

載荷試験結果を考慮した杭鉛直支持力の 確率論的評価法

石井 清*・中谷昌一**・松井謙二***・
鈴木 誠****

杭の鉛直支持力の推定は一般に設計基準に規定された支持力式に基づいて行われるが、建設地点が地域固有の地盤であるときなど載荷試験を行い杭の支持力を直接確認することもある。本研究では、このようなときを想定して、たとえ1本の載荷試験結果が得られたときにも、その結果を有効に活用して周辺地盤における杭の支持力を精度や適用限界をおさえた上で確率論的に評価する方法を提案するものである。

Keywords : design, loads, pile driving, probability theory, pile capacity tests

1. はじめに

杭の鉛直支持力の推定は各機関の定める設計基準に規定された鉛直支持力式に基づいて行われている^{1)~3)}。しかしながら、建設地点が地域固有の地盤であるときなどには支持力式から計算される支持力が妥当なものであるかどうか判断に迷うことがある。このような場合、実杭による鉛直載荷試験を実施して杭の支持力を直接確認する方法がとられる。

載荷試験の目的は次の3つに分けられる。ひとつめは設計(許容)支持力の確認を目的とするものである。2つめは極限支持力まで載荷して極限值を得ると同時に杭の支持機構を解明するためのデータの蓄積を目的とするものである。3つめは摩擦杭の支持力評価^{5), 6)}や新規に開発された杭材料や杭基礎形式・工法などの性能確認・実証を目的とするものである。

ここで、設計支持力の確認と極限支持力の把握を目的とした載荷試験では、試験費用の差はそれほどないにもかかわらず、前者を目的とする場合が多い。その理由のひとつとしては仮に極限支持力が得られたとしてもその試験結果を当該基礎の支持力の算定に反映させる方法がないためである。現状では載荷試験を実施して当初設定した支持力に比べて実際にはもっと大きな支持力が得られることが予測される場合であっても、設計にその効果を反映できない。しかし、今後、建設工事費の削減をさらに図っていくためには、載荷試験結果から得られた情報を有効に活用すべきである。

また、杭の載荷試験は、経済的制約から多くの実施を望まず、ひとつの建設現場で1か所、1本というのが現実である(以下、1橋1載荷試験という)。

これらの諸点から、本研究では1本の載荷試験結果が与えられたときに周辺地盤における杭の鉛直支持力を確率論的に評価する方法を提案する(3, 5, 6章)。

提案する確率モデルは道路橋示方書の支持力式を基本としているが、1本の載荷試験から評価に必要な全てのパラメータを得ることはできない。特に確率論的な評価では各パラメータのばらつき(標準偏差)を設定する必要があるが、この値を1本の載荷試験から決めることは不可能である。したがって、載荷試験から求められないパラメータの統計値については既往の統計資料とともに補完する、あるいは経験的な情報(事前情報)と載荷試験による情報(追加情報)とを統合してパラメータを設定するなどより工学的な取り扱いが必要となる。このため、本提案では、確率モデル(3章)とともに載荷試験で得られないパラメータの取り扱い(5章)やベイズ確率を用いた事前情報と追加情報との統合法(6章)について検討している。評価法の適用性は2つの高架橋における複数の載荷試験資料(4章)をもとに検証する(7章)。

2. 既往の研究と本研究の特徴

杭の設計において安全性と経済性とを同時に満足させるためには、支持力式の精度の向上と信頼性理論などによる推定精度に関する合理的な評価を行えるようになる必要がある。また、そのためには杭の載荷試験結果の収集とその整理、さらに載荷試験結果に基づくデータ解析が有力なアプローチとなる⁸⁾。わが国においても、杭の載荷試験資料をもとに支持力評価に対する統計的な整理がなされている^{9), 10)}。

本研究と関連する主要な文献として11)~22)がある。

* 正会員 工博 清水建設(株) 大崎研究室主任研究員
(〒100 千代田区内幸町 2-2-2 富国生命ビル)

** 正会員 工修 建設大臣官房技術調査官(前建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室研究員)

*** 正会員 技術士(株)建設技術研究所福岡支社 技術第2部次長

**** 正会員 工博 清水建設(株) 大崎研究室研究員

岡原は、支持力式による支持力 R_n と載荷試験によって求められる支持力 R_e との比 (R_e/R_n) を確率変数として、 R_n に乗ずることにより載荷試験結果を考慮した杭支持力の確率モデルを提案している¹¹⁾。また、前田らは、杭支持力を周面摩擦力と先端支持力に分け、それぞれを推定式の誤差を表す確率変数 ξ_1 と N 値のばらつきに関する確率変数 ξ_2 、支持力式による値 R_n の積により表し、 ξ_1 に載荷試験結果を反映させている¹²⁾。さらに、Madhavらは載荷試験結果の利用については論及していないが、支持力式に含まれる全てのパラメータを確率変数として支持力の確率分布を求めている¹⁴⁾。

ベイズ確率を用いて載荷試験結果を考慮する場合、一般的に支持力を支持力式による計算値 R_n と補正係数 ξ との積で与え、載荷試験による情報をベイズ確率を用いて事前情報 (既往の知見など) に組み込み ξ の値を修正していくやり方が取られている^{16), 18)}。補正係数 ξ には、地盤定数の評価に係わる不確定性、載荷試験結果に含まれる不確定性、さらに支持力式がもつ不確定性など種々の不確定要因が含まれることになる^{19), 20)}。また、これら一連の評価をシステム的に行おうとする研究もある^{17), 22)}。設計への適用を考えると、補正係数を用いるよりは、Madhavらの研究と同様に設計支持力式を基本とする方が便利であると考えられる。

