

マイクロフィルム用資料

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3936号

## 土木研究所資料

### 道路橋基礎の部分安全係数設計法 開発へ向けた基礎研究

平成16年4月

独立行政法人土木研究所  
構造物研究グループ基礎チーム

Copyright © (2004) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

## 道路橋基礎の部分安全係数設計法 開発へ向けた基礎研究

|               |       |        |
|---------------|-------|--------|
| 構造物研究グループ（基礎） | 上席研究員 | 福井 次郎  |
|               | 主任研究員 | 白戸 真大  |
|               | 招聘研究員 | 松井 謙二* |

### 要 旨

性能照査型設計法をより合理的なものにするために、また国際的な設計基準の動向に適合するように、道路橋基礎の設計は、信頼性に基づく部分安全係数設計法へと移行させていく必要がある。そこで、今後、産学官で部分安全係数設計法の研究開発が精力的に行われることになる。しかし、部分係数の決定作業は、設計照査式の書式、地盤に係わるパラメータの特性値や設計値の設定方法についてある程度の合意の下に行わなければ非効率なものになりかねない。本資料は、道路橋基礎の部分安全係数設計法の開発のための枠組みを検討し、まとめたものである。

キーワード：基礎，限界状態設計法，部分安全係数設計法，信頼性，特性値

\* 2001 年 7 月より招聘研究員として在籍。2003 年 12 月より技術推進本部招聘研究員

## 目次

|                                                                          |    |
|--------------------------------------------------------------------------|----|
| I. はじめに .....                                                            | 1  |
| II. 部分安全係数設計法に基づく構造物基礎の設計基準開発へ向けた特性値の定義<br>および同定法, 部分安全係数決定法に関する考察 ..... | 2  |
| 1. はじめに .....                                                            | 2  |
| 2. MFA か, RFA か? .....                                                   | 3  |
| 3. 地盤パラメータの特性値と部分安全係数 .....                                              | 5  |
| 4. 特定値を決定するまでの手順 .....                                                   | 6  |
| 5. 設計図書 .....                                                            | 9  |
| 6. 部分安全係数のキャリブレーション .....                                                | 9  |
| 7. コードキャリブレーションの問題点とその解決策について .....                                      | 9  |
| 8. まとめ .....                                                             | 11 |
| III. 杭の鉛直支持力に関する特性値および設計値決定までの流れ .....                                   | 15 |
| 1. はじめに .....                                                            | 15 |
| 2. 杭の鉛直支持力の信頼性評価 .....                                                   | 15 |
| 3. 不確定性を考慮した支持力の設計値の設定 .....                                             | 16 |
| 4. 載荷試験結果に基づく設計値の設定方法 .....                                              | 18 |
| 5. 半経験的方法を用いた設計値の設定方法 .....                                              | 19 |
| 6. 地盤調査方法選択の重要性 .....                                                    | 22 |
| 7. ユーロコード7との比較 .....                                                     | 23 |
| 8. まとめ .....                                                             | 26 |
| IV. おわりに .....                                                           | 34 |
| 参考 I 地盤調査の質が設計結果に与える影響の具体例 .....                                         | 35 |
| 参考 II ユーロコード7で考慮されている相関係数 $\xi$ の背景 .....                                | 39 |

# I はじめに

近年、性能に基づく設計法の開発が進められている。性能に基づく設計法では、コスト縮減の観点からも新しい構造形式、新しい計算法、新しい地盤調査方法が積極的に用いられることが期待される。性能に基づく設計法では、照査すべき性能を各種の限界状態として定義し、それぞれの限界状態に対して照査を行う。一方で、限界状態設計法に関しては、完成された構造物が一定の安全余裕度を有するように、信頼性に基づく部分安全係数法を用いることが国際的に推奨されている<sup>1),2)</sup>。しかし、部分係数の詳細な決定方法に国際的に合意がある訳ではなく、我が国としても対応を検討しなければならない。特に、基礎構造物の場合には、工業材料のような規格品のみならず、自然材料である地盤を扱う。地盤材料では、設計に必要なパラメータは現地の地盤調査や載荷試験を経なければ決定できない。したがって、地盤調査から設計値の設定に至るまでの過程における種々の不確実性を反映し、設計値が決定される。

今後、道路橋示方書<sup>3)</sup>における基礎の設計に部分安全係数設計法が導入されることが予定されており、これから産学官それぞれで研究開発が精力的に行われることになる。しかし、部分係数の決定作業は、設計照査式の書式、地盤に係わるパラメータの特性値や設計値の設定方法についてある程度の合意の下に行わなければ非効率なものになりかねない。また、ある統一的な思想、枠組みに従った基準である方が、基準利用者にとっての透明性が高いものになる。

そこで、本資料の第II章では、道路橋基礎の部分安全係数設計法の開発に向けたフレームワークを検討し、まとめる。また、第III章では、杭基礎の鉛直支持力の設計値の決定法について、第II章で検討したフレームワークに沿って研究した事例を報告する。

## 参考文献

- 1) ISO: ISO2394, General principles on reliability for structures, 1998.
- 2) 松井謙二：欧州規格 (Eurocode 7)－我が国への影響 (地盤分野), 土木学会ISO対策委員会「ISOへの対応」に関する第4回シンポジウム－設計標準はどこへ行く－講演資料集, pp. 23-52, 2001.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編, 2002.

## II. 部分安全係数設計法に基づく構造物基礎の設計基準開発へ向けた特性値の定義および同定法，部分安全係数決定法に関する考察

### 1. はじめに

基礎構造物の設計が他の構造物の設計と大きく異なるのは，設計計算に用いる地盤パラメータ（地盤の力学定数，物理定数）を現場調査結果から評価しなければならないことである。しかし，従来から，基礎の設計における地盤調査において，調査精度よりも費用を安くすることを求める傾向にあった。このため，地盤種別に関わらず標準貫入試験しか行われず，しかもその結果が当該地盤を代表する値であるかどうかを十分に検討せずに経験的な相関式を用いて機械的に地盤定数を決定することが行われている事例もある。これは，従来の設計では構造物に作用する荷重や構造物の抵抗に関するばらつきや信頼性がただひとつの安全率にて考慮されているため，地盤調査の精度を上げてその結果を設計に反映できなかったことが要因のひとつであろう。これに対し，たとえば道路橋示方書<sup>1)</sup>で導入されたような性能照査型設計法では，基礎に所要の性能が確保されていることが照査されれば良く，高い精度で地盤パラメータを評価した場合には調査精度を反映させた合理的な設計を行うことが可能ではなくである。

しかし，同じ地盤パラメータを評価するために様々な調査方法が選択できる一方，調査方法には，必要なパラメータが直接的に得られるもの，また調査結果から何らかの経験的相関式を経由して必要な定数が得られるものがある。さらに，ある土質に対して適応性が良い調査法もあれば良くない調査法もある。すなわち，地盤調査方法に何を選ぶかに依存して得られる地盤パラメータの信頼度が異なる。

以上をまとめると，構造物基礎の設計基準において解決すべき問題点は二つある。一つは，地盤調査の信頼度に応じて合理的な設計結果が得られることを明確にした設計基準体系にしておくことが必要である。これには，部分安全係数設計法の導入が最も有力であると考えられる。国際化を考えても，将来的には部分安全係数設計法への移行が不可欠であろう。もう一つは，ある一定の信頼性を有する基礎構造物が設計されるように，地盤調査方法に応じた地盤パラメータ推定の信頼度を設計において考慮する方法について，ある基本的合意をしておくことである。

そこで，本章では，将来の道路橋示方書下部構造編への部分安全係数設計法の導入に向けた議論を広く行うために，日本の基礎構造物の設計の現状を考慮した部分安全係数設計法の枠組みについて筆者らの現時点での見解を示す。まず，設計書式を材料係数アプローチによるのがよいか，抵抗係数アプローチによるのがよいかについて，次に，地盤調査方法の信頼

度を考慮して設計計算に用いる地盤パラメータの値 (特性値, characteristic value) を決定する手順について考察する。最後に、筆者らがこれまで行ってきた検討に基づき、今後の部分安全係数のキャリブレーション実施のために解決すべき、キャリブレーション手法における問題点をまとめる。

## 2. MFAか, RFAか?

部分安全係数設計法において地盤抵抗の設計値を評価する方法には材料係数アプローチ (MFA, Material Factor Approach) と抵抗係数アプローチ (RFA, Resistance Factor Approach) がある。これらの方法を単純化した式で表すと次式になる。

$$R_d = f(x_k / \gamma) \quad (\text{MFA}) \quad (\text{II.1})$$

$$R_d = R / \gamma, R = f(x_k) \quad (\text{RFA}) \quad (\text{II.2})$$

ここに、 $R_d$  は地盤抵抗  $R$  の設計値、 $x_k$  は地盤パラメータ  $x$  の特性値、 $\gamma$  が部分安全係数である。地盤抵抗とは、例えば直接基礎の鉛直支持力、また、深い基礎の鉛直抵抗に関しては周面摩擦力や先端支持力、水平抵抗に関しては地盤の受働抵抗などである。一方、地盤パラメータとは、地盤抵抗を評価するために必要な地盤パラメータであり、せん断抵抗角  $\phi$  や粘着力  $c$  である。

MFA では、まず、おのこの地盤パラメータの特性値にそれぞれの部分安全係数を適用して地盤パラメータの設計値を設定する。そして、それらを用いて地盤抵抗の設計値を算出する。一方、RFA では、まず、地盤パラメータの特性値を用いて地盤抵抗を算出する。地盤抵抗が複数の抵抗要素の和からなる場合、たとえば、杭の鉛直支持力が周面と先端の寄与分の和として評価される場合には、それぞれの要素について特性値を計算する。そして、得られた抵抗要素ごとにそれぞれの部分安全係数が適用され、その和を取ることで設計抵抗値を得る。複数の抵抗要素それぞれに部分安全係数を適用する場合には、MRFD (Multiple Resistance Factor Design) 書式と呼ばれることもある<sup>2)</sup>。本節では、道路橋基礎の設計を対象に、設計書式として MFA と RFA のいずれが適するかについて考察する。

まず、例として、それぞれのアプローチを用いて支持力係数  $N_\gamma$  を算出し、鉛直力を受ける直接基礎を設計する場合を考える。 $\phi$  の値が大きくなるにしたがい  $N_\gamma$  の値は指数関数的に増加するため、 $\phi$  の変化に対する  $N_\gamma$  の変化率も  $\phi$  の値が大きくなるにしたがい指数関数的に大きくなる。今、部分安全係数の値はある 1 つの定数で与えられるとすれば、MFA により  $\phi$  に部分安全係数を考慮する場合と考慮しない場合に決定される基礎の寸法比は  $\phi$  が大きくなるほど大きくなる。一方、RFA により  $N_\gamma$  に部分安全係数を考慮する場合と全く考慮しない場合に決定される基礎の寸法比は  $\phi$  の値によらず一定である。

欧州の基礎の設計基準 (ユーロコード 7)<sup>3)</sup> の策定において中心的な役割を果たしてきた

Simpson はこの問題に関して次の意見を述べている<sup>4)</sup>。基礎だけに限らず欧州の構造物設計基準における原則的な考え方<sup>5)</sup>に基づけば、図11.1に示す $x$ と $f(x)$ のいずれに安全係数に適用するのかは次のようにして決定される： $\Delta x$ に対して $\Delta f$ の増加の方が大きければ（同図 Case A）、安全係数は $x$ に適用する。ここに $\Delta$ は増分である； $\Delta f$ に対して $\Delta x$ が大きければ（同図 Case B）、部分安全係数は $\Delta f$ に適用する。すなわち不確実性が結果に与える影響が大きいに安全係数を適用するということであり、合理的な考え方である。地盤抵抗は多くが受働問題であり Case A に分類される。先ほどの鉛直力を受ける直接基礎の支持力問題も $\Delta\phi$ に対する $N_v$ の変化分が大きいことから材料係数アプローチ MFA が適することになる。

一方、筆者らは、より実務的な観点から次の見解を持っている。現在の道路橋基礎の設計法である安全率設計法は、支持力に安全率を考慮していることから本質的には RFA とみなされる。したがって、MFA を導入する場合、上で MFA と RFA の得失を比較した際に見たように、構造物の諸元が現在の設計基準によるものに比べて著しく異なってしまうことが予測される。設計基準の変更が構造物の寸法的大幅な変化を引き起こすことは、これまでの経験に基づいて設計結果の妥当性を判断することを難しくする。これは、設計計算の過誤を見過ごす可能性が大きくなることから望ましくない。一方、RFA を導入する場合には、地盤がいずれの $\phi$ の値を有する場合であっても伝統的な計算を用いて設計を行う限りにおいては従来とほぼ同程度の諸元の基礎が設計されるように部分安全係数を決定することが可能であろう。

上記の見解はカナダでの過去の事例<sup>6)</sup>も教訓にしている。OHBDC (カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準) 第2版<sup>7)</sup>は、1983年、北米で初めて上下部構造とも完全なMFAによる限界状態設計法を採用した道路橋の設計基準として知られている。しかし、当時の技術者にはMFAによる地盤・基礎設計は受け入れられず、導入に伴う混乱と議論を巻き起こした。例えば、矢板設計の場合のように、同じ深度における土圧が主働土圧（荷重側）と受働土圧（抵抗側）の間で逐次変化する場合には、計算手法に応じた部分安全係数の適用方法を明確にしておかなければ設計が混乱するし、不経済な設計となることもある。このような状況は、橋台基礎の設計など、頻繁に生じ得るものと考えられる。その点、RFAでは、設計される基礎の安全性のばらつきを小さくするという信頼性の観点からはMFAより劣るかもしれないが、基準を使う立場の技術者にとっては適用上のミスが少なくなるというメリットはある。結局カナダでは1992年発行のOHBDC 第3版からRFAに転換することとなり、現行CHBDC (カナダ道路橋設計基準)<sup>8)</sup>にもこの設計法が引き継がれている。

以上の理由から、伝統的な設計計算法を前提とする限り、道路橋示方書の部分安全係数設計法は当面RFAを原則とすることがよいと考えられる。加えて、可能な限り信頼性理論を採用して部分安全係数値を設定することが大切であろう。その結果、技術の発展を信頼性という尺度でも評価できるようになり、設計結果に反映させることができるようになる。

### 3. 地盤パラメータの特性値と部分安全係数

はじめにも説明したように、設計計算に用いる地盤パラメータの値をどのように決定するのかという問題は、基礎の設計において最も重要な点の一つである。これは、式(II.1), (II.2)における地盤パラメータの特性値と設計値をどのように決定するのかという問題と同じである。本節では、特に地盤パラメータの特性値の定義について議論する。なお、ここでの議論は、MFA, RFAに関わらず成立するものである。

欧州の基準における特性値の評価法を概観すれば、現状では例えばBS8002<sup>9),10)</sup>では“マスとしての堅実な評価 (conservative estimates of the mass strength)”, ユーロコード7<sup>3)</sup>では“限界状態の発生に影響を及ぼす値の慎重な評価 (a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state)”とされており、定量的評価法のガイダンスは与えられていない。しかし、“堅実な評価”, または“慎重な評価”という定義は、基礎構造物の設計においてじん性 (変形性能) を期待しないのであれば妥当な判断であろう。たとえば、水平力・転倒モーメントを受ける群杭基礎の設計において、群杭中の一本の杭も極限鉛直支持力に達することを許容しないということであれば、控えめな値の評価に意味がある。部分安全係数で割り増された荷重作用に対して地盤の支持力も基礎の部材耐力も力をベースに照査されるので、確かに安全側に設計できる。

