

千代田実験水路における根固めブロックによる 破堤氾濫流の抑制効果

MITIGATION EFFECTS OF LEVEE BREACH FLOW USING CONCRETE BLOCKS AT THE CHIYODA EXPERIMENTAL FLUME

飛田 大輔¹・柿沼 孝治²・柏谷 和久³・武田 淳史⁴

Daisuke TOBITA, Takaharu KAKINUMA, Kazuhisa KASHIWAYA and Atsushi TAKEDA

¹正会員 前寒地土木研究所 寒地河川チーム (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目)

²正会員 工博 前寒地土木研究所 寒地河川チーム (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目)

³正会員 寒地土木研究所 水環境保全チーム (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目)

⁴非会員 前国土交通省 北海道開発局 帯広開発建設部治水課 (〒080-8585 北海道帯広市西4条南8丁目)

For the purpose of mitigating flood damage by overflow from a levee breached, the authors conducted an experiment using the full-scale levee at the Chiyoda Experimental Flume on the Tokachi River. The scale of the flume is 1300m long and 30m wide, accompanying a flood area of 80m width. In the experiment works, a group of blocks were installed on the slope of the levee 10 m downstream from the artificial breach, and water was let flow from upstream. After the water was let flow, when the breach progressed downstream to the concrete armor blocks, the blocks protected the failure levee. The downstream progress of breach was expected to be arrested by the concrete blocks which were expected to weaken the inundation flow from the channel. The control effects by the concrete blocks were examined.

The authors concluded that placing concrete blocks on a downstream slope of levees can control levee breach flow effectively.

Key Words : Levee breach, concrete blocks, large-scale experiment, chiyoda experimental flume

1. はじめに

気候変動に伴い、豪雨による大規模な水害は世界各地で頻発し、堤防決壊による水害被害が生じている。近年では、2012年7月の九州北部豪雨においても基礎地盤からのパイピングを主たる原因とする堤防決壊による水害が生じている¹⁾。また、国外では、2013年のエルベ川においても堤防決壊が生じ、大規模な緊急締切対策を行っている²⁾。河川堤防の破堤に関する研究は、現地実験³⁾や藤田らによる模型実験⁴⁾、辻本らによる実災害への数値解析の適用⁵⁾とともに、福岡らによる越水強化対策などの検討がされている⁶⁾。藤田⁷⁾らは、洪水外力から水害被害の軽減にいたるまで、減災システム整備という観点から破堤現象に関する課題を整理し、破堤被害軽減の重要性を示していることから、破堤現象を中心として河道と堤防、氾濫原を一体とした減災対策工法の整備は今後、極めて重要な課題と考えられる。しかしながら、今日において、破堤後の減災対策は、樹林帯による氾濫流抑制に関する検討⁸⁾や破堤拡幅を考慮した水防林の効果の検討⁹⁾

などがあるが、新工法の開発は少ない。国外では、破堤後の締切工法としてチューブを破堤開口部に投入し、締め切る工法の検討が行われている¹⁰⁾。Abdel Sattar¹¹⁾は、破堤開口部にヘリコプターにより土のうを投入することで、氾濫流を抑制する工法を模型実験によって検討している。また、Albers²⁾は、エルベ川の破堤事例をもとに、バージや土のうを破堤部の締切資材として用いることの効果を数値計算により検討している。しかしながら、破堤開口部では、水理条件や堤防及び河床条件が時々刻々と変化しているため、これらに対して柔軟に対応する工法や資材の開発については、いまだ十分に確立されていない。

本研究は、破堤後の水害被害軽減対策として、破堤氾濫流の抑制工法（破堤拡幅抑制工）を開発するものである。早期の段階で破堤拡幅を抑制することは、水害被害の軽減に対して大きな効果が期待されるが、破堤開口部では、氾濫流の流速が大きく、氾濫流量も増加する厳しい流況となる。このような流況において、堤体の侵食防止や氾濫流の流勢を緩和させるための資材は、高流速

