

六角川水系牛津川における 2 遊水地の洪水調節効果について

ASSESSMENT OF FLOOD CONTROL EFFECTS OF RETARDING BASINS IN THE ROKKAKU RIVER BY NUMERICAL ANALYSIS

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・藤原 周平³・内野 雅文⁴

Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Shuhei FUJIWARA, and Masafumi UCHINO

¹フェロー会員 Ph.D. 九州工業大学名誉教授 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

²正会員 工博 九州工業大学大学院准教授 工学研究院建設社会工学研究系 (同上)

³正会員 工修 大成建設株式会社 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿一丁目25-1 新宿センタービル)

⁴学生会員 九州工業大学大学院 工学府建設社会工学専攻 (同上)

The primary objective of this study is to demonstrate that a numerical model, which are comprised of the distributed hydrological model, the 2D unsteady flow model based on FDS scheme as well as unstructured finite-volume method, and operation of drainage system, is an effective tool to evaluate flood control effects of retarding basins. Based on numerical simulations by the model, the height and width of an overflow levee of the projected Ushidugawa retarding basin was examined to maximize the storage capacity for flood of the Ushidugawa and Mutabe retarding basin in the Rokkaku river.

Key Words: numerical model, flood flow, retarding basin, distributed hydrological model

1. はじめに

六角川水系は佐賀平野を流れる低平地感潮河川で、六角川、牛津川の下流部の河床勾配は、それぞれ約1/1,500~1/45,000, 1/2,600~1/5,600と極めて緩く、六角川では河口から約29km, 牛津川では六角川合流点から約12kmが感潮区間となっている。

同水系の治水システムは、主に六角川や牛津川等の水路、多数の排水機場、遊水地より構成されているが、感潮区間では有明海のガタ土の堆積やヨシの繁茂のために河川改修による流下能力の確保が難しいことから、氾濫リスクの高い牛津川において、既設牟田辺遊水地に近接して新たな遊水地(以下、「牛津川における遊水地」という)が計画中である¹⁾。

一般に遊水地の計画諸元は、1/20~1/40縮尺の大型模型実験に基づき決定されるが²⁾、そのような検討では、想定と異なる洪水に対する洪水調節効果の把握が難しく、また本研究で対象とする水系のように、複数の遊水地が近接して設けられている場合は、各遊水地の計画諸元(貯水容量、越流堤の形状等)や想定洪水(規模、波形)によって洪水調節効果が異なってくることも予想される。

筆者は、流域スケールの治水バランスや水災リスクを評価する手段として、降雨外力と河口潮位を与条件として、遊水地による洪水調節、排水機場による内水排除、直接降雨等を考慮して洪水追跡を行う“外水処理モデル”の開発に取り組み、模型実験や実出水資料に基づき同モデルの再現精度を検証してきた^{3,4)}。

本研究では、“外水処理モデル⁵⁾”における遊水地の取り扱いに平面2次元不定流モデルであるPSA-FUF-2DF modelを用いて、遊水地の形状や地形起伏等を考慮して河道と遊水地を包括的に解析するダイナミック解析⁶⁾を牟田辺遊水地にも適用し、2遊水地の洪水調節効果を正確に評価するとともに、断面データがない越流堤付近の合流部や蛇行区間については、航空写真から河道線形を定め、縮尺模型実験結果¹⁾と数値地図5mメッシュ(標高)データおよび各距離標の横断面図を用いて補完断面を追加し、各断面を流下方向に線形補完する等の改善を加えたモデル(以下、「本モデル」という)に改善し、(1) 2009年7月、2012年7月出水時の実績資料に基づき、牟田辺遊水地に対する本モデルの再現精度を検証し(検討I)、(2) 複数の想定外力に関する本モデルを用いた数値実験に基づき、2遊水地がトータルシステムとして最大の洪水調節機能を発揮できる牛津川における遊水地の計画諸元等

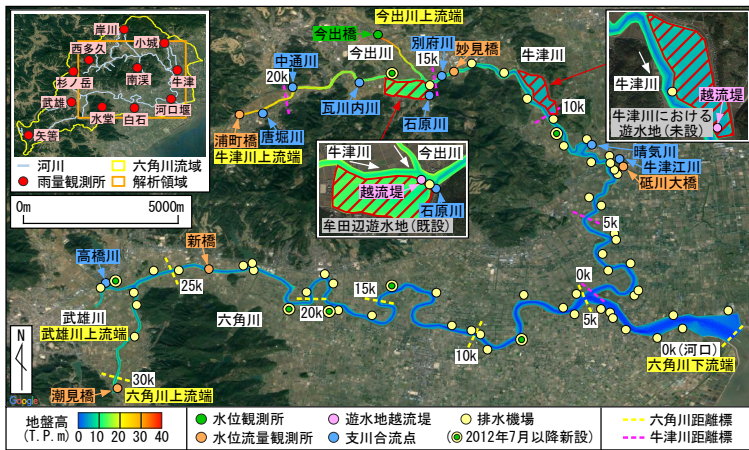


図-1 六角川流域の治水システムの概要と解析対象領域
(航空写真：Google Mapより)

