

河口砂州の崩壊に関する研究

建設省土木研究所 正会員 土屋 昭彦

建設省土木研究所 正会員 山口 高志

1. ま え が き

波浪によって河口閉塞を生ずる河川では、洪水時に河口砂州によって水がせき止められ、河口付近に湛水し被害を生ずることが多い。このため、人工的に砂州を一部開削し洪水の流下を助けたり、河口付近の河道内に人工的な遊水地を設け砂州のフラッシュに役立てるなどの対策を行なっている。また河口付近の計画洪水水位が、このためにかなり高くなることも問題である。

河口砂州が洪水によって崩壊する機構は、まず完全閉塞の状態を考えると、砂州によってせき止められた水が砂州を越え始めると、掃流および浮流によって土砂が運搬され、その流路を次第に増大する。この場合、水路床の低下と同時に砂の滑落による側方侵食が生ずる。また、砂州を越える流量は流路の増大するにつれて増加するが、河道内の貯留量の大小、および洪水流量のハイドログラフに支配されて変化する。不完全閉塞の場合には、完全閉塞の状態の一部と考えることができる。

本報告は、これらの機構のうちで、まず、取扱いの容易な二次元的な砂州の崩壊について若干の実験と解析を試みたものである。

2. 実験装置および実験の概要

実験は幅 1.8 m、長さ 4.0 m (A水路)、および幅 0.6 m、長さ 2.6 m (B水路) の 2 本のコンクリート製水路で行なわれた。水路の片面はガラス張りで砂州の崩壊状況を観察するとともに、ポイント・ゲージにより砂州高と水面高の測定を行なった。

A水路では、下流端の水位の比較的高い、砂州上を常流で流れる場合について、B水路では下流端水位の低い、射流状態についての実験を行なった。それぞれの水路で使用した砂は図-1に示す通りであり、B水路の場合は浮流現象が入らないようにかなり粒度の均一な粗砂を用いた。平均粒径は、A砂が 0.4 mm、B砂が 1.8 mm である。

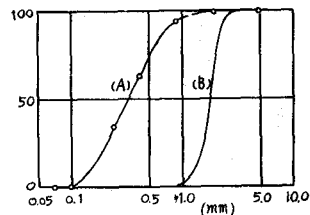


図-1

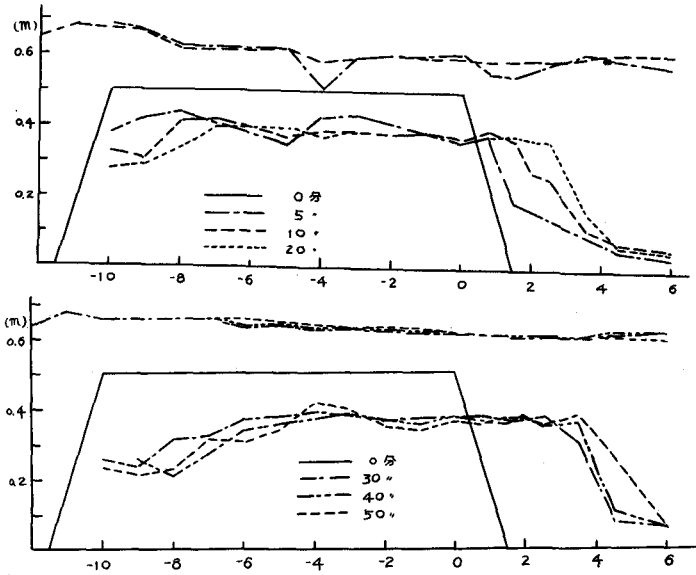
実験は、A水路では流量を 4 種類 (150~350 l/s)、下流端水位および砂州の下流端法面勾配をそれぞれ 3 種類、B水路では流量を 3 種類 (50~100 l/s)、下流端法面勾配を 3 種類変え、水路内に設けられた砂州の形状が河のように変化するかを追跡した。B水路では変化がはげしいために測定は一分ごとに行ない、A水路では通水後それぞれ 5 分、10 分、20 分、30 分、40 分、50 分の時に測定した。

3. 実験結果

(1) 常流実験

A水路で行なわれた実験結果のうち、もっとも下流端水位の低い例を図-2に示す。砂州の長さは

約 12 m あり、これを河床上 50cm の高さに整形する。下流端法面勾配は 1 : 3 である。通水後、ただちに砂州下流端に跳水を生じ、砂の流下とともにこの跳水が上流に移動する。跳水は上流に向うに



図—2 常流状態における砂州の崩壊

従って次第に減少し、越流開始後約 5 分位でほぼ安定した水面形状となる。しかし流れは時に不安定で一部に射流が表われることもあり、図中の水面形や砂州形状の凹凸がそれを表わしている。

