

## 山地河川の流砂量および河床変動の実用的 計算手法について

## ON THE PROCEDURE OF ENGINEERING CALCULATION OF SEDIMENT DISCHARGE AND BED DEFORMATION IN MOUNTAIN RIVER

浅田 宏\*

*By Hiroshi Asada*

## 1. 緒 言

わが国はその国土が狭い割りに山地面積が広く山地の標高が高い。また山地の地質単元は小さく断層、破碎帯が数多く分布する。そのために多くの河川は河床勾配が急峻であり、春秋の雨期や台風期の集中豪雨などによる洪水時に大量の土砂礫を流送する。これらの河川には1950年代以降多くのダムが建設されて来た。建設後20余年を経た現在、各ダムでは程度の差はあるが、土砂が堆積し利水機能の障害や洪水災害の原因となりつつある。このことはいい換えれば、わが国の多くの河川は現在新しい「平衡状態」への移行の過程にあるということにほかならない。すなわち、利水ダムの機能維持や河川の洪水調節において今後は貯水池の容量の減少率ばかりではなく堆砂、背砂によるダム上下流の河床変動も考慮して行かなければならなくなりつつあるということである。河川流砂の研究は今世紀に入って以来数多く行なわれてきた。しかしながら、山地河川に関する研究は少なく、特に混合砂礫床の流砂機構についてはいまだよくわかつておらず、信頼性のある流砂量式も求められていないのが現状である。本論文は主として実河川資料の解析に基づく流砂量、堆砂勾配に関する技術計算手法とこれによる若干の計算例について述べたものであるが、おもな内容は次のとおりである。

まず混合砂疊床に用いる粒径別流砂量式について検討する。次いで人工水路による流砂実験、実河川における洪水時の観測資料および貯水池の堆砂資料から求めた係数値を粒径別に比較検討する。最後にこれらの係数値を用いて行なった貯水池堆砂勾配の計算例について述べる。

## 2. 山地河川の流砂量式について

山地河川の流砂量式とは混合砂礫床の流砂量式であると同時に流域の支川、渓流からの土砂流出の影響を考慮した実用的流砂量式という意味である。このような流砂量式が果たして定められるかどうかはわからないが実用式である以上、この問題に関しては技術計算を実施するなかで検討すべきであると考える。ここでは水流による河床砂礫の選択流送の影響を表わすための粒径別流砂量式とその係数について述べる。

### (1) 混合砂礫床の流砂量式と「流砂係数」

従来数多く提案されている掃流砂量式はそのほとんどが次のような基本型をもっている。

<sup>1)</sup> この式は次のような力学的考察からも導びかれる<sup>1)</sup>。

河床砂礫が相互の接触、衝突による抵抗  $T$  に抗して河床面から離脱し、 $V_s$  の移動速度で流送されるとすると、そのためになされる仕事量  $W_s$  は  $W_s = TV_s$  である。流砂量  $q_B$  は  $q_B = \sigma g \int_0^y C_b \cdot V_s dy$  である。ここで  $\sigma$  は砂礫の密度、 $y$  は移動層の厚さ、 $C_b$  は流送砂の容量濃度である。 $\int_0^y C_b \cdot V_s dy / \int_0^y C_b dy = \bar{V}_s$  を砂礫の平均移動速度と定義すると  $q_B = \sigma g \cdot \bar{V}_s \cdot \int_0^y C_b dy$  とかける。また  $W_s = T \cdot V_s = \bar{T} \cdot \bar{V}_s$  とかけば

$$W_s = \bar{T} \cdot (\sigma - \rho) g \cos \beta \bar{V}_s$$

$$\cdot \int_0^y C_b dx / (\sigma - \rho) g \cos \beta \int_0^y C_b dy$$

ただし  $\beta$  は河床勾配,  $P = (\sigma - \rho) \cdot g \cdot \cos \beta \int_0^y C_b dy$  は移動粒子層の垂直方向の重力成分である。 $T/P \equiv b$ ,  $b(\sigma - \rho)g \cos \beta \equiv \Omega$  とおけば  $q_B = \sigma g W_s / \Omega$  となる。一方河床砂礫が  $W_s$  の仕事をするためのエネルギーは水流か

\* 正会員 電力中央研究所 技術第二研究所 水理部  
河川水理研究室 主任研究員

ら得たものである。水流のエネルギー勾配を  $I_e$  とすれば、流量  $Q$  の水流のエネルギーは  $\rho \cdot g \cdot Q \cdot I_e$ 、単位幅では  $\rho \cdot g \cdot H \cdot I_e \cdot a = \tau a$  である。したがって  $W_s \propto \tau a$  であるから  $q_B = W_s / Q$  を書き直して

$$q_B \sim \tau \quad \bar{u} \sim \tau \quad u_* \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

が得られる。(2) 式は一樣床、混合砂礫床のいずれにてもなりたつとみられる。ただし、河床砂礫の移動に対する河床粗度、粒径分布などの影響はすべて係数に含めるものとする。(2) 式が混合砂礫床にあるすべての砂礫についてなりたち、また吉川<sup>2)</sup>により浮流砂まで拡張できるとすると粒径別流砂量式は径  $d_i$  の砂礫に対して

と書くことができる。 $\alpha_i$  にも混合特性の影響はすべて含まれる。したがって  $\alpha_i = \alpha'_i f(d_i)$  として粒径分布  $f(d_i)$  を分離すれば

しかしながら、(3)' 式を用いて混合砂礫床による流砂実験資料を整理した結果<sup>3)</sup>では  $q_i/f(d_i) \sim u_*$  はあまり良好な相関は示していない。

河川の任意の断面を通過する径  $d_i$  の砂礫の個数を単位時間、単位幅当たり  $n_i$  個とする。 $q_i(\text{g}/\text{cm} \cdot \text{sec})$  を  $d_i$  の流送量とし  $\omega_i$  を径  $d_i$  の砂礫 1 個の重量とすれば  $n_i \sim q_i/\omega_i$  である。一方、河床表層の単位面積中に  $d_i$  が  $N_i$  個あり、これが  $T$  時間中に全部一様に  $l_i$  の距離だけ移動したとすると  $T$  時間中の単位幅当たりの移動量  $Q_i(\text{g}/\text{cm})$  は  $Q_i = \omega_i \cdot N_i \cdot l_i$ 。したがって、単位時間当たりの流送量  $q_i$  は  $q_i = \omega_i \cdot N_i \cdot l_i / T = \omega_i \cdot N_i \cdot \bar{V}_{si}$  である。一般に河床表層で  $N_i$  が全部移動することはないから  $P_i$  を  $d_i$  の移動確率として  $N_i$  を  $N_i P_i$  でおきかえると  $q_i / \omega_i = n_i = N_i P_i \bar{V}_{si}$ 、河床表層に  $d_i$  の存在する割合を  $f(d_i)$  とすると  $N_i \propto f(d_i) / d_i^2$  であるから  $q_i \propto P_i \omega_i f(d_i) \bar{V}_{si} / d_i^2$  である。 $\bar{V}_{si} \propto \bar{u}_b \propto u_*$  ( $\bar{u}_b$  は河床面の局部平均流速) とすれば  $w_i = \zeta \sigma g \frac{\pi}{6} d_i^3$  ( $\zeta$  は形状による修正係数) を用いて

わが国でよく用いられる掃流砂量式である佐藤・吉川・芦田式を粒径別に用いた形式

$$q_{Bi} = \varphi F_i \frac{\sigma\rho}{(g-\rho)g} \cdot f(d_i) \tau u_* \text{ (g/cm·sec)}$$

と比較すると  $\zeta \alpha_i'' \sim \varphi F_i / \sigma g^2 d_i$  で  $\varphi, F_i$  は無次元であるから  $\zeta \alpha_i'' = \varepsilon / \sigma g^2 d_i$  で次元は  $[L^{-1} T^2]$  となる。技術計算では計算式の形はできるだけ簡単であることが望ましい。そこで式(4)を整理し  $\zeta \alpha_i''$  を  $\alpha_i$  と書き直すと  $\sigma g \approx 2.65 \text{ g/cm}^3$  とすれば

