

宮崎大学 工学部

KK国土開発コンサルタント

○ 正員 吉高 益男

岡田 豊

はじめに

河床変動の計算は流砂の不均衡に基づく断面間の平均的な変動として取扱うことで確立されている。そして、流路が比較的均等である場合はよい成果をうる。しかし、断面形が複雑であり、構造物があれば局部的変動も考慮しなければならぬから簡単に計算できない。また資料が少ない場合、計算自身が成立しない。

ゆえゆえは、一ツ瀬川-清武川(宮崎県)から海への流出土砂量の推定の必要から、両河川の河床変動を検討することになったが、河川の複雑さのため、その計算法の簡易化を試みた。すなわち、一ツ瀬川(図-1)は河川が広い断面であるが中洲があり、かなり深い水深をもつ断面もある。清武川(図-2)は堤外の大部分が高水敷となっており、側壁はまだ崩壊する断面もあり、かつ、小構造物が多い河川でもある。問題は断面変化の状況と構造物の水利特性の数式化とその数値であつた。これに対し簡単な試案を考え、流量計算も簡易化して、その後一般に与えられる変動計算法により断面変化を求めて、実測断面の変化量と比較してみた。そして、Brown型の流砂量式の係数を推察し、ある程度の成果をえた。簡易化が無意味であるかどうかの批判をうけるため報告する。

河道断面の仮定

河道断面積は $A = a(H - Z)^b$ (図-3) で表現してみた。もし $A = 0$ の Z 値(最深点ではない)が $\pm \Delta Z$ だけ変化するとき、断面積は $A = (H - Z - \Delta Z)^b$ として計算しうる。これは河床が一様に洗掘・堆積すると仮定している。流水速度 V の伝播速度 $\omega = \beta V$ (V_0 : 等流流速) の β も b によって計算しうる利便がある。

潤辺 p は複雑であるが(図-3)、断面積において求めた a, b, Z を用いて $p = \frac{2A}{\omega H} = ab(H - Z)^{b-1}$ によって大體表現しうる。よって径深 $R = (H - Z)/b$ となり簡易化できる。実測断面の $A = 0$ 点は最深点で、特殊な値になるから Z 値も計算する必要がある。

計算はまず、水位 H に対する断面積 A により、 a, b と Z も最小自乗法で求める。図-3の各測定時の計算値では指数 b が大體等しくなつたが(a も等しいと曲線は平行移動)、違つた値になることが多い。また、実測断面の洗掘、堆積量により計算した河床変化量 ΔZ_s と仮定断面による $Z_0 - Z_{0+1} = \Delta Z_0$ とは図-4のように大體一致することもある。図-4で真が散用する断面は局部的に変化している断面である。

側壁洗掘が生ずる清武川の結果はよくない。次に、各測定時の a, b の平均値 a_m, b_m と実測 ΔZ_s を用いて $A = a_m(H - Z_0 - \Delta Z_s)^{b_m}$ により初期値 Z_0 を求めて、 $A = a_m(H - Z_0)^{b_m}$ を初期の仮定断面とする。

なお、一ツ瀬川は $b = 1.5$ (放物線形)の値に近いものが多いが、 $b = 1.0$ (矩形)、 $b = 2.0$ (三角形)

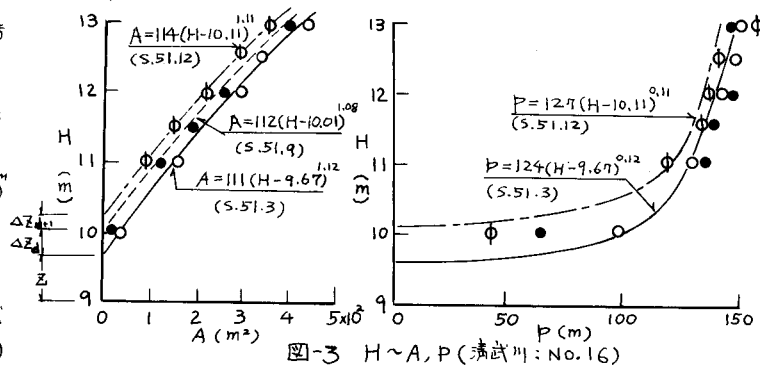
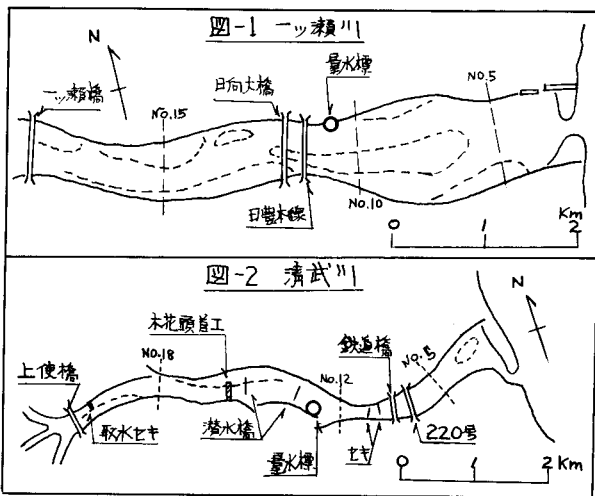


図-3 H~A, P(清武川: No. 16)

に近い断面もある。清武川は $b=2.0$ に近い断面が多く、深みがあり、 $b=1.5$ に近い断面は側壁が崩壊しつつある。また、河床勾配は Z_0 値で計算するとは若干異なる値となり、等流速計算などに用いられる。

