

構造物設置に伴う三次元海浜変形の数値予測モデル

渡 辺 晃*・丸 山 康 樹**・清 水 隆 夫**・榑 山 勉**

1. はじめに

沿岸域に構造物を設置することにより生じる海浜変形の予測手法は、水理実験から次第に数値モデルに変わりつつある。汀線変化の予測には既に 1-line モデルが実用に供されているが、三次元海浜変形に対してはこれまで二、三のモデル^{1),2)}が提案されているのみで、実現象との比較による検証も殆どなされていない。

この論文では、外力となる波浪場等の数値解析手法の改良と新しい漂砂量算定式の導入とによって開発した三次元海浜変形数値予測モデルを紹介する。また、移動床水理模型実験結果との比較によって、この数値モデルの妥当性を論じる。

2. 三次元海浜変形モデルの構成

このモデルは、対象海域の波と海浜流の平面分布を計算し、各点の波と流れの条件より局所的な漂砂量を算定して、底質量の保存則から各位置の底面高の時間変化を推算することによって三次元的な海浜変形を予測するものである。したがって基本的には、波浪場の計算、海浜流場の計算、漂砂量と地形変化の計算のための3つのサブモデルにより構成される。

従来この種の三次元海浜変形モデルにおける波浪場の計算には、波動エネルギー平衡方程式³⁾や波向線法と回折波理論を組合わせた手法²⁾等が用いられているが、任意の地形と構造物配置に対する波浪場を精度良く計算する手法としては充分ではなかった。本モデルの波浪場の計算に対しては、従来の数値波動解析法を大幅に改良して任意地形・構造物配置条件下での浅水変形・屈折・回折・反射および砕波変形を包含する汎用性と精度の優れた解析手法を新たに開発して使用した。この波浪場計算手法の詳細については、著者らによる論文³⁾中に詳述されている。

また海浜流場の計算には、平均流と平均水位に関する方程式を ADI 法で解く手法⁴⁾を用いた。それについての説明も本論文では省略する。漂砂量と地形変化の計算

法については次章で述べる。なお、本モデルにおいては波と流れの相互干渉は考慮されていない。また現状では波と海浜流場の計算所要時間が長いことから、それらと地形変化の計算を短時間毎に繰返すのは困難であるので、波と流れについては準定常の仮定をする必要がある。

3. 漂砂量と地形変化の算定式

(1) 底質量保存式と局所漂砂量

海底面高 z_b の時間変化の計算に用いられる底質量の保存則は次式で与えられる。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = -\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_y}{\partial y} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 t : 時間、 x, y : 水平面上の直角座標、 q_x, q_y : 鉛直方向に積分された漂砂フラックス（堆積状態での空隙を含む有効体積で表示）の x, y 方向成分。

漂砂現象についてはこれまで多数の研究がなされているが、砕波帯内外を通しての漂砂量あるいは波・流れ共存下での局所的な漂砂量を、各点での水理条件から合理的に算定しうる普遍的な式は確立されていない。

ここでは過去の研究成果を参考にしながら、三次元海浜変形モデルへの適用性を考慮した漂砂量算定式を新たに導いた。まず、現象を単純化し従来の研究成果の取込みを容易にするために、局所的漂砂量 $q=(q_x, q_y)$ を平均流の寄与分 q_0 と波の作用に直接起因する成分 q_w に分離して扱い、それぞれを以下のようにいわゆるパワーモデルで評価する。

(2) 流れによる漂砂量

流れによる漂砂量 q_0 は次式で評価することにする。

$$q_0 = A_0 \frac{(\tau - \tau_{cr})U}{\rho g} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 A_0 : 無次元係数 (0.1~1)、 τ : 波・流れ共存下の底面摩擦応力の最大値、 τ_{cr} : 底質の移動限界摩擦応力、 U : 海浜流の流速ベクトル、 ρ : 海水の密度、 g : 重力加速度。上式の妥当性は過去の研究⁵⁾である程度確かめられている。

波・流れ共存下の底面摩擦応力の評価には、田中・首藤⁶⁾の摩擦則を用いる。砕波帯内のように砕波による乱

* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工修 (財)電力中央研究所土木研究所 環境部

れが卓越している場への摩擦則の適用性は確認されていないし、また砕波帯内の底質移動の起動力を底面摩擦と考えることには無理があるかもしれないが、底質に作用する外力の大小の尺度にはなり得る。なお摩擦則適用時に必要となる底面粗度の大きさとしては底質粒径を用いる。

