

1. はじめに

黒川は、一級水系白川の支川であり、世界的に有名な阿蘇カルデラ内の北部を流れる一級河川である(図-1)。

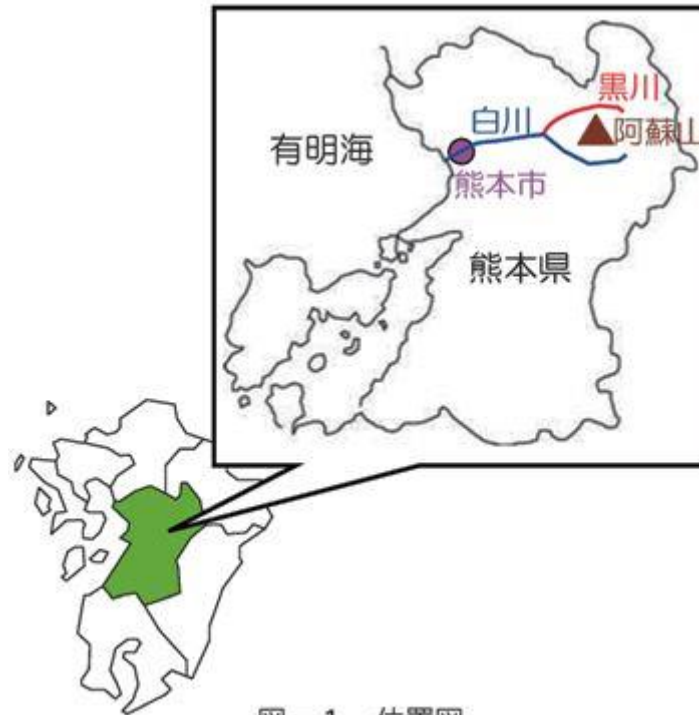


図-1 位置図

白川水系の特徴として、オタマジャクシのような流域の形をしており、流域面積($A=480\text{ km}^2$)の約8割を上流域の阿蘇カルデラ内で占めており、本川白川と支川黒川が立野(たの)で合流した後、河岸段丘の急勾配な中流域を経て、下流域の熊本市街地へ一気に流れ込むという流域特性を持っている(図-2)。



図-2 白川水系流域図

このようなことから、平成14年7月に策定された「白川水系河川整備計画」(以下、整備計画)では、上流域においては、ピーク流量(洪水時最大流量)を抑制することを主眼としており、黒川では、洪水調節を目的とした7つの遊水地の建設に取り組むこととしている。

ここでは、7遊水地の1つで、現在計画を進めている小倉(おくら)遊水地について紹介する。

2. 黒川の遊水地計画概要

黒川は、阿蘇カルデラ特有の地形条件から、ジョウゴのように雨水が集まりやすい河川であり、過去にもたびたび浸水被害を繰り返している。中でも平成2年7月2日の集中豪雨(時間雨量71mm、連続雨量620mm)による被害は、家屋全半壊約150棟、床上浸水約1,400棟に上り、国から激甚災害の指定を受けた(写真-1)。



写真－1 平成2年7月2日豪雨出水による
黒川の浸水被害状況(内牧地区)

これにより、激特事業(激甚災害対策特別緊急事業)にて、温泉街など比較的資産が集中している内牧(うちのまき)地区に、平成6年に内牧遊水地が完成した(写真－2)。



写真－2 内牧遊水地(平成6年完成)

その後、引き続き整備計画に基づき、7遊水地の建設を進めており、平成17年に小野(この)遊水地が完成し、現在、3つ目の無田(むた)遊水地が概成していることから、4つ目となる小倉(おくら)遊水地の計画を進めているところである(図－3)。



図-3 黒川の遊水地計画配置図

3. 小倉遊水地の計画概要

小倉遊水地では、洪水時に $140\text{m}^3/\text{s}$ のピークカット量の洪水調節機能をもたせる計画であるが、これは、既に完成している内牧遊水地の倍以上の規模であり、黒川の中では最も大きな遊水地計画である。

このため、事業化には広大な用地が必要となり、工事費も大きくなる。また、遊水地の計画予定地には優良農地が広がっており、地元・関係機関との調整難航が懸念された。

このような問題を解消するため、小倉遊水地では「地役権」を導入した遊水地建設を行うこととした。

「地役権」とは、土地所有者と契約を結び、定められた目的のために土地を使用する権利である。今回の小倉遊水地の場合は、土地を買収するのではなく、平常時は従来どおり農地として利用することが可能であるが、洪水時には遊水地の一部として湛水を許容していただき、その代償として土地代の概ね 3 割程度を永久補償費として支払うこととなる。

これにより、優良農地を大きく消失することなく、用地費の大幅な縮減が可能となり、全体的な建設コストを抑えることができた。また、当計画について、概ね地元合意形成も図られたところである。

