

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（一般勘定）

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：柿沼孝治、島田友典、大串弘哉、村上泰啓

稲垣達弘、石谷隆始、市原哲也

【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・破堤拡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、破堤拡幅過程、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¹⁾、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²⁾。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³⁾。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⁴⁾、現状では技術的に困難であると言われている⁵⁾。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⁶⁾。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⁷⁾(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⁸⁾⁹⁾。図-1に示すように、千代田実験水路において河道流有・横越流・氾濫域まで考慮した実験を行い、破堤拡幅過程を明らか

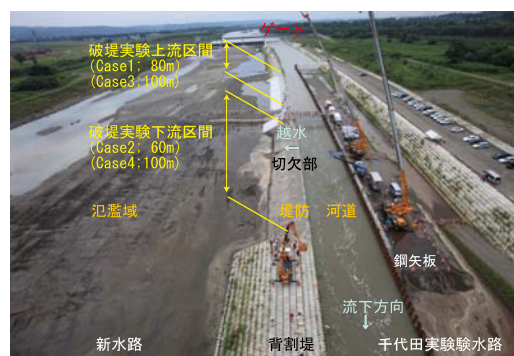


図-1 千代田実験水路における実験の様子

にすることを明らかにするため、実験区間を可能な限り長くし、より実現象に近い条件下で実験を行った。また、本実験結果を用いて破堤拡幅過程の検討を行うため、河道内流況、堤体土質、堤体形状を変更し、全4回の実験を実施した。

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。最後に破堤拡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75m³/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

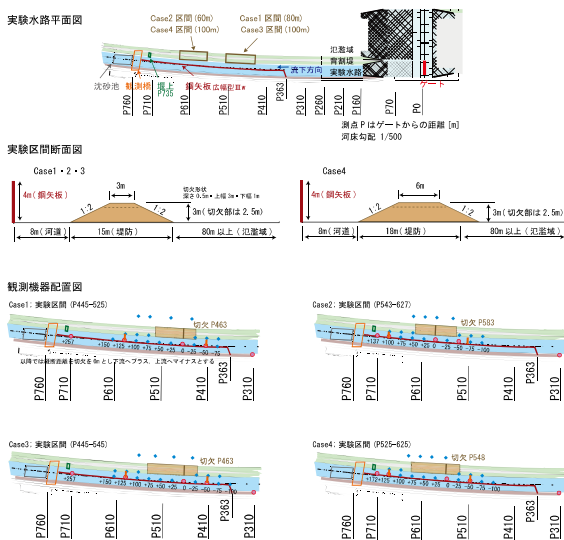


図-2 実験水路概要

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切欠(深さ 0.5m・上幅 3m・下幅 1m)を設けた。氾濫域は新水路(水路幅 80m 以上)を利用した。図-3 に実験条件を示す。Case1 を基本ケースとし、Case2 は河道流況(下流端を堰上げ通水流量を半分程度とし水面勾配を緩く、フルード数を小さく)、Case3 は堤体土質(細粒分が最も多い)、Case4 は堤体形状(天端幅を 2 倍)の相違に着目して実験を行った。図-4 に堤体の土質試験結果の内、粒度分布を示す。Case3 については現地の施工上、堤体の下層 1m 分については砂礫材による盛土とし、その上 2m を細粒分の多い土砂で施工している。なお堤体基礎地盤部については土質試験を行っていないが、Case1・2・4 の砂礫に近いものであった。実験スケジュールは 2010 年 4 月に上流区間で Case1、8 月に下流区間で Case2 を実施した。実験後に再度、同箇所にて築堤を行い 2011 年 4 月に上流区間で Case3、6 月に下流区間で Case4 を実施した。

2.2 観測概要

主な観測項目・観測位置は図-5 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⁽⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾。

2.3 通水概要

通水は切欠からの越流水深が概ね 30cm(過去の事

	目標流量	堤体条件				実験実施		築堤後の経過年数
		土質	高さ	天端幅	法勾配	年	月	
Case1	70m ³ /s	砂礫	3m	3m	1:02	2010年	4月	約4年
Case2	35m ³ /s			6m		8月		
Case3	70m ³ /s	細粒分	3m	6m	1:02	2011年	4月	約1年
Case4	70m ³ /s	砂礫				6月		

図-3 実験条件

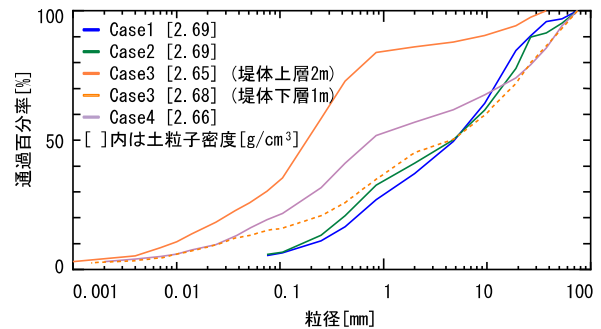


図-4 堤体材料の粒度分布

観測時期	観測項目	観測箇所・手法
通水中	水路内水位	● 定点水位計・◆ ダイバー式水位計
	氾濫域水位	鋼矢板から 50m 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) (帆ワイヤー式 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 による水面流況・3D 画像解析による水面形状)
破堤形状	加速度センサー・色砂法	
実験状況	カメラ・ビデオ撮影	
通水後	破堤形状	横断測量・3次元レーザースキャナ

