

遊水地による洪水調節とポンプ排水による 内水排除を考慮した外水氾濫解析

ASSESSMENT OF FLOOD CONTROL EFFECTS OF DRAINAGE PUMPS
AND THE MUTABE RETARDING BASIN IN THE ROKKAKU RIVER
BY NUMERICAL ANALYSIS

秋山 壽一郎¹・白石 清隆²・重枝 未玲³
坂田 治義⁴・藤原 周平⁵

Juichiro AKIYAMA, Kiyotaka SHIRAISHI, Mirei SHIGE-EDA,
Haruyoshi SAKATA and Shuhei FUJIWARA

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

²非会員 国土交通省九州地方整備局 武雄河川事務所 (〒843-0023 武雄市武雄町大字昭和745)

³正会員 博士(工学) 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)

⁴正会員 修士(工学) 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)

⁵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)

A retarding basin is one of the most effective countermeasures to mitigate existing downstream flooding problems. Effectiveness of the basin is strongly dependent on design of an overflow levee. Experimental works have been commonly employed for the overflow levee design. 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 flux-difference splitting scheme as well as unstructured finite-volume method, and operation of drainage system, is an effective tool to evaluate the stage-discharge relationship of the Mutabe retarding basin in the Rokkaku River under the given conditions of rain-fall and tidal level of the Ariake Sea. In addition, numerical simulations of inundation flows due to hypothetical dyke breach are carried out.

Key Words : *retarding basin, distributed hydrological model, hypothetical dyke breach*

1. はじめに

近年,全国各地で内水/外水氾濫や内外水複合氾濫が頻発している。2000年9月東海豪雨災害以降に発生した豪雨災害に共通する課題の一つは,内水/外水処理の治水バランスの問題である。とりわけ低平地感潮河川では,内水排水ポンプの運転操作,遊水地による洪水調節効果,河道の流下能力などが関係し,また計画手法等が異なる各種治水施設の複合治水システムとなっているため,被害最小化を図るうえで想定外力を踏まえた各施設の治水容量の把握と治水バランスの評価が重要となる。ところが,そのような複合治水システムが抱える課題を評価できる手段はいまのところ存在していない。

以上のような課題を踏まえ,筆者は任意の降雨外力と本川下流端水位を所与の条件として,支川や下水道から

本川への流入,遊水地による洪水調節,ポンプ排水による内水排除等を考慮して内水/外水処理と上下流/本支流の治水バランスを評価でき,本支川がH.W.L.を超えた場合の破堤氾濫も取り扱える内外水複合氾濫シミュレータの開発に取り組んでいる¹⁾。

本研究で対象とする六角川水系は,本川六角川と牛津川等の支川を合わせて佐賀平野を流れる低平地河川で,六角川,牛津川の下流部の各勾配は約1/1500~1/45000,約1/2600~1/5600と極めて緩く,六角川では河口から上流約29km,牛津川では六角川合流点から上流約12kmが感潮区間となっている。そのような自然特性から大雨と潮位の高い時間帯が重なると水位が上昇しやすく,これまで度々内水,外水被害を受けている。例えば,潮見橋水位観測所地点で観測水位がH.W.L.を超えた1980年8月出水では六角川で2箇所,牛津川で3箇所,同観測所地点で観測水位がH.W.L.を超えた1990年7月出水では六角川で4

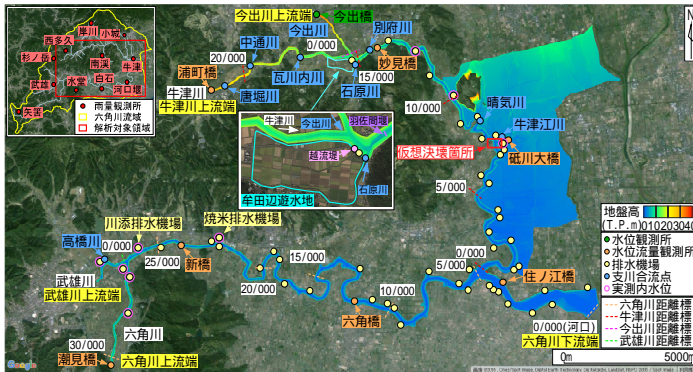


図-1 六角川流域の概要と解析対象領域および境界条件の設定位置(GoogleMapより)