この式を用いて(3)'式の検討に用いた実験資料から  $\alpha_i$

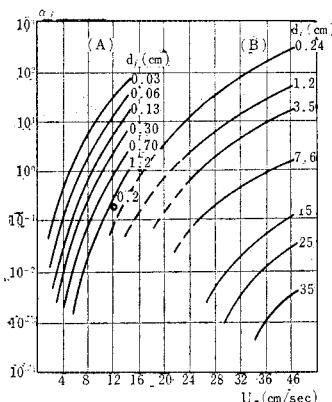


図-1  $\alpha_i$  の実験値

と  $u_*$  の関係を調べるとプロットは若干散乱しているが、粒径別に分布する傾向は明瞭に認められた。この傾向値を示したのが図-1である。図中 A, B のグループはそれぞれの粒径幅の移動床を用いた流砂実験資

る。図中<sup>0.2</sup>と記入してあるのは、北上川において洪水量  $1600 \text{ m}^3/\text{sec}$  ( $u_{\infty} \approx 11 \text{ cm/sec}$ ) のときの流砂量観測値<sup>1)</sup>から求めた値であって、河床の最大径 ( $4 \sim 5 \text{ cm}$ ) が静止した状態における粒径  $0.2 \text{ cm}$  の粗砂の係数値である。(5)式は(1)式、(3)式を変形したものとみなせるから同じ物理的内容をもつといえる。(5)式が山地河川に適用されるものとして、これから流砂観測資料や貯水池の堆砂資料から係数値を定めることは、実体が必ずしも明らかでない山地河川の諸要素の影響をすべて係数  $\alpha_i$  に含ませるということである。この諸要素、またその影響がどのようなものか現段階ではわからない。しかしながら、移動床と水流の相互作用を物理的に解明することで決められる(3)式の係数と不明確な要素の影響を含む(5)式の係数は異なった値、または内容をもつものと考えなければならない。このような意味で(5)式の係数  $\alpha_i$  を「流砂係数」とよぶことにする。次に実河川の資料を用いて各河川の「流砂係数」値を検討する。

## (2) 寒河川資料による「流砂係数」値の検討

実河川における洪水時の流砂観測および貯水池の堆砂観測は相当危険であり、また測線の固定など観測作業に困難が伴うため、その精度は必ずしもよくはない。したがって、技術計算の参考資料として用いる場合にも可能な範囲でその信頼性を検討する必要がある。本節では流域の特性出水時の概況も含め、流砂状況を検討した若干の河川における細砂の「流砂係数」値<sup>5)</sup>について述べる。

a) 天童川

天竜川は中部山岳地帯の中央部にある諏訪湖にその源を発し、伊那谷を経て南流し、遠州灘にそぞぐ流域面積5 000 km<sup>2</sup>、河川長約 216 km のわが国有数の荒れ川である。昭和 36 年 6 月天竜川伊那谷の下流端近い飯田市川路付近は梅雨前線性の豪雨による洪水で著しい被害を受けた。川路付近は上流側が時又峡、下流側が天竜峡で

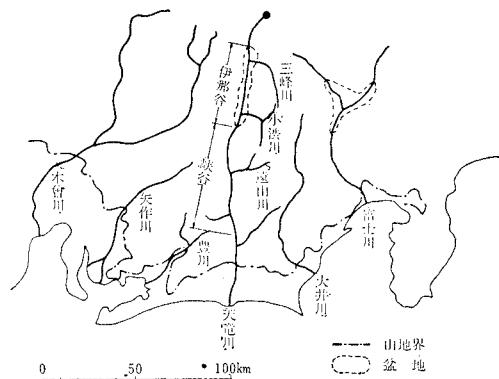
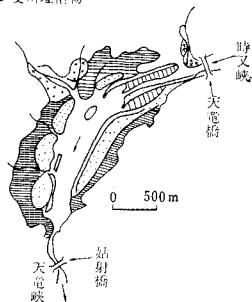


図-2 天竜川水系図

■ 砂礫  
● 砂質  
◎ シルト質  
◎ 支川堆積物

図-3 川路付近の氾濫堆積物  
(文献 6) より転載)

限られた局部的に河幅の広がった区間で従来もしばしば洪水灾害を受けたところであるという。井口はこのときの災害状況を調査し、川路区間の洪水氾濫堆積物と山地の崩壊状況について報告している<sup>6), 7)</sup>。図-3 は川路付近の堆積物の分布状況を示したものであるが、

このときの堆積量を井口は疎分 42 万 m<sup>3</sup>、砂質分

185 万 m<sup>3</sup> およびシルト分 47 万 m<sup>3</sup> で総計 274 万 m<sup>3</sup> 程度であると見積っている。時又峡を通過し川路に入った洪水は一部氾濫し、これらの堆積物を残したが、主流は護岸堤防にそった主流路を下流して天竜峡を通過し、泰阜貯水池を経て平岡貯水池に約 650 万 m<sup>3</sup> を貯留させた。泰阜貯水池は当時すでに満砂の状態だったので天竜峡、泰阜貯水池内の堆砂変動量を無視すると総計 924 万 m<sup>3</sup> が時又峡を通過したと見積られる。実際にはシルト、細砂分のうち何割かは平岡ダムを越流して下流に流下しているであろう。また平岡貯水池堆砂量には同貯水池に流入している遠山川などの支川からの流出土砂も含まれるであろう。た

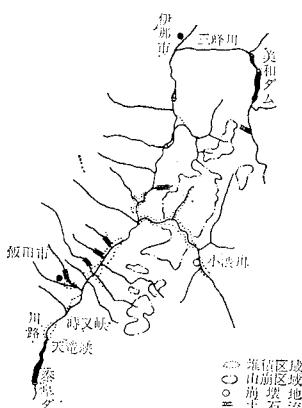
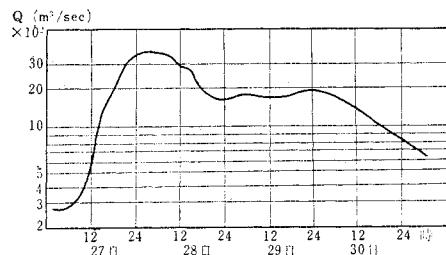


図-4 昭和 36 年 6 月災害における伊那谷周辺の崩壊堆積状況 (文献 6) より転載)

図-5 昭和 36 年 6 月災害時の洪水波形 (泰阜ダム)  
(文献 6) より転載)

とえば、遠山川合流点から平岡ダムまでの堆砂量約 200 万 m<sup>3</sup> が遠山川、その他支川からの流出量とすると前述の時又峡通過土砂量の見積量は約 700 万 m<sup>3</sup> となる。一方、平岡ダムを越流する洪水流の濃度が 2 000~3 000 ppm であったとすると、ダムを越流下した細砂シルト分は 100~200 万 m<sup>3</sup> のオーダーとなる。結局、時又峡通過土砂量は 800~900 万 m<sup>3</sup> 程度と見積って大過ないと思われる。