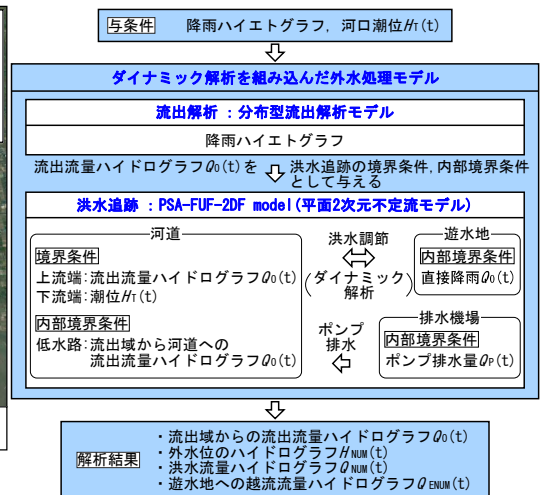


図-2 ダイナミック解析を組み込んだ外水処理モデルの概要

について検討した(検討Ⅱ).

2. 六角川流域の治水システムの概要

六角川、牛津川の中下流域では、堤内地や内水河川から本支川への自然排水が困難なため、六角川・武雄川で36箇所(総排水量約228m³/s)、牛津川で23箇所(総排水量約133m³/s)の排水機場が国、県等により整備されている(2014年8月時点)。外水位がH.W.L.を超えた場合に継続的にポンプ排水を行うと、破堤の恐れがあることから、2006年6月にポンプ運転調整方針が策定され⁷⁾、2009年7月出水では牛津川砥川大橋水位観測所で運転調整水位に達したため、運転調整が行われた。

牛津川では、1990年7月出水時に甚大な内外水被害が発生したことを受け、下流域の洪水被害軽減を目的とした牟田辺遊水地が2002年6月に建設されている。その後も2009年7月、2012年7月に大洪水が発生したことを受け、2013年3月には発生頻度の高い中規模洪水に対して洪水調節効果が期待できる可動堰型越流堤に改築されている。

以上のように、六角川流域の治水システムは、主に六角川や牛津川等の水路、多数の排水機場、遊水地より構成されているが、氾濫リスクの高い牛津川では、牛津川における遊水地が計画されている¹⁾。図-1に六角川流域の本支川、排水機場、遊水地(牟田辺遊水地、牛津川における遊水地)等の位置を示す。併せて、雨量、水位および流量の各観測所の位置を示す。

3. 解析の概要

(1) 本モデルの概要

本モデルは、降雨外力と河口潮位を与条件として、流出解析より算定された流出流量ハイドログラフ $Q_o(t)$ を洪水追跡の境界条件あるいは内部境界条件として与え、遊水地による洪水調節、ポンプ排水等を考慮して洪水追跡

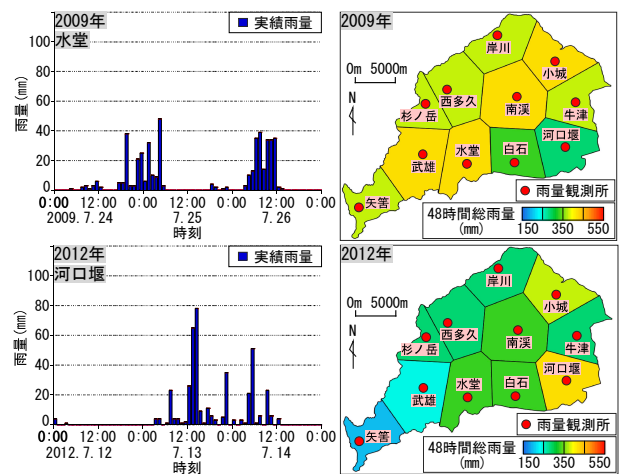


図-3 検討Ⅰに用いた降雨ハイトグラフと48時間総雨量分布
(上：2009年，下：2012年)

を行うものであり、流出域からの流出流量 $Q_o(t)$ 、外水位 $H_{NUM}(t)$ 、洪水流量 $Q_{NUM}(t)$ の各ハイドログラフ、遊水地への越流流量ハイドログラフ $Q_{ENUM}(t)$ の算定・評価が可能である。図-2に本モデルの概要を示す。なお、流出解析にはセル分布型流出解析モデル⁸⁾、遊水地の洪水調節の取り扱いには前述したダイナミック解析⁹⁾、内水排除の取り扱いにはポンプ運転操作記録¹⁾と排水機場の施設規模に基づき設定した排水量 $Q_p(t)$ を用いている。

