

等深線変化モデルの拡張による x - y メッシュ上の水深変化の計算法

芹沢 真澄*・宇多 高明**・三波 俊郎***・古池 鋼***

従来のいわゆる 3 次元海浜変形モデルでは、予測対象が暴浪時や季節変化など、短期スケールの現象に限られており、また侵食域が下手海岸へ波及するという種類の汀線変化が容易には計算できないという欠点があった。本研究では、筆者らの等深線変化モデルを拡張し、 x - y メッシュ上での水深変化量を算出可能で、かつ長期的な地形変化予測も可能な 3 次元海浜変形モデルを開発した。モデルは検見川浜の海浜変形に適用され、その有効性が確認された。

1. ま え が き

わが国で生じている海岸侵食の多くは、沿岸漂砂の場所的不均衡に起因している(宇多, 1997)。この種の現象の長期的・広域的予測には等深線(汀線)変化モデルが適するが、これらは等深線(汀線)という特性量を計算の対象とする。一方、実務では x - y 空間のメッシュ上で水深変化を求めるいわゆる 3 次元海浜変形モデルが使われており、このモデルは構造物境界などの取り扱いが容易で、計算処理が系統的に行えるという利点がある。しかし、従来のこの型のモデルでは予測対象が暴浪時や季節変化など、短期スケールの現象に限られており、また実務で等深線(汀線)変化モデルが得意とする侵食域が下手海岸へ波及するという種類の汀線変化が、波浪場の計算と地形変化の計算を相互に繰り返して行わない限り、計算できないという欠点があった。そこで本研究では、芹沢ら(2002)の等深線変化モデルを拡張し、 x - y メッシュ上で水深変化量を算出可能で、かつ長期的な地形変化予測も可能な 3 次元海浜変形モデルを開発した。

2. 海浜変形モデルの基本

2.1 漂砂量式

芹沢ら(2002)と同様、本研究で対象とする岸沖漂砂に起因する縦断形変化は、暴浪・静穏波の作用による短時間スケールの地形変化ではなく、沿岸漂砂と同等の長時間スケールの変化とする。まず Bakker (1968) の平衡勾配に基づく海浜縦断形の安定化機構を組み込んだ芹沢ら(2002)の等深線変化モデルと同様の考え方を x - y メッシュ上で展開する。図-1 に座標系と記号の定義を示す。平面座標 (x, y) を取り、時刻 t における各点の地盤高 $Z(x, y, t)$ を解くべき変数とする。各点で等深線と直角・平行方向の局所座標系 (n, s) を定め、各方向の漂砂フラックス成分を岸沖漂砂 q_n 、沿岸漂砂 q_s とする。 n 軸および q_n は岸向き(水深の浅くなる方向)を正とする。 q_n は等深線単位幅当りの岸沖漂砂量、 q_s は n 軸方向の単

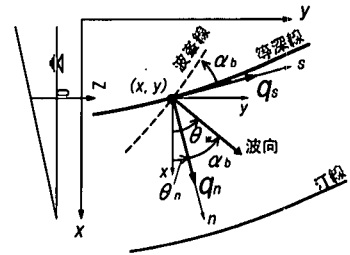


図-1 座標系と記号の定義

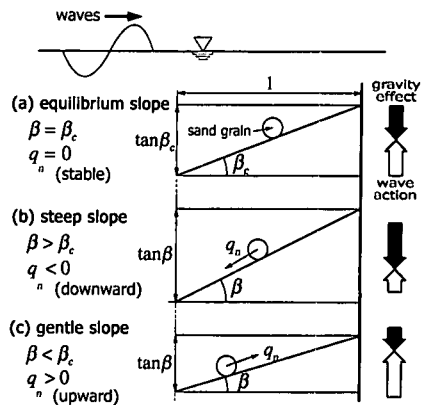


図-2 海浜縦断形の安定化機構

位長さを横切る沿岸漂砂量である。 x 軸に対する等深線直角方向の方向角を θ_n 、 x 軸に対する碎波点の波向を θ_w とする。 θ_w と θ_n のなす角を碎波角 $\alpha_b = \theta_w - \theta_n$ とする。

