

港湾技術研究所報告

REPORT OF PORT AND HARBOUR TECHNICAL RESEARCH
INSTITUTE MINISTRY OF TRANSPORTATION, JAPAN

第 4 卷 2 号

Vol. 4 No. 2

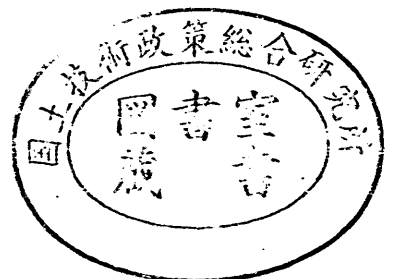
(通卷第 13 号)

地震時土圧に関する一考察 ——乾燥砂の場合——……………荒井秀夫

垂直控え杭の横抵抗について……………久保浩一・三枝富士男・鈴木敦己

1965年2月

運輸省港湾技術研究所



地震時土圧に関する一考察
—乾燥砂の場合—

荒井秀夫

目次

1. ま え が き	3
2. 水平力の作用している半無限砂層中の応力解析	4
(i) すべり線が直線の場合	5
(ii) 一般の場合	7
2. 土楔に震度を作用させた場合の土圧	8
(i) 主働土圧	8
(ii) 受働土圧	11
4. 振動箱内乾燥砂の振動実験結果との比較検討	15
(i) 振動箱内乾燥砂の運動性状	15
(ii) 固定壁に作用する振動土圧	16
(iii) 矢板壁根入部に作用する振動土圧	17
5. む す び	18
参 考 文 献	19

Lateral Resistance of Vertical Anchor Piles

Koichi KUBO *

Fujio SAIGUSA **

Atsumi SUZUKI **

Model tests are performed on a vertical pile which is used as an anchor of an earth retaining wall. A rigid wall ($b=1.6$ m, $h=0.5$ m), which has hinge at its bottom and backfilled with dry sand, is anchored with an vertical pile ($L=170$ cm, $b=7$ cm) embedded in the backfill. Horizontal load is applied to the top of the wall, to give perfect active condition within soil mass behind the wall. Anchor pull, pile top deflection, and bending moment induced in the pile are measured at every increment of the load.

Test is repeated with four kinds of distance d between the wall and the pile, and the following results are obtained.

1. The effect of wall movement on the lateral resistance of an anchor pile is seen when d is smaller than a certain value, which is dependent on the conditions of pile, wall, and soil. The pile shows larger deflection and larger bending moment when d becomes smaller.
2. The Shinohara-Kubo method of lateral resistance estimation can be applied to an anchor pile when an idea of assumed ground surface is introduced.
3. Intersection of active rupture surface and passive rupture surface is considered to give the level of assumed ground surface. A good agreement is obtained between observed and estimated behaviours of the pile when the plane starting from the depth of $l_{m1}/3$ along the pile is used as a passive rupture surface, where l_{m1} is the depth of the first zero point of moment curve of a laterally loaded pile.

* Chief, Foundation Laboratory, Soil and Structure Division

** Research Staff, Foundation Laboratory, Soil and Structure Division

垂直控え杭の横抵抗

久保浩一*
三枝富士男**
鈴木敦巳**

1. ま え が き

垂直単杭の横抵抗に関するわれわれの研究成果は、すでに運輸技術研究所報告^{1),2),3)}および港湾技術研究所報告⁴⁾として発表してきた。しかし、今まで取り扱ったのは、すべて杭の周囲が一様な地盤で、杭の挙動が他の構造物による影響を受けない場合であった。今回の報告で取り上げるのは、杭の前面に壁体があり、その壁体の変位によって主働領域が生じた場合、それが背後の杭の横抵抗にどのような影響をあたえるかという問題である。

たとえば、矢板壁などのアンカーとして垂直杭の横抵抗を利用しようとする場合に、このような問題が起こってくる。この際、もし壁体と控え杭との間隔を十分にとることができるならば、壁体の存在を考える必要はなく、今までの報告で論じたような単純な横抵抗の問題として取り扱うことができることはいままでもない。しかし、背後条件などの関係で、壁体に接近して控え杭を設置しなければならないようなときには、壁体の挙動が杭の横抵抗にかなりの影響を及ぼすことが想像され、控え杭の設計には特別の考慮が必要になってくる。この報告はそのような場合を対象とするものである。

ただ、矢板壁を考える場合、壁面土圧の分布状態や、主働領域の発生状況などは、矢板の剛性や土質条件、さらにはアンカーの動きなどによって、複雑な変化をするわけであり、それ自体が大きな研究課題であると考えられる。しかし、今回の報告では、事がらを簡単にし、杭の横抵抗だけに問題をしぼるため、壁体背後の主働領域は既知のものと考え、この主働領域が杭の挙動にどのような影響を及ぼすかを検討することにした。したがって、模型実験においても、可撓性の壁体を用いず、主働領域を比較的明確に把握できる、下端ヒンジの剛性壁を用いた。

実験に際しては、壁体と控え杭をワイヤーで連結し、壁体に外力を加えてその背後に主働領域を発生させた。この際、ワイヤーの張力をうけて、控え杭には変位と曲げが発生するが、その状況は壁体と杭との間隔によって

変化する。そこで、間隔を変えて実験を繰り返し、その影響を詳細に検討した。

実験の結果、杭と壁体との間隔が小さく、壁体背後の主働領域と杭の前面の受働領域とが重なり合う場合には、その重なり合いの程度に応じて、杭の横抵抗が低下することが認められた。したがって、壁体に近い所に控え杭を設ける場合には、横抵抗の低下を考慮に入れなければならないことになる。しかしこのような場合においても、仮想地表面を考えることによって、杭の挙動は容易に推定できることが明らかとなった。そこで、これらの結果に基づき、われわれは垂直控え杭の設計に関し、一つの提案を行なった。

すでに述べたように、矢板壁の場合には、主働領域の発生が模型実験の場合のように簡単ではないが、主働領域の形状を仮定すれば、上記の方法が適用できる。この報告では、海底面と矢板壁との交点から主働領域が発せると考えた場合の計算例を掲げておいた。設計者のため、何らかの参考になれば幸いである。なお、このような計算法の妥当性については、今後とも、現場実験などで確かめて行きたいと願っている。設計施工の実務にあたられる方々のご協力をお願いしたいと思う次第である。

2. 実験方法

2.1 実験装置

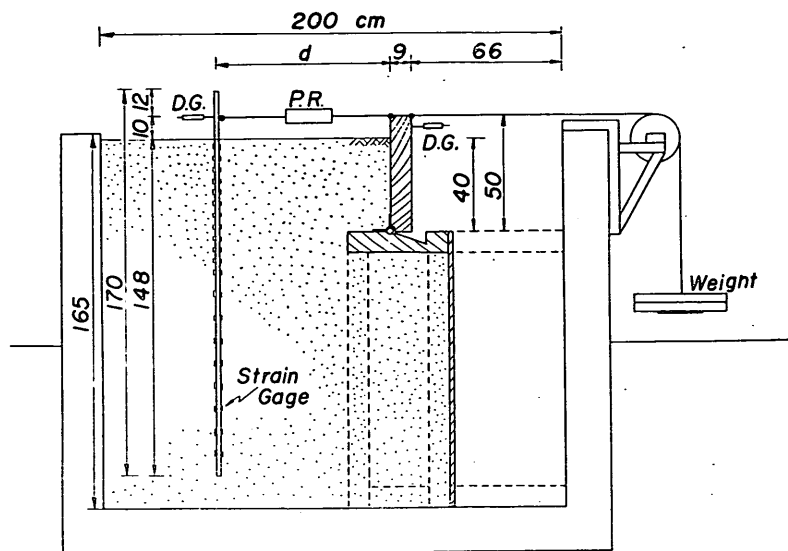
今回の実験は、基礎工研究室に所属する小型実験槽において実施した。この実験槽は内のり寸法が、長さ 3.5 m、幅 2.0 m、高さ 1.65 m の鉄筋コンクリートの箱で、その一部をガラス壁をもって区切った上で実験を行なった。実験装置の概要を図-1 に示す。

模型壁体は、杉材をもって製作したもので、その寸法は、高さ 50 cm、幅 160 cm、厚さ 9 cm であり、実験の規模から考えると、ほとんど剛性壁と考えてよい。裏込め土に接する面はカンナで仕上げ、その壁面摩擦角は 15° 前後と考えられる。

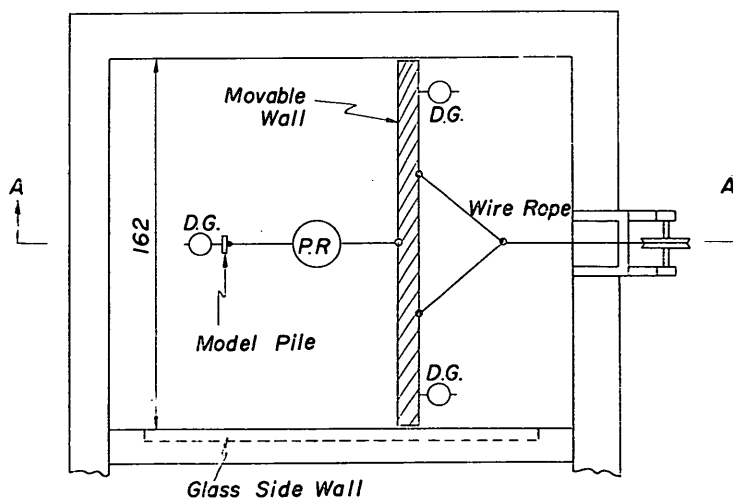
模型杭は、従来の実験において用いたものと同様の、矩形断面の鋼製杭であり、その諸元は次の通りである。

* 構造部 基礎工研究室長

** 構造部 基礎工研究室研究員



Section A-A



Plan

図-1 実験装置

長さ=170 cm, 幅=7.0 cm, 厚さ=1.2 cm

$E I = 2.43 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$

模型杭の前面後面には、各 20 枚の抵抗線ヒズミ計を接着し、曲げモーメントの測定を行なうようにした。

実験にあたっては、まず、模型壁体を台枠上に立てて下端をヒンジでとめ、その背後に d なる距離を隔てて模型杭を立てこみ、壁体と杭の頭部を径 7 mm のワイヤロープで連結した上で、木材を用いて壁体と杭をその位置に仮りに固定する。模型壁体の両端部には実験槽の壁

