

場所打ち杭の押込みと押上げ抵抗特性の比較

藤岡 豊一¹・青木 一二三²

¹正会員 千代田化工建設(株) 空間設計2部 (〒230-8601 横浜市鶴見区鶴見中央2-12-1)

²正会員 日本鉄道建設公団 設計技術室 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

本論文は先端載荷試験と押込み試験の周面抵抗力特性に影響を及ぼす杭の自重、周辺地盤のせん断変形範囲および軸力分布を比較し、その補正方法および先端載荷試験の結果を杭頭載荷に換算する方法を提案するものである。杭の自重の影響については11本の場所打ち杭の先端載荷試験結果を用いて検討し、周面地盤のせん断変形については20本の場所打ち杭の周面抵抗力度と変位関係を解析した。そして扇状地砂礫地盤における場所打ち杭の比較試験に適用して、これらの影響度合いを検討し本提案の妥当性について考察した。

Key Words : shaft resistance, bored piles, load transfer, pile load tests, self-weight of a pile

1. はじめに

杭の周面抵抗力度と変位関係は設計上きわめて重要であり、各方面で研究されている^{1), 2), 3)}。筆者らは杭の先端近傍にジャッキを装着して、周面抵抗力と先端抵抗力を相互反力にして杭の支持力を求める先端載荷試験を実施してきた。先端載荷試験は杭頭に反力装置を要しないで、先端地盤に直接載荷することができるという特徴を有している。この特徴を活かして設計支持力の確認だけでなく、引抜き抵抗力特性の調査、大口径杭の支持力特性の調査、および狭隘地や上空制限のある所で支持力調査試験として利用されている。

しかし、先端載荷試験と押込み試験とでは載荷方向が異なり、これに起因していくつか相違点がある。押込み試験では杭の自重が荷重として作用し、先端載荷試験では逆に抵抗力となる。また、両試験の周面抵抗力は同じでも、軸力が異なるので杭の弾性変位が相違する。周辺地盤のせん断変形が両試験で上下逆方向になるため、せん断変形範囲への影響を検討する必要がある。

本論文は場所打ち杭の載荷試験結果を用いて周面抵抗特性に与えるこれらの影響を比較検討し、その補正方法および先端載荷試験結果を杭頭載荷に換算する方法を提案した。そして扇状地砂礫地盤で実施した場所打ち杭の比較試験に適用して、これらの影響度合いを比較検討し、本提案の妥当性を考察した。

2. 杭の自重の影響と補正

杭の自重は押込み試験時には荷重として作用し、先端載荷試験時には抵抗力として作用するので両試験の計測値を補正する必要がある⁴⁾。ここで杭の自重というのは浮力を考慮した自重のことで、以後は単に杭の自重と呼ぶことにする。

押込み試験時の軸力分布を図-1に模式的に示す。杭に作用する荷重と地盤の抵抗力を同図の(a)と(b)に示す。(a)は載荷試験直前に、杭の自重(W_p)が周面抵抗力と先端抵抗力(R_{bo})の両方で支持される場合を示し、(b)は載荷試験時の杭頭荷重(P_0)と地盤の抵抗力を示している。(c)は軸力分布である。載荷試験直前に先端抵抗で支持される杭の自重(先行先端抵抗力)を左側に、周面抵抗で支持される杭の自重(先行周面抵抗力)を右側に斜線で示している。先行周面抵抗力は上向きに作用するが、軸力は深度方向に線形的に増加する。この傾向は載荷による軸力変化と逆になる。

場所打ち杭の場合、コンクリート打込み時に生じる鉄筋計の読みは、流動化したコンクリートと鉄筋との付着がほとんど生じないので杭の自重を表わしていない。このため先行周面抵抗力を載荷試験直前の鉄筋計の読みから求めるのは困難である。

一般に載荷試験直前の軸力を0にして計測を開始するので、鉄筋計から求める軸力(図-1に実線で示す計測軸力)には先行周面抵抗力も先行先端抵抗力

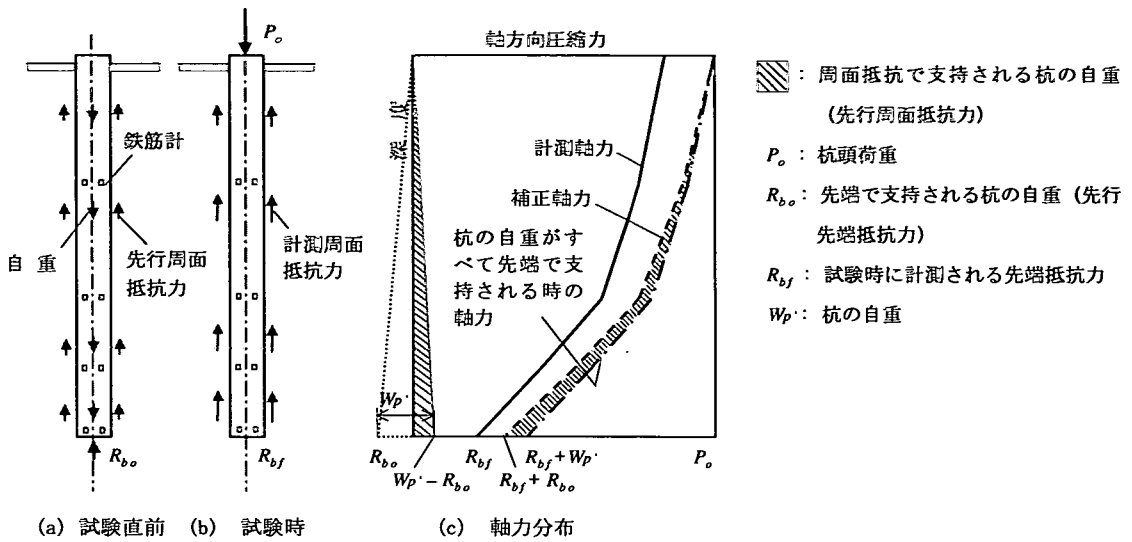


図-1 押し込み試験時の軸力分布

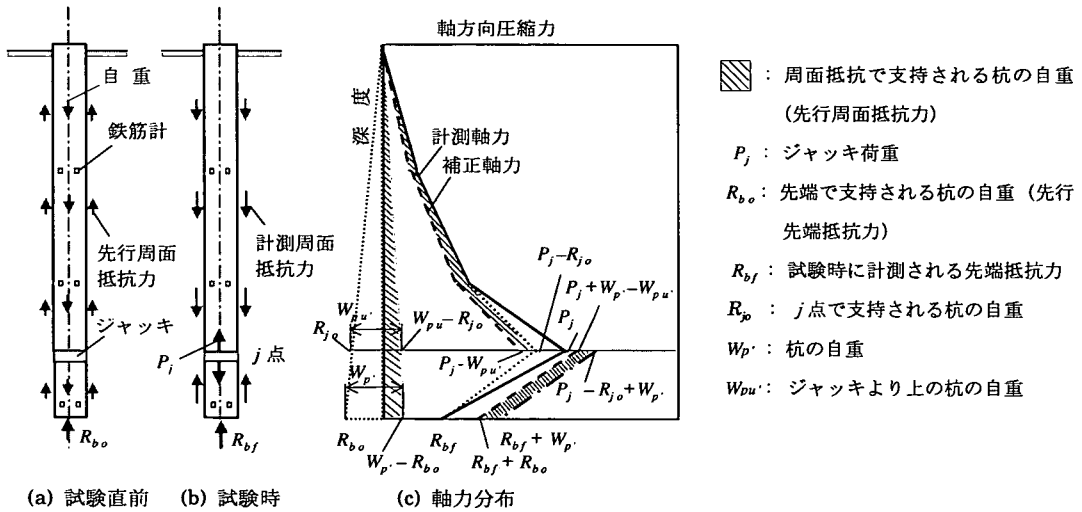


図-2 先端載荷試験時の軸力分布

も含まれない。したがって、杭の自重を考慮した補正が必要になる。杭の自重 (W_p) が全て先端で支持される場合、計測軸力に W_p を加算した値となり、計測軸力を W_p だけ平行移動した一点鎖線のようになる。杭の自重の一部を周面抵抗力で支持する場合、一点鎖線で示す軸力から先行周面抵抗力だけ引いた破線で示す軸力になる。

先端載荷試験時の軸力分布を図-2に示す。ジャッキ位置を j 点として、杭に作用する荷重と地盤の抵抗力を同図の(a)と(b)に示す。(a)は載荷試験直前に、杭の自重 (W_p) が周面抵抗力と先端抵抗力(R_{bo})の

両方で支持される場合を示し、(b)は載荷試験時のジャッキ荷重 (P_j) と地盤の抵抗力を示している。同図の(c)は軸力分布である。載荷試験直前に先端抵抗で支持される杭の自重を左側に、周面抵抗で支持される杭の自重を右側に斜線で示している。

