

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

FLOOD DAMAGE MITIGATION EFFECTS OF FLOOD PROTECTION FOREST ON INUNDATION FLOWS DUE TO HYPOTHETICAL DYKE BREACH

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・岡村 賢治³・和田 浩輔³
Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Kenji OKAMURA and Kosuke WADA

¹フェロー会員 Ph.D. 九州工業大学大学院教授 工学研究院建設社会工学研究系
(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

²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)

³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 numerical simulations of inundation flows due to dyke breach are carried out by using a distributed hydrological model and a dynamic inundation model, which comprises the finite volume method on unstructured grid using FDS technique. The model is applied to simulate inundation flows due to hypothetical dyke breach in the Onga river basin, and the study is directed towards the examination of effects of breach process as well as flood damage mitigation by flood protection forest in the basin. It is found from numerical simulations that dyke breach flows are diverted and diffused by the forest, so that hydrodynamic forces acting on houses located behind the forest are substantially reduced.

Key Words : *inundation flow, flood protection forest, dyke breach, numerical simulation*

1. はじめに

2012年7月九州北部豪雨災害では、九州では22年ぶりの直轄河川の堤防決壊となった矢部川をはじめとする3河川5箇所、その前年には2004年7月新潟・福島豪雨災害の再来となった2011年7月新潟・福島豪雨災害では、五十嵐川など6河川9箇所、堤防が決壊した。異常気象に伴う治水安全度の低下に対する懸念が現実化してきたといえよう。

破堤氾濫はその後背地を中心に甚大な被害をもたらすことから、氾濫による浸水プロセスを事前に把握しておくことが被害軽減を図る上でとりわけ重要になる。しかしそのために必要となる決壊箇所や決壊プロセスを予知することは、極めて難しく、不可能に近いともいえる。これは、河川堤防の決壊原因が、降雨・水位などの不確定な外的要因と、築堤履歴・地形形成の経緯による堤体・基礎地盤の土質構成の複雑さ、樋管等の埋設構造物の構造や劣化の状態、過去の出水による堤体・基礎地盤等の脆弱化の程度などの諸々の不確実な堤体・地盤に関する内的要因に大きく左右されるからである。

そのような理由から、実務での破堤の取り扱い¹⁾では、

堤防の許容外力をHWL相当(完成堤防の場合)とすることで決壊箇所を特定し、過去の決壊事例から得られた経験則を拡幅プロセスに用いることで、前述したような難題を巧みに回避し、洪水ハザードマップ等に必要不可欠な浸水想定区域の設定を可能としている。

著者もこの破堤の取り扱いを採用しているが²⁾、決壊口形状や拡幅プロセスの取り扱いに改善の余地があることから、この点について検討を加え^{3,4)}、提案した方法を用いることで氾濫流量を実用上十分な精度で評価可能であることを示した⁴⁾。

本研究は、以上のような背景を踏まえ、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と、先述したような理由から河川堤防が常に潜在的な破堤リスクを抱えていることを踏まえ、流域治水における氾濫流制御策³⁾のひとつである水防林に期待できる減災効果について、数値シミュレーションに基づき検討したものである。またそのようなシミュレーションは、実流域、実治水システム、実都市域に適用できることが必要不可欠であることから、ここでは九州管内の一級河川である遠賀川流域を対象とした流出解析と本支川の洪水追跡、および同流域の中上流に位置する飯塚市の治水システムを考慮した上で、飯塚市街地に隣接した本川堤防の仮想的な決壊



