

橋梁閉塞時の迂回氾濫流の流況特性と家屋流出被害に関する実験的研究

岡本 隆明¹・竹林 洋史²・山上 路生¹・柴山 優人¹・戸田 圭一¹

EXPERIMENTAL STUDY ON FLOW CHARACTERISTICS OF DETOUR FLOW AROUND A BRIDGE AND DAMAGE TO HOUSE IN FLOODPLAIN

Takaaki OKAMOTO¹, Hiroshi TAKEBAYASHI², Michio SANJOU¹,
Yuto SHIBAYAMA¹ and Keiichi TODA¹

Abstract

Heavy rain hit Uji city in August 2012 and driftwood was trapped by the bridges in Shizugawa river. These resulted in back water rise in the upstream river and overflow. The detour flow around Maegawa bridge caused bed erosion in floodplain and consequently, the house along Shizugawa river was washed away. However, there is almost no detailed information about a detour flow around a bridge. So, in this study, flume experiments were conducted and flow velocity vectors in floodplain were calculated by PIV techniques. The drag force exerted on the house in flood plain was measured using Force gage. The results revealed the occurrence condition of a detour flow at a bridge. The results also indicate the significant effects of the floodplain shapes on the flood prone area.

キーワード：迂回氾濫流, 橋梁閉塞, 河川地形, PIV

Key words: Detour flow, blocked river around a bridge, Floodplain shape, PIV

1. はじめに

近年局所的・集中的な豪雨による水害が各地で発生している。流下能力が小さい中小河川は洪水に対して極めて脆弱であり、橋梁部では橋脚に

流木やごみなどの流出物が引っかかり河道閉塞し、橋梁を迂回する迂回氾濫流が発生する。迂回流は非常に流速が大きく、短時間で家屋周辺を局所洗掘し流失させるなどの被害が報告されてい

¹ 京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻
Department of Civil and Earth Resources Engineering,
Kyoto University

² 京都大学防災研究所
Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

本報告に対する討議は平成 29 年 5 月末日まで受け付ける。

る(2012年宇治市志津川(竹林ら(2012)))。中小河川では上下流のバランスの問題から川幅の拡張が困難な場合が多いため、洪水氾濫時に発生する迂回氾濫流の危険箇所を正確に把握する必要がある。

橋梁部での流木による河道閉塞の実験的研究としては中川ら(1994)は流木の回転運動を考慮して流木の流動を数値計算し、水理実験結果と良好な一致を得た。また流木が家屋間で堰き止まる過程を数値計算で再現した。Schmocker & Hager(2011)は水路実験を行い流木と根付き流木による橋梁閉塞について調べた。橋の形状とフルード数によって閉塞率は大きく異なることを示した。Rusyaら(2014)は流木を投入した水路実験を行い、流木捕捉率の経験式を提案した。

氾濫流による家屋被害の実験的研究としては福岡ら(1997)は水路内の家屋模型に作用する流体力を計測し、氾濫流による抗力は家屋近傍の水理状況特に家屋前面と後面の水位差に大きく依存することを明らかにした。八木澤・田中(2012)は水路実験により堤防を越流した洪水流により家屋にかかる抗力と底面せん断応力を計測した。家屋間隔が小さくなると、家屋にかかる抗力が増加することを明らかにしている。

このように河道閉塞の研究や家屋に作用する抗力の研究は見られるが、河道閉塞時の氾濫流の挙動や橋梁迂回流を対象とした研究はみられない。中小河川の水害は河道閉塞の程度や河川地形形状の影響を大きく受けるため、迂回流の経路、発生時間を予測することが難しく、迂回流対策が十分に実施されていないのが現状である。2012年宇治豪雨時には氾濫原高さの低い左岸に迂回流が集中して、家屋が流出した(図1)。そこで本研究では氾濫原の地形を変化させ多様な条件下で実験することで、迂回流の発生条件を調べる。さらに、氾濫原に家屋模型を設置し、家屋にかかる抗力を計測することで、迂回氾濫流の発生メカニズムと家屋の受ける抗力を洪水被害を軽減するという観点から評価し、再発防止に向けた予測、対策の検討を行う。

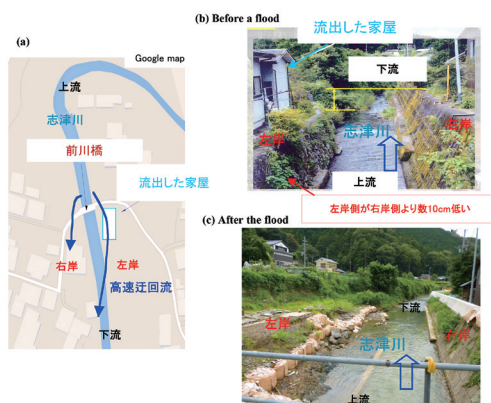


図1 迂回氾濫流の発生による家屋の流出 (2012年宇治市志津川)

2. 実験装置と実験方法

図2に実験装置図を示す。実験には長さ10 m, 幅40 cm, 高さ50 cmの可変勾配水路を用いた。 x, y および z は、それぞれ流下方向、鉛直方向および横断方向である。 $x = 0$ は河道閉塞部の流下方向位置、鉛直方向原点 $y = 0$ は上流側氾濫原底面、横断方向原点 $z = 0$ は右岸側の水路壁とした。 U, V および W は各方向における時間平均流速を示す。氾濫原模型(1/80スケール:塩ビ製)を水路両側に設置、低水路には幅20 cm高さ15 cmの穴あきアルミ板(穴径3.4 mm, 穴間距離0.8 mm)と橋模型(1/80スケール:橋長20 cm, 幅員2 cm, 床板厚1 cm, 橋脚部は有していない)を設置し、大量の流木が一度に橋梁に捕捉され河道閉塞した状態を再現した。本研究ではアルミ板の空いている穴の個数を変えることで、河道閉塞率 A_b/A を変化させている。流下方向の橋模型(河道閉塞部)の位置は水路上流端から4 mの位置である。