まず岸沖漂砂 q_n について、波が海岸線に対して直角方向から入射する 1 次元状態を考える。Dean (1991) によれば海浜縦断形には平衡断面が存在し、断面形が変化すれば岸沖漂砂を介して復元力が働く。Bakker (1968) の考え方にならない、岸沖漂砂 q_n に平衡勾配に戻ろうとする安定化機構を取り込む。概念図を図-2 に示す。海底勾配が平衡勾配 $\tan \beta_c$ にあるときは、重力による斜面下方への作用と波による斜面上方への作用が均衡して、岸沖漂砂は 0 となる。海底勾配 $\tan \beta$ が平衡勾配 $\tan \beta_c$ より緩いとき q_n は岸向き、逆のとき沖向きと考える。これより q_n を式 (1) とおく。 $\tan \beta$ は式 (2) で与えられる。

* 正会員 海岸研究室(有)
** 正会員 工博 (財)土木研究センター審議役なごき総合研究室長
*** 海岸研究室(有)

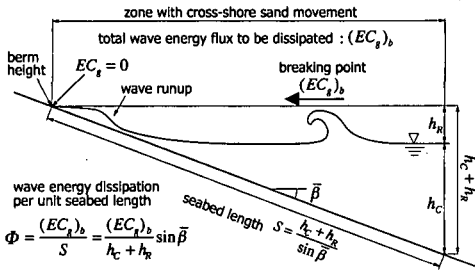


図-3 岸沖漂砂の移動範囲と波エネルギー逸散量

$$q_n = A \cdot \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \beta_c}\right) \cdots \cdots (1) \quad \tan \beta = \frac{\partial Z}{\partial n} \cdots \cdots (2)$$

式(1)の比例係数 A は平衡勾配への復元の強さを表す。 A は波作用の強さに比例するとし、海浜変形が $-h_c$ (波による地形変化の限界水深)～バーム高 h_R の範囲で生じるとして、砕波点での波エネルギーフラックス $(EC_g)_b$ を $-h_c \sim h_R$ の底面長 S で割った単位底面長さ当りに換算した波エネルギー逸散量 Φ に比例すると考える。図-3の模式図より底面長 S を与えて、 Φ は式(3)で与えられる。

$$\Phi = \frac{(EC_g)_b}{S} = \frac{(EC_g)_b}{h_c + h_R} \sin \bar{\beta} \approx \left(\frac{1}{h_c + h_R}\right) \cdot (EC_g)_b \sin \beta_c \cdots \cdots (3)$$

ここに $\bar{\beta}$ は $-h_c \sim h_R$ の平均勾配であり、 $\bar{\beta} \approx \beta_c$ の近似を用いた。

また、海浜変形は砕波帯や汀線付近では著しく、沖合では小さくなるので、岸沖漂砂の強さは水深方向分布をもつ。これを表すため、岸沖漂砂の強度分布関数 $\varepsilon_n(z)$ を導入する。式(3)の $1/(h_c + h_R)$ の項が水深方向に分布が一定の場合の強度分布関数を表すと解釈して、この部分を $\varepsilon_n(z)$ に置き換える。さらに岸沖漂砂の漂砂量係数 K_n を導入すると、 A は式(4)で、岸沖漂砂量は式(5)で与えられる。ただし $\varepsilon_n(z)$ は式(6)のように $-h_c$ から h_R の積分値が1になるよう定義する。

$$A = \varepsilon_n(Z) \cdot K_n \cdot (EC_g)_b \sin \beta_c \cdots \cdots (4)$$

$$q_n = \varepsilon_n(Z) \cdot K_n \cdot (EC_g)_b \sin \beta_c \cdot \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \beta_c}\right) \cdots \cdots (5)$$

$$\int_{-h_c}^{h_R} \varepsilon_n(Z) dZ = 1 \cdots \cdots (6)$$

斜め入射波の条件下については、図-1を改めて参照すると、海底勾配ベクトルは式(7)で与えられ、その大きさは海底勾配 $\tan \beta$ を、方向は等深線直角方向(岸向き：水深の浅くなる方向)を与える。このとき等深線直角方向の方向角 θ_n は式(8)となる。海底勾配 $\tan \beta$ は式(9)で与えられる。

$$(\partial Z / \partial x, \partial Z / \partial y) = (\tan \beta \cos \theta_n, \tan \beta \sin \theta_n) \cdots (7)$$

$$\theta_n = \tan^{-1}\{(\partial Z / \partial y) / (\partial Z / \partial x)\} \cdots \cdots (8)$$

$$\tan \beta = \sqrt{(\partial Z / \partial x)^2 + (\partial Z / \partial y)^2} \cdots \cdots (9)$$

