第24回水理講演会論文集　1980年２月

河口断面積変化過程の数値モデル
A model of the change of the sectional area at the river mouth

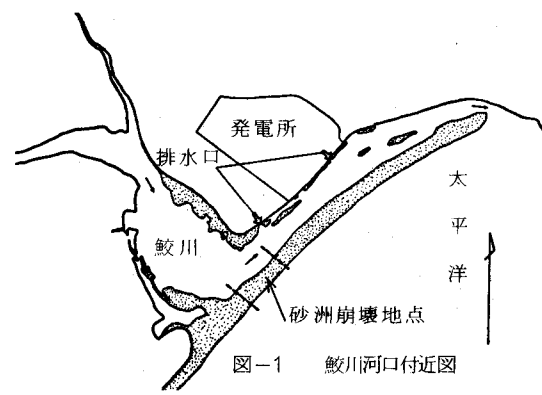
東北大学大学院　学生員　○青田茂雄
東北大学工学部　正　員　　首藤伸夫

1. 序

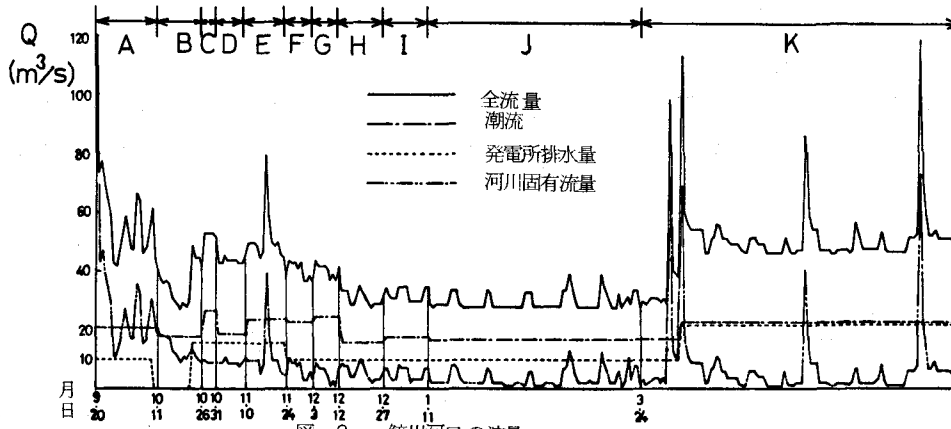
河口断面積は，主に河川流，潮汐，波浪，風等の外力の下に決定される。河口部での砂移動を，河川流と潮汐流による掃流作用と，波浪に起因する漂砂の流入作用とからなると仮定し，砂の収支を基に河口幅の解析を行ない，河口変形の検討を試みた。対象とした河口のひとつは，台風による異常出水のため，砂洲が崩壊して生じた鮫川の新河口（福島県いわき市）で，崩壊後の比較的短期間の変形過程を追跡した。また，同様の考え方を阿武隈川河口（宮城県岩沼市）の長期間の変化にも適用してみた。

