

新しい海浜変形モデルによる河口砂州の変形予測

AN APPLICATION OF A SHORELINE CHANGE MODEL TO THE
PREDICTION OF CHANGE OF A SPIT IN A RIVER MOUTH

宇 多 高 明*

By Takaaki UDA

1. ま え が き

河口付近における河道内での土砂の堆積は、時に河口閉塞をもたらすことによって、洪水防御や航路維持のうえで重要な障害となることがある。このため河口に関する研究の意義は高く、実際古くから多くの研究が行われてきたが、その重要性は依然として高いものがあると考えられる。

まず河口の断面特性に関しては、佐藤・岸¹⁾および上森²⁾は河口幅を河川流量との関連において論じた。また O'Brien³⁾ は水路断面積とタイダルプリズムの間の相関関係を明らかにした。また最近、山本⁴⁾は支配流量という概念を導入し、動的および静的平衡断面を求める式を提案した。これらの研究は、主として河口の断面特性を河川流量またはタイダルプリズムとの関係において明らかにしようとしたものである。このため、河口より侵入する波による土砂輸送については十分検討されてはいない。

一方、漂砂による土砂輸送を考慮したモデルとして、青田・首藤⁵⁾は河口部での砂移動を、河川流と潮汐流による掃流作用と、波浪に起因する漂砂の流入作用とからなると仮定し、砂の収支をもとに河口幅の解析を行った。しかしながらこの方法では河道内への波による土砂の侵入過程が必ずしも明らかではない。

本研究は、河道内への波による土砂輸送について詳細な検討を行おうとしたものであり、このためまず相模川を例として河口砂州の変形特性に関する現地観測を行った。この結果、河川流が弱い場合には河道内の砂州の変形は、砂州に沿って上流方向へ進行する波によって生ずるものであることが示唆された。またこの点をさらに実験的に明らかにするために移動床による水理模型実験を

行い、地形変化状況を詳しく調べた。

これらの検討によって砂州の変形予測に関するモデル化の可能性が明らかにされたために、複雑な形状を有する砂州の変形予測モデルを作成し、現地および実験データとの比較を行った。この結果、両者は相当良好な一致を示すことが明らかになった。

ここで提案するモデルは汀線変化モデル⁶⁾を一般化したものであり、河口砂州の変形予測に止まらず、任意形状の海岸における海浜変形予測に利用可能という利点を有している。なお、この種のモデルは LeBlond⁷⁾ が最初に試みたが、強い不安定性のために計算は不成功であった。本研究の特色は、この不安定性を除去し、かつ任意形状海岸における海浜変形予測を可能にした点にある。

2. 相模川河口における砂州の変形過程

本研究では河口砂州の動態を調べるために、河口部に大規模な砂州の存在する相模川河口部を例にとって現地観測によってまず検討を加えることにした。

相模川河口に関しては、昭和 43 年度までに神奈川県⁸⁾および土木学会内に設置された相模川河口調査委員会によって広範な調査がなされた^{9)~12)}。したがって相模川の地理的・地質学的特性および河口の歴史の変遷などは上記文献に詳しく記述されているのでここでは省略し、著者の行った現地観測に内容を限定することにする。

なお現地観測の内容としては、河口部の深淺測量、汀線変化測定、蛍光砂調査である。

深淺測量は昭和 54 年 8 月と 55 年 2 月の 2 回行った。図-1 は 8 月の深淺測量結果を示している。河口には 3 基の小規模な導流堤が存在する。ただし左岸導流堤の付け根部分(破線表示)は透過堤となっている。また河口前面の海岸では等深線はいわゆる河口デルタ状となって

* 正会員 工修 建設省土木研究所河川部海岸研究室
主任研究員

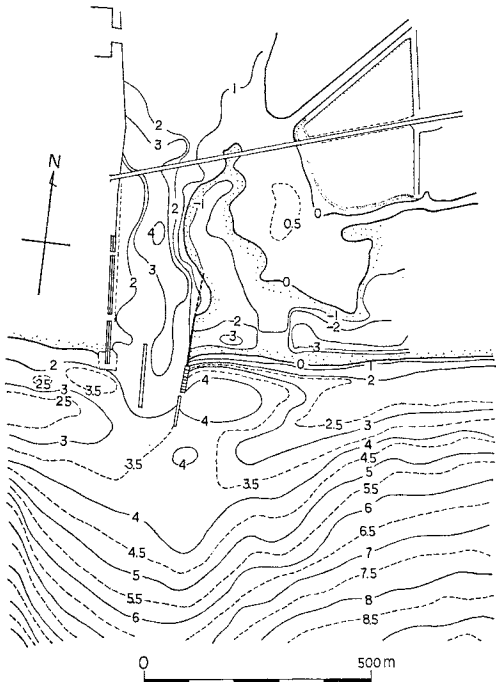


図-1 相模川河口部における深淺測量圖 (図中の数字は T.P. 基準, m 単位の水深を示す)

いる。さらに、左岸の導流堤東側には相当大規模な洗掘がみられる。砂州に関しては、図示されているように河道内には長さ約 400 m に及ぶ大規模な砂州が存在する。なお、中央部の砂丘に存在する溝は、洪水排除のため開削された水路の跡である。

次に砂州の成因について検討するために、図-1 に示された砂州に関して汀線位置の測量を行い、砂州の変形特性を調べることにした。測量は導流堤上に基準点を設けて 50m 間隔で行い、昭和 54 年 9 月 1 日より昭和 55 年 3 月 2 日まで延べ 8 回行った。図-2 はこれらのうち代表的な 6 例について砂州形状の変化を示したものである。測定を開始した 9 月にはほとんど変化が生じなかったが、10 月 21 日には台風 20 号が来襲し、このため破線で示されるように砂州は中央部が切断されるとともに、砂州は全体的に縮小した。台風後の変形としては、11 月 15 日より 12 月 10 日の間に典型的にみられるように、導流堤の付け根部分が侵食される一方、河の上流方向へ土砂が輸送された形跡がある。また昭和 55 年 2 月 4 日には西側に突出した砂州が下流方向へ移動した形状を示している。ただし以上の議論は形状変化特性を明らかにするためには興味深いですが、この期間における砂州周辺の河川流量および波浪資料を収集することはできなかったので、現段階においては上述の議論は単に形状変化の結果

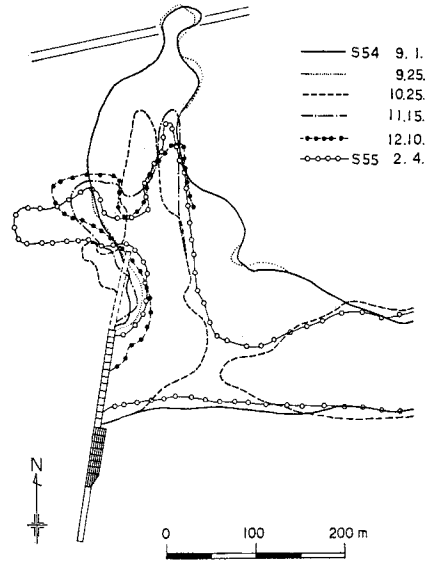


図-2 砂州形状の変化

を示すのみに限定されるべきであろう。したがって土砂移動の機構を明らかにするのは困難である。

このため次に述べるような蛍光砂調査を昭和 54 年 11 月 18, 19 両日に砂州周辺で実施した。蛍光砂は現地砂を用いて 100 kg 作成し、図-3 の 0m 地点の汀線位置に投入し、投入後 0.5, 1, 2, 3, 5, 7, 24 時間後の計 7 回サンプリングを行った。サンプリング法としては各地点の汀線付近において約 500 g の土砂を採取し、乾燥後単位体積 (880 cm³) 当たりの蛍光砂数を計測した。またサンプリング位置は図-3 に示されるように砂州に沿ってほぼ同心円状に配置された計 20 地点である。