図-5 観測項目概要

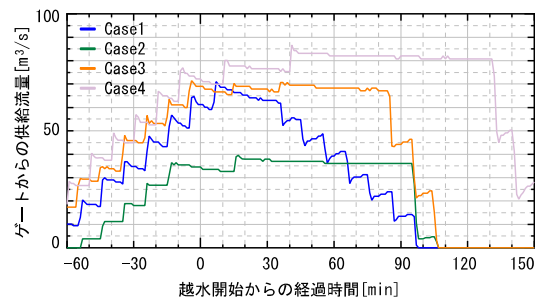


図-6 ゲートからの供給流量

例等から判断して決定)になるまで流量を増加させ、その後は一定流量となるようにゲート操作を行った。ゲートからの供給流量を図-6 に示す。破堤実験区間の大半が崩壊・破堤拡幅した時点で供給流量を減少させ実験終了とした。Case1 は他 Case より破堤実験区間が短く、供給流量が安定する前に実験区間の大半が崩壊したため、越水開始から 40 分程度、経過後にゲート閉操作を始めている。Case2, Case3 は設定した流量に到達後、ゲート背面水位の低下に起因し供給流量が下がったため、ゲート操作を行いながら、概ね一定流量を通水した。Case4 は水路下流端の堰上げ施設周辺の河床低下により、十分な越流水深を得ることが出来なかったため、80m/s 程度まで流量を増加させている。

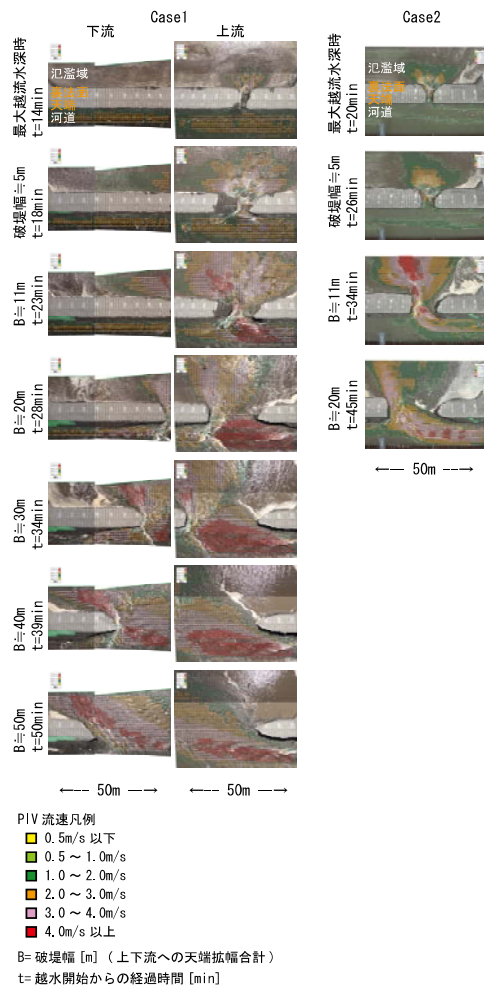


図-7 実験状況 (case1・2)

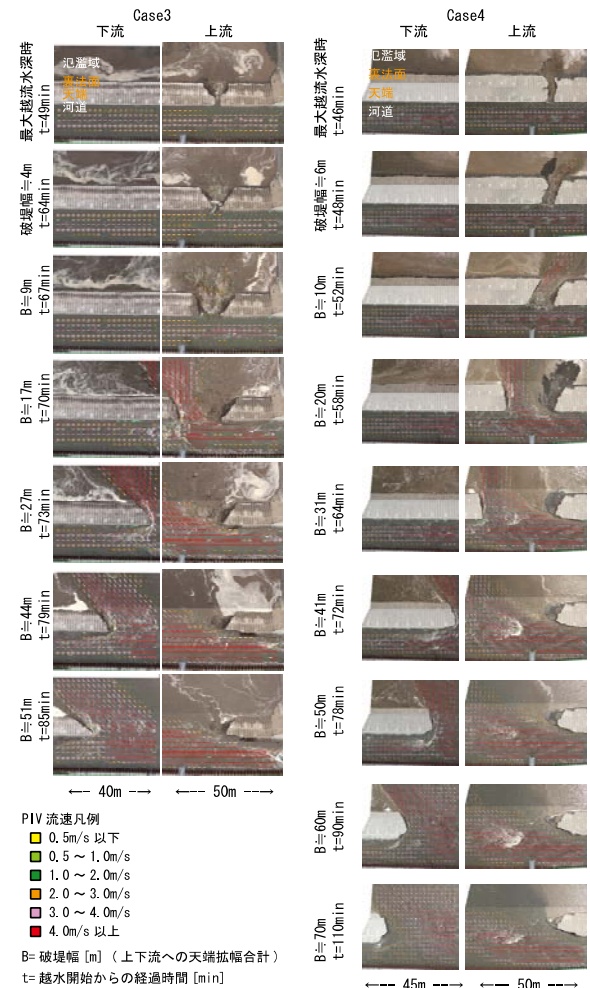


図-8 実験状況 (case3)・4)

