

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

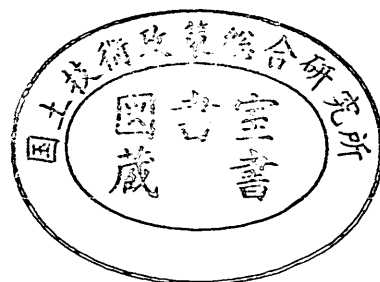
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 16

NO. 4

DEC. 1977

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第16巻 第4号 (Vol. 16, No. 4), 1977年12月 (Dec. 1977)

目 次 (CONTENTS)

1. ウェルの横抵抗に関する実験的研究
.....高橋邦夫・沢口正俊..... 3
(Experimental Study on the Lateral Resistance of a Well
.....Kunio TAKAHASHI, Masatoshi SAWAGUCHI)

2. 潜在水硬性材料の空港舗装路盤としての評価
.....佐藤勝久・福手 勤・佐藤峰夫.....35
(Evaluation of Potentially Hydraulic Materials as Base Courses of Airport
Pavements..... Katsuhisa SATO, Tsutomu FUKUTE, Mineo SATO)

1. ウェルの横抵抗に関する実験的研究

高橋邦夫* 沢口正俊**

要 旨

長さ 2.1m, 直径 50cm の鋼製模型ケーソンを室内実験槽の砂地盤中に建て込み, 4回の水平載荷実験を行った。この結果, 水平断面内の前面地盤反力はケーソン中央に集中して分布すること, その時の地盤反力は地盤の受働抵抗土圧の4倍程度あることがわかった。また $p=kxy^{1/2}$ なる久保の式が, この場合にも成立した。

池原・横山の方法を簡略化した計算法を提案した。また, 久保の式を応用した関式計算法を提案した。現在までに提案されている計算法と上記二つの計算法によって実験の条件に対する計算を行い, 結果を比較検討した。その結果, 前者の計算法は, 物部式, 池原・横山式と同程度の合理的な結果を算定した。後者の計算法もほぼ妥当な計算結果を示した。これに関連して, 水平地盤反力係数が杭幅の平方根に反比例するという考え方を示した。また港研方式杭の横抵抗計算法の短杭の計算法によっても, 妥当な計算結果が得られた。

* 土質部 基礎工研究室

** 土質部 土性研究室長

1. Experimental Study on the Lateral Resistance of a Well

Kunio TAKAHASHI*

Masatoshi SAWAGUCHI**

Synopsis

Four times of lateral loading tests of a instrumented model of a steel well which was 2.1m long and 50cm diametral were performed in the submerged sand. The results of measurements showed that the peak of subgrade reaction distribution at any depth was located along the center of the well, that it's magnitude of the maximum subgrade reaction was four times as large as the passive earth pressure at that depth, and that the Kubo's relation $p=kxy^{1/2}$ was valid in this case also.

Two calculation methods are herein proposed; the first is the modified Ikehara-Yokoyama's method and the second a graphical calculation method using the Kubo's relation. Some design methods presented so far and the above two ones were examined by comparing with the test results. The first proposed method proved to be satisfactory as much as Mononobe's and Ikehara-Yokoyama's ones. Also the second proposed method coincided approximately with the test results. In the theory of the second method, the authors expressed an idea that the coefficient of horizontal subgrade reaction was inversely proportional to the root of pile width. The calculation for a short pile by PHRI method also gave a reasonable result.

* Member of the Foundations Laboratory, Soils Division

** Chief of the Soil Mechanics Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	3
1. ま え が き	7
2. これまでの研究および現在の設計法	7
3. 室内模型実験の概要	10
3.1 実験装置	10
3.2 実験に用いた砂および砂地盤	11
3.3 実験方法	11
3.4 測定項目および測定方法	12
4. 室内模型実験の結果とその考察	13
4.1 水平力、頭部変位、傾きの間の関係	13
4.2 土圧について	17
4.3 その他の地盤試験について	20
5. 実験結果による各種設計法の検討	22
1) 物部の方法	23
2) 池原・横山の方法	23
3) 白石の方法	24
4) 道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇の方法	24
5) 建造物設計標準解説・基礎構造物及び抗土圧構造物（日本国有鉄道）の方法	25
6) Broms の方法	25
7) 今回提案の方法	25
6. 久保の式の適用	25
6.1 S型地盤の場合	26
6.2 C型地盤の場合	27
6.3 横抵抗定数の推定（幅の影響）	28
6.4 実験結果との対応	29
7. ま と め	31
8. あとがき	32
参考文献	32
記号一覧表	32

1. ま え が き

港湾構造物としてのウェルとか、橋梁の基礎としてのケーソン等の深い剛体基礎の安定性については、古くから多くの研究がなされ、設計法も数多く提案されている。剛体基礎という言葉が示すように、一般には剛性を無限大と仮定しているために、この構造物の横抵抗の考え方は、たわみ性を考慮する杭構造の対極をなすものである。古くから存在する構造であり、またエンゲル一物部¹⁾以来の長い研究の歴史があるために、多くの考え方、設計法が提案されており、各官庁、公団等の採用している設計の基準はまちまちである。

一般には完全な剛体と仮定するために、構造物としての力学的つり合いは、杭と比べてむしろ初等的であるにもかかわらず、エンゲル一物部の式のように簡単なものは少なく、一般に複雑な設計計算式が多い。設計計算式を複雑にしている原因としては、

- 1) 細かく考えれば非常に多くの種類の力が加っている訳であるが、どこまで算入してどこからを無視するかという点にある。沢山の力を算入すればするほど、当然、力のつり合いは複雑になる。
- 2) 底面の反力を算入した場合、その合力の作用点が底面の核内にあるか核外にあるかによって、力のつり合い式は異なり、核外に出た場合非常に複雑なものとなる。
- 3) 底面反力を算入する場合に、底面の形状を考慮しなければならなくなって、計算を複雑にする。

以上の三点が主要なものである。これらの点の考慮の仕方によって、簡単なものから複雑なものまで、いくつもの計算式が出てくるのであるが、とくに 1) の点については、想定しているウェルやケーソンの形状・寸法によって、算入すべき力が工学的に判断されるものと考えられる。

今一つ注意しておくべき点として、極限状態のつり合いを問題にした考え方と、弾性範囲内の変位を問題にした考え方との二とおりがあることである。基礎構造物に対しては常に問題となる地盤の複雑な非線型性の故に、最も重要な抵抗力である地盤反力に極限地盤反力としての受働土圧を仮定することにより極限平衡計算がなされるのに対して、地盤反力係数を導入して弾性的な考え方をすることにより弾性変位計算がなされる。極限状態でのつり合いを考慮する方が、当然、問題も簡単になり、計算式も単純となる。

以上に述べた点を踏まえて、当研究室においても、過去 4 回の大型模型実験を行った。それに基づいて考察を加

えた結果、池原・横山の式を工学的に適当なものであると考えた。ところで、池原・横山の方法は、前記 2) および 3) の問題により、底面反力の合力の作用点が底面の核外に出た場合、非常に複雑になってしまう。そこで、この点に修正を加えた簡単な計算式を提案し、実験結果との対比を行った。この報告では、4 回の大型模型実験について述べるとともに、その結果と各種設計法による計算結果とを、比較・検討した。さらに、港研方式杭の横抵抗計算法^{2), 3), 4), 5)}の基本式となっている久保の式を、このような剛体基礎にも適用すべく、簡単な図式計算法を考案した。実験では、剛体基礎壁面の土圧分布も得ており、これに加えた解析をも含めた実験の結果を使って、久保の式を用いた提案式の計算結果を検討した。また、港研方式杭の横抵抗計算法の短杭の計算法⁶⁾についても検討した。

なお、本文中において、ケーソンという言葉が多用するが、これは、港湾関係の用語の防波堤に使うような箱型ケーソン等の意味でなく、オープンケーソン、ニューマチックケーソン等のウェルの意味として使っている。

2. これまでの研究および現在の設計法

既往の研究については、吉田⁷⁾が表にまとめているので、それを引用する。表中の (○) 印は、それぞれの方法が考慮に入れている項目を示したものである。これについて、以下簡単に説明を加える。

表中の各方法は、発表年代順に並べられており、物部の方法⁸⁾は最も古いものである。これは、側面(前面・後面)の抵抗土圧のみを考慮するという最も単純な仮定に基いたものであり、計算式が非常に簡単な形で与えられるのは、この方法のみである。側面地盤の反力分布を放物線と仮定するのは、酒井⁹⁾、池原・横山¹⁰⁾および後藤¹¹⁾の方法と同じことになる。

池原・横山の方法の場合、三角形分布の地盤係数を仮定するから、深さ x において変位 y の時の地盤反力 p は、次式のような表現になる。

$$\begin{aligned} p &= K(x) \cdot y \\ &= k'xy \end{aligned} \quad \dots\dots(1)$$

ここに、

p : 単位面積当りの地盤反力 (FL⁻²)

$K(x)$: 地盤反力係数 (FL⁻³)

x : 地表面からの深さ (L)

y : 深さ x における変位 (L)

k' : $K(x)$ の深さ方向の変化率 (FL⁻⁴)

y について考えてみると、池原・横山の方法ではウェルを剛体と仮定しているため、これも深さ方向に直線的に

表-2.1 各種の水平支持力計算法の比較⁷⁾

計算方法	剛性の 仮定	作用外力に抵抗する要素					側面地盤の性質の仮定
		側面地盤 の 抵抗土圧	側面地盤 の水平方 向の摩擦 抵抗	側面地盤 の鉛直方 向の摩擦 係数	底面地盤 反力の 偏 心	底面地盤 の水平方 向のせん 断抵抗	
物 部	剛 体	○	—	—	—	—	反力分布をパラボラと仮定
酒 井	弾 性 体	○	—	○	○	—	反力分布をパラボラと仮定
池 横 原 山	剛 体	○	—	—	○	—	三角形分布の地盤係数を仮定
後 藤	剛 体	○	○	○	○	—	三角形分布の地盤係数を仮定 摩擦抵抗は主働土圧に比例
白 石	剛 体	○	—	○	○	○	地表面から深さの γ 乗に比例する地 盤係数を仮定
道 路 橋 吉 田 足 立	剛 体	○	○	—	○	○	地盤調査結果を反映した地盤係数を もつ弾性体 摩擦抵抗は側面抵抗の割増しとして 処理
鉄 道 土 構 造 物	剛 体	○	—	—	○*	—	水平地盤係数を三角形分布または台 形分布と仮定 * 極限抵抗モーメントの計算に使用

変化するはずである。ウェルの水平方向変位がゼロの点の深さを x_n としたとき、地表面における水平変位を y_0 とすれば、任意の深さ x における水平変位 y は、

$$y = \frac{y_0}{x_n}(x_n - x) \quad \dots\dots(2)$$

であるから、これを式(1)に代入すると、

$$p = k'x \frac{y_0}{x_n}(x_n - x) \\ = k'x_n y_0 \left(1 - \frac{x}{x_n}\right) \frac{x}{x_n} \quad \dots\dots(3)$$

となり、 p の分布は $x=0$ (地表面) および $x=x_n$ (ウェルの水平変位がゼロの点の深さ) でゼロである放物線で表わされることになる。

このまま k' を用いて p の表現とすれば弾性変位問題であるが、物部は、地盤反力の最大値がその最大値の生じている深さにおける抵抗土圧を越えることはないという条件を導入することによって、極限平衡計算法としたのである。ただし、物部および酒井の方法の場合には、上記の式とは仮定が異なるので地盤反力係数という概念は出てこずに、最初から極限平衡計算による設計法を目指した論理展開となっている。

酒井の方法⁹⁾ は、物部の考え方に則って、これに底面地盤の反力が偏心することによる抵抗力を算入したものである。側面地盤の鉛直方向の摩擦は、底面反力を算定する際に考慮されるものであり、これは後藤の方法の場合も同様である。酒井の方法は、ウェルを弾性体と仮定する点の特徴であり、これに最小仕事の原理を導入して解くのであるが、解の形はかなり複雑である。

池原・横山の方法¹⁰⁾ は、側面地盤の抵抗に加えて、底面地盤反力の偏心を考慮し、三角形分布の地盤係数を仮定した弾性変位計算である。すでに述べたとおり、三角形分布の地盤係数の仮定は、地盤反力分布としてはパラボラになるので、この方法が物部の方法と異なるところは、弾性変位計算法と極限平衡計算法の違いを別にすれば、底面地盤反力の偏心を考慮している点のみである。底面地盤反力は、その偏心の程度によって、図-2.1の(a)または(b)のようになると仮定されている。この方法では、図-2.1の(a)または(b)の最大地盤反力 p_m および q_m が、それぞれの極限抵抗に対して、所要の安全率をとるように設計すべきものとしているが、そのような計算をする限りでは、極限平衡計算法ということになる。本来、弾性変位計算をするためには地盤の反力係数が必

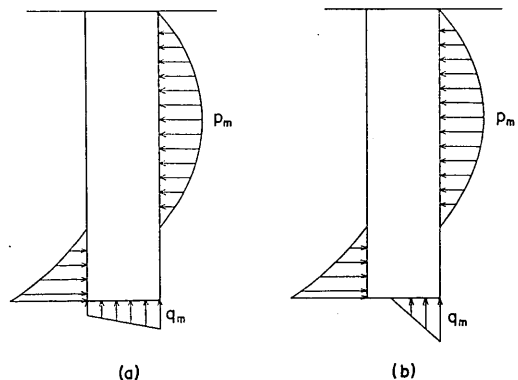


図-2.1 側面および底面の地盤反力

要で、この方法でも、その値を計算に組み入れて変位計算をすることになっている。しかし、この方法では、水平方向の地盤反力係数と鉛直方向のそれとの比を使って計算が、一つの特徴となっており、それぞれの値でなくその比のみを使う限りでは、上で述べたような極限平衡計算法となるのである。また、池原・横山のレポートに載せられている計算例でも、この極限平衡のタイプの計算がされている。

後藤の方法¹¹⁾は、池原・横山の方法に、さらに側面地盤との水平方向の摩擦抵抗を追加した計算法である。なお、表中の側面地盤の鉛直方向の摩擦抵抗は、すでに述べた酒井の方法および後に述べる白石の方法におけると同様で、水平抵抗に直接参与するわけではもち論なく、底面反力算定の際に考慮される項目である。

白石の方法^{12),13)}の特徴は、地盤係数が深さの r 乗に比例して増大する地盤を仮定する点である。また、計算に算入する項目としても、側面地盤の抵抗土圧、底面地盤反力の偏心のほかに、側面の鉛直摩擦抵抗と底面における水平方向の摩擦抵抗とが含まれており、かなり複雑な計算となっている。そこで、この方法を用いた場合には、地盤によって砂地盤、粘土地盤、混合土地盤、一様でない地盤などと分類して、その地盤の水平抵抗力を計算する方法も提案されている¹⁴⁾。

道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇¹⁵⁾に採用されている吉田・足立の方法¹⁶⁾では、弾性体としての地盤を考えた弾性変位計算になっており、地盤をその反力係数によって幾層かに分割して計算ができる。また、計算に算入する項目も、側面地盤の抵抗土圧、側面地盤の水平方向の摩擦抵抗（この項目は、前項に対して2割という割増の形で処理される）、底面地盤反力の偏心および底面地盤の水平方向のせん断抵抗と多いため、計算は複雑で、一般には電子計算機を用いて計算するようになっている。ケーソンの安定に対する検討は、底面および前面における最大地盤反力度がその位置における地盤の許容支持力度を越えないこと、底面におけるせん断抵抗力がケーソン底面と地盤との間に働く許容せん断抵抗力を越えないこと、という形でなされる。

国鉄の建造物設計標準解説・基礎構造物および抗土圧構造物¹⁷⁾に規定されている方法は、前記道路橋下部構造設計指針とほとんど同じものである。ただ、これに加えて、極限水平抵抗力および極限抵抗モーメントを、受働土圧と主働土圧とを使って計算する方法が述べられており、ケーソンの安定の検討を、この値に対して行うように指示されている。

今回ここに提案する方法は、池原・横山の方法を簡略

化したもので、同じように、側面地盤の抵抗と底面地盤の反力の偏心を見込んでいる。そして、底面反力の合力の作用点が底面の核内にある時は池原・横山式そのままとするが、これが核外に出た時の底面反力の偏心による抵抗モーメントの複雑な計算を簡便なものとするのである。

計算を複雑にしている要因の一つに、まず、底面の形状の問題がある。とくに、底面反力の合力の作用点が底面の核外に出た時に、この複雑さは著しい。そこで、この時には、白石の方法で採られている方法であるが、円形なりだ円形なりあるいは小判形といったような異形の断面を、面積と断面係数のそれぞれ等しい長方形に置き換えるという近似的な簡便法を採用する。これによって、モーメントに対する抵抗がわずかに（円形の場合1割程度）小さく計算されるので、若干安全側の計算となる。そして、計算は飛躍的に簡略化される。

