

## 戦-73 河川堤防の越水破堤機構に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 20～平 23

担当チーム：寒地河川チーム、寒地技術推進室

研究担当者：島田友典、大串弘哉、石谷隆始、稲垣達弘

### 【要旨】

越水破堤に関する研究は様々な手法で進められているが、実スケールでの3次元越水破堤メカニズムは明らかになっていない。千代田実験水路において実スケールでの氾濫域を含む3次元越水破堤実験を行った。これより次のことが明らかとなった。越水から破堤拡幅が始まるまでは既往の正面越流による破堤実験の知見を流用することが可能である。破堤拡幅が始まった後、破堤幅拡幅量・破堤幅速度は河道内の単位幅流量を用いることで推定できる可能性があると言える。

キーワード：越水破堤、破堤幅過程、千代田実験水路

### 1. はじめに

気候変動に関する政府間パネル(IPCC)の第4次評価報告書によると、気候システムの温暖化には疑う余地がないとされており<sup>1)</sup>、将来の降水量増加に伴い現計画が目標とする治水安全度は著しく低下し、浸水・氾濫の危険性が増えることが想定されている<sup>2)</sup>。なかでも堤防決壊による被害は甚大であり、過去の事例ではその8割以上が越水に起因するものであるとされている<sup>3)</sup>。近年では治水対策案の一つとして、決壊しない堤防・決壊しづらい堤防も挙げられてはいるが<sup>4)</sup>、現状では技術的に困難であると言われている<sup>5)</sup>。

越水破堤に関する研究は様々な観点・手法で進められており、島田らはそれらを体系的に整理している<sup>6)</sup>。越水破堤現象は実災害を時系列で観測した事例がなく、特に実スケールでの3次元越水破堤メカニズムについて未解明な部分が多い。よってこれらを時系列で現象把握・データ蓄積が出来れば今後の研究発展にとっても非常に重要であると言える。またこれらが明らかになることで、破堤後における堤防復旧等の危機管理対策技術の向上、ハザードマップの精度向上など、その成果を行政へ還元することも期待できる。

国土交通省北海道開発局と(独)土木研究所寒地土木研究所では2008年度から十勝川千代田実験水路<sup>7)</sup>(以下、千代田実験水路)において実スケールでの越水破堤実験を行ってきた<sup>8)9)</sup>。2010年度<sup>9)</sup>は図-1に示すように、千代田実験水路において氾濫域まで考慮した越水破堤実験を2回行った。実験条件と



図-1 千代田実験水路における実験の様子

して河道や堤体形状等は同一とし、河道流れの条件のみを変更している。

本論文では実験結果を整理し、越水から破堤拡幅進行過程を明らかにした。また蓄積されている既往の知見がどこまで実現象に適用可能か検討を行った。最後に破堤幅速度に寄与する因子について検討を行った。

### 2. 越水破堤実験の概要

#### 2.1 実験水路形状概要

実験水路の形状を図-2に示す。千代田実験水路は融雪時期に常時、通水可能な流量が $75\text{m}^3/\text{s}$ 程度であることから必要な水深を確保するため、河道は鋼矢板を用いて実験水路幅30mから8mに縮小した。堤体は背割堤(高さ4m・天端幅5m・法勾配2割)を破堤実験区間について削り取り、高さ3m・天端幅3m・法勾配2割に整形し、破堤きっかけとして2010年度の実験<sup>8)</sup>と同様の切欠(深さ0.5m・上幅3m・下幅1m)

