

# 千代田実験水路横断堤における 越水破堤の拡幅過程

## ENLARGING PROCESS OF CROSS-LEVEE BREACH BY OVERFLOW AT THE CHIYODA EXPERIMENTAL CHANNEL

島田 友典<sup>1</sup>・渡邊 康玄<sup>2</sup>・横山 洋<sup>3</sup>・辻 珠希<sup>4</sup>

Tomonori SHIMADA, Yasuharu WATANABE, Hiroshi YOKOYAMA and Tamaki TSUJI

<sup>1</sup> 正会員 独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所 寒地河川チーム (〒 062-7602 北海道札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目)

<sup>2</sup> 正会員 工博 北見工業大学 社会環境工学科 (〒 090-8507 北海道北見市公園町 165 番地)

<sup>3</sup> 正会員 独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所 水環境保全チーム (〒 062-7602 北海道札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目)

<sup>4</sup> 非会員 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)

A full-scale 3D experiment on overflow-induced levee breaches is scheduled to start in April 2008 at the Chiyoda Experimental Channel. In 2007, full-scale 2D experiment, including time-series tracking of the hidden shape of a levee breached by overflow, were conducted at the Chiyoda Experimental Channel. In the experiments, a breach expanding in a levee in the transverse direction and scouring were reproduced in order to, for example, verify measurement instruments.

Still in the stage of the 2D experiments, the results revealed that a levee breach was expanded in the transverse direction not by tractive force but by unstable sediment around the levee resulting from its vertical downward scouring. And the relation between a levee breach and each hydraulic quantity became clear. Although this had remained as a presumption from laboratory test results in past studies, this study succeeded in capturing the full-scale phenomenon.

**Key Words :** *Enlarging process, Cross-levee breach by overflow, Chiyoda experimental channel*

### 1. はじめに

近年、台風や集中豪雨などに起因する豪雨災害が多発しており、河川の氾濫による大規模な水害の発生が懸念されている。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>1)</sup>。越水破堤に関する研究は様々な観点・手法<sup>2)</sup>で進められているが、特に実スケールでの 3 次元越水破堤メカニズム (破堤のきっかけや進行過程、水理特性など) について未解明な部分が多く、これらを時系列で把握することが、今後の研究発展にとっても非常に重要である。またこれらが明らかとなることで、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、2009 年度より十勝川千代田実験水路<sup>3)</sup>(以下、千代田実験水路)において実スケールでの横越流 3 次元越水破堤実験を計画しているところであるが、2008 年度は計測機器の機能検証・計測手法の確立を目指し、

千代田実験水路において正面越流による実スケール 2 次元越水破堤実験を行った。既報<sup>2)</sup>では現象速度が速く且つ流水下など不可視部分における破堤進行過程について、実験を中断することなく時系列で計測する手法の確立、落ち掘れの形状特性把握、天端拡幅に着目した横断方向への破堤拡幅過程を明らかにすることができた。