式(1)の $\tan \beta$ には式(9)を用いる。ただし波の進む方向に向って水深が局所的に深くなる場合には式(10)で求められる砕波波向方向に測った海底勾配 $\tan \beta_w$ が負になる。そこで、この条件を満たす場合、 $\tan \beta = 0$ と置いた。

$$\tan \beta_w = (\partial Z / \partial x) \cos \theta_w + (\partial Z / \partial y) \sin \theta_w \cdots \cdots (10)$$

係数 A については、式(4)の $(EC_g)_b$ は斜め入射の場合、砕波角 α_b を用いて等深線の単位長さ当りの岸向き成分に改めればよい。岸向き成分 $(EC_g)_b \cos \alpha_b$ に、等深線の単位長さに作用する波峰線幅 $|\cos \alpha_b|$ を乗じると、 A は式(11)で与えられ、岸沖漂砂量は式(12)で与えられる。

$$A = \varepsilon_n(Z) \cdot K_n \cdot (EC_g)_b \cdot |\cos \alpha_b| \cos \alpha_b \cdot \sin \beta_c \cdots (11)$$

$$q_n = \varepsilon_n(Z) \cdot K_n \cdot (EC_g)_b \cdot |\cos \alpha_b| \cos \alpha_b \cdot \sin \beta_c \cdot \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \beta_c}\right) \cdots \cdots (12)$$

数値計算では $\tan \beta_c$ には構造物設置前の自然状態の海浜勾配を与える。またバーム高より高い領域と限界水深以深の領域では土砂の落ち込みに対する安息勾配を与える。 $\varepsilon_n(Z)$ は、芹沢ら(2002)と同様、沿岸漂砂量の水深方向分布 $\varepsilon_s(Z)$ と等しいとし、宇多・河野(1996)の3次式で与えた。

一方、沿岸漂砂量 q_s の基礎式は、宇多・河野(1996)の式に小笹・ブランプトンの項を付加したものを使う。ただし q_s の定義が異なる。等深線変化モデルでは、単位深さ($dZ=1$)を横切る漂砂量であるのに対して、 x - y 平面で展開している当モデルでは、 n 軸方向の単位長さ($dn=1$)を横切る沿岸漂砂量として定義される。このため沿岸漂砂の強度関数の導入において式の修正を要する。 n 軸方向の長さ dn に対する深さの増分 dZ は幾何学的に式(13)で対応付けられるから、 $\varepsilon_s(Z)$ を鉛直範囲 $-h_c \sim h_R$ に対する単位深さの漂砂の占める割合を表すとする、 n 軸方向の単位長さが占める割合は $\varepsilon_s(Z) \tan \beta_c$ となるので、沿岸漂砂量式は式(14)で与えられる。

$$dZ = dn \cdot \tan \beta \approx dn \cdot \tan \beta_c \cdots \cdots (13)$$

$$q_s = \varepsilon_s(Z) \tan \beta_c \cdot K_s \cdot (EC_g)_b |\cos \alpha_b| \cdot \left\{ \sin \alpha_b - \frac{K_2}{K_s} \frac{1}{\tan \beta_c} \frac{\partial H_b}{\partial s} \right\} \cdots \cdots (14)$$

$$\partial H_b / \partial s = -\sin \theta_n \cdot (\partial H_b / \partial x) + \cos \theta_n \cdot (\partial H_b / \partial y) \cdots (15)$$

ここで、 K_s は沿岸漂砂量係数、 K_2 は小笹らの補正項の漂砂量係数である。分布関数 $\varepsilon_s(Z)$ には、芹沢ら(2002)と同様、宇多・河野の沿岸漂砂量の水深分布を用いた。

以上で式(12)、式(14)の $\cos \alpha_b$ に絶対値を付けたことにより、波の進む方向に向って水深が深くなる箇所があっても岸沖漂砂の方向は波向と逆行することなく必ず波の進む側に向い、沿岸漂砂が波向の上手側へと逆流す

