

# 地盤の非線形的性質を考慮した単杭の 水平抵抗に関する研究

## STUDIES ON LATERAL RESISTANCE OF SINGLE PILES CONSIDERING NON-LINERLY PROPERTIES OF SOILS

勝 見 雅\*

By Tadashi Katsumi

### 1. 緒 言

杭の水平抵抗を取り扱う場合、杭の寸法とその弾性的性質、土の物理的および力学的性質、荷重の大きさと載荷時間など数多くの要素が起因するものと考えられるが、実設計に際しての解法にこれら複雑多種にわたる要因をすべて網羅することは困難である。そこで、これらの要因に対して単純化が行われ、種々な仮定のもとに数多くの解法が提案されているのが実状である。それらのうち地盤の非線形的性質を考慮した単杭の水平抵抗に関する計算法には、非線形弾性地盤反力法と複合地盤反力法の二者に大別することができよう<sup>1)</sup>。

すなわち、前者は  $b$ : 杭幅、 $k$ : 地盤の性質によってきまる係数、 $m, n$ : 地盤によってきまる指数として、地盤反力  $p$  が深さ  $x$  とその点における杭のたわみ  $y$  とによって、次のような指数形式で表わされるものと仮定し<sup>2)</sup>、

$$p = b k x^m y^n \dots \dots \dots (1)$$

$n=0.5$  として砂質性地盤 (S型地盤) においては  $m=1$  とする篠原・久保<sup>3)~6)</sup>の方法、粘性土地盤 (C型地盤) では  $m=0$  としている林・宮島<sup>7)~9)</sup>の方法があり、これらはいわゆる港研方式として注目されている。この方法は、地盤の非線形的性質を非線形弾性モデルで置き換え、模型実験的に得られた杭の挙動についての基準曲線から相似法則を用いて実杭の挙動を計算しようとする手法を取り入れ、非線形微分方程式の解析的解法の困難さを一応克服していると思われるが、その取扱いはかなり面倒である。しかしながら、これに対し久保らは実用設計に供するためかなり膨大な計算図表を作成して提示した。この港研方式は実杭の挙動とかなりよい対応を示す点において大きな進歩であると思われるが、特に斜め杭を含む組杭への適用がこのままの形ではむずかしい

点に問題が残されていると思われる。

これに対して、複合地盤反力法は変形の大きい地表面近くの地盤は塑性領域にあり、その下の地盤は弾性領域にあるものと仮定して、はりの曲げ理論を適用しようとするものであり、弾性領域では式 (1) において  $n=1$  を採用している。これにはまず、塑性領域に Coulomb あるいは Rankine の土圧論による地盤反力を仮定する長<sup>9)</sup>、竹下<sup>10)</sup>、Broms<sup>11)~13)</sup>などの方法があり、これらのうち長は弾性領域では式 (1) において  $m=0$ 、竹下は  $m=1$  としている。また Broms は粘性土地盤に対し  $m=0$ 、砂質性地盤では  $m=1$  なる二者について検討を試みている。このように塑性領域に土圧論に基づく地盤反力を仮定することは、当然地表面において 0 で深さに対して直線的に増加する三角形分布を考えていることに相当する。これに対して山肩<sup>14)~15)</sup>は地表面においても粘着力に起因する反力を考えて、土圧論による地盤反力にこれを加えたものすなわち、台形分布を採用し、さらに森<sup>16)</sup>は塑性領域においては降伏地盤反力を深さに関係なく一定としている。これらの場合山肩、森ともに弾性領域においては  $m=0$  を用いている。以上の方法の中で特に弾性領域において  $m=1$  とする方法は、いずれの場合についても数学的な取扱いが相当面倒である。一方、 $m=0$  とする方法は  $m=1$  の場合に比較すればかなり簡単に解が得られようが、いずれの方法を採用しても塑性領域、弾性領域ともに一義的に地盤反力の分布が決定され、特に砂質性地盤に対しては問題が残るようである。

そこで著者は上記のような従来の研究成果の長所、欠点を念頭におき、複合地盤反力法に関して数学的な取扱いをできるだけ簡単にしたいことと、杭の水平抵抗上問題となる地盤反力は杭の曲げモーメントが大きくなる比較的浅い部分が重要であろうという理由から、塑性領域では従来の考え方のように一義的に地盤反力の分布を仮定せずに、一般的に杭の深さ方向に深さ  $x$  の  $n$  乗 ( $n \geq 0$ ) に比例して増加するものとして、これら両領域に

\* 正会員 工博 鳥取大学助教授 工学部土木工学科

おける二つの基礎微分方程式から出発し、一般性をもたせるために無次元表示を行うことによって単杭の水平抵抗に関する理論式を誘導解析した。さらに乾燥砂ならびに粘性土地盤を用いた室内模型実験結果と比較することにより、著者の理論式の妥当性について検討するとともに、設計計算用としての計算図表の作成をも試みた。

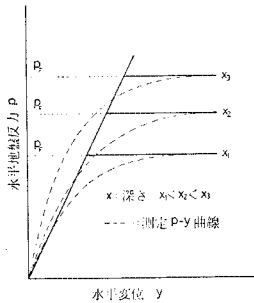
2. 理論式の誘導

ここで述べる複合地盤反力法の基本的な考え方の特色は地盤反力と変位との関係が図一1, 2に示すように深さ  $x$ , あるいは杭のたわみ  $y$  によって次のような関係式で表わされるものと仮定した点にある。すなわち、

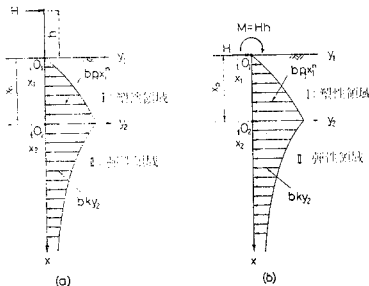
塑性領域 ( $x \leq x_p$ ):  $P_f = b p_f x_1^n = b p_f \dots (2)$

弾性領域 ( $x > x_p$ ):  $P = b k y_2 \dots (3)$

ここに、 $b$ : 杭の作用幅、 $x_1$ : 塑性領域内での地表面からの深さ、 $y_2$ : 弾性領域内での杭のたわみ、 $n$ : 地盤反力分布指数 ( $n \geq 0$ )、 $p_f$ : 降伏地盤反力係数 ( $\text{kg/cm}^{n+2}$ )、 $k$ : 地盤反力係数 ( $\text{kg/cm}^3$ )、 $x_p$ : 塑性領域の深さ、 $P_f, P$ : それぞれ塑性領域、弾性領域において生ずる深さ  $x_1, x_p + x_2$  における杭の単位長さ当りの地盤反力 ( $\text{kg/cm}$ )。式 (3) に示した弾性領域での地盤反力係数  $k$  は実情を考えれば深さ  $x_2$  の関数とすべきであるが、杭の水平抵抗を考究するに際しての地盤反力は、特に杭のたわみの大きい地表面近くが問題になり深いところはほとんど影響がなく、また深さの関数とした場合の杭の挙動に関する基礎微分方程式は簡単解とはならないので、工学的な意味において  $k$  を深さに関係なく一定と仮定した。ついで塑性領域での地盤反力に式 (2) を採用すれば、 $n \neq 0$  であれば地表面において  $P_f = 0$  となる。しかし、粘性土地盤では地表面でも地盤反力は実在



図一1 水平地盤反力と水平変位曲線



図一2 弾、塑性領域と地盤反力

すると考えられ、もしこの場合  $n \neq 0$  であれば実状に即さないようにも見られるが、1. にも述べたように塑性領域では地盤反力の分布を一義的に深さに対して一定あるいは直線的に増加するものと仮定している従来の方法を、さらに一歩進めた考え方として意義があるものと考えられる。

