

矢作ダム土砂管理の課題と対策案の検討

ISSUES OF RESERVOIR SEDIMENTATION AT YAHAGI DAM AND DISCUSSION ON COUNTERMEASURE

深谷壽久¹・九津見生哲²・辻本哲郎³

Yoshihisa FUKAYA, Takanori KUTSUMI and Tetsuro TSUJIMOTO

¹国土交通省中部地方整備局 矢作ダム管理所長
(〒444-2841 愛知県豊田市閑羅瀬字東畑67)

²正会員 工博(社) 中部建設協会理事, 中央コンサルツ(株) 執行役員常務

³フェロー会員 工博 名古屋大学大学院工学研究科 教授 社会基盤工学専攻
(〒464-8603 愛知県名古屋市千種区不老町)

Dams in Japan contribute the sustainability of human activities which is accomplished by flood control, water resources arrangement and ecosystem conservation in river basin. However, construction of new dams is no longer feasible and the maintenance techniques of dam-and-reservoirs are necessary to be developed. Particularly the problem of sedimentation is serious, which threatens the sustainability of dam-and-reservoir functions. In this study, the Yahagi dam is focused, and the recent state of sedimentation and the problems caused by it are investigated. And the feasibility and effect of the countermeasures are studied by dividing into short, intermediate and long-term ones through hydraulic investigation.

Key Words: Reservoir, sedimentation, Yahagi dam, sustainability

1. はじめに

矢作ダムは、愛知県三河地方を流れ三河湾に注ぐ一級水系矢作川の上流76km地点に建設された多目的ダムである。堤高100m, 堤長323.1mのアーチ式コンクリートダムで、集水面積504.5km², 湛水面積2.7km², 貯水池の延長8.8km, 総貯水量8000万m³となっている。(図-1参照)

1971年に完成し、それ以来貯水池内堆砂が進行している。とくに2000年の恵南豪雨時には約10年分に相当する堆砂(約280万m³)を加え、有効容量を侵している、本論では、有効容量内の土砂排除と今後も進行するであろう貯水池内への土砂流入を軽減する方策を、土砂水文学的視点で検討する。

まず治水容量内の堆積土砂排除と今後の流下土砂に対応するために恵南豪雨で埋没した貯水池上流端に設置されていた貯砂ダムを掘り起こすとともに嵩上げをする。中流域(堆砂肩あたり)での土砂バイパス水路を想定して、治水容量内にこれまでに堆積した土砂の排除と今後の流入土砂にも備える。また中・下流域で治水容量を侵している堆砂については水位低下状態と中小洪水を迎えることで計画堆砂域に導くことも検討する。これらの方策については、主として一次元河床変動解析手法をもとに検討する。

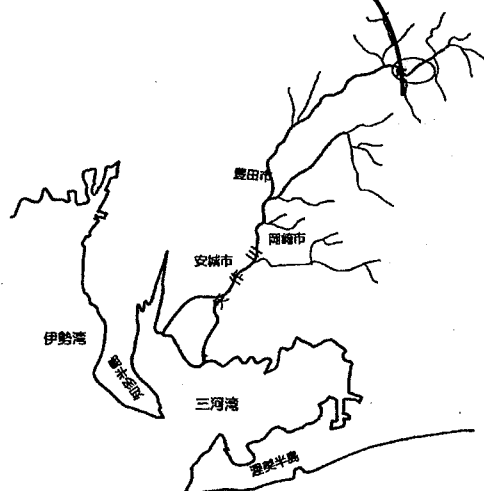
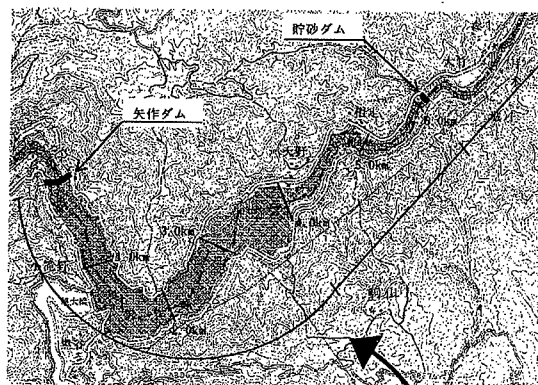


