

1. まえがき

港湾構造物の設計においては、長年にわたり安全率を用いた確定論的設計法が適用されてきた。この方法は簡易であるものの、構造物の破壊可能性を定量的にコントロールするものではない。次世代の標準的な設計法として信頼性設計法が注目を浴びて久しいが、ISO2394（構造物の信頼性に関する一般原則）において明確に位置づけられるなど、港湾構造物の設計に信頼性設計法を導入する気運が高まってきた。信頼性設計法には、破壊可能性の制御方法に関して3つのレベルの方法がある。

ケーソン式防波堤の外的安定への信頼性設計法の適用については、まず、外山(1985)や鈴木(1987)が防波堤の滑動安全性へ信頼性設計法を適用するための予備的検討を行っている。その後、高山ら(1993,1994)は防波堤の滑動及び転倒に関する破壊確率をレベル3の信頼性設計法を用いて算出している。また、Cornell(1969)タイプの安全性指標を用いた検討には、長尾ら(1995,1997a,1997b,1998)による研究がある。

本研究は、構造物の破壊可能性をCornell(1969)タイプよりも正確に算出することが可能なHasofer-Lind(1974)タイプの安全性指標を用いて、防波堤の滑動・転倒・支持力破壊の3つの破壊モードについてレベル1およびレベル2の信頼性設計法による設計手法を提案するものである。このため、本研究における成果は、長尾ら(1998)による結果よりも合理的と判断されるものであり、筆者による防波堤のレベル1およびレベル2信頼性設計法に関する最終報告である。

検討にあたり、ケーソン式防波堤の外的安定に係る確率変数の従う確率分布を実験結果及び現地観測記録などをもとに推定した。次に、現行設計法により設計された防波堤の事例を全国より広範囲に収集し、FORMにより滑動・転倒・支持力破壊のそれぞれの破壊モードに関する安全性水準及び各破壊モードを総合した安全性水準をHasofer-Lind(1974)による安全性指標を用いて定量的に評価した(長尾ほか,2000,2001a)。信頼性設計法のキャリブレーションを行うにあたり、現行設計法と信頼性設計法のそれぞれの平均的な安全性水準を揃える方法、現行設計法と信頼性設計法の最低水準（破壊確率の5%超過確率値）を揃える方法のそれぞれについて目標安全性水準を設定した。次にレベル1およびレベル2の信頼性設計法によってコードキャリブレーションを行い、各々の方法について最適な設計法を提案するとともに、各方法の適用性を相互比較した(長尾ほか,2001b,2001c)。

なお防波堤は一般に地震荷重に対する安定性は高く、

津波防波堤などを除く通常の施設においては地震荷重の影響は小さいため検討が省略されることが多い。このため、本研究では地震荷重の影響は考慮しない。また、防波堤は通常耐用期間を50年とし、耐用期間に等しい再現期間50年の波高を有する波の作用に対する安全性を検討することから、本研究では再現期間50年の波高の波の作用時の安全性を定量的に評価する。

2. 信頼性設計法

2.1 信頼性設計法の概要

構造物の設計においては、耐力と荷重効果の値を何らかのモデルを用いて計算し、耐力が荷重効果を上回ることを確認する。防波堤の滑動安全性を例にとると、有効鉛直力に摩擦係数を乗じた値が耐力に、また水平波力が荷重効果に相当する。従来の設計法では、耐力及び荷重効果を構成する因子の値をある値に確定的に定めて、確定的な耐力と荷重効果の値を比較して安全性照査を行う。この方法においては設計される構造物の破壊に対する安全性が定量的に明確ではないため、設計者は構造物の安全性を定量的にコントロールすることはできない。

こうした従来型の設計法に替わり、より合理的な方法として提案されているのが信頼性設計法である。確率論を援用した設計法で、構造物の破壊する確率を許容値以下におさめるものである。信頼性設計法には3つのレベルがある(星谷ほか,1986)。

①レベル3の方法

荷重効果や耐力の算定に関係するすべての因子の従う確率分布を厳密に求めたうえで、数値計算により構造物の耐用期間中の破壊確率 p_f を計算して、これが許容破壊確率 p_{f0} 以下であることを確かめる方法である。最も精緻な方法であるが、変数の確率密度関数が完全に既知である必要があり、破壊確率の算出についても、数値積分を伴う高度な作業が必要となる。

②レベル2の方法

荷重効果や耐力の算定に関係する設計因子の従う確率分布を正規分布または対数正規分布などの数学的に扱いやすい形に仮定することにより、耐力と荷重効果により定義される性能関数の確率分布を算出し、その分布により求められる安全性指標 β が目標安全性指標 β_T 以上であることを確かめる方法である。

③レベル1の方法

まず、構造物が限界状態を超過する確率が目標の許容値になるように、荷重効果や耐力を構成する確率変数の

代表的値（特性値）と安全係数を、それぞれの確率分布と目標安全性指標をもとに定める。特性値と安全係数を乗除して得られる値は設計用値と呼ばれる。設計計算においては、耐力の設計用値 R_d が荷重効果の設計用値 S_d を上回ることを確認する。各種係数の設定には確率計算を援用しているが、設計計算は確定的な形式で行われることが特徴である。

各レベルの安全性照査方法の違いを表にしたものが表-1である。もっとも用いられる頻度の高いものがレベル1の方法であり、信頼性設計法を採用している国内外の基準類は概ねこの方法によっている。これに対してレベル3の方法は、数値計算の複雑さから設計基準類への導入は現時点では適用性が高くないものと判断される。また、レベル3の手法の長所を発揮するためには設計因子の従う確率分布を正確に求めておく必要があるなど、適用に際して技術的に困難な点が存在する。

表-1 信頼性設計法の3つのレベル

レベル	安全性照査式	基準パラメータ
レベル3	$p_f \leq p_{fa}$	破壊確率
レベル2	$\beta \geq \beta_T$	安全性指標
レベル1	$R_d \geq S_d$	設計用値

2.2 一次信頼性設計法 (FORM)

(1) 破壊確率

いま、耐力と荷重効果がそれぞれただ一つの正の領域をとる互いに独立な確率変数 R および S により表現されるものと仮定し、 S が R を上回った状態において破壊が生じるものとする。 R および S の確率密度関数をそれぞれ $f_R(x)$ 、 $f_S(y)$ 、確率分布関数をそれぞれ $F_R(x)$ 、 $F_S(y)$ とし、 R と S の結合確率密度関数を $f_{R,S}(x,y)$ とすると、破壊確率 p_f は $f_{R,S}(x,y)$ を領域 $0 < R < S$ で積分することにより得られる。すなわち、

$$p_f = \int_0^{\infty} \int_0^y f_{R,S}(x,y) dx dy = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} f_{R,S}(x,y) dy dx \quad (1)$$

R と S が互いに独立な場合は、 $f_{R,S}(x,y) = f_R(x) f_S(y)$ となるため、式(1)は式(2)のように変換できる。

$$p_f = \int_0^{\infty} f_S(y) F_R(y) dy = \int_0^{\infty} f_R(x) [1 - F_S(x)] dx \quad (2)$$

次に、より一般的な表現として、確率変数が2個よりも多い場合を考える。構造物の荷重作用時の破壊可能性を表す性能関数 Z を確率変数 X_i を用いて式(3)のように表現する。

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3)$$

破壊局面は $Z=0$ により表現され、 Z が正の領域は構造物が安全な領域にあることを示す。これより破壊確率は、破壊領域 $g(X) < 0$ において確率変数 X_1, X_2, \dots, X_n の結合確率密度関数 $f_X(x_1, x_2, \dots, x_n)$ を積分することにより得られる。すなわち、

$$p_f = \int_{g(X) < 0} \dots \int f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (4)$$

式(4)は、構造物の破壊確率を算出する際の最も一般的な表現であるが、確率変数の結合確率密度関数を算出することは一般的に困難であることが多く、同時に式(4)の多重積分を実施することは容易ではない。このため、式(4)の多重積分と等価な値を得るための近似法が提案されている。それらがFORM(First-Order Reliability Method)およびSORM(Second-Order Reliability Method)であり、性能関数のある状態においてテーラー展開することにより破壊確率と関連付けられる安全性指標を算出するものである。性能関数のテーラー展開を1次の項まで考慮するのがFORMであり、2次の項まで考慮するのがSORMである。一般的には、取扱が容易なFORMが用いられることが多い。以下では、FORMによる安全性指標の算出方法について述べる。

(2) Cornellタイプの安全性指標

Cornellタイプの安全性指標は、性能関数を平均値回りでテーラー展開することにより安全性指標を算出するものである。Cornell(1969)は、確率変数がただ2つの最も簡単な場合について安全性指標の算出方法を示したが、以下ではより一般的な条件について述べる。

性能関数に含まれる確率変数がすべて互いに独立な正規確率変数であるとする。性能関数(3)を2次以上の項を無視して平均値回りでテーラー展開すると次のようになる。

$$Z = g(\mu_x) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} (X_i - \mu_{x_i}) \quad (5)$$

ここに、記号 μ は、その添字の変数に関する平均値である。性能関数の平均値と標準偏差は、それぞれ式(6)および式(7)により得られ、安全性指標 β は式(8)により得られる。ただし、記号 σ は、その添字の変数に関する標準偏差である。

$$\mu_z \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \quad (6)$$

$$\sigma_z^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2 \quad (7)$$

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2}} \quad (8)$$

もっとも簡単な例について、幾何学的な観点から安全性指標について説明すると次のようである。確率変数が R および S の2種類のみでかつ線形な式(9)の性能関数を考える。

$$Z = R - S \quad (9)$$

安全性指標 β は、図-1に示すように、性能関数の平均値と原点の距離に関係した値である。図より明らかなように、 β の値が大きいほど安全な領域が大きく、破壊確率が小さいことを示している。幾何学的な関係より、安全性指標は式(10)により算出される。

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (10)$$

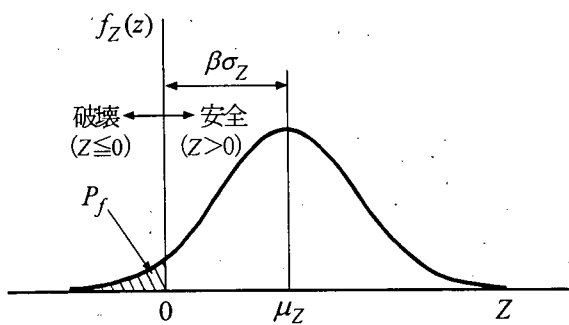


図-1 安全性指標

この Cornell タイプの安全性指標は、性能関数が正規確率変数の1次式の場合は破壊確率との対応がつくが、性能関数が非線形の場合には破壊確率との対応が正確ではなくなるほか、性能関数の定義の仕方によって安全性指標の値が変わるなどの問題を有している。このために提案されたのが次に述べる Hasofer-Lind タイプ(1974)の安全性指標である。

(3) Hasofer-Lind タイプの安全性指標

性能関数が互いに独立な正規確率変数から構成されるとする。まず、確率変数 X_i の正規化を式(11)に示すように行う。

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (11)$$

ここに、 μ および σ は、その添字の変数に関するそれぞれ平均値および標準偏差である。式(11)を用いることにより、破壊局面は原座標系における $g(\mathbf{X})=0$ から、変換座標系における $g(\mathbf{X}')=0$ に変換される。変換座標系において原点との距離が最小となる破壊局面上の点は、破壊点または設計点と呼ばれる。破壊の可能性を表す安全性指標は、変換座標系における原点と破壊点の距離として表され、式(12)のように表現することができる。ここに、記号*は破壊点における値であることを示す。線形な性能関数について、安全性指標を幾何学的に表現したものが図-2である。

$$\beta = \sqrt{(\mathbf{x}^*)' (\mathbf{x}^*)} \quad (12)$$

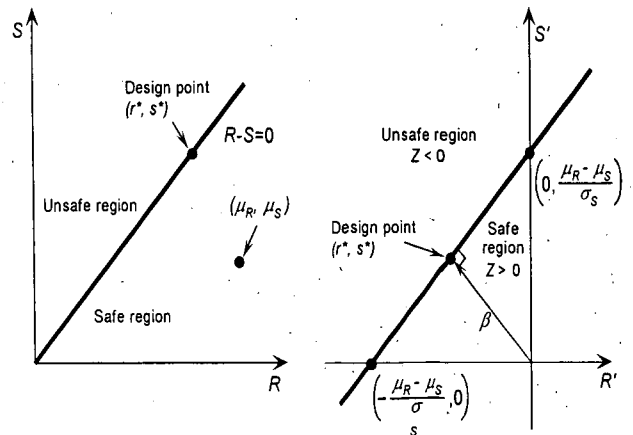


図-2 線形な性能関数に対する安全性指標

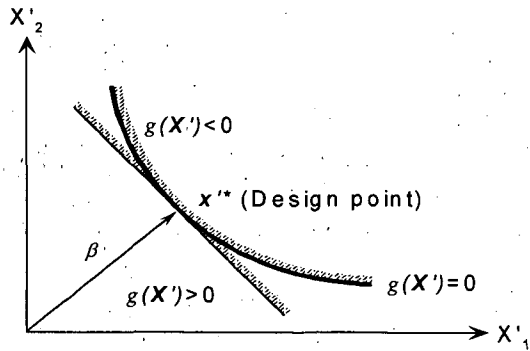


図-3 非線形な性能関数に対する安全性指標

一般的な場合として、確率変数が2個よりも多く、変換座標系における性能関数が非線形の場合においても、図-3に示すように破壊点は変換座標原点と破壊局面との距離が最小となる点である。

しかしながら、性能関数が非線形の場合、破壊点を幾何学的な関係から簡単に求めることはできず、収束計算を行う必要がある。すなわち、式(13)に示す最適化問題を解く必要がある。

$$\text{Minimize } D = \sqrt{\mathbf{x}'\mathbf{x}'} \quad (13)$$

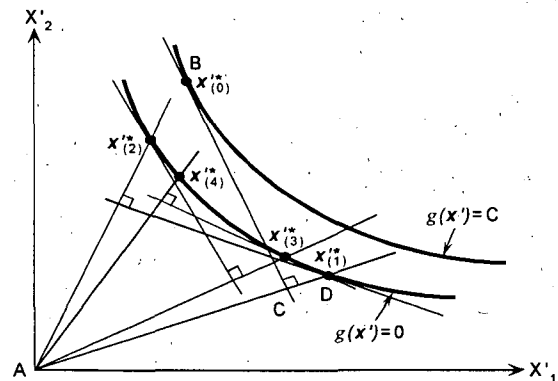
$$\text{S. T. } g(\mathbf{x}) = g(\mathbf{x}') = 0$$

ラグランジュの未定係数決定法を用いることにより、式(13)の解は式(14)のように得られる。ここに、記号*は、破壊点における値であることを示す。変換座標系における破壊点は、式(15)により与えられ、破壊局面の線形化近似を行い、探索を繰り返すことにより求められる。 α_i は X'_i 軸における方向余弦であり、式(16)により与えられる。

$$\beta = - \frac{\sum_{i=1}^n x'_i \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^{2*}} \quad (14)$$

$$x'_i = -\alpha_i \beta \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (15)$$

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^{2*}} \quad (16)$$



Note: A number in parentheses indicates iteration number.

