

海 浜 変 形 の 計 算 法

Prediction of Beach Deformation

佐々木 幹 夫

Mikio SASAKI

1. はじめに

近年、数値計算手法の進歩とコンピューターの発展により、海浜流の数値シュミレーションが比較的容易に行えるようになった。これに伴い、局所的な漂砂量の計算が可能になり、水深変化が予測できるようになった。また、ここ数年間に、2次元平面場の波の変形に関する数値計算が緩勾配方程式 (Berkhoff (1972)) の出現以来、急速な進歩を遂げている。非定常緩勾配方程式や放物型波動方程式は屈折と回折の両方の効果を含んでおり、同時に2つの現象の数値予測を可能にしている。この式により防波堤や離岸堤背後の回折現象が精度良く計算できるようになりつつある。したがって、構造物周辺の波の場の予測精度が向上したために、海浜流も波の変形と同様、構造物周辺の流れの特性が数値シュミレーションで把握できるようになってきた。これら数値予測法の進展は構造物周辺の海浜変形の3次元予測を可能にしている。すなわち、底質の移動は波と流れによって起こるもので、この砂移動の積み重ねによって地形変化が生ずる。この海岸過程をモデル化したのが3次元海浜変形予測モデルである。ここでは最初にこの海浜変形の計算法について述べる。

近年、砂浜に海岸構造物を設置したことにより、砂浜全体にわたり海岸構造物設置の影響が現れ、構造物周辺だけの保全対策ではどうしても解決できない事態が発生している。残念なことには、このような砂浜が各所にみられることである。この根本的原因是沿岸漂砂が卓越している海岸に構造物を単純に設置したことにあるが、このような海岸における海浜変形の予測には1-lineモデルが用いられる。このモデルは広範囲かつ長期間の海浜変形予測に適しており、実用的なモデルである。近年、このモデルを基に、汀線変化だけでなく、局所的な海底地形の変化をも予測するモデルが提案されており、実用面でも興味深い結果を示している。第5章ではラインモデルによる長期・広範囲にわたる海浜変形予測モデルについて述べる。

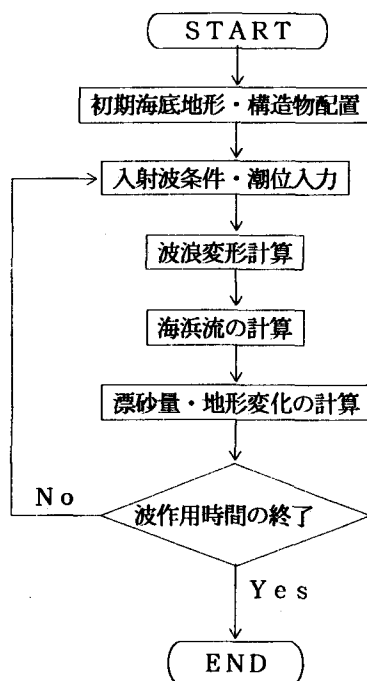


図2. 1 海浜変形数値計算の手順

2. 三次元海浜変形の数値計算の手順

海岸に波が来襲すると海浜流が発生する。底質は、波と流れの作用で移動し、地形変化が生ずる。このような海岸過程を数値シュミレーションで表すのが3次元海浜変形予測モデルで、図2. 1に示すように、波

の変形、海浜流、漂砂量・地形変化の3つのサブモデルにより構成される。

3. 海浜変形の基礎式

3. 1 地形変化モデル

漂砂量の x , y 方向の成分を q_x , q_y とする。ただし、この局所漂砂量 q_x , q_y は水柱要素を通る漂砂量を空隙を含む砂の体積で表したものである (図3. 1)。よって、漂砂量に対する質量保存の関係は次式となる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \quad (3. 1)$$

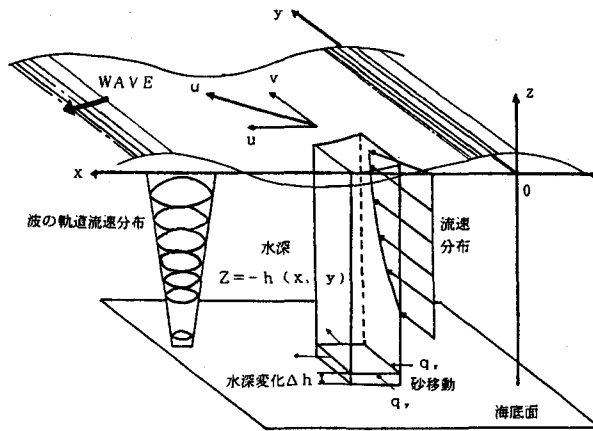


図3. 1 波, 海浜流および漂砂量

漂砂量 q_x , q_y は波と海浜流によって運搬される底質量であるから、海浜流によるものを q_{ex} , q_{ey} による漂砂量を q_{wx} , q_{wy} とすると、次式のように与えられる。

$$q_x = q_{ex} + q_{wx}, \quad q_y = q_{ey} + q_{wy} \quad (3. 2)$$

渡辺ら (1984) は流れの局所漂砂量を次式のように与えている。

$$\left. \begin{aligned} q_{ex} &= \frac{A_c}{g} (u_*^2 - u_{*c}^2) u \\ q_{ey} &= \frac{A_c}{g} (u_*^2 - u_{*c}^2) v \end{aligned} \right\} \quad (3. 3)$$

ここに、 A_c は流れによる無次元漂砂量係数、 u_* は波・流れ共存場の剪断力の最大値 τ の摩擦速度 u_* 、すなわち、 $u_*^2 = \tau / \rho$ 、ここに、 ρ は流体密度、 u_{*c} は砂移動の限界摩擦速度、 u , v は海浜流の x , y 成分、 g は重力加速度である。式 (3. 3) は、流れによる漂砂量は波・流れ共存場のせん断力に比例し、底質は流れの方向に輸送されることを示している。波と流れの場のせん断力の最大値 τ は波・流れ共存場の

摩擦係数 f_{cw} によって、式 (3. 4) のように表される。

$$\tau = \frac{1}{2} \rho f_{cw} u_b^2 \quad (3. 4)$$

ここに、 u_b は波の底面流速振幅である。 f_{cw} は田中・Thu (1993) により、次のように与えられている。

$$f_{cw} = f_2 \{ f_1 f_{cw(L)} + (1 - f_1) f_{cw(S)} \} + (1 - f_2) f_{cw(R)}$$

$$f_1 = \exp \left\{ -0.0513 \left(\frac{R}{2.5 \times 10^5} \right)^{4.65} \right\}$$

$$f_2 = \exp \left\{ -0.0101 \left(\frac{R}{R_1} \right)^{2.06} \right\}$$

$$R = 500 R_c + R_s \quad R_c = \frac{u_m h}{\nu} \quad R_s = \frac{u_b a_m}{\nu}$$

u_m : 平均流速 u_b : 底面軌道流速 a_m : 波動底面水粒子軌道振幅

$$R_1 = 0.501 \xi^{1.15}$$

$$\xi = 350 \gamma \frac{h}{z_o} + (1 - \gamma) \frac{u_b}{\sigma z_o} \quad \sigma = 2\pi/T$$

$$\gamma = \frac{u_m / u_b}{1 + u_m / u_b}$$

z_o : 粗度長さ

$$z_o = \frac{k_s}{30} \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{k_s u_*}{2.7 \nu} \right) \right\} + \frac{\nu}{9 u_*}$$