図-3 はこの結果を示したものであり、図の縦軸は単位体積当たりの蛍光砂数を、また横軸は砂州に沿う沿岸

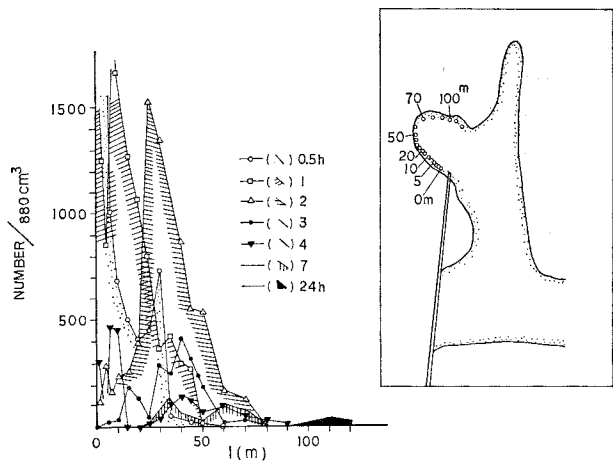


図-3 蛍光砂調査結果および調査位置

方向の距離 (l) を示し、 $t=0$ において $l=0$ m に投入された蛍光砂の拡散状況を示している。投入された蛍光砂は、砂州に沿って上流方向へ進行する波のためにしだいに上流方向へ進み、最終的に 24 時間後には砂州の突出部を回り込んだ背後部へ到達したことがわかる。ただし投入後数時間の段階においては蛍光砂の極大値はほぼ 2 個存在するが、これは測定中潮位が約 1.4 m 変化したことに関係するのではなかろうかと考えられるが、明確な理由を見出すことはできなかった。

観測期間の外海の波浪特性としては、河口より約 2 km 西側の防災センターの観測塔で測定された結果が 図-4 に示されている。実験開始直後の平均的な有義波高 (H) は約 0.4 m 程度であったが、波高はしだいに増加し、1 日後には約 1.2 m となり、また周期 (T) も 8 秒前後より約 5 秒と短くなった。しかしながら河道内への侵入波は、河口入口で砕波するために、波高は減少し、目視によれば河道内の砂州に沿って砕波する波の砕波波高は高々 20 cm 程度であった。また河川流量の測定は行うことはできなかったが、目視によれば波による沿岸流に比較して弱いものであった。

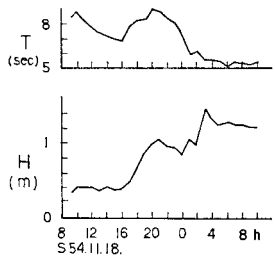


図-4 平塚海岸における有義波高・周期の経時変化

以上、相模川の砂州の変形に関する調査結果によると、データは不十分ながら砂州の変形には、河川流が弱いとき砂州に沿って上流方向へ進行する波が重要であることが示唆された。このため次節ではこの点をさらに詳しく調べるために行った水理模型実験の結果について述べることにする。

3. 河口砂州の変形に関する水理模型実験

水理模型実験は幅 30 m、長さ約 20 m の平面水槽を用い、その中央部に幅 3 m、長さ 5 m のモデル的な河口模型を作って行った。砂州形状としては、現象をできるだけ単純化するために、図-5 に太い実線で示されるように半円形状砂州を初期条件として与えた。砂州の半径は 1.5 m、またその高さは平均水面より約 3 cm、さらに海浜勾配は砕波帯幅が砂州の半径に比較して十分小さくなるようにできるだけ急勾配とし、代表的に 1/2 という値を選択した。用いた材料は中央粒径が約 0.25 mm の砂である。なお砂州以外はモルタル製の固

定床であり、その海底勾配は 1/60 である。また、この河口模型の上流端は河口先端より 8 m の位置にあり、ここでは不透過とし、また反射波が生じないように砕石を 1 対 1 の勾配で敷き並べてある。ただし河道内の $-3 \leq y \leq 1.5$ m の範囲内では一定水深 (2.5 cm) を保った。また 2 本の導流堤は幅 10 cm のブロック製で、不透過であり、さらにその周りには図中破線で示されるように 4 号砕石を 1 対 1 の勾配で敷き、反射波が生じないようにした。また河川流量は零とした。

実験では導流堤先端より 2 m 沖合地点の入射波高を約 1.5 cm、周期 0.9 秒とし、この波を 10 時間作用させ、この間 1 時間おきに断面形状を測定するとともに、0, 2, 5, 9 時間後の 4 回、容量式波高計によって砂州の周りの砕波波高および砕波点位置を測定した。また実験開始直後と 5 時間後の 2 回、染料を投入してその拡散状況より流況観察を行った。なお海浜断面の測定は 図-5 に示されるように、半円を 16 等分し、その半径方向において測定した。

図-5 は砂州形状の経時変化を示している。図の横軸は沿岸方向距離、縦軸は岸沖距離を示し、導流堤外では $y=0$ が汀線位置を示している。また図中の数字は波の作用時間を表わしている。初期値として与えた半円形の砂州はしだいに変形し、侵食された土砂は上流方向へ運ばれ突出部を形成した。この場合最も大きい突出部が生じた位置は $\angle AOB=101.25^\circ$ であった。また砂州前面では汀線はしだいに波の入射方向 (y 軸方向) と直角になるように変形したことがわかる。

汀線変化の状況が明らかとなったので、次に断面形状の変化について調べよう。図-6, 7 は断面形状変化の代表例を示したものである。まず 図-6 は 図-5 の断面 OA (すなわち岸沖方向) に示された代表的侵食断面の経時変化を示したものであり、横軸は OA 方向の距

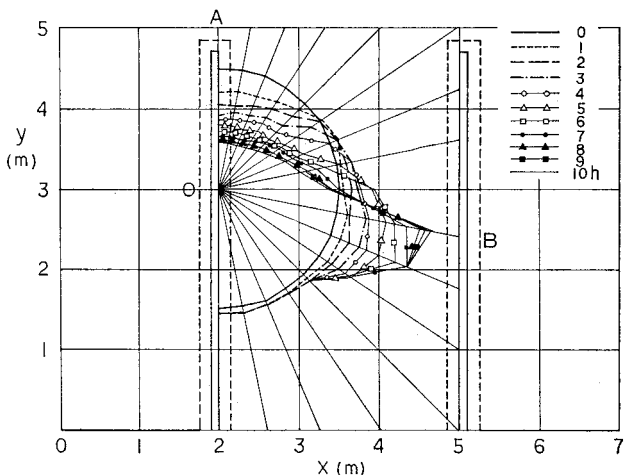


図-5 砂州形状の経時変化 (実験)

