

大洗海岸における汀線変化シミュレーション

——防波堤背後の砕波と汀線変化——

Nicholas C. Kraus*. 針貝 聡一**. 久保田 進***

1. はじめに

大洗港は太平洋に面した鹿島灘海岸の北端に位置し、先端水深約 9 m の防波堤の背後には長さ 550 m、先端水深約 5 m の防砂突堤が設置されている(図-1)。本論

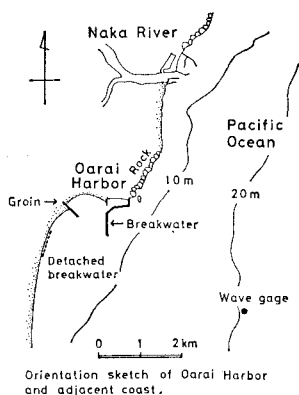


図-1 大洗港とその周辺海岸

文はこの大洗港の防波堤背後における波の変形の数値モデルと長期にわたる汀線変化について述べたものである。図-1 にも見られるように、防砂突堤の南北で汀線の食い違いが生じており漂砂の卓越方向が北向きであることを示しているが、卓越入射波向(NE, ENE)¹⁾とは相反する現象である。本モデルでは、小笹・Brampton(1979)²⁾の様に砕波波高の沿岸方向分布によって生じる沿岸流を考慮しており、上記の現象の生じる理由を明らかにしている。本論文では、一様斜面の海浜における屈折(浅水変形も含む)・回折を正確かつ能率的に計算する手法の開発を行なった。なお、防砂突堤から南約 700~1,300 の海浜には侵食防止のための離岸堤群が設置されている。

元来、この海岸は南向き漂砂が卓越する地点に当るが、北方の那珂川からの供給量に比べ南方の鹿島灘海岸への損失は少ない(井島ら(1961))³⁾。また、大洗港が建設さ

れ、整備拡張が行なわれている現在においても、防波堤の背後に生ずる循環流のために定常的な北向きの沿岸流が発生し、そのために防砂突堤南側海浜において顕著な堆積が生じている(荒木田ら(1978))⁴⁾。針貝ら(1981)¹⁾は毎週1回の海浜断面測量を実施した結果、これらの事実を確認するとともに突堤南側に生ずる定常的な沿岸流は、入射波向、波高、周期などとは相関が高くないことを示している。

当研究の目的は、大洗港の様な構造物周辺における汀線変化を経済的に計算する実用的な数値モデルを開発することである。本数値モデルにおいては以下の諸点が考慮されている。

- (1) 一様勾配斜面上で屈折および回折した波の砕波波高と砕波角を求める簡単かつ実用的なルーチンの開発。
- (2) CERCの沿岸漂砂量公式に砕波波高の沿岸方向分布を考慮した小笹・Brampton(1979)²⁾による修正式の係数の現地データによる評価。
- (3) 計算時間の短縮化のための陽解・陰解混成法の開発。
- (4) 構造物近傍の漂砂(汀線変化)と入射波の相互干渉。
- (5) 沿岸方向の砕波波高と砕波角の分布を与える式の現地データによる検証(1, 4を含む)。
- (6) 大洗港防砂突堤付近の汀線変化に対する汀線変化モデルの検証と検証。

2. 防波堤背後の砕波

沿岸流は波が斜めに入射する場合(Longuet-Higgins(1970))⁵⁾、あるいは砕波波高が沿岸方向に変化する場合(Komar(1975)⁶⁾, Bakker⁷⁾)に生じ、漂砂はこの沿岸流によって沿岸方向に移動する。そのため、構造物の背後の地形変化を取り扱う場合、沿岸方向の砕波波高と砕波角を適切に評価することが必要となる。汀線変化モデルにこの点が考慮されるようになった現在においても汀線変化の検証は行なわれているが(堀川(1978))⁸⁾、汀線変化モデル中の波の変形計算モデルについての検証例は報告されていない。