(3) 波による漂砂量

波による漂砂フラックス q_w は、往復運動の差としてのネットの量を対象としなければならないので、流れによる漂砂以上に評価が困難である。従来の研究成果⁷⁾を参照し、波によるネットの漂砂量の絶対値 q_w を近似的に次式で評価する。

$$q_w = A_w \frac{(\tau - \tau_{cr})u_b}{\rho g} \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで、 A_w : 無次元係数 (0.1~1)、 u_b : 底面軌道流速振幅。

ところで上式で評価される q_w はネットの漂砂フラックスの絶対値であり、地形変化の計算に用いるためにはその正負すなわち漂砂の向きを判定する必要がある。単一進行波のもとでの岸沖漂砂の卓越方向については二、三の研究がなされており、例えば砂村⁷⁾は水平床上での岸沖漂砂の向きが、次式で定義される2つのパラメーターで規定されると報告している。

$$I_f = u_b^2 / sgd, \quad U_r = HL^2 / h^3 \quad \dots\dots\dots(4)$$

ただし、 $s = (\rho_s - \rho) / \rho$: 底質の水中比重、 d : 底質粒径、 H : 波高、 L : 波長、 h : 水深。その結果は斜面上、特に砕波帯内へは直接は適用できないと思われる。

ところで、Sunamura・Horikawa⁹⁾は、二次元海浜変形が次式で分類できることを見出している。

$$\left. \begin{aligned} H_0 / L_0 &= C(\tan \beta)^{-0.27} (d / L_0)^{0.67} \\ C > 8: & \text{侵食型 (沖向き漂砂が卓越)} \\ C < 4: & \text{堆積型 (岸向き ")} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここで、 $\tan \beta$: 初期勾配、 H_0 , L_0 : 沖波の波高と波長。この判定式は広範囲の条件の実験結果に基づいているので信頼性は高いと思われるが、局所的な漂砂の向きの判定には直接は応用できない。そこで式 (5) とできるだけ矛盾がないような局所漂砂方向判定式を求めることを試みる。式 (5) を砕波指標の式⁹⁾により砕波点での量で書直した上で微小振幅長波近似を行い、更に式 (4) で定義されるパラメーターの砕波点での値を用いると。

$$I_f / U_r^{0.9} = C^{1.5} (\tan \beta)^{-0.16} / (22.5s) \quad \dots\dots\dots(6)$$

を得る。砕波点近傍での漂砂の向きが地形変化に支配的であることからすれば、式 (6) を砕波点以外に適用しても大過ないものと思われる。更にこの式の精度およびモデルでの利用の便を考慮して若干の近似を行ない、最終的に次式により砕波帯内外全域の漂砂の向きを判定する。

$$\left. \begin{aligned} \Pi &= I_f h / L_0 < \Pi_0 \text{ (岸向き)} \\ &> \Pi_0 \text{ (沖向き)} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(7)$$

ただし Π_0 はネットの漂砂量がゼロとなる null-point での Π の値であり、現段階では後述するようにモデルの検定により経験的に定める必要がある。

更に null-point をはさんで漂砂量が正から負へ不連続に変化するのを避けて実際現象により近い漂砂量分布を与えるために、次式で表示される漂砂方向関数 F_D を導入する。

$$F_D = \tanh \left(\kappa_a \frac{\Pi_0 - \Pi}{\Pi_0} \right) \quad \dots\dots\dots(8)$$

係数 κ_a は null-point 近傍における岸沖漂砂量の変化の程度を規定する量であり、1 程度の値をとるのが妥当であると思われる。方向関数 F_D は正の値が波の進行方向、負の値が逆方向へのネットの漂砂に対応する。

結局、平面的な波浪場での漂砂フラックス q_w は次式で評価することになる。

$$q_w = F_D A_w \frac{(\tau - \tau_{cr})u_b}{\rho g} \quad \dots\dots\dots(9)$$

なお一般の波浪場では、回折や反射による波の重合のため軌道流速が水平面内で周期的に向きを変え楕円軌道を描くので、上式中の軌道流速振幅ベクトル u_b をどのように定めるかが問題となる。ここでの扱いでは重合波浪場を各点において2方向の進行波成分に分離し各々に対し式 (9) を適用する手法を用いたが、詳細は省略する。