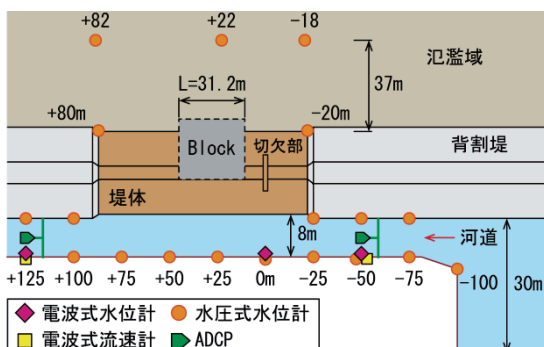


図-2 堤体と河床の粒度分布

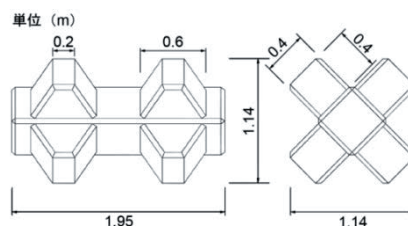


図-3 根固ブロックの形状

図-1 実験水路概要

(上図：通水開始直後の状況，下図：平面図)

の流水に耐え、資材の調達や施工が容易であることが求められる。そこで、一般的に水防資材として備蓄され、災害時には関係機関の協力のもと、迅速に調達することのできる根固ブロックを用いることとした。一般に、破堤後の緊急復旧対策工としては、はじめに破堤口の拡大を防止する欠け口止め工、ついで破堤口の流速を低減し締め切る荒水止め工、その後破堤口を締め切るせめ工などを経て、堤防復旧工事が行われる¹²⁾。一方、本工法では、破堤が予測される箇所の下流側に、あらかじめブロックを設置することで、破堤がブロックの位置まで進行した際、ブロックの効果で破堤幅や氾濫流量を抑制するものである。また、ブロックを欠け口止め工に利用することで、緊急復旧対策工に繋がる工法と考えられる。

実験は、十勝川千代田実験水路¹³⁾に実物大の河川堤防を造成し、既報の実験¹⁴⁾に比べて、河道水位の高い条件でブロックの効果が発揮する実験を行った。

2. 実験概要と結果

(1) 実験概要

実験水路の概要及び主な観測項目を図-1に示す。図中に、各計測機器の設置箇所について、切欠部を0mとして下流側をプラス、上流側をマイナスで示す。実験水路は通水量に制約があり、堤防越流に必要な水深を確保できないことから、鋼鉄板を用いて水路幅30mを8mに縮

小し、下流端に堰上げ施設を設け等流状態とした。そのため、実河川に比べ、破堤幅の広がりとともに、氾濫流が河道流へ及ぼす影響が大きくなる可能性がある。河床勾配は1/500で整形し、越水開始までの平均水深は2.7m、フルード数は0.47である。氾濫域は、横断方向に70m程度の広い氾濫域を設定し、地盤高は河道側とほぼ同じ高さとなるように整形し、比高差は設けていない。

破堤させる堤体は、現地河床から採取した材料を用いて堤体高3m、天端幅3m、法勾配（表裏）2割で縦断方向に100m築造し、破堤のきっかけとして深さ0.6mの切欠部（破堤開始箇所）を設けた。堤体の締め固め度は、平均90%以上である。堤体に用いた材料の粒度分布を図-2に示す。採取位置は土取場の1地点である。主に砂礫分の多い材料で構成されている。また、堤体は裸堤（芝を張らない土堤）とし、河道内の流水による侵食を防ぐため、実験区間の表法側には、護岸ブロックを設置した。

ブロックは、天端から裏法尻にかけて配置（天端2列、裏法面3列、裏法尻1列）することで、堤体侵食の防止や氾濫流の流速低減を期待した。設置位置は切欠部より下流側10mとし、設置延長は下流側へ縦断方向に31.2mとした。実験に用いた根固めブロックの諸元を図-3に示す。重さは2137kg、長さ1.95m、幅と高さは1.14mである。表面には高さ0.4m、幅0.6m、厚さ0.4mの台形型をした脚部を有しており、ブロック同士を噛み合わせると安定しやすくなる形状である。今回の実験では、144個のブロックを設置している。筆者ら¹⁵⁾の実験結果によれば、クレーンによるブロック1個当たりの設置時間（玉掛け～玉外しまでの工程）は、理想状態の作業条件で3分程度であり、今回の実験におけるブロックの設置に必要な所

