

平成 20～23 年度水産基盤整備調査委託事業
「漁港漁場施設の設計基準の構築」

報告書

(1) 防波堤の性能規定化に向けた検討

平成 24 年 3 月

水産庁漁港漁場整備部

独立行政法人水産総合研究センター水産工学研究所

国際気象海洋株式会社

水産基盤整備調査委託事業報告書

I. 課題名

「漁港漁場施設の設計基準の構築」のうち
(1) 防波堤の性能規定化に向けた検討

II. 実施機関名、部局名及び担当者名

[独立行政法人水産総合研究センター 水産工学研究所]

・水産土木工学部

部長

中山 哲巖

水産基盤グループ長

八木 宏

[国際気象海洋株式会社]

・第2技術部

部長

滑川 順

部員

門 安曇

III. 調査実施年度

平成 20～23 年度

IV. 緒言

平成 13 年に閣議決定された「規制改革推進 3 カ年計画」により、土木構造物の設計においては、構造物の目的とそれに適合する機能を明示するとともに、機能を供用期間中に維持するために必要とされる要求性能を規定し、要求性能が構造物の供用期間中確保されることを照査する「性能規定型設計」を取り入れることとされている。また、ISO2394「構造物の信頼性に関する一般原則」等への対応など、構造物の設計法については国際的に性能設計法へ移行していることを踏まえ、漁港施設についても性能設計法の導入に向けた検討が求められている。

このため本調査においては、漁港防波堤の設計基準について、近年の災害の状況や現行の設計上の課題を分析し、今後見直すべき技術課題を抽出するとともに、水理模型実験及び数値計算により、合理的な波圧の算定法を提案し、設計の手引や計算例等の設計基準の見直しに必要な知見の整理を行うことを目的とする。

V. 方法

漁港防波堤の被災事例を分析し、被災事例を含む防波堤の設置領域において、防波堤に作用する波力に関する模型実験及び数値計算を行った。また、実験結果及び計算結果を基に、性能設計法に適合した波圧式を提案するとともに、漁港施設の外郭施設に関する合理的な設計手法を提案した。

ア) 防波堤波力特性把握のための水理模型実験

被災事例を中心に全国の漁港施設の設置条件を考慮した広い領域から実験ケースを選定し、防波堤に作用する波力に関する水理模型実験を実施した。

イ) 数値計算

ア) に対応する数値計算を実施し、実験との比較・検討を行い、実験結果の現場への適用のための適切な変換を行った。

ウ) 性能設計法に適合した波圧式及び外郭施設の合理的な設計手法の提案

ア) イ) の分析結果を利用し、性能設計に利用出来るように波圧公式及び関係諸係数を検討した。さらに防波堤の性能設計手法について、検討し手法を提案した。

VI. 結果

1. 防波堤の被災事例の分析

水産庁より入手した以下の事例について整理解析を行った。

- ・被災事例：平成 16 年災および平成 18 年災のうち、波力により滑動、転倒が生じている事例（計 39 施設）
- ・全国事例：平成 14 年～16 年度に整備されている重力式防波堤（686 施設）

分析結果を図 1～図 3 に示す。水深波長比（防波堤設置水深／波長）が 0.04～0.14、マウンド上水深／堤前有義波高の比が 0.5～4.0 の範囲に被災事例が分布していることが分かる（図 1、図 2）。また、設計に使用している波圧算定式については、重複波区分（サンプルー+部分碎波式）での被災率が比較的高くなっている（図 3）。

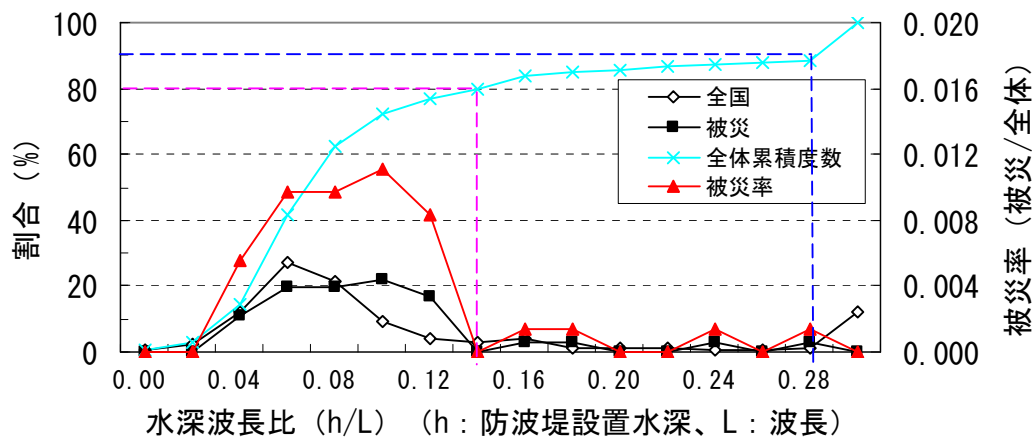


図 1 水深波長比と被災率の関係

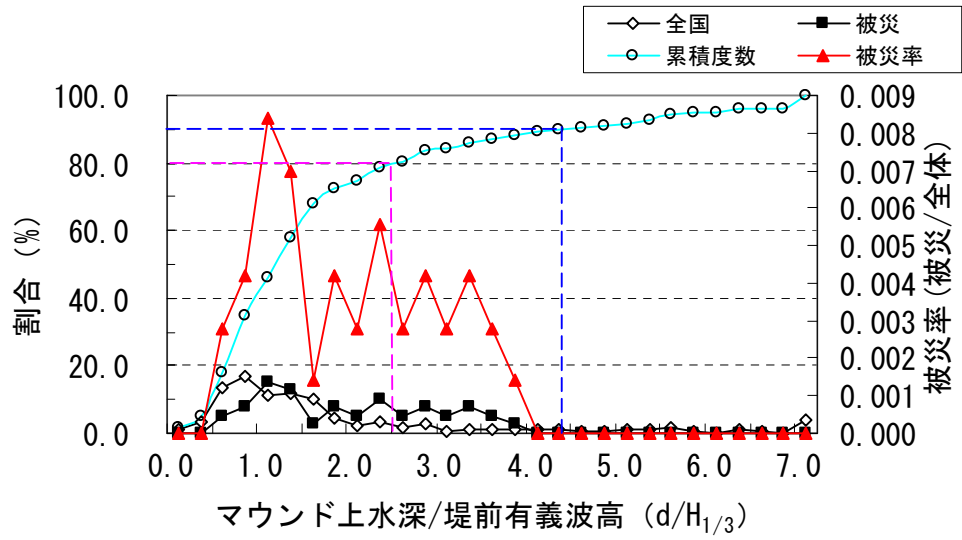


図2 マウンド上水深/堤前有義波高と被災率の関係

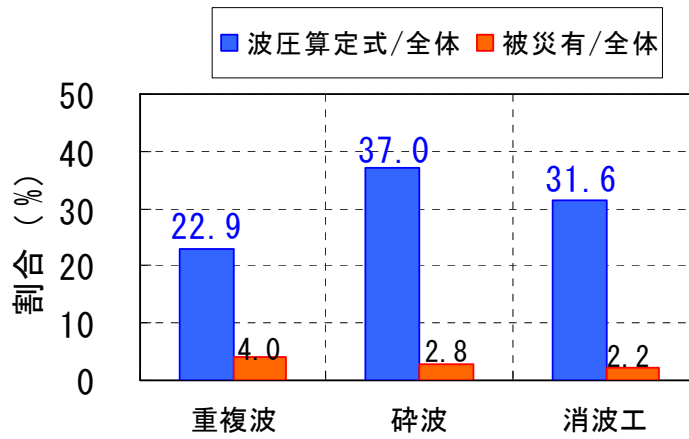
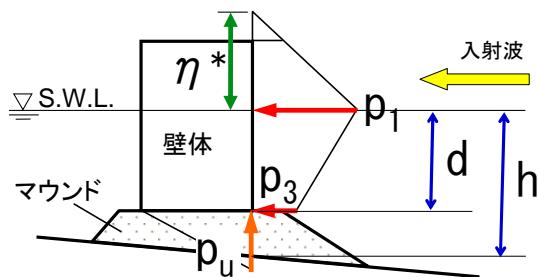


図3 波圧算定式と被災事例の関係

2. 水理模型実験（波圧計測実験）

（1）実験概要

不規則波造波水路（長さ 100m、幅 1m、深さ 1.5m、海底勾配 1/30）を使用し、波圧計測実験（断面実験）を行った。図 4 に防波堤の波圧諸元を示す。模型縮尺は 1/50 とし、実験ケースは、被災事例の設置領域を含む、全国の漁港施設の設置条件を考慮した広い領域から選定した（図 5 参照）。波高と周期は現地スケールで $H_{1/3}=2.5\sim 8.0\text{m}$ 、 $T_{1/3}=7.0\sim 18.0\text{s}$ の範囲で変化させ、波浪スペクトルはブレットシュナイダー光易型と JONSWAP 型を用いた。壁体模型は亚克力製で、壁体前面および底面に波圧計を計 12 個取り付け、波圧を計測した（写真 1）。



