

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol. 45 No. 3 September 2006

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 45 卷 第 3 号 (Vol. 45, No. 3), 2006 年 9 月 (September 2006)

目 次 (CONTENTS)

滑動量を要求性能に設定した混成堤の信頼性設計法	下迫健一郎・大寄菜々子・中野史丈..... 3
(Reliability Design of Composite Breakwaters based on Sliding Distance)	Kenichiro SHIMOSAKO, Nanako OSAKI, Fumitake NAKANO)
メソコスム水槽におけるアマモ地上部の現存量と生長・脱落速度の季節変動	細川真也・三好英一・内村真之・中村由行..... 25
(Estimations of Specific Growth Rate and Specific Defluxion Rate in the Leaf Blade of Eelgrass, <i>Zostera marina</i> L.)	Shinya HOSOKAWA, Eiichi MIYOSHI, Masayuki UCHIMURA, Yoshiyuki NAKAMURA)

滑動量を要求性能に設定した混成堤の信頼性設計法

下迫健一郎*・大嵯菜々子**・中野史文***

要 旨

変形量を考慮した防波堤の性能照査型設計法は、種々の条件設定等が複雑なため、実際の設計に適用するには至っていないものの、構造物の重要度やライフサイクルコストを考慮できる精度の高い設計法の一つとして、実務への本格的な導入が期待されている。本研究では、滑動量を考慮した防波堤直立部の性能照査型設計法を、実際の現地の設計に導入することを目的として、種々の検討を行った。

今回の研究における主要な結論は以下のとおりである。

- 1) 滑動量を考慮した設計法における指標として提案されている期待滑動量、確率波に対する平均滑動量、滑動量の超過確率は、高波の出現特性や水深によってその相関関係が大きく変化する。
- 2) 複数の滑動量に対して超過確率を設定し、構造物の重要度に応じてその許容値を変える方法を提案した。この方法を用いると、高波の出現特性や水深によって断面を決定する滑動量の条件が異なり、どのような設計条件でもほぼ同じような安全性を有する、精度の高い設計が可能となる。
- 3) 消波ブロック被覆堤の波力特性を考慮し、波高水深比が大きい場合には、波力の時間変化を三角形パルスのみで表し、さらにその作用時間 τ_0 については、パラメータとして用いる衝撃碎波力係数 α^* に上限値を設定して計算する新しい滑動モデルを提案した。
- 4) 高知港三里地区東第一防波堤を対象として、現行設計法による防波堤断面と滑動量を考慮した性能照査型設計法による断面を比較した試設計を行った。その結果、滑動のみを考慮した場合、現行設計法に比べて堤体幅を約2割小さくできた。また、実際の堤体断面はマウンドの支持力で決まるものの、それでも約14%小さくなった。
- 5) 一般に、潮位偏差が大きく設計潮位がH.H.W.L.である場合、相対的な滑動安定性が高く、変形を考慮した設計法の導入により建設コストを縮減できる。今後、支持力の安定性に関しても変形を考慮した設計法が確立されれば、さらなるコスト縮減が可能となる。

キーワード：性能設計，滑動量，消波ブロック被覆堤，混成堤，ケーソン，超過確率

* 海洋・水工部 耐波研究室長

** (元) 海洋・水工部 耐波研究室

*** 海洋・水工部 耐波研究室

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5043 Fax：046-842-7846 e-mail:shimosako@pari.go.jp

Reliability Design of Composite Breakwaters based on Sliding Distance

Kenichiro SHIMOSAKO *

Nanako OSAKI**

Fumitake NAKANO**

Synopsis

Reliability design of composite breakwaters based on the deformation level will be one of the most important future design methodologies; however, it has not been applied to actual design since it is very difficult to take the various design conditions into account. In this study, we investigated the procedures of reliability design of composite breakwaters based on the sliding distance in order to introduce this design procedure to the practical design.

The main conclusions of this paper are as follows:

- 1) Relations among the criteria for the design method based on sliding distance, such as the expected sliding distance, the average sliding distance for the design wave, and the exceedance probability for certain sliding distance, are greatly dependent on the distribution of extreme wave height and water depth.
- 2) The thresholds of exceedance probability for several sliding distances were proposed according to the importance of structures, as the rational performance design of composite breakwaters. This design method guarantees the structures for the same stability irrespective of design conditions, such as the distribution of extreme wave height and water depth.
- 3) A series of model experiments for investigating the characteristics of wave forces on horizontally composite breakwaters were conducted, and the new time series model of the wave force used for calculating the sliding distance were proposed.
- 4) Trial designs of actual breakwater in Kochi port were carried out to compare the cross section calculated from the current design and the performance design based on the sliding distance. The minimum caisson width by the performance design was 14% smaller than that by the current design.
- 5) Composite breakwaters designed by current design method in H.H.W.L. generally have higher stability, and the caisson width can be reduced by introducing the performance design based on the deformation level. Construction cost will be further reduced when the performance design based on the displacement due to mound failure is also established.

Key Words: performance design, sliding distance, horizontally composite breakwater, composite breakwater, caisson, exceedance probability

* Head, Maritime Structures Division, Marine Environment and Engineering Department
** Ex-member, Maritime Structures Division, Marine Environment and Engineering Department
*** Member, Maritime Structures Division, Marine Environment and Engineering Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-46-8445043 Fax : +81-46-8427846 e-mail: shimosako@pari.go.jp

目 次

要 旨	3
1. まえがき	7
2. 混成堤直立部の耐波安定性に関する性能照査型設計法の概要	7
2.1 確定論的設計法の概要と問題点	7
2.2 滑動量を考慮した信頼性設計法および性能照査型設計法に関する既往の研究	7
2.3 滑動量を指標とした設計法の概要	8
3. 滑動量の許容値設定に関する検討	10
3.1 数値シミュレーションの方法	10
3.2 滑動量に関する各種指標の比較	11
3.3 構造物の重要度を考慮した滑動許容値の設定方法	14
4. 消波ブロック被覆堤における滑動モデル	14
4.1 波力の時間変化の考え方	14
4.2 水理模型実験による検証	15
5. 現地への適用を考慮した滑動量の計算	17
5.1 現地への適用における留意点	17
5.2 滑動量を考慮した性能照査型設計法の適用例	18
6. まとめ	21
7. あとがき	21
謝辞	22
参考文献	22

1. まえがき

平成 18 年度発行予定の新しい「港湾の施設に関する技術上の基準・同解説」(以下、技術基準と呼ぶ)においては、構造物の設計が仕様規定型から性能規定型へと変更になり、防波堤の耐波設計では、従来の安全率による設計法から部分係数を用いた設計法へと変更される。また、現行の基準においても、すでに変形を考慮した信頼性設計法を適用してもよいとの記述があり、種々の研究が行われている。たとえば、直立部の滑動安定性に関して、下迫ら(1998)は、数値シミュレーションにより算定した供用期間中の期待滑動量(総滑動量の平均値)を指標とする新しい設計法を提案している。

こうした変形量を考慮した設計法は、種々の条件設定等が複雑なため、実際の設計に適用するには至っていないものの、今後はより精度の高い設計法の一つとして、実務への本格的な導入が期待されている。本研究は、滑動量を考慮した防波堤直立部の性能照査型設計法を、実際の現地の設計に導入することを目的として、種々の検討を行ったものである。

はじめに、2章において現行の確定論的設計法の問題点を指摘し、信頼性設計法および性能照査型設計法に関して、既往の研究成果も含めてその概要を述べる。

3章では、設計に用いる滑動量の許容値について述べる。滑動量に関してこれまでに提案されている各種指標の特性とその相関関係について明らかにするとともに、設計条件に関係なく適用可能な、より汎用的な指標とその許容値の設定方法について検討を行った。

4章では、消波ブロック被覆堤における波力の時系列モデル(滑動モデル)について述べる。模型実験結果等をもとに消波ブロック被覆堤に作用する波力の特性について検討を行い、滑動量を計算するための滑動モデルを提案した。

5章では、実際の現地を対象とした試設計の例について述べる。高知港三里地区東第一防波堤を対象として、現地の波浪出現特性および海底地形を考慮した数値シミュレーションを行い、耐用期間中の滑動量の確率分布等の特性について検討するとともに、現行設計法による防波堤断面と許容変形量を用いた性能照査型設計法による断面の比較を行い、建設コスト縮減効果について検討を行った。

2. 混成堤直立部の耐波安定性に関する性能照査型設計法の概要

2.1 確定論的設計法の概要と問題点

防波堤に関する従来の耐波設計法では、供用期間中において最も厳しいと考えられる波を設計沖波としており、通常は 50 年確率波が用いられている。この設計沖波に対して波浪変形計算を行い、防波堤設置位置における設計波の諸元を求める。

直立部の耐波安定性については、この設計波(最高波高)における波力を計算し、波力に対して防波堤が安定であるように堤体の諸元を決定する。防波堤の安定性は、これまでは安全率によって判断され、所要の安全率(堤体の滑動及び転倒については 1.2 以上)を満たすように設計されていた。すなわち、堤体がわずかでも動いた場合は被災と考えており、原則として滑動を許容しない設計法である。ただし、安全率による余裕はあるものの、基本的に設計波を上回る波が作用した場合の安定性については考慮されていない。

技術基準の改訂により、安全率に替わって部分安全係数が導入されることになるが、破壊確率(安全率が 1.0 を下回る確率)が従来の設計法と平均的に同じになるように部分安全係数の値が設定されており、基本的に設計波に対する力の釣り合い式による検討であり、変形を考慮した設計法ではない。

しかしながら、仮にケーソンが滑動した場合であっても、その滑動量があまり大きくなければ、防波堤の機能自体が損なわれるわけではない。したがって、多少の滑動を許容することができれば、より経済的な防波堤の設計が可能となる。ただし、そのためには確率論に基づいた信頼性設計法や、変形を考慮した設計法の導入が不可欠である。

2.2 滑動量を考慮した信頼性設計法および性能照査型設計法に関する既往の研究

下迫ら(1998)は、数値シミュレーションにより算定した供用期間中の期待滑動量(総滑動量の平均値)を指標とする設計法を提案した。これに対して、高橋ら(2000)は、50 年および 500 年確率波に対する滑動量の平均値を指標とし、構造物の重要度に応じて許容値を変える方法を提案した。また、合田(2001,2002)は、信頼性設計法における波浪の極値分布の影響を指摘し、裾長さパラメータを提案するとともに、期待滑動量の代わりに総滑動量の超過確率を指標とする方法を示した。そのほか、花山ら(2002)は台風モデルを用いた信頼性設計法について検討している。さらに、下迫ら(2003)は、複数の滑動量に対して超過確率を設定し、構造物に応じてその許容値を変える方法を提案している。これについては 3 章で詳細

に説明する。

一方、赤石沢ら(2002)、興野ら(2003)、森屋ら(2003)、吉岡ら(2004,2005)は、滑動量を考慮した部分安全係数を用いる設計法についての検討を行っており、特に、吉岡ら(2004,2005)は、滑動量に与える波浪の極値分布の影響についても考慮している。こうした滑動量を考慮した部分安全係数を用いる設計法は、滑動量を直接計算する設計法に比べて簡便である。ただし、設計条件に応じた適切な部分安全係数を設定することは必ずしも簡単ではない。また、基本的に既存の設計事例に基づいて決められることが多いため、これまでにない設計条件の場所に適用することは必ずしも適切でない場合も考えられる。

