The Japanese Geotechnical Society

講 座

地盤構造物の設計コードと信頼性設計法

2. 信頼性設計法による設計コード開発の概要

本城勇介（ほんじょう ゆうすけ）
岐阜大学教授 工学部

鈴木誠（すずき まこと）
清水建設㈱技術研究所 副所長

第2章の本講座全体における役割は，現在進行している種々の設計コード改訂作業の根底にある考え方や手順を，できる限り分かりやすく一般の読者に解説することである。信頼性設計法の理論的な枠組みや，種々の計算法の詳細は，多くの図書がある[1),2)]ので，ここではそのような理論の詳細な説明は避けて，全体の考え方を説明し，簡単な例題を示す。説明の順序は，まず設計で考慮される不確実性について述べ，これを考慮した信頼性解析法（レベルⅢ）を説明し，例題を示す。その上で，設計コードで導入される部分係数の決定法（レベルⅠ）の考え方を解説する。

2.1 不確実性の分析

2.1.1 設計における不確実性

「設計とは，不確実性下での意思決定問題である」と述べたのは松尾である[3)]。設計にあたり，技術者はどのような不確実性に直面しているかをまず分析する。

1) 構造工学の不確実性

構造工学の信頼性解析を扱った教科書では，不確実性は次のように，分類される[1)]。

(1) **材料の性質や寸法，外力の本来的不確実性**：荷重や強度，剛性や形状寸法等が本来的に持っているばらつきによる不確実性。

(2) **統計的推定誤差**：限られたデータから，荷重や強度等のばらつきを記述する確率モデルを決定したり，そのパラメータ値（母数）を推定することに関する不確実性。

(3) **モデル化誤差**：単純化・理想化された荷重や強度の確率モデルや，設計計算モデルの実現象の再現性に関する不確実性。

(4) **グロス・エラー（ヒューマン・エラー）**：人為的な誤りにより発生する不確実性。

信頼性解析では，(1)から(3)までの不確実性を考慮する。構造工学では，荷重の本来的な不確実性が支配的であると考えられている。

2) 偶然による不確実性と知識不足による不確実性

1990年代から，不確実性を次のような二つの範疇に分類することが提唱されるようになった[4)]。不確実性の分析に，上記分類とは異なる視点を与え，有用である。

(1) **偶然による不確実性**（aleatory uncertainty）：ラテン語の賭博師に語源を持つ派生語であり，同じ行為を繰り返したとき異なる結果が現れるような現象，例えばサイコロを振るような場合に現れる不確実性を言い，ここではこれを「偶然による不確実性」と呼ぶ。

(2) **知識不足による不確実性**(epistemic uncertainty)：ギリシャ語の知識に語源を持つ言葉で，これは「知識の不足による不確実性」を言う。例えばトランプゲームは，相手の持ち手が分からないところでゲームが成り立っているわけで，この種の不確実性の典型例といえる。

3) 地盤構造物設計の特徴

ここで地盤構造物の，鋼やコンクリート構造物の設計との違いについて考えてみよう。言うまでもなく，工業製品を材料とする構造物の設計では，材料特性のばらつきは小さく，外力の不確実性が支配的な不確実性要因となる。これに対し，地盤では，サイトごとに材料特性（以後，「地盤パラメータ」という）を調査・決定しなければならないし，それらが本来持っている空間的ばらつきも，工業製品である材料よりはるかに大きいと考えられる。一方荷重は，自重が相対的に大きい場合が多く，自重のばらつきは一般に小さいので，相対的に不確実性の程度が低い。

このような点を踏まえて，地盤構造物の設計に関連する不確実性について，以下の4点から考えたい。

(1) **地盤調査と設計**：地盤では，サイトごとに材料特性を調査・決定しなければならない。設計は本来調査の質や量，構造物の建設位置と調査位置の相対的位置関係を反映しなければならない。しかし現在の地盤構造物の設計では，このことが，いつも定量的に評価されているとは言いがたい。

(2) **空間的ばらつきと統計的推定誤差**：我々は地盤パラメータの空間的ばらつきが大きいので，これに目を奪われがちだが，地盤調査を行ったその地点（ポイント）について言えば，実際の計測値が得られているのであるから，測定誤差を除いて，不確実性は存在しない（「ばらついている」というだけで，値は確定値である）。一方，当該地盤パラメータの全体としての平均的な性質を知ろうとすると，そこには「限られたサンプルからの母集団の推定」としての統計的不確実性が入り込む。この2者は，密接に関係し，信頼性解析に現れるので，注意して扱う必要がある。

(3) **局所平均値**：Eurocode 7に次の一文がある[5)]。

NII-Electronic Library Service

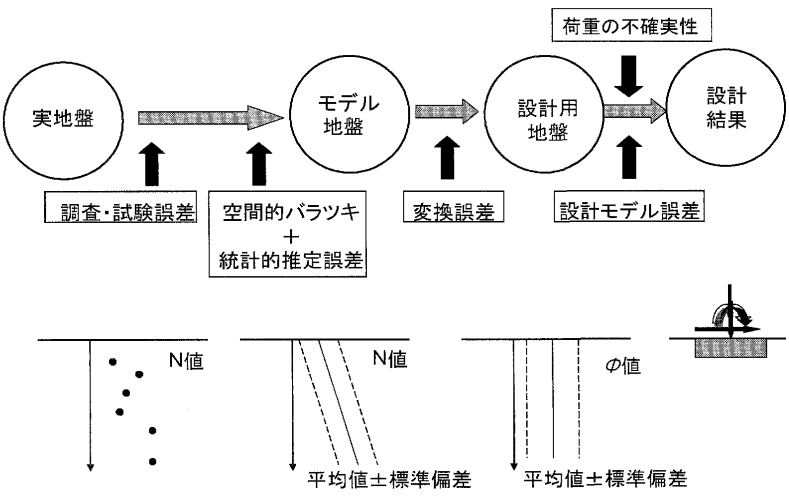
The Japanese Geotechnical Society

「地盤構造物の限界状態における挙動を支配している地盤の範囲は，通常の室内試料や原位置試験により影響される範囲よりかなり大きい。この結果，支配的パラメータの値は，しばしばある程度の地盤の面積や体積についての地盤パラメータの平均値である。地盤パラメータの特性値は，この平均値の注意深い推定値であるべきである。」

