

浮遊砂による貯水池の堆砂過程

杉 尾 捨三郎

1 概 説

ダム貯水池は本来河水をできるだけ多量に貯溜することによって、洪水調節、発電、かんがい、都市および工業用水その他に利用するために築造されるものであるが、洪水時に上流から流入する土砂により次第に貯水容量を減じ、当初計画された治水・利水の効果は年を追うて減退するのを防止できない。特に流送土砂の多い貯水池では、十数年にしてダムの天端付近まで土砂が堆積したため、クレスト上に設けた門扉を利用して辛うじて水量を維持している例もあるほどである。

従って堆砂量をできるだけおさえ、貯水池の寿命を延ばすための方策を検討するためには、まず堆砂の実体を適確に把握することが必要で、貯水量の減少すなわち貯砂量の年変化の測定、ならびに将来の予測に関する研究が特に戦後各国で注目されはじめた。米国では *Witzig, Brune, Borland*、わが国では鶴見、吉良らによって詳細な調査と実証的研究が行なわれた。これに関してはこの水工学シリーズにおいて吉良博士が詳述されるはずである。

しかし堆砂量の変化そのものの研究も重要であるが、堆砂がどのような形態をとりつゝ変化するかを推定することも劣らず重要であろう。例えば洪水時の流入土砂が貯水池内に平均に薄く堆積するならば問題は少ないが、仮りに貯水池のデルタ付近に塊となって堆積したとすれば、上流部一帯は直ちに背水上昇によって大災害を生ずることになる。また流路の弯曲部や貯水池内の地形により異常な高さの堆積が局部的に生ずるならば、同様に新たな災害が加わることになる。さらに堆砂の形態や土砂粒度の分布状態に応じて、適切な土砂排除法も考究できるかも知れない。

本文で堆砂過程を特にとりあげたのは上述の理由によるものであって、貯水池の縦断図上で示される堆砂の時間的変化を、上流から流入する土砂の特性と水理量、貯水池特性などから推算する方法を主として考究し、土砂災害防禦に役立てたいと考える。

第二章から第四章までは従来の調査、実験、その他の諸研究の概要が紹介され、第五章においては古くから沈砂池の設計において愛用されてきた『浮遊粒子の軌跡に着目する解法』を若干改良して巾の変化する貯水池に適用した一解析法が述べられる。

2 掃流砂による堆砂過程

貯水池内に堆積する土砂には、掃流形式によるものと浮遊形式によるものがあり、両者はふつう混在する形で堆積する。両者が占める割合は貯水池の規模、流域特性、出水の規模などにより相当変動するが、浮遊砂によるものは全体の 60～80% 程度と推定される。このように流送形式の異なる二種の現象の総合結果として生ずる堆砂現象の時間的変化を適確に把握することはきわめて困難であり、さらに現実の貯水池に現われる密度流の効果、貯水位の人為的変動、流入流量および流入土砂量の季節的変化、などすべてを解析中に含めることは到底不可能である。そこで実験もやり易い掃流砂のみによる堆砂実験の方が、歴史的には先に行なわれたのは無理からぬことであった。

古い研究では *A. Schoklitsch* (1926) による *Mur* ダム取水口付近の設計のための模型実験があり、流量変化やゲート操作がダム付近の堆砂面の洗掘におよぼす影響などを調べている。そのとき彼は、堆砂面の前面にデルタが発生して前進する事実を認めている。戦前各国で盛んにダム建設が行なわれたが、戦後ようやく貯水池内の堆砂が顕著になり、米国やわが国では堆砂の実測による実証的研究が開始された。ま

前述のように、堆砂の量の点では掃流土砂の占める割合は浮遊砂のそれよりかなり小さいが、デルタを構成するのは掃流土砂であり、デルタを含めた上流の河床高が漸次上昇して洪水位を高めるので、掃流砂による堆砂現象は主として上流背水区域における河床変動による災害防除という観点から、特に研究者の注目を集めたのであった。

掃流砂のみによる堆砂の実体を把握するため、長方形断面水路を用いた基礎実験が日本各地でつぎつぎに行なわれた。^{(1)~(6)}これはすべて水路の上流から一定流量と共に砂粒を均一速度で供給し、下流に設けたプール内の堆砂の時間的変化と水位変化を観測するものであった。

のように前面

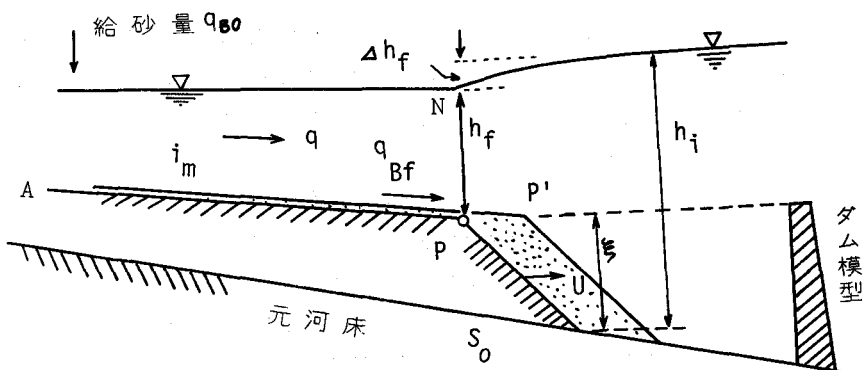


図 2.1-1 デルタ説明図

$$q_{Bf} = (1 - \lambda) U \cdot \xi \dots\dots\dots (2.1 - 1)$$

$$q_{Bf} = (1 - \lambda) U \cdot \xi \dots\dots\dots (2.1 - 1)$$

水面曲線は段落ち部特有の水面形を呈し、デルタ肩P点で最低水位Nになった後、やゝ水面の高まりを生じて越流水面に接続する。N点は時間と共に下流に移動し、その速度はデルタ前進速度 U に等しい。図2・1-2、図2・1-3は杉尾⁽¹⁾が行なった実験の堆砂変化図で、初期水路床こう配により若干傾向が異なるが、堆砂面が上昇した部分ではほぼ河床面の上昇分だけ水面も上昇することがわかる。図2・1-3では堆砂開始点Mの位置が明確で、M点を中心として上下流に堆砂が進行し、堆砂面こう配 i_m は、上流からの給砂量 Q_{Bo} が小さい時は初期水路こう配 S_0 より緩やかになる。特に注目すべきことは、図2・1-3の場合にはじめ射流状態であった流れが、堆砂しはじめると堆砂面上では常流に変化することである。例えば現実の貯水池の上流部に狭さく部が存在し、ある流量のもとでは射流となることがあっても、貯水池内の堆砂が発達して背砂が狭さく部に及ぶようになると流れは常流に変わり、せきあげ曲線の影響が狭さく部をも乗りこえて上流に波及することが考えられる点、興味ぶかい。またデルタ肩の点Pは、実際の発電用貯水池の場合にはダム付近の取水口敷高にちかい標高に向って水平に移動するらしいことが観測されている。

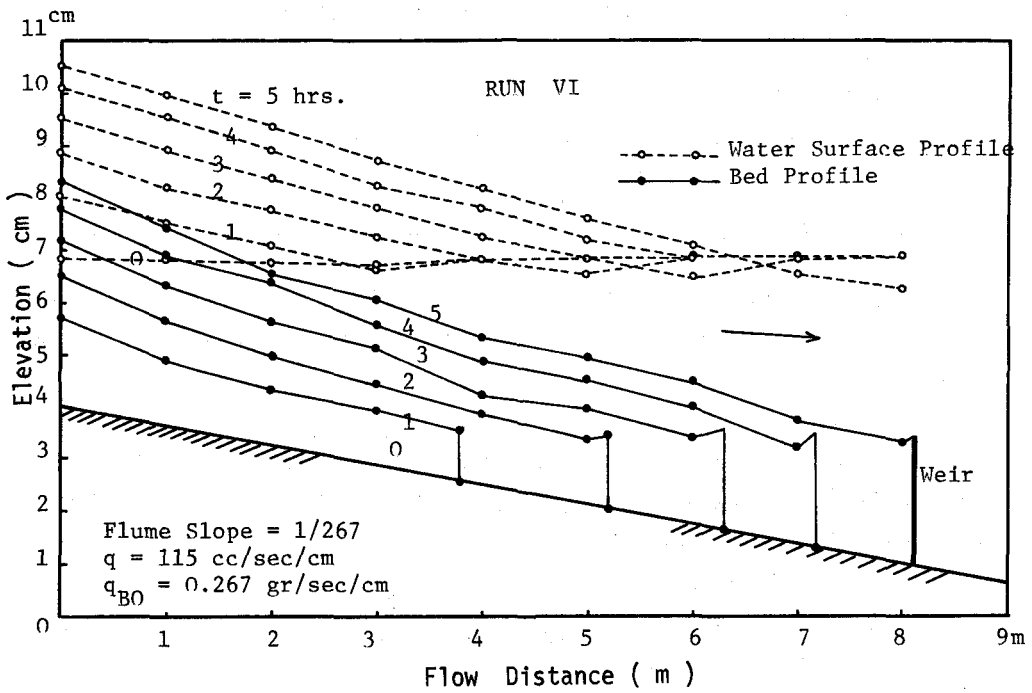


図 2.1-2 掃流砂による堆砂実験(1)

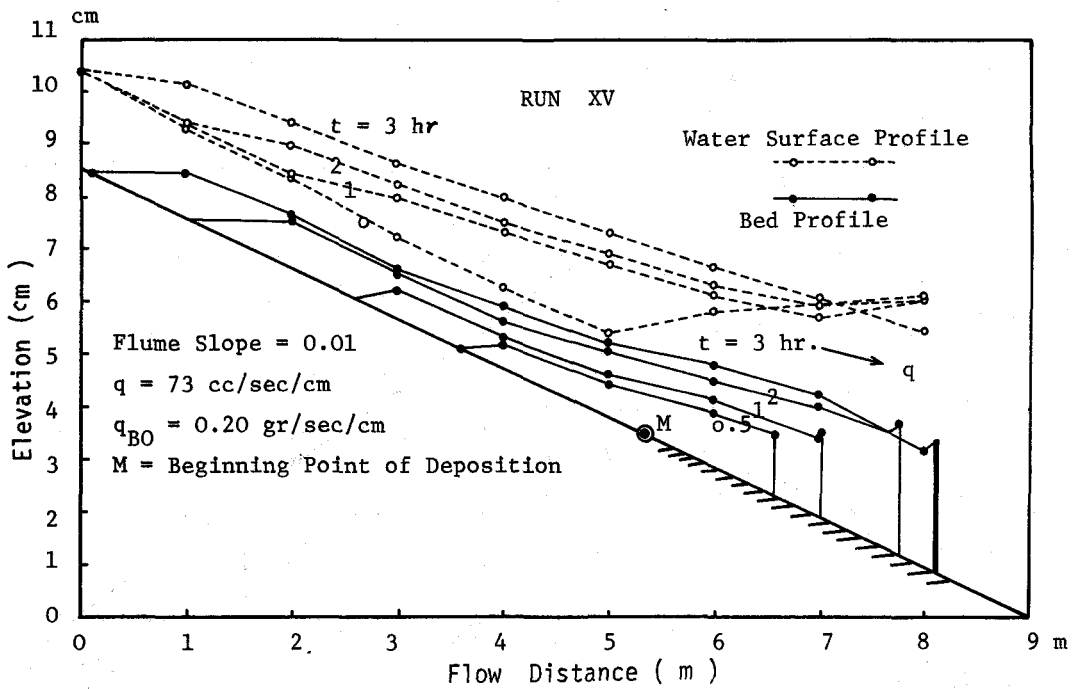


図 2.1-3 掃流砂による堆砂実験(2)

