

信頼性理論を考慮した杭の支持力算定式の作成例

榊オトップ 正会員 ○ 小椋 仁志
 同上 日野真紀子
 秋田県立大学 正会員 カキ・マダン

1. はじめに

筆者らは、多数の杭の鉛直載荷試験データから、支持力算定式（以下、算定式）を作成する機会を得た。ただし、「許容応力度設計法（極限支持力を安全率で除して許容支持力とする方法）の枠組み内で」との条件があった。

現行の算定式を考えると、得られた支持力値の信頼性が明確であるとは言い難い。そこで、新たに作成する算定式は、「許容応力度設計法の中で、できるだけ信頼性が明確な算定式とする」との方針を立てた。このため、一部に限界状態設計法等で用いられる信頼性理論の手法を取り入れて、算定式を作成することとした。

本論文では、この作成手法、その結果得られた算定式、およびこの手法に残された課題等について述べる。

2. 現行の支持力算定式の信頼性

現行の算定式の代表例として、下記の建築基準法第111号告示式の場所打ち杭の算定式を考える。（式の表記には、この式が作られた重力単位系を用いる。）

$$R_a = R_u / F \quad (1)$$

ここに、

R_a : 許容支持力(tf) 、 R_u : 極限支持力(tf)

F : 安全率

$$R_u = 15\bar{N} \cdot A_p + 1/5 \cdot N_s \cdot L_s \cdot \phi + 1/2 \cdot q_u \cdot L_c \cdot \phi \quad (2)$$

ここに、

\bar{N} : 杭先端平均N値、 A_p : 杭の先端断面積 (m²)

N_s : 杭に接する砂質土の平均N値

L_s : 砂質土に接する地盤の長さ(m) ϕ : 杭の周長(m)

q_u : 杭に接する粘性土の平均一軸圧縮強度 (tf/m²)

L_c : 粘性土に接する地盤の長さ(m)

(2) 式の第3項は載荷試験データによるものではなく、周面摩擦力=粘土の粘着力として一軸圧縮強度で表したものである。第1項と第2項は載荷試験データによるものであるが、前者はデータの平均値とされており（ただし、筆者は平均値より大きい値と考えている¹⁾）、後者はデータの下限值に近いとされている。すなわち、同じ算定式の中に信頼性の異なるものが混在していることになる。これは他の多くの算定式でも同様であって、このような状態では算定式が全体としてどの程度の信頼性を持っているのかを明確にすることはできない。

載荷試験データの下限值に基づいた式でも、限られた数のデータから得られたものであるため、「100%安全な式」ではない。多くの式が確率論に基づく検討を行っていないために、算定式で得られた値が実験値を満たす確率は明示されていない。したがって、下限値を用いた算定式の場合

でも、漠然と「安全側の式」と感じられているだけであって、具体的にどれくらい安全かは分からない。

(1) 式のように安全率を考慮しているといっても、それによって、信頼性がどの程度増すのかも明確ではない。安全率の値についても、根拠は明確にはされていない。

以上のように、現在用いられている算定式の多くは、その信頼性は明確ではない。このため、算定式で得られた支持力値が何%の確率で実験値を満足しているかを、技術者が自信をもって主張できる状況にはないと言える。

以上のような問題を解消するために有効な手段が、信頼性設計法や限界状態設計法である。後者による算定式の試案も示されている²⁾。しかし十分なものではない。入手できるデータ数が限られていること、影響する要因が地盤状況・杭種・施工法・杭径・杭長・施工精度・地下水位など非常に多くあることを考えると、合理的な荷重係数や耐力係数を設定するのは現状では難しいと言わざるを得ない。

3. 信頼性理論を考慮した算定式

信頼性設計法は「構造物がいかに壊れるかに基づいた確率論的手法による設計法」と定義される。言い換えると「破壊確率を一定値以内におさえること」、に基づく設計法である³⁾。このことをもとに、算定式の作成に際して次の2つの目標を設定した。

目標1: データが算定式を下回る確率、すなわち、算定式で得られた支持力が、鉛直載荷試験を行ったときに確認が必要な荷重（設計荷重×安全率）を満足しない確率（非超過確率）を明確にする。

目標2: 算定式で得られた支持力が、設計荷重を満足しない確率（破壊確率）を明確にする。

算定式の具体的な作成手順を、以下の①～⑥に示す。

① 載荷試験結果から、先端支持力のデータと、杭周地盤の各層ごとの周面摩擦支持力のデータを求める。これらのデータは、統計処理が可能な数だけ集める必要がある。

② 図-1のように、先端支持力度や周面摩擦支持力度などの応力度と地盤定数(N値、 q_u など)の関係を描く。両者の関係から、回帰式（平均値 μ ）と標準偏差 σ を求める。ここでは、既往の支持力式にならって直線回帰のみを考える。図-1に、 μ を一点鎖線で、 $(\mu \pm \sigma)$ と $(\mu \pm 2\sigma)$ を細実線で示す。

