

親水性防波堤上の越波水の運動に関する研究

高橋重雄*・遠藤仁彦**・室 善一朗***

1. まえがき

近年、ウォーターフロントに対して多様なニーズが生じてきている。防波堤についても厳しい波浪から港を守る機能ばかりでなく、人々がそこで海に親しみ、海を楽しむことができるような「親水性防波堤」となることが期待されている（柳生，1989）。

しかしながら、現在の防波堤は市民に開放することを考慮しておらず、親水性防波堤の建設には種々の技術的問題があるのが現状である。特に、越波に対して市民の安全性を確保する技術や、防波堤上の便利・安全施設の設計法などを早急に確立することが求められている。

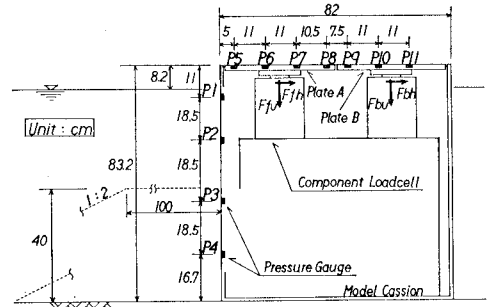
越波に関する研究は、これまで数多く実施されている。しかしながらそのほとんどが護岸の越波量に関するものであり、越波水の運動を検討したものは少ない。ただし、高田（1971）や合田ら（1975）は一波一波の越波量の理論的検討において、越波水の運動を取り扱っている。例えば、合田は越波を刃形せきに対する越流と考えて取り扱っている。また最近では、高山（1990）が広頂せきに対する越流として理論的検討を行っている。しかしながら、やはりこれらも越波量を算定するものであり、越波水の運動や波力を算定するものではない。

本研究では、親水性防波堤に関する研究の第一段階として、防波堤天端上における越波水の運動を実験的に明らかにすることを目的としている。また同時に、越波水による防波堤天端面に作用する波力についても検討する。

2. 実験の概要

実験に長さ 163 m、幅 1 m、深さ 1.5 m の長水路を用いた。図一1 は、天端高さ 8.2 cm の場合の防波堤模型の断面図である。堤体模型はアクリル板で製作しており、超小型波圧計および 2 分力検出器を取り付けている。

実験波は規則波で、水深波長比が 0.082~0.237 の範



図一1 防波堤模型

囲であり、例えば現地換算で水深 15 m とすると周期 6.7~15.7 秒となる。実験は大きく分けてシリーズ A、B の 2 種類からなる。シリーズ A はマウンドがない状態での実験であり、堤体には重複波的な波が作用しており、比較的穏やかな波浪条件である。一方、シリーズ B はマウンドがある状態での実験であり、比較的厳しい波浪条件である。各シリーズではそれぞれ水面形、流速、波圧、波力、越波量を測定している。なお、水面形の測定には、毎秒最大 400 コマの撮影が可能なシャッター付き高速ビデオ撮影装置を用い、今回の実験では毎秒 200 コマで撮影した。

3. 越波水の運動の特徴とモデル

(1) 越波状況とその特徴

図二2 は、シリーズ A で周期 3.0 sec、波高 29 cm における防波堤天端上での越波状況を示したものである。堤体前面の水位が上昇すると、天端面より越波水が打ち上がり、その後天端面に落下している。落下後は越波水がほぼ一方の流れに変わって、天端上を段波状に進行していき港内側に越波水が落水する。その後、前面水位が下がってくると、越波水の供給がなくなり越波が終わる。水面形は、初め港外側で勾配がきついが、時間が経過するにつれて勾配が小さくなり、ついには全体的にほぼ水平となる。

これらの現象を整理すると、越波が始まってから終わるまでを以下の 2 つに分けることができる。

* 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所水工部耐波研究室長
 ** 正会員 運輸省港湾技術研究所水工部耐波研究室
 *** 運輸省港湾技術研究所水工部海洋エネルギー利用研究室

①「打ち込み時」：越波水が天端面より打ち上がってから天端面に落下するまでの現象

②「越流時」：越波水が落下した後天端上で港内側への速い流れになる現象

打ち込み時の現象は周期が短く波高が大きい場合に顕著に現れ、越波水の打ち上がる高さや落下する範囲

がかなり大きくなる。一方、周期が長く波高が小さい場合には堤体前面の水位がゆっくりと変化するので、越波水の打ち上げが小さく、越波水の運動はほとんど越流時の現象となる。