しかし、日本の耐震設計のように、大地震時の基礎の設計において基礎の変形性能を考慮する場合には、Eurocodeの方法は問題がある。例えば設計計算に用いる地盤パラメータの特性値として控えめに評価された値を用いた計算は、非線形の応答変位は安全側に (大きめに) 評価するが、構造物に生じる断面力を過小評価してしまう可能性がある。さらに、たとえば杭基礎の場合、基礎の非線形挙動を引き起こす要因が杭の鉛直支持力が上限値に達することにあるのか、あるいは杭体が曲げ変形により塑性化することにあるのかで基礎の終局状態 (破壊モード) が変化し得る。このように一つの構造物が複数の限界状態を有する場合は、ある限界状態同士が負の相関を有する可能性がある。このような場合には、限界状態同士を媒介する地盤パラメータの特性値は平均値から大きく異ならないようにしておくのが良いと考えられる。

また、ユーロコード7において定量的評価のガイダンスが与えられていないことについて批判的見解もある。その主張は、信頼性設計 (Reliability-based design, RBD) による限り、特性値は確率密度関数を用いてのみ、例えば、平均値、または (平均値-1 $\sigma$ ) ( $\sigma$ : 標準偏差) によって定義されなければならないというものである<sup>11)</sup>。

これらに対して、筆者らは地盤パラメータ  $x_k$  の特性値の定義を次のように考えることを提案する。特性値は、設計計算においてその土層の代表値として入力される値と考えて良い。したがって、基礎の設計に関しては、当該土層における  $x$  の平均的な値とすることを提案する。期待値と言っても良い。たとえば入手可能なデータの単純な算術平均値などに基づきそ

れを工学的に判断することにより設定されるものであるが、設定目標は最も生じ得る基礎の挙動を評価するための値であると定義することが筆者らの提案である。

そして、もう一つの提案がある。設計計算に用いる地盤パラメータの特性値は平均値であるが、それも推定値である。したがって、推定の信頼度を反映させた平均値の推定値を特性値とすることである。この詳細は次節に示す。以上の2つの提案は、設計実務への適用を背景に提案したものではあるが、結果として地盤工学会にて検討されている基礎構造物の設計基準<sup>12)</sup>における特性値の設定にも合致している。したがって、将来的に国内の各基準とも調和が取られるものと考えられる。

地盤パラメータの平均値の推定精度が特性値の決定において考慮される一方、地盤パラメータの空間的なばらつきが計算される抵抗に与える影響や、地盤抵抗評価モデルのモデル誤差なども考慮されなければならない。これらは、部分安全係数として評価されることになる。複数の破壊モードが考えられる場合には、部分安全係数の組み合わせを複数準備し、想定される破壊モードに対応するだけの照査を行うことで考慮できるだろう。同じく耐震設計を地盤・基礎構造・上部構造一体系の動的解析結果に基づいて行う場合には、地盤パラメータは構造物に作用する荷重にも抵抗力にも大きく影響を与える。このような場合にも、特性値は変えず、地盤パラメータの値が地震荷重(作用)に与える影響に着目した場合と、抵抗側に与える影響に着目した場合といういくつかの部分安全係数の組み合わせを用いて、それぞれ照査を行うという方法が可能と考えられる。

なお、特性値の定義に関する提案は、基礎が受ける地盤抵抗の評価の観点からなされたものである。その他の問題に関しては、たとえば透水に関わる問題では土の体積の平均的な問題ではなく局所的に最も弱い箇所が問題になる。斜面崩壊についても同様のことが言えるであろう。すなわち脆性的な破壊モードを想定して設計する場合には、平均値よりも分布の裾野を推定する方が適すると考えられる。

#### 4. 特性値を決定するまでの手順

基礎の設計において地盤抵抗の評価は、載荷実験結果に基づいて行う場合と何らかのモデルを用いた計算に基づいて行う場合がある。ここでは、後者の場合に計算に用いる地盤パラメータの特性値を決定するまでの手順について議論する。

たとえば直接基礎の支持力に関して、標準貫入試験の  $N$  値からせん断抵抗角  $\phi$  や粘着力  $c$  を評価し、それに基づき支持力係数  $N_\gamma$  を評価する場合を考える。このとき設計で一般に用いられる  $\phi, c$  の推定式は、 $N-\phi, N-c$  の相関式そのものではなく、控えめな値が与えられるように設定されていることが多い。これを統計的に解釈すると次のようになる：

- 1) 相関関係を用いるということは  $N$  値を介して  $\phi$  や  $c$  の平均値を予測しようとしているが、

- 2) 単純な相関式よりも控えめな  $\phi$  や  $c$  の値が与えられるということは相関式による平均値の推定精度を考慮している。

これに準じれば、平均値の推定精度を考慮して地盤調査から地盤抵抗の特性値を得る手順は図Ⅱ.2のように整理することができる。

### (1) 直接的な手順による場合

直接的な手順 (direct process) とは、地盤調査、または室内試験結果から得られたパラメータ(以後「計測値 (measured value)」と呼ぶ)に基づき直接的に特性値を評価することである。たとえば、三軸圧縮試験から得られた破壊時主応力  $\sigma_{1f}$  や  $\sigma_{3f}$  に基づき理論式 (モールの円) により導出値としての  $\phi$  および  $c$  の値を算出する。技術者は、いくつかの、かつ、ばらついた導出値から当該土層を代表する  $\phi, c$  の値、すなわち  $\phi, c$  の特性値を決定する。

### (2) 間接的な手順による場合

間接的な手順 (indirect process) とは次の通りである。たとえば、地盤調査として標準貫入試験を行い、得られた  $N$  値 (計測値) を経験的相関式を介して  $\phi$  や  $c$  (導出値, derived value) に変換し、変換の結果得られた  $\phi$  や  $c$  (の導出値) に基づき  $\phi$  や  $c$  の特性値を評価する。このとき、技術者は、いくつかの、かつ、ばらついた導出値から当該土層を代表する  $\phi$  や  $c$  の特性値を評価する。もしくは、いくつかの、かつ、ばらついた計測値からその代表値を求め、それと相関式により導出値および特性値を決定することになる。直接的な手順と異なるところは、計測値から導出値を得るときの平均値推定における不確実性に配慮する必要がある点である。そこで、相関式を経た特性値の算出は、これまでの経験的手法に立脚した次の方法によることを提案する。なお、この提案法は、部分安全係数設計法に依存したものでなく、安全率を用いている従来通りの設計においても用いることが可能なものである。

計測値  $\eta$  から  $\xi$  の導出値  $\xi_p$  を得る場合、 $\eta$ - $\xi$  間の相関式

$$\xi_p = g(\eta) \quad (\text{II.3})$$

を用いるが、そこから特性値  $\xi_k$  を評価するときには相関式に対する標準偏差の  $k$  倍だけ減じるものとする。ここで、 $\eta$ - $\xi$  関係において  $\eta$  の値に関わらず分散が一定とみなされる場合と  $\eta$  に比例して分散が増加するとみなされる場合の両方で具体的な取扱いが異なる。前者の場合は図Ⅱ.3(a)に示すように  $\xi_k$  は  $\xi$  から一定値を減じることにより得られ、後者の場合は図Ⅱ.3(b)に示すように  $\xi_k$  は  $\xi$  を一定値で除することにより得られる。結局、これらは変動係数  $V$  を用いて次式でまとめられる。

$$\xi_k = \xi_p \times (1 - kV(\eta)) \quad (\text{II.4})$$

なお、ここでは簡単のため式(II.3)は十分な数のデータから得られているものとする。問題は非超過確率、または  $k$  としてどれだけ見積もれば良いかである。これを決定する絶対的な方法を示すのは難しいが、ここでは良く用いられている以下に示す2つの経験的な例に基づき、

強度定数  $\phi, c$  については  $k=1$  とすることを提案する。

まず、 $N$  値から  $\phi$  を推定する相関式について調べる。平成 14 年に改訂された道路橋示方書下部構造編では、巻末の参考資料として  $N$  値から  $\phi$  を推定するための参考式が新しくされた<sup>1), 13)</sup>。文献<sup>13)</sup>に示すように、新しい参考式は密な地盤において従前の基準に示されていた参考式と同程度の  $\phi$  を与えるものであり、また、 $\phi - N$  の相関式の分散  $V$  は  $N$  の値によらず一定とみなされるものである。文献<sup>13)</sup>に示される  $\phi$  と  $\ln N$  のデータをプロットしたのが図 II. 3(a)である。 $N_1$  は有効上載圧に関して補正した  $N$  値である。実線がデータの単純な相関式であり、破線は式(II.4)において  $k = \pm 1$  とした場合である。そして、道路橋示方書の参考式  $\phi = 4.8 \log N_1 + 21$  ( $\log$  は自然対数) は式(II.4)において  $k = 1$  とした場合に相当する<sup>12)</sup>。なお、 $k = 1$  とした場合、これを下回る確率は約 16%である。

次に、 $N$  値から一軸圧縮強度  $q_u$  を推定する式についても調べる。文献<sup>14)</sup>には多数の実測データが図示されており、平均値が  $q_u = 25N \text{ kN/m}^2$  程度であることが示されている。さらに、同図から分散は  $N$  値に応じて大きくなる傾向があることがわかる。ただし、その値は明確ではない。そこで、筆者らが有するデータを用いて検討してみた。図 II. 3(b)に筆者らが有するデータを示す。 $q_u - N$  関係の回帰式は  $q_u = 24.2N \text{ kN/m}^2$  であり、文献<sup>14)</sup>のデータとほぼ同等であった。また、実測値と計算値の比の変動係数  $V$  は 0.595 であった。図 II. 3(b)に回帰式を実線で、式(II.4)において  $k = \pm 1$  とした場合を破線で示す。一方、設計実務では Terzaghi and Peck の式として知られる  $q_u = 12.5N \text{ kN/m}^2$  が参考にされることが多い。この式は、式(II.4)において  $k = 1$  とした場合にほぼ相当する。以上より、現在の設計でよく参考にされる  $\phi - N$ ,  $q_u - N$  の推定式は、 $k$  の値として 1 程度が考慮されているとみなせる。

ここでは  $N$  値からの推定に関してのみ分析したが、これはたとえばコーン貫入強度やセルフボーリング式原位置試験結果との相関式であっても分布が正規分布や対数正規分布に従うならば  $k = 1$  の値を準用して良いものと考ええる。粘性土の調査に標準貫入試験とコーン貫入試験を用いた場合、コーン貫入試験結果の方が粘着力に対する相関が高いだろう。したがって、コーン貫入試験結果と粘着力の相関式が利用可能になれば、コーン貫入試験結果に基づく方が標準貫入試験結果に基づくよりも、同等の信頼度を有しながらも粘着力の特性値やそれに関わる設計値を大きく評価でき、最終的に経済的な設計につながると考えられる。すわなち、提案法は、当該土質に適応性が高い調査方法ほど合理的な設計結果をもたらすものであり、調査方法の多様な選択を促すものである。巻末の参考資料 I には、提案法を用いることにより、合理的な地盤調査方法を選択し、その調査結果に基づき設計を行うことで、安全性を確保しつつ建設コストの縮減ができることを示した。

ただし、 $k = 1$  は強度定数の場合の検討結果である。剛性については別途研究が必要であると考ええる。

## 5. 設計図書

実際の基礎の設計では、建設地点の調査結果に基づき設計者が工学的な判断を加えて決定した地盤パラメータの特性値が用いられ、照査が行われる。性能照査型の設計法が行われる場合には、地盤調査の設定に個々の技術者の力量が生かせるようになる反面、基礎の設計結果を第3者が検証できるようにしなければならない。また、設計計算法の多様化も想定されるが、地盤パラメータの設定も設計計算法の背景に依存する場合が多い。したがって、地盤調査から地盤抵抗の評価がなされるまでの一連の過程は設計図書として記録されるべきである。

そこで、平成14年に改訂された道路橋示方書下部構造編<sup>1)</sup>では設計図書に記載すべき事項として従来の項目に加えて「地盤の特性 (地盤調査結果、地盤定数の設定根拠)」が新たに加えられた。今後はその具体的な記述内容に踏み込んで行く必要がある。

## 6. 部分安全係数のキャリブレーション

4.で提案した手順により得られる地盤パラメータの特性値は、どのような経路を通過して来ようとも『平均値の推定値』である。結局、部分安全係数値のコードキャリブレーションは直接的な手順によって特性値が推定されることを前提に行えばよい。そうして決定された部分安全係数値を直接・間接のいずれの手順により特性値が評価される場合に対しても適用することにすればよい。これは、設計書式として式(II.1)、(II.2)に示したMFAとRFAのいずれを用いる場合であっても同じである。

## 7. コードキャリブレーションの問題点とその解決策について

FORM (First-Order Reliability Method) による信頼性解析結果に基づき設計値法により部分安全係数を設定する場合、基本変数  $X_i$  の部分安全係数  $\gamma_i$  は次式により算出される<sup>15)</sup>。

$$\gamma_i = \frac{1}{1 - \alpha_i \beta_i V_i} \quad (\text{II.5})$$

ここに、 $V_i$  は基本変数  $X_i$  の変動係数、 $\alpha_i$  は感度係数または分離係数と呼ばれるもの、 $\beta_i$  は構造物の目標信頼性指標である。なお、式(II.5)では基本変数  $X_i$  の確率分布を正規分布であると仮定している。実際の設計基準においては、基本変数  $X_i$  に関する部分安全係数  $\gamma_i$  の値は、設計基準で対象としている構造物に広く適用できるように、言い換えると一連の  $\gamma_i$  を用いて設計された構造物の信頼性指標が常にある一定の値  $\beta_i$  に近い値を取るように決定する

必要があり、その設定作業をコードキャリブレーションと言う。よく行われるのは、多数の既存構造物に対して信頼性解析を行い、構造物ごとに $\alpha_i$ や保有する $\beta$ を求め、最終的にそれぞれ標準的と考えられる値を決定し、それらに対応する $\gamma_i$ を決定するというものである。

本研究においても、杭基礎の設計に用いる部分安全係数のコードキャリブレーションを試みた。しかし、部分安全係数値を決定するには至らなかった。その理由は、

- 1) システムの信頼性解析の困難さ：杭基礎の限界状態は部材の損傷に起因するものと支持力に起因するものがあり、また、1基の杭基礎といえども複数の杭から構成されることから、それぞれの杭における部材耐力のばらつき、鉛直支持力のばらつき、さらには水平地盤抵抗のばらつきが考慮される。このような複雑な構造システムにおける各基本変数 $X_i$ に対する感度係数 $\alpha_i$ を評価することは容易ではない。たとえば、文献<sup>16)</sup>からもこの傾向は伺える。
- 2) 力学的観点以外の設計要因：杭径は力学的な観点からだけでなく施工機械の諸元や既製品の規格に応じて決定されるので、必要最小限の杭径が用いられるわけではなく、それよりも大きな径の杭が用いられる。その結果、基礎に余剰耐力が付与される。したがって、既設基礎の信頼性解析を行った場合にそれぞれの杭基礎の保有する信頼性指標がかなりばらつく。