(粗面 $z_o = k_s / 30$, 滑面 $z_o = \delta_L / 105$ δ_L : 粘性底層厚)

k_s : 相当粗度

$$f_{cw(L)} = \{ f_{c(L)}^2 + 2 f_{c(L)} \cdot f_{w(L)} \cos \phi_1 + f_{w(L)}^2 \}^{1/2}$$

$$f_{c(L)} = \frac{6}{R_c} \left(\frac{u_m}{u_b} \right)^2$$

$$f_{w(L)} = \frac{2}{\sqrt{R_s}}$$

$$\phi_1 = \cos^{-1} (|\cos \phi|)$$

ϕ : 波の向きと流れの向きのなす角度

$$f_{cw(R)} = f_{c(R)} + 2 (f_{c(R)} \cdot \beta_{(R)} f_{w(R)})^{1/2} \cos \phi_1 + \beta_{(R)} f_{w(R)}$$

$$f_{c(R)} = \frac{2 \kappa^2}{\{ \ell n (h / z_o) - 1 \}^2} \left(\frac{u_m}{u_b} \right)^2 \quad \kappa : \text{カルマン定数}$$

$$f_{w(R)} = \exp \left\{ -7.53 + 8.07 \left(\frac{u_b}{\sigma z_o} \right)^{-0.100} \right\}$$

$$\beta_{(R)} = \frac{1}{1 + 0.769 \alpha^{0.830} \{ 1 + 0.863 \alpha \exp (-1.43 \alpha) \left(\frac{2 \phi_1}{\pi} \right)^2 \}}$$

(3. 5)

$$\alpha = \frac{1}{\ln(h/z_0) - 1} \frac{u_m}{u_b}$$

$$f_{cw}(s) = f_c(s) + 2(f_c(s) \cdot \beta(s) f_w(s))^{1/2} \cos \phi_1 + \beta(s) f_w(s)$$

$$f_c(s) = \exp \{-7.60 + 5.98 R_c^{-0.0977}\} \left(\frac{u_m}{u_b}\right)^2$$

$$f_w(s) = \exp \{-7.94 + 7.35 R_a^{-0.0748}\}$$

$$\beta(s) = \frac{1 + 0.871 R_c^{-0.0362} f_c(s)^{0.177} (2\phi_1/\pi)^{2.5}}{1 + 5.04 R_c^{-0.0303} f_c(s)^{0.379}}$$

ここに、 $f_{cw}(L)$ 、 $f_{cw}(s)$ および $f_{cw}(R)$ はそれぞれ層流、滑面乱流および粗面乱流の波・流れ共存場の摩擦係数であり、 ϕ_1 および ϕ_2 は、式(3.5)第1式のように全領域に対して適用可能にするために設定された重み関数である。

渡辺ら(1984)は、波による漂砂量を式(3.3)と同様の形式で次式のように与えている。

$$\left. \begin{aligned} q_{wx} &= F_d \frac{A_w}{g} (u_*^2 - u_{*c}^2) u_b \cos \alpha \\ q_{wy} &= F_d \frac{A_w}{g} (u_*^2 - u_{*c}^2) u_b \sin \alpha \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

ここに、 A_w は波による無次元漂砂量係数、 α は波向角である。 F_d は波による漂砂の移動方向を表す関数で流砂の向きは波の進行方向とは一致しない場合があるため、漂砂の方向を判定する指標 Π を用いて次のように与えられている。

$$\left. \begin{aligned} \Pi \leq \Pi_c \text{ のとき} & \quad F_d = 1 \quad (\text{波向と同じ方向}) \\ \Pi > \Pi_c \text{ のとき} & \quad F_d = -1 \quad (\text{波向と逆方向}) \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

ただし、

$$\Pi = \frac{u_b^2}{S g d_{50}} \frac{h}{L_0} \quad (3.8)$$

ここに、 S は砂の水中比重、 d_{50} は中央粒径、 L_0 は沖波波長である。

以上により、波と流れの平面分布が与えられれば漂砂量が求まるので、漂砂量の保存式(3.1)より地形変化が計算できる。しかし、式(3.1)を用いて地形変化を計算すると、局所的に海底地形勾配が水中砂の安息角以上になったり、計算値に局所的な異常値が出現し、計算の続行が不可能になる場合がある。そこで、渡辺らは、地形変化と砂移動の間には急激な変化に対する抑制作用が働くものとして、それを拡散作用の形式で次のようにモデル化した。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (q_x + |q_x| \varepsilon_s \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (q_y + |q_y| \varepsilon_s \frac{\partial h}{\partial y}) \quad (3.9)$$

ここに、 ε_s は地形変化の安定性を表す無次元パラメーターである。式(3.9)において、 ε_s は漂砂量を見かけ上増加させているので、漂砂量係数 A_w 、 A_w と結びつけて ε_s の値を設定する必要がある。

漂砂量の保存則からは式(3.9)の ε_s の項は合理的に導かれるものではない。したがって、式(3.

1) の q_x , q_y と式 (3. 9) の q_x , q_y を同一視すべきでない。すなわち、 ε_s は局所的に過大な漂砂量を与えないようにするためのものであり、したがって、漂砂量を与える過程で、より合理的に導ける他の方法も考えられる。

いま、局所漂砂量の空隙率 λ の体積換算値をそれぞれ q_{ox} , q_{oy} として、漂砂量保存則を次式のように、

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial q_{ox}}{\partial x} + \frac{\partial q_{oy}}{\partial y} \quad (3. 10)$$

$$\left. \begin{aligned} q_{ox} &= q_x + |q_x| \varepsilon_s \frac{\partial h}{\partial x} \\ q_{oy} &= q_y + |q_y| \varepsilon_s \frac{\partial h}{\partial y} \end{aligned} \right\} \quad (3. 11)$$