したがって、両領域における杭の挙動に関する基礎微分方程式は、 $EI$  を杭の曲げ剛性としてこれらの各項を無次元表示するために、 $\beta_1 = \sqrt[n+3]{b p_f / EI}$ ,  $\beta_2 = \sqrt[4]{b k / 4 EI}$ ,  $z_1 = \beta_1 x_1$ ,  $z_2 = \beta_2 x_2$ ,  $z_p = \beta_1 x_p$ ,  $Y_1 = \beta_1 y_1$ ,  $Y_2 = \beta_2 y_2$  などとおけば次式で与えられる。

塑性領域:  $\frac{d^4 Y_1}{dz_1^4} + z_1^n = 0 \dots (4)$

弾性領域:  $\frac{d^4 Y_2}{dz_2^4} + 4 Y_2 = 0 \dots (5)$

式 (4), (5) の一般解を求め、杭は無限長であるとの通常の考えによれば、次のような式 (6), (7) が得られる。

$Y_1 = -\frac{1}{(n+1)(n+2)(n+3)(n+4)} z_1^{n+4} + \frac{1}{6} C_1 z_1^3 + \frac{1}{2} C_2 z_1^2 + C_3 z_1 + C_4 \dots (6)$

$Y_2 = e^{-z_2} (C_5 \cos z_2 + C_6 \sin z_2) \dots (7)$

ここに  $C_1 \sim C_6$  はいうまでもなく境界条件と接続条件によって定まる積分定数である。

ここでは杭頭自由で杭が地上に突出している場合について考える。しからば、図一2 に示したような記号を用いて、弾、塑性領域の境界  $x_1 = x_p$ ,  $x_2 = 0$  すなわち、 $z_1 = z_p$ ,  $z_2 = 0$  においては  $\beta = \beta_2 / \beta_1$  として積分定数  $C_1 \sim C_6$  は次のように定まる。

$C_1 = \frac{H}{EI \beta_1^2} (\equiv Q)$ ,  $C_2 = \frac{M}{EI \beta_1} (\equiv P)$   
 $C_3 = \frac{1}{2 \beta^2} \left[ \left\{ \frac{1}{n+1} z_p^{n+1} - Q \right\} + 2 \beta \left\{ \frac{1}{(n+1)(n+2)} z_p^{n+2} - Q z_p - P \right\} \right]$   
 $+ \frac{1}{(n+1)(n+2)(n+3)} z_p^{n+3} - \frac{1}{2} Q z_p^2 - P z_p$   
 $C_4 = -\frac{1}{2 \beta^3} \left[ \left\{ \frac{1}{n+1} z_p^{n+1} - Q \right\} (\beta z_p + 1) + \beta \left\{ \frac{1}{(n+1)(n+2)} z_p^{n+2} - Q z_p - P \right\} \right]$   
 $\times (2 \beta z_p + 1) - \frac{1}{(n+1)(n+2)(n+4)} z_p^{n+4}$   
 $+ \frac{1}{3} Q z_p^3 + \frac{1}{2} P z_p^2$   
 $C_5 = -\frac{1}{2 \beta^2} \left[ \left\{ \frac{1}{n+1} z_p^{n+1} - Q \right\} + \beta \left\{ \frac{1}{(n+1)(n+2)} z_p^{n+2} - Q z_p - P \right\} \right]$   
 $C_6 = \frac{1}{2 \beta} \left[ \frac{1}{(n+1)(n+2)} z_p^{n+2} - Q z_p - P \right] \dots (8)$

式(8)に含まれる  $z_p$  は塑性領域の深さ  $x_p$  に  $\beta_1$  を乗じたものを表わし、その値は  $(Y_1)_{z_1=z_p} = \beta_2 p_f (z_p / \beta_1)^n / k$  の関係より次式を満足する解として与えられる。

$$\frac{\beta}{(n+1)(n+2)} z_p^{n+2} + \frac{1}{n+1} z_p^{n+1} + \frac{1}{2\beta} z_p^n - \beta Q z_p - Q - P = 0 \dots\dots\dots(9)$$

また、式(6),(7)をそれぞれ  $z_1, z_2$  について2回微分して  $(-EI\beta_1), (-EI\beta_2)$  を乗ずれば、それぞれに対して次のような曲げモーメントを与える式が得られる。

$$M_1 = -EI\beta_1 \frac{d^2 Y_1}{dz_1^2} = EI\beta_1 \left\{ \frac{1}{(n+1)(n+2)} z_1^{n+2} - C_1 z_1 - C_2 \right\} \dots\dots\dots(10)$$

$$M_2 = -EI\beta_2 \frac{d^2 Y_2}{dz_2^2} = 2EI\beta_2 e^{-z_2} (C_6 \cos z_2 - C_5 \sin z_2) \dots\dots(11)$$

次に最大曲げモーメントに関しては、その生ずる深さが弾性領域にある場合は式(11)を  $z_2$  について1回微分したものに  $\beta_2$  を乗ずることによりせん断力  $S_2$  を表わす式において、 $S_2=0$  となる深さ  $[z_2]_{M_{max}}$  をみいだせば、最大曲げモーメントを生ずる深さ  $[x_2]_{M_{max}}$  とその値  $[M_2]_{max}$  はそれぞれ次式として求まる。

$$[x_2]_{M_{max}} = \frac{1}{\beta_1} \left( \frac{[z_2]_{M_{max}}}{\beta} + z_p \right) \dots\dots\dots(12)$$

$$[M_2]_{max} = 2EI\beta_2 e^{-[z_2]_{M_{max}}} \cdot (C_6 \cos [z_2]_{M_{max}} - C_5 \sin [z_2]_{M_{max}}) \dots\dots\dots(13)$$

これに対し、最大曲げモーメントが塑性領域において生ずる場合には、その深さ  $[x_1]_{M_{max}}$  とその値  $[M_1]_{max}$  は式(10)より次式で与えられる。

$$[x_1]_{M_{max}} = \frac{[z_1]_{M_{max}}}{\beta_1} = \left\{ \frac{(n+1)H}{b p_f} \right\}^{1/(n+1)} \dots\dots\dots(14)$$

$$[M_1]_{max} = -\frac{n+1}{n+2} H \left\{ \frac{(n+1)H}{b p_f} \right\}^{1/(n+1)} \dots\dots\dots(15)$$

さらに地中部における曲げモーメントの第1ゼロ点の深さ  $l_{M1}$  は、弾性領域において生ずると考えられるので、式(11)において  $M_2=0$  となる深さ  $[z_2]_{M1}$  をみいだせば、

$$l_{M1} = \frac{1}{\beta_1} \left( \frac{[z_2]_{M1}}{\beta} + z_p \right) \dots\dots\dots(16)$$

なる式より求めることができる。一方、地表面における杭の水平変位  $y_0$  ならびに回転角  $\theta_0$  は、式(6)などにおいて  $z_1=0$  とおくことにより次式で与えられる。

$$y_0 = \frac{1}{\beta_1} (Y_1)_{z_1=0} = \frac{1}{\beta_1} C_4 \quad (C_4: \text{式(8)}) \dots\dots(17)$$

$$\theta_0 = - \left( \frac{dY_1}{dz_1} \right)_{z_1=0} = -C_3 \quad (C_3: \text{式(8)}) \dots\dots(18)$$

