

千代田実験水路における 越水破堤拡幅メカニズム

MECHANISM OF THE OVERFLOW LEVEE BREACH AT THE CHIYODA EXPERIMENTAL CHANNEL

島田 友典¹・横山 洋²・平井 康幸³・三宅 洋⁴

Tomonori SHIMADA, Hiroshi YOKOYAMA, Yasuyuki HIRAI and Hiroshi MIYAKE

¹ 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)

² 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)

³ 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)

⁴ 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)

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: Overflow discharge can be estimated by the overflow discharge formula. Flow velocity of slope toe (protected land) and levee breach speed are related.

Key Words : Chiyoda experimental channel, Overflow discharge, Levee breach speed

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⁶⁾しているが, 越水破堤現象は実災害を時系列で観測することは困難であることから, 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.

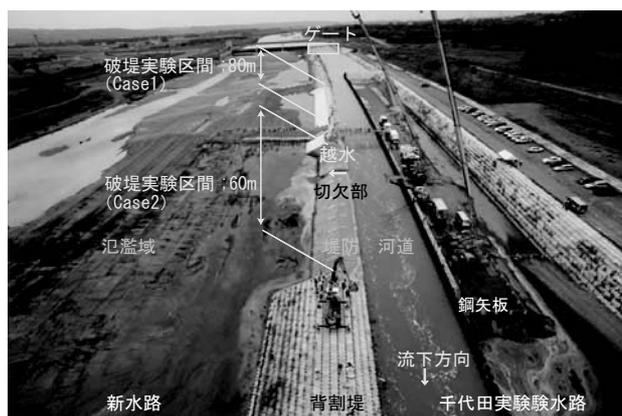


図-1 千代田実験水路内における越水破堤実験の様子

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⁶⁾⁸⁾⁹⁾. 既報⁹⁾では 2010 年度に実施した氾濫域まで考慮した越水破堤実験(図-1)の結果より, 越水から 5 つの Step を経て破堤拡幅が進行すること, 破堤拡幅速度と河道内単位幅流量と関係性があることなど, 越水破堤拡幅メカニズムについて検討を行った.

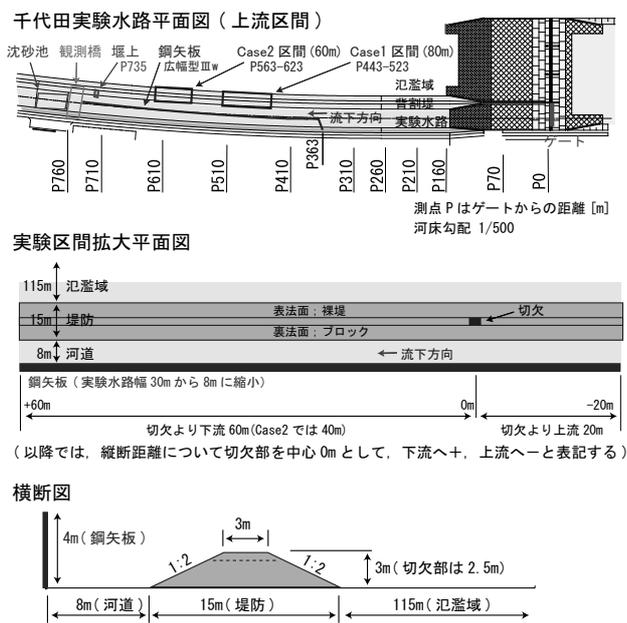


図-2 実験水路概要

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) (抗ワイヤー式 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

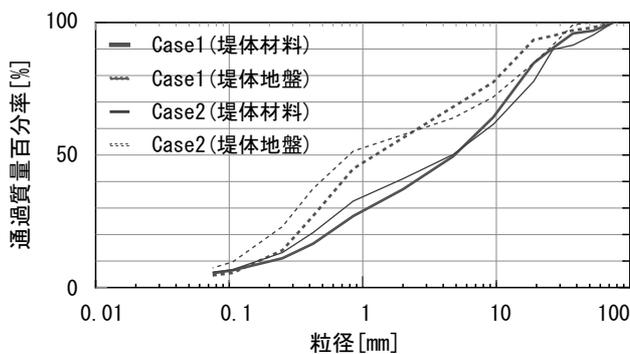
図-2 実験水路概要

本論文ではこれらの結果を元に実災害発生時における防災・水防を念頭に、まず現在のハザードマップ作成時に用いている破堤氾濫流量算出式の精度検証を行った。次に破堤幅以降の水防活動を考える一助として、破堤幅進行に寄与する破堤開口部周辺の流況について考察を行った。

