

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

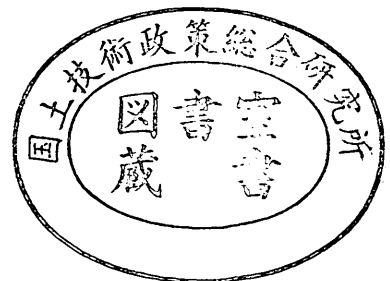
VOL. 7

NO. 2

JUNE 1968

運輸省港湾技術研究所
研修教材図書
番号
設計基準部研修資料課

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告は第7巻第1号より年4回定期的に刊行する。ただし第1巻から第6巻および欧文編第1号から第15号までは下記のとおり不定期に刊行された。
報告の入手を希望する方は論文番号を明記して港湾技術研究所長に申し込んで下さい。

和文篇 (Japanese Edition)

- Vol. 1. No. 1 (1963)
- Vol. 2. Nos. 1~3 (1963~1964)
- Vol. 3. Nos. 1~7 (1964)
- Vol. 4. Nos. 1~11 (1965)
- Vol. 5. Nos. 1~15 (1966)
- Vol. 6. Nos. 1~8 (1967)

欧文篇 (English Edition)

- Report Nos. 1~15 (1963~1967)

The Report of the Port and Harbour Research Institute is published quarterly, either in Japanese or in occidental languages. The title and synopsis are given both in Japanese and in occidental languages.

The report prior to the seventh volume were published in two series in Japanese and English as listed above.

The copies of the Report are distributed to the agencies interested on the basis of mutual exchange of technical publication.

Inquiries relating to the Report should be addressed to the director of the Institute specifying the numbers of papers in concern.

港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第7巻 第2号 (Vol. 7, No. 2), 1968年6月 (June 1968)

目 次 (CONTENTS)

1. 高知港津波防波堤に関する模型実験 (第3報)
..... 木村久雄・工藤国守・柴山煒彦..... 3
(A Model Experiment on the Tsunami Breakwaters at the port of Kochi
(3rd Report)Hisao KIMURA, Kunimori KUDO and Akihiko SHIBAYAMA)
2. くいの横抵抗における地盤常数に関する研究 沢口正俊..... 65
(Soil Constants of FillsMasatoshi SAWAGUCHI)
3. 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究 (第3報)
..... 松本一明・堀江宏保・山村真佐明..... 95
(Study on Boring and Sampling of Saturated Alluvial Clays (3rd Report)
..... Kazuaki MATSUMOTO, Hiroyasu HORIE and Masaaki YAMAMURA)
4. 土の三軸圧密試験 (第1報)
——三軸圧密試験装置と静止土圧係数——
..... 中瀬明男・野村健司・伊藤昌英.....115
(Triaxial Consolidation Test of Soils (1st Report) —Triaxial Consolidation
Test Apparatus and Coefficient of Earth Pressure at Rest—
.....Akio NAKASE, Kenji NOMURA and Masahide ITO)

くいの横抵抗における地盤常数に関する研究

沢 口 正 俊*

要 旨

くいが横方向荷重を受ける時の設計法として、これまで幾つかの提案がなされてきている¹⁾。しかし、くいの横抵抗挙動を最も忠実に表現したものは、膨大な実験結果から得られた港研方式による方法²⁾であろうと思われる。この方式による場合に用いられる地盤常数と呼ばれる変形係数は、現在のところ、实用範囲内で地盤の土質のみによって定まるものであろうと考えられ、特に標準貫入試験結果との関連が得られている。

本報告においては、くいの横抵抗に関連した地盤の変形係数についての過去からの研究履歴を概略述べ、地盤常数については標準貫入試験と関連から求める以外に、地盤の土質試験結果から求める方法を提起した。そして砂地盤では室内実験および現地試験、粘土地盤では野外実験によってこの計算方法を確かめ、比較的穏当な結果が得られたので、ここに報告する次第である。

* 土質部 基礎工研究室長

Soil Constants for Piles

Masatoshi SAWAGUCHI*

Synopsis

Several computation methods for piles subjected to lateral loads have been so far proposed. Among these methods the reliable one may probably be the P.H.R.I. method (Port and Harbour Research Institute method), which is based on a quantity of experimental results.

A coefficient of deformation in this method that is called a soil constant is related to a standard penetration value N under consideration of its only dependence on soil properties. In this report the history with respect to the coefficient of deformation for piles is outlined, and it is described that the soil constant may be estimated by soil test results. This proposed method is agreeably confirmed by laboratory experiments in sandy soil, and by field tests in clayey soil.

* Chief of Foundation Laboratory, Soils Division.

目 次

要 旨	65
1. ま え が き	69
2. 地盤常数について	69
3. 地盤反力係数	70
4. くい幅の影響	72
5. 砂地盤の場合	74
6. 室内実験 (砂地盤)	78
6.1 実験方法	78
6.2 実験結果	80
7. 粘土地盤の場合	83
8. 野外実験 (粘土地盤)	88
8.1 実験地盤	88
8.2 実験用くい	89
8.3 実験方法	90
8.4 実験結果	90
9. ま と め	91
10. あ と が き	91
謝 辞	92
参考文献	92
記 号 表	93

1. まえがき

港湾構造物をくい基礎で支える場合に、くいに横方向荷重がかかるものとして設計することが多い。横方向荷重として一般に考えられるものは、上部構造物を介して伝達される船舶衝撃力、波力、風力および地震力である。このような短期横方向荷重に対し、上部構造物が土留壁を含むような場合、あるいは傾斜死荷重を受けるような場合に、くいに横方向荷重が伝えられる。くいに横方向荷重が作用した場合には、くい自体に曲げ応力が発生し、くい頭部は荷重方向に変位して抵抗する。もしくいが十分長い根入れ長を持つ場合、過度のくい頭変位は上部構造物に支障を来す。また同時に、くいの内部に発生した過度の応力によって、くいそのものが損傷することがある。したがって、横方向荷重を受けたくいの設計においては、上の2つの点を同時に留意しなければならない。過度のくい頭変位が上部構造物に支障を与える場合は、変形問題の一つとして取り扱われよう。したがって、なんらかの形で変形係数なるものが取り入れられなければならない。

当研究室では、これまで10数年の間、このくいの変形問題について研究してきた。久保はこの研究成果を各所の報告書に述べている^{2,3)}。これらの報告の中で、久保はこの変形係数についても詳細に論及している。それによれば、これまでの常識からいえば、この変形係数は載荷板の幅、この場合くいの幅に影響されるか、あるいはくいの幅に全然影響されないという考えがとられてきたが、実験結果によれば砂地盤に限ってくい幅がある程度までの大きさでは、くい幅に著しく影響されるが、くい幅がある値を越えると、一定の値になるという結論を示している。久保は特に、このくい幅に影響されない変形係数を地盤常数と称して、この地盤常数は砂地盤の性質にのみ限定されることを述べている。ただし、粘土地盤については、くい幅による影響についての研究は皆無である。

本報告においては、さらにその後行なった継続研究と過去のデータに基づいて新たな角度から、この地盤常数を粘土地盤の場合も含めて検討したものである。報告中に述べられた提案を裏付けるデータはきわめて限られており、その結果、実用式として考慮するには、いささか不備な点が少ないと思われる。したがって今後、さらにデータの集積に伴って修正さるべきものであろう

と考える。

2. 地盤常数について

くいが横方向荷重を受けた時の挙動を最も忠実に捉えた理論は港研方式による表現方法であろう。久保は長期間にわたる室内実験において、最も基本的なくい面反力とくい面変位との関係、つまり、S型地盤の場合には、

$$p = k_s x y^{0.5} \quad \dots (1)$$

という基本的な関係があることを確かめた。

さらに林は、C型地盤の場合には、

$$p = k_c y^{0.5} \quad \dots (2)$$

となることを現地試験結果から確かめている⁴⁾。ただし、 p はくい面反力、 x は深さ、 y はくい面変位量であり、 k_s と k_c が地盤常数と呼ばれるもので、砂地盤の場合、地盤条件によって定まる値である。ここでいうS型地盤およびC型地盤とは、地盤の土の種類を示すものでなくて、標準貫入試験を行なった場合の N 値が深さに対して直線的に増加する地盤と、深さに対して N 値が一定である地盤との区別であることに注意する必要がある。そして、この関係式中の定数 k_s および k_c は、この標準貫入試験結果のみから推定できることが述べられてある。つまり、S型地盤の場合には、くいが有効に働く深さ程度の N 値の平均的な増加率から k_s が求まり、C型地盤の場合には、同じ深さ程度の N 値の平均値から k_c の値が求められる。この場合、くいが有効に働く深さとは、地表面から $1.5 l_{m1}$ までの深さとしている。この l_{m1} とはくいの曲げモーメント第1零点までの深さを意味する。

久保はS型地盤の場合、相似性の法則を使って、 k_s の値とくいの材質、断面形状および載荷高の諸条件より、くいのたわみ、最大曲げモーメント、曲げモーメント第1零点、地表面傾斜角などを求める方法を提案している。つまり、港研方式によるくいの横抵抗計算法である。これは、模型ぐいと実物ぐいとのとわみ曲線が相似であるという推定から出発して、基本式 $p = k_s x y^{0.5}$ を使って、せん断力、曲げモーメント、たわみ角および変位に関する換算係数を k_s の比、くいの材質および断面形状の比、載荷高の比などの関数として表わしている。この換算係数を使えば、ある基準となるくいの横方向力—くい頭変位量、横方向力—最大曲げモーメント、横方向力—曲げモーメント第1零点、横方向力—地表面傾斜角のグラフから、実物ぐいの同じ関係が求まるようになって

いる。この詳細な計算方法はすでに種々の報告書に掲載されているので、ここではあらためて述べない。C型地盤の場合は、S型地盤のように換算係数を使って基準諸関係グラフから実物ぐいの挙動について推定する方法は提案されていないが、C型地盤の場合の k_0 を k_s に変換して、S型地盤と同じように取り扱うことによって、間接的にC型地盤における実物ぐいの横抵抗の計算が行なえることを述べている。

これらの k_s および k_0 の値は現在 N 値との関係が求められているが、重要な構造物の基礎に使うような場合には、載荷試験を行なって定める必要がある。なぜならば、 N 値から k_s あるいは k_0 を求める時の誤差範囲が広く、その理由として、外面的には同じ N 値の特性を与える地盤であっても、土の種類、含水比、地盤の構成などによって、 k_s および k_0 が著しく異なるということも考えられるからである。このような場合は、当然ぐいの横抵抗に及ぼす影響も異なるのではないかと考えられる。また、 N 値の増加率を設定することがかなり困難な場合がある。さらに埋立地盤のように、きわめて軟弱な粘土地盤の N 値が、ぐいの有効な深さにおいて、零になるという事態も考えられる。

このような特殊な地盤状況において、最も適確な代表値として、 k_s および k_0 を与えるための現地試験を行なうことが、より経済的であることも考えられる。しかし、工事上の制約からどうしても載荷試験ができない場合に N 値の結果から推定する手段以外に、 k_s および k_0 を求める他の方法があれば、 N 値による推定値と比較して、より正確な判断を与えることもできるので、特殊な地盤条件によらず、きわめて有益なことと思われる。したがって、以下述べることは、現段階で一応土の力学的特性をあらわす代表値とも考えられる土質試験結果を使って求める方法について記したものである。途中の計算においてかなり乱暴な仮定を行ない、数少ない実験結果で検証したに過ぎないが、比較的妥当な結論が得られたので、ここに報告する次第である。

3. 地盤反力係数

久保、林はすでに述べたように、ぐいの横抵抗におけるぐい面反力とぐい面変位との関係式として、式-(1)、式-(2) となることを示した。この両式をもっと一般的に、

$$p = \bar{k} x^m y^n \quad \dots\dots (3)$$

という形で表わすことができよう。この m と n の値に

ついては他の研究発表もあり、砂地盤では m が1に近く、 n は0.5から0.7、粘土地盤では m が0に近く、 n は0.7から1.0の範囲を示すと述べている⁵⁾。また、式の実用的見地から m を0、 n を1と仮定した、いわゆる Chang の式や⁶⁾、 m も n もともに1と仮定した Palmer-Thompson の式というものもある⁷⁾。いずれにしても、 m と n の値は同じ砂および粘土地盤についても、ある範囲の値をもつものと思われる。また、この式で \bar{k} は地盤常数に相当するもので、一般的な変形係数である。式-(3) は一般には解析的に解くことができず、 m を0、 n を1と仮定した Chang の方法だけが解析的利用が可能である。一方、Palmer-Thompson 法は階差法を使って近似的に解く手法であり、すでに述べた港研方式も相似則の仮定に基づいて、模型ぐいの挙動を実物ぐいの挙動に換算して計算する手法であるので、応用分野の点で難点がある。ところで、 m と n の値およびその時の式-(3) の利用法はさて置くとして、今回の報告の主眼は変形係数 \bar{k} そのものである。もともと、この変形係数 \bar{k} は、Terzaghi が提唱した地盤反力係数 k と同じ性質を持つもので、地盤状態およびぐいの幾何学的条件によって定まる値である。

Terzaghi は単位面積の載荷板に圧力 p が作用した時、載荷板の変位量 y との関係を保線的な関係であると

$$k = \frac{p}{y} \quad (\text{kg/cm}^3) \quad \dots\dots (4)$$

という定数を与えた⁸⁾。ただし、この k は実際には定数でなく、地表面からの深さと共に変化したり、変位量 y とともに変化するので、より実際の土の変形特性を表現するため、式-(3) のような関係式の改良がなされている。しかし、近似的に地盤の載荷圧と変位量とが直線的に変化すると仮定することは初歩的であり、理解しやすい方法である。それゆえ、これより以下しばらく、 k_s および k_0 と根本的に同じ性格を持つ k についての、Terzaghi の理論的解釈を紹介し、当研究室で行なった同類の実験結果によって、その真实性を吟味し、その上で k_s および k_0 を具体的に求める理論的展開を行なう。

さて、その前にまず地盤反力係数 k についての定義および理論的適用に関する過去よりの推移について述べることにする。地盤反力係数 k は、もともと地盤上に置かれたはり、例えば鉄道の枕木、あるいは道路の舗装版などの沈下、あるいは内部に発生する最大応力を求める場合とか、フーチング、マット基礎、ウェル、ケーソンな

どのような重荷を受けた構造物の沈下問題などで利用される定数である。このような構造物で、鉛直方向に荷重がかかった場合の地盤反力係数とは別に、くいやケーソンなどが地震力、風力、船舶衝撃力、波力、土圧力などのような横方向荷重がかかった場合の地盤反力係数を、横方向地盤反力係数 k_h 、または水平方向の地盤反力係数 (Coefficient of horizontal subgrade reaction) と称し、さらに砂地盤のように深さ方向に変化する時の変化率を、横方向地盤反力常数 n_h 、または水平方向の地盤反力常数 (Constant of horizontal subgrade reaction) と称して、鉛直方向の地盤反力係数 (Coefficient of subgrade reaction) と区別している。

