

場所打ち杭の引抜き抵抗に関する実験と考察

AN EXPERIMENTAL STUDY ON UPLIFT BEHAVIOR OF CAST-IN-PLACE CONCRETE PILES

伊藤 圭典*・前原 雅幸**

By Keisuke ITOH and Masayuki MAEHARA

The purpose of this paper is to present the results of pull-out tests on cast-in-place piles in order to clarify the characteristic of uplift behavior. The followings are summary results of this study; (1) the shear sliding surface takes the shape of a cylinder close to the pile shaft and cracks develop in a truncated cone shape near the ground surface, (2) the ultimate unit skin friction can be expressed by the shear strength of soils, and (3) within one-fourth of maximum load, there is little difference in unit skin friction on piles between push-in and pull-out loads.

Keywords : cast-in-place pile, pull-out load test, uplift capacity, skin friction, sliding surface

1. まえがき

一般に、杭基礎に作用する主たる荷重は押込み力と水平力である。しかし、上部構造物に風、地震、波浪、船舶等による水平力が作用した場合には、基礎杭に引抜き力が伝達される。このような構造物としては、送電用鉄塔および桟橋や護岸の控え杭などの港湾構造物等が挙げられる。特に送電用鉄塔の基礎には、風荷重や架線張力により押込み力と同程度の引抜き力が作用する。近年の高電圧化による鉄塔の大型化、大容量送電に伴う電線の多導体化などから、基礎への作用荷重が増大し、引抜き力が数百tfに達することもある。したがって、杭の引抜き抵抗力を合理的に評価することは、構造物の信頼性を確保するとともに、経済性を高めるうえで重要である。

現在、各種の基準など¹⁾⁻³⁾に定められている杭の引抜き抵抗力の評価法は、押込み時の杭の周面摩擦力の評価法に準拠している。しかし、摩擦力の上限値を押込み時より小さく設定したり、安全率を大きくすることにより控えめな値をとっているのが実情である。このことは、

杭に引抜き力が作用する場合には、押込み力が作用する場合と比べて、土をゆるめる傾向をもつことなどから、一般に不利になるといわれていること、また杭が引抜かれた場合に構造物に与える影響が大きいことなどを踏まえての処置であるとされている³⁾。この背景には、引抜き実験データが少なく、引抜き抵抗力の評価法に対する十分な検証がなされていないことが考えられる。特に場所打ち杭に関しては、伊藤⁴⁾、小粥ら⁵⁾の比較的小口径の杭ならびに、林ら⁶⁾の深基礎杭による現場実験の報告がなされている程度である。近年、施工時の振動、騒音に対する配慮および構造物の大型化に伴う荷重の増大などにより、大口径の場所打ち杭を使用することがくなっている。したがって、場所打ち杭の現場引抜き実験を実施し、引抜き抵抗力の評価法の検討を行うことが重要であると考えられる。

以上のことから、実規模大の場所打ち杭（オールケーシング工法）を用いて引抜き実験を行った。本論文は、引抜き時の杭体の応力分布、周辺地盤の挙動、杭の仕上がり形状の観測結果および周面摩擦力と地盤の強度との関係について述べたものである。

2. 実規模場所打ち杭による引抜き実験

(1) 実験実施地点

* 正会員 東京電設サービス(株)開発部
(〒105 港区西新橋3-20-4)

** 正会員 東京電力(株)工務部
(〒100 千代田区内幸町1-1-3)

実験実施地点は千葉県船橋市内に位置する東京電力(株)の変電所敷地内である。地層構成は、第四紀洪積世の成田層群とそれを被る関東ローム層から成っている。実験地点の地層構成、標準貫入試験結果および室内試験結果をFig.1に示す。

地層を細分化してみると、地表面からGL-2.8mまではローム層でN値3程度である。GL-11.6mまで

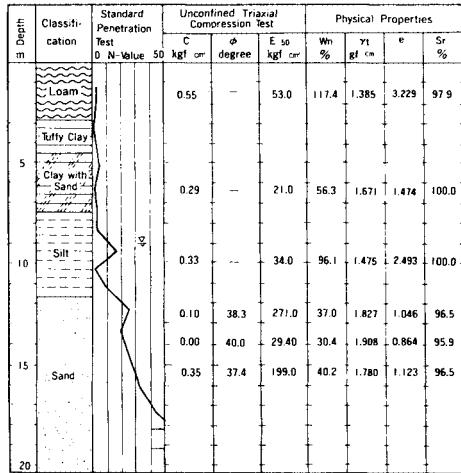


Fig. 1 Boring of site geology and soil properties.

