

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

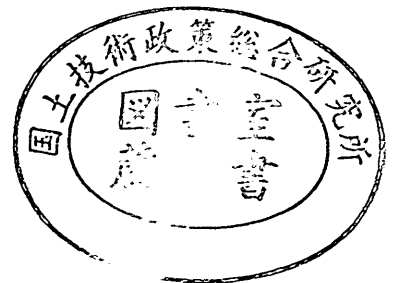
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 21

NO. 1

MAR. 1982

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第21巻 第1号 (Vol. 21, No. 1), 1982年3月 (Mar. 1982)

目 次 (CONTENTS)

1. 超音波式波高計の改良とその効果について……………高橋智晴・佐々木 弘………… 3
(Improvement of the Ultrasonic-Wave Wavemeter for the Coastal Wave Observation
and its Effect ……………Tomoharu TAKAHASHI and Hiroshi SASAKI)
2. 下層2層流についての実験的研究
……………加藤 始・中野 晋・池田高則………… 31
(Experimental Study of Lower Two-Layer Stratified Flow
……………Hajime KATO, Susumu NAKANO and Takanori IKEDA)
3. 非線形一次元圧密沈下の解析法とその適用……………小林正樹………… 57
(Numerical Analysis of One-Dimensional Consolidation Problems
……………Masaki KOBAYASHI)
4. 係船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究 (第2報)
——実験的考察——……………松並仁茂・吉田行秀………… 81
(Studies on the Design Method of Flexible Anchorage of the Quaywall (2nd Report)
—Experimental Studies— ………Hitoshige MATSUNAMI and Yoshihide YOSHIDA)

4. 係船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究 (第2報)

—実験的考察—

松 並 仁 茂*・吉 田 行 秀**

要 旨

港湾の技術基準では、係船岸のたわみ性控え工の位置は、杭の曲げモーメント第1零点 l_{m1} (杭頭固定の場合は第2零点) を用いて、杭の前面に杭頭から $l_{m1}/3$ の深さより発進する受働すべり面と壁体背後の主働すべり面の交差位置をとる水平面を仮想地表面とし、この面がタイロッドの位置より常に上側にくるよう定められている。これは久保らの実験的研究を参考に定めた設計基準であるが、実験はいわゆる地表面杭についてのみ行い、地中埋設杭の場合については行われなかった。ここでは、この点に着目し、係船岸の模型実験によって、地中に埋設されているたわみ性控え工の挙動を確認することにした。実験は久保らが行ったと同様に、乾燥砂を用いて最も基本的な直立単杭の場合について行った。その結果のおもなものをあげるとつぎのようになる。

- ① 地中埋設杭は基本的には地表面杭と同様な特性を示すが、土かぶり厚さの影響は顕著であった。
- ② 水平力と曲げモーメント第1零点の間には安定した関係がみられるが、この関係を用いて地中埋設杭の実験の詳細な検討が行えることがわかった。
- ③ 有効長を特性長の3倍として算定するときは、地中埋設杭等の挙動の主要な諸定数にほぼ満足な値を与えるが、杭先端部の曲げモーメントとの間において若干の差が認められる。この部分の詳細な検討を行うには有効長を特性長の5～6倍とするほうが適切であることがわかった。
- ④ 以上の検討結果の応用例として、1978年の宮城県沖地震を受けた、2港8施設におけるたわみ性控え工を有する矢板式係船岸を検討したが、いずれの場合も、たわみ性控え工の杭頭変位と岸壁法線のはらみ出し量とはかなりな程度一致することが認められた。

以上の検討により、提案方式は地中埋設杭に対して有効な算定方式であることがわかった。

* 設計基準部長
** 設計基準部 システム研究室

4. Studies on the Design Method of Flexible Anchorage of the Quaywall (2nd Report)

—Experimental Studies—

Hitoshige MATSUNAMI*

Yukihide YOSHIDA**

Synopsis

The location of flexible anchorage of quaywall is set with reference to K. Kubo's experimental studies in the "Technical Standards for Port and Harbour Facilities".

But K. Kubo's experiments were made only on piles on surface ground, but not on ones under ground.

Noticing this point, the behavior of flexible anchorage under ground has been observed by model test of quaywall.

The results are as follows:

1. The characteristics of piles under ground are basically the same as those of piles on surface ground. But the influence of the overburden is significant.
2. In a comparison of the result of the experiments with the proposal method, effective length is more likely to be 5 times of characteristics length than 3 times.

Through the above investigation, the proposal method has been proved to be much more applicable than those which have been traditionally used.

* Director of Design Standard Division

** Member of Systems Laboratory, Design Standard Division

目 次

要 旨	81
1. ま え が き	85
2. 地中埋設杭の横抵抗についての基本的事項	86
2.1 地中埋設杭の横抵抗の基本的な考え方	86
2.2 地中埋設杭の基本式の特徴	98
3. 実験の方法	93
3.1 実験装置と載荷・測定法	93
3.2 実験の種類	96
4. 実験の結果と考察	96
4.1 地中埋設杭の一般的特性	96
4.2 地中埋設杭の横方向地盤反力定数	101
4.3 実験結果と提案方式の比較	105
4.4 たわみ性控え工の受働土圧算定法の提案	109
5. 宮城県沖地震におけるたわみ性控え工への適用	110
6. 結 論	112
参 考 文 献	114
記 号 表	114
付 録	115
付 録 A. 宮城県沖地震におけるたわみ性控え工をもつ係船岸とその地盤条件	115
付 録 B. 仙台港中野ふ頭 2, 3 号岸壁における設計条件の計算	119

1. まえがき

係船岸のたわみ性控え工の設計は、直立する杭および連続壁の横抵抗の算定法によって行われるが、これらの杭および連続壁は完全に地盤内に埋設されている(以下、地中埋設杭という)ものであり、従来の杭頭が地表面および地表面から突出している杭(ここでは、これらの杭を単に地表面杭という)の算定法によっては必ずしも適切な解答を得ることはできない。それゆえ、新たに、地中埋設杭の算定方式が必要であると考える。

これに関して、筆者の1人はすでに2, 3の新しい提案とともに基礎的な考察を行い報告^{1),2),3)}した。すなわち、地中埋設杭についての横方向地盤反力定数を台形分布と考え、弾性床土梁の式を用いて、これを積分方程式の解法によって基本式を得た。また、地震時の設計のため、横方向地盤反力定数を地震時の極限的な抵抗力をしめすと考えられる抵抗土圧(ここでは、受働土圧と主働土圧の差をいう)に関連させて表すことにしたが、設計実務に便利なよう野外実験の資料を用いて図表化した。

この新たな提案方式によって、たわみ性控え工の地震時の算定は一応可能になった。しかし、これらは、杭の周囲が一様で杭の挙動に影響を与えるものが何もない場合についての算定法であるが、係船岸の控え工が、常に、

このような状況下におかれているとは限らない。控え工の設置の方法に関して、港湾の施設の技術基準・同解説⁴⁾(以下、港湾の技術基準という)は剛な控え版とたわみ性の控え直杭の場合について、図-1のように、主働および受働崩壊面(崩壊面とすべり面は同意語、以下すべり面のほうを用いる)と控え工の影響範囲を示しているが、両者の扱いは相当異なるものとなっている。これらは過去の地震災害から推察されるように、図-1の(a)と同様に扱うべきであるという意見^{5),6),7)}はかなり早くからあったが、何らの対策も講ぜられないまま現在に至っている。

従来の直杭控え工の位置の決定法は久保ら⁸⁾の研究結果を参考にしたものであるが、曲げモーメント第1零点 l_{m1} (杭頭固定の場合は第2零点)を用いて、杭の前面に、杭頭から $l_{m1}/3$ の深さより発進する受働すべり面と壁体背後の主働すべり面の交差位置をとる水平面を仮想地表面として取り扱っている。ただ、久保らの実験は地表面杭の場合であり、地中埋設杭の場合は全く扱わなかったもので、ここでは、この点に着目し、地表面杭と地中埋設杭の挙動を実験で確認するとともに、提案した地中埋設杭の算定法による検討も行うことにした。なお、控え工の設置位置の検討は別の機会に行うことにし、ここでは、上述の意見のように、受働すべり面の出発点は杭頭から $l_{m1}/3$ の深さとするものの、主働・受働すべり面の交差位置はタイロッドの面の土側とするのではなく、地表面を基準とする図-1の(a)と同様な方法を用いて検討や考察することにする。

ここでの内容はおおよそつぎのようである。2. では、これまで検討し、報告してきた地中埋設杭の横抵抗に関する基本的事項についての要約を述べるとともに、この算定式が無級数であるがために問題となるものの有効な杭長と地盤による特性長の関係を検討し、今後の改善の方向を示している。さらに、横方向地盤反力定数が深さ方向に逆に減少する分布を示すときの提案式の適用法について事例計算をあげ詳細に述べている。3. では実験について、実験装置の規模と特徴、実験杭の概要、乾燥砂による実験地盤とその土質力学的性質および載荷方法と各種の測定法について述べているほか、実験ケースを19に定めた理由について説明している。4. は実験の結果とその考察を行っている。まず、地中埋設杭の杭頭変位と最大曲げモーメントおよび曲げモーメント第1零点について、久保らが行った地表面杭の結果と対

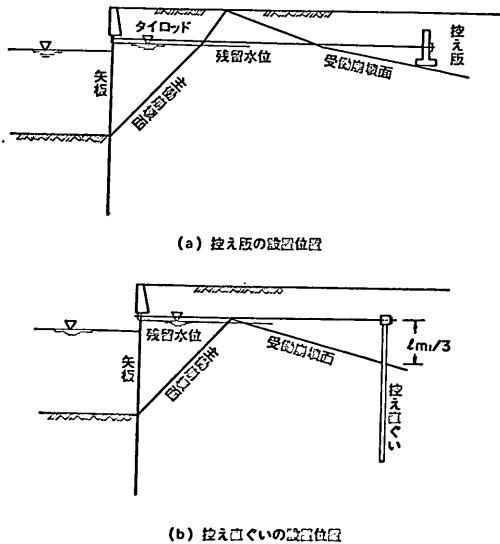


図-1 控え工の設置位置

比している。つぎに、提案式を用いて実験砂地盤の横方向地盤反力定数を算定し、これと杭頭変位、杭の曲げ応力および地盤の固さなどとの関係についてふれている。さらに、載荷に対して安定した関係をもつ曲げモーメント第1零点を用いて、実験の詳細な検討ができることを確かめるとともに、提案方式と実験結果について比較し、双方の間の一致の程度が有効長を特性長の3倍とするより5倍とするほうがはるかによい結果を示すことについてふれている。また、主働・受働すべり面が地盤内で交差するときなどの受働土圧算定法の提案を行っている。5. は応用例として、宮城県沖地震の仙台港と相馬港の矢板式係船岸のたわみ性控え工の水平変位について提案方式を適用したが、これと法線のはらみ出し量との比較について述べている。

2. 地中埋設杭の横抵抗についての基本的事項

2.1 地中埋設杭の横抵抗の基本的な考え方

係船岸のたわみ性控え工の設計のために、すでに、新しい提案^{1),2)}を行ったが、これらは、つぎの5項目に要約することができる。

① 地中埋設杭の横抵抗を解明するため、横方向地盤反力定数を台形分布と想定し、これを弾性床上梁の式に代入し、積分方程式による解法⁹⁾によって式(4)を得た。

$$\left. \begin{aligned} P &= (n_h x + k_o) B y \\ k_h &= n_h x + k_o \\ E_s &= k_h \cdot B \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$E I y'''' + (n_h x + k_o) B y = 0 \quad (2)$$

$$y'''' = (a x + b) y = 0 \quad (3)$$

$$y = c_1 \left(\frac{x^3}{3!} - \frac{4a}{8!} x^8 - \frac{b}{7!} x^7 + \frac{36a^2}{13!} x^{13} + \frac{12ab}{12!} x^{12} + \frac{b^2}{11!} x^{11} \dots \right) \\ + c_2 \left(\frac{x^2}{2} - \frac{3a}{7!} x^7 - \frac{b}{6!} x^6 + \frac{24a^2}{12!} x^{12} + \frac{10ab}{11!} x^{11} + \frac{b^2}{10!} x^{10} \dots \right) \\ + c_3 \left(x - \frac{2a}{6!} x^6 - \frac{b}{5!} x^5 + \frac{14a^2}{11!} x^{11} + \frac{8ab}{10!} x^{10} + \frac{b^2}{9!} x^9 \dots \right) \\ + c_4 \left(1 - \frac{a}{5!} x^5 - \frac{b}{4!} x^4 + \frac{6a^2}{10!} x^{10} + \frac{6ab}{9!} x^9 + \frac{b^2}{8!} x^8 \dots \right) \quad (4)$$

ここに、 $a = n_h \cdot B / EI$ (m^{-5})、 $b = k_o \cdot B / EI$ (m^{-4})、 c_1, c_2, c_3, c_4 : 積分定数、 B : 杭幅 (m)、 E_s : 土の弾性係数 (MN/m^2)、 EI : 杭の曲げ剛性 ($MN \cdot m^2$)、 k_h : 横方向地盤反力定数 (MN/m^3)、 k_o : 横方向地盤反力定数 (の定数項) (MN/m^3)、 n_h : 横方向地盤反力定数の深さ方向のこう配 (MN/m^4)、 P : 地盤反力 (MN/m)、 x : 深さ (m)、 y : x 軸に直角な水平方向軸、杭の水平変位量 (m) である。

② 横方向地盤反力定数は深さ方向に台形分布を想定したが、これに適当な地盤を台形型地盤といい、一般に、砂地盤における地中埋設杭に用いられる。これに対し、 k_o 値のように一定分布として用いることが適当な地盤を一定型地盤といい、 n_h による三角形分布を用いることが適当な地盤を増加型地盤という。これらの地盤についても同様な方法で杭の横抵抗の基本式を導いた。

③ 式(4)の積分定数を求めるために適切な境界条件が必要となるが、このうち、地中部の杭先端部の有効長 L (m) を当てることとし、式(5)のように設定した。

$$\frac{1}{r} = 4 \sqrt{\frac{4}{a + b}}, \quad rL = 3 \quad (5)$$

さらに、増加型地盤の場合は $1/\lambda = \sqrt[3]{4/a}$ 、 $\lambda L = 3$ 、一定型地盤の場合は $1/\beta = \sqrt[3]{4/b}$ 、 $\beta L = 3$ のように表される。ここに $1/r$, $1/\lambda$, $1/\beta$ はともに特性長と呼ばれているもので長さの次元をもっている。 L は有効長であるが、ここでは、いずれも各地盤の特性長の3倍を用いることにした。それは、これまでの杭の横抵抗の研究^{10),11),12)}において $\beta L = 3$ とするとき、実務上、主要な項目の算定誤差が極わずかであることが確かめられているからである。この関係を用いて、増加型地盤と一定型地盤の横抵抗の基本式を x/L で整理すると、式(6)および式(7)を得るが、設計計算のため、さらに、 x/L に係る無限級数の和を算定し実務計算に便利なように計算諸表を作成した。

$$y = \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \left\{ \frac{(5n-1)!!}{(5n+3)!} c_1 x^3 + \frac{(5n-2)!!}{(5n+2)!} c_2 x^2 + \frac{(5n-3)}{(5n+1)!} c_3 x + \frac{(5n-4)}{(5n)!} c_4 \right\} 972^n \left(\frac{x}{L} \right)^{5n} \quad (6)$$

$$y = \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \left\{ \frac{c_1 x^3}{(4n+3)!} + \frac{c_2 x^2}{(4n+2)!} + \frac{c_3 x}{(4n+1)!} + \frac{c_4}{(4n)!} \right\} 324^n \left(\frac{x}{L} \right)^{4n} \quad (7)$$

係船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究 (第2報)

ここに、!! は5とびの階乗を表す記号とする。例えば、 $(5n-2)!! = (5n-2) \times \dots \times 13 \times 8 \times 5 \times 3$ のようである。

④ 横方向地盤反力定数は、常時のほか地震時の設計

をより合理的に行うため、地盤の抵抗土圧と関連づけることにしたが、さらに、杭幅との関係について連続壁のような2次元の横方向地盤反力を求めるため、杭の両側に周辺地盤と同質な仮定の付加杭を想定し、式(8)の

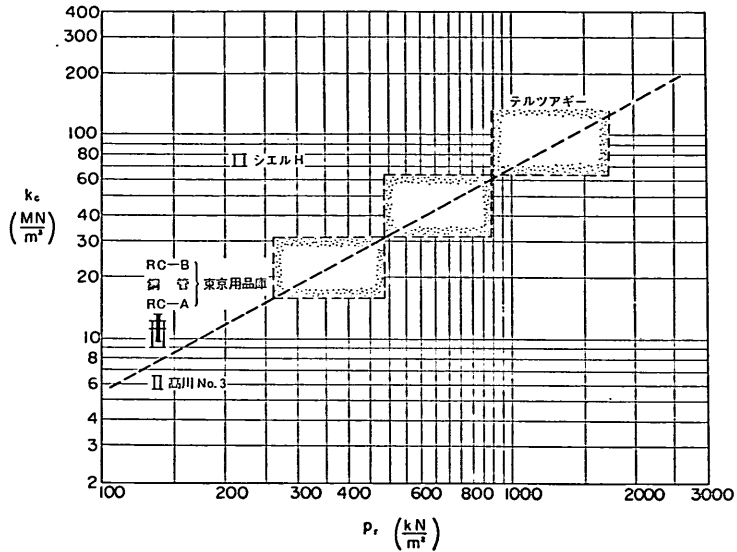


図-2 杭幅 30~50 cm の単杭の k_e 値と p_r

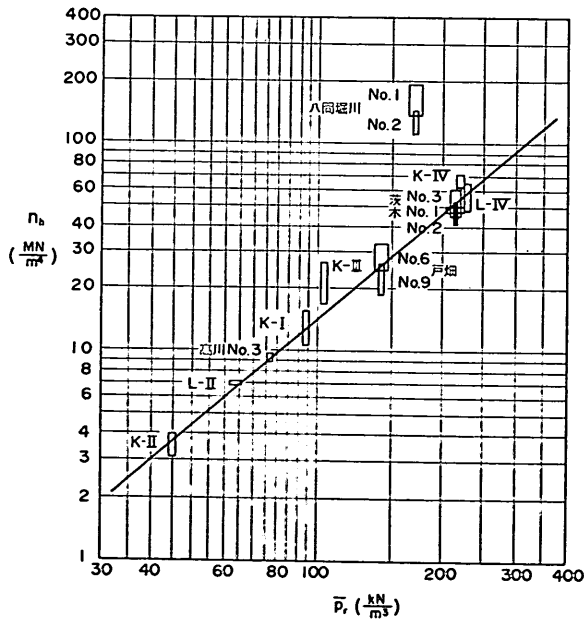


図-2 杭幅 30~50 cm の単杭の n_b 値と \bar{p}_r

ような仮想付加杭の仮設を立てた。

$$k_{h_3} = k_{h_1}(p_{r_1}) + k_{h_2}(p_{r_2}) \frac{B_2}{B} \quad (8)$$

ここに、 k_{h_3} : 幅 B の単杭の横方向地盤反力定数

(MN/m^3), k_{h_1} : 杭 (幅) に働く抵抗土圧 p_{r_1} によって求められる横方向地盤力定数 (MN/m^3), k_{h_2} : 仮想付加杭の杭幅に働く抵抗土圧 p_{r_2} によって求められる横方向地盤反力定数 (MN/m^3), B_2 : 仮想付加杭の杭幅 (m)

