

港 湾 技 研 資 料

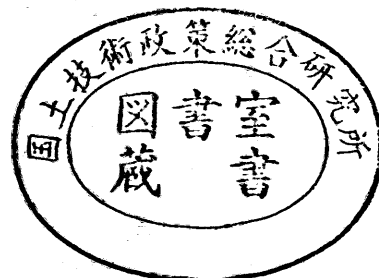
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 785 Sep. 1994

防波堤の信頼性設計に向けて

高	山	知	司
鈴	木	康	正
河	合	弘	泰
藤	咲	秀	可

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. まえがき	3
2. 信頼性設計法の概要	4
2. 1 信頼性設計法の定義	4
2. 2 信頼性設計法の利点	5
2. 3 信頼性設計法の設計レベル	6
3. 防波堤の滑動および転倒に係わる各種推定値の誤差	7
3. 1 防波堤の設計フロー	7
3. 2 沖波の推定精度	10
3. 3 水位の確率分布	11
3. 4 波浪変形計算の推定精度	12
3. 5 防波堤に作用する波力の算定精度	13
3. 6 自重のばらつき	14
3. 7 摩擦係数のばらつき	14
4. 防波堤の滑動・転倒確率の計算法	16
4. 1 防波堤の滑動確率の計算法	16
4. 2 防波堤の転倒確率の計算法	16
4. 3 滑動および転倒による被災確率の計算法	17
4. 4 滑動および転倒に対する防波堤の安定性	17
5. 被災の復旧費を考慮した防波堤の設計法について	18
5. 1 検討方法	18
5. 2 検討の前提条件	18
5. 3 設計条件	19
5. 4 堤体の滑動・転倒遭遇確率の計算条件	20
5. 5 工事費用の算定方法	20
5. 6 現行設計法と被災を考慮した設計法との経済比較	21
6. 防波堤の信頼性設計に向けての今後の課題	30
6. 1 現行設計法と信頼性設計法との相違点	30
6. 2 今後検討すべき課題	30
7. あとがき	34
参考文献	34
主要記号表	35

Approach to Probabilistic Design for a Breakwater

Tomotsuka TAKAYAMA*

Yasumasa SUZUKI**

Hiroyasu KAWAI***

Hideyoshi FUJISAKU***

Synopsis

The stability of breakwater is estimated by safety factor in the present breakwater design system in Japan. But, the design safety factor, e.g. 1.2 for caisson slide, does not guarantee the stability of breakwater.

The main reason of instability of breakwater is that the present design method does not consider the estimation errors including in uncertain design factors like wave height, wave forces, dead weight and friction. The degree of instability of the designed breakwater cannot be verified quantitatively by the safety factor.

The present paper introduces the results of some studies on the estimation errors of the water elevation due to storm surge and tide, the deep sea wave, the wave transformation, the wave forces, the dead weight and the friction factor between concrete caisson and rubble mound. This paper also evaluates the degree of breakwater instability, which is shown by the value of encounter probability of slide and overturn of caisson during the lifetime of the breakwater. The evaluation shows that the breakwater designed by the present design method does not have the same stability for sliding and overturning of caisson.

The total cost of a breakwater is estimated as the sum of initial construction cost and reconstruction cost caused by disasters during lifetime. The total reconstruction cost is calculated as the product of reconstruction cost for one disaster and expected frequency of disaster during lifetime. The caisson width at the minimum total cost of breakwater is narrower than that of the breakwater designed by the present design method.

This paper summarizes the difference between the present design method and the probabilistic design method for a breakwater, and some problems to be solved before the introduction of probabilistic design.

Keywords: Probabilistic design, Breakwater, Minimum cost design

* Director of Hydraulics Engineering Division

** Chief, Wave Laboratory, Hydraulics Engineering Division

*** Member of Wave Laboratory, Hydraulics Engineering Division

防波堤の信頼性設計に向けて

高山知司^{*}・鈴木康正^{**}・河合弘泰^{***}・藤咲秀可^{***}

要旨

我国では、防波堤は所要の安全率を持つように設計されている。しかし、実際には毎年のようにどこかの防波堤が、台風などによる高波によって被災をしている。したがって、当然のことながら所要の安全率は絶対的な安定性を保証しない。しかも、同時に同じ高波を受けながら、被災する防波堤と被災しない防波堤とがあることから、同一の安全率が同一の安定性を保証していないこともわかる。さらに、防波堤の被災モードとしては、堤体の滑動、堤体の転倒、基礎地盤の破壊等があり、それぞれのモードに所要の安全率が定められているが、各モードで均衡のとれた安定性を確保するようには定められていない。これは、設計における各要因の推定誤差やばらつきによるものと考えられ、それらについて検討した。

本文では、現行の防波堤の設計では考慮されていない沖波、水位、波浪変形計算、波力の算定誤差および自重や摩擦係数のばらつきについての研究・調査結果を紹介するとともに、これらの推定誤差を考慮して耐用年数間における防波堤の滑動・転倒遭遇確率を算定した。その結果、現行の設計値付近では滑動と転倒という被災モードごとの安定性に不均衡があることがわかった。

また、防波堤の堤体幅を変化させて、それぞれの堤体幅に対する初期建設費を試算するとともに、堤体の滑動・転倒被災確率から耐用年数間における復旧費を推定し、両者の和として総費用を算定して、現行の防波堤設計法の経済性について検討する方法を示した。その結果によれば、総費用が最小になる堤体幅が現行設計幅より2割程度小さく、また最小総費用も現行設計値より1割程度小さくなる場合があることがわかった。

さらに、現行設計法と信頼性設計法との相違点を整理して示すとともに、信頼性設計法の導入に向けての課題を検討した。

1. まえがき

我国では、防波堤は所要の安全率を持つように設計されている。しかし、実際には毎年のようにどこかの防波堤が、台風などによる高波によって被災をしている。したがって、当然のことながら所要の安全率は絶対的な安定性を保証しない。しかも、同時に同じ高波を受けながら、被災する防波堤と被災しない防波堤とがあることから、同一の安全率が同一の安定性を保証していないこともわかる。さらに、防波堤の被災モードとしては、堤体の滑動、堤体の転倒、基礎地盤の破壊等があり、それぞれのモードに所要の安全率が定められているが、各モードで均衡のとれた安定性を確保するようには定められていない。これらの原因は、設計における各要因の推定誤

差やばらつきによるものと考えられる。

現行の防波堤の設計法では、設計沖波に対して波浪変形計算を行い、防波堤設置地点における波の諸元が求められる。そして、この波に対して波力を計算し、波力に対して防波堤が安定であるように堤体の高さや幅、重量が決められる。

設計に用いる沖波としては、高波浪時の現地観測値や推算値から波高の出現確率分布を推定し、設定した再現期間に対応する波高が用いられる。しかしながら、限られた数の観測値や推算値を用いて波高の出現確率分布を推定するため、必ずしも高波浪の確率分布を正確に推定しているとは限らない。

また、沖波は、防波堤の設置点到達するまでに海底地形の影響で屈折や浅水変形、碎波変形等によって波高

- * 水工部長
- ** 水工部波浪研究室長
- *** 水工部波浪研究室

が変化する。このような波浪変形は数値計算によって算定されるが、多くの仮定の下に数値計算が行われることや、まだ十分解明されていない現象もあるため、計算で求めた波高は必ずしも実際の波高に一致しない。

さらに、防波堤に働く波力は、現象が複雑であることもあって、実験公式によって算定されている。実験公式は、ばらつく実験値から得られたものであり、これによって算定した波力には当然推定誤差が含まれている。

防波堤の安定性においては、堤体の自重が重要な要素である。しかし、堤体のケーソンを形造っている鉄筋コンクリートやケーソンの中詰め砂の単位体積重量がばらつくために、堤体の自重もばらついている。

また、堤体を滑動させようとする波力に対して、堤体は摩擦力で抵抗する。堤体と捨石マウンドの間の摩擦係数としては、通常、経験的に得られた値が用いられている。しかしながら、摩擦係数はこの値に一致するとは限らず、ある値の周りにばらつく可能性が高い。

以上のように、沖波や波浪変形、波力の推定誤差に加え自重や摩擦係数のばらつきも生じていると考えられるが、現行の防波堤設計法ではこのような推定誤差は考慮されていない。ただし、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、種々の不確定要因の影響は安全率によってカバーされているという考え方である。

しかし、初めにも述べたとおり、安全率ではカバーしきれない不確定要因によって防波堤は被災を受けている。このような不確定要因を厳密な形で考慮するためには、確率・統計理論を適用する必要がある、それに基づく設計法は信頼性設計法あるいは確率設計法と呼ばれている。

本研究では、より合理的な設計法である信頼性設計法に必要な防波堤の被災確率を計算した。また、初期建設費と耐用年数間における被災復旧費との和として総費用を計算し、それを基にしていくつかの設計案の中から、最適な案を選定する方法について検討した。

2. 信頼性設計法の概要

2.1 信頼性設計法の定義

前章で防波堤設計における不確定要因についてふれたが、その性質によって不確定要因を分類すると、次のようになる。

- ①摩擦係数などにみられる本来的な不確定性
(probabilistic uncertainty)

- ②有限個数のデータに基づいて沖波波高などの確率分布を推定するために生じる統計的不確定性

(statistical uncertainty)

- ③外力と被災モードのモデル化に関して、実際とモデルとの違いとして現れる不確定性

(model uncertainty)

- ④ヒューマンエラーによる不確定性

(human error uncertainty)

ここで、①の本来的な不確定性は、構造材料の物理的性質による変動性であるからコントロールすることは困難であり、確率分布関数や確率密度関数などにより、定量的に評価しておく必要がある。

一方、②の統計的不確定性は、統計量を推定する際のサンプルの質的・量的不足によるものであるから、質的にすぐれたサンプルを得ること、またサンプル数を増加することにより、不確定性は低減される。

また、防波堤の設計では、波力等の外力に対する防波堤の応答を求めるために力学的モデルが使われる。このモデルは複雑な実際の現象を単純化しているために、考慮していない要因等による不確定性を持っているが、それが③のモデル化にともなう不確定性である。

さらに、防波堤を設計し、建設し、管理するのは人間である。そのため、これらの各段階で④のヒューマンエラーが発生する可能性がある。したがって、ヒューマンエラーを考慮して安全性を評価することも重要であるが、データが十分でないこと等の理由により本研究では考えていない。

さて、以上のような種々の不確定要因は、外力と耐力に関連して様々な形で設計に影響し、防波堤の安定性を左右する。したがって、安全性と機能性を十分に確保した防波堤を設計し建設するためには、外力と耐力に関係するいろいろな不確定要因を、合理的かつ定量的に取り扱える計算法に基づいた設計法が必要である。

このような条件を満足する設計法として、信頼性設計法があるが、それは次のように定義される。

「信頼性設計法」＝「被災（破壊）モードとして終局（強度）限界状態および使用限界状態を考え、不確定要因を考慮して求めた各被災モードの発生確率に基づく設計法」

あるいは、

「信頼性設計法」＝「構造物がいかに壊れるかに基づいた確率論的手法による設計法」

したがって、防波堤の被災について明確に定義することが必要である。現行の設計法では、例えば堤体については滑動、転倒および地盤支持力に関して外力と耐力を比較して、安全率が1.0以下になる時を被災と考えている。すなわち、このような状態を終局（強度）限界状態と考えていることになる。しかし、防波堤の果たすべき役割という面からみれば、滑動等が起きるかどうよりも、滑動によりどの程度の変位が発生し、それが防波堤背後の海域の静穏度をどの程度低下させるかが重要である。

防波堤が波浪等の外力に対してどのように変位するかについての研究としては、伊藤ら（1966）および下迫ら（1994）による堤体の期待滑動量の研究等があるが、変位の経時変化を十分に検討できるまでの情報はまだ得られていない。

一方、防波堤の使用性に関する使用限界状態は、魚釣りや散策用に開放している親水防波堤等では考慮する必

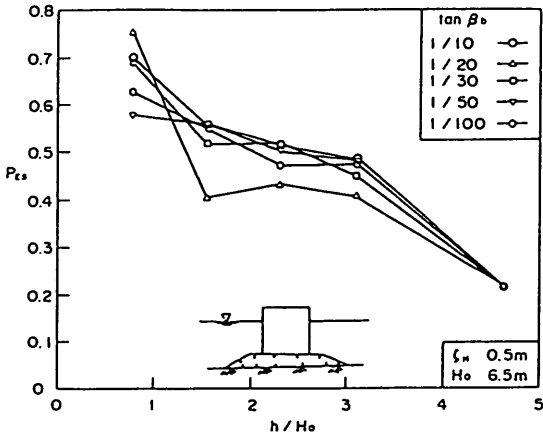
要があるが、通常の防波堤ではあまり問題にはならないと考えられる。そのため本研究では、被災モードとして使用限界状態は考慮していない。

2.2 信頼性設計法の利点

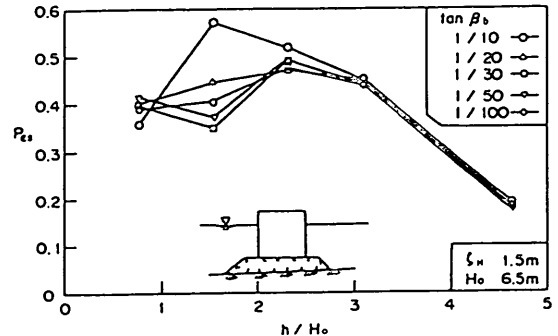
現行の防波堤設計法において、安全性の指標として用いられている安全率については、以下のような問題点が挙げられる。

- 1) 所定の安全率は、条件に関わらず、同一の安全性を保証しているか。
- 2) 構造全体の安全率と部材の安全率は、釣合のとれた安全性を保証しているか。
- 3) 安全率の数値と、安全性の程度の相関関係はどうか。

例えば、図-1は高山・藤井（1991）が、現行の設計法によって設計された堤体の滑動遭遇確率を計算したも



(1) 潮位差 $z = 0.5$ m



(2) 潮位差 $z = 1.5$ m

図-1 海底勾配および堤体設置水深による滑動遭遇確率の変化（高山・藤井（1991）より）

のである。この図から、現行設計法に定められた所要の安全率を持つ防波堤であっても、水深や海底勾配などの設計条件によって、被災の確率が変化することがわかる。このことから、現行の設計法が基準としている安全率は、同一の安全性を保証していないことがわかる。

このような、安全率に基づく設計法の問題点を改善するものとして、信頼性設計法は次のような利点を持っている。

- 1) 信頼性設計法は不確定要因を取り扱うことができる。したがって、被災確率により同一の安全性を保証することができる。
- 2) 構造物の各被災モードを、被災確率を用いて定量的評価できる。それゆえに、各被災モードの安全性に対

して、相互に均衡のとれた設計ができる。

- 3) 構造物全体の安全性と部材の安全性を、バランスのとれたものとすることができる。
- 4) 信頼性設計では、安全性の余裕を被災確率で規定して設計するから、同一形式で数多く建造される構造物に対しては、統一された安全性レベルを保証した設計が可能となる。

以上のように、信頼性設計法は様々な利点を持っており、いろいろな分野で信頼性設計法へ移行しようという動きがある。表-1は、信頼性設計を取り入れている設計示方書の例を示したものである（星谷ら、1986）。この他に、ノルウェーの建築構造物設計示方書、アメリカ

表一 信頼性設計を取り入れている設計示方書の例
(星谷・石井(1987)より)

	設計示方書名	制定機関
コンクリート構造	コンクリート構造設計施工規準 (CP 110)	BSI(イギリス規格協会)
	コンクリート構造設計施工国際指針	CEB-FIP(ヨーロッパ・コンクリート(委), 国際PC協会)
	鉄筋コンクリート構造設計指針 (ACI 318-83)	ACI(アメリカコンクリート協会)
	道路橋標準示方書	AASHOTO(アメリカ道路協会)
鋼構造	道路橋標準示方書	AASHOTO(アメリカ道路協会)
	荷重強度係数設計示方書 (LRFD示方書)	AICS(アメリカ鋼構造協会)
	橋梁示方書(BS 5400)	BSI(イギリス規格協会)

原子力委員会 (U.S.NRC) の施設安全基準、アメリカ鋼構造協会 (AISC) の鋼構造設計荷重示方書 ANSI-A58、カナダの鋼構造協会の荷重強度係数設計法などがある。