滑動量を直接計算する方法は、一度その手法が確立されれば、どのような場所であってもそれぞれの設計条件を適切に考慮して適用することが可能である。本研究は、こうした滑動量を直接計算して設計に適用する方法の確立と普及を目的としている。

2.3 滑動量を指標とした設計法の概要

(1) 滑動量に関する指標の種類

すでに述べたように、従来の設計法は、設計波（通常は50年確率波）を対象として、滑動安全率を1.2以上とすることにより安定性を確保するという確定論的設計法である。これに対して、確率的変形量を用いた照査法は、供用期間中の安定性を確率論的に検討するものであり、滑動量に関する何らかの指標を用い、その値が許容値以下となるように断面を決定する。具体的には、以下のような指標が提案されている。

- ① 供用期間全体での滑動量の平均値（期待滑動量）
- ② 確率波（50年、500年 etc）に対する平均滑動量
- ③ 供用期間全体である滑動量を超える確率（滑動量とその超過確率）

変形量を考慮した設計法を導入する場合、本来は変形量が大きくなった場合の復旧費用も考慮し、初期建設費と修復費の合計の期待値が最小となるよう設計することが望ましく、実際にそのような検討も行われている（たとえば合田ら(1999)）。しかしながら、修復費用の見積もりや修復を行う基準とする滑動量の決定はきわめて困難であり、また、現状においては予算運用上の観点からも現実的ではないと考えられる。したがって、現段階では、変形量の許容値を修復のほとんど必要ない範囲に設定することが、最も適切な設計法であると考えられる。

なお、本設計法は完成断面に関する安定性の検討だけでなく、従来の設計においてあいまいな点の多かった施工途中の安定性の検討についても、供用期間と対象断面

を変えることにより適用が可能であり、より精度の高い設計を行うことができる。

(2) 滑動量の計算方法

設計条件に基づいて滑動量を計算する具体的な方法については、下迫ら(1998)に詳細に示されているが、ここでは3章以降の内容の理解に役立つよう、主要な部分についてその概要をあらためて記述する。

a) 1波での滑動量の計算方法

ケーソンに働く波力の時間変化がわかれば、ケーソンの滑動量を計算することができる。図-1は、滑動時の状況を模式的に示したもので、滑動時のケーソンの運動方程式は次式で表される。

$$\left(\frac{W}{g} + M_a\right) \ddot{x}_G = P - F_R - F_D \quad (1)$$

ここに、

- W : ケーソンの空中重量
- g : 重力加速度
- M_a : 付加質量 ($=1.0855 \rho h'^2$)
- ρ : 海水の密度
- h' : ケーソン底面から静水面までの高さ
- P : 水平波力
- \ddot{x}_G : ケーソンの加速度
- F_R : 摩擦抵抗力 ($=\mu (W'-U)$)
- W' : ケーソンの水中重量
- U : 揚圧力
- F_D : 造波抵抗力

である。この式を2回数值積分することにより、ケーソンの変位を計算できる。

付加質量の計算過程については、青木ら(1995)を参照されたい。摩擦係数 μ は、厳密には静止摩擦係数 μ_s と動摩擦係数 μ_d を使い分ける必要があるが、現段階においては、 μ_s と μ_d の値を正確に把握することは困難である。また、実際の滑動現象においては、滑動量が非常に大きい場合以外は F_D の影響はきわめて小さい。したがって、本研究における計算では、簡単のため静止摩擦係数と動摩擦係数の区別はせず、 F_D については考慮しない。

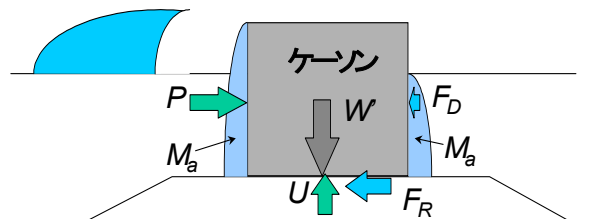


図-1 滑動時のケーソンの運動

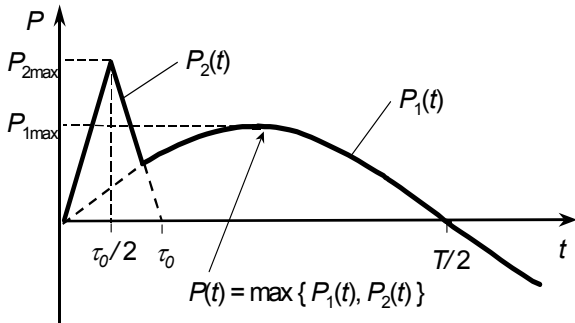


図-2 波力の時系列モデル

図-2 は、滑動量の計算に用いる水平波力の時系列モデル（滑動モデル）である。衝撃波力成分を表す三角形パルスと、重複波力成分を表す正弦波形を重ねることにより、実際の波力波形に近い形となっている。

この波形モデルは、次式で表される。

$$P(t) = \max \{P_1(t), P_2(t)\} \quad (2)$$

ここに、 $P_1(t)$ および $P_2(t)$ はそれぞれ重複波力成分、衝撃波力成分を表し、次式で定義される。

$$P_1(t) = \gamma_P P_{1\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \quad (3)$$

$$P_2(t) = \begin{cases} \frac{2t}{\tau_0} P_{2\max} & : \left(0 \leq t \leq \frac{\tau_0}{2}\right) \\ 2 \left(1 - \frac{t}{\tau_0}\right) P_{2\max} & : \left(\frac{\tau_0}{2} \leq t \leq \tau_0\right) \\ 0 & : (t \geq \tau_0) \end{cases} \quad (4)$$

$$\gamma_P = 1 - \frac{\pi}{P_{1\max} T} \int_{t_1}^{t_2} \left(P_2(t) - P_{1\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \right) dt \quad (5)$$

$$: P_2(t) - P_{1\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \geq 0$$

ここに、

$P_{1\max}$: 合田式において波圧係数 α_1 のみを考慮したときの水平波力

$P_{2\max}$: 合田式において高橋ら(1992)による波圧係数 α^* ($= \max \{ \alpha_2, \alpha_1 \}$) を考慮したときの水平波力

T : 波の周期

τ_0 : 衝撃波力成分の作用時間

t_1, t_2 : 式(5)の () の値が 0 となる時刻

γ_P は三角形波力によって増加する力積を、正弦波力から減じることを意味している。また、 τ_0 の値は、次式で定義される。

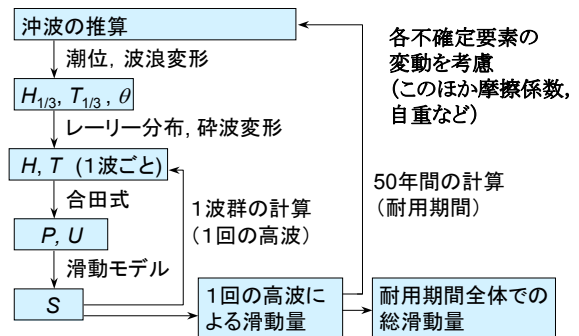
$$\tau_0 = k \tau_{0F} \quad (6)$$

$$\tau_{0F} = \left(0.5 - \frac{H}{8h} \right) T \quad : \left(0 < \frac{H}{h} \leq 0.8 \right) \quad (7)$$

$$k = \left(\frac{1}{(\alpha^*)^{0.3} + 1} \right)^2 \quad (8)$$

なお、揚圧力の時系列についても、水平波力と同様に求められる。ただし、揚圧力の場合には衝撃波力成分は考慮しない。

上述したモデルは、通常の混成堤に関するもので、その妥当性について水理模型実験により確認されている。直立消波ケーソン堤や上部斜面堤など特殊な形状の防波堤については、水平波力および鉛直波力のそれぞれの時間変化を考慮した滑動モデルを適用する必要がある。滑動量の計算を行う際には、水理模型実験等により滑動モデルの妥当性を確認することが望ましい。なお、消波ブロック被覆堤の場合の滑動モデルに関しては、4章で検討する。



※この計算を何回も繰り返し、滑動量の平均値およびばらつきを求める。

図-3 累積滑動量の計算フロー

b) 累積滑動量の計算方法

図-3 は、供用期間中の累積滑動量を求める計算フローを示したものである。まず沖波の推算により、波高 H_0 、周期 T_0 、波向き θ_0 を求める。次に、潮位を決定し、波浪変形計算を行って堤体位置における有義波高 $H_{1/3}$ 、有義波周期 $T_{1/3}$ および主波向き θ を求める。次に、1波ごとの波高 H 、周期 T および波向き θ を求めて波力を計算し、前述した計算法を用いて1波ごとの滑動量を求める。これを高波の継続時間分繰り返して総和を求めることにより、1回の高波による滑動量が得られる。

供用期間中の総滑動量を求めるには、供用期間中に発生するすべての高波について滑動量を計算しなければならない。ここでは1年に1回の頻度で高波が発生するものと仮定し、1回の高波による滑動量の計算を耐用年数分(供用期間は通常50年程度と仮定)繰り返して供用期

間中の総滑動量を求める。計算においては、後述する波浪変形や波力等の確率分布（ばらつき）を考慮するために、何回も繰り返し計算を行う必要がある。そこで、ここまでの過程を1回の試行として、さらに乱数を変えて何回も試行を繰り返し、各試行における総滑動量の平均値（期待滑動量）や超過確率を求める。

総滑動量の計算にあたっては、各種不確定要因に対してそのばらつきを考慮する必要がある。ここでは、これらの項目の取り扱いについて説明する。

i) 従来の設計法において考慮していない項目

- 1) 沖波：総滑動量の計算においては、供用期間中のすべての高波を検討する。原則として1年に1回の割合で高波が発生するものと仮定し、実際の極値波浪分布（ワイブル分布等）に基づいて高波を発生させ、沖波波高 H_0 を求める。高波の継続時間は2時間とする。
- 2) 1波ごとの波高：レーリー分布に基づいて、堤体位置での有義波高 $H_{1/3}$ から1波ごとの波高を再現する。このとき、砕波による波高の変化も考慮する。周期は波高に比例させる。ただし、設計有義波高の0.75倍以上の波高については、すべて設計有義波周期を用いる。また、波向はすべて堤体位置での主波向と同じとする。
- 3) 滑動量：計算においては、理論上は非常に大きな滑動が生じる場合もあるが、現実にはある程度滑動するとケーソンはマウンドから転落する。そこで、便宜上、計算における滑動量の上限（20m程度）を設定し、1回の試行において総滑動量が上限値を超えた場合はその時点で計算をうち切り、上限値をその回の試行における滑動量とする。

ii) 従来の設計法と考え方の異なる項目

- 1) 天文潮位：滑動量の計算においては、HWLからLWLまでの潮位の発生確率分布を考慮する。
- 2) 高潮偏差：滑動量の計算においては、各高波ごとに高潮偏差を与える。高潮偏差の値は地形条件等によって大きく異なるが、本研究における計算では、沖波波高に比例すると仮定し、沖波波高の1割だけ高潮偏差が生じるものとする。
- 3) 主波向：設計で用いる沖波の波向は16方位で表される。これは、ある波向は隣り合う波向（たとえば波向がNであれば、NNEおよびNNW）との中間までの波を代表するものである。したがって、直角入射の場合を対象としたシミュレーションでは、便宜上、主波向 $\pm 11.25^\circ$ の範囲で一様分布と考える。なお、実際の現地における取り扱いについては、5章