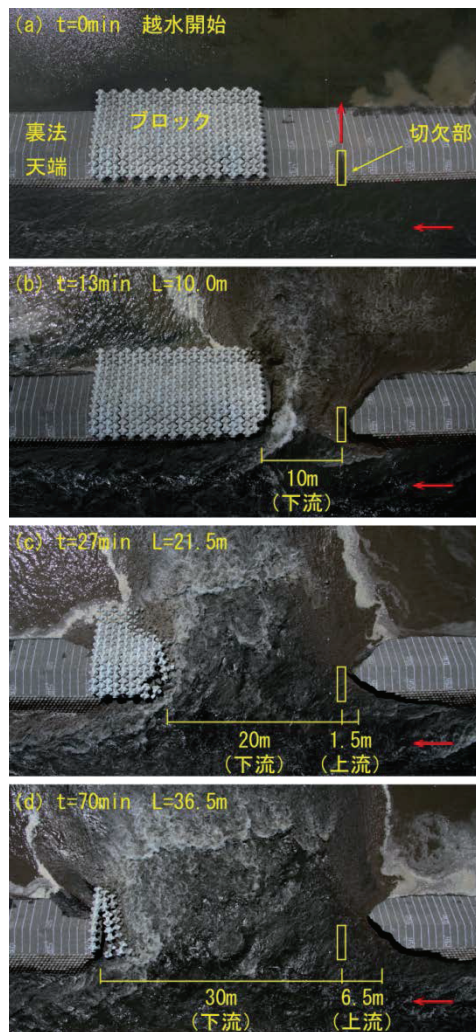


図-4 実験状況（上空写真）

要時間は48分程度となる。

主な観測は、図-1に示すとおり水位や流量・流速を計測するとともに、破堤開口部の水面形や堤体内部の崩壊状況を加速度センサーにより計測している。水位は、電波式及び水圧式水位計で計測した1分毎の値（5秒毎にデータを取得し、60秒平均を1データとしている）である。流量は、破堤実験区間の上下流において、ADCP（Teledyne RD Instruments社 ADCP1200kHz）を観測船に設置して行った。観測中は測定精度が低下した場合には、菅野ら¹⁶⁾を参考にVTG情報による補正を行った。

流速は、破堤実験区間の上下流地点において、電波式流速計（WJ7661 RYUKAN）で計測するとともに、PIV解析を行った。PIVに用いる動画は、クレーン車を用いて上空約52mの位置から垂直に撮影を行った。画像解析の解析精度向上等を目的として、トレーサー（緩衝材のECO SOFT）の散布を行った。標定点としては、水路や堤防などにロープやボールを設置している。解析結果の精度については、切欠部から上流50m地点の電波式流速計で測定した値と比較した。その結果、概ね同様の値を示していることを確認している。

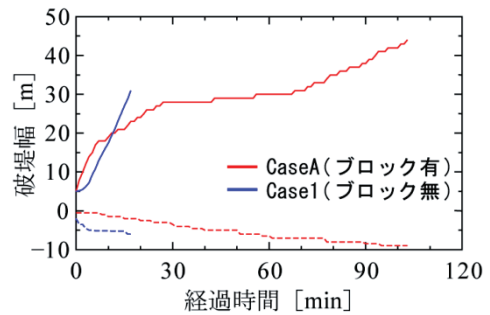


図-5 破堤幅と氾濫流量の時間変化

破堤部周辺の水面形は、クレーンを用いて、上空約52mからカメラ2台により、1分間隔で垂直撮影（ステレオ撮影）した。標定点は、前述のPIVと同じものを用いている。カメラは有効画素約1510万画素であり、偏光フィルターを装着し、水面の乱反射を軽減している。解析結果の精度については、撮影した30ケースの残差を求めたところ、測量した標定点と解析結果の座標値の差は、平均で0.033mである。

