

# 破堤氾濫流に対する 水防林の減災効果の検討

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

秋山 壽一郎<sup>1</sup>・重枝 未玲<sup>2</sup>・大庭 康平<sup>3</sup>・山尾 匡人<sup>3</sup>・岩本 浩明<sup>3</sup>  
Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Kouhei OHBA, Masato YAMAO  
and Hiroaki IWAMOTO

<sup>1</sup> 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)

<sup>2</sup> 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)

<sup>3</sup> 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, were investigated experimentally and numerically. It is found experimentally that dyke breach flows are diverted and diffused by the forest, so that the velocities and hydrodynamic forces of the flows 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. Numerical experiments were also carried out to reveal the effects of arrangement of the forest on the flows and houses.

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

## 1. はじめに

降雨外力の増大などの自然的状況や財政逼迫などの社会情勢の変化を受け、整備目標を上回る洪水の発生を前提とした備えが求められるようになってきた。とりわけ、堤防背後地を中心に甚大な被害をもたらす破堤氾濫に対する予防的治水対策や被害最小化策の重要性が増してきた。すなわち、2004年7月新潟・福島豪雨災害では五十嵐川など6河川11箇所、その再来となった2011年7月豪雨災害では2004年と同様な6河川9箇所で破堤したように、連続堤防は常に潜在的な破堤リスクを抱えており、想定を超える豪雨時等にはこれが顕在化するからである。

本研究は、破堤氾濫に対する備え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衛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(氾濫原管理)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<sup>1)</sup>。すなわち、樹林帯には、越流時における堤防の安全性の向上、破堤部の拡大抑制・氾濫流量の低減、流

木・土砂堆積の防止、表土流失の低減<sup>2)</sup>、水防林には、氾濫流の流勢緩和・流向制御、水流分散、流木等の漂流物・土砂の捕捉などの機能と効用があると言われている<sup>3)</sup>。また、水防林と同様な機能と効用を有するものとして、津波防潮林がある<sup>4)</sup>。

水防林は、環境にやさしい減災技術であることから、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。例えば、末次ら<sup>5)</sup>は、勾配の大きい氾濫原における直進型や直下型の氾濫流を対象として、模型実験と数値解析に基づき、水防林の特性や配置等の流体力低減効果について基礎的知見を得ている。また、館ら<sup>6)</sup>は、余笹川の氾濫を対象として、水防林による家屋被害軽減効果や氾濫流に対する樹木の耐性を数値シミュレーション等に基づき検討している。秋山らは、有限体積法・非構造格子・FDSに基づく平面2次元不定流モデルを用いて、洪水流と氾濫流を包括的に解析する方法(以下「本解析法」という)<sup>7)</sup>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<sup>8)</sup>。さらに、本解析法を1983年山陰豪雨災害の破堤氾濫に適用し、仮想的に設けた水防林の氾濫流制御機能や浸水深上昇の遅延効果などを明らかにし

ている<sup>9)</sup>。また、模型実験と解析に基づき、水防林の流体力低減効果率などについて基礎的知見を得ている<sup>10)</sup>。

本研究は、以上のような背景を踏まえ、破堤氾濫流の特性を考慮した模型実験と、計算領域を複数のサブ領域に分割し、各領域間の接続条件を与えることで、解析データを領域内で閉じさせ、本解析法を複数の CPU で並列計算を行うことで、計算速度の向上を図った *PSA-FUF-2DF model*(numerical model based on a Parallelized Spatial Averaged Finite volume method on Unstructured grid using FDS technique for 2D Free-surface flows)<sup>11)</sup>(以下「本モデル」という)に基づき、家屋や家屋群に水防林を設けた場合に期待される流勢緩和・流向制御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

### (1) 実験装置

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、河道部の河床高、堤防敷高と氾濫原部の地盤高は全て同じで水平に設定されている。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、河道の右岸側は壁面で越流しないようになっている。実験装置と重要な諸量を図-1 に示す。

河道部・堤防部は、矩形断面水路(長さ=3.0(m)、幅  $B=0.4$ (m)、勾配  $I=0$ 、粗度係数  $n=0.01$ )の左岸側に法面勾配 2 割の堤防(高さ  $D=0.05$ (m)、堤防敷幅  $T=0.25$ (m))と破堤部(破堤幅  $L$ )を設けたものである。なお、河道への流入流量  $Q_N$  と流出流量  $Q_{OUT}$  はそれぞれ電磁流量計と量水枡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  $n=0.01$ )を設置したもので、境界①と境界③は壁面、境界②は段落ちとなっている。

