

新しい設計法の確立に向けて

京都大学防災研究所教授

高 山 知 司

土 木 学 会
海岸工学委員会・水理委員会
2000年8月

新しい設計法の確立に向けて

— 防波堤の信頼性設計 —

For Establishment of A New Design Procedure

— Probabilistic Design of Breakwater —

高山 知 司

Tomotsuka TAKAYAMA

1. はじめに

海岸や港湾の構造物の設計において主要な外力は波力である。そのため、構造物の耐波安定性が設計における評価指標となる。今までの設計法では、構造物が設定した波力に対して安定であることを条件としている。これは構造物が建設した状態を維持していることであり、動かないことを前提とした設計である。しかしながら、波浪外力の推定には、数多くの不確定要因が含まれ、それによって大きく変動する可能性がある。また、同様のことが抵抗力に対してもいえる。そこで、外力に対する抵抗力の比を安全率と呼び、満足すべき安全率を許容安全率と呼んで、構造物はこの許容安全率を満足するように設計される。しかし、許容安全率の中には、多くの不確定要素に伴う影響が含まれており、経験的に定める以外に方法はない。安全率を用いた設計法には2つの大きな問題点がある。

一つは、同じ許容安全率で構造物を設計しても、海底地形条件が異なった場合、同じ安全度で設計されている保証がないという問題である。許容安全率は、どの構造物でも満足すべき最低の安全率である。そのため、ある構造物ではほとんど余裕のない設計になっているが、他の構造物ではかなりの余裕をもった設計になっているかもわからない。安全率を用いた設計法ではこのことを判断する手段がない。つまり、許容安全率を用いた現行の設計法の問題点は、どの程度の確率で被災するのか、いいかえると、その構造物の安全度が明確でないことである。

もう一つの問題は、科学技術の進歩によって設計におけるある要素技術の精度が向上したとき、その向上が設計にそのまま反映されないという問題である。現状における海岸・港湾構造物の設計では、設計沖波を推定し、波浪変形を計算して設計構造物設置点での波浪諸元を求める。そして、波浪諸元を用いて波力を算定し、堤体の安定性を検討する。この過程の中で、例えば、研究の成果として波浪変形計算の精度が高くなったとしても、最終的な構造物安定性を決める許容安全率を小さくできると考えたとき、現状では非常に困難だといえる。つまり、波浪変形計算の精度の向上が構造物の設計の中で、どの程度の重要度を占めているかが明確にできないため、安全率を下げることは結びつかない。そのために、一つの要素の技術革新がなされて、推算精度が向上したとしても、許容安全率を下げることにならない。要素技術の進歩はそれだけの進歩であって、設計法の改善には関係しないのが現状である。つまり、技術の精度向上はますます安全な設計あるいは過大設計になる可能性がある。

このような問題点を克服する設計手法として信頼性設計あるいは確率設計がある。この手法は設計の過程で現れる不確定要素を抽出し、抽出した不確定要素が設計に使用している値から、どのような分布形状でばらつくのかその分布形を明らかにする。そして、そのばらつきの状態を示す係数や分布形そのものを設計に応用しようとする設計法である。海岸・港湾構造物に対するこの設計法は、わが国をはじめ、ヨーロッパの各国で精力的に取り組まれている。そこで、本報告では、海岸・港湾構造物の新しい設計法として防波堤設計における信頼性設計（確率設計）を取り上げ、現行設計法とその問題点を明かにし、今後の設計法である信頼性設計法について説明するとともに、その研究現状と問題点について述べる。

2. 現行設計法とその問題点

2. 1 現行設計法

「港湾の施設の技術上の基準を定める省令」が改正されたことに伴って、「港湾構造物の技術上の基準・同解説」が平成 11 年 4 月に改訂されて発行された。改訂によってケーソンのコンクリート部材については限界状態設計法が取り入れられ、また、堤体本体の安定性については信頼性設計を行うことができるような表現になった。しかしながら、基本的には現行の設計法が大きく変わったわけではない。そこで、現行の防波堤の設計がどのように行われているのか知っておくことが重要である。そこで、防波堤の耐波設計としての現行設計法について以下に述べる。

図-1 にわが国における現行設計法の流れを示している。この図でわかるように耐波設計は大きく分けて 3 つに分類できる。最初の一つは、沖波設計波の設定である。次が構造物の設置地点までの波浪変形計算である。そして、最後が構造物の破壊モードを考慮した所要重量の算定である。

(1) 沖波の設定

現行の設計基準では、長期間（30 カ年以上）にわたる波浪観測データあるいは異常時における波浪推算データを用いて、来襲する沖波波浪の出現確率分布を設定することが行われる。出現確率分布の設定においては、Gumbel 分布と Weibull 分布（形状係数 $k=0.75\sim 2.0$ ）を当てはめ、最も適合度のよい、つまり相関係数の最も高い分布形が採用される。合田・小舟（1989）は、これらの分布形に極値Ⅱ型分布を追加するとともに、観測データの中に異常に大きなデータがある場合や相関係数の残差が異常に大きい場合にその分布形を棄却する基準を設けている。

このような最適な極値分布の算定は大きな波浪が来襲する可能性が高い 16 方位の方向すべてについて算定する。このように各方向毎の極値波浪の出現確率分布が求まると、所定の再現期間に対応する沖波を方位毎に定める。通常の防波堤では、再現期間として 50 年がよく用いられる。K 年間に N 個の波を用いたとすると、極値波浪の出現確率において超過確率が $K/50N$ になる波高を取り出すと、これが 50 年確率波になる。波の周期については、波高と周期の相関から設定することがよく行われる。

(2) 波浪変形計算

ほとんどの防波堤は比較的浅い海域に設置されるために、設計波のような大きな波は海底地形の影

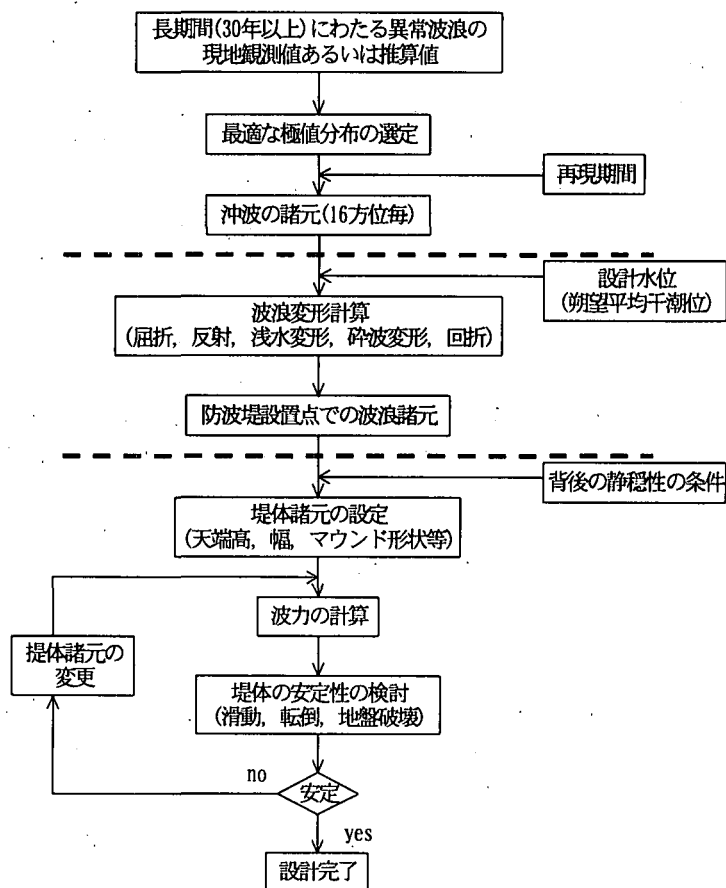


図-1 防波堤の現行設計フロー

響で屈折や浅水変形、碎波変形を起こし、波高や波向を変化させる。このような波の変形を適切に計算して、構造物に入射する波浪諸元を算定しなければならない。このような波浪変形計算は広領域に渡るために、エネルギー平衡方程式法あるいは定常状態の緩勾配方程式法が用いられている。これらの原式では一般に碎波によるエネルギー逸散は考慮されていないけれども、現在ではスペクトルの値に比例したエネルギーが失われるとして計算ができるようになっている。波のスペクトルから有義波高を推定することはできるが、最高波を推定することはできない。そこで、高山ら（1991）は碎波波高を算定し、碎波波高が有義波高の1.8倍より大きいときには、1.8倍の有義波高を最高波高とし、1.8倍より小さいときには碎波波高を最高波高とするようにしている。