ることなく必ず下手に向うようになっている。また数値計算の不安定性を避けるため $|a_0|$ の上限値を 60° とした。

以上で計算した (q_n, q_s) を式 (16), (17) により座標変換して x, y 方向の漂砂フラックスを求める。これを x - y 平面での連続式 (18) を用いて水深変化量を計算する。

$$q_x = \cos \theta_n \cdot q_n - \sin \theta_n \cdot q_s \quad (16)$$

$$q_y = \sin \theta_n \cdot q_n + \cos \theta_n \cdot q_s \quad (17)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = -\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_y}{\partial y} \quad (18)$$

モデルの基礎式は、多少の単純化と式の変形を行うと、局所座標系 (n, s) で記述された 2 次元拡散方程式となる。したがって、このモデルは芹沢ら (2002) と同様、岸沖漂砂を無視すれば各等深線が波向に直角となって安定するという従来の等深線変化モデルの安定化機構と、沿岸漂砂を無視すれば各地点間の勾配が平衡勾配に達して安定するという 2 つの安定化機構を備えている。

なお、防波堤背後の遮蔽域などにおける地形変化の計算では、防波堤の回折係数 K_d と回折波向 θ_d の分布を方向分散法 (芹沢ら, 1993) で求め、防波堤を設置しない場合の碎波波高に K_d を乗じて低減させた。また波向には各地点の回折波向 θ_d を用いて各地点の波エネルギーフラックスを評価した。

2.2 計算の手順

計算は、通常の 3 次元海浜変形モデルと同様に (x, y) 座標系を用い、計算領域を各方向のメッシュ幅 $\Delta x, \Delta y$ のセルに分割してセルの中心に地盤高 Z の計算点を配置し、漂砂量 q_x, q_y の計算点は地盤高の計算点から $1/2$ メッシュずらした位置に配置するスタガードメッシュを用いた。 q_x, q_y の計算点で岸沖漂砂量 q_n と沿岸漂砂量 q_s 両者を計算するが、このとき地盤高 Z の x 方向の勾配 $\partial Z / \partial x$ と y 方向の勾配 $\partial Z / \partial y$ の計算が必要になる。その場合、例えば q_x の計算点では、 $\partial Z / \partial x$ は前後 2 点の地盤高計算点の Z の値より計算し、 $\partial Z / \partial y$ は前後とその左右の計 6 点の Z の値より評価した。 q_y の計算も同様である。

計算手順は、初期地形と入射波条件を与え、式 (12), (14) より q_n, q_s を計算し、式 (16), (17) の座標変換により (x, y) 座標系での漂砂フラックス (q_x, q_y) に変換し、連続式 (18) を差分表示した式により陽解法で水深変化量を計算した。計算領域の外周境界、および構造物境界では、境界条件として漂砂量 $= 0$ を与えた。

2.3 重力による海浜斜面の崩壊の扱い

バーム高より高い領域と限界水深に深の領域での重力による土砂の落ち込みは、芹沢ら (2002) と同様の方法を用い、 $\tan \beta_c$ に安息勾配を与えて岸沖漂砂 q_n として計算する。重力による土砂の落ち込みは波による海浜変形

に比べごく短時間で生じると考えられることから、係数 A_θ には数値計算が発散しない範囲内でできるだけ大きな値 A_θ を設定する。岸沖漂砂を式 (19) とおき、沿岸漂砂を無視すると連続式は 1 次元の拡散方程式 (20) となるが、これを差分法で計算するときの安定条件は式 (21) の R_s 値が 0.5 以下になることである。逆に R_s 値に対する A_θ の値は、式 (21) より式 (22) で与えられる、この式に $R_s = 0.5$ を与えれば発散しないための A_θ の上限値が計算できる。しかし、本計算では安全側を考え 2.5 倍の安全率をとり $R_s = 0.5 / 2.5 = 0.2$ を与えることにし、 $\tan \beta$ が $\tan \beta_c$ を越えたときに式 (22) で A_θ を計算し式 (19) で q_n を計算した。

$$q_n = A_\theta \cdot \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \beta_c} \right) \quad (19)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = \frac{A_\theta}{\tan \beta_c} \frac{\partial^2 Z}{\partial n^2} \quad (20)$$

$$\text{安定条件: } R_s = \frac{A_\theta}{\tan \beta_c} \frac{\Delta t}{(\Delta n)^2} \leq 0.5 \quad (21)$$

$$A_\theta = R_s \tan \beta_c \frac{(\Delta n)^2}{\Delta t} \quad (\beta > \beta_c) \quad (22)$$

$$\Delta n = \sqrt{(\Delta x \cos \theta_n)^2 + (\Delta y \sin \theta_n)^2} \quad (23)$$