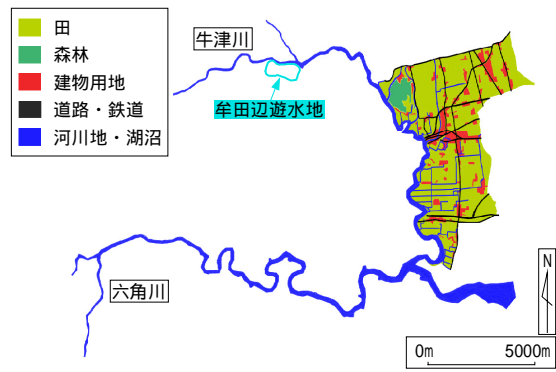


図-2 破堤氾濫解析対象領域の土地利用形態

箇所、牛津川で6箇所の堤防が決壊している。
 六角川、牛津川の中下流域では自然排水が困難なため、六角川・武雄川で36箇所(総排出量約228m³/s)、牛津川で23箇所(総排出量約133m³/s)の排水機場が国、県等により整備(2014年8月時点)されている。現在の整備水準を上回る出水時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²⁾、2009年7月出水時に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。また、牛津川流域では、既往最高水位を記録した1990年7月出水で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(1/100洪水対応)が2002年6月に完成している。その後も2009年7月、2012年7月(九州北部豪雨災害)に大洪水が発生し、同遊水地の洪水調節機能と牛津川の治水安全度のバランスが問題となり、発生頻度の高い中規模洪水(計画貯留量を下回るが、水位はH.W.L.を超える規模の1/30)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、2013年3月末に完了している。

ポンプの運転調整で重要となる基準地点は、一般に想定降雨発生時に外水位がH.W.L.を超える箇所を特定したうえで、その箇所と水位の相関が最も高い既設水位観測所が選定されるが、低平地感潮河川では前述のポンプの運転操作等が関係し、また複合治水システムとなっているため、H.W.L.を超える箇所の特定が難しいといった問題がある。一方、遊水地については、横越流特性や越流堤付近の河道の状況等が洪水調節効果に影響するため、一般に1/20~1/40縮尺の大型模型を用いた準定常実験より計画諸元が決定されるが、そのような局所的な検討では計画の想定とは異なる洪水に対する効果の把握が難しいといった問題がある。

以上のような課題を受け、筆者らは遊水地の模型実験^{3),4),5)}、実遊水地の縮尺模型実験⁶⁾、実遊水地^{6),7)}を対象として、数値解析を用いた遊水地の洪水調節効果や、任意の降雨外力に対する遊水地とポンプ排水を考慮した外水位の検討・評価⁷⁾を系統的に進めてきた。

本研究は、前述したシミュレータ開発の一環として降雨外力と河口の潮位を与条件として、遊水地による洪水調節とポンプ排水による内水排除を考慮して洪水追跡を

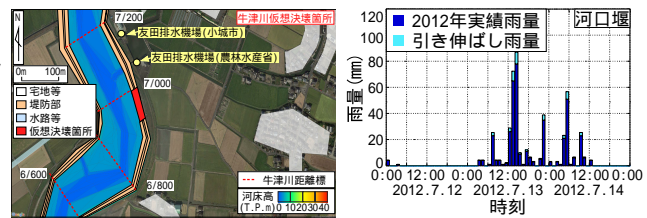


図-3 仮想決壊箇所(GoogleMapより) 図-4 降雨ハイトグラフ

表-1 牟田辺遊水地諸元と流域の土地利用

項目		諸元	備考
遊水地	洪水調節容量	900千m ³	
	遊水地面積	53.4ha	計画貯水位による湛水面積
	計画貯水位	T.P.+12.01m	遊水地下流端の河道H.W.L.
越流堤 (改良前) (改良後)	最大越流量	約100m ³ /s	1/100規模
	天端高	T.P.+11.01m	
	越流幅	70m	
	最大越流量	約70m ³ /s	1/30規模
	天端高	T.P.+11.01m	
	改良ゲート高	0.80m	敷高 T.P.+10.21m
	越流幅	70m	
流域の土地利用	種別	割合	備考
	森林	42%	
	田・農地	38%	果樹園等含む
	市街地	10%	宅地等含む
	荒地	3%	(河川地および湖沼)に細分類

行う“外水処理モデル”⁷⁾に、直接降雨による堤内地の湛水深を考慮して外水位がH.W.L.を超えた場合の破堤氾濫の取り扱いを組み込んだ“外水処理・破堤氾濫解析モデル”(以下「本モデル」という)を新たに構築し、六角川水系の治水システムについて検討を加えたものである。