2. 河口状況

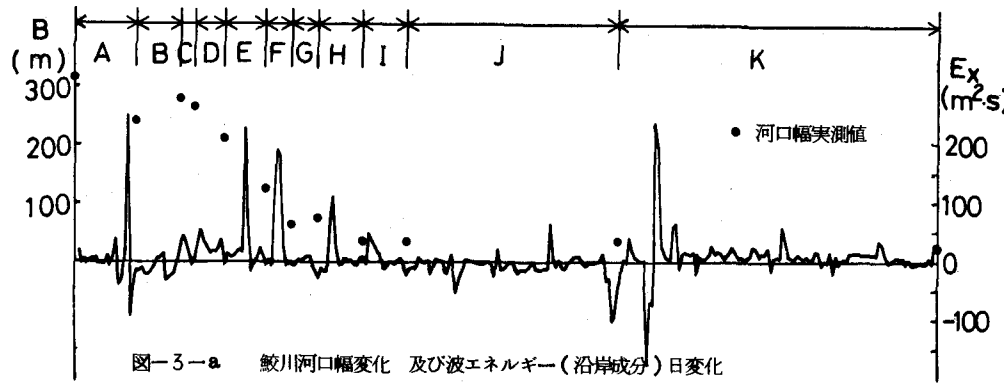
(1) 鮫川　　新河口から上流約６kmのところに工業用水のダムがあり，常時取水しているため，河口部での河川固有の流量は日平均数m³／s と少ない。しかし，図－１に示す様に，河口付近に発電所が位置し，２ケ所の排水口より１ケ所当り日平均10m³／s の排水を流出している。この冷却水の取水口は図面外の地域にあり海水を使用している。一方潮汐は，潮汐プリズムを平均流量に換算して約20m³／s となり，河口断面形成に大きく寄与していると思われる。図－２に河川固有流量，発電所排水量，潮汐流量（各区間毎に平均してある）及び，全流量の変化を河口幅実測日毎に区切って示している。鮫川河口沿岸では，波向ＳＥ，ＳＳＥの波が卓越し，右岸から左岸に向う沿岸流を多く発生させる。これが崩壊前には，約２kmにもおよぶ砂洲を形成させる主要因となり，また，崩壊後には右岸砂洲の著しい成長をうながしていると考えられる。図－３－ａ，ｂ，ｃは，砂洲崩壊後の河口幅変化，左右両岸砂洲位置変化（沿岸方向，岸向き方向），及び，鮫川に近い小名浜港で観測された波浪データを用いた波エネルギー－Ｅ；$H_0^2 T_0 \cos\theta$，その沿岸成分Ｅx；$H_0^2 T_0 \sin 2\theta$（右岸から左岸へ向う方向を正とする），岸向成分Ey；$H_0^2 T_0 \cos^2\theta$ の日変化をそれぞれ示す。



