

外水処理モデルによる牛津川遊水地の洪水調節効果の検討

九州工業大学大学院 学生会員 ○藤原 周平 九州工業大学 フェロー会員 秋山壽一郎
九州工業大学大学院 正会員 重枝 未玲

1. はじめに

本研究では、降雨外力と河口潮位を与条件とし、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外水位を評価できる新たに構築した“外水処理モデル”(以下「本モデル」という)を六角川水系に適用し、まず既設牟田辺遊水地の洪水調節を考慮して牛津川で流下能力が不足する区間を抽出し、次に同遊水地と検討段階にある未設牛津川遊水地¹⁾の洪水調節効果、および外水位の低減効果について検討を加えた。

2. モデルの概要

図-1に本モデルの概要を示す。遊水地による洪水調節は、既設遊水地は遊水地の水位 H -容量 V 関係に基づき遊水地を簡易的に取り扱う「 H - V 解析」²⁾を、未設遊水地は河道と遊水地を区別せず包括的に取り扱い、遊水地内の流況解析により遊水地水位の変化を的確に評価することで、洪水調節と外水位との関係をより正しく再現、予測できる「河道・遊水地包括解析」³⁾を用いた。ポンプ排水による内水排除は、ポンプ運転操作記録あるいは排水機場の施設規模を参考に設定した排水量 $Q_p(t)$ を各排水機場地点から河道に排水させた。

3. 六角川流域と解析の概要

佐賀県六角川水系の中下流域は内水被害が発生しやすい低平地で、流域内に計59箇所、総排水量約360m³/sの排水機場が国等により整備(2014年8月時点)されている。同水系では2006年6月にポンプ運転調整方針が策定され¹⁾、2009年7月出水時には牛津川で運転調整が行われた。また牛津川流域において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、牟田辺遊水地(1/100洪水対応)が2002年6月に完成している。さらに下流域の洪水被害軽減対策の一環として“牛津川遊水地計画”¹⁾が現在検討されている。

本モデルを用いて、牟田辺遊水地を考慮して牛津川の流下能力不足区間の抽出する解析、検討段階にある牛津川遊水地の洪水調節効果を評価する解析を実施した。解析対象領域は、流出解析については図-2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~六角川合流地点とした。降雨外力は、解析では1980年8月、1990年7月、2009年7月および2012年7月、解析では2012年7月出水時の実績降雨とした。図-2に降雨外力の一例として、2012年7月出水時で48時間雨量が最大となった河口堰雨量観測所の降雨ハイレ