港湾関係での信頼性設計法へ向けての動きとしては、次のようなものがある。

① CIAD (Association for computer applications in applied engineering) の例 (CIAD PROJECT REPORT, 1985)

CIAD はオランダの財団法人であり、ヨーロッパに多い捨石堤の信頼性設計法について、ヨーロッパ各国からの官学民の技術者グループが検討をおこなった (EC の MAST-1 と呼ばれるプロジェクトのことと思われる)。

② EC の MAST-2 プロジェクト

EC の MAST-2 プロジェクトチームにより、混成堤の信頼性設計の検討がされている。

③ PIANC

PIANC には捨石堤の安定性に関するワーキング・グループがあり、信頼性設計法について検討している。

2. 3 信頼性設計法の設計レベル

信頼性設計法には、被災確率の算定精度あるいは設計案の選定法により、3つの設計レベル (水準) がある。

1) レベル 3

この方法は、各被災モードに対する真の被災確率を、確率統計的手法を用いて正しく計算しようとするもので、被災モードに関する不確定要因の確率統計的な特性をよく知っておく必要がある。

また、レベル 3 では、許容被災確率 P_{α} を満足するいくつかの設計案の中から、最良と思われるものを設計案

として決定する。例えば、防波堤の初期建設費と、耐用年数の間の復旧費との和としての総費用を考慮した設計法は、レベル 3 の設計水準といえる。

2) レベル 2

レベル 3 の設計を単純化した方法であり、統計・確率的には平均値と分散値の範囲を用いて信頼性設計を行う。

いま、外力を S 、抵抗力を R とすると、構造物の安全性を表す被災 (破壊) 基準関数 (性能関数とも呼ばれる) Z は次のようになる。

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

Z の平均値を μ_z 、標準偏差を σ_z とすると、安全性指標 β は次式で定義される。

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (2)$$

安全性指標 β は、図-2 に示すように被災をもたらす点 $Z = 0$ から平均値 μ_z がどのくらい離れているかを示す尺度であり、安全性の余裕の目安となる。

ここで、 R と S が独立で、正規分布をすると仮定すると、安全性指標 β は次式のようにになる。

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3)$$

ただし、 μ_R と σ_R および μ_S と σ_S は、それぞれ R と S の平均値と標準偏差を表す。

このように、 R と S が独立で正規分布を仮定できるときには、安全性を比較的容易に定量的に判定できる。

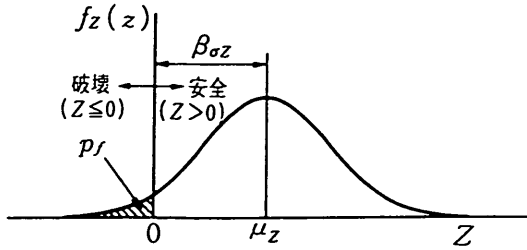


図-2 安全性指標の定義

設計における許容安全性指標を β_0 とすれば、次の条件を満足することが要求される。

$$\beta \geq \beta_0 \quad (4)$$

なお、 Z 、 R および S が正規確率変数であると仮定する

と、安全性指標 β と被災確率 P_f との関係は表-2 のようになる (D. Ghiocelら、1975)。

3) レベル1

被災確率 P_f または安全性指標 β_0 を介して、示方書の各係数値を決定する方法で、設計者は確率・統計的手法を直接用いなくても設計可能である。

限界状態設計法は、レベル1の信頼性設計法であるといえる。例えば、外力に関わる不確定要因を考慮する安全係数は荷重係数 γ と呼ばれているが、これは安全性指標 β の値に対応した被災確率で設計する場合の荷重が、設計に用いた荷重 S_0 の何倍になるかを示す係数であり、次式で表される。

$$\gamma = \frac{\mu_s (1 + \alpha \beta \nu_s)}{S_0} \quad (5)$$

表-2 安全性指標 β と被災確率 P_f との関係
(星谷・石井 (1987) より)

β	P_f	P_f	β
1	$1.59 \cdot 10^{-1}$	10^{-1}	1.29
2	$2.27 \cdot 10^{-2}$	10^{-2}	2.32
2.5	$6.21 \cdot 10^{-3}$	10^{-3}	3.09
3	$1.35 \cdot 10^{-3}$	10^{-4}	3.72
3.5	$2.33 \cdot 10^{-4}$	10^{-5}	4.27
4	$3.17 \cdot 10^{-5}$	10^{-6}	4.75
4.5	$3.40 \cdot 10^{-6}$	10^{-7}	5.20
5	$2.90 \cdot 10^{-7}$	10^{-8}	5.61
5.5	$1.90 \cdot 10^{-8}$	10^{-9}	6.00
6	$1.00 \cdot 10^{-9}$	10^{-10}	6.36

ただし、 ν_s は荷重 S の変動係数、また α は $\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ を線形化して、

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = \alpha (\sigma_R + \sigma_S) \quad (6)$$

と置いたときの係数である。

3. 防波堤の滑動および転倒に係わる各種推定値の誤差

3.1 防波堤の設計フロー

防波堤としては、図-3に示すような混成堤を考える。

現行の設計法における混成堤の設計フローは、図-4のようになる。

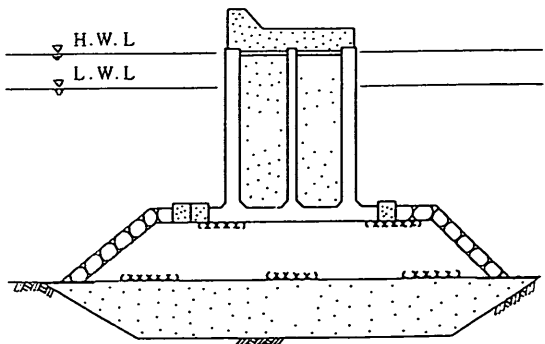
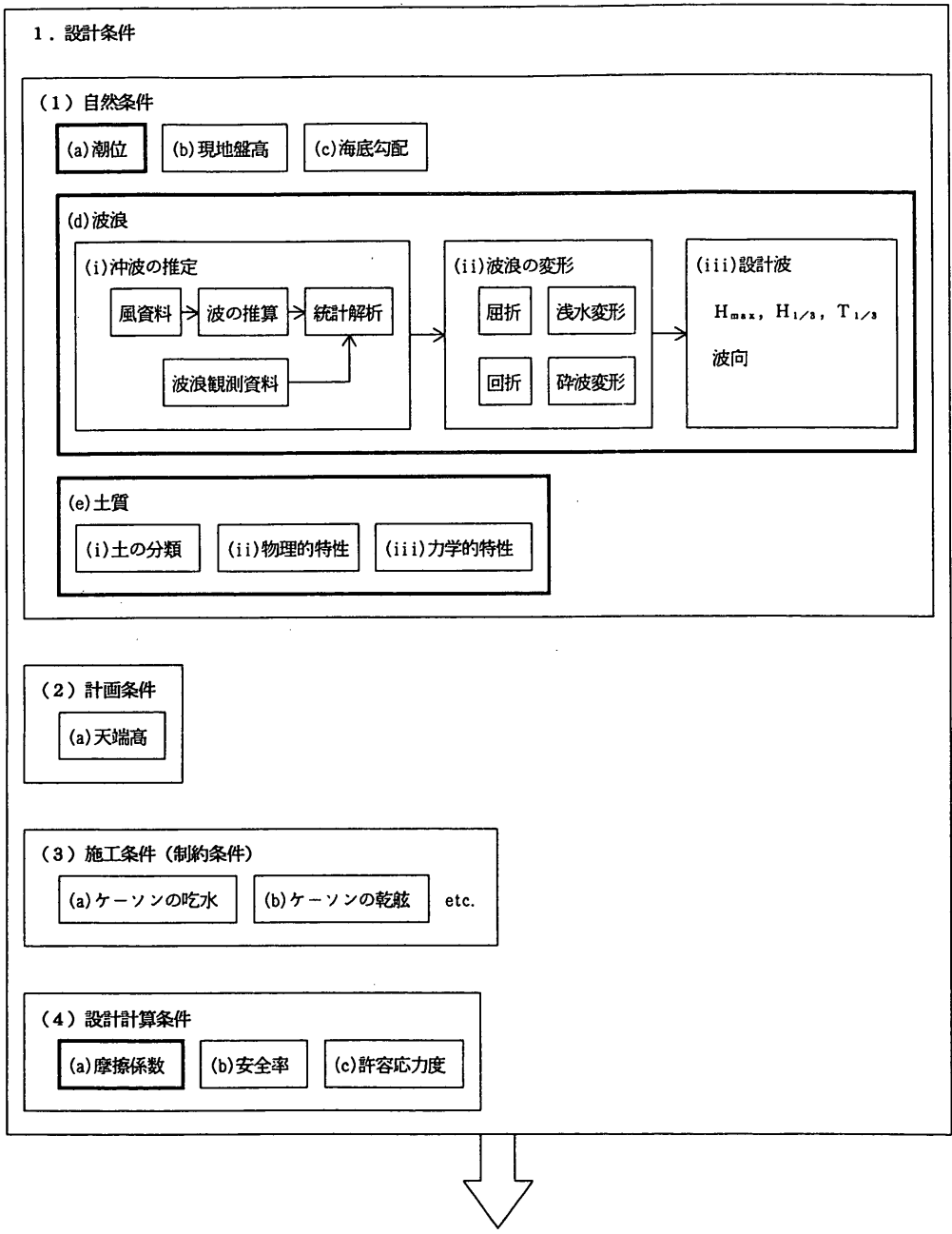
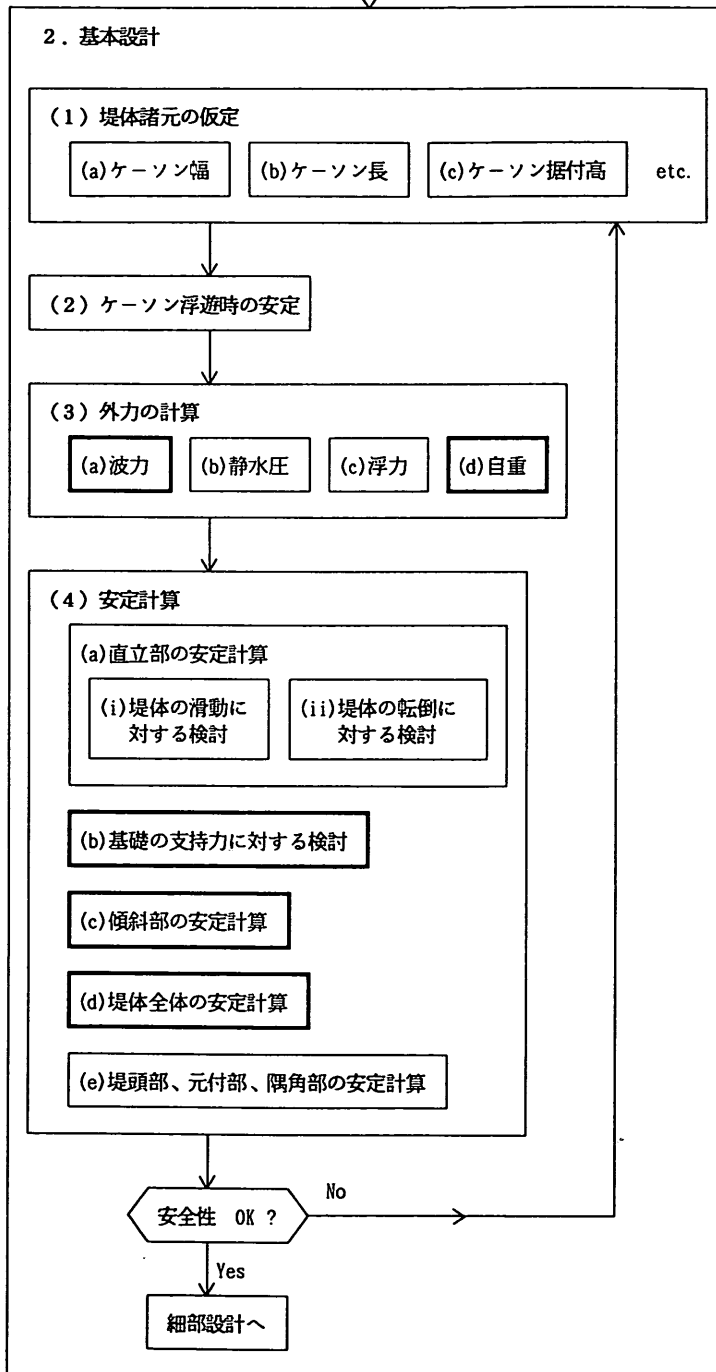


図-3 混成堤



(1) 設計条件

図-4 防波堤の設計フロー



(2) 基本設計

図-4 防波堤の設計フロー

設計の各段階でさまざまな推定誤差があるが、現行設計法ではそれらは安全率でカバーしていると考えている。防波堤の設計に係わる不確定要因にはいろいろあるが、図-4のフローの中で太い実線で囲んだ部分における各種の推定誤差が、防波堤の安定性にとって問題となる。そこで以下に、土質関連を除くものについてそれぞれ検討を加える。なお、3.6 自重のばらつきは南ら(1991)を参考としており、それ以外は、高山・藤井(1991)および高山・池田(1991)の検討結果を示したものであり。詳しくは元の文献を参照されたい。

3.2 沖波の推定精度

現行の設計法では、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。通常の防波堤では30~50年という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を用いている。

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るのが普通である。

極値分布関数としてはGumbel分布およびWeibull分布がよく用いられる。これらの確率密度関数は次式のようにになる。

Gumbel分布：

$$p_e(X_e) = \frac{1}{A} \exp \left\{ \frac{B - X_e}{A} - \exp \left[\frac{B - X_e}{A} \right] \right\} \quad (7)$$

Weibull分布：

$$p_e(X_e) = \frac{k}{A} \left(\frac{X_e - B}{A} \right)^{k-1} \exp \left[- \left(\frac{X_e - B}{A} \right)^k \right] \quad (8)$$

表-3は、小舟(1990)が日本各地の実測データに基づいて最適出現分布を検討した結果であるが、それによると、全国的にみて、Weibull分布で形状母数が $k=2$ と推定される例が多いようである。また、定数 A と B は同程度か B が大きくなっているようである。

式(7)あるいは(8)で与えられた分布形が、 K 年間における N 個の波浪データから得られた最適分布形であるとすると、再現期間年 R_p に対応する設計沖波波高 X_R は次式で与えられる。

Gumbel分布：

$$X_R = B - A \cdot \ln \left\{ - \ln \left(1 - \frac{K}{NR_p} \right) \right\} \quad (9)$$

表-3 年最大波高に対する最適出現確率分布

(小舟(1990)より)

地点名	データ 個数	最適* 分布型	A	B	R	地点名	データ 個数	最適* 分布型	A	B	R
紋別	10	W.2.0	2.53	3.15	0.950	釧路	11	W.1.5	2.38	2.62	0.973
留萌	15	W.2.0	2.01	4.18	0.949	苫小牧	15	W.2.0	2.06	2.53	0.979
瀬棚	5	W.2.0	1.13	5.44	0.928	むつ					
深浦	6	W.2.0	2.62	3.60	0.973	小川原	11	W.2.0	1.86	3.51	0.924
酒田	12	W.2.0	2.23	4.78	0.978	八戸	14	W.2.0	2.01	2.97	0.960
弾崎	7	W.2.0	1.42	5.27	0.944	釜石	7	W.2.0	1.66	2.88	0.814
輪島	6	W.1.0	0.54	5.80	0.992	仙台	6	W.2.0	1.96	2.77	0.886
金沢	15	W.2.0	1.61	5.06	0.985	小名浜	5	W.2.0	2.26	2.85	0.939
福井	5	W.2.0	3.08	3.73	0.934	常陸那珂	5	W.2.0	1.11	1.14	0.919
鳥取	6	Gumbel	0.84	5.39	0.962	鹿島	12	W.1.5	1.62	3.93	0.979
浜田	11	W.2.0	2.17	3.86	0.993	浜金谷	13	W.1.5	1.09	2.24	0.980
藍島	10	W.2.0	1.53	1.73	0.984	波浮	12	W.2.0	2.24	4.32	0.973
伊王島	9	W.0.75	1.07	1.67	0.980	潮岬	15	W.2.0	2.28	2.61	0.986
名瀬	8	W.2.0	1.29	4.04	0.950	神戸	12	W.2.0	0.87	1.42	0.916
那覇	12	W.0.75	0.61	4.23	0.987	高知沖	5	W.2.0	5.25	0.90	0.995
						油津	9	W.0.75	1.01	5.47	0.959
						志布志湾	5	W.1.25	3.03	2.39	0.907
						中城湾	11	W.2.0	2.84	3.96	0.929

