カスケード方式に基づく 流水型ダム群の洪水制御効果に関する研究

STUDY ON THE CASCADE TYPE FLOOD CONTROL USING DRY DAMS

押川英夫¹・小松利光²

Hideo OSHIKAWA 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 suggest a new flood control concept called ‘Cascade method’ 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 this study, the new flood control concept is applied to single and double peak flood events in a numerical simulation. Under the condition of common reservoir capacities, new flood control method permitting upstream dams to overflow except for a downstream dam is compared with the conventional one not to overflow in each dam. In addition, appropriate design high water discharges for plural dry dams are investigated. As a result of this study, it is made clear that the new method is more effective than the conventional one for double peak flood events as well as for single ones, and uniform design high water discharge for each dry dam is practically appropriate in the Cascade method.

Key Words : Dry dam, river flood, overflow, design high water discharge, Cascade method

1. はじめに

近年、流水型(穴あき)ダムの機能が見直され^{1)~3)}, 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⁴⁾, 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、押川ら⁵⁾は、直列に配置されたダム群を有する流域において有効な“ダムが溢れることを許容する”という新しい治水の概念を提案している。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。押川ら⁵⁾は、このような従来の考え方に基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、越流型もしくはカスケード方式と呼ぶ)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。その結果、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が顕著に強化されることを明らかにした。更に、直列に配置された通常の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明らかにしている。これは、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”の積極的活用に対応するものである。なお、ダムが建設される場所は元来周辺住民が少ない箇所であり、連続的に複数のダムが造られている河川も比較的多いことから、本手法を適用可能な場所は少なくないものと考えられる。

越流型のカスケード方式では、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に、一山洪水に対しては洪水制御能力が強化されるものの、二山目以降の洪水に対する制御能力が危惧される。そこで本研究では、前報⁵⁾でも検討された一山洪水に加えて、二山洪水に対する洪水制御能力について同様な数値シミュレーションにより検討した。また、これまでの研究では、簡単のために上流側から最下流のダムまでの計画高水流量を等しくすることで、上流側のダムで越流が生じ易い状

況を実現していた．しかしながら，必ずしも一定である必要はないため，最下流のダムを除いて上流側ダムの計画高水流量を最適化することも本方式の更なる効率化のための重要な選択肢となる．そこで，2基および3基の流水型ダムが配置される場合を対象に，適切な計画高水流量について検討した．

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ないと仮定した．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³⁾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²⁾と同様に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．

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

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， $V_i(t)$ はそのダムに貯留されている水の体積， t は時間， Q_{in_i} はダムへの流入流量， Q_{out_i} 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な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_{out_i} がその下流の $i+1$ 番目のダムへの流入量 $Q_{in_{i+1}}$ となる ($Q_{out_i} = Q_{in_{i+1}}$)．堤体下部の常用洪水吐き（いわゆる“穴”）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，洪水が非常用洪水吐きをオーバーフローする際の放流量の決定には，押川ら³⁾と同様に越流公式⁶⁾を用いた．なお本研究では，簡単のために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と二山洪水に対してそれぞれ式(2)⁷⁾，式(3)を与えた．

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

$$Q_{in}(t) = Q_b + (Q_{p1} - Q_b) \left\{ \frac{t}{t_{p1}} \exp \left(1 - \frac{t}{t_{p1}} \right) \right\}^{c_1}$$

$$+ (Q_{p2} - Q_b) \left[\frac{\text{Max} \{ (t - \Delta t_p), 0 \}}{t_{p1}} \exp \left(1 - \frac{\text{Max} \{ (t - \Delta t_p), 0 \}}{t_{p1}} \right) \right]^{c_2} \quad (3)$$

ここで， t_p [$= t_{p1} = 20$ (hr)] は洪水のピーク到達時間， Q_b [$= 219$ (m^3/s)] は河川の平常流量， Q_p は洪水のピーク流量， c ($= c_1 = c_2 = 20$) は洪水波形に関する定数である．また，添え字の数字は二山洪水の場合の一山目と二山目の洪水波形を意味しており， $\Delta t_p = t_{p2} - t_{p1}$ である．

複数のダムの効果の比較を容易にするため，本研究では対象とするダムの大きさと形状は（常用洪水吐きの断面積を除いて）全て同一としており，堤高 $H=100\text{m}$ で堤頂長 222m の2次関数断面である．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，非常用洪水吐きの幅は堤頂長と等しく設定されているために，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は十分に高いものとする．河床（湖底）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，ダム湖の水位 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．

