

遠心模型実験による砂地盤中の単杭の p-y関係の測定

神田 政幸¹・竹村 次朗²・日下部 治³

¹正会員 工修 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38)

²正会員 工博 東京工業大学助教授 工学部土木工学科 (〒152-8552東京都目黒区大岡山2-12-1)

³正会員 Ph.D 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-8552東京都目黒区大岡山2-12-1)

本研究では、砂地盤中の単杭の水平地盤反力-変位関係 (p - y 関係)を求めることを目的として、それぞれの深さにおいて杭に作用する地盤反力並びに水平変位を直接計測できる分割杭を開発し、これを用いた遠心模型実験により、非常に小さな変位から杭径の50%以上の変位までの p - y 関係を求めた。パラメータとして遠心加速度 n すなわち、杭の原型寸法を変化させ、これが深さ方向の p - y 関係、特に初期地盤反力係数 k_0 および極限地盤反力 p_{max} に与える影響について詳細に調べた。さらに、単杭の杭頭水平載荷実験を実施し、これより得られた結果と分割杭の実験より得られた p - y 関係を用いたシミュレーションとの比較を行った。

Key Words : *single pile, lateral resistance, p-y curve, sand, centrifuge model test*

1. 序論

我が国では、都市の多くが軟弱な沖積平野に位置することから、土木・建築構造物の多くに杭を代表とする深い基礎が用いられてきた。更に我が国は世界的に類を見ない地震多発帯に位置し、このため地震力に代表される水平力を受ける場合の基礎と地盤の相互作用に関する数多くの研究が行われ、それらの成果が実設計に生かされてきた。

水平力を受ける杭の挙動の評価方法には大きく分けて2つのアプローチがとられる。一つは杭-地盤の相互作用を地盤バネにより表現し、このバネにより地盤-杭の力学特性(杭の p - y 関係を表現し、杭の曲げモーメントと曲率の関係から導いた杭の支配方程式に初期条件、境界条件を導入し解く方法である。もう一方は地盤および杭の力学特性(応力-ひずみ関係)を構成則を用いて表現し、境界条件、初期条件および連続条件のもと応力の釣合い式を全体系で解く FEM 解析である。前者は周辺地盤の挙動について情報を得ることはできないが、地盤と杭の相互作用を p - y 関係として簡単な形で表現することから計算が容易であり、杭の p - y 関係が妥当であれば杭の設計において必要となる情報(曲げモーメント、地盤反力)を十分な精度で評価することができる。また、この方法は杭の地盤反力が杭のたわみの関数で直接表現されることから、計算結果の良し悪しを比較的

容易に判断でき、特に杭に関しては設計の主流となっている。後者については、近年3次元弾塑性 FEM を適用した研究も増加している。木村¹⁾は降伏規準、塑性ポテンシャルともに Drucker-Prager 式を用い、関連流れ則を適用したモデル化を、Brown & Shie²⁾は降伏規準、塑性ポテンシャルとして Mohr-Coulomb 式の近似曲面を提案し、これに非関連流れ則を適用したモデルを、また若井、鶴飼³⁾は降伏規準に Mohr-Coulomb 式、塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 式を採用し、非関連流れ則を適用した3次元解析を行っている。これらの解析では特に異なる物性である杭と地盤との相互作用の表現および3次元化に伴う計算時間の増加等の問題がある。さらに杭-地盤の力学モデルによっては制御パラメータが多くなり、非常に複雑な計算となることから、設計に用いられることは希であり、むしろ実設計の確認あるいは震災の被害解析に用いられることが多い。

地盤バネによる杭の水平抵抗の考え方は、そのバネの特性によって弾性地盤反力法、極限地盤反力法および複合地盤反力法の3種に分けられ、この地盤バネの評価方法に関する研究が数多くなされてきた。

Chang⁴⁾は水平力を受ける杭の挙動を弾性地盤反力法を用いて最初に取り扱った。彼は、半無限長の杭について式(1)の杭の支配方程式を用い、地盤反力 $p(y,z)$ を杭の水平変位 y に対して線形と仮定した式(2)を導入することによって、基礎方程式を解いた。これは弾性地盤反

方法のうち線形弾性地盤反力法と呼ばれる。

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Dp(y, z) = 0 \quad (1)$$

$$p(y, z) = k_h y \quad (2)$$

ここで、 EI は杭の曲げ剛性であり、 D は杭径、 y は杭のたわみを表し、 z は地盤表面からの深さ、 $p(y, z)$ は地盤反力、 k_h は地盤反力と杭のたわみを関係づける比例定数、即ち地盤反力係数である。ChangはFeagin⁵⁾が行ったミシシッピ一川砂地盤に打ち込まれた単杭および群杭の水平載荷実験の内、杭頭回転固定条件での水平載荷実験をシミュレートした。これより杭の第1不動点の1/3の深さにおける地盤反力係数 k_h を用いれば、 k_h を深さに対して一定と仮定しても精度の良い予測が可能であるとしている。非線形性を有する地盤材料に対して、このような線形弾性の仮定が適用できたのは、変位が比較的小さな範囲でのシミュレートであったためと考えられる。

これに対しBroms^{6),7),13)}も粘土地盤中および砂地盤中の有限長の単杭の水平抵抗挙動を式(1)(2)の下で解き、過去の多くの杭の水平載荷実験結果と比較し、その整合性を確認している。但し、彼は粘土地盤では k_h は深さに対して一定としているが、砂地盤では式(3)に示すように k_h は深さに対して比例し、杭径 D に反比例するとしたTerzaghi⁸⁾の研究成果を用いた。

$$p(z, y) = n_h \frac{z}{D} y = k_h y \quad (3)$$

ここで、 n_h は比例定数である。Terzaghiは地盤種別毎にこの概略値を求めており、地下水位以上の緩い砂地盤の場合、 $2.4 \times 10^6 \text{ N/m}^3$ 、密な砂地盤の場合、 $1.9 \times 10^7 \text{ N/m}^3$ を得ている。この結果、Bromsは杭と地盤の剛性比および杭長の積で表される無次元パラメータ $\beta l = (k_h/4EI)^{1/4} l$ 、 $\eta l = (n_h/EI)^{1/4} l$ および杭頭水平荷重 P_0 を与えることにより杭頭水平変位 Y_0 を算出できるチャートを作成している。ここで、 l は杭の根入れ長である。

杭の水平地盤反力が杭のたわみ y に対して直線的に増加する Chang や Broms の考え方(線形弾性地盤反力法)の他に久保^{9),10)}は、杭の水平載荷実験から式(4)に示すような水平地盤反力が深さと杭のたわみの指数関数で表される $p-y$ 関係、いわゆる港研方式を提案した。

$$p(z, y) = k_h z^m y^n \quad (4)$$

ここで、 k_h は k_h とは異なる次元の杭の水平地盤反力係数であり、 m, n は、それぞれ地盤固有の値を取り、地盤の強度が深さ方向に増加する砂地盤あるいは正規圧密地

盤では、 $m=1, n=0.5$ 、強度がほぼ一定な良く締まった砂地盤や過圧密な粘土地盤では、 $m=0, n=0.5$ が推奨されている^{11),12)}。これを弾性地盤反力法のうち非線形弾性地盤反力法と呼ぶ。

Broms^{6),7),13)}は杭が非常に大きな水平変位を受けた極限状態も取り扱い、粘土地盤および砂地盤中の杭の水平支持力を求め、これを安定図表としてまとめた。これは極限地盤反力法と呼ばれ、一種の極限平衡法である。彼は砂地盤の場合、式(5)に示すように杭の極限地盤反力としてランキンの受働土圧の3倍を与えている。

$$p_{max} = 3K_p \sigma_v' \quad (5)$$

ここで、 p_{max} は杭の極限地盤反力、 K_p はランキンの受働土圧係数、 σ_v' は鉛直有効応力である。

上記弾性地盤反力法および極限地盤反力法の間的方法として複合地盤反力法がある。この方法では、比較的大きな杭の水平変位を考慮しつつ杭の断面力および地盤反力の計算が可能となる。Reeseら¹⁴⁾は $p-y$ 曲線を表す上で極限地盤反力および数点のポイントを設定し、これを直線および放物線で補間する方法を提案している。この方法は1975年にAPI(American Petroleum Institute)で採用されて以来、修正が加えられ現在ではハイパボリック関数を用いた独特な $p-y$ 関係が用いられている¹⁵⁾。岸田、中井¹⁶⁾はReeseら¹⁴⁾の研究を参考に、砂地盤および粘土地盤中の杭の $p-y$ 関係を初期地盤反力係数 k_h および極限地盤反力 p_{max} で与えられるパイリニアモデルで理想化した。土質試験および標準貫入試験結果からそれぞれのパラメータを推定し、12種の現場での単杭の水平載荷実験をシミュレートし、実験結果と良い一致を得た。岡原ら¹⁷⁾や幸左ら^{18),19)}も同様にパイリニアモデルを用い、現行の初期地盤反力係数およびクーロンの受働土圧のそれぞれ α_k, α_p 倍とし、かなり大きな変位まで載荷した実大単杭の載荷実験から α_k および α_p を求めた。この考え方は、神戸地震後に改訂された道路橋示方書IV下部工編²⁰⁾に採用されている。

