

実大杭の押し込み実験による節杭の支持力特性の検討

正会員 小 椋 仁 志*
正会員 山 肩 邦 男**
正会員 大 杉 富 美 一***

1. 序

円筒杭に数個の突起物を持つ節付き円筒コンクリート杭(以下、「節杭」と呼ぶ)の支持力機構を検討するため、筆者らはすでに節杭を乾燥砂地盤内に貫入した時の杭周地盤の挙動を X 線撮影によって調べる模型実験¹⁾を実施した。その結果、以下のことが分かった。①最下端の節部をも含めた節杭先端部の極限支持力度は、節杭本体部と同径の円筒杭の先端極限支持力度の 75 % 程度となる。②節杭の最下端節部より上方の周面抵抗は、節部下面での抵抗が大きく、節部と同じ径を持つ円筒杭の摩擦抵抗の約 2.5 倍、節部と同じ径の円筒面での地盤のせん断抵抗の約 2 倍となる。③節部下面は、杭の貫入量が小さい間は杭先端面と同様、下方の地盤を圧縮変形しコアを形成して周囲の地盤を外側に押し出そうとする作用(以下、これを「節部下面の支持作用」と呼ぶ)が見られる。しかし杭の貫入量が大きくなると、杭周地盤に節部径より少し大きな直径を持つ円筒形せん断面が生じ、そのせん断抵抗が節部下面の抵抗の上限值となる。この値は、杭の根入れによる垂直圧に対するせん断抵抗に、節部下面の支持作用によって付加される垂直圧に対するせん断抵抗を加えた実験式で説明できる。

しかし、この実験は縮尺を 1/5 とした模型鋼管杭によるものであること、地盤として粒径が均一な乾燥砂を用いていること、杭を設置したあと周囲に砂を詰めて地盤を作製する方式であるため、杭を貫入することによる地盤状態の変化が入っていないことなどから、この実験結果を実際の杭に適用できるかどうかを検討する必要がある。

そこで、この模型実験で得られた諸現象や実験式を検討することを目的として、大型土槽を用いた実大杭の載荷試験を行い、実状に近い状態での節杭の支持力特性を調べることとした。本論文は、この実大節杭および比較のための実大円筒杭の載荷試験結果と、節杭の支持力特

性の検討結果について述べたものである。

2. 実験概要

(1) 試験杭

実験に用いた杭は、図-1(a)に示すように、本体径 D_s が 300 mm、節部径 D_n が 440 mm、節部間隔が 1 m の節杭と、外径 D が 300 mm および 450 mm の円筒杭(以下、それぞれ「 ϕ 300 杭」、「 ϕ 450 杭」と呼ぶ)の 3 種類である。いずれも長さは 4 m の鉄筋コンクリート杭であり、同一工場において遠心力成型により製造された。使用したコンクリートの強度(24 日)・ヤング率・ポアソン比を 3 個の遠心力成型による供試体(外径 200 mm、肉厚 40 mm、高さ 300 mm)を用いて測定した結果、平

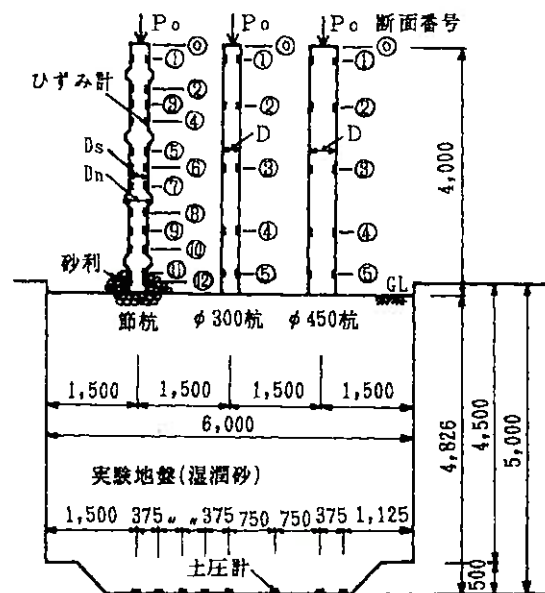


図-1(a) 実験土槽(断面)と試験杭

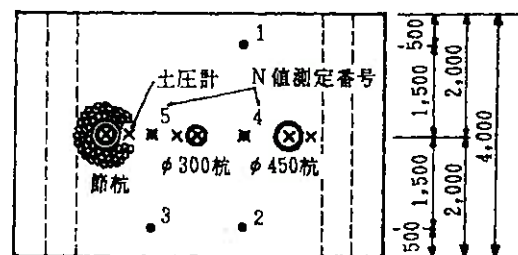


図-1(b) 実験土槽(平面)

* 関西大学 大学院生 (株)武智工務所・工修
** 関西大学教授・工博
*** (株)武智工務所・工修
(昭和 62 年 6 月 10 日原稿受理)

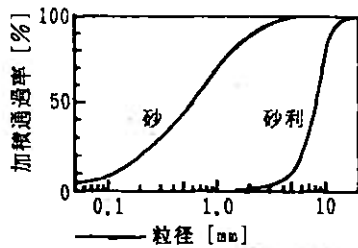


図-2 粒径加積曲線

表-1 砂の諸元

産地	早川(山梨県)
均等係数 U_c	7.3
最大密度 ρ_{max}	1.903g/cm ³
最小密度 ρ_{min}	1.253g/cm ³
土粒子の比重 G_s	2.69
内部摩擦角 ϕ	32.1° ^{*)}

^{*)}三軸試験による値

表-2 実験地盤の諸元

砂の体積	112.8m ³
砂の重量	191.2tf
単位体積重量 γ	1.695gf/cm ³
平均含水比 w	6.5%
相対密度 D_r	62.3%
地下水位	GL-4.5m

均値はそれぞれ 630 kgf/cm², 4.0×10⁵ kgf/cm², 0.22 であった。

(2) 実験地盤

実験土槽は、図-1 のように寸法が長さ 6 m, 幅 4 m, 深さ 4.5~5 m, 容積が約 120 m³ の大型土槽である。この土槽は地盤の液状化の実験を行うために製作されたものであり²⁾, 土槽内の地盤にせん断変形を生じさせることができるよう短辺方向の側壁は可動式になっている。本実験ではこの側壁を垂直に固定して使用している。また、長辺方向の側壁には地盤との摩擦を小さくするためポリエチレンボードが貼り付けてある。なお、底面の両端は中央部よりも 50 cm 高くなっている。

実験地盤は、この土槽に湿潤状態の砂を詰めたものである。使用した砂の粒径加積曲線と諸元とを、図-2 と表-1 に示す。この砂は粒径の分布範囲が大きく、礫分を 11.5%, 細粒分を 6.5% 含んでいる。図-2 には、節杭の実験で用いる砂利(礫)の粒径加積曲線も併記してある。

想定した地盤は均一なゆるい砂地盤 (N 値=5~10) であり、これを 3~4 日間で造成することを目標とした。そこで、地盤の造成方法を小型土槽(長さ 2.5 m, 幅 1 m, 深さ 84 cm) を用いて検討した。その結果、次のことが分かった。①モンケン(底面の寸法 30×30 cm, 重量 25 kgf) 落下方式では締め固める時の管理を行いやすい反面、 N 値が 1~2 程度の地盤しか得られず、また長時間を必要とする。②パイプロプレートを用いても、モンケン落下方式に比べて時間は少し短くなるものの、同程度の地盤しか得られない。③パイプロランマー(自重 83 kgf, 打撃ストローク 3~6 cm, 振動数 600~700 vpm) を用いると比較的短時間に N 値が 5 以上の地盤が得られる。④パイプロランマーの締め固め時の影響深さは 30~40 cm である。以上の結果から、大型土槽での実験地盤の造成方法は、次の手順によることとした。Ⅰ) 砂を、一層の厚さが約 30 cm になるまでバケツで実験土槽に投入する。この時、バケツに取り付けたロードセルで砂の重量を測定しておく。Ⅱ) スコップで砂を均し、パイプロプレートで平らにする。Ⅲ) パイプロランマーで締め固める。以上の作業を各層ごとに繰り返して行った結果、所定の高さまで 3 日間で詰めることができた。表-2 に実験地盤の諸元を示す。表中の γ や D_r は