面との間に、約 1 cm の隙間があるので、ここから砂のもれ出るのを防ぐため、スポンジをあてる。このようにしてから、模型壁体の背後を乾燥砂で裏込めした。

裏込めにあたっては、層厚 20 cm 毎に棒状のパイプレーターをもって締固めを行ない、一様で密な地盤状態を造るよう心がけた。所定の高さまで裏込めが終了した後、壁体と杭を固定している支承を除くと、壁体は下端のヒンジおよびワイヤロープで支えられる状態になる。このとき壁体には土圧がかかっているから、その一

部はワイヤーロープを介して杭に伝えられ、それによって杭が変位し、したがって壁体にも回転運動がおこるはずである。しかしながら、現実には支承をはずしても、壁体はそのままの位置にとどまり、何らの動きも見せなかった。これは壁体両側部およびヒンジの部分での摩擦が大きく、土圧力が吸収されてしまうためである。そこで、図-1 に示すように、重錘と滑車を用いて壁体上部に外力を加え、壁体と杭に強制的な変位を与えることによって実験を行なうことにした。

2.2 砂の性質

従来われわれは、相模川産の川砂を用い、これを飽和状態にして杭の模型実験を行ってきたが、今回は福島県小名浜産の海砂を用い空気乾燥の状態で行った。小名砂は図-2 に示すような粒度組成をもった細砂で、その均等係数は 1.47 であり、比較的粒がそろっている。また粒子比重は 2.673 である。この砂のせん断特性については、土質工学会のせん断試験法委員会が、広範囲な一斉試験を行なっている⁶⁾、その結果を引用することにした。この一斉試験には、東京付近にある約 10ヶ所の大学および研究機関が参加し、直接せん断試験および三軸圧縮試験を行なってその結果を比較した。

図-3 は初期間隙比 e_0 と内部摩擦角 ϕ (せん断抵抗角) の関係をプロットしたものであるが、試験結果は 3つのグループに分かれている。 ϕ の値が一番高いのは下部可動型 (拘束型) の直接せん断試験機を用いた場合で

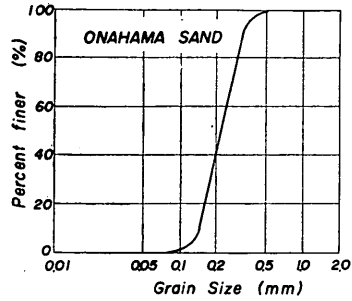


図-2 小名浜砂の粒径加積曲線

あり、三軸圧縮試験機および上部可動型 (非拘束型) の直接せん断試験機を用いた場合には、 ϕ の値が低く、かつそれら両者の差は小さい。ここで下部可動型の直接せん断試験機というのは、下箱を動かしてせん断を行なう形式の一面せん断試験機である。この機械を用いて試験をすると、せん断中に上箱が固定されているため、せん断による試料の体積膨脹が箱の側面摩擦によって妨げられ、そのため非常に過大な ϕ 値を与えるものと解釈される。したがって委員会は、砂の内部摩擦角を求めるためには三軸圧縮試験または上部可動の直接せん断試験によるのがよいと結論している。

上記の結論にしたがい、図-3 から判断すると、小名浜砂の内部摩擦角は大体 35° から 45° までの間にあり、間隙比によってある程度変化するものであることがわかる。今回の模型実験における裏込め砂の内部摩擦角を推

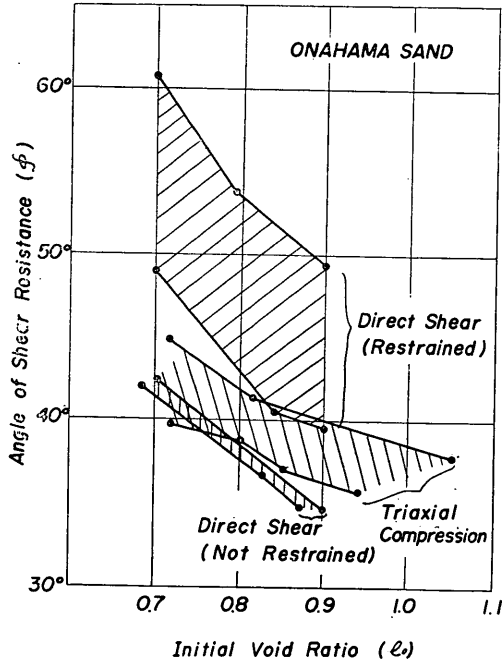


図-3 小名浜砂のせん断試験結果

定するためには、その間隙比を知らねばならない。われわれは裏込め砂の間隙比の直接測定は行なわなかったが、かわりに小型の容器に砂を詰め、裏込め砂を締めたと同様な方法で締め固めて、その間隙比を測定したところ、 $e=0.78$ であった。裏込め砂の間隙比もこれとさほど違わないと考えられる。したがって、図-3 から、裏込め砂の内部摩擦角は 40° 前後であろうと推定できる。

2.3 載荷と測定

すでに述べたように、今回の実験は杭の横抵抗だけを対象にしており、壁面の土圧そのものは研究の対象になっていない。したがって壁面は単にその背後に主働領域を発生させるためのものであり、測定の対象となるのは杭にかかる力と、それによって起こる杭の変位・曲げである。図-1 に示すように、杭にかかる力は、壁と杭を連結するワイヤーロープの途中に、プルービングリングをはさんで測定した。また、杭の頭部変位はダイヤルゲージによって測定し、杭の曲げヒズミは抵抗線ヒズミ計を用いて測定した。なお参考のために、ダイヤルゲージ2個を用いて壁体上部の変位を測定することにした。

外力としては重錘荷重を用い、滑車によって壁体上端に水平方向の力がかかるようにした。荷重は 10 kg 毎に段階的にかけ、壁体および杭の変位が停止するのを待って各種の測定を行ない、その終了後次の段階に進むようにした。壁体および杭の変位が過大なるのを避けるため、荷重は 50 kg をもってとどめた。

実験は次に示す通り、条件を変えて6回実施した。

表-1 実験の種類

番号	壁体の条件	壁体と杭の間隔
Test 1	固定壁	$d = 90$ cm
Test 2	固定壁	$d = 90$ cm
Test 3	可動壁	$d = 90$ cm
Test 4	可動壁	$d = 75$ cm
Test 5	可動壁	$d = 60$ cm
Test 6	可動壁	$d = 30$ cm

固定壁の実験は参考として行なったもので、壁体を固定し、直接杭に荷重をかけた。杭と固定壁との間隔を 90 cm 離しているため、固定壁体の存在は杭の挙動に影響を与えず、一般的な地盤の中の実験とみなして良い。従来われわれは相模川の砂を飽和状態で用いており、模型実験に小名浜砂を用いるのも、乾燥状態で実験するのも、今回がはじめてであるので、このような地盤条件の違いが、杭の挙動に本質的な影響を与えるものかどうかを調べるために、壁体の影響がないと考えられるような実験を行なったのである。その結果、壁体の影響がなければ、今回の地盤条件においても、杭は理論通りの挙動をすることが確かめられた。そこで、次に壁体の影響を調べることになる。

壁体の影響としては、固定壁の場合と可動壁の場合が考えられるが、今回の実験はあくまで控え杭の実験であり、杭が変位すれば、それに伴って壁も変位し、壁の背後に主働領域が発生するという状況を想定している。し

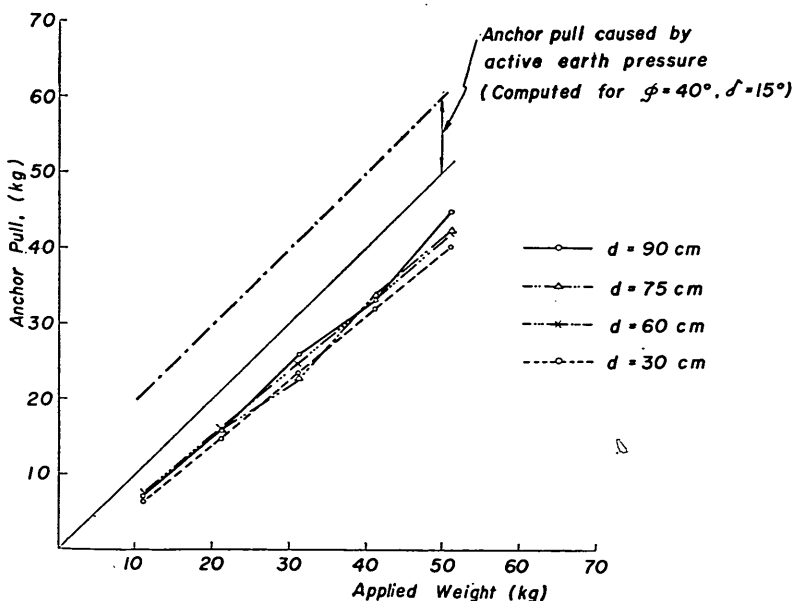


図-4 重錘の重量と杭にかかる力との比較

たがって、可動壁だけを対象とすることにした。固定壁の場合、すなわち杭の前面にまったく動かない壁体が存在する場合の横抵抗については別の機会に実験してみたいと思っている。

可動壁の実験においては、壁体と杭の間隔 d を変えて、4回の実験を行なった。図-4 は可動壁の実験における、重錘荷重と杭にかかる力との比較を示したものである。

重錘荷重は滑車と壁体を経て、杭に伝達されるが、この際、壁体には土圧力が働いている。壁面にかかる主動土圧の水平成分を計算すると次のようになる。

$$P \cdot \cos \delta = \frac{1}{2} \cdot b \cdot \gamma \cdot H_t^2 \cdot K_A \cdot \cos \delta$$

ここに、

b = 壁体幅 = 160 cm

γ = 裏込め砂の単位体積重量 = 1.50 g/cm³

H_t = 壁高 = 40 cm

$K_A \cdot \cos \delta = 0.19 \dots \dots \phi = 40^\circ, \delta = 15^\circ$

よって、 $P \cdot \cos \delta = 36,500 \text{ g} = 36.5 \text{ kg}$

土圧力が3角形分布をなすものとして、ワイヤーロープにかかる力を計算すると、9.7 kg になる。したがって、実験装置各部の摩擦がなければ、重錘荷重に上記の9.7 kg を加えたものが杭に引張り力として作用するはずである。図-4 に鎖線で示したのがこれである。実際に杭にかかる引張り力を測定してみると、計算値よりか

なり小さい。その差が摩擦によって吸収された部分を示すと考えられる。実測された引張り力が、4回の実験とも非常に良く一致していることは、この4回の実験において、壁体の挙動に大きな差がなかったことを示すものといえよう。