次に底面反力の合力の作用点が底面の核外に出た時の反力分布を、三角形でなく、地盤反力の極限值の一樣分布と仮定する。こうすることによって、鉛直荷重に対して底面反力の状態、すなわち、底面反力の偏心による抵抗モーメントまで確定する。したがって、計算は一方的に行えばよく、繰り返し計算の必要がなく、極めて簡便となる。この仮定に対する多少の裏付けとして、著者等による参考文献18)が挙げられる。これの中で、弾塑性的な地盤反力を仮定しているが、土圧測定によれば端部の土圧値は非常に大きくなり、仮定とは一致しなかったとされている。しかし、一方、全体としての計算は、実際とのある程度合理的な一致をみせているので、弾塑性的な地盤反力の仮定は有効であると考えられる。ここでは、これをさらに、長方形の一樣分布にまで簡略化したのである。したがって、この方法を用いた場合の水平支持力の検討は、前面の抵抗土圧によってなされることになる。

以下に、この方法の計算式を解説する。式に用いられる記号は、図-2.2に従うものとする。図では、前記の仮定により決定される底面反力の合力と、底面反力の偏心による抵抗モーメントを、それぞれ V_i および M_i としてある。前面の水平地盤反力の最大値を p_m とすれば、水平地盤反力 p を示す式は以下のとおりである。

$$p = \frac{p_m}{x_m^2} x(2x_m - x) \quad \dots\dots(4)$$

ここで、 x_m は p_m が、発生している深さである。この式を用いて、鉛直力のつり合い式、水平力のつり合い式、および回転モーメントのつり合い式を書き下すと、以下のとおりである。

$$V_0 + W = V_i \quad \dots\dots(5)$$

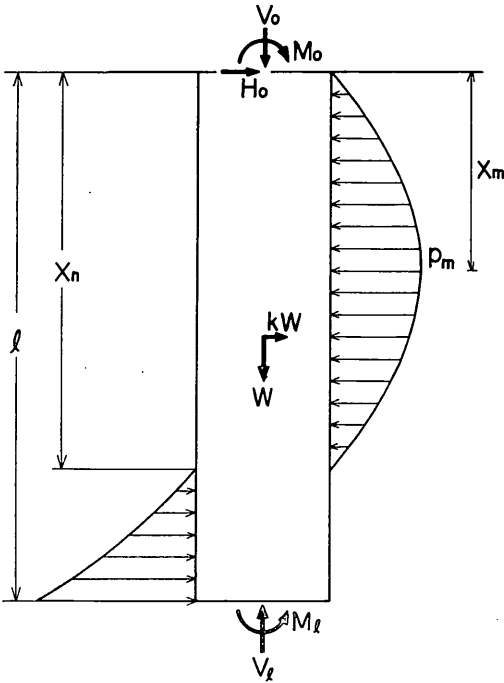


図-2.2 ケーソンに加わる力

$$H_0 + kW = D \int_0^l p dx = \frac{D p_m}{x_m^2} \int_0^l x(2x_m - x) dx$$

$$= \frac{D p_m}{x_m^2} \left(x_m - \frac{l}{3}\right) l^2 \quad \dots\dots(6)$$

$$M_0 - kW \frac{l}{2} = M_f - D \int_0^l p x dx$$

$$= M_f - \frac{D p_m}{x_m^2} \int_0^l x^2(2x_m - x) dx$$

$$= M_f - \frac{D p_m}{x_m^2} \left(\frac{2}{3}x_m - \frac{l}{4}\right) l^3 \quad \dots\dots(7)$$

ここに、 D は荷重方向に直角方向のケーソンの幅である。式(6)および式(7)から x_m と p_m を解くと、

$$x_m = \frac{l}{2} \cdot \frac{4M_0 + 3H_0 l - 4M_f + kWl}{6M_0 + 4H_0 l - 6M_f + kWl} \quad \dots\dots(8)$$

$$p_m = \frac{3}{2Dl^2} \cdot \frac{(4M_0 + 3H_0 l - 4M_f + kWl)^2}{6M_0 + 4H_0 l - 6M_f + kWl} \quad \dots\dots(9)$$

極限の条件として、 p_m がその位置における受働抵抗土圧に一致する時を考えて、

$$p_m = K_p \gamma x_m \quad \dots\dots(10)$$

これによって、(8)、(9)の両式から、 x_m, p_m の未知数が消去されて、両式の右辺にある任意の項目が、解かれる形となる。

$$4M_0 + 3H_0 l - 4M_f + kWl = \frac{1}{3} K_p \gamma D l^3 \quad \dots\dots(11)$$

次に、 M_f を V_0 によって表わす。底面の形状は、必

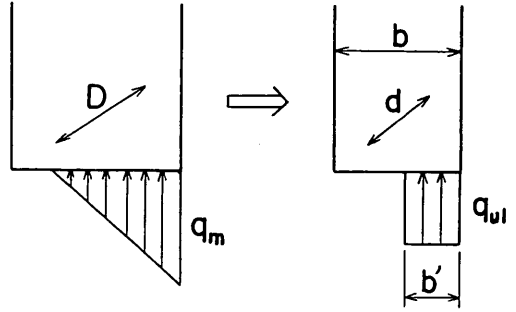


図-2.3 底面の反力

要があれば、前記の方法により、長方形（荷重方向の幅が b 、荷重方向と直角方向の幅 d ）に換算されているものとする。図-2.3に示したように、底面反力は極限值 q_{ul} の一様分布とし、その幅を b' とすれば、

$$V_f = b' d q_{ul} \quad \dots\dots(12)$$

この時、底面反力による抵抗モーメント M_f は、

$$M_f = b' d q_{ul} \times \frac{b-b'}{2} \quad \dots\dots(13)$$

式(5)、(12)、(13)の3式から

$$M_f = \frac{1}{2} (V_0 + W) \left(b - \frac{V_0 + W}{d q_{ul}}\right) \quad \dots\dots(14)$$

が得られる。

式(14)を式(11)に代入することにより、 V_f および M_f の消えた形の式が得られる。

$$4M_0 + 3H_0 l - 2(V_0 + W) \left(b - \frac{V_0 + W}{d q_{ul}}\right)$$

$$+ kWl = \frac{1}{3} K_p \gamma D l^3 \quad \dots\dots(15)$$

この式により、式中の任意の項目が、与えられた条件に対して解かれることになる。以上が、今回提案する計算法であり、式(15)がその基本式である。

3. 室内模型実験の概要

飽和した砂層の中に建て込まれたケーソンの模型に対する鉛直載荷試験および水平載荷試験を、それぞれ4回ずつ行った。今回の報告では、水平抵抗に対する安定性をテーマとしているので、鉛直載荷試験については述べない。

実験に伴って、地盤の性質を把握するために、同じ地盤に建て込んだ杭の水平載荷試験、および小型の動的コーン貫入試験を合わせて実施した。

以下、実験装置、実験に用いた砂、実験方法および測定について、項目ごとに記す。

3.1 実験装置

実験は、当基礎工研究室の大型土圧実験槽を用いて、

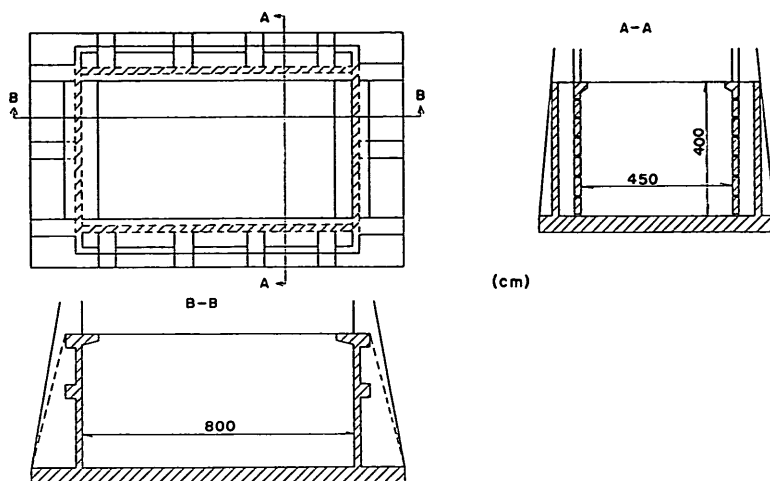


図-3.1 大型土圧実験槽

行った。この土圧実験槽は、図-3.1に示すような内法寸法、長さ8 m、幅4.5 m、深さ4 mの鉄筋コンクリート製箱型構造物で、長辺部分の外側には側水槽を有し、フィルター孔を介して給排水が可能である。

ケーソンの模型は、図-3.2に示すような鋼鉄製の円筒で、長さ2.1 m、外径50.8 cm、肉厚は12.7 mmあり、長さに対して十分に大きな剛性を持っている。先端は、厚さ5 cmの鉄板により閉塞し、両側面（前面および後面と呼ぶ）にそれぞれ15個、底面に4個の土圧計取り付け用孔を有している。

そのほかに用いた装置は、地盤の性質をとらえるために行った水平載荷試験用のパイロット杭と、小型の動的コーン貫入試験機である。

パイロット杭は、全て鋳製のプレート杭で、両面の対称の位置にひずみゲージが貼付してあり、曲げひずみが検出できるようになっている。その寸法は、Case I で用いたものが幅10 cm、板厚2 cm、長さ2.7 mであり、Case III と Case IV で用いたものは、幅7 cm、板厚1.2 cm、長さ1.7 mである。

貫入試験機は、一般に土研型と呼ばれている小型の動的円すい貫入試験機で、50 cmの落下高さで重量5 kgのドロップハンマーを落とし、先端角60°、外径30 mmのコーンのついた外径25 mmの鋼製ロッドを貫入させるものである。

3.2 実験に用いた砂および砂地盤

実験に用いた砂は、相模川下流において採取されたもので、真比重2.675、粒径加積曲線は図-3.3に示すとおりである。これをベルトコンベアーを用いて、前記の土

圧実験槽に搬入し、仕上げ厚さ20 cm毎に水締めとタンバー（底面積30 cm×30 cm、総重量8.3 kg）による突き固め（落下高さ25 cmとし、突き固め回数は各層8回）を併用して、各回の実験地盤の制御を行った。この締め固めにより、表-3.1に示されるような砂地盤が形成される¹⁹⁾。なお、この地盤に対する内部摩擦角としては、別途行った三軸試験の結果から40°を採用した。また、後の解析に必要となる受働土圧係数の値としては、内部摩擦角40°、壁面摩擦角-15°の時の壁面に垂直な土圧成分に対して、カコー・ケリセルの数表^{20), 21)}を用いて算出し、8.3とする。

3.3 実験方法

前に述べたとおり、付随した試験も含めていくつかの実験を合わせて行った訳であるが、その順序は、まずケーソンの鉛直載荷試験を行い、次にケーソンの水平載荷試験、そしてパイロット杭の水平載荷試験を行い、最後に小型動的コーン貫入試験を行った。

ケーソンの水平載荷試験では、ロードセルを介した油圧ジャッキにより荷重を与える、荷重制御方式の試験を行った。ロードセルの指示値を見ながら、油圧ジャッキを加減して一定荷重を保持し、その間1分ごとに水平変位をダイヤルゲージによって測定する。このダイヤルゲージにより測定される変位の変化量が、2分間で1/100 mm以内になった時を、ケーソンがほとんど静止した時とみなし、土圧、変位などすべての計測を行い、次の荷重段階に移った。

4回の実験では、表-4.1に示されているとおり、根入長が変えてある。

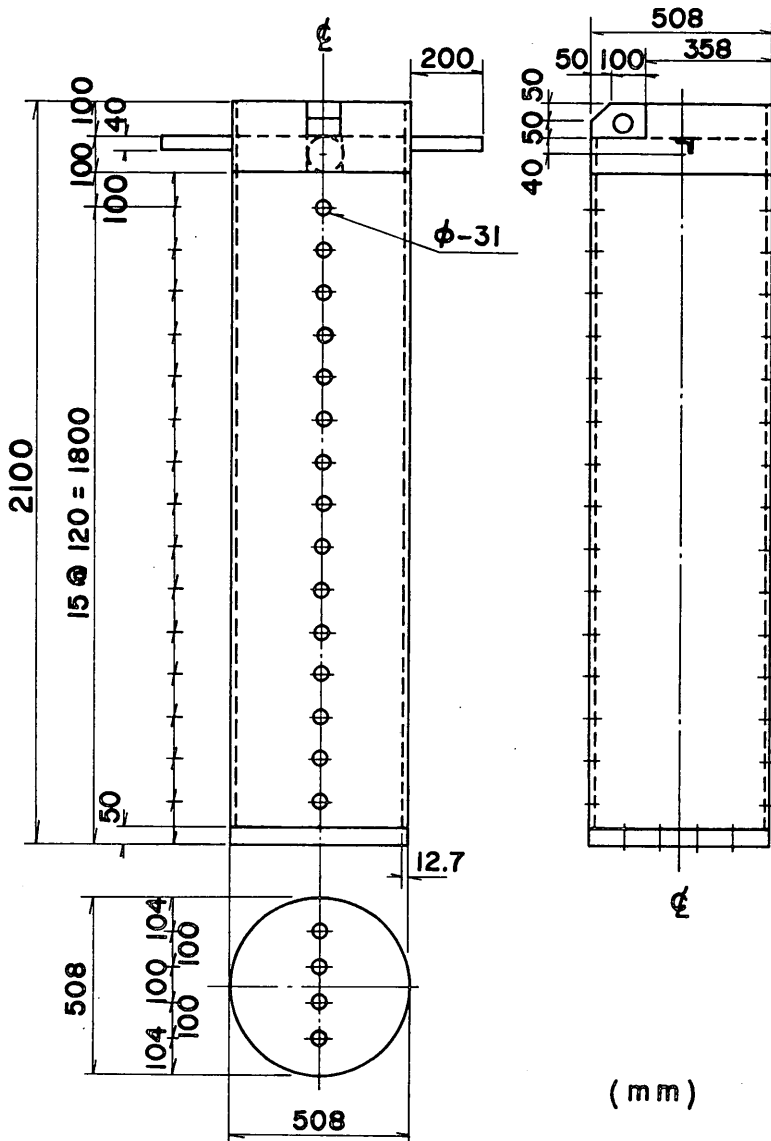


図-3.2 模型ケーソン

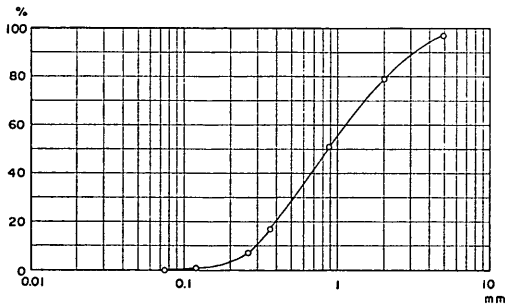


図-3.3 使用した砂の粒径加積曲線

表-3.1 砂および砂地盤の諸元

単位体積重量 γ	水中単位体積重量 γ'	内部摩擦角 ϕ_d	受動土圧係数 K_p (壁面摩擦角 -15°)
2.1t/m ³	1.1t/m ³	40°	8.3

3.4 測定項目および測定方法

測定項目は、水平載荷重、地表面上でのケーソンの変位と傾き、そしてケーソン前面、後面および底面の土圧、さらにケーソンの回りの地表面の上下方向の動きである。

載荷重は、油圧ジャッキの先に取り付けた10 t用のひずみゲージ式ロードセル（共和電業製 LU 10 TD）で測定した。

ケーソンの変位としては、天端から下12cmのところ左右に突きだした変位測定用腕（L形鋸、図-3.2参照）の変位を測定するようにしてある。1本の腕に対して、水平変位と鉛直変位とを1か所ずつ、両腕で合計4個所の変位をダイヤルゲージにより測定した。ケーソンの傾きは、Case I~III ではひずみゲージ式傾斜計（共和電業製 CKP-15A）により測定したが、Case III でよいデータが得られなかったため、Case IV では、ダイヤルゲージによる水平変位測定を、前記の測定位置よりも上部で左右にもう1か所ずつ行い、これらの上下の値の差から傾きを算出した。

ケーソン前面、後面および底面の土圧は、小型のひずみゲージ式土圧計（共和電業製 BE-D タイプ）で外径30mm、容量が2 kg/cm²と5 kg/cm²のものを使用して測定した。

ケーソンの回りの地表面の上下変位は、測定位置上水平方向に固定バーを渡しておき、これを基準にして地表面の上下変位を物差しで測っており、影響範囲の概略をつかむ意図をもつものであるが、測定精度は悪い。