* 正会員 Ph. D. 海岸環境工学研究センター主任研究員

** 正会員 (株)アイ・エス・エー新土木研究所(前海岸環境工学研究センター研究員)

*** 正会員 海岸環境工学研究センター研究員

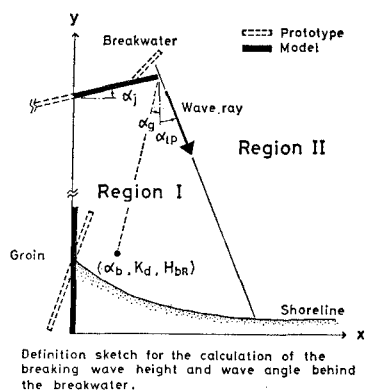
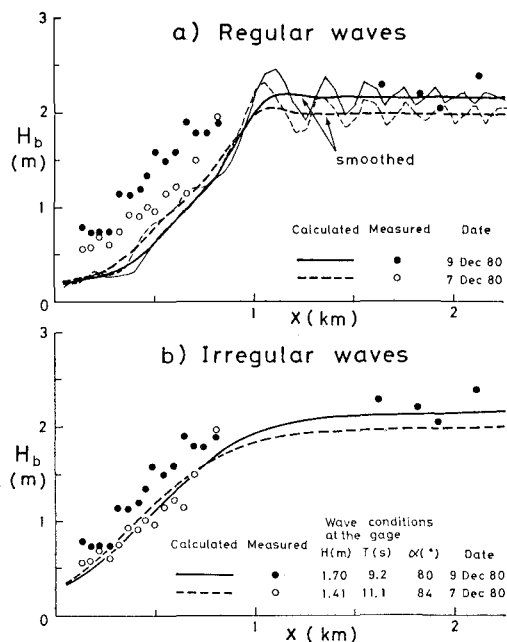


図-2 防波堤背後の波の計算 (定義図)

(1) 碎波波高の計算

当モデルにおける構造物の配置と座標系を図-2に示す。任意な点での碎波波高 H_b を $H_b(x, y) = K_a H_{bR}$ とおく。ここで $K_a = K_a(x, y)$ は図-2の領域IとIIにおける回折係数、 H_{bR} は回折の影響を受けない領域、屈折(浅水変形を含む)のみによる碎波波高を表す。また、碎波条件は $H_b = 0.78 d_b$ (ここで d_b は碎波水深)とした。 K_a を計算するのに2つのルーチンをつくった。1つは、不透過な半無限防波堤による規則波の回折に関する Sommerfeld の解であり、もう1つは合田(1977)⁹⁾の不規則波の回折理論に基づく簡便な計算方法である。

2つのルーチンによる計算結果と H_b の測定結果との比較を図-3に示す。不規則波の回折係数は観測データ



Comparison of data and calculations of the average breaking wave height alongshore using: a) diffraction of regular waves, before and after smoothing, and b) diffraction of irregular waves

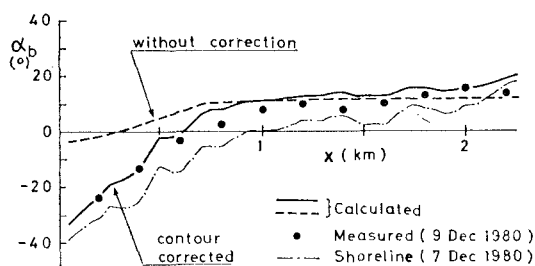
図-3 碎波波高の沿岸方向分布の観測値と計算値の比較

によく一致し、回折領域においては規則波の場合よりも滑かに低下しており、合田(1977)⁹⁾の結論を裏付けている。

(2) 碎波角の計算

K_a の計算とは異り、碎波角を計算する場合は、よく見られる様に、碎波角に及ぼす回折の影響が幾何学的な影の領域にのみ生じると見做してもよい様である(図-2, 領域I)。また、この領域においては、波は防波堤先端から放射状に進行すると仮定した。特に構造物近傍では等深線が局所的な侵食や堆積により、沖合とはかなり異なり波向線が変化する。本モデルではこの点を考慮し、屈折ルーチンで局所的な等深線による補正を行なっている。

観測データと計算結果の比較を図-4に示す。図中の縦軸は x 軸に対する碎波角である。構造物近傍では局所的な等深線による補正が必要であることがわかる。



Comparison between data and calculation of the breaking wave angle to the x -axis.