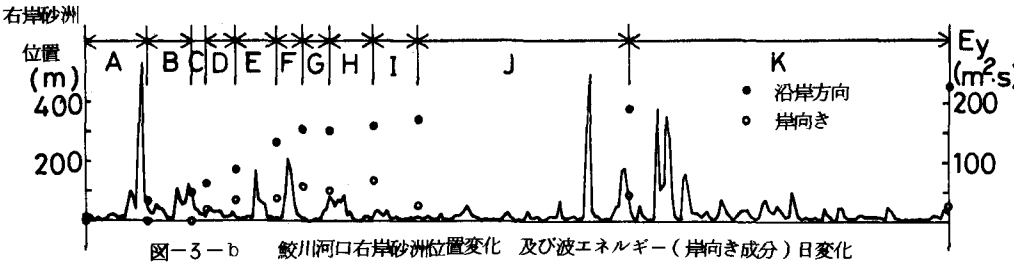
図－１　鮫川河口付近図



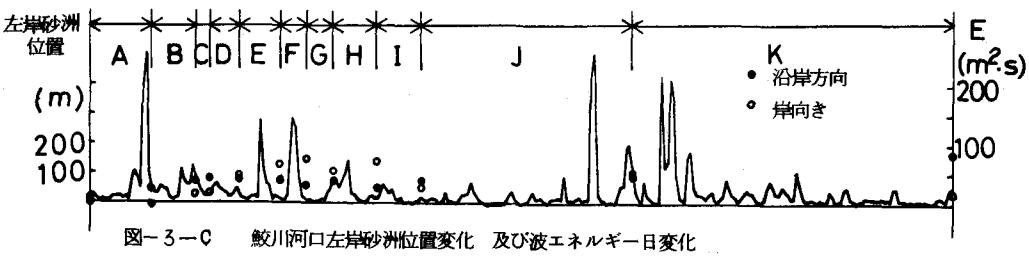
図－２　鮫川河口の流量



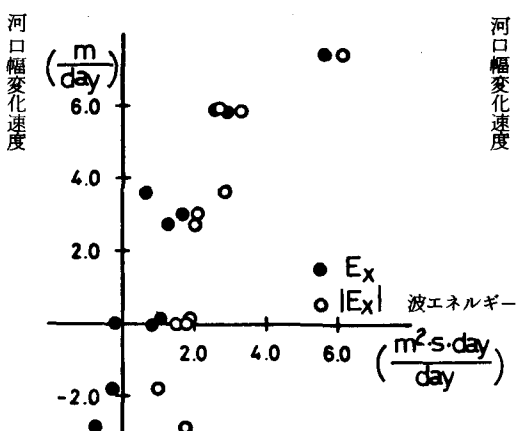
図－3－a　鮫川河口幅変化　及び波エネルギー（沿岸成分）日変化



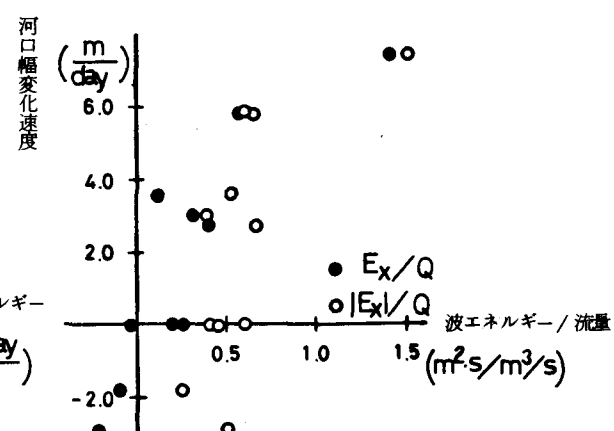
図－3－b　鮫川河口右岸砂洲位置変化　及び波エネルギー（岸向き成分）日変化



図－3－c　鮫川河口左岸砂洲位置変化　及び波エネルギー日変化



図－4　河口幅変化速度と波エネルギー（鮫川）



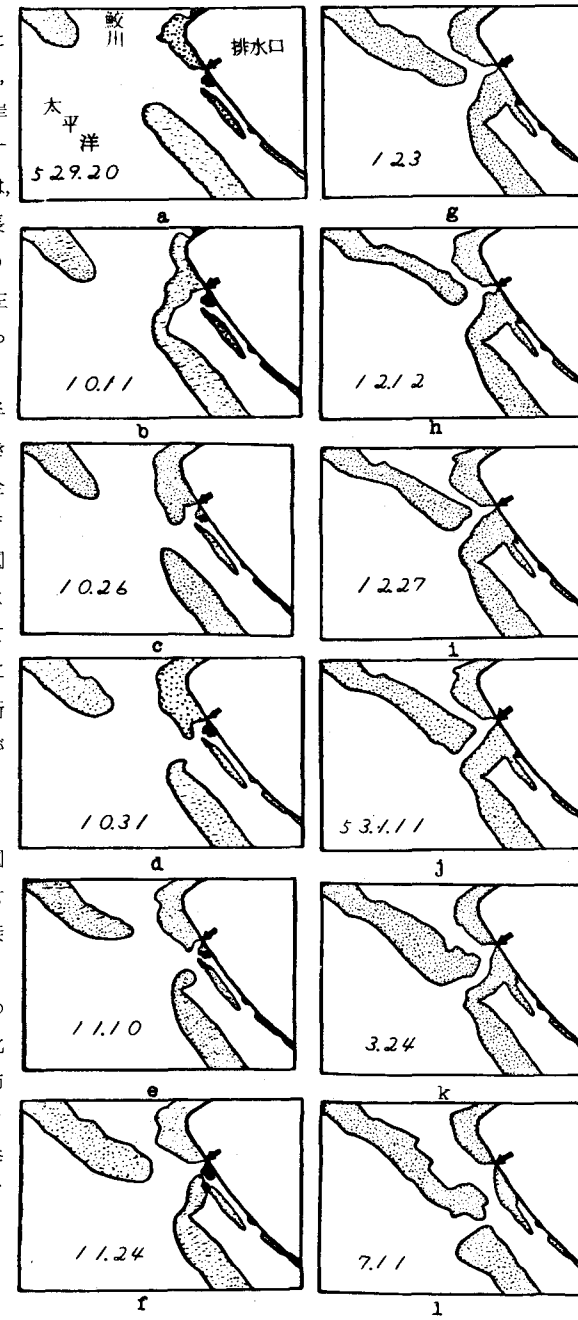
図－5　河口幅変化速度と波エネルギー／流量（鮫川）

一方，図－4，5は各区間毎の河口幅の変化速度 dB／dt（縮小を正とした）に対する Ex，|Ex|，及び，Ex／Q，|Ex|／Qの関係を表わしている。これをみると，崩壊後の河口幅の縮小が，波エネルギー沿岸成分や波エネルギーと流量の比に関係した砂洲の成長によることがわかる。

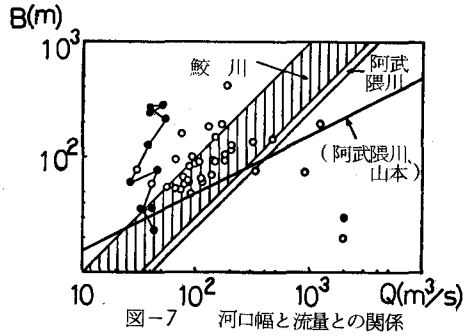
砂洲崩壊後の河口変形を図－6を例に説明する。崩壊後しばらくすると，旧河口への流下，及び，発電