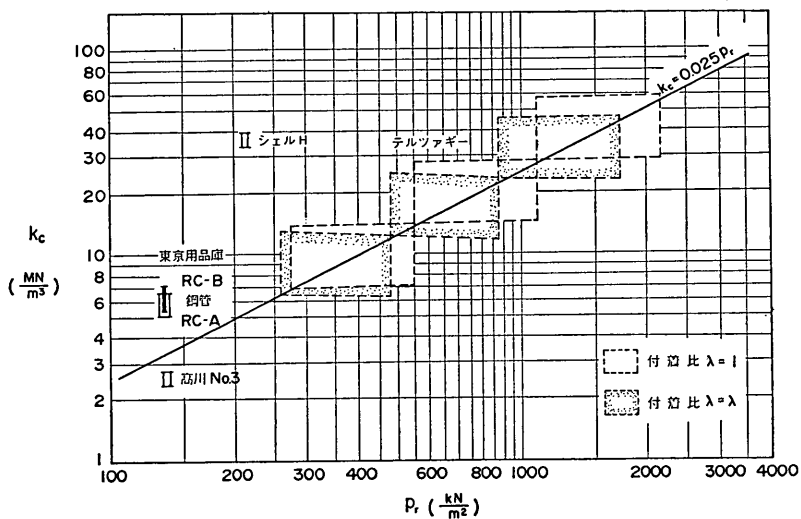


図-4 連続壁 (2次元) 用の k_c 値と p_r

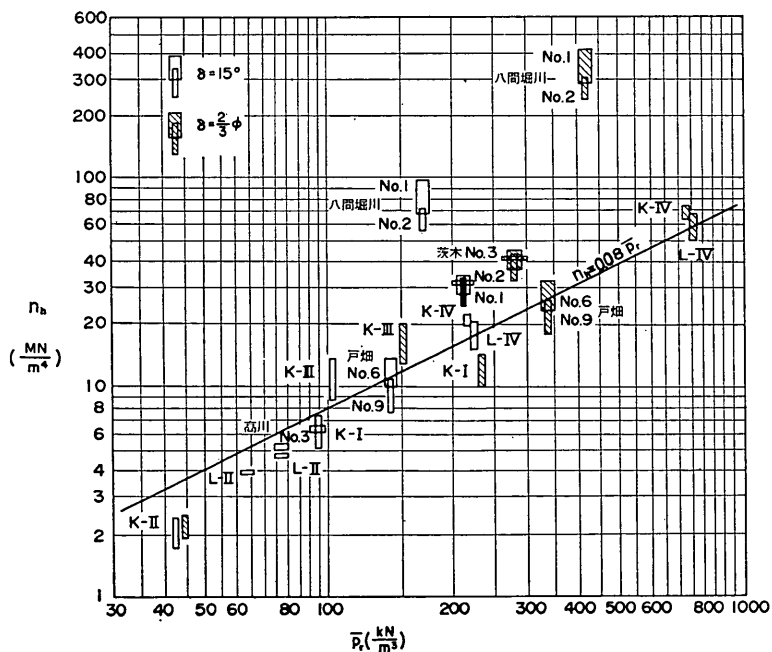


図-5 連続壁 (2次元) 用の n_h 値と \bar{p}_r

であり、鋼管杭に関する設計資料¹³⁾の野外実験の結果から一応砂質土地盤では約 20 cm, 粘性土地盤では約 40 cm を得た。

⑤ この杭の横抵抗式にしたがい、かつ、適切な横方向地盤反力定数の図表を設計資料として作成する必要があるが、これについては、港湾技術研究所と現在の新日本製鉄株式会社とが 1959~1960 年にわたって共同で行った H 形鋼杭の野外実験の資料¹⁴⁾および港湾局調査設計室が集録¹⁰⁾した資料を整理した。その結果、杭幅 30~50 cm の単杭用の一定型地盤に対し、図-2 に示すように $k_0 \sim p_r$ の図表、増加型地盤に対し図-3 に示すように $n_h \sim \bar{p}_r$ の図表をそれぞれ作成した。ここに、 \bar{p}_r は抵抗土圧の深さ方向の強さ (MN/m³) である。これらの図表からわかるように、いずれも両対数紙で直線的な関係にあり、それぞれの関係式における指数は $n=1.121$ および $n=1.70$ で表わされる。

さらに、連続壁 (2次元) 用の横方向地盤反力定数については、上記の仮想付加杭の関係を用いて、それぞれ算出したが、一定型地盤については図-4、増加型地盤は図-5 に示されているように、 $k_0 \sim p_r$ および $n_h \sim \bar{p}_r$ の間にはいずれも直線的な関係にあることが認められた。

2.2 地中埋設杭の基本式の特徴

(1) 有効長と算定曲線

地中埋設杭の基本式は無級数によって表されているので、適切な解答を得るためには、本式の特徴をあらかじめ知っておく必要がある。これについては前節の ③

において、各地盤の特性長の 3 倍を有効長とし、この長さを地中部の杭の先端部として積分定数を求めることにした。ここでは、有効長は水平力に対して有効な抵抗を行う部分であるとともに、これまで述べてきたように、算定上積分定数を定めるための杭長として考えることにしているが、この有効長をすべての地盤に一率に各特性長の 3 倍を採用したことの妥当性について検討することにする。

有効長を特性長の 3 倍としたことに対して、これまですでに検討したように^{11), 12)}一定型地盤にしろ、増加型地盤にしろ、全般的に杭の挙動を忠実に表現する良好な曲線を示した。すなわち、一定型はチャンの式によく一致するのに対し、増加型は野外の砂地盤における実大実験の結果とよく一致した。しかし、これらはいずれも $x=L$ の杭先端部付近において多少の相違が認められたが、それについては有効長の大きさにおもな原因があると考えられていた。

図-6 は実際に係船岸の控え工として用いられる杭の例で、 $a=0.08843 \text{ m}^{-5}$, 土かぶり $d=3.0 \text{ m}$, $b=0.2653$, $1/\gamma=2.081 \text{ m}$ について、有効長を 5~10 m に変化させたときの $y \cdot EI/H$ と $y'' \cdot EI/H$ を示すものである。水平変形のほうは $L=10 \text{ m}$ の場合を除き他は有効長の範囲内でいずれもよく一致している。一方、曲げモーメントのほうは $x \leq 5 \text{ m}$ で $L=5 \text{ m}$ と 10 m を除く他の場合はほぼ一致しているといえるが、 $x > 5 \text{ m}$ では、 $L=7 \text{ m}$ と 8 m 以外の曲線はかなり異なった曲線形を描いて

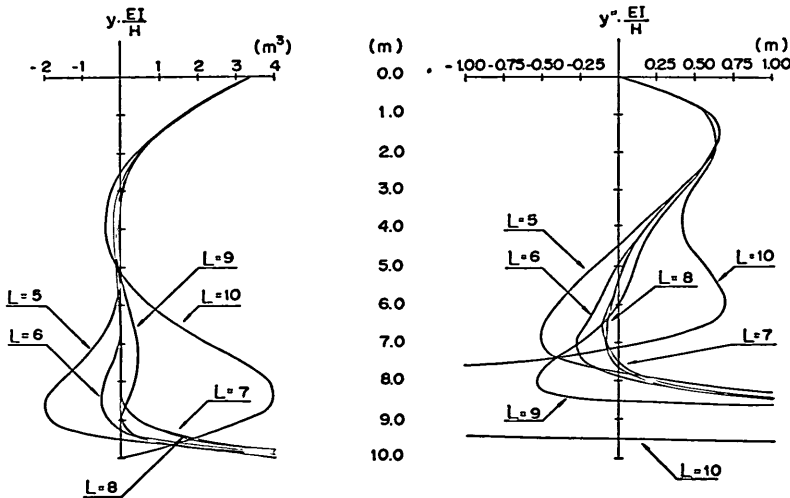


図-6 有効長の大きさと曲線形 (x^{23} の場合)

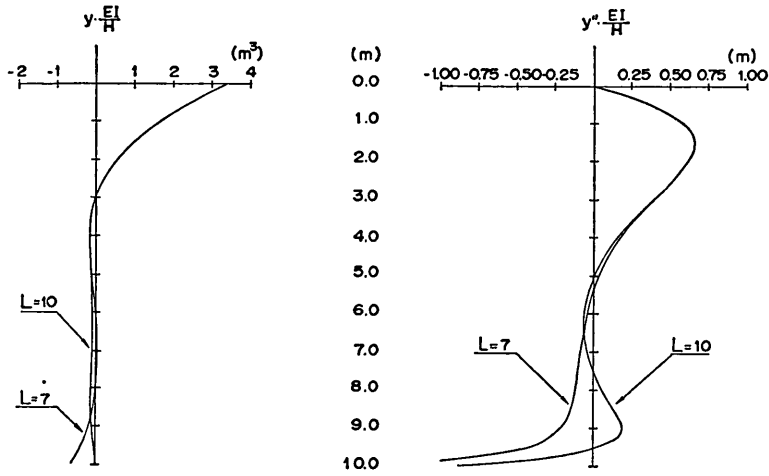


図-7 x の最高次数を 28 とするときの曲線形

表-1 基本式の項数と M'_{max} および l_m

L (m)	級数和 n	0~2	0~3	0~4	0~5	0~6	0~7
	x の最高次数	x^{13}	x^{18}	x^{23}	x^{28}	x^{33}	x^{38}
3.0	M'_{max}	1.3029	1.2714	1.2715	1.2715	1.2715	1.2715
	l_m	4.495	4.245	4.245	4.245	4.245	4.245
4.0	M'_{max}	0.7852	0.7859	0.7859	0.7859	0.7859	0.7859
	l_m	1.805	1.810	1.810	1.810	1.810	1.810
5.0	M'_{max}	0.7675	0.7707	0.7707	0.7707	0.7707	0.7707
	l_m	1.730	1.755	1.755	1.755	1.755	1.755
6.0	M'_{max}	0.7693	0.7701	0.7701	0.7701	0.7701	0.7701
	l_m	1.725	1.750	1.750	1.750	1.750	1.750
7.0	M'_{max}	0.8134	0.7637	0.7653	0.7653	0.7653	0.7653
	l_m	1.815	1.740	1.740	1.740	1.740	1.740
8.0	M'_{max}	1.0069	0.7496	0.7623	0.7621	0.7621	0.7621
	l_m	2.305	1.700	1.735	1.735	1.735	1.735
9.0	M'_{max}	1.6183	0.7123	0.7626	0.7612	0.7612	0.7612
	l_m	3.570	1.580	1.735	1.730	1.730	1.730
10.0	M'_{max}	3.2105	0.6555	0.7660	0.7611	0.7611	0.7611
	l_m	4.735	1.390	1.750	1.730	1.730	1.730

註) $a=0.050 \text{ m}^{-5}$, $b=0.150 \text{ m}^{-4}$, $d=3.0 \text{ m}$, $1/\gamma=2.00 \text{ m}$

係船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究 (第2報)

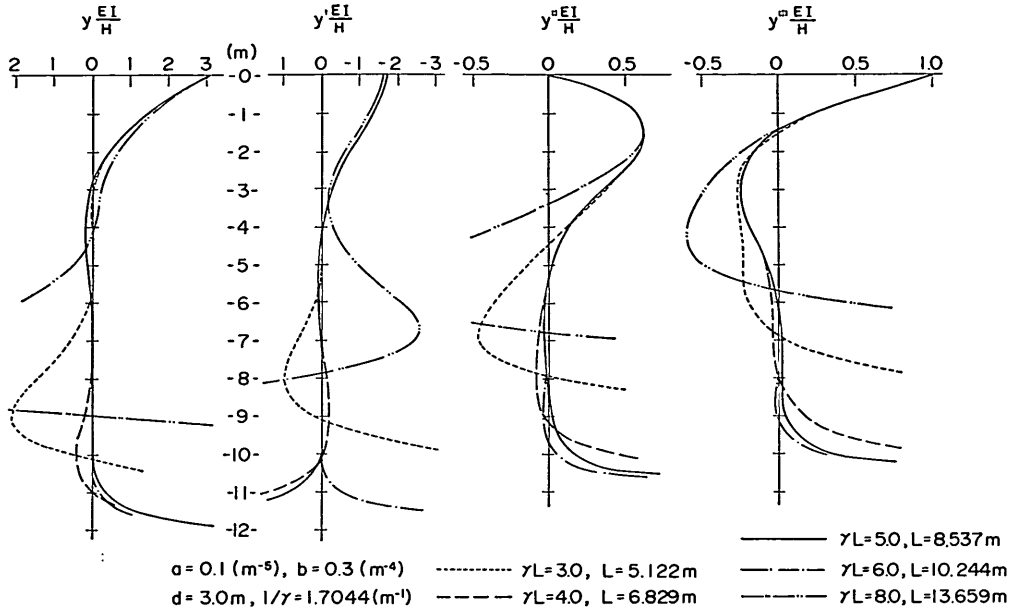


図-8 (a) 有効長の大きさと曲線形 ($a=0.1 \text{ m}^{-5}, d=3 \text{ m}$)

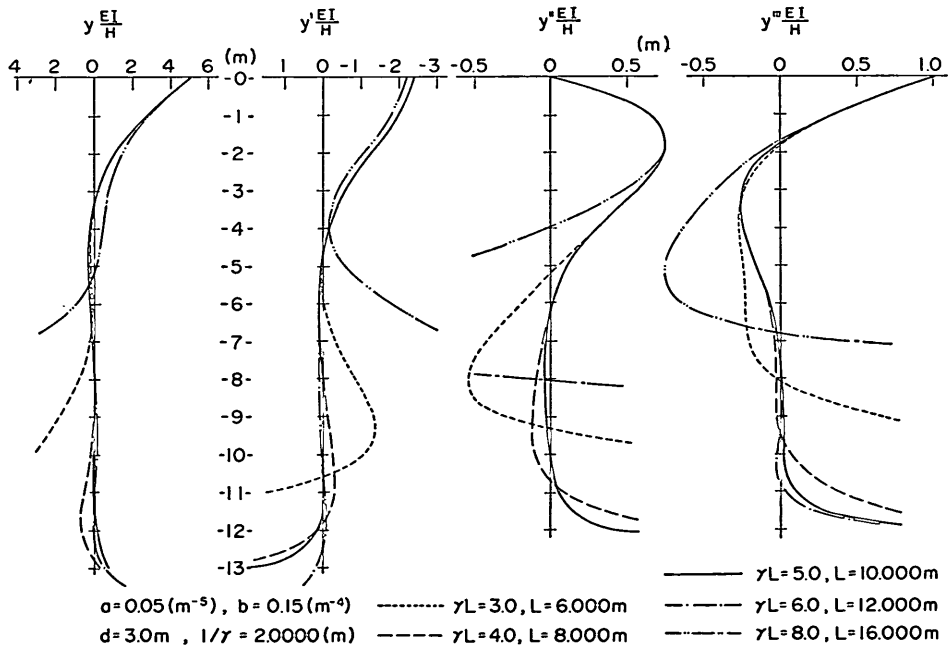


図-8 (b) 有効長の大きさと曲線形 ($a=0.05 \text{ m}^{-5}, d=3 \text{ m}$)

いる。

図-7は図-6のなかで安定した結果を示した $L=7\text{ m}$ の場合と、最も不安定な結果を示した $L=10\text{ m}$ の場合について、 x の最高次数を23から28に拡大したときの $y \cdot EI/H$ と $y'' \cdot EI/H$ を示すものであるが、いずれの場合も図-6の場合より、よく改善されているほか、双方の一致の程度もかなりよいといえる。しかし、杭の先端部の曲げモーメント分布についてはまだ十分とはいえないようである。

以上により、より良好な曲線形を得るには、 x の最高次数を28以上にするとともに、有効長の増加をはかる必要があることがわかった。しかし、杭や矢板の根入れ長を表す有効長をあまり長くすることは無限級数式を扱ううえから、数学的な限界があるはずであり、したがって、これに従属的な関係にある x の最高次数についても限界があると考えられる。さらに適切な値を見出すため、つぎのような検討を行うことにする。

つぎに、基本式の無限級数の項数 n (x の最高次数とは $5n+3$ の関係がある)と有効長の関係を、 $a=0.05\text{ m}^{-3}$ 、土かぶり $d=3.0\text{ m}$ 、 $b=0.15\text{ m}^{-4}$ 、 $1/\gamma=2.00\text{ m}$ 、 $L=6.00$

m について、最大曲げモーメント M'_{\max} ($M'=y'' \cdot EI/H$)とそれが生ずる深さ l_m (m)について表-1に示す。これによると、級数式を項数にして0から2まで考慮する場合の M'_{\max} 値は $n=0\sim 7$ の場合と比較して、その差は約 $1/2000$ であるが、 l_m は $1/70$ であり小さい差とはいえない。これに対し、 $n=0\sim 3$ の場合の M'_{\max} と l_m の差は $1/10,000$ と $1/200$ であり、この場合は実用上同等であると考えてよいと思われる。

さらに、杭先端部を $3\sim 10\text{ m}$ とするときの M'_{\max} と l_m を、級数和の項数 n の大きさによる変化を検討すると、 $L \geq 5\text{ m}$ で $n \geq 4$ の範囲内では M'_{\max} および l_m とも同等の値を示していることがわかる。すなわち、最大曲げモーメントとそれが生ずる深さについては x の最高次数が23の無限級数式では実用上十分であることを示していることがわかる。これらはしかし、杭頭から l_m までの基本式の特徴を検討したに過ぎないのであり、 l_m より先杭端にいたる区間についても杭の挙動をよく表現するもののほうがより好ましい。なお、以上により、ここでは x の最高次数に38を用いることが適切であると判断し、以後の検討にこれを用いることにした。

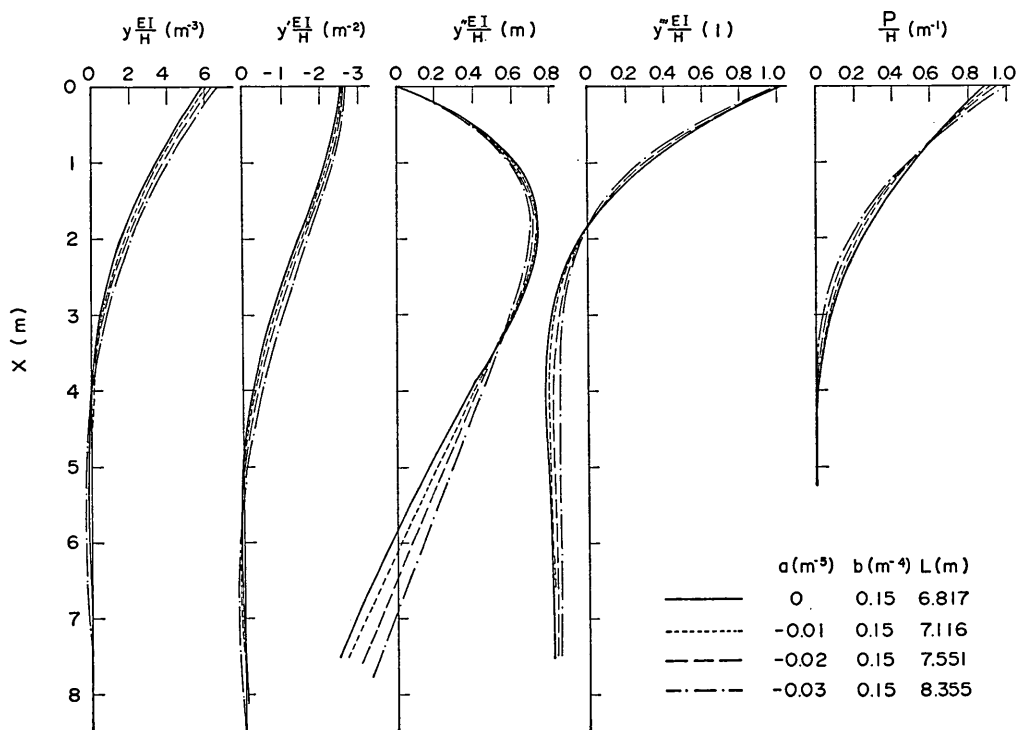


図-9 逆の台形型地盤の場合の曲線形

さらに適切な算定式を得るため、有効長を特性長の3倍～8倍に変化させたときの各曲線を図-8に一括示した。これらはいずれも土かぶり厚さ3mで、 $a=0.1\text{m}^{-5}$ (図-a)と $a=0.05\text{m}^{-5}$ (図-b)で一般によく用いられる値である。図は $y \cdot EI/H$ 、 $y' \cdot EI/H$ 、 $y'' \cdot EI/H$ および $y''' \cdot EI/H$ について、 $\gamma L=3, 4, 5, 6$ および8の場合のそれぞれの算定結果を示している。これによると、 $\gamma L=8$ の場合は他の場合と相当異なる結果を示しているのに対し、 $\gamma L=4, 5, 6$ はいずれも、各有効長の範囲内でほとんど同様の結果となっている。一方、これまで、用いてきた $\gamma L=3$ の場合については、杭頭より曲げモーメント第1零点までの範囲については良好な曲線形を示しているが、それより以深の杭先端部付近では $y'' \cdot EI/H$ と $y''' \cdot EI/H$ の値の場合と異なる結果を示している。これは、 $\gamma L=3$ としたことに原因があるのであって杭の下部についてさらに十分な解答を得るには $\gamma L=4$ でも多少の問題があるところから、 γL を5～6とするほうが適切であることがわかる。しかし、ここでの検討においては、杭の主要な項目に対して適切な値を与える $\gamma L=3$ を引き続き用いることにする。

