

海浜断面の時間変化に対応する波浪変形計算手法

丸 山 康 樹*・清 水 隆 夫**

表-1 実 験 条 件

CASE	3-1	3-2	3-3	3-4	2-2	2-3	4-2	4-3	5-1	5-2
初期斜面勾配	1/20				3/100				1/50	
砂の中央粒径 (mm)	0.27				0.47		0.27		0.27	
水平床部水深 (m)	4.5				3.5		4.0		3.5	
周期 (s)	9.1	6.0	12.0	3.1	9.0	3.1	4.5	3.1	5.8	3.1
造波波高 (m)	1.07	1.05	0.81	1.54	0.86	0.66	0.97	1.51	0.29	0.74
沖波波高 (m)	0.96	1.10	0.65	1.62	0.73	0.71	1.06	1.61	0.30	0.80
沖波波形勾配	0.007	0.020	0.003	0.108	0.006	0.047	0.034	0.107	0.006	0.053
ξ_0	0.580	0.357	0.930	0.152	0.395	0.138	0.164	0.092	0.265	0.084
碎波形式	P	P	P	S/P	P	P	P	S	P	P
碎波波高 (m)	2.09	1.50	1.56	1.47	1.47	0.82	1.33	1.55	0.62	0.93
碎波水深 (m)	1.80	1.55	1.50	2.50	1.71	0.87	1.57	2.81	0.66	1.25
γ_b (H_b/h_b)	1.16	0.97	1.04	0.59	0.86	0.94	0.85	0.55	0.94	0.74
碎波点 x_b (m)	95	100	100	80	77.5	105	85	42.5	100	70
フーネル数 U_{r*}	40.5	18.3	56.4	7.2	55.7	5.1	12.0	8.9	7.8	5.7

* 造波機前面一様水深部, P: Plunging, S: Spilling

1. はじめに

底面が砂等で被われた移動床上の波浪変形の場合、波作用によって底面形状が絶えず変化するため、入射波条件が一定であっても碎波点が沖あるいは岸側に移動したり、底勾配の変化に伴い碎波後の波高減衰率が変わると言った波と地形との相互作用に帰因する特有な現象が現われる。波による岸沖方向の地形変化は、海岸変形にとって基本的な問題と言ってよいが、地形変化を波浪条件から追算したり、あるいは更に進んで予測するといった段階には到っていないのが現状である。これには様々な原因が考えられるが、移動床上の波浪変形を評価する手法が未確立で、これが大きな障害となっていることは確かである。

本論文では、まず大型造波水路で実施した海浜変形実験を基に、移動床上の実規模波浪の変形特性を小スケール実験結果と対比しつつ明らかにする。次に、平面二次元現象への適用性の容易さから非定常緩勾配方程式^{1),2)}を基礎式として取り挙げ、実験波浪特性に基づいて計算法を拡張し、海浜断面の時間変化に対応し得る波浪計算法を構築するとともに、その適用性を論ずる。

2. 実規模波浪の変形特性

(1) 実験概要および検討ケース

大型造波水路 (長さ 205 m, 深さ 6 m, 幅 3.4 m) で実施した海浜変形実験は、2種類の砂 (中央粒径 0.47

mm, 0.27 mm)、4種類の初期斜面 ($\tan \beta = 1/10, 1/20, 3/100, 1/50$) を組み合わせた合計 24 ケースで、実験方法の詳細は清水ら³⁾を参照されたい。本節で検討対象としたものは、地形変化速度が大きいため、地形と波高の測定の同時性に問題が残るケース ($\tan \beta = 1/10$) を除いた 10 ケースで、それぞれの実験条件を表-1 に示した。

移動床の場合、底面形状が絶えず変化するため、波高測定には精度とともに迅速性が要求される。このため、容量式波高計と水深の浅い所では超音波式波高計を用いた。実規模波浪の碎波では、気泡が著しく発生する場合が多く、これによる波高計出力値の低下を懸念したが、VTR 読取値との相対誤差を調べたところ、容量式波高計では碎波前で +4.5%、碎波後では -0.9% であり、

* 正会員 工博 電力中央研究所 土木研究所 水理部 環境水理研究室

** 正会員 工修 電力中央研究所 土木研究所 水理部 環境水理研究室

気泡影響は十分小さいと判断してよい。なお、平均水位は波高計出力値を時間平均して算定した。

(2) 砕波減衰とスケール効果

実規模波浪の砕波減衰を観察していきまづ目につくのは著しい気泡の発生である。既往の研究を調べると、この気泡が砕波減衰に影響するという説⁷⁾と無視し得るといふ説⁵⁾があり判然としない。