図-1 矢作ダム位置図

2. ダム貯水池の堆砂の状況と考えられる堆砂対策

2.1 堆砂の現況

ダム完成（1971）以来、貯水池内堆砂が進行し、昭和年代は年堆砂量30万 m^3 程で推移し、その後、1999（平成11年）までは年堆砂量5万 m^3 程度であった。2000年9月の恵南豪雨（名古屋市周辺では東海豪雨）では一気に280万 m^3 の土砂が堆積し、その後は3年間の経過であるが年堆砂量22万 m^3 程で推移している。（図-2参照）

2003（平成15年）現在の総堆砂量は1470万 m^3 となり、計画堆砂量に近づき、しかも有効容量を侵している。各容量別堆砂量は表-1のようになっている。

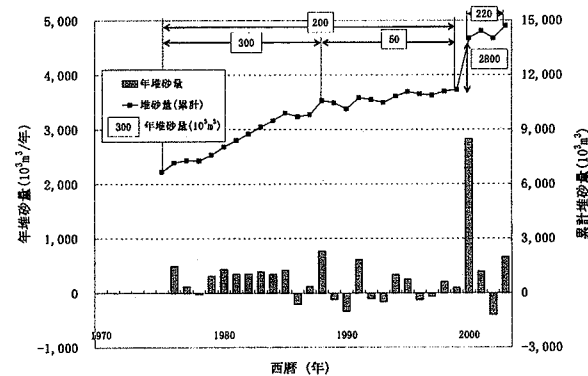


図-2 堆砂量の経年変化

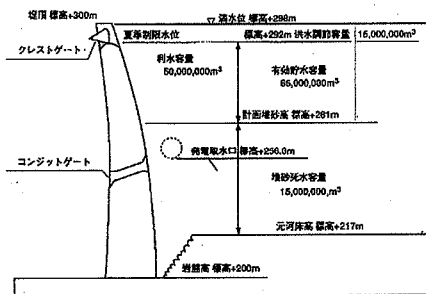


図-3 容量配分図

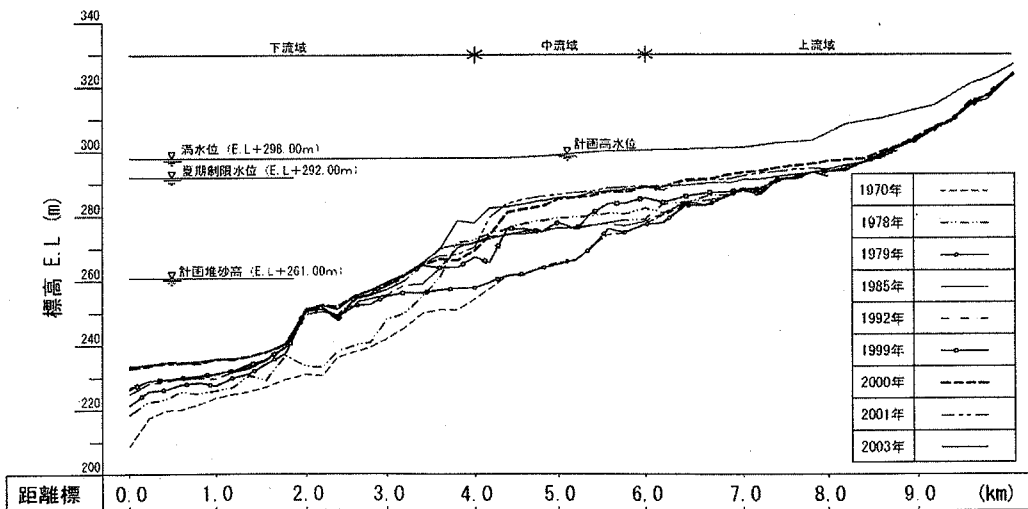


図-4 堆砂形状の経年変化

表-1 容量別堆砂量 (10³m³)