③ 適切な係数 k を決め、 μ から $k\sigma$ 下げた $(\mu - k\sigma)$ の線を仮の算定式とする。先端支持力と周面摩擦支持力（砂質土、粘性土）について同じ k を用いると、目標1が満足される。

Example of Formulation for Bearing Capacity Evaluation Considering Reliability

Hitoshi OGURA, Makiko HINO (GEOTOP Corporation) and Madan.B.KARKEE (Akita Prefectural University)

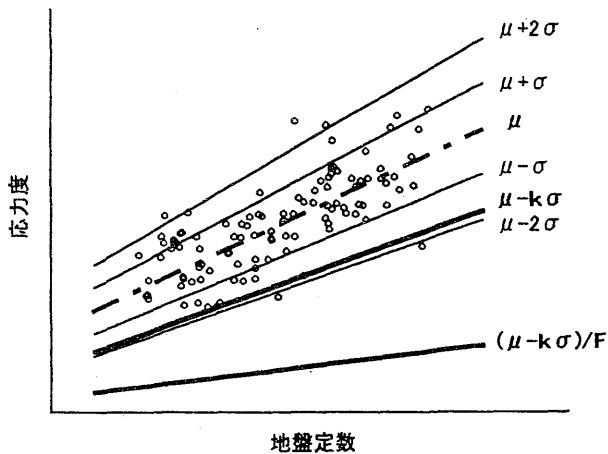


図-1 応力度～地盤定数関係図 (概念図)

- ④ $(\mu - k\sigma)$ を安全率 F で除した線 $(\mu - k\sigma)/F$ を、仮の許容算定式とする。この線も、図-1中に太実線で示す。
- ⑤ 仮の算定式の信頼性を、信頼性指標 β を用いて検討する。これによって、破壊確率が明確になり、目標2が満足される。

β は次式で算定される。

正規分布を仮定した場合

$$\beta = (\mu_R - \mu_S) / \sqrt{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)} \quad (3)式$$

対数正規分布を仮定した場合

$$\beta = \ln(\mu_R / \mu_S) / \sqrt{(V_R^2 + V_S^2)} \quad (4)式$$

ここに、 μ_R, μ_S : 耐力と荷重の平均値

σ_R, σ_S : 耐力と荷重の標準偏差

V_R, V_S : 耐力と荷重の変動係数

これらの式は、本来、耐力側の平均値や標準偏差など (μ_R, σ_R, V_R)と、荷重側の平均値や標準偏差など (μ_S, σ_S, V_S)を、それぞれのデータから独立して求めた上で β を算定し、破壊確率を検討するものである。

しかし、耐力側のデータは載荷試験で得られるものの、荷重側のデータの方は簡単には得られない。耐力側のデータとして用いた載荷試験杭の設計荷重が荷重側のデータとなるわけであるが、それを収集することは事実上不可能に近い。また、そのデータが収集できたとしても、設計荷重は水平力など鉛直支持力以外の要因で決定されることが多いため、それをそのまま β の計算に適用できるかどうかは分からないことになる。

松井らは、荷重側のデータが不明であることから、算定式による長期許容支持力がそのまま荷重として作用すると仮定して β を検討している⁴⁾。すなわち、 $\mu_S = (\mu_R - k\sigma_R)/F$ とし、図-2のように荷重が分布するとして、 β を計算し、破壊確率 (図で黒塗りの部分となる確率) を求めているわけである。

この仮定による検討は、結果的には、仮の算定式が載荷試験データに対してどの程度の信頼性を持っているかを

検討していることになる。すなわち、松井らの方法を応用すると、安全率を含めた算定式の信頼性を検討できることになる。

問題は算定式による長期許容支持力が荷重として作用するとの仮定の妥当性であるが、長期許容支持力はその値までは設計荷重として採用できるということを意味していることを考えると、この仮定は妥当なものと言えよう。なお、短期許容支持力については、この仮定は成り立たない。短期許容支持力(一般に長期許容支持力の2倍)は、短期荷重時に抵抗として期待できる支持力であって、この値がそのまま短期荷重として作用するわけではないためである。

以上より、本論文では松井らの仮定を応用して、④で求めた仮の長期許容算定式の信頼性を β によって検討する。⑥ 得られた β の値から破壊確率を求め、それが許容値以内かどうかを確かめる。その結果、仮の算定式が妥当であれば、それを算定式として採用する。