以上のように地盤バネを用いた地盤反力法は杭の $p-y$ 関係を如何に評価するかが最も重要な課題であり、特に初期の勾配である初期地盤反力係数および最大値である極限地盤反力は、 $p-y$ 関係を決定する要素となることから、これらに与える杭径の影響および応力レベルの影響は最も基本的な問題と言える。沢口²¹⁾は杭の水平地盤反力係数に関する杭径の影響について杭の水平載荷実験から調べ、杭径が200~300mm以上になると杭径の影響がなくなるという結果を得ている。同様に水平地盤反力係数の杭径の影響を実験的に求めた研究としてYoshida&Yoshinaka²²⁾がある。

彼らは関東ローム層および湿潤砂層に作製した孔内で、載荷幅300~1200mmの範囲の水平方向平板載荷試験を行い、基準変位量を10mmとしたときの地盤反力係数が載荷面の直径の $3/4$ 乗に比例する関係を得た。以来、我が国における道路橋および鉄道橋等の主な杭の設計^{20),23)}では、このいわゆる $3/4$ 乗則を地盤反力係数の杭径の寸法効果として用いるようになった。しかしながら、彼らが求めた地盤反力係数は基準変位量を10mmとし、載荷幅300mmの水平地盤反力係数を1としたときのものであり、着目する変位や杭径が異なる場合、地盤反力に与える基礎寸法の影響は異なる可能性がある。

重力場における実験に加えて遠心模型実験を用いた杭の p - y 関係に関する研究も増加している。Terashi ら²⁴⁾は長杭の p - y 関係に与える杭径、杭の剛性について遠心模型実験によりパラメトリックな検討を行っている。彼らは、久保^{9),10)}が示した p - y 関係に関する経験則を確認すると共に、 p - y 関係に与える杭剛性の影響は小さいこと、 $p(z,y)=k_{hs}z y^{0.5}$ で表された水平地盤反力係数 k_{hs} は杭径 D の平方根に対して反比例することを示している。同様に Bouafia&Garnier²⁵⁾も遠心模型実験による砂地盤中の模型杭の水平載荷実験から杭の曲げモーメントを求め、これを2階積分して杭のたわみを、2階微分して地盤反力を算出し杭の p - y 関係を得た。このような p - y 関係の求め方は一般的ではあるが、曲げモーメントを2階微分して得られる地盤反力は測定誤差の影響を強く受けるという問題がある。この問題に対して沢口、山田²⁶⁾はフリクションリボンを用いて杭の水平地盤反力を直接測定する方法を採用した。彼らは、曲げモーメントから地盤反力を求める方法について、算定精度の低さを指摘し、フリクションリボンを用いた地盤反力の計測を行い、港研方式で計算した結果と比較し同方式の適用性を確認している。

このように、水平力を受ける杭の挙動、特に杭の p - y 関係に関する研究が数多くなされてきたが、いずれも杭頭の変位が、杭径の10%程度の比較的小さな範囲までのものであり、大きな杭頭変位まで加えた杭頭水平載荷実験例は少ない^{18),19)}。これはこれまでの設計で考慮していた変位量が比較的小さかったことが主たる理由であるが、1995年に発生した神戸地震以来、杭を含めた基礎の設計法は比較的大きな変位を許容する設計法に移行しつつある^{20),23)}。また、世界的に基礎の設計法が仕様設計から性能設計へ移行しようとしており、基礎の限界状態を変位の比較的小さな領域から基礎の機能に損傷を与える大変位まで正確に求めることが必要となってきた。

そこで本研究では砂地盤中の杭の水平抵抗に関する問題として、特に単杭の p - y 関係、初期地盤反力係数および極限地盤反力に与える杭径の影響、杭の剛性の影響を調べることを目的とし、新たに開発した分割杭による

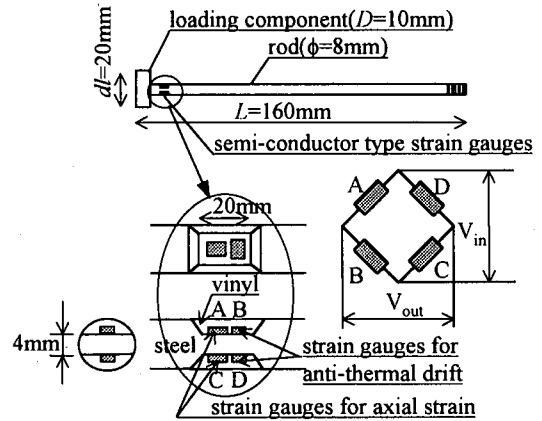


Fig.1 Divided pile

水平載荷実験を遠心力場内の砂地盤に対して実施し、比較的大きな変位までの p - y 関係を求めた。この他、単杭の水平載荷実験を行い、分割杭の水平載荷実験より求めた p - y 関係を用いてこの単杭の水平載荷実験のシミュレートを試み、分割杭によって得られた p - y 関係の妥当性を検証し、これと同時に単杭の水平抵抗挙動についても考察を加えた。

2. 分割杭による水平載荷実験

(1) 分割杭

Fig.1は、杭の p - y 関係を直接計測するために本研究において開発した分割杭である²⁷⁾。単杭を分割した直径 $D=10\text{mm}$ 、長さ $dl=20\text{mm}$ のステンレス円筒に直径 $\phi=8\text{mm}$ のロッドが付いており、先端の円筒を地盤中で水平に押すことにより生じる地盤反力、すなわちロッド軸力をロッドに取り付けた半導体ひずみゲージ(豊田工機Sp-1.7-1000Us)4枚で計測する。いくつかの予備実験より密な砂地盤において1G場から50G場では、この円筒には2Nから2000Nの反力が作用すると予想された。この最大荷重に対しロッドに座屈が生じないこと、および温度上昇によるひずみの出力を除去する温度補償用ゲージを軸方向と直交方向に貼る必要から最小ロッド径 $\phi=8\text{mm}$ を選定した。この結果、ゲージ部で生じるひずみは1 μ から300 μ と非常に小さく、通常の金属ゲージでは測定誤差が大きくなるものと考えられた。そこで、微小ひずみの計測に適する半導体ひずみゲージを用い、温度補償用ゲージ(ゲージB)をロッド軸に対して直角方向に貼り、更に曲げひずみの除去および軸ひずみが高出力となるよう対向面に同様に1対2枚の半導体ひずみゲージ(ゲージC,D)を貼りあわせた。

この分割杭の検定のために、予想される荷重域まで

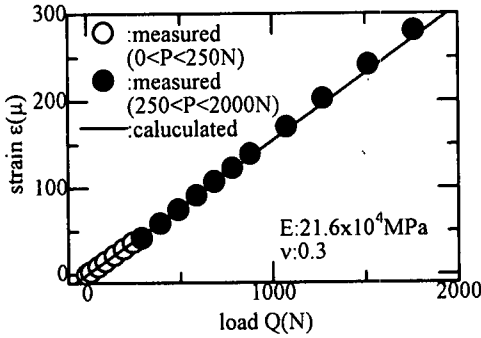


Fig.2 Calibration tests of divided pile

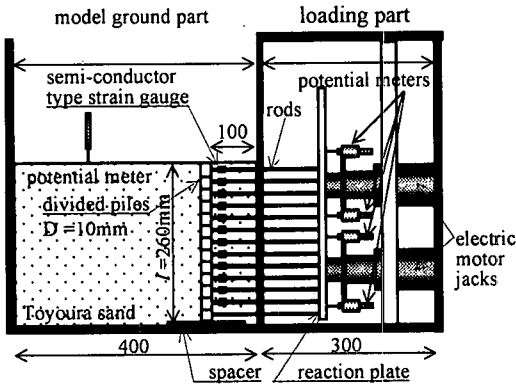


Fig.3 Loading system of divided piles

両端ヒンジ条件で荷重試験を実施した。その結果を Fig.2 に示す。横軸は荷重荷重、縦軸は軸ひずみである。検定は50μまでの小さなひずみ領域と300μまでのひずみ領域に分けて荷重ステップ幅を変化させて実施した。同図にはゲージ部の断面積、材料の弾性係数より算出した荷重荷重と軸ひずみの関係も示してある。多少測定ひずみが計算値より大きくなっているが、荷重荷重と計測軸ひずみには明確な線形性が得られ、これよりほぼ設計通りの分割杭が得られたことが確認された。また、別途分割杭の検定と同様の荷重方法によりロッドの座屈試験を行い、座屈荷重を確認した。座屈荷重は測定最大荷重の2倍の約4000Nであり、ゲージ貼付部の断面欠損部で生じた。実際の分割杭の荷重実験では、ロッド周辺には地盤があり、地盤のロッドへの拘束効果により座屈は4000N以上の荷重で生じるものと考えられ、今回の荷重実験の範囲内ではロッドの座屈に対しては十分安全であることが分かった。

(2) 実験方法

Fig.3は分割杭の荷重システムである。内寸法、幅300mm、長さ700mm、高さ600mmの剛性容器内に2連

Table1 Electric motor jack for divided pile loading tests

electric voltage	AC100V
maximum stroke	40mm
maximum velocity	45mm/min
minimum velocity	0.015mm/min
maximum load	29.5kN

Table2 Properties of Toyoura sand

specific gravity G_s	2.645
D_{50} (mm)	0.19
D_{30} (mm)	0.16
D_{10} (mm)	0.14
uniformity coefficient U_c	1.56
coefficient of curvature U_c'	0.95
maximum void ratio e_{max}	0.973
minimum void ratio e_{min}	0.609