2. 六角川流域と解析モデルの概要

(1) 六角川流域と治水施設の概要

図-1に六角川流域の航空写真、雨量、水位、流量の観測所、2009年7月と2012年7月出水時に内水位が観測された地点、治水施設(排水機場、牟田辺遊水地)および解析対象領域と洪水追跡の境界条件の設定位置を示す。また、図-2に破堤氾濫解析の解析対象領域の土地利用形態を、図-3に図-1中の赤枠で囲った仮想決壊箇所の拡大図を、表-1に牟田辺遊水地の諸元と六角川流域の土地利用をそ

れぞれ示す。

(2) 解析の対象領域と降雨外力

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では潮見橋水位観測所~河口、牛津川では浦町橋水位観測所~六角川合流地点、破堤氾濫解析については数値地図5mメッシュ(標高)に基づく地盤高データと図-2に示した土地利用形態および既往出水時の最大浸水区域を踏まえ、浸水が予想される最大の範囲とした(図-1)。

降雨外力は、2012年7月出水時の実績降雨、同実績降雨を1/100確率規模程度に引き伸ばした仮想降雨とした。図-4に降雨外力の一例として河口堰雨量観測所の実績降雨と仮想降雨ハイトグラフ(引き伸ばし率1.1)をそれぞれ示す。

(3) モデルの概要

図-5に本モデルの計算フローを示す。本モデルは、潮位 $H_T(t)$ を河道下流端境界条件とし、任意の降雨から分布型流出解析モデル⁸⁾より算定された流出域からの流出流量ハイドログラフ $Q_O(t)$ を境界条件あるいは内部境界条件として、直接降雨、ポンプ排水量 $Q_P(t)$ を考慮して洪水追跡を行い、外水位がH.W.L.を超えた場合はその時点で破堤氾濫解析を行い、任意の地点での内水位 $H_{INNUM}(t)$ 、外水位 $H_{NUM}(t)$ 、河道流量 $Q_{NUM}(t)$ 、氾濫流量 $Q_{ENUM}(t)$ 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 $Q_{ENUM}(t)$ 、堤内地の浸水域を算出するものである。洪水追跡・破堤氾濫解析では、内外水複合氾濫シミュレータへの拡張を想定して、河川を複数区間に分割した並列計算が可能で、常射混在流が取り扱える平面2次元不定流モデルであるPSA-FUF-2DF model⁷⁾を用いている。

破堤氾濫解析における堤防決壊時の拡幅プロセスの取り扱いについては、決壊口形状は決壊口断面積 $A(t)$ と等価な矩形断面 $(A(t)=0.80L(t) \times Y)$ とした⁹⁾。ここに、 $L(t)$ は天端拡幅幅、 Y は堤防高と堤内地地盤高の比高である。決壊のさせ方は、破堤時の堤防敷高は破堤後瞬時に堤防位置の堤内地地盤高となるとし、破堤後瞬時に最終破堤幅 $L(t_{MAX})$ の2分の1 $(L(t_{MAX})/2)$ が決壊し、その後1時間で $L(t_{MAX})$ まで拡幅するとした¹⁰⁾。ここで、 $L(t_{MAX})$ は、想定決壊箇所の川幅 B に基づき、表-2の $L(t_{MAX})$ に関する経験式¹⁰⁾で与えた。なお、 B は、H.W.L.時の水面幅とした。

(4) 解析データ

流出解析の降雨量には図-1に示した各雨量観測所の実績あるいは仮想データを、流域の標高と土地利用データに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、河床高には定期縦断測量結果(2010年)を用いた。