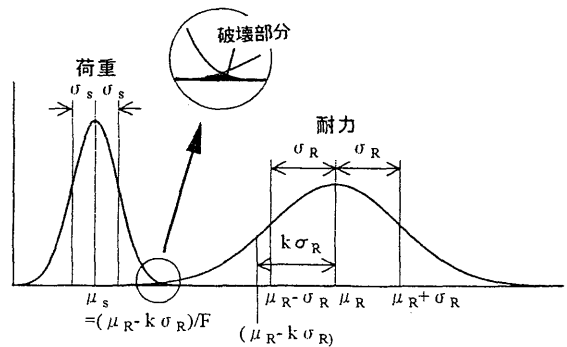


図-2 荷重と耐力の分布

4. 埋込み節杭の支持力算定式の作成

筆者らが算定式を作成するにあたり対象とした杭は埋込み工法による節杭である。節杭は、外径が軸部径より100~150mm 大きい節部を1mピッチに持つ遠心力成形のPHC杭であって、主に摩擦杭や中間支持杭として用いられている。以前は杭周に砂利を充填しながら打ち込む工法が多かったが、近年では騒音・振動の小さい埋込み工法が主流になっている。

算定式を作成にあたって使用したデータは、杭径 ϕ 440mm(節部径)-300mm(軸部径)と ϕ 500-400の2種類の節杭に対して行われたひずみ計測を伴う鉛直載荷試験によるものである。対象とした施工法は、改良セメントミルク工法(MT工法)と低排土セメントミルク工法(ET工法)であって、いずれも埋込み工法である。杭長は6~35m、杭先端平均N値の大半は0~25となっている。

載荷試験結果の一例として、ET工法で施工された杭径 ϕ 650-500mm、杭長17m(先端部分はN値8~13の砂地盤)の節杭に対するものを図-3(a)~(d)に示す。(a)は杭頭荷重 P_0 と杭頭沈下量 S_0 、先端沈下量 S_p 関係、(b)は軸力分布図である。各断面の軸力は、杭頭付近に取付けたひずみ計の測定値 ε_1 と P_0 との関係から指数関数 $P_0 = a \varepsilon_1^b$ による回帰式を求め、その式に各断面のひ

ずみ測定値を代入することによって算定した。この軸力値から、各断面間の周面摩擦応力度 f_i と先端応力度 q を計算する。前者は、各断面間の軸力差を、杭周面積（節部径 $\times \pi \times$ 区間長）で除した値として求めた。後者は、最下端節部の軸力を上下の軸力から内挿して求め、それを節部断面積（節部径² $\times \pi / 4$ ）で除した値としている。(c)と(d)は、それぞれ $f_i \sim S_i$ 関係、 $q \sim S_p$ 関係である。

