カスケード方式に基づく直列配置された 流水型ダム群の洪水制御能力の評価

ESTIMATION OF FLOOD CONTROL CAPABILITY OF MULTIPLE DRY DAMS CONSTRUCTED IN SERIES BASED ON CASCADE METHOD

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 工学研究院環境社会部門（〒819-0395 福岡市西区元岡744）

²フェロー 工博 九州大学大学院特命教授・名誉教授 工学研究院環境社会部門（同上）

A new flood control concept called ‘Cascade method’ which permits multiple dams around an upstream region in a river basin to overflow from their emergency spillways has been suggested. In this study, Cascade method was compared with a conventional flood control method under conditions that multiple dry dams have the same reservoir capacity in order to understand the flood control mechanism of Cascade method. In the conventional method, upstream dams transform flood hydrograph horizontally and remain its peak partially at an end of the flood. Therefore, a downstream dam has to function again in order to reduce the remained peak. On the other hand, multiple dams in Cascade method transform the hydrograph vertically and reduce its peak linearly. In addition, empirical formulas were established to estimate quantitatively the flood control capability of multiple dry dams constructed in series in Cascade method.

Key Words : Cascade method, dry dam, flood control, overflow, empirical formula

1. はじめに

近年地球温暖化によると思われる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、大規模超過洪水による水・土砂災害の発生も危惧されている¹⁾。しかしながら、我が国の社会・防災基盤は高度経済成長期に整備されたものが多く、その大部分は老朽化しつつある。ごく最近では国土強靱化が一部で叫ばれるようになっているものの、世界的な不況の影響もあり、大規模な防災施設の新設や積極的な施設更新が中長期的に続くとは考えにくく、既存施設の有効利用などの智慧を絞った防災対策が今後益々必要になってくるものと考えられる。

このような背景の下で、我々は今後増大するであろう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。特に日本では、今時の震災特需を別とした公共事業費の著しい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、今後は小規模なインフラ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（穴あき）ダムの機能が見直され、島根県の益田川ダム・鹿児島県の西之谷ダムに代表されるように各地で計画されて既に施工されるまでになってきた^{2)~4)}。しかしながら、本格的な治水専用ダムとしての例は少なく、幾つかの課題も指摘されていることから^{5)~6)}、今後の研究成果の蓄積による問題解決が望まれている。

このような状況の下、押川ら⁷⁾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“ダムの水が（非常用洪水吐きを通して）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（下流の河道に応じた）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。著者ら^{7)~11)}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、山間部に位置する上流側のダムで非常用洪水吐きからの放流を許容することで、一般的にはより重要な下

流側流域のための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、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⁷⁾¹¹⁾。

これまでの研究⁷⁾¹¹⁾により、越流型の洪水制御方式を採用することで、従来型と比較して洪水制御能力が強化されることが明らかとなってきた。今後のカスケード方式の実用化にあたっては、実水域に本方式を適用した場合の具体的な効果の予測が必要となる。しかしながら、これまでの限られた条件の数値解析や室内実験に基づいた結果では、カスケード方式の洪水制御能力の定量的な検討・評価が出来ていなかった。そこで、前報¹¹⁾で示した従来型と越流型の洪水制御能力の差異の2つの要因〔①従来型で行われている2度手間な洪水制御が越流型では行われない、②洪水波形の前傾化〕の内、主因となる①について、更に平易な解釈を試みるとともに、解析条件を系統的に変えた数値シミュレーションを行うことにより、カスケード方式の洪水制御効果を定量的に推定するための簡便な評価式の導出を試みた。

2. シミュレーションの概要と計算条件

(1) シミュレーションの概要

複数のダムが連続的に配置された対象流域において、ここでは簡単のために上流側からの流入量以外に降雨や支川からの流入等はないと仮定した。また、後述の結果から明らかのように、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ダム群は、上流の山間河川部で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、越流型ではダム群の設置領域全体を実質的な河道内遊水池¹²⁾と見なしており、最下流のダムからの越流のみが問題となる。

本研究では、細田による一次元の常流・射流混在流れを解析するコード¹³⁾を適宜修正して用いており、基本的には押川ら⁹⁾¹¹⁾が用いたものと同じである。基礎式は以下の連続の式(1)と一次元の運動方程式(2)である。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial uQ}{\partial x} + gA \frac{\partial z_s}{\partial x} \cos \theta = -\frac{gAn^2}{R^{4/3}} u|u| \quad (2)$$