ついで杭頭の水平変位  $y_{top}$ 、回転角  $\theta_{top}$  は式(17),(18)を用いて次のように求まる。

$$y_{top} = y_0 + \theta_0 h + \frac{Hh^3}{3EI} = \frac{1}{\beta_1} C_4 - C_3 h + \frac{1}{3} C_1 h^3 \beta_1^2 \dots\dots\dots(19)$$

$$\theta_{top} = \theta_0 + \frac{Hh^2}{2EI} = -C_3 + \frac{1}{2} C_1 h^2 \beta_1 \dots\dots\dots(20)$$

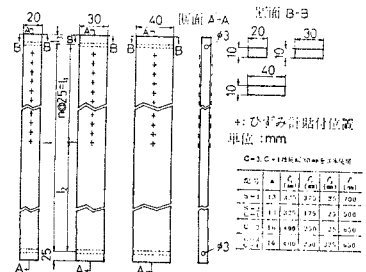
### 3. 室内模型実験

表一は実験に使用した模型地盤に関する諸性質を掲げたものであり、乾燥砂地盤、粘性土地盤をそれぞれ S, C と略記している。同表中乾燥砂地盤 S-1 は滋賀県愛知川産の砂を室内において自然乾燥させたもの、また S-2 は粒径 3mm 以上の砂を除去したふるい砂であり、いずれも木製砂槽内に1層 10cm として、各層とも MDV-300 型振動発生機によって、400~600 rpm 加振を5~10分間続行して十分締め固めた。一方、粘性土地盤はいずれも京都市伏見産の粉末粘土に所要の含水比をうるように適量の水を加え、ソイルミキサで練り混ぜたものを用い、内面にビニールをはりつめた木製土層内に一層 6cm として、各層とも重量 8kg の特殊ランマーによって高さ 5cm から 200回ずつ自然落下させて締め固めたものを用い、地盤の安定を保つために約2週間後に実験を実施した。

さらに模型杭は S-1, S-2, C-1 および C-2 の実験においては、すべて図一3に示すように杭幅の影響をも調べるために、矩形断面杭の短辺 1cm、長辺(作用幅)

表一 模型地盤

名称	記号	粗粒率	最大寸法(mm)	砂槽 (cm <sup>3</sup> )		
乾燥砂	S-1	3.69	5.0	50×100×80		
	S-2	2.60	3.0	70×80×60		
名称	記号	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	含水比 (%)	単位重量 (g/cm <sup>3</sup> )	土槽 (cm <sup>3</sup> )
粘性土	C-1	44.0	25.9	32.0	1.84	70×80×60
	C-2	44.0	25.9	29.5	1.86	70×80×75
	C-3	46.9	29.4	32.0	1.83	70×80×75
	C-4	40.0	23.1	40.2	1.65	70×80×75



図一3 模型杭とひずみ計の貼付位置



ついで図-7, 8 は S-1 に関する杭の水平載荷実験で得られた測定結果と各種の理論計算曲線の一例を示したものであり、表-3, 4 はこれらの図から同表の最上欄に掲げた項目につき整理して一括表示したものである。これらのうち理論計算結果は著者の式においては図-6 に図示したように降伏地盤反力  $p_F = 0.025 x^2 \text{ kg/cm}^2$ 、地盤反力係数  $k$  は直線的な増加が認められるが、地表面か

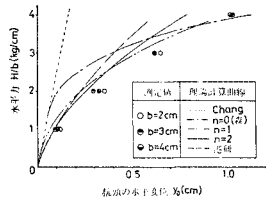


図-7 杭頭の水平変位の測定結果と理論計算曲線 (S-1)

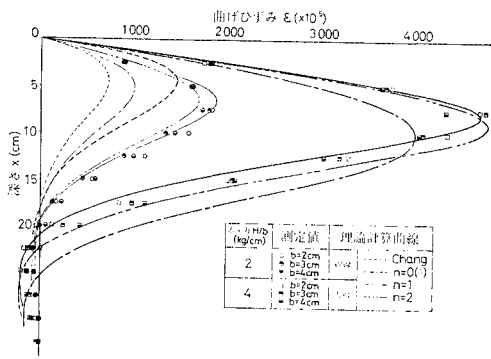


図-8 曲げひずみの測定結果と理論計算曲線

ら最大曲げひずみを生ずる深さ 7~9 cm (図-8 参照) に至るまでの平均的な値として S-1, S-2 に対して、それぞれ  $k=10, 7 \text{ kg/cm}^3$  を採用した。 $k$  の値の決定にはいろいろ問題はあろうが、深いところの値は杭の挙動にあまり影響を及ぼさないと考えられ、 $k$  を図-6 にみるように忠実に深さに対して一次直線的に増加するとすれば、式 (4), (5) に相当する解析がかなり困難であり、また現地実杭の場合はあらかじめ最大曲げモーメントを生ずる深さを想定することはできようが、今回のような模型実験の場合はそれが困難であるので図-8 に掲げた実験結果を用いて、ここでは上記の値を採用した。著者の式において地盤反力分布指数  $n$  を 0 とした森の方法<sup>16)</sup>ならびに 1 とした結果に関する降伏地盤反力は、上記  $k$  の決定と同じように深さ  $x=4 \text{ cm}$  における  $n=0, 1, 2$  に対する三者の値が一致するものと考えて、それぞれ  $p_F = 0.4, 0.1 x \text{ kg/cm}^2$  なる値を用いた。さらに港研方式においては測定曲げひずみ分布曲線を 2 回図上積分、図上微分することによって得られる地盤反力と変位関係から S-1, S-2 に対してそれぞれ式 (1) における  $k_s$  として 0.24, 0.19  $\text{kg/cm}^3$  を採用して、久保の図表<sup>6)</sup>などをもとに計算を行った結果である。図-7, 8 に図示したように測定値には杭幅の影響がほとんど認められないので、それぞれ杭幅 2, 3, 4 cm の 3 本の模型杭の平均値として求めたものを表-3, 4 に示した。

表-3 測定結果と各種計算結果の比較 (S-1)

	水平力 $H/b$ (kg/cm)	最大曲げひずみ ( $\times 10^{-6}$ )	最大曲げひずみの深さ (cm)	曲げひずみ第 1 ゼロ点の深さ (cm)	杭頭の水平変位 (cm)
測定値	1	740(1.00)	5.0(1.00)	18.3(1.00)	0.11(1.00)
	2	1880(1.00)	7.0(1.00)	20.1(1.00)	0.32(1.00)
	3	3060(1.00)	7.6(1.00)	20.8(1.00)	0.63(1.00)
	4	4560(1.00)	7.8(1.00)	21.6(1.00)	1.02(1.00)
Chang ( $k=10 \text{ kg/cm}^3$ )	1	360(0.49)	4.4(0.88)	17.7(0.97)	0.04(0.36)
	2	720(0.39)	4.4(0.63)	17.7(0.88)	0.07(0.22)
	3	1090(0.36)	4.4(0.58)	17.7(0.85)	0.11(0.17)
	4	1450(0.32)	4.4(0.56)	17.7(0.82)	0.14(0.14)
$n=0$ (森) ( $k=10 \text{ kg/cm}^3$ ) ( $p_F=0.4 \text{ kg/cm}^2$ )	1	360(0.49)	4.4(0.88)	17.7(0.97)	0.04(0.36)
	2	1000(0.53)	5.0(0.71)	18.4(0.92)	0.11(0.34)
	3	2250(0.74)	7.5(0.99)	21.2(1.02)	0.39(0.62)
	4	4000(0.88)	10.0(1.28)	25.3(1.17)	1.13(1.11)
$n=1$ ( $k=10 \text{ kg/cm}^3$ ) ( $p_F=0.1 x \text{ kg/cm}^2$ )	1	610(0.83)	5.1(1.00)	18.3(1.00)	0.07(0.64)
	2	1690(0.90)	6.3(0.90)	19.6(0.98)	0.23(0.72)
	3	3100(1.01)	7.7(1.01)	21.1(1.01)	0.52(0.83)
	4	4770(1.05)	8.9(1.14)	22.5(1.04)	0.98(0.96)
$n=2$ ( $k=10 \text{ kg/cm}^3$ ) ( $p_F=0.025 x^2 \text{ kg/cm}^2$ )	1	760(1.02)	5.5(1.10)	18.8(1.02)	0.09(0.82)
	2	1870(1.00)	6.4(0.90)	19.7(0.98)	0.25(0.78)
	3	3200(1.05)	7.1(0.92)	20.4(0.98)	0.49(0.78)
	4	4700(1.03)	7.8(1.00)	21.1(0.98)	0.79(0.77)
港 研 ( $k_S=0.24 \text{ kg/cm}^3$ )	1	730(0.99)	—	17.0(0.93)	0.09(0.82)
	2	1650(0.88)	—	19.0(0.95)	0.23(0.72)
	3	2500(0.82)	—	20.3(0.98)	0.40(0.63)
	4	3500(0.77)	—	21.0(0.97)	0.62(0.61)

