

運輸省港湾技術研究所

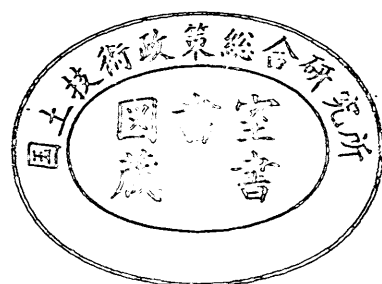
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

資料係
文獻複写
禁持出

VOL. 13 NO. 1 MAR. 1974

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第13巻 第1号 (Vol. 13, No. 1), 1974年3月 (Mar. 1974)

目 次 (CONTENTS)

1. 波浪の統計的性質に関する調査・解析……………合田良実・永井康平……………3
(Investigation of the Statistical Properties of Sea Waves with Field and Simulation Data……………Yoshimi GODA and Kohei NAGAI)
2. 海洋底における土質力学の問題……………中瀬明男…………… 39
(Geotechnical Problems of the Ocean Floor ……………Akio NAKASE)
3. ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第1報)
……………高橋邦夫・沢口正俊・善 功企・篠原邦彦・橋本光寿…………… 65
(Experiment and Study on Negative Skin Friction on Piles (1st Report)
……………Kunio TAKAHASHI, Masatoshi SAWAGUCHI, Koki ZEN,
Kunihiko SHINOHARA and Koji HASHIMOTO)
4. ポアソン到着待ち合せモデルの数表——埠頭の数および泊地規模の決定——
……………奥山育英・笹嶋 博・早藤能伸・中井典倫子…………… 87
(Table of Poisson Arrival Queueing Model—Optimum Number of Berths and
Optimum Anchorage Requirements——……………Yasuhide OKUYAMA,
Hiroshi SASAJIMA, Yoshinobu HAYAFUJI and Noriko NAKAI)

3. ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第1報)

高橋邦夫*・沢口正俊**・善 功企*・篠原邦彦*・橋本光寿*

要 旨

小型模型実験槽に粘土地盤を造成し、先端支持杭と摩擦杭を建て込んで、上載荷重により圧密を行いネガティブフリクション実験を行った。圧密終了時で、地盤沈下量、摩擦杭及び支持杭の杭頭沈下量は、それぞれ6 cm, 5mm, 1mm であり、ネガティブフリクションにより杭体に発生した軸方向応力は、支持杭、摩擦杭のいずれにおいても、最大値で約 5 kg/cm^2 であった。またその後行った杭の載荷試験・引抜試験によると、支持杭と摩擦杭の支持機構の違いが明らかに示されており、さらに、杭に働く周面摩擦力の上限は、全体的に見て地盤の粘着力を相当下回るという結果が得られた。

設計基準式により算定されるネガティブフリクションは、今回の実験結果に比べて約3倍と大きい値を示している。しかし、地盤の沈下により地盤強度が大きく変化する場合には、実際に作用するネガティブフリクションの値が、圧密前の地盤強度から算定した値を越える可能性も考えられる。Bjerrum 式によると、実験値の80%程度であり、危険側である。しかし、式に含まれる定数の修正により適当な値が算定されるであろう。ただし、以上2式では、先端支持杭を対象とし、中立点の考慮を行っていないが、先端地盤の強度によっては、中立点の考慮から、ネガティブフリクションの最大値の軽減が可能であると思われる。著者等の式では、沈下量・最大応力とも、実測値に対して大き目の値を算出している。しかし、必要な定数を得ることが困難ではあるが、ネガティブフリクションの現象を巧みに説明した式であると言える。

第7回と第8回の国際土質基礎工学会議を中心にして関連文献の紹介を行った。

* 土質部 基礎工研究室
** 土質部 基礎工研究室長

3. Experiment and Study on Negative Skin Friction on Piles

(1st Report)

Kunio TAKAHASHI*

Masatoshi SAWAGUCHI**

Koki ZEN*

Kunihiko SHINOHARA*

Koji HASHIMOTO*

Synopsis

To investigate the phenomena of negative skin friction, a small-size experiment was performed. Two end-bearing piles and two friction piles were driven into the compressible clay, and it was consolidated by a load on the ground surface. When the consolidation finished, the settlement of the soil surface and the pile-heads of the end-bearing piles and friction piles became 6cm, 1mm, 5mm, respectively, the maximum axial stress induced in the pile shafts due to negative skin friction was 5kg/cm². And by loading and pulling tests on each pile which were performed successively, some differences of bearing mechanics between end-bearing piles and friction piles were showed herein, and furthermore, the upper limit of skin friction acting on the pile surface was found to be smaller than the cohesion of the clay.

Negative skin friction calculated by current design criteria of port and harbour construction is about three times larger than the value obtained from the experiment. But, if the strength of ground soil much increases due to ground subsidence, negative skin friction practically acting on pile surface might perhaps exceed the value calculated from the strength of ground soil before consolidation. The value from the Bjerrum's method was 80% of the value from experiment. But more appropriate value would be obtained by correcting the constant contained in the equation. In these two equations which are above mentioned, the object is on a end-bearing pile and there is no consideration about a neutral point. If the bearing stratum is not so much hard, however, it seems to be possible to reduce the maximum value of negative skin friction. By the authors' method, large value was obtained compared with that from the experiment. And it is difficult to find the necessary constants to calculate, but the equation appears to explain the phenomena of negative skin friction reasonably.

The authors reviewed some reports discussing this phenomena in the Proceedings of 7th and 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering and other papers.

* Member of the Foundation Laboratory, Soils Division

** Chief of the Foundation Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	65
1. ま え が き	69
2. これまでの研究および現在の設計法	69
2.1 これまでの研究	69
2.2 現在の設計法	73
3. 実 験	73
3.1 実験装置	73
3.2 実験概要	74
3.3 実験結果	75
4. 考 察	81
4.1 ネガティブフリクションに関する考察	81
4.2 相対変位と摩擦力に関する考察	84
5. ま と め	84
6. あ と が き	85
参 考 文 献	85

1. ま え が き

一般に杭は先端抵抗と周面摩擦力とによって支持されているが、周面摩擦力のうちで一般に支持力として期待されているような、杭を持ち上げ支えようとする方向の力は正の摩擦力である。これに対して、逆に地盤の方が杭に対して下向きに変位する時、杭を地中に引きずり込むような力が杭周には伝達されている。これを負の周面摩擦力 (negative skin friction) と名づけている。

この負の周面摩擦力は、地盤が杭に対し相対的に下向きに変位する場合、すなわち、地盤の沈下に関連して発生する。従って粘土層の存在に対して注意せねばならない問題であるが、粘土層と砂層が互層になって両者ともに沈下するという場合には、粘土層は勿論、砂層からも負の周面摩擦力は働くものと考えられる。

杭はその支持機構の違いにより先端支持杭と摩擦杭とに分けられるが、先端支持杭においても、実際には摩擦力から杭の得ている支持力は非常に大きい。この大きな支持力が0となり、さらには、同程度の大きさの荷重として杭に伝えられるとすれば、これは重大な問題となる。しかも、現在杭は大口径化とともに長尺化の傾向をたどっており、これに工業用地下水の汲み上げによる地盤沈下に加わると、極めて大きなネガティブフリクションが結果することになる¹⁾。

ネガティブフリクションにより杭は沈下を生ずるが、これは摩擦杭であるか支持杭であるか、杭の剛性、また支持杭であれば先端支持地盤の剛性によって、様々の値をとることになる。勿論、ネガティブフリクションを発生させる原因である地盤の沈下量によっても大きな影響を受けるであろう。摩擦杭の場合には杭頭の沈下量は非常に大きなものとなり、支持杭の場合には、支持地盤に杭先端が貫入して不同沈下を引き起こしたり、支持層が十分な強度を持っていると杭が破壊することすらある。

これらの杭のネガティブフリクションについての諸問題に対して、今日まで現場観測による現象の把握と解析、及び理論的説明がいくつか試みられてきた。しかし実際の地盤の不均一性や長期間にわたる現場測定に伴う困難さのため、理論の検討材料に値するデータがあまり多くないと思われる。それ故、室内における模型実験として、より管理された地盤条件の確保と、精度高い測定データの取得が必要となる。

今回実施された杭のネガティブフリクションに関する模型実験は、引続き行われる予定の本実験に対する予備的知識を得る目的を有するものであるが、比較的頂当な

測定結果が得られたので、それに基づいて従来提案された杭のネガティブフリクションに関するいくつかの理論的研究についての検討を試みた。

2. これまでの研究および現在の設計法

2.1 これまでの研究

負の摩擦力に関する研究には、杭と周辺地盤との相対変位が0となる位置すなわち中立点を求めようとするものと、負の摩擦力の大きさを求めようとするものとの二つの方向がある。

前者の中立点位置の追求には、J. Ahu²⁾の考察がある。Ahuは任意の z_0 (中立点の深さ)に対応する地盤の沈下量曲線と杭の貫入量曲線とから中立点位置を求め、この点が杭軸方向の最大圧縮力を示す点であり、これに従って杭各部の応力、杭の沈下量を求めようとした。

また後者の負の摩擦力の大きさを求めようとするものは、さらに杭周地盤変形の力の平衡による推定法と、杭周面の土のせん断特性による推定法とに分れ、前者に属するものとしては、針生、Habib、白石、山肩・長岡、別所等の研究があり、後者には、建築基礎構造設計基準、Bjerrum、西田、Soderberg等の研究がある。これらについては、土質工学会編綱グイ研究委員会報告の綱グイ³⁾に詳しい解説がある。

ここでは、後に比較計算を実施するBjerrumの算法及び著者の一人が提案した方法について解説する。

Bjerrumの方法⁴⁾は、杭と粘土の間のせん断抵抗を有効応力によって表現したもので、次式により表わされる。

$$\tau_a = \sigma_h' \tan \varphi_a' = \sigma_v' \cdot K \tan \varphi_a' \quad (1)$$

τ_a ; 杭と粘土間のせん断抵抗

σ_h' ; 水平有効応力

σ_v' ; 鉛直有効応力

K ; 土圧係数

φ_a' ; 杭周面摩擦角

杭と土の間の付着力が杭に作用する水平有効応力に比例し、更に水平有効応力が鉛直有効応力に比例し、鉛直有効応力は杭の鉛直方向変位によりそれ程影響を受けないことを仮定している。そして実測の結果から $K \tan \varphi_a'$ を定数として、0.2をあてている。従ってこれはNorwayの海洋性粘土と鋼杭に対して適用できる経験的な値ということになり、彼らの実測値も、0.18~0.26の間にバラついている。これを日本の粘土に適用した場合、式の性格は満足されるとして、0.2という数値が変わってくる

ということは十分に考えられる。

著者の一人が提案した⁵⁾方法は、杭と粘土間の相対変位とそこに生じる杭周面摩擦力との間に弾塑性的な性格を仮定するもので、この弾塑性を表現する定数を用いて、杭にかかる力を地盤沈下量によって表わそうとするものである。式は複雑であるが、それらを図表化し、利

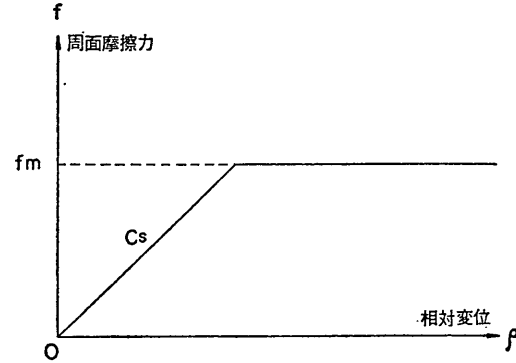


図-1 相対変位と周面摩擦力の関係 (沢口より, 1971)