3. 一山洪水に対する洪水制御効果の検討

始めに，以降の検討の参考として， $Q_p = 8887$ (m^3/s)の一山洪水に対する押川ら⁵⁾による従来型 [$Q_{a1} = 6773$ (m^3/s), $Q_{a2} = 5646$ (m^3/s), $Q_{a3} = 4792$ (m^3/s)で，今後はBPと呼ぶ]と越流型の3基の流水型ダム群における洪水制御の結果を併せて図-1に示す (Case1-1)．従来型から越流型への変更点としては，各ダムの計画高水流量 Q_a を最下流のダムの値 $Q_{a3} = 4792$ (m^3/s)で統一しただけである．具体的には，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っている．図-1より，3基目の下流側ダムからの最大放流量は従来型が Q_{a3} と同じ 4792 (m^3/s)であるのに対し，越流型は 4540 (m^3/s)で従来型よりも顕著に小さくなっていると同時に，洪水制御能力（すなわち，貯水容量）にまだ余裕があることが理解される．

次にCase1-2として，同じダム群を用いた場合で流入量のピーク [式(2)の Q_p] のみを大きくしていき下流側ダムから溢れない限界の洪水波形を求めた越流型の結果（制御可能な限界の超過洪水），および同じ流入波形に

図-1 従来型（BP）と越流型における流量の時間変化 [押川ら⁵⁾より引用された結果， $Q_p = 8887$ (m^3/s)]

対するBPの従来型の洪水制御の結果を図-2に示す．図-1より従来型の基本高水流量（流入波形の最大値）は8887 (m³/s)であるのに対し，図-2の越流型では9719 (m³/s)の洪水まで適応可能であり，洪水の制御手法を変えることにより，この条件では1割程度大きな洪水まで制御可能となっている．一方，Case1-2の従来型の下流側ダムでの最大放流量は6134 (m³/s)で大きく溢れている．

次に Q_p のみが更に大きい場合として， $Q_p=10325$ (m³/s)のCase1-3の従来型と越流型の洪水制御結果を図-3に示す．これより，越流型と従来型の最大放流量は6681 (m³/s)で等しく，下流側ダムの $Q_a=4792$ (m³/s)に対してともに著しく溢水していることが分かる．

図-1～図-3の結果より， $Q_p \leq 9719$ (m³/s)の範囲では，越流型では最下流のダムで溢れることなく適切な洪水制御が行われるとともに，最大放流量は従来型よりも小さくなることが理解される．従来型が溢れないのは $Q_p \leq 8887$ (m³/s)の場合であることから， $9719(\text{m}^3/\text{s}) < Q_p < 10325(\text{m}^3/\text{s})$ の越流型では，従来型と同様に溢れるものの，越流型にすることで得られた効果の蓄え（いわば貯蓄の切り崩し）により越流型の方が効果的ということになる．一方， $Q_p > 10325$ (m³/s)のような極端に大きな洪水になると（この条件では，基本高水を16%以上越える超過洪水の場合），従来型と越流型はともに著しく溢水するとともに，従来型に比較して越流型の方が，最大放流量はむしろ大きくなる．

図-2 越流型において制御可能な限界の一山洪水とその際の従来型と越流型のダムからの放流量 [$Q_p=9719$ (m³/s)]

図-3 越流型と従来型がともに溢れる一山洪水に対する各ダムからの放流量の時系列 [$Q_p=10325$ (m³/s)]

4. 二山洪水に対する洪水制御効果

(1) 洪水のピーク時間の間隔が長い場合

a) 同じ大きさの洪水が続けて来襲する場合 (Case2-1)

3章と同じダム3基が直列に配置された流域に，式(3)で $Q_{p1}=Q_{p2}=8887$ (m³/s)， $\Delta t_p=22$ (hr)の二山洪水が流入した際の従来型と越流型の各ダムからの放流量を比較検討した (Case2-1，図-4参照)．なお本研究では，以降の全てのケースで洪水の一山目は図-1に示された波形と同一であり，一山洪水に対する研究成果との比較を容易にしている．すなわち，一山目が計画通りの基本高水波形で，二山目の流入により超過洪水（もしくは限界の基本高水）となる場合について検討がなされている．