ここで述べられているのは，設計で用いられるべき地盤パラメータは，ある程度の大きさの面積や体積に関する局所平均値（local average）ということである。局所平均の分散は，基の分散より低減することが重要である。

(4) **一般 vs 局所信頼性設計**：現在ほとんどの信頼性設計では，地盤調査の位置と構造物建設の位置関係を定量的に考慮して設計を実施することは行われない。しかし本来このことは，設計で考慮されるべきで，これは設計された構造物の信頼度に，大きな影響を与える。本城は，この違いを「一般信頼性設計（general reliability based design）」と「局所信頼性設計」（local reliability based design）として区別することを提案している[6]。前者は，調査位置と建設位置を考慮する場合，後者はこれを考慮しない場合である。この講座は，設計コードを直接の対象としており，設計コードは多くの場合一般信頼性設計を暗黙の前提としているので，この講座で行う信頼性設計は，すべて一般信頼性設計である。概して一般信頼性設計は，局所信頼性設計より安全側の設計（したがって不経済な設計）となる。

上記のような，地盤構造物設計における特徴を考えると，地盤構造物の信頼性設計が直面する不確実性は，ほとんどが先の分類の「知識の不足による不確実性」であることが分かる。我々は，地盤を相手にトランプゲームをしているのに似ており，ところどころ地盤調査という覗き見をして，相手の手を読もうとする（幸いなことに，相手にはこちらの裏をかこうという意図はない）。この状況は，荷重の不確実性が支配的な他の構造物の設計と，かなり異なることがお分かりいただけると思う。



図—2.1　地盤構造物の設計と種々の不確実性要因

4)　地盤構造物設計の不確実性

以上述べた前提を踏まえて，地盤構造物設計で考慮すべき不確実性を，次のように分類する。これらの不確実性は，特に地盤の強度，抵抗力や変位などを推定するときに考慮するべきものである。荷重については，別途不確実性が与えられると仮定している（図—2.1）。

(1) **調査・試験誤差**：調査や試験に含まれる，いわゆる計測誤差。計測誤差は，独立に同一の正規分布に従って発生するとするのが，伝統的な誤差論の仮定である。一方で，この誤差には，使用機器や計測者の違いによる偏差が含まれる可能性もある。しかし，一般にこの種の誤差の定量的な解析は難しく，他の不確実性に比べて影響は小さいと考え，無視される場合が多い。

(2) **空間的ばらつき**：地盤パラメータを計測したときに経験される，空間的ばらつき。このばらつきは，信頼性設計では，確率場（random field）としてモデル化される。地盤パラメータは本来それぞれの位置では決定値を持ち，既に存在しているが，「知識の不足から来る不確実性」を定量的に取り扱う便宜として，確率場により単純化・理想化して，モデル化する。

(3) **統計的推定誤差**：当てはめた確率場の統計量（平均，分散，相関構造等）や，指定された個々の点における地盤パラメータの値を，限られた地盤調査（サンプル）から推定するときの誤差。この場合も，地盤は確率場としてモデル化され，統計理論が展開されることになる。

(4) **変換誤差**：地盤調査の結果に基づき，設計で直接使用する地盤パラメータを推定する場合，このパラメータが直接に計測されておらず，地盤調査で直接計測された値から変換して推定する場合が，きわめて多い。例えば，N値から，内部摩擦角，ヤング率，相対密度など多くのパラメータが推定される。周知のように，この変換には大きな偏差と不確実性が伴う場合が多い。

(5) **設計モデル誤差**：1)で触れた「モデル化誤差」の内，設計計算に採用されたモデルが，現実の現象を再現する精度にかかわる誤差である。地盤構造物の設計では，実大規模に近い試験が多数なされること，実際の破壊例が比較的多いことなどのため，この誤差を定量的に把握できる場合が多い。これに対して，構造工学の分野では，試験もせいぜい梁や柱など部材試験であり，実際の破壊は不静定次数の高い構造物の部材接合部などで起こることが多いため，この誤差の定量化は非常に困難であると考えられている（多くの場合，暗黙の内に無視される）。

図—2.1に，上述した種々の不確実性が，地盤調査から設計のどの段階で発生するかを，概念的に示した。「実地盤」を調査するとき

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

に「調査・計測誤差」が混入する。調査結果を基に，「空間的ばらつき」と「統計的推定誤差」を考慮して，「モデル地盤」を作成する。図では，計測されたN値を基に，この地盤のN値のばらつきを，統計的にモデル化することを模式的に示している。このとき用いられるのが，確率場の理論である。図では，浅い基礎の支持力を求めようとしているので，このN値は，内部摩擦角ϕ'に変換される必要があり，このときに「変換誤差」を考慮する。結果的に得られる「設計用地盤」により信頼性設計を行うことができる。最後に，「設計用地盤」に「設計モデルの誤差」を考慮し，さらに荷重の不確実性も考慮して，信頼性解析を行い，当該構造物の信頼性[注1)]を評価したり，要求される信頼性を持つ構造物の諸元を決定したりする。

2.2　信頼性設計

2.2.1　地盤の確率場によるモデル化

地盤構造物の信頼性設計を考えるとき，地盤をどのようにモデル化するかということは，大きな問題である。現在考えられている標準的方法は，これを定常確率場としてモデル化することである（具体的な，データのモデルへの当てはめについては，**2.2.4 3)節**を参照されたい）。

