

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1107 September 2005

各種混成堤における波力算定法の適用性に関する考察
—衝撃砕波力係数など波力算定上の留意点—

下 迫 健 一 郎
大 崎 菜 々 子

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

要 旨	3
1. はじめに	4
2. 合田式における衝撃砕波力係数の適用性	4
2.1 合田式の概要	4
2.2 衝撃砕波力係数の導入	5
2.3 衝撃砕波力係数の適用性	5
3. 上部斜面ケーソン堤の波力算定法の適用性	8
3.1 上部斜面ケーソン堤の概要	8
3.2 提案されている波力算定法	8
3.3 斜面部の波力算定式の適用性	10
3.4 直立部の波力算定式の適用性	10
3.5 通常型と被覆型の設計断面の比較	10
3.6 波力算定法の適用性に関する考察	12
4. 直立消波ケーソン堤の波力算定法の適用性	12
4.1 提案されている波力算定法の概要	12
4.2 波力算定法の適用上の注意点	13
5. まとめ	14
参考文献	14

Study on the Application of the Calculation Methods of Wave Forces acting on the Various Type of Composite Breakwaters

Kenichiro Shimosako*
Nanako Osaki**

Synopsis

Current calculation methods of wave forces acting on the upright section of various types of composite breakwaters, such as perforated wall caisson breakwater or the sloping top caisson breakwater, are proposed mainly based on the hydraulic model tests. Since such model tests were usually conducted by the limited design conditions, wave forces are not necessarily estimated precisely by these calculation methods. Recently wave forces are also investigated by numerical simulations, however, it is still difficult to estimate the wave forces accurately especially for the special-type caisson breakwaters or the forces generated by the breaking waves.

In this paper, the wave forces acting on the several types of caissons were investigated by the review of the various experimental results conducted before, and the calculations based on the current design methods. Major conclusions are as follows:

- 1) Since the Goda pressure formula overestimates the impulsive breaking wave force when the water depth is large, the rubble mound foundation is high, and the wave height is relatively small, the modified water depth for calculating the impulsive pressure coefficient were proposed in order to estimate the wave force accurately.
- 2) The calculation methods of wave forces acting on the sloping top caisson and the sloping top caisson covered with wave dissipating blocks were investigated, and the minimum value of the wave force modification factors for the sloping top caisson with wave dissipating blocks is proposed.
- 3) The calculation method of wave forces acting on the perforated wall caisson were investigated and the method to estimate the modified wave chamber width for calculating the impulsive force on the rear wall of the wave chamber were described.

Key Words: composite breakwater, calculation method of wave force, impulsive breaking wave force, sloping top caisson, sloping top caisson covered with wave dissipating blocks, perforated wall caisson

* Head, Maritime Structures Division, Marine Environment and Engineering Department
** Maritime Structures Division, Marine Environment and Engineering Department

各種混成堤における波力算定法の適用性に関する考察

— 衝撃砕波力係数など波力算定上の留意点 —

下迫健一郎*
大寄菜々子**

要 旨

上部斜面ケーソン堤や直立消波ケーソン堤などの設計に用いられる現行の波力算定法は、主に水理模型実験結果をもとに提案されており、必ずしもすべての場合において十分な精度が保証されているわけではない。そのため、過去の事例と異なるような設計条件の場合、提案されている波力算定法をそのまま適用できるか判断に迷うケースも少なくない。また、近年では数値計算による波力の検討も行われているが、砕波を含む現象や特殊な形状の防波堤については、その計算精度に問題があり、直ちに実務に適用可能なレベルには達していない。

本研究では、通常の混成堤や、上部斜面ケーソン、直立消波ケーソンなどの特殊な形状の直立部を有する混成堤に作用する波力について、既往の水理模型実験結果の再整理を行うとともに、種々の設計条件において現行の波力算定法を用いた計算を行い、各種の混成堤における現行の波力算定法の適用範囲とその妥当性について検討した。本研究における主要な結論は以下のとおりである。

- 1) 通常の混成堤に作用する波力の算定に用いる現行の合田式に関して、水深が非常に深くなおかつ捨石マウンドが高い条件において、設計波高が比較的小さい場合に波力を過大に算定する問題点を解消するため、計算に用いる水深を補正する方法を提案した。
- 2) 上部斜面ケーソン堤に作用する波力について、通常の上部斜面堤と消波ブロック被覆上部斜面堤のそれぞれについて、現行の波力算定法の問題点と適用範囲を明らかにした。
- 3) 現在提案されている直立消波ケーソン堤の波力算定法を適用する際の注意点を明らかにした。

キーワード：混成堤，波力算定法，衝撃砕波力，上部斜面堤，消波ブロック被覆上部斜面堤，直立消波ケーソン

* 海洋・水工部耐波研究室長

** 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

1. はじめに

混成堤直立部の耐波安定性は、波力を外力とする力の釣り合いによって検討されており、設計波力をどのように算定するかがきわめて重要である。

通常の矩形ケーソンの場合、合田(1973)が提案した式に、谷本(1976)による波向きの影響を考慮した改良が加えられた、いわゆる合田式が広く用いられている。その後、高橋ら(1992)は、高マウンドや急勾配海底面上の直立壁に衝撃砕波力が作用する場合、合田式では波力を過小評価する傾向がある点を改良するため、滑動実験結果をもとに、新たに衝撃砕波力係数 α_1 を提案している。ただし、水深に対して波高が比較的大きい場合を対象とした実験結果に基づいて定式化されており、その適用範囲については注意する必要がある。

一方、ケーソンの形状を改良した種々の防波堤も提案されており、直立消波ケーソンなどのように、実際に現地で使用されているものも少なくない。このような特殊な形状をしたケーソンに作用する波力については、主に水理模型実験結果をもとに波力算定式が提案されている。この場合、比較的限られた設計条件のみを対象とした実験結果に基づいて提案されており、必ずしも汎用性のあるものではないことが多い。そのため、過去の事例と異なる設計条件の場合、提案されている波力算定法をそのまま適用できるか判断に迷うケースも少なくない。

本研究は、こうした各種混成堤における現行の波力算定法に関する問題点や適用性について検証し、より合理的な波力算定法を整理することを目的としたものである。

2. 合田式における衝撃砕波力係数の適用性

2.1 合田式の概要

合田(1973)は、自身が行った系統的な波圧実験結果(1972)などに基づいて、新しい波圧の算定法を提案した。その後、谷本(1976)による波向きの影響を考慮した改良が行われている。今日では、合田式と呼ばれ、日本における防波堤の設計に広く用いられているだけでなく、世界的にも広く知られている。

合田式は、それまで用いられていた広井式やサンプル一式などの波圧算定式と異なり、重複波と砕波のどちらにも適用でき、周期やマウンド形状の影響も考慮されている。また、設計波として最高波高 H_{max} を用いたこと、底面に働く揚圧力の概念を明らかにしたことも大きな長である。

式(1)は、合田式において最も基本となる、静水面にお

ける波圧強度 p_1 の計算式である。

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta)\rho_0 g H_D \quad (1)$$

ここに、

β : 波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲で最も危険な方向と直立壁法線の垂線とがなす角度

ρ_0 : 海水の密度 (t/m^3)

g : 重力加速度 (m/s^2)

H_D : 設計波高 (m)

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left\{ \frac{(4\pi h/L)}{\sinh(4\pi h/L)} \right\}^2 \quad (2)$$

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

h : 直立壁の前面における水深 (m)

L : 水深 h における設計波の波長 (m)

h_b : 直立壁の前面から沖側へ有義波高の5倍の距離の地点における水深 (m)

d : マウンドの根固めまたは被覆材の天端のうち、いずれか浅いほうの水深 (m)