先端ジャッキより上を考えると、鉄筋計の読みは先行周面抵抗力が作用している時点から0にして、それ以後の変化が計測される。先行周面抵抗力は上向きであるが、先端ジャッキ荷重に対するジャッキより上の周面抵抗は逆転して下向きに作用する。したがって、周面抵抗力は先行周面抵抗力だけ大きく計

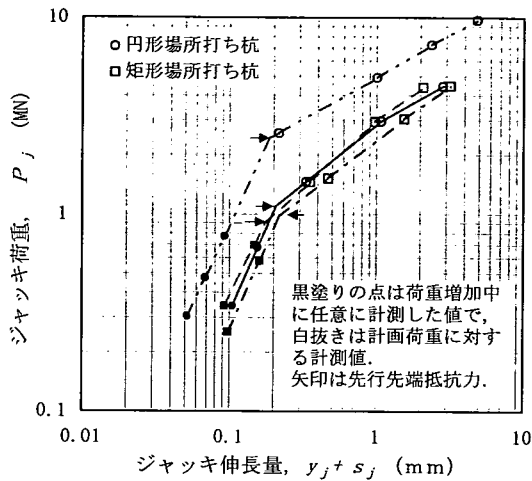


図-3 先行先端抵抗力の算定

測されることになり、計測軸力から先行周面抵抗力を差し引いて補正する必要がある。破線が補正した軸力である。

一方、ジャッキの荷重には先行周面抵抗力の有無に関係なく、ジャッキより上の杭の自重(W_{pu})が含まれる。したがって、 j 点では P_j から W_{pu} を差し引いた値が補正軸力になる。 j 点の軸力を仮に鉄筋計で計測したとすると、補正軸力($P_j - W_{pu}$)に j 点の先行周面抵抗力($W_{pu} - R_{jo}$)を加えた値($P_j - R_{jo}$)が計測軸力に相当する。先行周面抵抗力がなく杭の自重が全て先端で支持される場合は、計測軸力と破線が一致する。ただし、 j 点では $P_j - R_{jo}$ である。 j 点の補正が上下の区間周面抵抗力度に影響するので注意する必要がある。

ジャッキより下方は押込み試験と同じように補正する。 j 点では上述したように $P_j - R_{jo}$ が鉄筋計による計測軸力に相当するので、図-2の点線が押込み試験の計測軸力(実線)に相当する。杭の自重(W_p)が全て先端で支持される場合、点線で示す軸力を W_p だけ平行移動し一点鎖線のようになる。杭の自重の一部を先行周面抵抗力で支持する場合、一点鎖線で示す軸力から先行周面抵抗力だけ引いたものが補正軸力となり、破線で示している。

以上のように、先行周面抵抗力と計測周面抵抗力の方向が、押込み試験では同方向(図-1)、先端載荷試験では逆方向(図-2)になる。押込み試験では計測周面抵抗力に先行周面抵抗力を加算した値が周面抵抗力に、先端載荷試験では逆に差し引いた値が周面抵抗力になる。したがって、両試験の計測周面抵抗力には先行周面抵抗力の2倍の差がある。

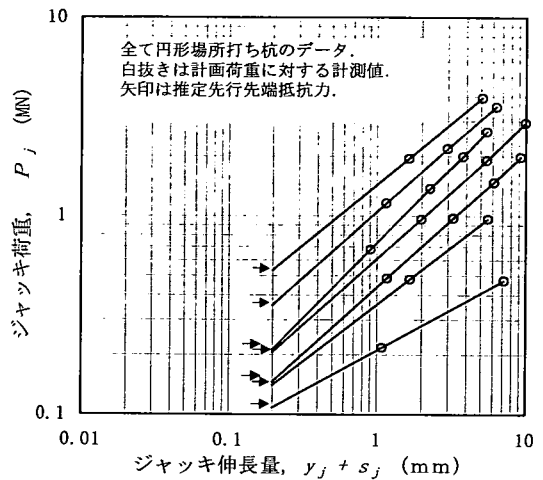


図-4 先行先端抵抗力の推定

先端載荷試験においてジャッキ荷重が先行先端抵抗力(図-2の R_{jo} に相当)に達するまでは変位が小さく、先行先端抵抗力に達した後は変位も増加する。この時の荷重と変位の関係を検討して先行先端抵抗力を求める。変位計を基準梁にセットして変位を計測するため、温度変化に伴う基準梁の変位がジャッキの上と下の変位に影響する。この基準梁の変位は比較的の小さいもの、ジャッキの変位が小さい時には、その影響も無視できないと思われる。この基準梁の変位はジャッキの上と下の変位に+-逆に影響する。この影響はジャッキの上と下の変位の和(伸長量)を用いれば相殺されるので、ジャッキの荷重と伸長量の関係から先行先端抵抗力を求める。

円形9本と矩形2本の場所打ち杭の先端載荷試験結果⁹⁾を用いて先行先端抵抗力を求める。段階載荷方式の1段階荷重は杭の自重より大きく、杭の自重に相当する荷重付近で計測していないことが多い。しかし、1段階荷重が大きい場合、荷重増加中に装置の作動性の確認のため任意に計測することがある。

図-3は円形2本と矩形2本の先端載荷試験結果で、荷重増加中に任意に計測したジャッキの荷重と伸長量の間を両対数にプロットしたものである。矢印は折れ点で、この点を超えると変位量が増加し、この点を先行先端抵抗力とする。4本の先行先端抵抗力に対応するジャッキ伸長量は0.17~0.22 mm(平均0.2mm)の狭い範囲にある。1段階荷重に達する途中で計測していない残り7本の先行先端抵抗力は、図-4に示すようにジャッキの荷重と伸長量の間を外挿し、0.2mm変位時の荷重(矢印で表示)を先行先端抵抗力として求めた。

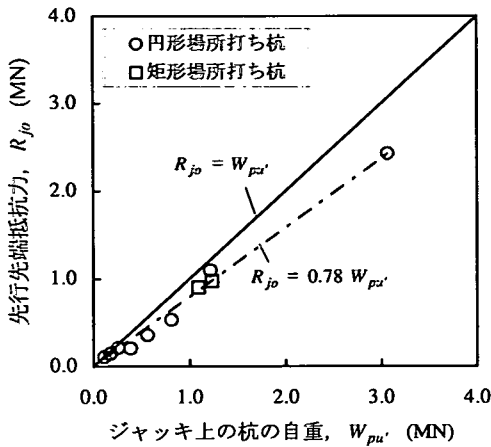


図-5 杭の自重と先行先端抵抗力の関係

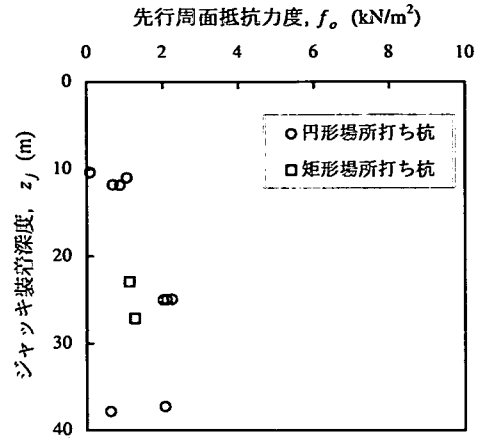


図-7 先行先端抵抗力と杭長の関係

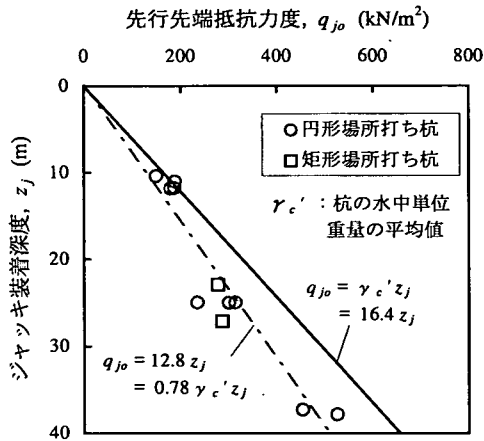


図-6 先行周面抵抗力と杭長の関係

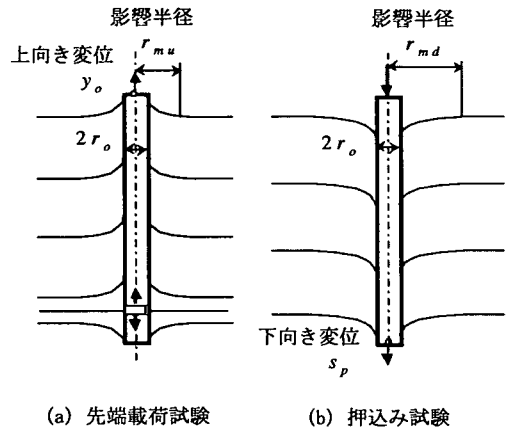


図-8 周辺地盤の変形

以上のようにして求めた先行先端抵抗力とジャッキ上の杭の自重の関係を図-5 に示す。一点鎖線は平均値を表わしている。先行先端抵抗力は杭の自重の約 78 % を占め、先行周面抵抗力は約 22 % と小さく、杭の自重が周面抵抗力の評価に与える影響は小さいように思われる。