さて、この地盤反力係数は、1867年、最初に Winkler によってその概念が導入されて以来⁹⁾、その名称を正式に呼称したのは Terzaghi のようである⁹⁾。その間 Zimmermann は、1888年に、全長以上の幅を持つバラスト上にある軌道枕木の応力計算に利用した⁹⁾。1893年に、Engesser はこの地盤反力係数が、はりの幅の増加に伴ない、次の式に示すように減少することを述べている⁹⁾。

$$k = a + \frac{b}{B} \quad \dots\dots(5)$$

1911年に、Terzaghi は弾性支承上のはりの計算として、構造物基礎の設計に初めて利用した。1917年に、Freund は水門のはりの設計にこの地盤反力係数を導入している⁸⁾。1921年、林はこの地盤反力係数を載荷試験によって求めるべきであることを主張して以来、かなり実用的なものになってきた⁸⁾。1926年、Westergaard が舗装道路の設計に使った例も見られる⁸⁾。1926年以降、この地盤反力係数をくいの座屈計算に適用し、Forssell, Granholm, Cummings などがその計算式を提唱している。1929年、Granholm はくいの横方向変位の計算に必要な横方向地盤反力係数 k_h を、無限に広がる弾性体内において、半波長の分布荷重が作用したと仮定して、次のような式を求めている¹⁰⁾。

$$k_h B = \frac{8\pi G_s}{\log_e \frac{EI}{B^4} + 10.74 - \log_e k_h B} \quad \dots\dots(6)$$

ここで、 G_s は土のせん断弾性係数、 B はくいの幅、 EI はくいの曲げ剛性である。また、1937年、Biot は半無限体の境界面に、半波長の分布荷重が作用したとして、

$$k_h B = \frac{8\pi G_s [1.1(1-\nu)]}{\log_e \frac{EI}{B^4} + 7.85 - \log_e k_h B} \quad \dots\dots(7)$$

という式を求めている¹⁰⁾。ただし、 ν は土のポアソン

比である。1949年に Jampel が上の式を修正して

$$k_h B = \frac{8\pi E_s/3}{\log_e \frac{EI}{B^4} + 7.96 - \log_e k_h B} \quad \dots\dots(8)$$

の式を与えている。ただし、 E_s は土のヤング係数である¹⁰⁾。また、Vesic は Biot の計算を半波長以上の荷重に延長して、

$$k_h B = 1.30 \sqrt{\frac{B^4}{EI} \frac{E_s^{13/12}}{1-\nu^2}} \quad \dots\dots(9)$$

この式において、一般のくいの断面については、 $\sqrt[12]{B^4/I}$ は 1.24 程度となるので、さらに、

$$k_h = \frac{1.60(E_s)^{13/12}}{(E)^{1/12}(1-\nu^2)} \quad \dots\dots(10)$$

と書き改めている。 $(E)^{1/12}$ は一般にくいが木材の場合は 3.28、鋼材の場合 4.20 となる。また、この式の E_s については、次のような値を採用することを注釈している。つまり、短期間の荷重に対しては、

$$E_s = E_{s0} \quad \dots\dots(11)$$

(応力-ひずみ曲線における強さの 50% での割線係数)

長期間の荷重に対しては、

$$E_s = \frac{3(1-2\nu)}{m_v} \quad \dots\dots(12)$$

ここで、 m_v は圧密試験から求めた体積圧縮係数である¹¹⁾。Gibson は半無限弾性体の中に点荷重が作用した時の Biot の基本弾性式を積分して、Vesic と同じ荷重条件から、

$$k_h B = \frac{22.25 E_s (1-\nu)}{(1+\nu)(3-4\nu) \left(4.6 \log_e \frac{2l}{B} - 0.44 \right)} \quad \dots\dots(13)$$

という式を求めている。ただし、 l は半波長の荷重の長さである。コンクリートくいの場合、上式は

$$k_h B (7.2 - \log k_h B) = \frac{19.5 E_s (1-\nu)}{(1+\nu)(3-4\nu)} \quad \dots\dots(14)$$

鋼くいの場合、

$$k_h B (9.2 - \log k_h B) = \frac{19.5 E_s (1-\nu)}{(1+\nu)(3-4\nu)} \quad \dots\dots(15)$$

と書き改められることを述べている¹¹⁾。

このように、地盤反力係数の求め方およびその利用方法については、古い年代から研究されてきているが、Terzaghi は 1955年に横方向も含めた地盤反力係数について、理論的および実験的な考察を与え、その成果が今日まで引き継がれて、土質力学上の発展に深く寄与してきている。したがって、それ以来の地盤反力係数に関す

る研究は、ほとんど見られない状態である。

4. くい幅の影響

地盤反力係数は載荷板の形状寸法の関数である。それゆえ、くいに関する地盤常数、または横方向地盤反力係数もくい幅に影響されるはずである。この影響については、当研究室において後に述べるような実験を行ない、次のような結論を得ている。つまり、1) くい幅がある寸法、この場合 30 cm 以上になると、くい頭変位 1 cm に対する単位幅当りの横方向力は一一定となる。しかし、その寸法以下では、くい幅が増加すると、この横方向力は減少する。2) $p=k_sxy^{0.5}$ について k_s を調べると、1) と同じような傾向が見られ、さらに同じ地盤条件で行なった室内実験では、 k_s の値はくいの曲げ剛性によらず一定となる。以上のような結論を求めた室内実験は砂質地盤について得られたもので、粘土地盤に関して同じような結論が得られるかどうかは未解決であるので、今後の研究課題となろう。

ところで、Terzaghi は彼の論文において、地盤反力係数のフーチングの幅の影響について論じ、さらにくい幅の影響についての検討も試みている⁹⁾。それで以下簡略に Terzaghi の解釈について述べよう。ただし、Terzaghi のくい幅の影響は横方向地盤反力係数についてであり、地盤常数あるいは単位くい幅当りの横方向力とは異なるが、もともと Terzaghi の横方向地盤反力係数も、くいが一樣の変位で横方向に移動したと仮定して求めたもので、実際のくいの挙動とは異なる。これは、Terzaghi がフーチングの変位量を推定するのに導入した鉛直方向地盤反力係数の概念を、そのままくいの挙動に適用したことによる。したがって、今後くいの横方向変位については、実際のくいのある深さにおける変位量 y と、くい全体が剛性板として横方向変位したと考えた時の平均変位量 \bar{y} とは、区別して論ずる必要がある。しかし、実質的には、くい頭の変位にある定数を乗ずれば、くいの平均変位量 \bar{y} が求まるので、くい頭の変位量 y_i でもってくい全体の横方向変位を代表させることも無意味ではない。

さて、Terzaghi は図-1において、ある幅 B_1 の載荷板に荷重を与えた時、もし地盤が硬い粘土のように深さ方向に変形特性が変化しない場合には、地盤内に生ずる圧力球根の深さ D_1 が、この B_1 に比例する。次に同じ載荷圧で幅 fB_1 の載荷板を押した時には、圧力球根の深さが fD_1 になる。そこで、もし実際に変形する範囲

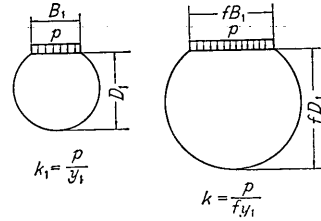


図-1 圧力球根

をこの圧力球根のみに限ったとした場合、この地盤の変位量は圧力球根の深さ D に単純に比例すると考えられる。したがって、載荷板 B_1 の変位量を y_1 とすれば、載荷板 fB_1 の変位量は fy_1 となる。もし幅 fB_1 の載荷板の場合の地盤反力係数を k とすれば、載荷圧を p として、

$$k = \frac{p}{fy_1} = \frac{p}{y_1} \frac{B_1}{fB_1} = k_1 \frac{B_1}{fB_1} \quad \dots\dots (16)$$

である。ここで、 k_1 は載荷板 B_1 についての地盤反力係数である。もしここで B_1 を単位幅 (Terzaghi は 1 ft としている) にとり、 fB_1 を改めて B と書きかえると、

$$k = k_1 \frac{1}{B} \quad \dots\dots (17)$$

となって、地盤反力係数は載荷板の幅 B に反比例する結果となる。

このことは砂の場合にも適用されるが、砂地盤は深さ方向に変形が異なり、多くの場合、深くなればなるほど圧縮しにくくなると思われるので、上で考えた圧力球根が硬い粘土に比べて小さいものになると考えられる。その結果、載荷板の幅の比が f である二つの載荷板を、載荷圧 p で押した時の変位量の比は、 f より小さい値の $F(f)$ であると考えられる。実験的研究によれば、この $F(f)$ は $\left(\frac{2f}{f+1}\right)^2$ となることを Terzaghi は確かめている。したがって、幅 B の地盤反力係数は、 fB_1 を B と書き改めて、

$$k = k_1 \left(\frac{2B}{B+1}\right)^2 \quad \dots\dots (18)$$

という関係で書き表わされる。

以上は垂直方向の載荷板の幅と地盤反力係数の関係についての Terzaghi の解釈であるが、この考え方をくいの横抵抗におけるくい幅と横方向地盤反力係数との関係にもあてはめている。つまり、図-2 に示すように、幅 B のくいが横方向力を受けた場合にある深さに対して、水平方向に生ずる圧力球根の長さは、硬い粘土地盤の場

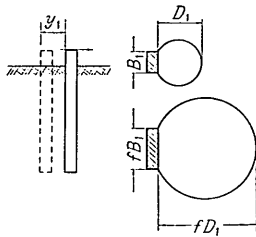


図-2 くいの場合の圧力球根

合も、砂地盤の場合も一樣な変形特性によって、くい幅に比例するとしている。そうすれば、前の粘土地盤における垂直方向の地盤反力係数の場合と同じように

$$k_h = k_{h1} \frac{1}{B} \quad \dots\dots (19)$$

という形で表わすことができる。この k_{h1} は単位幅のくいに働く時の横方向地盤反力係数で Terzaghi は垂直方向の載荷試験で得た k_1 に等しいものと考えている。

表-1 に掲げたものは、粘土のコンシステンシーと k_1 との関係を示したもので、くいの横抵抗計算にはよく利用されている数値である。また、 k_{h1} は砂地盤の場合、深さとともに直線的に増加するものと考え、 $k_{h1} = m_{h1} x = \frac{n_{h1}}{B} x$ で表はせるとして、この増加率 n_{h1} を横方向地盤反力常数と称している。表-2 は砂のコンシステンシーと n_{h1} との関係を示したものである。Terzaghi は k_1 と k_{h1} とが等しいということ、短ぐいを使って次のような実験および計算方法によって確かめている。つまり、地盤中に埋め込んだ短ぐいの頭部を横に引っ張り、その際に発生するくい面反力を放物線と仮定し、頭部の変位量と傾斜角から推定した任意の深さにおけるくい面反力と変位量の関係より、 k_{h1} の値を求めている。

表-1 粘土のコンシステンシーと k_{h1} との関係 (Terzaghi による)

粘土のコンシステンシー	硬い	非常に硬い	固結の
一軸圧縮強さ (kg/cm ²)	1~2	2~4	>4
k_{h1} (kg/cm ³)	1.6~3.2	3.2~6.4	>6.4

表-2 砂の密度と n_{h1} との関係 (Terzaghi による)

砂の密度	ゆるい	中位	締って
乾砂および湿砂 (kg/cm ³)	0.22	0.67	1.78
飽和砂 (kg/cm ³)	0.13	0.45	1.06

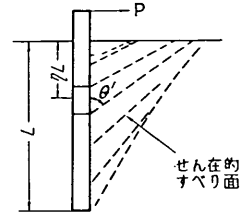


図-3 せん断すべり面 (Rowe による)

以上の理論によれば、くい幅 B が無限大になれば、 k_h は無限小になり、土は無限に圧縮性の大きなものとなる。この推論が事実と矛盾することは、Rowe も指摘している¹⁹⁾。また、当研究室で行なった室内実験によっても、明らかに見掛け上の k_h の値、あるいは地盤常数はくい幅 B の増加とともに一定値に漸近する結果が得られている。Rowe はこの理由を次のように解釈している。

つまり、くいの前方はくいの変位とともに三次元的な抵抗を示すからであると。これは、図-3 に示すとおり、くいの横方向変位によって、くいの前方にせん断すべり面が発生し、そのすべり土塊の側面からせん断抵抗を受けるとして、それによる抵抗値 p_{p2} を

$$p_{p2} = \gamma K'_{ym} \eta^2 L \frac{L}{B} \tan \theta' \sin \theta' \tan \phi_m \dots\dots (20)$$

で与えている。ここで、 γ は土の単位容積重量、 K'_{ym} はくい前方の土がその側面の土より受けるせん断抵抗を示す破壊以前の抵抗係数、 ηL はある点の深さ、 L はくいの根入れ長、 B はくい幅、 θ' はせん断すべり面のくい軸に対する傾斜角、 ϕ_m は破壊以前に発生すると考えられる土の内部摩擦角である。Rowe はさらに短ぐいの反力が放物線になることに着眼して、くい面反力と変位量との関係を

$$p_{p1} = \frac{\bar{m}}{L} xy \quad \dots\dots (21)$$

の形で与えられるとして、側面からの抵抗力も同じような形になることから、

$$p_{p2} = \frac{\bar{m}'}{L} xy \quad \dots\dots (22)$$

で表はせると仮定している。したがって、実際にくいに働く反力は

$$p = p_{p1} + p_{p2} = \bar{m} \left(1 + \Phi \frac{p}{B} \right) \frac{xy}{L} \quad \dots\dots (23)$$

となる。ここで、 Φ は

$$\Phi = \frac{K'_{ym}}{K_{ym} - K_0} \tan \theta' \sin \theta' \tan \phi_m \quad \dots\dots (24)$$

である。ただし、 K_{pm} はすべり土塊前面から受けるせん断抵抗を示す破壊以前の抵抗係数、 K_0 は静止土圧係数である。したがって、 ϕ は土のみの性質によるものである。式-(23) から明らかなように、くい幅 B が無限に大きくなった場合には、式-(23) の左辺の第一項だけが残り、土はある一定の圧縮性を持つものと解釈できて、実際の現象をかなり適確に説明することが可能である。

5. 砂地盤の場合

当研究室において行なった実験観察によれば、くいが横方向力を受けた時に、くい前方の砂粒子はくいを中心として放射線上に広がるように移動する。荷重が増すにつれて、この砂粒子が移動する範囲が広がり、同時に砂の表面では盛り上がりが見られる。また、くいの背面においては、砂粒子の落ち込みが見られ、砂の表面が低下する様子わかる。くいの頭部における横方向力—変位量曲線とみると、横方向力が増すにしたがって、次第に勾配がゆるやかになることから、横方向力が増すにつれて、くい前方の砂の破壊が次第に深くまで進んで行くことが想像される。久保はこの破壊状態になった領域を、応力が飽和したという表現を使っている。くいの表面にはり付けたストレーンゲージによって、くい面反力を求めてみると、地表面近くは明らかに深さとともに直線的に増加して行く様子が見られる。ただし、この直線勾配から受働土圧係数を求めて内部摩擦角を逆算してみると、実際の砂の内部摩擦角よりかなり大きな値となる。これは Rowe が述べているように、三次元的な受働抵抗力を受けていることによると思われる。