α_1 および α_2 は、それぞれ波圧の要素として緩やかに変化する成分(重複波成分)と衝撃的な成分を表している。図-1は、波高の増大等による波圧の時間波形の変化であり、それぞれの波圧成分が模式的に示されている。波高が小さく重複波圧が作用する場合には、衝撃的な成分はほとんど見られない。波高が大きくなり砕波圧が作用する場合には、衝撃的な成分が大きくなってくる。

なお、海底勾配が急な場合や高マウンドの場合には、図-1における(c)のように、波高分の静水圧の数倍に相当する衝撃砕波圧が作用することがある。この場合、 α_2 では衝撃的な成分を過小評価する傾向がある。そのため、高橋ら(1992)は、新たに衝撃砕波力係数 α_1 を提案している。これについては次節で詳しく述べる。

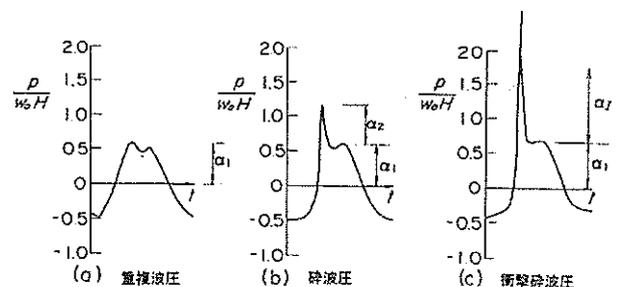


図-1 波高の増大等による波圧の時間波形の変化

2.2 衝撃砕波力係数の導入

合田式において衝撃的な成分を表す α_2 では、式(3)に示されているように、有義波高の5倍だけ沖側の水深を用いることによって、海底勾配の影響を考慮している。すなわち、防波堤設置位置の水深が同じでも、急勾配の場合ほど大きな水深をとることになり、海底勾配が急であることによって発生する衝撃砕波力については、これによってある程度考慮されていることになる。

一方、マウンド形状の影響による衝撃砕波力については、 α_2 ではマウンド上水深、すなわちマウンドの高さの影響を考慮している。しかしながら、衝撃砕波力の値は、マウンドの高さだけでなく前肩幅によっても大きく変化する。高橋ら(1992)は、谷本ら(1981)の滑動実験結果を再整理し、新たに衝撃砕波力係数 α_1 を導入し、 α_2 と α_1 のうち大きいほうの値 (α^* と定義する) を用いることを提案している。 α_1 は、式(4)のように、波高の影響を表すパラメータ α_{10} とマウンド形状の影響を表すパラメータ α_{11} の積で定義されている。

$$\alpha_1 = \alpha_{10} \times \alpha_{11} \quad (4)$$

ここに、 α_{10} については式(5)で計算できる。 α_{11} については式(6)-(10)で計算され、また、図-2 から求めることもできる。

$$\alpha_{10} = \begin{cases} H_b/d & (H_b/d \leq 2) \\ 2 & (H_b/d > 2) \end{cases} \quad (5)$$

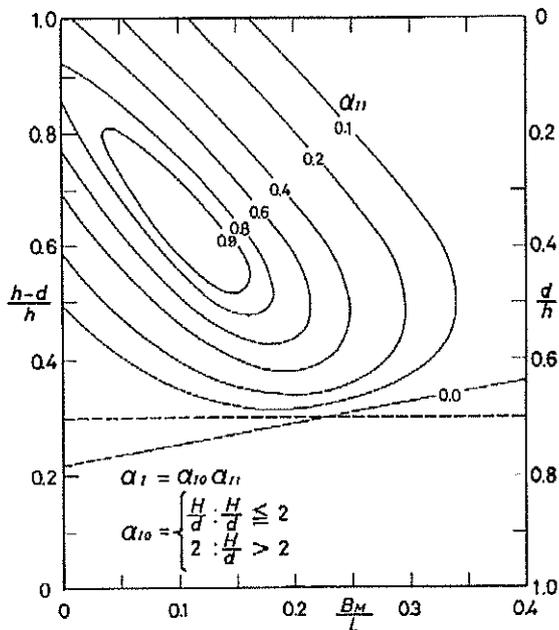


図-2 α_{11} の算定図

$$\alpha_{11} = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & : \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\{(\cosh \delta_1)(\cosh \delta_2)^{0.5}\}} & : \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (6)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & : \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11} & : \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (7)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9\delta_{22} & : \delta_{22} \leq 0 \\ 3\delta_{22} & : \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (8)$$

$$\delta_{11} = 0.93 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(\frac{h-d}{h} - 0.6 \right) \quad (9)$$

$$\delta_{22} = -0.36 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(\frac{h-d}{h} - 0.6 \right) \quad (10)$$

ここに、 B_M はマウンドの前肩幅 (m) を表している。

式(4)-(6)からわかるように、 α_1 の理論上の最大値は 2.0 となる。一方、 α_2 の理論上の最大値は 1.1 であるので、 α_1 のほうが衝撃砕波力をより適切に評価できると考えられる。なお、 α_1 はあくまでも滑動実験結果から逆算される滑動有効波力を表したもので、衝撃砕波力が作用する場合の直立部の滑動安定性の検討に用いるものであり、実際に測定される局所的な衝撃砕波圧とは必ずしも一致しない場合があることに注意する必要がある。

2.3 衝撃砕波力係数の適用性

(1) 衝撃砕波力係数の適用範囲と仮想海底面の考え方

衝撃砕波力係数の提案のもとになった谷本ら(1981)の滑動実験は、主に波高水深比 H/h が 0.6 以上の比較的波高が大きい条件で行われている。したがって、衝撃砕波力係数は、本来こうした設計条件においてのみ使用すべきである。

しかしながら、近年では大水深域に防波堤が建設されるようになり、波高が大きいにもかかわらず、波高水深比はあまり大きくない場合も増えている。このような大水深域の場合、施工上の制約等から比較的高マウンドの断面とせざるを得ない場合も多く、条件によっては衝撃砕波力の検討が必要となる。

一般に、このような大水深域においてそのまま衝撃砕波力係数を計算すると、非常に大きな値となり、波力を過大評価する可能性が高い。実際の波の変形を考えた場合、波高に比べて水深が十分大きければ、砕波が生じるのは波がマウンド斜面部に到達し、斜面上の水深がかな

り浅くなってからである。したがって、波の変形に影響しない深い部分は無視しても差し支えなく、むしろ、図-3に示すように、実際の海底面よりも浅いところに仮想の海底面を設定し、そこからの水深を用いて波力を計算するほうが波力を適切に評価できると考えられる。

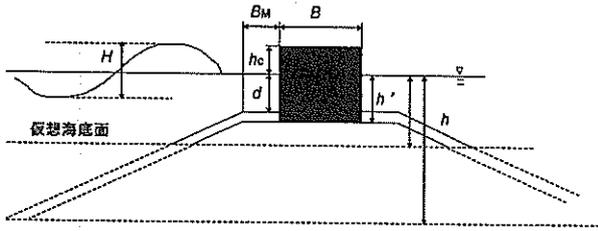


図-3 仮想海底面の設定

仮想海底面の設定について、ここでは砕波が生じない程度の水深で、なおかつ実務への適用のしやすさを考慮し、波高水深比 H/h が 0.5 未満の場合は、波高の 2 倍を仮想水深とする方法について検討する。なお、砕波には水深だけでなく周期の影響もあり、波形勾配 H/L で整理するほうが適切であると考えられるが、現地の設計条件では、波形勾配の値は比較的限られた範囲に分布すること、また、衝撃砕波力係数自体の精度もそれほど高くないことを考慮して、周期の影響は考慮しないこととした。