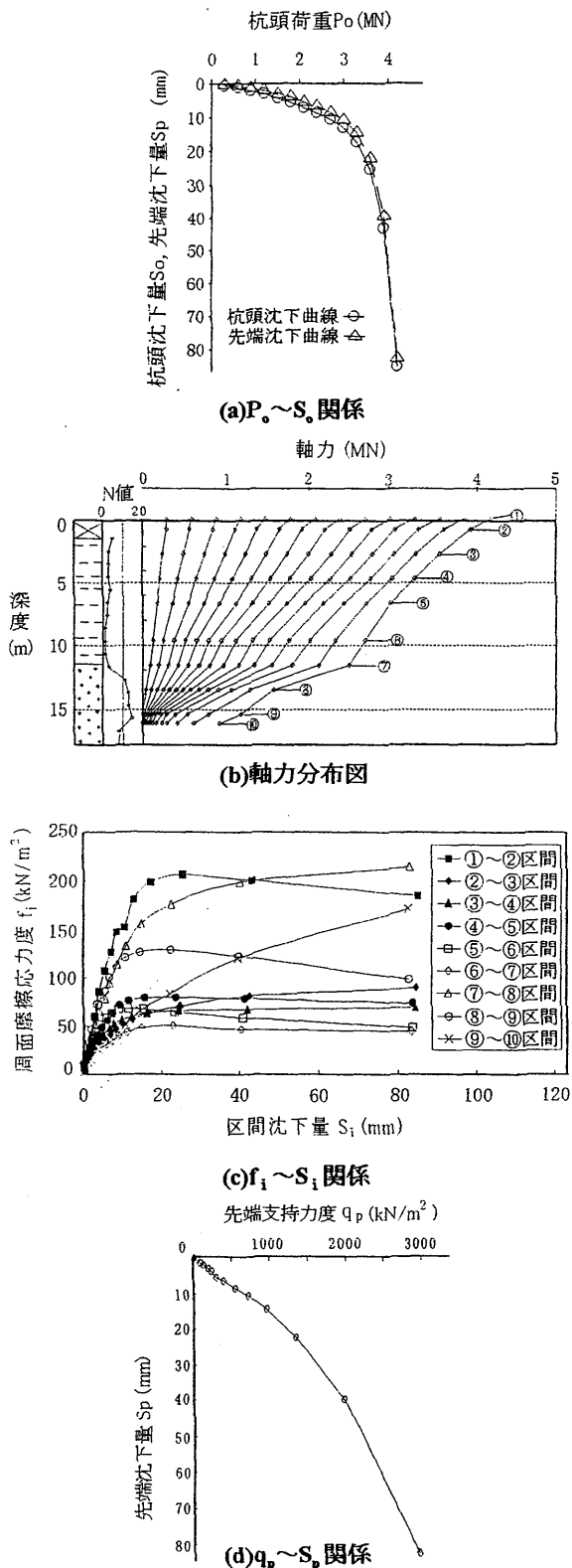


図-3 載荷試験結果の一例

これらのデータから、 S_0 が節部径の10%となったときの f_i や q の値を周面摩擦支持力度 f と先端支持力度 q_p とした。前者は区間内で最も卓越する地盤種類に基づいて砂質土、粘性土、腐植土に分け、それぞれ f_s 、 f_c 、 f_h とした。なお、 S_0 の最大値が節部径の10%に達していない場合は、最大荷重時の値を用いた。

地盤定数は、すべてN値とした。粘性土や腐植土の場合は、一軸圧縮強度 q_u を用いるべきである。しかし、 q_u が測定されている例はほとんどなく、地盤定数はN値しかないのが実状であった。このため、改善の策として粘性土や腐植土にもN値を用いることとした。

杭先端平均N値 N_p は、最下端節部を基準として、慣用にしたがい上方に4D（D：節部径）、下方に1D間の範囲に含まれるN値の単純平均値を採用した。fに対応するN値は、区間内のN値の単純平均値とした。

以上のような載荷試験データを用いて、前節で述べた手順で、埋込み節杭の支持力算定式を作成した。ここでは、砂質土の周面摩擦支持力度の検討結果を中心に述べる。

図-4に $f_s \sim N$ 値関係を示す。図中の一点鎖線は回帰直線である。データの分布から判断して、原点を通らない直線を採用している。また、この種のデータは正規分布よりも対数正規分布を仮定する方が適切であるとの報告⁵⁾もあるが、計算が煩雑になるため、ここでは正規分布を仮定し標準偏差 σ を計算した。図中に、 $(\mu \pm \sigma)$ と $(\mu \pm 2\sigma)$ の線、および $(\mu - k\sigma)$ の線を併記している。 σ の計算にあたっては、 f_s のばらつきがN値の増大に伴って大きくなる傾向が見られることから、「分散が非定数」とし、切片と勾配の2変数について σ を求めた。なお、データ数は、十分な沈下量に達していないものや突出したものを除いた98個である。

$(\sigma - k\sigma)$ の線を仮の算定式とするが、kとして次の6種類を検討した。kごとの仮の算定式と超過確率 Φ は以下ようになる。

k=0	$f_s = 47.4 + 6.47N$ (kN/m ²)	$\Phi = 50\%$
k=0.5	$f_s = 42.2 + 5.88N$ (kN/m ²)	$\Phi = 69\%$
k=1.0	$f_s = 38.8 + 5.30N$ (kN/m ²)	$\Phi = 84\%$
k=1.28	$f_s = 36.5 + 5.00N$ (kN/m ²)	$\Phi = 90\%$
k=1.64	$f_s = 33.3 + 4.61N$ (kN/m ²)	$\Phi = 95\%$
k=2.0	$f_s = 30.4 + 4.22N$ (kN/m ²)	$\Phi = 98\%$

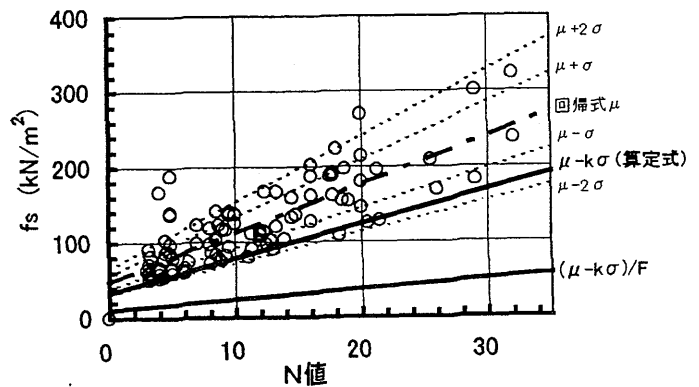


図-4 $f_s \sim N$ 値関係

これらの各式について、長期荷重時を想定し $F=3$ で上記の仮の算定式を除いた式に、載荷試験データの N 値を代入して得られた値の平均値を μ_s (荷重側の平均値)として β を算定した。 V_s (荷重側の変動係数)は $0\sim 0.5$ 間で 0.1 ピッチに変わるパラメーターとした。 β の計算に対数正規分布を仮定した(4)式を用いたときの算定結果を、表-1に示す。