さてデルタ水深 h_f , デルタ流砂量 q_{Bf} , 堆砂面こう配 i_m , デルタ前進速度 U などに関しては, 次元解析や半理論式による種々な実験式が提案されているので, その若干を紹介する。

1) デルタ水深 h_f

top-set beds 上の水面計算の起点となるものであり, かつデルタ流砂量 q_{Bf} を規定する重要な量でもある。矢野・芦田⁵⁾ は図 2・1-1 の記号を用いたとき, 渦による損失を無視して運動量保存の式と流れの連続式を用いることにより次式を得た。

$$\frac{2h_c^3}{h_i} + h_i^2 = \frac{2h_c^3}{h_f} + (h_f + \xi)^2 \quad \dots\dots\dots (2.1-2)$$

上式において h_i = 下流水深, h_c = 限界水深で $(q^2/g)^{1/3}$ である。従ってデルタ高さ ξ と下流水深 h_i が与えられれば上式から h_f は計算できる。椿ら⁶⁾ も同様な原理から, 図の Δh_f を定める式を提案している。

2) デルタ流砂量 q_{Bf}

給砂量 q_{Bo} のうち, デルタ流砂量 q_{Bf} は貯水池の埋積に役立ち, $(q_{Bo} - q_{Bf})$ は背砂となるから貯水池の堆砂過程においては流砂量配分比, q_{Bf}/q_{Bo} が最も重要な役割を有している。実測結果による q_{Bf} は (2・1-1) 式から求められるが, 流砂理論からみれば q_{Bf} は P 点における流れの掃流力から定められる流砂量公式, 例えば次式

$$\frac{q_{Bf}}{u_* d} = \alpha' (u_*^2 - u_{*c}^2)^m \quad \dots\dots\dots (2.1-3)$$

から決定されるべき量である。いま広巾長方形水路については $u_*^2 = gq^2/C^2h^2$, $u_{*c}^2 = gq^2/C^2h_k^2$ であり, 移動限界水深 h_k は砂特性, 流量および Chezy 係数 C と与えれば確定する。従って (2・1-3) 式において $h = h_f$ とおけば, デルタ流砂量 q_{Bf} を求めることができる。

これとは別に次元解析を用いて q_{Bf} の特性を検討することもできる。杉尾は給砂量 q_{Bo} と給水量 q との比を砂水比⁷⁾ と名づけ, q_{Bf} は砂水比に強く依存することを認め, 次の実験式を提案した (図 2・1-4)。

$$\frac{q_{Bf}}{q_{Bo}} = 0.0025 \left(\frac{q_{Bo}}{q} \right)^{-0.7} \quad \dots\dots\dots (2.1-4)$$

椿ら⁸⁾ はこれを若干改良し, 砂水比よりも q_{Bo}/q_{B*} の方が適切であると考へた (図 2・1-5)。ここに q_{B*} は, 初期

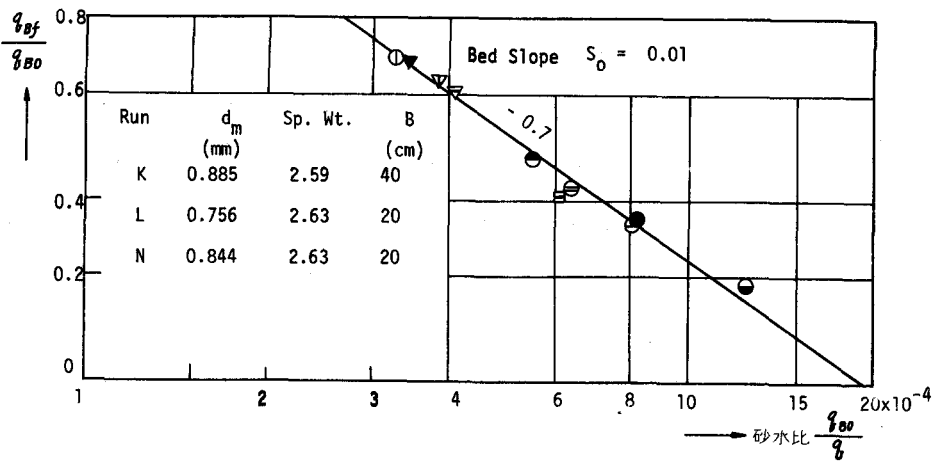


図 2.1-4 デルタ流砂量と砂水比との関係

河床こう配および与えられた流量のもとで流しうる流砂量で、(2・1-5)式で規定される。

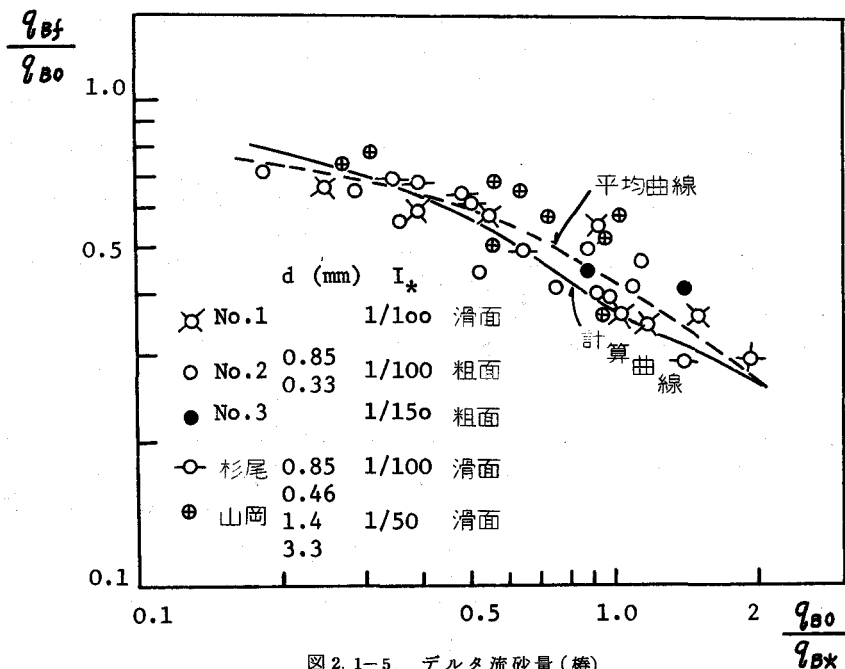


図 2. 1-5 デルタ流砂量(椿)

$$\left. \begin{aligned} \frac{q_{B*}}{\sqrt{s g d^3}} &= 2.5 \Psi_e^{1.3} \cdot (\Psi_e - \Psi_c) \\ \Psi_e &= \Psi \cdot \frac{\varphi}{\varphi_0} = \frac{u_*^2}{s g d} \cdot \frac{\varphi}{\varphi_0} \\ \varphi &= V/u_* \quad , \quad \varphi_0 = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.1-5)$$

こゝに、 s = 砂の水中比重、 d = 砂粒径、 Ψ_c = 砂の移動限界に対応する Ψ の値である。

3) 平均堆砂面こう配 i_m

平均堆砂面こう配 i_m と初期河床こう配 I_0 との比、 i_m/I_0 はやはり砂水比の増加と共に増大する傾向がある(図 2・1-6)。実際河川で最も起りやすいのは、ある流量が与えられたときそれとバランスする流砂量(例えば(2・1-3)式または(2・1-5)式で計算される)が流れる場合であるが、上流地区で山腹崩壊などを生じて過大の流出土砂を生ずるような場合には、もとの河床こう配よりも急な堆砂面を生ずることもあるわけで、上述の実験では q とは無関係に給砂量を与えたものであることに留意すべきである。なお椿ら⁽⁸⁾は i_m/I_0 の代りに i_m/I_* を、砂水比の代りに q_{B0}/q_{B*} を用いるのが合理的であると述べている。

2・2 堆砂過程の解析

1) 河床変動式

貯水池の堆砂現象は河床変動の一形態であり、河床変動解析の主体をなすものは(2・2-1)式で示す流砂量に関する連続式である。河巾 B の長方形断面に対しては

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \frac{\partial (B \cdot q_B)}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2-1)$$

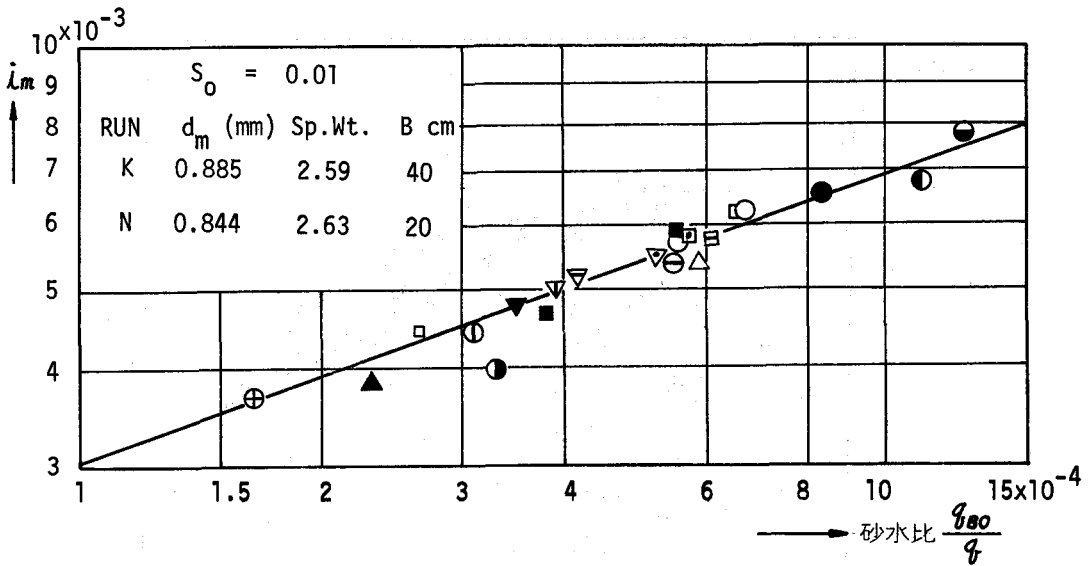


図 2.1-6 堆砂面こう配と砂水比との関係

こゝに z = 堆砂面標高, q_B = 単位巾, 単位時間あたりの掃流砂量である。1931 年 Exner⁽⁹⁾ は流砂量 q_B を仮りに流れの平均流速 V に比例するとみなして次式を得た。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{Kq}{(h-z)^2} \cdot \frac{\partial z}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2-2)$$