図-4 安全性指標の算出方法

図-4に示すように、安全性指標は各探索点における線形化近似により繰り返し計算を行い収束値を求めることにより得られる。図-4に示す例では、B点が最初の近似ポイントである。この値は、通常すべての確率変数に平均値を代入することにより得られるが、変換座標系における限界状態面上 ($g(\mathbf{x}')=0$) には存在しないことが多い。1回目の繰り返し計算においては、B点における接線と変換座標原点とを結んだ直線ACをもとにして、限界状態面上における点Dを求め、安全性指標を計算する。そして、同様な手順で安全性指標が収束するまで収束計算を繰り返す。

性能関数が正規確率変数であるとき、破壊確率 p_f と安全性指標 β は式(17)に示す関係にある。

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (17)$$

ここに、 Φ は標準正規確率分布関数である。

図-5はその場合の破壊確率と安全性指標の関係を示したものである。設計用の破壊確率の目標値を定めると、それに対応した安全性指標の値 β_T が定まる。この β_T を目標安全性指標と呼ぶ。

2.3 レベル1信頼性設計法

レベル1信頼性設計法の安全性照査式の基本を示すと式(18)のようになる。

$$\gamma_R R_k \geq \gamma_S S_k \quad (18)$$

ここに、

γ_R : 耐力に関する安全係数

γ_S : 荷重効果に関する安全係数

R_k : 耐力の特性値

S_k : 荷重効果の特性値

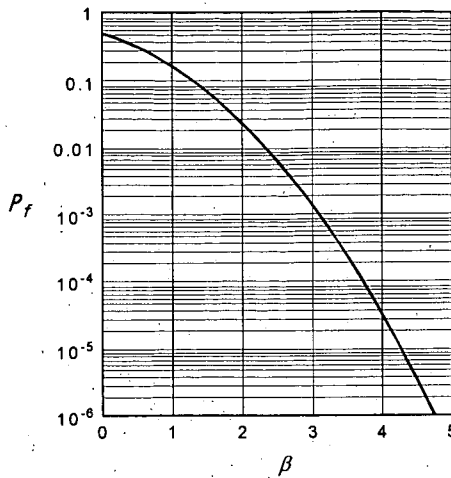


図-5 破壊確率と安全性指標の関係

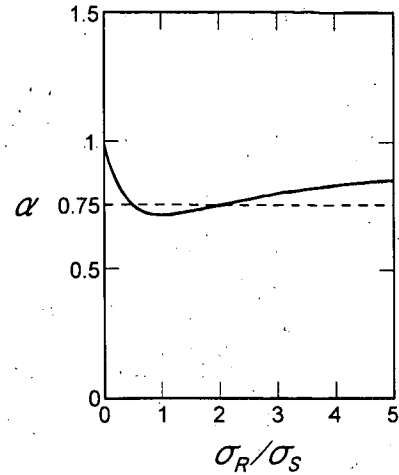


図-6 分離係数 alpha

式(10)に分離係数 α_R , α_S を導入して式(19)の近似関係を利用することにより, 安全係数が式(20)~式(21)により得られる. 分離係数は, 0.7~0.75 程度の値である(図-6参照). こうして求めた安全係数を用いることにより, 式(18)は式(10)と近似的に等価なものになる.

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \approx \alpha_R \sigma_R + \alpha_S \sigma_S \quad (19)$$

$$\gamma_R = (1 - \alpha_R \beta_T) \frac{\sigma_R}{\mu_R} \frac{\mu_R}{R_k} \quad (20)$$

$$\gamma_S = (1 + \alpha_S \beta_T) \frac{\sigma_S}{\mu_S} \frac{\mu_S}{S_k} \quad (21)$$

このように, レベル1の信頼性設計法では, 構造物の破壊確率を直接扱った計算は行わないが, 破壊確率が許容値以下になるように設定した安全係数を用いて設計計算を行うことによって, 安全性をコントロールしている. ここに示した例は性能関数が線形の簡単な場合であるが, 実際の構造物の安全性照査式は複雑な非線形のものとなることが多いため, 安全係数などの設定を理論的に行うことは困難を伴い, キャリブレーションを実施して最適な安全係数を設定する必要がある.

2.4 レベル2信頼性設計法

レベル2の信頼性設計法は, 安全性指標の値そのものを判定基準とするものである. すなわち, 設計される構造物の安全性指標を算出し, これが目標値を上回ることを確認する.

$$\beta \geq \beta_T \quad (22)$$

レベル1の方法では安全係数と特性値を用いて安全性の判定が行われるため, 構造物の安全性指標が目標値以上であるかどうかを直接的には確認することなしに設計計算が行われる. これに対してレベル2の方法では, 安全性指標は目標値を必ず上回ることが保証されている. ただし, 安全性指標の計算という, 従来はなかったプロセスが設計計算の中で必要になる.

破壊可能性の制御という観点からは, レベル2の方法の方がレベル1の方法よりも優れているが, 設計計算の容易さの観点からはレベル1の方法の方が有利であるといえる.

2.5 目標安全性指標

信頼性設計法においては, 構造物の許容安全性の目標値をいかに定めるかが重要となる. その方法には以下のものがある(星谷ほか, 1986).

- ① 事故統計に基づく方法
- ② 現行設計基準類へのキャリブレーションに基づく方法
- ③ 他の災害危険性との比較による方法
- ④ 人的損失に対する危険性回避に要する投資効果による方法
- ⑤ 期待総費用最小化に基づく方法

以下に, 各方法について概説する.

① 事故統計に基づく方法

事故や損傷に関する統計資料に基づいて事故・損傷が

1年間に発生する確率を計算し、これを参考に目標安全性を決定する方法である。

② 現行設計基準類へのキャリブレーションに基づく方法

現行の設計基準類により設計された種々の構造物の安全度を求めて、その資料に基づき目標安全性を定める方法である。諸外国では、この方法により数多くの信頼性設計法による基準を策定している。現行の設計法が数多くの実績を持ち、十分な信頼性が得られていることが明らかである場合には有利な方法であるが、反面、現行基準類が最適解を与えているという保証はないという問題点がある。キャリブレーションの方法としては、信頼性設計法による安全性の平均値を現行設計基準類と同程度にする方法が一般的である。

③ 他の災害危険性との比較による方法

構造物の破壊に伴って予測される1人当りの死亡危険性を自然災害あるいは他の人為災害による危険性と比べて、ある水準以下に設定する方法である。

④ 人的損失に対する危険性回避に要する投資効果による方法

構造物の破壊に伴って予測される1人当りの死亡率を低減させるのに要する費用の大きさを評価の基準とする方法で、この方法では、1つの生命を救うのに社会が支払う金額にはおのずからある基準があるとされる。

⑤ 期待総費用最小化に基づく方法

初期建設費と破壊による復旧費用の期待値の和で表現される期待総費用が最小となる破壊確率を最適値と判断する方法である。期待総費用は本来、維持管理費用を含む概念であるが、ケーソン式港湾構造物の場合は維持管理費用が期待総費用に占める割合はごくわずかであるため無視することができる。このため、港湾構造物における期待総費用は式(23)により得られる。

$$ELC = C_i + P_f C_F \quad (23)$$

ここに、

ELC : 期待総費用

C_i : 初期建設費

P_f : 耐用期間中の破壊確率

C_F : 破壊時損失費 (復旧費)

この方法を概念的に示すと図-7のようになる。一般に、期待総費用は最小値の左右で異なった傾向を示し、最小値の左側(危険側)では破壊確率の変化に敏感で、破壊確率が増加するに伴って期待総費用は急激に増加す

るが、最小値の右側(安全側)では破壊確率が減少するに従って期待総費用は緩やかに大きくなるとされる。

以上述べた手法について港湾構造物への適用性を検討すると、まず①事故統計に基づく方法は、ヒューマンエラーによることが多い事故統計と、波浪や地震荷重などの様々なレベルの異なる荷重作用による破壊確率を整合させることには問題があると考えられる。また、③他の災害危険性との比較による方法、④人的損失に対する危険回避に要する投資効果による方法は、いずれも構造物の被災によって人的損失が直接的に生じる可能性の高い施設を念頭に置いて提案されたものであるため、港湾構造物への適用性は高くはないと考えられる。さらに、⑤期待総費用最小化に基づく方法については、公共構造物である港湾構造物が被害を受けると直接の被害のみならず、間接被害(例えば防波堤では、港内の静穏度の劣化により流通機構の被る損失、それに付随する生産機構などの効率の劣化、交通手段が途絶した場合の人流の損失など)が発生する。このため適用にあたっては、この間接被害額を適切に見積もる必要があり、個々の施設の設置位置や背後圏との関係などに応じて最適値は変化する。

以上の理由により、本研究においては、設計基準類へ導入する汎用的な目標安全性水準の定め方として現時点で最も適切と判断される「現行設計基準類へのキャリブレーションに基づく方法」に従って信頼性設計手法を検討することを原則とする。

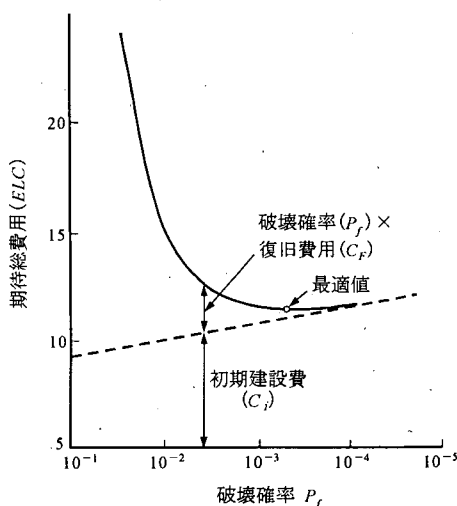


図-7 期待総費用最小化に基づく方法

2.6 コードキャリブレーションの方法

現行設計基準へのキャリブレーションに基づく方法としては、安全性の平均値が同程度になるようにする方法と、ある最低安全水準を設定してその水準を下回る割合

を同程度にする方法の二つが考えられる(神田, 1993) (図-8)。前者の方法によれば, 安全性が極端に高いか, または低い構造物の割合が少なくなり, 平均的には建設費用が従来程度でありながら信頼性の高い設計が行える。また, 後者の方法によれば平均的な安全水準は従来の設計法に比べて低くなるが, 危険な施設の割合は従来と同程度であり, かつ過大な設計が少なくなることから, トータル的には経済性が発揮されることになる。

いずれの方法を採用する場合においても, 破壊モードが複数あること, 性能関数が非線形であることなどの理由により, 提案する安全係数や目標安全性指標はパラメータスタディにより絞り込む必要がある。その際の最適性の判断は, 平均値ベースのキャリブレーションにおいては, 式(24)に示すように, 目標破壊確率に対する設計断面の破壊確率の分散が最小となる案を最適と判断する。また, 最低水準をベースとしたキャリブレーションについては, 式(25)に示すように総合破壊確率に関する現行設計法と信頼性設計法の5%超過確率値(5th percentile value)の差の絶対値最小案を最適案として採用する。

$$\sum (P_{\beta} - P_{fr})^2 \rightarrow \min \quad (24)$$

ここに,

P_{ft} : 総合破壊確率の目標値

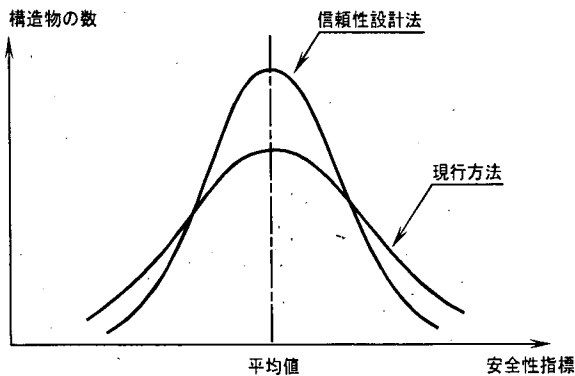
P_{fr} : 信頼性設計法による総合破壊確率

$$|P_{f5\%p} - P_{f5\%r}| \rightarrow \min \quad (25)$$

ここに,

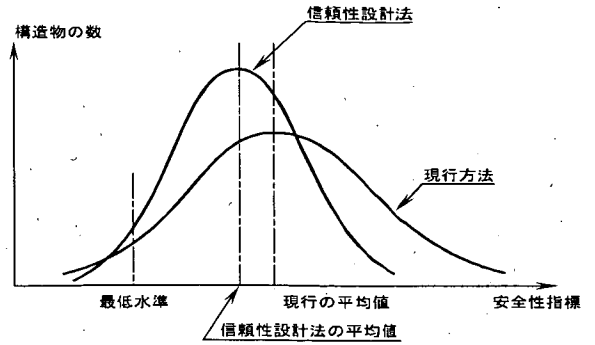
$P_{f5\%p}$: 現行設計法による総合破壊確率の5%超過確率値

$P_{f5\%r}$: 信頼性設計法による総合破壊確率の5%超過確率値



(a) 平均値を同じにする

図-8(a) キャリブレーションの方法(神田, 1993)



(b) 最低水準以下のものの割合を同じにする

図-8(b) キャリブレーションの方法(神田, 1993)

3. 設計パラメータの従う確率分布の推定

防波堤の外的安定に関係する設計パラメータの従う確率分布を推定する。式(26)に示すように, 各変数の平均値とその設計用値(設計で用いられる値)の比を α , 各変数の変動係数を V と定義し, α 及び V の従う分布を検討する。

$$\alpha = \frac{\mu_x}{X_d} \quad (26)$$

ここに,

μ_x : 確率変数 X の平均値

X_d : 確率変数 X の設計用値

(1) 波力関係

① 沖波の推定精度

設計沖波波高の推定精度については根拠となるデータが現時点では十分とはいえない。Takayama et al.(1993)の検討例に準じて, 沖波波高とその設計用値の比は正規分布に従うと仮定し, $\alpha=1.0$, $V=0.1$ と仮定する。

② 波浪変形計算の推定精度

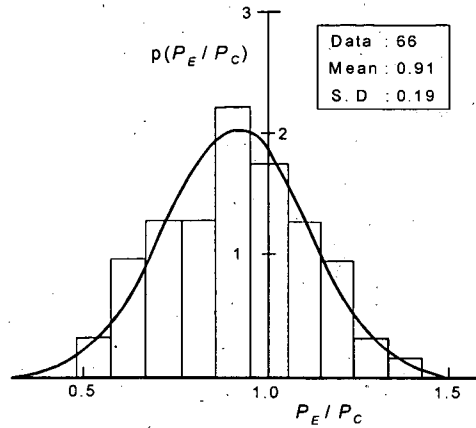
波浪変形計算法の不確定要素については, 現象面から非砕波領域と砕波領域の2つに分けて考える。非砕波領域における波の変形は, 屈折, 回折および浅水変形であり, 現行設計法ではエネルギー平衡方程式によって波浪変形計算を行うことが多い。エネルギー平衡方程式を用いた波浪変形計算に対して多方向不規則波を用いた実験結果を対照させた結果がTakayama et al.(1993)により図-9のようにまとめられている。波高の実験値と計算値の比の出現分布は正規分布に比較的良好に一致している。この図は海底勾配が緩やかな場合の結果であり, 浅瀬背後のように水深変化の大きなところでは実験値と計算値の比のばらつきが大きい。以下では, 既往の実験デー