先行先端抵抗力を杭断面積で除した先行先端抵抗力とジャッキ装着深度の関係を図-6 に示す。一点鎖線は平均値である。実線は杭の水中単位重量 (γ_c') の平均値から求めたもので、杭の自重が全て先端に伝達される場合を意味している。杭長が 40 m 以内であれば杭の自重の約 78 % が杭先端に伝達されていることが分かる。

杭の自重から先行先端抵抗力を差し引いて先行周面抵抗力を求めた。先行周面抵抗力を全周面積で除

した先行周面抵抗力とジャッキ装着深度の関係を図-7 に示す。先行周面抵抗力と杭長との相関はないようである。また、先行周面抵抗力は比較的小さいように思われる。したがって、杭の周面抵抗力が小さい場合を除き、先行周面抵抗力の補正の影響は小さいように思われる。

3. 地盤のせん断応力とひずみの関係

杭の周面抵抗力は図-8 に示すように杭の変位に伴う周辺地盤のせん断変形によって発現される。同図の影響半径は地盤の変位がゼロとみなせる杭中心からの距離 (半径) とする。杭に接する土のせん断ひずみが同一でも、影響半径が大きいかほど杭の変位は

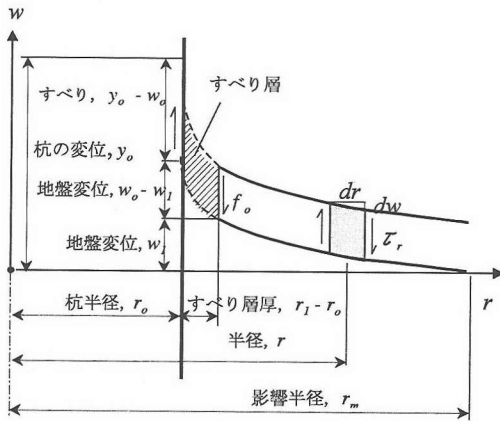


図-9 杭周辺地盤の変位の模式図

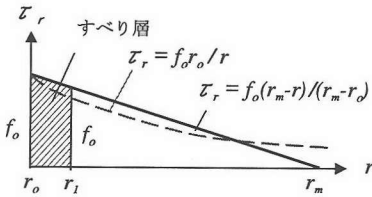


図-10 地盤内のせん断応力の変化

大きくなる。

先端載荷試験は周辺地盤を重力と反対方向に押し上げ、押し込み試験では逆に押し下げるので、両試験で影響半径が相異なる可能性がある。影響半径が相異すると、周面抵抗力と変位関係も異なってくる。

同一地盤で先端載荷試験と押し込み試験を行って、周面地盤のせん断変形を比較した事例がないので、影響半径を直接に比較できない。そこで、周面地盤のせん断変形をモデル化して、両試験の影響半径を比較する。

杭が上向きに変位した時の周辺地盤の変形を模式的に図-9に示す。地盤内のせん断応力(τ_r)とせん断ひずみ(γ)の関係を、次の指数曲線で近似する⁵⁾。

$$\tau_r = \tau_{max}(1 - e^{-a\gamma}) \quad (1)$$

ここに、 τ_{max} : 最大せん断応力

a : 定数

$\ln\{\tau_{max}/(\tau_{max} - \tau_r)\}$ を γ に対してプロットすれば原点を通る直線となり、その勾配が a である。地盤のせん断弾性係数 (G_r) は、式(1)を γ で微分して求められる。

$$G_r = d\tau_r / d\gamma = a(\tau_{max} - \tau_r) \quad (2)$$

G_r は残留せん断応力 ($\tau_{max} - \tau_r$) に比例して減少し、その比例定数が a である。 τ_{max} が同じであれば a が大きいほど初期せん断弾性係数が大きい。

図-9 からせん断ひずみは次式で表される。

$$\gamma = dw / dr \quad (3)$$

杭中心から r の位置の地盤変位 (w) は r から r_m までのひずみを積分すると求まる。

$$w = \int_r^{r_m} \gamma dr \quad (4)$$

式(1)を変形してせん断ひずみを求め、式(4)に代入すると次式を得る。

$$w = \frac{1}{a} \int_r^{r_m} \ln \frac{\tau_{max}}{\tau_{max} - \tau_r} dr \quad (5)$$

せん断応力が図-10 のように杭周面から線形的に減少する場合 (実線) と反比例的に減少する場合 (破線) を検討する。杭と地盤の間にすべりが無い場合の地盤変位は次のように表わされる⁵⁾。

せん断応力が線形的に減少する場合 :

$$\tau_r = f_o(r_m - r)/(r_m - r_o) \quad (6)$$

式(6)を微分して式(5)に代入する。

$$w = \frac{r_m - r_o}{af_o} \int_0^{\tau_r} \ln \frac{\tau_{max}}{\tau_{max} - \tau_r} d\tau_r = \frac{1}{af_o} \{ [\tau_{max}(r_m - r_o) - f_o(r_m - r)] \times \ln \left[1 - \frac{f_o(r_m - r)}{\tau_{max}(r_m - r_o)} \right] + f_o(r_m - r) \} \quad (7)$$

せん断応力が反比例的に減少する場合 :

$$\tau_r = f_o r_o / r \quad (8)$$

式(8)を式(5)に代入する。

$$w = \frac{1}{a} \int_r^{r_m} \ln \frac{\tau_{max} r}{\tau_{max} r - f_o r_o} dr = \frac{1}{a} \left[\ln \left\{ \left(\frac{\tau_{max} r_m}{\tau_{max} r_m - f_o r_o} \right)^{r_m} \left(\frac{\tau_{max} r - f_o r_o}{\tau_{max} r} \right)^r \right\} + \frac{f_o r_o}{\tau_{max}} \ln \frac{\tau_{max} r_m - f_o r_o}{\tau_{max} r - f_o r_o} \right] \quad (9)$$

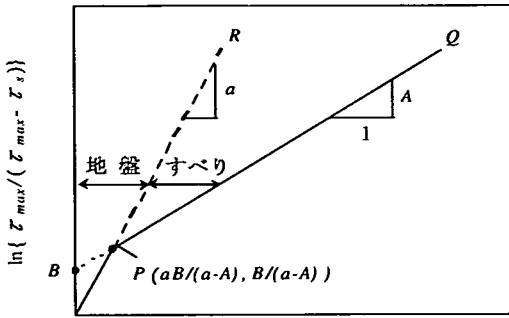
ここに、 f_o : 杭の周面抵抗力度

r_o, r_m : 杭の半径と影響半径

影響半径は一定でなく杭頭変位と共に増加し次式で近似される⁵⁾。

$$y_o = b(r_m / r_o)^2 + c(r_m / r_o) - d \quad (10)$$

ここに、 b, c, d は定数である。



せん断ひずみ, γ_s

図-11 すべり層のモデル

杭の変位 (y_o) が大きくなると、杭と地盤の間にすべりが生ずる。図-9 のように、杭の外周に厚さ ($r_1 - r_o$) の薄いすべり層を考え、すべり層のせん断応力 (τ_s) とひずみ (γ_s) を、図-11 のようにモデル化する。すべりがない時には、勾配が a の直線 OPR となる。点 P ですべり始め、勾配が A で、切片が B の直線 PQ をたどるものとする。つまり、すべり層の τ_s と γ_s を、次の指数曲線でモデル化する⁶⁾。

$$\tau_s = \tau_{max} (1 - e^{-A \gamma_s - B}) \quad (11)$$

$$\gamma_s = (y_o - w_1) / (r_1 - r_o) \quad (12)$$

ここに、 y_o , w_1 : 杭頭とすべり層外側の変位
 r_1 , r_o : すべり層の内・外までの距離
 A , B : 定数

すべり層の厚さは 10 mm 程度と薄いので、すべり層内のせん断応力は一定で、周面抵抗力度 (f_o) に等しいとすると、式(11)と(12)から杭の変位は、次式で表わされる。

$$y_o = \frac{r_1 - r_o}{A} \left\{ \ln \frac{\tau_{max}}{\tau_{max} - f_o} - B \right\} + w_1$$

$$= \frac{r_1 - r_o}{A} \left\{ \frac{a - A}{a} \ln \frac{\tau_{max}}{\tau_{max} - f_o} - B \right\} + w_o \quad (13)$$

