



Title	扇状地河川の破堤機構及び定量的評価に関する研究
Author(s)	柿沼, 孝治
Citation	北海道大学. 博士(工学) 乙第6920号
Issue Date	2014-03-25
DOI	10.14943/doctoral.r6920
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/55608
Type	theses (doctoral)
File Information	Takaharu_Kakinuma.pdf



[Instructions for use](#)

扇状地河川の破堤機構及び定量的評価に関する研究
(Study on Mechanism and Quantitative Evaluation
of Levee Breach in Alluvial River)

2014年2月

柿沼 孝治

ABSTRACT

This study basically consists of four parts, the present situation of researches for riverine breach, outline of the large-scale breach experiment, the result of the experiment, and the numerical breach model. In this study, the author performed large-scale experiments of overtopping breach using an experimental flume located on the floodway of the Tokachi River to clarify the mechanism of riverine levee breach, and proposes a new numerical model. By taking advantage of the scale of the flume, the levee breach process was monitored with state-of-the-art observation devices under highly precise hydraulic conditions. Four test cases were done with variations of inflow rate, levee material and levee shape. In these tests, the levee breach monitored quantitatively using acceleration sensors installed in the levee body. From the results of the experiments, the author categorized the breach process into four stages, focusing on the breach progress and hydraulic characteristics, and also found out that the correlation between the breached volume and the hydraulic quantities, such as velocity, water level and Shields number, can be expressed by an equation similar to that for bed load transport. Next, the author applied the conventional two-dimensional numerical model, Nays-2D, for simulating the test results and found that the model could well reproduce the overflow rates, but could not well reproduce the breach widening speed. Then the author modified the model by integrating the experiment results into geomechanics of the model, and obtained a fine result of reproducing the breach widening speed. Finally the author applied the modified model for the breach of the Yabe River which occurred in September 2013, and obtained a fine result of reproducing the breach widening speed.

目次

第1章 研究の背景と目的	1
1.1 破堤災害の現状	2
1.2 近年発生した破堤事例の要因	3
1.3 音更川堤防流出の要因分析	6
1.4 越水破堤の既往研究	11
1.5 本研究の目的	14
第2章 千代田実験水路	17
2.1 千代田実験水路の概要	18
2.2 千代田水路の河床抵抗特性	20
2.2.1 通水実験の概要	20
2.2.2 実験結果の整理	24
2.2.3 河床抵抗に関する考察	30
第3章 越水破堤実験	32
3.1 実験方法	33
3.2 実験結果の整理	36
3.3 考察	54
3.3.1 破堤機構の整理	54
3.3.2 破堤拡幅の定量的分析	67
第4章 数値計算解析	74
4.1 氾濫流量の数値解析	75
4.1.1 実験結果の整理	75
4.1.2 越流公式を用いた氾濫流量の推定	76
4.1.3 数値計算モデルによる氾濫流量の推定	78
4.2 破堤拡幅の数値解析	83
4.2.1 従来モデルの検討	83
4.2.2 改良モデルの検討	86
4.2.3 その他の検討	93
4.3 実河川への適用事例	97
4.3.1 矢部川破堤の概要	97
4.3.2 破堤拡幅シミュレーション	101
第5章 まとめ	105
参考文献	107

第1章 研究の背景と目的

本章では、近年の破堤災害要因について分析事例を中心にレビューし、破堤研究全体の中で本研究の位置づけについて明確にした。得られた成果は以下のとおりである。

近年の破堤要因としては越水破堤が最も多い事例であることを示した。また、破堤要因に関する研究としては、破堤後の現地調査による破堤初期要因が中心であり、破堤期間中の観測等に基づく破堤進行過程の研究は少なく、一方、実験や数値計算に関しては現地スケール規模の破堤現象との比較検証が課題であることが分かった。

また、一昨年の音更川堤防被災について分析し、扇状地河川では計画流量に達しない洪水でも蛇行発達により破堤のリスクが高いことを示した。

以上より、本研究では、人口的に洪水を発生させることができる大型の実験施設である千代田実験水路を用いて、扇状地河川の堤防を想定した越水破堤実験を行い、破堤進行過程のメカニズムを解明することを目的にする。

1.1 破堤災害の現状

近年，台風や集中豪雨などによる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ところであり，河川の整備が進んだ今日でもなお，堤防決壊等の事例が見られる（**図-1.1**，**図-1.2**）。

破堤の要因は，越流水による裏法侵食，浸透による堤体の弱体化，流水による侵食などであるが，過去の事例では，その8割以上が越水に起因する¹⁾ものであると言われていることから，越水破堤現象に関する知見を得ることは，防災対策上極めて重要だと考えられる。



図-1.1 信濃川水系五十嵐川諏訪地区（H16.7）
（2004.7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書より）



図-1.2 矢部川六合地区（H24.7）
（2012.7.13～14 筑後川・矢部川・喜瀬川流域の状況について（速報）より）

1.2 近年発生した破堤事例の要因

表-1.1 に主な破堤事例として、近 20 ヶ年の破堤事例のなかで、その状況を比較的良く把握できている事例について紹介する。また、災害後に破堤のメカニズム等に関する調査検討を行っているいくつかの事例について、調査報告書等からその内容を抜粋する。これらの事例では、災害後の調査に加え、数値計算等により破堤メカニズムの推定が行われているものもある。

表-1.1 近 20 ヶ年の破堤に伴う主な災害事例

年月	被災地	破堤の状況
1995 年 7月	信濃川 水系 鳥居川 (長野 県)	信濃川支川鳥居川の豊野町浅野地区で越水破堤があった。昭和橋付近で越水による浸水が始まり、下流の鳥居大橋付近で堤内側から堤外側への越流による破堤が発生し、最終的に破堤延長は最大 60m になった。 ※建設省河川局，河川，1995. 8 より
1998 年 8月	阿武隈川 水系 阿武隈 川・堀川 (福島 県)	阿武隈川支川堀川で 1 箇所、堀川が合流する付近の本川で 2 箇所の越水破堤があった。堀川では、堤防高が低かったことにより、越水破堤した。本川の 2 つの破堤箇所では、堀川の破堤による氾濫水がその 2 箇所に集中し、堤内地側から本川に越水し破堤した。 ※土木研究所，土木技術資料，1998. 11 より
2000 年 9月	庄内川 水系 新川 (愛知 県)	新川で 3 箇所の破堤があった。破堤の要因としては、雨水浸透と河川水位上昇に伴う堤体浸透により堤体が弱体化し、堤防裏法が崩れ始め、崩壊が堤防天端にまで達したのち、越水が始まり、堤体侵食が広がったと推定されている。 ※辻本，土木学会誌，2001. 10 より
2000 年 9月	矢作川 水系 籠川・ 広田川 (愛知 県)	矢作川支川籠川で 1 箇所、広田川で 1 箇所の破堤があった。籠川の破堤地点は護岸がない土堤状態であること、破堤前に越流はないことから湾曲部における外岸側の河床洗掘と側岸侵食の進行により、破堤が生じたものと推定されている。広田川では越水により破堤した。 ※辻本ら，河川技術論文集，2001. 6 より
2004 年 7月	九頭竜川 水系 足羽川 (福井 県)	九頭竜川支川足羽川で 7 箇所、その他支川で 2 箇所の破堤があった。それらのうち、足羽川の春日地先では、破堤地点の上下流で左右岸ともに越水が認められ、越流水深は 0.2m で約 1 時間の越流が継続したと推定されている。 ※玉井，土木学会誌，2004. 10 より

<p>2004 年 7月</p>	<p>信濃川 水系 五十嵐 川・刈谷 田川 (新潟 県)</p>	<p>・信濃川支川五十嵐川の諏訪地区において破堤があった。破堤延長は約 120m であり、破堤原因は、越流によるせん断力が法面の植生の耐侵食力を上回る状態が続き、越流水の落下する法尻部の洗掘及び越流水が流下する法肩から法面が侵食し、さらに拡大して破堤に至ったものと推定されている。</p> <p>・信濃川支川刈谷田川で 4 箇所破堤があった。そのうち中ノ島地区の破堤延長は 50m であり、破堤原因は、水衝部での越水によるもので、越流によるせん断力が裏法面植生の耐侵食力を上回る状態が続き、堤防裏法尻部の洗掘・裏法面が侵食され、破堤に至ったものと推定されている。</p> <p>※7. 13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書, 2005. 5 より</p>
<p>2004 年 10月</p>	<p>円山川 水系 円山川・ 出石川 (兵庫 県)</p>	<p>円山川及び支川出石川で各 1 箇所破堤があった。円山川の立野地区では、堤防越水が発生し、裏法面侵食と堤体浸透により破堤したと推定されている。出石川の鳥居地区では、堤防越水が発生し、裏法面侵食により破堤したと推定されている。</p> <p>※後藤, 河川, 2005. 2 より</p>

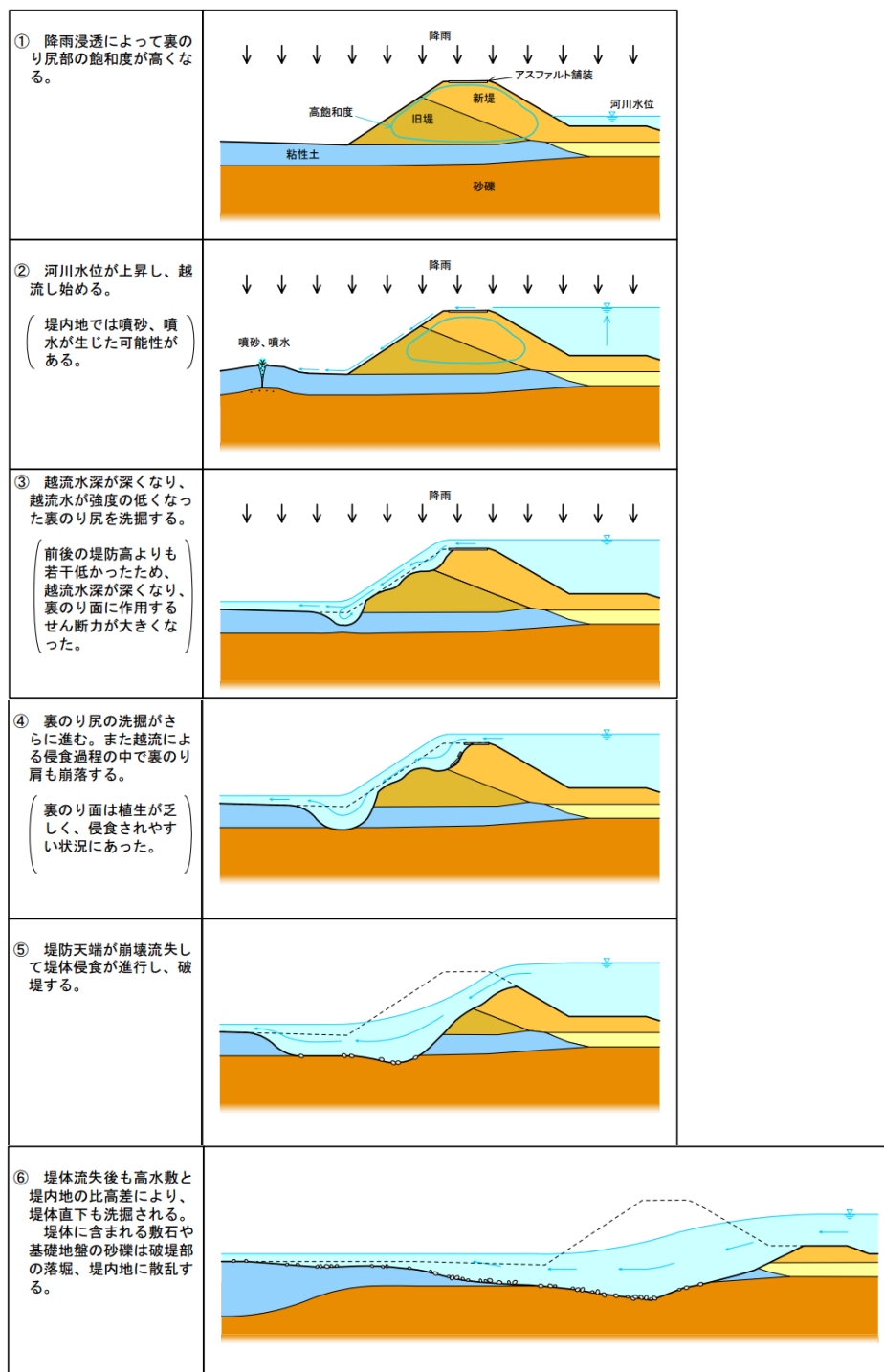


図-1.3 破堤のメカニズム（五十嵐川） ※7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書より引用（一部修正）

図-1.3 は、2004 年信濃川水系五十嵐川の破堤に関する報告書（7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書）の破堤要因分析箇所抜粋である。

このように破堤に至る過程については、現地での事後調査等から詳細に分析している。しかし、他の破堤事例に関する報告書も同様であるが、破堤拡幅後の過程については、詳細に分析した報告はない。

1.3 音更川堤防流出の要因分析

十勝川の一次支川である音更川（流域面積 740km²，幹川流路延長 94km）で，H23 年 9 月の出水で堤防の一部が流出した．被災箇所は，有堤区間のほぼ中央にあたる KP18.2 の左岸地点である．音更川の河床勾配は 1/134～1/201 と急な勾配であり，河床材料の代表粒径は 88～52mm である．

音更川の基準地点である音更地点の流域平均 3 日雨量は 174mm/3day であり，雨量確率で評価すると約 1/25 年に相当する雨量であった．また，**図-1.4** に示すようにピーク流量は 548m³/s（暫定値）であり，流量記録が残る昭和 42 年以降の出水の中で，平成 15 年，昭和 56 年に次ぐ第 3 位規模となる大きな出水であった．

今回の出水では，堤防の一部流出箇所を含めた前後の区間で新たな蛇行が発生している．上空からの空撮（**図-1.5**）からは，KP18.2 左岸地点が蛇行流路の外湾部が堤防まで達し，堤防前面の河岸や堤体が蛇行流によって大きく侵食されたことがわかる．

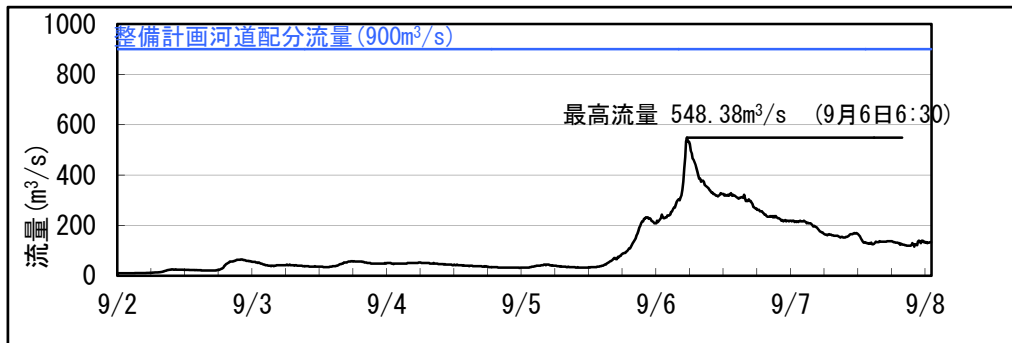


図-1.4 音更水位流量観測所における流量変化（H23 年流量は暫定値）

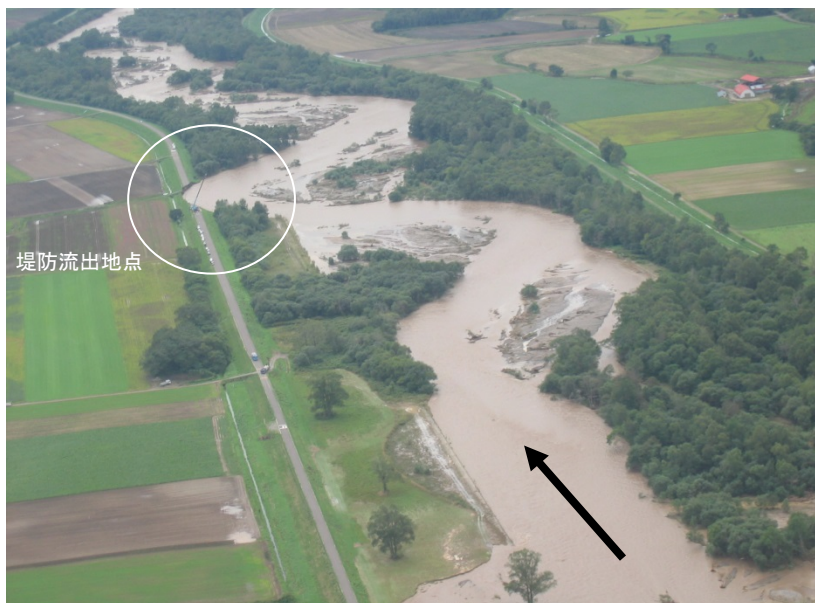


図-1.5 堤防の一部流出箇所全景（H23. 9. 7 PM1:49 撮影）

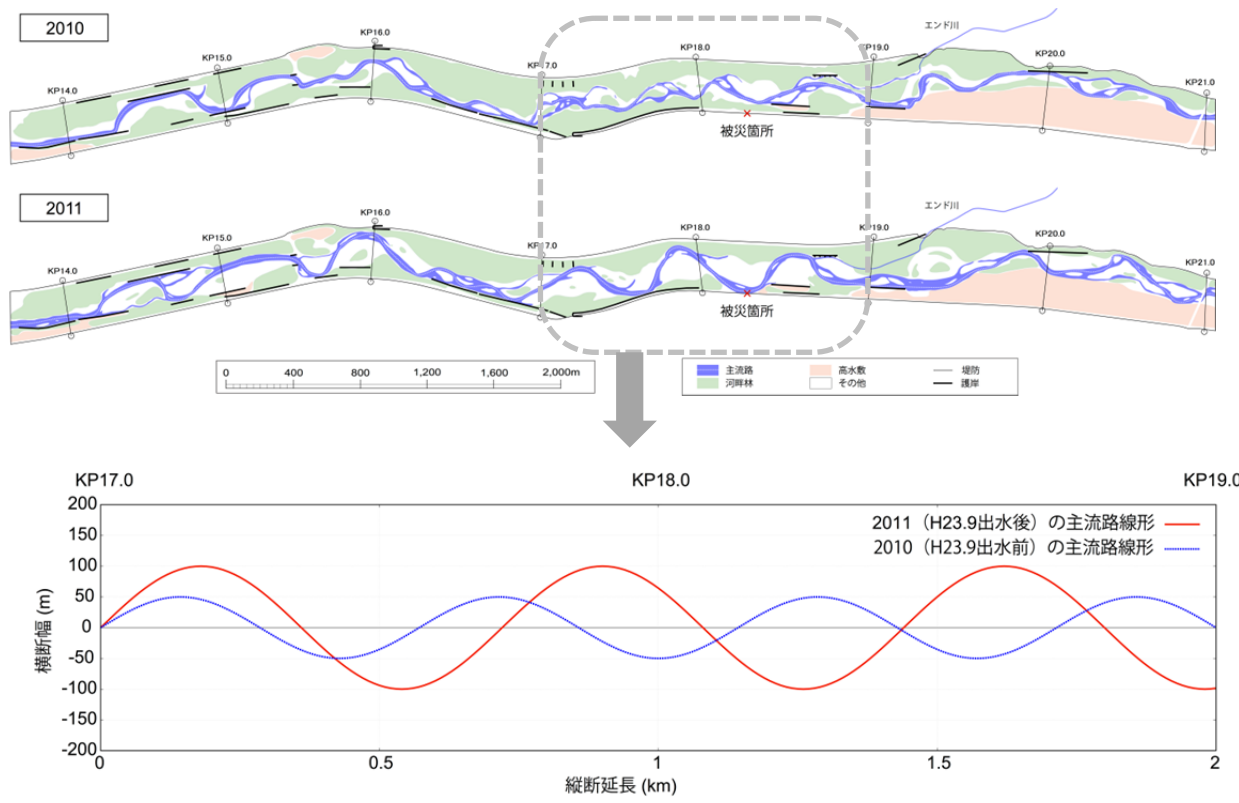


図-1.6 出水前後の流路変化とサインカーブ近似

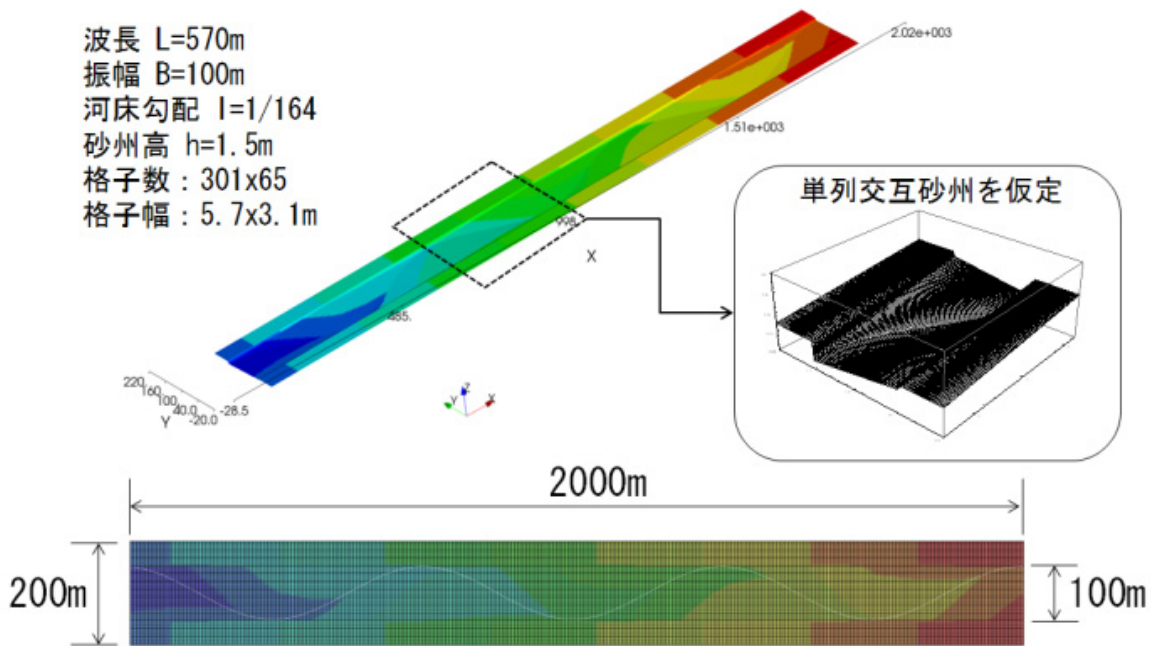


図-1.7 計算の河道条件

出水前後の河道平面形状の変化を図-1.6 に示す。出水前の H22 年 8 月と出水後の H23 年 9 月 16 日に撮影された航空写真を用いて比較した。流路の蛇行波形に注目すると、今回の出水では、出水前に比べて波長と振幅が増加し、位相は流下方向に進んだ。出水前後の主流路線形をサインカーブで近似すると、被災箇所周辺（KP17～19 区間）では蛇行振幅が約 1.8 倍に増加し（115m→215m）、主流路延長が約 4.5%増加した。

流量の変化による河道の蛇行特性の変化をより明確に知るため、現地の河道形状をサインカーブで近似した河道の河床変動計算を行った。初期河道は出水前の平面形状、図-1.7に示す河道条件とした。なお、主流路と高水敷は同じ河床材料、堤々間を河床変動範囲とした。計算は、非定常平面 2 次元流れと河床変動を計算する Nays2D²⁾を使用した。なお、現地において浸食された河岸がほぼ垂直にたっていたことから、斜面安定（安息角）を考慮するプログラムは無効とした。なお、Nays 2D については、第4章でも用いているので、ここで基礎式を示しておく。

流れは以下の連続式、及び、運動方程式を解く（詳細は補遺を参照）。

[連続式]

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1.1)$$

[運動方程式]

$$\frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x \quad (1.2)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D^y \quad (1.3)$$

ただし、

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (1.4)$$

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left[\nu_t \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_t \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right] \quad (1.5)$$

$$D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left[\nu_t \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_t \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right] \quad (1.6)$$

ここで、 h は水深、 t は時間、 u は x 方向の流速、 v は y 方向の流速、 g は重力加速度、 H は水位、 τ_x は x 方向の河床せん断力、 τ_y は y 方向の河床せん断力、 C_f は河床せん断係数、 ν_t は渦動粘性係数、 ρ は水の密度である。

次に、河床変動は次に示す流砂の連続式（Exner式）を解く。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right) = 0 \quad (1.7)$$

ここで、 z は河床高、 λ は河床材料の空隙率、 q_{bx} 、 q_{by} はそれぞれ x 、 y 方向の掃流砂量で、主流方向(s 方向)掃流砂量(本研究では以下に示すMeyer・Peter-Müllerの式を用いた)の各流速成分比から求める。

$$q_{bs} = 8(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \sqrt{sgd^3} \quad (1.8)$$

ここで、 τ_* は河床の無次元掃流力、 τ_{*c} は河床の限界無次元掃流力(岩垣式より求める)、 s は度粒子の水中比重、 d は土粒子の粒径である。

また、湾曲による二次流と横断方向勾配による土粒子移動の影響を考慮して、以下の式を適用する。

$$q_{bn} = q_{bs} \left(\frac{u_n}{V} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial n} \right) \quad (1.9)$$

ここで、 V は河床近傍流速で、 $V = \sqrt{u_s^2 + u_n^2}$ であり、 u_s 、 u_n はそれぞれ主流方向とそれに直交する方向の河床近傍流速、 μ_s は動摩擦係数、 μ_k は静止摩擦係数である。

流量は $100\text{m}^3/\text{s}$ から $500\text{m}^3/\text{s}$ まで $100\text{m}^3/\text{s}$ 刻みの5ケース行った。各ケースの通水2日後の水深を図-1.8に、蛇行の位相、振幅、および波長の時間変化を図-1.9、図-1.10、図-1.11に示す。

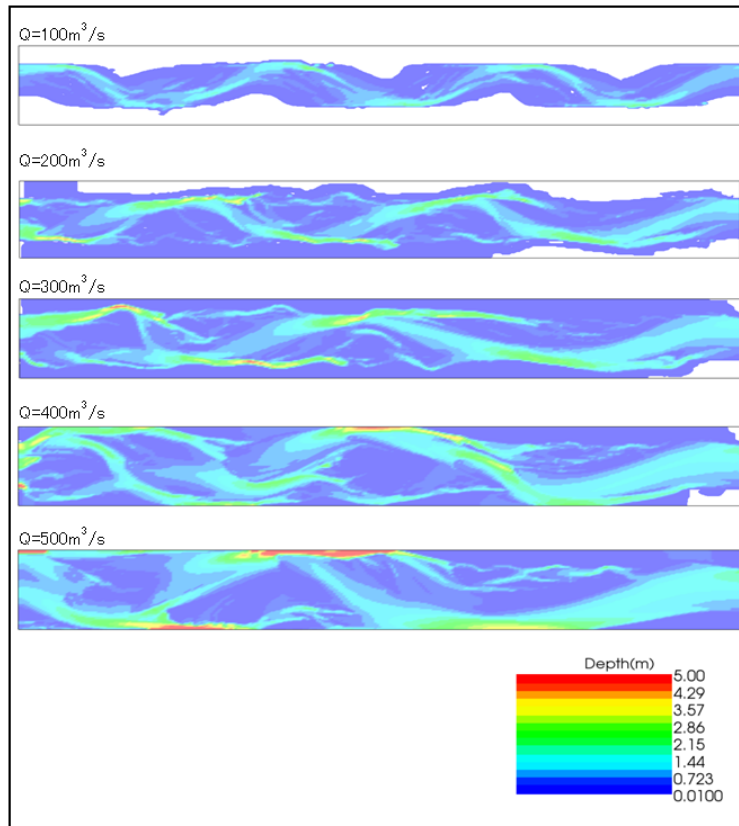


図-1.8 定常流の計算結果（水深）

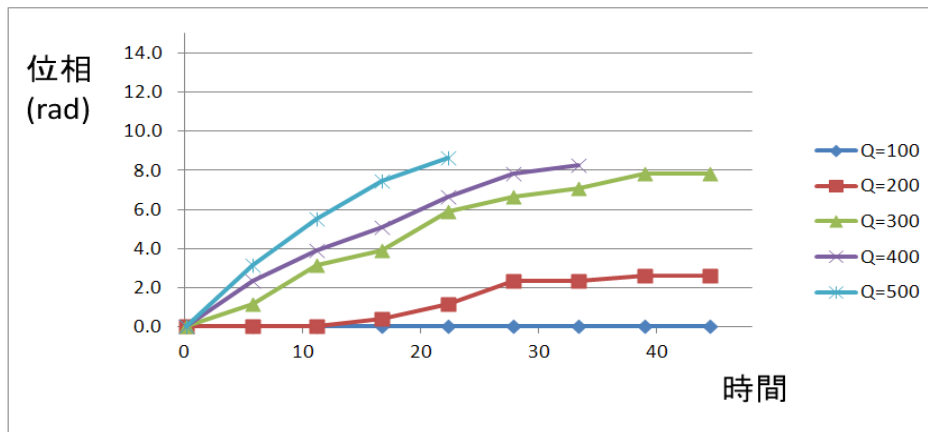


図-1.9 位相の時間変化

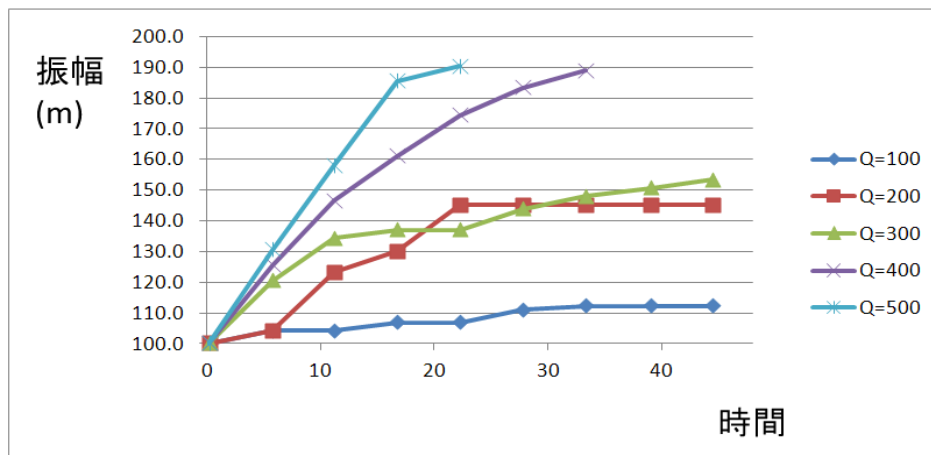


図-1.10 振幅の時間変化

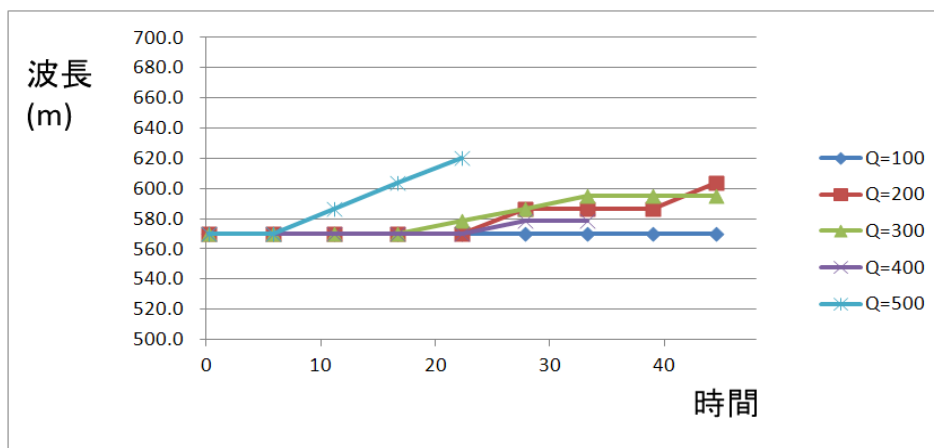


図-1.11 波長の時間変化

なお、流量が $400\text{m}^3/\text{s}$ と $500\text{m}^3/\text{s}$ のケースでは、蛇行振幅が計算領域をほぼ超えるまでとした。結果について整理すると次のとおりである。

- $100\text{m}^3/\text{s}$ のケースは蛇行発達が見られない。
- 位相と振幅は、 $200\text{m}^3/\text{s}$ 以上で増加するが、 $300\text{m}^3/\text{s}$ 以上になると短時間で増加し始める。
- 振幅は、 $400\text{m}^3/\text{s}$ 以上になると増加が顕著になる。
- 波長は、 $500\text{m}^3/\text{s}$ 以上になると増加が顕著になる。