時又峡付近の天竜川河床表層粒度は砂質分 32%、玉石、疎分 62% である<sup>8)</sup>。この値は洪水後の表層粒度であるから減水期における選択流送による砂質分の減少を考慮する必要がある。このときの洪水波形は図-5 に示すとおりである。最大洪水量 3 000 m<sup>3</sup>/sec のときの川路区間の平均掃流力は概算で  $u_* = 1 \sim 3 \text{ cm/sec}$  であるから明らかに疎を流送する能力はない。しかし、洪水の流心では流水の掃流力はより大きく、たとえば図-3 に示す疎堆積区間の有効通水断面幅を 100 m とすると流心では  $u_*$  は約 25 cm/sec となるから疎の運搬能力をもっと見るべきである。したがって、疎の堆積区間中央にあるミオ筋は時又峡より流入した疎の一部がさらに下流まで流送されたことを示すものと考えられる。この流下疎量を算定するための明確な資料はないが、図-3 の堆積区間のミオ筋を埋める程度の量であるとすれば、面積比から時又峡を通過した疎の量は前述の 42 万 m<sup>3</sup> よりは多く、少なくとも 80 万 m<sup>3</sup> 程度とすべきではないかと考えられる。時又峡付近の表層には径 8 cm の疎が約 20% ある。疎に対しても選択流送の影響は比較的小さいとすると径 8 cm の疎の通過量は約 16 万 m<sup>3</sup> と見積られる。次に時又峡洪水流量と泰阜ダム放流量はほぼ同程度であるとして図-5 の洪水波形を用い、これを台形近似して最も継続時間の長い 1 800 m<sup>3</sup>/sec の洪水量に対する径 8 cm の疎の単位時間、単位幅当たりの流送量  $q_{B8}$  を求める。時又峡で疎の移動する最低流量を 500 m<sup>3</sup>/sec とすると疎の流送時間は約 72 時間である。最大洪水量を 3 000 m<sup>3</sup>/sec とし、このときの移動量を  $x_1$  (m<sup>3</sup>/hr)、1 800 m<sup>3</sup>/sec のときの移動量を  $x_2$  (m<sup>3</sup>/hr) とする。 $x_1 \neq x_2$  または  $x_1 \neq 1.5 x_2$  とおき、流砂量が洪水流

量に比例するとして  $x_2$  を求めると  $x_2 = 2.2 \sim 2.6 \times 10^3$  ( $\text{m}^3/\text{hr}$ ) となる。したがって、時又峡の平均河床幅を 55 m, 空隙率を 0.5, 比重量を  $2.65 \text{ g/cm}^3$  とすると  $q_{B8} = 150 \sim 170 (\text{g/cm} \cdot \text{sec})$ , (5) 式による粒径 8 cm の礫の「流砂係数」 $\alpha_s$  は  $1.5 \sim 2.0 \times 10^{-1}$  となる。このときの  $u_*$  は 42 cm/sec である。砂質の流送量を 900 万  $\text{m}^3$  とすると同じようにして単位幅、単位時間当たりの流砂量は  $1.05 \times 10^4 \text{ g/sec} \cdot \text{cm}$ , 代表径を 0.1 cm または 0.01 cm とすると粒径分布を 50% して  $\alpha_{0.1} = 3.2 \times 10^3$  または  $\alpha_{0.01} = 3.2 \times 10^4$  となる。砂質の粒径分布が不明なため、代表径を 0.1 cm ~ 0.01 cm としたがオーダーとしては大過はないであろう。なお、天竜川伊那谷周辺の流域地質は中央構造線より東側では古生層、中生層の石灰岩、砂岩、粘板岩などが分布するが西側では大部分が粗粒花崗岩で占められている<sup>9)</sup>。

#### b) 那賀川

那賀川はその源を徳島、高知両県界に発して東流し、紀伊水道にそそぐ流域面積 874  $\text{km}^2$ , 河川長約 80 km の河川である。同川の水系見取図および中流部の地質分布図<sup>10)</sup>は、図-6 に示すとおりである。本川流域はしばしば台風の進路に当たり、したがって、同川の洪水発生頻度も少なくはない。しかし、明治年間に現長安口ダム地点上流に流出土量 300 万  $\text{m}^3$  におよぶ崩壊の発した記録<sup>11)</sup>はあるが、近年では流域の崩壊は少なく流出土砂量も特に顕著なものはないといふ。本川中流部にある長安口ダムは昭和 31 年 4 月に竣工した多目的ダムであるが、堆砂の進行速度も比較的緩慢である。図-7 は長安口およびその上流小見野々貯水池の堆砂資料から推定した自然河川時の那賀川本川の洪水量と流送土砂量の関係である。堆積土砂粒度は長安口貯水池の池内で 0.05 cm 以下、背水終点付近で最大径 3 cm である。小見野々貯水池の資料はないが、長安口と同程度と推定される。図-7 に記入した各年度の洪水資料を用いて長安口貯水池背水終点付近の砂質の「流砂係数」値を天竜川と同様な方法で概算する。代表径を 0.1 cm ~ 0.01 cm とする  $\alpha_{0.1} = 6.5 \times 10^2 \sim 1.3 \times 10^3$ ,  $\alpha_{0.01} = 6.5 \times 10^3 \sim 1.3 \times 10^4$  である。

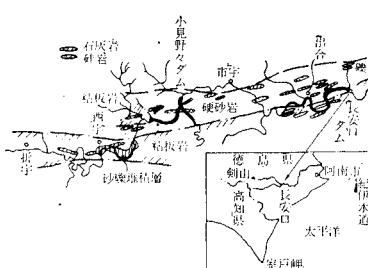


図-6 那賀川上流域地質図  
(文献 10) より転載)

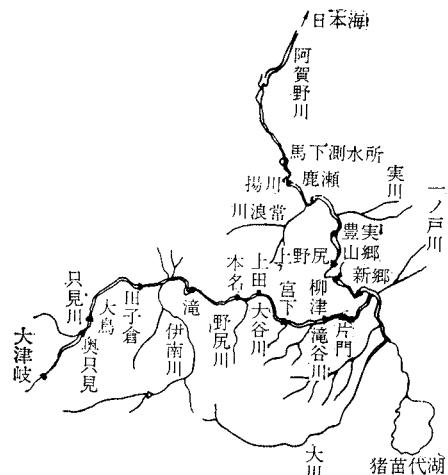


図-8 阿賀野川水系図

なお、この試算では長安口貯水池背砂勾配の計算から得られた洪水時の河床粒度推定値<sup>12)</sup>により  $f(\alpha_{0.1 \sim 0.01}) = 1 \sim 0.5$  としている。

#### c) 阿賀野川

阿賀野川は会津盆地西端で只見川、大川、日橋川をあわせて西行し、新潟平野から日本海にそそぐ流域面積 8 400  $\text{km}^2$ , 流路延長 270 km のわが国主要河川の 1 つである。同川では只見川と阿賀野川本川に十数個のダムが建設されている(図-8)。

これらのダムの堆砂量は各年度ごとに出水量に応じて、いざれも数十万  $\text{m}^3$  から数百万  $\text{m}^3$  の範囲で増減を繰返している。一般に貯水池の堆砂量が経年的に増減を繰返すのは堆砂面がダムクレストの標高に達し、満砂の状態にあるか、あるいはダムクレスト高が比較的低く、かつ堆積土砂粒度が細い場合のいづれかである。阿賀野川の貯水池群の堆砂量増減は後者の場合に相当する。したがって、洪水ごとに各ダムを越流流下する洪水流は最大数千 ppm の濃度で細砂、シルトを流送する。只見川を含めると阿賀野川中流部では約 120 km の範囲にわた

ってダムが建設されており、しかも各貯水池にはいざれも主として中砂交りの細砂、シルトが堆積している。この区間の旧河床は玉石交りの砂礫床であるから、各貯水池の堆積土砂が洪水時にダムを越流流下しているということは阿賀野川の中流部の河床粒度が人工的に細砂シルト床に変えられたということに相当する。阿賀野川の下流部と中流部の境にある建設省馬下測水所の洪水流砂観測資料<sup>13)</sup>によれば、洪水量 2 800  $\text{m}^3/\text{sec}$  のときの浮流砂量の 50% 径は 0.002 cm である。阿賀野川

