

河口断面・河口地形の変化について

Change in the Sectional Area and Topography at the River Mouth

東北大学工学部 正会員 小川由信
新潟県庁 正会員 藤田義治
東北大学工学部 正会員 首藤伸夫

1. はじめに

河口処理を考える上で、自然状態における、あるいは導流堤などの構造物設置にともなう河口断面積、河口付近地形の変化予測を行う必要がある。著者の一人は以前に、河口部での砂移動を河川流と潮汐流による排除作用と、波浪に起因する流入作用から成ると考え、各々の砂の運動方程式が独立であるとの仮定のもとに河口断面積変化をシミュレートする方法を提案した¹⁾（以下前報と記す）。しかしながら、その際計算に用いた係数の物理的意味を明確にするには至らなかった。そこで本研究では、モデルの精密化を行う上で重要と考えられる、i)潮汐流に対する河川固有流量の効果、ii)河口部の断面特性、を実測データをもとに検討した。次いで数値モデルに修正を加え、係数の物理的意味を排除作用と流入作用の効率という形で評価した。

2. 対象河口の状況

解析対象河口は、阿武隈川河口および鳥の海（宮城県）
鮫川河口（福島県）、十三湖河口（青森県）の四ヶ所である。河口状況および特徴を図-1、表-1に示す。以下にまずそれぞれの河口の状況を述べる。

(1) 鮫川

鮫川は全流域面積600.9km²、平均河床勾配1/50～1/100の中小急流河川である。前報に述べたように、現在の河口は昭和52年9月の大出水により開口したものである。河口断面は、年平均固有流量約10m³/s、発電所からの放水流量約16m³/s、潮汐流量約25m³/sにより維持されている。

今回解析に用いた期間は、前報に引き続く昭和55～58年の4年間である。この間の外力特性および河口断面積、河口砂州の位置を図-2に、特徴的な平面図を図-3に示す。この間の比較的大きな出水は、昭和54年7月、昭和56年8月23日（297m³/s）、昭和57年4月15日（584m³/s）、9月12日（193m³/s）、10月20日（211m³/s）に生じている。昭和56年8月の出水時には右岸砂州が崩壊し、河道に沿った方向に新河口が開いた。また、昭和57年10月から、図-1の点線部分に仕切堤を設置する工事が始まり、その後昭和58年5月に仕切堤は締切られた。図-2に示した波浪条件のうち、波高と周期は観測結果をもとに求めた関係²⁾により、小名浜港のデータを河口沖合約2km

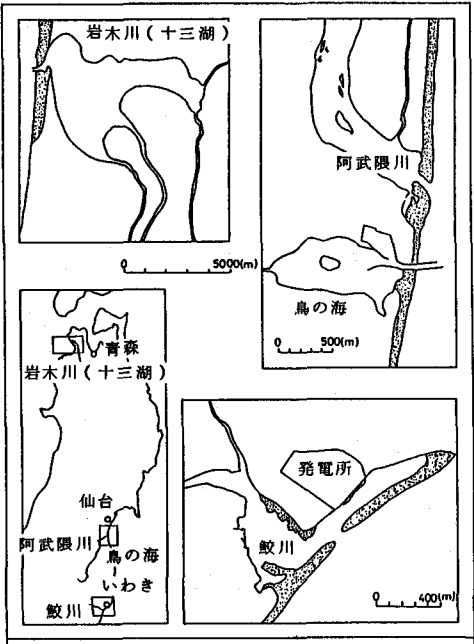


図-1 対象河口の状況

緒元 場所	平均的な固有 流量 (m ³ /s)	平均的な潮汐 流量 (m ³ /s)	導流堤 の有無
阿武隈川	100 - 160	70	無
鮫川	26	25	無
鳥ノ海	0	40	有(2本)
十三湖	50 - 100	150	有(2本)