(2) 横方向地盤反力定数が $(-n_h x + k_c)$ の場合
横方向地盤反力定数は、ここでは抵抗土圧を伸介として表すこととしているが、地震時の抵抗土圧の深さ方向の分布は、常に、深さ方向に増加の分布を示すとは限らない。深さ方向に負の分布を示すことが、むしろ多いとさえいえる。その場合の横方向地盤反力定数は $(-n_h x + k_c)$ によって表されるが、この $-n_h$ の絶対値が小さい間はこれを省略するかまたは省略のうえ k_c をさらに補正して算定することが考えられる。しかし、絶対値が大きいとこれを無視することができなくなり、結果として $(-n_h x + k_c)$ の値をそのまま用い、計算を進めることになるものと思われるが、提案式がこれに適用できるかどうか検討する必要がある。

図-9は逆の台形型分布の $y \cdot EI/H$ 、 $y' \cdot EI/H$ 、 $y'' \cdot EI/H$ 、 $y''' \cdot EI/H$ および P/H について、 $b=0.15(\text{m}^{-4})$ =一定としたときの a が -0.01m^{-5} 、 -0.02m^{-5} 、 -0.03m^{-5} の場合の算定結果を一括示したものである。計算は級数の x の最高次数が38で $\gamma L=3$ の場合であるが、いずれも、 a の変化が小さいためか、変化の小さい類似した結果となっている。なお、この条件で $a=-0.03531\text{m}^{-5}$ の場合が計算可能の限界であるので、これ以上大きい逆こう配の場合の算定は不可能である。以上により、提案式は $(-n_h x + k_c)$ の場合にも算定が可能なのが

わかった。

3. 実験の方法

3.1 実験装置と載荷・測定法

係船岸のたわみ性控え工の模型実験は港湾技術研究所内に常設されている実験槽において実施した。図-10にその概要を示すが、長さ2m、幅1.6m、深さ1.3mの鉄筋コンクリート製で、長手壁の一面は硬質ガラスで仕切られている。この実験はたわみ性の直杭の挙動に重点を置くことから、矢板壁に相当する模型壁体は実験の規模からすれば剛性壁と考えられる高さ68cm、幅50cmの3枚の鋼製の壁が用いられている。この鋼製壁体は強固に組立てられたH形鋼の基礎の上に、ヒンジ支承によって支えられ、前後に回転できる可動壁であって、これにピン結合されたロードセルと、さらにそれに連結されている微調整用のターンバックルをとおして、前方の鉄筋コンクリート壁にアンカーされている。実験の際には図のターンバックルを微動することにより、この可動壁をわずかつつ前傾させるようになっている。

ここに使用する実験杭は、図-11に示すように、長さ

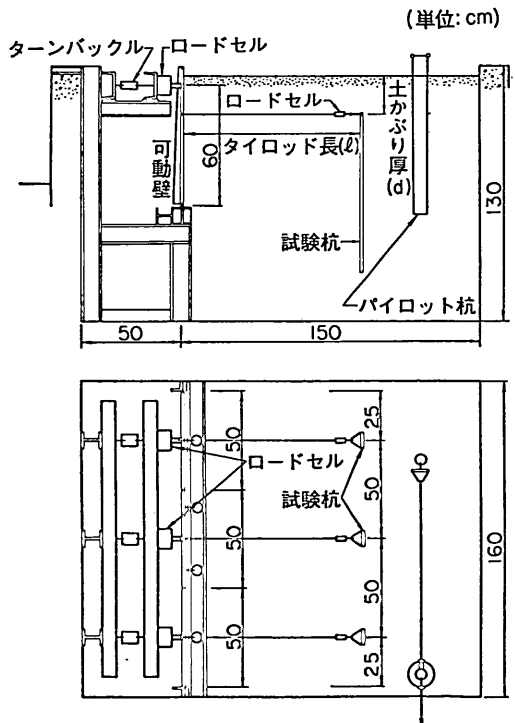


図-10 実験槽と実験装置

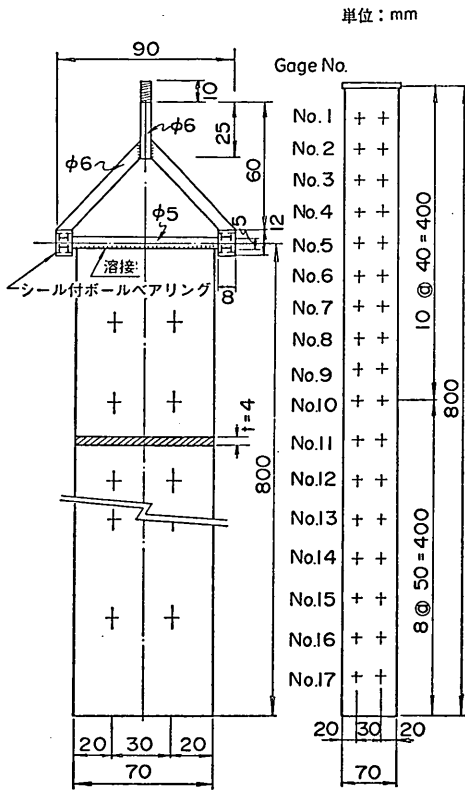


図-11 実験杭

80 cm, 幅 7 cm, 厚さ 4 mm の SS 41 材のく形断面鋼板を母材としているが、これに、曲げひずみを測定するためのストレインゲージが杭の両面に 2 列にはりつけられている。また、これらに連なるリード線は、表面の平滑さとストレインゲージの保護のために塗布された接着剤の中に埋め込まれており、さらに、リード線束は杭先端に集結されている。

一方、杭頭部は、これに作用する水平力が理想に近い状態で働くよう、砂粒等が入らないように防護された両面シールドのボールベアリングを両先端に持つ Y 形鋼棒と、杭頭に溶接された直径 5 mm の鋼棒をピン結合によって連結している。この実験杭の検定は両端支持の単純梁の状態で中央集中荷重の方式によって、片面につき荷重零から最高 200 N まで 50 N ごとにたわみ量と曲げモーメントをおのおの 2 回づつ測定し、確認されている。

また、杭頭に作用する水平力は図に示すように、鋼製可動壁に直接ねじ込まれて固定されている直径 6 mm の鋼棒のタイロッドをとおして直杭に伝えられるが、水平

力のみを伝えるために、可動壁付近にユニバーサルジョイントを備えている。さらに、杭頭の水平力を直接測定するため、試験杭の Y 形鋼棒と直径 6 mm のタイロッドを連結するジョイント部に、直径 20 mm, 長さ 10 mm のロードセルを内蔵した、直径 25 mm, 長さ 65 mm の強化アルミニウム製のカプセルが取り付けられている。

平面図に示すように、幅 50 cm の可動壁が 3 枚設置されているが、両側の 2 組の模型矢板壁はダミー用であり、中央の 1 組が本計測されるものである。可動壁の前方変位は平面図の○印で示される 2 個のダイヤルゲージによって測定された平均値を、タイロッド位置の深さに対応して比例計算により求めることができる。一方、杭頭に働く水平力は杭頭付近に設けた上記のカプセル内のロードセルの測定値を直接用いることとし、可動壁部に

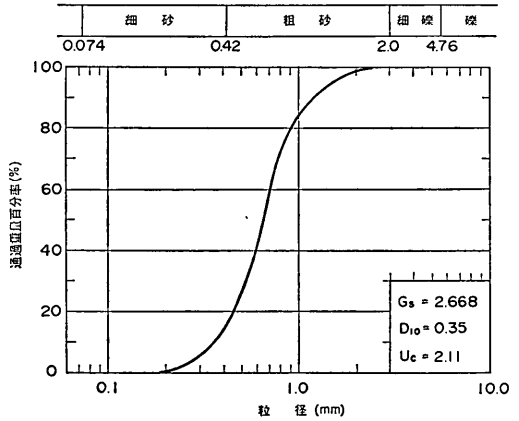


図-12 実験地盤用砂の粒径分布

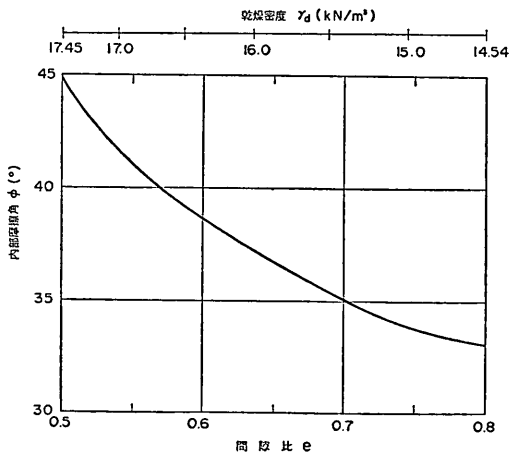


図-13 実験地盤用砂の三軸圧縮試験値

係船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究 (第2報)

あるロードセルの測定値は参考値として用いられる。

砂地盤として用いる砂は高萩産のものであり、図-12に示すように比重 $G_s=2.668$, 有効径 $D_{10}=0.35$ mm, 均等係数 $U_c=2.11$ の中粒ないし粗粒の砂である。この砂は図-13に示すように、あらかじめ行われた三軸圧縮試験により、乾燥密度 γ_a と内部摩擦角 ϕ_a との間に特定の関係のあることが確かめられている。それゆえ、実験槽に投入された砂の容量と重量から、平均的な砂の単位体積重量を知ることにより、実験ケースごとの平均的な砂の内部摩擦角を求めることができる。

実験槽での実験装置の設置は慎重に行われるが、まず、実験槽の底床の砂面を所定のレベルに一樣にならした後、パイプロッドで締め固める。それから、パイロット杭と試験杭を所定の位置に仮組し、容量と重量を計測済みの砂を層状に投入する。一樣な砂地盤が得られるよう、厚さ約 20 cm ごとに、約 25 cm×30 cm の鋼板のタンパーで均一な力で一樣に押えて締め固めを行う。

3本の試験杭と本のパイロット杭の配置はおおよそ図-10のようであるが、これらは、特に、中央の試験杭に

影響を及ぼさないよう配慮されている。実験は試験杭のほうを先に終えてから、パイロット杭の実験を行うことにした。

試験杭の載荷は、上述のようにターンバックルを手動で強制的に可動壁を前方に変位させることにより、タイロッドをとおして杭頭におよぶことになっているが、この可動壁の微小変動の与え方は、慎重を期すために、5段階に分けて行われる。すなわち、可動壁下端から 75 cm 上方にあるダイヤルゲージの位置で、変位が 0~0.3 mm の間の載荷変位のステップ量は 0.05 mm, 変位が 0.3~1 mm の間はステップ量 0.1 mm, 変位 1~3 mm の間は 0.2 mm, 変位 3~10 mm の間は 0.5 mm, 変位 10~15 mm の間は 1 mm とするものである。また、載荷ごとの変位の変動量が 1 分間に 0.01 mm 以下になるのをもって載荷終了とした。一方、パイロット杭の載荷は、実験槽の壁に取り付けた滑車をとおして、ワイヤーロープのけん引索に重錘荷重を加えて行ったが、これまでの経験から、重錘荷重の載荷ステップ量は 9.81 N とし、最終変動量は試験杭の場合と同様に、1 分間 0.01 mm

表-2 控え直杭の模型実験の種類

実験ケース No.	タイロッド長 l (cm)	壁 高 h (cm)	土かぶり厚さ d (cm)	砂の単位 体積重量 γ_a (kN/m ³)	壁面摩擦角 ϕ (°)	すべり面の角度	
						主動すべり角 α_a (°)	受働すべり角 α_p (°)
1	60	40	0	14.41	33.33	59.03	19.35
2	60	50	10	15.03	34.00	59.46	19.08
3	60	60	20	14.18	33.33	59.03	19.35
4	82.5	40	0	14.99	34.00	59.46	19.08
5	82.5	50	10	14.81	33.80	59.33	19.16
6	82.5	60	20	14.66	33.50	59.14	19.28
7	110	40	0	15.00	34.00	59.46	19.08
8	110	50	10	14.71	33.60	59.21	19.24
9	110	60	20	14.55	33.50	59.14	19.28
10	110	60	0	14.50	33.33	59.03	19.35
11	110	60	5	14.60	33.50	59.14	19.28
12	110	60	10	14.55	33.50	59.14	19.28
13	110	60	15	14.74	33.70	59.27	19.20
14	110	60	25	14.87	34.00	59.46	19.08
15	82.5	60	0	14.72	33.83	59.35	19.15
16	82.5	60	5	15.00	34.33	59.67	18.95
17	82.5	60	10	15.17	34.50	59.78	18.88
18	82.5	60	15	15.10	34.50	59.78	18.88
19	82.5	60	25	14.59	33.67	59.25	19.22

以下とした。

3.2 実験の種類

ここで行われる実験の1つは地中埋設杭の挙動が、すでに確認されている地表面杭の特性と同様なものかどうか確かめることであり、他の1つは矢板係船岸などで、主働・受働すべり面の交差位置が地盤内にあるとき、たわみ性控え工の抵抗力が減少するが、そのような場合における地中埋設杭の挙動を確かめることにある。ことに、① 主働・受働すべり面は実験ではともに直線と考えてよいこと、② 主働すべり面は可動壁のヒンジ点を出発点と考えてよいこと、さらに、③ 直杭前面から発進する受働すべり面は杭頭から大体 $l_m/3$ の深さを出発点と考えてよいことなどについては予備実験の結果によりあらかじめわかっていたので、本実験においてはこれらを参考にし、実験の種類を表-2に示すように19ケースとした。

すなわち、壁高は 40, 50 および 60 cm の3種類に対し、タイロッド長は 60, 82.5 および 110 cm の3種類、土かぶり厚さは 0, 5, 10, 15, 20 および 25 cm の6種類から成っている。これを久保の算定法による主働・受働すべり面の交差の地表面に対する観点から見ると、地表面下で交差なし8ケース、交差あり11ケースであるが、このうち交差位置が浅いものが5ケース、交差なしで、かつ、その量が大きくないものが4ケースある。これらは、土かぶり零の地表面杭5ケースを含めて、久保らの研究結果との関連が明確になるよう配慮されている。なお、表-2に砂地盤の土質力学的諸定数を併記したが、これらは、さきに述べた、図-12および図-13などによって求めたものである。

4. 実験の結果と考察

4.1 地中埋設杭の一般的特性

地中埋設杭の挙動を知るため、最も一般的な水平載荷力 H と杭頭変位 \bar{y}_0 の関係を検討する。まず、土かぶり厚さ $d=0$ cm の地表面杭について図-14に示す。この5ケースのうち、壁高 h 、タイロッド長 l との関係で、主働・受働すべり面が地盤内にあると考えられるのは試験杭(以下、 T -杭という) $T-1$ であるが、図中において杭頭変位量が他の場合より大きいことがわかる。この現象は表-2からわかるように地盤の固さによる差は多少はあるがその量はわずかであることからこれらによるものではなく、主働・受働すべり面が地盤内で交差していることによる杭前面の抵抗土圧の減少と考えるほう

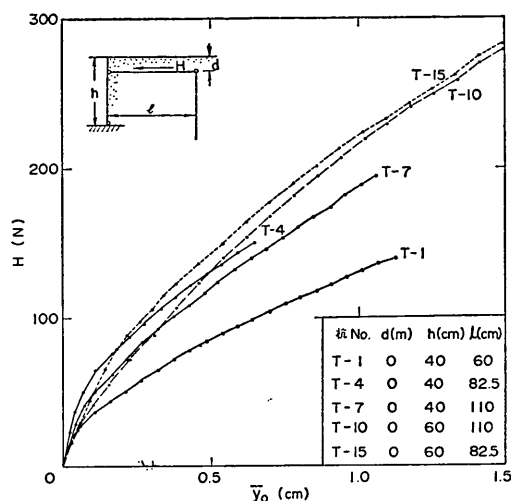


図-14 地表面杭のすべり面の交差位置による杭頭変位量

が適切な判断であろうと思われる。

これに対し、図-15は土かぶりが $d=10$ cm と 20 cm の場合の主働・受働すべり面による杭頭変位量を示したものである。上述の、久保の算定法を適用した結果によれば、主働・受働すべり面が地盤内で交差しないのは $T-8$ のみであり、 $T-9$ は極浅いところに交差位置があると算定されている。その他のケースは、すべて、交差位置は地盤内にあると算定されており、この結果が、図-15においても明確にあらわれたのであると判断される。

これらの杭頭変位の曲線は主働・受働すべり面の影響のいかんを問わず、同様な曲線形で表されるならば、杭の横抵抗の問題はすべり面に全く影響をうけない場合の杭と同様に処理してよいが、すべり面の影響を大きく受けて、曲線形が大きく変化する場合は、さらに、特別な処置法を講ずる必要があると思われる。

ここでは、地中埋設杭についての一般的特性を知る必要があるが、それには、まず、地表面杭との比較をする必要があり、さらに、久保らが示した実験結果との関係についても確認する必要があると考える。水平力と杭頭変位の関係を地表面の場合について両対数紙にプロットしたのが図-16である。パイロット杭はすべて突出杭であるが、上述の提案方式^{1),2)}によって、地表面の杭頭変位量 \bar{y}_0 に換算したものをプロットした。全体的に直線であつ傾斜角も 2, 3 のものを除きほぼ同一である。検討の結果 $H \propto \bar{y}_0^n$, $n=0.65 \sim 0.70$ を得たが、 \bar{y}_0 が大き

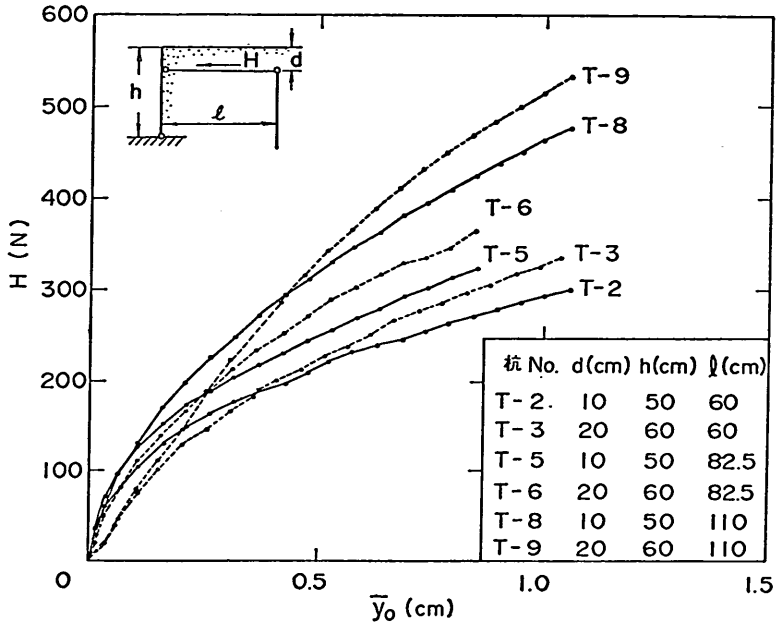


図-15 地中埋設杭のすべり面の交差位置による杭頭変位位置

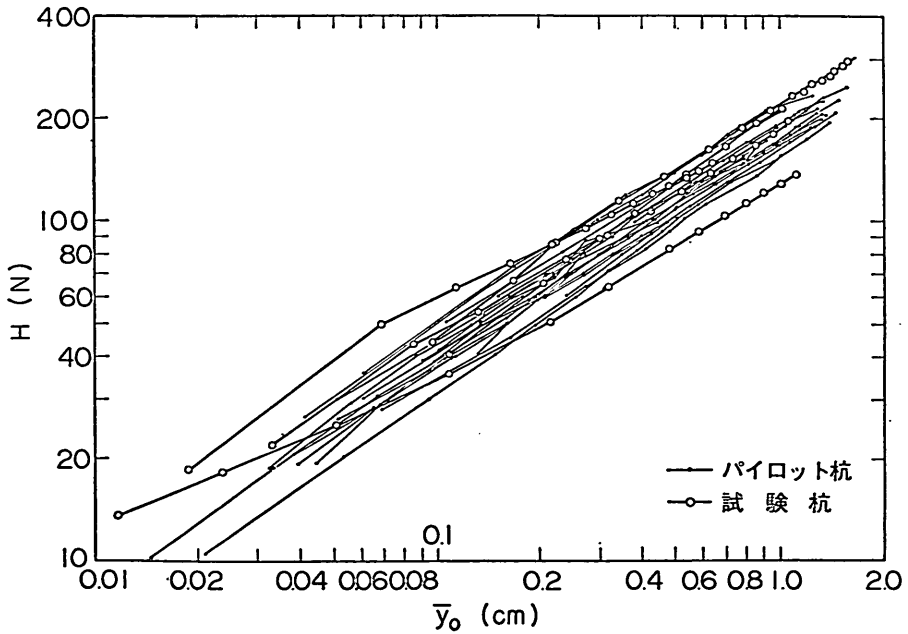


図-16 地表面杭の水平力と地表面杭頭水平変位量

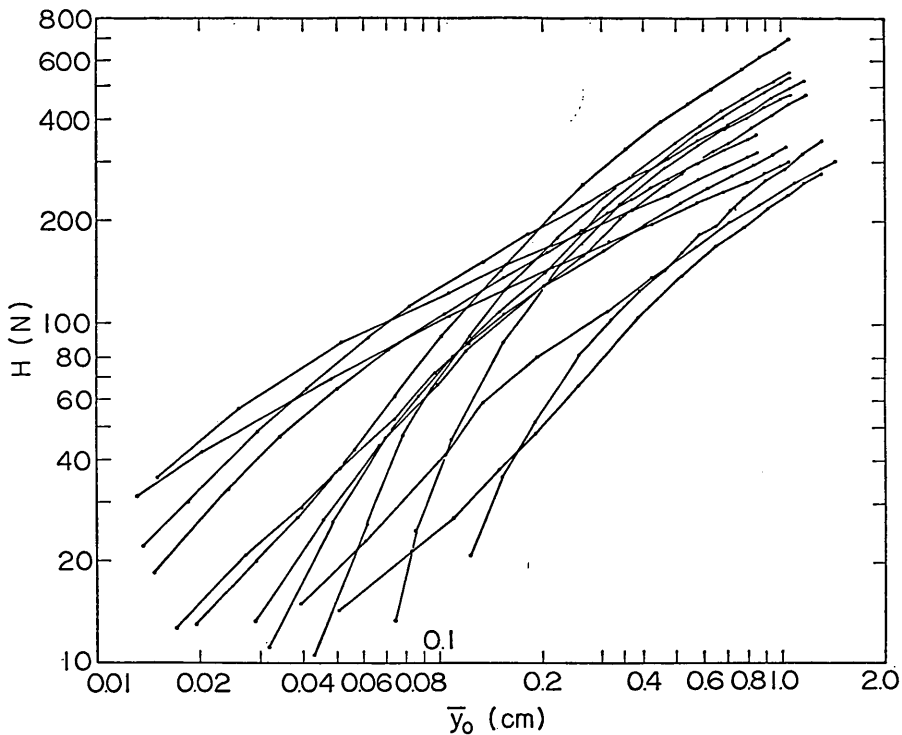


図-17 地中埋設杭の水平力と杭頭水平変位量

い範囲の $\bar{y}_0 \geq 0.5 \text{ cm}$ においては $n=2/3$ が代表的な値といえる。この関係について、久保¹⁵⁾は $n=0.7$ であるとしているので、両者の差はわずかであり一致しているといえることができる。