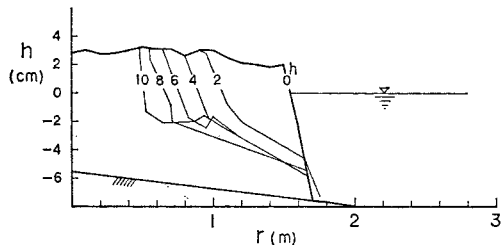


図-6 断面 OA に沿う海浜断面形状の経時変化

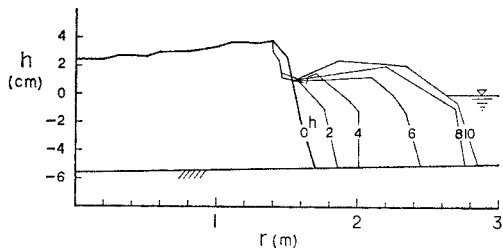


図-7 断面 OB に沿う海浜断面形状の経時変化

離、縦軸は静水面からの高さを表わし、また図中の数字は経過時間を示している。同様に 図-7 は断面 OB で示された代表的堆積断面の経時変化を示している。いずれの断面においても海浜断面はほぼ平行移動に近い形で変形しており、このことより海浜断面積の変化が単一のパラメーターで表示し得る可能性が見出された。

このため、各断面における初期形状からの断面積の変化量 A と汀線位置の変化量 (y_s^*) の間の関係を調べることとし、両者の関係を 図-8 のように整理した。両者の間には良好な相関関係が成立し、図中実線で示すように式 (1) の関係が得られた。ただし式 (1) は cm 単位の関係式である。

$$A = 6.0 y_s^* \dots \dots \dots (1)$$

式 (1) は、生じた断面積の変化が、汀線位置の変化量に

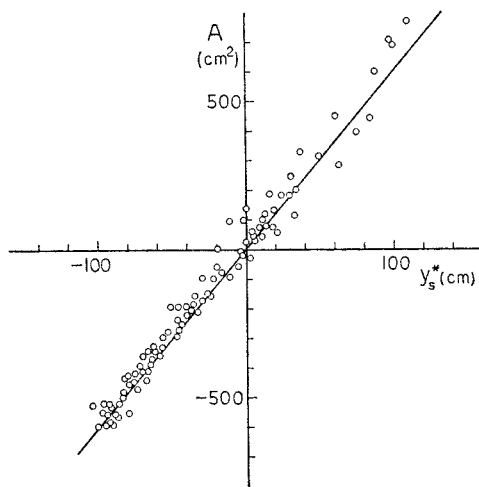


図-8 断面積の変化量 A と汀線位置の変化量 (y_s^*) の関係

よって表わされることを示しており、この場合地形変化の鉛直方向の代表高さは 6.0 cm であることがわかる。

次に 図-5 に示された砂州形状の変化の生じた原因を検討するために、砂州の周りの流況と波高分布について明らかにしよう。図-9 は実験開始直後における染料の拡散状況を示したものであり、図中の数字は 9 秒ごとの拡散した染料の包絡線を示している。ただし破線と導流堤で囲まれた領域は、砕石が敷かれていることを示す。 $t=0$ において海側の先端部に投入された染料は、砂州に沿う強い沿岸流に乗って上流方向へ運ばれたが、 $y \approx 2.5$ m 付近に生じた離岸流によってやがて離岸方向へ移動した。なおこの地点は 図-5 に示した砂州の最大の突出部の生じた位置と一致しており、砂州の突出部の形成と離岸流が密接に関連していることがわかる。これらの点より、砂州の変形には砂州に沿って発達する沿岸流

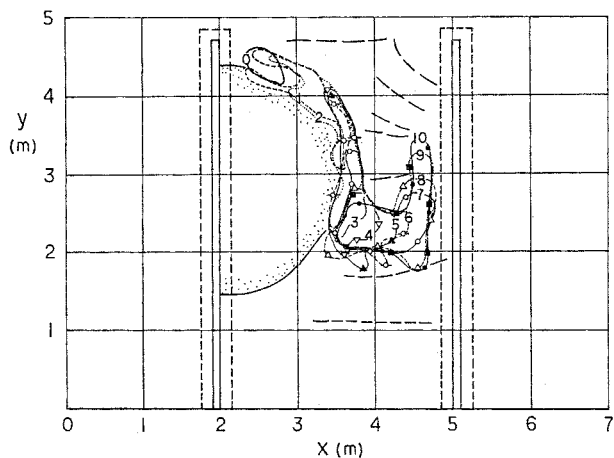


図-9 砂州の周りの流況図 ($t=0$)

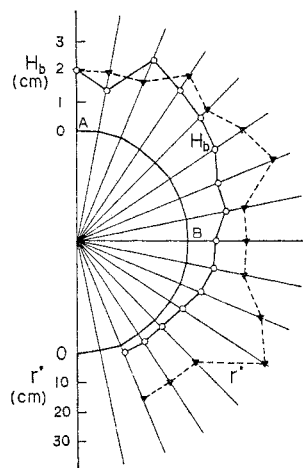


図-10 砂州の周りの碎波波高分布および碎波点位置

と離岸流が重要な役割を有することがわかる。

最後に 図-10 は実験開始直後より 30 分後までの間に測定された砂州の周りの碎波波高分布 (H_b) と初期汀線位置より碎波点までの半径方向距離 (r') の分布を示している。砂州の前面では波高は 2 cm 程度であるが、背後部では遮蔽効果によって急速に減少する。碎波点位置は相当のばらつきはあるものの、平均的には $r' \approx 0.2$ m 程度である。なおこの値と初期砂州形状の曲率半径 $a = 1.5$ m との比は $r'/a = 0.13$ であり、碎波帯幅は海岸線の曲率半径より十分小さかったことがわかる。

4. 新しい海浜変形モデル

前節で議論したような直線的ではない海岸線を有する海岸における海浜変形予測の問題は、おもに岬の周辺に発達するポケットビーチの形成に関する議論として展開されてきた。Rea・Komar¹³⁾ は海岸線を 2 つの異なった方向において微小区間に分割して数値計算を行う方法を示した。また LeBlond⁷⁾ はより一般的に任意形状の海岸線変形予測が可能な方式を提案したが、強い不安定性のために計算は不成功であった。

ここで検討を加えようとする問題は、きわめて複雑な海浜形状を有するために、Rea・Komar の方式を利用することはできない。このためより一般的なモデルを作成する必要がある。

まず最初に固定した直角座標 (x, y) を定める。次に図-11 に示されるように、汀線上の任意の点 P において接線方向に x^* 軸、これと直交する方向に y^* 軸をとる。このとき、接線 (x^*) 方向

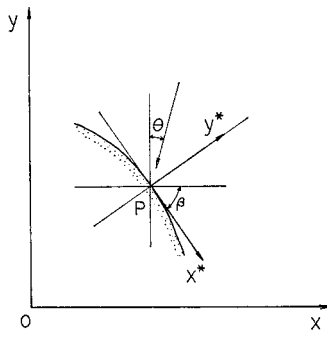


図-11 座標系の定義

の漂砂量を q 、また y^* 方向に測った汀線位置の変化量を y_s^* とすれば、局所的な漂砂量の連続式は式 (2) によって表わされる。

$$\frac{\partial q}{\partial x^*} + h \frac{\partial y_s^*}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 h は地形変化の代表高さとし、たとえば前節で述べた水理模型実験の場合、式 (1) の関係より $h = 6.0$ cm と与えられる。一方、式 (2) の関係が成立するためには、O'Rourke・LeBlond¹⁴⁾ が半円形の湾内の沿岸流の計算において示したと同様に、海岸線の曲率半径に対して碎波帯幅が十分狭いと仮定されなければならない。

汀線の傾き、すなわち点 P における接線と x 軸とのな

す角 β は汀線の座標を (x_s, y_s) とすれば、式 (3) のように表わされる。

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\partial y}{\partial x} \right)_s \dots\dots\dots (3)$$