最初、跳水が移動するときは流砂量も大きく、砂州の高さは急激に約 5 cm 低下する。これが過ぎると砂州上面の砂が掃流されて下流端法面に堆積するという安定した機構となり、砂州の高さを減ずるとともに次第に下流に法肩が前進していくのが見られる。

(2) 射流実験

実験結果の 1 例として、 $Q = 100 \text{ l/s}$ 、下流端法勾配 1 : 4 のケースを図-3 に示す。実験中顕著に観察されたことは、a) 実験初期、砂州上面の常流部分で波長 30 ~ 50 cm の砂漣が発生する、b) 同じく初期、急勾配斜面では波が発生し斜面は急速に掃流される、c) $Fr = 1.5 \sim 2.5$ 程度の間では、流砂は河床面上 5 mm 程度の厚さで移動しており、この際の流砂量としては浮流形式に入れるべきかも知れない、d) 実験後期、ほぼ $Fr = 1$ 付近では再び波長 50 cm 程度の砂漣が発生した、e) 斜面上の流れは最後まで射流であり、水面形状から限界水深の位置を求めると、初めから終りまでほとんど変化せず測点 18 ~ 19 の間に存在する、などである。

4. 河床変動計算

実験結果に対して河床変動計算を適用することとした。まず流砂の連続式は

$$\frac{dz}{dt} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{dq_b}{dx} = 0 \quad (1)$$

ここに z は基準面からの河床高, q_B は単位幅流砂量, λ は空隙率 ($=0.4$), x は水路上流よりとった距離, t は時間で表わされる。また流砂量は掃流のみを考え、佐藤・吉川・芦田公式を用いる。

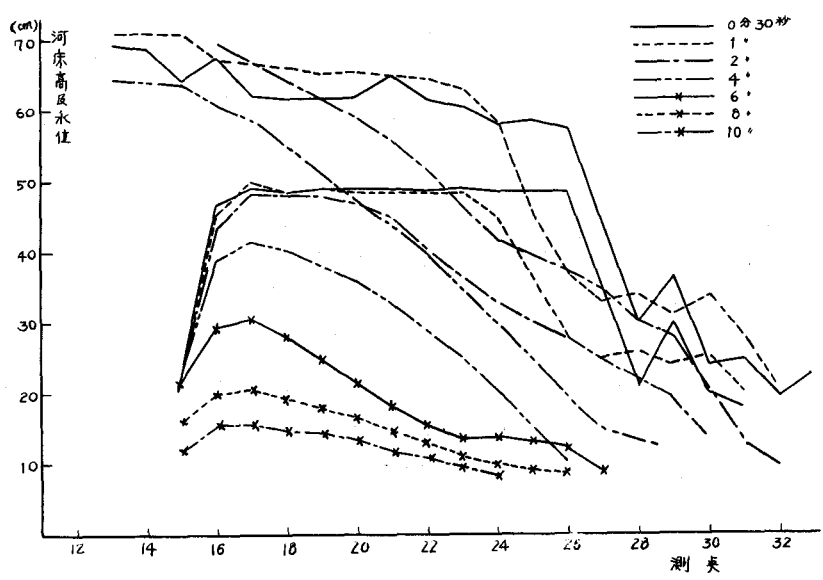


図-3 射流状態における砂州の崩壊

$$q_B = \frac{\varphi}{(\sigma/\rho - 1) q} u_*^3 \cdot F\left(\frac{\tau_0}{\tau_c}\right) \tag{2}$$

ここに u_* は摩擦速度, φ は $n \leq 0.025$ のとき $0.623 \cdot (40 \cdot n)^{-3.5}$, $n \geq 0.025$ のとき 0.623 , F は τ_0/τ_c の関数である。また限界掃流力については岩垣公式を用い、平均粒径より求めた。

(1) 常流状態に対する計算

計算は初期河床形状と流量および下流端水位を与え不導流計算を行い各点の水量を求める。これより Δx 区間の平均流砂量 q_{Bs} を求め、 Δt 時間後の河床高を式(1)により求め、再びその河床について不等流計算を行なって Δz を求めていく。まず $\Delta x = 1m$, $\Delta T = 1分$ として図-2に示すケースについて計算を行なった。初期河床としては、最初の5分間の流砂機構が極めて