本論文では堤防内部の破堤崩壊量と破堤開口部における水理量を用いることで、より詳細な破堤進行過程の検討を行なった。

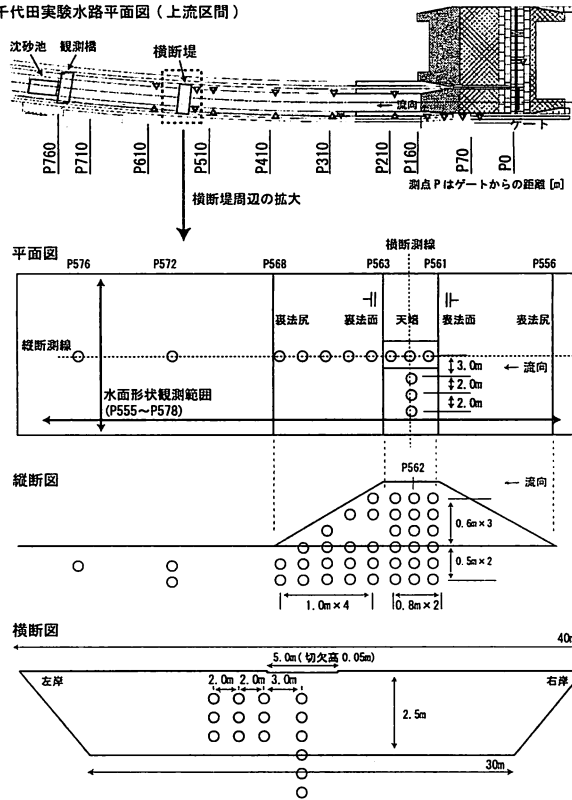
### 2. 破堤実験の概要<sup>2)</sup>

#### (1) 横断堤形状・観測方法

千代田実験水路に造成した横断堤の形状及び主な観測項目を図-1 に示す。なお用いた土砂は現地発生材であり、土質試験結果は図-2 に示す通りである(実験水路河床材と概ね同じ土質)。

ここで破堤部周辺の水面形状観測について概要を述べる。ステレオ写真撮影 3 次元測量 (以下、ステレオ撮

千代田実験水路平面図（上流区間）



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	△ 定点水位計（電波式） ▽ ダイバー式水位計（水圧式）
	破堤形状履歴	○ 加速度センサー
	実験状況	カメラ・ビデオ撮影
	破堤部周辺水面形状	ステレオ写真撮影 3次元測量
通水後	堤防・落堀形状	3次元レーザースキャナ

図-1 千代田実験水路での横断堤越水破堤実験概要

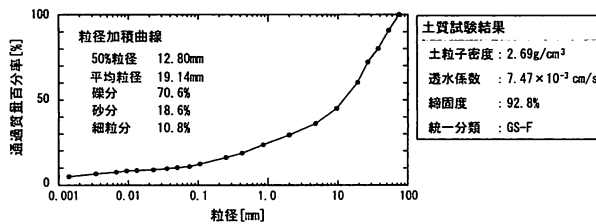


図-2 横断堤の粒度分布・土質試験結果

影測量)は図-3に示すように高所作業車を用いて堤防天端上方へ約19m、実験水路左岸肩から水路側へ約6mの地点より、2台のカメラ(カメラ間隔は2m)を用いて同期撮影を行った。評定点は撮影範囲内に14箇所、水面形の特徴把握のためトレーサーを散布した。なお実河川内の実験水路であることから、トレーサーは環境に考慮し生分解100%であるエコソフト(原材料:コーンスターチ・PVA、形状寸法:φ約14mm×約40mm)を使用した。カメラの諸元・設定は有効画素数:800万画素、

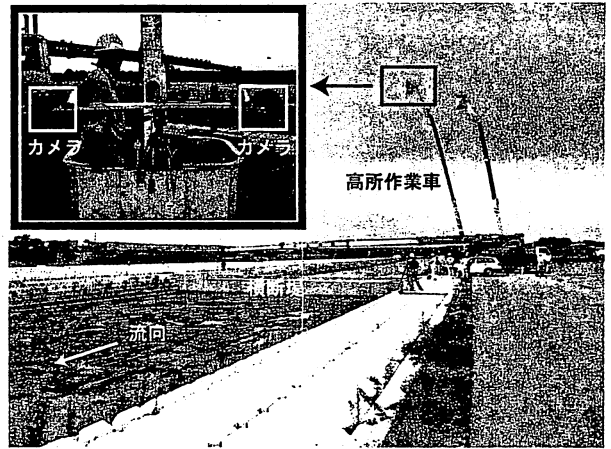


図-3 ステレオ撮影測量

撮像素子:1/2.5型CCD、記録画素数静止画:3264×2448画素、レンズ焦点距離:28mm(35mmフィルム換算)である。同期撮影したステレオ画像は専用ソフトを用いて水面形状を3Dデータ化した。