2.4 バーム近傍と地形変化の限界水深 h_c 近傍での扱い

計算の過程で、波の作用により堆積が進みバーム高 h_B を越えて地盤高が上昇したり、侵食が進み限界水深 h_c 以下で地盤高が低下することがないように工夫した。これは、芹沢ら (2002) の等深線変化モデルで構造物境界の処理法と同様、池野ら (2001) の露岩域の漂砂の処理方法を応用したもので、地盤高 Z が上限値 (h_B) または下限値 ($-h_c$) に接近した場合、低減率 μ を乗じて漂砂量を低減するもので、式 (24)~(29) に示すように扱う。低減率 μ は地盤高が上限値・下限値に達すると漂砂量が 0 となるよう定め、上限値・下限値に対する落差 ΔZ に比例するように式 (26) で与える。漂砂の低減が始まる地盤差 ΔZ_c は、芹沢ら (2002) と同様の幾何学的考察により、メッシュ幅と落差を 2 辺とする直角三角形の斜辺の勾配が平衡勾配 $\tan \beta_c$ に一致するとき上限値の影響が出始めると考え式 (29) を用いた。漂砂量と地盤高の計算点は $1/2$ メッシュずれていることから μ には上限値・下限値に対してそれぞれ漂砂上手側・下手側のセル値を用いた。

$$q_x^{(i,j)} = \mu^{(i,j)} \cdot q_x^{(i,j)}, \dots \quad (24) \quad q_y^{(i,j)} = \mu^{(i,j)} \cdot q_y^{(i,j)}, \dots \quad (25)$$

$$\mu^{(i,j)} = \Delta Z^{(i,j)} / \Delta Z_c^{(i,j)} \quad (0 \leq \mu^{(i,j)} \leq 1) \quad (26)$$

$$\Delta Z^{(i,j)} = h_B^{(i,j)} - Z^{(i,j)} \quad (27)$$

$$\Delta Z^{(i,j)} = Z^{(i,j)} + h_c^{(i,j)} \quad (28)$$

$$\Delta Z_c^{(i,j)} = \tan \beta_c^{(i,j)} \cdot \Delta n / 2 \quad (29)$$

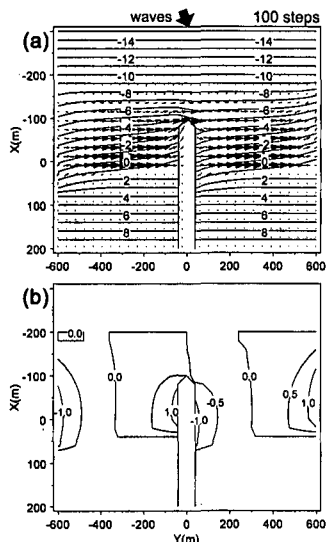


図-4 突堤周辺の海浜変形 (100 ステップ)

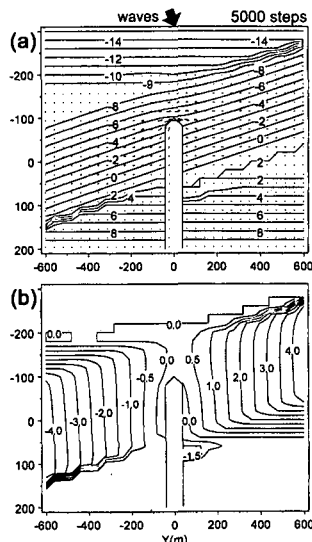


図-5 突堤周辺の海浜変形 (5000 ステップ)

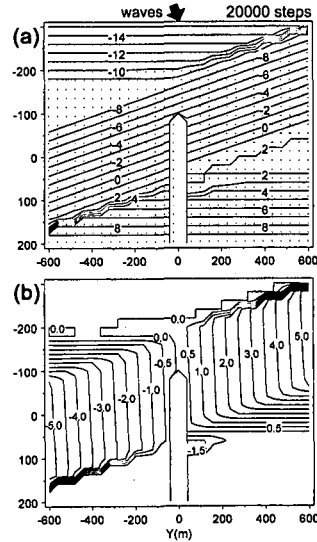


図-6 突堤周辺の海浜変形 (20000 ステップ)

