

拡幅プロセスを考慮した 破堤氾濫流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 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 flood damage mitigation effects of flood protection forest against inundation flows due to dyke breach as well as the breach discharge by overtopping flows are investigated. The process of breach erosion is reproduced, employing laboratory-scale non-cohesive homogeneous embankments. It is found from laboratory experiments and numerical analysis 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. It is also demonstrated that the dynamic inundation model, which comprises the finite volume method on unstructured grid using FDS technique, is capable of predicting such effects of the forest against the flows with good to reasonable accuracy.

Key Words : *flood damage mitigation, flood protection forest, dyke breach, numerical model*

1. はじめに

2012年7月九州北部豪雨災害では、「これまでに経験したことがないような大雨」と表現された豪雨により、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、3河川5箇所河川堤防の決壊が発生した。その前年には2011年7月新潟・福島豪雨災害が発生し、五十嵐川など6河川9箇所河川堤防が決壊した。またこの豪雨災害は、同様な6河川11箇所の河川堤防が決壊した2004年7月新潟・福島豪雨災害の再来であった。

河川堤防はその構造や築堤履歴等の理由から常に潜在的な破堤リスクを抱えており、また現行の治水対策では時間降雨100mm前後の豪雨が断続的に発生するような短時間集中豪雨や局地的集中豪雨は想定されていない。異常気象の顕在化に伴い、超過洪水、とりわけ破堤氾濫に対する備えが重要になってきたといえよう。

本研究は、破堤氾濫に対する被害軽減策としての水害防備林(以下「水防林」という)に関するものである。一般に、堤防に沿って帯状に設けられた樹木群を樹林帯、氾濫原に存在する防御対象地域の上流側に設けられた樹

木群を水防林と呼び、それぞれ流域治水における堤防強化策と氾濫流制御策のひとつに位置づけられている¹⁾。

水防林は、環境にやさしい減災技術でもあることから、流域治水に資する技術として、その機能を工学的に評価しようとする試みがなされている¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。著者らは、有限体積法・非構造格子・FDSに基づく平面2次元不定流モデル⁵⁾により、破堤氾濫流の構造物に作用する流体力と水防林によるその低減効果を評価している²⁾。また模型実験と解析に基づき、水防林の流体力低減効果などについて基礎的知見を得ている⁴⁾。

本研究は、以上のような背景を踏まえ、破堤氾濫流の拡幅プロセスを考慮した模型実験と数値解析に基づき、水防林に期待される流勢緩和効果等の機能について検討を加えたものである。

2. 実験の概要

実験装置は、貯水槽部・河道部・堤防部・氾濫原部より構成され、河道部、堤防敷および氾濫原部は同じ高さに設定されている。なおここでは、水防林の減災効果に

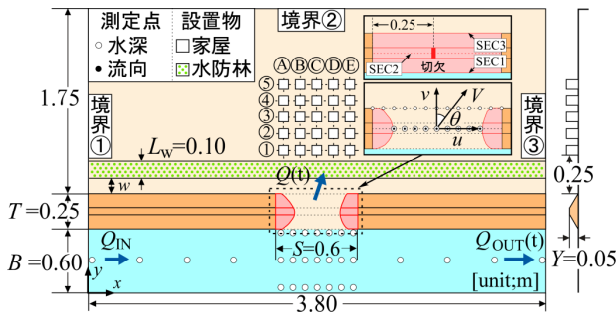


図-1 実験装置の概要と重要な諸量

表-1 実験条件

CASE	模型スケール	水防林特性		
		透過係数 K_T (実スケール)	水防林設置幅 / 堤防敷幅 L_w/T	堤防裏法尻からの距離 / 堤防敷幅 w/T
N	1/100	0.38 (3.8) (m/s)	0.4	0.2
T				0.4

ついて基礎的知見を得ることを目的としているため、河床勾配、河道の蛇行等は考慮していない。実験装置と重要な諸量を図-1に示す。併せて同図には堤防表法尻 (SEC1)、天端中央 (SEC2) および裏法尻 (SEC3) の各断面の位置等を拡大して示している。

河道部・堤防部は、矩形断面水路 (長さ=3.8(m)、幅 $B=0.6$ (m)、勾配 $T=0$ 、粗度係数 $n=0.01$) の左岸側に法面勾配2割の堤防 (高さ $Y=0.05$ (m)、堤防敷幅 $T=0.25$ (m)) を設置し、堤防部の一部の区間 (長さ $S=0.6$ (m)) に砂質堤を設けたものである。堤体は、粒径 $d=150\sim 300$ (μm) の豊浦標準砂を用い、含水比 (14%) と質量 (8(kg)) を一定に保った状態で、堤体形状の型枠に入れ突き固めて作成した。なお、堤体諸元について大野川の堤防を参考とした。また、河道部下流端には水位調節のための刃形堰が設けられており、河道部右岸側は壁面で越流しないようになっている。河道への流入流量 Q_{IN} は電磁流量計、流出流量 Q_{OUT} の時系列は量水秤で計測できるようになっている。