図-1a 遠賀川流域の雨量・水位観測所

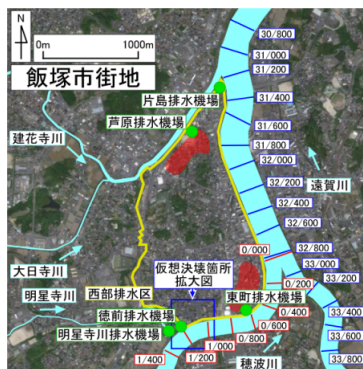


図-1b 飯塚市街地治水システム

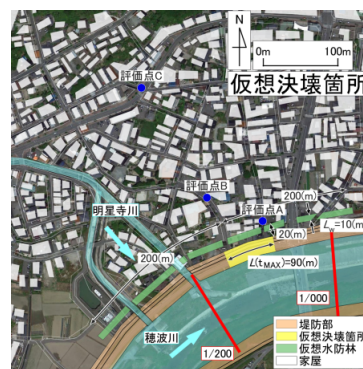


図-1c 仮想決壊箇所

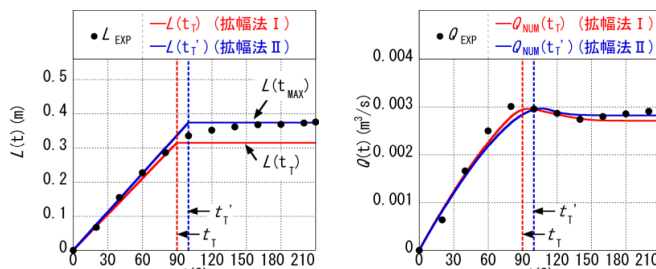


図-2 $L(t)$ の与え方と $Q(t)$ の予測結果の比較

表-1 $L(t_{MAX})$ と B の関数¹⁾

合流点付近	$L(t_{MAX}) = 2.0(\log_0 B)^{3.8} + 77$ (1)
合流点付近以外	$L(t_{MAX}) = 1.6(\log_0 B)^{3.8} + 62$ (2)

3. 解析モデルの概要

(1) 解析モデルの概要

解析モデルは、①流域の雨水の挙動を予測するセル分布型流出解析モデルと洪水追跡を行う平面2次元不定流モデルより構成される「分布型流出・平面2次元洪水追跡モデル」⁶⁾、②平面2次元不定流モデルで河道の洪水流と堤内地の氾濫流を包括的にダイナミック解析する「都市域浸水解析モデル」⁷⁾を基本モデルとし、これに以下の拡幅プロセスと水防林の取り扱いを組み込んだ数値解析モデル(以下「本モデル」という)を用いた。なお、本モデルの入力条件は任意の降雨外力(ハイエトグラフ)と本川下流端水位(本解析では河口堰水位)、および水防林の設置条件(長さ、幅、透過係数)である。また①、②の各モデルの再現精度は、例えば参考文献^{6),8)}において検討されているので、参照されたい。

(2) 拡幅プロセスの取り扱い

拡幅プロセスの取り扱いは、著者が砂礫堤に関する模型実験等から得た知見^{3),4)}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 $A(t)$ と等価な断面積を有する矩形断面 $(A(t) = 0.80L(t) \times Y)$ とした。ここに $L(t)$ は天端拡幅幅、 Y は堤防高である。決壊のさせ方は、完全越流状態からもぐり越流状態へ遷移する時間 t_f まで $L(t)$ を一定速度で拡幅させ、その後は堤内外水位差がなくなるまで $L(t)$ を一定とする次の「拡幅法 I」が基本であるが、実決壊では越流状態が把握されているわけでは

を想定し、前述の検討を試みた。なお、本研究では①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と、②水防林に期待できる減災効果がより顕著となるように、越水破堤を想定した。

2. 遠賀川と飯塚市街地の治水システムの概要

遠賀川は、幹川流路延長61(km)の一級河川で、流域の土地利用は森林が約52%、水田や果樹園等の農地が約19%、宅地等市街地が約18%、荒地が約6%を占めている。計画基準点(日の出橋)での計画高水位はT.P.10.46(m)、計画高水流量は4,800(m³/s)、整備計画目標流量は3,800(m³/s)である。図-1aに遠賀川流域の航空写真と雨量・水位観測所を示す。

遠賀川流域の関係市町村は7市14町1村に及び、そのうち飯塚市は遠賀川中上流に位置する流域最大の都市である。2003年7月九州豪雨災害では、最大約1.5(m)の浸水深となり、床上浸水1,569棟、床下浸水724棟をはじめ電気・水道などのライフラインにも大きな被害が生じた。