上式は $Kq / (h-z)^2$ の速度で進む波の方程式であることから, *dune* や *ripple* 床上の最高点では V_{max} が生じて砂波は下流に移動し, *antidune* では上流向けに移動すると説明した(図 2.2-1)。

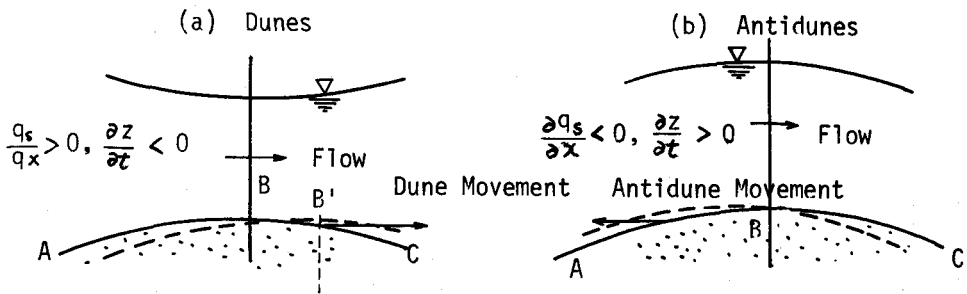


図 2.2-1 砂波の運動説明図

岩垣⁽¹⁰⁾ は流砂量については Brown 型の (2.1-3) 式, 不等速定流の運動式, 堆砂面こう配 i については次式

$$i = i_o - \frac{\partial z}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (2.2-3)$$

さらに流砂の連続式 (2.2-1) 式, 抵抗法則としては Manning 式を用い, これらを連立して次式

$$\frac{\partial z}{\partial t} + A'B' \frac{\partial z}{\partial x} = A' \left[B' \left\{ i_o - \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) - \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \right\} + C' \frac{dB}{dx} \right] \quad \dots\dots\dots (2.2-4)$$

のように変形し、特性曲線法により解くことにした。こゝに B = 水路巾、 V = 平均流速である。また A' と B' とは流量 Q 、粗度係数 n 、砂特性が与えられれば、水深 h と移動限界水深 h_k の関数で表わされる量である。この方法に従って長方形断面水路による堆砂過程の計算が杉尾¹¹⁾、吉良¹²⁾、芦田¹³⁾、らによって試みられ、実験結果とのよい適合が報告されている。芦田¹⁴⁾は、流砂量公式として佐藤・吉川・芦田公式を用いれば、(2・2-4)式の代りに次式

$$\frac{\partial z}{\partial t} - K \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2-5)$$

$$K = \frac{21}{20} \frac{1}{(1-\lambda)} \varphi F \frac{q}{(q/\rho - 1)\varphi}, \quad \varphi = V/u_* \quad \dots\dots\dots (2.2-6)$$

となり、一種の拡散方程式がえられることを示した。

このように基礎式を連立するとき用いられる流砂量公式により、若干異なった式がえられるもので、堆砂過程解析結果の信頼度は、信頼性ある流砂量公式の開発に依存していることが明らかである。

2) 貯水池の堆砂の解析

1952年、米国技術団のHarrison¹⁵⁾は(2・2-1)式を貯水池に適用しやすいように次式のように書き直した。

$$\Delta \xi = \frac{Q_{II} - Q_I}{B \cdot \Delta x (1-\lambda)} \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots (2.2-7)$$

すなわち Δx だけ離れた上下流二断面 II, I における流砂量の差が Δt 時間内に両断面間の河床を平均 $\Delta \xi$ だけ上昇させ、同時にデルタ流砂量はデルタ前面のプール内に堆積することにせよと述べた。彼は実際の計算例を示さなかったが、彼の解析方針は現在もなお利用されており、つぎの手順で計算が行なわれるのが例である。

- (i) 堆砂の全くない状態で水面形を追跡する。
- (ii) 上の水面形のもとで砂床上の掃流力などを求め、砂の移動限界水深 h_k と水深が等しくなる位置を堆砂開始点とする。
- (iii) 特性曲線法などにより、 Δt 時間後の堆砂厚 $\Delta \xi$ を求めて加算し、新堆砂面とする。
- (iv) デルタの肩は水平に移動するとみなし、デルタ流砂量 q_{Bf} をデルタ前面のプール内に堆積させ、新しいデルタ先端 P' を定める。
- (v) P' 点より上流の水面形を計算して、これを Δt 時間後の水面形とみなす。
- (vi) 以上の手順を繰り返す。

3) デルタ上流の堆砂面形状

デルタより上流の堆砂面(いわゆる *top-set beds*)は、デルタの前進と共に上昇し、洪水位上昇を惹起し、家屋や橋梁の移転、胸壁や排水設備の必要などを生じることから、ダム設置による上流への影響範囲の推定など、政治問題にまで発展しやすい重要な難問を含んでおり、研究者の関心を集めたのも当然であった。

こゝではかなりの長年月を対象とする安定した河状縦断形状の推定が必要となる。一般河川の平衡河床形に関する初期の研究は、物部、安芸らにより発展したいわゆる『静的平衡理論』とも云うべきもので、ある与えられた流量のもとで、河床砂れきが同時に限界掃流力状態になるという条件から出発している。その後斐伊川の改修計画に際して、『安定した河道を維持するためには洪水時の各断面を通過する流砂量をほぼ等しくするのがよい』との提言がなされ、これが『動的平衡河床理論』の考えの先駆になったようである。その後ダム背砂研究を契機として不等速定流に対する動的平衡河床理

論が次第に確立され⁽¹⁷⁾,ダム上流のみならず一般河川の河床縦断形について種々な方法が提案されるようになった。^{18~22}

またデルタが完全にダムにまで到達した後は、砂防ダムの堆砂面のような形となるわけで、村野らは野外資料を分析した結果、この形を二次放物線で表示する実用的方法を提案し、この放物線の形の年変化に対する諸研究²⁴を発表した。

しかし上述の平衡河床理論では、下に述べるように未解決の問題を含んでいることに注意せねばならぬ。

- i) 流路に沿う、将来の河床砂れきの分布を推定することが困難である。
- ii) 上流から流入する土砂量の推定が困難である。
- iii) 平衡河床形を求めるための基本となる流量 Q_d をいかにして決定すべきかが明確でない。この場合の堆砂を支配する『支配流量』を統計的に推定する方法も試みられてはいるが、²⁰²⁵ 未だ問題点が残されている。ことに動的理論の方は、流砂量公式の精度に深く依存しているから、将来の研究問題を余分に多く含んでいると云える。

3 掃流砂と浮遊砂による堆砂過程

3・1 貯水池の堆砂量

1) 実証的研究

米国の地質学者によれば、掃流砂と浮遊砂とが混在する一般のダム貯水池内の堆砂分布は、i) *top-set beds* ii) *fore-set beds*, iii) *bottom-set beds*, iv) *density-current beds* の四部分より成るといわれる。堆砂を支配する要素数が多く水理現象の解析がきわめて困難であるため、現存する多くの貯水池における堆砂量の経年変化資料から、直接堆砂量を支配と思われる重要な要素を発見して、将来の堆砂量予知に役立てるための実用式を得ようとする試みが主として米国で開始された。²⁶ *Witzig*, ²⁷ *Brune-Allen*, ²⁸ *Brown-Jarvis*, ²⁹ *Churchill*, ³⁰ *Borland* らはその代表である。堆砂量を示す量としては、年平均堆砂率、捕促係数 (*Trap Efficiency*) などが採用され、支配要素としては貯水池容量 C , 流入流量 I , 流域面積 F , などが選ばれた。わが国では鶴見がこの種の研究をわが国内の貯水池例について研究し、吉良²⁹ は日本および世界各国の現地資料から詳細な研究を発表した。すなわち世界各地から 493 個の堆砂資料を用い、平均年堆砂率 q_s を次式

$$q_s = K (C/F)^{0.569} \dots\dots\dots (3.1-1)$$

で表わしている。こゝに C = 貯水容量 (m^3), F = 流域面積 (km^2), q_s = 平均年堆砂率 ($m^3 / km^2 / 年$) また K の平均値は 0.501 であった。なお地質学者の田中らは³⁰、支配要素として流域の起伏量 $\times$ 高度、および地質の組み合わせを採用している。

1) 掃流と浮遊を考慮した経験式

江崎³¹ は上述の方法から一歩進んで、堆砂量 V_s を支配する要素として流入洪水量 ΣQ , 貯水池上流端付近の平均河床こう配 S , 流域内に含まれる崩壊地面積 A_d , および崩壊地の平均こう配 D を選定し、かつ段丘部に堆積する *bed material load* は $\Sigma Q \cdot S^2$ に比例し、また *bottom-set beds* を形成する浮遊砂量は崩壊地から流出する ΣQ の部分と D^2 との積に比例すると仮定して次式を提案した。

$$V_s = K_1 \Sigma Q \cdot S^2 + K_2 \Sigma Q \cdot \left(\frac{A_d}{A} \right) D^2 \dots\dots\dots (3.1-2)$$

こゝに ΣQ は $QS = 1$ を満足する流量 Q 以上の流量の総和であるが、洪水資料が不明な場合には流量年報により、日平均流量 $\bar{Q}$ が $QS \geq 1$ を満足する値以上の総量を用いている。彼は土砂の捕促率の良

好な大容量の40個の貯水池資料から上式中の常数 K_1 , K_2 を決定し, $K_1 = 8.85$, $K_2 = 7.83$ を得たが, 計算値と実測値の近似度はかなり良好であったという。