1.4 越水破堤の既往研究

これまで、越水破堤現象に関する研究は様々な方法で行われており^{3)~17)}、それらを表-1.2に整理した。研究方法は、実験、現地調査、数値計算に分類した。

表-1.2 越水破堤に関する研究事例

研究方法	規模等	研究課題	研究項目	研究内容(概要)
実験	実物大	耐侵食・耐越水化対策	耐侵食性 ³⁾	旧堤を利用した越流実験を実施し、植生(芝、チガヤ)の耐侵食性、及び堤防土質と芝の耐性について整理している。
			耐越水性 ⁴⁾	正面越流型の大型模型による越水実験を行い、裏法保護工として吸出し防止材や遮水シート、ジオテキスタイルについて堤防裏法面の保護効果を検証している。
			越水破堤機構・耐越水性 ⁵⁾	正面越流型の大型模型を用いた越流実験を行い、裸堤や芝張堤の破堤メカニズムについて整理するとともに、越水堤防保護工(天端アスファルト、連節ブロック、かみ合わせブロック、防水シート、改良土)の評価を行っている。また、越水時の水位・流速計等の水理特性について計測・整理を行っている。
	縮尺模型	破堤過程	遠心模型実験 ⁶⁾	遠心装置を用いた縮尺模型実験、及び有限要素法を用いた解析により、越水破堤メカニズムに関して、堤体内の間隙水圧、変形挙動や破堤過程の考察を行っている。
			破堤口拡大実験 ⁷⁾	正面越流型の縮尺模型を用いて越流実験を行い、破堤口の拡大過程と形状について観察し整理している。
		耐越水化対策	堤防裏法尻保護 ⁸⁾	正面越流型の縮尺模型を用いて越流実験を行い、法尻保護工(法尻部に越流水に対し垂直方向に減勢工壁を等間隔で複数枚並べたもの)の減勢効果について整理している。
		越流部水理特性	正面越流水理特性 ⁹⁾	正面越流型の縮尺模型を用いて越流実験を行い、底面圧力、流速分布、レイノルズ応力分布の詳細な測定を実施し、堤防に及ぼす外力について整理している。
			横越流特性 ¹⁰⁾	横越流型の縮尺模型を用いた越流実験及び、数値計算による解析を行い、河道に沿って横越流する流れの水理特性について再現性の検証を行っている。
		氾濫拡散状況	樹木群の効果 ¹¹⁾	正面越流型の縮尺模型を用いて越流実験を行い、堤防沿いに繁茂している樹木群と破堤後流況との関係を定量的に把握するとともに、樹木群の配置方法(堤内側と堤外側)の違いによる流況の変化や洗掘防止効果について検討を行っている。
			建物群内の氾濫特性 ¹²⁾	氾濫域を含む縮尺模型(建物は直方体ブロックで再現)を用いた越流・氾濫実験、及び数値計算による解析を行い、市街地に氾濫する越流水の水理特性、建物の粗度等について検討を行っている。
	現地調査	被災事例・要因分析	被災状況・要因 ¹³⁾	豪雨により、越水破堤した箇所において、被災直後に現地調査を実施し、破堤原因を推定している。
PIVによる流向分析 ¹⁴⁾			ヘリコプターで撮影された破堤中の流況映像から、表面流のPIV解析を行っている。	
数値計算解析	破堤過程	破堤口拡大過程解析 ¹⁵⁾	水深平均平面2次元流れと掃流砂輸送、河床変動を組み込んだ数値解析モデルを用いて、破堤拡幅進行の定量的評価、及び破堤口前面の条件(樹林帯・市街地)の違いによる破堤拡幅への影響について検討を行っている。また、同モデルによる模型実験、現地調査の再現性について検証している。	
		破堤初期過程解析 ¹⁶⁾	粒子法を用いた数値解析を行い、堤防の越流侵食過程の解析を試みている。	
	氾濫解析	実洪水の氾濫再現解析 ¹⁷⁾	平面二次元不定流モデルを用いた氾濫解析を行い、実洪水の浸水状況についての再現を試みている。	

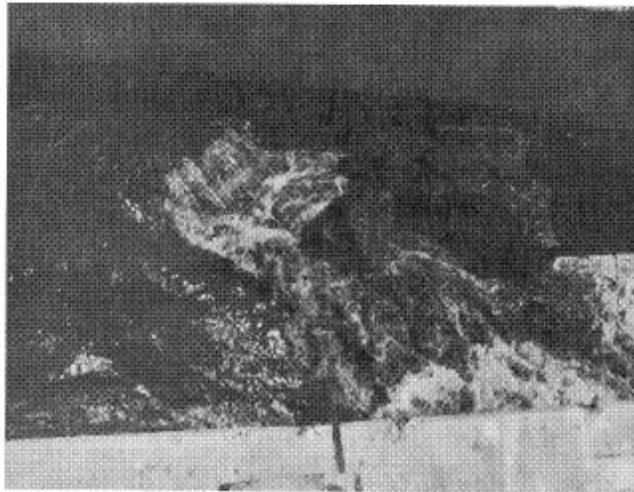
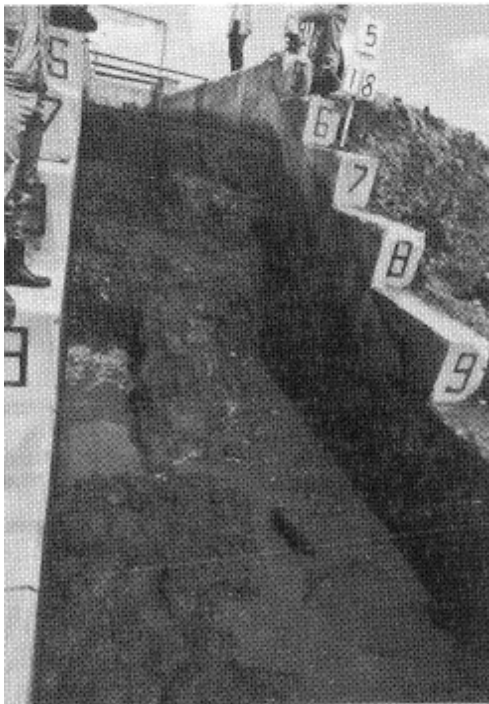


図-1.12 正面越流実験の状況

※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 より引用(一部修正)

実験による方法は、実物大実験と縮尺模型実験に分類した。ここで、既往の実物大実験⁵⁾は、流れに横断方向に配置された堤防からの正面越流を対象としたもののみで行われている(図-1.12参照)。一方、縮尺模型実験は、正面越流だけでなく、実河川と同様に流れに縦断方向に配置された堤防からの横越流を対象としたものも行われ

ている。現地調査は、災害後の調査や破堤状況のヒアリング等によるものが主であり、進行中の破堤現象を定量的に捉えたものは少ない。数値計算は、堤防の破堤過程に着目した解析や氾濫後の浸水状況に着目した氾濫解析等が実施されている。

1.5 本研究の目的

最初に、破堤研究全般の中での本研究の位置づけについて述べる。破堤研究を大きく3つの分野に分類すると、破堤機構（メカニズム）の解明、施設対策（ハード対策）の検討、ソフト対策の検討に分けられる。本研究では、大規模な実験施設による破堤実験を行うことで、破堤機構を解明し、その成果に基づいてソフト対策にとって重要な破堤氾濫シミュレーションの精度向上を目指すものである。

次に、本研究の新規性について述べる。前項までに概観したとおり、破堤の要因は越水、漏水、侵食、蛇行発達による侵食など様々あり、各要因に関して現地調査を中心に多くの研究がなされている。しかし、これらの研究は破堤のきっかけ、すなわち破堤初期が対象である場合がほとんどで、破堤の後段階である破堤拡幅については、現地での観測や観察が困難なことから、十分な研究がされていないのが現状である。また、実験による研究に関して、比較検討できる実河川での観測がなく、小規模な施設による実験にとどまっており、流れと土質の複雑な相互作用である破堤現象を十分にとらえているとは言い難い現状である。そこで本研究では、実スケール規模の実験を十勝川千代田実験水路で行い、破堤初期から破堤拡幅に至るまで、実験室レベルの詳細な観測を行い、破堤拡幅機構について明らかにするものである。

最後に、千代田実験水路で破堤拡幅実験を行うことの利点について、**表-1.3**に整理した。実物大実験に関しては、正面越流による越水破堤実験において、破堤進行過程や保護工等の検討が行われているが、実現象でみられるような横越流を想定した流れの実験は実施されておらず、また、破堤の拡幅過程に関する実験も行われていない。縮尺模型及び数値計算に関しては、正面越流や横越流による破堤過程や破堤拡幅過程、及び氾濫流の水力特性について検討されているが、実現象（実物大レベル）での十分な検証がなされていない。また、現地調査においては、破堤進行中の堤体観測や流況観測は困難である。千代田実験水路では、実スケールの堤防を用いて、実河川と同様に河道からの横越流による破堤実験が可能であること、実験水路であることから流量を調整できること、事前に各種観測機器を設置して破堤進行過程等の高精度の観測ができることなどが特徴である。また、千代田実験水路は千代田新水路の一部を利用しており、千代田新水路を氾濫域に見立て、氾濫流に関する実スケールの実験も可能である。このため、千代田実験水路では実現象に近い実物大の横越流破堤実験を実施することで、破堤の進行過程や氾濫状況を観測することができ、縮尺模型による実験結果の検証等を行うことができる。

次に、本研究では主に扇状地河川を対象とした。千代田実験水路は十勝川の河川敷を利用して整備された施設であり、河床材料や河床勾配は扇状地河川である現地条件

表-1.3 既往調査・研究の課題と千代田実験水路の利点

方法	既往調査・研究の課題	千代田実験水路の利点
実物大実験	<ul style="list-style-type: none"> ・正面越流による越水破堤実験において、破堤の進行過程、保護工による侵食抑制効果の検討が行われているが、実現象である横越流を想定した実験は行われていない。 ・破堤の拡幅に関する実験は行われていない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・横越流による越水破堤実験を行うことが可能 ・破堤口が拡幅する過程における流況、堤体崩壊状況、越水の水理特性等について詳細な観測を行うことができる。
縮尺模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ・縮尺模型による正面越流及び横越流の越水破堤実験において、越水破堤メカニズム、破堤口の拡大過程と形状について、数値解析と合わせて検討されているが、実物大レベルによる検証が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ・越水破堤に関する既往の縮尺模型実験等による結果について、実物大スケールによる検証が可能。
数値計算	<ul style="list-style-type: none"> ・縮尺模型を用いた越流・氾濫実験及び数値解析を行い、氾濫流の水理特性について検討を行っているが、実物大レベルによる検証が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ・破堤による氾濫流に関する既往の縮尺模型実験等による結果について、実物大スケールによる検証が可能。
現地調査	<ul style="list-style-type: none"> ・実洪水により越水破堤した箇所において、被災直後に現地調査を実施し、破堤原因を推定しているが、破堤の進行状況を観測した事例はない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・越水破堤による破堤拡幅機構、河道・越流部・氾濫域等の水理特性について、実物大スケールで破堤進行中の観測を行うことが可能。

に依存した実験となった。また、すでに、扇状地河川である音更川に関して、破堤要因の一つである蛇行による侵食について実災害を事例に分析を行ったところである。

千代田実験水路による破堤拡幅実験は、その大規模スケールのため多大な費用を要することから、現地で災害が発生するたびに実験を行うようなことは非現実的である。

したがって今回の実験結果を再現する数値計算モデルを組み立てておき、実災害への適用性について検討することが重要である。

以上のことから、本研究では、主に扇状地河川を想定して実物スケールの破堤拡幅実験を行い、破堤拡幅機構について明らかにするとともに、破堤拡幅の数値計算モデルを確立することを目的とする。

なお、本研究の成果は、破堤現象に関する今後の研究の発展や知見の集積、さらに、破堤時の減災対策や避難にかかる情報の精度向上など、河川の防災・減災技術の向上に向けて非常に重要であるといえる。

第2章 千代田実験水路

本章では、千代田実験水路の概要を説明する。また、千代田実験水路において破堤実験を行うにあたって、水路特性を明らかにする目的で行った通水実験に関して、実験結果を整理・分析した。得られた成果は以下のとおりである。

破堤実験と同じ水理条件で行った2ケース（流量 $70\text{m}^3/\text{s}$ 及び $35\text{m}^3/\text{s}$ ）とも河床波が観測された。同時に観測した水理量から推定した水路床抵抗（マニング粗度係数）の時間変化と、河床波の時間変化を比較したところ、河床波が発達し始めた時間と水路床抵抗が上昇した時間が概ね一致した。このことから、実験水の抵抗は河床波の影響を考慮する必要があることが分かった。

2.1 千代田実験水路の概要

国土交通省北海道開発局では、一級河川十勝川において、治水安全度を向上させることを目的に起伏式ゲートを4門配置した十勝川千代田新水路を建設し、2007年4月より運用を開始している。図-2.1、図-2.2に示す千代田実験水路は、十勝川千代田新水路の一部を活用し、実河川スケールで様々な実験・研究を行う施設であり、延長1300m、幅30mの国内最大規模の実物大河川実験水路¹⁸⁾である。



図-2.1 千代田実験水路の全景

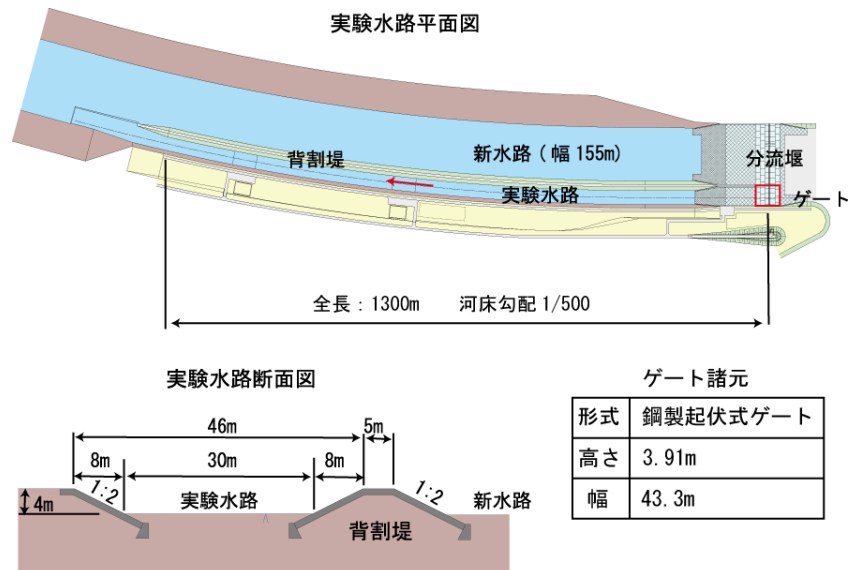


図-2.2 千代田実験水路の概要

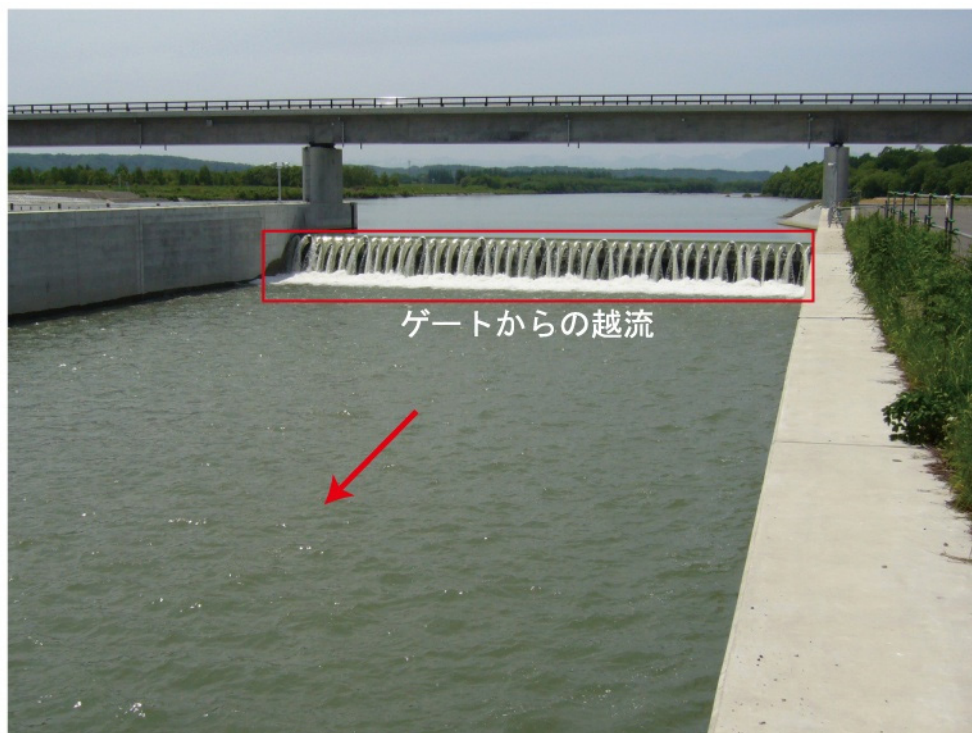


図-2.3 ゲートからの通水状況

流量の調整に関しては、図-2.3に示すように、実験水路上流端の分流堰の起伏式ゲートを開閉操作することにより十勝川から流量の一部を実験水路内へ供給することで、流量を制御した実験が可能である。なお、予備実験により $120\text{m}^3/\text{s}$ までゲートの流量精度を確認済みである。

2.2 千代田水路の河床抵抗特性

2.2.1 通水実験の概要

破堤実験で用いる水路の河床抵抗の把握及び実スケール河床波の観測を目的に、千代田実験水路において移動床実験を行った。実験の様子を図-2.4に示す。実験水路のうち背割堤から底面幅8mの位置で矢板により区切った範囲に通水して実験を行った。

今回の実験水路形状と計測位置を図-2.5に示す。ここで、Pは測点であり、Pの後の数字は放流ゲートからの流下方向距離(m)を表している。実験水路の左岸側には矢板護岸が設置されており、右岸側にはコンクリートの護床ブロックが設置されている。実験の初期河床は勾配約1/500の平坦河床であった。



図-2.4 実験時の水路全景（平成24年6月28日撮影）

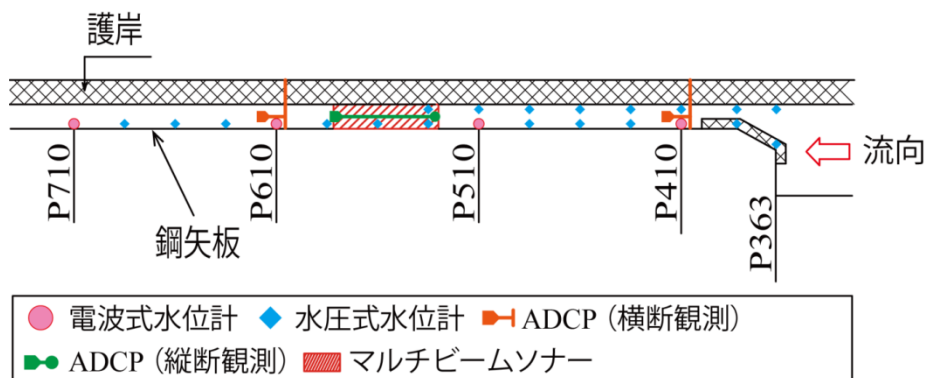


図-2.5 計測位置図

表-2.1 実験ケース

	実施年月日	流量
第1回	2012(H24)年6月28日	70 m ³ /s
第2回	2012(H24)年7月24日	35 m ³ /s

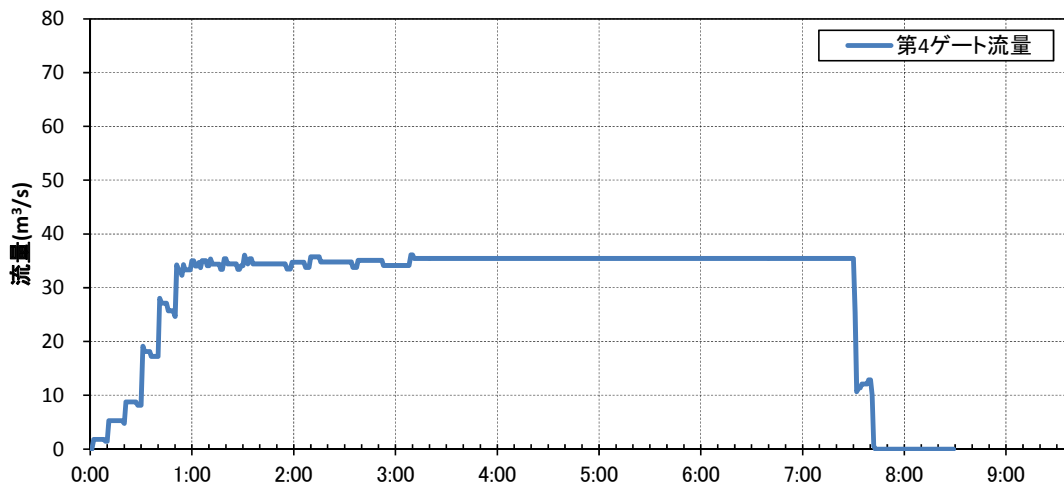
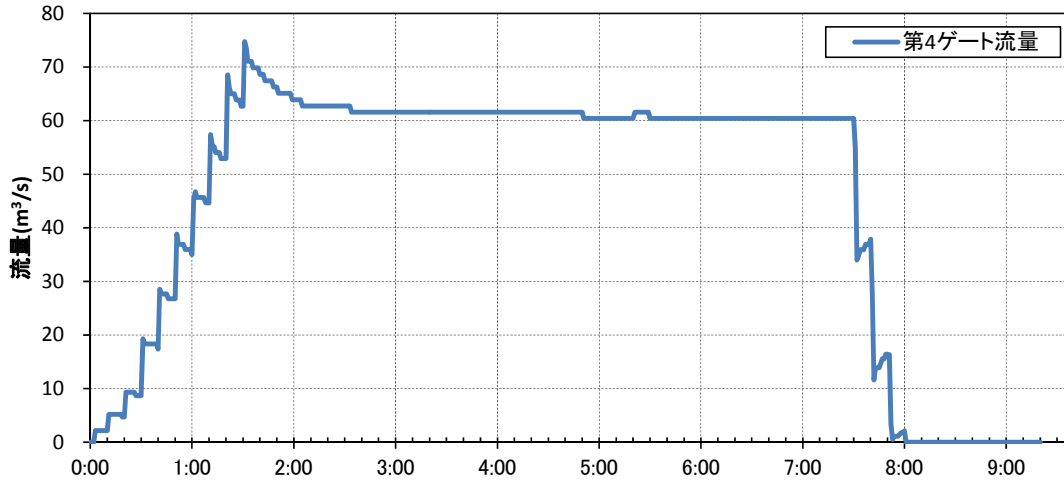


図-2.6 流入流量（ゲート越流量）

上：第1回実験（平成24年6月28日） 下：第2回実験（平成24年7月24日）

実験は表-2.1に示すように目標流量を変えて2ケース行った。実験期間中の流量調整は、千代田新水路の分流堰のゲート操作によって行われた。実験開始後90分まで徐々に放流量を増やし、その後6時間一定量（約60m³/s）に維持した後、30分かけて徐々に通水停止する操作を行った。実績の放流量は図-2.6のとおりで、通水量が安定したのは約120分後であった。また、実験期間中に人為的な土砂供給は行われていない。

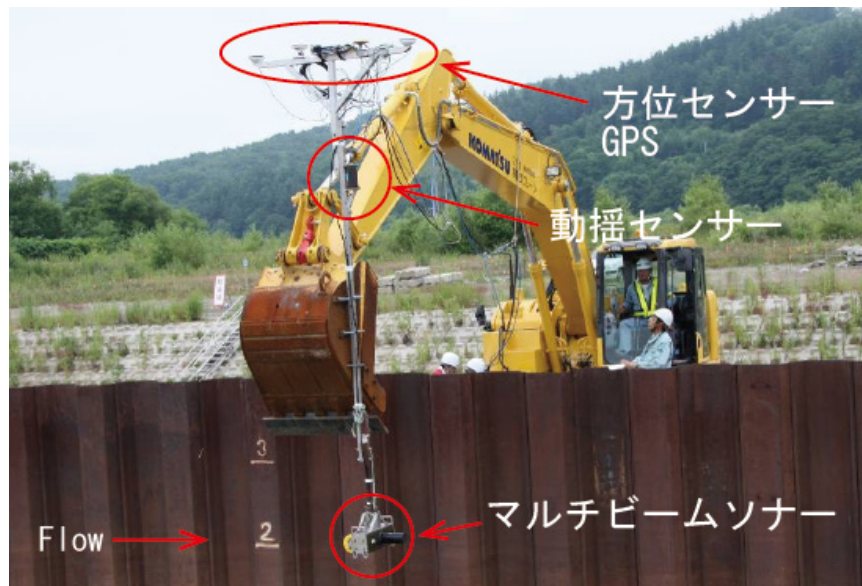


図-2.7 マルチビームによる河床観測状況

水位観測には水圧式水位計と電波式水位計を用い、流速観測には浮子、ADCP、電波式流速計、PIVを併用した。ADCP横断観測（観測船を横断方向に1往復させ流速分布を観測）は、P410及びP610において、通水期間中それぞれ23回及び24回行った。ADCP縦断観測（観測船をほぼ水路中央で縦断方向に1往復させて流速分布を観測）は、河床波観測区間において、マルチビームセンサーによる河床波観測とほぼ同時に行った。なお、ADCP観測手法の精度は、破堤実験¹⁹⁾において稲垣ら²⁰⁾により確かめられている。

河床波観測は、マルチビームセンサーをパワーショベルのアーム先端に設置し浸水させ、50mの河床波観測区間（P530からP580）をパワーショベルが移動することにより、3次元的な河床波形状を計測した。河床波観測は、放流直後に1回、通水90分後から約1時間毎に7回、ゲート閉扉開始後1回の計9回行った（図-2.7）。



図-2.8 河床波の様子（第1回実験）



図-2.9 河床波の様子（第2回実験）

河床材料調査は通水前後に河床波観測区間内の5測線×横断方向3箇所計15地点で行った。また、通水後のみ代表的な河床波を対象に、2河床波×12箇所の河床材料調査を行った。

図-2.8, 図-2.9に通水後の河床の様子を示す。どちらのケースでも明瞭に河床波が形成されているのがわかる。

2.2.2 実験結果の整理

電波式水位計の設置位置の詳細を図-2.10に示す。電波式水位計によって定点観測された水位(1分間平均値)の縦断分布を経過時間毎に図-2.11に示す。経過時間はマルチビームによる水位観測を行った時刻を合わせてある。なお、第1回実験においてP610に設置した水位計は機器異常となったため欠損である。縦断位置P300程度まで水面勾配が小さいのは、実験水路の水路幅が広いためであり、また、下流側では水位を調節するためP735に設置した堰上げの影響がみられる。経過時間の変化をみると、流量がほぼ目標流量に達して安定する以降(第1回実験152分, 第2回実験120分)は、水位変化は小さく河床波発達による顕著な水位上昇は観測されていない。

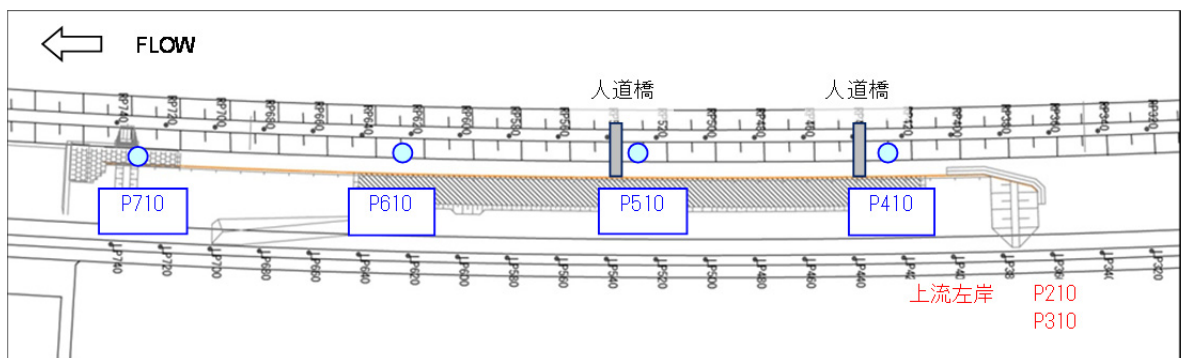


図-2.10 電波式水位計による水位観測位置図

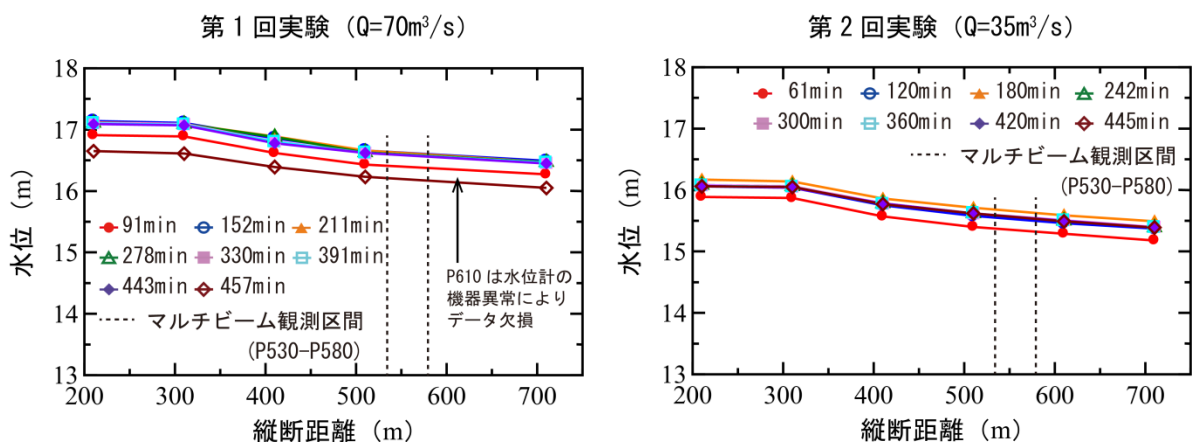


図-2.11 電波式水位計の観測結果

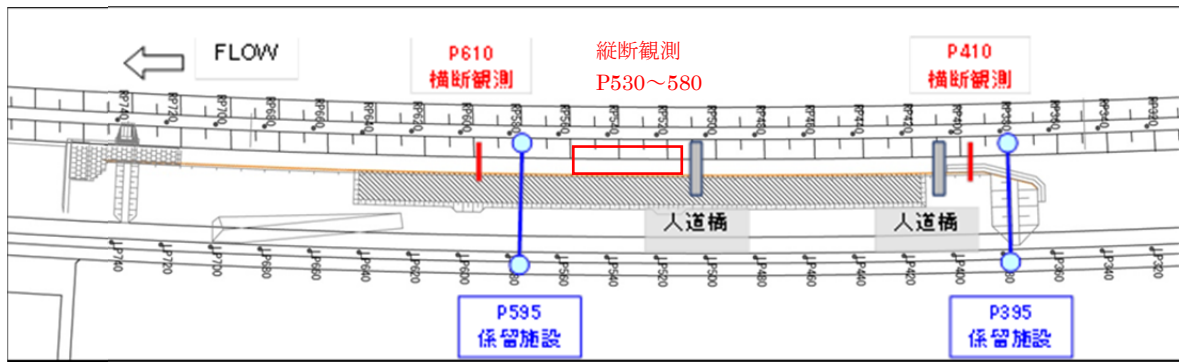


図-2.12 ADCP 観測位置図

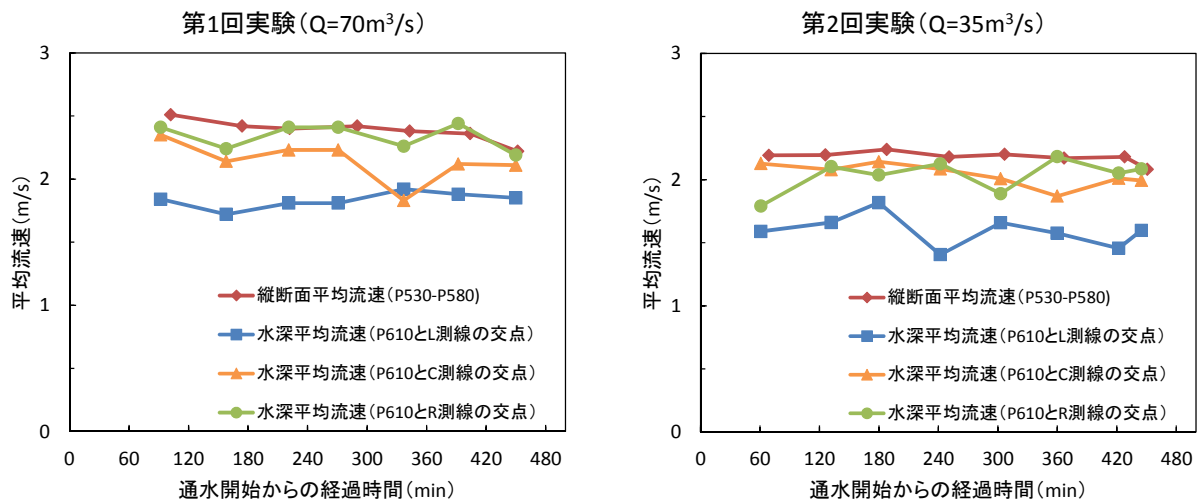


図-2.13 縦断面平均流速と水深平均流速

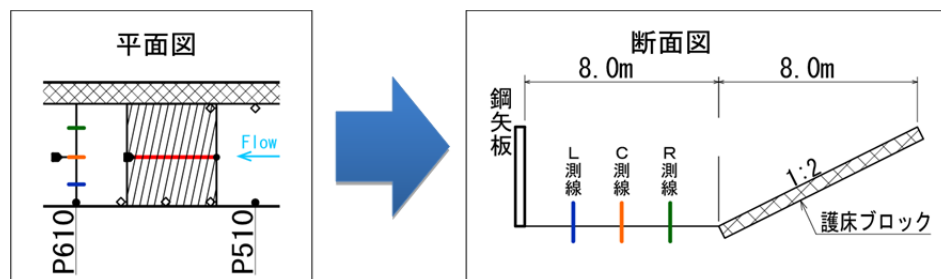


図-2.14 縦断面平均流速と水深平均流速の算出位置
(左：縦断面平均流速，右：水深平均流速)