このように表面近くは破壊状態になっていても、深い部分では、依然として弾性的な抵抗を示している。そこで、いま 図-4 に示すように、幅 B のくいを横方向に P の力で引っばったとした時に、ある深さ x_1 より上のくい面には、前方の破壊された土から受働土圧 P_1 を受けているものとし、残りの力 $P - P_1 = P_2$ は深さ x_1 以下において弾性的な抵抗を受けているものと仮定する。この

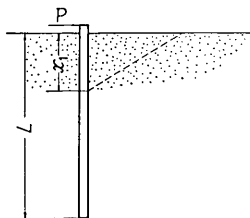


図-4 くい前方に仮定されたすべり面

場合、 x_1 の値は決してはっきりと把握できるものでなく、頭の中で想定したものである。なぜならば、Rowe も彼の理論の中で述べているように、破壊領域と弾性領域の間では漸進的に内部摩擦角が増加していると思われる弾塑性的な領域が存在しているからである。さてこの x_1 以深のくいは、地盤がはまだ弾性的に反応するものと考えられるから、Terzaghi の考え方がそのまま適用できる。つまり横方向力を受けた時のくい全体の平均変位量を \bar{y} として、

$$P_2 = n_h \bar{x} \bar{y} (L - x_1) \quad \dots\dots (25)$$

で書き表わされる。ただし、横方向地盤反力係数は深さ方向に変化するとして、その平均的深さを \bar{x} とし、 L はくいの根入れ長である。一方、 P_1 は受働土圧そのものであるが、前にも述べたように、破壊された領域は限られた範囲の土であるから、その破壊領域を 図-5 に示すように、くいの直前のみに限って、破壊土塊の側面を平面とみなし、この側面に沿ってせん断抵抗が作用するものとする。この考え方は Rowe のそれと同様である。そうすれば、受働破壊底面を平面で近似した時のこの P_1 の値は

$$P_1 = \frac{1}{2} K_p B \gamma x_1^2 + \bar{\tau}_f x_1^2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots (26)$$

となる。ただし、実際に使う K_p は曲面すべり線より計算された Caquot-Kérisel の受働土圧係数である¹³⁾。また、 γ は土の単位容積重量、 $\bar{\tau}_f$ はすべり土塊の側面に作用する平均せん断応力、 ϕ は土の内部摩擦角である。側面に作用するせん断力は、Rowe によって、 $K'_{pm} \gamma x$ (x は深さ) と表現されるように、側面上の位置によって異なるものであるが、簡単なため側面のせん断応力としてその側面に沿って一様な平均せん断応力 $\bar{\tau}_f$ が作用するものとする。

このようにして、くい全体について考えた場合の横方向の変形係数を $P_1/B\bar{y}$ と定義すれば、くい全体が単位距離だけ平均的変位を起こすのに必要な単位幅当りの横方向力である。この値が、仮に Terzaghi が述べる横方向地盤反力係数 k_h と L の積と考えるならば、くいの頭部における横方向力—変位曲線の平均的勾配を示すものと

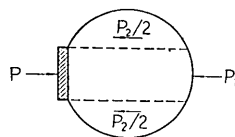


図-5 くい前方に仮定された抵抗力

考えることができる。なぜならば、この勾配は変位によって変化せず、一定値であると仮定されているからである。したがって、横方向地盤反力係数 k_h と L の積は

$$k_h L = \frac{P_1}{B\bar{y}} = \frac{1}{2} K_p \gamma \frac{x_1^2}{\bar{y}} + \frac{\bar{\tau}_f x_1^2}{B\bar{y}} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + \frac{n_h \bar{x}}{B} (L - x_1) \quad \dots\dots (27)$$

という式で書き表わされる。この式が示すように、地盤反力係数 k_h と L の積はくい幅 B が無限少になれば、第一項だけが消えて、

$$k_h L = \frac{1}{B} \left[\frac{x_1^2}{\bar{y}} \bar{\tau}_f \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + n_h \bar{x} (L - x_1) \right] \quad \dots\dots (28)$$

となって、 $k_h L$ の値はくい幅 B に反比例する結果となる。一方、 B が無限に大きくなると、第一項だけが残って、

$$k_h L = \frac{1}{2} K_p \gamma \frac{x_1^2}{\bar{y}} \quad \dots\dots (29)$$

となりくい幅 B には無関係であるという結果が得られる。ここで、 \bar{k}_h として単位距離だけ変位させた時の k_h の値とすれば、

$$\bar{k}_h L = \frac{1}{2} K_p \gamma x_1^2 \quad \dots\dots (30)$$

となる。

以上のことより、くい幅 B が小さい時は、 B の大きさに逆比例して減少するが、 B が大きくなれば、 k_h の値はある一定値に近づくことが説明できる。ただし、この式の中で、 x_1^2 自身も横方向力とともに変化するものだが、 \bar{y} の値と必ずしも直線的な関係があるとは限らないので、単位横方向変位量の時の k_h の値を特に \bar{k}_h としたものである。

以上に述べたことは、ごく常識的な判断に基づくものである。つまり、くい幅が小さい時はくい前方から受ける力が三次元的で、くい直前の直応力と側面からのせん断力の割合が比較的同程度であるのに対し、くい幅が大きくなると、側面からのせん断力の割合が次第に無視される程度に減少し、ついには、大部分がくい直前の直応力のみによって抵抗され、結局二次元的な応力状態に近づき、くい幅 B に比例する、つまり単位くい幅当りの抵抗力が一定になるということである。

ところで、式-(30)における x_1 が普通の実験範囲程度で、どのような値になるか調べてみた。その結果が表-3 に示されてある。この表において、 $\bar{k}_h L$ の値としてくいの平均横方向変位量に対する値を使う代りに、くい頭 1cm の変位量における値を使用してある。これはすでに

表-3 x_1 と l_{m1}/x_1 の値

くい名	$\bar{k}_h L$ (kg/cm)	ϕ	γ (g/cm ³)	x_1 (cm)	l_{m1} (cm)	l_{m1}/x_1
WP-1	5.67	45°	0.78	29.0	81	2.80
SPL-4	16.00	40°	1.60	45.4	130	2.76
SP-2-B30(I)	2.40	40°	1.60	17.6	46	2.61
SP-2-B60	2.34	40°	1.60	17.4	50	2.88
新 潟 ¹⁴⁾	210.0	35°	0.65	22.0	600	1.82
八 幡 ¹⁵⁾	100.0	30°	0.60	27.0	700	2.60
八 戸 ¹⁶⁾	220.0	40°	0.80	24.0	550	2.30
SP-2-B30(II)	6.17	45°	1.75	17.3	—	—

述べたように、例えば Chang の式を使えば、くいの平均横方向変位量を求めるためにはくい頭変位量にある定数を乗ずれば求められることで証明できる。この表のデータに使ったくいの試験については、後述する室内実験において、くい幅 30cm 以上の模型くいと実物くいで行なった現地試験で得られたものについて調べた。この x_1 の値を算出する際に使った K_p は、Caquot-Kérisel の土圧表により求めた。その場合のくいの壁面摩擦角は、実測したものはそのままの値を使ったが、実測しなかったものについては、普通考えられている程度の値として $\delta = -\frac{\phi}{2}$ を採用した¹⁷⁾。 $\bar{k}_h L$ は各くいについて、載荷点付近の横方向力—変位量曲線より求めたもので、変位量が 1cm になった時の横方向力をくい幅 B で割ったものである。また、載荷高が数 10cm 程度のもは、載荷点における横方向力—変位量曲線そのものを使ったが、載荷高が 1m 以上になった場合は、載荷高の影響を取り除くために、地表面におけるせん断力—変位量曲線を求めて、そのグラフから $\bar{k}_h L$ を得た。また、式-(30)の中の γ の値は、乾燥砂については、砂の単位容積重量そのものであるが、飽和砂については、浮力を差し引いた値を使ってある。

このようにして求めた x_1 の値を、港研方式によって求めた l_{m1} の値と比較してみた。その結果が同じ表の最後の行に示されてある。その結果、室内実験で行なった模型くいについては比較的一定しているが、現地試験から求めた値は室内実験におけるそれらの平均値より低い。その理由として考えられることは、室内実験では、あらかじめ模型くいを建て込んで、その後に砂を填充したのに対して、現地載荷試験は、現地盤にくいを打ち込んだためくいの周囲の地盤が原地盤よりも締め固まったため、 K_p も γ も増加したためであろうと考えられる。

しかし、いずれにしても、このようにして求めた x_1 の値が、 l_{m1} の値に対してある一定の割合になったということに特に深い意味があるわけではない。なぜならば、この割合は、横方向変位が増すにつれて、当然増加して行くことが考えられるからである。

ところで、ある横方向変位量を与えた時に、くい面に作用している地盤反力は式-(1)によって示される。砂地盤の場合、式-(2)で示される場合は、きわめて限られた状態で、深さ方向に砂の単位容積重量が減少する場合であるといわれているが、実際には、そのような砂地盤はほとんど見受けられない。したがって、砂地盤におけるくいの横抵抗を表わす基本式は式-(1)によるものとする。その結果、式-(1)をくいの根入れ長全体にわたって積分すれば、これは単位幅当りのくいの横方向力に等しいものである。一方、これまでに述べてきた結果によれば、くい幅 B が十分に大きい場合は単位幅当りの横方向力が式-(26)の第一項によって表わされるから、上述の力と等しいと置いて、

$$\frac{1}{2} K_{p\gamma} x_1^2 = \int_0^L k_s x y^{0.5} dx \quad \dots\dots (31)$$

となる。ところで、この右辺の積分記号内で、地盤常数 k_s は深さ x およびくいの変位量 y のいずれにも無関係な定数であるので、

$$\frac{1}{2} K_{p\gamma} x_1^2 = k_s \int_0^L x y^{0.5} dx \quad \dots\dots (32)$$

となる。もしこの変形係数が x, y の関数であると、上のような結果を生じないことは当然である。したがって、式-(32)から k_s は $K_{p\gamma}$ と何らかの相関関係があることが推測つく。図-6は横軸に $K_{p\gamma}$ 、縦軸に k_s をとったもので、室内実験および現地試験についての結果が示されている。ただし現地試験については、前に述べたと

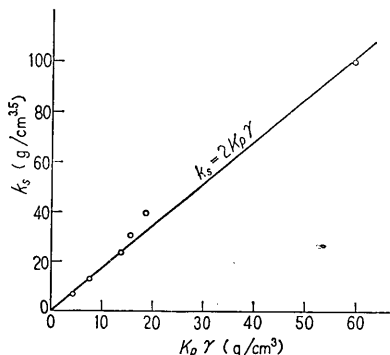


図-5 $K_{p\gamma}-k_s$ の関係

表-4 $k_s-K_{p\gamma}$ の関係

くい名	$K_{p\gamma}$ (g/cm^3)	k_s ($g/cm^{3.5}$)
WP-1	18.7	40.0
SPL-4	15.5	30.0
SP-2-B30 (I)	15.5	30.0
SP-2-B60	15.5	30.0
新 潟	7.3	13.0
八 幡	4.2	7.0
八 戸	13.9	23.0
SP-2-B30(II)	58.5	100.0

うり、打ち込みによって原地盤と異なった状態になり、その結果打ち込み前の土質試験から求めた値をそのまま使用できず、次のように修正した内部摩擦角 ϕ および単位容積重量 γ を使って、 $K_{p\gamma}$ を計算して求めている。つまり、現地試験の l_{m1}/x_1 は室内実験のそれよりも小さな値になっているので、 l_{m1}/x_1 は、現地試験によって得た場合も、室内実験によって得た場合も差異はないという仮定で、室内実験によって求めた平均値を使って、逆に現地試験における x_1 を計算した。そして、この x_1 を使って、式-(30)から $K_{p\gamma}$ を求めた。この結果が表-4に示されてある。

さらに次のようにしてもチェックすることができる。つまり、くいを打ち込んだ周辺の地盤は土が圧縮して、間げき比が小さくなり、したがって ϕ および γ が増加することが考えられる。したがって、ここで半径 r_0 のくいを打ち込んだことによって、土粒子が移動する範囲をくい径の d 倍であると仮定すれば¹⁸⁾、くい打ち後の半径 dr_0 以内の土の体積変化率 dV/V は $1/d^2$ となる。その時の間げき比 e の変化量 de は $(1+e)/d^2$ となる。もしここで、室内実験結果によっても示されているように e と ϕ との間を直線関係で近似させ¹⁹⁾、その比例定数を c とすれば、内部摩擦角の増加量 $\Delta\phi$ は、

$$\Delta\phi = \frac{c(1+e)}{d^2} \quad \dots\dots (33)$$

となる。一方、 $\Delta\gamma$ は簡単に γ/d^2 として求めることができる。これらの式を使って、おおざっぱな $\Delta\phi$ および $\Delta\gamma$ を求めると、一般の地盤では $\Delta\phi=5^\circ$ $\Delta\gamma=0.1g/cm^3$ 程度の変化量があると考えられる。したがって、各現地試験について ϕ および γ を修正して、その結果を使って式-(30)より k_s を求めることもできる。

このようにして求めた k_s と $K_{p\gamma}$ の関係グラフを見

れば、明らかなように、

$$k_s = \beta K_p \gamma \quad \dots\dots (34)$$

という比例関係があることが認められる。さらにこの直線勾配を調べた結果、 $\beta=2$ 程度となることがわかったので、結局、

$$k_s = 2K_p \gamma \quad \dots\dots (35)$$

と書き表わすことが可能である。ただしこの比例定数 β は長さの平方根という次元を含むものと考えなければならない。なお、これと同じような関係グラフが、参考文献 22) の p. 30 にも掲げられていることを付記する。

以上述べた方法によれば、砂地盤はすべて S 型地盤の部類に属することになる。これは砂地盤の場合、 N 値が深さとともに増加することが普通であるので、地盤の区別としては S 型地盤として k_s を求めることが自然のことであろうと思われるからである。またたとえ深さ方向に ϕ および γ が変化していようと、在来の港湾構造物設計にみられるように、土質試験結果からそれらの平均値あるいは代表値を使って、一様地盤と見なす場合が多いが、この k_s を求める場合でも、同じような考え方に基づいて ϕ および γ を定めることが望ましい。この場合、 ϕ および γ を間接的、つまり N 値を使って推定することが多いので、 N 値から直接 k_s を求めることが手取り早いという議論も成り立つが、しかし、この報告の最初にも述べたように、 ϕ および γ を使って k_s を求めることは、チェックの意味で重要な意味を持つと考えられると同時に、将来、砂の不攪乱試料が採取できるようになった時には、 ϕ および γ が k_s に対して独自の役割を果たすものと考えられるからである。