## (2) 通水方法

実験水路への通水は、横断堤上流部に堤防天端高から-0.25mまで湛水させ10分間の通水停止後、4m<sup>3</sup>/sで通水を再開し、横断測線方向への破堤幅が概ね落ち着いた時点で実験を終了した。なお通水再開時における横断堤上流部の水路内推定流速は7cm/s程度であり、横断堤からの越水が開始するまでは流水による堤防表法面の侵食等が見られなかったことから、水路内流速による破堤への影響はなかったと考えられる。

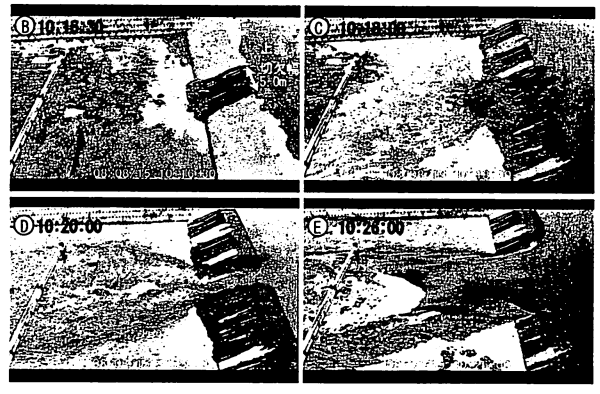
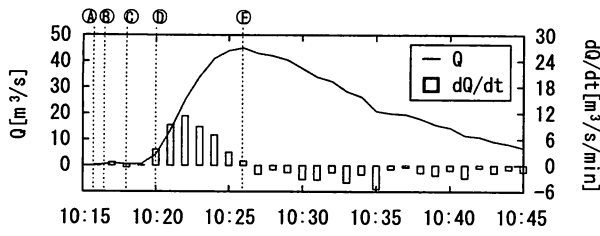
## 3. 破堤実験の結果

### (1) 実験概況<sup>2)</sup>

図-4の上段は横断堤からの越流量 $Q$ 、及び単位時間当たりの越流量変化率 $dQ/dt$ を示したものである。なお越流量は千代田実験水路上流端に位置するゲートからの流量と、横断堤より上流水路区間の水位結果から算出した貯流量とを用いて推定した。また下段は実験状況を撮影したビデオ画像である。

### (2) ステレオ撮影測量の精度検証

ステレオ撮影測量の解析写真の一例を図-5に示す。黒いドッツはデータが取得出来たポイントを示す。トレーサーの散布が十分でなく均一なデータ取得が困難であったため、Kriging法<sup>4)</sup>を用いて撮影範囲内においてデータの補間を行った。また解析写真は10:17~10:34の間で撮影時間が等間隔ではない28カットが得られている。以降の検討では正分データを用いることから、



- (A) 越流開始
- (B) 裏法面全体にガリ侵食
- (C) 裏法面の侵食が鉛直方向に進行、天端部の侵食開始
- (D) 縦断測線上の堤防部分が概ね全崩壊、横断測線方向へ破堤拡幅開始
- (E) 越流量ピーク

図-4 越流量・実験状況

正分を挟むデータを用いて直線補間を行い、正分毎の水面形データを取得した。

以上の手法で取得した正分毎の水面形データの精度検証のため、撮影範囲内にある測線 P555 右岸のダイバー式水位計の結果と、同地点でのステレオ撮影測量結果のデータ比較を行った。図-6 は両者の水位  $h_z$  を時系列で比較したものである。観測期間全体を通した両者の水深としての相対誤差は 6%程度であった。なお、今後の実験ではトレーサの散布を密に行うことで、より精度が向上すると考えられる。

(3) 破堤の進行状況<sup>2)</sup>

図-7 に加速度センサーの記録から推定した破堤進行過程とステレオ撮影測量の結果を用いた水面形状の一例を示す。なお横断測線上の破堤進行過程の内、天端についてはビデオ撮影より判読した図-8 の結果を併用している。ここで  $B$  は堤防天端開口幅、 $dB/dt$  は単位時間当りの開口幅変化率を示す。

