

砂地盤中の打込み杭の塑性水平地盤反力

Field Test Data on Yield Earth Pressure of
Laterally Loaded Piles in Cohesionless Soils

富 永 晃 司* (Koji Tominaga)

山 本 春 行** (Haruyuki Yamamoto)

建築基礎構造の分野では杭基礎の水平耐力に対する検討法の一つとして、杭一地盤系がもつ終局強度を求めるために Broms理論に基づく設計法が導入されている。しかし、同理論の核となる塑性水平地盤反力に関しては、その精度的な検討がなされていないのが現状である。したがって、砂質土地盤で用いられているRankine の受働土圧に乗ずる係数3について、10件の打込み杭の水平加力試験結果から推定された塑性水平地盤反力を基に検討を加えることとし、試験結果から塑性水平地盤反力を推定する方法として、実測地盤反力と地表面位置の水平変位量との関係に基づいた双曲線関数法および Van der Veen 法を提示した。そして結論として、双曲線関数法では水平変位を無限大としたときの漸近値が塑性水平地盤反力となるため、Van der Veen 法より大き目の値を与えるが、水平変位を杭径の5%で評価すれば、両者の相関性はかなり高くなることを示した。また、いずれの推定法においても打込み杭の場合、塑性水平地盤反力はBroms による Rankineの受働土圧の3倍に対して5倍以上の値であることを指摘し、Broms の推奨値では杭基礎の極限水平耐力を過小評価することなどを明らかにした。

キーワード：杭，砂質土，受働土圧，水平荷重，塑性 E 4

1. はじめに

建築基礎構造の分野では、杭基礎の水平耐力の検討法に、杭一地盤系の終局強度に基づく設計法が導入されている。この設計法は Bromsが1964年から1965年にかけて提案した理論^{2)~4)} であって、日本建築学会では1974年に改訂した「建築基礎構造設計標準・同解説」⁵⁾ の中で初めて取り入れている。その後、1980年に改正された建築基準法施行令⁶⁾ において、構造条件に応じてその建築物の終局水平耐力を検討すべき方針が示され、それまでの許容応力度法に加えて、対象となる構造物の終局強度を求める設計法の確立が必要となった。

それ以来、1988年に発行された文献⁵⁾ の改訂版「建築基礎構造設計指針」⁷⁾、あるいは1990年発行の日本建築学会編「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」⁸⁾ においても、Broms理論に基づいた杭基礎の終局水平耐力の設計法が導入されている。そして、現在では弾性支承上の梁理論（いわゆる Chang式）⁷⁾ と並び、この理論が杭の水平抵抗問題に対して推奨されている設計法の一つとなっている。

杭一地盤系の極限水平耐力は、本質的には杭体の強度と塑性水平地盤反力の深さ方向分布との二つの基本量によって決定される。したがって、杭基礎の水平耐力として終局状態を対象とした設計においては、これらの値を適切に評価することが重要となる。実際の設計でこれら二つの基本量を設定する場合、杭体の強度についてはかなりの精度をもって定めることが可能である。これに対して塑性水平地盤反力分布に関しては、設計時にボーリングによるN値の深さ方向分布の調査結果程度しか示されない状況では、その値を精度良く推定することは不可能に近いといえよう。これに加えて日本建築学会の設計指針においては、Bromsが提案した砂質土地盤に対するRankine の受働土圧の3倍、および粘性土地盤に対する非排水状態での粘着力 c_u の9倍の塑性水平地盤反力を採用しているが、これらの提案値についても、実杭における測定値との精度的な面での検討がなされていないのが現状である⁹⁾。

以上、建築基礎構造の分野における杭基礎の水平抵抗に関する設計法について概括した。これらの現況に鑑み、

本論文は、文献¹⁾ の内容を加筆・修正したものである。

* 広島大学工学部第四類建設構造工学 助教授, ** 広島大学工学部第四類建設構造工学 助手

筆者らは一つの試みとして、砂質土地盤における Rankineの受働土圧に乗ずる係数（以降、この係数を塑性水平地盤反力係数と呼称する）に関して、実大杭の水平加力試験結果から推定された塑性水平地盤反力係数を基に検討を加えてみた。本論文では、これらの検討結果について報告する。