ここに、 Q ：流量、 A ：流水断面積、 u ：流下方向の断面平均流速、 z_s ：基準水平面からの水位、 R ：径深、 g ：重力加速度、 x ：流下方向の空間座標、 t ：時間、 θ ：河床（ x 軸）と水平面のなす角度、 n [=0.03(m^{-1/3}s)]：Manningの粗度係数である。

図-1 対象とする流水型ダムの概略図

本研究では、堤体の強度は十分なものとして検討しないことから、計算上のダム堤体は薄い不透透壁とした。直列配置された複数のダムの効果の比較を容易にするため、対象とするダムの断面形状は（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 で堤頂長 L の2次関数形である（図-1参照）。ここでは2次関数断面のダムの底部を河道として河川水が流下するものとする。河床勾配 $\tan \theta$ は0.01 である。河床の常用洪水吐き（穴あきダムの“穴”）の断面積 A_b は、ダム前面の水位が堤高 H と等しくなった時点で放流量が（ダム下流側の）計画高水流量 Q_a に等しくなるように設計した。常用洪水吐きからの放流量 Q_{out-b} は、 A_b がダム前面の流水断面積と比べて十分に小さいと考え、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、各ダムの非常用洪水吐きについては、クレスト自由越流形式のゲートレスダム（いわゆる“坊主ダム”）を対象としており（図-1参照）、越流流量の計算には越流公式 $Q_{out-u} = KBh^3/2$ を用いた¹⁴⁾。ここで B は越流幅、 h は越流水深（非常用洪水吐きのクレストからの貯水位）、 K は流量係数であり、越流する際は全幅で越流する($B=L$)。各ダムからの総放流量は $Q_{out} = Q_{out-b} + Q_{out-u}$ である。また、簡単のために堆砂容量等は無視している。

流下方向の計算領域は $L_{cd}=200(\text{km})$ で、今後は特に断らない限り、等間隔の50(km)、100(km)、150(km)の3箇所に同じ大きさの流水型ダムが設置された流域を対象とする。すなわち、ダム間距離は $L_{cd}=50(\text{km})$ である。計算格子間隔は1.0(km)、流下方向の計算格子数は200、時間格子間隔は $\Delta t=1.0(\text{s})$ 、計算時間は条件に応じて変更しており、初期条件と同じ等流状態に回復する時間を設定している（72時間以上）。

境界条件となる計算領域の上流端で発生する洪水の流入流量 Q_m には、一山洪水を示す以下の式(3)を与えた¹³⁾。

$$Q_{in}(t) = Q_b + (Q_p - Q_b) \left\{ \frac{t}{t_p} \exp \left(1 - \frac{t}{t_p} \right) \right\}^c \quad (3)$$

ここで、 t_p (=30 hr)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定数である。下流端の境界条件にはノイマン条件、初期条件としては Q_b を基にした等流の条件を与えている。

(2) 計算条件の詳細

本研究では、カスケード方式の洪水制御能力の定量評価を目指しているため、洪水波形（ハイドログラフ）を系統的に変化させた上で、従来型と越流型の洪水制御効果を比較・検討した。具体的には、流水型ダムに流入してくる洪水の規模（洪水の総量、以降では ΣQIN と表記する）が同じ条件の下で、式(3)の Q_p および係数 c を適宜変えることで、洪水の規模が同じで波形のみが異なるハイドログラフを実現した（CaseAおよびCaseB）。なお、 ΣQIN は Q_b を除いた Q_m の長時間の積分値で、次式で表現される（本研究では $T_c=178\text{hr}$ ）。

$$\Sigma QIN = \int_{t=0}^{t=\infty} \{Q_m(t) - Q_b\} dt \approx \sum_{t=0}^{T_c} \{Q_m(t) - Q_b\} \Delta t \quad (4)$$

洪水波形の条件を主要なダムの諸量と併せて表-1に示す。ここで、対象洪水の例として、 ΣQIN が一定のCaseBの流入ハイドログラフの例を図-2に示す。更なる計算条件として、流入洪水の波形はCaseB（CaseB1～CaseB9）と同じで、設置するダムの大きさ（ H と L ）を変えた場合をCaseC、CaseD、CaseEとした（各Caseで9通り）。 $c=20$ の場合を例に、CaseAからCaseEの主な計算条件を表-2に示す。ただし、 V はダム1基の貯水容量である。