### (2) 実験の条件と方法

実験条件は、模型水防林の設置位置や破堤幅水路幅比  $L/B$  を変えた予備実験より決定した。すなわち、破堤部上流側の河道水位が堤防天端近くになるように  $Q_N$  を与え、 $L/B=0.5\sim 2.0$  の範囲で破堤部から堤内地に完全越流状態で流出させ、後述する方法で氾濫流の浸水深と流速を計測した。次に、データ解析を行い、計測上の制約や測定精度を勘案し、 $F_r=0.56$ 、 $L/B=2.0$  のように実験条件を決定した。なお、この場合の氾濫流量  $Q_{EXP}(=Q_N-Q_{OUT})$  は  $0.009$ ( $m^3/s$ ) であった。ここに、 $F_r$  は Froude 数  $F_r=(Q_N/B)(gh)^{1/2}$  であり、 $h$  は河道上流側での水位である。

以上を踏まえ、 $F_r=0.56$ 、 $L/B=2.0$  の条件下で水防林なし(CASE A)、あり(CASE B)の実験を実施した。また、CASE B では水防林の配置角度  $\alpha$ ( $^\circ$ ) を 2 通りに変化させた。

模型水防林の諸元(長さ  $T_i$ 、厚さ  $T_j$ )、透過係数( $K$ )、設置位置( $x,y$ )および配置は、次のように決定した。諸元については、Google マップを用いて、X 川(T 県)近傍の屋敷水

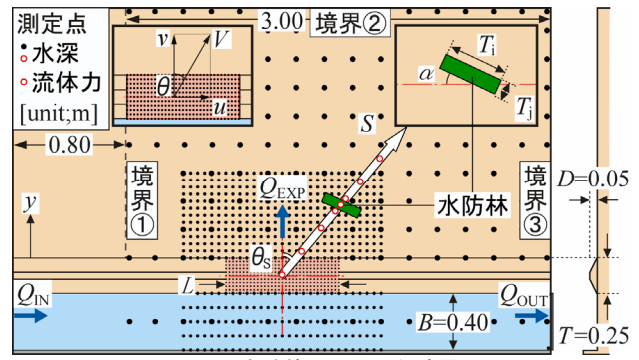


図-1 実験装置と重要な諸量

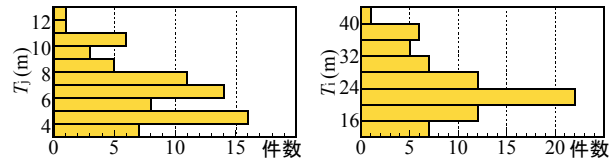


図-2 屋敷水防林の長さ  $T_i$ 、厚さ  $T_j$  の調査結果

防林(総数 72)を調査した結果(図-2)、 $T_i=4\sim 7$ (m)の範囲の件数が多く、平均値としては  $T_i=24$ (m)と  $T_j=6$ (m)であった。この調査結果を踏まえ、模型スケールを  $L_m/L_p=1/100$  として、 $(T_i \times T_j)_m=0.24 \times 0.06$ (m)のように模型諸元を決定した。ここで、添え字 m と p はそれぞれ模型と実スケールを表している。

模型水防林には、模型樹木群としてよく用いられる<sup>12)</sup>、プラスチック製の多孔体( $K_m=0.64$ (m/s))を用いた。なお、Froude の相似則( $K_p=K_m \times (L_p/L_m)^{1/2}$ )より、実スケールでは、 $K_p=6.4$ (m/s)である。ちなみに、大野川水系乙津川のメダケ林の透過係数は、 $5.5$ ( $m/s$ )<sup>2</sup>である。

設置位置と配置については、後述する CASE A の  $\rho l^2 h$  の実験結果を用いて、 $\rho l^2 h$  が等しい範囲の図心を求め、これを連ねて最大流体力が発生するライン(以下「S ライン」という)を定めた。S ラインに沿って、破堤部での最大流体力の 75% となる位置に堤防に対して平行(配置 a)、S ラインに対して垂直(配置 b)となるように配置した。

測定項目は、河道部・破堤部・氾濫原部の水深  $h$  と表面流速ベクトル  $V_s$ 、S ラインに沿った流体力  $F$ 、および河道部での流入流量  $Q_N$  と流出流量  $Q_{OUT}$  である。

水深  $h$  は、ポイントゲージを用いて、図-1 中に●で示した測点で求めた。なお、測定間隔は破堤部で  $0.025$ (m)、その周辺で  $0.05$ (m)、その他の氾濫原部で  $0.20$ (m)とした。

水深平均流速ベクトル  $V$  は、直径約  $0.005$ (m)の発泡スチロール球の動きをデジタルビデオカメラで撮影した動画を PTV 解析し、得られた表面流速ベクトル  $V_s$  から等流の関係式( $V=0.90V_s$ )を用いて算定した。