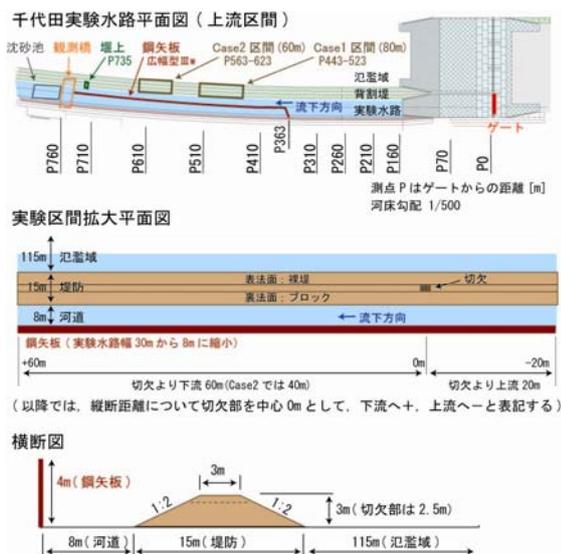
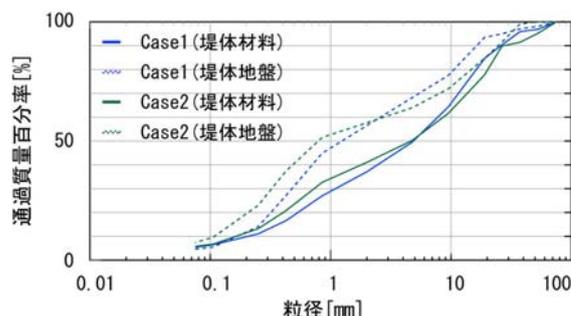


図-2 実験水路概要



項目	堤体材料		堤体地盤	
	Case1	Case2	Case1	Case2
一般				
土粒子の密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	2.69	2.69	2.70	2.67
自然含水比 [%]	7.90	3.90	12.65	7.10
最大乾燥密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	2.03	2.03	2.01	2.04
最適含水比 [%]	8.50	10.40	5.60	10.00
締固				
透水係数 × 10 <sup>-2</sup> [cm/s]	3.40	1.18	5.59	1.31
締固度 [%]	91.8	91.4	-	-

図-3 堤体材料・地盤の土質試験結果

を設けた。氾濫域は新水路(水路幅 115m)を利用した。

実験は4月27日に1回目(Case1), 8月4日に2回目(Case2)を実施した。破堤実験区間は図-2のとおり上流(Case1)と下流(Case2)に分けて設定している。また Case2 では水理条件を変えるため、矢板区間の下流端に堰上げ施設を設け、通水流量を Case1 の半分程度とし水面勾配・フルード数を小さくして実験を行った。

堤体、及び基礎地盤の土質試験結果を図-3に示す。粒度構成など概ね一致している。

## 2. 2 観測概要

主な観測項目・観測位置は図-4に示す通りである。使用した観測機器・手法については、過去の実験で確立したものと同様であり、詳細はそちらを参照してもらいたい<sup>6)7)8)9)</sup>。

## 2. 3 通水概要

両 Case ともに、切欠からの越流水深が概ね 30cm(過去の事例<sup>10)</sup>等から判断)になるまで流量を増加させ、その後定常流とした。定常時におけるゲートからの供給流量は Case1 で 70m<sup>3</sup>/s 程度、Case2 で 35m<sup>3</sup>/s 程度であった。また実験終了は破堤実験区間の大半が破堤拡幅した時点とし、実験水路へ供給する流量停止のためのゲート閉操作開始は Case1 では越水開始から 36 分後、Case2 は 95 分後であった。

## 3. 越水破堤実験の結果

### 3. 1 破堤進行過程概要

図-5 に代表的な時間の実験状況(PIV 観測)を、図 6 に堤防天端中央の破堤拡幅進行過程を示す。両 Case

### 主な観測項目

観測時期	観測項目	観測箇所・手法
通水中	水路内水位	矢板区間を中心に 25m ピッチ (定点水位計・ダイバー式水位計)
	氾濫域水位	堤防裏法尻から 27m 離れた地点に実験区間を中心に 4 箇所 (ダイバー式水位計)
	流量観測	切欠部より上流へ 50m 地点 切欠部より下流へ 120m 地点 (Case2 は下流へ 100m 地点) (杭ワイヤー式 ADCP・電波式流速計)
	流況観測	縦断方向は実験区間・横断方向は矢板から 40m 程度 (PIV)
	破堤形状 実験状況	加速度センサー (配置詳細は下記)・色砂法 カメラ・ビデオ撮影
通水後	破堤形状	横断測量・3次元レーザーキャナ