2. 破堤実験の概要

図-2に実験水路形状・観測項目を、図-3に堤体、及び基礎地盤の土質結果を示す。実験は2回実施しており、水路上流端のゲートからの供給流量はCase1で $70\text{m}^3/\text{s}$ 程度、Case2で $35\text{m}^3/\text{s}$ 程度であるが下流端で堰上げることで切欠からの越流水深はCase1と同様にしている。詳細については既報⁹⁾を参照してもらいたい。

ここでPIVによる破堤部周辺の流況観測について述べる。PIV観測は図-4に示すようにクレーン車を用いて上空約50m地点よりビデオ撮影を行った。測定精度向上のためトレーサーを散布しているが、実河川内にある実



項目	堤体材料		堤体地盤		
	Case1	Case2	Case1	Case2	
一般	土粒子の密度 [g/cm^3]	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^3]	2.03	2.03	2.01	2.04
締固	最適含水比 [%]	8.50	10.40	5.60	10.00
	透水係数 $\times 10^{-2}$ [cm/s]	3.40	1.18	5.59	1.31
	締固度 [%]	91.8	91.4	-	-

図-3 堤体材料・堤体地盤の土質試験結果



図-4 PIV 観測状況 (Case2・越水開始 36 分後の状況)

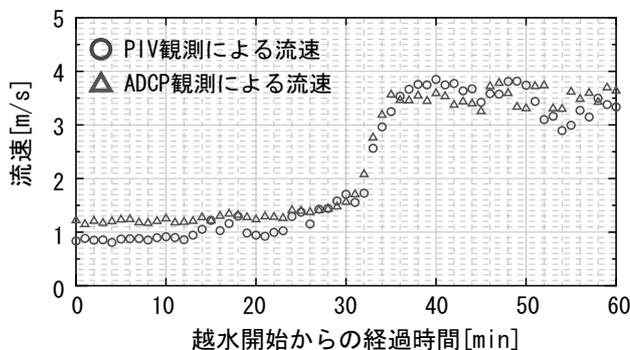


図-5 同地点における PIV と ADCP の流速比較

験水路であることから、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 \times 約 40mm) を使用している。