ところで、式-(30) によって、斜ぐいにおけるくいの横抵抗挙動を定性的に説明することができる。久保は、過去において、斜めの単ぐいの横抵抗を実験的に研究し、図-7 に示すような結果を得ている³⁰⁾。つまり、くいと鉛直方向がなす角度を θ とし、くいが鉛直線より載荷側にある場合を負とする。このようなくいを out-batter

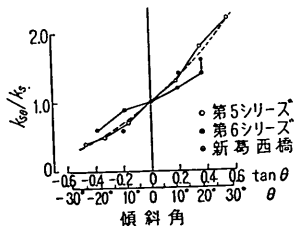


図-7 斜ぐいの θ の変化に伴う k_s の変化 (久保による)

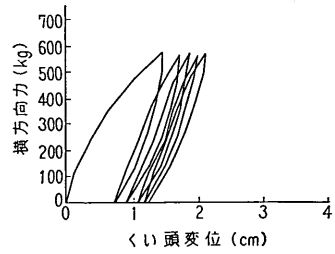


図-8 くり返し載荷による横方向力—くいの変位の関係 (久保による)

のくいと呼び、反対側にあるくいを in-batter のくいと呼んでいる。この図でわかるように、傾斜角 θ が負から正になるにつれて、そのくい面に直角に働くくい面反力から求めた地盤常数は次第に増加している。もしこの傾斜角 θ が土圧のかかった壁体の傾斜角そのものと考えれば、Caquot-Kérisel の土圧表から明らかなように斜ぐいに働く横方向力が傾斜角 θ が負から正になるにつれて、次第に増加している傾向に類似している。以上のように、くいの横抵抗が土圧と同じような考えで定性的に説明できるが、定量的に説明するためには、傾斜角 θ の変化に伴う壁面摩擦角の変化をも考慮しなければならず、この上さらに議論を進めるためには、実験的裏付けを伴った前提を設けることが必要と思われる。

また、これとは別に、繰り返し載荷におけるくいの横抵抗挙動についても、式-(30) を使って、次のように説明することができる。図-8 は室内実験による砂地盤中の模型ぐいの横抵抗挙動を示したもので、横方向力を 0 から最大までの間を数サイクル繰り返して行なったものである。この図が示すとおり、最初のサイクルではかなり非弾性的な挙動を示しているが、サイクル数が増すにつれて、次第に弾性的になり、しかも、その曲線の勾配は急になってくる。このことは、サイクル数が増すにつれて、横方向地盤反力係数あるいは地盤常数が次第に増加して行くことを意味している。実際に、実験中のくいの周辺の土を観察していると、くいが地盤を押す時には、くいに近い部分の地表面から次第に盛り上がりて行くのが見られるが、除荷段階でくいが地盤から次第に離れて行く時には、くいのごく近辺の砂粒子が地盤とくいの間に生じたすき間に落ち込んで行く様子がわかる。したがって、次の増加段階においては、くい前方の砂の単位容積重量 γ が増加し、さらに内部摩擦角 ϕ も増加しているものと解釈できる。このように、増荷、除荷の操作を繰り返すと、次第に γ および ϕ が増加するので、上に述べた横方向地盤反力係数あるいは地盤常数が増加

して行くものと考えられる。もしこの繰り返し载荷を続けると、ついには地表面近い部分のくいと地盤とが分離して、くいの周辺に穴があいたような状態になる。これはくいの有効長が次第に下に移動して、地表面近くの地盤が単にサーチャージとして存在するようなかっこうになる。したがって、このような状態においては、式(35)の γ が見掛け上増加したために、横方向地盤反力係数あるいは地盤常数がふえたものとも解釈できる。いずれにしても、今後さらに地盤常数に影響する、あらゆる因子を洗い出して、克明に調査研究して行く以外は定性的説明に終るにすぎない。

6. 室内実験 (砂地盤)

6.1. 実験方法

実験に使ったくいはすべて矩形断面を持つ鋼ぐいで、これらのくいの諸元は表-5に示してある。くいの幅の影響がくいの剛性に関係あるかどうかを調べるために、同じくい幅でも厚さを3種類に変えて、剛性の大きさを

表-5 くいの諸元
第1シリーズ

くい名	B (cm)	t (cm)	EI × 10 ⁶ (kg/cm ²)	h (cm)	L (cm)	ゲージの有無
SPL-1	4	2.4	10.36	15	160	有
SPL-2	7	"	18.42	"	"	有
SPL-3	15	"	39.10	"	"	有
SPL-4	30	"	79.60	"	"	有

第2シリーズ

くい名	B (cm)	t (cm)	EI × 10 ⁶ (kg/cm ²)	h (cm)	L (cm)	ゲージの有無
NP-5	7	1.2	2.47	15	170	有
WP-1	15	"	4.54	"	"	無
WP-2	20	"	6.05	"	"	無
WP-3	30	"	9.07	"	"	無

第3シリーズ

くい名	B (cm)	t (cm)	EI × 10 ⁶ (kg/cm ²)	h (cm)	L (cm)	ゲージの有無
SP-2-B4	4	0.6	0.164	10	80	有
SP-2-B7	7	"	0.301	"	"	有
SP-2-B15	15	"	0.712	"	"	有
SP-2-B30	30	"	1.520	"	"	有
SP-2-B60	60	"	2.410	"	"	有

変えてある。表中に示された曲げ剛性はあらかじめ行なったキャリブレーションから間接に求めたものであるから、計算どおりの値とは異なる。引張り高さは第1, 第2シリーズが15cmで、あとの第3シリーズは10cmとしたが、その理由はいく頭引張り金具の取り付けを容易にしたためである。くいの長さは、いずれもくいの有効長を越える十分な長さにとったため、長くいと見なすことができる。

これらの模型ぐいを図-9に示すようなコンクリートの槽内に設置した後、砂を入れた。くいと前後壁との間隔、あるいは同時に建て込んだくいの相互の間隔については、すでに報告した諸実験の結果を参考にして²¹⁾、十分にスペースをとってある。

くいの設置方法は、まず、くいをフレーム、正割木材、アングルなど、ねじれや曲げの小さい剛性の高い材料で、図-10に示すように、所定の位置に、正確に糸におもりをつけたものを下げて、くい前面、側面の鉛直性を確かめ設置した。このくいの固定は一時的なものであり、砂の填充高にしたがって下方より取りはずして行き、砂の填充が終了時には、これらの付属材料は完全に全部取りはずし、砂中での鋼ぐいのみとした。

砂の締め固めには、振動締め固め機械を用い、各試験ごとの全体的な密度および槽内の各部分での密度が一定になるように留意した。各砂層の厚さを20cm締め固め、

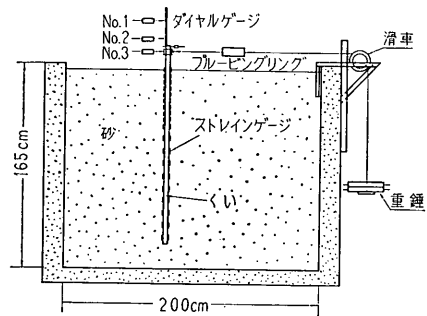


図-9 配置図

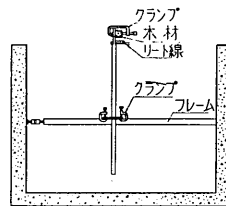


図-10 くいの設置方法

表-3 砂の単位容積重量 (g/cm³)

第1シリーズ					
くい名	SPL-1	SPL-2	SPL-3	SPL-4	
γ	1.610	1.610	1.615	1.613	
第2シリーズ					
くい名	NP-5	WP-1	WP-2	WP-4	
γ	1.613	1.609	1.609	1.615	
第3シリーズ					
くい名	SP-2-B4	SP-2-B7	SP-2-B15	SP-2-B30	SP-2-B60
γ	1.605	1.605	1.605	1.605	1.593

最確値の確率誤差の推定値 0.0252
 1.6082±0.0252 g/cm³ 平均 1.61 g/cm³

各砂層ごとに縦横 20 cm 間隔でひととおり締め固め、はじめ締め固めなかった縦横の中間をさらに縦横 20 cm 間隔で1回締め固めた。結局、最後に縦横 10 cm 間隔で1回締め固めたことになるが、一様な締め固めを考えたならば、全体的に締め固める点でこの方が効果的であろうと思われる。また、パイプレーターの棒状部の押し

入れ長さを一定に決め、押し入れは常に鉛直とし、押し入れ時間はできるだけ一定になるように心掛け、個人差をなくすため、全回にわたって同一人が締め固めにあたった。その結果、各槽の統合的な密度の相加平均は 1.608 t/m³ で、最確値の確率誤差を ±0.025 ととどめることができた。各実験における砂の密度は表-6 に示してある。

実験に用いた砂は前回の実験²³⁾と同様茨城県の高萩海岸砂を使用した。この砂は図-11 の粒径加積曲線に示すように、粗および中位の粒径からなる砂で、比重は 2.675、均等係数、1.905 程のものである。実験には空乾状態で行なった。比重と単位容積重量より求めた砂の間げき比は 0.602 である。

三軸試験による初期間げき比と内部摩擦角との関係は図-12 に示されている。この図から実験に使用した砂の内部摩擦角は平均 39° 程度であることがわかる。なお、各実験における砂の密度は、容器に入れた砂の全重量と、砂槽中の砂の全容積から間接的に測定したものである。

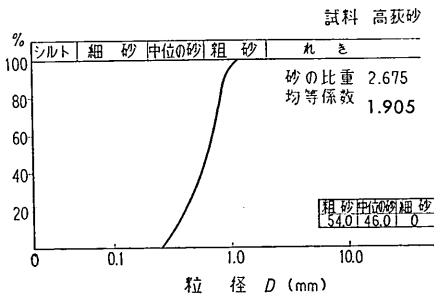


図-11 粒径加積曲線

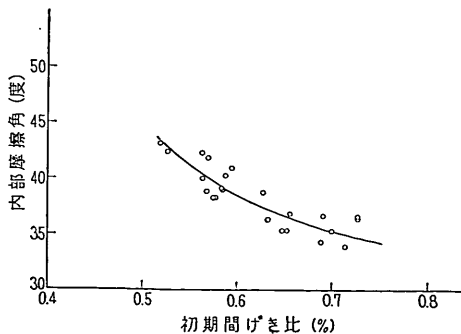


図-12 初期間げき比-内部摩擦角との関係

引張り金具を鋼くいの引張り位置部に取り付け、くいに無理な応力がかからないようにした。この引張り金具から直接ワイヤーロープに引っ掛け、滑車によって鉛直方向に変換して、重錘によって载荷した。また、この滑車は上下移動が可能で、自由に所要の高さに設置する。荷重は 2, 3.33, 5, 10, 20 kg の重錘を使用し、各種くいの剛性に応じて、段階的に平均7段階に分けて载荷した。载荷方法は、1分間に 1/100 mm 程度の変位が3分間続いた状態をもってくいが落ち着いたものとして、各種の測定を行ない、その後、次の荷重段階に移るようにした。なお、変位が過大になるのをさけるため、最高荷重は各種のくいに応じて変えた。

くい長の短い第3シリーズにおいては、SP-2-B60を除いてくい長が 80 cm 以下であったため、短ぐいになるのをさけるために、他のシリーズに比べて、载荷重は非常に小さくせざるを得なかった。また、1回の実験で载荷除荷を数回繰り返して行なったが、これは1回以後の地盤状態が1回目のそれと著しく変化することを示す意味で行なったものである。

実験はくいの挙動を調べるのに必要なくい頭変位およびくい面の曲げひずみを次のように測定した。くい頭変位はくい頭以外にくい頭より延ばした鉄片にさらに2個

のダイヤルゲージを設置し、くい頭のダイヤルゲージが故障を起こした場合の予備的なものと、くい頭のたわみを測定するためのものとした。用いたダイヤルゲージは50 mm と 80 mm で、最小目盛は 1/10 mm である。

測定方法は全荷重段階について行ない、載荷より30秒後と1分後とを読み、あとは1分ごとに測定を行なった。ただし、くい頭以外の2個のダイヤルゲージの読みは落ち着いた状態で1回だけ読んだ。くい面の曲げひずみは、100 接点スイッチボックスおよび静ひずみ指示計を用いて測定した(ただし、第2シリーズ WP ぐいはゲージがはり付けられていない)。

結線方法は、くいからリード線を100 接点スイッチボックスに接続し、これより静ひずみ指示計に2ゲージ方式で組んで測定した。なお、曲げひずみの測定は、1回目の載荷の場合に荷重段階ごとに最大荷重まで測定を行なった。そのあとの繰返し載荷では、最大荷重点でのみ測定を行なった。くいにかかる実際の荷重は、重錘かんおよび滑車の摩擦抵抗のため、重錘荷重とは異なるので、くいにかかる実際の荷重をくい直前に取り付け付けたブルーベングリングによって直接測定した。

6.2. 実験結果

図-13 はダイヤルゲージによって測定したくい頭変位量と横方向力の関係を示す1例である。この図からも、第1回目と第2回目以後との地盤状態が著しく異なることがわかる。つまり、第1回目は比較的ゆるやかな曲線状であるのに対し、第2回目以後の載荷では、変位は載荷重に対して、第1回目より急な勾配を持つ直線状を示している。つまり、2回目以後の地盤はより弾性状に近づいたことを意味している。

これまでの多くの実験結果から、久保はくいの載荷重が増大するにつれて地表面近くの土が破壊状態になるこ

とを述べてきたが、第1回目の載荷によって発生した地表面近くの受働破壊領域の土の一部が、第1回目の除荷によってくいととも後に後退し、あるいはくいと破壊地盤の間にできるすき間に落ち込む。しかし、第1回目の載荷と同時に、くい背後の砂がくいと間のすき間に落ち込むため、除荷後にいく分残留変位がある。

また、除荷と同時に、くい前方の破壊領域以下の砂が弾性的に膨張するが、わずかに落ち込んできた砂粒子のために、第2回載荷時にはより強い弾性係数を持つと考えられる。第2回目載荷が第1回目の最大荷重に達すると、くい前面に落ち込んだ砂は、まったく元の位置にもどり、第1回目載荷時の横方向力-くい頭変位量曲線の延長上にのる。以下、その後の載荷、除荷においても、同じ現象を起こすものと考えられる。

観察によれば、第1回目載荷の時くい前方は次第にもり上がってくるのに対し、くい背後は次第に低下してくる。しかし、第1回目除荷によってくい前方の盛り上がった砂のうち、ごくくいに近い砂だけが後退すると同時に低下する。したがって、この部分の領域は主働破壊領域と考えられる。第2回目載荷にはこの低下した部分がまず盛り上がり、荷重が増すにつれてもとの盛り上がり状態にもどる。

なお、荷重を増すと、くい前方の砂の移動がはげしくなり、それと同時に移動する砂粒子は遠くまで及ぶ。これは荷重が増すにしたがって、砂の受働破壊領域が深くなって行くことを表わしている。したがって、矢板の控えにくいを利用する場合、矢板の変位を極力少なくするために、くい自身の応力が許す限り、第1回目載荷を行なった後、矢板との締結を計ることが好ましいように考えられる。