- η^* : 波圧作用の上限の高さ（波圧作用高さ）
- p_1 : 防波堤前面の静水面での水平波圧
- p_3 : 防波堤前面の壁体下端での水平波圧
- p_u : 壁体底面での前端揚圧力
- d : マウンド上水深
- h : 防波堤設置水深

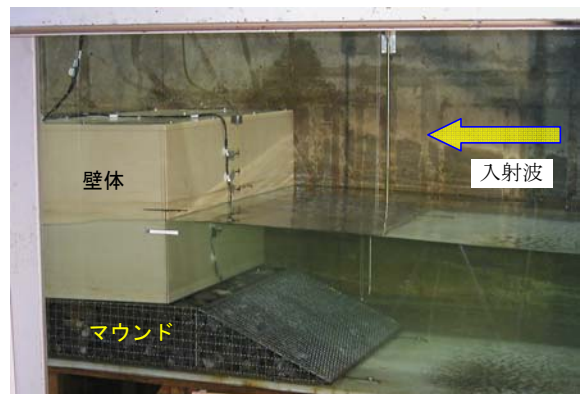
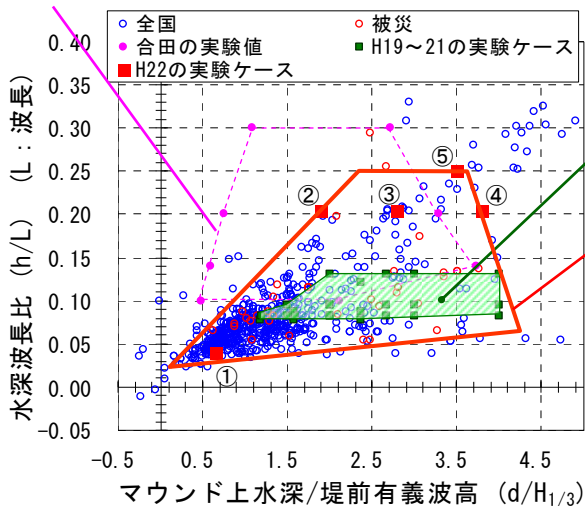


図 4 防波堤の波圧諸元

写真 1 堤体模型設置状況

合田の実験ケース選定範囲



H19~21年度 実験ケース選定範囲
(被災事例を中心とした設置領域)

H22年度 実験ケース選定範囲
(漁港施設の約9割を含む設置領域)
5ケース(図中■①~⑤)を選定

図 5 漁港施設の設置領域と実験ケース

(2) 現行設計法の検証

図6に現行設計法（漁港式）¹⁾の水平波力算定値と実験値の比較結果を示す。算定値は重複波・砕波区分によりギャップが存在する。重複波領域では、算定値は実験値の最大波力より小さく、1/10最大波力程度となっており、算定式は過小評価である。一方、砕波領域では、衝撃砕波圧を除くと算定値は実験値の最大波力程度となっている。このため実験値の最大波圧を設計波圧とすることが適当であると考えられる。

図7に港湾で利用される修正合田式（港湾式）²⁾による算定値と実験値の比較結果を示す。算定値は重複波・砕波区分がないためギャップはないが、衝撃砕波圧を除くと全般に過大傾向である。また衝撃砕波が生じる場合は、漁港式・港湾式ともに過小評価となる。

以上の結果から、重複波・砕波区分のない合理的な波圧算定式の導入が必要であると言える。

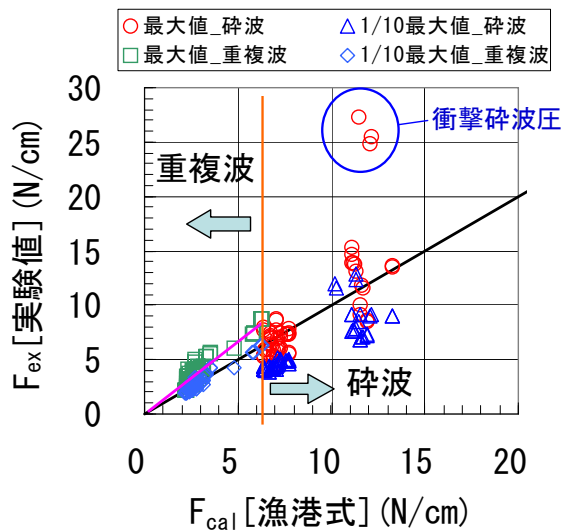


図6 現行設計法の水平波力算定値と実験値の比較

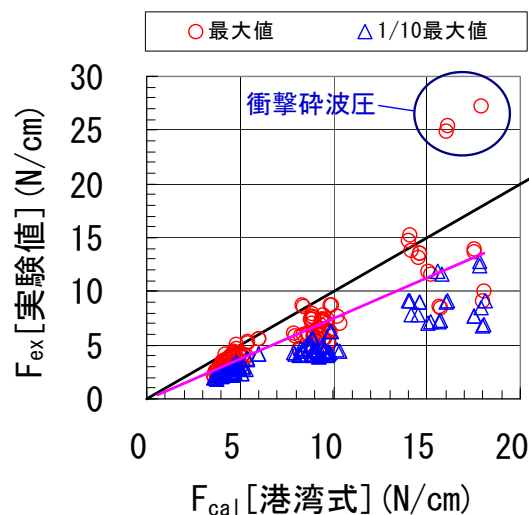


図7 修正合田式の水平波力算定値と実験値の比較

(3) 波圧算定式の提案

波圧計測実験の結果より、波圧作用の上限の高さ η^* 、静水面の水平波圧 p_1 と壁体下端の水平波圧 p_3 との関係、及び壁体下端の水平波圧 p_3 と壁体底面での前端揚圧力 p_u との関係が明らかになった。

① η^* について

図8に堤体位置通過波有義波高 $H_{1/3}$ と波圧作用の上限の高さ η^* との関係を示す。最大波高 $H_{\max}=1.8H_{1/3}$ として修正合田式に適用すると、

$$\eta^* = 1.5 H_{\max} = 1.5 \cdot (1.8 H_{1/3}) = 2.7 H_{1/3} \quad \dots\dots\dots (1)$$

となるが、式(1)は実験値を概ね下回らない値となっており、 η^* の算定式として妥当であると言える。

② p_1 と p_3 との関係

図9に静水面の水平波圧 p_1 と壁体下端の水平波圧 p_3 との関係を示す (d : マウンド上水深、 L : 防波堤設置水深 h における波長、 w_0 : 水の単位体積重量)。 $[p_1/\cosh(2\pi d/L)]/w_0 H_{1/3}$ が 2.0 以上とそれ未満でそれぞれ線形の関係にあり、修正合田式

および漁港式の関係は妥当であると言える。ただし、 p_1 は衝撃砕波圧等の影響でばらつきが見られる。

以下に、修正合田式における、 p_3 の算定式を示す。

$$p_3 = \alpha_3 p_1, \quad \alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 h' は、防波堤底面の水深であり、本実験では $h'=d$ 。

③ p_3 と p_u との関係

図 10 に壁体下端の水平波圧 p_3 と壁体底面での前端揚圧力 p_u との関係を示す。 p_3 と p_u は線形の関係があり、式(3)で表して良いものとする。