(2) 解析データと解析条件

解析対象領域は、流出解析については図-1の左上に示した流域全体、洪水追跡については六角川の潮見橋水位観測所～河口、牛津川の浦町橋水位観測所～六角川合流点とした。流出解析の解析データは、標高と土地利用データについては国土地理院発行の数値地図5mメッシュ(標高)と100mメッシュで土地利用が数値データ化されている国土数値情報土地利用細分メッシュ(2009年)を、落水線方向・疑似河道データの河床高については定期縦断測量データ(2010年)を用いた。落水線は標高データに基づき流水解析を行い、勾配が最大となる方向に設定した⁸⁾。検討Ⅰの降雨外力は、牟田辺遊水地による洪水調節が

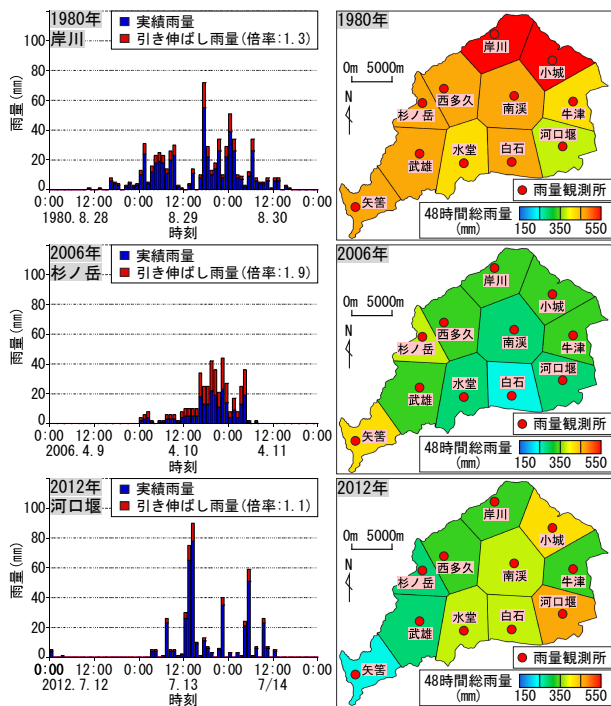


図-4 検討Ⅱに用いた降雨ハイエトグラフと48時間総雨量分布
(上：中央集中型，中：後方集中型，下：前方集中型)

行われた2009年7月、2012年7月出水時の実績降雨とした。解析開始時刻は、2009年7月出水については降雨ハイエトグラフの一山目による浸水状況が不明で、また多数の樋門・樋管等の水路から六角川、牛津川へ流入する流量把握が困難なため、降雨ハイエトグラフの二山目の7月26日2時とし、2012年7月出水については出水直前の7月13日2時とした。図-3に2009年7月、2012年7月出水時に48時間雨量が最大となった水堂、河口堰雨量観測所における実績降雨のハイエトグラフとティーセン分割より得られた48時間総雨量の空間分布を示す。

検討Ⅱの降雨外力は、1980年8月(中央集中型)、2006年4月(後方集中型)、2012年7月(前方集中型)の各出水時の実績降雨を整備計画規模(1/30)に一定率で引き伸ばした仮想降雨(I型引き伸ばし率(=計画降雨量/実績降雨量))はそれぞれ1.3、1.9、1.1とした。なお、計画降雨継続時間は6時間である。1980年8月、2006年4月、2012年7月出水の解析開始時刻は、それぞれ8月28日17時、4月10日0時、7月13日2時とした。図-4に1980年8月、2006年4月、2012年7月出水時に48時間雨量が最大となった岸川、杉ノ岳、河口堰雨量観測所における仮想降雨のハイエトグラフとティーセン分割より得られた48時間総雨量の空間分布を示す。

洪水追跡の解析データは、六角川等の4河川(六角川、牛津川、武雄川、今出川)の堤防、高水敷、低水路の線形および河床高については各距離標の200mピッチ横断面図(2010年)を用いた。横断面データがない湾曲区間、牛津川と今出川や石原川との合流部については航空写真⁹⁾と縮尺模型実験結果¹⁾を用いてデータを補間した。また武雄川や今出川以外の支川、水路の線形については航空

表-1 牟田辺遊水地の諸元

遊水地		貯水容量	90万 m ³
		遊水地面積	53.4ha
		計画貯水位	T.P. +12.01m
越流堤	改良前 (固定堰)	越流堤位置	15.2k 右岸
		越流堤長	70m
		越流堤高	T.P. +11.01m
	改良後 (可動堰)	越流堤位置	15.2k 右岸
		越流堤長	70m
		改良ゲート高	0.80m ※敷高 T.P.+10.21m

