

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

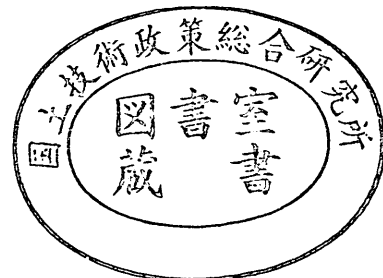
---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 30 NO. 4 DEC. 1991

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (Report of P. H. R. I.)

第30巻 第4号 (Vol.30, No.4) 1991年12月 (Dec.1991)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法  
.....高橋重雄・下迫健一郎・佐々木均.....3~34  
(Experimental Study on Wave Forces Acting on Perforated Wall Caisson Breakwaters  
..... Shigeo TAKAHASHI, Ken-ichirou SHIMOSAKO and Hitoshi SASAKI)
2. 信頼性理論による防波堤の滑動安定性に関する理論的検討  
.....高山知司・藤井 久.....35~64  
(Probabilistic Estimation of Stability of Slide for Caisson Type Breakwaters  
..... Tomotsuka TAKAYAMA, Hisashi FUJII)
3. 繰り返し荷重を受ける粘土の強度・変形特性  
.....山崎浩之・善 功企・加賀谷宏基・館下 徹.....65~83  
(Strength and Deformation Characteristics of Clays due to Cyclic Loading  
..... Hiroyuki YAMZAKI, Koki ZEN, Hiroki KAGAYA and Toru TACHISHITA)
4. RI を利用した海底密度測定器の開発  
.....石塚浩次・根本孝志.....85~109  
(Development of Mud Layer Density Meter Using Radio Isotope  
.....Koji ISHIZUKA and Takashi NEMOTO)

## 2. 信頼性理論による防波堤の滑動安定性に関する理論的検討

高山知司\*・藤井 久\*\*

### 要 旨

現行の防波堤の設計法では、波高の再現期間の設定や最高波高による波力の算定において確率的な考え方が暗に導入されているが、限られた数の波高データを用いたことによる設計沖波の算定誤差や防波堤設置点までの波浪変形計算と防波堤の形状に対応した波力公式の算定誤差および堤体と捨石マウンドとの間の摩擦係数のばらつきについてはほとんど考慮されていない。このような不確実な要素による防波堤の被災の可能性については設定した安全率で多くの場合カバーできていると考えている。このように安全率という概念で防波堤を設計しているため、防波堤の安全度については定量化が行われていない。

そこで、本報告においては、沖波や波浪変形計算、波力公式の算定精度および摩擦係数のばらつきを考慮して、防波堤の安全度を防波堤の被災確率で表わす方法について検討した。防波堤の安定性の検討においては、防波堤の滑動が重要な要素であるため、滑動確率について検討した。検討に当たっては、防波堤の現行設計法を調べ、そして、不確定要素として沖波と波浪変形計算、波力公式、さらには摩擦係数のばらつきを考え、これらの算定誤差を考慮した防波堤の滑動確率の推定方法を示した。そして、これらの要素の算定誤差を平均的な偏りと変動係数を用いて表し、これらの値を仮定して、それぞれの要素による滑動遭遇確率の変化特性を調べた。

以上の検討によって、以下のような結論が得られた。

- 1) 沖波や波浪変形計算、波力公式の算定誤差および摩擦係数のばらつきが平均的な偏りを持って、正規分布すると仮定して、防波堤の滑動確率を算定する手法を提案した。滑動確率を算定する近似的な手法についても示した。また、滑動確率を用いて、耐用年数間に防波堤が滑動する遭遇確率および滑動回数の推定法を示した。
- 2) 防波堤の設置水深が設計波高に比して非常に深い場合、防波堤の滑動遭遇確率は海底勾配によらずほぼ同じ値を示すとともに、設置水深が浅い場合より小さい。
- 3) 潮位差が小さいと、防波堤の設置水深が浅くなるほど、滑動遭遇確率は漸次大きくなるが、その上昇勾配は小さくなる。これに対して、潮位差が大きいと、設置水深が浅くなるにつれて滑動遭遇確率は上昇するものの、ある水深で極大値を示し、その水深より浅くなると小さくなる。
- 4) 潮位差が大きい場合と小さい場合を比較すると、潮位差が大きい場合の滑動遭遇確率は小さい場合より低い。特に、この傾向は、水深の浅い砕波帯内に防波堤が設置されている場合に顕著である。
- 5) 変動係数を小さくすることは算定精度を高めることに対応するが、変動係数がある程度小さく(0.1程度)なっていれば、精度を更にも上げる努力をするより、少し大きめに波高や波力を算定することが滑動安定性に対する効果が高い。

キーワード：信頼性理論、防波堤、滑動安定性、滑動遭遇確率

\* 水工部 部長

\*\* 水工部 波浪研究室員

## 2. Probabilistic Estimation of Stability of Slide for Caisson Type Breakwaters

Tomatsuka TAKAYAMA\*  
Hisashi FUJII\*\*

### Synopsis

The present design of a caisson type breakwater does not consider the estimation errors including in uncertain factors like wave height, wave forces and friction factor, because the instability of the breakwater caused by the uncertainty is regarded to be covered by the safety factor in the design. The degree of instability of the designed breakwater cannot be verified quantitatively by the safety factor.

The present paper proposes an estimation method for the evaluation of the degree of instability of the breakwater. The degree of instability is shown by the value of encounter probability of slide failure during the life time of the breakwater. The encounter probability is computed under the assumption that the estimation errors of the deep sea wave, the wave transformation, the wave forces and the friction factor can be expressed by the normal distribution. The water elevation due to storm surge and tide affects the weight of the caisson in water and wave height. These occurrence probability are also introduced into the computation. Various computations are carried out in order to investigate the characteristics of the variations of the encounter probabilities due to water depths at a breakwater, slopes of sea bottom, and tidal levels.

The main conclusions are made as follows:

- 1) The estimation method of the encounter probability is proposed to evaluate the slide instability of a caisson type breakwater under consideration of the estimation errors of the uncertain factors like wave height, wave forces and friction factor.
- 2) The encounter probability of slide failure is not affected by sea bottom slope in the deep water depth but varies with the slope in the sea shallower than three times deep wave height.
- 3) The encounter probability is larger in a small tide than in a large tide. Consequently, the breakwater in the former is more instable than in the latter.
- 4) As the the water depth at the breakwater becomes shallower, the encounter probability increase gradually in the small tide, but the probability has maximum value at a water depth in the large tide.
- 5) In the case that the estimation error of a empirical formula has a small coefficient of variation, it is more effective to make a new formula with a small overestimation than to improve the accuracy of the formula in order to promote the stability of a breakwater.

**Key Words :** Probabilistic design, Breakwater, Stability, Encounter probability

---

\* Director of Hydraulics Engineering Division

\*\* Member of Wave Laboratory, Hydraulics Engineering Division

# 目 次

要 旨 .....	35
1. まえがき .....	39
2. 現行の防波堤設計法 .....	39
2. 1 設計沖波の設定 .....	39
2. 2 波浪変形計算 .....	42
2. 3 防波堤の安定計算に用いる波力公式 .....	43
2. 4 防波堤の安定計算 .....	45
3. 防波堤の滑動安定性への信頼性理論の応用 .....	47
3. 1 設計沖波の推定精度 .....	47
3. 2 水位の確率分布 .....	47
3. 3 波浪変形計算の推定精度 .....	48
3. 4 波力公式の推定精度 .....	50
3. 5 摩擦係数のばらつきと滑動限界摩擦係数 .....	51
3. 6 防波堤の滑動確率の計算法 .....	52
4. 防波堤の滑動安定性の特性 .....	54
4. 1 計算条件 .....	54
4. 2 設置水深および海底勾配による滑動遭遇確率の変化 .....	56
4. 3 滑動安定性に及ぼす潮位差の影響 .....	58
4. 4 沖波や波浪変形、波力の算定誤差および摩擦係数のばらつきによる滑動遭遇確率の変化 .....	59
5. あとがき .....	61
参考文献 .....	62
主要な記号一覧 .....	63

## 1. まえがき

現在行われている防波堤の設計では、まず、波浪推算や現地観測から得られた異常波浪のデータを用いて、設定した再現期間に対応する沖波を設計沖波として求める。通常の防波堤の場合、再現期間として50年を用いることが多いが、防波堤の被災が背後海域に大きな影響を与える可能性が高い場合には、再現期間として50年を超える値が使われている。このようにして求めた沖波に対して、海底や周りの地形による屈折および回折、浅水変形、砕波変形等による波浪変形を考慮して、防波堤設置点における波を推定する。この波の最高波を用いて、防波堤の形状に対応した波力算定式によって波力を算定し、防波堤の滑動および転倒、地盤支持力を検討する。防波堤の滑動および転倒に対しては、安全率が1.2以上になるように堤体の諸元を決定する。この堤体諸元に対して円弧滑りによって地盤支持力を検討する。堤体の滑動に対する安定性の検討においては、堤体の底面の摩擦係数として通常0.6を採用している。このように現行の防波堤設計法では、再現期間の設定や最高波高を用いた波力の算定において確率的な考え方が一部導入されているが、基本的には確定論的に設計されており、設計沖波および波浪変形計算、波力の算定、摩擦係数等の算定誤差の影響は安全率という一つの値で見積もっている。

近年においては、不規則性に伴う外力の算定誤差、材料の不均一性や特性値のばらつきによる強度や抵抗力の算定誤差、設計情報が不完全であることによる算定誤差、さらには材料試験や判断の際のヒューマンエラーなど、予め予測することができない不確実な要素を確率的に取り扱って、構造物を設計する信頼性設計が行われるようになってきている。近年、コンクリート構造物の設計に導入されてきている限界状態設計法は信頼性設計の一つである。今までの設計法では、予測できない不確実な要素を経験的に設定した安全率の中に押し込めてしまっているため、外力や抵抗力などの個々の要素の推定誤差やばらつきの度合いが設計にどのように影響するかがはっきりしなかった。しかしながら、信頼性設計では、それぞれの要素の算定誤差やばらつきの度合を調べ、構造物が壊れる確率（破壊確率）を考慮して、設計を行っているため、それぞれの要素の不確実性の影響が定量的に明らかになる。その結果、信頼性設計では、外力の算定精度がよくなった場合や材質の向上によって強度のばらつきが小さくなった場合のように、算定誤差が小さくなることによる設計の信頼度の向上、つまり、構造物の破壊確率の減少の度合いが定量的に推定できる。また、信頼

性設計では、どの要素の不確実性が構造物の設計にとって重要になるか、さらにはどの要素の推定精度を向上させることが構造物の安全性を向上させるかといった感度分析が容易である。

設計に関わる各種要素の推定誤差やばらつきを確率的に取り扱う信頼性設計を防波堤の設計に応用した例としては、Francoら（1986）がBrindisi港の防波堤の設計に適用したものがある。Francoらは捨石堤と混成堤に関して信頼性設計法を適用している。捨石堤については暴風の発生する頻度から推定した異常波浪の発生確率と実験から求まる被覆工の被害率から被覆工の移動による被災とロッキングによる被災とに分けて、捨石堤の被災確率を推定している。また、混成堤については、水平波力が滑動抵抗力より大きいときに滑動するとして、水平波力と滑動抵抗力が釣り合う条件での摩擦係数を求め、実際の摩擦係数がこの摩擦係数より小さい事象が現れる確率を混成堤の被災確率として求めている。ただし、摩擦係数の出現確率は0.55から0.65の間を一様に分布すると仮定し、水平波力は実験によって求めた波力が波高に比例すると計算している。また、異常波浪の発生確率は捨石堤の場合と同じものを用いている。そして、耐用年数を100年にとり、この間における被災遭遇確率を推定して設計を行っている。しかし、沖波や波浪変形、波力公式の算定精度については考慮していない。

外山（1985）や鈴木（1987）は防波堤の滑動安定性に関して信頼性理論を用い、摩擦係数や潮位、波高等の防波堤の滑動に影響する要素について安全性指標に対する感度分析を行い、現行設計法の安全性評価を行っているが、設計に応用するまでには至っていない。

このように防波堤の設計に信頼性理論を適用しようとする試みがなされているが、それを適用するに当たっての理論構成が十分になされていないため、防波堤の設計に適用できる状態にはなっていない。そこで、本研究においては、防波堤の設計において重要な要素である防波堤の滑動安定性に関して、信頼性理論を適用するための理論的検討を行っている。そして、この理論に従って防波堤の滑動確率を計算するとともに、防波堤の滑動に係わる各種要素の算定精度やばらつきの度合いによる滑動確率および耐用年数間における滑動遭遇確率の変化を調べている。

## 2. 現行の防波堤設計法

### 2.1 沖波波高の設定

港湾の施設の技術上の基準同解説（これ以降、設計基準と呼ぶ）によると、“港湾の施設の設計に考慮する沖波

の諸元は、相当長期間の波浪実測値もしくはおおむね30箇年以上にわたる気象資料によって得た推算値を実測資料で補正した値に適切な統計処理を施して発生確率を検討した結果、または仮想台風に対して計算した波浪推算値に基づいて決定するものとする。沖波の諸元は、構造物に大きな影響を及ぼすと想定される16方位の各方向毎に設計することを標準とする。”となっている。過去においては、仮想台風（通常、昭和34年の伊勢湾台風が用いられた。）を用いたことがあったが、現在では、波浪観測データおよび異常気象データの蓄積によって、ほとんどの設計沖波は実測波浪あるいは実測波浪で補正を行った波浪推算値から推定されるようになってきている。

実測波浪や推算波浪から再現期間に対応した確率波高を求め、これを設計沖波波高としている。再現期間としては、通常の防波堤では50年、防波堤が被災した場合に背後に大きな影響を及ぼすと想定されるときにはこれを越える年数が用いられている。防波堤の設計にはこのように非常に長い再現期間の確率波を用いているため、確率波を算定するに当たっては年最大波あるいは設定した波高以上の異常波が用いられる。再現期間に対応した確率波の算定に当たっては、これらの異常波の発生確率分布を求めなくてはならない。

異常波の確率分布としては、極値分布関数のFT-I型分布（Gumbel分布）やFT-II型分布、Weibull分布がある（Goda and Kobune, 1990）。これらの分布関数および確率密度関数は次式ようになる。

### 1) FT-I型分布（Gumbel分布）

$$P_r(X) = \exp \{- \exp [-(X-B)/A]\} \quad (1)$$

$$p_r(X) = (1/A) \exp \{-(X-B)/A\} \exp \{- \exp [-(X-B)/A]\} \quad (2)$$

ここに、 $A$  は尺度母数、 $B$  は位置母数と呼ばれている。また、 $P_r(X)$  は  $p_r(X)$  の未超過確率であり、 $p_r(X)$  は確率密度関数である。

### 2) FT-II型分布

$$P_r(X) = \exp \{-[1 + (X-B)/kA]^{-k}\} \quad (3)$$

$$p_r(X) = \frac{1}{A} [1 + (X-B)/kA]^{-k-1} \times \exp \{-[1 + (X-B)/kA]^{-k}\} \quad (4)$$

ここに、 $A$  は尺度母数、 $B$  は位置母数、 $k$  は形状母数である。 $k = \infty$  にすると、式(3)のFT-II型分布は式(1)のFT-I型分布に一致する。

### 3) Weibull分布

$$P_r(X) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{X-B}{A} \right)^k \right] \quad (5)$$

$$p_r(X) = \frac{k}{A} \left( \frac{X-B}{A} \right)^{k-1} \exp \left[ - \left( \frac{X-B}{A} \right)^k \right] \quad (6)$$

