

カスケード型洪水制御方式の嘉瀬川への適用

佐賀大学 学生会員 馬場隆成 佐賀大学 正会員 押川英夫
福岡大学 正会員 橋本彰博 九州大学 正会員 田井明 名誉会員 小松利光

1. はじめに

本研究では、“ダムの水が非常用洪水吐きを通して流れることを許容する”という新しい治水の概念（カスケード方式）に基づき、複数の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。従来のダム群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計画高水流量を定め、それぞれのダムが非常用洪水吐きから越流しないように洪水処理を行うものである（以後、従来型と呼ぶ）。本研究では、カスケード型洪水制御方式の実河川における効果を検証するものとし、流域に複数のダムを有する佐賀県内を流れる 1 級河川の嘉瀬川を対象に、1 次元不定流解析に基づいてカスケード型の洪水制御効果を従来型との比較を通して検討した。

2. シミュレーションの概要

解析には DHI の Mike11 を用いた²⁾。図 1 に示す嘉瀬川本川の 16km（官人橋地点）から 57km（上流端）までを解析区間とし、上流端からの流入流量以外に降雨や支川からの流入等はないと仮定した。上流端は、北山ダムの満水時にダム湖の水面が到達する上流側の限界地点である。本研究では治水効果のみを評価するため、利水用の北山ダム（貯水容量 2200 万 m^3 ）を治水専用の貯水型ダムに置き換えて検討を実施した。すなわち、北山ダムの利水容量を事前放流等により治水容量に振り替えた際の効果を検討している。嘉瀬川ダム（総貯水容量 7100 万 m^3 ）においては、洪水調節容量（1750 万 m^3 ）のみを使用するため、常時満水位(292.5m)までダム湖に水が溜まったままとになっている。本研究では、計算領域下流端の官人橋（低平地である佐賀市街地の上端）地点における各条件の最大流量を比較することで洪水制御効果を検討した。

3. 結果および考察

従来型の洪水制御に基づいて、（ここでのシナリオに基づく嘉瀬川の仮想的な）基本高水流量 Q_p と上記の 2 つのダムが非常用洪水吐きから越流しない限界の計画高水流量 $Q_a [=Q_{ai}$, 各ダムの下流河道の許容流量で添え字 i ($=1, 2$)は上流側からのダムの番号] を以下のように決定した(Case1)。下流側に位置する嘉瀬川ダムの Q_{a2} は実際の計画高水流量と同じ 430 m^3/s としている。嘉瀬川ダムの Q_{a2} を固定し、上流端に流入する洪水のハイドログラフ Q_{in} の形を一定とする条件〔後述の式(1)の Q_p 以外のモデルパラメータ c, Q_b, t_p を固定する〕の下で、上流端からのピーク流量 Q_p および北山ダムの計画高水流量 Q_{a1} を独立に変えることで、北山ダムと嘉瀬川ダムからの放流量が最大（計画高水流量）となる時に各ダムの堤体直前の水深がそれぞれの堤高と等しくなる条件を試行錯誤的に求めた。その結果、 $Q_p=1020 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{a1}=550 \text{ m}^3/\text{s}$ が得られた。なお、用いた Q_{in} のハイドログラフは式(1)である。

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

ここで、 t_p ($=20 \text{ hr}$)は洪水のピーク時間、 Q_b ($=4.19 \text{ m}^3/\text{s}$)は河川の平常流量、 c ($=10$)は洪水波形に関する定数、 t は時間である。



図 1 嘉瀬川の計算領域

従来型の Case1 における北山ダムからの放流量 Q_H と最下流の官人橋の流量 Q_K 、および $Q_p=1020 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水の流入波形 Q_{in} のハイドログラフを併せて図 2 に示す。これより、北山ダムからの放流量のピークは $Q_{Hmax}=550 \text{ m}^3/\text{s}$ となっており、北山ダムの $Q_{a1}=550 \text{ m}^3/\text{s}$ と等しくなっていることが分かる。また、官人橋地点の最大流量は $Q_{Kmax}=430 \text{ m}^3/\text{s}$ でその区間の上流側に位置する嘉瀬川ダムの計画高水流量 $Q_{a2}=430 \text{ m}^3/\text{s}$ と等しくなっている。したがって、Case1 では従来型の洪水制御が適切に行われていることが理解される。

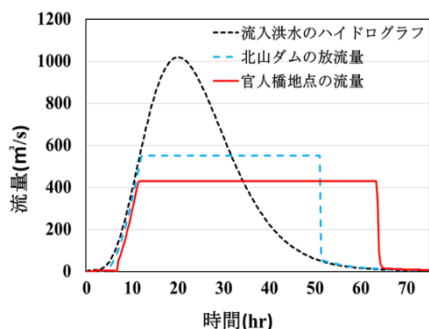


図2 従来型の流量の時系列 (Case1)

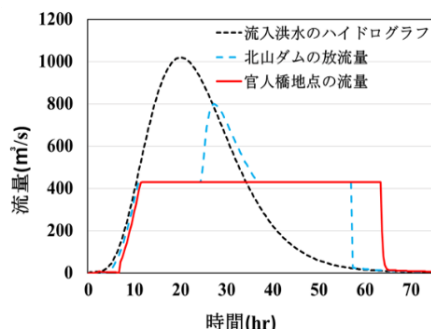


図3 カスケード型の流量 (Case2)