式(13)の w_o と w_1 は、それぞれ r_o と r_1 の位置 (すべり層の内と外) の地盤変位で、式(7)と(9)に $r = r_o$ および $r = r_1$ を代入して求める。 w_1 は、式(7)と(9)の r を r_1 に置き換えたものになる。また、式(7)と(9)に $r = r_o$ を代入して w_o を求めると、次のようになる。

せん断応力が線形的に減少する場合：

$$w_o = \frac{r_m - r_o}{a f_o} \left\{ (\tau_{max} - f_o) \ln \left(1 - \frac{f_o}{\tau_{max}} \right) + f_o \right\} \quad (14)$$

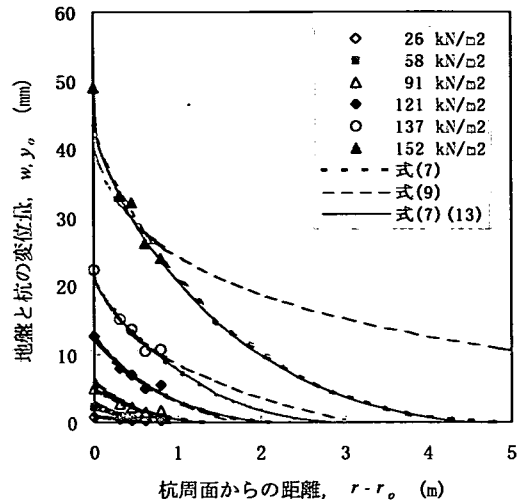


図-12 $\phi 1500$ 試験杭周辺地盤の鉛直変位

せん断応力が反比例的に減少する場合：

$$w_o = \frac{1}{a} \left[\ln \left\{ \frac{\tau_{max} r_m}{\tau_{max} r_m - f_o r_o} \right\}^{r_m} \left(\frac{\tau_{max} - f_o}{\tau_{max}} \right)^{r_o} \right] + \frac{f_o r_o}{\tau_{max}} \ln \frac{\tau_{max} r_m - f_o r_o}{\tau_{max} r_o - f_o r_o} \quad (15)$$

式(14)は、周面抵抗力度 - 変位量関係から ($r_m - r_o$) / a が同定できることを示している。上で述べた地盤のせん断応力とひずみのモデル化の妥当性を、次の事例で評価することにする。

JR 富山駅近くで先端載荷試験を行い、同時に周辺地盤 (GL-6 m) の鉛直変位を計測した。この時に得られた杭と周辺地盤の変位を図-12 に示す。凡例の数字は、平均周面抵抗力度を表わしている。

地盤は多層から構成されるが、各層が個々に挙動するのではなく、全層が合成されて挙動すると考えた。周面抵抗力度と地盤の変位が既知であるので、式(7)、あるいは式(9)から a と r_m が同定できる。 τ_{max} を平均周面抵抗力度の最大値にとると、未知数は定数 a が 1 個と、 r_m が f_o の数と等しい数となるので、地盤の変位が 2 点以上測定されていれば同定できる。

平均周面抵抗力度と地盤の鉛直変位の実測値を式(7)と(9)にあてはめ、最小 2 乗法を用いて a と r_m を求めた。式(7)を用いて回帰分析した結果を、図-12 に点線で示している。解析値は実測値とよく合っており、式(7)が適切であると評価される。

一方、同図の破線は式(9)を用いて回帰分析した結果で、実測地中変位との差が大きい。式(9)は地盤のせん断応力が、杭から遠く離れたところまで弾

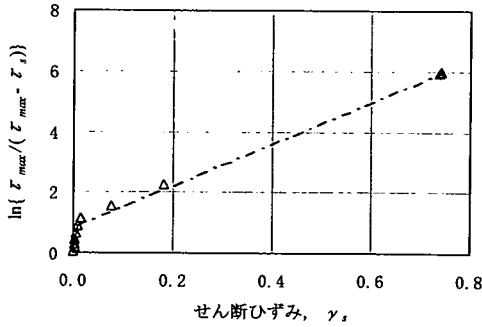


図-13 すべり層の $\ln\{\tau_{max}/(\tau_{max}-\tau_s)\}$ と γ_s の関係

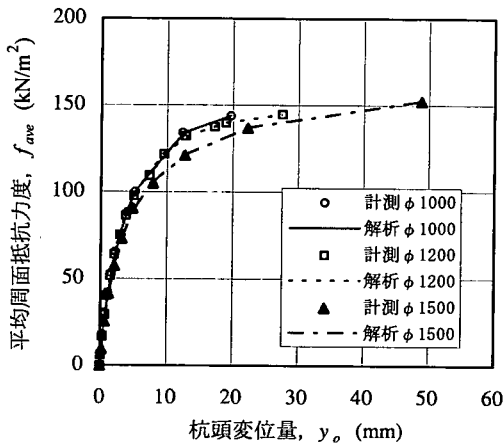


図-14 平均周面抵抗力度と杭頭変位量の関係

性的に伝播すると仮定した式(8)に基づいている。しかし、実際はせん断応力が、杭近傍に集中しているために差があるものと考えられる。

式(9)より式(7)の方が実測値との相関がよいので、式(7)とすべりを考慮に入れた式(13)を用いて回帰分析を行った。実線はこの回帰分析の結果で、実測した杭頭変位と地中変位の両方とも良く合っている。

式(7)を用いて回帰分析して得られたすべり層外側の変位 w_0 と杭頭の変位 y_0 を、式(12)に代入してすべり層のせん断ひずみ (γ_s) を求めた。この γ_s と $\ln\{\tau_{max}/(\tau_{max}-\tau_s)\}$ との関係を図-13 に示す。同図から式(11)の妥当性が評価できる。

図-14 は、同一地点で実施された杭径の異なる3本の載荷試験結果を、式(7)と(13)を用いて回帰分析し、平均周面抵抗力度と杭頭変位の関係を示したものである。解析結果は実測値と良く合っている。したがって、杭の変位に伴う周辺地盤がせん断変形する影響半径は、せん断応力が線形的に減少する場合の式(7)と(13)を用いて検討する。なお、回帰分析で

表-1 載荷試験データ⁴⁾

地点	杭径 (m)	杭長 (m)	周面地盤	先端地盤	試験方法
STA1	1.0	26.3	砂礫	砂礫	先端
STA2	1.2	26.3	砂礫	砂礫	先端
STA3	1.5	26.3	砂礫	砂礫	先端
TKS1	1.0	13.6	砂礫・転石	砂礫	押し込み
TKS2	1.0	13.5	砂礫・転石	砂礫	先端
TKS3	1.0	13.5	砂礫・転石	砂礫	先端
HKD	1.0	17.2	砂礫・細砂	砂礫	押し込み
MHM	1.0	29.6	礫混じり砂	頁岩	押し込み
HIT	1.5	15.8	段丘砂	凝灰岩	先端
SSM	0.8	11.3	細砂・粘土	細砂	先端
HKG	0.8	11.3	ローム	砂礫	先端
YCH	0.8	15.0	粘土・細砂	細砂	押し込み
TTK	2.0	38.2	シルト・細砂	細砂	押し込み
KSJ	0.8	39.0	シルト	シルト	押し込み
SYK	1.5	32.3	シルト	土丹	先端
SSB	1.2	19.8	シルト	砂岩	先端
CAN	1.0	26.6	中粗砂	細砂	押し込み
SCH	1.2	62.9	シルト	細砂	押し込み
OMY1	1.5	39.5	シルト	砂礫	先端
OMY2	2.5	39.4	シルト	砂礫	先端

得られたパラメータについては次項で述べる。

4. 影響半径の解析

同一地盤で、先端載荷試験と押し込み試験を行って比較した事例が極めて少ないので、種々の地盤で行われた載荷試験を収集して地盤別に比較する。収集した載荷試験データの中から、押し上げ抵抗、押し込み抵抗の最大値が得られ、かつ杭のひずみと変位が、比較的正確に計測された場所打ち杭 20 本を選んで比較した。表-1 は比較したデータで、先端載荷試験 12 本、押し込み試験 8 本である。地盤別には、砂礫地盤 7 本、砂質地盤 5 本、および粘性土地盤 8 本である。

表-1 の杭のうち 7 本は、地盤の変位が計測されているので、式 (7) と (13) を用いて回帰分析し、 A, B, a および r_m を求めた。この回帰分析で得られたすべり層の A と B を図-15 に示す。7 本の杭の周面地盤は、砂礫 3 本、砂 1 本および粘性土 2 本であるが、 A と B は狭い範囲にある。地盤の変位を計測していない残り 13 本の A と B は、図-15 に示す平均値を用いて回帰分析した。