このようにして、構造物の設置地点における波浪の諸元を求めている。このような波浪変形計算は沖波として求めた16方位の各方位における確率波に対して行う必要がある。そして、これらの波のうち構造物に最も悪影響を与える波を設計波としている。

（3）構造物の諸元の設定

（2）で構造物に作用する入射波の諸元が求まると構造物の形状に対応した波力公式を用いる。混成防波堤やそれに類似した形状の構造物では、合田波圧公式やその公式を修正した式が適用されている。そして、図-2に示す3つの破壊モード、つまり滑動、転倒、地盤破壊のモードについて所定の許容安全率を満足するように設計される。これらの3つの破壊モードをチェックするときの波力としては作用する波群の中でもっとも大きな波力を生じさせる最高波高を用いて算定することになっている。ただし、碎波が作用する場合、碎波直後の波が作用するときには大きな波力が発生することから、構造物より少し沖側（ $5H_{1/3}$ だけ沖側）での波高が用いられる。滑動と転倒については許容安全率が1.2以上確保されることを条件にしている。地盤破壊についてはビショップ法にて円弧すべりの計算を行い、円弧すべりによる許容安全率が1.0を満足するように設計される。

コンクリートブロックで構成された構造物では、コンクリートブロックが波の作用で移動しない十分な重量を確保しなければならない。コンクリートブロックの所要重量を算定する式として、ハドソン公式が最もよく使われている。既に述べたようにハドソン公式中の K_b 値は大きくばらつくために、設定し難い面があるが、 K_b 値は被災率が1%のときの値として設定されるために、被災率がこれより大きくなってもそれほど機能が失われることにはならない特徴がある。

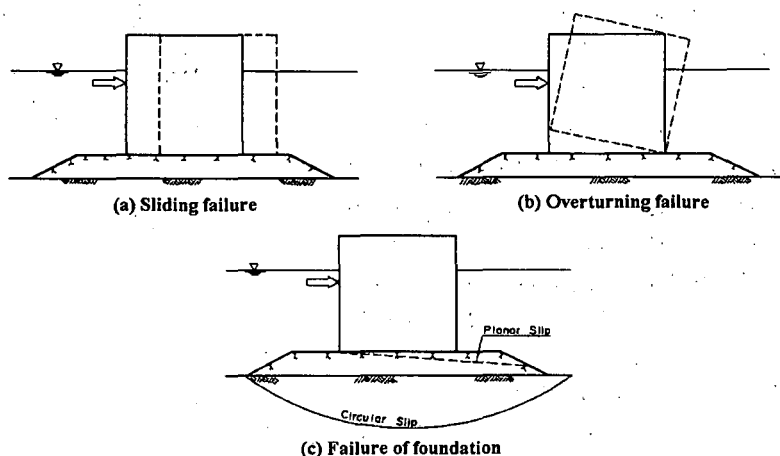


図-2 防波堤の破壊モード

2. 2 現行設計における問題点

（1）沖波の設定

現地における波浪観測データが蓄積されてきたとはいえ、設計波を波浪観測データから求めるにはまだ観

測期間は十分でなく、波浪推算に頼らざるを得ない状況にある。しかしながら、波浪推算精度については現在のところまだ不明な部分が多い。特に、気象条件によって波浪推算の程度が大きく異なることが指摘されている。既に述べたように、波浪推算法については、波の非線形性をどのように考慮するかによって第1世代から第3世代まで、三段階の発展が行われているが、実用的な精度という面から考えると、必ずしも第3世代モデルの推算精度が高いわけではなく、大きな優劣が付けられない状況にあると考えられる。橋本ら(1999)はWAMとMRIモデルを比較して、図-3に示すような結果を得て、WAMの方がMRIより少し推算精度が高いと述べている。しかしながら、波浪推算精度がどの程度信頼性があるかについてはまだ不明な点が大きく、その信頼度が設定できるほどにはなっていない。今後、その検討が必要である。

波浪推算で得られたデータを用いて、沖波の極値分布を推定しなければならないが、得られたデータは有限であり、それほど多くないために、最適であると推定した極値分布が異常時沖波の母集団の分布からずれている可能性がある。合田(1988)は、データの取り方によって確率波高の信頼性がどのように変わるかを調べている。しかしながら、このような信頼性は現行の設計法には取り入れられていない。求めた最適確率分布は所定の再現期間に対応した確率波高を求めるだけに使われ、ある面では確率分布そのものの全体的な形状特性が設計で取り扱われているわけではない。

(2) 波浪変形計算

現行の設計法では、再現期間に対応する沖波を設定し、この波に対して波浪変形計算を行って、防波堤建設地点における波浪の諸元を算定することが行われる。波浪の変形計算が模型実験との比較で平均的に偏っている場合には計算結果に補正がなされるが、計算値の周りへの実験値の分布形状については考慮がなされていない。計算の精度は平均値が実験値や現地観測値と一致する程度で判断するだけではなく、計算値の周辺におけるばらつきが小さいほど精度が高いといえる。

波浪変形計算は、16方位毎の沖波に対して計算される。最終的には、構造物に最も悪影響を与える方向の波が設計波として採用される。そして、この設計波に対して構造物が所定の安全率を満足するように設計され、他の方向の波は設計には考慮されない。一番影響のある方向の波だけで堤体の安定性を検討すればそれでよいのかといった疑問がある。

(3) 波圧公式

混成防波堤に対しては波圧公式として合田公式が用い

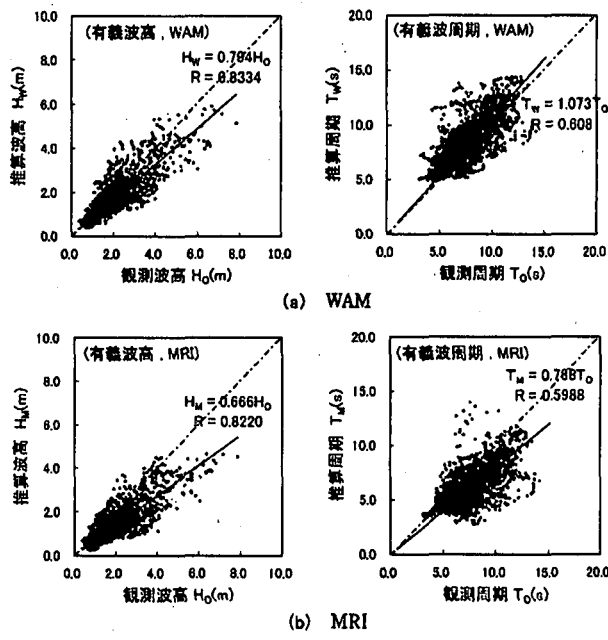


図-3 推算値と観測値の比較

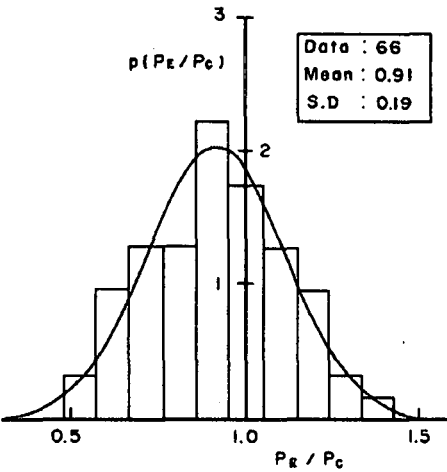


図-4 合田波圧公式の推定精度

れているが、波浪変形計算のところでも述べたように、現行の防波堤の設計では合田公式の信頼度については考慮していない。図-4は高山・池田（1991）によって推定された合田公式の信頼度を示したものである。横軸は、混成防波堤に作用する水平波力 P_c を合田公式から求まる水平波力 P_d で除した値である。合田公式は、重複波の波圧分布形状を単純化して表したものであり、碎波が作用する場合には合田公式で計算した波圧分布形状は必ずしも実験値とは一致しないが、鉛直方向に積分した全波力としては実験値に比較的よく一致する。しかしながら、合田公式でも碎波による衝撃波圧は過小評価しているために、高橋ら（1992）は堤体の安定性に直接影響を与える有効波圧として合田公式を修正している。また、合田公式は最大の波力を推定するもので、波力の時系列変化は示していない。