図-4 碎波角の沿岸方向分布の観測値と計算値の比較

この簡便な回折波のルーチンの適用限界を確定するためには、さらに広範囲の入射波周期と波向のデータが必要であろうが、ここで示した比較や別のテストから判断して、長期の汀線変化モデルに暫定的にこの手法が使えるものと考えた。

3. 汀線変化(1-line)モデル

通常のモデルの仮定に従い、沿岸漂砂の生ずる平均的な限界水深 D までの一様勾配の斜面を考えると(西村(1978))¹⁰⁾、砂の連続式は次の様になる。

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{D} \left(\frac{\partial Q}{\partial x} + q \right) = 0 \quad \dots (1)$$

ここに

$$q = q_s + q_0 \quad \dots (2)$$

ここで、 $x(y)$ は沿岸(沖)方向距離、 t は時間、 Q は沿岸漂砂量、 q_s , q_0 は汀線および沖側境界での砂の出入を表わしている。ここでは、岸からの砂の流入はないので $q_s = 0$ となる。

沿岸漂砂量は、小笹・Brampton(1979)²⁾に倣い、

$$Q = (H^2 c_g)_b \left(K_1 \sin 2\alpha_{bs} - K_2 \cos \alpha_{bs} \frac{\partial H_b}{\partial x} \right) \dots (3)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= K_1' \left/ \left(16 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) (1-p) 1.412^{5/2} \right) \right. \\ K_2 &= K_2' \cot \beta \left/ \left(8 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) (1-p) 1.412^{5/2} \right) \right. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

ここで, c_{gb} は砕波点における波の群速度, ρ_s, ρ は砂および水の密度, p は砂の空隙率, 1.412 は砕波波高を有義波から rms 砕波波高に変換する係数で, $\tan \beta$ は平均海底勾配である. K_1' と K_2' は, 無次元係数で後述する. 砕波角は後出の式 (5) で定義する.

式 (3) 中の 2 つの項が等しくなるような防波堤背後の汀線上のある点において $Q=0$ である. これは $K_2' \propto K_1'$ を表す. K_2', K_1' については, 小笹・Brampton (1979)²⁰ は Bakker⁷⁾ による平均沿岸流速と Komar・Inman (1970)¹²⁾ の沿岸漂砂量式より求め, $K_2'=1.6K_1'$ とした. Bakker⁷⁾ の式の代りに Komar (1975)⁹⁾ の式を用いれば, $K_2'=2.6K_1'$ となる. また, Komar・Inman (1970)¹²⁾ による K_1' の実測値は 0.77 で, これは主に短時間の螢光砂現地観測から得られたものである. 長期間にわたる漂砂特性は海浜のタイプによって違うこと, またモデル中の仮定に曖昧な点 (例えば D は何かが必要しも明らかではない) があることなどから, K_1' と K_2' はデータによって調節すべき係数として扱う. 係数 K_1' は砂移動の時間スケールを与え, K_2' は沿岸漂砂の生じない地点を与える.