流体力は、その簡便さから  $\rho l^2 h$  を指標とした。ただし、S ラインに沿って示した○の測点で、3 分力計(三計エンジニアリング製、定格容量:  $2$ (kgf))を用いて流体力  $F$  の計測も実施した。これは、①破堤部~水防林の流れが急激に加速される箇所や水防林前背後では、 $V$  が正しく計測できない可能性があるため、 $\rho l^2 h$  も正しく評価されない可能性があること、②  $F$  は物体前背面の圧力差であ

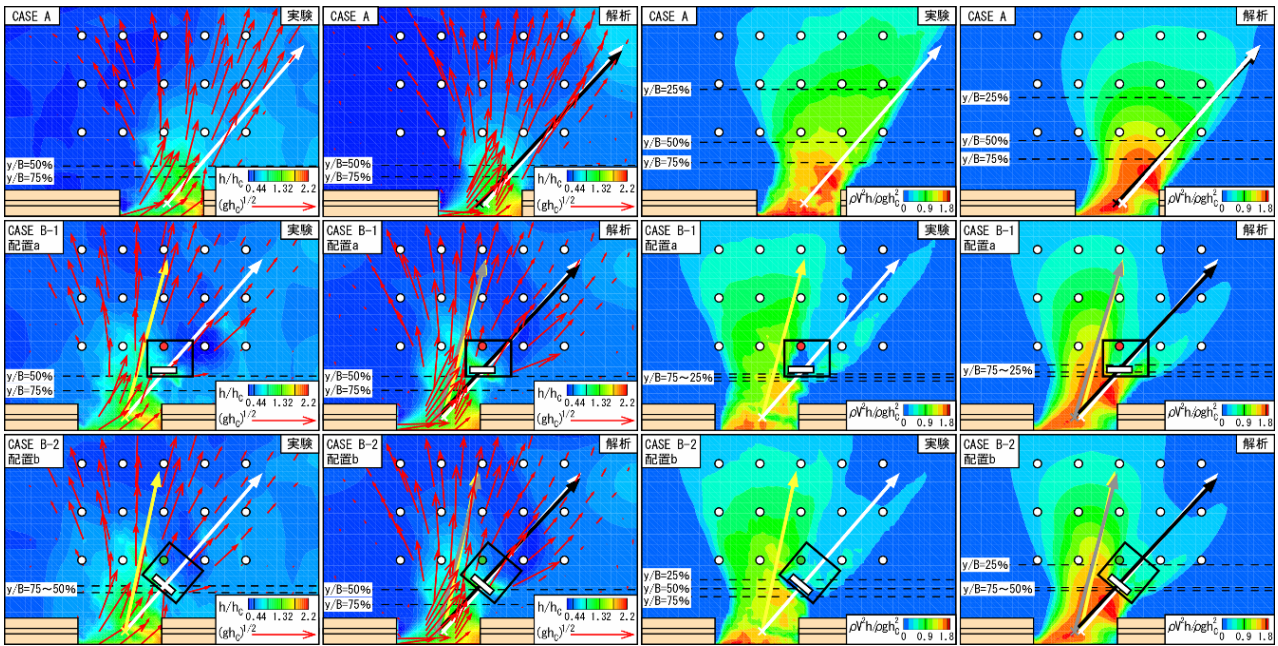


図-3 水防線の有無による実験結果と解析結果の比較(左2列:水深 $h$ と流速 $|V|$ , 右2列:流体力 $\rho V^2 h$ )

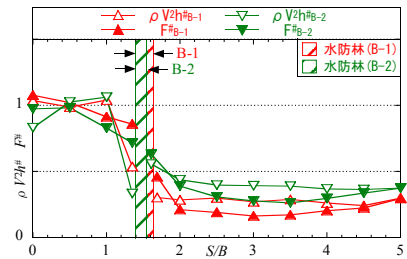


図-4 流体力 $\rho V^2 h^*$ と $F^\#$ (3分力計)の関係

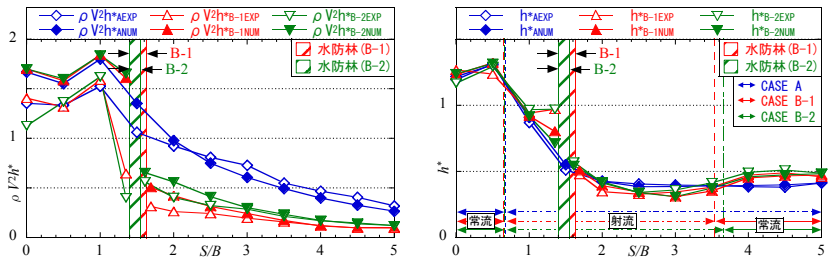


図-5 Sラインに沿った流体力 $\rho V^2 h^*$ (左)および水深 $h^*$ (右)の比較(実験と解析)