の電動式の水平ジャッキが納められ、仕切板で模型地盤のスペースと荷重スペースに分けられている。この荷重ジャッキは2台で最大29.5kNの荷重能力を有している。Table1に荷重ジャッキの仕様を示す。上述の分割杭13個を鉛直に並べ、各分割杭間にはシリコングリースを薄く塗り相互の分割杭の摩擦低減処理を施した。ジャッキを水平に動かすことにより反力プレートに剛結されたロッドが水平移動し、分割杭の荷重が行われる。容器底部と最下端の分割杭の間には滑面を有するステンレス製のスペーサーを置き、底面摩擦の低減を行った。しかしながら、最下端の分割杭には底面の影響が表れることが予想されたため、この分割杭はダミー杭とし、計測は行わなかった。分割杭の変位は反力プレートに取り付けた測定容量50mmのポテンシャル式変位計(データインストルメント社)で測定した。

ロッドは地盤反力を受け圧縮するが、この圧縮量 ΔL は、分割杭に作用する地盤反力を P 、断面欠損部の長さを L_1 、断面積を A_1 、欠損部以外のロッドの長さを L_2 、断面積を A_2 、ロッドの弾性係数を E とすると、

$$\Delta L = \frac{P}{E} \left(\frac{L_1}{A_1} + \frac{L_2}{A_2} \right) \quad (6)$$

で計算できる。地盤反力 P を予想される最大荷重2000Nとすると、 ΔL は0.03mmとなり荷重変位と比較してロッドの圧縮量は非常に小さいと言える。データ整理の際はこれを考慮し、与えた水平変位に対して補正を行った。以上の分割杭の荷重システムを用いて、種々の遠心加速度のもと砂地盤中の杭の各深さにおける p - y 関係を調べた。

使用した遠心模型実験装置は1994年東京工業大学工学部土木工学科に設置されたビーム型遠心装置

Table3 Conditions for divided pile loading tests

test code	pile diameter D (mm)	relative density Dr (%)	centrifugal acceleration ratio n
H00011_1	10	89	1
H00011_2		89	
H00011_3		88	
H00101_1		91	10
H00101_2		92	
H00101_3		89	
H00251_1		84	25
H00251_2		87	
H00251_3		89	
H00501_1	88	50	
H00501_2	88		
H00501_3	86		

MarkIII Centrifugeであり、最大載荷能力は50Gton、回転軸からプラットフォームまでの距離は2.3mである。

用いた地盤材料はTable2に示す乾燥状態の豊浦砂である。予め遠心模型実験装置のプラットフォーム上に設置した剛性容器内に空中落下法にて相対密度 $D_r=85\%$ を目標に模型地盤を作成した。作成後の相対密度を測定したところ $D_r=84\sim 92\%$ の範囲内であった。鉛直に並んだ分割杭の表面まで模型地盤を一樣に作成した後、所定の遠心加速度 nG 場まで遠心加速度を上昇させ、毎分1.0mmの荷重速度にて杭径の50%以上の水平変位となるまでの荷重実験を行った。遠心加速度は重力場(1G)、10、25、50Gと変化させている。Table3に分割杭による水平荷重実験の条件を示す。なお、Table3に示すように同一条件の荷重実験を3回実施した。

3. 単杭の荷重実験

本研究では分割杭の水平荷重実験とほぼ同一の地盤に対して単杭の杭頭水平荷重実験を行い、これに対して分割杭の水平荷重実験から得られた $p-y$ 関係を用いてシミュレートし、その $p-y$ 関係の妥当性を検討した。

Fig.4にこの単杭の水平荷重実験に用いた模型杭を示す。外径 $D=10\text{mm}$ のステンレス鋼管から成り、肉厚 $t=0.2\text{mm}$ 、 0.5mm 、 1.0mm の曲げ剛性の異なる3種の模型杭(曲げ剛性 EI はそれぞれ15.5、35.4、53.6 Nm^2 。)を用いた。荷重時の杭体に生じる曲げひずみを測定するために、1カ所につき2枚のひずみゲージ(共和KFG-2-350-C1-16)を深さ方向に11カ所、鋼管内面に貼付し荷重点から地盤表面にあたる部分には、杭頭部での曲げによるたわみを極力小さくするために真鍮を埋め込み杭の曲げ剛性を向上させた。これをFig.5に示すような剛性容器内の所定の位置にセットし、分割杭の水平荷重実

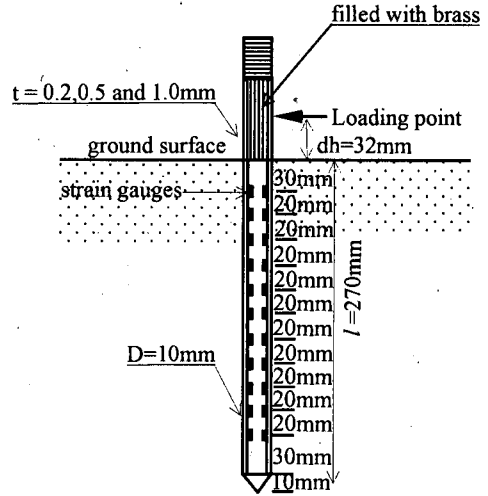


Fig.4 Modeled pile

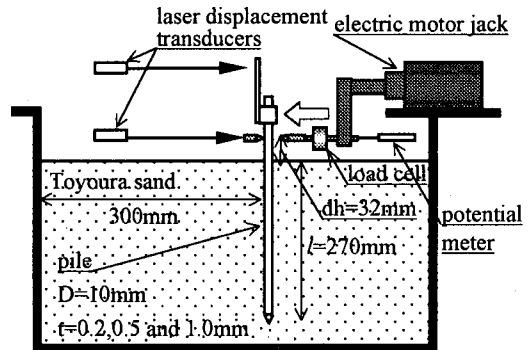


Fig.5 Loading system of single pile

験と同様の方法で地盤を作成した。なお、その根入れ長は270mmである。模型地盤作成後、遠心加速度を上昇させ所定の遠心加速度に到達した後、剛性容器に取り付けた電動ジャッキにて荷重高さ $dh=32\text{mm}$ の点に毎分1.0mmの荷重速度で、計測した杭体の最大ひずみが約1000 μ となるまで水平変位を付与した。荷重中、荷重点の水平変位 Y_0 はポテンシャル式変位計(データインストールメント社)で、荷重点の杭の回転角は2つのレーザー変位計(キーエンスLB-01)で、杭頭水平反力はロードセル(共和LU-20KSB34D)にてそれぞれ計測した。単杭荷重実験の条件はTable4に示す通りである。

Table4 Conditions for single pile loading tests

test code	pile diameter D (mm)	pile thickness t (mm)	Flexural rigidity EI (Nm ²)	relative density Dr (%)	centrifugal acceleration ratio n
H0001102	10	0.2	15.5	85	1
H0001105		0.5	35.4	86	1
H0001110		1.0	53.6	84	1
H0025102		0.2	15.5	85	25
H0025105		0.5	35.4	83	25
H0050102		0.2	15.5	85	50
H0050105		0.5	35.4	86	50
H0050110		1.0	53.6	87	50

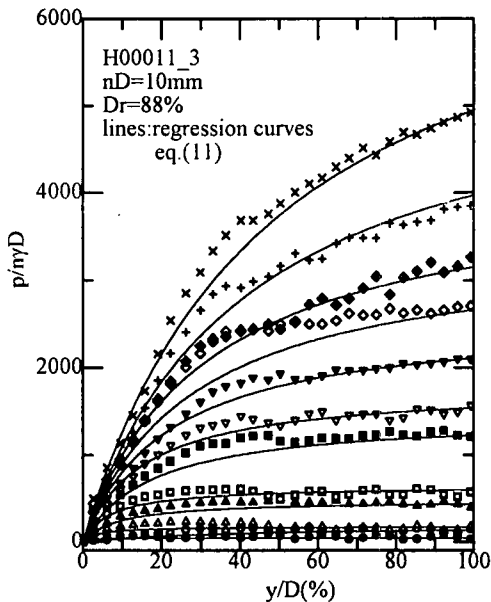


Fig.6(a) Relationship between p/nyD and $y/D(1G)$

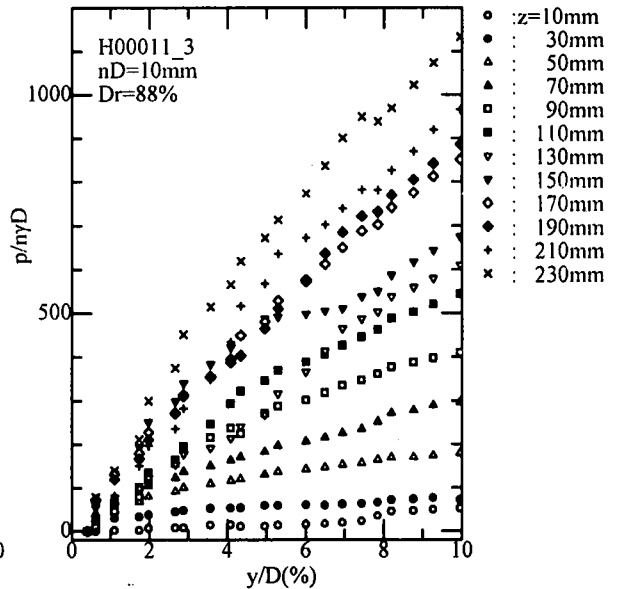


Fig.6(b) Relationship between p/nyD and $y/D(1G)$

4. 実験結果および考察

(1) 分割杭のp-y関係

1, 10, 25, 50Gの遠心加速度場での分割杭の水平載荷実験から得られたp-y関係をFig.6~9にそれぞれ示す。なお、地盤反力 p 、および杭の水平変位 y は nyD および D でそれぞれ無次元化してある。ここで n は遠心加速度比、 γ は模型地盤の単位体積重量、 D は模型杭の直径である。また、これらの図には杭径の10%の変位量までを拡大したものも示してある。各深さ z で計測された無次元化された極限值 p_{max}/nyD は、Terzaghi²⁸⁾やMeyerhof²⁹⁾の支持力理論とは載荷方向が異なり、また杭背面での主働土圧の存在や地盤表面での明確な応力境界がないといった点が異なるものの、基本的には杭径 D 、根入れ z と

