

遠賀川を対象とした仮想的な破堤氾濫と水防林の減災効果

九州工業大学大学院 学生会員 ○松本 創次郎
九州工業大学大学院 正会員 重枝 未玲

九州工業大学大学院フェロー会員 秋山 壽一郎
九州工業大学大学院 学生会員 和田 浩輔

1. はじめに

本研究は、実河川の堤防の仮想的な破堤シミュレーションに基づき、堤防決壊時の拡幅プロセスの違いが氾濫流に及ぼす影響や、氾濫流に対する水防林の減災効果について検討したものである。

2. 遠賀川と飯塚市街地の治水システムの概要

遠賀川は、計画基準点の計画高水位がT.P.10.46(m)、計画高水流量が4,800(m³/s)、整備計画目標流量が3,800(m³/s)の一级河川である。図-1に遠賀川流域の流域図と飯塚市街地西部排水区の治水システムを示す。これらの治水システムのうち、本研究では(1)明星寺川、建花寺川、大日寺川の中小河川、(2)徳前排水機場、(3)明星寺川排水機場、(4)芦原排水機場および、(5)東町排水機場を考慮した解析を行った。

3. 解析モデル¹⁾の概要

解析モデルは、「分布型流出・平面2次元洪水追跡モデル」と「都市域浸水解析モデル」を基本モデルとし、次の拡幅プロセスと水防林の取り扱いを組み込んだ解析モデル(以下「本モデル」という)を用いた。

拡幅プロセスには、砂礫堤に関する模型実験等から得た知見²⁾を若干修正して用いた。すなわち、決壊口形状は決壊口断面積と等価な断面積を有する矩形断面とし、拡幅のさせ方は次のようにした。完全越流状態からもぐり越流状態へ遷移する時間 t_T まで天端拡幅幅 $L(t)$ を一定速度で拡幅させ、その後 $L(t)$ を一定とするものが基本であるが、

実河川では越流状態が把握できないので、氾濫流量の予測精度を別途検証した上で、 $L(t)$ の代わりに最終決壊幅 $L(t_{MAX})$ を、 t_T の代わりに決壊直後の $L-t$ の関係を線形近似したものを外挿し、それと $L(t_{MAX})$ との交点 t_T' を用いた拡幅法を提案する。なお、 $L(t_{MAX})$ は $L(t_{MAX})=1.6(\log_{10}B)^{3.8}+62$ ³⁾で与えた。

4. 解析の条件と概要

図-1に仮想決壊箇所の拡大図を示す。水防林は透過係数 $K_T=3.8$ (m/s)の植生とし、仮想決壊箇所中心から本川上下流方向に、長さ=200(m)、幅=10(m)で、堤防裏法尻より堤内地側に10(m)の位置に設けた。降雨外力は、2009年の実績降雨に基づき、仮想決壊箇所ですべて越水が生じるように設定した。

図-2に仮想降雨として設定した流域平均ハイトグラフを示す。なお、引き伸ばし率は2.0である。境界条件には、上流端に分布型流出解析で得られた流量を、下流端は本川河口堰の水位を与えた。

図-3は実スケールの千代田実験水路⁴⁾の結果も含めて、実破堤の天端拡幅幅 $L(t)$ の関係を示したものである。このうち、決壊パターンは急激に拡幅が進行する場合として1986年8月小貝川(CASE1)、比較的緩やかに拡幅が進行する場合として2012年7月矢部川(CASE2)の決壊事例とし、併せて各決壊パターンについて前述した水防林を設けた。図-4に解析における天端拡幅幅 $L_{NUM}(t)$ の与え方を、表-1にシミュレーション条件を示す。

5. 結果と考察

分布型流出・平面2次元洪水追跡モデルより、仮想降雨を与え始めた時間を($t=0$ (min))とすると、仮想決壊箇所での越水時刻は $t=290$ (min)となることが確認されたことから、この時間をもって該当箇所を決壊させた。