(2) α_2 と α_1 の比較

種々の設計条件を仮定し、 α_2 と α_1 の値を比較した。衝撃砕波力係数については、前述のように仮想海底面を設定した場合の結果についても計算した。ただし、仮想海底面による水深を用いるのは α_1 を求める場合のみである。計算条件は以下のとおりである。

- 水深 h : 15 m, 30 m
- 波高 H : 6 m, 10 m
- 周期 T : 8 s, 10 s, 12 s, 14 s, 16 s
- 天端高さ h_c : $H/3$ (m)
- マウンド前肩幅 B_M : 8 m

図-4 は、周期 12 s、波高 10 m のときの計算結果を示したもので、横軸にマウンド上水深と水深の比 d/h をとり、縦軸に α_2 および α_1 の計算値をとっている。なお、横軸の値については、仮想海底面による水深の補正を行った結果についても、補正しない本来の水深 h を用いて示している。また、水深 15 m の場合については、 H/h が 0.5 よりも大きいので、水深の補正は行っていない。

水深 15 m の場合は、 d/h が 0.55 以上では α_2 のほうが α_1 よりも大きく、 d/h が 0.55 以下の高マウンドになると α_1 のほうが大きくなっている。

一方、水深 30 m の場合は、水深の補正を行わないと、 d/h が 0.55、すなわちマウンド上水深が 16.5 m もある条件で、すでに α_1 が α_2 よりも大きく、これ以上高マウンドになると、 α_1 の値は急激に増加する。しかしながら、マウンド上水深が波高よりも大きい条件では、実際には衝撃砕波力が発生することはほとんどない。

一般に、波高、周期、マウンド上水深が同じで、なおかつマウンド上水深が波高よりも小さい条件であれば、水深が異なっても砕波の状況はあまり変わらず、波力もほぼ同じような値になると考えられる。すなわち、図-4(2)は、図-4(1)と比べて水深が 2 倍になっているので、横軸の値が図-4(1)の半分するとき、 α_1 の値がほぼ等しければ、波力を適切に評価していると思える。水深の補正を行わない場合、 α_1 の値は明らかに過大であるのに対して、水深の補正を行った場合、ほぼ妥当な結果となっていることがわかる。

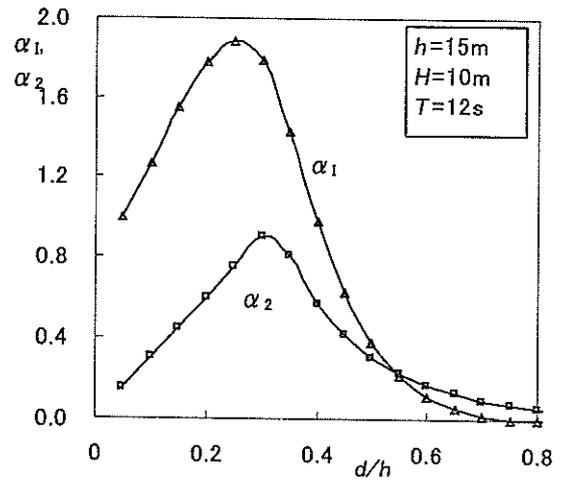


図-4(1) α_2 と α_1 の比較 ($h=15$ m, $H=10$ m)

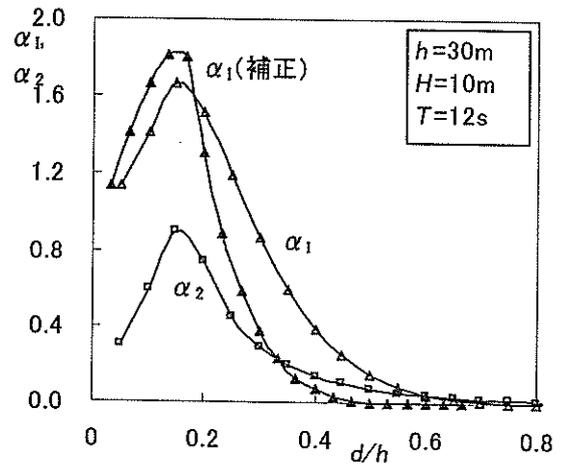


図-4(2) α_2 と α_1 の比較 ($h=30$ m, $H=10$ m)

図-5は、周期 12 s、波高 6 m のときの計算結果について、図-4と同様に示したものである。波高 10 m の場合と同じように、水深の補正を行わない場合には α_1 が過大な値となっており、特に水深 30 m の場合にその傾向が顕著となっている。

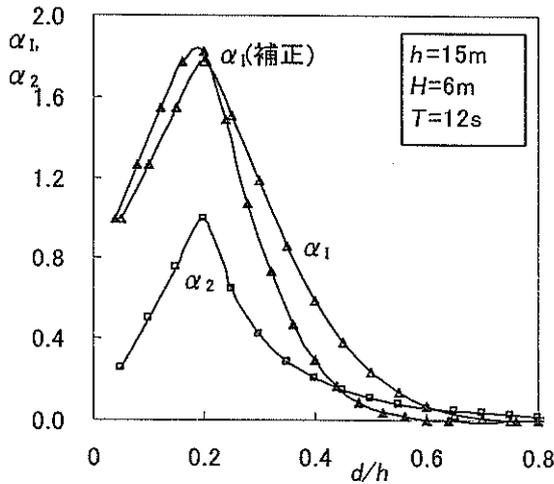


図-5(1) α_2 と α_1 の比較 ($h=15\text{ m}$, $H=6\text{ m}$)

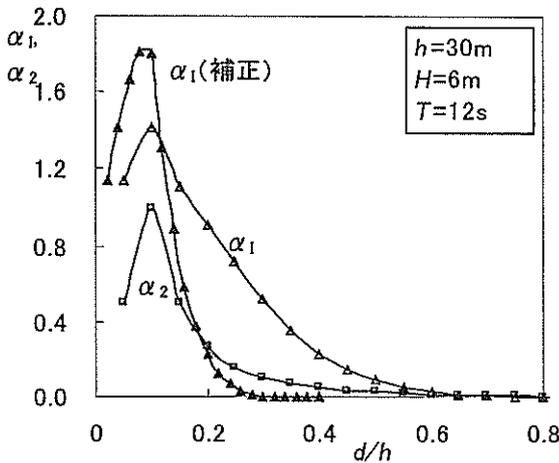


図-5(2) α_2 と α_1 の比較 ($h=30\text{ m}$, $H=6\text{ m}$)

図-6は、水深 30 m、波高 10 m のときの、他の周期における計算結果について、図-4と同様に示したものである。 α_2 に関しては、周期の影響は考慮されないため、すべて同じ結果である。これに対して、 α_1 は周期の影響が考慮されるため、水深の補正を行わない場合、周期の短いケースでは最大値は小さいものの、広範囲の d/h にわたって、比較的大きな値となっている。しかしながら、現実には衝撃碎波力が発生する条件はかなり限定されており、条件が少し変化するだけで波力は急激に小さくなる。したがって、この計算結果は波力を適切に算定して