所排水の新河口への流入を遮る様に，左岸砂洲と陸地との間に小さな砂洲が発生した（図－6－a，b）。その後，この砂洲が消失するとともに，右岸砂洲がやや河川側に入りこみながら急速に成長する時期があった（図－6－c，d，e）。右岸砂洲は，その先端が発電所排水口近くに到達すると成長がゆるやかとなり，今度は，発電所の排水に沿う砂洲が次第に水面上に形をあらわし，ついには左岸砂洲は図－6－f，gに示す様に陸つづきとなった。崩壊後約2ケ月半で落ち着いたこの地形は，しばらく安定した（図－6，h，i，j，k）。崩壊半年後，旧河口が完全閉塞するとともに，陸つづきの砂洲は切断され，2ケ所からの発電所排水が全て新河口を通過する様になり，さらに河口は，若干左岸方向に移動して安定した（図－6－l）。図－7は，河口幅Bと流量Qとの関係で，図中には山本[1]の静的平衡断面の式（阿武隈川）も示してある。鮫川の実測値は黒丸印である（変化順序に線で結んだ）。このグラフからも，崩壊で非平衡となった河口幅が，除々に平衡状態に向う傾向がわかる。

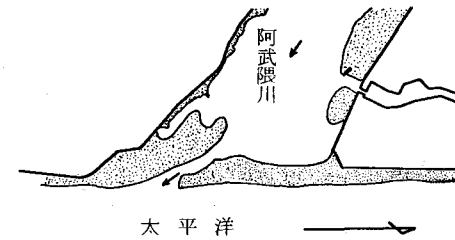
(2) 阿武隈川　図－8は阿武隈川河口付近図である。河口は，南北に走る海岸線に開口し，付近に三角洲の発達は認められない。しかし，直接太平洋の激浪の作用をうけるため，漂砂の堆積，浸食が甚しく河口の位置，幅，方向はれえず変わり，特に河口幅は約40～200m程度の範囲で変化している。河口は，秋季から冬季にかけての季節風により閉塞し，融雪出水によって砂洲がフラシュされ，その後，除々に砂洲が伸長するが，夏季の梅雨性集中豪雨や台風による出水によって再び