3) 確率論的研究

室田・端野らは^(32, 33), 豪雨などにより瞬間的に生産された土砂が直接貯水池に流入するときのような偶発的な土砂生産による堆砂現象を扱い, 堆砂過程を単純マルコフ過程とみなして時系列解析を行なうことを提案している。まず貯水池に流入する土砂量はほぼ年度内の山腹崩壊による土砂生産量に等しいとし, 後者は降雨と密接な関係があるから, 降雨の資料から流入土砂量の確立分布を求める方法を考究した。つぎに貯水量変動の推計解析で慣用されるように, 堆砂量も任意時刻の状態が単位時間前の状態に大きく依存するとする単純マルコフ過程のモデルを採用したのであるが, 貯水池からの流出土砂量を規定するいわゆるサービス関数を, 水理学的検討のもとに設定した。以上の方法を黒部川小屋平貯水池に適用した結果, 任意年の堆砂量とそれに続く年度の堆砂量との間に明確な相関が認められたと報告している。

3・2 貯水池の堆砂過程に関する研究

従来掃流砂のみによる貯水池の堆砂現象に関しては多くの実験や研究が行なわれ, 堆砂過程はかなり明確になった。しかし現実の貯水池において重要な地位を占める浮遊土砂による堆積の影響を考慮しようとする場合, 掃流砂と浮遊砂の運動機構の相違のため, 両者を同時にとり入れた理論解析および実験はきわめて困難である。従って3・2および3・3で紹介する矢野・芦田らによる一連の研究は, 数少ないこの方面の研究に対し重要な示唆を与えるものである。

図3・2-1は中部電力において調査された泰阜ダム貯水池の堆砂粒度分布を示す。³⁴ 貯水池の堆砂表層の1~2m部分では粒度は小さいが, それより下方数mの厚さにわたって粗粒の砂れき層がみられ, 背水末端付近の粒度に類似している。この事実から判断すると, 浮遊砂が堆積して生じた *bottom set*

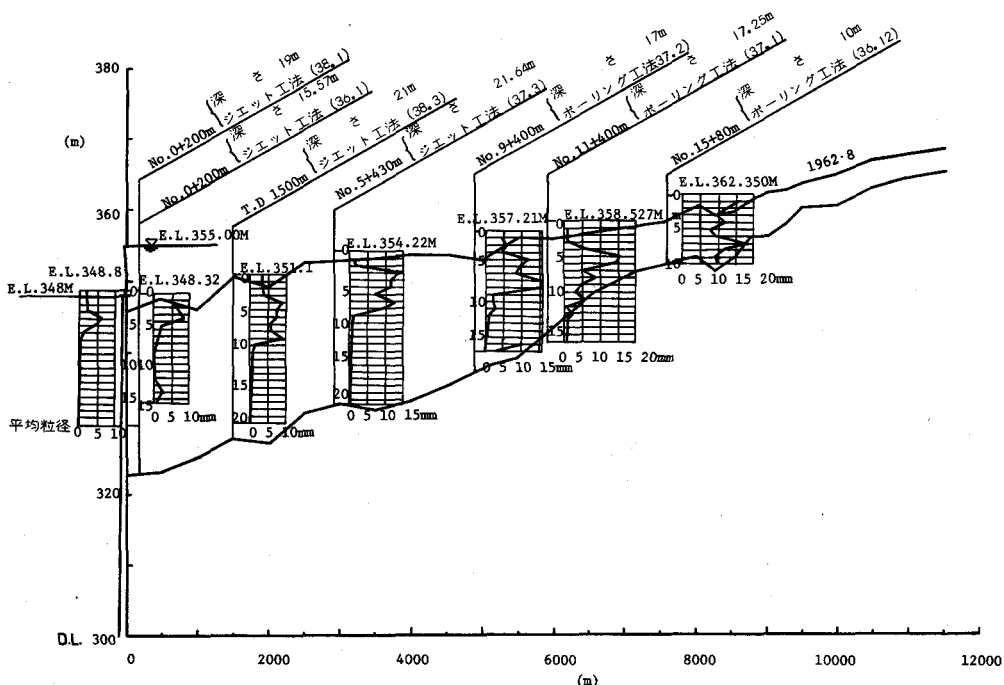
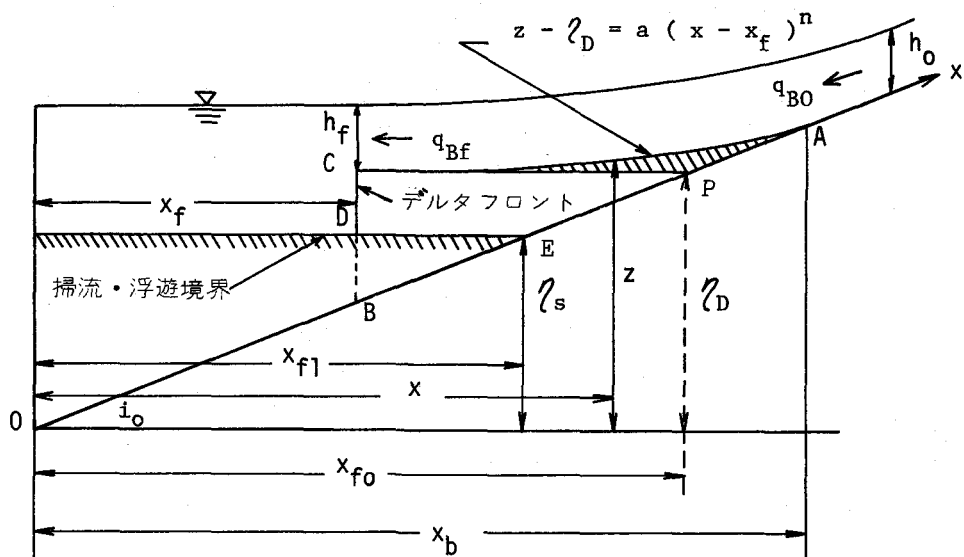


図3.2-1 泰阜貯水池の堆土の粒度分布

i) デルタの肩の軌跡は高さ η_D の水平線を通り、かつデルタ流砂量 q_{bf} も一定値を保つ。

ii) 貯水池内における掃流堆砂と浮遊堆砂との境界線は水平であり、 $\eta_s = \text{一定}$ とする。図の段丘始点 P より浮遊堆砂層始点 E の間においては、デルタは浮遊砂層の影響を受けないが、E より下流においてはデルタ肩は高さ $\overline{CD} = (\eta_D - \eta_s)$ を維持しながら進行する。



2) 浮遊・掃流堆砂の境界面がある場合 流砂の連続式より

$$\frac{d(\text{図形 } ACDE)}{dt} = \frac{1}{1-\lambda} q_{Bo}, \quad -\frac{dx_f}{dt}(\eta_D - \eta_s) = \frac{1}{1-\lambda} q_{Bf} \quad \dots\dots\dots (3.2-5)$$

前と同様の手法により, $t = t_1$ において $x_f = x_{f1}$ すなわちデルタがE点に到達したとすれば

$$x_{f1} - x_f = \frac{q_{Bf}(t - t_1)}{i_o(1-\lambda)(x_{fo} - x_{f1})} \quad \dots\dots\dots (3.2-6)$$

$t < t_1$ の範囲では(3・2-4)式が成立つから, $t > t_1$ における x_f および X_b は(3・2-5)式を積分し, $t = t_1$ ($\tau = \tau_1$)における X_f , X_b を X_{f1} , X_{b1} において整理すると次式がえられる。

$$X_b = \frac{\tau}{n-1} \left[\frac{\tau_1}{\tau} \left\{ 1 + \frac{\tau^2}{2\tau_1^2} \left(1 - \frac{\tau_1^2}{\tau^2} \right) \right\} - \frac{\tau_1}{\tau} \sqrt{\left\{ 1 + \frac{\tau^2}{2\tau_1^2} \left(1 - \frac{\tau_1^2}{\tau^2} \right) \right\}^2 - (n^2-1) \left(\frac{q_{Bo}}{q_{Bf}} - 1 \right) \frac{\tau^2}{\tau_1^2}} \right] \quad \dots\dots\dots (3.2-7)$$

(3・2-2)式によれば, デルタがE点に到達するまではデルタの前進速度は $t^{-\frac{1}{2}}$ と共に減少するが, E点を過ぎると(3・2-5)式にみるように一定となることがわかる。また(3・2-7)式における (X_b/τ) の最大値, すなわち堆砂上流端の邇上速度が最大となるように堆砂は進行するものと考え, 次式を誘導した。

$$n^2/(n^2-1) = q_{Bo}/q_{Bf} \quad \dots\dots\dots (3.2-8)$$

一般には i_o , q_{Bo} は既知とし, かつ $n = 1.20 \sim 1.30$ 程度として(3・2-6)式より q_{Bf} を定め, 流砂量公式を適切に利用して η_D や x_{fo} を定めてゆけばよい。

以上は一定巾, 一定こう配の貯水池の単純なモデルに関する解析であったが, 実際の貯水池に応用するための基礎的研究をなすものである。

4 浮遊砂による堆砂過程

4・1 浮遊砂のみによる堆砂実験

貯水池の堆砂のうち掃流砂と浮遊砂の占める割合は, 貯水池規模, 流域特性, 出水特性などによって異なると考えられるが, その概数を知るために江崎⁶¹⁾が(3・2-2)式の常数を定めるために使用したわが国のダム貯水池の資料を引用しよう。(3・1-2)式の右辺第一項は掃流砂, 第二項は浮遊砂を示すと考えられるから, 浮遊砂が全体に対する割合を示すと, 津賀 79%; 永瀬 67.8%; 小原 71.3%; 小原 71.3%; 長安口 81.9%; 美和 81.5%; となり, 大規模貯水池では浮遊砂の割合がきわめて大きい。さて浮遊砂を対象とした水理実験は従来まれであるが, こゝでは矢野・芦田らが実施した詳細な実験結果⁶⁶⁾を要約して紹介しておく。

巾 20 cm の水路内
に図 4・1-1 に示
すような貯水池模型
が作られ, 上流から
一定量の流量と流砂
を与えながら, 堆砂
形状の時間的変化,

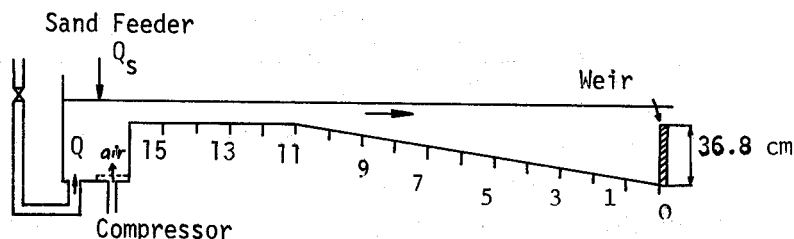


図 4.1-1 芦田らの実験水路

堆土の粒度構成, 貯水池内の土砂濃度分布, 浮遊物の粒度構成が測定された。給砂器から投与された砂は比重 2.67 の珪砂で, 粒度分布曲線は図 4・1-2 に示すようであり, 50% 粒径は 0.052 mm である。