4. 室内模型実験の結果とその考察

4.1 水平力、頭部変位、傾き間の関係

加えられた水平力と頭部変位との関係を、図-4.1~4.4に一般の方眼座標軸で、図-4.5~4.8に両対数の座標軸で示す。両対数のグラフから読み取った各Caseの降伏荷重 H_v は、表-4.1にまとめて示したとおりである。降伏荷重判定の方法は、両対数グラフにプロットされた杭の鉛直載荷試験の荷重・沈下曲線から、鉛直載荷の降伏荷重を求めるとい一般に行われている方法²³⁾を準用したものである。なお、表-4.1には、水平載荷試験の前に行った鉛直載荷試験から、同様の方法によって求めら

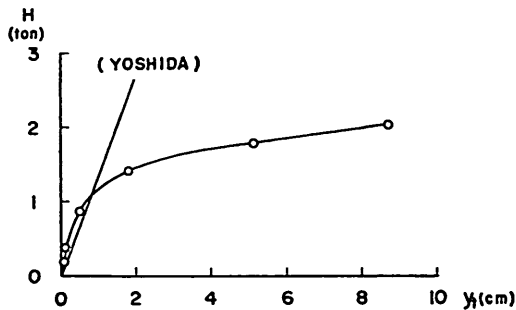


図-4.1 水平荷重—頭部変位 (Case I)

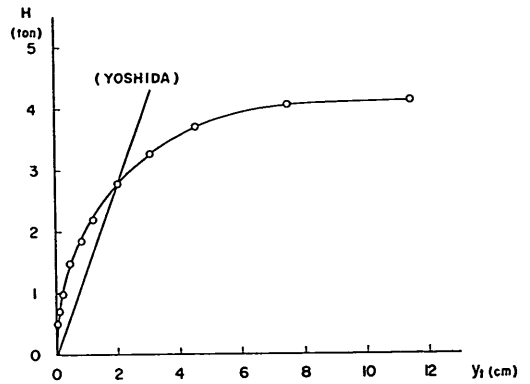


図-4.2 水平荷重—頭部変位 (Case II)

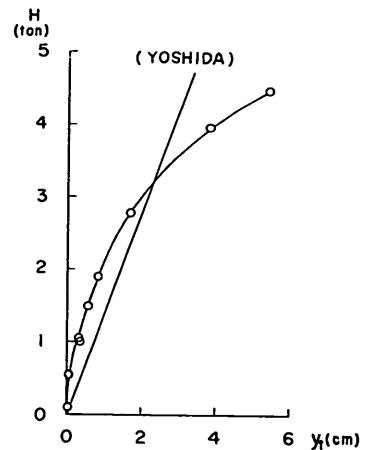


図-4.3 水平荷重—頭部変位 (Case III)

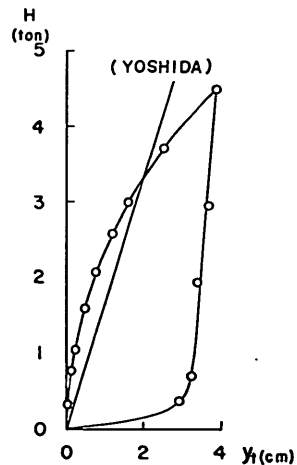


図-4.4 水平荷重—頭部変位 (Case IV)

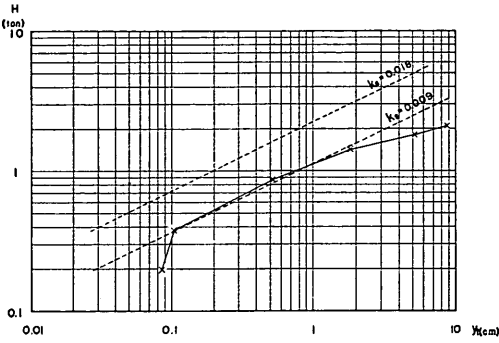


図-4.5 水平荷重—頭部変位 (Case I)

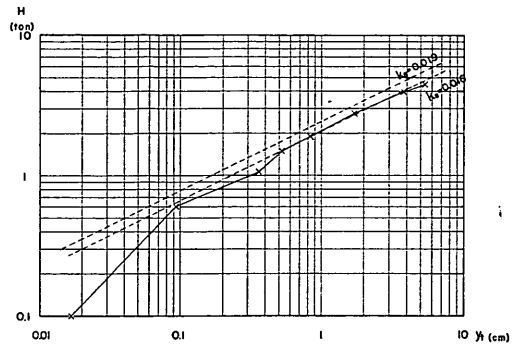


図-4.7 水平荷重—頭部変位 (Case III)

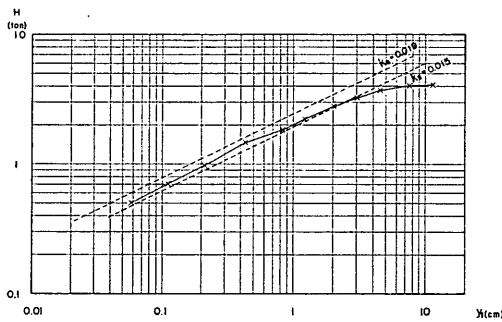


図-4.6 水平荷重—頭部変位 (Case II)

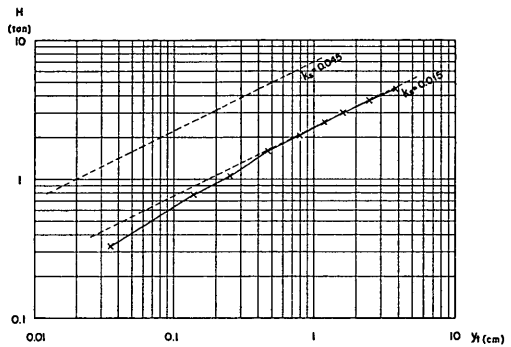


図-4.8 水平荷重—頭部変位 (Case IV)

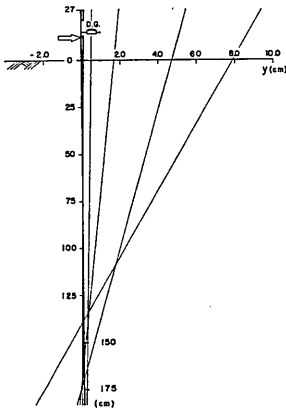


図-4.9 ケーンの傾き (Case I)

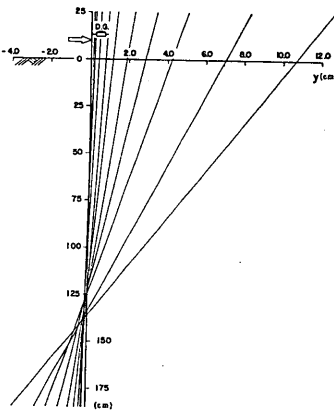


図-4.10 ケーンの傾き (Case II)

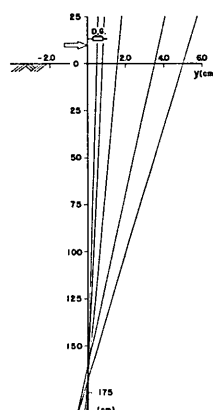


図-4.11 ケーンの傾き (Case III)

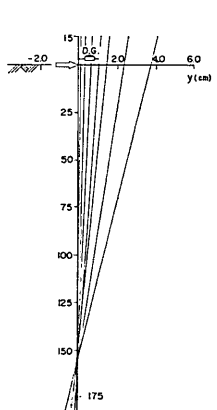


図-4.12 ケーンの傾き (Case IV)

れた鉛直荷重の降伏荷重も、参考のため示した。

各荷重段階でのケーンの傾きを、図-4.9~4.12に示す。この傾きとの関係を整理したものが図-4.13~4.20で、図-4.13~4.16は加えられた水平荷重と傾きとの関係、図-4.17~4.20は頭部変位と傾きとの関係である。頭部変位と傾きとの関係は、十分に予想されるとおり、直

線的な関係にある。なお、Case IVでは、ゼロ点と荷重段階の最初から2ステップ、すなわち、荷重0t、0.333t、0.787tの3段階を欠測しているが、上記の直線関係を使って、この部分の補正を行った。図-4.20は、見られるとおり直線関係が正確であるので、この補正による誤差は、図-4.16と図-4.20に関する限りは、無視しうるも

表-4.1 実験の諸元と結集

ケーソンの寸法		長さ	幅 (D)	半径 (a)	重量 (W)	
		2.10m	0.508m	0.254m	0.49 t	
		Case I	Case II	Case III	Case IV	
ケーソンの実験	実根入長(l)	1.83m	1.85m	1.85m	1.95m	
	実験載荷高(h)	0.12m	0.10m	0.10m	0.0m	
	条件 水平変位測定高	0.15m	0.13m	0.13m	0.03m	
	水中重量 (W')	0.119 t	0.115 t	0.115 t	0.095 t	
	鉛直載荷試験	降伏荷重	1.15 t	0.84 t	1 t	1.5 t
		降伏変位量	0.05cm	0.04cm	0.05cm	0.018cm
		極限支持力(q_{ul})	5.7t/m ²	4.1t/m ²	5 t/m ²	7.4t/m ²
		反力係数	23 t/cm	21 t/cm	20 t/cm	74 t/cm
	水平載荷試験	降伏荷重 (H_v)	1.4 t	1.5 t	1.5 t	1.6 t
		降伏変位量	1.5cm	0.43cm	0.52cm	0.47cm
反力係数		0.93t/cm	3.5t/cm	2.9t/cm	3.4t/cm	
パイロット杭の実験	杭の寸法	杭幅	10cm	—	7cm	7cm
		杭板厚	2cm	—	1.2cm	1.2cm
		杭長	2.7m	—	1.7m	1.7m
	水平載荷試験	降伏荷重	60kg	—	30kg	35kg
		降伏変位量	1.5cm	—	1.5cm	0.65cm
		杭幅による補正後の k_s	0.018kg/cm ^{3.5}	—	0.019kg/cm ^{3.5}	0.045kg/cm ^{3.5}
ケーソンの水平載荷試験による k_s		0.009kg/cm ^{3.5}	0.015kg/cm ^{3.5}	0.016kg/cm ^{3.5}	0.015kg/cm ^{3.5}	

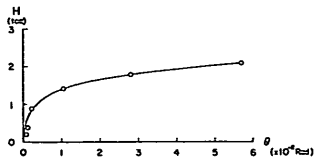


図-4.13 水平荷重—傾き (Case I)

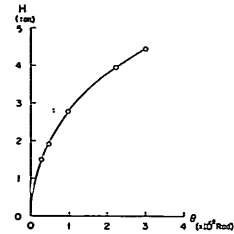


図-4.15 水平荷重—傾き (Case III)

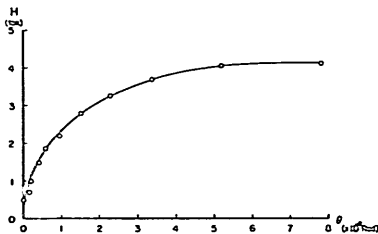


図-4.14 水平荷重—傾き (Case II)

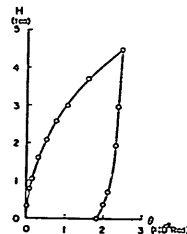


図-4.16 水平荷重—傾き (Case IV)

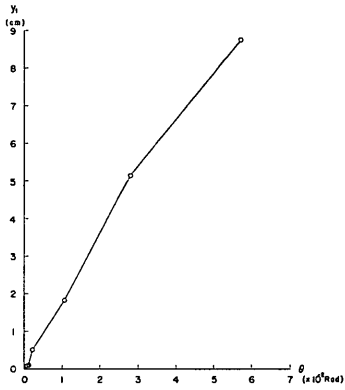


図-4.17 頭部変位—傾き (Case I)

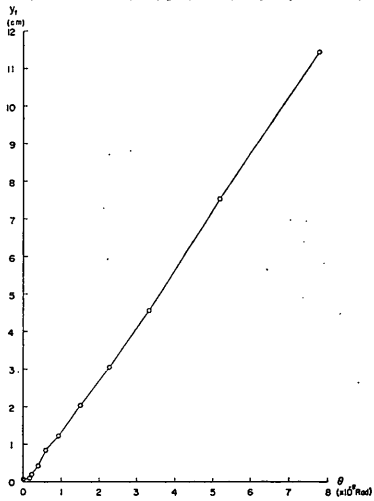


図-4.18 頭部変位—傾き (Case II)

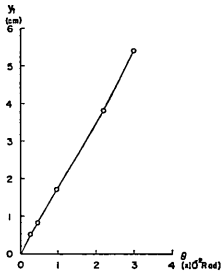


図-4.19 頭部変位—傾き (Case III)

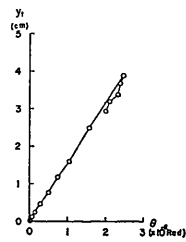


図-4.20 頭部変位—傾き (Case IV)

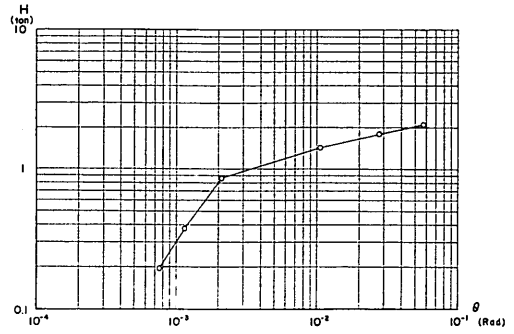


図-4.21 水平荷重—傾き (Case I)

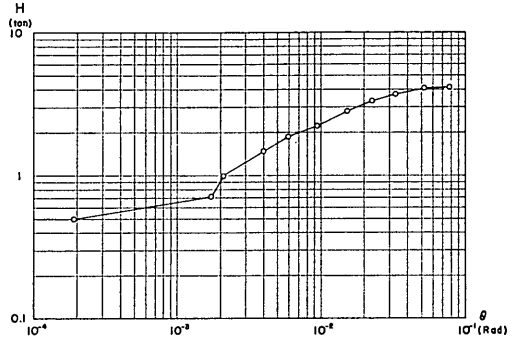


図-4.22 水平荷重—傾き (Case II)

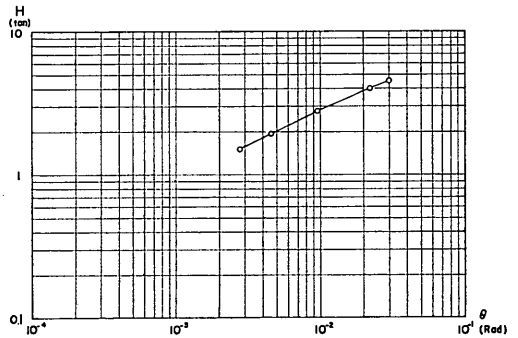


図-4.23 水平荷重—傾き (Case III)

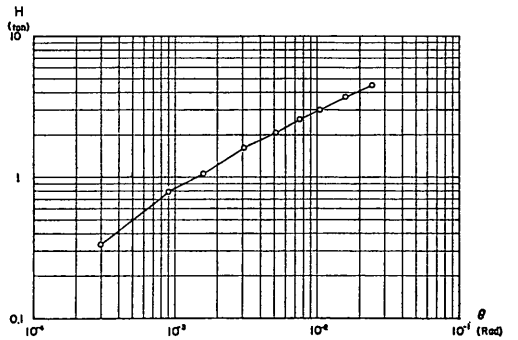


図-4.24 水平荷重—傾き (Case IV)

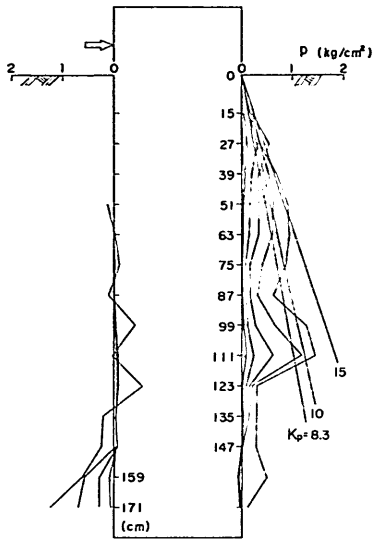


図-4.25 土圧分布 (Case I)