そこで、本城らと筆者らは、文献<sup>17)</sup>において、これらの困難を回避して杭の限界状態に関して信頼性解析とコードキャリブレーションを行う方法を提案し、地震時の杭の鉛直支持についてコードキャリブレーションを行った例題を示している。その要点は、信頼性解析をシステムとしてではなく、システムとしての挙動も考慮しながらも一本の杭で行えるようにしたことにある。まず、既往の複数の設計事例から最外縁の一本の杭について、杭頭に作用する死荷重の大きさとそれに対する地震に起因する鉛直荷重の大きさの比率を調べ、両者の相関関係を同定する。そして、ある地盤条件の下で杭長とその杭に作用する死荷重を仮定し、先に求めた荷重の比率により地震時に杭頭に作用する全荷重を求め、一本の杭の設計を現行基準に従って行う。ただし、設計上必要最小限の杭径になるように杭を設計する。これをいくつかの地盤で、また一つの地盤でいくつかの死荷重に対して行う。そして、設計された複数の単杭を用いてコードキャリブレーションを行う。このようにすれば、全体系の解析を行うことなくシステムとしての荷重・抵抗関係が考慮でき、また一度に一つの限界状態のみを考えていることから、信頼性解析はずっと容易になる。今後、この手法を用いて鉛直支持力に関するコードキャリブレーションを進めるとともに、その他の破壊モードに対してもその適用性を検討していく予定である。

通常の方法、すなわち多数の既存構造物の信頼性解析から感度係数や信頼性指標の目標値を得た上で部分安全係数を設定するという方法に対する代替案としては、それとは逆の手順で、部分安全係数を初めに仮定していくつかの構造物を設計した上で設計された構造物の有する信頼性指標のみを比べるという作業を繰り返すことにより、設計結果の信頼性指標があ

る一定の値に近づくように部分安全係数値を試行錯誤的に調整することが考えられる。ただし、代替案は、膨大な試算数を必要とする。

加えて、構造物は様々な構成要素（部材など）からなり、そして構成要素の破壊形態や、またどの構成要素の破壊であるのかに依存して各構成要素の破壊が構造物全体系の挙動に与える影響は異なる。そこで、各種の破壊形態について同じ目標信頼性を考慮するのではなく、異なる目標信頼性を与えることもあり得る。

## 8. まとめ

本章では、道路橋示方書に将来的に部分安全係数設計法の導入することを考え、部分安全係数設計法による道路橋基礎の設計体系、および、地盤調査の信頼性が設計結果に反映される設計体系を検討した。

1. MFAがよいかRFAがよいかについて考察した。実務的な観点からはRFAが有望である。
2. 地盤パラメータの特性値の決定は、平均値の推定値を目標にして行うのがよい。
3. 基礎の設計に用いる部分安全係数設定のために必要なコードキャリブレーション法について、今後の方針、および見通しをまとめた。

今後は、以上の考察に基づきコードキャリブレーション作業を進めていくと共に、広く研究成果を参照し、また今後の作業過程で得られた知見を反映させながら、部分安全係数設計法の実務への導入という目的を最優先で達成できるように柔軟に部分安全係数の決定作業を行っていく必要がある。

## 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，2002.
- 2) Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H.: EPRI Study on LRFD for Transmission Line Structure Foundations, *Proc. of International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonization and Performance Based Design* (eds. Honjo et al.), Kamakura, Japan, pp. 253–261, Balkema, 2002.
- 3) CEN/TC250/SC7: *prEN1997 Eurocode 7, Geotechnical design Part 1 General rules* (stage 49), 2003.
- 4) Simpson, B.: Partial factors: where to apply them?, *Proc. of the ISSMGE/TC23 International Workshop (LSD 2000)*, Melbourne, CD-ROM, 2000.
- 5) BSI: BS EN 1990: Eurocode - Basis of structural design, 2002.

- 6) Becker, D.E.: Limit States Foundation Design Code Development in Canada, *LSD2003: International Work-shop on Limit State design in Geotechnical Engineering practice*, Cambridge, Massachusetts, ISSMGE/TC23, CD-ROM, World Scientific, 2003.
- 7) Ministry of Transportation Ontario, Ontario : OHBDC2 Ontario Highway Bridge Design Code and Commentary, Second Edition, 1983.
- 8) Canadian Standards Association: Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC). CSA Standard S6-00, Rexdale, Ontario, 2000.
- 9) BSI: BS8002 *Code of Practice for Earth Retaining Structures*. London, 1994.
- 10) Simpson, B.: National report on limit state design in geotechnical engineering: United Kingdom, Europe, *Proc. of the ISSMGE/TC23 International Workshop (LSD 2000)*, Melbourne, CD-ROM, 2000.
- 11) Phoon, K.K., Becker, D.E., Kulhawy, F.H., Honjo, Y., Ovesen, N.K., and Lo, S.R.: Why consider reliability analysis for geotechnical limit state design?, *LSD2003: International Workshop on Limit State design in Geotechnical Engineering practice*, Cambridge, Massachusetts, ISSMGE/TC23, CD-ROM, World Scientific, 2003.
- 12) The JGS Foundation Design Guideline, *Proc. of International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonization and Performance Based Design* (eds. Honjo et al.), Kamakura, Japan, pp.413-457, Balkema, 2002.
- 13) 福井次郎, 白戸真大, 松井謙二, 岡本真次: 三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角と標準貫入試験  $N$  値との関係, 土木研究所資料, 第3849号, 2002.
- 14) 日本港湾協会: 港湾施設の技術上の基準・同解説 (上巻), 1999.
- 15) Ditlevsen, O. and Madsen, H.O.: *Structural reliability methods*, John Wiley & Sons, 1996.
- 16) Suzuki, M. and Kimura, Y.: On calibration of partial factors for pile foundations, *Proc. of the ICASP8 conf.*, Vol. 2, pp. 953-958, 1999.
- 17) Honjo, Y., Suzuki, M., Shirato, M., and Fukui, J.: "Determination of partial factors for a vertically loaded pile based on reliability analysis", *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 91-109, 2002.

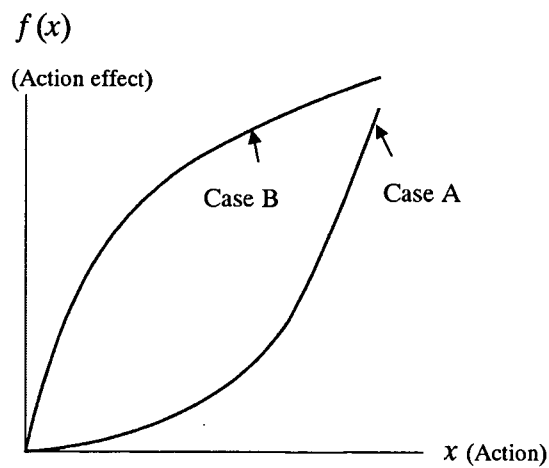


图 II . 1 Relationships between actions and action effects

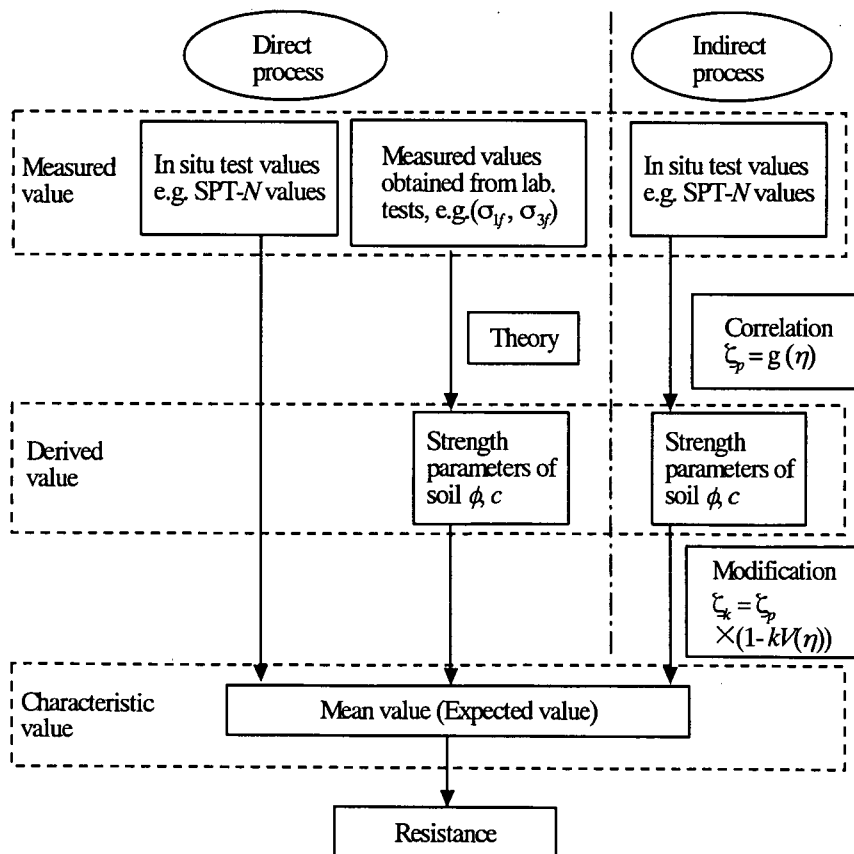


图 II . 2 Process for obtaining characteristic values of geotechnical parameters from ground investigation results

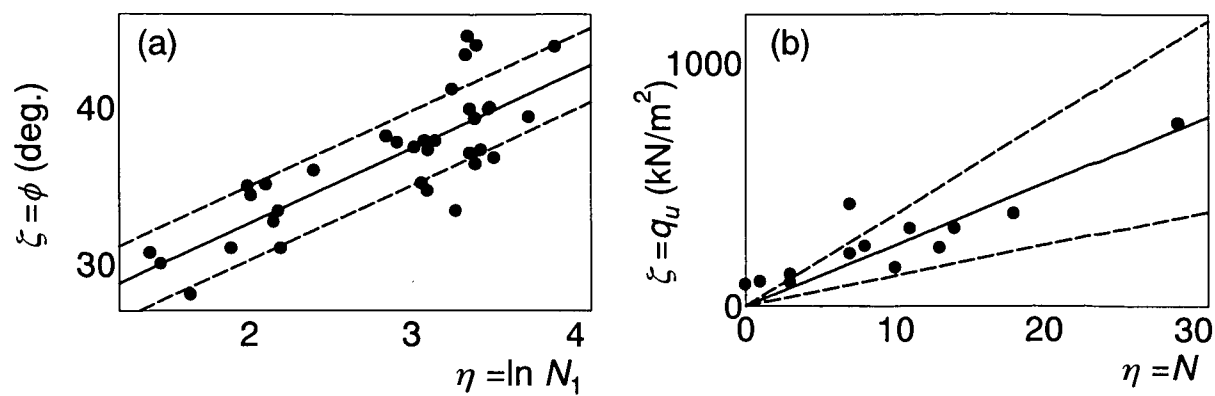


图 11.3 Examples of data distribution between SPT- $N$  value and  $\phi$  and between SPT- $N$  value and  $q_u$

### III 杭の鉛直支持力に関する特性値および設計値決定までの流れ

#### 1. はじめに

前章の 4. において、基礎の抵抗の評価は、載荷試験結果に基づいて行う場合と何らかのモデルを用いた計算に基づいて行う場合があることを述べた。さらに、計算に基づいて行う場合において計算に用いる地盤パラメータの特性値を決定するまでの手順を提案した。

ところで、我が国で最も使用頻度の高い基礎形式の一つである杭基礎の設計では、鉛直支持力の特性値の決定は載荷試験に基づくか、もしくは載荷試験結果データベースに基づき施工法別に作成される相関式（一般に「支持力推定式」と呼ばれる）を用いて行うことにされている。これは、鉛直支持力は地盤条件だけではなく杭の施工方法にも大きく依存するためである。このうち、現状では、現場載荷試験のみから鉛直支持力の設計値を設定することは稀であり、一般に支持力推定式に頼ることが多い。

建設コストの縮減や建設工事が環境へ与える影響を小さくすることが求められている現在、新しい杭の施工法の開発が活発である。開発された新工法をいち早く現場へと適用するためには、現場で載荷試験を行い、その結果に基づき鉛直支持力の特性値や設計値を設定する必要がある。しかし、その方法は一般化されておらず、鉛直支持力の特性値や設計値の設定において高度の技術判断を設計技術者に求めることになる。このため、設計技術者が新工法の採用を敬遠しかねない。そこで鉛直支持力の特性値、設計値の設定法の一般化が期待される。

本章では杭の鉛直支持力の特性値、設計値の設定法について、現場での載荷試験結果による場合と支持力推定式による場合の 2 つの場合について、それぞれ載荷試験結果、もしくは支持力推定式を用いて鉛直支持力の特性値および設計値を前章の図 II.2 の枠組みに沿って設定するフローを提案する。

#### 2. 杭の鉛直支持力の信頼性評価

杭の極限支持力  $R_u$  は、先端支持力  $R_{bu}$  と周面摩擦力  $R_{su}$  の合力として次式のように表現できる。

$$R_u = R_{bu} + R_{su} = q_d A_t + \sum_i f_i U_i L_i \quad (\text{III.1})$$

ここで、 $A_t$  は杭先端の断面積、 $U_i$ 、 $L_i$  は各土層の杭周長と杭長、 $q_d$  は先端支持力度、 $f_i$  は最大周面摩擦力度である。また、 $i$  は土層を表しており、以後の説明では簡素化のため、 $f_i$  は  $f$  と表現する。Eurocodes<sup>1),2)</sup> や AASHTO<sup>3),4),5)</sup> のような近年の限界状態設計法では、安全性の定量

的尺度である信頼性指標 $\beta$ に基づく部分係数を採用することを原則としている。 $R_u$ ,  $R_{bu}$ ,  $R_{su}$ の特性値をそれぞれ $R_{uc}$ ,  $R_{buc}$ ,  $R_{suc}$ としたとき、それぞれの設計値 $R_{ud}$ ,  $R_{bud}$ ,  $R_{sud}$ は部分係数を適用することにより次式で得られる。

$$R_{ud} = R_{bud} + R_{sud} = \frac{R_{buc}}{\gamma_b} + \frac{R_{suc}}{\gamma_s} \quad \text{もしくは} \quad (III.2)$$

$$R_{ud} = \frac{R_{uc}}{\gamma_t} \quad (III.3)$$

これらの部分係数は、コードキャリブレーションにより決定される。コードキャリブレーションとは、事前に設定された目標信頼性指標 $\beta_T$ に近づくように構造物が設計される部分係数を同定する作業である。信頼性指標は破壊確率と関連付けられており、抵抗と荷重効果の確率分布に依存している。抵抗 $R$ と荷重効果 $S$ の性能関数が $M=R-S$ で表現される単純な問題では、信頼性指標 $\beta$ は次式で定義できる。