このうち粗いものは掃流形式で移動し、大半は浮遊形式で移動した。また流量 Q と給砂量 Q_s の割合を変えて数種の実験が行なわれた。図4

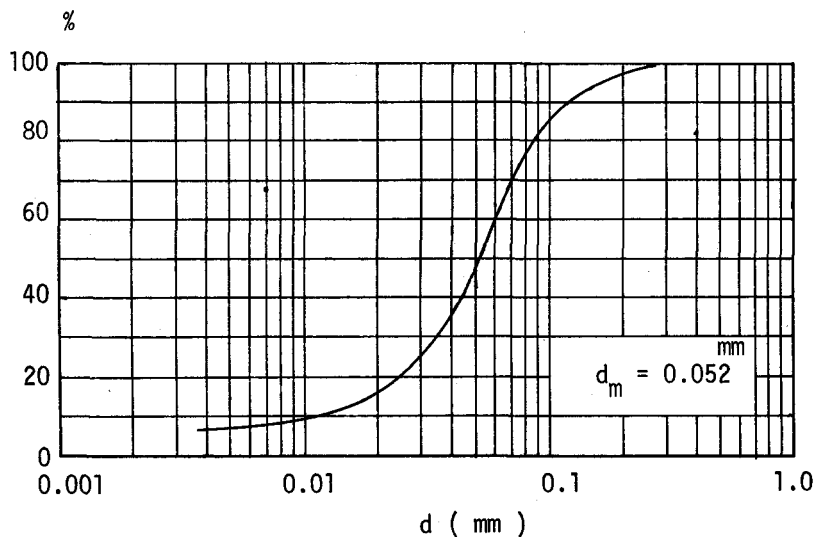


図4.1-2 芦田らの実験砂の粒度分布

まず堆砂形状に
関しては

i) 掃流砂の実験の場合のように、こう配急変点が現われ、これより上流は掃流形式で、下流では浮遊形式の堆砂が行なわれる。

ii) 下流の堆砂形状は初期貯水池こう配には平行になるが、時間の経過と共に多少急になる。

iii) デルタの前進速度は一定とみなすことができる。

つぎに濃度分布に関しては

i) 掃流領域と浮遊領域とでは、濃度分布形はいちどしく相違する。

ii) 浮遊堆砂領域では、河床からかなりの範囲にわたって濃度一定の層が存在する。

iii) 浮遊堆砂領域では、同一の時刻では下流ほど濃度は減少し、同一の場所では時間と共に濃度は増加する。

iv) デルタ先端部における濃度分布はつねに一定で、Rouse の与えた平衡状態に対する分布式

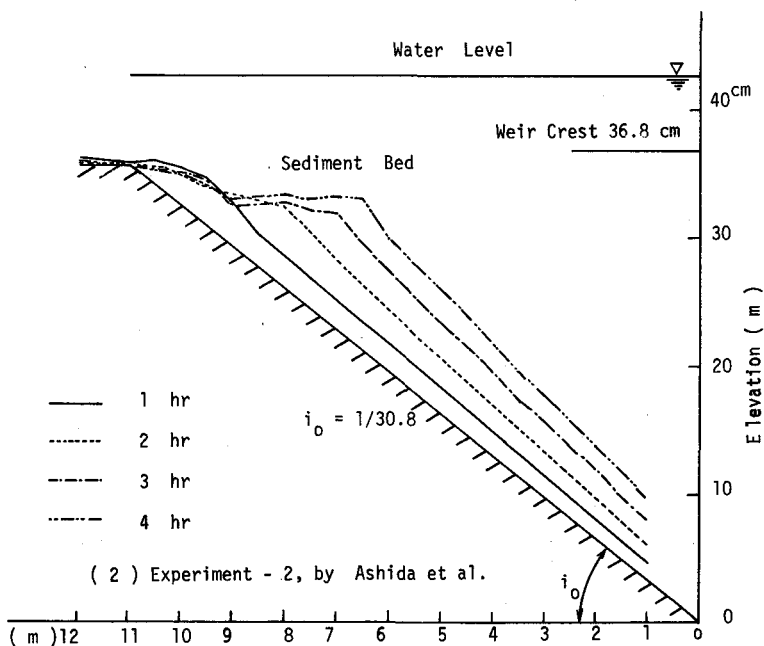


図4.1-3 浮遊砂による堆砂実験(芦田ら)

$$\frac{C}{C_a} = \left(\frac{h-z}{z} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^\zeta, \quad \zeta = \frac{w_0}{\kappa u_*} \dots\dots\dots (4.1-1)$$

が満足される。こゝに C_a = 河床から深さ a における土砂濃度, C = 河床から z における濃度, w_0 = 土砂の沈降速度, h = 水深である。図 4・1-4 は貯水池流入断面 No. 11 における鉛直濃度分布を示し, (4・1-1) 式がよく適合することを物語っている。

4・2 沈殿池の理論

浮遊しながら貯水池または沈殿池へ流入する土砂の一つを孤立粒とみなし, 砂粒が池内を流送されて池底に堆積するまでに描く軌跡に着目した解析は, きわめて素朴な考え方であり, 古くから上下水道や水力発電用の沈殿池または沈砂池の設計において理想的沈殿池理論⁸⁷⁾として広く愛用されてきた。

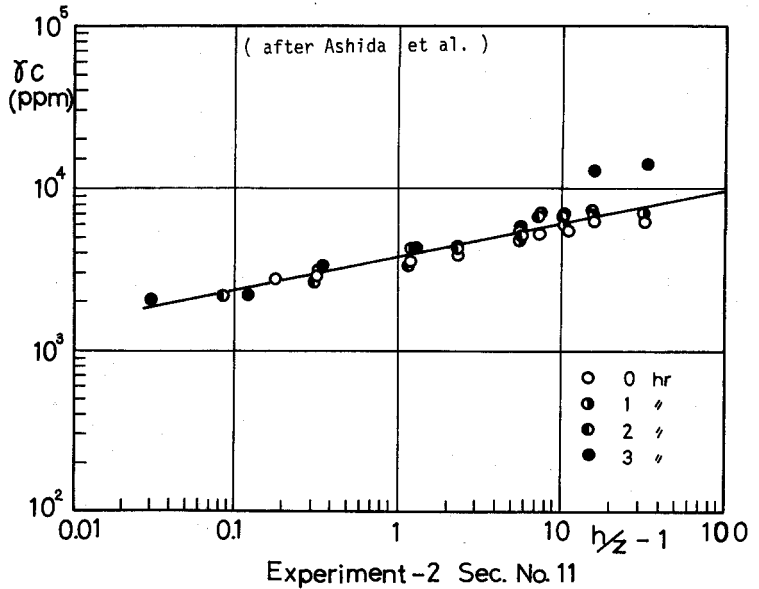


図 4.1-4 流入断面の土砂濃度分布

上下水道用の沈殿池がダム貯水池や発電用沈殿池と異なる点は, 前者では一般に濁水が流入断面内で水面から池の底までの間に一様に流入する構造となっている場合が多いが, 後者では濁水は水面に近い部分からほぼ水平に流入する例が多い点であろう。

さて理想的沈殿池⁸⁸⁾とは常流式の沈殿池で, 流入水が池内一様に分布され, 水平流速も上下方向に一様で, 公称滞流時間と実滞流時間が全く相等しい仮想沈殿池で, 図 4・2-1 に示される。図の

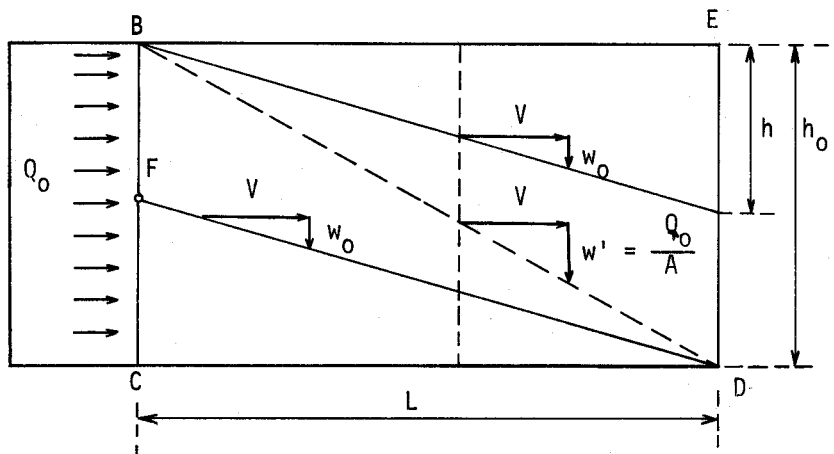


図 4.2-1 理想的沈殿池説明図

BD を軌跡とする粒子の沈降速度を w' とすれば

$$w' = \frac{Q_0}{A} \dots\dots\dots (4.2-1)$$

A は水面積で, Q_0/A は表面負荷率とよばれ, ろ過池のろ過速度にあたる。つぎに沈降速度 w_0 ($w_0 < w'$) の粒子は, 図の $\triangle FCD$ 内に含まれるものが沈殿するから, 沈殿効率 E は次式で表わされる。

$$E = \frac{h}{h_0} = \frac{w_0}{w'} = \frac{w_0}{Q_0/A} \quad \dots\dots\dots (4.2-2)$$

こゝに h = 沈殿速度 w_0 の粒子の滞流時間 t 後の沈降距離である。この理論によれば次の重要な提案がえられる。³⁷⁾

1) 流量が与えられたときの砂粒の沈殿効率 E は池の表面積の関数で、池の水深とは無関係である。

2) 池の任意断面における浮遊砂濃度は水面から深いほど増加し、流出部に近づくほど減少する。

上記の理論によれば、沈降速度が w' の砂は全部沈殿するはずであるが、Hazen は池内に生ずる渦乱や混合の影響を考え、有名な次式を実用式として提案した。

$$E = 1 - \frac{1}{1 + (t/t_0)} \quad \dots\dots\dots (4.2-3)$$

こゝに t = 滞流時間 = 池容量 C/Q_0 ; t_0 = 粒子が静水中において、水面から池底に達するに要する時間。Fair³⁹⁾ は渦、風、熱対流、密度流などの影響を受け、現実の沈殿池では理想的沈殿池にくらべ流れが短絡しやすいと考え、次式を誘導した。

$$\frac{C_t}{C_0} = 1 - \left\{ 1 + \frac{w_0}{n(Q_0/A)} \right\}^{-n} = 1 - \left(1 + \frac{1}{n} \frac{t}{t_0} \right)^{-n} \quad \dots\dots\dots (4.2-4)$$