また Case2 では図-4 に示すように PIV 観測エリア

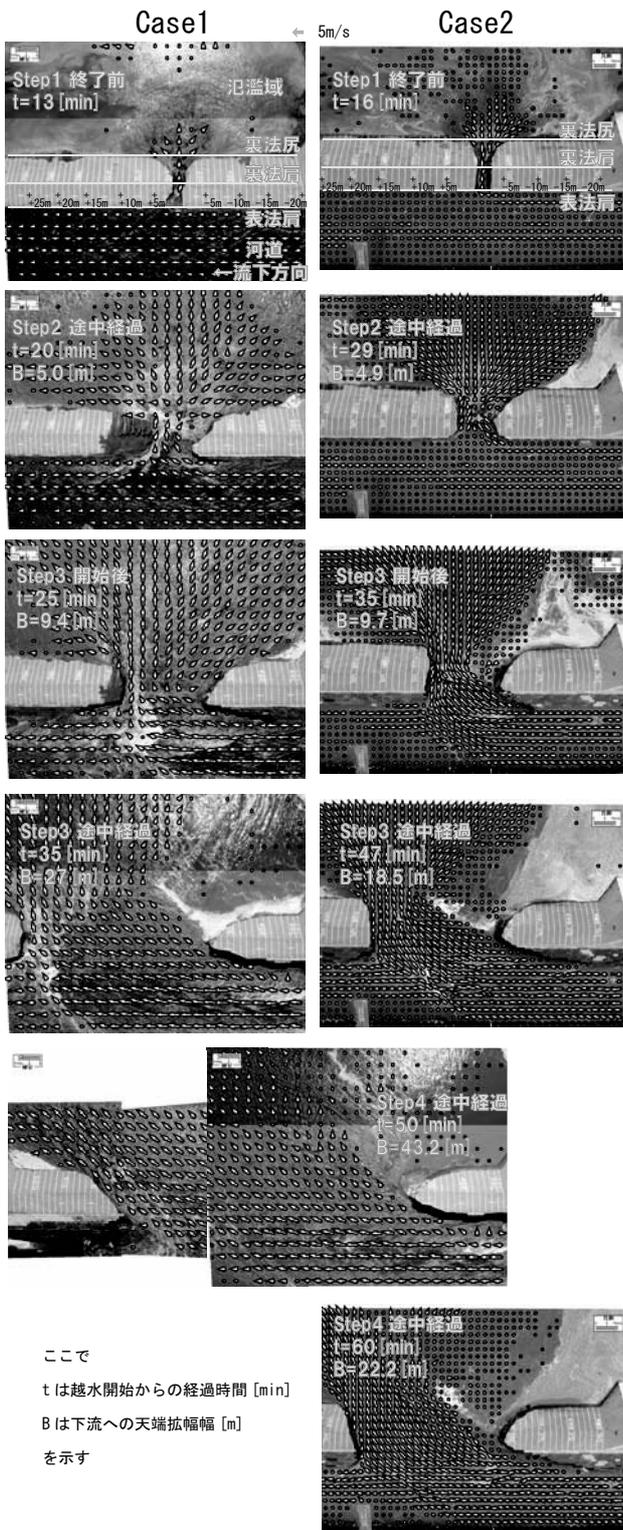


図-6 実験状況

内で ADCP による定点観測を行っている。ADCP のため表面流速ではないが、最も水面に近い流速と PIV による同地点近傍における観測結果を比較したものが図-5 であり、概ね両者の傾向・値は一致している。

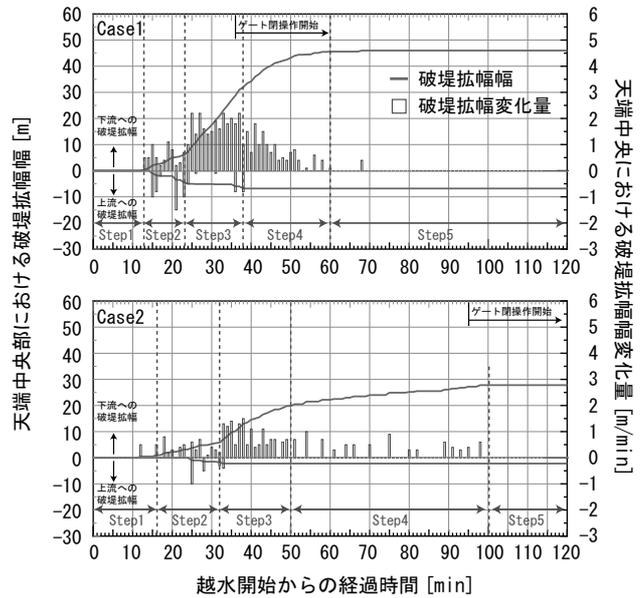


図-7 破堤拡幅進行過程

3. 破堤実験の結果と考察

はじめに既報⁹⁾で得られた主な結果を示すと次の通りである。代表的な時間の実験状況である図-6、堤防天端中央の破堤拡幅進行過程である図-7 に示すように越水開始から 5 つの Step を経て破堤拡幅が進行すること。Step1 では裏法面・裏法肩・天端と浸食が進行し、表法肩まで浸食した時点で Step2 へ移行すること。また Step1 は既往の正面越流の知見流用が可能であること。Step3 以降の破堤拡幅速度と河道内単位幅流量と関係性があること、である。

以下では実河川における防災・水防を念頭に、まず現在のハザードマップ作成時に用いている破堤氾濫流量算出式の精度検証を行い、次に破堤拡幅以降の水防活動を考える一助として、破堤拡幅進行に寄与する破堤開口部周辺の流況について考察を行った。

(1) 既往の氾濫流量計算の評価

2004 年に発生した全国各地での豪雨災害により明らかになった課題を踏まえ、地域の水災防止力の向上を図るため、2005 年に水防法の一部が改正された。この中には浸水想定区域をその区域に含む市町村の長は、洪水ハザードマップ等を用いて洪水予報等の伝達方法や避難場所、その他洪水時の円滑かつ迅速な避難確保を図るために必要な事項等について、住民に周知することが義務化されている¹⁰⁾。洪水ハザードマップは破堤・氾濫等の浸水情報および避難に関する情報を住民にわかりやすく提供することにより、人的被害を防ぐことを主な目的として作成されている。そしてこの作成に