と書き改めると不合理な点は何もない。

3. 2 波浪変形モデル

これまで、波は与えられているものとしてきたが、3次元海浜変形の計算では、前述計算手順で述べたように、最初に波の平面分布を求める必要がある。平面2次元の波浪変形の計算法については、海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会の「波・構造物・地盤の調査・設計手法に関する調査・研究」報告書(1993)に詳細に述べられているので、そちらを参照されたい。ここでは簡単に波浪モデルだけを述べることにする。

緩勾配方程式は次式で表される (Berkhoff, 1972)。

$$\nabla_b \cdot (C C_s \nabla_b \phi) + k^2 C C_s \phi = 0 \quad (3. 12)$$

ここに、

$$\phi = - \frac{i g A}{\omega} \exp(i \int k dx) \quad (3. 13)$$

$$\omega^2 = g k \tanh k h \quad (3. 14)$$

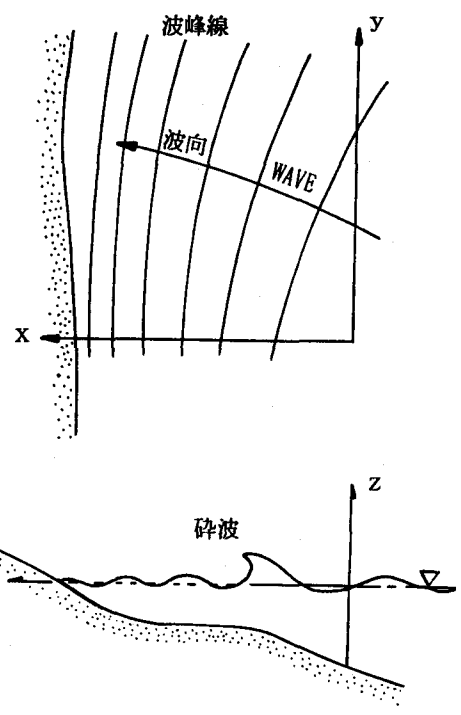


図3. 2 x軸と波向

上式 (3. 12~14) における ∇_b は、 $\nabla_b = (\partial/\partial x, \partial/\partial y)$ なる水平勾配ベクトル、 C は波速、 C_s は群速度、 k は波数、 ω は角周波数、 A は複素振幅である。式 (3. 12) は楕円型方程式であり、この式を解くためには全境界にわたり、境界条件が必要であり、浅海域では波の下手側の境界条件を決めれない場合が多く、このような場合には式 (3. 12) の緩勾配方程式は解けない。これを解消するために、非定常緩勾配方程式 (西村ら, 1982. 渡辺ら, 1984) や放物型波動方程式が導かれている。

Radder (1979) の放物型波動方程式は、波の x 軸方向からのずれが小さいときには精度が良い。平口・丸山 (1986) は Radder の式を改良し、波向きと x 軸となす角度が大きい場合でも近似精度が落ちないようにした。平口・丸山 (1986) の放物型波動方程式は、水位を η とすると次式で表せる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = \left\{ i \left(k_x + \frac{k_y^2}{2k_x} \right) - \frac{1}{2k_x CC_s} \frac{\partial}{\partial x} (k_x CC_s) \right\} \eta + \frac{i}{2k_x CC_s} \frac{\partial}{\partial y} (CC_s \frac{\partial \eta}{\partial y}) - f_D \eta \quad (3.15)$$

ここに、 i は虚数単位、 k_x 、 k_y は x 、 y 方向の波数、 f_D は碎波減衰係数であり、次式で表される。

$$f_D = \begin{cases} 0 & (\text{碎波帯外}) \\ \frac{\alpha_D S_D}{2h} \left(\frac{a}{\gamma h} - 1 \right)^{1/2} & (\text{碎波帯内}) \end{cases} \quad (3.16)$$

ここに、 S_D は碎波帯近傍沖側平均海底勾配、 a は水面変位の振幅、すなわち、 $a=H/2$ 、 γ および α_D は係数である。式(3.15)は防波堤背後の回折現象を良く再現し、十分実用に供し得ることが、Maruyama・Takagi (1988)によって明らかにされている。

海岸は波と流れの場であり、厳密には波と流れの相互干渉が考慮されなければならない。山下・土屋・阿曾(1992)は、波・流れ共存場における緩勾配方程式の放物近似方程式として次式を示した。

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = -A\phi - B \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (3.17)$$

ここに、

$$A = k^2 + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{1}{G} \frac{\partial G}{\partial y} \frac{\partial}{\partial y} + \frac{1}{G} \{ \omega^2 - \sigma^2 + i\sigma W + (\nabla \cdot \mathbf{u}) \} + \frac{2i\omega}{G} v \frac{\partial}{\partial x} \quad (3.18)$$

$$B = \frac{2i\omega}{G} u + \frac{1}{G} \frac{\partial G}{\partial x}$$

ϕ = 波の速度ポテンシャル、 $G = CG$ 、 ω = 固定座標系における角周波数、 σ = 移動座標系における角周波数、 a = 振幅、 k = 波数である。 W は碎波によるエネルギー逸散率であり、次のように与えている。

$$W = \frac{2BP}{r^3} \frac{1}{T} \left(\frac{H}{h} \right)^4 \quad r = 0.7 + 5 \tan \beta \quad (3.19)$$

$$BP = \begin{cases} 11 - 10(h/h_s) & 0.6 < h/h_s \leq 1.0 \\ 5.0 & h/h_s < 0.6 \end{cases} \quad (3.20)$$

ここに、 H = 波高、 $\tan \beta$ = 海底勾配、 h_s = 碎波水深である。

波の場の計算モデルには多数あり、波浪モデルと作用時間、計算対象域の広さと地形特性、主要な波浪変形因子、波と流れの相互干渉の程度に応じて使用するモデルを選ぶべきである。以下に、波浪モデル選定上の留意点を記す。

① 波浪モデルと作用時間

短時間の地形変動で良いのか、長時間の地形変動特性を調べるかによって、波浪モデルと作用時間が決まる。長時間の地形変化を調べるのであれば実海岸の波浪変動特性を調べ、現地の波浪を良く近似しうる期間波浪モデルを設定する必要がある。

② 規則波にするか・不規則波にするか

実現現象は不規則波であるが、どちらにするかは波浪モデルと作用時間に因る。一種類の波を1回作用させるのか、多種類の波を繰り返し作用させるのかによって、不規則波を選んだり、規則波を選んだりすることになる。

③ 計算対象域の広さと地形特性

対象域が広いと非定常緩勾配方程式や放物型波動方程式の波浪変形モデルは実用的ではない。

④ 波浪変形因子

回折が波の場で主要な問題となるのであれば、回折や屈折を含む波浪変形予測モデルを選ぶことになるが、回折がないのであれば緩勾配方程式以前の波浪変形モデルで十分である。エネルギー平衡方程式は屈折と浅水変形を与えるモデルであるが、計算結果には回折が見かけ上含まれており（清水ら、1992）、実用上便利な波浪変形モデルといえる。