用し易い形にしている。ここにそれらの式を掲げておく。

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

$$z_{ml} = \frac{C_s \rho_s \rho_0 L A' k + \psi f_m L^2 (C_s \rho_s - 2 f_m) - f_m \rho_s L A' k}{C_s \rho_s^2 A' k + 2 \psi f_m C_s \rho_s L} \quad (3)$$

$$\rho_3 = \frac{\rho_s}{L} z_{mu} - \frac{f_m}{C_s} - \rho_0 = \frac{\rho_s}{L} z_{ml} + \frac{f_m}{C_s} - \rho_0 \quad (4)$$

$$z \geq z_{mu} \text{ に対して} \quad \sigma_z = -\frac{\psi f_m}{A} (L - z) + \frac{W}{A} \quad (5)$$

$$z_{mu} > z > z_{ml} \text{ に対して} \quad \sigma_z = \frac{\psi C_s}{A} (z - z_{mu}) \left\{ \rho_0 - \frac{\rho_s}{2L} (z + z_{mu}) + \rho_3 \right\} + \frac{\psi f_m}{A} (L - z_{mu}) + \frac{W}{A} \quad (6)$$

$$z_{ml} \geq z \text{ に対して} \quad \sigma_z = \frac{\psi f_m}{A} (L + z - z_{mu} - z_{ml}) + \frac{W}{A} \quad (7)$$

$$\sigma_{z0} = -\frac{\psi f_m}{A} (L - z_{mu} - z_{ml}) + \frac{W}{A} \quad (8)$$

$$z_0 = \frac{L}{\rho_s} (\rho_0 + \rho_3) \quad (9)$$

$$\sigma_{z \max} = \frac{\psi f_m}{A} \left\{ \left(1 - \frac{\rho_0 + \rho_3}{\rho_s} \right) \times L + \frac{z_0 - z_{mu}}{2} \right\} + \frac{W}{A} \quad (10)$$

ここで記号の意味は次の通りである。

- A = 杭の純断面積
- A' = 杭の閉塞面積
- C_s = 杭と土の相対変位の定数
- f₀ = 杭頭に作用した荷重による初期周面摩擦
- f_m = 周面摩擦の最大値
- k = 地盤反力定数
- L = 杭の根入長
- W = 杭頭に作用する荷重
- z = 杭軸に沿った座標軸
- z_{mu} = 上部塑性域の最下点の座標
- z_{ml} = 下部塑性域の最上点の座標
- z₀ = 杭の中立点の座標
- ρ₀ = f₀/C_s
- ρ₃ = 杭先端の貫入
- σ_z = 杭中の圧縮応力
- σ_{z max} = 杭中の最大圧縮応力
- σ_{z0} = 杭先端の圧縮応力
- ψ = 杭の周長

数式自体は複雑であって意味はとりにくいが、この座標及び弾塑性領域の説明は図-2の通りである。z=0からz_{ml}までは正の摩擦力が最大値をとっており、塑性領域である。z=z_{ml}からz_{mu}までは弾性域で、z_{ml}と

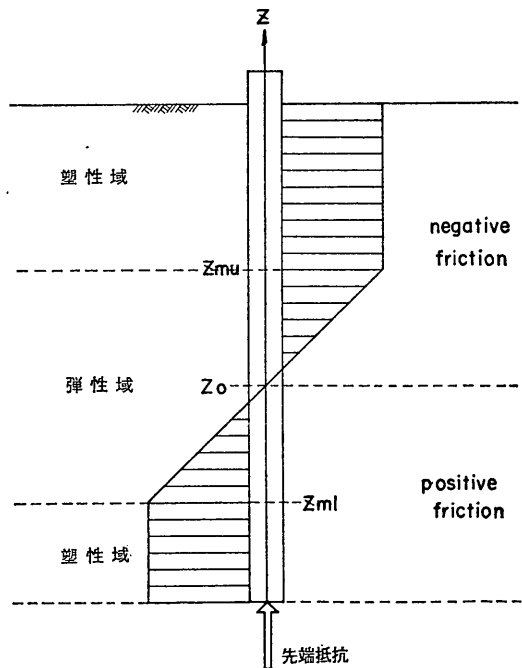


図-2 杭にかかる摩擦力分布

z_{00} の中点 z_0 で摩擦力は正から負となる。 $z=z_{00}$ から L まではネガティブフリクションが最大値をとり、塑性領域である。ここでは杭の収縮は無視し、地盤の沈下は深さ方向に直線的に減少するものとした。

上にあげた数式は、原式を修正したものであり、今回の実験では地盤が非常に軟かく、第1の仮定である地盤の弾塑性的性質に対し、摩擦力が最大値に達するに要する相対変位が極めて小さかったので、正の摩擦力の部分に関し、原式よりも上式の方が実情をよく表現していると考え、上のようにした。

その他最近では、第7回の国際土質基礎工学会議に4編のネガティブフリクション関係の発表がなされている。

Bjerrum 等⁶⁾によるものは、前に述べた Bjerrum のネガティブフリクション推定法を、現場実測データに適用するとともに、杭の表面に薄く瀝青材料を塗布することによりネガティブフリクションを消滅させるという実用上の方策を提案している。

遠藤等⁷⁾による発表は、参考文献3)に詳細に論じられている実験及びその解析と同一のものである。彼らは東京の地盤沈下地帯である江東地区に実験敷地を設け、実大の杭による実験を行った。試験杭は4本であり、全て鋼管杭で、開端の鉛直支持杭、閉端の鉛直支持杭、閉端の鉛直摩擦杭、閉端の支持杭で斜杭のそれぞれにつき、杭体歪、杭体に加わる土圧、間隙水圧、杭先端部の沈下量を、また別途に周辺地盤の各深さ別沈下量、間隙水圧を2年にわたって測定し、比較・検討し解析を加えている。

Fellenius 等⁸⁾は、杭体に生ずる軸力と曲げモーメントを正確に測定できる pile-force-gauge を開発し、これを装備したプレキャストコンクリート杭により実大実験を行っている。第7回の土質基礎工学会に発表されたものは、最初5ヶ月の測定結果を、地盤状況、杭のタイプ、打ち込みデータ、方法とともに述べたものである。彼等の実験プログラムは2段階に分けられており、第1段階では打ち込みとそれに続く再圧密の影響を対象とし、第2段階では杭頭に荷重をかけ、これの影響を対象として研究している。現在まででは、第1段階495日と第2段階805日までの結果が明らかにされている⁹⁾。この間最初の28ヶ月の結果については参考文献10)に詳細な報告がなされている。彼等が第1段階で対象としているのは、杭の打ち込みにより乱された地盤の再圧密の影響であり、盛土等による地盤全体の圧密沈下ではない。従って杭と周辺地盤との相対変位は極めてわずかなもの

であり、深さ40mでの杭の軸力増加が15t/年であったのに対して対応する沈下は年に2~3mmであり、20m以上の深部では、測定範囲1mmの計測器で測定不可能であったことを述べている。

Poulos 等¹¹⁾は、剛な地盤上の圧密粘土層中に打設された先端支持杭に生ずるネガティブフリクションの大きさと分布に関する解析を行った。条件を圧縮性円形単杭、支持地盤は剛で、周辺地盤は等方性の一様弾性材料とし、弾性理論を用いて地表面沈下量とネガティブフリクションの関係を求めている。その際、Mindlin の方程式の積分により得られる influence factor を用いるのであるが、これを杭長と杭径の比 L/d 、及び杭の剛性 K の広い範囲の値に対して与えている。さらに進んで、杭と土の間に降伏をもたらすに十分な程地表面が沈下する場合にまで、弾性解析を拡張している。

その他ネガティブフリクションの解析法として、H.B. Poorooshasb, L.K. Walker, B. Mazurkiewicz 等がそれぞれ提案している。

H.B. Poorooshasb¹²⁾は計算の基礎となる変位地盤の表現に杭からの距離による関数と、深さによる関数の積を用い、変数分離を可能にしている。時間はいずれの関数にも入れられており考慮されているが、ただしこのような変数分離を行ったために、任意の時間、任意の地点での沈下状況が十分に離れた地点での沈下状況と相似、すなわち定数倍となっている。また、杭の存在が間隙水圧の消散に影響を与えないことが仮定されている。これらの仮定を除けばこの解析は厳密であるが、結果は極めて複雑な形をしており、無限級数と第2種の修正 Bessel 関数を含んでいる。従ってこれを実際に使用するためには、整理された図表化が成されなければならない。但し彼はその論文の中で、この考え方は土質力学の初期値問題及び境界値問題に、一般的に適用されるものであるとしている。

L.K. Walker¹³⁾は、それまでの研究を収集・整理し、検討した上で、有限要素法による算定法を提案している。土のせん断応力せん断ひずみ関係を仮定し、繰返し計算により、境界値問題として解こうとするものであるが、前に述べた Poulos あるいは Poorooshasb の方法を検討しながら述べている。そしてこの方法により得られた解が、すでに発表されているデータに一致したことを報告している。

B. Mazurkiewicz¹⁴⁾は、一本の杭に対する影響範囲を仮定し、ネガティブフリクション及び地表面の一様上載荷重によって生ずる杭の軸力を、力の釣り合いを表わす

微分方程式から求めている。そしてこれを用いて一般の沈下量算定式から沈下量を求めるのであるが、その際彼は、杭先端荷重による杭先端以下の土の弾性変位、杭体の摩擦力による杭先端以下の土の弾性変位、杭先端荷重による杭の弾性収縮、杭体の摩擦力による杭の弾性収縮の4つの原因による沈下量の和として、杭頭の沈下量を算出している。

現場の実測データの報告は、M. Bozozuk が行っている。Quebec 自動車道の工事において使用された先端支持杭と摩擦杭の両方について、計測装置を施した杭の圧縮データと共に、周辺地盤の沈下量、間隙水圧の測定データを報告し、解説を加えている。まず先端支持杭¹⁵⁾では、径1m長さ82mの鉄筋コンクリート杭であり、許容荷重2,000tのうち、ネガティブフリクションを支えるために1,200が当てられた。しかしこの測定は、コンクリートの膨張が起ったり、またコンクリート杭の変形係数の決定が困難である等の理由により、うまく行かなかったようである。しかし、ほぼ予想した値を測定している。摩擦杭¹⁶⁾は鋼管杭であり、十分な測定が行われたようである。地表面下82mに岩盤があり、9mの盛土の中心に長さ49mの杭が打設されて以来、6年間の地盤沈下量が53cmとなり、上半分がネガティブフリクション、下半分がポジティブフリクションで、杭頭から22mの中立点で最大圧縮力は140tであったことが報告されている。さらに、杭に働く摩擦力は杭表面に作用する水平有効応力に関係すること、またその単位摩擦力は原位置せん断強度とは関係なく、排水せん断強度にまで達すると述べている。

C.B. Crawford¹⁷⁾は、先端支持杭及び摩擦杭に作用するネガティブフリクションについて、その性質・分布等を、簡明に図解説明している。

また、Proc. 4th Panam. Conf. on S.M.F.E.¹⁸⁾の中には、構造物の許容沈下量についての discussion でネガティブフリクションの問題が取り上げられている。