2. 対象とした資料の概要

本論文で対象とした資料は、文献¹⁰⁾に掲載されている実大杭の水平加力現場試験結果（全 202件）である。ただし、これらの資料の実際は、試験結果における杭頭での水平荷重 H_0 ~ 水平変位量 y_0 の関係のみが掲載されたもの、および試験条件やボーリング調査結果の記載が欠落したもの等、検討資料として不備なものが多く見られた。したがって、検討資料の条件を揃えるために、①地表面近傍の地盤が主として砂質土、②プレストレストコンクリート杭、③打ち込み工法により設置、④杭頭自由、⑤単杭の条件で試験されているもの、および⑥水平地盤反力の逆解析が可能な曲げモーメント分布の測定値が示されているものに限定した。

上記の条件に適合した資料は計10件であり、その概要および杭頭での水平荷重 H_0 ~ 水平変位量 y_0 の関係は、それぞれ表1および図1に示したとおりである。ただし、各試験現場における地盤定数に関する情報としては、土質柱状図およびN値の深さ方向分布のみが示されたものに限定されており、試験地盤における塑性水平地盤反力係数を推定するに当たって必要となる Rankineの受働土圧を一義的に評価できる情報が不足している。したがって、上記の情報を基に、Rankine の受働土圧を求めるための地盤定

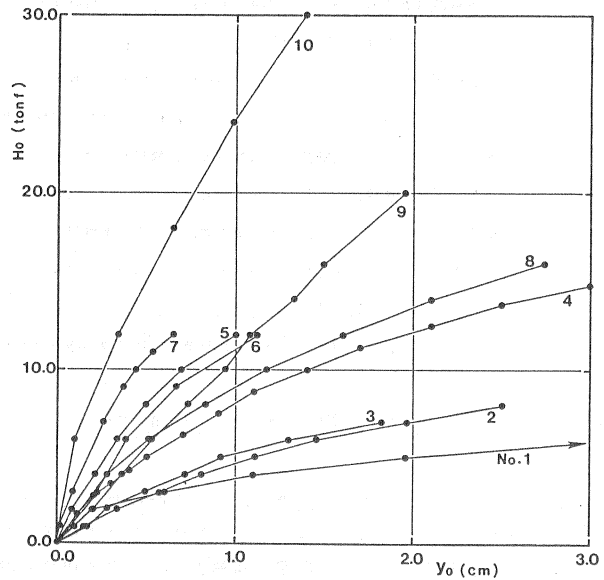


図1 杭頭での水平荷重 H_0 ~ 水平変位量 y_0 関係

表1 検討対象資料の概要および諸定数

資料 No.	杭径 D (m)	根入れ長 L (GL-m)	曲げ剛性 EI (tf·m ²)	加力点高さ h (GL+m)	測定点高さ dg (GL+m)	β 値* (m ⁻¹)	平均 N 値	地盤の単位体積重量 γ (tf/m ³)	地盤の内部摩擦角 ϕ (度)	受働土圧係数 K_p	曲げモーメントの測定深さ Z_n (GL-m)
1	0.30	13.00	1.4×10^3	0.10	0.10	0.544	5.0	1.61	27.8	2.75	1.200
2	0.40	12.50	4.4×10^3	0.20	0.20	0.401	9.3	1.65	31.5	3.19	0.925
3	0.40	21.30	4.8×10^3	0.25	0.25	0.415	5.5	1.61	28.5	2.82	1.000
4	0.50	30.25	10.5×10^3	0.25	0.50	0.363	4.3	1.60	26.6	2.63	0.750
5	0.50	15.60	10.2×10^3	0.75	0.75	0.516	28.0	1.81	38.9	4.37	0.500
6	0.50	15.60	10.2×10^3	0.75	0.75	0.537	23.3	1.77	37.4	4.10	0.500
7	0.50	17.50	10.2×10^3	0.75	0.05	0.503	28.0	1.81	38.9	4.37	0.500
8	0.50	27.50	10.2×10^3	0.10	0.10	0.362	11.5	1.67	32.7	3.36	1.000
9	0.60	29.00	20.4×10^3	0.20	0.20	0.314	4.5	1.60	27.0	2.66	1.000
10	0.80	17.00	58.2×10^3	0.20	0.20	0.285	15.0	1.70	34.4	3.59	1.000