氾濫原部は、アクリル製の地盤 (粗度係数 $n=0.01$) を水平に設置したもので、境界①~③は壁面となっている。氾濫原部には堤防裏法尻より w (m) の位置に模型水防林 (長さ=3.8(m)、幅 $L_w=0.10$ (m))、0.25m の位置に模型家屋 (0.06×0.06(m)) を設けた。模型家屋は、全国中枢都市における建物占有率が10~40%であること⁶⁾を踏まえ、占有率25%(模型家屋の中心間隔0.12(m))で堤防に沿って5軒、その法線方向に5軒の家屋群を設けた。模型水防林は、模型樹木群としてよく用いられるプラスチック製の多孔体 (透過係数 $K_T=0.38$ (m/s)、空隙率91%) を用いた。

なお、模型と実スケールに添え字 m と p を付して表すと、フルードの相似則 ($K_p=K_m \times (L_p/L_m)^{1/2}$) より、実スケールの K_T は3.8(m/s)となる。これは、乙津川のメダケ林 (5.5(m/s)⁷⁾、江の川のモウソウチク林 (2.65(m/s)⁸⁾) の中間の植生密度に相当する。また模型水防林の設置位置は堤防裏法尻から概ね20m以内⁹⁾に相当する。

実験は、水防林を設けない場合 (CASE N)、設けた場合 (CASE T) の2ケースを実施した。CASE N では、砂質堤の天端に切欠 (幅0.03(m)) を設け、河道部上流から

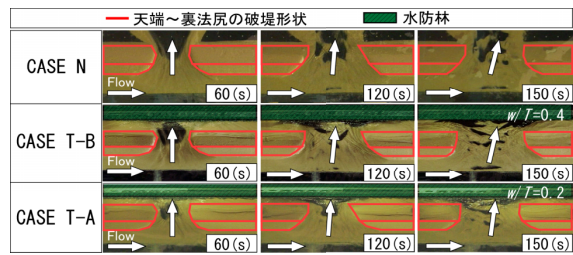


図-2 拡幅プロセスの様子 (上からCASE N, T-B, T-A)

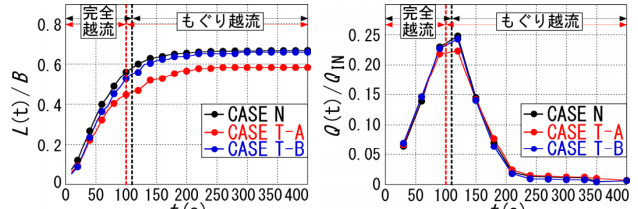


図-3 各無次元量の経時変化 (左: $L(t)/B$, 右: $Q(t)/Q_{IN}$)

$Q_{IN}(=0.0111(\text{m}^3/\text{s}))$ を一定流量で通水し、決壊口が拡幅している状態で堤外水位 h_1 、堤内水位 h_2 、氾濫流量 $Q(t)$ 、決壊口拡幅 $L(t)$ の時系列変化を調べた。また破堤部の流出水が射流 (完全越流)、常流 (もぐり越流) および前者から後者へ遷移する状態で通水を止め、各決壊口形状をセメントスプレーで固め、拡幅しない定常状態で破堤部近傍の堤内外および模型家屋周りの水位、各決壊口形状、SEC2における流出角度 θ 、および氾濫原に設置した模型家屋に働く流体力 D を計測した。

CASE T では、模型水防林を $w/T=0.2, 0.4$ に設置し、CASE N と同様な各特性について調べた。なお、各CASEについて同一条件下で3回の繰り返し実験を行い、再現性の確認を行った。実験条件を表-1に示す。

拡幅時の各諸量の測定方法は次のとおりである。 $L(t)$ は、砂質堤上部より撮影した動画を解析して求めた。決壊口形状は、破堤後の各経過時間で通水を止め、レーザー変位計を用いて測定した。 $Q(t)$ は $Q(t)=Q_{IN}-Q_{OUT}(t)$ より算定した。 $h_1(t), h_2(t)$ は、図-1に示す各測点に直径が極めて小さい棒を立て、デジタル画像より算定した。 $\theta(t)$ は発泡スチロール球の動きをPTV解析し求めた。破堤部の越流状態は、㊸破堤部の波紋、㊹堤内水位/堤外水位 $h_2/h_1=2/3$ 、㊺PTV解析より得られた破堤部SEC2の表面流速 V_s から等流の関係式 ($V=0.90V_s$) を用いて算定したフルード数 $Fr(=(V^2/(gQL))^{1/2})$ より推定した。