は浸水想定区域図作成マニュアル¹¹⁾を用いている。氾濫形状等の条件設定については氾濫シミュレーションマニュアル(案)¹²⁾を参考に、破堤幅・破堤時間の進行の設定を行い、そこから氾濫流量がどの程度かを見積もり氾濫域におけるシミュレーションを実施している。実災害を想定した場合、氾濫流量がどの程度かを見積もることが重要であり、これにより避難に要する時間や浸水範囲の推定が可能である。ここでは現在、用いられている氾濫流量の算出方法を今回の実験結果に適用し精度検証を行った。氾濫流量の算出には越流公式を用いるが、その越流形態により採用する越流公式を決定している。

正面越流の場合、堰からの越流量を算出する本間の公式¹³⁾である(1)(2)式を用いて、氾濫流量 Q_0 を算出する。

(完全越流 $h_2/h_1 < 2/3$ の場合)

$$Q_0 = 0.35 \times h_1 \sqrt{2gh_1} \times B \quad (1)$$

(潜り越流 $h_2/h_1 \geq 2/3$ の場合)

$$Q_0 = 0.91 \times h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \times B \quad (2)$$

ここで B :破堤幅, g :重力加速度, h は破堤敷高から測った水深で、高い方が h_1 , 低い方が h_2 である。

横越流の場合、土木研究所が水理模型実験により河道からの越水・氾濫流量、破堤部への流入角などを計測し、本間公式を補正する形式で横越流特性を踏まえた本間の修正公式¹⁴⁾である(3)(4)(5)式を用い、河道の平均河床勾配 I に対して氾濫流量 Q を算出する。本式で考慮している横越流特性は、破堤部における死水域と流入角である。

($I > 1/1,580$ の場合)

$$Q/Q_0 = (0.14 + 0.19 \times \log_{10}(1/I)) \times \cos(48 - 15 \log_{10}(1/I)) \quad (3)$$

($1/1,580 \geq I > 33,600$ の場合)

$$Q/Q_0 = (0.14 + 0.19 \times \log_{10}(1/I)) \quad (4)$$

($33,600 \geq I$ の場合)

$$Q/Q_0 = 1 \quad (5)$$

図-8 に時系列氾濫流量、図-9 に累積氾濫流量を、観測実験値と本間公式、本間修正公式から算出した計算結果を示す。公式の利用にあたっては河床勾配 I は千代田実験水路の初期縦断河床勾配である $1/500$ で一定とし、破堤幅 B は図-7 より求めた堤防天端中央部分の破堤幅を時間的に変化をさせ、水位は河道左岸と氾濫域に設置した水位計のうち破堤区間における時系列結