(2) 打ち込みモデルと越流モデル

図-3 は、打ち込み時と越流時の越波現象とそれぞれに対する「打ち込みモデル」と「越流モデル」の模式図を示したものである。打ち込み時には、天端面より越波水が打ち上がると越波水が切り立った壁のようになり、その後徐々にその壁の高さが大きくなるとともに、天端面に倒れ込んでくる。このとき越波水の先端の軌跡は放物線状になっている。「打ち込みモデル」はその軌跡を算定するものであり、その最大高さを η_3 、落下距離を l_3 としている。このモデルにより防波堤上において越波水が直接落下する範囲が明らかになるので、人間にとって非常に危険な範囲や天端面に作用する衝撃的波力がわかる。

次に越流時では、天端上の水位は時間とともに変化するが、最大水位の分布は前面よりある区間で水位が直線的に減少していき、それより港内側ではほぼ一様の水位となる傾向がある。「越流モデル」は、天端上の最大水位の分布を算定するものであり、前面の最大水位を η_1 、港内側の一様水深を η_2 、水位が変化している水平距離を l_1 としている。このモデルにより最大水位分布のほかに、防波堤上での最大流速分布や天端面に作用する静的波力についても明らかにできる。

(3) 打ち込み時のパラメーター

越波水が打ち上がる際の先端の水粒子は、水面波形の鉛直移動速度に等しい鉛直速度をもっている。水面波形 η は有限振幅重複波の第2次近似式（浜田式）を用いると、天端位置での鉛直速度は次式で計算される。

$$V_{sf} = \left(\frac{d\eta}{dt} \right)_{\eta=hc} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\eta = H \cos \sigma t + \frac{H^2}{8} k \frac{\cosh kh_m (2 + \cosh 2kh_m)}{(\sinh kh_m)} \cos 2\sigma t \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 V_{sf} ：波面の鉛直速度、 hc ：天端高さ、 H ：波

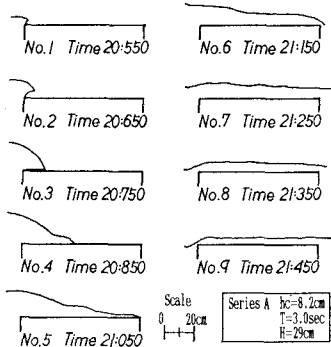


図-2 防波堤上における越波状況

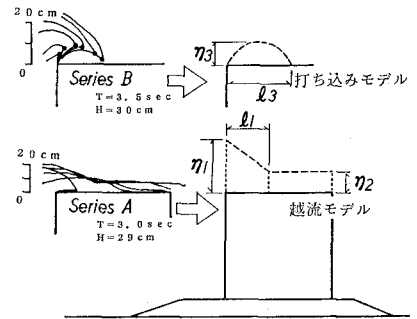


図-3 越波現象とモデル

高、 $\sigma = 2\pi/T$ 、 $k = 2\pi/L$ 、 T ：周期、 L ：波長、 hm ：換算水深、 t ：時間である。

図-4 は、天端位置における波面の鉛直移動速度の実験値と計算値を示したものである。

周期が 1.5 ～ 2.5 秒で

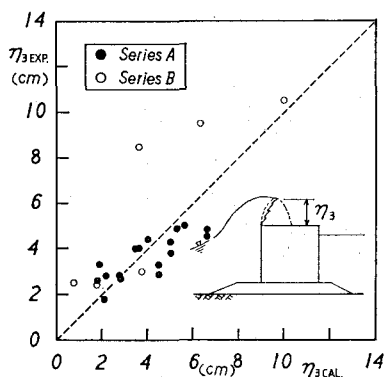
は実験値がマウンド上の水深 35 cm を用いた計算値にほぼ等しく、また周期が 3.5 秒ではマウンド法先の水深 75 cm を用いた計算値にほぼ等しいのがわかる。これは、マウンド肩幅に対して波長が相対的に長いとマウンドの影響が少なくなり、反対に波長が相対的に短いとマウンドの影響が大きくなっていると考えられる。したがって、天端位置における波面の速度 V_{sf} を計算する際には、マウンドの影響を考慮した換算水深 hm を用いて計算を行う。

$$\left. \begin{aligned} hm &= d & : B_M/L \geq 0.16 \\ hm &= d + (h-d) \frac{0.16 - B_M/L}{0.05} & : 0.11 \leq B_M/L < 0.16 \\ hm &= h & : B_M/L < 0.11 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ただし、 B_M ：マウンド肩幅、 h ：マウンド法先の水深、 d ：マウンド上の水深である。