図—2.2に示すように，地盤パラメータ$Z(x_1, x_2, x_3)$の地盤内におけるばらつきは，その平均値を示すトレンド成分$\mu(x_1, x_2, x_3)$と，トレンド成分の周りでばらつきを表すランダム成分$\varepsilon(x_1, x_2, x_3)$により表記される。通常このランダム成分は，平均がゼロ，分散σ_ε^2が一定の正規分布$N(0, \sigma_\varepsilon^2)$をすると仮定する（すなわち，$\varepsilon \sim N(0, \sigma_\varepsilon^2)$）。

$$Z(x_1, x_2, x_3) = \mu(x_1, x_2, x_3) + \varepsilon(x_1, x_2, x_3) \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここまでは，比較的容易に理解されるが，確率場の理論の中心は，ランダム成分の自己相関構造の記述にある。**図—2.2(a)**，**(b)**と**(c)**には，近接した地盤パラメータ値が無相関（独立，ホワイトノイズ），弱い相関（自己相関距離が短い）および強い相関（自己相関距離が長い）の場合の実現値の一例を示した[注2)]。

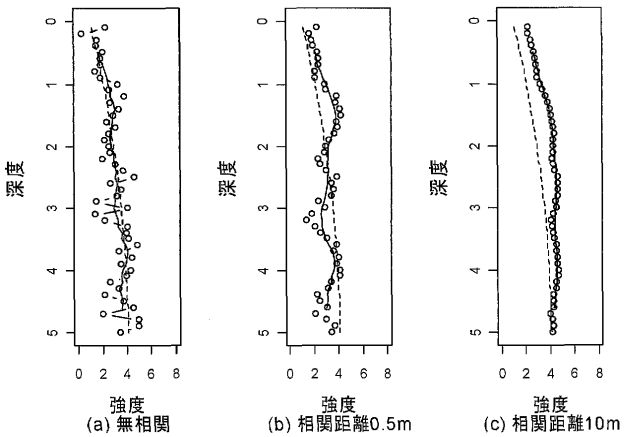
定常確率場の相関は，自己相関関数により表現される。

$$Cov(x_1, x_2, x_3; x_1+\Delta x_1, x_2+\Delta x_2, x_3+\Delta x_3)$$
$$= \sigma_\varepsilon^2 \rho(\Delta x_1, \Delta x_2, \Delta x_3) = \sigma_\varepsilon^2 \rho_h(\Delta x_1, \Delta x_2) \rho_v(\Delta x_3) \cdots (2)$$

地盤の性質上自己相関関数は，水平方向（x_1, x_2）と鉛直方向（x_3）に分離できるものと仮定し，それぞれ指数関数で表されるとする。

$$\rho_h = \exp\left[-\frac{\sqrt{\Delta x_1^2 + \Delta x_2^2}}{\theta_h}\right], \quad \rho_v = \exp\left[-\frac{\Delta x_3}{\theta_v}\right] \cdots (3)$$

ここに，θ_hとθ_vは，それぞれ水平方向と鉛直方向の自己相関距離と言われる。**図—2.2**で示しているのは，



図—2.2　確率場による空間的ばらつきの記述（点線は，トレンド成分。実線は，深度1mについて取った局所平均値）

鉛直方向の1次元確率場であることは，言うまでもない。

地盤パラメータの確率場の自己相関構造は，信頼性設計で極めて重要である。例えば，今トレンド成分を与え（この場合は，強度$=1.0+1.2\times z-0.117\times z^2$とした。），これに平均値0，分散1.0でそれぞれの自己相関距離を持つ確率場を重ねた。この場合，先に述べた局所平均値を，**図—2.2(a)**，**(b)**と**(c)**について，同じ図に実線で示した。（深度1mについての局所平均値である。すなわち，プロットされた点の位置両側0.5m範囲のデータの平均値である。）この場合，無相関の場合**(a)**では局所平均はほぼ平均値（トレンド成分値）をとり，また短い相関距離の確率場の局所平均の方が，長い自己相関距離の場合のそれよりも，偏差が小さい。

2.2.2　信頼性レベルの計算

1)　伝統的信頼性設計法

信頼性解析は，確率論を用いて行われる。確率論は，不確実性を定量的に取り扱う非常にすぐれた理論的なツールである一方，一般の技術者には慣れ親しみが薄く，一見難解な印象を与え，十分普及しているとは言えない。

信頼性レベルの計算では，一つ一つの確率変数が「ある確率分布に従って値が生起する変数」であるという性質上，1回の加減乗除にそれぞれ1回の積分を伴うという事情により，正確に確率計算を進めようとすると，非常に高次元の重積分を計算することとなり，容易でない。信頼性解析理論の発展は，この煩雑な計算を少しでも回避し，かつできる限り正確な近似解法を工夫することの歴史であると言えなくもない。一般の信頼性解析の文献で解説される，FOSM, FORM, SORMなどは，すべてこの観点で整理できる[1),2)]。

本講座では，すでに多くの詳しい解説のあるこれらの方法には触れない。例題を解くために用いたモンテカルロ・シミュレーションのみ，簡単に触れることにする。

2)　モンテカルロ・シミュレーション

モンテカルロ・シミュレーション（MCS）は，確率変数の加減乗除を，近似的に実行するための一つの方法である。計算機を使わなければならないが，これは今日

注1)　信頼性とは，構造物または構造要素が所定の要求性能を供用期間中満足できる能力であり，通常確率で表される。

注2)　自己相関構造を論じることは，変動の周波数を論じることと等しい。短い自己相関距離は高い周波数に，長い相関距離は低い周波数に厳密に対応する。

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

大きな制約ではない。一方で，具体的には決定論的な計算を繰り返すだけなので，確率論に精通していない一般の技術者にも，実行は容易であるし，直感的理解も得られやすい。最近では，非常に優れた統計解析用言語も簡単に入手でき，使い勝手も大変良くなっている。以上がMCSを，確率計算の主要なツールとしてここに取り上げる理由である。