### 加速度センサーの配置例

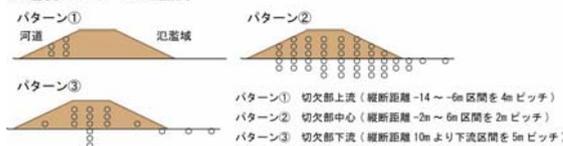


図-4 観測項目概要

とともに越水開始から実験終了までに5つの Step を経て進行することがわかる。以下に Step 毎の概況を示す。

### [Step1]

越水開始後、裏法面・裏法肩が浸食され、裏法面はハの字型となっている。天端は氾濫域から河道に向かって後退が見られるが、天端中央の破堤拡幅は起こっていない。このときの河道内表面流速は Case1 で 2m/s 程度、Case2 で 1m/s 程度であり、切欠部に向かう流れは見られなかった。Step1 では河道内水量の相違による明確な差はなく、破堤拡幅を伴わない正面越流に近い現象であった。

越水開始後も破堤拡幅が見られず、また越流量も少ないことから、この時間帯を延ばすことが出来

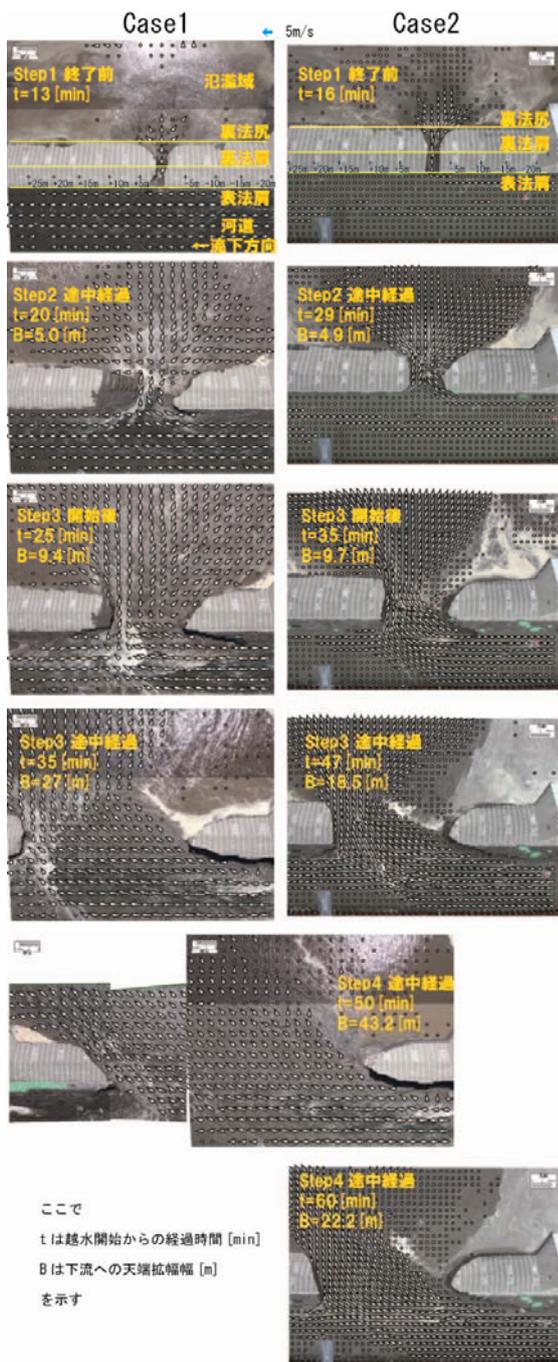


図4 実験状況

ば、例え越水した場合でも住民避難に要する時間を稼ぐことが可能と言えそうである。

[Step2]

Case1 では、流況は河道上流から破堤口に向かい、その流れが破堤口下流端にぶつかることで下流への破堤幅が進むとともに、ぶつかった流れが氾濫域にむけ上流にふられており、その流れにより上流への幅も見られる。この現象を繰り返しながら、徐々に破堤幅が進行していく。