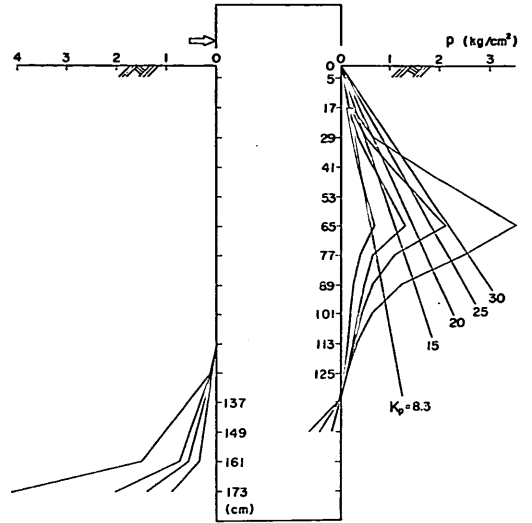


図-4.27 土圧分布 (Case III)

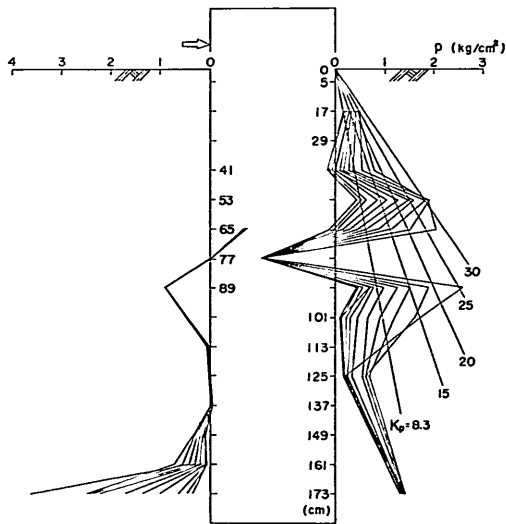


図-4.26 土圧分布 (Case II)

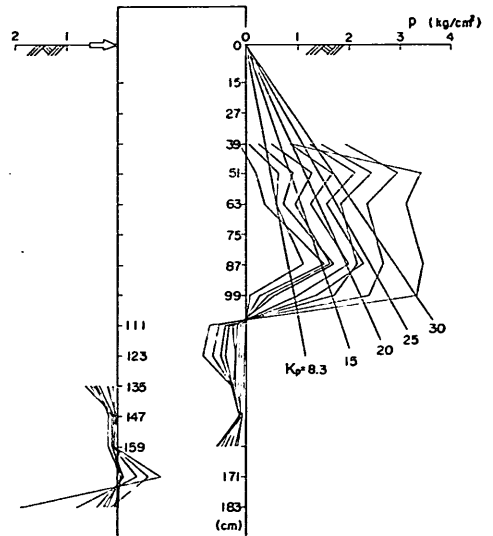


図-4.28 土圧分布 (Case IV)

のと思われる。加えられた水平荷重と頭部変位の関係の場合と同じく、水平荷重と傾きの関係を、両対数グラフにプロットしてみたのが、図-4.21~4.24である。荷重と変位の関係の場合のように、これについても、降伏荷重の判定などに利用することが可能ならばと考えられるが、ここに示した4枚のグラフからは、ハッキリしたことがつかめないのので、今回は参考として掲げるだけに止める。

4.2 土圧について

ここに用いた土圧計は、既に述べたとおり、外径が30 mmのものであるが、受圧面の直径はこれより小さく、23mm程度である。土圧計による土圧の測定では、受圧板に接する土の粒径が、受圧板の直径の2%を越えてはならないと、一般に言われているが、今回用いている砂では、その10~20%が2 mm以上の粒径を有しており、2 mmは23mmに対して10%近くもあるので、望ましくないことは、明らかである。しかし、今回の実験では、ケーソン模型という割合せまい範囲の土圧分布を求める

こと、円筒面となっているケーソン模型表面の壁面土圧を求めることなどのために、土圧計は小さい程都合がよいという要請もあって、小型土圧計を用いた。防水性の問題、実験準備期間中ある程度長期にわたる安定性の問題など、そのほかにも問題はいろいろとあって、土圧測定の精度は、余り期待できない。土圧測定値の誤差については、解析を進めてゆくうちに、明らかになってくると考える。

土圧測定値の最初の整理は、各荷重段階における深さ方向土圧分布（図-4.25～4.28）である。これは、図-4.9～4.12に示したケーソンの傾きのグラフと対応するものであって、各荷重段階で、ケーソンは図-4.9～4.12のように傾き、図-4.25～4.28のような土圧を受けていることを示している。この両方の図を対応させればわかるとおり、地中部の不動点では土圧がゼロとなっている。

ここに整理されている土圧の値は、すべて、実験直前の状態、すなわちケーソンの周面に静止土圧が作用している時点、初期状態のゼロ点とした値である。したがって、図-4.25～4.28に示された値は、静止土圧からの増分であって、後面の一部の土圧計がマイナスの土圧を示すことは、当然ありうる訳である。また、前面と後面とは、かならず一対ずつの土圧計を取り付けて、その差をケーソンに働いている土圧とする方が妥当かとも考えられるが、この実験では、土圧計の個数が足りないこともあって、重要でない箇所は土圧を測定せず、片面ずつ独立の土圧測定値として考慮することとした。

図-4.25～4.28に示した直線は、図に示された値を土圧係数とした時の、Coulomb 土圧の分布である。一見して明らかとおり、測定された土圧は、ここで仮定されている受働土圧係数 8.3 により計算される土圧を、はるかに越えている。実測された前面反力土圧の最大値が、Case I で約 1 kg/cm²、Case II～IV では 2～3 kg/cm² 強であるのに対して、受働土圧係数を 8.3 として計算した値は、0.6～0.7 kg/cm² 程度であるから約 4 倍ほど大きいことになる。しかも、この実測値は、静止土圧からの増分であるから、それを考慮すれば、この差はさらに大きい。しかし、結果に現われている違いは、静止土圧が含まれるか否かが問題にならないほど、大きいものである。これは、水平断面内における地盤反力分布を考えた場合に、ケーソンの幅に対して、強い地盤反力の集中が起っていることを想像させる。これを、概念的に示したのが、図-4.29(b)である。測定された値は、円筒形のケーソンによるものであり、これ以外の形の時に、どのようなになるかはわからない。円筒形であるために、

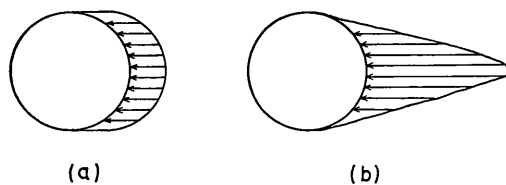


図-4.29 水平断面内の反力分布

とくに強い集中が生じたということは考えられる。いずれにしろ、この反力の集中が、どの程度に強烈なものかを、次のような試算によって調べてみる。

地盤の反力係数を K 、その中央における最大値を K_{max} とし、円形断面の半径を a として、まず、地盤反力が円分布をしたと仮定してみる。図-4.30に示した水平断面内の反力の合力が、 K_p の一様分布による反力の合力に等しいとおいて、

$$2aK_p = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} K_{max} \cos \theta \cdot a \cos \theta d\theta$$

これより、

$$K_{max} = \frac{4}{\pi} K_p = 1.27 K_p$$

今、実測値は、8.3 なる K_p による値の約 4 倍程度だから、1.27 では小さすぎる。つまり、集中度はもっと高いのである。

次に、図-4.31のような、三角形分布を仮定してみると、

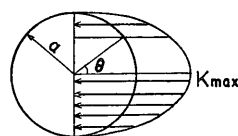


図-4.30 楕円形の反力分布

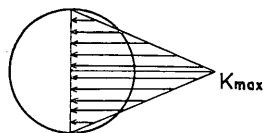


図-4.31 三角形の反力分布(a)

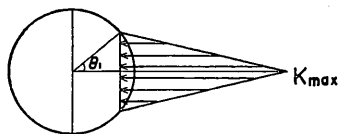


図-4.32 三角形の反力分布(b)

$$K_{max} = 2K_p$$

であり、まだ小さい。

次には、三角形分布で分布幅が異なる、図-4.32のような形を仮定してみる。荷重方向に対して、両側の側面（図中の円形断面の上下の部分）では、荷重方向に大きな抵抗が期待できるとは考えられない。それで、このような仮定をしたものである。この場合には、

$$2aK_p = a \sin\theta_1 \cdot K_{max}$$

これで、 θ_1 を 30° と仮定すると、

$$K_{max} = 4K_p$$

となる。 θ_1 が 30° の場合、ケーソンが抵抗する幅は、ケーソンの実際の幅の半分となっている。

第5章で述べるが、国鉄の設計標準や Broms の方法では、有効な抵抗土圧が、ケーソン前面の幅よりも広い幅で抵抗するものと仮定している。この仮定は、上に述べた事と矛盾するように見える。しかしながら、強い反力の集中は、さらに前方の土がアーチングを起すことによって、生ずるものと考えられる。アーチングは、多分かなり広い範囲の土が関与して、発生するものと考えられるから、従って、上に述べた、反力集中の事象をもって、実際の幅よりも大きくなる有効幅の考え方を、否とすべきではない。

土圧を測定している点の各深さでの変位 y と、その点で測定された土圧の値 p をプロットしたものが、図-4.33~4.36である。 p も y も測定誤差のはいりやすい値であるため、バラツキの大きいグラフとなっているが、いずれの図においても、各測定点における p - y 関係が、ほぼ傾き $1/2$ の直線に近い形状を示していることがうかがわれる。なお、Case III の図-4.35 は、 y の代りに横軸を y_1 としてある。これは、前にも述べたとおり、Case III では傾斜計によるケーソンの傾き測定がうまく行われず、各深さでの変位 y の値が、正確に求められなかったからである。図-4.9~4.12 に示したとおり、載荷重を増すことによって、ケーソンが変位し傾斜しても、地中にある不動点の深さは、さほど変化していない。それで、この場合には、 y_1 が y に大体比例する部分が、とくに上部に多く存在すると考えて、他の Case の場合と同じく、 p - y 関係の性格を見ようとしたものである。図-4.35 においても、 p - y_1 の関係が傾き $1/2$ の直線形状を示していることが認められる。従って、この場合も、 p - y 関係は傾き $1/2$ の直線に近いと、結論してよいと考える。

図-4.33~4.36 のグラフを使って、一定の変位 (y) の時の各深さにおける土圧を求め、これを深さ方向にプロットしたものが、図-4.37~4.39 である。一定の変位の値としては、0.1cm, 0.2cm, 0.5cm, 1cm, 2cm,

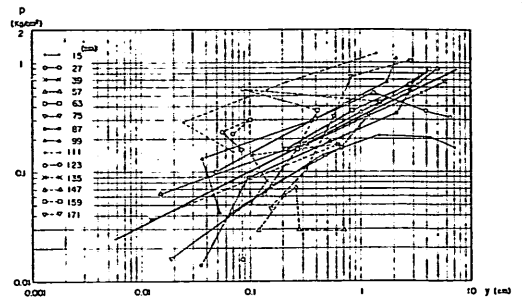


図-4.33 土圧—変位 (Case I)

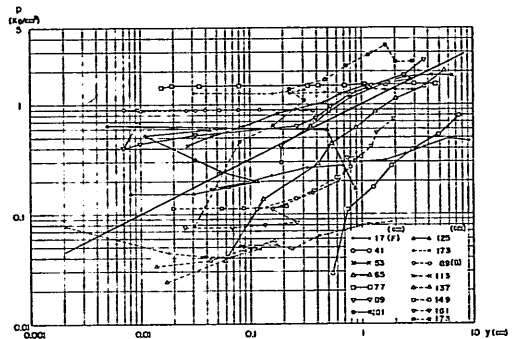


図-4.34 土圧—変位 (Case II)

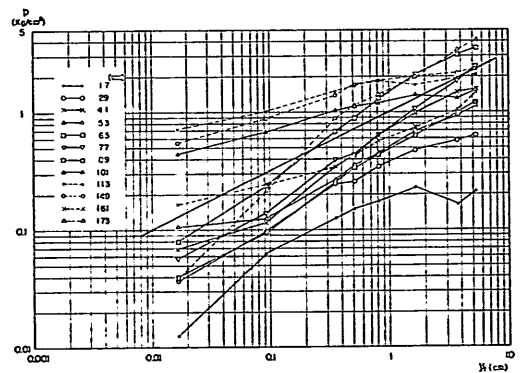


図-4.35 土圧—頭部変位 (Case III)

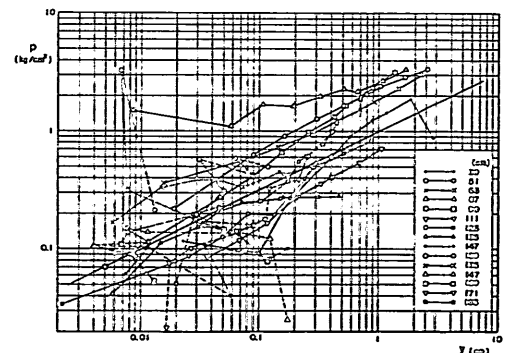


図-4.36 土圧—変位 (Case IV)

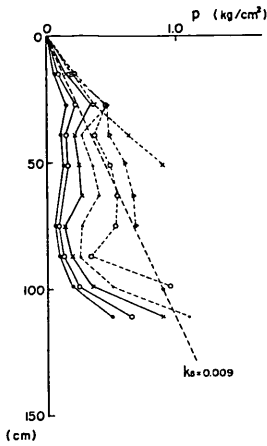


図-4.37 $p-x$ (y 一定, Case I)

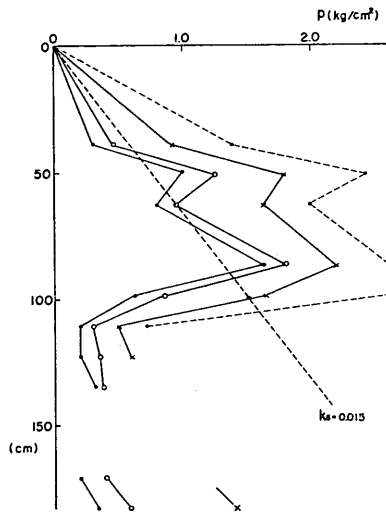


図-4.39 $p-x$ (y 一定, Case IV)

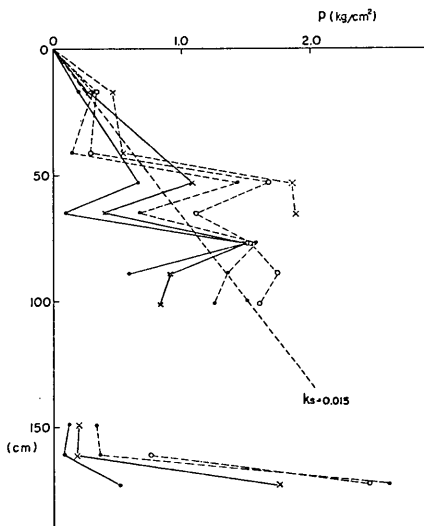


図-4.38 $p-x$ (y 一定, Case II)

5 cm を採用したが、各深さの変位量はある範囲内にあるので、深さによっては、実験中にこの変位量をとっておらず、図の中に示されていない場合がある。要するに、深い位置では動きが小さいために、5 cm のような大きい変位の時の値は存在せず、図を不完全なものにしている。また、Case III においては、すでに述べた理由により、各深さにおける変位量 y が求められないので、この整理は行っていない。

このグラフは、水平方向の地盤反力係数の分布を示していると見てもよいもので、例えば、変位量 1 cm として示されている点の p の値は、単位を kg/cm^3 とした時の p/y の値、あるいは単位を $\text{kg}/\text{cm}^{3.5}$ とした時の $p/y^{1/2}$ の値でもあるわけである。不動点の上下の部分では、こ

の値が小さくなっているが、原因は明らかでない。いずれにしろ、図-4.25~4.28 に示された土圧の測定精度が悪いので、精密な議論は困難である。一方、ケーソンの上半分位では、ある程度まとまったグラフが得られており、Case I, Case II, Case IV とも、ほぼ深さに比例して増大する傾向が見られる。図-4.33 に示されている Case I だけは、深さに対して一定と見ることも可能であるようなグラフとなっている。

図-4.40~4.42 は、測定された土圧の値を、その測定位置の深さ x で割った値と、その点の変位量 y とを、両対数グラフにプロットしたものである。図-4.37~4.39 に概略示されたように、地盤の反力係数に相当する値が、深さ方向に比例的に増大する傾向があるので、これを根拠として行った整理であるが、図-4.33, 4.34, 4.36 と比較して、直線のみとまりがよくなったとは見にくい。しかしながら、これもデータのバラツキのために、これらの値の性格がぼやけているのであって、例えば、図-4.39 に示された Case IV の場合の上半分のように、地盤反力係数が深さに比例して増大するという性格が、比較的はっきりしている部分に着目すると、図-4.36 と図-4.42 の比較において、やはり後者の方が直線のみとまりはよくなっている。