本研究の特徴はつぎようになる。(a) 杭の支持力評価モデルとして設計支持力式を用いていること。(b) 1橋1載荷試験の実情に合わせて、載荷試験結果から周面摩擦力度係数と杭先端における極限支持力度係数の平均値を定め、標準偏差については検討の上、経験的に与えていること。(c) ベイズ確率を適用するときは、事前情報と載荷試験により付加される情報の質の違いを考慮できるようにしていること。(d) 評価法の適用性を実載荷試験結果をもとに定量的に検討していること。および (e) 適用範囲を示していること等である。

3. 杭鉛直支持力の確率モデルと計算結果の評価尺度

杭の鉛直支持力の確率モデルとして次式を用いる。

$$R_u = R_p + R_f \dots \dots \dots (1)$$

ここで R_p 、 R_f はそれぞれ杭の先端支持力と周面摩擦力である。さらに式 (1) は次のように表すことができる。

$$R_u = q_a \cdot A + U \sum_{i=1}^k l_i \cdot f_i \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 R_u : 杭の鉛直極限支持力 (t)、 q_a : 杭先端における極限支持力度 (= $\alpha_p \cdot N_p$ 、 α_p : 杭先端における極限支持力度係数 (t/m²)、 N_p : 杭先端における N 値)、 A : 杭先端面積 (m²)、 U : 杭の周長 (m)、 k : 杭周面における地層数、 l_i : i 層の層厚 (m)、 f_i : i 層における周面摩擦力度 (= $\alpha_{f,i} \cdot N_i$ 、 $\alpha_{f,i}$: i 層における周面摩擦力度

係数 (t/m²)、 N_i : i 層の平均 N 値) である。

式 (2) において A 、 U 、 $l_i (i=1, \dots, k)$ は確定値として、 α_p 、 $\alpha_{f,i}$ 、 N_p 、 $N_i (i=1, \dots, k)$ を確率変数とする (以下、 α_p 、 $\alpha_{f,i}$ および N_p 、 N_i の添え字は混乱がないと思われるときは省略する)。

さらに、計算位置における N 値は空間的な変動をもつが、この影響を考慮しクリッキングを用いて N_p 、 N_i 値の平均値、標準偏差を与える^{23), 24)}。クリッキングは地盤統計学として知られている最良線形推定法の1つであり、推定値は標本値を通るという特徴がある。ここで、 N 値は正規確率変数と仮定して、 $\alpha (= \alpha_p, \alpha_f)$ は対数正規確率変数であると仮定する。

式 (2) の右辺は確率変数を含んだ関数であるので R_u は当然、確率変数となる。 R_u の確率計算にはモンテカルロ・シミュレーション法、あるいは2次元モーメント法などを適用することができる^{25), 26)}。本研究では、計算の一部にベイズ確率を用いており、問題により計算手法を使い分ける必要のないモンテカルロ・シミュレーション法を用いる。シミュレーション法では多くの試行回数 (今回の計算では5000回) を重ねた上で、試行結果から平均値、標準偏差等の統計値が直接計算される。

確率論的な評価法では、支持力は平均値と標準偏差によって与えられる。評価の目的は真の支持力をできる限り精度良く予測することにあるので、評価法の適用性は次の3項目を調べることによって確認されよう。ただし、本研では載荷試験により得られる支持力は実験・測定における誤差はなく真値であると仮定している。

(i) 確率モデルにより計算された支持力の平均値が載荷試験により得られた支持力にできる限り近い値となること。(ii) 載荷試験による支持力が計算による平均値まわりに均等にばらつくこと。すなわち計算値が載荷試験による支持力値よりも常に小さくなるというような偏向がないこと。(iii) 確率モデルにより計算される支持力評価結果のばらつきが小さいこと。

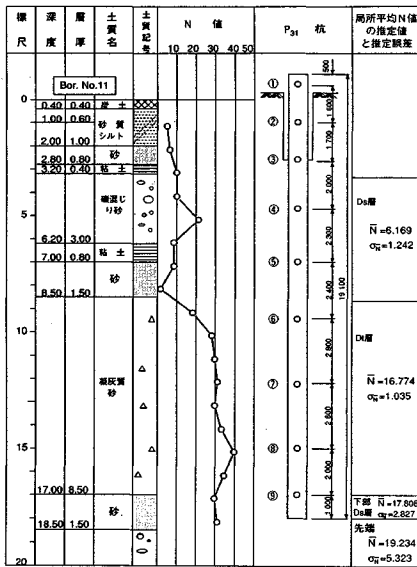
(i)、(ii) は次式で定義されるパラメータ ε を導入することにより ε の平均値と標準偏差によって表すことができる。

$$\varepsilon = \{(\text{載荷試験による支持力}) - (\text{計算による平均値})\} / (\text{計算による標準偏差}) \dots \dots \dots (3)$$