波圧分布を考慮して設計しなければならない場合には、合田公式の信頼性を調べておく必要がある。また、波圧の時間変化が重要になる問題では、合田公式をそのままの形で用いることはできない。

（4）コンクリートケーソンと捨石の間の摩擦係数

現行の設計法ではコンクリートケーソンと捨石の間の摩擦係数を $f_0=0.6$ として採用している。しかし、図-5に示したように、実物大に近いケーソンを用いて行った実験によれば、摩擦係数は平均値 f が $f/f_0=1.06$ の周りに標準偏差 0.16 で分布する。その結果、設計値より小さな摩擦係数が約 30% 出現する。摩擦係数は直接、滑動抵抗力に関係するため、非常に重要な要素であるが、その値をチェックしながらケーソンを設置することはできない。このように摩擦係数が分布することに対して現行設計法では何も考慮していない。

（5）水位の変動性

現行の設計法では、水位が高いほどケーソンには浮力が作用し、水中重量は軽くなる。また、水深が深くなるので、比較的浅い海域では大きな波が作用するようになる。このようなことを考慮して、朔望平均満潮位を設計水位として採用するようになっている。図-6は潮位の主要4分潮を用いて、水位の確率密度分布を求めたものである。縦軸の ζ^* は4分潮の半振幅を加えた値で潮位 ζ を無次元化した値である。朔望平均満潮位は ζ^* の値が1.0に近い値であることから判断して、朔望平均満潮位を越える確率は非常に小さい。現行設計法は水位についてはかなり安全側に取っているといえる。

潮位変化が大きい海域と小さい海域を比較すると、潮位変化小さい海域では朔望平均満潮位に近い水位の発生確率が潮位変化が大きい海域より高くなるために、構造物が被災し易いことが考えられる。しかし、現行設計法ではこのようなことは考慮されておらず、海域によらず同じ安全率で設計されている。

3. 信頼性設計（確率設計）

現行設計法は決定論的に行われており、多くの問題があることを2. で指摘した。これらの問題点を克服し、新たな設計法を模索する必要がある。これに合致する設計法として信

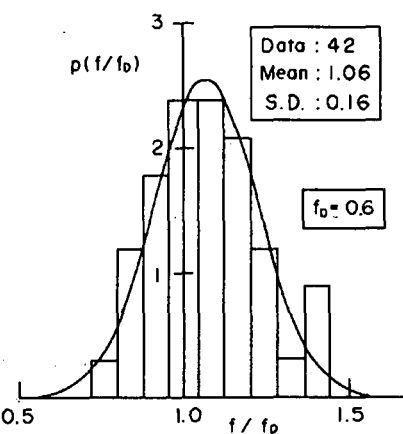


図-5 摩擦係数のばらつき

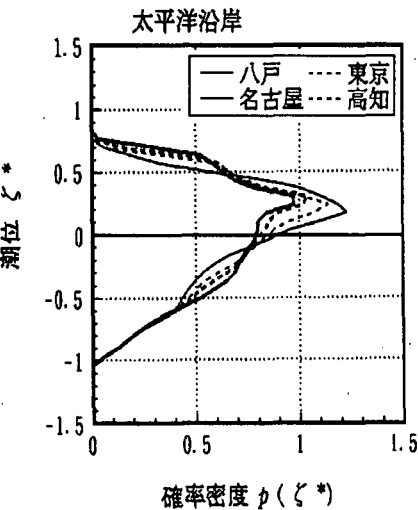


図-6 潮位の確率密度分布

信頼性設計法（確率設計法）があり、これについて以下に述べる。

3. 1 信頼性設計とは

ある構造物を想定し、その構造物に作用する外力を F 、外力に抵抗する力を R とすると、この構造物の破壊関数は次式で表すことができる。

$$Z = R - F \quad (1)$$

構造物が破壊される条件は、抵抗 R より外力 F が大きくなったときであり、 $Z < 0$ の条件になる。しかしながら、一般に外力や抵抗には各種の不確定要因が含まれ、確定値としては定まらず、図-7 に示すような確率分布で与えられる。抵抗 R と外力 F に関する確率密度関数をそれぞれ $p_R(x)$ と $p_F(x)$ 、未超過確率を $P_R(x)$ と $P_F(x)$ 、破壊関数の確率密度関数と未超過確率を $p_Z(x)$ と $P_Z(x)$ で表すと、破壊確率は次式で表すことができる。

$$\begin{aligned} P_Z(0) &= \int_{-\infty}^0 p_Z(Z) dZ \\ &= \int_0^{\infty} p_F(F) \left(\int_0^F p_R(R) dR \right) dF \\ &= \int_0^{\infty} p_F(F) P_R(F) dF \\ &= 1 - \int_0^{\infty} P_F(F) p_R(F) dF \end{aligned} \quad (2)$$

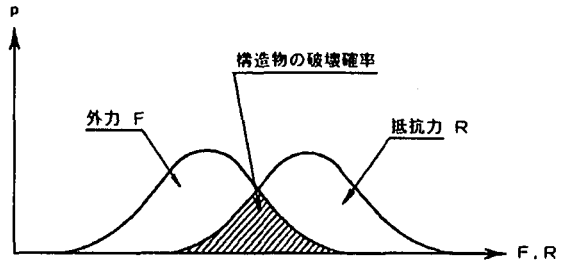


図-7 破壊確率

抵抗と外力の確率分布形が正規分布で表されると仮定すると、破壊関数の確率分布 $p_Z(Z)$ も正規分布で表すことができ、次式のようになる。

$$p_Z(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_Z} \exp \left\{ -\frac{(Z - \bar{Z})^2}{2\sigma_Z^2} \right\} \quad (3)$$

ここに、 Z は式 (1)、平均値と標準偏差は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \bar{Z} &= \bar{R} - \bar{F} \\ \sigma_Z^2 &= \sigma_R^2 + \sigma_F^2 \end{aligned} \quad (4)$$

破壊確率は式 (2) の最上段の式で求めることができるが、破壊関数が正規分布で与えられるから破壊確率は図-8 で示すように

$$\beta = \bar{Z} / \sigma_Z \quad (5)$$

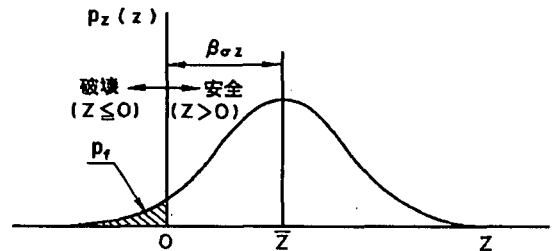


図-8 安全性指標の定義

の値によって決まる。 β の値が大きくなると、破壊確率は小さくなり、 β の値が小さくなると、大きくなる。そのために、 β は安全性指標 (safety

index) と呼ばれている。許容安全性指標を β_s とすると以下ようになる。

$$\beta_s \leq \beta = \bar{Z} / \sigma_z \quad (6)$$

抵抗力や外力の確率分布形を実際の設計に応用する方法として不確定要素の明確さの程度によって3つのレベルがある。

レベル1の方法は、不確定要素の分布形を直接用いるのではなく、外力については大きな外力設計に用い、一方、抵抗力については小さな抵抗力を設計に用いる方法である。これを数式で示すと以下ようになる。式(4)の標準偏差を近似させると次式のようになる。

$$(\sigma_R^2 + \sigma_F^2)^{1/2} \approx \alpha(\sigma_R + \sigma_F) \quad (7)$$