定常状態の実験では、 h はポイントゲージで、 D は3分力計 (三計エンジニアリング製) で測定した。なお、サンプリング時間と間隔は、それぞれ30秒と0.05秒である。

3. 実験結果

図-2は、拡幅プロセスの様子を示したものである。水防林を設けない場合 (CASE N) は、水あたりが強い破堤部下流側の表法面が侵食され、決壊口形状と破堤部での氾濫流の流向が時間の経過とともに変化し、また流出した堤体材料が堤内地側に堆積する¹⁰⁾。水防林を設けた場

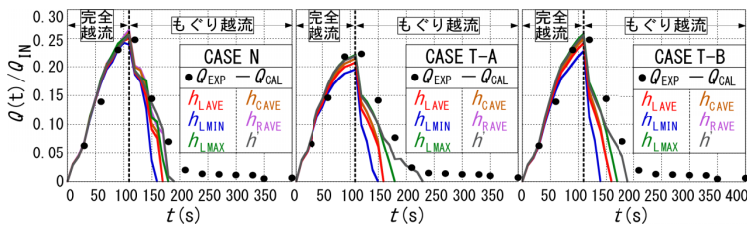


図-4 $Q(t)$ の予測精度の比較(左からCASE N, T-A, T-B)

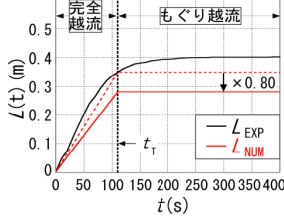


図-6 $L_{NUM}(t)$ の与え方の一例(CASE N)

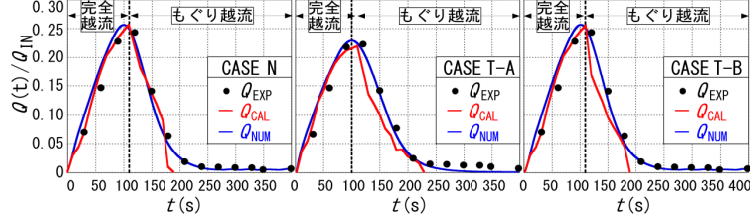


図-7 $Q(t)$ の予測結果の比較(左からCASE N, T-A, T-B)

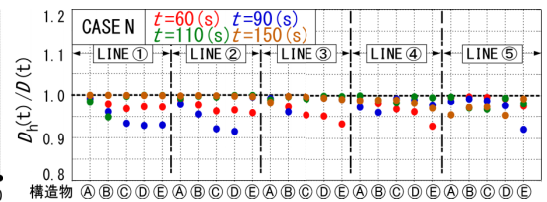


図-5 $D(t)$ の比較の一例(測定値と算出値)(CASE N)

合(CASE T-A, B)は、模型水防林の空隙率は堤体材料が自由に通過できる粒径であるにもかかわらず、 $w/T=0.2$ (CASE T-A)では水防林によって氾濫流が堰上げられ、水防林を設けない場合と比較して、破堤部の越流状態が早期にもぐり越流状態へ遷移し、決壊口からの流出水の流速が緩和されることで堤体の侵食が抑制され、決壊口が縮小するとともに流出した堤体材料が堤防～水防林の間に堆積する。 $w/T=0.4$ (CASE T-B)では水防林による堰上げ効果が小さく、 $w/T=0.2$ で見られたような流況の変化はわずかであった。以下では、必要に応じて $w/T=0.4$ に関する考察は割愛する。

図-3は、無次元の決壊口拡幅幅 $L(t)/B$ と氾濫流量 $Q(t)/Q_N$ の時系列を示したものである。前述の方法①～③から推定された越流状態の遷移時間 t_T の誤差も含め、非常常・非常常実験のいずれの時間においても $L(t)/B$ 、 $Q(t)/Q_N$ の相対誤差は5%以内であったので、①をもって t_T とし、そのときの $L(t)$ を遷移決壊口拡幅幅 $L(t_T)$ とした。