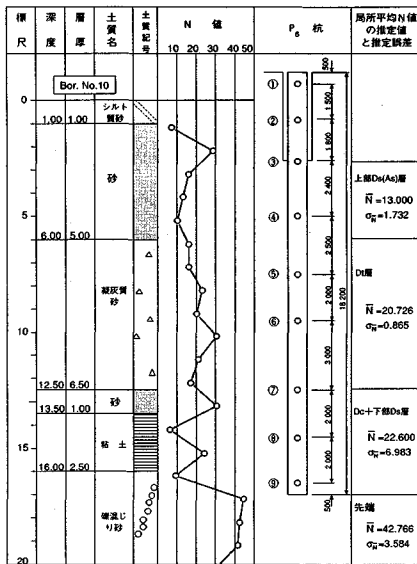
ε は載荷試験による支持力と計算による平均値との差を計算による標準偏差で規準化した値である。

(iii) は計算による支持力値の標準偏差と変動係数を尺度とすればよいであろう。

ここで、それぞれの尺度はゼロに近ければ近いほど適用性がよいことになる。ただし、現状ではこれらの尺度に対する規準や許容値等はないので、結果の比較を通して評価法の適用性を示すことになる。



図一 A 高架橋 P₃₁ 杭位置ボーリング柱状図



図二 B 高架橋 P₆ 杭位置ボーリング柱状図

表一 荷重試験による逆算 α 値とその統計値 (A 高架橋)

| 土層 | 杭 | α_f | 平均値* | 標準偏差* | 変動係数 |
|------|-----|------------|-------|---------|---------|
| 上部Dc | P12 | 17 | 3.05 | 2.05 | 0.672 |
| | P31 | 1.6 | | | |
| 上部Ds | P56 | 4.5 | 0.527 | 0.0839 | 0.159 |
| | P12 | 0.43 | | | |
| | P31 | 0.58 | | | |
| 下部Ds | P12 | 0.29 | 0.29 | (0.121) | (0.417) |
| | P31 | 0.29 | | | |
| 下部Dc | 杭 | α_p | 8.45 | 1.93 | 0.228 |
| | P12 | 7.86 | | | |
| | P31 | 10.61 | | | |
| | P56 | 6.89 | | | |

* 単位は tf/m^2 。カッコ内は仮定値。

離は 430 m, P₃₁ と P₅₆ との距離は 475 m), B 高架橋における試験杭は P₆, A₂ の 2 杭である。

A 高架橋 P₃₁ と B 高架橋 P₆ 位置の地盤図を図一, 図二に示す。当該地区は標高 18 m 前後の筑後平野部に属し, 秋光川低地に挟まれた洪積層は粘土, 砂, 砂礫および火山灰(凝灰質砂質土層, 以下 Dt 層と呼ぶ)からなる。図からわかるように Dt 層は層厚 4~12 m でいずれの地点においても現れている。この層を挟んで上部および下部に砂質土層(上部 Ds 層, 下部 Ds 層)と粘性土層(上部 Dc 層, 下部 Dc 層)が分布する。杭先端は Dt 層または下部 Ds 層の N 値が 30 前後と相対的に大きい部分に根入れされているが, 層厚・強度ともいわゆる良質な支持層(N 値 30 以上)には該当しない。

試験杭はベント工法により施工された場所打ち杭であり, 杭径 1.0 m, 杭長 18.0~19.1 m の単杭である。最大荷重は A₂ 杭において 660 t であったのを除けば, 他は全て 700 t である。極限支持力は, 宇部らの提案しているワイブル分布曲線を用いた方法により計算している¹²⁾。結果として P₁₂, P₃₁, P₅₆ 試験杭においてそれぞれ約 660 t, 700 t 以上, 700 t 以上(後の計算では 700 t 以上は 700 t として扱う), P₆, A₂ の両杭において約 660 t が求められた。

A 高架橋の荷重試験による逆算 α 値 (α_{fi} = 実測 f_i/N_i , α_p = 実測 q_a/N_p) を表一に示す (B 高架橋については紙面の都合上省略)。表には各試験杭から求められた α の値とともに平均値, 標準偏差等を示している。

4. 杭荷重試験の概要

評価に用いる資料は九州横断道小郡地区における A 高架橋と B 高架橋の建設に際して実施された荷重試験データである。A 高架橋の支間長は 1463 m, B 高架橋の支間長は 360 m である。A 高架橋と B 高架橋は 600 m ほどの盛土部を隔てて位置している。

A 高架橋では水平距離 905 m のほぼ直線上における 3 か所において, B 高架橋では 252 m 離れた 2 地点において荷重試験が行われている。A 高架橋における試験杭は P₁₂, P₃₁, P₅₆ の 3 杭 (P₁₂ と P₃₁ 杭との水平距

5. 荷重試験で得られないパラメータの設定

試験杭に取り付けられたひずみゲージに不良が生じた場合や周辺地盤において地層構成が微妙に変化している場合には, 1 つの荷重試験からでは周辺地盤における杭の支持力評価に必要な全ての α_f と α_p 値が得られないこともある。得られないパラメータに対しては既往の資料をもとに予測するのが一般的であろう。本研究では α の値が荷重試験から得られないときには, 土木研究所データ¹⁰⁾ (表二) を参考に与えることにする。