表-2 解析に用いた粗度係数 n

土地利用	粗度係数 n ($m^{-1/3} \cdot s$)	一般的な値の範囲	備考
田	3.0	0.025~3.0	
水域	0.025	0.025~0.040	水路、河川地および湖沼
道路・線路	0.047	0.015~0.047	

表-3 流出解析に用いたモデルパラメータ値

流域	森林 n	k_a	d_c	d_s	β	田 n	農地 n	都市 n	荒地 n	水域 n
六角川	0.8	0.03	0.1	0.2	6	3	0.4	0.1	0.3	0.04
武雄川	0.75	0.03	0	0.22	6	3	0.2	0.055	0.4	0.04
牛津川	0.4	0.03	0.01	0.6	4	2	0.2	0.1	0.22	0.02
今出川	0.4	0.03	0	0.1	4	1.5	0.2	0.01	0.2	0.03
一般的な値の範囲	0.4~0.8	0.001~0.03	0~0.6	0~0.6	4~6	1~3	0.2~0.4	0.01~0.1	0.2~0.4	0.02~0.04

n =等価粗度係数($m^{-1/3} \cdot s$)、 k_a =重力水が卓越するA層内の透水係数(m/s)。

d_c =マトリックス部の最大保水量を水深で表した値(m)、 d_s =重力水を含めて

表層土中に保水しうる最大水深(m)、 β =重力水部と飽和水部との飽和透水係数の比

写真⁹⁾を、河床高については数値地図5mメッシュ(標高)データを用いた。

洪水追跡の境界条件は、図-1に示した六角川等の4河川については、上流端には流出解析から得られた流出流量 $Q_o(t)$ 、下流端には六角川の河口潮位 $H_r(t)$ を与えた。武雄川や今出川以外の支川については、水門、樋門・樋管が設けられていない場合は、各支川合流点に流出解析から得られた $Q_o(t)$ を内部境界条件として与え、水門等が設けられている場合は、各施設は操作の把握が困難なものも多く、また出水時には逆流防止のために閉じられていることからすべて閉じた状態とした。

ポンプ排水は、検討Ⅰでは図-1に○で示した52ヶ所(2012年7月出水時点)、検討Ⅱでは●で示した同出水後に新設された7ヶ所を含む59ヶ所(現時点)の排水機場を対象とし、排水量については、ポンプ運転操作記録¹⁾と排水機場の施設規模に基づきに設定した排水量 $Q_p(t)$ を各排水機場地点に内部境界条件として与えた。

遊水地の位置と範囲および遊水地内の道路等については航空写真⁹⁾を、地盤高については数値地図5mメッシュ(標高)データを用いた。牟田辺遊水地の越流堤については、検討Ⅰでは2012年7月出水時点の固定堰、検討Ⅱでは改良後の可動堰とした。表-1に牟田辺遊水地の諸元を示す。牛津川における遊水地については、「4. 解析結果と考察」で後述する。

粗度係数 n は、河道については河道計画¹⁾の値、2遊水地については前報の値¹⁰⁾を用いた。なお六角川28~30.4k、牛津川12.2~21.4kについては同区間の高水敷のヨシを考

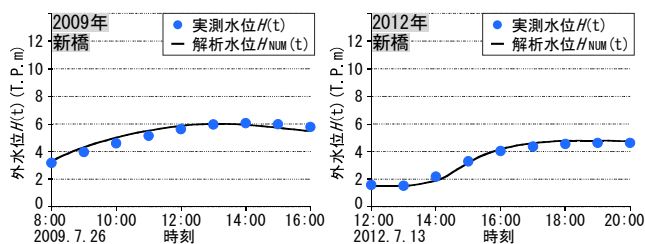


図-5 水位ハイドログラフ(左：2009年，右：2012年)

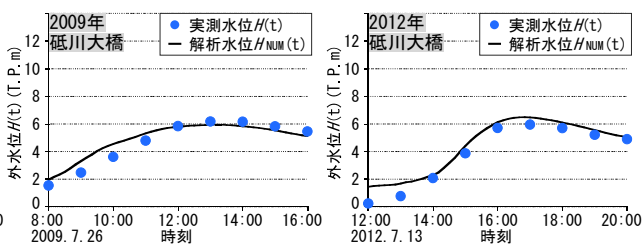


図-6 水位ハイドログラフ(左：2009年，右：2012年)

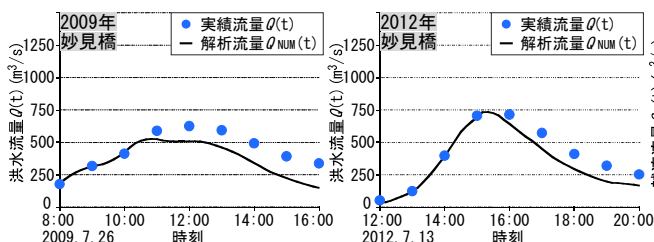


図-7 流量ハイドログラフ(左：2009年，右：2012年)