ここに添字 s は P 点における量を示す。

また波向 (θ) は図-11 に示されるように y 軸からの角度として定義する。ただし β と θ はともに反時計回りを正とする。したがって図-11 の場合は β および θ もとも負値をとる。

漂砂量 q は漂砂量公式として Savage 公式を用いたとき、碎波点における入射角を α_b とすれば、

$$q = F \sin \alpha_b \cos \alpha_b \dots\dots\dots (4)$$

と表わされる。ただし係数 F は、

$$F = f \cdot \frac{w}{8} (H^2 C_g)_b \dots\dots\dots (5)$$

である。ここに、 f : Savage 係数、 w : 水の単位体積重量、 $(H^2 C_g)_b$ は碎波点におけるエネルギーフラックスである。また入射角 α_b は波の屈折を考慮し、長波近似を用いれば、

$$\sin \alpha_b = \left(\frac{h_b}{h_0} \right)^{1/2} \cdot \sin(\theta - \beta) \dots\dots\dots (6)$$

によって、 θ, β と関係付けることができる。式 (6) において注意を要する点は、 θ, β はともに小さな値ではないために、汀線変化モデルで利用するような、 $\sin \alpha_b \sim \alpha_b, \cos \alpha_b \sim 1$ 等の近似が成立しない点である。

ところで式 (2) の基準座標は (x^*, y^*) であり、一方、式 (3)~(6) の座標系は (x, y) なので、閉じた方程式系とするためには両者の関係を定義しなければならない。このため、図-12 に示されるように、点 P が接線と直角方向に移動し、点 P' へ移動した場合を考える。

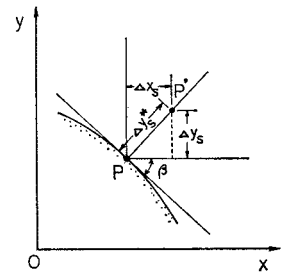


図-12 座標移動の定義

このとき固定座標系からみた汀線位置の変化量 ($\Delta x_s, \Delta y_s$) は式 (7) によって定義される。

$$\Delta x_s = \Delta y_s^* \cos \left(\frac{\pi}{2} + \beta \right), \quad \Delta y_s = \Delta y_s^* \sin \left(\frac{\pi}{2} + \beta \right) \dots\dots\dots (7)$$

したがって移動後の点 P の位置は ($x_s + \Delta x_s, y_s + \Delta y_s$) と定まる。以上のようにして基本方程式が得られたので、式 (2)~(7) を連立させれば解が求まると考えられた。実際、LeBlond⁷⁾ はこれとほぼ同様な方式のもとで差分解を求めようと試みた。しかしきわめて強い不安定性のために数値計算は不成功であった。

ここで提案する方法は陽形式差分法を用いて行いが、

それを明らかにする前に、解のもつ意味をできるだけ一般的にするために基本式を無次元化しておく。

いま、水平長さ、高さおよび時間の代表スケールをおのおの l_c, h_c, t_c とおき、各変数を次のように無次元化する。

$$\left. \begin{aligned} x &= l_c \bar{x}, \quad y = l_c \bar{y}, \quad x^* = l_c \bar{x}^*, \\ y_s^* &= l_c \bar{y}_s^*, \quad h = h_c \bar{h}, \quad t = t_c \bar{t} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

また漂砂量 q および係数 F を式 (9) のように表わす。

$$q = q_c \bar{q}, \quad F = F_c \bar{F} \dots\dots\dots (9)$$

式 (8), (9) を式 (2), (3), (4), (6), (7) へ代入すると式 (10)~(14) が得られる。

$$\frac{\partial \bar{q}}{\partial \bar{x}^*} + \bar{h} \frac{\partial \bar{y}_s^*}{\partial \bar{t}} = 0 \dots\dots\dots (10)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\partial \bar{y}}{\partial \bar{x}} \right)_s \dots\dots\dots (11)$$

$$\bar{q} = \bar{F} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \dots\dots\dots (12)$$

$$\sin \alpha_b = (\bar{h}_b / \bar{h}_0)^{1/2} \sin(\theta - \beta) \dots\dots\dots (13)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta \bar{x}_s &= \Delta \bar{y}_s^* \cos \left(\frac{\pi}{2} + \beta \right) \\ \Delta \bar{y}_s &= \Delta \bar{y}_s^* \sin \left(\frac{\pi}{2} + \beta \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

ただし式 (10)~(14) の関係が成り立つためには、

$$q_c = F_c = h_c l_c^2 / t_c \dots\dots\dots (15)$$

が成立しなければならない。

方程式系が無次元化されたので、計算法を示そう。まず、初期汀線に沿って汀線を N 組の微小区間に分割し、座標 (x_s, y_s) と漂砂量 q を与える点を交互に配置する。この場合、角 β は漂砂量 q と同一点で定義する。次に、与えられた初期汀線形状より式 (11) を用いて角 β を求める。

角 β の決定法はここで述べる方式の最も重要な点であるが、計算法の全体的見通しをよくするために、この点については後に詳述することにする。

次に、角 β と既知の入射角 θ を用いて式 (13) より角 α_b を求め、さらに各点の漂砂量 \bar{q} を式 (12) によって算出する。漂砂量が計算されれば汀線位置の移動量は次の方法によって決定される。すなわち、式 (10) を差分化すると、

$$\Delta \bar{y}_{s,n}^* = - \frac{\Delta \bar{t}}{\bar{h}} (\bar{q}_{n+1} - \bar{q}_n) \cdot \frac{1}{\Delta \bar{x}_n^*} \dots\dots\dots (16)$$

が得られる。ただし添字 n は n 点における量を示し、また $\Delta \bar{x}_n^*$ は空間的・時間的にわずかに変化し、式 (17) で定義される。

$$\Delta \bar{x}_n^* = \sqrt{(\bar{x}_{s,n+1} - \bar{x}_{s,n})^2 + (\bar{y}_{s,n+1} - \bar{y}_{s,n})^2} \dots\dots\dots (17)$$

いま、漂砂量 \bar{q}_n が各点で与えられているとすれば $\Delta \bar{y}_{s,n}^*$ は式 (16) より求まるから、式 (14) によって $\Delta \bar{x}_{s,n}, \Delta \bar{y}_{s,n}$ を計算する。この結果、移動後の新座標

は式 (18) によって定められる。

$$\bar{x}_{s,n} = \bar{x}_{s,n} + \Delta \bar{x}_{s,n}, \quad \bar{y}_{s,n} = \bar{y}_{s,n} + \Delta \bar{y}_{s,n} \dots\dots (18)$$

新しい座標が求まれば、再び式 (11) を用いて角 β を求める。以後、計算は同様なステップが繰り返して行われることになる。

以上に述べた方法は単純な基本式および計算法からなっており、容易に利用できそうであるが、角 β を式 (11) を直接差分化して求めたのではきわめて強い不安定性を示す。このため角 β の算出法に注意する必要がある。