こゝに C_t/C_0 = 流入水塊の t 時間後における浮遊物濃度と最初の濃度 C_0 との比、 n = 静常係数で、 n が大きい程沈殿池の機能が良好であることを示す。

なお Camp³⁷⁾ は浮遊砂粒子の沈降速度を一定としないで、沈降速度別の粒度組成を考えて E を計算する方法を提案した。

4・3 拡散方程式による解法

砂粒子個々の運動について論ずるのでなく、ある流れの状態たとえば濃度全体に着目し、それが乱流によって拡散する過程を研究するのが本節の解法である。土砂濃度に関する一般式は次式で示される。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) + w_0 \frac{\partial C}{\partial z} - u \frac{\partial C}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (4.3-1)$$

こゝに C は濃度、 D_x 、 D_y 、 D_z はそれぞれ x 、 y 、 z 方向の浮遊物拡散係数、 u は主流 (x 方向) の速度である。 D は拡散係数であるが、しばしば乱流の渦動粘性係数 ϵ で代用される。

上式はこのまゝでは解析困難であるから、各項の *order* の高いものを省略し、適切な境界条件を与えて解を求めるので、多くの解法が発表されている。代表的なものに Dobbin, Kalinske, 合田らの方法があるが、こゝでは合田、芦田ら、足立の解析法を述べる。

1) 合田の方法⁴⁰⁾

彼は基本式として定常項を無視して次式から出発した。

$$U \frac{\partial C}{\partial x} = \epsilon \left(\frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \right) + w_0 \frac{\partial C}{\partial z} \quad \dots\dots\dots (4.3-2)$$

境界条件は図 4・3-1 において

$$\left. \begin{aligned} y = 0, \quad y = B_0 \quad \text{において} \quad \frac{\partial C}{\partial y} &= 0 \\ z = 0, \quad z = h \quad \text{において} \quad \epsilon \frac{\partial C}{\partial z} + w_0 C &= 0 \\ x = 0 \quad \text{において} \quad C &= \Psi(y, z) \quad \text{ただし } \Psi \text{ は任意関数} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.3-3)$$

として下流任意点における濃度の算式を誘導し、沈殿効率 E を求めた。ただし上述の理論では流れの平均流速 U は一定、かつ拡散係数 ϵ は一定と仮定している。

上式を *Charpit* の方法により特性曲線法を用いて解き、堆砂形状を示す式を誘導した。この結果を自身が行なった実験結果（図 4・1-3）と比較し、かなりよく一致したと報告している。この方法は仮定が多いこと、こう配急変点の前進速度や河床付近の濃度 C_0 に関する仮定に大きく依存しているなど、改善すべき点があると著者は述べている。

その他堆砂問題とは異なるが、足立⁽⁴¹⁾は貯水池内の濁度分布の変化を図 4・3-3 に示す長方形の池におきかえ、池の底部領域を除いて一定速度 U と一定水深 h の流れを想定し

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \varepsilon \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} + w_0 \frac{\partial C}{\partial z} \dots\dots (4.4-7)$$

を濁度の基本式とし、流入断面における $t = 0$ のときの濃度 C_0 を与えたときの C の時間変化を計算し、横山ダム貯水池の実測値と比較した興味ある研究を発表している。

以上述べたように貯水池内の土砂沈殿問題は、最近では専ら拡散方程式を解析する手法がとられているが、条件がきわめて単純な場合以外は解析困難な実情にある。

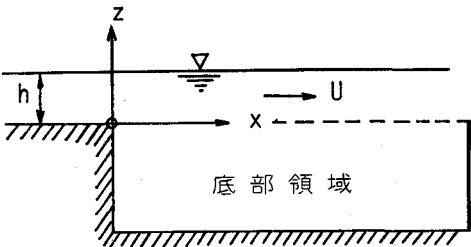


図 4.3-3 足立の理論説明図

5 砂粒の軌跡に着目する解析⁽⁴²⁾

この章で述べるのは、原理的には 4・2 の理想的沈殿池理論で述べたように、各砂粒の軌跡をたどって貯水池内の堆砂位置を定めるもので、沈殿池では堆砂総量が問題となるが、貯水池の場合には堆砂総量と同時に堆砂過程が重要な研究対象となる。

5・1 計算上の仮定

- i) 貯水池は広巾長方形断面をもち、巾 B は流れ方向に変化する。
- ii) 貯水池の水面は水平、かつデルタの肩は水平に移動する。
- iii) デルタ肩移動水平線を境界として貯水池を上下に二分し、上部は流水域、下部は静水域とみなす。
- iv) 流水域内の水深は一定、かつ *Manning* の粗度係数 n は一定、また *Prandtl, von Kármán* の対数流速分布則が成立する。
- v) 浮遊粒子は孤立して運動し、ある粒子の沈降速度 w_0 はつねに一定とする。
- vi) 貯水池内では渦流、偏流、密度流の影響を無視する。

5・2 浮遊砂粒の軌跡

図 5・2-1 に示すようにデルタ肩に原点をもつ x, y 座標軸をおき、 Q_0 = 河川流入量、 h_0 = 水深、 B_0 = 河巾、 B は x 断面における貯水池巾とする。

流入断面において河床から y_0 の位置（A 点）にあった浮遊砂が、出発後 t 秒において A_1 点（ x, y ）に達し、 A_2 点では完全に水平速度成分を失って A_3 点に堆積するものとしよう。さて任意断面 $x = x$ における流水域の平均流速 V は

$$V = \frac{Q_0}{B h_0} \dots\dots\dots (5.2-1)$$

流水域内では h_0 も n も一定であるから、広巾断面ならば流速係数 V/u_* は一定値をとる。すなわち、

$$\frac{V}{u_*} = \frac{h_0^{1/6}}{n \sqrt{g}} = \frac{V_0}{u_{*0}} \dots\dots\dots (5.2-2)$$

こゝに V_0 , u_{*0} はそれぞれ流入断面における平均流速と摩擦速度である。さて x 断面の u_* は上の二式より

$$u_* = \frac{B_0}{B} u_{*0} \quad (5.2-3)$$

となる。さらに流水域内では次の対数型平均流速式

$$\frac{V}{u_*} = 6.0 + 2.5 \ln \frac{h_0}{k_s} \quad \dots\dots (5.2-4)$$

が成立するものとするば、上式の左辺および

h_0 は一定であるから、相当粗度 k_s を一定と仮定したことになる。いま図 5・2-1 の A_1 点における水平速度成分 u は

$$u = u_* \left(8.5 + 2.5 \ln \frac{y}{k_s} \right) \quad \dots\dots (5.2-5)$$

で表われ、 t 秒間に土粒子が鉛直に沈降した距離は $w_0 t$ であるから

$$y = y_0 - w_0 t \quad \dots\dots (5.2-6)$$

dt 時間内の粒子の水平移動距離を dx とすれば

$$dx = u \cdot dt \quad \dots\dots (5.2-7)$$

(5・2-5), (5・2-6), (5・2-7) 式を組合わすことにより

$$\int_0^x \frac{dx}{u_*} = \int_{y_0}^y \left(8.5 + 2.5 \ln \frac{y}{k_s} \right) \frac{dy}{(-w_0)}$$

がえられる。さらに (5・2-3) 式の u_* を代入すれば

$$\frac{1}{B_0 u_{*0}} \int_0^x B dx = \frac{1}{w_0} \left[y \left(6 + 2.5 \ln \frac{y}{k_s} \right) \right]_{y_0}^{y_0} \quad \dots\dots (5.2-8)$$

となる。いま

$$A_x = \int_0^x B dx \quad \dots\dots (5.2-9)$$

とおけば、 A_x は流入断面から x 断面までの間の、貯水池水面積である。結局、 $y = y_0$ 点から出発する粒子の軌跡方程式は次式に要約される。

$$\text{軌跡式 ; } \frac{w_0}{B_0} \frac{A_x}{u_{*0}} = \left[y \left(6 + 2.5 \ln \frac{y}{k_s} \right) \right]_{y_0}^{y_0} \quad \dots\dots (5.2-10)$$

粒子が x 軸と交わる点 A_2 までの水平距離 ℓ は、上式において $y = 0$, $x = \ell$ とおくことにより定まる。

$$\text{到達距離 } \ell ; A_\ell = \frac{B_0 u_{*0}}{w_0} y_0 \left(6 + 2.5 \ln \frac{y_0}{k_s} \right) \quad \dots\dots (5.2-11)$$

上式の ℓ が最大になるのは、流入断面において水面から出発する粒子の場合であるから、上式において $y_0 = h_0$ とおき次式がえられる。

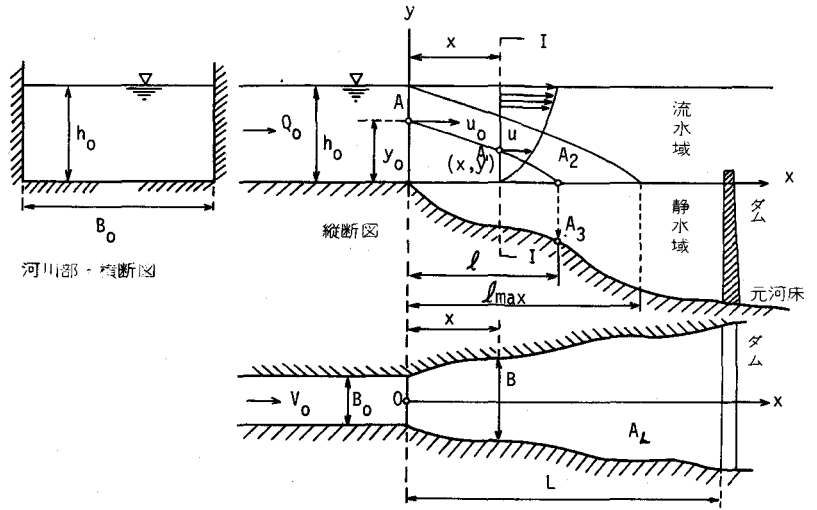


図 5.2-1 土粒子の軌跡と堆砂

$$\text{最大到達距離 } \ell_{max}; A_{\ell M} = \frac{B_0 u_{*0}}{w_0} h_0 (6 + 2.5 \ln \frac{h_0}{k_s}) \quad \dots\dots\dots (5.2-12)$$

$$\text{または} \quad A_{\ell M} = \frac{B_0 h_0 V_0}{w_0} = \frac{Q_0}{w_0} \quad \dots\dots\dots (5.2-13)$$