MCSは次の手順で行われる。

Step 1　**分布に従ったサンプルの生成**：与えられた照査式に含まれるすべての確率変数のサンプル（＝実現値）の組を，それぞれの確率分布に従った頻度で生成する。数万から数百万組の，サンプルの生成は普通である。

Step 2　**発生されたサンプルによる，所与の計算の実施**：生成されたサンプルを用いて，与えられた演算式を計算し，その結果を得る。生成された確率変数のサンプルの組数に応じた数の計算結果のサンプル値が得られる。

Step 3　**計算結果の集計，分布形やそのパラメータ推定**：得られた演算結果の頻度分布を調べ，平均や分散を計算し，演算の結果を表す確率変数の性質を調べることにより，結果として得られる確率変数の性質を評価する。

2.2.3　信頼性指標と信頼性レベル

信頼性設計では，信頼性レベルは，全抵抗値Rから全荷重Sを差し引いた，安全性余裕Mに基づいて計算する。

$$M=R-S \quad \cdots\cdots(4)$$

このMの確率分布に基づき，$M<0$となる確率を求めると，破壊確率が得られる。しかし，Mの確率分布が正確に得られず，その平均μ_Mと標準偏差σ_Mのみで，信頼性を表現しなければならないことも多い。このような場合，次に定義する信頼性指標βが用いられる。

$$\beta=\mu_M/\sigma_M \quad \cdots\cdots(5)$$

βは，安全性余裕の平均値が，破壊領域からどのくらい離れているかを，標準偏差で正規化して示している。Mが従う分布が正規分布であれば，βと破壊確率P_fの間には，1対1の関係が成り立つ（**表—2.1**）。

信頼性設計で最終的に重要な問題は，構造物をどのような信頼性レベルで設計するかということである。供用期間中に許容される破壊確率が，10^{-4}なのか，10^{-6}なのかといった問題である。

多くの場合，現在の設計基準で設計されている破壊確率をまず調べ，それと同程度の確率を許容値とするやり方が取られる。「コード・キャリブレーション」ということを，狭義に解するとこの意味になる。

同種構造物の信頼性を，現行のそれと同程度で設計するということには，次のような意味がある。

(1)　現在存在している構造物の信頼性レベルは，一応社会に許容されていると考えることができる。

(2)　いろいろな不確実性要因を，現時点で完全に信頼性解析に定量的に取り込んでいるという確信を持てないので，ともかく，現行構造物と同程度の信頼性の構造物を設計する（この場合，計算される信頼性は，構造物の種別で異なることを許容する）。

これらは非常に消極的な行き方に見えるが，ある程度現状を反映した考え方である。

絶対的な信頼性レベルを問題にするような場合は，例えばISO等の文書に，参考値が示されている。**表—2.2**は，ISO 2394が参考値として示している目標β値である[7]。

表—2.1　βと破壊確率P_fの関係（正規分布仮定）

P_f	10^{-1}	5×10^{-2}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
β	1.28	1.64	2.32	3.09	3.72	4.26	4.75

表—2.2　ISO 2394における全供用期間中の目標β値

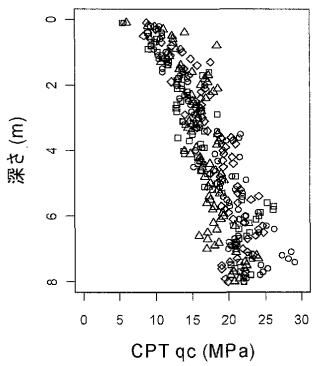
安全性を確保するための相対的費用	破壊時の被害の重大性			
	微小	小	中	大
高い	0.0	1.5	2.3	3.1
中	1.3	2.3	3.1	3.8
低い	2.3	3.1	3.8	4.3

2.2.4　信頼性設計の例題

1)　例題の提示

例題として，欧州のユーロコード開発に関係して示されている浅い基礎の設計の例題を取り上げる。この例題では，4本のコーン貫入試験（CPT）結果が示されている均質な砂地盤上に，固定荷重（特性値（G_k）は1 000（kN）），変動荷重（特性値（Q_k）は，750（kN））を受ける，根入れ0.8 mの正方形の浅い基礎を設計することが，課題である。地下水面は，深度8 m以深にある。

図—2.3に，与えられた4本のCPT試験結果（q_c値（MPa））を示した。実際の問題では，試験位置と浅い基礎の相対的な位置関係も示されている。しかし，ここでは先に述べた一般信頼性設計を行うこととして，この情報は無視する。

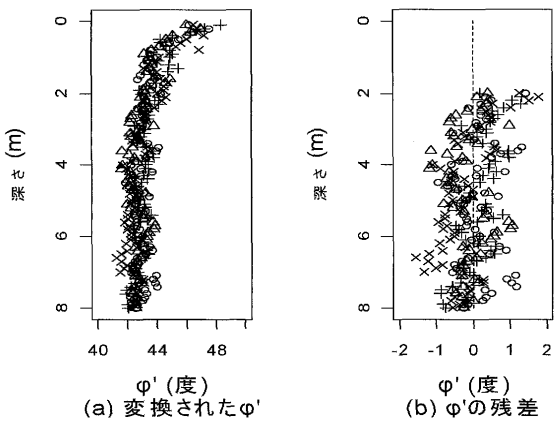


図—2.3　深さ-CPT貫入抵抗値

図—2.1で示した不確実性の解析では，計測値（この場合はq_c値）の空間的ばらつきの解析から始めるが，この場合はq_c値を内部摩擦角ϕ'に換算してから空間的ばらつきの解析を行うこととする。これは，この変換ではq_c値と有効土被り圧よりϕ'を推定する過程で，空間的ばらつきを低減させることができるので，これを考慮して解析の順序を入れ替えている。