ここに、 α は0.70~0.75の値を用いればよい。

式(7)を式(6)に代入すると

$$\gamma_R R_D \geq \gamma_F F_D \quad (8)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \gamma_R &= (1 - \alpha \beta_s V_R) \frac{\bar{R}}{R_D} \\ \gamma_F &= (1 + \alpha \beta_s V_F) \frac{\bar{F}}{F_D} \end{aligned} \quad (9)$$

γ_R と γ_F は抵抗力と外力の安全係数、 V_R と V_F は抵抗力と外力の変動係数である。

このようにして求めた安全係数を用いて、式(8)を満足するように設計すればよい。このことを図-9に示している。 β_s を選定する根拠がないので、通常は破壊確率が0.05となる β_s の値を採用する。

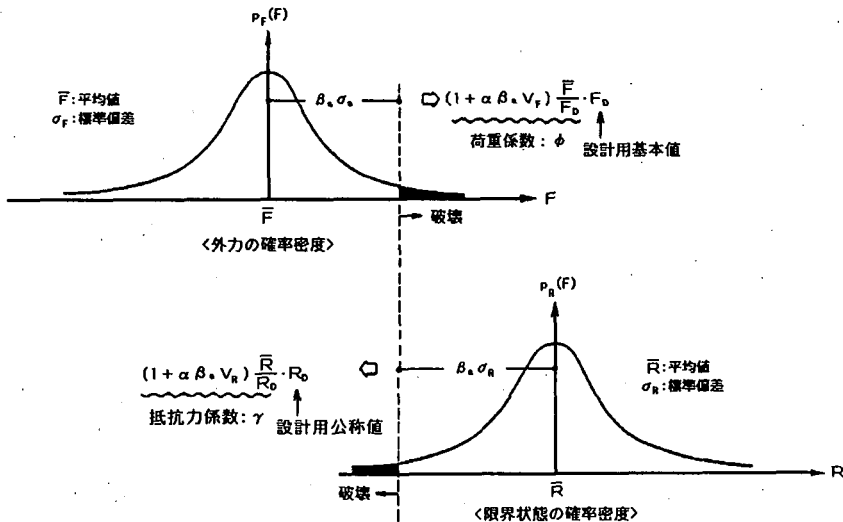


図-9 外力と抵抗力の安全性係数

レベル2の方法は、満足すべき最小の安全性指標として許容安全性指標 β_s を設定して、安全性指標がこの許容値を超えるように設計する方法である。不確定要素の分布についてはそれが正規分布をすると仮定して安全性指標が算定される。このように不確定要素の分布形をそのまま用いるのではなく、平均値と標準偏差で表される正規分布に近似させて行うのがこの方法である。

レベル3の方法は、不確定要素の確率分布形を近似させることなく、そのままの形を用いる方法である。しかしながら、正規分布以外の分布形や非線形な現象が含まれると、破壊確率やその他、設計に用いる指標を容易に計算することができないので、モンテカルロ法が用いられる。式(1)を用いてモンテカルロ法について説明を行う。設計に使用する外力や抵抗力は各種の不確定要素によって一つの値には決められず、それぞれ異なる確率分布になる。それぞれの確率分布から、ランダムに一组の R_i と F_i を抽出し、それから式(1)で Z_i を求める。このような抽出を N 回繰り返したとする。 $R_1 \sim R_N$ および $F_1 \sim F_N$ の分布形を求めると、 N の値が大きくなればなるほどそれが対応する分布形に近くなる。 R および F の分布形が元の分布形に近くなったときの N 個の Z を用いて Z の分布形を用いれば、式(1)で表される Z の分布形になる。このようにして Z の分布形を求める方法がモンテカルロ法である。例では、2つの変数を考えたが、変数が2を越えても、式(1)の関数形が非線形になっていてもよい。

3. 2 防波堤の設計における不確定要素

不確定要素によって抵抗力や外力の値を特定することはできず、出現する確率分布でしか与えることができない。そこでここでは、どのような不確定要素が防波堤の設計に係わるのか検討する。不確定要素を以下のように大きく分けて検討する。

(1) 本来的な不確定性 (probabilistic uncertainty)

材料の特性(強度や比重)のように本来的に内蔵している不確定要素である。このような不確定要素は人為的には左右できない。海岸・港湾構造物の設計におけるこのような不確定要素としては以下のような要素がある。

- 1) コンクリートケーソン重量：コンクリートの重量の変化はそれほど大きくないが、ケーソンのように内部空間に中詰砂を投入して重量を確保するものでは、中詰砂の単位重量のばらつきがケーソン重量に影響を与える。
- 2) 摩擦係数：コンクリートケーソンと捨石マウンドの間の摩擦係数は捨石マウンドの凹凸などによって微妙に異なる。図-5に示したように摩擦係数は大きくばらつく。
- 3) コンクリート強度：防波堤は基本的に重量で抵抗する構造物で、港湾コンクリートの強度が影響するのは部材設計、つまり、ケーソン壁やスリット部、コンクリートブロックの設計である。コンクリート部材の設計では比較的余裕のある設計がなされており、破壊が生じるのは外力として巨大な衝撃的な波力が生じる場合で、外力からの検討が必要であろう。
- 4) 地盤特性：地盤特性については、コア・サンプリングに対する一軸や三軸試験、標準貫入試験などによってその特性が求められるが、試験で得られた値のばらつきは試験方法や試験した会社によっても異なり、また、土質条件でも変化するために、その特性を一般的に確率分布で表すことが困難と言われている。

(2) 統計的不確定性 (statistical uncertainty)

現象の不規則性によって生じる値の発生確率分布を推定する場合に、限られた数の値を用いて行わなければならない。そのために、有限個のデータによる確率分布の推定誤差がある。このような不確定要素として以下のようなものがある。

- 1) 異常時波浪の出現確率分布：年間に1回あるいは数回起きるような異常時の波浪に関して限られたデータから出現確率分布を求め、その分布形から50年に1回、あるいは100年に1回のような非常にまれにしか起きない波浪を推定して、設計波として設定することが行われる。しかしながら、有限個の異常波

浪を用いているために、必ずしも正しい出現確率分布推定しているとは限らない。その結果、設計波は、所要の再現年数の波になっていない可能性がある。そこで、異常波浪の出現確率分布の算定では、できるだけ多くの異常波浪データを用いることが重要である。

- 2) 摩擦係数：摩擦係数についても相似則との関係から小さな模型縮尺では縮尺効果の影響が現れるために、実物に近い実験が必要である。しかしながら、このような実験は数が少ない。

(3) モデルの不確定性 (model uncertainty)

物理現象を再現する数値モデルと実際の現象との間における乖離として現れる不確定性である。特に、外力の推定や被災モデルの設定において多くの仮定を設けて行っているために、実際と異なる現象が現れることに起因する不確定性である。このような不確定性としては以下のようなものがある。

- 1) 波浪推算：現地で波浪観測されたデータだけを用いて異常波浪時の出現確率分布をするのであればよいが、一般には、30年以上の長期間波浪観測された地点はほとんどなく、また、波浪観測地点も密に配置されているわけではなく、波浪観測データが利用できない場所もある。そのために、波浪推算に現状では頼らざるを得ない。

波浪推算法も波浪間の相互干渉をどのように考えるかで、3つに分類されている。一つは、1960年から1970年の初めにかけてのDP (decoupled propagation) モデルで、方向スペクトルの成分波間のエネルギー輸送は考慮されておらず、成分波はお互いに独立して伝播するモデルである (Inoue, 1967; Isozaki and Uji, 1973)。このモデルは第一世代モデルとも呼ばれている。もう一つは、1970年から1980年代にかけて開発されたモデルで、非線形相互作用をパラメータ化して取り入れるモデルである。このようにパラメータを用いて行う方法を第二世代モデルと呼んでいる。パラメータによって非線形輸送を表現する方法では、標準スペクトルに対して行われた結果を用いているために、二山型スペクトルなどの複雑なスペクトル形には対応できなく、計算が不安定になることがある。このような欠陥を解消するために、非線形エネルギー輸送項を直接的に計算し、その近似式を用いて計算するWAMモデルが開発された (Hasselmann and Hasselmann, 1985)。この方法が第三番目の方法で第三世代モデルとも呼ばれている。これらの推算法も多くの仮定を含んでおり、推算精度から言えば世代が上昇するほど、精度が良くなっているとは限らない。推算法は誤差を含む。