最後に、1973年の8月に行われた、第8回の国際土質基礎工学会議に発表された報告の中で、ネガティブフリクションに関したものについて、簡単に紹介する。

L.K. Walker と P. LeP. Darvall の有限要素法を用いた解析は、すでに紹介したが、彼等は続いて実験を行い、いくつかの結論を得ている¹⁹⁾。彼等の実験は、瀝青材料で被覆したものとししないものの2本の杭の周囲地盤に、上載盛土を行い、杭及び地盤の沈下、さらに間隙水圧を測定したものであるが、その結果、瀝青材料で被覆しない杭には、わずかの地盤沈下でも大きなネガティブ

フリクションが働くこと、それに比べて被覆をした杭では、瀝青材料がすべり層として働くためにネガティブフリクションが非常に小さいこと、ネガティブフリクションは有効応力よりもむしろ地盤沈下の関数であること、土に対して適当な構成方程式を仮定することにより、有限要素法を用いた解析からネガティブフリクションが、正確に算定されることを結論している。ネガティブフリクションが有効応力ではなくて、地盤沈下の関数であるとの結論は、Bjerrum の理論を否定するものであるが、Walker 等は、盛土終了後間隙水圧が変化しないにもかかわらず、地盤沈下が進み、ネガティブフリクションが増大している事実から、このように結論している。

W.J. Heijnen と P. Lubking²⁰⁾は、圧縮性の土層中に打設された杭について、80日間にわたって測定した曲げモーメント、ネガティブフリクション、たわみ、土圧の結果を報告している。それによれば、杭には打設直後からネガティブフリクションによる大きな荷重が発生し、さらに、打設中には、大きな初期曲げモーメントが発生する。そして近傍の杭が打設されると、曲げモーメントが大きく変化する間に、ネガティブフリクションによる荷重はさらに増大し、両者とも最大値は、80日の時点を越えた時間経過の後に達する傾向があるとしている。また、杭打ちによって生じた曲げモーメントを、減少させるような杭頭変位が起ったことを報告している。

D. Resendiz と G. Auvinet²¹⁾は、ネガティブフリクションを受ける杭基礎の鉛直変位を解析する方法を提案している。まず、杭、土及び基礎の下部構造の間の相互作用について論じ、これによって、この三者間での境界の応力を決定する。次に、このようにして得た境界条件によって Mindlin の解を積分して、土中応力を求め、今度は、この土中応力を用いて、基礎とその周辺の圧密沈下量を計算しようとするものである。なお、さらに Resendiz 等は、境界の応力から土中応力を求めるための図表を作製している。

Torstensson²²⁾は、摩擦杭を伴ったラフト基礎に支持された建物の沈下観測を行い、興味深い結果を示している。杭は長さ15mの木杭であり、これが430本、深さ35mの軟い高塑性の正規圧密粘土地盤中に打設された。中心間隔1.3mの群杭として取り扱っているが、まず、打設により乱された杭間の土は、再圧密をして、杭の上部2/3にネガティブフリクションを引き起こすが、逆にネガティブフリクションは、この部分が再圧縮することを妨げ、建物の沈下の主な原因は、杭の下部1/3の攪乱土の圧縮であるとしている。従って、摩擦杭群は、杭長の上部

2/3 の unit として働くことを結論している。その他、杭打ちによる heaving の体積が、打ち込まれた全杭体積の40%であったこと、その後掘削時には、杭に妨げられて heaving が少かったこと、掘削された土重量と建物重量とがほぼ等しいにもかかわらず、基礎は、土の攪乱のため、時間的に遅れた沈下を引き起こしたことを観測している。なお最後の、近隣に建設された杭を伴わないラフト基礎の同様な建物の沈下量が、彼の扱ったものの2倍であったとの報告が、彼の考え方を正当化している。

O.S. Gregerson, G. Aas, E. Dibiagio²³⁾ は、一様で非常にゆるい砂層中に打設されたプレキャストコンクリート杭に、載荷試験を行った。この中で、打設後杭中にはかなりのネガティブフリクションが残ったことを報告している。

C. Van Der Veen と E. Horvat²⁴⁾ は、不等沈下を嫌う建物の杭基礎について、沈下測定と幾つかの杭に対する載荷試験を行った。その結果、杭の配置、杭間距離によって異ってくるネガティブフリクションを無視しうる値とするために、杭の上部に厚さ1cmの瀝青被覆を施し、よい結果を得たこと、群杭としての沈下量は、同じだけの荷重が単杭にかかったとした場合の約2倍であったこと等を報告している。

2.2 現在の設計法

a) 建築鋼くい基礎設計施工基準同解説²⁵⁾

長期許容支持力を検討する際に、長期杭荷重とネガティブフリクションとを、先端支持力でもたせ、ネガティブフリクションは、圧密層中の杭の周面積と平均摩擦力の積で表わされるとしている。また、砂層と互層になっている場合、群杭として考えた場合についても、考察されている。

b) 港湾構造物設計基準²⁶⁾

これには杭の軸方向許容支持力を算定するにあたって考慮する項目の一つに負の周面摩擦を上げ、負の周面摩擦の検討なる項で、「支持グイが圧密を生ずる危険のある地盤を貫いている場合は、軸方向許容支持力を求めるにあたって周面摩擦の影響を考慮しなければならない。」としている。また解説として、前に述べた建築鋼くい基礎設計施工基準同解説と同様の内容を掲げ、算定された負の周面摩擦の値と先端支持力とを軸方向許容支持力に結びつけている。

c) 道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇²⁷⁾

「1本のくいの許容支持力に加わる制限」という項目の中に、負の周面摩擦荷重という一項を設け、前2例と

同様の解説を加えている。

これらの設計基準によるネガティブフリクションの算定法はどれも同じであり、港湾構造物設計基準によれば次式ようになる。

$$R_{nf\max} = \psi L_2 \bar{f}_s \quad (11)$$

ここで、 $R_{nf\max}$; 負の周面摩擦の最大値

ψ ; 杭の周長

L_2 ; 杭が圧密層中にある長さ

\bar{f}_s ; 圧密層中における平均周面摩擦強度

この式に従えば、粘性土の場合、 \bar{f}_s として $qu/2$ をとることになる。すなわち、平均的な粘着力が全周にわたって完全に働くことになり、この粘着力として圧密終了後のものを考えるとすれば、ネガティブフリクションが絶対に越えることのできない安全な値である。しかし上記三例の基準とも、杭の周長と杭が圧密層中にある長さの積に、原地盤の平均的粘着力を乗じた値をもって、ネガティブフリクションの最大値と規定している。

また「鋼グイ」によれば、支持杭・摩擦杭にかかわらず、根入長の上から73~78%の位置に中立点が現われるとしており、中立点より深い部分では正の摩擦力が働いていることになる。更に中立点が存在する以上、その近傍では相対変位も小さく、摩擦力も十分に発揮されないと考えるのは自然であろう。以上の2点から、上に述べた設計基準による値は、その程度は明らかでないが、かなり安全側にあることは確実と思われる。

ただし、後に考察するように、基準となる地盤強度の取り方如何によっては、危険となる可能性もないではない。

3. 実 験

3.1 実験装置

用いた実験槽は図-3に示すような容器であり、底面には排水口を設けてある。

実験地盤は最下層に5cmの厚さで砂を敷き、その上に繰り返して含水比一定とした粘土を約60cmの厚さに置き、1年以上静置した。表面の含水比は約140%、粘土表面レベル調整及び粘土層厚調整のために取り除いた表層部10cm程度の含水比は135%程度であった。そして、粘土層厚を50cmとした後、その上に3cmの厚さで砂を敷き両面排水の撥構とした。なお、ここに用いた粘土は、横浜港本牧沖にて採取したもので、これを練り返すとともに貝殻、砂利等の不純物を取り除き調整したものである。

模型杭は図-4に示すようなパイプ杭で、外径4.8cm、長さ60cmで、肉厚は3mmである。これの内側に12枚

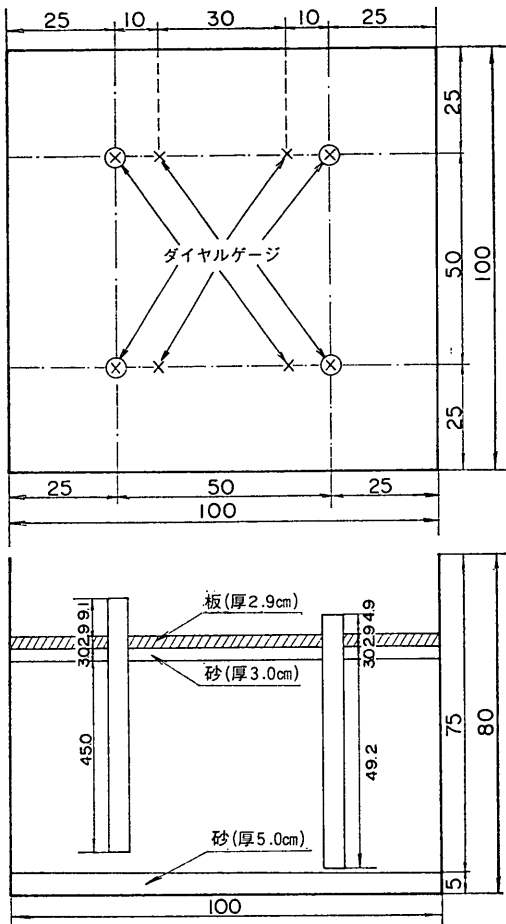


図-3 実験槽及び実験地盤(単位 cm)

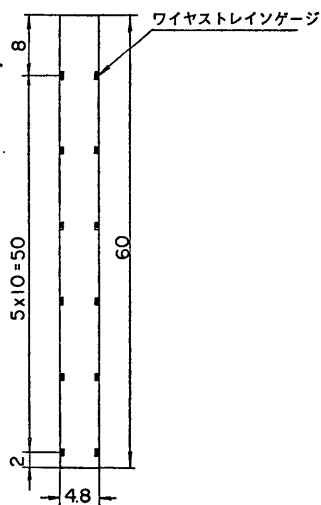


図-4 模型杭 (単位cm)

のワイヤストレインゲージが対称の位置に貼付されており、6点の杭軸歪が測定できる。測定法は、パイプ同じ深さにある2つのワイヤストレインゲージを直列に結び240Ωとして、1ゲージ法とした。こうすることにより、曲げ歪を消去し、軸方向の収縮・伸長のみを取り出すことができる。この模型杭の材質は、硬質塩化ビニールであり、ヤング率は後に行った検定試験の結果、平均で $4.4 \times 10^4 \text{kg/cm}^2$ であった。これには、ワイヤストレインゲージから取り出したリード線がパイプの内壁に貼り付けてあるためのバラつきがある。また硬質塩化ビニールを用いた理由は、鋼材等ヤング率の大きい材質では、小さな模型実験であるために大きな歪量の期待できない今回の実験では、ネガティブフリクションによる杭軸歪が過小になってしまうからである。この結果硬質塩化ビニールを用いた今回の模型杭は、手に持ったり、立てたりするだけで、明らかな変化が認められる程、敏感なものとなった。

杭は閉端とし、支持杭と摩擦杭の差が明確に出ることを期した。

3.2 実験概要

まず軟弱な粘土の中に、前述の杭4本を鉛直に押し込んだ。4本のうち2本(Pile No. 1, No. 4)は、下に厚さ5cmで敷いた砂まで達している先端支持杭であり、残りの2本(Pile No. 5, No. 6)は、砂層の上5cmで止まっている摩擦杭である。

