

貯水池堆砂の計算における問題点

東北大学工学部 正員 岩崎 敏夫

大学院 学生員 樋口 淳美

工学部 学生員 阿部 裕

1. 諸言

近年多数のダムが築造され、ダムに関する工学的な諸問題が大きく脚光を浴びて来たが、同時に貯水池の維持、管理に関して堆砂の問題の重要性が叫ばれている。我が国は雨量が多い上に流路は急であって流送土砂量が非常に多く、したがって貯水池の埋没が著しい。これにより貯水容量の減少や背砂による洪水位の上昇等の問題が各地で発生している。

貯水池の堆砂に関する研究は *Witzig* を初めとする統計的研究、堆砂形状やその進行過程に注目した *Harrison*、杉尾らの実験的研究があり、電子計算機の発達にともない定量的に堆砂過程の再現や予知を行うための計算に関する研究が行なわれている。

そこで、ここでは最終的な堆砂形状が流れの水理特性との間に、ある釣り合い関係があるという考えの下に、河川の平衡理論を実際の貯水池に適用してその妥当性を検討するとともに、電子計算機を用いて河床変動計算を行い、堆砂の過程を再現し、その場合の計算法の問題点を指摘した。例にとつたのは阿賀野川水系鹿瀬発電所調整池でありその堆砂の状況が図-1に示されている。この貯水池は築造後は20年を経っており大体満砂状態にあるものと考えられるが、なお細部では変動を繰り返しており今後の堆砂について詳しい検討が望まれている。

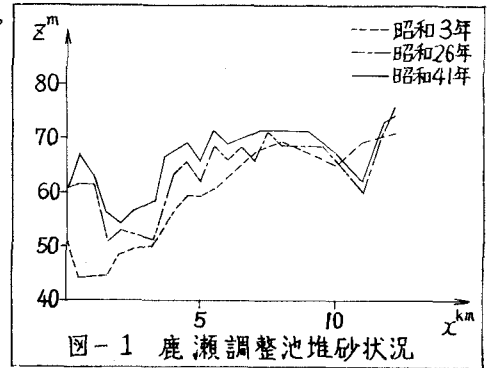


図-1 鹿瀬調整池堆砂状況

2. 平衡理論による計算

(1) 静的平衡勾配

杉尾の研究¹⁾によれば、ダム上流部では年最大洪水流量の80~93%の超過確率洪水流量に相当する「平衡河床反配流量」による静的平衡によって平衡した堆砂形状が求められる。

静的平衡の計算は不等流の基本式、抵抗法則、限界掃流力の式を連立して得られる。抵抗法則としてマンニングの公式、限界掃流力として岩垣公式を用いると、

$$-i + dH/dx + (\alpha/2g) \cdot d/dx \cdot (Q/A)^2 + u_*^2/gR = 0 \quad \text{----(1)}$$

$$u_* = g^{1/2} n Q / AR^{1/2} \quad \text{----(2)}$$

$$u_{*c} = 0.05 \{ \sigma/p - 1 \} g d \quad (d \geq 0.3030m) \quad \text{----(3)}$$

このとき平衡河床形は次式によって計算される。

$$Z = \int_0^x i \cdot dx + Z_0 \quad \text{----(4)}$$

自然断面から視察によって流路中Bを求め矩形断面と考えると(2)式と(3)式とから u_* および H が求まり、(1)

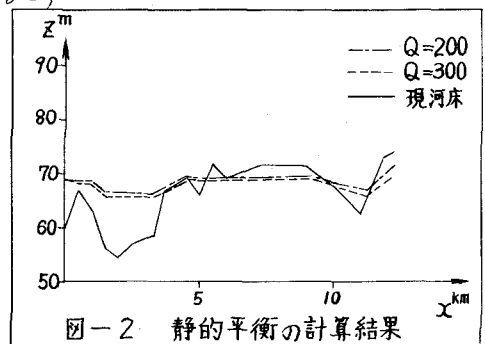


図-2 静的平衡の計算結果

式を階差化した式に代入して求められ、(4)式から平衡河床形が求められることになる。

いまこれを鹿瀬調整池に適用すると、現在の河床形状に近いものとしては $Q=200 \sim 300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合でありこれを図-2に示す。この流量は最大程度流量には等しく杉尾の結果はこの場合適用出来ない。しかし流路中 B の送び方によってかなり変化すると考えられなお検討を要する。