*W. はWeibull分布を表し、数値は k の値を示す

Weibull分布：

$$X_R = B + A \cdot \ln \left\{ -\ln \left(\frac{K}{N R_p} \right) \right\} \quad (10)$$

式(7)、(8)で与えられる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、式(9)、(10)の設計沖波波高に影響する。これは、有限個数のデータに基づいて確率分布を推定するために生じる統計的不確定性や、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、推定波高の偏りやばらつきが生じるためである。

いま、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_e と推定したときの実際の波高 X_o は X_e 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。

$$p_0(X_o) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_o} \exp \left\{ -\frac{(X_o - \bar{X}_o)^2}{2\sigma_o^2} \right\} \quad (11)$$

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

$$\bar{X}_o = (1 + \alpha_o) X_e, \quad \sigma_o = \gamma_o X_o \quad (12)$$

ここで、 α_o は推定値 X_e からの平均的偏り、 σ_o は X_e 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(7)あるいは(8)は次式のように修正される。

$$p_0(X_o) = \int_0^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_o} \exp \left\{ -\frac{(X_o - \bar{X}_o)^2}{2\sigma_o^2} \right\} p_e(X_e) dX_e \quad (13)$$

式(12)からわかるように、 $\alpha_o < 0$ 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。 $\alpha_o > 0$ の場合はその逆である。また、変動係数を定数と仮定すると、図-5に示すように X_e が小さいと σ_o 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_e が大きくなると、 σ_o 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。すなわち、式(12)の形で標準偏差を与えると、沖波波高

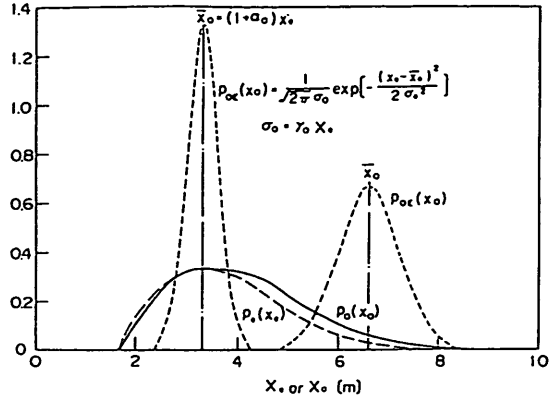


図-5 沖波の推定誤差
(高山・藤井(1991)より)

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。

3.3 水位の確率分布

波力を計算する場合の設計潮位は、構造物が最も不安定となる状態を考えるが、高潮の影響を考慮する必要のある港湾では、さく望平均満・干潮面に適当な偏差を与えたものとするとしている。したがって、潮位および高潮偏差の出現確率について検討しておく必要がある。

(1) 高潮偏差

高潮は、台風による気圧低下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。

設計に用いる高潮偏差としては、既往の高潮やモデル高潮による最大偏差が用いられる場合もあるが、ここではある再現期間に対応する偏差を考える。

波浪も風によって起こされるため、高潮が大きいつ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、高潮も長期間に亘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、波浪と同様の分布形が用いられる。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こると仮定し、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確率を $P_o(\gamma)$ とし、設定した再現期間に対応する沖波波高 X_e の未超過確率を $P_e(X_e)$ とすると、 X_e の沖波が発生したときの

高潮偏差 η_R を次式を満足するように求める。

$$P_{\eta}(\eta_R) = P_{\zeta}(X_R) \quad (14)$$

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。

$$p_{\zeta}(\zeta) = 1 / \left[\pi \zeta_a \sqrt{1 - \left\{ \left(\zeta / \zeta_a \right) - 1 \right\}^2} \right] \quad (15)$$

$$(0 \leq \zeta \leq \zeta_H)$$

ここに、 ζ は潮位、 ζ_H は潮位の全振幅、 ζ_a は潮位の片振幅である。

式 (15) を図示したのが図-6 である。これからわかるように、低潮位と満潮位のとき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のときに起きる確率が

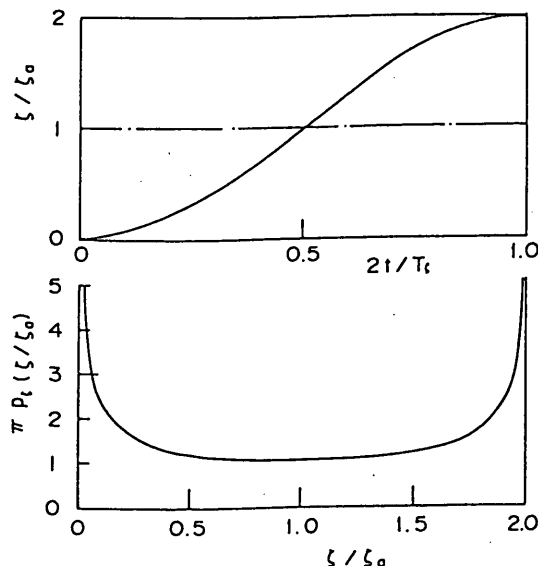


図-6 潮位の発生確率
(高山・藤井 (1991) より)

高いことがわかる。

3. 4 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、エネルギー平衡方程式法と緩勾配方程式法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。

$$X_{me} = B_{m1} X_0 + B_{m2} h \quad (16)$$

ここに、 X_{me} 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、それぞれ沖波波高 X_0 と水深 h 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に関係する。

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密度関数は次式のようになる。

$$p_m(X_m) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_m} \exp \left\{ -\frac{(X_m - \bar{X}_m)^2}{2\sigma_m^2} \right\} \quad (17)$$

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

$$\bar{X}_m = (1 + \alpha_m) X_{me}, \quad \sigma_m = \gamma_m X_{me} \quad (18)$$

ここで、 α_m は推定値 X_{me} からの平均値の偏り、 γ_m は X_{me} に対する変動係数である。

式 (18) 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 σ_m は計算で求めた有義波高 X_{me} に比例するため、 X_{me} が大きい部分ほど、 $p_0(X_0)$ の分布形からずれる。

図-7 は、波浪変形計算法としてエネルギー平衡方程式法を用いたときの計算法の精度を示している。横軸に、多方向不規則波を用いた波浪変形実験 (高山・池田、1991) から得られた有義波高と計算有義波高との比をとって、縦軸にこの比の出現頻度を示している。そして、

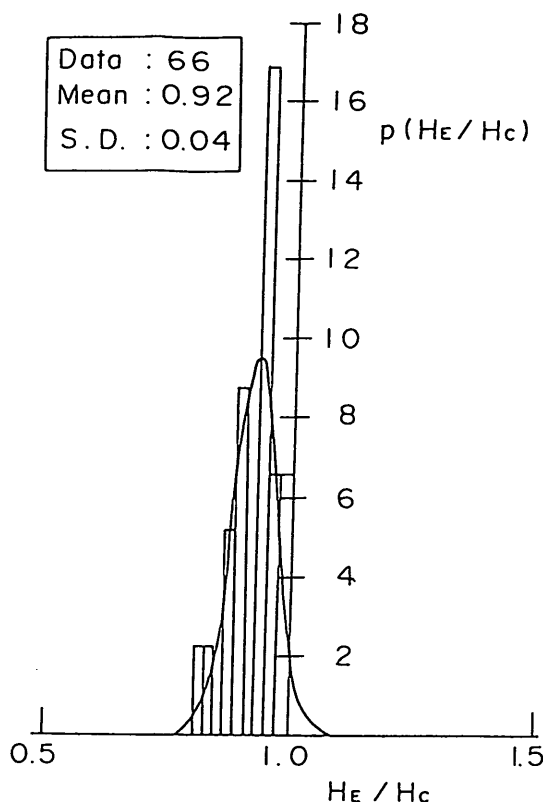


図-7 波浪変形計算法の算定精度
(高山・池田 (1991) より)

この頻度分布から得られる平均値と標準偏差を用いて、当てはめた正規分布が太い実線で示されている。この図から波高比の頻度分布は比較的良好に正規分布に一致していることがわかる。また、計算値は平均的に約10%大きめに波高を推定している。

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_{Me} は次式で推定することができる。

$$X_{Me} = B_{M1} X_m + B_{M2} h \quad (19)$$

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。しかし、碎波の影響を受けると、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(19)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して、最高波高の出現確率分布を次式のように求めた。

$$p_M(X_M) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_M} \exp\left\{-\frac{(X_M - \bar{X}_M)^2}{2\sigma_M^2}\right\} \quad (20)$$

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

$$\bar{X}_M = (1 + \alpha_M) X_{Me}, \quad \sigma_M = \gamma_M X_{Me} \quad (21)$$

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

3.5 防波堤に作用する波力の算定精度

波の作用によって防波堤には2種類の波力が作用する。1つは防波堤を水平に動かそうとする水平波力と、もう1つは底版に作用する揚圧力である。波の峰が防波堤に作用するときは、水平波力は防波堤を押し方向に作用し、揚圧力は堤体を持ち上げる方向に作用する。そのため、堤体は揚圧力の分だけ軽くなり、水平波力に対する抵抗力である摩擦力が低下する。波の谷が作用すると、水平波力は堤体を沖側へ引っ張る方向に作用するが、揚圧力は堤体を重くする方向に作用するため、水平波力に対する抵抗力は増大する。そのため、通常は波の峰が作用するときに防波堤は滑動し易くなるので、この状態に対して堤体の安定性が検討されている。

いま、水平波力 P_H と揚圧力 P_U の推定値をそれぞれ次式のように表す。

$$P_{He} = B_H X_M \quad (22)$$

$$P_{Ue} = B_U P_{He} \quad (23)$$

ここに、 B_H 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。

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密度関数は、

$$p_P(P_H) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_P} \exp\left\{-\frac{(P_H - \bar{P}_H)^2}{2\sigma_P^2}\right\} \quad (24)$$

となる。ここで、平均値 \bar{P}_H および標準偏差 σ_P は次式の

ように仮定した。

$$\bar{P}_H = (1 + \alpha_p) P_{He}, \quad \sigma_p = \gamma_p P_{He} \quad (25)$$

ここで、 α_p は波力の平均値の偏り、 γ_p は P_{He} に対する変動係数である。

図-8は混成堤に働く波力公式の推定精度を、合田(1972,1973)による模型実験値を用いて検討したものである(高山・池田, 1991)。横軸に実験値と計算値の波力の比 P_E/P_C をとり、縦軸にこの比の頻度分布を示したものである。太い実線は、実験から求まる波力比の平均値と標準偏差を用いて描いた正規分布を示している。

この図から、波力比の平均値が0.91となって、計算値が実験値より約10%大きく、波力公式が実際の波力より大きめに推定していることがわかる。また、標準偏差は0.91となって、約30%の波力が計算値を越えることを示している。さらに、波力比の頻度分布は比較的正規分布

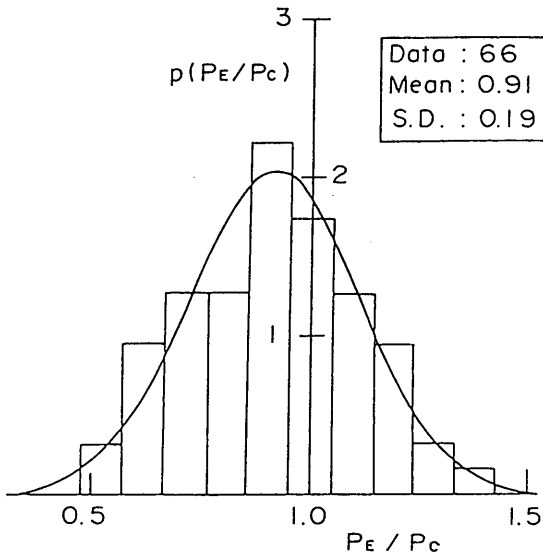


図-8 波力公式の推定精度
(高山・池田(1991)より)

に近い形をしており、波力公式の算定誤差を正規分布で近似できることがわかる。

波浪変形計算における有義波高算定値の平均的な偏り α_m は沖波波高の推定精度の標準偏差にしか影響がなく、最高波高の算定誤差の平均的な偏り α_n 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 α_p は沖波や有義波高、最高波高の算定誤差の標準偏差に影響する。このことから、 α_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。

3.6 自重のばらつき

堤体の自重は鉄筋コンクリート製のケーソンと中詰め砂の重量の和であるが、南ら(1991)はそれらの単位体積重量について調査を行い、ばらつきについて検討している。

まず、現行の設計法では鉄筋コンクリートの単位体積重量の設計値 w_{cd} は $2.45(t/m^3)$ としているが、図-9は現場における鉄筋コンクリートの単位体積重量 w_c の頻度分布を示したものである。この図から、鉄筋コンクリートの単位体積重量のばらつきは、平均値 $\bar{w}_c = 2.36(t/m^3)$ 、標準偏差 $\sigma_c = 0.014(t/m^3)$ の正規分布とみなすことができる。

一方、図-10は中詰め砂の単位体積重量について、設計値 w_{sd} を $1.9(t/m^3)$ としたときの、現場での値と設計値との比の頻度分布を示している。ばらつきが大きい、正規分布を仮定すると平均値 $\bar{w}_s = 1.96(t/m^3)$ 、標準偏差 $\sigma_s = 0.047(t/m^3)$ となる。

さて、堤体は鉄筋コンクリート製のケーソンと中詰め砂で建造されているが、それぞれの重量が正規分布をすると、それらの和の重量分布も正規分布をする。そこで、堤体の自重のばらつきを次式のような正規分布で表す。

$$p_w(W) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_w} \exp\left\{-\frac{(W - \bar{W})^2}{2\sigma_w^2}\right\} \quad (26)$$

ここで、 \bar{W} および σ_w は設計に用いる自重 W_D と次式のような関係があると仮定する。

$$\bar{W} = (1 + \alpha_w) W_D, \quad \sigma_w = \gamma_w W_D \quad (27)$$

南ら(1991)によれば既存の混成堤の平均では、堤体全体の体積の割合はケーソンが25%、中詰め砂が75%とみなすことができる。したがって、 α_w および γ_w は次のようになる。

$$\alpha_w = \bar{W}/W_D - 1 = 0.00977$$

$$\gamma_w = \sigma_w/W_D = 0.0175$$

3.7 摩擦係数のばらつき

防波堤の滑動に対する抵抗力は、捨石マウンドと堤体

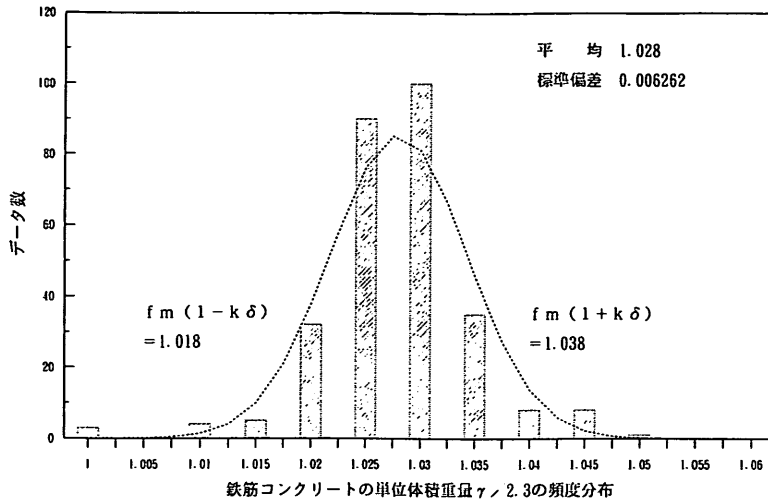


図-9 鉄筋コンクリートの単位体積重量の頻度分布 (設計値2.45tf/m³) (南・春日井 (1991) より)