低水路幅は $B_m = 20$ cm, 左岸側と右岸側の氾濫原幅は $B_r = 10$ cmである。図2(a)に示すように右岸側の氾濫原高さは $D_R = 10$ cmで流下方向に一樣とした。これに対して、左岸側の氾濫原高さは河道閉塞部より上流側では $D_{L1} = 10$ cmで流下方向に一樣であるが、河道閉塞部より下流側では氾濫原高さ D_{L2} を変化させた($D_{L2} = 10$ cm, 8 cm)。左岸側の氾濫原高さを変化させたケース

表 1 実験条件

					Before a flood				After the river is blocked	
	D_R (cm)	D_{L1} (cm)	D_{L2} (cm)	Q (l/s)	$U_{m,main}$ (cm/s)	$H_{m,main}$ (cm)	$H_{m,main}/D_{L2}$	Fr_m	A_v/A	H_{fl} (cm)
CaseR10L10	10.0	10.0	10.0	5.1	38.0	6.8	0.68	0.47	0.91	4.9
CaseR10L8	10.0	10.0	8.0	5.1	38.0	6.8	0.85	0.47	0.91	4.5
CaseQ1-1	10.0	10.0	8.0	4.2	38.0	5.5	0.69	0.52	0.49	0.0
CaseQ1-2									0.56	0.0
CaseQ1-3									0.65	0.0
CaseQ1-4									0.74	1.1
CaseQ1-5									0.84	1.8
CaseQ1-6									0.91	2.5
CaseQ2-1	10.0	10.0	8.0	5.1	3.8	6.8	0.85	0.47	0.49	0.0
CaseQ2-2									0.56	0.0
CaseQ2-3									0.65	1.1
CaseQ2-4									0.74	2.1
CaseQ2-5									0.84	3.3
CaseQ2-6									0.91	4.5
CaseQ3-1	10.0	10.0	8.0	7.0	46.0	7.5	0.94	0.54	0.49	0.0
CaseQ3-2									0.56	0.5
CaseQ3-3									0.65	1.7
CaseQ3-4									0.74	2.5
CaseQ3-5									0.84	3.8
CaseQ3-6									0.91	4.9

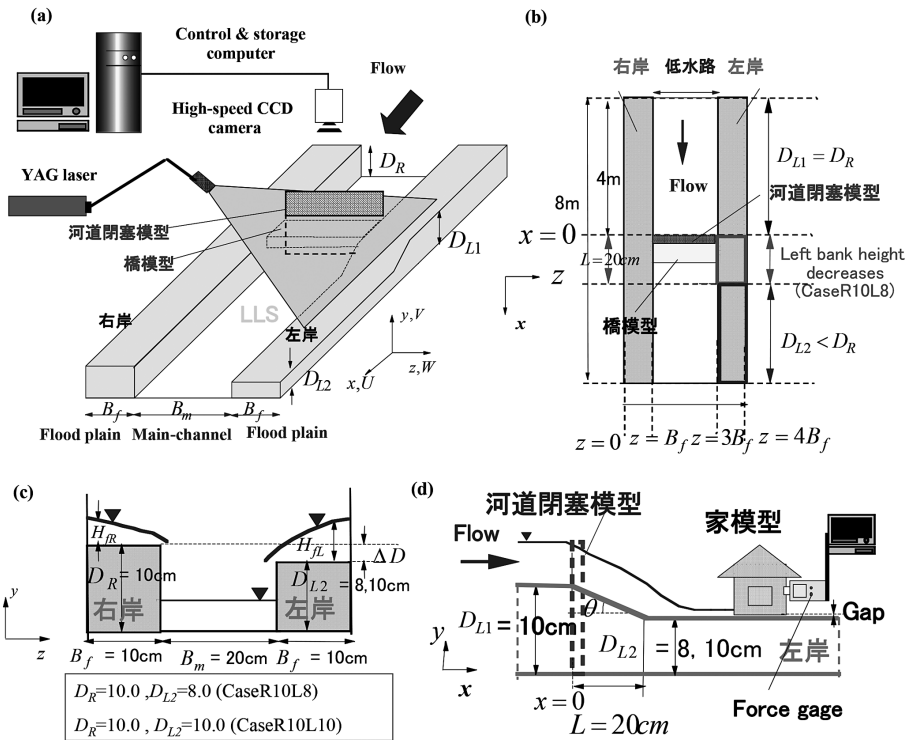


図 2 実験装置図 (a) 迂回氾濫流の水平面 PIV 計測システム, (b) 氾濫原模型と河道閉塞模型, (c) 右岸と左岸の高低差, (d) 氾濫原家屋にかかる抗力計測装置