地盤全体を均一な密度として求めた値である。

実験地盤の均一性を検討するため、地盤内の 5ヶ所でトンビ法による標準貫入試験を行った。測定場所を図-1(b) に示し、測定結果を図-3 に示す。ただし、これらの標準貫入試験はすべての杭の貫入が終了した後で行ったものである。 N 値は表層では小さいが、GL-1 m 以深では深さによらずほぼ一定の値を示しており、杭から離れた所(No.1, 2, 3)では $N=4\sim6$, 杭の近傍(No.4, 5)では $N=5\sim7$ であった。

杭から離れた所の N 値は、杭を貫入する前の地盤の N 値にほぼ等しいと考えてよからう。これらの 1 m 以深における N 値の平均値は 5.4, 標準偏差は 0.68 であり、変動係数は 12.6% であった。実験土槽の規模などを考えるとこの程度のばらつきはやむを得ないものであり、ほぼ当初の目標に見合った均一地盤が造成できたと言える。

また、杭の近傍での N 値は離れた所の値よりも 1~2 程度大きく、杭を貫入することによって地盤が締め固められたことが分かる。杭の貫入によって地盤全体が一樣な体積変化を生じたと仮定すると、 γ は 1.716 gf/cm³, D_r は 65.2% となる。

次に、地表面付近の地盤はほぼ乾燥状態であったが、GL-0.2 m 以深では湿っていた。そこで、含水比 w を No.2 の標準貫入試験で採取した砂から測定した。GL-0.8 m では $w=4.7%$, GL-3.8 m では $w=8.8%$ であり、この区間の含水比は採取地点が深くなるほど大きくなっていった。表-2 に示した値は、この区間の 4 点

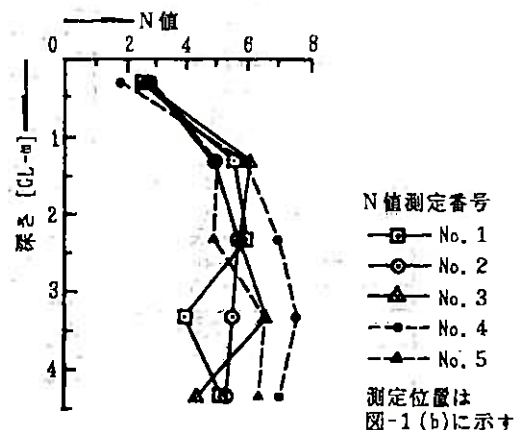


図-3 N 値の分布

(1 m ごと)での平均値である。なお、GL-4.5 m から土槽底面までの砂は飽和状態であった。

(3) 貫入方法

図-1 に示す位置において、油圧ジャッキ (ストローク 20 cm) によって試験杭を地表から静的に押し込んだ (貫入した)。貫入は $\phi 300$ 杭, $\phi 450$ 杭, 節杭の順とした。貫入量が約 3.4 m になるまでは、貫入速度を毎分約 10~30 mm とした貫入速度制御方式を採用した。この時の貫入量は巻込み型変位計 (容量 2,000 mm, 非直線性 0.5 % RO) 一台で測定した。このあと、引き続き載荷試験を行った。載荷試験でも貫入速度制御方式を採用したが、貫入速度は原則として毎分 3 mm とした。この時の貫入量は摺動型変位計 (容量 100 mm, 非直線性 0.1 % RO) を 4 台用いて測定した。また、変位計や油圧ジャッキのストロークの関係から、貫入量が 10~20 cm ごとに除荷を行った。

節杭の貫入時には図-1 に示すように、杭先端部の下方に厚さ約 20 cm, 杭の周囲に高さ約 30 cm の砂利を置いておいた。これらの砂利は、杭の貫入に伴い杭先端や節部に押されて地盤内に入って行く。杭周の砂利を適宜補充していけば、砂利は節杭の周囲に自然に充てんされる。実験終了後の充てん状況は 5 章 (1) で述べる。

(4) 測定項目

杭頭荷重はロードセル (容量 200 tf) によって、杭頭貫入量は前述の各変位計によって測定した。また、杭に作用する軸力を求めるため、杭体内の鉄筋にひずみ計 (箔ゲージ, ゲージ長 6 mm) を図-1(a) に示す断面に 4 点ずつ付した。さらに杭の貫入に伴って生じる地盤中の鉛直応力を測るため、実験土槽の底面に土圧計 (受圧面径 50 mm, 容量 40 kgf/cm²) を 8 個設置した。こ

れらの測定は 1~2 分ごとに行った。

なお、杭を貫入する前と掘り出した後に杭体の圧縮試験を行って、荷重とひずみ値との較正係数を求めた。また貫入中も空中にある断面については圧縮試験と同様の状態となっているため、この時の杭頭荷重とひずみ値の関係も軸力を算定する時の参考とした。

3. 土槽底面の応力と抵抗値の補正

(1) 杭頭荷重~杭頭貫入量の関係

各杭の杭頭荷重 P_o と貫入を始めた時からの杭頭貫入量 S_o の関係を図-4 (a)~(c) 中の点線で示す。なお、図中の実線は P_o の補正值と S_o の関係であって (3) で詳述する。これらの図から、各サイクルの履歴荷重での P_o ~ S_o 関係はほぼ平行になっていることが分かる。最大荷重は、 $\phi 300$ 杭では 41.3 tf, $\phi 450$ 杭では 109.1 tf, 節杭では 127.3 tf であった。

なお、 $\phi 450$ 杭では載荷試験の第 2 サイクルと第 3 サイクルの間には 12 日間の放置期間がある。また節杭は、途中で杭頭の一部が破損したため約 1/3 のひずみ計がコードなどに損傷を受けた。

(2) 土槽底面の鉛直応力分布

最初に貫入した $\phi 300$ 杭について、図-4 (a) の各サイクルの最大荷重時における杭直下での土圧計による鉛直応力 σ_z と P_o との関係を図-5 に、載荷試験の最終サイクルにおける σ_z の平面分布を図-6 に示す。 σ_z の値は各サイクルでの貫入直前の値を初期値としており、地盤の重量による応力やそれまでの貫入による残留応力は入っていない。

次に、図中の点線は地盤を半無限弾性体と仮定した Mindlin の第 1 解による計算値を示している。この値は、実験で測定された先端抵抗と摩擦抵抗との値を、前者に

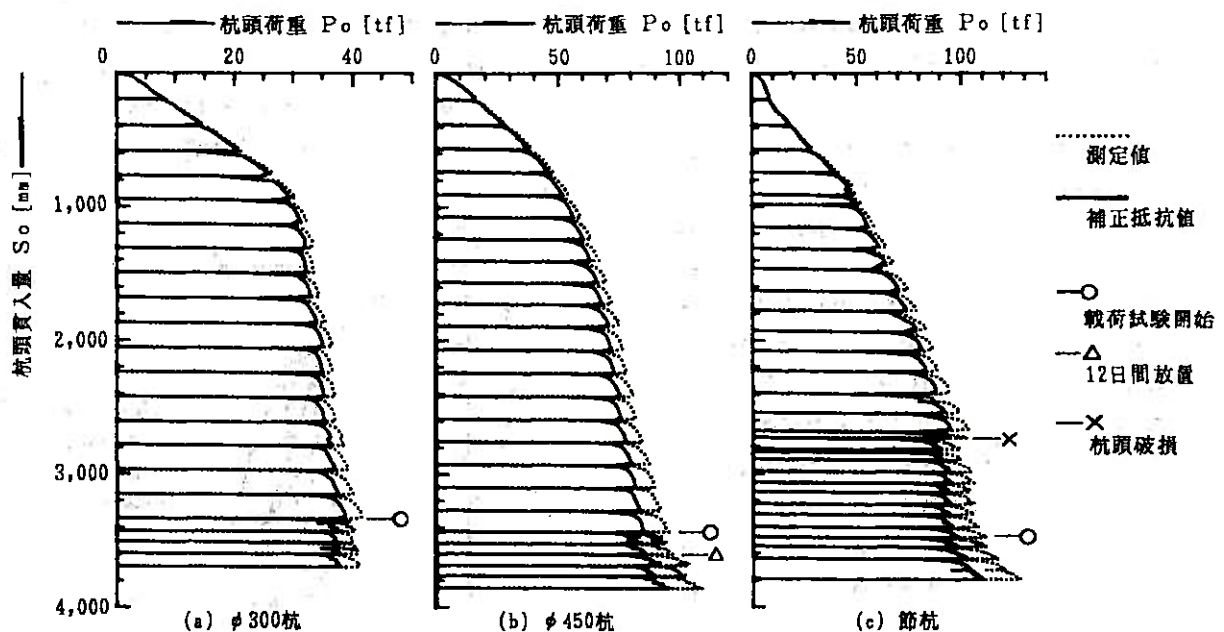
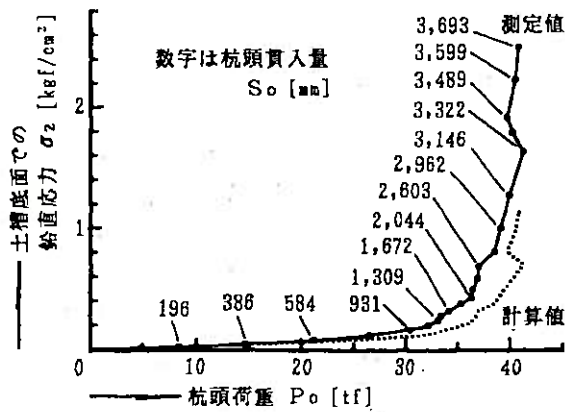
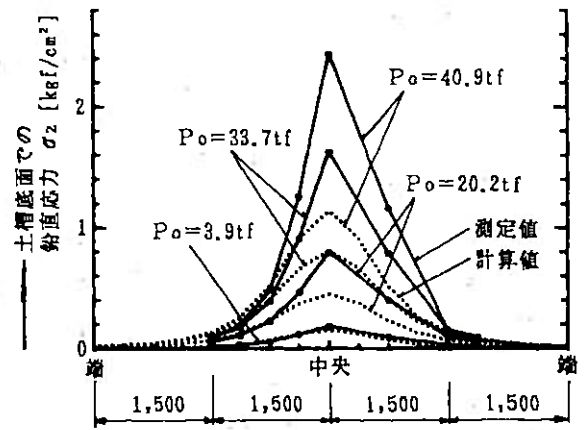