直接関係する支持力係数 N_p と同様な物理的意味を有する無次元量である。

若干のばらつき、例外もあるが深いほど地盤反力は大きくなっていることがわかる。また、載荷初期には地盤反力は載荷変位に対して直線的に増加し、比較的浅い部分では杭径の1~5%程度で地盤反力の増加割合が低下する非線形性が確認でき、さらに載荷すると極限地盤反力に達し、地盤反力は水平となる。一方、比較的深い部分では載荷と共に徐々に地盤反力の増加割合は低下するものの、杭径の100%の水平変位を与えても地盤反力は一定値をとらない。Fig.7~9については縦軸のスケールを同一のものとしたが、これより同一水平変位 y/D における無次元化した地盤反力の大きさは換算杭径 nD (原型の杭径)の増大に伴い減少することがわかる。ま

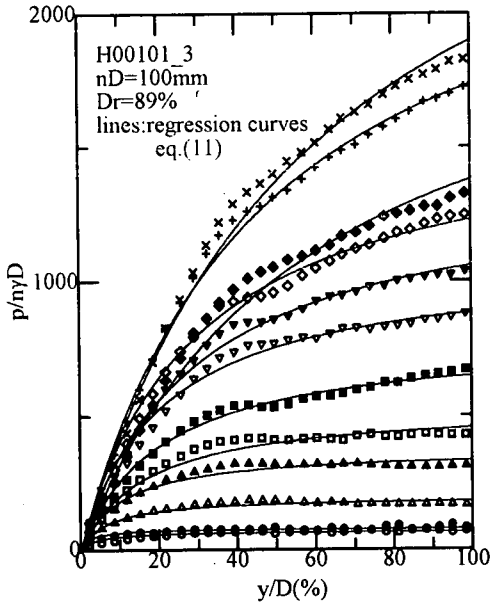


Fig.7(a) Relationships between p/nyD and $y/D(10G)$

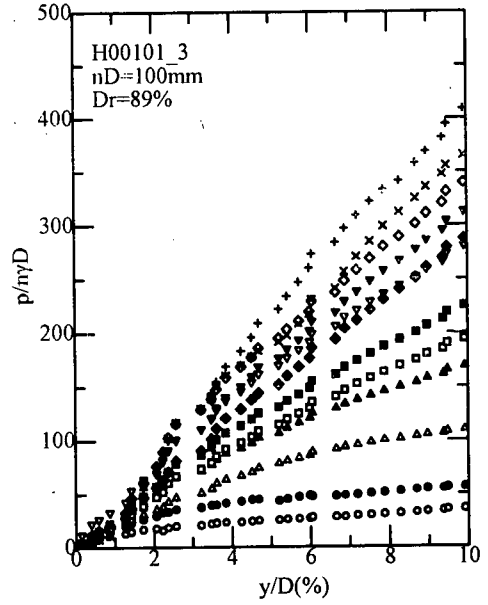


Fig.7(b) Relationships between p/nyD and $y/D(10G)$

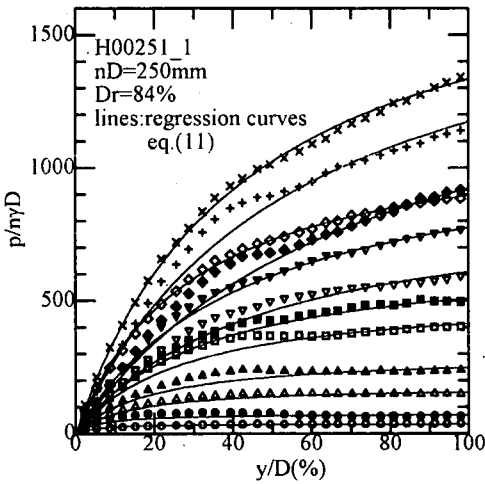


Fig.8(a) Relationship between p/nyD and $y/D(25G)$

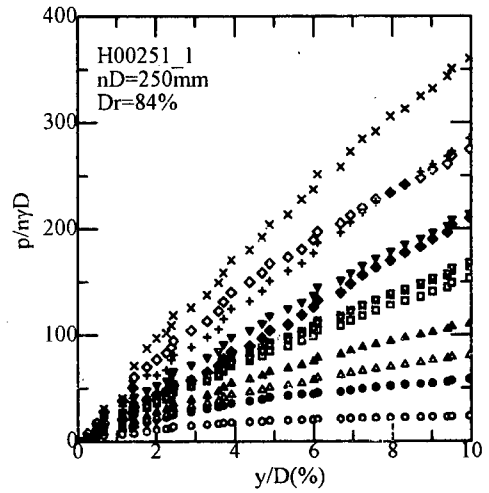


Fig.8(b) Relationship between p/nyD and $y/D(25G)$

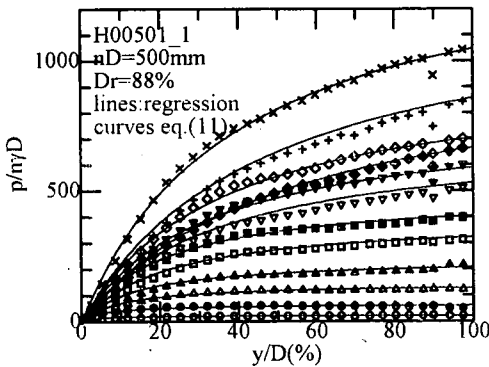


Fig.9(a) Relationships between p/nyD and $y/D(50G)$

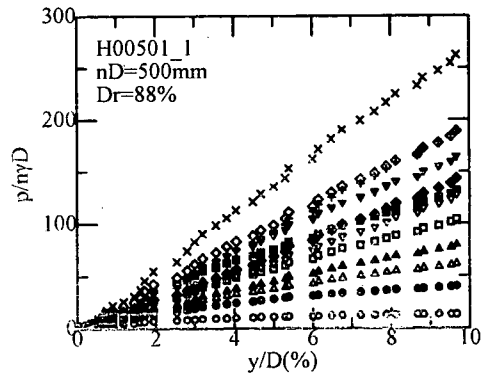


Fig.9(b) Relationships between p/nyD and $y/D(50G)$

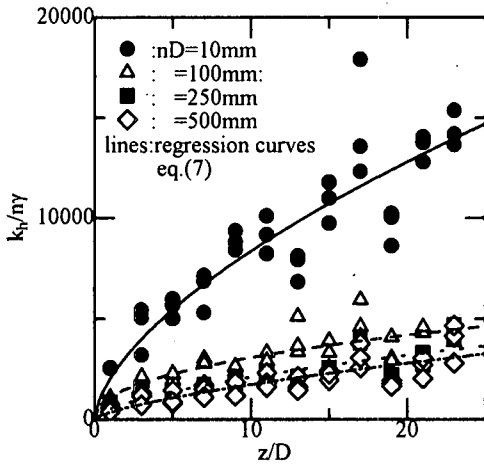


Fig.10 Variation of normalized initial gradient of subgrade reaction $k_h/n\gamma$ with normalized depth z/D

た、Fig.6～9に示す p - y 曲線の形状の概観からすると、杭の p - y 関係は双曲線に近い形状となると言える。

(2) 初期地盤反力係数

本研究では実測 p - y 関係の初期部の傾き、即ちFig.6(b)～9(b)において水平変位が杭径の1～5%以内に発生する地盤反力が直線的に増加する領域の勾配を初期地盤反力係数 k_h と定義した。なお、Fig.7(b)に示すように下に凸の p - y 関係の場合、最急勾配を初期地盤反力係数としている。Fig.10は無次元化した初期地盤反力係数 $k_h/n\gamma$ と深さ z/D の関係を換算杭径 nD 毎に示したものである。これよりばらつきはあるものの初期地盤反力係数は深さに対して増加し、その増加割合は深さと共に小さくなるのがわかる。このばらつきを注意してみると、いくつかの k_h が傾向から離れ小さくなっているが、それを挟む位置の k_h は若干大きめの値を示している。これは載荷システム上の問題で、ある深さの分割杭の実際の水平変位が他のものより初期部で小さくなり、その杭の反力が小さくなった分上下の杭に3次元的な効果が現れ、やや大きめの反力が現れたものと推察できる。また、明らかに同一 z/D における無次元化した初期地盤反力係数は換算杭径 nD の増加と共に低下する、いわゆる寸法効果が見られる。

無次元化した初期地盤反力係数と無次元化した深さ z/D の関係を両対数軸にプロットしたものをFig.11に示す。横軸 z/D はその点での初期鉛直有効応力 σ_{v0}' を $n\gamma D$ で除したものと一致し、同一実験結果の初期地盤反力係数を比較する上では、 σ_{v0}' と同一の意味となる。同図には、 $k_h/n\gamma$ が z/D の0.5乗に比例すると仮定した関係も直線で示した。明らかに初期地盤反力係数は、 z/D (つまり σ_{v0}')

