

建設省工本研究所

正員 工屋昭彦

〇山本晃一

はじめに

河と海の接点である河口は、二つの力のぶつかり合う場所である。海からの力と河からの力の時間的変動の急激さは、河口部における種々の困難な問題を生ずる人間にあたえる。その一つに河口閉塞がある。河口閉塞があたえる種々の影響の内、特に問題になるのは出水時の河口水位の上昇である。

出水時の河口水位を知るには、出水時の河口部河床変動量を正確に見つもらなくてはならない。

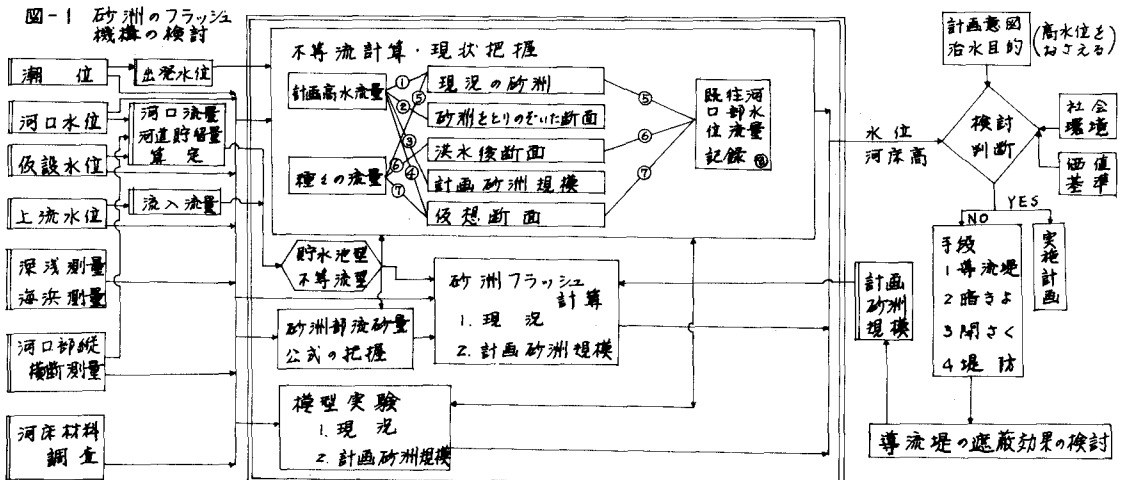
1. 砂洲フラッシュ機構の検討法の手順

洪水時の河口部水位を検討するに当って、我々が対象としている河口の水理的・地理的情報を持つことが、まず第一に行なわなければならない。洪水時における河口水位上昇量の検討に直接的に必要なものは図-1の左側の項目と、「計画砂洲規模」が決定されていなければならない。計画砂洲規模は、洪水前に河口部に存在すると仮定される砂洲の形状、規模である。この計画砂洲規模は、計画対称河口の自然条件と、導流堤などの人工工作物によって決まる。(現在の所、この決め方は、これからの研究に待たなくてはならないことが多い。模型実験、現在砂洲規模などから推定するほかあるまい。なお、計画論的な出水水位(潮位)の決定法も現在の所、はっきりしないことが多い。全国河川の出水水位の決め方の収集、河水の海への拡散流出機構の実験を通して、はっきりさせたいと思っている。)

ここでの検討項目は大きくわけて二つに分かれる。第一に河口調査より得た既往資料より現況における、水位変動及び砂洲変動特性の把握、第二に対策工法によって河道形状諸元が変化した場での水位変動及び河床変動特性の想定である。

“不等流計算、現況把握”においては、あたえられた流量(計画高水量、種々の流量)に対して、

(1)現況砂洲の存在する断面、(2)砂洲を取りのぞいた断面、(3)洪水後断面、(4)計画砂洲規模、(5)仮想断面での不等流計算を行なって、現況河口水位の記録と相互比較して次のような判断を行なう。



①砂洲がある、でも計画高水位より水位は低いのか？②砂洲が取りのぞかれたら安全に計画高水量を流せるのか？③計画砂洲規模程度の砂洲が存在しても計画高水位より水位は低いのか？④どのくらいの砂洲規模なら計画高水量を流しうるのか？⑤砂洲のフラッシュがあるのか？⑥洪水後断面はいつごろ生じたか、⑦砂洲のフラッシュ量はどれくらいか？⑧水位の時間変動より砂洲によるせき上げがあるのか。

