

流水型ダム群の洪水制御効果に関する研究

STUDY ON THE FLOOD CONTROL ABILITY OF DRY DAMS

押川英夫¹・三戸佑夏²・小松利光³

Hideo OSHIKAWA, Yuka MITO and Toshimitsu KOMATSU

¹正会員 博(工) 九州大学大学院助教 工学研究院環境都市部門(〒819-0395 福岡市西区元岡744)

²学生会員 九州大学大学院 工学府海洋システム工学専攻(同上)

³フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院環境都市部門(同上)

We introduce a new flood control concept which permits a dam to overflow around an upstream region with plural dams set in series in a river basin. We recommend plural small scale dry dams set in series instead of a large scale dam in order to prevent flood disaster and preserve a natural environment. In recent years, a flood control dam without a slide gate in spillway, known as ‘dry dam’, has been reviewed, planned and built in some sites. In this study, flood control ability of plural dry dams is investigated by using a numerical simulation. Under the condition of common reservoir capacities, new flood control method permitting upstream dams to overflow was compared with the conventional one not to overflow in each dam. As a result of this study, it is made clear that the new method is more effective than the conventional one.

Key Words : Dry dam, river flood, flood control ability, overflow

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, 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。特に, 公共事業費の削減や環境への影響に対する危惧感からダム建設に代表される大規模な公共工事の実施は極めて困難になってきており, 今後は小規模な公共工事が重要視されるものと考えられる。

そのような中, 近年流水型ダム(穴あきダム)¹⁾の機能が見直され, 益田川ダムに代表されるように各地で計画されてすでに施工されるまでになってきた。しかしながら, 我が国では比較的小さな農地防災ダムとしては, 1970年代頃まで流水型ダムの建設例があったものの, 本格的な治水専用ダムとしての例は少ない。既に幾つかの課題も指摘されていることから²⁾, 今後の研究成果の蓄積による問題解決が望まれている。

このような状況のもと, 流水型ダムの治水容量の使用効率が悪いという欠点を改善すべく, 中島ら³⁾は, 常用洪水吐き(通常底部に設置される, いわゆる“穴”)に加えて水压により自動開閉するゲートを河床に設置することで, 治水容量を有効活用する手法を提案するとともに, 数値シミュレーションによりその効果を検証している。また押川ら⁴⁾は, 洪水が堤体を著しく越流するような大規模な超過洪水に対する, 流水型ダムの非常用洪水吐きの形状の効果などを数値シミュレーションにより検討している。更に, 流水型ダムを直列に配置することによる一般的な洪水制御効果についても検討しているものの, 比較などが行われていないことから, 具体的な効果を定量的に評価するには至っていない。

そこで本研究では, “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, 流水型ダムを更に効果的に活用すべく, 複数の小規模な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詳細に検討する。すなわち, 直列配置された流水型ダム群において, 山間部の上流側のダムで溢れることで, 一般的にはより重要な下流側に対する洪水制御能力を効率的に引き出すことを期待する。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。更に、直列に配置された貯水型ダム群においてもそれらのゲートの操作方法を変えることで、直列配置された流水型ダム群と同様に洪水制御能力が強化されることについても検討した。

2. シミュレーションの概要と計算条件

複数の流水型ダムの設置方法については、流水型ダム群を連続的に直列配置する地点間の距離は短いものとし、上流側からの流入量以外に降雨等の流入は無いと仮定した。なお、後述の結果を見れば明らかなように、本研究ではダムからの顕著なオーバーフロー（堤体上部の非常用洪水吐きからの越流）が頻繁に生じる。しかしながら本研究の流水型ダム群は、上流の山間河川部の河川水位の上昇や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、越流型では流水型ダム群の設置領域全体を実質的な河道内遊水池と見なしており、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、中島ら³⁾と同様に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 は自然数) 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、流水型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、押川ら⁴⁾と同様に越流公式⁵⁾を用いた (Case3およびCase4の1基目の貯水型ダムを除く)。なお本研究では、簡単のため堆砂容量等は無視している。