図－6　河口の変形過程（鮫川）

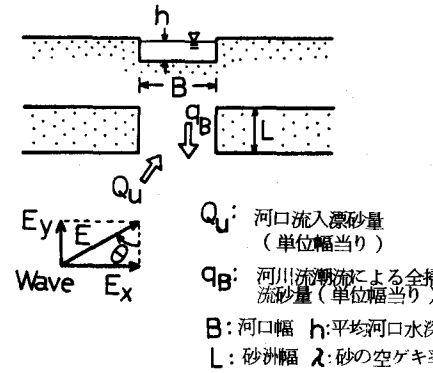


図－7　河口幅と流量との関係



図－8　阿武隈川河口付近図

フラッシュされ，秋季から冬秋にかけて閉塞傾向を強めてゆくというパターンを繰り返している。年平均河川流量は140〜150 m³／s である。阿武隈川の実測値も図－7に白丸印で示してあるが，非平衡のデータが多いためか，山本[1]の式（阿武隈川）に比べ，全体的に大きな値になっている。



3. 河口部断面の変化モデル

河口部断面の変化を，河川流と潮汐流による河口部からの排除と波浪による漂砂の河口部流入とからなるとする。砂量の連続を考えると，

（河口部変化量）＝（河口流入漂砂量）－（河川・潮汐掃流砂量）

$$(1-\lambda)\frac{dV}{dt} = Qu \cdot B - q_B \cdot B \quad \cdots\cdots (1)$$

である。ここで水深h，砂洲幅Lを一定と仮定し，q_B としてKalinske－Brown型掃流砂量公式，Quとして Caldwell型漂砂量公式を用い変形すると，

$$(1-\lambda)\ Lh\frac{dB}{dt} = -K_1 \cdot |H_0^2 T_0 \sin 2\theta|^n \cdot B + K_2 \cdot \left(\frac{Q}{A}\right)^{2m+1} \cdot B \quad \cdots\cdots (2)$$

$$K_1 = \alpha \left(\frac{\rho g^2}{64\pi}\right)^n, \quad K_2 = \frac{Kd}{(sgd)^m}\left(\frac{n\sqrt{g}}{h^{1/6}}\right)^{2m+1}$$

あるいは，

$$\frac{dB}{dt} = -a \cdot |H_0^2 T_0 \sin 2\theta|^n \cdot B + b \cdot \left(\frac{Q}{B}\right)^{2m+1} \cdot B \quad \cdots\cdots (3)$$

$$a = \frac{K_1}{(1-\lambda)Lh}, \quad b = \frac{K_2}{(1-\lambda)Lh^{2(m+1)}}$$

となり，河口幅の変化を波エネルギー沿岸成分と流量とにより表わすことができる。河口の動的安定条件は，(3)式において $t \to \infty$ で，$dB/dt = 0$ とすることに対応する。安定河口幅Beは，

$$Be = \left(\frac{b}{a}\right)^{\frac{1}{2m+1}} \frac{Q}{|H_0^2 T_0 \sin 2\theta|^{n/(2m+1)}} \quad \cdots\cdots (4)$$

となる。一方，(3)式において波エネルギー，流量を一定と仮定すると，

$$\frac{dB}{dt} = C_1 \cdot B + C_2 \cdot \frac{1}{B^{2m}}$$

$$C_1 = -a \cdot |H_0^2 T_0 \sin 2\theta|^n, \quad C_2 = b \cdot Q^{2m+1}$$

であり，$t = 0$ のとき，$B = B_0$ となる条件に対して次の解を得る。

$$B = \left\{\left(B_0^{2m+1} + \frac{C_2}{C_1}\right) e^{(2m+1)C_1 t} - \frac{C_2}{C_1}\right\}^{\frac{1}{2m+1}} \quad \cdots\cdots (5)$$