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (III.4)$$

ここに、 $\mu_R$ ,  $\mu_Q$ は抵抗と荷重効果の平均値、 $\sigma_R$ ,  $\sigma_Q$ はそれぞれの標準偏差値である。

### 3. 不確定性を考慮した支持力の設計値の設定<sup>6),7),8),9),10)</sup>

道路橋示方書では、過去の載荷試験結果、および載荷試験現場の地盤調査から得られた地盤パラメータの相関関係を利用して、 $y=ax$ という式で $q_d$ と $f$ の推定式を表現している。ここに、 $y$ は $q_d$ や $f$ 、 $x$ は地盤調査で求められた地盤パラメータ、 $a$ は比例定数である。比例定数 $a$ は杭施工法と地盤種別に依存し、多くはどこの現場でも実施される標準貫入試験の $N$ 値との関係で作成される。道路橋示方書では、比例定数 $a$ は、 $(x, y)$ のデータ集合のばらつき、載荷試験数量、現行の安全率などを考慮した工学的判断で決定されている。

比例定数 $a$ の決定について、新しく開発された工法が、その技術が成熟するまでにたどる経路を見てみる。たとえば、中堀り杭が道路橋の基礎として採用されてきた経緯を見てみると<sup>11),12),13),14),15),16)</sup>、実績や載荷試験データ数が少ない初期段階では載荷試験データの下限に近い値を与える比例定数 $a$ が与えられている。これは、載荷試験データが少ないことに関する相関式の信頼性が反映された結果と考えられる。その後、実績や載荷試験データの増加に伴い載荷試験データの平均値に近い値を与える比例定数 $a$ が用いられるようになっていく。しかし、このような配慮を定量的に評価して行う方法は確立されていない。これを解決し、現在の道路橋示方書の安全率や支持力推定式が、どこに、どのような安全への配慮をどれだけ

見込んでいるのかを明らかにしなければ、せっかく良い工法が新しく開発されたとしてもすぐには設計に用いることができないことになる。したがって、本研究では、どこにどのような安全への配慮をどれだけ見込んでいるのかが明らかである杭の鉛直支持力の設計値の評価法を示すことを試みる。

当該地盤で実施された杭の載荷試験結果から、支持力の平均値を推定し、それをもとに設計値を設定する方法を示す。図Ⅲ.1の左側のフローが、その方法を示したものである。 $n$ 個の載荷試験から $n$ 個の極限支持力の計測値が得られたとする。他の理論や経験的な相関性は必要とせず、載荷試験の計測杭頭反力のみから支持力の値を得るので、 $R_u$  ( $q_d$  や  $f$  と置き換えてもよい) の計測値は導出値と同等なものである。本章では導出値からの特性値の評価において載荷試験の数量を考慮し、導出値を減じることにより特性値を算出する。例えば平均値の95%信頼水準(下限値)が特性値となるように係数 $\gamma_1$ を割り当てる。最後に、設計で確保すべき安全性余裕に基づいた部分安全係数(抵抗係数)  $\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t$  で特性値を除して設計値とする。

一方、過去のいくつかの載荷試験データベースから計算式を作成し、それを用いて設計する方法がある。これを本資料では「半経験的手法」と呼ぶものとする。この半経験的手法による場合のフローを図Ⅲ.1の右側に示す。基本的に地盤調査から地盤パラメータを求め、経験式を用いて支持力を算出する手法である。上述のように、道路橋示方書では、過去の載荷試験結果、およびそれと同じ現場で得られた地盤パラメータの相関関係を利用して、 $y = ax$  という式で  $q_d$  と  $f$  を表現している。いいかえれば、 $q_d$  と  $f$  の導出値は、確率モデルを用いて計測された地盤パラメータを変換することにより求められる。 $N$  値から  $f$  を推定する線形回帰式を推定することは、統計的見地からは載荷試験および地盤調査の計測値分布から確率モデルを推定することと同じである。相関式なのでどのような関数型でも用いることができるが、本研究では簡易的にこれまでどおりの  $y = ax$  という式を用いる。

ある杭種の  $a$  の値を統計的な方法で設定するときには、線形回帰式を  $y = a'x + \varepsilon$  とする必要がある。ここに、 $a'$  は回帰係数、 $\varepsilon$  は残差である。載荷試験のばらつきは残差  $\varepsilon$  の値に応じて設定される係数  $\gamma$  で考慮される。そして、データのばらつきを表す残差に加えて、載荷試験数によって線形回帰式の推定誤差が異なることも考慮される必要がある。たとえば、非常に多くの標本から母集団の確率モデルが推定されると、その平均値は母集団の平均値であるとみなされる。しかし、得られた標本が少ないと、推定された確率モデルに重大な偏りが生じる。このような数に依存した偏りを、ここではモデル係数  $\gamma_0$  で定量的に考慮する。なお、このモデル係数のことを文献<sup>7),8),9),10)</sup>では修正係数(modification factor)と呼んでいるが、同じ係数を指している。もちろん、このような偏りは試験数を増加することにより減じることができ、それはモデル係数  $\gamma_0$  の値にも反映される。

次に、特性値の評価においても、導出値の数を考慮することにする。単純に考えると、現場でのボーリング本数だけ地盤パラメータを得ることが可能であり、得られた地盤パラメー

タの数だけ  $q_d$  や  $f$  の導出値を得ることが可能である。そして、数が多くなれば、それだけ推定される支持力の信頼性も向上する。したがって、ここでも平均値の 95% 信頼水準を確保できるような係数  $\gamma_1$  を導入する。最終的に  $q_d$  と  $f$  の特性値から設計値を算出するときは、上述した載荷試験による方法と同様に部分係数を作用させる。

結局、図 III.1 の右側のアプローチである終局周面摩擦力度の設計値  $f_d$  は次のように表される。

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma}, \quad f_k = \frac{f_{ave}}{\gamma_1}, \quad f_{ave} = a\bar{x}, \quad a = \frac{a'}{\gamma_0} \quad (\text{III.5})$$

ここで、 $f_k$  は終局周面摩擦力度の特性値、 $a'$  は回帰式  $y = a'x + \varepsilon$  の回帰係数、 $\bar{x}$  は 1 本のボーリングにおける、ある土層の地盤パラメータ  $x$  の計測値の平均的な値である。また、 $\gamma$  は回帰式の残差  $\varepsilon$  を考慮した部分係数、 $\gamma_0$  は回帰式の推定誤差を考慮した係数（モデル係数）、 $\gamma_1$  はサイトから得られた計測値の数を考慮する係数である。設計過程では、支持力を直接計測するのではなく、地盤調査により得られた地盤パラメータの計測値をモデルによって鉛直支持力の導出値に変換するため、変換に伴う不確実性が生じる。そのため、ここではモデル係数と呼ぶ係数  $\gamma_1$  が導入される。なお、式 (III.5) ではキャリブレーション誤差と残差は互いに独立していると仮定する。一方、杭の周面摩擦力度の変動は同じ杭工法で施工されても計測された地盤パラメータに依存して異なるため、キャリブレーション誤差と残差の両者が地盤調査法により異なる。すなわち、係数  $\gamma_0$ 、 $\gamma_1$ 、 $\gamma$  は地盤調査法に依存していることになる。なお、杭の支持力そのもののばらつきも載荷試験結果のデータベースに反映されていることから、そのばらつきは  $\gamma$  によって考慮されていると考えることができる。

#### 4. 載荷試験結果に基づく設計値の設定方法<sup>6)</sup>

載荷試験結果に基づく場合には、支持力自体が計測値である。そして、特性値を得るための係数  $\gamma_1$  は計測値の数を考慮する。すなわち、導出値と計測値は同じものとし、鉛直支持力の導出値がある信頼水準を有する平均値の推定値となるように係数  $\gamma_1$  を設定する。計測された載荷試験結果は、統計的には標本値である。そこで、標本が異なれば、支持力の計測値の平均値も異なり、平均値も分布を持つ。そして、その分布のばらつきは標本の数に依存する。平均値の分布は、統計的に母集団の変動係数が未知なので、正規分布ではなく  $t$ -分布に従うことになる。したがって、次式で係数  $\gamma_1$  を設定する<sup>17)</sup>。

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 - V \cdot t_{\alpha; n-1} \cdot \sqrt{1/n}} \quad (\text{III.6})$$

ここに、 $t_{\alpha, n-1}$  は  $t$ -分布、 $V$  は標本の変動係数、 $(1-\alpha)$  は信頼水準、 $n$  は載荷試験数である。本来なら標本の変動係数  $V$  は載荷試験結果から求めるべきであるが、本研究では一般的な杭種の変動係数  $V$  を 0.05 と仮定する。一般的に同一サイトの載荷試験から求められた鉛直支持力のばらつきは、線形回帰式などの半経験的方法に基づいた推定値のばらつきよりも小さいと考えられる。これは、半経験的手法に用いている支持力推定式のデータが全国各地の異なるサイトのデータを収集したデータベースに基づいているからである。後述する表Ⅲ.3 に既存工法の載荷試験データの変動係数が示されているが、ここで仮定した 0.05 という値は表Ⅲ.3 の値よりも若干小さめにしており、大きな間違いではない値と考えられる。なお、現場での載荷試験計測値の変動係数がわかれば、それを代入すればよい。一例として、信頼水準 0.95 ( $\alpha=0.05$ ) のときの係数  $\gamma_1$  を表Ⅲ.1 に示す。

ところで、次節で検討する半経験的手法による場合は、支持力推定式を介して支持力を推定するため、支持力の導出値の変動は計算モデルに代入する地盤パラメータの計測値の変動の影響も受ける。その結果、支持力の導出値の変動は、載荷試験により求まる支持力計測値の変動と異なると考えられる。したがって、後述の半経験的手法による場合とここで検討している載荷試験による場合のそれぞれの場合で用いる係数  $\gamma_i$  の値は、それぞれの場合で用いる計測値のばらつきを考慮できるように異なった計算法で算出する。

最後に、安全性余裕の目標値を満足するように抵抗係数である部分係数  $\gamma_i$  を決定する。ここでは、FORM<sup>18)</sup> を適用して目標信頼性指標  $\beta_i$  を満足するように、次式により確率変数  $X_i$  の部分係数  $\gamma_i$  を求める。

$$\gamma_i = \frac{1}{1 - \alpha_i \beta_T V_i} \quad (\text{III.7})$$

ここに、 $V_i$  は  $X_i$  の変動係数であり、 $X_i$  は正規分布を仮定している。一例として、 $V_i=0.05$  と  $\beta_T=3.0$  としたときの部分係数  $\gamma_i$  を表Ⅲ.2 に示す。確率変数  $X_i$  は、杭に作用する上部工などの死荷重、車両の活荷重、地震時の慣性力、さらに杭先端支持力と杭周面摩擦力を想定している。また、 $\alpha_i$  は  $X_i$  が信頼性指標に与える感度である。ここで、地震動は供用期間中に 1, 2 度発生するとみなした水平震度 0.2 程度の中地震を対象としている。なお、感度  $\alpha_i$  はいくつかの既存の橋梁基礎からのキャリブレーションにより概算した結果を参考に、それぞれ 0.70 と 0.50 と仮定した。

## 5. 半経験的方法を用いた設計値の設定方法<sup>7),8),9),10)</sup>

本検討では一例として杭周面摩擦力度  $f$  を取り上げる。場所打ち RC 杭 (Cast-in-place RC Concrete Pile, CCP) と打込み鋼管杭 (Steel Pipe Pile, SPP) の載荷試験から求められる杭の周面摩擦力度と  $N$  値の関係については、非常に多くのデータが集められている<sup>16)</sup>。載荷試験か

ら得られる確率モデルは、 $f$  と  $N$  値の 2 変量確率分布として最尤法により推定される。表 III.3 に回帰分析結果を示す。ここで、 $\bar{N}$  は  $N$  の平均値、 $\bar{f}$  は  $f$  の平均値、 $r$  は相関係数、 $V = \varepsilon / \bar{f}$  は変動係数である。一例として、砂質土における SPP の確率分布を図 III.2 に示す。

図 III.2 より、 $f$  と  $N$  値には正の相関関係があることがわかる。このような関係から、回帰分析により線形回帰式を推定することになる。しかし、裏返せば、図中の点で示された载荷試験結果は、コンターで示された同時確率密度関数から得られた標本とも見なせる、そして、同じ標本数でも異なる標本も想定される。このように標本の選び方で線形回帰式がばらつくことから、このようなばらつきを統計的推定の不確定性として評価する。

すなわち、用いた载荷試験数  $m$  が非常に大きいとすると、 $a_m$  は母集団の回帰係数と仮定できる。限られた標本数に基づく回帰係数は、母集団の回帰係数とは異なり変動する。このような 2 変量確率分布からの回帰係数の変動特性は、各標本データから勾配  $a_i$  を求め、それを  $t$ -分布として評価することとは異なってしまう。

そこで、Efron<sup>19)</sup>によって提案されたブートストラップ法を用いてこのような変動を評価する。 $m$  個の標本データから推定された母集団のモデルに対し、データ数と同じ数の擬似標本を乱数を用いて繰り返し発生させ、標本数に起因する偏りをキャリブレーション誤差として評価する。具体的な手順を以下に示す。

- (1) 母集団の確率分布を  $f$  と  $x$  の 2 変量正規確率分布とみなし、 $m$  個の载荷試験データから最尤法を用いて確率モデルを設定する。
- (2) (1)で得た確率モデルより、任意に  $(f, x)$  の組み合わせを  $z$  個得る。言い換えれば、疑似的に  $z$  個の载荷試験結果を得る。
- (3) (2)で得た  $z$  個の疑似载荷試験データ群より回帰式  $f = a'_z x$  を算定する。ここに、 $a'_z$  は  $z$  個の  $(f, x)$  サンプルから得られる一個の回帰係数を表す。
- (4) (2), (3) を  $n$  回行う。本研究では  $n=1000$  とした。
- (5)  $n$  個の回帰係数  $a'_z$  の統計解析を行う。

図 III.3 に打込み鋼管杭の载荷試験データの分布（载荷試験データ数  $m=49$ ）および  $z$  が 3, 5, 10 のときの回帰係数  $a'_z$  の片側 95%信頼区間に対応する  $f = a'_z N$  を示す。また、図 III.3 中の実線は载荷試験から求まる単純な線形回帰式  $f = a_0 N$  を表している。図 III.3 から、 $z$  が大きくなると回帰係数のばらつきが小さくなる様子がわかる。これは母集団の回帰係数の推定値の信頼性が载荷試験結果数に応じて向上している様子を表している。したがって、回帰係数の信頼性を信頼区間で考慮すれば、载荷試験データ数に依存した信頼性が考慮された支持力推定式が得られる。

そこで、载荷試験データ数が  $m$  個あるときは  $m=z$  として上記の手順(1)から(5)に従って  $f-x$  関係の回帰式の信頼性を検討し、片側 90 %や 95 %などの安全側の回帰係数  $a_m''$  を用いた式を支持力推定式とすることを提案する。すなわち、式(III.5)の  $a$  を  $a_m''$  にする。これによって、データ数に依存せず一定の安全性が保証された支持力推定式が作成される。この

場合、 $a=a'/\gamma_0$ を用いることなく直接に式 (III.5) の  $f_k=ax_k$  を求めることができる。なお、提案法は、 $f-x$  関係の『平均値』の信頼区間を検討しているものであり、 $f-x$  関係そのものの信頼区間を検討しているものではないことに注意する。