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⁶⁾。

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

ここで、 t_p は洪水のピーク到達時間、 Q_b は河川の平常流量、 Q_p は洪水のピーク流量、 c は洪水波形に関する係数

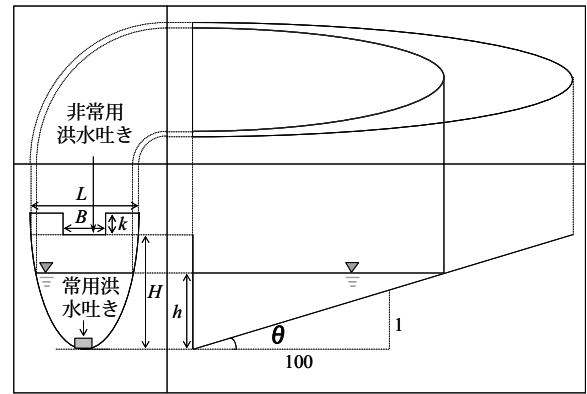


図-1 ダムモデルの概略図

である。

対象とするダムの形状は、堤高 H で、堤頂長 L の2次関数断面である (図-1参照)。ここで堤高は河床から非常用洪水吐きのクレストまでの長さとしている。また、 L と H の関係は $L = H \times 200/90$ で、堤高が $H = 90\text{m}$ の場合に、堤頂長が $L = 200\text{m}$ となる相似の断面形状で統一されている (ただし、後述のCase1-4とCase2-4を除く)。また、非常用洪水吐きの幅 B は堤頂長と等しく設定されているために ($B = L$)、越流する場合には全幅で流出する。更に本研究では、簡単のために非常用洪水吐きの高さ k は十分に高いものとする。河床勾配は $\tan \theta = 0.01$ とした。河床の常用洪水吐きの断面積については、越流水深を考慮せずに水位 h が堤高 H と等しくなった時点で所定の計画高水流量 Q_a に等しくなるように設計した。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、計算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. 直列配置された流水型ダム群の洪水制御効果

(1) ダムの大きさが等しい場合 (Case1)

a) 3基の流水型ダム群が直列に配置された場合

$H = 100\text{m}$ で同じスケールの流水型ダム3基が直列に配置された流域に、(2)式で $Q_p = 8887(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $Q_b = 219(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $t_p = 20(\text{hr})$ 、 $c = 20$ の洪水 (基本高水) が流入した際の従来型と越流型のダムからの放流量を以下の方法で検討した (Case1)。

まず、従来型の洪水制御に基づいて、Case1-1として3基全てのダムがオーバーフローしない限界の放流量 (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 $Q_a = 6773(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $5646(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $4792(\text{m}^3/\text{s})$ となった。従来型 (Case1-1) の各3基のダムからの放流量の時系列を流入する洪水波形と併せて図-2に示す。これより、各ダムはそれぞれの計画高水流量までの放流量に抑えられており、従来型の洪水制御が行われていることが理解される。

次に、前述の従来型のダム群3基の堤体をそのまま用いて越流型のCase1-2を検討する。変更点としては、各ダムの計画洪水流量 Q_a を最下流のダムの値に統一するだけである。具体的には、各ダムが満水時に $Q_a=4792(\text{m}^3/\text{s})$ を流すように変更されるので、従来型と比較して、上流側と中間のダムの常用洪水吐きの断面積が小さくなる。Case1-2の結果を図-2と同様な形式で図-3に示す。図-3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、図-2に示された従来型のピーク流量 $4792(\text{m}^3/\text{s})$ よりも5.3%低く抑えられており、越流型では従来型よりも洪水制御能力が強化されることが分かった。しかしながら越流型では、ピーク流量が Q_a 以下であり、下流側ダムの洪水制御能力（すなわち、貯水容量）にまだ余裕がある。