	容量別容量	堆砂量	堆砂率
総容量	80,000	14,708	18.7%
有効容量	65,000	8,548	13.2%
治水容量	15,000	1,000	6.7%
利水容量	50,000	7,548	15.1%
堆砂容量	15,000	6,160	41.1%

貯水池内の堆砂形状の変化は図-4のようになっている。なお、本貯水池の容量配分とダムに設置されているゲート位置等を図-3に示す。ダム完成後30年余となるが、この間に堆砂形状を大きく変える出来事が2度起きている。一度目は1979の選択取水塔建設時の水位低下に伴う土砂移動であり、二度目は2000年の恵南豪雨による堆砂である。矢作ダム貯水池の堆砂形状の変化は、これらの二つの出来事を仕切りに、次の三つの期間に分けてみる事ができる。

- ① ダム完成（1971）から1978年（選択取水塔建設前）
明瞭な堆砂デルタ丘が形成され、その先端は4km付近で高さEL+270mである。デルタ前面から下流ダム地点にかけてのDensity-Current-Bedを形成する堆砂は元河床に平行に進んでいる。
- ② 1980年から1999年（恵南豪雨前）
1979年の水位低下時に移動した土砂は2km地点の狭窄部をデルタ先端とし4km付近で元河床にすりつく堆砂丘（湖底丘）を形成した。その後はこの堆砂形状をあたかも元河床とするように堆砂が進行し、3.6km付近で高さEL+270mをデルタの先端とし、堆砂上流端は6.2km付近で元河床にすりついている。この期間は洪水の平穏期でもあったこともあり、この堆砂形状が長期間継続している。
- ③ 2000年（恵南豪雨）以降
恵南豪雨では1999年河床を覆うように堆積した。堆

砂デルタの先端は従前河床より600m程上流の4.4km付近でその高さはEL+280mとなり、堆砂の上流端は8.8kmに達している。その後、6km付近より上流の土砂は下流に再流送され、6kmより下流の河床は上昇し、しかもデルタ先端が下流に向かって前進している。

恵南豪雨後に、堆積している各地点の表層土砂を採取し、粒度加積曲線として示すと図-5となる。堆積土砂のそのほとんどは2mm以下の砂分で、3.6km付近から4.0km付近にかけてフルイ分け作用が進み、3.6km付近から下流では細砂からシルト、3kmより下流ではシルトとなっている。

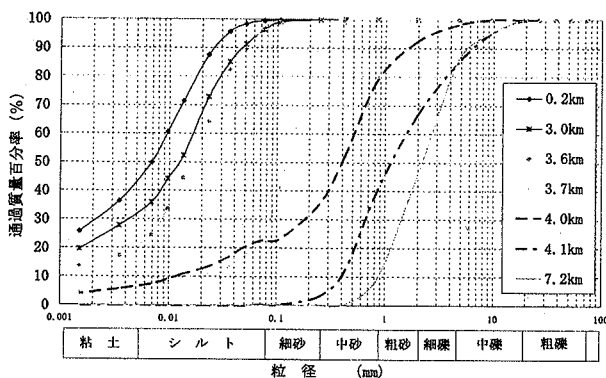


図-5 距離標地点別 粒度加積曲線

2.2 矢作ダム貯水池で考えられる堆砂対策

矢作ダム貯水池の堆砂対策を考えるに当たっては、貯水池の形状、堆砂の実態から次の3区域に分けてみる事が出来る。

- ① **上流域**：6km 付近から上流で、恵南豪雨及びその後の堆砂形状の変化から、恵南洪水で堆積した土砂がその後の中小洪水で下流へ再流送される区域である。早急な堆積土の排除と6.2km 地点で埋没している貯砂ダムの機能向上が求められる。
- ② **中流域**：6km 地点から貯水池水面が急激に広がる4km 地点までの区間で、河道の形態をなし中小洪水で上流から流下する土砂や既堆積土砂が下流へ再流送されている。下流端では堆積デルタ先端が下流へ向かって前進している。この中小洪水で土砂移動する自然の営力を利用した土砂バイパス水路が検討される。
- ③ **下流域**：4km 地点より下流ダム地点までの区間で浮遊砂や Wash-Load 堆積区間である。水深の深いところの堆積現象であり、一旦堆積した土砂の排除にはポンプ浚渫等の機械力に頼らざるを得ないが、過去に貯水を極端に下げ、小洪水を利用して有効容量内の土砂を計画堆砂域に移動した実績がある。