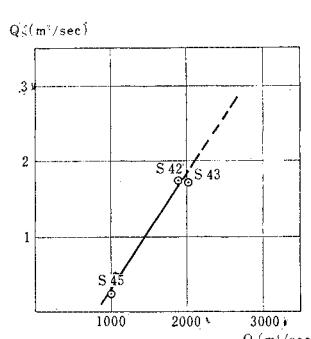


図-7 流送土砂量と洪水量の関係  
(那賀川長安口貯水池背水終点付近)

の中流部の河床粒度は人工的に細砂シルト床となっているとみなされるから、シルト分の多い馬下測水所の浮流砂量も中流部河床に由来するとみてよいであろう。そこで前と同じ方法で径 0.002 cm のシルトの流砂係数を求める。流量  $Q=2800 \text{ m}^3/\text{sec}$  で  $u_* \approx 23 \text{ cm/sec}$ ,  $f(\alpha_{0.002}) = 0.2 \sim 0.6$  とすると  $\alpha_{0.002} = 5 \times 10^3 \sim 1.5 \times 10^4$ , ただし、このときの浮流砂量は  $109 \text{ g/cm} \cdot \text{sec}$  である。また  $Q=900 \text{ m}^3/\text{sec}$  では  $u_* \approx 16 \text{ cm/sec}$  で  $\alpha_{0.002} = 1.8 \times 10^3 \sim 5.3 \times 10^3$  となる。

#### d) その他の河川の「流砂係数」

吉野川は四国四県にまたがる流域面積  $3650 \text{ km}^2$  をもち、本川流路長約 190 km のわが国における主要河川の 1 つである。天竜川と同じように中央構造線に沿い本川および支川銅山川がある。中央構造線は吉野川の北側阿讃山地の南麓を東西に切っている。本項では河口より約 25 km 吉野川下流部の四国地建測水所における浮流砂観測資料<sup>13)</sup>を用い細砂の「流砂係数」を推定する。洪水量  $5500 \text{ m}^3/\text{sec}$  のときの浮流砂量の最大値は  $170 \text{ g/cm} \cdot \text{sec}$ , このときの観測地点の水理量は平均流速  $\bar{U} \approx 2.6 \text{ m/sec}$ ,  $U_* \approx 26 \text{ cm/sec}$  である。浮流砂の粒径分布資料はないが、上記の平均流速のときの浮流限界径  $d_c$  が  $0.2 \text{ cm}$  ( $\bar{U}^2/gd_c \approx 360$  の関係による)<sup>14)</sup> であって、次に述べる長良川の浮流限界値より 1 オーダー大きいことから同川の浮流砂粒径分布を参考に代表径を  $0.02 \text{ cm}$ とした。河床材料の粒径分布では径  $0.2 \text{ cm}$  以下の砂質の分布割合は  $10 \sim 20\%$ , したがって  $\alpha_{0.02} = 5.8 \times 10^2 \sim 1.2 \times 10^3$  となる。

長良川は庄川上流域左岸の大日岳、鷲ヶ岳にはさまれる山地に源を発し、南流して伊勢湾にそそぐ。水路長約 160 km に対し冲積河川区間は約 70 km あり、わが國の中規模の河川としては、比較的長い下流区間をもっている。流域面積は約  $500 \text{ km}^2$  であるが、同じ山地に源を発する庄川、手取川などにくらべて土砂災害の記録は少ないようである。岐阜市より下流約 10 km, 河口より約 30 km にある墨俣地点の測水所における中部地建の観測資料によると<sup>15)</sup> 洪水量  $2700 \text{ m}^3/\text{sec}$  のときの浮流

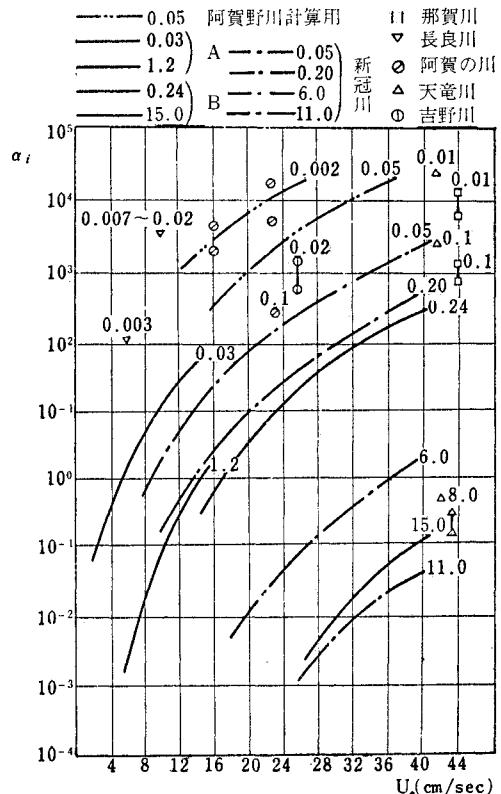


図-10 実河川の「流砂係数」値と実験  
係数値の比較

砂最大径  $0.06 \text{ cm}$ , 平均径  $0.007 \text{ cm}$  である。このときの浮流砂量のうち、約 50% は wash load であるとみられる。阿賀野川の場合と異なり、浮流砂と河床粒度の関係が明らかでないので代表径を  $0.007 \text{ cm}$  としても  $f(\alpha_{0.007})$  が定められない。このときの浮流砂量は  $210 \text{ g/sec} \cdot \text{cm}$  であるから  $f(\alpha_{0.007}) = 0.1 \sim 0.5$  とすると  $u_* \approx 11 \text{ cm/sec}$  で  $\alpha_{0.007} = 4 \times 10^3 \sim 2 \times 10^4$  となる。以上おのおのの河川の資料によって求めた「流砂係数」値を図-1 の実験値と比較し、またすでに報告した<sup>16)</sup>北海道新冠川上流部の「流砂係数」値もあわせ、図-10 に示した。これによると河床粒度、流域特性(地質、崩壊状況)などによる「流砂係数」値の相違は 1 オーダー程度である。ただし、阿賀野川、長良川のように wash load の多い河川では貯水池の堆砂量に対する影響も無視できないから代表径の選定、係数値の決定に注意を要する。

### 3. 粒径別流砂量式による河床変動計算手法

粒径別流砂量式(5)を用いた河床変動計算方法は基本的には在来の方法と変わらない。洪水流量の変化は不等定流の流量を時間的に階段状に変化させたもので近似する。河床粒度の変化は計算断面間の粒径別の砂疊出入

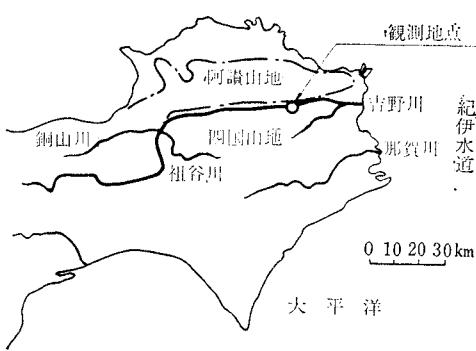


図-9 吉野川水系図

量と河床表層（厚さ  $\delta$ ）にある各粒径の砂礫の分布量の差引収支計算から求める。不等流運動方程式、流砂の連続式および流砂量式によって河床変動を計算する方法では水面形の計算と河床変動量  $\Delta Z$  の計算は無関係に行なわれる。

すなわち、初期河床に対して計算された水面勾配から各断面の水理量が求められ、これから単位時間当たりの流砂量が計算されるが、これを用い流砂の連続式から  $\Delta Z$  を求めるための  $\Delta T$  を定める基準はない。 $\Delta T$  はその間は流量、水深、掃流力を一定と見做すことのできる時間間隔であるが、河床勾配の変化の大きい山地河川では  $\Delta T$  の値によっては、ある断面の河床変動量  $\Delta Z_j$  ( $j$  は計算断面番号) がその水深  $H_j$  より大きくなり、計算続行が不可能となることがある。したがって、山地河川では  $\Delta T$  をできるだけ小さくとる必要がある。一方  $\Delta T$  を小さくすれば、計算時間は長くなる。また妥当な  $\Delta T$  の値を試算で定めることもいたずらに労力を浪費することになる。このような計算上の困難をさけるために  $\Delta T$  時間の河床変動量が各断面で水深の  $1/m$  以下になるように  $\Delta T$  を定めればよい。このような  $\Delta T_j$  は流砂連続式から次のように求められる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta T_j &= \frac{H_j}{m} / \left( \frac{1}{(1-\lambda)B} \cdot \frac{\Delta(q_T \cdot B)}{\Delta x} \right), \\ \Delta Z_j &= H_j/m, \quad q_T = \sum q_i \end{aligned} \right\} \dots\dots (6)$$