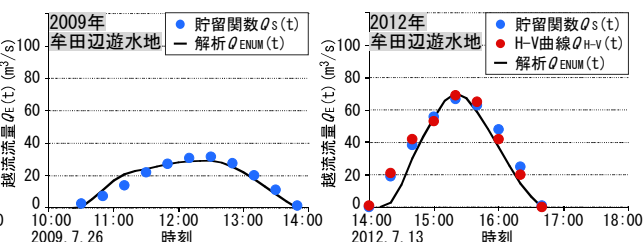


図-8 越流流量ハイドログラフ(左：2009年，右：2012年)

慮して設定した。表-2に解析に用いた粗度係数 n を示す。

計算格子は、河道については越流堤付近では10(m)，湾曲区間では100(m)，その他の箇所では200(m)を基準にし，2遊水地については必要十分な精度で洪水調節効果を評価するために，50(m)を基準にした三角形メッシュとした。その総数は28,618~32,771個である。

4. 解析結果と考察

(1) 検討Ⅰ(本モデルの再現精度の検証)

2009年7月，2012年7月出水時の実績資料に基づき，流出解析のモデルパラメータ値を定めるとともに，本モデルの再現精度を検証する。なお同パラメータ値については，六角川と武雄川の上下流域，牛津川と今出川の下流域では前報の値¹⁰⁾を用い，牛津川と今出川の上流域では一般的な値の範囲^{8),10)}を参考に，2009年7月，2012年7月出水時の牟田辺遊水地の越流流量 $Q_E(t)$ に関する感度解析⁸⁾を行い設定した。土層の飽和・不飽和状態については，流出量に対する影響が大きい森林のみを考慮した。表-3に流出解析に用いたモデルパラメータ値を示す。

図-5，6に六角川，牛津川のポンプ運転調整基準地点である新橋，砥川大橋地点における各出水時の実測外水位 $H(t)$ と解析外水位 $H_{NUM}(t)$ をそれぞれ示す。各地点の $H(t)$ が良好に再現されていることが確認できる。なお，砥川大橋地点の $H_{NUM}(t)$ が2009年7月26日8~12時，2012年7月13日12~14時で過大評価されているのは，一部の排水機場のポンプ運転操作記録が不明なためである。図-7に妙見橋地点における各出水時の実績洪水流量 $Q(t)$ と解析洪水流量 $Q_{NUM}(t)$ を示す。なお，妙見橋地点の $Q_{NUM}(t)$ が2009年7月26日11~15時，2012年7月13日16~20時で過小評価されているのは，今出川上流に存在するダム貯留量や放流量が不明なためである。

図-8に各出水時の貯留関数法による越流流量 $Q_S(t)$ ，H-

表-4 検討Ⅱの検討条件

Case	遊水地			越流堤			
	貯水容量	遊水地面積	計画貯水位	越流堤位置	越流堤長	越流堤高	
N	牛津川における遊水地 無し						
A(設計案)	158万 ³	53.8ha	T.P.+7.28m	10.4k 左岸	90m	T.P.+6.48m	
B					1	90m	T.P.+6.28m
					2	90m	T.P.+6.68m
C					1	110m	T.P.+6.48m
					2	70m	T.P.+6.48m
D	207万 ³		T.P.+8.22m	12k 左岸	90m	T.P.+7.42m	

V曲線による越流流量 $Q_{H-V}(t)$ と解析越流流量 $Q_{ENUM}(t)$ を比較して示す。ここで， $Q_S(t)$ は横越流方式の分派モデルを貯留関数モデルに組み込み，本間の台形堰公式より算出された越流流量¹⁾， $Q_{H-V}(t)$ は遊水地のH-V曲線に基づき，2012年7月出水時の遊水地の実測水位ハイドログラフを用いて算出された越流流量¹⁾である。 $Q_{H-V}(t)$ ， $Q_S(t)$ が良好に再現されていることから， $Q_{ENUM}(t)$ が越流流量を適正に評価していることが確認できる。

(2) 検討Ⅱ(牛津川における遊水地の計画諸元の検討)

仮想外力(図-4)を与条件とする数値実験に基づき，2遊水地の洪水調節効果が最大限に発揮される牛津川における遊水地の計画諸元等について検討を加える。

表-4に検討条件を示す。牛津川における遊水地を設けない場合をCase Nとし，設けた場合は，予備設計案¹⁾をCase A(越流堤位置：牛津川10.4k左岸，越流堤高 D_E ：T.P.+6.48m，越流堤長 L_E ：90m)とし，このCase Aを基準として， D_E ， L_E を表-4に示したように変化させた場合をCase B~Cとした。また，仮想外力に対する2遊水地の設置間隔の影響を調べるために，越流堤の諸元はCase Aと同一で，その位置がCase Aより上流側の12k左岸とした場合をCase Dとした。