これに対し、地中埋設杭の場合を図-17に示すが、地盤の固さと土かぶりの差によって広く分布している。これらは、水平力の小さい $\bar{y}_0 \leq 0.3 \text{ cm}$ の範囲では、すべての場合において、 $H \propto \bar{y}_0^n$ の指数の値が大きく、かつ、変動量も大きい。しかし、水平力や変位の比較的大きい範囲、 $\bar{y}_0 \geq 0.4 \text{ cm}$ では \bar{y}_0 の指数は一様に安定しており、その値も上記の地表面杭の場合とほぼ同様であるといえる。さらにこれらの図面から、主働・受働すべり面の交差位置の影響によって指数が変化することなどの特異な現象を見出すことはできなかった。

つぎに、曲げモーメント分布を図-18に例示するが、これは、本実験で直接測得できる曲げひずみから直接に得られるものであり、 y, y', y'' の分布を求める基本的データでもある。これは、土かぶり厚さ $d=25 \text{ cm}$ の T-14 杭の場合の水平力の増加にともなう曲げモーメン

トと、これらを連ねて得られる実験値曲線が示されている。これによると、曲げモーメントの増加とともに最大曲げモーメント M_{\max} の位置 l_m の増加および曲げモーメント第1零点の位置 l_{m1} がわずかであるが増加するようすを見ることができる。

主働・受働すべり面が交差する場合についても、曲げモーメント分布を図-17のように得ることができるが、ここでは、すべり面交差の影響も含めて容易に検討ができるよう、上記の図-15の土かぶり厚さ $d=0 \text{ cm}$ のグループについて、単に、 M_{\max} 、 l_m および l_{m1} の値のみを一括して図-19に示した。また、図-16の土かぶり厚さ $d=10 \text{ cm}$ と 20 cm の場合については、同様に、それぞれ、図-20、図-21に示した。久保の報告¹⁵⁾によると、 $H \propto M_{\max}^{2/3}$ 、 $H \propto l_{m1}$ が示されているが、地中埋設杭の場合は、全体的に久保の示した値より小さい値を示すようである。

これらについてより明確には握するため、数値をとりまとめ表-3に示した。すなわち、まず図-15, 16で示した水平変位については、地盤内で主働・受働すべり面が

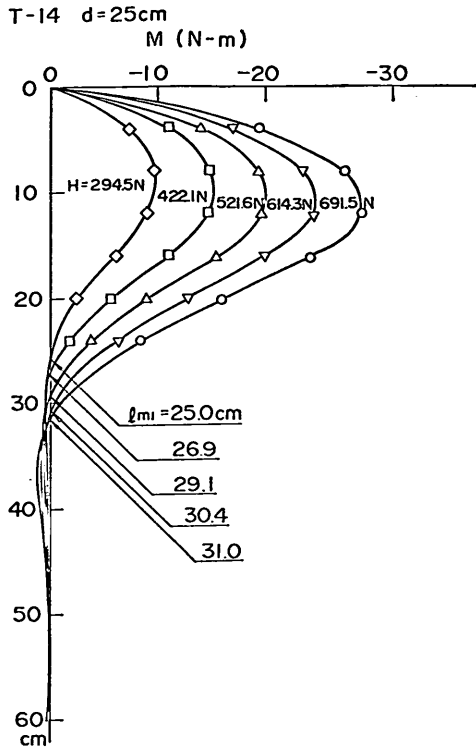


図-18 地中埋設杭の水平力と曲げモーメント分布

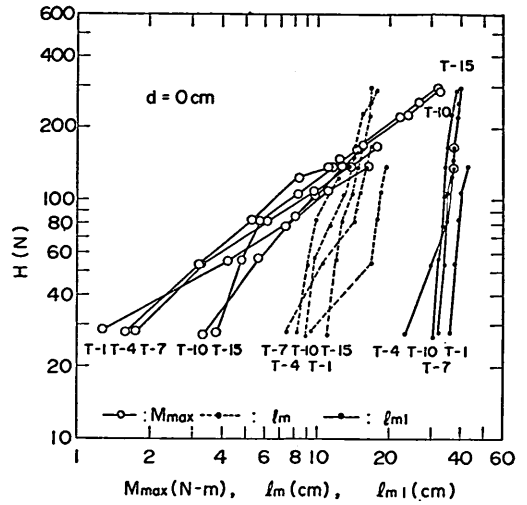


図-19 地表面杭の H と M_{max} , l_m および l_{m1} の関係 ($d=0$ cm)

交差しないと考えられる基準ケースとの比率で表した。また、図-19, 20, 21 に示した H に対する M_{max} , l_m および l_{m1} の指数、および、これらの基準ケースとの比率をそれぞれ示したものである。この表によると、 M_{max} の指数は地表面杭および地中埋設杭とも、久保の示した値よりはやや小さい $n=0.70\sim 0.78$ となっている。一方、 l_{m1} の指数については数値に分散がみられるものの、

表-3 主働・受働すべり面の交差とその影響

杭 No.	杭頭の土かぶり厚さ d (cm)	タイロッドの長さ l (cm)	基準ケースと水平変位の比率 ¹⁾	水平力 (H) との関係 ²⁾			基準ケースとの比率 ³⁾			主働・受働すべり面の交差位置の判定
				M_{max} の指数	l_m の指数	l_{m1} の指数	M_{max} の比率	l_m の比率	l_{m1} の比率	
T-1	0	60	2.07	0.70	7.0	7.0	1.28	1.40	1.23	地盤内
T-4	0	82.5	0.99	0.70	1.3	9.0	0.86	0.98	1.08	地表面上
T-7	0	110	1.18	0.72	4.5	9.5	1.08	1.16	1.06	地表面上
T-10	0	110	1.00	0.77	4.5	7.0	1.00	1.00	1.00	地表面上
T-15	0	82.5	0.85	0.77	6.0	10.0	0.89	1.07	1.05	地表面上
T-2	10	60	2.35	0.77	2.3	4.1	1.56	1.54	1.18	地盤内
T-5	10	82.5	1.65	0.60	1.6	7.0	1.12	1.41	1.13	地盤内
T-8	10	110	1.00	0.78	3.0	5.2	1.00	1.00	1.00	地表面上
T-3	20	60	2.00	0.77	1.8	7.0	1.24	1.61	1.28	地盤内
T-6	20	82.5	1.42	0.78	5.0	4.6	1.20	1.11	1.16	地盤内
T-9	20	110	1.00	1.00	5.0	5.0	1.00	1.00	1.00	地表面上

註: 1) 基準ケースとは $d=0$ cm の場合は T-10, $d=10$ cm の場合は T-8, $d=20$ cm の場合は T-9 をいう。
 2) ここでの水平力は $d=0, 10, 20$ cm の各グループにおいて、比較可能な高めの値の範囲を対象とする。
 3) 1) の基準ケースと同様である。ここに用いる水平力は比較可能な最高の値とする。

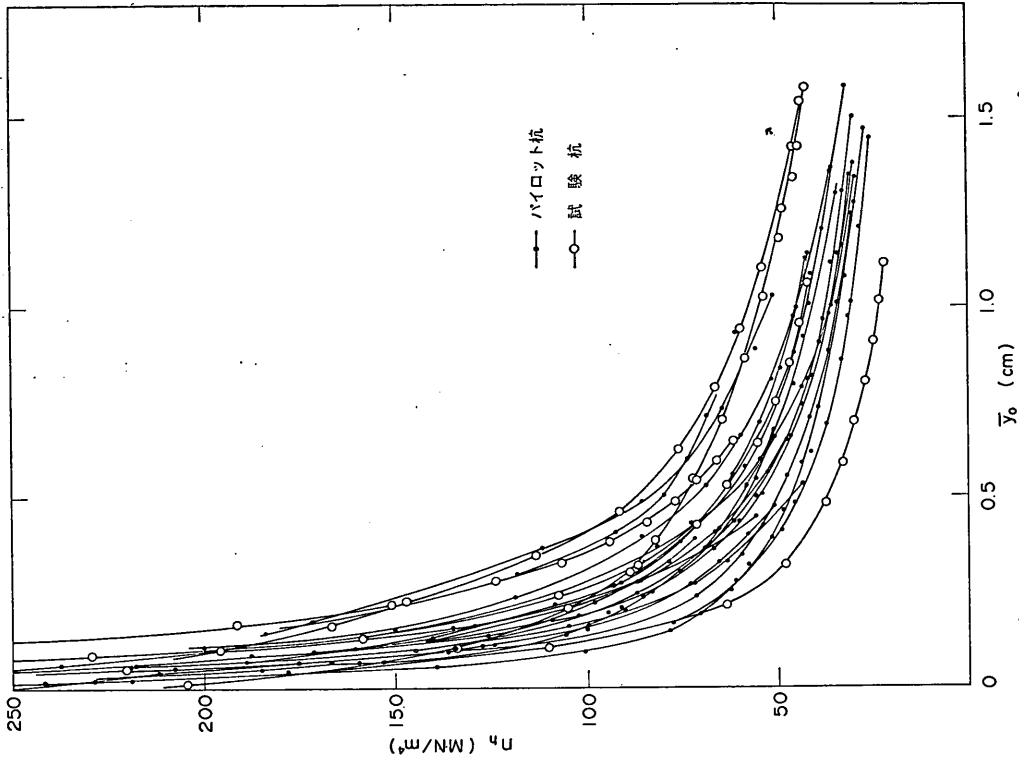


図-22 地表面杭および地中埋設杭の n_h と \bar{y}_0 の関係

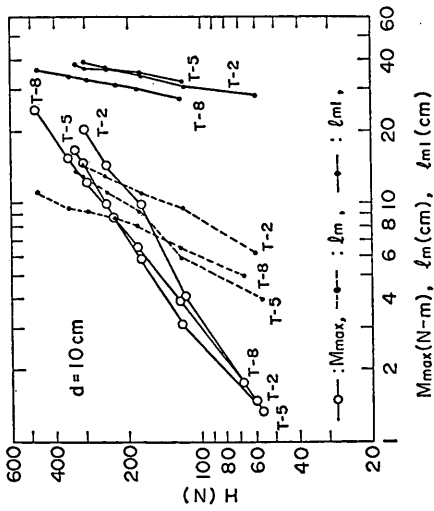


図-20 地中埋設杭の H と M_{max} , l_m および l_m の関係 ($d=10$ cm)

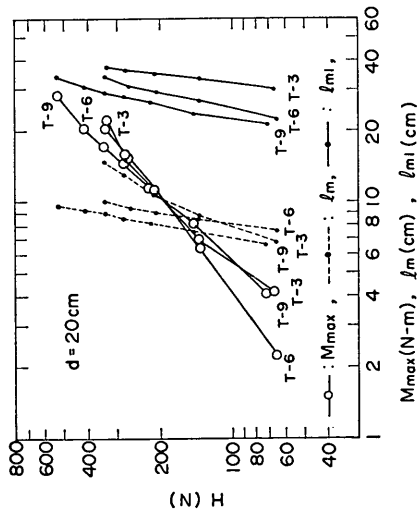


図-21 地中埋設杭の H と M_{max} , l_m および l_m の関係 ($d=20$ cm)

地表面杭の場合は $n=7\sim 10$ で、久保の示した値に近いのに対し、地中埋設杭の場合は $n=4\sim 7$ と小さい値を示している。この傾向はまた、 l_m においても同様であり、地中埋設杭の指数は地表面杭のそれより小さい値を示している。しかし、これらの指数の大小関係からは主働・受働すべり面の交差の影響についての著しい特徴を見出すことはできなかった。これに対し、基準ケースとの間の \bar{y}_0 , M_{max} , l_m および l_{m1} の比較においては、すべり面の交差の影響が明確に示されていることがわかる。なお、表中の主働・受働すべり面の交差位置に関する判定は、これらを総合的に検討した結果を示したものである。

4.2 地中埋設杭の横方向地盤反力定数

提案した地中埋設杭の横抵抗の基本式は線形解であるが、この方式によって求まる横方向地盤反力定数は、一般に、水平力の増加とともに減少し、安定した値に近づくことがわかっている²⁾。本実験の地表面杭について、この関係を確認するため、上述の図-16 から提案方式で n_h を \bar{y}_0 で整理したのが図-22 である。 $\bar{y}_0 \leq 0.5$ cm の範囲で n_h 値は大きい、 $\bar{y}_0 \geq 0.8$ cm の範囲ではほとんどの n_h 値は安定した値を示すようになる。この関係をそのまま両対数紙にプロットすると、図-23 のようになり、すべての曲線は $n_h \propto \bar{y}_0^n$, $n=0.58\sim 0.50$ の関係で

表することができる。

これについて、さらに、実測の最大曲げ応力 σ_m によって示すと図-24 のようになるが、 σ_m の増加にともなう n_h は減少するとともに安定に近づく。大半は 150 MN/m^2 で安定し、 200 MN/m^2 でほとんど一定値に近づくことがわかる。

一方、単位体積重量から推定する地盤の平均的内部摩擦角による抵抗土圧の深さ方向の強さ \bar{p}_r と n_h の関係を、 $n_h \sim \bar{y}_0$ の関係(図-22) から、 \bar{y}_0 をパラメータとして示すと図-25 のようになる。本実験では固さの大きく異なる地盤を求めることができず、 \bar{p}_r はせいぜい $74\sim 84$ kN/m^3 程度のわずかな範囲にとどまっていたが、 \bar{p}_r の増加にともなう n_h が増加していることが明らかに認められる。すなわち、 $\bar{y}_0 \leq 0.4$ cm の変位の小さい範囲では n_h の値は大きく振れて不安定な値を示しているが、 $\bar{y}_0 \geq 0.6$ cm の範囲ではかなり安定し、 \bar{p}_r の増加とともに n_h も増加していることがわかる。

以上の検討の結果、本実験において、 $\bar{y}_0 \geq 0.8$ cm や $\sigma \geq 200$ kN/m^2 の範囲で n_h はほぼ一定の値になることが認められたが、それらは、地盤条件や土かぶり厚さの影響により、おのおの独自の値を示すもので、図が示す最終値でも $n_h=30\sim 60$ MN/m^4 の広がり方が認められる。表-4 は本実験の範囲と考えられる $n_h=30\sim 100$ MN/m^4

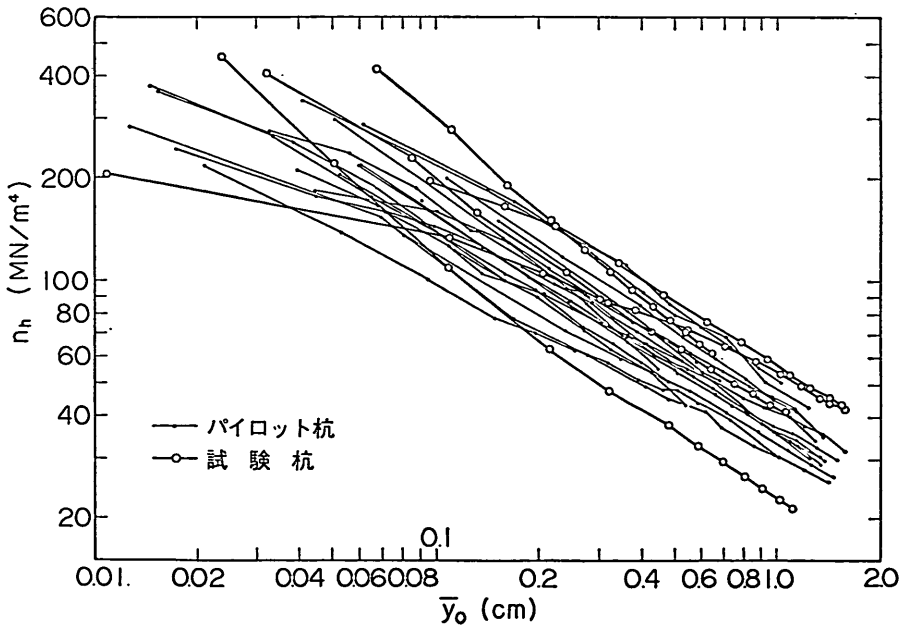


図-23 地表面杭および地中埋設杭の n_h と \bar{y}_0 の関係 (両対数)

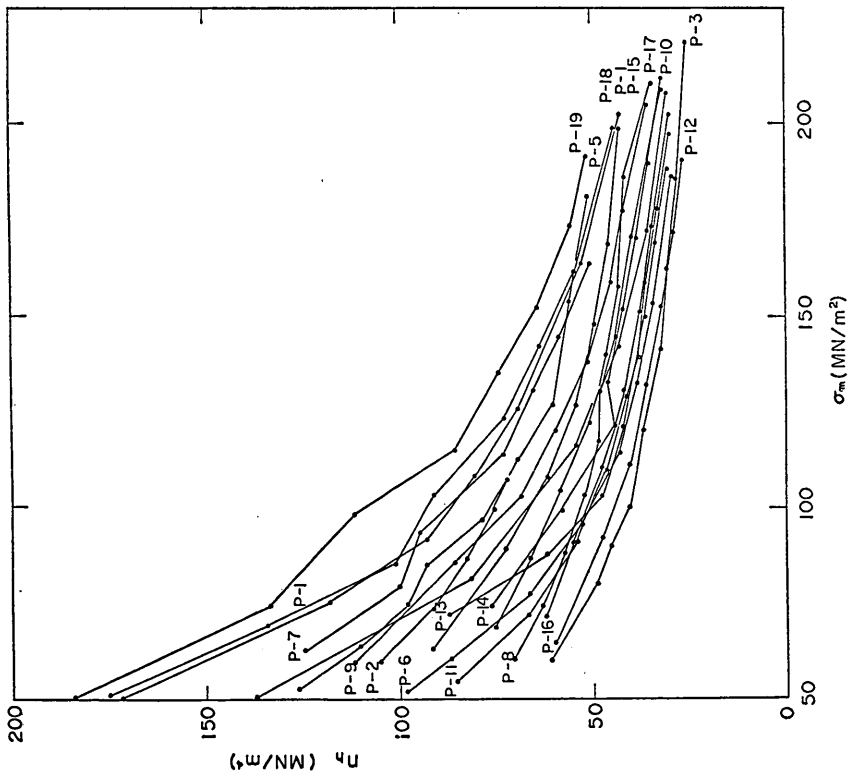


図-24 地表面杭における n_h と σ_m の関係

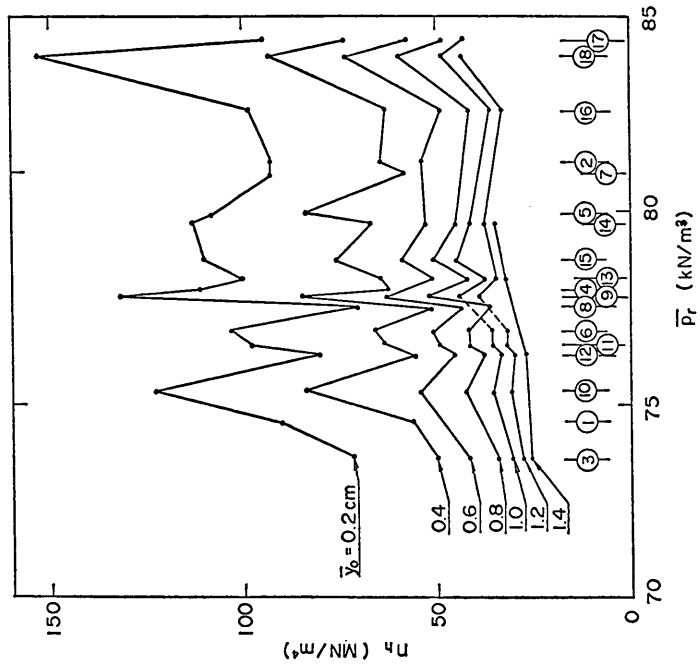


図-25 地表面杭における n_h と \bar{p}_r の関係

係船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究 (第2報)