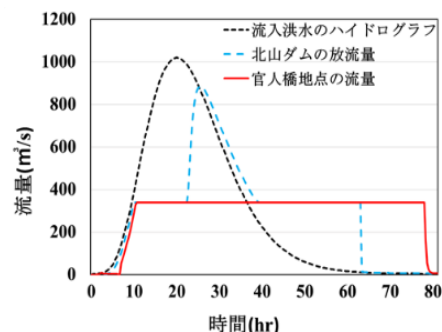


図4 カスケード型の流量 (Case3)

次に Case1 の結果に基づいて、上流側の北山ダムの Q_{a1} を下流側の嘉瀬川ダムの $Q_{a2}=430 \text{ m}^3/\text{s}$ と等しくしたカスケード型の計算を行った (Case2). 従来型の Case1 と同様な形式で、カスケード型の Case2 の結果を図3に示す. これより、上流側の北山ダムでは越流しているものの $Q_{Kmax}=430 \text{ m}^3/\text{s}$ で官人橋の最大流量は Q_{a2} と等しくなっている. 一方、紙面の都合により水深の図などは割愛するものの、嘉瀬川ダムの堤体直前の最大水深(75.69m)は嘉瀬川ダムの堤高(79.19m)より低く抑えられており、貯水容量にはまだ余裕が残されていた. 従って、Case2 のカスケード型の洪水制御能力が Case1 の従来型と比較して強化されていることは明らかであるものの、その効果を定量的に評価することは困難である. そこで、カスケード型の貯水容量を最後まで使用するように、2基のダムで同一の Q_a を下流の嘉瀬川ダムで越流しない限界まで小さくした $Q_{a1}=Q_{a2}=338 \text{ m}^3/\text{s}$ の Case3 の結果を図4に示す. Case3 の Q_{Kmax} は $338 \text{ m}^3/\text{s}$ で、Case1 の $430 \text{ m}^3/\text{s}$ と比較して、本条件ではピーク流量が 21%低減出来ることが分かった.

次に Case4 として、これまでのケースと同じ大きさのダムの堤体を用いた場合で流入量のピーク [式(1)の Q_p] のみを大きくしていき、下流の嘉瀬川ダムから越流しない限界の洪水波形を求めたカスケード型 (制御可能な限界の超過洪水) の結果を図5に示す. この時の Q_a は2つのダムで同一の $430 \text{ m}^3/\text{s}$ であり (Case2 と同じ), Case3 が Q_a で最適化されたのに対し、Case4 は Q_p で最適化された結果となる. 図2の従来型の基本高水流量は $Q_p=1020 \text{ m}^3/\text{s}$ であるのに対し、図5のカスケード型では $Q_p=1143 \text{ m}^3/\text{s}$ まで制御可能であり、洪水時のゲートの操作方法 (計画高水流量) を変えることにより、本条件では 12%大きな超過洪水まで制御可能となっている. なお、図5の $Q_p=1143 \text{ m}^3/\text{s}$ を Case1 の従来型ダム群に流入させた場合 (Case5), Case1 が従来型の限界の状態であることから、図6に示されるように下流側の嘉瀬川ダムでも越流して、官人橋における最大流量は $Q_{a2}=430 \text{ m}^3/\text{s}$ を大きく上回ることになる.

4. おわりに

本研究により、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、上流側のダムで非常用洪水吐きから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顕著に強化されることが、実河川の嘉瀬川において示された.

謝辞: 本研究の一部は、一般社団法人九州地方計画協会、および文部科学省気候変動適応技術社会実装プログラム (SI-CAT) の支援のもとに実施された. ここに記して謝意を表します.

参考文献 1) 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.I_1555-I_1560, 2014.
2) DHI : MIKE 11 Reference Manual, 524p., 2009.

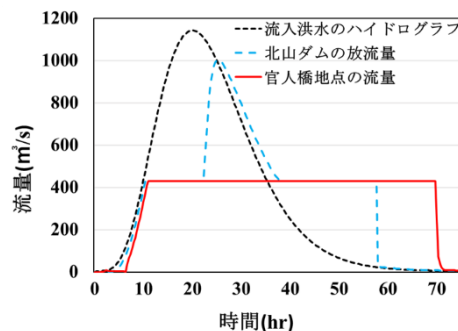


図5 カスケード型の流量 (Case4)

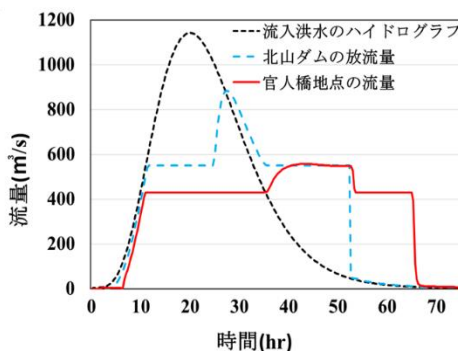


図6 従来型の流量の時系列 (Case5)