3. 一次元河床変動解析手法

各施設効果の検討や堆砂形状予測に用いた河床変動解析手法は、一次元不等流解析によって水理量を求め、求めた水理量に対して次の諸式によって河床変動量を計算している。

掃流砂については芦田・道上¹⁾による掃流砂量式を粒径別に適用した。

流砂量式

$$\frac{q_{Bi}}{\sqrt{sgd_i^3}} = p_i 17 \tau_{*i}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}} \right) \left(1 - \frac{u_{*ci}}{u_*} \right)$$

ここに、 q_{Bi} ：粒径別掃流砂量、 p_i ：粒径 d_i に砂が河床表面で占める体積割合、 s ：砂の水中比重、 g ：重力加速度、 $\tau_* = u_*^2 / sgd$ ：無次元掃流力、 u_* ：摩擦速度、 τ_{*ci} ：粒径別無次元限界掃流力である。粒径別限界掃流力は、Egiazaroff 式の芦田・道上による修正式で推定している。

一方、浮遊砂移動については、次の一次元の移流拡散式を用いた。

$$\frac{\partial}{\partial t}(C, h) + \frac{\partial}{\partial x}(qC_i) = q_{su} - w_{0i}C_{0i}$$

ここに、 C ：水深平均の浮遊砂濃度、 q ：単位幅流量、 w_0 ：沈降速度、 C_0 ：浮遊砂の底面濃度、 q_{su} ：浮遊砂の河床からの巻き上げフラックスである。

底面濃度と水深平均濃度は指数型の濃度分布式²⁾を仮定して次式で与えられる。

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{\beta} \{1 - \exp(-\beta)\}, \quad \beta = \frac{6w_0}{ku_*}$$

ここに、 k ：カルマン係数 ($k=0.4$) で与えられる。河床からの浮遊砂の巻き上げフラックスは Lane-Kalinske²⁾によって次式で与えられる。

$$q_{su} = 5.55w_0\Delta F(w_0) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{u_*}{w_0} \right) \exp \left\{ - \left(\frac{w_0}{u_*} \right) \right\} \right]^{1.61}$$

ここに、 $\Delta F(w_0)$ ：沈降速度 w_0 の砂の表層に占める割合で p_i に相当する。

このような掃流砂・浮遊砂の挙動をもとに、以下の流砂の連続式によって河床変動が計算される。

$$\frac{\partial Z_B}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \left(\frac{\partial Bq_{Bx}}{\partial x} \right) + (q_{su} - C_0w_0) \right\} = 0$$

ここに、 Z_B ：河床高、 B ：河床変動幅、 t ：時間、 x ：

流下方向位置, λ : 空隙率(0.4)である。

下流端には貯水池水位を, 上流端には流量と平衡流砂量(流量と河道形状から計算される流砂量)を毎正時データとして与え, これを計算時間30ないし60秒の計算時間間隔に内挿配分した。

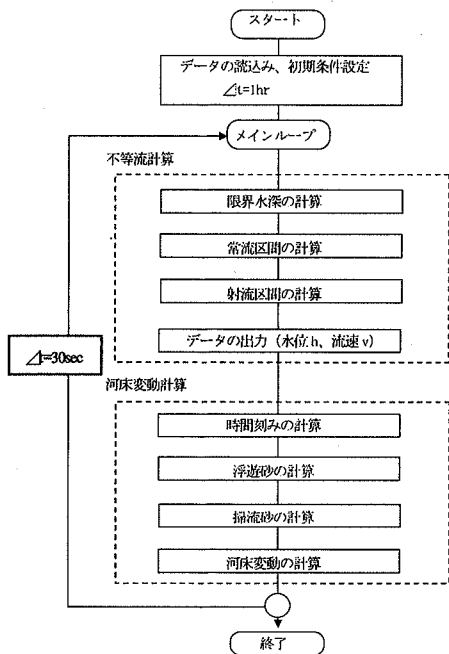


図-6 一次元河床変動システムフロー

貯水池の湖床の一部は図-7に示すように複断面形状の所もある。この断面を直線と台形で近似し, 不等流計算では水面下の平均水深(径深)を用い, 河床変動計算では断面全幅の変動量を断面形状に応じて配分している。すなわち水面下全幅で移動した土砂量を計算時間ステップ時の最深水路幅に配分し河床変動量を求めている。

