

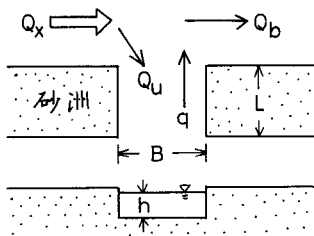
東北大学 学生員 ○青田茂雄
東北大学 正 員 首藤伸夫
東北大学 学生員 田中 仁

1. まえがき 福島県いわき市植田町の鮫川河口は 昭和52年9月20日の台風による異常出水のため 河口砂洲が崩壊した。2,3ヶ月間 崩壊部は著しく縮小変形し 旧河口も閉塞して現河口となり その後ゆっくり変形移動し 現在に至っている。そこで今回 河口近く位置する勿来発電所が独自に測定した河口変化図を参考に 河口を単純モデル化し 砂の連続の式を基に 崩壊後約3ヶ月間の河口変形の解析を試みた。

2. 流量状況(Fig. 2) 鮫川は 河口から上流約6Kmのところへ 工業用水の取水ダムがあり 河川固有の流量は限られたものになっている。また河口付近には 発電所の排水口(Fig. 1)があり その排水量と位置は かなり河口変形に寄与しているものと思われる。一方潮汐は 前述のように河川流量が限られているため その潮汐プリズムを流量に換算した量は 河川と発電所排水を合わせた流量を上回る程になっている。従ってこの鮫川の場合 河口変形に対し潮汐の影響は無視できないものと考え 河川流量 Q_w は 河川固有流量、発電所排水量と潮汐プリズムを合計したものを用いた。

3. 河口変形状況(Fig. 1) 砂洲崩壊後 排水の河口流入を遮るように砂洲が並び 再びその砂洲がなくなるとともに 左岸砂洲が後退した。(この変形のあった区間Bは 他の区間と比べ 特異であるため 解析対象から除いた。)その後は 左岸砂洲がほとんど後退しないのに対し 右岸砂洲が急激に前進し 河口幅を小さくした。区間H以降の変形は かなりゆっくりとなり 数ヶ月間で10m程度縮小したにとどまった。

4. 砂の連続の式



Q_x 沿岸漂砂量($Q_b + Q_u$)
 Q_b 通過漂砂量 Q_u 河口侵入漂砂量
 q 河川流と潮汐流による全掃流砂量(単位幅当り)
 B 河口幅 L 砂洲幅(一定)
 h 河口水深 A 河口断面積
 λ 砂の空隙率

(河口部変化量) = (河川潮汐掃流砂量) - (河口侵入漂砂量)

$$(1 - \lambda)L \frac{dA}{dt} = qB - Q_u \quad (1)$$

q として Kalinske - Brown型掃流砂量公式

$$q/u_* d = K(u_*^2 / sgd)^m \quad (s = \rho_s / \rho - 1) \quad (2)$$

を用い 流量 Q_w と断面積 A で次式に変形する

$$q = K_1 \left(\frac{Q_w}{A} \right)^{2m+1}, \quad K_1 = \frac{Kd}{(sgd)^m} \left(\frac{n\sqrt{g}}{h^{1/6}} \right)^{2m+1} \quad (3)$$

一方 Q_u は Caldwell型漂砂量公式を用いる

$$Q_x = \alpha \dot{E}_x^n$$

一時 $Q_x = Q_u$ とおき 沖波を用いて表わすと

Fig. 1

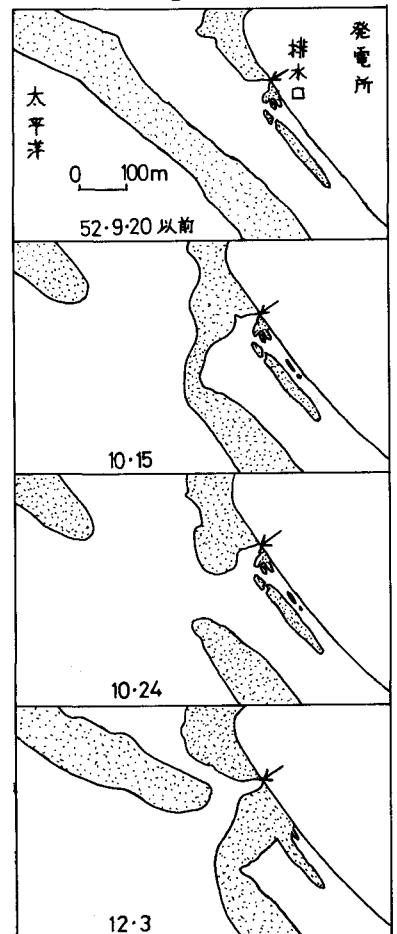


Table 1

掃流砂 公式	グラフより 得た式	Brown	Kalinske	Engelund -Hasen	佐藤・吉川 芦田
$q_w(m^3/m)$	2.4×10^{-4}	5.1×10^{-5}	3.1×10^{-5}	8.3×10^{-5}	4.7×10^{-7}

$$Q_u = K_2 (H_0^2 T_0 \sin 2\theta)^n, \quad K_2 = \alpha (\rho g^2 / 64 \pi)^n \quad (4)$$