次に最上層の砂の上に、杭の部分だけ穴を開けた板を表面全体を被うように置き、この上に木枠を組んで、更にその上に重錘を荷重として載せた。この際の状況は写真-1及び写真-2に示す通りである。載せた荷重は1t、粘土槽の断面積は1m²であるので、1t/m²、または0.1kg/cm²が圧密荷重としてかかったことになる。こうして両面排水の圧密を行い、3ヶ月以上の長期にわたって、1日1回の測定を続けた。

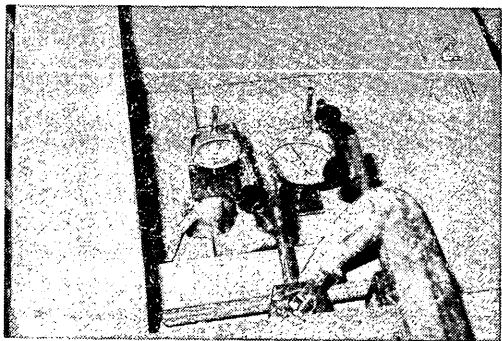


写真-1

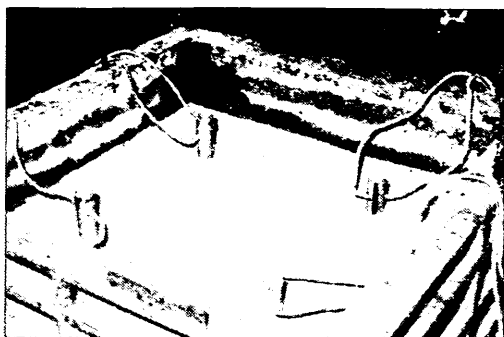


写真-2

これによって得られたデータは、ダイヤルゲージ測定による地盤沈下量と杭頭沈下量、及びワイヤストレインゲージ測定による杭の軸方向歪である。

また、ネガティブフリクション実験が終了後に、荷重を取り除いてから、杭の荷重試験及び引き抜き試験を行った。これは測定が短期であるため、データが正確であり、また周面摩擦という点で似かよった現象を含んでいるため、非常に示唆深い結果が得られた。

その後、杭を引き抜き取り出して、圧縮側荷重により用いたパイプ杭の検定試験を行った。

最後に、杭の引き抜きにより乱されていない部分を選んで、含水比測定とともに、小型ベーン試験機による地盤の強度試験を行った。測定点数は、平面的に4ヶ所、深さ方向には、それぞれ6点である。

3.3 実験結果

3ヶ月にわたって測定した地盤沈下量と杭頭沈下量のカーブを図-5に示す。地盤沈下量は、図-3に示した4点の値を平均したものである。杭頭沈下量曲線で、2日目に不連続な点があるのは、地盤沈下がこの点まで進んだ時に、重錘を載せるために組んだ木枠に具合の悪いところが生じ、一旦荷重を除いて木枠を組み直したためである。しかし、できる限り迅速に行ったため、地盤沈下量曲線はうまく連続的となった。地盤沈下には影響のない処理であったにもかかわらず、杭頭沈下量曲線には不連続な部分ができただけで、すなわちネガティブフリクションには影響を与えてしまったことから、その微妙な性格をうかがうことができる。

地盤の沈下量を示した曲線からわかるように、10~20日程度で一次圧密は終わっており、杭頭沈下量もスケールが1桁違って示されているが、殆んど同様の曲線形状を示して、沈下している。20日前後で見ると、地盤沈下量

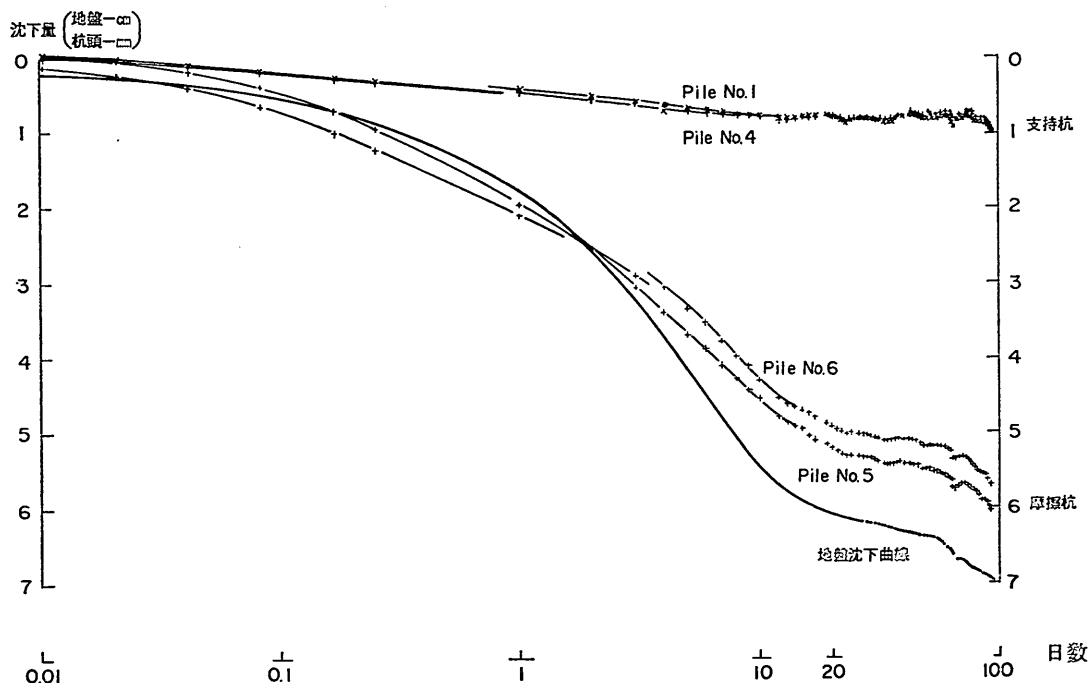


図-5 地盤沈下量と杭頭沈下量

が約6cmで、杭頭沈下量は先端支持杭で約0.09cm、摩擦杭で約0.5cmとなっている。先端支持杭の場合、沈下量が小さいのは当然であるが、摩擦杭の方で沈下量が、地盤沈下量の1/12というのは、予想よりもかなり小さかった。

図-6に、杭軸歪の時間変化の一例（Pile No. 5, 摩擦杭）を、沈下量カーブと同じ時間スケールで示す。安定しないグラフとなったが、これを図-5と合わせて考えると、沈下が進むにつれて杭軸歪も段々大きくなり、一次圧密が終ろうとするあたりで、杭軸歪は最大となっている。その後、Gage No. 1とGage No. 3では減ってきているが、Gage No. 5では増加し続けている。このあたりまで沈下が進んでいる時点では、この杭の場合、すでにGage No. 5は、地表面より上に出ているはずであり、データに問題がある。しかし、次の図-7を見ればわかるように、20日を過ぎる頃以降のデータは、殆んど使用に耐えないものであり、一次圧密が終り、二次圧密の段階でネガティブフリクションがどのような性質を示すかという問題については、このデータからは明らかにし

難い。しかし、一般に問題とされているような、盛土による圧密沈下、あるいは地下水位の低下等により発生する程度のネガティブフリクションの問題については、このデータで、一次圧密終了までを対象として解析すれば、一応、十分であると思われる。

このように歪測定精度が悪かったのは、杭材として硬質塩化ビニールを用いたことによると考えられる。前にも述べたように、歪の値を大きくするために、ヤング率の小さな材料を用いた訳であるが、塩化ビニールは熱の不良導体であるために、ワイヤストレインゲージの部分に熱がたまってしまい、ストレインメータの読みが不安定となってしまった。ワイヤストレインゲージは抵抗線であり、測定時には電流が流れるために、熱が発生し、鋼材等であれば直ちに拡散してしまうこの熱が、塩化ビニールの熱不良導性の故にたまってしまい、歪データをこのように不安定なものとしたのである。その他、パイプ杭は水密を期したが、施工上無理があり、内部に水がはいったという事態も、想像に難くない。このためワイヤストレインゲージは、コーティングを施してあ