3. 実験結果

3.1 杭の荷重-変位曲線

図-5 は、可動壁の実験において得られた壁体および杭の変位量を、重錘荷重に対してプロットしたものである。壁体の変位は杭の変位より、はるかに大きい。この差は壁体と杭を連結するワイヤーロープが最初ゆるんだ状態にあり、荷重と共に次第に伸びて行くことによって生じたものである。したがって、壁体と杭との間隔 d が小さくなるほど、この差も小さくなっている。

Terzaghi によれば、下端を中心として回転するような壁の場合、上端において壁高の0.1%の変位が起これば、主動土圧が発生する。われわれの実験では、最初の10 kg において、壁の変位は2~4 mm に達するから、このときにはすでに主動状態が発生していると考えて良い。

図-6 は固定壁の実験をも含めて、6回の実験における、杭の荷重-変位曲線を一枚の図上に重ねたものである。この図では、縦軸は重錘荷重でなく、プルービングリングで測定した引張り力 T をとっている。

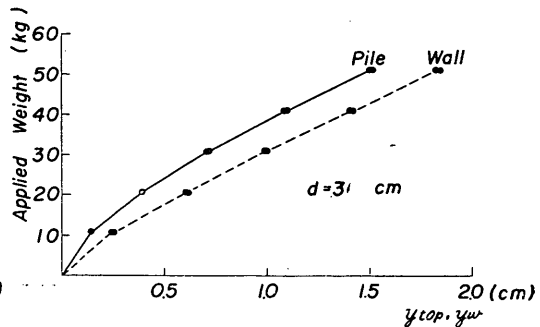
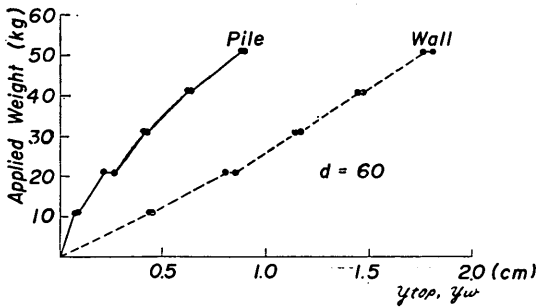
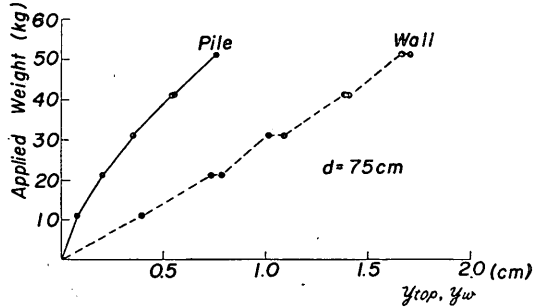
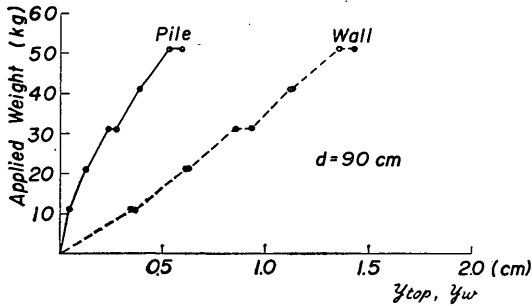


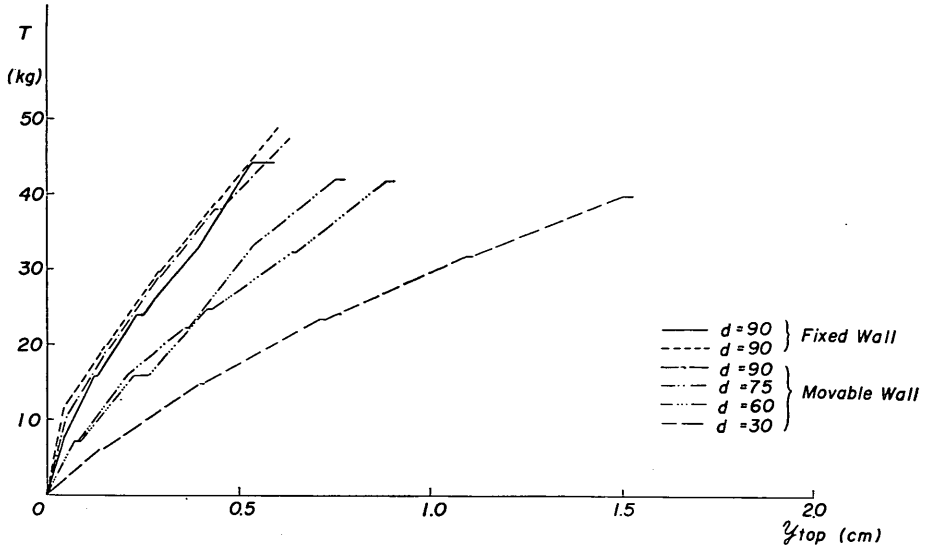
図-5 壁体および杭の変位

$d = 90$ cm の場合、固定壁 2 本、可動壁 1 本、計 3 本の荷重—変位曲線はほとんど一致している。これは、90 cm 離せば壁体の影響がまったくあらわれないことを示している。可動壁の場合、壁体背後には主働領域が発生しているわけであるが、その影響が 90 cm 離れた杭に及んでいないことになる。間隔 d を小さくすると、荷重—変位曲線は次第にねてくる。すなわち、同じ荷重に対

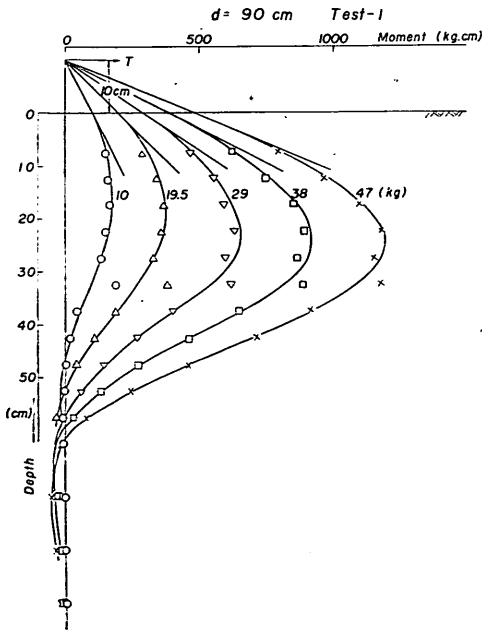
する変位が大きくなる。これは杭が近くなるほど、主働領域の影響が顕著にあらわれるために他ならない。

3.2 曲げモーメント分布

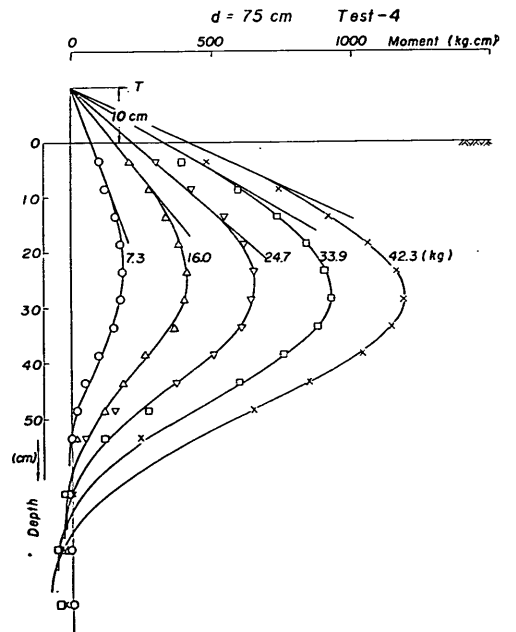
図—7 a, b, c, d は、それぞれ、 $d = 90$ cm, 75 cm, 60 cm, 30 cm における曲げモーメント分布を示す。符号によって示したのは、抵抗線ヒズミ計による実測値である。 $d = 90$ cm の場合、固定壁の場合も可動壁の場合



図—6 杭の荷重—変位曲線



図—7 a 曲げモーメント分布, $d = 90$ cm



図—7 b 曲げモーメント分布, $d = 75$ cm

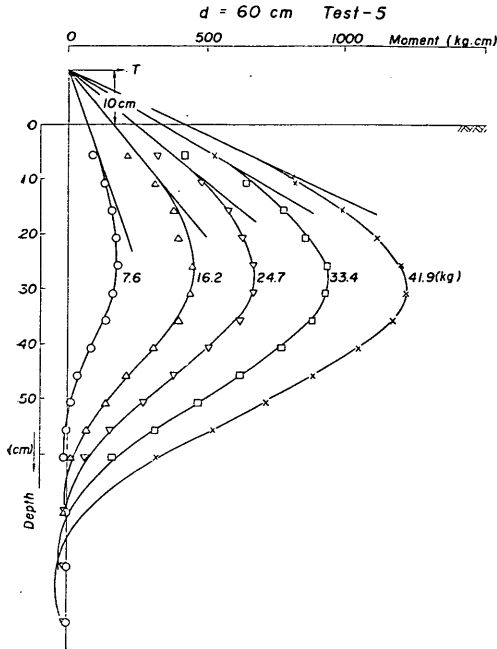


図-7 c 曲げモーメント分布, $d=60$ cm

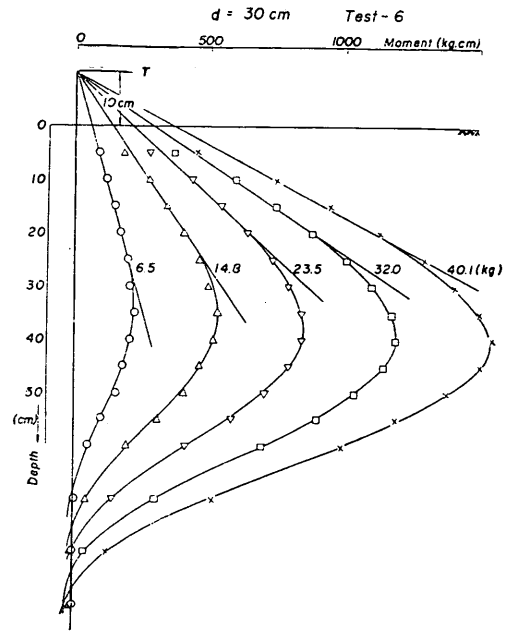


図-7 d 曲げモーメント分布, $d=30$ cm

も、ほとんど同様な曲げモーメント分布が得られたので、図-7 a には Test-1 におけるものを示した。

$d=90$ cm の場合の曲げモーメント分布曲線は、壁体のない場合の分布とまったく同じ形状を示しているが、 $d=75$ cm 以下では、次に示すようにかなりの相違がみられる。