では主流方向に勾配をもつスロープ（スロープの流下方向長さは $L=20\text{ cm}$ ）を設置した。

本研究では橋梁を迂回する氾濫流について詳細に調べるために水平面 PIV (x - z 面) と鉛直面 PIV (x - y 面) を導入した。水平面 PIV では図 2 (a) に示すように、3 W のアルゴンイオンレーザーを用いて厚さ 2 mm のレーザーライトシート (LLS) を、水路側面から水路底面付近に対して平行に照射した。LLS の鉛直方向の照射位置は $y=1\text{ cm}$ とした (氾濫原の底面から 1 cm 高さ)。CaseR10L8 では左岸氾濫原高さが変化するため鉛直方向に計測位置をシフトさせて複数回計測した (氾濫原底面から 1 cm 高さ)。水路上方に高速度カメラ (1024×1024pixel) を設置し、外部トリガからのダブルパルス信号を用いてフレームレート 500Hz、サンプリングレート 30Hz で 60 秒間撮影した。撮影領域のサイズは河道閉塞部を含むように 30 cm × 30 cm 領域である。計測画像から水平面の時間平均流速 (U, W) を算出した。PIV トレーサーについては粒径 100 μm 、比重 1.02 のポリスチレンを用いた。また左岸と右岸の迂回流を計測するため、高速度カメラとレーザー光源を左岸側と右岸側に移動させて 2 回に分けて計測した。鉛直面 PIV では水路上方から LLS を照射し、水路側方から高速カメラで撮影し、 x - y 鉛直面を PIV 計測した。LLS の照射位置は $z/B_m=0.125, 1.875$ とした。PIV 計測実験では河道閉塞模型を設置して十分時間が経過して、氾濫原の氾濫流水深が増加しなくなった状態 (定常状態) に達したときに流速計測を行った。

迂回流発生時の氾濫原家屋に作用する抗力を計測した。図 2 (c) に示すように左岸と右岸の氾濫原に家屋を模した柱状物体 (1/80 スケール: 6 cm × 6 cm × 6 cm) を設置し、水路上方から支持棒を介して固定したデジタルプッシュプルゲージ (1/1000 N) を用いて、迂回流によって氾濫原家屋に作用する抗力を 120 秒間計測した。デジタルプッシュプルゲージはパソコンに接続することで、家屋にかかる抗力の時系列データ (サンプリングレート 10 Hz) を得ることができる。家屋模型の設置位置は河道閉塞部より下流側 ($x >$

0) とした ($x=0 \sim x=40\text{ cm}: 5\text{ cm}$ 間隔)。

抗力計測実験では迂回流の家屋への到達時間について調べるために図 3 (a) のように河道閉塞模型を設置しない状態を $t=0\text{ s}$ とし、氾濫原の家屋に氾濫流が到達し家屋に抗力がかかり始める時間を t_f とした。2012 年志津川地区で左岸では非常に短時間で家屋が流出しているため、氾濫原地形形状が迂回氾濫流の到達時間に与える影響は大きいと考えられる。

橋模型の上流に河道閉塞模型を設置する (大量の流木が一度に捕捉されたケースを想定: 図 3 (b)) と右岸と左岸で越流氾濫がみられた。 H_f は氾濫原水深 (河道閉塞部より上流側 ($x < 0$) では右岸と左岸は同じ氾濫原水深) でポイントゲージにより計測した。 A_b/A は河道閉塞部の河道の遮蔽面積 (A は低水路の流水断面積) である。

表 1 に実験条件を示す。本研究ではまず氾濫原の地形形状の迂回流への影響を調べるために、 Q (l/s) を一定として左岸と右岸の氾濫原高さを変化させている。CaseR10L10 では全領域で右岸側と左岸側の氾濫原高さは同じで流下方向に一樣である ($D_R=D_L=10\text{ cm}$)。CaseR10L8 では図 2 (c)

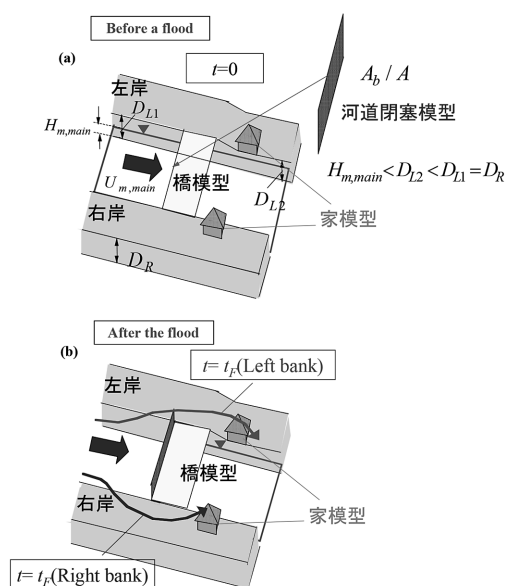


図 3 家屋にかかる抗力計測実験での迂回流到達時間の評価 (a) 越流前, (b) 越流後

のように河道閉塞部 ($x = 0$) から左岸側の氾濫原高さが下がり始める (2012年家屋流出被害地域と対応)。下流の左岸側氾濫原高さは $D_{L2} = 8 \text{ cm}$ である。右岸側の氾濫原高さは流下方向に一様である ($D_R = 10 \text{ cm}$)。