流出解析の解析データは、六角川流域を50mメッシュに分割した各セルに雨量、標高、落水線方向・疑似河道、

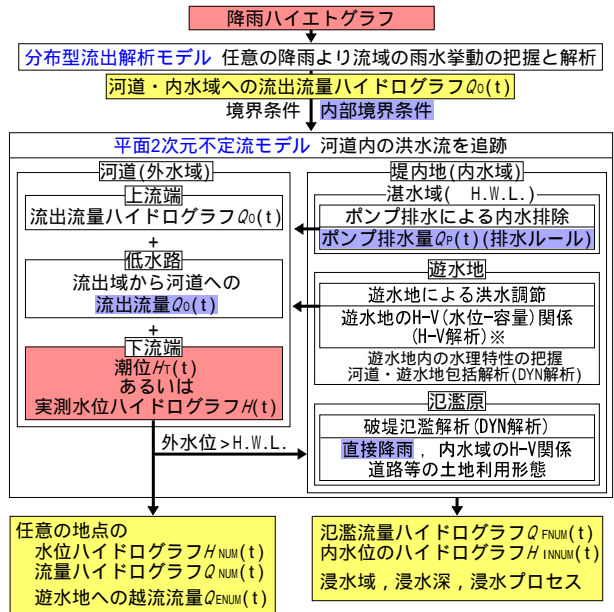


図-5 外水処理・破堤氾濫解析モデルの計算フロー

表-2 $L(t_{MAX})$ と B の関係

合流点付近	$L(t_{MAX}) = 2.0 \times (\log_{10} B)^{3.8} + 77$ (1)
合流点付近以外	$L(t_{MAX}) = 1.6 \times (\log_{10} B)^{3.8} + 62$ (2)

表-3 破堤氾濫解析で用いた土地利用とその粗度係数

土地利用	粗度係数 $m^{1/3} \cdot s$	一般的な値の範囲	備考
建物用地	0.04	0.01-0.1	
田	3.0	0.025-3.0	
水域	0.025	0.025-0.04	・水路, 河川地および湖沼
その他用地	0.025	0.025-0.05	・ゴルフ場等
道路・線路	0.047	0.015-0.047	

表-4 流出解析に用いたモデルパラメータの一例

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
自然排水地区										
牛津川	0.4	0.03	0.01	0.6	4	3	0.3	0.1	0.22	0.02
今出川	0.4	0.03	0	0.1	4	2	0.3	0.01	0.2	0.03
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
内水地区										
池田川	0.4	0.03	0	0	4	2	0.3	0.01	0.3	0.04
牛津江	0.4	0.03	0	0.02	4	1	0.2	0.01	0.4	0.04
板橋	0.4	0.03	0	0.08	6	2.5	0.2	0.06	0.4	0.04
東川	0.6	0.03	0	0.1	6	2.5	0.3	0.06	0.3	0.04
川添川	0.4	0.03	0	0.1	6	1	0.3	0.06	0.3	0.04
焼米入江川	0.6	0.03	0	0.1	6	3	0.3	0.06	0.3	0.04
高橋川	0.6	0.03	0	0.01	6	1	0.3	0.06	0.3	0.04
一般的な値の範囲	0.4-0.8	0.001-0.03	0-0.6	0-0.6	4.0-6.0	1.0-3.0	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 =重力水部と不飽和水部との飽和透水係数の比

土地利用を設定し作成した。

洪水追跡の河道データは、堤防、高水敷、低水路線形については各距離標の200mピッチ横断面図(2010年)を、断面データがない越流堤付近の合流部や蛇行区間の断面については、航空写真から河道線形を定め、縮尺模型実験結果¹¹⁾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、河床高には横断測量結果(2010年)を用いて作成した。流出および洪水追跡の解析データ作成

方法については前報⁷⁾を参照願いたい。各河川の粗度係数は、河道計画の値を用いた。ただし、六角川29k100~30k400、牛津川12k200~21k400の粗度係数は、同区間に存在する堰や高水敷のヨシを考慮して設定した。

破堤氾濫解析の堤内地データは、道路や水路等は航空写真に基づきその線形を定め、その位置座標を世界測地系で整理し作成した。地盤高は数値地図5mメッシュ(標高)に基づき、平面座標とその座標に対応する地盤高で三角形ポリゴンを作成し設定した。堤内地の粗度係数は、流出解析のモデル定数や洪水浸水想定区域図作成マニュアル¹⁰⁾等の値を参考に、図-2に示した土地利用ごとに設定した。表-3に破堤氾濫解析で用いた土地利用とその粗度係数を示す。

破堤氾濫解析に用いた計算格子は、家屋等が密集する箇所は50(m)とし、仮想決壊箇所では決壊口形状を、堤内地の道路・線路等の盛土構造物はその線形を再現できるようにそれぞれ1(m)、25(m)、その他の氾濫原部では250(m)を基準にした三角形メッシュとした。その総数は57,785個である。

(5) 解析条件

流出および洪水追跡・破堤氾濫解析の開始時刻は、流域内の樋門・樋管の操作の把握が困難なものも多く、また出水時の樋門等は逆流防止のために閉じられていることから出水直後の2012年7月13日2:00とした。