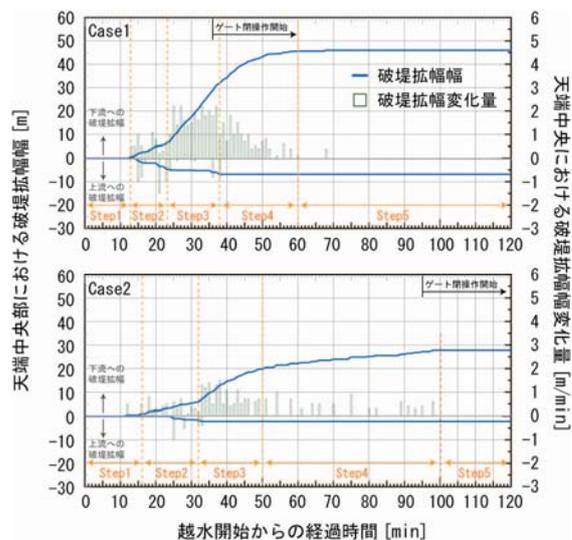


図-6 破堤幅進行過程

Case2 では、流況は破堤口上下流から流れ込む形で、破堤幅が徐々に進行していく。この現象は千代田実験水路で行った横断堤破堤実験に近い現象<sup>6)</sup>であったが、河道流れがある分、下流への幅が卓越している。

[Step3]

Step3 以降、破堤幅速度が急激に早くなり、下流への幅がほとんどを占める。流況は両 Case とも河道幅全体から流れが破堤口に向かっている。特に Case2 では破堤口通過時に破堤口下流を中心とした流れが見られ、破堤幅が進行しながらもその主流幅は概ね一定で推移していくようである。なお Case1 では Step3 終了前にゲート閉操作を開始している。

[Step4]

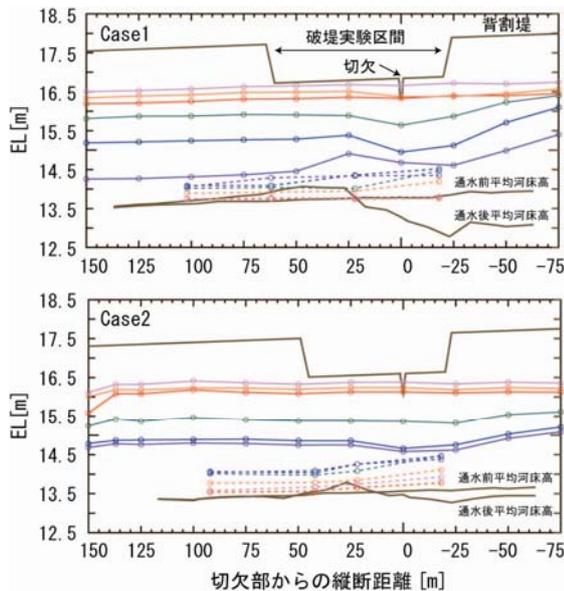
Step3 と比較すると、破堤幅速度は遅くなる。Case1 ではゲート閉操作の影響と考えられるが、Case2 は定常流量が供給されているにも関わらず、幅は間欠的となり、Step4 を通して概ね一定速度で進行しており、破堤口周辺流況は主流幅が概ね一定で破堤口幅とともに下流へとシフトしていく。Case2 では Step4 終了前にゲート閉操作を開始している。

[Step5]

ゲート閉操作による供給流量低下により、破堤幅は停止する。

3. 2 水位観測結果

図-7に代表的な時間の水路左岸水位観測結果を示す。越水開始時の水面勾配は Case1 で 1/900 程度、Case2 で 1/10,000 程度であり、また縦断距離 150m 近



	Case1	Case2
越水開始	t= 0[min]	t= 0[min]
切欠部における最大水位	t=14[min]	t=20[min]
Step2 終了前	t=20[min]	t=30[min]
Step3 開始後	t=25[min]	t=35[min]
Step3 途中経過	t=35[min]	t=47[min]
Step4 途中経過	t=50[min]	t=60[min]