$$p_u = K \cdot p_3 \quad (K: \text{係数}) \quad \dots\dots\dots (3)$$

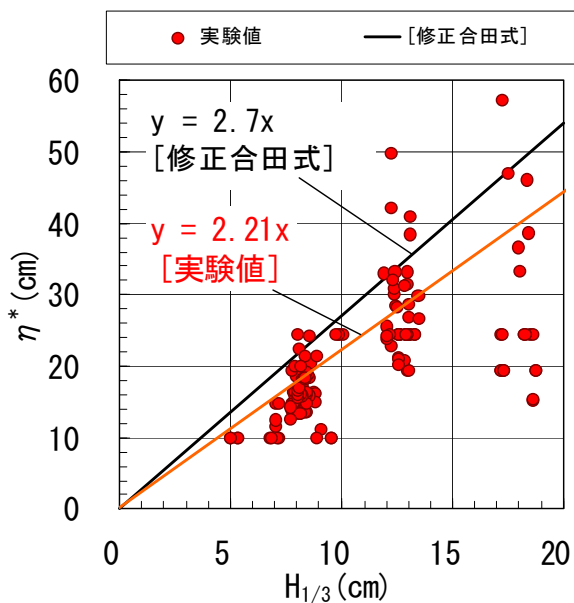


図 8 堤体位置通過波有義波高 $H_{1/3}$ と波圧作用上限の高さ η^* との関係

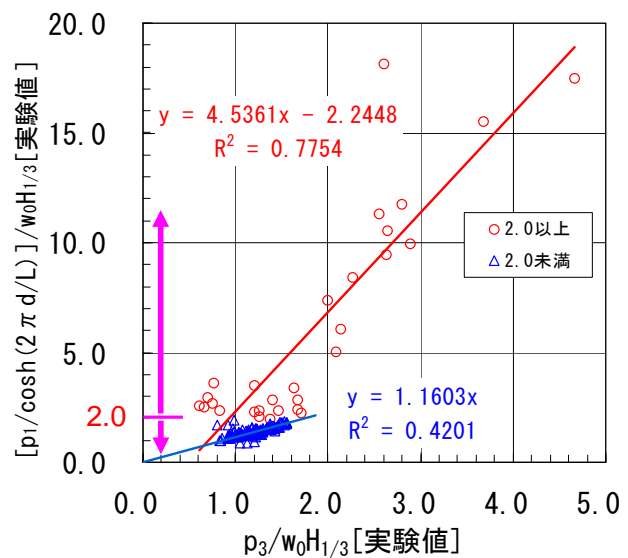


図 9 静水面の水平波圧 p_1 と壁体下端の水平波圧 p_3 との関係

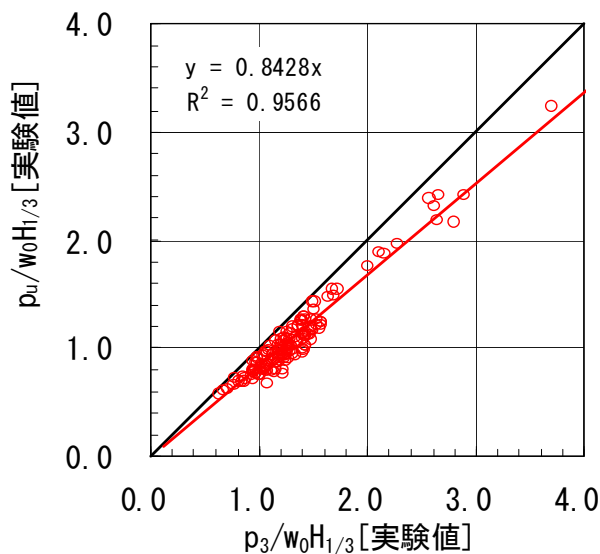


図 10 壁体下端の水平波圧 p_3 と壁体底面の前端揚圧力 p_u との関係

以上の検討結果を勘案し、波圧算定式としては、最大波高 $H_{\max}=1.8H_{1/3}$ として港湾基準の修正合田式に適用した式（式(4)(5)(6)）を提案する。

【提案波圧式】 ※入射角 $\beta=0^\circ$

$$p_{1cal} = (\alpha'_1 + \alpha'_2) w_0 H_{1/3} \dots\dots\dots (4)$$

$$\alpha'_1 = 1.8 \cdot \left(0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \right) \dots\dots\dots (5)$$

$$\alpha'_2 = 1.8 \cdot \left(\min \left\{ 1.08 \cdot \frac{h_b - d}{h_b} \left(\frac{H_{1/3}}{d} \right)^2, 1.11 \cdot \frac{d}{H_{1/3}} \right\} \right) \dots\dots\dots (6)$$

(h_b : 防波堤の壁面から $5H_{1/3}$ 沖側の地点の水深)

(4) 滑動安定性から見た波圧の検証

水平波圧の実測値と提案波圧式 ($H_{\max}=1.8H_{1/3}$ として修正合田式に適用) による算定値との比較を図 11 に示す。砕波領域で算定値に比べ強大な衝撃砕波圧の発生が見られる。また、同じ有義波高・周期の波浪について波群 (波の連なり方) のみを変化させた結果を図 12 に示す。波群を変えただけで波圧は異なり、 $d/H_{1/3}$ (マウンド上水深/堤前有義波高) が 1.0 付近では 10 倍程度の差が生じている。また、衝撃砕波圧の発生する波群と発生しない波群があることが明らかになった。

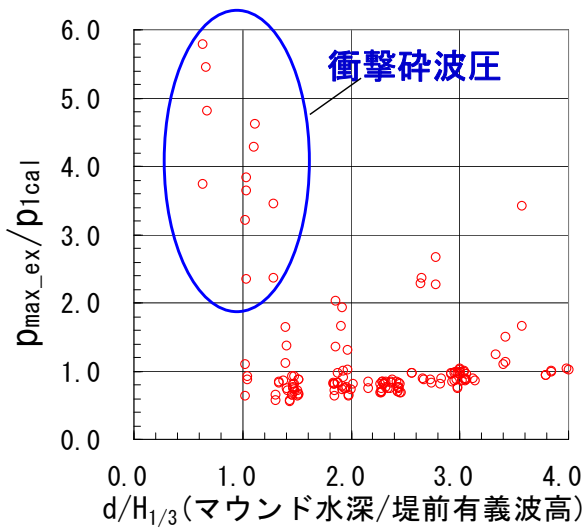


図 11 水平波圧の実測値(P_{\max_ex})と提案波圧式による算定値(P_{1cal})との比較

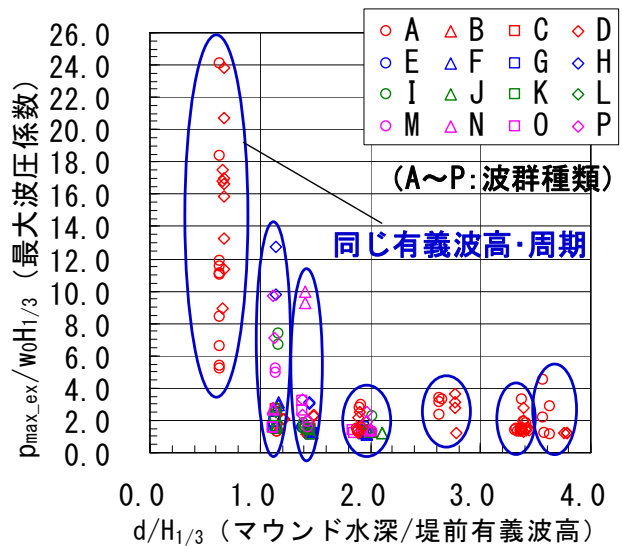


図 12 波群と最大波圧の関係

衝撃砕波圧の発生や波群の違いにより、生じる波圧はばらつきが大きく、これを定式化するのは困難である。また衝撃砕波圧の作用時間は短く、防波堤の滑動にどの程度寄与するのか評価する必要がある。そこで、防波堤の安定性を評価するため、滑動量を運動方程式により推定³⁾し、滑動量が許容値以下となる波圧レベルを、滑動安定

性から見た波圧として求めた。算出手法を図 13 に示す。尚、許容滑動量は、港湾設計法⁴⁾を基に 50 年確立波に対する滑動量を 10cm (港湾の通常施設)として、実験スケール (1/50) に換算して求めた (許容滑動量: 10cm × 1/50=0.2cm)。

滑動安定性から見た波圧と提案波圧式による算定値との比較を図 14 に示す。碎波領域で算定値がやや過大となるケースも見られるが、両者は相関性が高く、算定値はほぼ妥当な値と言える。

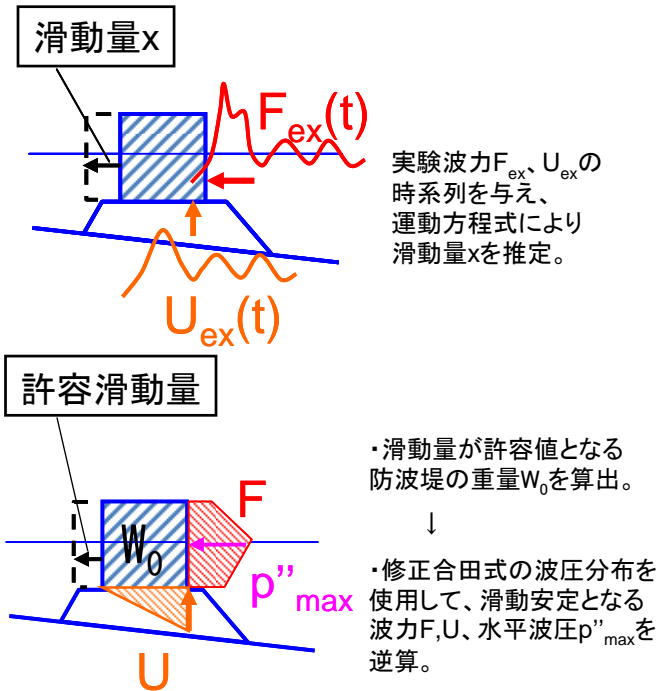


図 13 滑動安定性から見た波圧の算出手法

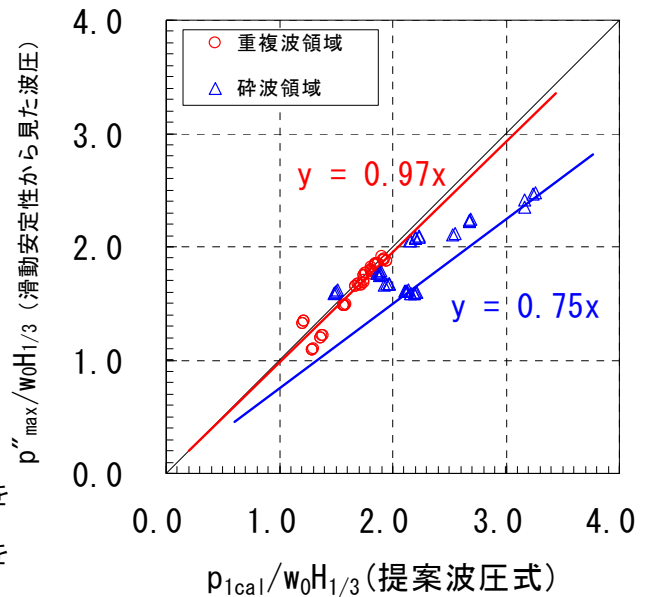


図 14 滑動安定性から見た波圧と提案圧式による算定値との比較

(5) 消波工による効果

防波堤の形状としては、 $d / H_{1/3}$ を 2.0 以上とすることにより、衝撃碎波の発生を避けることが望ましいが、漁港施設の場合、それが困難な場合が多い。そのため消波工により衝撃碎波を低減する必要が生じる。そこで、消波工を被覆した場合の波圧実験を行い、効果を検証した。消波工形状を図 15 及び写真 2 に示す。