3. カスケード方式の洪水制御能力の評価

(1) カスケード方式の基本的な洪水制御能力

始めに、以降の検討の参考として、CaseB5を対象に押川ら^{7, 9, 11)}が行ったような従来型と越流型の3基の流水型ダム群による洪水制御の比較を行う。まず、従来型の洪水制御に基づいて、3基全てのダムが越流しない限界の計画高水流量 Q_{ai} （各常用洪水吐きの断面積に対応、 i は上流側からのダムの番号）を求めた。その結果、 $Q_{a1}=4200(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $Q_{a2}=3300(\text{m}^3/\text{s})$ 、 $Q_{a3}=2648(\text{m}^3/\text{s})$ となった。

次に、越流型の場合の例として、上流側から下流側まで Q_a を一定とした場合（ $Q_{a1}=Q_{a2}=Q_{a3}=Q_a$ ）で、下流側ダムからの越流が生じない限界を求めたところ、 $Q_a=1798(\text{m}^3/\text{s})$ が得られた。CaseB5の越流型と従来型の放流量の時系列 Q_{outi} を流入洪水と併せて図-3に示す。越流型では $Q_{3Max}=Q_a=1798(\text{m}^3/\text{s})$ であることから、従来型の $Q_{3Max}=Q_{a3}=2648(\text{m}^3/\text{s})$ と比較するとピークが32%小さくなっている。ただし、 Q_{iMax} は各ダムからの最大放流量である。この結果からも、越流型を採用することで、従来型よりも洪水制御能力が顕著に強化されることが理解される。なお、これらの結果は過去の著者ら^{7, 9, 10, 11)}の検討結果（17～40%の低減）と同程度となっている。

(2) カスケード方式の洪水制御機構

前報¹¹⁾で著者らは、従来型と比較して越流型の洪水制御能力が顕著に強化される主な理由を示した。それは、「従来型では複数のダムで放流量のピークを徐々に低減

表-1 CaseA (CaseA1～CaseA8)とCaseBの計算条件

Case No.	Q_p [m^3/s]	c	Q_b [m^3/s]	H [m]	L [m]
CaseA1	3000.0	2.6578	250.0	100.0	297.01
CaseA2	4000.0	4.8073	250.0	100.0	297.01
CaseA3	5000.0	7.6154	250.0	100.0	297.01
CaseA4	6000.0	11.083	250.0	100.0	297.01
CaseA5	7000.0	15.212	250.0	100.0	297.01
CaseA6	8000.0	20.000	250.0	100.0	297.01
CaseA7	9000.0	25.449	250.0	100.0	297.01
CaseA8	10000.0	31.558	250.0	100.0	297.01
CaseB1	2000.0	2.0675	200.0	100.0	269.32
CaseB2	3000.0	4.7860	200.0	100.0	269.32
CaseB3	4000.0	8.6788	200.0	100.0	269.32
CaseB4	5000.0	13.750	200.0	100.0	269.32
CaseB5	6000.0	20.000	200.0	100.0	269.32
CaseB6	7000.0	27.429	200.0	100.0	269.32
CaseB7	8000.0	36.037	200.0	100.0	269.32
CaseB8	9000.0	45.825	200.0	100.0	269.32
CaseB9	10000.0	56.791	200.0	100.0	269.32

図-2 総流入量と同じ洪水波形の例（CaseB）

表-2 各Caseの計算条件（ $c=20$ の場合）

Case No.	c	Q_p [m^3/s]	Q_b [m^3/s]	H [m]	L [m]	V [m^3]
CaseA6	20.0	8000.0	250.0	100.0	297.01	79202731
CaseB5	20.0	6000.0	200.0	100.0	269.32	71818640
CaseC5	20.0	6000.0	200.0	90.0	200.00	43200000
CaseD5	20.0	6000.0	200.0	80.0	177.78	30340741
CaseE5	20.0	6000.0	200.0	110.0	224.87	72559383

図-3 従来型と越流型のハイドログラフの比較（CaseB5）

することから、上流側や中間のダムでは（ピークをある程度下げたとしても）洪水の後半部に必然的に（越流型の計画高水流量よりも多くの）放流量を残すことになる。しかしながら下流側のダムでは、最終的に従来型で残した部分の洪水も低減する必要があることから、洪水制御としてはある意味で2度手間となる」というものであった¹¹⁾。逆にこの点を越流型から見ると、越流型では無駄