$m$  を適当に定め、各断面について  $\Delta T_j$  を計算し、その最小値を用いて河床変動を計算する。以上述べた計算方法で計算結果に影響する因子は  $\alpha_i$ ,  $f(d_i)$  および  $\delta$  である。 $\delta$  はいわば河床砂礫の交換層の厚さであるが、平地河川あるいは緩勾配河川では dune の波高のオーダーであるとみられている<sup>17)</sup>。

したがって、物理的に定められる可能性のある量である。しかし、山地河川では流域からの流出砂量と洪水量に関連し、大きく変動することがあるともいわれるが、その実体はわかっていない。したがって、計算結果の修正あるいは妥当性を点検するためにはまず  $\alpha_i$  値を調べ、次いで  $f(\alpha_i)$  と  $\delta$  の関係を調べるという方式をとることにする。本論文では、それゆえ 2.(2) でまず、「流砂係数」値の検討を行なったのであるが、 $f(d_i)$  と  $\delta$  の関係については、次に述べる貯水池堆砂勾配の計算例の終わりにふれる。

#### 4. 貯水池の堆砂勾配に関する計算例

##### (1) 貯水池堆砂特性の分類

貯水池の堆砂は堆積形状とその変動傾向、堆積土砂の粒度および堆砂総量とその変動傾向で特徴づけられる。

堆砂形状は貯水池の平面形状とともに池内に直接流入する支川、渓流からの土砂流出状況にも影響される。また堆砂量とその変動傾向は流域からの流出土砂量とその粒度に関係する。このような貯水池の堆砂特性を何らかの形で表示できれば、堆砂の概況を把握するうえでもまた河床粒度などの資料のない貯水池で技術計算を行なううえでも便利である。そこでここでは貯水池への土砂流入条件と流入砂の粒度によって堆砂特性を次のように表示する。

土砂流入条件		堆積土砂粒度	流入土砂粒度
I	本川のみ	玉石、大礫を含む砂礫、シルト、細砂は比較的小ない	①
II	本川および背水終点付近の支川	中砂交りの細砂、シルト	②
III	池内に支川、渓流、崩壊地があり、土砂を流入させせる 本川からも流入する	礫交りの砂 (1,2 の中間の粒度)	③

以上の分類で 27 種の特性表示がなされる。これに加えてすでに満砂の状態にあるものを F、堆砂が進行中のものを P と表示する。たとえば、現在堆積粒度が細くしかも満砂平衡状態にあるとみなされるが、将来堆砂粒度が次第に粗くなるとともに堆砂形状が緩慢に変化すると予想される貯水池、および完全に満砂の状態にあり、堆積土砂の粒度が粗く、洪水流量と流入土砂量に応じて堆砂勾配の変動を繰返している貯水池はそれぞれ I(II, III)-2-①-F, I(II, III)-1-①-F と表示される。次に述べる堆砂勾配計算例では河川名のみ記し、貯水池についてはいずれも上述の特性表示で分類比較することにする。

##### (2) 貯水池堆砂勾配計算例

###### a) 阿賀野川、(S-1)-(III-2-③-F)

この貯水池の平面形状は計算用の当価形状で示すと図-11 のとおりである。堆積土砂の粒度は細く中砂交りの細砂、シルトが大部分を占めている。流入土砂は本川からは礫交りの砂が主であるが、支川からは現状では細砂、シルトが大部分である。本貯水池の堆砂量は現在洪水ごとに増減を繰返している。図-12 は 6 000 m<sup>3</sup>/sec の流量が 100 時間流れたとしたときの堆砂勾配計算値である。流量を 6 000 m<sup>3</sup>/sec としたのは、現堆砂勾配は最近起こった同流量を最大流量とする洪水によって形成されたものであり、しかも堆砂粒度が細いことから最大流量の影響が最も大きいと考えられたからである。

実測勾配と比較すると計算値は若干

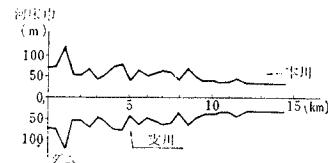


図-11 貯水池 (S-1) の当価平面形状

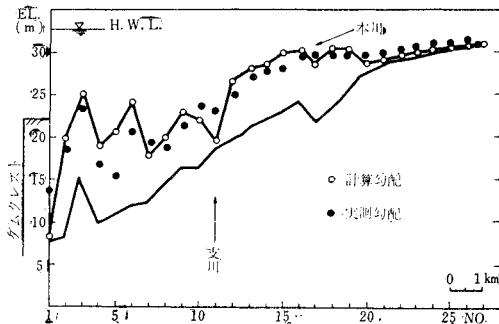


図-12 貯水池(S-1)の動的平衡勾配の計算結果と実測勾配の比較

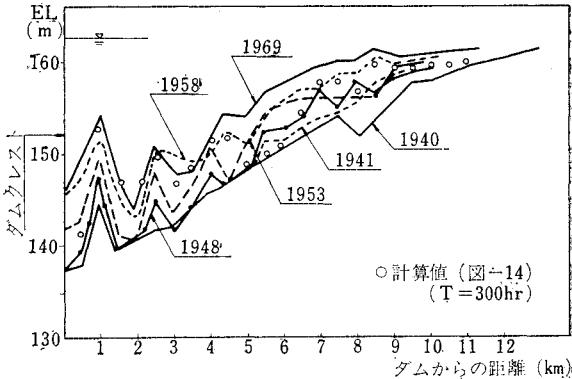


図-15 貯水池(S-1)の堆砂勾配経年変化

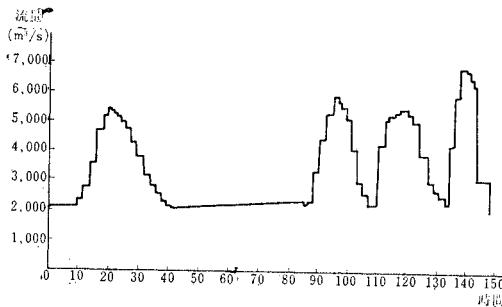


図-13 貯水池(S-1)の堆砂勾配時間的変化計算のための洪水波形

の相違はあるが、一応良好な一致を示しているといえよう。次に阿賀野川にダム群が建設されてから現在までに起こった洪水中大きなものを4個選び $2000\text{ m}^3/\text{sec}$ を最小流量として図-13に示す洪水波形を与えて堆砂勾配の時間的变化を計算した。その結果は図-14に示すとおりで最終形状はやはり現河床とよく合っている。なお、この計算では各年度の出水条件を与えていわけである。

はないので堆砂勾配の経年変化の実測値(図-15)と時間的に対応させることはできないが計算による堆砂勾配の時間的变化も傾向的には実測値にあっていいる。図-12と図-14の各計算過程において堆積形状が同形のものを選び各断面の粒径分布計算値を対比すると表-1(a), (b)に示すようにほぼ同じ傾向を示している。したがって、本貯水池のように堆積土砂粒度が細い貯水池では計算上選択流送の影響はほとんどあらわれないとみられる。なお、この計算に用いた「流砂係数」は粗砂、砾については新冠川と同じとし、支川から流入する砂の代表径を $0.05\text{ cm}$ とし、図-10に示す値を用いた。砂の代表径 $0.05\text{ cm}$ は2.(2)の検討結果によれば大きすぎるが、馬下測水所の浮流代表径 $0.002\text{ cm}$ とその係数値が適当であるかは、なお検討を要するところである。しかし、計算結果によれば、砂質分の代表径が大きすぎたことによる影響はあまり明確ではないようである。ただし、これは本貯水池の堆砂が平衡状態にあるためで、後述するように堆砂が進行中の貯水池では細砂、シルト分の取扱いには注意を要する。