図-4 貫入を始めた時からの P_o ~ S_o 関係図



図—5 $\phi 300$ 杭の $P_o \sim \sigma_z$ 関係図



図—6 $\phi 300$ 杭の載荷試験第4サイクルにおける σ_z 分布

については半径方向に5等分割、円周方向に4等分割した杭先端面の各中心、また後者については長さ方向に5等分割、円周方向に4等分割した杭周面の各中心に、それぞれ集中荷重が作用するものとみなして換算し、これらの荷重による σ_z を重ね合わせて求めたものである。この計算において、土槽底面の存在は鏡像荷重によって考慮したが、土槽底面の両端部の高くなった部分および土槽の側壁の存在は無視している。

地盤のポアソン比 ν を数種類変えて計算すると、 $\nu = 0.45$ のとき杭頭荷重（貫入量）が小さい間で測定値と計算値とはよく合うことが分かった（図—5 参照）。他の杭についても図—5 とほぼ同様の傾向を示している。これらの図から、 S_o が約 2,000 mm を超えると σ_z の増大が著しいこと、杭直下の近傍では実測値は計算値の 1.5~2 倍となることなどが分かる。また図—6 で見られる傾向は、Kögler や Fröhlich などが指摘したように、弾性理論による応力分布よりも力の作用点直下の近傍に応力が集中するといった現象をよく示していると考えられる。

以上のことは $\phi 450$ 杭や節杭の場合でも同様である。

(3) 土槽底面の影響の補正

本実験では載荷試験開始時において、杭の先端面と土槽底面とは 1.6~1.7 m (杭径の 3.5~5.7 倍) しか離れていない。地盤に比べて土槽底面の剛性は非常に高いので、測定された杭の抵抗値は土槽底面の影響を受けることとなる。すなわち、本実験土槽による実験結果は、均質な半無限地盤での実験結果に比べると、同一貫入量に対する貫入抵抗値は大きめの値を示すことになる。そこで、先端抵抗 P_p や摩擦抵抗 P_f の値を定量的に検討するためにはこの土槽底面の影響を補正する必要がある。

補正する方法として、第一に FEM が考えられるが、地盤の半無限状態を表現し得ないことや、境界条件や要素の分割方法によって得られる値が異なることなどのため適当ではない。次に考えられるのは、鏡像荷重を考慮した Mindlin の第 1 解を用いて補正を行う方法である。

鏡像荷重によって地盤中の支持層などを表現することは D' Appolonia ら³⁾ や Poulos ら⁴⁾ を始め多くの研究者が行ってきており、岸田・高野はこれを用いて加圧砂地盤タンクの底面の影響の補正を行っている⁵⁾。本論文でもこの方法を採用する。ただし、文献⁵⁾ではある抵抗値に対する貫入量を補正しているが、本実験は貫入速度制御方式によって杭を貫入しているため、ある貫入量に対する抵抗値を補正することとした。

土槽底面が存在しないと仮定したときの抵抗値（補正抵抗値）を、以下の手順で求める。①まず、土槽底面の存在を鏡像荷重によって考慮した状態で、測定された P_p と P_f を作用させた時に生じる杭先端中心点での鉛直変位量 S_{pm} を Mindlin の第 1 解によって計算する。計算は土槽底面での σ_z を求めた場合とほぼ同じ方法による。②次に、鏡像荷重を考えない、すなわち土槽底面が存在しないと仮定した時の変位量 S_{pi} を同様の方法で求める。③この結果得られた S_{pi}/S_{pm} の値を補正係数とする。最終貫入時における補正係数は $\phi 300$ 杭では 1.089、 $\phi 450$ 杭では 1.153、節杭では 1.168 となり、測定された抵抗値は土槽底面の存在によって 9~17% 程度大きくなっていたことが分かる。④実験で測定された抵抗値をこの補正係数で除した値を補正抵抗値とする。

なお、この計算においても σ_z の計算と同様、土槽底面の両端部の高くなった部分や土槽の側壁の存在は無視している。杭周面に働く荷重によって Mindlin の第 1 解から計算される地盤の鉛直変位量は、側壁の位置では杭の中心位置の 10~15% となる。しかし、 S_{pm} や S_{pi} の計算に対する側壁などの影響は、補正係数が両者の比であることから相殺されるため、これらの影響を無視しても問題はないものと考えられる。

図—4 (a)~(c) 中の実線は、この補正抵抗値による $P_o \sim S_o$ 関係であって、以下ではこの補正抵抗値を使って検討を進めることとする。

4. 円筒杭の実験結果

(1) 載荷試験における荷重~貫入量関係

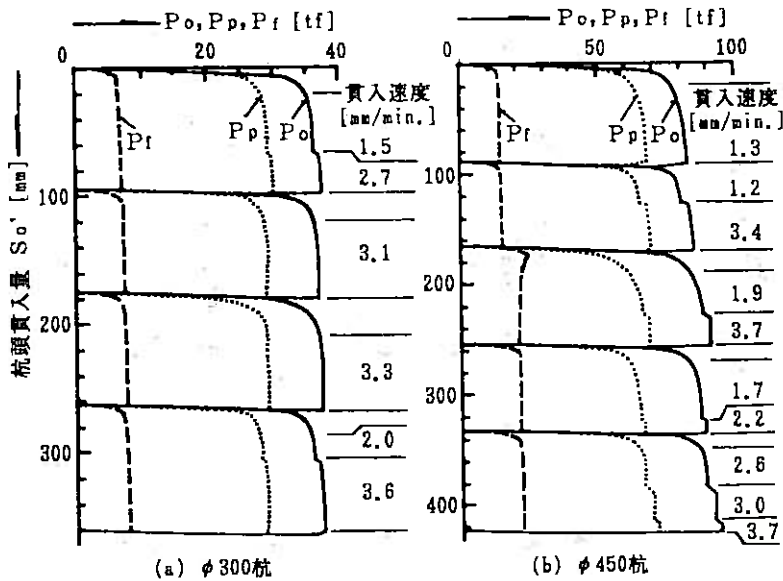


図-7 載荷試験における $P_o, P_p, P_f \sim S_o'$ 関係図

図-7 (a), (b) は、 $\phi 300$ 杭と $\phi 450$ 杭の載荷試験における $P_o \sim S_o'$ 関係図である。ただし、 S_o' は載荷試験開始時からの貫入量である。これらの図には、先端抵抗 P_p (⑤の断面の軸力) および摩擦抵抗 $P_f (= P_o - P_p)$ と S_o' との関係をも示した。 P_p の P_o 中に占める割合は大きく、70~80% に及んでいる。なお、これらの抵抗値は3章(3)で述べた補正抵抗値である。