(4) 底面高変化の計算式

上述の q_x , q_y の表示は底勾配の影響を直接には含んでいない。実際現象においては、底勾配が局所的に急になった場合には底質が勾配方向に移動し易くなり、しかもその効果は底勾配の影響を無視した時の底質の移動程度にも応じて増減すると考えられる。そこで本モデルでの局所底面高 z_b の時間変化の計算には、底勾配の影響をも導入した次式を式 (1) の代りに用いることにした。

$$\begin{aligned} \frac{\partial z_b}{\partial t} &= - \frac{\partial}{\partial x} \left(q_x - \varepsilon_s |q_x| \frac{\partial z_b}{\partial x} \right) \\ &\quad - \frac{\partial}{\partial y} \left(q_y - \varepsilon_s |q_y| \frac{\partial z_b}{\partial y} \right) \quad \dots\dots\dots(10) \end{aligned}$$

ここで ε_s は正の定数であり、その値は試行計算によって定めるものとする。

4. 三次元海浜変形モデルの検証

(1) 水理模型実験と数値計算の概要

上述の三次元海浜変形モデルの妥当性を確認するために、離岸堤設置後の海浜変形に関する水理模型実験との比較を行なった。実験は、長さ 14m、幅 13m の平面水槽を幅 7.5m の区間に仕切った中に、中央粒径 0.2mm の砂で 1/20 の一様勾配斜面を作り、その上に離岸堤模型を設置した条件を初期海浜として、初期汀線に直角に

規則波を入射させて行われた。

以下の比較に用いる実験ケースの入射波の条件は、周期 0.87 s、入射波高 4.5 cm (沖波換算波高 4.9 cm) である。離岸堤模型は長さ 150 cm、高さ 50 cm の鋼板を鉛直に立て、前面に消波工としてフィルム屑を入れたかごを取付けたものが用いられた。離岸堤前面の反射率は約 0.45 であり、背面はほぼ完全反射の条件を満たしている。初期地形および造波開始後 52 分、2 時間 37 分、5 時間 5 分、6 時間 55 分の地形が測定されており、その間に波高や流況の測定も行われている。

本研究では、0 時間、2 時間 37 分、5 時間 5 分の地形を初期条件として、それぞれに対して 2 時間 37 分、5 時間 5 分、6 時間 55 分の地形の予測計算を行なった。ただし、各時間の初期地形に対して計算された波浪と海浜流場は、その時間を通して変化しないものと仮定した。

また、今回の条件では離岸堤の中心を通る測線に対して現象はほぼ対称であるので、半分の領域を計算対象域 (沿岸方向に 3.6 m、岸沖方向には初期汀線から 4 m の範囲) とした。なお以下では、沖側境界から岸に向かって x 軸、沿岸方向に y 軸をとって表わす。全ての計算結果を示すことは紙面の制約上できないので、一部の計算結果を図示して説明する。

(2) 波と海浜流場の計算結果

今回の実験条件では砕波線がほぼ離岸堤設置水深に位置しそこでの波長 L は約 1 m であるので、波の計算に対する格子間隔は $\Delta x = \Delta y = 2.5 \text{ cm} \leq L/40$ にとった。

図-1 は 5 時間 5 分後の地形条件に対する波の場の計算結果である。(a) は計算で求めた砕波位置を実測結果と比較したものであるが、全体的にかなり良い一致を示している。また (b) の等波高線図においては、離岸堤による反射および堤端からの回折波と入射波の重合や砕波減衰の様子が良く再現されている。

海浜流の計算は ADI 法を用いてなされたが、計算時間の節約のために、計算格子間隔は波の場の計算に対するものの 2 倍にとった。なお、静水時水深が 3 mm 以下の点は計算領域から除外し、計算領域の岸側境界では non-slip の境界条件を課した。

図-2 は図-1 に示した波の場の計算結果から求めるラディエーション応力を外力として与えて計算された海浜流の流速分布である。離岸堤の背後に明瞭な循環流があらわれている。

(3) 地形変化の計算結果

以上のようにして求まる波と海浜流の計算結果を用いて、漂砂量および地形変化を計算する。計算格子間隔は海浜流の場合と等しく $\Delta x = \Delta y = 5 \text{ cm}$ とし、また時間間隔は式 (10) に対する計算安定条件を考慮して $\Delta t = 90 \text{ s}$ とした。