で述べる。

iii) 変動のみを考慮する項目

- 1) 波浪変形：沖波波高 H_0 から堤体位置での有義波高 $H_{1/3}$ を求めるため、砕波変形を含めた計算を、各高波ごとに行う。
- 2) 摩擦係数：摩擦係数は通常用いられている値（捨石マウンドとケーソンの場合は0.6）を用いる。前述のとおり、静止摩擦係数と動摩擦係数を明確に区別できないため、便宜上同じ値を用いる。なお、摩擦増大マットを用いた場合の取り扱いについては、5章で述べる。
- 3) 波力：合田式を用い、衝撃砕波力については衝撃砕波力係数 α_1 を用いて計算する。
- 4) 自重：中詰め砂を含むケーソンの自重のばらつきは非常に小さく、期待滑動量への影響はほとんどない。したがって、特に考慮しなくてもよい。

以上の項目のなかで、1波ごとの波高、滑動量、天文潮位については、モデルのなかにばらつきが考慮されているものと考え、特に変動を考慮しない。沖波、高潮潮位、波浪変形、摩擦係数、波力、自重については、正規分布のばらつきを考慮し、平均値の偏り α と変動係数 γ について適切な値を与える必要がある。表-1は、今回の検討において標準として用いた α および γ の値をまとめたものである。なお、これらの値はあくまでも1つの例であり、実際の設計に適用する場合には、その妥当性について検討する必要がある。

表-1 計算に用いた平均値の偏りと変動係数

不確定要因	平均値の偏り α	変動係数 γ	備考
沖波	0	0.1	
天文潮位	-	-	発生確率分布を考慮、変動は考慮せず
高潮	0	0.1	$k_{ST}=0.1$ を基準
波浪変形	0	0.1	
有義波周期	0	0.1	
摩擦係数	0	0.1	$\mu=0.6$ を基準
主波向き	-	-	$\pm 11.25^\circ$ で一様分布
波別周期	0	0.1	
波力	0	0.1	α^* を考慮した合田式
自重	-	-	変動は考慮せず

3. 滑動量の許容値設定に関する検討

3.1 数値シミュレーションの方法

本章では、前述した滑動量に関する各種指標の特性とその相関関係について、高波の出現特性および水深（砕波限界波高）等の影響を明らかにするとともに、設計条件に関係なく適用可能な、より汎用的な指標とその許容

値の設定方法について検討を行う。

滑動量に関する計算はモンテカルロ・シミュレーションを用いており、沖波、摩擦係数、波力等の各種不確定要因の設定については、2章で述べたとおりである。

高波の出現特性について、合田(2001, 2002)は極値分布関数の裾の広がり具合を表すパラメータとして、50年確率波高と10年確率波高の比で定義される裾長さパラメータ γ_{50} を提案している。この値が大きいくほど、再現期間が長くなった場合の波高の増大率が大きく、頻度は少ないものの極めて大きい波高が発生する危険性が高いことを意味する。

今回の計算では、日本海沿岸、太平洋北岸、太平洋南岸の代表的な分布関数として、以下に示す γ_{50} の値の異なる3種類の極値分布を対象とし、いずれも50年確率沖波波高 H_{0D} が9.2mとなるよう設定した。

- 1) ワイブル分布, $k=1.4$ ($\gamma_{50}=1.07$) : 日本海沿岸
- 2) ワイブル分布, $k=1.0$ ($\gamma_{50}=1.38$) : 太平洋北岸
- 3) 極値I型 ($\gamma_{50}=1.22$) : 太平洋南岸

水深 h については10~30mまで5m刻みとし、潮位はH.W.L.が+0.5mと+2.0mの2種類とした。堤体幅については、実際の設計を考慮して0.1m単位で変化させた。そのため、各指標の値は目標値と必ずしも正確には一致していない。

防波堤の供用期間は50年と仮定し、50年間の総滑動量の計算を、乱数を変化させて5000回繰り返し、期待滑動量および総滑動量の超過確率を求めた。また、50年確率波、500年確率波など、ある再現期間の高波が1回来襲したときの滑動量については、50000回の繰り返し計算の平均値で定義している。

3.2 滑動量に関する各種指標の比較

(1) 期待滑動量と超過確率

期待滑動量とは、防波堤の供用期間中の総滑動量の平均値(期待値)を意味するものであり、感覚的には比較的わかりやすい概念である。実際の設計に用いる期待滑動量の許容値としては、これまで30cm程度が一つの目安として示されている(下迫ら, 1998)。30cmの根拠は以下のとおりである。

- 1) 滑動量が比較的小さい場合、その推定誤差が小さい。
- 2) ケーソン側壁の破壊を防ぐ。
- 3) 一般的な被災の基準と同じ。

ただし、期待滑動量を指標とした場合、実際にどの程度の滑動がどのくらいの確率で起こるのか直接には示されない。すなわち、期待滑動量の許容値を同じにして設計しても、たとえば水深や波浪出現特性の違いによって、

滑動の発生頻度や滑動量の分布は異なると考えられる。

そこで、まず供用期間中の総滑動量の頻度分布について、5000回の計算結果を超過確率で整理した。図-4は、期待滑動量が0.3mとなる断面を対象として、水深の違いによる分布の変化を示したもので、H.W.L.=0.5m, $\gamma_{50}=1.22$ における結果である。 $h=10m$ の場合、総滑動量0.01m以下が全体の1.2%、0.01~0.1mが32.1%、0.1~0.3mが44.3%と比較的小さい滑動が生じる割合が高いのに対して、1.0m以上は4.2%に過ぎない。これは、水深が小さいためにある程度以上の大きな波は砕波し、波高が頭打ちとなるためである。一方、 $h=30m$ の場合、総滑動量0.01m以下が全体の63.6%を占めるものの、1.0m以上が5.6%で、 $h=10m$ の場合の1.33倍となっており、水深が小さい場合に比べると大きな滑動が生じやすいことがわかる。このように、同じ期待滑動量を用いて設計しても、滑動量の分布は大きく異なる場合がある。

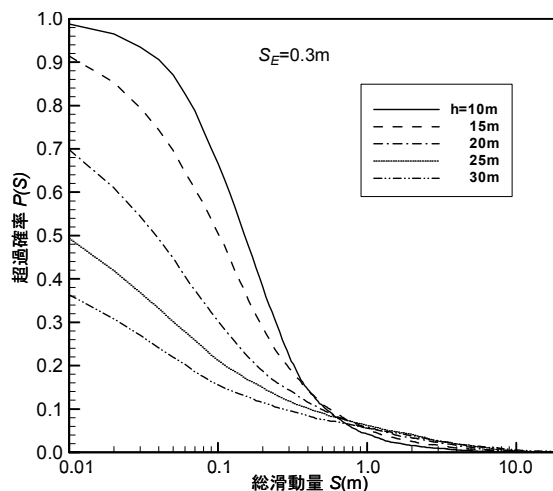


図-4 総滑動量の超過確率 ($S_E=0.3m$)

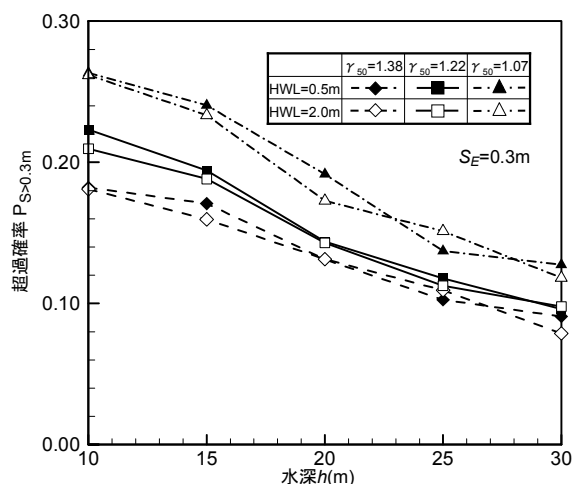


図-5 総滑動量が0.3m以上となる確率 ($S_E=0.3m$)

図-5は、期待滑動量が0.3mとなる断面において、総滑動量が0.3m以上となる確率が、水深、高波の出現特性、潮位によってどのように変化するかを、横軸に水深をとって示したものである。すなわち、図-4において横軸が0.3mのときの各水深における超過確率を、他の高波出現特性および潮位条件の場合の結果も含めて整理している。図-4からも明らかなように、水深が小さいほど超過確率が大きくなっている。また、 γ_{50} の値が小さいほど超過確率は大きくなっている。これは、 γ_{50} の値が小さいと極端に大きな波高が発生しにくいいため、0.3~1.0m程度の滑動量となる割合が比較的高くなるためである。なお、潮位偏差の違いによる差はあまり顕著ではない。

これまででは、期待滑動量30cmを指標として設計した断面を対象とした検討であったが、水深や波浪出現特性によって滑動量の分布等が大きく異なることが明らかになった。そこで、今度は総滑動量の超過確率を指標として設計した断面を対象として検討を行う。

図-6は、総滑動量が0.3m以上となる確率が10%となる断面を対象として、図-4と同様に横軸に総滑動量を取り、滑動量の超過確率を示したものである。水深が大きい場合には図-4とほぼ同じであるが、水深の小さい場合は全体的に滑動量が小さくなっており、 $h=10m$ の場合、0.01m以下が全体の5.9%、0.01~0.1mが51.7%、0.1~0.3mが32.8%で、1.0m以上は1.8%とさらに小さくなっている。すなわち、水深が小さい場合には総滑動量の分布幅が狭いことがわかる。なお、滑動量0.3mの超過確率が10%である各断面の期待滑動量は、 $h=30m$ で0.293m、 $h=20m$ で0.189mであり、 $h=10m$ では0.159mとかなり小さくなっている。

ある滑動量に対する超過確率を同じにしても、別の滑動量に対する超過確率は必ずしも同じにはならない。図-7(1)、(2)は、総滑動量が0.3m以上となる確率が10%となる断面について、総滑動量が0.1mおよび1.0m以上となる確率を、図-5と同様に示したものである。0.1mの超過確率については、水深が小さいほど、また、 γ_{50} の値が小さいほど大きくなっている。これに対して、1.0mの超過確率については、逆に水深および γ_{50} の値が大きいほど大きくなっている。これは、滑動量が1.0m以上となるにはかなり大きな波高が発生する必要があるが、水深が小さい場合には碎波で波高が頭打ちとなるため大きな波高は存在しないこと、また γ_{50} の値が小さい場合には極端に大きな波高が発生する確率がきわめて低いことが原因である。

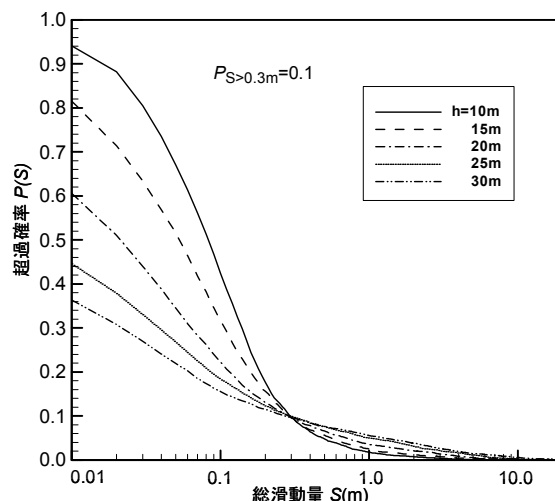


図-6 総滑動量の超過確率 ($P_{S>0.3m}=0.1$)