( ) 内の値は測定値を 1 とした場合の各種計算結果との比率

さて、図-7, 8 および表-3, 4 より測定結果と理論計算結果とを比較すると、Chang の式で求めたものは測定値に比べて全体的に小さく、特に載荷荷重が大きくなると近似的にも杭の挙動と対応しなくなることを表わしている。

また、降伏状態に達する地盤反力  $p_F$  を深さに関係なく一定、すなわち著者の式において  $n=0$  とした森の式による計算結果は、水平力の増加につれて Chang の式に比べればすぐれているようであるが、最大曲げひずみの値がたとえば式 (15) によると水平力の 2 乗に比例して増加するので、一般的に水平力が小さい間は測定結果より小さく、大きいときは測定結果よりも大きな値を与えるものと推定される。このような傾向は杭頭の水平変位、最大曲げひずみの深さなどの結果をみれば是認される。結局森の式はある限られた範囲の水平力に対しては測定結果と対応するが、その前後の荷重に対してはかならずれるものと考えられ、今回のような砂地盤には適さないと思われる。ついで  $p_F$  を深さ方向に直線的に

表-4 測定結果と各種計算結果の比較 (S-2)

	水平力 $H/b$ (kg/cm)	最大曲げ ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )	最大曲げひ ずみの深さ (cm)	曲げひずみ 第1ゼロ点 の深さ (cm)	杭頭の 水平変位 (cm)
測 定 値	1	730(1.00)	6.3(1.00)	19.3(1.00)	0.11(1.00)
	2	1 830(1.00)	7.3(1.00)	21.1(1.00)	0.36(1.00)
	3	3 150(1.00)	8.1(1.00)	22.3(1.00)	0.69(1.00)
	4	4 670(1.00)	8.8(1.00)	23.6(1.00)	— (—)
Chang ( $k=7 \text{ kg/cm}^2$ )	1	400(0.55)	4.8(0.76)	19.4(1.01)	0.05(0.45)
	2	800(0.44)	4.8(0.66)	19.4(0.92)	0.10(0.28)
	3	1 200(0.38)	4.8(0.59)	19.4(0.87)	0.15(0.22)
	4	1 600(0.34)	4.8(0.55)	19.4(0.82)	0.20(—)
$n=0$ (森) ( $k=7 \text{ kg/cm}^2$ $p_F=0.4 \text{ kg/cm}^2$ )	1	400(0.55)	4.8(0.76)	19.4(1.01)	0.05(0.45)
	2	1 010(0.55)	5.2(0.71)	19.7(0.93)	0.13(0.36)
	3	2 250(0.74)	7.5(0.93)	22.3(1.00)	0.41(0.59)
	4	4 000(0.86)	10.0(1.14)	26.1(1.11)	1.16(—)
$n=1$ ( $k=7 \text{ kg/cm}^2$ $p_F=0.1 \text{ x kg/cm}^2$ )	1	630(0.86)	5.3(0.84)	19.8(1.03)	0.08(0.73)
	2	1 690(0.92)	6.3(0.86)	20.9(0.99)	0.25(0.69)
	3	3 100(0.98)	7.7(0.95)	22.2(1.00)	0.56(0.81)
	4	4 770(1.02)	8.9(1.01)	23.6(1.00)	1.03(—)
$n=2$ ( $k=7 \text{ kg/cm}^2$ $p_F=0.025 \text{ x}^2 \text{ kg/cm}^2$ )	1	770(1.05)	5.8(0.92)	20.3(1.05)	0.11(1.00)
	2	1 880(1.03)	6.6(0.90)	21.0(1.00)	0.29(0.81)
	3	3 210(1.02)	7.2(0.89)	21.7(0.97)	0.54(0.78)
	4	4 710(1.01)	7.9(0.90)	22.3(0.94)	0.86(—)
港 研 ( $k_S=0.19 \text{ kg/cm}^2$ )	1	780(1.07)	—	19.3(1.00)	0.10(0.91)
	2	1 720(0.94)	—	21.7(1.03)	0.28(0.78)
	3	2 800(0.89)	—	23.0(1.03)	0.50(0.72)
	4	3 800(0.81)	—	23.8(1.01)	0.77(—)

( ) 内の値は測定値を1とした場合の各種計算結果との比率

増加, すなわち  $n=1$  とした計算結果は, 最大曲げひずみならびに杭頭の水平変位においては森の式と同様の傾向がみられるが, 測定値との差はあまりなく全般的に森の式による結果よりはよい対応を示している。ただ杭頭の水平変位については測定値に比べて計算結果のほうがいくぶん小さく, 測定値に対する比率では水平力の増加につれて測定結果との差が大きくなっていくようである。

図-5 に示した結果より  $p_F$  の分布を深さに対し2次曲線的に増加するとした理論計算結果は, 地盤反力係数  $k$  の測定値が同図にみるように深さに関して変化しているにもかかわらず, 解析の便宜上深さに関係なく一定として求めたものであるが, 全般的に測定値とかなりよい対応を示している。ただ杭頭の水平変位については測定値に比べて計算結果のほうがいくぶん小さく, 測定値に対する比率では水平力の増加につれて測定結果との差が大きくなっていくようである。

以上要するに杭の水平抵抗を考究するに際し, いわゆる複合地盤反力法を採用する場合は, 乾燥砂地盤に対しては地盤反力分布指数  $n=2$  としてよさそうである。これは弾性領域での地盤反力係数を深さに関係なく一定と考えているために, その影響を塑性領域で補った結果, 全体として測定結果とのよい対応が得られたものと思われる。

(2) 粘性土を用いた実験結果とその考察

C-1, C-2 に関する模型実験結果を図示したのが図-9~12である。これらの図によると, 乾燥砂地盤における模型杭と同寸法のものを使用したにもかかわらず, 前述のように乾燥砂地盤においては杭幅の影響はほとんどみられなかったが, 特に C-1 の粘性土地盤に対しては明りょうに現われている。杭幅の影響すなわち杭幅と地盤反力係数との関係については Terzaghi<sup>17)</sup>, Ménard<sup>18)</sup>, 吉田・駒田<sup>19)</sup>, 久保・沢口<sup>20)</sup> などによって, 種々な提案または見解が述べられている。そしてそれらを総合すれば, 杭幅が小さい間は杭幅の増加に対して地盤反力係数は双曲線的に減少し, ある限界値 30~50 cm を越えれば一定値を与える。すなわち, 限界値を越えれば杭幅の影響を実用的に無視してもよいと考えられる。この限界値を今回の実験で用いた杭幅 2~4 cm と比較すればかなりの差はあるが, 乾燥砂地盤においては杭幅の差異によ