り、 $\rho V^2 h$ とは流体力の定義が異なる。このため、流体力の指標として $\rho V^2 h$ の妥当性の確認が必要なこと、などの理由から実施したものである。なお、3分力計の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. 実験結果と解析の検証

#### (1) 実験結果

図-3は、CASE A, CASE Bの流体力 $\rho V^2 h$ と流速ベクトル $V \cdot$ 水深 $h$ の実験結果と解析結果を示したものである。なお、 $h$ は限界水深 $h_c(=q^2/g)^{1/3}$ 、流速ベクトルの絶対値は限界流速 $(gh_c)^{1/2}$ 、 $\rho V^2 h$ は $\rho gh_c^2$ でそれぞれ無次元化されている。ここに、 $q$ =単位幅当りの氾濫流量(= $Q_{EXP}/L$ )、 $Q_{EXP}$ =氾濫流量(= $Q_{IN}-Q_{OUT}$ )、および $L$ =破堤幅である。

堤防に平行な破線は、Sライン上の流体力が破堤部における最大流体力の75%、50%および25%となる $y/B$ 値である。すなわち、一般に決壊箇所が特定困難であることを踏まえて、最大流体力で見たときの危険度を堤防からの距離として表示したものである。図中の黄矢印は、水防線の流向制御機能によって、Sラインからシフトした大きな流体力が発生するラインを、また黒矢印は白矢印、灰色は黄矢印に対応した解析結果を示している。

$\rho V^2 h$ の実験結果において水防線を囲んだ黒枠は、先述

した理由から $\rho V^2 h$ の信頼性が低いと判断された範囲を、図中の○は、水深および流速と流体力の絶対値を解析結果と比較した箇所を示している。なお、●のように塗りつぶした箇所は後述する図-6において実験結果と解析結果の相対誤差が10%以上となった箇所である。

図-4は、Sライン上の $\rho V^2 h$ と3分力計から得られた $F$ とを比較したものである。両流体力の違いは、水深や流速に依存することから、CASE Bの値を同位置におけるCASE Aの値を用いて無次元化し、 $F^\#(=F_{CASE B}/F_{CASE A})$ 、 $\rho V^2 h^\#(=\rho V^2 h_{CASE B}/\rho V^2 h_{CASE A})$ のように $\#$ で表示している。

これより、破堤部~水防線で流れが加速される箇所や水防線前背面( $S/B \approx 1.0-2.0$ )では、先述した理由から $\rho V^2 h^\#$ が正しく評価されていないことが見て取れる。これを除けば、 $\rho V^2 h^\#$ と $F^\#$ は同様な傾向を示しており、 $\rho V^2 h$ が流体力の指標として妥当であることが確認できる。ここに、 $S$ は破堤部の堤防天端中央からSラインに沿って測った距離である。なお、 $S/B=4.5-5.0$ で $\rho V^2 h^\#$ と $F^\#$ がほぼ同様となるのは、3分力計に取り付けた物体背後の水深がほとんどゼロだからである。この結果を踏まえ、以下では特別にことわらない限り、 $\rho V^2 h$ を流体力と呼ぶこととする。

図-5は、 $S/B$ の関係として、各CASEの $\rho V^2 h$ と $h$ の実験結果と解析結果を図示したものである。図-3と同様に、 $\rho V^2 h$ を $\rho gh_c^2$ 、 $h$ を限界水深 $h_c$ で無次元化し、 $\rho V^2 h^*(=\rho V^2 h/\rho gh_c^2)$ 、 $h^*(=h/h_c)$ のように $*$ で表示している。

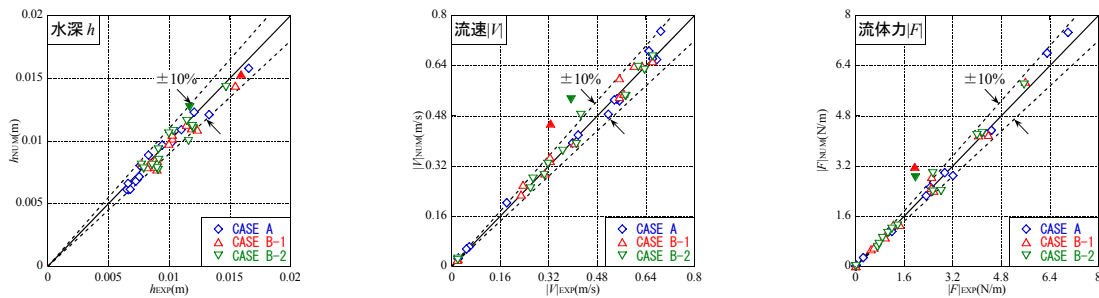


図-6 実験結果と解析結果の比較(左:水深 $h$ , 中:流速 $|V|$ , 右:流体力 $|F|$ )