(1) 間隔 d の減少に伴って同じ荷重に対する最大曲げモーメント値 M_{max} は、次第に大きくなる。またその発生する位置は次第に低くなる。

(2) 曲げモーメント分布曲線の第1ゼロ点の地表面からの深さ l_{m1} は、杭の有効長の指標としてきわめて大切な値であるが、この l_{m1} は、間隔 d の減少と共に次第に大きくなっている。これは杭の全長のうち、横方向力の影響をうける部分が次第に下方にまで及ぶことを意味する。

(3) 曲げモーメント分布曲線において、載荷点から地表面までは当然直線となるが、間隔 d が小さくなると、この直線部分は次第に地表面より下まで延びて行く傾向がある。直線部分では地盤反力が働いていないわけであるから、上記の現象は、間隔 d の減少と共に、地表面近くの土が次第に有効な抵抗力を失っていくことを意味するわけである。

3.3 実験結果の要約

壁体と杭の間隔 d の影響についての実験結果を要約す

ると次の通りである。間隔 d が小さくなると、杭は次第に壁体背後の主働領域の影響をうけるようになる。そして地表面近くの土は次第に有効な地盤反力を発揮しなくなり、杭の深い部分までが横方向力の影響をうけるようになる。その結果、同じ荷重に対する杭の頭部変位や最大曲げモーメントは、間隔 d の減少につれて次第に大きくなるが、これはとりもなおさず、杭の横抵抗が次第に減少していくことを意味する。

4. 考 察

4.1 杭の横抵抗の基本的考え方

間隔 d の減少と共に杭の横抵抗が減少することがわかったので、この横抵抗の減少の模様を、われわれの横抵抗理論にもとづいて、詳細に検討してみたいと思う。

杭の横抵抗に関するわれわれの考え方は、「杭の横抵抗の新しい計算法」⁴⁾と題する報告の中に詳細に解説してあるので、いまは、これから議論を進めるのに必要な点だけを述べる。

(1) 横方向力をうける杭の設計にあたって、最も必要な量は、杭頭変位 y_{top} 、杭中の最大曲げモーメント M_{max} および l_{m1} の3つである。このうち、 l_{m1} とは曲げモーメント第1ゼロ点の深さであり、その1.5倍が必要根入れ長をあたえる。

(2) 上記の量の計算にあたって、従来は地盤を弾性

体と考える解法が用いられていたが、われわれは杭の挙動をより適確にあらわすものとして、次の基本式を採用する。

$$p = k \cdot x \cdot y^{0.5} \quad (1)$$

ここに、 p = 深さ x における、杭の単位面積あたりの地盤反力

k = 地盤の横抵抗常数 (N 値から判断する)

x = 地表面からの深さ

y = 深さ x における、杭の変位

(3) y_{top} , M_{max} , l_{m1} などの計算は、換算係数と基準曲線を用いて行なう。基準曲線とは、ある基準杭について求められた $T-y_{top}$, $T-M_{max}$, $T-l_{m1}$ などの曲線をいう。ここに T とは杭頭に加えられた横方向力である。また換算係数とは、相似法則に (1) 式を代入して得られるもので、基準曲線を任意の杭に換算するのに用いられる。基準曲線は文献 4 の 19 頁および 20 頁に与えられ、換算係数を求める式は同じく 18 頁に与えられている。

4.2 実験結果に対する基準曲線の適用

壁体がまったく杭の挙動に影響していないと思われる場合、すなわち、 $d=90$ cm の場合には、われわれの横抵抗理論がそのままあてはまるはずである。そこで、基準曲線から y_{top} , M_{max} , l_{m1} を推定して、それらが実験結果と一致するかどうかを確かめることにした。すでに述べたように、今回は新しい地盤条件における実験の

で、地盤の横抵抗常数 k の値が不明である。それで、各種の k 値を用いて推定を行ない、実験結果と対比して、この地盤の k 値をきめる方法をとったが、 $k=70 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$ としたときに、推定値と実験値との良好な一致が得られた。

参考のために、 $k=70$ としたときの y_{top} , M_{max} および l_{m1} の推定の手順を示しておく。

基準曲線による y_{top} , M_{max} および l_{m1} の推定

(1) 換算係数の計算

計算の対象とする杭 (この場合は模型杭) と基準杭との諸元を比較すると次の通りである。

	基準杭 (s -pile)	模型杭 (p -pile)
EI	$27.54 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$	$2.425 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$
B	10 cm	7 cm
h	15 cm	10 cm
k	$50 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$	$70 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$

$$R_{EI} = (EI)_p / (EI)_s = 0.088,$$

$$\log R_{EI} = \bar{2}.945 = -1.055$$

$$R_B = B_p / B_s = 0.7, \log R_B = \bar{1}.845 = -0.155$$

$$R_x = R_h = h_p / h_s = 0.667, \log R_x = \bar{1}.824 = -0.176$$

$$R_k = k_p / k_s = 1.4, \log R_k = 0.146$$

換算係数は次のようになる (文献 4, 18 頁, (23) 式参照)。

$$\begin{aligned} \log R_T &= \log R_S = 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_k) + 2(\log R_B) \\ &= 7 \times (-0.176) - (-1.055) + 2 \times 0.146 + 2 \times (-0.155) \\ &= -0.195 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \log R_M &= 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_k) + 2(\log R_B) \\ &= 8 \times (-0.176) - (-1.055) + 2 \times 0.146 + 2 \times (-0.155) \\ &= -0.371 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \log R_\xi &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_k) + 2(\log R_B) \\ &= 9 \times (-0.176) - 2 \times (-1.055) + 2 \times 0.146 + 2 \times (-0.155) \\ &= 0.508 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_k) + 2(\log R_B) \\ &= 10 \times (-0.176) - 2 \times (-1.055) + 2 \times 0.146 + 2 \times (-0.155) \\ &= 0.332 \end{aligned}$$

(2) 荷重—変位曲線

杭頭変位 (載荷点変位) を求めるには、頭部自由杭に対する荷重—杭頭変位の基準曲線を上に計算した換算係

数を用いて、模型杭に換算すれば良い。

(文献 1, 19 頁, 表—2 頭部自由杭の基準曲線 参照)

$$(\log y_{top})_p = (\log y_{top})_s + \log R_y = (\log y_{top})_s + 0.332$$

$$(\log T)_p = (\log T)_s + \log R_T = (\log T)_s + (-0.195)$$

基準曲線		推定曲線			
$(\log y_t)_s$	$(\log T)_s$	$(\log y_t)_p$	$(\log T)_p$	$(y_t)_p, \text{cm}$	$(T)_p, \text{kg}$
-2	0.771	2.332	0.576	2.15×10^{-2}	3.77
-1	1.541	1.332	1.346	2.15×10^{-1}	2.22×10
(-0.332) 0	2.300	0.332	2.105	2.15	1.27×10^2
1	3.049	1.332	2.854	2.15×10	7.14×10^2

(3) 荷重-最大曲げモーメント曲線

変位の場合と同様に基準曲線からの換算を行なう。

$$(\log M_{max})_p = (\log M_{max})_s + \log R_M = (\log M_{max})_s + (-0.371)$$

$$(\log T)_p = (\log T)_s + \log R_T = (\log T)_s + (-0.195)$$

基準曲線		推定曲線			
$(\log M_{max})_s$	$(\log T)_s$	$(\log M_{max})_p$	$(\log T)_p$	$(M_{max})_p, \text{kg}\cdot\text{cm}$	$(T)_p, \text{kg}$
2	0.580	1.629	0.385	4.26×10	2.43
3	1.499	2.629	1.304	4.26×10^2	2.01×10
4	2.410	3.629	2.215	4.26×10^3	1.64×10^2
5	3.314	4.629	3.119	4.26×10^4	1.32×10^3

(4) 荷重- l_{m1} 曲線

この場合, $R_l = R_x$ であるから

$$(\log l_{m1})_p = (\log l_{m1})_s + \log R_x = (\log l_{m1})_s + (-0.176)$$

$$(\log T)_p = (\log T)_s + \log R_T = (\log T)_s + (-0.195)$$

基準曲線		推定曲線			
$(\log l_{m1})_s$	$(\log T)_s$	$(\log l_{m1})_p$	$(\log T)_p$	$(l_{m1})_p, \text{cm}$	$(T)_p, \text{kg}$
1.9	1.056	1.724	0.861	5.30×10	7.26
2.0	1.756	1.824	1.561	6.67×10	3.64×10
2.1	2.456	1.924	2.261	8.39×10	1.82×10^2
2.2	3.156	2.024	2.961	1.05×10^2	9.14×10^2

(5) 計算結果

求められた y_{top} , M_{max} および l_{m1} を対数目盛上にプ

ロットすると, 図-8, 図-9 および 図-10 が得られる。これらの推定値は実験値と良く合っている。

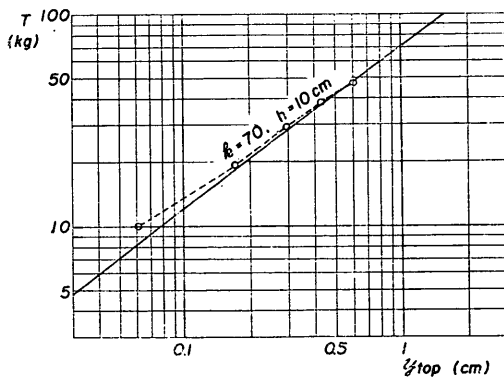


図-8 基準曲線による y_{top} の推定

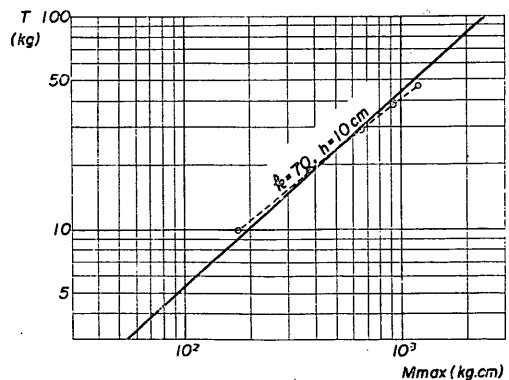


図-9 基準曲線による M_{max} の推定

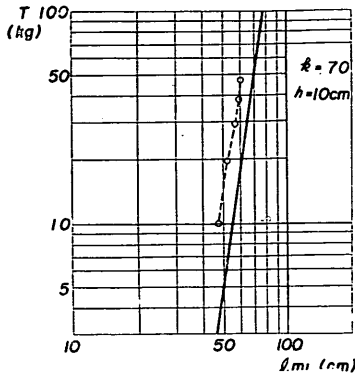


図-10 基準曲線による l_{m1} の推定

4.3 間隔 d の影響

図-11 は、各種の k 値に対する y_{top} の推定曲線を、実験値と対比したものである。 $d=90$ cm の場合は、 $k=70$ の推定曲線と良く一致しているが、間隔 d が減少すると、見かけ上 k 値が低下したような形をとる。