表-1. 対象河口の主な特徴

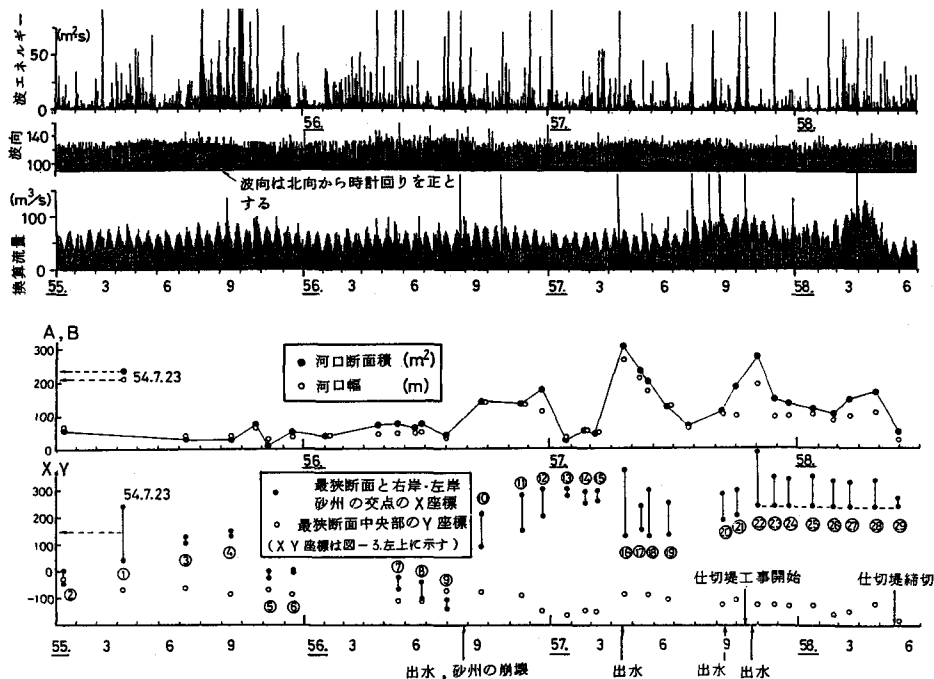


図-2. 鮫川河口断面積・河口幅、砂州位置、外力の経時変化

の値に換算している。波向きは発電所からの目視観測値であり、欠測時は小名浜港の波向きから変換した。

河口断面積の変化は、前述の3回の出水により拡幅し、その後縮小するという過程を繰り返している。一方、砂州の位置は500m近くの幅を持って変化しているが、ⅰ)②～④にかけての右岸側への移動、ⅱ)④～⑨にかけての左岸側への移動、ⅲ)⑩～⑮にかけての右岸側への移動、ⅳ)⑯～⑲にかけての右岸砂州の発達、ⅴ)⑲～⑳にかけての右岸側への移動、といった明確なパターンが認められる。このうち、ⅲ、ⅳ)の変化は波向きに表われており、波向きが比較的小さいⅲ)ⅴ)の時期には砂州は全体的に右岸側に移動し、波向きが比較的大きいⅳ)ⅴ)の時期には左岸側へ移動している。②～⑨にかけては、波向きが小名浜港からの換算値であるため明確なことはわからないが、③～⑨の時期には砂州開口部が北偏しており、③④などの高波浪の時期を除いては、河川からの流線の曲がり角が砂州の左側への移動を促したものと考えられる。仕切堤工事以後は、出水後次第に右岸砂州が河道内に侵入し、河口幅はほぼ変化せずに水深が減少するといった変化を示している。

(2) 阿武隈川

阿武隈川は、流域面積5,396km²の一級河川である。河川固有流量は昭和45～55年において年平均で100～160m³/sであるが、季節的变化が著しい。平均的には、春に200～400

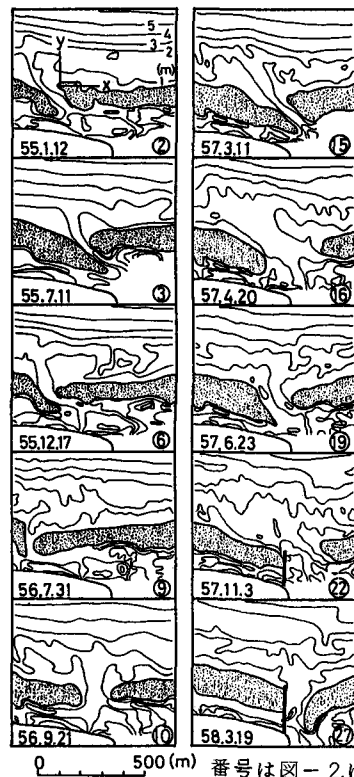


図-3. 鮫川河口平面図の経時変化

m³/s 程度の融雪出水があり、その後流量は50～100 m³/s 程度で、その間梅雨および台風により1000 m³/s にも及ぶ出水を生じることがある。潮汐流量も70 m³/s 程度と比較的大きい。河口断面積は100～800 m²程度、河口幅は40～200 m程度の範囲内で変化している。これに対し、河口位置は昭和50～55年の間で100 m程度しか変化してない。