汀線に対する砕波角 α_{bs} は x 軸に対する波峰線の角度 α_b と x 軸に対する汀線の角度 α_s を用いて次式のように表せる.

$$\alpha_{bs} = \alpha_b - \alpha_s = \alpha_b - \tan^{-1} \left(\frac{\partial y}{\partial x} \right) \dots\dots\dots (5)$$

式 (1) を次式を用いて各格子点で積分する.

$$y_i' = y_i + \frac{\Delta t}{2} \left[\left(\frac{\partial y_i}{\partial t} \right)' + \frac{\partial y_i}{\partial t} \right] \dots\dots\dots (6)$$

ここで Δt は時間ステップである. 式 (6) の $(\cdot)'$ は次の時間ステップの値を示す. もし $(\partial y_i / \partial t)' = (\partial y_i / \partial t)$ ならば計算は陽解法となる. そうでなければ計算は陰解法となり, tri-diagonal な同次方程式を解かなければならない. 時間項は式 (1) により

$$\frac{\partial y_i}{\partial t} = -\frac{1}{D} \left[\frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta x} \mp q_i \right] \dots\dots\dots (7)$$

ここで Δx は空間ステップである.

砕波角が小さいと仮定すれば陽解法で式 (5) は拡散方程式となる.

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \varepsilon \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \dots\dots\dots (8)$$

$$\varepsilon = \frac{(H^2 c_g)_b}{D} \left(2K_1' + K_2' \sin \alpha_b \frac{\partial H_b}{\partial x} \right) \dots\dots\dots (9)$$

$$= \varepsilon_1 + \varepsilon_2$$

計算の安定性は次の条件で与えられる.

$$\frac{\Delta t(\varepsilon)_{\max}}{(\Delta x)^2} \leq 1/2 \dots\dots\dots (10)$$

砕波角は緩勾配斜面では小さくなるので式 (9) は非線型問題で良い近似を与える.

陽解法で (6) 式の汀線変化は

$$y_i' = y_i - \frac{\Delta t}{D \Delta x} (Q_{i+1} - Q_i \mp \Delta x q_i) \dots\dots\dots (11)$$

陰解法では

$$y_i' = B(Q_i' - Q_{i+1}') + G_i \dots\dots\dots (12)$$

のように表わされる. ここに,

$$\left. \begin{aligned} G_i &= y_i + B(Q_i - Q_{i+1} + \Delta x(q_i' + q_i)) \\ B &= \Delta t / (2D \Delta x) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

$$Q_i' = E_i(y_{i-1}' - y_i') + F_i \dots\dots\dots (14)$$

$$\left. \begin{aligned} E_i &= (H^2 c_g)_b \left(2K_1 \cos 2\alpha_b' \cos^2 \alpha_s \right. \\ &\quad \left. + K_2 \frac{\partial H_b}{\partial x} \sin \alpha_b' \cos \alpha_s \right) / \Delta x \\ F_i &= (H^2 c_g)_b \left(K_1 \sin 2\alpha_b' (2 \cos^2 \alpha_s - 1) \right. \\ &\quad \left. - K_2 \frac{\partial H_b}{\partial x} \cos \alpha_b' \cos \alpha_s \right) / \Delta x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

式 (12) と (14) の中に 2 つの未知数 $\{y'\}$ と $\{Q'\}$ がある. 境界条件は通常漂砂量 Q で与えられ, まず $\{Q'\}$ について解く (式 (12) を式 (14) に代入する). それから $\{y'\}$ を求める. Q' の式は次の通りである.

$$\begin{aligned} -BE_i Q_{i-1}' + (1 + 2BE_i) Q_i' - BE_i Q_{i+1}' \\ = E_i (G_{i-1} - G_i) + F_i \dots\dots\dots (16) \end{aligned}$$

直線海岸に長い突堤を設置した場合について陽解法と陰解法の比較計算を行なった. 波の下手側のある地点以降は突堤の影響はないとした. 表-1 に精度と計算時間比を示す. 本モデルにおいては安定パラメータ ε と時間ステップ Δt の値によって 2 つのスキームのどちらかを選び計算時間が最小になる様にした. 陰解法の高速性により, 計算が非常に経済的に行なえる様になる.