これは，初期河口幅 B_0 の河口が，C_1 即ち，波エネルギーに関係しながら，$-C_2/C_1$ 即ち，(4)式で表わせる安定河口幅Beに次第に漸近することを示している。

4 数値シミュレーションの結果

河口幅測定日間の各区間について流量Q，波エネルギー沿岸成分 $|H_0^2 T_0 \sin 2\theta|$ を平均した値をデータとし，流量Qは潮汐を考慮し，潮汐プリズムを潮汐半周期で除した平均流量を河川流量に加えた（鮫川の場

合は，発電所排水量も加えた)。波エネルギーの指数nは，既存の漂砂量公式より，n＝1.0，0.80，0.54の3 caseを用い，各々について掃流砂量公式の指数mを変化させ，(3)式の係数a，bを決定した。さらにそれらa，bを用い，河口幅Bを5日間毎に計算し実測値と比較した。n，m，a，bの組合せを表－1に示す。

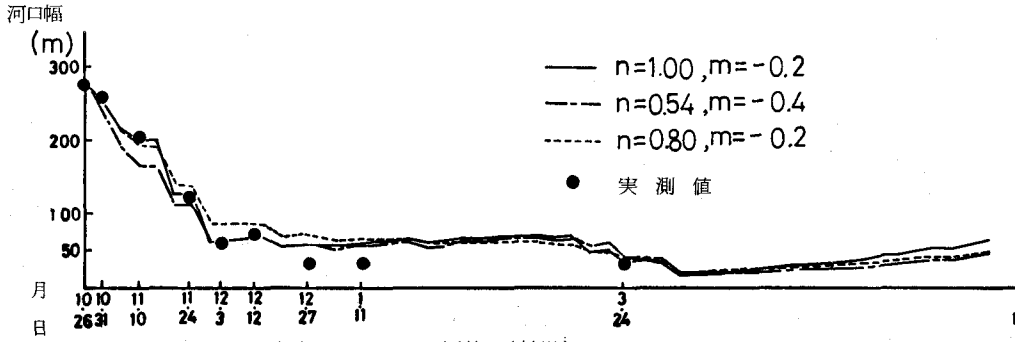
河口	n	m	a (×/δ²)	b (×/δ²)	α
鮫川	1.00	−0.4	0.17	3.12	0.17
	1.00	−0.2	0.12	2.53	0.12
	1.00	0.0	0.07	0.86	0.07
	0.80	−0.4	0.44	4.25	0.38
	0.80	−0.2	0.23	2.01	0.20
	0.54	−0.4	1.21	4.95	0.87
阿武隈川	1.00	1.0	0.45	0.039	2.60
	1.00	1.5	0.37	0.011	2.60
	0.80	1.0	0.52	0.030	2.59
	0.80	1.5	0.41	0.009	2.04
	0.54	1.5	0.29	0.004	1.19