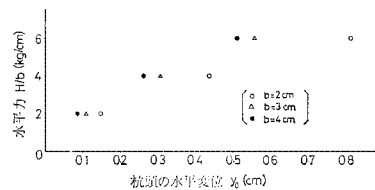


図-9 杭頭の水平変位の測定結果 (C-1)

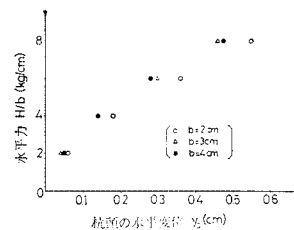


図-10 杭頭の水平変位の測定結果 (C-2)

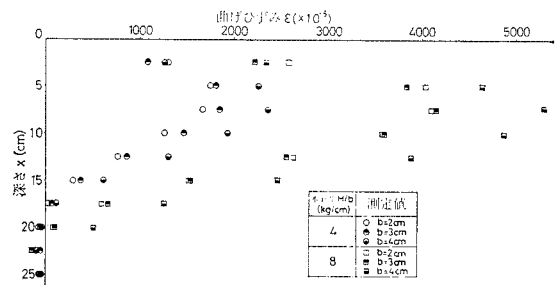
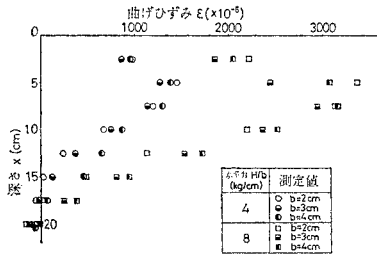
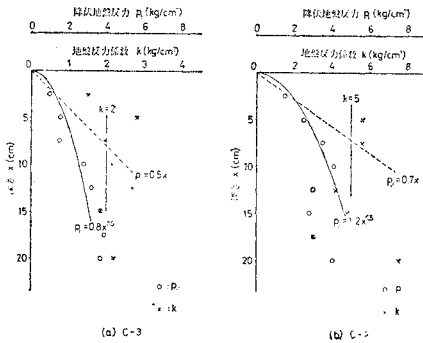


図-11 曲げひずみの測定結果 (C-1)



図—12 曲げひずみの測定結果 (C-2)



図—13 降伏地盤反力と地盤反力係数の測定結果 (C-4)

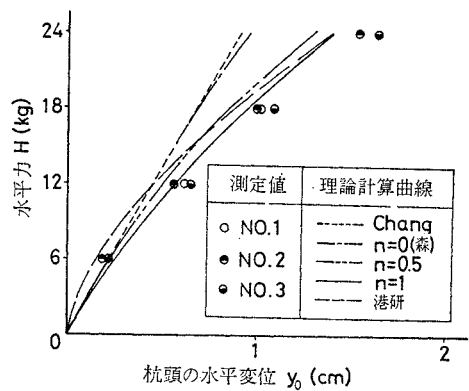
る実験結果への影響がほとんどみられなかったことから、杭幅の影響は地盤の硬さ、性質などによっても変化するものと考えられる。この原因は地表面荷の場合に House<sup>(6), 21)</sup> が述べている寸法効果をそのまま適用すればある程度は認められる。

ついで乾燥砂地盤で行ったと同じ方法で、杭の作用幅を 3 cm に統一したものを 3 本を同時に同一土槽に使用した実験 C-3, C-4 に対して得られた地盤反力係数  $k$  および降伏地盤反力  $p_F$  の測定結果を深さ方向に対して示したのが 図—13 である。同図によると、地盤反力係数  $k$  は前述した乾燥砂地盤での結果と異なって、通常いわれているように深さに対してほぼ一定値を与えている。また、降伏地盤反力  $p_F$  は比較的浅い範囲で山肩<sup>(14), 15)</sup> が提案しているように  $p_F = C + p_f x$  ( $C$ : 地表面での降伏地盤反力) なる関係が得られているともとれるが、1. で述べたように  $p_F = p_f x^2$  を用いれば深さの平方根に比例して増加、すなわち  $n=0.5$  を採用してもよさそうである。この場合地表面での降伏地盤反力を 0 とした理由は、著者の理論式に含まれる地盤関係の定数は  $p_f, n, k$  の三者であり、しかもこれらの定数は杭体関係の定数に比べて正確な測定結果をうることはなかなか難しく、当然相当量の測定誤差が含まれるものと思われる。その上、地表面での降伏地盤反力  $C$  を考慮すれば、このような地盤関係の定数が 1 つ増すことにより実状に即するようにも考えられるが、それほどよい結果が得られるとは思えないからである。また台形分布と深さの平方根に比例して増加する分布とは形の上でかなり似通

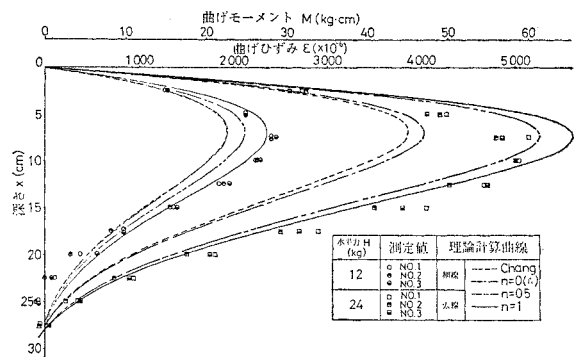
ている。

次に水平載荷実験で得られた測定結果と各種の理論計算結果を示したのが 図—14, 15 および表—5, 6 である。これらのうち理論計算結果は著者の式においては 図—13 にみたように C-3, C-4 に対してそれぞれ降伏地盤反力  $p_F = 0.8x^{0.5}, 1.2x^{0.5}$  kg/cm<sup>2</sup>、地盤反力係数  $k = 2, 5$  kg/cm<sup>3</sup> を採用した。著者の式において地盤反力分布指数  $n$  を 0 とした森の方法、ならびに 1 とした結果に関する降伏地盤反力は曲げひずみを測定してはじめてわかることであるが、一応比較をするために、地表面から最大曲げひずみを生ずる深さ 6~7 cm (図—15 参照) の平均値すなわち約 3 cm において上記三者の値が一致するものと考えて、それぞれ C-3 に対しては  $p_F = 1.5, 0.5x$  kg/cm<sup>2</sup>、C-4 では  $p_F = 2.0, 0.7x$  kg/cm<sup>2</sup> なる値を用いて計算を行った。さらに港研方式では測定曲げひずみ分布曲線を 2 回図上積分、図上微分することによって得られた関係より式 (1) における  $k_C$  を求め、久保の図表<sup>(6)</sup> などをもとに計算を行った結果である。

これらの図ならびに表より測定結果と理論計算結果とを比較すると、Chang の式で求めたものは曲げひずみの第 1 ゼロ点の深さを除いては荷重が大きくなるにつれて、測定結果よりも小さくなる傾向が現われているが、



図—14 杭頭の水平変位の測定結果と理論計算曲線 (C-3)



図—15 曲げひずみの測定結果と理論計算曲線 (C-3)

(1) で述べた乾燥砂地盤の結果と比較すると測定結果とかなり近い結果が得られている。このことは 図-6, 13

にもみたように砂質性地盤では地盤反力係数  $k$  が深さに関し直線的に増加するのに対して、粘性土地盤では深さ

表-5 測定結果と各種計算結果の比較 (C-3)

