

# 藻場造成型漁港施設である潜堤付き防波堤の 消波機能と設計法

国立研究開発法人水産研究・教育機構 水産技術研究所 大井 邦 昭

## 目 次

1. はじめに	39	4. 結果と考察	42
2. 既往の知見	40	①越波流量	42
①構造条件	40	②反射／伝達波高	42
②越波流量・反射／伝達波高・水位上昇量	40	③水位上昇量	43
③波力算定式	40	④波高変化	44
3. 水理模型実験の方法	41	⑤流速	44
		⑥波力	44
		5. まとめ	45

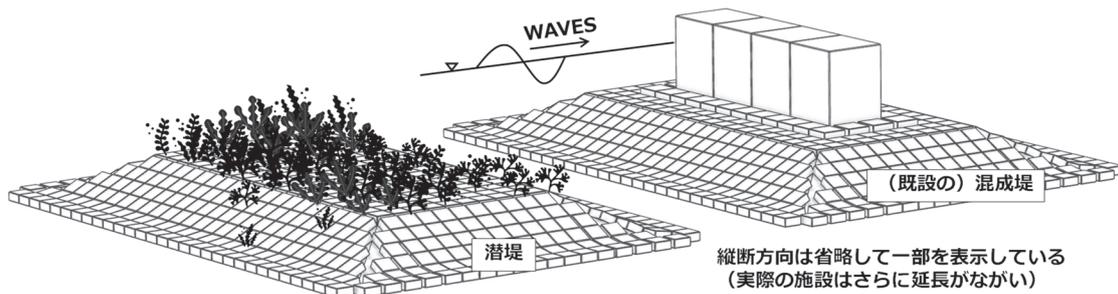
## 1. はじめに

近年、気候変動に伴う海面上昇や、台風の強大化等による波浪の増大が懸念されている<sup>1)</sup>。これを踏まえ、水産庁では既存の漁港施設を対象に将来の気候変動予測を踏まえた設計外力の設定と施設の改良を行えることを示した<sup>2)</sup>。

漁港施設として全国に数多く整備されている重力式防波堤では、気候変動に伴う波浪の増大への対策工として、“堤体嵩上げ・拡幅”や“消波ブロックの設置”などが用いられるが、そのバリエーションは限定的である。一方、これらの対策工に対し、漁港利用の観点からは、防波堤本体工の嵩上げや拡幅が難しい場合がある他、端趾圧などの地盤支持力に余裕がない設計条件下では、対策工に

よる重量増大そのものが制約されることもある。このような背景から、気候変動対策に限らず、既存施設の機能を強化し強靱化を図るためには、本体工の直接的な改良を伴わない新たな対策の開発が求められる。

本研究では新たな対策工として「潜堤付き防波堤」に着目する。潜堤付き防波堤は既存の防波堤の本体工に手を加えることなく、前面の少し離れた場所に潜堤を設置する構造形式であるため（図－1）、上述した既往の対策工が抱える課題の解決策となり得る。潜堤付き防波堤は1990年ごろに漁港内の海水を浄化するための“潜堤付き孔開き防波堤”として開発された構造形式が基であり、防波堤に孔を設けない“潜堤付き防波堤”も全国の複数で整備実績がある。潜堤付き防波堤は潜堤で促進される砕波により高流速を発生させ、



(図－1 潜堤付き防波堤のイメージ)

磯焼けの要因であるウニの食害を防止する効果が期待されるものである。一方、潜堤で生じる砕波は高流速を発生させるだけでなく、多大な消波効果があるものと考えられるが、これまでその効果を検証した事例は十分ではない。したがって、本稿では潜堤付き防波堤の波力低減効果などの消波機能を検証するとともに、漁港施設として設計するために必要な技術資料を整理することを目的とする。なお、本稿の一部は著者らによる公開論文（一部投稿中）<sup>3, 4)</sup>の内容を含む。

## 2. 既往の知見

### ①構造条件

潜堤付き防波堤の機能や構造に関しては、開発時点において中泉らが規則波を用いた水理模型実験を行い、波力低減効果を検証している<sup>5)</sup>。同研究では、潜堤付き防波堤は無対策の直立堤や消波ブロック被覆堤と比較して波力を低減することを明らかにすると共に、防波堤と潜堤間の離岸距離 $l'$ と来襲波の波長 $L$ の比が $l'/L = 0.2 \sim 0.5$ （潜堤高さにより異なる）よりも小さい場合、防波堤には砕波に伴う衝撃的な波圧（衝撃砕波圧）が作用するため、それを避けるべきであることを指摘している。なお、この点については現行の技術基