ところで、ブートストラップ法は使いやすい手法であるが計算労力を要する。そこで、簡便化した方法として、ブートストラップ法による信頼性解析を行う代わりに式(III.5)に示すモデル係数 $\gamma_0$ を用いて $a$ を決定することにする。モデル係数 $\gamma_0$ は地盤種別および支持力推定式に含まれる地盤パラメータの種類に依存するものとして、次式から求めるものとする。

$$\gamma_0 = a'/a'' \quad (III.8)$$

ここで、 $a''$  はブートストラップ法の擬似載荷試験から得られた回帰係数(標本の平均値)の、ある信頼水準の下限値である。モデル係数は杭の施工法に依存する可能性もある。しかし、使用された杭の施工品質が確認され、現在の道路橋示方書<sup>11)</sup>で採用されている工法と同等以上の施工品質が確保されることが保証できるならば、杭の応答の不確実性は工法に依存せず、従来工法と同程度、もしくはそれ以下であると仮定できる。したがって、杭の施工品質を保証することにより、たとえば新しい工法により施工された杭であったとしてもモデル係数は杭施工法に依存せず適用可能と考えられる。

95%信頼水準を仮定したときに得られた $\gamma_0$ を図III.4に示す。 $\gamma_0$ は杭施工法に依存せず、地盤種別に依存する傾向を示している。したがって、モデル係数の値と載荷試験数の関係は、施工品質が従来工法と同程度以上である限り、杭種に依存しないという仮定が妥当であることが分かる。また、載荷試験数が20以上あるとき、地盤種別により1.20と1.50に収束する傾向があることがわかる。したがって、たとえば載荷試験数が20や30以上であれば、有限個数の載荷試験から得られた回帰式であっても非常に多くの載荷試験結果からの回帰式と等しい信頼水準を有していると考えて良い。

また、載荷試験データのばらつき $V_f$ は、地盤調査から求められる地盤パラメータのばらつきに依存する。ある杭工法とある地盤調査法に対して載荷試験データが集められたとき、そのデータ分布の広がり地盤調査法の品質に依存することになり、地盤調査方法の差がモデル係数に反映されることになる。

このモデル係数による手法はきわめて実務的なものであり、特に新工法を現場にて採用する時に役立つものである。すなわち限られた過去の載荷試験データから杭の支持力算定式を提案でき、それが事前の現場載荷試験を行うこと無しに杭の諸元を決定することを可能にする。さらに、新工法の開発者にとっては、施工後の確認載荷試験を行った結果を積み重ね、データ数を増やしていくことで、支持力推定式がさらに合理的なものに改善されていくというメリットがある。たとえば、日本建築センターの「建築基準法施行規則第1条の3第1項の認定に係わる性能評価業務方法書」<sup>20)</sup>には、既に本手法の概念が導入されている<sup>21)</sup>。今後、道路橋杭基礎の設計に関しても新工法の技術開発を促進し、かつ開発された工法の現場への速やかな適用をはかるためには、公共事業への適用に適した形の技術審査方法の仕様書を策

定し、発注機関と開発者に明確な性能の判断基準や技術開発目標を与えることが必要である。

次に、係数 $\gamma_1$ について検討する。係数 $\gamma_1$ は、地盤調査や室内試験で得られた地盤パラメータ $x$ の数に依存する。そこで、杭の周面抵抗の特性値が、周面摩擦力度の平均値のある信頼水準 $x$ の数に応じた係数 $\gamma_1$ を与えることにする。今、周面摩擦力度は $x$ の1次式により得られる。そこで、 $\bar{x}$ として、 $x$ の平均値のある信頼水準に対応する値を用いることにすればよい。結局、係数 $\gamma_1$ は式(III.5)の次式で求められる<sup>17)</sup>。

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 - V \cdot \Phi^{-1}(1 - \alpha) \cdot \sqrt{1/n}} \quad (\text{III.9})$$

ここで、 $(1 - \alpha)$ は信頼水準、 $V$ は杭鉛直支持力の回帰式の変動係数、 $n$ は地盤パラメータの計測値の数である。回帰分析の残差 $\varepsilon$ に基づき、砂質土と粘性土における杭支持力の回帰式の変動係数は一般的な杭施工法では表III.3に基づきそれぞれ $V_{\text{sand}}=0.08$ と $V_{\text{clay}}=0.12$ であると仮定すれば、たとえば95%信頼性水準に対応する係数 $\gamma_1$ は表III.4のようになる。

係数 $\gamma$ の値は、載荷試験に基づく場合と同様の手順で求めることができる。たとえば、感度係数 $\alpha$ の値は表III.2と同じと仮定し、さらに $\beta_T = 3.0$ を仮定したときに求まる部分係数を表III.5に示す。ここで、厳密に言えば、半経験的手法による場合は地盤パラメータの計測値のばらつきと計算モデルのばらつきの間で誤差伝播を考慮することが必要となり、回帰式の残差 $\varepsilon$ と地盤パラメータ $x$ のばらつきの重ねあわせを考慮することが必要になる。しかし、ここでは簡単のため残差 $\varepsilon$ だけを考慮した。杭の打設に伴う土のみだれや土と杭の間のゆるみが大い場合には、載荷試験結果の回帰式の幅を広がり、残差を大きなが、それらは係数 $\gamma$ に反映される。

## 6. 地盤調査方法選択の重要性<sup>7)</sup>

載荷試験結果と地盤パラメータの集合のばらつきは、地盤調査の計測値から得られる地盤パラメータのばらつきを反映する。そこで、半経験的手法のように相関式を用いる方法では、 $x$ のばらつきが少ない地盤調査方法を用いることにより $\gamma_0$ や $\gamma$ の値は小さくなる。例を示す。鋼管ソイルセメント杭の載荷試験データのうち、同じ粘性土層において標準貫入試験の $N$ 値と一軸圧縮強度 $q_u$ の両者が得られているデータがあった。それらの粘性土層における $f - N$ 、 $f - q_u$ 関係を図III.5に示す( $m=14$ )。変動係数 $V$ の値は、 $N$ 値による場合は0.182、 $q_u$ 値による場合は0.105である。そして、片側信頼区間95%に対応する $\gamma_0$ をブートストラップ法を用いて算出すると、 $N$ 値による場合は1.41、 $q_u$ 値による場合は1.19になる。したがって、 $\gamma$ の値が調査方法によらず同一である場合であっても、 $f$ の特性値は、 $q_u$ 値による場合は $N$ 値による場合よりもおよそ2割大きくなる。

さらに、 $\gamma$ についても、感度係数 $\alpha_i$ を0.5、目標信頼性指標 $\beta_i$ を3.0と仮定したときに求ま

る値は、 $N$  値による場合は 1.38,  $q_u$  値による場合は 1.19 と求まる。ここでも、ばらつきの小さい地盤調査方法を用いた方が有利な設計支持力が得られるという結果になる。 $\gamma_0$  と  $\gamma$  の両者の値を式 (III.5) に代入すると、 $f_d$  の値は、 $N$  値による場合に比べて  $q_u$  値による場合はおよそ 4 割程度大きくなることが分かる。

さらに、支持力推定式は  $q_u$  値に基づくものを基本にし、地盤調査では各種地盤調査方法による調査結果から前章の図 11.2 のフローに従って  $q_u$  値を推定し、基本とした支持力推定式を用いるものとしよう。 $N$  値から  $q_u$  値を推定する場合には、前章 II.4 (2) によれば  $N-q_u$  の相関式から得られる  $q_u$  値を約 0.5 倍する必要があった。したがって、前章 II.6 で示したように、部分安全係数は直接的な方法により地盤パラメータを推定した場合である  $q_u$  値に基づく場合を前提としてキャリブレーションしておけばよいことになり、前章で提示した部分安全係数設計法の基本的な枠組みで処理できることとなる。

著者らが 2000~2001 年に ISSMGE TC23 と共同で行った「地盤定数設定の実態に関するアンケート調査」の結果<sup>22), 23)</sup>によれば、日本の設計者は粘性土地盤中の杭の周面摩擦力の推定を標準貫入試験結果から行っている事例が最も多い一方で、理想としては一軸圧縮試験を活用したいと回答している。これは、杭が用いられる地点に多い軟弱な粘性土の調査方法として、標準貫入試験は適さないことが知られているためである。提案する支持力推定式の設定法を実用化したとき、標準貫入試験に加えて一軸圧縮試験も行うことが実際の設計結果を合理的にすることから、設計者はより理想的な地盤調査方法を選択するようになる。したがって、信頼性に基づく部分安全係数設計法を導入することで、より合理的な設計がなされることが期待できる。世界的に構造物の設計は部分安全係数設計法によることが主流に成ってきており、またそれは ISO2394<sup>24)</sup> (構造物の信頼性に関する一般原則) でも求められている。世界の潮流に適合させるためというだけでなく、アンケート結果や本研究の成果は道路橋示方書の部分安全係数設計法への移行を支持するものである。そこで、平成 14 年に改訂された道路橋示方書<sup>1)</sup>では今後の合理的な支持力推定式の提案につながるように、設計支持力を評価するために載荷試験を行う場合には、粘性土地盤では標準貫入試験に加えて乱さない試料による一軸圧縮試験や静的コーン貫入試験等を実施することが望ましいことが記載された。

## 7. ユーロコード 7 との比較

本章では、ユーロコード 7 で考慮されている杭基礎に関する各種部分係数の考え方<sup>25)</sup>を概観し、本研究における部分係数の考え方と比較する。

ユーロコード 7 における設計の流れを図 III.5、III.6 に示した。図 III.5 はサイトで実施された載荷試験結果を設計に反映させる場合の手順であり、本章の 4. に、また図 III.6 は地盤調査結果を用いた半経験的方法による場合の手順であり、同 5. にそれぞれ対応する。ユー

ロコード 7「杭基礎」で取り扱っている不確定性とそれに対する係数は、基本的に

- 1) 支持力式の不確定、キャリブレーション係数にて考慮される (calibration factor,  $\gamma_{cal}$ ・モデル係数とも呼ばれるが、本研究にて先に提案したモデル係数 $\gamma_0$ と区別するためにキャリブレーション係数 $\gamma_{cal}$ と呼ぶ)。
- 2) サイトにおける杭支持力の空間的不確定 (空間分布) で、相関係数 (correlation factor,  $\xi$ ) にて考慮される。
- 3) その他の様々な不確定性に関して、荷重側の分布形と抵抗側の分布形の関係から決定される部分安全係数 (周面  $\gamma_s$ , 先端  $\gamma_b$ , 全体  $\gamma_t$ )。

の 3 種類に分類される。なお、ユーロコード 7 では、特性値に対して適用されるもののみ部分係数と呼ばれ、特性値を得るまでに考慮される係数は部分係数とは呼ばれないようである。図 III.5 は原位置で実施した載荷試験結果を設計に適用するものであるから、相関係数 $\xi$ と部分係数 $\gamma$ の 2 種類だけを考慮する。半経験式を用いる図 III.6 では、これにキャリブレーション係数 $\gamma_{cal}$ が加わる。ところで、ユーロコード 7 での導出値から特性値への低減は、サイトにおける空間分布の不確定性のためであることに留意しておく必要がある。そのための係数が $\xi$ である。前章までに述べてきた本研究での特性値の評価では、この要素は考慮されていない。

さて、上記のユーロコード 7 における係数を、一つずつ、本研究での係数と比較する。まず、載荷試験結果を設計に生かす場合の両者の係数  $\xi$  と  $\gamma_t$  を比較する。ユーロコード 7 では載荷試験結果自体は真値と考えており、係数 $\xi$ はサイトにおける杭支持力の空間的不確定 (空間分布) を表すものである。これは載荷試験数に依存すると考えられており、“変動係数  $V$  が既知” の 95%信頼水準から載荷試験数依存の係数 $\xi_1$ を算出する。この算定式は下式による。

$$\xi_1 = \frac{1}{1 - 1.645 \cdot V \sqrt{\frac{1}{n}}} \quad (\text{III.10})$$

ここに、 $V$  は載荷試験による杭支持力の変動係数、 $n$  は載荷試験の数量である。

式(III.10)と式(III.6)の違いは変動係数  $V$  を既知とするか未知とするかであり、その結果前者は正規分布、後者は  $t$ -分布に従うことになる。また、ユーロコード 7 の変動係数  $V$  が 0.10～0.15 程度と推測されるのに対して本研究では 0.05 (信頼水準はともに 0.95 で同じ) と設定している点も異なっている。前者の 10～15% という値の推測根拠は巻末の参考資料 II を参照されたい。後者は後述する半経験的方法における変動係数 (砂 0.08, 粘土 0.12) との相対的な大きさから載荷試験の不確定性を 0.05 とやや小さく仮定している。なお、後者では空間分布の不確定性については言及していないことは先に述べた。

次に、半経験的方法を用いた場合のキャリブレーション係数 $\gamma_{cal}$ とモデル係数 $\gamma_0$ を比較する。キャリブレーション係数という概念はユーロコード 0 (Basis of structural design)<sup>1)</sup>での定義のもとユーロコード 7 にも記述されているが、その目安値は与えられていない。これは、ユーロコード 7 が杭の支持力推定式を特定していないことによる。キャリブレーション係数の定

義は式(III.11)に示す通りであり、ベイズの方法 (ISO2394<sup>24)</sup>, D.5.3 参照, 事前情報なしの事前分布) と呼ばれている。

$$\gamma_{\text{cal}} = \frac{1}{r_{R,5\%}} \quad (\text{III.11})$$

$$r_R = \frac{R_{\text{measured}}}{R_{\text{estimated}}} \quad (\text{III.12})$$

ここに、 $R_{\text{measured}}$  と  $R_{\text{estimated}}$  はそれぞれ支持力の実測値と推定値、 $r_{R,5\%}$  は  $r_R$  の 5% フラクタイル値であり、次式で与えられる。

$$r_{R,5\%} = r_{\text{mean}} \times \left[ 1 - V \cdot t_{n-1}^{5\%} \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \right] \quad (\text{III.12})$$

ここに、 $V$  は  $r_R$  の変動係数、 $n$  は半経験式を作成したときの載荷試験数、 $t_{n-1}^{5\%}$  は  $t$ -分布による 5% フラクタイル値 ( $n$ : 載荷試験数,  $n-1$ : 自由度数) である。一方、本研究のモデル係数は 5. で述べたように、ブートストラップ法での確率モデルによる 95% 信頼水準を用いて式 (III.8) から得られている。