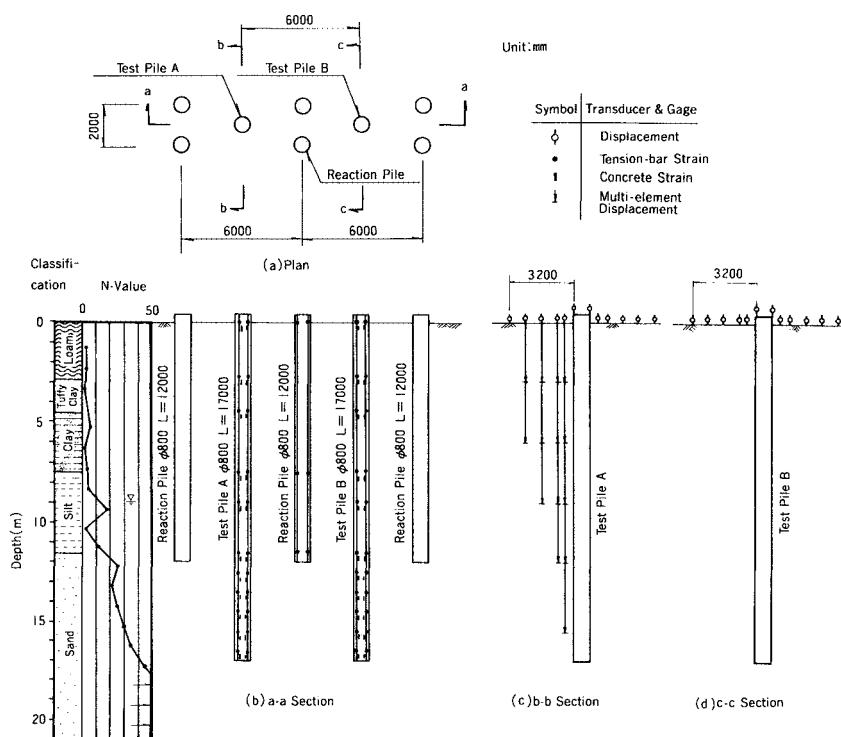


Fig. 2 Arrangement of piles and instruments.

は、N値2~6程度の凝灰質粘性土で一部砂が混入している。GL-11.6m以深は細砂層であるが、GL-17.0mを境にして上層はN値20~35の中位な砂質土、下層

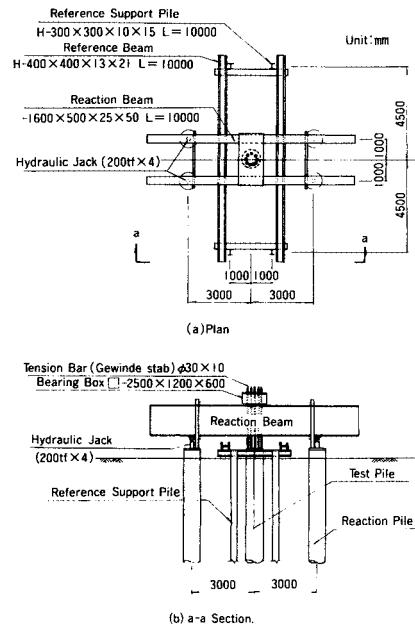


Fig. 3 Testing set.

は N 値 50 以上の締まった砂質土に区分できる。

(2) 実験方法

杭径 0.8 m, 計画根入長 17 m (仕上り根入長 15.5 m, 16.5 m) の 2 本の試験杭, 杭径 0.8 m, 根入長 12.0 m の 6 本の反力杭および各種計器を Fig. 2 に示すように配置した。試験杭, 反力杭ともオールケーシング工法で築造した。

試験杭は、杭が完全に引抜けるまで計測できるように、 $\phi 36$ mm の PC 鋼棒 (ゲビンデスター) 10 本を主筋とし、推定最大荷重の 2 倍程度である 720 tf (7.06 MN) の荷重まで耐え得る構造とした。杭体への荷重伝達は、頭部の主筋を通して行った。載荷装置を Fig. 3 に示す。載荷方法は、多サイクル方式を採用し、各荷重段階ごと

の荷重保持時間を 30 分とした。載荷は、試験杭 A においては杭築造から 32 日後、試験杭 B においては 42 日後に行った。

今回の現場計測においては、試験杭に引抜き力をかけた場合に、コンクリートに引張りクラックが生じることが予想されたので、鉄筋ひずみ計のほかにコンクリート内に埋込み型ひずみ計を埋設した。また、杭が引抜かれるときの周辺地盤の挙動を計測するために、多段式変位計を埋設した。さらに、反力杭にも鉄筋ひずみ計を埋設し、押込み方向と引抜き方向の摩擦力の比較が行えるようにした。計測値の記録および物理量への変換はマイクロコンピュータを用いて自動的に行った。