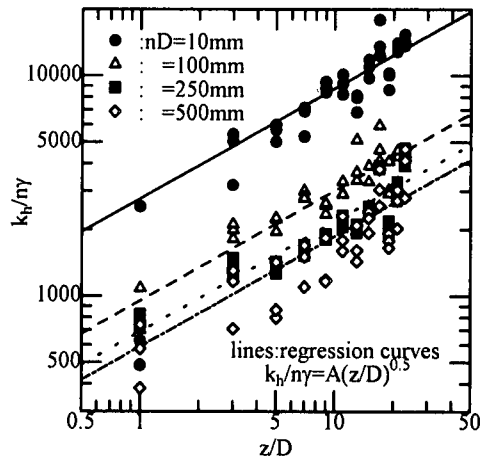


Fig.11 Relationships between $\log(k_h/n\gamma)$ and $\log(z/D)$

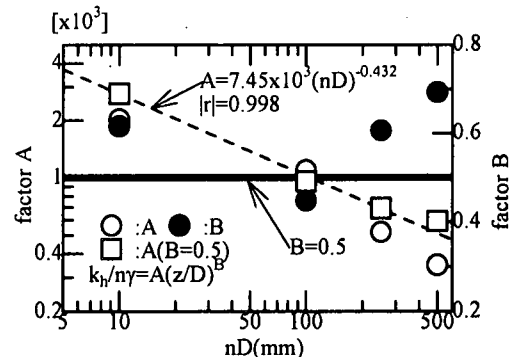


Fig.12 Relationships between factors A, B and nD

に依存し、また $k_h/n\gamma$ が z/D の平方根に比例するとした直線(傾き0.5)と実験値はほぼ平行であることから、無次元化した初期地盤反力係数はほぼ z/D の平方根に比例すると言える。Vesic'^{30),31)}は半無限弾性体上の無限に長い梁が集中荷重を受ける場合の地盤反力係数を求め、地盤の弾性係数 E の13/12乗に比例することを示した。Yoshida&Yoshinaka²²⁾もこの結果を利用し、地盤反力係数と杭径の関係を導いている。無次元化した初期地盤反力係数が無次元化した深さ z/D の平方根に比例する実験事実、Vesic'の研究成果および砂の弾性係数が初期の最大主応力 σ_1' の平方根に比例する過去の研究成果^{32),33),34)}より、初期地盤反力係数は弾性係数の関数であると言える。

以上の考察より無次元化した初期地盤反力係数 $k_h/n\gamma$ について式(7)に示す指数関係を仮定し、Fig.10に曲線で示すように実験結果から最小自乗法によりフィッティングを行った。

$$k_h(z)/n\gamma = A(z/D)^B \quad (7)$$

ここで、 A, B は地盤条件によって変化するパラメータであり、本研究のパラメータの範囲では、遠心加速度比 n 、つまり換算杭径 nD の影響がこれらのパラメータに含まれる。このフィッティングから大きくずれるものもあるが、前述のばらつきに対する推察がある程度妥当であると仮定し、すべてのデータを用いてこのフィッティングは行っている。フィッティングの結果、得られた A, B を換算杭径 nD に対してプロットしたものをFig.12に示す。また同図には上記の考察から $B=0.5$ 、つまり $k_h/n\gamma$ が z/D (つまり σ_{v0})の平方根に比例するとして最小自乗法により得られた A についても併記してある。応力レベルが $1\sim 50G$ 、つまり換算杭径 nD が $10\sim 500\text{mm}$ と変化するにより A が $0.349\times 10^3\sim 2.023\times 10^3$ まで大きく変化するのに対し、 B の変化は比較的小さく $0.448\sim 0.693$ の間で、明確な傾向も見られずほぼ 0.5 に近い値をとる。 $B=0.5$ とした場合には A は $0.588\times 10^3\sim 2.77\times 10^3$ が得られ、 $\log(nD)$ の増加と共に、 $\log A$ は直線的に減少した。図中の破線はこの関係を直線と仮定し、 $B=0.5$ を用いた場合の回帰曲線である。この直線の傾きは、 -0.432 となった。式(7)は模型寸法についての関係式であるが、反力(応力)、単位重量が原型と模型で等しく、原型の変位および長さが模型の n 倍であることを考慮し、これを原型寸法で書き換えると、式(7)の左辺は以下の通りになる。ここでサフィックス m は模型、 p は原型を表す。

$$\frac{k_{hm}(z_m)}{n\gamma_m} = \frac{p_{im}(z_m)/y_{im}}{n\gamma_m} = \frac{p_{ip}(z_p)/(y_{ip}/n)}{n\gamma_m} = \frac{p_{ip}(z_p)}{\gamma_p y_{ip}} \quad (8)$$

$$= \frac{k_{hp}(z_p)}{\gamma_p}$$

ここで、 p_p は初期直線部の水平変位 y_p 時の反力である。一方、右辺について上述の関係式を代入すると

$$A_m(z_m/D_m)^{0.5} = C(nD_m)^{-0.432}(z_m/D_m)^{0.5}$$

$$= CD_p^{-0.432}(z_p/D_p)^{0.5} \quad (9)$$

$$= Cz_p^{0.5}D_p^{-0.932}$$

となる。ここで C は 7.45×10^3 となった。式(7)～(9)より

$$\frac{k_{hp}(z_p)}{\gamma_p} = Cz_p^{0.5}D_p^{-0.932} \quad (10)$$

が得られる。これより、同一原型深さにおける初期地盤反力係数に与える載荷幅の影響は、Yoshidaら²²⁾のそれ(-3/4)よりやや大きいことがわかる。これはYoshidaらが載荷変位 10mm の際の割線係数を地盤反力係数と定義したのに対し、ここでは初期部の傾きを用いた差によるも

のと考えられる。地盤を均質な弾性体と仮定すれば、地盤反力係数は載荷幅に反比例(-1乗)する。しかし、同一沈下量の場合、載荷幅が小さいほど非線形性が表れ、剛性が低下する。今回の実験結果が-3/4乗より大きくなった原因として、Yoshidaらの実験では載荷変位 10mm といえどもこの非線形性の影響を受けた結果であることが考えられる。地盤反力係数に与える載荷幅の影響については、後述の杭の p - y 関係のモデル化後、更に考察を加える。

(3) 杭の p - y 関係のモデル化と極限地盤反力

前述の通り、分割杭の載荷試験から得られた p - y 関係は双曲線に非常に近いことが分かった。そこで上記で求めた初期地盤反力係数 $k_h/n\gamma$ および式(11)に示す無次元化した双曲線を用いて、もう一つのパラメータである最大値、つまり極限地盤反力 $p_{max}/n\gamma D$ を最小自乗法により求めた。

$$\frac{p(z, y)}{n\gamma D} = \frac{(k_h(z)/n\gamma)(y/D)}{1 + \frac{k_h(z)/n\gamma}{p_{max}(z)/n\gamma D}(y/D)} \quad (11)$$

ここで、 $p(z, y)$ は深さ z 、杭の水平変位 y のときの水平地盤反力、 $k_h(z)$ は深さ z の初期水平地盤反力係数、 $p_{max}(z)$ は深さ z の極限地盤反力である。実験から得られた分割杭の p - y 関係が双曲線に近いことが、関数を選定した最大の理由であるが、双曲線はパラメータの数が初期部の傾きである初期地盤反力係数と最大値である極限地盤反力の2つと少なく、 p - y 関係のモデル化にあたり非常に都合が良い。しかもフィッティング後に確認した実測値とこの双曲線の相関も、全ケースにおいて相関係数 $R=0.9$ 以上であった。Fig.6(a)～9(a)にフィッティングを行った結果を実線で示してある。

以上求めた無次元化した極限地盤反力 $p_{max}/n\gamma D$ と深さ z/D の関係を換算杭径 nD 毎にFig.13に、また極限地盤反力 p_{max} と各点の初期鉛直有効応力 σ_{v0} 'の関係をFig.14にそれぞれ示す。Fig.13より極限地盤反力は深さの増加に対し、比較的浅い部分ではその増加割合が漸増し、深い部分ではほぼ直線的に増加する傾向が伺える。このような深さに対する極限地盤反力の変化は極限地盤反力が地盤の破壊メカニズムに強く依存するためと考えられる。即ち、浅い領域で比較的杭周りの有効応力が小さな場合と深い領域の有効応力が大きな場合ではその破壊メカニズムが異なり、浅い部分では応力境界である地盤表面の影響から比較的ダイレーティブな全般せん断に近い破壊が小さな水平変位で生じる。一方、深い部分では杭周りの応力レベルが増加すると共に p - y 関係にピークを持たない局所せん断破壊形式に移行し、大きな水平変位でも反力が増加し続ける。Fig.15はほぼ同

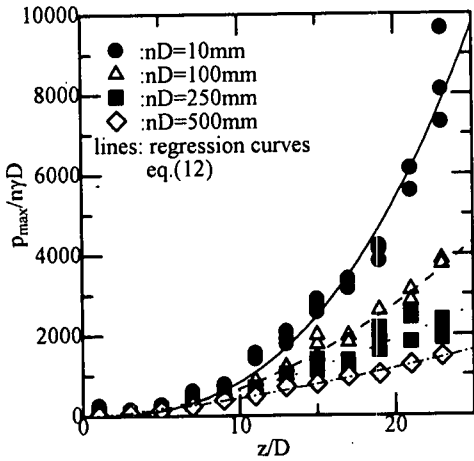


Fig.13 Variations of normalized ultimate subgrade reaction p_{max}/nyD with normalized depth z/D