表-1 β の算定結果

V_s	k					
	0	0.5	1.0	1.28	1.64	2.0
0	2.45	2.68	2.90	3.03	3.22	3.42
0.1	2.39	2.62	2.83	2.96	3.14	3.34
0.2	2.24	2.45	2.64	2.76	2.94	3.13
0.3	2.04	2.23	2.41	2.52	2.68	2.84
0.4	1.83	2.00	2.16	2.26	2.40	2.55
0.5	1.64	1.79	1.93	2.02	2.15	2.28

長期荷重時の V_s は、 0.1 とするのが一般的である⁶⁾。また、目標信頼性指標 β_T は、長期荷重時では $\beta_T=3$ とすることが多い。そこで、 $V_s=0.1$ のとき $\beta > \beta_T$ となる $k=1.64$ の式を算定式として採用する。このときの β は 3.14 であるが、この値に対応する破壊確率を求めると 8.5×10^{-4} となる。社会的に許容される基礎構造物の年間破壊確率は、MeyerhofやWhitmanらの提案では $10^{-2} \sim 10^{-4}$ の範囲となっている³⁾。したがって、この算定式の信頼性は社会的にみても十分に大きく、妥当な式であるといえよう。

また、 β_T は 2.5 でもいいという考えもある。 $\beta_T=2.5$ とすると、 $k=0.5$ の場合でも 2.5 を上回る。このときの破壊確率は 4.1×10^{-3} と社会的許容範囲内に入っている。したがって、 $\beta_T=2.5$ の考え方に社会的な合意が得られれば、 $k=0.5$ の式でも問題はないといえよう。

砂質土の周面摩擦支持力以外の算定式も $k=1.64$ として作成し、 $F=3$ 、 $\beta_T=3$ として β を求めた。その結果、以下の式となった。

先端支持力度 (図-5)

$$q_p = 147 N_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、 $N_p < 5$ では $q_p = 0$ 。

N_p は、最下端節部下面から、上方に $4D$ (D : 節部径)、下方に $1D$ の範囲の平均 N 値。

回歸直線は原点を通らない式としたが、 $(\mu - 1.64\sigma)$

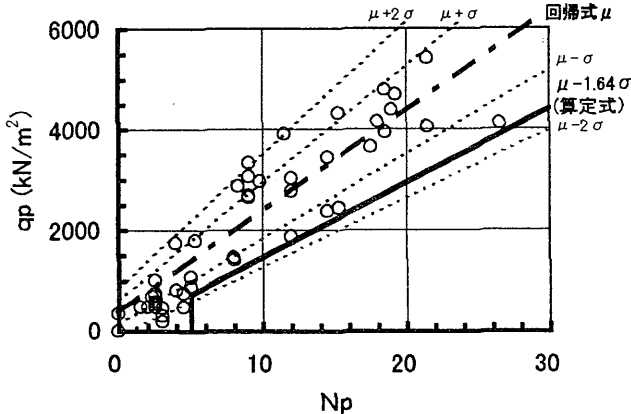


図-5 $q_p \sim N_p$ 関係

の式の切片がほぼ0になったため、算定式は原点を通る式とした。また、 $N_p < 5$ のデータも含めると $\beta < \beta_T$ となるため、 $N_p < 5$ では $q_p = 0$ とした。その結果、 $\beta = 3.61$ 、破壊確率は 1.6×10^{-4} となった。

粘性土の周面摩擦支持力度 (図-6)

$$f_c = 24.5 + 2.94 N \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ただし、} N \leq 5$$

$$f_c = 9.81 + 5.88 N \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ただし、} 5 < N \leq 15$$

図-4(c)のように、 $N=5$ を境にデータの傾向が異なるため、その前後で異なる式とした。 $N \leq 5$ ではこの範囲のデータから求めた $(\mu - 1.64\sigma)$ の線を算定式とした。 $N > 5$ では、全体として超過確率が95%となる線を採用した。その結果、 $\beta = 3.23$ 、破壊確率 3.4×10^{-4} となった。

腐植土の周面摩擦支持力度 (図-7)

$$f_h = 4.02 N \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

回歸直線は原点を通らない式としたが、 $(\mu - 1.64\sigma)$ の式の切片が小さな値になったため、算定式は原点を通る式とした。その結果、 $\beta = 3.00$ 、破壊確率 1.3×10^{-3} となった。