また図中には、抵抗の増大がほぼ落ち着いた状態での貫入速度を併記してある。一般に貫入速度が速くなると抵抗は増大する。本実験でも $\phi 300$ 杭の第1, 第4サイクル、 $\phi 450$ 杭の第2~第5サイクルにおいてこの現象が見られる。ただし、貫入速度によって変化するのは先端抵抗であって、摩擦抵抗は影響を受けていないことが分かる。

次に各サイクルの摩擦抵抗 $P_f \sim S_o'$ 関係において、 P_f に摩擦試験で見られるようなピークは生じていない。ただし、 $\phi 450$ 杭では第2サイクルが終了したあと12日間の放置期間を置いたため、第3サイクルにおいては明瞭なピークが見られ残留摩擦力も増大している。

(2) 軸力分布

図-8 は地表面より貫入を始めてからの軸力分布の推移を示したもので、 $\phi 300$ 杭の場合である。杭が地盤に貫入するに伴って、地表面以下の杭周にはほぼ一様な摩擦力が作用していく様子が分かる。この傾向は $\phi 450$ 杭も同様である。

次に、載荷試験における軸力分布の一例として $\phi 450$ 杭の第2サイクルの場合を図-9 に示す。摩擦力は深さ方向にほぼ一様に分布していることが分かる。 $\phi 300$ 杭もほぼ同様の分布となる。

5. 節杭の実験結果

(1) 節杭を貫入した後の杭周の状況

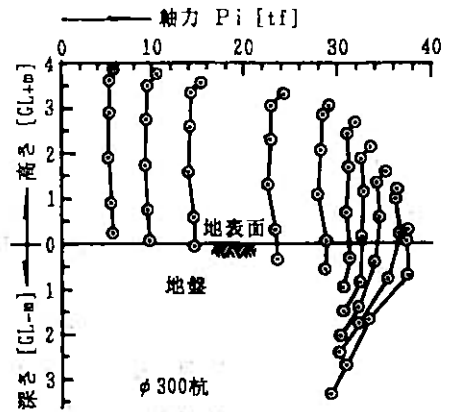


図-8 貫入開始時からの軸力分布の推移

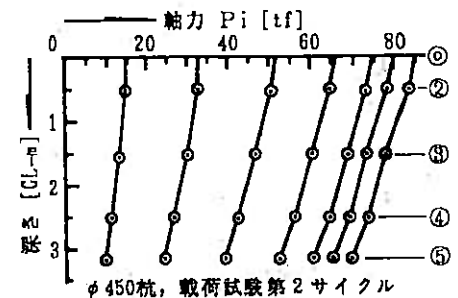


図-9 載荷試験における軸力分布

実験終了後、節杭の周囲を注意深く掘り、杭体や充てんした砂利の状況を観察した。ただし、得られたのは一部を除いて定性的な状況のみであって、乱さない試料の採取や簡易コーン試験を試みたものの信頼できるデータは得られなかった。観察結果を図-10 に示すが、以下のような点が特筆される。①地表面から2番目の節部までの間に充てんされている砂利の層の外径は節部径より大きく約75cmとなっているがその密度はゆるく、地表に置いていた砂利と変わらない程度であった。これに対

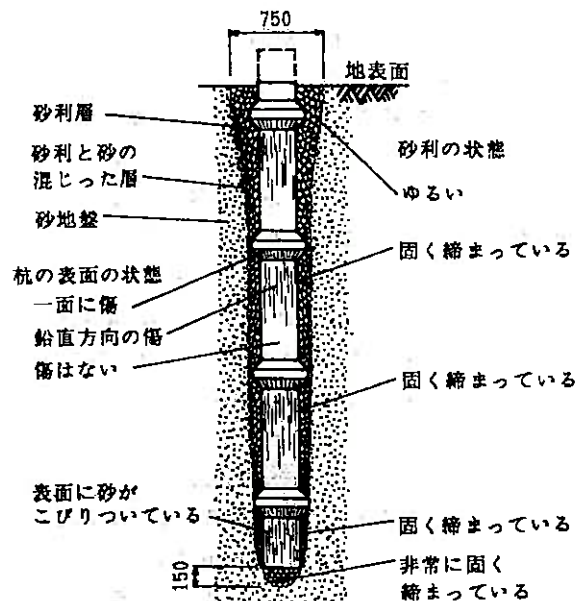


図-10 節杭の周囲の状況

して、それより下側では節部とほぼ同じ径であって、固く締まっており、密度は $D_r=100\%$ 以上と推定される。②杭体表面には砂利に削られたと思われる鉛直方向の傷が生じている。特に節部の下面では著しい。③節部の直下では、その下方よりも砂利層の径が少し大きくなっている。④砂利層の外側には厚さ 1~2 cm の砂利と砂の混った層が形成されている。⑤最下端の節部より下側の部分にも砂と砂利の混ったもの（砂 48%、砂利 52%）が固結している。また、杭先端面の下方には約 15 cm の深さまで非常に固く締まった砂利の層（砂 11~18%、砂利 82~89%）が見られた。この部分の砂と砂利は採取することができたので粒度試験を行った。文中の () 内の値はこの結果である。また、最下端節部付近での砂の細粒分含有率は 9~17% となっており、実験前の値 (6.5%) よりもかなり大きく、この部分の砂の粒子破砕現象が認められた。

以上の①~⑤の結果を模型実験の結果¹⁾と対応させて判断すると、節杭の周囲は貫入時には次のような状態になると考えられる。ⅰ) まず、砂利は節部によって生じた穴に充てんされる。ⅱ) 充てんされた砂利は上方の節部に押されて圧縮されるため杭の本体部との間ですべりを生じ、その結果杭体表面に傷ができる。ⅲ) 節部の下面で圧縮された砂利は外側に押し出されるように動く。すなわち、実大杭の場合でも模型実験と同様の節部下面の支持作用が見られる。ⅳ) 貫入量が大きくなると、砂利は杭体と一体になって動くようになり、砂利層の外側の面がせん断面となる。その結果砂と砂利の混った層が形成され、この層のせん断抵抗が節杭の杭周部の抵抗として作用することになる。ⅴ) 最下端の節部から下側の部分は先端面と一体になって抵抗する。

以上のように節杭の場合、最下端の節部より上方の抵抗は、円筒杭のような杭体と地盤との摩擦抵抗によるものではなく、模型実験で見られたように、節部下面の支持作用および砂利層周面でのせん断抵抗によるものであることが確認された。そこで、この部分の抵抗を文献¹⁾にならって周面抵抗と呼ぶ。

(2) 載荷試験における荷重~貫入量関係

図-11 は載荷試験における杭頭荷重 P_0 ~ 杭頭貫入量 S_0' 関係図である。ただし、 S_0' は載荷試験開始時からの杭頭の貫入量である。図には先端抵抗と周面抵抗も示している。先端抵抗としては、ⅰ) 先端面の抵抗：⑩断面の軸力 P_{12} 、ⅱ) 最下端節部の抵抗：節部をはさむ断面の軸力差 ($P_{10} - P_{12}$)、ⅲ) 両者を一体とした先端部全体の抵抗：⑪断面の軸力 P_{10} の 3 種類を考える。また、周面抵抗 P_f は ($P_0 - P_{10}$) とする。これらの抵抗は 3 章 (3) で述べた補正抵抗値である。