* 地表面位置における杭体の水平変位量 y_0 が 1 cm の時の β 値

数を以下のように推定した。

まず、はじめに各地盤定数を推定するために必要な地表面からの深さを設定することとし、その範囲を Chang 式で得られる β ($=4\sqrt{E_s}/4EI$, ここに、 E_s : 地盤の変形係数, EI : 杭体の曲げ剛性) 値の逆数において。すなわち、杭の水平抵抗に影響を与える地盤の領域は、地表面から $1/\beta$ の範囲にある¹¹⁾ ことを考慮に入れている。

具体的には、対象となる資料について、表 1 中に示す杭の諸元、および試験に関するデータ、ならびに各荷重段階での杭頭の水平荷重 H_0 ~ 水平変位量 y_0 関係を Chang 式に与え、各荷重段階での β 値および地表面位置の水平変位量 y_s を算定した。ただし、本論文で対象としている杭はプレストレストコンクリート杭であるため、解析は杭体にひび割れが発生するまでの範囲とした。なお、ひび割れ荷重の判定は、文献¹²⁾ を参考にして図 2 の例に示すように、両対数グラフ上の $\log(H_0) \sim \log(y_0)$ 関係における折れ点位置の荷重とした。そして、算定された β と y_s の関係が、図 3 の例で示したようにいずれの試験においても両対数目盛のグラフ上でほぼ線形関係にある事実から、 β 値と y_s 値の間に式 (1) の関係が成立すると仮定し、最小 2 乗法により定数 a , b を決定した。

$$\beta = a y_s^b \quad \dots \dots (1)$$

そして、地盤定数を評価するための地表面からの深さ方向の範囲 L_n を、この近似関数の $y_s = 1 \text{ cm}$ における β 値の逆数 ($L_n = 1/\beta$) とおいた。ここに、 $y_s = 1 \text{ cm}$ の時の値は、各機関の指針などで用いられている変位の基準値を参考にして採用した (例えば、文献¹¹⁾)。

つぎに、上記の L_n 間に分布している N 値の平均値 ($=\bar{N}$) を求め、この \bar{N} 値を基に地盤の単位体積重量 γ 、および地盤の内部摩擦角 ϕ を推定し、Rankine の受働土圧を算定した。ただし、 N 値から γ を直接推定する方法が見あたらないので、以下のように推定した。

文献¹³⁾ によれば沖積砂層の γ は間隙比と相関性があり、ほぼ $1.6 \sim 2.0 (\text{tf}/\text{m}^3)$ の範囲にあることが示されている。この調査結果を参考にして、 \bar{N} 値が $4 \sim 50$ と変化するのに対応して γ も $1.6 \sim 2.0 (\text{tf}/\text{m}^3)$ と線形的に変化すると仮定し、 γ を式 (2) で評価することとした。なお、同式において $\bar{N} = 4$ を境にして適用する式を分けたのは、式 (3) に示す \bar{N} 値と ϕ の関係式との対応を考慮したためである。