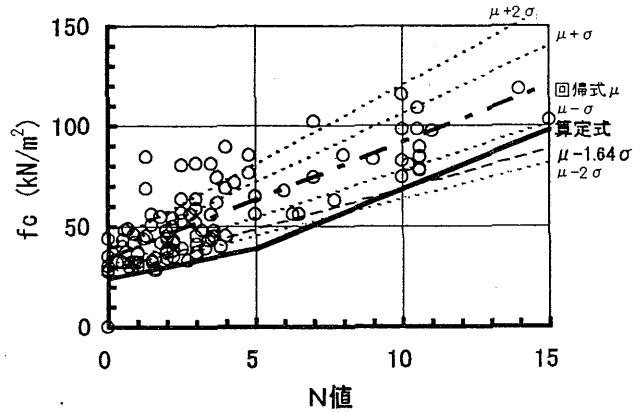


図-6 $f_c \sim N$ 値関係

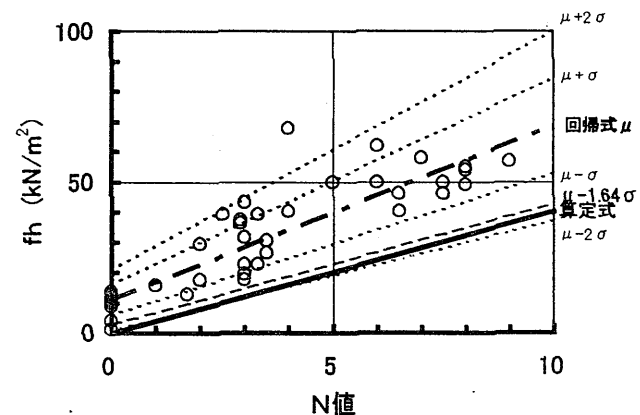


図-7 $f_h \sim N$ 値関係

以上の算定式を用いて得られた支持力 R_{uc} と、載荷試験から得られた支持力 (第2限界荷重。沈下量が節部径の10%に達してない場合は、所定時間保持された最大荷重。) R_u との相関図を図-8に示す。また、図-9は $\ln(R_u / R_{uc})$ のヒストグラムである。対数をとって $\ln(R_u / R_{uc})$ とした理由は次節の5.1で述べる。

R_u は全て R_{uc} を上回っており、 R_u の平均値は R_{uc} の平均値の 1.53 倍となっている。また、この算定式による支持力の

超過確率 ($R_u > R_{uc}$ となる確率) を計算すると97.1%となる。
 なお、以上の算定式は、埋込み節杭の支持力算定式として、実用に供されているものである。

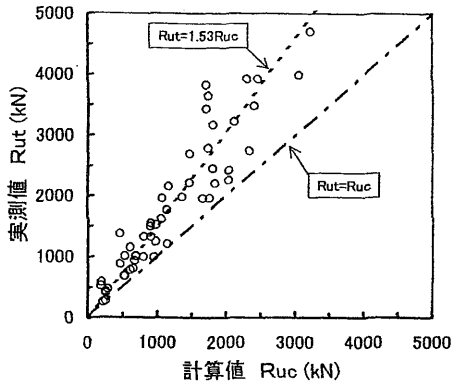


図-8 R_u と R_{uc} との相関図

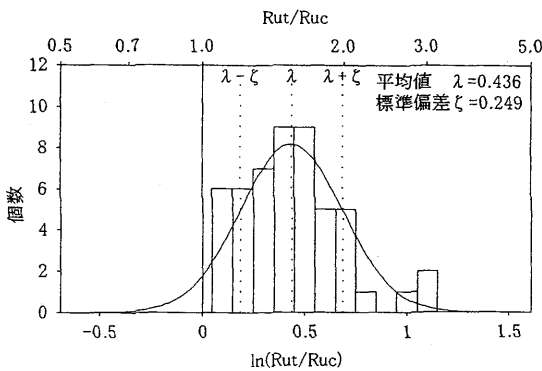


図-9 $\ln(R_u / R_{uc})$ のヒストグラム

5. 算定式作成における課題

前節で述べた算定式の作成の過程には、多くの課題も残っている。その主なものについて以下に検討する。

5.1 回帰式として原点を通る式とするか否か

現行の算定式の多くは、原点を通る直線式となっている。しかし、図-4～図-7の諸図のように、載荷試験データ、特に周面摩擦応力度の分布は原点を通らない式とする方が説明しやすい。また、原点を通る回帰式を選択した場合、その回帰係数(勾配) a の計算手法は確立されていない。これまで提案された方法を以下に示す。縦軸のデータの値を y_i 、横軸のそれを x_i 、データ数を n とする。

- ① 最小自乗法 $a = \Sigma(x_i \cdot y_i) / \Sigma x_i^2$
- ② 比 y_i/x_i の相加平均(単純平均) $a = \Sigma(y_i/x_i) / n$
- ③ 比 y_i/x_i の相乗平均
 $(\ln(y_i/x_i) \text{ の相加平均}) \quad a = \sqrt[n]{\frac{y_1}{x_1} \times \frac{y_2}{x_2} \times \dots \times \frac{y_n}{x_n}}$
- ④ x_i と y_i の平均値 \bar{x}_i と \bar{y}_i の比 $a = \bar{y}_i / \bar{x}_i$

図-5の $q_p \sim N_p$ 関係のデータを例に4種類の手法を用いて回帰式の勾配を比較すると、次のようになる。

- ① 最小自乗法 $a = 225.5$ (kN/N値)
- ② 比の相加平均 $a = 249.1$ (kN/N値)
- ③ 比の相乗平均 $a = 239.3$ (kN/N値)
- ④ 平均値の比 $a = 236.3$ (kN/N値)