図-11 から、節杭では全抵抗中に周面抵抗が占める割合が円筒杭に比べて非常に大きいこと、周面抵抗には

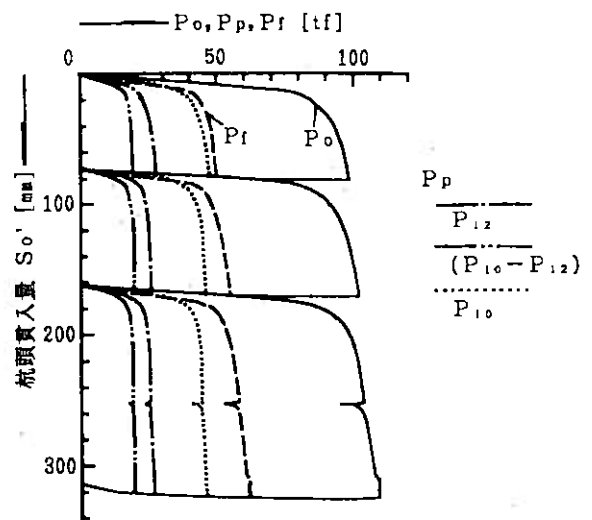


図-11 載荷試験における P_0 , P_p , P_f ~ S_0' 関係図

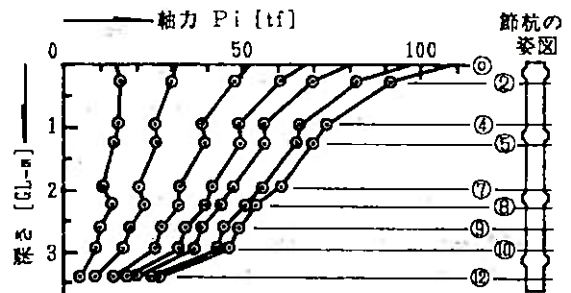


図-12 載荷試験第 3 サイクルにおける軸力分布

ピーク値が見られず S_0' の増大に伴って漸増していること、先端面の抵抗 P_{12} が最下端の節部抵抗 ($P_{10} - P_{12}$) より大きいことなどが分かる。

(3) 軸力分布

載荷試験の第 3 サイクルでの軸力分布図を図-12 に示す。節杭の周面抵抗は上部において多少の変化が見られるが、大局的には円筒杭と同様ほぼ一様な分布となっており、模型実験で見られたように、節部をはさむ 2 つの断面の軸力差が大きくなるような分布形にはなっていない。模型実験の場合は杭を設置してからその周囲に砂を詰めたため、節部の下方の砂は周囲よりゆるい状態であった。これに対して、本実験の杭は地表面から貫入されたため、(1) で述べたように砂利層はかなり密な状態になっている。したがって、砂利層の外側に作用するせん断抵抗はより直接的に杭体に伝達されたため、軸力は一様な分布になったと判断される。

6. 節杭と円筒杭の比較

(1) 先端支持力度の比較

図-13 は、載荷試験における節杭と円筒杭との先端抵抗を、先端支持力度 q_p と貫入量杭径比 S_0'/D の関係で比較したものである。 $\phi 300$ 杭と節杭は最終サイクルのものを、 $\phi 450$ 杭は 12 日間放置前の第 2 サイクルのものを採用しており、 S_0' は各サイクルでの載荷開始時からの貫入量を示している。また、節杭の先端支持力

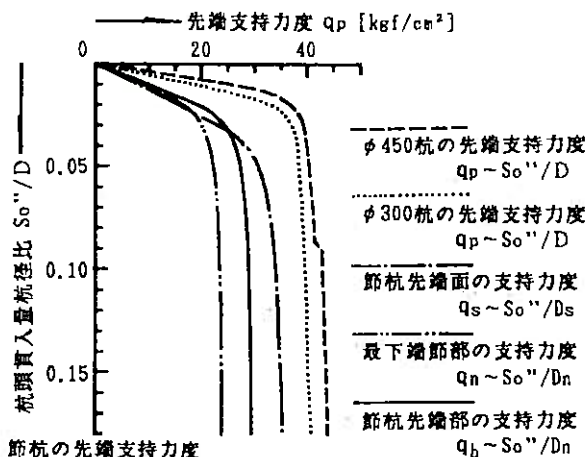


図-13 先端支持力度の比較図

度は5章(2)と同様、先端面の支持力度 q_s 、最下端節部の支持力度 q_n および先端部の支持力度 q_b の3種類を考えた。これらの値は図中に示す式で求めた。また、 S_o''/D の D は q_s に対しては $D=D_s$ とし、 q_n と q_b に対しては $D=D_n$ として計算した。この図から、節杭の先端支持力度は $q_s > q_b > q_n$ の順となっているが、いずれも円筒杭の先端支持力度よりも小さいことが分かる。これを定量的に検討するため、 S_o''/D が 0.05, 0.1, 0.15 の時のそれぞれの q_p の値と、円筒杭の平均値に対する比を表-3に示す。節杭の先端部の支持力度は円筒杭の約70%になっている。この表には比較のため、模型実験による値¹⁾と、筆者らが多くの載荷試験結果から作成し、文献⁶⁾と文献⁷⁾で提案した円筒杭と節杭との支持力算定式における先端支持力係数 ($R_p/\bar{N}A_p$ 、ここに R_p は先端抵抗、 \bar{N} は杭先端地盤の平均 N 値、 A_p は杭の先端断面積) とそれらの比も示してある。いずれの比も、0.7前後であって、本実験による値はこれらとほぼ一致していることが分かる。

(2) 周面・摩擦応力度の比較

図-14は(1)と同じ載荷試験の各サイクルでの周面抵抗(円筒杭では摩擦抵抗)を応力度で表した f と S_o'' の関係の比較図である。節杭の周面応力度は、図-

表-3 先端支持力度の値 [kgf/cm²]

			円筒杭			節杭		
			φ300	φ450	平均	q_s	q_n	q_b
本 実 験	S_o''/D	値	38.5	40.5	39.5	30.5	22.5	27.3
		比	(0.97)	(1.03)	(1)	(0.77)	(0.57)	(0.89)
模 型 実 験 ¹⁾	S_o''/D	値	39.5	42.9	41.2	34.2	24.2	29.2
		比	(0.96)	(1.04)	(1)	(0.83)	(0.58)	(0.71)
算 定 式	S_o''/D	値	40.6	43.8	42.2	36.2	24.0	29.5
		比	(0.96)	(1.04)	(1)	(0.86)	(0.57)	(0.70)
支 持 力	打込 み杭	係数	32			21		
		比	(1)			(0.66)		
算 定 式	埋込 み杭	係数	21			15		
		比	(1)			(0.71)		

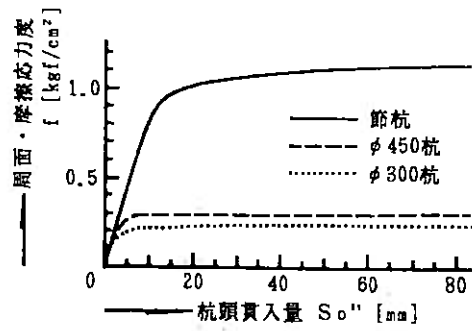


図-14 周面・摩擦応力度の比較図

表-4 周面・摩擦応力度の値 [kgf/cm²]

			円筒杭			節杭
			φ300	φ450	平均	
本 実 験	S_o''	20mm	0.23 (0.88)	0.29 (1.12)	0.26 (1)	1.24 (4.77)
		50mm	0.24 (0.89)	0.30 (1.11)	0.27 (1)	1.36 (5.04)
		80mm	0.24 (0.89)	0.30 (1.11)	0.27 (1)	1.40 (5.19)
模 型 実 験 ¹⁾		比	(1)			(2.5)
支 持 力 算 定 式 ^{6),7)}		係数	0.22			0.60
(打込み杭,埋込み杭)		比	(1)			(2.7)

11の P_f を、節部径を持つ円筒面の表面積で除したものである。この図から節杭の周面応力度は円筒杭の摩擦応力度よりかなり大きいことが分かる。表-4には S_o'' が 20, 50, 80 mm の時の f の値を示したが、節杭の周面応力度は円筒杭の摩擦応力度の約5倍になっている。また、この表には模型実験で得られた値¹⁾と、支持力算定式のうち砂質土の摩擦抵抗の係数 ($R_{fs}/N_s L_s \phi$ 、ここに R_{fs} は砂層中での摩擦抵抗、 N_s は砂層の平均 N 値、 L_s は砂層中にある杭の長さ、 ϕ は杭の周長) とそれらの比を文献^{6),7)}のデータから計算したものを合わせて示したが、いずれも比は約2.5であった。本実験の結果はこれらの値よりも大きい、これについては次章で検討する。