次に迂回流の発生条件について調べるために上流からの流入流量 Q (1/s) を3通りに変化させた (CaseQ1 1-6, CaseQ2 1-6, CaseQ3 1-6)。 U_m は河道閉塞模型を設置する前 (図3 (a)) の低水路における断面平均流速で、 $U_m = 38, 46 \text{ cm/s}$ (実河川スケールでは洪水流速3.4, 4.0 m/sに対応) とした。河道閉塞模型を設置しない状態では低水路水深は $H_m = 5.5, 6.8, 7.5 \text{ cm}$ でどのケースでも右岸と左岸において越流はみられない。 Low depth case ($H_m/D_{L2} = 0.69$: CaseQ1 1-6), Middle depth case ($H_m/D_{L2} = 0.85$: CaseQ2 1-6), High depth case ($H_m/D_{L2} = 0.94$: CaseQ3 1-6) では、それぞれの流量について河道閉塞部の河道の遮蔽面積を $A_v/A = 0.49 \sim 0.91$ に変化させ、迂回流の発生条件

について調べた。

3. 実験結果と考察

3.1 中小河川地形の迂回氾濫流の挙動への影響

PIV 計測結果を用いて左岸と右岸で氾濫原地形形状が大きく異なる流れ場での氾濫流の挙動について調べる。図4に CaseR10L10 (左岸と右岸の高低差なし) と CaseR10L8 (左岸と右岸の高低差有り) の時間平均主流速 U の水平面 (x - z 平面) コンターと時間平均流速ベクトル (U, W) を示す。流速値は平水時の断面平均流速 U_m で無次元化している。また縦軸と横軸は主流域の横断方向幅 B_m で無次元化している。

CaseR10L10では両岸において同程度の迂回流が発生している。河道閉塞部の下流側 ($x/B_m > 0$) の領域で主流速 U が増加しているが、これは後述するように、氾濫流水深が流下方向に減少しているためである。左岸側と右岸側の迂回氾濫流の

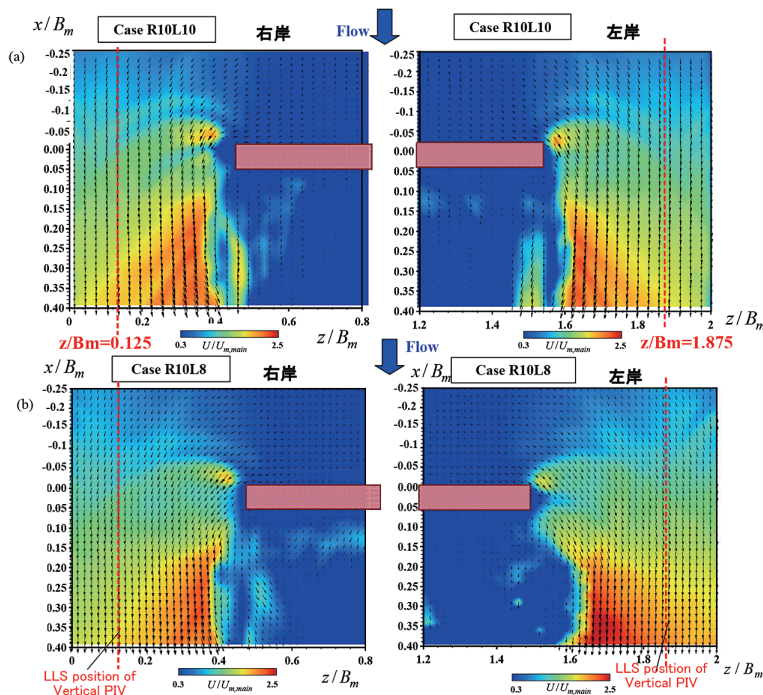


図4 迂回流発生時の主流速水平面コンター (a) CaseR10L10, (b) CaseR10L8

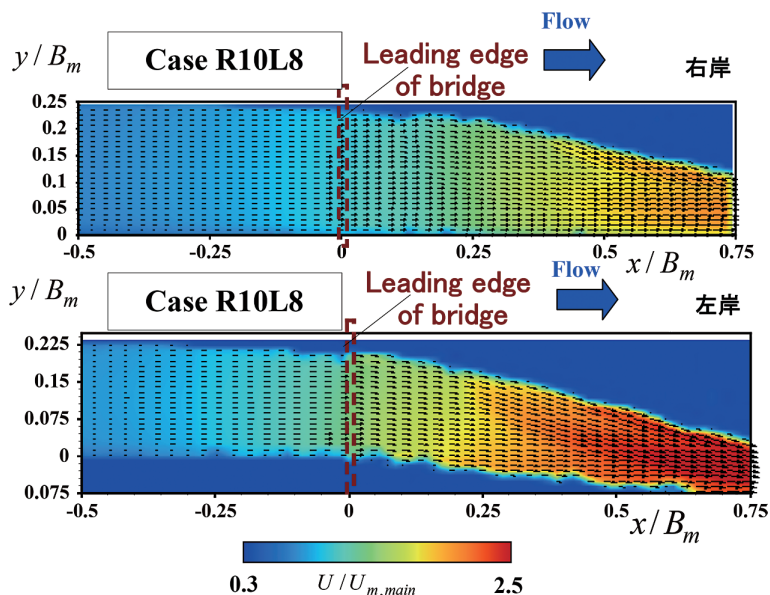


図5 迂回流発生時の主流速鉛直面コンター（上図：右岸，下図：左岸）

強さと経路に違いはみられない。

これに対して、CaseR10L8では左岸と右岸で迂回流の強さに大きな差がみられた。図から左岸側の $x/B_m > 0$ の領域で迂回氾濫流の主流速 U が増加している。右岸側では迂回氾濫流の主流速 U が左岸側に比べて小さい。これらの結果から迂回氾濫流は氾濫原地形形状の影響を大きく受け、氾濫原高さの低い区域に氾濫流が集中することがわかった。

