

直列配置された流水型ダム群の洪水制御効果に関する研究

九州大学工学部 学生員 ○三戸佑夏

九州大学大学院 正会員 押川英夫 フェロー 小松利光

1.はじめに

近年、地球温暖化によると思われる豪雨、干ばつ、台風の強大化などの災害外力の増大が実感されるようになってきた。今後も温暖化による様々な影響が顕在化してくると考えられ、これまでに経験したことがない大規模超過洪水による水災害の発生も危惧されている。また高度経済成長期以後、社会の自然環境へのニーズも高まっており、増大する災害外力と社会の望む自然環境の保全に同時に対応していかなければならない。そのような中、治水専用流水型ダムが今後の洪水対策として注目されてきている。しかしながら、公共事業費の削減や環境への影響からダム建設に代表される大規模な公共工事の実施は困難になってきており、今後は小規模な公共工事が重視されるものと考えられる。

本研究では、“ダムが溢れることを許容する”という新しい治水の概念に基づき、複数の流水型ダムを直列に配置することによる洪水制御能力を数値シミュレーションにより検討する。従来のダムによる治水の考え方は、直列に配置されている場合であっても、個々のダムで基本高水流量に対して計画高水流量を定め、それぞれのダムが溢れないように洪水処理を行うものである。本論文では、このような従来の考え方に基づいて配置された流水型ダム群（以後、従来型と呼ぶ）と、上記の新しい概念に基づき配置された（全く同じスケールの）流水型ダム群（以後、越流型）において、洪水制御能力がどのように異なるのかを比較した。

2.シミュレーションの概要

ここで対象とする3基の流水型ダム群が連続的に直列配置される地点間の距離は短いものとし、上流側からの流入流量以外に降雨等の流入はないと仮定した。また本研究では、後述の結果を見れば明らかのように、顕著なオーバーフローが頻繁に生じる。しかしながら本研究の流水型ダム群は、上流の山間部の越水がある程度許容できる箇所での設置を想定しているので、流水型ダム群の設置領域全体を実質的な遊水池と見做しており、最下流のダムからのオーバーフローのみが問題となる。

本研究では一次元の連続の式を時空間方向に積分した以下の式(1)を基礎式とした。

$$V_i(t) = \int_0^t (Q_{ini} - Q_{outi}) dt \quad (1)$$

ここに添字 i ($i=1, 2, 3$) は上流側から i 番目のダムを示しており、 $V_i(t)$ は i 番目のダムにおいて、その時点でダム内に貯留されている水の体積、 t は時間、 Q_{ini} はダムへの流入流量、 Q_{outi} は放流量である。本研究では、前述のように支川からの流入等が無い状況を想定しているので、ある i 番目のダムからの放流量 Q_{outi} がその下流の $i+1$ 番目のダムへの流入量 Q_{ini+1} となる ($Q_{outi} = Q_{ini+1}$)。堤体下部の常用洪水吐きからの放流量は、ダムの常用洪水吐きの断面積が小さいと考え、トリチェリの定理からその時点での水位によって決定されると仮定した。また、洪水が堤体をオーバーフローした際の非常用洪水吐きからの放流量には、四角せきに対する越流公式¹⁾を用いた。

最上流のダムへの流入流量 Q_{in1} ($= Q_{in}$) には、洪水波形として一山洪水を示す以下の式(2)を与えた²⁾。

$$Q_{in}(t) = Q_b + (Q_p - Q_b) \left\{ \frac{t}{t_p} \exp \left(1 - \frac{t}{t_p} \right) \right\}^c \quad (2)$$

ここで、 Q_b ($=219\text{m}^3/\text{s}$) は河川の平常流量、 t_p ($=20\text{hr}$) は洪水のピーク到達時間、 Q_p ($=8887\text{m}^3/\text{s}$) は洪水のピーク流量、 c ($=20$) は洪水波形に関する係数である。

対象とするダムの形状は、堤体の高さ $H=100\text{m}$ で、堤頂長 $L=222\text{m}$ の2次関数断面とする。後述する他のスケールの場合の Case3 でも全て相似形である。河床勾配は 0.01 である。河床の常用洪水吐きの断面積は、越流水深を考慮せずに水位が堤高 H と等しくなった時点で放流量が計画高水流量に等しくなるように設計した。また、簡単のために堆砂容量等は無視している。なお、著者らは“小規模”なダム群の活用を理想的と考えているものの、結果の比較を容易にするために、ここでは比較的大きな H や Q_p を与えることで、ある程度“大規模”なダム群で検討を行っている。

3.結果および考察

まず、従来型の洪水制御に基づいて、3基全てのダ

ムがオーバーフローしない限界の計画高水流量 Q_a (実質的には常用洪水吐きの断面積に相当) をトライアル的に求めたところ, 上流側から $Q_a=6773, 5646, 4792(\text{m}^3/\text{s})$ となった. この結果に基づいて, 最下流の $4792(\text{m}^3/\text{s})$ で Q_a を一定とした越流型の場合を計算した (Case1). 従来型と越流型を比較した結果を Fig.1 に示す. これより, 越流型の下流側ダムからの最大放流量は $4540(\text{m}^3/\text{s})$ で, 従来型 ($Q_a=4792 \text{ m}^3/\text{s}$) よりも 5% 程度低く抑えられており, 越流型では洪水制御能力が強化されていることが分かる. しかしながら越流型では, ピーク流量が Q_a 以下で洪水制御能力 (すなわち, 貯水容量) にまだ余裕がある.