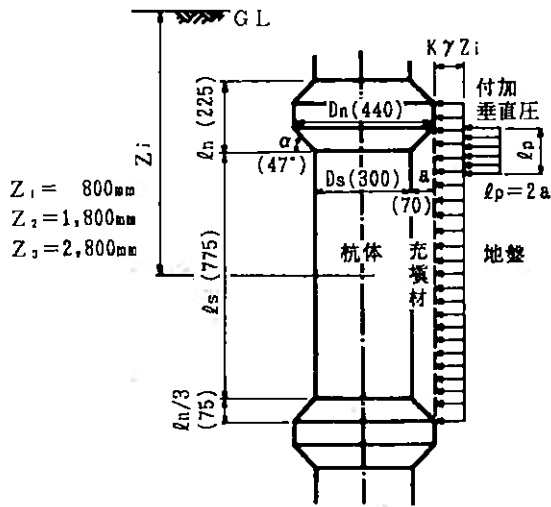
7. 節杭の周面抵抗の検討

(1) 模型実験による実験式

本実験で得られた節杭の周面抵抗の値を模型実験で得られた実験式¹⁾によって検討する。この式は節部下面の支持作用によって、充てん材と地盤との間のせん断面に働く垂直圧が、図-15のように節部下方で根入れによる垂直圧よりも大きくなることとして導いたものである。

$$P_v = \sum_{i=1}^n \left[\left\{ (K\gamma Z_i \cdot \tan \phi_{sp} + c_{sp}) \left(l_s + \frac{2}{3} l_n \right) + (K\gamma Z_i \cdot \tan \delta_{cs} + c_{cs}) \cdot \frac{1}{3} l_n \right\} D_n \cdot \pi \right] / \left[1 - \tan \phi_{sp} \cdot \tan (\alpha - \delta_{cp}) \cdot \frac{2D_n}{D_s + D_n} \cdot \frac{3l_p}{l_n} \right] \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 P_v は節杭の周面抵抗、 i と n は上と下の節部



図—15 杭周の垂直圧の分布と杭体の寸法 [mm]

にはさまれた本体部を地表面から数えた順序とその数 (本実験では $n=3$)、 K は側圧係数、 Z_i は i 番めの本体部の中心深さであり、 l_s 、 l_n 、 D_s 、 D_n 、 α および l_p は図—15 に示す杭体各部の寸法である。また、 ϕ_{ss} と c_{ss} は地盤 (砂) と充填材 (礫) との間の、 δ_{cs} と c_{cs} は杭体 (コンクリート) と地盤 (砂) との間のそれぞれ摩擦角と粘着力を示し、 δ_{cs} は杭体 (コンクリート) と充填材 (礫) との間の摩擦角を示している。

(2) 砂・礫・コンクリート相互間のせん断・摩擦試験

地盤と充填材および杭体相互間の摩擦角と粘着力を求めるため、試料の長さが 300 mm、幅が 200 mm、厚さが 120 mm の大型一面せん断試験機³⁾を用いてせん断・摩擦試験を行った。地盤と充填材とは本実験で使った砂と礫を、杭材としてはコンクリートの代わりに水セメント比が 65%、砂セメント比が 2 のモルタルを用いたが、この表面はサンドペーパーで杭材と同じ表面粗さ ($R_{max}(L=0.8\text{ mm})=17.2\text{ }\mu\text{m}$) になるように仕上げた。試験は、砂のせん断試験、礫のせん断試験、砂と礫とのせん断試験、砂とモルタルとの摩擦試験および礫

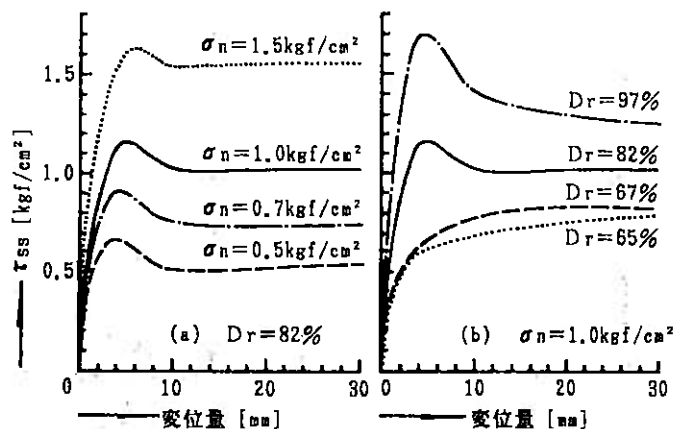
とモルタルとの摩擦試験の 5 種類とした。砂や礫はせん断箱内に適当な厚さとなるように入れた後、 $15 \times 20\text{ cm}$ もしくは $10 \times 10\text{ cm}$ の板を介して、重さ 1.25 kgf のランマーを落下して詰めた。落下高さや回数および一層の厚さは密度に応じて調節した。砂については相対密度 D_r を試験杭貫入後の地盤の平均密度に合わせて 65% としたが、せん断試験ではこの他に $D_r=67, 82, 97\%$ の場合についても行った。礫の D_r は試験杭での充てん状況を考えてほぼ 100% ($\gamma=1.57\text{ gf/cm}^3$) となるようにした。砂の含水比は地盤と同じ 6.5% となるように調製し、礫はランマー落下時の分級を防ぐため湿らせておいた。垂直圧 σ_n は 0.5, 0.7, 1.0, 1.5 kgf/cm² の 4 通りとし、加圧後 15 分間圧密したのち、せん断力を最大荷重までは荷重速度がほぼ一定に、それ以後は変位速度が一定 (1 mm/分) になるように加えた。以下、これらの試験で得られたせん断・摩擦強度について述べる。

(i) 砂のせん断強度 τ_{ss}

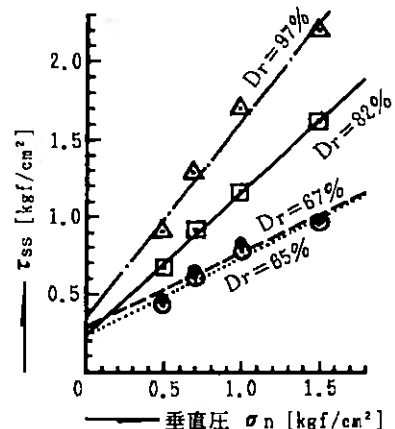
$D_r=82\%$ の場合と $\sigma_n=1.0\text{ kgf/cm}^2$ の場合の τ_{ss} と変位量の関係を図—16 (a), (b) にそれぞれ示す。図中の D_r は、試料作製時の体積と重量から求めたものであり、圧密による体積変化は考慮していない。また図—17 は τ_{ss} のピーク値と σ_n の関係である。 $D_r=65\%$ および 67% の場合は τ_{ss} にピークが生じていないため、せん断量が 30 mm の時の値を採用している。図中の直線は最小自乗法による回帰直線であるが、これらの直線の傾斜角を砂の内部摩擦角 ϕ_{ss} 、 τ_{ss} 切片を粘着力 c_{ss} とすると、次の値を得る。

- $D_r=65\% : c_{ss}=0.23\text{ kgf/cm}^2, \phi_{ss}=27.1^\circ$
- $D_r=67\% : c_{ss}=0.29\text{ kgf/cm}^2, \phi_{ss}=26.2^\circ$
- $D_r=82\% : c_{ss}=0.23\text{ kgf/cm}^2, \phi_{ss}=43.0^\circ$
- $D_r=97\% : c_{ss}=0.35\text{ kgf/cm}^2, \phi_{ss}=51.8^\circ$

c_{ss} はあまり密度には影響されていないが、 ϕ_{ss} の値には密度の影響が大きく表れていることが分かる。そこで、 D_r と $\tan \phi_{ss}$ の関係を最小自乗法で求めると次式のようになる。



図—16 τ_{ss} ～変位量関係図



図—17 τ_{ss} ～ σ_n 関係図

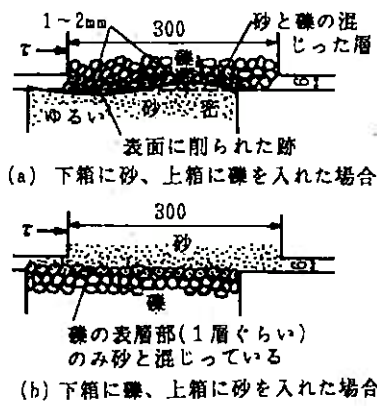


図-18 砂と礫とのせん断試験終了後の境界面の状況

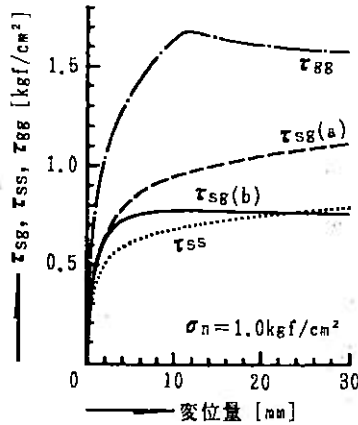


図-19 τ_{sp} ~変位置量関係図

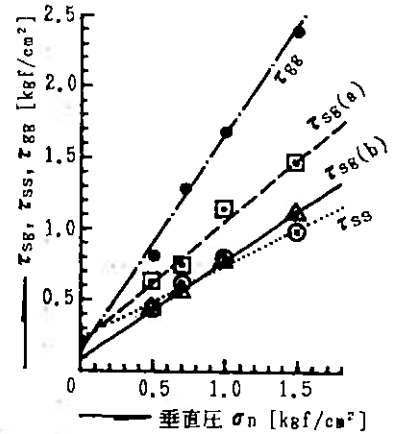


図-20 τ_{sp} ~ σ_n 関係図

$$\tan \phi_{ss} = 0.025 D_r - 1.16 \quad (65 \leq D_r \leq 97 \%)$$

.....(2)