タなどを参考に、海底勾配が 1/30 以下の場合を緩勾配、1/30 をこえる場合を急勾配として扱う。

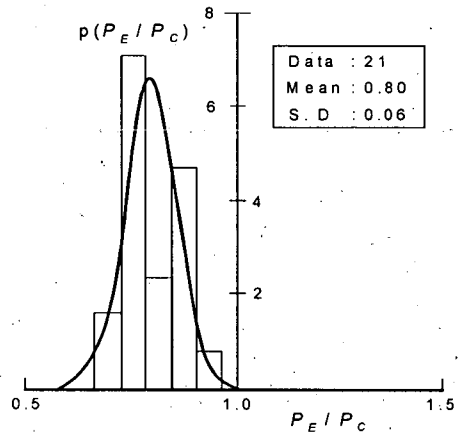
次に、砕波領域における波の変形については図-10 のように実測値と計算値の比が Takayama et al.(1993)によりまとめられている。分布形状は正規分布に非常に近くなっている。

③波力公式

波力公式の精度については、港湾技術基準における波力公式による計算値と水理模型実験結果との比が Takayama et al.(1993)によりまとめられている。ここでは我が国における代表的な防波堤の構造形式であるケーソン式混成堤（ケーソン+捨石マウンド）直立部と消波ブロック被覆堤（ケーソン+消波ブロック+捨石マウンド）についての結果を図-11 に示す。混成堤直立部については、ばらつきが大きいがほぼ正規分布とみなしうる。消波ブロック被覆堤についてはばらつきが小さく、やはり正規分布とみなすことができる。実測値と計算値の比の値はケーソン式混成堤直立部に比べて消波ブロック被覆堤は平均的に低く、波力を安全側に算定していることがわかる。



(a) ケーソン式混成堤



(b) 消波ブロック被覆堤

図-11 波力算定式の推定精度(Takayama et al.,1993)

(2) 設計潮位

海面は主として太陽と月の引力によって1日に2回または1回の昇降をくりかえしている(図-12)。この現象は潮汐(天文潮)と呼ばれ、堤体に働く浮力や水平波圧を絶えず変化させる原因となる。1日の変動量は日本海側で非常に小さく太平洋側で大きいという地域性を有しており、特に有明海、瀬戸内海、伊勢湾および東京湾などの内湾域では非常に大きくなる。

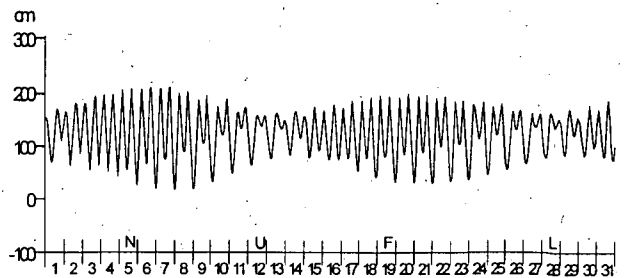


図-12 一日の潮位変動の例

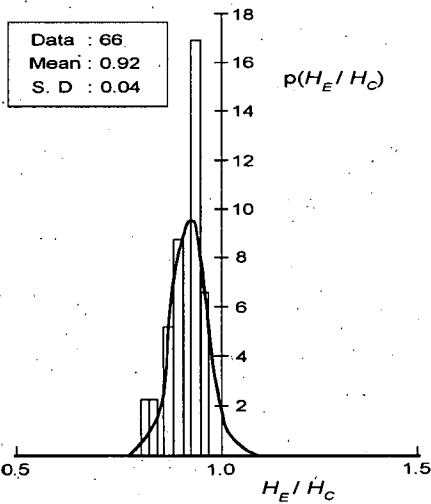


図-9 波浪変形計算の推定精度(Takayama et al.,1993)

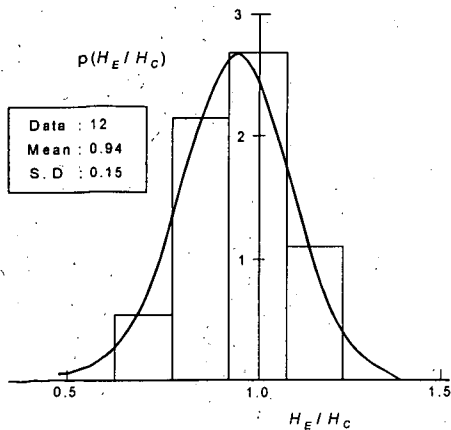


図-10 砕波変形の算定精度(Takayama et al.,1993)

一方、台風や発達した低気圧に起因して海面の高さが高まる現象を高潮（気象潮）といい、これと天文潮との潮位の差を偏差という。潮位に関する約50年間の観測データ（気象庁、1994）によれば、北海道と北日本の日本海側を除くわが国の沿岸域における高潮の過去最大偏差はすべて台風による記録である。一般に気象潮の発達する状況においては波高も大きく、堤体が破壊を起こすケースでは、異常波浪および異常潮位が同時に生起すると考えてよい。

潮位変動は正弦波などの簡単な関数形で近似することには問題がある。本研究では、高波浪時の潮位と設計潮位の比の値に注目して整理を行う。式(27)に示すように、過去の高潮に基づく既往最大偏差を H.W.L. に加えた既往最高潮位 (H.H.W.L.) と設計潮位の比の値を、地域性を有する潮位パラメータ r_{wi} として定義する。

$$r_{wi} = h'/h \quad (27)$$

ここに、

h' : 高潮に基づく既往最高潮位 (H.H.W.L.)

h : さく望平均満潮位 (H.W.L.)

全国の沿岸域における既往最大偏差の値を過去50年間の統計データ（気象庁、1994）から設定し、 r_{wi} の値を算出した結果を図-13に示す。四国、近畿および東海の太平洋側で2.0前後（台風）、関東、東北および北海道東部では1.5前後（台風および低気圧）、瀬戸内と九州全域では1.5前後（台風）、潮位の変動が小さな日本海側では2.5前後（台風および低気圧）となるのがわかる。このため、図-13の値を地域的にまとめて r_{wi} の値としては図-14の関係を用いる。次に、防波堤の被災時の潮位と設計潮位 H.W.L. の比の値について検討する。1983年から1991年までの期間に被災を受けた防波堤の被災時の潮位と設計潮位の比の分布を図-15に示す。43例のうち被災時の潮位が設計潮位を越えているものが22例あり、最高で約2.3倍の潮位の差が生じていたことがわかる。平均値は1.07、標準偏差は0.45であり、かなりばらつきが大きい。潮位分布が破壊確率に及ぼす影響は比較的低いと考えられることを考慮して、本研究では潮位と設計潮位との比の値について正規分布を仮定し、潮位がさく望平均満潮位 L.W.L. を下回る確率および高潮に基づく既往最高潮位を上回る確率がともに0に近くなるような正規分布で表現する。なお比の値の平均値は $\alpha=1.0$ とする。 $r_{wi}=1.5$ の場合、変動係数は0.20、 $r_{wi}=2.0$ および2.5の場合0.40となる。

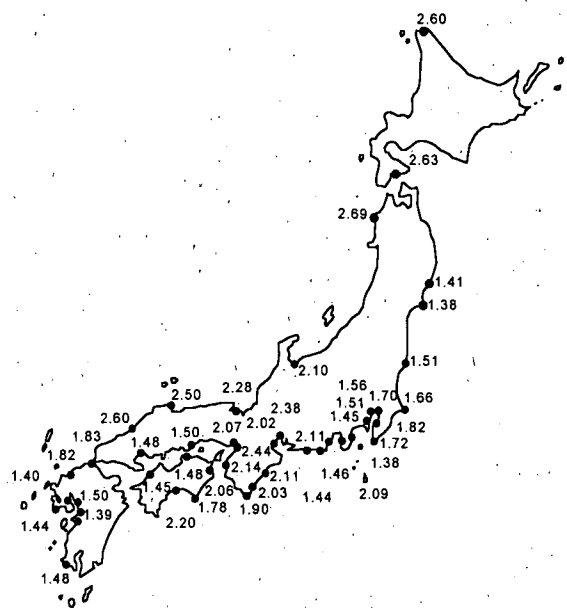


図-13 r_{wi} の分布

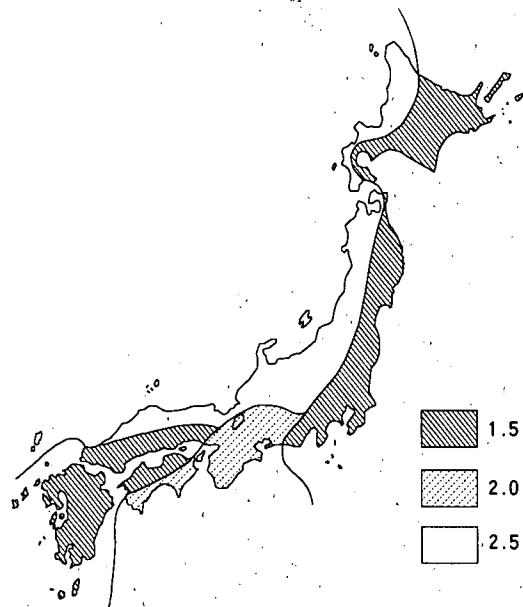


図-14 r_{wi} の分布

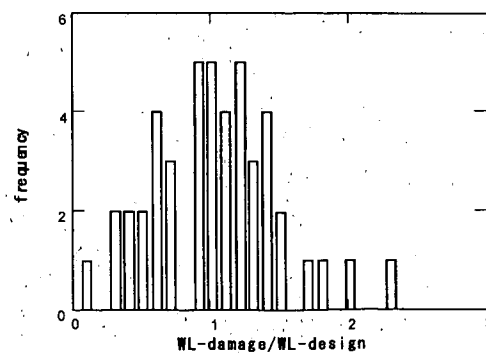


図-15 被災時の潮位

(3) 摩擦係数

コンクリートとマウンド用捨石の間の摩擦係数としては、標準値として0.6が用いられる。摩擦係数のばらつきについては、森平ら(1978, 1979)がケーソン式混成堤をモデルにコンクリートと捨石の間の摩擦係数を求める実験を行っているほか、鍛冶ら(1995)も同様の実験を行っている。森平らによる実験結果により得られた摩擦係数のばらつきを図-16に示す。この図は実測された摩擦係数を設計で用いられる標準値0.6で正規化したもので、分布は正規分布とみなすことができる。

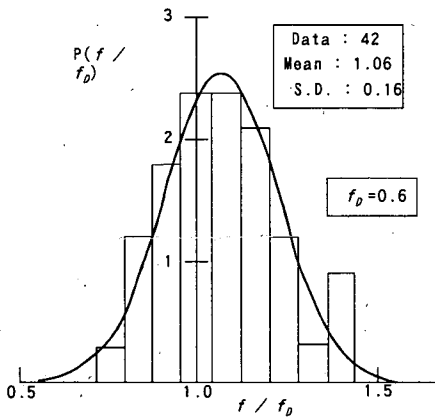


図-16 摩擦係数のばらつき

なお、支持力安全性に余裕のある場合などは、堤体幅を小さくする観点から、堤体底面にアスファルトマットなどの摩擦増大マットを敷設する場合がある。摩擦増大マットを用いる場合の摩擦係数としては0.7が用いられることが多い。この値は、摩擦増大マットと捨石が十分になじんで滑動抵抗が増加するまでに若干の時間が必要であることや、海水中の摩擦増大マットの長時間にわたる材質変化も考えて設定されていると考えられる。したがって、摩擦増大マットを用いた場合の摩擦係数の確率分布を実験データのみから判断することは適当ではない。このため本研究においては、摩擦増大マットを用いた場合の摩擦係数の従う確率分布は、通常のコンクリートと捨石の間の摩擦係数の従う確率分布と同じとみなすこととする。

摩擦係数の従う分布としては、これら既往の実験結果及びTakayama et al. (1993)による整理を参考にして、 $\alpha = 1.06$, $V = 0.15$ とする。

(4) 堤体を構成する材料の単位体積重量

ケーソン式防波堤の堤体重量は、ケーソンを構成する鉄筋コンクリート、ふたコンクリートと上部工の無筋コンクリート、および中詰砂の重量からなる。それぞれの

重量を算出する際の単位体積重量の標準値としては、鉄筋コンクリートの場合 24.0 kN/m^3 、無筋コンクリートでは 22.6 kN/m^3 が用いられる(港湾基準, 1999)。中詰砂については $18.0 \sim 20.0 \text{ kN/m}^3$ 程度の値が用いられることが多い。南ら(1991)によるこれら諸量の実測値の分布を図-17~図-19に示す。各分布はそれぞれ正規分布とみなすことができる。無筋コンクリートの単位体積重量の平均値は 23.0 kN/m^3 、標準偏差は 0.40 kN/m^3 である。鉄筋コンクリートの単位体積重量の平均値は 23.6 kN/m^3 、標準偏差は 0.44 kN/m^3 である。中詰砂については、 $18.0, 19.0, 20.0 \text{ kN/m}^3$ の3種類の単位体積重量のデータから分布を調べたものである。単位体積重量の実測値と設計用値の比の平均値は 1.02 、標準偏差は 0.04 である。

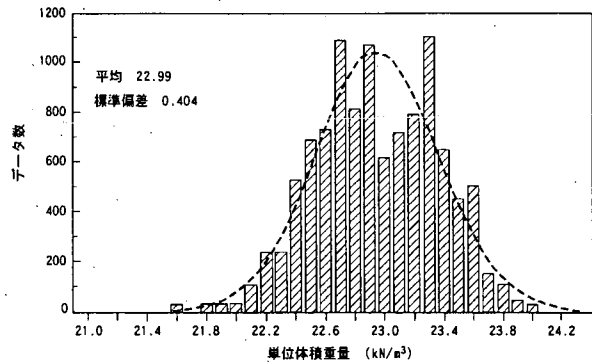


図-17 無筋コンクリートの単位体積重量の分布(南ほか, 1991)

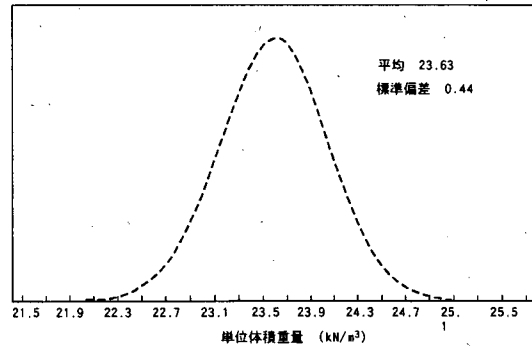


図-18 鉄筋コンクリートの単位体積重量の分布(南ほか, 1991)

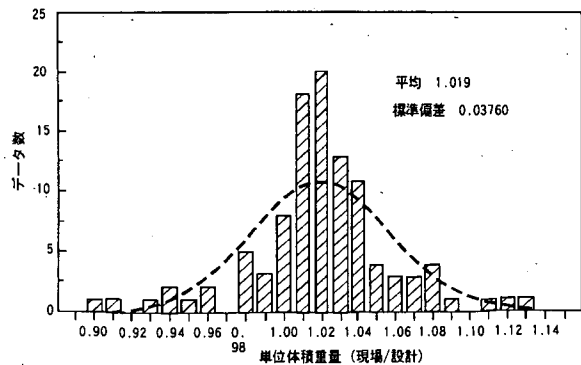


図-19 中詰砂の単位体積重量の分布(南ほか, 1991)