なお、図-5中に示した流れの状態(常流, 射流)は、実験あるいは解析から得られた $|V|$ と $h$ より得られたFroude数に基づき定めたものである。

また、解析に用いた計算メッシュは、河道部では0.05(m)、堤防部では0.025(m)、氾濫原部では0.05(m)および水防林では0.01(m)を基準にした三角形非構造格子で、その総数は19535個である。

## (2) 実験結果の考察

両CASEに共通した特徴としては、①破堤部上流端側で生じる死水域のために破堤幅が実質的に減少し、流出水は破堤部下流側に偏流・集中する。②流出水は右斜め上方向に大きな流速を持つと同時に、流出水の一部が破堤部下流端に衝突するため、堤防法線方向にも大きな流速を持つ。③流出水は、堤防-水防林の $S/B \approx 0.65$ で常流から射流に遷移し、水深は限界状態の上下流付近で急減し、流れは加速される。なお、以上のような流況は、水防林の有無によって大きく変わらない。

CASE Aでは、①上記のような流出水の特性のために、氾濫流も破堤部から見て全体的に右側にシフトし、やや右斜め上方向に偏って堤内地に広がっていく。このため、水深も堤内地右側で若干大きくなる。②氾濫流の流況には、①のような特徴があるので、破堤部下流側で破堤部における最大流体力の85%程度の大きな流体力となる。特に氾濫流の主流である右斜め上方向で大きく、その範囲も広がる。このような理由から、Sラインは氾濫流の右端近傍となり、その角度は、破堤部近傍では流出水とほぼ同様で、 $\theta_s \approx 40^\circ$ 程度の大きさとなる。③大きな流体力は、破堤部における最大流体力の75%程度となる範囲内で発生し、その範囲での流体力は大きく変わらない。また、堤防から離れるにつれて流体力は急減する。

CASE Bでは、①水防林によって氾濫流がその左右に分流・分散され、配置aでは水防林右側、配置bでは左側への流向制御が強い。②このような水防林による氾濫流の分散・流向制御機能と流出水の流向の関係から、氾濫水の主流は水防林の左側へシフトする。これに伴って、黄矢印で示したように、大きな流体力(破堤部での最大流体力の75%程度)の範囲も水防林左側にシフトし、水防林左側の河道法線方向( $\theta_s \approx 75^\circ$ )に大きな流体力の範囲が広がる。③水防林-堤防での流体力は水防林の影響を受けない。このことは図-5からも確認できる。

Sラインに沿っては、図-5からわかるように、①水防林なしでは、流体力は $S/B \approx 1.0$ から緩やかに減少し、 $S/B \approx 3.0$ では破堤部の約50%に減勢される。また、射流域での流体力の低減率( $=(\Delta \rho l^2 h^*) / (\Delta S/B)$ )は-0.20程度である。水防林ありでは、水防林背面で急減し、そこから緩やかに減少する。このように水防林背後では、流体力は、配置aでは破堤部の25%以下、配置bでは破堤部の50%以下に低減される。また、 $(\Delta \rho l^2 h^*) / (\Delta S/B)$ は、配置aでは-0.12、配置bでは-0.07程度であり、堤防に平行に配置した方が減勢効果は高い。②水深は、水防林ありでは $S/B \approx 2.5-3.5$ で若干水深が低下するが、その影響をほとんど受けない。全体的には、 $S/B \approx 0.65$ で限界水深となり、そこから緩やかに減少する。また、射流域での水深の低減率( $=(\Delta h^*) / (\Delta S/B)$ )は-0.60である。

## (3) 解析結果の検証

解析結果は、①破堤部上流端側で生じる死水域のために破堤幅が減少し、流出水が破堤部右側に偏流・集中する様子、②流出水が右斜め上方向に大きな流速を持ち、破堤部下流端への衝突により、堤防法線方向にも大きな流速を持つ様子、③Sラインの角度( $\theta_s \approx 40^\circ$ )や、堤内地右側で水深が大きくなる様子、④水防林により氾濫流がその左右に分流・分散され、氾濫水の主流と流体力が水防林の左側へシフトし、大きな流体力(破堤部での最大流体力の75%程度)の範囲が水防林左側の河道法線方向( $\theta_s \approx 75^\circ$ )となる様子、⑤CASE AのSライン、CASE Bの水防林によってシフトした大きな流体力の範囲の方向など、図-3の実験で観測された破堤氾濫流の特徴や水防林の効果を良好に再現している。また、図-5のSラインに沿った流体力と水深についても、水防林前背面以外は良好に再現されている。