(2) 動的平衡勾配

動的平衡状態では各断面で流砂量が一定となり、静的平衡の場合の(3)式のかわりに、

$$q_B \cdot B = Q_0 = \text{const.} \quad \text{-----}(5)$$

とにおいて得られる。ここで q_B は単位中当りの流砂量でたとえば佐藤・吉川・芦田の式を用いると、

$$q_B = \varphi u_*^3 F(u_*^2/u_{*c}^2) / (\sigma/p-1) g \quad \text{-----}(6)$$

(5)式の基準流砂量 Q_0 の値としては、一般には上流から

の流入土砂量の値かまたは等流状態の区間において計算された流砂量の値がとられる。しかしダム上流では一般には等流区間が存在せず、上流からの流入土砂量も与えられないのでこの方法を用いることは出来ない。これまでの観測によるとダム直後の河床高は比較的一定を保っているので、ダム直後で河床高が一定となるという場合、およびダムクレストまで堆積すると仮定した場合について各々計算したが満足な結果は得られなかった。これらの結果について図-3に示されている。さらに上流にダムがある場合を考えると、堆砂形状は上流ダムの水叩きに連続的につながると考えられ、この条件から基準流砂量を未知数として平衡河床高が求められるが、これについては検討中である。

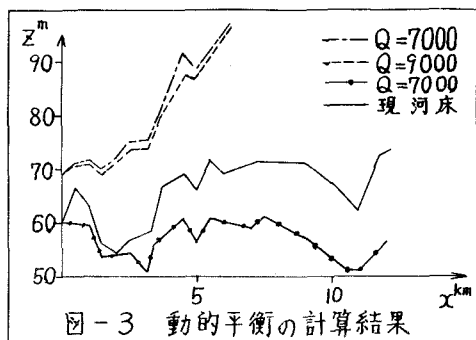


図-3 動的平衡の計算結果

(3) 平衡理論の問題点

上述のように平衡理論による計算は満足すべき結果を与えない。この理由としては次のようなことが考えられる。まずオーに全断面で流砂量一定または限界掃流力状態にあるという条件は、流路中や水深の変化が著しく、複雑な水理特性を持つダム上流部では実現が困難であって、その平均的な状態しか与え得ないこと。オニに支配流量に対する理論が乏しく、一般性を有する支配流量の計算法が充分確立していないこと。オ三に断面を矩形に換算する場合の換算方法に結果が大きく支配されること。また平衡時の粒径分布の推定や粗度係数の変化についての考察が行われていない等の計算上の問題が考えられる。結局平衡理論では平均的な値しか求め得ないから、大まかな推定には有効であって詳細な堆砂の検討には河床変動計算が必要であると考えられる。

3. 河床変動計算

(1) 計算法について

一般にダム上流における河床変動計算においては近似的に定常流として取り扱われており、その場合の運動方程式は(1)式で表わされる。また単位中当りの流砂量については多くの式があるが、ここでは佐藤・吉川・芦田の式(6)式を用いることとし、抵抗法則としては(2)式を用いる。河床変動を表わす流砂の連続式は

$$\partial Z / \partial t + \frac{1}{B} (1-\lambda) \cdot (\partial / \partial x) (q_B \cdot B) = 0 \quad \text{-----}(7)$$

である。以上の諸式を与えられた条件の下で解けば河床変動が計算される。数値計算の方法としては

Harrisonの方法²⁾を用い、この計算のFlow-Chartを図-4に示す。

次に数値計算に際して行った種々の仮定は次のようである。

① 礫断形状について

自然河川の横断面形状は非常に複雑であり特にダム上流では水深が大きく
 広矩形断面と見做すことが出来ない。このため実測横断面図と断面積が変
 化しないようにした台形断面に換算した。

この場合泥礫、堆積による断面の変化を図-5の(A),(B)のような二つの場合について計算した。まず(A)については河床底のみが変化し、側壁は固定であってその勾配は変化しないと仮定し、流砂量計算における稀流中としては河床底部のやBを用いた。この場合Aが時間後の河床の上昇または低下は次式で計算される。

$$\Delta S = \pm(E - S) \pm \sqrt{(S - E)^2 + 2 \left| \partial Q_T / \partial x \right| \cdot \Delta t / (T_1 + T_2)(1 - \lambda)} \quad \text{-----(8)}$$

ここで Q_T は全流砂量である。

また(B)については、掃流中はBeで常に一定とし側壁の変化についても考慮した。この場合 ΔS は次のようになる。

$$\Delta S = \{2/(1-\lambda) \cdot (2B_E + B_R + B_L)\} (\Delta Q_T / \Delta x) \cdot \Delta t \quad (9)$$

②摩擦速度、流砂量の分布について

摩擦速度は径深 R , エネルギー分配 I_e とすると

$$u_*^2 = g R I_e \quad \text{---(10)}$$

によって普通計算されており、(A)のように横断形状を仮定した場合はこの式で u^* を計算した。

(B)の断面を用いる場合は横断方向の腐蝕速度の分布をFlorez, Olsenによる実験結果³⁾を参考にして図-5(B)のように分布を定め、底部と側壁について別々に流砂量を計算した。