いないと考えられる。一方、水深の補正を行った場合、マウンド上水深が波高よりも大きいと α_1 はあまり大きな値とならず、波力を適切に評価できることがわかる。

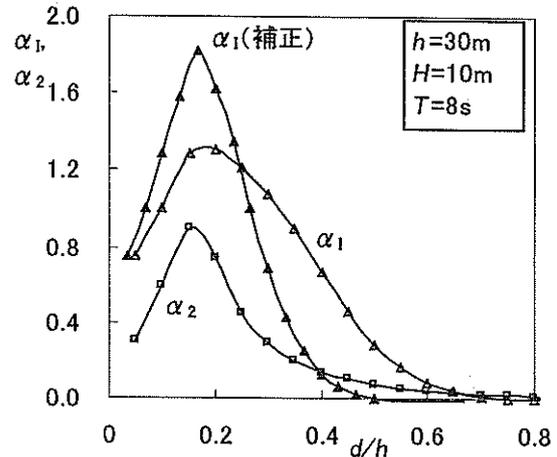


図-6(1) α_2 と α_1 の比較 ($T=8\text{ s}$)

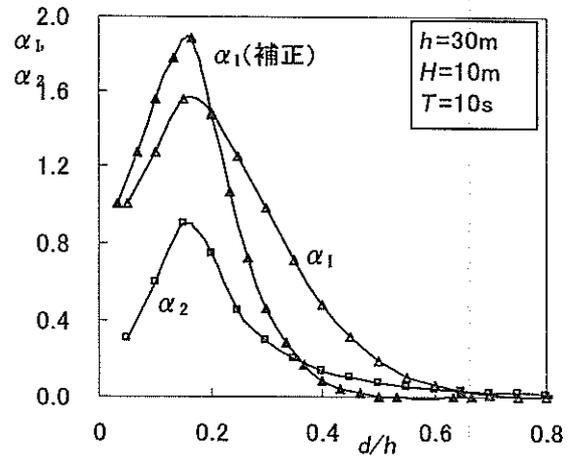


図-6(2) α_2 と α_1 の比較 ($T=10\text{ s}$)

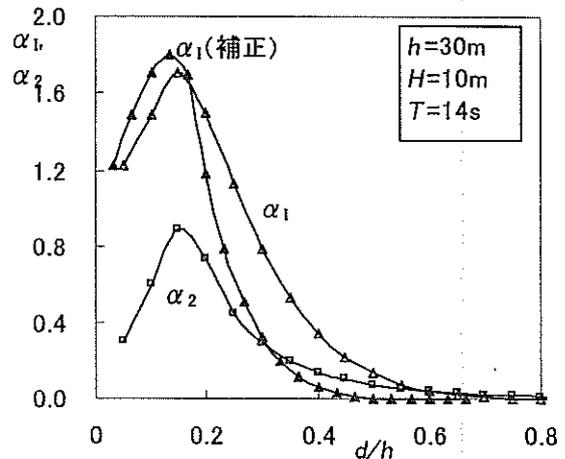


図-6(3) α_2 と α_1 の比較 ($T=14\text{ s}$)

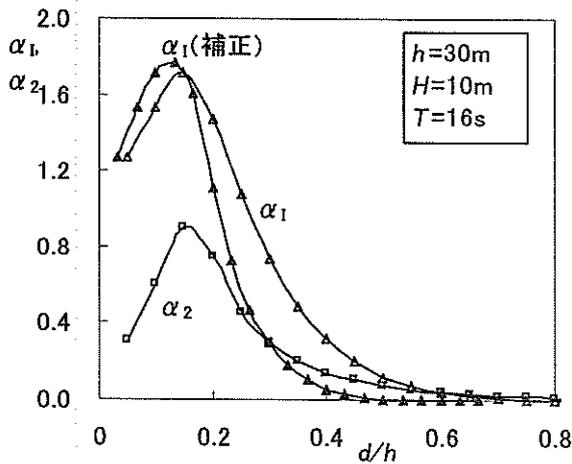


図-6(4) α_2 と α_1 の比較 ($T=16$ s)

3. 上部斜面ケーソン堤の波力算定法の適用性

3.1 上部斜面ケーソン堤の概要

上部斜面ケーソン堤（以下、本章では上部斜面堤と呼ぶ）は、図-7に示すように、防波堤の上部を斜面構造としたものである。波力の一部を斜面で受けることにより、水平波力を低減できるとともに、鉛直下向きの波力によって堤体の安定性が向上する。ただし、越波しやすい構造であるため、通常の矩形ケーソン堤と波高伝達率を同じにするためには、天端を高くする必要がある。

上部斜面堤には、図-7にあるように、斜面下端が静水面付近にあるもの（通常型と呼ぶ）のほかに、斜面の下端が静水面下となる半没水型上部斜面堤や、前面に消波ブロックを設置した消波ブロック被覆上部斜面堤（被覆型と呼ぶ）などがある。半没水型上部斜面堤は、斜面部を大きくとることにより、さらに経済的な断面を目指したものである。また、消波ブロック被覆型上部斜面堤は、上部斜面堤の直立部分のみを消波ブロックで被覆するため、通常の消波ブロック被覆堤に比べて消波工断面が小さくなる。上部斜面堤の波力算定法は、各構造形式とも水理模型実験結果等に基づいて提案されている。

3.2 提案されている波力算定法

(1) 消波ブロックなしの場合

森平ら(1979)は、通常型上部斜面堤の斜面部に作用する波力について、図-8に示すように、通常の直立壁に作用する波力（水平力）が斜面平行方向と垂直方向に分解され、斜面垂直方向の波力はさらに水平方向成分と鉛直方向成分に分解されるとする算定式を提案した。すなわち、斜面部に作用する波力は次式で定義される。

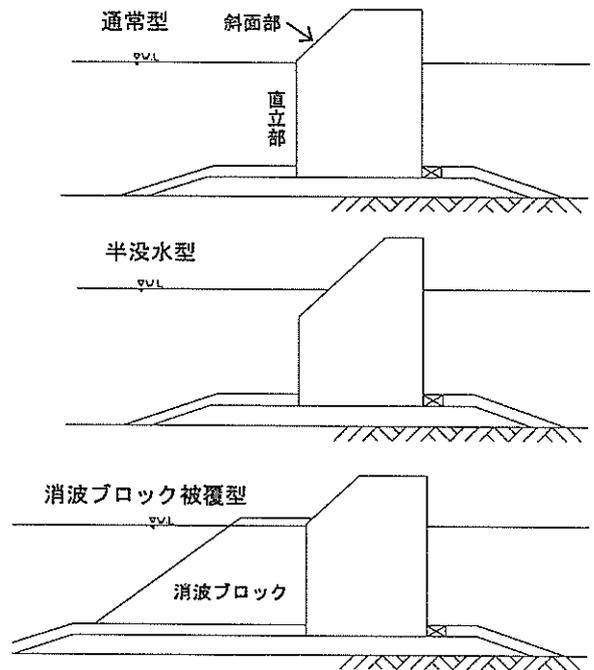


図-7 上部斜面ケーソン堤

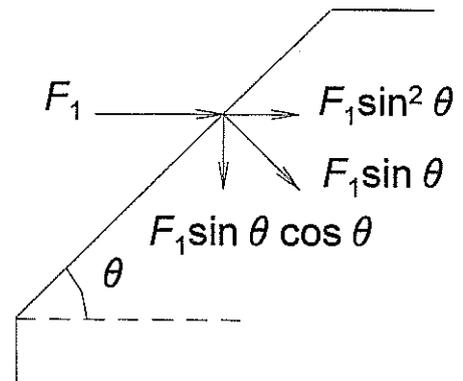


図-8 斜面部に作用する波力の考え方

$$F_{SH} = F_1 \sin^2 \theta \quad (11)$$

$$F_{SV} = F_1 \sin \theta \cos \theta = \frac{1}{2} F_1 \sin 2\theta \quad (12)$$