まず，従来型の洪水制御について検討する．従来型の Q_a はBPと同じであり，図-4の従来型の一山目の放流量の極大値は上流側から6773 (m³/s)，5646 (m³/s)，4797 (m³/s)で，最下流のダムのみ僅かに溢れているもののほぼ Q_a 以下の放流量となっており，一山目については従来型の計画に則った洪水制御が行われていることになる．一山洪水であれば適切に制御できるはずの洪水が最下流でのみ若干溢れているのは，二山目の洪水の影響が僅かに一山目に及んでいることを意味しており，この二山洪水は Δt_p が比較的長い条件ということになる．しかしながら，図-4の従来型の二山目の極大値（最大放流量）は，上流側から6773 (m³/s)，5679 (m³/s)，5519 (m³/s)となっており，1基目のダムでは Q_a 以下の放流に抑えられたものの2基目以降のダムでは Q_a 以上となっており，特に3基目では700 (m³/s)以上も溢水している．

図-4より， Q_a を最下流の $Q_{a3}=4792$ (m³/s)で統一した越流型の下流側ダムからの最大放流量は4752 (m³/s)で，従来型の最大放流量5519 (m³/s)よりも14%低く抑えられており，二山洪水についても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，この条件では従来型のみが溢水しており，洪水制御能力を定量的に評価するにはある意味で不公平な比較となっている．なお，一山目に関しても図-4において越流型の下流側ダムからの放流量の極大値は（図-1と同じ）4540(m³/s)で，従来型の下流側ダムからの放流量の極大値4797 (m³/s)よりも小さくなっている．

図-4 従来型と越流型の放流量の比較 (Case2-1, $\Delta t_p=22$ hr)

b) 従来型と越流型が共に溢水しない場合 (Case2-2)

$\Delta t_p=22(\text{hr})$ のままで従来型でも溢水しない条件の下で比較を行うために、まずは従来型の洪水制御で対象とする洪水波形を求めた (Case2-2)。Case2-1では、従来型の二山目において顕著に溢れたことから、 Q_{p2} の値を徐々に小さくして全てのダムで溢れない限界を求めたところ、 $Q_{p2}=8205 \text{ (m}^3/\text{s)}$ となった。その際、 Q_a は上流側から $Q_{a1}=6773 \text{ (m}^3/\text{s)}$ 、 $Q_{a2}=5646 \text{ (m}^3/\text{s)}$ 、 $Q_{a3}=4794 \text{ (m}^3/\text{s)}$ であり、二山目の影響による溢水を防ぐために Q_{a3} のみBPの $4792 \text{ (m}^3/\text{s})$ よりも僅かに大きくしている。つまりこの二山洪水は、これらのダム群に対する基本高水波形に相当しており、僅かでも Q_{p2} を大きくするか、もしくは Δt_p を小さくすれば溢水するケースである。その後、 Q_a を最下流の $4794 \text{ (m}^3/\text{s})$ で一定として、同じ二山洪水に対して越流型の計算を行った。

従来型と越流型の放流量の時系列を併せて図-5に示す。これより従来型の放流量の極大値は、一山目で上流側から $6773 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $5646 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $4794 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、二山目で上流側から $6497 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $5484 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $4794 \text{ (m}^3/\text{s})$ となっており、従来型の洪水制御が適切に行われていることが分かる。一方、越流型における下流側ダムからの放流量の極大値は、一山目が $4542 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、二山目が $4519 \text{ (m}^3/\text{s})$ である。したがって、Case2-1と同様に一山目に対する下流側ダムの放流量のピークが越流型 [$4542 \text{ (m}^3/\text{s})$] では従来型 [$4794 \text{ (m}^3/\text{s})$] よりも小さくなっているだけでなく、二山目に対しても越流型 [$4519 \text{ (m}^3/\text{s})$] では従来型 [$4794 \text{ (m}^3/\text{s})$] よりも5.7%洪水制御能力が強化されている。なお、越流型の下流側ダムの最大放流量は Q_a よりもかなり小さく、洪水制御能力 (すなわち、貯水容量) にまだ余裕がある。そこで、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の計算を行ったところ、紙面の都合上図などは割愛するものの、最下流のダムからの最大放流量は $4413 \text{ (m}^3/\text{s})$ となっており、従来型の $4794 \text{ (m}^3/\text{s})$ と比較すると8%小さくなっていた。

(2) 洪水のピーク時間の間隔が中位の場合 (Case3)

a) 洪水の二山目が極端に大きくない場合 (Case3-1)