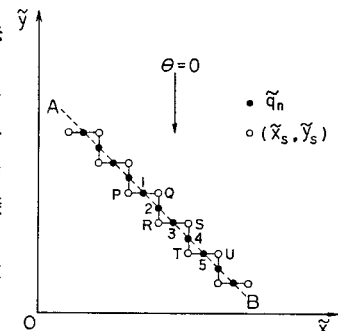


図-13 汀線形状と漂砂量

たとえば、図-13 に示すように、座標点が階段状に配置されている場合を考えよう。ただし図-13において波向 θ は 0 とし、白丸印は座標 (\bar{x}_s, \bar{y}_s) を定義する点、また黒丸印は漂砂量 \bar{q}_n を定義する点とする。この場合、波向と同方向にあるたとえば \bar{q}_2 は式 (13) によれば絶対値の大きな入射角を有し、したがって漂砂量も大きい、RS の中間点では漂砂量は 0 である。かくして、このような配置の場合、漂砂量の大きい値と 0 とが交互に配置されることになり、本来差分法が適用されるべき、滑らかな変化ではなくなってしまふ。実際にはこのような階段状の汀線は存在せず、破線 \overline{AB} で示されるように、滑らかな海岸線であるはずである。このため汀線の傾き β は \bar{q}_n 点の近傍の点の配置を考慮して「滑らか」な値として決定される必要がある。ただし、計算に際して式 (11) 右辺の $(\partial \bar{y} / \partial \bar{x})_s$ は $\partial \bar{x}$ が 0 に近づいたとききわめて大きな値となり、角 β の算出が困難となるので、 $(\partial \bar{y} / \partial \bar{x})_s$ の大きさに依存して計算法を変えなければならない。

まず、 $(\partial \bar{y} / \partial \bar{x})_s$ の大きさに依存して次のように汀線形状が与えられたとする。

$$\bar{y}_s = f(\bar{x}); \quad \left| \left(\frac{\partial \bar{y}}{\partial \bar{x}} \right)_s \right| \leq 1 \dots\dots\dots (19)$$

$$\bar{x}_s = g(\bar{y}); \quad \left| \left(\frac{\partial \bar{y}}{\partial \bar{x}} \right)_s \right| \geq 1 \dots\dots\dots (20)$$

ただし、関数 f および g は q_n 点の近傍の汀線位置を用いて決定されるべき関数であるが、これらの関数としては、その変化が急激でないとするれば代数式を仮定することができよう。ただし、 q_n 点の前後での関数の重み付けが同一となるようにするには偶関数でなければならない。また、関数として 2 次式を用いた場合、問題の種類によっては計算の不安定性が生じたため、2 次より高

次の式が必要とされた。さらに、計算では最小二乗法を用いているので、式の次数が増加するに従い計算時間が増加し、数値計算の費用が増大する。これらの点より、ここでは一応4次式を選択することにした。

たとえば、式(19)の領域の関係において $f(\bar{x})$ とし、次で4次式を用いる。

$$\hat{y}_s = \sum_{k=0}^4 a_{n,k} \bar{x}^k \dots\dots\dots(21)$$

$a_{n,k}$ は q_n 点ごとに定義される量であるために添字 n が付いている。いま、 q_n 点および前後各2点、合計5点の汀線位置の値を利用し、最小二乗法によれば、各点ごとに係数 $a_{n,k}$ は定められる。なお係数値の算定にあたって最小二乗法を用いたのは、数値計算の安定性を増すためである。

この結果、 $\left(\frac{\partial \hat{y}}{\partial \bar{x}}\right)_s$ は式(22)のように求められる。

$$\left.\frac{\partial \hat{y}}{\partial \bar{x}}\right|_{s,n} = \sum_{k=1}^4 k a_{n,k} \bar{x}_{s,n}^{k-1} \dots\dots\dots(22)$$

同様に式(20)の領域の関係においては、式(23)が成立する。ただし係数は $a'_{n,k}$ とおく。

$$\left.\frac{\partial \hat{x}}{\partial \hat{y}}\right|_{s,n} = \sum_{k=1}^4 k a'_{n,k} \hat{y}_{s,n}^{k-1} \dots\dots\dots(23)$$

以上のようにして $(\partial \hat{y} / \partial \bar{x})_s$ を定義して β を求めれば β はほぼ連続な値が得られるが、4次式の変曲点の近傍では、 β が局所的に不連続となる場合があるために、さらに平滑化を行うことにした。平滑化の方法としてたとえば Hanning の方法を用いると、

$$\bar{\beta}_n = 0.25(\beta_{n+1} + 2\beta_n + \beta_{n-1}) \dots\dots\dots(24)$$

によって平滑化された値が求まる。

以上の計算によって $\bar{\beta}_n$ が求められるが、差分法の安定性を増すために、漂砂量 q_n も式(24)と同様な方式によって平滑化することにした。これらの方法によってほぼ良好な解が得られるが、座標点の移動に伴う累積誤差を完全に除去することができない場合もあるので、このような場合には座標点に関しても次の平滑化を行うことにした。

$$\bar{x}_{s,n} = 0.25(\bar{x}_{s,n+1} + 2\bar{x}_{s,n} + \bar{x}_{s,n-1}) \dots\dots\dots(25)$$

$$\bar{y}_{s,n} = 0.25(\bar{y}_{s,n+1} + 2\bar{y}_{s,n} + \bar{y}_{s,n-1}) \dots\dots\dots(26)$$

ただし、角 β および漂砂量 q_n を求める際には各ステップごとに平滑化を繰り返すが、 $(\bar{x}_{s,n}, \bar{y}_{s,n})$ に関しては、次に示すように平滑化に伴って土砂の保存則が厳密には成立しなくなるので、平滑化は最小限度に止められなければならない。

いま関数 $\hat{y} = f(\bar{x})$ が \bar{x} 方向に単調に変化する関数としたとき \bar{x}_1 より \bar{x}_n までの区間の面積は、

$$S = \sum_{k=1}^n \hat{y}(\bar{x}_k) \Delta \bar{x} \dots\dots\dots(27)$$

と表わされる。ただし $\Delta \bar{x}$ は定数とする。一方式(26)において、テイラー展開を行えば、近似的に式(28)が

得られる。

$$\bar{y} = \bar{y} + \frac{1}{4} \frac{\partial^2 \hat{y}}{\partial \bar{x}^2} \Delta \bar{x}^2 \dots\dots\dots(28)$$

したがって平滑化を行った場合の面積 S' は、

$$S' = \sum_{k=1}^n \bar{y}(\bar{x}_k) \Delta \bar{x} = S + \frac{1}{4} \sum_{k=1}^n \frac{\partial^2 \hat{y}}{\partial \bar{x}^2} \Delta \bar{x}^3 \dots\dots\dots(29)$$

となり、わずかに S と異なることになる。ただし $\Delta \bar{x}$ を十分小さくとれば、近似的に式(25)または式(26)によって平滑化を行ってよいことになる。

なお、式(16)以下の数値計算は陽形式差分法を用いているために、差分の安定条件としては、少なくとも次式の関係が成り立たなければならない。

$$\Delta t \leq (\Delta \bar{x})^2 \cdot \frac{\bar{h}}{\bar{F}} \dots\dots\dots(30)$$

5. 計算値と実測値および実験値との比較

数値計算はまず最初に相模川河口砂州の変形予測に開始して行うことにした。すなわち、図-2に示されたように、相模川河口砂州は11月15日より12月10日の間に相当大きな変形が生じたが、これについて予測が可能かどうか検討することにする。ただし、波浪および流量条件が未知であるから、これらについてはほぼ平均的な値を仮定することにする。

まず、計算の都合上、図-14に示されるように、左岸導流堤上に原点をとり、これより川の横断方向に \bar{x} 軸、沖向きに \bar{y} 軸をとる。計算は前節の方法を利用して行うが、初期条件として与えられた11月15日の形状は、模式的に書けば図-14のような形状を有するために、入射角 θ 、および係数 \bar{F} は区間ごとに定められなければならない。ここでは θ および \bar{F} を次のように仮定する。