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society



図—2.4　変換されたϕ'値，およびその残差のプロファイル

2)　変換誤差

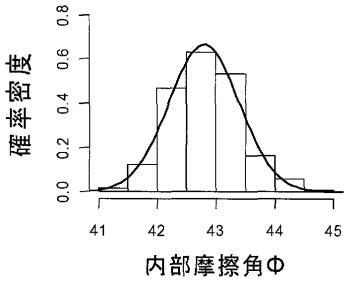
支持力はϕ'により推定されるので，q_c値をϕ'に換算する必要がある。ここに変換誤差が発生する。ϕ'の推定式としてKulhawy et al. (1990, pp. 4～19, Fig. 4～17)を用いる[8]。

$$\phi' = 17.6 + 11.0 \log\left(\frac{q_c/p_a}{\sqrt{\sigma_{v0}'/p_a}}\right) \quad \cdots\cdots(6)$$

ここに，p_aは大気圧（0.1 MPa），σ_{v0}'は有効土被り圧である。この推定式の精度は，変動係数COVとしては$0.07 < \mathrm{COV} < 0.08$であり，適用範囲は，$35° < \phi' < 40°$であるとされている。したがって，変換誤差の平均値は1.0，変動係数（標準偏差）を0.08とする。

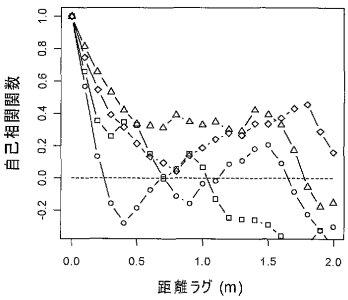
3)　空間的ばらつきと統計的推定誤差

式(6)の変換式を，当該サイトに適用した結果を**図—2.4(a)**に示す。2 m以浅でσ_{v0}'が小さいため，推定されるϕ'は大きくかつばらつき，またこの変換式の適用限界を超えている。そこで，基礎の根入れ深さが0.8 mであること，および地盤工学的判断より，この均質な砂地盤のϕ'は，2 m以深の情報で決定し，この結果を基礎の設計に用いることとする。



図—2.5　ϕ'残差のヒストグラム

2 m以深のϕ'のヒストグラムを**図—2.5**に示した。このヒストグラムは，平均42.8°，標準偏差0.60 °の正規分布に当てはまる（COV＝0.014）。**図—2.4(b)**には，2 m以深のϕ_{tc}'の平均値からの残差を示した。



図—2.6　ϕ'残差の自己相関関数推定

残差の鉛直方向の自己相関関数を推定するために，もっとも一般的なモーメント推定法によりこれを推定しプロットしたのが，**図—2.6**である。自己相関関数の推定は，この図にあるようにかなりばらつくが，鉛直方向の自己相関距離（自己相関係数$\rho = e^{-1} = 0.368$のときのΔz）を0.4～0.5（m）とすることが妥当であることを示しており，ここでは自己相関距離θを0.4（m）とする。したがって，自己相関関数は，次式で与えられる。

$$\rho_{qc}(\Delta z) = \exp\left[-\frac{\Delta z}{0.4}\right] \quad \cdots\cdots(7)$$

ここに，Δz（m）は深度方向の2点間の距離である。水平方向の相関は，鉛直方向よりかなり高いことが知られているが，このケースでは，これを直接推定することはできない。最終的な基礎幅は2 m程度となることが予測されるので，この範囲では地盤パラメータ値は水平方向には，完全に相関していると仮定する。

HonjoとSetiawan[6]は，サンプル数に応じた統計的推定誤差を考慮した，局所平均値の推定誤差評価法を提案した[3]。推定にあたり，深度方向の局所平均をとる長さLを決める必要がある。これは基礎幅に依存するが，ここでは，試みとして深度方向に$L = 1$と2（m）について，平均をとった場合の一般局所平均推定分散関数Λ_Gの値を求める。また，$\Delta z = 0.1$（m）間隔でCPT計測結果があることを考慮すると，サンプル数nは，それぞれ10と20である。

$$\Lambda_G(n, L, \theta) = \Lambda_G(10, 1.0, 0.4) = \sqrt{0.512} = 0.716$$
$$\Lambda_G(20, 2.0, 0.4) = \sqrt{0.323} = 0.568 \quad \cdots\cdots(8)$$

この問題では，最終的な基礎幅は2 m程度になることを予測し，支持力に特に影響する範囲を基礎底面から1 m程度と予測し，空間的ばらつきの標準偏差は，上記のϕ_{tc}'のCOV＝0.014なので，$0.014 \times 0.716 = 0.010$である。したがって，信頼性解析には，空間的ばらつきと統計的推定誤差の両者を含んだ，深度方向1 mについてのϕ_{tc}'の局所平均値の持つ不確実性をδ_Sとし，その平均を1.0，標準偏差を0.010とする。

4)　設計モデル誤差

支持力公式は，次のとおりである[9]。

$$R_u = A_e\left\{\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma\right\} \quad \cdots\cdots(9)$$

$$\kappa = 1 + 0.3\frac{D_f'}{B_e} = 1 + 0.3\frac{0.8}{B_e} = 1 + \frac{0.24}{B_e}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 20 \times 0.8 = 16\ (\mathrm{kN/m^2})$$

$$N_q = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \cdot \exp(\pi \cdot \tan\phi)$$

$$S_q = \left(\frac{q}{q_0}\right)^{-1/3} = \left(\frac{16}{10}\right)^{-1/3} = 0.86$$

$$\gamma_1 = 20\ (\mathrm{kN/m^3})$$

$$\beta = 0.6$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \times \tan(1.4\phi)$$

$$S_\gamma = \left(\frac{B_e}{B_0}\right)^{-1/3} = \left(\frac{B_e}{1.0}\right)^{-1/3} = B_e^{-1/3}$$