この検討を通して、もし現況砂洲を取りのぞいても治水に安全でなければ検討判断において、堤防の嵩上げ、引堤などの手段を取らなければならない。河口部河床変動を検討する必要がある場合には、“模型実験”あるいは“砂洲フラッシュ計算”を行なう。この計算の前に、砂洲フラッシュ機構モデル設定のため、河口部の流出が貯水池型か、不等流型かの判断、砂洲部の流砂量式の検討をしておくことが望ましい。砂洲部の流砂形式は、河道形状が複雑であり、また時間的な変動の激しい場所であり、それゆえ、現地河口部での水理量を観測して、その資料より河口部流砂量を検討しておくのが良い。

2. フラッシュ計算法

河口部の現象が一次元的な現象（河道方向に平均量的な量で現象を表現しうるような場合）と考えられる時には河口部の現象は次の三つの基礎式に従うと考えられる。

$$\text{運動の式} \quad \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + N^2 \frac{v^3}{R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{流体の連続の式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + g = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{流砂の連続の式} \quad \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot B \frac{\partial Q_B}{\partial x} = g_s/B \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで v : 流速, N : 粗度係数, R : 径深, A : 断面積, Q : 流量, g : 横流入量, z : 河床高, λ : 空隙率, B : 川幅, Q_B : 流砂量, t : 時間, x : 距離, g_s : 側方よりの給砂量

この三式より独立変数 x, t に従属する v, z を求めることは原理的に可能である。(1),(2),(3)を解くには、差分法し、差分方程式を解けば良いが、解の安定性、収束性を良く考えて差分化しなければならぬ。水面の重力波の波速は、河床変動にあまり影響を受けにくいから近似的に安定化の条件として、

$$\Delta x / \Delta t > v_{m-1} \sqrt{gh}$$

が必要であり、河口部の河床変動を知るには Δx が短かくなければならず、計算時間が莫大となり、(1),(2),(3)の差分を解くことは容易でない。そのため(1),(2),(3)の各項の内、微小項を無視して簡略化していくのが良い。

・不等流型の場合、河口部流出量 Q と上流流入量 I がほとんど同一の場合には、河道内貯留量は流入水に対して小さく時刻においてもは不等流的に流れている。この時(1)式の $\frac{\partial v}{\partial t}$ を無視した次式

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{N^2 v^3}{R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

および(3)式を解けば良い。計算の流れは図-6に示す。この時差分式の安定性のためには、河床の微小擾乱の波速 C は $\Delta x / \Delta t$ より小さくなければならない。 C は次のように求まる。

$$(4) \text{式を変形して} \quad \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{g^2}{g} \frac{1}{h^2} \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{N^2 g^2}{h^{4/3}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$g \text{ は単位幅流量, また流砂量 } g_B = A U_*^P = A (g h N^2 g^2 / h^{10/3})^{P/2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで $P=3$ なら土研式, $P=5$ なら Brown 式、よって(3)式は次のように変形できて

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left(-\frac{7}{6} P A g^{P/2} N^P g^P h^{-(\frac{P}{2}P+1)} \frac{\partial h}{\partial x} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (7)$$

(5), (7)より

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{7}{6} P \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{F_r^P}{1-F_r^2} \right\} A g^P N^P h^{1/2 P-1} \frac{\partial z}{\partial x} = \frac{7 P g}{6} \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{F_r^P}{1-F_r^2} \right\} A g^P N^{P/2} g^2 h^{(\frac{1}{2}P-\frac{13}{6})} \quad \dots\dots\dots (8)$$

が求まる。よって

$$C = \frac{7P}{6(1-\lambda)} \left\{ \frac{Fr^P}{1-Fr^2} \right\} K g^P N^P h^{\frac{1}{3}P-1} \dots\dots\dots (9)$$

となり $\Delta x / \Delta t > |C|$ が必要である。(9)式は流れが常流の場合、

河床の微小変動は下流につたり、(3)式の差分は前進型を取、
た方がよいことを示している。このモデルの具体例として大淀川
の模型実験の結果に適用したものの一例を示す。模型縮尺は
水平鉛直方向とも $1/50$ であり、導流堤幅が $200m$ 、 $120m$ の場合
の結果を示す。砂洲を越流する流れはないため図-3の斜線部
分を死水域とした。境界条件として $-0.8km$ に水位、 $0.4km$ に
河床高(洪水中一定)と流入流量(図-4)とをあた