縦断測線方向の破堤進行について次のことが言える。越水開始から時刻 C にかけて、裏法面部全体と裏法肩付近が崩壊している。次に時刻 C~D の間では天端箇所において下流側から順次、鉛直方向下方にむかって崩壊が進み、時刻 D で河床高より上の堤体部分の大半が崩壊している。更に裏法面から下流では河床高より

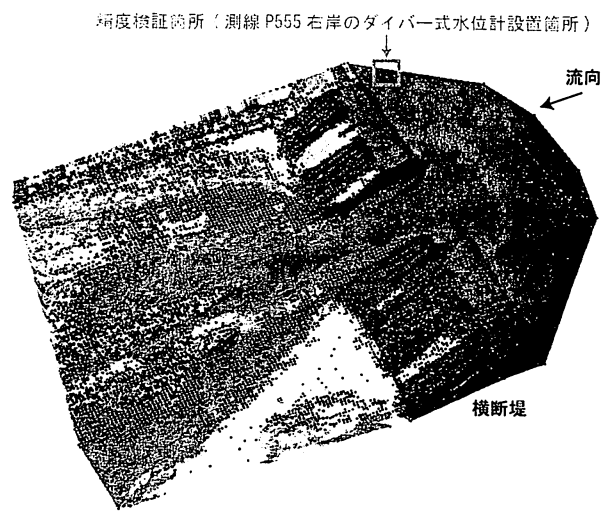


図-5 ステレオ撮影測量の解析写真一例 (10:21:02)

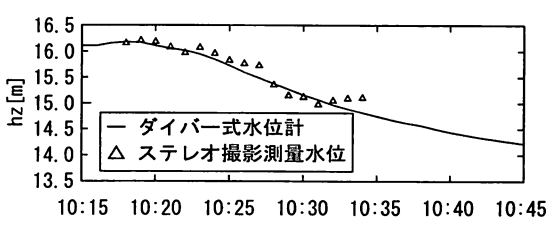


図-6 P555 右岸におけるダイバー式水位計とステレオ撮影測量の水位比較

低い部分についても侵食しており、時刻 D 前後、つまり縦断測線上の堤防崩壊が概ね終了する時刻前後より落ち掘れの形成が始まったと考えられる。なお時刻 D は図-8 に示す通り、天端開口幅の変化率が最大の時間であり、また図-4 から分かるように越流量変化率が急激に増加を始める時間帯でもある。

次に横断測線方向の破堤進行について次のことが言える。横断堤の中央が時刻 C 以降、鉛直方向下方に崩壊が進行し、10:21~10:22 や 10:25~10:26 にかけて堤防天端が急激に拡幅している。またこれ以降についても同様の現象を示しており、堤防のある地点において鉛直方向下方に侵食が進み、これより周辺の堤体が不安定になることで塊となり崩壊、といったことを繰り返しながら破堤拡幅が進行している。また図-8 のうち、10:30 以降に間欠的な拡幅が確認されることから、横断方向の拡幅過程の考え方が妥当であると言える。