半経験的方法による場合には、支持力式の不確定性を表す係数  $\gamma_{\text{cal}}$  と  $\gamma_0$  のほかに、係数  $\xi$  と  $\gamma_1$  が必要となる。これらの係数の算出式はそれぞれ式(III.10)、および式(III.9)であるが、ユーロコード 7 と本研究ではそれぞれに一工夫がなされている。まず、ユーロコード 7 の場合の係数  $\xi$  値を表 III. 7 に示した。ここで、測定値の数 (Number of measured values) とは載荷試験数、または地盤調査数をいい、 $\xi_1$  は現場載荷試験による場合、 $\xi_3$  は地盤調査結果を用いた半経験的方法による場合に適用されるものである。両者ともサイトの杭支持力の空間分布による不確定性を考慮したものであり、本来ならば同じ式(III.10)から得られる  $\xi_1$  と  $\xi_3$  は同じ値になるべきところである。しかし、表 III. 7 から分かるように試験数、または地盤調査数が増えるにしたがいその差が大きくなっており、半経験的方法が現場載荷試験に比べて不確定性が大きいという工学的判断が数値に付与されている。こういった判断は本研究でも考慮されている。すなわち、同じ式(III.6)と式(III.9)において、その式に入力する載荷試験の不確定性を表す変動係数が前者では 0.05、後者では砂 0.08、粘土 0.12 (信頼水準はともに 0.95) と後者の不確定性が前者より大きいという工学的判断をしている。ただし、ユーロコード 7 がその設定根拠が不明である数値の違い (参考資料 II 参照) であるのに対して、ここでは式の中の変動係数値を変えろという手段によっている分だけ透明性が高い。

最後に、部分係数について比較する。本研究にて提案した方法 (表 III. 6) では、現場載荷試験と半経験的方法に対して、同じ抵抗係数を特性値に作用させていることが特徴である。ユーロコード 7 での部分係数値を示した表 III. 8 でも、半経験的方法における先端と周面の支持力と載荷試験法の全体支持力に対する抵抗係数を示しているが、それらもほぼ同様の部分係数を取り入れている。ここで、部分係数の値自体は、荷重組み合わせとして考慮した荷重の種類や目標信頼性指標の値にも依存するため、比較は行わない。

## 8. まとめ

杭の載荷試験の数量とばらつきを考慮して、杭の鉛直支持力の特性値、設計値を設定する方法を提案した。提案手法では、どのような安全性への配慮を、どこに、どれだけの余裕度で見込んだのかが明らかにされる。その結果、設計者が意図した適切な安全性余裕を杭の設計照査式の中に部分係数として導入することにより確保することができる。本研究では、杭の載荷試験のばらつきと地盤調査法の統計に基づく品質を考慮した。さらに提案する手法における部分係数をユーロコード7の設計法における部分係数と比較した。

提案手法では、杭の鉛直支持力の特性値、設計値の設定に関して、載荷試験のみに基づく場合と、半経験的手法にのみ基づく場合を検討した。しかし、実際には、半経験的手法と載荷試験結果に基づく場合や、また現場載荷試験結果からその現場のみに適用する支持力推定式を作成する場合のように、両手法を混合する場合が想定される。これらについても、今後、鉛直支持力の特性値、設計値の設定方法を開発する必要がある。

また、ここでは半経験的手法による場合には、杭の周面摩擦力度の特性値と設計値を決定する方法を例題とした。しかし、提案するフローは、先端支持力度の特性値、設計値の決定にも適用できるものである。その場合には載荷試験データの整理法に注意が必要である。標準貫入試験においては、 $N$  値が 50 をこえる場合には調査を打ち切ることがよく行われる。そして、載荷試験データの整理を行う際には  $N$  値を 50 として整理している事例がほとんどである。その結果、 $N$  値が 50 以上になる場合のデータが  $N=50$  の直線上に分布してしまうことから相関が無くなり、推定式の設定が難しくなる。さらに、 $N$  値が 50 以上になる場合には、地盤条件が支持力度に反映されない。 $N$  値を用いる場合には、 $N$  値が 50 以上の地盤であっても換算  $N$  値により地盤条件を特徴づけられると考えられるため、試験結果をまとめる際には換算  $N$  値を算出しておくことが望ましい。ここに、換算  $N$  値とは、50 回打撃時の貫入量から、30 cm 貫入するために必要な打撃回数を逆算した値である。したがって、先端支持力度についても今後検討が可能になるように、2002 年版の道路橋示方書<sup>11)</sup>では、 $N$  値が 50 以上の層においては換算  $N$  値を整理することが望ましいことが解説されている。

## 参考文献

- 1) BSI: BS EN 1990: Eurocode - Basis of structural design, 2002.
- 2) CEN/TC250/SC7: *prEN1997 Eurocode 7, Geotechnical design Part 1 General rules* (stage 49), 2003.
- 3) AASHTO: *LFRD Bridge design specifications: Customary US Units Second Edition*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC., 1998.
- 4) Barker, R., Duncan, J., Rojiani, K., Ooi, P., Tan, C., and Kim, S.: *Manuals for the design of bridge*

- foundations*, NCHRP Report 343, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC., 1991.
- 5) Paikowsky, S.: *Load and resistance factor design (LRFD) for deep foundations*, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC., 2002.
  - 6) 鈴木 誠, 白戸真大, 松井謙二: 杭の鉛直支持力に関する部分係数のキャリブレーション, 第5回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム (JCROSSAR2003: The Fifth Japan Conference on Structural Safety and Reliability), A 論文, pp. 926-932, 2003.
  - 7) Shirato, M., Suzuki, M., Matsui, K., and Fukui, J.: Design formula for the shaft resistance of a pile considering both the number and variability of load test data, *Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering* (Eds. Der Kiureghian, Madanat, and Pestana), ICASP 9, California, USA, pp. 1385-1392, Millpress, Rotterdam, 2003.
  - 8) Shirato, M., Suzuki, M., Matsui, K., and Fukui, J.: Modification factor for pile resistance considering both number and variability, *LSD2003: International Workshop on Limit State design in Geotechnical Engineering practice*, Cambridge, Massachusetts, CD-ROM, ISSMGE TC23, 2003.
  - 9) 白戸真大, 福井次郎, 西谷雅弘: 載荷試験データ数とばらつきを考慮した杭の鉛直支持力推定式, 土木技術資料, Vol. 43, No. 7, pp. 40-45, 2001.
  - 10) 白戸真大, 鈴木誠, 松井謙二: 載荷試験数を考慮した杭の支持力推定式の検討, 第45回地盤工学シンポジウム, 地盤工学会, pp. 205-210, 2000.
  - 11) 日本道路協会: 道路橋示方書 IV 下部構造編, 2002.
  - 12) 日本道路協会: 道路橋示方書 IV 下部構造編, 1990.
  - 13) 日本道路協会: 道路橋示方書 IV 下部構造編, 1980.
  - 14) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 1992.
  - 15) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 1986.
  - 16) 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第2919号, 1991.
  - 17) Ang, A. H-S. and Tang, W. H.: *Probability concepts in engineering planning and design*, Vol.1, John Wiley & Sons, 1975.
  - 18) Ditlevsen, O. and Madsen, H.O.: *Structural reliability methods*, John Wiley & Sons, 1996.
  - 19) Efron, B.: Bootstrap methods: Another look at the jackknife, *Annals of Statistics*, Vol. 7, pp. 1-26, 1979.
  - 20) 日本建築センター: 建築基準法施行規則第1条の3第1項の認定に係わる性能評価業務方法書, <<http://www.bcj.or.jp/src/hyotei12.html>>.
  - 21) 桑原文夫: 日本建築センターにおける杭の支持力性能評価方法, 基礎工, Vol. 31, No. 9, 2003.

- 22) Shirato, M., Matsui, K., and Fukui, J.: Present situation regarding ground investigations and the determination of geotechnical parameters in Japan, *Proc. of International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonization and Performance Based Design* (eds. Honjo et al.), Kamakura, Japan, pp. 237-243, Balkema, 2002.
- 23) Orr, T.L.L., Matsui, K., and Day, P.: Survey of geotechnical investigation methods and determination of parameter values, *Proc. of International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonization and Performance Based Design* (eds. Honjo et al.), Kamakura, Japan, pp. 227-235, Balkema, 2002.
- 24) ISO: ISO2394, General principles on reliability for structures, 1998.
- 25) Bauduin, C.: Design procedure according to Eurocode 7 and analysis of test results, *Proc. of the Symposium Screw Piles: Installation and design in stiff clay*, Rotterdam, pp. 275-303, Balkema, 2001.

表 III. 1 Partial factors  $\gamma_1$  based on the number of pile load tests

| $n$        | 2    | 3    | 4    | 5    | 10   | 20   |
|------------|------|------|------|------|------|------|
| $\gamma_1$ | 1.29 | 1.09 | 1.06 | 1.05 | 1.03 | 1.02 |

表 III. 2 Resistance factor (partial safety factor)

| situation | $\alpha_i$ | $V_i$ | $\gamma_i$ |
|-----------|------------|-------|------------|
| normal    | 0.70       | 0.05  | 1.12       |
| seismic   | 0.50       |       | 1.08       |

表 III. 3 Results of regression analyses

| pile | soil | $n$ | $\bar{N}$ | $\bar{f}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $a_m$ | $\varepsilon$ | $\rho$ | $V = \varepsilon / \bar{f}$ |
|------|------|-----|-----------|--------------------------------|-------|---------------|--------|-----------------------------|
| CCP  | sand | 75  | 21.593    | 87.261                         | 4.503 | 6.332         | 0.711  | 0.073                       |
|      | clay | 59  | 5.051     | 58.190                         | 9.175 | 6.846         | 0.291  | 0.118                       |
| SPP  | sand | 49  | 24.959    | 61.799                         | 2.100 | 4.904         | 0.554  | 0.079                       |
|      | clay | 67  | 8.530     | 46.352                         | 3.059 | 5.011         | 0.277  | 0.108                       |

表 III. 4 Partial factors  $\gamma_0$  based on the number of static pile load tests

| Pile | soil | number of pile load tests |      |      |
|------|------|---------------------------|------|------|
|      |      | 5                         | 10   | 20 < |
| CCP  | sand | 1.70                      | 1.50 | 1.20 |
|      | clay | 2.30                      | 1.90 | 1.50 |
| SPP  | sand | 1.50                      | 1.40 | 1.20 |
|      | clay | 2.20                      | 1.80 | 1.50 |

表 III. 5 Partial factors  $\gamma_1$  based on the number of geotechnical parameters

| soil | # of measured values of geotechnical parameters |      |      |      |      |      |
|------|-------------------------------------------------|------|------|------|------|------|
|      | 1                                               | 2    | 3    | 5    | 10   | 20   |
| sand | 1.15                                            | 1.10 | 1.08 | 1.06 | 1.04 | 1.03 |
| clay | 1.25                                            | 1.16 | 1.13 | 1.10 | 1.07 | 1.05 |

表 III. 6 Resistance factor (partial safety factor)

| soil | situation | $\alpha_i$ | $V_i$ | $\gamma_i$ |
|------|-----------|------------|-------|------------|
| sand | normal    | 0.70       | 0.08  | 1.20       |
|      | seismic   | 0.50       |       | 1.14       |
| clay | normal    | 0.70       | 0.12  | 1.34       |
|      | seismic   | 0.50       |       | 1.22       |

表 III. 7 Correlation factors  $\xi_1$ ,  $\xi_3$  in Eurocode

|         | Number of measured values |      |      |      |      |      |
|---------|---------------------------|------|------|------|------|------|
|         | 1                         | 2    | 3    | 5    | 10   | 20   |
| $\xi_1$ | 1.40                      | 1.30 | 1.20 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| $\xi_3$ | 1.40                      | 1.35 | 1.33 | 1.29 | 1.25 | 1.20 |

表 III. 8 Resistance factors in Eurocode 7

|              | $\gamma_b$ | $\gamma_s$ | $\gamma_t$ |
|--------------|------------|------------|------------|
| Driven piles | 1.3        | 1.3        | 1.3        |
| Bored piles  | 1.6        | 1.3        | 1.5        |
| CFA piles    | 1.45       | 1.3        | 1.4        |

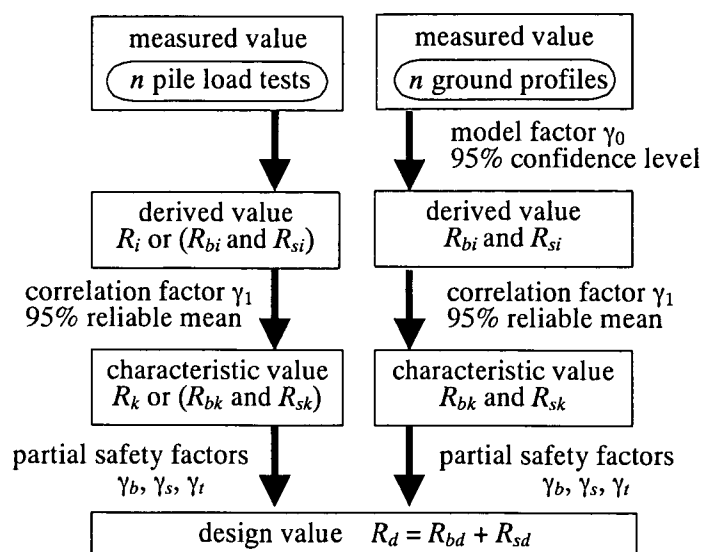


图 III . 1 Procedure for the design of piles using static pile load tests or semi-empirical methods

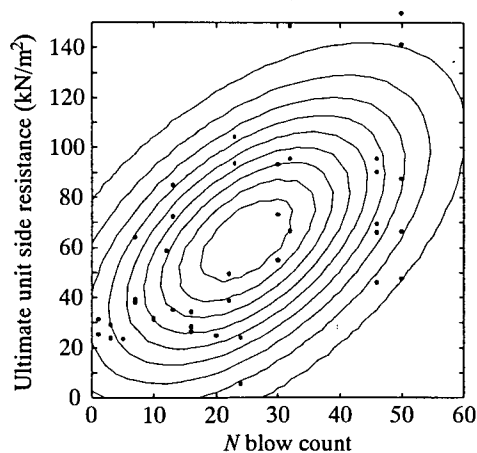


图 III . 2 Pile load test data and its probabilistic model  
(SPP in sand subsoil layers)

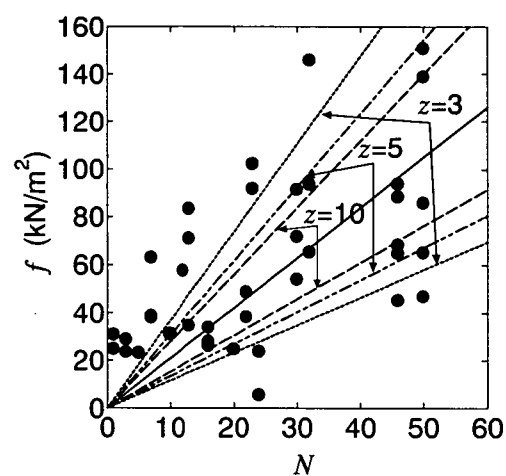


图 III. 3 Confidence interval of 95% one-sided  
(SPP in sand subsoil layers)