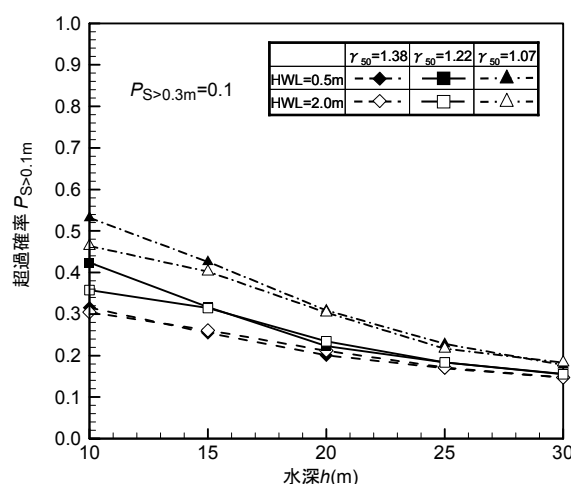


図-7(1) 総滑動量が0.1m以上となる確率

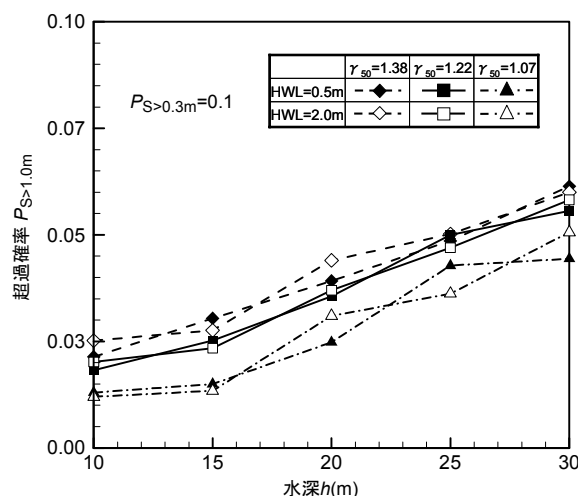


図-7(2) 総滑動量が1.0m以上となる確率

(2) 現行設計法との堤体幅比較

ここで、これまで検討してきた期待滑動量あるいは総滑動量の超過確率を指標とした設計法と、従来の滑動安全率 1.2 を基準とする設計法の堤体幅を比較してみる。図-8 は、期待滑動量が 0.3m となる断面と、総滑動量が 0.3m 以上となる確率が 5,10,15% となる断面について、それぞれの堤体幅を現行設計法（滑動安全率 1.2）の堤体幅で無次元化して示したもので、潮位偏差は 0.5m、横軸は水深と 50 年確率沖波波高の比である。水深 20m 以下の砕波領域については、どの断面も現行設計法の断面より小さくなっているのに対して、水深 25m 以上の非砕波領域の場合は、現行設計法の断面よりも大きくなっている。また、同じ超過確率の断面で比較すると、 $\gamma_{50}=1.38$ のほうが $\gamma_{50}=1.07$ よりも全体的に小さくなっている。期待滑動量 0.3m の断面は、 $\gamma_{50}=1.38$ および 1.22 の場合、砕波領域では超過確率 15%、非砕波領域では 10% の断面に近く、 $\gamma_{50}=1.07$ の場合、全体的に 15% の断面に近い。

(3) 確率波に対する滑動量

ここまでの検討では、供用期間全体での総滑動量を指標としていたが、よりわかりやすい指標として、たとえば 50 年確率波など、ある再現期間の高波 1 回が来襲した場合の平均滑動量に関する検討を行う。

図-9 は、期待滑動量が 0.3m となる断面を対象として、種々の再現期間に相当する高波 1 回（継続時間 2 時間）に対する滑動量について、水深および高波の出現特性による違いを示したものである。再現期間が 50 年よりも長い場合は、 $\gamma_{50}=1.38$ のほうが $\gamma_{50}=1.07$ に比べて沖波波高の絶対値が大きいため、滑動量も大きくなっている。また、 $\gamma_{50}=1.38$ の場合、水深が大きくなるほど再現期間が長くなることによる滑動量の増加が顕著である。これは、水深が小さい場合、沖波波高は大きくても砕波の影響によって、堤体位置での波高が頭打ちとなってしまうためである。

図-10 は、総滑動量が 0.3m を超過する確率が 5,10,15% のそれぞれの断面について、ある再現期間の高波 1 回に対する滑動量を図-9 と同様に示したもので、水深 20m の例である。例えば 500 年確率波が作用したとき、 $\gamma_{50}=1.07$ の場合、超過確率 15% の断面でも滑動量は 0.02m 程度であるのに対して、 $\gamma_{50}=1.38$ の場合、超過確率 5% の断面でも約 0.13m となり、高波の出現特性の影響が極めて大きいことがわかる。なお、水深が異なる場合についても、全体的な傾向はほぼ同じとなるが、図-9 から推測できるように、水深が小さい場合には砕波による波高の頭打ちの影響を受けるため、500 年確

率波でも滑動量はそれほど大きくならない。

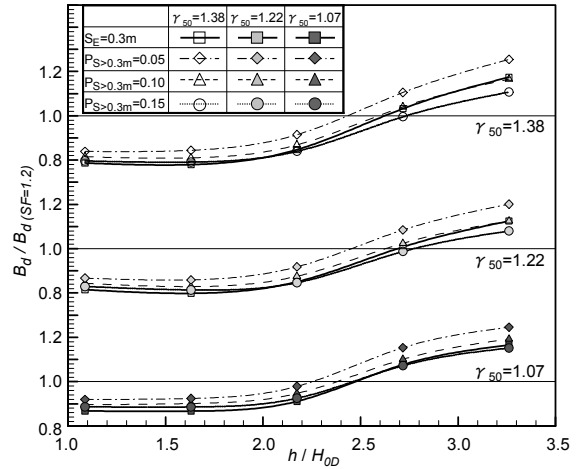


図-8 各指標から計算される堤体幅の比較

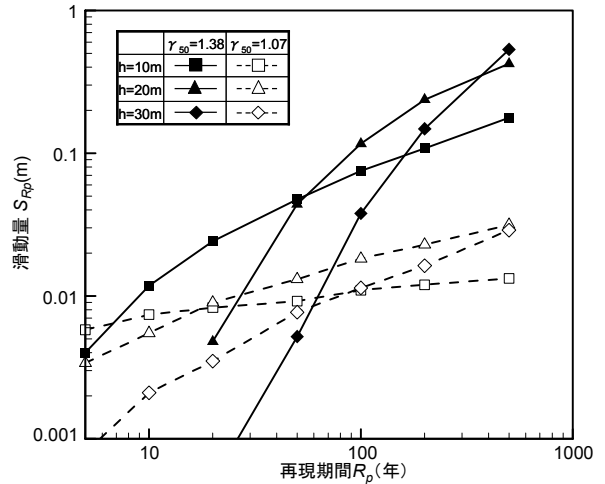


図-9 設計波の再現期間と滑動量 ($S_E=0.3m$)

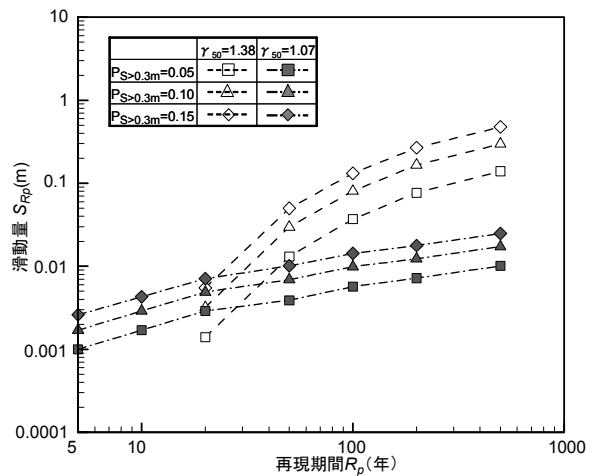


図-10 設計波の再現期間と滑動量 ($P_{S>0.3m}=0.05\sim 0.15$)

3.3 構造物の重要度を考慮した滑動許容値の設定方法

(1) 確率波に対する滑動量を指標とする設計法

構造物の重要度を考慮した設計法の一つとして、これまでに「確率波に対する滑動量の平均値を用いる方法」が提案されている(Takahashi ら, 2001)。表-2 は重要度別の許容滑動量の設定例を示したものである。

例えば重要度 B の場合、5 年確率波に対する平均滑動量が 0.03m 以下、同様に、50 年確率波に対して 0.1m 以下、500 年確率波に対して 0.3m 以下をすべて満たすように断面を決める。そのため、水深や高波の出現特性によって、どの確率波で断面が決まるかわってくる。この方法では、確率波に対する変形量（平均値）が明示されるため、感覚的にはわかりやすい。ただし、前述のように、実際にどの程度の変形がどのような確率で起こるのかについては明確でない。また、水深が小さく砕波によって波高が頭打ちとなるような場合や、 γ_{50} の値が小さい場合は、再現期間の影響が小さくなる。したがって、この方法を用いる場合、設計条件に応じて許容滑動量または再現期間を変える必要がある。

表-2 重要度を考慮した許容滑動量の設定例

		許容滑動量(m)			
		0.03	0.1	0.3	1.0
再現期間	5 年	B	C		
	50 年		B	C	
	500 年	A		B	C
	5000 年		A		

※ 構造物の重要度 A：高い，B：普通，C：低い

(2) 滑動量と超過確率を指標とする設計法

超過確率を指標とする方法は被災の危険性をより定量的に評価することができ、期待滑動量を指標とする方法よりも合理的な設計法と考えられる。ただし、これまでの検討からもわかるように、たとえば滑動量が 0.3m 以上となる確率を 10%以下としても、1.0m 以上の大きな滑動が生じる確率は、水深や高波の出現特性によって大きく異なる場合がある。そこで、より信頼度の高い設計法として、上述の確率波に対する滑動量を指標とする方法と同様に、複数の滑動量に対して超過確率を考慮し、構造物の重要度に応じて許容超過確率を変える方法が考えられる。

表-3 は重要度別の滑動量とその許容超過確率の設定例を示したものである。表中の滑動量とは、供用期間全体での総滑動量のことであり、滑動量 0.1m は目視で確

認できる値、1.0m はこれ以上大きくなると重大な被災につながる値としての目安である。なお、許容超過確率の数值は、これまでの検討における従来の滑動安全率や期待滑動量との相関関係に基づいて提案した参考値である。

表-3 重要度を考慮した許容超過確率の設定例

		構造物の重要度		
		高い	普通	低い
滑動量	0.1m	15%	30%	50%
	0.3m	5%	10%	20%
	1.0m	2.5%	5%	10%

表-4 は、今回対象とした計算ケースについて表-3 の基準で重要度を普通とした場合、水深と高波出現特性によってどの滑動量で断面が決まるかを示したものである。水深 10m および 15m で $\gamma_{50}=1.07$ および 1.22 の場合には 0.1m-30% の条件、水深 30m で $\gamma_{50}=1.22$ および 1.38 の場合には 1.0m-5% の条件、それ以外の場合は 0.3m-10% の条件で断面が決まることがわかる。