また、最大荷重を確認して載荷を終了した後に、周辺

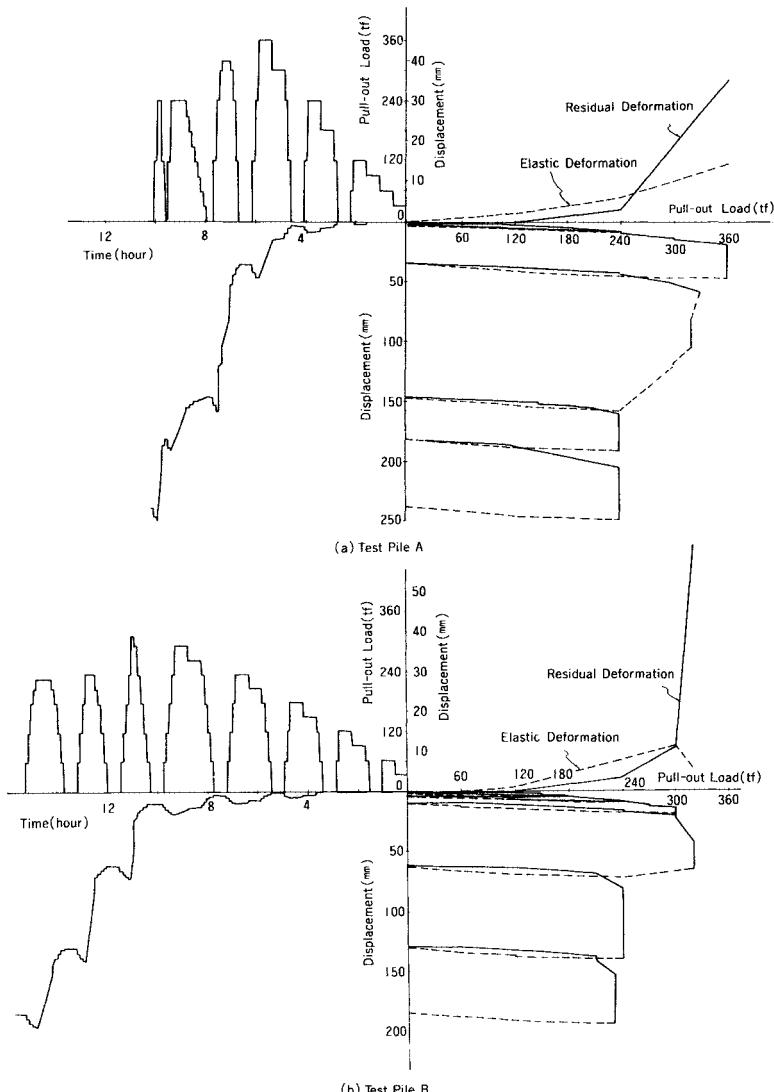
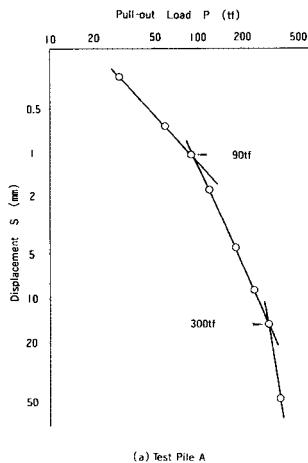
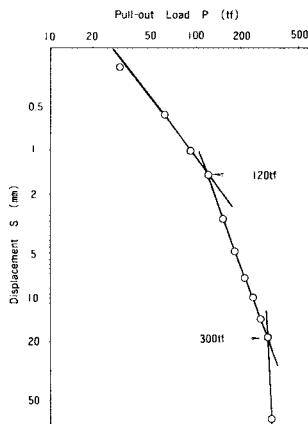


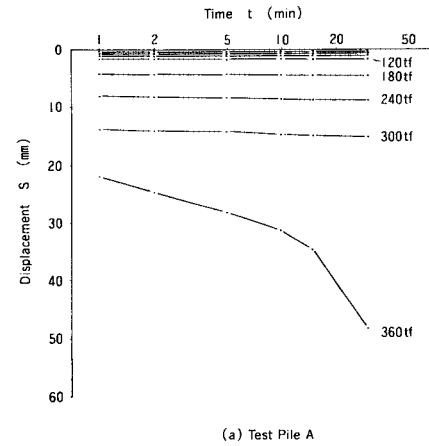
Fig. 4 Result of tests.



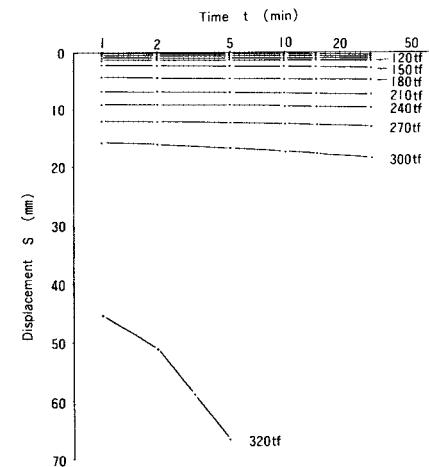
(a) Test Pile A



(b) Test Pile B

Fig. 5 log P ~ $\log S$ curves.

(a) Test Pile A



(b) Test Pile B

Fig. 6 S ~ $\log t$ curves.