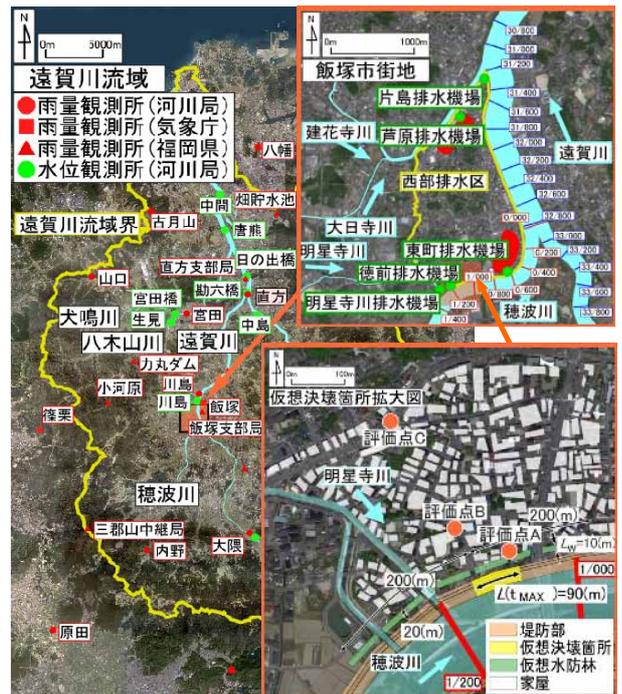


図-1 解析対象地区の概要

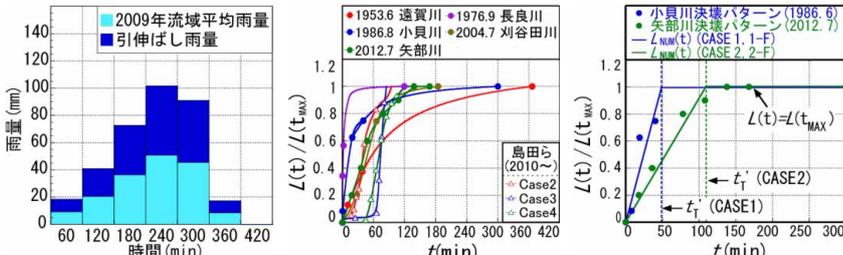


図-2 仮想降雨(流域平均) 図-3 $L(t)/L(t_{MAX})-t$ 図-4 $t_T; L_{NUM}(t)$ の与え方

図-5は、河道と仮想決壊部周辺における浸水深と流体力カウンター
 の一例を示したものである。いずれのCASEについても氾濫水は主
 に街路に沿って広がった後に地盤の低い箇所に集中し、その後は、
 河道水位の低下による決壊区間から氾濫戻しが生じるとともに、ポ
 ンプによる排水により、浸水深は次第に低下する。流体力について
 は、決壊直後に決壊区間からの氾濫水によって、破堤部周辺を中心
 に他の場所に比べ、相対的に大きな流体力が働き、その後氾濫戻し
 の際に、決壊区間周辺での流体力が増加することなどが確認された。

図-6は、決壊区間中央の氾濫流量とFroude数の経時変化を示した
 ものである。これより、いずれのCASEについても氾濫流量は決壊
 直後に最大値をとった後に減少し、 $t=360(\text{min})$ を過ぎると氾濫戻し
 が生じる。またFroude数は、決壊直後に最大値を取り、拡幅の進行
 とともに射流から常流へ遷移し、氾濫水は決壊直後、完全越流状態
 で流入し、もぐり越流状態へと遷移する。

拡幅プロセスが異なるCASE1と2とを比較すると、拡幅進行が急
 激なCASE1では氾濫流量の増加量が大きくなり、最大流量もCASE2
 の1.8倍程度になること、最大流量をとる時間は20(min)程度早くな
 ること、などが確認された。

水防林の有無については、CASE1と1-F、2と2-Fとの比較より、
 水防林を設けたCASE1-F、2-Fでは、水防林前面で水深の堰上効果により、流
 れの状態が早い段階で完全越流
 状態からもぐり越流状態になるため、氾濫流量のピークは10%程度低減されることが確認された。