次にCase1-2の結果を踏まえ、越流型ダム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 を最下流のダムでオーバーフローしない限界まで小さくした越流型（Case1-3）の結果を図-4に示す。Case1-3において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、従来型のCase1-1と比較すると17%小さくなっている。これらの結果は、溢れることでダム貯水池の水位がまだ低い段階での2基目（および3基目）への流入量が急増することによって生じている。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、下流側ダム（特に中間ダム）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。

次に、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う。Case1-4として、Case1-3の越流型の最高水位まで堤高を100mから断面形状を維持したままで増加させて（上に継ぎ足す）、3基全ての貯水容量がCase1-3の越流型と完全に等しい場合の従来型の計算を行った。すなわちCase1-3の結果より、Case1-4の堤高は上流側から105.1m, 104.2m, 100mと設定された。結果を図-5に示す。図-4と図-5より、Case1-3の最下流のダムの最大放流量 $4000(\text{m}^3/\text{s})$ はCase1-4の最下流の最大放流量 $4510(\text{m}^3/\text{s})$ よりも11%小さくなっている。実際には越流水深による貯水容量の増加が許容される場合も多いと考えられることから、越流型の方が従来型と比較して、11~17%程度効率的に洪水を制御できることが分かった。

b) 直列配置される流水型ダム数の効果

直列配置される流水型ダム数の効果について検討する。ここでは、従来型のCase1-1と越流型のCase1-3との比較と同様な検討を行うこととし、ダム数 N が1, 2,