一方、3. 実験結果 において述べたように、間隔 d が減少するにつれて、地表面近くの土は有効な地盤反力を発揮しないようになる。これは見かけ上、載荷高さ h が増加することを意味する。そこで、 h をいろいろ変えて y_{top} の推定曲線を求めて、実験値と対比すると、図-12に示すようになる。

このように、間隔 d の減少に伴う杭の横抵抗の低下については、次の2つの解釈が可能であることがわかった。

- (1) 見かけの k 値が減少する。
- (2) 見かけの h 値が増加する。

どの解釈が適当であるかを知るために、次に M_{max} を調べて見よう。図-13、および図-14は、それぞれ k 値および h 値をパラメーターとして求めた M_{max} の推定曲線であり、いずれも実験値と対比してある。

y_{top} の場合と同様、見かけの k 値が減少したという解釈も、見かけの h 値が増加したという解釈もともに可能である。

これらのうち、正しい解釈は、 y_{top} にも M_{max} にも共通の、見かけ値を与えるものでなくてはならない。

図-15 は、見かけの k 値および見かけの h 値を、間隔 d に対してプロットしたものであるが、見かけの k 値は、 y_{top} の場合と M_{max} の場合ではかなりの差が認められる。ところが見かけの h 値は、両者がほとんど一致している。すなわち、間隔 d の減少は見かけの h 値の増大をもたらすという解釈の方が、杭の挙動をより良く説明するものといえる。

見かけの h 値を h_1 であらわすことにすると、図-15 から h_1 は次のような値であることがわかる。

- $d=75$ cm…………… $h_1=15$ cm
- $d=60$ cm…………… $h_1=17$ cm
- $d=30$ cm…………… $h_1=27$ cm

実際の h 値は 10 cm であるから、 $d=75$ cm, 60 cm, 30 cm のとき、それぞれ 5 cm, 7 cm および 17 cm だけ見かけの地表面がさがったことになる。このようにして得られた仮想地表面を、実測された曲げモーメント分

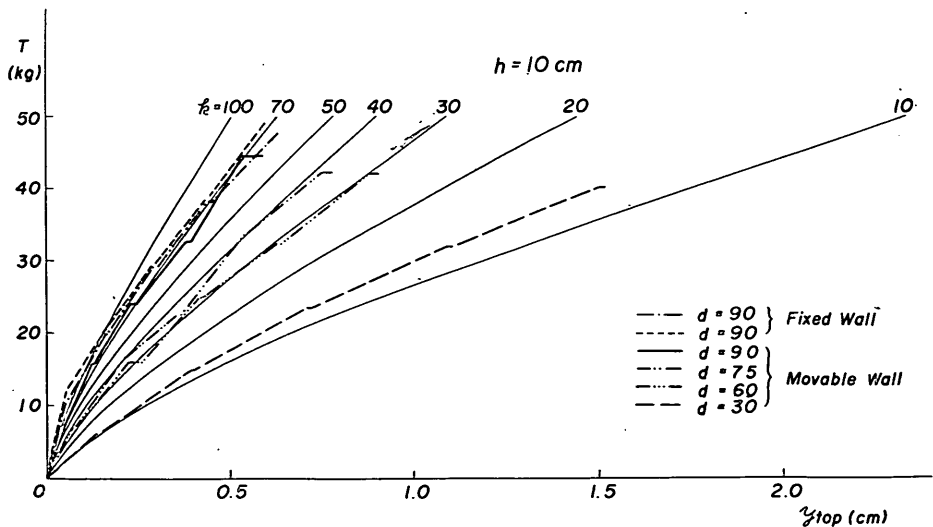


図-11 k 値を変えた場合の y_{top} の推定曲線

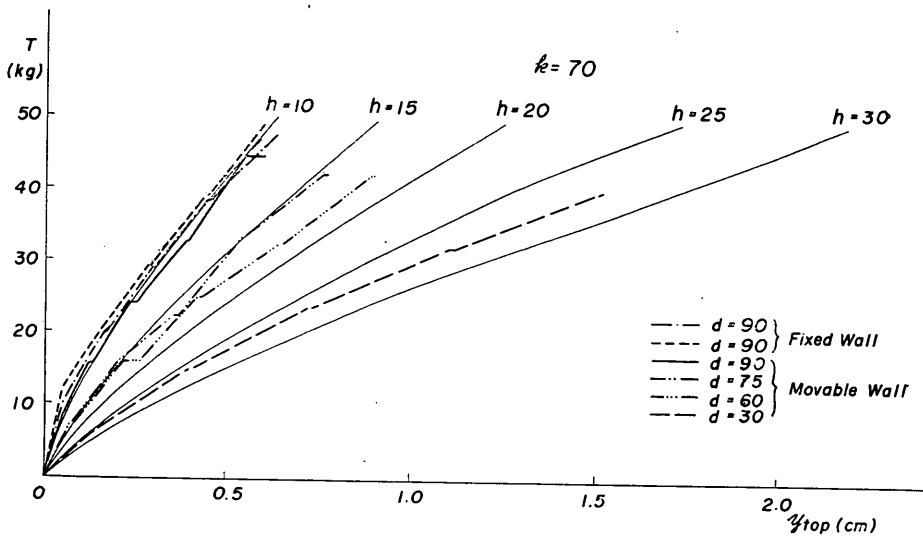


図-12 h 値を変えた場合の y_{top} の推定曲線

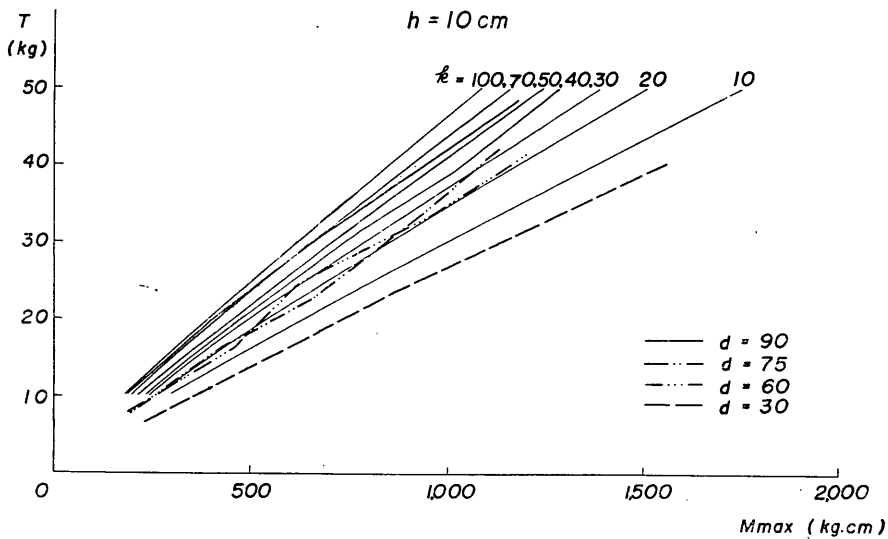


図-13 k 値を変えた場合の M_{max} の推定

布曲線に記入してみると、図-16 a, b に示すようになり、分布曲線の形状に良く適合することがわかる。

次に、 l_{m1} について検討してみよう。図-17 の左の図は l_{m1} の実測値を、推定値と比較したものであるが、かなりのへだたりを示している。しかし、右の図のように、仮想地表面から測った l_{m1} の値を用いると、良く推定値と一致する。ところで、仮想地表面を考えるということは、同時に、見かけの h の値が変わるということであるから、

各種の h に対する推定値を計算しなければならないことになるが (y_{top} や M_{max} の場合はそうしている。図-12, 図-14 参照), 幸い l_{m1} には、それが h の値に無関係だという非常に便利な性質があるので、このように1本の推定曲線で足りるのである (文献4, 15頁 参照)。

さて、今まで行なった考察の結論は次のようになる。
間隔 d が減少し、壁面背後の主働領域の影響があらわ

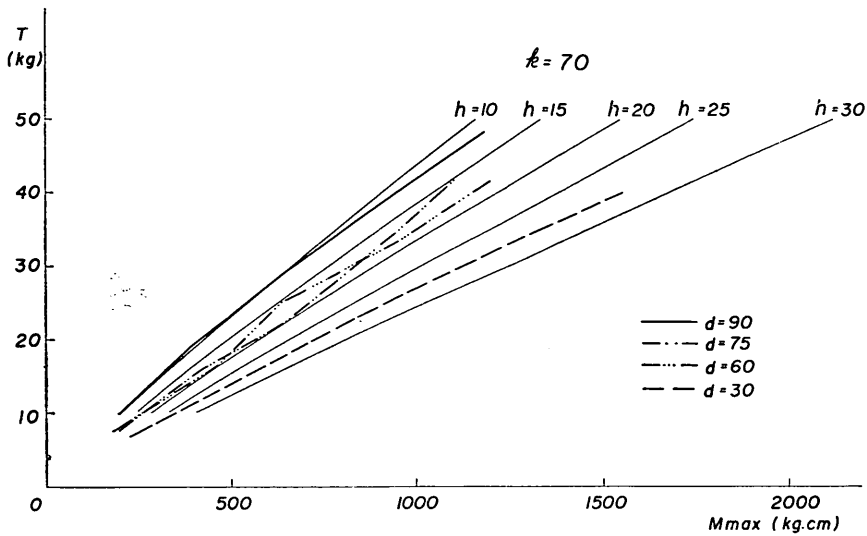


図-14 h 値を変えた場合の M_{max} の推定

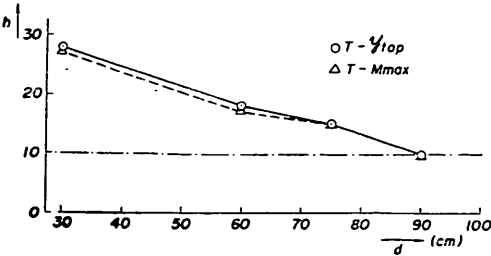
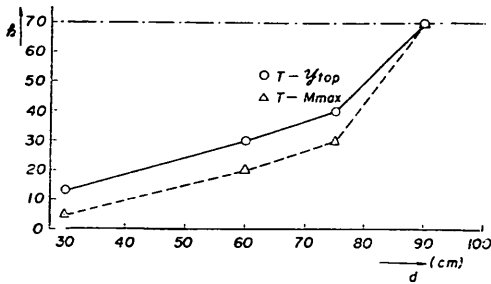