表-2 既往の載荷試験資料による α 値の統計値

| 係数 | データ数 | 平均値* | 標準偏差* | 変動係数 |
|------------------|------|-------|-------|-------|
| α_f | 砂質土 | 40 | 0.412 | 0.252 |
| | 粘性土 | 35 | 1.58 | 1.06 |
| α_p (摩擦杭) | 16 | 10.62 | 5.75 | 0.541 |

*単位は t/m^2 。

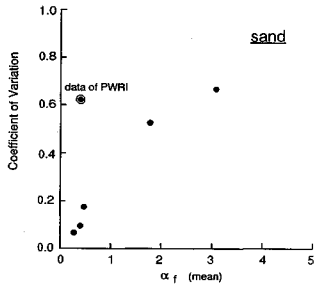


図-3 α_f の平均値と変動係数の関係

以上は複数の載荷試験が実施された場合の問題であるが、1橋1載荷試験には、次の問題が加わる。すなわち、 α の標準偏差をどの程度の値とするかという問題である。 α の不確実性については、表-1、表-2 から次に述べる事が言える。

(a) 土木研究所データによる α の統計値は全国の地点で行われた数多くの載荷試験結果を集めて整理した結果であるので、その不確実性も調査地点等を限定して予測される値よりは当然大きくなっている。土木研究所データによる α_f と α_p の変動係数はそれぞれ 0.61~0.67 と 0.54 である。載荷試験による α_f と α_p のばらつきとしては、これよりも小さめの値を設定することができよう。

(b) 両高架橋の載荷試験結果による α_f の平均値と変動係数を整理すると図-3が得られる。すなわち、当建設地点では α_f が大きくなるに従って変動係数も大きくなる傾向がみられる。変動係数は 0.089~0.672 と大きくばらついており、変動係数の平均値は 0.302 である。また、図中には土木研究所 (図中 PWRI と略記) データによる砂質土 α_f の変動係数 (0.611) を記入しているが載荷試験による α_f の変動係数の多くはこの値よりも小さい。

(c) 杭の経験的な安全性の観点から、 α を設定する。杭の支持力が求められた段階で 1本当たりの杭に作用する荷重の統計値を定めれば、従来の安全率に代わって安全性指標 β (あるいは破壊確率 P_f) により確率論的に安全性が照査できる。安全性指標 β は、設計における大きなミス避けるために用いる。本研究では、安全性指標 β でみて 1橋1載荷試験結果による支持力評価結果が複数の載荷試験結果による支持力評価結果と比べて幾分安全側となる、すなわち β 値が小さくなるよう

表-3 安全性指標 β の平均値

| 性能関数 | $Z=R-S$ | $Z=R/S-1$ |
|----------|-------------|-------------|
| 土木研究所データ | 1.88 (0.61) | 2.95 (0.60) |
| 全載荷試験結果 | 3.08 (1.00) | 4.91 (1.00) |
| 1 載荷試験結果 | 2.88 (0.94) | 4.57 (0.93) |

カッコ内は β の比率

に α の変動係数を与えることにした。また、 α の変動係数の平均値の関数、例えば図-3からは 1次関数の適用が考えられるが、他への適用を考えると無理があるので、ここでは、変動係数に種々の値を一律に与え、両高架橋の 5つの載荷試験結果を用いて安全性指標 β を計算した。この計算では支持力を R 、荷重を S として、限界状態 Z を $Z=R-S$ (R, S : 正規確率変数を仮定) と $Z=R/S-1$ (R, S : 対数正規確率変数を仮定) とし、荷重 S の平均値を 200t、変動係数を 0.100 とした。計算の結果として変動係数を 0.417 (対数標準偏差 0.400) としたときに 1つの載荷試験結果をもとにして得られる β の平均値が複数の載荷試験結果による α 値をもとに計算されるものの 93~94% となり、上述の条件を満足することがわかった (表-3)。さらに変動係数 0.417 という値は上述の (a), (b) と矛盾しないので、この値を経験的な設定値とする。

6. ベイズ確率を用いた事前・追加情報の統合

載荷試験から得られる α の値は非常に重みのある値であるが、経験的な知見や既往の統計資料と比較してみると、信頼度が十分でないと思われることもある。また将来、載荷試験データの蓄積がさらに進めば、より限定した条件における α の統計値が高い信頼度をもって与えられるようになるかもしれない。このようなとき、経験的な情報 (事前情報) と載荷試験による情報 (追加情報) とを組み合わせてパラメータを設定する方法が整理されていると便利である。従来の古典統計学ではこのようなことはできないが、ベイズ確率によれば、確率分布のパラメータを確率変数としてモデル化することにより容易に取り扱うことができる⁷⁾。

ベイズ確率の一般的な定式化を式 (4) に示す。

$$f_x^*(x) = kL(x_0|x)f_x'(x) \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 $f_x^*(x)$: 追加情報 (載荷試験) により x_0 が出現したことを考慮した確率変数 X の確率密度関数 (事後分布)、 k : 正規化係数、 $L(x_0|x): X=x$ としたときに載荷試験で x_0 の出現しやすさを示す関数で、一般に尤度関数と呼ばれる。 $f_x'(x)$: 追加情報 (載荷試験結果) を知る前の確率変数 X の確率密度関数 (事前分布)。

式 (4) からわかるように、ベイズの方法の特徴は載荷試験結果を考慮したパラメータ X の推定に載荷試験結果ばかりでなく事前情報を含めうる点にある。また、基礎確率変数の分布形によって決まる共役分布を用いる