ここに、 $A$  は尺度母数、 $B$  は位置母数、 $k$  は形状母数である。また、Weibull分布の場合、 $X \geq B$  である。

これらの式において、 $X$  は波高を示しており、また、

$$r_r = (X-B)/A \quad (7)$$

とおくと、 $r_r$  は、未超過確率  $P_r(X)$  を用いて、次式のよう表すことができる。

$$r_r = -1 \ln \{-1 \ln (P_r(X))\} \quad (\text{FT-I型分布}) \quad (8)$$

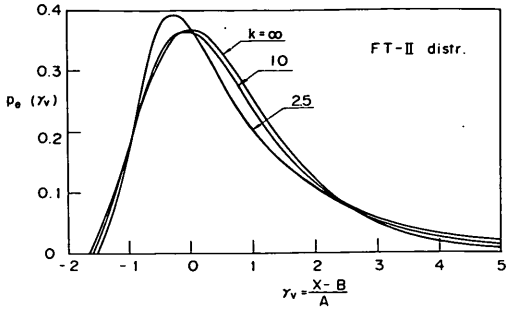
$$r_r = k \left[ -1 + \exp \left[ -\frac{1}{k} \ln \{-1 \ln (P_r(X))\} \right] \right] \quad (\text{FT-II型分布}) \quad (9)$$

$$r_r = [-1 \ln \{1 - P_r(X)\}]^{1/k} \quad (\text{Weibull分布}) \quad (10)$$

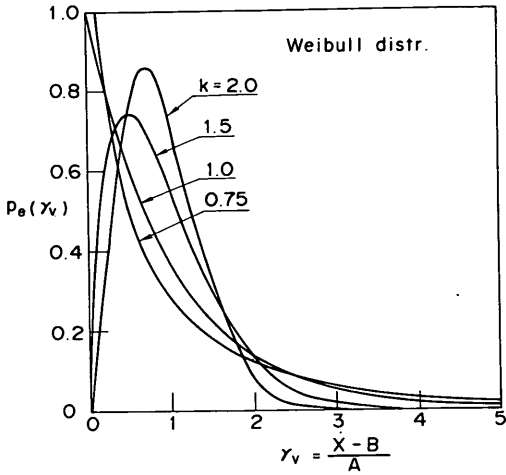
FT-IおよびII、Weibullの分布形の確率密度関数を図-1(a)と(b)に示している。図-1(a)におけるFT-II型分布および図-1(b)におけるWeibull分布については形状母数 $k$ の値を変えて示している。図-1(a)のFT-II型分布では、形状母数の $k$ の値が小さくなるに従って、 $\gamma_v > 3$ の発生確率が高くなる。また、図-1(b)のWeibull分布でも、形状母数 $k$ の値が小さくなるに従って $\gamma_v > 3$ の発生確率が高くなる。特に、Weibull分布では、 $k > 1.0$ の場合と $k \leq 1.0$ の場合とでは分布形状が大きく異なり、 $k \leq 1.0$ の場合には $\gamma_v$ の値が大きくなるに従って確率密度分布関数は単調に減少するが、 $k > 1.0$ の場合には、 $\gamma_v = 0$ で確率密度分布関数は0になり、 $r_r$ が大きくなるに従って増大し、極大値を示したあとは単調に減少する。FT-II型分布であってもWeibull分布であっても、形状母数 $k$ の値が小さくなるほど、大きな値の $\gamma_v$ の発生確率が高くなる。そのため、同じ再現期間では、形状母数 $k$ の値が小さい分布形の設計波高が大きくなる。

再現期間に対応する設計沖波を推定するためには波浪推算や波浪観測によって得られた異常波浪データを用いて、異常波浪の最適分布形を推定しなければならない。異常波浪の分布形は通常以下のように推定されている。

$K$ 年間に $N$ 個の異常波浪データが得られたとする。再現期間の長い沖波を設計の対象にしているため、 $N$ 個の波浪データの選定に当たっては、各年最大の波あるいは小さな波は無視して、ある波高以上の波だけを用いる



(a) FT-II 型分布



(b) Weibull 分布

図-1 極値分布形

方法がとられている。年最大波を用いる場合には、 $K = N$ となる。足切りを行う場合には一般に  $K \neq N$ となる。 $N$ 個の波を波高の大きい順に並べ直し、それを波高の大きい方から  $X_1, X_2, \dots, X_N$ とすると、大きい方から  $n$ 番目の波高  $X_n$ より小さい波高の波の発生確率を次式のプロットング公式を用いて推定する。

$$P_e(X \leq X_n) = 1 - \frac{n - \alpha}{N + \beta} \quad (11)$$

ここに、 $\alpha$ および $\beta$ は定数で、FT-I型分布に関しては Gringorten (1963) が順序統計量を用いて検討し、次の値を求めている。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 0.44 \\ \beta &= 0.12 \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

また、Weibull分布に関しては、Petruaskas と Aagaard (1970) が順序統計量を用いて、次式のように求めている。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 0.30 + 0.18/k \\ \beta &= 0.21 + 0.32/k \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

合田 (1988) は数値シミュレーションによって再現確率統計量の推定値の偏り量と RMS 誤差を検討した結果、FT-II型分布および Weibull 分布における  $\alpha$  および  $\beta$  の値として次式を提案している。

① FT-II 型分布

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 0.44 + 0.52/k \\ \beta &= 0.12 - 0.11/k \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

② Weibull 分布

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 0.20 + 0.27/\sqrt{k} \\ \beta &= 0.20 - 0.23/\sqrt{k} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

FT-II分布の式(14)は  $k = \infty$ とすると、Gringorten が求めた式(12)の値に一致する。

式(11)で求めた  $P_e(x \leq x_n)$ を式(8)あるいは(9)、(10)に代入して、 $r_v$ を求め、図-2のようにプロットする。そして、式(7)を仮定して、最小自乗法によって  $A$  および  $B$  を算定する。最適な分布関数形としては、FT-I型分布および  $k$ の値を変えて求めた FT-II型分布や Weibull 分布のうち最も相関が高い、つまり相関係数の値が最も大きな分布形を採用する。

再現期間  $R_p$ 年と未超過確率  $P_e(X \leq X_R)$ との間には次式のような関係がある。

$$P_e(X \leq X_R) = 1 - \frac{K}{NR_p} \quad (16)$$

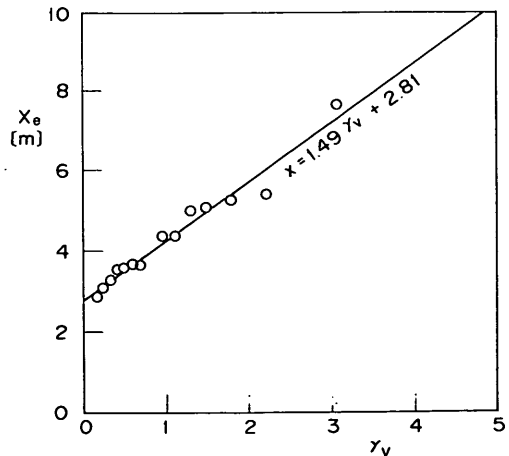


図-2 再現確率波高の算定法辺



$K$  年間に  $N$  個の波浪データを用いた場合には 1 つの波浪データは平均的に  $K/N$  年最大波となるので、再現期間内では、 $NR_p/K$  個の波浪データの内の最大の波高は  $K/NR_p$  の確率で現れることになり、未超過確率は式 (16) のようになる。式 (16) の値を式 (8) あるいは (9)、(10) に代入すれば、 $\gamma_v$  を求めることができ、再現期間に対する  $\gamma_v$  の値が計算できる。この  $\gamma_v$  の値から再現期間に対応する波高  $X_R$  は式 (7) を用いて、

$$X_R = A \gamma_v + B \quad (17)$$

で求める。

波の周期については、実測波浪あるいは推算波浪を用いて、波高と周期の相関を求め、設定した再現期間に対応する設計沖波波高  $X_R$  を用いて、設定されることが多い。

## 2. 2 波浪変形計算

2. 1 のようにして設計沖波の波高および周期が求まると、この波を用いて海底および周囲の地形による波浪変形計算を実施し、設計対象地点における波を算定することが行われる。このような平面地形に対する波浪変形計算法としては、エネルギー平衡方程式法と緩勾配方程式法が通常よく用いられる。

エネルギー平衡方程式法は、次式のようなエネルギーフラックスの連続式を解く方法である (Karlson, 1969)。

$$\frac{\partial}{\partial x}(V_x S) + \frac{\partial}{\partial y}(V_y S) + \frac{\partial}{\partial \theta}(V_\theta S) = 0 \quad (18)$$

ここに、

$$\begin{aligned} V_x &= C_x \cos \theta \\ V_y &= C_x \sin \theta \\ V_\theta &= \frac{C_x}{C} \left[ \sin \theta \frac{\partial C}{\partial x} - \cos \theta \frac{\partial C}{\partial y} \right] \end{aligned} \quad (19)$$

また、 $x$  および  $y$  は平面座標、 $S$  は波の方向スペクトル、 $C_x$  は波の群速度、 $C$  は波速、 $\theta$  は岸方向にとった  $x$  軸の正方向から反時計回りに測った波向角である。

式 (18) で示すようにエネルギー平衡方程式は成分波が重ね合わさるときの位相差を考慮していないため、波の回折現象のように位相差が重要となる現象には厳密な意味では適用できない。しかし、実際の海の波のような多方向の不規則波では波向および周期の異なる数多くの成分波が重なり合っているため、位相差の影響が薄れ、その結果、エネルギー平衡方程式のみでも比較的精度よく計算することができる (高山ら, 1991)。また、エネルギー

平衡方程式は一階の微分方程式であるため、沖側に返る成分波がないと仮定すると、沖側の境界条件を与えるだけで沖側から岸側に向けて計算することができる利点があるとともに、位相差を考慮していないため計算格子間隔を比較的広くとることができ、広領域の計算が比較的容易にできる利点がある。

一方、緩勾配方程式は次式のように表される (Berkoff, 1972)。

$$\nabla (CC_x \nabla \eta) + k_w^2 CC_x \eta = 0 \quad (20)$$

ここに、 $\nabla = \left( \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right)$ 、 $\eta$  は水面波形、 $k_w$  は波数を示している。

緩勾配方程式は、エネルギーフラックスの連続と位相差の両方を考慮しているため、厳密な式である。しかしながら、式 (20) は 2 階の微分方程式であるため、これを解くためには周りの境界条件をすべて与えなければならないが、波の変形計算では、通常、周囲の境界条件をすべて与えることができない。そのため、 $x$  軸方向に進行する波だけを考え、式 (20) の楕円型方程式を次式のような放物型方程式に変換した式を用いて計算されている (Radder, 1979)。

$$\begin{aligned} 2ik_w CC_x \eta_x + (CC_x \eta_y)_y \\ + i(k_w CC_x)_x + 2k_w^2 CC_x \eta = 0 \end{aligned} \quad (21)$$

屈折の影響で波の進行方向が  $x$  軸からずれると計算精度が低下するのを防ぐため、磯部 (1985) は直交曲線座標を用いて波向方向に座標を変化させる方法を用いている。しかしながら、放物型方程式に近似させても、エネルギーフラックスの連続と位相変化とを同時に解くため、計算格子間隔が小さくなり、広領域における波浪変形の計算には適さない。

エネルギー平衡方程式でも放物型方程式でも線形方程式であるため、波浪変形後の波高は沖波波高と線形関係になり、次式のように与えられる。

$$X = \nu X_R \quad (22)$$

ここに、 $\nu$  は波高変化の程度を示す沿岸係数である。

設計対象とする構造物が比較的水深の浅い場所にあると、構造物には碎波が作用するようになるため、碎波による波高変化を考慮しなければならない。高山ら (1991) は式 (18) のエネルギー平衡方程式に碎波によるエネルギー逸散項を導入して解析している。また、磯部 (1986) は式 (21) の放物型方程式に碎波によるエネルギー逸散項を導入して解析している。碎波によるエネルギー逸散は、高山らも磯部も波のスペクトルに比例する

と仮定しているが、両者は異なるエネルギー逸散率を用いている。

防波堤のような構造物の設計においては、波群中の最大の波である最高波を用いて設計するようになってきているため、最高波を算定しなければならない。エネルギー平衡方程式や放物型方程式に碎波によるエネルギー逸散項を導入して解析しても、有義波高は推定できるが、最高波高は推定できない。そのため、高山らは対象地点の有義波高の1.8倍の値と次式に示す合田(1970)の碎波指標で与えられる碎波波高とを比較して、小さな方を最高波高としている。

$$\frac{H_b}{L_0} = 0.17 \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \beta_b) \right] \right\} \quad (23)$$

ここに、 $H_b$ は碎波波高、 $L_0$ は沖波波長、 $h$ は水深、 $\tan \beta_b$ は海底勾配である。

式(23)から求まる碎波波高は、合田(1975)が2次元断面地形に対して碎波変形計算を行って求めた最高波高に非常に近い。ただし、合田の碎波変形計算では平均水位の上昇量やサーフビートの影響を考慮しているため、水深が沖波波高より浅い海域では、水深が浅くなるほど式(23)で推定した碎波波高は合田の碎波変形計算の最高波高より小さくなる傾向がある。2次元断面に関する碎波変形の計算結果から合田は有義波高および最高波を推定する式として次式のような簡略式を提案している。

①有義波高

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_0' & (h/L_0 > 0.2) \\ \min \{ (\beta_0 H_0' + \beta_1 h), \\ \beta_{max} H_0', K_s H_0' \} & (h/L_0 \leq 0.2) \end{cases} \quad (24)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \beta_0 &= 0.028 (H_0' / L_0)^{-0.38} \exp [20 \tan^{1.5} \beta_b] \\ \beta_1 &= 0.52 \exp [4.2 \tan \beta_b] \\ \beta_{max} &= \max \{ 0.92, \\ & 0.32 (H_0' / L_0)^{-0.29} \exp [2.4 \tan \beta_b] \} \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

また、 $\min \{ \}$ と $\max \{ \}$ はそれぞれ $\{ \}$ 内の最小値と最大値を示している。

②最高波高

$$H_{max} = \begin{cases} 1.8 K_s H_0' & (h/L_0 > 0.2) \\ \min \{ (\beta_0 * H_0' + \beta_1 *), \\ \beta_{max} * H_0', 1.8 K_s H_0' \} & (h/L_0 \leq 0.2) \end{cases} \quad (26)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \beta_0 * &= 0.052 (H_0' / L_0)^{-0.38} \exp [20 \tan^{1.5} \beta_b] \\ \beta_1 * &= 0.63 \exp [3.8 \tan \beta_b] \\ \beta_{max} * &= \max \{ 1.65, \\ & 0.53 (H_0' / L_0)^{-0.29} \exp [2.4 \tan \beta_b] \} \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

この式からわかるように、碎波による波高減衰を考慮すると、対象地点での最高波高は

$$H_{max} = a H_0 + b h \quad (28)$$

のような形で表され、 $a$ は沖波の波高に比例する係数で、 $b$ は水深に比例する係数である。波の非線形性による波高変化を考えないと、碎波するまでは $b=0$ であり、碎波するようになると $b \neq 0$ となる。これは碎波がその地点の水深や海底勾配に関係するためである。

2.3 防波堤の安定計算に用いる波力公式

防波堤に働く波力は防波堤の形状によって異なり、その形状に対応した波力公式が提案されている。しかし、堤体の形状によって波力公式が異なっても、混成防波堤に対する合田(1973)の波力公式を基本として、それに修正係数を乗じて求めたものが多い。そこで、修正係数を含んだ形の合田波力公式(谷本ら、1976)をここで示しておく。

合田の波力式では、図-3に示すように波圧は静水面上の $\eta^*$ の高さまで作用すると考え、 $\eta^*$ から静水面までを三角形分布、静水面から堤体底面までを台形分布すると仮定して、 $\eta^*$ および静水面での波圧 $p_s$ 、堤体底面での波圧 $p_b$ を次式のように与えている。

$$\eta^* = 0.75 \lambda_1 (1 + \cos \theta_i) H_0 \quad (29)$$

$$p_s = \frac{\lambda_1}{2} (1 + \cos \theta_i) (a_1 + \lambda_2 a_2 \cos^2 \theta_i) \times w_0 H_0 \quad (30)$$

$$p_b = \alpha_3 p_s \quad (31)$$

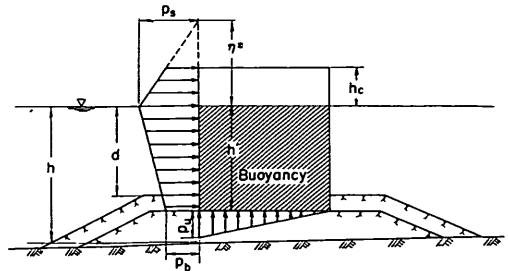


図-3 混成堤における波圧分布

ここに、

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4 \pi h / L}{\sinh(4 \pi h / L)} \right]^2 \quad (32)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3 h_b} \left( \frac{H_b}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_b} \right\} \quad (33)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2 \pi h / L)} \right] \quad (34)$$

である。また、

$h$  : 直立壁前面における水深

$h_b$  : 直立壁前面から沖側へ有義波高の5倍だけ離れた地点での水深

$h'$  : 直立壁底面の水深

$d$  : 根固め工あるいはマウンド被覆工天端のいずれか小さい方の水深

$w_0$  : 海水の単位体積重量

$L$  : 水深  $h$  における有義波周期に対応する波長

$\theta_i$  : 波の入射角度で、 $15^\circ$ 危険側に振った角度

であり、設計に用いる波高  $H_b$  は、来襲する不規則波の波群中の最高波高である。最高波高としては、碎波の影響を受けていない場合は

$$H_b = 1.8 H_{1/3} \quad (35)$$

で与える。ここに、 $H_{1/3}$  は堤体設置点での有義波高である。また、碎波の影響を受けている場合には、碎波による波高変化を考慮して求めた最高波高を用いる。碎波変形による最高波高の算定については2.2に示している方法を用いる。ただし、最高波高を算定する場合の水深としては  $5 H_{1/3}$  だけ沖側における水深  $h_b$  とする。このように堤体設置点での最高波高ではなく、少し沖側の最高波高を用いているのは、堤体より沖側で、進行波として碎波した波が大きな波力を作用させることを考慮したためである。