なお、実際の設計においては、0.3m 以下の小さい滑動に関しては十分に許容できる場合、0.1m の超過確率は考慮せず、0.3m と 1.0m の超過確率のみで設計することも考えられる。これにより、水深の浅い条件ではより経済的な断面となる。

表-4 重要度を考慮した許容超過確率の設定例

		極値波浪の特性		
		$\gamma_{50}=1.07$	$\gamma_{50}=1.22$	$\gamma_{50}=1.38$
水深	10m	0.1m-30%	0.1m-30%	0.3m-10%
	15m	0.1m-30%	0.1m-30%	0.3m-10%
	20m	0.3m-10%	0.3m-10%	0.3m-10%
	25m	0.3m-10%	0.3m-10%	0.3m-10%
	30m	0.3m-10%	1.0m-5%	1.0m-5%

4. 消波ブロック被覆堤における滑動モデル

4.1 波力の時間変化の考え方

通常の混成堤の場合、2章に示したように衝撃波力成分を表す三角形パルスと重複波力成分を表す正弦波形を組み合わせた滑動モデルを用いており、三角形パルスのピーク値および継続時間は、波力算定に用いる合田式における衝撃砕波力係数 α^* の値によって変化する。

一方、消波ブロック被覆堤に作用する波力を合田式を

準用して算定する際には、 α^* は0とすることになっている。したがって、混成堤の滑動モデルを消波ブロック被覆堤にそのまま適用すると、重複波力成分の作用時間が長くなり、さらに三角形パルスのピークと正弦波形のピークの値が近い二山型の波形となる。その結果、滑動限界波力を超えると滑動量が急激に大きくなって、滑動量を過大に評価する可能性がある。

しかしながら、既往の実験結果（谷本ら，1981）等によれば、一般に消波ブロック被覆堤は通常の混成堤に比べて滑動限界を超えても滑動量があまり大きくならず、ねばり強い構造であるとされている。すなわち、消波ブロック被覆堤の滑動量を計算する場合、通常の混成堤の滑動モデルをそのまま用いることは適切ではなく、実際の波力の時間変化に対応した滑動モデルを用いる必要がある。

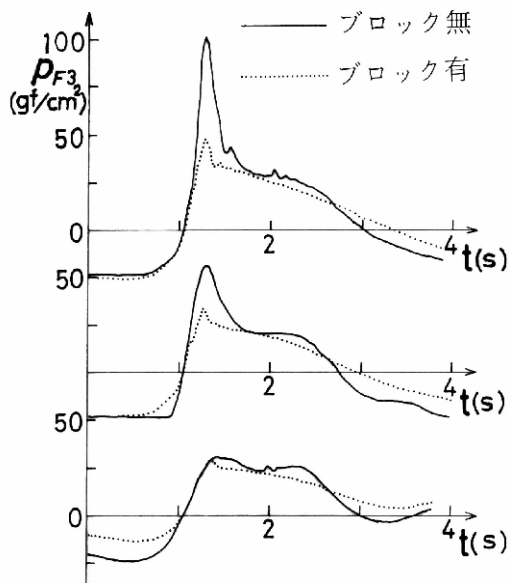


図-11 消波ブロックの有無による波圧波形の違い

図-11は、高橋ら（1990）による通常の混成堤と消波ブロック被覆堤の波圧波形の違いを示した実験結果の例である。図から明らかなように、消波ブロック被覆堤の場合には、三角形パルスのピークが小さくなるだけでなく、正弦波の重複波成分（腰掛け部）のピークがなくなっている。したがって、このような波形の場合、滑動量の計算においては三角形パルスのみ考慮すればよいと考えられる。

また、三角形パルスの作用時間 τ_0 については、2章の式(6)~(8)で表されるように α^* の関数となっているが、波力の計算に準じて α^* を0とすると、作用時間が非常に長くなり、実際の波形と合わなくなる。したがって、作

用時間の算定に関しては、消波ブロックがないと仮定した場合の見かけ上の α^* を用いて計算するべきである。ただし、実際に衝撃砕波力が作用することはないため、見かけ上の α^* が大きい断面の場合、滑動量を過小評価する危険性がある。したがって、 α^* の値に上限を設定するのが現実的である。

このような消波ブロック被覆堤の波圧波形の特徴については、今回あらたに水理模型実験による検討を行った。これについては次節で述べる。

4.2 水理模型実験による検証

(1) 実験条件

実験は、当所のパイロット水路（長さ 36m，幅 0.48m，高さ 1m）を用いて、消波ブロック被覆堤に作用する波力の測定を行った。消波ブロック被覆堤の断面だけでなく、比較のため消波ブロックを設置しない断面についても実験を行っている。図-12 および写真-1は、実験断面を示したものである。なお、消波ブロック被覆堤の断面は、5章で述べる試設計の対象とした高知港三里地区東第一防波堤を参考に、マウンドの小段や被覆ブロック等、波力に直接影響を与えない部分については省略して、縮尺 1/41 で再現したものである。

実験波は規則波を用い、高知港における 50 年確率波および 10 年確率波の周期で、波高を 4~7 段階に変化させた。潮位は H.H.W.L.，H.W.L.，L.W.L.相当の 3 種類で行った。なお、断面水路であるため、設計波の H_{max} 相当の波よりも小さい波高で砕波限界となり、それ以上大きな波は発生しない。そのため、砕波限界ぎりぎりの最も大きい波高まで実験を行った。表-5 は実験ケース一覧である。図-12にも示すように、実験ではケーソン前面に 4 個の圧力センサーを取り付け、各点に作用する波圧を計測した。

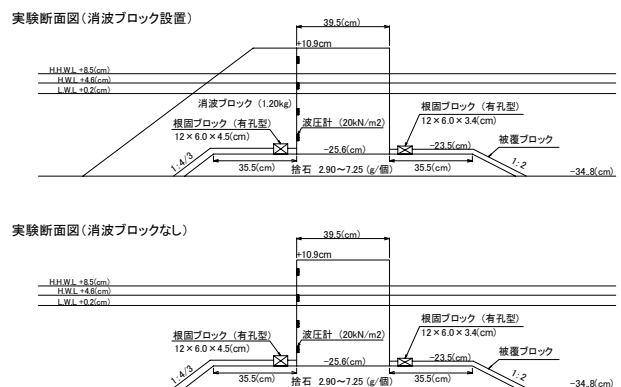


図-12 実験断面

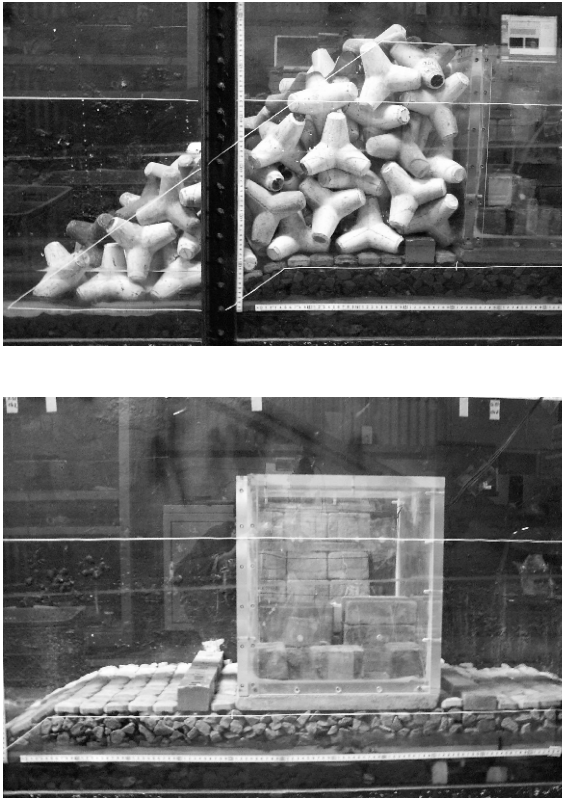


写真-1 実験断面

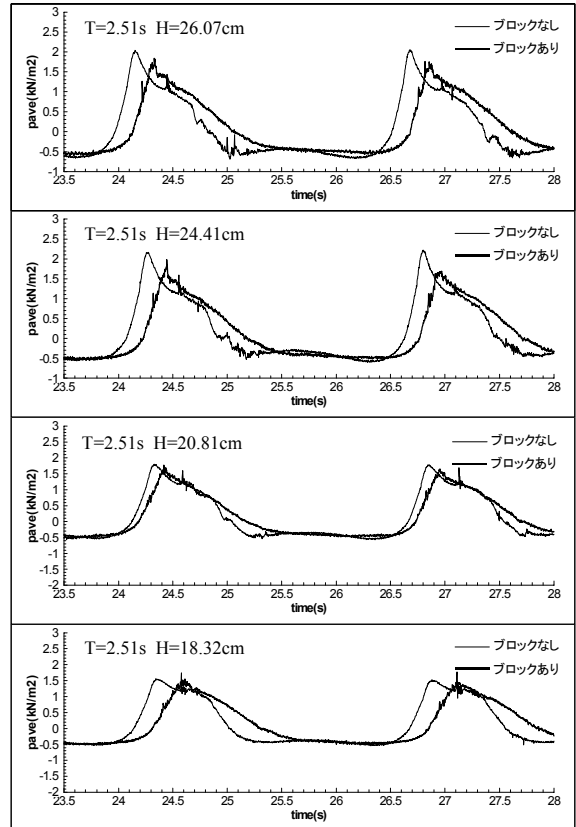


図-13(1) 波形データ (H.H.W.L., $T=2.51s$)

表-5 実験ケース一覧

周期 T	潮位		
	L.W.L.	H.W.L.	H.H.W.L.
	波高 H		
2.51s (16.1s)	19.7-23.7cm (8.08-9.72m)	18.7-25.3cm (7.67-10.37m)	18.3-26.1cm (7.50-10.70m)
2.16s (13.8s)	18.8-21.5cm (7.71-8.82m)	18.0-25.0cm (7.38-10.25m)	17.2-24.6cm (7.05-10.09m)

※ () 内は現地換算値

(2) 実験結果

図-13は、4点の波圧から計算した水平合力を単位面積当たりの圧力で示した平均波力強度 p_{ave} の波形データで、H.H.W.Lの場合の例である。今回の断面では水深が浅いため、ブロックなしの場合には二山めのピークがなく、腰掛け部のような波形となっている。一方、ブロックありの場合、腰掛け部すらはつきりせず、このような波形であれば一山めの部分のみ考慮すれば十分である。ただし、 $T=2.16s$ で波高が小さい場合には三角形よりもやや正弦波に近い形となっている。

図-14は、すべての実験ケースについて、三角形パルスを仮定した場合の波力作用時間の実測値 τ_{0E} (図-13の1波めの波形から算出) と、周期、波高等から滑動モデルにより求められる計算値 τ_{0C} を比較したものである。