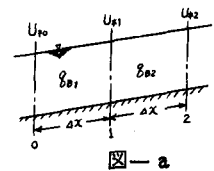


図-2

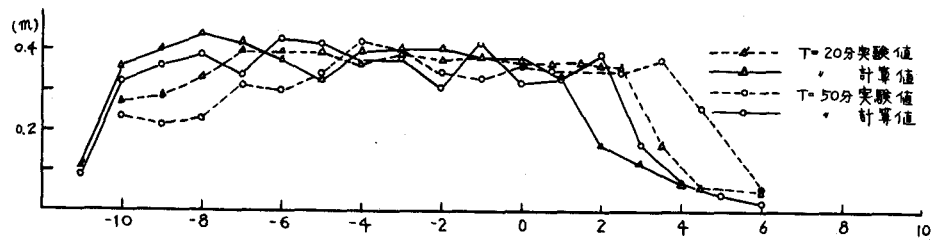


図-4 河床変動計算結果 (流砂量は土研公式)

複雑なものと、流量の変動があることを考慮して $T = 5$ 分のものを選んだ。粗度係数は、砂州上の安定した流れについて検討した結果得られた $n = 0.03$ を用いた。計算結果を図-2と比較したものを図-4に示す。

これで見ると、実験値に比べて下流端の砂州の移動が少なく、流砂量が少ないことが分る。 $T = 50$ 分の河床は幾分振動を生じている。そこで流砂量公式の補正として q_B の代りに $3 \cdot q_B$ を用いることとした。その結果は図-5の如くであり、下流端法面の進行速度はほぼ実験値に近いが、時間の経過とともに河床面が著しい振動を生じている。

いま、図-6の如き河床形状の所でせき上げ背水の場合を想定する。流砂量 q_{B1} と q_{B2} を比較すると、 q_{B1} の方が小さいから断面1の河床は上昇する。この傾向は q_{B1} と q_{B2} とが等しくなるまで継続するが、 q_{B1} としては区間0~1の間の平均値をとっているから、断面1の河床がかなり高くなるまで継続すると思われる。実際の河床の変動機構を見ると、掃流されてきた砂粒は、断面1を通過して凸部の下流側に、即ち区間0~1に堆積される。若し区間長が短かければ、慣性により更に下流の区間に堆積することも考えられる。

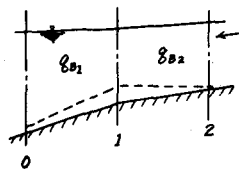


図-6

そこで、 q_{B1} と q_{B2} の差によって変動すべき地点を1区間ずらして断面0の変動量として表わす計算を試みた。この場合、区間長 Δx の変化による影響を調べるために、 $\Delta x = 1\text{m}, 0.5\text{m}, 0.25\text{m}$