図 16 に消波工の有無による最大波圧の比較を示す。消波工を被覆することにより、直立堤に比べ 1 割程度の波圧低減が見られる。尚、水深が浅いケース ($h=35$ cm) では、ばらつきがあり、直立堤と同程度の波圧となるケースも見られる。

図 17 に消波工の有無による衝撃碎波圧の発生状況の比較を示す。直立堤で発生していた衝撃碎波圧が、消波工被覆の場合では発生しておらず、衝撃碎波の発生が抑制できることを確認した。

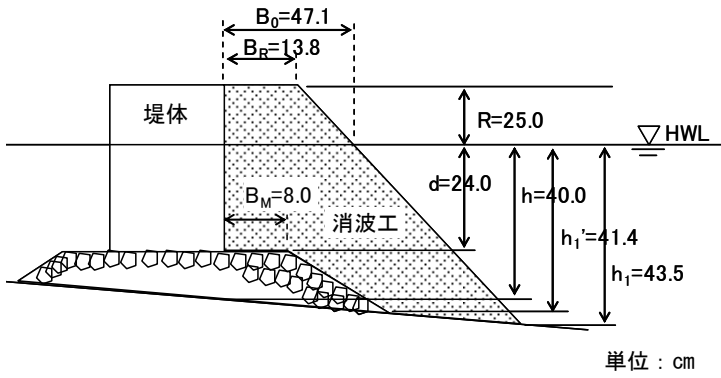


図 15 消波工形状



写真 2 消波工設置状況

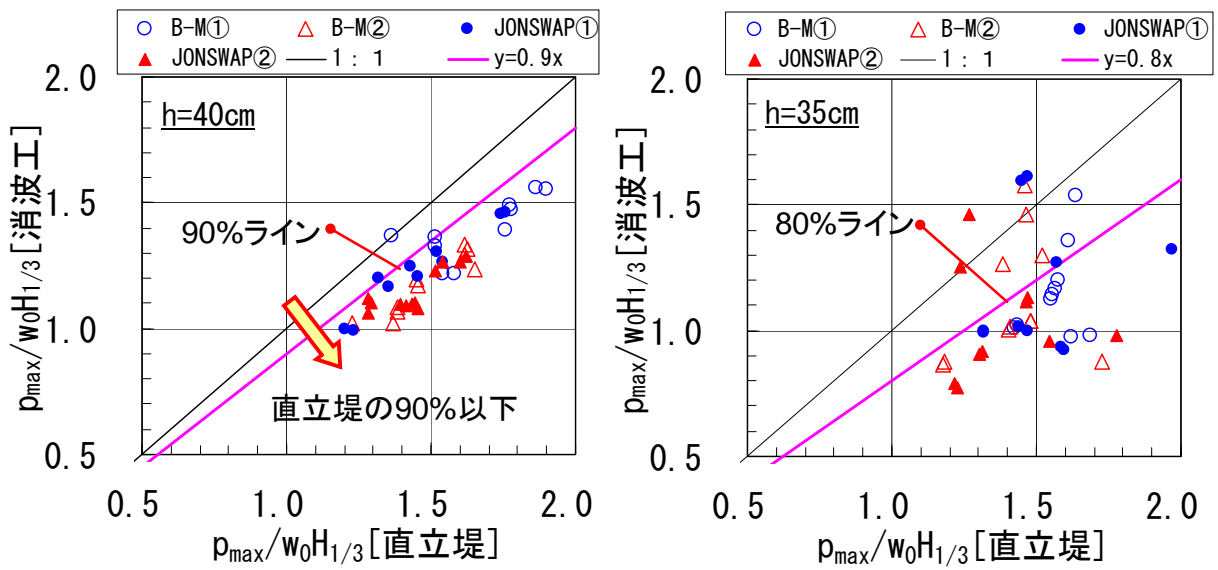


図 16 消波工の有無による最大波圧の比較

(B-M : プレットシュナイダー光易型、①, ② : 波群種類)

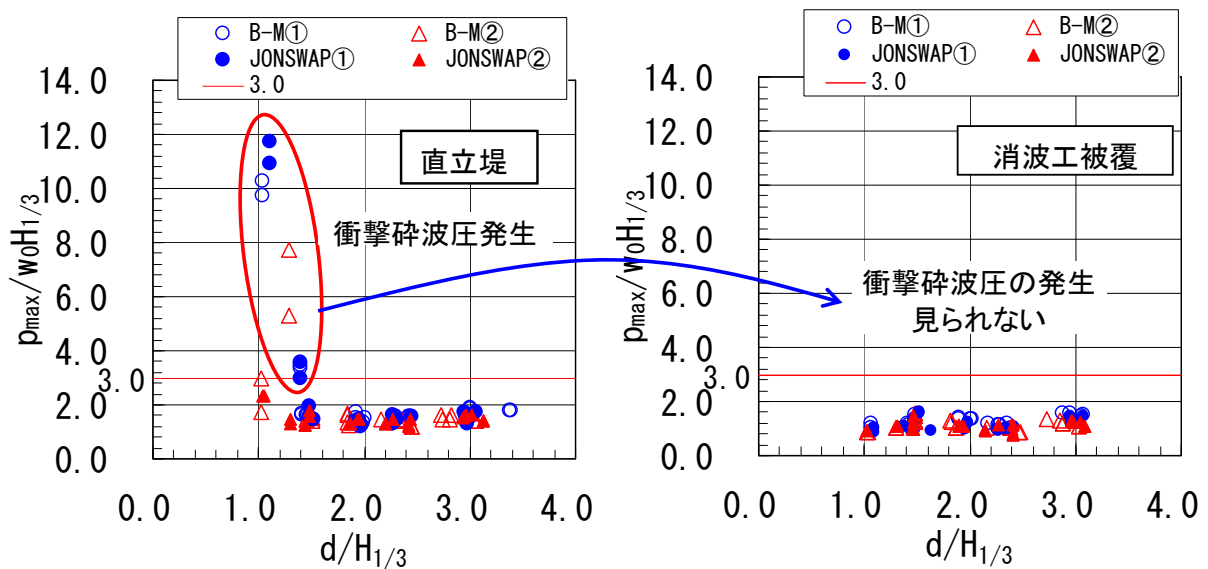


図 17 消波工の有無による衝撃碎波圧の発生状況の比較

3. 数値計算 (VOF 法)

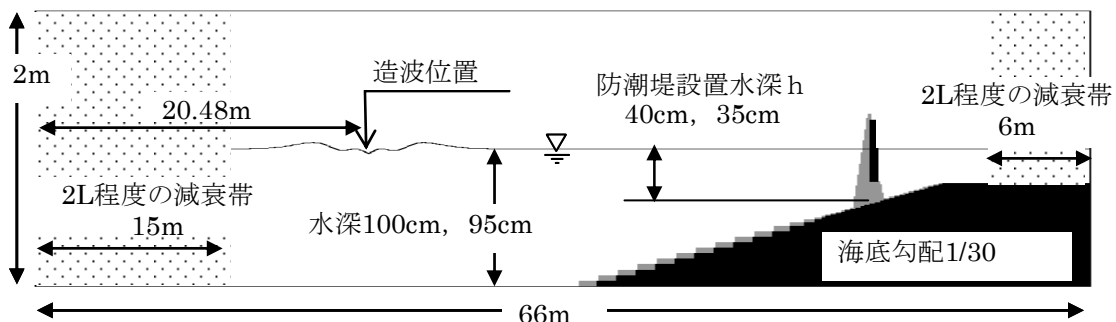
各実験ケースと同じケースについて、数値計算を実施した。計算方法及び計算条件を以下に示す。

【計算方法】

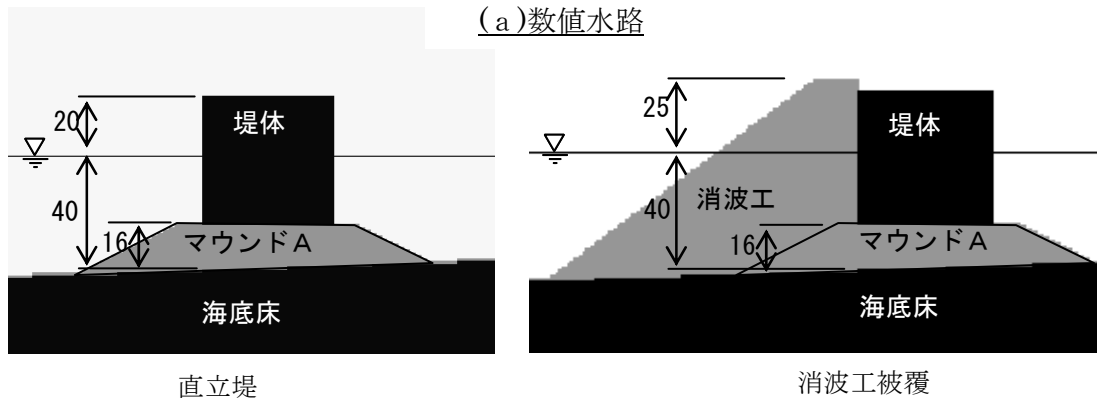
CADMAS-SURF Ver. 4.0 (2次元 VOF 法)