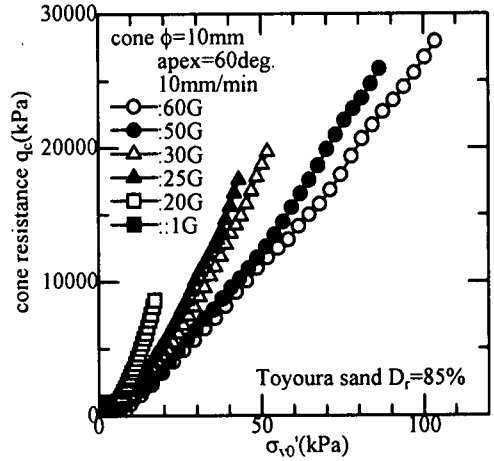


Fig.15 Results of cone penetration tests

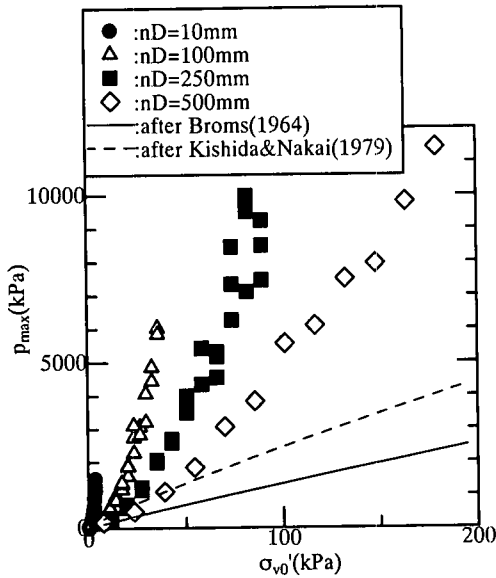


Fig.14 Relationships p_{max} and σ_{v0}'

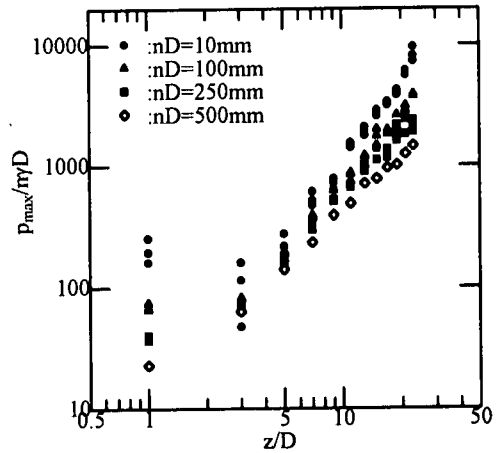


Fig.16 Double logalistic plots of ultimate subgrade reaction p_{max}/nyD

一の相対密度を有する豊浦砂地盤に径10mmのコーンを毎分10mmの速度にて貫入を行った際得られたコーン先端貫入抵抗 q_c と根入れ深さにおける初期鉛直有効応力 σ_{v0}' の関係を示したものである³³⁾。コーン貫入試験は荷重が鉛直方向であるが、ほぼFig.14と同様の傾向が見られ、貫入に伴い徐々に漸増し、深い所では直線的に増加している。

Fig.14にはBroms¹³⁾ならびに岸田ら¹⁶⁾の方法により極限地盤反力を求めた結果も示してある。この計算では内部摩擦角 ϕ' の応力依存性を考慮し、岡村ら³⁶⁾の研究成果を参考に平均主応力 σ_m' の対数に対して内部摩擦角 ϕ' は直線的に減少するとした。これより各方法は初期鉛直有効応力の増加と共に内部摩擦角が減少し、結果と

して極限支持力の増加割合も減少する。特に岸田らの方法は $\sigma_{v0}'=25kPa$ で破壊メカニズムが変化し、ここで初期鉛直有効応力に対する地盤反力の増加割合が明確に小さくなっている。しかしながら実験から得られた極限地盤反力は浅い部分で漸増し、深さの増加と共に直線的に増加し、これらの過去の研究成果と異なる傾向を示す。また、極限地盤反力においても初期地盤反力係数と同様に明らかに換算杭径 nD の増加と共に無次元化した極限地盤反力が低下する寸法効果が見られる。Fig.16は初期地盤反力係数と同様に(Fig.11)、両対数軸に対して無次元化した極限地盤反力 p_{max}/nyD と深さ z/D の関係を各換算杭径 nD 毎にプロットしたものである。浅い場合 p_{max} の値が小さく相対的に誤差の割合が大きくな

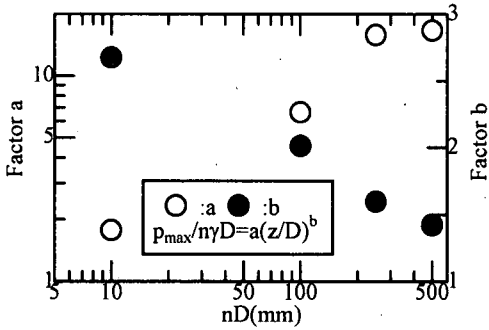


Fig.17 Relationships between factors a, b and nD

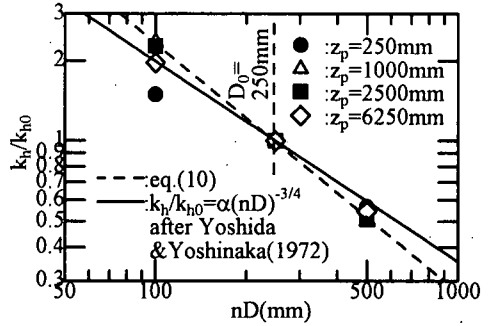


Fig.18 Relationship between k_h/k_{h0} and nD

り、その結果ばらつきも大きくなる。図より各換算杭径 nD において浅い部分と深い部分では傾きが異なり、浅い部分では深い部分と比較して傾きはやや小さくなっているように見られる。しかし誤差の大きい $z/D=1$ を除けば、本研究で行った深さまでであれば無次元化した極限地盤反力 $p_{max}/n\gamma D$ と深さ z/D の関係は以下の指数関係によって表すことができそうである。

$$p_{max}(z)/n\gamma D = a(z/D)^b \quad (12)$$

ここで、 a および b は地盤条件および破壊メカニズムによって変化するパラメータであり、実験では遠心加速度比 n 、つまり換算杭径 nD の影響がこれらに直接関係することになる。ただし、式(12)では地盤の破壊メカニズムの違いの影響を正確には表現しているとは言えず深い領域および浅い領域、それぞれの破壊メカニズムを考慮した極限地盤反力のモデル化については今後の検討課題である。式(12)を用いて最小自乗法より得られたパラメータ a および b と換算杭径 nD の関係を Fig.17 に示す。また、Fig.13 にはこの回帰線も併記してある。遠心加速度が 1~50G、つまり換算杭径 nD が 10~500mm と変化的ることにより、 a は 1.78~16.7、 b は 2.68~1.42 まで変化した。また、このモデルの実験値との対応は相関係数 $R=0.99$ 以上あり、実測値のばらつきが $k_s(R=0.9)$ より小さいことがわかる。

式(11)の双曲線並びに式(7)(12)および Fig.12, Fig.17 で与えられるパラメータを用いて各 nD について原型深さ z_p における原型水平変位 $y_p=10\text{mm}$ に対する地盤反力係数を求めた結果を Fig.18 に示す。なお、ここでは $nD=10\text{mm}$ となる 1G の結果を除いた 3 ケースについて $z_p=250, 1000, 2500$ および 6250mm に対して、基準とする地盤反力係数 k_{h0} を $nD=250\text{mm}$ のものとして、これに対する比 k_h/k_{h0} と nD の関係で表している。同図には Yoshida²²⁾ の結果 (-3/4 乗則) を実線で、式(10)で表される同一原型深さ z_p での原型初期地盤反力係数と杭径の関係を破線で示した。 nD が 100mm より 500mm の範囲で Yoshida らの

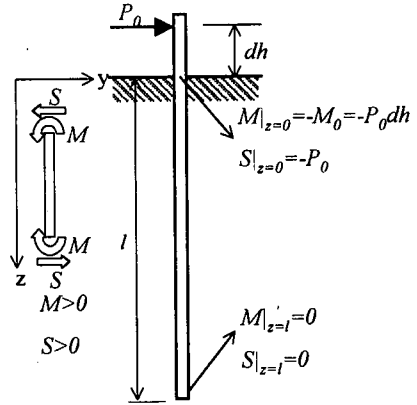


Fig.19 Boundary condition in the simulation of single pile loading

結果とよく対応しており、基準変位 10mm であれば杭径の寸法効果として -3/4 乗則の妥当性を支持する結果が得られた。また初期地盤反力係数に与える杭径の影響は、Yoshida らや実験結果で示された基準変位量 10mm における地盤反力係数のそれより大きいことが再確認できる。

(4) 単杭の水平載荷試験のシミュレーション

本研究では分割杭の載荷実験より得られた p - y 関係が杭頭に水平力を受ける実際の単杭に生じ得る p - y 関係を合理的に説明しうるか否かを確認するために、同一の地盤条件のもとで実施した単杭の水平載荷実験結果を分割杭の載荷実験から得られた p - y 関係を用いてシミュレートすることを試みた。ここでは、数値解析に連続的な p - y 関係を用いることとし、これまで議論した式(7)、(11)、(12)並びに Fig.12 ($B=0.5$ のケース)、Fig.17 のパラメータを採用した。単杭の基礎方程式である式(1)にこれらを代入し、Fig.19 に示すように境界条件で地盤表面の杭頭部に生じる曲げモーメント M 、およびせん断力 S を与えた。これより水平力-載荷点変位の関係 (P_0 - Y_0 関係)、曲げモーメント分布、地盤反力分布、杭のたわみ分布を算出し、単杭の載荷実験の結果との比較を行った。