越波水は、打ち上がると同時に港内側に移動する。このとき越波水先端の水平速度は波速と深く関係しており、実験では天端高さやマウンド形状によらず波速のほぼ 0.3 倍であることがわかった。したがって、鉛直方向に V_{sf} 、水平方向に $0.3C$ で打ち上がる水粒子の運動を考えると、次式のように η_3 と l_3 が計算される。

$$\eta_3 = \frac{V_{sf}^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (4)$$

図-5 η_3 の実験値と計算値

$$l_3 = 0.6 \cdot c \cdot V_{sf} / g \quad (5)$$

ただし、 c ：波速、 g ：重力加速度である。

図-5 は η_3 の実験値と計算値を比較したものである。マウンドがある場合にはマウンドがない場合に比較してばらつきが大きく計算値との差が最大で2倍程度ではあるが、全体的には実験値と計算値が概ね一致している。

図-6 は l_3 の実験値と計算値を比較したものである。マウンドのない場合には l_3 が最大 18 cm 程度であるが、周期が短く波高が大きい条件においてマウンドのある場合には最大 35 cm 程度であった。 l_3 は、計算値と実験値が概ね一致している。

(4) 越流時のパラメーター

a) 前面最大水位 η_1

合田らの研究によると、直立壁における重複波の波頂高比 K は有限振幅性を考慮して以下ようになる。

$$K = \min\{[1.0 + H/h + 0.8(H/h)^2/k_{so}], 10.0\} \quad (6)$$

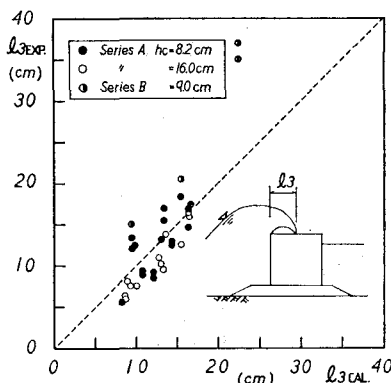
ただし、 k_{so} は非線型浅水効果および砕波減衰による波高の変化率を示している。(6) 式の関係は越波しない場合に成り立つが、越波する場合には計算値よりも小さくなることが考えられる。したがって、波高が天端高さを越える場合は天端高さの影響を考慮し、換算天端高さに等しいときの波頂高比が保たれるとする。ここで、浅水効果と砕波減衰の項を無視すると、波頂高比は以下の式で示される。

$$\left. \begin{aligned} K &= 1.0 + \frac{H}{h_m} & : \frac{H}{h_m} < \frac{-1 + \sqrt{1 + 4hc'/h_m}}{2} \\ K &= \frac{1 + \sqrt{1 + 4hc'/h_m}}{2} & : \frac{H}{h_m} \geq \frac{-1 + \sqrt{1 + 4hc'/h_m}}{2} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

ただし、

$$hc' = (H/h_m) \left/ \left\{ 2(H/h_m) - \frac{-1 + \sqrt{1 + 4hc'/h_m}}{2} \right\} \right. \cdot h_c \quad (8)$$

ここに、 hc' ：換算天端高さ、 K ：波頂高比である。

図-6 l_3 実験値と計算値

も高くなり計算値と同様の傾向を示し、実験値と計算値は概ね一致している。

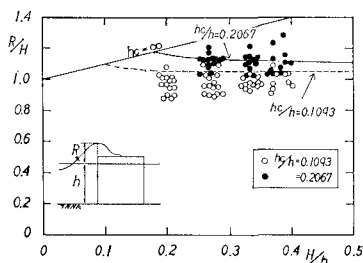


図-7 波頂高比の実験値と計算値の比較

前面最大水位 η_1 は (7) 式を用い、以下のような式で表す。

$$\eta_1 = K \cdot H - h_0 \quad (9)$$

図-7 は、波頂高比 R/H の実験値と計算値を示したものである。実験ではすべて越波しており波頂高比はかなりばらついているが、計算値と同様に波高に対してほぼ一定になる傾向となる。また、実験値では天端高さが高いほうが波頂高比