図-1bに飯塚市街地西部排水区の治水システムを示す。当区の治水システムは、(1)明星寺川、建花寺川、大日寺川の中小河川、(2)明星寺川下流の徳前排水機場、(3)明星寺川の分流河川下流の明星寺川排水機場、(4)西部幹線と西1号幹線の二つの下水道網と、西部幹線末端の片島排水機場、(5)雨水排水を目的とした潤野・枝国雨水幹線および、図中に赤色で示した地域の雨水排水を行う芦原排水機場と東町排水機場で構成されている。なお本研究では、破堤氾濫流とそれに対する水防林の減災効果を調べる目的から、ここでは(4)と(5)のうちの潤野・枝国雨水幹線による排水は考慮していない。

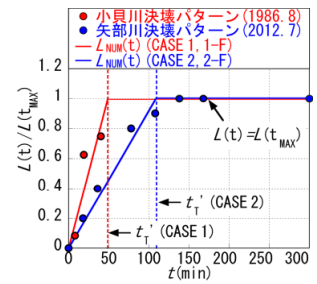
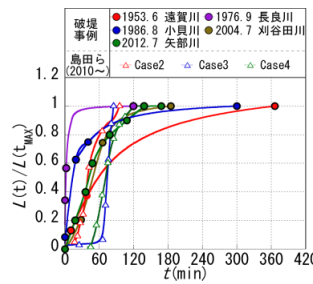
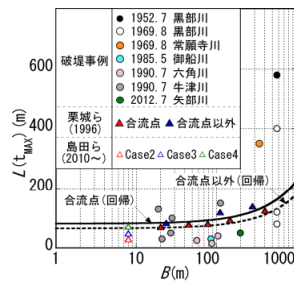
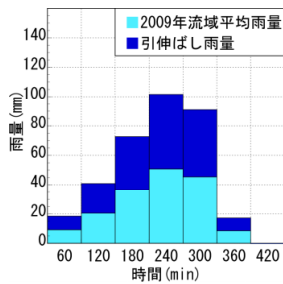


図-3 流域平均降雨ハイトグラフ 図-4 実破堤の $L(t_{MAX})-B$ の関係 図-5 実破堤の $L(t)/L(t_{MAX})-t$ の関係 図-6 t'_1 , $L_{NUM}(t)$ の与え方

ないので、その代わりに次の「拡幅法Ⅱ」を用いた。

図-2は、砂質堤を用いた $L(t)$ と氾濫流量 $Q(t)$ の模型実験結果³⁾を用いて、① t_T , $L(t_T)$ を用いた場合(拡幅法Ⅰ), ②決壊直後の $L-t$ の関係を線形近似したものを外挿し、 $L(t_{MAX})$ との交点を t'_1 とした場合(拡幅法Ⅱ)の予測結果と比較したものの一例である。これからわかるように、拡幅法Ⅱを用いることで、実用上十分な精度で氾濫流量を予測可能である。

4. 解析条件と解析の概要

(1) 解析条件

a) 降雨外力

降雨外力は、飯塚市街地が位置する中流域に集中した降雨分布を持ち、かつ飯塚市の雨量観測所で時間降雨101(mm)の観測史上最大の豪雨が観測された2009年の実績降雨に基づき、仮想決壊箇所まで越水が生じるような降雨外力を設定した。また後述する仮想決壊の拡幅進行が最大2時間程度で終了することに加え、近年の短時間集中豪雨を考慮し、降雨継続時間を6時間として各観測所の降雨ハイトグラフを作成した。図-3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。

b) 仮想決壊箇所と水防林の設置位置

図-1cに仮想決壊箇所の拡大図を示す。同箇所は、本川沿いの市街地で家屋が密集した地点を任意に選定したもので、当該箇所破堤が起こりやすいわけではない。

水防林は、同図に示したように仮想決壊箇所中心から河道上下流方向に長さ=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。水防林の透過係数 K_T は、メダケ林(5.5(m/s)⁹)と江の川のモウソウチク林(2.65(m/s)¹⁰)の中間の植生密度に相当する $K_T=3.8(m/s)$ とした。

c) 決壊条件

前述したように、決壊原因の特定は困難であるので、決壊開始は仮想決壊箇所まで越水が生じた時刻とした。決壊口の $L(t_{MAX})$ は仮想決壊箇所の川幅 B に基づき、表-1に示した $L(t_{MAX})$ に関する経験式¹⁾で与えた。