洪水のピーク時間の間隔がCase2よりもやや短くなった $\Delta t_p=18(\text{hr})$ の場合 (Case3) として、まずはBPの流域に $Q_{p2}=7389 \text{ (m}^3/\text{s})$ の二山洪水が流入した場合を検討した (Case3-1の図-6参照)。なお、二山目の流入量のピークは、 $7439 \text{ (m}^3/\text{s})$ と Q_{p2} よりもある程度大きくなっている。

図-6より、従来型の3基のダムからの放流量には洪水の2つのピークに対応して2組の極大値が存在しており、1組目は上流側から $6773 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $5652 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $5122 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、2組目は上流側から $6159 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $5453 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $5448 \text{ (m}^3/\text{s})$ となっている。Case2-1と同様に、従来型の本ケースは3基のダムで制御可能な限界の洪水が一山目として流入後に、引き続いて二山目の洪水が流入した場合であること

図-5 従来型と越流型の放流量の比較 (Case2-2, $\Delta t_p=22\text{hr}$)

図-6 従来型と越流型の放流量の比較 (Case3-1, $\Delta t_p=18\text{hr}$)

から基本的に溢水する。1基目のダムでは洪水の二つの山に対して Q_{a1} 以下の放流量で抑えられたものの、2基目のダムで既に溢水しており、3基目の下流側では $650 \text{ (m}^3/\text{s})$ 以上も溢れている。

一方、 Q_a を $4792 \text{ (m}^3/\text{s})$ で統一した越流型では、3基目のダムからの放流量の最大値は $4792 \text{ (m}^3/\text{s})$ と Q_a に等しくなっており、適切な洪水制御が行われているとともに、下流側ダムからの最大放流量を比較すると、12%越流型が従来型よりも小さくなっている。しかしながら、本ケースも溢れている従来型と (最下流では) 溢れていない越流型の比較であることから、定量的な比較には不適切な面がある。なお、 $Q_{p2}=7389 \text{ (m}^3/\text{s})$ が越流型で溢れない限界であることから、 $Q_{p2} \leq 7389 \text{ (m}^3/\text{s})$ であれば、他の条件を固定した場合の越流型では下流側ダムで溢れることなく適切な洪水制御が行われることになり、最大放流量は従来型よりも小さくなる。

b) 洪水の二山目が大きい場合 (Case3-2)

Case3-1とほぼ同じ条件で、洪水の二山目のピークのみが $Q_{p2}=7592 \text{ (m}^3/\text{s})$ まで大きくなったCase3-2を検討する。なお、Case3-1よりも厳しい洪水となることから、本ケースの従来型と越流型はともに溢水する (図-7参照)。

Case3-1と同様にCase3-2では、図-7より従来型の3基のダムからの放流量には2組の極大値が存在しており、1組目は上流側から $6773 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $5652 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $5132 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、2組目は上流側から $6255 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $5511 \text{ (m}^3/\text{s})$ 、 $5506 \text{ (m}^3/\text{s})$ となっている。すなわち、各ダムで溢水を容認できない従来型において中間ダムと下流側ダムが溢水している。一方、越流型においても、下流側ダムで $Q_a=4792 \text{ (m}^3/\text{s})$ に対

図-7 従来型と越流型の放流量の比較 (Case3-2, $\Delta t_p=18\text{hr}$)

図-8 従来型と越流型の放流量の比較 (Case4, $\Delta t_p=15\text{hr}$)

して(二山目に相当する)最大放流量が従来型と等しい $5506(\text{m}^3/\text{s})$ と溢水が発生している。しかしながら、従来型の下流側ダムでは一山目で既に溢れているものの(33時間付近参照)、越流型の一山目では極大値がなくなっているとともにまだ溢れておらず、結果的に溢れる場合(43時間付近参照)にも越流型ではピークの遅延効果が期待できる。

図-6と図-7の結果より、 $\Delta t_p=18(\text{hr})$ に固定して考えると、 Q_{p2} が0(一山洪水)から $7592(\text{m}^3/\text{s})$ の範囲では、下流側ダムからの最大放流量は従来型に比較して越流型の方が小さくなる。一方、 $Q_{p2}>7592(\text{m}^3/\text{s})$ のような極端に大きな二山洪水になると、従来型と越流型はともに著しく溢水するとともに、従来型に比較して越流型の方が、最大放流量はむしろ大きくなる。なお、 $7389(\text{m}^3/\text{s})<Q_{p2}<7592(\text{m}^3/\text{s})$ の越流型では、従来型と同様に溢れるものの、越流型の効果の蓄えにより越流型の方が効果的ということになる。ちなみにこれらの点は、3章の一山洪水における議論と定性的には同じである。