【計算条件】

- ・差分計算間隔：上限値 1ms
- ・計算時間：100 波程度
- ・作用波や海底形状は、水理模型実験の同様の諸元
- ・格子間隔：x 軸方向 1~4cm, z 軸方向 1~4cm
- ・数値水路と構造物：図 18 参照
- ・構造物の設定係数：防波堤不透過，マウンド透過（空隙率=0.5or0.43[消波工付き]，質量係数 $C_M=1.2$ ，抗力係数 $C_D=1.0$ ），消波工（空隙率=0.56[消波工設計値]， $C_M=1.2$ ， $C_D=1.0$ ）
- ・波群の変更は、実験の造波信号作成方法と同じ方法（乱数発生法）で行った。



(a) 数値水路



(b) 堤体形状

図 18 数値水路と堤体形状

波圧の計算値と実験値の比較結果例を図 19 に示す ($H_{1/3}=16.0\text{cm}$, $T_{1/3}=2.55\text{s}$, プレットシュナイダー—光易型・波群①)。直立堤（消波工なし）のケースでは、分布形状は実験値の傾向と概ね一致したが、最大波圧は実験値より小さい結果となった。この理由として、作用波数の不足や、衝撃的な波圧の再現が難しいことが挙げられる。

消波工を被覆したケースでは、最大波圧も比較的实验値と合っており、整合性が高い。

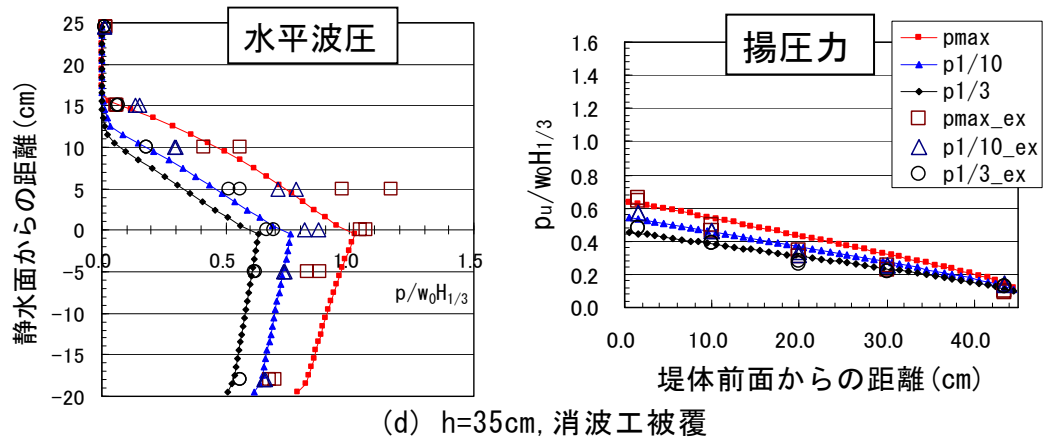
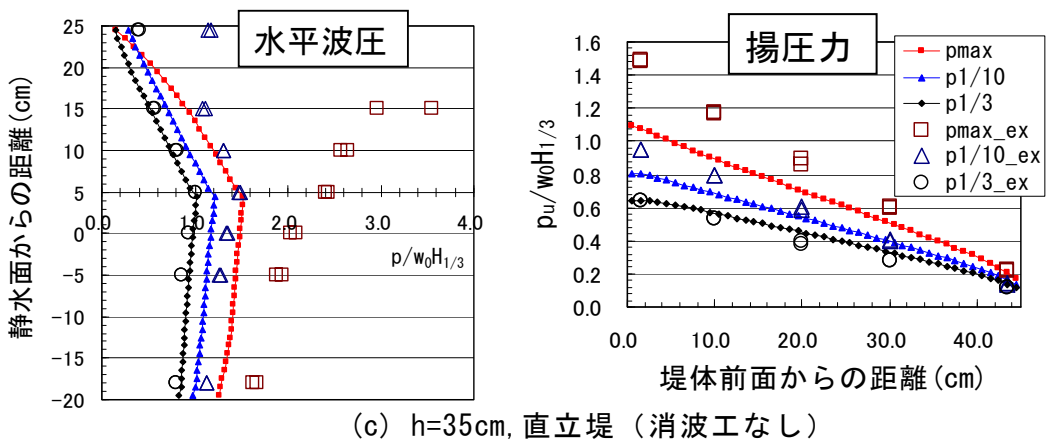
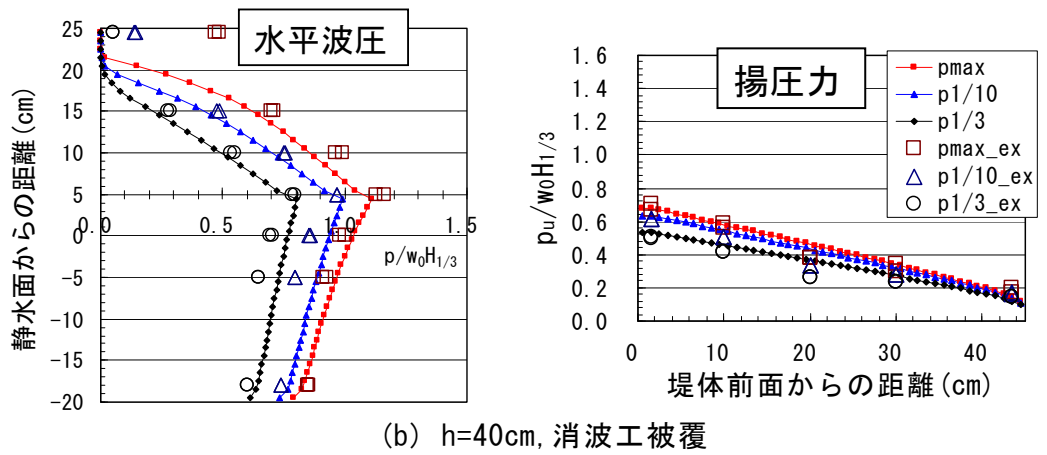
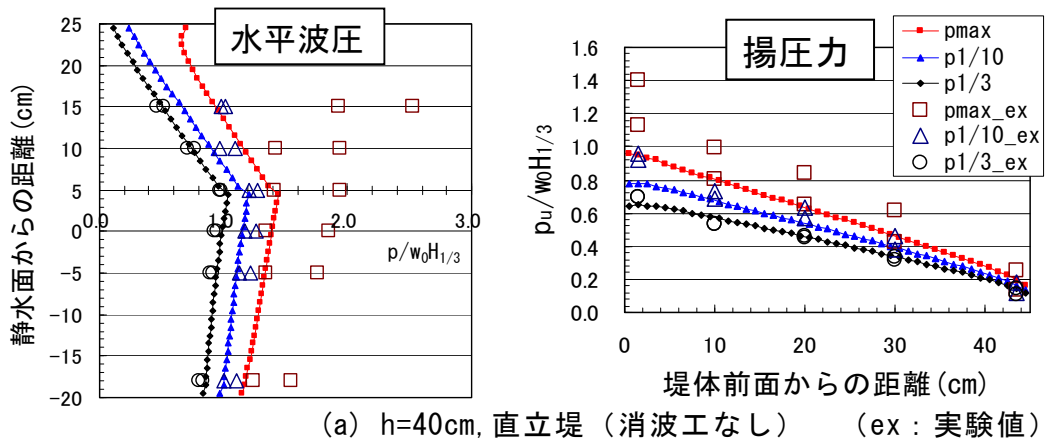


図 19 波圧の計算値と実験値の比較

4. 滑動量推定法の検証（滑動実験）

運動方程式による滑動量の推定法を検証するため、滑動実験を行い、滑動変位の計測を行った。装置概要を図 20 に示す。堤体模型は亚克力製で、底面にコンクリートを敷設し、マウンドとの摩擦係数がおよそ 0.6 となる条件を再現した。堤体の重量は模型内のおもりを変化させ調整した。変位量は、背面中央に設置した変位計で測定した。実験ケースは①砕波領域、②砕波・重複波遷移領域の 2 ケースとした。