4.3 その他の地盤試験について

パイロット杭の水平載荷試験の目的は、横方向の地盤反力に関する定数を求めることである。そのうちでも、今回取り上げた解析法は、港研方式の杭の横抵抗解析法で、ここで求めたのは、S型地盤としての杭の横抵抗定数 k_s である。求めた k_s の値を、表-4.1 に示す。図-4.43

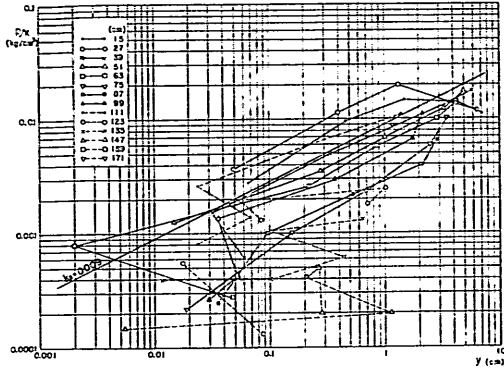


図-4.40 $p/x-y$ (Case I)

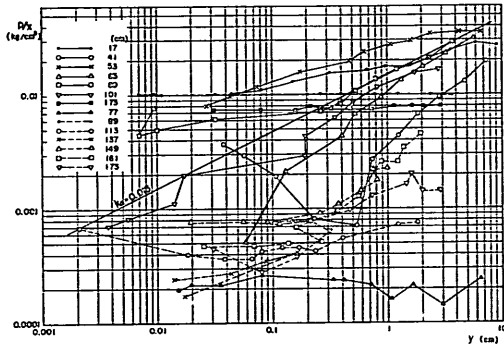


図-4.41 $p/x-y$ (Case II)

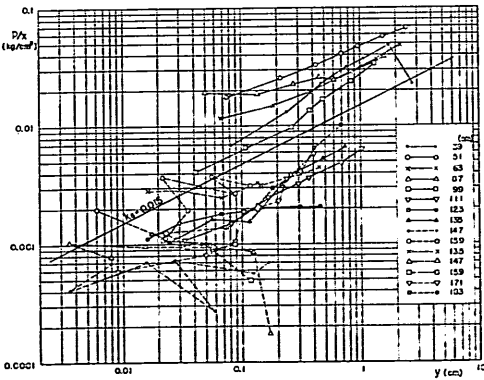


図-4.42 $p/x-y$ (Case IV)

～4.45に示したように、この k_s 値を使った港研方式杭の横抵抗計算は、実際の杭の動きを正確に表現しているが、一般的には、杭頭荷重-変位関係に対する k_s の寄与は $-3/4$ 乗程度なので、荷重試験を行って求めた k_s でも、その程度には誤差を含んでいることになる。しかしそれにしても、同様の締め固め施工をしたはずの地盤としては、Case IVの $0.12\text{kg/cm}^{3.5}$ の値が大きすぎる。

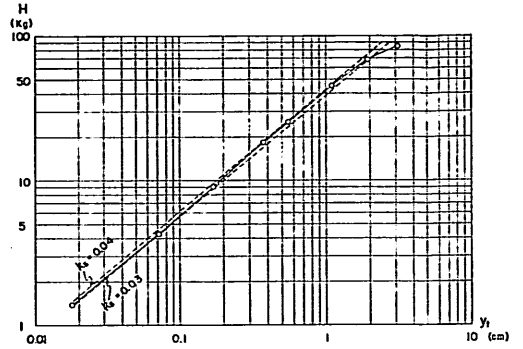


図-4.43 パイロット杭の水平荷重試験 (Case I)

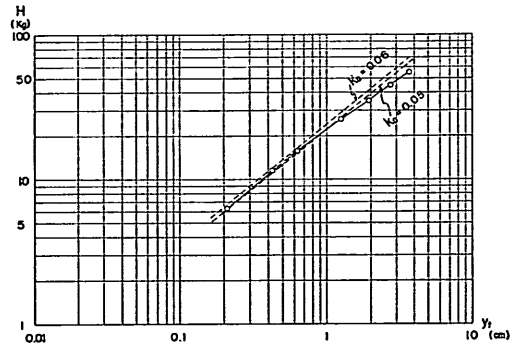


図-4.44 パイロット杭の水平荷重試験 (Case III)

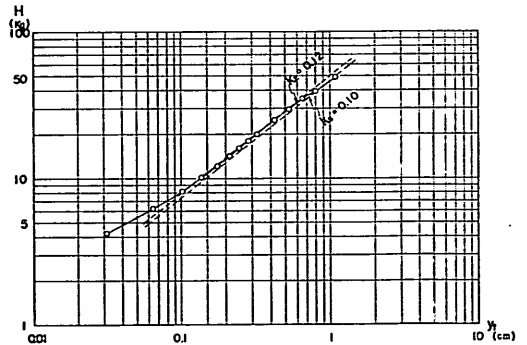


図-4.45 パイロット杭の水平荷重試験 (Case IV)

局所的な(杭幅は10cmと7cmで、杭の周囲というのは、実験槽全体から見て、非常に狭い範囲である。)締め固めのバラツキがあったと考えられる。

Case IIでは、パイロット杭の水平荷重試験を行っていない。そこで、この値を推測するのに、同じ砂を用いて同じ締め固め施工をしているので、基本的には地盤の状態は同じであると仮定していること、次に述べる貫入試験の結果が、Case Iを除くCase II, III, IVの間で、横抵抗に効く上層部では大体同じであること、ケーソン

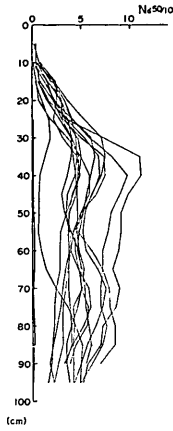


図-4.46 動的貫入試験 (Case I)

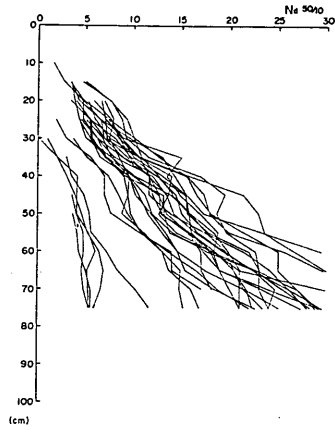


図-4.48 動的貫入試験 (Case III)

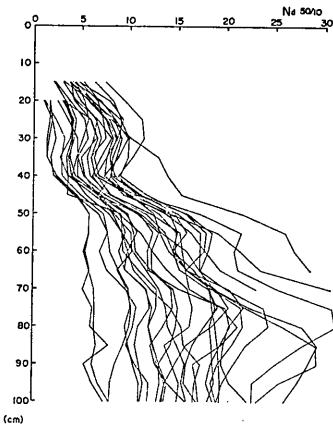


図-4.47 動的貫入試験 (Case II)

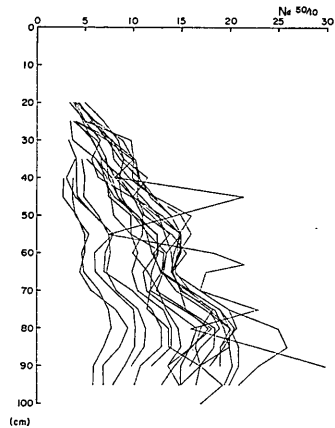


図-4.49 動的貫入試験 (Case IV)

の水平抵抗実験そのものの結果が、Case II, III, IVの間ではほとんど同じであること、以上を理由に、Case IIの地盤はCase IIIの地盤と同じであったと仮定する。

動的コーン貫入試験の結果を、図-4.46~4.49に示す。ここに示された値は、図中に $N_{50/10}$ としてあるとおり、ドロップハンマーの落下高50cmで、10cm貫入するに要する打撃回数である。この整理は、土研型貫入試験の整理法として指定されているものの一つである。

同じ締め固めの施工をしているにもかかわらず、Case Iのみ地盤が緩いような形状を呈している。Case II, III, IVは、大体、似たような分布を示している。Case IIIが、Case II, IVより、下層で大きい値を示しているが、杭の横抵抗を考える場合には、上層部の効果が大きく現われて、下層部はそれほど効かないので、この3Caseの地盤は、同じ程度の状態であったものと考ええる。

5. 実験結果による各種設計法の検討

第2章に述べた方法のうち、一般に使用されているものと思われる、物部、池原・横山、白石、道路橋設計指針、国鉄設計標準の各方法と、これに加えて Broms の方法²³⁾と今回提案した方法、以上7つの方法により、今回の実験をモデルとして行った計算について述べ、それに対する若干の比較・検討を加える。

比較は、道路橋設計指針の方法を除いて、極限荷重について行う。ここで言う極限荷重は、前面の最大地盤反力が地盤の受働抵抗を越えないこと、底面の最大地盤反力が地盤の支持力を越えないこと、という条件から決まってくるものである。前面の最大地盤反力、すなわちパラボラの地盤反力分布を仮定した場合にはそれが極大となるその頂点における地盤反力が、地盤の受働抵抗を越えないことという条件だと、その点より浅い位置では、おのおのの位置の受働抵抗を越えていることになる。こ

の意味で、上記の条件には異論が唱えられうるが、ここでは、物部式以来一般に採用されている、上記の条件に従うものとする。

この意味での極限荷重と比較すべき実験値としては、第4章に示した、降伏点における荷重を用いる。なぜなら、前面地盤あるいは底面地盤の局部的な破壊は、構造物の挙動というマクロな観点から見た場合、降伏という現象に対応するものと考えられるからである。

以下順次、各方法による計算と、その検討について述べる。計算の結果は、表-5.1にまとめて示す。

1) 物部の方法⁹⁾

物部の方法で極限の状態を規定するのは、前面の抵抗土圧である。これに、カコー・ケリゼルの数表から求めた壁面に垂直な土圧成分に対する土圧係数 8.3 を用いた受働土圧を使って、得られた結果は、表-5.1の H_1 である。 H_1 は次のような形の式により求めた。

$$H_1 = \frac{\frac{1}{3}DC_p\gamma l^3}{3l+4h} \dots\dots(16)$$

ここに、

- H_1 : 物部式による極限水平荷重 (t)
- D : 荷重方向に対し直角方向のケーソンの幅
(ここでは模型ケーソンの直径 $D=0.508\text{m}$)
- C_p : 抗土圧係数、ここでは受働土圧の壁面に垂直な成分に対する土圧係数 K_p (8.3)
- γ : 土の単位体積重量、ここでは水中単位体積重量 $\gamma'(1.1\text{t/m}^3)$
- l : ケーソンの根入れ深さ (m)
- h : 水平力を載荷した位置の地表面高さ、すなわち水平力を地表面位置での回転モーメントに換算する際の腕の長さ (m)

実験により求められた降伏荷重を H_v とすると、 H_1 は H_v よりも少し大きい。 H_1 を H_v で割ってみると ($H_1/H_v=\eta_1$)、その大きさの程度は、ほぼ 1.1~1.2 倍である。この計算において、最も肝心なデータは土圧係数であるが、ここで使用した受働土圧係数の値を算定するのに、内部摩擦角の値は、十分の精度を持っていない。ちなみに、 H_1 が H_v に一致するような受働土圧係数を算出する内部摩擦角を逆算してみると、 37° か 38° 程度である。これを考えると、この計算結果は、むしろよく合っていると言えよう。

2) 池原・横山の方法¹⁰⁾

池原・横山の方法では、弾性変位計算が可能であるが、地盤の反力係数を求めることが困難なので、ここでは、第2章に述べた極限荷重の計算を行った。この実験

表-5.1 計算結果のまとめ

		Case I	Case II, III	Case IV
実験値	H_v	1.4 t	1.5 t	1.6 t
物部	H_1	1.59 t	1.66 t	1.96 t
	η_1	1.14	1.11	1.23
池原・横山	H_2	1.60 t	1.66 t	1.97 t
	η_2	1.14	1.11	1.23
白石	η_3	1.39	1.34	1.46
	H'_1	2.31 t	2.39 t	2.83 t
	η'_1	1.65	1.59	1.77
道路橋設計指針(吉田)		図-4.1~4.4に直線で示す。		
国鉄設計標準	H_5	4.03 t	4.24 t	5.29 t
	η_5	2.88	2.82	3.31
Broms	H_6	3.90 t	4.03 t	4.71 t
	η_6	2.79	2.63	2.94
今回提案の方法	H_7	1.60 t	1.66 t	1.97 t
	η_7	1.14	1.11	1.23

の条件では、底面の反力分布はすどい三角形となり、池原・横山式における第二の複雑な場合に相当するが、浮力のためにケーソンの重量が非常に小さくなっているため、底面の地盤反力も無視できるほど小さくなっている。池原・横山の方法で計算される方法を H_2 とすると、 H_2 は次のような形の式により求めた。

$$H_2 = \frac{DK_p\gamma l^2(l^3+3m_2\kappa D^3)}{3(3l^3+4hl+m_2\kappa D^3)} \dots\dots(17)$$

ここに、

- H_2 : 池原・横山式による極限水平荷重 (t)
- K_p : 受働土圧の壁面に垂直な成分に対する土圧係数 (8.3)
- m_2 : 底面の反力分布が三角形になったときに用いる計算上の変数
- κ : K_2/K_1
- K_1 : 単位深さにおける水平方向の地盤反力係数 (t/m^3)
- K_2 : 単位深さにおける鉛直方向の地盤反力係数 (t/m^3)

K_1, K_2 の値を正確にとらえることは困難であり、従って、 κ の値も同様である。しかし、この実験の条件では、 $l^3 \gg m_2\kappa D^3$ となっており、 κ つまり底面反力の影響は小さく、従って、 H_2 は前面の抵抗土圧に左右されることになる。前面の抵抗土圧の限界を受働土圧にとっているので、この部分は、前の物部式の計算と同じにな

り、したがって、結果は、底面反力の影響の分だけ物部式よりも、わずかに大きいものとなった。実際、式(17)は分母分子にある $m_2 \kappa D^3$ の項をゼロとおけば、式(16)に一致する。

H_2 を H_y で割った値を η_2 として計算すると (表-5.1 参照)、物部式と同様、実験値と近い値になっている。

3) 白石の方法^{12), 13), 14)}

白石の方法を用いて、ある条件の地盤中に設置されたケーソンの極限荷重を求めることは、非常に困難である。そこで、ここに採った方法は、ケーソン頭部(地表面位置)に加えられた外力(水平力 H_0 、鉛直力 V_0 、回転モーメント M_0) に対して、ケーソン前面に発生する最大地盤反力 $\max p_h$ を白石の方法により計算し、これとその位置(深さ x_m として)で地盤が許容しうる $\max p_h$ である $K_p \gamma x_m$ を比較するという方法である。こうすれば、 $K_p \gamma x_m / \max p_h (= \eta_3)$ なる値は、前の $\eta_1 = H_1 / H_y$ 、 $\eta_2 = H_2 / H_y$ の値と同様に、地盤が、実験で加えられた荷重に対して、計算上何倍の余裕を持つかという指標となる。 $\max p_h$ の値は、これ以前の計算式を省略して、結局、次のような式で求めた。

$$\max p_h = \left\{ \frac{\gamma l_1}{(r+1)l} \right\}^r \frac{(r+2)P_h}{\left\{ r+2 - (r+1) \frac{l}{l_1} \right\} dl} \dots (18)$$

ここに、

$\max p_h$: 白石の方法により計算される水平反力の最大値 (t/m^2)

r : 水平地盤係数 k_h の深さ方向の変動係数 ($k_h \propto x^r$)

l_1 : 回転中心の深さ (m)

P_h : 水平反力 p_h の合力 (t)

d : 荷重方向に対し直角方向のケーソンの換算幅 (ここでは $d = \frac{\pi}{3} D = 0.532m$)

白石の方法の場合、 P_h がそのまま杭頭に加えられる水平力とはならないことを注意しておく。底面における水平摩擦力をも、考慮しているからである。

また、この方法では、円形やだ円などの異形断面は、これを等値の長方形断面に換算して、計算を行う。等値の長方形断面としては、近似的に、原断面と面積および断面係数が、それぞれ等しいものとする。したがって、この実験の場合には、荷重方向およびそれに直角方向の幅を、それぞれ b および d とすれば、

$$b = \frac{3}{4} D = 0.381m$$

$$d = \frac{\pi}{3} D = 0.532m$$

となる。

すでに述べたとおり、白石の方法では、地盤によってその地盤に対する水平抵抗力を、計算する方法が提案されている。今回の実験地盤である砂地盤に対しては、根入れが深い場合 ($l/b > 3$) に該当し、次式でその水平抵抗力が与えられる。

$$H_u = \frac{l}{l+h} \left\{ 0.0235 \frac{l}{b} \left(1 - \frac{2d}{l} \right) V_{ou} + \left(0.32 \frac{b}{l} + 0.193 - 0.0275 \frac{l}{b} \right) V_n \right\} \dots (19)$$