(1) 区間 \widehat{RP}

この部分は導流堤の遮蔽領域であり、厳密には回折および屈折計算を行う必要があるが、ここでは簡単な条件を仮定して計算を行うことにした。まず、点Rより回折した波が図-14の直線RQで示されるように放射状に直進すると仮定する。この場合、各点における波向 θ は式(31)のように表わされる。

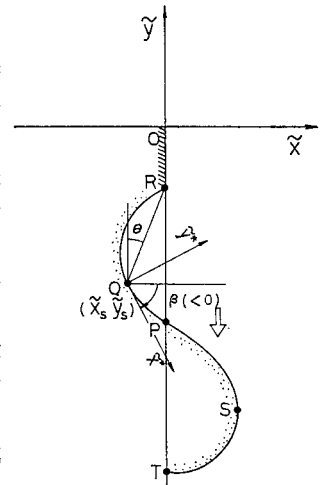


図-14 一般的汀線形状

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\tilde{y}_s - \tilde{y}_{s,R}}{\tilde{x}_s - \tilde{x}_{s,R}} \right) - \pi/2 \dots\dots\dots (31)$$

ここに、 $(\tilde{x}_s, \tilde{y}_s)$ および $(\tilde{x}_{s,R}, \tilde{y}_{s,R})$ はそれぞれ Q, R 点の座標である。碎波点における入射角 α_b は式 (31) を式 (13) へ代入すれば求められる。

係数 \tilde{F} は遮蔽領域と遮蔽領域外との境界上にある点 P で連続な値をもち、またおもに回折効果のために点 P より汀線に沿って下流方向に距離とともに減少すると考えられる。このため遮蔽領域外の \tilde{F} の値を \tilde{F}_0 とおいたとき、 \tilde{F} として次のように仮定する。

$$l^2 = (\tilde{x}_s - \tilde{x}_{s,P})^2 + (\tilde{y}_s - \tilde{y}_{s,P})^2 \dots\dots\dots (32)$$

$$\tilde{F} = \tilde{F}_0 / (1 + cl^2) \dots\dots\dots (33)$$

ここに c は定数、 $(\tilde{x}_{s,P}, \tilde{y}_{s,P})$ は P 点の座標である。ただし、以下に述べる計算においては $c=1$ と選択する。

(2) 区間 \widehat{PS}

点 S は \tilde{x} 方向に砂州が最も突出した点である。この部分での波向は 図-14 に示したように、河口より進入した波がそのまま砂州へ入射すると考える。したがって $\theta=0$ であり、また係数 \tilde{F} は定数 (\tilde{F}_0) とする。

(3) 区間 \widehat{ST}

点 T は、 \tilde{x} 方向に突出した砂州の背後部分で、砂州の形態がほぼ変化しない点として選ばれている。したがって、図-14 では \tilde{y} 軸と汀線との交点が点 T とされているが、必ずしも \tilde{y} 軸上にある必要はない。この区間は遮蔽領域であるが、波向については、

$$\theta - \beta = \pi/2 \dots\dots\dots (34)$$

とおく。すなわち各点での入射方向は接線方向からとする。係数 \tilde{F} については、砂州の周りに沿った回折・屈折とともに波高が急速に減少する条件として次のように仮定する。まず、砂州の \tilde{x} 方向の最大値の生ずる座標を $(\tilde{x}_{s,max}, \tilde{y}_{s,max})$ とすれば、係数 \tilde{F} は、

$$l^2 = (\tilde{x}_s - \tilde{x}_{s,max})^2 + (\tilde{y}_s - \tilde{y}_{s,max})^2 \dots\dots\dots (35)$$

$$\tilde{F} = \tilde{F}_0 / (1 + cl^2) \dots\dots\dots (36)$$

と仮定される。ここに c は定数であり、ここでは $c=1$ とする。また \tilde{F}_0 は遮蔽領域外の \tilde{F} 値である。

式 (33) および式 (36) の係数 c に関しては、 l_c / \sqrt{c} が回折による波高減衰の効果を表わす際の代表的長さのスケールを与えており、係数 c はこれらの点を考慮して決定される必要がある。

数値計算ではまず代表スケールとして $l_c = 25 \text{ m}$ 、 $t_c = 1 \text{ 日}$ とし、また地形変化の代表高さは波高を高々 20 cm であることを考慮して $h_c = 1 \text{ m}$ と選択した。なおこの値は厳密には海浜断面積の変化量と汀線変化量との比較において定められなければならないが、ここではデータが不足したため推定値を用いることにした。初期条件は 11 月 15 日の形状を約 5 m 間隔で読み取って与えた。境界条件として導流堤との境界の R 点では $q=0$ とし、

表-1 計算パラメーター

無次元パラメーター		次元パラメーター	
dt	0.25	dt	0.25 d
dx	0.2	dx	5 m
h	1.0	h	1.0 m
F_0	0.1	F_0	62.5 m ³ /d

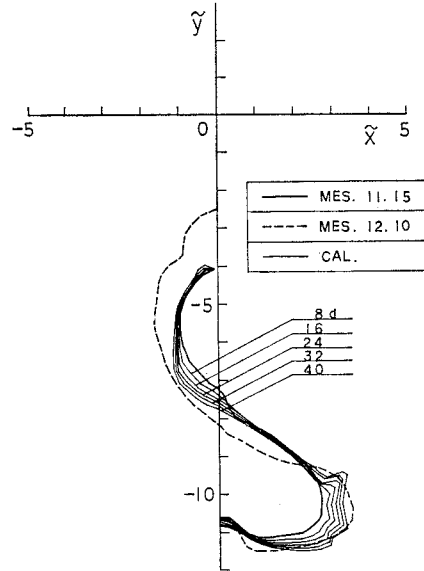


図-15 砂州の変形（実測値と計算値の比較）

また 図-14 の T 点では地形変化がほぼ 0 であることから、この点でもほぼ $q=0$ と仮定することにした。また計算期間中の河川流量は 0 とした。計算パラメーターは式 (30) を満足するように定められねばならないが、ここでは表-1 のように諸パラメーターを選定した。ただし表-1 には対応する次元パラメーターも比較のために示してある。また $F=62.5 \text{ m}^3/\text{d}$ という量は、式 (5) において $\alpha=0.217 \text{ m}^3/\text{t}$ 、 $w=1 \text{ t}/\text{m}^3$ 、および碎波点における波高水深比を 0.7 とし、さらに浅海長波近似が成立すると仮定するとすれば、碎波波高 $H_b=0.14 \text{ m}$ という値に対応する。

図-15 は、 $\theta=\pi/2$ とおき、40 日後まで計算を行った結果を示している。ただし計算においては座標点の平滑化は 8 日おきに 5 回行った。また、式 (13) における $(\tilde{h}_b/\tilde{h}_0)^{1/2}$ については十分なデータがないために、限界条件として海岸線と平行に波が入射するとき最大土砂移動を生ずる入射角 $\alpha_b=\pi/4$ を与えるように $(\tilde{h}_b/\tilde{h}_0)^{1/2}=0.71$ とおいた。図-15 の太い実線は初期形状を、細い実線は 8 日おきの計算結果、さらに破線は 12 月 10 日の実測値である。両者を比較すると、 $\tilde{y} < -9$ の領域における堆積と、 $\tilde{y} > -9$ の領域における侵食の傾向はほぼ

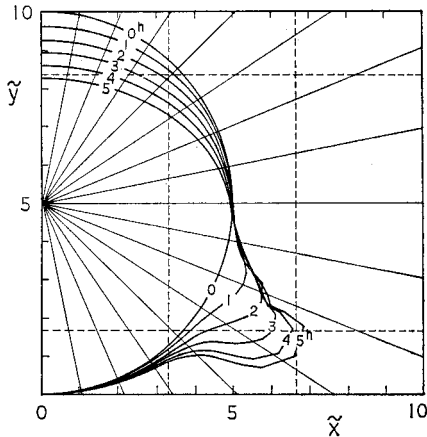


図-16 砂州の変形予測(計算)