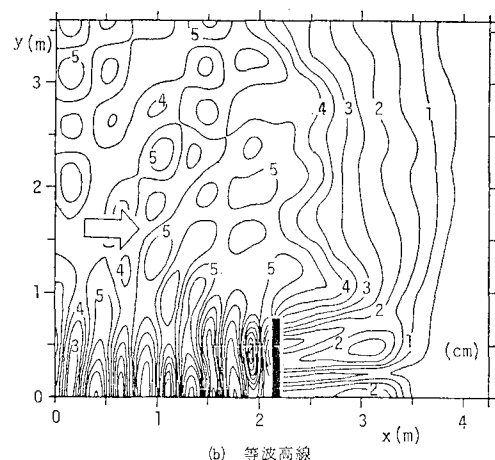
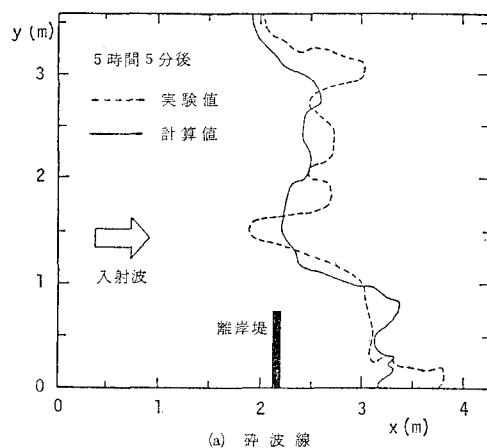


図-1 波浪場の計算結果 (5 時間 5 分後)

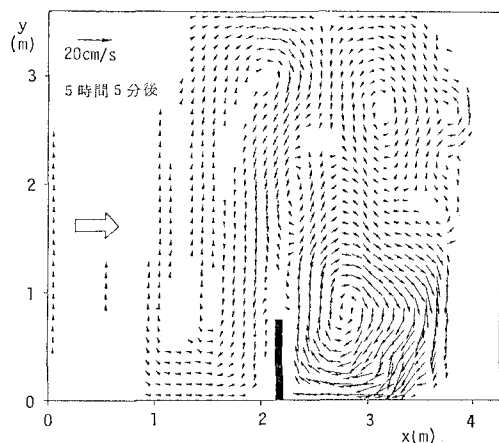


図-2 海浜流場の計算結果 (5 時間 5 分後)

さて前述の漂砂量算定式中には種々の係数値が含まれているが、現段階ではこれらの係数値を所与の条件から予め定めることはできない。現地海岸に構造物を設置した際に生じる海浜変形の予測等を扱う場合を考えれば、

構造物設置前の自然海浜の変形過程に対するデータは得られていることも多いであろう。ここではそのような場合を想定し、離岸堤より遠くほぼその影響が無視できて自然海浜とみなしうる測線上での地形変化実測データより係数値を同定することにした。

図-3 (a) は初期の地形変化から測線毎の岸沖漂砂量分布を計算した結果である。ただし初期勾配の不整等による誤差を避けるため、52 分後から 2 時間 37 分後の間の変化を用いている。図中 q_w は岸向き漂砂を正としている。また縦の一点鎖線のうち沖側のものは、全面移動限界 ($u_{*0} = \sqrt{\tau_{*0}/\rho} = 2.0 \text{ cm/s}$) に相当する位置を示している。算定された漂砂量はこの位置より沖側でも 0 になっていないが、それより岸側と比較して明らかに分布形状が変化してほぼ一定値をとっており、岸側端から順次漂砂量を求めた際の累積誤差によるものと考えられる。そこで図中の斜めの破線をネット漂砂量 0 の基準線にとり、それからの差を真の岸沖漂砂量と考えるのが妥当であろう。したがって、この破線と実線の交点に対応する位置 (右側の縦の一点鎖線) がネットの漂砂量が 0 となる null-point に相当する。このようにして求めた null-point における Π の値を式 (7) で計算し、何本かの測線での平均値として $\Pi_0 = 0.16$ と定めた。また式 (8) 中の係数 κ_a は $\kappa_a = 2$ にとる。更に式中の係数を $A_w = 0.074$ にとって式 (9) より計算した漂砂量の分布を図-3 (b) に示す。実測された漂砂量の分布の特徴を極めて良く表わしている。