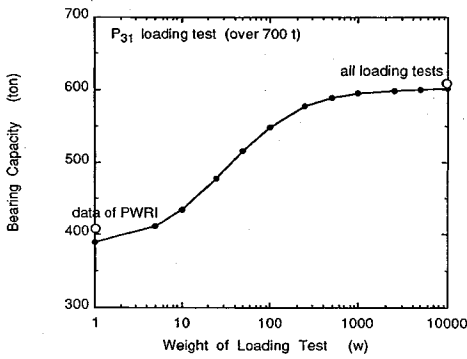


図-4 ベイズ確率による P₃₁ 杭の支持力 (平均値)

表-4 ベイズ確率による支持力評価の適合度

| ベイズ確率 の重み W | 正規化誤差 ε | | 計算値 | |
|----------------|---------|-------|-------|-------|
| | 平均値* | 標準偏差* | 標準偏差* | 変動係数 |
| 100 | 0.278 | 0.430 | 161* | 0.255 |
| ∞ | -0.127 | 0.426 | 183* | 0.255 |

*単位は t/m².

と事前と事後の分布形は等しくなり、新たに追加される情報により更新を無制限に繰り返すことができる。

ベイズ確率は任意の確率変数に対して適用できるが、本研究では α の確率密度関数として対数正規分布を仮定していることから、基礎確率分布として対数正規分布を設定する。この場合、最も簡単な共役分布は式 (5) に示されるように ζ を既知として中央値 λ をパラメータとする対数正規分布であり、パラメータ λ を正規分布とするものである。すなわち、X の確率分布関数を式 (5) で、さらに中央値 λ の確率密度関数を式 (6) で与える。

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right] \dots\dots\dots (5)$$

$$f_\lambda(\lambda) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_\lambda} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\lambda - \mu_\lambda}{\sigma_\lambda}\right)^2\right] \dots\dots\dots (6)$$

ここで、式 (6) の μ_λ と σ_λ は λ のそれぞれ平均値と標準偏差である。

いま λ の事前分布を N(λ₁, ζ₁²/n₁²) として追加情報による λ の分布を N(λ₂, ζ₂²/n₂²) とすれば μ_λ と σ_λ は次式で与えられる。ここで、N(a, b/n²) は平均値 a, 標準偏差 b の正規確率分布であり、n は a, b を求める際のデータ数である。

$$\mu_\lambda = \frac{\lambda_2 \cdot \zeta_1^2/n_1 + \lambda_1 \cdot \zeta_2^2/n_2}{\zeta_1^2/n_1 + \zeta_2^2/n_2} \dots\dots\dots (7)$$

$$\sigma_\lambda = \left[\frac{(\zeta_1^2/n_1) + (\zeta_2^2/n_2)}{\zeta_1^2/n_1 + \zeta_2^2/n_2} \right]^{1/2} \dots\dots\dots (8)$$

いま、事前分布を土木研究所データによる α 値より与えたとすると λ₁, ζ₁, n₁ は表-2 から求められる (ただし、平均値 → 中央値, 標準偏差 → 対数標準偏差の変更が必要)。さらに、追加情報に関する λ₂, ζ₂, n₂ を与える必要があるが、ここでは、載荷試験による α 値から λ₂ を定め、前章より ζ₂ = 0.400 (変動係数 0.417) とし、さらに n₂ = w として事前情報に対する載荷試験結果の主観的な重みとする。n₂ は本来、1 であるが、載荷試験が実際の建設地点で行われることから、既往の情報とは

質的に異なるとして、主観的に重みづけをできるようにしたものである。また、式 (7) の ζ₁ は ζ₂ と等しく 0.400 (変動係数で 0.417) とする。

ベイズ確率の適用性を調べるために、A 高架橋における P₃₁ 試験結果をもとに自杭の支持力を評価した。結果として、支持力の標準偏差はあまり変化しないので、ここでは支持力の平均値に関する結果のみを示すと図-4 のようになる。図では重み w を 1 から 10 000 まで変化させている。w → 0 とすると土木研究所データによる α_f や α_p を用いた支持力が求められ、n → ∞ とすると載荷試験による α_f や α_p を用いた支持力が計算されることになる。

載荷試験結果から逆算した α を用いた支持力は、本来、載荷試験で明らかにされた支持力と一致するはずであるが、次の理由により差を生じる。すなわち、計算では載荷試験では全ての地層において α_f の値が得られておらず土木研究所データによる α_f 値を用いていること、N 値の平均値の計算にクリッキングを用いており、実際の値とは差をもち得ること、さらに試験結果に含まれる計測誤差などによる影響がある。

図からは、ベイズ確率を適用することにより、事前情報と載荷試験による追加情報を重み w を介して滑らかに統合することができるがわかる。

7. 評価法の検証

A・B 両高架橋の載荷試験結果をもとに杭の支持力評価を行い、評価法の適用性を検証する。N 値の統計値にはクリッキングを用いて計算される値を用い、α の定め方は 5, 6 章に従っている。また、A, U, l_i (i=1, ..., k) は各杭に対する値を用いている。

はじめに、ベイズ確率において w=100 と ∞ とした場合の適合度を調べる。支持力評価の適合度に関する結果を表-4 に示す。表の適合度は、P₁₂ 杭に関するものを除き P₃₁ と P₅₆, P₆ と A₂ 杭に関する標本数 8 の結果である。P₁₂ 杭に関するものを除いた理由は、P₁₂ と P₃₁, P₅₆ 杭とは相互に支持力を予測するには適切でないと判断したためである (この考察については本章の後半部に記す)。