地盤に生じたクラック領域を 2 m の深さまで掘削し、地中のクラックの様相を観察した。さらに、杭の周面摩擦力算定精度の向上とすべり面の確認を行うために、100 tf クレーンおよびパワーケーシングジャッキを併用して、試験杭を地上に引揚げ、杭の形状および土の付着状況を調査した。

(3) 計測結果

a) 引抜き荷重～変位量の関係

Fig. 4 に試験杭の引抜き荷重～変位量～時間曲線を示す。試験杭 Aにおいては、荷重 360 tf (3.53 MN) を載荷したときに杭頭変位量は 48 mm に達した。この時点で除荷した後、再度載荷したときには荷重 320 tf (3.14 MN) が限界で、それ以上の荷重を載荷することはできなかった。その後さらに、除荷、載荷を繰り返したときには、限界荷重は 240 tf (2.35 MN) に減少し、杭頭変位量が 247 mm に達したところで実験を終了した。試験杭 Bにおいても同様な傾向を示し、引抜き荷重が 320 tf

(3.14 MN) で最大を示し、最終的には 230 tf (2.25 MN) に減少した。

Fig. 5 に $\log P$ ~ $\log S$ 曲線を示す。試験杭 A では 90 tf (0.88 MN)、試験杭 B では 120 tf (1.18 MN) で最初の折点が認められる。この折点は後述するように、杭体のコンクリートに引張りクラックが生じ始めた荷重と対応している。また、A、B 両杭とも 300 tf (2.94 MN) 付近で第 2 の折点が認められる。Fig. 6 に示した S ~ $\log t$ 曲線からも 300 tf (2.94 MN) を境にして、曲線の勾配が大きく変化しているのが認められる。

したがって試験杭 A の最大引抜き荷重は 360 tf (3.53 MN)、降伏荷重は 300 tf (2.94 MN) であり、試験杭 B の最大引抜き荷重は 320 tf (3.14 MN)、降伏荷重は 300 tf (2.94 MN) と考えられる。

b) 杭体の応力伝達特性

Fig. 7 に試験杭の主筋のひずみ分布を示す。試験杭 A においては、90 tf (0.88 MN) 以内の荷重のひずみ分布

は深さ方向に直線的に減少している。荷重が 120 tf (1.18 MN) に達すると杭頭 (GL 0.0 m) のひずみが急激に増大し、荷重の増加とともに、ひずみの増大が順次下方の断面に進展している。各深度の断面におけるひずみは、 $(70 \sim 80) \times 10^{-6}$ を境にして急激に増大している。

Fig. 8 にコンクリートのひずみ分布を示す。試験杭 Aにおいては、90 tf (0.88 MN) 以内の荷重のひずみ分布は、主筋のひずみ分布と同様に深さ方向に直線的に減少している。荷重が増加しても、ひずみが $(70 \sim 80) \times$

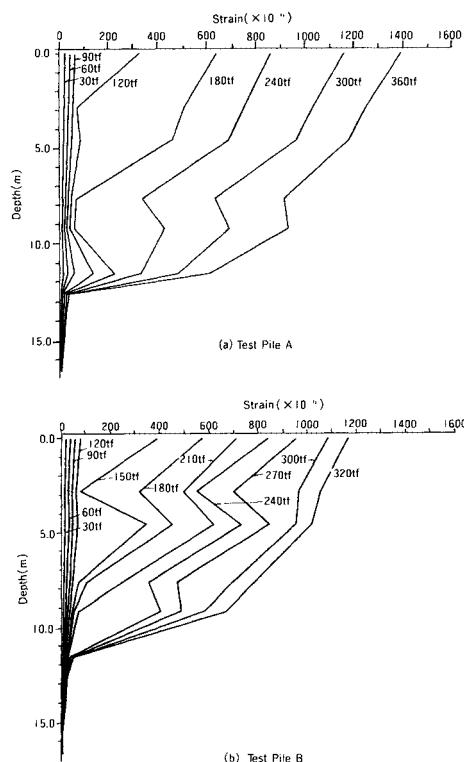


Fig. 7 Distribution of tension-bar strain.

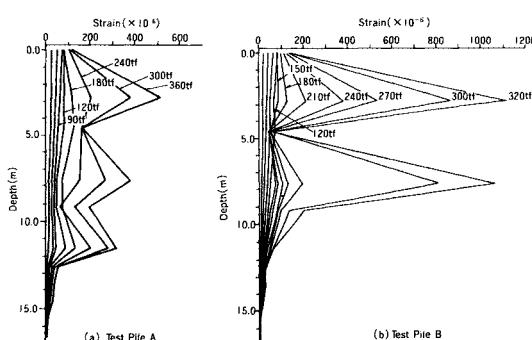


Fig. 8 Distribution of concrete strain.