(5) 基礎地盤の単位体積重量

基礎地盤の単位体積重量の設計用値としては、捨石マウンドや砂質土地盤の場合は、試験を行うことなく20kN/m³程度の値が、また粘性土地盤の単位体積重量としては不攪乱試料の試験結果（沖積粘性土では、14~18 kN/m³程度）をもとにした値が用いられることが多い。図-20は木更津港の飽和粘土層の単位体積重量の分布である（松尾, 1984）。また、表-2は各地の飽和粘土についての単位体積重量分布例である（松尾, 1984）。飽和粘土層の単位体積重量は正規分布で近似でき、変動係数は0.02~0.04の範囲にあり、平均的に見るとほぼ0.03程度である。砂地盤や捨石マウンドについてのデータは比較的少ないが、ほぼ粘性土地盤と同様に取り扱ってよいものと考えられる。

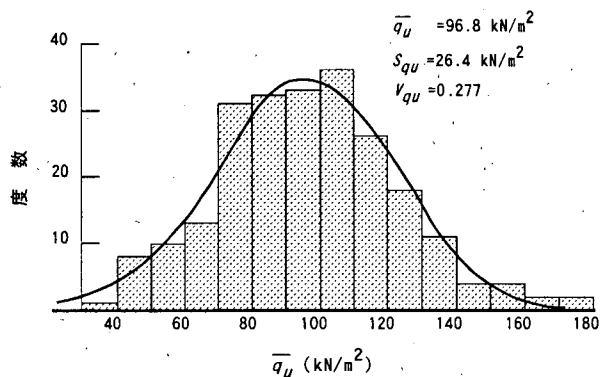


図-20 地盤単位体積重量の分布(松尾, 1984)

表-2 基礎地盤単位体積重量分布の例(松尾, 1984)

調査地点	N_B	N_S	N	\bar{y}_t (kN/m ³)	S_{yt} (kN/m ³)	V_{yt}
堀川橋	9	35	35	16.0	0.4	0.025
木更津	15	58	57	14.6	0.5	0.035
寝屋川(1)	14	35	34	16.0	0.4	0.023
寝屋川(2)	22	44	43	16.0	0.4	0.026
安浦	23	184	114	15.9	0.5	0.029
京浜	9	94	36	14.7	0.3	0.020
市場	5	27	25	15.5	0.5	0.031
塩釜	30	58	27	15.2	0.6	0.037
東京湾	6	77	63	14.8	0.6	0.041

記号

- N_B : ボーリング本数
- N_S : サンプリング個数
- N : 単位体積試験個数
- \bar{y}_t : y_t の平均値
- S_{yt} : y_t の標準偏差
- V_{yt} : y_t の変動係数

(6) 基礎地盤強度

①捨石マウンド

捨石マウンドの強度定数としては、ビショップ法により偏心傾斜荷重に対する支持力安全性を照査する場合は $c' = 20\text{kN/m}^2$, $\phi' = 35^\circ$ が用いられる。砕石に関する三軸試験としては、これまでに荘司(1983)の研究と、水上ら(1991)の研究がある。荘司は全国の産地4ヶ所から産出された良質の捨石材を用いた大型三軸試験を行い、捨石材のせん断強度特性を検討した。これに対して水上らは、品質が劣ると考えられる石材を対象に大型三軸試験を行っている。締め固め方法も緩めになるように設定されている。試験にあたっては、実際の捨石の粒径寸法でせん断試験をすることは困難なため、両者ともに供試体は相似粒度の考え方で置き換えた材料としている。

両者の実験結果を統計的に処理すると、表-3のようになる。表中、振動締め固めと記したものが荘司による実験結果であり、上部加振締め固めと水中落下締め固めと記したものが水上らによる実験結果である。データ数は総計37個である。

見掛けの粘着力のばらつきがかなり大きく、平均的に見ると現行設計法の設定値である $c' = 20\text{kN/m}^2$ を上回っている。せん断抵抗角 ϕ' の値は平均的に 35° にほぼ一致している。実験誤差なども考慮し、ここでは、捨石マウンドの強度定数は $\alpha = 1.0$, $V = 0.1$ の正規分布に従うと仮定する。

②砂質土地盤

砂質土の強度定数 ϕ' を求めるには、不攪乱試料で三軸試験を実施すれば信頼性の高い結果が得られるが、経済的な理由などから、三軸試験を行う場合は攪乱試料によることが多い。また、実際の設計においては原地盤から試料を採取して三軸試験を実施することは極めてまれであり、大部分は ϕ' と相関があると考えられている N 値から推定している。このため、砂質土地盤の強度のばらつきに関する有意なデータは不足しているといえる。

ここでは、砂質土地盤強度のばらつきを概略的に把握するため、全国各地の港湾で実施された土質調査を対象として N 値に関する統計処理を行った。支持力におよぼす影響が強いと考えられる海底面下第一層のうち、海底面下-5m~-10m 程度までの土層について行われた試験結果を対象とした。統計処理の方法は次のようである。まず、ある港湾のある地区について行われた全ボーリングデータを抽出する。このうち同一の層と考えられる地盤に対するデータを集計し、 N 値の平均値を算出する。次に、各 N 値とその平均値の比を計算する。対象とした港湾は13港、データ数は492である。図-21(a)はこのよ

うにして得られた N 値とその平均値の比の度数分布である。比の平均値は 0.97 であり、変動係数は 0.47 とやや大きい。いま、仮に丸い粒子で粒径が一様な場合の Dunham(1954) による関係式が成立すると仮定して各 N 値および平均 N 値を ϕ' および平均 ϕ' に換算し、同様な操作を行うと、 ϕ' に関する比の値の平均値は 0.99、変動係数は 0.18 となる (図-21(b))。また、これをさらに同様の手順で $\tan \phi'$ に換算すると、比の平均値は 0.99、変動係数は 0.20 となる (図-21(c))。しかしながらここの結果は、土質試験時の際の誤差を含んでいるため、実際の強度のばらつきとはいえないことを注意する必要がある。このため本研究では、砂質土地盤の強度の従う確率分布として捨石マウンドと同じ分布を想定する。

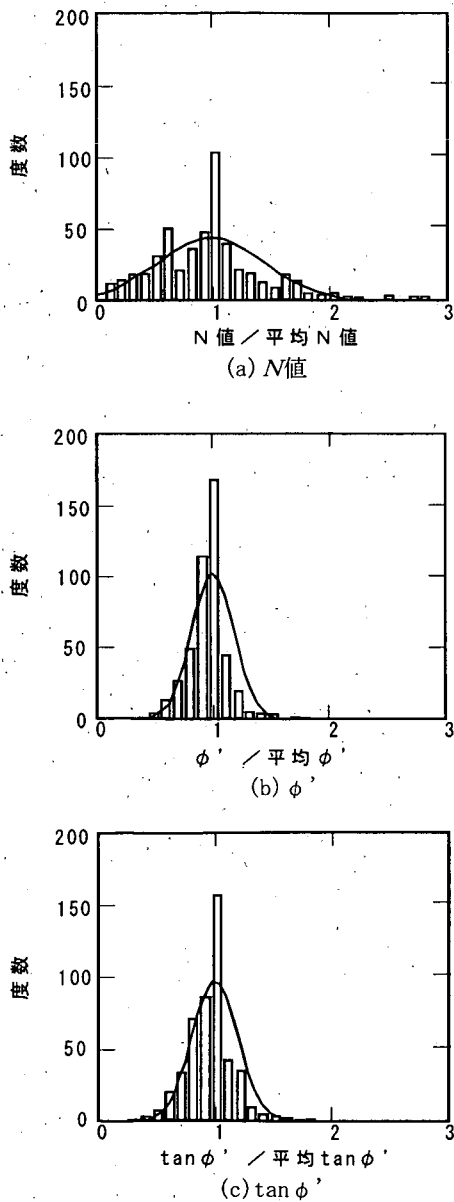


図-21 砂質土地盤の強度のばらつき

③粘性土地盤

粘性土は、排水スピードが非常に小さいために砂質土と同じ条件下で三軸試験を実施しても見掛け上 ϕ' はゼロとなる。粘性土の強度 (非排水強度 c_u) は三軸試験による最大軸応力差の半分の値となるが、三軸試験の代わりに一軸圧縮試験を実施して非排水強度 c_u を求めることが多い。乱さないように慎重に採取された試料に対しては一軸圧縮試験が一種の非排水三軸試験と見なせるからであるが、このようにして得られた一軸圧縮試験のデータは実際の粘性土地盤の強度に対して多少の誤差をもつといえる。松尾(1984)によれば、一般に c_u は工学的に一般と見なされる地盤内で深さ方向に大幅にばらつき、その変動特性は図-22 の模式図のように、普通3タイプに分けることができる。すなわち、

- I型：平均、分散とも深さ z 方向に不変
- II型：平均は深さに対し線形増加するが、分散は不変
- III型：平均、分散とも深さに対し線形増加

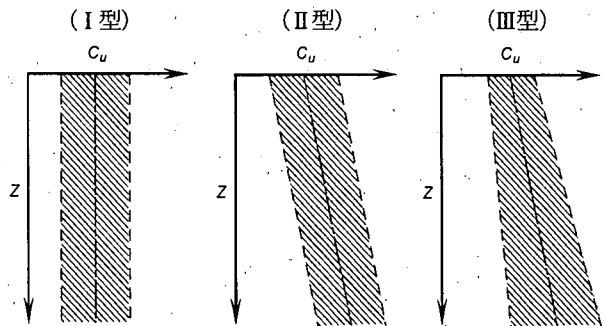


図-22 粘性土地盤の強度分布モデル(松尾, 1984)

これら3つのタイプのうち、松尾(1984)による木更津港におけるI型地盤の q_u 値の度数分布を図-23に示す。この図は、工学的に一つの層と見なしうる土層を深度方向に2mピッチで分割して、それぞれの分割層内における q_u 値を度数分布の形に整理したものである。強度分布が正規分布で近似できることがわかる。変動係数は約0.28とやや大きいですが、サンプリングや試験時の影響が含まれていることに注意が必要で、実際の変動係数は0.28よりも小さいと考えられる。このため本研究においては、粘性土地盤強度の従う確率分布についても砂質土地盤強度と同様の分布を想定する。

なお、本研究で扱った防波堤の事例では、対象地盤が粘性土地盤の場合、砂置換かまたはサンドコンパクションによって地盤改良がなされており、地盤改良することなしに直接基礎地盤上に捨石マウンドを築造した例はなかった。

表-3 石材の強度のばらつき

締固め方法	岩種	データ数	見かけの粘着力 c' (kN/m ²)		せん断抵抗角 ϕ' (deg)	
			平均値	変動係数	平均値	変動係数
振動締固め	砂岩	6	110.25	0.14	34.4	0.07
	花崗岩	5	59.58	0.44	32.1	0.13
	合計	11	87.22	0.38	33.2	0.11
上部加振締固め	石灰岩	3	72.52	0.10	39.0	0.05
	花崗岩	2	68.60	0.21	34.4	0.06
	砂岩	3	52.43	0.45	28.6	0.16
	特殊モルタル	5	49.00	0.71	33.8	0.07
	合計	13	58.21	0.47	33.8	0.13
水中落下締固め	石灰岩	3	39.40	0.22	36.1	0.05
	花崗岩	2	50.47	0.17	30.9	0.06
	砂岩	3	21.76	0.59	28.1	0.06
	特殊モルタル	5	29.00	0.45	32.1	0.17
	合計	13	33.03	0.45	32.1	0.14
全体の統計		37	58.02	0.58	33.2	0.13

岩種毎の統計	岩種	データ数	見かけの粘着力 c' (kN/m ²)		せん断抵抗角 ϕ' (deg)	
			平均値	変動係数	平均値	変動係数
岩種毎の統計	砂岩	12	73.70	0.57	31.5	0.13
	石灰岩	6	55.96	0.33	37.2	0.06
	花崗岩	9	59.58	0.37	32.1	0.11
	特殊モルタル	10	39.00	0.72	33.2	0.13
	合計	37	58.02	0.58	33.2	0.13

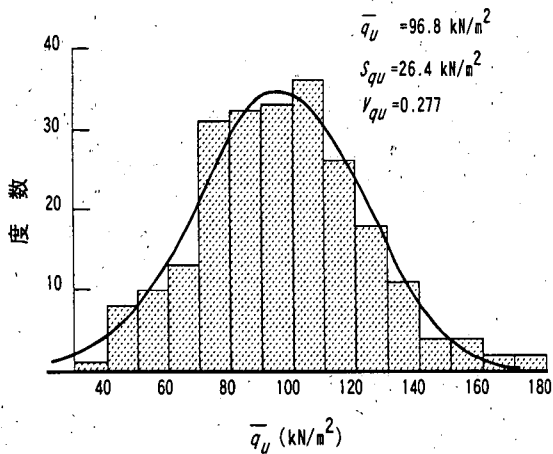


図-23 粘性土地盤の強度分布(松尾, 1984)

④地盤強度の自己相関

地盤強度などの変動係数については、円弧すべり計算で扱う地盤の広さと、均質と考えて良い地盤の広がり異なる(松尾, 1984)ため、地盤の空間的な自己相関特性を考慮する必要があり、すべり面が大きくなると強度の分散は相対的に小さくなり、逆にすべり面が小さいと強度の分散は相対的に大きくなる。ここでは、土田ら(1996)と同様の手法によって地盤の自己相関性を考慮する。すなわち、深度方向に2~2.5m程度を単位として確率的に独立な土層が堆積していると考え、例えば強度の変動係数が0.1の場合、すべり円が2~2.5m程度を単位とするn個の土層を切るとき、各層の変動係数は0.1をnの平方根で割った値になる。水平方向については、海成粘土の C_c , m_v などについて調査した結果、自己相関性が深

度方向と比較して非常に強く、円形すべり計算で考慮する50m程度以内範囲ではほぼ均一と見なしてよい(奥村ほか, 1981)ことから、同一の層と見なす。

(7) 上載荷重

支持力安全性照査に用いる上載荷重については、載荷幅と載荷重のそれぞれが確率変数となる。本研究においては、最も生起可能性の高い状態を想定して、鉛直・水平のそれぞれの荷重平均値より得られる上載荷重の載荷幅を確定的に定め、載荷重を確率変数として扱う。

以上の結果をまとめると表-4のようになる。波浪変形計算精度、砕波変形推定精度、波力算定式推定精度については、図-9～図-11にまとめられた以外のデータも考慮して分布を設定している。なお、ここに掲げた以外の不確定要因、例えば海水の単位体積重量のばらつき、堤内外の静水面の差、ケーソン製作時の寸法誤差などについては考慮しない。また、波力算定式の推定精度の分布は、水平波圧と揚圧力とで同じとする。

表-4 設計パラメータの従う確率分布

	α	V
波力(P_H, P_U)		
沖波波高推定精度	1.00	0.10
波浪変形計算精度		
水深変化緩	0.97	0.04
水深変化急	1.06	0.08
砕波変形推定精度	0.87	0.10
波力算定式推定精度		
ケーソン式混成堤	0.91	0.19
消波ブロック被覆堤	0.84	0.12
潮位 (w_l)		
$r_{w_l}=1.5$	1.00	0.20
$r_{w_l}=2.0, 2.5$	1.00	0.40
摩擦係数 (f)	1.06	0.15
単位体積重量 (W_s, w)		
鉄筋コンクリート	0.98	0.02
無筋コンクリート	1.02	0.02
中詰砂	1.02	0.04
基礎地盤	1.00	0.03
基礎地盤強度 ($c', \tan \phi'$)	1.00	0.10