同図より次がわかる。①水防林の有無にかかわらず、拡幅は $t_T \approx 110$ (s) までほぼ線形的に進行し、それ以降は穏やかに拡幅が進行し、堤内外の水位差がなくなる $t \approx 200$ (s) 以降は拡幅がほぼ停止する。このため $Q(t)$ も t_T 程度までほぼ線形的に増加し、 t_T 近傍で最大値を取った後はほぼ線形的に減少し、 $t \approx 200$ (s) 以降は極めて小さくなる。② $w/T=0.4$ に水防林を設けた場合では、 $L(t)/B$ 、 $Q(t)/Q_N$ のいずれも水防林を設けない場合とほぼ同様であった。一方 $w/T=0.2$ のように設けると、水防林の前面での氾濫流の堰上げ効果により、流出水が $t_T \approx 100$ (s) で常流に遷移し拡幅も抑制され、 $L(t)/B$ 、 $Q(t)/Q_N$ の最大値はいずれも13%程度低減されることが確認された。

なお、水防林幅 L_w を本実験の2倍にした実験も実施したが、 $L(t)/B$ 、 $Q(t)/Q_N$ のいずれについても大きな違いは認められなかった。また、樹木群の透過係数が小さいほど水防林前面の堰上げ効果が大きくなることから³⁾、以上のような水防林による拡幅抑制・氾濫流量抑制効果は、その設置位置と透過係数に依存すると考えられる。

図-4は、著者らの横越流特性を考慮した改良流量式¹¹⁾を用いて、氾濫流量 $Q(t)$ を評価したものである。改良流

量式の概要は“付録”に示すとおりである。

流量式では水位の取り方が重要であることから、この観点から検討を行った。すなわち、堤内地水位 h_2 には堤防裏法尻における $L(t)$ の区間の平均水位を用い、堤外地水位 h_1 には河道部右岸・中央での縦断方向の最大と最小水位の差は3%程度であったことから、河道右岸・中央については縦断平均水位 h_{RAVE} 、 h_{CAVE} を用いた。一方、河道左岸については差が7%程度とやや大きかったことから、 h_{LAVE} 、 h_{LMAX} および h_{LMIN} を、またこれら以外の水位として砂質堤区間の上流側水位 h' をそれぞれ用い、各水位差から得られた $Q_{CAL}(t)$ を求め比較した。

著者ら¹⁰⁾は、浸水予測の観点から、砂礫堤ではSEC2の実断面積 $A(t)$ と等価な断面積を有する矩形断面 ($A(t)=0.80L(t) \times Y$) を用いることで、 $Q(t)$ を十分な精度で評価できることを明らかにした上で、 $t=t_T$ まで一定速度で $0.80L(t_T)$ まで拡幅させ、その後 $0.80L(t_T)$ の一定値とする拡幅プロセスの取り扱い方を提案した。ここでもこの方法を用いて拡幅プロセスを取り扱った。

同図より、完全越流状態では h_1 にいずれの水位を用いても $Q(t)$ の予測精度に大きな違いは認められず、もぐり越流状態では、堤防裏法尻における $L(t)$ の区間の平均水位を h_2 として用いると、 h_1 として h' を用いたときが最も適合度が高いことが確認された。ただし、水防林を設置した場合でもぐり越流状態では水防林による堰上げ効果が h_2 に影響するため、予測値は若干過小評価される。

図-5は、3分力計による測定値 $D(t)$ と模型家屋周りの水位差より算出した $D_h(t)$ を比較したものである。全体的に3分力計による測定値の方がやや大きな値を取っており、両者の相対誤差は10%以内であった。誤差の理由は、実験装置と計測装置の大きさの関係から、模型家屋の直前面・直背面の水位計測が困難であったため、前面では過小に背面では過大に水位が評価されているためである。

4. 解析

(1) 解析法と解析条件

数値解析には平面2次元不定流モデルであるPSA-FUF-

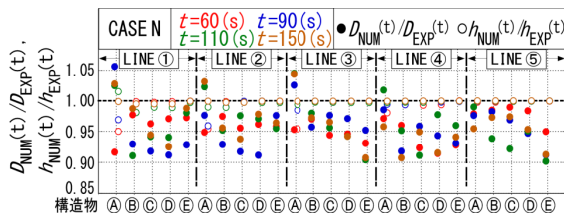


図-8 $D(t)$, $h(t)$ の比較の一例(実験と解析) (CASE N)

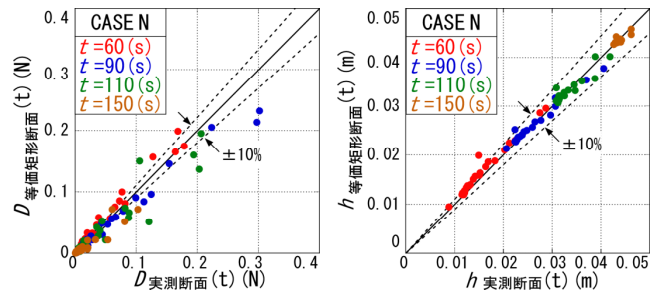


図-9 $D(t)$, $h(t)$ の比較の一例(実測断面と矩形断面) (CASE N)