図-15 d と見かけの k 値の関係、および d と見かけの h 値の関係

れる場合の、杭の横抵抗の低下は、仮想地表面が次第に下がると考えることによって説明できる。したがって、このような場合でも、適当な仮想地表面を考えることによって、われわれの横抵抗の計算法をそのまま適用できる。この際、地盤常数 k の値は、壁体の影響のない場合の値をそのまま用いれば良い。

4.4 仮想地表面のとり方

主働領域の影響がある場合でも、仮想地表面を考慮することによって、そのような影響のない場合におきかえることができることがわかった。次の問題は仮想地表面をどうとるかということである。

杭が横抵抗を発揮するときには、その前面の土が圧縮状態になっていることは容易に想像される。この場合、土は完全な弾性平衡の状態でも、完全な塑性平衡の状態でもなく、 $p = k \cdot x \cdot y^{0.5}$ であらわされるような中間的な状態にある。しかし、事がらを簡単にするため、地表面近くに受働領域ができるものと考えよう。そうすれば、杭の横抵抗の減少は、壁背後の主働領域と杭前面の受働領域の重なり合いによって生ずるものと解釈することができ、仮想地表面はこの両領域の幾何学的形状によってきまることが予想される。

それでは杭前面の受働領域はどのようにとれば良いだろうか。この場合、 l_{m1} なる量がきめ手になると思われる。何故ならば、この量は杭の有効長の指標であり、有効長と受働領域の範囲とは密接に関連しているはずだからである。

図-18 は Test-1 ($d = 90$ cm) の最大荷重時における曲げモーメント分布曲線と、これから計算した地盤反力の分布曲線を示したものである。地盤反力の分布曲線から判断すると、大体、 $l_{m1}/3$ の深さまでが受働状態にあると考えられ、この点から受働崩壊面をえがけば、得られる三角形部分が受働領域だということになる。もちろん、このような受働領域は単に仮想上のものであっ

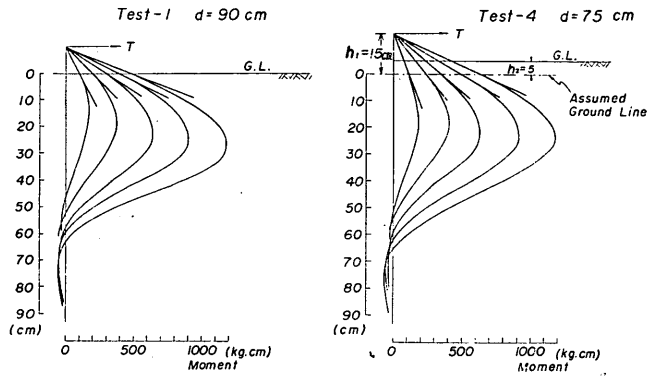


図-16 a 仮想地表面を考えたときの曲げモーメント図, $d=90$ cm, $d=75$ cm

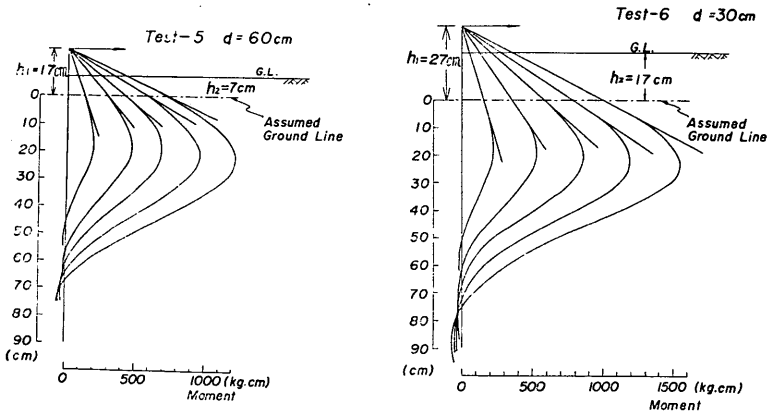


図-16 b 仮想地表面を考えたときの曲げモーメント図, $d=60$ cm, $d=30$ cm

て、要はこのよな仮定が実験結果をうまく説明できれば足りるのである。

図-19 は、可動壁の実験における、主動領域と受働領域とをえがいたものである。主動領域は壁の下端から出発するものとし、受働領域は $l_{m1}/3$ の深さから出発するものとした。主動崩壊角 ζ_A 、および受働崩壊角 ζ_P は、砂の内部摩擦角を 40° 、壁面摩擦角を $\pm 15^\circ$ として求めたものである。

l_{m1} の値は荷重の増加に伴って増大するので、荷重段階毎に受働領域が深くなっていく。図中にはこの様子が示してある。

実験結果から求められている仮想地表面を同じ図中に記入してみると、主動崩壊面と受働崩壊面の交点の深さ

に大体一致することがわかる。さきに求めた仮想地表面は、各荷重段階を通じての平均的なものではあるが、これを求めた手法から考えると、とくに荷重の大きい場合に対応していると思われる。そこで受働領域として、一番大きい荷重段階に対応するもの、すなわち一番深いものをもって、主動領域との交点を求めると、実験で求めた仮想地表面と同じか、あるいはやや深い所にでてくる。したがって或る荷重段階における仮想地表面の深さとして、そのときの主動、受働両崩壊面の交点をとるのは、やや安全側であるといえる。

図-20 は、内部摩擦角を 35° として、主動領域と受働領域をえがいたものであるが、両崩壊面の交点がやや浅くなるだけで、図-19と大きな差はない。すなわち、

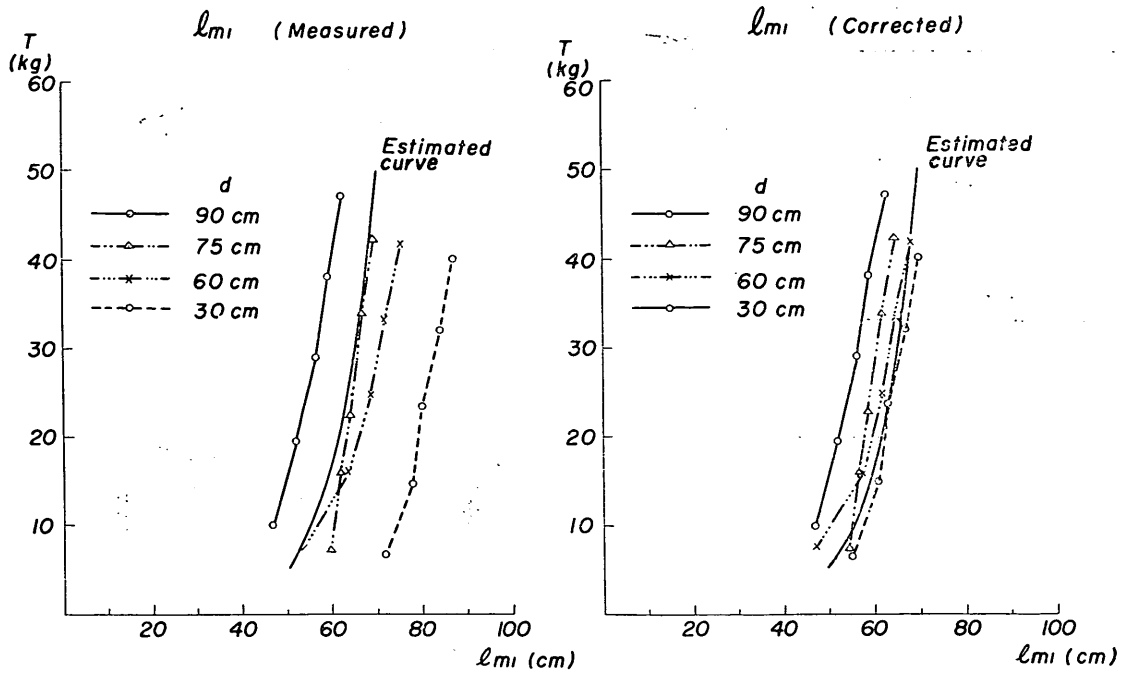


図-17 $T-l_{m1}$ 曲線 (実測値と修正値)