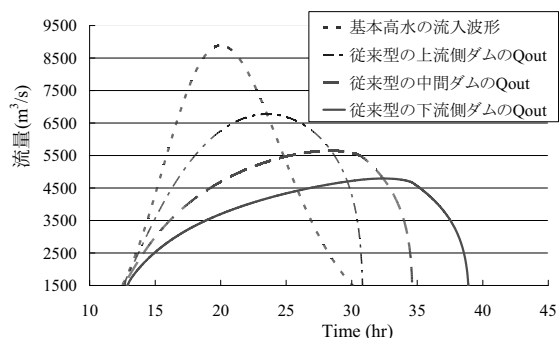


図-2 基本的な従来型（Case1-1）における流量の時間変化

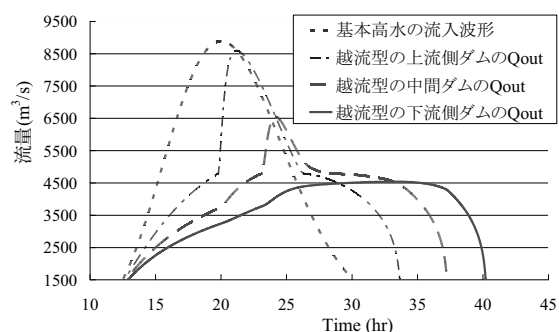


図-3 Case1-1で Q_a を最下流のダムの値で一定とした越流型（Case1-2）における流量の時間変化

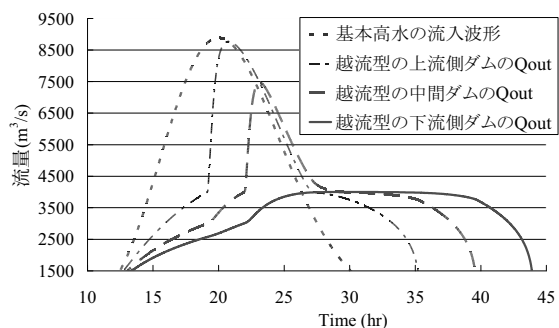


図-4 Case1-2で最下流のダムの貯水容量を使い切るように Q_a を小さくした越流型（Case1-3）における流量の時間変化

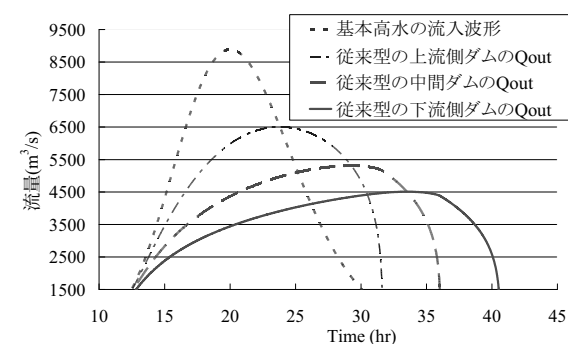


図-5 Case1-3の越流水深の分だけ堤高を大きくした従来型（Case1-4）における流量の時間変化

3, 4, 5のそれぞれの場合について、従来型および越流型の計算を行った。ただし、 $N=3$ は前節の結果である。すなわち、流水型ダムの堤高が全て100mの場合で、従来型では上流側から溢れない限界までそれぞれのダムの Q_a を小さくしており、一方、越流型では上流から下流のダムまで同一の Q_a を最下流のダムが溢れない限界まで小さ

くした場合である。結果を図-6に示す。横軸はダムの数 N で、縦軸は最下流のダムの最大放流量 Q_{Nmax} を $Q_p = 8887(\text{m}^3/\text{s})$ で無次元化した値である。これより、ダムが1基の場合 ($N=1$) には、当然ながら従来型と越流型で一致しているものの、ダムの数が増えるのに伴って、従来型では Q_{Nmax}/Q_p の減少率が小さくなっているのに対し、越流型では Q_{Nmax}/Q_p が線型的に減少していることが分かる。すなわち、越流型ではダムの数が多いほど、従来型よりも効率的に洪水のピークカットが行われる。

(2) ダムの大きさが異なる場合 (Case2)

Case1は、ある1つの洪水波形と種類のダムの大きさに対する検討に過ぎないため、ここでは洪水波形およびダムが大きさが異なる場合についての検討を行った。ダム3基が直列に配置された $Q_b=360(\text{m}^3/\text{s})$ の流域に $Q_p=10000(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $t_p=20(\text{hr})$ 、 $c=20$ の一山洪水が流入する場合を考える。従来型のCase2-1として、上流側から $Q_a=7000(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $5000(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $4000(\text{m}^3/\text{s})$ と予め設定して、全て相似形の3基のダムが溢れない最小の堤高をトライアル的に求めたところ、上流側から $113.2(\text{m})$ 、 $124.5(\text{m})$ 、 $112.2(\text{m})$ となった。図-7はCase2-1における基本高水の流入波形と各3基のダムからの放流量の時系列である。これより、各ダムはそれぞれの計画高水流量までの放流量に抑えられており、従来型の洪水制御が行われていることが理解される。

次にCase1-2と同様に、越流型のCase2-2として、 Q_a を最下流の $Q_a=4000(\text{m}^3/\text{s})$ で一定とした場合を図-8に示す。図-7および図-8の結果より、最下流のダムからの最大放流量は、越流型が $3661(\text{m}^3/\text{s})$ で従来型の $4000(\text{m}^3/\text{s})$ よりも 8.5% 小さくなっている。すなわち、Case1と平均すると 7% 程度洪水制御能力が強化されていることになる。

しかしながら、ここでも越流型の最下流のダムでは貯水容量に余裕があるため、Case1-3と同様に3基で同一とした Q_a を小さくしていき、最下流のダムで溢れない限界の Q_a を求めた越流型(Case2-3)の結果を図-9に示す。これより、最下流のダムからの最大放流量は、越流型が $2589(\text{m}^3/\text{s})$ となって、従来型(Case2-1)の $4000(\text{m}^3/\text{s})$ よりも 35% 小さくなっていることが分かる。このような比較をCase1と平均すると、越流型では 26% 従来型よりも洪水制御能力が高いことになる。