次に Case1 の結果を踏まえ, 越流型の貯水容量を完全に使用するように, 3 基のダムで同一の Q_a を最下流でオーバーフローしない限界まで小さくした (Case2). 結果を Fig.2 に示す. 越流型における最下流のダムからの最大放流量は $4000(\text{m}^3/\text{s})$ となっており, 従来型と比較すると 17% 小さくなっている. これらの結果は, 溢れることで水位が低い段階での 2 基目 (および 3 基目) への流入量が急増することによる. 溢れる直前までの状況を考えると, 越流型では常用洪水吐きの断面積が従来型と比較して小さくなっていることから, 上流側のダムでは比較的速やかに貯水される一方で, 下流側 (特に中流部) では水位が更に低く抑えられる. このように, 溢れる直前までは下流側の貯水量が小さく抑えられることで, 下流側ダムに余裕が出来ていることも越流型の効率的な洪水制御に寄与しているものと思われる. なお, 越流型では当然ながら 1 基目および 2 基目のダムが溢れており, 厳密には越流水深の分だけ貯水容量を余分に使用している.

最後に, 前述の越流水深による貯水容量の増加の影響を考慮した比較を行った (Case3). Case2 の越流型の最高水位まで従来型の堤高を増加させて, 3 基全ての貯水容量が従来型と越流型で完全に等しい場合の計算を行った. すなわち, 従来型の堤高は上流側から 105.1m, 104.2m, 100m, 越流型では全て 100m である. 結果を Fig.3 に示す. これより, 越流型の最大放流量は 10% 程度従来型の値よりも小さくなっている. したがって, 越流による貯水容量の増加を考慮して従来型のみダムの堤体を大きくした場合にも, 越流型の方が効率的に洪水を制御できることが分かった.

4.おわりに

本研究の結果, 複数の流水型ダムが直列に配置され

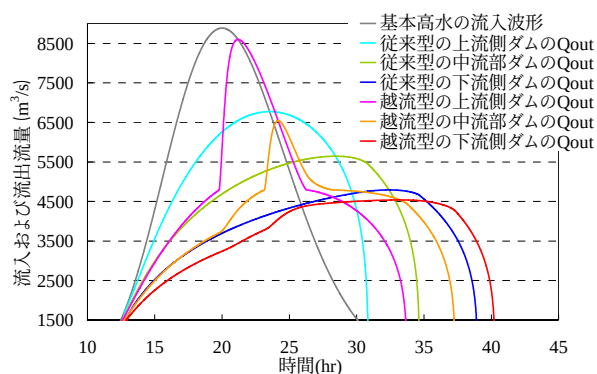


Fig.1 Case1における流入および流出流量の時間変化

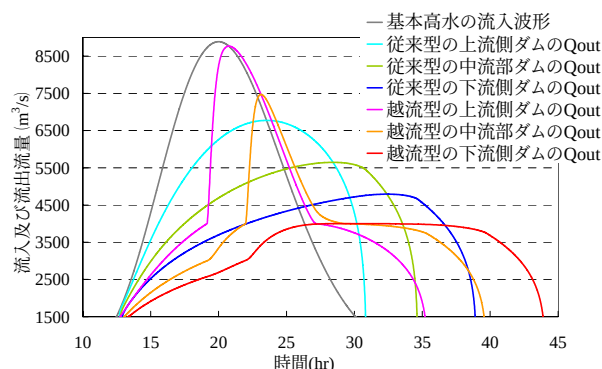


Fig.2 Case2における流入および流出流量の時間変化

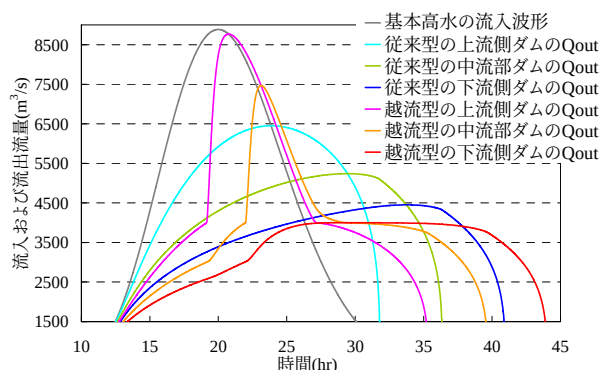


Fig.3 Case3における流入および流出流量の時間変化

た場合, 従来の考えに基づいた非越流の流水型ダム群と比較して, 山間部の上流側のダムの越水を許容することで, 一般的にはより重要となる下流側の洪水制御能力が強化されることが分かった. なお, 本研究で提案された上流側のダムの越水を許容する新たな治水方式は, 従来から一般的に用いられているゲート操作を行う貯水型ダム群にも適用可能である.

参考文献

- 1) 土木学会: 水理公式集 [平成 11 年度版], 713p., 1999.
- 2) 土木学会 水理委員会 水理公式集改訂小委員会 水理公式集例題プログラム集編集部: 水理公式集 例題プログラム集, 第 2 編 河川編, 2002.