結果として、今回の例では両者はほとんど差がないことがわかる。実際に重み w を設定する場合には、計算値 (の平均値) が載荷試験から得られた実際の支持力にできるかぎり近づくようにするなど、ベイズ確率の利点

表一5 (a) 1 載荷試験結果による自杭と他杭の支持力計算結果 (A 高架橋, $w=\infty$)

| 計算ケース | 支持力の計算結果 (tf) | | |
|---------------------------|---------------|--------------|--------------|
| | P 12 | P 31 | P 56 |
| P 12 載荷試験による α 値使用 | 666 (152) | 367 (105) | 528 (145) |
| P 31 載荷試験による α 値使用 | 939 (235) | 603 (157) | 758 (200) |
| P 56 載荷試験による α 値使用 | 818 (207) | 841 (250) | 745 (184) |
| 載荷試験による実際の支持力 | 660 | 700以上 | 700以上 |

カッコ内は標準偏差

表一5 (b) 1 載荷試験結果による自杭と他杭の支持力計算結果 (B 高架橋, $w=\infty$)

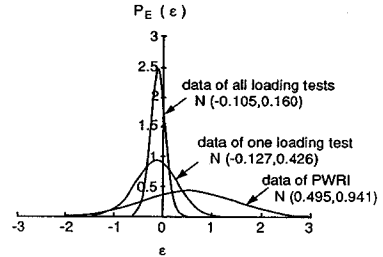
| 計算ケース | 支持力の計算結果 (tf) | |
|--------------------------|---------------|--------------|
| | P 6 | A 2 |
| P 6 載荷試験による α 値使用 | 722 (178) | 721 (193) |
| A 2 載荷試験による α 値使用 | 716 (165) | 597 (134) |
| 載荷試験による実際の支持力 | 660 | 660 |

カッコ内は標準偏差

表一6 支持力計算の適合度 (表一5 に対する結果)

| 計算ケース | 規準化誤差 ϵ | | 計算値 | | 参考値 (標本数) |
|-------------------|------------------|-------|------|-------|-----------|
| | 平均値 | 標準偏差 | 標準偏差 | 変動係数 | |
| 自杭への計算結果 | 0.0912 | 0.431 | 161 | 0.241 | 5 |
| 全杭への計算結果 | 0.104 | 1.107 | 177 | 0.256 | 13 |
| P 12 に関する計算を除いた結果 | -0.127 | 0.426 | 183 | 0.255 | 8 |

*単位は tf



$N(\mu, \sigma)$ は平均値 μ , 標準偏差 σ の正規分布であることを示す。

図一5 規準化誤差 ϵ の確率密度関数

を活かした工学的な取り扱いが必要となる。例えば載荷試験による α が道路橋示方書に示されている値よりも著しく大きいときには 1:1 とする, またあまり違いのないときは全面的に載荷試験による値を用いるなどいろいろなケースが想定される。

次に, 1 橋 1 載荷試験結果を利用した杭の支持力計算値の結果を表一5に示す。表一5には $w=\infty$ すなわち載荷試験による値を優先的に用いた計算結果を示す。

さらに, 表一6には表一5の適合度を示している。

表一6からは, 全データに対する規準化誤差 ϵ の標準偏差は 1.107 と大きい, P₁₂ に関する計算ケースを除いた結果では自杭の計算結果とほぼ同様の結果が得られている。このことから逆に載荷試験結果を有効に活用して周辺地盤における杭支持力を予測するためには, 評価法の適用範囲を明確にしておく必要があることが分かる。

図一5は, 規準化誤差 ϵ の確率分布を比較したものである (ただし P₁₂ に関する計算ケースは除いている)。全載荷試験結果による α を用いたとき, 規準化誤差 ϵ の平均値と標準偏差は -0.105, 0.160 となり, 土木研究所データによる α を用いたときの 0.495, 0.491 と比べて大幅に小さくなる。このことから, 全国の載荷試験データに基づき作成されている道路橋示方書の支持力式も, 平均的な支持力を与えるもので, 必ずしも個々の建設地点における最良の支持力推定ではないことが示唆される。

一方, 本評価法により 1 本の載荷試験からの α を用いた結果では ϵ の平均値と標準偏差は -0.127, 0.426

となり, 全載荷試験結果による α を用いた結果には及ばないものの, 土木研究所データによる α を用いた結果と比べて予測精度は大幅に改善されている。

次に評価法を適正に用いるために適用範囲について検討する。例えば, 前章の計算例では, A 高架橋の P₁₂ 杭位置における地盤と P₃₁, P₅₆ 杭位置における地盤とを類似の地盤とするか, 別の地盤とするかという問題に答えねばならない。

評価法の適用範囲は基本的には次のように言える。すなわち, 評価法は適用を考えている地盤の地層区分が載荷試験が実施された地盤と似通っており, さらに杭周辺の応力分布が極限状態において大きく異ならないときに限って適用することができる。