図5にCaseR10L8の時間平均主流速 U の鉛直断面 (x - y 平面) コンターを示す。河道閉塞部の上流側 ($x/B_m < 0$) の領域では右岸と左岸において流れ場は鉛直方向にほぼ一様である。河道閉塞部の下流側 ($x/B_m > 0$) の領域では迂回流が発生し、流れが鉛直方向に非一様となっている。左岸側 $x/B_m = 0.4 \sim 0.5$ では半水深位置で流速は最大値をとっている。

左岸側では $x/B_m = 0.5 \sim 0.75$ の領域で $U = 80 \sim 85$ cm/s (実河川スケールでは $7.1 \sim 7.6$ m/s に対応) の迂回流が発生している。特に $x/B_m = 0.4 \sim 0.75$ において迂回氾濫流の流速 U が急激に増加しており、洪水氾濫発生時の家屋流出危険箇所になると考えられる。右岸側では $x/B_m = 0.5 \sim 0.75$ の

領域で $U = 65 \sim 70$ cm/s (実河川スケールでは洪水流速は $5.8 \sim 6.2$ m/s に対応) で、左岸側の洪水流速値よりも小さい。

左岸と右岸の迂回氾濫流の強さを定量的に比較するため、図6にCaseR10L10とCaseR10L8の時間平均主流速の最大値の流下方向分布 $U_{\max}(x)$ ($z/B_m = 0.125, 1.875$) をプロットした。河道閉塞部の上流側 ($x/B_m < 0$) で迂回氾濫流が発生し、氾濫原に流れ込むため流速値が流下方向に増加しているが、上流側では河川地形形状の影響はみられない。CaseR10L8では下流側 ($x/B_m > 0$) で左岸側の流速が右岸側の流速より大きくなっている。 $x/B_m = 0.3 \sim 0.6$ の領域で左岸と右岸の迂回流の流速差が大きくなり、右岸側の流速の約1.3倍もの流速の高速迂回流が発生している。

中小河川河道閉塞時の洪水氾濫危険区域について調べるために、図7(a)にCaseR10L8の迂回流発生時の氾濫流水深 H_{Rr} , H_{Ll} の水平面コンターを示す。図7(b)に氾濫流水深 H_{Rr} , H_{Ll} の流下方向プロット図を示す。河道閉塞部の近傍 ($x/B_m = 0.0 \sim 0.5$) では水深の横断方向変化が大きい。すなわち、河道閉塞部を迂回する流れが発生しているため、氾濫原の低水路に接している領域 ($z/B_m =$

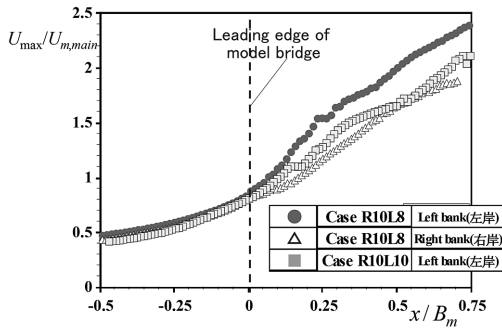


図6 迂回流発生時の氾濫流の流速最大値の流下方向プロット図

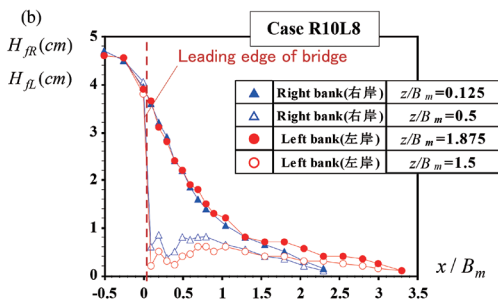
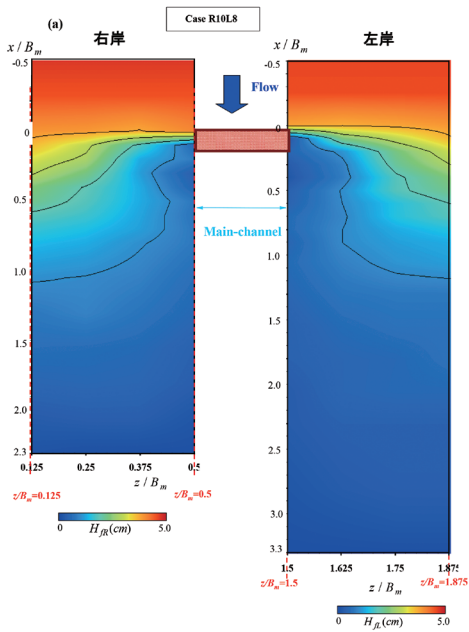


図7 (a) 迂回流発生時の氾濫流水深の水平面コンター (b) 氾濫流水深の流下方向プロット

0.375~0.5, 1.5~1.625) の水深が小さくなっている。また図 7 (b) から $z/B_m = 0.125, 1.875$ では流下方向に下流に進むにつれて氾濫流水深 H_{R}, H_{L} が小さくなっているのがみられる。これは氾濫流が氾濫原から低水路に流れ込むためである。

河道閉塞部より上流側 ($x/B_m < 0$) では左岸と右岸の氾濫流水深に大きな差はみられない。河道閉塞部より下流側 ($x/B_m > 0$) では氾濫原高さの低い左岸側に氾濫流が集中するため、左岸側の氾濫流水深が大きくなり、洪水氾濫危険区域も大きくなっている ($x/B_m = 0.0 \sim 2.5$)。右岸側では洪水氾濫危険区域が小さくなっている ($x/B_m = 0.0 \sim 1.75$)。