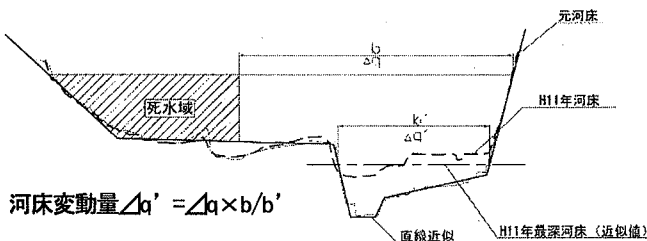


図-7 断面モデルの扱い

4. 当面の対策

惠南豪雨時には, 貯水池上流域に多量の土砂が堆積し, 洪水調節容量や利水容量を侵している。特に6.2km地点に設置されている貯砂ダムは堆積土砂に埋没し, その機能を喪失し, しかも貯砂ダム上流に堆積している土砂はその後の中小洪水で下流の貯水池内へ流送されている。

この区域に堆積している土砂は, 貯水位の低いときには陸上掘削が可能なので, 貯水池に堆積した土砂の排除としては最も経済的でしかも効率的である。したがって,

この区域の堆砂対策としては, 堆積している土砂の早急な排除と貯砂ダムの機能向上が求められる。

貯砂ダム上流の堆積土砂の排除及び貯砂ダムの機能向上(2m嵩上げ)の効果をみたのが図-8である。現河床を初期河床とし, 5年先から, 貯砂ダム上流の「堆積土砂排除に加え流下土砂を捕捉・排除した場合(掘削+貯砂ダム)」と「何も対策を採らなかった場合(無対策)」とを10年先で比較している。(表-2, 図-8参照)

当然のこととして, 貯砂ダム上流には掘削・排除された土砂量に相当する約55万 m^3 の容量が確保され, 貯砂ダム下流の中流域では堆積していた土砂が下流へ約23万 m^3 流送されている。その一方で堆砂デルタ丘は下流へ前進し, 下流域のEL+260~275m付近の利水容量内に420万 m^3 の土砂が堆積することになる。無対策の場合と比較すると貯砂ダム上流に60万 m^3 , 中流に30万 m^3 , 下流域で10万 m^3 の計100万 m^3 の容量が確保されることになる。

表-2 掘削排除・貯砂ダムの効果(10 m^3)