3. モデルの適用

開発されたモデルを突堤が設置された場合と、千葉県検見川浜での曲突堤建設に伴う海浜変形予測 (熊田ら, 2001) に適用した。表-1 には計算条件を一括して示す。

3.1 突堤周辺の海浜変形計算

海岸線に対して $H_b=2$ m の波が斜め入射 (初期入射角 10°) することにより沿岸漂砂の卓越する場に突堤が建設された場合の海浜変形である。図-4(a), (b) には 100 ステップにおける等深線形状と漂砂フラックス, および地形変化量の平面分布を示す。初期段階では強い漂砂フラックスが生じているが、とくに突堤の先端沖では漂砂の回り込みが強まり、対照的に突堤の両脇では弱まっている。これにあわせて突堤の左側で堆積, 右側で侵食が生じている。図-5(a), (b) は 5000 ステップの計算結果である。突堤の先端位置より岸側の水深範囲では等深線が波向にほぼ直角になりつつあるため漂砂フラックスが減少している。しかし突堤先端では集中したフラックスがある。また初期地形を基準とすると地形変化はほぼ全域で生じている。図-6(a), (b) は 20000 ステップの計算結果である。計算の進行に伴い海浜地形は安定状態に向い漂砂フラックスが減少した。この段階では沿岸漂砂によって移動可能な範囲の等深線は入射方向とほぼ直角となって安定し、上手側の陸域には浜崖が、また堆積域の沖合では土砂の落ち込みによる急斜面が形成された。図-7 は同時に得られた汀線変化である。従来の汀線変化モデルと同様な計算が可能なが分かる。結局、従来の 3 次元モデルではこのように海浜が安定化するまで

の地形変化計算はできなかったが、本研究ではそれが可能となった。

3.2 千葉県検見川浜での海浜変形への適用

検見川浜は曲突堤に挟まれた長さ 1300 m の人工海浜である。計算は (熊田ら, 2001) を参考に、曲突堤設置前の直線状海浜を初期値として与え、沖から $H_b=1$ m の波を正面から入射させ曲突堤設置後の海浜変形と漂砂フ

表-1 計算条件

	h_c (m)	h_R (m)	$1/\tan \beta_c$	$1/\tan \beta_o$	K_s
モデル突堤	9	2	20	2	0.2
検見川浜	4	1.5	40	水中: 5 陸上: 2	0.2
	K_2/K_s	K_n/K_s	ΔX (m)	ΔY (m)	Δt (hr)
モデル突堤	0.0	0.2	20	40	1
検見川浜	1.5	0.2	10	10	0.5

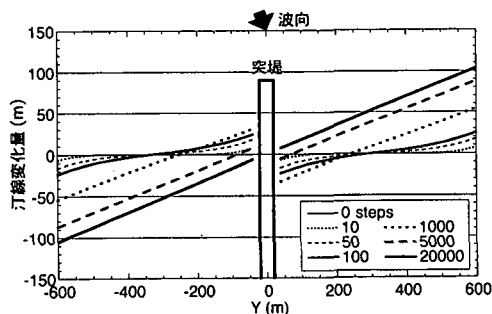


図-7 突堤周辺の汀線変化量

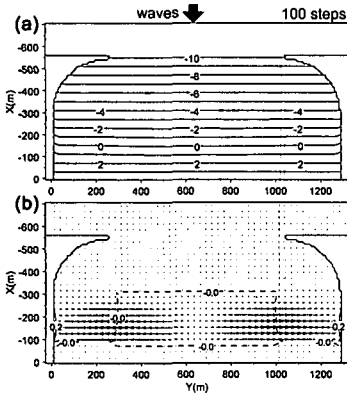


図-8 海浜変形計算結果 (100 ステップ)

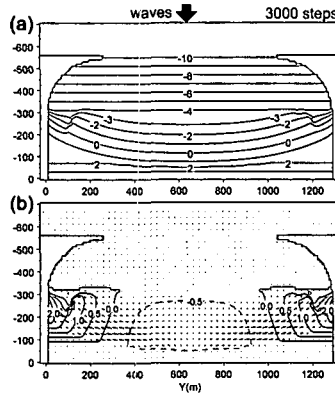


図-9 海浜変形計算結果 (3000 ステップ)