えた。流砂量公式としては Brown 型

$$Q_B = K \cdot B \cdot 10 u_* d \{ u_*^2 / (\sigma/\rho - 1) g d \}^2$$

を使った。Kは流砂量公式の補正係数である。図-
5最終河床高、図-6 $B=200m$ の場合の水位変化、
図-7に河床時間変化を示す。この結果をみると、

洪水 peak 前の水位は計算水位の方が高い。これは
 $B=120m$ でも同一の結果であった。流砂量式の選定
の問題、N値の変化があると考えられる。また距離
標 $0 \sim -0.2 km$ において導流堤をまわりこむ流れによ
って A 点付近に局所的な洗掘を生じ、河床低下量が
計算と一致しなかった。このような計算法は導流堤
によって河口断面積をせめて河口を維持しようと
する場合などの、洪水時の水位計算に有効であろう。

図-6 計算水位と模型実験水位

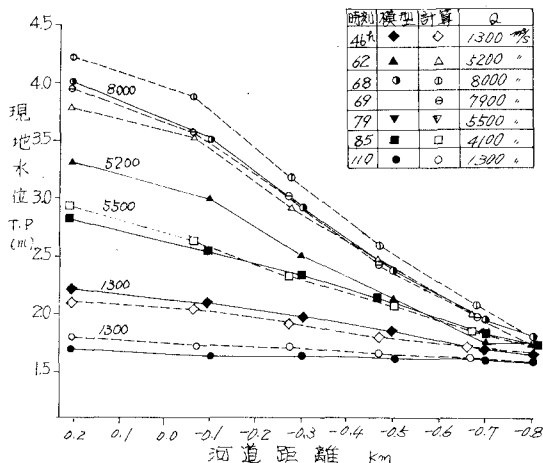


図-2 計算の流れ

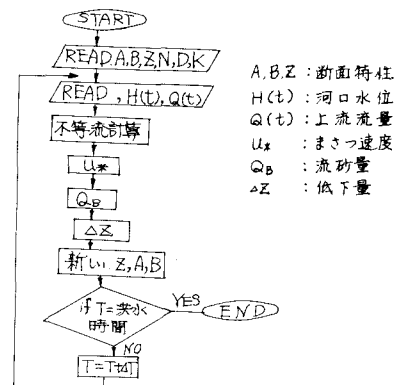


図-3 大淀川 河口平面図 (模型 $0.0K \sim -1.6K$ 間)

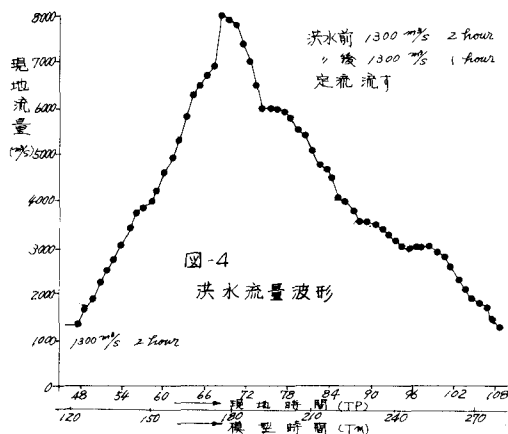
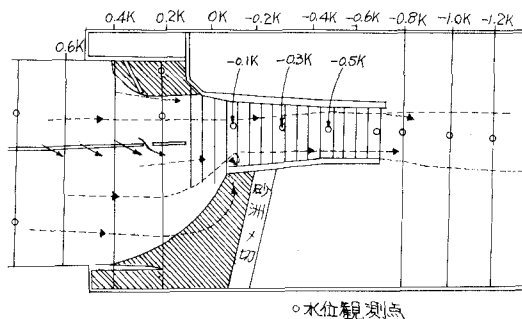
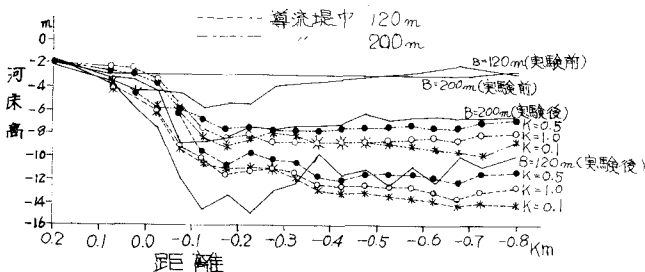


図-4 洪水流量波形

図-5 洪水後の平均河床高 (計算と実測)