#### b) 庄川, (S-2)-(I-1-①-P)

この貯水池は現在ほとんど満砂の状態にあるが、ダム近傍に建設時全容量の約20%の容量が残されている。平面図は図-16に示すとおりである。No. 25からNo. 10付近まではすでに自然河川の状態であるが、特にNo. 25からNo. 15までは玉石交りの砂礫床で支川流出土砂粒度に近い。しかし、No. 13よりNo. 10付近までは未だ粒

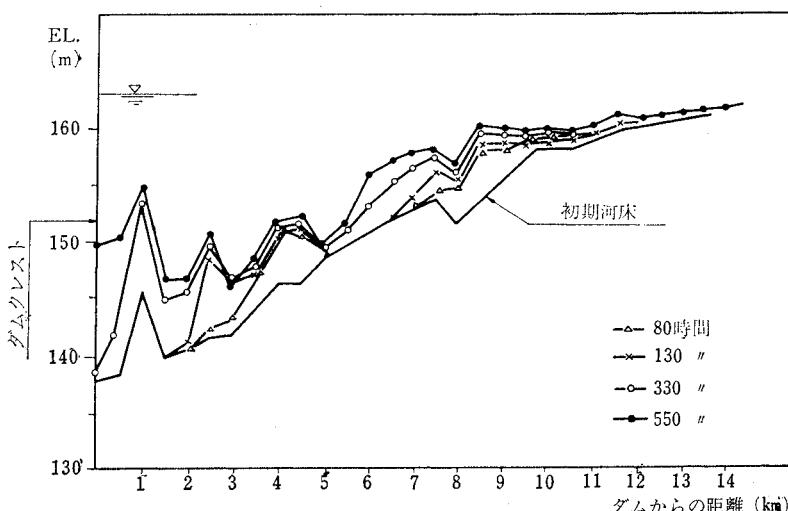


図-14 洪水波形(図-13)による貯水池(S-1)の堆砂勾配時間的変化計算値

表-1 (a) 河床粒径分布計算結果(図-12)

No.	X(cm)	D(cm)	0.05	0.10	0.20	0.40	0.70	1.50	3.00	6.00	10.00
1	0.0	0.0	1.000	0.0	0.0	0.0	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0
	500.00	0.071	0.060	0.099	0.100	0.120	0.220	0.220	0.080	0.020	
	1000.00	0.070	0.080	0.090	0.100	0.120	0.220	0.220	0.080	0.020	
	1500.00	0.079	0.082	0.089	0.099	0.113	0.217	0.217	0.079	0.020	
5	2000.00	0.070	0.080	0.090	0.100	0.120	0.220	0.220	0.080	0.020	
	2500.00	0.061	0.078	0.091	0.101	0.122	0.223	0.223	0.081	0.020	
	3000.00	0.147	0.088	0.083	0.092	0.108	0.198	0.196	0.071	0.018	
	3500.00	0.362	0.054	0.062	0.069	0.083	0.151	0.151	0.055	0.014	
	4000.00	0.655	0.032	0.033	0.037	0.044	0.081	0.081	0.029	0.007	
10	4500.00	0.736	0.028	0.029	0.031	0.033	0.060	0.059	0.021	0.005	
	5000.00	0.620	0.013	0.048	0.052	0.052	0.093	0.087	0.030	0.007	
	5500.00	0.439	0.001	0.028	0.040	0.083	0.157	0.170	0.066	0.018	
	6000.00	0.571	0.080	0.090	0.100	0.120	0.220	0.220	0.080	0.020	
	6500.00	0.073	0.080	0.090	0.100	0.120	0.219	0.219	0.080	0.020	
15	7000.00	0.283	0.072	0.069	0.077	0.091	0.167	0.167	0.061	0.015	
	7500.00	0.505	0.111	0.045	0.048	0.054	0.098	0.097	0.035	0.009	
	8000.00	0.294	0.208	0.063	0.063	0.068	0.125	0.125	0.045	0.011	
	8500.00	0.047	0.289	0.143	0.116	0.080	0.142	0.134	0.047	0.012	
20	9000.00	0.157	0.123	0.160	0.164	0.092	0.150	0.124	0.039	0.009	
	9500.00	0.021	0.088	0.096	0.096	0.141	0.242	0.213	0.066	0.013	
	10000.00	0.017	0.090	0.073	0.073	0.126	0.241	0.247	0.092	0.023	
	10500.00	0.051	0.081	0.080	0.080	0.121	0.228	0.236	0.089	0.023	
	11000.00	0.085	0.094	0.088	0.088	0.115	0.218	0.218	0.084	0.021	
	11500.00	0.077	0.080	0.084	0.084	0.117	0.228	0.223	0.082	0.021	
25	12000.00	0.072	0.081	0.088	0.088	0.118	0.219	0.223	0.082	0.021	
	12500.00	0.071	0.081	0.090	0.090	0.118	0.218	0.220	0.081	0.021	
	13000.00	0.070	0.080	0.090	0.090	0.120	0.220	0.220	0.080	0.020	

表-1 (b) 河床粒径分布計算結果(図-14)

No.	X(cm)	D(cm)	0.05	0.10	0.20	0.40	0.70	1.50	3.00	6.00	10.00
1	0.0	0.070	0.080	0.090	0.100	0.120	0.220	0.220	0.080	0.020	
	500.00	0.072	0.081	0.090	0.100	0.120	0.219	0.219	0.080	0.020	
	1000.00	0.070	0.080	0.090	0.100	0.120	0.220	0.220	0.080	0.020	
	1500.00	0.092	0.084	0.088	0.097	0.116	0.213	0.213	0.077	0.019	
5	2000.00	0.072	0.082	0.094	0.100	0.119	0.219	0.219	0.077	0.020	
	2500.00	0.146	0.058	0.082	0.092	0.111	0.204	0.204	0.074	0.019	
	3000.00	0.647	0.050	0.036	0.039	0.042	0.077	0.076	0.027	0.007	
	3500.00	0.246	0.040	0.056	0.063	0.078	0.144	0.145	0.053	0.013	
10	4000.00	0.521	0.027	0.037	0.041	0.050	0.091	0.092	0.033	0.008	
	4500.00	0.644	0.019	0.035	0.039	0.048	0.088	0.088	0.032	0.008	
	5000.00	0.706	0.096	0.035	0.030	0.041	0.078	0.079	0.029	0.007	
	5500.00	0.067	0.079	0.090	0.100	0.120	0.221	0.221	0.080	0.020	
	6000.00	0.072	0.081	0.090	0.100	0.120	0.219	0.219	0.080	0.020	
	6500.00	0.089	0.080	0.090	0.100	0.120	0.220	0.220	0.080	0.020	
15	7000.00	0.161	0.080	0.090	0.100	0.120	0.220	0.220	0.080	0.020	
	7500.00	0.103	0.080	0.087	0.096	0.115	0.212	0.211	0.077	0.019	
	8000.00	0.387	0.059	0.065	0.065	0.076	0.140	0.140	0.051	0.013	
	8500.00	0.428	0.124	0.050	0.054	0.063	0.115	0.115	0.042	0.010	
20	9000.00	0.367	0.230	0.072	0.067	0.051	0.051	0.085	0.029	0.007	
	9500.00	0.1	0.133	0.137	0.136	0.116	0.206	0.191	0.065	0.015	
	10000.00	0.023	0.091	0.105	0.118	0.125	0.227	0.217	0.076	0.018	
	10500.00	0.196	0.088	0.078	0.086	0.105	0.186	0.185	0.065	0.016	
	11000.00	0.0	0.069	0.094	0.106	0.132	0.243	0.245	0.089	0.022	
25	11500.00	0.061	0.073	0.094	0.100	0.119	0.221	0.228	0.087	0.023	
	12000.00	0.066	0.087	0.104	0.113	0.122	0.213	0.204	0.070	0.016	
	12500.00	0.056	0.072	0.081	0.093	0.123	0.227	0.231	0.085	0.021	
	13000.00	0.065	0.075	0.083	0.095	0.122	0.225	0.230	0.085	0.022	
	13500.00	0.067	0.077	0.086	0.097	0.121	0.223	0.225	0.083	0.021	
	14000.00	0.069	0.079	0.089	0.099	0.120	0.221	0.222	0.081	0.020	
30	14500.00	0.070	0.080	0.090	0.100	0.120	0.220	0.220	0.080	0.020	