(3) 洪水のピーク時間の間隔が短い場合 (Case4)

二山洪水のピーク時間の間隔が短い場合として、 $\Delta t_p=15(\text{hr})$ 、 $Q_{p2}=8148(\text{m}^3/\text{s})$ のCase4を検討した。

従来型において、この Δt_p ではBPを与えると当然溢水するため、 Q_a をある程度大きくして $Q_{a1}=6777(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $Q_{a2}=6258(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $Q_{a3}=5920(\text{m}^3/\text{s})$ としている(図-8の従来型参照)。本ケースは、上流側のダムでは一山目において基本高水が流入したためにピーク流量が Q_{a1} に等しくな

り何とか制御が行われた場合であるが、引き続き二山目として比較的大きな洪水が流入して再びピーク流量が Q_{a1} に等しくなった場合である。更に、2基目と3基目のダムについても二山目の洪水に伴う最大放流量をちょうど Q_{a2} および Q_{a3} の値で制御出来た場合である。つまりこの二山洪水は、これらのダム群に対する基本高水波形に相当している。なお、本ケースでは Δt_p が短いために、2基目以降のダムからの放流波形はほぼ一山となっている。

Q_a を最下流の $5920(\text{m}^3/\text{s})$ に等しくした越流型の最大放流量は $5917(\text{m}^3/\text{s})$ で、従来型と比較して僅かに小さくなっているもののほぼ等しくなっている(図-8参照)。これは、越流型と従来型で下流側(および中間)ダムの放流波形の差異が小さいことによる。越流型では、図-1で理解されるように、一般に下流側ダムからの放流量の時系列波形が変形して緩やかになり、その結果放流量のピークも遅れて小さくなることで従来型に比べて効率的な洪水制御を行う。つまり Δt_p が短い二山洪水では、洪水波形に変形の余地が少ないために、越流型の洪水制御能力が発揮されにくくなっている。

5. 越流型における適正な計画高水流量の検討

(1) 概要と計算方法

これまでの越流型の研究では、簡単のために上流から下流までの全てのダムで Q_a を一定にすることで、上流側のダムが溢れ易い状況を実現していた。そこでより効果的な Q_a の設定を可能にすべく、2基もしくは3基の直列配置された越流型の流水型ダム群において、 Q_a の比に応じた最下流のダムからの最大放流量の変化を検討した。

本章で行うシミュレーションの方法と計算条件は前章までと同じ点が多いため、異なる点のみ説明する。対象とする洪水は、式(2)で $Q_p=8887(\text{m}^3/\text{s})$ の基本的な一山洪水であり、最下流のダムのみ Q_a を固定して、上流側(および中間)ダムの Q_a を系統的に変化させた計算を行った。

(2) 2基の流水型ダムが直列に配置された場合 (Case5)

Q_a が一定の越流型で流水型ダム2基が直列に配置される場合の Q_a の値は、従来型の2基目、すなわちBPの Q_{a2} と同じ $5646(\text{m}^3/\text{s})$ である。したがって、下流側は $Q_{a2}=5646(\text{m}^3/\text{s})$ に固定して、 Q_{a1} のみ変化させて2基目のダムからの最大放流量を比較することで、最適な Q_{a1} の値、すなわち Q_{a1}/Q_{a2} の比を求めることが出来る。

横軸を Q_{a1}/Q_{a2} 、縦軸を無次元化された下流側ダムからの最大放流量 $Q_{out2Max}/Q_{a2}$ とした結果を図-9に示す。これより、 $Q_{a1}/Q_{a2}=0.987$ に最小値を持つことが分かる。しかしながら、 Q_{a1}/Q_{a2} がおおよそ0.7から1.2の範囲では、 $Q_{out2Max}/Q_{a2}$ は1程度であるとともに、 Q_{a1}/Q_{a2} の最適値もある程度の条件依存性が予想されるため、簡便さも考慮すると2基の場合の適切な流量比は $Q_{a1}/Q_{a2}=1$ と考えられる。

図-9 Q_{a1} に応じた最下流のダムからの最大放流量の変化

表-1 ダムが3基の場合の計算条件および計算結果(Case6)