堤体や基盤部の崩壊過程は、加速度センサーをブロック設置区間とその前後に重点的に配置し、計測した。

通水方法は、上流ゲートから一定流量70m³/sとなるように通水を行い、切欠部から越水させた。なお、河道への人工的な給砂は行っていない。

(2) 破堤幅の時間変化

実験中に真上から撮影した状況を図-4に示す。図中に、越水開始からの時刻と破堤幅（天端中央間の幅）を示す。なお、破堤幅 L は切欠部より上流方向の破堤幅 L_u と下流方向の破堤幅 L_d に区分している。越水開始後、切欠部では、ヘッドカット（Headcut）のような侵食断面となり、表法肩へ侵食が拡大していく。その後、切欠部より下流方向へ拡幅し始め、13分後にブロック設置位置まで到達し、70分後にはブロック設置末端まで拡幅した。その後、破堤幅がブロック設置範囲（ $L_d=0\sim31.2\text{m}$ ）を超えたため、ゲートからの通水を止めている。

今回の実験（以降、CaseA）とブロックを設置せず同条件で行った島田ら¹⁷⁾の実験結果（以降、Case1）とを比較する。図-5に破堤幅の時間変化を示す。 L_u はマイナス、 L_d はプラスで示す。CaseAは、Case1に比べ、切欠部の高さが0.1m低く、越水開始から切欠より $L_d=5\text{m}$ 程度まで拡幅する時刻に違いが見られた。よって、ここでは、 $L_d=5\text{m}$ 到達時刻以降を比較した。図中の破堤幅は、動画より0.5mピッチで読み取っている。切欠部より上流方向への拡幅はマイナス、下流方向はプラスを示す。ゲート閉操作開始までの時刻を示す。 L_u の拡幅速度にやや違いがあるが、両実験の最終的な破堤幅は概ね同様である。 L_d については、ブロックの効果が現れる $L_d=20\text{m}$ までの時刻においては、破堤拡幅速度は概ね同様である。

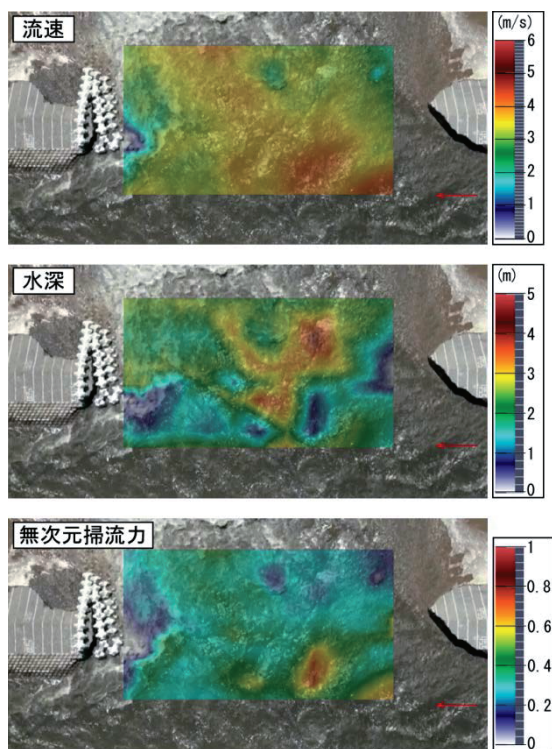


図-6 水理量の平面分布

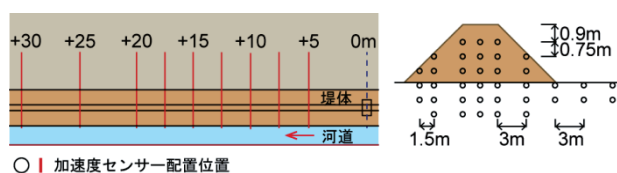


図-7 加速度センサーの配置図

$L_d=20\text{m}$ 以降では、ブロックがあることで破堤拡幅速度が低下した。Case1では、 $L_d=20\text{m}\sim 31\text{m}$ まで拡幅する所要時間は7分であったが、ブロックを設置した今回の実験では62分である。よって、ブロックを堤防上に設置することで、下流方向に破堤拡幅する所用時間を長くする効果があることが分かった。