10^{-6} 以内であれば、各断面とも主筋のひずみとほぼ等しい。ひずみがこの値に達した後の分布は、深さ方向に不規則にばらついており、主筋のひずみ分布とは異なっている。

試験杭 Bにおいても、主筋およびコンクリートのひずみ分布は、ほぼ同様な傾向を示している。

以上の計測結果から、主筋に生じたひずみが $(70 \sim 80) \times 10^{-6}$ 以内であれば、主筋とコンクリートは一体となって挙動するが、このひずみを超えると、コンクリートにクラックが発生し、その結果、主筋の軸力分担の割合が増加することがうかがえる。最大荷重時のコンクリートのクラック進展領域は、試験杭 A では GL-11.6 m、試験杭 B では GL-9.0 m の深さまでと考えられる。なお、主筋の最大ひずみを応力に換算すると 2800 kgf/cm^2 (275 MPa) であり、PC 鋼棒の許容応力 6600 kgf/cm^2 (647 MPa) 以内である。

c) 地盤の破壊状況

最終荷重時に試験杭 A 周辺の地表面に現われたクラックの状況を **Fig. 9 (a)** に示す。クラックの範囲は、杭周面から最大 0.8 m 程度である。なお、荷重 240 tf で杭近傍に同心円状のクラックが生じ始めた。

Fig. 9 (b), (c) に杭周辺地盤を掘削して観察した鉛直断面のクラック状況を示す。GL-0.7 m ~ GL-1.0 m において、杭周面から杭軸と 20 度傾いた方向に幅 10

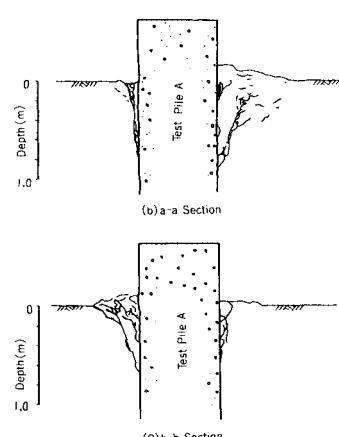
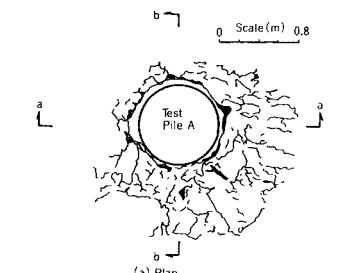


Fig. 9 Cracks in surrounding ground (Test Pile A).

~30 mm 程度の大きなクラックが認められるが、GL-1.0 m 以深においては、クラックは認められなかった。

試験杭 B のクラック発生状況も同様な傾向を示してい

る（図は省略）。

以上のことから、杭に引抜き力をかけた場合には、地表面付近にコーン状のクラックが生じることが確認された。このコーン状のクラックは、クラックの方向および幅から、主として引張り破壊によるものと考えられる。

d) 杭の形状および土の付着状況

試験杭を引揚げ、形状を調査した結果を Fig. 10 に示す。試験杭の仕上り根入れ長は、A 杭 15.5 m, B 杭 16.5 m であった。仕上り杭径は、GL-11.0 m までは、試験杭 A 0.77~0.81 m (平均 0.80 m), 試験杭 B 0.79~0.82 m (平均 0.80 m) であり、ほぼ均等であった。GL-11.0 m~GL-13.0 m の区間においては、試験杭 A, B とも 2 つのふしが形成されていた。GL-13.0 m 以深においては、ほぼ均等な杭径であり、平均杭径は試験杭 A, B とも 0.80 m であった。なお、ふしの深さは、上部のシルト層と下部の細砂層の境界部に相当していた。

杭周面には土が付着しており、土の付着厚は、上部の粘性土層で 8~10 mm, 下部の細砂層で 2~5 mm 程度であった。また、杭体のクラックは、目視によっては確認できなかった。

e) 周辺地盤の変位状況およびすべり面

Fig. 11 に試験杭 A 周辺地盤の鉛直方向の変位分布を示す。地表面の変位分布は、杭周面より杭径の 3~4 倍程度離れた地点から杭に近づくに従い増加する傾向にあり、各測点の変位量は荷重の増加とともに増大する。しかし、荷重が 240 tf (2.35 MN) から 300 tf (2.94 MN)

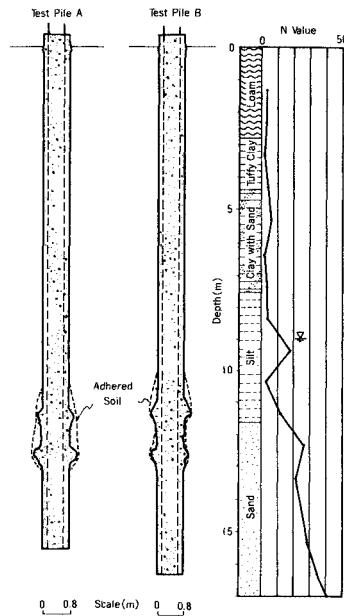


Fig. 10 Pile dimensions.