図-6は、図-3中に○で示した各点での水深、流速の絶対値および流体力の絶対値の実験結果を解析結果と比較したものである。これからわかるように、水防林の有無、配置にかかわらず、水深と流速のいずれも概ね $\pm 10\%$ の誤差の範囲に収まっており、本モデルの有用性が確認できる。ただし、▲のように塗りつぶした2データは、 $V$ の測定精度に問題があると判断された箇所(図-3中で●のように塗りつぶした箇所に対応)であり、そこではCASE B-1で $V$ が40%、 $\rho l^2 h$ が25%、CASE B-2で $V$ が30%、 $\rho l^2 h$ が25%程度、過大に解析では評価されていた。

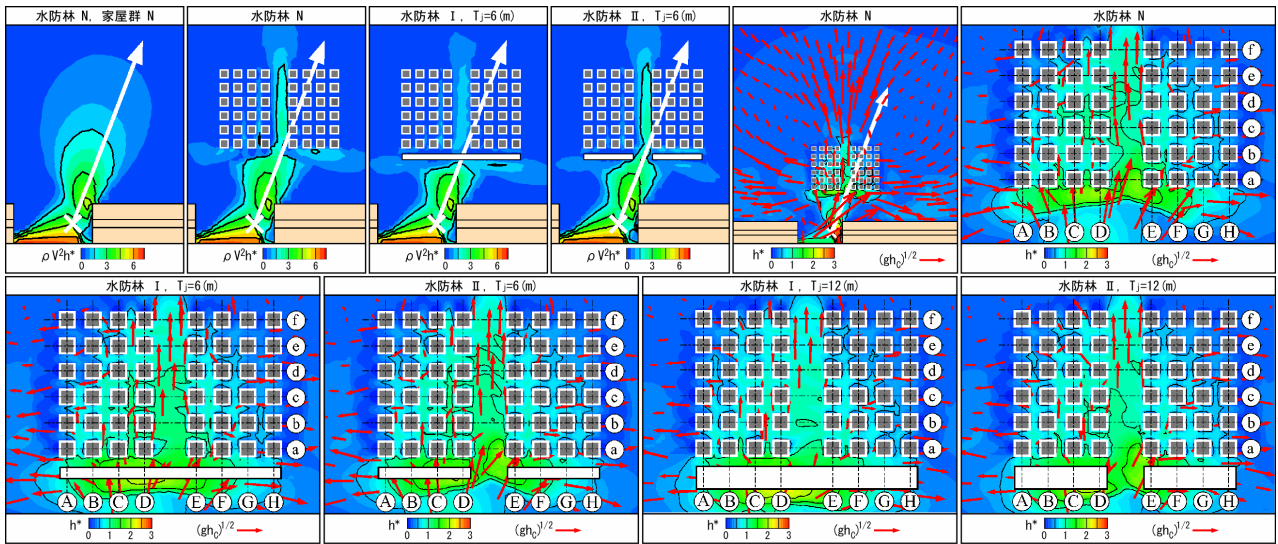


図-7 家屋群に設けられた水防林の有無、水防林の配置による氾濫流の流況と流体力の違い  
 上段：流体力カウンター(左4枚)および水深カウンター・流速ベクトル(右2枚)、下段：水深カウンター・流速ベクトル