3. 越水破堤実験の結果

3.1 破堤進行過程概要

図-7・図-8 は上空より撮影した代表的な破堤幅毎の実験状況(PIV 観測)である。また、図-9・図-10 は各 Case の時系列観測結果を示す。上段よりゲート供給流量、破堤部上下流流量と氾濫流量、切欠横断面部の堤内外水位、堤防天端開口幅、堤体崩壊・基盤侵食量、氾濫流量変化量、天端拡幅変化量、堤体崩壊・基盤侵食変化量である。ここでは、図-7・図-8 の実験状況の写真と、図-9・図-10 の堤防天端開口幅を用いて実験状況の概況を述べる。この堤防天端開口幅のグラフより千代田実験水路内という、きわめて限られた条件下ではあるが、実験終了までに 5 つの Step を経て進行していることがわかる。以下では Step 毎にその概況を述べる。

[Step1 ; 破堤拡幅開始まで]

越水開始した後に裏法面の侵食、裏法肩の侵食が見られる。天端は氾濫域から河道に向かって徐々に

崩壊しているが破堤拡幅は起こっていない。また河道から切欠部に向かう流れは見られず、破堤拡幅を伴わない正面越流に近い状態であり、これはどのケースにおいても同様に見られた現象であった。

[Step2 ; 破堤拡幅が徐々に進行]

破堤部周辺から開口部に向かう流れが見られるが、河道全体には影響を与えていない。開口部周辺流れは水面勾配の緩い Case2 では開口部の上下流から流れ込んでいるが、それ以外の Case では上流からの流れ込みが大半を占めている。また Case4 では天端幅が他 Case の倍と広く、河道から氾濫域までの堤体通過距離が長いため、河道からの流れが堤体開口部の下流端にぶつかり、その流れがはね返って上流に向くことで、開口部自体も上流に向いている。

[Step3 ; 急激に破堤拡幅が進行]

Step3 以降、破堤拡幅速度が急激に早くなり、また下流への拡幅がほとんどを占める。流況は河道全体から開口部に向かって流れおり、その流速も 4m/s 以上と非常に激しい様子がわかる。また破堤拡幅が

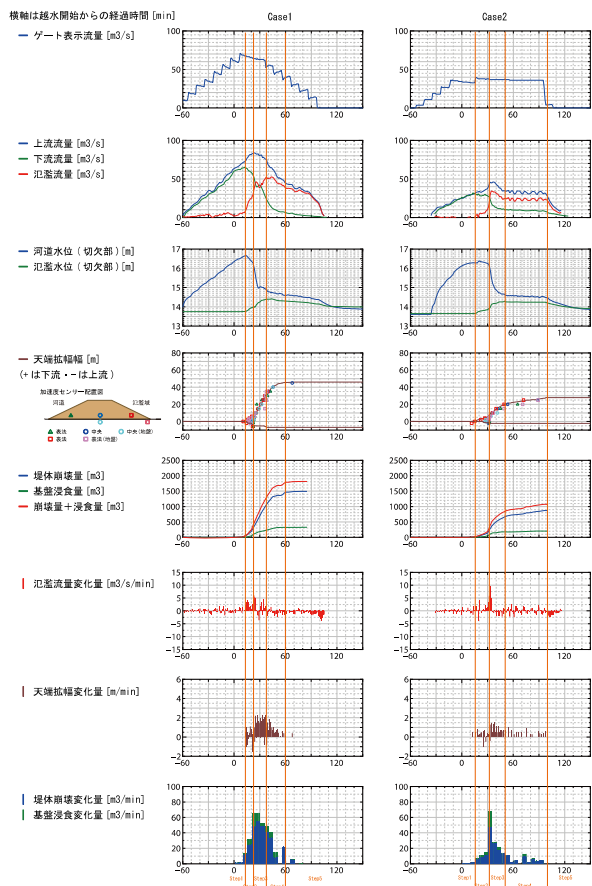


図-9 観測データ時系列 (case1・2)