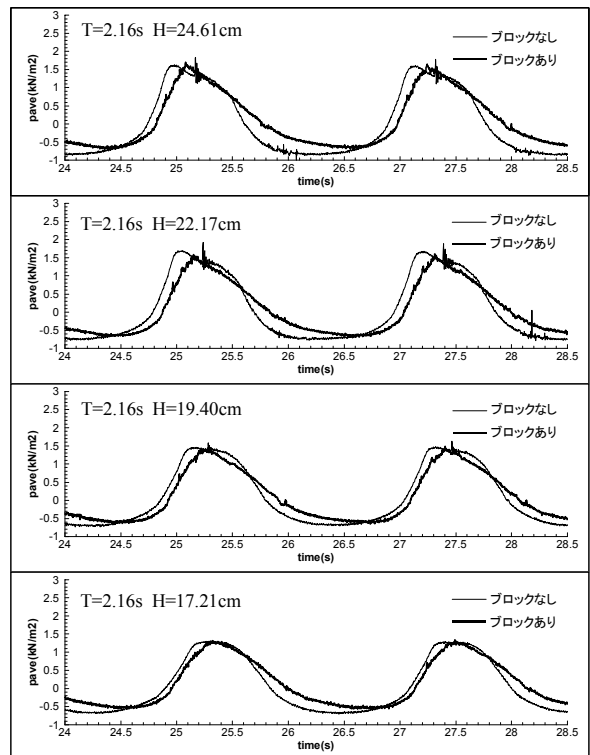


図-13(2) 波形データ (H.H.W.L., $T=2.16s$)

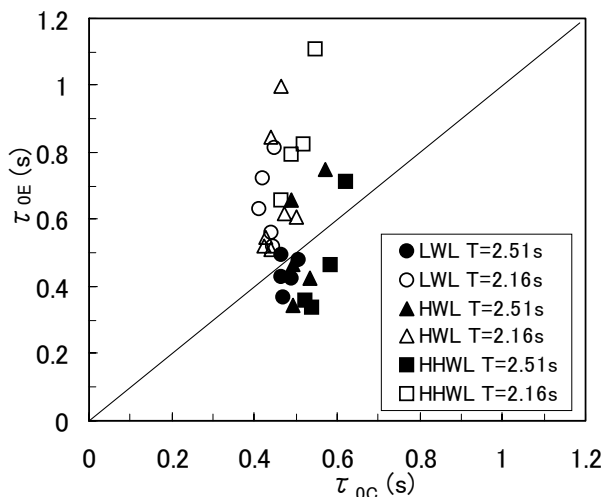


図-14 τ_0 の計算値と実測値の比較

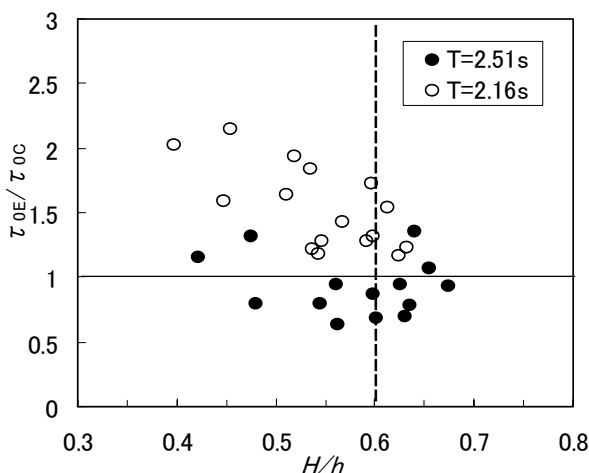


図-15 τ_0 の実測値と計算値の比と波高水深比

周期 2.51s のケースについては、平均的に見ると計算値と実測値は比較的良好に一致している。一方、周期 2.16s のケースについては、すべてのケースで実測値のほうが大きくなっており、危険側の結果となっている。

図-15 は、横軸に波高水深比 H/h をとり、縦軸に τ_0 の実測値と計算値の比をとったものである。図からわかるように、計算値と実測値が大きく異なるのは、比較的波高の小さい場合であり、波高水深比が 0.6 以上の範囲については、計算値と実測値は比較的良好に一致していると考えられる。

一般に、消波ブロック被覆堤の場合、波高水深比によって波力の形態が異なり、 $H/h \geq 0.6$ であれば合田式における波力低減係数 λ の値は 0.8 と見なせるが、 $H/h < 0.6$ であれば λ の値は 0.8 よりも大きくなる。消波ブロック被覆堤は、砕波帯内で $H/h \geq 0.6$ の条件下で用いられるこ

とが多く、その場合には今回提案した三角形パルスのみでの滑動モデルを使用できると考えられる。一方、比較的良好な設計条件ではあるが、波高水深比が小さい場合には正弦波のみのモデルを用いることが考えられる。ただし、この場合には作用時間の推定誤差によって滑動量に大きな違いが生じる可能性があり、実際の設計に適用する場合には、滑動実験を含めて更に検討が必要である。

なお、今回の実験断面は比較的マウンドが低く、消波ブロックなしでも衝撃的波力はあまり発生しておらず、また、合田式の計算値でも、 α^* の値は最大で 0.11 程度であった。現実には、もっと高マウンドの断面となることも考えられ、その場合、 α^* の値はさらに大きくなり、それに伴って τ_0 の計算値は急激に小さくなる。しかしながら、実際には消波ブロック被覆堤の場合には衝撃的波力が作用することはなく、実際の τ_0 の値はそれほど小さくならないと考えられ、そのまま計算すると滑動量を過小評価する危険性がある。したがって、見かけ上の α^* が大きい断面の場合、前述のように α^* の値に上限を設定するのが現実的である。今回の実験結果だけからは、 α^* の上限値を適切に決めることは困難ではある。一般的には、安全側の設定として上限値を 0.1 程度とすることが考えられるが、非常に高マウンドとなる断面については、さらに検討する必要がある。

5. 現地への適用を考慮した滑動量の計算

5.1 現地への適用における留意点

本章では、これまで述べてきた滑動量を指標とした設計法を、現地へ適用するための留意点を示すとともに、実際の現地を対象として行った試設計の例を紹介する。

現地への適用における具体的な留意点は以下のとおりである。

(1) 波浪変形計算

沖波から堤体位置までの波浪変形計算である。これまでの検討では、原則として直角入射の場合を対象としており、沖波から堤体位置までの波浪変形計算は合田の波浪変形モデルを適用した断面計算結果を用いていた。これに対して、実際の現地を対象とした計算では、平面的な波浪変形の影響も考慮しなければならない。

しかしながら、個々の沖波ごとに毎回波浪変形計算を行うのは膨大な時間を要し、現実的でない。そこで、あらかじめいくつかの潮位条件および沖波波高に対して波浪変形計算を行い、沖波と堤体位置での波高の関係を求めておき、滑動量の計算の際には、これらの結果を用いて沖波波高から堤体位置の波高を推定できるように用意し

ておく必要がある。

(2) 主波向の変動

2章でも述べたように、設計で用いる沖波の波向は、16方位において隣り合う波向との中間までの波を代表するものである。そこで、まず設計沖波相当の波高で、波向が設計波およびその両隣である波について波浪変形計算を行い、堤体位置におけるそれぞれの波向を求める。これをもとに、堤体位置での主波向の範囲を決め、その範囲で一様分布とする。たとえば、設計沖波の波向がNでそれに対応する堤体位置での入射角が24°、NNEに対応する入射角が6°、NNWに対応する入射角が40°であったとすれば、堤体位置での主波向は15~32°の範囲で一様分布となる。

なお、合田式における波力の計算に用いる波向は、主波向から±15°の範囲で危険側へ補正するが、これは最も厳しい1波のみを対象とする場合の考え方であり、滑動量の計算ではすべての波を対象とするので、こうした補正は必要ない。また、ある高波における1波ごとの波向の変動については、波力のばらつきに含まれるものと考え、特に考慮しない。

(3) 摩擦増大マットを用いる場合の摩擦係数

摩擦増大マットを用いる場合、たとえば平均値0.75としても、変動を考慮すると計算上は非常に大きな摩擦係数となる可能性がある。しかしながら、捨石どうしの摩擦係数が0.8程度であるので、摩擦増大マットとケーソンの摩擦係数がこれよりも大きい場合、実際にはマウンド内での変形が生じることになる。したがって、平均値を小さくしたり、上限値を設けるなどして、あまり大きな値とならないようにすることが望ましい。

5.2 滑動量を考慮した性能照査型設計法の適用例

(1) 試設計の概要

ここでは、高知港三里地区東第一防波堤を対象として、現地の波浪出現特性および海底地形を考慮した防波堤の耐波安定性に関する数値シミュレーションを行い、耐用期間中の滑動量の確率分布等の特性について検討するとともに、現行設計法による防波堤断面と許容変形量を用いた設計法による断面を比較した試設計の結果について述べる。

(2) 設計条件

1) 沖波の出現特性

今回対象とした高知港における設計沖波は、以下の式で表されるワイブル分布(k=1.0)をもとに算出されている。

$$H = 2.079 \gamma_V + 4.264 \quad (9)$$

$$\gamma_V = \left[-\ln \left\{ 1 - \left(1 - \frac{K}{NR_p} \right) \right\} \right]^{\frac{1}{k}} = -\ln \frac{53}{56 R_p} \quad (10)$$

※有効年数53年、データ数56個からの推定式
滑動量の計算においても、この出現特性をもとに沖波の推算を行った。また、周期については高知港における平均的な沖波波形勾配0.031から逆算して求めた。

2) 波浪変形計算

表-6は、H.H.W.L., H.W.L., L.W.L.の各潮位における、再現期間5~50年の沖波波高と堤体位置における有義波高および最高波高を示したものである。滑動量の計算においては、このデータをもとに、まず再現された高波時の潮位における5~50年確率の堤前有義波高を求め、次に、再現された沖波波高からそのときの堤前有義波高を計算した。なお、本来は50年確率波よりも大きい波についても計算を行うことが望ましいが、今回はすでに計算されていた結果のみを利用したため、50年確率波以上の波高については外挿で求めている。

表-6 波浪変形計算結果(波向SE)

確率年	潮位(m)		沖波周期 T ₀ (s)	沖波波高 H ₀ (m)	堤前波高(m)	
					H _{1/3}	H _{max}
50	H.H.W.L.	+3.5	16.1	12.5	10.05	13.16
	H.W.L.	+1.9			9.67	12.10
	L.W.L.	+0.1			9.15	10.88
30	H.H.W.L.	+3.5	15.4	11.5	9.50	13.03
	H.W.L.	+1.9			9.20	11.99
	L.W.L.	+0.1			8.76	10.80
10	H.H.W.L.	+3.5	13.8	9.2	7.98	12.68
	H.W.L.	+1.9			7.85	11.70
	L.W.L.	+0.1			7.63	10.56
5	H.H.W.L.	+3.5	12.6	7.7	6.88	12.38
	H.W.L.	+1.9			6.83	11.45
	L.W.L.	+0.1			6.73	10.36

3) 波向

設計沖波(SE)に対する堤体位置での入射角は25.5°であり、隣り合うSSEおよびESEの波に対する入射角はそれぞれ37°、13°である。したがって、今回の滑動量の計算においては、防波堤法線直角方向との入射角は25.5±6°の一様分布とした。

4) 摩擦係数

今回対象とした断面は、摩擦増大マットを用いており、従来の設計では摩擦係数を0.75として計算されている。今回の計算では、前述のように捨石どうしの摩擦係数の影響も考慮し、摩擦増大マットの効果を過大評価することを避ける観点から、摩擦係数の平均値を0.75、変動係