3.2 迂回氾濫流発生時の家屋流出被害について

迂回氾濫流による家屋流出被害について考察するために、氾濫原家屋 (本研究の家屋模型は1/80スケール) にかかる抗力を計測した。家屋が氾濫流から受ける抗力は次式で表される。

$$F = \frac{1}{2} \rho C_D U_s(x)^2 A_x \quad (1)$$

C_D は抗力係数, A_x は家屋の投影面積, U_s は家屋前面での氾濫流流速である。式 (1) とフルード相似則を用いて実スケールの家屋にかかる抗力を算出し、木造家屋の破壊基準値 F_{wd} と比較する。木造家屋は 1 m あたりの抗力が 1.06 tf/m を超えると破壊されるとされている (Koshimura & Kayaba (2011))。

図 8 に CaseR10L10, CaseR10L8 の迂回流発生時に左岸と右岸の氾濫原の家屋にかかる抗力 F (N) の最大値の流下方向変化を示す。抗力値は木造家屋の破壊基準値 F_{wd} で無次元化している。

CaseR10L10では $x/B_m = 0.25$ で家屋にかかる抗力が最大となる。 $0.25 < x/B_m < 0.5$ で家屋にかかる抗力は減少し、 $x/B_m > 0.5$ で抗力がふたたび増加しており、興味深い。これは図 9 (a) に示すように河道閉塞部を迂回した流れが $x/B_m = 0.5$ に設置した家屋を迂回しているためだと考えられる。図 4 の流速計測結果では家屋設置位置の中心ライン

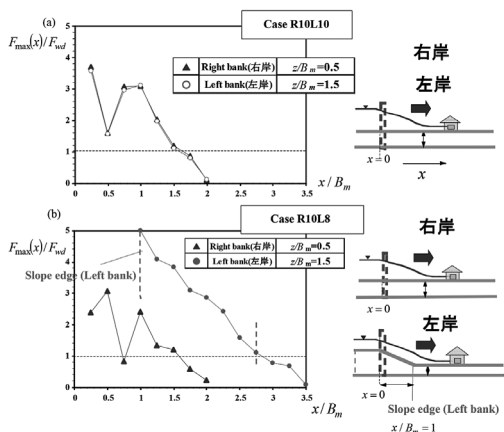


図8 左岸と右岸氾濫原家屋にかかる抗力の最大値の流下方向プロット図

($z/B_m = 0.4$) で $x/B_m = 0.25 \sim 0.4$ で流速が減少しており、図9(a)の結果と比べて迂回流の経路に少しずれがみられる。これは家屋設置により迂回氾濫流の挙動が変化したためだと推測される。

$x/B_m = 0.0 \sim 1.5$ で家屋にかかる抗力 F が木造家屋の破壊基準値 F_{wd} を超えているため、家屋流出の危険がある。CaseR10L10では左岸と右岸で差はみられなかった。

CaseR10L8 (スロープ部の下流端位置は $x/B_m = 1.0$) では左岸と右岸で大きな差がみられた。左岸側では右岸側よりも家屋にかかる抗力値が大きくなっている。左岸側 $x/B_m = 1.0$ では $F/F_{wd} = 5.0$ 程度の抗力が作用している。家屋にかかる抗力 F が $x/B_m = 1.0 \sim 3.0$ で木造家屋の破壊基準値 F_{wd} を超えているため、迂回流の氾濫被害区域は大きくなっている(図9(b))。これは左岸側の氾濫原高さが低いため、左岸側に氾濫流が集中し迂回氾濫流の流速が大きくなったためだと考えられる。

図10に迂回流発生時に CaseR10L8の左岸と右岸氾濫原家屋 ($x/B_m = 1.0$) にかかる抗力 F (N) の時系列データを示す。抗力値は木造家屋の破壊基準値 F_{wd} で無次元化している。通水状態で河道閉塞模型を設置する時間を $t = 0$ s とした(図3(a))。氾濫原家屋に抗力が作用し始める時間は左岸側で $t_{F(left\ bank)} = 16.6$ s、右岸側で $t_{F(right\ bank)} = 58.6$ s で大きな差がみられる。家屋にかかる抗力 F が木