・貯水池型の場合、河口部における流れが常流であり、流砂は砂洲部のみ、河口流量が砂洲上下間の水位によって決まると考えられる場合、A点における流入量 $I(t)$ 、B点における流出量 $Q(t)$ 、A~B間貯留量 V とすると、次式が成立する。

$$I(t) - Q(t) = \frac{dV}{dt} \doteq S(h_c) \frac{dh_c}{dt} \quad (10)$$

ここで $S(h_c)$ は河道貯水池水面積、B~C間の平均的な流部断面特性 h, A, B を求める。河口部抵抗則として近似的にマンギの等流式を使えば、

$$Q = \sqrt{N} \cdot R^{2/3} \cdot \Delta H / L \cdot A \quad (11)$$

$\Delta H = h_c - h_B$ で、 L はB~C間距離である。砂洲部流砂量 Q_B は流砂量式として土研式と使えば

$$Q_B = K \cdot g_B \cdot B = K \cdot B \cdot \psi \cdot F(\psi c_c) \cdot U_*^3 / (\psi \rho - 1) g \quad (12)$$

$$\text{ここで } U_* = \sqrt{g R I} = \sqrt{g \cdot R \cdot (h_c - h_B) / L}$$

である。 ΔT 時間後の河床低下量 ΔZ は

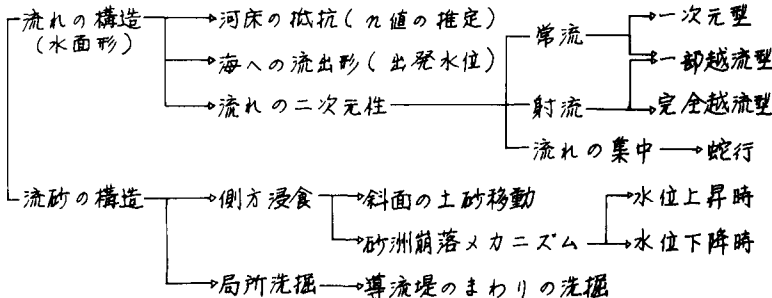
$$\Delta Z = Q_B / L / B / (1 - \lambda) \cdot \Delta T \text{ である。よって(10)式を差分化して}$$

$$I(t) - Q(t) \doteq S(t) \cdot [h(t + \frac{\Delta T}{2}) - h(t - \frac{\Delta T}{2})] / \Delta T \quad (13)$$

これより $h(t + \frac{\Delta T}{2})$ 、 ΔZ を求める。計算の流れは図-9に示す。このモデルと久慈川模型実験に適用したが、 N 値の時間経過による変化、射流の発生、 K の時間変化などがあり、うまく適用できなかった。この計算例として(10)式の差分形がらがうが大淀川の河口について板橋・塚本が適用したものがある。

3. 今後の課題

河口部の洪水時の砂洲変動は、ここで述べた一次元的計算法ではうまくゆかないことが多い。次のようなことと知らねばならない。



我々は、これらと一つずつつめて、河口部の水位、流砂特性の把握を以って、計算モデルを今後完成していきたいと思っている。

- 4) 富永・鶴木：久慈川河口水理模型実験報告書，土木研究所資料 440号，S. 44.3
- 5) 山本：出水時の砂洲フラッシュ機構の検討法，土木技術資料，S. 47.7
- 6) 中村，佐々木：河口滞砂における掃流砂間数の検討，第14回水論，S. 46.2

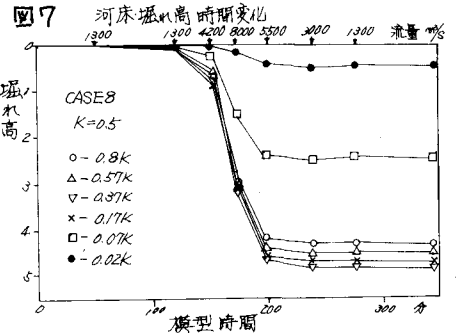


図-8

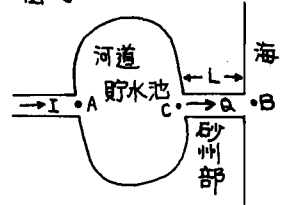
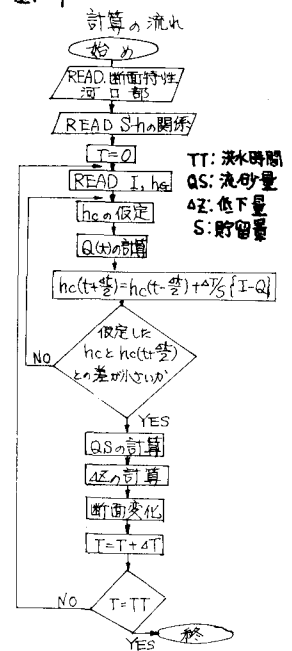


図-9



参考文献

- 1) 須賀・渋谷：大淀川河口模型実験報告書，土木研究所資料 705号，S. 47.1
- 2) 河口調査要領(案)：建設省治水課，土木研究所，S. 47.6
- 3) 板橋・塚本・大平：河口砂洲による水位上昇について，第24回水論