このように、地表面近くに破壊領域が発生して、横抵抗に及ぼす影響が塑性的であるということは、他の研究によっても明らかにされており、久保もその現象をより早く観察していた。この事實は、くい幅が横抵抗に及ぼす影響について考える上に、重要な手がかりになると思われる。

以上のことをはっきりさせるために、さらに言及し、詳細に検討してみる。まず、最初に各繰返し回数に対して、第1回載荷時の勾配と2回後の載荷時の勾配の比をとって、すべてのくいについてプロットしたものが図-14 である。繰返し回数が少なくて明白ではないが、繰返し回数が増加するにしたがって、この比が次第に増加して行くことがわかる。つまり、除荷時にくい前面

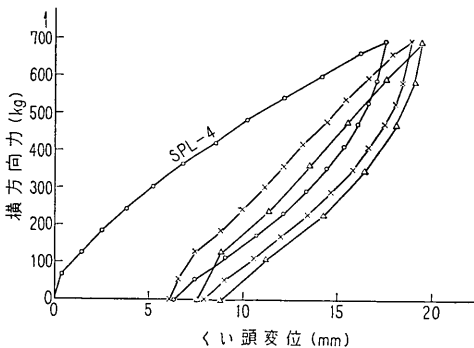
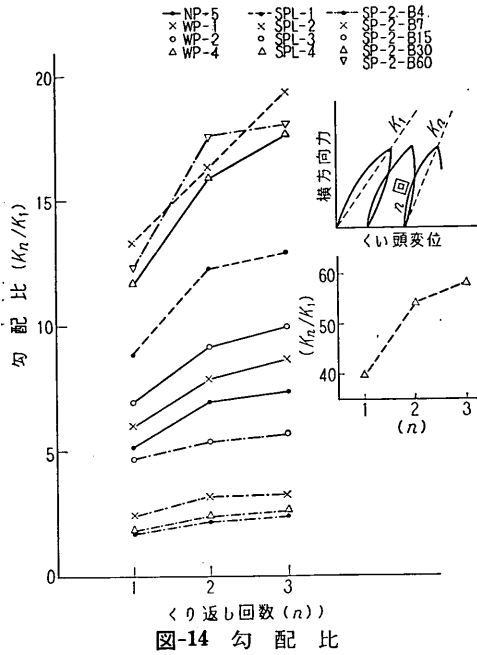
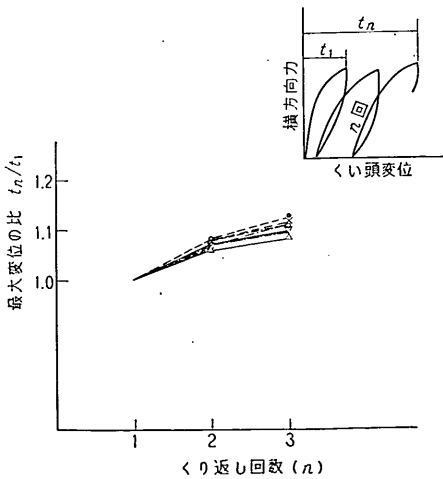


図-13 くい頭変位-横方向力の関係(1例)



のすき間に落ち込む砂粒子の量が、多くなることを示すものと考えられる。

この図から、また、くい幅が大きくなる程、この比の値そのものが大きくなり、したがって、繰り返し回数に対する増加率が大きいことがわかる。比が大きいということは、繰り返し回数が少ないわりに、地盤が早く弾性的に変わることを意味するのであって、逆にいえば、もし破壊領域から受ける抵抗を塑性的な抵抗とすれば、弾



性的な抵抗に比べて、塑性的な抵抗が小さくなるということの意味している。これは塑性的な抵抗が単純にくい幅に比例することではなくて、くい幅が増大するにつれて、単位幅当りに受ける塑性的な力が少なくなることを意味する。しかし、この比の値はくいの剛性には無関係のようである。

図-15 は各繰り返し载荷による変位量の比で割った値で、繰り返し回数が増すにつれて、曲線が横に寝てくる傾向を表わしている。これは除荷の際に、くいの前面にいくらかでも砂の落ち込みがあったことを示すものと解

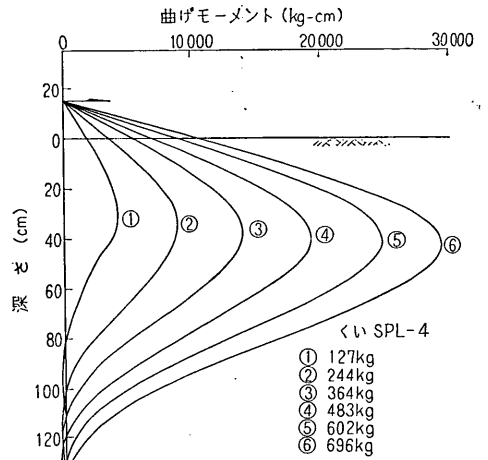


図-16 曲げモーメント分布図 (1例)

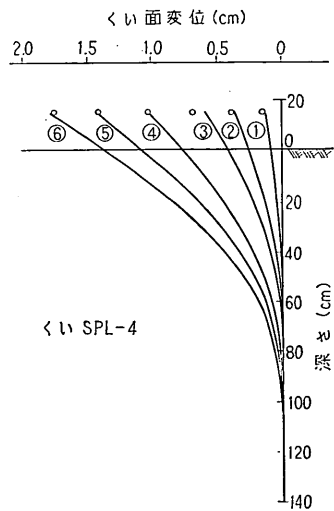


図-17 たわみ分布図 (1例)

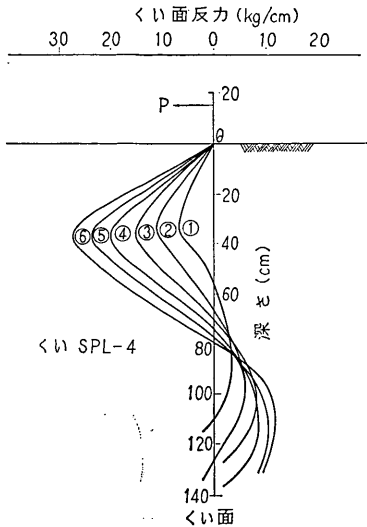


図-18 反力分布図 (1例)

積できよう。

図-16, 17, 18 はくい面にはり付けたストレインゲージより測定して得た各荷重载荷におけるモーメント、たわみ、くい面反力の典型的な分布曲線を示す。これらのモーメントから、たわみ、くい面反力を求める計算方法については従来から行なわれている方法によった。これらの曲線から、くい長は $1.5l_{m1}$ よりも長いことがわかったので、くいの挙動としては長くいと考えると十分である。

すでに過去の報告で述べられているように、くいの地中における最大モーメントの位置や、モーメント零点の位置が载荷重が増すにつれて下方にさがって行くことから、この実験においても、くいの横抵抗挙動が弾性的でないことが明白である。そこでさらに、くい面反力とく

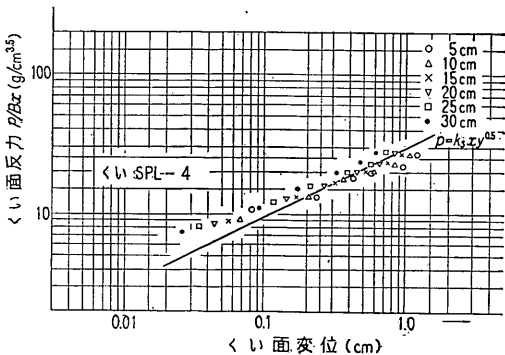


図-19 くい面反力—くい面変位の関係 (1例)

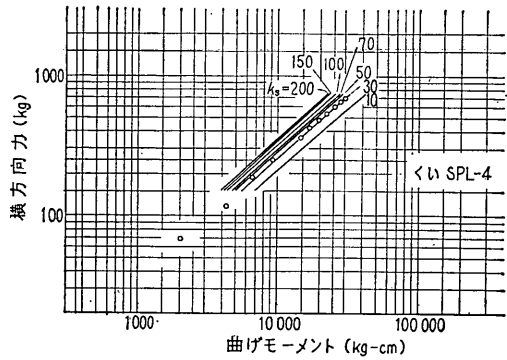


図-20 横方向力—曲げモーメントの関係 (1例)

い面変位との関係を両対数グラフにプロットしてみると、図-19 の典型例に示すように、一定勾配をもった直線で表わすことができること、ならびに、その勾配が 2:1 になることから、やはり今回の実験においても、両者の間の関係は式-(1) で表示することができることが理解できる。また、図-20 に示すように曲げモーメント—横方向力の関係からも、载荷中のくいの挙動は一定の地盤常数に沿って変化することがわかる。

第4章で述べたように、くいが剛性の大きい壁板であるとして、横方向力を与えた時に単位距離だけ横方向変位を示した時、この横方向力は横方向地盤係数そのものの値となる。そこで可とう性のくいの頭部を横に引っばった場合、このくいの平均横方向変位が単位距離になった時の、くい頭部の横方向力を見掛け上の横方向地盤係数とする。そうすれば、くい頭部での载荷重と横方向変位との観測グラフから、この見掛け上の横方向地盤反力

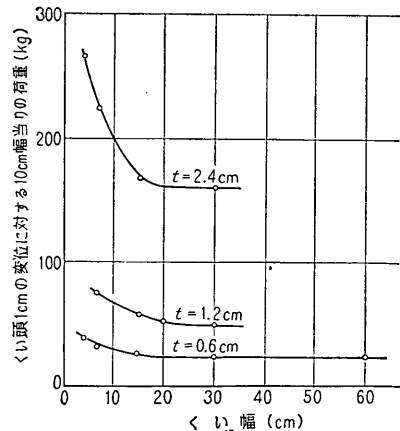


図-21 くい頭 1 cm の変位に対する 10 cm 幅当りの荷重とくい幅の関係

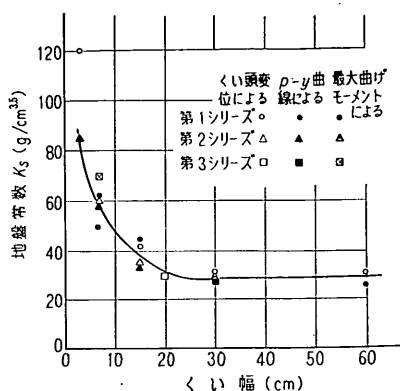


図-22 地盤常数 K_s とくい幅との関係

係数が求められる。図-21 はくい頭部での載荷重と横方向変位を示す関係グラフからくい頭部 1 cm におけるくい幅 10 cm 当りの横方向力を、各くい幅に対してプロットしたものである。これは見掛け上の横方向地盤反力係数とも異なるが、はりの理論からある一定数を乗ずれば、見掛け上の横方向地盤反力係数が得られるので、内容的には横方向地盤反力係数そのものと考えてさしつかえない。

一方、図-22 は地盤常数とくい幅との関係を、異なる曲げ剛性を持つくいについてプロットしたものである。これらの図から明らかなようにくい幅が小さい時には、横方向地盤反力係数ならびに地盤常数はくい幅に反比例して減少するが、くい幅が 30 cm を越えたあたりから両係数とも、ある一定値に漸近している。しかも、横方向地盤反力係数の方はくいの厚さ、つまり曲げ剛性によってそれぞれ異なる曲線上に存在するが、一方、地盤常数はくいの曲げ剛性によらず、一本の曲線上の存在することはきわめて重要な結果である。

以上、Terzaghi が述べているように、横方向地盤反力係数がくい幅に逆比例するという提案と矛盾する結果となっている。これは前にも述べたように、くいの横抵抗において地表面近くの塑性領域の影響を無視した結果によるものと考えられる。

7. 粘土地盤の場合

粘土地盤は砂地盤と違って、きわめて透水係数が小さい。それに対して、くいにかかる横方向荷重は短期間作用するものが多い。もちろん、構造上長期間作用するものもあるが、数の点から行くと短期間の方が多。例えば、地震力、船舶衝撃力、風力、波力などである。一

方、長期間横方向荷重が作用するものとして、くいの上部構造物に働く土圧、あるいは法面破壊を防御するために打ち込まれたくいなどである。粘土地盤に打ち込まれたくいに、横方向荷重が働く作用期間が長いのか短いかは、実際に作用する時間そのものが問題になるのではなくて、その地盤の透水性とのかね合いによって区別すべきものであろう。例えば、透水係数が比較的大きい場合の短期間は、透水係数の比較的小さい場合の長期間に相当する。つまり、打ち込まれたくいの前方に生ずる破壊が非排水状態か、排水状態かによって決まるものと考えられる。したがって、粘土地盤の場合は、すべて同じ取り扱いによって処置すべきでない。その例として、すでに地盤反力係数のところで述べたとおり、横方向地盤反力係数 k_h を求める Vesic の式において、長期間の荷重と短期間の荷重で E_s の値のとり方を 2 通りに区別している。しかし、上にも述べたとおり長期間の荷重の例は、比較的数少ないと思われるので、今後短期間の荷重の場合についてのみ考察する。もし長期間の荷重が対象になるような場合は、Vesic の提案のとおり、 E_s のみを区別して論ずればよいものとする。

さて、粘土の非排水状態では、地盤の破壊に至るまでの応力計算を、単純な弾性理論を適用することが多い。特に変形問題を取り扱うのに便利である。粘土地盤において、地表面上と置かれた剛性載荷板上に載荷した時の沈下量を求める式として、弾性理論から求めたところの

$$\rho = pB \frac{1-\nu^2}{E_s} I_p \quad \dots\dots (36)$$

があげられる。ここで、 B は載荷板の最大幅であり、 I_p は無次元数で影響値と呼ばれる。例えば、円形剛板の場合、 B は直径、 I_p は $\pi/4$ である。したがって、この式から鉛直方向の地盤反力係数 k は

$$k = \frac{E_s}{1-\nu^2} \frac{I_p}{B} \quad \dots\dots (37)$$

として求められる。この式からも明らかなように、 k は載荷板の幅に反比例する。したがって、もし地盤の弾性常数 E_s および ν がわかれば k が求まる。 ν は非排水状態の場合、0.5 ととることができる。 E_s は短期荷重と長期荷重に分けて、Vesic と同じ方法で求めることができる。この式を使って、粘土地盤に打ち込んだくいの横方向地盤係数ある程度推定することができる。

吉田は E_s として、三軸試験において、ひずみが 1% および 2% における割線係数を使って、上式から k を算定し、いくの水平載荷試験結果と良い一致を示すことを述べている³³⁾。また、久保のいう S 型地盤の場合、つ

表-7 m_h の値 (g/cm⁴)

深さ (m)	くい	載荷試験	Granholm	Biot	Jampel	Vesic	Gibson	Terzaghi
1.80	1.5~4.2	2.66	0.61	1.33	0.72	0.83	1.22	8.32
3.80		2.53	0.63	1.34	0.74	0.74	1.16	8.42
5.80		2.09	0.52	1.14	0.62	0.62	0.98	8.28
7.80		2.72	0.69	1.52	0.83	0.82	1.32	8.22