- 2) 波浪変形計算：通常、構造物は浅海に建設されることが多く、浅海域では、波の屈折や浅水変形、碎波変形の影響を受ける。これらの波浪変形を算定して、構造物に作用する波浪を推定しなければならない。波浪変形の数値計算法の発達近年目覚ましいものがある。しかしながら、設計波を算定する場合には、深海から浅海までの広領域の計算が必要であり、このような条件を満足する波浪変形計算法は少ない。非定常で、非線形な計算は計算機が進歩したとはいえ、まだ実用的でない。計算の速さから、エネルギー平衡方程式法あるいは定常状態の緩勾配方程式法が適用できると考えられる。
- 3) 波圧公式：混成防波堤のように鉛直な前面をもつ構造物に対しては合田波圧公式が一般に用いられている。しかしながら、合田波圧公式では碎波によって発生する衝撃碎波圧を過小に見積もっていることから高橋らは合田波圧公式を修正している。
- 4) コンクリートブロックの重量算定式：コンクリートブロックの所要重量はハドソン公式を用いて算定されることが多い。ハドソン公式では所要重量は波高の3乗に比例する形で与えられ、ブロックの形状に関係する K_b 値で除して求められる。 K_b 値はブロックの形状やかみ合わせに関係し、この値が大きいかほど所要重量が小さくなる。 K_b 値は水理模型実験から算定され、消波ブロックの全個数に対する移動したブロックの個数の割合で示される被害率が1%になるときの K_b 値が設計では用いられるが、測定した K_b 値は図-10に示すように非常に大きくばらつく。

(4) 人為的ミス (human errors)

構造物の設計から施工まで人間の手で行われるために、人為的なミスが起きるけれども、これを統計的に

取り扱うのは土木工事の場合には特に難しい。土木構造物は単品の注文生産であり、作業現場も異なるために、統計値としてのサンプルの性質がそれぞれ異なり、統計の意味が薄れる。

4. 信頼性設計に関する研究

4. 1 混成防波堤

信頼性設計法については 1970 年代から盛んに提唱されるようになっていたが、防波堤の設計に応用されるようになってきたのは 1985 年以降で、比較的新しい。

実際の防波堤に対して信頼性設計を試みたものとしては Franco ら (1986) による Brindisi 港防波堤に対する適用がある。捨石堤と混成防波堤の両方について検討しているが、混成防波堤については、高波高の発生頻度と堤体の摩擦係数のばらつき（摩擦係数は 0.55～0.65 の間を一樣分布と仮定）を考慮して、堤体の滑動に対する破壊確率を求めている。しかしながら、波浪変形や波力の算定については実験結果を用いており、それらの算定値の信頼性については破壊確率の算定には考慮していない。一部の不確定要素について検討しただけである。

わが国においては、外山 (1985) や鈴木 (1987) は最初にレベル 2 の信頼性設計法を適用し、従来の防波堤設計法で設計した防波堤に対して感度分析を行っている。鈴木による感度分析で対象とした要素は水深や破壊対象期間、潮位変動、摩擦係数、海底勾配、波高分布などである。図-11 に摩擦係数の平均値が変化することによる安全性指標の変化を示している。図中の横軸は防波堤の設置水深である。ここで、摩擦係数の変動係数はすべて 0.1 としている。摩擦係数によって大きく変動し、摩擦係数の平均値が大きくなるほど安全性指標が大きくなり、安全になることがわかる。

高山 (1989) は防波堤の滑動破壊確率を算定するレベル 3 の手法を提案した。その手法では、設計沖波の信頼性や波浪変形計算の精度、波圧公式の精度を考慮して、水平波力の確率分布 $p_p(P)$ を求める。水平波力より防波堤の抵抗力が小さいときに滑動破壊が起きるとして、抽出した水平波力に対して滑動破壊が生じる限界の摩擦係数 f_0 を求める。実際の摩擦係数がこの限界摩擦係数より小さければ滑動破壊が起こることになるので、摩擦係数の分布形 $p_f(f)$ と水平波力の分布形 $p_p(P)$ から次式で滑動確率 P_s を算定する。

$$P_s = \int_0^{\infty} \int_0^{f_0} p_p(P) p_f(f) dP df \quad (10)$$

さらに、高山 (1990) は、この手法を用いて、将来、地球温暖化によって海面上昇が起きた場合に防波堤の不安定度を滑動確率の増大としてとらえて、海面上昇量による滑動確率の増大傾向を明らかにしている。それによる

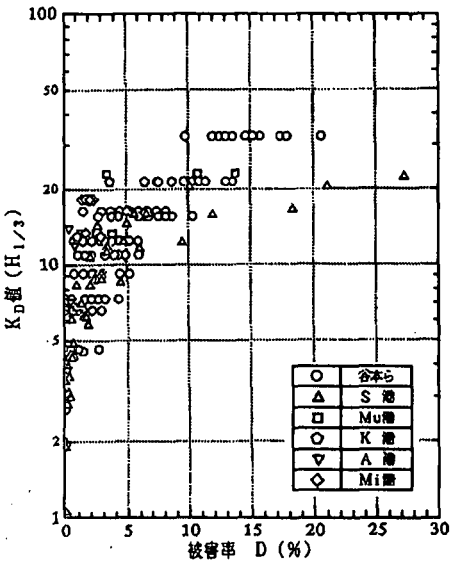


図-10 K_D 値のばらつき

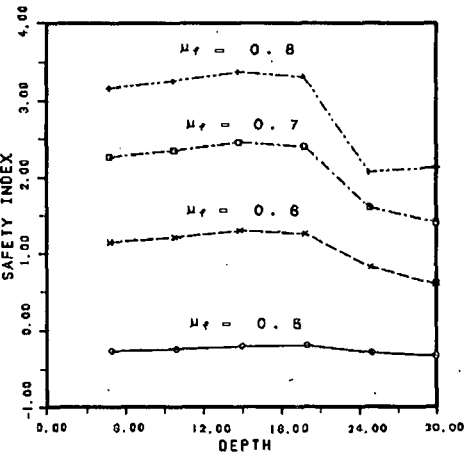


図-11 摩擦係数による安全性指標の変化

と、水深の浅い海域における防波堤ほど海面上昇の影響を強く受け、混成防波堤より消波工被覆堤が海面上昇の影響を強く受けることがわかった。

以上の滑動確率の計算は、まだ、設計沖波や波浪変形計算、波圧公式、摩擦係数などの信頼性が調べられておらず、仮定のもとに計算していた。そこで、高山・池田 (1991) はこれらの信頼性を既存の実験や観測結果に基づいて前掲の図-4や5のように決定している。そして、その結果を利用して、防波堤の部材設計における限界状態設計法に用いる波力の安全係数である荷重係数の値を図-12のように求めている (高山ら, 1991)。さらに、既存の設計法で設計した防波堤の滑動破壊における遭遇確率を算定する手法を提示し、その手法に従って求められている滑動遭遇確率の例を図-13に示す (高山・池田, 1991, Takayama and Ikeda, 1992)。図中の黒丸は上述の信頼度の平均値の偏りや変動係数に関して求めたそのままの値を用いた場合で、白丸はそれらの値を危険側の値に丸めた数値を用いた場合である。この図-13でわかるように、防波堤は同じ安全度では設計されておらず、水深や海底勾配の条件で異なることを示している。

高山ら (1994) は、防波堤の滑動確率が計算されたことから、耐用年数間における総費用 (初期建設費+修復費) を算定する手法を示し、総費用が最小になるように設計する最適設計への取り組みを行った。図-14はその結果を示している。図中の縦軸は総費用 (Y_T) や初期建設費 (Y_I)、修復費 (Y_R) を現行の設計法で設計した防波堤の建設費 (Y_{TD}) で除した値である。また、横軸は現行法で設計した防波堤の堤体幅に対する堤体幅の比である。この図から最適設計を適用すると、堤体の幅が2割程度削減できることがわかる。しかし、この計算には修復費の算定に非常に多くの仮定を導入しており、今後、現場の条件に合わせた計算が必要である。