(3) 鳥の海

鳥の海は、阿武隈川河口から約1 km南に位置する、面積約1.5 km²の潟湖であり、狭水道により太平洋につながっている。航路維持のため、狭水路には図-1に示すように南北二本の導流堤が設置されており、昭和41年以後、図-1の基準線より240 mの長さから、昭和49年には400 mにまで延長されている。導流堤の幅は約80 mであり、北側にやや湾曲している。狭水路断面は、ここを通過する約40 m³/s の潮汐流により維持されているが、舟航のため年間約3000 m³程度の浚渫が行われている。

(4) 十三湖（岩木川）

岩木川は年平均流量50～100 m³/s 程度の河川であり、津軽平野のほぼ中央部を北流して十三湖に流入し、十三湖の狭い吐口を経て日本海に注いでいる。潮位差は小さいが、十三湖の感潮面積が20.8 km² と大きいため、吐口を通過する潮汐流量は150 m³/s 前後と比較的大きい。十三湖水戸口は従来冬期波浪により河口閉塞が問題となっていたが、昭和22年に完成した幅約155 m、平均汀線位置からの長さが約250 mの二基の導流堤により、閉塞を生じなくなった。

3. 河川固有流量の効果

前報においては、河口をフラッシュする流量として、河川固有流量が潮汐流量と同等の効果を持つと考えて解析を行った。しかしながら、潮汐流量が正弦的に変化するのにに対し、河川固有流量は一方向流であり、しかも上流部から土砂を運び込む作用がある。そこで、ここでは従来より提案されている感潮狭水路に関する平衡断面積と潮汐ブリズムの関係をもとに、河川固有流量の効果を見積ることとする。

Jarret³⁾ は、合衆国の各湾岸における感潮狭水路での数多くのデータを用いて回帰分析を行い、最狭断面積Aと潮汐ブリズムPの関係を求めたが、潮汐流量Q_Tを使い、m-S単位で表わすと、式(1)の係数は表2の

$$A = C \cdot Q_T^n \dots\dots\dots (1)$$

ように表わされる。図-4は、Aとして測量時断面積を、Q_Tとして測量時を含むそれ以前の3日間の潮汐流量の平均値を用いて図示したものである。河口断面が潮汐流量のみで維持されている鳥の海では、Jarretの関係には近いが、それ以外の河口では、与えられた流量に対して測定断面積が大きくなる。

次に、Jarretの関係が平均的に正しいものと考えて、河川固有流量Q_rを含めた換算流量Qを用いて

$$A = C Q^n = C (Q_T + k Q_r)^n \dots\dots\dots (2)$$

のように表わし、寄与率kを評価する。河川固有流量の一方向性の効果のみを考慮し、河口断面積が日最大流量により決まると仮定した場合、潮汐流を正弦的变化とみなせば、kは2/πと求まる。一方、Jarretの式は本来平衡状態に対して成立つ関係であるが、図-4に示したデータの多くは非平衡状態のものである。そこでいま、河口断面積が、出水時の1つの平衡状態(I)から、波浪とつり合うもう1つの平衡状態(II)に変化するものと仮定する。平衡状態(II)は、波浪状況により異なるが、ある流量に対する断面積の下限を考えればよいであろう。

以上の考え方に従い、k = 2/πとして、二種類のA～Q関係を求めた。図-5は平衡状態(I)に対応して

条件 \ 係数	回帰式		上限		下限	
	C	n	C	n	C	n
導流堤が 0.1基の場合	1.14	1.03	0.46	0.97	3.21	1.10
導流堤が 2基の場合	4.11	1.91	1.91	0.81	10.0	0.92
全てを含む場合	2.13	0.95	1.15	0.91	4.49	1.00