回帰式の勾配は、① < ④ ≈ ③ < ② の順に大きくなっている

が、それぞれの手法には以下のように一長一短がある。

①の手法では y_i の残差平方和は最小になるが、 y 軸から大きく離れたデータに引きずられるため、視覚的な平均から離れた線になることがある。また、原点を通らない最小自乗近似直線では必ず通る点 (\bar{x}_i, \bar{y}_i) を通らない。さらに、 σ は縦軸の単位を持つ値となるため、 $(\mu - k\sigma)$ は原点を通らない線となり、算定式として採用しづらい。

②の方法は、算定式を作成するとき最も多く用いられているものであって、永井は「相対誤差の最小を与える式」としている⁷⁾。しかし、 x_i が0に近い値のときには y_i/x_i は極端に大きくなり、 a はこのデータに引きずられてしまう。また、 $x_i = 0$ のデータは除外せざるを得ないため、 a の計算に反映されない。さらに、図-8のような相関図で特に問題になるのは、 x 軸と y 軸とを入れ替えると、全く異なった評価になることである。すなわち、 $y_i \leq x_i$ のデータでは $0 \leq y_i/x_i \leq 1$ となるのに対し、逆の場合は $1 \leq y_i/x_i \leq \infty$ となる。このため、単純平均したのでは $y_i \geq x_i$ のデータを過大評価することになり、 a は不合理な値となってしまうことがある。図-9を R_u / R_{uc} ではなく対数で表示したのは、このためである。

③の方法は、②の問題点のうち x 軸と y 軸とを入れ替えると異なった評価になることは解消されるが、 $x_i = 0$ や $x_i \approx 0$ のときの問題は残る。

④の方法は、原点を通らない回帰直線式では必ず通る点 (\bar{x}_i, \bar{y}_i) と原点とを結んだものである。①～③の方法が持つ問題点の大半は解消される。しかし、 σ が縦軸の単位を持つ値となるため $(\mu - k\sigma)$ の線が原点を通らず、算定式として採用しづらいという問題は残る。

一方、回帰直線として、原点を通らない直線式を採用した場合には、上記の問題は解決されるが、 N 値が0のときでも支持力値を持つことの妥当性が問題になることや、後述するように β 算定時に新たな問題が生じる。

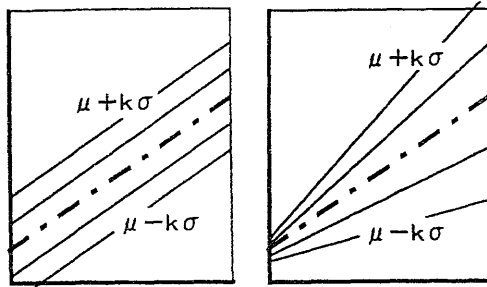
5.2 分布形を正規分布とするか対数正規分布とするか

一般には正規分布を仮定することが多いが、今回のデータのような場合には対数正規分布の方がよく合う⁵⁾。しかし、対数正規分布を仮定すると、平均値や標準偏差の計算が非常に面倒になるので、使いづらい。

5.3 分散、標準偏差を定数とするか非定数とするか

x_i が大きくなっても y_i のばらつきが変わらない場合は、分散は定数となる。この場合、 $(\mu \pm k\sigma)$ の線は図-10(a)のように μ の線に平行になる。ところが、 $(\mu - k\sigma)$ の切片は負になることがあり(回帰式として原点を通る線を採用した場合には必ず負になる)、算定式として不適切な線となることが多い。

反対に、 x_i が大きくなると y_i のばらつきも大きくなる場合は、分散は非定数となる。この場合は、同図(b)のように $(\mu \pm k\sigma)$ の線は μ の線の両側に扇形に開くことになる。 $(\mu - k\sigma)$ の線が支持力式として不適切な線になることは少ないが、 σ の計算が複雑になる(特に回帰式として原点を通らない線を用いた場合)。 y_i のばらつきが x_i に依存するかどうかを見て判断する必要がある。



(a) 分散が定数 (b) 分散が非定数
図-10 分散の仮定による $(\mu \pm k\sigma)$ の違い

第3節では後者の方法を用いたが、前者の方法を用いた場合の β を検討すると、 $k=1.64$ としたときの算定式は $f_s = 0.54 + 0.66N$ となり、 $F=3$ 、 $V_s=0.1$ のときの β として3.37が得られる。この値は第4章で得られた $\beta=3.14$ よりも大きく、このデータでは後者の方法を用いた方が安全側の算定式になることになる。