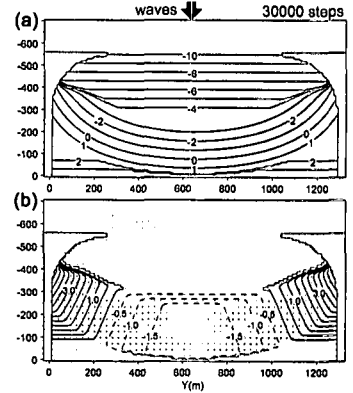


図-10 海浜変形計算結果 (30000 ステップ)

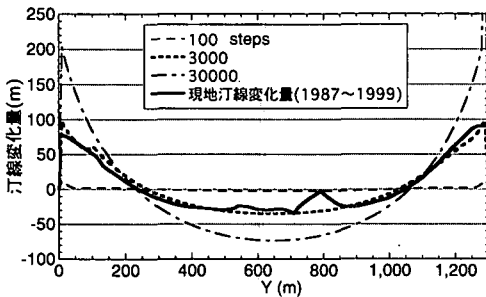


図-11 汀線変化の計算結果

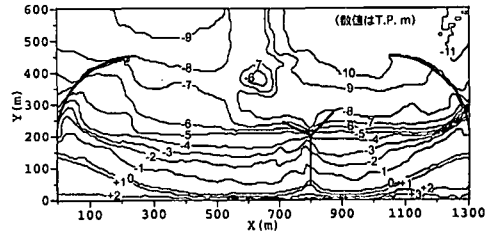


図-12 検見川浜の深浅図 (1999 年)

ラックスの平面分布を算出した。図-8(a), (b)は100ステップ後における海浜形状と漂砂フラックス、および水深変化量の分布である。計算初期では、波の遮蔽効果によって汀線近傍で強い沿岸方向の漂砂フラックスが生じている。これにより、曲突堤背後へと砂が運び込まれる結果、図-9(a), (b)のように3000ステップでは等深線の前進が始まり、逆に中央部では浜崖の形成が進む。しかし30000ステップ後では図-10(a), (b)のように中央部から侵食されて運び去られた砂が遮蔽域方向へ移動し、バームを形成しつつ堆積したため広い平坦面が形成された。また曲突堤の背後では深い部分で土砂の落ち込みによる急斜面が形成された。この段階では海浜形状が安定状態に接近したため、漂砂フラックスはほとんど消失した。

図-11は水深データを補間して求めた汀線形状と実測の比較である。3000ステップの計算値が実測値とかなりよい対応を示す。また検見川浜の海浜変形は現在も変化の途上にある。汀線変化が3000ステップ目とかなりよい対応を示したことから、3000ステップを比較の対象とし、図-12には1999年の検見川浜の深浅図を示す(熊田ら, 2001)。海岸中央部の完成して間もないY字突堤周辺

部を除けば実測値は図-9の計算結果とよい対応を示している。

参考文献

- 池野正明・清水隆夫・小林英次・石井敏雄・斉藤知秀 (2001): 露岩域を有する砂浜海岸に港湾を建設する場合の3次元海浜変形数値予測モデルの適用, 海岸工学論文集, 第48巻, pp. 561-565.
- 宇多高明・河野茂樹 (1996): 海浜変形予測のための等深線変化モデルの開発, 土木学会論文集, No. 539, II-35, pp. 121-139.
- 宇多高明 (1997): 日本の海岸侵食, 山海堂, p. 442.
- 熊田貴之・小林昭男・宇多高明・芹沢真澄・三波俊郎・星上幸良 (2001): 千葉県検見川浜の海浜変形と3次元Hsuモデルによる変化予測, 海岸工学論文集, 第48巻, pp. 536-540.
- 芹沢真澄・宇多高明・三波俊郎・古池 鋼・熊田貴之 (2002): 海浜縦断面の安定化機構を組み込んだ等深線変化モデル, 海岸工学論文集, 第49巻, pp. 496-500.
- 芹沢真澄・Abdelaziz Rabie・三波俊郎・五味久昭 (1993): 回折領域の不規則波浪場の簡単な計算法, 海岸工学論文集, 第40巻, pp. 76-80.
- Bakker, W. T. (1968): The dynamics of a coast with groyne system, Proc. 11th Int. Conf. on Coastal Eng., pp. 492-517.
- Dean, R. G. (1991): Equilibrium beach profiles, characteristics and application, J. Coastal Res., 7(1), pp. 53-84.