そこで、表-1に示した実験ケース(周期 $T \approx 3 \sim 12$ s, 沖波波高 $H_0 \approx 0.3 \sim 1.6$ m)に対し、一様勾配の初期斜面に入射する波浪の砕波減衰を斜面勾配別に整理し、その一例を 図-1 に示した。図中の破線は、佐々木・佐伯⁶⁾がとりまとめた小スケール実験結果($T \approx 1 \sim 2.5$ s, $H_0 \approx 0.04 \sim 0.25$ m)を示したものである。図によると、波浪スケールによる波高減衰の差は実験誤差を考慮に入れるならばほとんど無視し得るものであり、これは他の斜面勾配の場合も同様であった⁷⁾。すなわち、実規模波浪の砕波減衰特性は既往の小スケール実験結果と変わらず、斜面勾配が緩いほど波高減衰は大きい。なお、今回比較した波浪のスケールをフルード相似則で概算すると、大型水路実験を1とした場合、佐々木・佐伯がとりまとめた実験はおおよそ $1/6 \sim 1/10$ 程度に相当する。

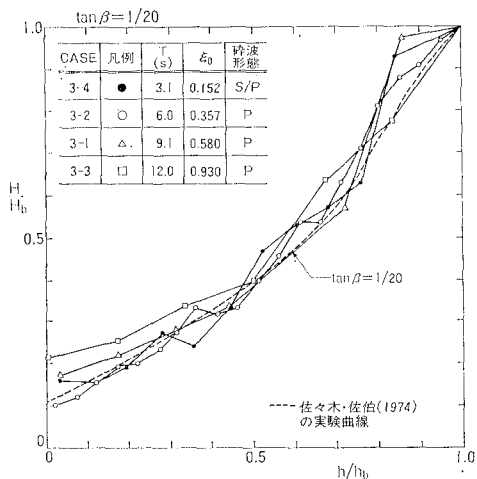


図-1 実規模波浪の砕波減衰

一方、既に報告した⁸⁾ように、砕波形式には波浪スケールによる明らかな差が認められ、spilling と plunging の限界は今回の実験結果に対してもほぼ

$$\varepsilon_0 = \tan \beta / \sqrt{H_0/L_0} = 0.15 \quad \dots \dots \dots (1)$$

が成立する⁷⁾。ここに、 H_0 , L_0 は沖波の波高と波長である。また、実験で直接確認することはできなかったが、気泡の発生がウェバー則に従うならば、その量が波浪スケールにより異なることはある程度予想がつく。しかしながら、図-1 のように結果を整理してみると、砕波形式ならびに気泡混入量は直接的な影響を与えておらず、

少なくとも砕波減衰に関してはスケール効果はないと判断してよい。なお、デルフト水利研究所の大型造波水路(長さ 233 m, 深さ 7 m, 幅 5 m) 実験においても同様の検討が行なわれており、比較例は1ケース(波浪スケール 1: 1/8.3) だけであるが、砕波減衰にスケール効果はないことが報告されている⁹⁾。

(3) 砕波諸量の時間変化

海浜断面の時間変化に対応する波浪計算法を構築する上で念頭に置くべき点として、砕波諸量の時間変化の典型的な例を取り挙げ、その特性を簡単に説明しておく。

図-2 は、CASE 3-4 の海浜断面の時間変化を示したもので、発生するバーの規模は全ケース中で最大である。波作用時間 t の経過とともにバーが発達し、 $t=15$ hr 以降ではその規模がほとんど変わらないまま沖へ移動する。