表-2. Jarretによる式(1)の係数

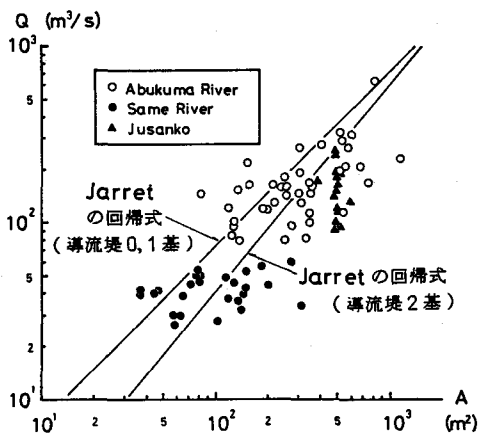


図-6. 実測断面積と換算流量の関係

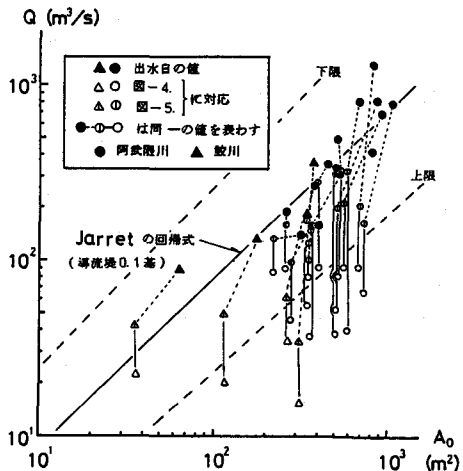


図-5. 出水時断面積と出水日換算流量の関係

おり、出水日に近いデータを選び出し、出水日の断面積 A_0 と、出水日の換算流量 $(Q_T + 2/\pi \cdot Q_r)$ の関係を図示したものである。なお、出水日の断面積 A_0 は、出水後測量日までの平均的な波エネルギーおよび流量を用い、後述する式(3)により逆算した。また、図-6は、測量時の断面積 A と測量時を含むそれ以前3日間の平均的な換算流量 $(\bar{Q}_T + 2/\pi \cdot \bar{Q}_r)$ の関係を示している。これらの図から、(I)(II)いずれの平衡状態においても寄与率 $k = 2/\pi$ はほぼ妥当なものであることがわかる。

4. 河口の断面特性

図-7は、河口断面形状の特性を見るため、野田⁴⁾にならい、最大水深 h_c で無次元化した河口断面積 $A_* = A/h_c^2$ と河口幅 $B_* = B/h_c$ の関係を示したものである。全体的には三角形断面と長方形断面の間に値がばらつくが、構造物のない阿武隈川、鮫川の場合、野田が指摘したように三角形断面に近い傾向がある。導流堤がある鳥の海、十三湖では、平均的に $A_* = B_* - 10$ の曲線にのっている。

次に、河口幅と平均水深 $\bar{h}$ の関係を示したのが図-8である。図中の曲線は、Mehta⁵⁾ による、実験・実測をもとにした経験的關係であり、ほぼ平衡時に成立つ関係と考えられる。平常時にも比較的流量の多い阿武隈川の場合 Mehta の関係にはほぼ近いが、出水が早く出水時と平常時で流量差が大きい鮫川の場合、出水時に水深があまり変化せずに拡幅され、その後 Mehta の関係に漸近していくという過程(矢印で示す)を繰り返している。導流堤のある場合について見ると、鳥の海、十三湖いずれも、与えられた平均の日最大流量と河口幅(導流堤幅)に対して、流れのみを考慮した砂の移動限界条件を満たす水深(鳥の海で約1.0m、十三湖で約3.0m)がほぼ実現されている。

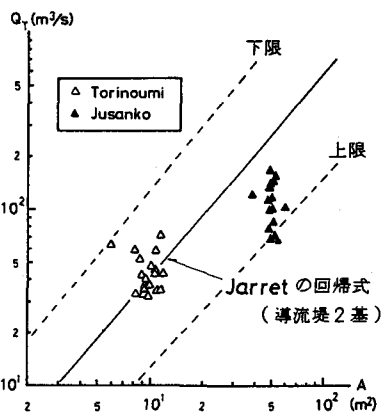
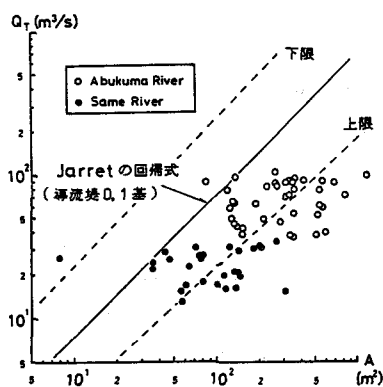
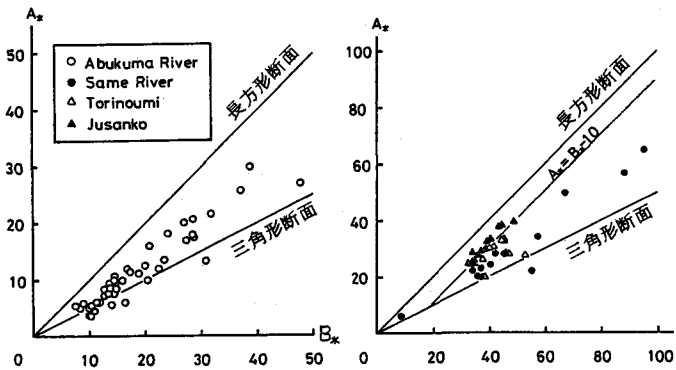
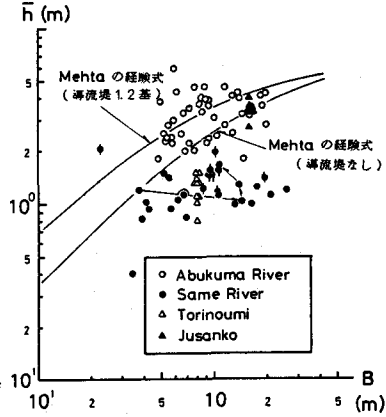