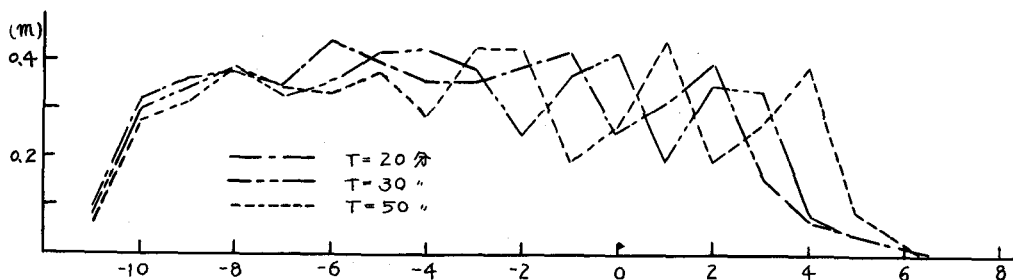


図-5 $3 \cdot q_B$ の計算結果

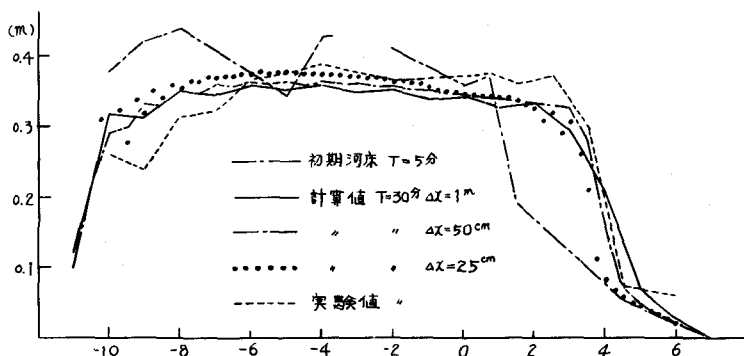


図-7 $T = 30$ 分のときの計算結果

の3種類の計算を行なった。計算結果のうち、 $T = 30$ 分と50分のものについて実験結果と比較したものを図-7, 8に示す。

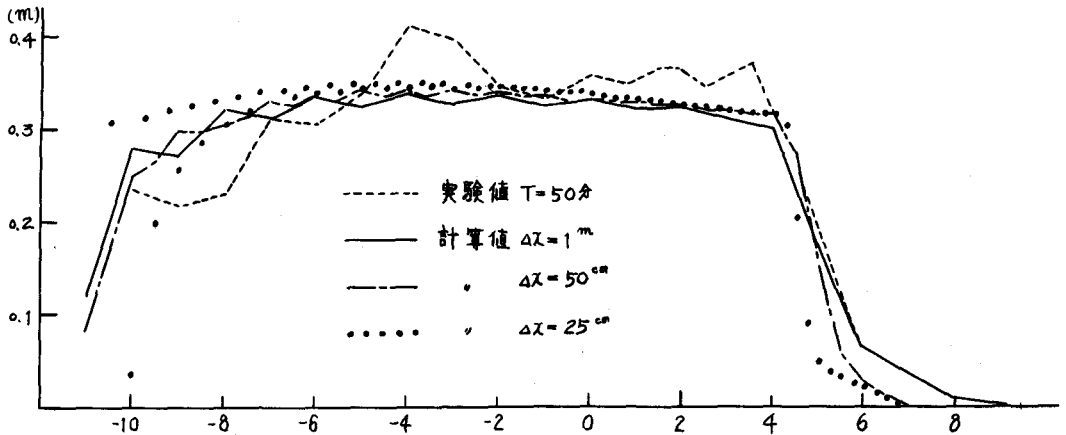


図-8 $T = 50$ 分のときの計算結果

この計算方法によれば、図-5にみられたような振動は消失し、実験結果とかなりよく一致する。特に法面先端の進行状況をよく表わしている。計算に及ぼす Δx の影響はあまり著しくないが、上下流端の法面付近において差がみられる。 $\Delta x = 25\text{cm}$ の場合には逆に上流法面で振動を生じている。砂州上には砂澁を生じており、計算結果においても多少の振動があることは差支えないが、図-5にみられるものや $\Delta x = 25\text{cm}$ の場合などは、実用上不適當である。ただこのような振動は、砂澁や、砂堆の発生機構を知る上での1つの手懸りを与えるものと云えよう。この実験に関する限り、 Δx としては50cm~1mが適當している。なお $\Delta x = 50, 25\text{cm}$ の場合について、河床変動の位置をずらさない計算も試みたが、やはり図-5と同程度の振動を生じた。

(2) 射流状態に対する計算

前と同様の計算方法により図-3に示す2分後の河床形状と初期河床とし流量を与えて計算を行なった。この場合、常流と射流を含む計算であるから限界水深の位置を与えねばならない。前に述べたように、実験結果を検討した結果、断面18を常に限界水深の生ずる位置と仮定した。計算結果の1例として $T = 10$ 分の場合を図-9に示す。

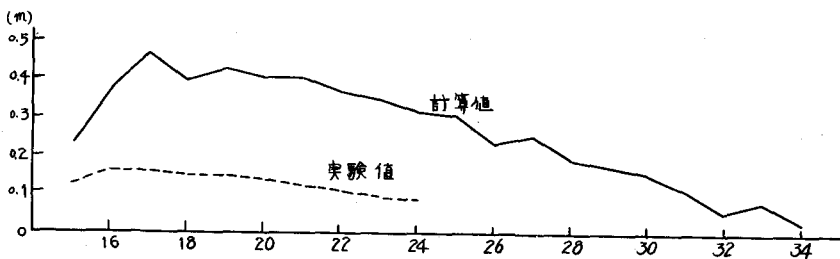


図-9 $T = 10$ 分のときの計算結果

計算結果に比べて実験値は大巾に河床が低下しており、計算に用いた掃流砂量が相当少ないことを

示している。この計算過程での最大の Fr 数は 2.1 であり、佐藤・吉川・芦田公式の考え方をそのまま適用することはかなり問題があると思われる。河床変動計算を行なうまえに、射流時における流砂機構を解明することがより重要だと考えられる。

5. あ と が き

河口砂州の崩壊機構のうちで、二次元的な砂州の掃流がどの程度計算できるかを知るために、実験と、河床変動計算を行なってみたが、下流端水位の高い場合には佐藤・吉川・芦田公式の 3 倍の流砂量を用いてほぼ近似させることができた。しかし、この実験値は $Fr = 1$ に近い所のものであって、これよりも小さい場合にはこの関係も変わってくることが予想される。他の実験ケースについても比較を行なって、これらの関係を明らかにしたいと考えている。

射流時の砂州崩壊については、まず精度のよい流砂量公式を求めるのが先決であり、そのためにはかなり広範囲の実験を必要とするであろう。

この実験は現在継続中であり、データーを数多くそろえることによりさらに問題を追求して発表したいと考えている。

河床変動計算にご協力をいただいた土木研究所の本間久枝君に謝意を表する。