$$\gamma = 0.0087 (\bar{N} + 180.0) (\text{tf}/\text{m}^3)$$

ただし、 $\bar{N} < 4$ の場合: $\gamma = 1.6 (\text{tf}/\text{m}^3)$

$$\dots \dots (2)$$

一方、 ϕ に関しては文献¹⁴⁾ で提案されている式 (3) を適用することとした。

$$\phi = \sqrt{8 (\bar{N} - 4)} + 25^\circ$$

ただし、 $\bar{N} < 4$ の場合: $\phi = 25^\circ$

$$\dots \dots (3)$$

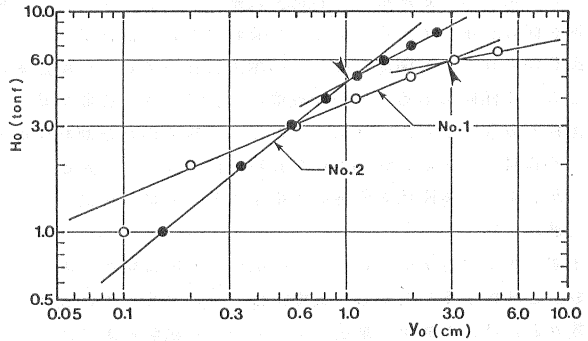


図 2 $\log(H_0) \sim \log(y_0)$ 関係の例

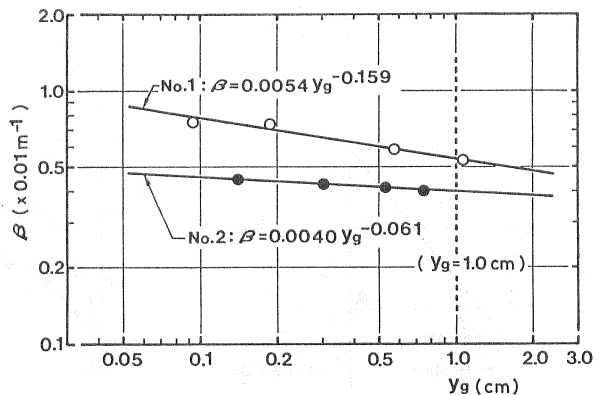


図 3 $\log(\beta) \sim \log(y_s)$ 関係の例

上記の各式で推定された γ および ϕ の値を用いて、Rankineの受働土圧を算定した。なお、表1中に各試験における γ と ϕ の推定値、およびRankineの受働土圧を規定する土圧係数 K_p を掲載してある。

3. 杭の水平載荷試験結果に基づく塑性水平地盤反力の推定法および推定値に関する考察

3-1. 塑性水平地盤反力の推定法

杭の水平載荷試験結果から塑性水平地盤反力を推定するために、試験による杭体の曲げモーメントの深さ方向分布値から水平地盤反力を算定し、その反力値が杭の水平変位の増加に対して、ほぼ一定になるときの値を見出すこととした。

水平載荷試験の各荷重段階において測定された杭体の曲げモーメント値から水平地盤反力を評価する方法として、まず図4に示すように、試験における各荷重段階での水平地盤反力がRankineの受働土圧の α_1 倍（以降、水平地盤反力の係数と呼称）で表せると仮定した。つぎに、地表面位置と地表面に最も近い測定位置（距離 Z_n ）の実測曲げモーメント差 ΔM を求め、この実測値と杭頭水平力 H_0 によるその位置の曲げモーメント（ $H_0 \cdot Z_n$ ）との差が、上記の水平地盤反力で生じているとみなした。これらの考えに基づき、対象とした深さ Z_n での曲げモーメントの釣合から、水平地盤反力の係数 α_1 の算定式として式（4）を導いた。ただし、式中の D は杭径を表す。

$$\alpha_1 = \frac{6(H_0 \cdot Z_n - \Delta M)}{K_p \cdot \gamma \cdot D \cdot Z_n^3} \quad \dots \dots (4)$$

上式を適用して逆解析した各荷重段階の α_1 値と水平変位の無次元量 S （ $= y_g/D$ ）の関係について、その2例を図5に示してある。また、全資料における曲げモーメントの測定深さ Z_n を、表1の最右欄に示しておく。

図5から $\alpha_1 \sim S$ 関係には、 S の増大に伴って α_1 の増加率が低下する非線形関係があり、 α_1 が一定値に収束していく傾向のあることが読み取れる。この α_1 の収束値、すなわち極限值をもって前述した塑性水平地盤反力係数とみなすことができよう。ただし、杭体のひび割れ荷重までを対象としているため、 α_1 が一定値に達している資料No.5およびNo.8の他の資料では、 α_1 が一定値になるまでのデータは与えられていない。したがって、 α_1 が収束する極限值を外挿して推定する以外に方法はなく、その推定法として本論文では以下に示す二つの方法を適用した。

まず、第1の方法は、 α_1 と S の関係を双曲線関数で表し、この関数の収束値を算定する方法（以降、双曲線関数法と呼称する）である。実際には、 α_1 と S の間に式（5）の双曲線関数が成立すると仮定し、同式の未定係数 η および λ を最小二乗法により求め、各試験結果に適合した関数形（図5中の関数の例を参照）を決定した。なお、全資料について求めた η および λ の値を表2に掲載しておく。