ここに、 F_{SH} 、 F_{SV} はそれぞれ斜面に作用する水平力と鉛直力、 F_1 は斜面部を直立壁とした場合に合田式で計算される水平波力、 θ は斜面の角度である。

この方法では、斜面に作用する波力を動的な流体力と仮定することにより、波力を分解している。しかしなが

ら、たとえば長周期で波高が小さく、静水圧的な波力が作用する場合には、斜面に作用する波力は直立壁に作用する波力と等しくなるはずであり、仮定が成り立たない。そこで、細山田ら(1994)は、実験結果に基づいて式(11)、(12)に波力補正係数を導入し、以下のような波力算定式を提案した。

$$F_{SH} = \lambda_{SL} F_1 \sin^2 \theta \quad (13)$$

$$F_{SV} = \frac{1}{2} \lambda_{SL} F_1 \sin 2\theta \quad (14)$$

$$\lambda_{SL} = \min[\max\{1.0, -23H/L \tan^{-2} \theta + 0.46 \tan^{-2} \theta + \sin^{-2} \theta\}, \sin^{-2} \theta] \quad (15)$$

式(15)に示すように、波力補正係数 λ_{SL} は波形勾配 H/L と斜面の角度 θ の関数となっている。図-9は λ_{SL} の計算例である。

一方、上部斜面堤では、斜面部を有することにより、直立部に作用する波力も、通常の直立壁の場合に比べて低減する傾向がある。細山田らは、直立部に作用する波力についても、以下のような波力算定式を提案した。

$$F_V = \lambda_V F_2 \quad (16)$$

$$\lambda_V = \min[1.0, \max\{1.1, 1.1 + 11d_c/L\} - 5.0H/L] \quad (17)$$

ここに、 F_V は直立部に作用する水平波力、 F_2 は通常の直立壁の場合に合田式で計算される水平波力である。また、 d_c は静水面からの斜面下端高さで、静水面下にある場合は負となる。

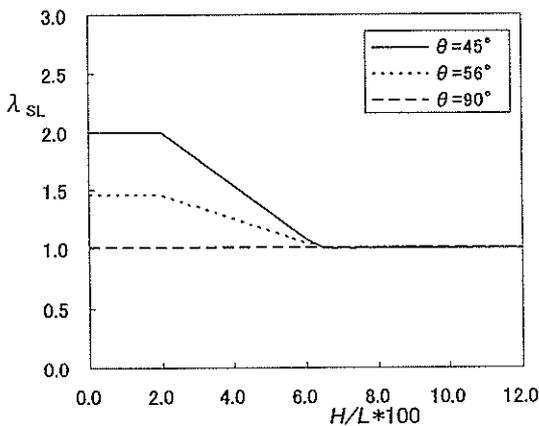


図-9 斜面部に作用する波力の補正係数

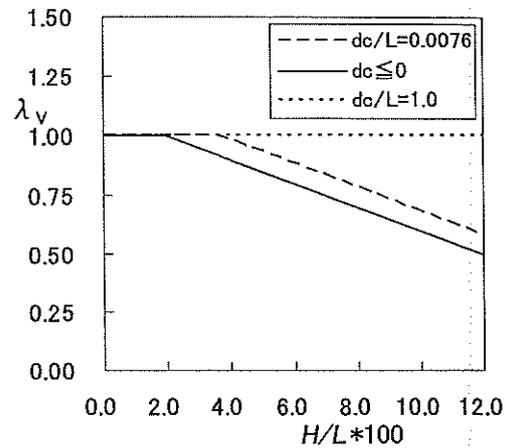


図-10 直立部に作用する波力の補正係数

式(17)に示すように、波力補正係数 λ_V は斜面下端高さ d_c と波長の比および波形勾配の関数となっている。図-10は λ_V の計算例である。

(2) 消波ブロックありの場合

佐藤ら(1992)は、消波ブロック被覆上部斜面堤の斜面部に作用する波力について、通常型の場合と同様に式(13)、(14)で定義し、実験結果に基づいて以下の波力補正係数を提案した。

$$\lambda_{SL} = \begin{cases} 2.0 & : H/h < 0.35 \\ -\frac{10H}{3h} + \frac{19}{6} & : 0.35 \leq H/h \leq 0.65 \\ 1.0 & : H/h > 0.65 \end{cases} \quad (18)$$

なお、式(18)に示すように、波力補正係数 λ_{SL} は波高水深比 H/h のみの関数となっており、最大値が2.0となることから、最も一般的な $\theta = 45^\circ$ の場合にのみ適用可能と考えられる。

一方、消波ブロックで被覆されている直立部については、通常の消波ブロック被覆堤と同様の波力低減(高橋ら、1990)を考えるものとされている。すなわち、前述の合田式における静水面の波圧強度 p_1 の式(1)において、 α_1 および α_2 のそれぞれに波力補正係数を導入し、次式で表すことができる。

$$p_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \rho_0 g H_D \quad (19)$$

$$\lambda_1 = \begin{cases} 1.0 & : H/h < 0.3 \\ 1.2 - \frac{2H}{3h} & : 0.3 \leq H/h \leq 0.6 \\ 0.8 & : H/h > 0.6 \end{cases} \quad (20)$$

$$\lambda_2 = 0 \quad (21)$$

佐藤ら(1992)の実験結果によれば、上記の方法により、消波ブロック被覆上部斜面堤の直立部に作用する波力がほぼ適切に算定できるとされている。

3.3 斜面部の波力算定式の適用性

前述のように、斜面部に作用する波力については、通常型、消波ブロック被覆型ともに、森平らの算定式に波力補正係数をかける方法が提案されている。ただし、通常型の補正係数は波形勾配と斜面角の2つの関数となっているのに対して、消波ブロック被覆型では、波高水深比の関数となっており、斜面角が45°の場合にしか適用できない。なお、消波ブロックの有無によって斜面部への波の作用状況が異なるため、補正係数が異なるパラメータの関数になっていても特に問題はないと考えられる。

小沢ら(2000)の実験によれば、斜面部に作用する波力は、消波ブロック被覆型のほうが通常型よりも全体的に大きく、通常型でも式(15)で表される補正係数を用いた細山田らの算定式よりも大きくなっている。斜面部に作用する波力は、一部が堤体の安定性を高める鉛直下向きの波力となるため、算定式の値を上回る波力が作用しても、堤体全体の滑動安定性には大きな影響を与えない。ただし、上部工の部材設計や、上部工部分のみの滑動安定性について影響を与えるため、今後さらに検討が必要と考えられる。

3.4 直立部の波力算定式の適用性

前述のとおり、消波ブロック被覆型の場合、直立部に作用する波力は通常の消波ブロック被覆堤と同じ波力を仮定しており、 λ_1 は式(20)のように波高水深比の関数で、下限値は0.8となっている。一方、消波ブロックのない通常型の場合、細山田らが提案している式(17)の波力補正係数 λ_p は、波形勾配 H/L の増加とともに小さくなり、特に下限値は設定されていない。

被覆型の場合、 λ_1 は合田式における α_1 のみに関する補正係数であるのに対して、通常型の λ_p は波力全体にかかるものである。したがって、 λ_1 が λ_p より大きくても、一概に被覆型の波力が通常型より大きいとは言えないものの、設計条件によっては、被覆型のほうが大きくなる場合が出てくる。しかしながら、小沢ら(2000)の実験結果によれば、すべてのケースで被覆型のほうが波力は小さくなっており、消波ブロックの機能から考えても、実際に被覆型のほうが直立部の波力が大きくなるとは考えにくい。