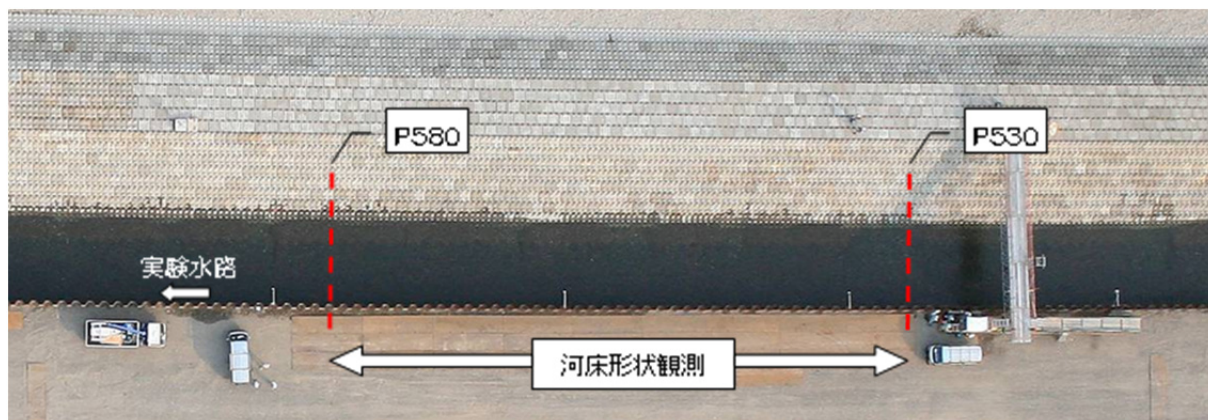


図-2.15 マルチビーム河床観測位置図

ADCP による縦断観測位置の詳細を図-2.12 に示す。

また、P530～P580 での流速の縦断観測結果と、P610 での横断観測結果を図-2.13 に示す。ここで、緑線、紫線、赤線は縦断位置 P610 における ADCP 横断流速から算出した、各測線（図-2.14）の水深平均流速値で、緑線は L 測線、紫線は C 測線、赤線は R 測線に対応する。また、青線は R 測線沿いの ADCP 縦断観測値を基に、水深平均流速を縦断方向に平均した値である。両ケースとも縦断面平均流速には、通水中大きな変化は無かったことがわかる。水深平均流速をみると、L 測線の流速は、C 測線や R 測線の流速より小さかった。これは、左岸側に設置された垂直矢板の抵抗の影響と考えられる。

次に、マルチビームによる河床波観測位置図を図-2.15 に示す。観測は装置を重機のアームに設置して重機を P530 から P580 区間で移動させて行った。

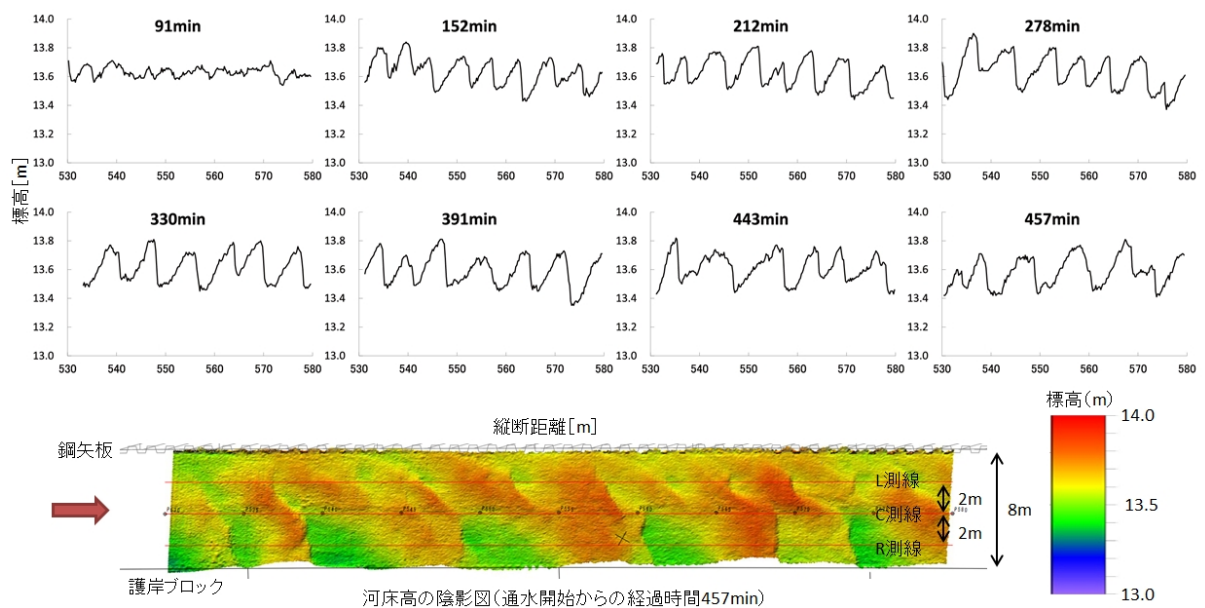


図-2.16 河床高の観測結果（第1回実験 $Q=70\text{m}^3/\text{s}$ ）

上段：R測線における河床高縦断面図 下段：通水後457分の河床高平面図

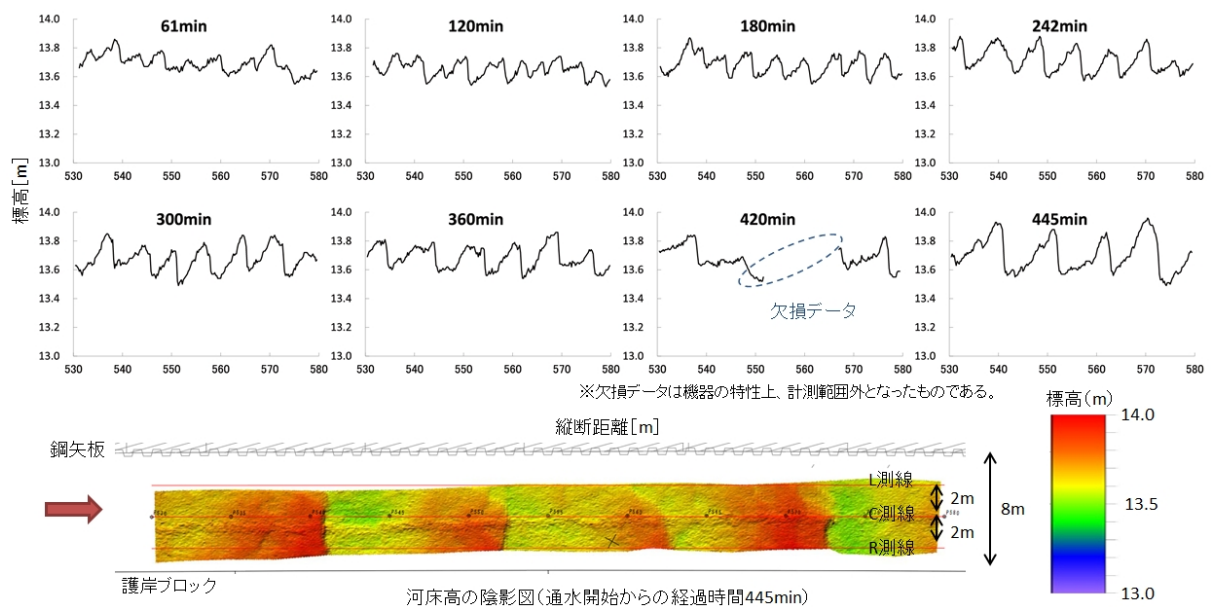


図-2.17 河床高の観測結果（第2回実験 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ ）

上段：R測線における河床高縦断面図 下段：通水後445分の河床高平面図

観測結果を図-2.16、図-2.17に示す。上段のグラフは、横軸が縦断方向の位置、縦軸が河床高（標高）を示している。ここでは矢板の影響が小さいR測線の結果を示しており、各経過時間の河床波が表されている。下段は代表的な時間における河床高の陰影図であり、平面的な河床波の分布がわかる。グラフより、第1回実験では通水後152分に、第2回実験では通水後120分には河床波が発達しているのが確認できる。

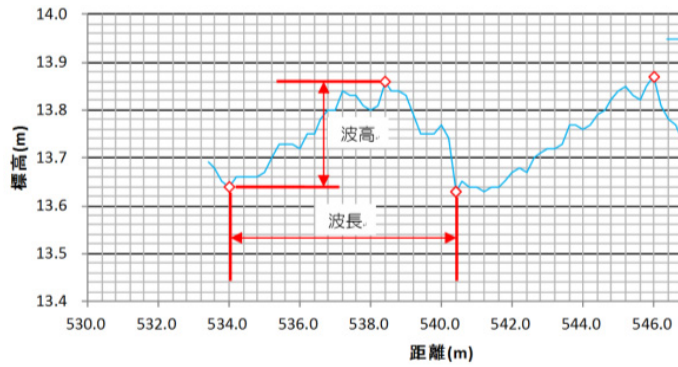


図-2.18 波長・波高の算定方法

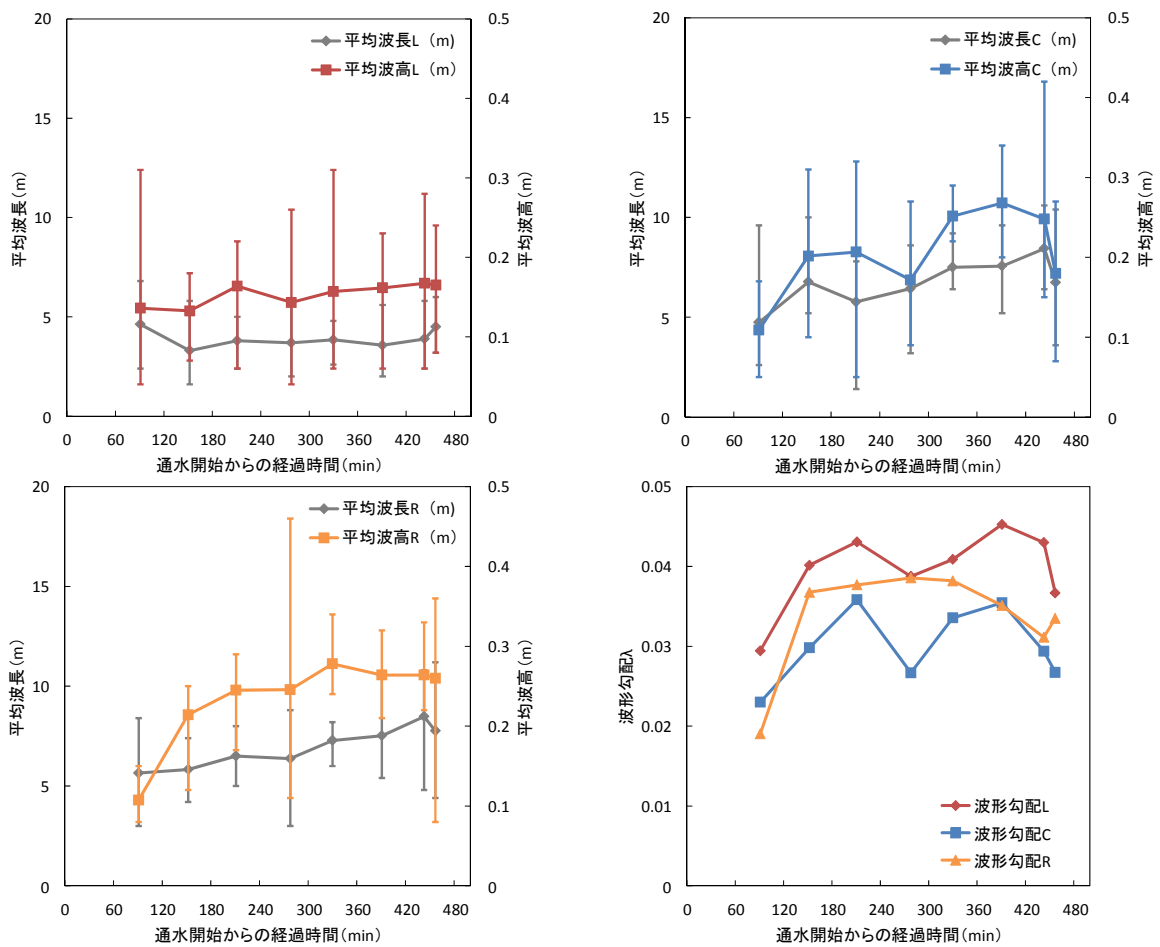


図-2.19 平均波長・平均波高・波形勾配 (第1回実験 $Q=70\text{m}^3/\text{s}$)

また、下段のマルチビーム観測による河床高の陰影図からL測線とR測線では河床波の傾向が異なることが確認できる。L・C・R測線の河床波に関して、マルチビーム観測による河床高データを用いた波長、波高、波形勾配(波高/波長)の平均値の時系列変化を以下に示す。図-2.18に波長と波高の算定方法を示す。図-2.19、図-2.20に各測線における波長、波高、波形勾配の時系列を示す。

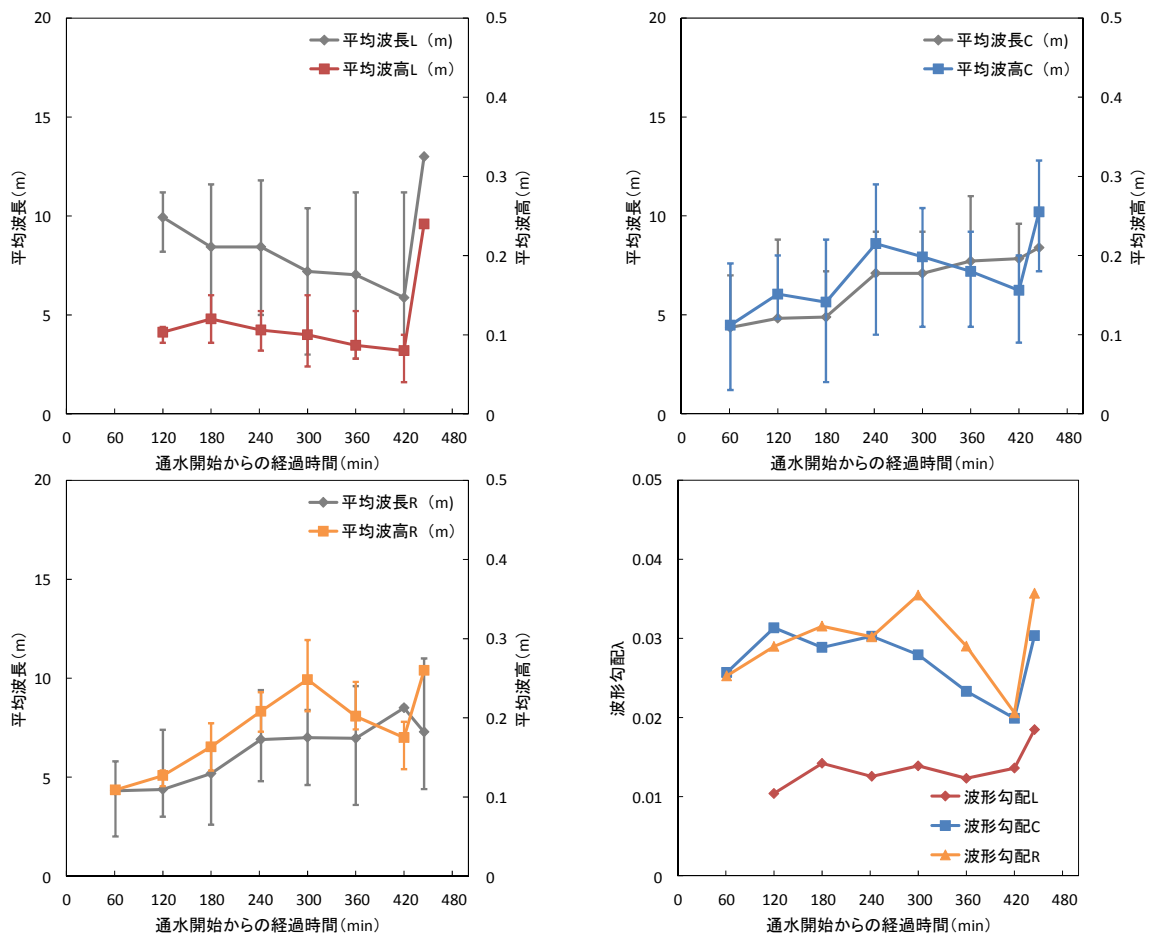


図-2.20 平均波長・平均波高・波形勾配 (第2回実験 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$)

第1回実験の平均波長は3.9m~8.5m程度, 平均波高は0.1m~0.3m程度, 第2回実験の平均波長は4.3m~13m程度, 平均波高は0.1m~0.3m程度であることがわかる. 両ケースとも, 平均波長は通水時間経過に伴いC・R測線で増加し, 平均波高は最初に増加しその後は伸びが鈍化した. また, L測線の波長・波高はC・R測線と傾向が異なることがわかるが, これは流速と同様に矢板による影響と考えられる.

実験区間とマルチビーム観測区間の通水前後の河床材料の粒度分布を図-2.21に示す. 採取箇所は, 縦断方向に実験水路のP410からP610まで50m間隔に5測線, 横断方向に水路中央地点と水路中央地点から両岸に向かって3m地点で3箇所の計15地点である. 採取方法は, 表層を0.1~0.2m程度取り除き, 河床採取厚さは河床から0.5m, 採取範囲は0.5m四方である.

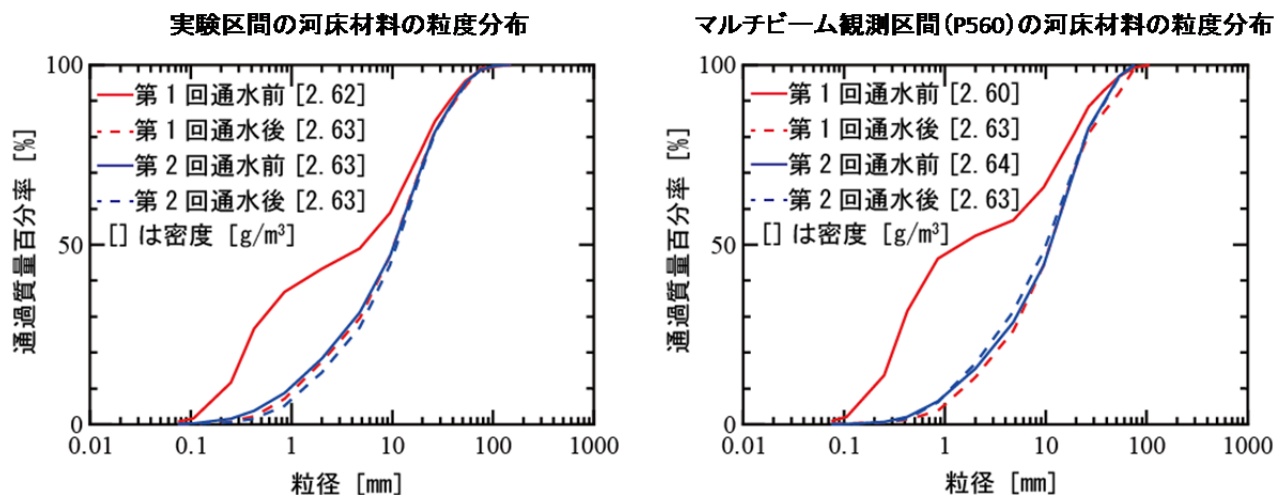


図-2.21 通水前後の河床材料の粒度分布

第1回実験は実験区間で通水前 13.14mm，通水後 16.47mm，マルチビーム観測区間で通水前 10.39mm，通水後 17.60mm であり，実験後の粗粒化が見られる．第2回実験は実験区間で通水前 16.45mm，通水後 17.01mm，マルチビーム観測区間で通水前 15.84mm，通水後 15.43mm であり，実験前後の変化が小さい．これは，第1回実験前に水路に堆積していた細粒分が実験で掃流され，間を置かずに第2回実験を実施したためである．

2.2.3 河床抵抗に関する考察

マルチビーム観測区間の水理諸量を用いて，マニング粗度係数の算定を行った．ここで，勾配は初期河床勾配とした理由を以下に説明する．図-2.22 に示すように，水面勾配 (P535-P585) ・エネルギー勾配 (P410-P610) については，下流端に設置した堰上げ施設の影響や，マルチビーム観測区間外の上流の河床洗掘の影響が大きいと考えられる．これに対し，河床勾配については上記の影響が小さく，通水前後変化も小さい．以上のことから，マルチビーム観測区間の水理諸量算出に用いる勾配には初期河床勾配を用いることとした．

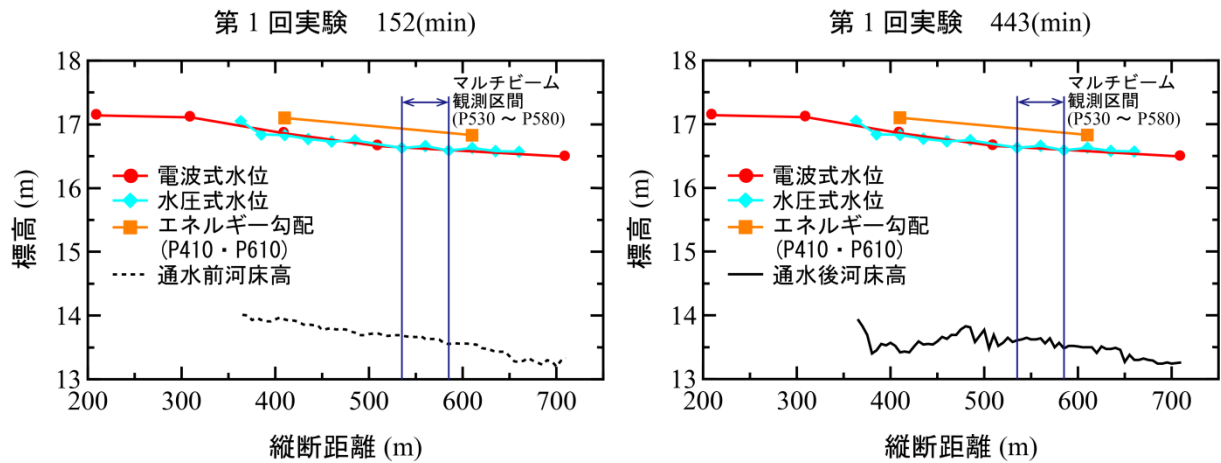


図 2.22 勾配の比較

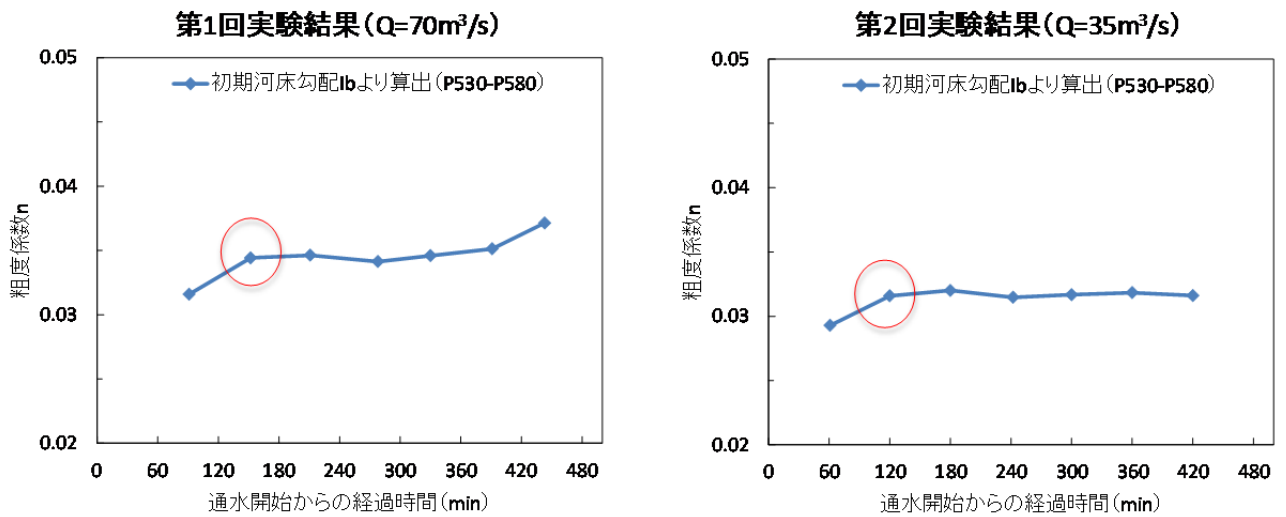


図-2.23 マニング粗度係数の時系列変化

マンシングの抵抗則を用いたマルチビーム観測区間 (P530～P580) の粗度の時系列変化を図-2.23 に示す。粗度係数は、マルチビーム観測区間の平均水深 h とマルチビーム観測区間の縦断平均流速 u 、初期の平均河床勾配 I_b より算出した。

第1回実験の粗度は0.032～0.039、第2回実験の粗度は0.029～0.033であることがわかる。時系列変化に着目すると、通水後それぞれ152分、120分で河床粗度が増大しており、これは河床波発達と対応していると考えられる。

第3章 越水破堤実験

本章では、千代田実験水路において、流量、堤体材料、堤防断面の違いに着目して4つのケースで越水破堤実験を行った。実験結果から、破堤機構の分類整理をするとともに、破堤拡幅について定量的分析を行った。得られた成果は以下の通りである。

流量、流速、水位等の水理観測データ、及び、堤体内部に設置した加速度センサーや映像から得られた破堤（堤防崩壊）過程について分析し、破堤の段階を4 Step、すなわち、初期破堤段階、拡幅開始段階、拡幅加速段階、拡幅減速段階に分類できることを示した。

また、加速度センサーから得られた堤防崩壊速度と、破堤部の裏法周辺の水理量（河床面せん断力）を無次元化して整理したところ、4ケースすべてについて同じ式で表現できることを示し、式形は流砂式と同形であることが分かった。

3.1 実験方法

越水破堤実験は、**図-3.1**に示すように、氾濫流が拘束されないよう千代田新水路側に広い氾濫域を設定した。異なる条件での破堤進行過程の違いを検討するため、**表-3.1**に示すように、河道流量(フルード数)、堤体材料、堤体形状(天端幅)が異なる4ケースの実験を実施した。Case1(流量 $70\text{m}^3/\text{s}$ 、天端幅3m、砂礫材料)を基本とし、Case2は流量を $35\text{m}^3/\text{s}$ としてフルード数を小さくし、Case3は堤体に細粒分を多く含む材料を用い、Case4は堤体天端幅を6mと広くした。

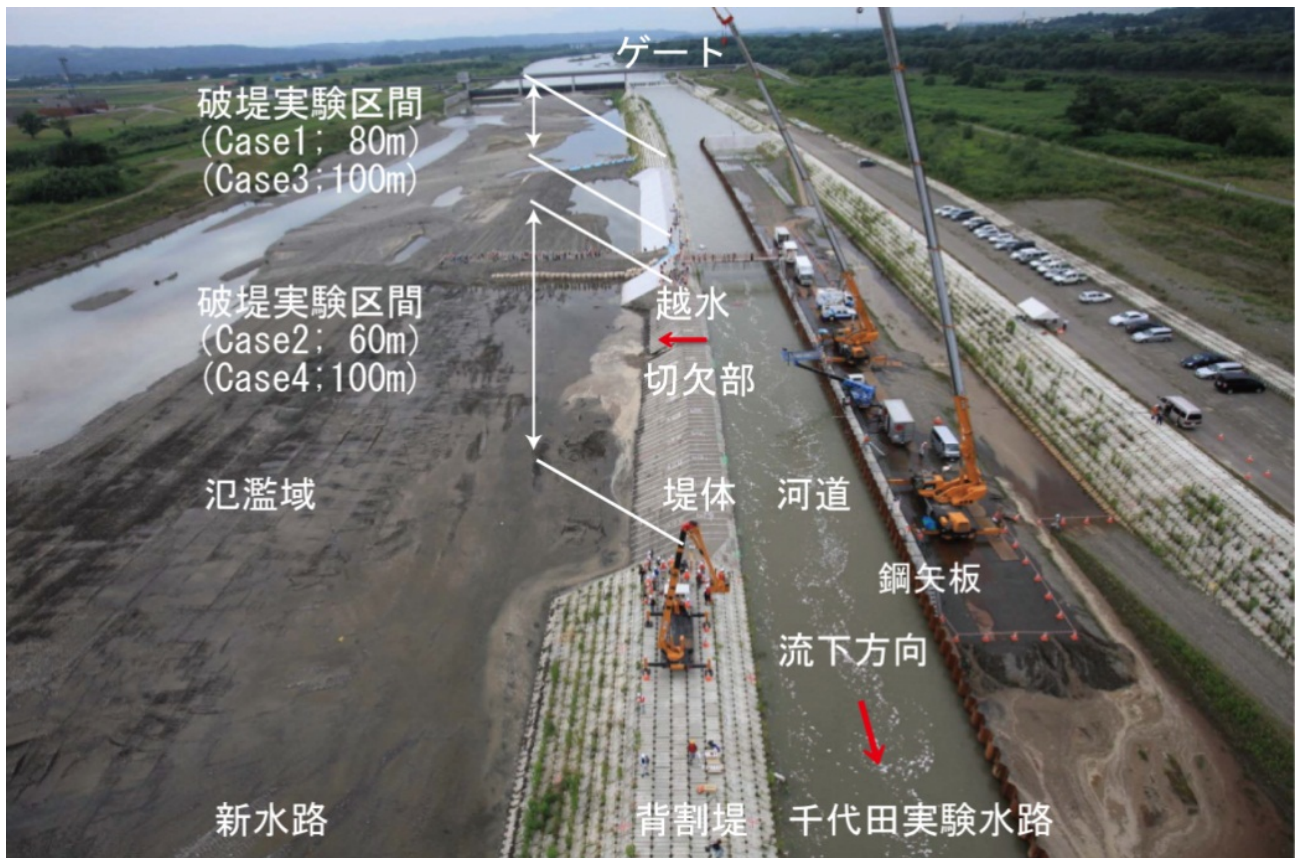
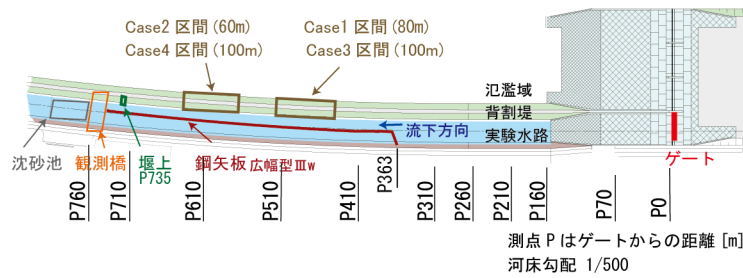


図-3.1 本実験の状況

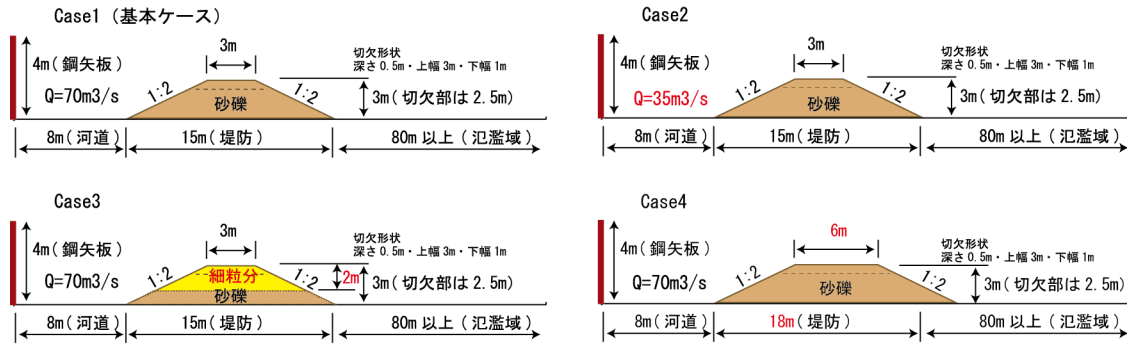
表-3.1 実験条件

	堤体・水路形状						通水流量 (目標)	実験 実施日		築堤後の 経過年数
	土質	高さ	天端幅	法勾配	水路幅	水面勾配 (目標)				
Case1	砂礫	3m	3m	1:2	8m	1/500	$70\text{m}^3/\text{s}$	2010年	4月	約4年
Case2						1/3500	$35\text{m}^3/\text{s}$		8月	
Case3	細粒分	3m	3m	1:2	8m	1/500	$70\text{m}^3/\text{s}$	2011年	4月	約1年
Case4	砂礫								6m	

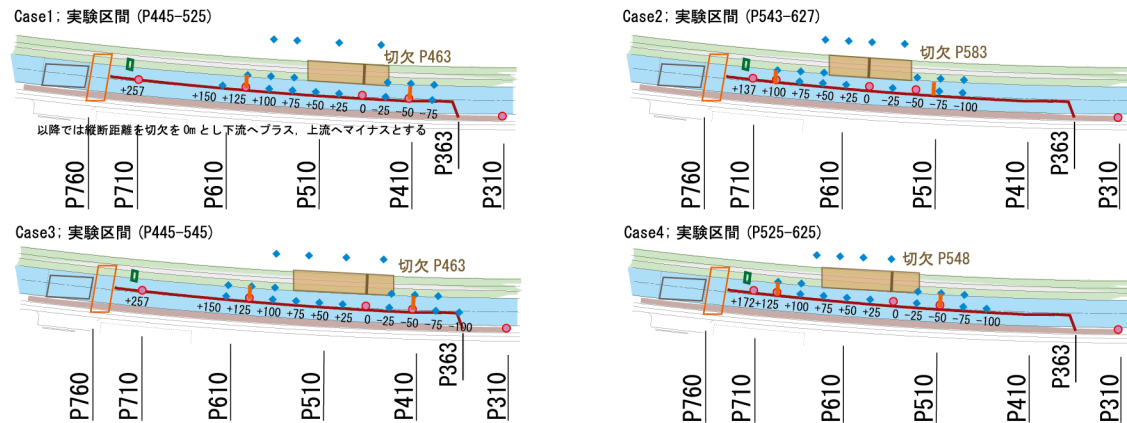
実験水路平面図



実験区間断面図



観測機器配置図



観測時期	観測項目	観測箇所・手法
通水中	水路内水位	●電波式水位計・◆水圧式水位計
	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(◆水圧式水位計)
	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)
	流況観測	()杭ワイヤー式 ADCP・電波式流速計 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)
通水後	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—3.2 実験水路・観測手法

実験水路の諸元等を図-3.2に示す。破堤させる堤体は、裸堤（芝を張らない土堤）とし、背割堤の破堤実験区間を実験条件にあわせて整形し、破堤のきっかけとして深さ0.5mの切欠を設けた。