対応しているが、侵食領域での侵食量が計算値は小さく、特に $y \approx -4$ 付近の状態が異なっている。この原因としては、式 (31), (33) で与えた遮蔽領域での波向および係数 \tilde{F} の設定に問題が残されている点が考えられる。ただし、実測値に関しては明らかに侵食部の方が面積が大きく、平面的には保存則が成立していない。この原因として、侵食部では地形変化が浅い領域で生じ、一方堆積域では水深の大きい所まで堆積が生じた結果、地形変化の代表高さ \tilde{h} が場所的に変化した可能性や、上流側の境界 T 点の選定が適切でないためさらに上流へ土砂が移動したなどが考えられる。しかしながらここではデータが不十分なためにこれらの点に関する詳しい検討は行うことはできなかった。

次に、実験値に対応させた予測計算について明らかにしよう。まず 図-16 に示されるように導流堤より横断方向に \tilde{x} 軸、導流堤に沿って沖向きに \tilde{y} 軸をとる。また代表スケールとして、 $l_c = 0.3 \text{ m}$, $t_c = 120 \text{ sec}$ とし、また h_c としては式 (1) の関係より $h_c = 6.0 \text{ cm}$ とおく。この値は漂砂の移動限界水深と打ち上げ部における移動限界高さの和であり、おもに波高と底質粒径によって定まる量である。また式 (1) のような関係は現地海岸においても得られており¹⁵⁾、 \tilde{h} を断面積変化量と汀線変化量との比より定める方法は一般的に有効であると考えられる。初期条件としては 図-16 に示された半円形を与え、半円を 80 等分した座標値を初期汀線位置として与えた。また各計算パラメーターは表-2 のように選定した。表

表-2 計算パラメーター

無次元パラメーター		次元パラメーター	
$4\tilde{F}$	0.3	dt	0.6 min
$4\tilde{x}$	約 0.2	$4x$	約 6.0 cm
\tilde{h}	1.0	h	6.0 cm
\tilde{F}_0	0.1	F_0	4.5 cm ³ /s

-2 における $F_0 = 4.5 \text{ cm}^3/\text{s}$ という値は、式 (5) において $\alpha = 0.217 \text{ m}^3/\text{t}$, $w = 1 \text{ t}/\text{m}^3$, および碎波点における波高水深比を 0.7 とし、さらに浅海長波近似が成立するとすれば、碎波波高 $H_b = 1.8 \text{ cm}$ に対応する。この値は 図-10 の区間 \widehat{AB} の領域の測定値の平均である。また、境界条件として、導流堤上においては漂砂量を 0 とおいた。

計算において、 \tilde{x}_s の最大値の生ずる位置より下手側は遮蔽領域となるが、この区間では、相模川河口砂州の変形予測における 図-14 の区間 \widehat{ST} と同様な仮定を設けた。すなわち、波向については式 (34)、係数 \tilde{F} については式 (35), (36) のように表示した。一方、 \tilde{x}_s の最大値の生ずる位置より上手側では 図-14 の区間 \widehat{PS} と同一、すなわち $\theta = 0$ および $\tilde{F} = \tilde{F}_0$ と仮定した。また、屈折特性については、限界条件として海岸線と平行に波が入射するとき最大土砂移動量を生ずる条件として $(\tilde{h}_b/\tilde{h}_0)^{1/2} = 0.71$ とおいた。

計算に際して、計算法自体は比較的安定であるために、計算の良否は安定性よりも累積誤差で評価する必要がある。このため計算においては各ステップごとに総侵食量 (V_1) と総堆積量 (V_2) を算定し、その差 $\Delta V = V_1 - V_2$ の V_1 に対する比を累積誤差の指標として利用することにした。なお、相模川河口砂州の変形計算では、ステップ数が少ない点および実測値そのものも精度が高くないことなどから、このような検討は省略した。

図-16 には 1 時間 (100 ステップ) おきの計算結果が示されている。この図は 図-5 の実験値に対応する。図中の数字は時刻を示している。

この計算では式 (25) および式 (26) による座標点の平滑化は 100 ステップおきに行った。計算は半円形を初期条件として繰り返し行われたが、ステップ数の増加とともに総侵食量に対して総堆積量がしだいに小さくなり、累積誤差が増加した。この原因は堆積部で座標点間隔が広くなりすぎることにあると考えられたため、2 時間 (200 ステップ) でまず一度計算を打ち切り、この時点で座標点の再配置を行った。この場合累積誤差は 6.4% であったが、累積誤差をできる限り少なくするため、計算をさらに数ステップ続行し、200 ステップにおける総侵食量と、当ステップにおける総堆積量が等しくなったときの座標点を 200 ステップにおける堆積部の座標点の外挿値として利用した。その後はさらに計算を続行し、累積誤差が 10.4% となった 5 時間後で計算を打ち切った。

計算値と測定値を比較すると、砂州前面での侵食および背面での堆積形状は相当良好に一致することがわかる。ただし 図-5 の OA より時計回りに測った角を φ とすれば、最大の堆積の生ずる位置が実験では $\varphi =$

101.25° に対して計算では $\varphi=112.5^\circ$ 以上あり、砂嘴は上流方向に傾いている。この原因は、式 (13) で定義された屈折計算の定数値が適切でないため、あるいは、係数 \tilde{F} が場所的に変化することなどが考えられるが、ここでは十分な検討を行うことができなかった。これらの点は今後検討が加えられる必要がある。なお 図-16 のように得られた結果は、方程式系が無次元化されているために式 (15) において $F_c=$ 定数を満足するような任意の h_c, l_c, t_c の組合せにおいて成立する。

いま、 $h_c=6.0\text{ cm}, l_c=30\text{ cm}$ と固定したとすると、式 (15) は式 (37) となる。

$$t_c \cdot F_c = 5400 \dots\dots\dots (37)$$

図-16 は $t_c=120\text{ s}, F_c=45\text{ cm}^3/\text{s}$ の結果を示していたが、仮に F_c が 2 倍となれば、式 (37) の関係より t_c は 1/2 倍されるので 図-16 は 30 分おきの汀線変化状況を示すことになる。

以上、実測値および実験値と計算値との比較を行った結果によれば計算値は相当良好な値を与えることが明らかになったので、さらにその応用を試みることにする。

その第一は、川幅が狭く、河川流量が 0 の場合の完全閉塞の予測である。いま、図-16 の結果とまったく同様な物理条件とし、 l_c で無次元化された川幅 \tilde{B} がたとえば 6.5 としたときの完全閉塞の計算を行ったのが 図-17 である。ただし砂州が対岸に接岸した場合、それより上流部の漂砂量は 0 とおいて計算は行われている。計算過程では $x=\tilde{B}$ で土砂の移動を完全に阻止できないために、 \tilde{x} はわずかに \tilde{B} より大きい値を有する。

砂州は横断方向に発達し、やがて対岸に接岸する。汀線は接岸後も前進するが、やがて波向と直角となって静止する。このような状態は、外海に面した中小河川の河口部で渦水時によくみられる現象である。ただし 図-17 において $t=7, 8, 9$ 時間に対岸近くで比較的大きな変動が存在するが、これは平滑化が十分でなかったため