	水平力 $H$ (kg)	最大曲げひずみ ( $\times 10^{-6}$ )	最大曲げひずみの深さ (cm)	曲げひずみ第1ゼロ点の深さ (cm)	杭頭の水平変位 (cm)
測定値	6	1050(1.00)	7.4(1.00)	20.3(1.00)	0.21(1.00)
	12	2460(1.00)	7.8(1.00)	23.4(1.00)	0.61(1.00)
	18	3670(1.00)	8.4(1.00)	25.7(1.00)	1.04(1.00)
	24	5160(1.00)	9.0(1.00)	27.4(1.00)	1.61(1.00)
Chang ( $k=2 \text{ kg/cm}^3$ )	6	965(0.92)	6.8(0.92)	27.5(1.35)	0.23(1.10)
	12	1930(0.78)	6.8(0.87)	27.5(1.18)	0.46(0.75)
	18	2895(0.79)	6.8(0.81)	27.5(1.07)	0.69(0.66)
	24	3860(0.75)	6.8(0.76)	27.5(1.00)	0.92(0.57)
$n=0$ (森) ( $k=2 \text{ kg/cm}^3$ $p_F=1.5 \text{ kg/cm}^2$ )	6	965(0.92)	6.8(0.92)	27.5(1.35)	0.23(1.10)
	12	1930(0.78)	6.8(0.87)	27.5(1.18)	0.46(0.75)
	18	2895(0.79)	6.8(0.81)	27.5(1.07)	0.69(0.66)
	24	4030(0.78)	6.9(0.77)	27.5(1.00)	0.96(0.60)
$n=0.5$ ( $k=2 \text{ kg/cm}^3$ $p_F=0.8 x^{0.5} \text{ kg/cm}^2$ )	6	990(0.94)	6.8(0.92)	27.5(1.35)	0.24(1.14)
	12	2120(0.86)	6.9(0.88)	27.5(1.18)	0.51(0.84)
	18	3520(0.96)	7.1(0.85)	27.6(1.07)	0.85(0.82)
	24	5260(1.02)	7.3(0.81)	27.8(1.01)	1.31(0.81)
$n=1$ ( $k=2 \text{ kg/cm}^3$ $p_F=0.5 x \text{ kg/cm}^2$ )	6	1070(1.02)	6.9(0.93)	27.5(1.35)	0.25(1.19)
	12	2360(0.96)	7.0(0.90)	27.6(1.18)	0.57(0.93)
	18	3860(1.05)	7.2(0.86)	27.7(1.08)	0.95(0.91)
	24	5620(1.09)	7.3(0.81)	27.9(1.02)	1.40(0.87)
港 研 ( $k_C=0.925 \text{ kg/cm}^2$ )	6	1560(1.49)	—	19.8(0.98)	0.15(0.71)
	12	3550(1.44)	—	22.4(0.96)	0.46(0.75)
	18	5840(1.59)	—	24.6(0.96)	0.69(0.85)
	24	8260(1.60)	—	26.1(0.95)	1.39(0.86)

( ) 内の値は測定値を1とした場合の各種計算結果との比率

表-6 測定結果と各種計算結果の比較 (C-4)

	水平力 $H$ (kg)	最大曲げひずみ ( $\times 10^{-6}$ )	最大曲げひずみの深さ (cm)	曲げひずみ第1ゼロ点の深さ (cm)	杭頭の水平変位 (cm)
測定値	6	760(1.00)	5.9(1.00)	17.5(1.00)	0.10(1.00)
	12	1920(1.00)	6.5(1.00)	21.0(1.00)	0.40(1.00)
	18	3020(1.00)	7.0(1.00)	22.1(1.00)	0.71(1.00)
	24	4140(1.00)	8.0(1.00)	23.5(1.00)	1.08(1.00)
Chang ( $k=5 \text{ kg/cm}^3$ )	6	770(1.01)	5.5(0.93)	21.8(1.25)	0.115(1.15)
	12	1540(0.80)	5.5(0.85)	21.8(1.04)	0.23(0.58)
	18	2310(0.76)	5.5(0.79)	21.8(0.99)	0.345(0.49)
	24	3080(0.74)	5.5(0.69)	21.8(0.93)	0.46(0.43)
$n=0$ (森) ( $k=5 \text{ kg/cm}^3$ $p_F=2.0 \text{ kg/cm}^2$ )	6	770(1.01)	5.5(0.93)	21.8(1.25)	0.115(1.15)
	12	1540(0.80)	5.5(0.85)	21.8(1.04)	0.23(0.58)
	18	2310(0.76)	5.5(0.79)	21.8(0.99)	0.345(0.49)
	24	3140(0.76)	5.5(0.69)	21.9(0.93)	0.47(0.44)
$n=0.5$ ( $k=5 \text{ kg/cm}^3$ $p_F=1.2 x^{0.5} \text{ kg/cm}^2$ )	6	790(1.04)	5.5(0.93)	21.8(1.25)	0.12(1.20)
	12	1670(0.87)	5.5(0.85)	21.8(1.04)	0.25(0.63)
	18	2740(0.91)	5.6(0.80)	21.9(0.99)	0.42(0.59)
	24	4060(0.98)	5.7(0.71)	22.1(0.94)	0.63(0.58)
$n=1$ ( $k=5 \text{ kg/cm}^3$ $p_F=0.7 x \text{ kg/cm}^2$ )	6	860(1.13)	5.5(0.93)	21.9(1.25)	0.13(1.30)
	12	1920(1.00)	5.6(0.86)	22.0(1.05)	0.29(0.73)
	18	3180(1.05)	5.7(0.81)	22.1(1.00)	0.50(0.70)
	24	4660(1.13)	5.9(0.74)	22.3(0.95)	0.75(0.69)
港 研 ( $k_C=1.3 \text{ kg/cm}^2$ )	6	1380(1.82)	—	17.4(0.99)	0.11(1.10)
	12	3170(1.65)	—	20.1(0.96)	0.32(0.80)
	18	5180(1.72)	—	21.7(0.98)	0.61(0.86)
	24	7330(1.77)	—	23.0(0.98)	0.97(0.90)

( ) 内の値は測定値を1とした場合の各種計算結果との比率

に関係なく一定であるとの考えによれば、当然是認されることである。また著者の式において  $n=0$  とした森の式によるこの場合の計算結果は、水平荷重が 18~24 kg の間で塑性領域が生じたために Chang の式による計算結果とほとんど変わっていない。

次に  $n=0.5$  ならびに  $n=1$  とした計算結果は全体的にみて測定結果にかなり近い傾向を示しているが、どちらかといえば  $n=1$  のほうがよい対応を示している。しかし、降伏地盤反力  $p_F$  の測定結果を示した 図-13 をみれば  $n=1$  とも考えられるが、このような場合の  $p_F$  は C-3, C-4 に対してそれぞれ本計算に採用した  $0.5x, 0.7x \text{ kg/cm}^2$  を考えれば同図に点線で示したように測定値よりもかなり大きな値となる。いずれにしても、水平外荷重とつり合うために実際の杭に作用する地盤反力は帯状荷重であるにもかかわらず、地盤反力の測定には 3. で記したように  $30 \times 30 \text{ mm}$  の正方形載荷板を用いていること、また 図-4 にみるように先端に載荷板を取り付けた特殊なボルトと鋼製ソケットの間には摩擦を極力なくするためにグリスをぬり、しかも別に検定実験を行った結果、同図においてロードセルを介して作用させた水平荷重はそのまま載荷板に伝達されていることを確認したけれども、地盤反力の測定のむずかしさを痛感したしだいであり、これらの結果が測定値に影響をおよぼしているとも考えられる。

以上要するに複合地盤反力法を用いる場合、著者が定義した地盤反力分布指数  $n$  に 1 を採用すればよく、結果的には長、Broms などの方法と似通っている。