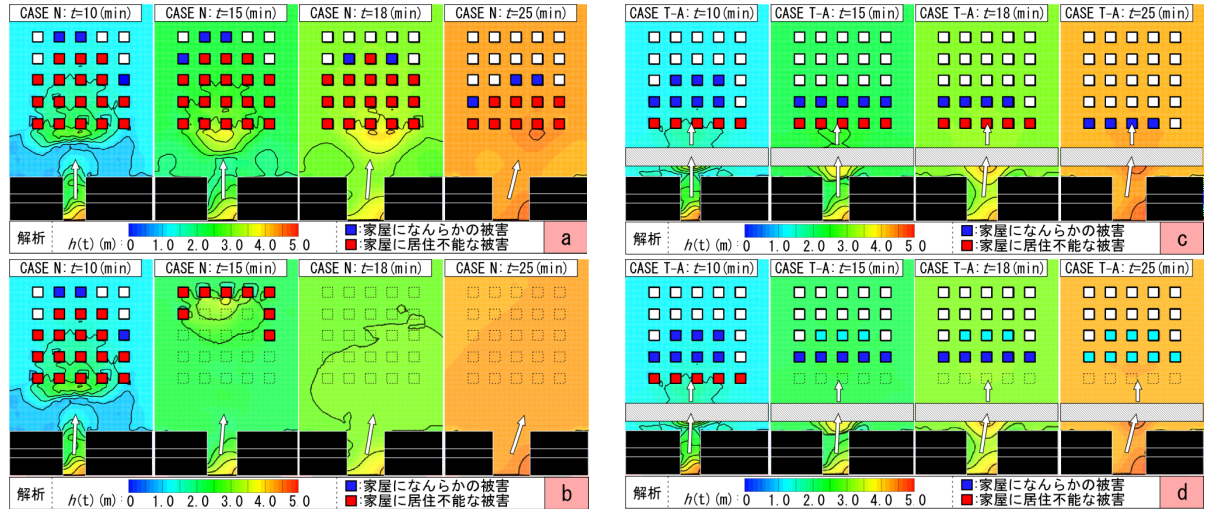


図-10 流体力による家屋被害と家屋流出の状況(左: CASE N, 右: CASE T-A)(上: 家屋流出なし, 下: 家屋流出あり)

2DF model⁴⁾を用い、前述したように、決壊口形状はSEC2における等価矩形断面とし、拡幅プロセスには図-6に示した $L_{NUM}(t)-t$ の関係を与えた。また洪水流と氾濫流を包括的に取り扱い、氾濫流量 $Q_{NUM}(t)$ は、SEC2における単位幅流量 $q(=hv)$ を求め、これを決壊口拡幅 $L(t)$ で積分して算定した¹⁰⁾。河道下流端境界条件には、浸水予測の観点から既知水位ではなく、刃形堰の公式¹²⁾を用いて、水位 h -単位幅流量 q の関係(以下「 $h-q$ 境界条件」という)を与えた。以下では、以上のような取り扱いを「本解析法」と呼ぶこととする。なお、解析に用いた計算メッシュは、河道部・堤防部では0.03m、破堤部では0.01m、氾濫原部では0.05mを基準にした三角形メッシュで、その総数は30079個である。

(2) 解析結果

a) 解析結果の検証

図-7は、改良流量式で得られた氾濫流量のうち、最良の予測結果が得られた h を用いた $Q_{CAL}(t)$ と、本解析法による予測結果 $Q_{NUM}(t)$ とを比較したものである。

これより、決壊口形状を実際の形状と等価な断面積を有する矩形断面形で置き換え、実測値を必要としない $h-q$ 境界条件を用いることで、水防林が設けられた状況でも完全〜もぐり越流状態の氾濫流量を良好に予測できることがわかる。本解析法では水防林だけではなく、堤内外地の諸条件を考慮して堤内外水位が得られるので、流量式よりも予測精度が高かつ実用的である。

図-8は、水防林を設けない場合の $D(t)$ と $h(t)$ の実験結果

と実測の決壊口形状を用いた解析結果とを比較したものである。これより、 $D(t)$ の相対誤差は概ね10%以内、 $h(t)$ は概ね5%以内に収まっていることが確認できる。 $D(t)$ は模型家屋周りの水位差から算定されているので、図-5とほぼ同程度の精度で予測されている。