図-4. 実測断面積と潮汐流量の関係

導流堤を二基設置した場合にもしこの関係が一般的であるならば、与えられた流量に対して所要の水深を得るのに必要な導流堤幅が決まることになる。



図－7. 河口断面形状特性



図－8. 平均水深と河口幅の関係

5. 河口断面積変化の数値シミュレーション（非平衡時の河口断面積の予測）

モデルの基本的考え方は前報と同様であり、河口断面積は独立な2つの底質移動作用、すなわち河川流と潮汐流による排除作用と、沿岸流による流入作用により変化すると仮定する。ただし、前述の議論から河川流量の潮汐流量に対する寄与率は $2/\pi$ とする。また、河口幅 B 、平均水深 $\bar{h}$ と断面積 A の関係としては、物理的対応が十分でないため、データをベキ乗回帰して得られる式（表－3）を用いる。これら以外に問題となっていた点としては、

- ⅰ) 鮫川の断面縮小過程に用いた掃流砂量公式の指数が負になり、従来提案されているものと大きく異なる。
 - ⅱ) 阿武隈川と鮫川の各種係数に相違が見られ、物理的意味が明らかでない。
 - ⅲ) 沿岸漂砂量公式の項の次元が合わない。
- などがあげられる。

そこで、今回は掃流砂量公式および沿岸漂砂量公式の指数を2.0（Kalinske-Brown型）および1.0（Savage型）に統一して計算を行い、係数を排除作用と流入作用の効率という形で評価する。

また、掃流砂量公式として、限界掃流力を含めた形の式を用いる。これは、鮫川のように出水が早い場合、前報の方法でこれを十分に表わすためには、波の効率を過大にとる必要が生じ、その後の計算で河口が閉塞し易くなるという矛盾が生じるためである。鮫川における平常時の日最大流量は約 $60\text{ m}^3/\text{s}$ 程度であり、このとき限界シールズ数が0.05となる断面積は 138 m^2 になる（平均水深を1.0 m、粗度係数は砂礫ではなく粒径により決まると仮定し、Manning-Stricklerの式により粗度係数を評価した）。従って、平常時流量においてこれ以上の断面積を有する場合、河川流・潮流による排除作用はほとんど無いことになり、図－2の⑬に見られる大出水により 300 m^2 以上にも広がった河口断面積の縮小過程に対しては、限界掃流力を考慮することが物理的にも妥当と考えられる。

さらに、波浪による河口内への単位河口幅当りの移動砂量としては、Savage型の全沿岸漂砂量公式を、その移動帯幅である碎波帯幅で割った値を用いることとする。

以上から、今回用いるモデルの基本方程式は、図－9を参照して、砂州幅が一定であると仮定すると次のように表わされる。

諸元 場所	河口幅		河口部平均水深	
	回帰式	相関係数	回帰式	相関係数
阿武隈川	$B=2.61A^{0.63}$	0.87	$h=0.40A^{0.40}$	0.72
鮫 川	$B=1.33A^{0.90}$	0.95	$h=0.75A^{0.10}$	0.31