度は若干細く No. 10 より No. 4 までは砂礫床、No. 4 からダムまでは細砂床とみられる。したがって、粒度の特性表示 1-① は不十分であるが、1-① でしかも堆砂が進行中 (P) というところに上述のダム方向への粒度変化の特性は含まれるとする。

図-17 に 1971 年度と 1960 年度の堆砂勾配(形状)実測値を示す。No. 25 上流の堆積床が異常に高いのは荒廃支川からの大量の土砂流出による。なお No. 25 上流の本川からの流砂はダムで阻止されている。したがって、流入条件は II ではなく I としてある。両年度の堆砂勾配の顕著な相違は平均勾配は大差はないが区間勾配が大きく異なり、そのため 1971 年度の堆砂形状が平滑であるのにくらべ 1960 年は凹凸が激しいということである。洪水資料を検討した結果、この相違の原

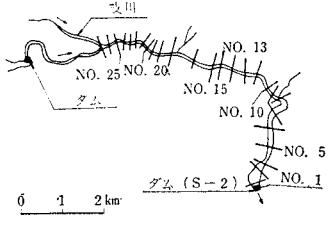


図-16 貯水池(S-2)の平面図

因は出水状況の相違にあると考えられた。すなわち、最大洪水量 2000 m<sup>3</sup>/sec に達する洪水が 2 回生じている 1960 年度は支川からの大量の流出土砂量によって図のように凹凸の激しい堆砂勾配が形成されたが、その後 1971 年までの出水状況は最大洪水量 1000 m<sup>3</sup>/sec の洪水が 1,2 度あった程度で大部分は 600~700 m<sup>3</sup>/sec の中小洪水である。1971 年度の堆砂勾配はこののような流量条件のもとで平滑化されたのであるが、そのおもな原因は水流による河床砂礫の選択流送にあると考えられる。この推定を裏付けるため、図-18 に示すような 2 種類の洪水波形を与え、現河床を初期河床として計算を行なった。その結果は、図-17 の計算勾配に示すとおりで初期河床高のずれから標高は一致しないが、洪水波形 I による堆砂形状は 1960 年度の実測値とよく対応した。なお、このような凹凸の大きい形状は、主として最初の洪水で形成される。それゆえ洪水波形 II では初めて I と同じ  $Q=1500 \text{ m}^3/\text{sec}$  の洪水を与える、その後  $Q=600 \text{ m}^3/\text{sec}$  を一定流量流下させたのである。洪水波形 II による計算結果は、現河床ほどではないが明らかに平滑化の効果を示しているといえよう。

### c) 雄物川、(S-3)-(II-3-③-P)

この貯水池は背水終点上流に広い氾濫原(盆地)をもっている。この区間の粒度は玉石交りの砂礫床であるが緩勾配であるため、貯水池内には玉石、大礫はほとんど

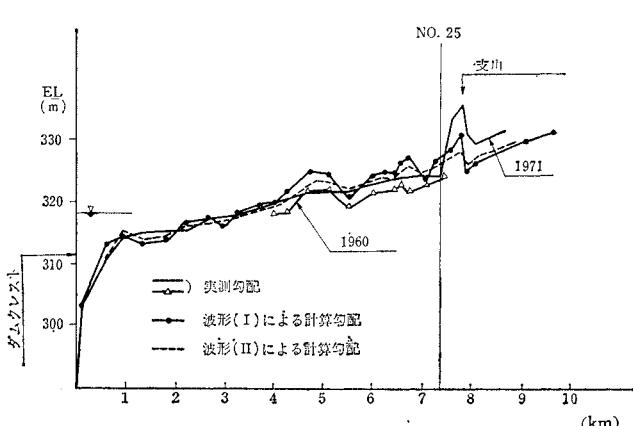


図-17 貯水池(S-2)の堆砂勾配実測値と計算値の比較

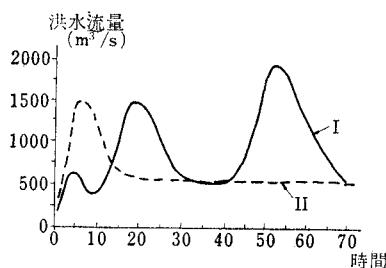


図-18 貯水池(S-2)堆砂勾配計算のための洪水波形

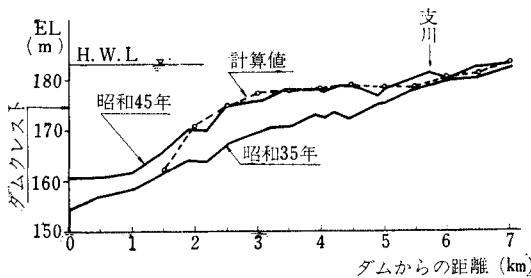


図-19 貯水池(S-3)の堆砂勾配計算結果

流入していないようである。それゆえ流入粒度は③とした。洪水資料と実測河床粒度による堆砂勾配計算では、図-19に示すような結果が得られた。これによれば支川の流入している背水終点付近から約4.5 kmの区間の堆積形状はほぼ合っているといえる。しかし、これより下流ダムまでの区間の堆積形状は計算では表わせない。これはこの区間の堆積層が細砂、シルトの浮流沈澱層であることを示している。したがって、実測されたこの層の厚さからみるとさらに上流まで堆積層の底層が、このような沈澱層で形成されている可能性もある。もしそうであるとすれば、計算結果の一一致は見掛上のものであるということになる。すなわち、背水終点から形成前進する掃流堆積層の下流ダムまでの区間には中小洪水および大洪水の減水期に流入して堆積する細砂、シルトの層が常に形成される。したがって、出水の状況によっては掃流堆積層は常にその上を覆う形で進行することになるから、中砂以上疎分の流入堆積量は実際は見掛けよりも少ないとということである。本貯水池の場合は過年度の大出水では現在の堆積形状が形成されたが、その洪水時に流域が荒廃したため、その後は中小洪水時にも細砂、シルトが大量に流送されるようになったという。したがって、本貯水池の場合には、計算による堆積形状はほぼ正しいとみてもさしつかえない。

#### d) 阿賀野川、(S-4)-(II-1-②-P)

この貯水池はその竣工当初から本川からの土砂流入は上流のダムで止まっているが、背水終点付近

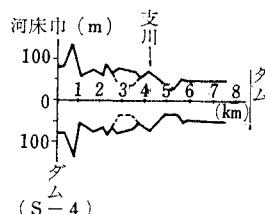


図-20 貯水池(S-4)の当価平面形状

に2つの支川が流入し、洪水時にはこれらの支川から土砂が流入する。2支川のうち1つは玉石、大礫も流出するが流域面積が小さく量的には多くないという。ほかの支川は流域面積も広く、流出土砂量も多い。ただし、その中流部に盆地区間をもっているため、玉石、大礫の大部分はこの区間で貯留され、池内に流入するのは小礫交りの砂シルトである。図-20に本貯水池の当価平面形状を示す。図中破線で示したのは、弯曲の影響が大きい区間の流水の有効断面幅修正のための下限値である。