式(30)および(31)で示した波圧が作用するとき、堤体の底面には堤体を押し上げようとする揚圧力が働く。この揚圧力の分布としては、図-3に示すような3角形分布が想定されている。堤体前面部における揚圧力が最も大きく、この揚圧力は次式で与えられている。

$$p_w = \frac{1}{2} (1 + \cos \theta_i) \lambda_1 \alpha_1 \alpha_3 w_0 H_b \quad (36)$$

式(29)および(30)、(36)の中の  $\lambda_1$ 、 $\lambda_2$  は波力の低減係数で、堤体の形状によって異なる。そこで、以下においては、各種の堤体形状に対する波力について述べる。

### (1) 混成防波堤

図-3に示した混成防波堤については、波力を低減することなく、式(29)から(31)および(36)において  $\lambda_1 = \lambda_2 = 1$  とする。

式(32)で表される  $\alpha_1$  は、堤体設置点における相対水深  $h/L$  が非常に小さいと、 $\alpha_1 = 1.1$  になり、 $h/L$  が大きくなり、 $h/L > 0.35$  では  $\alpha_1 = 0.6$  となる。このように、 $\alpha_1$  は相対水深の影響を示しており、周期が長くなるほど大きくなる。これは、同じ波高であれば、周期が短くなると、静水面上の波圧の時間波形が二山形になり、波の峰が壁面に作用したときに最大の波圧にはならないことを考慮しているためである。

式(33)で表される係数  $\alpha_2$  は堤体前面のマウンド水深の効果と海底勾配の影響を示したものである。図-4は  $d/h_b$  をパラメータにして、 $H_b/d$  に対する  $\alpha_2$  の値の変化を示したものである。この図でわかるように  $\alpha_2$  の値は、 $H_b/d$  を大きくしてゆくと、つまり、マウンドの海底面からの高さを高くしてゆくと、0から徐々に増大し、極大値に達する。さらに  $H_b/d$  を大きくしてゆくと、この値は小さくなり、 $d = 0$  では  $\alpha_2 = 0$  になる。極大値は条件によって異なり、最大の値は1.1となる。この

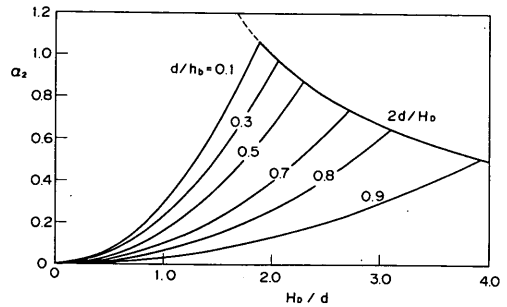


図-4 係数  $\alpha_2$  の変化

値と  $\alpha_1$  の最大値とを加え合わせると、静水面における最大波圧は  $2.2 w_0 H_b$  となる。通常の条件では  $2 w_0 H_b$  以下である。しかしながら、 $(h-d)/h = 0.6$  程度になるような高マウンドで、前面マウンドの法肩幅がほぼ水深程度になる場合には  $2.2 w_0 H_b$  以上の衝撃的な波圧が作用し、合田公式では過小な波圧になる場合がある。

式(33)中の  $h_b$  は  $5 H_{1/3}$  だけ沖側の地点における水深であるため、 $h_b = h + 5 H_{1/3} \tan \beta_0$  となって、海底勾配が急になるほど大きな値になる。その結果、マウンドの高さが同じなら、 $d/h_b$  の値は小さくなり、図-4に示すように  $\alpha_2$  の値は大きくなる。

式(34)に示す係数  $\alpha_3$  は堤体底面での波圧を示す係数である。この係数は、相対水深が小さくなれば1.0に近

くなって、静水面から堤体底面まで同じ波圧が作用するようになる。相対水深が大きいと、 $\alpha_3$ の値は小さくなり、堤体底面での波圧は小さくなる。

設計に用いる最高波高が碎波の影響を受けている場合、既に述べたように、最高波高は堤体から  $5H_{1/3}$  だけ沖側の地点における最高波高を用いるため、最高波高は海底勾配の影響を強く受ける。堤体設置点で同じ有義波高であるとする、 $5H_{1/3}$  だけ沖側に離れた地点での水深は海底勾配が急であるほど深くなる。最高波高は、水深が深いほどまた海底勾配が急なほど大きくなるため、海底勾配は、最高波高の算定に大きな影響を与えることがわかる。

### (2) 消波工被覆堤

堤体に作用する波力を低減させるためと堤体からの反射波を軽減するために、図-5に示すように堤体前面に消波工を設置し、堤体前面を消波工で被覆することが行われる。このような防波堤は、堤体前面に消波工を設置しているため、堤体前面のマウンドによる波力の増大はないと想定される。そこで、マウンドによる波力増大の効果はないとして、式(30)の波力低減係数を  $\lambda_2 = 0$  において、全体的な波力の低減係数  $\lambda_1$  の値について検討を行い、実験結果との比較から高橋ら(1990)は次式を提案している。

$$\lambda_1 = \begin{cases} 1.0 & (H_b/h > 0.3) \\ 1.2 - 2(H_b/h)/3 & (0.3 \leq H_b/h \leq 0.6) \\ 0.8 & (H_b/h < 0.3) \end{cases} \quad (37)$$

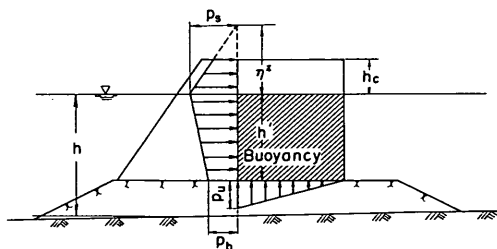


図-5 消波工被覆堤における波圧分布

### (3) 直立スリット堤

消波工被覆堤の場合、水深が深くなると多くの消波工を設置しなければならないため、建設経費が増大する。これを避けるため、堤体の前面をスリット状にして、背後に遊水部を設けた、図-6のような直立消波堤が建設されるようになってきている。このような直立消波堤では、前面のスリット部において波のエネルギーの一部を

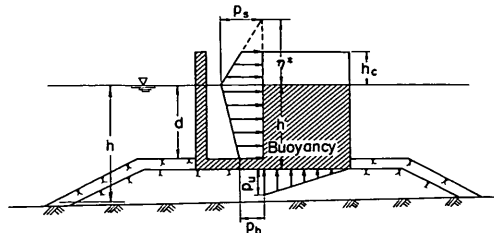


図-6 直立消波ケーン堤における波圧分布

逸散させるため、堤体前面のマウンドによる波力の増大は軽減される。堤体の滑動安定性に関する模型実験結果から堤体の安定性に関する波力としては、式(29)から(31)の合田の波圧式における波力低減係数を次式のように設定している(谷本ら, 1981)。

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 &= 1.0 \\ \lambda_2 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (38)$$

ただし、式(38)は遊水部に上床版がない場合で、上床版がある場合には内部に空気が閉じこめられ、衝撃的な波力が発生するようになるため、上床版に空気孔を設ける必要がある(谷本ら, 1980)。前面開口部が大きすぎると、波面が直接上床版に作用するようになって、大きな衝撃圧を作用させるようになるので注意が必要である。

直立スリット堤については、遊水部の底版の厚さや波力作用時の位相のずれ、マウンド高さによる衝撃波力を考慮した新たな実験公式が提案されている(高橋ら, 1991)。しかし、遊水部の底版の厚さが厚くなく、また、高マウンドによる衝撃的な波力が働かない場合には、式(38)の条件で波力を算定しても大きな差はない。

## 2.4 防波堤の安定計算

防波堤の安定計算は、次の3つに対して検討される。

- 1) 防波堤の滑動に対する安定性
- 2) 防波堤の転倒に対する安定性
- 3) 基礎地盤の支持力

以下においては上記3つの検討事項について述べる。

### (1) 防波堤の滑動に対する安定性

防波堤は通常捨石マウンド上に設置される。このように防波堤をマウンド上に設置するのは、防波堤にかかる波浪外力を均等に地盤に伝えるためと防波堤の前面が洗掘されるのを防止するためである。防波堤を安定してマウンド上に保っておくためには、波浪外力によって防波堤が滑動し、堤体がマウンドから転落しないように設計しなければならない。

現行の防波堤の設計では、滑動に対する抵抗力と滑動を起こさせようとする外力の比、つまり滑動に対する安全率  $S_{FS}$  を1.2以上にするように決められている。滑動に対する抵抗力は、設計水位における堤体の水中重量  $W_B$  から堤体を押し上げようとする堤体底面に働く揚圧力の合力  $U$  を差し引いた重量に堤体とマウンドの間の摩擦係数  $f_D$  を乗じた力になる。滑動外力は堤体に働く水平波力  $P_H$  である。このことから、滑動に対して堤体重量は次式を満足していなければならない。

$$S_{FS} = \frac{f_D (W_B - U)}{P_H} > 1.2 \quad (39)$$

防波堤の天端高  $h_c$  は、設計潮位上

$$h_c = 0.6 H^{1/3} \quad (40)$$

とすることが標準となっている。通常防波堤の諸元は設計基準面から測った高さで表されるため、防波堤の天端高を設計基準面から測った高さとする、

$$h_{dx} = 0.6 H^{1/3} + \zeta_H + \eta_R \quad (41)$$

となる。ここに、 $h_{dx}$  は設計基準面から測った天端高、 $\zeta_H$  は設計基準面からの潮位偏差、 $\eta_R$  は設計に用いる高潮偏差である。設計基準面からの堤体底面までの水深を  $h'_D$  とすると、堤体の単位長さ当たりの水中重量は

$$W_B = w_a (h'_D + h_{dx}) B_B - w_0 (h'_D + \zeta_H + \eta_R) B_B \quad (42)$$

となる。ここに、 $w_a$  は堤体の単位体積当たりの平均重量、 $w_0$  は単体体積当たりの海水の重量である。

水平波力  $P_H$  は式 (30) と (31) を用いて、次式のように求まる。

$$P_H = \frac{p_s}{2} \left[ \left( 1 - \frac{h'_c}{\eta^*} \right) + 1 \right] h'_c + (1 + \alpha_3) h' \quad (43)$$

ここに、

$$h'_c = \min (\eta^*, h_c) \quad (44)$$

で、 $\min (\eta^*, h_c)$  は  $\eta^*$  と  $h_c$  のうち小さい方の値である。揚力  $U$  は式 (36) を用いて

$$U = \frac{1}{2} p_s B_B \quad (45)$$

となる。

設計に用いる摩擦係数  $f_D$  の値としては0.6が一般的に用いられている。ただし、摩擦抵抗力増大用のアスファ

ルトマットをケーソン底面に敷いた場合、摩擦係数としてはこの値より大きな値が用いられている。堤体の滑動安全率が1.2より大きくなり過ぎると、経済的な設計にならないため、できるだけ1.2に近い値になるように堤体の幅や重量が調整される。

## (2) 防波堤の転倒に対する安定性

防波堤の前面に波力が作用すると、堤体が後端趾を中心にして転倒する可能性があり、この転倒に対する安定性を検討しておかなければならない。堤体を転倒させようとする外力としては、堤体前面に働く波力と堤体底面に働く揚力によるモーメントである。そして、堤体の転倒に対する抵抗モーメントとしては、堤体の水中重量による後端趾回りのモーメントである。現行の設計法では、防波堤の転倒に対する安全率  $S_{FT}$  は1.2以上とすることが決められている。その結果、防波堤の転倒に対しては次式を満足しなければならない。

$$S_{FT} = \frac{M_B - M_U}{M_H} > 1.2 \quad (46)$$

ここに、 $M_B$  は堤体水中重量による抵抗モーメントで、

$$M_B = \frac{1}{2} B_B W_B \quad (47)$$

で与えられる。また、 $M_U$  は揚力による転倒モーメントで、

$$M_U = \frac{1}{3} B_B^2 p_U \quad (48)$$

である。さらに、 $M_H$  は堤体前面に作用する水平波力による転倒モーメントで、

$$M_H = \frac{1}{6} \left\{ 2 + \alpha_3 + 3(1 + \alpha_4) \frac{h'_c}{h'} + (1 + 2\alpha_4) \left( \frac{h'_c}{h'} \right)^2 \right\} \times p_s h'^2 \quad (49)$$

となる。

捨石マウンド上の水深が深く、堤体が幅に比して高くなる場合を除けば、通常の場合、防波堤の転倒の安全率は滑動安全率より大きな値になる。

## (3) 地盤の支持力

地盤支持力とは、堤体下部の捨石マウンドおよび地盤の支持力のことである。地盤の支持力については、計算の簡便性から端趾圧による検討が長い間行われてきた。この方法では堤体下部の地盤反力を台形あるいは三角形分布と仮定して、後趾における反力  $p_E$  を次式で求める。

$$p_E = \begin{cases} \frac{2 W_E}{3 t_E} & t_E \leq \frac{1}{3} B_B \\ \frac{2 W_E}{B_B} \left( 2 - 3 \frac{t_E}{B_B} \right) & t_E > \frac{1}{3} B_B \end{cases} \quad (50)$$

ここに、

$$t_E = \frac{M_E}{W_E}, M_E = M_B - M_U - M_H, W_E = W_B - U \quad (51)$$

そして、 $p_E$ を許容値以下に抑えるようにしてきた。しかし、現行の設計基準では、波力のような偏心傾斜荷重を受ける堤体の基礎の安定性に関しては、円形滑りに対する安全性をピシヨップ法で検討することが標準になっている。その場合の円形滑りの安全率としては1.0以上にすることが決められている。現行の設計法ではこのように円形滑りで基礎の安定性を検討するようになってきているが、円形滑りの安全率が満足されるなら、端趾圧が非常に大きくなってよいのかという疑問がある。そこで、現状においても許容端趾圧の考え方が残っている。ただし、許容端趾圧としては従来の40~50 tf/m<sup>2</sup>より大きな70 tf/m<sup>2</sup>程度の値が用いられている。

### 3. 防波堤の滑動安定性への信頼性理論の応用

#### 3. 1 設計沖波の推定精度

現行の設計法では、既に述べたように30年以上の長期間にわたる高波浪時の観測値あるいは推算値を用いて、各種の極値分布関数に当てはめ、最も適合のよい分布形を沖波の波高出現分布として用いて、設計沖波が設定されている。しかしながら、沖波の波高分布形は、対象とする年数が長く、また、波浪データ個数が多くないと、正しく推定することができない。この分布形に誤差が含まれると、設計沖波波高に影響する。合田(1988)はある母集団に属するものを異なる母集団に属すると判断したことによって生じる推定波高の偏りと信頼区間について検討している。

推定値のこのような偏りやばらつきによって、沖波波高を $X_r$ と推定したときの実際の波高 $X_0$ は $X_r$ の周りに平均的な偏りをもって、次式のように正規分布していると仮定する。

$$p_{0E}(X_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_0} \exp \left\{ -\frac{(X_0 - \bar{X}_0)^2}{2\sigma_0^2} \right\} \quad (52)$$

ここに、平均値 $\bar{X}_0$ および標準偏差 $\sigma_0$ は次式のように仮定した。

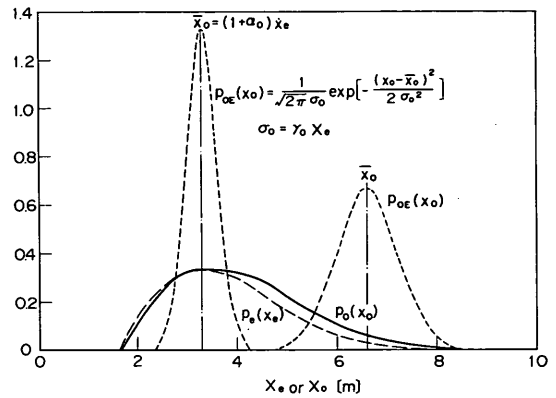
$$\left. \begin{aligned} \bar{X}_0 &= (1 + \alpha_0) X_r \\ \sigma_0 &= \gamma_0 X_r \end{aligned} \right\} \quad (53)$$

ここで、 $\alpha_0$ は推定値 $X_r$ からの平均的偏り、 $\sigma_0$ は $X_r$ に対する変動係数である。

この仮定によって、観測値あるいは推算値から求めた沖波波高の出現確率分布、式(2)あるいは(4)、(6)は次式のように修正され、沖波波高の出現確率分布 $p_0(X_0)$ は次式のようになる。

$$p_0(X_0) = \int_0^{\infty} p_{0E}(X_0) p_r(X_r) dX_r \quad (54)$$

式(53)からわかるように、 $\alpha_0 < 0$ の場合、実際の波高は平均的にみると小さいにも係わらず、大きめに推定していることを示している。 $\alpha_0 > 0$ の場合はその逆で



図一七 推定誤差による沖波波高の出現確率分布の補正法

ある。また、変動係数を定数と仮定すると、図一七に示すように $X_r$ が小さいと $\sigma_0$ の値が小さくなり、推定誤差の分布形がデルタ関数のようになって、元の沖波波高の分布形とほとんど変わらない。しかし、 $X_r$ が大きくなると、 $\sigma_0$ の値が大きくなり、推定誤差の分布形が広がり、元の沖波の分布形から大きくずれることになる。式(53)の形で標準偏差を与えると、沖波波高の分布形に与える推定誤差の影響は沖波波高が小さい箇所では小さく、沖波波高が大きくなると大きくなる。