となり 連続の式(1)は 次式となる

$$(1-\lambda) L \frac{dB}{dt} = K_1 \left(\frac{Q_w}{B} \right)^{2m+1} B - K_2 (H_0^2 T_0 \sin 2\theta)^n$$

さうK ここで $h = \text{const.}$ と仮定すると

$$Y = aX + b \quad (5)$$

$$Y = \frac{(dB/dt)}{(Q_w/B)^{2m+1} B}, \quad X = \frac{(H_0^2 T_0 \sin 2\theta)^n}{(Q_w/B)^{2m+1} B}$$

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

とまとめられる。次K (5)式において $dB/dt=0$ とおき 安定時の河口幅Bについて解く。

$$B^{2m} = -\frac{b}{a} \frac{Q_w^{2m+1}}{(H_0^2 T_0 \sin 2\theta)^n} \quad (6)$$

5. 結果 (5)式において $n=1$ とし, $m=2, \frac{3}{2}, 1, \frac{1}{2}$, 0の5caseについて計算すると Fig.3 K代表される様K 大体直線に近似できる。又 求めた直線式より河口幅を計算した結果 $m=\frac{1}{2}$ の場合が最も実際と近か, た。Fig.2 (a)に $m=2, \frac{1}{2}$ Kについて示す。(6)式に $m=\frac{1}{2}$ とその (m^3/s) グラフより得たa,b及び $Q_w, H_0^2 T_0 \sin 2\theta$ として 過去データの平均量を代入すると $B=30.5(m)$ を得た。これは 変動の小さくな, た時期の実際河口幅25(m)に比べ 相当な値とな, た。さうK $m=\frac{1}{2}$ のグラフより得た係数より 流砂量公式(2)式の係数Kを計算すると $h=2(m)$, (Manningの) $n=0.02$ のとき $K=14$ を得た。この値を用いた式で求めた流砂量と 既存の各流砂量公式で求めた値との比較がTable 1であるが いずれも既存の公式で求めた値の方が小さくな, た。同様Kして 漂砂量公式 $Q_x = \alpha \dot{E}_x$ の係数 α を計算すると $\alpha = 5.45 \times 10^{-4}$ となり 既存の漂砂量公式と考えあわせると 沿岸漂砂量 Q_x のうち 実際K河口に侵入する量 Q_u は その約0.1~0.9%ということになる。

6. あとがき 今回の解析では 砂洲崩壊によ, て 生じた河口の縮小過程を 流量と波エネルギーKによる砂の収支で ある程度表わし得た。今後は 現地観測による結果との比較と 河口位置の変動について さうK解析を進めたい。

Fig. 2

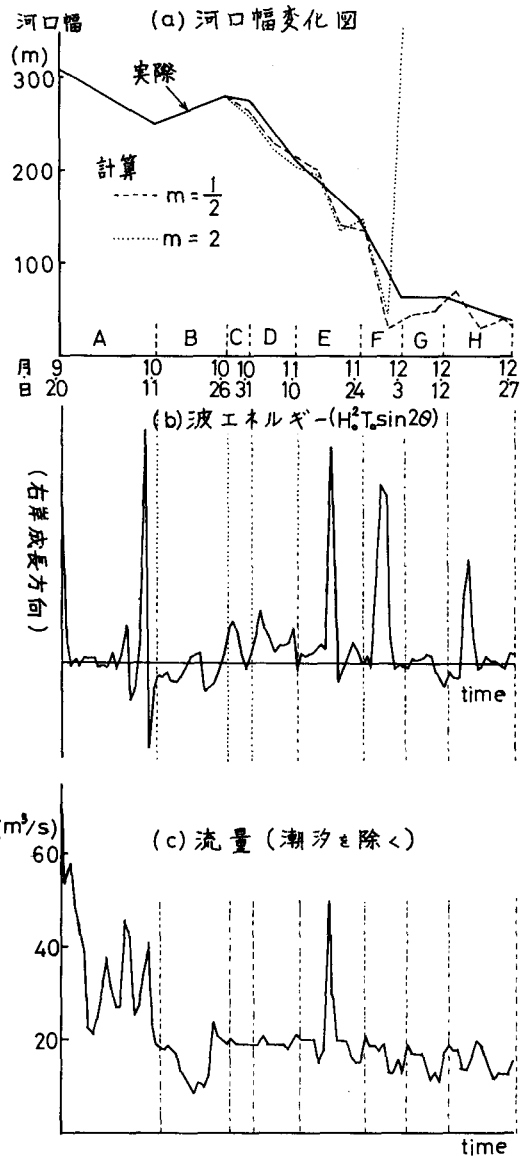


Fig. 3