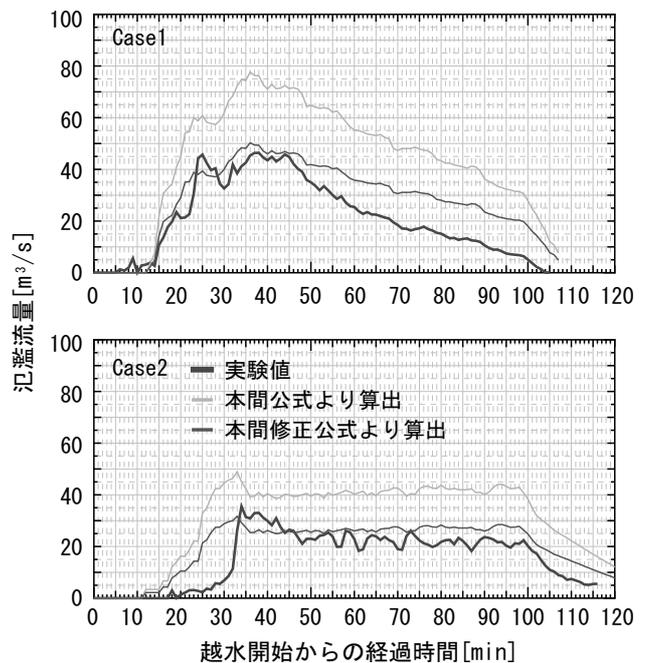


図-8 氾濫流量

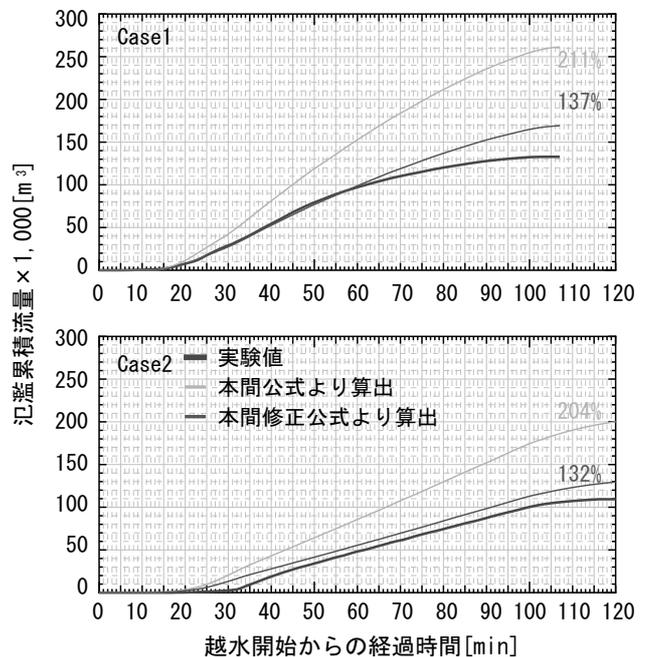


図-9 累積氾濫流量

果を用いて完全越流・潜り越流と状態を場合分けして計算を行った。

本間公式を用いた場合、実験値と比較すると実験期間を通じて常に大きく、最終的な累積氾濫流量も約2倍と過大となっている。本間修正式を用いた場合、Case1では60分経過までは累積氾濫流量は概ね一致しており、Case2では30分経過までは過大に評価しているがそれ以降は概ね一致しており、Case1・Case2ともに最終的

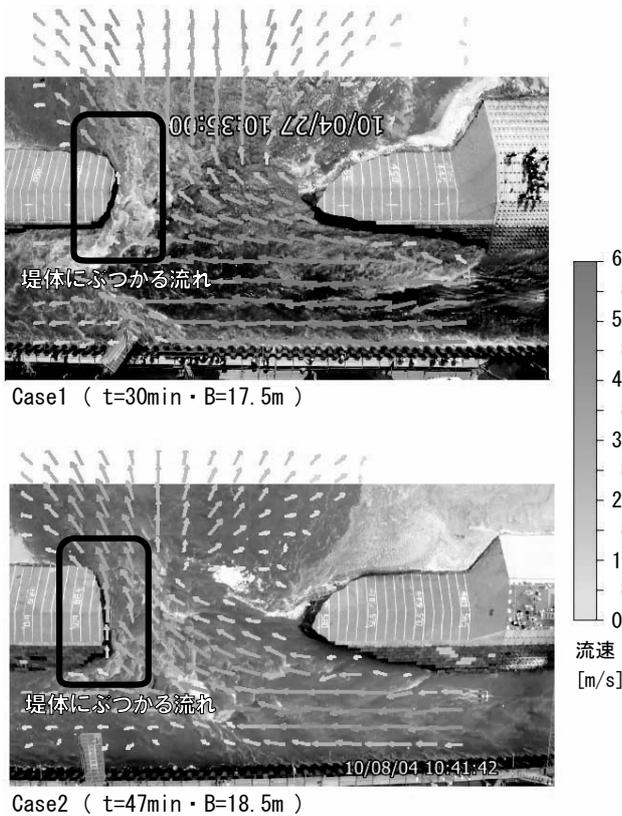


図-10 PIV 結果の拡大一例

に3割程度の過大評価となっている。

本間公式・本間修正公式は破堤形状を矩形と仮定しているが、実際には単純な矩形形状での崩壊進行はしていないことも観測値との差の一因と考えられ、今後の検討が必要である。しかし本間修正式を用いて天端中央の開口幅を破堤幅と設定することで、概算の氾濫流量を算出することができ有用な手法であることを示唆している。

(2) 破堤開口部における流況

既報⁹⁾では破堤拡幅速度と河道内の単位幅流量に関係があることを指摘している。破堤拡幅量の推定には有効であるが、例えば実災害前後における水防活動等を考えると、破堤開口部の詳細な流況を把握しておくことは重要である。