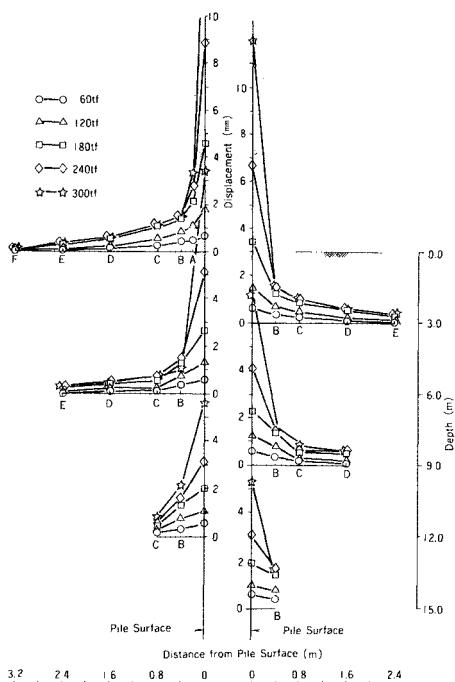


Fig. 11 Distribution of vertical displacement in surrounding ground (Test Pile A).

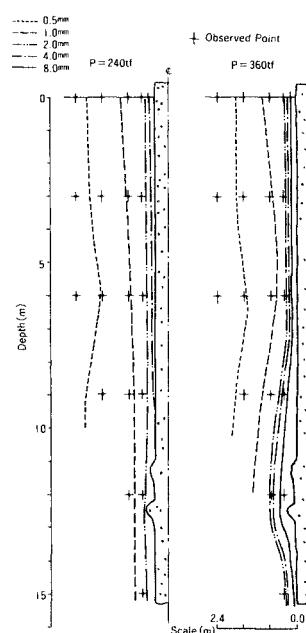


Fig. 12 Contour line of vertical displacement (Test Pile A).

に増加したときには、B点（杭周面から40cm離れた地点）より外側の地点の変位量はほとんど増加していない。地中の変位分布も同様な傾向を示している。

したがって、杭の引抜きの影響範囲は、杭周面より杭径の3~4倍程度と判断されるが、引抜き荷重が最大に近づくと、杭に追随して変形する地盤の範囲は杭の半径程度以内に限定される。

Fig. 12 に荷重 240 tf (2.35 MN) ならびに荷重 360 tf (3.53 MN) のときの周辺地盤の等変位分布を示す。この図は **Fig. 11** に示した変位量をもとに作成したものである。同図において、等変位の曲線は、ふしの区間を除けば、ほぼ杭軸と平行である。

Fig. 9, 10, 11, 12 に示した結果から、すべり面は地表面およびふし付近を除けば、おおむね杭周面近傍の地中に円筒状を呈していると考えられる。

3. 場所打ち杭周面のせん断特性

2. で述べたように、杭と地盤のせん断抵抗面は、杭周面から数mm程度離れた地中にあると考えられる。

したがって、杭の引抜き抵抗力のうち、杭周面の摩擦力は、地盤のせん断抵抗力で評価できるものとする。ここでは、各深度で計測した軸力分布から得られる杭周面摩擦力と土質試験から求まる土のせん断強度との関係について考察する。

(1) 杭周面摩擦力と変位の関係

杭周面摩擦力は、軸力の深度分布から各深度の軸力差を求め、その区間ににおける平均杭周面積で除すことにより得ることができる。今回の実験においては、主筋およびコンクリートのひずみから、次式により各深度の軸力を求めることにする。

$$P_i = \epsilon_{ci} \cdot E_{ci} \cdot A_{ci} + \epsilon_{si} \cdot E_s \cdot A_s \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (1)$$

ここに、 P_i : i 断面における軸力

ϵ_{ci} : i 断面におけるコンクリートのひずみ

E_{ci} : i 断面におけるコンクリートの弾性係数

A_{ci} : i 断面におけるコンクリートの断面積

ϵ_{si} : i 断面における主筋のひずみ

E_s : 主筋の弾性係数

A_s : 主筋の断面積

なお、コンクリートの弾性係数 E_{ci} は、試験杭頭部における軸力と載荷重が等しいことを利用し、式(1)に杭頭部の断面における各実測値を代入することにより、逆算することにした。この結果、コンクリートにクラックが生じる前の E_{ci} は、試験杭 A では $2.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ($1.96 \times 10^4 \text{ MPa}$)、試験杭 B では $2.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ($2.45 \times 10^4 \text{ MPa}$) であり、クラック発生後の E_{ci} は A, B 両杭とも $1.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ($1.47 \times 10^4 \text{ MPa}$) であった。

以上の方針で求めた軸力分布を **Fig. 13** に示す。試験

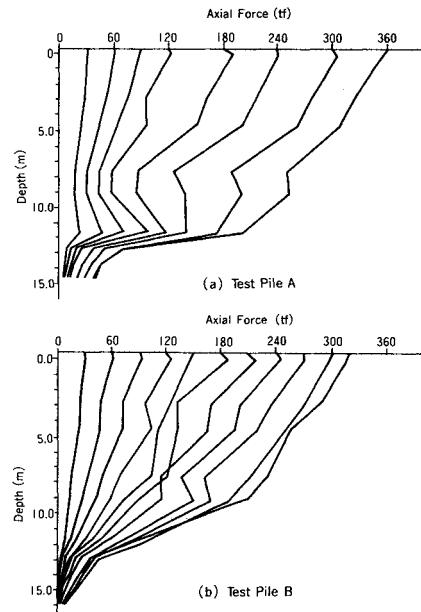


Fig. 13 Distribution of axial force.