(3) 水理量の平面分布

Case1では、前述のとおり、 $L_d=20\text{m}$ 以降で下流方向へ破堤拡幅する所用時間が長くなった。そこで、ブロックの効果が現れた $L_d=30\text{m}$ 到達時における破堤部周辺の水理量を整理した。図-6に流速、水深、無次元掃流力の平面分布を示す。横断方向の範囲は、表法面中央から裏法尻である。流速 u は、PIVによる表面流速である。水深 h は、ステレオ画像解析による水位 H と図-7に示す加速度センサーの流出結果 ($L_d=30\text{m}$ 到達時刻に流出したセンサー標高 H_z) より、 $h=H-H_z$ から求めた。等流状態は成り立たないが、破堤部周辺の土砂の移動しやすさを把握するため、無次元掃流力を前述の流速 u と水深 h から、マ

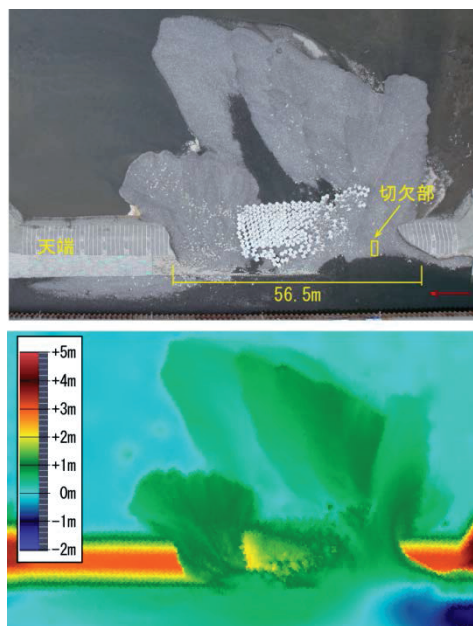


図-8 実験終了後の地形
(上図：上空写真，下図：初期河床高との差)

ニングの式を適用し、(1)式より求めた。

$$\tau_* = \frac{sd}{hi_e} = \frac{n^2 u^2}{sd_{50} h^{1/3}} \quad (1)$$

ここで、 s :砂粒の水中比重、 d :砂粒の粒径 (図-2及び堤防から採取した平均値、 10.1mm)、 h :水深、 i_e :エネルギー勾配、 n :粗度係数 (実験水路の値、 0.023)、 u :流速を示す。ただし、ブロック上面と河床では粗度が異なるが、一定値としている。

流速について、天端間の分布を見てみると、破堤口の下流端 $L_d=30\text{m}$ に比べ、 $L_d=10\text{m}\sim 20\text{m}$ 付近が相対的に流速の速い主流部となっていることが分かる。これは、図-6の破堤口の下流端で見られるように、堤防上から落下したブロックが積み上がることで、流水に対する抵抗が増加し、流速が遅くなったことが分かる。水深については、天端間に比べ、裏法側が深い傾向になっている。また、 $L_d=10\text{m}\sim 20\text{m}$ の水面下にはブロックがあるが、破堤口下流端に比べ、水深が深いことから、ブロック下部の土砂が吸い出され河床高が低下したと考えられる。流速と水深の傾向より、氾濫流は破堤口下流端 $L_d=30\text{m}$ に比べ、 $L_d=10\text{m}\sim 20\text{m}$ 付近に多く分流していると推察される。また、無次元掃流力の結果からも、土砂の移動については $L_d=10\text{m}\sim 20\text{m}$ 付近が大きいと推察される。よって、ブロックの効果により、破堤口下流端 $L_d=30\text{m}$ では、氾濫流が抑制されていることが分かる。