Case NとCase A~Dの牛津川の最大外水位 H_{MNUM} を図-9に，2遊水地の越流流量 $Q_{ENUM}(t)$ を図-10に，Case Nと

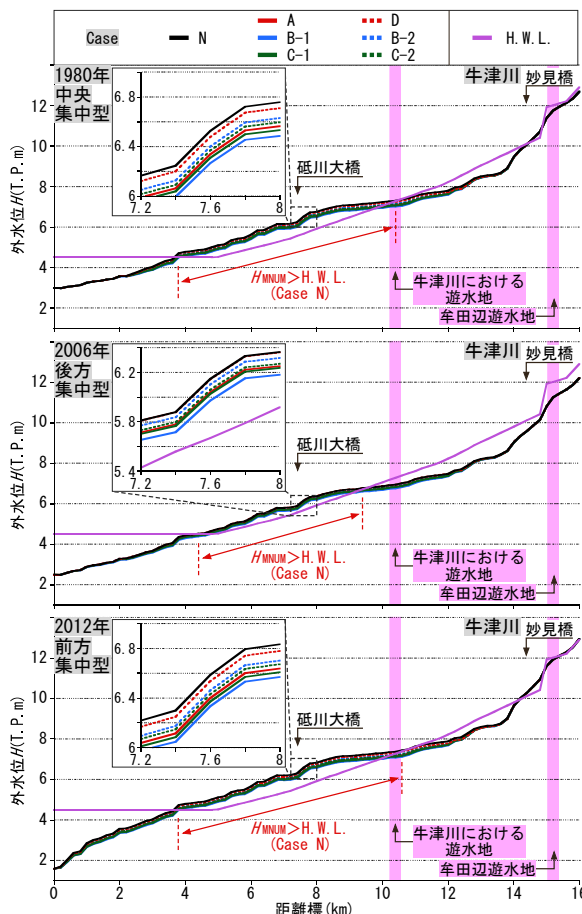


図-9 最大外水位の縦断分布

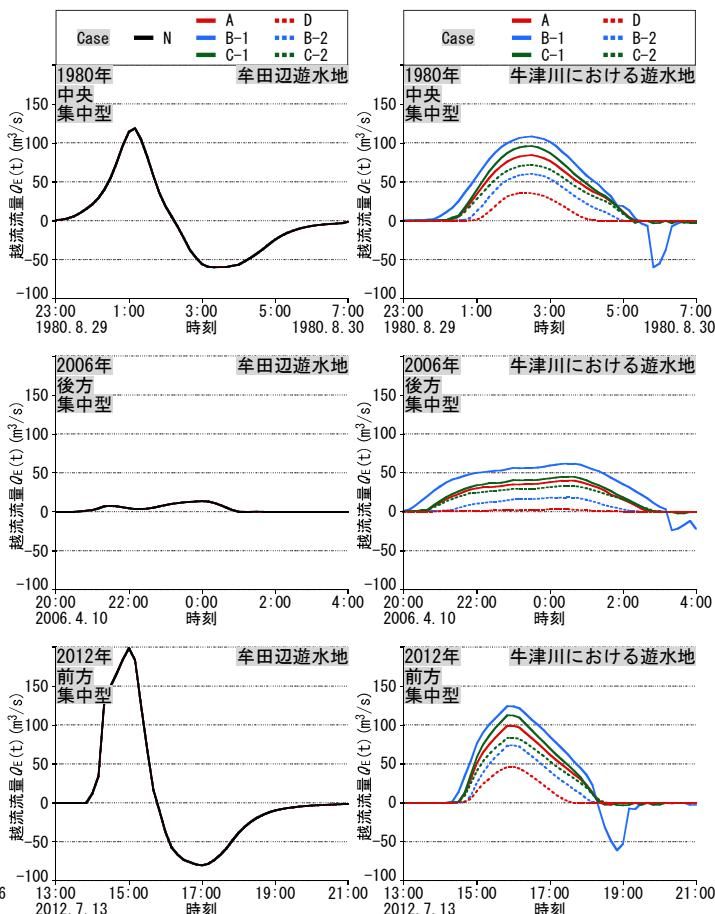


図-10 越流量ハイドログラフ(左：牟田辺遊水地, 右：牛津川における遊水地)

Case A~Cの牟田辺遊水地の直下流(14.4k：妙見橋)と直上流(16k), 牛津川における遊水地の直下流(7.4k：砥川大橋)と直上流(11.2k)における外水位の経時変化 $H_{NUM}(t)$ を図-11に示す. なお, 図-9には H_{MNUM} が最も大きくなる7.8k付近を拡大して示してある.