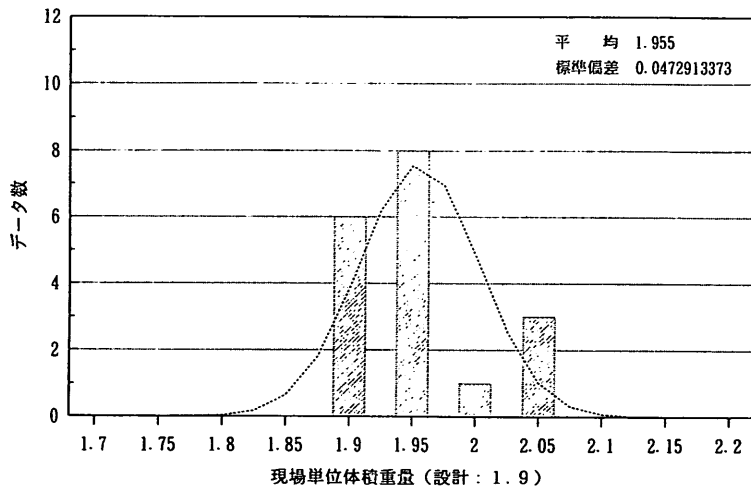


図-10 中詰め砂の単位体積重量の頻度分布(設計値1.9tf/m³) (南・春日井 (1991) より)

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_D としては、 $f_D = 0.6$ が用いられている。そこで、森平ら (1978, 1979)、(社) 日本海洋開発産業協会 (1985) および運輸省第2港湾建設局 (1986) による実物大に近い模型による実験結果を用いて、設計に用いている摩擦係数からのばらつきを調べた。

図-11は模型実験から求めた摩擦係数のばらつきを示している。横軸に実験で求めた摩擦係数と設計に用いる摩擦係数との比 f/f_D をとり、この比の頻度分布を縦軸で示している。この比の平均値は1.06となり、実際の摩擦係数は設計に用いているものより平均的に6%大きい。この比の標準偏差は0.16で、 $f_D = 0.6$ より小さな摩

擦係数になる確率は約35%である。摩擦係数のばらつきは正規分布に非常によく一致している。そこで、摩擦係数のばらつきを次式のような正規分布で表した。

$$p_f(f) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_f} \exp\left\{-\frac{(f-\bar{f})^2}{2\sigma_f^2}\right\} \quad (28)$$

ここに、 \bar{f} および σ_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。

$$\bar{f} = (1 + \alpha_f) f_D, \quad \sigma_f = \gamma_f f_D \quad (29)$$

ここに、 α_f は摩擦係数の平均的偏り、 γ_f は f_D に対する変動係数である。

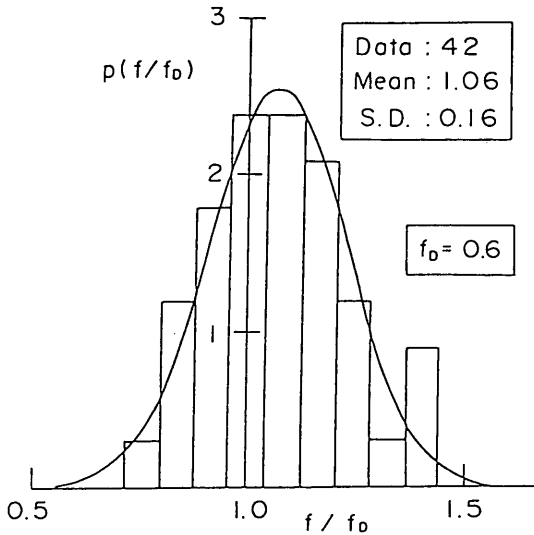


図-11 摩擦係数のばらつき
(高山・池田 (1991) より)

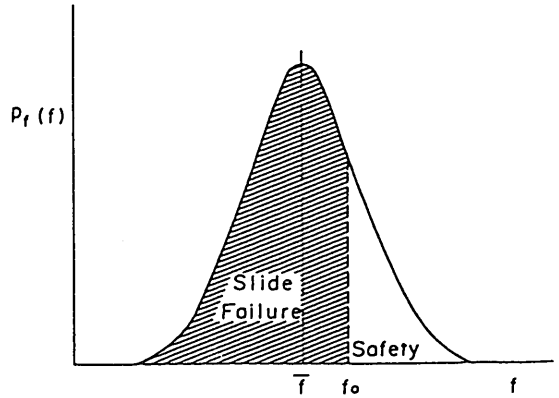


図-12 堤体が滑動する摩擦係数の範囲

4. 防波堤の滑動・転倒確率の計算法

4.1 防波堤の滑動確率の計算法

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るときに起こると考えることができる。ただし、波力の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。しかし、合田の波力公式はこのようなことを考慮しているため、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に堤体が滑動する条件は次式で与えられる。

$$f < f_0 = P_H / \{ W_B + w_0 (\eta_R - \eta + \zeta_H - \zeta) - B_U P_H \} \quad (30)$$

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、 η_R は設計に用いた再現期間に対応する高潮偏差、 $\zeta_H (= 2 \zeta)$ は潮位の両振幅、 B は堤体幅、 η は水平波力 P_H が作用するときの高潮偏差、 ζ はそのときの潮位である。

式(30)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-12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、式(28)より次式で与えられる。

$$P_{SP\zeta} = \int_0^{f_0} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_f} \exp\left\{-\frac{(f-\bar{f})^2}{2\sigma_f^2}\right\} df \quad (31)$$

式(31)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 ζ 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、

$$P_s = \int_0^{\zeta_H} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \{ p_f(f) p_w(W) \cdot p_P(P_H) p_M(X_M) p_0(X_0) p_e(X_e) p_\zeta(\zeta) \} \cdot df dW dP_H dX_M dX_0 dX_e d\zeta \quad (32)$$

となる。

4.2 防波堤の転倒確率の計算法

堤体の転倒は、作用波力による転倒モーメントが自重による抵抗モーメントよりも大きくなったときに起こるので、転倒の発生条件は次のようになる。

$$t < t_0 = \frac{M_H + M_U}{W_B} = \frac{R_{MH} P_H + R_{MU} P_U}{W_B} \quad (33)$$

ここに、 t_0 は転倒限界状態のときの堤体後端から堤体重心までの長さの長さを表す。 M_H および M_U は、堤体後端における水平力および揚圧力による波力モーメント、また R_{MH} および R_{MU} は波力に対する水平波力モーメントと揚圧力モーメントの比例係数である。なお、ここでは t は確定値とし、堤体幅の1/2とした。

よって、転倒の確率 P_o は次式のようにになる。

$$P_o = \int_0^{\zeta_H} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \{ p_t(t) p_w(W) \cdot p_P(P_H) p_M(X_M) p_0(X_0) p_e(X_e) p_\zeta(\zeta) \} \cdot dt dW dP_H dX_M dX_0 dX_e d\zeta \quad (34)$$

4. 3 滑動および転倒による被災確率の計算法

堤体が滑動あるいは転倒する確率 P_D は次式で表される。

$$P_D = P_s + P_o - P_{s:o} \quad (35)$$

ただし、 $P_{s:o}$ は滑動と転倒が同時に発生する確率であるが、ここでは t は堤体幅の $1/2$ とし、確定値であるので $P_{s:o}$ は転倒が生ずる条件下での滑動の発生する確率に等しい。

さて、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。したがって、式(35)で求めた堤体の被災確率 P_D は、 K/N 年最大波に対する被災確率ということになる。いま、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被災遭遇確率 P_{ED} は次式で求まる。

$$P_{ED} = 1 - (1 - P_D)^{qT_L} \quad (36)$$

ここに、

$$q = N / K \quad (37)$$

である。

また、耐用年数間における堤体の期待被災回数 N_{ED} は次式で与えられる。

$$N_{ED} = q T_L P_D \quad (38)$$

この式から、期待被災回数は被災確率と耐用年数に比例して増大することがわかる。

4. 4 滑動および転倒に対する防波堤の安定性

堤体の滑動と転倒という2つの被災モードに対する安定性について検討するために、次のような条件の下における被災確率を計算した。

1) 設計条件

構造形式：混成堤

耐用年数：50年

設計水深：20m

海底勾配：1/10

設計沖波： $k=2$ ， $A=2.5$ ， $B=3.05$ のWeibull分布を仮定し、50年確率波とする。設計沖波の諸元は、 $(H_{1/3})_0=8.0\text{m}$ ， $(T_{1/3})_0=12.1\text{s}$ とする。

堤体天端高： $0.6H_{1/3}$

マウンド天端水深：16m

2) 堤体の滑動・転倒遭遇確率の計算条件

各種の不確定要素の平均値の偏りと変動係数は、現在までの調査および研究結果等に基づき、表-4に示した値を用いた。

3) 計算結果

図-13は堤体の滑動および転倒の被災確率の計算結果である(高山・鈴木・河合、1994)。横軸は、堤体幅 B の、現行の設計法による堤体幅 B_D に対する比を示して

表-4 計算に用いた平均値の偏りと変動係数

検討項目	α	γ
沖波	0	0.1
碎波変形	-0.13	0.09
波力		
1) 混成堤	-0.09	0.17
2) 消波工被覆堤	-0.16	0.10
摩擦係数	0.06	0.16
自重	0	0.1

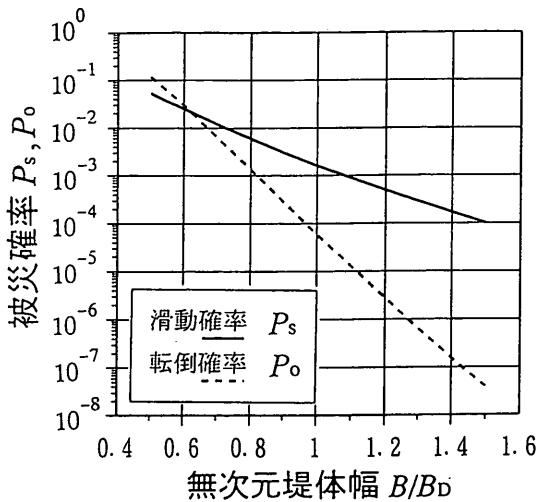


図-13 滑動と転倒に対する被災確率
(高山・鈴木・河合 (1994) より)

いる。

この図から、現行設計値付近 ($B/B_0=1$) では被災確率に30倍程度の差があり、この条件では転倒より滑動による被災確率がかなり高いことを示している。つまり、被災は転倒より滑動で起こり易いことを示している。

5. 被災の復旧費を考慮した防波堤の設計法について

5.1 検討方法

現行の防波堤設計法では、外力等の設計条件は確定値として設定され、不確定要素による影響は、設定した安全率でほぼ十分にカバーされていると考えられている。そのため、防波堤の建設における経済性については、初期の建設費に対してのみ検討され、耐用年数の間に受ける被災の復旧費を含めて検討されることはなかった。

しかし、実際には、設計における各種の不確定要素のために、安全率を考慮して設計したとしても、防波堤は耐用年数の間に被災する可能性があることは、すでに述べたとおりである。

いま、防波堤の被災確率を低減するために、堤体幅を広くして堤体重量を増すと、堤体製作費やマウンド建設費等が増大して、初期建設費が高くなる。また一方、堤体幅を減少させると、初期建設費は安くなるが、耐用年数間における堤体の被災回数が増え、復旧費がそれだけ大きくなる。

そこで本研究では、防波堤の堤体幅を変化させて、それぞれの堤体幅に対する初期建設費を試算するとともに、堤体の滑動・滑動被災確率から耐用年数間における

復旧費を推定し、両者の和として総費用を算定して、現行の防波堤設計法の経済性について検討した。

5.2 検討の前提条件

(1) 建設地点の位置条件

- ①建設地点は作業基地とする場所から非常に近い位置にあるとする。
- ②ケーソンヤードも作業基地とする場所に非常に近い位置にあるとする。

(2) 防波堤の構造

次のような2種類の構造形式を考える。

- ①混成堤
- ②消波ブロック被覆堤

(3) 被災に関する条件

次のような被災状況を考える。

- ①ケーソンの被災は滑動あるいは転倒に対する安全率が1.0を割った段階でマウンドから完全に滑り落ちるものとする。
- ②ケーソンは被災しても破壊しない。
- ③マウンドはケーソン据え付け位置より港内側で移動・散乱する。
- ④消波ブロックの被災率は50%、すなわち、ブロック総ボリュームの50%が移動・散乱により破壊あるいは完全に飛散すると考える。

(4) 復旧に関する条件

次のような復旧方法を仮定する。

- ①復旧により、再び元の状況に戻すこととする。
- ②被災ケーソンは再使用が可能のため、再製作は不要とする。
- ③被災ケーソンの中詰め砂排出、ケーソン浮上、ケーソン再設置にかかる費用はケーソン据え付け単価と同じとする。
- ④マウンドのり肩の復旧はケーソン据え付け位置より後ろの捨石、被覆石の均しおよび根固めブロック据え付け費用とする。
- ⑤移動・散乱した消波ブロックは、再設置不可能であり、初期総ボリュームの50%のブロックを再製作する必要があるとする。
- ⑥移動・散乱した消波ブロックの50%、すなわち初期総ボリュームの25%のブロックは、ケーソン据え付け位置に移動したために撤去が必要であるとする。
- ⑦消波ブロックの撤去費用は消波ブロックの据え付け費用と同じとする。

5.3 設計条件

防波堤の設計にかかわる条件は以下のとおりとする。

(1) 防波堤の耐用年数

50年とする。

(2) 設計水深

$h=10\text{m}$ および 20m の2種類とし、設計潮位は 1.5m (H.W.L) とする。また、高潮が波浪に連動すると仮定し、高潮偏差の再現期間は波高と同じ再現期間にした。ただし、高潮偏差のばらつきは考慮していない。

(3) 海底勾配

$1/10$ および $1/50$ の2種類とする。

(4) 設計沖波

50年確率波を設計波とする。また、沖波波高 $(H_{10})_0=8.0\text{m}$ 、沖波周期 $(T_{10})_0=12.1\text{s}$ とし、沖波の極値分布は、 $k=2$ 、 $A=2.5$ 、 $B=3.05$ のWeibull分布と仮定する。

なお、合田の碎波変形計算の簡略式を用いて対象地点の設計波高を算出すると表-5のようになる。

(5) 防波堤断面

a. 堤体幅

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_M 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

表-5 対象地点における設計波高

海底勾配	水深10m地点 ($h=11.5\text{m}$)		水深20m地点 ($h=21.5\text{m}$)	
	$H_{1/3}$ (m)	H_{max} (m)	$H_{1/3}$ (m)	H_{max} (m)
1/10	8.60	13.59	7.68	13.82
1/50	7.35	9.45	7.36	13.20

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、堤体端し圧 p_E が許容値 p_0 以下になることを確認した。

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、天端高はパラペットで確保し、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。

なお、堤体基礎地盤の安定性については、現行の設計法では端し圧ではなく円弧滑りで判定するようになってきているが、ここでは計算を簡単にするために端し圧で考えている。許容端し圧としては、 $p_0=70\text{t/m}^2$ とした。

以上のように、現行設計法における所要の安全率を確保するとして設計された必要堤体幅の50%~150%の範囲の堤体幅について検討を行った。

b. マウンド厚

現行設計法によれば、マウンド厚は、ケーソンの荷重

を広く分布させること、ケーソンの据え付け地盤を水平にすること、また波による洗掘を防ぐことを目的に、 1.5m 以上とすることを基準としている。

しかし、マウンド天端水深をあまり浅くすると堤体に衝撃碎波圧が作用することがあるため、マウンド天端はできるだけ深くすることが望ましいとされている。

堀川ら(1989)による、既存の防波堤の設計水深とマウンド厚についての調査結果によれば、水深10mの場合はマウンド厚は 2m ~ 6m 程度の範囲に、また水深20mの場合はデータが少ないもののマウンド厚は 4m ~ 8m 程度の範囲にある。そこで、ここではマウンド厚を、水深10mの場合は 2m ~ 6m に、また水深20mの場合は 4m ~ 8m に変化させて検討することとした。

c. マウンド被覆厚

マウンドの表面を波の作用等から保護するための被覆材の厚さは、衝撃碎波圧の発生を防ぐために天端水深を確保する必要があることから、できるだけ薄いことが望ましいとされている。

