

中部電力(株)水力部 正会員 榎本義雄
○山崎常吉

1 まえがき

河川は自然のままでも河床が変動するのに、河川を横ぎってダムなどの工作物を築造したり、川幅を変え、さらには流路を転ずるなどの河川工事を実施するにおよんでは、その変動はいよいよいちじるしくかつ不測のものとなる。これがあらかじめ推定できたら計画、設計、施工にも大きな自信がもてるようになるだろうし、将来の対策も考えやすくなるであろう。しかしながら将来河床を推定する種々の計算には、降雨・流水がもたらす各種の自然現象や流砂によよぼす河川自身の容態を適格に網羅することができないために、河床変動計算は非常に困難である。しかしなんとかしてこれをやりたいというのがわれわれの気持である。そこですでに発表されている流砂公式を用い、電子計算機による将来河床推定のプログラムを考案した。この計算プログラムを中部地方の代表的な河川である大井川・天竜川・矢作川で適用し、将来河床を計算した。以下、このプログラム作成にあたっての諸仮定および伏自然河川に適用した計算結果にもとづく2~3の考察を報告する。その結果過去の河床変動値に合うような諸係数の決定が比較的容易になり将来河床推定計算は十分ではないが実用できることがわかった。

2 河床変動計算による将来河床の推定

まず計算の基礎を考えてみよう。図-1に示すように水路の流水方向に Δl なる距離をおいた2断面1, 2を考える。断面1を単位時間に通過した流砂量 Q_{T1} が断面2を単位時間に通過した流砂量 Q_{T2} よりも大きい場合は、その差額 $\Delta Q_T = Q_{T1} - Q_{T2}$ は断面1と2の間で洗掘することになる。すなわち河床勾配 i は一般に小さいので $\Delta l = \Delta x$ 、断面1, 2の水面幅 B_1, B_2 が直線的に断面間を増減すると考えれば、 Δt 時間に河床の上昇または低下の高さ Δz は次式で計算される。

$$\Delta z = 2 \cdot \Delta Q_T \cdot \Delta t / (B_1 + B_2) \cdot \Delta x \cdot i \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

また水路の下流端の水位、流量を与れば背水計算によって各点における水深 H およびエネルギー勾配が求められる。したがって流砂量公式により Q_T が計算でき $\Delta t, \Delta x, \Delta z$ との ΔQ_T を①式を用いて計算することが可能となる。次に将来河床の計算法を述べよう。まず計算の出発点である河川の初期条件として河床の高さおよび断面を河川の長さ方向 x に対して与える必要がある。次に考える区間にいかなる流量が将来起るかを推定しなければならない。この推定は人間にはとうていできないものであるが、過去における流量記録をその発生順序のまま、または適当な時系列に配置して用いるかあるいは時系列を考慮した流量系列を用いるほかに今のところ方法は見あたらない。そのほか最上流端 $x = x_n$ において流入砂量を与えねばならない。これは河川が $x = x_n$ から上流を河床変動のほとんどない地点を選べば、最上流端 $x = x_n$ での流量に相応する掃流力で流される流砂量とし、流砂公式の計算値として与えることができる。

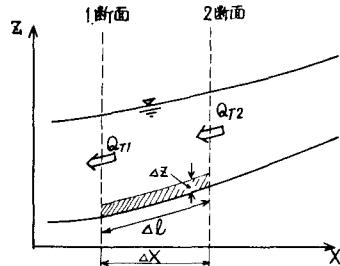


図-1 河床計算説明図

これらの条件が準備されたらよい計算にかかる。まず時間を適當な長さの間にきざみ、断面は△t時間の終りに至るまで変化しないものとする。そして△t時間の間の平均流量が△t時間の間変化することなく流れるものとし背水計算をする。そうすれば各々についての水深Hが求められ、 Q_1 を計算することができる。すなわち図-1において断面1の Q_1 と断面2の Q_{12} とがわかったら①式によって Q_{12} を計算する。次に断面2と断面3について同様の手順によって Q_{23} を算出する。この計算手順を逐次△tを追って上流にのぼり、 Q_{12} の計算がけん窓区間の上流端 $x = x_n$ まで達したならば、 Q_{12} を補正した新しい河床に対して次の時間間隔△tに移る。この操作を必要な時刻まで続けることにより $x = x_n$ から $x = x_m$ に至る将来河床が計算される。