杭 A においては、GL-11.6m~GL-12.6m の区間、試験杭 B においては、GL-9.0m~GL-12.6m の区間の軸力分布の勾配が急激に増大している。この区間は、前述したふしのある区間に相当する。この区間の上方の粘性土層および下方の砂質土層においては、それぞれ勾配がほぼ一定であり、ふしの影響はその近傍に限定されると考えられる。したがって、杭周面摩擦力評価にあたっては、ふしの部分を除外した。なお、クラック発生後においてもコンクリートに約 60 tf (0.59 MN) の軸力が分担されている。

Fig. 14, 15 には、**Fig. 13** から求めた粘性土層、砂質土層の杭周面摩擦力と杭の変位量の関係を示す。なお、各層における変位量は、杭頭部と杭先端部の変位量の実測値から、各層における主筋のひずみから求まる杭体の伸び量を補正して求めている。

Fig. 14 によると、粘性土層においては、試験杭 A, B とも変位量 2~5 mm 程度ではほぼピークに達している。

Fig. 15 に示す砂質土層においては、試験杭 A, B とも変位量 5~10 mm 程度の変位量ではほぼピークに達している。

Fig. 16 に反力杭の周面摩擦力と変位量の関係を示す。同図には、同じ層の試験杭の周面摩擦力を併記した。反力杭は 4 本使用したので、反力杭 1 本当たりの押込み荷重は試験杭の引抜き荷重の 1/4 である。このため、最大荷重時の変位量は 1.4 mm と小さく、まだ降伏には達していないが、この変位量にいたる摩擦力は、試験杭とほぼ同じ値を示している。このことは、短期の荷重における

る引抜き摩擦力は押込み摩擦力と同等に取り扱えることを示唆していると考えられる。

(2) 最大周面摩擦力と N 値ならびに土のせん断強度との関係

Fig. 17 に最大周面摩擦力の実測分布と土のせん断強度の分布を示す。

同図より, GL-9.0 m ~ GL-12.6 m の区間を除けば, 実測最大周面摩擦力と室内せん断試験による土のせん断強度のそれぞれの平均値との関係は次のように近似できる。

$$f_c \approx q_u / 2$$

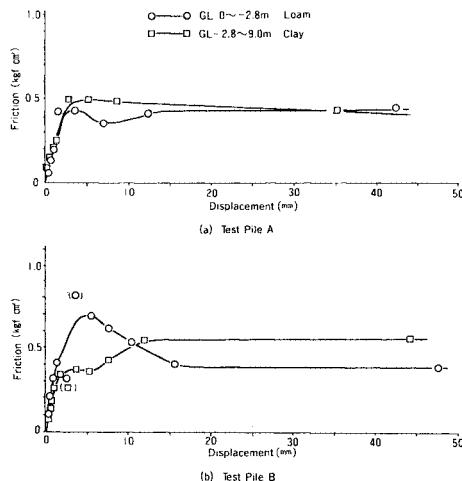


Fig. 14 Friction vs. displacement curves of test piles in clayey soil.

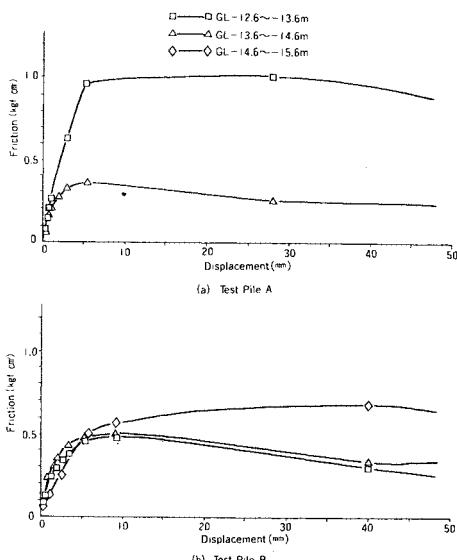


Fig. 15 Friction vs. displacement curves of test piles in sandy soil.

$$f_s \approx K_0 \sigma'_v \tan \phi_a$$

ここに, f_c : 粘性土層の最大周面摩擦力 (tf/m^2)

f_s : 砂質土層の最大周面摩擦力 (tf/m^2)

q_u : 粘性土の一軸圧縮強度 (tf/m^2)

K_0 : 静止土圧係数 ($= 1 - \sin \phi_d$)

σ'_v : 有効鉛直土圧 (tf/m^2)

ϕ_d : 砂の内部摩擦角 (度)

また, Fig. 18 に実測最大周面摩擦力と N 値の関係を示す。

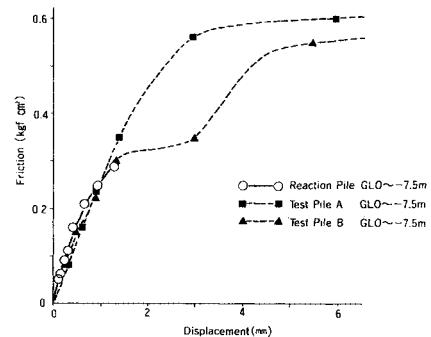


Fig. 16 Comparison of reaction pile and test piles (friction vs. displacement curves).