CaseNo.	Q_{a1}/Q_{a3}	Q_{a2}/Q_{a3}	Q_{a3}/Q_{a3}	$Q_{out3Max}^*$
6-1	1	1	1	1
6-2	0.6	0.8	1	1.0100
6-3	0.7	0.85	1	0.9999
6-4	0.8	0.9	1	0.9905
6-5	0.86	0.93	1	0.9855
6-6	0.87	0.935	1	0.9849
6-7	0.88	0.94	1	0.9848
6-8	0.89	0.945	1	0.9851
6-9	0.9	0.95	1	0.9858
6-10	0.92	0.96	1	0.9878
6-11	0.96	0.98	1	0.9934
6-12	0.98	0.99	1	0.9967
6-13	0.99	0.995	1	0.9983
6-14	0.9	1.1	1	1.0185
6-15	0.95	1.05	1	1.0093
6-16	0.99	1.01	1	1.0017
6-17	1.2	1.1	1	1.0316
6-18	1.1	1.05	1	1.0168
6-19	1.02	1.01	1	1.0034
6-20	0.9327	0.9327	1	0.9849

なお、 $Q_{a1}/Q_{a2}=1.2$ を境に $Q_{out2Max}/Q_{a2}$ が急増するが、この時の Q_{a1} の値はBPの $Q_{a1}=6773$ (m³/s)に相当する。すなわち、2基の場合の従来型よりも Q_{a1} が大きくなったことによる。一方、 $Q_{a1}/Q_{a2}<0.66$ における $Q_{out2Max}/Q_{a2}$ の急増は、常用洪水吐きの断面積が小さすぎるための溢水に起因する。

(3) 3基の流水型ダムが直列に配置された場合(Case6)

流水型ダム3基が直列に配置される場合、下流側はBPの $Q_{a3}=4792$ (m³/s)に固定されるものの、 Q_{a1} と Q_{a2} が任意に選択できることから最適値を求めることは容易ではない。そこで、表-1に示すように $Q_{a1}:Q_{a2}:Q_{a3}$ を一定の条件の下で変化させて、適切な計画流量比を検討した。表中の $Q_{out3Max}^*$ は、各ケースにおける最下流のダムからの最大放流量を、 Q_a が一定の場合のCase6-1の最大放流量で無次元化した値である。なお、Case6-20については、前節のダム2基の場合において $Q_{a1}/Q_{a2}=1$ が実用的との結果を考慮して、上流側から2つのダムの Q_a は一定とした上で、 Q_{a1}/Q_{a3} の割合のみを変化させた計算を予め行って得られ

た最適な割合のケースである。

表-1より、全体的には上流側の2つの Q_a を小さくすることで、最大放流量の低減が可能となることが分かる。しかしながら、その低減率は1%程度と非常に小さく、ダム2基の場合と同様に、越流型の Q_a は実用的に上流から下流まで一定で良いものと判断される。なお、Case6-2で $Q_{out3Max}^*>1$ となっているのは、ダム2基の $Q_{a1}/Q_{a2}<0.66$ の場合と同様に、上流側および中間ダムの常用洪水吐きが小さすぎることに因る。

6. おわりに

本研究の結果、山間部の上流側のダムの溢水を許容するカスケード方式による洪水制御手法は、一山洪水だけでなく二山洪水に対しても効果的であることが分かった。しかしながら、二山洪水のピークの時間間隔がある程度短くなると、カスケード方式で特徴的な放流波形の変形が小さくなることから、越流が許容できない従来型のダム群の洪水制御能力との差異が小さくなる。

カスケード方式による洪水制御では、越流を許容できる上流側のダムの計画高水流量を越流が許容できない最下流の計画高水流量よりも小さくすることで最大放流量の低減が可能となる。しかしながら、その低減率は大きくないため、上流から下流まで同一の計画高水流量を与えることが実用的である。なお、本研究では支川からの流入などを考慮していないため、実際の設計においては、それらを考慮した計画高水流量の配分が必要となる。

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：オーストラリアにおける流水型ダム，ダム技術，No.277，pp.1-13，2009.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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>
- 5) 押川英夫，三戸佑夏，小松利光：流水型ダム群の洪水制御効果に関する研究，河川技術論文集，第17巻，pp.317-322，2011.
- 6) 土木学会：水理公式集〔平成11年度版〕，713p.，1999.
- 7) 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. 9. 30受付)