表－3. 計算に用いた河口幅、平均水深と断面積の関係

$$(1 - \lambda) L \frac{dA}{dt} = -e_w \frac{Q_u}{l_b} \cdot B + e_r q_B \cdot B$$

$$= -e_w \frac{\alpha \cdot E}{l_b} B + e_r \cdot 10 \psi_* (\psi_* - 0.05) u_* d_{50} B \quad (3)$$

ここで、A：河口断面積、B：河口幅、 $Q_u (= \alpha \cdot E)$ ：Savage 型の全沿岸漂砂量、 q_B ：流れ（河川流と潮汐流）による掃流砂量、L：砂州幅、 λ ：空隙率、 ψ_* ：シールズ数、E：海岸線単位幅当りに輸送される波エネルギー、 l_b ：碎波帯幅、 u_* ：摩擦速度、 d_{50} ：粒径、 e_w ：波浪による河口断面の流入作用の効率、 e_r ：流れによる排除作用の効率、である。

ただし、碎波帯幅 l_b は、碎波指標の近似式を用いて次式に

$$l_b = \frac{h_b}{\tan \alpha} = 0.637 (\tan \alpha)^{-1.11} \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^{-0.17} H_o \quad (4)$$

より求めた。ここで $\tan \alpha$ は河口前面の海底勾配である。

また、 ψ_* に含まれる Manning の粗度係数は、粒径を粗度と考えて、Manning - Strickler の式より求めた。

数値計算は、ニュートン法を用い、時間間隔を 1 日として

行った。用いた波浪データは、阿武隈川については、図-1

の C 点沖合約 800 m の地点で計測されたものであり、鮫川に

ついては、図-2 に示したものである。波向きは、河口前面の 5 m の等水深線に対する角度として求めた。

鮫川における計算は、現象的に異なると考えられることから、i) 砂州崩壊前、ii) 砂州崩壊後～仕切堤工事開始前、iii) 仕切堤工事開始後の三期間に分けて行った。最適な効率 e_w 、 e_r を評価するため、これらの効率と次式で定義される ϵ との関係を調べたのが表-4 である。

$$\epsilon = \frac{1}{N} \sum \frac{|A_m - A_c|}{A_m} \quad (5)$$

ここに、 A_c ：計算断面積、 A_m ：実測断面積、である。これらの結果からまずわかることは、鮫川において

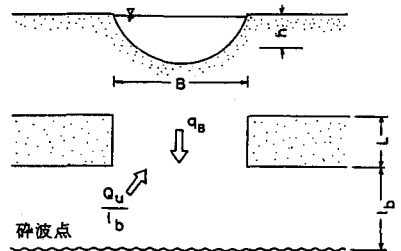


図-9 河口部のモデル

(a) 阿武隈川

$e_w \backslash e_r$	0.0005	0.001	0.005	0.01	0.05	0.1	0.5
0.005	0.41	0.24	0.36	0.39	—	—	—
0.025	—	0.48	0.17	0.21	0.33	—	—
0.05	—	—	0.34	0.22	0.22	0.26	0.39
0.25	—	—	—	—	0.16	0.20	0.34
0.5	—	—	—	—	0.24	0.17	0.31

(c) 鮫川（砂州崩壊後～仕切堤工事開始前）

$e_w \backslash e_r$	0.0005	0.001	0.005	0.01	0.05	0.1	0.5
0.007	0.36	0.30	0.44	0.45	0.45	0.45	—
0.035	0.62	0.55	0.35	0.26	0.40	0.41	0.44
0.07	0.66	0.60	0.45	0.40	0.34	0.36	0.43
0.35	0.69	0.64	0.51	0.47	0.36	0.35	0.86
0.7	0.70	0.65	0.53	0.48	0.39	0.38	0.41

(b) 鮫川（砂州崩壊前）

$e_w \backslash e_r$	0.0005	0.001	0.005	0.01	0.05
0.035	0.19	0.22	0.59	0.77	1.17
0.07	0.21	0.17	0.45	0.62	1.02
0.35	0.27	0.20	0.16	0.27	0.65
0.7	0.34	0.25	0.13	0.20	0.52
3.5	—	0.41	0.20	0.16	0.28

(d) 鮫川（仕切堤工事開始後）

$e_w \backslash e_r$	0.001	0.005	0.01	0.05	0.1
0.007	0.48	0.46	0.46	0.50	0.54
0.035	0.45	0.24	0.29	0.30	0.33
0.07	0.55	0.36	0.24	0.17	0.19
0.35	0.64	0.50	0.43	0.21	0.21
0.7	—	—	—	—	—