な洪水制御を行わずに貯水容量を目一杯使用するということになる。ここで、従来型と越流型の洪水制御方式の差異を簡単な概念図を用いて改めて説明することとする。

従来型では、複数のダムでピークを徐々に下げていくことから、理想的には図-4に示すハイドログラフを横に切るような洪水制御を行うことになる。この場合のダムは全て流水型ではなくゲートを有する貯水型で、堤体断面全体が高さも含めて任意に調節可能なゲートとなっている仮想的なダムである。なお、これらのダムは、著者らが以前に報告している下流側に複数の流水型ダム、上流側にゲート付きの貯水型ダムを1基だけ設置して、そのゲート操作で洪水波形が変形する効果を調べた際の上流側の貯水型ダムと同様なものと考えて良い^{7), 11)}。従来型では、 Q_{in} の流入波形を1基目のダムで Q_{out1} (赤の1点鎖線)、2基目のダムで Q_{out2} (青の破線)、3基目のダムで Q_{out3} (緑の点線) に変形させている (囲われた部分の面積は同じ)。その際、中央付近に斜線が重なっている箇所 (※の部分) が認められ、従来型では2度手間な洪水制御が行われていること (貯水容量の重複使用) が理解される (1章の要因①)。なお、計算結果の図-3では流下に伴う時間経過と洪水波形の変形 (ピークの減衰) が考慮されているため、それらが無視された図-4とは、洪水波形、特に位相に差異があるように見えている。

一方、越流型では、理想的には図-5に示すハイドログラフを縦に切るような洪水制御を行うことになる。具体的には、最下流のダム迄で落とすべき放流量(Q_{a3})に上流側から低減しようとするところから、従来型において徐々に低減するために発生する※のような2度手間がなくなると共に、低減しきれない洪水については非常用洪水吐きから越流させる (波形の縦方向への急増を伴う) ことで次のダムで早めに洪水処理を行うことになる (②の洪水波形の前傾化)。なお、基本的に面積 (積分値) が等しいことから理解されるように、越流型では時間方向に引き伸ばされた洪水波形となる。因みに本節の説明では、越流型に優位に働く越流水深の増加は考慮されていないものの、押川ら⁷⁾の検討から分かるように、その効果は本節の議論と比較して、それ程顕著なものではない。

(3) ダムの数が異なる場合の結果と考察

直列配置される流水型ダムの数(N)の効果について検討する。ここでは、前述のCaseB5、 $N=3$ の従来型と越流型との比較と同様の検討を行うこととし、 $N=1, 2, 3, 4$ 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。すなわち、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。計算領域は $L_{xd}=200(\text{km})$ で一定とし、 N に応じて L_{xd} を等分割するようにダムを設置した場合について計算を行った。すなわち、 N 毎に L_{xd} が異なっており、例えば $N=4$ のケースで

図-4 従来型の洪水制御の概念図

図-5 越流型 (カスケード方式) の洪水制御の概念図

図-6 ダムの数と最下流のダムからの最大放流量の関係

は各ダム間で共通の $L_{xd}=40(\text{km})$ で、 $x=40, 80, 120, 160(\text{km})$ の4箇所と同じ大きさのダムが設置されている。その他の条件はCaseB5の場合と同じである。

ここで、ダムの数が増えることによる従来型と越流型の差異を比較した計算結果の例(CaseA6とCaseC5)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 で無次元化した値である。後述されるように、越流型には近似直線とその決定係数 (R^2) が同色の数式で併記されている。図-6の結果は著者らの以前の結果⁷⁾と同様な結果を示している。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、CaseA6とCaseC5は共に N 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 が線形的に減少している。この結果の差異が前節の無駄 (要因①) に相当したものであり、越流型では貯水容量の使用の2度手間がないために、 N の増加に伴って線形的に効率良く洪水のピークカットを行っているものと考えられる (つまり、従来型が非線形で非効率)。なお、CaseC5と比較してCaseA6の効果が大きいのは、後述の無次元パラメータ $V/\Sigma QIN$ を比較すると、CaseA6がCaseC5よりも大きいためである。