b) 天端上の一定水位 η_2

越流時の現象は、防波堤を広頂せきとみなした越流現象と類似していると思われる。広頂せきの場合の最大越波流量は次式で示される。

$$q_{max} = C_1 \cdot \eta_1^{3/2} \quad (10)$$

ただし、流量係数 C_1 は堤体幅 B 、前面最大水位 η_1 をパラメーターとする Govinda-Rao の実験式を用いる。一定水位となる η_2 は、上流水位を η_1 としたときにおける広頂せきの限界水位と考える。(10) 式を用いた限界水深は実験値より大きくなる傾向があるが、計算値を 0.6 倍に低減することによりほぼ実験値と一致し、次式で算定できる。

$$\eta_2 = 0.6 \cdot \{1.12 \cdot C_1^2 / g\}^{1/3} \cdot \eta_1 \quad (11)$$

実際の防波堤では η_1 と堤体幅の比 η_1/B が最大 1.0 程度であるので、 η_1/B を 0.1~1.0 の範囲に限定すると流量係数は 1.56~1.80 ($m^{0.5}/s$) となる。このとき (11) 式から計算される η_2/η_1 は 0.38~0.42 となるので、 η_2 は次式で近似できる。

$$\eta_2 = 0.40 \cdot \eta_1 \quad (12)$$

c) 最大水位の減少距離 l_1

η_1 から η_2 へ直線的に減少している区間における水面と天端面のなす角度 θ は、周期が短く波高が大きいほ

ど大きくなる傾向がある。また、天端高さとも相関があり、 θ は波速 C 、前面最大水位 η_1 、天端高さ hc の関数となる。ここで、最大水位の減少距離を考える際に、前面最大水位の位置にある水粒子が水平方向に波速で落下すると考え、天端高さの影響を考慮して以下のような実験式を導いた。

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{0.3g\eta_1}}{c(\eta_1/(\eta_1+hc))^{0.5}} \quad (13)$$

$$l_1 = 0.6 \cdot \eta_1 / \tan \theta \quad (14)$$

天端上の任意

点での最大水位

は、(9)、(12)、

(14)式によって

計算できる。図

—8 は、シリー

ズAで天端高さ

8.2cm における

最大水位分布

の実験値と計算

値を示したもの

である。全体的に、

実験値は計算値に比較してやや小さ

くなる傾向を示すが、

実験値と計算値は概ね一致してい

ることがわかる。

4. 流速および波力の算定

(1) 天端上の最大流速

天端上の最大流速は、港内側に比べて港外側の方が速く、ある位置より港外側では一定となる傾向がある。流速は鉛直方向で一様分布とすると、越波流量と水位から連続の式を用いて計算できる。

図—9 は最大越波流量の実験値と (10) 式による計算値の比を示したものである。なお、最大越波流量の実験値は、実測の最大流速と最大水深の計算値から求める。波高によって実験値と計算値の比が変化する傾向があり、波高の大きな場合には実験値が計算値より大きくなっている。計算では越波流量が正弦的な時間変化をすると仮定しているが、実際には打ち込み時の直後に急激に越波水が流れているので、実験値と異なると考えられる。最大越波流量の実験値は、最小2乗法で直線近似をすると次式のように表すことができる。

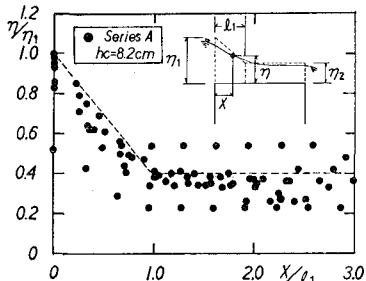
$$Q_{\text{exp}} = (0.68 + 1.10 \cdot H/h) \cdot C_1 \cdot \eta_1^{3/2} \quad (15)$$