これらより, 牛津川における遊水地を設けない場合は, ① 牛津川の H_{MNUM} は, ピーク雨量が大きい前方, 中央, 後方集中型の順に大きくなり(図-9), 牟田辺遊水地の貯水容量90万 m^3 に対して, V_{NUM} はそれぞれ約84, 70, 11万 m^3 となるものの(図-10), いずれの場合も H_{MNUM} は牛津川4.4~9.4kの区間においてH.W.L.に達すること(図-9), ② 牟田辺遊水地の越流堤付近の外水位低下に伴って, 中央集中型の8月30日2時, 前方集中型の7月13日16時以降に遊水地から河道への逆流が生じること(図-10), などがわかる. なお, 貯水容量は, 遊水地のH-V曲線に基づき, 各Caseの越流堤地点のH.W.L.に対応した容量として評価している.

牛津川における遊水地を設けた場合は, ① 牟田辺遊水地の貯留量 V_{NUM} は, 予備設計案¹⁾の設置間隔(4.8km)では, 牛津川における遊水地の洪水調節の影響を受けず, Case Nと同様となること. また, 牛津川における遊水地の V_{NUM} は, 貯水容量158万 m^3 に対して, Case A, B-1, B-2, C-1, C-2において, 中央集中型ではそれぞれ約88, 125, 53, 100, 75万 m^3 , 後方集中型では約60, 108, 23,

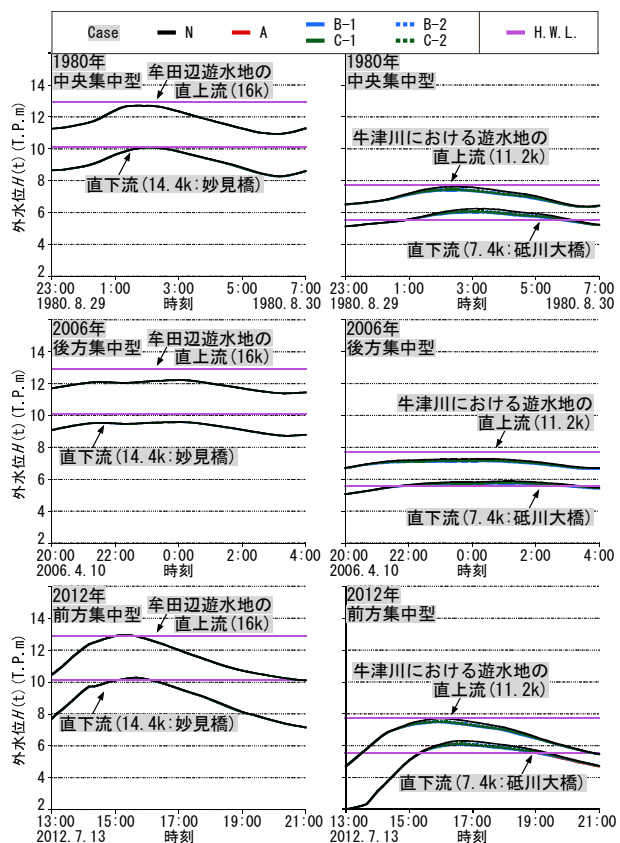


図-11 2遊水地の直下流と直上流における水位ハイドログラフ(左：牟田辺遊水地, 右：牛津川における遊水地)

68, 51万 m^3 , 前方集中型では約80, 110, 51, 90, 68万 m^3 となり, いずれの場合もCase B-1, C-1, A, C-2, B-2の順に洪水調節効果が大きくなること(図-10), ② Case Aと比較して2遊水地の設置間隔が小さくなるCase D(3.2km)では, 牛津川における遊水地の V_{NUM} は, いずれの降雨外力についても牟田辺遊水地の洪水調節に起因した越流堤付近の外水位の低下のため(図-9), 貯水容量207万 m^3 に対して, 中央, 後方, 前方集中型で約24, 3, 27万 m^3 となり, Case Aと比較して洪水調節効果が低下すること(図-10), ③ 牛津川における遊水地の直上流, 直下流の $H_{\text{NUM}}(t)$ は, 同遊水地の洪水調節効果のため(図-10), いずれの降雨外力についてもCase B-1, C-1, A, C-2, B-2の順に小さくなること(図-11), などが確認できる。