表-4 n_h の変動が水平変位と曲げモーメントに与える影響

n_h (MN/m ⁴)	$d=0$ cm		$d=5$ cm		$d=10$ cm		$d=15$ cm		$d=20$ cm		$d=25$ cm	
	y/y_{60}	M/M_{60}	y/y_{60}	M/M_{60}	y/y_{60}	M/M_{60}	y/y_{60}	M/M_{60}	y/y_{60}	M/M_{60}	y/y_{60}	M/M_{60}
30	1.517	1.143	1.587	1.192	1.618	1.180	1.635	1.182	1.645	1.198	1.652	1.212
40	1.277	1.086	1.311	1.108	1.326	1.096	1.334	1.108	1.339	1.117	1.342	1.125
50	1.115	1.039	1.129	1.040	1.135	1.044	1.138	1.049	1.140	1.053	1.141	1.056
60	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
70	0.912	0.966	0.902	0.968	0.898	0.963	0.896	0.958	0.895	0.955	0.894	0.952
80	0.842	0.936	0.825	0.941	0.818	0.930	0.815	0.922	0.813	0.916	0.812	0.925
90	0.784	0.909	0.762	0.916	0.754	0.901	0.749	0.890	0.747	0.885	0.745	0.903
100	0.736	0.890	0.710	0.893	0.700	0.874	0.695	0.861	0.692	0.867	0.690	0.883

において、 n_h の変動が、水平変位と曲げモーメントに与える影響を知るためにまとめたものである。ここでは $n_h=60$ MN/m⁴ の場合を基準として、おのおのの比率で示してあるが、 $n_h=30$ MN/m⁴ との差は水平変位で約

65%、曲げモーメントで約 20% あり、小さいとはいえない。まして、実験の詳細な検討にこれらの平均的な n_h 値を用いることなどは精度のうえで好ましいことであるとはいえない。

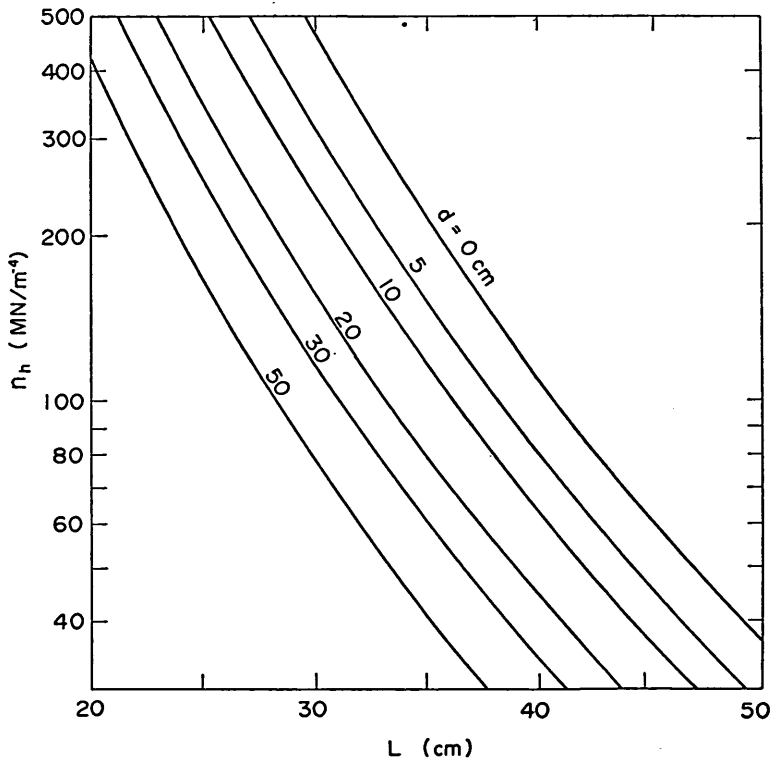


図-26 地中埋設杭の n_h と L との関係

地中埋設杭が問題なのは、有効長が式(5)によって求められるように、一定の n_h に対して、杭の特性 (EI や B) のほか土かぶり厚さによっても変化することに特徴がある。図-26 はそれらの関係を図示したものであるが、本実験で中心的な値と考えられる $n_h=50 \text{ MN/m}^4$ において、 $d=5, 15$ および 25 cm の場合の有効長は $\gamma L=3$ の条件のもとで、 $L=44.2, 40.33$ および 37.6 cm となり、変動の幅はかなり大きいので、土かぶりの影響を無視して取り扱うことはできないと思われる。

実験結果を詳細に検討するために、さらに、適切なパラメータを見出す必要がある。ここでは、これまでの実

験結果から推測されるように、 n_h 値と比較的安定した関係にある l_m と l_{m_1} について検討を加えることにする。本実験に用いられる $n_h=30\sim 100 \text{ MN/m}^4$ の範囲内で提案方式にしたがって、有効長 L と最大曲げモーメントの位置 l_m と曲げモーメント第1零点 l_{m_1} の関係を土かぶり厚さ d をパラメータとして示すと、表-5 のようになる。すなわち、 $d=0 \text{ cm}$ の増加型地盤の場合は $l_{m_1}/L=0.883, l_m/L=0.343\sim 0.335$ となる。一方、台形型地盤の場合の $d=5\sim 25 \text{ cm}$ においては $l_{m_1}/L=0.878\sim 0.867$ となり、ほぼ一定の関係にある。これに対して l_m/L は d の増加にともなって、若干の減少がみられる

表-5 有効長 L と曲げモーメント第1零点 l_{m_1} および最大曲げモーメント位置 l_m の関係

n_h (MN/m^4)	a (cm^{-5})	$d=0 \text{ cm}$			$d=5 \text{ cm}$			$d=10 \text{ cm}$		
		L (cm)	l_{m_1}/L	l_m/L	L (cm)	l_{m_1}/L	l_m/L	L (cm)	l_{m_1}/L	l_m/L
30	2.583×10^{-6}	51.89	0.883	0.343	49.20	0.878	0.325	47.02	0.872	0.315
40	3.444	48.99	0.883	0.341	46.32	0.878	0.322	44.17	0.872	0.310
50	4.305	46.85	0.883	0.339	44.19	0.878	0.321	42.07	0.872	0.309
60	5.166	45.18	0.883	0.339	42.53	0.878	0.320	40.43	0.872	0.307
70	6.027	43.80	0.883	0.338	41.16	0.878	0.318	39.09	0.872	0.304
80	6.888	42.65	0.883	0.338	40.02	0.878	0.317	37.96	0.872	0.303
90	7.749	41.66	0.883	0.336	39.05	0.878	0.315	36.99	0.872	0.300
100	8.610	40.79	0.883	0.335	38.17	0.878	0.314	36.14	0.872	0.299
平均			0.8830	0.3386		0.8780	0.3190		0.8720	0.3059

n_h (MN/m^4)	a (cm^{-5})	$d=15 \text{ cm}$			$d=20 \text{ cm}$			$d=25 \text{ cm}$		
		L (cm)	l_{m_1}/L	l_m/L	L (cm)	l_{m_1}/L	l_m/L	L (cm)	l_{m_1}/L	l_m/L
30	2.583×10^{-6}	45.19	0.870	0.303	43.65	0.869	0.298	42.32	0.867	0.291
40	3.444	42.39	0.870	0.302	40.90	0.869	0.293	39.61	0.867	0.288
50	4.305	40.33	0.870	0.300	38.87	0.869	0.291	37.63	0.867	0.284
60	5.166	38.72	0.870	0.297	37.29	0.869	0.290	36.08	0.867	0.280
70	6.027	37.40	0.870	0.294	36.00	0.869	0.288	34.81	0.867	0.276
80	6.888	36.30	0.870	0.292	34.92	0.869	0.286	34.26	0.867	0.273
90	7.749	35.35	0.870	0.291	33.99	0.869	0.282	32.84	0.867	0.271
100	8.610	34.52	0.870	0.290	33.18	0.869	0.280	32.05	0.867	0.270
平均			0.8700	0.2961		0.8690	0.2898		0.8670	0.2791

が、 d ＝一定のときの変動幅は極わずかであるので、土かぶり厚さが一定の条件では l_{m1}/L は一定として扱ってよいと思われる。

上述のように、 n_h は地盤の強度や水平力のほかその他の要素によって定まるので、1個の要素から直接的に求めることはできない。それゆえここでは、上記の曲げモーメント第1零点が実験の範囲で安定した値を示すことに着目し、上述の各要素のかわりに l_{m1} を用い、これと d から L と n_h を求め、実験結果の詳細な検討を行うことにした。この l_{m1} については、久保ら⁹⁾が述べているように、① 実験結果によれば、 l_{m1} は地盤の固さおよび頭部支承条件などに関係を持ちながら $H \propto l_{m1}$ の特殊な関係があること、② 有効長の指標として適切であること、および、③ 実験値から直接測得できる基本量の1つであること、などの理由により、実験の解析のための主要な要素として用いてよいと考える。

4.3 実験結果と提案方式の比較

これまでの検討の結果により、実験結果と提案方式の関係について詳細な検討を行うには、実験結果の l_{m1} と d から L と n_h 値をまず求め、さらに、 k_c などを定めて台形型地盤の算定を行うことになる。図-27 はこの手順にしたがい、まず、図-18 から l_{m1} を求め l_{m1}/L と

d から n_h を得て台形型地盤の水平変位、曲げモーメントおよび地盤反力を求めたものである。図中の黒印は曲げひずみの実験値曲線を積分して得た水平変位と地盤反力である。ここでは、実験値の l_{m1} を補正しないまま提案式に用いたが、それにもかかわらず曲げモーメント分布は杭頭から l_{m1} の間でかなりよく一致している。 l_{m1} より深い部分で若干差が見られるが、これは杭長に $\gamma L = 3$ を条件とした有効長を用いたこと、および、杭先端部での境界条件を固定条件としたために生じたものであり、とくに、 $\gamma L = 3$ による有効長が若干小さい値であることによる影響が大きくでているものと思われる。そこで、試みに、 $\gamma L = 5$ とするほかはすべて上記と同様の計算条件で算定した結果を図-27に破線で記載したが、 $\gamma L = 3$ の場合よりよく一致しているといえる。それゆえ、今後、 γL を 4~5 に採用するようなことが十分考えられるが、しかし、実用上、 l_{m1} までの深さの曲げモーメント分布を重要視することで十分な検討ができるので、これらの差異はここではあまり重要ではないと考える。一方、水平変位や地盤反力については、 $\gamma L = 3$ の場合において、実験値とかなりよく一致しているので、必ずしも γL を 4~5 とする必要はないようである。

図-28 は T-9 ($d=20$ cm) および T-14 ($d=25$ cm)

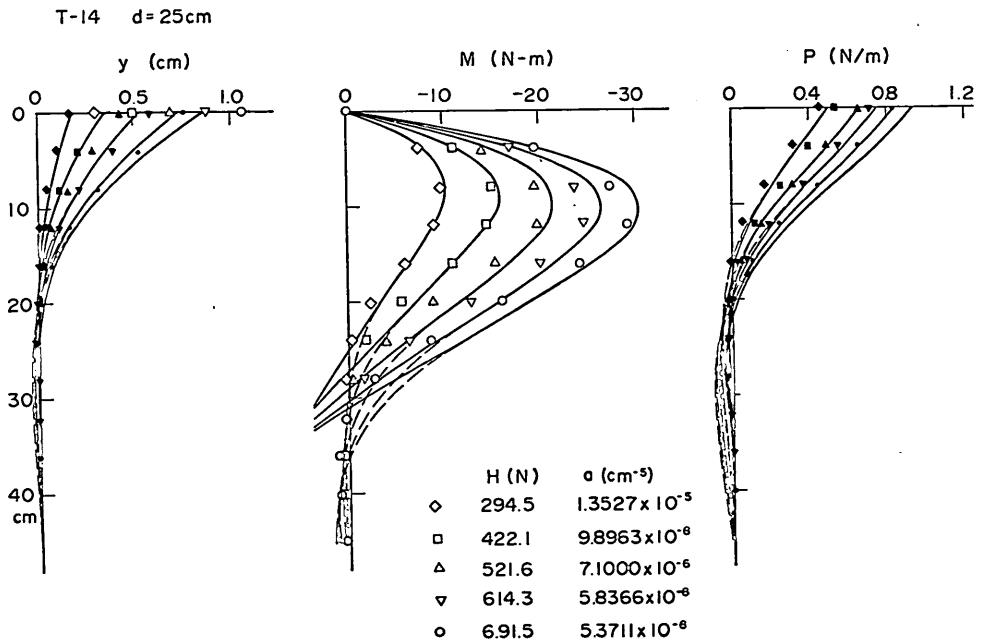


図-27 地中埋設杭の実験値と提案式の関係

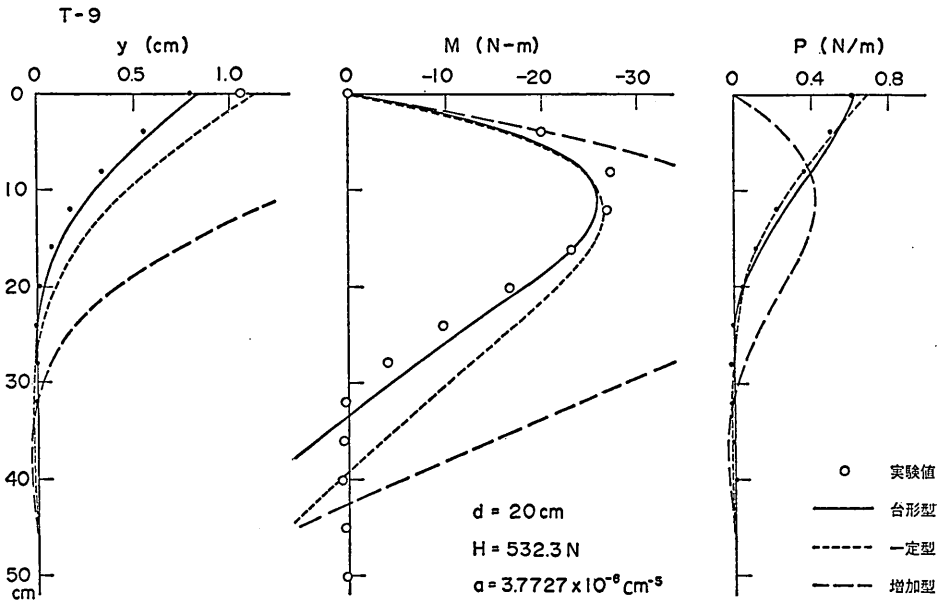


図-28 (a) 地中埋設杭の実験値と提案式の算定方式の関係 ($d=20 \text{ cm}$)

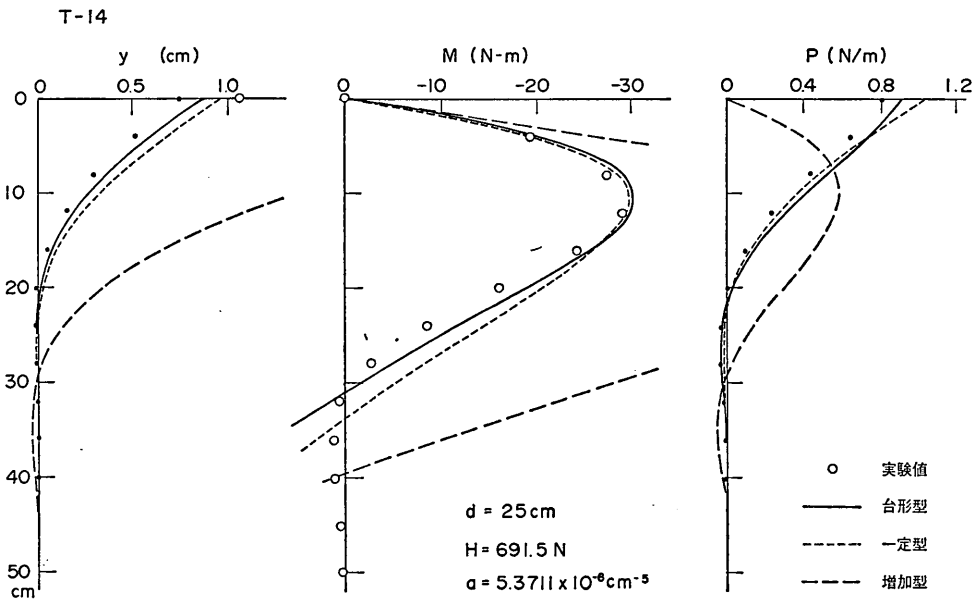


図-28 (b) 地中埋設杭の実験値と提案式の算定方式の関係 ($d=25 \text{ cm}$)

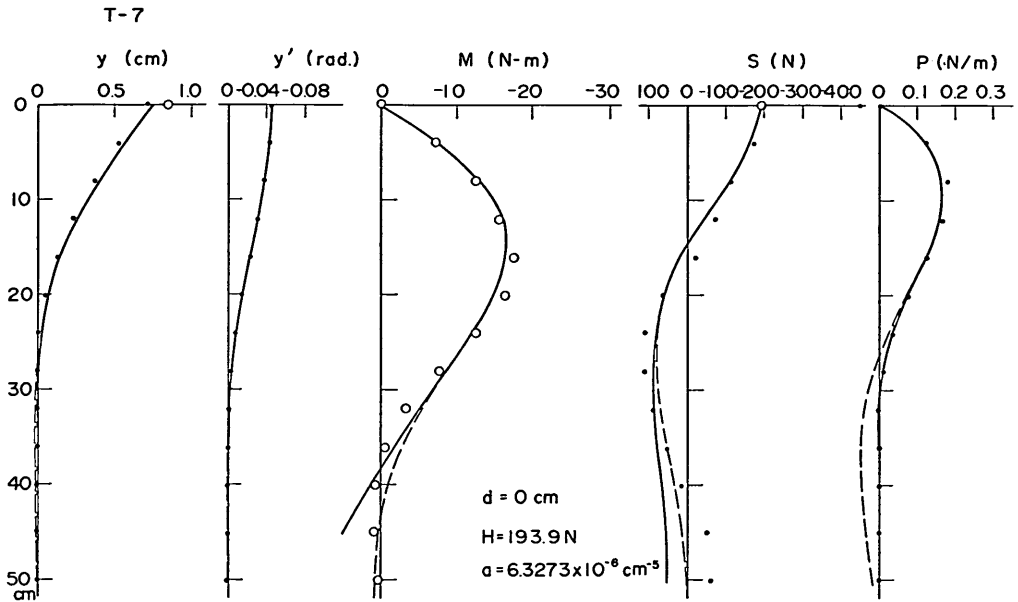


図-29 (a) 実験値と提案式の関係 ($d=0 \text{ cm}$)