(II) 砂と礫とのせん断強度 τ_{sp}

試料の作製法として、(a) 下箱に砂を詰めてから礫を上箱に入れる場合と、(b) 下箱に礫を詰めてから上箱に砂を入れる場合の2通りの方法を行った。いずれも下箱に入れた試料を平らに均してから、上箱の試料を詰めている。また、試料作製時のランマーの落下による体積変化や σ_n を作用させた時の圧密のため、砂と礫との境界面を上箱と下箱との境目に合わせることは難しいので、上下の箱の隙間を6mmとし、境界面がこの隙間内にあることを確認してからせん断力を加えた。図-18 (a), (b) は試験終了後の状態を描いたものである。また、図-19 は $\sigma_n = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ での τ_{sp} と変位置量の関係であり、図-20 は τ_{sp} のピーク値と σ_n の関係である。これらの図には τ_{ss} ($D_r = 65\%$) および礫のせん断強度 τ_{gp} も併記している。図-20 から得られる ϕ_{gp} , ϕ_{sp} の値と、 c_{gp} , c_{sp} の値は次のようになる。

$$\begin{aligned} \tau_{gp} &: c_{gp} = 0.14 \text{ kgf/cm}^2, \phi_{gp} = 56.8^\circ \\ \tau_{sp}(a) &: c_{sp} = 0.20 \text{ kgf/cm}^2, \phi_{sp} = 40.7^\circ \\ \tau_{sp}(b) &: c_{sp} = 0.09 \text{ kgf/cm}^2, \phi_{sp} = 34.4^\circ \end{aligned}$$

これらの図や値から以下のことが分かる。①せん断強度は $\tau_{gp} > \tau_{sp}(a) > \tau_{sp}(b) > \tau_{ss}$ の順に大きい。② $\tau_{sp}(a)$ では砂層の表面が礫に削られて両者の混った層が形成されている。③ $\tau_{sp}(b)$ は変位置量が小さい間は $\tau_{sp}(a)$ とほぼ等しいが、大きくなると τ_{ss} に近くなる。これは最終的には砂層内でせん断が生じたためと考えられる。

(III) 砂および礫とコンクリートとの摩擦強度 τ_{cs} , τ_{cg}

一面せん断試験機を用いた砂とコンクリート(モルタル)との摩擦試験は、

Potyondy⁹⁾を始めとして多くの研究者が行っている。図-21に本試験で得られた τ_{cs} および τ_{cg} と変位置量との関係を、図-22にピーク値と σ_n との関係を示す。これらの図には $D_r = 65\%$ の時の τ_{ss} および τ_{gp} も併記してある。ピーク値において τ_{cs} は τ_{ss} の約1/2~2/3, τ_{cg} は τ_{gp} の約1/2の値であること、前者は粘着力の、後者は摩擦角の差が大きくなっていることが分かる。図-22から、以下の値が得られた。

$$\begin{aligned} \tau_{cs} &: c_{cs} = -0.06 \text{ kgf/cm}^2, \phi_{cs} = 25.5^\circ \\ \tau_{cg} &: c_{cg} = 0.07 \text{ kgf/cm}^2, \phi_{cg} = 33.9^\circ \end{aligned}$$

(3) 本実験での節杭の周面抵抗の一検討

以上のせん断・摩擦試験で得られた摩擦角や粘着力の値を用いて、節杭の周面抵抗を検討する。せん断試験の結果では、 τ_{gp} は τ_{ss} よりも大きいことが分かった。しかしながら、実際の地盤ではせん断試験と異なりせん断面が礫層とその外周の砂層との境界に規制されにくいことから、周面抵抗は τ_{gp} よりも小さい τ_{ss} で限界に達する、すなわち図-19の $\tau_{sp}(b)$ の状態に近く、 τ_{gp} は実質的には τ_{ss} に等しいと考えてよかろう。このような判断から、(1)式中の ϕ_{gp} と c_{gp} は ϕ_{ss} と c_{ss} にそれぞれ等しいものとする。

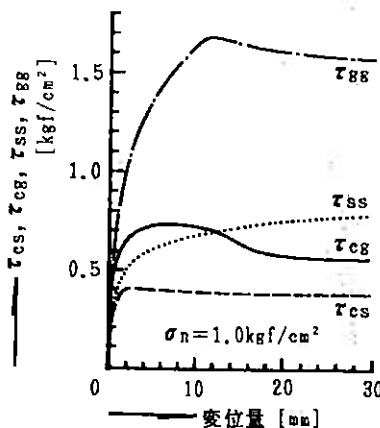


図-21 τ_{cs} , τ_{cg} ~変位置量関係図

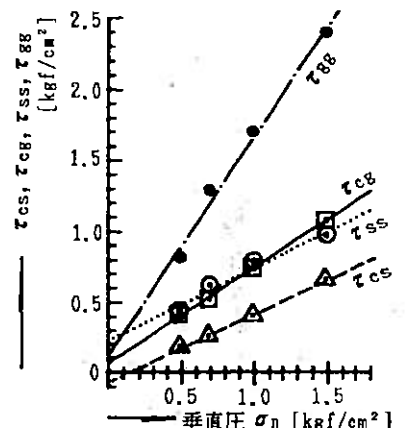


図-22 τ_{cs} , τ_{cg} ~ σ_n 関係図

次に、(1) 式中の K の値は円筒杭の載荷試験の結果から求める。ここでは、 $\phi 300$ 杭の貫入の影響や実験土槽側壁との距離において、節杭と条件が等しい $\phi 450$ 杭の K 値を求めることとする。 K 値を深さ方向に一定の値とし、載荷試験第 2 サイクルにおける貫入量が 80 mm のときの根入れ深さと摩擦抵抗値から、 K 値を算定すると $K=2.05$ となる。この値には杭の貫入によって地盤が締め固められたことの影響も入っている。

以上の値を (1) 式に代入して節杭の周面抵抗 P_v を求めた結果、 $P_v=30.7$ tf となった。ただし、 ϕ_{ss} と c_{ss} には、地盤全体を均一な密度と仮定した $D_r=65\%$ の時の値を用いている。

いま、外径が節部径と等しい円筒杭について、節杭と等しい区間の深さ 0.3 m から 3.3 m まで摩擦抵抗を P_s とすると、 $P_s=12.4$ tf となる。 P_v と P_s との比は約 2.5 となるが、これは模型実験で得られた節杭の周面抵抗と円筒杭の摩擦抵抗との比と同じ値である。したがって、節部下面の支持作用によって節杭の周面抵抗は円筒杭の摩擦抵抗の約 2.5 倍となることが分かる。

しかし、本実験で得られた節杭の周面抵抗の値は図 11 のように約 60 tf であって、(1) 式から得られた $P_v=30.7$ tf の約 2 倍となっている。(1) 式は節部下面の支持作用を表した式であり、代入した K 値は杭の貫入による地盤の締め固め効果の影響が入った値であるが、これだけでは本実験の結果を説明できないことが分かる。この原因として、次のことが考えられる。

2 章 (2) で N 値の変化から示したように、杭を貫入すると地盤は締め固められる。これによって、杭体に作用する垂直圧が大きくなる（すなわち、側圧係数が大きくなる）とともに、杭周地盤の密度が増大する。円筒杭の場合、地盤と杭体との間の摩擦係数は地盤の密度によってはあまり変化しないと考えられる¹⁰⁾ため、地盤が締め固められることによる摩擦抵抗への影響は垂直圧が増大することのみとなる。これに対して節杭の場合では杭周の地盤内にせん断面が生じており、前節で述べたように砂の内部摩擦角には密度が大きく影響するため、垂直圧の増大に加えて杭周地盤の密度も周面抵抗に大きく影響するものと考えられる。ところが、(1) 式に代入した ϕ_{ss} と c_{ss} の値は地盤全体を均一な密度とした時のものであった。このため、得られた P_v の値は実験結果