堀川ら(1989)の調査結果によれば、設計対象地点の

設計有義波高が8m前後の例では、ほとんどが1.5mであった。そこで本研究においても、マウンド被覆厚は水深によらず1.5mとした。

d. 堤体天端高

現設計法では、堤体天端高はさく望平均満潮面(H. W. L.)上、設計有義波高 $H_{1/10}$ のおおむね0.6倍以上とすることとしている。

既存の防波堤では0.6 $H_{1/10}$ としている例が多いので、ここでは天端高として0.6 $H_{1/10}$ を採用した。ただし、設定した天端高は、基準水位上の天端高を50cm間隔で大きめに丸めた値とした。

e. 消波ブロック

通常消波ブロックの必要重量はハドソン公式により算定されるが、有義波高7.5m程度の場合消波ブロック重量45t、有義波高8.5m程度の場合消波ブロック重量50t程度である。

また、消波ブロック法勾配は1:1.5とした。

なお、波高7.5mでは消波ブロックの天端幅7m程度、波高8.5mでは消波ブロック天端幅は7.5m程度となる。

f. マウンド肩幅

柳生(1981)および堀川ら(1989)による検討結果に基づき、港外側マウンド肩幅 B_{Mf} は、実施例の平均値として堤体幅の半分に0.5mを加え、港内側マウンド肩幅 B_{Mn} は港外側の2/3とした。ただし、いずれも5mを最小幅とした。

g. マウンドのり勾配

本文では、港外側および港内側とも同じ勾配を有するものとし、のり勾配として1:3を用いた。

(6) 地盤改良

地盤改良は建設地点に大きく依存し、一般的な設定は不可能である。そこで、本文では改良方法としてサンドコンパクション・パイルを考え、改良深さを10mと一定にし、改良幅をマウンド幅の1.2倍と仮定した。

5. 4 堤体の滑動・転倒遭遇確率の計算条件

各種の不確定要素の平均値の偏りと変動係数は、前出の表-4に示した値を用いた。

5. 5 工事費用の算定方法

(1) 工事費用の算定式

混成防波堤の単位長さ当たりの工事費を次式で計算する。

$$\begin{aligned} COST &= f(X_1, X_2, X_3, \dots, X_{15}) \\ &= C_1 X_1 + C_2 X_2 + C_3 X_3 + C_4 X_4 + C_5 X_5 \\ &\quad + C_6 X_6 + C_7 X_7 + C_8 X_8 + C_9 X_9 + C_{10} X_{10} \\ &\quad + C_{11} X_{11} + nC_{12} + (C_{13} + C_{14})X_{13} + C_{15} X_{15} \end{aligned} \quad (39)$$

ただし、

- C_1 : ケーソン製作単価 (円/m³)
- C_2 : 中詰砂単価 (円/m³)
- C_3 : ふたコンクリート単価 (円/m³)
- C_4 : 上部コンクリート単価 (円/m³)
- C_5 : 捨石単価 (円/m³)
- C_6 : 被覆石単価 (円/m²)
- C_7 : 捨石荒均し単価 (円/m²)
- C_8 : 捨石本均し単価 (円/m²)
- C_9 : 被覆石均し単価 (円/m²)
- C_{10} : 進水、えい航、掘付等のケーソン一函当たりにかかる費用 (円/函)
- C_{11} : 根固め方塊製作単価 (円/m³)
- C_{12} : 根固め方塊据付費 (円/函)
- C_{13} : 消波ブロック製作単価 (円/m³)
- C_{14} : 消波ブロック据付費 (円/m³)
- C_{15} : 地盤改良費 (円/m³)

- X_1 : ケーソン本体の体積 (m³/m)
- X_2 : 中詰砂の体積 (m³/m)
- X_3 : ふたコンクリート体積 (m³/m)
- X_4 : 上部コンクリート体積 (m³/m)
- X_5 : 捨石体積 (m³/m)
- X_6 : 被覆石体積 (m³/m)
- X_7 : 捨石の荒均し面積 (m²/m)
- X_8 : 捨石の本均し面積 (m²/m)
- X_9 : 被覆石均し面積 (m²/m)
- X_{10} : ケーソンの法線平行方向長 (m/函)
- X_{11} : 根固め方塊全体積 (m³/m)
- n : 根固め方塊の防波堤1mあたりの概算設置個数 (個/m)
- X_{13} : 消波ブロック全体積 (m³/m)
- X_{15} : 地盤改良全体積(m³/m)(サンド・コンパクション・パイル工法)

(2) 工事単価の設定

なお、工事単価は工事現場の状況や工事の時期および工事地域等によって大きい差があるが、本文においては表-6に示したような直接工事費単価を仮定した。

(3) 総費用の算出

いま、初期建設費を Y_I 、被災1回当たりの復旧費を Y_R とすれば、総費用 Y_T は次式で求められる。

$$Y_T = Y_I + N_{ED} \cdot Y_R \quad (40)$$

5. 6 現行設計法と被災を考慮した設計法との経済比較

図-14~図-17は混成堤について、図-18~図-21は

消波ブロック被覆防波堤について、堤体幅と建設費の関係をマウンド高さ別に示したものである。なお、図中には現行設計法による必要堤体幅を持つ防波堤の費用を、白抜きのシンボルで示している。

まず、堤体幅による総費用の変化をみると、最小値の左側では堤体幅の減少に伴って総費用は急激に大きくなるのに対し、最小値の右側では、堤体幅が増加する

表-6 計算に用いた工事単価一覧表

項目	単価	項目	単価
ケーソン製作単価		被覆石単価	9,400円/m ³
Max 100,000-40 · V [*] ; 60,000 円/m ³		被覆石均し単価(水深10m)	13,300円/m ²
中詰砂単価	6,000円/m ³	(水深20m)	16,500円/m ²
ふたコンクリート単価	29,000円/m ³	進水、えい航、据付等費用	2,800,000円/函
上部コンクリート単価	30,000円/m ³	根固め方塊製作単価	11,000円/t
捨石投入(捨石を含む)	8,800円/m ³	根固め方塊据付費	3,500円/t
捨石荒均し単価(水深10m)	7,400円/m ²	消波ブロック製作費	12,000円/t
(水深20m)	9,200円/m ²	消波ブロック据付費	3,000円/t
捨石本均し単価(水深10m)	15,700円/m ²	地盤改良(サンドコンパクション)	10,000円/m ³
(水深20m)	19,400円/m ²		

のに伴って総費用はゆるやかに大きくなっていることがわかる。これは、初期建設費が堤体幅の増大とともにほぼ線形的に増すのに対して、復旧費は堤体幅の減少とともに急激に増加するためである。

次に、マウンド厚の影響についてみると、混成堤では高マウンドになると衝撃波圧が発生するため、必要堤体幅が大きくなる。一方、消波ブロック被覆堤では衝撃波圧が発生しないため、マウンド高の違いによって建設費に大きな影響を及ぼさない。

海底勾配の影響としては、海底勾配の緩い方が、堤体幅が狭くなるにつれて総費用が大きくなる傾向が見られる。このことは、特に水深の浅い条件(水深10m)の場合に顕著である。一方、水深の深い条件(水深20m)の場合には、混成防波堤と消波ブロック被覆堤の両者とも海底勾配の影響は小さく、1/10勾配と1/50勾配の差異は明確ではない。

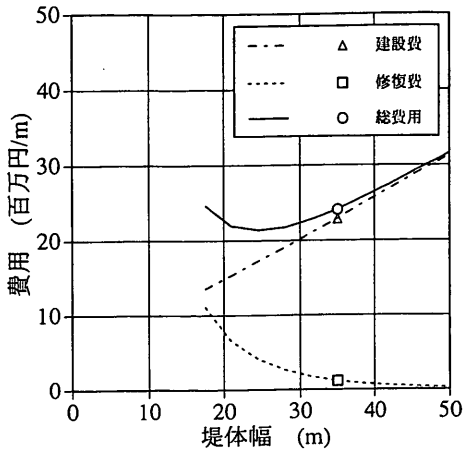
全体的に見ると、消波ブロック被覆堤は水深が浅く海底勾配の急なところで混成堤よりも安くなる傾向が見られる。一方、大水深になると消波ブロック被覆堤の建設費用は混成堤の1.5倍程度となり不利である。

復旧費に着目すると、消波ブロック被覆堤は堤体幅が

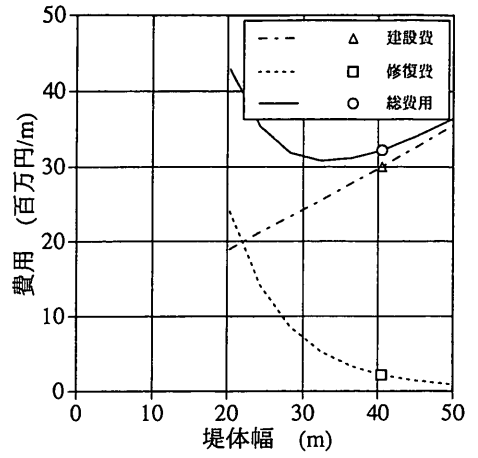
ある程度以上小さくなるまで、復旧費が非常に小さいのに対し、混成堤ではある程度以上の堤体幅を有していても若干の復旧費がかかることがわかる。つまり、消波ブロック被覆堤の方が混成堤よりも被災に対して粘り強い構造であるといえることができる。しかしながら、消波ブロック被覆堤は、ある程度以上堤体幅が小さくなると、急激に復旧費がかかるようになり、被災が頻繁に起こるようになることがわかる。特に、総費用最小値(最適設計値)となる堤体幅よりも堤体幅が小さくなると急激に総費用が大きくなることに注意を要する。

総費用が最小となる堤体幅が現行設計による堤体幅より2割程度小さく、また最小費用も現設計値より1割程度小さくなる場合があることがわかった。したがって、初期建設費と復旧費との和である総費用を基準として経済性を判断すれば、初期建設費を減額できるので防波堤を早期に延伸することが可能であり、総費用も安くなることが期待される。

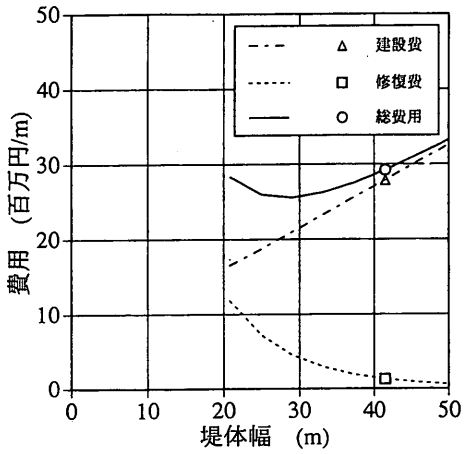
ただし、水深が浅い条件の消波ブロック被覆堤あるいは水深の深い条件における混成堤については、建設費で見ればほぼ最適設計に近いと考えてもよいものと思われる。



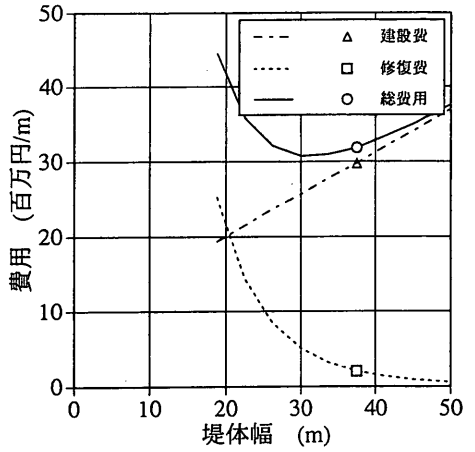
(1) マウンド厚 $h_M = 2.0\text{m}$



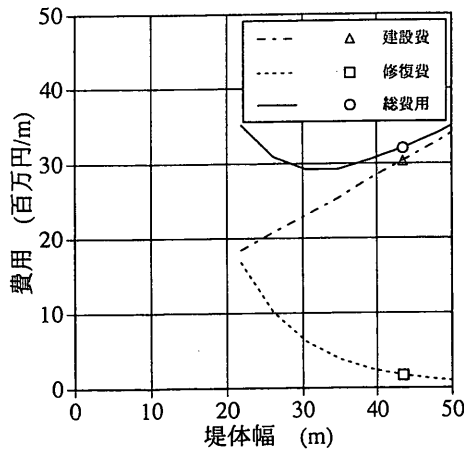
(4) マウンド厚 $h_M = 5.0\text{m}$



(2) マウンド厚 $h_M = 3.0\text{m}$

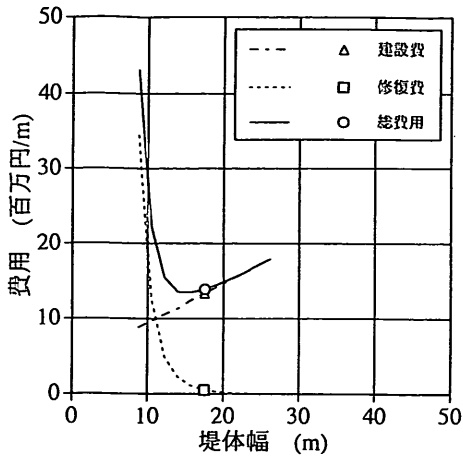


(5) マウンド厚 $h_M = 6.0\text{m}$

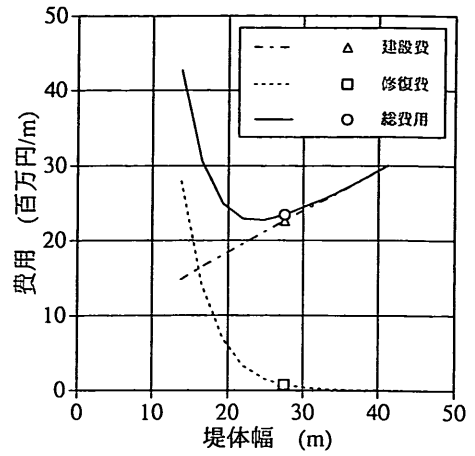


(3) マウンド厚 $h_M = 4.0\text{m}$

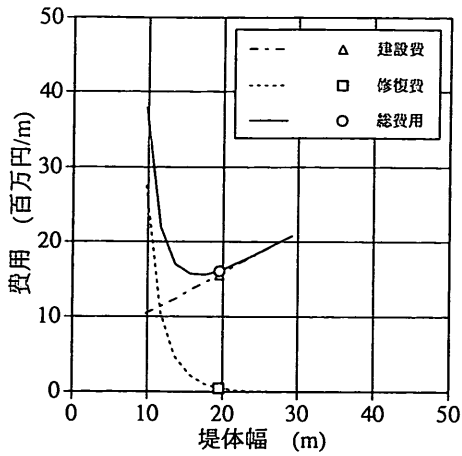
図-14 混成堤 (水深10m、海底勾配1/10)