3. 電子計算機に適用する場合の諸仮定

河床変動計算の概略手順は前に述べたとおりであるが、正確さを増すために洪水継続時間△tの区分をこまかくしたり、または△tをこまかくとり断面数が多くなりするとそれにともなう背水計算・流砂計算・河床高計算を相当数にわたり反復計算を行なうので計算量が多くなる。そこで手計算では長期間を要し精度も悪くなるため電子計算機による解析を試みた。以下、本研究で考案した河床計算プログラムの諸仮定を述べる。

(1) 横断形状に関する仮定

a. 河床底部の形状について 実河川は横断形状が非常に複雑であるが、この複雑な断面形状が河床計算上どのような影響を与えるか不測のものである。したがって実測横断図と断面積が変化しないように河床底部を整正した平均河床を用いる。平均河床の求め方はいろ

いろ考えられるが、一般に河川は屈曲部その他断面変化や川幅の変化が著しいか所を除いては横侵食が比較的少ないと考えられるから、図-2から平均河床高(破線)区は、 $H = C^{(m)} A^{(m)} / B^{(m)}$ で求められる。

b. 洗掘について 計算中に計算をはじめる前の河床よりも低下するような洗掘に対して次の様にした。図-3に示すとく矩形断面に洗掘されるとするが掃流幅は各断面ごとに任意にとれるから実河川の状況に合う値がとれる。たとえば岩等が露出していればその分を考慮し狭くとれる。また図におけるH(m)の値は、種々の河川に適用した結果10年～20年の長期の流量資料を用いても5m以内であった。そこで $H = 10m$ も考えておけば十分である。

c. 河床材料について 河床材料の粒径が河川の土砂移動を論ずるのに大きな意味をもつている。粒径についての仮定は次のとおりである。粒径は1断面、1粒径で代表させ洗掘・堆積がくり返されても初期の粒径を保持する。

(2) 縦断形状に関する仮定

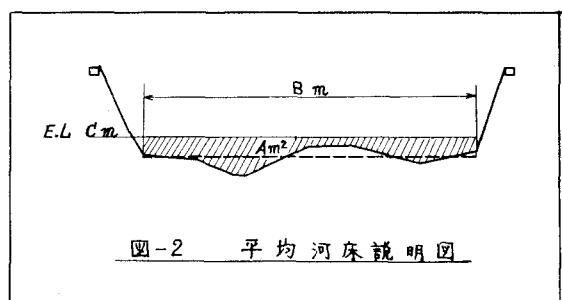


図-2 平均河床説明図

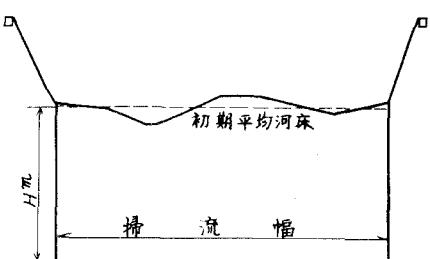


図-3 断面が洗掘される場合の形状

自然河川は多くの屈曲をもち、かつ川幅が狭くなったり広くなったりしながら流下する。ところが今時点においてはこれらの自然の要素を数値として適格に把握することができない。そこでマニニングの粗度係数や流砂係数を断面ごとに変化できるように導入し対処した。

(3) 流量資料に関する仮定 Q₁

流量資料は図-4に示すような連続した曲線であるが本研究で用いる資料は棒グラフで示されるように分割する。インプットデータは Q_1 , T , \dots のように流量値と時間とのペアで整理する。なお分割方法は大流量では時間さ短く、小流量では長くとする必要がある。(参考を参照)