$$\alpha_1 = \frac{S}{\eta + \lambda \cdot S} \quad \dots \dots (5)$$

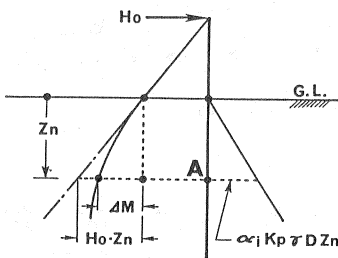


図4 水平地盤反力の評価法

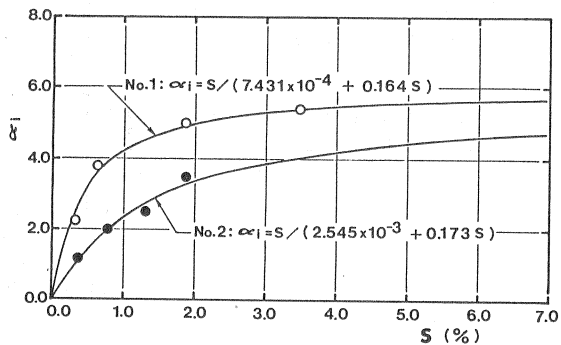


図5 $\alpha_1 \sim S$ 関係の例

上式中の各未定係数が定めれば、 α_1 が収束する極限值（以降、 α_{hvp} と記す）は $1/\lambda$ として算定できる。

つぎに、第2の方法としては、杭の鉛直試験において極限状態まで載荷されていない杭の試験結果から極限支持力を推定する Van der Veen の方法¹⁵⁾ を拡張して適用する（以降、Van der Veen 法と呼称する）。ただし、同方法は文献¹⁵⁾ にも示されているように、目視により図形の上で試行錯誤しながら極限支持力の最適値を決定しなければならない。このため、判定された極限支持力値は目視による誤差を含んだ結果となっている可能性がある。したがって、実験による α_1 の極限值（以降、 α_{van} と記す）の判定結果にこの種の誤差が入らないように、計算値と実験値との誤差を最小にする判定法を適用することとした。具体的には、以下に示す①～⑤の手順により α_{van} 値を求めた。

- ① α_1 の極限值を α_{ult} とおき、ある α_{ult} の値を仮定して各荷重段階の α_1/α_{ult} を求める。
- ② 上記の α_1/α_{ult} と前述した変位の無次元量 S との間に、式(6)の関係が成立すると仮定する。なお同式は、図6中の実線で示すように、普通目盛上の S と対数目盛上でパーセント表示した α_1/α_{ult} の関係が線形であることを意味している。

$$\frac{\alpha_1}{\alpha_{ult}} = 1 - \exp(-\theta \cdot S) \quad \dots \dots (6)$$

- ③ 式(6)において、ある α_{ult} に対する最適な θ 値は試験データより決定できるが、両者の最適な値を同時に求めることはできない。したがって、図6に示すように、式(6)で表わされる直線が試験の最終荷重段階（ただし、杭体のひび割れ荷重以内）における点を必ず通ると仮定し、未定係数 θ を式(7)で計算する。なお式(7)は、最終荷重段階の α_1 と S をそれぞれ α_{im} および S_m とおき、①で仮定した α_{ult} を α_{im} の k 倍として表示している。

$$\begin{aligned} \theta &= - \frac{\ln \{1 - \alpha_{im} / (k \cdot \alpha_{im})\}}{S_m} \\ &= - \frac{\ln(1 - 1/k)}{S_m} \quad \dots \dots (7) \end{aligned}$$

- ④ 式(7)で算定した係数 θ を式(6)に与え、同式による各荷重段階の α_1/α_{ult} 値に対する S の計算値と実験値 S_t との差 ΔS を式(8)で算定する。そして、全荷重段階についてこれらの差 ΔS の二乗和を求める。

$$\Delta S = S_t - S_m \cdot \frac{\ln \{1 - \alpha_1 / (k \cdot \alpha_{im})\}}{\ln(1 - 1/k)} \quad \dots \dots (8)$$

- ⑤ 仮定する α_{ult} 値、つまり式(7)の k 値を変化させて、①～④の手順により求めた実験値と計算値との誤差の二乗和が最小となる状態を見出す。このときの α_{ult} 値をもって、 α_1 の極限值 α_{van} とみなした。ただし、実際の計算では、最小値の近傍で k の変化値の幅が 10^{-3} 以下になった状態で誤差の二乗和の最小値を判定した。以上の計算で得られた結果の二例を、図6に示してある。

3-2. 塑性水平地盤反力の推定値に関する考察

上記の二通りの方法で推定した、全資料の α_{hvp} および α_{van} 値を表2に掲載した。また図7では、これら異なった二つの推定法により求めた結果の相関性を見るため、