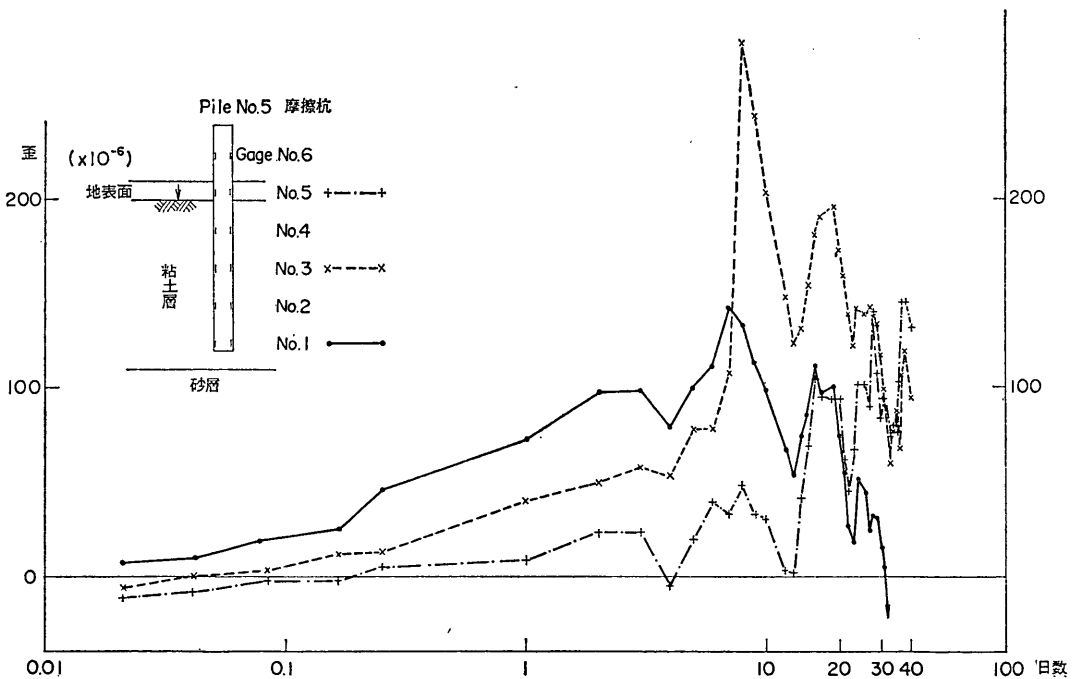


図-6 杭の軸方向歪

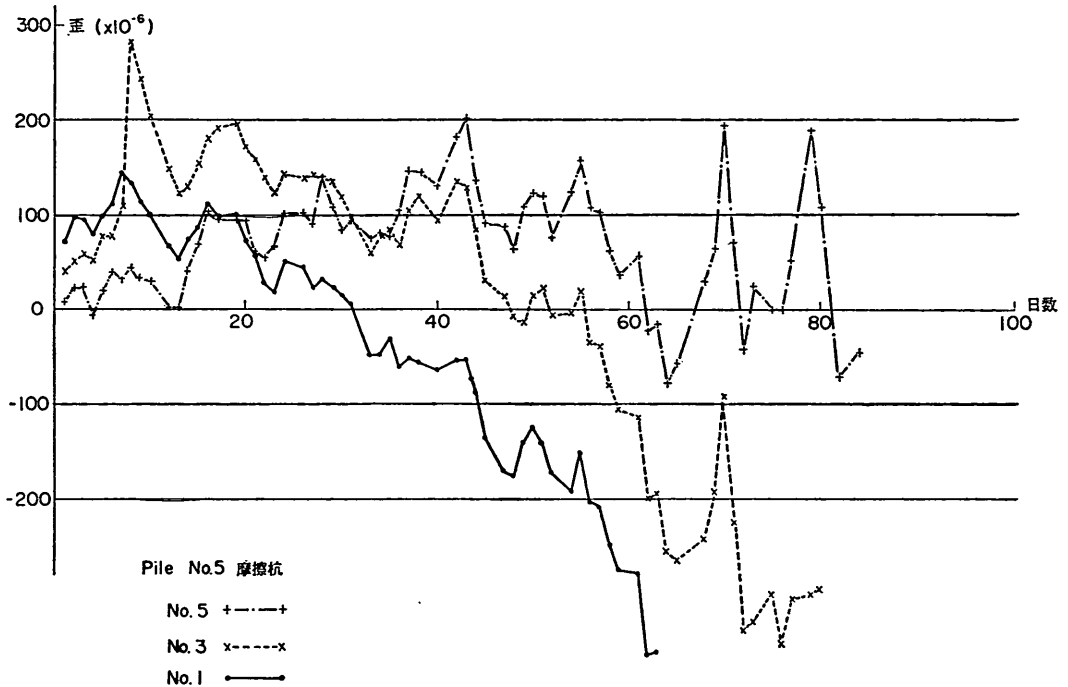


図-7 杭の軸方向歪

り、耐水性にはなっているが、水浸状態となればそれでも絶縁が低下し、測定に耐えなくなったことも考えられる。Gage No. 6 は、いずれの杭においても地上突出部に位置しているもので、本来ならば 0 を示すはずであり、摩擦杭の場合には、Gage No. 5 も沈下が進むにつれて、地中から出ているはずであって、0 とならねばならない。しかるに、0 とならないのみならず、摩擦杭において、Gage No. 5 と Gage No. 6 とでも、値は異っており、修正の根拠を得ることは困難なので、このまま解析することとした。

一本当たり 6 点の杭軸歪から、杭体に発生している軸応力が算出できる訳であるが、これについては、予期したようなカーブが得られなかったため、グラフは省略する。ただ、0 点のドリフト、測定値の滑らかな連なり等を適当に考慮して得た、20 日目の時点での軸力分布を、図-14 に実線で示す。図中、P1 と P4 は支持杭であり、P5 と P6 は摩擦杭である。支持杭については、先端に向かって軸力が増大しており、中立点はでていないが、杭の先端 2 cm は歪ゲージのない区間なので、この区間に中立点が存在したかどうかは明らかでない。摩擦杭で

は、P6 は支持杭と全く同じ形状を示しているが、P5 には、明らかな中立点が認められる。

次に載荷試験・引抜試験を行った。いずれの場合も、最大荷重は 30 kg 程度としたが、摩擦杭の降伏荷重は 20 kg 前後であり、支持杭の場合には 30 kg まででは降伏荷重が認められなかった。

図-8~11 に、載荷試験・引抜試験の結果を示す。軸力は、この杭について後に行った検定試験から、各断面での圧縮に対する剛性(ヤング率×断面積)を求め、歪にこれに乗じて求めた。従って、軸力と歪の分布は殆んど同じである。周面摩擦力は、軸力の微分を杭の周長で割ることにより求められる。沈下量は、ダイヤルゲージによって得た杭頭沈下量を初期値とし、歪を積分して得られる。積分は台形公式を用い、微分は差をとって中点の値としたのであるが、図に見る通り、微分の精度は余りよくない。しかし、ある程度の傾向はつかめるであろう。

軸力について見れば、この時には圧密が終っており、Gage No. 5 と Gage No. 6 とは地上に出ているはずであって、軸力はこの 2 点で上載荷重に一致するはずであ

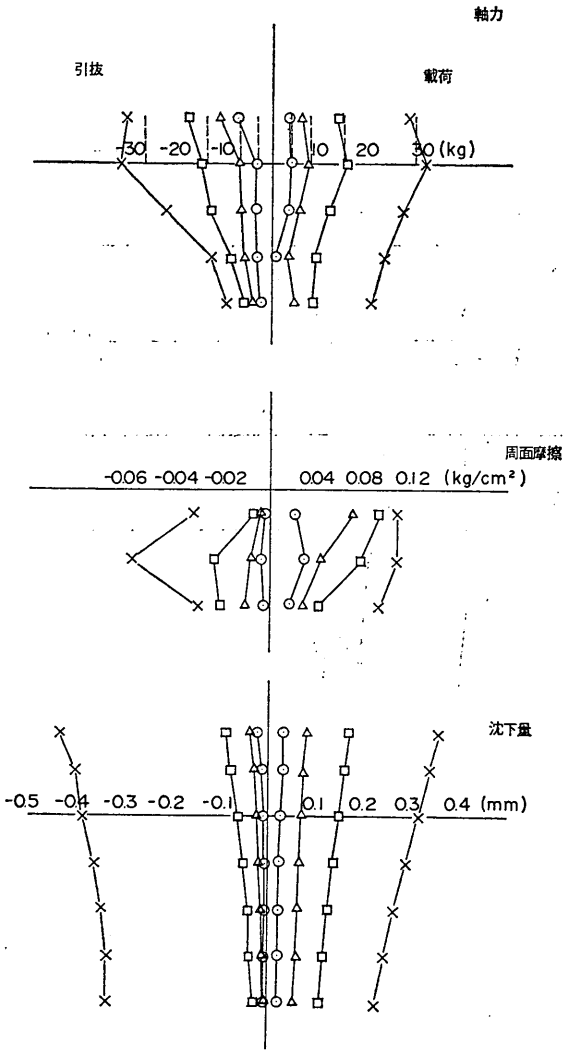


図-8 軸力、周面摩擦及び沈下量の分布(支持杭No. 1)

る。しかし、図に見る通り誤差を生じており、このように、明らかに修正すべきものは適宜修正した。Pile No. 1 と、Pile No. 4 では、No. 1 の Gage が死んでしまって、値が得られていない。

摩擦杭の場合には軸力分布形状が同じであり、支持杭でも引抜の場合には同様の分布形をしているのに対して支持杭の載荷の場合には明らかな違いが認められる。深さに対して軸力の変化が小さいのは、上載荷重が周面摩擦で受けもたれる前に先端支持力で支えられ、軸力すな

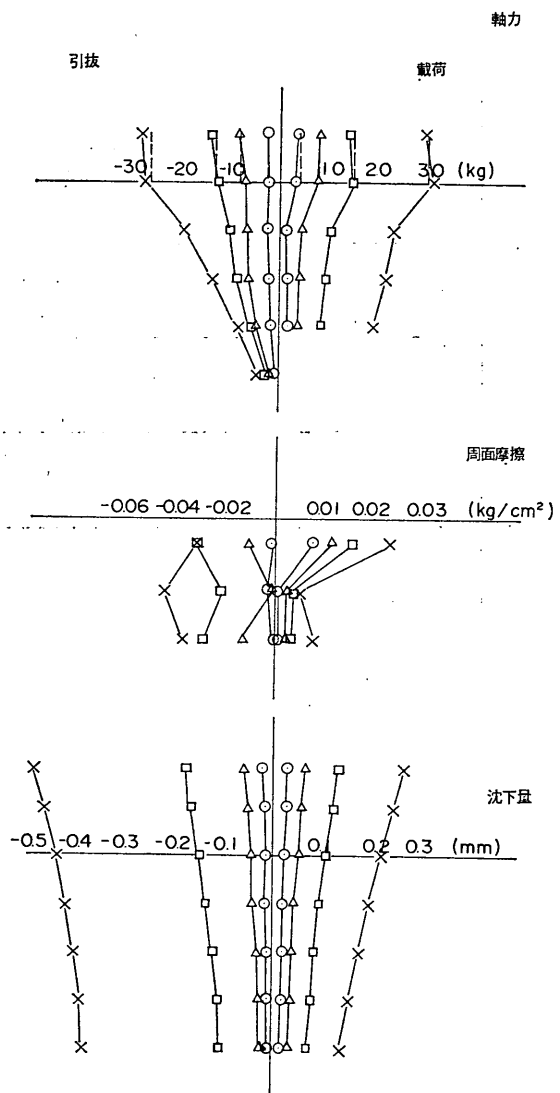


図-9 軸力、周面摩擦及び沈下量の分布(支持杭No. 4)

わち軸歪が一定に近くなるのであろう。

周面摩擦力分布では、微分演算がはいっているために精度が更に悪くなっているが、一応の傾向は読みとれる。地表面付近では、引抜と載荷の間の違いが見られる。すなわち、引抜では地表面で0となるような傾向を示しているのに対し、載荷では地表面でもある程度の値を持っている。地表面近くでは、引抜に対して粘土のたわみが自由であるのに対し、載荷では粘土のたわみが連続した粘土地盤によって抑えられるためにこのような結果

ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第1報)

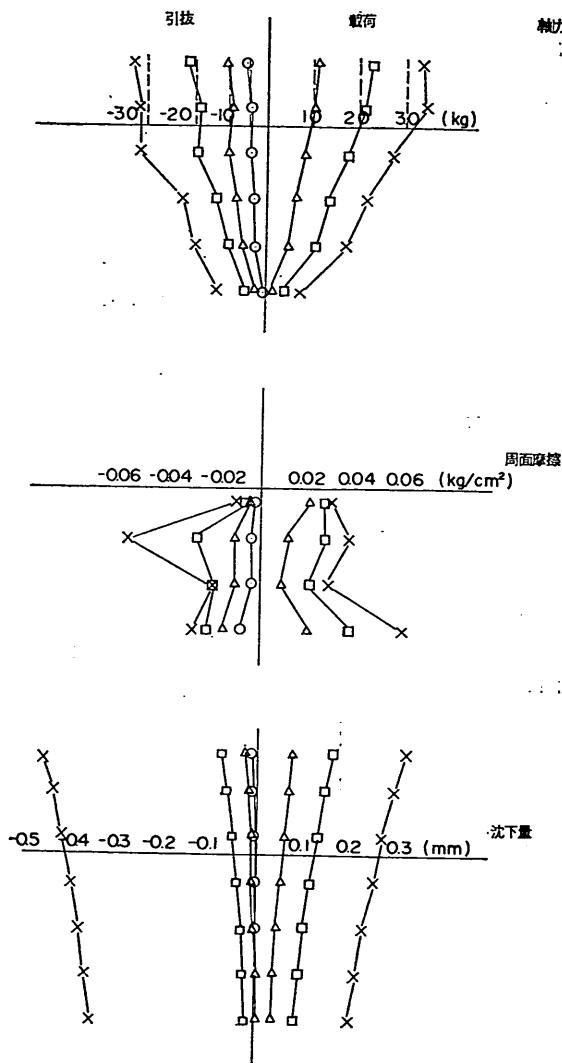


図-10 軸力、周面摩擦及び沈下量の分布(摩擦杭No. 5)