(4) 破堤部の水面状況

図-9 に縦断測線上の天端中央 (P562) における時系列水位と越流水深を示す。ここで越流水深は水位と破堤進行状況の結果より算出している。水位は、破堤進

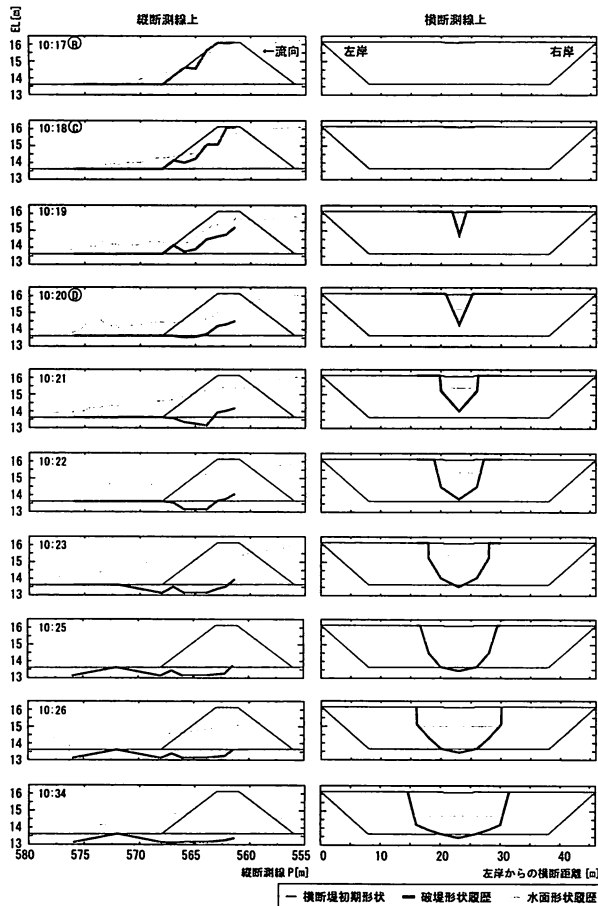


図-7 破堤進行の状況

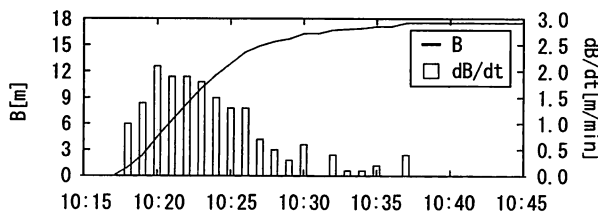


図-8 堤防天端の開口幅

行に伴い低下しているが、時刻D直後に一度、上昇している。時刻Dは前述の通り、縦断測線上の堤防が概ね崩壊し、横断方向への拡幅変化率が最大となり、急激な流量増加が見られた時間である。水位が上昇した要因はこれらの現象により、急激な流量増加に起因したものと考えられる。それに対し、越流水深は10:23までは増加を続けていることから、水位の低下速度以上に縦断測線上の堤防崩壊速度が速かったことが分かる。

また図-10は(1)式より算出した流量係数Cである。

$$C = \frac{Q}{B_w h_c^2} \quad (1)$$

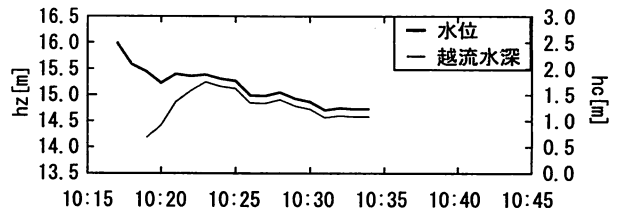


図-9 縦断測線上 P562 における水位と越流水深

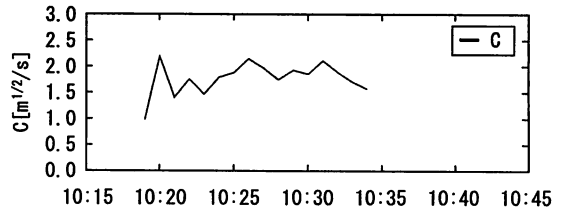


図-10 流量係数

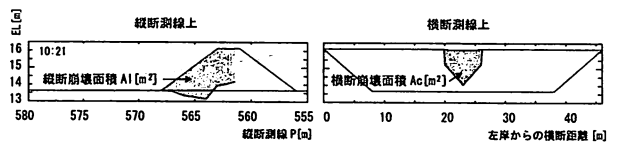


図-11 縦横断測線上における崩壊量の算出例

ここで  $B_w$ :越流部の水面幅,  $h_c$ :越流水深である。なお流量係数の平均は1.77程度であった。

#### 4. 越水破堤の進行過程に関する検討

前項での観測結果より時刻D(10:20)以降、破堤拡幅が進行していることから、この時間帯が破堤進行にとって重要な時間帯の一つであると言えそうである。ここでは特に時刻Dに注目した破堤進行過程と水理量の時系列変化を用いて検討を行う。

##### (1) 破堤進行過程と水理量の時系列変化

破堤進行過程の検討にあたり、実験結果より縦横断測線上の破堤崩壊量の算出を行う。崩壊量の算出は図-11に示す通りである。なお、縦断測線上については表法側に加速度センサーが未設置であるため、崩壊面積は裏法尻から表法肩までを対象としている。