準<sup>6)</sup>に掲載されている。

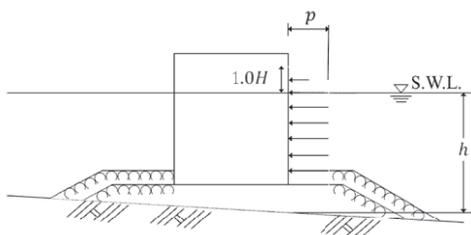
### ②越波流量・反射／伝達波高・水位上昇量

潜堤付き防波堤の消波機能の検証については上述の中泉らによる先行研究のほかには確認されておらず、波変形、或いは波浪制御機能と呼ばれるような越波低減機能や反射波、伝達波の低減機能については未検証である。水位上昇量については同研究の中で触れられてはいるが、遊水部中央位置のみで、かつ限定的な波条件に対する結果が記載されるに留まっている。現行の技術基準では、類似する構造として直立護岸、および消波工付き護岸での越波流量、直立堤、および消波ブロック被覆堤の波高伝達率、背後に防波堤がない人工リーフ周辺の波高変化、および水位上昇量が記載されている。

### ③波力算定式

中泉らは規則波を用いた水理模型実験より、防波堤前面の波圧分布を「静水面上で三角形分布、静水面以下で一様」とモデル化し、一様部の波圧強度 $p$ が $1.0\rho_0gH$ であることを示した（図-2中の式（1））。（静水面上の三角形分布は $1.0H$ の高さでゼロ）。ただし、これは2003年版の技術基準<sup>7)</sup>までは掲載されているが、現在の技術基準では削除されており、潜堤付き防波堤の波力算定式は設計上は「消波工で被覆された直立壁に作用する

中泉らによる方法の波圧分布（～手引き2003<sup>7)</sup>）



$$p = 1.0\rho_0gH \quad (1)$$

ここに、 $\rho_0$ : 海水の密度、 $g$ : 重力加速度、 $h$ : 壁体前面の水深、 $H$ : 壁体前面から5波高沖までの区間の最大有義波高である。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)\lambda_1 H_{max} \quad (2)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_1\lambda_1 + \alpha_2\lambda_2 \cos^2\beta)\rho_0gH_{max} \quad (3)$$

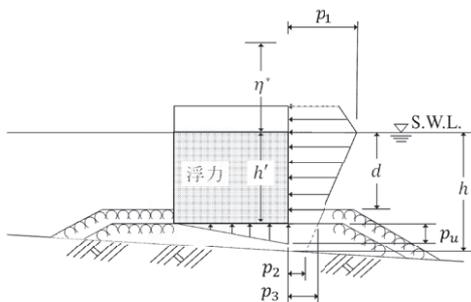
$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (4)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (5)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho_0gH_{max} \quad (6)$$

$\alpha_{1,2,3}$ の算定式、および式（2）～（6）で用いる記号の説明は割愛（現行設計基準<sup>6)</sup>参照）

合田式の波圧分布（参考図書2015～）

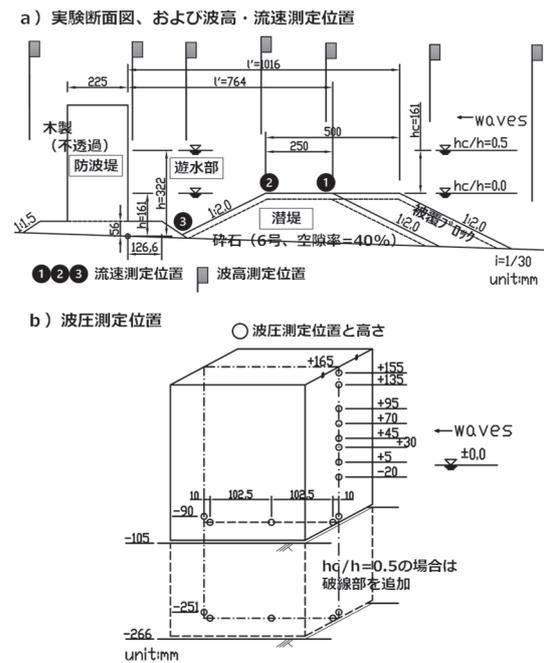


（図-2 中泉ら、合田らによる波圧分布モデルと算定式）

波力」と同等でよいとされている。現行の技術基準に記載されている「消波工で被覆された直立壁に作用する波力」は合田式<sup>8)</sup>を素地とした手法であり、同構造を対象に実施された水理模型実験結果<sup>9)</sup>に基づいて個別の補正係数が示されている。中泉ら、合田らのそれぞれが想定する波圧分布のモデルと算定式を図-2に示す。なお、補正係数とは図-2中の式(2)(3)(6)にある $\lambda_{1,2,3}$ を指す。