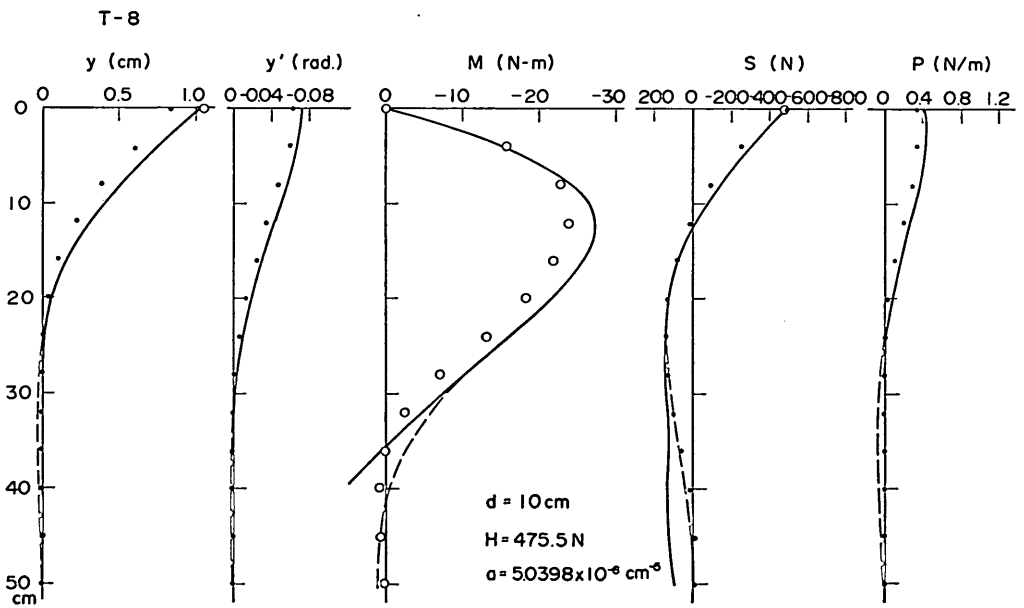


図-29 (b) 実験値と提案式の関係 ($d=10 \text{ cm}$)

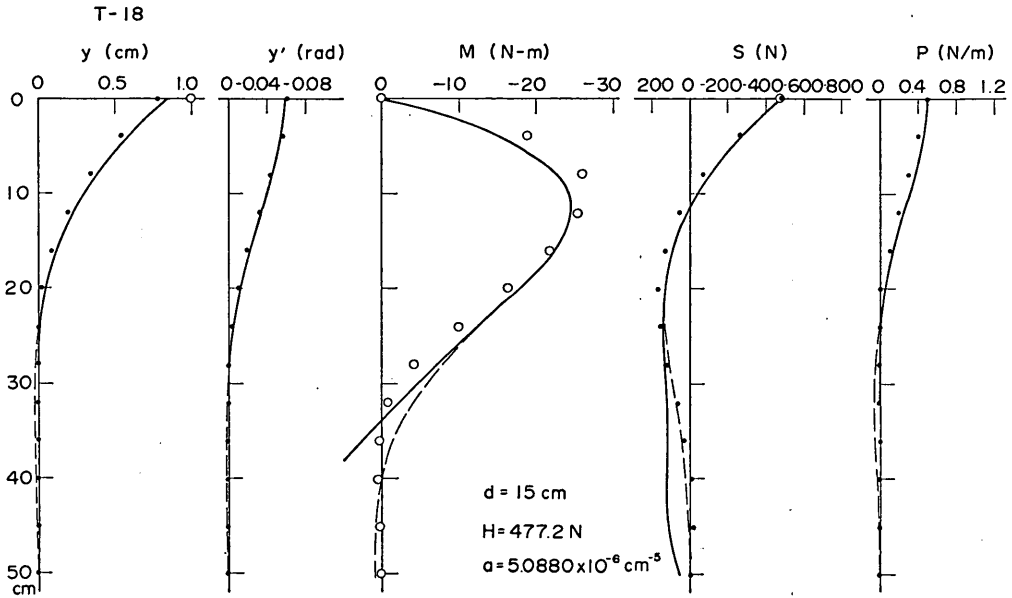


図-29 (c) 実験値と提案式の関係 ($d=15 \text{ cm}$)

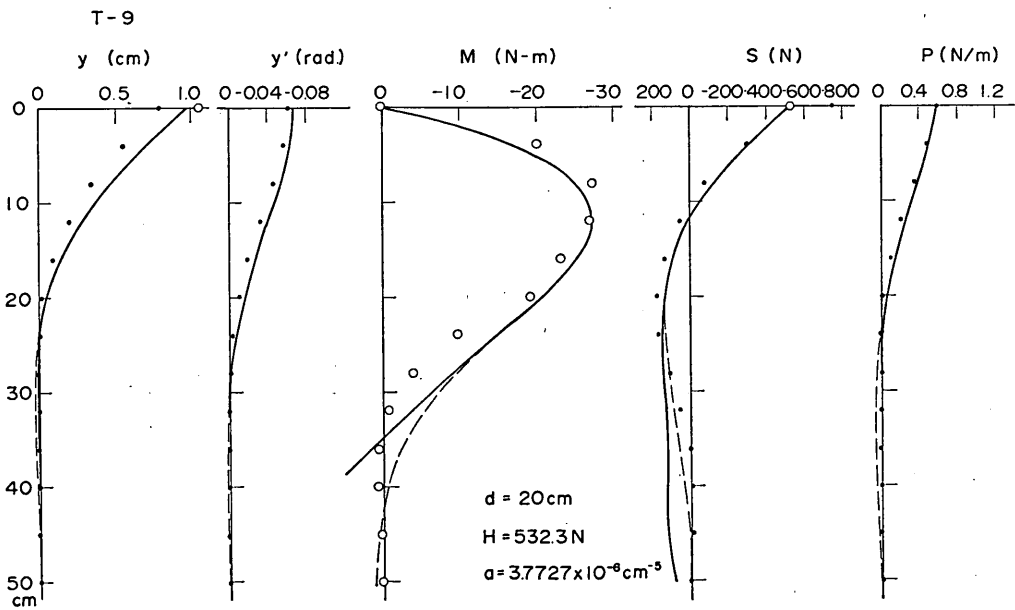


図-29 (d) 実験値と提案式の関係 ($d=20 \text{ cm}$)

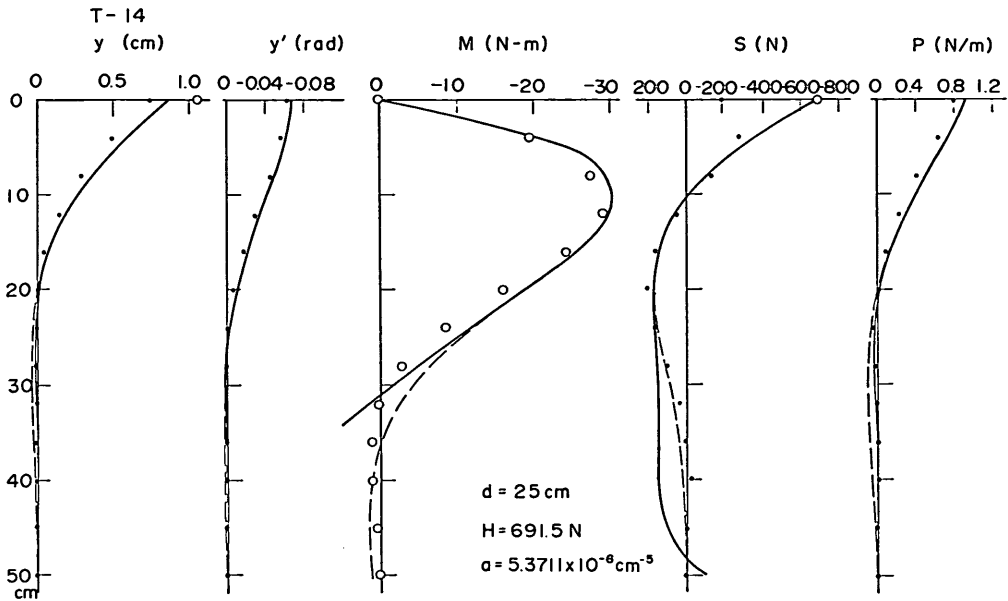


図-29 (e) 実験値と提案式の関係 ($d=25\text{ cm}$)

の台形型地盤の $(n_h x + k_c)$ の横方向地盤反力定数のほかに、この k_c 値と n_h 値をそのまま、一定型地盤および増加型地盤として用いて算定したものを一括示したものである。台形型地盤の場合の一致はかなりよいが、他の場合はかなり異なる値を示している。ただ、一定型地盤の曲げモーメントのみは実験値とよく一致しているように見えるが、これは杭頭から最大曲げモーメントにいたる区間だけであり、それ以深での一致度はよいとはいえない。

図-29 は、実験値と提案式の比較を総括する意味で示したものである。したがって y , M , P のほか、たわみ角 y' とせん断力 S を加えた。すべての例について、実線は $\gamma L=3$ の場合であり、破線は $\gamma L=5$ の場合である。総合的に $\gamma L=5$ のほうが $\gamma L=3$ の場合より、実験値との一致度はよいようであるが、とくに、曲げモーメント分布の杭先端部において著しい。なお、別途試算した結果では、 $T-7$ と $T-8$ は主働・受働すべり面の交差位置が地盤内に生じないのに対し、 $T-14$, $T-18$ はいずれも交差位置は地盤内のかなり深い部分に生ずると推測されている。しかし、これらすべり面の交差位置の深さの大小が、杭の線形特性に与える影響は図-29の実験値を見る限り全くないといえる。このことは、上述した杭頭変位の場合を含め、すべり面の交差位置が地盤内にあ

ることによる抵抗力の減少がある場合についても、他の一般の単杭と同様に取り扱ってよいということを示すものである。

4.4 たわみ性控え工の受働土圧算定法の提案

ここでは、たわみ性控え工を設置する位置は、図-1の(a)に示すように、控え杭の前面に考える受働すべり面は、杭頭から $l_{m1}/3$ の深さとするものの、主働・受働すべり面の交差位置は地表面を基準とし、その受働すべり面の上方背後に置くことにしている。しかし、このような地盤条件が常にあるわけではなく、多くの場合、主働・受働すべり面の交差位置は地盤内に生じている。

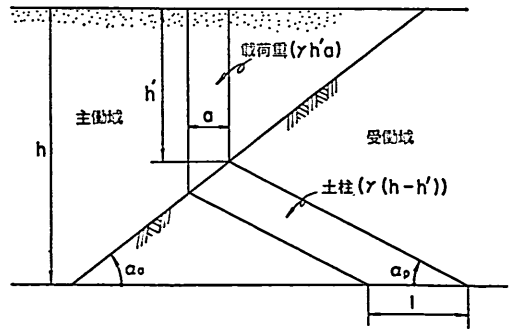


図-30 主働・受働すべり面によって作られる地盤条件

この場合の控え工前面に生ずる受働土圧の分布はまだ調査・研究されていないため、よくわかっていない。そこで、ここではとりあえず図-30に示すような主働すべり面によって定められる主働域と受働域を考え、杭前面に生ずる受働すべり面はこの主働すべり面までの受働域にのみ生ずると考えるのである。受働土圧を算定するために想定する地表面は、上記の主働すべり面ではあまりにも過少評価することになるので、ここでは、港湾の技術基準⁴⁾にあるように、主働・受働すべり面の交差位置とおる水平面とする。ただ、このときに考える当該深さにおける土柱重量は、港湾の技術基準のように、この仮想水平面から上の土砂を全く考慮しないのではなく、式(9)によって算定される載荷幅の上載土砂を考慮に入れるものとするのである。

$$a = \frac{\cos \alpha_a \sin \alpha_p}{\sin(\alpha_a + \alpha_p)} \quad (9)$$

ここに、 a : 載荷土砂の幅 (m), α_a, α_p : 主働および受働すべり面の水平とのなす角度 (度) である。

このような方法で受働土圧を算定する理由としてつぎのように考える。

① 主働すべり面をもって主働域と受働域の境界としたことについては、実際の矢板式係船岸では、常に、主働すべり面が受働すべり面に先行して生ずると考えられるからである。これは、一般に、砂地盤においては、主働すべり面は壁高の0.1%程度の水平変位で生ずるといわれている(例えば、チエボタリオフ¹⁶⁾)のに対し、受働すべり面についてはロー¹⁷⁾の実験によればゆるい砂で壁高の約17%の水平変位で生じ、しまった砂では壁高の3~6%で生じている。これを、実際の矢板式係船岸に適用すると、擁壁の主働側の壁高の0.1%移動は、たわみ性控え工の受働側の $l_{m1}/3$ の約1.0%に相当する杭頭変位量を同時にもたらすことになる。これは上記の関係からすれば、まだ、受働すべり面が生ずるところまで相当の余裕があることを示すものである。このことから主働すべり面は受働すべり面の形成より、常に先行することを示すものであると考えることができる。

② 受働土圧の算定にあたって、図-30に示すような主働すべり面で規定される台形の受働域地盤とせず、主働・受働すべり面の交差位置とおる水平面を仮想地表面とした理由は、現実を受働域のうえに主働域の土砂がかなり安定した状態で存在しており、これを無視した地盤で受働すべり面を考えることはできないからである。したがって、仮想地表面は受働側の考える深さによって

変化するものである。

③ 主働域にある土砂は主働すべり面に載荷される土砂として取りあつかうことにした。

以上のような考え方に基づく受働土圧により、控え工の抵抗土圧をもとめ、これによって、さらに、横方向地盤反力定数を推定することになる。

5. 宮城県沖地震におけるたわみ性控え工への適用

以上の考察の応用例として、1978年に発生した宮城県沖地震における仙台港および相馬港の矢板式係船岸のたわみ性控え工8ケースについて検討することにした。図-31は仙台港中央ふ頭2, 3号岸壁の標準断面とその岸壁の地盤の土質力学的設計条件を示している。その他の岸壁については煩雑のため付録・Aに同様に示した。

たわみ性控え工は前面の鋼管矢板の背後15mに鋼矢板連続壁として地盤中に埋設されているが、これらは+1.5mの高さに緊張されたタイロッドによって結ばれている。図に示されているように、控え壁の頂部は高さ1.5m、幅1mの鉄筋コンクリートによって補強されているので、算定上はこのコーピング部の+1.5mと+2.5mの1m区間の突出部による影響を補正する必要がある。ここでは簡単のため、この部分の抵抗土圧力をタイロッドによって伝えられる水平力から単に除外して算定することにし、その他へ影響は及ばないものとした。算定のための地盤条件は図に示されている諸量を用いることにしたが、ここにおける設計震度は、仙台港および相馬港の地区についての地震震度を検討した野田¹⁸⁾の報告に従うこととし、 $k=0.20$ をいずれの港湾にも採用することにした。ここでは、地震時においては主働・受働すべり面は交差するが、上述の方法により控え工の抵抗土圧の分布を求め、さらに、横方向地盤反力定数を求めた。このようにして求められた計算条件は表-6に常時および地震時について水平力と横方向地盤反力定数を示した。地震時の場合、抵抗土圧分布が逆の台形となるケースもあったが、こう配の程度がゆるいものであったので、一定分布として扱い、横方向地盤反力定数は一定型地盤の k_0 をもって示すことにした。これらの設計条件を求めるための計算例を付録・Bに示したが、他の7例についても同様な方法で算定した。

計算の最終結果を表-7に一括示すが、地震時の最大曲げモーメントの応力に相当な余裕があるように見えるが、これは上述の連続壁頭部のコーピング区間に働く水

保船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究（第2報）

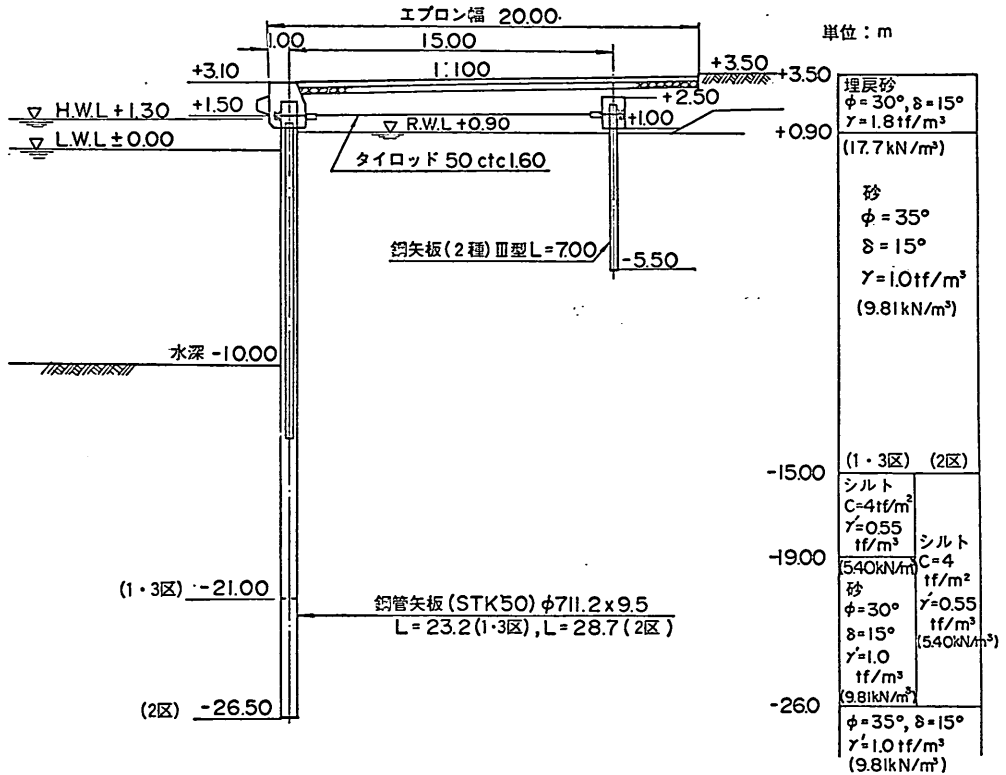


図-31 矢板式係船岸におけるたわみ性控え壁（仙台港中野ふ頭2・3号岸壁）

表-6 宮城県沖地震のたわみ性控え工の計算条件

港名	係船岸施設名 (水深 (m))	控え工		常時の計算条件				地震時 (k=0.20) の計算条件			
		曲げ剛度 EI (kN-m²)	断面係数 W (cm³)	水平力 H (kN)	土かぶり厚さ d (m)	横方向地盤数		水平力 H (kN)	土かぶり厚さ d (m)	横方向地盤数	
						n_h (MN/m⁴)	k_c (MN/m³)			n_h (MN/m⁴)	k_c (MN/m³)
仙台港	中野埠頭1号 (-12m)	33.79	1310	85.61	1.600	6.379	10.206	158.02	3.251	2.215	7.201
	中野埠頭2, 3号 (-10m)	34.61	1310	58.89	1.600	6.379	10.206	185.66	2.838	1.782	5.058
	中野埠頭4号 (-10m)	34.61	1310	46.45	1.600	6.379	10.206	175.52	2.413	3.246	7.833
	高松埠頭 (-4.5m)	19.94	880	16.27	—	—	10.987	109.62	—	—	4.195
	吾嬬製氷 (-7.5m)	34.61	1340	33.80	19.445	0.838	16.292	160.02	9.500	0.775	7.361
相馬港	-7.5m 岸壁	197.2	3200	106.95	2.000	9.500	19.902	220.34	—	—	13.000
	-5.5m 岸壁	112.9	2190	38.57	2.000	9.500	19.902	124.65	15.631	3.413	4.904
	仮設護岸 (-5.5m)	197.2	3200	28.49	2.000	9.500	19.902	92.61	—	—	16.401

表-7 宮城県沖地震におけるたわみ性控え工

港名	係船岸の施設名	前面水深 (m)	天端高 (m)	当初設計震度	たわみ性控え工の諸元						地震の被害			検討結果		
					構造形式	設置距離 (m)	頭部高さ (m)	タイロッドの位置高さ (m)	残留水位 (m)	法線等のはらみ出し最大量 (cm)	エプロン舗装の最大沈下量 (cm)	被害の程度	常時	地震時	結果	
仙台港	中野ふ頭1号	12.0	3.1	0.10	矢板壁	19.0	+2.5	+1.5	+0.87	異常なし	30	II	0.70	1.83	111.3	84.9
	中野ふ頭2・3号	10.0	3.1	0.10	矢板壁	15.0	+2.5	+1.5	+0.98	10	40	II	0.45	2.43	130.4	99.5
	中野ふ頭4号	10.0	3.1	0.10	矢板壁	15.0	+2.5	+1.5	+1.08	10	40	II	0.38	1.83	122.3	93.3
相馬港	高松ふ頭	4.5	3.1	0.10	矢板壁	10.45	+1.4	+0.9	+1.08	異常なし	3	I	0.18	2.47	75.0	85.2
	吾嬭製鋼	7.5	4.2	0.10	矢板壁	13.5	+2.0	+1.5	+0.87	異常なし	—	0	0.24	1.96	110.6	82.5
相馬港	7.5 m 岸壁	7.5	3.5	0.05	直杭	16.0	+2.3	+1.5	+1.0	3	8	I	0.50	1.76	228.8	71.5
	5.5 m 岸壁	5.5	3.5	0.05	直杭	16.0	+2.2	+1.5	+1.0	2	36	I	0.16	1.55	128.6	58.7
	仮設護岸	5.5	3.5	0.05	直杭	16.0	+2.3	+1.5	+1.0	異常なし	3	0	0.13	0.63	90.8	28.4