式(17)のもとになった細山田らの実験の範囲は波形勾配 H/L が0.030から0.075程度であり、小沢ら(2000)の実験でも最大で0.080程度までしか行われていない。したがって、厳密には適用範囲を限定することが望ましいが、実用上は、波力補正係数 λ_p に下限値を設ける方法が考えられる。既往の実験結果にはばらつきがあり、平均的には0.75程度を下限と見なすことができる。

3.5 通常型と被覆型の設計断面の比較

前節で述べたように、現在の波力算定式をそのまま適用すると、被覆型のほうが通常型よりも波力が大きくなる場合がある。図-11は、種々の設計条件において、通常型と被覆型のそれぞれについて、現行の耐波設計の考え方に基づき滑動安全率が1.2となる断面を求め、その堤体幅を比較したものである。計算条件は以下のとおりである。

水深 h : 10 m, 20 m, 30 m

沖波波高 H_0 : 4 m, 5.5 m, 7 m, 8.5 m, 10 m

周期 T : 8 s, 10 s, 12 s, 14 s, 16 s

天端高さ h_c : 堤体位置での有義波高の0.6倍(m)

斜面部下端高さ d_c : 0 m

マウンド前肩幅 B_M : 8 m

マウンド上水深と水深の比 d/h : 0.65

基面水深 h' : $d+1.0$ (m)

なお、条件によっては滑動ではなく転倒で安定性が決まる断面もあるが、その場合は港内側のフーチングで対応するものと考えて、滑動安全率のみを指標として所要堤体幅を決定している。

計算結果を見ると、 $h=10$ mでは $T=16$ sのときに被覆型のほうが堤体幅がやや小さくなっている以外は、被覆の有無による堤体幅の違いはほとんどない。これに対して、 $h=20$ mでは $T=16$ sのときにほぼ同じ堤体幅となっている以外は、すべて被覆型のほうが堤体幅は大きくなっており、 $h=30$ mではすべての条件で被覆型のほうが堤体幅は大きくなっている。この原因は以下の2つが考えられる。

- 1)通常型の場合、水深が大きくなると碎波限界波高が大きくなるため、沖波波高が同じでも堤体位置での波高が大きくなり、その結果、波形勾配が大きくなることによって λ_p の値が小さくなるため、相対的に波力が小さくなること。
- 2)被覆型の場合、水深が大きくなると水深波高比が小さくなって λ_1 の値が大きくなるため、相対的に波力が大きくなること。

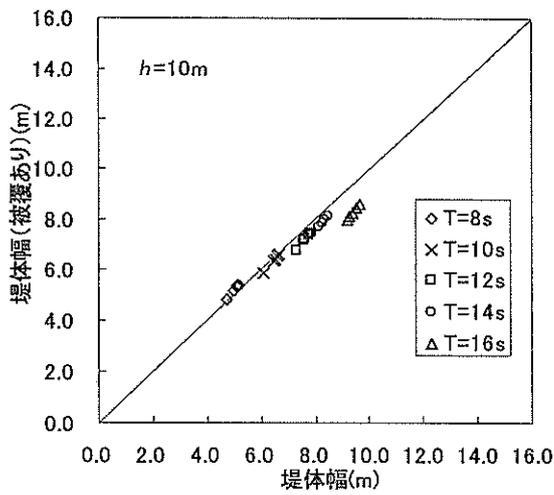


図-11(1) 通常型と被覆型の堤体幅の比較 ($h = 10 \text{ m}$)

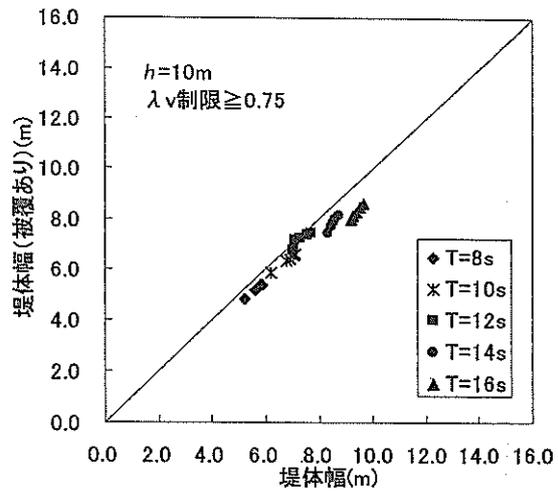


図-12(1) 堤体幅の比較 ($\lambda_v \geq 0.75, h = 10 \text{ m}$)

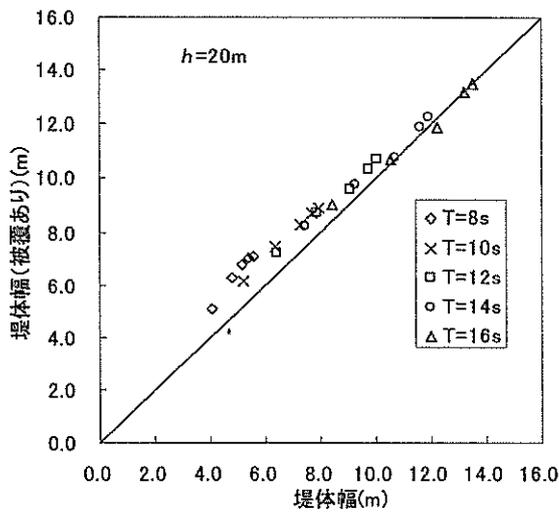


図-11(2) 通常型と被覆型の堤体幅の比較 ($h = 20 \text{ m}$)

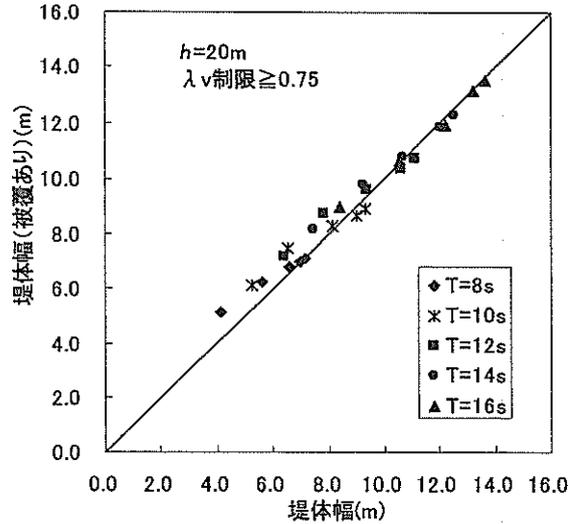


図-12(2) 堤体幅の比較 ($\lambda_v \geq 0.75, h = 20 \text{ m}$)

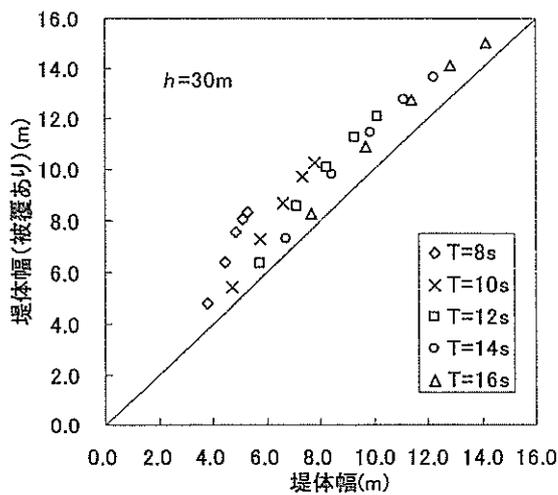


図-11(3) 通常型と被覆型の堤体幅の比較 ($h = 30 \text{ m}$)