### 3. 水理模型実験の方法

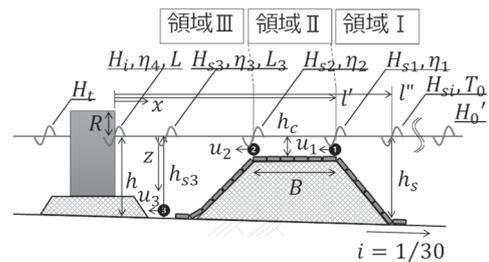
本研究における水理模型実験には(国研)水産研究・教育機構神栖庁舎に備わる、幅1.0m、長さ100m、深さ2.0mの不規則波造波装置のある断面二次元水路を用いた。潜堤付き防波堤の模型は1/30の一樣勾配上に設置した。潜堤の中詰材は樹脂材で固定した砂利(6号砕石、空隙率40%)で、捨石表面には60×60×22mmの突起や孔のない直方体のコンクリート製被覆ブロックをクリアランス5%で設置した。なお、本研究では被覆ブロックの安定性には着目しないため、ブロックは4mm格子の樹脂製網に接着した上で捨石上に設置した。防波堤は基礎捨石マウンド部分も含めて全て不透過なベニヤ板で製作した。計測項目は波高、流速、波圧で、波高は容量式波高計(ケネック社)、流速はプロペラ流速計および電磁流速計(いずれもケネック社)、波圧はセンサー径10mm、定格容量2、5、10N/cm<sup>2</sup>の小型波圧計(エス・エス・ケイ社)を用いた。実験波は修正BMスペクトルを有する不規則波を用い、有義波周期 $T_{1/3}$ を4種類と、周期ごとに換算沖波波高 $H_0'$ を段階的に2~4種類作用させた。なお、防波堤前面位置での入射波高 $H_i$ は潜堤や防波堤を設置しない無堤状態で測定し、換算沖波波高 $H_0'$ は構造物の影響がない十分に沖に離れた場所で測定した波高から推定した。構造条件は防波堤前面水深に対する相対的な潜堤天端上水深である $h_c/h$ ( $h_c$ : 潜堤天端上水深、 $h$ : 防波堤前面水深)を2種類変化させた。なお、潜堤と防波堤間の距離(離岸距離)と来襲波の波長の関係も一種の構造条件といえ、本実験では波周期の変化に伴って相対的な離岸距離である



(図-3 実験断面図および波高・流速・波圧測定位置)

(表-1 実験条件)

$h_c/h$	$l$ (cm)	$T$ (s)			
		1.2	1.33	2.00	2.67
		$H_0'$ (cm)			
		4.88~9.05	4.17~12.73	4.17~16.67	2.78~16.67
0.0	76.4 ( $B=25$ cm)	$l/L=0.55$	$l/L=0.49$	$l/L=0.31$	$l/L=0.23$
0.5	76.4 ( $B=25$ cm)	$l/L=0.42$	$l/L=0.37$	$l/L=0.23$	$l/L=0.17$
0.0	101.6 ( $B=50$ cm)	$l/L=0.73$	$l/L=0.65$	$l/L=0.42$	$l/L=0.31$
0.5	101.6 ( $B=50$ cm)	$l/L=0.56$	$l/L=0.49$	$l/L=0.30$	$l/L=0.22$



(図-4 記号一覧)

$l/L$ ( $l$ : 離岸距離、 $L$ : 防波堤前面位置での波長)が変化する。以後、特に断りのない限り波高 $H$ 、周期 $T$ と記載した場合は有義波成分( $H_{1/3}$ 、 $T_{1/3}$ )を表す。

実験断面図と波高、流速、波圧の測定位置を図-3に、実験条件を表-1に示す。また、図-4には本稿で使用する記号を一括して示す。ここに、 $h_c$ : 潜堤天端上水深、 $h_s$ : 潜堤法先水深、 $h_{s3}$ : 遊水部中央位置水深、 $h$ : 防波堤前面位置水深、 $H_0'$ : 換算沖波波高、 $H_{si}$ : 潜

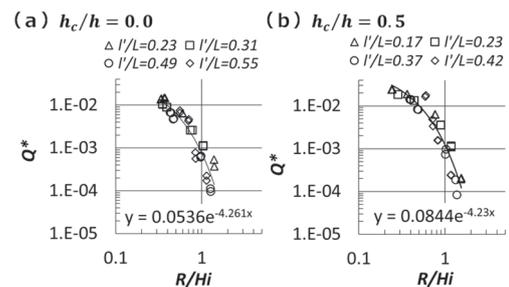
堤法先位置での波高、 $H_{s1}$ ：潜堤天端沖側端位置での波高、 $H_{s2}$ ：潜堤天端岸側端位置での波高、 $H_{s3}$ ：遊水部中央位置での波高、 $H_t$ ：防波堤前面位置での波高（無堤時に計測）、 $H_t$ ：防波堤港内側の波高、 $\eta_1$ ：潜堤天端沖側端位置での水位上昇量、 $\eta_2$ ：潜堤天端岸側端位置での水位上昇量、 $\eta_3$ ：遊水部中央位置での水位上昇量、 $\eta_4$ ：防波堤前面位置での水位上昇量、 $u_1$ ：潜堤天端沖側端流速、 $u_2$ ：潜堤天端岸側端流速、 $u_3$ ：遊水部中央流速、 $u_{1\sim3}$ ：底面または構造物表面から1.0cm高さの流速、 $l'$ ：離岸距離（防波堤前面から潜堤天端沖側端までの距離）、 $l''$ ：防波堤前面から潜堤法先までの距離、 $x$ ：防波堤前面から沖方向の位置、 $z$ ：静水面から水底方向の位置、 $B$ ：潜堤天端幅、である。