決壊口形状は、決壊口断面積 $A(t)$ と等価な断面積を有する矩形断面とし、拡幅プロセスは前述した拡幅法Ⅱを用いた。

表-2 流出解析のパラメータ値

	$N(m^{-1/3}s)$	$d_s(m)$	$d_c(m)$	$k_a(m/s)$	β
森林	0.63	0.133	0.127	0.0152	5.09
荒地	0.30	0	0	-	-
田	2.53				
農地	0.29				
都市	0.055				
水域	0.035				

N : 等価粗度係数 ($m^{-1/3}s$)

d_c : マトリックス部の最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)

k_a : 重力水が卓越するA層内の透水係数 (m/s)

β : 重力水部と不飽和水部との飽和透水係数の比

表-3 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

用いた。図-4、図-5は、著者が収集した最終決壊幅 $L(t_{MAX})$ 、天端拡幅幅 $L(t)$ の関係を示したもので、両図には実破堤ではないが、実スケールの千代田実験水路¹¹⁾の結果も併せて掲載してある。両図からも、前述した拡幅プロセスの予知の難しさがうかがえよう。

ここではこれらの拡幅プロセスのうち、急激に拡幅が進行する場合(CASE1)として1986年8月小貝川、比較的緩やかに拡幅が進行する場合(CASE2)として2012年7月矢部川の $L-t$ の関係をを用いた。図-6に両CASEの解析で用いた天端拡幅幅 $L_{NUM}(t)$ の与え方を示す。なお、 $L(t_{MAX})$, $L(t)$ の関係を定めるためには、多数の決壊事例に基づき、セグメント、堤体の質と堤体幅などの河道および堤防特性等を考慮した改善が強く望まれる。

(2) 解析の概要

分布型流出、平面2次元洪水追跡の対象領域は、それぞれ遠賀川流域、本川および支川(穂波川、彦山川、金辺川、中元寺川、犬鳴川、八木山川)であり、これら7河川において決壊箇所以外の地点で越水が生じた場合は完全越流状態で河道から流出させた。

分布型流出解析のモデルパラメータは、表-2に示す値を用いた¹²⁾。洪水追跡では、河道横断面には2009年測量断面を、粗度係数には遠賀川の河道計画に用いられた0.035を全川に与えた。

氾濫解析の対象である飯塚市街地西部排水区では、

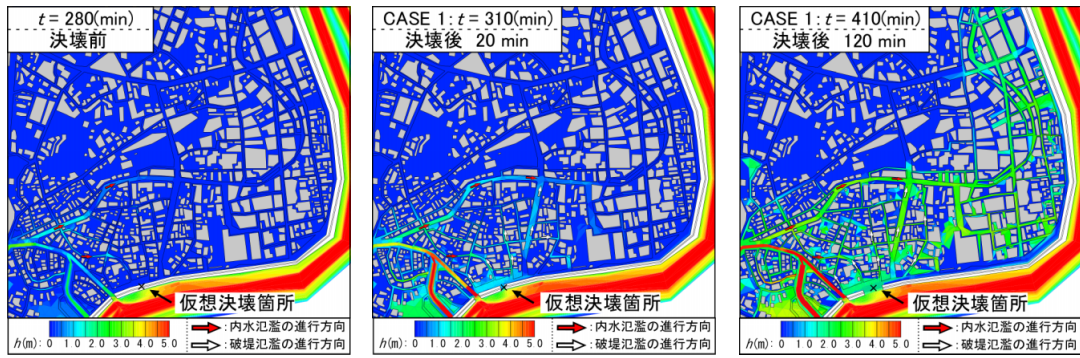


図-7 河道および市街地での水深コンターの時系列の一例 (CASE1: $t=280, 310, 410$ (min))