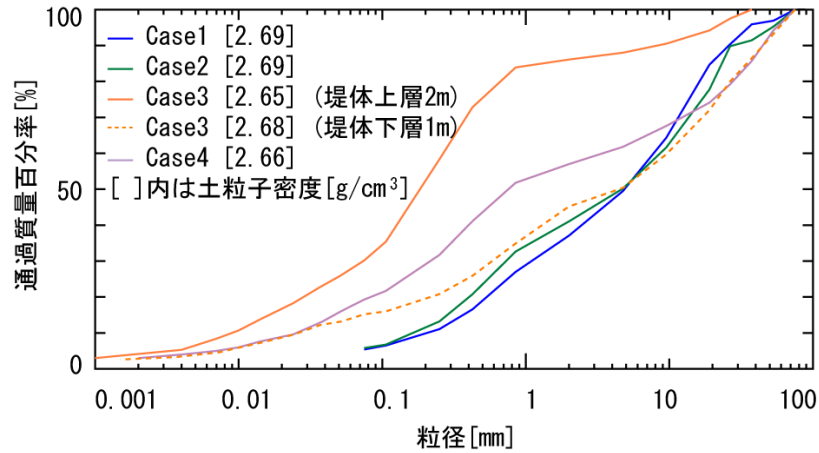


図-3.3 堤体材料の粒度分布

氾濫域については、千代田新水路部分を利用することにより、広い氾濫域（幅 80m 以上）を設定した。一方、千代田実験水路は融雪時期に通水可能な流量が $70\text{m}^3/\text{s}$ 程度であり、そのままでは必要な水深を確保できないため、鋼矢板を用いて 30m ある実験水路幅を 8m に縮小し、下流端には堰上げ施設を設けた。ここで Case2 については、通水流量を半分としており、必要な水深を確保するためには堰上げ効果をより大きくする必要があり、堰上げ施設の調整を行った。

また、河道内の流水による堤体侵食を防ぐため、破堤実験区間の表法側にはブロックを設置した。なお、実験区間を 80m とした Case1 の実験結果では、氾濫流量が安定する前に実験区間の大半が崩壊したことから、Case3・4 では実験区間を全長 100m とした。実験は、Case1・2 は築堤後 4 年、Case3・4 は築堤後 1 年で実施した。

図-3.3 に各ケースの堤体の粒度分布を示す。Case1 と Case2 はほぼ同程度の材料で砂礫質であることがわかる。Case3 は細粒分を加えた材料であり粒径が他のケースに比べると粒径が小さいことがわかる。Case4 については、Case1 および Case2 と同様に周辺の河床材料を採取して用いたが、出水の影響が有りの河床材料がやや細粒化していたことがわかる。また、点線で示したのは、Case3 の堤防下層材料であり Case1 および Case2 とほぼ同様の材料であることがわかる。

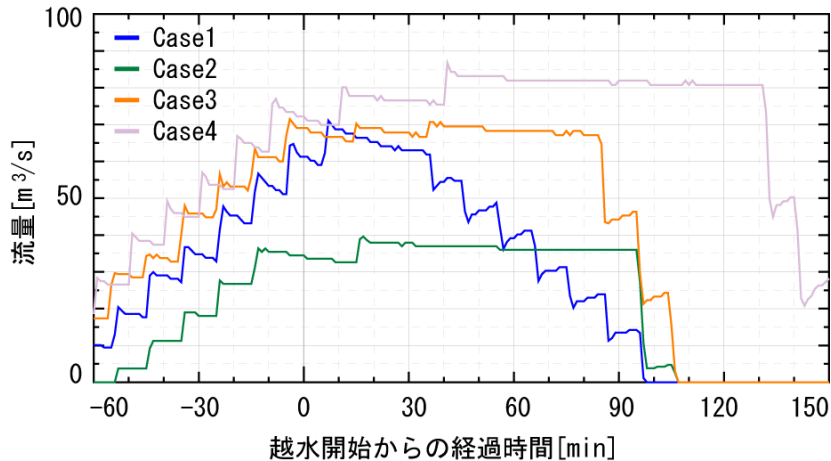


図-3.4 通水流量の時間変化

ここで、通水流量について説明する。通水は越流水深の目安を 30cm として行った。すなわち、切欠からの越流水深が概ね 30cm 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い、破堤実験区間の大半が崩壊した時点で通水流量を減少させ実験終了とした。ゲートからの通水流量の時間変化を図-3.4 に示す。通水の目標流量に関しては、Case1, Case3, および Case4 は $70\text{m}^3/\text{s}$ 、Case2 は $35\text{m}^3/\text{s}$ であるが、実際の流量は若干のばらつきがあったことがわかる。これは、あらかじめ 1 次元水理計算によって、水路形状と粗度係数から越流水深 30cm で目標流量となるように下流の堰上げ施設を調整したが、現地では計算条件との若干の差異があったためと思われる。

次に、各ケースの通水流量に関して、概説する。Case1 は実験区間が 80m で、他の同じ流量で実験を行うケースよりも短く設定されており、氾濫流量が安定する前に破堤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たので、一定流量の継続時間が短い。Case2, Case3 は設定した流量に到達後、ゲート上流の低下背水の影響により通水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。また、Case4 は水路下流端の堰上げ施設周辺の河床低下により水位が低下し、必要な越流水深を得ることが出来なかったため、 $80\text{m}^3/\text{s}$ 程度まで流量を増加させている。

3.2 実験結果の整理

図-3.5～図-3.8 に、実験中に上空から撮影した様子を示す。各ケースとも代表的な破堤経過である、越水開始時点、破堤拡幅開始時点、破堤拡幅中、実験終了時点（ゲート閉扉直前）の写真を選定し図示した。以下では、各ケースの破堤進行の様子について各図を用いて概説する。

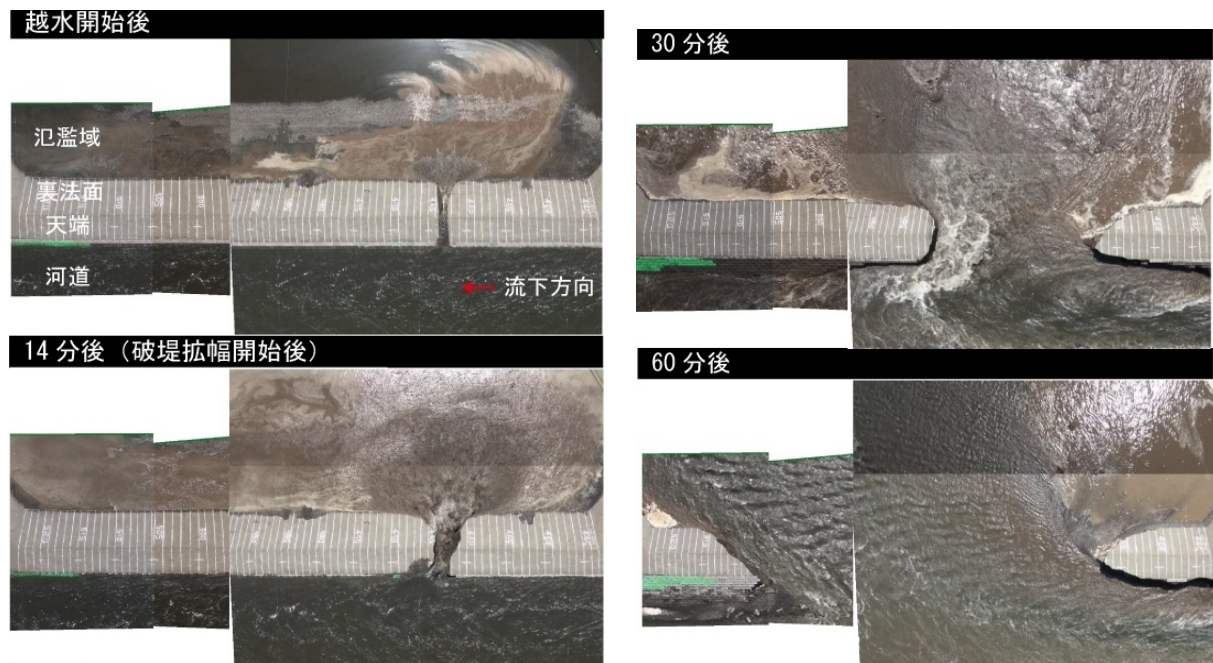


図-3.5 実験状況 (Case1)

Case1 は、越水開始直後に切欠部の裏法面・裏法肩の侵食が始まり、この時氾濫流量は非常に小さい。越水開始から 14 分後には侵食が表法肩に達し氾濫流量が増加し始め、あわせて破堤が上下流方向に拡幅し始める。その後、氾濫流量が急激に増加し、破堤拡幅も急激に進行し、主に堤防下流方向に破堤が拡幅した（通水後約 30～50 分後）。そして、河道水位が低下し、破堤拡幅が減速しつつも進行し、破堤幅は約 52m となったところで実験区間の大半が崩壊したため、ゲートからの通水を止めている。

また、堤体の崩壊状況に着目すると、まず流水が当たる部分が侵食され、次に支持力を失った堤体上部が崩落しながら拡幅が進行する様子が観察された。

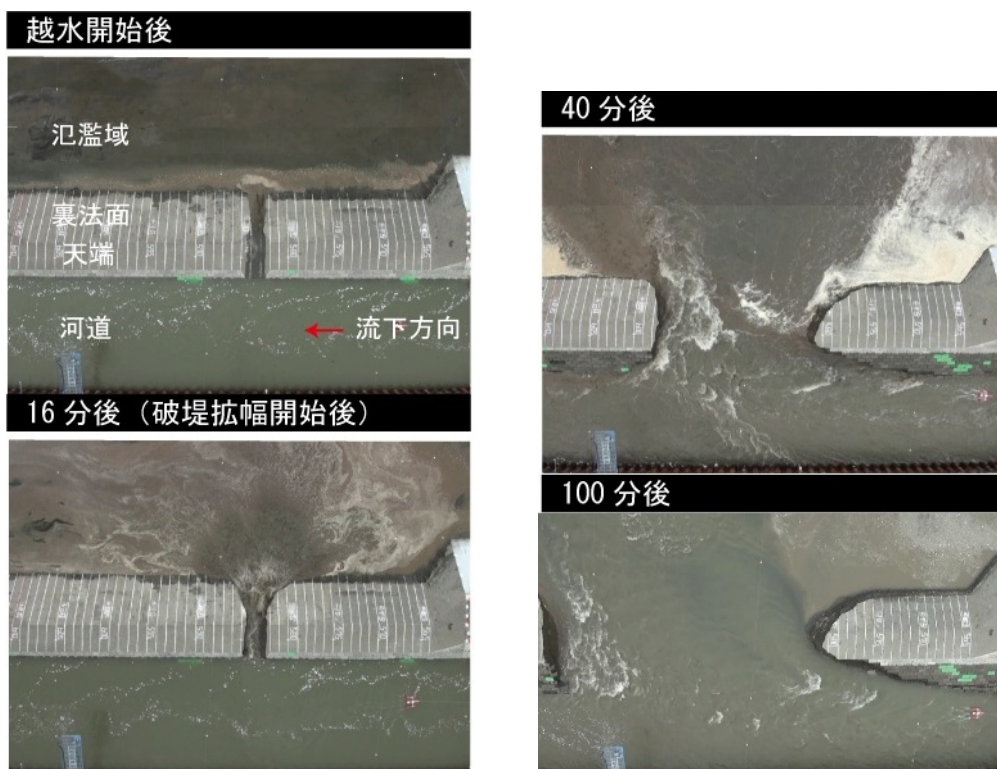


図-3.6 実験状況 (Case2)

Case2 は、基本的な破堤拡幅の過程は Case1 概ね同様であるが、Case1 に比べ水面勾配が緩く流量・流速が小さくなっており、破堤拡幅が上下流方向にほぼ対称に拡幅する過程が長く続き、その後主に下流側に破堤が進行するが、その拡幅速度は遅く、破堤拡幅がほぼ止まった時点でゲートを閉扉して実験を終了したが、この時の破堤幅は約 30m と短かった。

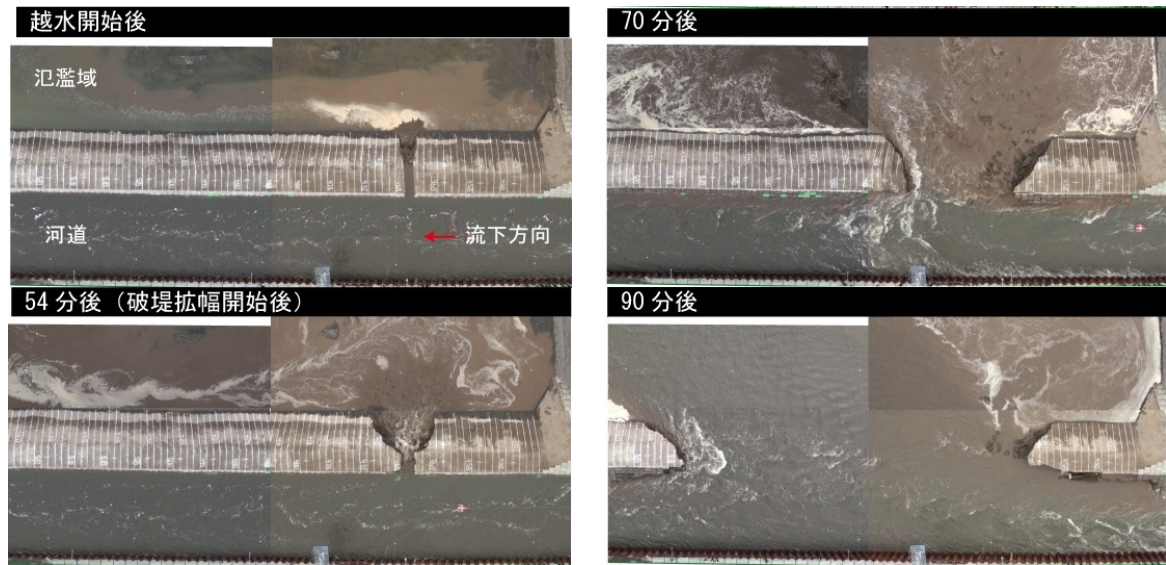


図-3.7 実験状況 (Case3)

Case3 は堤体の材料が細粒分を多く含むケースである。基本的な破堤拡幅の過程は Case1 と概ね同様であるが、Case1 に比べ、破堤拡幅開始までの時間が長く、裏法が侵食される過程でハの字に開き、破堤拡幅が進行し始めてしばらく破堤部開口形状はハの字であった。越水開始から 54 分後に破堤が上下流方向に拡幅し始め、その後は、主に下流方向に拡幅した。破堤拡幅過程では、Case1 に比べると堤体が塊で崩壊する現象を繰り返し、破堤拡幅速度は速く、実験終了時の破堤幅は約 45m となった。

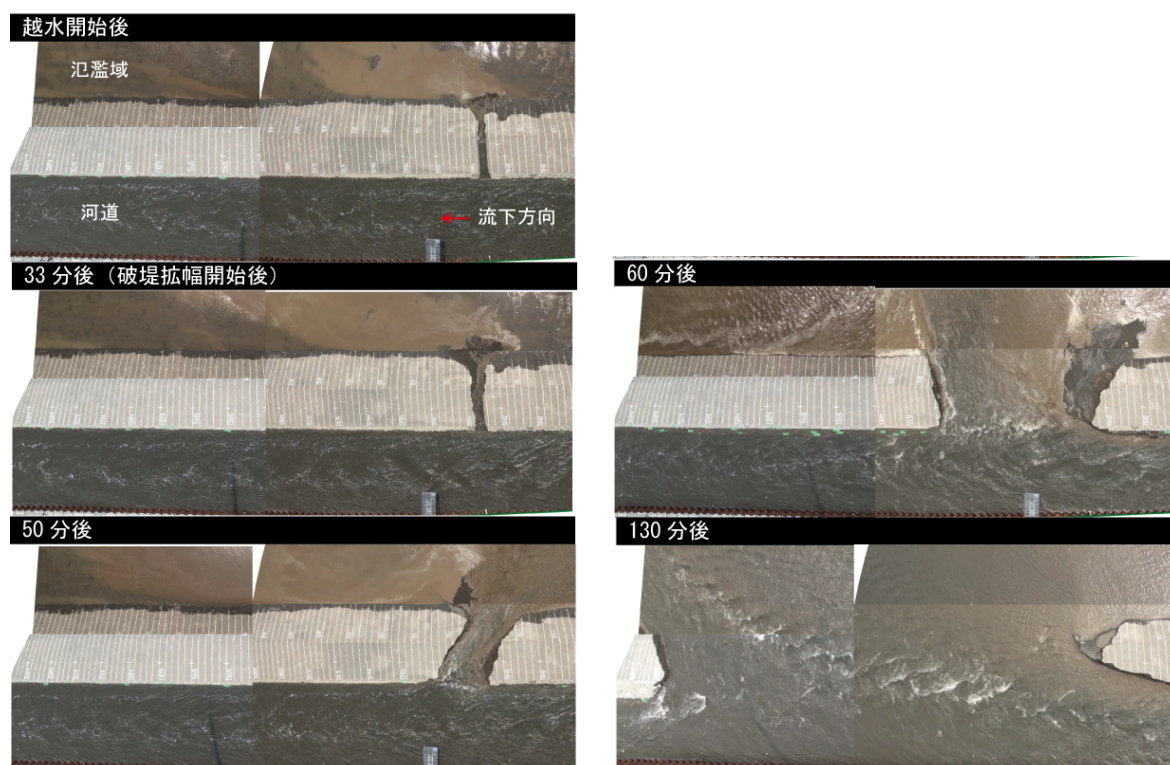


図-3.8 実験状況 (Case4)

Case4 は堤防天端が広いケースである。破堤拡幅の過程は Case1 と概ね同様であった。越水開始から 33 分後に侵食が表法肩に達し、破堤が上下流方向に拡幅し始め、越水開始 50 分後頃は、破堤口の形状は上流側に向く。その後、主に下流方向に拡幅が進行する。堤体天端幅が長い条件であったが、破堤拡幅速度については Case1 とほぼ同様であった。Case1 で実験区間が短く破堤拡幅が終息するまで実験を継続できなかったことを踏まえて、Case4 では実験区間を 100m 確保したことから、十分な通水が行えたので、破堤拡幅がほぼ終息した時点でゲートを閉扉し実験を終了した。この時の破堤幅は約 75m であった。なお、水路下流端の堰上げ施設周辺の河床低下により水位が低下したため、通水の一定流量を $80\text{m}^3/\text{s}$ 程度まで増加させている。

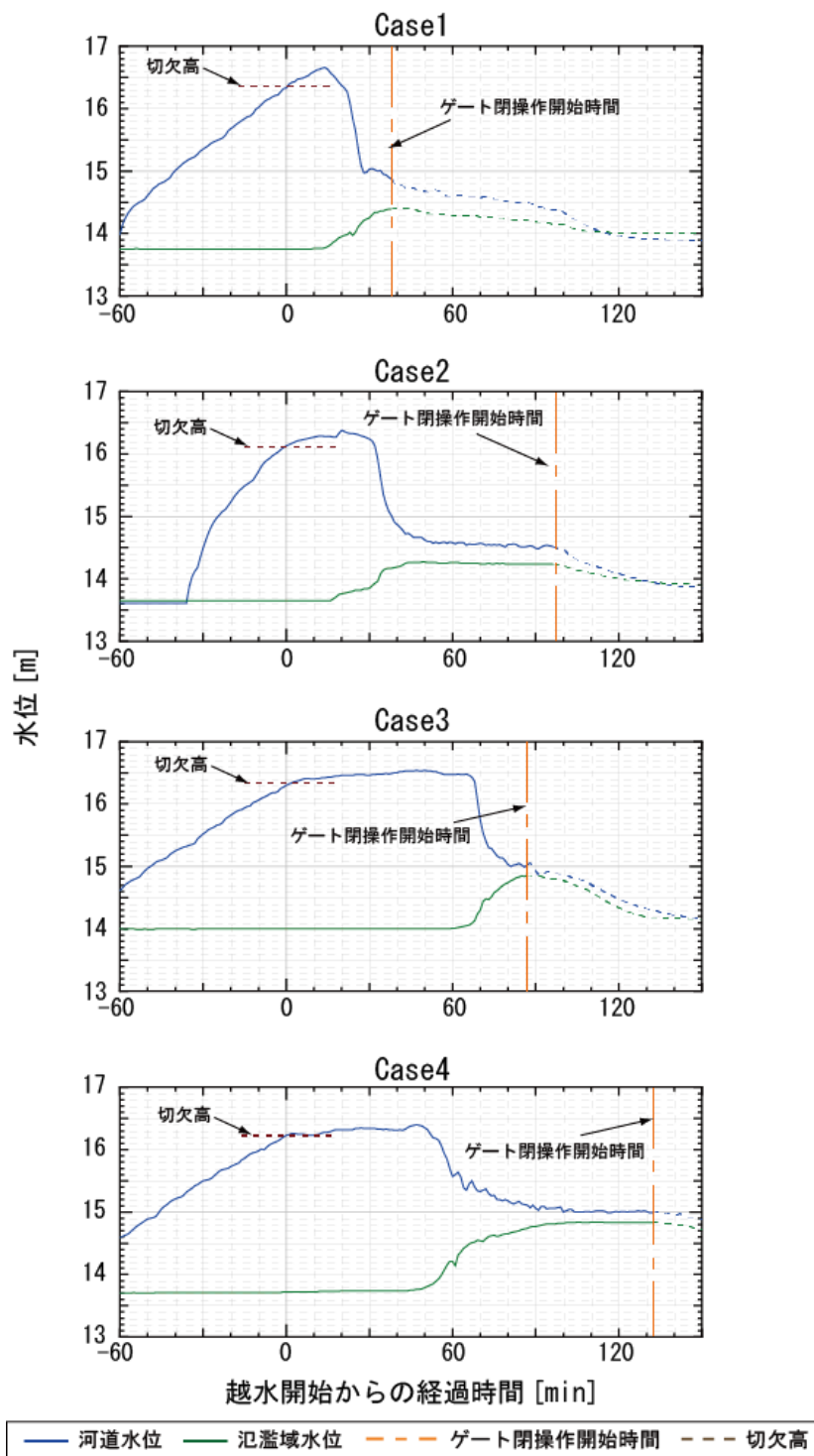


図-3.9 切欠部の河道水位と氾濫域水位

次に、切欠部の河道と氾濫域の水位観測結果を図-3.9に示す。横軸は越水開始からの経過時間、縦軸は水位（標高）をあらわす。青線は河道の水位、緑線は氾濫域（堤防法尻から4mの位置）の水位であり、縦断位置としては両者とも切欠き部である。また、河道水位は、電波式水位計で観測した1分毎の値であり（5秒毎にデータを取

得し、60秒平均を1データ)、氾濫域水位は水圧式水位計で観測した1分毎の値である(5秒毎にデータを取得し、60秒平均を1データ)。青線及び緑線とも点線はゲート閉扉後をあらわす。黒い点線は切欠高、オレンジの一点鎖線はゲート閉操作開始時間を表す。

河道水位については、Case2・3・4では、目標の越流水深を確保するまで上昇したのち、破堤拡幅開始まで一定水位が継続しているが、Case1では、目標の越流水深を確保するまで上昇したのち、破堤に至る時間が短く、すぐに水位が低下している。氾濫域水位は、河道水位の低下に合わせて上昇が始まり、その後河道水位との水位差が小さくなっている。

最大越流水深(=水路左岸水位-堤体切欠高)はCase1~Case4でそれぞれ33cm, 28cm, 23cm, 15cmであった。河道水位と破堤拡幅幅の関係は、Case1・2で破堤幅が約10m, Case3・4では破堤幅が約30mになると河道水位が低下し始め、河道内の流れが一気に破堤開口部に向かっていることが推定される。

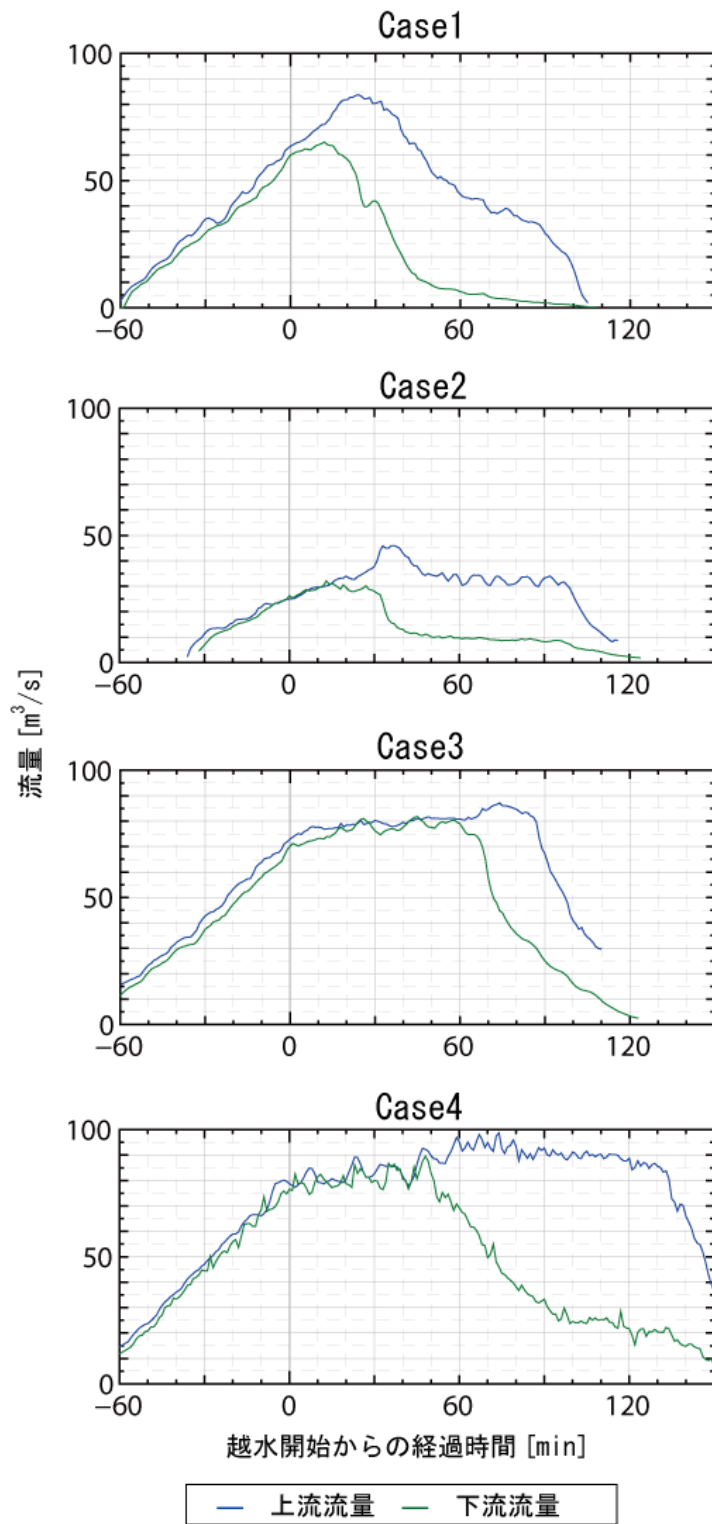


図-3.10 破堤実験区間の上下流の流量

次に、破堤区間の上下流の流量観測結果を図-3.10に示す。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²⁰⁾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。電波式流速計の値は、ADCP と電波式流速計の流速比較から得た近似式により、表面流速を断面全体の平均流速へ補正を行った。通水断面積は、通水前後における断面変化について、土粒子の摩擦速度と限界摩擦速度の関係をを用いて、摩擦速度の超過量を通水前後の断面に加重配分して補正を行い、その過程を時系列で推定した。

まず、Case1 について概説する。越水開始から約 15 分で下流流量が低下している。これは、破堤拡幅が開始し氾濫流量が増加し始めたことに対応する。この時点では、上流流量は増加し続けている。この時点では、ゲートからの流入流量が一定となっているが、破堤口への氾濫流量の流れ込みに伴い河道に貯留されていた流水が破堤部に引き込まれるため、破堤部の上流流量は増加を続けたと考えられる。越水開始後約 20 分後には上流流量がピークとなり、その後減少し始める。これは、河道貯留が無くなり、流入流量に見合った氾濫流量になったためと考えられる。そして約 40 分後にはゲートを閉扉し実験を終了したので、流量が減少している。

次に、Case2 について概説する。全般的には概ね Case1 と同様の時間変化をたどるが、通水流量が小さいため、Case1 に比べると上流、下流とも流量が小さい。越水開始後約 30 分後には下流流量が減少する。上流流量は増加し続け、約 40 分後にピークを迎え、その後減少するが、約 50 分後からほぼ一定値をとる。これは、Case1 と違って破堤拡幅が終息するまで実験を続けたため、平行状態にあったと考えられる。

次に、Case3 について概説する。全般的には概ね Case1 と同様の時間変化をたどるが、破堤拡幅までに時間を要したため、一定流量を保った時間が長い。通水後約 60 分後には下流流量が減少し、その後上流流量がピークを迎えるのは全般的には Case1 と同様であるが、破堤拡幅の進行速度が速かったため Case2 のようにピーク後の一定流量を保つ期間はなく、ゲート閉扉により流量が減少し実験が終了している。

最後に、Case4 について概説する。全般的には概ね Case1 と同様の時間変化をたどるが、実験区間を長くにとって破堤拡幅が終息するまで実験を継続したことで、上流流量がピークを迎えた後、長い時間一定流量を保っている。越水開始後約 130 分後にはゲートを閉扉し流量が減少している。

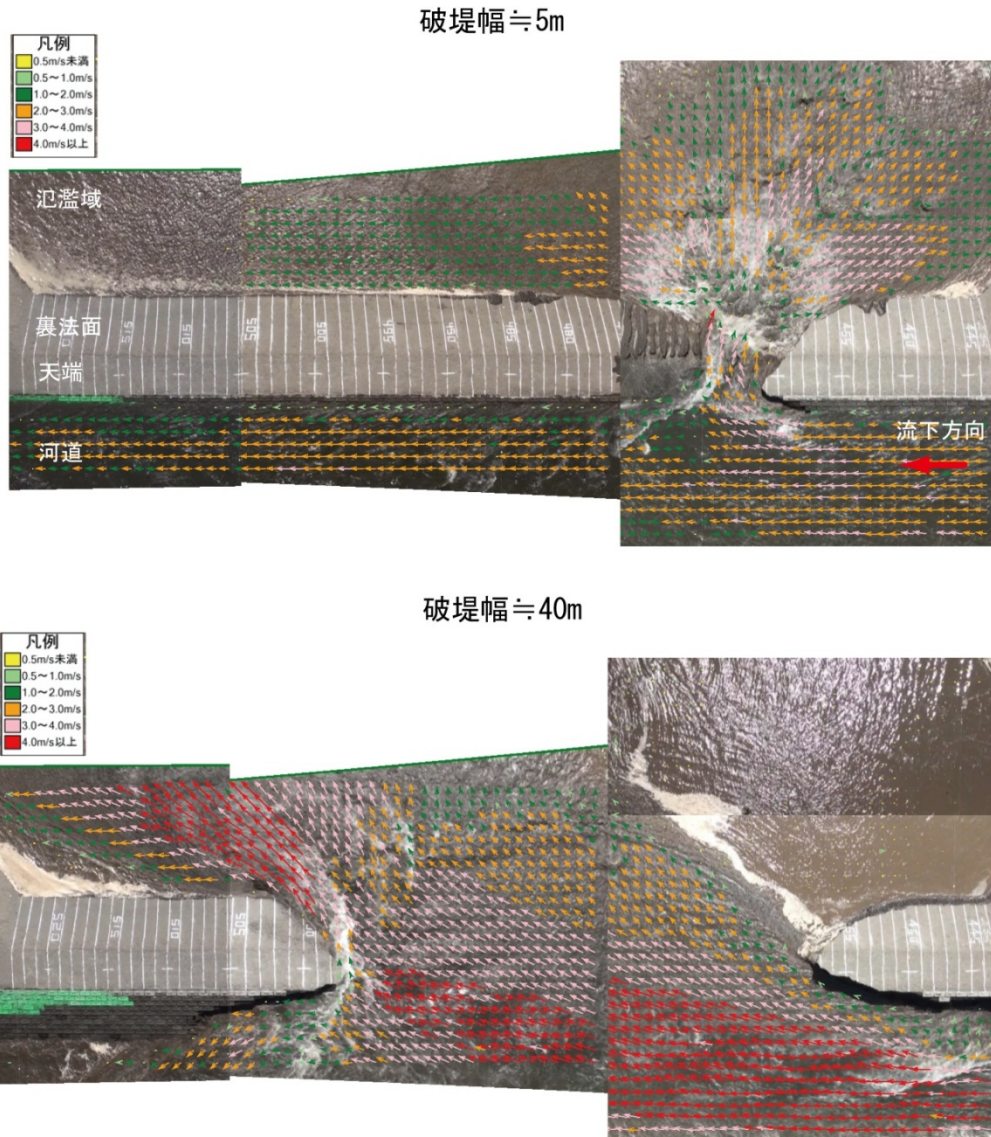


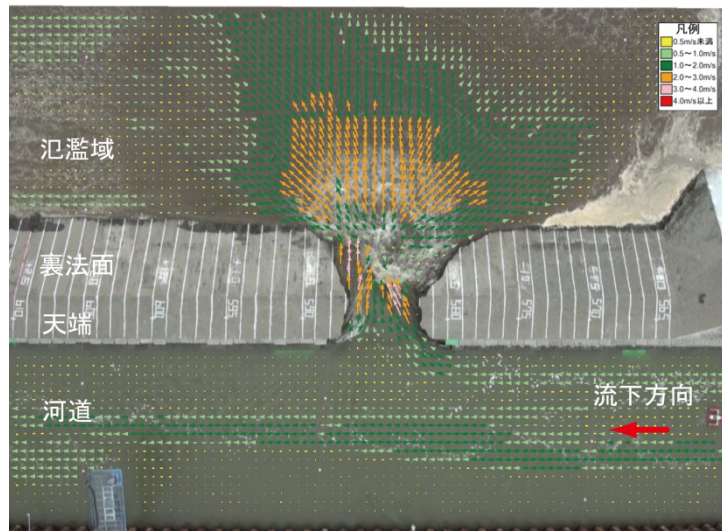
図-3.11 PIV 解析結果 (Case1)