#### 4. 結果と考察

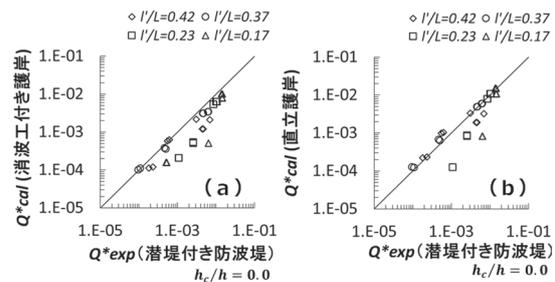
##### ①越波流量

防波堤の港内側を係船利用することがある漁港において、防波堤を越える越波流量は重要な指標である。図一5 (a) (b)には  $l' = 76.4\text{cm}$  の場合の  $h_c/h = 0.0, 0.5$  における越波流量の実験値とその近似線を示す。 $l' = 101.6\text{cm}$ の結果はほぼ  $l' = 76.4\text{cm}$  の場合と類似するため割愛する。また、(a) (b)の各実験値は波周期の影響を表す  $l'/L$  の影響は明瞭でなかったため、両図に示す近似線は全ての  $l'/L$  の結果を対象にそれぞれの近似式を設定している。図の縦軸は越波流量の実験値から換算した無次元越波流量 ( $Q^* = q/\sqrt{2gH_0'^3}$ 、 $q$ ：越波流量の平均値、 $g$ ：重力加速度、 $H_0'$ ：換算沖波波高) とし、横軸は越波流量の性能を表す際によく用いられる  $R/H_i$  (入射波高と防波堤天端高の比) とした。漁港の防波堤で一般的に設定される  $R/H_i$  は1.0程度であり、このとき潜堤付き防波堤の無次元越波流量は  $1.0 \times 10^{-3}$  程度となることがわかった。

図一6 (a) (b)は現行の技術基準に掲載されている消波工付き護岸および直立護岸と潜堤付き防波堤の越波流量を比較したものである。図より、実験結果にばらつきはあるものの、潜堤付き防波堤の越波流量は直立護岸と同程度か若干少ない程度であり消波工付き護



(図一5 無次元越波流量)



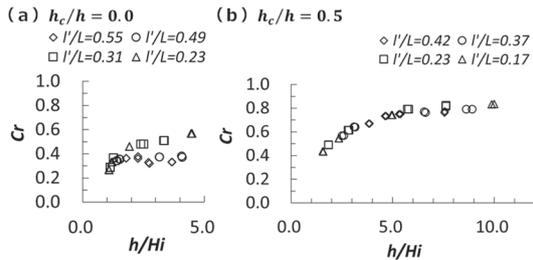
(図一6 越波流量\_類似構造との比較)

岸と比べると同程度よりもやや多くなる。当初、潜堤付き防波堤は防波堤前面で生じる水位上昇のため、越波流量の増大が懸念されたが、少なくともそのような特徴はないことが確認できた。

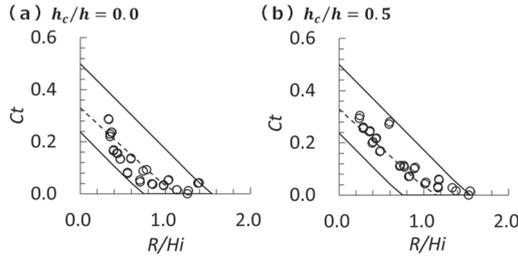
##### ②反射/伝達波高

漁港全体の利用性を照査するための指標のひとつに港内静穏度がある。港内静穏度は非定常緩勾配不規則波波動方程式等の数値シミュレーションにより評価されるが、その際に外郭施設である防波堤の反射率や、防波堤を越える波浪の伝達率が必要となる。図一7 (a) (b)および、図一8 (a) (b)は潜堤付き防波堤の反射率  $C_r$  と伝達率  $C_t$  を示す (①越波流量と同様に  $l' = 76.4\text{cm}$  の場合の  $h_c/h = 0.0, 0.5$  における実験結果のみ)。なお、図一8には既往の知見である消波ブロック被覆堤と直立堤の伝達率を併せて示す。反射率は構造物から十分沖側に離れた位置で計測した水位変動から合田らの入反射分離推定法により推定し、防波堤前面水深  $h$  と入射波高  $H_i$  の比である  $h/H_i$  に対する変化で整理した。伝達率は入射波高  $H_i$  に対する防波堤背後の波高  $H_t$  の比であり、防波堤天端高  $R$  と入射波高  $H_i$  の比である  $R/H_i$  に対する変化で整理した。