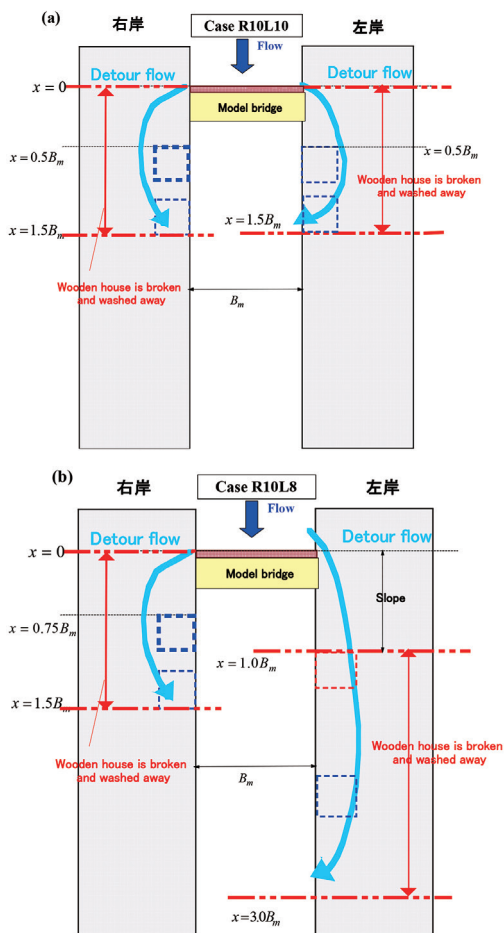


図9 橋梁迂回流による氾濫被害の模式図 (a) CaseR10L10 (b) CaseR10L8

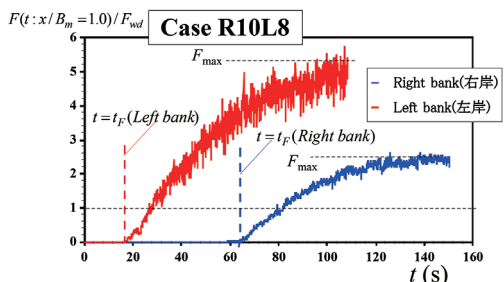


図10 左岸と右岸氾濫原家屋にかかる抗力の時系列データ

造家屋の破壊基準値 F_{wd} を超える時間は左岸側で $t_{(left\ bank)} = 28.0\ s$ 、右岸側 $t_{(right\ bank)} = 79.0\ s$ となった。

これは図 4、図 5 で考察したように左岸側に氾濫流が集中するためである。左岸側では右岸側に比べて迂回流が非常に短時間で発生することがわかった。最終的に左岸側の家屋にかかる抗力の最大値は右岸側の約 2 倍になっている。

家屋前面 (1 cm 上流：半水深位置) の流速 U_s を LDA (レーザー流速計) で計測し、式 (1) から抗力係数を算出した。 $x/B_m = 1.0$ の左岸と右岸側家屋にかかる抗力の最大値を用いて、抗力係数を算出すると両岸で $C_D = 1.8$ となった。

3.3 迂回氾濫流の発生条件について

河道閉塞率 A_b/A を変化させ、迂回流の発生条件について考察する。図 11 (a) に河道閉塞率 A_b/A を変化させたときの CaseR10L8 の氾濫原の河道閉塞部より上流側 ($x/B_m = -0.5$) の氾濫流水深 H_f を示す。図 7 で考察したように河道閉塞部より上流側の氾濫流水深は左岸と右岸で同じ値になる。Middle flow-depth case ($H_m/D_{L2} = 0.85$: CaseQ2 1-6) では河道閉塞率 $A_b/A = 0.65$ を超えると河道が閉塞し、迂回氾濫流が発生している。河道閉塞率 A_b/A が増加すると氾濫流水深もほぼ線形的に増加するのがみられた。High flow-depth case ($H_m/D_{L2} = 0.94$: CaseQ3 1-6) では河道閉塞率 $A_b/A = 0.56$, Low flow-depth case ($H_m/D_{L2} = 0.69$: CaseQ1 1-6) では河道閉塞率 $A_b/A = 0.74$ を超えると氾濫原に越流して迂回氾濫流がみられた。

図 11 (b) に河道閉塞率を変化させたときの CaseR10L8 の左岸側の氾濫原家屋 ($x/B_m = 1.0$) にかかる抗力の最大値を示す。抗力値は木造家屋の破壊基準値 F_{wd} で無次元化している。Middle flow-depth case (CaseQ2 1-6) 河道閉塞率 $A_b/A = 0.65$ を超えると迂回氾濫流が発生し、氾濫原家屋に抗力が作用するため迂回流による家屋被害が発生する可能性が考えられる。河道閉塞率 A_b/A が増加すると氾濫原家屋に作用する抗力値が大きくなり、家屋流出の危険が増している。 $A_b/A = 0.74$ では左岸側氾濫原家屋に木造家屋の破壊基準値 F_{wd} を超える抗力が作用している。High flow-

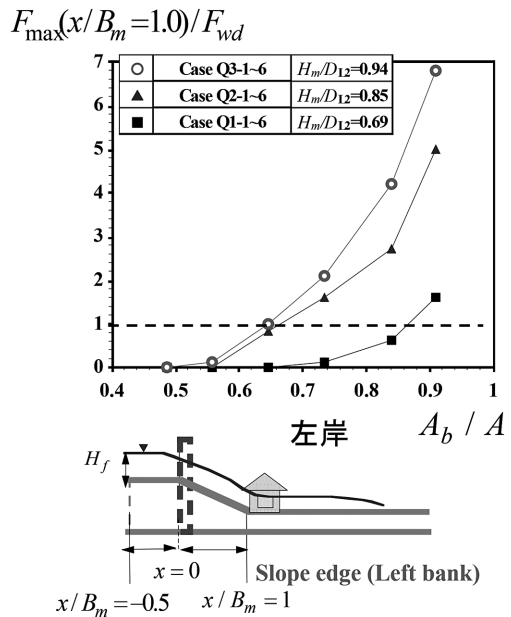
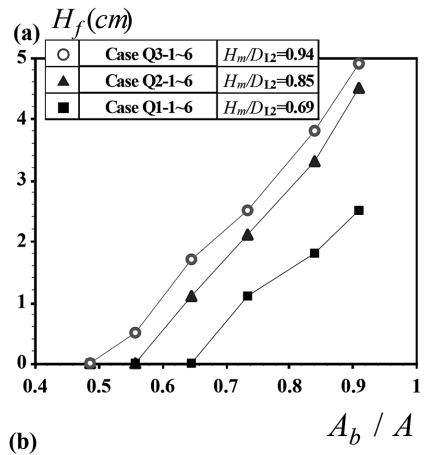