⑤ 波と流れの相互干渉

3次元海浜変形の計算対象域は波と流れの共存場であり、相互干渉をどの程度取り入れるかの問題でもある。海浜流は波の入射によって発生するものであるから、相互干渉を正しく評価するには、繰り返し計算により求めることになる。多段階の波の作用で長期的な地形変動を予測するには計算時間と収束解が得られるかが問題となろう。

3. 3 海浜流モデル

水深方向に平均した量で海浜流を取り扱う。未知量は流れの x 、 y 成分 u 、 v と平均水位 ζ の3つでありこれらは連続の式（3. 21）と運動量の保存式（3. 22, 23）より求められる。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial (d u)}{\partial x} + \frac{\partial (d v)}{\partial y} = 0, \quad d = h + \zeta \quad (3. 21)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + F_x - M_x + R_x + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0 \quad (3. 22)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + F_y - M_y + R_y + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} = 0 \quad (3. 23)$$

ここに、 (F_x, F_y) は底面摩擦項、 (M_x, M_y) は水平混合項、 (R_x, R_y) は radiation stress 項で、各項はそれぞれ以下のように書かれる。

摩擦項

$$\left. \begin{aligned} F_x &= \frac{C_f}{d} \left\{ \left(W + \frac{w_b^2}{W} \cos^2 \alpha \right) u + \frac{w_b^2}{W} \sin \alpha \cos \alpha v \right\} \\ F_y &= \frac{C_f}{d} \left\{ \frac{w_b^2}{W} \sin \alpha \cos \alpha u + \left(W + \frac{w_b^2}{W} \sin^2 \alpha \right) v \right\} \\ W &= \left\{ \{ u^2 + v^2 + w_b^2 + 2(u \cos \alpha + v \sin \alpha) w_b \}^{1/2} \right. \\ &\quad \left. + \{ u^2 + v^2 + w_b^2 - 2(u \cos \alpha + v \sin \alpha) w_b \}^{1/2} \right\} / 2 \\ w_b &= \sigma H / (\pi \sinh k d) \end{aligned} \right\} \quad (3. 24)$$

ここに、 C_f はおおそ0.01程度の摩擦係数、 α は波向、 σ は角周波数、 H は波高である。式（3. 24）は西村（1982）によって与えられたものである。

水平混合項

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial y} \right) \\ M_y &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial y} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.25)$$

$\varepsilon = N \ell \left(\frac{g}{d} \right)^{1/2} = \mu E_0 T / (\rho d)$

ここに、 ε は拡散係数、 N はおよそ 0.01 程度の無次元パラメータ、 ℓ は離岸距離、 μ はおよそ 0.1 程度の無次元パラメータ、 E_0 は沖波のエネルギー密度、 T は波周期、 ρ は流体の密度である。

Radiation stress項

$$\left. \begin{aligned} R_x &= \frac{1}{\rho d} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) \\ R_y &= \frac{1}{\rho d} \left(\frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.26)$$

上式中の S_{xx} , S_{xy} , S_{yx} , S_{yy} が radiation stress であり、波エネルギーが容易に決められる場合には次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} S_{xx} &= \{n(1 + \cos^2 \alpha) - 1/2\} E \\ S_{yy} &= \{n(1 + \sin^2 \alpha) - 1/2\} E \\ S_{xy} &= S_{yx} = n \sin \alpha \cos \alpha E \\ n &= \frac{C_s}{C} = 1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \\ E &= \frac{1}{8} \rho g H^2 \end{aligned} \right\} \quad (3.27)$$

構造物周辺に反射波が存在する場合には次のように表される（山下ら，1992）。

$$\begin{aligned} S_{11} &= \frac{\rho g}{4} \left[R_1 \left(\frac{\partial \eta}{\partial x_1} \frac{\partial \eta^*}{\partial x_1} \right) \frac{n}{k^2} \right. \\ &\quad \left. + \delta_{11} \left\{ |\eta|^2 (n-1) + \frac{2kd \coth 2kd - 1}{2k^2} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \times \left(\left| \frac{\partial \eta}{\partial x} \right|^2 + \left| \frac{\partial \eta}{\partial y} \right|^2 - k^2 |\eta|^2 \right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (3.28)$$

ここに、* は複素共役を意味している。

4. 係数値の設定と予測精度

4. 1 パラメーターの値と再現精度

地形変化を予測するには、波の平面分布を求めた後、流れの場の計算をする必要があり、これができて始めて漂砂量を求めることができる。水深変化を求めるまでの過程は長い。前述のように、3次元海浜変形の計算には3つのサブモデルがあり、それぞれのモデルのなかに含まれているパラメーターのなかには値が未だに一般化されていないものもある。したがって、モデルによる再現精度を上げるにはパラメーター値の設定をほど良く行う必要がある。表4. 1はモデル中に含まれているパラメーターを示したもので、6種類、おおよそ10個ほどある。これらのパラメーターは現象の主因子の作用を抽出して設定したものであり、実現象はいくつもの因子が絡み合っているもので、用いるパラメーターの値については実験か実測で再現精度を確認しておくことが肝要である。

表4. 1 数値予測モデルに含まれるパラメーター

サブモデル名	パラメーター	同定に必要なデータ
波浪モデル	碎波減衰パラメーター α_D γ 碎波限界 $u_{ws}/C_B, H_B/h_B$	波高分布 碎波点の位置
海浜流モデル	渦粘性係数 ε 底面摩擦係数 C_r	流況パターン 流れの強さ
地形変形モデル	漂砂量係数 A_c A_w Π_c u_{*c} 地形安定化係数 ε_s	地形変化 等深線分布 汀線変化

図4. 1 (a)～(f)は潜堤の両側に離岸堤を置いた場合の3次元海浜変形の計算と実験との比較検討例を示したもので、(a)は波の計算例で、離岸堤背後に波が回り込んで進む様子がよく再現されている。(b)図は潜堤中央部のC-C線上の潜堤と汀線の間における波浪変形の計算値と実験を比較したもので、両者の一致は良い。ここに、波浪変形モデルにおけるパラメーターの設定値は $\alpha_D = 2.5$ 、 $\gamma = 0.25$ であり、碎波条件は $u_{ws}/C_B = 2.5$ としている。(c)図は海浜流の計算結果で、(d)図は実験結果であり、両者の一致は良い。ここに、海浜流モデルにおける係数値は $\varepsilon = \mu E. T/\rho d$ として、 $\mu = 0.1$ 、また、 C_r は $C_r = 0.01$ としている。(e)図と(f)図は海浜変形についての数値計算と実験の結果を比較した