破堤進行過程と水理量の時系列変化を検討するにあたり、縦断測線上の崩壊量  $A_l$ 、横断測線上の崩壊量  $A_c$ 、横断測線上の越流水面幅  $B_w$ 、越流量  $Q$  と水面幅  $B_w$  より算出した単位幅越流量  $q$ 、越流量  $Q$  と横断測線上の通水断面積より算出した平均流速  $U$ 、法尻間で線形近似を行った水面勾配  $I_w$ 、無次元掃流力  $\tau_*$  と、それ

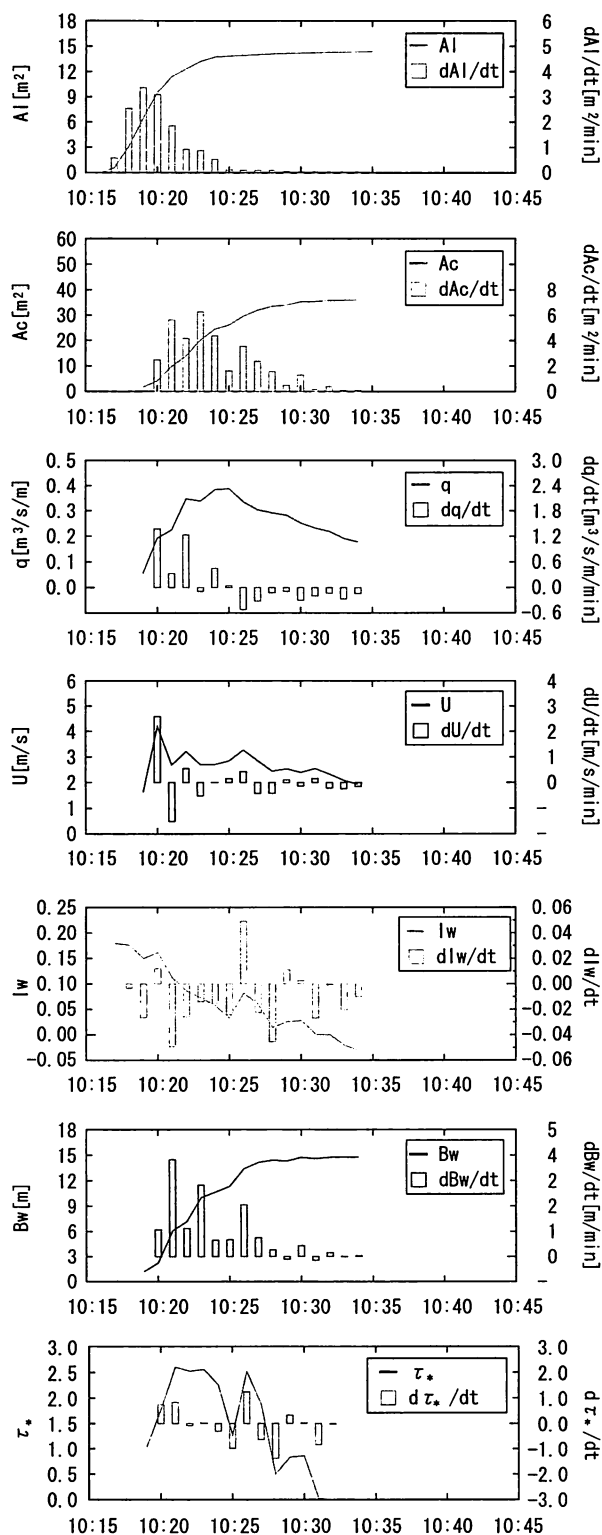


図-12 破堤崩壊量・各水理量等の時系列変化

それぞれの単位時間当りの変化率を図-12 に示す。

a) 破堤崩壊量  $Al$ ・ $Ac$

縦断測線上の崩壊量  $Al$  は裏法面・天端侵食が進行している 10:18 から急激に増加しており、天端が全崩壊

した 10:19 に変化率のピークを迎えている。これ以降、崩壊量の変化率が徐々に減少していく。

次に横断測線上の崩壊量  $Ac$  は、縦断測線上の崩壊変化率ピークである 10:19 から崩壊が始まっており、10:21 に 1 回目、10:23 に 2 回目の変化率ピークを迎え、その後も間欠的な崩壊を見せる。