図-3 は、砕波諸量(波高 H_b , 水深 h_b , 位置 x_b) の時間変化を示したものである(目視観測)。 H_b が時間と

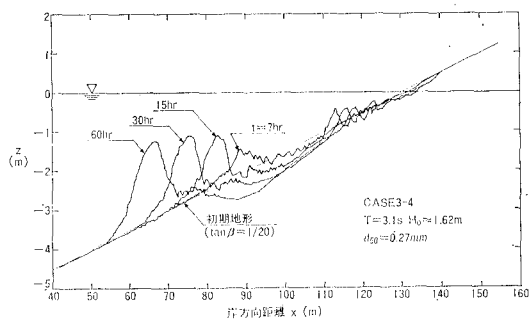


図-2 海浜断面の時間変化

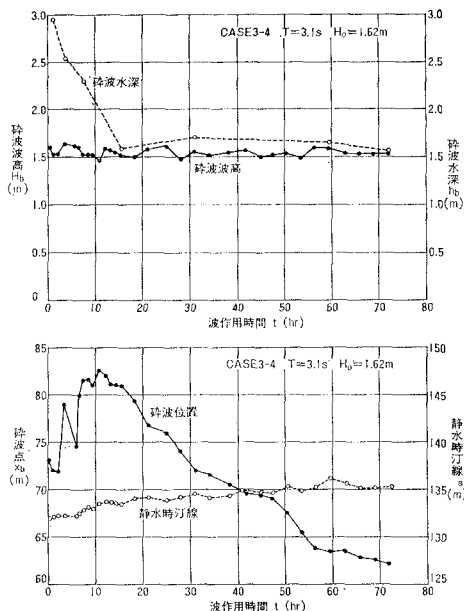


図-3 砕波諸量の時間変化(目視観測)

無関係にはば一定である点に大きな特徴があり、 h_b , x_b はバーの成長過程に関連して複雑な変化を示す。この変化を水深・波高比 H_b/h_b で見ると、その比が時間とともに変化することを意味しており、単純な指標（例えば、 H_b/h_b ＝一定）では移動床上の砕波位置を推定することが困難なことがわかる。

3. 波浪計算法の改良

(1) 基礎式

平面二次元波浪場の浅水、屈折、回折・反射および砕波の各変形を包括的に評価する手法として提案された非定常緩勾配方程式^{1),2)}を基礎式として取り挙げ、一次元に書き直すと、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial Q_x}{\partial t} + C^2 \frac{\partial \zeta}{\partial x} + f_D Q_x &= 0 \\ \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{n} \frac{\partial}{\partial x} (n Q_x) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 x : 沖から岸向きにとった座標、 t : 時間、 ζ : 水面変位、 Q_x : 線流量、 C : 波速であり、 $n=C_g/C$ で、 C_g は群速度である。また、 f_D は砕波減衰項で、砕波前では $f_D=0$ とする。

平均水位 $\bar{\zeta}$ の基礎式は

$$\frac{\partial \bar{\zeta}}{\partial x} = -\frac{1}{\rho g(h+\bar{\zeta})} \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 ρ : 流体密度、 g : 重力加速度、 h : 水深、 S_{xx} : radiation stress である。図-2 のような規模の大きなバーが形成されると、反射波が発生するため、ここでの S_{xx} には入・反射波の重合を考慮した表示式³⁾を用いる。

砕波位置は、波峰下静水位流速 u_{c0} とみかけの波速 C' との比を計算し、その値と渡辺ら¹⁰⁾が与えた限界値（ここでは B_{or} と表記する）とが一致する点から決定する。一次元波浪場では、この比は

$$u_{c0}/C' = k^2 \coth kh \{ u_{c0} \zeta_c + u_s \zeta_s \} / \sigma \bar{\zeta} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 k : 波数、 σ : 角周波数で、 $\bar{\zeta}$, u_c 等は線流量と水面変位を次式のように表わした場合に定義される変数である。

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= \hat{Q}_x \sin(\sigma t + \varepsilon_x) = u_c \sin \sigma t + u_s \cos \sigma t \\ \zeta &= \hat{\zeta} \sin(\sigma t + \varepsilon_\zeta) = \zeta_c \sin \sigma t + \zeta_s \cos \sigma t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

波高 H は改めて書くまでもないが、

$$H = 2\sqrt{\zeta_c^2 + \zeta_s^2} \dots\dots\dots (6)$$

で与えられる。

(2) 計算法

海浜断面形状が与えられたとすると、まず式 (2) を用いて Q_x , ζ を計算し、それから式 (4) の値の空間分布を求め、 B_{or} と一致する点を砕波位置とする。この場合、 $f_D=0$ としておく。砕波位置が求まったら、式 (2)、式 (3) の順序で繰り返し計算を行って収束解を求め、

最終的に波高 H , 平均水位 $\bar{\zeta}$ の空間分布を求める。

基礎式に式 (2) を用いた場合、エネルギー保存式を用いた場合と異なり岸側にも境界条件を設定する必要があり、しかも繰り返し計算の過程で ζ が変化するので計算には工夫が必要である。ここでは、岸端に仮想的に極く浅い様水深部を接続し、そこに透過境界を設け、その境界を $\bar{\zeta}$ の変化とともに移動させる方法を採用した。なお、計算法の詳細は文献^{2),7)}を参照されたい。