図-6、図-7によると Step3 以降の破堤拡幅過程は流れが堤体にぶつかりながら下流へと進行していることがわかる。また図-10 は PIV の結果を拡大した一例であるが、堤体にぶつかる流れは法面近傍や天端近傍など、場所によって均一ではないことがわかる。これより破堤拡幅速度に直接、寄与すると考えられる堤体にぶつかる流れを把握しておくことは重要であると言える。

Step3 以降における破堤拡幅速度と、PIV の観測結

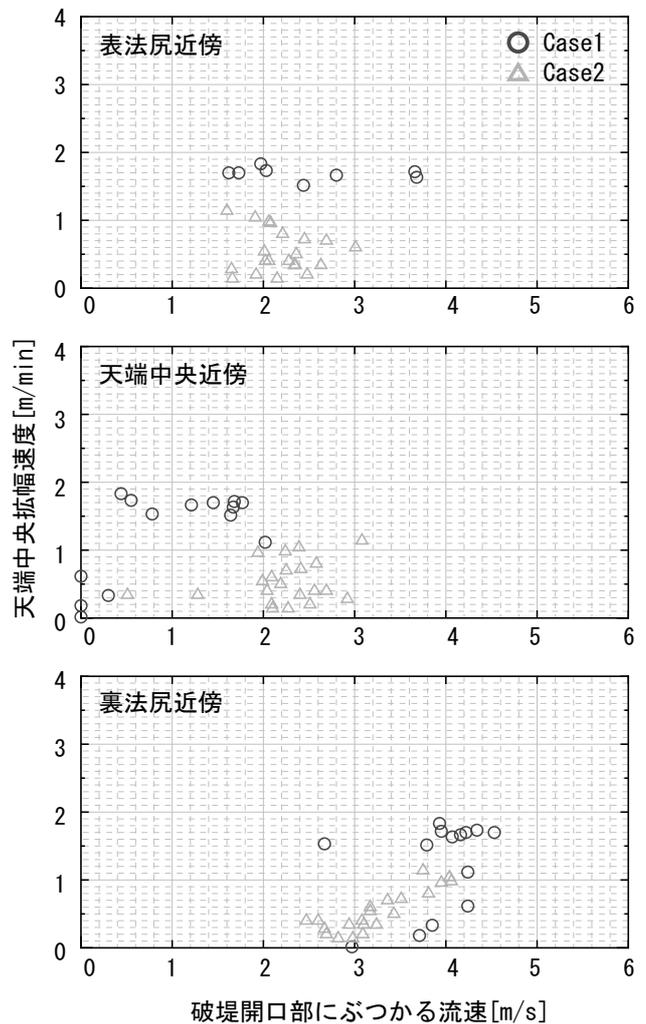


図-11 破堤拡幅速度と堤体にぶつかる流速

果から堤体にぶつかる流れのうち、表法尻・天端中央・裏法尻近傍の流速を比較したものを図-11 に示す。

まず流速は表法尻から裏法尻近傍へ向かって加速していることが分かり、その流速は3-4m/s程度に分布している。次に箇所別の流速と破堤拡幅速度の関係について、表法尻近傍・天端中央近傍では明確な関係が見られないが、裏法尻近傍では一定の関係性が見られる。また図-6にあるように、破堤拡幅が終了に向かうと流れのぶつかる破堤開口部は表法から裏法に向かってその形状が斜めへと変化していく。

以上のことから破堤拡幅過程において裏法尻近傍の扱いが重要であり、裏法尻近傍の対策や水防工法の検討が破堤拡幅抑制には有効な手法の一つと言えそうであるが、これについては今後、更なる検討を進める必要がある。

4. まとめ

以下に今回、得られた知見を簡潔に示す。

1. 横越流による破堤氾濫流量の算出について、本間の修正公式を用いることで概算量を算出することが可能である。

2. 破堤拡幅時は流れが開口部にぶつかることで進行するが、その拡幅速度は裏法尻近傍の流速と関係性がある。

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) 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) 洪水ハザードマップ作成の手引き, 国土交通省河川局治水課, 2006.
- 11) 浸水想定区域図作成マニュアル, 国土交通省河川局治水課, 2005.
- 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) 本間仁, 安芸皎一：物部水理学, pp.215-241, 岩波書店, 1962.
- 14) 栗城稔・末次忠司・小林裕明・田中義人：横越流特性を考慮した破堤氾濫流量公式の検討, 土木技術資料, 第38巻, 第11号, pp.56-61, 1996.

(2011.5.19 受付)