さらに, 適用に対する定量的な歯止めとして, 支持力の評価式に未知の α が多くなれば, 計算の信頼度は低くなるので, 以下の条件を付ける。

{支持力式において載荷試験で得られなかった α を 0 として計算した支持力値 (平均値)}

／ {支持力式において載荷試験で得られなかった α に土木研究所データによる値を代入して計算した支持力値 (平均値)} > 0.9

$$\dots\dots\dots(9)$$

ここでは, 式 (9) を適用判定式と呼ぶ。式 (9) は, 載荷試験により全ての α が得られたときは 1 となり問題ないが, それ以外のときには, 分母に土木研究所データによる α の項を含むことになるので, 完全なものではない。すなわち, 土木研究所データによる α と実際の α とが著しく異なるときには, 適切な尺度にはならず, この判定式に引っ掛からないケースもありえる。例えば, P₁₂ 杭の載荷試験結果による P₃₁ 杭の予測は $R_u = 700$ t 以上に対して計算値 367 t と小さく, 式 (9) の

表一 適用判定式の計算結果 (表一5に対する結果)

| 計算ケース | A 高架橋 | | | 計算ケース | B 高架橋 | |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------------------------|-------|------|
| | P12 | P31 | P56 | | P6 | A2 |
| P12 載荷試験による α 値使用 | 1.00 | 0.883 | 0.968 | P6 載荷試験による α 値使用 | 1.00 | 1.00 |
| P31 載荷試験による α 値使用 | 0.645 | 0.963 | 0.927 | A2 載荷試験による α 値使用 | 1.00 | 1.00 |
| P56 載荷試験による α 値使用 | 0.592 | 0.979 | 0.926 | | | |

左辺を計算すると 0.883 と式 (9) を満足するレベルにない。このことから、判定式を 0.9 以上と厳しくして用いることにした。

前章の計算例では、適用判定式による結果は表一7 のようになり、P₃₁ 載荷試験結果による P₁₂ 杭の予測結果 (939 t) と P₅₆ 載荷試験結果による P₁₂ 杭の予測結果 (818 t) は不採用、また、P₁₂ 載荷試験結果による P₃₁ 杭の予測結果 (367 t) も不採用になる。

8. 結 論

本研究の目的は、周辺地盤における杭の鉛直支持力評価に載荷試験結果を有効に利用する方法について検討することである。本研究は次のようにまとめられよう。

(1) 杭支持力の確率モデルは、道路橋示方書の設計支持力式を基本とした。杭支持力は先端支持力と周面摩擦力に分けて計算され、計算式には杭先端における極限支持力度係数 α_p 、杭周面摩擦力度係数 α_f 、杭先端および各地層における層厚と平均 N 値、杭の先端面積 A と周長 U などのパラメータが含まれる。さらに、計算においては $\alpha (= \alpha_p, \alpha_f)$ と N 値を確率変数とし、前者の平均値を載荷試験から、後者の平均値、標準偏差をクリッキングにより与える。

(2) α の平均値が載荷試験により得られない場合には、土木研究所データによる統計値を与える。また、1 載荷試験からは α の値が求められたとしても、 α の標準偏差は設定できない。このことから経験的に α の変動係数を 0.417 (対数標準偏差で 0.400) と設定した。この数字は、作用荷重を 200 t、変動係数を 0.100 とし安全指標を求め、1 つの載荷試験による α を用いた杭支持力から求められる安全指標 β が複数の載荷試験より求められた α を用いた杭支持力の β 値の約 9 割になるように設定したものである。対数標準偏差で 0.400 という数字は、実務的な解析において当面用いることになる。

(3) 載荷試験から α が求められても、その値が極端に大きい場合などでは、支持力の計算にその値を直接用いることがためられることがある。このような場合を想定して、ベイズ確率を用いて載荷試験による情報と既往の情報を組み合わせる方法を提案した。今後、載荷試験データの蓄積が進み、細かい条件別に α が与えら

れるようになれば、本手法はさらに役立つはずである。

(4) A・B 両高架橋の載荷試験結果をもとに、1 つの載荷試験データによる α を用いて、自杭だけでなく他の杭の支持力を計算した。各杭について相互に計算した結果、支持力計算式の適用範囲を限定することにより、自杭に対するものではほぼ同じ精度で、支持力が予測できることが分かった。規準化誤差 ε の平均値と標準偏差は -0.127 と 0.426 、計算値の標準偏差は 183 t、変動係数の標準偏差は 0.255 である。

(5) 上記の評価法の適用範囲については、適用判定式を提案している。この判定式は、載荷試験で得られなかった α を 0 として計算した支持力値 (平均値) を載荷試験で得られなかった α に土木研究所データによる値を代入して計算した支持力値 (平均値) で除した値が 0.9 以上となることを条件としている。

なお、載荷試験結果の有効利用については、ベイズ確率を用いた理論的なものを除けば、実用的な研究はほとんどなく、ひとつの建設地点における複数の杭の載荷試験結果のデータ解析も報告されていない。このことから、今後、さらに複数の載荷試験を積極的に実施してデータの蓄積をはかるとともに、本研究で提案している評価法についてさらに検証を進め、改善を計る必要がある。