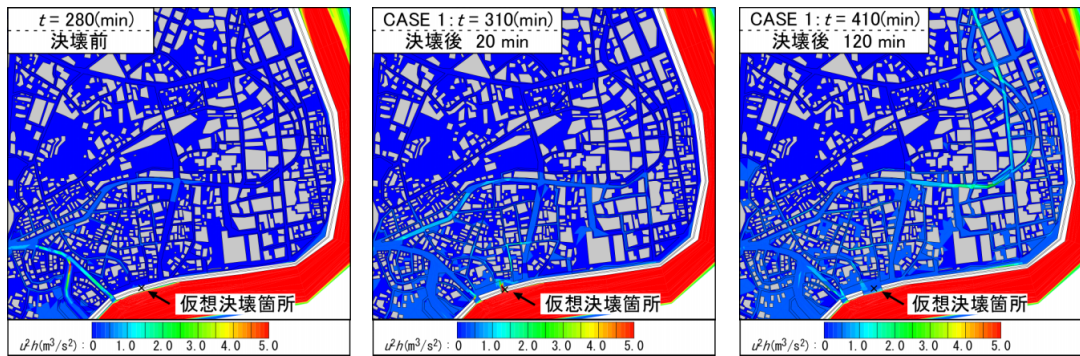


図-8 河道および市街地での流体力コンターの時系列の一例 (CASE1: $t=280, 310, 410$ (min))

同区内の主要3河川(明星寺川, 建花寺川, 大日寺川)を考慮し, 明星寺川下流端の徳前排水機場・明星寺川排水機場については操作ルールに従い, 芦原排水機場と東町排水機場については排水を担当する地域の単位面積当り排水能力に基づき排水させた。

洪水流解析の境界条件は, 上流端には以上の全ての河川に対して分布型流出解析から得られた流量を, 下流端には本川河口堰の水位を与えた。

飯塚市街地西部排水区では, 仮想決壊箇所にて越水が生じた時間をもって堤防を決壊させ, 遠賀川本川の洪水と仮想的な決壊, 区内3つの内水河川の洪水と越水氾濫, 排水機場からの排水を一体的に解析した。

計算格子は三角形非構造格子, 標高データはレーザープロファイラデータを用いた。計算領域内の河川や街路などの線形に対して分割数を設定した後, メッシュジェネレータを用いて解析対象領域を三角形の計算メッシュに分割した。総メッシュ数は43,006個である。

シミュレーションは, 前述した2つの決壊パターンと水防林設置の有無を条件とし, 表-3に示した4ケースとした。

5. 結果と考察

仮想決壊箇所での越水は, 図-3の仮想降雨を与え始めた時間を $t=0$ (min)とすると, $t=290$ (min)で確認された。ここでは, $t=290$ (min)で該当箇所を決壊させた。

図-7, 図-8は, 決壊10分前の280(min), 決壊20分後の310(min), 拡幅終了後の410(min)での河道と仮想決壊部

周辺における浸水深と流体力($=u^2h$)コンターを示したものである。なお, 紙面の都合によりここでは水防林なしで急激な拡幅を想定したCASE1の結果を一例として挙げている。また, 図-7中には, 明星寺川からの氾濫水の広がり方向を赤の矢印で, 決壊箇所からの氾濫水の広がり方向を白の矢印で表している。

図-7より, 氾濫原の浸水プロセスは, 次のようであることがわかる。(i)決壊10分前の $t=280$ (min)までは, 支川の明星寺川による内水氾濫のために氾濫水が仮想決壊箇所付近まで流れ込み, 決壊箇所付近での浸水深は最大で0.5(m)程度となる。(ii)決壊20分後 $t=310$ (min)では, 決壊箇所からの氾濫流により, 決壊箇所周辺を中心に, 浸水深は20分間で1.0(m)程度増加する。(iii)氾濫水は, 図-7中の白の矢印で示すように, 主に街路に沿って広がり, 拡幅終了後 $t=410$ (min)では, 氾濫水が地盤の低い箇所に集まり, その浸水深は最大約3.0(m)となる。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ことが確認された。

図-8より, 流体力については, 決壊プロセス, 水防林の有無にかかわらず, (i)決壊10分前の $t=280$ (min)までは, 支川の明星寺川による内水氾濫のために, さほど大きな流体力は作用しておらず, 最大で0.5(m^3/s^2)程度であること, (ii)決壊20分後 $t=310$ (min)では, 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くこと, これは氾濫水が集中する街路についても同様である。(iii)拡幅終了後 $t=410$ (min)では, 明星寺川からの氾濫水と決壊区間からの氾濫水が合流した後, 氾濫水が坂道を下る際に,