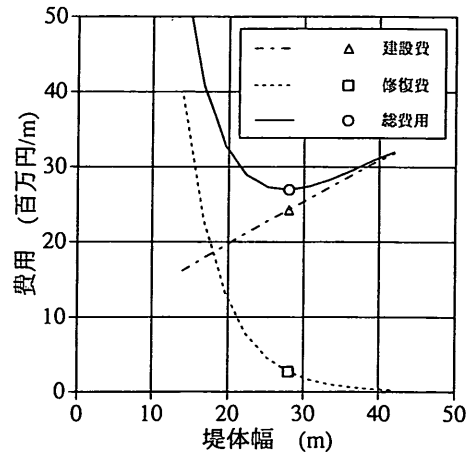
(1) マウンド厚 $h_N = 2.0\text{m}$



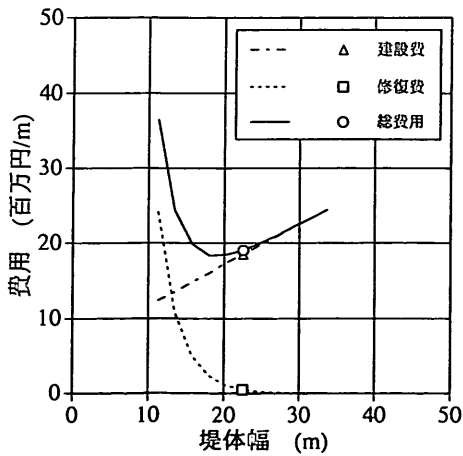
(4) マウンド厚 $h_N = 5.0\text{m}$



(2) マウンド厚 $h_N = 3.0\text{m}$

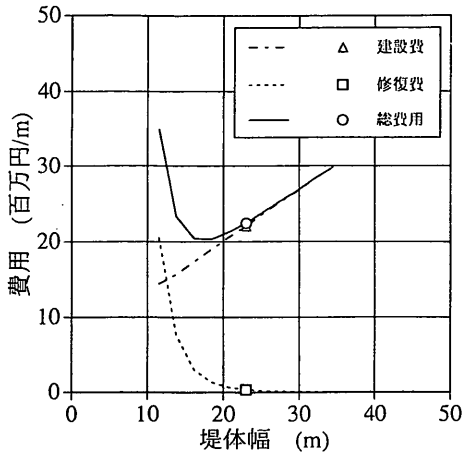


(5) マウンド厚 $h_N = 6.0\text{m}$

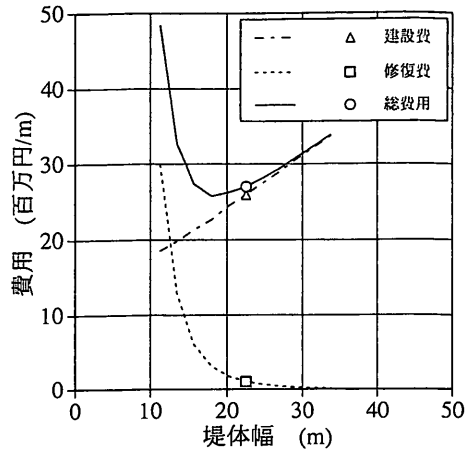


(3) マウンド厚 $h_N = 4.0\text{m}$

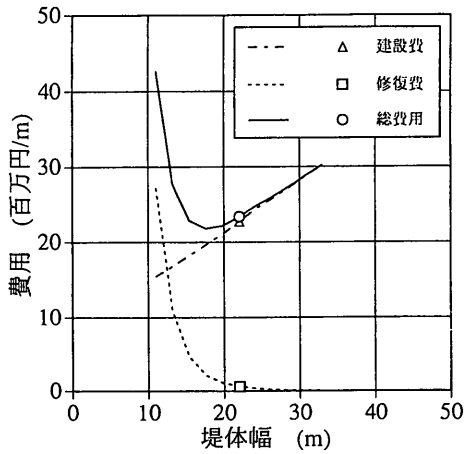
図-15 混成堤 (水深10m、海底勾配 1/50)



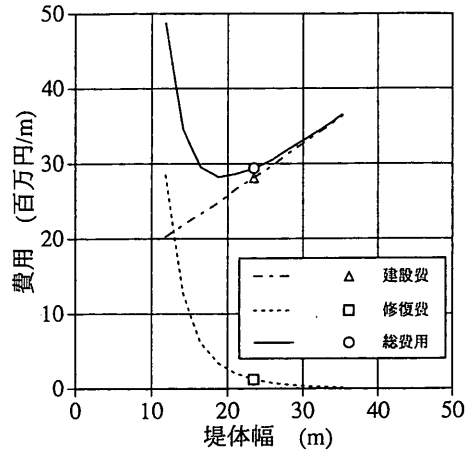
(1) マウンド厚 $h_M = 4.0\text{m}$



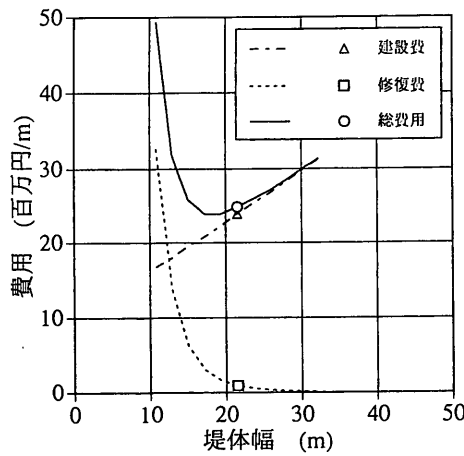
(4) マウンド厚 $h_M = 7.0\text{m}$



(2) マウンド厚 $h_M = 5.0\text{m}$

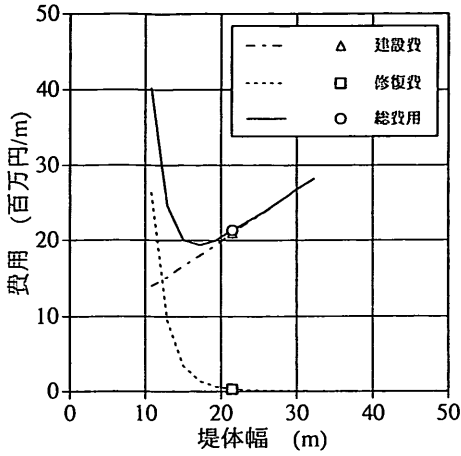


(5) マウンド厚 $h_M = 8.0\text{m}$

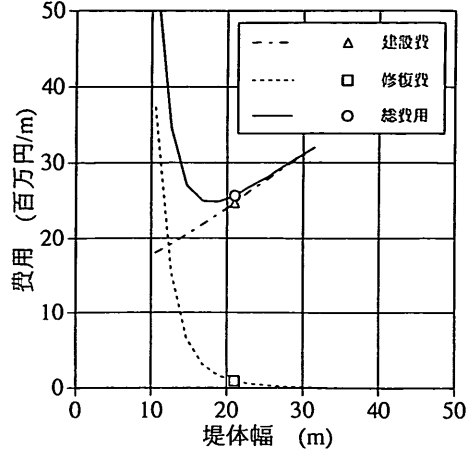


(3) マウンド厚 $h_M = 6.0\text{m}$

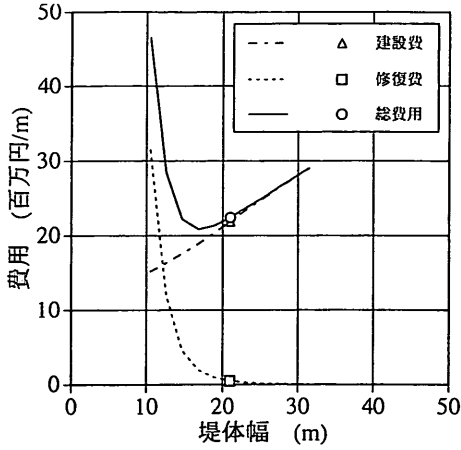
図-16 混成堤 (水深20m、海底勾配 1/10)



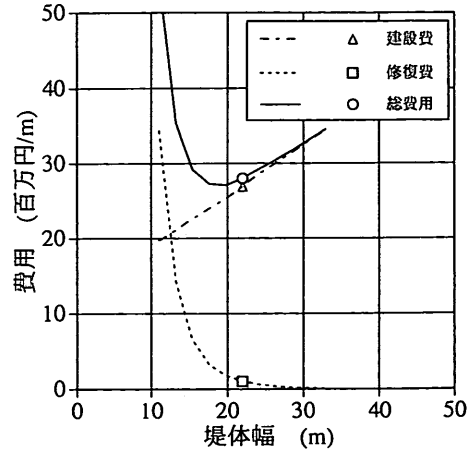
(1) マウンド厚 $h_M = 4.0\text{m}$



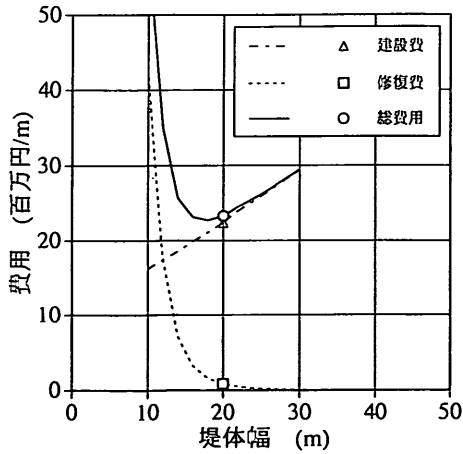
(4) マウンド厚 $h_M = 7.0\text{m}$



(2) マウンド厚 $h_M = 5.0\text{m}$

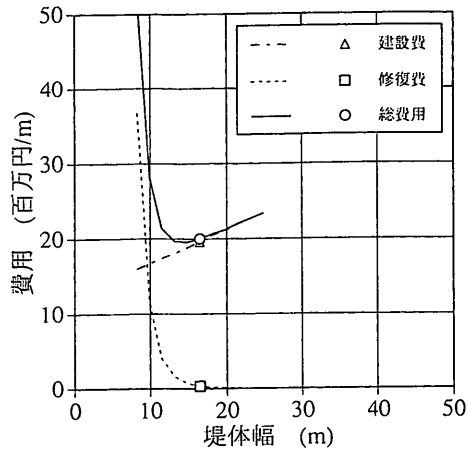


(5) マウンド厚 $h_M = 8.0\text{m}$

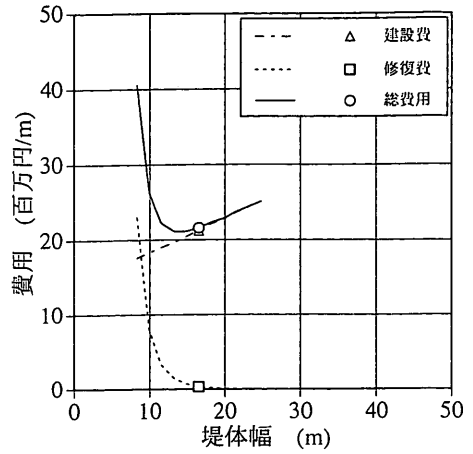


(3) マウンド厚 $h_M = 6.0\text{m}$

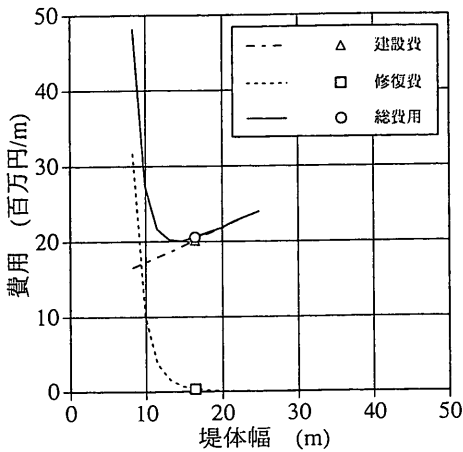
図-17 混成堤 (水深20m、海底勾配 1/50)



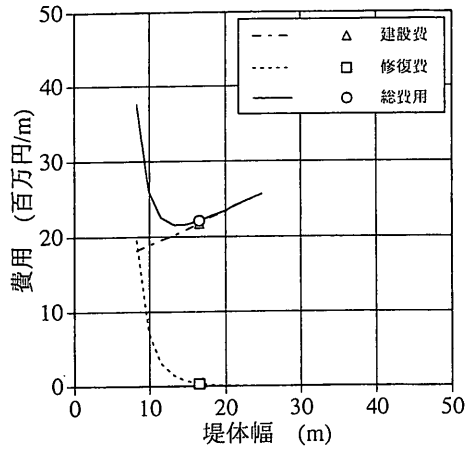
(1) マウンド厚 $h_M = 2.0\text{m}$



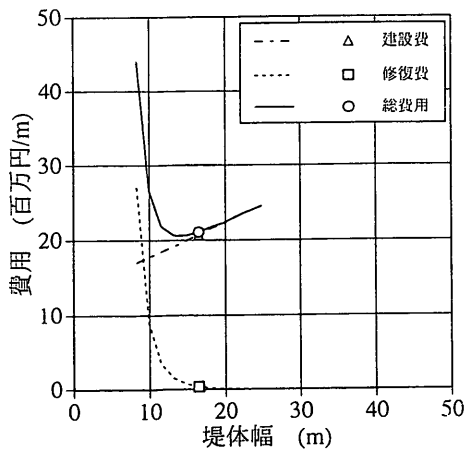
(4) マウンド厚 $h_M = 5.0\text{m}$



(2) マウンド厚 $h_M = 3.0\text{m}$

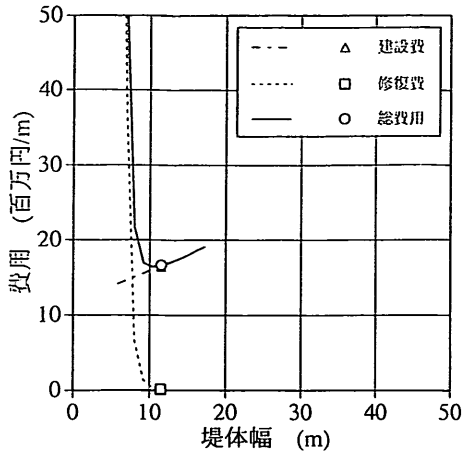


(5) マウンド厚 $h_M = 6.0\text{m}$

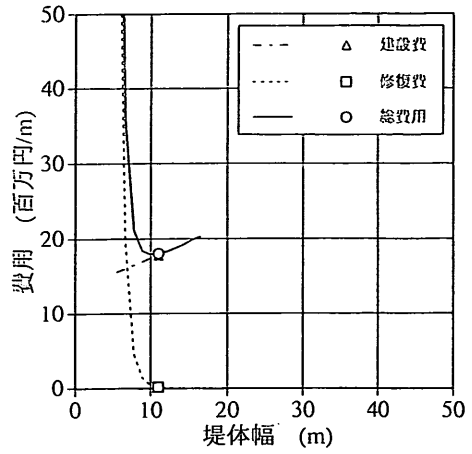


(3) マウンド厚 $h_M = 4.0\text{m}$

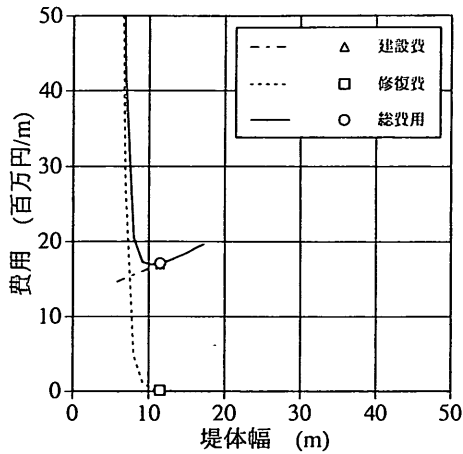
図-18 消波ブロック被覆堤 (水深10m、海底勾配 1/10)