図-9は、水防林を設けない場合の $D(t)$ と $h(t)$ について、実測の決壊口形状と等価矩形断面を用いた解析結果を比較したものである。これより、等価矩形断面では氾濫流の流速が大きい $t=110(s)$ 付近で $D(t)$ を過小評価するものの、全体的には同様な傾向を示しており、決壊後の経過時間にかかわらず、 $h(t)$ を概ね良好に評価していることが確認できる。以上のことから、以下では等価矩形断面を用いて検討する。前述したように、測定結果と比較して水位差に基づく $D(t)$ の解析結果は最大で10%程度過小評価していることから(図-5, 図-8), 以下の検討では家屋に働く流体力を $D(t)0.9$ のように評価することとする。

b) 実スケールでの検討

佐藤ら¹³⁾は、 u^2h が $1.5\text{m}^3/\text{s}^2$ 以上になると家屋になんらかの被害が始め、 $2.5\text{m}^3/\text{s}^2$ 以上では居住不能となる家屋が発生すると報告している。また高橋ら¹⁴⁾は家屋に作用する流体力について $D(N)=1.064 \times 10^3 u^2 A (\text{m}^3/\text{s}^2)$ なる関係を得ている。ここに、 u は水深平均流速、 A は家屋の幅とその前面の水深との積である。

以上の知見を踏まえ、以下では、フルードの相似則を用いて、上記の条件をそれぞれ $D \geq 2.3$, $3.9(\text{kN})$ のように実スケール変換し、これを基準として水防林の氾濫流量抑制効果、流勢緩和効果等について検討した。なお、模

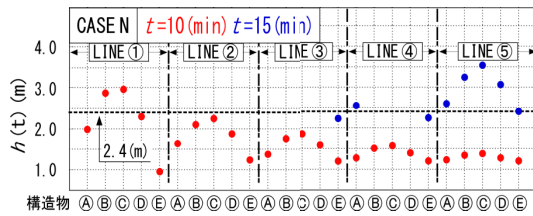


図-11 浸水深の経時変化 (CASE N)

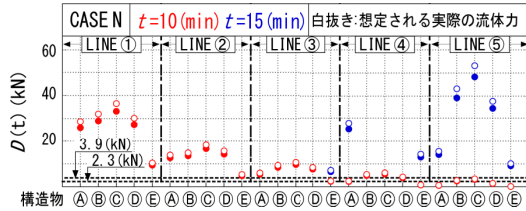


図-13 流体力の経時変化 (CASE N)

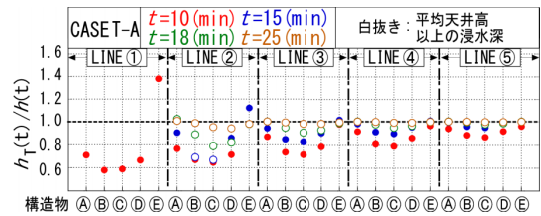


図-12 水防林による浸水深の低減率 (CASE T-A)

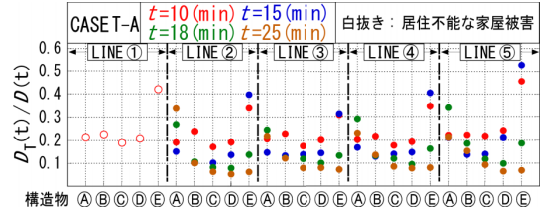


図-14 水防林による流体力の低減率 (CASE T-A)

型と実スケールの時間の関係は、フルードの相似則より、 $t_p = t_m \times (L_p/L_m)^{1/2}$ となる。

図-10は、流体力による家屋被害と家屋流出の状況を示したものである。なお、図中の□は流体力によって被害が生じない家屋($D < 2.3(\text{KN})$)、■はなんらかの被害が生じる家屋($2.3 \leq D < 3.9(\text{KN})$)、■は居住不能となる家屋($D \geq 3.9(\text{KN})$)をそれぞれ示している。