地盤の変位を計測していない杭の $(r_m - r_0)/a$ は、式(13)と(14)から求まるが、 a と r_m は求めることはできない。そこで、近似式(10)と式(13)(14)を連立させて a と r_m を求めた。

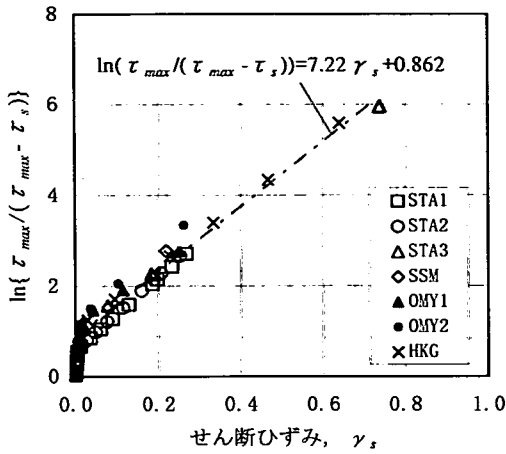


図-15 すべり層のAとB

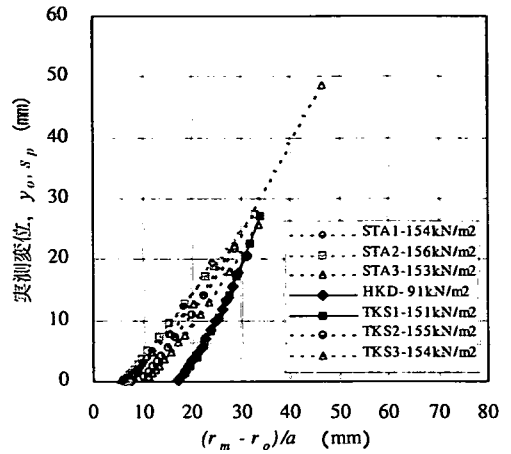


図-17 実測変位と $(r_m - r_o)/a$ の関係 (砂礫土)

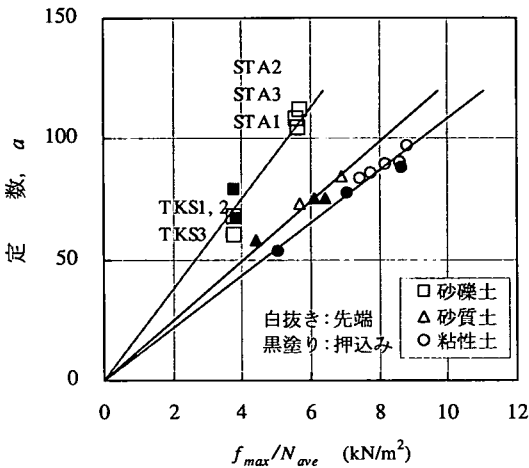


図-16 a と f_{max}/N_{ave} の関係

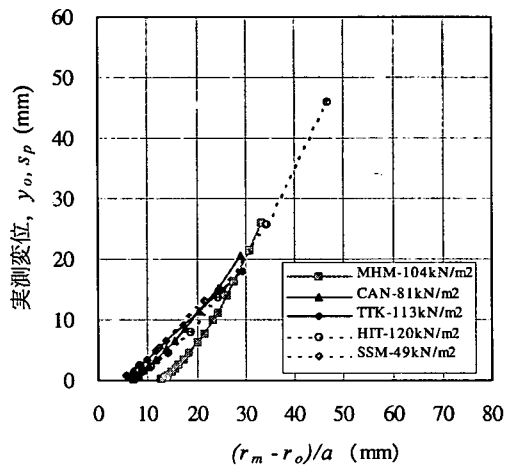


図-18 実測変位と $(r_m - r_o)/a$ の関係 (砂質土)

以上のようにして求めた地盤のせん断変形特性を表す定数(a)と、最大平均周面抵抗力度と平均 N 値の比(f_{max}/N_{ave})の関係を図-16 に示す。 a は f_{max}/N_{ave} の増加に伴って増加し、その増加の割合は、粘性土、砂質土、砂礫土の順に大きくなる。地点毎に a は変化するけれども、同一地点 (TKS1~TKS3) では、先端荷重試験と押込み試験で a はほぼ同じである。

杭の変位と、影響距離(影響半径-杭半径)を a で除した値の関係を、地盤別に整理して図-17~図-19 に示す。実線が押込み試験で、点線が先端荷重試験である。縦軸の y_o と s_p は、先端荷重試験時の杭頭変位と押込み試験時の先端変位である。凡例には地点と f_{max} を表示している。先端荷重試験は杭の自重の影響を補正したが、押込み試験は補正しなかった。

図-17は砂礫地盤の影響距離/ a を比較したもので、STA1~STA3とTKS1~TKS3は、各々同一地点での試験結果である。STA2の杭径が1.2mで、STA3が1.5m、他の5本は杭径1.0mである。STA1~STA3の杭径は相違するが、影響距離/ a はほぼ等しい。また、図-16からSTA1~STA3の a はほぼ同じであるので、影響距離がほぼ等しいことが分かる。また、STA1~STA3とTKS2,3は、異なる地盤であるが曲線は類似している。さらに、押込み試験のHKDとTKS1も、同様に異なる地盤であるが曲線は類似している。図-17から砂礫土の影響距離/ a は、押込み試験の方が先端荷重試験より大きいことが分かる。

図-18は砂質地盤の結果である。押込み試験MHMの影響距離/ a は、初期段階で先端荷重試験より若干大きいですが、変位が進むにつれて接近する。こ

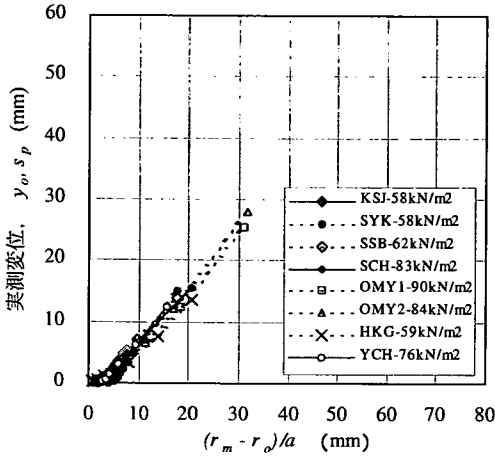


図-19 実測変位と $(r_m - r_0)/a$ の関係 (粘性土)

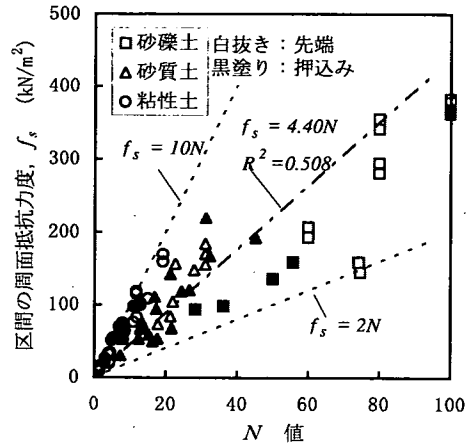


図-21 f_s と N 値の関係

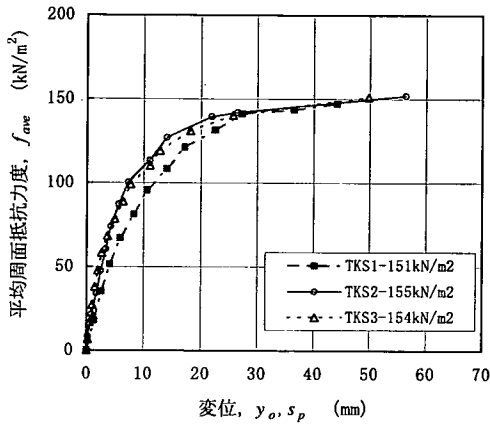


図-20 平均周面抵抗力度と変位の関係

の相違は礫混じり砂の影響と思われる。他の押し込み試験の影響距離 a は、先端荷試験と類似の傾向を呈している。砂礫地盤と同様に、同一地点では両試験の a は同じと考えられるので、砂質地盤の影響距離は、両試験で同等とみなしても大きな誤差は生じないと思われる。また、杭径が 800~1500 mm に変化しても、杭周面からの影響距離 a はほぼ等しい。

図-19 は粘性土地盤の影響距離 a で、両試験とも類似の傾向が認められる。砂礫地盤と同様に、同一地点では、両試験の a は同じと考えられるので、両試験の影響距離は、同等と思われる。杭径も 800~2500 mm に変化しているが、影響距離はほぼ等しい。

図-20 は、同一地点で実施した TKS1 (押し込み試験) と TKS2, TKS3 (先端荷試験) の平均周面抵抗力度と変位の関係である。 f_{max} はほぼ同じであるが、押し込み試験の方が先端荷試験より 3~5 mm