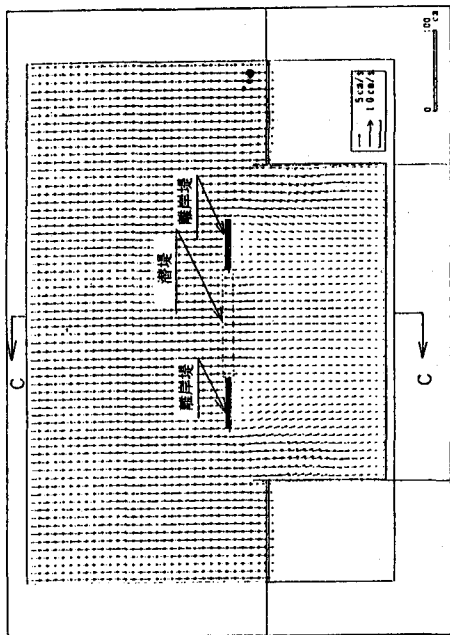


図 4. 1 (a) 佐々木ら(1990)による波の計算例
($H_0=1\text{cm}$ $T=1\text{sec}$, $\alpha=0$) 構造物の配置
: 消波堤の両側に離岸岸堤がある。

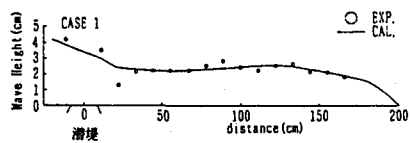


図 4. 1 (b) 実験との比較

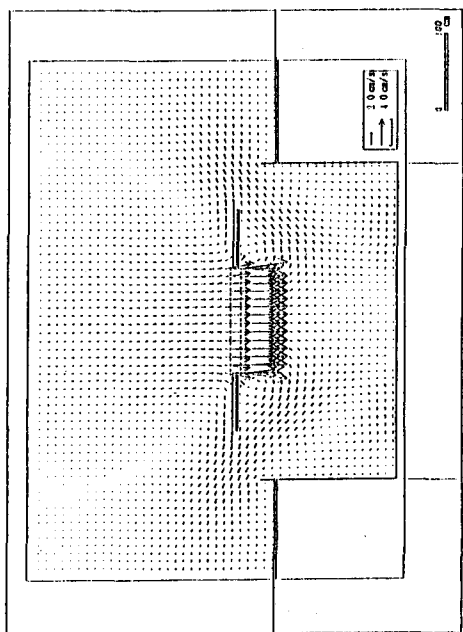


図 4. 1 (c) 海浜流の数値計算例
(佐々木ら, 1990)

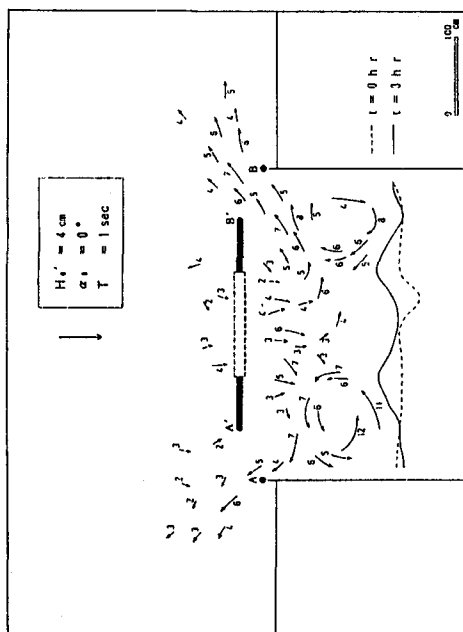


図 4. 1 (d) 海浜流の実験
(佐々木ら, 1990)

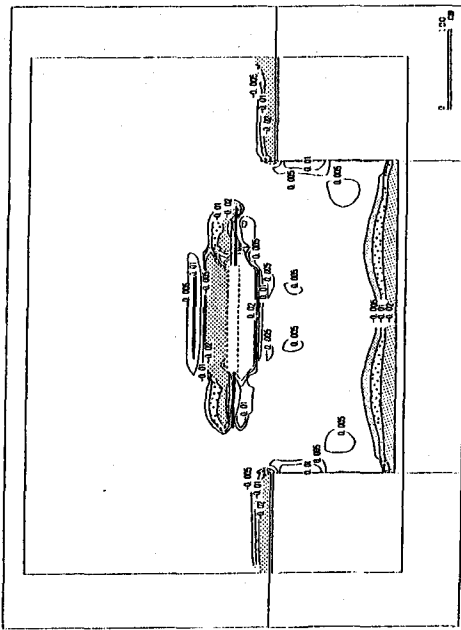


図4. 1 (e) 海浜変形の計算結果
(佐々木ら, 1990)

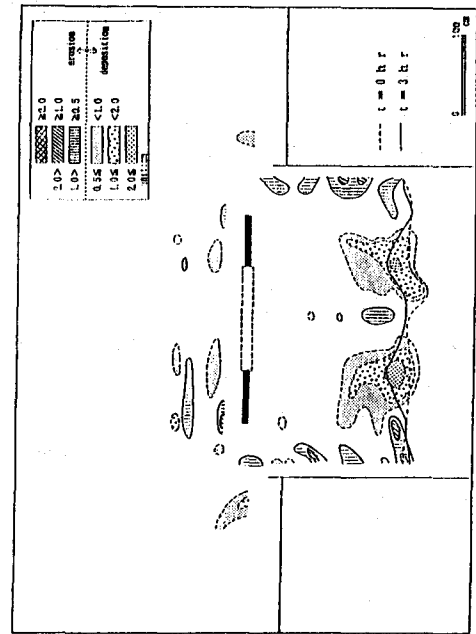


図4. 1 (f) 海浜変形実験結果
(佐々木ら, 1990)

表4. 2 地形変化モデルのパラメーター値の比較

著者等	A_c	A_w	Π_c	u_{*c}	ε_s	
渡辺ら(1984)	0.5	0.15	0.16	0.02	10	室内実験
Dibajnia・渡辺 (1987)	——	0.15 ~0.45	——	——	——	室内実験
丸山(1987)	2.0	0.2	9.0	0	2	現地
清水ら(1989)	2.0	——	——	——	——	現地
清水ら(1990)	1~3 $A_w = 10A_c$	0.2 ~0.5	——	$\Psi_c = 0.11$ $\Psi_c = 0.06$	——	現地
佐々木ら(1990)	0.1	0.05	——	0.03	0.5	室内実験
高木(1991)	1.0	考慮せず	——	——	10	現地
清水ら(1992)	$A_w = 10A_c$	$A_w = 0.06$ ~0.20	Ψ で判定	$\Psi_c = 0.11$ $\Psi_c = 0.06$	——	現地