ここに、

H_u : 白石の方法による地盤の水平抵抗力 (t)

V_{ou} : 中心鉛直荷重の極限值 (t)

V_n : 鉛直荷重の合力から浮力を差し引いた値 (t)

$$V_{ou} = bd \left(\frac{\gamma B}{2} N_r + p_0 N_q \right) \dots (20)$$

B : b または d のうちの小さい方の寸法 (m)

N_r および N_q : Terzaghi, Peck による地耐力係数

p_0 : 底面のレベルに作用する有効上載荷重圧 (t/m^2)

これにより求められた H_u の値を H'_x とし、これを H_y で割った値 η'_x とともに、表-5.1 に示す。 η_3, η'_x の値とも、物部式、池原・横山式による値 η_1, η_2 よりも大きくなっている。また η'_x は η_3 よりもさらに大きくなっている。

4) 道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇の方法^{15), 16)}

道路橋設計指針の方法は、普通電子計算機を用いて計算されるもので、手計算で行うには複雑なので、今までの諸方法と同じような形では、比較ができない。ここでは、水平荷重と頭部変位との関係を求め、これを、実験から得られた同じ図である、図-4.1~4.4 にプロットして比較することにした。弾性変位解析であるので、荷重の小さい範囲で大きな変位を算出するのは止むを得ず、全体的には妥当な推定値を示していると言えよう。

なお、この計算をする上で、最も重要である地盤反力係数の推定に当たっては、別途行った三軸圧縮試験の結果から求めた変形係数 $E_0 = 40kg/cm^2$ を用いた。また、計算の内容であるが、この実験の条件では、底面の反力分布がやはり三角形分布となっており、この部分の計算は繰り返し計算となり、手計算では不可能に近い。しかしながら、概略の計算によれば、底面反力の寄与は極めて小さく、ほとんど無視しうるものである。それから、ケーソン底面下の地盤が砂質土で、深さ方向に密度が増大する場合の割り増しによる反力の増加も、やはり底面反力に

関する問題なので、影響は無視しうる程度である。これの大体の大きさは、0.5%程度である。

5) 建造物設計標準解説・基礎構造物および抗土圧構造物(日本国有鉄道)の方法¹⁷⁾

荷重と変位の関係については、前記の道路橋設計指針の場合と同じになるので、ここでは、国鉄の設計標準に規定されている極限の水平抵抗を、この実験の条件に対して求めてみる。ケーソン基礎の極限水平支持力の算定として載せられている方法では、非常に大きな値を算出する。前面は全て受働抵抗を、後面はすべて主動抵抗を受けるという仮定なので、大きな値になるのは当然と考えられる。実験の条件による計算では、極限水平支持力として20t程度となり、規定されている安全率3を考慮しても、相当地に大きい値である。

次に規定されている極限抵抗モーメントの計算によっても、水平力は制限を受け、実験の条件では、こちらによって規制される。今までの方法の場合と同様に、底面反力と底面の摩擦抵抗を無視しても、回転中心の深さと、モーメントを発生させている水平力とは、繰り返し計算によって解かねばならない式となっている。受働土圧係数および主動土圧係数の値を、この設計標準から計算してそれぞれ8.87および0.201と求め、これを用いて計算した結果を H_5 として表-5.1に示す。また、ほかの例と同じく、 H_5 を H_v で割った値 η_5 も表-5.1に示す。これは、今までの値よりも更に大きく、大体3程度になっている。この方法では、有効な抵抗土圧が、ケーソン前面の幅よりも広い幅で抵抗し、またケーソン側面の影響により、更に広い範囲で考えられるとして、受働側にはケーソン前面の幅の α 倍、主動側にはケーソンの幅そのままが有効であるとして、つり合い式をたてている。実験の条件に対しては、 α の値として2.3~2.4程度が与えられる。また、国鉄の設計標準では、このようにして計算された極限抵抗モーメントに対して、安全率3をとるべきものとしている。

6) Bromsの方法²³⁾

Bromsの方法のうち、砂質土中の杭頭自由の短い杭として計算してみる。この方法では、受働土圧としてRankineの受働土圧をとるようにしているので、これを使って、次式により計算する。

$$H_{\max} = \frac{0.57 D l^3 K_p}{l+h} \quad \dots\dots\dots(21)$$

ここに、

H_{\max} : Bromsの式による極限水平支持力(t)

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi_a}{1 - \sin \phi_a} = 4.6 \quad \dots\dots\dots(22)$$

ϕ_a : 砂の内部摩擦角

この式により計算される値を H_6 とし、表-5.1に示す。また、例の通り、これを実験値 H_v で割った値を η_6 として、やはり表-5.1に示す。この値も相当地に大きい。Bromsの方法では、杭先端におけるモーメントのつり合いを考えている点が、今回の実験の状態とは異っているものと思われる。また、前述の国鉄の設計標準と同様な考え方によって、抵抗土圧の有効幅を杭幅の3倍にとっている。

7) 今回提案の方法

今回の実験の条件では、底面反力の合力の作用点が底面の核外に出ているので、底面の円形を、面積と断面係数のそれぞれ等しい長方形に置き換える。この計算は、3)白石の方法の項で述べたものと、全く同じである。第2章で示した最終の式(14)において、実験の条件を適用すると、 $k=0, V_0=0, M_0=H_0h$ でその他の条件は、表-4.1に示したとおりである。なお、底面反力の極限値 q_{ul} は、ケーソンの鉛直載荷試験の結果から、一律に $4t/m^2$ とする。以上の条件で、式(14)を整理すると次式のとおりになる。

$$H_7 = \frac{1}{3l+4h} \left\{ \frac{D}{3} K_p l^3 + 2W \left(b - \frac{W}{dq_{ul}} \right) \right\} \quad \dots\dots\dots(23)$$

ここに、

H_7 : 今回提案の方法による極限水平荷重(t)

W : ケーソンの重量(ここでは水中重量, t)

式(23)により求められる極限荷重 H_7 と、これを H_v で割った値 η_7 とを、表-5.1に示す。今回の実験の条件では、 H_1, H_2, H_7 はほとんど同じ値となっている。

6. 久保の式の適用

杭の非線型弾性解析としての久保の式を、ここで考慮しているケーソンのような剛性の高い深い基礎に適用する方法を追求してみる。久保の式による現在の港研方式杭の横抵抗計算法のうちの短杭に対するものを用いれば、計算は不可能ではないが、ケーソンの曲げ剛性が杭と比べて極めて高いので、適用に当たって多少の不安がないとは言えない。この点については、後に検討することとして、ここではまず、今までに示してきた方法の多くと同様に、曲げ剛性を無限大と仮定した剛性深基礎に対して久保の式を適用してみる。池原・横山の方法と同じように、ここでも側面地盤の抵抗と底面地盤の反力の偏心とを考慮するものとし、計算に用いる記号は、図-2.2に示したものに従う。

まず、ケーソンの変位は次式により表わされる。

$$0 \leq x \leq x_n \text{ に対して } y = \frac{y_0}{x_n} (x_n - x) \quad \dots\dots\dots(24)$$

$$x_n \leq x \leq l \text{ に対して } -y = \frac{y_0}{x_n}(x-x_n) \dots\dots(25)$$

ここに、

- x : 地表面からの深さ (cm)
- y : 深さ x における変位 (cm)
- y_0 : 地表面における変位 (cm)

以下、港研方式で採っている方法のとおり、ここでも、S型地盤とC型地盤とに分けて論ずる。

6.1 S型地盤の場合

S型地盤に対して久保の式は、次式によって与えられる。

$$p = k_s x y^{1/2} \dots\dots(26)$$

ここに、

- p : 深さ x における単位面積当りの地盤反力 (kg/cm²)
- k_s : S型地盤における横抵抗定数 (kg/cm^{3.5})

図-2.2に示されたケーソンについて、鉛直方向の力の釣り合い式、水平方向の力の釣り合い式、地表面位置における回転モーメントの釣り合い式をたてると、それぞれ次のようになる。

$$V_0 + W = V_l \dots\dots(27)$$

$$\begin{aligned} \frac{H_0 + kW}{D} &= \int_0^{x_n} k_s x \sqrt{\frac{y_0}{x_n}(x_n-x)} dx \\ &\quad - \int_{x_n}^l k_s x \sqrt{\frac{y_0}{x_n}(x-x_n)} dx \\ &= \frac{4}{15} k_s \sqrt{\frac{y_0}{x_n}} \left\{ x_n^{3/2} + (l-x_n)^{3/2} \right. \\ &\quad \left. - \frac{5}{2} l(l-x_n)^{1/2} \right\} \dots\dots(28) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{M_0 - \frac{kWL}{2} - M_l}{D} &= - \int_0^{x_n} k_s x^2 \sqrt{\frac{y_0}{x_n}(x_n-x)} dx \\ &\quad + \int_{x_n}^l k_s x^2 \sqrt{\frac{y_0}{x_n}(x-x_n)} dx \\ &= - \frac{16}{105} k_s \sqrt{\frac{y_0}{x_n}} \left\{ x_n^{7/2} - (l-x_n)^{7/2} + \frac{7}{2} l(l-x_n)^{5/2} \right. \\ &\quad \left. - \frac{35}{8} l^2(l-x_n)^{3/2} \right\} \dots\dots(29) \end{aligned}$$

以上3つの釣り合い式によって、ケーソンの挙動は確定するのであるが、計算は極めて複雑となり、繰り返し計算とならざるを得ない。そこで底面反力に対して、先に提案した方法における簡略化をここでも行う。すなわち、底面反力は、底面における地盤支持力が一様に分布するという仮定を設ける。この仮定によって、 M_l は V_l に対して一義的に決まる。 V_0 および W なる条件に対して、式(27)により V_l は確定するから、 V_l, M_l の値は既知となる。

地盤条件 (k_s)、ケーソンの大きさに関する条件 (D ,

l, W) および外力条件 ($V_0, H_0, M_0, V_l, M_l, k$) が与えられたとすれば、式(28)と式(29)は x_n と y_0 に関する連立方程式となるが、このままではやはり計算が複雑である。そこで、これを図式計算によって簡単に処理するために、水平力および回転モーメントを無次元化する。

$$\begin{aligned} \frac{H_0 + kW}{Dk_s l^2 \sqrt{y_0}} &= \frac{4}{15} \frac{1}{\sqrt{\xi_n}} \left\{ \xi_n^{3/2} + (1-\xi_n)^{3/2} \right. \\ &\quad \left. - \frac{5}{2} (1-\xi_n)^{1/2} \right\} \dots\dots(30) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{M_l + \frac{kWL}{2} - M_0}{Dk_s l^3 \sqrt{y_0}} &= \frac{16}{105} \frac{1}{\sqrt{\xi_n}} \left\{ \xi_n^{7/2} - (1-\xi_n)^{7/2} \right. \\ &\quad \left. + \frac{7}{2} (1-\xi_n)^{5/2} - \frac{35}{8} (1-\xi_n)^{3/2} \right\} \dots\dots(31) \end{aligned}$$

ここで $\xi_n = \frac{x_n}{l}$ である。式(30)および(31)によって表わされる量をそれぞれ \bar{H}_s および \bar{M}_s/l とおけば、新たな無次元量 $\frac{\bar{M}_s/l}{\bar{H}_s}$ は既知となり、右辺の ξ_n が解かれうる形となっている。

$$\begin{aligned} \frac{\bar{M}_s/l}{\bar{H}_s} &= \frac{(M_l - M_0)/l + \frac{kW}{2}}{H_0 + kW} \\ &= \frac{4}{7} \cdot \frac{\xi_n^{7/2} - (1-\xi_n)^{7/2} + \frac{7}{2}(1-\xi_n)^{5/2} - \frac{35}{8}(1-\xi_n)^{3/2}}{\xi_n^{3/2} + (1-\xi_n)^{3/2} - \frac{5}{2}(1-\xi_n)^{1/2}} \dots\dots(32) \end{aligned}$$

ξ_n が得られれば、あとは式(30) (または式(31)) を使って y_0 が求められ、ケーソンの挙動がとらえられたことになる。

そこで、式(30)と式(32)を図化しておけば、以上の計算が簡単に行ないうる。これらを合わせて図-6.1に示す。横軸に ξ_n を、縦軸に $\frac{\bar{M}_s/l}{\bar{H}_s}$ と \bar{H}_s を示したものである。なお、これらの値のとりる範囲は一般に極めて限られてお

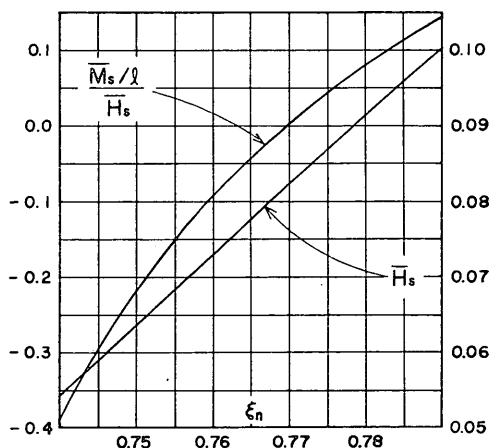


図-6.1 S型地盤の計算図

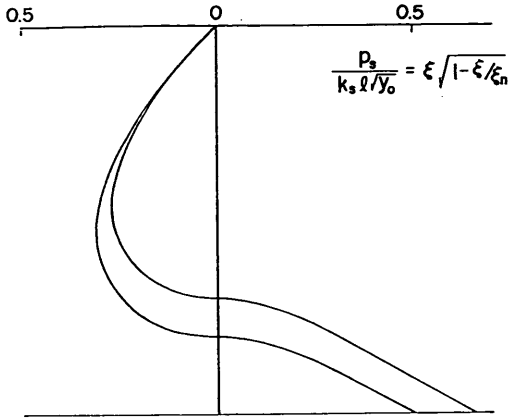


図-6.2 S型地盤の水平地盤反力分布

り、図には ξ_n の値として 0.74~0.79 を示した。
久保の式を仮定した場合、S型地盤では、地盤反力の形状は図-6.2のようになる。この形状は、図-4.25~4.28と比較しても、妥当なものと思われる。

6.2 C型地盤の場合

C型地盤の場合も、考え方はS型地盤の場合と全く同様である。まず、C型地盤に対する林・宮島式は、次式によって与えられる。

$$p = k_c y^{1/2} \quad \dots\dots(33)$$

ここに

k_c : C型地盤における横抵抗定数 ($\text{kg/cm}^{2.5}$)

やはり図-2.2に示されたケーソンについて、鉛直方向力、水平方向力および回転モーメントの釣り合い式をたててやる。

$$V_0 + W = V_l \quad \dots\dots(34)$$

$$\frac{H_0 + kW}{D} = \int_0^{x_n} k_c \sqrt{\frac{y_0}{x_n} (x_n - x)} dx - \int_{x_n}^l k_c \sqrt{\frac{y_0}{x_n} (x - x_n)} dx \quad \dots\dots(35)$$

$$= \frac{2}{3} k_c \sqrt{\frac{y_0}{x_n}} \left\{ x_n^{3/2} - (l - x_n)^{3/2} \right\} \quad \dots\dots(36)$$

$$\frac{M_0 - \frac{kWl}{2} - M_l}{D} = - \int_0^{x_n} k_c x \sqrt{\frac{y_0}{x_n} (x_n - x)} dx + \int_{x_n}^l k_c x \sqrt{\frac{y_0}{x_n} (x - x_n)} dx = - \frac{4}{15} k_c \sqrt{\frac{y_0}{x_n}} \left\{ x_n^{5/2} + (l - x_n)^{5/2} \right\} - \frac{5}{2} l (l - x_n)^{3/2} \quad \dots\dots(37)$$

これを無次元化したものを \bar{H}_c, \bar{M}_c とおけば、

$$\bar{H}_c = \frac{H_0 + kW}{Dk_c l \sqrt{y_0}} = \frac{2}{3} \left\{ \xi_n^{3/2} - (1 - \xi_n)^{3/2} \right\} \quad \dots\dots(38)$$

$$\bar{M}_c = \frac{M_l + \frac{kWl}{2} - M_0}{Dk_c l^2 \sqrt{y_0}} = \frac{4}{15} \left\{ \xi_n^{5/2} + (1 - \xi_n)^{5/2} \right\} - \frac{5}{2} (1 - \xi_n)^{3/2} \quad \dots\dots(39)$$

既知となる新たな無次元量 $\frac{\bar{M}_c l}{\bar{H}_c}$ をとって

$$\frac{\bar{M}_c l}{\bar{H}_c} = \frac{(M_l - M_0)l + \frac{kW}{2}}{H_0 + kW} = \frac{2}{5} \frac{\xi_n^{5/2} + (1 - \xi_n)^{5/2} - \frac{5}{2}(1 - \xi_n)^{3/2}}{\xi_n^{3/2} - (1 - \xi_n)^{3/2}} \quad \dots\dots(40)$$