次に、PIV (*Particle image velocimetry*) 流況観測について各ケースの結果を図-3.11～図-3.14に示す。各ケースとも、越水開始直後である破堤幅約5mと、破堤拡幅が最も進行している破堤幅の時点の結果を示した。

最初に、Case1 について概説する。破堤幅5m 時点では、破堤口からの氾濫流はごくわずかであり、河道流の平面流況に対して、越水流量は大きな影響を与えることなく、破堤口のごく近傍で河道から氾濫域側に向かう流れが見られる程度である。

破堤拡幅が進行し破堤幅約40m になると、河道内の流れのかなりの割合が氾濫域側に向かっており、方向は斜めとなって、下流の堤防に早い流れが当たっている。またこの時、破堤部上流では流速の小さい死水域が見られる。

破堤幅 ≒ 5m



破堤幅 ≒ 25m

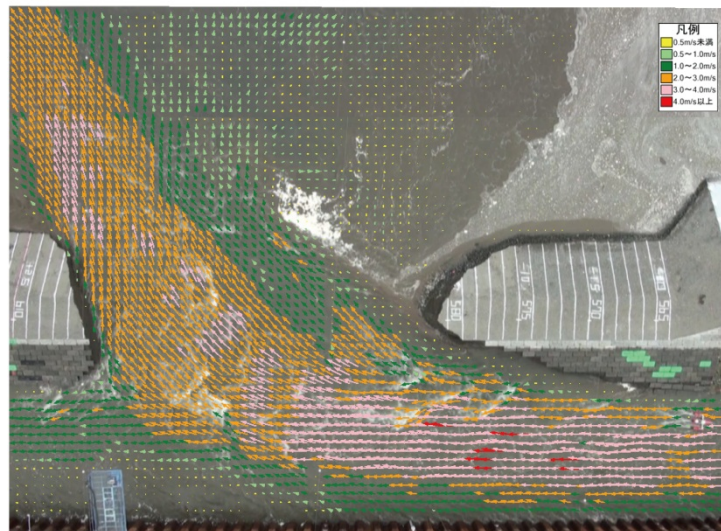
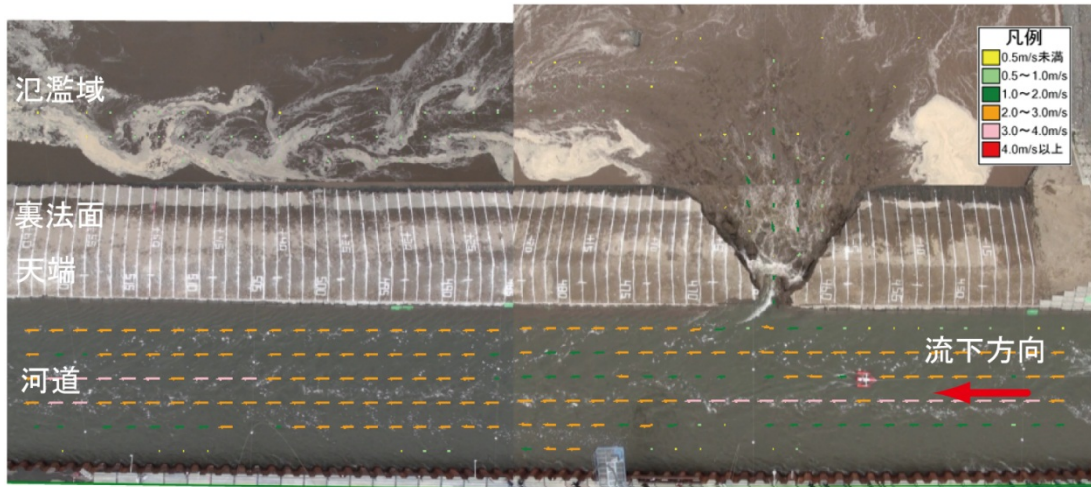


図-3.12 PIV 解析結果 (Case2)

次に、Case2 について概説する。Case2 は、Case1 に比べて水面勾配が緩く流量・流速が小さいため、初期の破堤幅 5m 程度では、破堤口近傍の河道の上下流から氾濫域側への流れがみえ、このとき上下流方向にほぼ対称に破堤が拡幅している。破堤幅約 25m になると、Case1 と同様に河道内の流れのかなりの割合が氾濫域側に向かっており、方向は斜めとなって、下流の堤防に早い流れが当たっているが、流速の絶対値は小さい。また、破堤部上流で流速の小さい死水域が見られるのは Case1 と同様である。

破堤幅 ≒ 5m



破堤幅 ≒ 17m

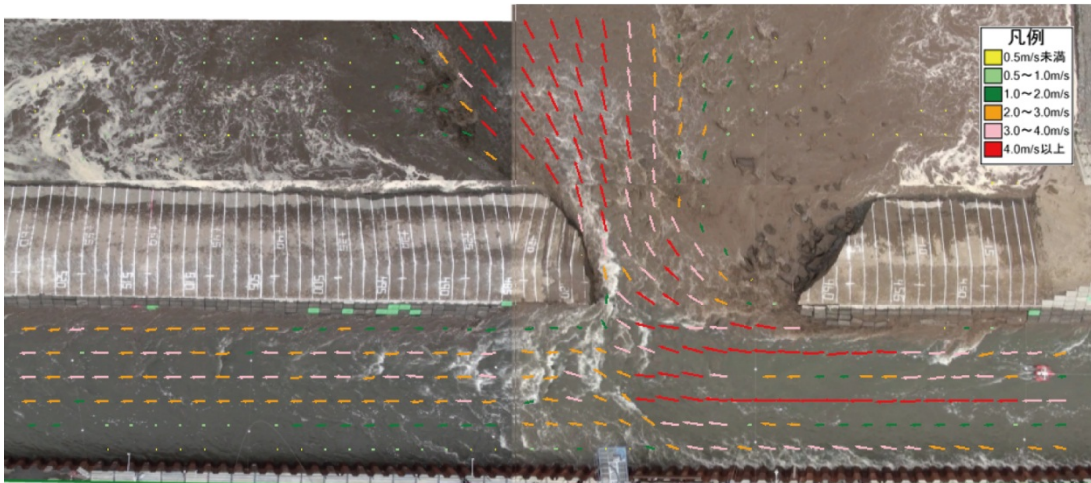
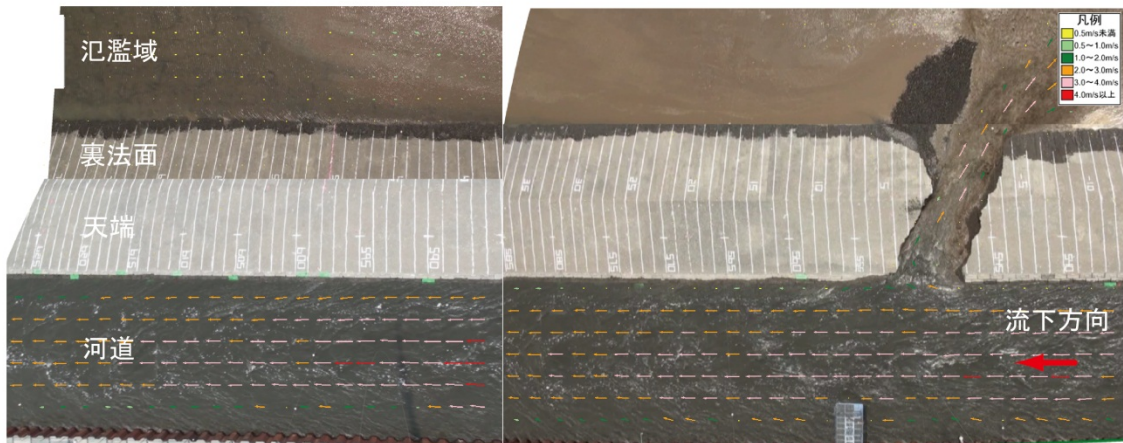


図-3.13 PIV 解析結果 (Case3)

次に、Case3 について概説する。Case3 は、Case1 に比べて堤体材料が細かく、裏法侵食の過程に長時間を要したが、流況に関しては、初期の破堤幅 5m 程度では、破堤口近傍の河道の上下流から氾濫域側への流れがみえ、このとき上下流方向にほぼ対称に破堤が拡幅しているのは Case1 と同様である。破堤幅約 17m になると、Case1 と同様に河道内の流れのかなりの割合が氾濫域側に向かっており、方向は斜めとなって、下流の堤防に早い流れが当たっており、流速の絶対値も Case1 とほぼ同様である。また、破堤部上流で流速の小さい死水域が見られるのも Case1 と同様である。

破堤幅 ≒ 5m



破堤幅 ≒ 30m

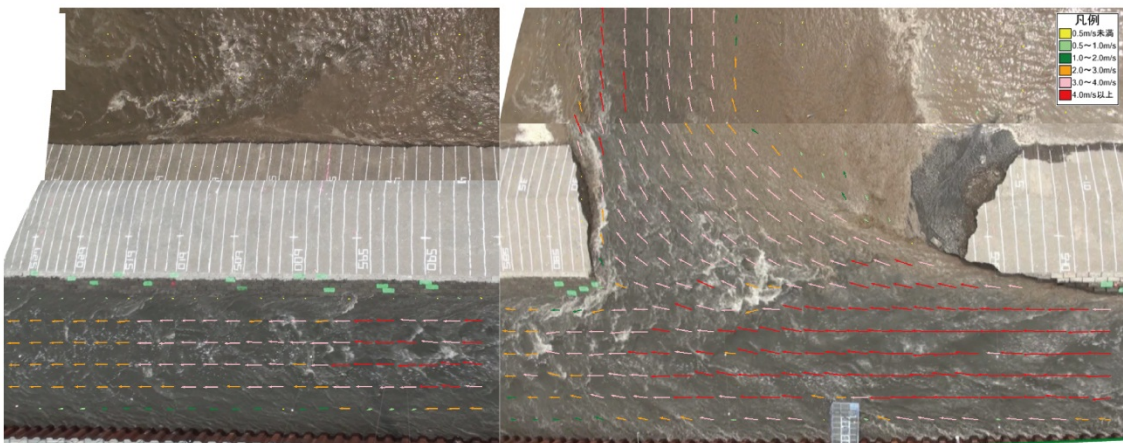


図-3.14 PIV 解析結果 (Case4)

最後に、Case4 について概説する。Case4 では、Case1 に比べて堤防天端が広く、裏法侵食の過程に長時間を要したが、流況に関しては、初期の破堤幅 5m 程度では、破堤口近傍の河道の上下流から氾濫域側への流れがみえるが、流れが上流方向に偏っているのが Case1 とのちがいである。破堤幅約 30m になると、Case1 と同様に河道内の流れのかなりの割合が氾濫域側に向かっており、方向は斜めとなって、下流の堤防に早い流れが当たっており、流速の絶対値も Case1 とほぼ同様である。また、破堤部上流で流速の小さい死水域が見られるのも Case1 と同様である。

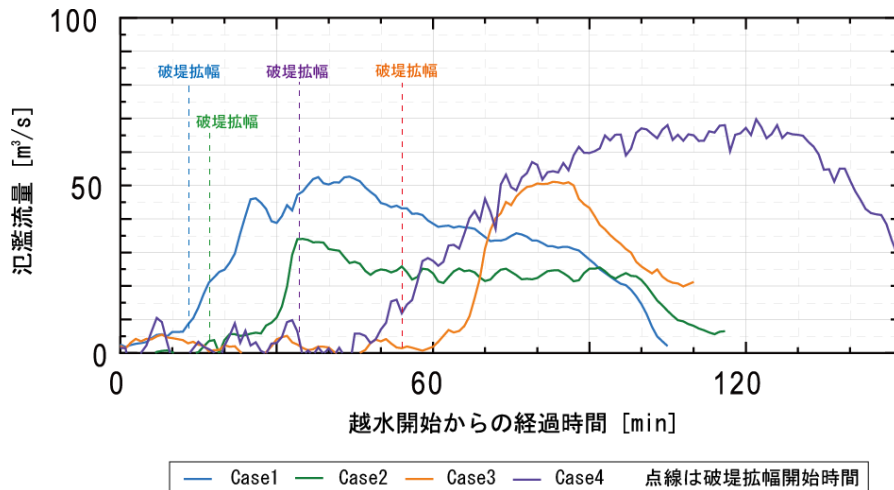
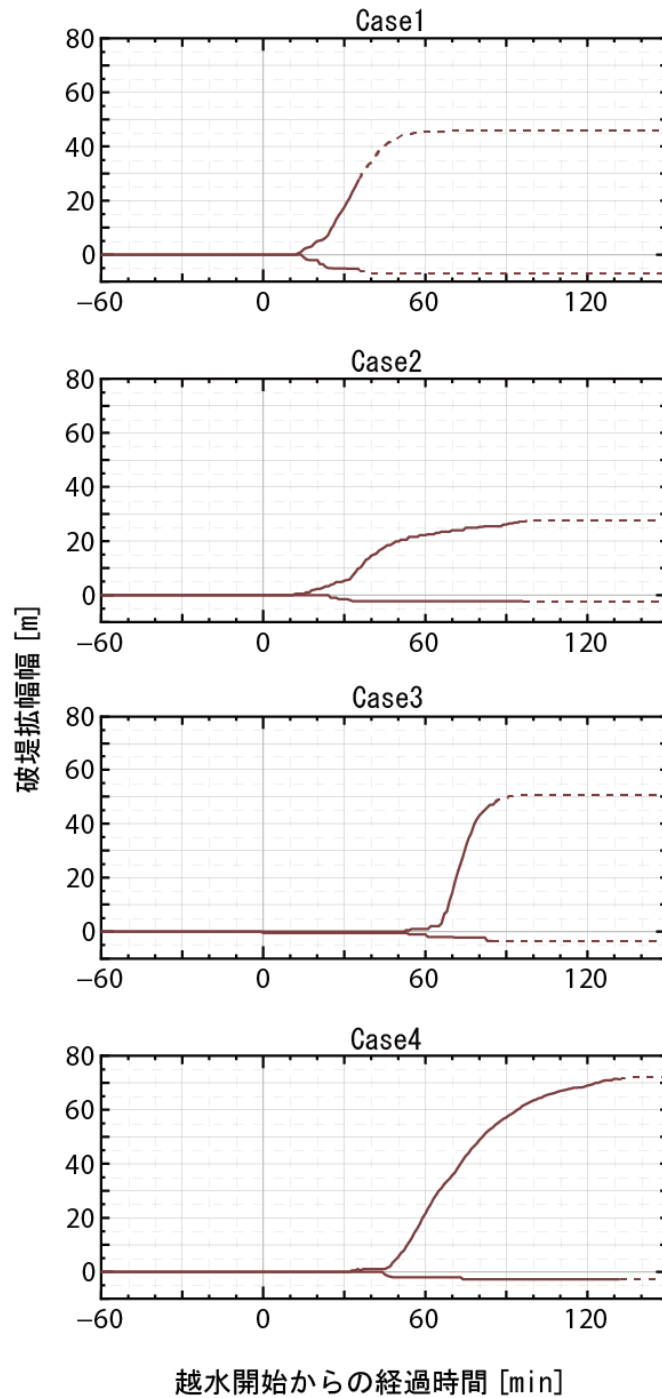


図-3.15 氾濫流量

氾濫流量の推定値を図-3.15に示す。氾濫流量については、破堤区間の上下流流量及び実験区間内の河道貯留量のつり合いから算出した。これは、上下流の観測地点の距離が長く、実験ハイドロの伝播に時間差があることや、破堤後は急速に実験区間内の水位が低下し、河道貯留量の時間変化が氾濫流量に与える影響を無視できないためである。

各ケースとも越水初期段階では氾濫流量はほとんど増加していないが、破堤拡幅が始まると氾濫流量の増加が始まる。その後、氾濫流量がピークに達した後、各ケースで差はあるものの、ほぼ一定の流量を保持して推移する。最後は、実験終了に伴いゲート閉操作を開始したことにより、通水量の低下が始まっている。



— 動画からの読み取りによって求めた天端の破堤拡幅幅 [m] (+ は下流 - は上流)
 点線はゲート閉操作開始以降

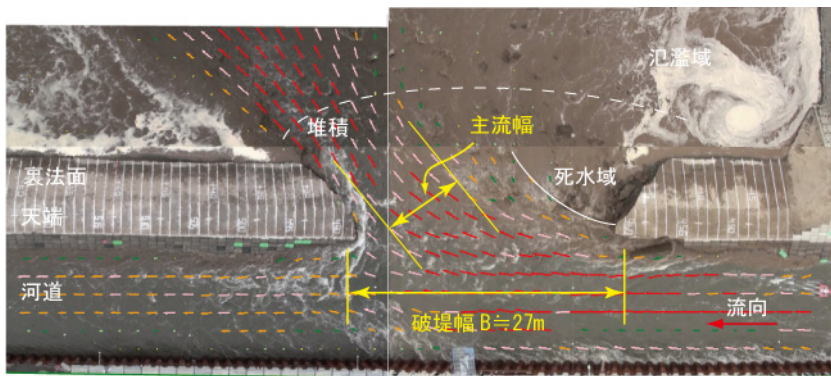
図-3.16 破堤進行過程

図-3.16 に上空から撮影した動画を分析して求めた堤体天端中央の破堤拡幅幅の時間変化を示す。横軸は越水開始からの時間、縦軸は破堤拡幅幅で、プラスは下流方向、マイナスは上流方向を表す。また、点線はゲート閉扉後の結果を表す。

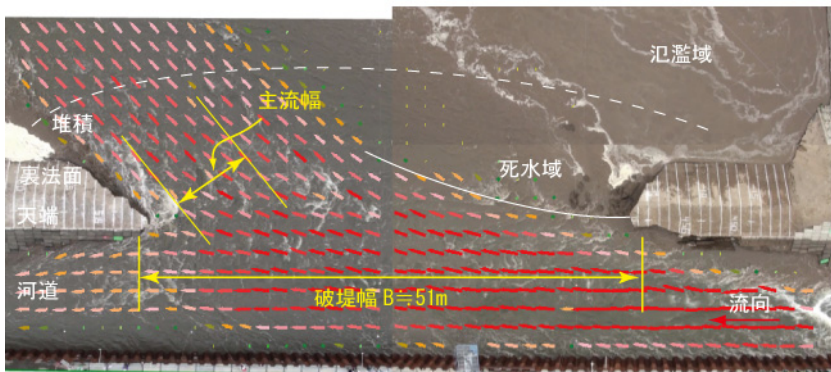
まず、全ケースに共通する特徴について述べる。越流開始直後は裏法面や天端の侵食が先行するため、破堤拡幅には至っていないが、一旦破堤拡幅が始まると、天端の拡幅は急速に進行することが分かる。なお、破堤拡幅開始直後は上流方向にも拡幅しているが、拡幅はわずかであり、その後は下流方向にのみ拡幅している。

次に各ケースの特徴について Case1 との比較しながら述べる。流量の小さい Case2 は、破堤速度（線の傾き）が小さい。また、実験終了時の破堤幅が小さい。堤防材料が細かい Case3 では、破堤拡幅の開始時間が遅く、破堤速度が大きい。天端が広い Case4 は、破堤拡幅開始が遅いが、破堤速度はほぼ同様である。

以上の特徴は、これまで映像、水位、流量の観測結果から述べてきた各ケースの特徴と整合するものである。



破堤幅 $B=27\text{m}$



破堤幅 $B=51\text{m}$

図-3.17 破堤部の流況 (Case3)

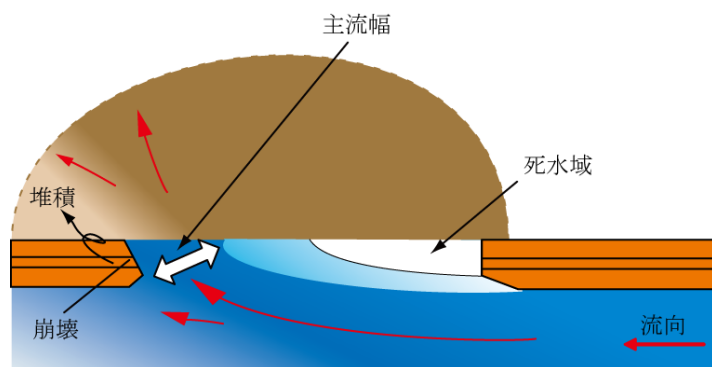
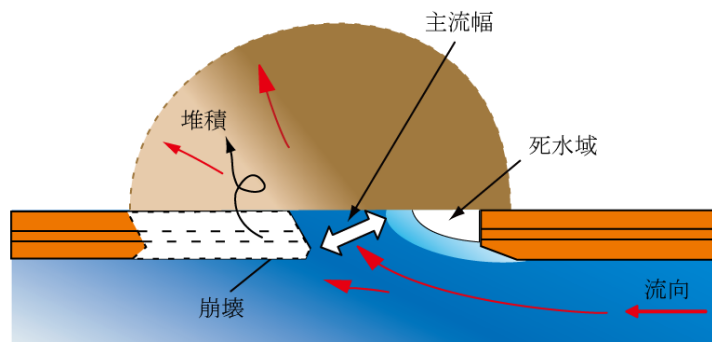


図-3.18 破堤部の流況模式図

ここで破堤拡幅現象をもう少し詳しくみてみる。前節までの結果より、氾濫流量がほぼ一定で推移している間も、破堤拡幅は進行していることがわかった。この要因を以下のように推定する。図-3.17 に一例として Case3 の破堤部の流況図、図-3.18 に破堤部の流況模式図を示す。流況は河道全体から開口部に向かって流れ、堤体開口部の下流端にぶつかる流れの主流幅は流速 $4\text{m}^3/\text{s}$ 以上となっており、この流れの速い幅を破堤拡幅が進行する時の主流幅と定義する。破堤幅が約 30m まで達すると、主流幅は破堤全幅の半分以下となり、破堤幅が約 50m まで達しても、主流幅はそれほど変わっていないことが見られる。これは、破堤拡幅が進行しても氾濫流が破堤口の全幅を流れるのではなく、破堤口の下流側に一定幅の主流が見られ、破堤口の上流側には流速の小さい範囲（死水域）が発生する。この主流が堤体にぶつかり、下流方向への堤体侵食と氾濫域の土砂堆積を繰り返しながら破堤が下流方向に進行する。このとき、主流幅もほぼ一定を保ちながら下流に移動するため、氾濫流量がほぼ一定に近づくと考えられる。

3.3 考察

3.3.1 破堤機構の整理

図-3.19～図-3.26 に、加速度センサーの記録から推定した堤体横断面（切欠部）及び堤体平面における破堤進行過程を示す。左側が切欠き部の横断面に設置したセンサー，右側が堤体表面に一番近い箇所のセンサーの結果である。丸印がセンサーを表し，黒色の塗りつぶしは流失したセンサーの位置を表す。

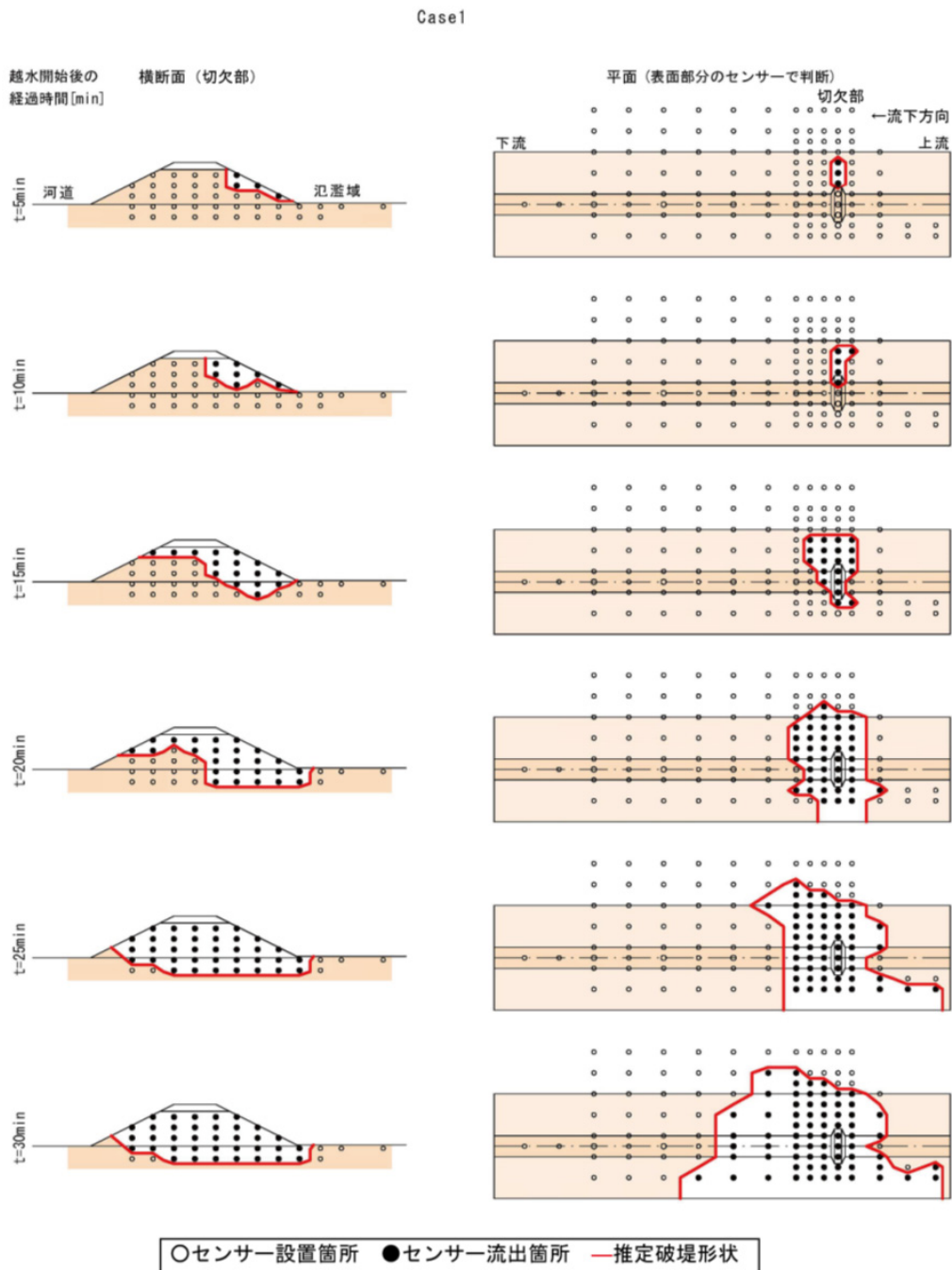


図-3.19 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case1) (1)

Case1

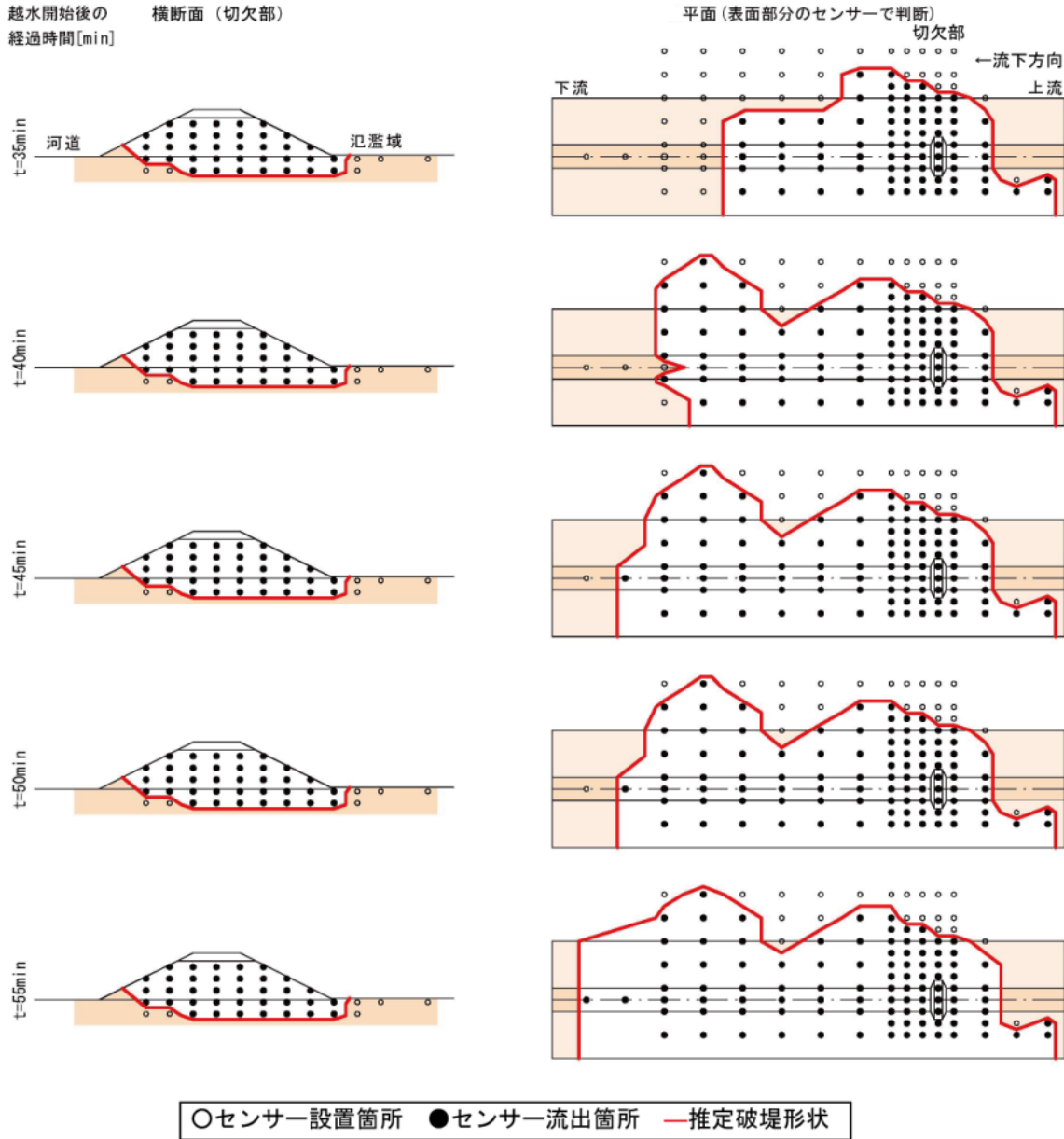


図-3.20 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case1) (2)

最初に、Case1 について概説する。Case1 は、越水開始直後に切欠部の裏法面・裏法肩の侵食が始まり、越水開始から 15 分後には侵食が表法肩に達している。越水開始から 25 分後には、侵食が切欠き部断面の基盤高以下まで下刻し、この時間以降に破堤幅が急激に進行し始めているのがわかる。それ以後は、切欠き部の断面のセンサーには変化がなく、破堤幅に伴って下流のセンサーが流出しているのがわかる。

Case2

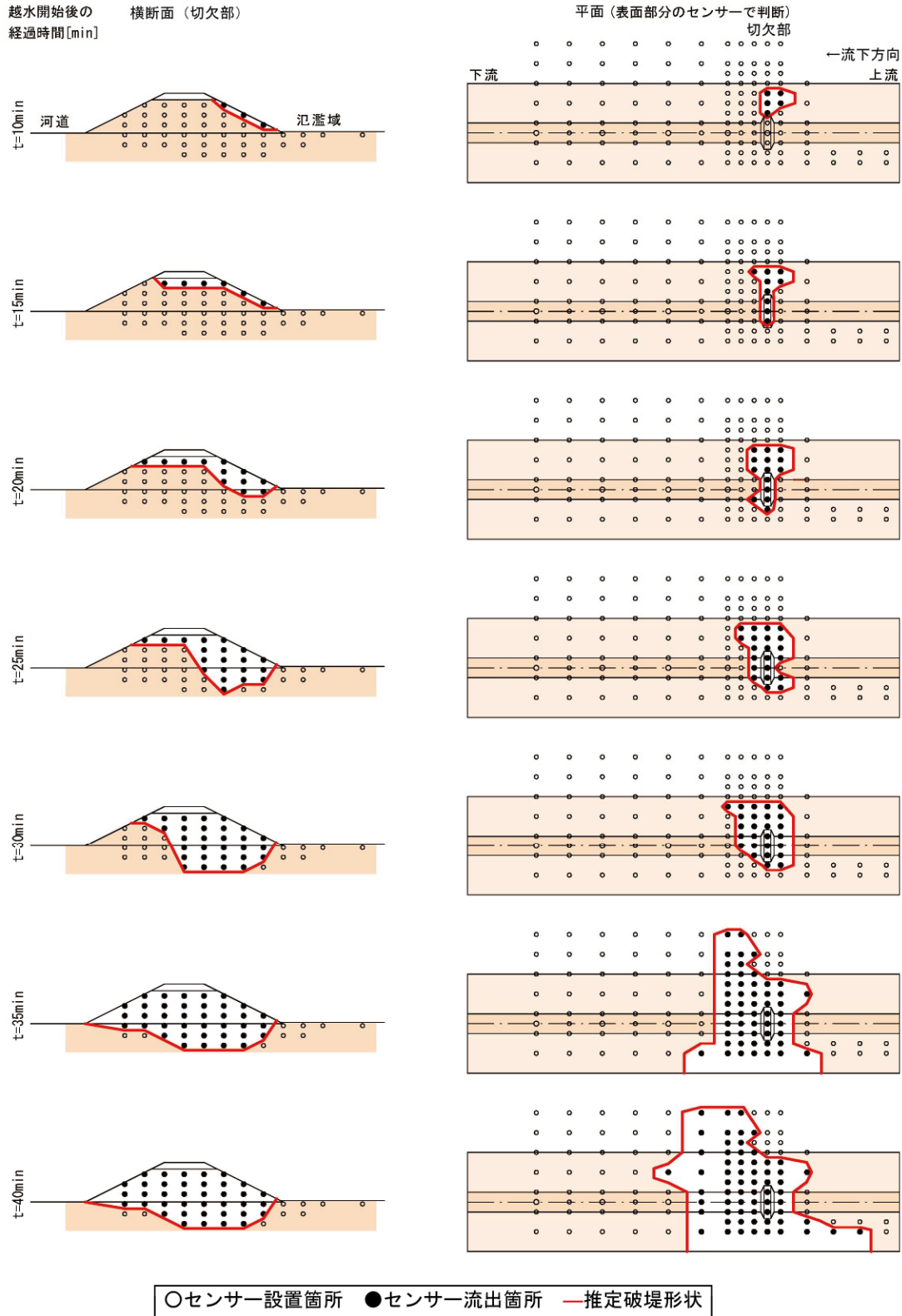


図-3.21 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case2) (1)