地役権導入型の遊水地は、全国でいくつかの先行事例があるが、熊本県においては初めての試みである。

4. 小倉遊水地の構造

小倉遊水地では、洪水時の湛水エリアを「初期湛水地」と「二次湛水地」の二つに区切る計画とした(図-4)。

「初期湛水地」は、従来の遊水地建設と同様に、用地を買収し、掘削して湛水容量を確保する構造である。一方、「二次湛水地」は、掘削は行わず、土地に地役権を設定し、平常時は農地として利用していただき、洪水時のみ湛水させる構造とした。

洪水時に黒川の水位が上がると、まず、所定の堤防高より一段低い構造である越流堤から初期湛水地へ河川水が流入しはじめ、降雨確率 $W=1/10$ (以下、 W は降雨確率の意味)までの洪水をここで対応させることとし、それ以上の降雨確率になると初期湛水地から二次湛水地への流入を開始し、 $W=1/50$ (黒川の将来計画規模相当)までの洪水を二つの湛水地全体で対応させる計画とした。

これにより、地役権設定した農地へ直ちに河川水が流入することを回避し、比較的小規模な洪水であれば、初期湛水地のみで対応可能な構造とした(図-5)。

また、二つの湛水地の間には、盤下げ(緩衝地)及び仕切り堤を設け、農地への急激な流入がないようにした。

洪水ピークが過ぎ、黒川の河川水位が下がれば、それぞれの湛水地の排水樋管から、湛水が黒川へ排出される構造となっている。



図-4 W=1/10 洪水時の遊水地湛水状況



図-5 W=1/50 洪水時の遊水地湛水状況

5. 水理模型実験による検証

遊水地の基本的な構造計画が確定したところであるが、詳細設計をするにあたり、

- ①現地は河道が大きく湾曲しており、河床勾配も $i=1/700$ と急勾配であるため、机上計算による「横越流」の越流量の推定が困難。
- ②遊水地下流の調節後流量が最大になるのは、洪水ピークが過ぎた後で、その時の状態が「潜り越流」となり、机上計算による洪水調節量の信頼性が低い(図-6)(図-7)。