(4) カスケード方式の洪水制御能力の定量評価

本節では今後のカスケード方式の実用化を目指して、

本解析によって得られた洪水制御効果を主要な無次元パラメータを用いて再現する簡便な評価式の導出を行った。

a) 洪水波形のピークの効果

総流入量(ΣQIN)が一定の条件下で、ダムの数 N が1から3のそれぞれの越流型の洪水制御結果に関して、洪水波形 Q_p (および c) による Q_{Nmax} の差異を比較した。なお、本節においても計算領域は $L_{cd}=200(\text{km})$ で一定であり、 $N=3$ の場合は等間隔の $x=50(\text{km})$, $100(\text{km})$, $150(\text{km})$ の3箇所と同じ大きさの流水型ダムが設置されている。一方、 $N=2$ の場合は $x=50(\text{km})$, $100(\text{km})$ の2箇所、 $N=1$ の場合は $x=50(\text{km})$ の1箇所に同じ大きさの流水型ダムが設置されている。したがって、 $N=1$ および $N=2$ の場合のダムの設置位置が前節(3)と異なっているものの、ダム間距離の影響を検討した押川ら⁹⁾の結果を考慮すると、それらの差異の影響は小さいものと考えられる。その他の計算条件はこれまでと同様である。ただし、前述のように $N=1$ は従来型と同一である。

一例として、横軸に Q_p 、縦軸に Q_{Nmax} としたCaseCの結果を図-7に示す。これより、ダムの数に関わらず、洪水波形のピークの増加に伴って Q_{Nmax} は線形的に増加していることが分かる。なお、図中には、以降の定式化で用いる近似比例直線とその決定係数の結果を同色の数式で併記している。

b) 越流型の洪水制御能力の評価式の導出

図-7に例示したような近似された比例関係を次式のように表現する。なお、 α は図-6の縦軸に相当している。

$$Q_{Nmax} = \alpha Q_p \quad (5)$$

次に、CaseAからCaseEの全ての結果に関して、横軸を N 、縦軸を α とした結果を図-8に示す。これより、 α は N に関して直線的に減少していることが分かる。図中には式(6)で定義され、以降の定式化で用いる近似直線とその決定係数 R^2 の結果を同色の数式で併記している。なお、(洪水波形が完全に同じで)貯水容量がほぼ等しいCaseBとCaseEの結果は、近似直線も含めてほぼ一致している。

$$\alpha = a N + b \quad (6)$$

次に、式(6)の a 、 b を計算条件と関連づける事を考える。横軸にダムの貯水容量 V を総流入量で無次元化した $V/\Sigma QIN$ 、縦軸を a 、 b とした結果を図-9に示す。これより、 a 、 b は $V/\Sigma QIN$ に従ってほぼ直線的に減少していることが分かる。図中にはダムが無い場合($N=0$)を考慮して、 a については式(7)で示す比例関係の近似直線、 b については $V/\Sigma QIN=0$ で1を通る式(8)のような近似直線をそれらの決定係数と併せて記載している。また、図中のA~Eの記号は計算Caseに対応している。

$$a = -0.9974 (V/\Sigma QIN) \quad (7)$$

$$b = -0.4818 (V/\Sigma QIN) + 1 \quad (8)$$

図-7 ピーク流量と最下流のダムの最大放流量の関係(CaseC)

図-8 比例係数 α とダムの数 N の関係

図-9 傾き a および切片 b と $V/\Sigma QIN$ の関係

以上より、カスケード方式における最下流のダムからの最大放流量 Q_{Nmax} が次式のように表現される。

$$\frac{Q_{Nmax}}{Q_p} = -\left(\frac{V}{\Sigma QIN}\right)N + \left\{1 - 0.4818\left(\frac{V}{\Sigma QIN}\right)\right\} \quad (9)$$

なお、近似式(7)中の傾きの絶対値0.9974はほぼ1であることから、式(9)の評価式中では1と近似している。これは、図-7の(N の増加に伴う)傾き α の変化率の絶対値と $V/\Sigma QIN$ が非常に良く一致していることに他ならない。また、 $V/\Sigma QIN$ はそれ程大きな値を取らないことから、図-9の右軸の値からも分かるように b は0.9~1程度の値であり、概算の評価と考えれば0.94程度、もしくは1の定数と考えることも可能である。

最後に評価式(9)の精度を検証するために、実際に行った計算条件の V 、 ΣQIN を代入して、数値解析で得られた Q_{Nmax}/Q_p の値と評価式から得られた推定値を比較した結果を図-10に示す。若干のばらつきは見られるものの、式(9)が計算結果を十分に再現していることが理解される。ダムの形やハイドログラフの差異・変形の影響等がばら