Case2-3 (およびCase2-2) の越流型では上流の2基のダムでオーバーフローが生じており、越流水深の分だけ貯水容量を余分に使用している。ここでもCase1-4と同様に、越流型におけるCase2-3の最高水位まで従来型の堤高を断面形状を維持したままで高く、すなわち上流側から $H=119.6\text{m}$ 、 129.0m 、 112.2m として、3基のダムそれぞれが従来型と越流型で同じ貯水容量を目一杯使用できるように、各ダムの Q_a を上流側からトライアル的に求めたCase2-4の結果を図-10に示す。これより、従来型における最下流のダムからの最大放流量は $3651(\text{m}^3/\text{s})$ となって

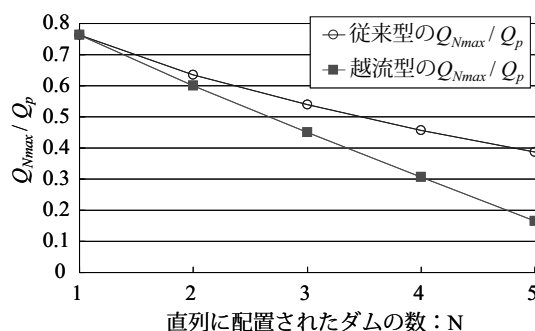


図-6 ダムの数と最下流のダムからの最大放流量の関係

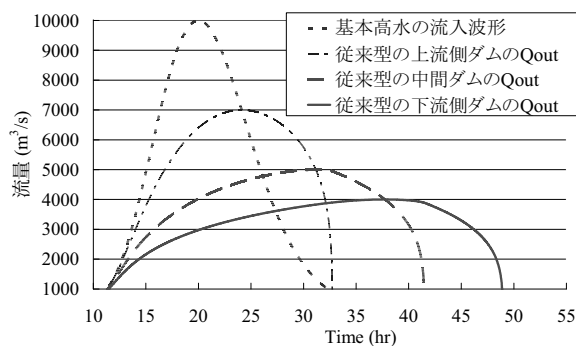


図-7 Case1と異なる条件で基本的な従来型 (Case2-1) における流量の時間変化

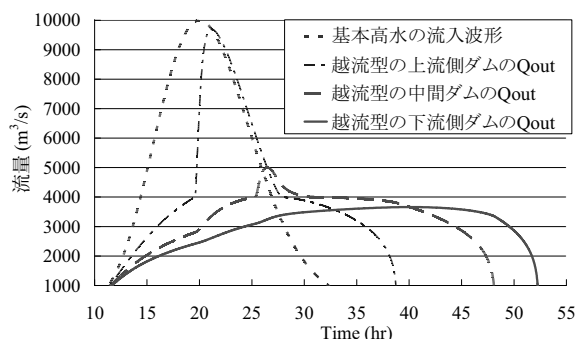


図-8 Case2-1で Q_a を最下流のダムの値で一定とした越流型 (Case2-2) における流量の時間変化

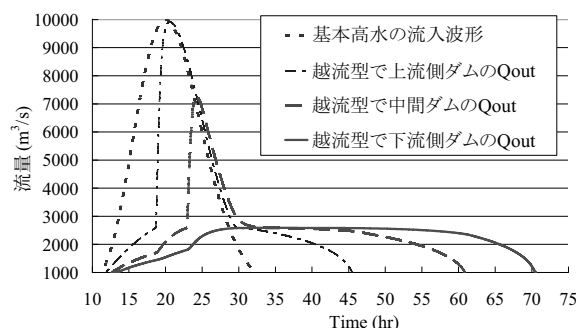


図-9 Case2-2で最下流のダムの貯水容量を使い切るように Q_a を小さくした越流型 (Case2-3) における流量の時間変化

おり、越流水深による水位上昇を加味しても、越流型 (Case2-3) では従来型 (Case2-4) よりも最大放流量が 29% も減少している。このような比較をCase1と平均すると、越流型の方が従来型よりも $20\sim 26\%$ 程度効果的ということになる。