まり深さ方向に N 値が変化するような粘土地盤、例えば、正規圧密を受けた粘土地盤のような場合については、各深さにおける粘土試料から E_s を求めることによっても、横方向地盤定数 n_h をある程度推定することができる。ただし、この場合 n_h の代わりに $m_h = n_h/B$ について調べた。($B=21.63$ cm として)

表-7 の第1, 第2行は後で述べる粘土地盤 (S型地盤) で行った実物ぐいによる野外試験の結果から求めた m_h と、同じ地盤の粘土試料を使って一軸圧縮試験による応力一ひずみ関係から求めた m_h の値である。粘土試料は4点の深さで採取されたものである。ただし、くいから求めた m_h は変位 1 cm における値を代表させたとして、 k_s の値そのものである。この場合、ストレングージの測定点から得られた k_s の値の範囲を示してある。また、式-(37) を使用する際の E_s の値として、Vesic が提案した E_{50} の値を使ってある。

それと同時に、表-7 には無限および半無限弾性体における弾性理論から得られた Granholm, Biot, Jampel, Vesic および Gibson の式を使って求めた m_h の値とも比較してある。これらの結果によると、弾性理論から求めた5つの m_h の値は、いずれも実験結果の m_h よりも小さいが、平板載荷の式から求めた m_h の値は比較的实验結果の値と一致している。しかし、土質試験によって求めた E_s の値は、実際の原地盤の E_s よりも小さ目のものが得られると一般にいわれている。その理由は、試料採取による試料の乱れが大きく影響するからであろう。

さらに、表-7 には表-1 を使って粘土の一軸圧縮強さから求めた m_h も掲げてある。この場合、Terzaghi は深さ方向に k_h が変化しないと仮定しているが、試験地盤のように正規圧密粘土である場合 k_h は深さ方向に変化しているので、表-1 の関係を使おうと思えば、各深さにおける k_h の値を同じ深さにおける一軸圧縮強さから求める必要がある。粘土地盤においても、砂地盤と同様 N 値から推定することができる。粘土地盤の場合は砂地盤

の場合と違って、ある程度経験的に認められた実験式によって、 N 値と k_h を結びつけることができる。まず、いくつかの研究結果によって N 値と一軸圧縮強さ q_u との間の関係が示されている²⁴⁾。例えば、Terzaghi は

$$q_u = \frac{N}{8.2} \quad \dots\dots(38)$$

という式を示している。また、この一軸圧縮強さはその粘土試料の変形係数と直線的な関係があることも確かめられている。竹中は日本の沖積粘土について調べ、その変形係数 (この場合は E_{50}) と非排水強さとの間に

$$E_{50} = 210 C_u \quad \dots\dots(39)$$

という関係があることを述べている²⁵⁾。また、諸外国においても、Terzaghi は、

$$E_i = (10 \sim 100) p_0 \quad \dots\dots(40)$$

という関係を与えている²⁶⁾。ここで、 E_i は初期勾配における接線係数であり、 p_0 は先行圧密荷重である。さらにこの変形係数は式-(37) に示すような鉛直方向の地盤反力係数との関係を持つため、もし Terzaghi が述べているように、 N 値と横方向地盤反力係数との関係が一義的に求めることができるであろう。これに比較して、砂地盤について、上のような関連性を見出すことができないので、横方向地盤反力係数と N 値を結びつけることに難点があるように思われる。しかし、粘土地盤の場合に、式-(38) に示すような関係を見出すことは困難であるというようなこともいわれている。

最近、McClelland は粘土試料における応力一ひずみ曲線が、その粘土地盤中のくい面の反力とたわみ曲線とともに、両対数グラフ上に平行な直線となって現われることから、その粘土の横方向地盤反力係数とくい幅の積 $k_h B$ は、 $11E_{50}$ で求まることを実験結果から述べている²⁷⁾。野外実験で得た結果のうち一例として深さ 1.80m の点における一軸圧縮試験結果と同じ深さでのくい p と ϵ_p との関係プロットしたものが図-23 である。ただし ϵ_p とは McClelland も述べているように、くい面変位 y のくいの半径 $B/2$ に対する比である。この結果、

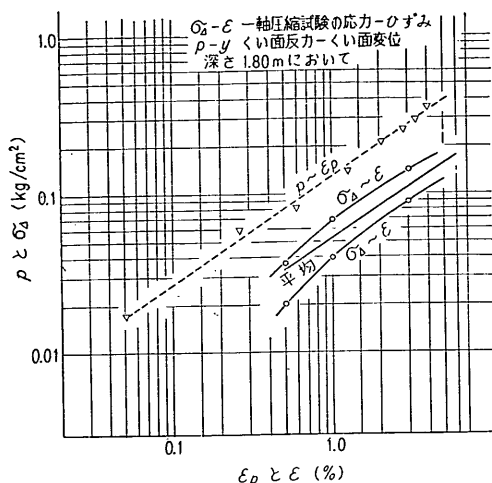


図-23 $\sigma_a - \varepsilon$ と $\rho - \varepsilon_p$ の関係

彼の主張することがこの実験結果にも適用され $E_s = 5 \frac{\sigma_a}{\varepsilon}$ が得られた。ここで σ_a は一軸圧縮応力である。このように、粘土地盤においてはサンプリングによって、各深さの粘土試料を取り出せるから、S型地盤、C型地盤の区別なく土質試験の結果から k_h がある程度推定がつかうだろうし、もしこの k_h の値が変位 1cm におけるものと思えば、 k_h の値がそのまま深さ方向に変化するかしらないかによって、 k_s および k_o となり得る。また、粘土地盤から試料を採らないでボーリングの穴を利用して、地盤反力測定器を使って、直接に k_h を求める方法がある。この方法は最初 F. Kögler が考案したもので、その後測定器の改良が試みられて、フランスの L. Ménard が製作したプレッショメーターによる方法である²⁸⁾。その後、ゴムチューブ法²⁹⁾や分割されて拡がる横方向載荷板³⁰⁾などと、種々の工夫が試みられている。

以上に述べたことから明らかなように、粘土地盤の場合は、比較的その原地盤からの試料が採取しやすい上に、その試料の変形係数と土質試験結果との関連がはっきりしている。それは、粘土の場合がより弾性的な挙動を示す結果であろうと考えられる。粘土地盤がS型地盤かC型地盤かという違いは、粘土地盤の応力履歴によって区別されることが多い。しかしこの場合以外に、特に地表付近で地盤が乾燥収縮している場合は、逆に深さとともに一軸圧縮強さが減少する現象が認められるが、このような場合もC型地盤の部類に入れて考えるべきであろう。

しかし、いずれにしても、以上に述べた方法によって

k_s および k_o を求めるためには、弾性理論によって求めた k_h が変位 1cm における横方向地盤反力係数を代表するものと仮定した上で成り立つ事柄であって、実際には、この点の論拠が明白ではない。これから述べる方法は弾性理論に破壊条件をとり入れて、粘土地盤における k_s および k_o をくいおよび地盤の性質を示す諸条件によって、式でもって表わそうとするものである。

前にも述べたとおり粘土地盤についてはかなり合理的に弾性理論が適用できるとして、くいから地盤に伝わるくい面反力が、半無限弾性点内で境界面に鉛直な直線上に作用する等分布荷重であるとする。そのような荷重状態で、境界面つまり地表面における応力がどのようになるかを調べる。ただしこの場合、くい幅方向の分布は考慮せず、くい軸上に集中した線荷重として置き換える。また、実際のくい面反力は周期的荷重であるが、計算に便利のため無限深さまで続く等分布荷重と仮定する。以上のような、きわめて簡略化された仮定に基づいて計算する。そのためには、まず、半無限弾性体内の一点に、境界面に水平な方向に働く集中力による境界面上での応力を求める Mindlin の式を利用する³⁰⁾。その式は集中力を Q として、図-24 のように座標をとれば、

$$\sigma_x = \frac{QX}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{1-2\nu}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(5-4\nu)}{R_2^3} - \frac{3X^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)X^2}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+Z+\zeta)^2} \right. \\ \left. \times \left\{ 3 - \frac{X^2(3R_2+Z+\zeta)}{R_2^2(R_2+Z+\zeta)} \right\} + \frac{6\zeta}{R_2^5} \right] \\ \times \left\{ 3\zeta - (3-2\nu)(Z+\zeta) + \frac{5X^2Z}{R_2^2} \right\} \dots (41)$$

$$\sigma_y = \frac{QX}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{1-2\nu}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(3-4\nu)}{R_2^3} - \frac{3Y^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)Y^2}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+Z+\zeta)^2} \right] \\ \times \left\{ 1 - \frac{Y^2(3R_2+Z+\zeta)}{R_2^2(R_2+Z+\zeta)} \right\} + \frac{6\zeta}{R_2^5}$$

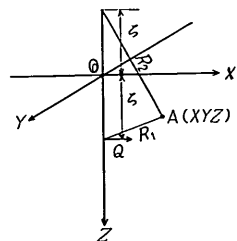


図-24 半無限弾性体中にとった座標

$$\times \left\{ \zeta - (1-2\nu)(Z+\zeta) + \frac{5Y^2Z}{R_2^3} \right\} \quad \dots\dots(42)$$

$$\begin{aligned} \tau_{XY} = & \frac{QY}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{1-2\nu}{R_1^3} + \frac{1-2\nu}{R_2^3} - \frac{3X^2}{R_1^5} \right. \\ & - \frac{3(3-4\nu)X^2}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+Z+\zeta)} \\ & \left. \times \left\{ 1 - \frac{X^2(3R_2+Z+\zeta)}{R_2^2(R_2+Z+\zeta)} \right\} - \frac{6\zeta Z}{R_2^5} \left(1 - \frac{5X^2}{R_2^2} \right) \right] \quad \dots\dots(43) \end{aligned}$$

から、境界面における応力は $Z=0$ として求めることができる。ただし、この式中で、

$$\begin{aligned} R_1^2 &= X^2 + Y^2 + (Z-\zeta)^2, \\ R_2^2 &= X^2 + Y^2 + (Z+\zeta)^2 \quad \dots\dots(44) \end{aligned}$$

である。また、 ζ は集中力が作用する点の Z 軸上での原点からの距離、つまり現地盤においては地表面からの深さである。 ν は粘土地盤のポアソン比である。

さて、境界面における応力は $Z=0, R_1=R_2=R$ において、式-(41)、式-(42)、式-(43) から

$$\begin{aligned} \sigma_X = & \frac{QX}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{4(1-2\nu)(1-\nu)}{R^3} - \frac{12(1-\nu)X^2}{R^5} \right. \\ & - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R(R+\zeta)^2} \times \left\{ 3 - \frac{X^2(3R+\zeta)}{R^2(R+\zeta)} \right\} \\ & \left. + \frac{12\nu\zeta^2}{R^5} \right] \quad \dots\dots(45) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_Y = & \frac{QX}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{4(1-2\nu)(1-\nu)}{R^3} - \frac{12(1-\nu)Y^2}{R^5} \right. \\ & - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R(R+\zeta)^2} \left\{ 1 - \frac{Y^2(3R+\zeta)}{R^2(R+\zeta)} \right\} \\ & \left. + \frac{12\nu\zeta^2}{R^5} \right] \quad \dots\dots(46) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_{XY} = & \frac{QY}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{12(1-\nu)X^2}{R^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R(R+\zeta)} \right. \\ & \left. \times \left\{ 1 - \frac{X^2(3R+\zeta)}{R^2(R+\zeta)} \right\} \right] \quad \dots\dots(47) \end{aligned}$$

となる。

次に、この集中荷重が Z 軸上に分布すると考えた場合には、

$$\zeta = r \tan \varphi, \quad R = r \sec \varphi, \quad Q = qdC \quad \dots\dots(48)$$

と置き換えて、 φ について 0° から 90° まで積分を行なえばよい。ただしここで、 q は単位長さ当りの等分布荷重の大きさである。その結果、求めようとする点 A での各応力は、

$$\sigma_X = \frac{qX}{4\pi} \left\{ (4\nu-1) \frac{1}{r^2} - (1+2\nu) \frac{2X^2}{r^4} \right\} \quad \dots\dots(49)$$

$$\sigma_Y = \frac{qX}{4\pi} \left\{ \frac{1}{r^2} - (1+2\nu) \frac{2Y^2}{r^4} \right\} \quad \dots\dots(50)$$

$$\tau_{XY} = \frac{qY}{4\pi} \left\{ (2\nu-1) \frac{1}{r^2} - (1+2\nu) \frac{2X^2}{r^4} \right\} \quad \dots\dots(51)$$

となる。ここで、もし粘土地盤が非排水状態で変形するものとすれば、つまり、短期荷重のみを対象とするならば、 $\nu=0.5$ とおくことができるので、

$$\sigma_X = \frac{qX}{4\pi} \left\{ \frac{1}{r^2} - \frac{4X^2}{r^4} \right\} \quad \dots\dots(52)$$

$$\sigma_Y = \frac{qX}{r^2} \left\{ \frac{1}{r^2} - \frac{4Y^2}{r^4} \right\} \quad \dots\dots(53)$$

$$\tau_{XY} = -\frac{qY}{4\pi} \cdot \frac{4X^2}{r^4} \quad \dots\dots(54)$$

となる。

くいに作用する横方向力が増加すれば、くいの前方に発生した地盤の破壊領域は次第に深まり、また、くいを起点として拡がって行くことが考えられるので、点 A が破壊状態に達したとすれば、その点の最大せん断応力、

$$\tau_f = \sqrt{\left(\frac{\sigma_X - \sigma_Y}{2} \right)^2 + \tau_{XY}^2} \quad \dots\dots(55)$$

が非排水強さ C_u に等しくなった時と考えることができる。したがって、式-(52)、式-(53)、式-(54) を式-(55) に代入すれば、

$$C_u = \tau_f = \frac{qX}{2\pi r^2} \quad \dots\dots(56)$$

となる。この式で、 $r^2 = X^2 + Y^2$ であるから、これを上式に代入すれば明らかなように、くいの前方に生ずる地表面での破壊範囲は、**図-25** に示すようにくいに接する円形状の領域となり、その円の直径は式-(56) より $q/2\pi C_u$ となる。このように、くい前方の地盤の破壊領域が円形状になることは、後で述べるように、野外実験での観察によって確かめられた。また、 $q/2\pi C_u$ が示すように、横方向力つまりくい面反力であるところの等分布荷重の強さ q が大きければ大きい程、破壊領域を示す円は大きくなり、地盤の抵抗を示す C_u が大きければ大