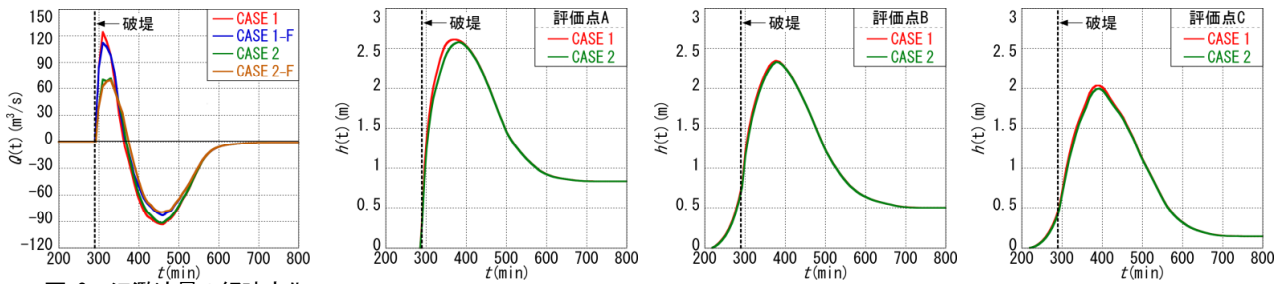


図-9 氾濫流量の経時変化

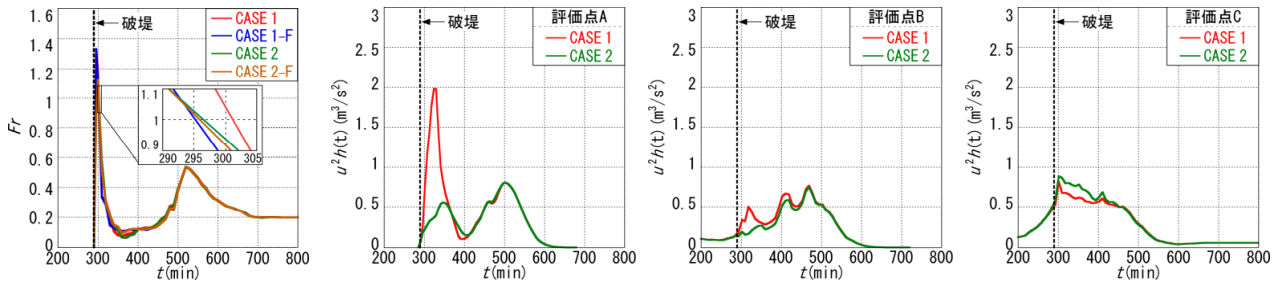


図-10 Froude数の経時変化

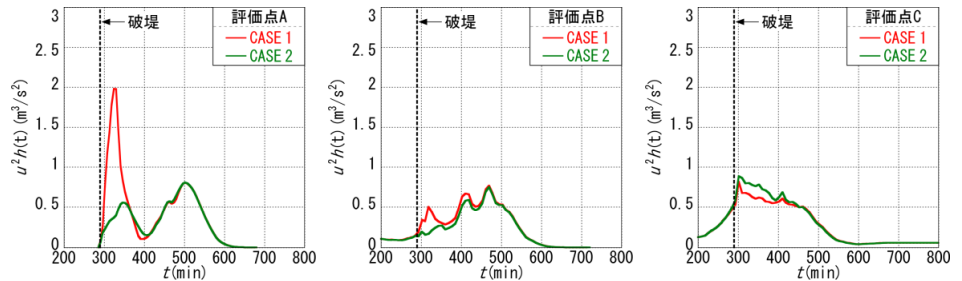


図-11 水深、流体力の経時変化(上：水深、下：流体力、左から評価点A、B、C)

2.5(m³/s²)程度の大きな流体力が作用し、その後は、河道水位の低下による氾濫戻しの際に、決壊区間周辺での流体力が増加することが確認された。いずれのCASEについても同様な傾向が確認された。

図-9、図-10は、氾濫流量と決壊区間中央のFroude数の経時変化を示したものである。

図-9より、いずれのCASEについても氾濫流量は、堤防決壊後増加した後、ピークとなり、時間の経過とともに減少すること、などが確認できる。その後、 $t=360(\text{min})$ を過ぎると決壊区間から氾濫戻しが生じる。