表-4に解析に用いたモデルパラメータ値の一例を示す。流出解析のモデルパラメータ値は、洪水追跡の六角川、牛津川、武雄川、今出川の upstream より上流域では、前報の結果⁷⁾を用い、自然排水が困難な内水域については、2009年7月出水および2012年7月出水時の実績降雨に対して、図-1に示した地点の実測内水位 $H_{IN}(t)$ に関する感度解析⁸⁾を行い、各地点の $H_{IN}(t)$ を再現できるように設定した。なお、 $H_{IN}(t)$ が得られていない内水域のモデルパラメータ値は、近接する流域界と同様とした。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。なお、流出解析のモデルパラメータ値は両出水で同一である。

表-5に洪水追跡の境界条件を、図-1に境界条件を与えた位置をまとめて示す。洪水追跡の境界条件は、六角川、牛津川、武雄川、今出川のいずれについても上流端には流出解析から得られた流量 $Q_0(t)$ を、下流端には図-6に示した六角川河口の潮位 $H_T(t)$ を与えた。六角川に流入する牛津川、武雄川および今出川以外の支川のうち、水門が設けられていない支川については、流出解析から得られた $Q_0(t)$ を牛津川との合流点に、水路形状等が不明な小規模支川等については、 $Q_0(t)$ を六角川、牛津川等の低水路に内部境界条件として与えた。

排水機場は2012年7月出水の発生時点での52ヶ所を対象とし、図-1に示した各排水箇所から河道に排水させた。ポンプ排水量 $Q_P(t)$ については、2012年7月出水時の

表-5 平面2次元洪水追跡の境界条件

		位置	2012年7月出水	仮想降雨
境界条件	上流端	六角川	流出解析から得られた流量 $Q_0(t)$	
		武雄川		
		牛津川		
		今出川		
下流端	六角川河口	六角川河口の潮位 $H_T(t)$		
	遊水地の越流堤	H-V曲線		
内部境界条件	各支川合流点	流出解析から得られた流量 $Q_0(t)$		
	各排水機場	ポンプ運転操作記録と排水機場の施設規模を参考に推定したポンプ排水量 $Q_P(t)$	ポンプ運転操作ルールに基づくポンプ排水量 $Q_P(t)$	

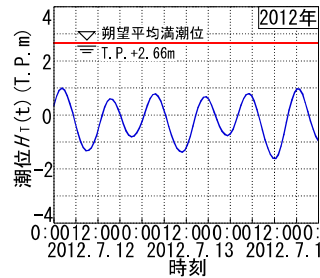


図-6 六角川河口の潮位

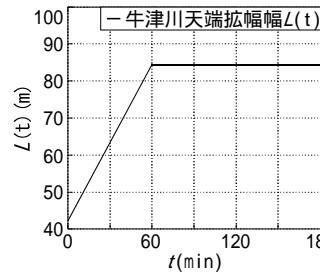


図-8 $t-L(t)$ の関係

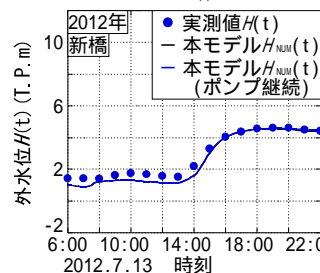


図-10 水位ハイドログラフ(新橋)

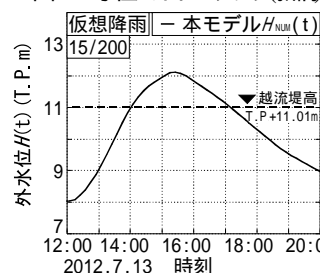


図-12 水位ハイドログラフ(15/200)

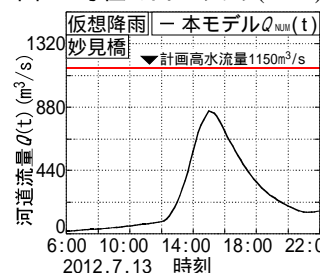


図-14 流量ハイドログラフ(妙見橋)

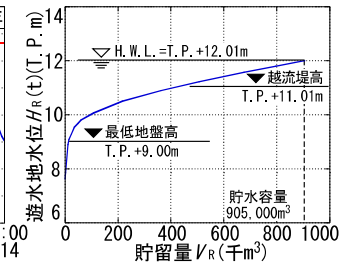


図-7 牟田辺遊水地のH-V曲線

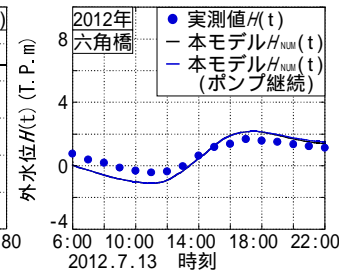


図-9 水位ハイドログラフ(六角橋)