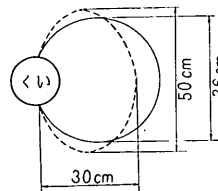


図-25 破壊した地表面上の状態

きい程、破壊領域が小さくなるのがわかる。ところで、この式が定性的に正しいことがわかるが、定量的に適当かどうかを調べるためには、 q の値としていかに定義するかどうかについて問題がある。ここでは、ごく大ざっぱに、横方向力を l_{m1} の半分の深さで割った値、つまり地盤反力が最も有効に働くと思われる程度の深さまでの長さで割った値として、野外実験で行なった粘土地盤におけるくいの載荷試験のうち、最も明瞭に地盤の破壊が見られた No. 5 くいについて検討してみた。その結果は図-25 の点線で示すとおり、直径が 36cm 程度となった。

この値は実際に観測して得た地盤の破壊領域つまり X 軸方向が 30cm、 Y 軸方向が 50cm 程度の楕円形に対し、近似的に妥当な値を示すものである。ただし、計算を行なった際、非排水強さ C_u は、その地盤の土質試験から得られた一軸圧縮試験から求めた分布式

$$C_u(\text{kg/cm}^2) = 0.04 + 0.025 Z(\text{m}) \quad \dots\dots (57)$$

において、深さ $Z=0$ とした、つまり地表面での値を使ったものである。

ところで、もしこのような地盤の破壊領域が地表面より下に続いて、この領域内の粘土の横方向圧縮のみを考えて、くいのくい面反力と変位との関係を求めることにする。ここで、地表面よりある深さにおいても、くいの前方には地表面と同じ円形状の破壊領域が発生しているものと仮定する。このような考え方は、例えば、ある深さの地点に鉛直方向の点荷重が作用した時に、地盤内の応力を求めようとする際に、地表面において鉛直方向の点荷重が作用したと同じような圧力球根が生ずるものと近似する考え方と同じである。くいの前方に発生した破壊領域についても、同じように近似的な適用を試みる。そうすれば、この破壊領域のみが横方向に圧縮されるとする考え方は、すでに述べたように、圧力球根の圧縮のみが変位に関係するという考え方に通ずる。つまり、弾性体内のごく限られた領域のみが圧縮効果に寄与するという考え方である。

以上に述べたような、きわめて乱暴な仮定を設けて、この円形状の粘土土柱のヤング係数を E_s とすれば、次のような式が得られる。

$$E_s = \frac{q}{B\epsilon} \quad \dots\dots (58)$$

ここで、 ϵ はこの円柱状の粘土土塊の圧縮ひずみで、 B はくい幅である。横方向変位量を y とした時に、円柱状の粘土土塊の直径は $q/2\pi C_u$ であるので、

$$\epsilon = \frac{y}{q/2\pi C_u} \quad \dots\dots (59)$$

となる。したがってこの式を式-(58) に代入すれば、

$$\frac{q}{B} = E_s \frac{2\pi C_u}{q} y \quad \dots\dots (60)$$

つまり、

$$q^2 = 2\pi C_u B E_s y \quad \dots\dots (61)$$

となる。もしくい面の単位幅当りに作用するくい面反力を p とすれば、

$$q = pB \quad \dots\dots (62)$$

であるるので、この式を式-(61) に代入すれば、

$$p^2 = \frac{2\pi C_u E_s}{B} y \quad \dots\dots (63)$$

が得られる。この式から明らかなように、くい面反力は横方向変位量 y の平方根に比例することになる。ここで、Vesic と同じように、 E_s として一軸圧縮試験から求めた E_{50} を採用すれば、

$$E_{50} = \frac{C_u}{\epsilon_{50}} \quad \dots\dots (64)$$

となる。ただし、 ϵ_{50} は非排水強さにおけるひずみに相当する。この関係式の具体的な形は式-(40)、式-(41)に示されている。この関係を式-(63) に代入すれば、結局

$$p = C_u \sqrt{\frac{2\pi}{\epsilon_{50} B}} \cdot y^{0.5} \quad \dots\dots (65)$$

となる。

この式をみれば明らかなように、もし ϵ_{50} がある一定地盤から採取した粘土試料について一定な値となれば、

$$k_c = C_u \sqrt{\frac{2\pi}{\epsilon_{50} B}} \quad \dots\dots (66)$$

とおくことによって、C型地盤におけるくいの基本式、 $p = k_c y^{0.5}$ の地盤常数、 k_c が地盤条件およびくい幅 B によって求められる。また、もし C_u が式-(57) で示すように、深さ方向に直線的に増加するような場合は、定数項が無視し得る程度であれば、 $C_u = \alpha x$ とあらわして、

$$k_s = \alpha \sqrt{\frac{2\pi}{\epsilon_{50} B}} \quad \dots\dots (67)$$

とおくことによって、S型地盤におけるくいの基本式 $p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5}$ の地盤常数 k_s が地盤条件およびくい幅 B の関数として求めることができる。

この2つの式から明らかなように、粘土地盤の場合は、地盤常数にくい幅の影響がみられ、くい幅 B の平方根に反比例するという結果が得られている。粘土地盤におけるくい幅の影響については、現在のところ研究実績がないので、上の事柄を裏付ける何ものもないので、今後に残された問題である。しかし、野外実験において行なった一種類のくいについて、果して、上の結果が正しい

表-8 各深さにおける E_{50} と ϵ_{50} の値

深さ (m)	E_{50} (kg/cm ²)	ϵ_{50}
1.80	5.70	0.0119
3.80	11.30	0.0140
5.80	14.30	0.0130
7.80	25.00	0.0102
	平均	0.0125

かどうか検討してみることにする。ただし、この場合も、くい前方の破壊領域の場合と同じように、試験地盤から採取して求めた粘土試料の土質試験結果を使用する。

まず、最初に、 ϵ_{50} が一定値になるかどうかを調べるため、一軸圧縮試験から求めた応力-ひずみ曲線から ϵ_{50} を読みとった。その結果が表-8 に示されてある。この表を見てわかるように、この試験地盤においては、どんな深さにもかかわらず、比較的 ϵ_{50} が一定になることがわかる。そこで、この ϵ_{50} として、平均値 0.0125 を採用した。また、 α としては、式-(57) の定数項を無視して、0.025/100 を採用し、くい幅 $B=21.63$ cm とともに式-(67) に代入した。その結果、表-9 に示すとおり k_s を求めると、1.26 kg/cm^{3.5} となる。

一方、くいにはり付けたストレインゲージから曲げモーメントを測定し、図式微分および図式積分によって、くい面反力およびくい面変位量を求めて、両対数グラフにプロットすれば、 k_s の全体のくいの平均値として 2~4 kg/cm^{3.5} 程度が求まる。また、くい頭荷重と変位量とのグラフから、港研方式にしたがって k_s を求めても、やはり 2~4 kg/cm^{3.5} 程度になる。したがって、式-(67) を使って k_s を求めても、極端に異なった値にはならないという結果になった。また、 k_s および k_0 の性質からいっても、粘土地盤の非排水強さに比例したり、くい幅 B の平方根に反比例するという事は、常識的にも納得行くことと思われる。式-(66) および式-(67) の右辺の次元は $[F][L]^{-2.5}$ および $[F][L]^{-3.5}$ で、それぞれの

表-9 計算結果と実測結果

使用くいの諸元	鋼管くい 直径 21.63 cm 長さ 1,550 cm
くい頭変位およびゲージによって求めた	$k_s=1.5\sim 4.2$ g/cm ^{3.5}
式(67)を使って求めた	$k_s=1.26$ g/cm ^{3.5}

地盤常数の次元と等しくなっていることも付言しておく。

以上のようにして求めた諸式を使えば、構造物建造の予備調査として、ごく一般に行なわれる地盤の土質試験から、ある程度くいの横抵抗計算に必要な地盤常数が推定できて、設計上きわめて有利であろうと思われる。特に、最近やわらかい粘土を使用して埋立てた地盤にくい基礎を設ける場合、 N 値がほとんど零になって、 N 値と k_s および k_0 との関係グラフから地盤常数が求まらないという事態が起きる。このような時に原位置試験、例えばペーン試験、イスキメーター試験、コーン試験などによって非排水強さが求まれば、式-(66) および式-(67) を使って、ある程度の地盤常数の推定値が得られることと思われる。

しかし、いずれにしても、これまでに述べた推定方法は、いずれもきわめて大たんな仮定に基づくものであるから、今後、さらに検討し改良すべき余地があると思われる。また、検討に供した実験例もごく少数なので、今後の実験データの蓄積を待って、さらに検討、考察されるべきものであろうと考える。

8. 野外実験

8.1. 実験地盤

くい実験を行なった試験地盤は、国鉄久里浜駅近くの線路沿いに存在した元たんぼをそのまま利用したものである。試験地盤は地表面近くまで地下水面があらわれている湿地帯であるが、ここ数年空地のまま放置されていたので、よしずが茂っており、したがって、地表面近くは比較的硬化されているので、試験地盤として適当でないため、地表面から深さ 30 cm まで掘削した。さらに載荷装置取り付けや試験準備および測定に便利のため、くいの横抵抗にはほとんど影響しないと思われる広さの試験地盤の周囲に土を盛った。その試験地盤の広さ、および実験したくいの配置は図-26に見られるとおりである。試験地盤に2箇所あり、それぞれの地盤をA地盤、B地盤とした。載荷方法は、室内実験と同じように、くいの頭部に取り付け金具を介して、ワイヤロープによって重錘を用いて引っぱり、載荷装置はくいの引っぱり強さに対し十分抵抗できるように、6本のHぐいを脚にした剛強なやぐらとした。やぐらの高さは重錘をかけた時のくい頭のたわみおよび、ワイヤロープの緊張による伸びなどを考慮して、十分な余裕を取った。

さて、実験を行なった試験地盤は過去海底中に存在し

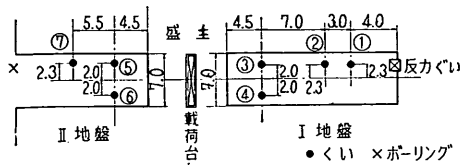


図-26 試験地盤

と思われる海成粘土で、ボーリングによる地盤調査によれば、貝殻が多く存在した。ボーリングに試験地盤内で図-26に示したような位置にA地盤およびB地盤にそれぞれ1本ずつ行なったが、どちらも深さ方向の分布が同じ状態であるので、その2本のボーリングから得た粘土試料によって得た土質試験の結果からその地盤の土質を判定した。その試験結果によれば、表層2mまでは粘土質シルトであるが、それ以下ではシルト質粘土から粘土へと漸变的に変わっている。深度32m程度で砂混り粘土となり、固結したシルト層が現われる。したがって、全般的に粘土地盤として考えてもよいと思われる。

この地盤の含水比は100前後であるが、表層から深くなるにつれてわずかに含水比が減少している。また、単位容積重量は1.48程度で、土粒子比重は2.70である。液性限界は115、塑性限界は40である。この地盤の非排水強さは一軸圧縮試験により、深さに対する関係が式(57)のように求められた。この式からも明らかのように、この地盤は海底中に自然堆積された正規圧密粘土地盤であることが分かる。図-27は一軸圧縮強さの深さ方向に変化する分布状態を示した図である。また図-28は一軸圧縮試験を自動的に記録した応力-ひずみ曲線の一例である。この図から見てわかるように、同じ深さの粘土試料から得た供試体内でも、かなり異なった形で示しているが、これらは粘土中にある貝殻によって成型が

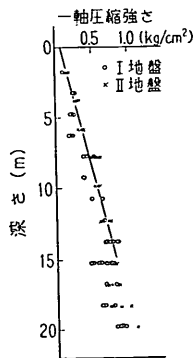


図-27 一軸圧縮強さ分布

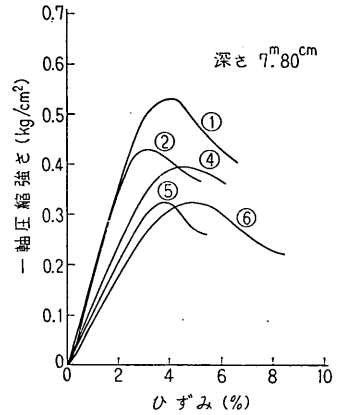


図-28 一軸圧縮試験

困難であったことを示すものである。

8.2. 実験用くい

実験に用いたくいは全部で7本で、それらのくいの材料および断面形状寸法は表-10に示したとおりである。この7本のくいのうち、ストレインゲージをはり付けたものは3本だけで、他は単にくい頭の挙動についてのみ調べた。各くいについて行なった実験はそれぞれ異なり、そのうち2本だけはくいが極限破壊に到るまで載荷することにした。ストレインゲージをはり付けたくいは曲げモーメントが大きく出る部分で、ゲージ間隔を50cmとした。用いたゲージはKP-6-A1で、地下水に接しないようにゲージ保護金具を取り付けた。ゲージからとり出したリード線はくいの側面を集めて固着し、くい打ち込みによる断線を防いだ。ストレインゲージの読みは100接点のスイッチボックスを利用して、ストレインメーターによって読み取った。くいの打ち込みはドロップハンマーで行なったが、くいの回転およびねじれが起きないように細心の注意をした。しかし、1本のくいは約

表-10 実験種目

くい名	内容	載荷高	ひずみゲージ
No. 1	一方向繰返し	50 cm	有
2	交番載荷	150 cm	有
3	一方向繰返し	"	有
4	長期(荷重小)	"	無
5	破壊	"	無
6	長期(荷重大)	"	無
7	緩速載荷	"	無

30度ばかり回転を起こし、実験ではやむを得ず引っぱり方向をかえて行なった。

8.3. 実験方法

各くいについて行なった実験の積類は表-10に示すとおりである。つまり、No. 1とNo. 3は従来行なわれる多サイクル方式の応力制御方式によるもので、載荷高を50cmと150cmの2種類とした。No. 2は交番載荷を行なうことによって、粘性土地盤中のくいの横抵抗挙動におけるヒステリシスを調べ、No. 5はくい体が破壊するまで試験を行なって、くいの横荷重に対する極限支持力を調べた。No. 4, No. 6は粘性土地盤の圧密、クリープ現象がくいの横抵抗に与える影響を調べるために、一般に行なわれている試験時間よりも長期間載荷した。ただし、No. 4の荷重を小さくし、No. 6の荷重を大きくした。それに対して、最後のNo. 7は普通の載荷時間より短い時間内で終らせたものである。実験中に測定したものはNo. 1からNo. 3までのくいについては、くい頭変位およびくい頭勾配とくい面ひずみ、No. 4からNo. 7までのくいについては、くい頭変位とくい頭勾配のみとした。

各種のくいの実験結果およびその考察は港研資料として別途報告する予定であるが、本報告中では、とくに地盤常数との関係で、同一地盤に対し載荷試験の1例だけを取り上げて述べる。その1例として地盤の破壊状況が明白に認められたNo. 5のくいについてのみ記す。

8.4. 実験結果

くいに横方向荷重を加えて行くと、図-29に示すように次第にくいの前面の土が盛り上がってくる。そして、くいを中心として放射線上に亀裂が発生する。くいの背後は砂地盤の時と違って、くいが変位してもほとんど土が落ち込む様子がみられない。したがって、くいの形を残して直立した鉛直壁が形成される。くいの側面からは大きな亀裂がのび、載荷重が増すにしたがってくいの前方へと屈曲して行く様子がみられる。粘土地盤の場合には砂地盤の場合よりも一層地表面の土の破壊状況ははっきり