反射率  $C_r$  は  $h_c/h = 0.0$  の場合では概ね0.5以下であり、消波構造物として有効であることが示唆される。伝達率  $C_t$  に関しては同図に



(図-7 反射率  $C_r$ )



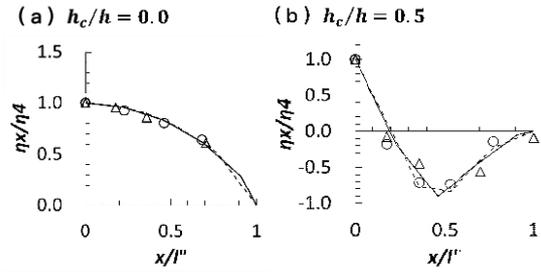
(図-8 伝達率  $C_t$ )

併せて示している類似構造と比較して概ね定量的、定性的に整合するものとなった。なお、漁港の防波堤で一般的に設定される  $R/H_i = 1.0$  付近での潜堤付き防波堤の伝達率  $C_t$  は 0.1未満である。

### ③水位上昇量

潜堤付き防波堤は潜堤で促進される砕波に伴う水位上昇が懸念される構造形式である。また、「⑤流速」で後述する施設周辺で生じる流速の算定には本章で示す水位上昇量の算定結果が必要となる。図-9 (a) (b) は  $l' = 76.4, 101.6\text{cm}$  の各ケースに対する  $h_c/h = 0.0, 0.5$  における各地点の水位上昇量を示す。図の横軸は防波堤前面と潜堤沖側法先までの距離  $l''$  に対する無次元距離とし、縦軸は各地点の水位上昇量  $\eta_x$  を防波堤前面位置の水位上昇量  $\eta_4$  で除した無次元量とした。なお、(a) (b) の各実験結果は波高・周期による違いはみられなかったため全ての波条件の結果を平均している。

水位上昇量は (a) (b) とも防波堤前面が最も水位上昇量が大きくなるのが特徴である。 $h_c/h = 0.0$  の場合、水位上昇量は防波堤前面から沖側に向けて一様に低下し、潜堤沖側法先位置で静水面高さとも一致する。 $h_c/h = 0.5$  の場合は防波堤前面から沖側に向けて急激に水位上昇量が減少し、区間の途中である  $x/l'' = 0.5$  付近ではウェーブセットダウンが

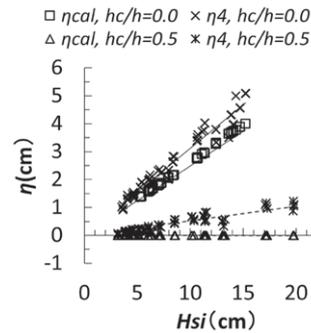


$\Delta l' = 101.6\text{cm}$   $\circ l' = 76.4\text{cm}$   
 -- (算定線)  $l' = 101.6\text{cm}$  — (算定線)  $l' = 76.4\text{cm}$

$$(a) \frac{\eta_x}{\eta_4} = \cos\left(2\pi \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{x}{l''}\right)^{0.638} \quad (7)$$

$$(b) \frac{\eta_x}{\eta_4} = \left(1 - \frac{x}{l''}\right) \left(\cos\left(2\pi \cdot 1.0 \cdot \frac{x}{l''}\right) - 1.54 \cdot \frac{x}{l''}\right) \quad (8)$$

(図-9 水位上昇量)



$$\frac{\eta_4}{H_{Si}} = \frac{\eta_{cal}}{H_{Si}} + \alpha \quad (9)$$

$$\alpha = -6.0 \times 10^{-3} \times \frac{h_c}{h} + 6.0 \times 10^{-2} \quad (10)$$

(図-10 潜堤通過後の水位上昇量の推定値と実験値)