大きい。この差が影響距離の相違に起因していると考えられる。

以上のように、杭の変位に伴う影響距離は砂礫地盤を除き、先端荷試験と押し込み試験でほぼ同等とみなせる。したがって、周面抵抗力と杭頭変位量曲線を伝達関数として、杭頭荷換算しても大きな誤差は生じないと思われる。一方、厚い砂礫層を貫通する杭の影響距離の補正は、個々の事例によるしかないが、図-20 に示す事例では、影響距離の相違に起因する変位の差は 3~5 mm である。影響距離 a は両試験でかなり差があるが、変位の差は比較的小さい。この程度の変位の差は実務上容認できるように思われる。

5. 最大周面抵抗力度の比較

収集した荷試験データから粒度試験が比較的多く実施された 18 本を選び⁷⁾、区間の最大周面抵抗力度 (f_s) と標準貫入試験の N 値の関係を図-21 に示す。ただし、 N 値の上限は 100 とした。

f_s と N 値の間には正の相関が認められるものの、 $f_s = 2N$ から $10N$ の幅で大きく変化している。これは平均値 $f_s = 4.40N$ の 45% から 227% に相当する。したがって、図-21 は N 値から f_s を予測する精度が高くないことを示している。このような大きな幅をもつ原因として、地盤の種類や施工状態が考えられる⁷⁾。

先端荷試験を白抜きで、押し込み試験を黒抜きで表示しているが、両試験の f_s には差がなく、ほぼ同等と思われる。

地盤の種類を土粒子の平均粒径 (D_{50}) で表わして、

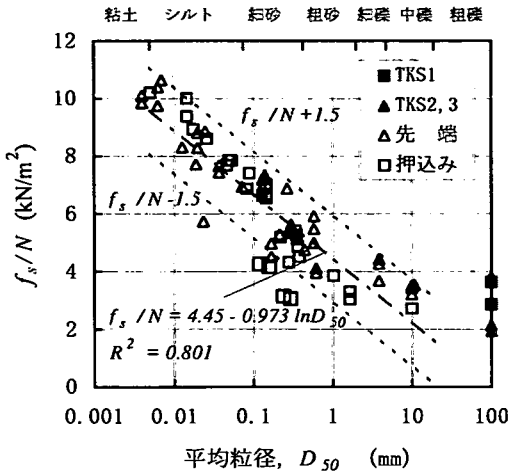


図-22 f_s/N と平均粒径の関係 (片対数)

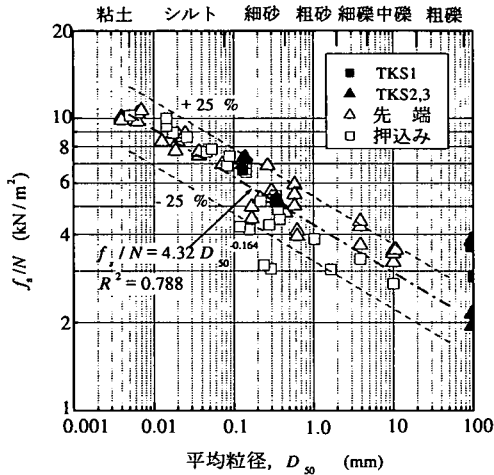


図-23 f_s/N と平均粒径の関係 (両対数)

f_s と N 値の比 (f_s/N) との関係を求め、図-22 (片対数) と図-23 (両対数) に示す。TKS1~TKS3 は、同一地点で実施した押し込み試験 (TKS1) と先端荷重試験 (TKS2, TKS3) である。TKS1~TKS3 の深度 6.6m 以深に玉石混じり砂礫が堆積し、施工時 300 mm 以上の粒径の玉石が掘り出された。室内試験で得られた粒度とは相異し、正確な平均粒径は不明である。このため、暫定的に平均粒径 100 mm のところにプロットし、相関を求めるデータとしては用いなかった。

f_s/N と D_{50} の間には、片対数でも両対数でも比較的良好な相関が認められる。平均粒径が大きくなるほど f_s/N が直線的に減少し、次式で近似⁷⁾され

る。

$$f_s/N = 4.45 - 0.973 \ln D_{50} \quad (16)$$

$$f_s/N = 4.32 D_{50}^{-0.164} \quad (17)$$

同一平均粒径に対する f_s/N の変化は $\pm 25\%$ 程度に狭くなり、 N 値から予測する精度より高くなる。この f_s/N の幅は、施工の状態に起因しているものではないと思われる。 f_s は地盤の強度を表わす指数である N 値だけでなく、土粒子の粒径に影響されることを示唆しているものと思われる。

同一地盤で実施した TKS1 (押し込み試験) と TKS2, TKS3 (先端荷重試験) の f_s/N はほぼ同等であり、また、同一地盤でない他のデータについても、先端荷重試験と押し込み試験でほとんど差が認められない。したがって、 f_s は両試験でほぼ同等とみなし得ると考えられる。

6. 杭頭荷重への換算方法

先端荷重試験では、杭頭の荷重-変位量関係を直接計測することができないため、ジャッキ下面の荷重-変位量関係と周面抵抗を表す伝達関数を用いて、荷重伝達解析により杭頭荷重-変位量関係を推定するのが一般的である。この周面抵抗を表す伝達関数として、次のような提案がある。

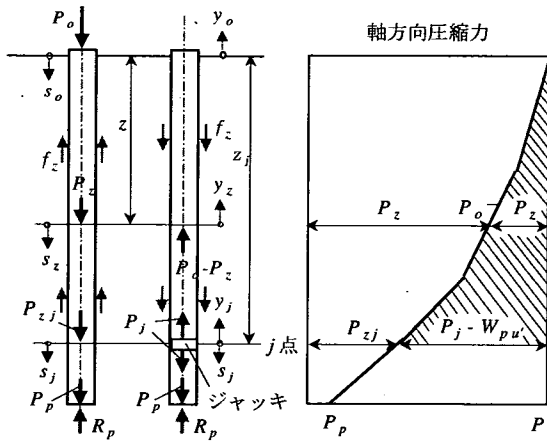
- ① 周面抵抗力度-変位量曲線⁸⁾
- ② 周面抵抗力度-変位量関係を双曲線関数などで近似した曲線⁹⁾
- ③ 周面抵抗力-杭頭変位量曲線¹⁰⁾

提案①と②は、先端荷重試験と押し込み試験で周面抵抗力度-変位量曲線が同じと仮定している。しかし、両試験では軸力分布が異なるので、杭体の弾性変位が相違する。この軸力分布の相違に起因する弾性変位の補正を行う必要がある。

また、前述したように砂礫地盤の影響距離は両試験で相違するが、この影響を加味するのが困難である。さらに、杭の自重に対する補正も煩雑である。そこで、杭の弾性変位、影響距離および杭の自重の影響を補正するのが容易で、かつ合理的な方法③を提案する。

先端荷重試験を杭頭荷重に換算した軸力分布を模式的に図-24に示す。(a) は押し込み試験の状態を、(b) は先端荷重試験の状態を、そして (c) は軸力分布を模擬したものである。

押し込み試験では、杭頭と深さ z の軸力の差が周面抵抗力になる。押し込み試験と先端荷重試験の周面抵



- P_o, s_o : 押込み試験時の杭頭荷重と杭頭変位
- P_z, s_z : 押込み試験時の深さ z の軸力と変位
- P_{zj}, s_j : 押込み試験時の j 点の軸力と変位
- f_z : 深さ z における周面抵抗力度
- P_p, R_p : 杭先端の軸力と先端抵抗力
- P_j : 先端載荷試験のジャッキ荷重
- y_j, s_j : 先端載荷試験時の j 点の上・下方向の変位
- y_o, y_z : 先端載荷試験時の杭頭と深さ z の変位
- $W_{pu'}$: ジャッキより上の杭の自重
- : 先端載荷試験の軸力分布