### 5. 計算図表の作成

2. で導いた計算式はかなり複雑であるので、このままの形では設計計算用として使用することは困難である。そこで簡単に使用できる計算図表を作成することを目的として計算を行ったのでここではその結果ならびに使用例について記述する。4. で述べたように、室内模型実験結果から乾燥



砂地盤においては地盤反力分布指数  $n \cong 2.0$ 、粘性土地盤では  $n \cong 1.0$  程度の値であることをみいだした。そこで、ここでは一応  $n$  を 1.0, 2.0 の二者について、しかも杭頭自由で杭が地上に突出していない場合を対象として計算を行った。

図-16~20 はこのような目的で行った計算結果を明示したものである。これらの図の使用法は、まず 2. で述べた  $\beta_1, \beta_2, \beta$  および  $Q$  をあらかじめ計算しておく。図-16 は式 (9) から求めた計算図表であり、 $\beta$  と  $Q$  から塑性領域の深さ  $x_p$  に  $\beta_1$  を乗じた値、すなわち  $z_p = \beta_1 x_p$  を求めるための図である。ついで図-17~20 は式 (12)~(17) などより計算した結果であり、 $\beta$  と図-16 より求めた  $z_p$  からそれぞれ最大曲げモーメント  $M_{max}$ 、最大曲げモーメントを生ずる深さ  $x_{Mmax}$ 、地中部における曲げモーメントの第 1 ゼロ点  $l_{M1}$ 、および杭頭の水平変位  $y_0$  などを求めるための図表である。これらの図中 図-18, 19 において塑性領域と記された領域に入った場合には同図にも記入してあるように、式 (15), (14) からそれぞれ最大曲げモーメントおよびその深さを計算すればよい。さらに 図-19, 20 をみるとパラメーターと記入した  $\beta$  の値は大きくなればある線に漸

近することがわかる。また 図-18, 19 は  $n=1.0$  と 2.0 に対してほとんど等しい計算結果が得られたことから、最大曲げモーメントを生ずる深さと地中部における曲げモーメントの第 1 ゼロ点は  $n$  の値にほとんど関係なく同じ図表が使用できるものと考えられる。

ついでこれら計算図表の使用例について説明を加える。対象とした杭ならびに地盤に関しては著者らが以前に行った現地実験に使用された試験杭の諸元<sup>22)</sup>を参考に

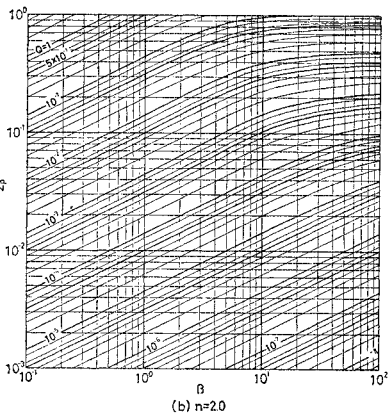
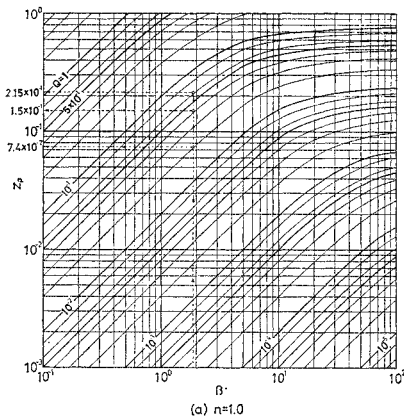


図-16 塑性領域の深さを求める計算図表

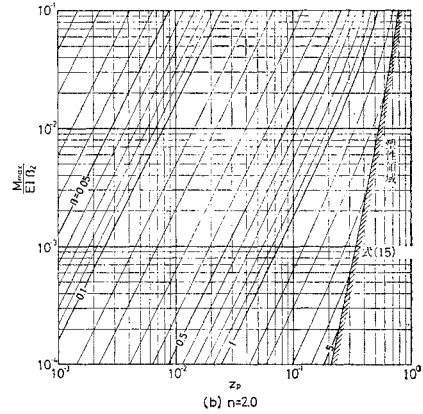
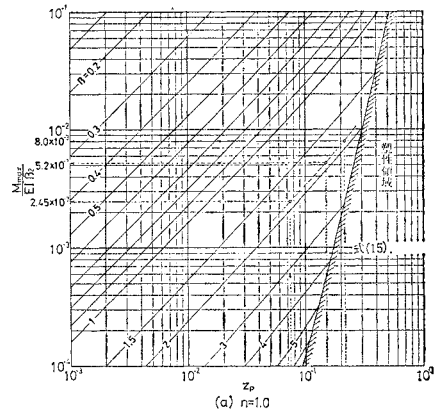


図-17 最大曲げモーメントを求める計算図表

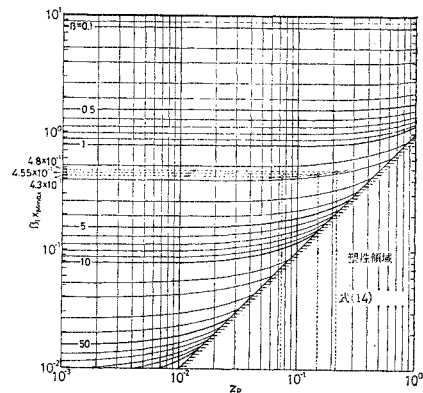
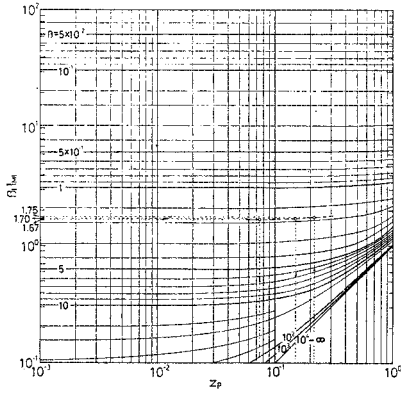
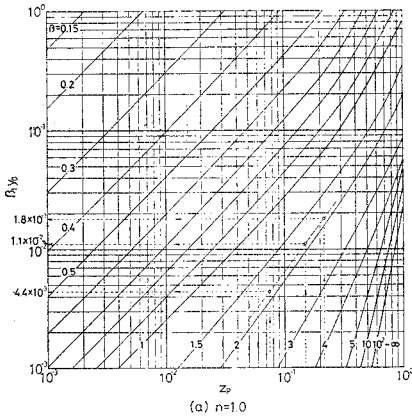


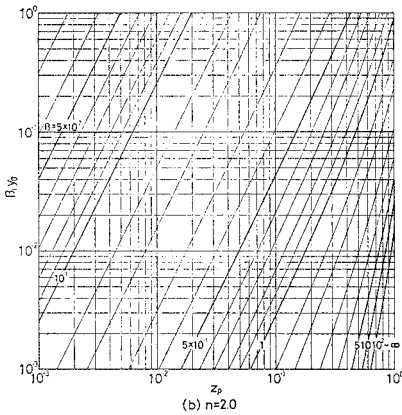
図-18 最大曲げモーメントを生ずる深さを求める計算図表



図—19 地中部における曲げモーメントの第1ゼロ点を求める計算図表



(a) n=1.0



(b) n=2.0

図—20 杭頭の水平変位を求める計算図表

表—7 計算図表の使用例に用いた杭に関する数値と地盤関係の定数

杭 幅	$b=711.2 \text{ mm}$
杭の曲げ剛性	$EI=3.381 \times 10^{11} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$
地盤反力係数	$k=2.0 \text{ kg/cm}^3$
地盤反力分布指数	$n=1.0$
降伏地盤反力係数	$p_f=1.0 \text{ kg/cm}^{3*})$