生じる。その後、さらに沖側では再び水位が上昇し、潜堤沖側法先位置で静水面高さとも一致する。

図-9 には実験結果の近似式を併せて示しており (式(7, 8))、防波堤前面位置での水位上昇量  $\eta_4$  がわかれば任意地点の水位上昇量を求めることができる形式とした。 $\eta_4$  を机上で求めるには潜堤通過前後の波のラディエーションストレスの変化から求める方法が適用できる。図-10 は中村<sup>10)</sup> が同手法で求めた背後に防波堤がない場合の潜堤通過後の水位上昇量  $\eta_{cal}$  と本実験結果の防波堤前面位置での水位上昇量  $\eta_4$  の潜堤法先位置での波高  $H_{Si}$  による変化を示す。図より、 $\eta_4$  は反射波がある分だけ  $\eta_{cal}$  よりも大きくなるが、両者とも切片が近い一次関数で近似されるため、式(9, 10) に示す補正により  $\eta_{cal}$  から  $\eta_4$  を推定できる。なお、 $\eta_{cal}$  の算定にあたって必要となる背後に直立堤がない場合の潜堤通過後の波高は中山による実験式<sup>11)</sup> を用いる。

#### ④波高変化

「⑤流速」で行う施設周辺で生じる流速の算定では流速の算定を行う地点での波高値が必要となる。本実験結果に基づき、流速の算定を行う図-3 a) の①～③の各地点における波高  $H_{S1,2,3}$  を算定する実験式を構築した(式(11)～(13))。式中の  $K_f$ 、 $K_b$ 、 $K_e$  はそれぞれ潜堤沖側斜面、潜堤天端上、潜堤岸側斜面(領域Ⅰ～Ⅲ、図-4参照)での波高伝達率を表しており、式(14)～(16)の実験式で算定できる。なお、これらの算定式は中山らが提案した背後に防波堤がない場合の人工リーフ周辺で生じる波高変化の算定手法<sup>11)</sup>を素地とし、各式中のパラメーターを本実験結果にフィッティングした結果である。

$$H_{S1} = K_f \cdot H_{Si} \quad (11)$$

$$H_{S2} = K_b \cdot H_{S1} = K_b \cdot K_f \cdot H_{Si} \quad (12)$$

$$H_{S3} = K_e \cdot H_{S2} = K_e \cdot K_b \cdot K_f \cdot H_{Si} \quad (13)$$

$$K_f = \begin{cases} 1.30, & K_f > 1.30 \\ 0.179 \times \frac{h_s}{H_{Si}} + 0.537, & 1.30 \geq K_f \geq 0.05 \\ 0.05, & 0.05 > K_f \end{cases} \quad (14)$$

$$K_b = \left\{ \text{Min} \left( -2.96 \times 10^{-3} \times \frac{h_c}{h_s} + 2.49 \times 10^{-3}, 0.0 \right) \cdot \frac{B}{h_s} + 0.194 \frac{h_c}{h_s} - 8.59 \times 10^{-2} \right\} \cdot \frac{h_s}{H_{Si}} + 0.937 + \frac{-4.21 \times 10^{-2}}{(4.34 \cdot B/h_s - 5.17)} \quad (15)$$

$$K_e = \text{Max} \left( -0.561 \cdot \frac{h_s}{H_{Si}} + 1.84, 1.15 \right) \quad (16)$$

#### ⑤流速

潜堤付き防波堤は元来、潜堤周辺で海藻の繁茂を期待する構造形式である。その機構は潜堤付近で生じる碎波に伴う高流速を以てウニ等による海藻の食害を防止するものだが、ウニによる食害を防ぐための流速の目安が示されている<sup>12)</sup>一方、同構造の周辺で生じる流速の算定手法がないのが実態であり、本研究では水理模型実験結果から以下の算定手法を提案する。

潜堤付き防波堤の潜堤天端沖側端 ( $u_1$ )、潜

堤天端岸側端 ( $u_2$ )、および遊水部中央 ( $u_3$ ) の底面流速は、③④で上述した各地点で生じる水位上昇量と波高値に基づき以下のように算定できる。

(1) 潜堤天端上、 $h_c/h = 0.5$  の場合

$h_c/h = 0.5$  の場合、潜堤天端沖側端または岸側端の底面流速  $u_{1,2}$  は式(17)に示す極浅海波の微小振幅波理論による水平水粒子速度の理論式から算定できる。

$$u_{1,2} = 2 \times \frac{H_{S1,2}}{2} \sqrt{\frac{g}{(h_c + \eta_{1,2})}} \quad (17)$$

(2) 潜堤天端上、 $h_c/h = 0.0$  の場合

$h_c/h = 0.0$  の場合、潜堤天端沖側端または岸側端の底面流速  $u_{1,2}$  は式(18)に示す越流公式から算定できる。

$$u_{1,2} = 2 \times 0.35 \sqrt{2g \left( \frac{H_{S1,2}}{2} + h_c + \eta_{1,2} \right)} \quad (18)$$