Ψ : シールズ数

$\Psi = u_{*c}^2 / Sg d_{50}$

$\Psi_w = u_{*w}^2 / Sg d_{50}$

もので、計算の方が実験より潜堤沖側の堆積域が広がっている。(e) (f) 両図の比較より、汀線近くの堆積傾向は実験と一致していることがわかる。海浜地形について、計算値と実験値を比較すると、両者の一致は $A_c = 0.1$ 、 $A_w = 0.05$ 、 $u_{*c} = 0.03\text{m/s}$ 、 $\Pi_c = 9$ 、 $\varepsilon_s = 0.5$ のときに良くなる。波と海浜流のモデルにおけるパラメータは前述の程度の値であろう。しかし、漂砂量係数と地形安定化係数は他の研究結果に比べると小さい方に入る。表4. 2は地形変化モデルのパラメータ値を比較したものである。室内実験で同定した値は現地観測により同定した値より一般に小さくなっている点は注意を要する。

4. 2 現地波浪のモデル化

数値計算では作用させる波の大きさや継続時間によって、地形変化が異なる。したがって、モデルによる地形変形の再現性を検討するには波浪をそのまま忠実に再現させれば良いが、現実にはそのようなデータを入力することが困難である。一般には、統計処理された波浪データより、海岸に作用させる波浪をモデル化にすることになる。モデル化において、現地波浪とモデル波浪の波エネルギーの総和が等しくなっている必要はあるが、沿岸漂砂が卓越するような海岸では沿岸方向の波エネルギーフラックスの総和が等しくなっていることも重要で、これらは、モデル化において必要な最小限の条件といえる。

①清水ら(1989)の取扱い

清水らは千葉県飯岡漁港周辺海域の1年半後の地形変形予測を行うために、現地波浪を表4. 3のようにモデル化し、波浪モデルを設定している。

表4. 3 期間1年半の波浪モデル(清水ら, 1989)

有義波高	有義波周期	波向	出現日数	繰り返し間隔
2 m	8 s	SE	100日	12.5日
3 m	10 s	ESEと SEの中間	20日	5あるいは 2.5日
4 m	12 s	ESEと SEの中間	10日	5あるいは 2.5日

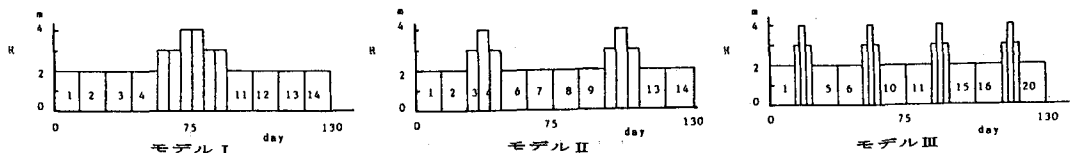


図4. 2 清水ら(1989)の波浪モデル

出現日数の計130日は2, 3, 4 mの波高をそれぞれ100, 20, 10日の計130日作用させると現地では1年半の相当日数になること意味している。表中にある繰り返し間隔により、4 mの波高を中心とする時化を何回起こさせ得るかが決まる。清水らは、図4. 7に示すように時化が1, 2, 4回の波浪モデルを海域に作用させた場合、2回以上の時化をもつ波浪モデルの方が良好な結果を得るとしている。図の縦線は、1波浪の作用時間で、計算上のタイムステップを示している。清水らの波浪モデルでは、2 m以下の波高の波が省略されているが、長期間の海浜変形では、2 m以下の波も影響力を持つので、汀線近くまでの浅海域を含む海域に適用する場合にはこのモデルの課題といえよう。

②高木(1990)の取り扱い

高木は検証期間内の現地波浪を調べた結果、波高1 m以下の波のエネルギー割合が5 %以下であることから、1 m以上の波高の波を用い、1回の時化が1週間程度続き、これが繰り返すという波浪モデル（図4. 8）を示した。

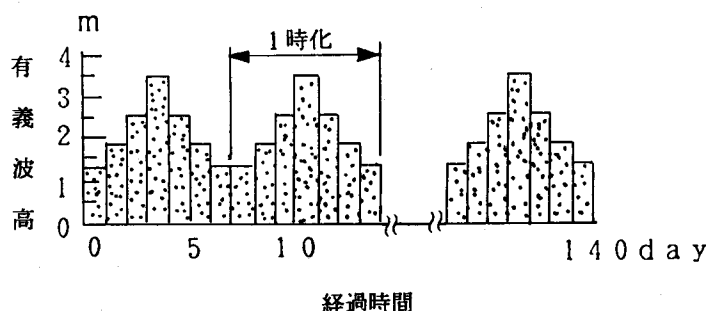


図4. 8 高木(1990)の波浪モデル

この波浪モデルを用いて、高木は10ヶ月後の現地地形変化を計算したところ、離岸堤背後の地形変化の計算値は現地海浜変形の実測値と定性的かつ定量的に一致する良好な結果を得たとしている。また、高木は期間内のエネルギー平均波を代表波とする一定の波を作用させた場合には、長期にわたり代表波に固有の海浜流が続くために海浜変形の予測結果が一部現地における実測結果と合わないところも生ずることを明らかにしている。

以上、見てきたように、波浪モデルの設定が良ければ、1年前後の期間でも精度の良い海浜変形を予測できるようになってきている。これは、現地での年間の波浪モデルを設定することができれば、数年後の海浜変形の予測が可能であることを意味しており、時化等を含んだ波浪モデルの波高変化特性ならびに継続特性が今後の解明点の1つになってきているといえる。

これまでの3次元海浜変形の数値モデルは、いずれも汀線および汀線付近の地形変化の再現精度は良いとは言えない。この点についてのモデルの改善が望まれる。沿岸漂砂が卓越する海岸では汀線の変化は1-ラインモデルにより精度良く再現される。

5. 長期海浜変形の予測

一般に、ラインモデルでは座標を沖向にy軸、沿岸方向にx軸を取っているので、以下、図5. 1に示す座標系に従うことにする。漂砂量保存式(3. 10)を等深線間で積分するとn-ラインモデルの基礎式として式(5. 1)を得る。

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{y_j}^{y_{j+1}} h dy - h_{j+1} \frac{\partial y_{j+1}}{\partial t} + h_j \frac{\partial y_j}{\partial t} = \frac{\partial Q_{xj}}{\partial x} - q_{oxj+1} \frac{\partial y_{j+1}}{\partial x} + q_{oxj} \frac{\partial y_j}{\partial x} + q_{orj+1} - q_{orj} \quad j=1, 2, \dots, n \quad (5.1)$$