#### 3. 2 水位の確率分布

現行の防波堤の設計法では、設計水位としては設定した再現期間に対応する高潮偏差に満潮位を加えた水位が用いられる。しかし、異常時の波浪は必ずしも設計水位のときに来襲するとは限らない。設計水位よりも低い水位のときに異常波浪が来襲すると、水位が低いいため、浮

力が小さくなり、その結果として、堤体水中重量が増大して、堤体は滑動し難くなる。また、水位が低いと、砕波帯内では堤体に作用する波高が下がり、波力も小さくなる。

このように、異常波浪時の水位は堤体の滑動には直接影響しないが、堤体の水中重量や作用波高に影響し、堤体の滑動安定性に係わる重要な要素となる。そこで、水位に係わる要素として、高潮偏差および潮位の出現確率について以下に述べる。

(1) 高潮偏差

高潮は、気圧低下による吸い上げと風による水塊の吹き寄せによって生じるゆっくりした水位変動である。台風の規模が大きくなるほど、気圧は大きく低下し、また、風速も増大するので、高潮は大きくなる。高潮は水深の浅い海域が広いほど大きくなるため、東京湾や伊勢湾、大阪湾等で大きく、外洋に面して、水深が深くなるような海域では小さく、ほとんど無視することができる。その結果、すべての海域で必ずしも高潮を考慮する必要はない。

波浪も風によって起こされるため、高潮が大きいときは波浪も大きくなり、高潮と波浪は連動していると考えることができる。波浪と同様に高潮も長期間にわたる現地観測値や推算値を用いて出現確率分布を求めることができ、確率分布形としては、FT型分布やWeibull分布が用いられる。そして、波高の場合と同様に、これらの分布形のうち、最も適合度の高い分布形が高潮の発生確率分布として採用される。そこで、高潮が波浪と連動して起きると仮定し、沖波波高が与えられたときの高潮偏差を以下のように設定する。

高潮偏差の最適な確率分布形の未超過率を  $P_\eta(\eta)$  とし、設定した再現期間に対応する沖波波高  $X_R$  の未超過確率を  $P_c(X_R)$  とすると、 $X_R$  の沖波が発生したときの高潮偏差  $\eta_R$  を次式を満足するように求める。

$$P_\eta(\eta_R) = P_c(X_R) \tag{55}$$

この式は高潮偏差と沖波が同じ確率で発生することを示している。

(2) 潮位の発生確率分布

潮位は、波高や高潮の発生とは関係なく変化するため、独立な現象として取り扱う必要がある。潮位にはいろいろな周期の分潮が含まれているが、ここでは潮位変化を単純化するために、単一周期で正弦的に変化すると仮定した。この仮定によって、潮位の出現確率密度関数は次式のようになる。

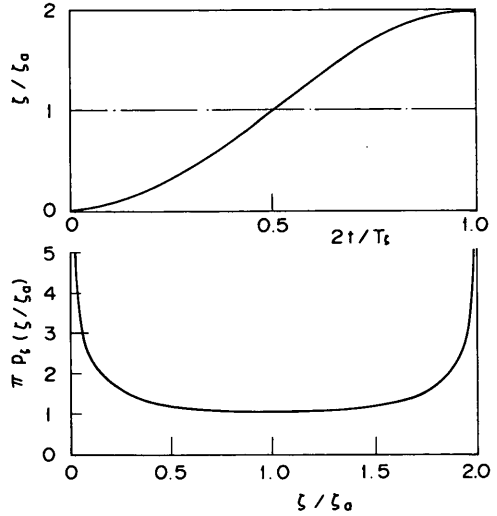


図-8 潮位の確率分布

$$p_z(z) = 1 / [\pi \zeta_0 \sqrt{1 - |(\zeta/\zeta_0) - 1|^2}] \tag{56}$$

(0 ≤ ζ ≤ ζ<sub>H</sub>)

ここに、 $\zeta$  は潮位、 $\zeta_H$  は潮位の全振幅、 $\zeta_0$  は潮位の片振幅である。

式(56)を図示したのが図-8である。これからわかるように、低潮位と満潮位の際の発生確率が最も高く、平均潮位の発生確率が最も小さくなる。このことから、異常波浪の来襲は低潮位や満潮位に近いときに起きる確率が高いことがわかる。

3. 3 波浪変形計算の推定精度

沖波波浪は、防波堤の設置点に到達するまでの間に海底地形の影響を受けて屈折、浅水変形、砕波変形等によってその波高や波向を変化させる。このような浅海域における波浪変形を算定する方法として、2. 2で述べたようにエネルギー平衡方程式法と緩勾配方程式がよく用いられている。これらの方法で計算された波高は一般に次式のように表すことができる。

$$X_m = B_{m1} X_0 + B_{m2} h \tag{57}$$

ここに、 $X_m$  は計算された有義波高、 $B_{m1}$  および  $B_{m2}$  は防波堤設置点の波高に変換する変換係数で、それぞれ波高と水深に対する比例係数である。ただし、 $B_{m1}$  および  $B_{m2}$  は定数ではなく、沖波の諸元や海底地形が関係する。しかしながら、このような計算は多くの仮定の下に行われていることや砕波のようにまだ十分に解明されていない

い現象も生じるため、計算結果には誤差が含まれていると考えなくてはならない。そこで、波浪変形の算定誤差が平均的な偏りをもって、正規分布をすると仮定すると、防波堤設置点における有義波高の出現確率分布は、沖波波高の場合と同様に次式のようになる。

$$p_m(X_m) = \int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_m} \exp\left\{-\frac{(X_m - \bar{X}_m)^2}{2\sigma_m^2}\right\} \times p_0(X_0) dX_0 \quad (58)$$

ここに、平均値  $\bar{X}_m$  と標準偏差  $\sigma_m$  は次式のように表すことができるかと仮定した。

$$\left. \begin{aligned} \bar{X}_m &= (1 + \alpha_m) X_{mr} \\ \sigma_m &= \gamma_m X_{mr} \end{aligned} \right\} \quad (59)$$

ここで、 $\alpha_m$  は推定値  $X_{mr}$  からの平均的偏り、 $\gamma_m$  は  $X_{mr}$  に対する変動係数である。

式(59)からわかるように、 $\alpha_m < 0$  の場合、実際の波高は平均的に計算波高より小さいことを意味している。また、 $\alpha_m > 0$  の場合は逆に計算波高より大きいことを示している。3. 1で示したように、標準偏差  $\sigma_m$  は計算で求めた有義波高  $X_{mr}$  に比例するため、 $X_{mr}$  が大きい部分ほど、 $p_0(X_0)$  の分布形からずれる。

式(59)の標準偏差  $\sigma_m$  が  $X_{mr}$  に比例して変化すると仮定しているが、沖波の推定誤差の標準偏差  $\sigma_0$  が小さいと、式(52)の  $X_0$  は  $\bar{X}_0$  の周りに集中することになり、 $\sigma_m$  を次式のように近似することができる。

$$\sigma_m = \gamma_m (B_{m1} \bar{X}_0 + B_{m2}) \quad (60)$$

このように近似すると、沖波の推定誤差と波浪変形計算の算定誤差は合成することができ、1つの正規分布で表すことができる。その結果、堤体設置水深における式(58)の有義波高の出現確率分布は次式のように近似できる。

$$p_m(X_m) = \int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_m^*} \exp\left\{-\frac{(X_m - \bar{X}_m^*)^2}{2\sigma_m^{*2}}\right\} \times p_r(X_r) dX_r \quad (61)$$

ここに、

$$\bar{X}_m^* = (1 + \alpha_m) \{ B_{m1} (1 + \alpha_0) X_r + B_{m2} h \} \quad (62)$$

$$\sigma_m^{*2} = \sigma_m^2 + (1 + \alpha_m)^2 B_{m1}^2 \sigma_0^2 \quad (63)$$

である。

沖波と波浪変形計算の算定誤差を合成した算定誤差の

標準偏差  $\sigma_m^*$  は式(63)で表されるように、 $(1 + \alpha_m)^2 B_{m1}^2 < 1.0$  のときは  $\sigma_m^*$  に対する沖波の推定誤差の標準偏差  $\sigma_0$  の影響は小さくなる。また、 $(1 + \alpha_m)^2 B_{m1}^2 > 1.0$  のときは  $\sigma_0$  の影響が大きくなる。波浪変形の比例係数  $B_{m1}$  は波が碎波する地点では  $B_{m1} < 1.0$  となるため、 $\sigma_0$  の影響は小さくなる。これに加え、平均的偏り係数  $\alpha_m$  が  $\alpha_m < 0$  になる場合には、さらに  $\sigma_0$  の影響は小さくなる。逆に、 $B_{m1} > 1.0$  や  $\alpha_m > 0$  になると、 $\sigma_0$  の影響が大きくなり、沖波の推定誤差の影響が強くなる。

防波堤の設置点が碎波帯内にあり、その地点の波高が水深のみによって決まると仮定すると、 $B_{m1} = 0$  となり、式(59)の平均波高  $\bar{X}_m$  や標準偏差  $\sigma_m$  は水深のみに依存することになる。その結果、式(58)の波高の分布形は

$$p_m(X_m) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_m} \exp\left\{-\frac{(X_m - \bar{X}_m)^2}{2\sigma_m^2}\right\} \quad (64)$$

となる。このことは、式(62)および(63)を用いても同じ結果が得られる。ただし、ここではどんな波高でもこの地点で碎波すると仮定したが、波高の小さい波は碎波しないので、実際には式(64)の形にはならない。一方、碎波帯外では、 $B_{m2} = 0$  となり、屈折や浅水変形等によって  $B_{m1} \geq 1$  となる場合があり、その場合には式(63)の標準偏差からわかるように沖波の推定誤差の影響が強くなる。

防波堤の設計においては、ケーソンに働く波力は有義波高ではなく波群中の最大の波高である最高波高を用いて算定されるため、防波堤設置点における最高波高の分布を推定する必要がある。最高波高  $X_{Mh}$  は次式で推定することができるとする。

$$X_{Mh} = B_{M1} X_m + B_{M2} h \quad (65)$$

ここに、 $B_{M1}$  および  $B_{M2}$  は有義波高から最高波高に変換する係数であり、水深が深く、碎波の影響を受けないような地点では  $B_{M1} = 1.8$ 、 $B_{M2} = 0$  で与えられるが、碎波の影響を受けるようになると、これらの係数は有義波高や海底勾配、水深等によって変化する。式(65)で算定される最高波高も推定誤差を含む。この誤差についても正規分布を仮定すると、最高波高の出現確率分布は次式のように求まる。

$$p_M(X_M) = \int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_M} \exp\left\{-\frac{(X_M - \bar{X}_M)^2}{2\sigma_M^2}\right\} \times p_m(X_m) dX_m \quad (66)$$

ここに、平均値  $\bar{X}_M$  と標準偏差  $\sigma_M$  は次式のように表し



た。

$$\left. \begin{aligned} \bar{X}_{M_e} &= (1 + \alpha_M) X_{M_e} \\ \sigma_M &= \gamma_M X_{M_e} \end{aligned} \right\} \quad (67)$$

ここで、 $\alpha_M$ は最高波高の推定値  $X_{M_e}$  からの平均的偏り、 $\gamma_M$ は  $X_{M_e}$  に対する変動係数である。

波浪変形計算法によっては、有義波高を求めて、次に最高波を求めるといった方法をとらず、最高波まで一度に求めてしまう計算法(高山ら, 1991)も開発されている。その場合には、最高波高を

$$X_{mM_e} = B_{mM1} X_0 + B_{mM2} h \quad (68)$$

のように表し、式(68)の推定誤差の分布が正規分布すると仮定すると、最高波高の出現確率分布は次式のようになる。

$$\begin{aligned} p_{mM}(X_{mM}) &= \int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{mM}} \exp\left\{-\frac{(X_{mM} - \bar{X}_{mM})^2}{2\sigma_{mM}^2}\right\} \\ &\times p_0(X_0) dX_0 \end{aligned} \quad (69)$$

ここに、平均値  $\bar{X}_{mM}$  と標準偏差  $\sigma_{mM}$  は次式のように仮定する。

$$\left. \begin{aligned} \bar{X}_{mM} &= (1 + \alpha_{mM}) X_{mM_e} \\ \sigma_{mM} &= \gamma_{mM} X_{mM_e} \end{aligned} \right\} \quad (70)$$

ここで、 $\alpha_{mM}$ は推定値  $X_{mM_e}$  からの平均的偏り、 $\gamma_{mM}$ は  $X_{mM_e}$  に対する変動係数である。

式(59)の標準偏差  $\sigma_m$  が小さい場合には、波浪変形計算における有義波高および最高波高の推定精度を別個に検討した結果を用いて、式(69)の  $\bar{X}_{mM}$  および  $\sigma_{mM}$  は次のように近似的に推定することができる。

標準偏差  $\sigma_m$  が小さいと、式(65)中の  $X_m$  が  $\bar{X}_m$  で近似することができるので、式(67)の標準偏差を

$$\sigma_M = \gamma_M (B_{M1} \bar{X}_m + B_{M2} h) \quad (71)$$

のように近似させて、式(66)の積分を行う。その結果を式(69)と比較すると、

$$\bar{X}_{mM} = (1 + \alpha_M) \{ B_{M1} (1 + \alpha_m) (B_{m1} X_0 + B_{m2} h) + B_{M2} h \} \quad (72)$$

$$\sigma_{mM}^2 = \sigma_M^2 + (1 + \alpha_M)^2 B_{M1}^2 \sigma_m^2 \quad (73)$$

のように求まる。

$\sigma_m$  を式(63)の  $\sigma_m^*$  で近似させ、 $\sigma_M$  を

$$\sigma_M = \gamma_M (B_{M1} \bar{X}_m^* + B_{M2} h) \quad (74)$$

で表すと、沖波および波浪変形計算、最高波高の推定誤差は合成することができ、一つの正規分布で表すことができる。その結果、堤体設置水深における最高波高の出現確率分布は次式のようになる。

$$\begin{aligned} p(X_M) &= \int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_M^*} \exp\left\{-\frac{(X_M - \bar{X}_M^*)^2}{2\sigma_M^{*2}}\right\} \\ &\times p_r(X_r) dX_r \end{aligned} \quad (75)$$

ここに

$$\bar{X}_M^* = (1 + \alpha_M) \{ B_{M1} \bar{X}_m^* + B_{M2} h \} \quad (76)$$

$$\sigma_M^{*2} = \sigma_M^2 + (1 + \alpha_M)^2 B_{M1}^2 \sigma_m^{*2} \quad (77)$$

である。

沖波や波浪変形計算、最高波高の推定誤差を合成したときの標準偏差  $\sigma_M^*$  は式(77)のように表されることからわかるように、最高波高の算定式が平均的にみたときに大きめに推定している、つまり、 $\alpha_M < 0$  のときには、沖波や波浪変形計算の推定誤差の影響は小さくなる。 $\alpha_M > 0$  のときには、沖波や波浪変形計算の推定誤差の影響が大きくなる。

### 3. 4 波力公式の推定精度

防波堤設置点における最高波高が求まると、この最高波高を用いて防波堤に働く波力を算定する。波力としては、防波堤の前面直立壁に作用する水平波力と堤体の底面に働く揚圧力である。そこで、水平波力  $P_H$  と揚圧力

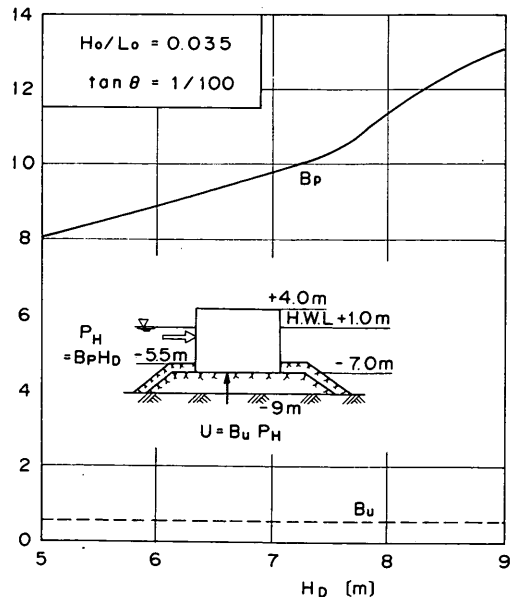


図-9 波力の比例係数の変化の例

$U_r$  を次式のように表す。

$$P_{Hr} = B_p X_M \quad (78)$$

$$U_r = B_U P_{Hr} \quad (79)$$

ここに、 $B_p$  は最高波高から水平波力に変換する係数であるが、この係数は防波堤の諸元や最高波高によって変化する関数である。また、 $B_U$  は揚圧力と水平波力との比を表している。図-9 はある仮定した防波堤に関して、 $B_p$  と  $B_U$  を計算した結果を示している。この図でわかるように、 $B_p$  は一定値ではなく、最高波高の増大とともに大きくなり、波高に依存する値である。一方、 $B_U$  は、波高の変化に関係なく、ほぼ一定値になる。このように、 $B_p$  は波高変化する毎に計算しなければならないが、 $B_U$  は波高の変化に関係なく、一定値として取り扱うことができる。