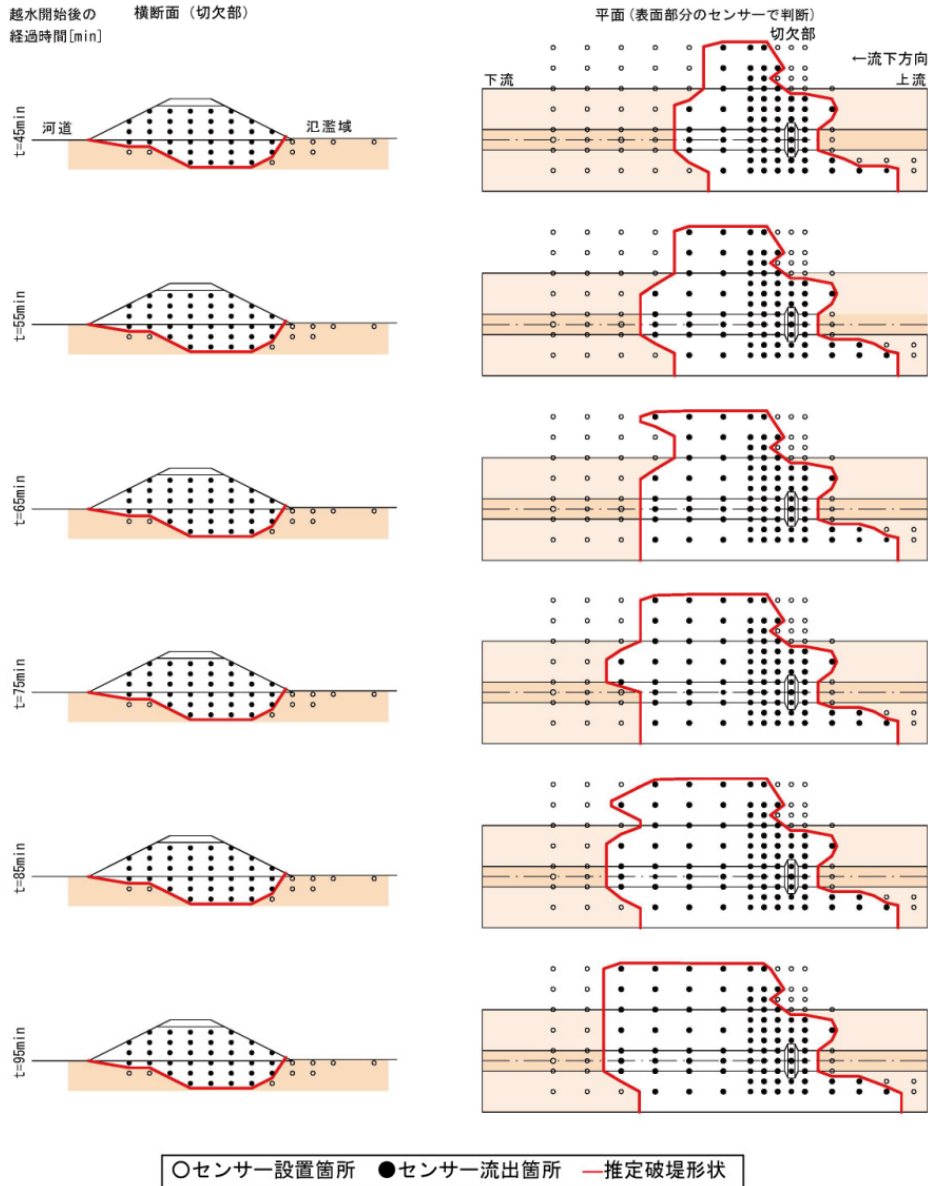


図-3.22 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case2) (2)

次に、Case2 について概説する。Case2 でも、基本的な特徴は Case1 概ね同様であり、越水開始直後に切欠部の裏法面・裏法肩の侵食が始まり、越水開始から 20 分後には侵食が表法肩に達している。越水開始から 35 分後には、侵食が切欠き部断面の基盤高以下まで下刻し、この時間以降に破堤拡幅が急激に進行し暫くは上下流に破堤拡幅が進行する。それ以後は、切欠き部の断面のセンサーには変化がなく、破堤拡幅に伴って下流のセンサーが流出しているのがわかる。

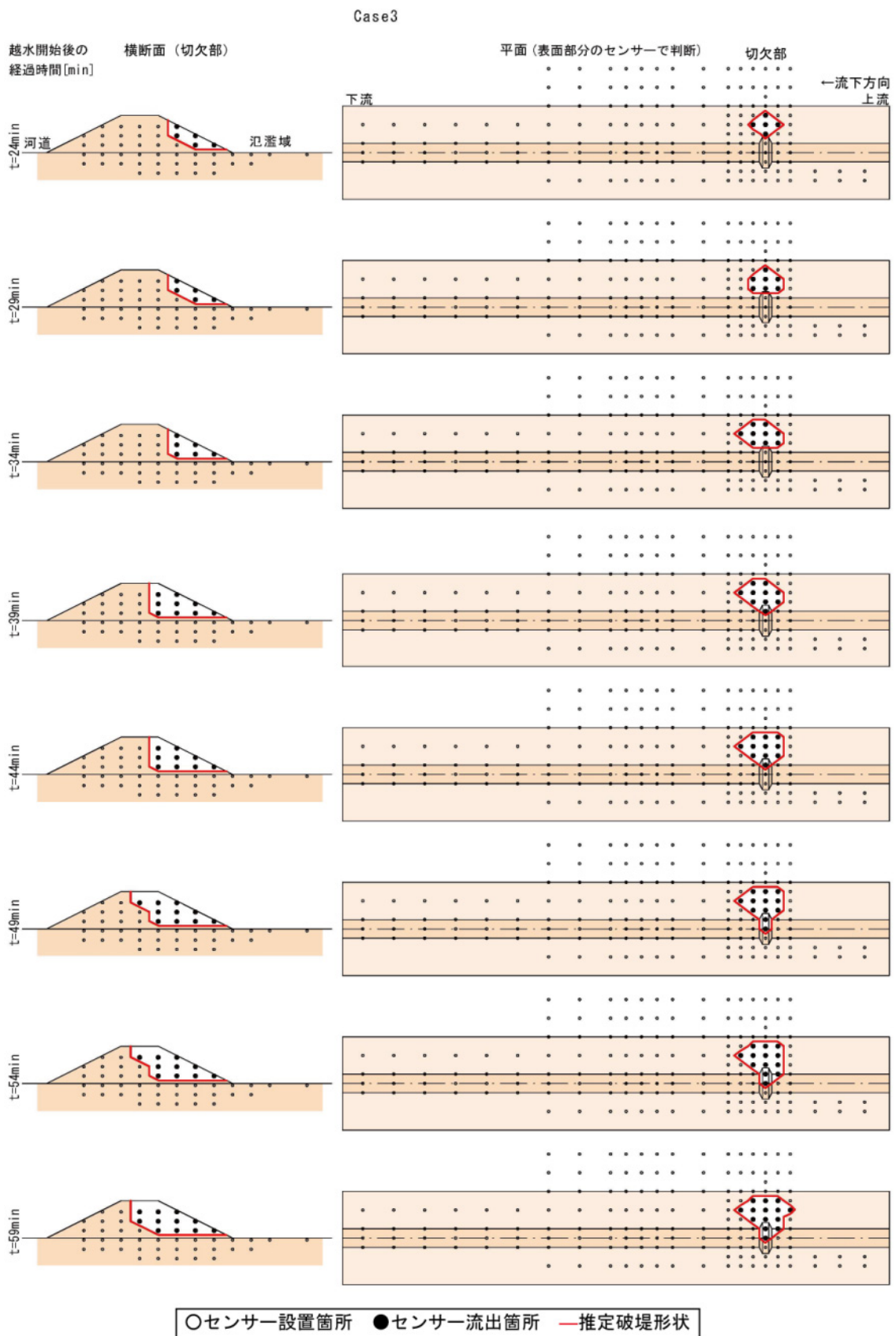


図-3.23 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case3) (1)

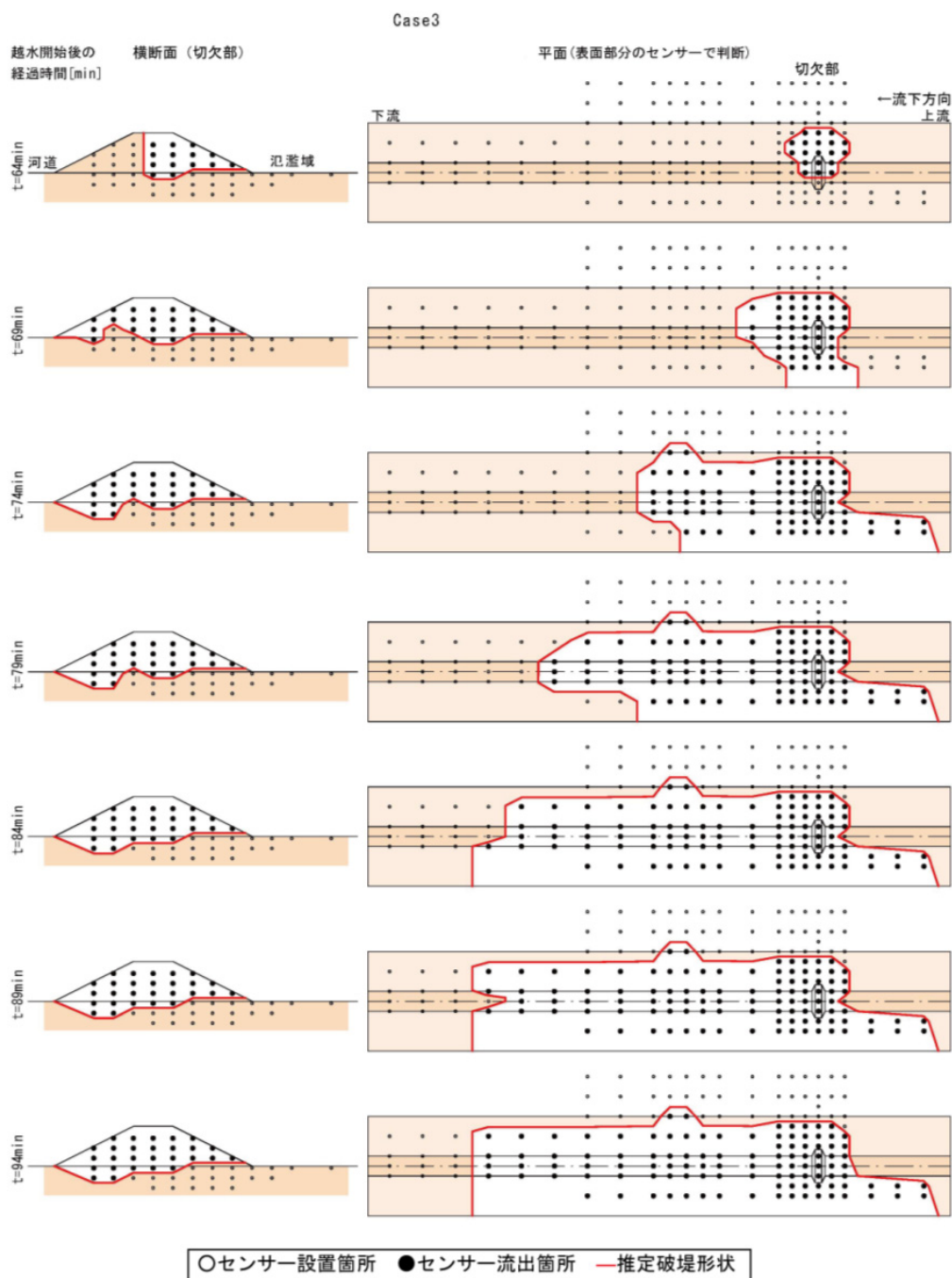


図-3.24 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case3) (2)

次に、Case3 について概説する。Case3 でも、基本的な特徴は Case1 概ね同様であるが、越水開始直後の切欠部の裏法面の侵食に時間を要し、約 64 分後から 69 分後にかけて、侵食が表法肩から基盤高以下まで短時間に下刻しているのがわかる。その後、破堤拡幅が急激に進行し、破堤拡幅に伴って下流のセンサーが流出しているのがわかる。

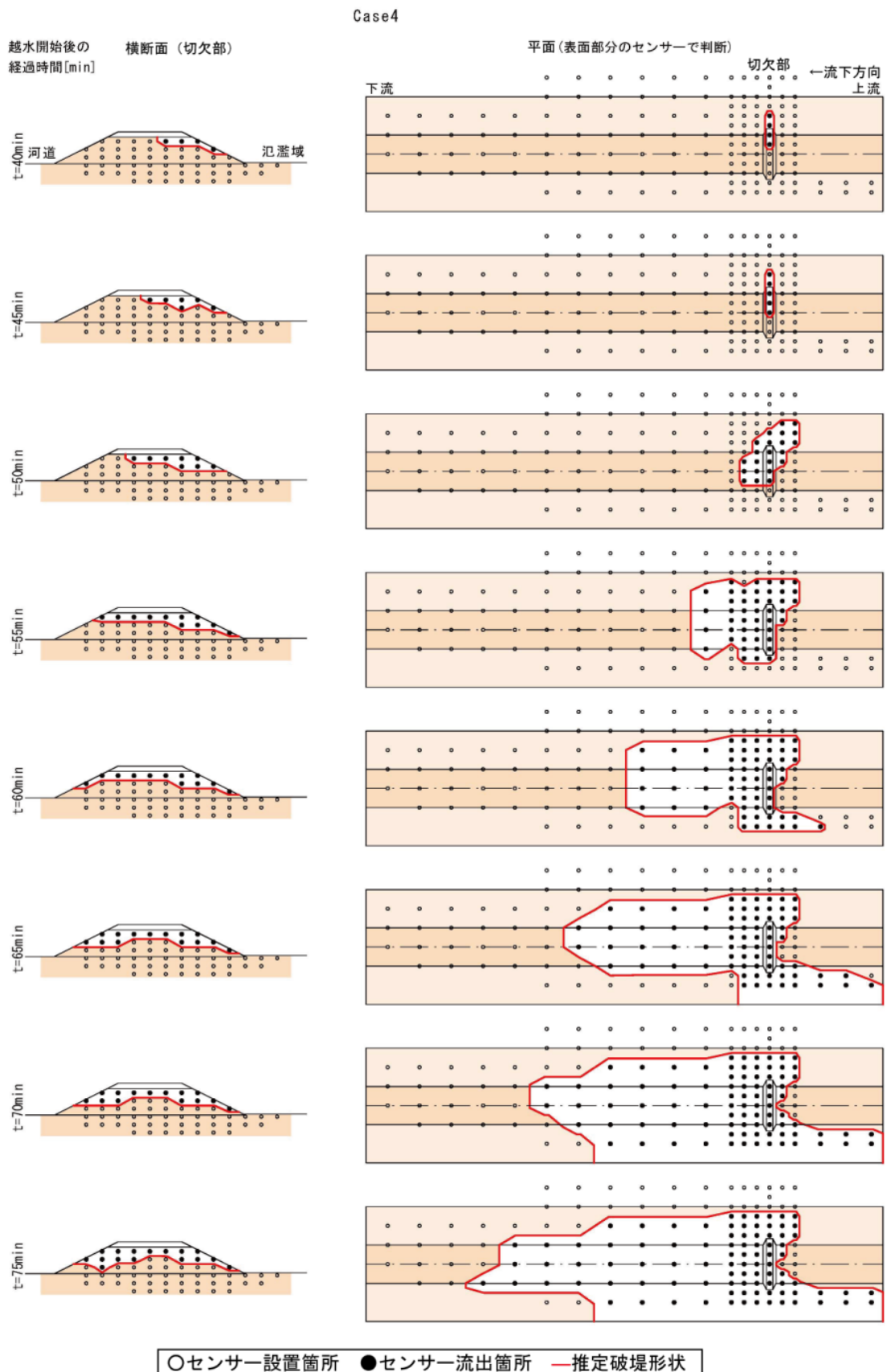


図-3.25 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case4) (1)

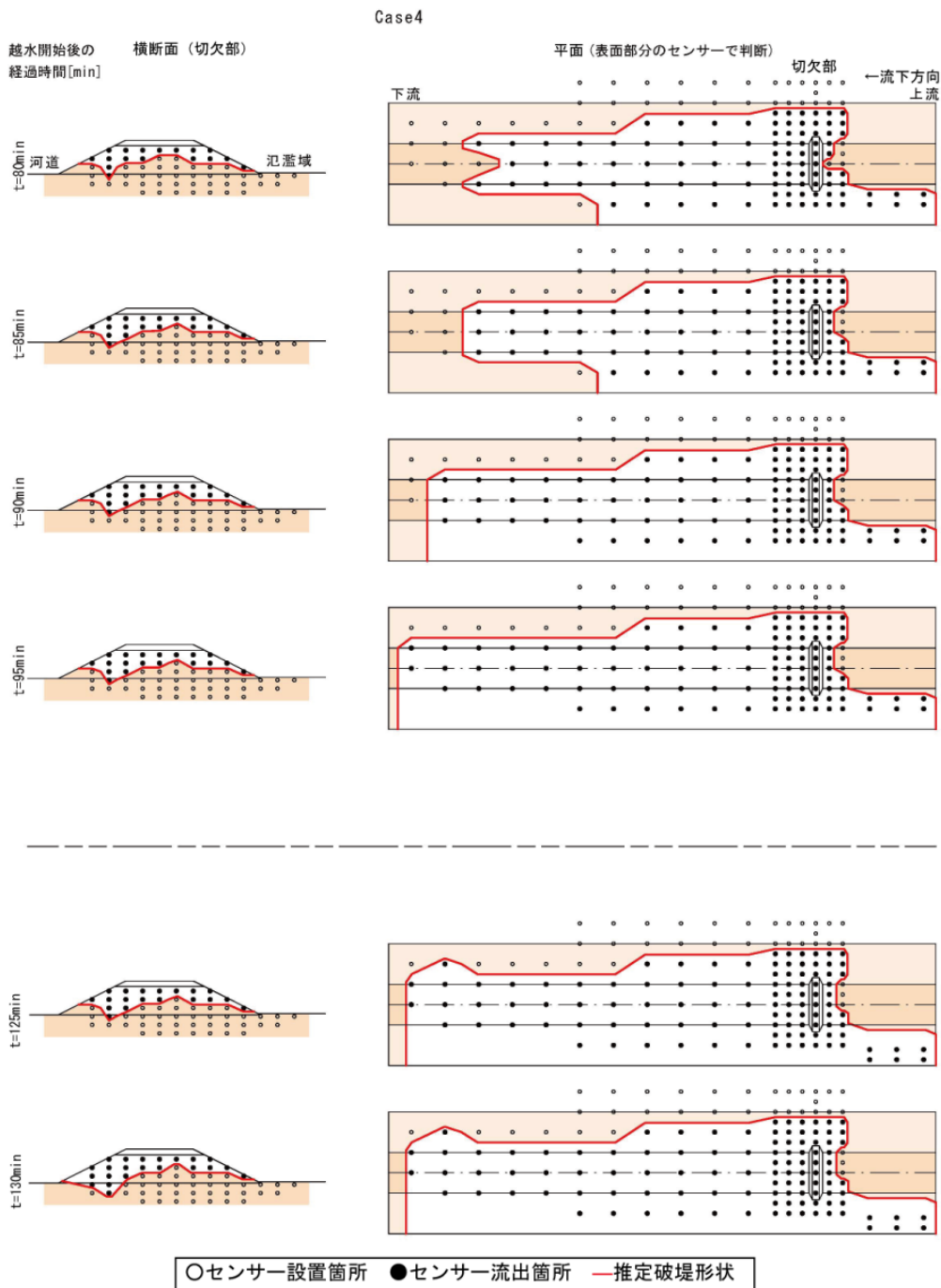
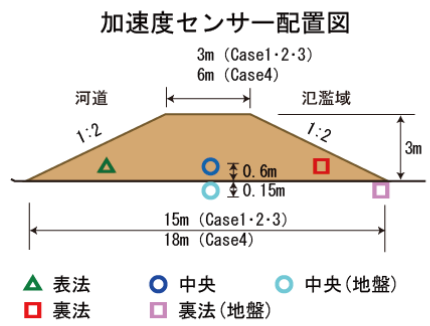
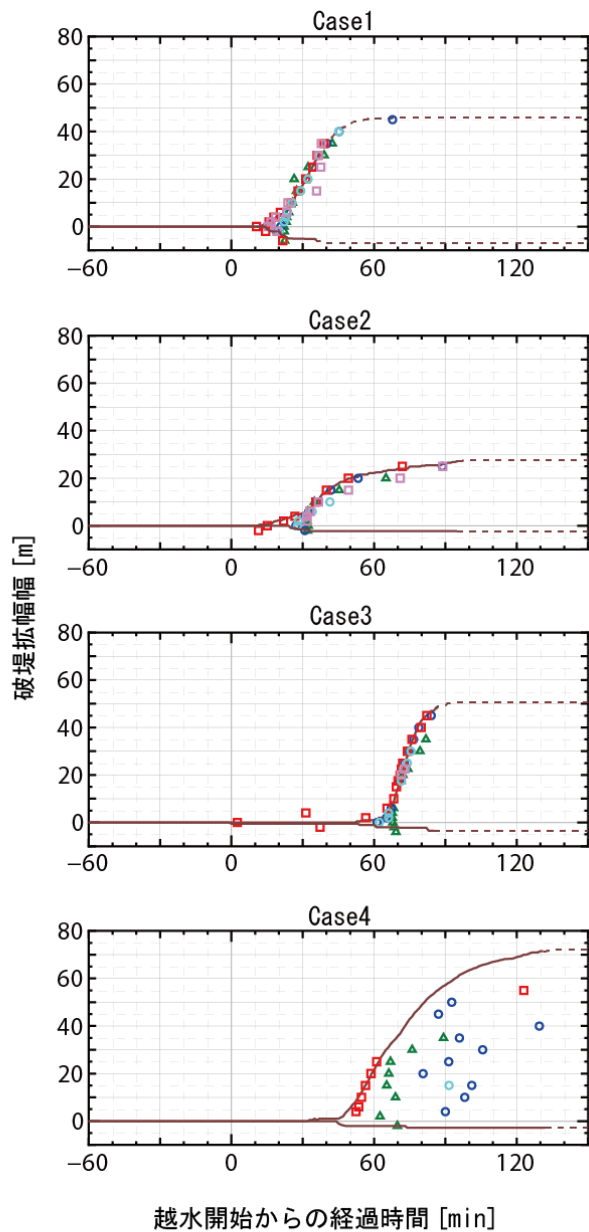


図-3.26 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case4) (2)

最後に、Case4 について概説する。Case4 でも、基本的な特徴は Case1 概ね同様であり、越水開始直後に切欠部の裏法面・裏法肩の侵食が始まり、越水開始から 55 分後には侵食が表法肩に達している。越水開始から 60 分後には、破堤拡幅が開始しているが、この時切欠き部断面の基盤高より上方の堤体が残っており、実験終了まで侵食されずに残ったのが特徴である。



▲○○□□ センサー流出時間

— 動画からの読み取りによって求めた天端の破堤拡幅 [m] (+は下流・-は上流)

点線はゲート閉操作開始以降

図-3.27 破堤拡幅進行過程

次にもう少し詳しくセンサー記録の結果をしてみる。図-3.27に、真上から撮影した映像から読み取った堤体天端中央の破堤幅の時間変化と、加速度センサーの流出時刻から求めた堤体基盤付近の流出時間の比較を示す。これより、破堤拡幅中の堤体崩壊状況を考察する。

Case1～3の結果をみると、水面より下の堤体（基盤を含む）が氾濫流によって侵食され、ほぼ同時に水面より上の堤体が崩落したことがわかる。なお、Case4についても同様に水面の上下でほぼ同時に破堤拡幅が進行したが、基盤に近い部分だけが遅れて侵食されたことがわかる。この原因は、堤体敷幅が広いこと、氾濫域側の水位が高いこと、基盤強度の違いなど考えられるが、今後数値計算等により解明していくこととしたい。

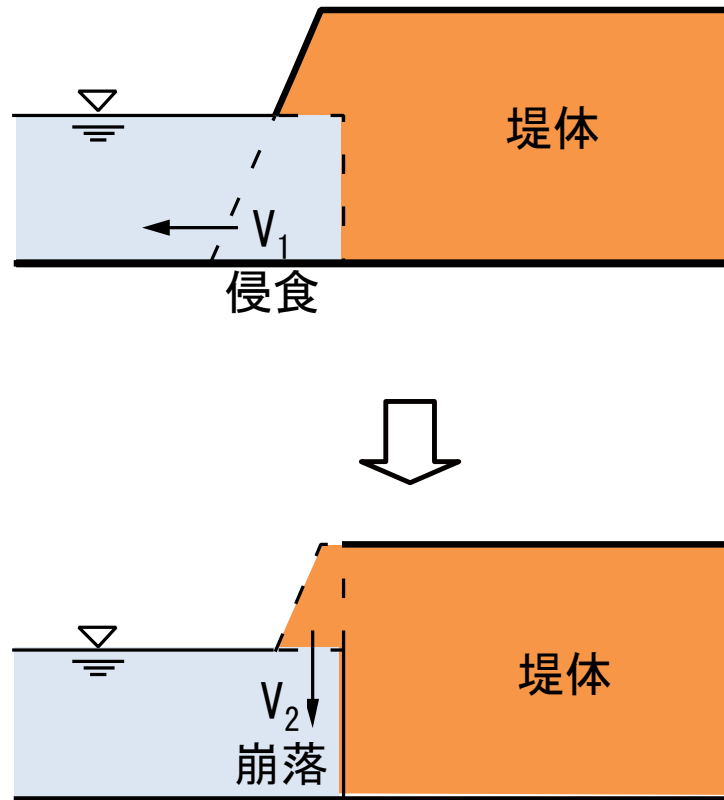


図-3.28 堤体崩壊量の算出

以上の破堤拡幅の堤体崩壊過程を模式的に図-3.28に示す。水面より下の堤体部分 V_1 が氾濫流により側方侵食され、水面より上の堤体部分 V_2 が崩落する。このように考えると、堤体材料が細粒分であり粘着力の大きい Case3 では、他ケースに比べて V_1 が大きくなるまで堤体上部が崩落するのを持ちこたえ、結果として V_2 が大きくなり、ブロック状の崩落を間欠的に繰り返したことも説明できる。

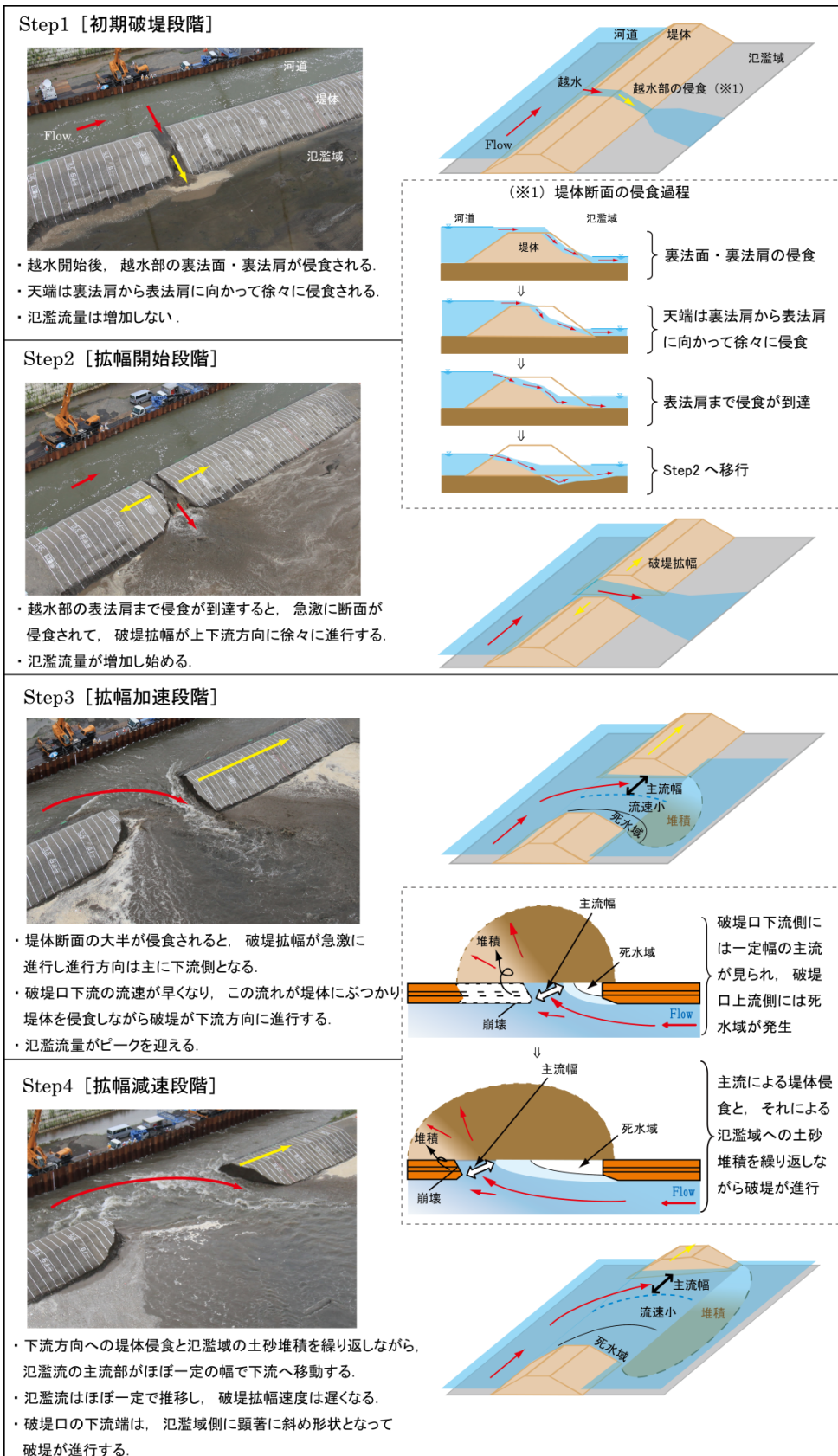


図-3.29 破堤進行過程

・破堤進行過程のまとめ

これまでの結果より、**図-3.29**に示すように破堤進行過程を以下の4つの段階(Step)に分類した。以下では、段階(Step)毎にその概況を述べる。

[Step1 ; 初期破堤段階]

越水開始後、越水部の裏法面、裏法肩が侵食される。天端は裏法肩から表法肩に向かって徐々に侵食されるが、破堤拡幅は進行せず、氾濫流量は増加しない段階である。これは、破堤拡幅に至らない段階の正面越流と共通の現象である。

なお、細粒分の多い堤体のケースと天端幅の広いケースでは、この段階の所要時間が他のケースよりも長かった。

[Step2 ; 拡幅開始段階]

越水部の表法肩まで侵食が到達すると、急激に断面が侵食されて破堤拡幅が上下流方向に徐々に進行し、氾濫流量が増加し始める。河道から破堤口に向かう流れがわずかに見られるが、河道の流況には大きな影響を与えていない。

なお、流量が小さく水面勾配の緩いケースでは、河道の下流側からも破堤口への流れがあり、破堤拡幅は上下流にほぼ対称に進行し始めた。また、天端幅の広いケースでは、河道からの流れが破堤口下流端の堤体の河道側にぶつかり、その流れがはね返って氾濫流がやや上流に向いていた。

[Step3 ; 拡幅加速段階]

越水部の堤体断面の大半が侵食されると、破堤拡幅が急激に進行し、進行方向は主に下流側となる。河道から破堤口へと向かう流れが強くなり、その流速も大きくなる。また、氾濫流量が増加しピークを迎える。流況については、破堤口下流側の流速が大きくなり、この流れが堤体にぶつかり堤体を侵食しながら破堤が下流方向に進行する。

なお、流量が小さく水面勾配が緩いケースでは、他のケースより拡幅速度は小さかった。また、細粒分の多い堤体のケースでは、堤体が塊で崩壊する現象を繰り返しながら拡幅し、その速度は細粒分の少ない礫質土の堤体のケースに比べて速かった。天端幅の広いケースでは、他のケースに比べ、堤体の基盤に近い部分の侵食は堤体上部に比べて顕著に遅れて進行した。

[Step4 ; 拡幅減速段階]

下流方向への堤体侵食とそれによる氾濫域の土砂堆積を繰り返しながら、氾濫流の主流部がほぼ一定の幅で下流へ移動する。氾濫流量もほぼ一定で推移し、破堤拡幅速度は遅くなる。また、破堤口の下流端は、氾濫域側に顕著に斜めの形状となって破堤が進行する。

3.3.2 破堤拡幅の定量的分析

破堤拡幅過程における堤体崩壊現象については、3.1章で分析したとおり、堤体下部（基盤含む）と堤体上部がほぼ同時に崩壊している。つまり、水流によって堤体下部が侵食され、支持力を失った堤体上部が崩落する現象が繰り返されて破堤拡幅が進行した。また、崩落した土塊は、水流によって掃流され氾濫域に堆積している。以上のことから、破堤拡幅の進行は氾濫流の掃流作用によって規定されると考えた。ここでは、氾濫流の水理量を用いて破堤拡幅過程における堤体崩壊量の定量化を試みる。

既往の研究で泉ら²¹⁾は、堤体天端上の侵食量は掃流力のべき乗に比例すると仮定して、堤体侵食速度を定量化し、破堤プロセスの再現を試みている。今回は、泉らの手法を参考に、堤体崩壊量を掃流砂量に置き換えて、堤体に作用する無次元掃流力との関係で整理することとした。