(a) 押込み試験 (b) 先端載荷試験 (c) 軸力分布

図-24 軸力分布の模式図

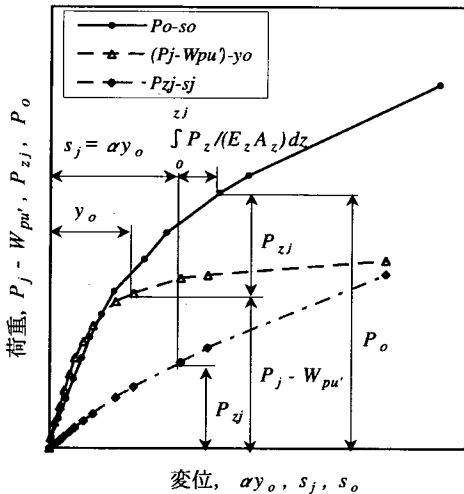


図-25 荷重伝達解析の模式図

ここに、

- P_o, P_z : 押込み試験時の杭頭と深さ z の軸力
 - P_j : 先端ジャッキの荷重
 - U_z, f_z : 深さ z の杭周長と周面抵抗力度
 - E_z, A_z : 深さ z における弾性係数と断面積
 - y_j, y_o : ジャッキ上面と杭頭の上向き変位量
- 一方、押込み試験の変位 s_z は次式で表わされる。

$$s_z = s_j + \int_z^z P_z / (E_z A_z) dz$$

$$= s_j + y_z - y_j + \int_z^z P_o / (E_z A_z) dz \quad (20)$$

周面抵抗力 ($P_j - W_{pu'}$) が発現する時の押込み試験における j 点 (ジャッキ装着深度に相当) の下向き変位 s_j が分かれば、式(18)と(20)を用いて杭頭載荷に換算される。 s_j に対応する押込み力が P_z である。ここで、押込み試験の P_z と s_j の関係は、先端載荷試験のジャッキ荷重から先行先端抵抗力を差し引いた力 ($P_j - R_{j0}$) と、ジャッキ下面の変位量 (s_j) 関係に等しいと置く⁹⁾。つまり、 j 点における押込み力と下向き変位量関係は、押込み試験と先端載荷試験で等しいとする。そして、先端載荷試験から得られる $P_j - W_{pu'}$ と y_o の関係と、 $P_z (= P_j - R_{j0})$ と s_j の関係を用いて杭頭載荷に換算する。

j 点より上の杭において、両試験で同じ平均周面抵抗力度 f_{ave} が発現する時を考える。押込み試験における s_j には、式 (20) から明らかなように j 点より上の杭の弾性変位は含まれない。また、先端載荷試験の杭頭の上向き変位 y_o も、 j 点より上の杭の弾性変位は含まれない。したがって、押込み試験の s_j と先端載荷試験の y_o が対応している。両試験の f_{ave} と影響距離が同じ場合には、 s_j と y_o は等

抗力を等しいとすると、斜線部が先端載荷試験の軸力分布に相当する。

周面抵抗力が両試験で等しくても、軸力が異なるので両試験の弾性変位は相違する。杭頭付近では軸力の大きな押込み試験の方が弾性変位が大きく、先端にゆくにしたがって両試験の弾性変位の差は小さくなる。

先端載荷試験のジャッキ装着深度 (j 点) 以浅の軸力 ($P_o - P_z$) と変位 (y_z) は次式で表わされる。

$$P_o - P_z = P_j - W_{pu'} - \int_z^z U_z f_z dz \quad (18)$$

$$y_z = y_j - \int_z^z (P_o - P_z) / (E_z A_z) dz \quad (19)$$

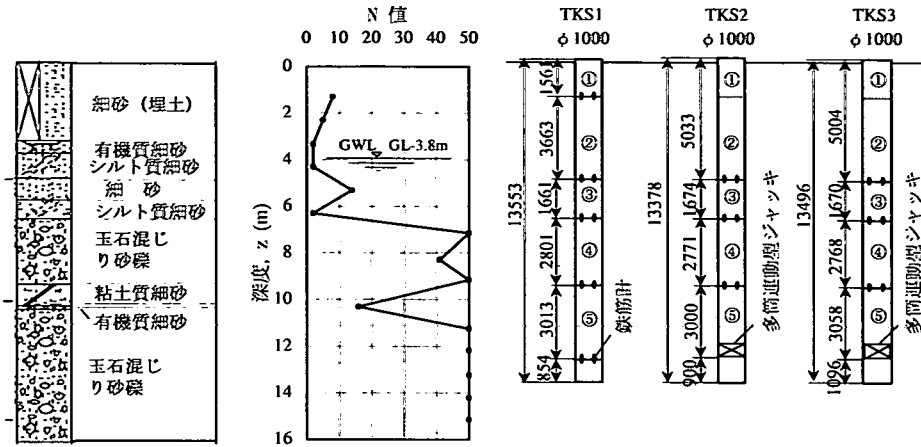


図-26 地盤と試験杭の設置深度

しいと考えられる。しかし、 f_{ave} が同じでも影響距離が両試験で異なると、図-20 で示したように s_j と y_o が相異する。そこで、同じ f_{ave} が発現する時の押込み試験の s_j と、対応する先端載荷試験の y_o との比を α とおいて補正することにする。 $s_j = \alpha y_o$ とおくと式(20)は次のようになる。

$$s_z = \alpha y_o + \int_z^y P_z / (E_z A_z) dz$$

$$= \alpha y_o + y_z - y_j + \int_z^y P_o / (E_z A_z) dz \quad (21)$$

$s_j = \alpha y_o$ に対応する P_{zj} 、および y_o に対応する $P_j - W_{pu'}$ と $y_z - y_j$ を求めて、式(21)に代入することにより杭頭載荷時の深度 z における変位が得られる。

先端載荷試験と押込み試験の影響距離は、前述したように砂質土と粘性土地盤ではほとんど差がないが、砂礫地盤ではかなり相違する。したがって、厚い砂礫層を貫通する杭を除いて、 $\alpha = 1.0$ を式(21)に代入すると、次式から換算杭頭変位 s_o が求まる。

$$s_o = 2y_o - y_j + \int_z^y P_o / (E_z A_z) dz \quad (22)$$

一方、厚い砂礫層を貫通する杭の α は個々の事例によるしかないが、後述する扇状地砂礫地盤の事例では、 $\alpha = 1.0$ として杭頭載荷した場合と押込み試験の杭頭変位の差は3~5 mm程度である。実務的にみて、この程度の差は容認できるように思われるが、安全側を考慮して $\alpha = 1.5$ 位に採るのも一方法ではないかと考えられる。

図-25は先端載荷試験結果を杭頭載荷に換算する方法を模式的に示したものである。破線が押し上げ抵抗力—杭頭の上向き変位量曲線、一点鎖線が押し込み力—ジャッキ下面の変位量曲線、実線が換算杭頭荷重—杭頭変位量曲線を表わしている。荷重伝達解析

の具体的な手順は次のようになる。

- ① ジャッキ荷重 P_j からジャッキ上の杭の自重 $W_{pu'}$ と先行先端抵抗力 R_{jo} を差し引いて、それぞれ周面抵抗力 $P_j - W_{pu'}$ と押し込み力 P_{zj} を求め、 $P_j - W_{pu'}$ と杭頭の上向き変位 y_o の関係および P_{zj} とジャッキ下面の変位 s_j の関係を求める。
- ② $s_j = \alpha y_o$ と置いて、 αy_o に対応する P_{zj} を P_{zj} と s_j の関係から求める。
- ③ 換算杭頭荷重(P_o) = (αy_o に対応する P_{zj}) + (y_o に対応する周面抵抗力 $P_j - W_{pu'}$)
換算杭頭変位(s_o) = (ジャッキ下面の変位 s_j) + (弾性変位 $y_o - y_j + \int_0^y P_o / (E_z A_z) dz$)
- ④ 深さ z における軸力 P_z と変位 s_z は、 $s_j = \alpha y_o$ に対応する P_{zj} 、 U_z 、 f_z 、および y_o に対応する y_z と y_j を用いて、次式と前述の式(20)から求める。

$$P_z = P_{zj} + \int_z^y U_z f_z dz \quad (23)$$

なお、前述したように、押し込み試験の計測軸力には先行周面抵抗力 ($W_{pu'} - R_{jo}$) が含まれないので、上記の $P_j - W_{pu'}$ を用いると、 $W_{pu'} - R_{jo}$ だけ押し込み試験の計測軸力より大きくなる。厳密に押し込み試験の計測軸力と一致させるには、 $P_j - W_{pu'}$ からさらに $W_{pu'} - R_{jo}$ を引いた $P_j - 2W_{pu'} - R_{jo}$ と y_o の関係を用いる必要がある。