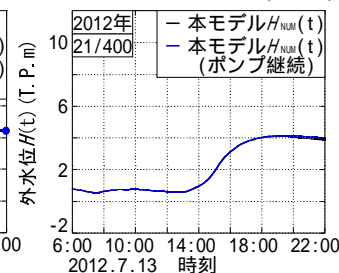


図-11 水位ハイドログラフ(21/400)

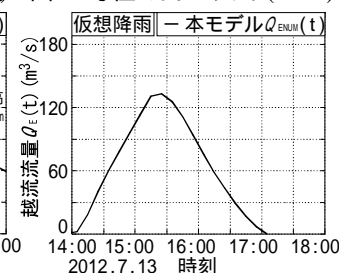


図-13 越流流量ハイドログラフ

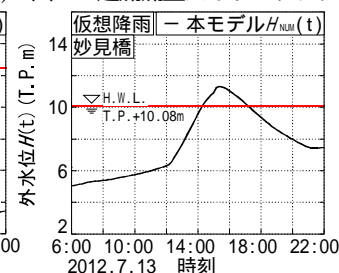


図-15 水位ハイドログラフ(妙見橋)

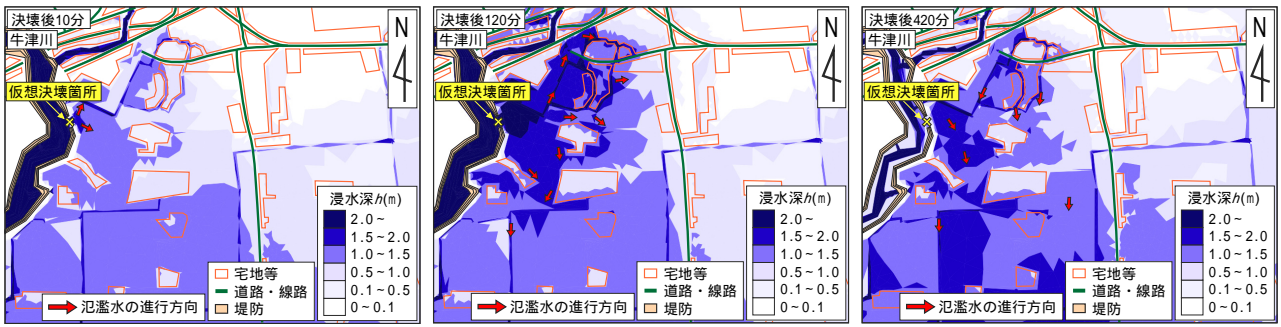


図-16 牛津川仮想決壊箇所付近の浸水深コンター(左：決壊後10分，中央：決壊後120分，右：決壊後420分)

実績降雨を用いた洪水追跡ではポンプ運転操作記録¹¹⁾と排水機場の施設規模を参考に推定した $Q_p(t)$ を，仮想降雨を用いた洪水追跡・破堤氾濫解析では六角川，牛津川のいずれについてもポンプ運転操作ルールに基づく $Q_p(t)$ を河道に内部境界条件として与え，破堤後はポンプ排水を停止させた。

牟田辺遊水地越流堤には，図-7に示したH-V曲線を越流堤裏法尻に境界条件として与え，遊水地のH-V関係に基づき，洪水調節流量 $Q_E(t)$ で遊水地に横越流させるH-V解析^{6,7)}を用いた。なお，越流堤の諸元は，2012年7月出水の発生時点での諸元を用いた。樋門・樋管については，前述した理由からすべて閉じた状態とした。

牛津川の仮想決壊箇所(図-3)は，六角川水系浸水シミュレーション¹²⁾で決壊が想定されている箇所と，図-2に示した土地利用形態を踏まえて1箇所選定した。氾濫開始流量は各断面のH.W.L.に対応した流量とし，平面2次元洪水追跡の再現計算より得られた洪水時上昇期のH-Q(水位-流量)関係⁷⁾から最小二乗法で作成したH-Q式を用いて氾濫開始流量を算出した。決壊のさせ方は，図-8に示した牛津川の $L(t)$ の関係を用いた。破堤開始時刻の堤内地には， $Q_0(t)$ から $Q_p(t)$ を差し引いた流量と内水域のH-V曲線を用いて算出した内水位 $H_{INNUM}(t)$ を初期水深条件として与えた。なお，2012年7月出水時の同時刻の牛津川の $H_{INNUM}(t)$ と $H_{IN}(t)$ の誤差は6%程度である。