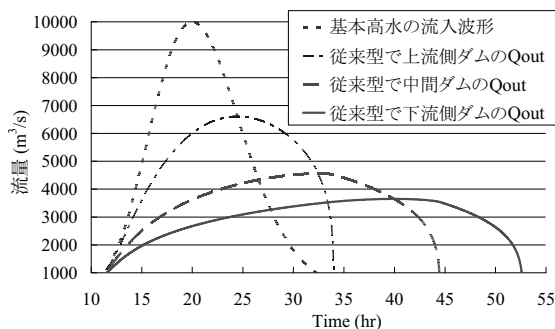


図-10 Case2-3の越流水深の分だけ堤高を大きくした従来型(Case2-4)における流量の時間変化

4. 越流型治水方式の貯水型ダムへの適用

(1) 但し書き操作の積極的活用と検討内容について

直列配置された流水型ダム群は、上流側が溢れることで下流側で効率的に洪水制御を行えることが明らかになってきた。更に、このような“ダムが溢れることを許容する”，もしくは“（大きな洪水に対しては，上流側のダムで）積極的に溢れさせる”という新しい治水の概念は，自然流下方式の流水型ダム以外のゲート操作を必要とする通常の貯水型ダムに対しても適用できる可能性がある。すなわち，貯水型ダムのゲート操作で非常時に行われる“但し書き操作”の積極的活用である。これは，比較的上流部に複数の貯水型ダムが直列に配置されている場合で，上流のダムの間の河川の傍らに人家などがなく，河川水位が上がったり溢れたりしても深刻な問題とはならないような流域において，上流側のダムで積極的に但し書き操作に移行するというものである。

上記のような洪水の制御方法の効果を簡便に評価するために，ここでは最上流部にゲート操作を行う通常の貯水型ダムが設置された流域に，更に連続して3基もしくは2基の流水型ダムが設置された場合を対象として検討する。すなわち，最上流のダムで洪水の人工制御を行った際，その後に結果的に溢れた場合と溢れなかった場合を設定し，人工制御された1基目のダムからの放流波形に応じて，下流側に設置された流水型ダムからの放流量がどのように異なるかを比較検討した。なお，但し書き操作では放流量の急増を防ぐために，その増加率をある程度抑えるのが通常であるが，ここでは簡単のために，極端なケースとして1基目のゲートを有するダムの満水時に瞬間的に放流量を流入量と等しくすることで，放流量が急増する場合を対象とした。

(2) 計算方法と計算条件(Case3)

ゲートを有する最上流のダムに流入する洪水は， $Q_p=8000(\text{m}^3/\text{s})$ ， $Q_b=150(\text{m}^3/\text{s})$ ， $t_p=20(\text{hr})$ ， $c=20$ の一山洪水とした（Case3）。まず，ゲート操作に応じた最上流のダムからの放流波形を以下の条件を満たすようにトライアル的に決定した。