以上は貯水池巾 B が x の任意の関数であるときの解であるが、特に $B = \text{一定}$ ならば $A_x = B_0 x$ とおくことにより、次の諸式が得られる。

$$\text{軌 跡 式}; x = \frac{u_{*0}}{w_0} \left\{ y \left(6 + 5.75 \log \frac{y}{k_s} \right) \right\}_y^{y_0} \quad \dots\dots\dots (5.2-10')$$

$$\text{水平到達距離}; \ell = \frac{u_{*0}}{w_0} y_0 \left(6 + 5.75 \log \frac{y_0}{k_s} \right) \quad \dots\dots\dots (5.2-11')$$

$$\text{最大到達距離}; \ell_{max} = \frac{q_0}{w_0} \quad \dots\dots\dots (5.2-13')$$

ここに、 q_0 は流入断面における単位巾当り流量である。

5・3 貯水池内の堆砂

図 5・3-1 において、流入断面内で底から y_0 の点 A における浮遊土砂の粒径と土砂濃度 C が与えられているとき、厚さ dy_0 、河巾 B_0 の帯状断面を Δt 秒間に通過した土砂が、 A_3 点において水平距離 $d\ell$ 、厚さ $\Delta\xi$ 、貯水池巾 B の部分に堆積したものとすれば、連続条件から次式が得られる。

$$C \cdot B_0 \cdot dy_0 \cdot u_0 \cdot \Delta t = (1-\lambda) \cdot B \cdot \Delta\xi \cdot d\ell$$

$$\therefore \Delta\xi = \frac{C \cdot u_0 \cdot B_0}{(1-\lambda)B} \cdot \frac{dy_0}{d\ell} \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots (5.3-1)$$

こゝに u_0 は流入断面の A 点における水平流速である。さて (5・2-11) 式の両辺を y_0 で微分し、かつ $dx = d\ell$ とおけば

$$\frac{d\ell}{dy_0} = \frac{B_0 \cdot u_0}{B \cdot w_0} \quad \dots\dots\dots (5.3-2)$$

上式を (5・3-1) 式に代入すれば、巾 B が変化する場合の A_3 点の堆砂厚 $\Delta\xi$ を示す次式が得られる。

$$\Delta\xi = \frac{C \cdot w_0}{(1-\lambda)} \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots (5.3-3)$$

こゝに C は堆砂点 A_3 に対応する流入点 A における濃度であり、 w_0 は A 点の土砂の沈降速度である。従って流入断面において浮遊砂の各粒径ごとの濃度分布が与えられれば、粒径ごとに堆砂厚を求め、加算することにより、 Δt 秒ごとの堆砂縦断面の変化を推算することができる。

以上の解析から推定できる重要事項を、二・三の単純な例について考察しよう。もし流入断面内の土砂粒径が一樣かつ C の分布が上下一様ならば、(5・3-3) 式から明らかなように、堆砂厚は x 方向に一樣に分布する。また土砂粒径は一樣であるが、河床に近いほど濃度 C が大ならば、上流に厚く、下流に薄く堆砂する。

つぎに貯水池巾が流入部から急に広がるものは、巾が一定のものにくらべ、堆砂点がみじかくなるこ

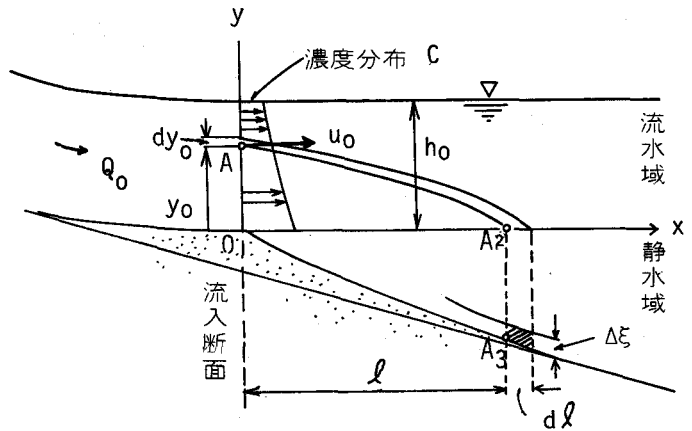


図 5.3-1 堆砂厚さ説明図

とが(5・2-13)式から予想できる。このことはHarrison⁴⁵⁾が『狭くて細長い貯水池ではシルトは、巾の広い貯水池の場合よりも下流にまで堆積しやすい』と述べている経験的事実と一致する。

5・4 堆砂の捕促率

こゝでは上下水道用沈殿池における沈殿効率 E と同じ意味で、便宜上『捕促率』という表現を用いることにする。

モデルとしては一定水深 h_0 で巾 B が変化する流水域の長さ L の貯水池を理想的沈殿池とみなして解析しよう(図5・4-1)。いまこの部分の水面積を A_L とすると流入断面の水面 A 点から出発し、

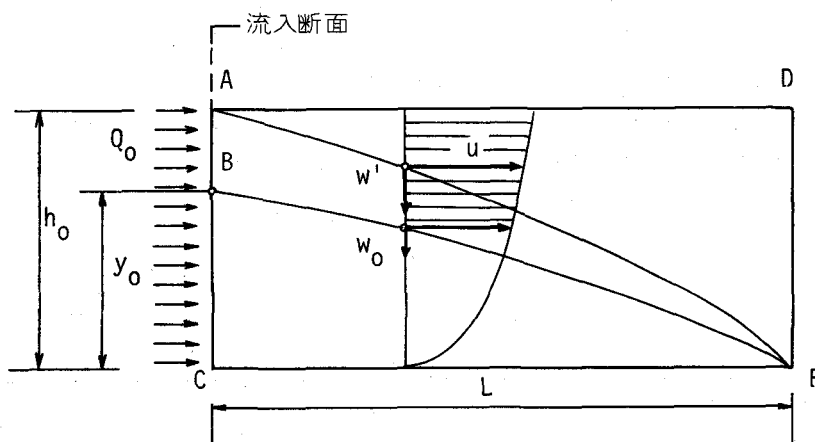


図5・4-1 捕促率の説明図

貯水池底 E に達するような粒子の沈降速度を w' とすれば、 w' は(5・2-13)式を書きなおし

$$w' = \frac{Q_0}{A_L} \dots\dots\dots (5.5-1)$$

から計算される。偏流や密度流の影響を無視すれば、 w' より大きい沈降速度をもつすべての粒子は堆積・捕促されることになる。つぎに w' より小さい値 w_0 を沈降速度とする粒子に対する捕促率 r を求めよう。その粒子が図5・4-1の B 点($y=y_0$)から出発してやはり E 点に到達したものとする。 w_0 は(5・2-11)式において $A_b = A_L$ = 貯水池の全水面積、とおくことにより次式

$$w_0 = \frac{B_0 u_{*0}}{A_L} y_0 (6 + 2.5 \ell_n \frac{y_0}{k_s}) \dots\dots\dots (5.5-2)$$

から求められる。このような粒子は一般に小さく、流入断面における濃度の鉛直分布は一樣と考えられるから、捕促率 r は次式で計算できる。

$$r = \frac{\int_0^{y_0} u \cdot dy}{\int_0^{h_0} u \cdot dy} \dots\dots\dots (5.5-3)$$

(5・5-2)式を利用して上式を計算すると結局

$$r = \frac{w_0 (A_L / B_0)}{Q_0 / B_0} = \frac{w_0}{Q_0 / A_L} \dots\dots\dots (5.5-4)$$

となり、さきに理想的沈殿池に対して提案された(4・2-2)式と同形の式が得られる。このように貯水池の浮遊砂による堆砂では、水面積 A_L と砂粒径がきわめて大きく影響することがわかる。

5・5 計算例

こゝではさきに4・1で述べた芦田らの実験⁸⁶⁾のうちの、Experiment-2の資料を用いて計算と実験との比較を行なってみる。水路巾一定、濁水は水平に池に流入し、下記の諸元が予じめ与えられているものとする。

元河床こう配 $i_o = 1 / 30.8$; 単位巾当り流量 $q = 250 \text{ cm}^2 / \text{s}$;
 流水域水深 $h_o = 10 \text{ cm}$; 水路巾 $B_o = 20 \text{ cm}$;
 砂粒の平均径 $d_m = 0.052 \text{ mm}$; 粗度係数 $n = 0.015$;
 貯水池の長さ $L = 11 \text{ m}$;

粗度係数 n と流水域水深 h_o は筆者が推定した値である。これらの資料から、広巾長方形断面とみなして次の諸量が計算される。

摩擦速度 $u_{*o} = 1.723 \text{ cm}$; 相当速度 $k_s = 0.331 \text{ cm}$; 沈降速度 $w_o = 0.23 \text{ cm}$

河巾が一定であるから上記の u_* も k_s も流水域内では一定で、解析には $(5 \cdot 2 - 10')$ ~ $(5 \cdot 2 - 13')$ 式が利用できる。沈降速度 w_o は、 d_m に対する 20°C の値を A. S. C. E. の方法で求めたが粒径が小さいので Rubey の式を用いても同様の値となる。

流入断面における鉛直土砂濃度分布は Rouse の式がよく成立すると云われ、芦田らは図 4・1-4 のように ppm 単位で与えられているので、これを純粋の容積比に換算した次式

$$C = 0.001444 \left(\frac{h_o}{y_o} - 1 \right)^{0.2048} \dots\dots\dots (5.5-1)$$