なお、流量係数は実際の防波堤の条件を考慮して、(12)式を満たす値 $C_1 = 1.61(\text{m}^{0.5}/\text{sec})$ を用いる。

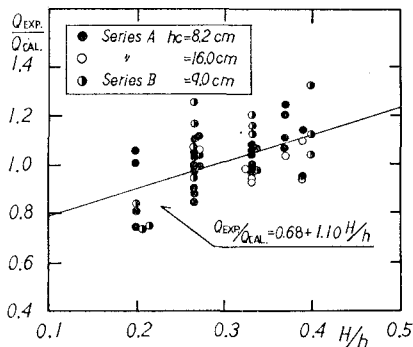
また、天端上の任意点の最大流速 $U_{\text{max}}(X)$ は、瞬間最大越波流量 Q_{exp} とその位置での最大水位 $\eta(X)$ から次式で求められる。

$$U_{\text{max}}(X) = Q_{\text{exp}} / \eta(X) \quad (16)$$

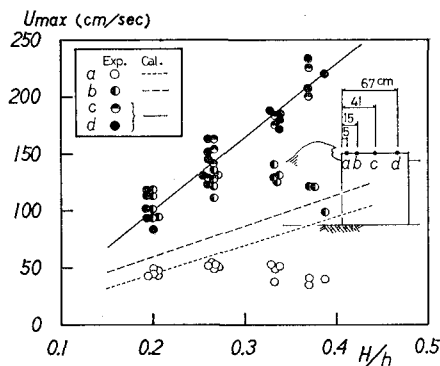
図—10 は、天端上の4点における最大流速の実験値と計算値を比較したものである。aの位置では波高が大きくなると実験値の方が小さくなり、bの位置では波高が小さいときに実験値の方が大きくなる傾向がある。a、bの位置とも最大水位が変化している領域であり、実際には鉛直流速成分があるために水平速度しか測定していない実験上の問題や最大水位の算定誤差によって、実験値と計算値に差があると思われる。一方、最大水位が一樣なc、dの位置では流速も水平成分しかなく、実験値と計算値がよく一致している。



図—8 無次元最大水位



図—9 最大越波流量



図—10 各点の最大流速

(2) 水平天端面に作用する波力

水平天端面に作用する波力は、打ち込み時の越波水が天端面に衝突する際に生じる衝撃的波力と、越流時の越波水位に依存する静的波力に分けることができる。

静的波力は同時性を考慮せず、最大水位の静水圧が天端面に作用しているものとしてその分布を考え、越流時のパラメーター η_1 、 η_2 および l_1 で算定される。

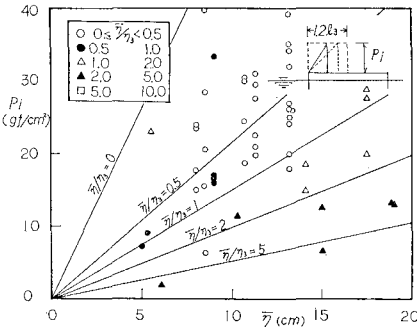
一方、衝撃的波力は越波水が直接落下する範囲に生じており、実験では l_3 の 1.2 倍の範囲でかなり発生している。越波水が直接衝突する場合には波圧が急激に立ち上がり、Wagner 型の波形が生じている。また、空気層を巻き込んで衝突する場合には波圧が減衰振動しており、Bagnold 型の波形が生じている。これらの発生は、

天端上の位置や落下する越波水の形状によってかなり変化しているので、計算では特に発生機構の違いを考慮せず、越波水の落下距離と落下する水塊の質量から実験式を次のように定めた。なお、衝撃的波力の分布は衝突の位相差を考慮して、 $1.2l_3$ の範囲で港外側から港内側へ進行する三角形分布とした。

$$P_i = \left\{ \frac{2.1}{(\bar{\eta}/\eta_3)^{0.8} + 0.4} \right\} w_0 \bar{\eta} \dots\dots\dots (17)$$

図一11 は、 $\bar{\eta}/\eta_3$ をパラメーターとして越波水の質量の代表値 $\bar{\eta}$ と衝撃的波力 P_i の関係を示したものである。なお $\bar{\eta}$ は、落下時に最大水位になると仮定して、衝撃的波力の発生範囲の平均水位を計算したものである。 $\bar{\eta}/\eta_3$ が同じ場合には、衝撃的波力が $\bar{\eta}$ に比例して大きくなる傾向があり、このときの勾配は $\bar{\eta}/\eta_3$ が大きいほど小さくなっている。実験値はかなりばらつきがあるが、計算値と概ね一致している。