注) α : 平均値の偏り (平均値/設計用値)

V : 変動係数

4. 解析方法

現行設計法による防波堤の外的安定水準を評価するため、近年の全国における防波堤の設計事例76例を収集した。収集の条件は以下に示すとおりである。

①地域的及び設計条件的に偽りが生じないように、全国広範囲から事例を収集した。

②構造形式としては最も一般的なケーソン式混成堤および消波ブロック被覆堤とし、防波堤の前面は直立部のみにより構成されているものとした。このため、例えば上部斜面堤などは対象外とした。

③防波堤の基礎部分は、基礎地盤の上に捨石マウンドを築造した2層系構造のものに限定した。

上記の条件を満足するものとして76例を収集した。

検討対象とした施設の特徴を図-24に示す。(a)は構造形式別の施設割合を示している。検討対象とした76例のうち、ケーソン式混成堤は37例、消波ブロック被覆堤は39例で、母集団としてほぼ同数収集されている。(b)は捨石マウンド直下の基礎地盤の種類別の割合を示している。砂質土層の例が多く、全体の57%を占めている。対照的に、地盤改良された事例も含め、粘性土地盤の例は全体の約29%と少ない。その他は、岩盤が14%である。(c)は水深別の施設度数で、水深5.3~27.5mの範囲にばらついており、水深12~20mのものが最も多い。(d)は設計波高別の施設度数で、3.0~20.0mの範囲にばらついており、6~14mのものが最も多かった。(e)は荷重傾斜率である。港湾基準(1999)においては、偏心傾斜荷重の定義として荷重傾斜率が0.1以上としている。収集事例の荷重傾斜率は0.19~0.68の範囲にあり、そのうち0.45~0.50の範囲にある事例が最も多かった。平均値は0.49であった。これらいずれの諸元の分布も堀川ら(1989)による全国の防波堤諸元分布の傾向と一致しており、ここで対象とした施設の条件には特に偏りはないものと考えられる。

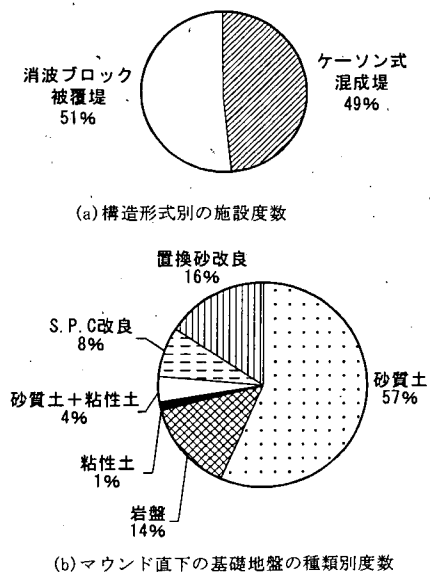


図-24(a) 検討対象事例

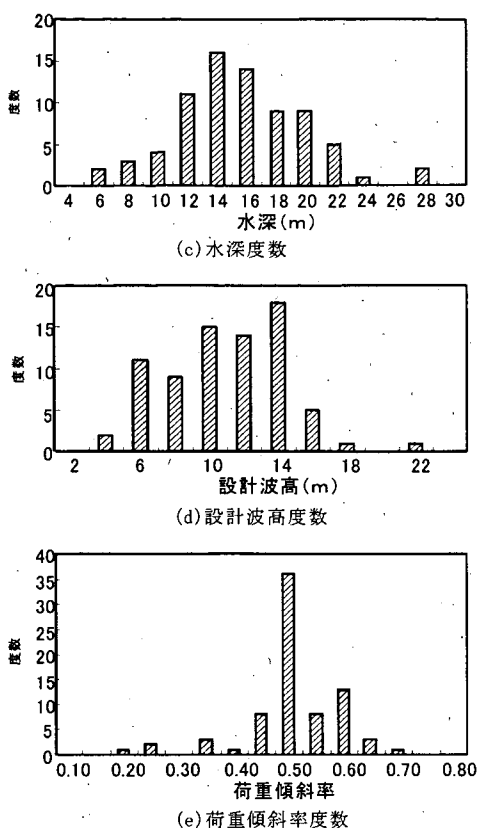


図-24(b) 検討対象事例

本研究で扱う防波堤の3つの破壊モード、滑動、転倒、支持力破壊に関する安全性照査式を書き下すと、それぞれ式(28)~式(30)のようになる。

$$F = \frac{f(\sum W_i - P_B - P_U)}{P_H} \quad (28)$$

$$F = \frac{a \sum W_i - bP_B - cP_U}{dP_H} \quad (29)$$

$$F = \frac{\sum \left[c's + (w+q) \tan \phi \right] \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \phi / F}}{\sum (w+q) \sin \alpha + eP_H / r} \quad (30)$$

ここに、

- f : 堤体底面と基礎との摩擦係数
- W_i : 堤体を構成する材料 (鉄筋コンクリート, 無筋コンクリート, 中詰砂) の重量 (kN/m)
- P_B : 堤体に作用する浮力 (kN/m)
- P_U : 堤体に作用する揚圧力合力 (kN/m)
- P_H : 堤体に作用する水平波圧合力 (kN/m)
- a : 堤体重量合力の堤体前しに関するアーム長(m)

- b : 浮力の堤体前しに関するアーム長(m)
- c : 揚圧力合力の堤体前しに関するアーム長(m)
- d : 水平波圧合力の堤体底面に関するアーム長 (m)
- c' : 有効応力に基づく見かけの粘着力(kN/m²)
- s : 分割細片の幅(m)
- ϕ' : 有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角(°)
- w' : 分割細片の重量(kN/m)
- q : 分割細片に作用する上載荷重(kN/m)
- α : 分割細片の底面となす角(°)
- e : 水平波圧合力のすべり円弧に関するアーム長(m)
- r : すべり円弧の半径(m)
- F : 安全率で、波力作用時の滑動および転倒に対して 1.2 以上、支持力に対して 1.0 以上

滑動については水平方向の力の釣り合いを、転倒については壁体前し回りのモーメントの釣り合いを検証する。支持力に関しては、2層系地盤の偏心傾斜荷重作用時の支持力安全性としてビショップ法を用いる。ビショップ法は分割法による円弧すべり計算法の1つであり、遠心場における実験などにより、フェレニウス法、摩擦円法などと比較して支持力安全性を最もよく説明しうるモデルであることから採用されたものである(小林ほか,1987)。安全率の計算にあたり、すべり面の始点は荷重の着点に対して近い方の基礎の端と対象の点とし、鉛直荷重は壁体前しとすべり面の始点の間に作用する等分布の上載荷重(サーチャージ)に換算する。また、水平荷重は壁体底面に作用させる(図-25参照)。原地盤は、砂質土地盤または粘性土地盤のいずれかに分類し、それぞれ ϕ' 、 c' によって強度を表現する。砂質土地盤の強度は N 値より推定するが、 ϕ' の拘束圧依存性を考慮して N 値10以上の場合 $\phi'=45^\circ$ 、 N 値10未満の場合 $\phi'=40^\circ$ とする。捨石マウンド強度は $c'=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=35^\circ$ とする(港湾基準,1999)。

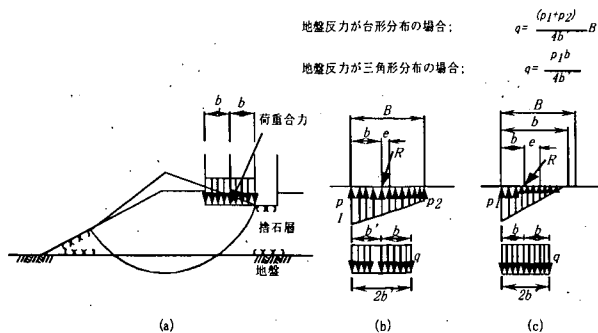


図-25 ビショップ法の荷重条件(港湾基準,1999)

安全性指標は、式(28)~式(30)をもとに定義される性能関数をもとに算出する。潮位については、波力に及ぼす影響は少ないことから浮力への影響を考慮する。支持力に関しては、複数のすべり円弧により算出される安全性指標の最小値を用いる。また、前述のように、上載荷重載荷幅については、安全性指標算出時は鉛直・水平の各々の荷重平均値をもとに定めた値を用いているため、現行設計法における値とは異なる値となる。すなわち、水平波力と平均値と設計用値の比は平均的に約 0.8 程度であるため、安全性指標算出時の載荷幅は平均的に現行設計値の約 1.4 倍程度となる。

5. 現行設計法による安全性水準と目標安全性

収集した 76 例について、滑動、転倒、支持力の各破壊モードに対する安全性指標は、それぞれ 1.77~3.65, 2.56~10.40, 2.57~10.31 の範囲となった。滑動安全性指標は比較的狭い範囲に分布しているが、転倒および支持力については非常に広い範囲に分布することがわかる。現行設計法の安全率と信頼性理論により算出した安全性指標の関係を図-26 に示す。安全率と安全性指標は概ね正の相関関係にあるが、特に支持力についてはばらつきが大きく、安全率より安全性指標を精度良く推定することは困難であることがわかる。3つの破壊モードに対応する安全性指標の相互の相関は図-27 に示すとおりである。滑動がほとんどの断面で支配的なモードであることがわかる。転倒が支配的な断面は 3 例のみであり、支持力が支配的な断面はない。

各破壊モードに対する安全性指標を破壊確率に換算し、破壊確率の平均値をとると、式(31)の結果が得られる。滑動が最も破壊確率が大きく、次いで支持力、転倒の順となる。

$$\begin{aligned} \text{mean}(P_s) &= 7.6 \times 10^{-3} \\ \text{mean}(P_f) &= 2.9 \times 10^{-4} \\ \text{mean}(P_{ff}) &= 1.7 \times 10^{-4} \end{aligned} \quad (31)$$

ここに、

- mean(P_s): 滑動破壊確率平均値
- mean(P_f): 転倒破壊確率平均値
- mean(P_{ff}): 支持力破壊確率平均値

次に、ここで得られた結果を過去の被災の事例と比較し、その精度を検証する。

河合ら(1997)によれば、我が国においては現在までに約 15 000 函の防波堤ケーソンが製作されており、最近 5 年

間で 30 函程度の滑動による被災が報告されている。平均的には 1 年間に 6 件程度の被災ということになる。さらに被災は波力の集中しやすい消波工端部や隅角部のような場所に集中しており、標準部における被災は全体の約 1/3 であることを考慮し、耐用期間 50 年間の標準部の破壊確率 P_{fe} を式(32)により算出すると、 $P_{fe} = 6.6 \times 10^{-3}$ が得られる。

$$P_{fe} = 1 - (1 - P)^L \quad (32)$$

ここに、

- P_{fe} : 耐用期間中の破壊確率
- P : 1 年間の被災確率
- L : 耐用期間

支持力については、支持力不足で被災した防波堤の例は我が国では非常に少なく、小林ら(1987)の事例調査によるとわずか 2 例のみである。また、過去 10 年間程度において、筆者の知る限りにおいて滑動破壊との複合モードを含めて支持力破壊は生じていない。この事実関係をもとに、仮に 10 年に 1 回程度の被災が生じるものと仮定し、式(32)により標準部の耐用期間中の破壊確率を算出すると $P_{fe} = 1.1 \times 10^{-4}$ 程度となる。転倒については、滑動を伴わない転倒破壊の事例は極めて少ないことからここでは対象外とする。

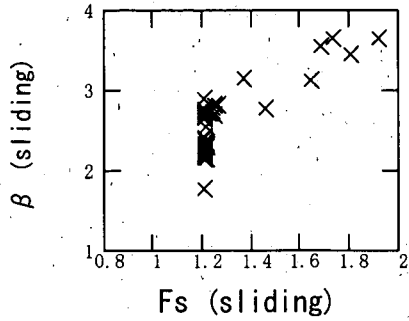
次に、解析により得られる耐用期間 50 年間の破壊確率について検討する。これまでに解析により算出した破壊確率は、再現期間 50 年の波の作用時の条件付き破壊確率である。耐用期間中の破壊確率 P_{fe} は、様々な再現期間に対応する波の作用確率と、その波の作用時の条件付き破壊確率をもとにして、式(33)により求められる(星谷, 1986)。なお、荷重作用と破壊事象の間に完全相関を仮定し、高波浪の発生はポアソン過程に従うと仮定している。

$$P_{fe} = \sum_{i=1}^m P_{fi} \{1 - \exp(-L\nu_i)\} \quad (33)$$

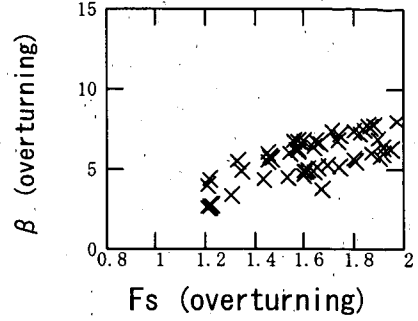
ここに、

- P_{fi} : 対象とする波の作用による条件付き破壊確率
- m : 対象とする波高ランク数
- ν_i : 対象とする波の年平均発生率
- L : 耐用期間

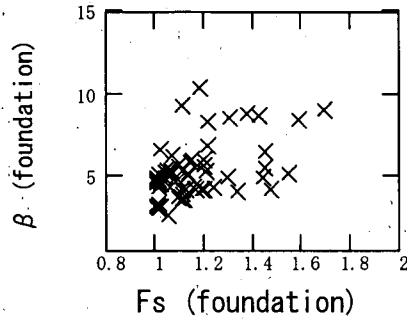
解析対象とした断面のうちから、A 港 X 区間を対象に検討を行う。図-28 に、検討に用いたケーソン式混成堤の基本断面を示す。図-29 には、極値統計解析による設計波高と再現期間の関係を示す。