を用いることにした。

さて $\Delta t = 3600$ 秒として堆砂過程を描いたのが図 5・5-1 である。計算の過程で図 5・5-2 の

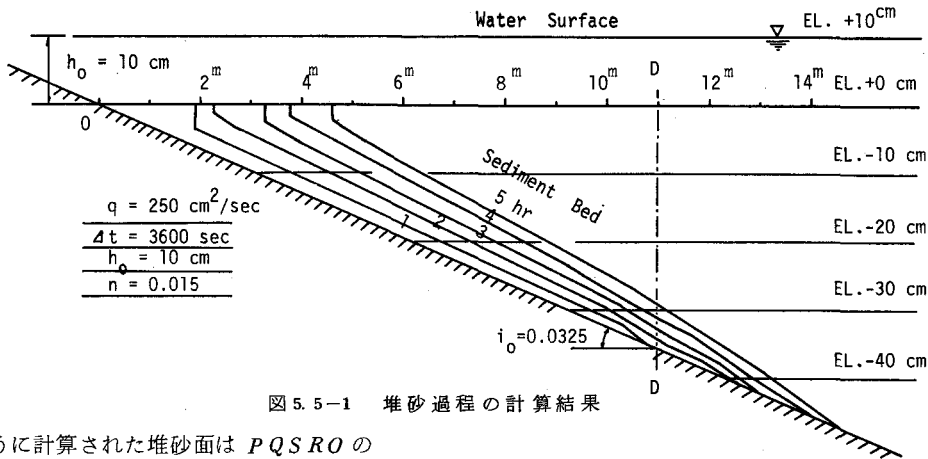


図 5.5-1 堆砂過程の計算結果

ように計算された堆砂面は $PQSORO$ の形となるが、 x 軸より上部には堆砂できないので、 ΔORS の面積に等しく直角三角形 ΔSEF をとり、 E 点を Δt 時間後のデルタ肩であると考えられている。また Q 点に堆砂するものは O 点に堆砂するものより時間遅れが存在するはずである。時間遅れの最大値 τ_{max} は、 l_{max} に相当する貯水池水深を D とすれば

$$\tau_{max} = \frac{D}{w_o} \dots\dots\dots (5.5-2)$$

で表わされるから、 $(5 \cdot 3 - 3)$ 式に

おける Δt は少なくとも上式の τ_{max} よりかなり大きい値を選定する必要がある。

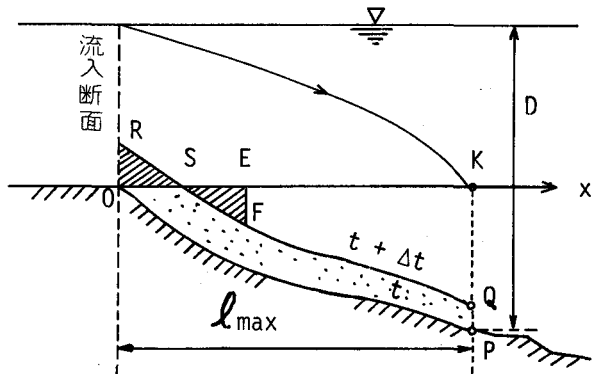


図 5.5-2 デルタ部の修正法

さて図 5・5-1 の堆砂部分のうち、貯水池長 $L = 1100 \text{ cm}$ より右側の部分は *wash load* としてダムから排出されるべき土砂であり、これを除外して芦田の実験結果である図 4・1-3 と比較すると、両者の堆砂過程はかなりよく一致していることがわかる。図 5・5-3 は計算されたデルタ先端の位置と時間の経過を示す。初期の一時間を除くとデルタ前進速度は 0.022 cm/s で、実験値の 0.027 cm/s にかなり近く、またほぼ一定速度であることがわかる。この現象はさきに芦田らが 3・2 において述べたように、浮遊砂の層の上を掃流砂がデルタとなって進む現象を示している。堆砂の時間遅れ τ_{max} は、貯水池下流端水深 $D = 45.6 \text{ cm}$ を用いれば 198 秒となり、 $\Delta t = 3600$ 秒にくらべ無視しうるほど小さい。

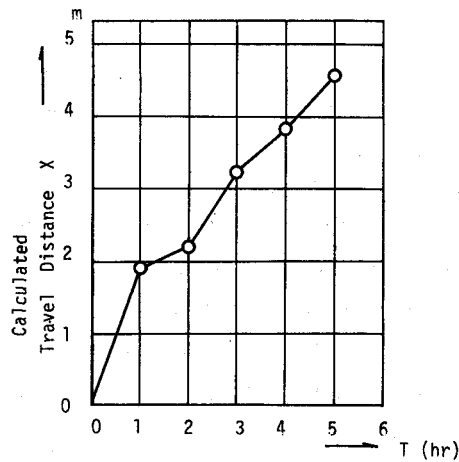


図 5.5-3 デルタの進行速度

最後に堆砂の粒径について検討する。(5・5-1) 式で与えられる w' は、 $A_L = 20 \times 1100 \text{ cm}^2$ 、 $Q_0 = 5000 \text{ cm}^3/\text{s}$ であるから $w' = 0.227 \text{ cm/s}$ となる。従って『理想的貯水池』ではこれより大きい沈降速度をもつ砂粒は全部捕促されることになる。しかし現実の貯水池では偏流や密度流の影響は無視できないであろうから、沈殿池の場合に対して Hazen, Fair, Camp らが行なった研究も考慮すべきであるが、今後の研究が期待される。

6 結 論

貯水池の堆砂過程は、掃流砂によるものと浮遊砂によるものとが複合した結果として生ずる現象であるから、第一章から第四章にわたって従来の諸研究の概要を解説し、各問題点を指摘した。第五章では浮遊砂のみによる堆砂過程の一解法を提案したが、理論も計算も簡単であり、かつ実験結果とかなりよく一致することを示した。解析の過程で明らかにされた事項は次のようである。

- 1) 浮遊砂による貯水池の堆砂を支配する重要な要素は貯水池容量ではなく、貯水池水面積である。
- 2) 長方形断面の理想的沈殿池に与えられた沈殿効率 E の式が、巾の変化する貯水池に対しても成立する。
- 3) 細長い貯水池の堆砂は、かなり下流にまで伸びる。
- 4) 流入土砂の粒度が一様で、かつ濃度の鉛直分布が上下一様ならば、堆砂は上下流はほぼ一様に行なわれる。また底部濃度が大きければデルタ部に厚く、下流ほど薄く堆積する。

しかし解析に当って設定した仮定のなかには、かなり大胆な仮定もあり、今後充分検討の必要がある。特に偏流、密度流などの効果を見捨てた云わば理想的貯水池を取扱っているため、将来は実在の貯水池に適用できるような修正法の検討が必要であろう。同時に流入濁水の濃度分布の正確さがこの解析法に重要な影響を与えるので、この方面の実測や研究の発展が切望される。

参考文献

- (1) 杉尾 : せき上流の堆砂現象に関する実験; 土木学会誌, 38 - 11, 1953.
- (2) 矢野・大同 : 砂防ダムの堆砂こう配について; 新砂防No 31, 1958.
- (3) 吉良・横瀬 : 貯水池の滞砂機構に関する実験; 農業土木研究別冊(1), 1960
- (4) 山岡 : せきによる堆砂の進行過程とその性状について; 北海道土木試験所年報, No 104, 1962.
- (5) 矢野・芦田・定道: ダムの背砂に関する研究(1); 京大防災研年報; 6号, 1963.
- (6) 椿・浜村・宮武 : 貯水池の堆砂過程; 九大工学会報, 1967.
- (7) 杉尾 : 矩形水路におけるせきの堆砂現象に関する次元解析的研究; 土木学会論文集, No 80, 1962.
- (8) 椿 : 貯水池の堆砂過程; 夏期講習会テキスト, 土木学会西部支部, 1967.
- (9) Henderson, F.M.: Open Channel Flow; The Macmillan Co., 1966, p.409
- (10) 岩垣 : On the Analysis of Mechanism of River Bed Variation by Characteristics; Memoirs of the Faculty of Eng., Kyoto University, Vol. 18, No 3, 1956.
- (11) 杉尾 : せき上流の堆砂に関する解析的研究; 土木学会論文集, No 32, 1956.
- (12) 吉良 : 貯水池の堆砂に関する水理学的研究; 香川大農学部紀要, No 12, 1963.
- (13) 芦田 : ダムの堆砂に関する研究; 京大防災研年報, No 10, B, 1967.
- (14) 石原編 : 水工水理学; 丸善, 1972, p. 194.
- (15) Harrison, A. S. : Deposition of the Head of Reservoirs; Proc. Minnesota International Hydraulics Convention; IAHR, 1953, pp.199-225.
- (16) 吉川・曾根 : 沖積河川の河道設計法; 土木研究所報告, No 85, 1953.
- (17) 杉尾 : 不等速定流における平衡河床形状; (英文), 信州大工学研究報告, No 7, 1957.
- (18) 増田・河村 : 流砂ある河川における平衡こう配について; 土木学会論文集, No 70, 1960.
- (19) 土屋(義) : 流路の安定縦断面形状について; 京大防災研年報, No 5, A, 1962.
- (20) 杉尾 : ダム上流の堆砂形状について; 土木学会論文集, No 93, 1962.
- (21) 須賀 : 河川の変断面水路における平衡縦断面形状について(英文); 土木学会論文集, No 144, 1967.
- (22) 土屋(昭)・石崎 : 河川の縦断面形状に関する研究; 土木研究所報告, 136号の1, 1969.
- (23) 村野 : 砂防ダム堆砂面の縦断面形状について; 新砂防, 47, vol. 15, 1962.
- (24) 村野・泉・福家・関口: 砂防ダム堆砂面の縦断面形について; 土木技術資料, vol. 6, No 5, 1964.
- (25) 河村 : 支配流量の一計算法; 第12回水理講演会, 1968.
- (26) Witzig, B.J. : Sedimentation in Reservoirs; Proc. ASCE, June 1943, pp. 1047 - 1071.
- (27) Task Committee on Sedimentation: Sediment Control Methods (Reservoirs); Proc. ASCE, Vol. 99, No. HY4, April, 1973.
- (28) Borland, W.M. : Distribution of Sediment in Large Reservoirs; Proc. ASCE, April 1958.
- (29) 吉良 : 貯水池の堆砂問題について; 土木学会論文集, No 193, 1971.

- 30 田中・石外 : 貯水池の堆砂量と集水区域の地形および地質との関係について; 土木学会誌, 36 - 4, 1951.
- 31 江崎 : 貯水池の堆砂に関する研究; 土木研究所報告, No 129, 1966.
- 32 室田・端野 : 貯水池堆砂量推計についての試案; 第 10 回水理講演会, No 9, 1966.
- 33 室田 : 貯水池堆砂量の推算について; 水理学・水文学における最近の進歩, 土木学会関西・中部支部, 1967.
- 34 芦田・土屋 : ダムにおける Sedimentation; 水工学, ダム河川コース, 65 - 03, 1965.
- 35 芦田 : ダムの堆砂に関する研究; 京大防災研年報, No 10, B 1967.
- 36 矢野・芦田・大同: 浮遊砂による貯水池の堆砂に関する研究; 京大防災研年報, No 7, 1964.
- 37 Camp, T.R. : Water Treatment; Handbook of Applied Hydraulics by Davis et al., McGraw-Hill Book Co., 3rd Ed., 1969.
- 38 合田 : 上下水道の問題, 応用水理学中 II, 丸善, 1958, pp. 362 ~ 366.
- 39 Fair, G.M. : Water Supply and Waste-Water Disposal; John Wiley & Sons, Inc., 1954, pp. 592 - 597.
- 40 合田 : 開水路における浮遊流砂の分布について; 土木学会誌, 35 - 10, 1950.
- 41 足立・近藤 : 貯水池の濁度に関する考察; 第 25 回年講 II - 87, pp. 259 - 260.
- 42 杉尾・岡部 : 浮遊砂による貯水池の堆砂過程; 受託研究報告書, 吉野川北岸河状調査, 第二章, 1974.