7. 先端載荷試験と押し込み試験の比較

北陸新幹線高崎付近の高架橋の場所打ち杭 ($\phi 1000$ mm, 杭長13 m) で、先端載荷試験2本 (TKS2,

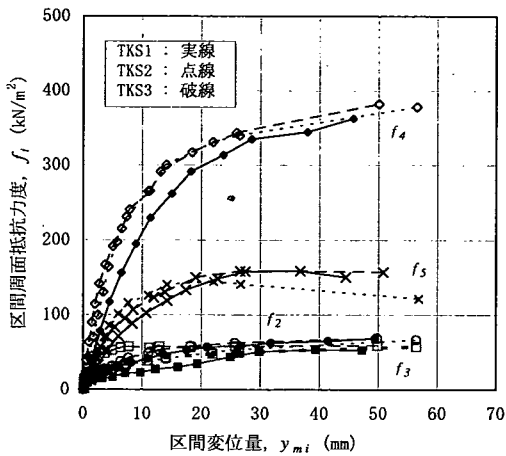


図-27 区間の周面抵抗力度と変位量の関係

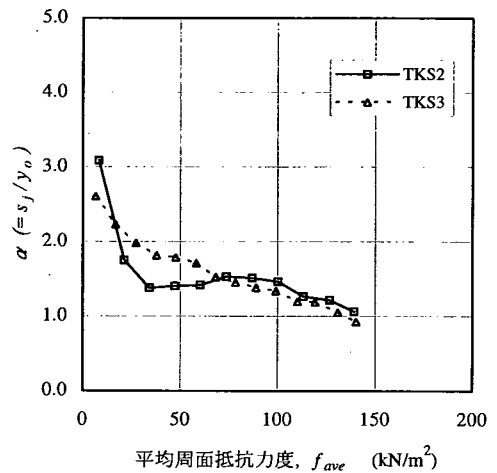


図-28 α と平均周面抵抗力度の関係

TKS3)と押し込み試験1本(TKS1)を実施した。当該地は榛名山火砕流堆積物が、榛名白川により流失堆積して形成された扇状地に位置している。図-26に土層断面と試験杭の設置深度を示す。細砂層が地表面から6.6 m 付近まで堆積し、その下に玉石混じりの砂礫が、深度 25 m 位まで堆積している。深度 10 m 付近に、粘土質細砂と有機質細砂の薄い層があるため、杭先端をその下部の砂礫層に約 2 m 根入れた。

図-27は載荷試験で得られた区間の周面抵抗力度と変位量の関係で、実線が押し込み試験で、点線が先端載荷試験の結果である。周面抵抗力度の要素番号は、図-26の試験杭断面の番号を表わしている。周面抵抗力度の極限は両試験ともほぼ同じであるが、極限に達する変位は、先端載荷試験の方が押し込み試験より少し小さい。

前述した平均周面抵抗力度 f_{ave} が発現する時の押し込み試験の s_j と先端載荷試験の y_0 の比(α)を図-20 から求め、 f_{ave} との関係を図-28 に示す。最初は押し込み試験の変位が先端載荷試験より大きく、 f_{ave} が大きくなるにつれてその比は次第に小さくなる傾向が認められる。

先端載荷試験を杭頭荷重に換算して、押し込み試験と比較したのが図-29 である。同図の点線は、図-27の区間の周面抵抗力度—変位量曲線を用いて杭頭荷重に換算(A法)したもので、式(18)と式(20)を用いた。破線は、図-20の平均周面抵抗力度—杭頭変位量曲線を用いて杭頭換算(B法)したものである。この時、影響距離は先端載荷と押し込み試験で同じ($\alpha=1.0$)とし、式(21)を用いた。実線は、押し込み試験で得られた杭頭荷重—杭頭変位量曲線(実測

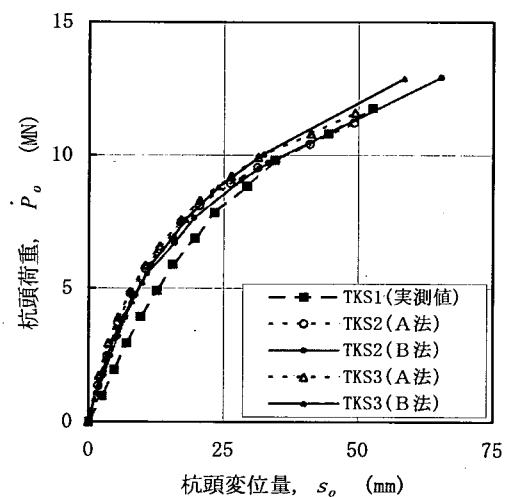


図-29 杭頭の荷重と変位量の関係

値)である。なお、杭の弾性変位と影響距離の影響を検証するため、全部の杭の先端の荷重—沈下量関係は共通にする必要がある。このため、3本とも押し込み試験(TKS1)で得られた曲線を用いた。

A法は杭の弾性変位と影響距離を、B法は影響距離を補正していないので、実測値との差が、それぞれの影響を示していることになる。A法とB法の差は、杭の弾性変位の補正の有無によるものである。両者の差は小さく、実務上問題とならないと考えられる。

B法と実測値の差が、影響距離に起因するものである。この事例では 3~5 mm の差がある。この程度の差は、実務的に容認できるのではないかと思われる。

8. まとめ

先端載荷試験と押し込み試験に対する杭の自重の影響、周面地盤の影響半径および杭体の弾性変位の相違と補正方法について考察した。両試験の周面抵抗特性を比較して、次のようなことが明らかになった。

- ① 先端載荷試験ではジャッキ荷重からジャッキより上の杭の自重を差し引いた値を周面抵抗力とする。
- ② 先端載荷試験と押し込み試験の影響距離は砂質地盤と粘性土地盤ではほとんど差がなく、砂礫地盤では相違がある。
- ③ 区間の最大周面抵抗力度(f_s)は地盤の強度を表わす指数である N 値だけでなく土粒子の大小に影響を受け、 f_s/N と平均粒径(D_{50})の間には比較的良好な相関が認められる。
- ④ 区間の最大周面抵抗力度は先端載荷試験と押し込み試験でほぼ同等である。
- ⑤ 先端載荷試験の周面抵抗力度—杭頭変位量曲線を用いて杭頭載荷換算した結果は押し込み試験とほぼ同等である。
- ⑥ 扇状地砂礫地盤の事例では影響距離の相違に起因する変位量の差は3~5 mm程度で、影響距離を補正する係数 $\alpha = s_j / y_o$ を1.5位にとれば変位量の差は最小化される。

以上のように、杭の自重による先行周面抵抗力、周面地盤の影響半径および杭体の弾性変位の補正を行うことにより、先端載荷試験を杭頭載荷に換算した結果と押し込み試験はほぼ同等になることが明らかになった。

先端載荷試験は杭基礎の経済性、機能性、安全性などの性能を合理的に評価する上で有用なツールであると考えられる。今後は斜杭や群杭の支持力特性を求める手段としても応用してゆきたい。

参考文献

- 1) Cooke, R. W. : "The settlement of Friction Pile Foundations," *Proceedings, Conference on Tall Buildings*, Kuala Lumpur, Malaysia, 1974.
- 2) Randolph, M. F. and Wroth, C. P. : "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 104, No. GT12, pp.1465-1488, 1978.
- 3) 椿原康則, 岸田英明 : 杭の鉛直載荷試験の解析法, 第27回土質工学研究発表会, pp.1569-1572, 1992.
- 4) 藤岡豊一, 青木一二三 : 先端載荷と押し込み試験の周面抵抗特性比較, 第46回地盤工学シンポジウム, pp.211-216, 地盤工学会, 2001年11月.
- 5) 藤岡豊一, 青木一二三 : 杭の周面抵抗—変位関係に及ぼす載荷方向の影響, 第35回地盤工学研究発表会, pp.15-16, 2000.
- 6) 藤岡豊一, 青木一二三 : 杭の周面抵抗と影響半径に関する一考察, 第55回土木学会年次学術講演会, pp.64-65, 2000.
- 7) 藤岡豊一, 青木一二三 : 場所打ち杭の周面抵抗力度と平均粒径の関係, 第37回地盤工学研究発表会, pp.1429-1430, 2002.
- 8) 藤岡豊一, 新井邦彦, 新井厚生, 山田清臣 : 新しい杭の鉛直載荷試験法の開発, 土と基礎, Vol.39, No.4, pp.27-32, 地盤工学会, 1991.
- 9) 小椋仁志, 須見光二, 岸田英明, 吉福 司 : 杭先端載荷試験法の場所打ち杭と既製杭への適用例, 土と基礎, Vol.43, No.5, pp.31-33, 地盤工学会, 1995.
- 10) 藤岡豊一, 青木一二三 : 相反載荷試験結果の杭頭載荷換算に関する一提案, 第34回地盤工学研究発表会, pp.1431-1432, 1999.

(2002. 3. 15 受付)

COMPARISON OF SHAFT RESISTANCE CHARACTERISTICS BETWEEN HEAD-DOWN AND PILE-TOE LOAD TESTS FOR BORED PILES

Toyokazu FUJIOKA and Hifumi AOKI

This paper discusses the significance of self-weight of a pile, shear zone around a pile and stress distributions in a pile. The modification to compensate the difference in load transfer between head-down and pile-toe load tests is proposed. The self-weight effect was discussed based on the pile-toe load test results of 11 drilled shafts. The difference in shear zone was analyzed by use of load transfer curves of 20 drilled shafts. Furthermore, equivalent head-down load-movement curves of 2 drilled shafts on gravel layers were compared with the curve of a head-down load test and the analysis to compensate the effects gave reliable results.