構造物による水位損失

清武川は図-2のように多くの小構造物がある。特に木花頭首工のゲートは常時は起立し、洪水警報によって倒伏状態になる。いま、取水ピキの水位損失はもぐりピキとして $\Delta h_1 = C_1 Q^2$, $C_1 = 1/2g(4Bh_2)^2$ (h_2 : ピキ頂より下流水位までの高さ)、取水ピキは越流ピキとして $\Delta h_2 = C_2 Q^{3/2}$, $C_2 = 1/(KB)^{3/2}$ 、橋脚の水位損失はD'Aubuissonのオ1近似式により $\Delta h_3 = C_3 Q^2$ として各係数に所定の値を代入し C とおめて、河床変動計算に利用した。流量による変化が大きく収斂しない場合もあった。よって、構造物による水位損失は $\Delta h = CQ^n + \alpha$ の形にして α を変化させて計算してみると部分的に実測変動量と一致する断面も出てきた。これはある程度以上の流量では水位差はつくが、流量変化によつての水位差変化は小さいとみられる。中小河川では流下物の影響もあるだろう。そして、木花頭首工などは低水位でも水位差をもっているためだ。なお、取水ダム、頭首工の河床は不動であるが、今回は考慮しなかった。

その他の計算簡易化

以上の問題の他に簡易化した点は計算開始の時、流量計算および洗掘、堆積中である。

両河川とも底質の粒径分布の範囲は広い(一ツ瀬川: $0.01 \sim 32 \text{ mm}$, 清武川: $0.03 \sim 45 \text{ mm}$)。よって、河床に 40 cm 立方の箱を埋めて掃流砂の性格を調査した。小出水では 1 mm 以下の粒径のみで、河床変動に影響する主粒径が掃流されはじめるのは、一ツ瀬川、清武川で水深約 1.8 m , 0.5 m と推定した。よって、河床変動計算はその水位になつた時から行うことにした。

流量は洪水伝播速度 $u = (\frac{5}{3} - \frac{2}{3} \frac{b}{B}) V_0$ を用いて $Q/Z_0 = (1 + \frac{1}{C_0} \frac{\Delta h}{Z_0})^2$ により簡単に計算した。構造物の水位損失は補正係数 α を用いるのでこの流量で十分とみた。なお、上流一ツ瀬ダムの放流量で検査したが概略値はえられていた。

流砂量式の係数

流砂量式にはBrown型の $Q_s = K Z_0^m$ (無次元流砂量: $Q_s = Q_B / \sqrt{sgdZ_0}$, 無次元掃流力: $Z_0 = 4u^2 / (sgd)$)を用い、 K は $2, 4, 6, 8, 10, m$ は $1.5, 2.0, 2.5, 3.0$ の組合せで計算した。また、上流部に加えた流砂量 $Q_{BU} = 0 \sim 0.04 \text{ 噸}$ である。台風17号(昭51年9月)により計算した各断面の河床変化量 ΔZ_C と、昭和51年3月~9月の実測断面による河床変化量 ΔZ_S との比較の一部を図-5に示す。これらは $\Delta Z_C = l \Delta Z_S + m$ なる一次式による相関を検討した。その結果、一ツ瀬川、清武川の流砂量式は $Q_s = 6.0 Z_0^{2.0}$, $Q_s = 4.0 Z_0^{2.5}$ に近いと判断した。 $m = 2.0 \sim 2.5$ は掃流砂に若干の浮遊砂を加えるという点から妥当であらう。上式によつて河川流量 Q に対する各断面の流砂量を計算し、その加重平均流砂量を求めて、比流砂量 Q_B/Q をみると一ツ瀬川、清武川で 7.5×10^{-5} , 4.43×10^{-3} となつた。これから求めた河川流出土砂量と外海の海底変化量には相関があることを確認された。

むすび

一ツ瀬川では干満の影響や右岸分川への合流などを考慮されている。清武川では頭首工などの不動河床の問題が残っている。しかし、これらの点を考慮しなくても、このような簡単な方法により大体の河床変動をみることできて、河川流出土砂量の推定に利用しうること加わつた。この検討は昭和52年に国建官修港工事事務局の委託で実施し、その後、調査を続けていたためである。発表を許可された工事事務局に謝意を表す。

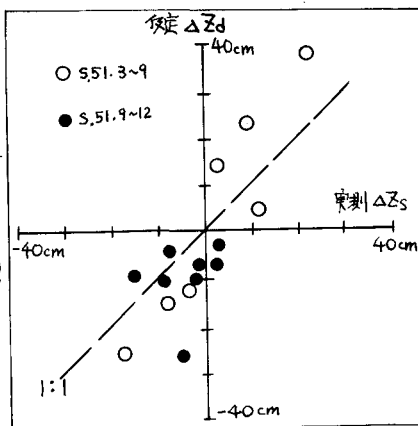


図-4 $\Delta Z_S \sim \Delta Z_C$

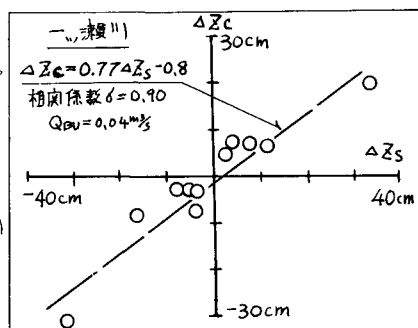


図-5-1 $\Delta Z_S \sim \Delta Z_C$

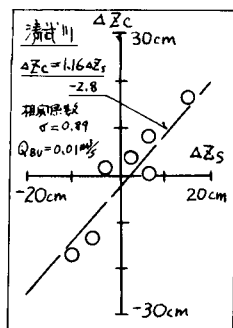


図-5-2 $\Delta Z_S \sim \Delta Z_C$