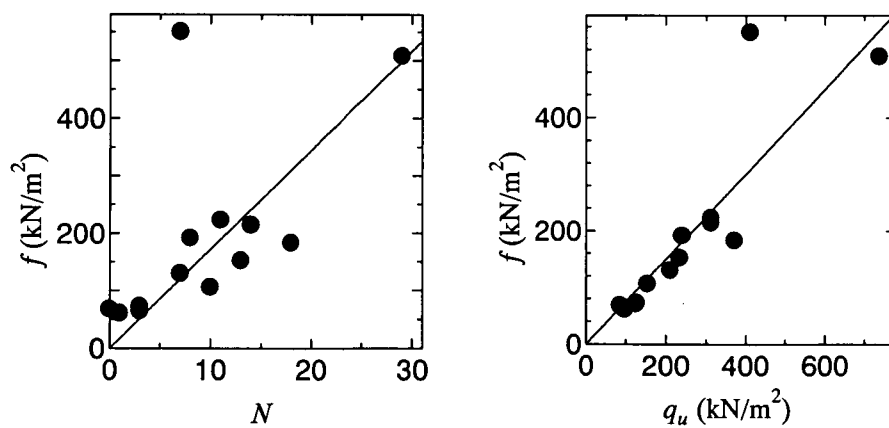


图 III. 4 Difference of variables of data set depending on ground investigation method  
(ultimate shaft resistance of steel pile-soil mixing cement pile)

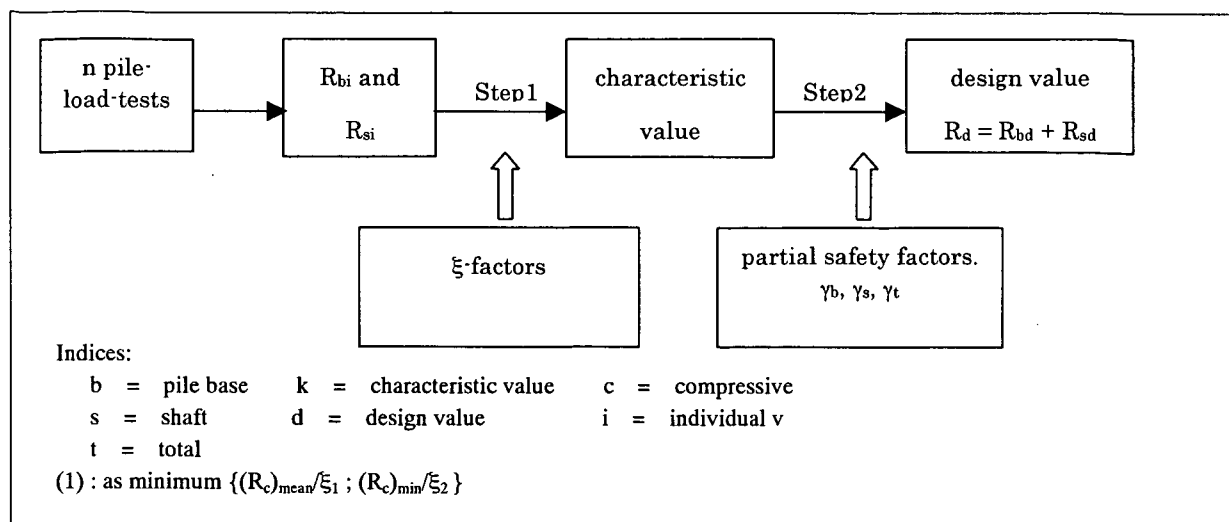


图 III . 5 Procedure for the design of piles from static pile load tests and partial factors

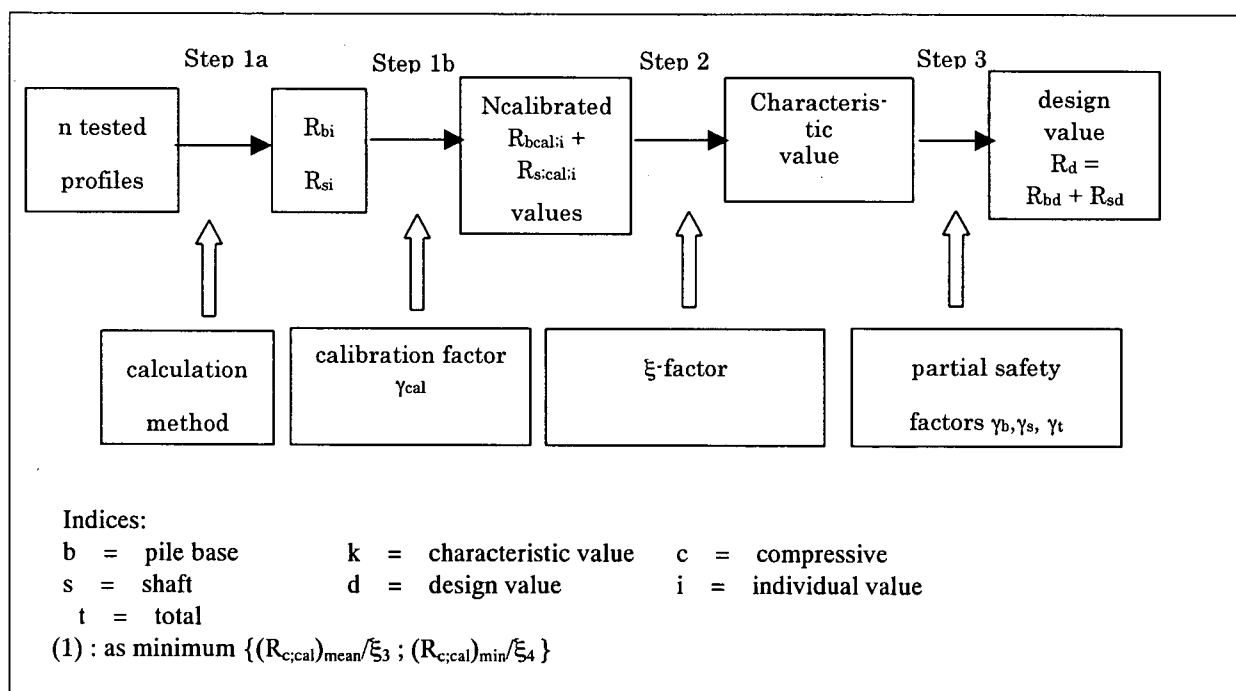


图 III . 6 Design procedure using semi-empirical methods

## IV おわりに

本資料は、道路橋示方書に部分安全係数設計法を今後導入するにあたり、その最も基本的な枠組みを示したものである。今後、本資料を出発点として、コードキャリブレーションや試設計などの具体的な作業を行うことになる。海外では既に基礎の部分安全係数設計法に関する研究が進められているが、我が国の設計実務で部分安全係数設計法を広く活用するためには、日本の基礎の設計は一般に基礎のじん性挙動までを考慮するところが諸外国の設計と大きく異なっていることを考慮して設計法の開発を進める必要がある。さらに、信頼性に基づく設計法が国際的に求められているが、実務者にとって、信頼性に基づく新しい設計法が性能設計の流れを促進するものであることが明確にイメージできる必要がある。すなわちより良いものは良いものなりに部分係数を柔軟に評価できる体系である必要がある。さらに、ある程度使い勝手も良いものでなければ、現状の設計法から新しい設計法へ移行するインセンティブが働かないだろう。これらも、設計法の開発に当たって考慮しておくべき点である。

## 参考 Ⅰ 地盤調査の質が設計結果に与える影響の具体例

地盤調査の質が設計結果に与える影響について、橋脚の場所打ち杭基礎の試設計を行って分析する。試算対象橋脚は図-参 1.1 に示す橋脚 2 基である。地盤条件は両ケースで同一である。表-参 1.1 にそれを示す。まず、 $N$  値から式 (II.4) に相当する式 (2 章で述べた現在の設計実務でよく参考にされている式  $\phi = 4.8 \log N_1 + 21$  度 ( $\log$  は自然対数),  $q_u = 12.5N$   $\text{kN/m}^2$ ) を用いて算出した  $\phi, c (= q_u/2)$  の値を特性値とみなして設計する。それに対し、杭の抵抗特性に与える影響が大きい第一層の粘性土層の強度定数を室内試験から直接的に求めて設計した結果がどのように変化するのかを検討する。具体的には、粘性土に対してのみ  $N$  値から式 (II.3) に相当する相関式  $q_u = 25N$   $\text{kN/m}^2$  を用いて求めた  $c (= q_u/2)$  の値を一軸圧縮試験結果に基づき評価した  $c$  の特性値であるとみなして設計する。ここで、そもそも表-参 1.1 に示すような軟弱な粘性土の強度定数の推定のために標準貫入試験を適用することは避けなければならないが、ここではそのことについて議論しない。

試設計は、現行の道路橋示方書<sup>1),2)</sup>に従った耐震設計であり、地震時保有水平耐力法の照査を満足するように行う。これは MFA, RFA に関わらず部分係数を 1 とした場合の試設計とみなすこともできる。ケース 1 は橋脚基部に主たる塑性化を考慮する場合であり橋軸方向に対して、ケース 2 は基礎に主たる塑性化を考慮する場合であり橋軸直角方向に対して試設計を行う。試算では簡単のため地盤の液状化の発生は考慮せず、また比較を簡単にするため荷重は地震荷重も含めてケースごとに一定にする。

試設計結果をフーチング平面寸法、杭本数、杭径に関して比較した結果を表-参 1.2 に示す。断面諸元決定要因は杭体の耐力であった。また一軸圧縮試験も行った場合のコスト(A)を標準貫入試験のみによった場合のコスト(B)で除すことで得られる地盤調査費の比、杭基礎の概算工事費の比、(地盤調査費)+(概算工事費)の比を表-参 1.3 に示す。ここに、一軸圧縮試験も行った場合の地盤調査コストは、標準貫入試験のみによった場合のコストに加えて、粘性土に対して追加ボーリングを行い、当該土層の層圧を勘案しサンプリングを深さ方向に 3 点で行うと仮定した場合のコストを合算したものである。また、コストは直接費(2003 年度)である。

表-参 1.2 に示す杭径は一般には存在しない寸法になっている。これは、本試算では、設計過程において、はじめに各ケースの杭本数およびフーチング高さを確定し、その後それぞれの調査手順による場合において杭径、フーチング平面寸法、および杭とフーチングの鉄筋量が最適になるように設計を行ったことによる。通常の設計では一般的な杭径を用いることになり、設計結果の違いは杭本数に表れる。しかし、そのような方法により試設計を行った場合、杭寸法に起因して断面に余裕が生じ、かつ杭配置もある程度整列されることから半端な杭本数にはならず結果的に杭本数が変わらない可能性もある一方で、一気に杭列が一行減り

杭本数が 2 本, 3 本と減る可能性もある。そこで, 数少ない試算例で一般的な傾向を把握できるように, 杭本数を一定にした試算を行った。

試算結果より表-参 1.2 に示すように, 粘性土が主体である地盤においては, より質のよい地盤調査を行う場合の方がフーチングおよび基礎の諸元が小さくなるという結果が得られた。特に基礎の変形性能よりも耐力が問題になる Case 1 では追加調査を行う効果が大きい。地震時保有水平耐力法に用いられる計算モデルでは, 杭が受ける水平地盤反力度の上限値は受働土圧強度に比例し, 受働土圧係数は粘着力に比例することが設計結果に顕著な影響が現れた主な理由である。また, 杭の支持力も粘着力に比例することも一因である。最終的に, 表-参 1.3 に示すように, 調査に費用をかけても施工まで含めたトータルで見るとコスト削減がなされることが分かる。

以上より, 粘性土が主体の地盤では, 調査コストが増加することを差し引いても標準貫入試験だけではなく, より質のよい地盤調査を行うことで基礎の建設コストが削減できる場合が多いものと考えられる。特に基礎に塑性化を許容せず, 変形性能ではなく耐力をベースに設計する場合にはコスト削減効果が大きいだろう。

## 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, 丸善, 2002.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 2002.

表-参 1.1 Ground profiles

| Layer | Soil | Depth<br>(m) | Averaged<br>SPT-N | Effective Density<br>(kN/m <sup>3</sup> ) |
|-------|------|--------------|-------------------|-------------------------------------------|
| 1     | Clay | 20.3         | 3                 | 8                                         |
| 2     | Sand | 18.0         | 18                | 9                                         |
| 3     | Sand | 1.6          | 50                | 10                                        |

表-参 1.2 Design results

Case 1

|                       | Based on unconfined<br>compression test | Based on SPT    |
|-----------------------|-----------------------------------------|-----------------|
| Dimension of pile cap | 9.5 m × 9.5 m                           | 11.0 m × 11.0 m |
| # of piles            | 9                                       | 9               |
| Diameter of pile      | 1300 mm                                 | 1550 mm         |

Case 2

|                       | Based on unconfined<br>compression test | Based on SPT  |
|-----------------------|-----------------------------------------|---------------|
| Dimension of pile cap | 5.5 m × 6.0 m                           | 6.0 m × 6.0 m |
| # of piles            | 9                                       | 9             |
| Diameter of pile      | 750 mm                                  | 850 mm        |

表-参 1.3 Ratio of costs, (A)/(B)

|                            | Case 1 | Case 2 |
|----------------------------|--------|--------|
| Geotechnical investigation | 1.32   | 1.32   |
| Construction               | 0.76   | 0.91   |
| Sum of above two items     | 0.79   | 0.96   |

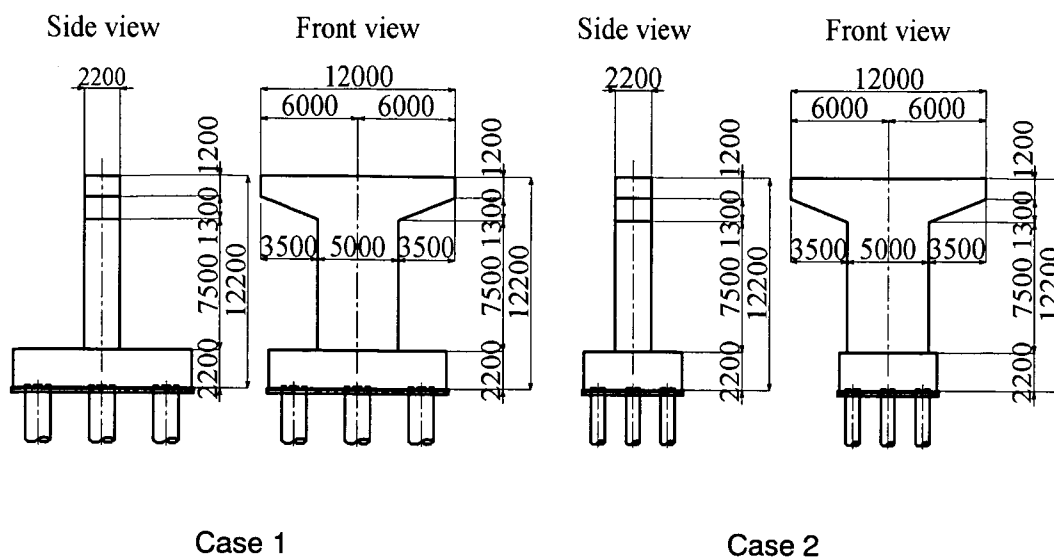


图-参 1. 1 Examples of bridge piers

## 参考 11 ユーロコード 7 で考慮されている相関係数 $\xi$ の背景

ユーロコード 7 (EN1997: 2004 Geotechnical design, 以下 EC7) には 2 つのパーツがあり, Part 1: General rules (一般ルール), および Part 2: Ground investigation and testing (地盤調査結果の解釈) である. Part 1 は 2004 年春に欧州規格 EN1997-1 となり, Part 2 は 2005 年春に欧州規格 EN1997-2 となる予定である.