式(38)と式(40)を図化したものが、図-6.3である。この場合も、これらの値のとり範囲は限られているが、S型地盤の場合と比べて、 x_n が上にあるのが特徴である。

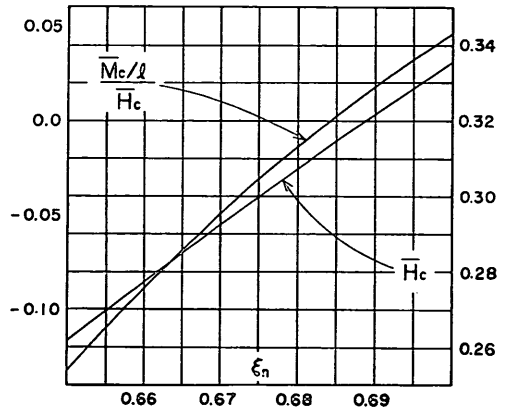


図-6.3 C型地盤の計算図

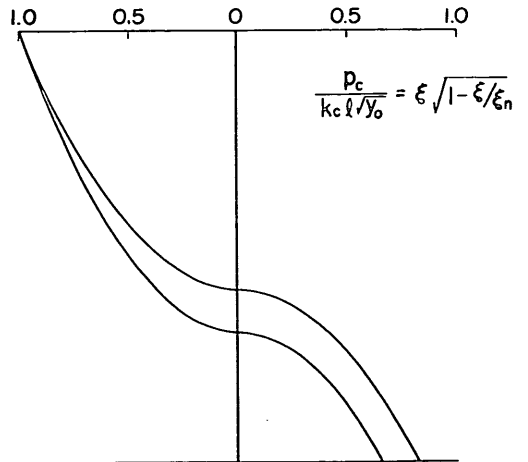


図-6.4 C型地盤の水平地盤反力分布

この場合の地盤反力の分布形状は、図-6.4のようになる。地表面で地盤反力が最大となるのは不自然であって、地表面の極く近傍では、式(3)は実際の現象と異と思われる。また、このように上部で地盤反力の大きいことが、 x_n の上方にある理由であると考えられる。

6.3 横抵抗定数の推定(幅の影響)

久保の式または林・宮島式を用いた方法を採用する場合、地盤の条件は、横抵抗定数という形で取り上げられる。この値は、一般の杭の横抵抗を計算する場合には、 N 値によっても推定されるが、正確には杭の水平載荷試験による。そのために、今回の実験でもパイロット杭の水平載荷試験を行っている。しかし、パイロット杭の水平載荷試験から得られた横抵抗定数をそのまま使っては、適切な計算結果を得ることはできない。それは、ケーソン模型の幅が50.8cmであるのに対して、パイロット杭には杭幅が7cmまたは10cmのものを用いており、このように幅の狭い範囲では、その影響が無視できないからである。

杭幅の影響については2つの考え方がある。第1は単位面積当りの地盤反力と変位の関係に対して、杭幅は影響をもたないとする考え方であり、第2の考え方はTerzaghiの提唱したもので、ある変位に対する地盤反力の値は杭幅に反比例するというものである²⁴⁾。

Terzaghiの理論は、次のように理解してよいものと考えられる。幅 B_1 の杭のある深さでの水平断面を考える(図-6.5(a), (b)参照)。この位置で杭から地盤に対して単位面積当り p_1 の圧力が加えられたとしたとき、変位に対して支配的である地中応力の範囲(Terzaghiはこれを、地中応力が接触圧力 p_1 の1/4以上の範囲とした。)の圧力球根の大きさを、杭の動きの方向に L_1 であるとする。

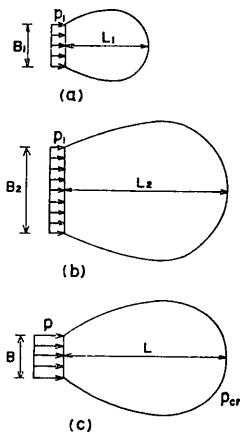


図-6.5 圧力球根

そうすれば、同じ圧力 p_1 が幅 B_2 の杭に加えられた時の圧力球根の大きさは $L_1 \times \frac{B_2}{B_1}$ である。地盤の弾性定数は同じだから、変位は圧力球根の大きさに比例する。最初の条件での変位を y_1 、あとの条件における変位を y_2 とすれば、

$$y_2 = y_1 \times \frac{L_1 \times \frac{B_2}{B_1}}{L_1} = y_1 \times \frac{B_2}{B_1} \quad \dots\dots(41)$$

最初とあとの条件での地盤の反力係数をそれぞれ k_{h1} , k_{h2} とすれば

$$k_{h2} = \frac{p_1}{y_2} = \frac{p_1}{y_1 \times \frac{B_2}{B_1}} = \frac{B_1}{B_2} \times \frac{p_1}{y_1} = \frac{B_1}{B_2} \times k_{h1} \quad \dots\dots(42)$$

となり、地盤の反力係数は杭幅に反比例するという結果が得られる。

以上の理論では、圧力 p の相違はふれられていない。そこで、圧力(圧力球根内の応力状態をも合わせて考慮する)についても考慮して、これを導くと次のようになる。

圧力球根の大きさは、杭により地盤に加えらるる圧力には依らず、杭幅のみに依存する。Terzaghiの場合には、接触圧力の1/4までの地中応力の範囲を考慮すれば十分であるとしているが、Terzaghi理論では1/4という値そのものは問題にならない。いずれにせよ、そういう圧力球根の大きさ L が幅 B のみに比例するという仮定から、

$$L = \alpha_1 B \quad \dots\dots(43)$$

が得られる。ここで α_1 は単なる比例定数である。圧力球根内に発生している地中応力の平均的な値 p_m は、接触圧力 p の定数倍という形で表わされるであろう。

$$p_m = m_1 p \quad \dots\dots(44)$$

圧力球根内に生じている荷重方向の平均的なひずみを ϵ_m とすれば、これは、地盤の弾性定数 E_s を用いて次のように表わされる。

$$\epsilon_m = \frac{1}{E_s} p_m = \frac{m_1}{E_s} p \quad \dots\dots(45)$$

したがって、圧力球根内のひずみの総和である杭の変位 y は、

$$y = \epsilon_m L = \frac{m_1}{E_s} p \times \alpha_1 B = \frac{\alpha_1 m_1 B}{E_s} p \quad \dots\dots(46)$$

となり、したがって地盤の反力係数 k_h は次のように表わされる。

$$k_h = \frac{p}{y} = \frac{E_s}{\alpha_1 m_1 B} \quad \dots\dots(47)$$

このようにして、地盤の反力係数が杭幅に反比例することが導かれる。この理論の構成は、Terzaghiの理論の

内容を明らかにするものである。

しかし、この理論では、圧力に対する考慮が、実はなされていない。Terzaghi は、変位に支配的な範囲を、接触圧力に対して相対的に規定しているので、そのような結果となる。Terzaghi によれば、圧力球根の大きさは、接触圧力 p の大きさにはよらない。Terzaghi の唱える $1/4$ なる数字を使って、今、同じ幅の 2 つの杭に対して一方が p 他方が $4p$ 、の接触圧力を与えられているものとする。Terzaghi に従えば、考慮する圧力球根は地中応力が接触圧力の $1/4$ 以上の範囲だから、一方は $p/4$ 以上、他方は p 以上の範囲である。したがって $4p$ の接触圧力が与えられた杭では、地中応力が、もう一方の杭の接触圧力である p 以下の部分が無視されるのである。これでは、理論に含まれる誤差が、接触圧力に比例して大きくなることになる。そこで、考慮する地中応力の範囲を、接触圧力に対して相対的にでなく、絶対的に与えることを考える。すなわち、変位に影響を与えるとして考慮すべき地中応力の大きさを、接触圧力に対してでなく、地盤による定数のような考え方をとって p_{cr} とする。地中応力が p_{cr} なる値以上の範囲を、杭の変位に対して考慮するのである。この p_{cr} は、これ以下では地中の変位がほとんど生じないような小さな値と考える。

以上の考え方に則って、圧力 p の大きさも考慮した理論を構成すると次のようになる (図-6.5(c)参照)。まず圧力球根の大きさが、杭幅だけでなく、接触圧力の大きさにも比例するものと仮定する。これは、地中応力が p_{cr} であるような距離が、杭から相当遠いことを考慮すれば、弾性論の教えるところにより近似的に成立する。

$$L = \alpha_2 B p \quad \dots\dots\dots(48)$$

ここに α_2 は α_1 とは異なるが、やはり単なる定数である。以下は前と同じで、

$$p_m = m_2 p \quad \dots\dots\dots(49)$$

$$\epsilon_m = \frac{1}{E_s} p_m = \frac{m_2}{E_s} p \quad \dots\dots\dots(50)$$

$$y = \epsilon_m L = \frac{m_2}{E_s} p \times \alpha_2 B p = \frac{\alpha_2 m_2 B}{E_s} p^2 \quad \dots\dots\dots(51)$$

したがって、

$$p = \sqrt{\frac{E_s y}{\alpha_2 m_2 B}} \quad \dots\dots\dots(52)$$

となるから、 p は \sqrt{y} に比例し、 \sqrt{B} に反比例して、

$$k_s = \frac{p}{y} = \sqrt{\frac{E_s}{\alpha_2 m_2 B y}} \quad \dots\dots\dots(53)$$

地盤の反力係数は、 \sqrt{B} に反比例するという結果が導かれる。このように、変位を計算する上で考慮する範囲を、地中応力がある小さい値 p_{cr} よりも大きい範囲とす

れば、地盤の反力係数は \sqrt{B} に反比例するという結果が導かれる。

これを Chang の式²⁵⁾に代入して、

$$p = k_s y = \sqrt{\frac{E_s}{\alpha_2 m_2 B}} y^{1/2} \quad \dots\dots\dots(54)$$

これは、

$$k_s = \sqrt{\frac{E_s}{\alpha_2 m_2 B}} \quad \dots\dots\dots(55)$$

とした時、C型地盤に対する林・宮島式に他ならない。またS型地盤に対する k_s を、 k_e が深さ方向に一樣に増加する場合のその傾きとみなせば、これは E_s が深さに比例し、 m_2 が深さに反比例するとして、導かれる。以上の議論は著者等の 1 人が、粘性土地盤に対して既に述べた内容と同じものである²⁶⁾。

久保の実験による杭幅 B と地盤定数 k_s の関係は、ある程度の杭幅までは Terzaghi の主張のとおり k_s は B に反比例し、これを越えると B によらず一定になると説明されている²⁷⁾。しかし図-6.6に示したとおり、久保の実験結果は k_s が \sqrt{B} に反比例するとしても、その誤差は小さい。そこでここでは、上記の理論に従い、 k_s は \sqrt{B} に反比例するものとして、計算を行う。

6.4 実験結果との対応

今回の実験の条件で、これを第 6.1 節および第 6.2 節に述べた方法により計算するならば、前記の諸式に対して

$$\begin{aligned} k &= 0 \\ V_0 &= 0 \\ M_0 &= H_0 h \\ D &= 0.508 \text{m} \end{aligned}$$

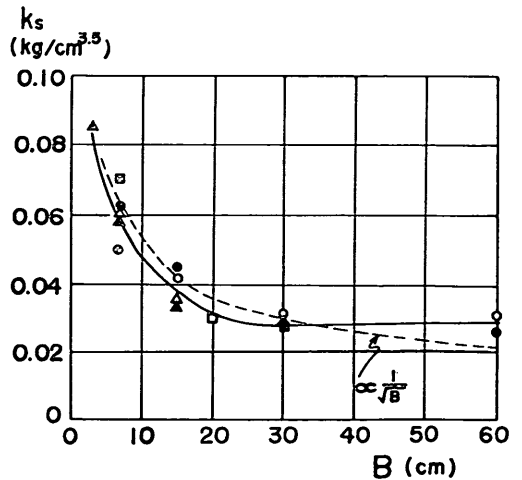


図-6.6 k_s と杭幅の関係²⁸⁾

で、その他の値は表-4.1に示されている。これらの値を使って $\frac{M_0 l l}{H_0}$ を計算し、これから図-6.1を使って ϵ_n および H_0 の値を得、これから y_0 の値を計算する。この計算によれば、 H_0 に対して y_0 が求まるので、条件が与えられた時に、頭部の荷重変位曲線が得られることになる。

横抵抗定数 k_s については、第 6.3 節に述べた通り幅に対する補正を行う。補正後の k_s の値も表-4.1 の中に示してある。

さらに計算された地表面変位 y_0 は、実験結果と比較するために、ダイヤルゲージで測定された位置の変位 y_s に直しており、これを図-4.5~4.8 に示す。

パイロット杭の水平載荷試験から求めた k_s に、幅による補正を施して計算しても、測定された変位は、計算値よりもまだ少し小さい。図-4.5~4.8 には、実験結果に最もよく適合する k_s を使った計算値も示してあるが、図-4.6 と図-4.7 の Case II および Case III は、大体一致しており、あとに述べる k_s の推定に関する誤差を考慮すると、概ね満足しうる結果と考えられる。図-4.5 と図-4.8 の Case I および Case IV のずれが大きいが、Case IV については、前に述べたように、パイロット杭の水平載荷試験にも問題があると考えられ、Case II および Case III と同じ地盤であったと仮定すれば、この結果も、同様な近似度を持つことになる。Case I についても、図-4.46~4.49 に示した動的貫入試験の結果を比較すると、地盤は他の 3 Case に比べて非常に弱くなっていることが想像され、この場合にも、パイロット杭の水平載荷試験に疑いが持たれる。実際の打込み杭と違って、この実験のような場合には、すでにセットしてある杭の周囲に地盤を造成するために、この部分を含めた均一施工はかなり困難となるのが現状である。以上のことから、 k_s の推定に関する誤差は含むものの、計算法自体は、 k_s を幅の平方根に反比例させて行う補正も合わせて、概ね満足しうる結果を与えるものとする。

実験結果に最もよく適合する k_s に対応する $p-x$ の関係の、変位 $y=1\text{cm}$ に対するものを、図-4.37~4.39 に書き入れてある。理論が妥当であれば当然のことであるが、実験値から逆算された k_s による直線は、これらの図においてほぼ妥当な値を示している。ただし Case IV の図-4.39 は一致しておらず、実測値の方が大きくなっている。

k_s の推定に関して k_s の影響を考慮してみると、杭の横抵抗を計算する場合には、杭頭変位荷重関係に与える k_s の影響が $-3/4$ 乗程度なのに対して、このケーソンの計

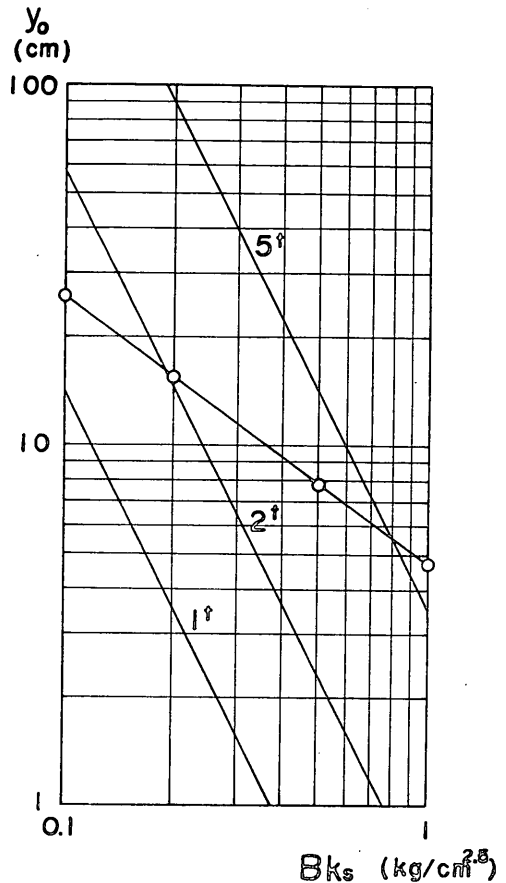


図-6.7 y_0 に与える k_s の影響

算の場合には -2 乗程度である。したがって、杭の計算に対してはそれ程大きな影響を与えない k_s が、ケーソンの計算の場合には大きな影響を与えている。図-6.7 に、この事情を示す図を掲げる。この図は、横軸を Bk_s 、縦軸を地表面変位 y_0 として、港研方式による杭の計算結果と、久保の式を応用したケーソンの計算結果とを示したものである。杭の方は、載荷高さ $h=1\text{m}$ 、曲げ剛性 $EI=1 \times 10^{10} \text{kg/cm}^2$ なる港研方式の基準杭に対して、水平荷重 $H=10\text{t}$ が加えられた時の値を計算したもので、傾きが $-3/4$ の直線として、図中に白丸で表わされている。ケーソンの方は、Case II, III の条件で、水平荷重を 1t , 2t , 5t とした場合の計算結果が、傾き -2 の直線として示されている。このグラフにおいて、横軸で杭幅 B を一定とすれば、 k_s の変化に対して y_0 がどのように変化するかを知ることができる。このようにケーソンの場合の方が、 k_s の影響は大きい。このことは、ケーソンに対する図-4.5~4.8 およびパイロット杭に対する