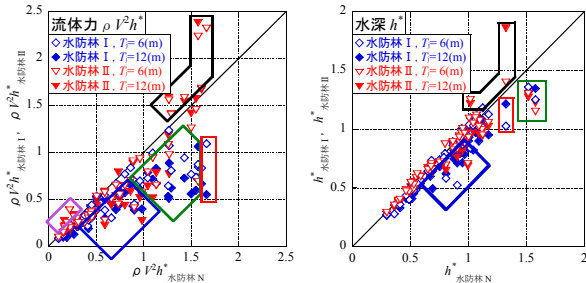


図-8 水防林による流体力(左)と水深(右)の増減率

表-1 各家屋の流体力(左)と水深(右)の増減率

家屋	$\rho V^2 h^* / \rho V^2 h^*$ 水防林N				$h^* / h^*$ 水防林N			
	I-6	II-6	I-12	II-12	I-6	II-6	I-12	II-12
a-A	0.84	0.77	0.70	0.60	0.91	0.89	0.86	0.84
a-C	0.54	0.43	0.67	0.47	0.79	0.73	0.85	0.78
a-D	0.72	0.97	0.63	0.53	1.05	0.84	0.96	0.88
a-E	0.66	1.40	0.33	1.61	0.77	1.06	0.92	1.40
a-F	0.98	1.23	0.40	1.37	0.83	1.23	1.08	1.19
a-H	0.51	0.86	0.42	0.94	0.95	1.00	0.93	1.03
b-A	0.76	0.75	0.82	0.85	0.99	0.95	0.91	0.96
b-D	0.58	0.58	0.40	0.28	1.05	1.04	0.93	1.02
b-E	0.55	1.42	0.45	1.51	0.96	0.90	0.81	0.87
b-F	0.80	1.02	0.48	1.00	0.99	1.03	1.03	1.02
b-G	1.05	1.17	0.47	1.25	1.08	1.03	1.01	1.04
b-H	0.98	1.25	0.83	1.64	0.97	1.11	1.01	1.00
c-A	0.99	0.98	0.86	0.92	1.01	0.95	0.89	0.94
c-D	0.50	0.45	0.43	0.48	1.03	1.03	0.92	0.99
c-E	0.52	1.04	0.41	1.04	1.07	1.03	0.96	0.98
c-F	0.88	0.60	0.59	1.07	1.00	0.94	0.89	0.91
c-G	1.04	1.73	0.64	1.04	0.99	1.01	0.98	1.03
c-H	0.94	1.30	0.49	1.10	0.95	1.08	0.99	1.01
緑	: $\rho V^2 h^* / \rho V^2 h^*$ 水防林N or $h^* / h^*$ 水防林N < 0.90							
白	: $0.90 \leq \rho V^2 h^* / \rho V^2 h^*$ 水防林N or $h^* / h^*$ 水防林N < 1.10							
赤	: $1.10 \leq \rho V^2 h^* / \rho V^2 h^*$ 水防林N or $h^* / h^*$ 水防林N							

#### 4. 数値シミュレーションによる検討

以上の検証結果を踏まえ、集落等の拠点防御を目的として設置された水防林の流勢緩和・流向制御等の機能について、本モデルを用いた数値シミュレーションにより検討した。なお、計算メッシュ総数は37165個である。

設定条件としては、河道(長さ=840(m), 幅 B=80(m), 勾配 H=0, 粗度係数 n=0.02)の左岸側に法面勾配 2 割の堤防(高さ D, 堤防敷幅 T)と破堤部(破堤幅 L)を設け、堤内地(n=0.02)に、一戸の家屋(8×8(m))が堤防に沿って 8 軒、その法線方向に 6 軒の家屋群を堤防に平行で、その最前列が最大流体力の 25%の位置となるように配置した。

水防林は、 $K_f=5.5(\text{m/s})$ のメダケ林とし、堤防線形に平行に配置した。また、設置条件は、① 水防林なし(水防林N)、② 水防林を家屋群前面に帯状( $T_f \times T_j=120 \times 6(\text{m})$ )あるいは  $120 \times 12(\text{m})$ に配置した状況(水防林 I)、③ ②の配置の中央に水防林無設置区間(幅 20(m))を設けた状況(水防林 II)の 3 パターンとした。なお、この水防林無設置区間は、被害が最大となる状況を想定して設定したものである。すなわち、家屋群と水防林のいずれも無設置としたケース(家屋群・水防林 N)の結果に基づき、S ラインを定め、これを基準に設定した。

図-7 は、シミュレーションの一例( $L/B=1.0, T/B=1.0$ )である。同図の水深と流体力は、破堤部での  $h_c(=2.1(\text{m}))$ と

$pg h_c^2$  でそれぞれ無次元化されている。また、図-8 は、図-7 の拡大図中の①、②等で示した家屋の極めて近傍での水防林ありの流体力  $\rho V^2 h$  と水深  $h$  を水防林なしと比較したものである。また、表-1 は具体的な増減率の一例を示したものである。

これからわかるように、流体力については、① 模型実験と同様に、家屋群や水防林に作用する流体力は S ラインに沿って大きくなる。② 水防林を設けることで、流体力は全体的に約 10-30%低減する。水防林厚を 2 倍にすると、減勢効果は約 1.5 倍となる。特に、①~③・④~⑥に位置する家屋群(図-8 中の緑枠で囲ったデータに対応)では、流速が低減され、流勢緩和が顕著となる。例えば、水防林 I では、 $T_j=6\text{m}$  の場合に流体力は約 10-50% 減少する。特に、水防林 I では、⑥列の①~⑥の家屋群(赤枠に対応)に対する水当たりが弱まり、水深と流速がともに低減され、流体力も半減される。水防林 II では、

水防林無設置区間から流向を持って氾濫流が流れ込み、道路状の空間に流れが集中し、④~⑥・⑧~⑩の家屋群(黒枠に対応)において水防林 N よりも最大で約 60%も大きな流体力が働く家屋が発生する。また、この傾向は、水防林厚が増すにつれて顕著となる。③ 水防林によって、家屋群に流入する氾濫流が減少するため、水防林 I では家屋群の外縁部である③~⑤・⑦~⑨および③~⑤・⑧~⑩の家屋群(青枠に対応)において、水防林 N と比して流体力が約 20~30%減少する。水防林 II では、家屋群上流側の外縁部である③~⑤・⑦~⑨の家屋群(青枠に対応)では水防林 I と同様の傾向となるが、③~⑤・⑧~⑩の家屋群外縁部(紫枠に対応)では水防林無設置区間から流れ込んだ氾濫流の影響で、水防林なしよりも流体力が約 10%増加する。