図-7は、図-1に示したA~Cの点での拡幅プロセスの違いによる水深、流体力の経時変化を示したものである。これより、(i)点Aでは、CASE1で最大浸水深は0.10(m)程度大きくなり、ピーク時間は最大で20(min)程度早く、流体力は決壊直後で最大値を取った後に減少するが、氾濫戻しの際に再度増加傾向を取ること、(ii)点Bでは、点Aほどの水深増加やピーク時間の変化が認められないこと、流体力は決壊直後に大きな流体力を取るが、その値自体は小さいこと、(iii)点Cでは点Aほど水深が増加はしないこと。一方で、急激に拡幅が進行する場合は、緩やかに拡幅が進行した場合と比較して、流体力が小さくなることを確認された。

図-8はA~Cにおける、水防林による浸水深、流体力の低減率を示したものである。これより、水深については、いずれの点においても水防林の有無による流体力の影響は小さく、水防林を設けた場合には、(i)点A、点Cでは流体力が増加すること、(ii)点Bでは流体力が低減されることが確認された。

6. おわりに

実決壊事例と本モデルに基づき、(1)拡幅プロセスの差異による影響は、破堤部周辺に限定されること(2)水防林は、拡幅プロセスが急激であるほどその効果は発揮されること、などを明らかにした。

参考文献：1) 秋山ら：水工学論文集，第55巻，pp.943-948，2011. 2) 秋山ら：土木学会論文集B1(水工学)，vol69，No.4，pp.I_1543-I_1548，2013. 3) 栗城ら：土研資料第3400号，1996. 4) 島田ら：千代田実験水路における越水破堤拡幅メカニズム検討，<http://www.hkd.mlit.go.jp/topics/gijyutu/giken/h23giken/JiyuRonbun/AA-33.pdf>，2011.

表-1 シミュレーションCASE

CASE	拡幅プロセス	水防林
1	急激に拡幅が進行	無
1-F	(小貝川(1986.8)に準じた決壊パターン)	有
2	緩やかに拡幅が進行	無
2-F	(矢部川(2012.7)に準じた決壊パターン)	有

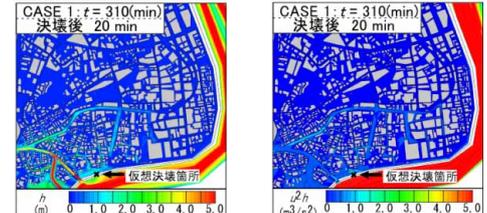


図-5 水深、流体力カウンターの一例(CASE1)

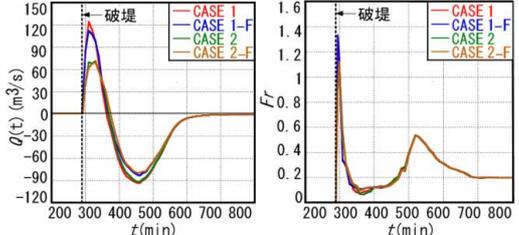


図-6 氾濫流量、Froude数の経時変化

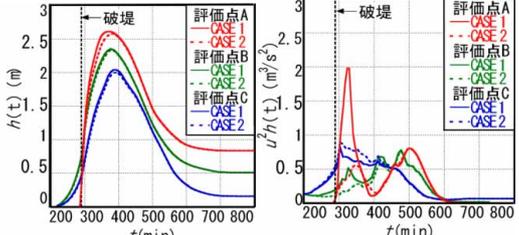


図-7 水深、流体力の経時変化

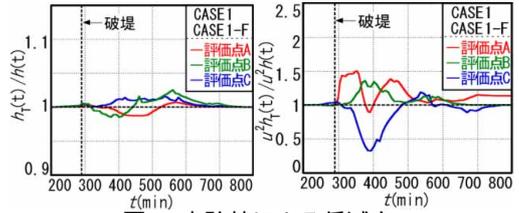


図-8 水防林による低減率