図-10より、Froude数については、決壊プロセス、水防線の有無にかかわらず、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すること、などが確認できる。このことから、氾濫水は決壊直後、完全越流状態で流入し、もがり越流状態へと遷移することがわかる。

拡幅プロセスの違いを条件としたCASE1と2とを比較すると、緩やかに拡幅が進行するCASE2の方が、経過時間での氾濫流量の増加量、ピーク流量ともに小さいこと、ピーク時間についても20(min)程度遅くなること、などが確認できる。

水防線の有無を条件としたCASE1と1-F、2と2-Fとを比較すると、水防線を設けた場合、氾濫流量のピークは10%程度低減される。これは、水防線により、決壊区間周辺の水深が堰上げられるため、早期にFroude数が1よりも小さくなり、もがり越流への遷移時間が早く、早期に支配断面が消失するためである。

このように、拡幅プロセスが緩やかな場合や堤内地に水防線がある場合には、ピーク流量が低減されること、拡幅プロセスが緩やかな場合には、ピーク流量の低減に加え、ピーク時間が遅くなることなどが確認された。

図-11は、図-1c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。評価点は、決壊プロセスを大きく受けると考えられる決壊区間周辺の点A、B、影響が小さいと考えられる点Cの3点とした。これらから、(i)決壊部周辺の点Aでは、急激に拡幅が進行するCASE1で最大浸水深は最大で0.10(m)程度大きくなること、ピーク時間は決壊区間周辺を中心に10~20(min)程度早く浸水すること、流体力は決壊直後で最大値を取り、その後は氾濫水の流勢の低下に伴い減少するが、氾濫戻しが生じた際には流体力は再度増加傾向を取ること、などから拡幅プロセスの影響を受けること、(ii)一方で、決壊部周辺の点Bでは、水深が若干増加しているものの、点Aほどの水深増加、ピーク時間の変化が認められないこと、流体力は、点Aほどではないが決壊直後に大きな流体力を取るものの、値自体は小さいことなど、拡幅プロセスの影響はわずかとなること、(iii)決壊部から離れた点Cでは、点B同様に水深が若干増加しているものの、点Aほどの水深増加はしないことなど、拡幅プロセスの影響はわずかとなることなどが確認された。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などが確認された。これは前述したように、決壊区間からの氾濫水が、急激に拡幅が進行する場合に早期に点C付近に到達するため、水深が増加した状態で明星寺川からの氾濫水が流下する際に流速が小さくなり、相対的に流体力が小さくなったと考えられる。

図-12、図-13は、今回検討した評価点A~Cにおける、水防線を設けた場合の水深と流体力を、水防線を設けない場合で無次元化し、水防線を設けたことによる水深および流体力の変化を示したものである。なお、図中の下付きTは水防線を設けた場合の諸量を示している。これより、水深については、いずれの点においても水防線の有無による変化は増加・減少ともに5%以下の変化であり、水防線の影響は極めて小さいことがわかる。また、流体力については、(i)決壊部周辺の点Aでは、破堤に