(3) 砕波減衰項 f_D の一般化

砕波後の波高減衰を規定する f_D は、渡辺・丸山¹¹⁾によると次のように与えられる。

$$f_D = \alpha_D \tan \beta \sqrt{g/d} (\hat{Q}_x/Q_r - 1)^{1/2} \dots\dots\dots (7)$$

$$Q_r = \gamma' d \sqrt{gd} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $d=h+\bar{\zeta}$, $\tan \beta$ は底勾配、 α_D , γ' は定数で、それぞれ 2.5, 0.25 である。ただし、 $\hat{Q}_x/Q_r > 1$ のときは $f_D=0$ とする。

海浜断面が複雑になると、 $\tan \beta$ の選び方が何通りも考えられること、前節で述べたように斜面勾配が緩いほど砕波減衰が著しいことなどを前提として、式 (7)、(8) を用いて計算を行ったところ、移動床上の砕波減衰を表現するには次の f_D が適当との結論に達した。

$$f_D = \alpha_D S_D \sqrt{g/d} (\hat{Q}_x/Q_r - 1)^{1/2} \dots\dots\dots (9)$$

$$Q_r = \varepsilon \gamma_{ab} d C \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 $\gamma_{ab} = a_b/h_b$ で、 a_b は砕波点における振幅で、

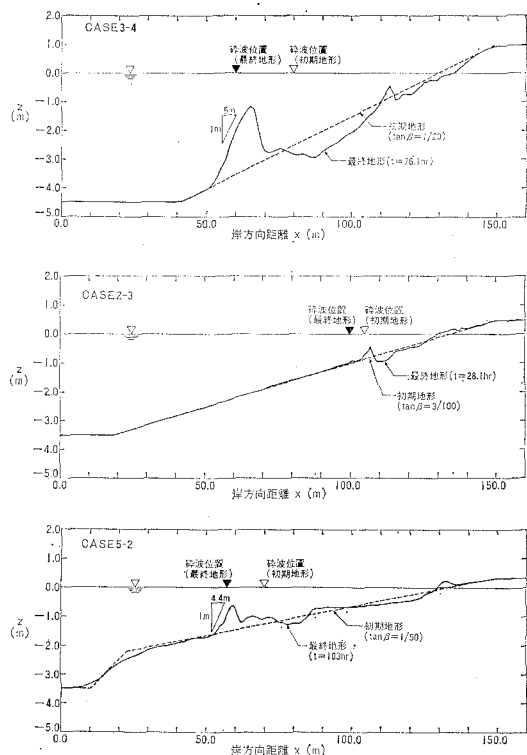


図-4 計算対象とした海浜断面

この値は砕波点判定の際の計算値から得られる。両式に含まれる係数は ϵ , S_D , α_D の3種類で、それぞれ次のように与える。

a) 再生係数 ϵ

波が再生する限界を規定する係数で、

$$\epsilon = 0.5 \quad \dots\dots\dots (11)$$

b) 斜面係数 S_D

砕波点より沖側の局所的斜面勾配で、バーの沖側斜面を表わす勾配とする(図-4 参照)。大型造波水路実験では、バーの規模から判断すると、約 10 m 間の平均勾配を S_D とすればよい。

c) 減衰係数 α_D

$S_D \leq 1/50$ のとき, $\alpha_D = 5.0$

$1/50 < S_D \leq 1/20$ のとき, $\alpha_D = 5.0 - 250/3 \cdot (S_D - 1/50)$

$1/20 < S_D \leq 1/5$ のとき, $\alpha_D = 2.5 - 10/3 \cdot (S_D - 1/20)$

$S_D > 1/5$ のとき, $\alpha_D = 2.0$

$$\dots\dots\dots (12)$$

(4) 適用性の検討

以上述べてきた波浪計算法の適用性を確認するため、表-1 から3種類の初期斜面ごとに一例を選び、その海浜断面形状を図-4 に示した。各ケースの入射波周期はいずれも 3.1 s で、造波機前面のアーセル数は表-1 に示したように 5 ~ 7 程度であり、その特性は微小振幅波に近い。