(4) 実験終了後の地形

実験終了後における河道と堤体の侵食、堤体や河道内から氾濫域へ流出した土砂の堆積状況を図-8に示す。

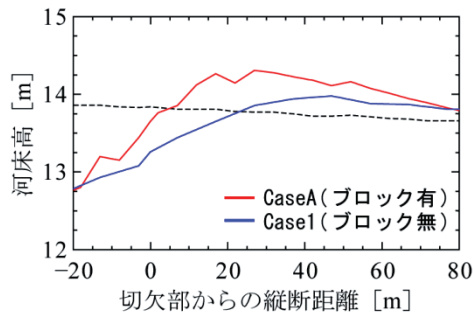


図-9 河道中央における河床高の比較

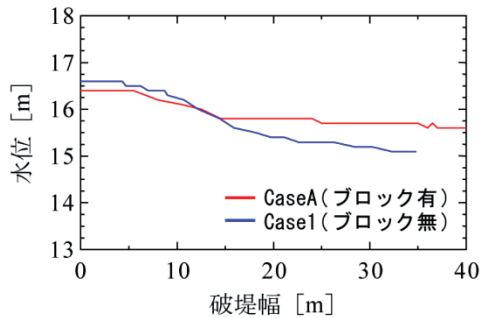


図-10 河道水位の比較

下図に実験終了後にレーザースキャナと横断測量によって計測した、初期河床高と実験終了後の標高差を示す。破堤拡幅速度が低下した $L_d=20\text{m}$ 付近では非堆積域が形成され、その上下流側は堆積域である。氾濫流の流出は、この領域で多かったと考えられる。河道については、上流側の河床が大きく洗掘され、氾濫域は土砂が広く分散している。一方、河道下流側では、土砂が堆積している。これは、破堤開口部にブロックがあることで、河道上流側で洗掘された土砂が氾濫域へ流出を抑制し、下流側へ流送された可能性がある。よって、破堤口下流側の河道側では、ブロックが無い場合に比べ、河床高が高くなることで水位が高くなることが推察される。そこで、CaseAとCase1の河道の河床高、破堤幅毎の河道の平均水位を比較する。図-9に実験終了後の横断測量結果から求めた河道中央の河床高を示す。切欠部より上流側はマイナス、下流側はプラスを示す。図-10に破堤実験区間における破堤幅毎の水位の平均値を示す。図-1に示す水圧水位計と電波式水位計から求めた。前述のとおり、破堤開口部にブロックがあるCaseAでは、ブロックを設置していないCase1に比べ、 $L_d=10\text{m}$ 以降の河床高は高い。河道と氾濫域の水位についても、CaseAはCase1に比べ、高いことが分かる。土砂の堆積に加え、ブロックの抵抗により水位が高く保たれたと推察される。

(5) 単位幅当たりの氾濫流量の低減

破堤氾濫流の抑制効果を評価するため、単位幅当たりの氾濫流量をCase1の結果¹⁷⁾と比較する。CaseAとCase1では、通水流量に違いがあるため、氾濫流量を上流流量