対策	下流	中流	上流
掘削+貯砂ダム	420	-230	-550
無対策	550	100	50

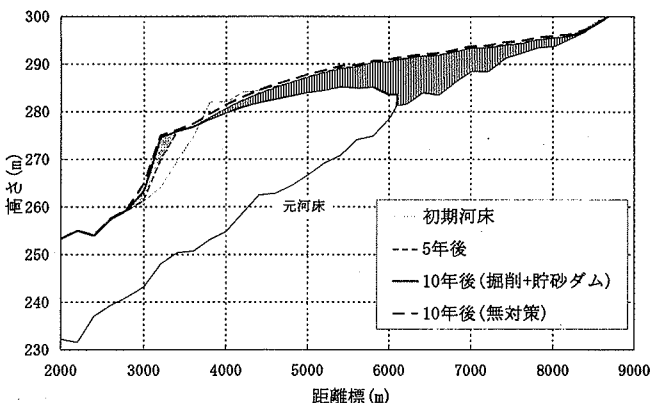


図-8 貯砂ダム上流の土砂排除効果

5. 土砂バイパス水路の検討

当面の対策で貯砂ダム上流の土砂を排除し, 貯砂ダムの機能を向上しても, 貯砂ダム下流から4km地点にかけての中流域では, 堆積している土砂や上流から流下する土砂が下流に再流送されて水深の深いところに移動している。また貯砂ダムを2m嵩上げして, 貯砂機能を向上しても貯砂容量は35万 m^3 程であり, 捕捉できる土砂は生起確率3年に1度の洪水規模までである。これを超える洪水には対応できない。このときに貯水池内に流入した土砂は累積する。加えて, 矢作川の土砂の連続性という視点からも, 長期的には何らかのダム迂回排砂施設の検討が必要である。中流域からの排砂と上流から流下する土砂の下流河道への供給の両視点からの施設が期待される。したがって, この区間での堆砂対策としては, 貯砂ダム

を越えて流下する土砂や既にこの区域に堆積している土砂を自然の営力を利用して、ダム下流へ迂回排砂する土砂バイパス水路が提案される。

自然営力利用は流水の持つ掃流力に支配される。矢作ダム貯水池においては、その時々運用水位と流量に支配される。また、しかもこの区域は河道形状をなし縦断勾配も付いているので、掃流力は上流ほど大きい。

一方、土砂バイパスによってダム下流に迂回排砂できる土砂は、バイパス地点より上流の堆積土砂や流下土砂となるので、下流ほど期待値は大きい。

今後、バイパス水路の具体の位置は、上記の兼ね合いや河岸の地形・地質状況などから決められようが、一つの試みとして平面二次元流によって河岸に流向の寄っているところを選択すると4.6km付近が対象となる。

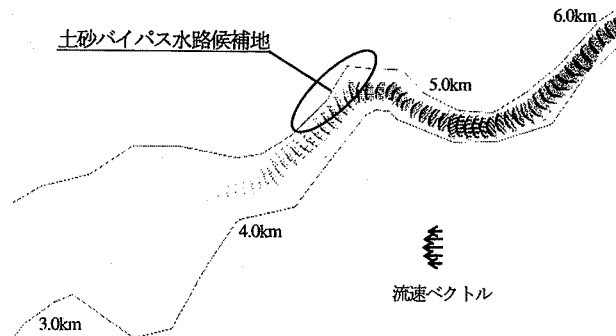


図-9 平面二次元流によるバイパス水路候補地点

4.6km地点右岸にバイパス水路規模700m³/sを想定し、ピーク流量900m³/s、洪水の継続時間16時間の平年洪水（毎年生起する洪水規模）を対象洪水として、バイパス水路の効果を見たのが図-10、11である。ダム地点に発電用水94m³/sがあるので、100m³/sを先取りして貯水池に流し、残りをバイパス水路で700m³/sまで流すこととして、バイパス水路の効果を見ている。

バイパス水路で排砂される土砂量は、建設前の断面平均流砂量をバイパス呑み口幅見合い（流量配分）でバイパス水路を通過すると考える。

図-10は前節の貯砂ダム嵩上げ後の河床を初期河床として、平年洪水を5年間繰り返して与えて、バイパス水路の効果を、同様に図-11は恵南豪雨規模の洪水が再来したと仮定した後のバイパス水路の効果を見ている。

貯砂ダムを嵩上げた後の上流から流下する土砂が少ない場合には、中流域の既堆積土砂が年間7～8万m³バイパス水路でダム下流に排砂され、恵南豪雨後のように上流に多量の土砂が堆積している場合には、年間15～16万m³の土砂がバイパス水路でダム下流に排砂されることになる。

したがって、バイパス水路設置地点下流の貯水池に移動・堆積する土砂を軽減することができ、しかもバイパス水路による掃流力の増加によって、バイパス水路上流の堆積土砂の低減も期待できることが明らかになった。