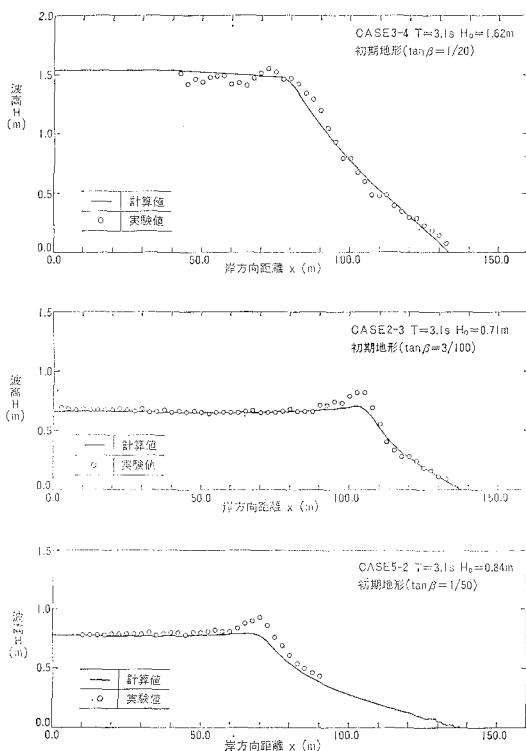


図-5 波高計算結果(初期地形)

初期ならびに最終地形に対応する波高計算値と実験値との比較をそれぞれ 図-5, 6 に示した。また、平均水位の結果の一例を図-7 に示す。ただし、これらの計算では、砕波位置に実験値(図-4)を用いている。斜面勾配に応じた砕波減衰傾向、再生が開始する位置等が良く一致しており、平均水位も含めて本計算法の適用性は十分と言えるであろう。

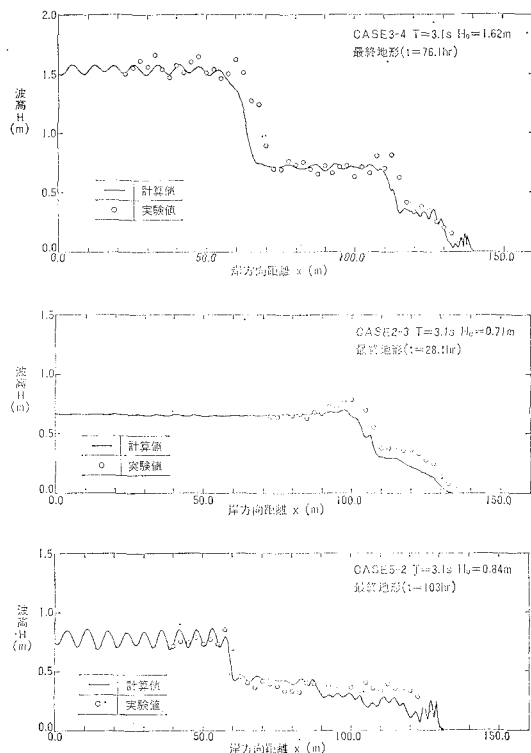


図-6 波高計算結果(最終地形)

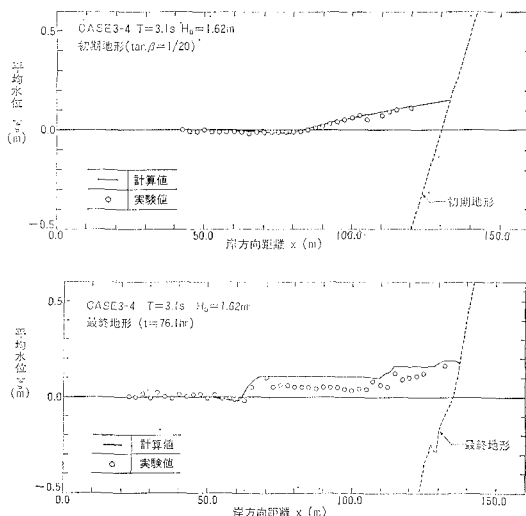


図-7 平均水位計算結果(CASE 3-4)

4. 碎波位置の決定

波浪計算を行うに当たって残された問題点は、碎波位置の決定である。渡辺¹⁰⁾の限界値 B_{cr} ($=u_b/C_b$) は、碎波水深 h_b と沖波波長 L_0 との比および斜面勾配 $\tan \beta$ をパラメータとして与えられる。そこで、 $\tan \beta = S_D$ とした上でこれらの値に実験値を代入して B_{cr} を求め、式 (4) の u_{00}/C' の計算値と一致する点から碎波位置を決定した一例を図-8 に示す。このようにして求めた初期および最終地形の碎波位置はそれぞれ 79.3 m, 59 m で、波高測定値から判定した値は 80 m, 60 m であり、両者は良く一致する。