表-1 陽解法と陰解法の比較

計算法	計算時間 時間間隔 Δt (時間)	計算安定性を支配するパラメータ		(注) 相対的な 計算時間	相 対 誤 差 (注)	
		$\frac{\Delta t \varepsilon_1}{(\Delta x)^2}$	$\frac{\Delta t \varepsilon_2}{(\Delta x)^2}$		$\frac{\Delta y - \Delta y^*}{\Delta y^*} \times 100 (\%)$	
陽解法	2	0.20	0.0020	3.33	0.0	-0.1
	4	0.40	0.0039	1.67	0.0	-0.0
	6	0.60	0.0059	1	0	0
	8	0.80	0.0079	不安定	—	—
陰解法	6	0.60	0.0059	1.50	-0.9	-0.6
	12	1.2	0.012	0.75	-1.6	-1.2
	24	2.4	0.023	0.38	-3.1	-2.2
	84	8.4	0.082	0.12	-10.3	-7.4
	168	16.8	0.16	0.07	-19.5	-14.5

(注) 時間間隔 6 時間で陽解法により 4 週間計算した結果を基準とした. Δy^* はその 4 週間後の汀線位置である.

モデル中の K_1, K_2 を検討するために、直線状の自然海岸に 1,500 m の不透過な突堤 (突堤先端深さ 10 m) を配置し、 $\alpha_b=25^\circ$, $H_b=1.5$ m, $T=8$ s の波を作用させ、4週間の計算を行なった。なお、 $\Delta x=50$ m, $D=9$ m, $\Delta t=84$ hr (陰解モデル) である。結果を図-5 に示

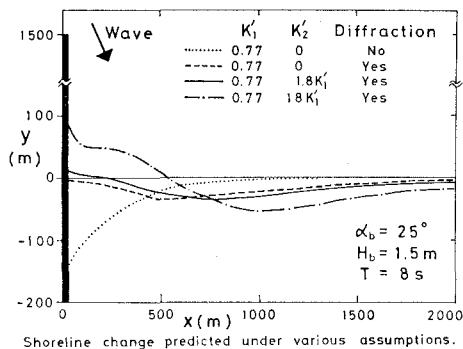


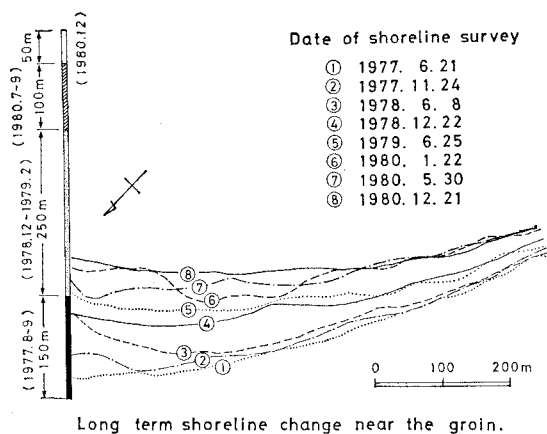
図-5 突堤による回折と沿岸方向の波高分布の汀線変化に及ぼす影響

す。計算した4つのケースの結果はかなり大きな違いを示している。第1に、回折を考慮しない場合は実際の変化と非常に異なる。Bakker et al. (1970)¹³⁾ は、これと同じような例を報告している。第2に、式(2)中の $\partial H_b / \partial x$ の項が入ると突堤に近づくほど汀線が前進する。 $K_2'=1.8K_1'$ は理論値を代表する値と考えてよい。肝腎な点は $K_2'>0$ ならば回折波領域の汀線は前進するが、 $K_2'=0$ ならば後退するという点である。