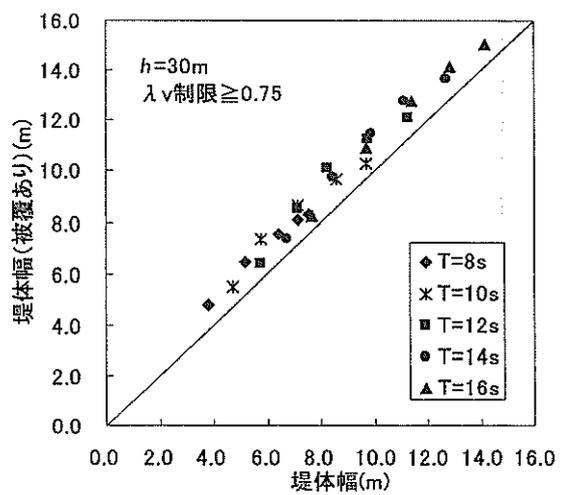


図-12(3) 堤体幅の比較 ($\lambda_v \geq 0.75, h = 30 \text{ m}$)

一方、図-12は、 λ_p に下限値0.75を設定した場合の結果を、図-11と同様に示したものである。 $h=10\text{m}$ では全体的に被覆型のほうが堤体幅はやや小さくなっており、 $h=20\text{m}$ では、波高の小さいケース（各周期ごとで堤体幅の小さいケース）では被覆型のほうが堤体幅が大きいものの、波高の大きいケースでは堤体幅はほぼ同じか被覆型のほうがわずかに小さくなっており、下限値を設けたことの効果が現れている。これに対して、 $h=30\text{m}$ では依然としてすべての条件で、被覆型のほうが堤体幅は大きくなっている。

なお、ここまでの計算では水深に関係なく、マウンド上水深と水深の比 d/h を0.65で一定としてきたが、実際には大水深になると施工性の影響もあり、相対的に高マウンドの断面となる場合も多い。この場合、被覆型については直立部には衝撃砕波力が作用しないと仮定しているので波力はあまり変化しないが、通常型の場合は基準となる合田式の波力が衝撃砕波力の影響により大きくなるため、波力が大きく増大し、所要堤体幅も大きくなると考えられる。そこで、水深30mの場合について、 $d/h=0.5$ および $d/h=0.4$ として同様の計算を行った。図-13は、その結果を示したものである。 $d/h=0.5$ の場合、通常型と被覆型の堤体幅は平均的にはほぼ等しくなっている。また、 $d/h=0.4$ の場合については、被覆型のほうが堤体幅は小さくなっており、特に波高の大きいケース（堤体幅の大きいケース）ほどその傾向が顕著である。

3.6 波力算定法の適用性に関する考察

被覆型を対象とした佐藤らの実験は、もともと水深30m程度の場所を対象とした、不規則波による波力および滑動実験であり、かなり高マウンドの断面となっている。一方、通常型を対象とした細山田らの実験は、現地に対する縮尺は明記されていないが、佐藤らの実験と周期および波高を同じレベルに換算した場合、やや水深の浅い条件となっており、規則波を用いた実験であり、さらに低マウンドの断面となっている。したがって、それぞれの実験結果を直接比較することはできない。

小沢らの実験は、水深25mの場所を対象として、同じ波浪条件で通常型と被覆型の波力をそれぞれ測定している。その結果、すべてのケースで被覆型のほうが波力は小さくなっており、被覆型における直立部の波力は、通常型の細山田式で計算される波力に、被覆型の波力補正係数 λ_1 をかけることで適切に評価できるとしている。ただし、 λ_1 の値については、波高水深比 H/h が0.6以上の条件でも、通常の消波ブロック被覆堤における値0.8よりも大きめに見積もるほうがよいことを示している。

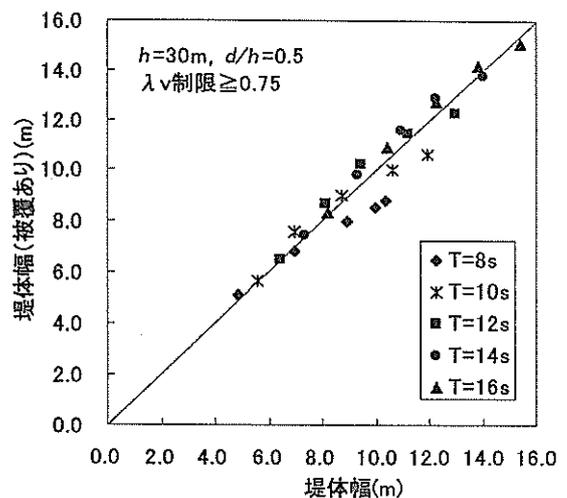


図-13(1) 通常型と被覆型の堤体幅の比較 ($d/h=0.5$)

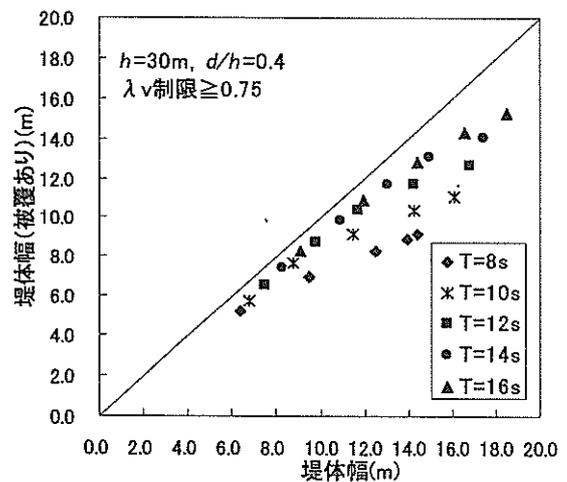


図-13(2) 通常型と被覆型の堤体幅の比較 ($d/h=0.4$)

小沢らの実験結果だけから判断すれば、被覆型に作用する波力は佐藤らの提案式よりもかなり小さくなると考えられるが、実験条件が限られており、特に水深の大きい場所における波力算定法については、今後さらに模型実験等による詳細な検討を要する。

なお、半没水型上部斜面堤については、片山ら(1998)が滑動実験による波力特性の検討を行っている。今回の研究では半没水型については検討していないが、これについても、模型実験や数値計算により波力算定法の妥当性についてさらに検討が必要である。

4. 直立消波ケーソン堤の波力算定法の適用性

4.1 提案されている波力算定法の概要

直立消波ケーソンは、図-14に示すように前壁が透過

性の直立壁で、その背後に遊水室を有したもので、消波効果を有する特殊なケーソンである。

遊水室に上床版のない直立消波ケーソン堤の安定性を検討する簡便な方法としては、消波部を無視したケーソン本体に合田式による波圧が働くことと仮定し、前述の式(19)における波力補正係数 λ_1 および λ_2 に適切な値を用いる方法がある。縦スリットケーソンや多孔式ケーソンに関しては、 $\lambda_1=1.0$ 、 $\lambda_2=0$ としてよいとされている。

高橋ら(1991)は、上床版のない場合の波力について、押し波時の代表的な3つの位相に対して、それぞれの壁面に作用する波圧を合田式による波圧に補正係数を乗じる形で与える方法を提案している。図-15は、設計において考慮すべき3つの位相とそのときの波の作用状況を模式的に示したものである。押し波時Iは前面透過壁に作用する波力が最大となる位相、押し波時IIaは遊水室後壁に衝撃的な波力のピークが現れる位相、押し波時IIbは遊水室後壁に比較的緩やかに変化する波力のピークが現れる位相である。