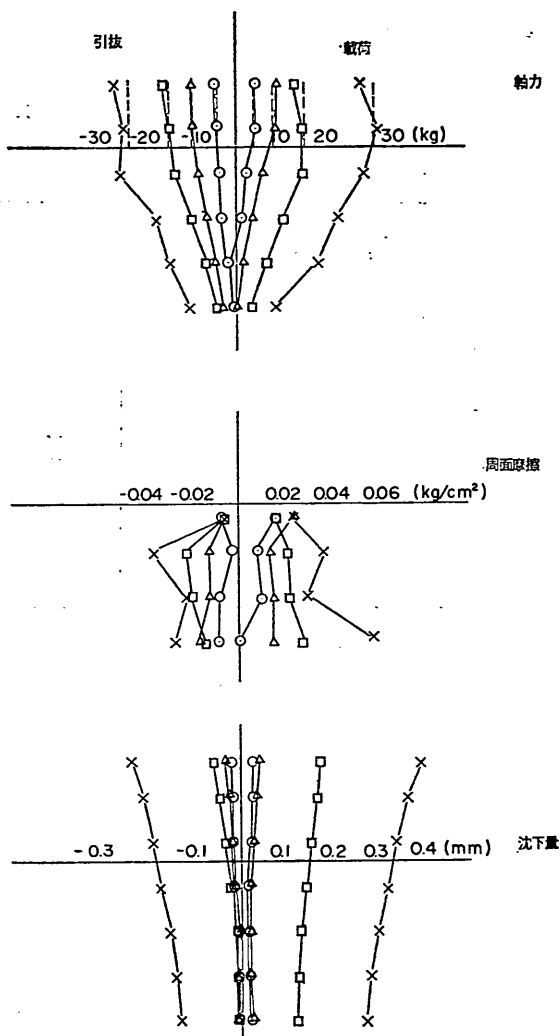


図-11 軸力、周面摩擦及び沈下量の分布(摩擦杭No. 6)

がでたものと考えられる。また、杭中央部より一寸下で、これは粘土層全体ではほぼ中央となるのであるが、この付近に周面摩擦力の小さい部分があるが、これは圧密による粘土層の強度分布に一致している。図-13に示されているように、両面排水の圧密であったため、粘土地盤はほぼ中央付近で粘着力が最も弱くなっている。

沈下量については、積分演算であるので、美しく連続した曲線が得られている。これは各点の沈下量を図示したものであるので、従って杭先端の値は、先端貫入量となる。この曲線の傾きが杭の収縮を示しており、あまり

明らかではないが、支持杭に大きい傾きの傾向が見られる。杭が短いために違いが明瞭に見えないのであって、長くなるに従って明らかとなる。また、前に述べたことと関連して、引抜試験及び摩擦杭の載荷試験では地表部から杭先端に向かって軸歪が非常に小さくなっているが、このために、沈下量分布においては、曲線がたわんでいる。これに対して、支持杭の載荷では軸歪が深度方向にそれ程小さくならないので、沈下量も直線的となっている。しかし、杭頭と杭先端での沈下量の差は、支持杭の載荷試験が大きいという事実は前述の通りである。

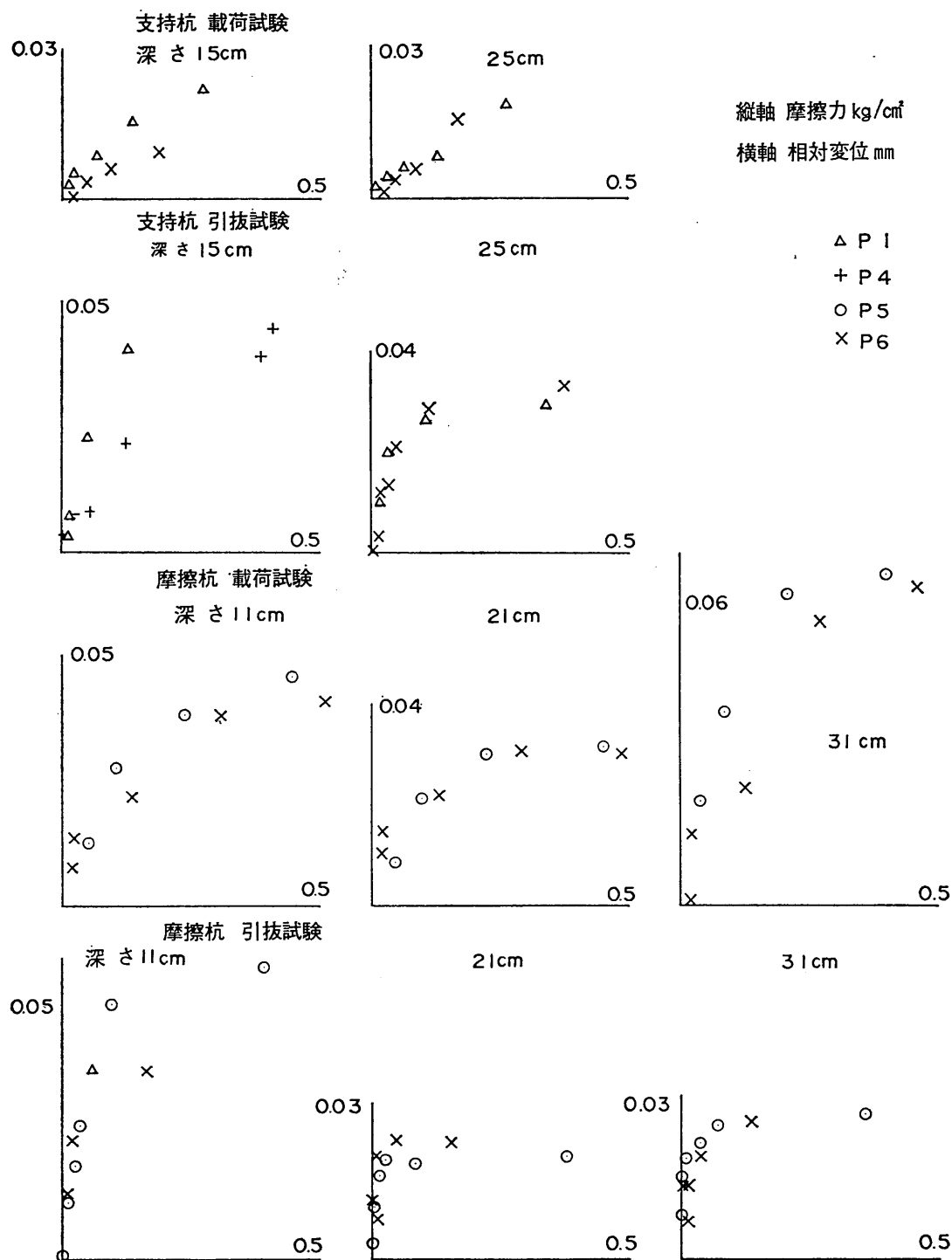


図-12 相対変位と摩擦力の関係

ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第1報)

更にこれをまとめると、杭と粘土の間の相対変位と摩擦力、すなわちせん断力の関係が得られる。これを図-12に示す。直接得られたデータから、かなり複雑な操作を経ているにもかかわらず、案外にまとまったものとなっている。これらの曲線に認められる点は、摩擦力の最大値がかなり正確にフラットな状態であること、その最大値に至るまでの相対変位がかなり微小な量であること、等である。

また、前に周面摩擦力の深さ方向分布 (図-8~11) で見たように、周面摩擦力の大きさが粘着力の大きさと符号した傾向を示したにもかかわらず、この相対変位と摩擦力の関係では、深さの違い、また支持杭か摩擦杭か、載荷か引抜かの違いによって全く異った摩擦力の最大値を示している。せん断力は相対変位と粘着力に主に左右されると思われるが、粘着力との関係をこれだけのデータから明らかにするのは困難である。ただ、ここに得られたデータはどれも、粘着力の値と比較して40~80%程度の値となっている。

支持杭の載荷側では、理由は明らかでないが、他と相違して、相対変位に対して摩擦力が同じ傾きを保って増

大している。深さ、杭の支持機構及び載荷か引抜かの区別をすれば、2本の杭(No.1とNo.4, No.5とNo.6)については、ほぼ同じ値を示しているのは、これらのグラフがある程度の精度を持っていることを物語るものと考える。

摩擦力の最大値については、この地盤の粘着力が図-13からもわかるようにほぼ 0.08kg/cm^2 であるのに対して、これらのうちでも大きいものは $0.06\sim 0.07\text{kg/cm}^2$ に達していることから、摩擦力は最大で粘着力と等しい値を持つという設計基準の考え方は、正しいことが推測される。

実験終了後の地盤状態を 図-13に示す。ネガティブフリクション実験を終了し、載荷試験・引抜試験を行った後に、この地盤試験を行うまでには多少の時間が経っているので、地表面の付近では乾燥がかなり進んだものと考えられる。実験地盤の深いところよりも地表面部分で含水比が小さく、ベーン試験により求めた粘着力が大きくなっているのはこのためと思われ、地表面付近の強度を考える際には若干の割引をして考えるべきである。

4. 考 察

4.1 ネガティブフリクションに関する考察

前に説明した、設計基準の方法、Bjerrum の方法、著者等の方法により実験結果を検討し、またこれら算定法の含んでいる性格・問題点を考察してみる。今回の実験によって得られた値は図-14に示す通りである。

まず設計基準式の場合、値は(11)式によって得られて、支持杭の先端軸力として 14.5kg/cm^2 である。この計算法は最大値にのみ言及しているのであって、その他の部分すなわち地表面から先端に至る途中の部分の考慮していないのであるが、杭の全長・全周に対して粘着力の値と同じ周面摩擦力が働くという考え方をを用いて、杭各部に加わる摩擦力を図示すると図-14の通りである。この図からわかるように、設計基準により計算された最大値は明らかに大きすぎる。しかし、摩擦杭である Pile No. 5 の上部と設計基準式による図中の直線とが一致していることは、この付近に粘着力が完全に働いたことを表わしている。これは、粘土と杭が十分に密着し、その間の相対変位も十分な場合には、周面摩擦は最大で地盤の粘着力の値に一致することを裏付けていると考えられる。ただし、設計基準式によりネガティブフリクションを算定すれば、大きすぎることは確実であり、その原因は上で見たように周面摩擦を粘着力により置きかえたことによるのではなく、前にも述べたように中立点の存在によ