4. 大洗におけるモデルの検定と検証

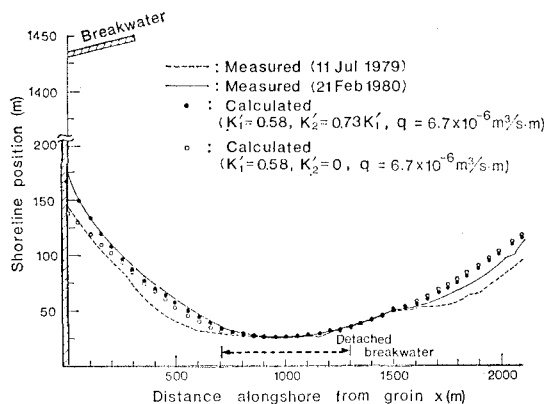
(1) モデルの検定

大洗における検証に先立ち、モデルの検定を行なった。大洗港と周辺海岸の形状は図-1に示した。検定には図-1の黒丸印の地点において2時間毎に測定された波浪データを用いた。昭和54年7月11日～昭和55年2月21日の約8ヶ月間は比較的データの測得率が良く、波高、周期は約98%、波向は約80%である。波向の欠測は内挿し6時間毎の入力波浪データを作成した。波高計の設置水深は21.8 m、防波堤の先端水深は9.2 mである。また漂砂帯外縁端の水深 D は6 m (この値は5年間の水深変化データの変動量の標準偏差により求めたが、年数回生じる4~5 mの波の砕波水深にほぼ一致する)とした。沿岸方向の計算格子間隔は $\Delta x=50$ mとし、底質の空隙率 $p=0.4$ 、砂(水)の密度 $\rho_s(\rho)=2.65$ (1.03) 10^3 kg/m³、重力加速度 $g=9.806$ m/s²、海底勾配 $\tan \beta=1/50$ とした。検定によって与えねばならない係数は K_1', K_2' および q のみである。検定を行なった期間は上述の波浪データの測得率の良い8ヶ月間であるが、この海岸の防砂突堤付近の汀線は定常的に前進しており(図-6)、検定期間の季節変化はあまり顕著では



Long term shoreline change near the groin.

図-6 防砂突堤延長に伴う汀線の前進(実測)



Results of model calibration over 8 months.

図-7 8ヶ月間の汀線変化計算の結果

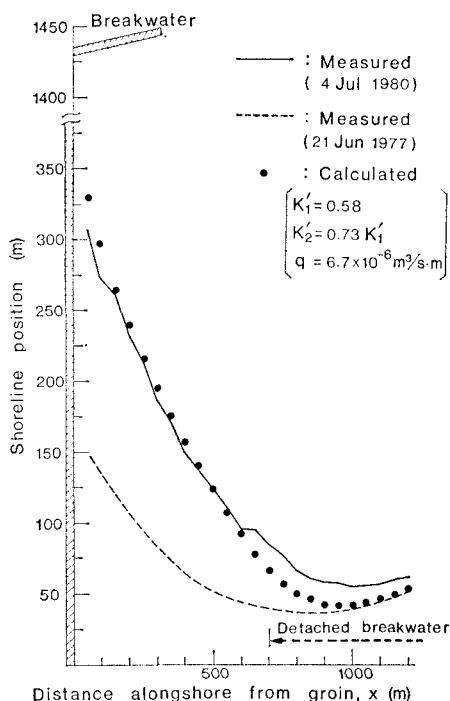
ない。岸向きの砂移動量 q は一定かつ海岸全域に一樣に与えた。検定結果を図-7に示す。 $K_1'=0.58$, $K_2'=0.73K_1'$, $q=6.7 \times 10^{-6}$ m³/s・mとした計算結果が実測値と最も良い一致を示した。ここで K_1' の値 0.58 が Komar の 0.77 の値の 3/4 と考えるのは間違いであろう。つまり、この K_1' は長期間計算の時間スケールの調整(色々な砕波タイプ、砂移動のモード、漂砂帯外縁の水深の変化等)をするパラメータとして使われている。それらを考えても、 K_1' と K_2' の値は前述の値に驚く程近い。 q の値は既存の深淺図の比較¹⁴⁾等から得られる値に近い値である。