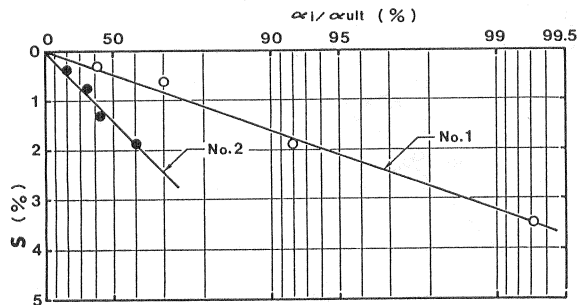


図6 S ~ α_1/α_{ult} 関係の例

α_{hyp} と α_{van} の相関図を示した。ただし、前述したように資料No.5およびNo.8では α_1 が一定値に達しており、Van der Veen 法が適用できない。したがって、 α_{van} にこの値を与えたとともに、双曲線関数法による α_{hyp} がこの一定値に対してどの程度の相違をもっているかを把握するデータとして、図7中に黒丸で表示しておいた(図8も同様)。これらの図表から、以下のことが指摘できる。

α_{hyp} 値は α_{van} 値に比べて全体的に大き目の値となっており、全資料の平均値を比較すれば、前者の12.13に対して後者は8.56になっている。ここに、 α_{hyp} の平均値は資料No.5およびNo.8の実験で得られた一定値を採用している。このように、 α_{hyp} が α_{van} 値より大きな値となるのは、 α_{hyp} 値が双曲線関数の漸近値であって、地表面位置での水平変位が無限に大きくなった場合の値として与えられるためである。また、このことは、資料No.5およびNo.8の α_{hyp} が、実際の収束値より約10%および27%大きくなっていることから理解できよう。

以上の考察から、地表面位置の水平変位Sがある値に達したとき、疑似的に地盤が塑性化したとみなすことを考えてみた。ここに、水平変位が杭径の5%になるときを地盤が塑性化するに必要な水平変位と仮定して、 $S = 0.05$ 時の α_1 値(以降、 $\alpha_{5\%}$ と記す)を式(5)から算定した。

なお、 $S = 0.05$ 時の地表面位置での水平変位は、 α_1 を求めた曲げモーメントの測定深さ Z_n に対し、全資料を通じて13/1000~50/1000の割合の水平変位になる。文献¹⁶⁾では「擁壁が受働状態に至る水平変形量は、擁壁の高さのおよそ50/1000倍といわれている」と記されていることを参考にすれば、 $S = 0.05$ 時の水平変位は一部の資料で地盤の塑性化に対して若干小さ目の

表2 塑性地盤反力係数の推定値一覧

資料No.	双曲線法				Van der Veen 法
	η	λ	α_{hyp}	$\alpha_{5\%}$	α_{van}
1	7.431×10^{-4}	0.164	6.092	5.587	5.399
2	2.545×10^{-3}	0.173	5.767	4.458	5.772
3	5.547×10^{-3}	0.102	9.849	4.707	5.340
4	1.420×10^{-3}	0.078	12.787	9.379	8.997
5	7.036×10^{-5}	0.115	8.721	8.615	7.899*
6	5.348×10^{-4}	0.057	17.533	14.764	9.621
7	9.429×10^{-5}	0.091	10.991	10.768	9.994
8	8.387×10^{-4}	0.112	8.950	7.781	7.042*
9	9.924×10^{-4}	0.039	25.955	17.131	10.852
10	2.927×10^{-4}	0.058	17.376	15.772	14.673
平均			12.402 (12.129)	9.896 (9.751)	8.559 (8.559)