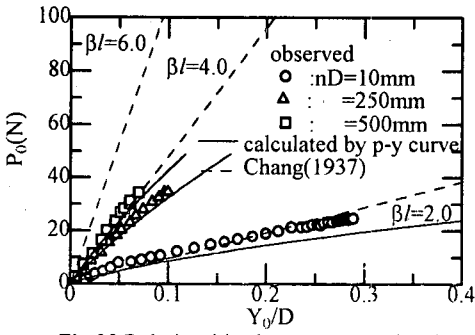


Fig.20 Relationships between P_0 and Y_0/D ($t=0.2\text{mm}$)

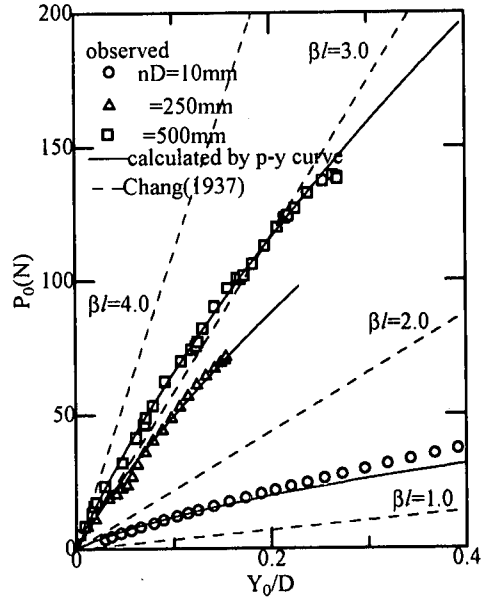


Fig.21 Relationships between P_0 and Y_0/D ($t=0.5\text{mm}$)

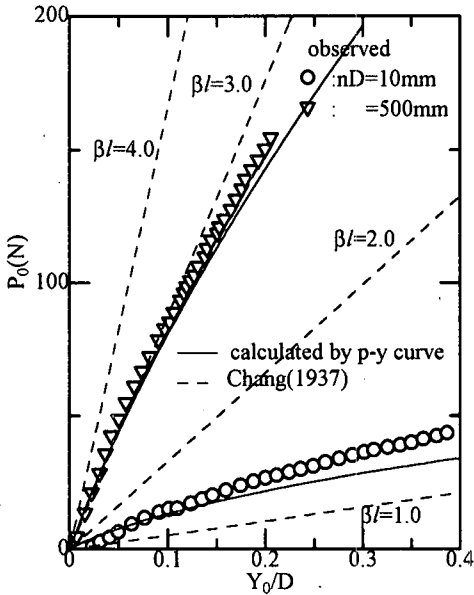


Fig.22 Relationships between P_0 and Y_0/D ($t=1.0\text{mm}$)

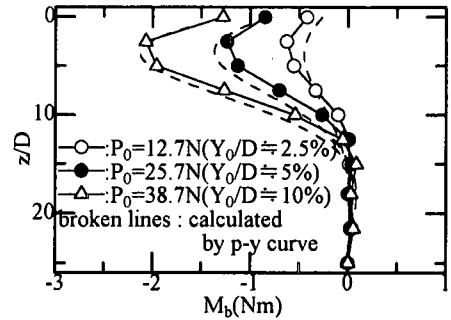


Fig.23 Bending moment distributions (H0050102, $t=0.2\text{mm}$)

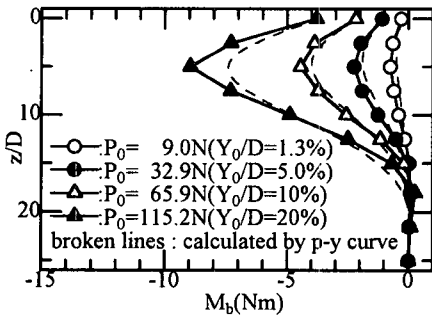


Fig.24 Bending moment distributions (H0050105, $t=0.5\text{mm}$)

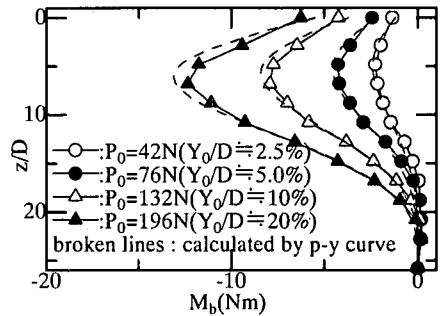


Fig.25 Bending moment distributions (H0050110, $t=1.0\text{mm}$)

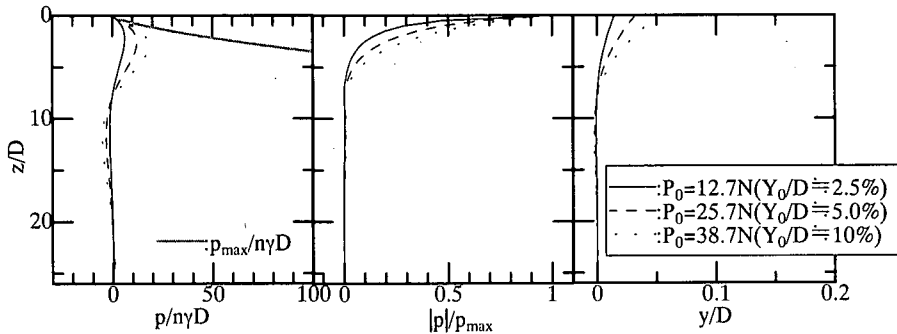


Fig.26 Profiles of subgrade reaction p/nyD and deflection y of pile (H0050102, $t=0.2\text{mm}$)

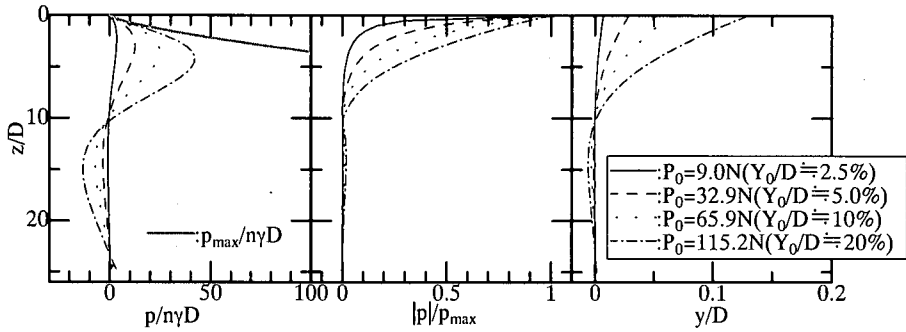


Fig.27 Profiles of subgrade reaction p/nyD and deflection y of pile (H0050105, $t=0.5\text{mm}$)

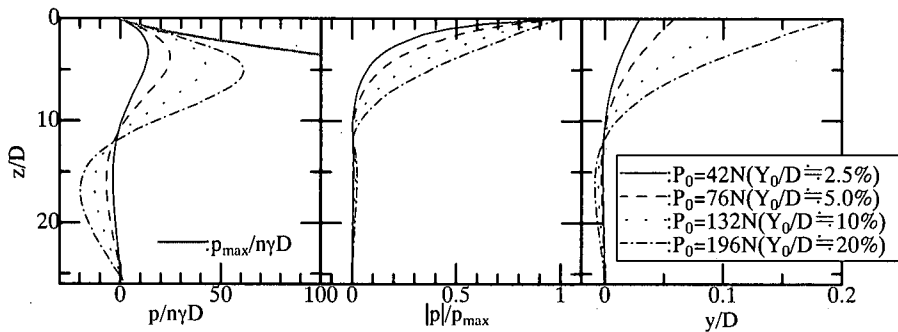


Fig.28 Profiles of subgrade reaction p/nyD and deflection y of pile (H0050110, $t=1.0\text{mm}$)

単杭の載荷実験より得られた P_0 - Y_0 関係を杭の剛性別にシミュレーション結果と共にFig.20~22に示す。図中で載荷点変位 Y_0 については杭径 D により無次元化してある。これより初期の非常に小さな水平変位から P_0 - Y_0 関係には非線形性が現れ、この傾向は同一の剛性を有する杭では、遠心加速度比 n の小さい方が顕著となっている。また、杭径の約20%の変位を杭頭部に与えた際にも、実験結果と解析結果は比較的良く一致した。図には、線形弾性地盤反力法により求めた同一の曲げ剛性を有する半無限長の杭の解析結果も各 βl 毎に示してある。ここで、 β とは $(k_s D/4EI)^{1/4}$ で表され、 D は杭径、 EI は杭の曲げ剛性、 l は杭の根入れ長である。これらの図より本研究で取り扱った模型杭の初期 βl が $1.5 < \beta l < 5$ の範囲にあり、

一般的な杭の βl が3以上^{20),23)}であることを考慮すると比較的広い範囲の杭の水平抵抗挙動を表現していると言える。

杭の載荷点水平変位 Y_0 が杭径 D のほぼ2.5%, 5.0%, 10%, 20%, 40%となるような水平荷重 P_0 を与えたときの曲げモーメント分布を換算杭径 $nD=500\text{mm}$ についてFig.23~25に示す。実験結果は実線で、解析結果は破線で示してある。Fig.23に示すような地盤の剛性と比較して、杭の剛性が小さい長杭と称される杭の場合、比較的曲げモーメントの最大値が浅い位置に現れる。一方、Fig.25に示すような比較的杭剛性が高い短杭に近い場合には、最大曲げモーメントの位置は深くなり、杭に生ずる曲げ変形は杭深部まで分布する。3種の剛性の杭と