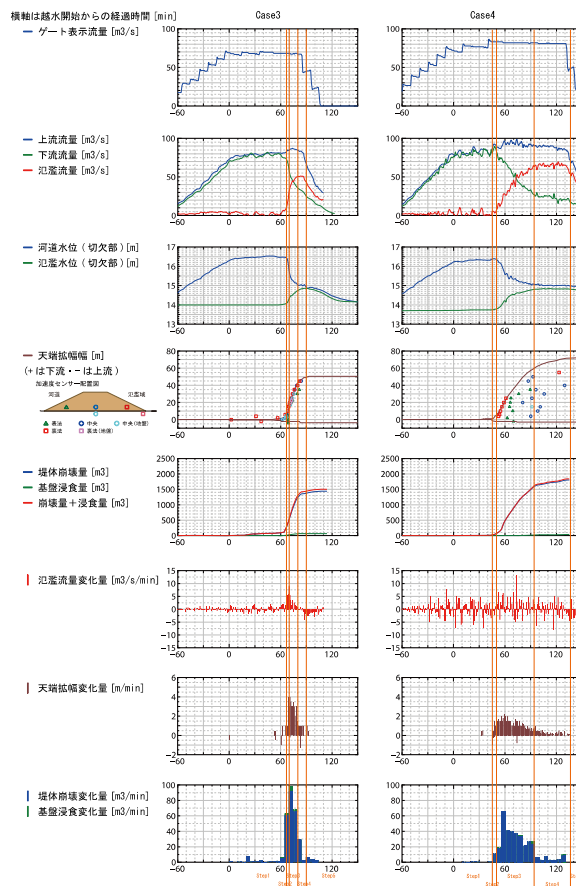


図-10 観測データ時系列 (case3・4)

進行しているが、その開口幅全体に均一な流れではなく、開口部の下流側を中心とした主流が見られ、この流れが堤体にぶつかりながら破堤が進行しているようである。

[Step4 ; 破堤拡幅速度の低下]

Step3 と比較すると破堤拡幅速度は遅くなっている。また破堤開口部の下流端は Step3 までは比較的、堤防に対して直角であったが、Step4 では裏法面が先行して削れ、氾濫域側に斜めの形状となって破堤が進行している。

[Step5 ; 破堤拡幅の停止]

実験水路の流量を供給するゲートからの供給量停止に伴い、破堤拡幅は停止する。

3.2 水位観測結果

図-11・図-12 に代表的な破堤幅に対応する水路左岸と氾濫域の水位、通水前後の河道平均河床高、天端中央における堤体の縦断崩壊履歴、実験中の最大洗掘深を示す。最大越流水深(=水路左岸水位-堤防切欠高)は Case1 で 33cm, Case2 で 28cm, Case3 で 23cm, Case4 で 15cm であった。破堤幅 10 から 20m 程度にの水位低下が見られ、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。一方、Case4 はこの時点ではほとんど水位低下をしておらず、堤体崩壊過程が他のケースと異なっていたと考えられる。

3.3 流量観測結果

図-9・図-10 に破堤部上下流の流量観測結果と氾濫流量を示す。観測流量については通水前後において大きく河床低下が見られたため、稲垣らの手法により通水中の河床低下も考慮し流量を算出した。また氾濫流量は破堤部上下流の流量差と、流量観測区間の水位結果を用いた貯留変化量を考慮し氾濫流量(=上流流量-下流流量+貯留変化量)を算出した。越水初期段階では越流量はほとんど増えていないが、破堤拡幅が始まると氾濫流量の増加が始まる。Case1 と Case3 についてはゲート閉操作の開始に伴い氾濫流量の低下が始まっている。Case2 と Case4 については破堤拡幅が進行しているにもかかわらず氾濫流量は一定で推移をしている。これは破堤開口部の拡幅に追従する形で氾濫する主流幅はほぼ一定であるためと考えられる。

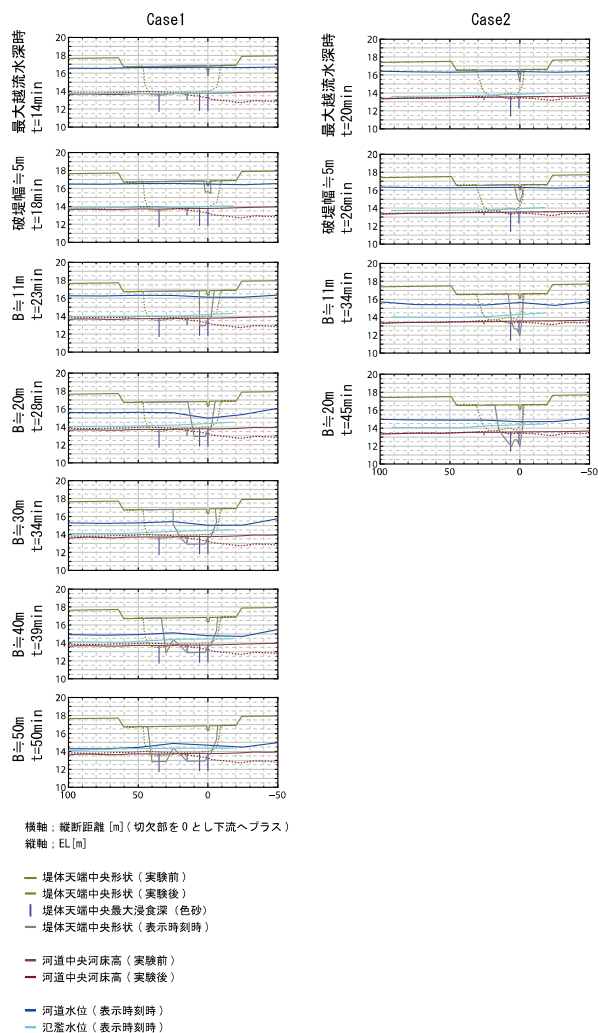


図-11 通水前後の縦断形状・水位・破堤形状 (case1・2)