ここに，A_e：基礎の有効面積（$= B^2$），B_e：有効幅（この場合は，$B_e = B$），κとβ：N_qとN_γの形状係数，

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

q：基礎底面での有効土被り圧，D_f'：基礎の埋込み深度，S_q と S_γ：N_q と N_γ のスケール係数，B_0 と q_0：基準基礎幅と土被り圧。

Kohno et. al[10]は，平板載荷試験結果と比較し，この支持力公式は，200～3 000（mm）程度の浅い基礎に関して，偏差0.894，変動係数0.257の対数正規分布で表される精度を持っていると結論している。ここでは，この値をモデル誤差として採用する。

5）荷重の不確実性

荷重の不確実性については，Holicky ら[13]が用いている，死荷重については平均が特性値で，COV が0.1の正規分布，変動荷重については平均が特性値の６割で，COV が0.35のグンベル分布を用いる。これは，ユーロコードのキャリブレーションで広く用いられている分布である。

6）信頼性解析と結果

前節で求めた支持力公式を用いて，信頼性解析を行う。性能関数は，次式で表される。

$$M=R_u(\delta_s\cdot\delta_\phi\cdot\phi')\cdot\delta_{Ru}-G_k\cdot\delta_{Gk}-Q_k\cdot\delta_{Qk} \quad \cdots\cdots\cdots(10)$$

ここに，M：安全性余裕，R_u：基礎の支持力，δ_s：空間的ばらつきと統計誤差，δ_ϕ：変換誤差，δ_{Ru}：支持力のモデル誤差，G_k：固定荷重の特性値，δ_{Gk}：固定荷重の不確実性，Q_k：変動荷重の特性値，δ_{Qk}：変動荷重の不確実性。

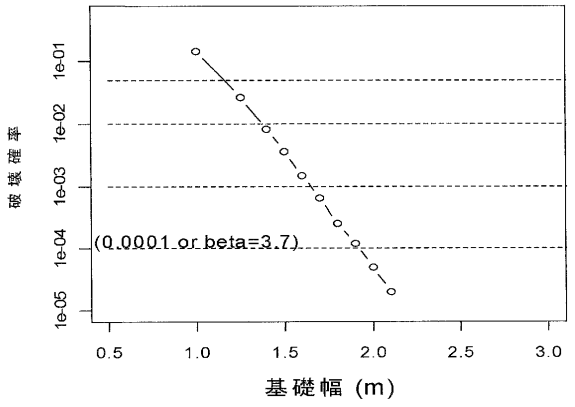
考慮する確率変数の一覧と，その詳細は**表―2.3**のとおりである。

表―2.3に示したとおりの基本変数を，MCS により10万組生成した。10万回式(10)を計算し，M が負になったケースの数を調べることにより，破壊確率を評価した。

結果を**図―2.7**に示した。この場合，$\beta=3.7$（破壊確率10^{-4}）を確保しようとする（**表―2.2**参照）と，2.0 m 以上の基礎幅が必要である。

表―2.3　信頼性解析で考慮する不確実性一覧

基本変数	記号	平均	標準偏差	分布型
内部摩擦角	ϕ	42.8°	0	決定変数
推定誤差	δ_S	1.0	0.010	正規分布
ϕ'変換誤差	δ_ϕ	1.0	0.08	正規分布
モデル誤差	δ_{Ru}	0.894	0.257	対数正規分布
固定荷重	δ_{Gk}	1.0	0.1	正規分布[13]
変動荷重	δ_{Qk}	0.6	0.35x0.6	グンベル分布[13]



図―2.7　信頼性解析の結果

2.3　設計コードとコード・キャリブレーション

先に述べたように，設計コードで実際に使用される設計照査式は，信頼性設計法レベルⅠの部分係数を用いる照査式である。レベルⅠでは，設計者は信頼性設計理論等の知識が無くても，設計コードに与えられた荷重抵抗係数等を用いて，必要な信頼性を持った構造物を設計できる。一方設計コード作成者は，導入される諸係数を，十分な不確実性に関する知識を元に，適切な信頼性を確保するように，決定しなければならない。この作業を，コード・キャリブレーションという。この考え方と手順を説明することが，本節の目的である。なおこの問題については，Honjo ら[11]の詳しい報告書がある。

2.3.1　照査式の形式

信頼性設計法レベルⅠで用いられる設計照査式には，個々の基本変数に直接部分係数を適用する方法（部分係数法）と，最終的に計算される抵抗値や荷重値に係数を適用する方法（荷重抵抗係数法，LRFD）がある。LRFD の書式は，次のとおりである。

$$\sum_i \gamma_{Ri}R_i(x_{k1},\cdots,x_{kn}) \geq \sum_j \gamma_{Sj}S_j(x_{k1},\cdots,x_{kn}) \quad \cdots\cdots\cdots(11)$$

ここに γ_{Ri} は，抵抗係数であり，γ_{Sj} は荷重係数，R_i は抵抗値，S_j は荷重値である。

著者らは，以下の理由により，LRFD を推奨している。

- 地盤パラメータの特性値が平均値であれば，LRFD では，設計者は構造物のもっともありそうな挙動を，設計の最終段階まで追跡することができる。この事により，有効な工学的判断を駆使できる。
- 地盤構造物のように，地盤と構造物の相互作用が複雑な構造物の設計では，個々の地盤パラメータの低減が，必ずしも設計において，安全側に作用するとは限らない。
- モデル化誤差を，試験や破壊例から定量化している場合，それを個々の基本変数の不確実性に，還元できない。