ここに、 y_j は j 番目の等深線の y 座標、 Q_{xj} は j および $j+1$ 番目の等水深線間の沿岸漂砂量で次式で表される。

$$Q_{xj} = \int_{y_j}^{y_{j+1}} q_{ox} dy \quad (5.2)$$

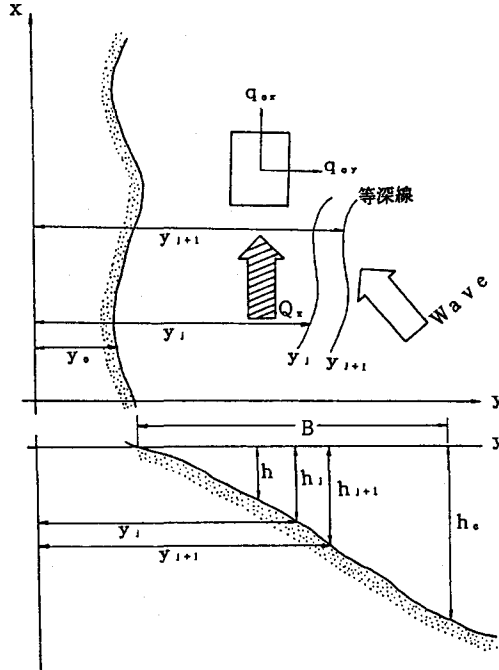


図5.1 長期海浜変形ラインモデルの座標系

いま、 $j \sim j+1$ 番目間の平均水深 h_{mj} を

$$h_{mj} \approx \frac{1}{2} (h_j + h_{j+1}) \quad (5.3)$$

とすると、式(5.1)左辺第1項は次式で与え得る。

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{y_j}^{y_{j+1}} h dy = \frac{\partial}{\partial t} (h_{mj} \Delta y_j) \quad \text{ここに、} \Delta y_j = y_{j+1} - y_j \quad (5.4)$$

式(5.4)を式(5.1)に代入し、整理すると次式が得られる。

$$\frac{\partial h_{mj}}{\partial t} \Delta y_j - \Delta h_j \frac{\partial y_{mj}}{\partial t} = \frac{\partial Q_{xj}}{\partial x} - q_{oxj+1} \frac{\partial y_{j+1}}{\partial x} + q_{oxj} \frac{\partial y_j}{\partial x} + q_{orj+1} - q_{orj} \quad j=1, 2, \dots, n \quad (5.5)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \Delta h_j &= h_{j+1} + h_j \\ y_{mj} &= \frac{1}{2} (y_{j+1} + y_j) \end{aligned} \right\} \quad (5.6)$$

さて、式(5.5)の各項については次のように考えることができる。

(a) 式(5.5)の左辺第1項は等深線間の平均水深の時間的変動で、等深線間隔は変わっても平均水深は変わらない場合にはこれらの項は省略される。

(b) 式(5.5)の右辺第4, 5項は岸沖方向の局所漂砂量であり、長期的海浜変形においては、これらは季節的変動を表しているので、右辺第4, 5項は省略できる。

(c) 式(5.5)の右辺第2, 3項は漂砂量 q_{ox} の等深線に直交する方向の漂砂量成分を表している。いま、長期的に見て、沿岸漂砂が同一水深を保って沿岸方向へ移動するものとする、式(5.5)右辺第2, 3項は省略できる。

上記(a)および(c)のモデル化を採用するとPerlin・Dean(1978)と同形の漂砂量保存式が次のように得られる。

$$\Delta h_j \frac{\partial y_{mj}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{xj}}{\partial x} - q_{oyj} + q_{oyj+m} = 0 \quad j=1, 2, \dots, n \quad (5.7)$$

構造物設置後の海浜変形には、その周辺海域に構造物の影響による特有の地形変化が現れる。したがって、構造物の影響範囲内の海域が大部分含まれるのであれば、式(5.7)のように岸沖漂砂量を考慮した方がよいと考えられる。

さらに、上記(b)のモデル化を採用すると、宇多ら(1990)が用いたものと同形の漂砂量保存式が得られる。

$$\Delta h_j \frac{\partial y_{mj}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{xj}}{\partial x} = 0 \quad j=1, 2, \dots, n \quad (5.8)$$

いま、 $j \sim j+1$ 番間の q_{ox} の平均量 q_{oxm} を

$$q_{oxmj} \approx \frac{1}{2} (q_{oxj} + q_{oxj+1}) \quad (5.9)$$

とすると、 Q_{xj} は次のように書ける。

$$Q_{xj} = \int_{y_j}^{y_{j+1}} q_{ox} dy = q_{oxmj} \Delta y_j \quad \text{ここに、} \Delta y_j = y_{j+1} - y_j \quad (5.10)$$

式(5.9, 10)を用いて式(5.5)を整理し、書き直すと次のようになる。

$$\Delta h_j \frac{\partial y_{mj}}{\partial t} + \Delta y_j \frac{\partial h_{mj}}{\partial t} - \Delta q_{oxj} \frac{\partial y_{mj}}{\partial x} + q_{oxj+1} - q_{oyj} = 0 \quad j=1, 2, \dots, n \quad (5.11)$$

ここに、

$$\Delta Q_{0xj} = Q_{0xj+1} - Q_{0xj}$$

式(5.11)において、等深線間内の平均水深の時間的変動は小さいものとして省略している。以上により、局所漂砂量を与えれば3次元海浜変形が計算できる。式(5.11)は局所漂砂量だけで与えられており、3次元海浜変形の計算ではこの方が便利であろう。

①宇多ら(1990, 1991)の取り扱い

宇多らの用いた漂砂量連続式はPerlin・Dean(1978)と同様のステップ状の等深線モデルで、岸沖方向の漂砂量を省略した次式である。

$$\frac{\partial Q_{xj}}{\partial x} + \Delta h_j \frac{\partial y_j}{\partial t} = 0 \quad j=1, 2, \dots, n \quad (5.12)$$

ここに、 Δh_j はこの場合には各等深線に対する地形変化上の漂砂の移動高である。宇多らは Q_{xj} を次のように与えている。

$$Q_{xj} = F_{0j} \left(\tan \alpha_0 - \frac{\partial y_j}{\partial x} \right) \quad (5.13)$$

ここに、 α_0 は沖波の入射角であり、 F_{0j} は漂砂量の重み関数 μ_j で次のように与えられている。

$$\left. \begin{aligned} F_{0j} &= F_0 \mu_j, & \Sigma \mu_j &= 1 \\ F_0 &= \frac{1}{8} f \rho g H_b^2 C_{sb} \\ \mu_j &= \int_{h_j}^{h_{j+1}} \xi(z) dz / \int_{-h_c}^{h_R} \xi(z) dz \end{aligned} \right\} \quad (5.14)$$