等の水理的課題から、机上検討では水理特性の把握に限界があるため、水理模型実験による検証を行い、越流堤長や越流堤高等の最終的な諸元を決定することとした。

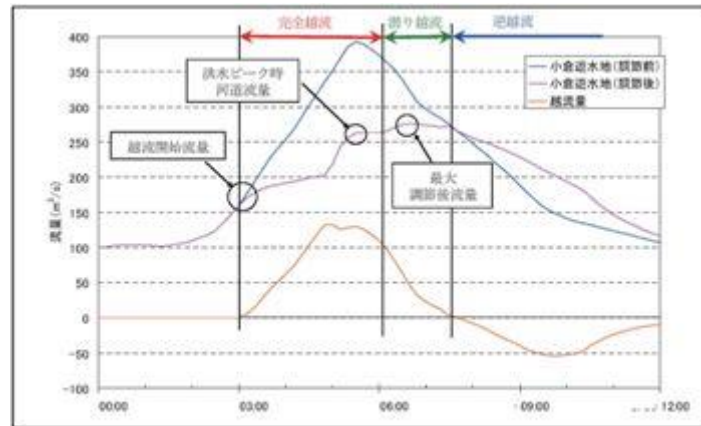


図-6 小倉遊水地における計画ハイドログラフ

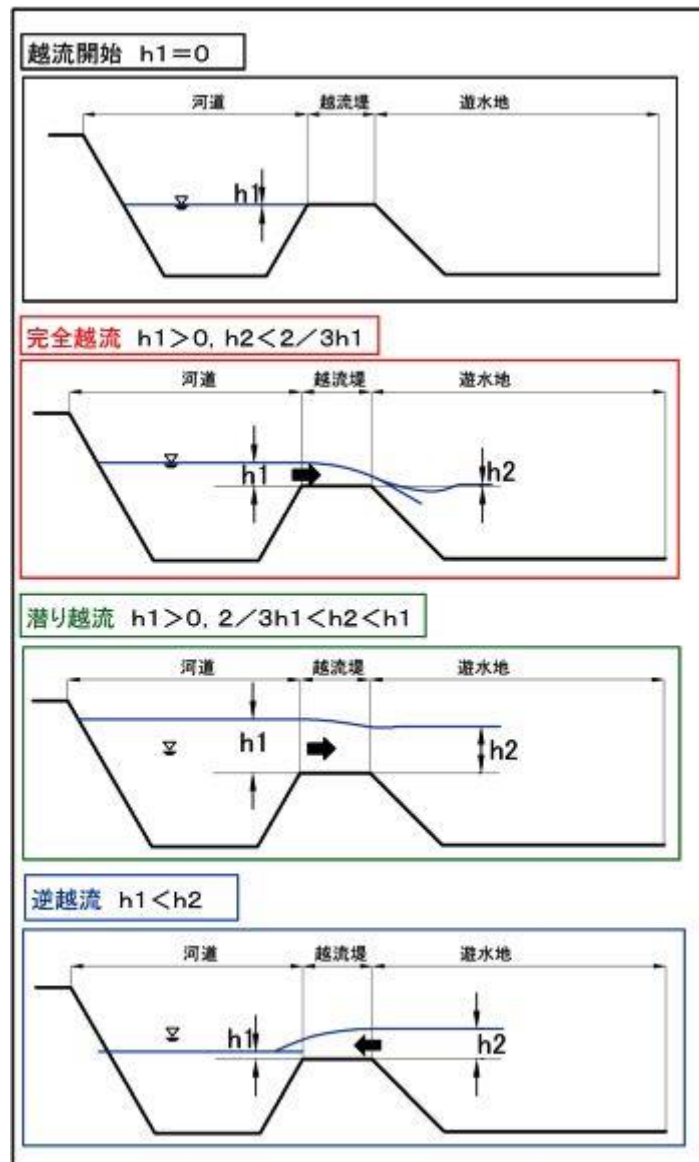


図-7 水位と越流特性の関係

模型実験の大まかな流れは(表-1)のとおりである。

表-1 模型実験のフロー



まず、設計原案(机上計算にて算出した諸元をもとに設定した案)について実験にて検証したところ、(表-2)のとおりとなった。

表-2 設計原案の模型実験検証結果

【設計原案の諸元】		越流堤長	L=120m		
		越流堤高	TP.484.5m		
		初期湛水地 地内地盤高	TP.481.0m		
【模型実験結果】		計画値	条件	設計原案	評価
W=1/50 洪水時	計画 ピークカット量	140m ³ /s	≦	148.0m ³ /s	○
	洪水ピーク時 河道流量	260m ³ /s	≧	249.2m ³ /s	○
	最大 調節後流量	276.2m ³ /s	≧	268.9m ³ /s	○
	遊水地内 最大水位	486.4m	≧	485.7m	○
	総治水容量	1,635,467m ³	≧	1,269,294m ³	○
	基準点 調節後流量	670m ³ /s	≧	659.7m ³ /s	○
W=1/10 洪水時	初期湛水地 最大水位	484.2m	≧	484.6m	×
	初期湛水地 容量	342,196 m ³	≧	389,289m ³	×

なお、各越流状況ごとの様子は、(写真-3, 4, 5)を参照されたい。

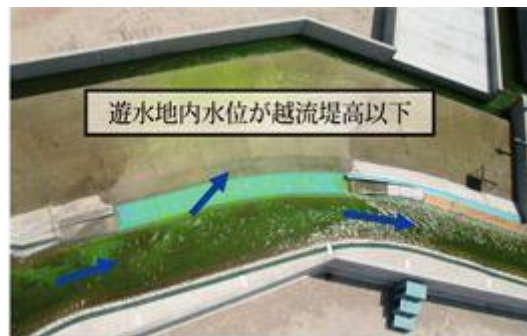


写真-3 完全越流時の状況

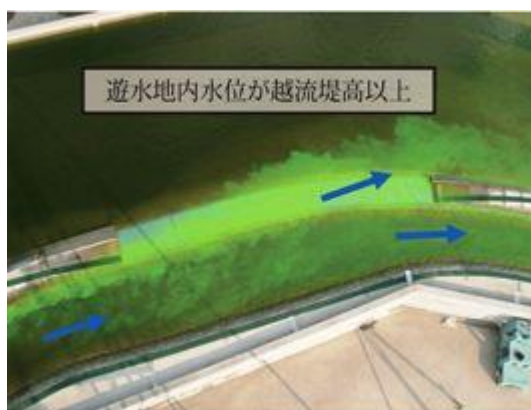


写真-4 潜り越流時の状況

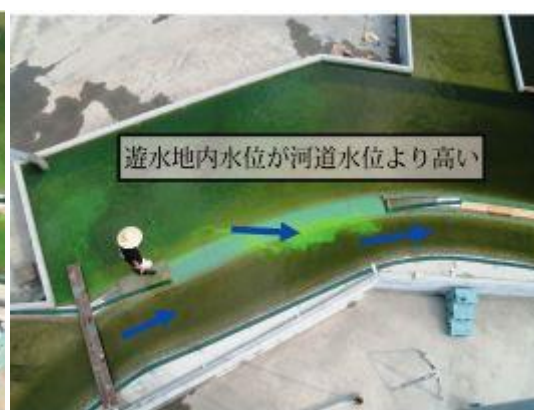


写真-5 逆越流時の状況

ここでポイントとなる条件は、

- ①遊水地のピークカット量を計画値以上にすること
- ②下流基準点における調節後流量を計画値以下にすること
- ③W=1/10 洪水時における越流量を初期湛水地内に抑えること