高山らによるこれまでの計算では潮位変化として正弦的な潮位変化を想定していたが、河合ら (1996, 1997) は主要4分潮を用いて、潮位の確率分布を求めている。そして、その潮位の確率分布を用いて耐用年数間における現行設計法で設計された防波堤の滑動遭遇確率や期待滑動量を求めている。期待滑動量は、下迫・高橋 (1994) が波力の三角形分布から求めた滑動量算定式を用いて算定している。

下迫・高橋 (1997) は、波力の時間分布を三角形分布から谷本ら (1996) が提案した、三角形に重複波力

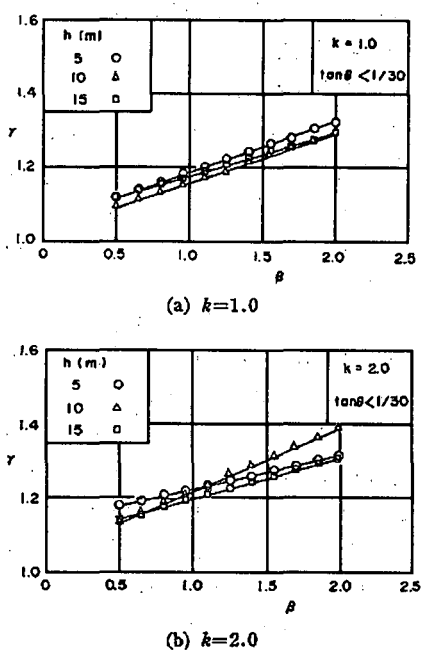


図-12 波浪の荷重係数の例

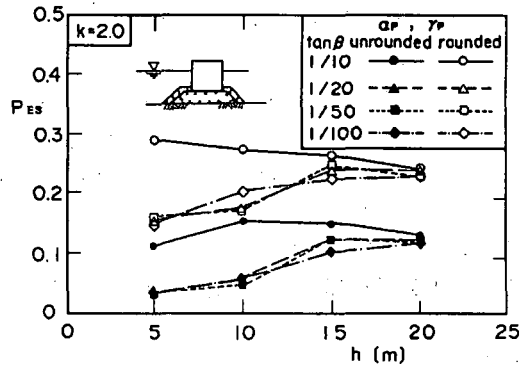


図-13 混成防波堤の滑動遭遇確率

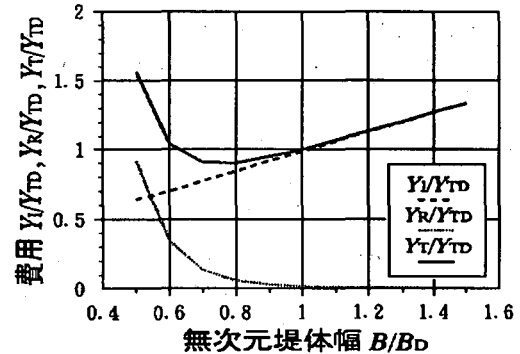


図-14 最適断面幅

としての正弦波形を重ねた図-15のような分布を仮定して、滑動量を計算する方法を提案するとともに、モンテカルロ法を用いて期待滑動量を算定する手法を提案した。さらに、下迫ら（1998）は、不確定要因による推定値の信頼度を考慮して、期待滑動量を用いた設計法を提案している。計算した例を図-16、また、図-17には滑動量の出現分布を示す。そして、これらの結果を総合して許容期待滑動量として30cmを提案している。

合田・高木（1999）は、波力の時間変化を三角形分布とする前述の下迫・高橋（1994）の期待滑動量の計算法を用いて、耐用年数間の期待総費用と期待滑動量を算定する手法を提案している。そして、最適断面としては、期待滑動量が許容値以下で、かつ期待総費用が最小のものとしている。ここで、許容期待滑動量としては10cmを提案している。池末ら（1999）は、信頼性設計を行うに当たって、16方位の波向毎における異常波浪の出現分布特性が期待滑動量の値に大きく影響することを示している。そのため、最大の波高が来襲する方向だけではなく、その近傍の方向の波高分布も考慮しなければならないことが明らかにした。

滑動遭遇確率や期待滑動量を求める方法はレベル3の手法であるが、前述の外山や鈴木と同じようにレベル2の方法についての検討が長尾ら（1995, 1997, 1998）によって行われている。最初に、滑動安全性について検討を行い、現行の設計法で設計された防波堤の安全性指標を求め、次に支持力の安定性について検討を行い、現行の設計法であるピショップ法における安全性の照査を行っている。そして、これらの研究を取りまとめて、レベル2およびレベル3で設計する場合の安全係数の値や許容安全性指標を提案している。

防波堤の信頼性設計については、EU 諸国の活躍がめざましい。特に、MAST PROJECT では、EU の諸国の多くの海岸工学者や地盤工学者が参加して、混成防波堤の設計について検討を行っている。その成果をPIANC(国際航路会議)のワーキンググループ No.12 がまとめている(Burcharth・Sørensen)。PIANCの方法はレベル1の信頼設計法で、安全係数を決めて設計を行う方法である。前掲の図-2に示した3つの基本破壊モードに加え、図-18に示した8つの地盤破壊について検討している。そして、それぞれの破壊モードに関して破壊確率を0.01から0.40まで変化させ、それぞれの破壊確率に対応する安全係数が示されている。波力の計算では合田公式を用いている。