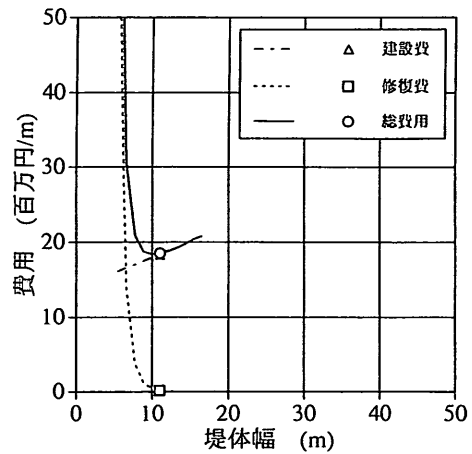
(1) マウンド厚 $h_M = 2.0\text{ m}$



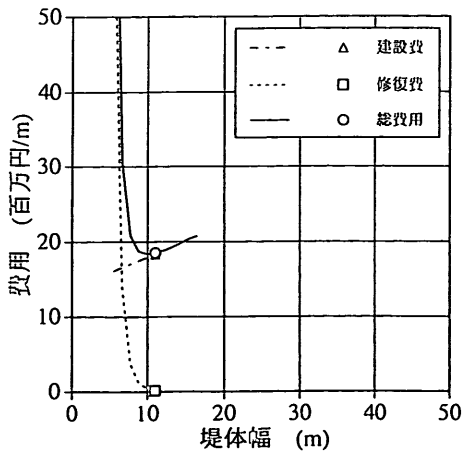
(4) マウンド厚 $h_M = 5.0\text{ m}$



(2) マウンド厚 $h_M = 3.0\text{ m}$

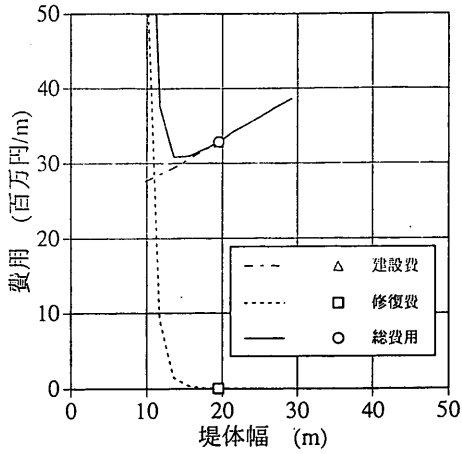


(5) マウンド厚 $h_M = 6.0\text{ m}$

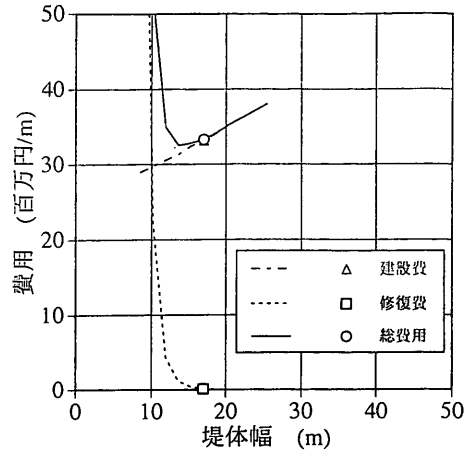


(3) マウンド厚 $h_M = 4.0\text{ m}$

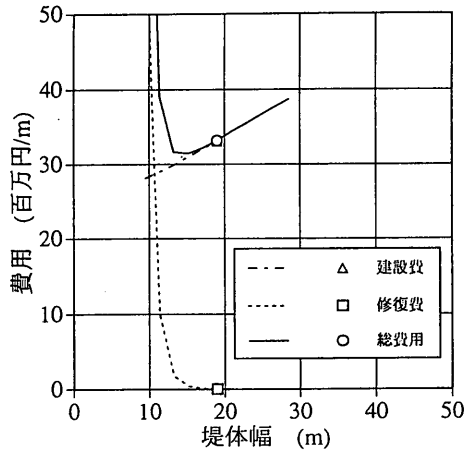
図-19 消波ブロック被覆堤 (水深10m、海底勾配 1/50)



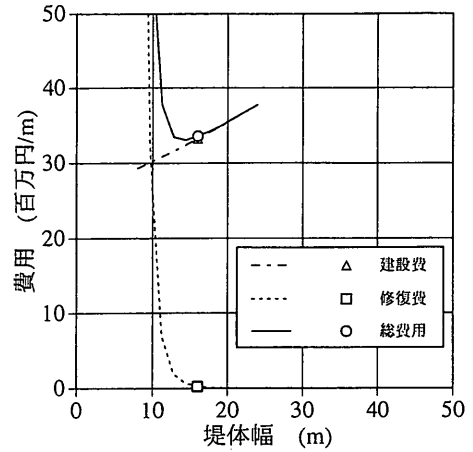
(1) マウンド厚 $h_M = 4.0\text{m}$



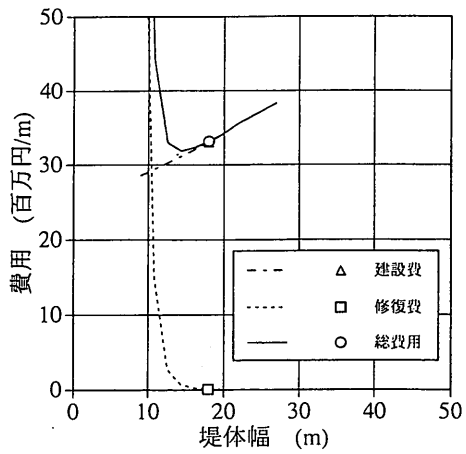
(4) マウンド厚 $h_M = 7.0\text{m}$



(2) マウンド厚 $h_M = 5.0\text{m}$

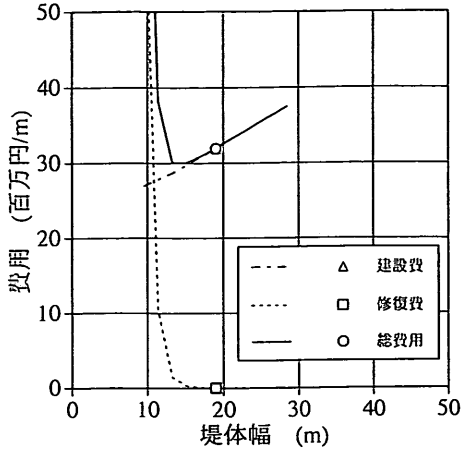


(5) マウンド厚 $h_M = 8.0\text{m}$

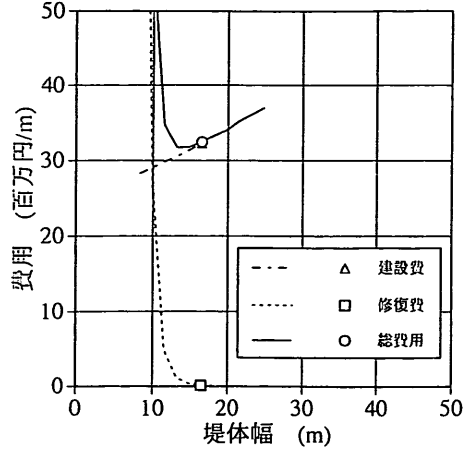


(3) マウンド厚 $h_M = 6.0\text{m}$

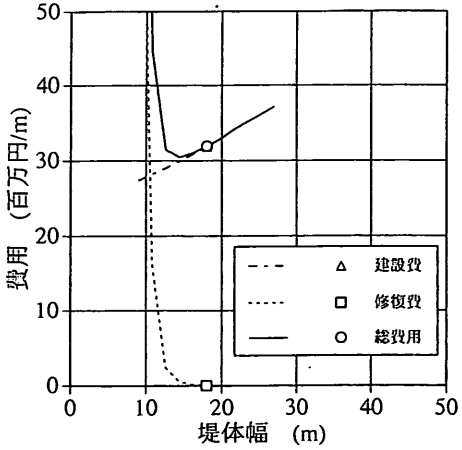
図-20 消波ブロック被覆堤 (水深20m、海底勾配 1/10)



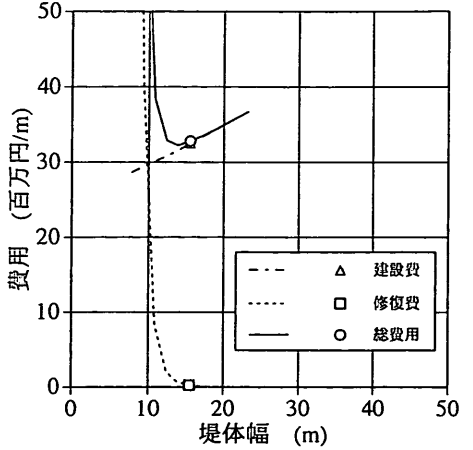
(1) マウンド厚 $h_M = 4.0\text{m}$



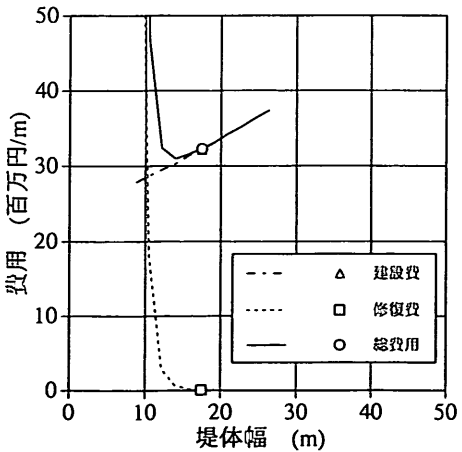
(4) マウンド厚 $h_M = 7.0\text{m}$



(2) マウンド厚 $h_M = 5.0\text{m}$



(5) マウンド厚 $h_M = 8.0\text{m}$



(3) マウンド厚 $h_M = 6.0\text{m}$

図-21 消波ブロック被覆堤 (水深20m、海底勾配 1/50)

6. 防波堤の信頼性設計に向けての今後の課題

6. 1 現行設計法と信頼性設計法との相違点

図-22は、防波堤の滑動と転倒を考慮したときの、現行設計法と信頼性設計法のフローを並べて示したものである。信頼性設計法としては、各被災モードに対する被災確率を確率統計的手法を用いて計算する設計レベル3を考え、また総費用で経済性を検討している。

この図から、信頼性設計法における計算の流れや、波浪変形計算法や波力の算定法などの具体的な計算手法は、現行設計法のものとは基本的には変わらないことがわかる。大きな違いは、算定誤差やばらつきの考慮の仕方にあり、現行設計法と信頼性設計法の相違点をまとめると、表-7のようになる。

6. 2 今後検討すべき課題

防波堤の信頼性設計に向けての今後の課題としては、以下のようなものがある。

1) 不確定要因の確率統計的な特性の把握

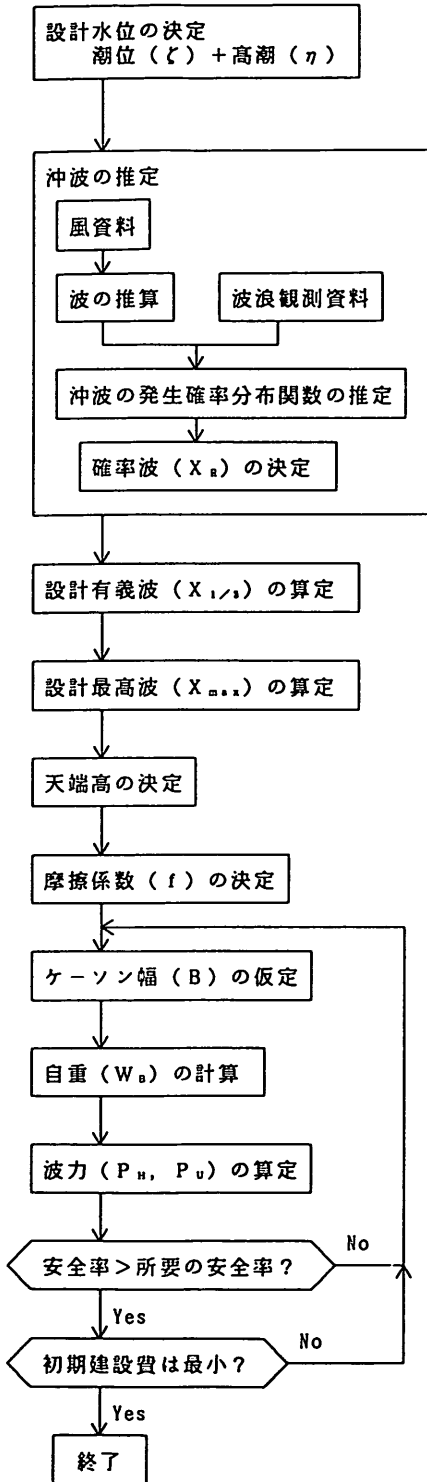
防波堤の安定性に関係する各種の不確定要因について十分に調査し、算定誤差やばらつきの平均値の偏りや変動係数等により、不確定要因の確率統計的な特性を把握する必要がある。

ただし、確率統計的な特性の把握とは、荷重や構造物の耐力等の設計変数の確率分布形とそのパラメーターがすべて既知ということではなく、いくつかのデータから平均値と分散などの統計量が推定できれば、ある程度の解析は可能である。

表-7 現行設計法と信頼性設計法の相違点

項目	現行設計法	信頼性設計法
設計水位	潮位+高潮の組み合わせのうち最も危険なケースで検討する	潮位+高潮の発生確率を考慮する
沖波	沖波の発生確率分布に最も適合する極値分布形を決定し、50年確率波等を決定する	沖波の発生確率分布に最も適合する極値分布形を決定するが、その算定誤差を考慮する（確率波を算定する必要はない）
波浪変形	波浪変形計算結果を確定値と考える	波浪変形計算結果の誤差を考慮する
摩擦係数	確定値と考える	ばらつきを考慮する
自重	確定値と考える	ばらつきを考慮する
波力	波力算定結果を確定値と考える	波力算定結果の誤差を考慮する
安全性の判定基準	所要の安全率による	許容被災確率による
経済性の検討	初期建設費による	初期建設費と耐用年数間の修復費の和である総費用による

[現行設計法のフロー]



[信頼性設計法のフロー]

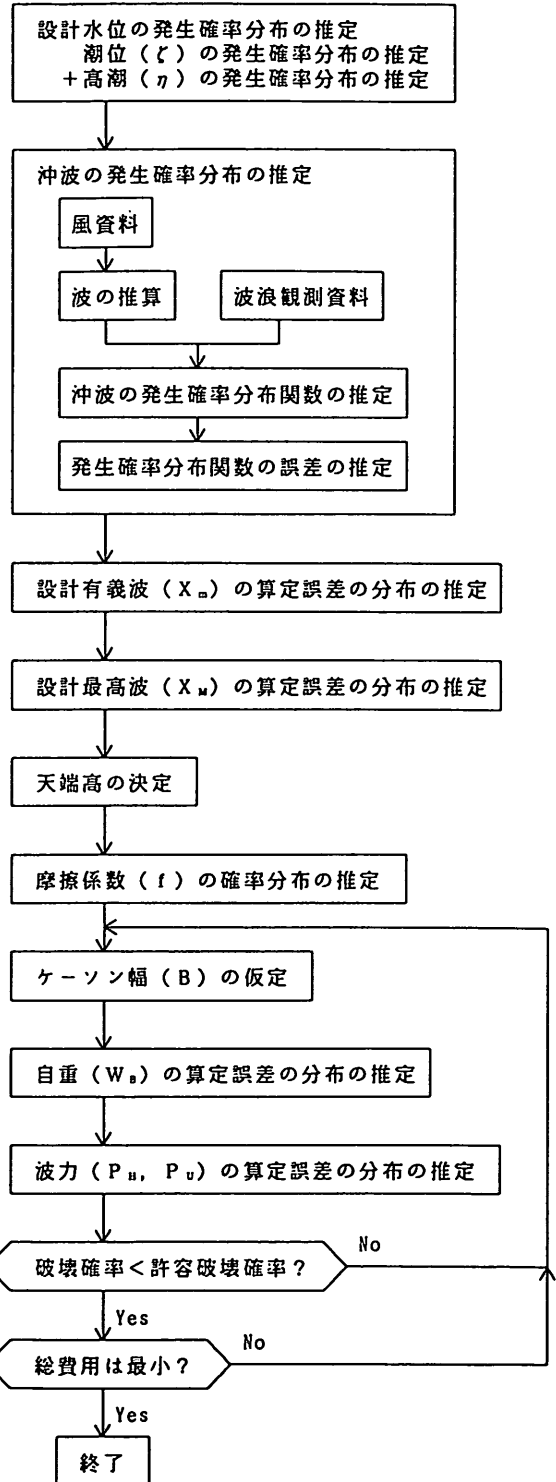


図-22 現行設計法と信頼性設計法のフロー

不確定要因に関するデータは多いほどよいことから、過去のデータを収集整理するとともに、今後もデータを蓄積していく必要がある。そのためには、データベースを作成することが有効であると考えられる。

2) 防波堤の被災について

a) 被災モード

本文においては、防波堤の被災モードとして堤体の滑動および転倒を考え、いずれのモードに対しても安全率が1.0より小さくなったときに被災するものと仮定している。堤体の転倒についてはこのような仮定が成り立つとしても、堤体の滑動では、一波ごとにどれほど滑動し、それが蓄積してどれほどの滑動量となったときに被災となるのが重要な検討課題である。

この問題について検討するためには、水理模型実験や理論解析の実施とともに、現場においてどのような現象が起き、どのような場合を被災と考えているのかを把握する必要がある。