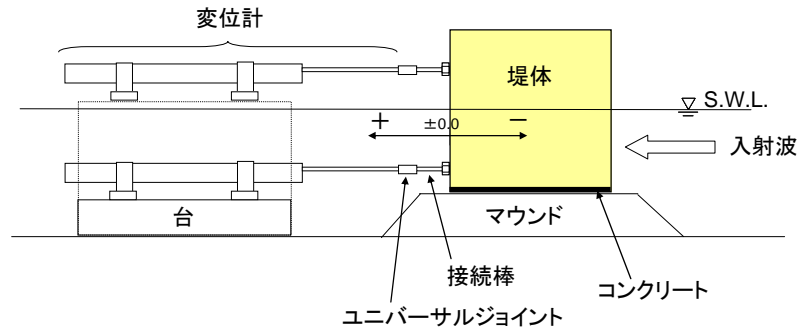


図 20 滑動実験装置概要

滑動量（総変位量）について、滑動実験による実測値と運動方程式による計算値との比較を図 21 に示す。実測値はややばらつきがあるが、滑動の開始する堤体重量の領域については計算値を概ね再現できている。また、堤体重量の軽い領域で、実測値が計算値より小さいケースがある（①波群 D、②波群 A）。この場合、計算値で考えれば安全側の設計となる。

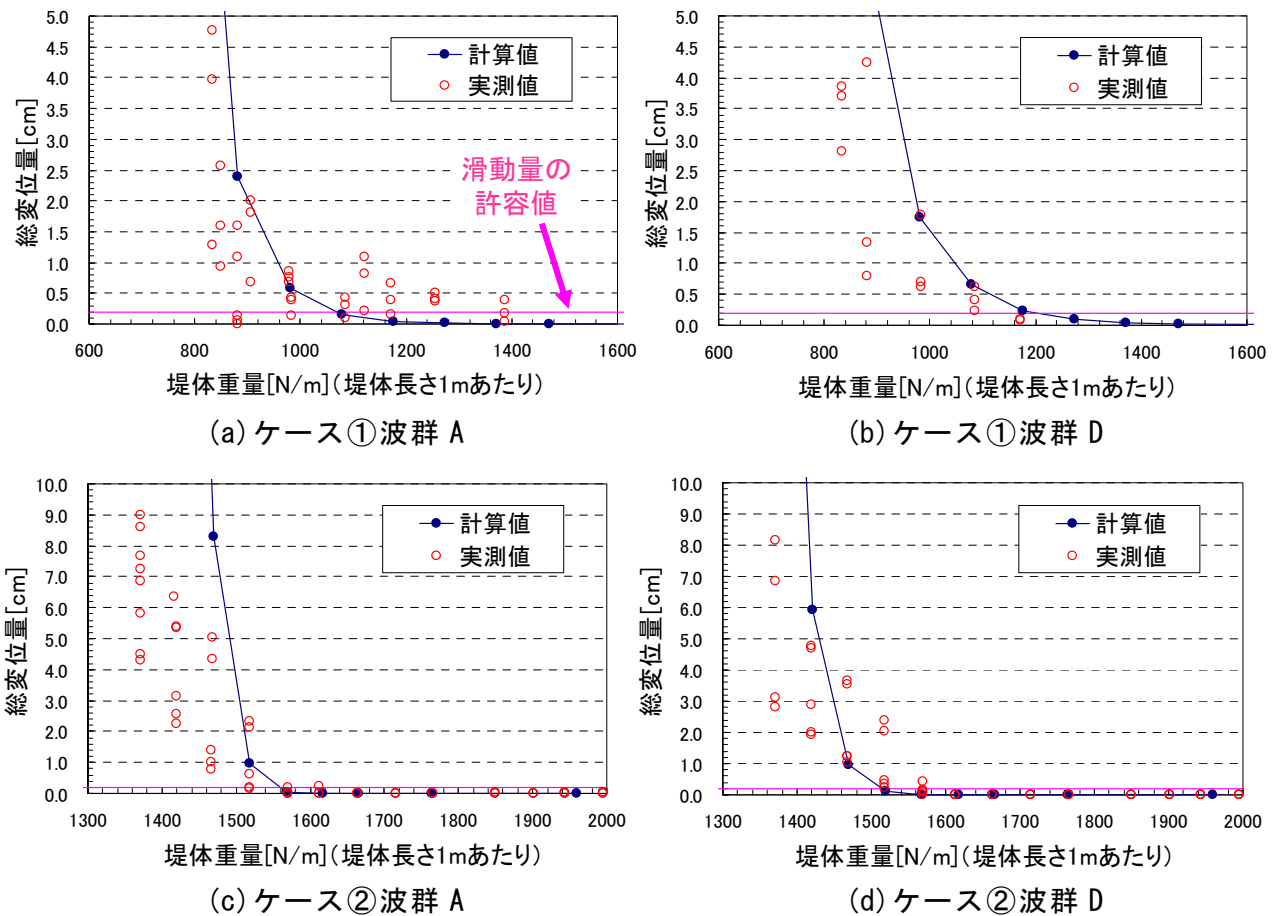


図 21 滑動量の実測値と計算値の比較

5. 波向による波圧の低減効果の検証（平面実験）

これまでの実験は断面実験であるが、平面実験を実施し、波向による波圧の低減効果の検証を行った。装置概要を図 22 に示す。一方向不規則波造波装置（長さ 40m、幅 10m、深さ 0.8m、海底勾配 1/20）を使用し、模型縮尺は断面実験と同じ 1/50 とした。堤体模型はマウンド 2 形状、直立堤 1 形状（長さ 3m）で、模型を回転させることにより作用波の入射角を変更した。実験ケースは①砕波領域、②砕波・重複波遷移領域の 2 ケースとした。

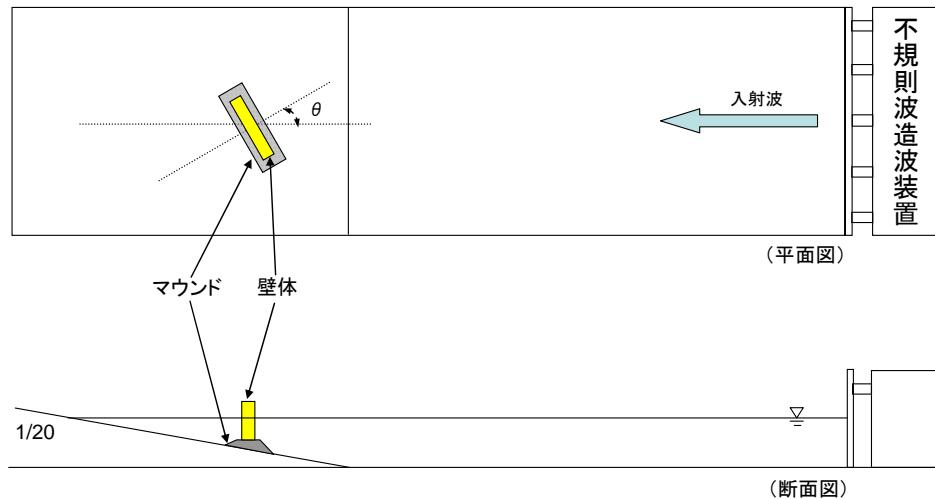


図 22 平面実験装置概要

静水面での波圧係数 ($p_1/w_0H_{1/3}$) について、実測値（最大値）と各波圧式による算定値の比較を図 23 に示す。入射角 β の項を含む波圧算定式は式(7)(8)を使用した。

【漁港基準（広井式）】

$$p_{1cal} = 1.5w_0H_{1/3} \cos^2 \beta \quad (\beta < 45^\circ \text{ の場合}) \quad \dots\dots\dots (7)$$

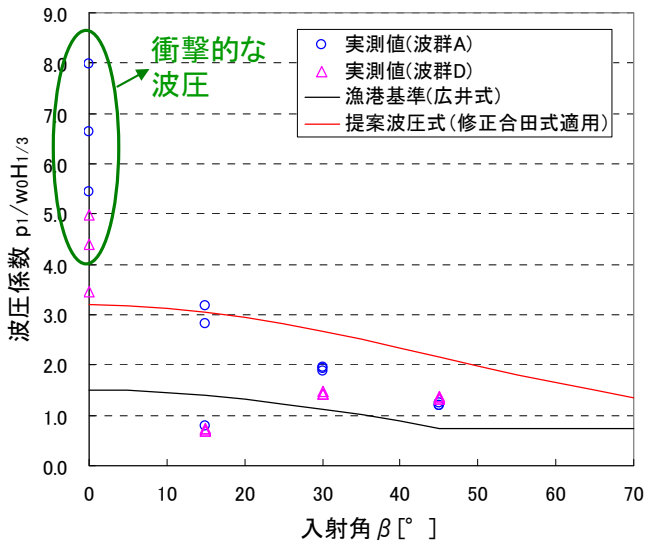
$$p_{1cal} = 0.75w_0H_{1/3} \quad (\beta \geq 45^\circ \text{ の場合})$$

【提案波圧式】 ($H_{max}=1.8H_{1/3}$ として修正合田式適用)