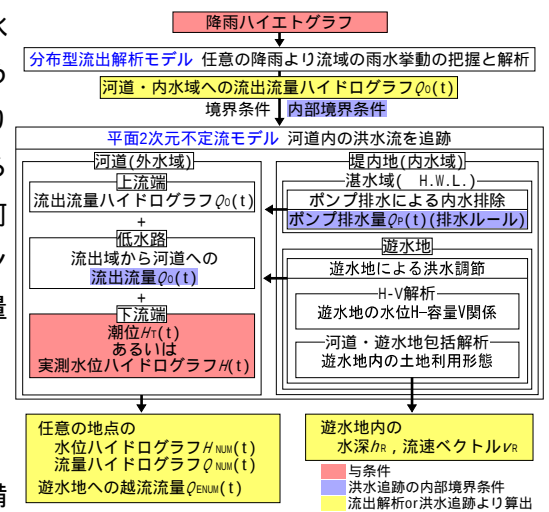


図-1 外水処理モデルの概要

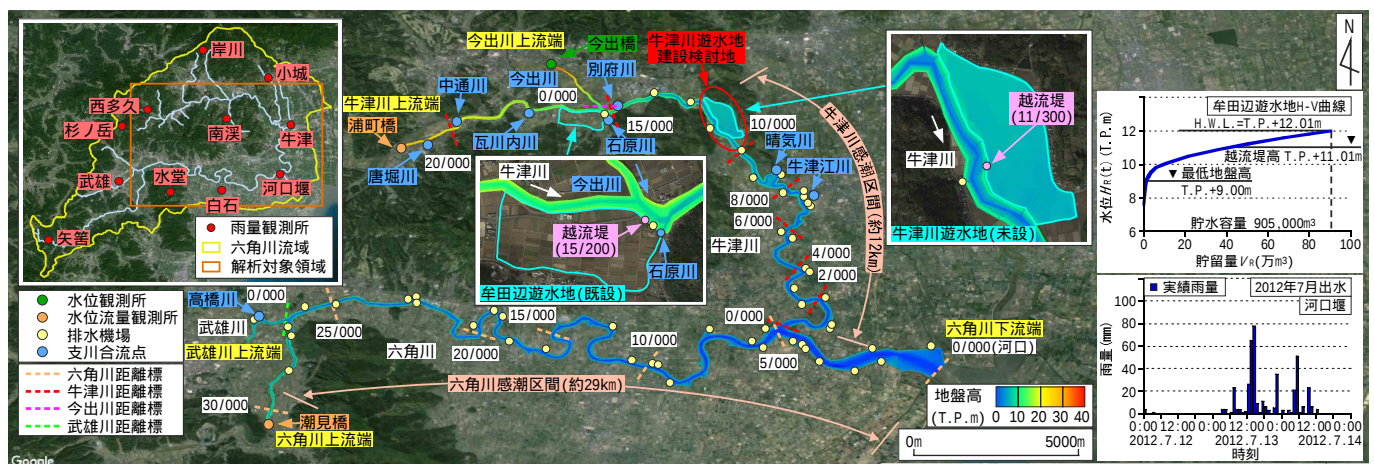


図-2 解析の対象領域、境界条件設定位置(GoogleMapより)と降雨ハイレートグラフおよび牟田辺遊水地のH-V曲線

トグラフを示す。牛津川遊水地の計画諸元は次のように設定した。遊水地の範囲は、図-2に示す牛津川遊水地の建設検討地¹⁾を参考として道路等の盛土構造物で囲まれた範囲とし、越流堤の形状(幅,高さ)は、牟田辺遊水地越流堤(改良前)と同様の形状をCase Aとし、これを基準に越流堤高 D_E 、越流堤幅 L_E を表-1に示すように変化させた。

流出解析および洪水追跡の解析開始時刻は、1980年8月出水では8月28日10時、1990年7月出水では7月1日19時、2009年7月出水では7月26日0時、2012年7月出水では7月13日2時とし、分布型流出解析モデルのパラメータ値は前報²⁾の結果を用いた。洪水追跡の境界条件は表-2の条件を図-2に示した位置にそれぞれ設定した。排水機場は2012年7月出水時点での52ヶ所を対象とし、図-2に黄色塗りの丸で示した各排水機場地点から河道に排水させた。

4. 結果と考察

図-3に解析より得られた外水位のピーク水位の縦断分布を示す。これより、ピーク水位と左岸、右岸堤防高、H.W.L.の差が8/800地点で最大となることが確認できる。これは、この地点の河道が湾曲し、さらに下流側の河積が小さくなっているためである。

以下では解析に基づき、牛津川遊水地の洪水調節効果とそれに伴う外水位の低減効果について検討する。図-4にCase Aと越流堤高 D_E を変化させたCase B-1,2および越流堤幅 L_E を変化させたCase C-1,2の越流流量ハイドログラフ $Q_{ENUM}(t)$ を示す。これより、(i) $Q_{ENUM}(t)$ のピーク値は、 D_E が最も低いCase B-1、 L_E が最も長いCase C-2、Case A、B-2、C-1の順で大きくなること、(ii) Case A、B-1、C-2では越流流量が大きく、遊水地水位が D_E を超過するために完全越流状態からもぐり越流状態に遷移し、越流流量が急激に減少すること、(iii) Case A、 $Q_{ENUM}(t)$ が大きいCase B-1、C-2では、外水位の低下により遊水地から河道への逆流が生じることなどが確認できる。図-5に8/800地点の水位ハイドログラフ $H_{NUM}(t)$ を示す。これより、(i) 牛津川遊水地の洪水調節による8/800地点のピーク水位低減効果は、越流流量の大きなCase B-1,A,B-2、Case C-2,A,C-1の順で大きくなること、(ii) Case B-1、C-2ではピーク水位は低下するが、18:00以降の $H_{NUM}(t)$ は他のCaseよりも大きくなることなどが確認できる。Case B-1、C-2では洪水調節量が大いにもかかわらず、18:00以降の $H_{NUM}(t)$ が最も高いのは、前述した遊水地から河道への逆流による。