* $\alpha_1 \sim S$ 関係曲線における一定値、()内は左記の一定値による平均値

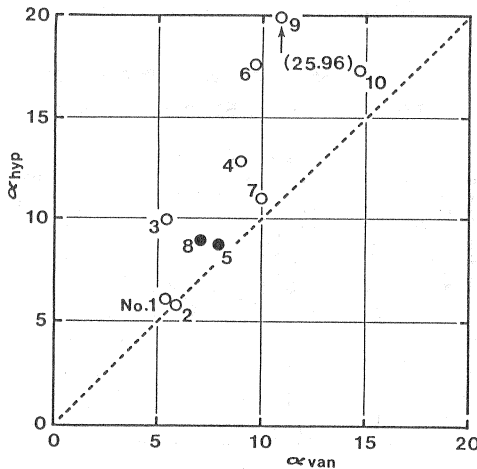


図7 $\alpha_{hyp} \sim \alpha_{van}$ の相関図

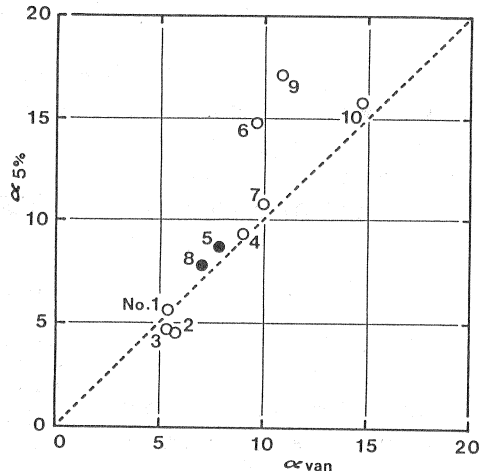


図8 $\alpha_{5\%} \sim \alpha_{van}$ の相関図

変位を想定していることになる。しかし、測定深さ Z_n に対して水平変位の割合が特に小さな資料 No.1 (13/1000) において $\alpha_1 \sim S$ 曲線がほぼ一定値に達している (図5参照) ことなどから判断して、全資料とも地表面から Z_n に至るまでのかなりの深さまで地盤の塑性化が進行していると考えられる。

図8に、 $\alpha_{5\%}$ 値と α_{van} 値の相関図を示した。この図から、No.6およびNo.9を除けば、両者の相関性はかなり高い結果を与えており、全平均は α_{van} の8.56に対して $\alpha_{5\%}$ が9.75の値を示している。したがって、本研究で収集した資料に限れば、 $\alpha_1 \sim S$ 関係を双曲線関数で近似する場合、 $S = 0.05$ の水平変位をもって塑性水平地盤反力を判定しても良いことが分かる。

一方、図7および図8を併せ見れば、いずれの場合も α_1 の極限值がほぼ 5.0以上の値となっていることが読み取れる。すなわち、砂質地盤中に打設された杭の塑性水平地盤反力としては、Rankineの受働土圧の少なくとも約5倍を見込めることが指摘できる。ちなみに、本研究で得られた Rankineの受働土圧の5倍を塑性水平地盤反力としたときの杭基礎がもつ極限水平耐力 H_u と、Broms 理論による H_u とを比較して、図9に示した。ただし計算は、 N 値が7程度の砂質地盤中に全塑性モーメント $M_u = 20 \text{ tf}\cdot\text{m}$ をもつプレストレストコンクリート杭 (A種、 $D = 50 \text{ cm}$ に相当) が設置されていることを想定して、杭頭の突出が無い条件で行った。また同図は、無次元の極限水平耐力 ($= H_u / (K_p \gamma D^3)$) と杭の根入れ長 ($= L / D$) との関係で表示している。

図9の結果より、実験から推定された塑性水平地盤反力係数5を用いた極限水平耐力の算定値は、Broms による塑性水平地盤反力係数3の計算値に対して、杭頭の拘束条件に関係なく「短い杭」で約1.7倍、そして「長い杭」で約1.2倍となることが分かる。すなわち、砂質土地盤中の打込み杭に関しては、Broms 理論は現実の極限水平耐力に対して、かなり過少評価していることになる。また同図から、塑性水平地盤反力係数により、「短い杭」および「長い杭」、あるいは「中間長さ杭」などに分類される境界の根入れ長さは異なることも指摘できる。