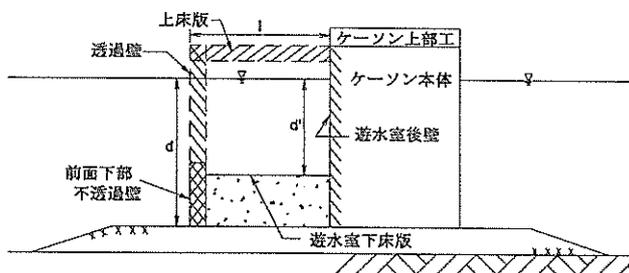


図-14 設計直立消波ケーソン堤

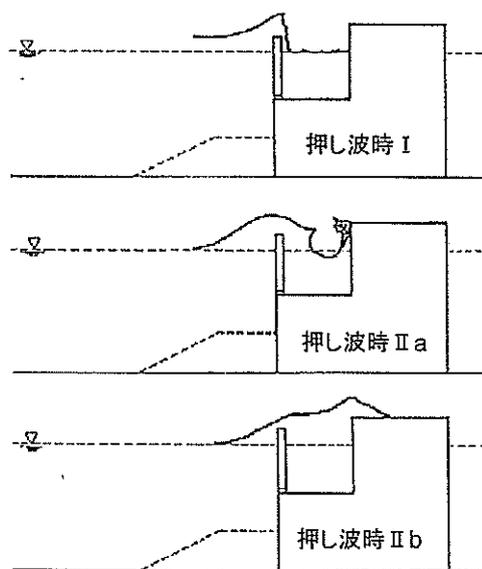


図-15 設計において考慮すべき押し波時の位相

表-1 設計押し波時における波力補正係数

	押し波時 I	押し波時 II a	押し波時 II b	
スリット	λ_{s1}	0.85	0.7	
	λ_{s2}	0.4 $0.3/\alpha^*$ ($\alpha^* \leq 0.75$) ($\alpha^* > 0.75$)	0	0
前壁	λ_{a1}	1.0	0.75	
	λ_{a2}	0.4 $0.2/\alpha^*$ ($\alpha^* \leq 0.5$) ($\alpha^* > 0.5$)	0	0
後壁	λ_{b1}	0	$20/(3L')$ ($l/L' \leq 0.15$) 1.0 ($l/L' > 0.15$)	1.4 $1.6-2H_p/h$ ($0.1 < H_p/h < 0.3$) 1.0 ($H_p/h \geq 0.3$)
	λ_{b2}	0	0.58 $0.56/\alpha^*$ ($\alpha^* \leq 25/28$) ($\alpha^* > 25/28$)	0
下床版	λ_{u1}	0	$20/(3L')$ ($l/L' \leq 0.15$) 1.0 ($l/L' > 0.15$)	1.4 $1.6-2H_p/h$ ($0.1 < H_p/h < 0.3$) 1.0 ($H_p/h \geq 0.3$)
	λ_{u2}	0	0	0
透圧力	λ_{v1}	1.0	0.75	0.85
	λ_{v2}	0	0	0

表-1は、各位相における波力補正係数を示したもので、各部材ごとの係数を、式(19)における λ_1 および λ_2 に適用することで波力を計算する。この方法では、全体に作用する波力の合力を用いて滑動や転倒に対する安定性を検討するだけでなく、部材ごとに最も厳しくなる波力を用いることにより、部材設計にも適用が可能である。

なお、遊水室に上床版がある場合には、波の作用によって遊水室上部に空気が閉じこめられることによって衝撃圧が発生するため、特に部材の設計においてはこの影響を考慮しなければならない。

4.2 波力算定法の適用上の注意点

高橋ら(1991)の方法では、合田式における α^* (α_2 と α_1 の大きいほう)を用いるため、2章で提案したとおり、波高水深比 H/h が0.5未満の場合は、波高の2倍を仮想水深とする方法を用いる必要がある。

また、押し波時IIaにおける遊水室後壁に作用する波力については、遊水室の形状による砕波の影響を考慮するため、 α_1 の代わりに α_1' を用いる。ここに、 α_1' は前述の式(4)~(10)で表される α_1 の算定式において、以下のように置き換えて計算する。

$$d \rightarrow d' \quad (\text{遊水室下端深さ})$$

$$L \rightarrow L' \quad (\text{マウンド上水深 } d \text{ における波長})$$

$$B_M \rightarrow B_M' \quad (=l - (d - d'), l \text{ は遊水室幅})$$

ただし、この算定法のもととなった実験における d'/d の値は、0.29~0.78の範囲であり、 $d'/d \approx 1.0$ のケース、すなわち、遊水室がケーソン下端までであるケースについては行われていないことに注意する必要がある。

なお、断面形状によっては、 B_M' の値が負となる場合もあり、その場合でも式(4)~(10)を用いると計算は可能である。しかしながら、衝撃砕波力係数 α_1 の算定式において B_M が負の値となるケースは想定されていないので、このような場合には、 $B_M' = 0$ として計算するほうが、 α_1' も安全側の値となるので適切である。

5. まとめ

本研究では、各種混成堤における現行の波力算定法に関する問題点や適用性について検証を行い、より合理的な波力算定法の適用方法を整理した。主要な結論を以下に示す。

- ①混成堤の波力算定に用いる合田式に関して、水深が非常に深くなおかつ捨石マウンドが高い条件において、設計波高が比較的小さい場合に衝撃砕波力を過大に算定する問題点を解消するため、波高の2倍の仮想水深を用いる方法を提案した。
- ②上部斜面ケーソン堤の波力算定法について、通常の上部斜面堤と消波ブロック被覆上部斜面堤の波力を比較し、現行の波力算定法の問題点と適用範囲を明らかにするとともに、通常型の波力算定式において波力補正係数の下限値を設ける方法を提案した。
- ③直立消波ケーソン堤の波力算定法について、遊水室後壁に作用する衝撃砕波力を計算する際の注意点を示した。

今後の課題として、上部斜面ケーソン堤に作用する波力について、消波ブロックの有無や斜面下端高さによる特性の違いも含めた、より汎用的な波力算定法の検討が必要である。

最後に、本研究の実施に当たっては、高橋重雄研究主幹から貴重な助言を得ている。また、上部斜面ケーソン堤に関する検討においては、多田清富前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。

(原稿受付：2005年5月10日)

参考文献

- 片山裕之・関本恒浩・川俣 奨・植木一浩(1998)：海岸工学論文集，第45巻，pp.776-780.
- 合田良実・福森利夫(1972)：直立壁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，第11巻第2号，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，第12巻第3号，pp.31-69.
- 小沢大造・岩渕哲治・衛藤謙介・板倉 新・小林雅幸・溝口忠弘・海原敏明(2000)：海岸工学論文集，第47巻，pp.811-815.
- 佐藤孝夫・山縣延文・古川正美・高橋重雄・細山田得三(1992)：消波ブロック被覆上部斜面堤の水理特性—那覇港大水深域における新構造防波堤の開発—，海岸工学論文集，第39巻，pp.556-560.
- 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・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，港湾技術研究所報告，第30巻第4号，pp.3-34.
- 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砕波力係数の提案，海岸工学論文集，第39巻，pp.676-680.
- 谷本勝利(1976)：混成防波堤に働く波力について，昭和51年度港湾技術研究所講演会講演集，pp.1-26.
- 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砕波圧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.
- 細山田得三・高橋重雄・谷本勝利(1994)：離島港湾における上部斜面堤の適用性について，海岸工学論文集，第41巻，pp.706-710.
- 森平倫生・国田 治(1979)：斜面壁堤の水理特性に関する模型実験，第26回海岸工学講演会論文集，pp.295-298.

港湾空港技術研究所資料 No.1107

2005.9

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 株式会社つばさ印刷技研

Copyright © (2005) 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。