平力による曲げモーメントを除外しているため、実際にはこれを加算しなければならない。控え壁頭部の水平変位は地震時と常時の差の分が地震によって生じた水平変位量となるわけであるが、これと、実際に生じた岸壁の法線のはらみ出し量とはかなりな程度一致しているとみてよい。それは、記録による値は岸壁法線の最大のはらみ出し量を示しているものであり、平均的な値としては、その値の 1/3~1/5 が考えられること^{6),10)}、さらに、異常なしの場合もエプロン舗装の沈下量や被害の程度が関連する記録から平均 1~2 cm 程度のはらみ出し量が考えられるからである。以上によって、提案方式は実際の場合においてもかなりな程度一致する結果を示すものであることがわかった。

6. 結 論

係船岸のたわみ性控え工の設計は、直立する杭および連続壁の横抵抗の算定法によって行われるが、これらの杭および連続壁は、一般に、完全に地盤内に埋設されているので、従来の地表面杭の算定法によっては必ずしも適切な解答を得ることはできない。また、港湾の技術基準では、係船岸のたわみ性控え工の位置は、図-1の(b)に示すように杭の曲げモーメント第1零点(杭頭固定の場合は第2零点)を用いて、杭の前面に杭頭から $l_m/3$ の深さより発進する受動すべり面と壁体背後の主動すべり面の交差位置をとる水平面を仮想地表面とし、この面がタイロッドの位置の上側にくるように定められている。これらは久保らの実験的研究を参考に定めた技術基準であるが、実験はいわゆる地表面杭についてのみ行われ、地中埋設杭については行われなかった。ここでは、この点着目し、たわみ性控え工を有する矢板式係船岸の横型実験を行うとともに、筆者の1人がすでに報告した地中埋設杭の算定方式による比較検討を行い、係船岸のたわみ性控え工の挙動を確認することにした。実験は久保らが行ったと同様に乾燥砂を用い、最も基本的な直立単杭の場合について行われたが、ここでの検討は、①久保らが行った地表面杭の実験結果と今回の地表面杭および地中埋設杭の比較、②提案した地中埋設杭方式による横方向地盤反力定数とその周辺における特殊な関係、および、③実験結果と提案方式との比較に大別される。しかし、いずれにおいても新たな確認と同時に、新しい重要な知見を数多く得たが、それを要約すると以下のようになる。

(1) 提案式が無限級数解であることに対する検討

a) 提案式が無級数解であるため、算定上、杭の挙動を明確に表す制限的条件を知る必要がある。検討の結果は、設計実務のうえでは提案式の x の最高次数は 23 でよいが、杭先端部の挙動を含めて十分な検討を行うためには 33 以上は必要である。ここでは 38 を用いることにした。一方これと密接な関係にある杭の有効長 L は実務上は特性長 $1/\gamma$ の 3 倍で十分であることが確かめられたが、杭先端部の挙動についての詳細な検討を行うには $\gamma L=5\sim 6$ の有効長が適切であることがわかった。

b) 提案式は横方向地盤反力定数が逆の台形分布をするときにも有効に杭の挙動を示しうるか確認する必要があるが、検討の結果は普通の台形分布の場合と同様に表現しうることがわかった。

(2) 実験による地中埋設杭の一般的特性

a) 水平力 H と地中埋設杭の杭頭の水平変位 \bar{y}_0 の間には、 $\bar{y}_0 \geq 0.5 \text{ cm}$ の範囲において、地表面杭と同様に、久保らが示した $H \propto \bar{y}_0^{0.7}$ の関係がある。

b) 水平力と最大曲げモーメントに関しては、地中埋設杭は地表面杭と同様であったが、久保が示した $H \propto M_{\max}^{0.8}$ より若干小さい指数 $n=0.7\sim 0.8$ の結果を得た。

c) 水平力と曲げモーメント第 1 零点に関して、久保が示した $H \propto l_{m_1}$ の関係は地表面杭では一致したが、地中埋設杭の場合は、 l_{m_1} の指数は一般に小さく $n=4\sim 7$ の結果となった。

d) これらの各指数の大小関係からは主働・受働すべり面の交差の影響についての著しい特徴を見出すことはできなかったが、基準ケースとの間の \bar{y}_0 、 M_{\max} 、 l_m および l_{m_1} の比較においては、すべり面の交差の影響が明確にあらわれた。

(3) 実験による地中埋設杭の横方向地盤反力定数

a) 横方向地盤反力定数の深さ方向のこう配 n_h は杭頭変位 \bar{y}_0 の大きい範囲 $\bar{y}_0 \geq 0.5 \text{ cm}$ において、安定した値をとるようになる。これを実験杭の最大曲げ応力 σ_m との関係でみると、 $\sigma_m \geq 150 \text{ MN/m}^2$ で安定し、 $\sigma_m \geq 200 \text{ MN/m}^2$ で一定値に近づくことが認められた。

b) 提案方式において、 n_h は地盤の抵抗土圧の深さ方向の強さ \bar{p}_r によって関係づけられているが、本実験においては \bar{p}_r の範囲を大きくとることができないにもかかわらず、 $\bar{y}_0 \geq 0.6 \text{ cm}$ の範囲で、 \bar{p}_r の増加とともに n_h の増加の関係を認めることができた。

c) 地中埋設杭の有効長は式 (5) によって n_h のほか、杭の特性と土かぶり厚さによって定められるが、本実験の場合においても、土かぶり厚さの影響が明確に認

められた。

d) 曲げモーメント第 1 零点 l_{m_1} は久保らが述べているように、基本量として優れた特性を持つものであるが、上述の水平力との関係のほか、 L と d との間に、 $d=0 \text{ cm}$ のとき $l_{m_1}/L=0.88$ 、 $d=5\sim 25 \text{ cm}$ では $l_{m_1}/L=0.87$ と安定した関係を持っている。この関係を利用して、地中埋設杭の実験についてかなり詳細な解析を行うことができる。

e) 提案する台形型地盤の算定方式が地中埋設杭の実験の結果を最もよく説明するものであることがわかった。

(4) 実験結果と提案方式の比較

実験結果と提案方式の関係について詳細な検討を行うには、 n_h 値の客観的推測が必要であるが、(3) の d) の関係を用いて、実験値の l_{m_1} と d から L と n_h 値を求める方法が見い出された。これからさらに k_0 などと定め、台形型地盤の算定を行うことができる。

a) $\gamma L=3$ を条件として算定するときは、地中埋設杭等の挙動の主要な諸定数にほぼ満足な値を与えるが、杭先端部の曲げモーメントとの間において若干の差が認められる。この部分の詳細な検討を行うには γL を $5\sim 6$ とするほうが適切であることがわかった。

b) 本実験において、主働・受働すべり面の交差位置の深さの大小が、杭の線形特性に与える影響は全くないといえる。このことはすべり面の交差位置が地盤内にあることによる抵抗力の減少がある場合についても、他の一般の単杭と同様に取り扱ってよいことを示す。

(5) 主働・受働すべり面が地盤内で交差する場合、その深さに応じて地盤の抵抗力が減少するが、この場合における受働土圧の算定法について提案した。

(6) 以上の検討結果の応用例として、1978 年の宮城県沖地震を受けた 2 港 8 施設におけるたわみ性控え工を有する矢板式係船岸を検討したが、いずれの場合も、たわみ性控え工の杭頭変位量と岸壁法線のはらみ出し量とはかなりの程度一致することが認められた。

以上の検討により、提案方式は地中埋設杭に対して一層広い範囲に、かつ適切に用いることができることが確かめられた。

本報告をまとめるにあたり、土質部の奥村部長および荘司基礎工研究室長から御意見を頂いた。また、模型実験では設計基準部の柴田翔三君および土質部の富樫浩一

君に協力を頂いた。ここに深く感謝申し上げます。

(1981年11月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 松並仁茂: 係船岸のたわみ性控え工の設計のための新しい提案, 土質工学会論文報告集, Vol. 21, No. 4, 1981年, pp. 213~223.
- 2) 松並仁茂: 係船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第19巻, 第3号, 1980年, pp. 191~273.
- 3) 松並仁茂: 地中埋設杭の杭の横抵抗の2, 3の考察, 第16回土質工学研究発表会講演概要集, E-4, 248, 1981年, pp. 989~992.
- 4) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1979年, pp. 8-25~8-27.
- 5) 片山猛雄・中野拓治・蓮見 隆・山口孝市: 1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討, 港湾技術資料, No. 93, 1969年, pp. 106~138.
- 6) 北島昭一・上部達生: 矢板岸壁地震時被災の分析, 港湾技術研究所報告, 第18巻, 第1号, 1979年, pp. 112~119.
- 7) 松並仁茂: 係船岸のたわみ性控え工の設計法について, 土と基礎, Vol. 28, No. 9, 1980年, pp. 17~22.
- 8) 久保浩一・三枝富士男・鈴木敦巳: 垂直控え杭の横抵抗について, 港湾技術研究所報告, 第4巻, 第2号, 1965年, pp. 20~40.
- 9) 竹内端三: 積分方程式論, 軌近高等数学講座, 第19巻, 共立書店, 1934年.
- 10) 運輸省港湾層調査設計室: さん橋ドルフィンの設計法, 1962年, pp. 74~84.
- 11) 横山幸満: 鋼杭の設計と施工, 山海堂, 1963年, pp. 148~158.
- 12) 横山幸満: くい構造物の設計法と計算例, 山海堂, 1977年, pp. 68~69.
- 13) 鋼管杭協会: 鋼管くい, 1977年, p. 158.
- 14) 運輸省港湾技術研究所・八幡製鉄株式会社: H・P・イルの水平抵抗に関する研究, 1963年.
- 15) 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, 第2巻, 第3号, 1962年, pp. 1~37.
- 16) チェボタリオフ(石井靖丸 訳): チェボタリオフの土質力学(上巻), 技報堂, 1964年, p. 268.
- 17) P. W. Rowe and K. Peaker: Passive Earth Pressure Measurements, Géotechnique, Vol. 15, No. 1 pp. 66~68.
- 18) 野田節男・稲富隆昌・北沢壮介・土田 肇: 1978年宮城県沖地震による矢板式係船岸の被害とその解析, 土と基礎, Vol. 28, No. 8, pp. 9~15.

記 号 表

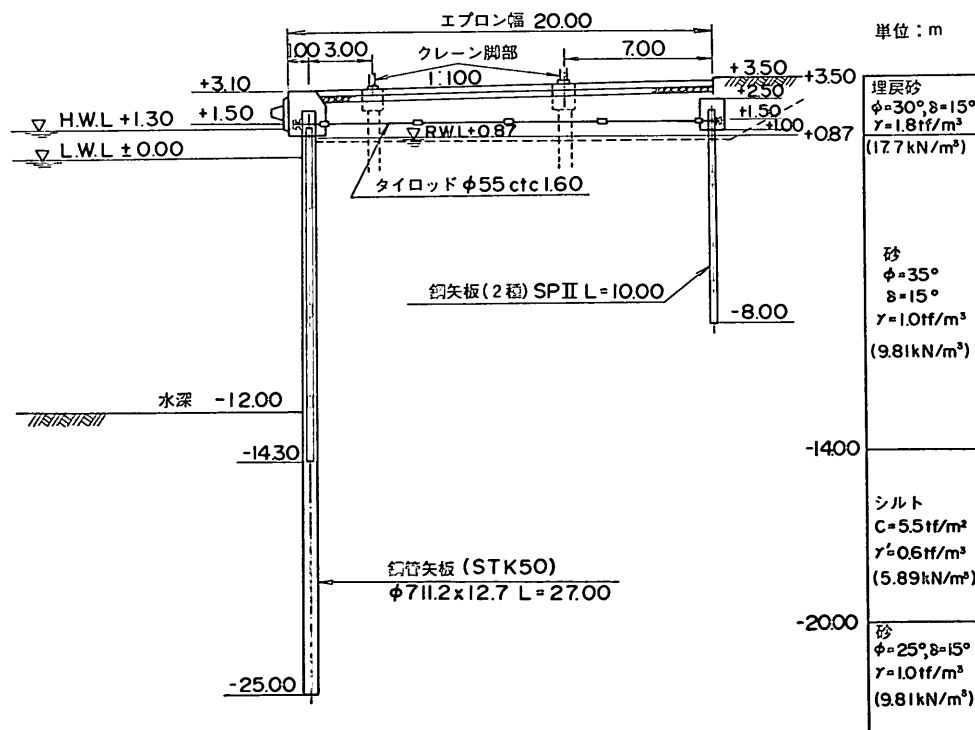
a : $=n_h \cdot B/EI$ (m^{-5}), または載荷土砂の幅 (m)

- B : 杭幅 (m)
- B_2 : 仮想付加杭の杭幅 (m)
- b : $=k_c \cdot B/EI$ (m^{-4})
- c_1 : 積分定数 (m^{-2})
- c_2 : 積分定数 (m^{-1})
- c_3 : 積分定数
- c_4 : 積分定数 (m)
- D_{10} : 有効径 (mm)
- d : 土かぶり厚さ, $=k_c/n_h$ (m)
- E : 弾性係数 (MN/m^2)
- E_s : 土の弾性係数, $=k_h \cdot B$ (MN/m^2)
- e : 間隙比
- EI : 杭の曲げ剛度 ($MN \cdot m^2$)
- G_s : 土粒子の比重
- H : 杭頭に作用する水平力 (N, kN)
- h : 壁高, 土の層厚 (m)
- K_a : 主働土圧係数
- K_p : 受働土圧係数
- K_r : 抵抗土圧係数, $=K_p - K_a$
- k : 水平地震震度
- k_a : 横方向地盤反力定数 (の定数項) (MN/m^3)
- k_h : 横方向地盤反力定数 (MN/m^3)
- k_{h_1} : 杭(幅)に働く抵抗土圧 p_{r_1} によって求められる横方向地盤反力定数 (MN/m^3)
- k_{h_2} : 仮想付加杭に働く抵抗土圧 p_{r_2} によって求められる横方向地盤反力定数 (MN/m^3)
- k_{h_3} : 幅 B の単杭の横方向地盤反力定数 (MN/m^3)
- L : (杭の)有効長 (m)
- l : タイロッド長 (m)
- l_m : 最大曲げモーメントの生ずる深さ (m)
- l_{m_1} : 曲げモーメント第1零点 (の深さ) (m)
- M : 曲げモーメント ($N \cdot m$)
- M_{max} : 最大曲げモーメント ($N \cdot m$)
- n : べき数, 指数
- n_h : 横方向地盤反力定数の深さ方向のこう配 (MN/m^4)
- P : 地盤反力 (kN/m)
- P_a : 主働土圧力 (kN/m)
- P_p : 受働土圧力 (kN/m)
- P_r : 抵抗土圧力 (kN/m)
- $P-$: パイロット杭の記号
- p_a : 主働土圧 (kN/m^2)
- p_p : 受働土圧 (kN/m^2)

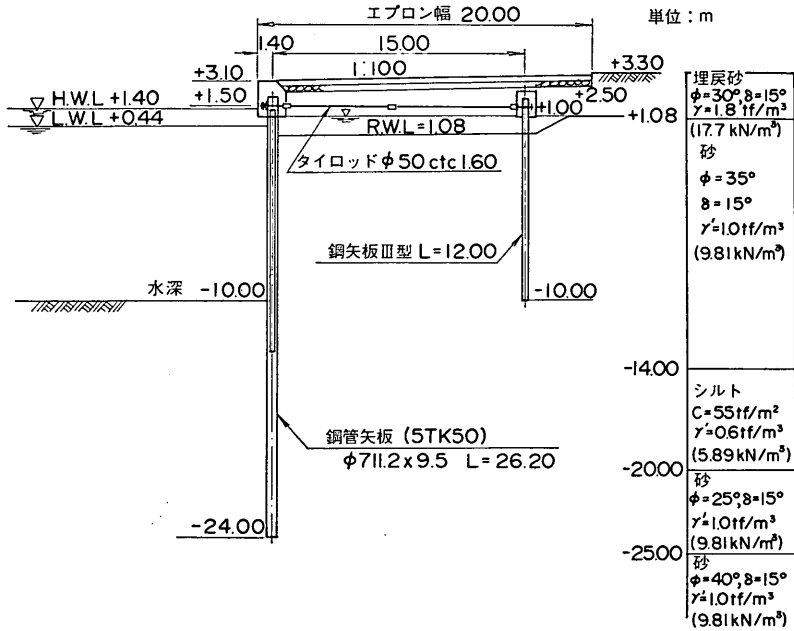
係船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究 (第2報)

- p_r : 抵抗土圧 ($=p_p - p_a$) (kN/m^2)
 p_o : 水圧 (kN/m^2)
 p_{r_1} : 杭(幅)に働く抵抗土圧 (kN/m^2)
 p_{r_2} : 仮想付加杭に働く抵抗土圧 (kN/m^2)
 \bar{p}_r : 抵抗土圧の深さ方向の強さ (kN/m^2)
 S : せん断力 (kN/m)
 T : 試験杭の記号
 U_o : 均等係数 $= D_{60}/D_{10}$
 x : x 軸, 深さ (m)
 y : y 軸, x 軸に直角な水平方向軸, 杭の水平変位量 (m)
 \bar{y}_o : (地表面における) 杭頭変位量 (m)
- α_a : 主働すべり角 (度)
 $\bar{\alpha}_a$: 主働すべり角の平均値 (度)
 α_p : 受働すべり角 (度)
 $\bar{\alpha}_p$: 受働すべり角の平均値 (度)
 $1/\beta$: 一定型地盤の特性長, $\sqrt[4]{4EI/k_c B}$ (m)
 $1/\gamma$: 台形型地盤の特性長, $\sqrt[4]{4EI/\{(n_h/\gamma) + k_c\} \cdot B}$ (m)
 γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)
 γ_d : 土の乾燥密度 (kN/m^3)
 $1/\lambda$: 増加型地盤の特性長, $\sqrt[4]{4EI/n_h B}$ (m)
 σ_m : 最大曲げ応力 (MN/m^2)
 ϕ_a, ϕ : 内部摩擦角 (度)