波力公式は、実験公式であるため、当然推定誤差を含んでいる。そこで、波浪変形の場合と同様に、この推定誤差が平均的な偏りを含んだ正規分布を示すと仮定すると、水平波力の出現確率分布は

$$p_P(P_H) = \int_0^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_P} \exp\left\{-\frac{(P_H - \bar{P}_H)^2}{2\sigma_0^2}\right\} \times p_M(X_M) dX_M \quad (80)$$

となる。ここで、平均値  $\bar{P}_H$  および標準偏差  $\sigma_P$  は次式のように仮定した。

$$\bar{P}_H = (1 + \alpha_P) P_{Hr} \quad (81)$$

$$\sigma_P = \gamma_P P_{Hr} \quad (82)$$

ここで、 $\alpha_P$  は波力の平均値の偏り、 $\gamma_P$  は  $P_{Hr}$  に対する変動係数である。

最高波高  $X_M$  の標準偏差が式(77)の  $\sigma^*_{*M}$  で表すことができ、 $\sigma^*_{*M}$  の値が小さいときには、 $X_M$  は  $\bar{X}^*_{*M}$  の周りに集中することになり、式(82)の波力の標準偏差は

$$\sigma_P = \gamma_P B_p \bar{X}^*_{*M} \quad (83)$$

のように近似できる。このような条件の下に式(75)を式(80)に代入して、積分を実行すると、式(80)は次式のようなになる。

$$p(P_H) = \int_0^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma^*_{*P}} \exp\left\{-\frac{(P_H - \bar{P}^*_{*P})^2}{2\sigma^*_{*P^2}}\right\} \times p_r(X_r) dX_r \quad (84)$$

ここに、

$$\bar{P}^*_{*H} = (1 + \alpha_P) B_p \bar{X}^*_{*M} \quad (85)$$

$$\sigma^*_{*P^2} = \sigma_P^2 + (1 + \alpha_P)^2 B_p^2 \sigma^*_{*M^2} \quad (86)$$

である。

式(86)に式(77)および(63)を代入すると、

$$\begin{aligned} \sigma^*_{*P^2} = & \sigma_P^2 + (1 + \alpha_P)^2 B_p^2 \sigma_M^2 \\ & + (1 + \alpha_P)^2 (1 + \alpha_M)^2 B_p^2 B_{M1}^2 \sigma_m^2 \\ & + (1 + \alpha_P)^2 (1 + \alpha_M)^2 B_p^2 B_{M1}^2 B_{m1}^2 \sigma_0^2 \end{aligned} \quad (87)$$

となる。沖波や波浪変形、波力の算定精度を考慮して求めた波力の確率分布の標準偏差  $\sigma^*_{*P}$  は、式(87)で表されるように波力や波浪変形の算定の平均的な偏り影響を受ける。波浪変形計算における有義波高算定値の平均的な偏り  $\alpha_M$  は沖波波高の推定精度の標準偏差にしか影響しなく、最高波高の算定誤差の平均的な偏り  $\alpha_M$  は沖波波高と有義波高の算定誤差の標準偏差に影響し、波力の算定値の平均的な偏り  $\alpha_P$  は沖波や有義波高、最高波高の算定誤差の標準偏差のそれぞれに影響する。このことから、 $\alpha_P$  が最も波力の算定誤差の標準偏差に関係する。そのため、実際の波力より波力を大きめに推定していると、つまり、 $\alpha_P < 0$  のとき、沖波や波浪変形の算定誤差の影響を弱める働きをする。また、逆に実際の波力より小さめに波力を推定していると、つまり、 $\alpha_P > 0$  の場合、沖波や波浪変形の算定誤差の影響を大きくすることになる。

### 3. 5 摩擦係数のばらつきと滑動限界摩擦係数

防波堤の滑動に対する抵抗力は捨石マウンドと堤体底面との間の摩擦力である。摩擦力は堤体の水中重量から波による揚圧力を差し引いた重量に摩擦係数を乗じた力になる。防波堤の設計に用いる摩擦係数  $f_0$  としては、 $f_0 = 0.6$  が用いられているが、実際の摩擦係数が必ずしもこの値になるとは限らない。そこで、摩擦係数  $f$  が平均摩擦係数  $\bar{f}$  の周りに標準偏差  $\sigma_f$  を持って、次式のように正規分布すると仮定する。

$$p_f(f) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_f} \exp\left\{-\frac{(f - \bar{f})^2}{2\sigma_f^2}\right\} \quad (88)$$

ここに、 $\bar{f}$  および  $\sigma_f$  は設計に用いる摩擦係数と次式のような関係があると仮定した。

$$\bar{f} = (1 + \alpha_f) f_0 \quad (89)$$

$$\sigma_f = \gamma_f f_0 \quad (90)$$

ここに、 $\alpha_f$  は摩擦係数の平均的な偏り、 $\gamma_f$  は  $f_0$  に対する変動係数である。

防波堤が滑動するためには、波浪による水平波力が堤体の抵抗力、つまり摩擦力を上回りときに起こると考えることができる。作用時間が非常に短い場合、水平波力

が抵抗力を越えても、必ずしも堤体が滑動するとは限らず、この波力が堤体の変形やマウンドの変形で吸収される可能性がある。合田 (1973) はこのようなことを考慮して、波力公式を提案しているため、合田の波力公式で算定される波力が堤体の抵抗力を越える場合には堤体は滑動すると考えることができる。

ある最高波高が防波堤に作用するとき堤体が滑動する条件は次式で与えられる。

$$f \leq f_0$$

$$= P_H / \{ W_B + w_0 (\eta_R - \eta_{SL} - \eta + \zeta_H - \zeta) - B_0 P_H \} \quad (91)$$

ここに、 $W_B$  は設計水位における防波堤の単位長さ当たりの水中重量、 $w_0$  は海水の単位体積重量、 $\eta_R$  は設計に用いた再現期間に対応する高潮偏差、 $\eta_{SL}$  は地球温暖化による海面上昇、 $\zeta_H (= 2\zeta)$  は潮位の両振幅、 $B$  は堤体幅、 $\eta$  は水平波力  $P_H$  が作用するときの高潮偏差、 $\zeta$  はそのときの潮位である。

式 (91) で求まる摩擦係数  $f_0$  より摩擦係数が小さいときに堤体は滑動することになる。そこで、この摩擦係数  $f_0$  を滑動限界摩擦係数と呼ぶことにする。図-10 で示すように、この条件における堤体の滑動確率  $P_{Sp\zeta}$  は次式で与えられる。

$$P_{Sp\zeta} = \int_0^{f_0} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_f} \exp \left\{ -\frac{(f-\bar{f})^2}{2\sigma_f^2} \right\} df \quad (92)$$

式 (92) で与えられる堤体の滑動確率は、水平波力が  $P_H$  で、潮位が  $\zeta$  のときの滑動確率である。すべての水平波力および潮位に対する滑動確率  $P_S$  は

$$P_S = \int_0^{\zeta_H} \int_0^{\infty} \int_0^{f_0} p_f(f) p_P(P_H) p_\zeta(\zeta) df dP_H d\zeta \quad (93)$$

となる。

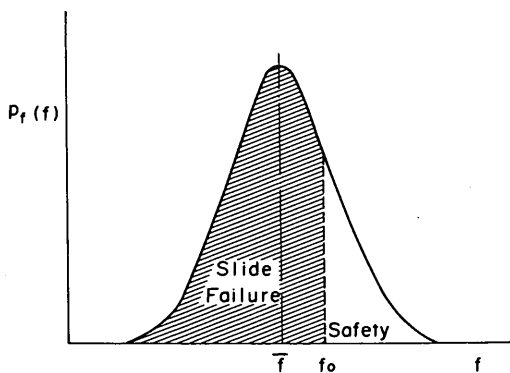


図-10 堤体が滑動する摩擦係数の範囲

沖波波高の出現確率分布を  $K$  年間における  $N$  個の波浪データを用いて算定したとすると、この沖波波高の出現確率分布に従って出現する波は平均的に  $K/N$  年毎に現れる最大波である。 $N=K$  の場合には、年最大波となる。式 (93) で求めた堤体の滑動確率  $P_S$  は、 $K/N$  年最大波に対する滑動確率である。堤体の耐用年数を  $T_L$  年とすると、この耐用年数間に  $T_L N / K$  個の異常波に遭遇することになる。そのため、耐用年数間における堤体の滑動遭遇確率は  $P_{ES}$  は次式で求まる。

$$P_{ES} = 1 - (1 - P_S)^{qT_L} \quad (94)$$

ここに、

$$q = N / K \quad (95)$$

である。

また、耐用年数間における堤体の期待滑動回数  $N_{ES}$  は次式で与えられる。

$$N_{ES} = qT_L P_S \quad (96)$$

期待滑動回数は滑動確率は耐用年数に比例して増大する。

### 3. 6 防波堤の滑動確率の計算法

現行の設計法で設計した防波堤の滑動確率を推定するためには、現行の設計法に従って防波堤を設計し、その防波堤に対して滑動確率を計算する必要がある。そこで、まず、現行の防波堤の設計手順に従って防波堤を設計し、この設計した防波堤に対して滑動確率を算定することにした。この手順を示したのが図-11 である。図-11 に示しているように、防波堤の滑動確率の計算フローは、現行の防波堤の設計法に従って防波堤を設計する部分と沖波や波浪変形、波力の確率分布を推定する部分、防波堤の滑動確率を算定する部分とに大別できる。そこで、以下においてはこれら 3 つに分けて述べる。

#### (1) 防波堤の設計

波浪や高潮の出現確率分布としては、観測値や推算値に対して FT 型分布や Weibull 分布を当てはめ、最も適合度のよい分布形を用いる。2. 2 で述べた方法に従って、設定した再現期間に対する設計沖波波高  $X_R$  および高潮偏差  $\eta_R$  を算定する。ただし、高潮偏差の再現期間は、3. 2 で述べたように高潮が波高に連動するとして、波高と同じ再現期間とした。

設計沖波波高に対して波浪変形計算を行い、防波堤設置点における有義波高  $X_{1/3}$  と最高波高  $X_{max}$  を求める。ただし、防波堤に碎波が作用する場合には、現行の設計

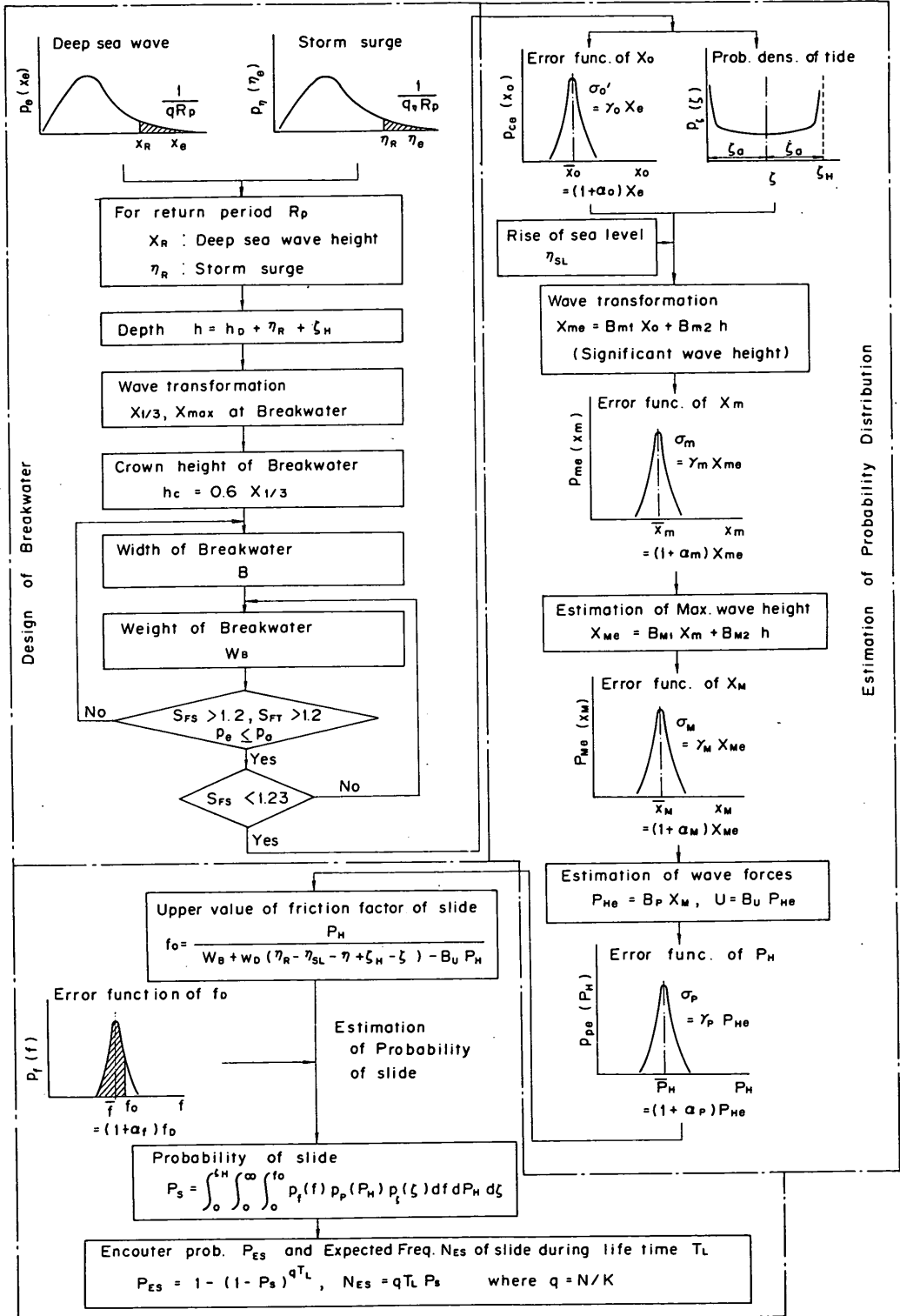


図-11 防波堤の滑動確率の計算フロー

法に従って、 $X_{max}$ としては $5X_{1/3}$ だけ沖側の地点の値を用いる。波浪変形計算に用いる設計水深 $h$ は、設計基準面からの水深 $h_D$ に高潮偏差 $\eta_R$ と干満の潮位差 $\zeta_H$ を加えた数値で、

$$h = h_D + \eta_R + \zeta_H \quad (97)$$

ある。

設計水位上の防波堤の天端高 $h_c$ は $h_c=0.6X_{1/3}$ が標準となっているので、これに従ったが、設定した天端高は、実務で行われているように、基準水位上の天端高を50cm単位で大きめに丸めた値とした。

堤体幅 $B$ については、まず、想定した堤体幅に対して堤体の水中重量 $W_B$ を算定する。設計最高波高 $X_{max}$ による水平波力と揚圧力を算定し、この波力に対して防波堤の滑動安全率 $S_{FS}$ および転倒安全率 $S_{FT}$ がともに1.2以上になるとともに、式(50)に示す堤体端趾圧 $p_E$ が許容値 $p_a$ 以下になることを確認する。堤体基礎地盤の安定性については、現行の設計法では端趾圧ではなく円形滑りで判定するようになっているが、ここでは計算を簡単にするために端趾圧で考えている。許容端趾圧としては、2.4(3)で述べたように $p_a=70\text{tf/m}^2$ とした。

これら3つの条件が満足されない場合には、これらの条件が満足されるまで堤体幅を50cm毎に増大させた。このようにすると、堤体の滑動安全率が1.2をはるかに越える場合がある。この場合には堤体重量を過大に見積もったことになるので、実務者の意見を参考にして、天端高はパラバットで確保し、滑動安全率が1.23以下になるまで、堤体重量を低減させた。

## (2) 沖波や波浪変形、波力の確率分布

波高が大きいときには高潮も大きくなると想定されるので、波高と高潮は連動するとして、設定した沖波波高が起きているときには、その波高の超過確率と等しい超過確率の高潮が起きているとした。ただし、そのときの潮位は式(56)で示した確率分布に従って発生するとした。

大量の化石燃料の消費によって大気中の炭酸ガスが増大し、この炭酸ガスによる温室効果で大気気温が上昇して、その結果、将来、海面が上昇する危険が叫ばれている。将来におけるこのような海面上昇は、浮力を増大させ、堤体の水中重量を減少させると同時に、水深の増大は堤体に作用する波高を増大させる。その結果、堤体の滑動安定性が低下し、防波堤が滑動しやすくなる危険がある(高山, 1990)。そこで、海面上昇による堤体の滑動安定性の低下を評価するために、図-11の計算フローでは将来の海面上昇量も考慮できるようにしている。