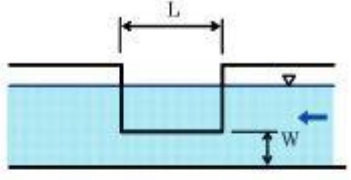
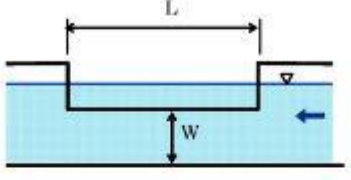
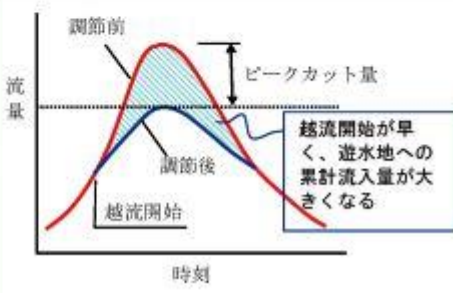
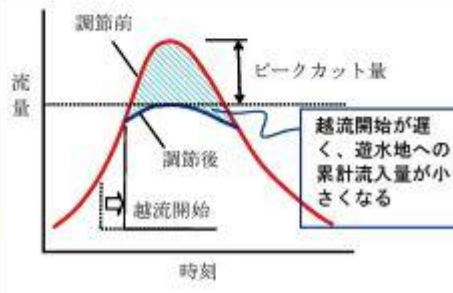
である。

この結果、 $W=1/50$ 洪水時では、全ての条件を満足しているが、ピークカット量が計画値より大きく余裕があるため、越流堤の規模をまだ小さくすることが可能である。

一方で、 $W=1/10$ 洪水時では、初期湛水地内の最大水位が計画仕切り堤高より高くなり、初期湛水地の計画容量をオーバーしてしまう結果となり、すなわち、 $W=1/10$ 以下の洪水時でも、地役権設定の農地(二次湛水地)に流入することとなり、計画どおりにならないことがわかった。

このため、 $W=1/10$ 洪水時の条件を満足させるため、越流堤長と越流堤高をいくつかの組み合わせで模型実験による再検討を行った(表-3)。

表-3 越流堤長と越流堤高の設定による洪水調節効果の関係

	越流堤が短いケース	越流堤が長いケース
概要	 <p>越流堤の延長は短い、高さを低くしてピークカットを満足させた越流堤</p>	 <p>越流堤の高さは高い、延長を長くしてピークカットを満足させた越流堤</p>
長所	<ul style="list-style-type: none"> 越流堤をコンパクトにできる。(越流堤建設コストが小さい) 	<ul style="list-style-type: none"> 越流開始が遅く、遊水地の必要容量を小さくすることができる。
短所	<ul style="list-style-type: none"> 越流開始が早く、遊水地の必要容量が大きくなる。 	<ul style="list-style-type: none"> 越流堤が大きくなる。(越流堤建設コストが大きい)
洪水調節の特徴	 <p>調節前 調節後 越流開始 ピークカット量 越流開始が早く、遊水地への累計流入量が大きくなる</p>	 <p>調節前 調節後 越流開始 ピークカット量 越流開始が遅く、遊水地への累計流入量が小さくなる</p>

この結果、最適な計画諸元は、(表-4)のとおりとなった。

表-4 最適案の模型実験検証結果

【最適案の諸元】		越流堤長	L=120m		
		越流堤高	TP.484.68m		
		初期湛水地 地内地盤高	TP.481.5m		
【模型実験結果】		計画値	条件	最適案	評価
W=1/50 洪水時	計画 ピークカット量	140m ³ /s	≦	140.0m ³ /s	○
	洪水ピーク時 河道流量	260m ³ /s	≧	257.3m ³ /s	○
	最大 調節後流量	276.2m ³ /s	≧	267.3m ³ /s	○
	遊水地内 最大水位	486.4m	≧	485.67m	○
	総治水容量	1,635,467m ³	≧	1,204,882m ³	○
	基準点 調節後流量	670m ³ /s	≧	668.0m ³ /s	○
W=1/10 洪水時	初期湛水地 最大水位	484.2m	≧	484.2m	○
	初期湛水地 容量	342,196 m ³	≧	293,302m ³	○

最後に、最適案での立会い確認検査を実施し、模型実験を完了した(写真-6)。



写真-6 立会い確認検査状況

6. おわりに

計画草案時から、調整や検討で長い期間を要した当遊水地も、ようやく工事着手が目前となった。

治水効果の早期発現のため、初期湛水地を暫定供用させるなどの施工手順や、遊水地内の平常時の利活用についても、今後の検討課題として取り組んでいきたい。