ここに、 f は漂砂量係数、 H_b は碎波波高、 C_{sb} は碎波点における群速度、 $\xi(z)$ は漂砂量の各水深に対する分布関数、 h_R は波の打ち上げ高で、 $h_R \approx H_b$ 、 h_c は移動限界水深で、 $h_c \approx 2.2 H_b$ となる。漂砂量の分布関数 $\xi(z)$ は河野ら(1986)が富士海岸で求めた沿岸漂砂量の分布より、次式のように与えられている(宇多ら, 1991)。

$$\left. \begin{aligned} \xi(z) &= 0 & z > h_R, \quad z < -h_c \\ \xi(z) &= \frac{2}{h_{c*}^3} \left(\frac{h_{c*}}{2} - z_* \right) (z_* + h_{c*})^2 \end{aligned} \right\} \quad (5.15)$$

ここに、

$$h_{c*} = h_c / H_b, \quad z_* = z / H_b$$

宇多らは計算の過程において断面形にオーバーハングが現れたり、水中安息角以上の急勾配が出現した場合には深部へ砂移動が起こるものとして断面形を限界勾配以下に補正する方法を提案している。このモデル

による計算結果は実験との良い一致が見られることを示している。宇多らのモデルはPerlin・Dean(1978)のモデルを発展させたもので、漂砂量分布形を明確にし、計算過程で断面形が限界勾配を越えた場合には底質が深部へ落ち込むように断面形を変える補正方法を明らかにした点は評価される。

②山下ら(1992)の取り扱い

山下らは底質の粒度分布を考慮したn-ラインモデルによる海浜変形計算法を示している。局所漂砂量を波と海浜流の計算結果より求め、これをn-ラインモデルに用い、底質の粒度分布を考慮した点は評価されるが、このモデルにはまだ改善の余地が残っており、実験・実測との比較検討等まだ課題は残っているといえる。

6. むすび

本講では3次元海浜変形の計算法について述べた。海浜流の鉛直分布が一様とみなされる場合にはここで述べた計算法は有効である。しかし、航路等急に水深が深くなる海域では海浜流の鉛直一様分布は仮定できず他のモデルを用いないと地形変化の予測値も実測値に合わないことが、入江ら(1985)により明らかにされている。海浜流の鉛直分布についてはある程度明らかにされているが(佐々木, 1982)、まだ、解明しなければならない点が多い。水深10m付近での海浜流一様分布の仮定には無理があるが、3次元海浜変形モデルがこれまでに実用されてきた背景には、地形変化のデータとして主要な海域は比較的浅いところであるために、そのようなところでは水深方向に平均化した流れで取り扱って十分な結果が得られるからであると考えられる。

参考文献

- 入江 功・栗山善昭・田川昌宏：物理モデルと数値モデルとの組み合わせによる海底地形の予測，第32回海岸工学講演会論文集，pp. 345-349.
- 宇多高明・山本幸次・河野茂樹(1990)：沿岸漂砂による3次元海浜地形変化の予測法，海岸工学論文集，第37巻，pp. 304-308.
- 宇多高明・山本幸次・河野茂樹(1991)：沿岸漂砂による3次元海浜地形変化の予測法，海岸工学論文集，第38巻，pp. 386-390.
- 大中 晋・渡辺 晃(1989)：波・流れ相互干渉を考慮した波動場・海浜流場・地形変化の数値計算，海岸工学論文集，第36巻，pp. 399-403.
- 河野 宏・宇多高明・藪崎義之・水野益宏(1986)：富士海岸の侵食実態と地形変化予測，第33回海岸工学講演会論文集，pp. 287-291.
- 佐々木幹夫(1980)：海浜流の速度分布について，第29回海岸工学講演会論文集，pp. 356-559.
- 佐々木幹夫・首藤 啓・竹下 彰(1990)：潜堤周辺の高浜流・海浜変形数値計算法の検討，海岸工学論文集，第37巻，pp. 404-408.
- 清水琢三・鶴飼亮行・原 基久・磯部雅彦(1992)：多方向不規則波の屈折・回折・碎波変形計算法の現地適用性，海岸工学論文集，第39巻，pp. 181-185.
- 清水琢三・近藤浩石・渡辺 晃(1990)：局所漂砂量算定式の現地適用性に関する研究，海岸工学論文集，第

38巻, pp. 274-278.

清水琢三・野告 斎・近藤浩石・西 裕司・山本正昭(1989): 海浜変形予測手法の現地適用性に関する研究, 海岸工学論文集, 第36巻, pp. 404-408.

高木利光(1991): 地形変化を波・海浜流場に考慮した海浜変形予測システム, 海岸工学論文集, 第38巻, pp. 396-400.

田中 仁、Aung Thu(1993): すべてのflow regime に適用可能な波・流れ共存場抵抗則, 土木学会論文集, No. 467, /II-23, pp. 93-102.

西村仁嗣(1982): 海浜循環流の数値シュミレーション, 第29回海岸工学講演会論文集, pp. 333-337.

西村仁嗣・丸山康樹・平口博丸(1983): 直接数値積分による波の場の解析, 第30回海岸工学講演会論文集, pp. 123-127.

平口博丸・丸山康樹(1986): 斜め入射波に対する放物型方程式の適用性の拡張, 第33回海岸工学講演会論文集, pp. 114-118.

丸山康樹(1987): 海底地形変化予測モデルの現地適用性, 電中研報告, No. U87012, 35p.

山下隆男・土屋義人・阿曾克司(1992): 長期海浜変形予測モデル, 海岸工学論文集, 第39巻, pp. 333-337.

渡辺 晃・丸山康樹(1984): 屈折・回折・碎波減衰を含む波浪場の数値解法, 第31回海岸工学講演会論文集, pp. 103-107.

渡辺 晃・丸山康樹・清水隆夫・榊山 勉(1984): 構造物設置に伴う三次元海波変形の数値予測, 第31回海岸工学講演会論文集, pp. 406-410.

Berkhoff, J. C. W. (1972): Computation of combined refraction-diffraction, Proc. 13th Coastal Eng. Conf., pp. 471-490.

Maruyama, K. and T. Takagi (1988): A Simulation system of nearshore sediment transport for the coupling of the sea-bottom topography, waves and currents, IAHR Symposium on Mathematical Modelling of Sediment Transport in the Coastal Zone, pp. 300-309.

Mohammad, D. ・渡辺 晃(1987): 波浪場と海浜縦断地形変化の数値計算モデル, 第34回海岸工学講演会論文集, pp. 291-295.

Perlin, M. and R. G. Dean (1978): Prediction of beach planforms with littoral controls, Proc. 16th Coastal Eng. conf., pp. 1818-1838.

Radder, A. C. (1978): On the parabolic equation for water-wave propagation, J. Fluid Mech, Vol. 95, pp. 159-176.