(3) 遊水部の場合

遊水部中央の底面流速  $u_3$  は式(21)に示す浅海波の微小振幅波理論による水平水粒子速度の理論式から算定した流速を式(19、20)に示す補正式に当てはめることで算定できる。

[ $h_c/h = 0.5$ の場合]

$$u_3 = 5.0 \times 10^{-3} \times u'_3{}^2 + 0.535 \times u'_3 \quad (19)$$

[ $h_c/h = 0.0$ の場合]

$$u_3 = 8.2 \times 10^{-3} \times u'_3{}^2 + 7.73 \times 10^{-2} \times u'_3 + 3.42 \quad (20)$$

ここに、

$$u'_3 = \frac{\pi H_{S3} \cosh(2\pi(h_{S3} + \eta_3 + z)/L_3)}{T_0 \sinh(2\pi(h_{S3} + \eta_3)/L_3)} \quad (21)$$

#### ⑥波力

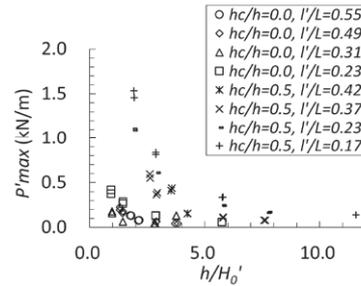
潜堤付き防波堤を外郭施設として用いる場合、その設計段階で防波堤に作用する波力を算定することは不可欠である。特に、本研究の目的は気候変動に伴う波浪の増大に備えるための対策工としての潜堤付き防波堤の有効性を検証することであり、ここでは本構造形式が有する波力低減機能を明らかにすると共に以下に設計に必要な知見を整理する。

図-11は  $l' = 76.4\text{cm}$  に対する  $h_c/h = 0.0, 0.5$  における防波堤前面の押し波時の実験

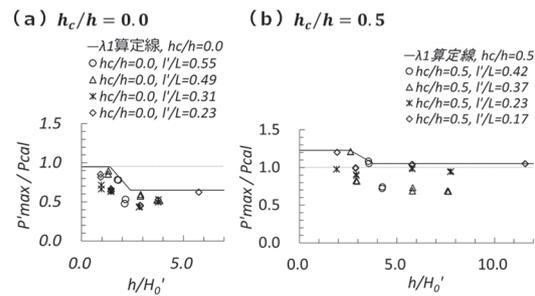
波力を示す。図の横軸は波力の変化を表す際によく用いられる水深波高比 ( $h/H_0'$ ) とし、縦軸は現行の設計基準に記載されている類似構造 (直立壁、消波工付き直立壁) の波力算定式の検討事例<sup>9)</sup>に倣い、衝撃碎波圧の影響を適切に考慮した滑動安定換算波力  $P'_{max}$  を示している。図より、 $h/H_0'$  が小さいほど波力は増大する。本実験条件の範囲では  $h/H_0' = 2.3 \sim 2.5$  付近が碎波水深であり、換算沖波波高  $H_0'$  に対する防波堤位置での波高  $H_i$  の増幅が大きくなることから  $P'_{max}$  が増加するものと考えられる。

本実験結果から波力算定式を構築するにあたっては、既往の知見であり現行の技術基準でも援用されている合田らによる手法<sup>8)</sup>を素地とする。具体的には、実験で観測された波高に対し、本実験結果による波力  $P'_{max}$  と式 (2) ~ (5) で計算される合田らによる直立壁に作用する波力の算定値  $P_{cal}$  を比較し、その比率から補正係数を設定する。なお、直立壁に作用する波力の算定では式 (2) ~ (5) 中の補正係数  $\lambda$  はそれぞれ  $\lambda_1 = 1.0$ ,  $\lambda_2 = 0.0$  として計算される。また、類似構造の先行研究<sup>13)</sup>によると、消波ブロック等により十分に被覆された構造形式に対して  $\lambda_2 = 0.0$ ,  $\lambda_3 = \lambda_1$  とできるとされており、潜堤付き防波堤も潜堤部分において十分に消波されるものとして同様に扱うこととした。すなわち、補正係数の設定は壁面に波の山がある場合の水平波力の低減効果を表す  $\lambda_1$  のみを決定する。

図-12(a)(b)は  $l' = 76.4\text{cm}$  に対する  $h_c/h = 0.0, 0.5$  における  $P'_{max}/P_{cal}$  の  $h/H_0'$  に対する変化を示す。上述のとおり、 $P'_{max}/P_{cal}$  が算定波力  $P_{cal}$  に対する低減効果を表すものであり、補正係数  $\lambda_1$  を設定する根拠となる。図より、(a)  $h_c/h = 0.0$  の場合は算定波力と比べて波力低減効果が高いが (b)  $h_c/h = 0.5$  の場合は顕著ではなく、一部の条件では算定波力よりも増大する。図では  $l'/L$  の条件ごとに凡例を区分しているがその影響は明瞭ではないため、本研究では (a)(b) ごとに全ての結果を対象に、安全側となるように上に包括する  $\lambda_1$  の算定線を設定する。設定した算定線は図中に併せて示しており、その算定式は式 (22)(23) である。