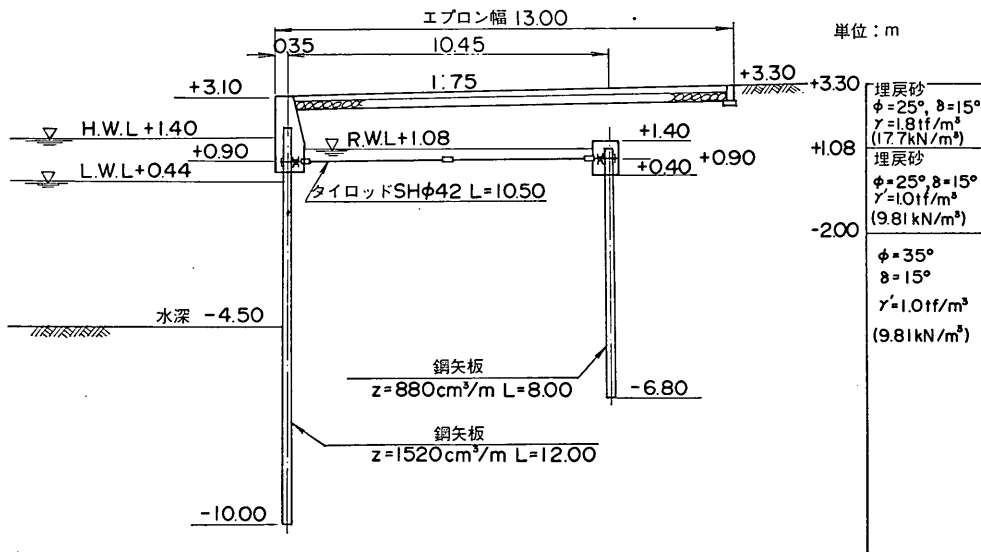
付録 A 宮城県沖地震におけるたわみ性控え工をもつ係船岸とその地盤条件



付図-A (a) 仙台港中野ふ頭1号岸壁

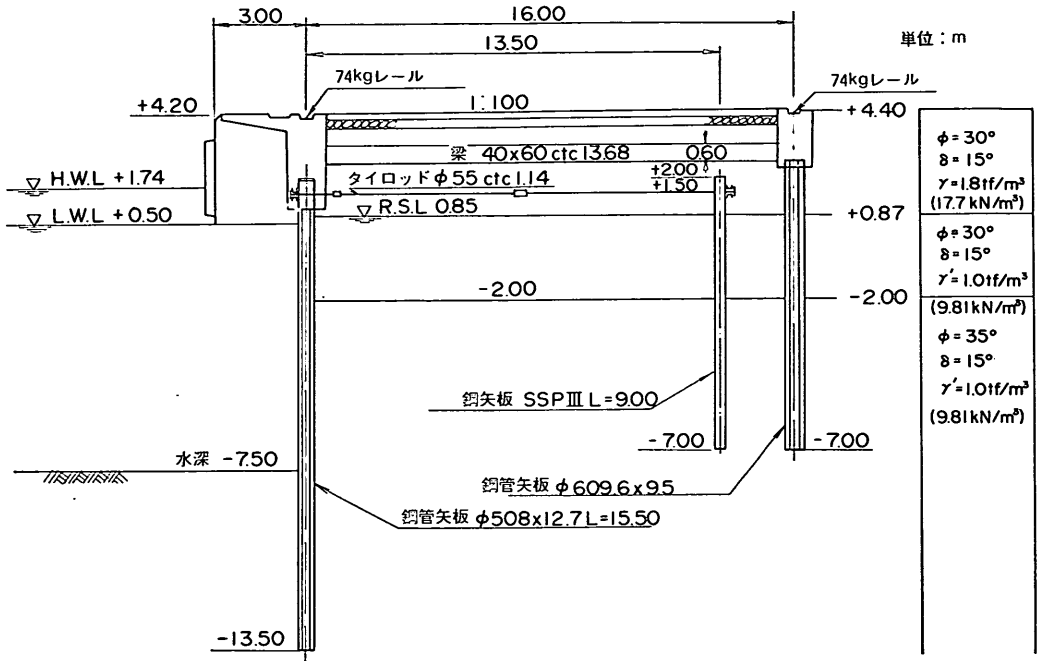


付図-A (b) 仙台中野ふ頭4号岸壁

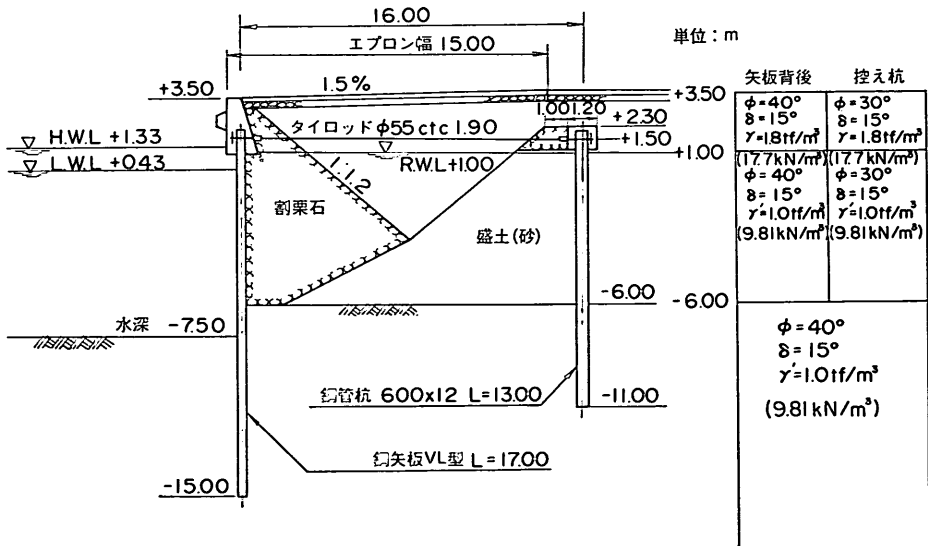


付図-A (c) 仙台港高松ふ頭4.5m岸壁

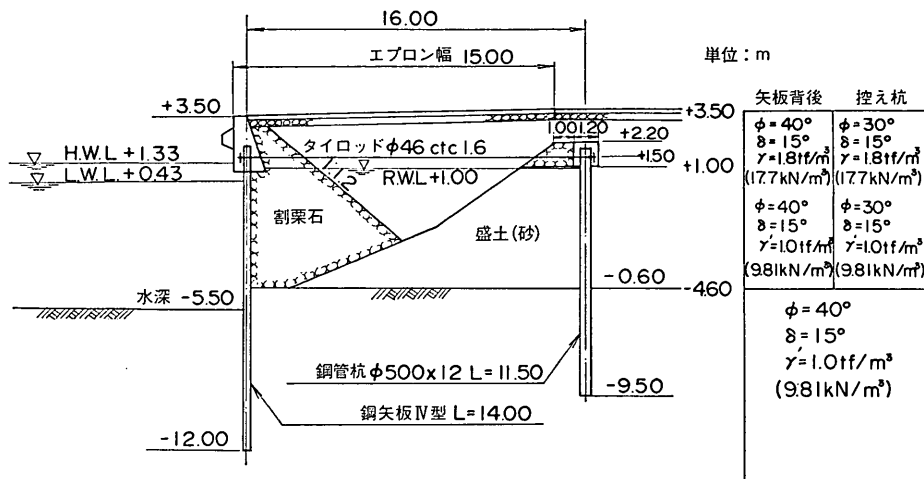
係船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究 (第2報)



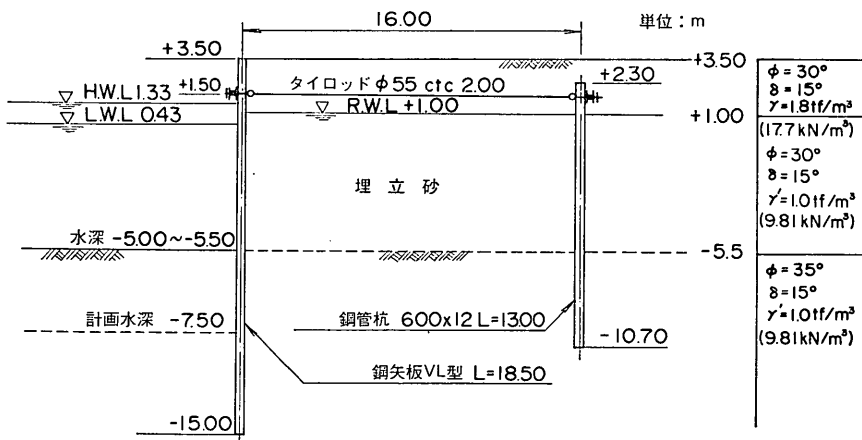
付図-A (d) 仙台港吾嬬製鋼 7.5m 岸壁



付図-A (e) 相馬港 7.5m 岸壁

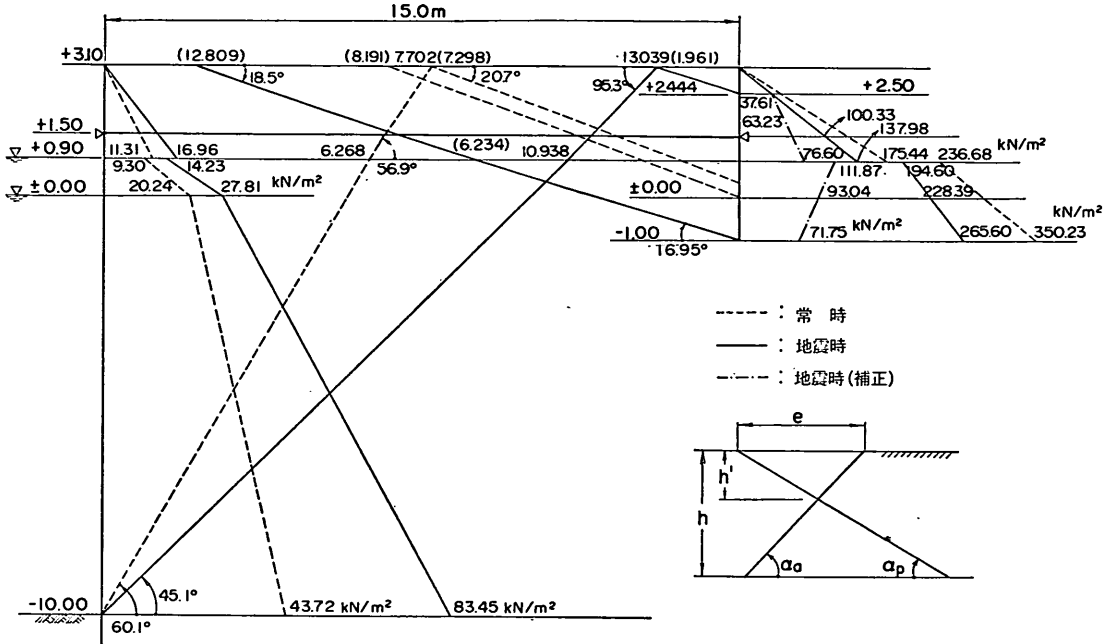


付図-A (f) 相馬港 5.5 m 岸壁



付図-A (g) 相馬港仮設護岸

付録 B 仙台港中野ふ頭2, 3号岸壁における設計条件の計算



付図-B

1. 常時

高さ	Δh	$\sum \gamma' h$	$K_a \cos 15^\circ$	p_a	p_w	$p_a + p_w$	α_a (°)	P_a	x	$P_a x$
+ 3.1		0	0.2911	0		0	56.9	12.44	11.633	144.73
+ 2.5	0.6	10.59	0.2911	3.08	3.08	56.9				
+ 1.5	1.0	28.25	0.2911	8.22	8.22	56.9				
+ 0.9	0.6	38.85	0.2911	11.31	11.31	56.9	13.29	10.394	138.14	
± 0.0	0.9	47.68	0.2393	9.30	0	60.1				
- 1.0	1.0	57.49	—	—	8.83	20.24	60.1	319.80	4.388	1403.33
- 10.0	9.0	145.78	0.2393	34.89	8.83	43.72	60.1			

$\sum P_a = 345.53 \quad \sum P_a x = 1686.20$

$K_r \cos 15^\circ$	p_r	α_p (°)	P_r
4.5158	0	20.7	87.70
4.5158	47.82	20.7	
4.5158	127.57	20.7	
4.5158	175.44	20.7	
6.0921	236.68	18.7	
6.0921	290.47	18.7	
6.0921	350.23	18.7	
—	—	—	

$\gamma = 17.66 \text{ kN/m}^3$

$\gamma' = 9.81 \text{ kN/m}^3$

$K_r \cos 15^\circ = K_p \cos 15^\circ - K_a \cos 15^\circ$

$EI = 34.610 \text{ MN-m}^2$

$$H = \frac{1686.20}{11.5} - 87.70 = 58.93 \text{ kN/m}$$

$$\bar{p}_{r1} = K_r \cos 15^\circ \times \gamma = 79.74 \text{ kN/m}^3$$

$$n_h = 0.08 \times \bar{p}_{r1} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 6.379 \text{ MN/m}^4$$

$$k_c = d \times n_h = 1.6 \times 6.379 = 10.206 \text{ MN/m}^3$$

$$a = \frac{n_h \cdot B}{EI} = 0.18431 \text{ m}^{-5}$$

$$b = \frac{k_c \cdot B}{EI} = 0.29490 \text{ m}^{-4}$$

$$\left(\frac{1}{\gamma}\right)^5 + d \left(\frac{1}{\gamma}\right)^4 = \frac{4}{a}, \quad \left(\frac{1}{\gamma}\right)^5 + 1.6 \left(\frac{1}{\gamma}\right)^4 = 21.703,$$

$$\frac{1}{\gamma} = 1.612 \text{ m}, \quad L = \frac{3}{\gamma} = 4.836 \text{ m}$$

$$l_{m1} \doteq 0.87L = 4.207 \text{ m}, \quad l_{m1}/3 = 1.402 \text{ m} = +0.098 \text{ m}$$

$$\text{主働すべり面 } l_a = 10.9 \times \cot 60.1^\circ + 2.2 \times \cot 56.9^\circ$$

$$= 6.268 + 1.434 = 7.702 \text{ m}$$

$$(15.0 - 7.702 = 7.298 \text{ m})$$

$$\text{受働すべり面 } l_p = 2.2 \times \cot 20.7^\circ$$

$$+ (0.900 - 0.098) \times \cot 18.7^\circ$$

$$= 5.822 + 2.369 = 8.191 \text{ m} > 7.298 \text{ m}$$

$$x_p = (7.298 - 5.822) \tan 18.7^\circ$$

$$= 0.500 \text{ m} = +0.400 \text{ m} > +0.098 \text{ m}$$

$$h' = K \cdot e, \quad K = \frac{\tan \alpha_a \tan \alpha_p}{\tan \alpha_a + \tan \alpha_p} = 0.3032$$

$$h' = (8.191 - 7.298) \times 0.3032 = 0.271 \text{ m},$$

$$h = 3.10 - 0.098 = 3.002 \text{ m}$$

$$\frac{h'}{h} = \frac{0.271}{3.002} = 0.0903$$

∴ 主働すべり面と受働すべり面は地盤内で交差するので、抵抗土圧の減少による n_h の再検討を行うべきである。しかし、交差する深さは、地表面から 0.271 m, $h'/h = 0.0903$ で抵抗土圧への影響は僅かであると考えられる。それゆえ、ここでは交差しない場合と同様に扱うものとする。

2. 地震時 $k = 0.20$

高さ	Δh	$\sum \gamma h$	$\sum \gamma' h$	k'	$K_a \cos 15^\circ$	p_a	p_w	$p_a + p_w$	α_a (°)	$\bar{\alpha}_a$ (°)
+ 3.1		0	0	0.200	0.4366	0		0	45.3	45.3
+ 2.5	0.6	10.59	10.59	0.200	0.4366	4.62		4.62	45.3	
+ 1.5	1.0	28.25	28.25	0.200	0.4366	12.33		12.33	45.3	
+ 0.9	0.6	38.85	38.85	0.200	0.4366	16.96	0	16.96	45.3	
± 0.0	0.9	56.51	47.68	0.2370	0.3644	14.23	8.83	24.23	49.9	45.1
- 1.0	1.0	76.13	57.49	0.2648	—	18.98	—	27.81	47.7	
- 10.0	9.0	252.71	145.78	0.3467	0.505	73.62	8.83	82.45	40.3	

$$k' = (\sum \gamma h / \sum \gamma' h) k$$

P_a	x	$P_a x$	$K_r \cos 15^\circ$	p_r	α_p (°)	$\bar{\alpha}_p$ (°)	P_r
18.65	11.633	216.96	3.5516	0	18.5	18.5	68.97
			3.5516	37.61	18.5		
			3.5516	100.33	18.5		
			3.5516	137.98	18.5		
18.92	10.402	196.81	5.0090	194.60	17.2	17.05	
			4.79	228.39	16.9		
551.30	4.174	2301.13	4.62	265.60	16.7	16.95	
			—				

$$\sum P_a = 588.87, \quad \sum P_a x = 2714.90$$

$$H = \frac{2714.9}{11.5} - 68.97 = 236.08 - 68.97 = 167.11 \text{ kN/m}$$

$$\text{主働すべり面 } l_a = 10.9 \times \cot 45.1^\circ + 2.2 \times \cot 45.3^\circ$$

$$= 10.862 + 2.177 = 13.039 \text{ m}$$

$$(15.0 - 13.039 = 1.961 \text{ m})$$

$$\text{受働すべり面 } x_p = 1.961 \times \tan 18.5^\circ = 0.656 \text{ m}$$

$$(3.10 - 0.656 = +2.444 \text{ m}) > +1.5 \text{ m}$$

∴ 明らかに主働すべり面と受働すべり面は地盤内で交差するので、抵抗土圧分布の検討を行う。

1) +2.50 m

主働すべり面が地表面に達し、これに、ちょうど一致する受働すべり面は +2.444 m でほぼ +2.50 m に等しい。それゆえ、抵抗土圧の補正量は極わずかであると推察されるので、ここでは抵抗土圧の補正計算は行ないことにする。

$$P_r = 37.61 \text{ kN/m}$$

2) +1.50 m

$$l_p = 1.6 \times \cot 18.5^\circ = 4.782 \text{ m},$$

$$e = 4.782 - 1.961 = 2.821 \text{ m},$$

$$K = \frac{\tan 45.3^\circ \tan 18.5^\circ}{\tan 45.3^\circ + \tan 18.5^\circ} = 0.2514,$$

$$a = \frac{\cos 45.3^\circ \sin 18.5^\circ}{\sin(45.3^\circ + 18.5^\circ)} = 0.2487,$$

$$1 - a = 0.7513$$

$$h' = K \cdot e = 0.2514 \times 2.821 = 0.7012 \text{ m},$$

$$h'' = (1 - a)h' = 0.7513 \times 0.7012 = 0.5268 \text{ m},$$

$$\Delta p_p = K_p \cos 15^\circ \times \gamma \times h'' \\ = 3.9882 \times 17.66 \times 0.5268 = 37.10 \text{ kN/m}$$

$$p_{r1} = p_r - \Delta p_p = 100.33 - 37.10 = 63.23 \text{ kN/m}$$

3) +0.90 m ($\phi = 30^\circ$)

$$l_p = 2.2 \times \cot 18.5^\circ = 6.575 \text{ m},$$

$$e = 6.575 - 1.961 = 4.614 \text{ m},$$

$$h' = 0.2514 \times 4.614 = 1.1600 \text{ m},$$

$$h'' = 0.7513 \times 1.1600 = 0.8715 \text{ m},$$

$$\Delta p_p = 3.9882 \times 17.66 \times 0.8715 = 61.38 \text{ kN/m}$$

$$p_{r1} = 137.98 - 61.38 = 76.60 \text{ kN/m}$$

4) +0.90 m ($\phi = 35^\circ$)

$$K_p \cos 15^\circ = 5.3754,$$

$$\Delta p_p = 5.3754 \times 17.66 \times 0.8715 = 82.73 \text{ kN/m}$$

$$p_{r1} = 194.60 - 82.73 = 111.87 \text{ kN/m}$$

5) ±0.00 m

$$l_p = 6.575 + 0.9 \cot 17.05^\circ = 6.575 + 2.935$$

$$= 9.510 \text{ m},$$

$$e = 9.510 - 1.961 = 7.549 \text{ m (主働すべり面と受働すべり面の交差位置は +0.9 m 以上)}$$

$$h' = 0.2514 \times 7.549 = 1.8978 \text{ m},$$

$$h'' = 0.7513 \times 1.8978 = 1.4258 \text{ m},$$

$$\Delta p_p = 5.3754 \times 17.66 \times 1.4258 = 135.35 \text{ kN/m}$$

$$p_{r1} = 228.39 - 135.35 = 93.04 \text{ kN/m}$$

6) -1.00 m

$$l_p = 6.575 + 1.9 \cot 16.95^\circ = 6.575 + 6.234$$

$$= 12.809 \text{ m},$$

$$e = 6.234 - (15.0 - 10.938) = 2.172 \text{ m}$$

(主働すべり面と受働すべり面の交差位置は +0.9 m 以下)

$$K = \frac{\tan 45.1^\circ \tan 16.95^\circ}{\tan 45.1^\circ + \tan 16.95^\circ} = 0.2338,$$

$$a = \frac{\cos 45.1^\circ \sin 16.95^\circ}{\sin(45.1^\circ + 16.95^\circ)} = 0.2330,$$

$$1 - a = 0.7670$$

$$h' = 0.2338 \times 2.172 = 0.5078 \text{ m},$$

$$h'' = 0.7670 \times 0.5078 = 0.3895 \text{ m}$$

$$\therefore h'_1 = 0.7513 \times 2.2 + 0.3895 = 2.042 \text{ m}$$

$$\Delta p_p = 5.3754 \times 17.66 \times 2.042 = 193.85 \text{ kN/m}$$

$$p_{r1} = 265.60 - 193.85 = 71.75 \text{ kN/m}^2$$

水平力の補正

$$\Delta H = (37.61 + 63.23) \times 0.5 = 50.42 \text{ kN/m},$$

$$H_1 = 236.08 - 50.42 = 185.66 \text{ kN/m}$$

$$\bar{p}_r = (76.60 - 63.23) + 0.6 = 22.28 \text{ kN/m}^2$$

$$n_h = 0.08 \times 22.28 = 1.782 \text{ MN/m}^4,$$

$$k_c = 0.08 \times 63.23 = 5.058 \text{ MN/m}^3,$$

$$a = \frac{1.782}{34.61} = 0.05149 \text{ m}^{-5},$$

$$b = \frac{5.058}{34.61} = 0.14615 \text{ m}^{-4},$$

$$d = \frac{k_c}{n_h} = \frac{5.058}{1.782} = 2.838 \text{ m}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)^5 + 2.838 \left(\frac{1}{r}\right)^4 = 77.685, \quad \frac{1}{r} = 2.002 \text{ m},$$

$$L = 6.006 \text{ m}, \quad l_{m1} = 5.225 \text{ m}, \quad l_{m1}/3 = 1.742 \text{ m} \\ (-0.242 \text{ m})$$