したがって，現時点では地盤構造物の設計照査式の形式としては，LRFD の方が，部分係数法より勝っている。

2.3.2　地盤パラメータの特性値の定義

信頼性設計法レベルⅠの照査式で構造物の設計を行う場合，そこに導入される荷重・抵抗係数の設定もさることながら，そこで設計に用いる材料や荷重の特性値を，どのように設定するかも大きな問題となる。このことは，特に材料のばらつきが大きく，かつ個々のサイトでその特性値を設計者が決定する地盤材料を対象とするとき，大きな問題となる。設計コード作成者が，定義したとおりの特性値が決められないと，最終的に設計される構造物の持つ信頼性が，一様にならない。

最近の多くの設計コードでは，地盤パラメータの特性

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

値を，平均値とすることを規定したものが多い。例えば，「この特性値は，原則として導出値の平均値である。この平均値は，単なる導出値の機械的な平均値（算術平均値）ではなく，統計的な平均値の推定誤差を勘案する。また，地質学的・地盤工学的な知見や過去の類似のプロジェクトで得られた経験を十分に反映し，複数の調査・試験法の計測結果の整合性なども総合的に判断して求めた，注意深い平均値の推定値でなければならない」と規定する[12]。

2.3.3　コード・キャリブレーションの考え方と手順

コード・キャリブレーションを行うとき，次の点を考慮しておく必要がある。

(1)　必要な信頼性を，当該構造物に確保できる係数の組合せは，多数存在する。

(2)　同種構造物でも，いろいろな条件で設計されるため，どのような条件でも過不足の無い信頼性を与える係数の組合せを見出す必要があるが，大変難しい。

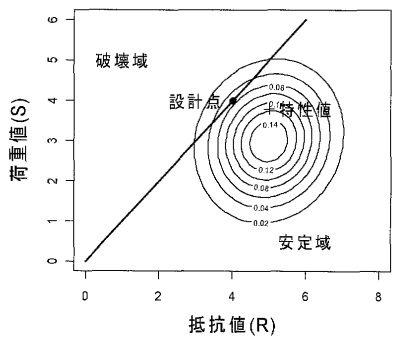
このような理由のため，信頼性設計法レベルⅠを，構造物の究極の設計法であると，決して見なしてはならない。もし設計者が必要であると判断した場合は，レベルⅡやⅢの，より直接的な信頼性設計法を用いて構造物を設計する道を残しておかなければならない。実際，特に重要な構造物では，そのような信頼性設計法が導入されている。

設計値法（design value method）は，上記の(1)の問題を解決し，信頼性設計法レベルⅠで使用される諸係数の値を決定するために提案された方法である[1),2)]。設計値法の基本的な考え方は，すべての荷重値や抵抗値に関する係数を，設計点と特性値の関係で決定しようというものである。ここで，設計点とは，荷重値や抵抗値により構成される空間内の限界状態面（性能関数がゼロとなる面）上の点の中で，最大の尤度を持つ点のことである。**図—2.8**は，荷重値 $S(\mathbf{x})$ と抵抗値 $R(\mathbf{x})$ 平面上の設計点 $(S^*(\mathbf{x}), R^*(\mathbf{x}))$ を，概念的に示したものである。設計点とは，限界状態面上の荷重値と抵抗値の組合せで，もっとも限界状態に到りやすい点である。

設計値法では，意図した安全性余裕を持った構造物について設計点を求めた上で，この点を基準に，荷重係数 γ_S 及び抵抗係数 γ_R を，次式により決める。

$$\gamma_S = S^*(\mathbf{x})/S(\mathbf{x}_k),\quad \gamma_R = R^*(\mathbf{x})/R(\mathbf{x}_k) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (12)$$

ここに，$\mathbf{x}_k$ は，基本変数の特性値ベクトルを示す[注3)]。



図—2.8　設計点の概念（等確率密度線図）

設計値法は，上で挙げた問題点の(1)を解決するが，(2)に応えるものではない。一般にコードキャリブレーションを行う場合，その設計法が適用されると考えられる荷重や地盤の条件の範囲を考慮して，それらを十分カバーする例題を多数考え，その上でそれぞれについて設計値法で荷重係数や抵抗係数を求め，それらの大多数で，所定の信頼性を満足する係数を定めることになる。したがって，ある条件下では，意図した以上の信頼性を含む設計となり，不経済な設計となる。

2.3.4　例題

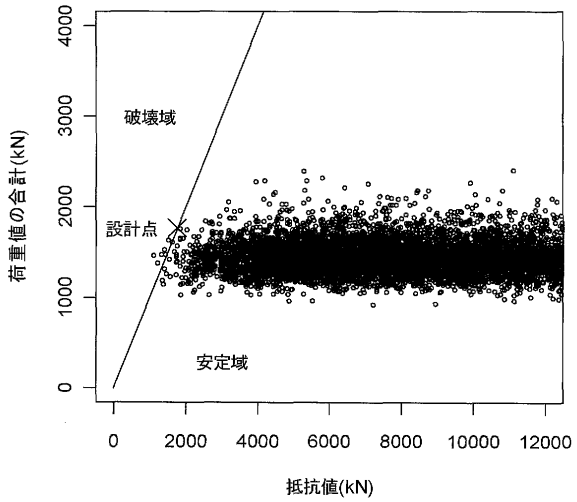
先の例題を基に，前節の手順で荷重係数および抵抗係数を規定した例題を示す。

図—2.9に，横軸に抵抗値，縦軸に荷重の合計値を取り，基礎幅が2（m）の場合（所与の信頼性を満足する最小基礎幅）に，生成されたサンプル点をプロットしたものである。縦軸と横軸の値が等しくなる線が，限界状態を表し，これより下の領域は安定域，上の領域は破壊域となる。当然，破壊域に入るサンプル点の数は，極めて少数である。この図より，この信頼性解析では抵抗値の不確実性が，相対的に非常に大きいことが分かる。これは主に，設計モデル誤差に起因している。