図-4.43~4.45において、 k_s の違いによる推定曲線のずれの違いに現われている。

しかしながら、図-4.5~4.8において、実測値が十分正確に推定されていることからわかるように、久保の式自体は、ケーソンの場合に対しても成立していると言ってよいと考えられる。従って、 k_s の値を適切に推定することができれば、ケーソンの水平荷重に対する挙動が、ここに述べた方法により推定される。

Case I の場合には、図-4.37 に示されるように、地盤の反力定数が深さ方向に一定である傾向、すなわちC型地盤としての傾向も見られる。そこで、実験値をうまく説明する k_s の値を求めると、 0.45kg/cm^2 である。これを図-4.37 と比べると、よく一致してはいない。Case I のような地盤に対しても、C型地盤としてよりもS型地盤としての計算の方が、より適合しているようである。

次に、港研方式杭の横抵抗計算法の短杭の計算法^{(7), (25)}に従った計算を試る。これは、長杭の計算結果に対して、短杭の諸結果を比の形で与えるもので、変位、最大曲げモーメント、たわみ角などの(短杭)/(長杭)の値が、(短杭の根入長)/(長杭の曲げモーメント第1ゼロ点の深さ)を根入れ比 E_r とした値に対して、それぞれ一義的に与えられている。例えば、図-6.8に示したのは、載荷点における変位の比と E_r との関係図である。計算結果を図-4.5~4.8に示すと、図が煩雑になるので、ここでは簡単に、一例として、1.5tの水平荷重が加えられた時のダイヤルゲージ測定点における変位 y_s を長杭の計算値で割って $(y_s)_r$ を求め、これを図-6.8の中にプロットすることにする。この計算に使った k_s の値は、ケーソンの水平載荷試験から、前述の久保の式を応用した方法によって得られた値である。図に示されたとおり、計算結果をプロットした点は、ほとんど中央のライン上に落ちている。このように、 k_s の推定が正しく行われれば、短杭の計算法は、十分な精度をもって、今回の実験の模型ケーソンの挙動を表現しうることがわかる。また、このことを言い換えると、すでに述べた久保の式によるケーソンの計算法は、短杭の計算法で杭が極めて短くなった場合と同じ計算をすること、すなわち、短杭の計算法は、杭が極端に短くなった場合、第6.1節(今回実験を行って明らかになったのは砂地盤なので、ここでは砂地盤に話を限定する。)に述べた方法と、ほとんど同じ計算をすることも示すものと考えられる。

7. まとめ

大型の模型ケーソンを砂地盤中に建て込んで、4回の

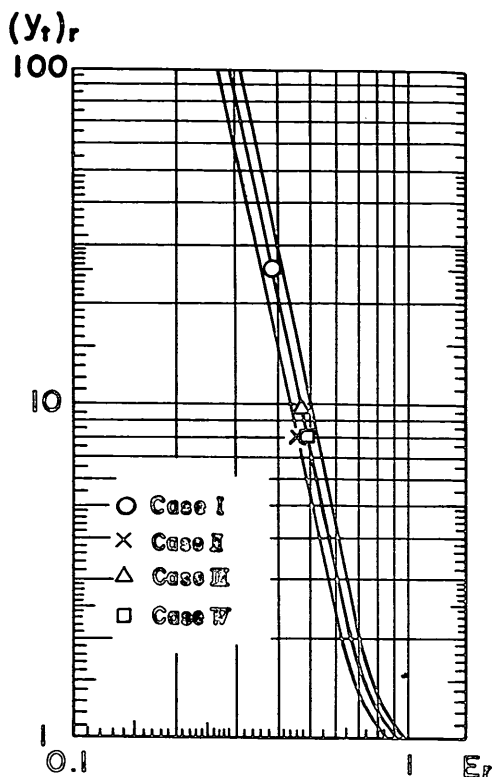


図-6.8 載荷点変位比と根入れ比の関係図

水平載荷実験を行い、その結果を使って、各種の設計計算法による計算結果と比較・検討した。そのうちの一方方法である池原・横山の方法を、簡略にした計算法を提案した。また、久保の式および林・宮島の式を応用した図式の計算法を提案した。これらに関する考察から、以下のことが明らかになった。

1. 模型ケーソン前面の土圧測定の結果、水平断面内における土圧分布は、ケーソンの中央部に強く集中していることがわかった。ケーソンの水平断面が円であることも原因の一つになりうるが、この集中はかなりはなはだしいもので、中央部の大きい反力は、その深さにおける地盤の受働土圧の4倍程度であった。
2. 土圧測定から得られた水平地盤反力分布は、この場合にも、久保の式が成立することを示している。
3. 今回提案の池原・横山の方法を簡略化した計算法は、実験の条件に対して、物部の方法、池原・横山の方法とほとんど同じ程度の合理的な計算結果を示した。今回提案の方法では、底面反力を考慮する点に簡略化を施しているが、実験の条件では底面の影口が小さく、前面反力が支持力に支配的であるので、上記の

結論となったものである。

4. 道路橋設計指針に採用されている吉田・足立の方法は、弾性変位解析として、実験結果とよい一致を示したが、白石の方法、国鉄設計標準の極限支持力の算定法、Bromsの方法では、大きい支持力の値が計算された。
5. 横方向地盤反力係数に対する杭幅の影響の問題に関して、横方向地盤反力係数が杭幅の平方根に反比例するという考え方を示した。この考え方に基づいて、地盤試験として行った杭の水平載荷試験の結果から求めた横抵抗定数を補正し、その値を用いることによって、久保の式を応用した図式計算法は、ほぼ妥当な結果を示した。
6. 港研方式杭の横抵抗計算法の短杭の計算法により、久保の式を応用したケーソンの図式計算法とほとんど同じの、妥当な結果が得られた。このことは、短杭の計算法が、今回の実験の条件のように短い杭の場合にも適用可能であることとともに、短杭の計算法で杭が極端に短くなった場合の計算の内容が、今回提案した久保の式を応用した方法の如くであることを示すものである。

8. あとがき

今回報告した4回の実験のうち、第1回と第2回とは元基礎工研究室の宮本六男技官（現運輸省大臣官房）、黒岩時春技官（現群馬県）等が中心になって行ったものである。また、実験、結果の解析、図面のトレースにわたる面倒な作業には、現基礎工研究室の篠原邦彦技官、渡辺剛技官の手をわずらわせた。ここに記して感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 横山幸満：鋼杭の設計と施工，増補版，山海堂，1966年4月，pp. 112～115.
- 2) 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）—垂直自由端単杭の横抵抗—，運輸技術研究所報告，第11巻第6号，1961年7月，pp. 169～242.
- 3) 久保浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その2）—地盤条件と杭の横抵抗の関係について—，運輸技術研究所報告，第11巻第12号，1962年2月，pp. 533～559.
- 4) 久保浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その3）—斜杭および頭部固定杭の横抵抗—，運輸技術研究所報告，第12巻第2号，1962年3月，pp. 181～205.
- 5) 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，1964年3月，pp. 1～37.
- 6) 久保浩一：短杭の横抵抗，港湾技術研究所報告，第5巻第13号，1966年9月，pp. 1～38.
- 7) 吉田 巖：基礎と地盤，ケーソン基礎の設計，土木学会，1973年8月，p. 80.
- 8) 物部長穂：土木耐震学，理工図書，1952年9月，pp. 178～184.
- 9) 酒井信男：橋脚用特殊型井筒基礎工の水平力に対する安定に就て，土木学会誌，第25巻第6号，1939年6月，pp. 615～625.
- 10) 池原武一郎・横山 章：水平力をうけた井筒の安定計算について，土木学会誌，第38巻第12号，1953年12月，pp. 537～541.
- 11) 後藤尚男：橋脚井筒の側面水平摩擦力と底面上向反力とを考慮した場合の耐震設計法，土木学会誌，第41巻第2号，1956年2月，pp. 41～47.
- 12) 白石俊多：井筒およびニューマチックケーソン，土と基礎の設計法，土質工学会，1961年4月，pp. 279～314.
- 13) 白石俊多：基礎工（Ⅱ），技報堂，1972年.
- 14) 白石俊多：基礎工学ハンドブック（村山朔郎・大崎順彦編），第10章，井筒およびニューマチックケーソン，朝倉書店，1964年11月，pp. 609～628.
- 15) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇，1970年3月.
- 16) 吉田 巖・足立義雄：ケーソン基礎の静的水平抵抗に関する実験研究，土木研究所報告，1971年2月，pp. 1～61.
- 17) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説・基礎構造物及び抗土圧構造物，第4編ケーソン基礎，1974年6月.
- 18) 沢口正俊・高橋邦夫：重力式壁体の傾斜量について，港湾技研資料，No. 195，1974年9月.
- 19) 前掲 2)，pp. 173～178.
- 20) Caquot, A., Kerisel, J.: コー・ケリゼルの土質力学（藤田亀太郎・最上武雄監訳），技報堂，1975年.
- 21) 赤井浩一：基礎工学ハンドブック（村山朔郎・大崎順彦編）第2章，土の力学，朝倉書店，1964年11月，pp. 94～101.
- 22) 運輸省港湾局：港湾構造物設計基準，日本港湾協会，1970年2月，pp. 5-2-4～5-2-6.
- 23) Broms, B.B.: Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM3, May, 1964, pp. 123～156.
- 24) Terzaghi, K.: Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, Géotechnique, Vol. 5, No. 4, 1955, Dec., pp. 297～326.
- 25) Chang, Y.L.: Discussion on the Paper "Lateral Pile-Loading Test" by Feagin, Trans. ASCE, Vol. 102, 1937, pp. 272～278.
- 26) 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，第7巻第2号，1968年6月，pp. 65～94.
- 27) 前掲 2)，p. 229.
- 28) 前掲 22)，pp. 5-2-60～5-2-61.

記号一覧表

a	: 円筒ケーソンの半径 (m)	L, L_1, L_2	: 第 6.3 節において圧力球根の荷重方向の大きさ (m)
B, B_1, B_2	: 第 6 章において杭幅 (m)	l	: ケーソンの根入長 (m)
B	: b または d のうち小さい方の寸法 (m, 白石の方法)	l_1	: ケーソンの不動点深さ (m, 白石の方法)
b	: 荷重方向のケーソンの換算幅 (m)	M_0	: 頭部に加えられた外力モーメント (t·m)
b'	: 一様底面反力分布の幅 (m, 今回提案の方法)	\bar{M}_c	: C型地盤の場合の回転モーメントに関する無次元量 (久保の式を応用した方法)
C_p	: 抵抗土圧係数 (物部の方法)	M_i	: 底面反力の偏心による抵抗モーメント (t·m)
D	: 模型ケーソンの外径 (0.508m)	\bar{M}_s	: S型地盤の場合の回転モーメントに関する無次元量 (久保の式を応用した方法)
D	: 荷重方向と直角方向のケーソンの幅 (m)	m_1, m_2	: 第 6 章において応力に関する比例定数
d	: 荷重方向と直角方向のケーソンの換算幅 (m)	m_2	: 池原・横山式で用いられる計算上の変数
E_0	: 地盤の変形係数 (kg/cm ³ , 道路橋設計指針の方法)	$N_d^{20/10}$: 土研型動的貫入試験において落下高 50 cm で 10cm 貫入するに要する打撃回数
E_r	: 港研方式杭の横抵抗計算法の短杭の計算法における根入れ比 (短杭の根入長) / (長杭の曲げモーメント第 1 ゼロ点の深さ)	N_r, N_q	: Terzaghi, Peck による地耐力係数 (白石の方法)
E_s	: 地盤の弾性定数 (kg/cm ² , 第 6.3 節)	P_h	: 水平反力 p_h の合力 (t, 白石の方法)
H_0	: 頭部に加えられた水平外力 (t)	p	: 単位面積当りの水平地盤反力 (t/m ² , 接触圧力: 第 6.3 節)
H_1	: 物部の方法による極限水平抵抗力 (t)	p_0	: 底面のレベルに作用する有効上載荷重圧 (t/m ² , 白石の方法)
H_2	: 池原・横山の方法による極限水平抵抗力 (t)	p_{cr}	: 圧力球根を決定する荷重方向地中応力の限界値 (t/m ² , 第 6.3 節)
H'_1	: 白石の方法による極限水平抵抗力 (t)	p_h	: 水平反力 (t/m ² , 白石の方法)
H_s	: 国鉄設計標準の方法による極限水平抵抗力 (t)	$\max p_h$: 水平反力 p_h の最大値 (t/m ² , 白石の方法)
H_6	: Broms の方法による極限水平抵抗力 (t)	p_m	: 水平地盤反力 p の最大値 (t/m ²)
H_7	: 今回提案の方法による極限水平抵抗力 (t)	p_m	: 圧力球根内の荷重方向地中応力の平均値 (t/m ² , 第 6.3 節)
H_{\max}	: Broms の方法による極限水平抵抗力 (t)	q_m	: 底面地盤反力の最大値 (t/m ²)
H_u	: 白石の方法による極限水平抵抗力 (t)	q_{ut}	: 底面地盤反力の極限值 (t/m ²)
H_v	: 実験より得られた降伏水平荷重 (t)	r	: 水平地盤係数 k_h の深さ方向の変動係数 ($k_h \propto x^r$, 白石の方法)
\bar{H}_c	: C型地盤の場合の水平力に関する無次元量 (久保の式を応用した方法)	V_0	: 頭部に加えられた鉛直外力 (t)
\bar{H}_s	: S型地盤の場合の水平力に関する無次元量 (久保の式を応用した方法)	V_{ou}	: 中心鉛直荷重の極限值 (t, 白石の方法)
h	: 水平力を載荷した位置の地表面からの高さ (m)	V_i	: 底面反力の合力 (t)
$K, K(x)$: 水平地盤反力係数 (t/m ³)	V_n	: 鉛直荷重の合力から浮力を差し引いた値 (t, 白石の方法)
K_1	: 単位深さにおける地盤の水平方向反力係数 (t/m ⁴ , 池原・横山の方法)	W	: ケーソンの重量 (水中の場合は水中重量 W', ρ)
K_2	: 単位深さにおける地盤の鉛直方向反力係数 (t/m ⁴ , 池原・横山の方法)	W'	: ケーソンの水中重量 (t)
K_{\max}	: 水平断面内の地盤反力係数の最大値	x	: 地表面からの深さ (m)
K_p	: 受働土圧係数	x_m	: 前面最大地盤反力発生位置の深さ (m)
k	: 水平震度	x_n	: 水平変位がゼロの点の深さ (m)
k'	: $K(x)$ の深さ方向の変化率 (t/m ⁴)	y	: 水平変位 (m)
k_c	: C型地盤における横抵抗定数 (kg/cm ^{2.5} , 久保の式)	y_0	: 地表面における水平変位 (m)
k_h, k_{h1}, k_{h2}	: 水平地盤反力係数 (t/m ³)	y_i	: ダイヤルゲージ測定点における水平変位 (m)
k_s	: S型地盤における横抵抗定数 (kg/cm ^{2.5} , 久保の式)	α	: ケーソン前面の形状係数 (国鉄設計標準の方法)
		α_1, α_2	: 第 6.3 節において圧力球根の大きさに関する比例定数
		γ	: 単位体積重量 (t/m ³)
		γ'	: 水中単位体積重量 (t/m ³)

ϵ_m	: 圧力球根内の荷重方向地中ひずみの平均値 (第 6.3 節)	η_6	$= H_6/H_v$ (Broms の方法)
η_1	$= H_1/H_v$ (物部の方法)	η_7	$= H_7/H_v$ (今回提案の方法)
η_2	$= H_2/H_v$ (池原・横山の方法)	θ	: ケーソンの傾き (radian)
η_3	$= K_p r x_m / \max \rho_n$ (白石の方法)	κ	$= K_2/K_1$ (池原・横山の方法)
η_4	$= H_4/H_v$ (白石の方法)	ξ_n	$= x_n/l$ (久保の式を応用した方法)
η_5	$= H_5/H_v$ (国鉄設計標準の方法)	ϕ_a	: 砂の内部摩擦角