なお実線は河道内左岸水位、波線は氾濫域水位（裏法尻から27m離れ）を示す

図-7 縦断水位

傍では堰上げが効いている様子が確認できる。Step1 では切欠部における最大水位まで徐々に上昇し、最大越流水深(越流水深=左岸水位-堤防切欠高)は Case1 でおおよそ 32cm, Case2 でおおよそ 28cm であり、概ね越流水深 30cm を確保できた。

この後、Step2 が終了するまでは徐々に水位低下し、Case1 では特に切欠部より上流での水位低下が大きい。これは破堤口に向かって、Case1 では上流からの流れが卓越する一方、Case2 では破堤口の周辺全体から流れが向かっているためと考えられる。

Step2 でのフルード数は Case1 で 0.5~0.6 程度、Case2 で 0.2 程度である。これより Step1 と Step2 では河道内水理条件としてフルード数相違に着目して議論することが可能である。

Step2 から Step3 へ以降する時間では河道内全体で急激な水位低下が生じている。破堤幅が急激に進むことで、流れが一気に破堤開口部に向かっていることが考えられる。またこの Step3 以降、Case2 では堰上げ効果が見られなくなり、フルード数も急激にあがっていくことから、Step3 以降ではフルード数ではなく、河道流量の相違に着目して議論する。なお実河川では堤防高に対し、今回のように川幅が狭

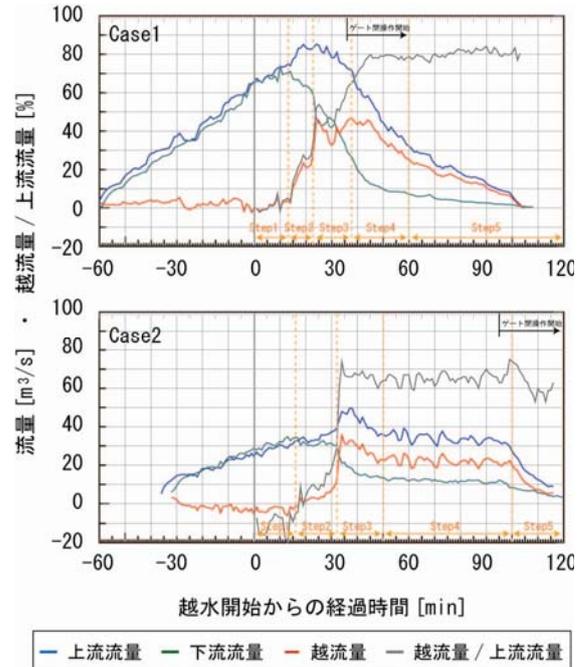


図-8 破堤区間上下流流量・越流量

いことは少ないため、ここまで急激な水位低下は見られない可能性があり、本実験の結果を実河川に適用するには注意が必要である。

Step3 の時間帯では徐々に水位が低下しており、Case2 は Step4 に入ると概ね一定水位で経過している。

### 3. 3 流量観測結果

図-4 に示した地点における切欠部上下流の流量観測結果、この流量差と流量観測区間の水位結果を用いた貯留変化量より算出した越流量(=上流流量-下流流量+貯留変化量)、及び上流流量に対する越流量の比率を図-8 に示す。なお越水開始までの時間では実際には越水が生じていないため本来は越流量が 0m³/s となるが、観測値より算出した越流量は-5~+5m³/s 程度の幅を持っている。これは観測精度等による誤差が含まれているためと考えられる。

Step1 では両 Case ともに越流量はほとんど増えない。Step2 に入ると越流量は増加を始め Step3 へ移行するまでの時間は両 Case で異なるが、Step2 終了時刻における越流量と上流流量の比率は両 Case ともに 35%程度と同じであった。

Step3 で越流量は急増しピーク流量を迎える。なお、Case1 は途中でゲート閉操作を始めたため、上流流量自体が低下しており、本来であれば越流量は更に増加していた可能性も考えられる<sup>11)</sup>。