生成された1 000 000個の点から，限界状態に最も近い（すなわち，$|M|$ が小さい）ものから100個の点を選び，さらにそれらの点の尤度を，元の確率密度関数（**表—2.3**）から求め，この100個の点の内，尤度の最大のもので，設計点を近似する。その結果は，**表—2.4**に示されている。**図—2.10**に**表—2.4**で例示した設計点を示した。

推定された荷重・抵抗係数について，次のことが言える。

(1)　固定荷重と抵抗値の係数は，比較的安定しているが，変動荷重のそれは大きく変化する。これは，こ



図—2.9　信頼性解析の結果例

[注3)] 設計値法は，通常FORMとの関係で説明され，利用される。実際の作業では，その方が係数と目標信頼性レベルや各変数の感度などの関係が明確で，優れている。ここでは，誌面の関係上，概念的説明を優先した。詳細はHonjo他[11)]やその参考文献[1),2)]を参照されたい。

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

表—2.4　MCSによる設計点評価と，荷重・抵抗係数

	固定荷重	変動荷重	抵抗値
特性値	1000(kN)	750(kN)	12174(kN)
設計点(例示)	1083(kN)	682(kN)	1768(kN)
荷重・抵抗係数*	0.9-1.1	0.5-1.1	0.13-0.15

*)　百万回のサンプルによるMCSを10回行った結果の範囲

表—2.5　ϕ'の特性値を42.8°のときの極限支持力

$B(m)$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2.0	2.2
R_u(kN)	2624	3885	5450	7340	9575	10828	12174	15157

の荷重を支配するグンベル分布の性質によると考えられる。この分布は，非常にすそが厚い分布である。

(2)　この場合，抵抗値の不確実性が大きく，設計抵抗値は，特性値による計算支持力の約1/6となる。

(3)　総合的に判断するとこの場合，荷重係数および抵抗係数は，それぞれ1.0, 1.0および0.15とすることが妥当と思われる。

なお実際には，この設計式の適用範囲（荷重および地盤条件）の例題を多数設定して，それらをすべて満足する係数を決定する必要がある。このような参考例としてHonjoら[14]を参照されたい。

ϕ'の特性値を42.8°，抵抗係数$\gamma_{Ri}=0.15$，固定荷重の荷重係数$\gamma_{SD}=1.0$，変動荷重の荷重係数$\gamma_{SL}=1.0$とすると，信頼性設計法レベルⅠで，設計するときの照査式は，次のようになる。

$$1\,000\times1.0+750\times1.0\leq0.15\times R_u(B)$$

$$1\,750/0.15=11\,667\leq R_u(B) \quad \cdots\cdots(13)$$

ϕ'の特性値を42.8°とするとき，いろいろな基礎幅に対する式(9)による極限支持力は，表—2.5のように求められる。

表—2.5より，$B=2.0$ (m) 以上であれば，式(13)の照査式を満たすことがわかる。

この例題では，ただ1種類の地盤に対して，ただ1組の荷重を対象にしてコード・キャリブレーションを行ったので，信頼性設計法レベルⅠの照査式であっても，目標とした信頼性レベルの基礎が設計された。しかし，現実には同じ照査式と荷重・抵抗係数を用いて，多様な地盤に対して多様な荷重値と荷重組合せを用いて，目標とする信頼性レベルを持った基礎が設計されなければならない。これは，かなり困難であることが理解できる。信頼性設計法レベルⅠを行う場合は，このような事情が存在することを十分知っておく必要がある。

参　考　文　献

1) Thoft-Christensen, P. and Baker, M. J.: *Structural Reliability Theory and Its Application*, Springer-Verlab, 1982.
2) 地盤工学会：基礎構造物の信頼性設計法講習会講演資料，2006.
3) 松尾　稔：地盤工学—信頼性設計の理念と実際—，技報堂出版，1984.
4) Baecher, G. B. and J. T. Christian: *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*, Wiley, 2003.
5) CEN: *EN 1997-1 Eurocode 7 Geotechnical Design—Part 1: General Rules*, 2004.
6) Honjo, Y.and B. Setiawan: General and local estimation of local average and their application in geotechnical parameter estimations, *Georisk*, Vol. 1, No. 3, pp. 167～176, 2007.
7) ISO (1998): *International Standard ISO/IS2394*, General principles on reliability for structures.
8) Kulhawy, F. H. and P. W. Mayne: Manual on estimating soil properties for foundation design, Report EL-6800, Electric Power Research Inst., Palo Alto, 1990.
9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　Ⅳ下部構造編，2002.
10) Kohno, T. Nakaura, T. Shirato, M. & Nakatani, S.: An Evaluation of the Reliability of Vertically Loaded Shallow Foundations and Grouped-pile Foundations, *Procs of The Second International Symposium on Geotechnical Risk and Safety, Japan*, pp. 177～184, 2009.
11) Honjo, Y., T. C. Kieu Le, T. Hara, M. Shirato, M. Suzuki and Y. Kikuchi, Code calibration in reliability based design level I verification format for geotechnical structures, Geotechnical Safety and Risk (*Proc. of IS-Gifu*) (eds. Y. Honjo, M. Suzuki, T. Hara and F. Zhang), CRC press, pp. 433～452, 2009.
12) 地盤工学会：性能性設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則（JGS 4001-2004），2005.
13) Holicky, M, J. Markova and H. Gulvanessian: Code calibration allowing for reliability differentiation and production quality, *Proc. 10th ICOSSAR*, 2007.
14) Honjo, Y., M. Suzuki, M. Shirato and J. Fukui: Determination of partial factors for a vertically loaded pile based on a reliability analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 91～110, 2002.

NII-Electronic Library Service