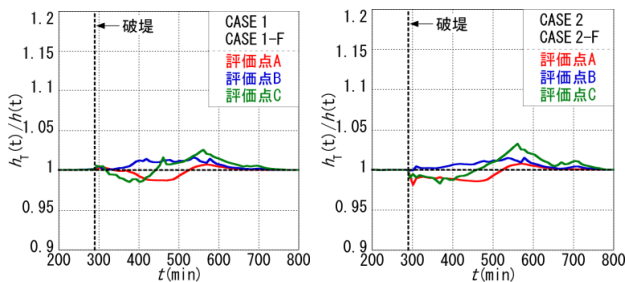


図-12 水防林設置時の水深の経時変化

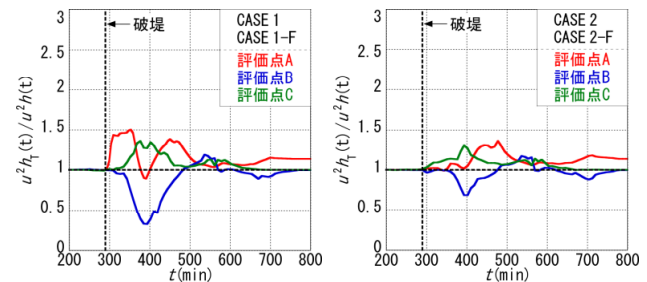


図-13 水防林設置時の流体力の経時変化

よる氾濫水の主流方向に位置することから水防林を設けた場合、水防林前面で氾濫水が堰上げられ、水防林前面で上昇した氾濫水はそのまま水防林の隙間である街路に流入し、水防林を設けることで流体力が増加すること、(ii)決壊部周辺の点Ⓐでは、水防林を設けることで、破堤による氾濫水の主流方向から外れ、流体力が最大で75%程度と大幅に低減されること、(iii)決壊部から離れた点Ⓒでは、水防林を設けることで、点Ⓐが位置する街路方向からの氾濫水が減少することで、水深がわずかに低下し、相対的に流速が増加することから水防林を設けることで流体力が増加することが確認された。

今回の水防林の設定は、対象とした市街地の街路幅等でその配置が限定されたため、流体力の低減効果は局所的にしか認められなかった。また水防林の設置条件次第では、評価点Ⓐのように水防林を設置することで被害が拡大する可能性も発生するので、本シミュレーションモデルのような数値モデルを用いてその設置条件を事前に検討しておく必要がある。なお、水防林は決壊区間の拡幅プロセスを遅延させる効果も有していることから、拡幅プロセスで見られたような氾濫流量の低減等の効果が期待できる。実氾濫では流木や流出ゴミが水防林に捕捉され、さらに透過係数が小さくなると予想されることから、本検討よりも大きな流体力低減効果が期待できると考えられる。

6. まとめ

実破堤に基づき、急激に拡幅が進行する場合と緩やかに拡幅が進行する場合の2つの異なる拡幅プロセスを想定した破堤氾濫、またその時に生じる内水氾濫や既存の治水設備を考慮した数値解析を行い、特に破堤氾濫流に対する水防林の減災機能について検討を加え、

- (1) 拡幅プロセスの差異が破堤氾濫流の挙動に及ぼす影響は、破堤部周辺に限定されること
- (2) 水防林は特に、決壊初期の氾濫水の衝撃力を緩和させることから、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
- (3) 本モデルを用いれば、河道・氾濫原の包括的な解析により、水防林の減災効果の水理学的評価、また水防林の効果的な整備が可能であること、などを明らかにした。

謝辞：国土交通省九州地方整備局より九州管内の堤防決壊事例について資料を提供頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 栗城稔, 末次忠司, 海野仁, 田中義人, 小林裕明: 氾濫シミュレーション・マニュアル(案), 土研資料第 3400 号, 1996.
- 2) 例えば, 秋山壽一郎: 樹林帯の氾濫流抑制機能, 自然災害科学, 25-3, pp.268-276, 2006.
- 3) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 大庭康平, 山尾匡人, 門田竜祐: 直線・蛇行河道における破堤氾濫流の特性とその予測, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.68, No.4, I_1021-I_1026, 2012.
- 4) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 岩本浩明: 破堤氾濫解析における氾濫流量の取り扱いに関する検討, 土木学会論文集 B1(水工学), vol.69, No.4, pp.I_1543-I_1548, 2013.
- 5) 末次忠司: 河川の減災マニュアル〜現場で役立つ実践的減災読本〜, 技報堂出版, pp.211, 2009.
- 6) 例えば, 重枝未玲, 秋山壽一郎, 草野浩之, 野村心平: 高解像度風上解法を用いた遠賀川流域の分布型流出・平面2次元洪水追跡と改修効果の評価, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, I_1429-I_1434, 2012.
- 7) 例えば, 秋山壽一郎, 重枝未玲: 河道・氾濫原包括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.
- 8) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 小園裕司, 草野浩之: 治水システムを考慮した飯塚市街地の都市域氾濫解析と被害軽減効果の検討, 水工学論文集, 第55巻, pp.943-948, 2011.
- 9) 国土交通省九州地方整備局大分河川国道事務所, 大野川河道技術資料, 2002.
- 10) 福岡捷二, 藤田光一: 江の川水防林の特性と治水効果, 水工学論文集, 第39巻, pp.501-506, 1995.
- 11) 島田友典, 柿沼孝治, 三宅 洋: 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.
- 12) 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.