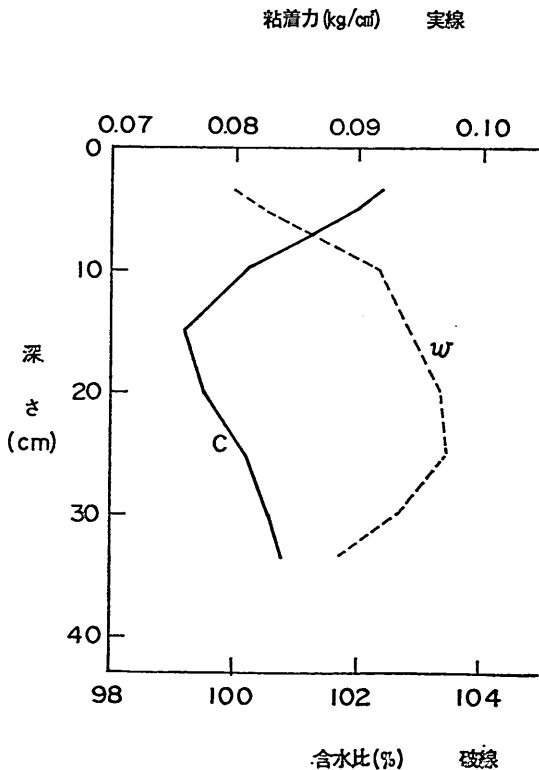


図-13 粘着力と含水比の杭布

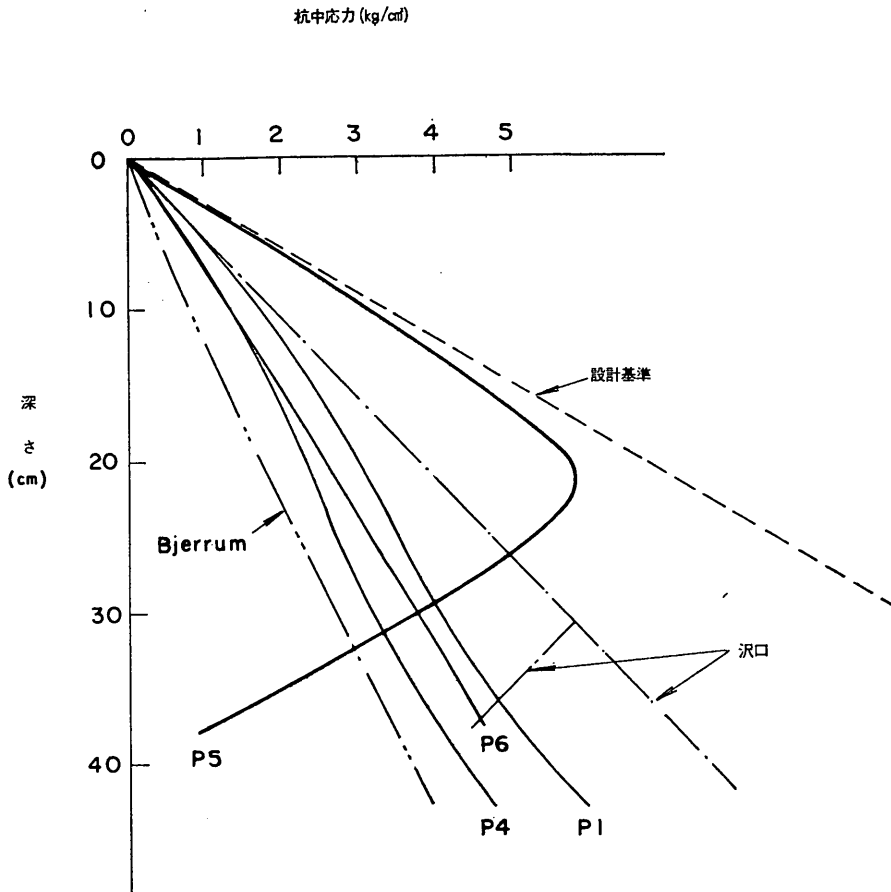


図-14 軸方向応力分布

るのである。従ってこの算定法は、中立点位置の正確な推定によって中立点以深の正の摩擦力をも同様に考慮に入れるならば、かなり正確なネガティブフリクションの最大値を与えると想像される。

ただし、圧密によりかなり大きな地盤の強度増加があるようであれば、圧密後の地盤強度から算出した摩擦力を用いない限り、設計基準の式による計算値は、危険側にはいる可能性も十分に考えられる。各時点での地盤強度からの摩擦力を用いれば、この方法による計算値は、その時点での実際のネガティブフリクションよりも、上に述べた理由で必ず大きいであろう。

著者等の方法は、ある値以上の相対変位があった場合にはやはり粘着力が周面摩擦として作用するとしたものである。そして更に、地盤沈下、杭頭沈下から中立点位置を推定し、これを用いて周面摩擦が最大値に至らない部分をも考慮に入れたものである。従って、設計基準式の精密化という理解の仕方も、一応可能と思われる。式(2)

～(10)によって計算された値を図-14に示す。沈下量は、支持杭については実測値0.09cmに対して計算値0.14cm、摩擦杭については実測値0.5cmに対して計算値1.15cmとなっており、計算値は実測値に対して、支持杭の場合1.6倍摩擦杭の場合2.3倍の結果を出している。この計算に用いた種々の数値は、載荷試験・引抜試験の結果から得たものであり、粘着力では地盤試験から 0.08kg/cm^2 が得られたけれども、ここでは図-12に示した相対変位と摩擦力の関係から最大周面摩擦力として、平均的なところで約 0.045kg/cm^2 をとった。この方法を用いて計算する際に必要であって得るに困難な数値は、杭と土の相対変位と周面摩擦の弾塑性の関係の規定する C_s 、及び f_m 、さらに、杭先端の地盤反力定数 k であって、今回の実験では、載荷試験・引抜試験から多くの数値が得られたが、実際に当って施工前に推定するのは非常に難しく、また出て来る結果の精度も全くこの値にかかっているのである。ここで行った計算には、図-12から C_s と

して 2.5kg/cm^3 , f_m として 0.045kg/cm^2 を用い, k としては支持杭の場合 10kg/cm^3 , 摩擦杭の場合 0.7kg/cm^3 を用いた。

図からわかるように, 支持杭についてはこの計算法によって得られた最大応力は当然先端での応力であって, これは実測値に対して約1.6倍と大きい。摩擦杭では, 中立点は実際より下に位置し, 先端応力は実験値より2倍以上大きくなっているが, 中立点における最大応力は実測値とほぼ正確に一致している。

摩擦杭を検討してみると, 計算値と比較した場合, 実測値では中立点が上にあり, 沈下量は計算値より大きい。著者等の式では, 地盤沈下量分布が深度方向に直線的に減少することが仮定されているのであるが, 実際の沈下状況もこれと大差ないとすれば, 実測カーブのように中立点が根入れ長のほぼ中央にあれば, 中立点より上では負の摩擦力が働き, 中立点より下では正の摩擦力が働くのであるから, 杭の沈下量が地盤沈下量の半分程度になるというのは妥当な考え方であり, また現場の観測でもそのようなになっているようである。しかしながら今回の実験データでは, 杭頭沈下量は地盤沈下量の1/12程度であり, 厚さ5cmしかない杭先以下の粘土の強度増加が理由であろうが, 更なる実験を要する点である。

また, 著者等の式において摩擦杭と支持杭とが表面から中立点深さまで一致している。これは, 杭と土との相対変位がある値を越えれば, 最大摩擦力が働くという仮定から出てくる訳であるが, 実測カーブでは一致していない。この点も更に実験を積み重ねて, 追求する必要がある。

Bjerrum の計算法では, 有効応力が必要であるが, これは, 地盤試験の結果から推定した。これを用いて(1)式によって計算した結果を図-14に示す。有効応力の推定を除けば, あとは非常に簡単な計算である。支持杭と比較した場合, 若干小さめではあるがかなりよい一致を示している。しかしここに用いた0.2という数値は, 前にも述べたように, Norwayの海洋性粘土に対する経験的な値であり, これをそのまま今回の実験に適用して云々することはできない。しかし, 逆に今回の実験に対する $K\tan\psi'_e$ の値を求めれば, 0.24と0.30であり, 差はわずかであって, 簡単な計算にもかかわらず, きわめてよい値を与えると言うべきである。従って, この考え方を採用するとすれば, 残される問題は, $K\tan\psi'_e$ の値としていくらが適当か, ということだけである。

確かに, 鉛直有効応力に常数としての土圧係数 K をかけ, 更に摩擦という観点から $\tan\psi'_e$ をかけて, その積

が摩擦力として作用するという考え方は, 単純明快にして極めて自然な考え方である。ただし, これを実際に応用するには, 有効応力を知るために間隙水圧の測定が必要である。実際 Bjerrum 等は, 実大実験において, これを測定している^{28), 29)}。今回の実験では, 間隙水圧の測定は行わなかったが, 圧密が終了していることを考慮して, 完全飽和の仮定から, 水中単位体積重量を用いて, 鉛直有効応力を求めた。実際の工事の場合に, ネガティブフリクションが発生するような状態での有効応力の算定は, 非常に困難な問題であろう。

また, Bjerrum の理論では, 設計基準と同様に, 先端支持杭のみを対象とし中立点の考慮を行っていない。しかし, 地盤への貫入の程度によっては, 中立点以下のポジティブフリクションの効果が大きくなり, これによってネガティブフリクションによる最大応力を軽減することが可能であろうと思われる。

その後Bjerrum は, ここで問題にした定数 $K\tan\psi'_e$ の値について, 第8回の国際土質基礎工学会議のGeneral Report³⁰⁾において, 次のようにその理論を発展させている。

前に紹介した(1)式を修正して, 次式によりネガティブフリクションが表わされるとしている。

$$\tau_{ed} = K\rho_0 \tan\psi_e + \kappa p_e \quad (12)$$

これは, 右辺の第2項が, (1)式に加えられた形になっている。第2項の κ は, 歪の増加割合の関数であって, 歪の増加割合が小さい程, κ の値も小さい。 p_e は等価圧密圧力であり, 地盤沈下が小さい場合にはこの値も小さな値となる。従って, 第2項は相対変位の関数となり, 第1項は摩擦力の項であって相対変位に無関係なので, 相対変位が小さく, 粘着力が無視できる時のネガティブフリクションは, 第1項のみによってその最大値が表わされるとしている。

次に, Bjerrum は, (12)式の土圧係数 K に, 静止土圧係数 K_0 よりも若干小さな値を用い, ψ_e に典型的な値を適用した場合の第1項の表式を, 表-1のように与えている。前から述べているように, このような表現になることは妥当であって, これにより, 多くの実測値と非常によい一致が見られたと, Bjerrum は報告している。なお, 第2項を除いた形での(12)式の値が実測値と一致する理由として, κ が小さいこと, また p_e が小さいこと, そしてこの両者が相まって粘着力を無視し得るものとしていることを挙げている。

従って, 相対変位が小さい場合には, ネガティブフリクションは表-1の値となるが, もし相対変位が大きい場

表-1 杭と土の相対変位が非常に小さい時に杭に作用するネガティブフリクション
(Bjerrum より, 1973)

TYPE OF CAY	ϕ_0	K	$\tau_{act.}$
Silty	30	0.45	0.25 p_0
Low plastic	20	0.50	0.20 p_0
Plastic	15	0.55	0.15 p_0
Highly plastic	10	0.60	0.10 p_0

合には、(2)式の第2項を無視することができなくなり、変位の増加割合と付着力との経験的關係から決定されねばならないとしている。

今回の実験では、表-1の表式にならえば、0.24 p_0 及び0.30 p_0 となった訳であるが、実験に使用した粘土は、別途行われた試験によれば、液性限界103.5%、塑性限界41.9%で塑性指数は61.6となっており、日本統一土質分類によれば、highly plastic の範ちゅうに属する。しかし、含有率を見ると、粘土48.5%に対してシルトが42.3%も含まれており、表中に用いられている ϕ_0 と K に対しても、経験的にはそれぞれ25°及び0.45程度とされており、この値を使えばネガティブフリクションは0.21 p_0 となる。従って、Bjerrum 理論の発展により、この粘土については、有効応力にかけべき定数として0.20よりも大きい値をとることになり、実験結果との一致が若干よくなった訳である。

4.2 相対変位と摩擦に関する考察

摩擦力の最大値に達するに必要な杭と土の間の相対変位が極めて微小であることを前に述べたが、図-12に見る通りその値は0.1~0.5mm程度である。Bjerrum もこのことについて、現場実験の結果から、「ネガティブフリクションは非常に速やかに発達し、その最大値を得るのに小さな相対移動しか必要としない。」⁶⁾と述べている。この内容は、地盤沈下量が0~200cmのところでは杭頭沈下量が3~10cmの場合に発揮されたネガティブフリクションと、地盤沈下量が7cmで杭頭沈下量が3cmの場合に発揮されたネガティブフリクションが同様の値であったということを根拠にしている。従ってBjerrum の考えている、必要な相対移動の量は、数mm程度であろうと推測される。これに対して今回の実験結果はその1/10以下となっている。非常に小さい訳であるが、これは現場観測と今回の実験の状況の違いによるものと考えられる。現場実験では、杭が打設されたその時点からの地盤沈下量と杭頭沈下量の差が相対変位とされる訳であ