Step4 に入ると Case1 はゲート閉操作の開始に伴

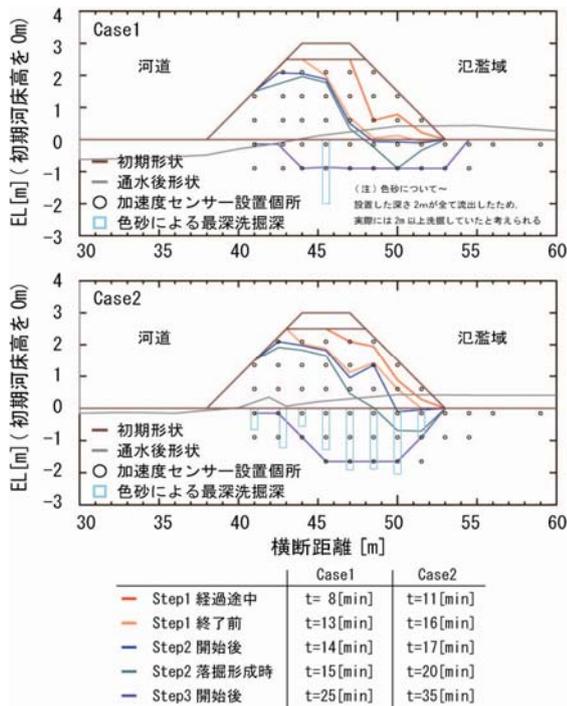


図-9 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定

い流量低下が始まる。Case2 では上流流量，下流流量，越流量ともに概ね一定値で推移していき，破堤幅は進行しているにもかかわらず安定した状態となっている。これは前述の通り，破堤開口幅の幅幅に追従する形で越流する主流幅はほぼ一定であるためと考えられる。

### 3. 4 堤体崩壊結果

図-9に加速度センサーの記録を用いて推定した堤体崩壊履歴の結果として，切欠部断面における代表的な時間を示す。

Step1 では裏法面・裏法肩の崩壊が進行し，天端が表法側に後退していく様子がわかる。この崩壊が表法面に到達した時点で Step2 へ移行する。これは河道と堤体の境界面である表法面が削れることにより，氾濫域側へ向かう通水断面積が増えるためと考えられる。

Step2 では堤体全体が氾濫域側から河道側へ崩壊していき，また落掘の形成も始まる。図-10 は縦断方向-2m から 6m 区間の堤体体積の残存率を示したものである。これより堤体体積の大半が崩壊した時点で Step3 へと移行していくことがわかる。

また色砂の結果より，Case1 では最大 2m 以上，Case2 でも 2m 近く基礎地盤が低下しているが，通水後の測量結果によると，落掘が再度，埋め戻されていることがわかる。これは実災害においても起こり

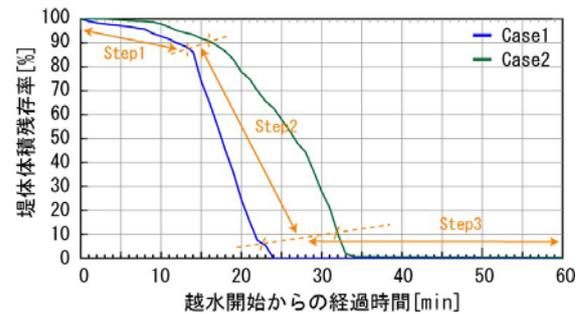


図-10 堤体体積の残存率(縦断距離-2m～+6m 区間)

うる現象であり，破堤区間の災害後調査で例え落掘が見られない箇所であっても，基礎地盤と土質が入れ替わっている可能性を示唆している。

Step2 から Step3 への移行については，両ケースに共通して切欠から下流へ概ね 6m 程度幅が進み，氾濫流量と上流流量の比率も 35%程度と，河道内流況が異なるにもかかわらず同条件である。そのため，この移行タイミングは堤体や河道形状との関係性があるとも考えられるが，現時点では推測の域を出ない。

## 4. 破堤進行過程における考察

前述の通り，越水破堤に関する研究は様々な観点・手法で進められているが，その知見が実現象のどの部分を表現し，どこまで再現性があるのかは明らかになっていない。実際の破堤災害を想定した際，重要となるのは越水した後，破堤幅開始までどの程度持ちこたえることが出来るのか，更に破堤幅が始まると破堤幅速度・幅継続時間・最終破堤幅がどの程度かである。よってここでは 5 つの Step を更に大きく区分し，越水開始から破堤幅が始まるまで(Step1～Step2)と，破堤幅の開始以降(Step3～)に分類して検討を行った。