(a)安全率に対する滑動安全性指標

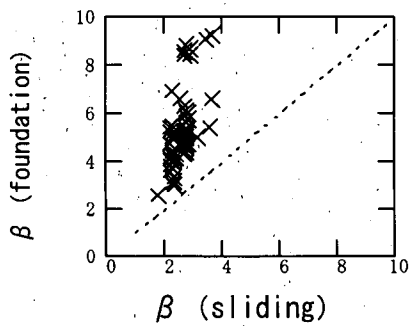


(b)安全率に対する転倒安全性指標

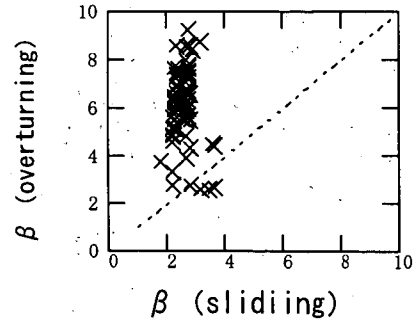


(c)安全率に対する支持力安全性指標

図-26 安全率と安全性指標の関係



(a)滑動 β に対する支持力 β



(b)滑動 β に対する転倒 β

図-27 各安全性指標の相関

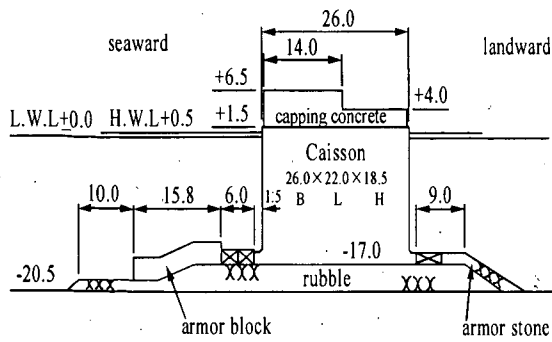


図-28 検討対象断面

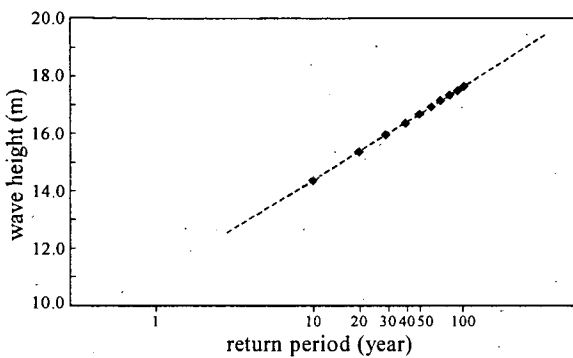


図-29 設計波高と再現期間の関係

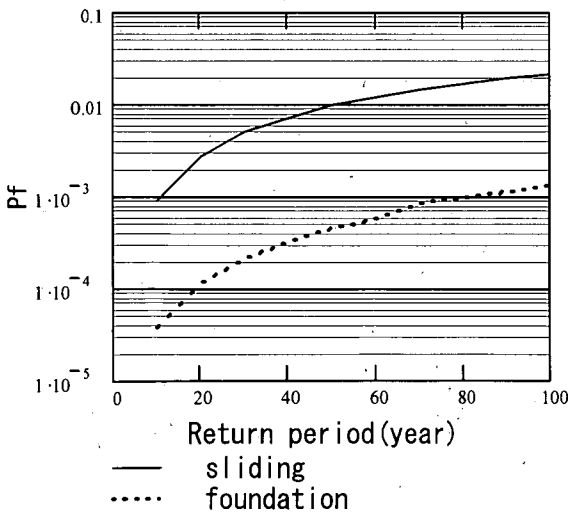


図-30 荷重再現期間と破壊確率の関係

表-5 破壊確率の比較

	滑動	支持力
再現期間50年の波の作用による条件付き破壊確率	9.6×10^{-3}	4.5×10^{-3}
耐用期間中の破壊確率	1.3×10^{-2}	7.5×10^{-3}

耐用期間が50年であることを考慮し、荷重再現期間としては10, 20, …100年を考慮する。図-30に、各再現期間の波の作用による各破壊モードの破壊確率を示す。再現期間50年の波の作用による条件付き破壊確率および式(33)による耐用期間中の破壊確率は、表-5に示すとおりとなる。耐用期間中の破壊確率は、再現期間50年の波の作用による条件付き破壊確率の1.5~2倍程度となる。ここで対象とした防波堤のうち、100年程度までの再現期間と設計波高の関係が明らかな事例は極めて少ないが、他の防波堤においても耐用期間中の破壊確率と50年再現期間の波の作用時の条件付き破壊確率の間に同様な関係が成立すると仮定すると、解析により得られる耐用期間中の破壊確率は、式(31)に示した値の2倍程度以下、すなわち滑動について 1.5×10^{-2} 程度以下、支持力について 3.5×10^{-4} 程度以下となり、被災事例より得られる破壊確率と概ね調和的な結果が得られる。また転倒については、前述のように滑動を伴わない転倒破壊モードの発生事例は非常に少ないことから、支持力と同様に概ね妥当な値が得られていると判断してよいと考えられる。またここでの結果は、滑動に比べて支持力や転倒による破壊の事例が非常に少ないという事実を定性的によく説明している。以上により、現行設計法による防波堤の外的安定水準を信頼性理論により適切に評価できたと考えられる。

次に3つの破壊モードを考慮した総合破壊確率を算出する。総合破壊確率の算出にあたり各モードの相関が無視し得ない場合は、複数のモードの結合分布を考慮する必要がある；Ditlevsen(1982)は結合確率の上下限值を示しており、鈴木ら(1997)は結合確率の算定式を提案している。ここで扱っている防波堤の外的安定に関しては、これまで見たように滑動モードが卓越しており、相互の相関は低いことから、各モードを完全独立と仮定しても十分な精度で総合破壊確率の算出が行えると判断される。3つの破壊モードを総合した総合破壊確率は式(34)により算出される。

$$P_f = 1 - (1 - P_{fs})(1 - P_{ft})(1 - P_{ff}) \quad (34)$$

ここに、

P_f : 総合破壊確率

P_{fs} : 滑動破壊確率

P_{ft} : 転倒破壊確率

P_{ff} : 支持力破壊確率

総合破壊確率をもとに算出される総合安全性指標の分布を図-31に示す。総合安全性指標は1.71~3.63の範囲

にあり、平均値は 2.41 である。滑動が支配的なモードであることから、総合安全性指標の平均値は滑動安全性指標の平均値に近い値となる。

図-32 には構造形式別の総合安全性指標の分布を示す。波力算定式の精度が表-4 に示したように構造形式により異なるため、消波ブロック被覆堤の安全性指標はケーソン式混成堤の安全性指標よりも大きな値を示す。これは、消波ブロック被覆堤の破壊確率はケーソン式混成堤と比較して 1 オーダー低い値である(河合ほか,1997)という被災事例による傾向と調和的である。なおこのほかのパラメータについては、安全性指標との相関は特に認められなかった。総合安全性指標と各破壊モードに対する安全性指標との関係を図-33 に示す。ほとんどの断面で滑動が支配的であることから、総合安全性指標と滑動安全性指標の相関が強い。

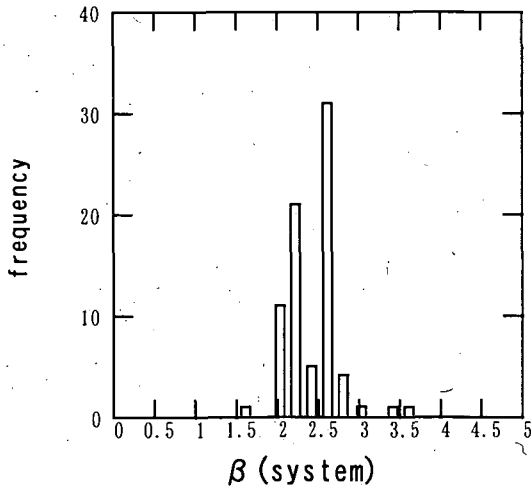
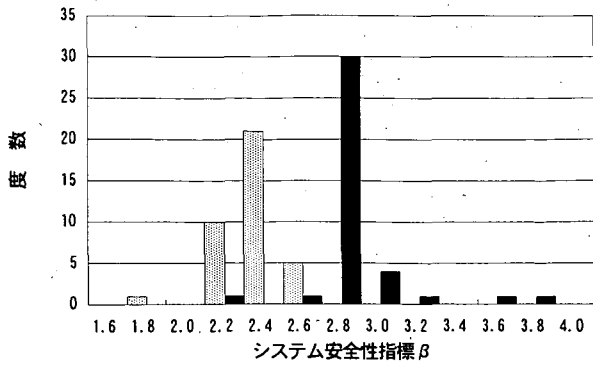
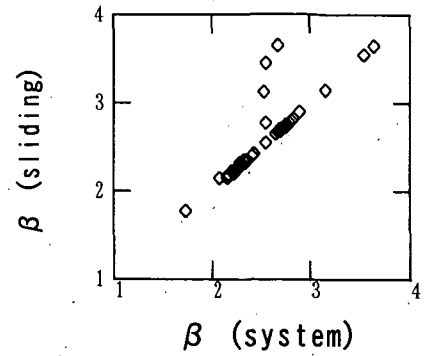


図-31 総合安全性指標の分布

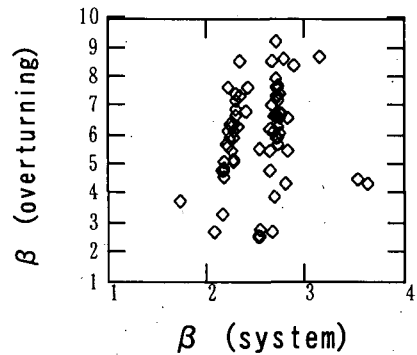


□ ケーソン式混成堤 ■ 消波ブロック被覆堤

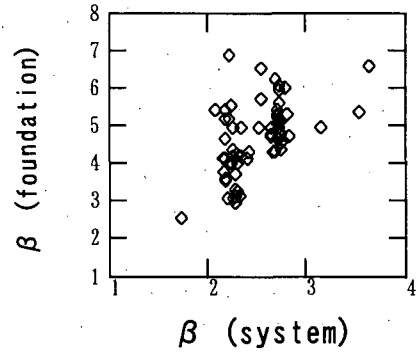
図-32 構造形式別の総合安全性指標比較



総合 beta に対する滑動 beta



(b) 総合 beta に対する転倒 beta



(c) 総合 beta に対する支持力 beta

図-33 総合安全性指標と各モード安全性指標の相関

以下では信頼性設計法によるコードキャリブレーションを行うが、本章においては、2.6 で述べたように、現行設計法の安全性水準の平均レベルを目標とする方法と、最低水準を下回る割合を現行設計法と信頼性設計法のそれぞれで揃える方法について検討を行う。前者の方法における目標値は総合破壊確率の平均値(8.04×10^{-3})とし、後者の方法における安全性の最低水準は総合破壊確率の 5% 超過確率値(2.30×10^{-3})とする。

6. レベル2 信頼性設計法によるコードキャリブレーション

防波堤はどのような破壊モードが生じても基本的には原型復旧されることから、目標安全性指標を破壊モード毎に変えることは合理的とは考えられない。このため、各破壊モードに対して2.00～2.55の範囲で0.05刻みで目標安全性指標を変化させて FORM を用いたレベル2 信頼性設計法により試設計を行った。すべての破壊モードの目標安全性指標を満足する最小の堤体幅を算出し、その堤体幅に対する各破壊モードの安全性指標を算出し、これをもとに総合破壊確率を算出する。

解析結果を図-34～図-36 に示す。まず、図-34 には、各破壊モードに対する安全性指標の分布を示した。水平軸は目標安全性指標であり、鉛直軸には安全性指標の上下限值および平均値を示している。レベル2 信頼性設計法においては、安全性指標は目標安全性指標を上回ることが保証されるため、信頼性設計法における各モードの安全性指標の最小値は、目標安全性指標にほぼ一致する。また、3つの破壊モードのうち滑動が支配的なモードであるため、滑動安全性指標の平均値と最小値は近い値となっている。安全性指標の平均値および最大値についても、目標安全性指標が下がるに従ってそれぞれ減少するが、その程度はモードにより違いが見られる。3つのモードのうち転倒が目標安全性指標の変化に最も敏感であることがわかる。

図-35 には、総合安全性指標などの分布を示した。水平軸は目標安全性指標であり、鉛直軸には総合安全性指標の平均値及び5%非超過確率値、および現行設計法による堤体重量を1.0とした場合の信頼性設計法による堤体重量の平均値を示している。目標安全性指標を下げるに従って、総合安全性指標、堤体重量比も比例的に下がることが分かる。図-36 に、各キャリブレーション条件の最適案の判定結果を示す。平均値キャリブレーションについては目標安全性指標2.45のケースが、最低水準キャリブレーションについては目標安全性指標2.20のケースが適合する。前者の堤体重量比平均値は0.99とほぼ現行設計法と同じに保たれており、建設コストは変えずに合理的な設計が行えることを示している。後者の堤体重量比平均値は0.94であり、現行設計法と比較して平均的に6%の建設コスト縮減が可能になる。各キャリブレーション条件の信頼性設計法と現行設計法による安全性指標分布の比較を図-37 に示した。信頼性設計法による安全性指標の分布幅は現行設計法と比較して非常に狭く、合理的な設計が行えることがわかる。信頼性設計

計法による最低水準設定の安全性指標分布幅は平均値設定のケースに比較して広いが、これは目標安全性指標が小さい場合、複数のモードで安全性指標の値が小さくなりその結果、総合安全性指標がかなり小さくなるケースが存在するためである。目標安全性指標が大きくなると、滑動モードが支配的となり、総合安全性指標はほぼ滑動安全性指標で決まるため分布幅は狭くなる。

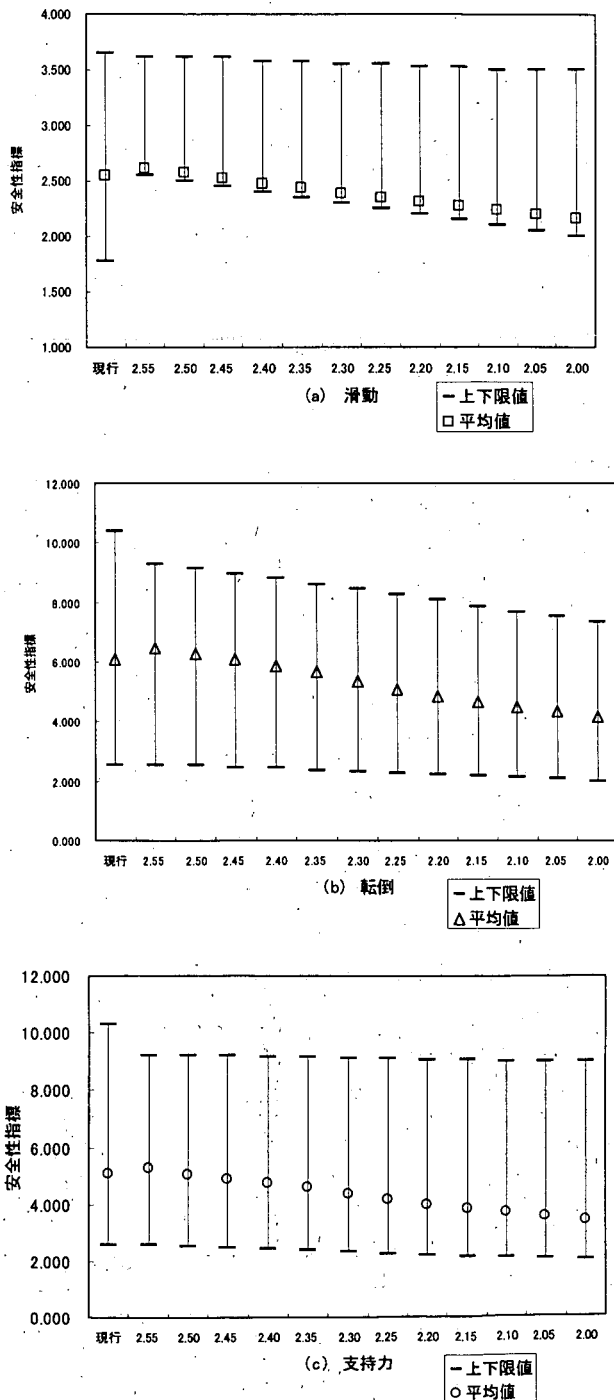


図-34 解析結果 (レベル2, 各破壊モード別)