り、また remold された粘土がその強度を回復して摩擦力が十分に発揮されるまでにも、本来摩擦力を発揮するのに必要でない相対変位が進んでいる訳である。これに対して今回の実験では、相対変位と摩擦力を関係づけるに用いたデータは載荷試験・引抜試験のデータであり、これは、杭を打設し、圧密が終了した後に行ったものである。従って remold された粘土はすでに強度を回復し、また軟い粘土であったので、杭に対して殆んど完全に密着したであろうことが推定される。この状態で与えた相対変位は摩擦力を発揮するのに完全に働くであろうということが考えられる。すなわち、今回の実験結果から得られた相対変位は純粋に摩擦力を発揮するものであり、これは極めて微小な量なのである。この点、前に引用した Fellenius も、再圧密段階で働いたネガティブフリクションを引き起こした沈下量が、浅い所で2~3mm、深い所では1mm以下であったことを報告している。

また、設計基準式においては、粘着力を以てて周面摩擦力に置き換えている訳であるが、杭長全体にわたって周面摩擦力の相対変位に対する上限を見ると、地盤の粘着力を20~60%下回っているようである。

5. ま と め

近年大きな問題となってきているネガティブフリクションについての模型実験を行った。

厚さ50cmの粘土層に、硬質塩化ビニール製のパイプ杭を挿入し、地表面に0.1kg/cm²の一樣な載荷重を負荷して、粘土を圧密したものである。圧密終了の時点で粘土は約6cm沈下し、杭頭沈下量は摩擦杭と支持杭に対してそれぞれ5mm、1mmであり、杭中に生じたネガティブフリクションによる圧縮応力は、摩擦杭、支持杭とも、その最大値で約5kg/cm²となった。応力は、杭体の内側に貼付したワイヤストレインゲージにより測定した杭軸歪から算出したものであるが、杭材を塩化ビニールとしたために、測定値が安定せず、精密な解析は困難である。先端支持杭については、測定範囲内で中立点は見られず、深さ方向に軸応力が漸増している。摩擦杭については、実験杭の一例について、根入れの50~60%の深さのところには、はっきりした中立点が見られた。

ネガティブフリクション実験を終えてから、同じ杭について載荷試験・引抜試験を実施した。これから、先端支持杭の先端抵抗が、支持杭の引抜きの場合及び摩擦杭の場合に対して、明らかに示された。また、周面摩擦においては、載荷側と引抜き側とで、地表面付近の抵抗力の違いが現われている。またこれらの結果から得た相対

変位と周面摩擦力の関係では、周面摩擦力の上限の値が、杭長にわたって全体的に見た地盤の粘着力を下回っている。

次に、これらのデータを用いて、港湾構造物設計基準のネガティブフリクション算定式、Bjerrum の式、及び著者等の式により、ネガティブフリクションの値を計算し、実測値との比較検討を行った。

設計基準式では、周面摩擦に対して、圧密層中における平均周面摩擦強度を用いるということで、かなり大きな値を結果する。今回の実験に対しては、実測値に対して、杭中軸応力は3倍近い値となっている。しかし、ネガティブフリクションが、明らかに完全に働いたと考えられる地表に近い浅い部分では、設計基準の考え方の通り、地盤の粘着力が摩擦力として働いたようである。しかし、設計基準では、中立点の存在及びその付近での摩擦力が小さいことを考慮していないことから、結果としては、過大な値を算定すると考えられる。ただし、圧密によりかなり大きな地盤の強度増加があるようであれば、圧密後の地盤強度から算出した摩擦力を用いない限り、設計基準の式による計算値は、危険側にはいる可能性もある。各時点での地盤強度から算定した摩擦力を用いたこの方法による計算値は、その時点でのネガティブフリクションの最大値となるであろう。

著者等の式は、相対変位と周面摩擦力の関係及び先端での地盤反力係数を仮定することにより、図表を用いて、ネガティブフリクションに関する諸値が得られるようになっている。今回の実験と比較すると、実測値に対して、沈下量で1.6倍、2.3倍、最大応力で1.0倍、1.4倍と安全側の値を出している。著者等の式では、相対変位と周面摩擦力の関係及び先端での地盤反力係数を得ることが困難であるが、これが正確に得られるようであれば、有効なネガティブフリクション算定法であるということが言えよう。

Bjerrum 式では、今回の実測値と比較して、式の性格は満足されているようである。従って式の中で用いられている定数に対する考慮のみが、残された問題である。Bjerrum 等は、実際に行ったいくつかの実験から、0.20を主張しているが、データはバラついている。今回の実験においては、2本の支持杭に対して、0.24と0.30であった。しかし、計算に必要な有効応力の見積りは、困難であろう。

第7回と第8回の国際土質基礎工学会議を中心として、関連文献の紹介を行った。

6. あとがき

実際の杭においては、破壊にすたつたがるようなネガティブフリクションが、小型の模型実験においては、極めて小さな値となってしまう。従って、主要な測定項目である杭の軸方向歪を大きくしてやるために、杭材のヤング率を下げても必要がある。このため、今回の実験では杭材に硬質塩化ビニールを用いた訳であるが、塩化ビニールの熱不良導性の故に、測定値の安定度が低いという結果になってしまった。杭の軸応力を問題とするネガティブフリクションにおいては、杭の軸方向歪が最も肝心のデータである。従って、安定しており、かつ大きな軸方向歪を得ることが最大の問題となる。今回の経験を生かして、次回の本実験においては、実験規模を3倍程度大型化するとともに、杭の材質に薄肉のアルミニウムを用いることとして、計画を進めている。また、Bjerrum その他が提唱している、有効応力からの接近を計ろうとすれば、間隔水圧も必要な測定項目となると考えている。

最後に、本論文について詳細に検討して頂いた中瀬明男土質部長および実験に協力して頂いた黒岩時晴君(前基礎工研究室)に深い感謝の意を表する次第である。

(1973年12月20日受付)

参 考 文 献

- 1) 吉成元伸: クイに関する諸問題, 土と基礎, 第188号, 1973年, pp. 13-14
- 2) J. Ahu: Le frottement negatif, Annales de L'institut technique du batimentet des travaux publics, No. 145, 1960, pp. 35-40.
- 3) 土質工学会鋼グイ研究委員会報告: 鋼グイ, 第5章ネガティブフリクション, 土質基礎工学ライブラリー-6, 1969年, pp. 257-315.
- 4) I.J. Johannessen: Observation of the drag load on a steel pile to rock due to settlement of clay, Int. Nav. Cong., 21, Sec. II, Sub. 6, 1965, pp. 173-186.
- 5) M. Sawaguchi: Approximate calculation of negative skin friction of a pile, Soils & Foundations, Jap. Soc. S.M. & F.E., Vol. 11, No. 3, 1971, pp. 31-49.
- 6) L. Bjerrum, I.J. Johannessen, O. Eide: Reduction of negative skin friction on steel piles to rock, Proc. 7th Int. Conf. S.M. & F.E., Vol. 2, 1969, pp. 27-34.

- 7) M. Endo, A. Minou, T. Kawasaki, T. Shibata : Negative skin friction acting on steel pipe pile in clay, Proc. 7th Int. Conf. S.M. & F.E., Vol. 2, 1969, pp. 85-92.
- 8) B.H. Fellenius, B.B. Broms : Negative skin friction for long piles driven in clay, Proc. 7th Int. Conf. S.M. & F.E., Vol. 2, 1969, pp. 93-98.
- 9) B.H. Fellenius : Down-drag on piles in clay due to negative skin friction, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 4, 1972, pp. 323-337.
- 10) B.H. Fellenius : Negative skin friction on long piles driven in clay, Swedish Geotechnical Institute, Proc. No. 25, 1971.
- 11) H.G. Poulos, N.S. Mattes : The analysis of downdrag in end-bearing piles, Proc. 7th Int. Conf. S.M. & F.E., Vol. 2, 1969, pp. 203-209.
- 12) H.B. Poorooshasb, M. Bozozuk : Skin friction on a single pile to bedrock, Proc. 3rd Panam. Conf. S.M. & F.E., Vol. I, 1967, pp. 613-621.
- 13) L.K. Walker, P. LeP. Darvall : Some aspects of dragdown on piles, Proc. 2nd Southeast Asian Conf. Soil Eng., 1970, pp. 121-137.
- 14) B. Mazurkiewicz : Settlement of single piles due to negative skin friction, Proc. 4th Conf. on Soil Mech. Budapest, 1971, pp. 659-667.
- 15) M. Bozozuk, A. Labrecque : Downdrag measurements on 270-Ft composite piles, A.S.T.M., S.T.P. 444, 1969, pp. 15-40.
- 16) M. Bozozuk : Downdrag measurements on a 160-Ft floating pipe test pile in marine clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 2, 1972, pp. 127-136.
- 17) C.B. Crawford : Instrumentation and downdrag, A.S.T.M., S.T.P. 444, 1969, pp. 223-226.
- 18) The allowable settlement of structures (Discussion), Proc. 4th Panam. Conf. S.M. & F.E., Vol. III, 1972, pp. 147-170.
- 19) L.K. Walker, P. LeP. Darvall : Dragdown on coated and uncoated piles, Proc. 8th Int. Conf. S.M. & F.E., Ses. 3, 1973, pp. 257-262.
- 20) W.J. Heijnen, P. Lubking : Lateral soil pressure and negative friction on piles, Proc. 8th Int. Conf. S.M. & F.E., Ses. 3, 1973, pp. 143-147.
- 21) D. Resendiz, G. Auvinet : Analysis of pile foundations in consolidating soil, Proc. 8th Int. Conf. S.M. & F.E., Ses. 3, 1973, pp. 211-218.
- 22) B.A. Torstensson : The behaviour of a cohesion pile group in soft clay, Proc. 8th Int. Conf. S.M. & F.E., Ses. 3, 1973, pp. 237-242.
- 23) O.S. Gregersen, G. Aas, E. Dibiagio : Load tests on friction piles in loose sand, Proc. 8th Int. Conf. S.M. & F.E., Ses. 3, 1973, pp. 109-117.
- 24) C. Van Der Veen, E. Horvat : Settlement of pile foundations ; experimental data, Proc. 8th Int. Conf. S.M. & F.E., Ses. 3, 1973, pp. 251-256.
- 25) 日本建築学会 : 建築鋼くゝ基礎設計施工規準・同解説
- 26) 日本港湾協会 : 港湾構造物設計基準
- 27) 日本道路協会 : 道路橋下部構造設計指針 (くゝ基礎の設計篇)
- 28) I.J. Johannessen : Observations of the drag load on a steel pile to rock due to settlement of clay, Int. Nav. Cong., 21, Stockholm, 1965, Sec. II, Sub. 6, pp. 173-186.
- 29) I.J. Johannessen, L. Bjerrum : Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay, Proc. 6th Int. Conf. S.M. & F.E., Vol. 2, 1965, pp. 261-264.
- 30) L. Bjerrum : Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others), Proc. 8th Int. Conf. S.M. & F.E., General Report (Ses. 4), 1973, pp. 151-152.