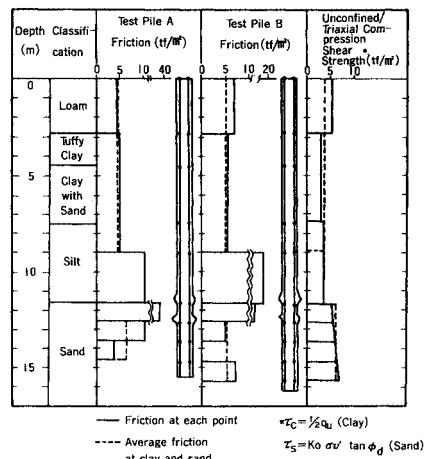


Fig. 17 Distribution of friction and shear strength.

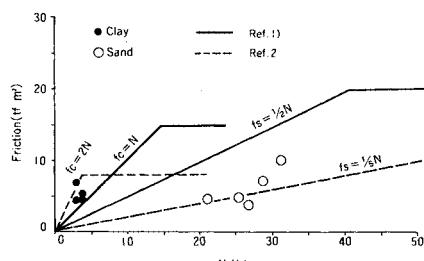


Fig. 18 Friction vs. N -value.

同図より、粘性土層および砂質土層の実測最大周面摩擦力と N 値のそれぞれの平均値との関係は次のように近似できる。

$$f_c \approx 1.5 N$$

$$f_s \approx 0.2 N$$

ここに、 N ：各層の平均 N 値

なお、GL-9.0 m～GL-12.6 m の区間の層の実測値は、土のせん断強度よりかなり大きな値を示している。これは、ふし付近の地盤が杭の移動とともに半径方向に押し広げられ、杭周面に大きな水平土圧が作用したことが大きな要因と考えられる。

4. 結 論

実規模大の場所打ち杭を利用した引抜き実験より、杭の引抜き抵抗機構の基本的特性を明らかにした。以下にその結果を要約する。

(1) 場所打ち杭の主筋およびコンクリートのひずみ分布の計測結果から、引抜き力を受ける杭体の応力伝達特性を明らかにした。すなわち、初期荷重における杭体の軸力は主筋とコンクリートが一体となって分担するが、荷重が増加し、コンクリートのひずみが限界値以上となるとコンクリートにクラックが生じ、主筋の軸力分担の割合が増加する。本実験において、上記の限界ひずみは $(70 \sim 80) \times 10^{-6}$ であり、クラック発生後においてもコンクリートに約 60 tf (0.59 MN) の軸力が分担されていた。

(2) 杭周辺地盤の変位の計測結果から、杭引抜きの影響範囲は、杭周面より杭径の 3～4 倍程度と判断される。ただし、引抜き荷重が最大に近づくと、杭に追随して変形する地盤の範囲は、杭周面からほぼ杭半径以内に限定される。

(3) 杭周面の土の付着状況および周辺地盤の変位の観測結果より、杭～地盤系のせん断抵抗面は、杭周面近

傍の地中に円筒状を呈していることを確認した。なお、地表面付近にはコーン状のクラックが認められた。

(4) 最大周面摩擦力は土のせん断強度で評価できることを確認した。すなわち、実用上、粘性土については、 $f_c = q_u/2 = 1.5 N (\text{tf}/\text{m}^2)$ 、砂質土については $f_s = K_0 \sigma'_v \tan \phi_a = 0.2 N (\text{tf}/\text{m}^2)$ で近似できる。

(5) 試験杭と反力杭の周面摩擦力と変位の計測結果から、引抜き摩擦力と押込み摩擦力は、引抜き最大荷重の 1/4 程度までの荷重においてはほぼ同等であることを確認した。

謝 辞：本研究の遂行ならびに本論文の作成にあたり、暖かいご助言とご指導を賜った京都大学 柴田 徹博士に深甚なる謝意を表する次第である。さらに、貴重なご助言を頂いた電力中央研究所 西 好一博士、東京電力(株)江川顕一郎氏ならびに、実験面等で協力を頂いた東電設計(株)、(株)奥村組の関係各位に謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(IV下部構造編)，1980.
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説，1975.
- 3) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979.
- 4) 伊藤圭典：打込み・埋込み・場所打ち杭の引抜き抵抗力比較測定、第23回土質工学シンポジウム、pp.1～8, 1978.
- 5) 小粥庸夫・大内雅典：PIP くいの支持力機構に関する研究(その2)，清水建設研究所報、Vol. 25, pp.1～24, 1975.
- 6) 林 七郎・奥山一夫：送電用鉄塔基礎の引揚実験結果ならびにその解析、電力土木、No. 161, pp.18～35, 1979.

(1986.2.14・受付)