### 4. 1 破堤幅開始までの考察

前述の通り，Step1 は破堤幅の伴わない正面越流による越水破堤に近い現象であった。そこで建設省土木研究所(現(独)土木研究所つくば中央研究所)による正面越流破堤実験結果<sup>10)</sup>と，本実験結果を比較し，河道流れのある実現象において適用可能であるか検討を行う。

報告書<sup>10)</sup>によると，堤体土質に粘性土が少ない場合，越流水は裏法尻に到達するまでに乱され，裏法面上方の浸食が激しくなり，しばしば階段状の浸食形態が見られるとある。今回の実験で用いた堤体土質も粘性土が少なく現象はほぼ同じであった。また

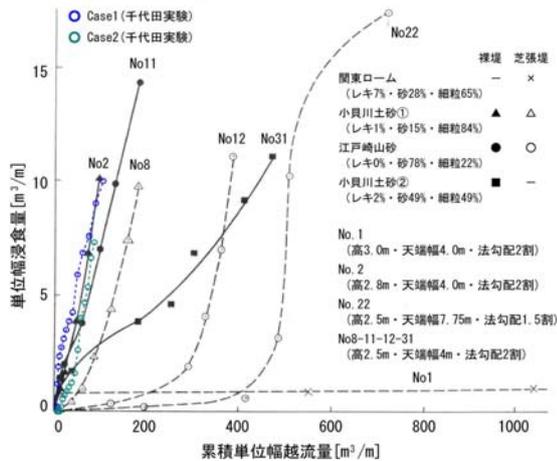


図-11 単位幅浸食量と累積単位幅越流量<sup>10)</sup>

堤体の崩壊を表す指標として単位幅浸食量を、外力の指標として累積越流量を用いた評価を行っており、今回の実験でも Step1 において同様の評価を行う。

単位幅浸食量は加速度センサーの結果から推定した切欠部断面での堤体崩壊量を用いた。越流量は図-8 から判読が困難であるが、Step1 は破堤拡幅を伴わない正面越流に近い現象であったため、ここでは堤体からの越流水深を用いて本間の越流公式<sup>15)</sup>を用いて算出した。

図-11 は既往の結果<sup>10)</sup>に、今回の実験結果を重ね合わせたものである。両 Case とも裸堤である No.2 や No.11 と概ね一致している。これより Step1 については、既往の正面越流実験による知見を用いても問題がないと考えることが出来る。また同実験では様々な保護工(例えば天端アスファルトなど)に関する知見が蓄積されている。それを現地でも適用出来る可能性があると言える。

#### 4. 2 破堤幅拡幅開始以降の考察

実際に越水破堤が起こった場合、破堤拡幅速度・拡幅継続時間・最終破堤幅を把握することは非常に重要である。ハザードマップ作製には現在、氾濫シミュレーションマニュアル(案)など<sup>12) 13)</sup>が用いられているが、これによると最終破堤幅は河幅のみに依存し、破堤時間は越水から1時間となっている。しかし実際には洪水規模・継続時間に左右されると考えるのが自然である。

そこで今回の実験結果より破堤拡幅速度と河道内流量を用いて Step3 以降を対象に検討を行った。

破堤拡幅速度は Step3 以降、下流への拡幅がほとんどであるため、図-6 より天端中央拡幅変化量(下流)を用いた。

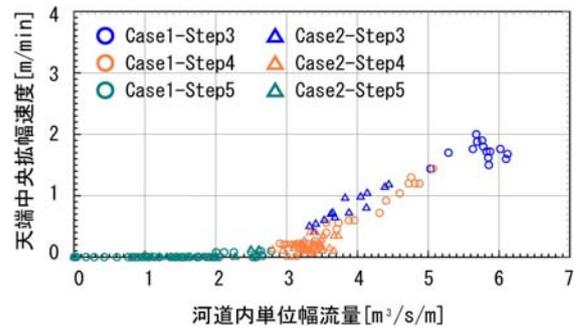


図-12 破堤拡幅率と河道内単位幅流量

なお破堤拡幅の間欠性は重要であるが、ここでは洪水継続中にどの程度、破堤拡幅が進行するのか平均的に算出することを目的に観測した拡幅変化量を5分間移動平均とした。河道内水理量は、流量観測上流区間の河道内流量を用いて水面幅で除して河道内単位幅流量とした。