3. 解析結果と考察

(1) ポンプ排水を継続した場合の六角川水系の外水位

六角川水系で発生した2012年7月出水では，牛津川ではポンプ運転調整基準地点の外水位が運転調整水位に達し，運転調整が実施された。その一方で，六角川では運転調整水位未満で運転調整は実施されていないことから，ポンプ運転操作ルールに従ってポンプ排水を継続した場合の六角川水系の外水位について検討した。

図-9，10に2012年7月出水時の六角橋地点，新橋地点(六角川のポンプ運転調整基準地点)の実測外水位 $H(t)$ ，本モデルによる再現解析の外水位 $H_{NUM}(t)$ ，六角川下流でポンプの運転操作が行われていない時間帯にポンプ排水を継続した場合の $H_{NUM}(t)$ を示す。これより，六角橋地点，

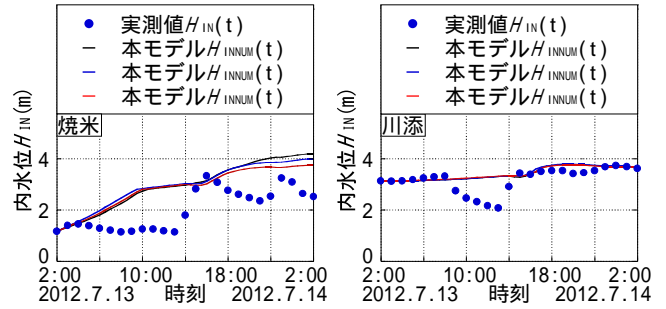


図-17 内水位(焼米)

図-18 内水位(川添)

新橋地点の $H(t)$ が良好に再現されていることがわかる。図-11に六角川21k400地点の本モデルによる再現解析の $H_{NUM}(t)$ ，ポンプ排水を継続した場合の $H_{NUM}(t)$ を示す。なお，同地点は六角川で解析ピーク水位がH.W.L.に最も迫っていた地点である。図-9~11の解析結果についてポンプ排水を継続した場合と継続しなかった場合とを比較すると， $H_{NUM}(t)$ にほとんど違いが見られないことから，六角川下流側でのポンプ排水の継続が外水位の上昇に及ぼす影響は極めて小さいことがわかる。これは，六角川上流側に比べ下流側の排水機場の排水量が小さく，また河口から29km上流までの感潮区間が潮位の影響を大きく受けるためである。

(2) 牟田辺遊水地の洪水調節能力

仮想降雨に対する遊水地の洪水調節能力について検討した。図-12~13に1/100確率規模程度を想定した仮想降雨に対する本解析の越流堤地点(牛津川15k200)の $H_{NUM}(t)$ ， $Q_{ENUM}(t)$ を，図-14~15に妙見橋地点の河道流量 $Q_{NUM}(t)$ ， $H_{NUM}(t)$ の予測結果をそれぞれ示す。本解析結果によれば，牟田辺遊水地の貯留量は約74万 m^3 であり，計画貯水容量90万 m^3 に対して約82%の洪水調節効果となった。なお，妙見橋地点の $Q_{NUM}(t)$ は計画高水流量1150 m^3/s を下回っている一方で， $H_{NUM}(t)$ はH.W.L.を上回っていることから牟田辺遊水地の洪水調節機能と牛津川の治水バランスがとれていないと推察される。

(3) 仮想降雨を用いた浸水プロセスの予測

最後に，仮想的な破堤による牛津川の浸水プロセスについて検討した。図-16に図-1中に赤枠で示した牛津川の仮想決壊箇所付近での決壊後10分，120分，420分の浸水深コンターを示す。これより，牛津川では氾濫水は

決壊後10分で北および南方向に広がり進行し、決壊後120分では道路により北方向への氾濫水の広がり進行が抑制され、決壊後420分では全体的に南方向へ広がっていくことがわかる。また、決壊後120分での浸水深 h は決壊後10分に比べて1.0m程度増加し、その後氾濫水が南方向へ広がるため、決壊後420分では決壊後120分に比べて0.4m程度減少するものの、宅地等では最大で床上浸水が生じる1.0m程度となると考えられる。