掃流砂量と無次元掃流力は、*Meyer・Peter-Müller* の (3.1) 式を用いることが多い。

$$q_B = 8 (\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \sqrt{sgd^3} \quad (3.1)$$

ここで、 q_B ：単位幅当たりの掃流砂量、 τ_* ：無次元掃流力、 τ_{*c} ：無次元限界掃流力、 s ：砂粒の水中比重、 g ：重力加速度、 d ：砂粒の粒径を示す。

(3.1) 式を参考に無次元堤体崩壊量 q_* を (3.2) 式で与えることとした。

$$q_* = \frac{q_B}{\sqrt{sgd^3}} = \alpha_* (\tau_* - \tau_{*c})^{\beta_*} \quad (3.2)$$

ここで、 q_* ：無次元堤体崩壊量、 $\alpha_* \cdot \beta_*$ ：係数を示す。

次に、実験の結果より求めた堤体崩壊量から (3.3) 式のとおり無次元堤体崩壊量を求める。

$$q_* = \frac{dV}{d_t} \frac{1}{(\sqrt{sgd_{50}^3 B_m})} (1 - \lambda) \quad (3.3)$$

ここで、 q_* ：無次元堤体崩壊量、 V ：堤体崩壊量、 t ：時間、 s ：砂粒の水中比重、 g ：重力加速度、 d_{50} ：砂粒の 50%通過粒径、 B_m ：堤体下幅、 λ ：空隙率とする。なお、 B_m は、本来は堤体近傍の氾濫流の主流部の幅で定義されるべきであるが、以下の理由により、ここでは堤体下幅を用いることとした。本実験の流況観察結果でも述べたとおり、破堤拡幅がある程度進行すると、主流幅は概ね一定となり、今回の実験では、その幅は数 m～十数 m であった（**図-3.17**、**図-3.18** 参照）。しかし、実河川を念頭に置くと、氾濫流の主流部の幅は流量や川幅に応じて変化するうえ、堤体形状も様々

であるため、主流幅を事前に推定するのは困難である。そこで今回は、実験でも主流幅とほぼ同じスケールであることが確認されており、堤体を代表するスケールでもある堤体下幅を、主流幅の代わりに用いることとした。

(3.2) 式と (3.3) 式から (3.4) 式を得る。Case1~4 の実験結果から無次元堤体崩壊量と無次元掃流力を求めて (3.4) 式に適用し、係数 $\alpha^* \cdot \beta^*$ を求める。

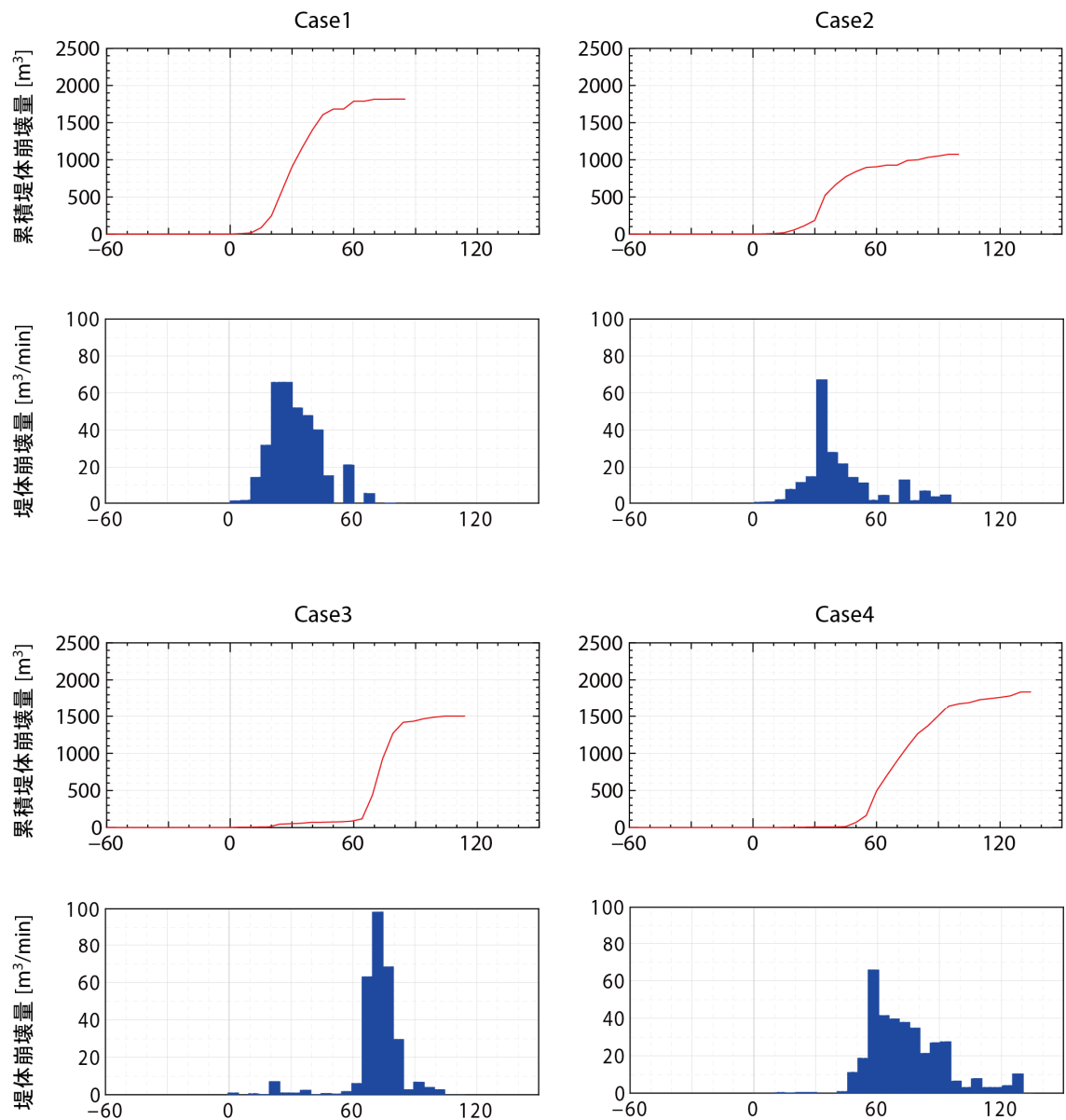
$$\frac{dV}{dt} \frac{1}{\left(\sqrt{sgd_{50}^3 B_m}\right)} (1 - \lambda) = \alpha^* (\tau_* - \tau_{*c}) \beta^* \quad (3.4)$$

前述したとおり、堤体上部と下部で破堤進行過程が違う場合があることが分かったが、ここでは破堤開口部を通過する氾濫流により、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。

堤体の崩壊過程は、**図-3.28** に示すように、堤体下部に流れがあたり侵食される dV_1 と、堤体下部が侵食されることにより支持力を失った堤体上部が崩落する dV_2 に分類される。これを整理すると次式 (3.5) で表される。

$$\frac{dV}{dt} = \frac{dV_1}{dt} + \frac{dV_2}{dt} \quad (3.5)$$

今回の実験の堤体崩壊量について、堤体内や地盤に設置した加速度センサーの記録結果を用いて、基礎地盤を含む堤体崩壊量の算出を行った。その結果を **図-3.30** に示す。前述した破堤進行過程の各段階のとおり、越水直後の堤体崩壊量はわずかであるが、その後、破堤拡幅の進行にあわせて急激に崩壊量が増大し、ピークに達したのち減少するという過程を経ることが分かる。



横軸は越水開始からの経過時間 [min]

図-3.30 堤体崩壊量

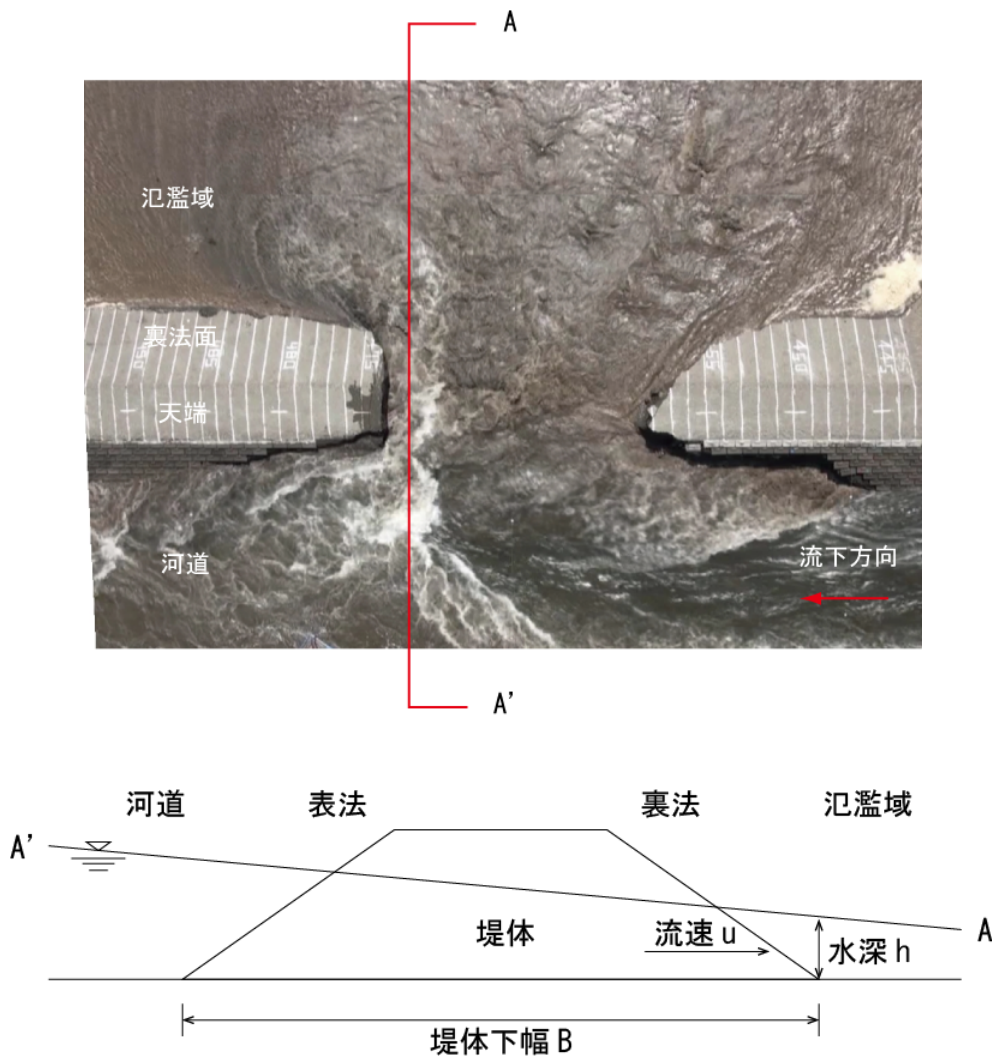


図-3.31 破堤部水理量の算出

破堤拡幅の進行は、前節で述べたとおり、開口部下流端の堤体に流れがぶつかりながら進行している。よって、破堤拡幅現象の評価にあたっては、破堤開口部近傍の水理量を用いることが望ましいと考えられる。

図-3.31 に破堤開口部付近の水理量の設定を示す。ここで、破堤拡幅進行中は、実験では特に裏法が先行して侵食されていることから、水理量は裏法付近の水理量と堤体下幅を用いることとする。

次に、堤体開口部に作用する無次元掃流力 τ_* は (3.6) 式より求めることができる。

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{sgd} = \frac{hi_e}{sd} \quad (3.6)$$

ここで、 u_* : 摩擦速度、 s : 砂粒の水中比重、 g : 重力加速度、 d : 粒径、 h : 水深（ここでは、破堤開口部の水深 h ）、 i_e : エネルギー勾配を示す。

破堤開口部の裏法近傍の流速 u と実験水路の粗度係数 n について *Manning* の (3.7) 式を適用し、これを整理すると (3.8) 式となる。

$$u = \frac{1}{n} h^{\frac{2}{3}} i_e^{\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

$$i_e = \frac{u^2 n^2}{h^{\frac{4}{3}}} \quad (3.8)$$

ここで、 u : 流速 (PIV 画像解析により求めた平均流速値)、 n : 粗度係数 (ここでは実験水路の値 0.023)、 h : 水深 (3D 画像解析により求めた水深) を示す。流速 u は、破堤開口部の裏法近傍における PIV 画像解析より求めた表面流速の平均値とした。水深 h は、3D 画像解析による水面形状より通水前の河床高を基準として求めた。

PIV 画像解析と 3D 画像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ケースで数回であり、その時のデータを用いて水面形状と流速を整理したものを **図-3.32** に示す。

次に、(3.8) 式を (3.6) 式に適用して求めた (3.9) 式より無次元掃流力 τ_* を算出した。

$$\tau_* = \frac{n^2 u^2}{s d_{50} h^{\frac{1}{3}}} \quad (3.9)$$

ここで、 d_{50} : 砂粒の 50% 通過粒径を示す。なお、Case3 については堤体の上部と下部で材料が異なるが、ここでは上部の粒径を採用している。

次に、限界無次元掃流力 τ_{*c} を求める。まず、限界摩擦速度 u_{*c} を平均粒径から岩垣の (3.10) 式を用いて求める。

$$\begin{aligned} d \geq 0.303\text{cm} : u_{*c}^2 &= 80.9d \\ 0.118 \leq d \leq 0.303\text{cm} : u_{*c}^2 &= 134.6d^{31/32} \\ 0.565 \leq d \leq 0.118\text{cm} : u_{*c}^2 &= 55.0d \\ 0.0065 \leq d \leq 0.0565\text{cm} : u_{*c}^2 &= 8.41d^{11/32} \\ d \leq 0.0065\text{cm} : u_{*c}^2 &= 226d \end{aligned} \quad (\text{cm-sec 単位}) \quad (3.10)$$

求めた限界摩擦速度 u_{*c} から限界無次元掃流力 τ_{*c} を、(3.11) より求める。

$$\tau_{*c} = \frac{u_{*c}^2}{sgd} \quad (3.11)$$

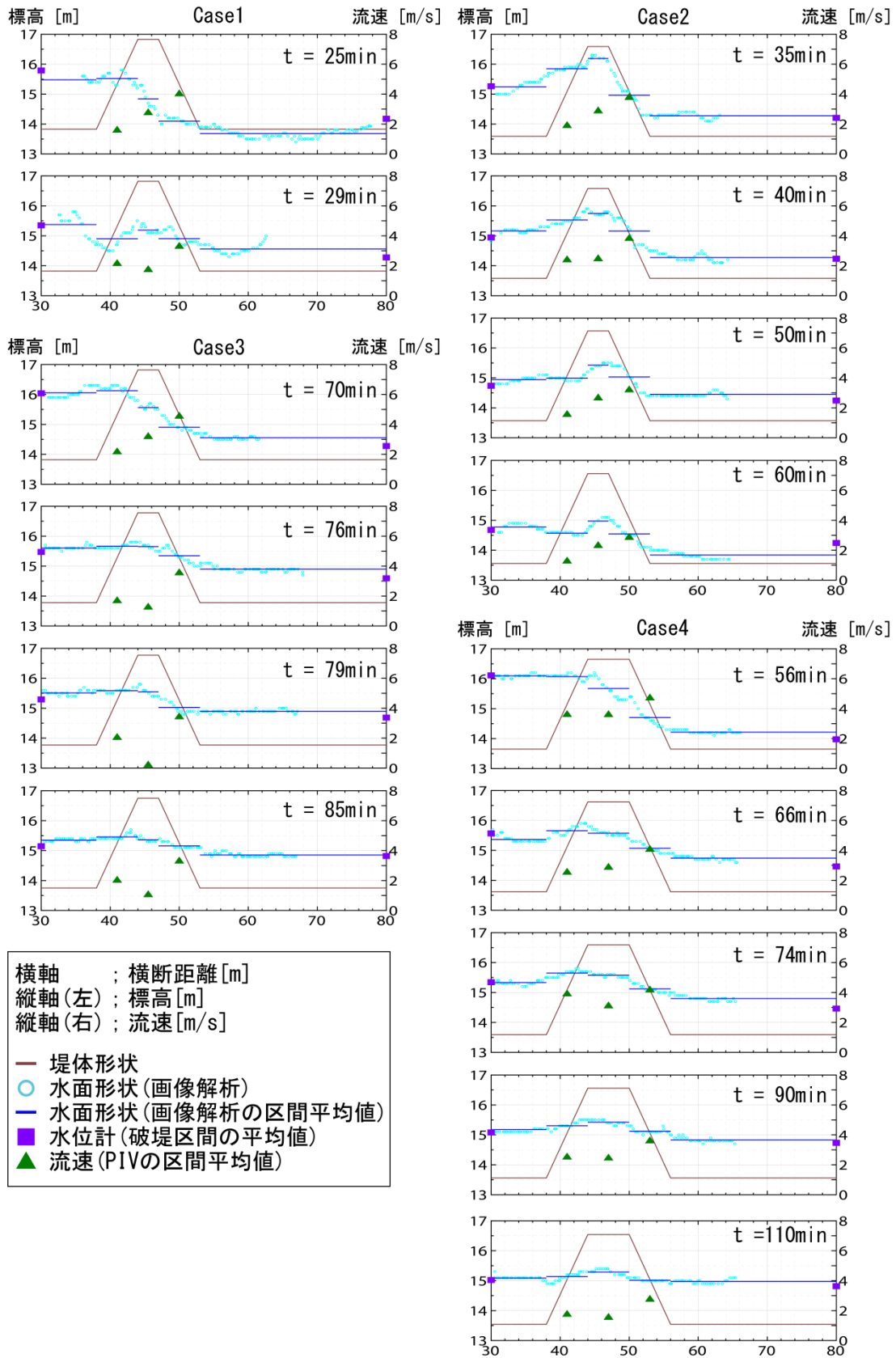


図-3.32 開口部下流端近傍の水面形状と流速

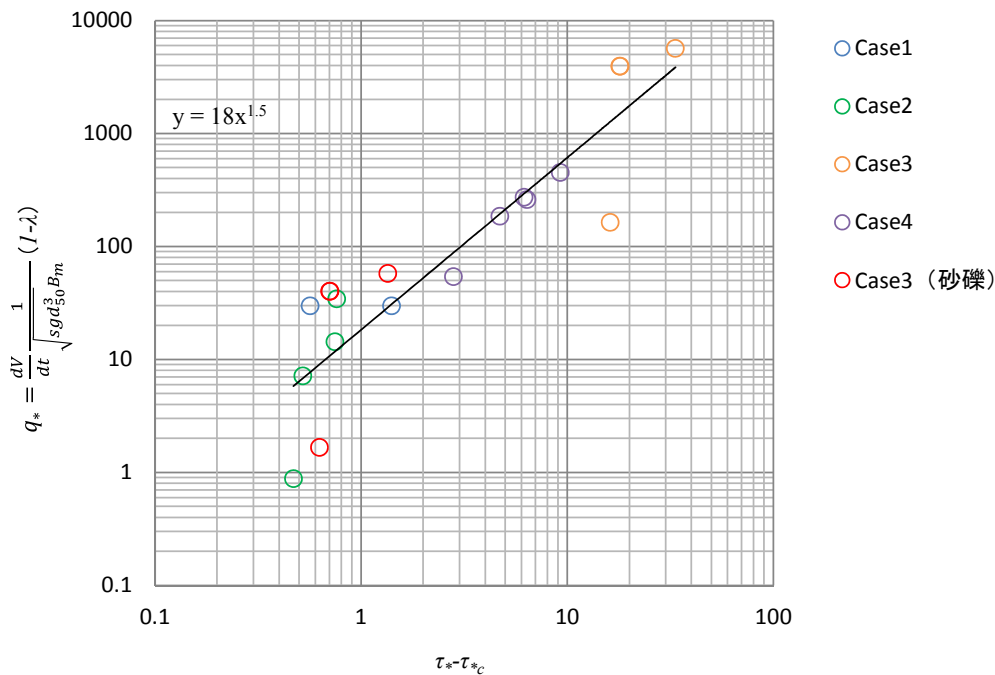


図-3.33 無次元堤体崩壊量と堤体に作用する無次元掃流力

(3.3), (3.9), (3.11) 式を用いて破堤拡幅開始以降の実験結果をプロットし、**図-3.33**に示す。

堤体特性や土質は各ケースで異なるものの、プロットした結果は相関性があることが分かった。なお、Case3については、粒径は堤体上部2m部分に用いた細粒分が多い材料による評価に加え、参考として、Case3の下部1m部分に用いた砂礫の多い堤体材料により整理した結果をプロットしたところ、Case1～4と大きく傾向は外れていない。

掃流砂量式において、無次元掃流砂量は無次元掃流力の3/2乗に比例すると言われているが、プロットした結果より相関を求めたところ、(3.4)式の係数 β_* についても約3/2乗となり、掃流砂量式に近い結果となった。

以上より、堤体崩壊は氾濫流による堤体土塊の掃流現象として捉えられ、無次元堤体崩壊量と破堤開口部周辺の無次元掃流力の関係が掃流砂量式に近い形で表されることが分かった。

今後、堤体崩壊量と無次元掃流力の関係を用いることにより、破堤拡幅現象のモデル化や将来的な減災対策の技術開発の基礎となることが期待できる。

第4章 数値計算解析

本章では、越水破堤実験の結果を数値計算で再現すること試みた。まず、ある時間の破堤形状と水理量を固定床計算で再現し（氾濫流量の再現計算）、次に、移動床で実験全期間の破堤進行を再現した（破堤拡幅の再現計算）。破堤拡幅の再現計算では、第3章で得られた堤体崩壊量推定式を組み入れて、既往モデルの改良を行った。得られた成果は以下のとおりである。

氾濫流量の再現については、2次元浅水流を基礎式とする Nays2D を用いて行った。地形は通水前水路形状で、破堤部のみ各時間の加速度センサーから推定した破堤形状で置き換え、流量は観測値を用いたところ、良好な再現性が得られた。

次に、Nays2D の機能のうち河床変動、及び、斜面安定モデル（地形が急角度になると安息角まで崩壊するモデル）を有効にして、移動床計算を行い堤体崩壊量の時間変化について実験と比較したところ、最も破堤が進行した安息角 30 度の計算でも、再現性が良くないことが分かった。

計算を堤防セルと通常セルに分けて、堤防セルについては第3章の堤体崩壊推定式を用いて近傍の無次元掃流力から崩壊量を推定し、通常セルは河床変動を有効として計算したところ、実験を再現できた。

改良モデルを 2012 年に発生した矢部川の破堤事例に適用したところ、破堤拡幅に関して良好な再現性が得られた。

4.1 氾濫流量の数値解析

4.1.1 実験結果の整理

数値計算による破堤氾濫流量の推定に関しては、辻本ら²²⁾は2次元浅水流を基礎とするモデルを実験及び実河川へ適用し、再現性を確認するとともに、破堤部の洗掘（落掘）の重要性を指摘している。本章では、破堤拡幅実験で得られた破堤進行中の氾濫流量と破堤形状に観測結果に着目して、氾濫流量推定に関して数値計算の適用性について検討を行った。

まず、破堤拡幅実験における氾濫流量の整理を行う。図-4.1に、ゲートからの通水量、切欠きから上流約50m位置の河道流量（以下「破堤上流流量」という。）及び切欠きから下流約100m位置の河道流量（以下「破堤下流流量」という。）、氾濫流量、切欠き位置の河道側および氾濫域側水位、破堤幅の時間変化についてケース毎に整理したグラフの一覧を示す。なお、点線はstep1～4の各破堤段階の境界を示す（ただし、Case1についてはstep3で堤防の大半が崩壊したためstep4の段階はない）。

ここでは、氾濫流量の時間変化の概要について述べる。氾濫流量は越水初期段階にはほとんど増加せず、破堤拡幅が始まるstep2以降に増加し始める。step3になると急激に氾濫流量が増加し、破堤拡幅も加速し、河道水位と氾濫域水位の差は縮小する。step4では破堤拡幅は減速するものの進行しながら氾濫流量は一定で推移している。これは、今回の実験ケースでは、図-4.2（図-3.18の再掲）に模式的に示すように、堤防崩壊、基盤の洗掘（落掘）、上流側死水域の落掘の埋戻しを繰り返しながら、氾濫流の主流が一定の幅で下流へ移動するためと考えられる。

次に、氾濫流量のピークに関係すると考えられる、step3において破堤上流流量がゲート流量を上回る現象について述べる。これは、破堤拡幅が進行し破堤口の水位が急激に低下するのに伴い河道の水面勾配が増大することで一時的に大きな流量が流下するためと考えられる。別の表現をすると、上流からの河道流量に加えて、急激な水位低下による河道貯留量の減少分が氾濫流として流出する不定流現象と考えることもできる。千代田実験水路は川幅水深比が約2.6と小さいため、河道流量に比べて河道貯留減少による氾濫流量増分の割合が大きい。特にCase2においては、この現象が顕著であり、破堤上流流量及び氾濫流量のピークが立っている。これは、Case2が他ケースに比べて通水量が小さく、堰上げにより所定の水位を確保したケースであることから、氾濫流量のうち河道貯留の流出量が大きな割合を占めているためと考えられる。

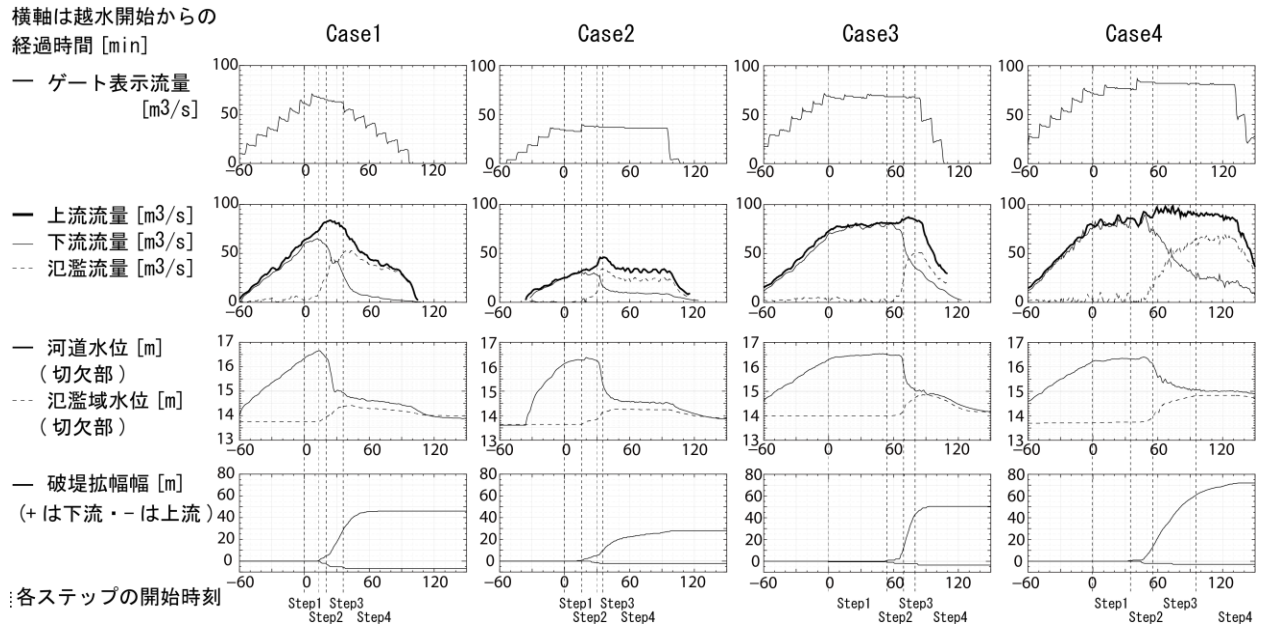


図-4.1 実験結果

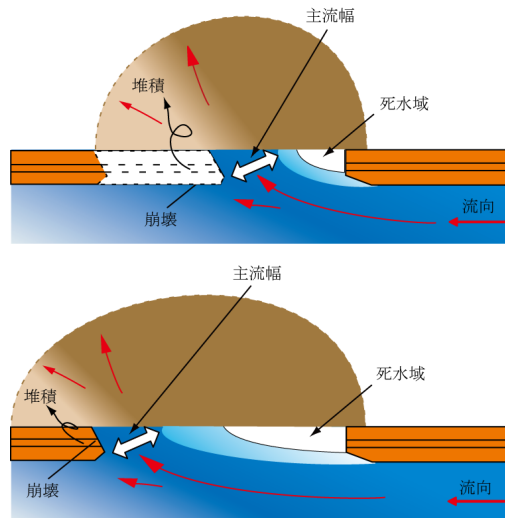


図-4.2 破堤拡幅過程

4.1.2 越流公式を用いた氾濫流量の推定

島田ら²³⁾は、Case1, 2について、土木研究所による本間の修正公式²⁴⁾を適用した。完全越流で河床勾配 $I > 1/1,580$ のときの公式を(4.1), (4.2)に示す。

$$Q_0 = 0.35h_1\sqrt{2gh_1}B \quad (4.1)$$

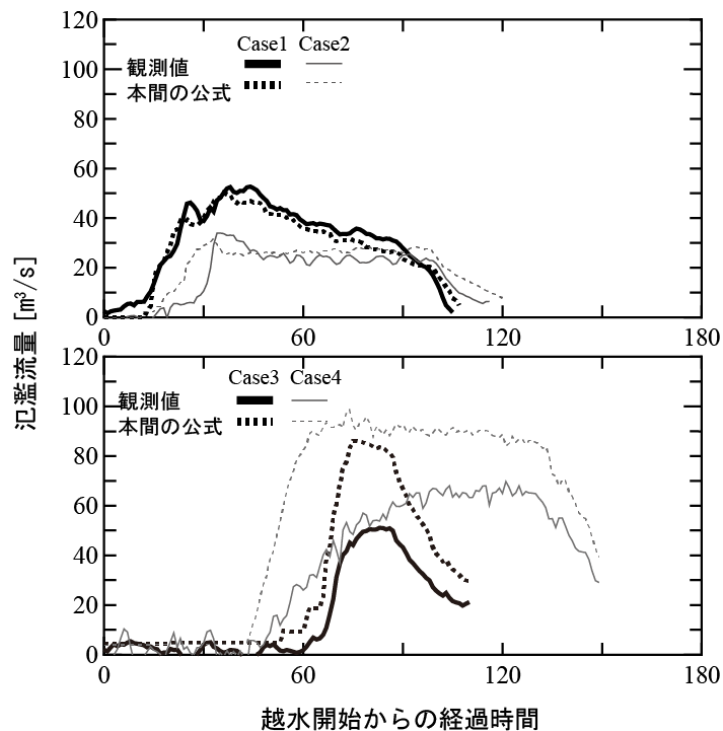


図-4.3 本間の修正公式による氾濫流量推定

$$\frac{Q}{Q_0} = (0.14 + 0.19 \log_{10}(1/I)) \times \cos(48 - 15 \log_{10}(1/I)) \quad (4.2)$$

ここで Q_0 : 本間公式の越流量, Q : 修正された越流量, h_l : 越流水深, g : 重力加速度, B : 破堤幅である。

島田らと同様の方法で4つのケースを整理し図-4.3に示す。なお、島田らは、実験前後の河道断面を各時刻の累積摩擦速度で加重平均して流量を算定したが、ここでは破堤実験²⁷⁾の整理と同様に実験前の河道断面を用いた。

Case1, 2は再現性が良好なのに対して、Case3, 4では過大評価となった。この要因を次のように考えた。本間の修正公式では、観測水位と堤防敷高から算出した水深と破堤幅からなる矩形断面を設定している。一方実験では、Case1, Case2では破堤口に落掘が形成され堤防敷高以下まで侵食されたのに対して、Case3, Case4では明確な落掘が形成されなかった。このため、破堤口底部の標高（以下「破堤敷高」という。）の設定が重要な要因であると考えられる。

以上のことから、本間の修正公式の適用にあたっては、落掘が形成されない（破堤敷高が堤防敷高より高い）場合は、破堤断面の設定に留意が必要である。

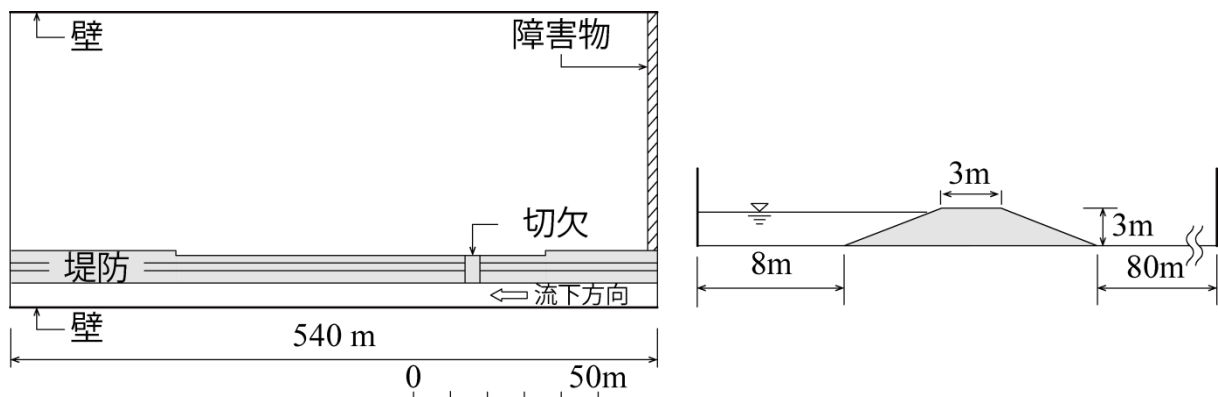


図-4.4 計算領域及び境界条件

4.1.3 数値計算モデルによる氾濫流量の推定

ここでは、清水らが開発したフリーソフトウェア iRIC²⁾ の Nays2D^{25),26)} を用いて実験水路条件を再現して氾濫流量を計算した。Nays2D ソルバーは 2 次元浅水流を基礎とするモデルであるが、詳細は参考文献を参照されたい。なお、再現計算は基本ケースである Case1 を検討対象とし、計算領域及び境界条件は図-4.4 に示すとおりである。計算領域は実験堤防区間を含む縦断方向に約 540m、横断方向には水路左岸から氾濫域右岸端（堤防裏法尻から 80m）まで、境界条件については、氾濫域上流側には障害物を設定し河道からだけ流入を許容し、下流端は等流条件とし、また河道左岸側と氾濫域右岸側は垂直壁となるよう設定した。ある。なお、以降では縦断方向を河道の縦断方向（すなわち堤防法線方向）、横断方向を河道の横断方向と定義しておく。