沖波波高の最適発生確率分布は有限個の観測値や推定値を用いて推定されるために、当然、算定誤差を含む。そこで、3.1で示したように沖波波高の算定誤差を式(52)のように正規分布するとして与え、沖波波高の出現確率分布を式(54)のように修正した。

防波堤に作用する波力は、波群中の最大の波高である最高波高で算定する必要がある。波浪変形計算によって直接最高波高が算定される場合は、最高波高の推定精度だけを検討すればよいが、通常波浪変形計算によって有義波高を推定し、その有義波高を用いて最高波高を推定されるので、図-11ではこのような2段階で最高波高を推定する場合について示している。波浪変形計算によって算定された有義波高 $X_m$ は式(57)のように表されるとして、 $X_m$ の算定誤差を沖波波高の場合と同様に正規分布すると仮定して、有義波高の出現確率分布を式(58)のように修正した。最高波高は有義波高と水深によって式(65)で表されるとし、この推定最高波高 $X_M$ の推定誤差が正規分布すると仮定して、最高波高 $X_M$ の出現確率分布を式(66)のように求めた。最高波高を直接計算する場合は、最高波高を式(68)のように表し、式(69)で沖波から直接最高波高の出現確率分布を求めればよい。

最高波高の出現確率が求まると、堤体に作用する水平波力および堤体底面での揚圧力をそれぞれ式(78)と(79)で算定する。このように算定した波力は算定誤差を含むため、この誤差が正規分布すると仮定して、式(80)で水平波力の出現確率分布を求めた。

## (3) 防波堤の滑動確率の計算

水平波力 $P_H$ が作用したときの堤体の滑動限界摩擦係数 $f_0$ は式(91)で求まる。この滑動限界摩擦係数より実際の摩擦係数が小さい場合に堤体は滑動することになる。摩擦係数のばらつきが正規分布すると仮定すると、水平波力 $P_H$ が作用したときの堤体の滑動確率は式(92)で求まる。水平波力 $P_H$ の出現確率分布は式(80)で表されるように分布していると同時に、潮位も式(56)で表されるような確率分布を示すため、堤体の滑動確率 $P_S$ は式(93)で求めることになる。

このようにして求めた滑動確率を用いると、堤体の耐用年数間における滑動遭遇確率 $P_{ES}$ と滑動回数 $N_{ES}$ はそれぞれ式(94)および(96)で求めることができる。

## 4. 防波堤の滑動安定性の特性

### 4.1 計算条件

#### (1) 計算対象防波堤と設置条件

計算の対象にした防波堤は、図-3に示した混成防波堤、図-5の消波工被覆堤、図-6の直立スリットケー

ソンの3種類である。これ以外に多くの形状の防波堤が実際には設置されているが、ここでは、通常よく建設される防波堤として、上記の3種類の防波堤を選定した。

防波堤の滑動安定性に対する水深変化や海底勾配の影響を調べるために、防波堤の設置水深および海底勾配を変化させて計算した。水深は設計基準面から測って5, 10, 15, 20, 30mの5種類について計算した。また、海底勾配は、一様勾配として、1/10, 1/20, 1/30, 1/50, 1/100とした。実際の地形を用いると、地形条件が非常に複雑になり、平面地形に対する波浪変形計算も行われなければならないこともあって、ここでは単純な一様勾配海底地形を対象にした。

防波堤の捨石マウンドの高さ等の設置条件は、表-1に示している。防波堤の設置水深に対する捨石マウンドの水深の比は0.7~0.8程度にした。また、防波堤前面の根固め工の厚さは1.5mとした。堤体の耐用年数は50年に設定した。

(2) 潮位および波浪条件

潮位変化としては、日本海側の海岸のように潮位変化が小さい場合として $\zeta_H = 0.5m$ 、太平洋側のように比較的大きい場合として $\zeta_H = 1.5m$ を採用した。高潮は発生しないとして無視した。

波浪は防波堤法線に直角に入射するとして、 $\theta_i = 0$ とした。また、沖波波高は風浪と考え、その波形勾配は0.035の一定値とした。波浪変形計算としては、一様海底勾配であることを考慮して、有義波高を求めて、それから最高波高を推定するのではなく、式(24)および(26)で示されている合田の碎波変形の簡略式を用いて、直接有義波高と最高波高を算定した。式(24)および(26)中の浅水係数 $K_s$ については、合田は首藤(1974)が求めた非線形長波の浅水係数を用いているが、本計算では、岩垣ら(1981)が求めた非線形波浪の次式の浅水係数を用いた。

$$K_s = K_{s0} + 0.0015 \left( \frac{h}{L_0} \right)^{-2.8} \left( \frac{H_0}{L_0} \right)^{1.2} \quad (98)$$

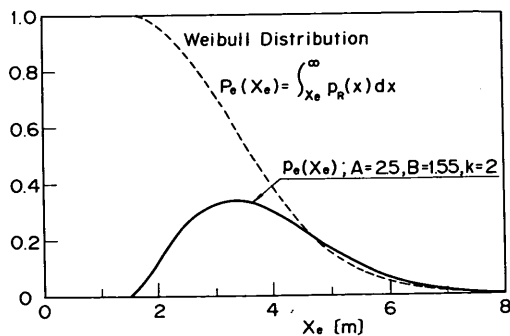


図-12 計算に用いた沖波波高の出現確率分布

ここに、 $K_{s0}$ は微小振幅波理論から求まる浅水係数である。

年最大波( $N = K$ )の波浪データから推定した最も適合度のよい沖波波高の出現確率分布としては、形状母数が $k = 2$ のWeibull分布を仮定した。このときの尺度母数と位置母数はそれぞれ $A = 2.5$ ,  $B = 1.55$ とした。この沖波波高の分布図は図-12に示している。防波堤の設計に再現期間50年の波を用いるとすると、設計沖波波高は6.5mとなる。

(3) 滑動確率の計算条件

防波堤の滑動確率の計算における沖波波高は0.5m毎に計算した。また、潮位については、発生確率が0.1になる区間内の中央潮位を用いた。

沖波の出現確率分布や波浪変形計算、波力公式の算定精度については表-2のように設定している。ただし、

表-1 堤体の設置条件

$h[m]$	$h'[m]$	$d[m]$	$\tan \theta$
5	3.5	2	1/10
10	8	6.5	1/20
15	11	9.5	1/30
20	15	13.5	1/50
30	22	20.5	1/100

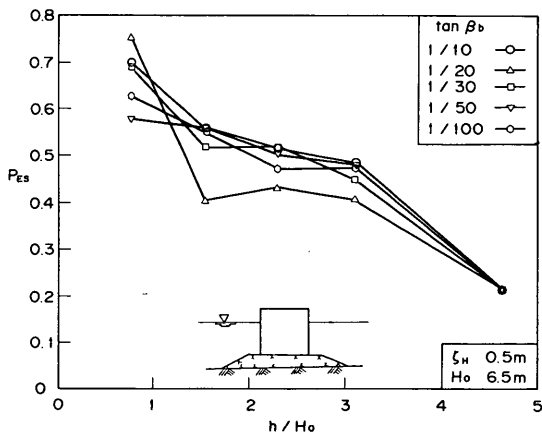
表-2 滑動確率の計算条件

$\alpha_0$	$\gamma_0$	$\alpha_{mM}$	$\gamma_{mM}$	$\alpha_p$	$\gamma_p$	$\alpha_f$	$\gamma_f$
0	0.1	0	0.1	0	0.1	0	0.1
0	0.1	0	0.1	0	0.1	0	0.1
-0.3~0.3	0.05~0.3	0	0.1	0	0.1	0	0.1
0	0.1	-0.3~0.3	0.05~0.3	0	0.1	0	0.1
0	0.1	0	0.1	-0.3~0.3	0.05~0.3	0	0.1
0	0.1	0	0.1	0	0.1	-0.3~0.3	0.05~0.3

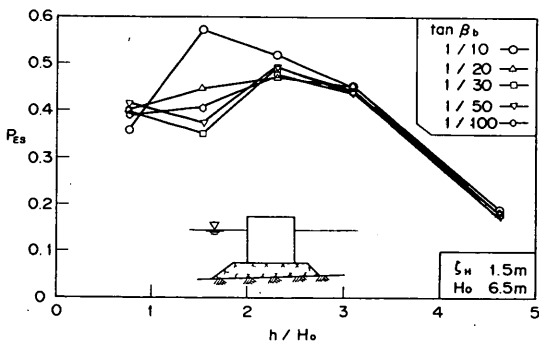
水深を変化させて計算する場合は、全ての推定誤差に関して、算定値の平均的な偏りは0、変動係数は0.1とし、推定誤差の感度分析に関する計算では、感度分析を行う項目の平均的な偏りは-0.3から0.3まで変化させ、変動係数は0.05から0.3まで変化させている。用いた詳細な値は表-2に示している。表-2に示した推定誤差は、実際の推定誤差を調べて設定したものではなく、防波堤の滑动安定性の特性を調べるために、仮に設定したものである。実際の防波堤の滑动遭遇確率を求めるためには、これらの推定誤差を模型実験や現地観測データに基づいて設定しなければならない。

推定誤差の確率分布に関しては平均値の両側に標準偏差の4倍の範囲をとり、この範囲を32等分して計算している。

#### 4.2 設置水深および海底勾配による滑动遭遇確率の変化



(a)潮位差  $\zeta_H = 0.5\text{m}$



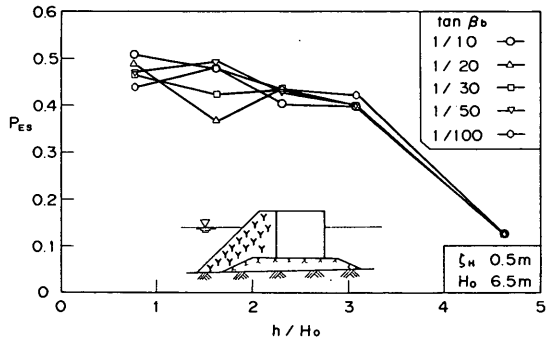
(b)潮位差  $\zeta_H = 1.5\text{m}$

図-13 海底勾配および堤体設置水深による混成堤の滑动遭遇確率の変化

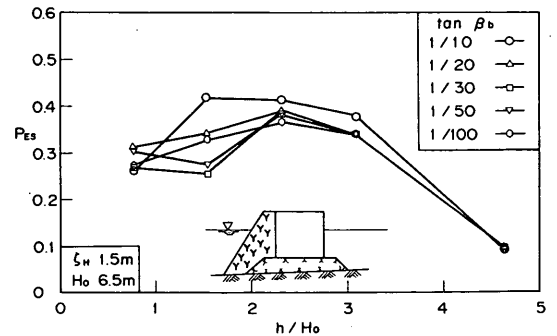
図-13は混成堤に関して設置水深による滑动遭遇確率の変化を海底勾配毎に示したものである。図-13(a)および(b)はそれぞれ潮位差が0.5mと1.5mの場合である。図の横軸は設計基準面から測った設置水深  $h$  と設計沖波高  $H_o$  との比を示している。

潮位差が小さい図-13(a)の場合、設置水深が浅くなるにつれて、滑动遭遇確率が次第に大きくなる傾向を示す。設置水深が波高に比して深い、 $h/H_o = 4.6$ では海底勾配が変化しても、滑动遭遇確率はほとんど変化せず、ほぼ同じ値である。しかし、設置水深が浅くなると海底勾配の影響が現れ始め、海底勾配毎に滑动遭遇確率が異なるようになる。滑动遭遇確率は、水深が浅くなるほど、海底勾配によるばらつきが大きくなる。

潮位差が大きい図-13(b)の場合、水深が浅くなるに従って遭遇確率は大きくなるが、ある水深で極大値を示し、それより浅くなると小さくなる。極大値は、海底勾配が1/20より緩やかであると、 $h/H_o = 2 \sim 3$ で現れ、海底勾配が1/10のように急であると、水深の浅い、 $h/H_o = 1.5$ 付近に現れる。設置水深が深い、 $h/H_o = 4.6$



(a)潮位差  $\zeta_H = 0.5\text{m}$



(b)潮位差  $\zeta_H = 1.5\text{m}$

図-14 海底勾配および堤体設置水深による消波工被履堤の滑动遭遇確率の変化

では、図-13(a)の場合と同様に海底勾配によって滑動遭遇確率はほとんど変化していない。しかし、水深が浅くなるに従って、海底勾配の影響が現れ、水深が浅い  $h/H_0 = 0.77$  の点を除けば、海底勾配が急な 1/10 の場合の滑動遭遇確率がそれより緩やかな海底勾配の場合より大きい。海底勾配が 1/10 より緩やかな場合には、海底勾配による滑動遭遇確率の変化は小さい。

図-14は、消波工被覆堤の場合である。計算条件は混成堤の場合と同じである。図-14(a)および(b)はそれぞれ潮位差が 0.5m と 1.5m の場合である。潮位差が小さい図-14(a)の場合、図-13(a)と同様に、設置水深が浅くなるに従って、滑動遭遇確率が大きくなる。また、設置水深が波高に比して深い、 $h/H_0 = 4.6$  では海底勾配によって滑動遭遇確率はほとんど変化しないが、設置水深がこれより浅くなると海底勾配によって滑動遭遇確率が異なるようになる。しかし、海底勾配による滑動遭遇確率のばらつきは図-13(a)の混成堤の場合より小さい。潮位差が大きい図-14(b)の場合、図-13(b)と同様にある水深で極大値を示す。極大値の現れる水深は混成堤の場合と同じである。設置水深が深い場所では、図-14(a)の場合と

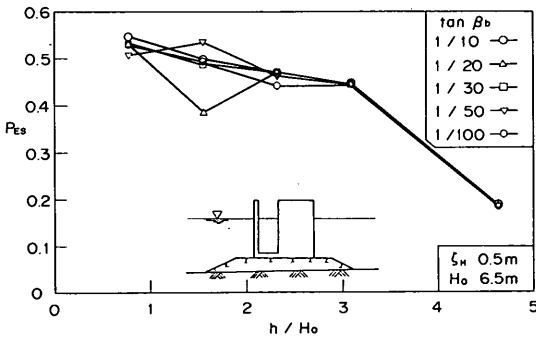
同様に海底勾配による滑動遭遇確率の変化はほとんどない。しかし、水深が浅くなるにつれて、混成堤の場合と同様に海底勾配の影響が現れ、水深が浅い  $h/H_0 = 0.77$  の点を除けば、海底勾配が急な 1/10 の場合の滑動遭遇確率がそれより緩やかな海底勾配の場合より大きい。

図-15は直立スリットケソン堤の場合を示している。直立スリットケソン堤の場合も滑動遭遇確率の変化傾向は混成堤や消波工被覆堤の場合とほとんど同じで、潮位差が小さい場合は設置水深が浅くなるに従って滑動遭遇確率は増大し、潮位差が大きい場合には、ある水深で極大値を示すとともに、海底勾配が急な 1/10 の場合に滑動遭遇確率が大きい。

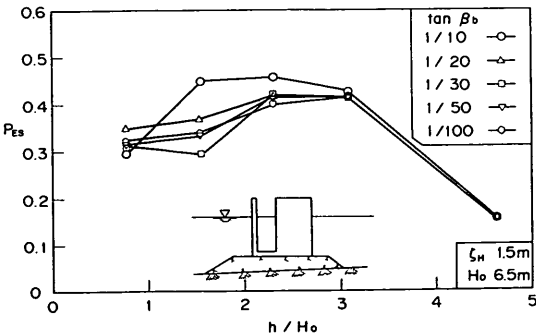
以上のことから、滑動遭遇確率に対する海底勾配の影響をとりまとめると、次のようになる。

- ①防波堤の設置水深が波高に比較して深い場合には、滑動遭遇確率は海底勾配が変化してもほとんど変わらず、滑動遭遇確率に対する海底勾配の影響はほとんどない。
- ②水深が浅くなるにつれて、海底勾配の影響が現れ始め、海底勾配毎に滑動遭遇確率は異なる。
- ③潮位変化が小さい場合には、水深が浅くなるにつれて滑動遭遇確率は次第に増大する傾向を示す。滑動遭遇確率は海底勾配毎にばらつくが、きわだった差はない。一方、潮位変化が大きいと、水深が浅くなるに従って滑動遭遇確率は増大するが、ある水深で極大値を示し、それより浅くなると小さくなる。特に、海底勾配が急な 1/10 の場合には、他の勾配に比して滑動遭遇確率が大きい。

このようなことが起こる原因については次のようなことが考えられる。①については、防波堤の設置水深が深いと、砕波が生じないため、来襲波の波高変化は水深変化に伴う浅水変形で生じ、海底勾配が影響しないためである。しかし、水深が浅くなると、砕波が起こり、砕波には海底勾配が影響するため、②で述べたように滑動遭遇確率が海底勾配の影響を受けるようになる。③の原因のうち、潮位変化の差による滑動遭遇確率の変化特性の相違については次節で検討する。ここでは、潮位差が大きいときに、海底勾配が 1/10 と急な場合の滑動遭遇確率が他の勾配の場合より大きくなった原因について述べる。水深が浅くなると砕波し始めるが、砕波波高は海底勾配が大きいほど急激に大きくなる。また、砕波波高は水深の影響を強く受けるため、潮位変化の大きい場合が滑動遭遇確率に対する海底勾配の影響が顕著になる。このような原因で潮位差が大きいときに、海底勾配が 1