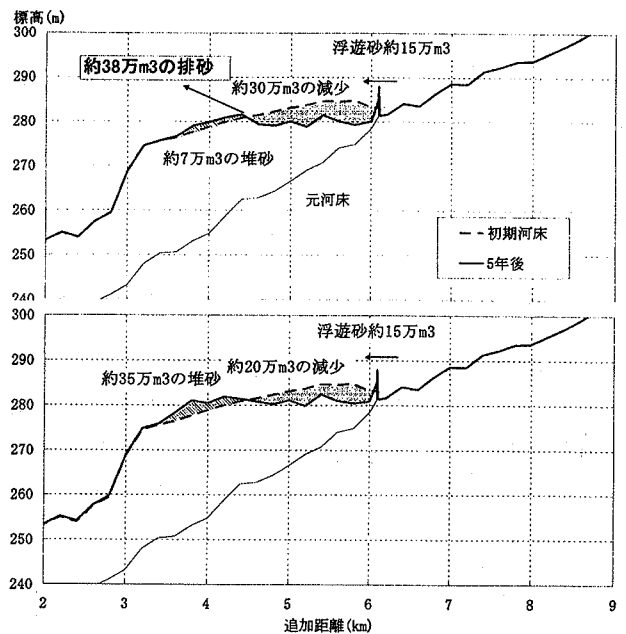


図-10 土砂バイパス水路の効果(貯砂ダム嵩上げ後)

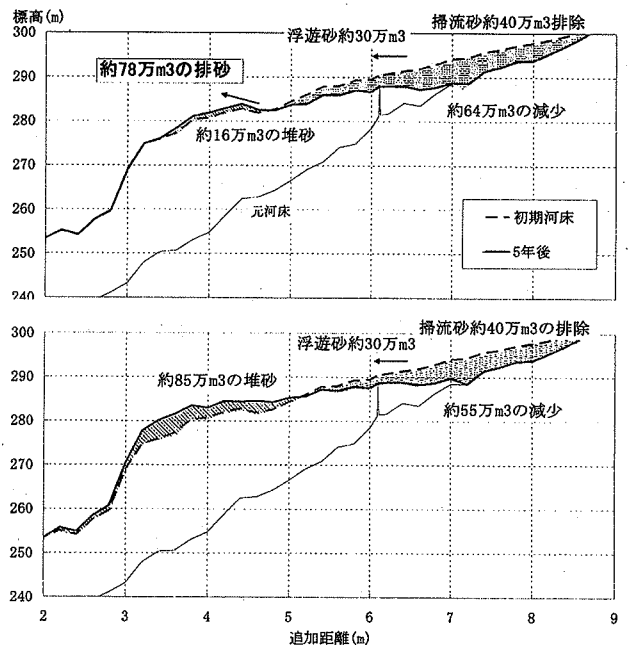


図-11 土砂バイパス水路の効果2(恵南豪雨規模再来後)

6. 計画堆砂容量への移動

一般に、貯水池下流域の水深の深いところに堆積した土砂は、浚渫ポンプ等によって強制的に排除するより方法はないが、矢作ダム貯水池においては1979年に選択取水塔建設時に貯水位をEL+255m付近（最低252m）まで下げた、たまたまこの貯水位低下時にピーク流量1200m³/sと500m³/s規模の出水があり（図-12参照）、水位低下と出水によって有効容量内の約180万m³土砂が計画堆砂容量内に移動した。

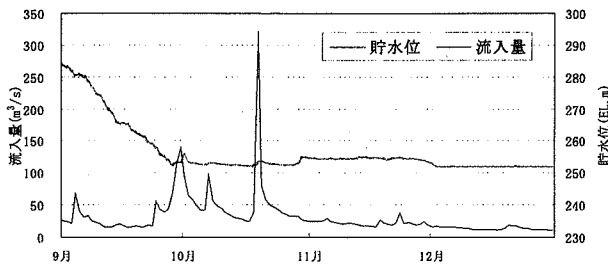


図-12 1979年9月から12月における貯水池運用

当時はダム運用10年後で、堆砂容量内に十分な容量があり、しかも主に土砂が堆積していたところは従前の低水路部であったので、洪水流量を受けて流路内の土砂が下流に流送され2.0km付近の狭窄部で堰上げられ堆積した。その後の堆砂は、この移動後の形状を元河床として進行したのは前述のとおりである。