図-10 数値解析結果と評価式による推定結果の比較

つきの要因になっているものと考えられる。なお、式(9)は図-6中の越流型の近似直線に相当しており、例えばCaseC5で比較すると、実際の傾き-0.1241に対し式(9)では-0.1225、同様に切片は0.9384に対し0.9410とほぼ一致している。因みに複数のダムで V がそれぞれ異なる場合にも、 $N=1$ とした式(9)を繰り返し用いることである程度の概算は可能である。一例として、表-2の計算条件の組み合わせで3つのダムが上流側から順にCaseB5, C5, D5であった場合には、別途行った越流型の数値計算結果の $Q_{3Max}=2658$ (m³/s)に対し、式(9)を3回用いることで $Q_{3Max}=2991$ (m³/s)が得られ、 V は最大で2.4倍になっているにも関わらず、13%の誤差で近似結果が得られている。この場合、上流から下流まで Q_a を一定としているものの、常用洪水吐きの断面積は V に応じて異なっている。

4. おわりに

本研究では、複数のダムが直列に配置された場合、従来の考えに基づいた非常用洪水吐きからの越流を（積極的に）許容しないダム群と比較して、山間部の上流側のダムの越流を許容すること（カスケード方式）で、一般的にはより重要となる下流側の洪水制御能力が顕著に強化される機構について再度検討すると共に、流水型ダム群を対象にした数値解析結果に基づいてその効果の定量評価（経験式の導出）を行った。

その結果、従来型の洪水制御では洪水のハイドログラフを横に切る（だるま落としのような）イメージで洪水のピークカットを行う際に、一旦カットした洪水のピークの後半部分を再びカットする2度手間な洪水処理を行っていることが分かった。一方、越流型ではハイドログラフを縦に切るような洪水制御を行って貯水容量の使用の2度手間を避けることで、線形的に効率良く洪水のピークカットを行っていることが分かった。また、今後のカスケード方式の実用化に向けて、その洪水制御効果を定量的に推定する簡便な評価式を導出した。

なお、カスケード方式の線形性を利用すれば、ダム（貯水型でも可）が設置された流域の温暖化適応策等を

考える場合、今後の気候変化に伴って増加が見込まれる洪水量に相当する貯水容量を河川の途中（通常は上流側）に新規ダムとして確保すれば良いことになる。したがって、カスケード方式は、治水効果を評価する上で経済的に有利（従来手法に較べて治水効率が高い）というだけでなく、評価そのものが著しく容易になるという原理的メリットを有していることになる。

謝辞：本研究の一部は、JSPS科研費25420526および、環境省環境研究総合推進費〔S-8-2(2)〕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) 日本学術会議、国土・社会と自然災害分科会：提言 地球環境の変化に伴う水災害への適応、2008。
- 2) T. Sumi: Designing and Operating of Flood Retention 'Dry' Dams in Japan and USA, Advances in Hydro-Science and Engineering, Vol.8, pp.1768-1777 (CD-ROM), 2008.
- 3) H. Oshikawa, A. Hashimoto, K. Tsukahara, and T. Komatsu: Impacts of Recent Climate Change on Flood Disaster and Preventive Measures, Journal of Disaster Research, Vol.3, No.2, pp.131-141, 2008.
- 4) 新田福美, 丸田満弘：西之谷ダム（流水型ダム）の概要について、土木技術、65巻、2号、pp.65-67、2010。
- 5) 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>
- 6) T. Sumi, S. A. Kantoush, and A. Shirai: Worldwide Flood Mitigation Dams: Operating and Designing Issues, Proceedings of the International Symposium on UFRIM, pp.101-106, September 2011.
- 7) 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.
- 8) 押川英夫, 小松利光：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, 土木学会論文集B1（水工学）, Vol.68, No.4, pp.1_1489-1_1494, 2012.
- 9) 押川英夫, 三戸佑夏, 小松利光：直列配置された流水型ダム群の洪水制御能力の検討, 土木学会論文集B1（水工学）, Vol.69, No.4, pp.1_1633-1_1638, 2013.
- 10) 三戸佑夏, 押川英夫, 小松利光：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実験的研究, 土木学会論文集B1（水工学）, Vol.69, No.4, pp.1_1639-1_1644, 2013.
- 11) 押川英夫, 小松利光：カスケード方式に基づく直列配置されたダム群の洪水制御機構, 土木学会論文集B1（水工学）, Vol.70, No.4, pp.1_1555-1_1560, 2014.
- 12) 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, 土木学会論文集B1（水工学）, Vol.67, No.4, pp.1_667-1_672, 2011.
- 13) 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.
- 14) 土木学会：水理公式集〔平成11年版〕, 713p., 1999.