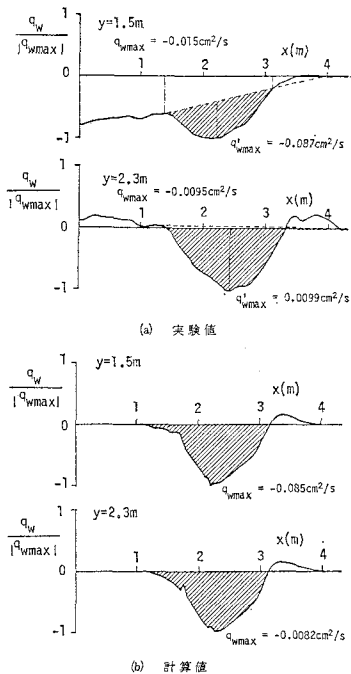


図-3 漂砂量の岸沖分布の比較

ところで漂砂量は通常時間の経過と共に減少することが知られている。本モデルにおいてはそのような効果が底面高変化の計算式 (10) 中に底勾配の影響を入れることによりある程度考慮されている。図-3 (b) の結果は底勾配影響係数 ϵ_s を 0 として得られたものである。初期の一樣勾配に近い条件で妥当な漂砂量を与えるように上述の A_w を若干割増して $A_w = 0.15$ を用いることにした。また、流れによる漂砂量式 (2) の係数は $A_c = 0.5$ とし、 ϵ_s は若干の試行計算の結果 $\epsilon_s = 10$ にとった。

このようにして定めた係数値を用いて計算された 2 時間 37 分後および 6 時間 55 分後の地形変化の結果を、等深浅図の形で実験結果と比較したものを、図-4, 5 に示す。例えば図-4 (b) は一樣勾配の初期地形から出発して、その条件に対する波浪と海浜流場を外力として計算された漂砂量から順次地形変化を計算した結果であるが、離岸堤背後への砂の堆積や堤側方でのテラス地形の形成などの特徴が全体として良くシミュレートされている。

図-6 は 2 時間 37 分後の岸沖方向縦断面図について同様の比較を行ったものである。離岸堤より遠い測線で

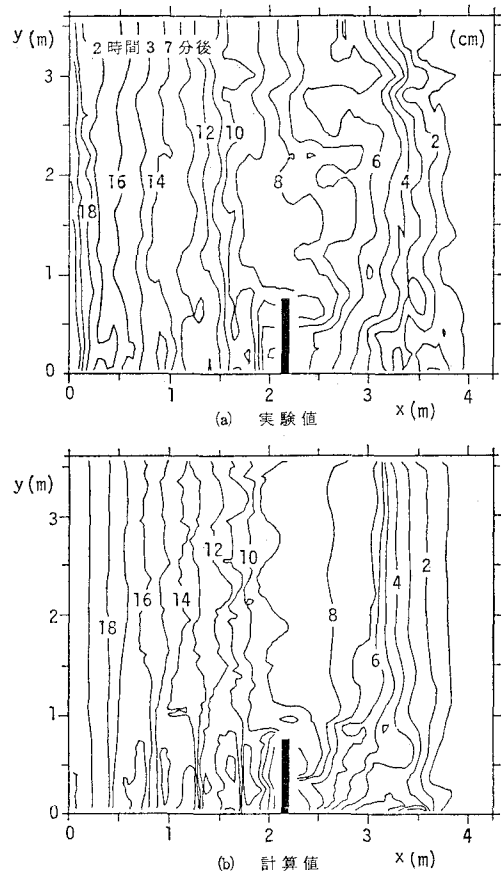
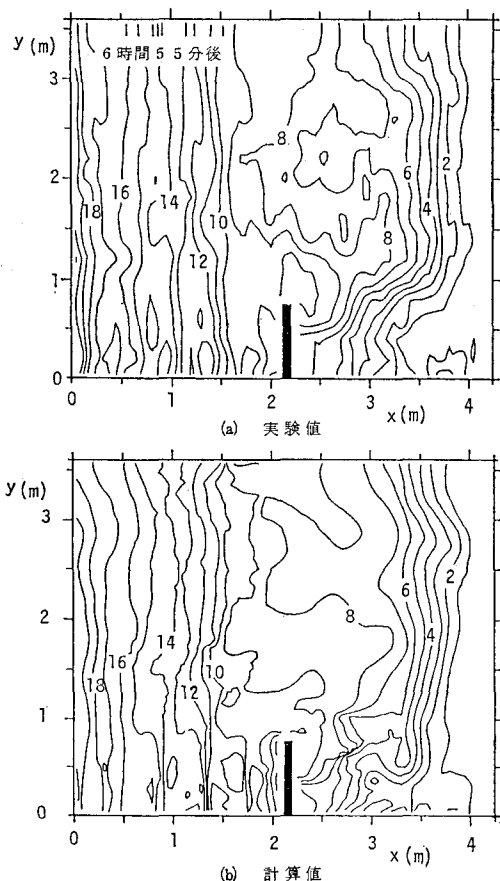
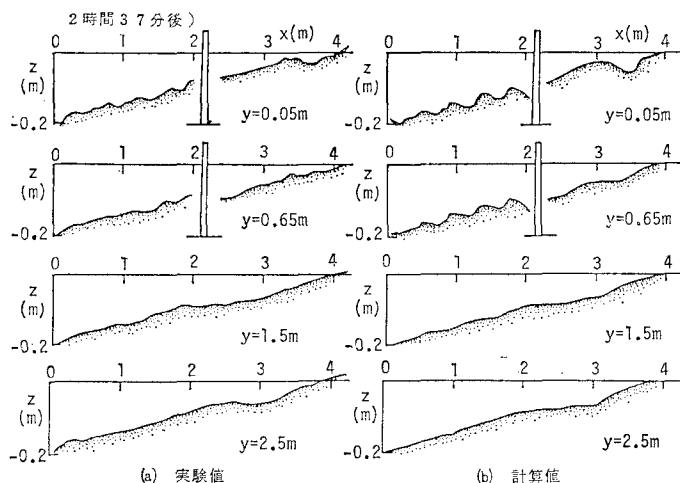