表-2. 流入効率 e_w 排除効率 e_r と誤差 ϵ の関係

は、砂州崩壊前後では誤差が最小となる e_r はほぼ等しいが、 e_w は 1 オーダー以上異なり、他方、仕切堤工事開始前後においては、誤差が最小となる e_w はほぼ等しいが、 e_r は大きくなるということである。仕切堤工事前後の変化に対しては、流れが汀線に対し直な方向に整えられ、排除作用が効率良く行われたことが原因と考えられる。また、砂州崩壊前後の相違に対しては、砂州崩壊前の砂州の位置が河道よりかなり左岸側に外れており、左岸砂州が河道内に侵入して右岸からの沿岸漂砂が効率良く作用したことが原因と考えられるが、断定することはできない。二番目として、砂州崩壊後の鮫川の最適効率 e_w 、 e_r が阿武隈川とほぼ同程度の値 ($e_w \div 0.03$, $e_r = 0.005 \sim 0.01$) を表わしていることがあげられる。これは、砂州崩壊以後、鮫川の河口は河道に沿った位置にあり、比較的阿武隈川と似た状況になっていることによるものと考えられる。

最後に図-10に最適な効率 e_w 、 e_r を用いて数値計算を行った結果を示す。

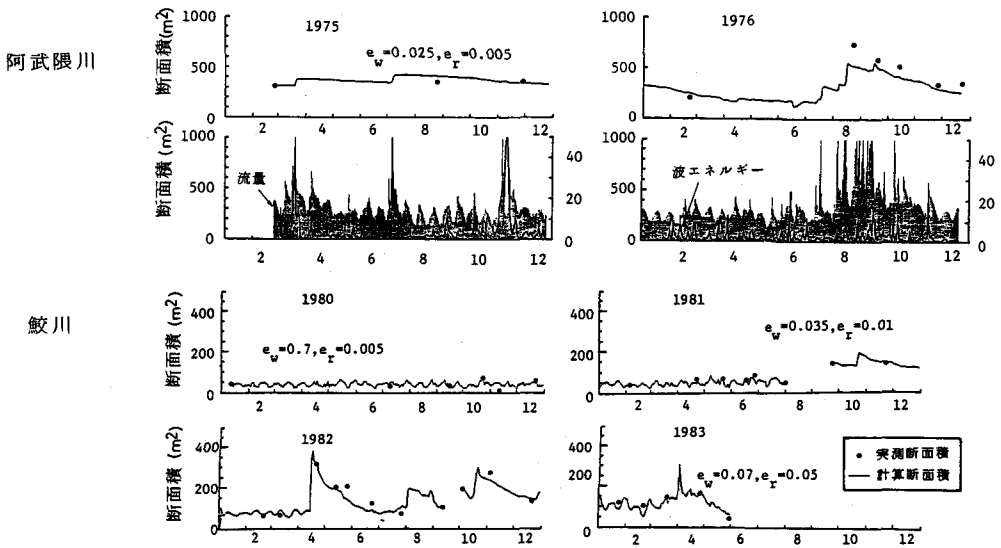


図-10. 数値シミュレーション結果

6. おわりに

河口断面積の変化予測手法をより一般的なものとするため、河川固有流量の効果、河口の断面特性を検討し、さらに数値モデルを修正した。砂州の複雑な変化が無い場合、波浪による流入効率 e_w は 0.03 程度、河川流・潮汐流による排除効率 e_r は 0.005 ~ 0.01 程度とすれば良いが、さらに多くの実測データによる裏付けが必要である。砂州の位置と効率の関係、砂州崩壊発生条件とメカニズム、導流堤設置の効果などは残された課題である。

謝 辞

本研究を行うにあたり、東北大学工学部河川水理学研究室の諸兄には資料整理に際し、また同研究室 後藤智明助手には数値計算に際し助力を得た。なお、本研究の一部は、文部省科学研究費（代表 東北大学理学部、栗原康教授）によることを付記する。

参考文献

- 1) 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回水講，1980。
- 2) 常盤共同火力(株)：勿来発電所周辺における海浜調査報告書，1983。
- 3) Jarret, J. T. : Tidal Prism - Inlet Area Relationships, G.I.T.I Report 3, Feb., 1976。
- 4) 野田英明・木村晃：河口閉塞に関する研究(1)，京大防災研究所年報第13号B，1970。
- 5) Per Brunn : Stability of Tidal Inlets, pp 110~114, 1978。