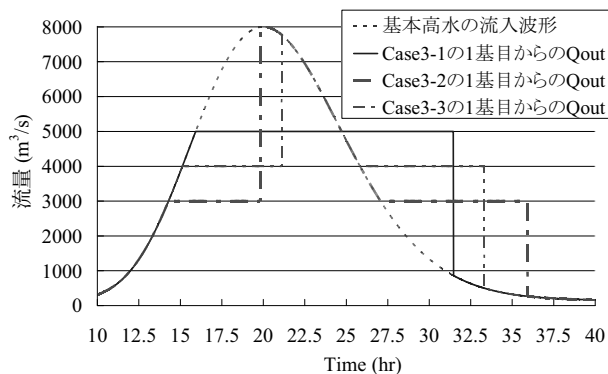


図-11 Case3における人工操作後の放流量の時間変化

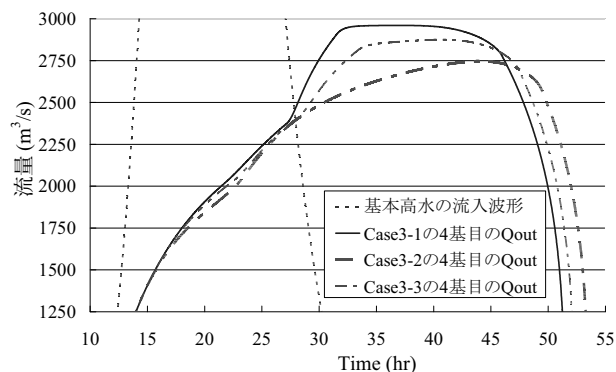


図-12 Case3における最下流のダムからの放流量の時間変化

Case3-1は仮想的なゲート操作により， $Q_a=5000(\text{m}^3/\text{s})$ の計画高水流量に達した時点でダムに貯水を開始し，放流量を $5000(\text{m}^3/\text{s})$ で一定に保っている内にダムが満水になったものの，その瞬間にダムへの流入量が $5000(\text{m}^3/\text{s})$ まで下がった場合であり，放流量を引き続き $5000(\text{m}^3/\text{s})$ で一定としてダムの水位を下げていき，貯水量が無くなった瞬間に放流量を流入量と等しくなるまで下げた場合である。すなわちCase3-1は，最上流のゲートを有するダムでは結果的に溢れることなく放流量が Q_a 以下に抑えられた（従来型の枠組みでは）理想的な制御結果である。一方，1基目の計画高水流量（すなわちゲート操作を行う流量）のみがCase3-1と異なる場合で $Q_a=3000(\text{m}^3/\text{s})$ の場合がCase3-2， $Q_a=4000(\text{m}^3/\text{s})$ の場合がCase3-3である。Case3-1が溢れない限界であることから，Case3-2とCase3-3では当然ながらダムが満杯になって溢れることになる。なお，ここでは越流型における流入波形による結果の差異を検討することから，Case3の3つのケースにおいて，2基目から4基目までの流水型ダムの計画高水流量はCase3-2の1基目と同一の $Q_a=3000(\text{m}^3/\text{s})$ で統一されている。

最上流のダムへの流入量とCase3の各ケースの人工制御後のダムからの放流量を図-11に示す。これらの1基目からの放流量を2基目以降の同じ大きさの流水型ダム群に流入させることで，人工制御に伴うダムからの放流波形により，最下流の流水型ダムからの放流量がどのように異なるかを比較した。なお，ダムの形状は図-1と相似であり，堤高は全て $H=100.5\text{m}$ である。

(3) 計算結果および考察 (Case3)

Case3の各ケースについて、最下流の4基目のダムからの放流量の時系列を最上流のダムへの流入量と併せて図-12に示す。これより、最大放流量は何れも Q_a 以下で、Case3-1は2960(m^3/s)であるのに対し、Case3-2は2747(m^3/s)、Case3-3は2875(m^3/s)となっており、3章の結果と同様に、結果的に溢れて放流量が急増した場合の方が、最下流のダムからの最大放流量は小さくなることが分かった。したがって、ゲートを有する貯水型ダムにおいて、但し書き操作を積極的に活用することは効果的である。

(4) 計算条件が異なる場合 (Case4)

Case3の検討は、ある1つの洪水波形と一種類のダムの大きさに対する検討に過ぎないため、ここではCase4として洪水波形および、ダムの大きさと数が異なる場合についての検討を行った。ダム3基が直列に配置された $Q_b=150(\text{m}^3/\text{s})$ の流域に $Q_p=10000(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $t_p=20(\text{hr})$ 、 $c=20$ の一山洪水が流入する場合を考える。ダムの堤高は全て $H=96.3\text{m}$ とし、Case3と同様に最上流のダムのみゲート操作が可能な貯水型ダムで、下流側の2つのダムは全て流水型とする。Case4-1は、最上流のゲートを有するダムでは結果的に溢れることなく放流量が $Q_a=7000(\text{m}^3/\text{s})$ 以下に抑えられた従来型の枠組みでは理想的な制御結果である。一方、計画高水流量のみがCase4-1と異なる場合で $Q_a=6000(\text{m}^3/\text{s})$ の場合がCase4-2、 $Q_a=6500(\text{m}^3/\text{s})$ の場合がCase4-3である。なお、Case4の3つのケースにおいて、2基目と3基目の流水型ダムの Q_a はCase4-2の1基目と同一の $Q_a=6000(\text{m}^3/\text{s})$ で統一されている。Case4の最上流のダムへの流入量と各ケースの1基目のダムの人工制御後の放流量の時系列を図-13に示す。