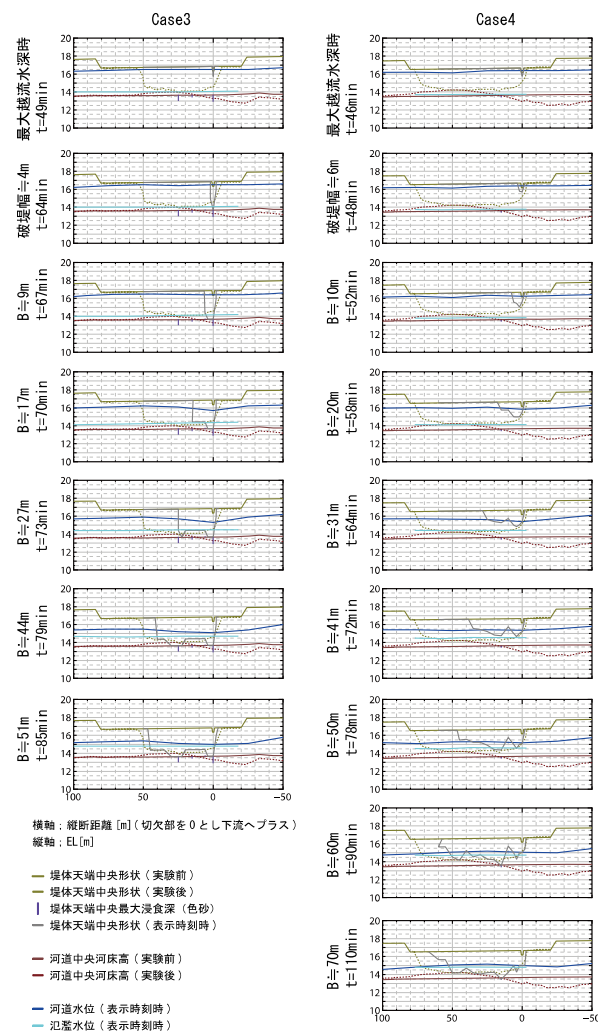


図-12 通水前後の縦断形状・水位・破堤形状 (case3・4)

3. 4 破堤進行過程

図-13 に加速度センサーの記録から推定した切欠部断面における破堤侵食過程を示す。どのケースにおいても越水開始後、裏法面の侵食、天端の裏法肩から表法肩へ侵食していく様子がわかる。そして表法肩まで侵食が進行した後、Step2 の破堤拡幅が始まる。この現象は予備実験 1, 予備実験 2 と同様の結果であり、越水開始から破堤拡幅開始までは同様の現象として扱うことが可能であると言えそうである。

図-9・図-10 に画像から読み取った堤防天端中央の破堤拡幅進行過程を示す。また堤体下層(河床から上方へ0.6m)、及び地盤内(河床から深さ0.15m)に設置した加速度センサーの流出結果を併記してある。これより不可視部分である崩壊過程を推定することが可能となる。ず堤防天端中央による破堤拡幅進行過程について、越水開始後、裏法面や天端の浸食が先行し、破堤拡幅には至っていないが、一旦、破堤拡

幅が始まると天端の拡幅速度は概ね一定で推移している。堤体内部の崩壊に着目すると、Case1・2・3 は各断面について概ね同時に崩壊しているようであるが、Case4 のみ傾向が異なっている。つまり堤体上層が先行して崩壊し、その30分程度後に堤体下層が遅れて崩壊しているようである。これは単に天端拡幅の見た目だけでなく、内部崩壊量まで考慮しないと破堤拡幅速度の推定が困難であることを示唆している。

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。また実際の破堤災害を想定した際、特に重要となるのは破堤拡幅速度がどの程度かを見積もることである。千代田実験水路内という限られた条件下ではあるが、破堤実験の結果より、