b) 単位幅流量  $q$ ・平均流速  $U$

単位幅流量は 10:20 に変化率のピークが出現する。これは縦断測線上の崩壊が顕著となった直後であり、堤外から堤内へ急激な水が流れ込むとともに、この時点では横断測線上の崩壊量  $Ac$  の変化が少ないためである。また同時に流速も急激に増加し、10:20 に実験中における最大値を迎えている。

10:21 には横断崩壊量  $Ac$  の変化率が 1 回目のピークを迎えたことで、単位幅流量の変化率は低下している。しかし越流量自体は増加していることから、10:22 に再び単位幅流量が急増しており、続いて 10:23 に横断崩壊量の 2 回目の変化率ピークを迎え、単位幅流量の変化率は落ち着いてくるようである。

10:20 以降の初期段階では、単位幅流量の変化率ピークと横断測線上崩壊量  $Ac$  の変化率ピークが交互に出現している。

c) 水面勾配  $lw$ ・水面幅  $Bw$

実験開始から 10:19 にかけて水面勾配が小さくなっているが、これは縦断測線上の崩壊が進んだことによる堤外側の水位低下、堤内側の水位上昇によることが図-7 からわかる。次に 10:20 に一度、水面勾配が大きくなっているが、その後は小さく推移していく。また 10:25 から 10:26 にかけて急激に水面勾配が大きくなっている。これは図-7、及び横断測線上の崩壊量  $Ac$  の変化率からも分かるように、急激に拡幅が進んだ時間であり、これに伴い水面幅も広がることで、天端中央における水位が低下したことに起因しているものと考えられる。

d) 無次元掃流力  $\tau_*$

無次元掃流力の算出にあたっては、エネルギー勾配を用いるのが最もよいと考えられるが、今回の観測結果から算出することが困難であるため、水面勾配を用いている。10:19 から増加をはじめ 10:21 に最大値を迎えている。その後、10:23 までは概ね一定値で推移している。縦断測線上の崩壊量  $Al$  は 10:20 以降、変化率が減少しており、明確な対応は見られない。また横断測線上の崩壊量  $Ac$  は間欠的な崩壊を見せており、ここでも明確な対応は見られない。これより破堤は掃流力のみ起因しておらず、破堤部の斜面の不安定による崩落等も複合し、進行していると考えられる。しかしながら今回の結果のみからでは、その詳細を明らかにすることは困難である。

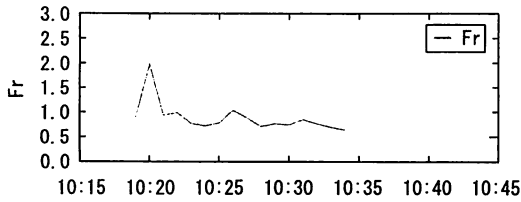


図-13 堤防天端(横断測線上)におけるフルード数

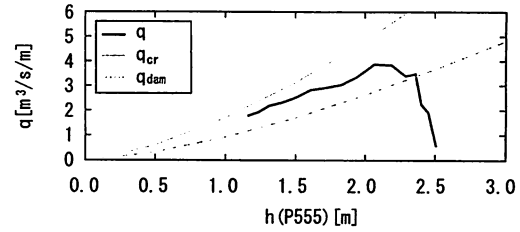


図-14 単位幅流量と堤外水深

## (2) 越流量の推定

前項では破堤の進行過程と水理量の時系列変化について検討を行なったが、これと同様に破堤開口部からの越流量を推定することも重要である。

藤田ら<sup>5)</sup>によると破堤口の形状が長方形断面で、越流水が天端通過時に常流から射流に遷移するならば、単位幅越流量のピークは堤外水深の限界流に漸近するとしている。また石原ら<sup>6)</sup>は単位幅越流量のピークは限界流と1次元ダム崩壊のダム地点における単位幅流量との間に収まるとしている。今回の実験においても同様の手法を用い、実スケールでの適用性を確認する。なお参考として堤防天端のうち、横断測線上のみではあるが図-13にフルード数  $Fr$  の時系列変化を示す。