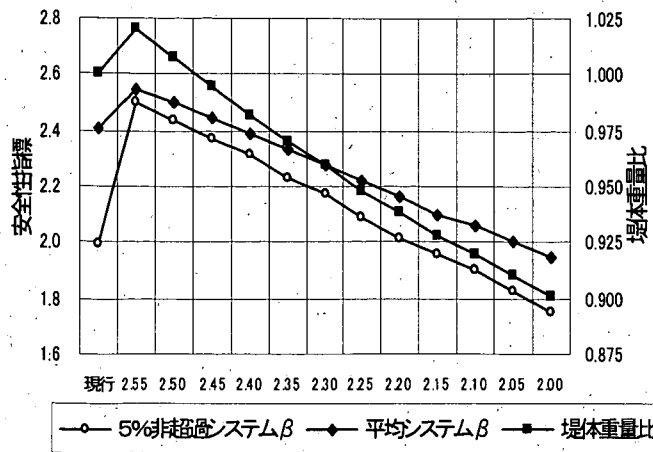


図-35 解析結果 (レベル2)

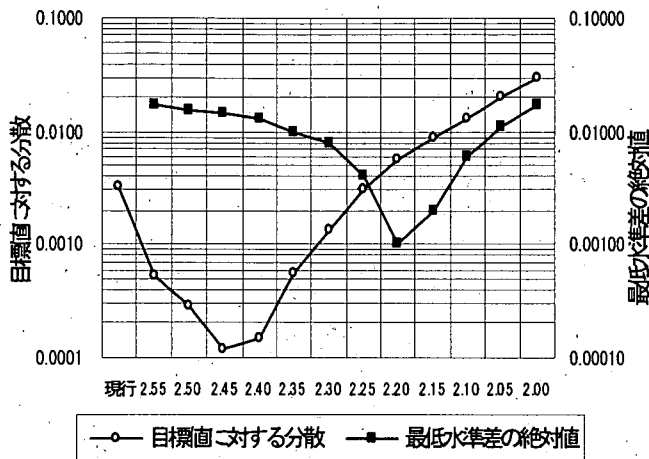


図-36 最適案の判定 (レベル2)

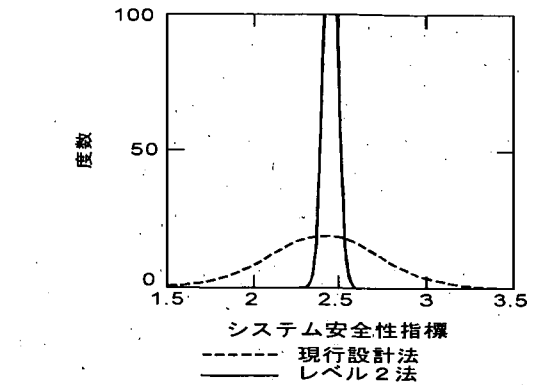
7. レベル1信頼性設計法によるコードキャリブレーション

レベル1信頼性設計法による滑動・転倒・支持力の各破壊モードに対する安全性照査式は以下の通りである。

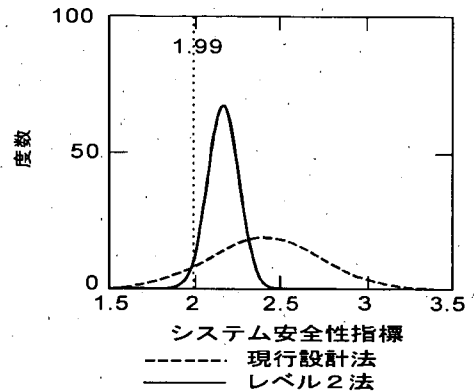
$$\gamma_f f_k (\sum \gamma_w W_{ik} - P_{Bd} - \gamma_{P_U} P_{UK}) \geq \gamma_{P_H} P_{HK} \quad (35)$$

$$a \sum \gamma_w W_{ik} - b P_{Bd} - c \gamma_{P_U} P_{UK} \geq d \gamma_{P_H} P_H \quad (36)$$

$$\frac{\sum \left\{ \gamma_c c'_s + (\gamma_w w'_s + \gamma_q q'_s) \gamma_{m_s} \tan \phi'_s \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \alpha \gamma_{m_s} \tan \phi'_s / F}}{\left\{ \sum (\gamma_w w'_s + \gamma_q q'_s) \sin \alpha + e \gamma_{P_H} P_H / r \right\}} = F \geq 1.0 \quad (37)$$



(37)



(a) 平均値設定によるキャリブレーション
(b) 最低水準設定によるキャリブレーション

図-37 キャリブレーション結果

ここに、記号 γ はその添字に関する安全係数であり、添字 k および d はそれぞれ特性値および設計用値を表す。また、添字 R および S はそれぞれ抵抗側、荷重効果側の値であることを示す。その他の記号については式(28)~式(30)と同一である。浮力設計用値 P_{Bd} はケーソンがフーチングを有しない場合、式(38)により得られる。

$$P_{Bd} = \rho_w g (\gamma_{wt} w l_k + h) B \quad (38)$$

ここに、

- ρ_w : 海水密度(t/m^3)
- g : 重力加速度(m/s^2)
- wl : 設計潮位(m)
- h : 堤体設置水深(m)
- B : 堤体幅(m)

安全係数として、施設の重要度を表現する構造物係数を考慮することも考えられるが、これまで防波堤の安全性に関して設計上において重要度に関する序列がつけら

れたことはないため、本研究においても対象外としている。転倒安全性照査における各荷重のアーム長、支持力安全性照査における分割細片の幅、分割細片が底面となす角、水平荷重のアーム長、すべり円弧の半径、海水密度などは確定値として扱うため、安全係数は適用しない。支持力安全性照査については、上載荷重と分割細片の重量を考慮するが、これらは耐力と荷重効果の双方に影響し、かつ影響の度合いが異なるため、安全係数の値も異なることになる。また、堤体構成重量、揚圧力、浮力の安全係数は、滑動と転倒とでそれぞれの特性値が性能関数に及ぼす影響が異なるため、これらの安全係数も異なった値となる。

各モードに対する安全係数は、安全性照査式(35)～式(37)を式(19)で述べた分離係数を導入することによって設定するが、性能関数の非線形性などのため簡単な形で展開することはできない。このため、それぞれを展開する際に生じる高次の項を無視することによって、式(39)～式(41)のように設定した。ここに、記号 μ および V はそれぞれその添字に関する平均値及び変動係数である。

(滑動安全性)

$$\begin{aligned} \gamma_f &= (1 - \alpha\alpha' \beta_T V_f) \mu_f / f_k \\ \gamma_{W_i} &= (1 - \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{W_i}) \mu_{W_i} / W_{ik} \\ \gamma_{P_U} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{P_U}) \mu_{P_U} / P_{Uk} \\ \gamma_{w\ell} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{w\ell}) \mu_{w\ell} / w\ell_k \\ \gamma_{P_H} &= (1 + \alpha\beta_T V_{P_H}) \mu_{P_H} / P_{Hk} \end{aligned} \quad (39)$$

(転倒安全性)

$$\begin{aligned} \gamma_{W_i} &= (1 - \alpha\alpha' \beta_T V_{W_i}) \mu_{W_i} / W_{ik} \\ \gamma_{P_U} &= (1 + \alpha\alpha' \beta_T V_{P_U}) \mu_{P_U} / P_{Uk} \\ \gamma_{w\ell} &= (1 + \alpha\alpha' \beta_T V_{w\ell}) \mu_{w\ell} / w\ell_k \\ \gamma_{P_H} &= (1 + \alpha\beta_T V_{P_H}) \mu_{P_H} / P_{Hk} \end{aligned} \quad (40)$$

(支持力安全性)

$$\begin{aligned} \gamma_{c'} &= (1 - \alpha\alpha' \beta_T V_{c'}) \mu_{c'} / c'_k \\ \gamma_{\tan\phi'} &= (1 - \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{\tan\phi'}) \mu_{\tan\phi'} / \tan\phi'_k \\ \gamma_{w'_R} &= (1 - \alpha\alpha' \alpha'' \alpha''' \beta_T V_{w'_R}) \mu_{w'_R} / w'_k \\ \gamma_{q_R} &= (1 - \alpha\alpha' \alpha'' \alpha''' \beta_T V_{q_R}) \mu_{q_R} / q_k \\ \gamma_{w'_S} &= (1 + \alpha\alpha' \beta_T V_{w'_S}) \mu_{w'_S} / w'_k \\ \gamma_{q_S} &= (1 - \alpha\alpha' \beta_T V_{q_S}) \mu_{q_S} / q_k \\ \gamma_{P_H} &= (1 + \alpha\alpha' \beta_T V_{P_H}) \mu_{P_H} / P_{Hk} \end{aligned} \quad (41)$$

分離係数 $\alpha, \alpha', \alpha'', \alpha'''$ はすべて0.70とした。目標安全性指標 β_T については、レベル2の検討と同様とした。また、特性値は現行設計法による値と同じとした。

解析結果を図-38～図-41に示す。まず、図-38には、各破壊モードに対する安全性指標の分布を示した。水平軸は目標安全性指標であり、鉛直軸には安全性指標の最大値、平均値、最小値を示している。レベル1信頼性設計法においては、安全性指標が目標安全性指標を下回るケースがあることがわかる。また、レベル2の方法と比較すると、目標安全性指標の変化に対する安全性指標の変化の割合が鈍いことがわかる。これは、複雑な性能関数を持つ破壊モードに対するレベル1の方法の破壊制御性能の限界を示しているものと考えられる。

総合安全性指標などの分布を図-39に示す。総合安全性指標についても、目標安全性指標に対する変化の度合いがレベル2の方法と比較すると鈍いことが分かる。総合安全性指標の平均値は、目標安全性指標よりもやや大きな値を示す。図-40には、各キャリブレーション条件の最適案の判定結果を示す。平均値キャリブレーションについては目標安全性指標2.45のケースが適合し、下限値キャリブレーションについては目標安全性指標2.25のケースが適合する。これはレベル2の方法の場合とほぼ同じ結果となった。平均値キャリブレーションの場合の堤体重量比平均値は1.00であり、現行設計法と建設コストは変わらないが、目標値に対する分散には1オーダーの差があり、現行設計法よりも合理的な設計が行える。下限値キャリブレーションの場合は、堤体重量比平均値は0.98であり、現行設計法と比較すると2%程度の建設コスト縮減が可能になる。

各キャリブレーション条件の信頼性設計法と現行設計法による安全性指標分布の比較を図-41に示した。図-41を図-37と比較すると、信頼性設計法による安全性指標の分布幅は、レベル2の方法と比較するとレベル1の方法の方が広いことがわかる。これは、破壊モードが複数あること、および性能関数が非線形であることが原因で、設計法のレベルの違いによる破壊可能性の制御性能の違いが現れた結果である。しかしながら、現行設計法と比較するならば、安全性指標の分布幅は信頼性設計法の方が狭くなっており、より合理的な設計が行えることがわかる。

6および7の結果をまとめて、表-6にレベル1およびレベル2の信頼性設計法による最適設計手法の提案を示す。

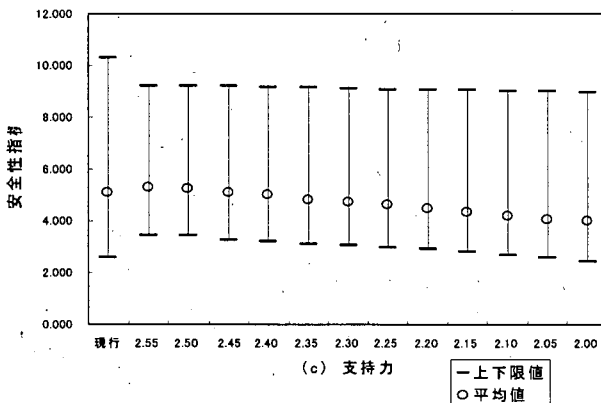
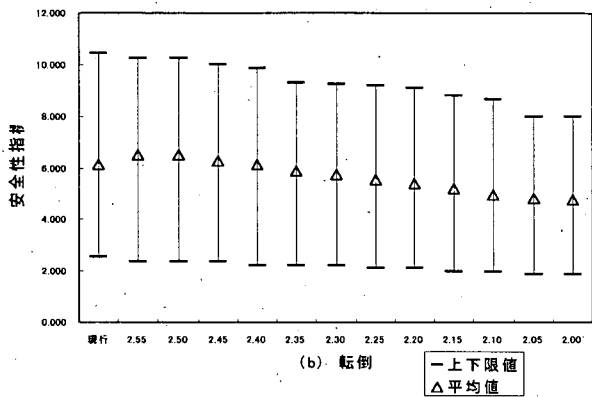
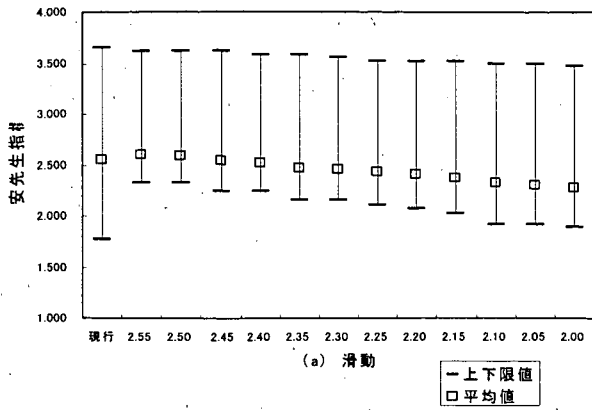


図-38 解析結果 (レベル1, 各破壊モード別)

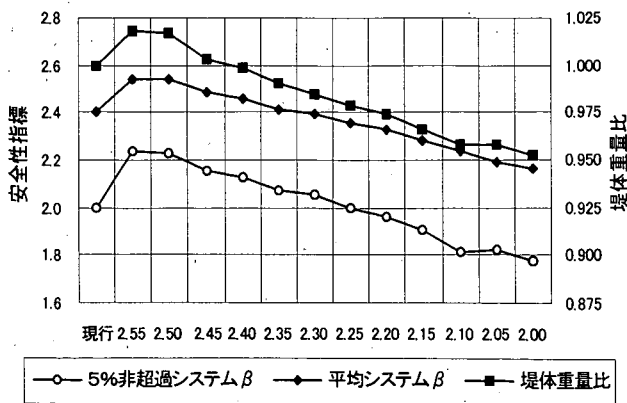


図-39 解析結果 (レベル1)