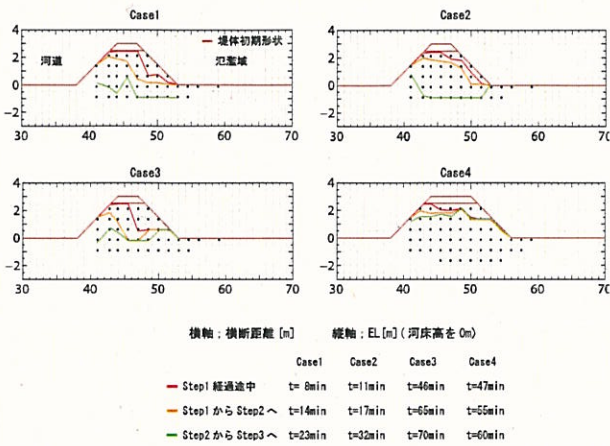


図-13 加速度センサーを用いた破堤進行過程の推定

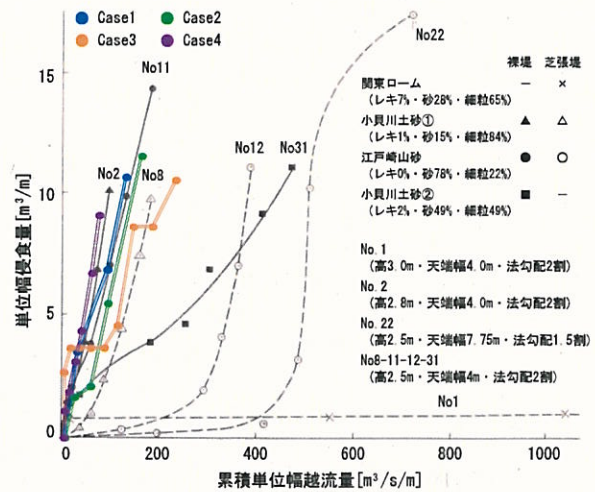


図-15 単位幅侵食量と累積単位幅越流量

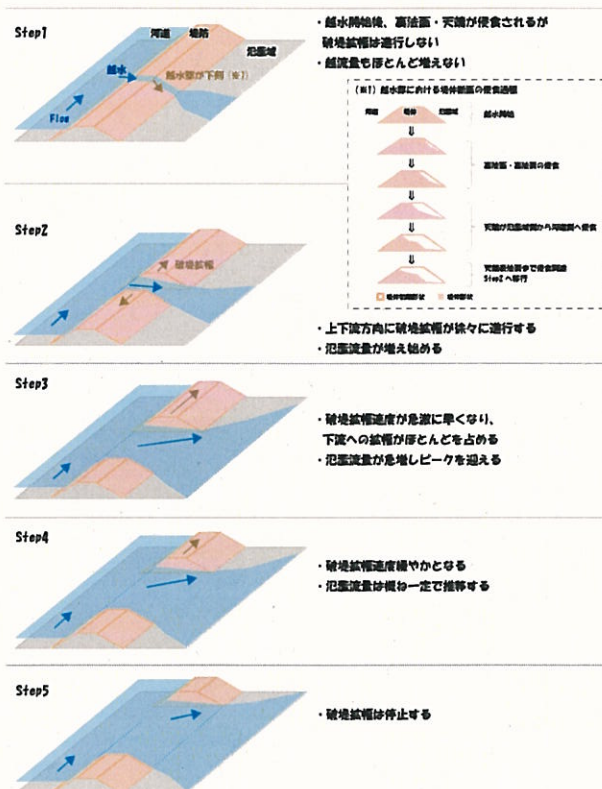


図-14 破堤進行過程概略図

図-14 に示すプロセスで越水破堤現象が進むことが明らかとなった。以下では破堤幅が始まるまでと、破堤幅の開始以降に分類して検討を行った。

4.1 破堤幅開始までの考察

今回の実験結果から、越水初期段階は破堤幅の伴わない正面越流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と、本実験結果を比較する。報告書によると堤体の崩壊を表す指標として単位幅侵食量を、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、今回の実験でも破堤初期段階において同様の評価を行う。単位幅侵食量は図-13 に示したように、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-9・図-10 から判読が困難であるが、破堤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を用いて算出した。図-15 は既往の結果に、今回の実験結果を重ね合わせたものである。土質相違や堤体形状相違など条件が異なっても、今回の実験結果では4 ケースともほぼ同様の傾向を示しており、裸堤である No.2 や No.11 と概ね一致している。なお No.31 も裸堤であるが侵食速度が遅いようである。これは報告書によると、かなりよく締固まった粘性土に近い土であったようであり、他の多くの実験も No.11 に近い傾向を見せていたようである。これより破堤初期段階については、既往の正面越流実験による知見を用いることが出来る可能性がある。

4.2 破堤幅開始以降の考察

実際に越水破堤が起こった場合、破堤幅速度・破堤幅継続時間・最終破堤幅を把握することは非常に重要である。現在、ハザードマップ作製には氾濫シミュレーションマニュアル(案)など^{12) 13)}が用いられているが、これによると最終破堤幅は合流点付近の場合は(1)式、合流点付近以外の場合は(2)式、急流河川の場合は(3)式で算定されるように河幅のみに依存している。

$$B=2.0*(\log_{10}X)^{3.7}+77 \quad (1)$$

$$B=1.6*(\log_{10}X)^{3.8}+62 \quad (2)$$

$$B=X \quad (3)$$

ここで、B:破堤幅(天端中央における破堤幅)[m]、X:

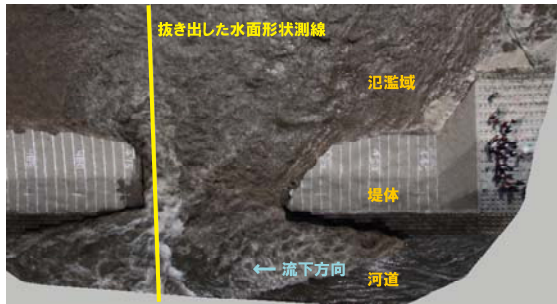


図-16 水理量の設定箇所 (図は case1 の t=25min)

川幅(堤防の川表法肩間の距離)[m]である。また破堤後、瞬時に最終破堤幅(上式の B)の 1/2 が破堤し、その後 1 時間かけて最終破堤幅まで拡大するものとし、また破堤幅の拡大速度は一定と仮定している。これは実災害等からの経験式であり、水理学的な意味は持ち合わせていない。しかし実際には洪水規模・継続時間や破堤開口部周りの水理量に左右されると考えるのが自然であり、破堤拡幅現象と何らかの水理量とを関連時付けることは非常に重要である。以下では実験結果を用いて破堤開口部周辺の無次元掃流力を用いて破堤拡幅速度の検討を行った。

4. 2. 1 堤体崩壊量の算出

図-9・図-10 より例えば Case4 では堤防天端は見た目上、破堤拡幅が進行していても、不可視部分は遅れて崩壊していることがわかった。これより単純に堤防天端の拡幅を推定するだけでは不十分であり、ここでは破堤開口部を通過する氾濫流量により、どれだけの土砂が堤体から流出したか、堤体崩壊量を用いて評価を行うこととする。堤体崩壊量は堤体内に設置した加速度センサーの結果を用いて、堤体・基礎地盤の崩壊量の算出を行い、その結果を図-9・図-10 に示す。これより単位時間あたりの崩壊量 dV/dt を算出した。

4. 2. 2 堤体周辺水理量の算出

破堤拡幅進行は図-7・図-8 に示したように、開口部下流端に流れがぶつかることで進行しているようである。よって可能な限り破堤口近傍の水理量を用いることが望ましい。今回の実験では PIV による流速、3D 画像解析による水面形状を得ている。そこで図-16 に示すように、破堤開口部近郊の水理量を用いる。PIV による流速と 3D 解析による水面形状のデータ取得時間が一致するのは各 Case で数カットであるが、その結果を図-17 に示す。破堤拡幅進行

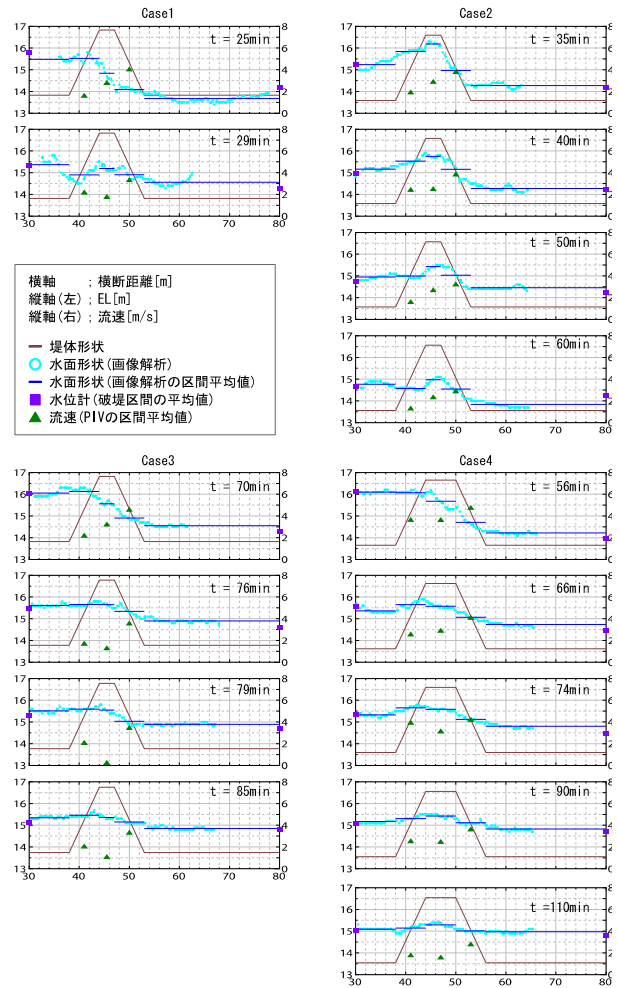


図-17 開口部下流端近傍の水面形状と流速

は図-9・図-10 に示したように、特に裏法を先行して侵食していることから、裏法面での水理量を用いて堤体開口部に作用する無次元掃流量力 τ_* を(4)式より算出した。

$$\tau_* = \frac{\rho n^2 u^2}{s d_{50} R^{1/3}} \quad (4)$$

ここで、 ρ : 水密度、 n : 粗度係数(ここでは実験水路の値 0.023)、 u : 破堤開口部流速、 s : 砂粒の水中比重、 d_{50} : 粒径、 R : 径深(ここでは破堤開口部水深)を示す。なお Case3 については堤体の上層と下層で土質が異なるが、ここでは上層の粒径等を採用している。