六角川では2012年7月出水時の実績降雨、同実績降雨を1/100確率規模程度に引き伸ばした仮想降雨、六角川の流入流量に影響を及ぼす矢筈雨量観測所の雨量を六角川基本高水の検討¹¹⁾の引き伸ばし率の範囲(1.0~2.0)で引き伸ばした仮想降雨のいずれに対しても外水位がH.W.L.を超えることがなかった。これは、前述した河道特性から、六角川では感潮区間が長く、本解析の潮位 $H_T(t)$ は朔望平均満潮位に比べて1.0m以上低く、また流出域からの流出流量が自己流で河道に流入せず、ポンプ排水量によって河道への流入流量が決まるために水位が上昇し難いためである。

図-17, 18に焼米排水機場、川添排水機場地点の実測内水位 $H_{IN}(t)$ と実績降雨に対する $H_{INNUM}(t)$ 、1/100確率規模程度の仮想降雨に対する $H_{INNUM}(t)$ 、矢筈雨量観測所の降雨を2倍に引き伸ばした仮想降雨に対する $H_{INNUM}(t)$ との比較を示す。これより、 $H_{INNUM}(t)$ は、焼米排水機場地点の $H_{IN}(t)$ のピーク値や川添排水機場地点の13日15:00~14日2:00の $H_{IN}(t)$ を再現しているものの、焼米排水機場地点の13日5:00~14:00、川添排水機場地点の13日9:00~14:00や焼米排水機場地点の13日17:30~14日12:00では過大に $H_{IN}(t)$ を評価していることがわかる。これは、本モデルでは樋門・樋管から河道への排水量や水路やアンダーパス等を介した内水の移動を考慮されていないことによる。また、焼米排水機場地点では、実績降雨に比べて外力規模の大きい13日4:00~10:00では、 $H_{INNUM}(t)$ が $H_{INNUM}(t)$ を上回ることや、ポンプの運転が抑制された13日19:30~14日2:00では、 $H_{INNUM}(t)$ 、 $H_{INNUM}(t)$ は、 $Q_P(t)$ が実績よりも大きくなるために $H_{INNUM}(t)$ よりも低くなる。

本モデルは、降雨の違いやポンプ運転操作が内水位に及ぼす傾向を捉えているが、更なる再現精度の向上を図るためには、構造樋門・樋管から河道への排水量や水路やアンダーパス等を介した内水の移動量の把握が必要と考えられる。

4. まとめ

(1) “外水処理・破堤氾濫解析モデル”が与条件(任意の降雨、潮位)から低平地感潮河川流域の複合治水システムの治水容量と治水バランスの評価が可能解析ツールであることを示した。

(2) ポンプ排水と洪水調節を考慮した洪水追跡より、ポ

ンプ運転操作ルールに基づきポンプ排水を継続した場合の外水位(図-9~11)について検討した。

(3) 外水位がH.W.L.を最も超えやすい箇所を特定した上で、H.W.L.を超えた場合の破堤を想定し、3川合流部に設けられた遊水地の洪水調節能力とポンプ排水、道路等の盛土構造物や土地利用形態、直接降雨を考慮した仮想的な破堤による浸水プロセス(図-16)について検討した。

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) 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.
- 2) 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.
- 3) 秋山壽一郎，重枝未玲，門田竜祐，田島瑞規：数値解析を用いた既設・未設遊水地の機能評価と施設計画の可能性，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.69，No.4，I_1645-I_1650，2013.
- 4) 秋山壽一郎，重枝未玲，田島瑞規，余田正敏：数値解析を用いた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.70，No.4，I_853-I_858，2014.
- 5) 秋山壽一郎，重枝未玲，坂田治義：数値解析を用いた湾曲部に設けられた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.71，No.4，I_1411-I_1416，2015.
- 6) 秋山壽一郎，重枝未玲，田島瑞規：数値解析を用いた遊水地の洪水調節効果の評価—牟田辺遊水地を対象として—，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.70，No.4，I_847-I_852，2014.
- 7) 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.
- 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) 秋山壽一郎，重枝未玲，岡村賢治，和田浩輔：実河川を対象とした仮想破堤氾濫に対する水防林の減災効果，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.70，No.4，I_1543-I_1548，2014.
- 10) 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課水防企画室，国土技術政策総合研究所河川研究部水害研究室：洪水浸水想定区域図作成マニュアル(第4版)，2015.
- 11) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所資料，1993-2012.
- 12) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所：六角川水系浸水シミュレーション，http://www.qsr.mlit.go.jp/takeo/prepare_bousai/simulation.html，2015.

(2016.4.4受付)