よりも小さくなったのであろう。

したがって、杭の貫入によって増大した地盤の密度を知ることが重要となるが、これを直接測定することは難しい。5 章 (1) で述べたように、本実験でも乱さない試料を採取することを種々試みたが、結果として密度の測定にたえうる試料を得ることができなかった。

そこで、杭の貫入に伴う杭周地盤の密度に関して、次のような推測を試みる。Meyerhof は、杭がゆるい砂地盤に貫入する時、地盤が締め固められるのは杭径 D の 6~8 倍の範囲であるということを示している¹¹⁾。ここでは杭周の $7D$ の範囲の地盤が締め固められるものとし、この範囲の地盤の密度を図 23 の実線のような分布と考える。これを破線のように $3.5D$ 間の地盤が杭の貫入によって一様に密度が増大するものとする、杭を貫入する前の地盤の平均相対密度 $\overline{D_r}=62.3\%$ に対して杭周での D_r は約 81% になる。 $D_r=81\%$ の時の ϕ_{ss} の値を (2) 式によって求めると 41.1° が得られる。この値と、粘着力として $D_r=82\%$ の時の $c_{ss}=0.23$ kgf/cm² とを (1) 式に代入すると、 $P_v=59.3$ tf となる。この値は、本実験で得られた節杭の周面抵抗に近似している。したがって、本実験における節杭の周面抵抗の値は、節部下面の支持作用や、杭の貫入に伴う杭周地盤の締め固め効果による垂直圧の増大に合わせて、杭周地盤の密度の増大をも考えると説明できる。

すなわち、杭の貫入による地盤の締め固め効果を考えた K 値と、密度の増大を考慮した ϕ_{ss} や c_{ss} の値を用いれば、(1) 式で節杭の周面抵抗を求め得ることが分かる。

以上は、Meyerhof の提案を応用した一つの検討であるが、現実には杭が地盤中に貫入すると、地盤の締め固め効果に伴って垂直圧や密度が変化することのほかに、粒子破碎に伴って摩擦角が変化することなど、地盤の多くの要因が変わることも考えねばならない。また、これらの値の深さ方向の分布状態も、杭の貫入に伴って変化するであろう。しかし、これらのことはほとんど解明されていないのが実状であって、今後の研究にまたねばならない。

8. 結 語

本報告では、節杭の模型実験¹⁾で得られた結果を検討するために行った実大の節杭と円筒杭との押し込み比較実験について述べ、この結果について検討を加えた。さらに、節杭の周面抵抗を、模型実験による実験式や砂・礫およびコンクリート相互間のせん断・摩擦試験の結果などを用いて検討した。これらの結果として、以下のことが分かった。

① 節杭の周囲に充てんされた砂利は節部の下面に圧縮されて外側に押し出されるように動く。すなわち、実大杭においても模型実験と同様、節部下面に支持作用が

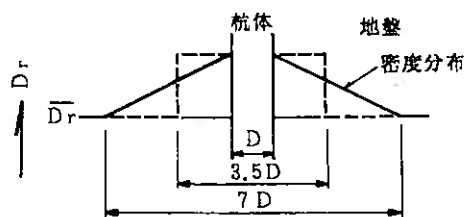


図 23 杭体周辺の密度分布の仮定

見られる。また貫入量が大きくなると砂利は杭体と一体となって動き、砂利の外側の面がせん断面となる。

② 節杭の先端面の抵抗と最下端の節部の抵抗を一体とみた先端部の抵抗は円筒杭の先端抵抗の70%程度であり、模型実験などの結果とほぼ一致した。

③ 節杭の周面抵抗は、円筒杭の摩擦抵抗の約5倍となり模型実験などの結果(約2.5倍)よりも大きくなった。

④ 本実験で得られた節杭の周面抵抗の値は、模型実験で見られた節部下面の支持作用に合わせて、杭の貫入に伴う杭周地盤の締め固め効果による垂直圧の増大や、地盤の密度の増大をも考慮すると説明できる。

謝 辞

本報告中のせん断・摩擦試験は大阪市立大学工学部土質工学研究室のせん断試験機を借用して行ったものであり、ご指導をいただいた三笠正人名誉教授、高田直俊教授、大島昭彦氏および土質力学調査工事有限会社の岡島洋一氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 小椋仁志, 山肩邦男, 岸田英明: 模型実験による節付き円筒杭の支持力特性の検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第374号, pp.87~97, 昭和62年4月
- 2) YOSHIMI, Y., HOSOKAWA, Y., KUWABARA, F. and TOKIMATSU, K.: LARGE-SCALE CYCLIC SHEAR BIN TO EVALUATE METHODS FOR MITIGATING LIQUEFACTION HAZARD, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.26, No.3, pp.137~142,

1986.9

- 3) D'Appolonia, E. and Romualdi, J. P.: LOAD TRANSFER IN END-BEARING STEEL H-PILES, ASCE, SM.2, pp.1~25, 1963.3
- 4) POULUS, H.G. and MATTES, N.S.: THE BEHAVIOUR OF AXIALLY LOADED END-BEARING PILES, Geotechnique, Vol.19, No.2, pp.285~300, 1969.
- 5) 岸田英明, 高野昭信: 砂地盤中の埋込み杭先端部の接地圧分布(その1. 加圧砂地盤タンクの製作および接地圧分布形の実験結果), 日本建築学会論文報告集, 第260号, pp.21~33, 昭和52年10月
- 6) 山肩邦男, 永井興史郎, 冨永晃司, 大杉富美一: くい静力学的支持力公式に関する提案(第1報)(第2報), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1613~1616, 昭和48年10月
- 7) 山肩邦男, 大杉富美一, 平尾幸太郎: 節杭の鉛直支持力, 第17回土質工学研究発表会, pp.2101~2104, 昭和57年6月
- 8) 高田直俊, 柚木裕二: 粗粒材を用いた単純, 一面せん断の比較試験, 土と基礎, Vol.32, No.5, pp.17~22, 昭和59年5月
- 9) Potyondy, J.G.: Skin friction between various soils and construction materials, Geotechnique, Vol.11, No.4, pp.339~353, 1961.
- 10) YOSHIMI, Y. and KISHIDA, T.: Friction between Sand and Metal Surface, Proc. of 10th ICSMFE, Vol.1, pp.831~834, 1981.6
- 11) Meyerhof, G.G.: COMPACTION OF SANDS AND BEARING CAPACITY OF PILE, ASCE, SM.6, pp.1~29, 1959.

SYNOPSIS

UDC : 624.155

STUDY ON BEARING CAPACITY OF NODULAR CYLINDER PILE BY FULL-SCALE TEST OF JACKED PILES

by **HITOSHI OGURA**, Graduate Student of Kansai University,
Takechi Engineering Co., Ltd., Dr. **KUNIO YAMAGATA**,
Prof. of Kansai University and **FUMIKAZU OHSUGI**,
Takechi Engineering Co., Ltd., Members of A. I. J

The authors had presented the results of model test for bearing capacity of nodular cylinder pile as compared with non-nodular cylinder pile. This time, we performed a full-scale test to verify results of the model test. In a full-scale test, a nodular pile and two non-nodular piles ($\phi 300$, $\phi 450$) were penetrated with a hydraulic jack into compacted sand in a large scale soil bin (6 m \times 4 m \times 5 m). This paper describes the results of the test. Additionally, the measured shaft capacity of nodular pile is discussed using the following three data; 1) the experimental equation based on previous model test, 2) data of shear tests between sand and gravel, 3) data of friction tests on sand/concrete and gravel/concrete interfaces.

The conclusions are summarized as follows.

- (1) The point bearing capacity of a nodular pile is about 70 percent of the point capacity of a non-nodular pile. This result is consistent with the model test reported in a previous paper.
- (2) The shaft capacity of nodular pile is about 5 times as that of a non-nodular pile.
- (3) The mechanism of frictional resistance of nodular pile in this test is also similar to that in the model test.
- (4) It is ascertained that the experimental equation for shaft capacity based on the model test is to be applied to the full-scale nodular pile, as far as it is considered that the density of soil around pile is increased by penetration of pile.