(a)潮位差  $\zeta = 0.5\text{m}$



(b)潮位差  $\zeta = 1.5\text{m}$

図-15 海底勾配および堤体設置水深による直立消波ケソン堤の滑動遭遇確率の変化



1/10と急な場合の滑動遭遇確率が他の勾配の場合より大きくなったと考えられる。

#### 4. 3 滑動安定性に及ぼす潮位差の影響

4. 2で述べたように、潮位差が小さいと、水深が浅くなるに従って滑動遭遇確率は漸次増大するのに対して、潮位差が大きいと、ある水深で極大値をもつといったように、潮位差によって水深に対する滑動遭遇確率の変化傾向が異なる。そこで、海底勾配1/50に関して潮位差による滑動遭遇確率の比較を行った。図-16はこの比較図を示している。中黒の印が潮位差の小さい場合で、中白の印が潮位差の大きい場合である。

防波堤の形状が異なっても潮位差が大きい場合より小さい場合の方が滑動遭遇確率は大きい。特に、防波堤の設置水深が小さい、 $h/H_0 < 2$ のときにこの傾向が強い。防波堤の設計では設定した再現期間に対応する高潮偏差にさく望平均満潮位を加えた水位を設計水位としているため、異常時の波浪が来襲するときの水位は一般にこの設計水位より小さい。設計水位より水位が小さい場合には堤体の水中重量が大きくなり滑動し難くなる。潮位差が小さいと、異常波浪来襲時の水位が設計水位とあまり変わらないため、堤体水中重量の増大は小さい。これに対して潮位差が大きいと、異常波浪来襲時の水位が設計水位より大きく下がっている可能性が高いため、それだけ堤体水中重量の増大が大きい。このことによって潮位差が小さいときに滑動遭遇確率が大きくなったと推測できる。

防波堤の設置水深が浅いときに、潮位差によって滑動遭遇確率が大きく相違するのは、水深が浅いと砕波が堤体に作用することになり、その砕波波高が水深の影響を強く受けるためである。つまり、潮位差が小さいと、砕波波高の変化が大きくないので、設計波に近い砕波波高が常に作用するのに対して、潮位差が大きいと、水位が

低いときには、堤体には小さな砕波波高が作用し、水位が高いときのみ設計波に近い砕波波高が作用することになるため、潮位差が大きな場合には小さい場合に比して堤体が滑動し難くなるためである。砕波が作用しない、水深の深い場所では、潮位差は堤体の水中重量のみに影響し、波高の変化に影響を及ぼさないため、潮位差による滑動遭遇確率の変化は小さい。このようなことを考えると、潮位差が大きく、高潮が発生するような海域では、防波堤の滑動遭遇確率はさらに小さくすると推定できる。

潮位差が小さいと、防波堤の設置水深が浅くなるにつれて滑動遭遇確率が漸次増大するのに対して、潮位差が大きいと  $2 < h/H_0 < 3$  で滑動遭遇確率は極大値を示し、それより水深が浅くても深くても滑動遭遇確率は小さくなる傾向がある。ただし、潮位差が小さい場合、水深が浅くなるに従って滑動遭遇確率の上昇勾配は緩やかになり、 $h/H_0 < 2$  ではほぼ同じ値になる。

水深の深い場所で滑動遭遇確率が小さいのは水深変化による波高増大がほとんどなく、沖波がそのまま来襲するためである。水深が浅くなると、波高が浅水変形で次第に増大し、この増大は周期の長い波ほど大きい。本計算では、沖波の波形勾配を0.035と一定にしているために、波高が大きくなるほど周期が長くなり、波高増大も大きくなる。波高の大きな波の発生確率は小さいけれども、水深が浅くなるにつれて、この波は浅水変形で波高が増大し、その影響は強くなる。また、波高や波力の変動係数を一定にしているため、波高が大きくなれば、波高や波力の絶対値のばらつき幅が増大する。波高とばらつき幅の相乗効果によって堤体の滑動遭遇確率は水深が浅くなることによって急激に増大するものと考えられる。

水深がさらに浅くなり、波高の大きな波だけが砕波する場合には、堤体の滑動に大きく影響する波高の大きな波は砕波によって水深に対応した波高になる。既に述べたように、砕波波高は水深の影響を受けるため、潮位差が小さい場合には水深変化が小さく、波高変化や堤体の水中重量の変化の影響は小さくなり、遭遇確率には波高や波力の算定誤差しか影響しなくなる。その結果、遭遇確率の上昇勾配は小さくなるが、大きく下がることはない。一方、潮位差が大きいと、水深変化が大きく、潮位による波高変化や水中重量の変化が大きく滑動遭遇確率に影響し、滑動遭遇確率は急激に下がる。しかし、水深がさらに小さくなると、ほとんどの波が砕波するようになり、水深変化による滑動遭遇確率の変化は小さくなる。ただし、潮位差の相違による滑動遭遇確率の変化は水深

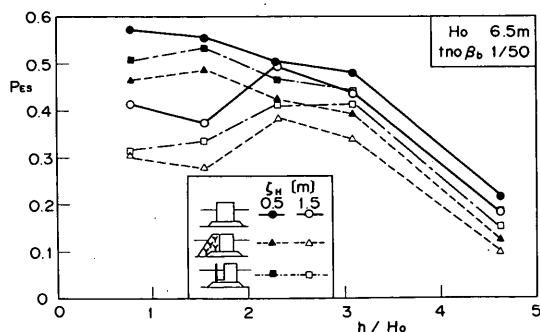


図-16 潮位差による滑動遭遇確率の変化特性

の浅いところで大きい。

以上のような原因によって、水深変化による滑動遭遇確率の変化特性が潮位差の違いによって生じたものと推測できる。

#### 4. 4 沖波や波浪変形、波力の算定誤差および摩擦係数のばらつきによる滑動遭遇確率の変化

沖波や波浪変形計算、波力公式の算定精度および摩擦係数のばらつきによって滑動遭遇確率がどのように変化するか、感度分析を行うために、それぞれの項目に対して平均値の偏りと変動係数を変化させて計算した。計算は、混成堤に関して行い、海底勾配 1/50、堤体の設置水深 10m とした。

##### (1) 沖波の算定精度による滑動遭遇確率の変化

図-17は沖波波高の算定精度の変化による滑動遭遇確率の変化を示したものである。横軸には、沖波の推定における平均値の偏り  $\alpha_0$  を示し、変動係数  $\gamma_0$  をパラメータにとっている。 $\alpha_0 < 0$  の場合は平均的にみると、算定値が実際の値より大きめに推定していることを意味している。また、 $\alpha_0 > 0$  の場合は算定値が平均的にみると、実際の値より小さいことを意味している。そのため  $\alpha_0$  の値が負から正に増大するに従って、滑動遭遇確率は大きくなる。

また、変動係数が小さいほど、実際の値のばらつきが

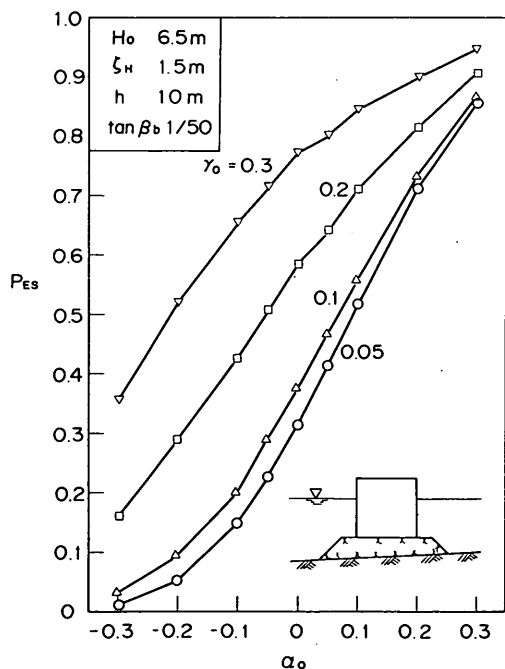


図-17 沖波波高の算定誤差による滑動遭遇確率の変化

小さいことを示しており、それだけ推定精度がよい。そのため、変動係数が大きくなると、滑動遭遇確率は大きくなって、堤体は滑動し易くなっている。

$\alpha_0 = 0$  付近を考えると、変動係数が 0.3 から 0.2 に下がるだけで滑動遭遇確率が 0.2 下がる。また、変動係数が 0.2 から 0.1 に下がると、やはり滑動遭遇確率が 0.2 下がる。しかし、変動係数が 0.1 から 0.05 では滑動遭遇確率が 0.05 下がるだけである。沖波の算定誤差のばらつきが大きい場合には、沖波の算定精度を上げることによって防波堤の安定性は増大する。しかし、推定誤差のばらつきが小さく、算定精度が高い場合には、その精度をさらに向上させても、防波堤の安定性はそれほど高くなるはない。

沖波波高を平均的に大きく見積もり、 $\alpha_0$  の値を 0 から -0.1 に変化させると、滑動遭遇確率は変動係数によらず 0.17 程度低下する。 $\alpha_0$  の値を -0.1 から -0.2 に変化させると、変動係数が大きいときには 0.15 程度滑動遭遇確率が下がるが、変動係数が小さい、0.1 や 0.05 では 0.1 程度しか下がらない。

以上のことから多くの波浪データを用いるなどによって沖波波高の算定精度を向上させる見込みがない場合には、波高を少し大きく見積もることが防波堤の滑動安定性を増大させる一つの有効な方策である。

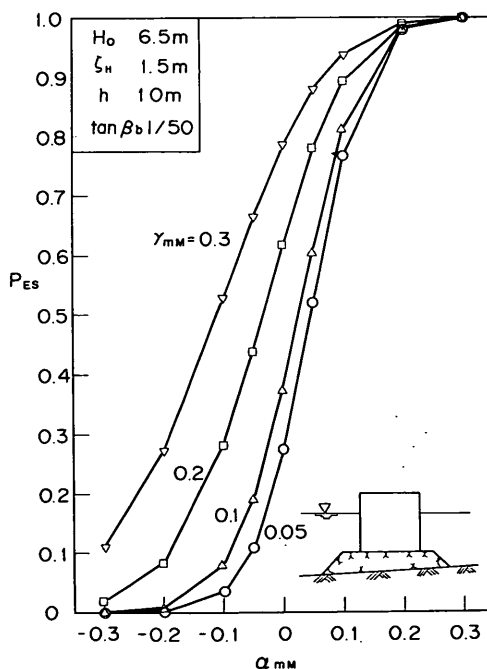


図-18 波浪変形計算の算定誤差による滑動遭遇確率の変化

(2) 波浪変形計算の算定精度による滑動遭遇確率の変化

図-18は波浪変形計算の精度による滑動遭遇確率の変化を示したものである。沖波の場合と同様に、 $\alpha_{MM}$ の値が負から正に増大するに従って、また、変動係数が大きくなるに従って、滑動遭遇確率は沖波波高の場合に比べて急激に大きくなって、堤体は滑動し易くなっている。 $\alpha_{MM} = 0$ 付近では、変動係数が0.3から0.1まで0.1ずつ下がると、滑動遭遇確率は約0.25ずつ下がる。変動係数が0.1から0.05に下がっても滑動遭遇確率は0.1程度しか下がらない。また、 $\alpha_{MM}$ の値を0から-0.1に下げることによって、算定波高を実際より平均的に大きく見積もると、滑動遭遇確率は0.2~0.3程度下がる。このように波浪変形の計算精度は滑動遭遇確率に大きな影響を及ぼす。

式(85)と(86)で表される波力の平均値と波力の標準偏差の近似式は、本計算では $\alpha_0 = \alpha_P = 0$ 、 $\gamma_0 = \gamma_P = 0.1$ を採用しているの、次式のように書き直すことができる。

$$\bar{P}^*_H = (1 + \alpha_{MM}) B_P (B_{MM1} H_0 + B_{MM2} h) \quad (99)$$

$$\sigma^{*P^2} = (0.01 + \gamma_{MM}^2) B_P^2 (B_{MM1} H_0 + B_{MM2} h)^2 + 0.01 (1 + \alpha_{MM})^2 B_P^2 B_{MM1}^2 H_0^2 \quad (100)$$

式(99)でわかるように、実際の波力の平均値 $\bar{P}^*_H$ は波力公式で算定した値の $(1 + \alpha_{MM})$ 倍になっている。 $\alpha_{MM} < 0$ の場合は、平均的にみて波力を実際の波力より大きく、 $\alpha_{MM} > 0$ の場合は小さく算定していることになる。この平均値 $\bar{P}^*_H$ の周りに標準偏差 $\sigma^{*P}$ で実際の波力が分布する。 $\alpha_{MM} < 0$ にすると、実際の波力は波力公式で算定した波力より小さい上に、式(100)の右辺第2項の値が小さくなり、標準偏差も小さくなるので、防波堤の滑動遭遇確率は小さくなる。また、変動係数 $\gamma_{MM}$ が小さくなると、式(100)の標準偏差が小さくなり、滑動遭遇確率も減少する。波浪変形計算の精度を上げて、変動係数を小さくするとともに、波高を少し大きく見積もることによって、滑動遭遇確率を大きく下げることができる。例えば、図-18において $\alpha_{MM} = 0$ で $\gamma_{MM} = 0.2$ の状態から波浪変形計算の精度を上げて、 $\gamma_{MM} = 0.1$ とし、また、波高を少し大きく見積もるとして $\alpha_{MM} = -0.1$ とすると、滑動遭遇確率を0.62から0.07に多く下げることができる。

(3) 波力公式の算定精度による滑動遭遇確率の変化

図-19は波力算定公式の算定精度による滑動遭遇確率の変化を示したものである。沖波や波浪変形計算の場合

と同様に、 $\alpha_P$ の値が負から正に増大するに従って、また、変動係数 $\gamma_P$ が大きくなるに従って、滑動遭遇確率は急激に大きくなって、堤体は滑動し易くなっている。 $\alpha_P = 0$ 付近では、変動係数が0.2から0.1まで0.1下がることによって滑動遭遇確率は約0.25下がる。変動係数が0.1から0.05に下がっても滑動遭遇確率は0.1程度しか下がらない。また、 $\alpha_P$ の値を0から-0.1にすることで、算定波高を実際より平均的に大きく見積もると、滑動遭遇確率は0.25程度下がる。 $\alpha_P$ や $\gamma_P$ の変化による滑動遭遇確率の変化はほぼ波浪変形計算の場合と同じである。

波浪変形計算の場合と同様に、波力の分布の平均値と標準偏差を求めると、

$$\bar{P}^*_H = (1 + \alpha_P) B_P (B_{MM1} H_0 + B_{MM2} h) \quad (101)$$

$$\sigma^{*P^2} = \{ \gamma_P^2 + 0.01 (1 + \alpha_P)^2 \} B_P^2 (B_{MM1} H_0 + B_{MM2} h)^2 + 0.01 (1 + \alpha_P)^2 B_P^2 B_{MM1}^2 H_0^2 \quad (102)$$

ここでは、計算条件から $\alpha_{MM} = \alpha_0 = 0$ 、 $\gamma_{MM} = \gamma_0 = 0.1$ としている。式(101)は式(99)中の $\alpha_{MM}$ が $\alpha_P$ に置き変わっただけで、 $\alpha_P = \alpha_{MM}$ の場合には実際の波力の平均値は同じになる。しかし、式(102)でわかるように沖波や波浪変形計算の推定誤差の標準偏差には波力の平均

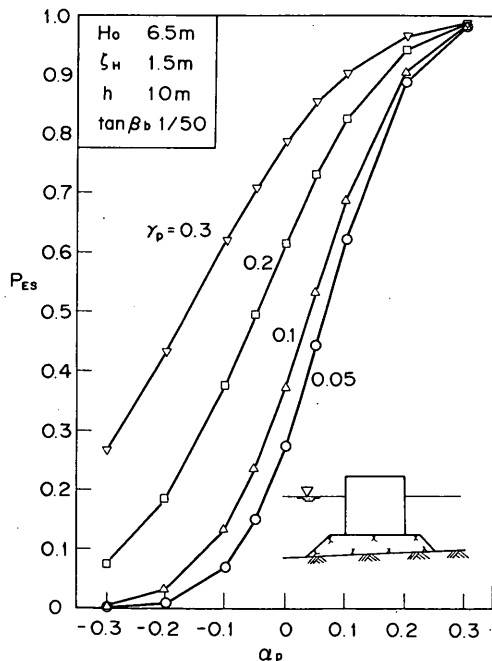


図-19 波力公式の算定誤差による滑動遭遇確率の変化

値の偏りが影響し、 $\alpha_P < 0$  の場合は、波力の標準偏差に対するこれらの標準偏差の影響は小さくなる。標準偏差を小さくすることは、波力公式の算定精度を高めることであるが、精度を上げて、算定誤差をなくすことはできない。そのような場合、実際の波力の平均値より少し大きめに波力を推定するような波力公式を提案するのがよい。つまり、実際の波力のばらつきを考え、 $\alpha_P < 0$  にする。