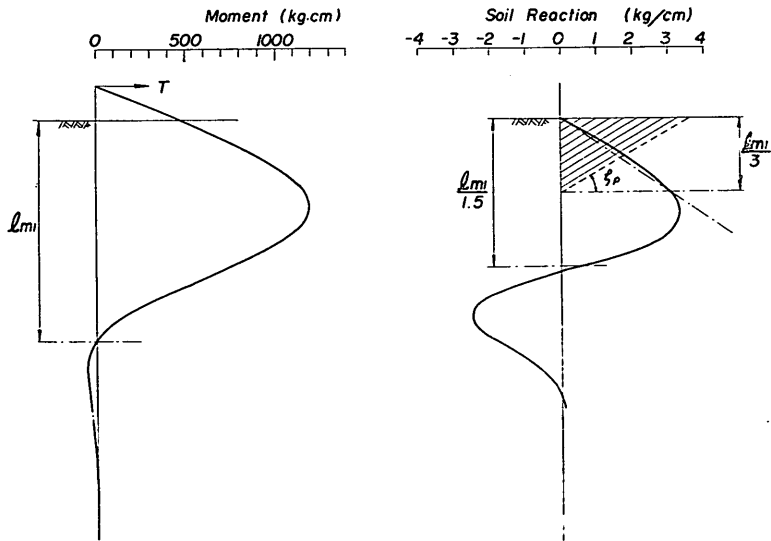


図-18 杭前面の受働領域のとり方

内部摩擦角のとり方によって仮想地表面の推定に大きな誤差を生ずることはないということがわかる。

結論として次のようなことがいえる。

主働領域の影響をうける杭の挙動を推定するために

は、主働崩壊面と受働崩壊面の交点を通る仮想地表面を考えれば良い。この場合、受働崩壊面の出発点としては、地表面から $l_{m1}/3$ の深さをとる。

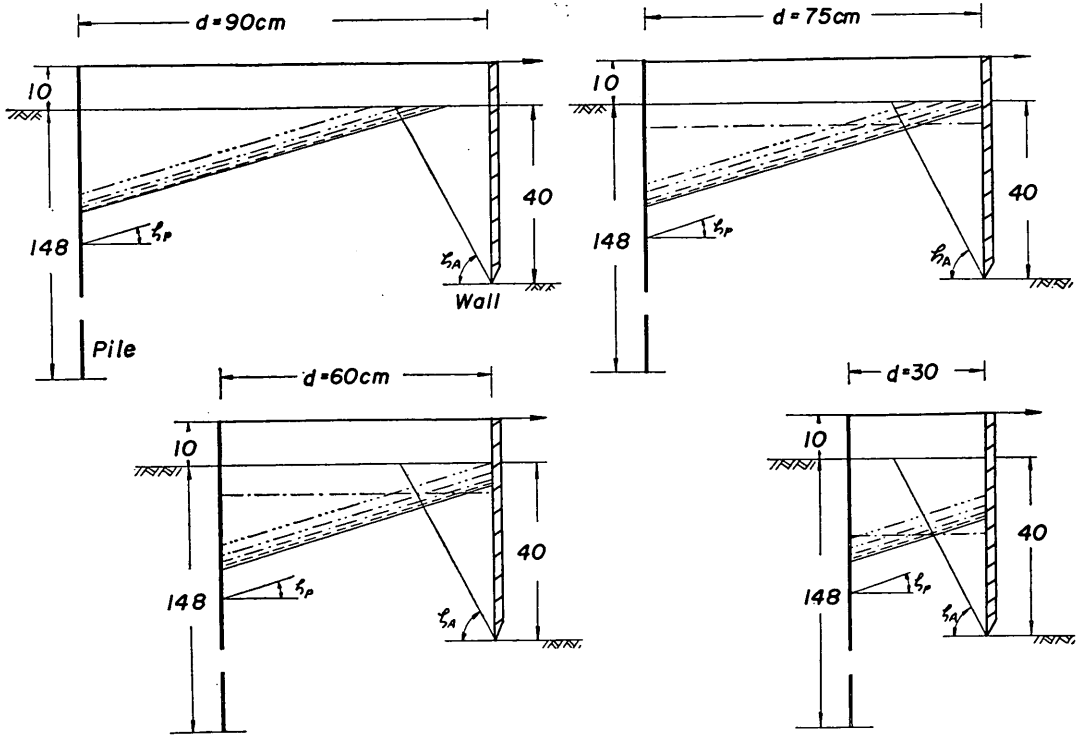


図-19 主働領域と受働領域 ($\phi=40^\circ$)

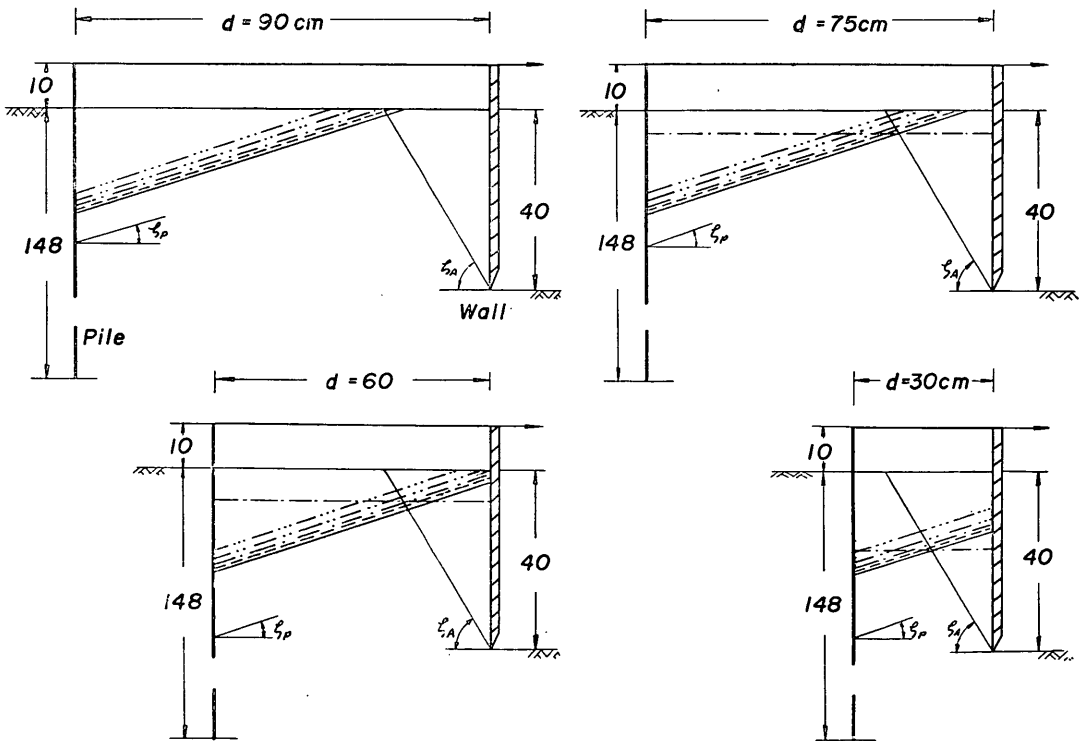


図-20 主働領域と受働領域 ($\phi=35^\circ$)

5. あとがき

直杭の前面に壁体があり、その壁体の背後に発生する主動領域が杭の挙動に影響する場合について、実験的に考察を行なった。その結果、杭の前面に、 $l_{m1}/3$ なる深さから出発する受働崩壊面を考え、これと壁体背後の主動崩壊面との交点を通り、この交点を通る仮想地表面を想定すれば、杭の挙動が簡単に推定できることが明らかとなった。この結果は、矢板壁などのアンカーとして直杭を用いる場合に適用できると思われる。しかし、すでにまえがきにおいて述べたように、今回の実験は極度に単純化した条件のもとで行なったものであるから、これを実際問題に適用する場合には、個々の現場の条件に応じた配慮が必要である。

今回の研究においては、基礎工研究室の田中芳夫、兼平葵および中村松子の各氏の協力を得た。厚くお礼申し上げる。

付録 計算例

本文で説明した方法を、控え杭の計算に応用する手順を、例をあげて説明することにする。

(1) 計算条件

図-21 に示す矢板岸壁のアンカーとして、鋼管杭を用いる場合、杭頭変位、杭中の最大曲げモーメントおよび

杭の必要根入れ長がどのような値になるかを計算しよう。この場合、次のような条件が与えられているものとする。

H	5.5 m
H'	2.0 m
残留水位	0.5 m
上載荷重 (w)	1.5 t/m ²
設計震度 (k_s)	0.2
杭径	508 mm
杭の肉厚	9.5 mm
杭の中心間隔	1.6 m
杭の剛性 (EI)	9.7×10^{10} kg·cm ²

(2) 地盤条件

裏込め土の N 値は、図-21 に示してある。これから、地盤の横抵抗常数 k と内部摩擦角 ϕ を推定せねばならない。

この例では、杭頭が地表面から 1.5 m 下にある。このような場合、杭が地表面上に出ている場合と、多少挙動が異なるものと想像されるが、ここではこの点は考えず、従来の杭の計算法をそのまま使うことにする。

この地盤では N 値が直線的に増加しているから、 S 型地盤と考えられる。 S 型地盤の場合、地盤常数 k は、 N 値の勾配 \bar{N} によってきまる。この場合、 $\bar{N}=9$ (破線における -1 m の値) であるから $k=30 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$ となる (参考文献 4, 23 頁, 図-24 参照)。この値を杭にその

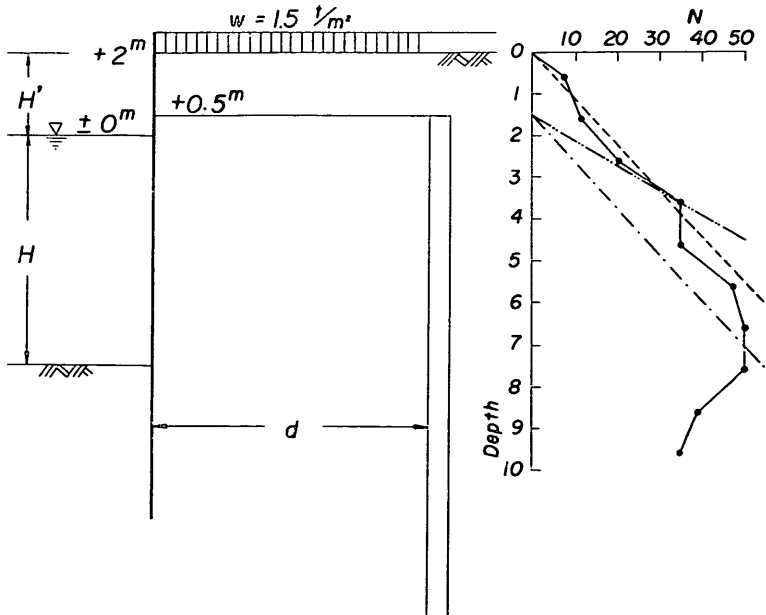


図-21 直杭を控えとする矢板壁

まま用いるとすると、1点鎖線のような N 値分布を考えていることになり、実際の N 値より過少に見積もったことになる。そこで、もっと実際に近い分布を考えると、たとえば2点鎖線のようになり、この場合、 $\bar{N}=16$ 、 $k=44 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3.5}$ となる。地震による地盤常数 k の減少については、まだデータがないので、便法として、地震時と常時の受働土圧係数の比（この場合 0.69）を、 k 値に乗じて地震時の地盤常数としよう。

$$k(\text{地震時}) = k(\text{常時}) \times 0.7 = 44 \times 0.7 \approx 30$$

結局、これは土かぶりを無視した場合の、常時の k 値と同じになる。

次に内部摩擦角 ϕ を推定せねばならぬが、 N と ϕ の対応についてはまだ定説がない。筆者個人としては ϕ は N そのものでなく、 \bar{N} もしくは k と対応するものと考えているが、まだ具体的なデータをもっていない。ここでは一応、 $\phi=35^\circ$ としておく。この地盤は、 N 値から判断して、かなり締まってから、 $\phi=35^\circ$ はさほど不当な値ではないと思われる。

(3) タイロッド張力の計算

図-22 に示す矢板の設計図表⁵⁾を用いて矢板のタイロッド張力 A_p を計算する。参考のため最大曲げモーメント $(M_{max})_{sp}$ 、および根入れ長 D をも求めておく。

$$A_p = 12.5 \text{ t/m}$$

$$(M_{max})_{sp} = 17 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$D = 5.0 \text{ m}$$