図-10aとcは、■で示した以上の流体力が家屋に働いても家屋が流出しないとして解析したものである。

これからわかるように、(i)水防林の有無にかかわらず、拡幅の進行とともに、完全越流状態($t < t_f$)ではほぼ正面越流し、もぐり越流状態へ遷移後($t \geq t_f$)は流出角度 θ が大きくなり、氾濫流の主流部は河道下流側へとシフトしていく。(ii)水防林を設けない場合は、拡幅の進行とともに氾濫流の流向が河道下流側へシフトし、模型家屋①-③、①-④での強い水あたりが①-④、①-⑤へと移動することより、決壊箇所正面だけでなく、より広い範囲に被害が及ぶ。浸水深は $t \leq 7(\text{min})$ までに全家屋が床下浸水程度($h < 0.5(\text{m})$)、 $7 < t \leq 15(\text{min})$ までに床上浸水～1階部分の天井が水没する程度の水深($0.5 \leq h < 2.4(\text{m})$)、 $t \geq 30(\text{min})$ 以降は氾濫原が湛水し全家屋は水没する。(iii)水防林を設けた場合は、水防林の前面で氾濫流の堰上げ効果により、氾濫流量が抑制されるだけでなく、正面越流状態が維持され、氾濫流の分散により流勢も緩和され、水防林を設けない場合に見られた強い水あたりが抑制される。浸水深は、氾濫流量の低減効果により、その上昇速度が抑制されるため、 $t \leq 8(\text{min})$ までに全家屋が床下浸水程度、 $8 < t \leq 18(\text{min})$ までに床上浸水～1階部分の天井が水没する程度の水深、 $t \geq 33(\text{min})$ 以降に氾濫原は湛水し全家屋が水没するようになる。

図-10bとdは、■で示した以上の流体力が家屋に働いたときに該当家屋が完全に流出すると仮定して解析したものである。なお、流出した家屋や建材が氾濫流に及ぼす流れの阻害等の影響は考慮していない。

これより次のことがわかる。(i)水防林を設けない場合は、射流状態の氾濫流によって、 $t \leq 15(\text{min})$ までにラ

イン①～④の大半の家屋が流出する。家屋流出に伴い破堤部に近い家屋による流勢緩和がなくなり、残存家屋に直接流体力が働き、 $t \leq t_f$ までに全家屋が流出する。(ii)水防林を設けた場合は、水防林による流勢緩和効果により、 $t \leq 15(\text{min})$ までの流出家屋はライン①のみに限定される。なお、図中で■で示した家屋は、■で示した被害の後に流体力が低下したものである。

図-11は、各模型家屋前面での浸水深の経時変化を示したものである。図中には浸水深の目安として家屋の平均天井高(≒2.4(m))を併せて示している。

これからわかるように、(i) $t \leq 15(\text{min})$ では、 $h(t)$ はライン③、④、⑤のような水あたりが強い箇所でも最大値を、主流方向からはずれたライン①で最小値を取る。(ii) $t=10(\text{min})$ では、ライン①→⑤のように破堤部から離れるほど、破堤部に近い家屋によって氾濫流が分散され、 $h(t)$ はほぼ一様となる。なお、 $t=15(\text{min})$ では、家屋流出のために残存家屋への水あたりが強くなり、破堤部から離れたライン⑤の $h(t)$ の最大、最小値は(i)で見られた箇所と同様となる。(iii)本実験のように氾濫水の逃げ場がなく湛水深が大きくなるような設定では、堤内外水位差がなくなるまで氾濫水が流出し、すべての家屋が水没するのは当然であるが、家屋の水没は水あたりの強い箇所から進行していく。すなわち、 $t \leq 10(\text{min})$ までに家屋①-③、④の一階で水没が始まり、大半の家屋が流出した $t \geq 15(\text{min})$ で家屋⑤-③、④、⑤が水没し、その後主流方向から外れたライン①、②が水没する。

図-12は、水防林を設けた場合の水深 $h_1(t)$ を設けない場合の $h(t)$ で無次元化した低減率 $h_1(t)/h(t)$ を示したものである。図中の白抜き記号は、平均天井高以上の浸水深を示している。これからわかるように、(i)水防林を設けることで、 $t \leq 15(\text{min})$ では水防林を設けない場合に見られた $h(t)$ の分布に応じて水深の低減効果が発揮される。特に破堤部に近いライン①、②、③において20～40%程度低減される。(ii) $t \geq 15(\text{min})$ では、破堤部から離れたところでは水防林の有無による h の違いはほとんど認められない。(iii)水防林を設けることで、例えば $t=10(\text{min})$ の

家屋①-⑤では h が増加する。これは、水防林を設けない場合は家屋①-⑤が氾濫流の主流方向から外れているために水深が小さく、水防林によって氾濫流が分散され、 h が増加するためである。

図-13は、各模型家屋に働く流体力の経時変化を示したものである。これからわかるように、(i)ライン①では、 $D(t)$ はライン③、④、⑤のような水あたりが強い箇所でも最大値をとり、主流方向から外れたライン②で最小値を取る。これはライン③、④、⑤の家屋への強い水あたりによって、氾濫流の流向が家屋前面で河道上下流方向に変化するためである。この様子は図-10からも見て取れる。(ii)破堤部に近い家屋によって氾濫流が分散されるため、 $D(t)$ はライン①→⑤のように破堤部から離れるほど減少するが、その最大、最小値は(i)に見られた箇所と同様となる。このため、 $t=10(\text{min})$ で水あたりが強いライン①→④の順にライン③、④、⑤の家屋流出が始まり、堤防に近い家屋による流勢緩和がなくなり、残存家屋に直接流体力が働き、 $t \leq t_1$ までに全家屋が流出する。