水深については、水防林による家屋群への流入流量の抑制効果のために、概ね水防林 N と同等かそれ以下になり、家屋群全体の平均で見ると、最大で約 10%低減される。具体的には、① 流入流量の抑制効果は④・⑥~⑧の家屋群(緑枠に対応)において顕著となる。また、流入流量の抑制効果に加え、氾濫流が集中する家屋群右側の反対側に位置している③~⑤・⑦~⑨の家屋(青枠に対応)では水深が全体的に約 5~15%低下する。この傾向は水防林 I でより強くなる。さらに、水防林 I では、⑤列の④~⑥の家屋群(赤枠に対応)に対する水当たりが弱まるため、水深が約 15%低下する。② 水防林 II では、流向を持って流入する氾濫流の集中のために、⑤列の④~⑥の家屋群(黒枠に対応)においては水深が約 20%増加する。

## 5. まとめ

模型実験と本モデルに基づき、破堤氾濫流に対するメダケ林程度の透過係数を有する水防林の流勢緩和・流向制御・水流分散機能について検討を加え、次のような見が得られた。

(1) 一戸の家屋の防御を目的として設けられた水防林(屋敷林)については、流体力は水防林の背後で半減され、家屋の倒壊・流失等の被害リスクは大幅に減少する。その配置については、配置 a では  $SB=2.0$  における  $\rho l^2 h^4$  が 0.30、配置 b では 0.44 であり、堤防に対して平行に設置した方が効果的である。また、水深は、水防林の影響をほとんど受けない。ただし、水防林の設置次第では氾濫流の主流の方向が変化し、防御対象以外の箇所被害が及ぶ可能性があるため、その設置には注意が必要である。

(2) 家屋群の防御を目的として設けられた水防林については、全体的に流体力が約 10~30%低減され、その厚さが 2 倍になると、減勢効果は 1.5 倍となる。ただし、無設置区間がある水防林では、破堤箇所と当該区間との相対的な位置関係によって、当該区間から流向を持って

家屋群に流れ込む氾濫流のために水当たりが強くなる家屋が発生する。そのような家屋では水防林を設けていない場合より 1.6 倍程度の大きな流体力が働く可能性がある。また、水防林厚を 2 倍にすると、水当たりが弱くなり、流勢は約 20%緩和される。なお、浸水深は水防林による家屋群への流入流量の抑制効果のために、概ね水防林なしと同等かそれ以下になるので、床上浸水対策や家屋の浮上り防止対策としても有効である。

(3) 本モデルは、以上のような水防林が設けられた状況での破堤氾濫流の流況と流体力を良好に再現できる。

**謝辞:** 本研究は、科学研究費補助金 基盤研究B(課題名: 豪雨災害時の浸水減災シミュレータの開発と樹林帯の減災効果に関する研究, 課題番号: 21360237, 研究代表者: 秋山壽一郎)の助成を受け実施したものである。また、本学学部4年生田島瑞規君、會津和樹君の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 例えば、末次忠司: 河川の減災マニュアル, 山海堂, 2004.
- 2) 国土交通省河川局治水課監修: 堤防に沿った樹林帯の手引き, 山海堂, 2001.
- 3) 建設省土木研究所河川部: 水害防備林調査, 土研資料第 2479号, 1987.
- 4) 今村文彦, 柳澤英明: 海岸植生帯の津波防災への機能—減災か被害拡大か, 自然災害科学, 25-3, pp.264-268, 2006.
- 5) 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.
- 6) 館 健一郎, 末次忠司, 小林裕明, 都丸真人: 洪水氾濫時の防災樹林帯の効果に関する検討 -余笹川流域を対象として-, 水工学論文集, 第45巻, pp.913-918, 2001.
- 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) 例えば、重枝未玲, 秋山壽一郎, 小林俊彦: 水害防備林による氾濫流の制御効果, 河川技術論文集, 第8巻, pp.133-138, 2002.
- 9) 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.
- 10) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 有働貴行, 山尾匡人: 水防林が氾濫流の流況に及ぼす影響と減勢効果, 水工学論文集, 第55巻, pp.907-912, 2011.
- 11) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 小園裕司, 上川 謙: 遠賀川流域の分布型流出解析と平面2次元洪水追跡, 水工学論文集, 第54巻, pp.517-522, 2010.
- 12) 例えば、福岡捷二, 藤田光一: 洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響, 土木研究所報告, 180-3, 1990.

(2011. 9. 30 受付)