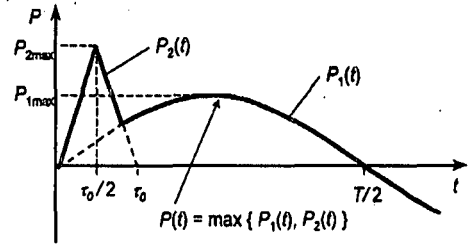


図-15 波圧の時間変化

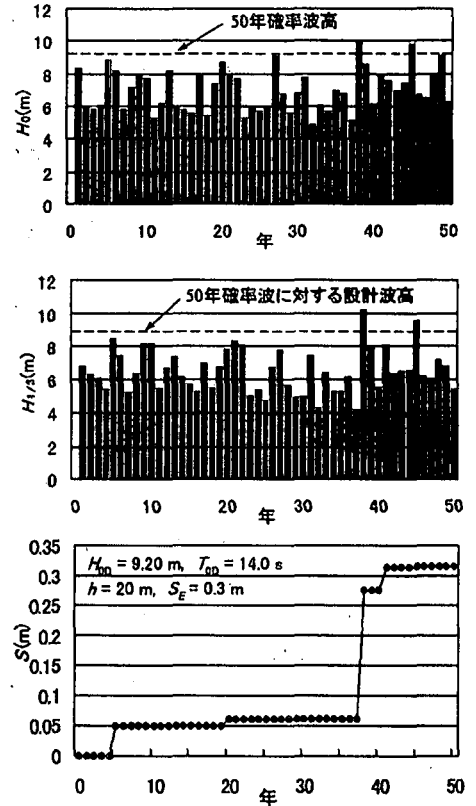


図-16 滑動量の計算例

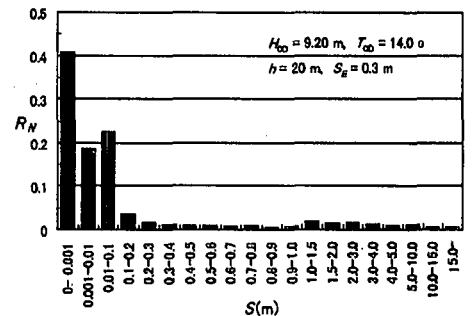


図-17 滑動量の分布

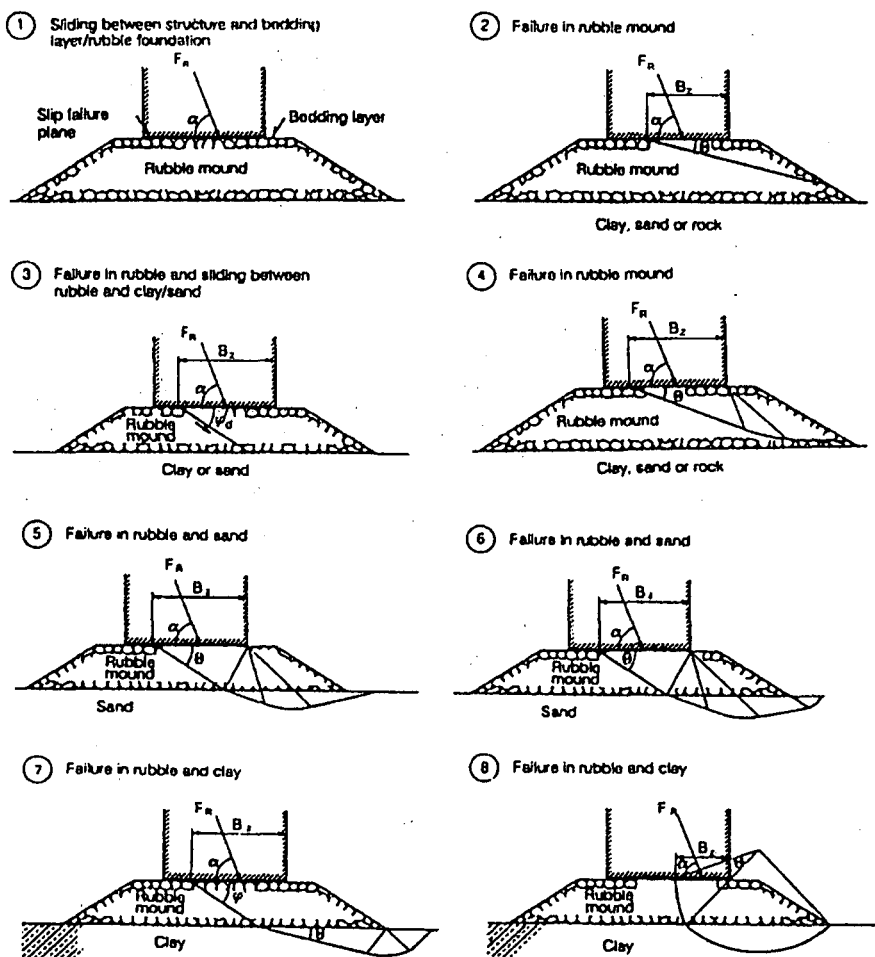


図-18 地盤の破壊モード

4. 2 消波ブロックの安定性

消波ブロックの離岸堤や消波ブロック被覆堤における消波ブロックの所要重量はハドソン公式を用いて算定されているが、この式中の K_D 値は既に述べたように大きくばらつく。これはハドソン公式では碎波の影響や波形勾配、波の継続時間、被害の程度（被害率）、波の不規則性、天端高、海底条件などの影響が考慮されていないために、これらが K_D 値に影響し、その結果大きくばらつくと考えられる。

そこで、van der Meer (1988) や鹿島ら (1993) は新たな式を提案している。しかしながら、van der Meer の式も鹿島らの式も実験値とは傾向的にずれることから、高橋ら (1998) は碎波や斜面勾配の影響も含めた式として van der Meer と類似した次式を提案している。

$$N_s = C_H \left[a \left(N_0 / N^{-0.5} \right)^{0.2} + b \right] \quad (11)$$

ここに、 C_H ：碎波効果係数 $\{=1.4/(H_{1/20}/H_{1/3})\}$ 、 $H_{1/20}/H_{1/3}$ ：1/20 最大波高と有義波高の比、 $N_0 : D_n$ の幅の断面内におけるブロックの移動個数（被災度）、 D_n ：ブロックの代表径（体積の 3 乗根）、 N ：波数、 a, b ： K_D 値と斜

面勾配による係数（表で与えている）である。

さらに、高橋らは式(11)を N_0 を求める式に変形することによって期待被災度を算定する方法を提案している。期待被災度の算定には耐用年数間に対応する波をモンテカルロ法によって発生させて求めている。図-19はその計算例を示している。

4.1で述べたPIANCのワーキンググループでも消波ブロックの安定性について信頼性理論を用いて検討している(Burcharth・Sørensen)。信頼性理論としてはレベル1の方法で、安全係数を設定して設計する方法である。図-20に示すような破壊モードに対して、安全係数を破壊確率毎に定めている。評価式としては、通常タイプ被覆材ではハドソン公式、岩石や、テトラポッド、キューブではvan der Meer式、ドロスではBurcharth式が適用されている。

5. 今後の課題

既に述べたように、わが国における防波堤の現行設計法は、設計沖波の設定で一部信頼性の検討がなされているが、それ以降は決定論的に値を定めることが行われている。現行設計法では同じ許容安全率が使われているけれども、設計の過程で現れる不確定要素の影響が考慮されていないので、必ずしも同じ安全度で設計されていないことは、前掲の図-13からでも明らかである。そのために、信頼性設計（確率設計）への取り組みがなされていることを4.で述べたが、ここでは、現状の信頼設計への試みにおける問題点について述べる。

1) PIANC方式（レベル1）の問題点

レベル1の方法では、設計に用いる公式を設定し、その中に含まれる不確定要素の信頼度を調べて、破壊確率に対応する

安全係数が個々の要素に対して設定される。そして、所要の破壊確率に対応した構造物を設計することになる。将来、精度の高い公式が提案されたときには、再度、この公式に対する安全係数を設定し直さなければならない問題がある。そのために、一旦、公式が決まってしまうと、もはやそれを改定でき難くなるのではないかと危惧がある。

2) 許容安全性指標あるいは許容破壊遭遇確率

レベル2の方法では、破壊確率に対応して許容できる安全性指標を設定しなければならないが、なにを基準に設定すればよいかわからない。また、破壊遭遇確率においても許容値をいくにするか基準が明確でない。そのため、既存の防波堤の安全性指標や破壊遭遇確率を調べて、それを許容値にする方法がある。この方法では、既存の設計が最適設計になっている場合にはこの方法でもよいが、そうでない場合、安全側になりすぎたり、あるいは危険側になり過ぎたりする可能性がある。既存防波堤の安定性の評価が難しいという

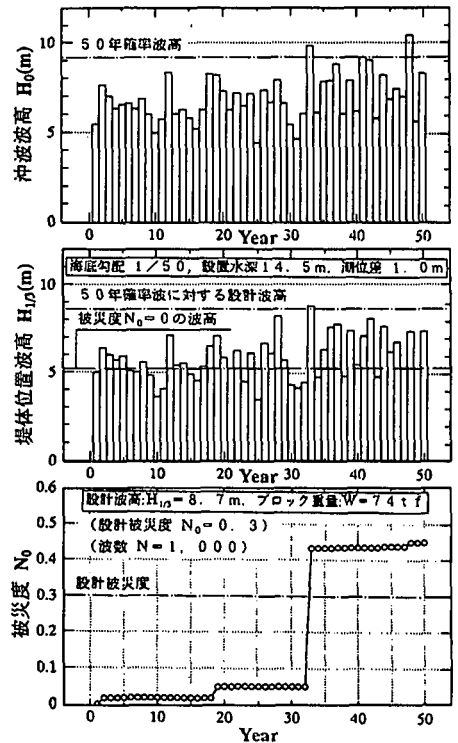


図-19 被災度の計算例

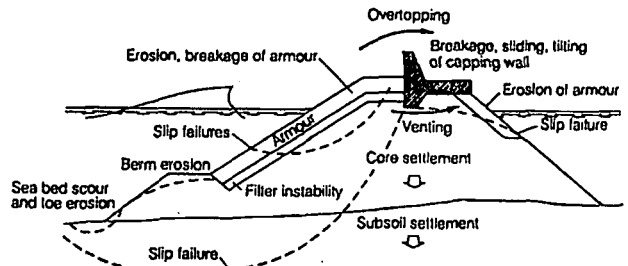


図-20 捨石堤の破壊モード

問題がある。

3) 最適設計

破壊確率が計算できると、耐用年数間に被災した防波堤を修復する費用を初期の建設費に加えて総費用として算出し、それが最小になる条件で設計する方法である。既に見たようにいくつかの方法が提案されている。この方法の問題点は、修復費用の見積もりである。被災形態は非常にばらついているために、修復費がそれぞれ異なり修復費を設定する方法が明らかになっていないことである。これを明らかにするためには、過去の被災事例を洗い出し、修復に掛かった費用を個別の修復費用に分解し、共通費用と被災地点の特有な費用とに分けて解析を行うことが必要である。これは今後の大きな課題である。