も実験結果とシミュレーション結果は良い一致を示し、上述の傾向も充分とらえている。紙面の関係上示してないが、同様に他の換算杭径 $nD=10, 100, 250\text{mm}$ のケースの曲げモーメントについても実験結果と良い一致を示した。

以上のことから、分割杭によって得られた単杭の p - y 関係は、単杭の載荷実験時に発揮される p - y 関係を杭径 D の20%程度の大変位領域までほぼ合理的に説明できることがわかり、杭の p - y 関係を求めるために実施した分割杭の載荷実験の有用性を確認することができる。

Fig.26～28に解析から得られた水平荷重載荷時の地盤反力分布、水平変位分布を換算杭径 $nD=500\text{mm}$ について示した。極限地盤反力 p_{max} に対しどの程度の地盤反力が発揮されているかを示す指標 p/p_{max} も与えてある。同一杭頭水平変位において、杭長に比べ杭の剛性が小さなものほど杭の第一不動点の位置は浅くなり、地盤反力も地盤表層に集中する。一方、比較的剛性の高い杭では杭の有意な水平変位、地盤反力が深くまで生じるため、浅い領域のみならず、比較的深い領域の p - y 関係も影響する形となっている。

5. 結論

本研究では、砂地盤中の単杭の p - y 関係を求めることを目的として、杭の p - y 関係を直接計測することができる分割杭を開発し、非常に小さな変位から杭径の50%以上の変位までの水平載荷実験を遠心力場内で実施した。これと併せて単杭の水平載荷実験を行い、分割杭の載荷実験から得られた p - y 関係を用いてシミュレートした。この結果、以下の結論を得た。

- ①初期地盤反力係数 k_0 の深さ方向の分布は各点での初期鉛直有効応力 α_0' の平方根に比例して増加する。同様に極限地盤反力 p_{max} も深さと共に増加するが、Broms(1964)が仮定した深さに対して直線的な増加とはならず、浅い部分では増加割合が徐々に大きくなり、ある程度の深さになると直線的な増加傾向を示す。これは深度と共に、破壊メカニズムが変化していくためと考えられる。
- ②本実験の範囲内では同一深さにおける初期地盤反力係数は杭径の-0.93乗に比例した。基準変位量を10mmとした場合の地盤反力係数は換算杭径100～500mmの範囲でほぼ杭径の-3/4乗則に比例し、Yoshida&Yoshinaka(1972)の実験結果と対応したものとなった。
- ③極限地盤反力と深さの関係およびこれに与える換算杭径 nD の影響はコーン貫入試験から得られるコーン抵抗 q_c と貫入深さの関係に類似している。

④無次元化した極限地盤反力も換算杭径 nD の増加と共に減少する、いわゆる寸法効果を示す。

⑤杭の p - y 関係を初期地盤反力係数および極限地盤反力をパラメータとする双曲線により精度良く表すことができる。

⑥分割杭によって得られた p - y 関係を用いて、剛性の異なる単杭の水平載荷挙動を杭頭変位が杭径の20%と比較的大きな水平変位までは精度良く予測することができた。このことより分割杭によって得られた p - y 関係が合理的に杭の p - y 関係を表していると言え、分割杭により直接求めた p - y 関係の妥当性を確認した。

今後、杭径、模型地盤の相対密度を変化させた分割杭の水平載荷実験および単杭の水平載荷実験を行い、これらが砂地盤中の単杭の p - y 関係に及ぼす影響を調べ、合理的な初期地盤反力係数および極限地盤反力の評価方法に関する検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 木村亮：水平力を受ける群杭の挙動に関する基礎的研究，京大大学学位請求論文，1993。
- 2) Brown,D.A. & Shie,C.F：Numerical experiments into group effects on the response of piles to lateral loading, *Computers and Geotechnics*, Vol.10, pp.211-230, 1990。
- 3) 若井明彦, 鶴飼恵三：単杭の水平載荷挙動に関する模型実験と解析，土木学会論文集，No.517/III-31, pp.159-168, 1995。
- 4) Chang,Y.L.：Discussion on "Lateral pile loading tests" by Feagin, *Transaction, ASCE*, Vol.102, pp.272-278, 1937。
- 5) Feagin,L.B.：Lateral pile loading tests, *Transaction, ASCE*, Vol.102, pp.236-254, 1937。
- 6) Broms,B.B.：Lateral resistance of piles in cohesive soils, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.90, No.SM2, pp.27-63, 1964。
- 7) Broms,B.B.：Lateral resistance of piles in cohesionless soils, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.90, No.SM3, pp.123-156, 1964。
- 8) Terzaghi,K.：Evaluation of coefficient of subgrade reaction, *Geotechnique*, Institution of Civ. Engrs., Vol.5, pp.297-326, 1955。
- 9) 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。
- 10) 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。
- 11) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol.2, No.3, 1964。
- 12) Kubo,K.：Experimental study of the behavior of laterally loaded piles, *Proc. 6th ICSMFE*, Vol.2, pp.275-279, 1965。
- 13) Broms,B.B.：Design of laterally loaded piles, *Journal of*

Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.91, No.SM3, pp.79-99, 1965.

- 14) Reese, L.C., Cox, W.R. & Koop, F.D. : Analysis of lateral loaded piles in sand, *Proc. 6th Annual Offshore Technology Conf.*, Texas, pp.473-480, 1974.
- 15) American Petroleum Institute : API Recommended Practice for Planning and Constructing Fixed Offshore Platforms - Load and Resistance Factor Design, first edition, pp.69-73, 1993.
- 16) 岸田英明, 中井正一 : 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, No.281, pp.41-55, 1979.
- 17) 岡原美知夫, 高木肇, 中谷昌一, 木村嘉富 : 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第2919号, 1991.
- 18) 幸左賢二, 森田悠紀雄, 鈴木直人 : 実基礎による大規模水平載荷試験と解析的検討, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム発表論文集, pp.207-214, 1995.
- 19) 幸左賢二, 鈴木直人, 木村亮, 木村嘉富, 森田悠紀雄 : 終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集, No.596, III-43, pp.249-260, 1998.
- 20) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, I 共通編, IV 下部工編, 1997.
- 21) 沢口正俊 : 杭の横抵抗における地盤定数に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol.7, No.2, 1968.
- 22) Yoshida, I. & Yoshinaka, R. : A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile, 土質工学論文報告集, Vol.12, No.3, pp.1-17, 1972.
- 23) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説, 基礎構造物・抗土圧構造物編, 1997.
- 24) Terashi, M., Kitazume, M. & Kawabata, K. : Centrifuge modeling of a lateral loaded pile, *Proc. the 12th ICSMFE*, Vol.2, pp.991-994, 1989.
- 25) Bouafia, A. & Garnier, J. : Experimental study of p - y curves for piles in sand, *Proc. of the Int. Conference on Centrifuge 91*, Boulder Colorado, pp.261-268, 1991.
- 26) 沢口正俊, 山田恭央 : 地盤の非線形性を考慮した短杭の水平挙動に関する研究, 土質工学会論文報告集, Vol.28, No.2, pp.164-176, 1988.
- 27) 神田政幸, 岡本道孝, 竹村次朗, 日下部治 : 砂地盤中の単杭の p - y 関係に関する研究, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.1477-1478, 1998.
- 28) Terzaghi, K. : *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York, 1943.
- 29) Meyerhof, G.G. : The ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*, Vol.2, pp.301-332, 1951.
- 30) Vesic', A.B. : Bending of beams resting on isotropic elastic solid, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol.87, No.EM2, pp.35-53, 1961.
- 31) Vesic', A.B. : Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis, *Proc. of the 5th ICSMFE*, Vol.1, pp.845-850, 1961.
- 32) 阿部文洋 : 微小ひずみレベルにおける平面ひずみ圧縮での砂の変形特性, 東京大学修士論文, 1989.
- 33) 澁谷啓, 小高猛司, 龍岡文夫 : 講座 地盤材料のひずみでの非線形性と地盤変形問題への適用3. 地盤材料の変形特性(その1), 土と基礎, Vol.45, No.4, Ser.471, pp.59-64, 1995.
- 34) 中村勇平, 橋本聡, 桑野二郎 : 種々の応力状態における豊浦砂の弾性的変形特性, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.523-524, 1998.
- 35) 岡本道孝, 神田政幸, 竹村次朗, 日下部治 : シングルホッパーを用いた空中落下法による模型地盤の作成について, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, III, pp.752-753, 1998.
- 36) 岡村未対, 竹村次朗, 木村孟 : 砂地盤における円形および帯基礎の支持力に関する研究, 土木学会論文集, No.463, III-22, pp.85-94, 1993.

(1998.8.13 受付)

DIRECT MEASUREMENT P-Y CURVES OF SINGLE PILE IN SANDY GROUND USING CENTRIFUGE MODEL TEST

Masayuki KODA, Jiro TAKEMURA and Osamu KUSAKABE

In order to obtain p - y curves of single pile in sandy ground, a divided pile loading system has been developed. The p - y curves can be directly measured from small to large displacement with this system. A series of centrifuge model tests has been conducted to investigate the effect of depth and diameter of piles on the p - y curves. It was found that the p - y curves can be modeled by hyperbolic curves with initial gradient of subgrade reaction k_h and ultimate subgrade reaction p_{max} . An attempt was also made to simulate the behavior of horizontally loaded single pile by p - y curves obtained from the divided pile loading test.