牛津川遊水地の貯留量は、貯水容量195万 m^3 に対してそれぞれCase A(約85.3%)、B-1(約94.6%)、B-2(約65.4%)、C-1(約66.9%)、C-2(約87.0%)の洪水調節効果となった。また牟田辺遊水地の洪水調節量(計画貯水容量90万 m^3)は、牛津川遊水地による外水位低下のため、全てのCaseにおいて計画貯水容量の30%程度となり、牛津川遊水地を設けない場合の約42%より少なくなる結果となった。

5. まとめ

新たに構築した“外水処理モデル”を六角川流域に適用し、(i) 検討段階にある未設の牛津川遊水地の越流堤の形状(幅,高さ)の違いによる越流流量や牛津川下流域の外水位の低減効果、(ii) 未設遊水地が既設遊水地の洪水調節に及ぼす影響について検討した。

参考文献：1) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所提供資料、1993-2012. 2) 秋山ら：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. 3) 秋山ら：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.

表-1 解析に用いた牛津川遊水地の設定諸元

Case	A	B-1	B-2	C-1	C-2
遊水地					
貯水容量(万 m^3)	195				
遊水地面積(ha)	59.7				
計画貯水位(T.P.m)	7.84				
越流堤					
越流堤幅 L_E (m)	70	70	70	50	90
越流堤高 D_E (T.P.m)	6.84	6.54	7.14	6.84	6.84

表-2 洪水追跡の境界条件

境界条件	位置	解析
境界条件	上流端	六角川 武雄川 牛津川 今出川
	下流端	六角川河口
	牟田辺遊水地越流堤	流出解析から得られた流量 $Q_o(t)$ H-V曲線
	各支川合流点	流出解析から得られた流量 $Q_o(t)$ ポンプ運転操作記録と排水機場の施設規模を参考に設定したポンプ排水量 $Q_p(t)$
内部境界条件	各排水機場	

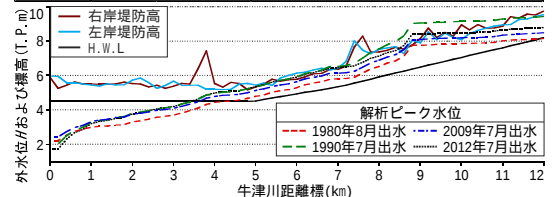


図-3 各出水時の解析ピーク水位の縦断分布

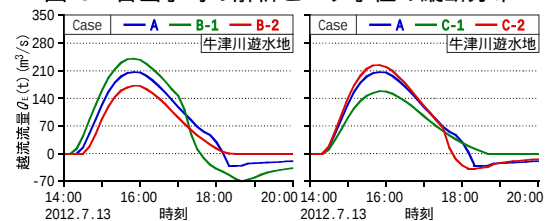


図-4 越流流量ハイドログラフ

(左: Case A, B-1, B-2, 右: Case A, C-1, C-2)

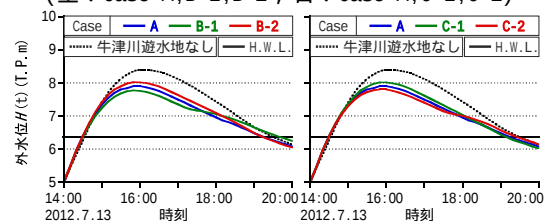


図-5 水位ハイドログラフ(8/800)

(左: Case A, B-1, B-2, 右: Case A, C-1, C-2)