図-4 2 時間 37 分後の等深浅図



図—5 6時間55分後の等深线图



図—6 2時間37分後の岸沖縦断面図

の地形のみならず、離岸堤背後での砂州状地形の形成もある程度表現できている。離岸堤前面での波状地形は、計算において比高が過大評価されているが、これは漂砂量式中の係数値の設定および波の分離計算の問題と考えられる。

5. おわりに

以上のように、まだ改良の余地はあるものの、本研究で開発された三次元海浜変形モデルが構造物設置後の周辺地形の変化に対してかなりの程度に有効であることが確かめられた。ただし今回の計算では、流れや平均水位の上昇が波浪場に及ぼす影響を考慮していないこともあり、汀線付近の地形変化計算には問題が残されている。また、漂砂量算定式の表示や各種係数の同定手法もまだ確立されたとはいえない。今後は、二次元海浜変形データによる漂砂量算定式と係数値の検討や、現地海浜条件への適用等を通して、より実用的な三次元海浜変形モデルへの改良をはかりたいと考えている。

最後に、本研究を進めるにあたり御援助と御指導を賜った東京大学堀川清司教授に謝意を表する。

参考文献

- 1) 渡辺 晃: 海浜流と海浜変形の数値シミュレーション, 第28回海浜論文集, pp. 285~289, 1981.
- 2) 山口正隆・西岡洋一: 離岸堤群および突堤群による3次元海浜地形変動の数値計算法, 第30回海浜論文集, pp. 239~243, 1983.
- 3) 渡辺 晃・丸山康樹: 屈折・回折・砕波減衰を含む波浪場の数値解析法, 第31回海浜論文集, pp. 103~107, 1984.
- 4) 西村仁嗣・丸山康樹・桜木 強: 海浜流の数値計算法について, 第31回海浜論文集, pp. 396~400, 1984.
- 5) 香取完和・榊山 勉・渡辺 晃: 定常流振動流交差装置による漂砂量特性, 第30回海浜論文集, pp. 204~208, 1983.
- 6) 田中 仁・首藤伸夫: 波流れ共存時の底面摩擦に関する研究, 第27回海浜論文集, pp. 163~167, 1980.
- 7) 砂村継夫: 浅海域の岸沖漂砂に関する実験的研究, 第29回海浜論文集, pp. 235~243, 1982.
- 8) Sunamura, T. and K. Horikawa: Two-dimensional beach transformation due to waves, Proc. 14th ICCE, pp. 920~938, 1974.
- 9) Sunamura, T.: A laboratory study of offshore transport of sediment and a model for eroding beaches, Proc. 17th ICCE, pp. 1051~1070, 1980.