図-14は、水防林を設けた場合の $D_1(t)$ を設けない場合の $D(t)$ で無次元化した低減率 $D_1(t)/D(t)$ を示したものである。図中の白抜き記号は、居住不能な家屋となったものを示している。これからわかるように、(i)水防林を設けることで、 $D(t)$ は全体で50-90%低減され、低減効果は水防林無しの場合に見られた $D(t)$ の分布に応じて発揮される。(ii)水防林を設けることで、ライン①以外の家屋ではすべて $D(t) < 3.9(\text{kN})$ となり、水防林を設けない場合に比べて家屋流出のリスクは著しく減少する。

5. まとめ

砂質堤を対象とした模型実験と数値解析に基づき、拡幅プロセスを踏まえた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、次を明らかにした。

(1)水防林を設置することで、破堤部での越流形態を早期にもぐり越流状態へ遷移させ、拡幅を抑制し氾濫流量を低減できること。また同様なメカニズムにより、家屋に働く流体力が大幅に低減され、家屋被害の軽減が図れること。

(2)本解析法を用いることで、例えば複雑な市街地構造や内水氾濫あるいはその排除効果の影響等を考慮して、破堤氾濫流の挙動を把握し、被害軽減策としての水防林の設置条件(位置、幅、樹種等)を合理的に検討できること。

付録 改良流量式の概要

各流出状態での単位幅流量 $q_0(\text{m}^2/\text{s})$ は、表-A1に示した式(A1)と式(A2)で与えられる。ここに、 h_1 と h_2 はそれぞれ堤防敷高を基準として高い方と低い方の水位である。

表-A1 横越流特性および改良流量式

完全越流状態 ($h_2/h_1 < 2/3$)	もぐり越流状態 ($h_2/h_1 \geq 2/3$)
$q_0 = C_1 h_1 \sqrt{2gh_1}$ (A1)	$q_0 = C_2 h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$ (A2)
$\alpha_0 \approx 0.84(\pm 0.03)$ (A3)	$\alpha_s \approx 0.66(Fr)^{0.5}(L/B)^{0.1+0.3}$ (A4)
$\theta_0 \approx 53.0(Fr)^{2.4}(L/B)^{1.3}+7.5$ (A5)	$\theta_s \approx 99.0(Fr)^{1.8}(L/B)^{1.1}+12.0$ (A6)
$Q(t) = \alpha Q_0(t) \cos \theta$ (A7)	

流量係数 C_1 、 C_2 は堤防断面を長方形としたときの流量係数($C_1=0.35$ 、 $C_2=0.91$)が基準⁶⁾とされていることから、この標準値を用いる。式(A1)、式(A2)から求めた q_0 に $L(t)$ を乗じた氾濫流量 $Q_0(t)$ に、式(A3)～式(A6)の横越流特性(α 、 θ)を考慮して、式(A7)より氾濫流量 $Q(t)$ を算出する。

参考文献

- 1) 末次忠司, 館健一郎, 小林裕明: 防災樹林帯による氾濫流制御に関する研究, 水工学論文集, 第42巻, pp.805-810, 1998.
- 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, 松田健介, 山尾匡人, 大庭康平: 樹林帯と堤内地盤高が越水氾濫流量に及ぼす影響, 河川技術論文集, 第17巻, pp.347-352, 2012.
- 4) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 大庭康平, 山尾匡人, 岩本浩明: 破堤氾濫流に対する水防林の減災効果の検討, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, I_1027-I_1032, 2012.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 河川財団: 堤防に沿った樹林帯の手引き, 山海堂, 2001.
- 10) 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), vol69, No.4, pp.I_1543-I_1548, 2013.
- 11) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 大庭康平: 直線河道における破堤氾濫流量式の横越流特性と流量式の改善, 水工学論文集, 第55巻, pp.901-906, 2011.
- 12) 椿 東一郎: 水理学 I, 森北出版, pp.193, 1973.
- 13) 佐藤 智, 今村文彦, 首藤伸夫: 洪水氾濫の数値解析および家屋被害について-8610 号台風による吉田川の場合-, 第33回水理講演会論文集, pp.331-336, 1989.
- 14) 高橋保, 中川一, 加納茂紀: 洪水氾濫による家屋流出の危険度評価, 京都大学防災研究所年報, 第28号B-2, pp.455-470, 1985.