\*): 文献 16) p. 17 を参考にして数値を決定。

表—8 図表を用いて求めた結果

水平荷重 $H(t)$	20	40	60
$M_{\max}/EI\beta_2$	$2.45 \times 10^{-3}$	$5.2 \times 10^{-3}$	$8.0 \times 10^{-3}$
$M_{\max} (t \cdot m)$	26.5	56.3	86.6
$\beta_1 x M_{\max}$	$4.3 \times 10^{-1}$	$4.55 \times 10^{-1}$	$4.8 \times 10^{-1}$
$x M_{\max} (m)$	2.52	2.67	2.82
$\beta_1 l M_1$	1.67	1.70	1.75
$l M_1 (m)$	9.81	9.98	10.28
$\beta_1 y_0$	$4.4 \times 10^{-3}$	$1.1 \times 10^{-2}$	$1.8 \times 10^{-2}$
$y_0 (cm)$	2.58	6.46	10.57

して表—7 に掲げた例でもって説明する。表—7 の各値を用いて計算すると、 $\beta_1=1.703 \times 10^{-2} \text{ m}^{-1}$ 、 $\beta_2=3.202 \times 10^{-2} \text{ m}^{-1}$ 、 $\beta=1.880$  を得る。そこで水平荷重  $H=20, 40, 60 \text{ t}$  なる三者について  $Q=H/EI\beta_1^2$  を求めると、それぞれに対して 2.040, 4.080, 6.120 となり、次にこれらの値を用いて図—16 より  $z_p$  としてそれぞれ同図に記入した値を得る。さらに図—16 より求めた  $z_p$  から図—17~20 を用いると  $M_{\max}$ 、 $x M_{\max}$ 、 $l M_1$  および  $y_0$  は表—8 のように求められる。表—8 をみると当然のことながら  $H=20, 40, 60 \text{ t}$  における各種の結果を比較すれば、地盤の非線形的な性質が明りょうに現われていることがわかる。

なお  $n=0$  の場合は式 (9) において  $P=0$  とすることにより、 $z_p$  は簡単に次式より求まる。

$$z_p = 2Q - \frac{1}{\beta} > 0 \dots\dots\dots(21)$$

もし式 (21) において計算した結果  $z_p \leq 0$  になれば、塑性領域がまったくないわけであるから、その場合は結局 Chang の式をそのまま適用すればよい。さて式(21)において  $z_p > 0$  なる値が得られれば、その値を式(12)~(17) などに入れて、 $n=0$  と置くことにより、最大曲げモーメント、最大曲げモーメントを生ずる深さ、地中部における曲げモーメントの第1ゼロ点、および杭頭の水平変位などは比較的簡単に求めることができる。

## 6. 結 語

本文では以上のように、単杭の水平抵抗に関して特に重要である地盤反力をどのような形で表現し、しかも工学的な判断より数学的な取扱いをできるだけ簡単にしたいという点に注目した理論的な研究を進め、しかるのち乾燥砂ならびに粘性土地盤による室内模型実験の結果との比較検討を行った。その成果を要約すると次のようである。

(1) 地盤の非線形性を取り入れた単杭の水平抵抗に関して、複合地盤反力法を採用する場合、弾性領域における地盤反力係数をあらゆる地盤に対して深さに関係なく一定と仮定し、一方塑性領域では従来の考え方のよう

に一義的に地盤反力の分布を仮定せずに、杭の深さ方向に一般的に深さの  $n$  乗に比例して増加するものとした単杭の水平抵抗に関する著者の基礎微分方程式は比較的簡単に解が得られ、しかもこれを用いた計算結果は模型実験結果とかなりよい対応を示したことから、このような方法は有意義であるといえよう。

(2) 模型実験結果から砂質性地盤においては式 (2) に含まれる地盤反力分布指数  $n \cong 2$ , 粘性土地盤では  $n \cong 1$  程度の値であることをみいだした。このことから実用設計には久保の図表とともに、図—16~20 などに掲げた計算図表が簡便に使用できるものと期待される。しかも、この場合杭に生ずる最大曲げモーメントの値および深さなどが塑性領域において生ずる場合には、式 (15), (14) などからそれらは簡単に求められる。

(3) 乾燥砂地盤, 粘性土地盤に対して、それぞれ同寸法の杭幅の杭を使用した模型実験結果によると、乾燥砂地盤においては杭幅の影響はほとんどみられなかったが、粘性土地盤に対しては明りょうに現われた。これより、杭幅の影響は地盤の性質によって当然変化することがわかった。

なお、2. で述べた計算式に含まれる地盤関係の諸係数  $n$  のうちでも、降伏地盤反力係数  $p_f$ , 地盤反力分布指数の値を推定する場合、地表面近くの地盤を深さに対してかなり小刻みに測定する必要がある、実地盤における測定機器ならびに方法などに多少あいまいな分野が残されている。

謝 辞：論文を終えるにあたり、多大のご指導とご高配をいただいた、京都大学工学部の後藤尚男教授に深甚なる謝意を表する次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) 鋼グイ研究委員会：鋼グイ，土質基礎ライブラリー 6，土質工学会，昭 44.9，pp. 62~64.
- 2) 運輸省港湾技術研究所による一連の研究（後出 3）~8）
- 3) 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, pp. 169~242.
- 4) 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, pp. 533~559.
- 5) 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, pp. 181~205.
- 6) 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 卷 3 号，1964. 3, pp. 1~37.
- 7) 運輸省港湾技術研究所・八幡製鉄株式会社：H パイルの水平抵抗に関する研究，1963. 3, pp. 321~353.
- 8) 山下生比古・荒田昌深：C 型地盤における頭部埋込杭の基準曲線，港湾技術研究所資料，No. 65, 1969.3, pp. 15~25.
- 9) 長 尚：頭部が剛結された杭の横抵抗計算法，土木技術，Vol. 16, No. 5, 1961, pp. 10~13.
- 10) 竹下 淳：横荷重を受けるクイに関する 2, 3 の考察，土木学会北海道支部技術資料，Vol. 18, 1962, pp. 105~113.
- 11) Broms, B.B. : Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, Proc. A.S.C.E., Vol. 90, SM 2, March, 1964, pp. 27~63.
- 12) Broms, B.B. : Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Proc. A.S.C.E., Vol. 90, SM 3, May, 1964, pp. 123~156.
- 13) Broms, B.B. : Design of Laterally Loaded Piles, Proc. A.S.C.E., Vol. 91, SM 3, May, 1965, pp. 79~100.
- 14) 山岡邦男・秋野矩之：くいの横抵抗に関する弾塑性的考察，昭和 43 年度日本建築学会大会学術講演梗概集，2157, 昭 43.10, pp. 615~616.
- 15) 山岡邦男・富永晃司：有限長くいの横抵抗に関する一考察，昭和 44 年度日本建築学会大会学術講演梗概集，2019, 昭 44.8, pp. 381~382.
- 16) 森 博：垂直荷重および水平力を受けた鋼杭の性状に関する研究，土木学会論文集，第 123 号，昭 40.11, pp. 12~18.
- 17) Terzaghi, K. : Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction, Géotechnique, Vol. 5, No. 4, 1955, pp. 297~326.
- 18) Ménard, L. : Calcul de la Force Portante des Fondations sur la Base des Résultats des Essais Pressiométriques, Sols Soils, 5, Juin, 1963, pp. 9~24.
- 19) 吉田 徹・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 40.3, pp. 25~29.
- 20) 沢口正俊：くいの横抵抗における地盤常数に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol. 7, No. 2, 昭 43.6, pp. 65~92.
- 21) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, 1943, pp. 400~402.

(1973.5.2・受付)