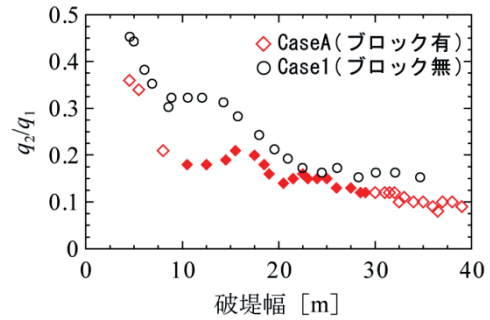


図-11 破堤幅毎の単位幅流量比の比較

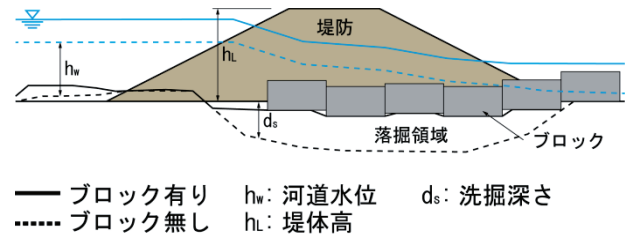


図-12 実験結果の模式図

で無次元化した単位幅当たりの氾濫流量比で検証する。氾濫流量比は、山坂ら¹⁸⁾の式を参考に、式(2)より求めた。

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{Q_2/L}{Q_1/B} \quad (2)$$

ここで、 q_1 :上流流量と河道幅(水路幅)の比、 q_2 :氾濫流量と破堤幅の比、 Q_1 :上流流量、 Q_2 :氾濫流量、 B :河道幅(水路幅)、 L :破堤幅である。CaseAの氾濫流量 Q_2 は、ゲート流量 Q_m と図-1に示すADCPで計測した下流流量 Q_{out} から $Q_2=Q_m-Q_{out}$ から求めた。結果を図-11に示す。CaseAの着色範囲はブロック設置範囲である。ブロックを設置したCaseAは、ブロックを設置していないCase1に比べ、 $L_d=10\text{m}$ 以降(ブロック設置範囲)の氾濫流量比が小さいことが分かる。また、破堤幅が広がるにつれて、その小さくなっていくことが分かる。これは、CaseAでは、ブロック設置延長が21.2mであり、破堤幅が広がるにつれて、破堤幅に占めるブロックの割合が小さくなり、氾濫流の抑制効果が小さくなるためである。ただし、前述のとおり、今回の実験では水路幅(河道幅)に制約があり、破堤幅が進行することで、氾濫流量の増加に伴い河道水位が低下する。しかし、一般に川幅の広い河川では、破堤幅が氾濫流量に及ぼす影響は小さくなるため、今後は河道幅の影響を検証する必要がある。

図-12に実験の観察結果をまとめた。ブロックを天端から裏法尻にかけて設置した場合、ブロックによる床固め効果により、 d_s が小さくなる。一方、破堤開口部では、ブロックの抵抗により、 h_w が大きくなる。開口部にブロックがあることで、河道から氾濫域へ流出する土砂が河道の下流側に流送され、河床高が高くなったと推測さ

れるが、河道側と氾濫域側への土砂分配量を検証する必要がある。また、 d_s が小さくなることに伴い、氾濫流量も小さくなった。今回の実験条件では、ブロックが開口部にあることで、 h_w/h_L が大きくなっている。実験では、天端上に設置したブロックが落下することで、堤体の被覆についても期待した。しかし、図-6に示すように、破堤開口部周辺では、土砂が移動し易い水理量となっていたと考えられ、土砂の吸い出しによって被覆効果が小さくなったと分かる。破堤幅の抑制に対しては、 h_w/h_L が大きくなることで、堤体の侵食面が増加し、破堤幅の抑制効果は期待より小さくなった可能性がある。例えば、Nagy¹⁹⁾は、破堤事例から、最大破堤幅を河道水位の関数として整理している。このように、破堤に関し、河道水位は外力として大きく作用する。よって、今後は、河道水位や落掘領域、堤体高、氾濫流の流向など要因分析を行い、破堤幅の抑制効果を定性的に評価していく必要がある。

3. まとめ

本研究では、実物大の堤防を越水破堤させ、破堤箇所の下流側の堤防上にあらかじめ設置したブロックにより、破堤幅と氾濫流量の抑制効果について検証を行った。天端から裏法尻にかけてブロックを設置することで、ブロックを設置しない場合に比べ、破堤幅の進行時間を遅らせ、氾濫流量を抑制できることが分かった。しかし、川幅、洪水継続時間、堤体や地盤の材料特性及び地形諸条件等により、破堤幅が上流側に及ぶ可能性があるもので、設置位置については注意が必要である。また、出水時の堤防は長時間に及ぶ高い河川水位と降雨の継続でぬかるんだ状態になると想定されることから、実際の水防活動への適用には注意が必要である。