現状の堆砂形状の下でも、1979当時と同じように貯水池水位を低下することによって、利水容量内の土砂を計画堆砂容量内に移動することが可能かどうかをみたのが図-13である。1979年の実績値と比較して示しているが、「極端な水位低下」と「ある規模以上の出水」という2つの事象が重なると有効容量内の土砂を計画堆砂容量内に移動させることは出来る。しかしながら、1979年当時は利水容量内に堆積していた土砂のほとんど180万 m^3 を計画堆砂域に移動した。しかしながら現状の堆砂形状の下では有効容量内の土砂一部120万 m^3 を移動させられるが、そのうち20万 m^3 は有効容量内に残っている。また、図から推定されるように、現状では堆砂容量が少ないのでこの様式で土砂移動をしても、全てを堆砂域に移動することは出来ない。

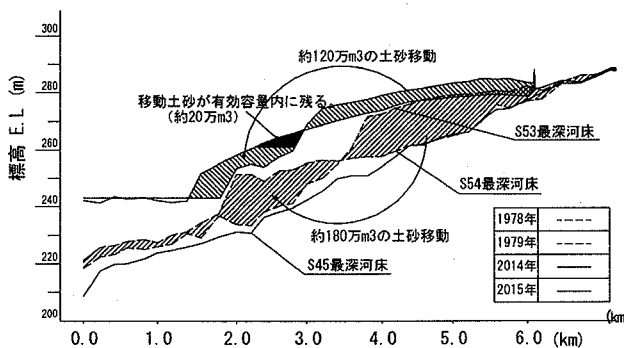


図-13 計画堆砂域への土砂移動

7. 結論

本論文では、過去の堆砂測量成果と湖床材料調査（粒径調査）結果に基づいて貯水池内の堆砂実態を明らかにした。矢作ダム堆砂環境を貯水池の形状、堆砂実態、堆積土砂が流動しやすい砂分が中心であるという特徴から、貯水池を上流・中流・下流域の3領域に区分した。

上流域に堆積している土砂のほとんどは恵南洪水で堆積した土砂であり、その後の中・小洪水で下流に再流送されている。堆砂対策として、陸掘り可能な時期に早急に排除することが必要であり、また有効であることを明らかにした。

中流域は、域内に堆積している土砂及び上流から流下する土砂の流下域である。この流下能力を利用する土砂バイパス水路を提案し、その効果を明らかにした。バイパス水路予定地点上流に堆積している土砂、及び上流からの流下土砂にもよるが年間10万 m^3 程度の土砂バイパスが期待できる。

下流域は水深の深いところであり、一旦堆積した土砂は浚渫ポンプ等の機械力に頼るのが通常である。ところが、矢作ダム貯水池では過去に「水位低下」と「中規模出水」によって有効容量内の土砂を堆砂容量内に移動した実績がある。現状の堆砂形状の下でも同様な効果が期待できるかどうか検討したところ、堆砂容量が少ない現状においては、移動できる土砂は当時の6割程度、しかも移動する土砂の全てを堆砂域に送り込むことができないことが解った。

以上のように、貯水池の堆砂対策として、貯水池からの排砂方法及びその可能性については明らかにすることができた。しかしながら、排砂した土砂の有効利用や処理の課題、バイパス土砂の下流河道に与える影響などについては検討していない。具体の事業実施に当たっては事業の成立要件及び下流河道に与える影響等の調査も必要である。

また今回の検討では、土砂バイパス水路の有効性の検討は、一次元河床変動解析によっている。具体の位置の選定、のみ口の構造、導流堤の必要性等については、さらに詳細な模型実験や二次元河床変動解析等による検討が必要である。

本論文は、「矢作ダム貯水池総合管理計画検討委員会」（委員長：辻本哲郎）での議論³⁾をもとにしている。

参考文献

- 1) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，pp.56-69，1972.
- 2) Lane, E.W. and A.A. Kalinske : Engineering calculation of suspended sediment, Trans. AGU, Vol.22, pp.307-603, 1941.
- 3) 矢作ダム貯水池総合管理計画検討委員会報告書，国土交通省矢作ダム管理所，2005.3 (2005. 4. 7 受付)