ケーソン式防波堤の上部工や蓋コンクリートなどの部材波力として用いる場合には、静的波力と衝撃的波力の両者を個々に検討する。なお、衝撃的波力は、発生範囲内で構造物にとって危険と考えられる分布を採用するものとする。



図一11 衝撃的波力

5. 計算例

表一1 は、波浪条件や天端高さを変えて、今回の算定法により計算した結果であり、表中の U_1 、 U_2 はそれぞれ最大水位が η_1 、 η_2 における最大流速を表している。また、計算では $h=10.0\text{m}$ 、 $B_M=6.0\text{m}$ 、 $d=8\text{m}$ を共通の条件としている。Case 1 は波浪条件が設計有義波、Case 2 はその最高波を想定して計算したものである。Case 1 では、前面最大水位が 2.2m に達しており、その位置での最大流速は 2.7m/sec となっている。Case 2 では、前面水位が 4.8m とかなり大きくなるだけでなく、 η_3 が約 4m とかなり大きくなっており、衝

撃的波力も Case 1 に比較して3倍以上大きくなっている。なお、天端高さ 2.4m の場合の越波しない限界波高は 2.0m である。

Case 3 は、Case 1 に比べ天端高さを低くした条件での結果である。波面の落下する範囲はあまり変わらないが、最大水位、流速、衝撃的波力とも大きくなっている。一方、天端高さを高くした Case 4 では、最大水位などが Case 1 と比較して小さくなっている。Case 5、6 は Case 1 に比べて周期を変化させている。周期が短い場合には η_3 が大きくなっており、衝撃的波力 P_i もやや大きくなっている。

表一1 「打ち込みモデル」, 「越流モデル」の計算例

Case	H (m)	T (sec)	h _c (m)	η ₃ (m)	l ₃ (m)	η ₁ (m)	η ₂ (m)	l ₁ (m)	U ₁ (m/sec)	U ₂ (m/sec)	P _i (t/m²)
1	4.0	8.0	2.4	0.95	2.34	2.16	0.86	3.14	2.65	6.63	1.74
2	6.4	8.0	2.4	3.93	4.76	4.81	1.92	5.55	4.89	12.22	5.48
3	4.0	8.0	1.6	0.99	2.39	2.76	1.10	4.09	2.99	7.48	2.01
4	4.0	8.0	3.2	0.81	2.16	1.59	0.63	2.25	2.27	5.68	1.35
5	4.0	5.0	2.4	2.24	2.96	2.28	0.91	2.69	2.99	7.47	2.73
6	4.0	11.0	2.4	1.02	2.56	2.16	0.86	3.31	2.65	6.63	1.61

6. あとがき

親水性防波堤においては、越波水の運動は非常に重要であり、今回の研究で越波水の運動の特性を明かにし天端上での水位、流速および波力などを算定することができた。今後はさらに研究をすすめ、波の不規則性の影響や手すりなどの天端上の構造物に働く波力を明らかにする予定である。また、視点を変えて、防波堤上の人間に及ぼす越波水の危険性などについても研究をすすめた。なお、本研究をすすめるにあたり、当所の谷本勝利次長および高山知司水工部長の助言を得ている。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

合田良実・岸良安治・神山 豊 (1975): 不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究, 港研報告, 第14巻, 第4号, pp. 3-44.
高田 彰 (1971): 波の遡上, 越波および反射の関連性について (第3報), 第18回海岸工学講演会論文集, pp. 249-258.
高橋重雄・谷本勝利・錦村論司 (1983): 直立壁に作用する衝撃波圧の発生機構に関する一考察, 港研報告, 第22巻, 第4号, pp. 3-31.
高山知司 (1990): 防波堤の越波量に関する検討, 業務資料
土木学会編 (1985): 水理公式集, pp. 286-287.
柳生忠彦・白石修章・八尋明彦・豊島照雄 (1989): 親水防波堤の開発 (和歌山マリーナシティ), 海洋開発論文集 Vol. 5, pp. 197-201.