今後は、効率的に氾濫流量を抑制するため、河道条件や堤内地の地形条件、ブロックの効率的な設置条件など、縮尺模型実験や柿沼と清水による、破堤幅の数値計算モデル²⁰⁾を用いて検証していく予定である。

謝辞：本実験を行うにあたり、十勝川実験水路アドバイザー委員会と同実験検討会より、多くの助言を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 甲斐浩幸，渡部秀之，江上綾子，大塚健司，中山修，宮武晃司，平田嘉之：矢部川堤防決壊の被災メカニズムに関する考察，河川技術論文集，Vol.19，pp.51-56，2013。
- 2) T.S.Albers., 2014, Emergency closure of dike breaches, The effect and applicability of emergency measures, Master-thesis, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineer
- 3) 藤田裕一郎，田村多佳志，村本嘉雄：河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究，京大防災研究所年報，第27号B-2，pp.369-392，1894。
- 4) 河川堤防の越水破堤現象のうち破堤幅機構に関する実験報告書：国土交通省北海道開発局，土木研究所寒地土木研究所，平成24年10月。
- 5) 辻本哲郎，北村忠紀，岸本雅彦：砂質堤防の破堤口拡大過程のシミュレーションと破堤水理，土木学会河川技術論文集，第8巻，pp.31-36，2002。
- 6) 福岡捷二，藤田光一，加賀谷均：アーマレビー法尻工の水理設計，水理講演会論文集，pp.365-370，第31回，1987。
- 7) 藤田光一，諏訪義雄：減災システム整備における河川堤防技術，河川技術論文集，第6巻，pp.1-6，2000。
- 8) 末次忠司，舘健一郎，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.805-809，1998。
- 9) 秋山壽一郎，重枝未玲，岡村賢治，和田浩輔：幅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，土木学会論文集B1（水工学），Vol.70，No.4，I_1531-I_1536，2014。
- 10) U.S. Army Engineer Research and Development Center，2011：Rapid Repair of Levee Breaches, SERRI Report 81000-01。
- 11) Ahmed M. Abdel Sattar, Ahmed A. Kassem and M. Hanif Chaudhry, F.ASCE：Case Study: 17th Street Canal Breach Closure Procedures. J. Hydraul. Eng., 10.1061/ASCE0733-94292008134:111547。
- 12) 堤防決壊部緊急復旧工法マニュアル：財団法人国土開発技術センター，1989。
- 13) <http://www.ob.hkd.mlit.go.jp/hp/riveroffice/chiyoda/zi/zi0.htm>
- 14) 飛田大輔，柿沼孝治，横山洋，武田淳史：千代田実験水路における破堤幅抑制工実験，河川技術論文集，Vol.20，pp.51-56，2014。
- 15) 飛田大輔，柿沼孝治，武田淳史，島田友典：千代田実験水路における根固ブロックを用いた破堤幅抑制工実験，第33回日本自然災害学会学術講演会，pp.131-132，2014。
- 16) 菅野裕也，萬矢敦啓，深見和彦：実河川洪水時におけるADCPを用いた流量観測の信頼性・適用性向上のための一考察，平成22年度国土交通省国土技術研究会，2010。
- 17) 島田友典，渡邊康玄，横山洋，辻珠希：千代田実験水路における氾濫域を含む越水破堤実験，水工学論文集，Vol.67，No.4，I_841-I_846，2011。
- 18) 山坂昌成，久保田勝：急勾配流路の氾濫流とこれに伴う土砂流出，河川技術論文集，第8巻，pp.225-230，2002。
- 19) Nagy, L. (2006). "Estimating Dike Breach Length from Historical Data," Periodica Polytechnica, Serial Civil Engineering, Vol. 90, No. 2, pp. 125-139。
- 20) Kakinuma, T. and Y. Shimizu.: Large-Scale Experiment and Numerical Modeling of a Riverine Levee Breach. J. Hydraul. Eng., 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000902, p.04014039。

(2015. 4. 3受付)