4) 期待滑動量と期待被災度

期待滑動量はケーソンの滑動距離であり、また、期待被災度は移動したコンクリートブロックの個数であり、非常に具体的な数値なので、許容値を設定することが比較的容易である。しかしながら、期待値は平均値なので、平均値は小さくても広く広がっている場合もあるので、50cm以上の滑動量になる割合や移動個数が2個になる割合などを調べて、許容期待値を設置する必要がある。合田が提案しているように期待許容値を満足し、期待総費用が最小となるものを選定する方法も一つの方法である。

5) 信頼性設計

信頼性設計を行うに当たって、レベル1の方法を除けば、複雑な計算を行わなければならないために、詳細な計算ソフトを予め用意する必要がある。そして、設計技術者はそのソフトを用いて設計を行うことになり、技術者にとってブラックボックスになる部分が多くなる。そのために、このようなソフトが開発されたら、設計技術者に対する研修が必要である。ソフトの使い方だけの研修ではなく、考え方や使用している方法など、詳細な内容の研修でなくてはならない。

6. おわりに

信頼性設計法は、ヨーロッパではレベル1の方法が主流となって開発されてきており、わが国ではレベル3の手法が主流になって開発されている。レベル1の方法には既に述べたような問題があり、できるだけレベル3の手法を用いるのがよい。しかしながら、レベル3の手法は内容が複雑になるために、プログラムソフトを用いなくてはならず、設計技術者にとって設計がブラックボックスになる可能性が高いので、今後その対策を検討する必要がある。

わが国の信頼性設計法は固まったわけではなく、まだ開発途上にあり、さらに発展させるためには多くの研究者の参加が必要である。本報告によって多くの研究者や技術者が海岸・港湾構造物の信頼性設計に興味を持っていただければ、非常に幸いである。

最後に、本報告を作成するに当たり、図や資料の整理に協力していただいた、京都大学大学院博士過程の安田誠宏君に深く感謝する次第である。

参考文献

- 池末俊一・高山知司・下迫健一郎 (1999) : 混成防波堤の滑動信頼性に及ぼす波浪の波向変科特性の影響, 海岸工学論文集, 第46巻, Vol.46, pp.926-930.
- 鹿島遼一・榊山 勉・清水琢三・関本恒浩・国栖広志・京谷 修 (1993) : 不規則波に対する消波ブロック被覆工の変形量評価式について, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.795-799.
- 河合弘泰・藤咲秀可・鈴木康正・高山知司 (1996) : 既設の防波堤堤体の被災遭遇確率および期待滑動量, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.836-840.
- 河合弘泰・藤咲秀可・鈴木康正・高山知司 (1996) : 既設の防波堤堤体の被災遭遇確率および期待滑動量, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.836-840.

- 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, 第 36 巻, 第 4 号, pp.3-41.
- 合田良実 (1988) : 極値統計におけるプロットング公式ならびに推定値の信頼区間に関する検討, 港湾技術研究所報告, 第 27 巻, 第 2 号, pp.31-92.
- 合田良実・小船浩治 (1989) : 波浪の極値統計における分布関数のあてはめ基準, 海岸工学論文集, 第 36 巻, pp.134-138.
- 合田良実・高木泰士 (1999) : 信頼性設計法におけるケーソン防波堤設計波高の再現期間の選定, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp.921-925.
- 下迫健一郎・高橋重雄 (1994) : 混成防波堤の期待滑動量の計算法, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp.756-760.
- 下迫健一郎・高橋重雄 (1997) : モンテカルロ法を用いた混成防波堤の期待滑動量の計算, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp.831-835.
- 下迫健一郎・高橋重雄・高山知司・谷本勝利 (1998) : 変形を許容した混成防波堤の新設計法の提案 一期期待滑動量を用いた信頼性設計一, 海岸工学論文集, 第 45 巻, pp.801-805.
- 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, 39p.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三 (1992) : 混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力係数の提案, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp.676-680.
- 高橋重雄・半沢 稔・佐藤弘和・五明美智男・下迫健一郎・寺内 潔・高山知司・谷本勝利 (1998) : 期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量, 港湾技術研究所報告, 第 37 巻, 第 1 号, pp.3-32.
- 高山知司 (1989) : 信頼性理論による防波堤滑動の安定性に関する検討, 海岸工学論文集, 第 36 巻, pp.673-677.
- 高山知司 (1990) : 防波堤の滑動安定性に及ぼす海面上昇の影響, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp.873-877.
- 高山知司・池田直太・平石哲也 (1991) : 碎波および反射を考慮した波浪変形計算, 港湾技術研究所報告, 第 30 巻, 第 1 号, pp.21-67.
- 高山知司・池田直太・立石義博 (1991) : 防波堤の限界状態設計における波浪外力の荷重係数, 海岸工学論文集, 第 38 巻, pp.636~640.
- 高山知司・池田直太 (1991) : 現行設計法における防波堤の滑動安定性, 海岸工学論文集, 第 38 巻, pp.641-645.
- 高山知司・鈴木康正・河合弘泰 (1994) : 滑動と転倒による被災確率を考慮した防波堤の経済設計の検討, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp.1066-1070.
- 谷本勝利・古川浩司・中村廣昭 (1996) : 混成防波堤の滑動時の流体抵抗力と滑動量算定モデル, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp.846-850.
- 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, 49p.
- 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, 第 34 巻, 第 1 号, pp.69-113.
- 長尾 毅・門脇陽治・土田 孝・寺内 潔 (1997) : 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, 第 36 巻, 第 1 号, 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, 第 37 巻, 第 2 号, pp.131-176.
- 橋本典明・川口浩二・真期俊行・永井紀彦 (1999) : 第 3 世代は浪推算方 (WAM) の推算精度に関する検討, 港湾技研報告, 第 38 巻, 第 4 号, pp.3-47.
- 半沢 稔・佐藤弘和・高山知司・高橋重雄・谷本勝利 (1995) : 消波ブロックの安定性評価式に関する研究, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp.886-890.
- Burucharth, F.H. and J.D. Sørensen (1998): The PIANC safety factor system of breakwaters, Coastal Structures '99, Ed. by I.J. Losada, Spain, Balkemare, pp.1125-1144.

- Franco, L., A. Lanberti, A. Noli and U. Tomosicchio(1986):Evaluation of risk applied to the designed breakwater of Punta Riso at Brandisi, Italy, Coastal Engineering, Vol.10, No.2, pp.169-191.
- Hasselmann, S. and K. Hasselmann(1985):Computations and parameterizations of the nonlinear energy transfer in a gravity wave spectrum, Part I :A new method for efficient computations of the exact nonlinear transfer integral, J. Phys. Oceanogr., 15, pp.1369-1377.
- Inoue, T.(1967): On the growth of the spectra of a wind generated sea according to a modified Miles-Phillips mechanism and its application to wave forecasting, Geophysical Science Lab., TR-6-75, New York Univ., pp.1-74.
- Isozaki, I. and T. Uji (1973): Numerical prediction of ocean wind waves, Paper of Meteorology and Geophysics, Vol.24, No.2, pp.207-231.
- Takayama, T. and N. Ikeda (1992) : Estimation of sliding failure probability of present breakwaters for probabilistic design, Rept. Port & Harbour Res. Inst., Vol.31, No.5, pp.3~32.
- Uji, T. (1985): A coupled discrete wave model MRI- II , Jour. of Oceanogr. Society of Japan, Vol.40, pp.303-313.
- va der Meer, J.W.(1988): Stability of Cubes, Tetrapod and Accropode, Proc. Conf. Breakwaters '88, pp.71-80.