Case4の各ケースについて、最下流の3基目のダムからの放流量の時系列を最上流のダムへの流入量と併せて図-14に示す。これより、最大放流量は何れも Q_a 以下で、Case4-1が5978(m^3/s)であるのに対し、Case4-2は5747(m^3/s)、Case4-3は5871(m^3/s)となっており、Case3と符合した結果が得られ、但し書き操作を積極的に行う越流型の治水方式の有効性は本条件からも明らかである。

5. 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た場合、従来の考え方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流を許容することで、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。また、本研究で提案された上流側のダムの越流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。この場合、従来は禁忌とされてきた“但し書き操作”を大規模洪水に対してはむしろ

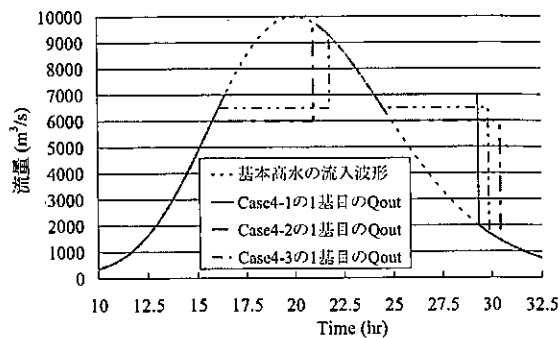


図-13 Case4における人工操作後の放流量の時間変化

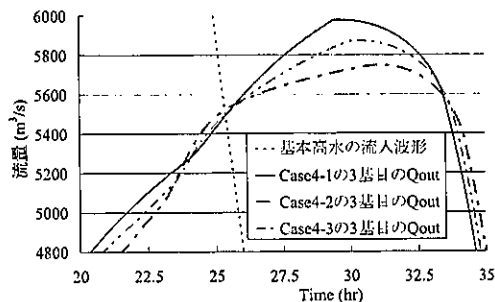


図-14 Case4における最下流のダムからの放流量の時間変化

積極的に実施することになる。この方法では、既存ダム群の操作方法を変えるだけで更なる洪水制御能力を引き出せるため、今後の地球温暖化による災害外力の増加に対する適応策としても利用価値は極めて高いものと考えられる。また越流型の本治水方式では、上流側のダムから貯水容量を目一杯使って洪水制御を行うため、現行操作では(支川からの流入がない場合などにも)起こり得る、“下流側のダムでは溢れて大きな被害が生じたにも拘わらず、上流側のダムでは貯水容量に余裕が残されていた”というようなダム批判の種は起こりえない。

謝辞：本研究の一部は、国土交通省建設技術研究開発助成および環境省環境研究総合推進費の援助のもとに実施された。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 角哲也：オーストリアにおける流水型ダム，ダム技術，No.277，pp.1-13，2009。
- 2) 中川学：「流水型穴あき式ダム」の安全性・環境影響を問う，<http://homepage3.nifty.com/nokki/bekkou.pdf>
- 3) 中島泰裕，押川英夫，小松利光：治水専用穴あきダムの洪水調節能力改善手法に関する研究，河川技術論文集，第15巻，pp.417-422，2009。
- 4) 押川英夫，今村友彦，小松利光：治水専用穴あきダムの河道内遊水池としての洪水制御効果に関する研究，水工学論文集，第55巻，pp.S_667-S_672，2011。
- 5) 土木学会：水理公式集〔平成11年度版〕，713p.，1999。
- 6) 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，第2編 河川編，2002。

(2011.5.19受付)