以上より, Case B-1は, 全ての想定降雨外力に対して洪水調節効果が最も大きく, 7.8kの H_{MNUM} は中央, 後方, 前方集中型でそれぞれ約0.3, 0.2, 0.3m低下するものの, 同地点のH.W.L.をそれぞれ約0.7, 0.4, 0.7m上回ること(図-9). また, 牛津川における遊水地の直下流(砥川大橋)においても, 中央, 後方, 前方集中型でH.W.L.をそれぞれ約0.4, 0.2, 0.5m上回ること(図-11)がわかる. これより, 少なくとも検討Ⅱの設定条件の範囲では, いずれの降雨外力についても, H_{MNUM} は, 7.8kでH.W.L.より0.4~0.7m程度大きくなり, 同地点の方が牛津川のポンプ運転調整基準地点である砥川大橋(7.4k)より0.2~0.3m程度大きくなることから, 砥川大橋地点だけではなく, 7.8k地点の水位監視が重要であると考えられる。

最後に牛津川における遊水地の越流堤形状(越流堤高 D_E , 越流堤長 L_E)と貯留量 V_{NUM} との関係を図-12に示す. これより, 少なくとも検討Ⅱの設定条件の範囲では, L_E を長くするよりも D_E を低くした方が, 越流堤付近の水深, 流速が大きくなり, より大きな洪水調節効果が得られることがわかる。

5. まとめ

- (1) 検討Ⅰの“ダイナミック解析を組み込んだ外水処理モデル”の検証より, 2009年7月, 2012年7月六角川出水時の外水位, 洪水流量および牟田辺遊水地の洪水調節効果を高精度で再現可能であることが確認された。
- (2) 検討Ⅱの“ダイナミック解析を組み込んだ外水処理モデル”による数値実験より, 少なくとも1980年8月(中央集中型), 2006年4月(後方集中型), 2012年7月(前方集中型)六角川出水時の実績降雨を整備計画規模(1/30)に引き伸ばした仮想降雨を与条件とした検討Ⅱの設定条件の範囲では, ① 牛津川における遊水地の越流堤長 L_E を長くするよりも越流堤高 D_E を低くした方が, より大きな洪水調節効果が得られること, ② 2遊水地の設置間隔が予備設計案¹⁾より小さい場合は, 牟田辺遊水地の洪水調節により牛津川における遊水地の越流堤付近の外水位が低

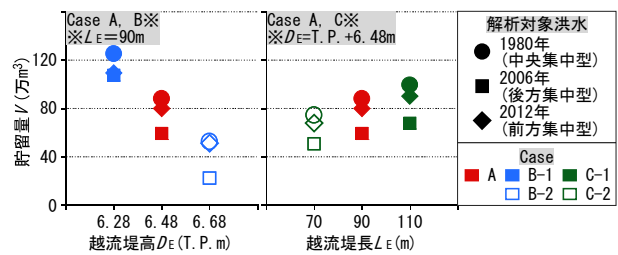


図-12 牛津川における遊水地の越流堤形状・貯留量の関係

下するため, 洪水調節効果が低下すること, ③ 全ての想定降雨外力に対して2遊水地の下流(4.6~9.4k)では $H_{\text{NUM}}(t)$ がH.W.L.を上回ると予測されることから, トータルシステムとしての洪水調節量がやや不足していると考えられること, ④ 砥川大橋地点に加え, 7.8k地点の水位監視が重要であると考えられること, などの有益な知見が得られた。

謝辞: 本研究を実施するに当たり, 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所より資料提供等, 多大なご協力を頂いた. ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所資料, 1993-2014.
- 2) 馬場洋二, 松浦茂樹, 谷本光司, 小栗幸雄: 鶴見川多目的遊水地水理模型実験(その2), 土研資料第2179号, 1985.
- 3) 秋山壽一郎: 減災型治水に求められる河川技術の展望と課題, 第50回水工学に関する夏期研修会 Aコース, 2014.
- 4) 秋山壽一郎, 白石清隆, 重枝未玲, 坂田治義: 洪水調節とポンプ排水を考慮した外水処理モデルの六角川流域への適用, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.72, No.4, I_1249-I_1254, 2016.
- 5) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 藤原周平: 数値解析を用いた牛津川遊水地の洪水調節効果の検討, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.73, No.4, I_325-I_330, 2017.
- 6) 秋山壽一郎, 重枝未玲: 河道・氾濫原包括氾濫解析による氾濫流量の評価と市街地破堤氾濫解析, 土木学会論文集B, Vol.63, No.3, pp.224-237, 2007.
- 7) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所: 六角川ポンプ運転調整方針, http://www.qsr.mlit.go.jp/takeo/site_files/file/rokkaku/04ponnputyousei.pdf, 2014.
- 8) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 野村心平: 実測水位に基づく分布型流出・平面2次元洪水追跡モデルのパラメータ最適化法, 河川技術論文集, 第18巻, pp.459-464, 2012.
- 9) Google Earth, <http://www.google.co.jp/earth/>
- 10) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 藤原周平: 治水バランス・水災リスク評価シミュレータと六角川流域への適用, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.74, No.4, I_1417-I_1422, 2018.

(2018. 4. 3受付)