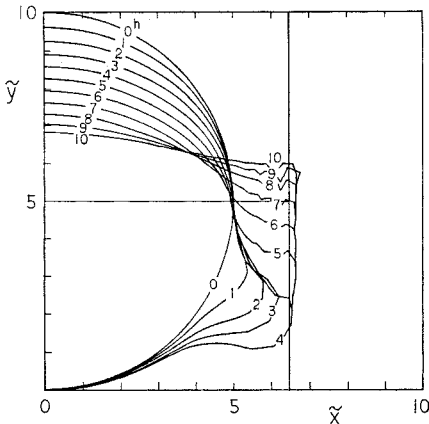


図-17 河口閉塞の数値予測

に生じたものであろう。

なお 図-17 の計算にあたってはまず半円形を初期条件として 3 時間 (300 ステップ) まで計算し、この時点で座標点の再配置を行った。この場合累積誤差は 7.9% であったが、累積誤差をできる限り少なくするため、計算をさらに数ステップ続行し、200 ステップにおける総侵食量と、当ステップにおける総堆積量が等しくなったときの座標点を 200 ステップにおける堆積部の座標点の外挿値として利用した。その後は 10 時間 (1000 ステップ) まで計算を続行した。なお最終時刻における誤差は 9.3% であった。

第二の応用例は河川流がある場合の予測である。いま 図-18 に示されるようなモデル的な河口を考え、水深 h_r 、幅 B 、流量 Q を一定とする。このとき各地点の平均流速は

$$V = \frac{Q}{(B-x_s)h_r} = \frac{u_m}{1-\tilde{x}_s/\tilde{B}} \dots\dots\dots (38)$$

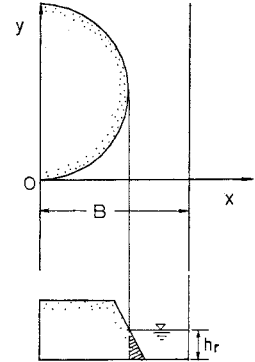


図-18 川幅の定義

と与えられる。ただし u_m は次式によって定義される。また 図-18 の斜線部分の面積は微小として無視する。

$$u_m = \frac{Q}{Bh_r} \dots\dots\dots (39)$$

いま、土砂は波の運動によって往復運動をしており、それに弱い流れが重なったと考えると¹⁰⁾、流砂量は、

$$q = F \sin \alpha_b \cos \alpha_b - F \cos \alpha_b \cdot \frac{V}{u_0} \dots\dots\dots (40)$$

とおくことができる。ここに u_0 は海底面における水粒子速度の振幅であり、浅海長波近似を用いれば、

$$u_0 = \frac{H_b}{2} \sqrt{\frac{g}{h_b}} \dots\dots\dots (41)$$

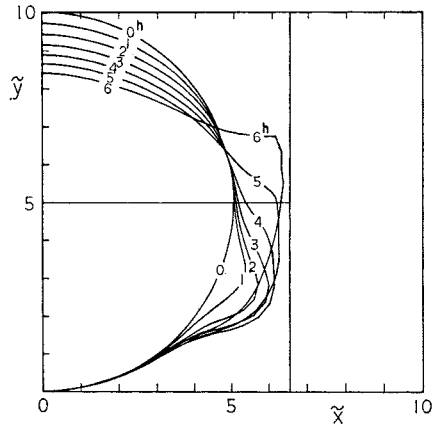


図-19 河口砂州の変形

と定義される。ただし H_b : 碎波波高, h_b : 碎波水深, g : 重力加速度である。

図-19 は $u_m=0.62$ cm/sec と仮定し, 計算時間間隔のみを $\Delta t=0.2$ と変えた以外は完全閉塞の場合とまったく同一の条件で計算を行った結果を示している。図には1時間おき, 延べ6時間の砂州の変形状態が示されている。この場合精度は良好であり, 座標点の再配置を行う必要はなく, 最終ステップ $K=900$ における累積誤差は4.1%であった。砂州は刻々と変化するが, 対岸との間に狭い水路を残して変形することがわかる。

6. 結 論

本研究では河口における砂州の変形に関して現地観測および水理模型実験によって検討を加え, さらにこれらのデータをもとに砂州の変形予測のためのモデル化を行った。

まず, 相模川河口で行った砂州の汀線測量, および蛍光砂調査によれば, 河川流が弱い場合河道内の砂州の変形は, 砂州に沿って上流方向へ進行する波によるものであることが示唆された。またこの点は移動床模型実験によって確かめられた。

次いでこれらのデータをもとに理論的に検討を進め, 漂砂量の連続式と運動の式を連立させて砂州の変形予測を行うことのできる新しい方式を開発し, 現地および実験データとの比較を行った。この結果両者は相当よい一致をみる事が明らかになった。

本研究で提案された砂州の変形予測モデルは, 汀線変化モデルを一般化したものであり, 河口砂州の変形予測に止まらず, 任意形状の海岸における海浜変形予測に利用可能である。今後, 残された問題点の解決とともに, 河口砂州以外の予測にも利用してゆきたいと考えている。

謝 辞: 本研究は科学技術庁の在外研究として著者

が米国のスクリップス海洋研究所の Dr. R.J. Seymour のもとで行った研究の一部である。研究にあたって Dr. R.J. Seymour には多くの有益な議論をしていただいた。紙上にて感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 佐藤清一・岸 力: 河口に関する研究, 土木研究所報告, 第 94 号 (4), pp. 66~89, 1954.
- 2) 上森千秋: 河口吐口の閉塞とその処理に関する研究, 高知大学農学部紀要, 第 9 号, 1963.
- 3) O'Brien, M.P.: Equilibrium flow areas of inlets on sandy coast, ASCE, WW 1, Feb., 1969.
- 4) 山本晃一: 河口の断面特性, 第 23 回海岸工学講演会論文集, pp. 284~289, 1976.
- 5) 青田茂雄・首藤伸夫: 河口断面積変化過程の数値モデル, 第 24 回水理講演会論文集, pp. 203~208, 1980.
- 6) たとえば, 橋本 宏: 海浜変形モデルの富士海岸への適用, 第 23 回海岸工学講演会論文集, pp. 218~222, 1976.
- 7) LeBlond, P.H.: On the formation of spiral beaches, Proc. 13th Conf. on Coastal Eng., pp. 1331~1345, 1973.
- 8) 神奈川県: 昭和 35 年度相模川河口調査報告書, 昭和 36 年 3 月, p. 205.
- 9) 土木学会: 昭和 40 年度相模川河口調査報告書, 昭和 41 年 3 月.
- 10) 土木学会: 昭和 41 年度相模川河口調査報告書, 昭和 42 年 3 月.
- 11) 土木学会: 昭和 42 年度相模川河口調査報告書, 昭和 43 年 3 月, p. 80.
- 12) 土木学会: 昭和 43 年度相模川河口調査報告書, 昭和 44 年 3 月, p. 81.
- 13) Rea, C.C. and P.D. Komar: Computer simulation models of a hooked beach shoreline configuration, Jour. Sedimentary Petrology, Vol. 45, No. 4, pp. 866~872, 1975.
- 14) O'Rourke, J.C. and P.H. LeBlond: Longshore currents in a semicircular bay, Jour. Geophys. Res., Vol. 77, pp. 444~452, 1972.
- 15) 橋本 宏・宇多高明: 海浜地形と外力の動的応答関係について, 土木学会論文報告集, 第 310 号, pp. 77~87, 1981.
- 16) Komar, P.D.: Beach processes and sedimentation, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, p. 429, 1976.

(1981.6.1・受付)