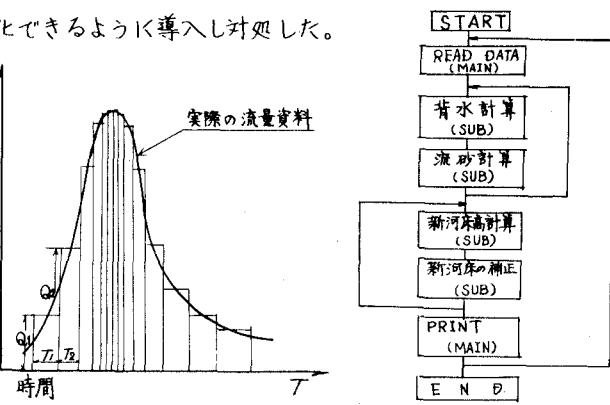


図-4 流量資料の整理方法

図-5 BLOCK FLOW CHART

このプログラムは自然河川における各測点の断面積、潤辺、水面幅、粒径および流量をデータとして、前項でのべた河床計算をくりかえし将来河床を推定するものである。図-5にそのブロック・フロー・チャートを示す。また、メインプログラム1とサブプログラム3の構成からなり、メインは河川を各種制御し、サブプログラムは背水計算、各種補正計算およびデータ処理計算を行なう。

5 考察

(1) 実河川での計算結果について ————— 前述したプログラムを用いて中部地方の主な河川で計算した。そのうちで下流に貯水池をひかれている例をあげれば、図-6である。なお個々の測点の変動状況は図-7であり(1)は流量分割が不適当な例で、(2)は適当と思われる例である。一方、電子計算機の計算時間は、洪水分割数(M)と計算断面数(I)との積には比例し、HITAC-5020を使用した結果計算所要時間(T)は $T \approx 0.035 \times M \times I$ (秒)で表わされることが判明した。

(2) 流量の分割について ————— 実際河川では多くの場合掃流力と限界掃流力の比 (c_0/c_c)の値は5以上であるから、 $F=1$ としてさしつかえないので掃流砂の佐藤・吉川・芦田公式¹⁾は次のように書ける。

$$\text{ここで, } c = wH \cdot I, \quad U_* = \sqrt{g \cdot H \cdot I}$$

これより、河幅全体の掃流砂量 Q_B は $Q_B \approx I^{\frac{3}{2}} \int_0^B H^{\frac{3}{2}} dB$ で表わされ

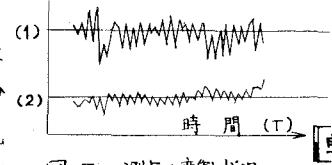


図-7. 測点の変動状況

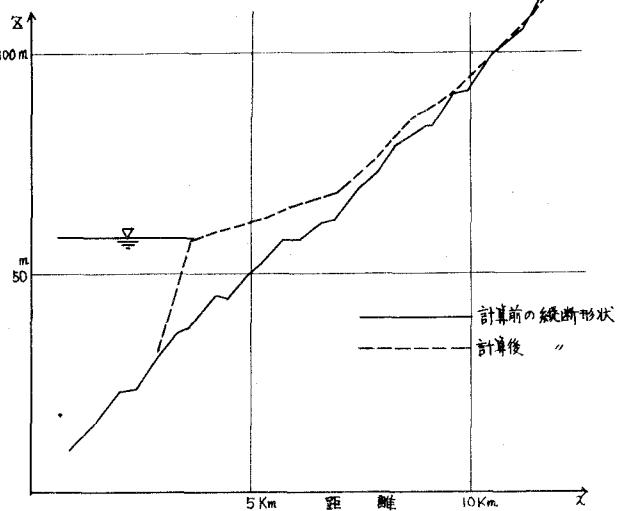


図-6 貯水池の将来河床計算例

河幅の大きい矩形断面では $Q_B \sim B \cdot (Hl)^{\frac{3}{2}}$ と書ける。
さらにマニング式 $I = \frac{1}{n} H^{\frac{3}{2}} l^{\frac{1}{2}}$ と組合せ H を消去し Q で表わすと、 $Q_B \sim n^{\frac{3}{10}} \cdot B^{\frac{1}{10}} \cdot l^{\frac{1}{2}} \cdot Q^{\frac{9}{10}}$ である。

1 地点で掃流砂を測定する場合には、 $B \approx \text{const.}$, $n \approx \text{const.}$ であり、洪水のピークを過ぎ観測するのが普通であるから、 $I \approx \text{const.}$ としてもよい。したがって $Q_B \sim Q^{\frac{9}{10}}$ である。一方、浮流砂についてはほぼ $Q_s \sim Q^{\frac{2}{3}}$ で示される。