杭1本あたりの張力 T は次のようになる。

$$T = 1.6 A_p = 20 \text{ t}$$

(4) 主働・受働崩壊角の計算

図-23 a, b から主働崩壊角 ζ_A 、および受働崩壊角 ζ_P を求める。ただし、 δ は $\pm 15^\circ$ とする。この場合、水中における見かけ震度 $k_s' = 0.4$ を用いることに注意せねばならない。

$$\zeta_A = 36^\circ$$

$$\zeta_P = 15^\circ 15'$$

(5) l_{m1} の計算

参考文献4, 34頁 参照。

$$(EI)_{10} = EI \times \frac{10}{B} = 1.91 \times 10^{10} \text{ kg}\cdot\text{cm}^2$$

$$(T)_{10} = T \times \frac{10}{B} = 3.94 \text{ t}$$

$$k = 30 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3.5}$$

$$\text{図表-38 より } \epsilon = 3 \times 10^{-2}$$

$$\text{図表-39 より } l_{m1} = 5.4 \text{ m}$$

(6) 仮想地表面の推定

矢板壁背後の主働領域の形状をどのように考えるかに

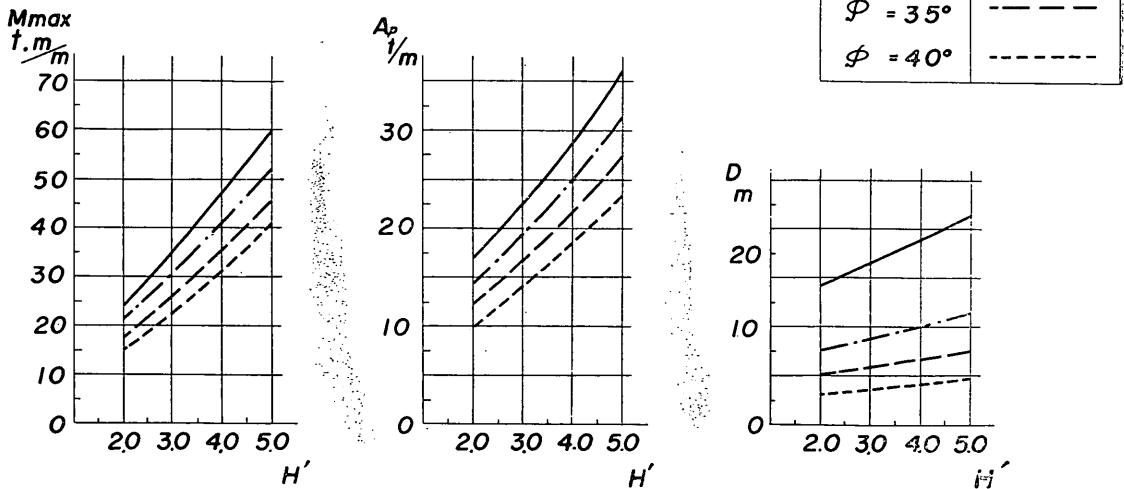


図-22 矢板の計算図表 ($H=5.5 \text{ m}$, $k_s=0.2$)

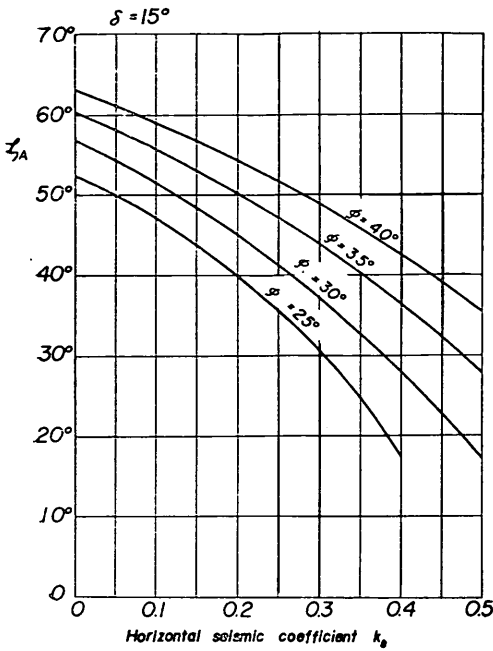


図-23 a 主働崩壊角

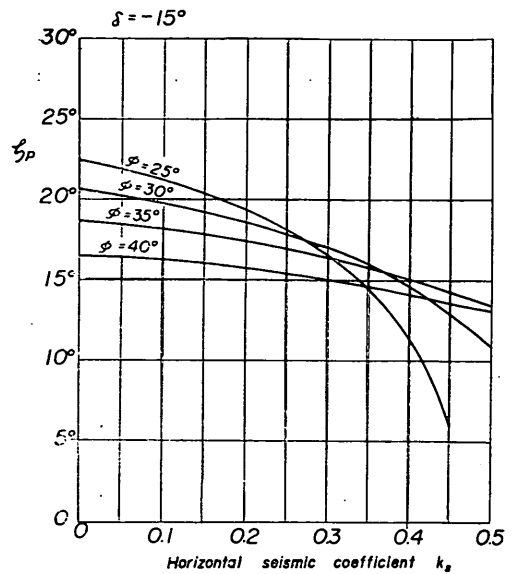


図-23 b 受働崩壊角

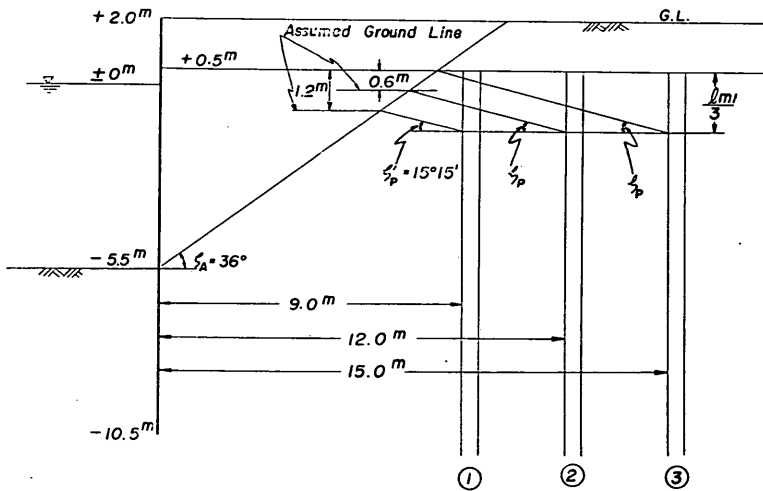


図-24 仮想地表面の推定

については、まだ議論の余地があるが、ここでは一応主働崩壊面が海底面より出発するものと仮定する。仮想地表面は上記の主働崩壊面と、 $l_m/3$ の深さから出発する受働崩壊面との交点を通るものと考えられる。 $d=15\text{m}$ 、 12m 、 9m の場合の仮想地表面を求めると、図-24 に示すようになる。

d が 15m より大きくなると、主働領域の影響はあら

われない。

(7) 杭頭変位、最大曲げモーメントおよび必要根入れ長の計算

仮想地表面を用いて、杭頭変位 y_{top} および M_{max} を求めると次のようになる。また、杭の必要根入れ長 (= 必要長) は、 $1.5l_m + h_1$ で与えられる。ただし、 h_1 は杭頭より仮想地表面までの深さである。

d	15.0 m	12.0 m	9.0 m
h_1	0 m	0.6 m	1.2 m
M_{max}	21 t·m	33 t·m	43 t·m
σ	1,150 kg/cm ²	1,810 kg/cm ²	2,360 kg/cm ²
y_{top}	1.1 cm	2.3 cm	4.2 cm
杭の必要長	8.1 m	8.7 m	9.3 m

参 考 文 献

1. 篠原登美雄・久保浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その1），運輸技術研究所報告 Vol. 11 No. 6, 1961
2. 久保浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その2），運輸技術研究所報告 Vol. 11 No. 12, 1961
3. 久保浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その3），運輸技術研究所報告 Vol. 12 No. 2, 1962
4. 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告 Vol. 2 No. 3, 1964
5. 港湾協会：港湾工事設計要覧，1959
6. 山田清臣：砂のセン断に関する一斉試験，土と基礎 Vol. 13 No. 2, 1965

記 号 表

A_p = タイロッドの張力,	ton/m
B = 杭 幅	cm
b = 壁体幅	cm(m)
D = 鋼矢板の根入れ長,	m
d = 壁体と杭の間隔,	cm(m)
EI = 杭の曲げ剛性,	kg·cm ²
$(EI)_{10}$ = 杭幅 10 cm あたりの EI , $(EI)_{10} = EI \times \frac{10}{B}$	kg·cm ²
H = 岸壁の水深,	m

H' = 岸壁の天端高,	m
H_t = 壁 高	cm(m)
h = 載荷高	cm(m)
h_1 = 仮想載荷高, $h+h_2$	cm(m)
h_2 = 地表面から仮想地表面までの深さ,	cm(m)
K_A = 主働土圧係数	
K_P = 受働土圧係数	
k = S型地盤における横抵抗常数	kg·cm ^{-3.5} (g·cm ^{-3.5})
k_s = 設計震度	
l_{m1} = 曲げモーメント第1ゼロ点の深さ, 有効長 = 1.5 l_{m1}	cm(m)
M_{max} = 頭部自由杭における最大曲げモーメント,	kg·cm(ton·m)
$(M_{max})_{sp}$ = 鋼矢板の最大曲げモーメント	ton·m/m
N = 標準貫入値	
\bar{N} = S型地盤における N 値の勾配, すなわち深さ 1 m における N 値	
P = 単位幅の壁面にかかる土圧合力	kg·cm ⁻¹ (ton/m)
p = 杭面の単位面積あたりの地盤反力	kg·cm ⁻²
T = 横方向力	kg(ton)
T_{10} = 杭幅 10 cm あたりの T , $T_{10} = T \times \frac{10}{B}$	kg
x = 地表面からの深さ	cm
y = 深さ x における杭の変位	cm
y_o = 地表面における杭の変位	cm
y_{top} = 杭頭変位 = 載荷点における杭の変位	cm
δ = 壁面摩擦角	度
γ = 裏込め土の単位体積重量	g·cm ⁻³ (ton/m ³)
ζ_A = 主働崩壊角	度
ζ_P = 受働崩壊角	度
ϕ = 内部摩擦角 = セン断抵抗角	度

(昭和40年1月30日受付)