図 11 (a) 河道閉塞率による氾濫流水深変化、(b) 河道閉塞率による氾濫原家屋にかかる抗力の変化

depth case (CaseQ3 1-6) では河道閉塞率 $A_b/A = 0.65$ を超えると左岸側氾濫原家屋に F_{wd} を超える抗力が作用している。

4. 結論

本研究では PIV 画像計測法を用い、中小河川の河道閉塞時の迂回氾濫流の流速計測を行った。左岸と右岸の氾濫原高さを変化させて、氾濫原の

地形形状の迂回流への影響について調べた。また氾濫原家屋にかかる抗力計測を行い、迂回流の到達時間や家屋流出被害の危険域を評価した。さらに流量、河道閉塞率を系統変化させて実験し、迂回流の発生条件について考察した。以下に総合的な考察も加え、結論とする。

- 1) 橋梁迂回流は氾濫原地形形状の影響を大きく受けることがわかった。すなわち、左岸と右岸に高低差がある場合は低い方の氾濫原に迂回流が集中するため、迂回流の流速が非常に大きくなる。左岸側では閉塞部の下流側 $x/B_m = 0.5 \sim -0.75$ の領域で流速が急激に増大し、越流前の低水路流速の約2.2倍もの流速 ($U/U_m = 2.2$) の高速迂回流が発生している。
- 2) CaseR10L10では両岸で迂回流が発生し、河道閉塞部の下流側 ($x/B_m = 0.0 \sim 1.5$) で家屋にかかる抗力 F が木造家屋の破壊基準値 F_{wd} を超えているため、家屋流出の危険があることがわかった。CaseR10L8では左岸側に氾濫流が集中して家屋にかかる抗力が大きくなり、 $x/B_m = 1.0 \sim 3.0$ で家屋流出の危険があることがわかった。
- 3) 氾濫原家屋模型にかかる抗力の時系列データから、左岸と右岸に高低差のあるケースでは左岸側では右岸側に比べて迂回流による家屋流出被害が非常に短時間で発生することがわかった。また左岸の家屋に作用する抗力は右岸の家屋にかかる抗力の2倍以上となった。両岸の家屋にかかる抗力の最大値を用いて抗力係数を算出すると $C_D = 1.8$ となった。
- 4) 流入流量と河道閉塞率を系統変化させて迂回流の発生条件について調べた。High flow-depth case ($H_m/D_{L2} = 0.94$) では河道閉塞率 $A_b/A = 0.65$ を超えると迂回氾濫流が発生し、氾濫原家屋に破壊基準値を超える抗力が作用することがわかった。Low flow-depth case ($H_m/D_{L2} = 0.69$) では河道閉塞率 $A_b/A = 0.91$ を超えると迂回氾

濫流が発生する。

謝辞

本研究は科学研究費補助金(若手(B)、集中豪雨による中小河川の橋梁閉塞と迂回氾濫流の河岸浸食防止のための実践的特進研究、代表:岡本隆明)の研究助成の下で行われた。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) Koshimura, S. and Kayaba, S.: Tsunami fragility inferred from the 1993 Hokkaido Nansei-oki earthquake tsunami disaster, *J. of Japan Association for Earthquake Engineering*, Vol.10(3), pp.87-101, 2011
- 2) Rusyda, M.I, Hashimoto, H and Ikematsu, S: Log jam formation by an obstruction in a river, *Proc. of Riverflow2014*, pp.717-724, 2014
- 3) Schmocker, L., and Hager, W.H: Probability of drift blockage at bridge decks, *J. Hydraul. Eng.*, Vol.137, pp.470-479, 2011
- 4) 竹林洋史・平石哲也・戸田圭一・中川一・張浩・東良慶: 2012年8月宇治水害調査速報, 自然災害科学 *J.JSND*, Vol.31 (3), pp. 233-244, 2012
- 5) 中川一・井上和也・池口正晃・坪野考樹: 流木群の流動と堰止めに関する研究, 水工学論文集, 第38巻, pp.543-550, 1994
- 6) 福岡捷二・川島幹雄・横山洋・水口雅教: 家屋群に作用する氾濫流の流体力に関する実験的研究, 水工学論文集, 第41巻, pp.693-698, 1997
- 7) 八木澤順治・田中規夫: 射流中の角柱体に作用する抗力および周辺の底面せん断力に関する実験的研究, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.69, No.4, I_685-I_690, 2012

(投稿受理:平成28年4月18日)

訂正稿受理:平成28年7月26日)

要 旨

2012年宇治豪雨時には大量の流木が河川に流出し、橋梁で捕捉されることで河道が閉塞した。前川橋周辺で増水した氾濫流は氾濫原高さの低い左岸に集中して、河岸浸食によって家屋が流出するなど甚大な被害が生じた。しかしながら、河道閉塞時の氾濫流の挙動や橋梁迂回流を対象とした研究はみられない。中小河川の水害は河川地形形状の影響を大きく受けるため、迂回流の経路、発生時間を予測することが難しく、迂回流対策が十分に実施されていないのが現状である。そこで本研究では氾濫原の地形を変化させ多様な実験条件下で氾濫流速をPIV計測することで、迂回流の発生条件を調べた。また家屋流出被害について考察するために、氾濫原に家屋模型を設置し、家屋にかかる抗力を計測した。さらに洪水被害を軽減するという観点から洪水氾濫危険区域を評価し、再発防止に向けた予測、対策の検討を行った。