ここで、図-8 の結果を見ると、最終地形の B_{cr} ($=$

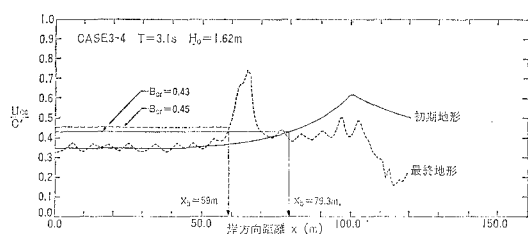


図-8 碎波位置の決定例 (CASE 3-4)

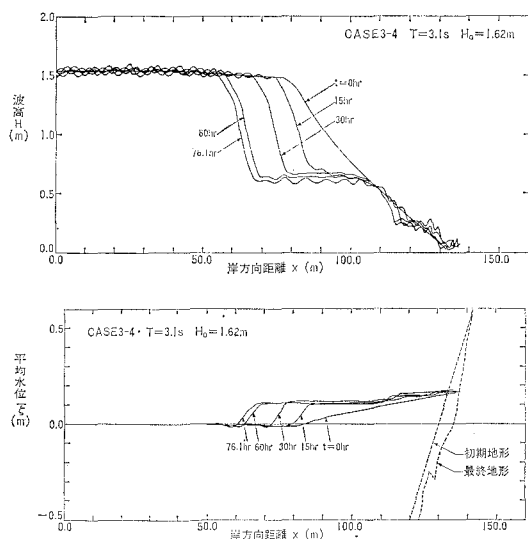


図-9 海浜断面の変化に対応した波浪計算例

0.45) を初期地形の値 ($=0.43$) としても、碎波位置はほとんど変わらないことがわかる。初期地形であれば入射波条件より B_{cr} を推定することは容易であり、海浜断面が変化しても同一の B_{cr} を用いることにより碎波位置を精度良く決定することが可能である。図-9 は、このようにして碎波位置を決定し、波高ならびに平均水位を 5 種類の海浜断面について次々に計算した結果を示したものである。

5. 結 論

移動床上の波浪変形を評価する計算法を提案し、その適用性を示した。今後はこの手法を応用して海浜断面の時間変化を計算することが課題であり、一部については既に検討が終了している⁷⁾、機会を改めて発表したい。

参 考 文 献

- 1) 渡辺 晃・丸山康樹: 屈折・回折・碎波減衰を含む波浪場の数値解析法, 第31回海岸工学講演会講演集, pp. 103~107, 1984.
- 2) 丸山康樹・鹿島遼一: 碎波減衰を考慮した碎波帯内外の波浪場計算法の提案とその適用, 電力中央研究所, 研究報告 No. 384041, 41 p., 1985.
- 3) 清水隆夫・斉藤昭三・丸山康樹・長谷川 寛・鹿島遼一: 大型造波水路実験による岸沖漂砂量分布型のモデル化, 電力中央研究所報告, 研究報告 No. 384028, 60 p., 1985.
- 4) Führbötter, A.: Air entrainment and energy dissipation in beaches, Proc. 12th Conf. on Coastal Eng., pp. 391~398, 1970.
- 5) Peregrine, D. H. and I. A. Svendsen: Spilling breakers, bores and hydraulic jump, Proc. 14th Conf. on Coastal Eng., pp. 540~550, 1974.
- 6) 佐々木幹夫・佐伯 浩: 碎波後の波の変形に関する研究 (2), 第21回海岸工学講演会講演集, pp. 39~44, 1974.
- 7) 丸山康樹・清水隆夫: 海浜断面地形予測モデルの開発——大型造波水路実験結果のモデル化の試み——, 電力中央研究所, 研究報告 (準備中)
- 8) 丸山康樹・櫛山 勉・鹿島遼一・斉藤昭三・清水隆夫: 実規模波浪を用いた碎波帯近傍の波高・水粒子速度に関する実験的検討, 電力中央研究所, 研究報告 No. 382034, 37 p., 1983.
- 9) Stive, M. J. F.: A scale comparison of waves breaking on a beach, Coastal Eng., Vol. 9, pp. 151~158, 1985.
- 10) 渡辺 晃・原 哲・堀川清司: 重合した波浪場における碎波について, 第30回海岸工学講演会論文集, pp. 5~9, 1983.