③河床材について

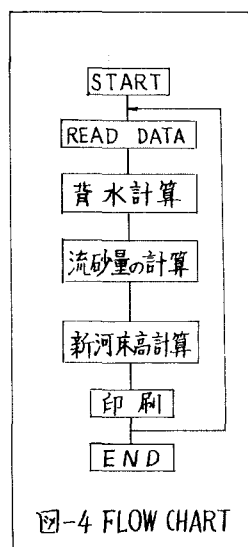
河床変動には粒径の分布も大きく影響し、その変化を導入出来るようにしなければならないが、ここでは粒径が全断面にわたって一定であるとし、洗堀、堆積がくり返されても初期の粒径分布を維持可ると仮定し、小川分け試験の結果に基づき $d=0.820\text{ cm}$ とした。また空率導入については測定が不可能であったので、一般に使われている値 $\lambda=0.4$ を用いた。

④流量資料について

ハイドログラフを棒グラフで近似して、インプットデータとして流量 Q_m と時間 Δt_m のペアで整理する(図-6)。分割の方法は大流量では細かく、小流量は粗くとることが出来るが、一回の計算による変動が大きくなりすぎないようにしなければならない。⁴⁾

(2) 昭和33年9月洪水による河床変動

昭和33年9月洪水前後の堆砂状況の変化についての実測資料があるので、上述の計算法の妥当性を検討するため計算結果と実測との比較検討を行った。反川よりの流出量については最大の反川である



17-4 FLOW CHART

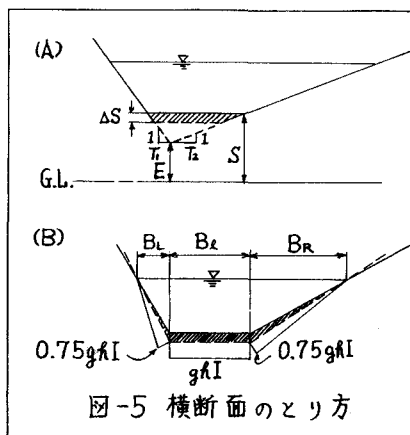


図-5 横断面のとり方

実川について、雨量記録より「中点の手法」を用いて流出量を求める
とピーク流量 $140 \text{ m}^3/\text{s}$ であって、影響はほとんどないと考えられるの
で反川の影響は無視した。計算結果および実測結果は次のようになっ
ている。

横断面(A)の仮定による $25,000 \text{ m}^3$

“ (B) “ $33,000 \text{ m}^3$

実測結果 $125,000 \text{ m}^3$

これによると計算結果は実測の $1/4 \sim 1/5$ であってなお検討を要する。

また(B)の方が多少実測に近く、側壁の効果も考えるこ
とが必要であることがわかるが、この他種々の条件の
下で計算してみることが必要である。

(3) 将来の堆砂の予知について

将来の堆砂状況を知るために、現河床(昭和41年)
に比較的水文資料が揃っている昭和33年9月洪水があ
った場合の堆砂状態の変化について計算した。計算は
(2)と同様の手法を用い、横断面の仮定は(A)を用いた。

洪水前後の河床形を図-7に示す。この場合の堆砂量は $15,000 \text{ m}^3$ である。

(4) 河床変動計算の問題点

河床変動計算は実用計算の段階に入ってからといわれるが、特にダム上流に適用する場合には次の
ような問題点が指摘される。まず水深が大きいために広矩形断面とは見做し得ず、三次元的な取り扱い
が必要とされる。同時に弯曲流れの影響が加わり、これらに対しては粗度係数等をそれに対応して
変化させる事等が考えられるが、その関係は明らかでない。また河床変動による粒径分布の変化を考
える必要がある。さらに実際河川では汚泥砂を含めた定量的な解析があまり行なわれていないが、野
水池では汚泥砂も重要であり、これを含めて解析を行う必要がある。

4. 結 語

以上の計算結果から見ると、実際の野水池の堆砂を定量的に取り扱う場合、その方向は定まってい
るが実用上はかなりの問題点が残っており、計算方法の改良とともに、流砂量公式や流水および流砂
の運動機構等土砂水理学の基礎的な問題についてさらに詳細な検討が必要であると思われる。

計算は東北大学計算センター NEAC 2230 および東北大学大型計算機センター NEAC 2200 等 500
を用いた。資料収集、実地調査に際しては東北電力工部部および阿賀野川調査所の皆様の御援助を得
た。また昭和43年度文部省科学研究費特定研究「東北地才の出水と流送土砂に関する研究」に研究費
の一部の補助を受けた。各位に対しておつた感謝いたします。

参考文献

1. 砂尾裕三郎；ダム上流の堆砂形状について；土木学会論文集 オ93号
2. 本間・石原；応用水理学(中I) P64 など、
3. V.T. Chow；Open Channel Hydraulics, P169, McGraw-Hill,
4. 横本・山崎；将来河床の推定計算法について、オ23回年度学術講演会 講演概要(1968)