5.4 kの値をいくらに設定するか

一般に土質基礎関係の設計では、データのばらつきに応じて $k=0, 0.5, 1$ のいずれかの値を採用することが多い⁸⁾。ただし、超過確率が95%となる $k=1.64$ を採用する設計基準⁹⁾も発表されている。コンクリート関係では、 $k=1.64$ とすることが多いようである¹⁰⁾。

第3節では β の検討から $k=1.64$ となったが、この線はデータ下限値に近く、さらに $F=3$ を考慮するのは安全側過ぎるとも感じられる。機械的に $k=1.64$ 、 $F=3$ とするのではなく、 β による信頼性の検討は不可欠であろう。

5.5 β 算定時の平均値と変動係数をどうするか

β の算定では耐力側の平均値 μ_R 、標準偏差 σ_R 、変動係数 V_R として、載荷試験のデータを用いる。第3節では、 μ_R を f_s の単純平均値、 σ_R を f_s の標準偏差、 V_R を σ_R/μ_R として与えた。しかし、この方法では、 μ_R 等を f_s だけから求めているため、 f_s と N 値との関係は反映されないことになる。したがって、 f_s が回帰直線付近に集中するデータよりも、 f_s が N 値に関係なくほぼ一定の値となるデータの方が μ_R や V_R は小さくなり、その結果、計算上は大きな β が得られるという問題が生じる。

この問題は、回帰式として原点を通る線を用いた場合は、 μ_R などを勾配として与えるため解消される。試みに、図-5の $q_p \sim N_p$ 関係の例で考えると、耐力側は $\mu_R = 25.4$ (q_p/N_p の相加平均)、 $\sigma_R = 7.3$ が得られる。一方、荷重側は算定式を第3節と同じ $q_p = 147N_p$ (kN/m^2) とすると、 μ_s は $147/F = 49$ となる。この条件で β を計算すると、 $V_s = 0.1$ のときの β は5.34となり、第3章で得られた3.61よりもかなり大きい値となる。

しかし、原点を通る回帰式には5.1で述べた問題点があるので、採用にあたっては注意が必要である。

5.6 β の計算に正規分布の式と対数正規分布の式どちらを用いるか。

5.2と同じ問題であるが、対数正規分布の方が実際の分布とよく合うこと、両式とも計算は簡単であることを考え

ると、対数正規分布とした(4)式による β を主とし、正規分布とした(3)式による β は参考値とするのが妥当と思われる。なお、仮の算定式の計算に正規分布を仮定していても、 β の計算に対数正規分布を仮定するのは問題ない。

6. 結語

本論文では、多数の鉛直載荷試験データを用いて、許容応力度設計法の枠組みの中で信頼性を明確にした支持力算定式の作成するための手法について検討した。しかし、この手法は十分なものではなく、本文で述べたように残された課題も多い。今後の性能設計等を考えると、支持力算定式の信頼性を明確にすることは不可欠と思われるので、より合理的で実用的な支持力算定式の作成方法が提案されることが期待される。

なお、本論文では支持力の算定方法についてのみ述べたが、杭の設計では沈下量も重要である。本論文とほぼ同じデータを用いて、埋込み摩擦杭の荷重～沈下量の推定方法も提案されている¹¹⁾ので参照されたい。

謝辞

本論文をまとめるにあたり貴重なご助言を頂いた日本工業大学の桑原文夫教授と(株)建設技術研究所の松井謙二博士に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 小椋仁志、渋谷孝男、カキマダノ、斎藤基治：関東郵政局等庁舎新築工事における大口径場所打ち杭の先端載荷試験（その2：試験結果の検討）、第32回地盤工学研究発表会、pp.1433～1434、平成9年7月
- 2) 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針（案）第1版、pp.213～220、平成11年4月
- 3) 星谷勝、石井清：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会、昭和61年5月
- 4) 松井謙二、桑原文夫、鈴木誠、小椋仁志：杭の周面摩擦力の信頼性と安全係数、第29回土質工学研究発表会、平成6年6月
- 5) M.B.Karkee, H.Ogura, T.Horiguchi, H.Kishida: NOMINAL CAPACITY OF BORED PHC NODULAR PILES BASED ON LOADING TEST DATA CONSIDERING LOGNORMAL DISTRIBUTION、日本建築学会大会学術講演梗概集B-1、平成11年9月
- 6) 松井謙二：地盤の不確定性を考慮した場所打ち摩擦杭の支持力評価に関する研究、九州大学学位論文、平成4年3月
- 7) 永井興史郎：開端鋼管杭の支持力機構に関する研究、名古屋大学学位論文、pp.142、1986.4.
- 8) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説、昭和49年11月
- 9) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物、平成9年3月
- 10) 岡村甫：コンクリート構造の限界状態設計法(第2版)、昭和59年5月
- 11) 二見智子、小椋仁志：埋込み節杭のデータによる摩擦杭の荷重～沈下量関係推定方法の提案、第44回地盤工学シンポジウム、平成11年11月