近似的に求めた式(102)から推測すると、波力公式の算定値の偏りを  $\alpha_P < 0$  にするのが波浪変形計算の算定値の偏りを  $\alpha_{MM} < 0$  にするより効果的だと考えられるが、より厳密な計算で求めた図-18と19を比較すると、波浪変形計算の算定値の偏りを  $\alpha_{MM} < 0$  にするのがわずかではあるが効果がよい。

(4) 摩擦係数のばらつきによる滑動遭遇確率の変化

現在設計法では、堤体と捨石マウンドの間の摩擦係数として  $f_0 = 0.6$  が用いられているが、この値は経験的に設定されたものであり、実際の摩擦係数のばらつきについてははっきりしていない。そこで、摩擦係数の平均的な値の偏りやそのばらつきの標準偏差によって滑動遭遇確率がどのように変化するか計算したのが図-20である。この図において、 $\alpha_f > 0$  の場合は実際の摩擦係数が平均的にみて設計に用いた摩擦係数より大きいことを示しており、 $\alpha_f < 0$  の場合は小さいことを示している。

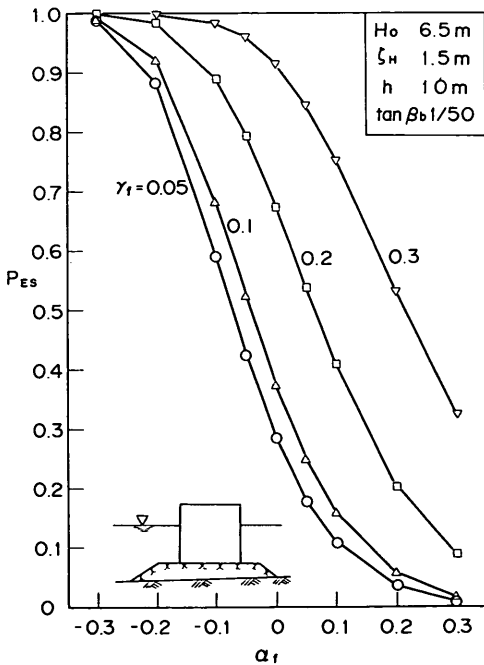


図-20 摩擦係数の算定誤差による滑動遭遇確率の変化

この図からわかるように摩擦係数の変動係数  $\gamma_f$  が小さくなるに従って、また、平均値の偏り  $\alpha_f$  が大きくなるに従って、滑動遭遇確率は小さくなる。 $\alpha_f = 0$  付近では変動係数が0.2から0.1に下がると、滑動遭遇確率は0.3弱下がる。また、 $\alpha_f$  の値が0から0.1になると、滑動遭遇確率が約0.25下がる。滑動遭遇確率に対する摩擦係数の影響は波力や波浪変形計算と同様に重要な要素であるが、波力や波浪変形計算の精度のように人為的に変えることはできなく、実際のばらつきを詳細に調べることが重要である。

5. あとがき

現行の防波堤の設計法では、沖波や波浪変形、波力、摩擦係数については確定値として取り扱い、これらの算定値のばらつきについてはほとんど考慮していない。そして、これらの算定値のばらつきによる防波堤の被災は安全率でカバーしていると見なしている。本報告では、これらの算定値のばらつきを考慮した合理的な防波堤の設計法の確立を目指して信頼性理論を適用して、滑動確率および耐用年数間における滑動遭遇確率等を算定する手法について検討を行った。

本報告において得られた主要な結論を以下に述べる。

- 1) 現行の防波堤の設計法における沖波の算定法や波浪変形計算、波力の算定公式、防波堤の安定計算法を示し、算定誤差が現れる箇所を明らかにした。
- 2) 沖波や波浪変形計算、波力公式の算定誤差および摩擦係数のばらつきが平均的な偏りを持って、正規分布すると仮定して、防波堤の滑動確率を算定する手法を提案した。滑動確率を算定する近似的な手法についても示した。また、滑動確率を用いて、耐用年数間に防波堤が滑動する遭遇確率および滑動回数 の推定法を示した。
- 3) 滑動確率の計算においては、高潮や潮位の発生確率も考慮できるようにした。また、大気温暖化による将来の海面上昇も考慮できるようにした。
- 4) 防波堤の設置水深が設計波高に比して非常に深い場合、防波堤の滑動遭遇確率は海底勾配によらずほぼ同じ値を示すとともに、設置水深が浅い場合より小さい。
- 5) 潮位差が小さいと、防波堤の設置水深が浅くなるほど、滑動遭遇確率は漸次大きくなるが、その上昇勾配は減少する。これに対して、潮位差が大きいと、設置水深が浅くなるにつれて滑動遭遇確率は上昇するが、ある水深で極大値を示し、その水深より浅くなると、小さくなる。

- 6) 潮位差が大きいと、海底勾配が1/10のように急な場合、他の緩やかな海底勾配の場合より滑動遭遇確率は大きくなる。
- 7) 潮位差が大きい場合と小さい場合を比較すると、潮位差が大きい場合の滑動遭遇確率は潮位差が小さい場合より低い。特に、この傾向は、水深の浅い砕波帯内に防波堤が設置されている場合に顕著である。
- 8) 沖波や波浪変形、波力の算定誤差における平均値の偏りや変動係数が大きくなるにつれて、滑動遭遇確率は上昇する。滑動遭遇確率は、特に、波浪変形や波力の算定誤差によって大きく変わる。
- 9) 変動係数を小さくすることは算定精度を高めることに対応するが、変動係数がある程度小さく(0.1程度)になっているときには、精度を更に上げるために大きな精力を費すより、少し大きめに波高や波力を算定することが防波堤の安定設計のためには効果がよい。
- 10) 摩擦係数のばらつきは波浪変形や波力の算定精度と同様に防波堤の安定性には重要な要素であり、その実態を調べることが重要である。
- 11) 防波堤の現行設計法では、一律、安全率を1.2としているが、滑動遭遇確率の変化から判断すると、設置条件によって防波堤の安全度は異なる。このことは、防波堤は常に同じ安全度で設計されているわけではないことを示している。

本報告では、沖波や波浪変形、波力の算定誤差および摩擦係数のばらつきについては仮定した値を用いて計算を行っている。そのため、計算で得られた滑動遭遇確率の値は実際の防波堤の安定度を示しているものではない。単に、傾向を示したものに過ぎない。今後は、実際の算定誤差について十分に調査し、実際の防波堤がどの程度の滑動遭遇確率で設計されているのか検討することが重要である。また、本報告で提案したような方法を実際の防波堤の設計に導入する方法を検討する必要がある。これらのことについては、今後検討を行う予定である。

コンクリート構造物を始めとして、構造物の設計の分野で信頼性理論を応用した確率設計が導入されようとしている。このような世界的な動向の中では、防波堤の設計においても確率設計を導入する努力がますます重要になるであろう。

最後に、本研究を遂行するに当たり、防波堤の設計法や中詰め砂の重量に関して貴重な助言を頂いた第一港湾建設局新潟調査設計事務所 神田勝巳前所長、および当

所計画設計基準部設計基準研究室 南兼一郎前室長には心から感謝する次第である。

## 参考文献

- 磯部雅彦(1985)：波向線座標における放物型方程式を用いた屈折・回折の計算法，第32回海岸工学講演会論文集，pp.95～99。
- 磯部雅彦(1986)：放物型方程式を用いた不規則波の屈折・回折・砕波変形の計算法，第33回海岸工学講演会論文集，pp.134～138。
- 岩垣雄一・塩田啓介・土居宏行(1981)：有限振幅波の浅水変形と屈折係数，第28回海岸工学講演会論文集，pp.99～103。
- 合田良実(1970)：砕波指標の整理について，土木学会論文報告集，第180号，pp.39～49。
- 合田良実(1973)：防波堤の設計波圧に関する研究，港研報告，第12巻，第3号，pp.31～69。
- 合田良実(1975)：浅海域における波浪の砕波変形，港研報告，第14巻，第3号，pp.59～106。
- 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，港研報告，第27巻，第2号，pp.31～92。
- 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。
- 首藤伸夫(1974)：非線形長波の変形—水路幅・水深の変化する場合—，第31回海岸工学講演会論文集，pp.57～64。
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎(1990)：消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重，港研報告，第29巻，第1号，pp.53～75。
- 高橋重雄・下迫健一郎・佐々木 均(1991)：直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法，港研報告，第30巻，第4号，pp.3～34。
- 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.875～879。
- 高山知司・池田直太・平石哲也(1991)：砕波および反射を考慮した波浪変形計算，港研報告，第30巻，第1号，pp.21～67。
- 谷本勝利・本 浩司・石塚修次・合田良実(1976)：防波堤の設計波力算定式についての検討，第23回海岸工学講演会論文集，pp.11～16。
- 谷本勝利・高橋重雄・村永 努(1980)：直立消波ケーソンの上床版に働く揚圧力，港研報告，第19巻，第1号，pp.3～31。

谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄 (1981) : 混成堤マウンド形状による衝撃碎波力の発生と対策について, 港研報告, 第20巻, 第2号, pp.3~39.

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.

Berkoff, J. C. W. (1972) : Computation of combined refraction-diffraction, Proc. 13th Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp.471~490.

Franco, L., A. Lamberti, A. Noli and U. Tomasicchio (1986) : Evaluation of risk applied to the designed breakwater of Punta Riso at Brindisi, Italy, Coastal Engineering, Vol.10, No.2, pp.169~191.

Goda, Y. and K. Kobune (1990) : Distribution function fitting for storm wave data, Proc. 22nd Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, Delft, Vol.1, pp.18~31.

Gringorten, I. I. (1963) : A plotting rule extreme probability paper, Jour. Geophys. Res., Vol.68, No. 3, pp.813~814.

Karlsson, T. (1969) : Refraction of continuous ocean wave spectra, Proc. ASCE, Vol.95, No. WW4, pp.471~490.

Petruaskas, C. and P. M. Agaard (1970) : Extrapolation of historical storm data for estimating design wave heights, Prepr. 2nd Ann. Offshore Tech. Conf., OTC 1190.

Radder, A. C. (1979) : On the parabolic equation method for water-wave propagation, Jour. Fluid Mech., Vol.95, pp.159~176.

- $C_s$  : 群速度
- $d$  : 根固め工あるいはマウンド被覆工天端のいずれか小さい方の水深
- $f$  : 摩擦係数
- $\bar{f}$  : 摩擦係数の平均根
- $f_D$  : 設計に用いる摩擦係数
- $f_0$  : 限界摩擦係数
- $g$  : 重力加速度
- $H_b$  : 碎波波高
- $H_D$  : 設計に用いる波高
- $H_{max}$  : 最高波高
- $H_{1/3}$  : 有義波高
- $h$  : 直立壁前面における水深
- $h_b$  : 直立壁前面から沖側へ有義波高の5倍だけ離れた地点での水深
- $h_c$  : 設計水位上の天端高
- $h_{DC}$  : 設計基準上の天端高
- $h'$  : 直立壁底面の水深
- $K$  : 沖波波浪データの採用年数
- $K_s$  : 浅水係数
- $K_{s0}$  : 微小振幅波理論における浅水係数
- $k$  : 形状母数
- $k_w$  : 波数
- $L$  : 水深  $h$  における有義波周期に対応する波長
- $L_0$  : 沖波波長
- $M_B$  : 堤体重量による抵抗モーメント
- $M_H$  : 水平波力によるモーメント
- $M_U$  : 揚力によるモーメント
- $N$  : 沖波波浪データの採用個数
- $N_{ES}$  : 防波堤の耐用年数間における滑動遭遇回数
- $P_{ES}$  : 防波堤の耐用年数間における滑動遭遇確率
- $P_r(X)$  : 推定した沖波波高の未超過出現確率
- $P_H$  : 水平波力
- $P_{Hr}$  : 水平波力の推定値
- $\bar{P}_H$  : 水平波力の平均値
- $\bar{P}_H^*$  : 近似解における水平波力の平均値
- $P_{SPS}$  : 波力および水位が設定されたときの防波堤の滑動確率
- $P_S$  : 滑動確率
- $p_b$  : 堤体底面における波圧
- $p_E$  : 端趾圧
- $p_r(X)$  : 推定した沖波波高の出現確率分布
- $p_m(X_m)$  : 有義波高の発生確率分布
- $p_{mst}(X_{mst})$  : 最高波高を直接推定したときの最高波高の確率分布

主要な記号一覧

- $A$  : 沖波波高分布の尺度母数
- $B$  : 沖波波高分布の位置母数
- $B_B$  : 防波堤の堤体幅
- $B_{M1}$  : 最高波高の推定値における沖波波高に対する比例係数
- $B_{M2}$  : 最高波高の推定値における水深に対する比例係数
- $B_{m1}$  : 有義波高の推定値における沖波波高に対する比例係数
- $B_{m2}$  : 有義波高の推定値における水深に対する比例係数
- $B_P$  : 最高波高に対する水平波力の比例係数
- $B_U$  : 揚力と水平波力の比
- $C$  : 波速

$p_s$	: 静水面における波圧	$\alpha_M$	: 最高波高の推定誤差における平均値の偏り
$p_u$	: 堤体前面における揚圧力	$\alpha_m$	: 有義波高の推定誤差における平均値の偏り
$p_{0E}(X_0)$	: 沖波波高の推定誤差分布	$\alpha_P$	: 水平波力の推定誤差における平均値の偏り
$p_r(\zeta)$	: 潮位の発生確率分布	$\alpha_f$	: 摩擦係数の平均値の偏り
$R_p$	: 再現期間年数	$\beta$	: プロットング公式における補正係数
$S$	: 波の方向スペクトル	$\beta_b$	: 海底面の傾き角
$S_{FS}$	: 滑動に対する安全率	$\gamma_v$	: $\gamma_v = (x - B) / A$
$S_{FT}$	: 堤体の転倒安全率	$\gamma_0$	: 沖波波高の推定誤差の変動係数
$U$	: 堤体底面に働く揚力	$\gamma_M$	: 最高波高の推定誤差における変動係数
$U_r$	: 揚圧力の推定値	$\gamma_m$	: 有義波高の推定誤差における変動係数
$V_x$	: $x$ 方向の群速度	$\gamma_{mM}$	: 最高波高を直接推定したときの最高波高の変動係数
$V_y$	: $y$ 方向の群速度	$\zeta$	: 潮位
$V_\theta$	: $\theta$ 方向の群速度	$\zeta_H$	: 潮位差
$W_B$	: 設計水深における堤体の水中重量	$\zeta_a$	: 潮位差の片振幅
$w_a$	: 堤体の空中単位体積重量	$\eta$	: 水面波形
$w_0$	: 海水の単位体積重量	$\eta^*$	: 波圧の作用高さ
$X$	: 波高	$\eta_R$	: 再現期間に対応する高潮偏差
$X_R$	: 再現期間に対応する沖波波高	$\eta_{SL}$	: 温暖化による海面上昇量
$\bar{X}_0$	: 沖波波高の推定誤差の平均値	$\theta$	: $x$ 座標の正方向から半時計回りに測った波向角
$X_0$	: 沖波波高	$\theta_i$	: 波の入射角度
$\bar{X}_m$	: 有義波高の平均値	$\lambda_1$	: 波圧の補正係数
$X_{mr}$	: 有義波高の推定値	$\lambda_2$	: 衝撃波圧の補正係数
$\bar{X}_m^*$	: 近似解における有義波の平均値	$\sigma_0$	: 沖波波高の推定誤差の標準偏差
$X_{Mr}$	: 最高波高の推定値	$\sigma_f$	: 摩擦係数の標準偏差
$\bar{X}_M$	: 最高波高の平均値	$\sigma_M$	: 最高波高の推定誤差における標準偏差
$X_{mM}$	: 最高波高を直接推定したときの最高波高	$\sigma_m$	: 有義波高の推定誤差における標準偏差
$\bar{X}_{mM}$	: 最高波高を直接推定したときの最高波高の平均値	$\sigma_m^*$	: 近似解における有義波の標準偏差
$X_{mMr}$	: 最高波高を直接推定したときの推定値	$\sigma_{mM}$	: 最高波高を直接推定したときの最高波高の標準偏差
$\bar{X}_M^*$	: 近似解における有義波高	$\sigma_M^*$	: 近似解における最高波の標準偏差
$X_m$	: 確率分布における有義波高	$\sigma_P$	: 水平波力の推定誤差における標準偏差
$x$	: 波の進行方向の平面座標	$\sigma_P^*$	: 近似解における水平波力の標準偏差
$y$	: 波の進行方向に直交する平面座標		
$\alpha$	: プロットング公式における波高順位に関する補正係数		
$\alpha_0$	: 沖波波高の推定誤差の平均値の偏り		