本研究を進めるにあたり、九州大学工学部 落合英俊教授、日本道路公団 前田良刀氏より貴重なご助言を得ている。記して謝意を表します。

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、pp. 276~283, 1990.2.
- 2) 土木学会：国鉄建造物標準解説、基礎構造物・杭土圧構造物、pp. 194~202, 1986.3.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp. 215~242, 1988.
- 4) 吉川 紀・古池正宏：場所打杭の鉛直載荷試験結果の評価と設計への適用、阪神高速道路管理技術センター技報第7号, 1987.
- 5) 島田巖乃・佐久間 智：東北横断自動車道・山形地区橋梁基礎工 (摩擦杭) の設計・施工について、第32回土質工学シンポジウム—支持杭に頼らない基礎工法—, pp. 1~6, 土質工学会, 1987.
- 6) 宇野一馬・岡原美知夫・池田憲二・前田良刀・松井謙二：摩擦杭の支持力特性と信頼性、第32回土質工学シンポジウム—支持杭に頼らない基礎工法—, pp. 17~22, 土質工学会, 1987.
- 7) A. H. S. Ang and W. H. Tang 著、伊藤 学・亀田弘行訳：土木・建築のための確率・統計の基礎、丸善, 1977.
- 8) 岡原美知夫：埋込み杭の現状と問題点—とくに支持力に着目して—、基礎工、Vol. 14, No. 10, pp. 9~13, 1986.10.
- 9) 松尾 稔・菅井径世・金 馨漢：鋼管杭の極限支持力推定法に関する研究、土木学会論文集、第406号/Ⅲ-11, pp. 235~262, 1989.6.
- 10) 岡原美知夫・中谷昌一・谷口敬一・松井謙二：軸方向押

- 込み力に対する杭の支持特性に関する研究, 土木学会論文集, 第 418 号/Ⅲ-13, pp.257~266, 1990. 6.
- 11) 岡原美知夫: 確率モデルによる杭の支持力の安全性評価, 橋梁と基礎, 1980. 7.
- 12) 前田良刀・遠藤元一・松井謙二: 場所打ち杭の支持力に関する信頼性評価—九州横断自動車道小郡地区の事例, 橋梁と基礎, pp. 8~16, 1986. 5.
- 13) 古池正宏・松井謙二: 場所打ち杭の鉛直載荷試験結果と支持力設計, 基礎工, Vol. 16, No. 1, pp. 103~109, 1988.
- 14) Madhav, M.R. and Arumugam, A. : Pile Capacity-A Reliability Approach., The 3rd International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering (ICASP), pp.529~538, Sydney. 1979.
- 15) Tang, W.H. : A Bayesian Evaluation of Information for Foundation Engineering Design., The 1st ICASP, pp.175~185, Hong Kong, Sept., 1971.
- 16) Kay, J.N. : Safety Factor Evaluation for Singles Piles in Sand., journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.102. No.GT10, pp.1093~1108, Oct.,1976.
- 17) Kay, J.N. : A Systematic Approach to Safety Margin in Pile Foundation Design., Civ. Eng. Pract. Des. Eng., Vol.1. No.1, pp.53~67, 1982.
- 18) Baecher, G.B. and Rackwitz, R. : Factors of Safety and Pile Load Tests., International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.6. pp.409~424, 1982.
- 19) Sidi, I.D. : Probabilistic Prediction of Friction Pile Capacities., Submitted in Partial Fulfillment of Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of Illinois, 1986.
- 20) Sidi, I.D. and Tang, W.H. : Updating Friction Pile Capacity in Clay., Reliability and Risk Analysis in Civil Engineering 2, The 5th ICASP, pp.938~946, Vancouver, May, 1987.
- 21) Bourquard, R. : Pile Capacity Analysis., Reliability and Risk Analysis in Civil Engineering 2, The 5th ICASP, pp.749~754, Vancouver, May, 1987.
- 22) Lacasse, S., Guttormsen, T. R. and Goulois, A. : Bayesian Updating of Axial Capacity of Single Pile., The 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, Vol.1. pp.287~290, San Francisco. Aug., 1989.
- 23) 松井謙二・前田良刀・石井 清・鈴木 誠: 空間的な変動を考慮した N 値のデータ処理—九州横断道小郡高架橋への適用—, 土と基礎, Vol. 38, No. 8, pp. 23~27, 1990. 8.
- 23) 松井謙二・前田良刀・石井 清・鈴木 誠: N 値の空間分布のモデル化と杭支持力推定への適用, 土木学会論文報告集, No. 436/Ⅲ-16. pp.57~64, 1991. 9.
- 24) 星谷 勝・石井 清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.
- 24) 星谷 勝: 確率論手法による構造解析, 鹿島出版会, 1973. (1991. 1. 23 受付)

PROBABILISTIC EVALUATION METHOD FOR AXIAL CAPACITY OF SINGLE PILE BASED ON PILE TEST INFORMATION

Kiyoshi ISHII, Syouichi NAKATANI, Kenji MATSUI and Makoto SUZUKI

This paper describes a probabilistic evaluation method of pile capacity, in which the ultimate axial capacity of single pile is predicted effectively based on the information both of an in-situ pile test and statistical data, with Bayesian probability theory. In the probabilistic model, a cohesion factor at the toe of pile, adhesion factors between pile surface and soil and averaged N-values of soil layers are assumed as random variables. Applicability of the proposed method is verified using experimental data in two different sites, in which load capacities of 2~3 single-piles are tested separately. Pile capacities are calculated by those factors, whose means are determined by experimental data, as if obtained by a single test. The calculated capacities among self-predicted and others are almost the same values.