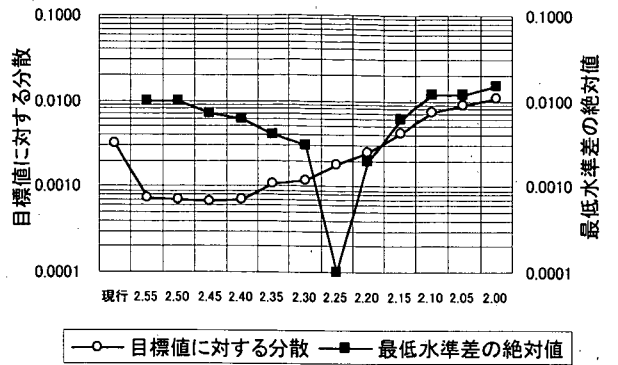
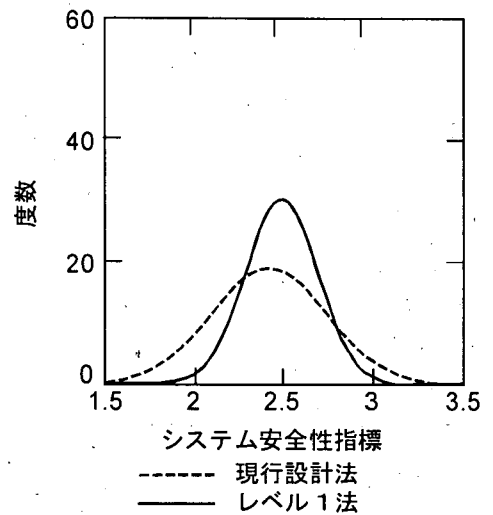
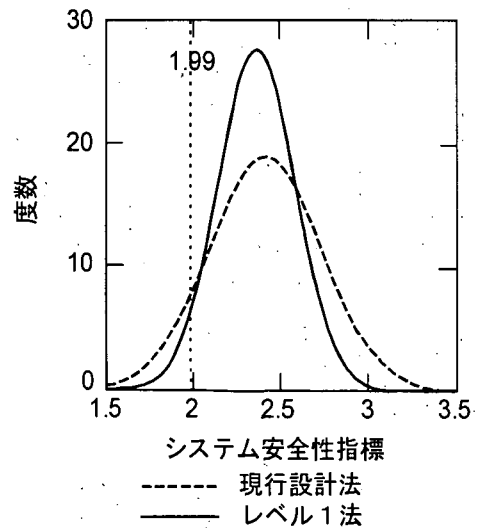


図-40 最適案の判定 (レベル1)



(a) 平均値設定によるキャリブレーション



(b) 最低水準設定によるキャリブレーション

図-41 キャリブレーション結果

表-6 設計法の提案

レベル1

安全係数		平均値 設定	最低水準 設定	
滑動	水平波圧 γ_{PH}	混成堤・緩	1.08	1.05
		混成堤・急	1.20	1.17
		消波ブロック堤・緩	0.93	0.91
		消波ブロック堤・急	1.04	1.02
	摩擦係数 γ_f		0.87	0.88
	揚圧力 γ_{PU}	混成堤・緩	0.92	0.91
		混成堤・急	1.02	1.00
		消波ブロック堤・緩	0.82	0.81
		消波ブロック堤・急	0.90	0.89
	潮位 γ_{wl}	$\gamma_{wl}=1.5$	1.17	1.15
		$\gamma_{wl}=2.0\sim 2.5$	1.34	1.31
	自重 γ_{wi}	鉄筋コンクリート	0.96	0.96
無筋コンクリート		1.00	1.00	
中詰砂		0.99	0.99	
転倒	水平波圧 γ_{PH}	混成堤・緩	1.08	1.05
		混成堤・急	1.20	1.17
		消波ブロック堤・緩	0.93	0.91
		消波ブロック堤・急	1.04	1.02
	揚圧力 γ_{PU}	混成堤・緩	0.99	0.97
		混成堤・急	1.09	1.07
		消波ブロック堤・緩	0.87	0.85
		消波ブロック堤・急	0.96	0.95
	潮位 γ_{wl}	$\gamma_{wl}=1.5$	1.24	1.22
		$\gamma_{wl}=2.0\sim 2.5$	1.48	1.44
	自重 γ_{wi}	鉄筋コンクリート	0.96	0.96
		無筋コンクリート	1.00	1.00
中詰砂		0.97	0.98	
支持力	水平波圧 γ_{PH}	混成堤・緩	0.99	0.97
		混成堤・急	1.09	1.07
		消波ブロック堤・緩	0.87	0.85
		消波ブロック堤・急	0.96	0.95
	上載荷重 γ_q	滑動側	0.81	0.81
		抵抗側	0.72	0.72
	自重 γ_w	滑動側	1.04	1.03
抵抗側		0.98	0.98	
$\tan \phi'$	$\gamma_{\tan \phi'}$	0.92	0.92	
C	γ_c	0.88	0.89	

*緩/急は海底勾配1/30未満/以上

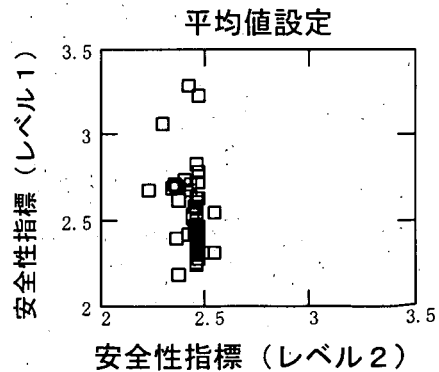
レベル2

安全性指標		平均値 設定	最低水準 設定
目標安全性指標 β_T	滑動	2.45	2.20
	転倒	2.45	2.20
	支持力	2.45	2.20

8. 各レベルの方法の比較と設計法の提案

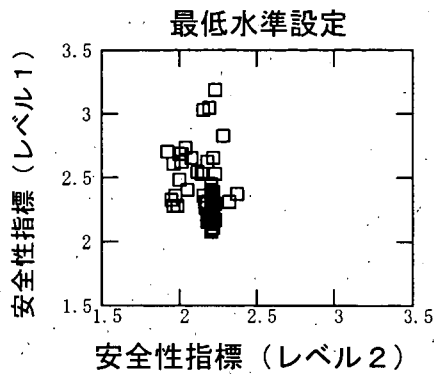
各レベルの方法の適用性を比較してみる。図-42にレベル1およびレベル2の方法の総合安全性指標の分布を示す。総合安全性指標の標準偏差は、現行設計法で0.31であり、レベル2の方法では、平均値設定で0.04、最低水準設定で0.09と現行設計法に比較して非常に小さく、いずれの設定に関しても適用にあたっての利点は大きい。一方レベル1の方法の総合安全性指標の標準偏差は、平均値設定の場合0.20、最低水準設定の場合0.22であり、若干標準偏差が大きい。しかしながら、平均値設定の場合は、総合安全性指標の標準偏差の比較および7で述べた目標破壊確率に対する分散の比較から、レベル1の方法の適用性は十分に高いと判断される。設計計算の容易性を考慮すると、技術基準類への反映という観点からは、標準的な方法としてレベル1の方法を位置付けることが考えられる。つぎに最低水準設定についてであるが、図-42を見ればわかるように、レベル2の方法では総合安全性指標が2.0を下回る断面が数例あるのに対し、レベル1の方法では2.0を下回る断面は存在しない。総合安全性指標で2.5を超える施設が多いことが標準偏差を大きくしている原因であり、危険な施設の数はかえって少ないといえる。両者の差は建設コストに反映されており、経済性を強く優先させる場合はレベル2の方法が有力であるが、手法としての簡易性を考慮すると、最低水準設定についてもレベル1の方法の適用性は高いものと判断される。

以上により、ケーソン式防波堤の外的安定に関する設計法の適用分類を表-7のように提案する。ここで、特殊な構造物とは、特に重要度の高い構造物、または特に安全性照査に綿密さが要求される構造物を指すものとする。



(a) 平均値設定

図-42(a) 各方法の比較



(a) 最低水準設定

図-42(b) 各方法の比較

表-7 設計法の適用分類の提案

	標準的な設計	コスト削減を追求する設計
標準的な施設 の設計	レベル1, 平均値 設定	レベル1, 最低水 準設定
特殊な施設 の設計	レベル2, 平均値 設定	レベル2, 最低水 準設定

9. 結論

本研究の主要な結論は以下の通りである。

- ①ケーソン式防波堤の外的安定に関係するパラメータの従う確率分布を推定した。
- ②全国広範囲に建設されている防波堤の事例76例をもとにして、現行設計法による防波堤の安全性水準を信頼性理論により定量的に明らかにした。現行設計法により設計された防波堤の50年再現期間の波の作用による破壊確率の平均値は、滑動が最も大きく 7.6×10^{-3} 、支持力が 1.7×10^{-4} 、転倒は 2.9×10^{-4} となった。算出された安全性水準は、被災事例より推定される安全性水準と調和的な値を示した。
- ③現行設計法により設計された防波堤の滑動・転倒・支持力のすべての破壊モードを考慮した総合的な安全性水準を定量的に明らかにした。再現期間50年の波の作用による総合安全性指標は、平均値 2.4 程度、標準偏差 0.3 程度の値を持つ。
- ④現行設計法と信頼性設計法で総合的な安全性水準の平均値を一致させる方法、最低水準を一致させる方法のそれぞれについて、目標安全性指標を 2.00~2.55 まで 0.05 刻みで変化させることによりレベル1、レベル2のそれ

ぞれの信頼性設計法によるコードキャリブレーションを行い、表-6に示す安全係数、および目標安全性指標を提案する。レベル1信頼性設計法において用いる安全係数は、式(35)~式(38)において用いる係数である。また、レベル2信頼性設計法において用いる目標安全性指標は、式(28)~式(30)をもとに定められる性能関数に対して適用する。

⑤表-6に提案した手法を用いた場合、平均値を一致させる方法の場合は目標値に対する分散が現行設計法と比較して1オーダー低く、合理的な設計を行うことが可能である。また、最低水準を一致させる方法の場合は5%超過破壊確率が現行設計法とほぼ一致するものの、現行設計法と比較して経済的な設計を行うことが可能である。

⑥レベル1およびレベル2の方法の適用性を比較すると、合理性という観点からはレベル2の方法の有利性は明らかであるが、レベル1の方法を用いても現行設計法より十分に合理的な設計を行うことが可能である。このため、標準的な施設の設計に関する技術基準類への反映という観点からはレベル1の方法の適用性が高いと判断される。ただし、特殊な施設の設計に信頼性設計法を適用する場合は、レベル2の方法の適用が有力である。設計法の適用分類を表-7として示した。

⑦平均値設定のキャリブレーション結果を用いる場合、堤体重量の平均値は現行設計法とほぼ等しい。いっぽう、最低水準設定のキャリブレーション結果を採用した場合、現行設計法に比較して堤体重量で平均的に2~6%程度のコスト削減が可能である。

(2001年11月15日受付)

参考文献

神田 順編 (1993) : 限界状態設計法のすすめ, 建築技術.
 星谷 勝, 石井 清 (1986) : 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会.
 運輸省港湾局監修, 日本港湾協会 (1999) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説.
 奥村樹郎, 土田 孝 (1981) : 土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, Vol. 20, No. 3, pp. 131-168.
 鍛冶壯吉, 後藤貞治, 滝本孝哉 (1995) : 基礎捨石とケーソンの摩擦係数確認実験, 土木学会論文集, No. 509, II-30, pp. 231-234.
 河合弘泰, 高山知司, 鈴木康正, 平石哲也 (1997) : 潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率, 港湾技術研究所報告, Vol. 36, No. 4, pp. 3-41.

- 気象庁 (1994) : 平成6年潮位表.
- 小林正樹, 寺師昌明, 高橋邦夫, 中島謙二郎, 小谷 拓 (1987) : 捨石マウンド支持力の新しい計算法, 港湾技術研究所報告, Vol. 26, No. 2, pp. 371-411.
- 地盤工学会 (1985) : 土質基礎の信頼性設計, 土質基礎工学ライブラリー-28.
- 地盤工学会 (1988) : 土質データのばらつきと設計.
- 荘司喜博 (1983) : 大型三軸圧縮試験による捨石材のせん断特性に関する考察, 港湾技術研究所報告, Vol. 22, No. 4, pp. 59-120.
- 鈴木慎也 (1987) : 信頼性理論の防波堤滑動安定性への適用 (その2), 港湾技研資料, No. 582.
- 鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀 (1997) : 構造系の安全性評価法およびRC橋脚の耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No. 578, V-37, pp. 71-87.
- 高山知司, 鈴木康正, 河合弘泰, 藤咲秀可 (1994) 防波堤の信頼性設計に向けて, 港湾技研資料, No. 785.
- 土田 孝, 湯 怡新 (1996) : 港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol. 35, No. 1, pp. 117-146.
- 外山進一 (1985) : 信頼性理論の防波堤滑動安定性への適用, 港湾技研資料, No. 540.
- 長尾 毅, 門脇陽治, 寺内 潔 (1995) : 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第1報) ~滑動安全性に関する検討~, 港湾技術研究所報告, Vol. 34, No. 1, pp. 69-113.
- 長尾 毅, 門脇陽治, 土田 孝, 寺内 潔 (1997a) : 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第2報) ~支持力安全性に関する検討~, 港湾技術研究所報告, Vol. 36, No. 1, pp. 25-57.
- 長尾 毅, 大久保昇, 川崎 進, 林由木夫 (1998) : 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第3報) ~レベル1, 2の設計法の適用性総括~, 港湾技術研究所報告, Vol. 37, No. 2, pp. 131-176.
- 長尾 毅, 吉浪康行, 向井雅司, 清水 豊 (2000) : 防波堤の支持力安全性の確率論的評価, 第4回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム (JCOSSAR2000)論文集, pp. 479-486.
- 長尾 毅, 吉浪康行 (2001a) : 信頼性解析によるケーソン式防波堤の外的安定性評価, 構造工学論文集 Vol. 47A, pp. 305-312.
- 長尾 毅 (2001b) : ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計手法の適用, 土木学会論文集 No. 689, I-57, pp. 173-182
- 星谷 勝, 石井 清 (1986) : 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会.
- 堀川 洋, 神田勝己, 堀家 正 (1989) : ケーソン式混成防波堤構造諸元の統計的分析, 港湾技研資料, No. 644.
- 松尾稔 (1984) : 地盤工学, 技報堂出版.
- 水上純一, 小林正樹 (1991) : マウンド用捨石材の大型三軸試験による強度特性, 港湾技研資料, No. 699.
- 南兼一郎, 春日井康夫 (1991) : 鉄筋コンクリート港湾構造物への限界状態設計法の適用, 港湾技研資料, No. 716.
- 森平倫生, 木原 力, 堀川 洋 (1978) : 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について, 第25回海岸工学講演会論文集, pp. 337-341.
- 森平倫生, 足立一美 (1979) : 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について (第二報), 第26回海岸工学講演会論文集, pp. 446-450.
- Cornell, C. A. (1969) : A Probability-Based Structural code, Journal of the American Concrete Institute, Vol.66, No.12, pp.974-985.
- Ditlevsen, O. (1982) : System Reliability Bounding by Conditioning, Proc. of ASCE, Vol.108, No.EM5, pp.708-718.
- Dunham, J. W. (1954) : Pile foundations for building, Proc. of the A.S.C.E., Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div. Vol.80, No.385.
- Hasofer, A. M. and Lind, N. C. (1974) : Exact and Invariant Second moment Code Format, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.100, No.EM1, pp.111-121.
- Nagao, T. and Yoshinami, Y. (1997b) : Safety indices of breakwaters against sliding and foundation failure, Proc. of ICOSSAR'97, pp.1791-1797.
- Nagao, T. and Yoshinami, Y. (2001c) : Code calibration for the design of caisson type breakwaters by use of reliability-based design method, ICOSSAR'01, CD-ROM.
- Takayama, T. and Ikeda, N. (1993) : Estimation of Sliding Failure Probability of Present Breakwaters for Probabilistic Design, Rept. Port and Harbour Res. Inst., Vol.31, No.5, pp.3-32.
- Terashi, M. and Kitazume, K. (1987) : Bearing Capacity of a Foundation on Top of High Mound Subjected to Eccentric and Inclined Load, Rept. Port and Harbour Res. Inst., Vol.26, No.2, pp.3-24.