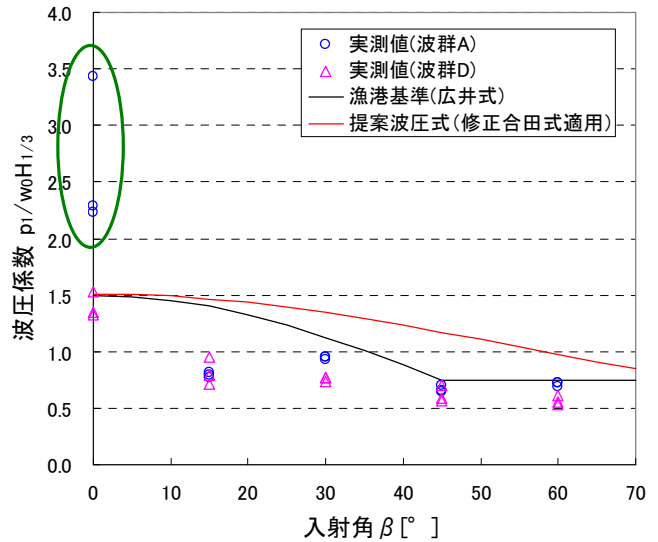
$$p_{1cal} = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha'_1 + \alpha'_2 \cos^2 \beta)w_0H_{1/3} \quad \dots\dots\dots (8)$$

入射角 0° では衝撃的な波圧の発生するケースがあるが、 15° 以上では見られなかった。

砕波・重複波遷移領域（ケース②）では、実測値は漁港基準の傾向に比較的近づいているが、砕波領域（ケース①）では、漁港基準を上回るケースが見られる。修正合田式を適用した場合、漁港基準よりも安全側に設計が可能となる。



(a) ケース①砕波領域



(b) ケース②砕波・重複波遷移領域

図 23 波圧係数の実測値と算定値の比較

6. 各波圧式による波圧強度・所要堤体幅の比較

波圧算定式を変更することにより、平均波圧強度及び所要堤体幅がどの程度変化するのか検証を行った。波圧算定式として、以下の 5 種類で検討した。

① 漁港基準（従来式）

・・・漁港基準の規則波浅水変形で得られた有義波高をサンフルー式＋部分砕波式（重複波）／広井式（砕波）に適用

② 港湾基準（ H_D の採用）

・・・港湾基準の不規則波浅水変形で得られた最大波高を修正合田式に適用

③ 港湾浅水変形（不規則波）＋提案波圧式（ $H_{max}=1.8 H_{1/3}$ ）

・・・港湾基準の不規則波浅水変形で得られた有義波高を一律に 1.8 倍して最大波高に換算し、修正合田式に適用

④ サンフルー修正式 1（ハンマーあり）

・・・重複波領域で、設計波高を $1.8 H_{1/3}$ としてサンフルー＋部分砕波式に適用（静水面域の矩形分布使用）

⑤ サンフルー修正式 2（ハンマーなし）

・・・重複波領域で、設計波高を $1.8 H_{1/3}$ として本来のサンフルー式に適用（静水面域の矩形分布削除）

前提条件は以下とした。モデル断面図を図 24 に示す。

- ・ 換算沖波波高（有義波） $H_0'=8.0\text{m}$
- ・ 沖波の有義波周期 $T_{1/3}=14.0\text{s}$
- ・ 入射角 $\beta=0^\circ$
- ・ 静水面上の天端高：ほぼ $1.0 H_{1/3}$ 以上
- ・ 被覆石の層厚：一律 1.0m
- ・ 被覆石水深 $d=0.65h$ 程度
（衝撃砕波圧の発生を抑制）
- ・ 堤体幅決定要素：滑動、転倒（端し圧は考慮しない）

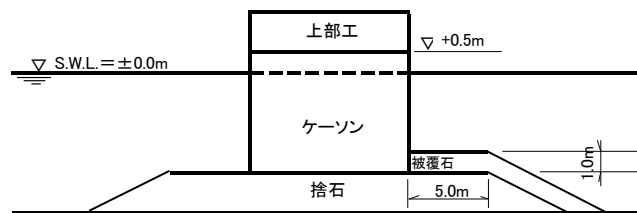


図 24 モデル断面図

各海底勾配（1/50、1/30、1/20、1/10）における前面の平均波圧強度の算出結果を図25に示す。

漁港基準（①）では、砕波と重複波の遷移域で波圧が不連続となるが、重複波領域でサンプルー修正式2（ハンマーなし）（⑤）とした場合、漁港基準の砕波領域と連続になる。

一方、提案波圧式（③）では、砕波領域で急勾配の条件ほど波圧は増大する。これは $H_{\max}=1.8 H_{1/3}$ が過大であるためである。

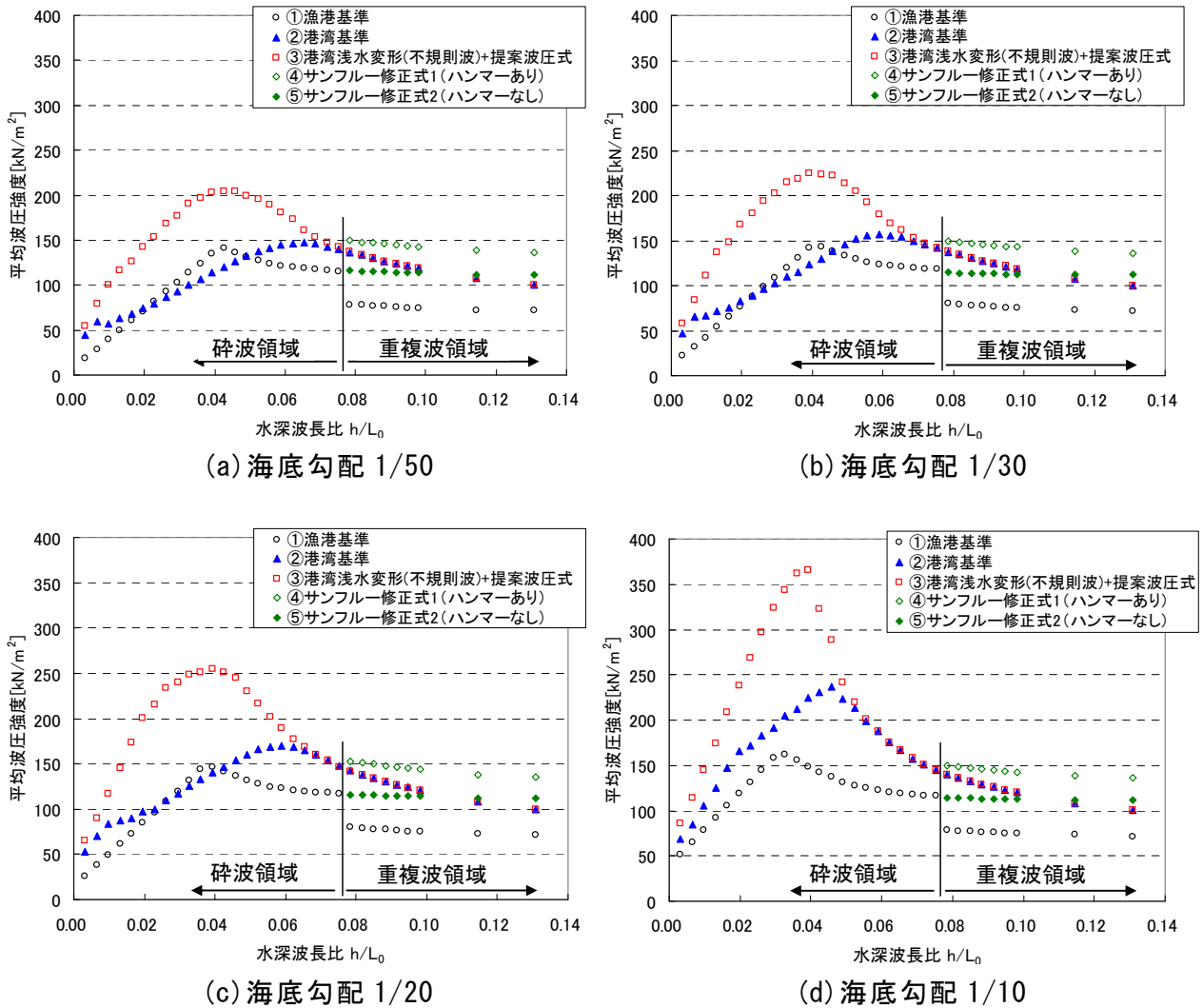
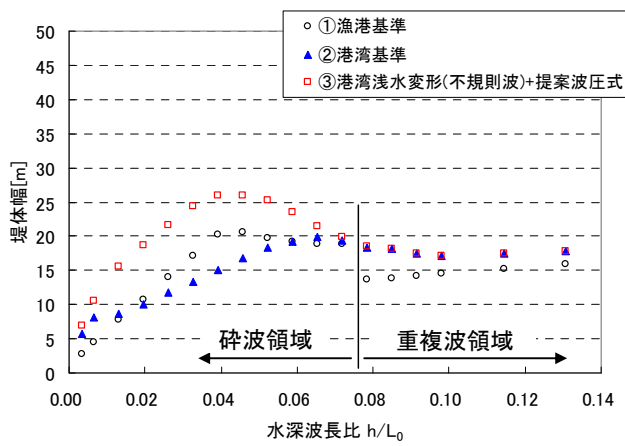