さらに今後は、基礎の支持力不足等による防波堤の被災についても検討していく必要がある。

b) 被災による被害や復旧費

本文では、いくつかの設計案から最適案を選択するときの基準として、初期建設費と耐用年数間の復旧費との和である総費用を考えた。

設計の段階で復旧費を推定するためには、耐用年数の間に発生するであろう被災状況と被災回数を予測し、復旧に必要な工種および工事量に工事単価を掛けて復旧費

を算定する。復旧費を正確に求めるためには、復旧費に関連するこれらの要因を的確に判定する必要がある。

さらに、今回は考慮していないが、防波堤が被災を受けたことにより港内の静穏度が悪化し、そのために荷役効率低下したり、係留船舶に損害を与えたり、また港の背後地に被害をおよぼすようなことも考えられる。そのような場合には、総費用の中にこのような原因による損害額も加える必要がある。このような、防波堤そのものの被害ではなくその影響による被害は、もともと正確に把握することが困難であったり、また金額に換算することが難しいが、検討する必要がある。

c) 被災の発生原因

今回は堤体本体の安定性のみ着目し、マウンドや根固め石や現地盤は変形しないと仮定した。すなわち、防波堤の断面は設計時と変化無く、設計計算に用いた波力等の外力や摩擦力等の耐力がそのまま作用すると考えている。しかし、堤体が滑動や転倒をするような大きな波が作用するときには、現地盤の洗掘やマウンド捨石の移動、あるいは根固め石の散乱等も発生することが多い。逆に、このような堤体本体以外の部分の破壊がまず始まり、その結果として堤体が不安定になることも多い。

このように、防波堤の被災について検討していくためには、堤体本体の被災が発生する原因あるいは過程を把握しておく必要がある。

構造物の被災が発生する原因を追求していく分析法の1つに、「故障の木」(FTA: Fault Tree Analysis) と呼ば

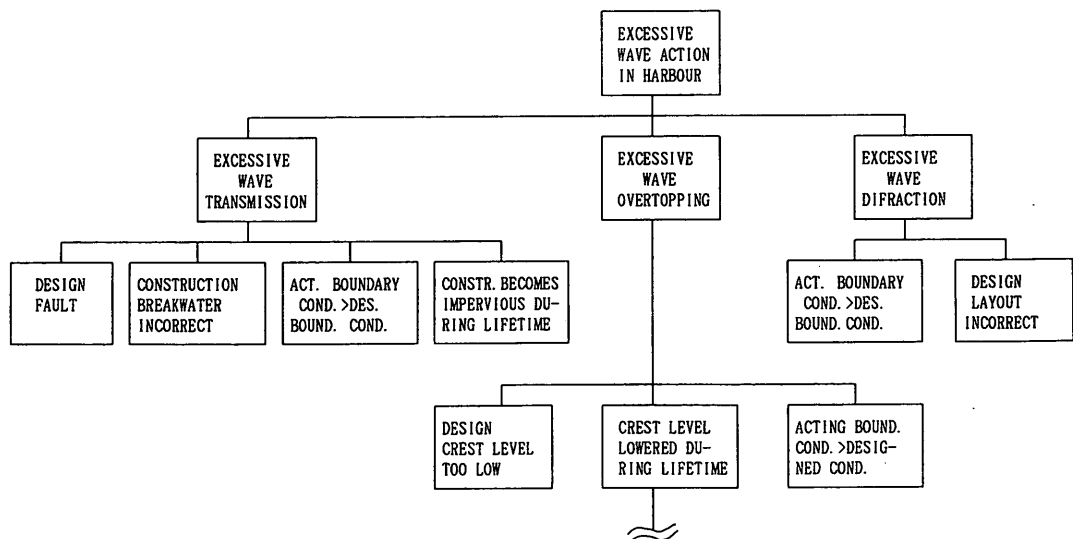


図-23 傾斜堤の「故障の木」

(CID(1985)より)

れるものがある。この方法では、

- ① 構造物全体（全体システム）
- ② ある特定の機能を持つように設計された複数の構造要素からなる構造物の一部（サブシステム）
- ③ 個々の構造要素（部材）
- ④ 構造要素を構成する部品

という方向で、順番に細かく原因を検討していくものである。図-23は、傾斜堤に関する「故障の木」(CID、1985)の一部を示したものであるが、混成堤や消波プロ

ック被覆堤等についてもこのような「故障の木」を作成するなどして、被災の発生原因を検討し、整理しておく必要がある。

3) 許容被災確率の設定法

信頼性設計法では、現行の安全率に代わって被災確率 P_f や安全性指標 β によって、構造物の安定性を検討する。したがって、許容被災確率 P_{f0} あるいは許容安全性指標 β_0 を設定する必要がある。

表-8は、安全水準の設定法をまとめたものである(星谷・石井、1987)。この表にもあるとおり、構造物の

表-8 安全水準の設定法
(星谷・石井(1987)より)

	方法	方法の概要	問題点	適用例
①	事故統計に基づく方法	事故、損傷に関する統計資料に基づき(併)破壊確率を求め、これを参考として許容破壊確率 P_{f0} (許容安全性指標 β_0) を決定する方法	・母数(対象とする構造物の総数)が定めにくいこと。 ・事故の原因にはヒューマンエラー等による場合が多く、その影響を受け、設計段階での P_{f0} (β_0) を直接定めることが難しいこと。	・ P_{f0} (β_0) の決定の参考値として用いられている。 ・ ダムあるいは鉄道、高速道路の橋梁等に対して P_{f0} を求めた事例がある。
②	現行設計示方書へのキャリブレーションに基づく方法	現行の設計示方書により設計された種々の構造物、部材の P_{f0} (β) を求めて、その資料に基づき P_{f0} (β_0) を定める方法	・ 現行示方書が最適解を与えているという保証はないこと。すなわち、現行示方書が安全側すぎののではないか(危険側と危惧されることもある)という指摘があること。(P_{f0} , β の評価が部材を対象とすることになる。)	・ ANSI, AISC など多くの示方書改訂は、この方法によっている。
③	他の災害危険性と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名)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	・ 一般の土木・建築構造物に適用できる評価式は未だ確立していないこと。 ・ 統計データが、土木・建築構造物の種別毎に整理されてなく利用できるまでには至っていないこと。	・ 石油化学産業における安全評価、また原子力発電所、LNG施設、ダムなどの重要構造物の危険度評価に用いられている。(原子力発電所施設についてはアメリカ原子力規制委員会(U.S.N.R.C)から③、④に対する暫定値が公表されている。)
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	構造物の破壊に伴って予測される一人当た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する方法(1つの生命を救うのに社会が支払う金額にはみずからある基準があると	・ 事故は種々の原因によることから、設計段階での P_{f0} (β_0) を定めることが難しいこと。 ・ ④では、生命の価値を評価することになることから、価値観の相違により容易に受け入れられないことがあること。	・ 建築・土木構造物では、構造物の用途、破壊によって生ずる人的損失の可能性、さらに破壊予知の難易などを考慮したいいくつかの評価式が提案されている(CI-RIA, Report 63, Allan, D.E.)

設計示方書に信頼性設計法を取り入れた例では、それまでの設計示方書へのキャリブレーションに基づいている場合が多い。これは、現行設計法による構造物の被災確率を基に、信頼性設計法でも同等の安全性を保つように、許容被災確率を整合させるという方法である。

このほかにも設定法は考えられるが、いずれにしても既存の防波堤の被災確率について検討するとともに、得られた被災確率の妥当性を防波堤の被災事例に基づいて検討することなどにより、 P_a あるいは β を設定しなければならない。

4) 防波堤の信頼性設計法の導入へ向けて

信頼性設計法は、現行の設計法に比べてより合理的であるが、防波堤の安全性についての基本的な考え方が変わるために、その導入に当たってはさまざまな対応や全体的な枠組みについての検討が必要である。

たとえば、現行設計法は（たてまえとして）壊れないことを前提としているのに対し、信頼性設計法はそもそも壊れることを考えており、発想の転換をするための意識改革を必要とする。そのためには、信頼性設計法について十分に議論するとともに、啓蒙やPRをおこなっていく必要がある。

また、防波堤の設計において、現行設計法と信頼性設計法の考え方を併用する必要がある場合、全体的な枠組みをどのようにするのかを検討しなければならない。

さらに、現行設計法から新設計法へ移行するときに必要な調整事項も検討する必要がある。

7. あとがき

本文では、現行の防波堤の設計では考慮されていない沖波、水位、波浪変形計算、波力の算定誤差および自重や摩擦係数のばらつきについての研究・調査結果を紹介するとともに、これらの推定誤差を考慮して耐用年数間における防波堤の滑動・転倒遭遇確率を算定した。その結果、現行の設計値付近では滑動と転倒という被災モードごとの安定性に不均衡があることがわかった。

また、防波堤の堤体幅を変化させて、それぞれの堤体幅に対する初期建設費を試算するとともに、堤体の滑動・転倒被災確率から耐用年数間における復旧費を推定し、両者の和として総費用を算定して、現行の防波堤設計法の経済性について検討する方法を示した。その結果によれば、総費用が最小になる堤体幅が現行設計幅より2割程度小さく、また最小総費用も現行設計値より1割程度小さくなる場合があることがわかった。したがって、初期建設費と復旧費との和である総費用を基準として経

済性を判断すれば、初期建設費を減額できるので防波堤を早期に延伸することが可能であり、総費用も安くなることが期待される。

さらに、現行設計法と信頼性設計法との相違点を整理して示すとともに、信頼性設計法の導入に向けての課題を検討した。

なお、本文は鈴木が全体的なとりまとめをおこなった。高山は全般的な指導をおこない、河合、藤咲はデータの整理をおこなった。

また、計画設計基準部長尾毅主任研究官からは、ケーンソンの自重に関する調査データの提供を受けた。さらに、計算の一部は日本海洋コンサルタント高野聖三氏、五洋建設株式会社関本恒浩氏の協力を得た。これらの各位に深く感謝するものである。

参考文献

- 伊藤喜行・藤島陸・北谷高雄（1966）：防波堤の安定性に関する研究、港湾技術研究所報告、Vol.14, No.14、134p.
- 運輸省港湾局監修（1989）：港湾の施設の技術上の基準・同解説、社団法人 日本港湾協会、499p.
- 運輸省第2港湾建設局横浜調査設計事務所（1986）：捨石マウンドの不陸について、55p.
- 合田良実・福森利夫（1972）：直立堤および混成堤直立部に働く波圧に関する実験的研究、港湾技術研究所報告、Vol.11, No.2、pp.3-45.
- 合田良実（1973）：防波堤の設計波圧に関する研究、港湾技術研究所報告、Vol.12, No.3、pp.31-69.
- 小舟浩治（1990）：わが国沿岸域における波浪観測手法と出現波浪の特性に関する研究、港湾技研資料、No.668、183p.
- 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（投稿中）。
- （社）日本海洋開発産業協会（1985）：構造物と地盤の滑り機構に関する実験、昭和59年着底型洋上石炭火力発電システムの研究開発補助事業成果報告書、pp.187-208.
- 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.875-879.
- 高山知司・池田直太（1991）：防波堤の信頼性設計について、第2回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム論文集、Vol.2、pp.245-252.

高山知司・池田直太・小杉宣史(1991)：多方向不規則波を用いた波浪変形模型実験、港湾技術研究所報告、Vol.30, No. 1、pp.69-136.

高山知司・藤井久(1991)：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、港湾技術研究所報告、Vol.30, No. 4、pp.35-64.

高山知司・鈴木康正・河合弘泰(1994)：滑動と転倒による被災を考慮した防波堤の経済性設計の検討、海岸工学論文集、第41巻(投稿中)。

堀川洋・神田勝巳・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、37p.

星谷勝・石井清(1987)：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会、208p.

南兼一郎・春日井康夫(1991)：鉄筋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、48p.

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2報)、第26回海岸工学講演会論集、pp.446-450.

柳生忠彦(1981)：港湾施設の設計における設計条件の寄与率、港湾技研資料、No.644、23p.

CIAD Project Report (1985)：Final Report, CIAD (Computer Aided Evaluation of the Reliability of a Breakwater Design) Project Group, 124p.

Ghiocel, G. and N. Lind (1975)：Wind, Snow and Temperature Effects on Structures Based on Probability, 5. Probability Bases for Structural Safety Analysis, by Cornell, C. A., Abucus Press.

Takayama, T. and N. Ikeda (1993)：Estimation of sliding failure probability of present breakwater for probabilistic design, Rep. of Port and Harbour Res. Inst., Vol.31, No. 5,

主要記号表

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	：防波堤の堤体幅
B_D	：現行設計法による防波堤の堤体幅
B_H	：最高波高に対する水平波力の比例係数
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_U	：揚力と水平波力の比
d	：根固め工あるいはマウンド被覆工天端のいづれか小さい方の水深
f	：摩擦係数
\bar{f}	：摩擦係数の平均値
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_0	：沖波波高
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_c	：設計水位上の天端高
h'	：直立壁底面の水深
K	：沖波波浪データの採用年数
k	：形状母数
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_{ED}	：防波堤の耐用年数間における滑動・転倒回遇回数
P_D	：防波堤の滑動・転倒確率
P_{ED}	：防波堤の耐用年数間における滑動・転倒回遇確率
P_f	：被災確率
P_p	：許容被災確率
P_H	：水平波力
P_{H1}	：水平波力の推定値
\bar{P}_H	：水平波力の平均値
P_O	：防波堤の転倒確率

P_s	: 防波堤の滑動確率	α_M	: 最高波高の推定誤差における平均値の偏り
$P_{s:o}$: 滑動と転倒が同時に発生する確率	α_m	: 有義波高の推定誤差における平均値の偏り
P_{SPt}	: 波力および水位が設定されたときの防波堤の滑動確率	α_P	: 水平波力の推定誤差における平均値の偏り
P_U	: 揚圧力	β_w	: 自重の平均値の偏り
P_{Ue}	: 揚圧力の推定値	β	: 安全性指標
p_E	: 端し圧	β_a	: 許容安全性指標
$p_e(X_e)$: 推定した沖波波高の出現確率分布	β_b	: 海底面の傾き角
$p_f(f)$: 摩擦係数の出現確率分布	γ_0	: 沖波波高の推定誤差の変動係数
$p_M(X_M)$: 最高波高の確率分布	γ_f	: 摩擦係数の推定誤差の変動係数
$p_m(X_m)$: 有義波高の発生確率分布	γ_M	: 最高波高の推定誤差の変動係数
$p_P(P_H)$: 水平波力の発生確率分布	γ_m	: 有義波高の推定誤差における変動係数
$p_0(X_0)$: 沖波波高の修正出現確率分布	γ_P	: 水平波力の推定誤差の変動係数
$p_w(W)$: 自重の出現確率分布	ζ	: 潮位
$p_t(\zeta)$: 潮位の発生確率分布	ζ_H	: 潮位差 (両振幅)
$p_\eta(\eta)$: 高潮偏差の発生確率分布	ζ_a	: 潮位差の片振幅
q	: 沖波波浪データの採用個数と採用年数との比 (N/K)	η	: 高潮偏差
R_{MH}	: 水平波力に対する水平波力モーメントの比	η_R	: 再現期間に対応する高潮偏差
R_{MU}	: 揚圧力に対する揚圧力モーメントの比	σ	: 沖波波高の推定誤差の標準偏差
R_p	: 再現期間年数	σ_f	: 摩擦係数の標準偏差
S_{FS}	: 滑動に対する安全率	σ_M	: 最高波高の推定誤差における標準偏差
S_{FT}	: 堤体の転倒安全率	σ_m	: 有義波高の推定誤差における標準偏差
T_L	: 防波堤の耐用年数	σ_P	: 水平波力の推定誤差における標準偏差
$T_{1/3}$: 有義波周期		
W	: 堤体の重量		
W_B	: 堤体の水中重量		
\bar{W}	: 堤体重量の平均値		
W_D	: 現設計法による堤体重量		
w_0	: 海水の単位体積重量		
X	: 波高		
X_e	: 波高の推定値		
X_R	: 再現期間に対応する沖波波高		
X_0	: 沖波波高		
\bar{X}_0	: 沖波波高の平均値		
X_m	: 確率分布における有義波高		
\bar{X}_m	: 有義波高の平均値		
X_{me}	: 有義波高の推定値		
\bar{X}_M	: 最高波高の平均値		
X_{Me}	: 最高波高の推定値		
Y_I	: 初期建設費		
Y_R	: 復旧費		
Y_T	: 総費用		
α_0	: 沖波波高の推定誤差の平均値の偏り		
α_f	: 摩擦係数の平均値の偏り		

港湾技研資料 No.785

1994・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1994) by P.H.R.I

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

この資料は、港湾技術研究所所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所所長の文書による承認を得ずしてこれを行なってはならない。