堤外から破堤部へ向かう接近流速の速度水頭を無視した時の限界流の単位幅当りの流量は(2)式で表される。

$$q_{cr} = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} g^{\frac{1}{2}} h_u^{\frac{3}{2}} \quad (2)$$

ここで  $q_{cr}$ :単位幅限界流,  $g$ :重力加速度,  $h_u$ :堤外水深である。

1次元ダム崩壊のダム地点における単位幅流量は(3)式<sup>6)</sup>で表される。

$$q_{dam} = \frac{8}{27} g^{\frac{1}{2}} h_u^{\frac{3}{2}} \quad (3)$$

ここで  $q_{dam}$ :ダム地点における単位幅限界流である。

図-14に単位幅越流量と堤外であるP555地点における水深の関係、及び(2)式(3)式より計算した  $q_{cr}$ ・ $q_{dam}$ を示す。初期段階では堤外水深はほぼ一定で単位幅越流量のみが増加している。これは破堤拡幅前の初期段階であり、越流量は増加しているが堤外水位の低下には至っていない時間帯である。単位幅越流量が  $q_{cr}$  と  $q_{dam}$  の間でピークを迎えた後、水深が低下しているが、これ以降  $q_{cr}$  と  $q_{dam}$  の間で単位幅越流量が減少している。

実スケールで堤外水深と単位幅越流量に関係性があることが推測され、これより実河川においても同様の手法で単位幅ながら最大越流量の推定が出来る可能性があると言える。しかし1ケースのみの結果であり、今後は様々な条件下での検証を行う必要がある。

## 5. まとめ

本論文では堤防内部の破堤崩壊量と破堤開口部における水理量を用いることで、破堤進行過程について検討を行なった。検討結果より特に越水から拡幅が進行する初期段階の破堤進行過程について、次のことが明らかとなった。

越水が始まると裏法面の侵食が始まり、天端崩壊が進行する。天端全体が侵食した後に、縦断測線上の崩壊量変化率がピークを迎える。次に天端拡幅の変化率、及び単位幅流量が変化率ピークを迎え、流速は最大値となる。次に横断崩壊量変化率がピークを迎え、以降、単位幅流量変化率のピークと横断崩壊量変化率が交互に出現する。これ以降、鉛直方向下方の侵食により近傍の堤体が不安定となることで、横断方向への拡幅が進行していく。

ただし今回は1ケースの実験結果であり、また正面越流による実験であるため、2009年度以降に予定している実スケールでの横越流3次元越水破堤実験により、より詳細に現象を明らかにする予定である。

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す。

## 参考文献

- 1) 吉川勝秀：河川堤防学，技報堂出版，pp.98, 2008.
- 2) 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，水工学論文集，第53巻，pp.871-876, 2009.
- 3) Tomonori Shimada・Yasuharu Watanabe・Hiroshi Yokoyama: BASIC STUDY ON SEDIMENT BEHAVIOR IN THE CHIYODA EXPERIMENTAL CHANNEL, International Conference on Hydro-Science and Engineering, Vol.8, pp.2520-2529, 2008.
- 4) 間瀬茂・武田純：空間データモデリング-空間統計学の応用(データサイエンスシリーズ)，共立出版，pp.135-166, 2001.
- 5) 藤田裕一郎・田村多佳志・村本嘉雄：河川堤防決壊口の拡幅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, 1984.
- 6) 石原安雄・小葉竹重機：河川堤防破堤時の水流に関する実験的研究，京大防災研究所年報，第23号B-2, 1980.

(2009. 4. 9 受付)