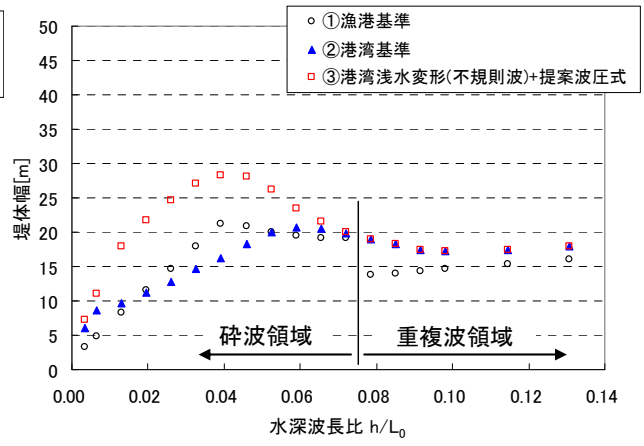
図25 平均波圧強度の比較

所要堤体幅の算出結果を図26に示す。堤体幅も波圧と同様の傾向となっている。

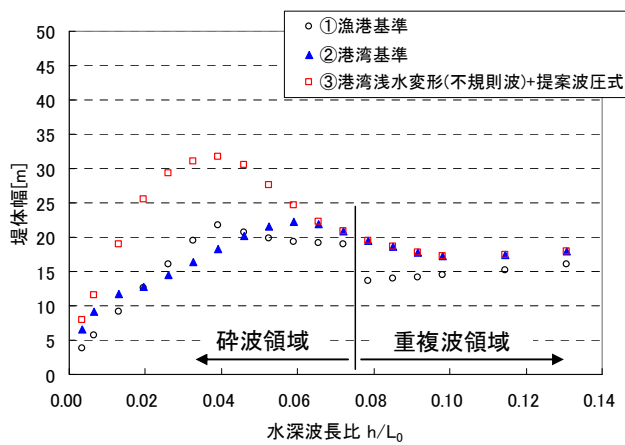
港湾基準の不規則波砕波変形を使用した場合の $H_{\max}/H_{1/3}$ の比率を図27に示す。重複波領域では $H_{\max}/H_{1/3}$ は1.8であるが、砕波が進むにつれて低下し、最小で約1.3となる。



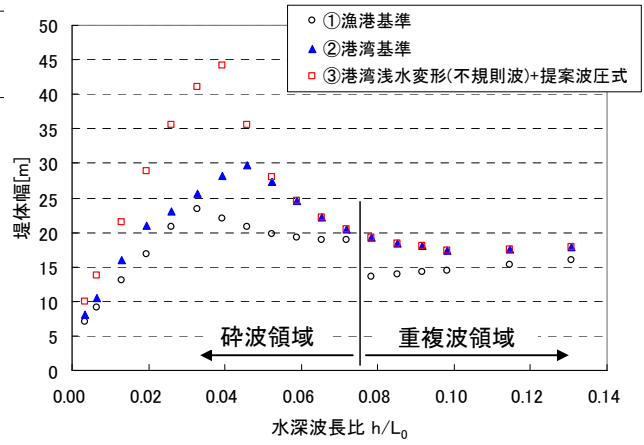
(a) 海底勾配 1/50



(b) 海底勾配 1/30



(c) 海底勾配 1/20



(d) 海底勾配 1/10

図 26 所要堤体幅の比較

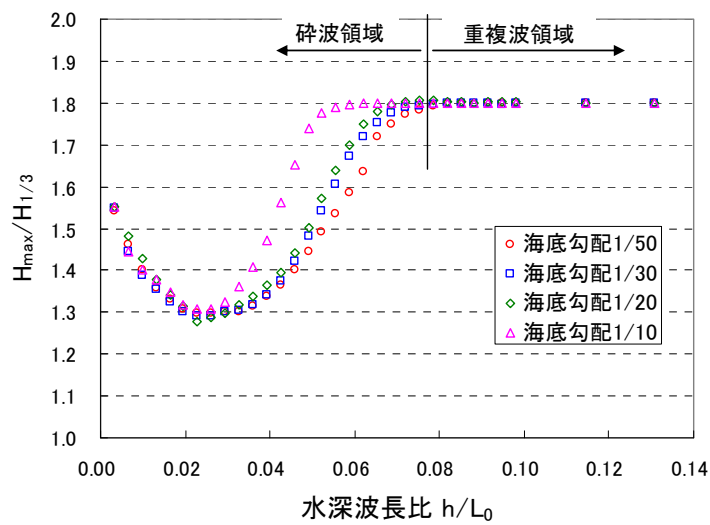


図 27 $H_{max}/H_{1/3}$ の比率 ($H_0'=8.0m, T_{1/3}=14.0s$)

VII. 考察

以上の検討結果を基に、提案波圧式 ($H_{\max}=1.8 H_{1/3}$ として修正合田式に適用) の有効性と留意点を下記に示す。

【有効性】

- ① 現行の波圧算定式では重複波領域はサンフルー+部分砕波式、砕波領域は広井式と用いる波圧公式が異なっている。そのため、重複波（部分砕波）領域と砕波領域の遷移域で波圧の不連続が生じ、この域に設置された防波堤に被災が多い。
本提案波圧式での重複波の波圧は砕波領域の波圧に向かって連続して増大するように算定される。従って、当該域での波圧が現行より砕波域の波圧に近づき、有義波高を越えて砕波するような高波に対しても対応することとなり、設計の安全性が向上し、合理的に被災低減が図れる。
- ② 従来、設計において、沖波から換算沖波の算出までは波の不規則性、多方向性を考慮した算定が行われているが、設計波の算定（水深による波高変化）や波圧公式は規則波の扱いで行われている。
本提案波圧式は最大波高を設計波として、不規則波に配慮した波圧式であり、沖波から設計波圧算定の全過程で不規則波の扱いとして一貫し、合理的な設計体系となる。
- ③ 今後の信頼性設計の展開を見据えて、波の不規則性を合理的に扱うには本提案波圧式は適していると考えられる。

【留意点】

- ① 本提案波圧式では $H_{\max}=1.8 H_{1/3}$ を波圧算定の設計波高としている。このことで、砕波領域での波圧が現行の広井式よりも全般に大きくなり、5割程大きくなることもあり、堤体も波圧に応じて大きくなる。
砕波が進んだ域において個々の高波は砕波し波高が低減することが想定されれば、砕波帯内での H_{\max} と $H_{1/3}$ との関係の扱いには検討を要すると考えられる。
- ② 本提案波圧式を用いるには、現在使用している水深による波高の変化（砕波変形）を不規則波の砕波変形に変えることが必要である。
これに伴い、設計に用いる有義波高も変わることになるので、従来の砕波変形を基に算定した堤体の天端高、消波ブロックの所要重量等が異なる。
- ③ 重複波領域の現行の波圧公式について、設計波高の $H_{1/3}$ を $1.8 H_{1/3}$ に変えると共に、静水面域に付加している部分砕波を考慮した波圧の矩形分布を削除することで、砕波領域での広井式による波圧と連続になる。
但し、この場合には砕波領域と重複波領域で異なる波圧式を用いることとなり、また、砕波領域では広井式に規則波の砕波変形を使用し、重複波領域では不規則波の砕波変形を使用することとなり、広井式に不規則波の砕波変形を適用できるか等、十分に検討する必要がある。

Ⅷ. 摘要

(1)波圧算定式

波圧算定式の改善案として、以下の 2 案が考えられる。

(案 1) 提案波圧式 ($H_{\max}=1.8 H_{1/3}$ として修正合田式に適用)

- ・滑動安定性から見た波圧と相関性が高く、波圧式としては妥当である。
- ・重複波～遷移域で安全側に設計されるため、被災低減が図れる。ただし、砕波領域では $H_{\max}=1.8 H_{1/3}$ とすると堤体幅は過大となるため、 H_{\max} と $H_{1/3}$ の関係は検討を要する。

(案 2) 砕波領域：広井式、重複波領域：設計波高を $1.8 H_{1/3}$ としたサンフルー式（矩形分布削除）の併用

- ・波圧は連続となり、重複波領域で修正合田式に近づくため、改善案として有効である。ただし、砕波領域で規則波、重複波領域で不規則波の浅水変形を使うことになる。

(2)滑動量推定法の検証

滑動実験による実測値と、運動方程式による計算値は同様な傾向となり、滑動量は運動方程式による推定法で評価して良いことが示された。

(3)消波工による効果

消波工の被覆により、衝撃砕波の発生が抑制され、最大波圧で 1 割程度の波圧低減効果が確認された。

(4)波向による波圧の低減効果

平面実験による実測値は、砕波領域で漁港基準を上回るケースがある。修正合田式を適用した場合、現行より安全側に設計が可能となる。

Ⅸ. 引用文献

- 1) 漁港・漁場の施設の設計の手引検討委員会、2003：漁港・漁場の施設の設計の手引(2003年版)、社団法人全国漁港漁場協会、pp.59-73.
- 2) 港湾の施設の技術上の基準・同解説検討委員会、2007：港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成 19 年 7 月、社団法人日本港湾協会、pp.188-202.
- 3) 谷本勝利・古川浩司・中村廣昭、1996：混成堤直立部の滑動時の流体抵抗力と滑動量算定モデル、海岸工学論文集、第 43 巻、pp.846-850.
- 4) 土木学会・海岸工学委員会・研究現況レビュー小委員会、2001：新しい波浪算定法とこれからの海域施設の設計法—性能設計法の確立に向けて—、社団法人土木学会、pp.222-223.