(図-11 実験波力  $P'_{max}$ )



(図-12 算定波力  $P_{cal}$  と実験波力  $P'_{max}$  の比較)

[ $h_c/h = 0.0$ ]

$$\lambda_1 = \begin{cases} 0.95 & \left(0 \leq \frac{h}{H_0'} \leq 1.4\right) \\ -0.3 \left(\frac{h}{H_0'}\right) + 1.37 & \left(1.4 < \frac{h}{H_0'} \leq 2.4\right) \\ 0.65 & \left(2.4 < \frac{h}{H_0'}\right) \end{cases}$$

$$\lambda_2 = 0.0$$

$$\lambda_3 = \lambda_1$$

(22)

[ $h_c/h = 0.5$ ]

$$\lambda_1 = \begin{cases} 1.23 & \left(0 \leq \frac{h}{H_0'} \leq 2.6\right) \\ -0.15 \left(\frac{h}{H_0'}\right) + 1.62 & \left(2.6 < \frac{h}{H_0'} \leq 3.8\right) \\ 1.05 & \left(3.8 < \frac{h}{H_0'}\right) \end{cases}$$

$$\lambda_2 = 0.0$$

$$\lambda_3 = \lambda_1$$

(23)

## 5. まとめ

以上より、これまで主に藻場造成機能だけが期待されて導入されていた潜堤付き防波堤に対し、気候変動対策となる消波構造物として活用するための消波機能等の検証を行った。

系統的な水理模型実験を行った結果、潜堤付き防波堤は防波堤の沖側の少し離れた位置

に設置する潜堤の高さを静水面位置と一致させた場合、防波堤に作用する波力は無対策の直立壁と比べて低減できることなどを明らかにした。一方、潜堤と防波堤の間の遊水部では碎波に伴う水位上昇が生じるものの、防波堤を越える越波流量は直立堤と比べて同程度かやや低減する程度に抑えられていることが確認された。

また、これらの技術情報については現行の設計基準に記載されている直立堤や消波ブロック被覆堤等の類似構造と同様のパラメータで図化し、直ちに設計実務に活用できる知見として整理した。これらの成果は「藻場造成型漁港施設の整備ガイドライン」として取りまとめられ、令和7年5月に水産庁から公開されている<sup>12)</sup>。

**謝辞：**本報告は水産庁による令和5、6年度水産基盤整備調査委託事業「漁港漁場施設の設計手法の高度化検討調査」の内容に基づくものであり、関係各位に謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 国連総会ハイレベルウィーク「持続可能な海洋環境の構築に向けたハイレベル・パネル」：コミッションレポート，2023.
- 2) 水産庁漁港漁場整備部：漁港施設等における気候変動適応策の設計に係る手引き(暫定版)，2023.

- 3) 大井邦昭，大村智宏，小林学：潜堤付き防波堤の波浪制御機能に関する研究，土木学会論文集特集号(海岸工学)，80巻17号，2025.
- 4) 大井邦昭，大村智宏，飯干富広，小林学：潜堤付き防波堤の作用波力特性に関する研究，土木学会論文集特集号(海岸工学)，81巻17号，2026.(投稿中)
- 5) 中泉昌光，山本正昭，間辺本文：潜堤付き防波堤の波力に関する実験的研究，海岸工学講演会論文集，35巻，pp. 632-636，1988.
- 6) 全国漁港漁場協会：漁港・漁場の施設の設計参考図書2023年版，2023.
- 7) 全国漁港漁場協会：漁港・漁場の施設の設計の手引き2003年版，2003.
- 8) 合田良実：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. 31-69，1973.
- 9) 大村智宏，八木宏，中山哲巖，劔崎聖生，西崎孝之，門安曇，滑川順，佐藤勝弘：滑動安定換算により評価した漁港の防波堤の波力算定方について，土木学会論文集B2(海岸工学)，vol. 71，No. 2，pp. I\_1009-I\_1014，2015.
- 10) 中村充：水産土木学，生態系海洋環境エンジニアリング，工業時事通信社，pp.308-313，1991.
- 11) 中山哲巖：人工リーフの水理特性及び被覆材の安定に関する実験的研究(その2)，水産工学研究所技報，水産土木16，pp.35-45，1994.
- 12) 水産庁漁港漁場整備部：藻場造成型漁港施設の整備ガイドライン，2025.
- 13) 高橋重雄，谷本勝利，下迫健一郎：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，vol.29，No. 1，pp. 53-75，1990.