数を 0.10 とし、値が 0.75 を超えた場合には自動的に 0.75 とする、上限値を設ける方法を採用した。ただし、比較のため、上限値を設けず平均値を 0.75、変動係数を 0.10 とするケース、平均値を 0.70 と小さくして変動係数を 0.10 とするケースについても計算を行っている。

5) 堤体断面

図-16 は、現行設計法における堤体の基本断面を示したものである。滑動量の計算においては、この断面をもとに堤体幅のみを 10cm 単位で変化させた。堤体重量については、基本断面のほかいくつかの堤体幅について実際に重量を計算し、それ以外の場合については堤体幅に応じて比例配分して重量を算出している。

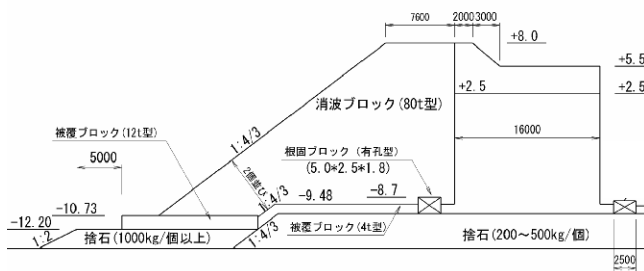


図-16 基本断面

(3) 滑動モデルと許容値設定の考え方

今回対象とした高知港三里地区東第一防波堤に関しては、4章での検討結果に基づき、設計波に対する波高水深比が大きいことから三角形パルスの滑動モデルを用い、 τ_0 の計算は α^* の上限値を 0.1 として行った。

防波堤の供用期間は 50 年と仮定し、断面の決定には、複数の総滑動量と許容超過確率を指標とする方法を用いた。ただし、比較のため期待滑動量および確率波に対する滑動量についても一部の断面について検討した。

許容超過確率の設定値としては、重要度が普通の混成堤の場合、前述の表-3にあるように 0.1m で 30%、0.3m で 10%、1.0m で 5% という指標が提案されており、今回もとりあえずこれらの許容値を用いて検討を行う。ただし、消波ブロック被覆堤の場合、滑動量が大きくなると消波ブロックが移動・沈下し、直立部に強大な衝撃砕波力が発生して被災の連鎖が発生する危険性がある。したがって、最終的な断面の決定に当たっては、この点についても考慮することにした。

(4) 計算結果

1) 堤体幅と滑動量の超過確率および期待滑動量

図-17(1)~(3)は、総滑動量 0.1m、0.3m、1.0m に対する超過確率と堤体幅の関係を示したもので、各図とも

前述のとおり摩擦係数について i) 平均値 0.75、変動係数 0.10 で上限値 0.75、ii) 平均値 0.75、変動係数 0.10、iii) 平均値 0.70、変動係数 0.10 の 3 通りの方法による計算結果を示している。

超過確率を指標とすれば、i) の場合は 0.1m および 0.3m に対する超過確率がクリティカルとなり、12.6m まで断面を小さくできる。ii) の場合も 0.1m および 0.3m に対する超過確率がクリティカルとなり、12.0m まで断面を小さくできる。また、iii) の場合は 0.3m に対する超過確率がクリティカルとなり、12.9m が限界となる。なお、1.0m に対する超過確率についてはいずれの場合もかなり小さくなっており、ブロックの移動が生じるような大きな滑動は発生しにくいことがわかる。これは、今回のケースでは水深が比較的浅く、波高が水深による砕波で頭打ちとなるためである。

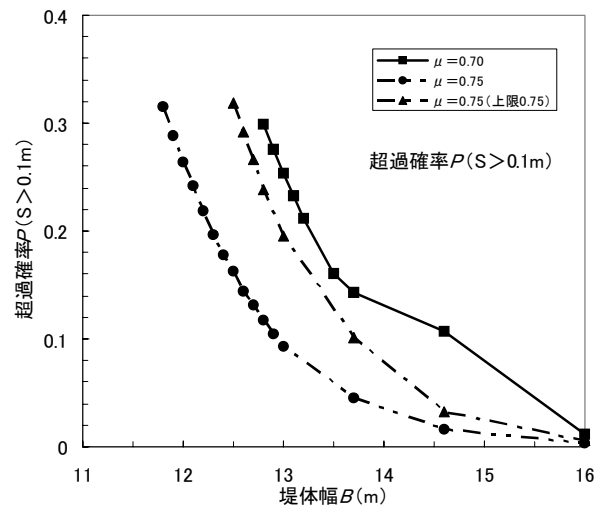


図-17(1) 堤体幅と超過確率 (滑動量 0.1m)

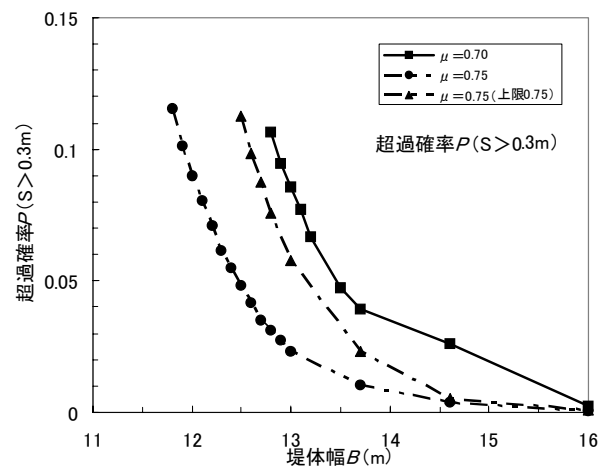


図-17(2) 堤体幅と超過確率 (滑動量 0.3m)

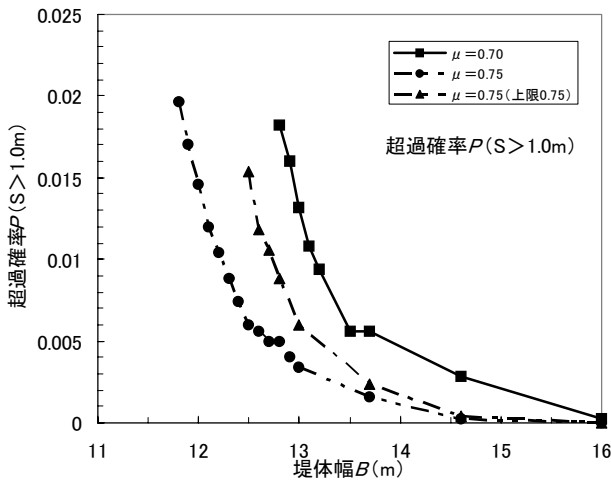


図-17(3) 堤体幅と超過確率 (滑動量 1.0m)

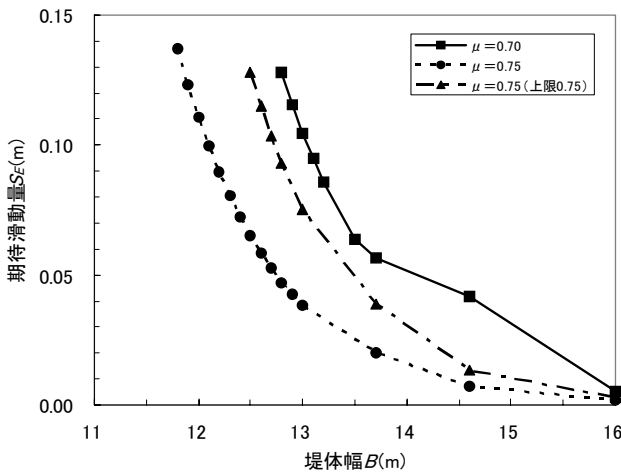


図-18 堤体幅と期待滑動量

一方、図-18は、堤体幅と期待滑動量(総滑動量の平均値)の関係を示したものである。上述した超過確率を指標として決定した限界断面の場合、期待滑動量はいずれも11cm程度であり、通常の許容値である30cmよりも小さくなっている。ただし、これらの断面は、従来の設計法による滑動安全率を計算すると、H.H.W.L.時の安全率が1.0未満となってしまふ。滑動を許容するという考え方に基づけば、安全率が1.0未満でも特に問題はないが、現行設計法との整合性を考えると、やはり1.0以上であるほうが望ましい。なお、従来の設計法で安全率が1.0以上となる最小堤体幅は13.0mであり、1.2以上となる堤体幅は、図-16に示した基本断面の16.0mである。

2) 支持力を考慮した堤体幅の設定

上述のとおり、滑動量を考慮した設計を適用すると、従来の設計法に比べて堤体幅を大幅に縮小できる。しか

しながら、堤体幅の決定においては、地盤およびマウンドの支持力に対する検討も必要となる。今回は、マウンド支持力の安定性の指標として、ビショップ法による安全率1.0以上および端趾圧の許容値を700kN/m²として検討した。その結果、フーチング部を除いた堤体幅は最低でも13.7m必要であることが明らかになった。なお、このときの滑動安全率は1.046である。

ここでは、堤体幅16.0m(当初基本断面)と13.7mの断面を対象として、滑動量計算結果について検討する。図-19は、それぞれの堤体幅における、総滑動量の超過確率を示したものである。堤体幅16.0mの場合、滑動量が1mm以下、すなわちほとんど0とみなせる確率が80%以上あり、10cm以上の滑動が生じる可能性は1%以下ときわめて小さい。一方、堤体幅13.7mの場合、摩擦係数の取り方によって結果にやや差があるが、摩擦係数の上限値を0.75とする方法の場合、10cm以上の滑動が生じる可能性は10%程度、30cm以上は2%程度である。

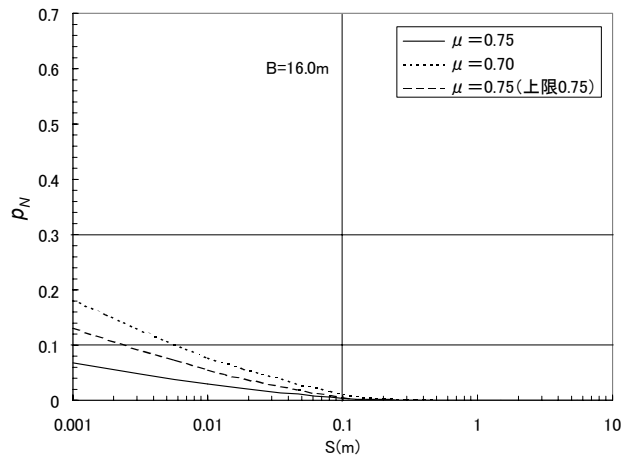


図-19(1) 総滑動量の超過確率 (B = 16.0 m)

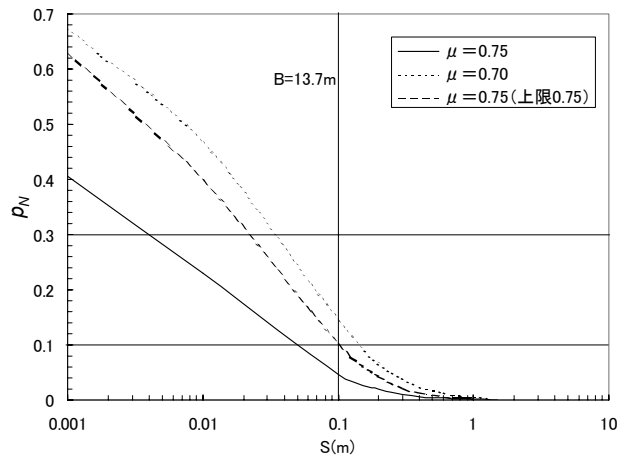


図-19(2) 総滑動量の超過確率 (B = 13.7 m)