図-12 にその関係を示す。今回の場合、単位幅流量  $3\sim 4\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$  が破堤拡幅が進行するか否かの境界となっている。参考までに千代田実験水路がある十勝川の基準地点・主要地点における単位幅流量は、河道整備計画による河道の配分流量<sup>14)</sup>から算出すると  $3.8\sim 8.4\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$  程度であり、今回の実験より得られた値も実現象からは大きく外れていないと言える。

様々な堤体・河道特性などを考慮する必要はあるが、この関係性をより明確にすることが出来れば、例えば降雨予測より破堤地点周辺におけるハイドログラフを想定し、それをもって破堤拡幅継続時間やその時の破堤幅・破堤拡幅速度を推定できる可能性がある。

#### 5. まとめ

以下に今回、得られた知見を簡潔に示す。

1. Step1 においては既往の正面越流による破堤実験の知見を流用することが可能である。
2. Step2 はフルード数の差が明確に出ているが、Step3 へ移行する直前では同条件であった(開口幅・越流量と上流流量の比率)。
3. Step3 以降において、破堤拡幅速度・拡幅継続時間・最終破堤幅は河道内の単位幅流量と関係性があると言える。

謝辞：十勝川千代田実験水路での実験実施にあたっては十勝川千代田実験検討会から助言を多く頂いた。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) IPCC第4次評価報告書統合報告書政策決定者向け要約(仮訳), 文部科学省・気象庁・環境省・経済産業省, 2007.
- 2) 社会資本整備審議会: 水災害分野における地球温暖化に伴う気候変化への適応策のあり方について(答申), 国土交通省, 2008.
- 3) 吉川勝秀: 河川堤防学, 技報堂出版, pp.98, 2008.
- 4) 今後の治水対策のあり方に関する有識者会議: 今後の治水対策のあり方について 中間とりまとめ(修正案), 国土交通省, 2010.
- 5) 耐越水堤防整備の技術的な実現性検討委員会: 「耐越水堤防整備の技術的な実現性の見解」について, 社団法人土木学会, 2008.
- 6) 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横断堤越水破堤実験, 土木学会水工学論文集, 第53巻, pp.871-876, 2009.
- 7) 島田友典ほか: 十勝川千代田実験水路の基礎的な土砂挙動特性, 土木学会応用力学論文集, Vol.11, pp.699-707, 2008.
- 8) 島田友典・平井康幸・辻珠希: 千代田実験における越水破堤実験, 土木学会水工学論文集, 第54巻, pp.811-816, 2010.
- 9) 島田友典・横山洋・平井康幸・三宅洋: 千代田実験水路における氾濫域を含む越水破堤実験, 土木学会水工学論文集, 第55巻, pp.841-846, 2011.
- 10) 越水堤防調査最終報告書-解説編-, 建設省土木研究所資料, 第2074号, 1984.
- 11) 伊藤幸義・島田友典・横山洋・坂野章・茂木映治: 模型実験による氾濫域を含む越流破堤メカニズム検討, 土木学会河川技術論文集, 第16巻, pp.371-376, 2010.
- 12) 氾濫シミュレーション・マニュアル(案)-シミュレーションの手引き及び新モデルの検証-, 建設省土木研究所, 1996.
- 13) 急流河川における浸水想定区域検討の手引き, 国土交通省北陸地方整備局, 2003.
- 14) 十勝川水系河川整備計画, 国土交通省北海道開発局帯広開発建設部, <http://www.ob.hkd.mlit.go.jp/hp/kakusyu/houshin-seibi/index.html>, 2010.
- 15) 水理公式集(平成11年度版), 土木学会, pp.132-133, 1999.