図-29 くい前方の破壊状況

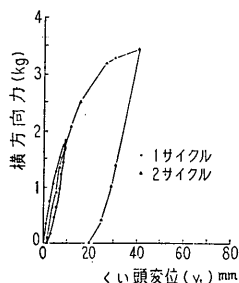


図-30 横方向力—くい頭変位の関係 (No. 5 くい)

りと認められる。

図-30はくい頭部で測定した横方向力と変位を示す曲線であるが、第一回載荷と第二回載荷以後の曲線の勾配は比較的一定している。また、各回における最大変位量が割と小さい他の例を調べてみると、除荷後の残留変位量も砂地盤の場合に比べると著しく小さい。このことは、くいの背後に土が落ち込まない結果によるものと思われる。したがってくり返し荷重を受けるような場合も処女曲線から大きく離れるということもなく、その結果ヒステリシス面積もかなり小さい。このことは、粘土地盤がより弾性的挙動を示す結果であろうと推察できる。

さてこの横方向力とくい頭変位の曲線を両対数グラフにプロットしたものが図-31である。この図には、いわゆる港研方式によって計算した k_s の曲線が記入されている。この図からわかるように、載荷時の k_s の値は著しく小さい。これはくいの背後からほとんど抵抗を受けなかったことを意味する。なお、このNo. 5のくいは2サイクル載荷後に破壊まで試験したものであるが、その結果、くい体中に発生した最大応力は3100kgとして求められた。破壊時にくいの前面に生じた土の盛り上がりおよび亀裂状態から、地盤の破壊状況として図-25に

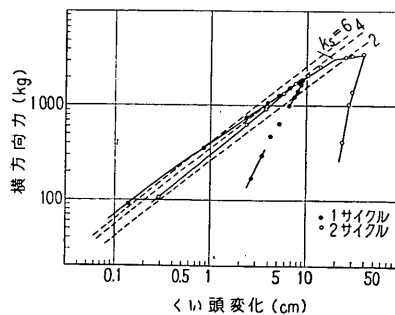


図-31 横方向力—くい頭変位の関係 (No. 5 くい)

画かれたような大きさの円形になることが判断された。

この No. 5 くいにはストレインゲージがはり付けられていないので、地中部のくいの挙動について知ることができなかったが、ストレインゲージをはり付けてあった他のくいの測定結果から A 地盤 (図-26 参照) におけるくいの基本式は、

$$p = kx^m y^n$$

の式において $1 > m$, $0.4 > n > 0.8$ の範囲におさまることがわかった。 n がこの範囲にあることは、理論的に求めた 0.5 の値と異なるが、実験回数も少なく、計算途中の誤差も考慮すれば、0.4 と 0.8 の範囲での平均値で 0.5 の値に近づくことは推察できる。また、原地盤の構造の多様性にもよると思われるので、従来から得られた値および理論的に求められた値、0.5 という結果に対し、特別支障をきたす理由にはなり得ないと思われる。

次に、 m の値がいずれも 1 より小さくあらわれた原因として、この A 地盤の一軸圧縮試験結果からも明らかのように、深さ 3~7m の範囲で式-(57) で示す直線よりもかなりはずれて、下回った結果が得られている。このため、 m は 1 とはなり得ず、1 より小さな値となつてあらわれたものと考えることができる。このことは、式(65)によって示すように、 k が C_u に影響されることをはっきりと示すものといえよう。

なお、No. 5 くい以外の測定データおよび解析グラフはすべて報告予定の港研資料に記載されているので、ここであらためて述べない。ただ、いずれにしても今度の実験回数もわずかであるので、以上に述べたことが普遍的であるかどうかについて、さらに今後の実験結果による検討を必要とするものと思われる。

9. ま と め

これまで標準貫入試験による N 値から推定された地盤常数に、どのような形で土質条件が含まれるかということ、統計的および理論的に示した。また、その結果を検討するために、砂地盤では室内実験および現地試験、粘土地盤では野外実験を行なった。その結果、概略次のような結論が得られた。

- 1) くい幅が 30 cm 以上になると、くい頭変位 1 cm に対する単位幅当りの横方向力は一定となる。しかし、その寸法以下では、くい幅が増加するとこの横方向力は減少する。
- 2) 地盤常数についても、1) と同じようなことがいえる。しかも、砂地盤においては、くいの剛性には無

関係である。

- 3) くいの見掛けの横方向地盤反力係数は式-(27) で表わせる。
- 4) この式によって、くいの横抵抗に及ぼすくい幅の影響が説明できる。
- 5) 地盤常数 k_s は $K_p \gamma$ と

$$k_s = 2K_p \gamma$$

というような相関関係が認められる。この場合、 K_p は Caquot-Kérisel によって求めた受働土圧係数で、 γ は飽和砂の場合は浮力を差し引いたものである。

- 6) 粘土地盤中に打ち込まれたくいに横方向力を与えた時、くいの前方の地盤はくいに接した円形状に破壊領域が生ずる。

- 7) その円形状の破壊領域の直径は、理論的に

$$\frac{q}{2\pi C_u}$$

で表わせる。ただし、 q は地盤に伝わる平均くい面反力の強さで、 C_u は粘土地盤の非排水強さである。

- 8) 粘土地盤の場合の地盤常数 k_s および k_o は

$$k_s = \alpha \sqrt{\frac{2\pi}{\epsilon_{50} B}}$$

$$k_o = C_u \sqrt{\frac{2\pi}{\epsilon_{50} B}}$$

で、それぞれ表わすことができる。ここで、 α は C_u の深さ方向の増加率、 ϵ_{50} は一軸圧縮試験における最大強さの 50% におけるひずみ、 B はくい幅である。

10. あとがき

最近の港湾構造物には、くい形式の基礎が多く用いられてきている。これらのくいは横方向荷重に抵抗するものとして設計されることが多い。その際、地盤条件が単純な場合、例えば、均質な砂であるとか粘土であるというような場合は、その設計方法も比較的容易である。しかし、実際の地盤はその構成、性質がきわめて複雑で、単純にある一種類の特性指数で表現できない場合が多い。特に、層がいくつかに分かれているような地盤中でくいの横抵抗挙動については、現在のところほとんど未解決問題であるといえよう。また、くいに作用する横方向荷重が静的なものか動的なものかによって、くいの挙動が異質になってしまうことも考えられる。このような可能性を認識するためにも、今後、各種の条件のもとでくいの横抵抗実験を行なう必要があると思われる。今回の報告はくいの横抵抗計算において、あらかじめ知っ

ておかなければならない地盤常数について、土質力学的な解釈を与えたものといえる。

謝 辞

本報告にあたって、昭和42年11月に逝去された前土質部長久保浩一博士からひとかたならぬ御援助と御指導をたまわったことに対し、衷心から御礼申し上げる次第である。また、基礎工研究室の宮本六男、田中芳夫、武田後夫諸君らの協力に対しても深く感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会：土質工学ハンドブック，昭和40年，p. 425
- 2) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法並びに計算図表，港研報告第2巻3号，昭和39年
- 3) K. Kubo: Experimental Study of the Behaviour of Laterally Loaded Piles, Proc. 6th S.M.F.E. Vol. II, 1964, p. 275
- 4) 運輸省港研，八幡製鉄：Hパイルの水平抵抗に関する研究，昭和38年
- 5) 村山朔郎，大崎順彦：基礎工学ハンドブック，朝倉書店，昭和39年，p. 481
- 6) Chang, Y. L.: Discussion on the Paper "Lateral Pile Loading Tests" by L. B. Feagin, A.S.C.E. Vol. 102, 1937
- 7) Palmer, L. A. and Thompson, J. B.: The Earth Pressure and Deflection along the Embedded Length of Piles Subjected to Lateral Thrust, Proc. 2nd S.M.F.E., 1948
- 8) K. Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc. 1942, p. 347~354
- 9) K. Terzaghi: Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction, Géotechnique Vol. V, 1955, p. 297~326
- 10) A. Bergfelt: The Axial and Lateral Load Bearing Capacity and Failure by Buckling of Piles in Soft Clay, Proc. 4th S.M.F.E., 1957, p. 8~13
- 11) A. J. Francis: Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance, A.S.C.E. Vol. 90 SM 3, 1964, p. 20~25
- 12) P. W. Rowe: The Single Pile Subject to Horizontal Force, Geotechnique, Vol. 6, No. 2, p. 70~74, 1956
- 13) 5)参照 p. 94~101
- 14) 井口弘：鋼グイの現地打込み試験と載荷試験，土と基礎第10巻8号，昭和37年，p. 9~18
- 15) 4)参照 p. 129
- 16) 設計資料第6集，八戸港八太郎地区 -3.5m 物揚場控直杭横抵抗試験工事報告書，運輸省，昭和42年，p. 1~73
- 17) G. A. Leonards: Foundation Engineering McGraw-Hill, 1962, p. 462
- 18) 西田義親：群杭基礎に生ずる間げき水圧の計算，土木学会論文集 No. 129, 昭和41年，p. 6~14
- 19) 井上広胤：砂の直接セン断について，土と基礎第12巻9号，昭和39年，p. 3~8
- 20) 1)参照，p. 431
- 21) 久保浩一，三枝富士男，鈴木敦己：垂直控え杭の横抵抗について，港研報告第4巻2号，昭和40年，p. 31
- 22) 久保浩一：短杭の横抵抗，港研報告第5巻13号，昭和41年，p. 3
- 23) 吉田巖，駒田敬一：地盤の横方向 k 値について，土と基礎 Vol. 13, No. 3, 昭和40年，p. 25~29
- 24) 棧橋ドルフィンの設計法，調査設計室報告(第二報) 昭和37年，p. 84
- 25) 竹中準之介：粘土のサンプリングとその信頼度，土質材料の力学と試験法における最近の問題点，昭和37年
- 26) Terzaghi & Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1948, p. 109
- 27) B. McClelland and J.A. Focht Jr.: Soil Modulus for Laterally Loaded Piles, A.S.C.E. Vol. 82 SM 4, 1956, paper 1081
- 28) L. Ménard: Sols Soils 5, 1963, p. 9~24
- 29) 三木幸蔵：水平載荷試験結果による地スベリ防止グイの設計例，土と基礎第15巻6号，昭和42年，p. 17~22
- 30) 1)参照 p. 121
- 31) 港研資料 発行予定

記号表

p : くい面反力, 載荷板圧力
 y : くい面変位置量, 載荷板変位置量
 x : 深さ
 N : 標準貫入試験による 30cm 貫入に対する打撃回数
 k_s : S型地盤における地盤常数
 k_c : C型地盤における地盤常数
 \bar{k} : 一般式 $y = \bar{k}x^m y^m$ における変形係数
 m : 一般式における x のべき指数
 n : 一般式における y のべき指数
 k : 地盤反力係数
 a, b : 定数
 B : くいの幅, 載荷板の幅, はりの幅
 G_s : 土のせん断弾性係数
 E : くい材のヤング係数
 k_h : 横方向地盤反力係数または水平方向の地盤反力係数
 n_h : 横方向地盤反力常数または水平方向の地盤反力常数
 ν : 土のポアソン比
 E_s : 土のヤング係数
 I : くい材の断面二次モーメント
 EI : くいの曲げ剛性
 E_{50} : 土の応力-ひずみ曲線における最大強さの50%での割線係数
 m_v : 土の体積圧縮係数
 l : 半波長の荷重の長さ
 \bar{y} : くい面の平均変位置量
 y_t : くい頭の変位置量
 B_1 : 単位幅の載荷板の幅
 D_1 : 載荷板 B_1 によって生ずる圧力球根の深さ
 B : 任意の載荷板の幅
 f : B/B_1
 D : 載荷板 B によって生ずる圧力球根の深さ
 y_1 : 載荷板 B_1 の変位置量
 k_1 : 単位幅の載荷板についての地盤反力係数
 k_{h1} : 単位幅のくいについての横方向地盤反力係数
 n_{h1} : 単位幅のくいについての横方向地盤反力常数
 p_{p2} : すべり土塊の側面から受けるせん断抵抗
 γ : 土の単位容積重量
 K'_{pm} : 破壊以前のすべり土塊の側面におけるせん断抵抗

抗係数

η : ある深さのくいの根入れ長に対する比
 L : くいの根入れ長
 θ' : せん断すべり面のくい軸に対する傾斜角
 ϕ_m : 破壊以前の土の内部摩擦角
 p_{p1} : すべり土塊の前面から受けるせん断抵抗
 $\bar{m} \bar{m}'$: 土の剛性率
 $\Phi = \frac{K'_{pm}}{K_{pm} - K_0} \tan \theta \sin \theta \tan \phi_m$
 K_{pm} : 破壊以前のすべり土塊の前面における受働土圧係数
 K_{p0} : 静止土圧係数
 \bar{x} : 砂地盤中のくいの弾性反力作用点までの平均深さ
 x_1 : 塑性抵抗を受ける部分の深さ
 P : 横方向力
 P_2 : くいに作用する弾性抵抗力
 P_1 : くいに作用する塑性抵抗力
 K_p : 受働土圧係数
 $\bar{\tau}_f$: すべり土塊の側面に作用する平均せん断応力
 ϕ : 土の内部摩擦角
 \bar{k}_h : 単位距離だけ変位した時の k_h
 d : 影響圏円の半径のくいの半径に対する比
 e : 土の間げき比
 c : 比例定数
 $\Delta\phi$: 内部摩擦角の増加量
 $\Delta\gamma$: 単位容積重量の増加量
 α : 比例定数
 θ : 斜ぐいが鉛直方向となす角度
 $k_{s\theta}$: θ の角度を持つ斜ぐいの k_s
 C_u : 粘土の非排水せん断強さ
 I_p : 影響値
 ρ : 沈下量
 q_u : 一軸圧縮強さ
 E_i : 初期勾配における接線係数
 p_c : 先行圧密荷重
 σ_d : 一軸圧縮応力
 ε_p : $2y/B$
 X : 座標係
 Y : 座標係
 Z : 座標係
 Q : 集中荷重の大きさ
 σ_x : X 軸方向の直応力

沢 口 正 俊

σ_Y : Y 軸方向の直応力

τ_{XY} : X 軸ならびに Y 軸方向のせん断応力

R_1^2 : $X^2 + Y^2 + (Z - \zeta)^2$

R_2^2 : $X^2 + Y^2 + (Z + \zeta)^2$

ζ : 原点から集中荷重 Q が作用する点までの距離

r : $\sqrt{X^2 + Y^2}$

φ : $\tan^{-1} \frac{\zeta}{r}$

m_{h1} : n_{h1}/B

m_h : n_h/B

q : 単位長さ当りの等分布荷重の大きさ

A : 弾性体内の一点

τ_f : 破壊時のせん断応力

ε : 土の圧縮ひずみ

ε_{50} : 非排水せん断強さにおけるひずみ

β : 比例定数

(43.3.28 受付)