なお、堤体幅 13.7m で摩擦係数の上限値を 0.75 とした場合、期待滑動量は 3.9cm であり、設計潮位である H.H.W.L. において 50 年確率波相当の高波が 1 回（2 時間）作用した場合の平均滑動量は、約 5.8cm、100 年確率波に対しては約 13.8cm である。期待滑動量が確率波 1 回の滑動量よりも小さいのは、H.H.W.L. の出現確率がきわめて小さく、H.H.W.L. 時に大きな波が来襲する可能性が低いためである。

(5) 考察

今回の計算例では最終的な断面は滑動ではなく支持力で決まったものの、滑動量を考慮した設計法を適用することにより、堤体幅は従来の設計法による 16.0m から 13.7m へ大幅に縮小できた。これは、消波ブロック被覆堤という構造上の要因と、現行設計法における当初断面の設計潮位が H.H.W.L. であったという設計上の要因によるものである。すなわち、消波ブロック被覆堤の滑動モデルとして適用した三角形パルスのモデルは、通常の混成堤の滑動モデルに比べて相対的に滑動量が小さくなること、また、H.H.W.L. で設計された断面は、H.W.L. で設計された断面に比べて一般に波力が滑動抵抗力を上回る確率がきわめて低く、相対的に滑動安定性が高いため、供用期間全体での滑動量を考慮した設計を適用した場合に、断面を縮小できる余裕が大きいことが理由である。今後、支持力の安定性に関しても変形を考慮した設計法が確立されれば、さらなるコスト縮減が可能となると考えられる。

6. まとめ

本報告では、滑動量を考慮した防波堤直立部の性能照査型設計法を、実際の現地の設計に導入することを目的として、種々の検討を行った。主要な結論は以下のとおりである。

- 1) 滑動量を考慮した設計法における指標としてこれまでに提案されている期待滑動量、確率波に対する平均滑動量、滑動量の超過確率は、高波の出現特性や水深によってその相関関係が大きく変化する。
- 2) ある再現期間の高波 1 回に対する滑動量は、当然ながら再現期間が長いほど大きくなり、水深が大きくなるほど、また、裾長さパラメータ γ_{50} の値が大きくなるほどその傾向が顕著である。
- 3) 複数の滑動量に対して超過確率を設定し、構造物の重要度に応じてその許容値を変える方法を提案した。この方法を用いると、高波の出現特性や水深によって断面を決定する滑動量の条件が異なり、どの

ような設計条件でもほぼ同じような安全性を有する、精度の高い設計が可能となる。

- 4) 消波ブロック被覆堤の波力特性を考慮し、波高水深比が大きい場合には、波力の時間変化を三角形パルスのみで表し、さらにその作用時間 τ_0 については、パラメータとして用いる衝撃砕波力係数 α^* に上限値を設定して計算する新しい滑動モデルを提案した。
- 5) 高知港三里地区東第一防波堤を対象として、現行設計法による防波堤断面と滑動量を考慮した性能照査型設計法による断面を比較した試設計を行った。その結果、滑動のみを考慮した場合、現行設計法に比べて堤体幅を約 2 割小さくできた。また、実際の堤体断面はマウンドの支持力で決まるものの、それでも約 14% 小さくなった。
- 6) 一般に、潮位偏差が大きく設計潮位が H.H.W.L. である場合、相対的な滑動安定性が高く、変形を考慮した設計法の導入により建設コストを縮減できる。今後、支持力の安定性に関しても変形を考慮した設計法が確立されれば、さらなるコスト縮減が可能となる。

7. あとがき

今回の研究により、滑動量を考慮した防波堤直立部の性能照査型設計法を、実際の現地の設計に適用する具体的な手法が確立された。これにより、防波堤の建設コストの縮減が期待される。なお、今回提案した滑動量の超過確率の許容値については、あくまでも一つの目安であり、実際の設計に適用する場合には、設計者の判断により、条件に応じて適切な値を設定する必要がある。

また、変形量を考慮した性能照査型設計法を適用する場合、各種不確定要因の変動によって計算結果が変わってくる。そのため、現状では比較的安全側となるよう、不確定要因の平均値とばらつきを決めている。たとえば波力の変動については砕波と非砕波の区別なく一定としているが、実際には、非砕波のときの波力は、砕波のときに比べるとかなりばらつきが小さくなるため、水深の深い非砕波領域では期待滑動量が小さくなる可能性がある。したがって、より計算精度を高めるためには、合田式による波力を重複波成分と砕波成分に分離し、それぞれについてばらつきを与える方法が適切である。こうした各種不確定要因の変動については、引き続き検討を続ける予定であり、これらの推定精度が向上すれば、滑動量の計算精度がより高くなり、条件によってはさらに経

済的な断面が得られる可能性がある。

また、今回の検討はケーソン1函のみの滑動量を対象として行ったものであるが、現地の防波堤は多数のケーソンから構成されている。仮にそれぞれのケーソンの滑動がすべて独立な事象であると考えた場合、たとえば供用期間中に1m以上滑動する確率が2%であっても、ケーソンが50函あったとすれば、供用期間中に少なくとも1函が1m以上滑動する確率は $1 - (0.98)^{50} = 0.636$ で、非常に大きくなる。もっとも、実際には少なくとも波高に関してはかなり相関性が高いはずであり、各ケーソンの滑動現象が独立な事象とは考えにくい。この点についても、現地の被災例などを参考に、同じ場所における複数のケーソン全体の滑動特性について、さらに検討する予定である。

これとは別の問題として、防波堤の平面形状の影響についても考慮する必要がある。防波堤の滑動被災は、堤頭部付近や隅角部などの局所的に波高増大が生じる箇所や、消波ブロックの不完全被覆部で衝撃波力による波力増大が生じる箇所など、特定の位置で発生することがほとんどである。実際の設計でも、こうした影響を考慮して、隅角部に関して部分的に消波ブロックを設置したり、消波ブロック端部の衝撃波力を考慮してケーソンを大きくするなどの対策が取られている。しかしながら、ケーソンの延伸途中における一時的な堤頭部付近の波高増大や、消波ブロック被覆堤の施工途中における不完全被覆部など、従来の設計法では設計波をどのように設定するか難しい場合もある。今回提案した確率的変形量を考慮した設計を適用する場合、実際の施工期間に合わせて、施工途中の断面の検討を行うことが可能である。また、波高増大の影響についても、波浪変形時における平均値の偏りに適切な割増係数を用いることで対応が可能であり、このような方法を用いることにより、局所的な被災を防ぐ必要がある。

謝辞

本研究における高知港三里地区東第一防波堤の試設計に関しては、国土交通省四国地方整備局高松港湾空港技術調査事務所からの受託研究業務として実施しており、同所の野田 巖所長、下元幸夫前任建設管理官、富本 正前建設管理官、中川恵美子係員および国土交通省四国地方整備局高知港湾・空港整備事務所の菅沼史典所長を始めとする関係各位の多大なるご協力を得ている。また、本研究の実施に当たっては、当所の高橋重雄研究主監、山根隆行元海洋・水工部長、小谷 拓前海洋・水工部長、永井紀彦海洋・水工部長から貴重な助言をいただいでい

る。さらに、数値シミュレーションによる滑動量の計算およびデータの整理については、多田清富元耐波研究室研究員の協力を得ている。ここに記して感謝の意を表する次第である。

(2006年6月16日受付)

参考文献

- 青木伸一・奥部綾子(1995)：防波堤直立部の滑動シミュレーション，海岸工学論文集，第42巻，pp.861-865.
- 赤石沢総光・長船 徹・興野俊也・阿部光信(2002)：安全係数を用いた防波堤滑動量算定手法の構築に関する検討，海岸工学論文集，第49巻，pp.946-950.
- 興野俊也・赤石沢総光・吉田郁政・鈴木修一・長船徹(2003)：ケーソン堤の滑動破壊モードに着目した効率的損傷確率算定手法について，海岸工学論文集，第50巻，pp.896-900.
- 合田良実・高木泰士(1999)：信頼性設計法におけるケーソン防波堤の再現期間の選定，海岸工学論文集，第46巻，pp.921-925.
- 合田良実(2001)：防波堤の信頼性設計における極値分布の選択とその影響，海洋開発論文集，第17巻，pp.1-6.
- 合田良実(2002)：設計波高に係わる極値統計分布の裾長さパラメータとその意義，海岸工学論文集，第49巻，pp.171-175.
- 下迫健一郎・高橋重雄(1998)：期待滑動量を用いた防波堤の信頼性設計法，港研報告，第37巻，第3号，pp.3-30.
- 下迫健一郎・多田清富(2003)：混成堤の性能照査型設計法における滑動量の許容値設定に関する検討，海岸工学論文集，第50巻，pp.766-770.
- 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，港湾技術研究所報告，第29巻第1号，pp.54-75.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三(1992)：混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案，海岸工学論文集，第39巻，pp.676-680.
- 高橋重雄・下迫健一郎・半沢 稔・杉浦 淳(2000)：防波堤の安定性能照査と性能設計—海域施設の新しい耐波設計—，海洋開発論文集，第16巻，pp.415-420.
- 谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄(1981)：混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力の発生と対策について，港湾技術研究所報告，第20巻第2号，pp.3-39.
- 花山格章・関本恒浩・鶴飼亮行・高木泰士・畑田佳男・山口正隆(2002)：確率的台風モデルを用いた信頼

性設計法, 海岸工学論文集, 第49巻, pp. 926-930.

森屋陽一・鷺尾朝昭・長尾毅 (2003) : ケーソン式混成堤の滑動量に基づくレベル1信頼性設計法, 海岸工学論文集, 第50巻, pp. 901-905.

吉岡健・佐貫哲朗・長尾毅・森屋陽一(2004) : 波浪の極値分布を考慮したケーソン式混成堤の滑動量に基づくレベル1信頼性設計法に関する研究, 海岸工学論文集, 第51巻, pp. 851-855.

吉岡健・長尾毅・森屋陽一(2005) : ケーソン式混成堤における部分係数の滑動量を考慮した設定方法に関する研究, 海岸工学論文集, 第52巻, pp. 811-815.

Takahashi, S., K. Shimosako, and M. Hanzawa (2001) : Performance design for maritime structures and its application to vertical breakwaters – caisson sliding and deformation-based reliability design –, Proc. Advanced design of maritime structures in the 21st century, Port and Harbour Research Institute, pp. 63-73.

港湾空港技術研究所報告 第45巻第3号

2006.9

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 昭和情報プロセス株式会社

Copyright © (2006) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

CONTENTS

Reliability Design of Composite Breakwaters based on Sliding Distance	Kenichiro SHIMOSAKO, Nanako OSAKI, Fumitake NAKANO3
Estimations of Specific Growth Rate and Specific Defluxion Rate in the Leaf Blade of Eelgrass, <i>Zostera marina</i> L.	Shinya HOSOKAWA, Eiichi MIYOSHI, Masayuki UCHIMURA, Yoshiyuki NAKAMURA25