以上から、流量とその継続時間についておのおの分割した流量間のウェイトと同じにするためには、

$$(Q^{\frac{9}{10}} + \alpha \cdot Q^{\frac{2}{3}}) \cdot T = \text{const.} \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

ここで α の値は掃流砂に対する浮流砂のしめる割合で、河川によって異なるため実測によって確認せねばならない。

式(2)はパラメーター α によって変化し、図-8 のとおりである。const. の値を大きくすれば同一流量値に対して継続時間を長くとることができ、洪水波形の分割数が少なくてすむが、計算過程で河床の上昇・下降がはげしくなり大きい振動をくりかえし好ましくない。大体 1 回の変動量は最大でも 0.5 m 以内におさめたい。

表-1 実河川での流量と掃流力の関係

(3) 河川の規模による流量と掃流力について —— 本研究で計算を試みた 4 河川 (寸又川、矢作川、遠山川、大井川) の結果から、各河川の状況およぶ流量と掃流力の関係は表-1 のとおりである。佐藤・吉川・芦田

河川名	勾配	平均粒径	川幅	計画洪水量 計 は既往最大流量	$\frac{c_0}{c_c}$	$\frac{c_0}{c_c}$
					1.5	5.0
寸又川	1/128	18 mm ~ 31 mm	30 m ~ 50 m	1667 m ³ /s	約 50 m ³ /s	約 120 m ³ /s
矢作川	1/110	3 mm ~ 65 mm	30 m ~ 130 m	2300 "	~ 80 m ³ /s	~ 300 "
大井川	1/120	14 mm ~ 33 mm	61 m ~ 140 m	2400 "	~ 100 m ³ /s	~ 400 "
遠山川	1/217	12 mm ~ 30 mm	20 m ~ 100 m	650 "	~ 30 m ³ /s	~ 150 "

公式の F の値から、 (c_0/c_c) が 1.5 程度から河床変動をすると考えられるので、これに対する流量以上を前項(2)でのべた分割をすればよいことになる。この流量値は表-1 からわかるように、その河川での既往最大洪水量または計画洪水量の約 3% になっている。なおこれは粒径、河川勾配などによって変化するので、さらに多くの計算結果や実測から慎重に判断すべきであるが、目標値になると思う。

(4) この計算法の適用についての注意事項 —— この計算法で将来河床を推定するには、今時点およぶ過去の実際河床変動を正確に把握し、粗度係数など諸係数を決定する。これには本計算をする前に若干のテスト計算が必要である。また最上流端は変動の微少な場所を選び、各測点ごとの区間距離はほぼ等しくなるように選定しなければならない。

6 あとがき

以上、電子計算機による将来河床を推定するプログラムの作成と、実河川に適用した場合の諸問題をとりあげた。なお、このプログラムは支川数、測点数に対して任意の計算ができるので一般性はあると信じている。河床解析が注目されている折からこの報告に参考になるとこころがあれば幸である。

参考文献

- 1) 佐藤・吉川・芦田：河川の土砂流送に関する研究、建設省土木研究技術報告 第 101 号、昭 34.
- 2) 吉川秀夫：浮遊流砂量に関する二、三の考察、建設省土木研究技術報告 第 83 号、昭 27.

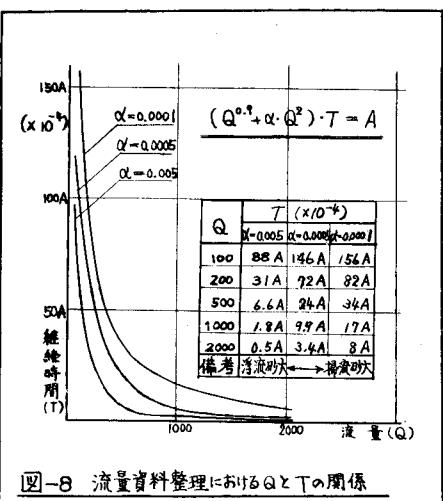


図-8 流量資料整理における Q と T の関係