表－1

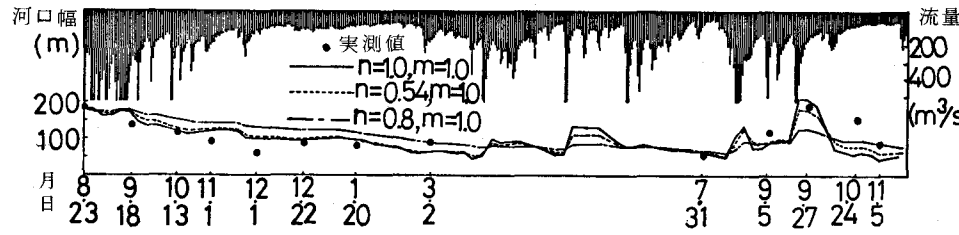
(1) 河口幅

(i) 鮫川（比較的短期間の変化）　鮫川は砂洲が崩壊した9月20日を初期値として計算したところ，初期区間A，Bの変化を良く表わし得なかった。ここでは変形モデルに不十分な点が残されているようである。この部分を除外し，10月26日を初期値した結果が図－9である。崩壊後の河口の縮小過程，そしてその後の安定過程をある程度表わし得た。しかし，mの値を極めて小さくとらねばならないことは，通常の掃流砂公式と矛盾する。これは，(3)式で砂洲幅L，河口水深hを一定と仮定したこと，掃流効果を $(Q/B)^{2m+1}$ のみで表わしたことと密接に関連しており，将来改善すべき必要がある。グラフ後半の河口幅の急な縮小は，その時期の波エネルギー増大と対応している。

(ii) 阿武隈川（比較的長期間の変化）　阿武隈川は，対象とした約3年間を通して，短期的変動，長期的変動をくり返しているので，係数a，bを決めるのが難しい。そこで，昭和51年8月～12月の明らかに河口幅が小さくなっている過程における5個をデータに，係数a，bを決定した。これを使用して，昭和52年11月までの約1年半の計算を行なった。実測値の得られている時間間隔が長く，殊に，河口が安定しているか否かを判断するのは難しい。このような事を考えると，図－10の計算結果より，河口の縮小，拡



図－9　河口幅の実測値　及び計算値（鮫川）



図－10　河口幅の実測値　及び計算値（阿武隈川）

大の様相をある程度追跡しえたといってよかろう。グラフ後半の各々のピークは，その時の出水による流量増大の効果である。また，mの値は鮫川に比べ大きく，ほぼ妥当な結果となった。（グラフ上部に河川流量を示す。）

(2) 漂砂量公式の係数，α

鮫川，阿武隈川いずれのモデルにおいても，a，m，nの組合せから逆算されるCaldwell型漂砂量公式の係数αは，表－1に示してある。$\alpha=0.07\sim2.6$の範囲であった。これは，従来の沿岸漂砂量公式の係数に比べ，やや幅が広いが，オーダー的には似た値となっている。

(3) 動的安定河口断面

(4)式からわかるように，安定河口幅Beは流量Qと関係するが，その係数には外力としての波エネルギーが関連している。襲来波エネルギーの平均値をとって考えることとし，その全期間平均値，及び，係数a，bを代入して，河口幅Bと流量Qとの式を求めたものを図－7に示す。a，b，m，nの組合せの如何によっても係数が変化するため，鮫川，阿武隈川ともある範囲で示されている。これをみると，安定河口幅，安定河口断面積に関する既存の諸式の係数の中味は，襲来波エネルギー，係数a，bなどに依存するものとおもわれる。

5. 結語

河口部断面の変化を，河川流，及び，潮汐流による砂の排除と波浪による砂の堆積とを考えて検討した。河口幅Bの変化を流量Qと波エネルギー沿岸成分$|Ex|$となり，表わすことができた。諸係数の決定にあたっては，既存の掃流砂量公式，沿岸漂砂量公式に類似したものとなれば，力学的にも矛盾のないものになるのであるが，必ずしもこれに成功したとはいえない。特に，河口断面変化において重要な水深hを一定と仮定したため，掃流砂量公式との食い違いが大きい場合があった。しかし，沿岸漂砂量公式の方はほぼ満足できる係数となった。安定断面をあたえる式の係数は，襲来する波エネルギーに大きく関係することがわかった。諸係数をきめるには，比較的短期間でもよいから，河口幅，河口水深，諸外力の変化を継続的に観測してきめることが必要で，このモデルの精度は，これによって大きく左右される。

6 謝辞

この研究をするにあたって資料を提供して下さった建設省仙台工事々務所，運輸省塩釜港工事々務所，及び，福島県いわき建設事務所の諸氏に厚く感謝する。また，数値計算には，東北大学工学部後藤智明助手の助力をえた。

参考文献

1) 山本晃一：河口断面特性，第23回海岸工学講演会論文集，1976