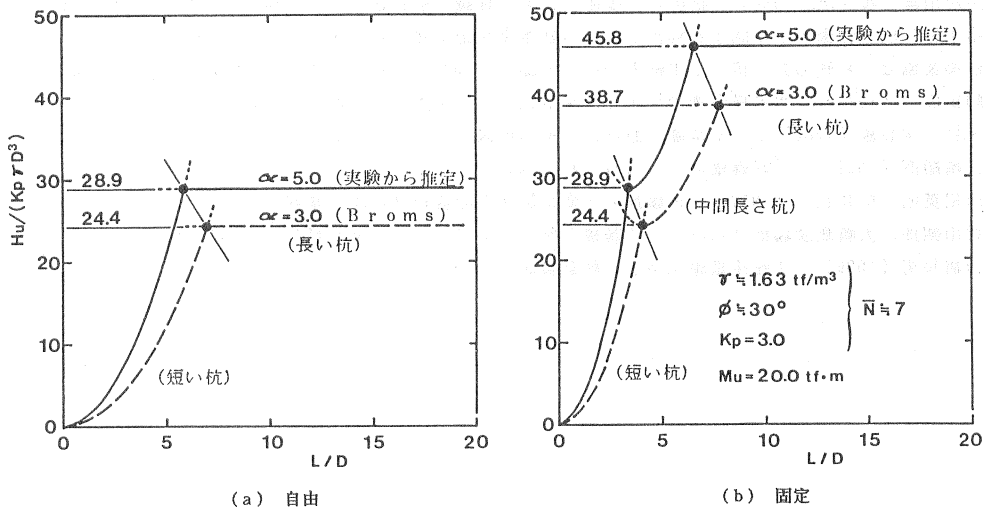


図9 極限水平耐力～杭の根入れ長関係の計算結果比較図

4. 結論

砂質土地盤中に打設されたプレストレストコンクリート杭を対象として、収集した10件の水平加力試験結果から評価した塑性水平地盤反力について考察を加え、以下の結論を得た。

- ① 地表面に最も近い位置で測定された曲げモーメントの値から水平地盤反力を評価し、この地盤反力値と地表面位置の水平変位量との関係を基に、双曲線関数法および Van der Veen 法により塑性水平地盤反力を推定した。結果として、前者の推定法では水平変位を無限大としたときの水平地盤反力の漸近値が塑性水平地盤反力となるため、後者の推定値より大き目の値を与えることを指摘した。
- ② 双曲線関数法において、塑性水平地盤反力を $S = 0.05$ (杭径の5%) の水平変位量で評価すれば、Van der

Veen法による値との相関性がかなり高くなることを示した。

- ③ 双曲線関数法および Van der Veen 法のいずれにおいても、塑性水平地盤反力はBroms の提案しているRankineの受働土圧の3倍に対して、5倍以上であることを明らかにした。この結果より、砂質土地盤中の打込み杭の場合、Broms 理論では「短い杭」で約60%、および「長い杭」で約85%の極限水平耐力になること、ならびに「短い杭」、「長い杭」、あるいは「中間長さ杭」の境界の根入れ長さが異なることなどを明らかにした。

[参考文献]

- 1) 富永晃司, 山本春行 (1991) : 砂地盤中の実大杭の塑性地盤反力に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1453-1454.
- 2) B.B.Broms (1964a) : " Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", Proc.,ASCE, Vol.90, No.SM2, pp.27-63.
- 3) B.B.Broms (1964b) : " Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils", Proc.,ASCE, Vol.90, No. SM3, pp.123-156.
- 4) B.B.Broms (1965) : " Design of Laterally Loaded Piles", Proc., ASCE, Vol.91, No.SM3, pp.79-99.
- 5) 日本建築学会編 (1974) : 「建築基礎構造設計規準・同解説」, 丸善, pp.200-220.
- 6) 例えば、日本建築センター編 (1991) : 「構造計算指針・同解説」, 日本建築センター, pp.1-65.
- 7) 日本建築学会編 (1988) : 「建築基礎構造設計指針」, 丸善, pp.244-262.
- 8) 日本建築学会編 (1990) : 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」, 丸善, pp.127-209.
- 9) 国府田誠, 榎並昭 (1984) : 杭の水平極限支持力の理論的解析法に関する研究 (斜杭および斜め荷重を含む) 第1報 杭の受働土圧に関する解析法, 日本建築学会論文報告集, 第345号, pp.79-91.
- 10) 建築業協会 [基礎部会・杭の水平耐力分科会] 編 (1979) : 「杭の水平載荷試験結果に関する調査報告書」
- 11) 駒田敬一 (1977) : 土木構造物のクイの水平抵抗, 土と基礎, Vol.25, No.8, pp.1-6.
- 12) 土質工学会編 (1985) : 「杭基礎の設計法とその解説」, 土質工学会, pp.448-450.
- 13) 大崎順彦 (1961) : 「基礎構造」, コロナ社, pp.54-58.
- 14) 岸田英明, 中井正一 (1977) : 地盤反力-変位関係の非線形性, 土と基礎, Vol.25, No.8, pp.21-28.
- 15) 村山朔郎, 大崎順彦編集 (1964) : 「基礎工学ハンドブック」, 朝倉書店, pp.443-445.
- 16) 山肩邦男 (1990) : 「建築基礎工学」, 朝倉書店, pp.87-88.