防砂突堤から 700~1,300 m 離れた離岸堤周辺の汀線変化はモデル上では昭和54年7月11日の汀線よりも後退しないとした。南側端の境界条件を定めるデータはないので自由に砂の出入が行なわれるものとした。以後の検証計算では防砂突堤から南 1,200 m 以内のみについて行なうこととする。

(2) モデルの検証計算

大洗海岸における昭和52年6月21日から昭和55年

7月4日の約3ケ年の汀線変化を計算した。入力波としては先の8ヶ月分のデータにその頻度分布から作成した6時間ごとの4ヶ月分のデータを加えて1年間のデータとし、3回繰り返して与えた。



Results of model verification over 3 years.

図-8 3ケ年にわたる汀線変化計算の結果

3ケ年の検証計算の結果を図-8に示す。計算結果は実際の汀線変化と良く一致している。離岸堤群の付近で若干の差異が見られるが、これはあらかじめ予期できたことである。しかしながら、3ケ年にわたる汀線変化が限られた入力データのみで予測できたことは満足すべき結果といえる。

謝辞：最後に本モデルの検証に当り、茨城県三浜港湾事務所の鶴川義郎氏から沖波および汀線測量データを

提供して戴いた。また、本論文をまとめるに際し、海岸環境工学研究センターの物部恵子嬢の協力を得た。ここに記して深甚の謝意を表する。

参考文献

- 1) 針貝聰一・宇多高明・鶴川義郎：大洗海岸における地形変化の観測，第28回海岸工学講演会論文集，1981。
- 2) 小笹博昭・A. H. Brampton：護岸のあるてい線変化数値計算，港湾技術研究所報告，第18回，第4号，pp. 77~104，1979。
- 3) 井島武士・佐藤昭二・青野 尚・鶴川義郎：茨城県磯浜海岸の漂砂について，第8回海岸工学講演会講演集，pp. 168~175，1961。
- 4) 荒木田哲也・鶴川義郎・水村和正：防波堤背後の流況と汀線変化(1)，第25回海岸工学講演会論文集，pp. 199~203，1978。
- 5) Longuet-Higgins, M. S.: Longshore currents generated by obliquely incident sea waves, 1, 2, Jour. Geophys. Res., Vol. 75, No. 33, pp. 6778~6801, 1970。
- 6) Komar, P. D.: Nearshore currents; generation by obliquely incident waves and longshore variations in breaker wave height, J. R. Hails and A. Carr, eds., Proc. of the Symp. on Nearshore Sediment Dynamics, Wiley, London, pp. 17~45, 1975。
- 7) Bakker, W. T.: The influence of longshore variation of the wave height on the littoral current, Study Report WWK 71-19, Ministry of Pub. Works, The Hague, the Netherlands, (参考文献2)から引用。
- 8) 堀川清司：沿岸利用に伴う海洋環境の変化，特に海浜地形変化の予測手法の開発，NERC Report No. 7, pp. 2~8, 1978。
- 9) 合田良実：港湾構造物の耐波設計——波浪工学への序説——，237 p., 鹿島出版会，1977。
- 10) 西村仁嗣：海浜変形の数値シミュレーション，昭和53年度水工学に関する夏期研修会講義集，Bコース，pp. B-5-1~B-5-14, 1978。
- 11) Komar, P. D. and D. L. Inman: Longshore sand transport on beaches, Jour. Geophys. Res., Vol. 75, No. 30, pp. 5914~5927, 1970。
- 12) Sasaki, T. O.: A heuristic model of the nearshore zone, Proc. Coastal Zone '80, Vol. 4, ASCE, (in press), 1980。
- 13) Bakker, W. T., E. H. Klein-Breteler and A. Roos: The dynamics of a coast with a groyne system, Proc. 11th Conf. Coastal Eng., pp. 1001~1020, 1970。