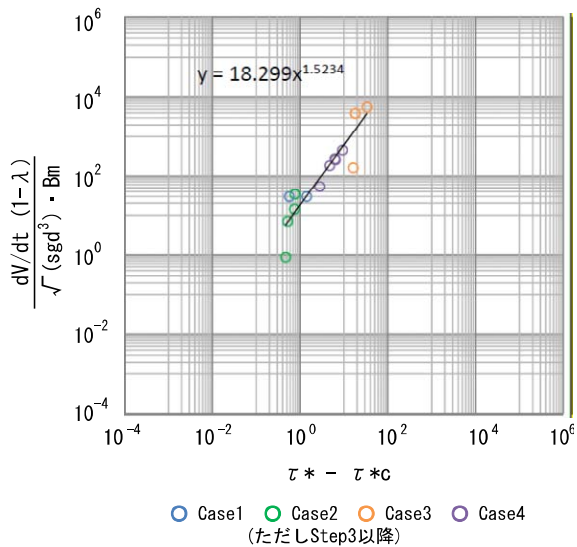


図-18 堤体崩壊量と堤体に作用する無次元掃流力

4. 2. 3 堤体浸食量の推定

単位時間あたりの崩壊量 dV/dt と堤体に作用する無次元掃流力 τ_* の関係を既往の掃流砂量式や泉らの手法を参考に(5)式のように整理を行った。

$$q_* = \frac{dV/dt(1-\lambda)}{\sqrt{sgd_{50}^3} \cdot B_m} = \alpha_* (\tau_* - \tau_{*c})^{\beta_*} \quad (5)$$

ここで λ : 空隙率, B_m ; 堤体下幅, τ_{*c} : 無次元限界掃流力, $\alpha_* \cdot \beta_*$: 係数を示す。なおについて, 本来は流下方向に対して横断方向の長さを取るべきであるが, 図・図や後述する縮尺模型実験結果からもわかるように, 破堤拡幅が進行しても主流となる有効幅は概ね一定となり, またそのオーダーは数 m から十数 m 程度であることから, ここでは堤体形状相違も考慮し, 便宜的に堤体の下幅を採用している。(5)式を用いて実験結果をプロットしたものが図-18 である。これより基本の Case1 に対し, 河道内流況を変えた Case2, 堤体土質を変えた Case3, 堤体形状を変えた Case4 のどのケースにおいても概ね同様の結果を示している。あくまで千代田実験水路という限られた条件下での 4 ケースのみの結果ではあるが, 破堤開口部周辺の水量を用いることで堤体崩壊量の推定が可能となり, これより破堤拡幅速度を推定するモデル化が可能であると言える。

5. まとめ

以下に今回, 得られた知見を簡潔に示す。

まず破堤初期段階において, 河道流がある場合でも, 堤体侵食量と堤体上を通過する累計流量を用いることで, 既往の正面越流破堤実験に近い傾向であり, その知見を用いることが出来る可能性を示した。また破堤拡幅過程については, 堤体特性等が異なる場合においても, 破堤開口部周辺の無次元掃流力を用いることで, 堤体崩壊量を推定出来る可能性を示し, またその式形は既往の掃流砂量式に近いものであった。そしてこれらの知見より破堤拡幅速度を推定するモデル化が可能であることを示した。

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.

EXPERIMENT FOR THE DESTRUCTIVE MECHANISM OF THE OVERFLOW LEVEE AND FLOODING AREA AT THE CHIYODA EXPERIMENTAL CHANNEL

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2001-2005

Research Team : River Engineering Research Team

Author : KAKINUMA Takaharu

SHIMADA Tomonori

OOKUSI Hiroya

MURAKAMI Yasuhiro

INAGAKI Tatsuhiko

ISHIYA Takashi

ICHIHARA Tetsuya

Abstract : The mechanism of three-dimensional levee breach by overflow (i.e., lateral overflow with consideration of river flow riverside land) has not been clarified in past studies. Elucidation of this mechanism is very important for disaster prevention as well as for the future progress of studies on levee breach by overflow. We conducted experiments of levee breach in three-dimensions by overflow using the Chiyoda Experimental Channel. The results of the experiment are as follows: Until the beginning of levee breach, phenomena near overflow area was similar to one by front overflow. It means that we can apply knowledge from anamnestic levee breach experiment involving front overflow to until the beginning of levee breach. After the beginning of levee breach, it related to unit width discharge and levee breach speed.

Key words : Levee breach by overflow, Breaching process of levee, Chiyoda experimental channel