図-21は本貯水池の堆砂勾配を形成する上で支配的であったとみられる流量 $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を定常的に流下させたときの計算堆砂勾配を実測値と比較して示したものである。また計算時間(洪水下時間)は計算勾配が昭和45年度勾配と大体合うところで打切っている。計算をこれ以上進めると計算勾配は実測値と全く合わなくなってくる。

これは本貯水池の堆砂量が年度ごとに数十万 $\text{m}^3$ の増減を繰返しており、堆砂勾配が平衡に達しているように見えるが、実際は堆砂は進行中であり、ダムから上流3.5 km付近までの池内の堆積は細砂、シルトの沈澱層であることを示している。なお、支川の計算勾配の初期値は元河床と異なり、したがって計算終了後の堆積高も実測値と異なっている。これは支川の河床粒度条件が不明確であったので、支川からの流入量を計算勾配で調節したためである。

以上の計算例では流砂の連続式になりたつ範囲では堆積土砂の粒度に関係なく、貯水池の堆砂勾配の計算値は実測値とよく合うことが示された。ただし、堆積土砂が玉石大礫交りの砂礫床からなる場合には、洪水波形、洪水流量による選択流送の影響が無視できないことも明らか

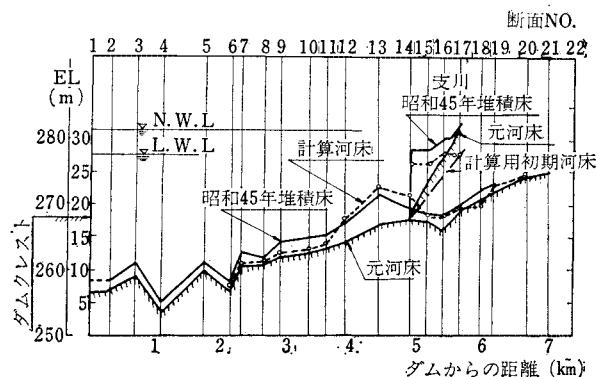


図-21 貯水池(S-3)の堆砂勾配計算結果

かになった。また一方ダム高が高く堆砂が進行中の貯水池で洪水時の流入土砂に細砂、シルトが大量に含まれている場合の堆積形状、堆砂勾配の計算には注意を要すること、特に堆積形状に対する微細粒子の堆積層の影響が無視できないときは、本計算手法では計算が困難なことも示された。貯水池内における微細粒子の沈澱層については、密度流による泥土の沈澱層もあわせ、圧密による堆積厚の時間的変化、洪水時の捲上げなど、今後調査研究を要する問題が多い。技術計算では少なくとも堆砂形状に対する微細粒子沈澱層の「あげ底」の影響が大きい場合について、適当な表現方法を検討する必要がある。なお、本計算で計算資料として「流砂係数」 $a_i$  と掃流力  $u_*$  の関係を与えるが、この関係において  $a_i$  が 0 となる掃流力、すなわち  $d_i$  の限界掃流力は水路実験によって求めた値<sup>18)</sup>の平均値を用いた。また粒度計算における交換層の厚さ  $\xi$  は 3~5 m としている。前に述べたように、この  $\xi$  値で計算した  $f(d_i)$  の分布傾向は実測と合っている。また試算によれば  $\xi$  が 1~2 m では  $f(d_i)$  が 0 となる場合が多くなる。したがって、少なくとも本計算例に示された諸条件の範囲では  $\xi=3\sim 5$  m はほぼ妥当な値であろう。

## 5. 結 語

本論文で述べた粒径別流砂量式を用いる河床変動（堆砂勾配）計算手法は混合砂礫床では流砂量と水理量の相関関係が粒径によって異なるという実験結果<sup>20)</sup>をそのまま用いたものである。これは当面要請されている技術計算を処理するために、在来の方法を便宜的に修正して用いたということでもあるが、一方この実験結果を技術計算を行なうなかで実河川（貯水池）の資料などと比較、点検して行くという意図もあったのである。本論文で述べた計算結果では、本手法による計算結果が粒度分布傾向も含めて実測とよく合うことが示された。これは計算のための代表径の選定、特に細砂、シルトの係数値に問題はあるが、図-10 の係数値を参考にして定めた各計算例の係数値が一応妥当であったことを示している。ただし、次のような場合の係数値の定め方には注意する必要がある。すなわち、玉石、大礫などで表層が覆われている河床に支川、渓流から砂質を大量に含む土砂が流出するような場合には、砂質の係数値は一樣床の値に近いと考えられる。山地河川において洪水中の河床がどのよ

うな形状をもつか、また粒度分布をもつか実測することは恐らく困難である。しかし、渓間堆積土砂などの粒度測定で流出土砂の粒度が推定されれば、計算のための粒度条件、係数値をそれによって修正することも可能であると思われる。そのためには、今後技術計算を数多く行なうなかで計算結果と現地資料を相互に点検し、その結果を系統的に整理、解析し、実河川における「流砂係数」値の分布、計算の適用範囲などについて計算基準を漸次明らかにして行くことが必要である。

また交換層の厚さ  $\xi$ 、 $A T$  を定めるための  $m=H/4Z$  について、今後基礎研究の成果を導入することができれば、計算手法もより合理的なものになると思われる。

**謝辞** 本研究の過程で東工大吉川教授、北大岸教授、山岡教授より種々有益なご助言、ご意見を戴いた。ここに付記し深く謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) Bagnold, R.A. : The Flow of Cohesionless Grains in Fluids, Phil. Trans. Roy. Soc. London. 249, 1956
- 2) 吉川秀夫：浮流砂量に関する 2,3 の考察、土木研究所報告、No. 83-2, 昭和 27 年 3 月
- 3) 浅田 宏・石川晴雄：混合砂礫の限界掃流力と掃流砂量式、電研報告、No. 68045, 1968 年 11 月.
- 4) 建設省土木研究所：河床変動に関する研究、第 20 回建設省技術研究会河川部会、昭和 42 年, p. 633
- 5) 浅田 宏：河川の流域特性を考慮した流砂予測手法の検討 (I), 電研報告、No. 73001, 昭和 48 年 8 月
- 6) 井口正男：天竜川における流砂とその問題点、水利科学、Vol. 8, No. 5, p. 73, 1964 年
- 7) 井口正男：天竜川川路付近の氾濫堆積物について、地理学評論、昭和 36 年 11 月
- 8) 前出 6)
- 9) 長尾 精：伊那谷の崩壊（昭和 36 年 6 月豪雨による天竜川流域の崩壊）、土木学会誌 47-11, p. 26-29 (Nov.-1962)
- 10) 近藤信興：徳島県那賀川総合開発計画に基づく電源用ダム地点地質調査報告、地質調査所月報、Vol. 5, No. 11, 昭和 29 年
- 11) 建設省河川局編：河川便覧、1967.
- 12) Hiroshi Asada : Prediction of Sediment Bed Profile in Reservoir and River Bed Deformation, Commission Internationale des Grands Barrages, Onzième Congrès des Grands Barrages, Madrid, 1973, Sept.
- 13)～15) 建設省土木研究所：建設省流砂観測資料集、土研資料、No. 625, 昭和 46 年 3 月
- 16) 浅田 宏・石川晴雄：水流による河床砂礫の分級機構に関する研究 (I), 電研報告、No. 69085, 1970 年 3 月
- 17) 吉川秀夫：河川工学、朝倉書店, p. 144
- 18) 浅田 宏・石川晴雄：水流による河床砂礫の分級機構に関する研究 (III), 電研報告、No. 71015, 1972 年 3 月
- 20) 前出 3)

(1973.3.30・受付)