地盤パラメータを測定値, 導出値, 特性値, および設計値と区別したとき, それぞれと Part 1 と 2 の関係は図-参 11.1<sup>1)</sup>に示したとおりである. 図には EC7 で考慮されている係数のうち相関係数 (correlation factors,  $\xi$ ) および抵抗係数 (partial resistance factors,  $\gamma_R$ ) の位置づけが示されているが, それらの係数のうち杭に係わる参考値 (EC7 Annex A より抜粋, Bored piles の例) を表-参 11.1, 参 11.2<sup>2)</sup>に示す. ここで, Set の R1 および R2, R3, R4 はそれぞれ設計法 DA 1, DA 2, DA 3 に対応している. 詳細は文献<sup>2)</sup>の Annex A および B を参照されたい. 杭の場合, 上記以外にモデル係数 (model factors,  $\gamma_{cal}$ ) が加わるが, EC7 では支持力式を特定していないのでモデル係数の具体的な値は Annex にも例示されていない.

表-参 11.1, 参 11.2 に示されている係数値がどのような背景から設定されたものであるのかについては, 公式文書が少ないので明確にすることは困難である. ただ, モデル係数 $\gamma_{cal}$ および相関係数 $\xi$ に関しては, 文献<sup>3)</sup>がわずかに参考になる. モデル係数に関しては本文に詳しく解説しているので, ここでは文献<sup>3)</sup>から相関係数 $\xi$ の係数値の背景を考察する.

本文 III.7 でも述べてあるように EC7 では杭の支持力設計について,

- (1) サイトで実施された载荷試験結果を設計に生かす場合,
- (2) 地盤調査結果を用いた半経験的方法による場合

の 2 ケースを想定している. 係数 $\xi$ は, 杭の支持力推定値を低減し支持力の特性値を得るための係数である.  $\xi_1$  と  $\xi_2$  は(1)のケースに,  $\xi_3$  と  $\xi_4$  は(2)のケースに適用されるものであり, それぞれ前者は複数の载荷試験または地盤調査結果の平均値に, 後者は最低値に考慮されるものである.

すなわち, 杭の支持力特性値  $R_{sk}$  は, (1)のケースでは载荷試験値  $R_C$  を用いて,

$$R_{sk} = \min\{(R_C)_{\text{mean}}/\xi_1, (R_C)_{\text{min}}/\xi_2\} \quad (\text{参 II.1})$$

また, (2)のケースでは任意の支持力式に地盤調査結果を代入して得られる  $R_C$  を用いて,

$$R_{sk} = \min\{(R_C)_{\text{mean}}/\xi_3, (R_C)_{\text{min}}/\xi_4\} \quad (\text{参 II.2})$$

により求める.

ここで, EC7 独特の考え方を述べておかねばならない. 载荷試験にしても地盤調査にしても, 計画された構造物のまさにその位置での実施は想定していない. すなわち, どこで载荷試験または地盤調査を行うかは構造物地点とは一切関係がなく, その結果は建設サイトの杭支持力の空間分布 (ばらつき) を把握するために利用されるものであると位置づけられている. これが EC7 でいう “モデル杭 (model piles) の支持力” の概念である. これは载荷試験, または地盤調査した場所にもし杭があったとしたらどの程度の支持力が得られるかということであり, 支持力の平均値, 最低値, 変動係数などの統計量を

得るためのものである。

さて、本題に戻る。文献<sup>3)</sup>によれば、もともと平均値、および最低値に関する係数 $\xi_M$ および $\xi_L$ は下式から求められている。

$$\xi_M = \frac{1}{1 - 1.645V\sqrt{\frac{1}{n}}} \quad (\text{参 II.3})$$

$$\xi_L = \frac{1}{1 - 1.645V\sqrt{1 + \frac{1}{n}}} \quad (\text{参 II.4})$$

ここに、 $V$ は杭支持力の変動係数、 $n$ は載荷試験または地盤調査の数量である。

式(参 II.3)、(参 II.4)から分かるように、両式は $V$ を既知として、式(参 II.3)は95%信頼水準、式(参 II.4)は95%信頼水準を考慮した5%フラクタイルの式である。ここで、 $V=5\%$ 、 $10\%$ 、および $15\%$ と仮定した場合の $\xi_M$ 、 $\xi_L$ と数量 $n$ との関係を図-参 II.2、参 II.3に示す。併せて、比較のため、図-参 II.2には表-参 II.2の係数 $\xi_1$ 、 $\xi_3$ 値を、図-参 II.3には係数 $\xi_2$ 、 $\xi_4$ 値を示した。その結果、

- 1) 理論値と参考値とは著しく異なっていること、
- 2) 同じ参考値であっても、載荷試験に関する係数 ( $\xi_1$  と  $\xi_2$ ) と地盤調査結果に関する係数 ( $\xi_3$  と  $\xi_4$ ) では大きく異なっていること、
- 3) 平均値に対する参考値は式(参 II.1)で得られる値の  $V=10\sim15\%$  程度の範囲に設定されており (数量  $n \leq 4$  程度)、最低値に対する参考値はこれより小さな  $V$  に対して設定されていることが分かる。

文献<sup>3)</sup>によれば、載荷試験に関する $\xi_1$ と $\xi_2$ の参考値は、

- ・ これまでの実績、
- ・ EC7において“最初の載荷試験は地盤が悪いところで、2度目の試験は平均的な地盤で実施すること”を要求していること

を考慮して理論値を修正していると説明されている。また、地盤調査結果に関する $\xi_3$ と $\xi_4$ の参考値は、 $V=10\sim12\%$ の理論値に対してわずかに保守的な値に設定されていること、および相対的に数量が少ない場合には安全余裕が少なくなっていると考察している。

いずれにしても、EC7での参考値は理論値をベースに出発しているものの基準策定のための審議を通じて工学的判断が加味され、最終的にはもとの理論値とは相当に違ったものとなっている。今後、コードライターの手により、これらの係数値の設定根拠がより明確にされることを期待したい。

## 参考文献

- 1) Orr, T.L.L and Farrell, E.: *Geotechnical Design to Eurocode 7*, Springer-Verlog London Ltd., 1999.
- 2) CEN/TC250/SC7: *prEN1997-1 Geotechnical design* (stage 49), 2004.

- 3) Bauduin, C.: Design procedure according to Eurocode 7 and analysis of test results, *Proc. of the Symposium Screw Piles: Installation and design in stiff clay*, Rotterdam, Balkema, pp. 275-303, 2001.
- 4) [http://www.ttbooks.co.uk/eurocodes\\_designer\\_guide/related.asp](http://www.ttbooks.co.uk/eurocodes_designer_guide/related.asp)

表-参 11.1 Partial resistance factors ( $\gamma_R$ ) for bored piles <sup>2)</sup>

| Resistance                   | Symbol         | Set  |      |     |     |
|------------------------------|----------------|------|------|-----|-----|
|                              |                | R1   | R2   | R3  | R4  |
| Base                         | $\gamma_b$     | 1.25 | 1.1  | 1.0 | 1.6 |
| Shaft(compression)           | $\gamma_s$     | 1.0  | 1.1  | 1.0 | 1.3 |
| Total/combined (compression) | $\gamma_t$     | 1.15 | 1.1  | 1.0 | 1.5 |
| Shaft in tension             | $\gamma_{sit}$ | 1.25 | 1.15 | 1.1 | 1.6 |

表-参 11.2 Correlation factors for pile foundations <sup>2)</sup>

a) Correlation factors  $\xi$  to derive characteristic values from static pile load tests ( $n$  - number of tested piles)

| $\xi$ for $n =$ | 1    | 2    | 3    | 4    | $\geq 5$ |
|-----------------|------|------|------|------|----------|
| $\xi_1$         | 1.40 | 1.30 | 1.20 | 1.10 | 1.00     |
| $\xi_2$         | 1.40 | 1.20 | 1.05 | 1.00 | 1.00     |

b) Correlation factors  $\xi$  to derive characteristic values from ground test results ( $n$  - the number of profiles of tests)

| $\xi$ for $n =$ | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 7    | 10   |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\xi_3$         | 1.40 | 1.35 | 1.33 | 1.31 | 1.29 | 1.27 | 1.25 |
| $\xi_4$         | 1.40 | 1.27 | 1.23 | 1.20 | 1.15 | 1.12 | 1.08 |

$\xi_1$  on the mean values of the measured resistances in static load tests;

$\xi_2$  on the minimum value of the measured resistances in static load tests;

$\xi_3$  on the mean values of the calculated resistances from ground test results;

$\xi_4$  on the minimum value of the calculated resistances from ground test results.

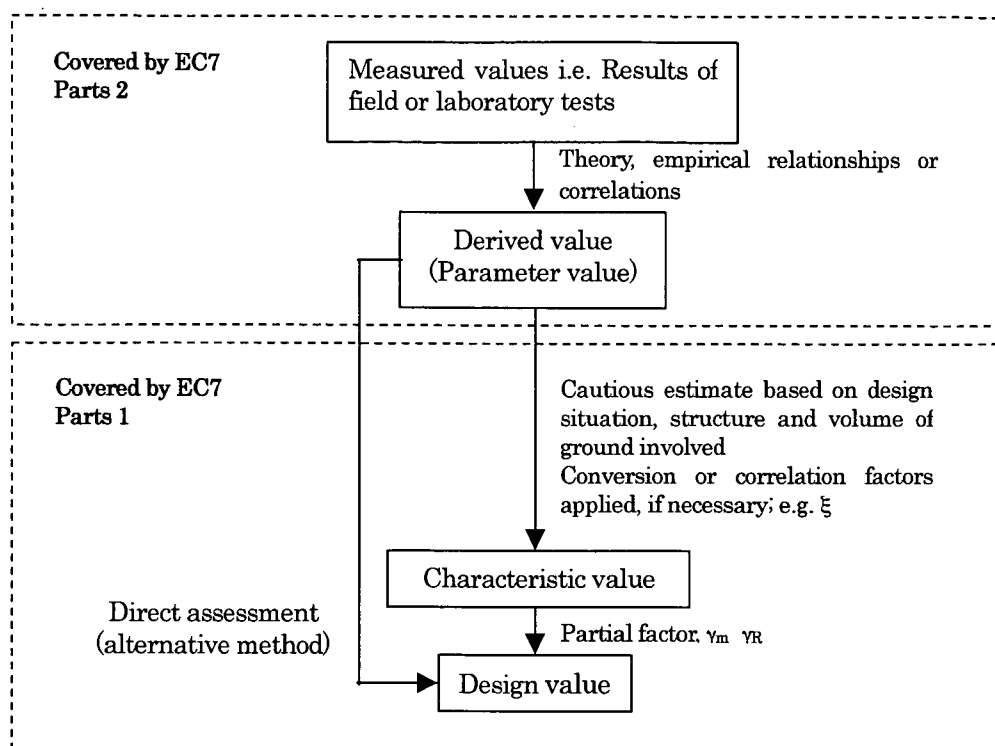


图-参 11.1 Process for obtaining design values from test results<sup>1)</sup>

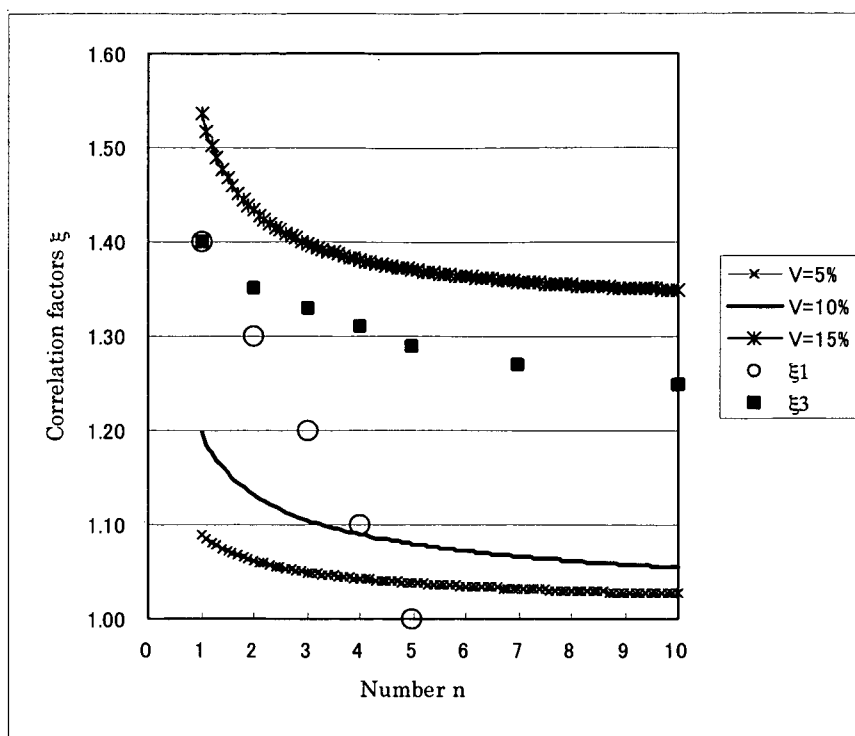


图-参 11.2 Relation between  $\xi_M$ ,  $\xi_1$ ,  $\xi_3$  and  $n$  for maximum values

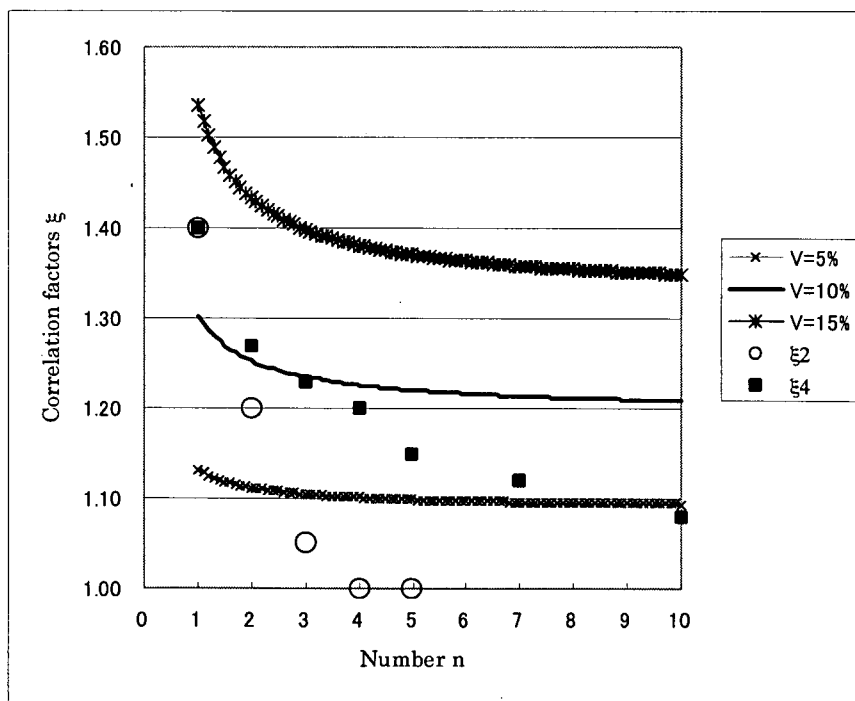


图-参 11.3 Relation between  $\xi_L$ ,  $\xi_2$ ,  $\xi_4$  and  $n$  for minimum values