計算は大きく分けて 3 つの目的で行った。1 つ目は、計算の上流端流量の設定値を検討するためゲート流量と各時点の破堤上流流量を与えたケース、2 つ目は、破堤断面の影響を検討するため矩形近似断面と実際の破堤形状を用いたケース、3 つ目は、河道及び氾濫域の地形の影響を検討するため通水後の測量地形と矩形近似断面を用いたケース、それぞれのケースについて氾濫流量の観測値と計算値を比較した。

図-4.5 に、堤体に設置した加速度センサーの流失時間から破堤形状の時間変化を推定した結果を示す。

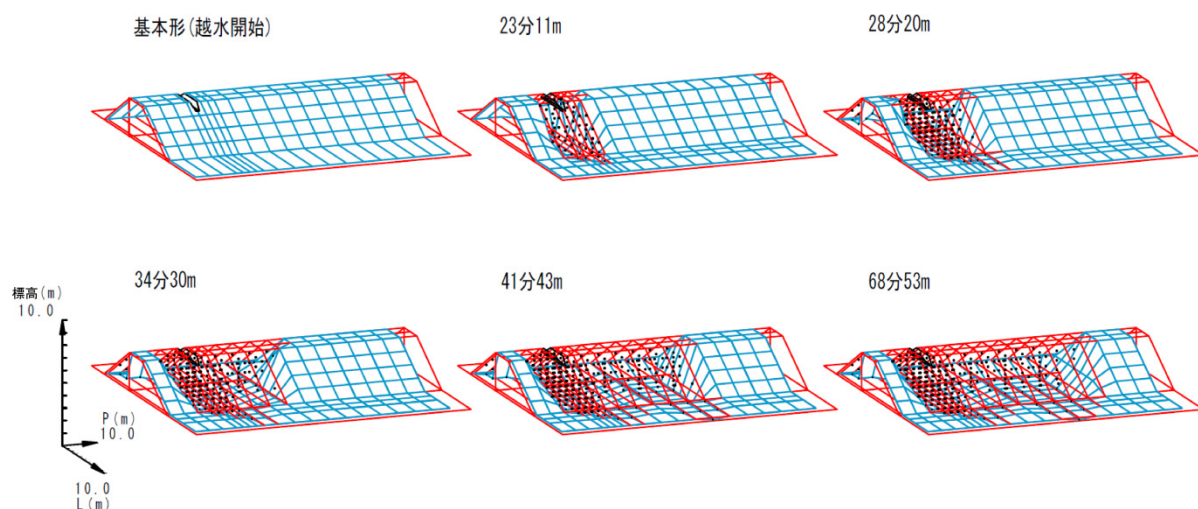


図-4.5 加速度センサーによる破堤形状の推定

表-4.1 数値計算による氾濫流量推定（中間段階）

破堤幅 (m)	上流端流量 (m^3/s)	破堤地形	流砂条件	観測値 (m^3/s)	計算値 (m^3/s)
11	84 (上流流量)	簡易	固定	35.6	33.3
		センサー			35.8
	62 (ゲート流量)	簡易			24.7
		センサー			25.6
20	83 (上流流量)	簡易	固定	43	45.4
		センサー			50.2
	62 (ゲート流量)	簡易			35.1
		センサー			38.7
30	78 (上流流量)	簡易	固定	47.2	53.4
		センサー			55.3
	62 (ゲート流量)	簡易			37.4
		センサー			45
43	67 (上流流量)	簡易	固定	51	55.1
		センサー			54.4
	62 (ゲート流量)	簡易			51.2
		センサー			50

破堤前の水路地形に、推定した破堤形状の標高データのみ置き換えた地形（以下「センサー破堤地形」という。）を作成し氾濫流量を計算し、実験で観測された同じ経過時間における氾濫流量と比較した。なお、計算はすべて固定床とし、氾濫流量が安定するまで行った。実験では先述したように、ゲートから一定流量を放流した場合でも、破堤によって河道貯留が流出するときに一時的に大きな流量が生じた。このことを考慮して、計算の上流端流量として、各経過時間における破堤上流流量を与えたケースと、ゲート流量を与えたケースの2通り計算を実施した。さらに、堤防基盤の侵食が氾濫流量に与える影響を検討するため、各ケースの破堤幅で破堤断面が矩形となるように堤防敷高から上方を切り取った地形（以下「簡易破堤形状」という。）を用いた計算も行い、センサー破堤形状の計算結果と比較した。各計算ケースの条件及び計算結果を表-4.1に示す。

上流端流量の設定に関して、破堤初期においては破堤上流流量を与えたケースの方が再現性は良好であり、破堤後期になると、どちらの流量ケースも再現性が良好であった。これは、破堤後期段階では河道貯留の効果が小さく破堤上流流量とゲート流量の差が小さいことが理由と考えられる。なお、破堤上流流量を与えたケースで一般的にやや過大評価となったが、これはセンサー破堤地形ではセンサー流失後の堆積が考慮できないため、破堤断面が少し大きめに見積もられることが理由と考えられる。

次に、破堤断面の設定に関して、破堤上流流量を与えた場合どちらの断面ケースでも再現性は良好であった。これに対して、ゲート流量を与えたケースでは、簡易破堤地形よりもセンサー破堤地形の方が再現性は良好であった。実務においては、上流端流量に河川流量を定常流として与える手法が通例であり、今回のゲート流量のケースに相当する。したがって、上記の結果より、実河川への適用にあたって、破堤断面に設定にあたって敷高の見積が推定精度に大きく影響することを示唆する。

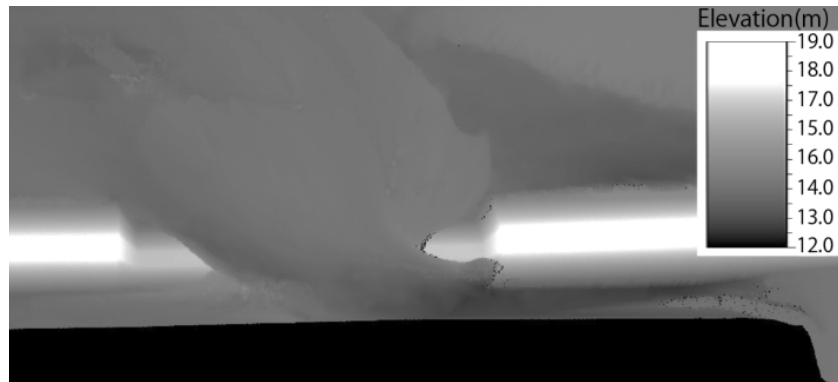


図-4.6 標高測量 (Case1 実験後)

表-4.2 数値計算による氾濫流量推定 (最終段階)

破堤幅 (m)	上流端流量 (m ³ /s)	破堤地形	流砂条件	観測値 (m ³ /s)	計算値 (m ³ /s)
53 (最終)	62 (ゲート流量)	置換え	固定	52	42.5
		測量			47.9
		置換え	移動		50.0

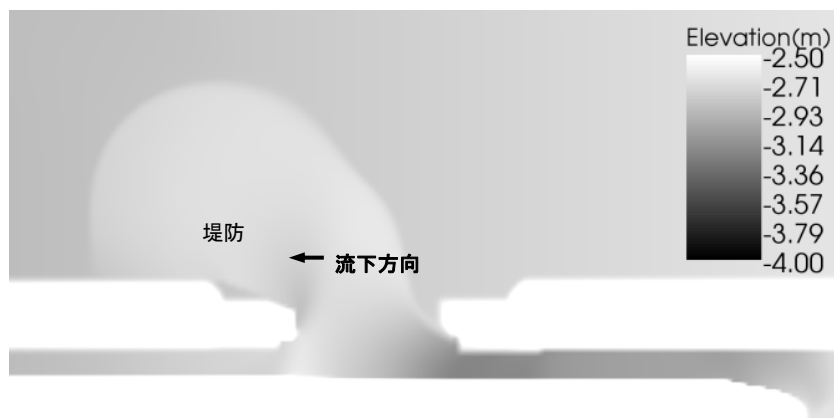


図-4.7 数値計算結果 (最終形状, 移動床)

・河道と氾濫域の地形による影響について

Case1 の実験後 (破堤幅 53m) にレーザー測量を行い, 河道, 破堤口を含む堤防, 氾濫域の標高を計測した. 図-4.6 に測量データから作成した陰影図を示す. この測量地形と, 測量地形のうち堤防以外を初期地形に置換えた地形 (以下「置換え地形」という.) の2ケースで計算を行った. また後者の地形ケースでは, 河道と破堤口及び氾濫域を移動床 (未破堤部を固定床) とした計算ケースも行った. なお, 上流端流量については, 破堤終盤では氾濫流量がほぼ一定の定常状態だったことから, ゲート流量を与えた. 各計算ケースの条件及び氾濫流量の計算結果を表-4.2 に示す. 3 ケースを比較し, 河床形状変化及び氾濫域地形変化が氾濫流量に与える影響に着目

し考察する。

測量地形のケースでは再現性が良好だったのに対して、置換え地形のケースでは氾濫流量が過小評価となった。次に、置換え地形のケースを移動床で計算したケースでは、固定床のケースに比べて氾濫流量が増加し再現性が向上した。図-4.7に移動床ケースの計算後の地形を示すが、河道上流の河床低下、破堤口の深掘れ（落掘）、河道下流の堆積が発生しているのがわかる。これらの地形変化は測量地形にも概ね現れていることから、氾濫流量計算の再現性に影響することが示唆される。

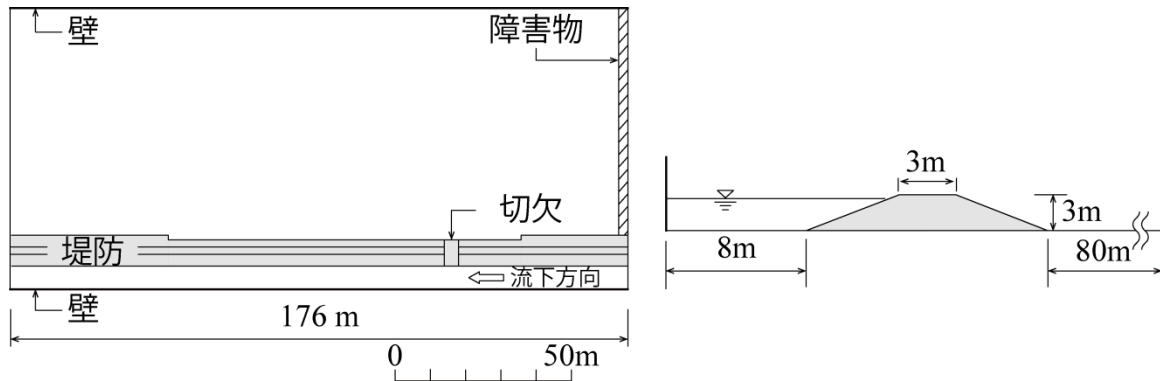


図-4.8 計算領域及び境界条件

4.2 破堤拡幅の数値解析

4.2.1 従来モデルの検討

Faeh (2007)は、掃流砂と浮遊砂を考慮した浅水流方程式を基礎とし、地形がある限界以上の角度になると一定角度まで崩壊するいわゆる斜面安定モデルも取り入れた数値計算モデルを提案した。モデルの検証では、エルベ川の破堤シミュレーションを行っており、河道の流れは概ね再現されているが、破堤の再現性について十分ではないことをFaeh自身が指摘している。Faehはまた、最も再現性に影響するパラメータとして、垂直方向と水平方向の侵食程度の比率であるところの斜面崩壊限界角度だと指摘している。

千代田実験水路における破堤拡幅実験のシミュレーションを行うにあたり、同実験では堤体材料が主に砂礫からなっていたため、浮遊砂は無視できると仮定した。そこで、ここでは前出の2次元浅水流河床変動モデルであるNays 2Dを使用した。なお、同モデルは、河岸浸食に関する斜面安定モデル（安息角モデル）を考慮することができる。図-4.8に、計算領域と境界条件を示す。

まずここで、4.1と同様に縦断方向を河道の縦断方向（すなわち堤防法線方向）、横断方向を河道の横断方向と定義しておく。計算領域は、実験堤防区間を含む縦断方向に約176m、横断方向には水路左岸から氾濫域右岸端（堤防裏法尻から80m）を確保した。境界条件については、氾濫域上流側には障害物を設定し河道からだけ流入を許容し、下流端は等流条件とし、また河道左岸側と氾濫域右岸側は垂直壁となるよう設定した。シミュレーションでは、ケース4の再現を行うため、同ケースの水路、実験堤防（切欠きあり）、氾濫域の地形標高データを用いた。堤防の基盤以上を移動床領域、河道、氾濫域、堤防基盤以下を固定床領域に設定し堤、粒径は実験に合わせて0.7mmとし、流入量については実験で観測された時系列流量を用いた。また、計算格子サイズは、堤防規模を考慮して1m四方とした。以上の共通条件のもとで、斜面安定角度を30度、45度、斜面安定モデル無効の3ケースの計算を行った。計算条件を表-4.3に示す。なお、実験結果は破堤拡幅が開始してからの変化をとった。

表-4.3 実験条件 (Run 1 ~3)

Run	流量 (m^3/s)	下流水位	地形変動 モデル	河床変動 モデル	粗度係数 ($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)	粒径 (mm)	安息角 (degrees)
1	観測値 ¹⁾	観測値 ²⁾	斜面崩落	MPM ³⁾	0.023	0.7	-
2	観測値 ¹⁾	観測値 ²⁾	斜面崩落	MPM ³⁾	0.023	0.7	30
3	観測値 ¹⁾	観測値 ²⁾	斜面崩落	MPM ³⁾	0.023	0.7	45

¹⁾Case4で観測されたP410における時系列流量

²⁾Case4で観測されたP710における時系列水位

³⁾Meyer-Peter and Müllerの式

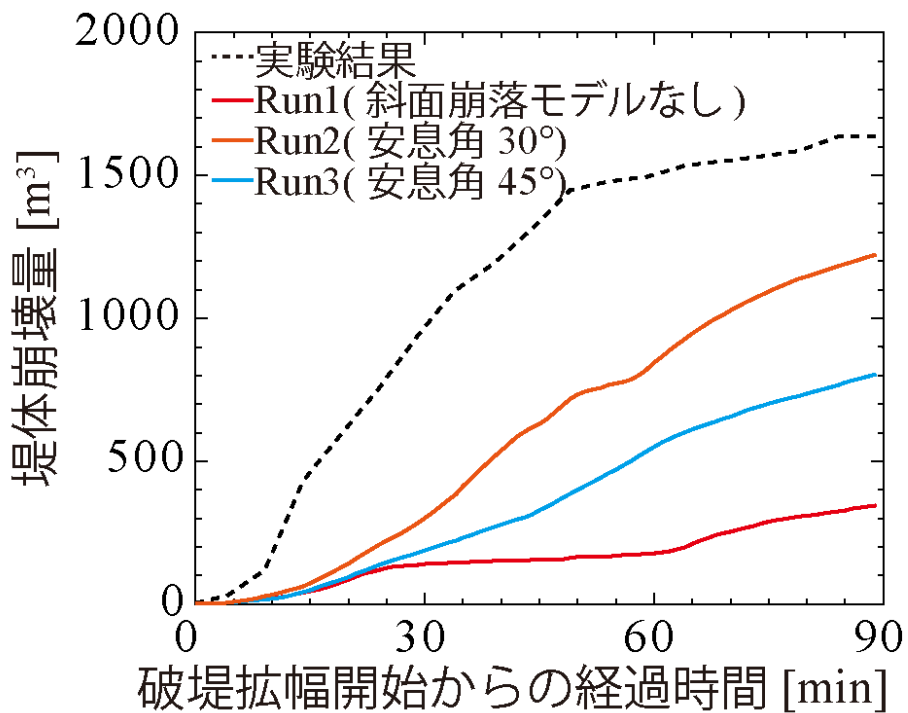


図-4.9 堤体崩壊量の時系列

図-4.9 に各ケースの堤体崩壊量（破堤ボリューム）の時間変化，図-4.10 に Run3 の計算結果（標高）を示す．破堤ボリュームは，堤防セル（表法尻から裏法尻まで）の堆積変化量を累積したものである．破堤拡幅速度（傾き）に着目すると，Run 2（斜面安定角 30 度）の再現性が最も良好ではあるが，実験結果より遅いことが分かる．

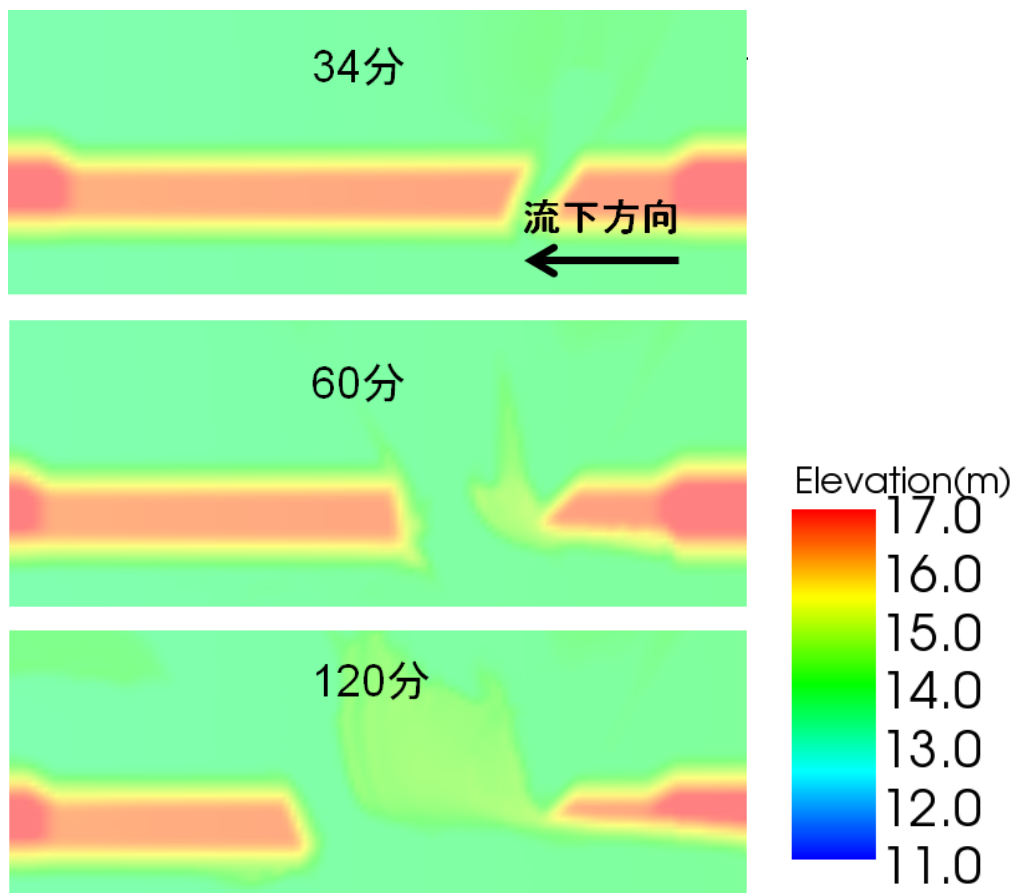


図-4.10 計算結果（標高） Run2

次に、破堤拡幅実験の観察をもとにシミュレーション結果の分析を試みる。実験の観察によると、破堤進行中、堤防下部は流水により側方向（縦断方向）に侵食され、破堤部の堤防側面は急角度に切立っていてほぼ90度に近い。これに対して、シミュレーションでは側方向侵食は考慮されておらず、また、最も再現性の良好であった30度の斜面安定角度に関しても、実験とは異なる状況であった（図-4.11参照）。実験の観察に基づけば、側方侵食は破堤拡幅段階における最も主要な破堤メカニズムであることは明白である。そこで、Nays 2Dを改良して側方侵食を組み込んだ破堤モデルを提案する。

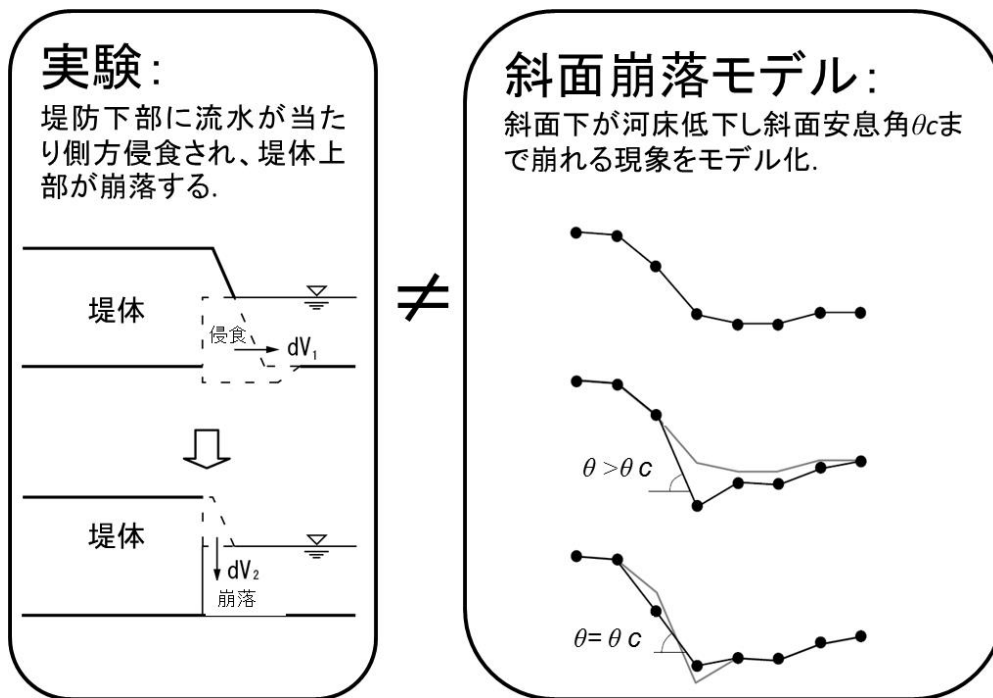


図-4.11 破堤メカニズムに関する実験及び計算モデルの比較

4.2.2 改良モデルの検討

従来モデルの流れに関する基礎式は変えずに、地形変化に関する基礎式だけを以下の通り改良した。まず、計算セルのうち堤防箇所セル（切り欠き部前後を除く）を他の箇所セルと分け、前者を堤防セル、後者を通常セルと分類した。堤防セルに対しては後述する破堤率式を適用する。なお、通常セルに対しては、従来モデルのとおり掃流砂式を適用する。破堤率式は、実験で得られた破堤土量と無次元掃流力の関係式である式(3.4)を参考にして、破堤土塊が氾濫流線に直角に崩壊するとして式(4.3)、式(4.4)で表し、次に、これらを一般座標に変換する。図-4.12に氾濫流線と座標系の概念を示す。

$$q_v^n = \frac{1-\lambda}{L} \frac{dV}{dt} = 18\sqrt{sgd^3} (\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \quad (4.3)$$

$$q_v^s = 0 \quad (4.4)$$

ここで、 q_v^n は破堤土量の流線直角方向成分、 q_v^s は破堤土量の流線方向成分。代表長さLについては計算セル幅とした。

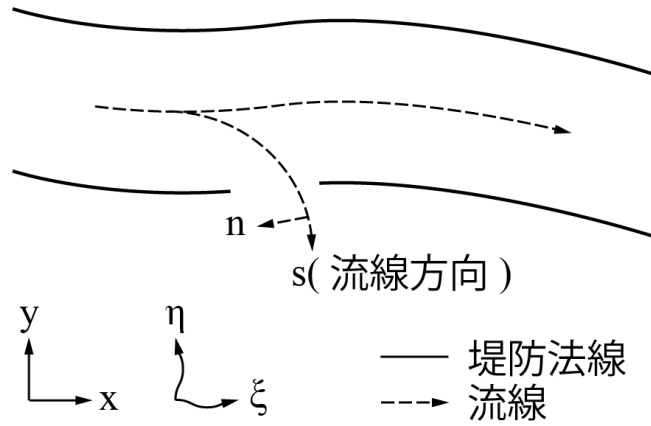


図-4.12 流線と座標系

Jang・清水²⁶⁾による掃流砂量の一般座標変換手法を参考に、 q_v^s 、 q_v^n を式(4.5)、式(4.6)のとおりに一般座標に変換する

$$q_v^\xi = \left(\frac{\partial x}{\partial s} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial s} \frac{\partial \xi}{\partial y} \right) q_v^s + \left(\frac{\partial x}{\partial n} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial n} \frac{\partial \xi}{\partial y} \right) q_v^n = (\cos \theta_s \xi_x + \sin \theta_s \xi_y) q_v^s + (-\sin \theta_s \xi_x + \cos \theta_s \xi_y) q_v^n \quad (4.5)$$

$$q_v^\eta = \left(\frac{\partial x}{\partial s} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial s} \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) q_v^s + \left(\frac{\partial x}{\partial n} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial n} \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) q_v^n = (\cos \theta_s \eta_x + \sin \theta_s \eta_y) q_v^s + (-\sin \theta_s \eta_x + \cos \theta_s \eta_y) q_v^n \quad (4.6)$$

ここで q_v^ξ は破堤土量の ξ 方向成分; q_v^η は破堤土量の η 方向成分; ξ, η は一般座標成分; x, y は直交座標成分; θ_s は流線と x 軸の角度で式(4.7)と式(4.8)で与えられる; また,

$\xi_x = \partial \xi / \partial x$, $\xi_y = \partial \xi / \partial y$, $\eta_x = \partial \eta / \partial x$, and $\eta_y = \partial \eta / \partial y$ である.

$$\sin \theta_s = -\frac{\partial x}{\partial n} = \frac{\partial y}{\partial s} = \frac{v}{U}, \quad \cos \theta_s = \frac{\partial y}{\partial n} = \frac{\partial x}{\partial s} = \frac{u}{U} \quad (4.7)$$

$$U = \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4.8)$$

ここで u は流速の x 方向成分 v は流速の y 方向成分; U は流速の絶対値である。式(4.5),式(4.6),式(4.7),及び式(4.8)より,破堤土量を一般座標系成分として式(4.9), 式(4.10)のとおりに表せる。

$$q_v^\xi = (-\sin \theta_s \xi_x + \cos \theta_s \xi_y) q_v^n = (-\sin \theta_s \xi_x + \cos \theta_s \xi_y) \left\{ 18 \sqrt{sgd^3} (\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \right\} \quad (4.9)$$

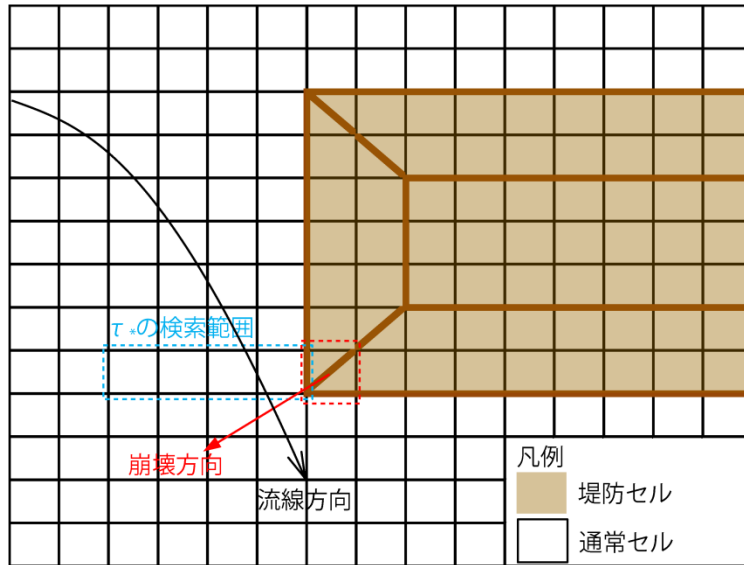


図-4.13 モデルにおける計算メッシュと座標変換及び τ_* 範囲

$$q_v^\eta = (-\sin\theta_s\eta_x + \cos\theta_s\eta_y)q_v^\xi = (-\sin\theta_s\eta_x + \cos\theta_s\eta_y)\left\{18\sqrt{sgd^3}(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5}\right\} \quad (4.10)$$

以上より堤防セルの土量連続式として式(4.11)を得る.

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{Z_L}{J}\right) + \frac{1}{1-\lambda}\left\{\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{q_v^\xi}{J}\right) + \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{q_v^\eta}{J}\right)\right\} = 0 \quad (4.11)$$

ここで Z_L は堤防セルの標高; J は座標変換に関するヤコビアンである.

式(4.11)の適用にあたって、モデルでは無次元掃流力を対象セルから縦断方向に4メートル以内の最大値をとった。これは、式6を算出するにあたって用いた無次元掃流力が堤防法尻から4メートル程度であったことから同様の手法によったものである。式(4.11)によって当該堤防セルの標高が堤防基盤以下となった場合、堤防セルから通常セルに変わるとした。図-4.13に改めてモデルの概念を示す。

表-4.4 実験条件 (Run4)

Run	流量 (m^3/s)	下流水位	地形変動 モデル	河床変動 モデル	粗度係数 ($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)	粒径 (mm)	安息角 (degrees)
1	観測値 ¹⁾	観測値 ²⁾	斜面崩落	MPM ³⁾	0.023	0.7	-
2	観測値 ¹⁾	観測値 ²⁾	斜面崩落	MPM ³⁾	0.023	0.7	30
3	観測値 ¹⁾	観測値 ²⁾	斜面崩落	MPM ³⁾	0.023	0.7	45
4	観測値 ¹⁾	観測値 ²⁾	破堤率	-	0.023	0.7	-

¹⁾Case4で観測されたP410における時系列流量

²⁾Case4で観測されたP710における時系列水位

³⁾Meyer-Peter and Müllerの式

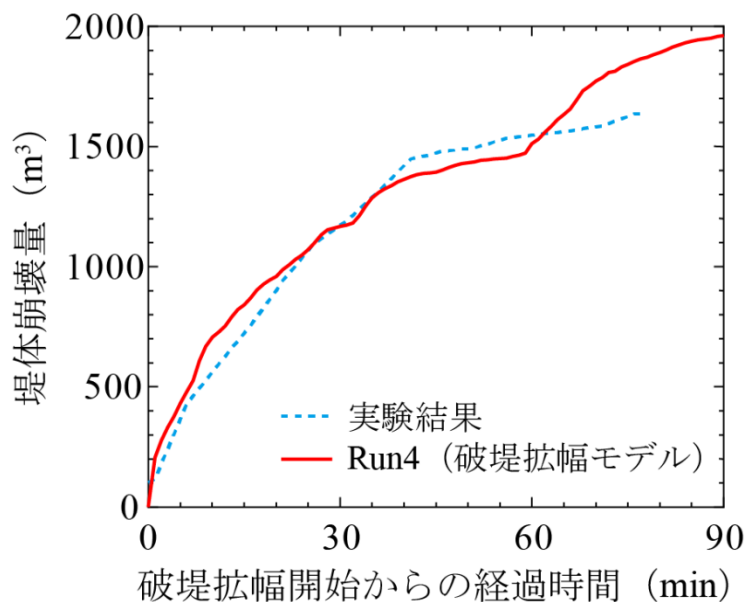
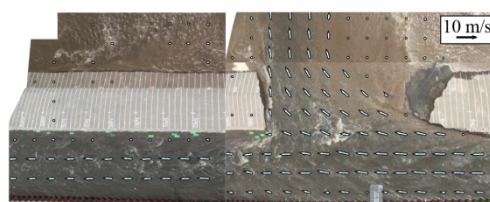
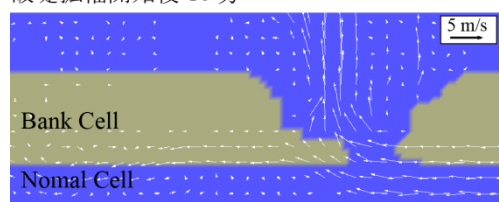


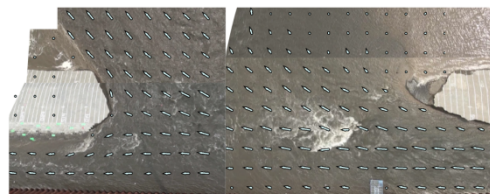
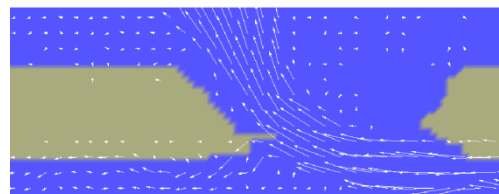
図-4.14 堤体崩壊量の時系列

表-4.4 に計算条件を示す. 通常セルに関しては Run1~3 と同様の計算条件とし, 堤防セルにのみ破堤率モデルを適用した. 図-4.14 に破堤土量の時系列計算結果を示す(Run 4). 横軸は破堤拡幅開始からの経過時間, 縦軸は堤体崩壊土量を表す. 経過時間 30 分まではやや計算の方が大きくなるが, 従来モデルに比べて改良モデルでは破堤拡幅速度の再現性が向上しているのがわかる. なお, 終盤で崩壊量が増えているが, これは, 破堤拡幅がほぼ収束しても氾濫流量が流れ続けたので, 河床変動により堤防基盤にあたる河床が掘れた量をカウントしているためである.

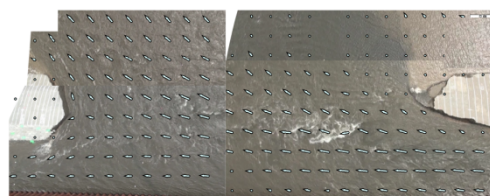
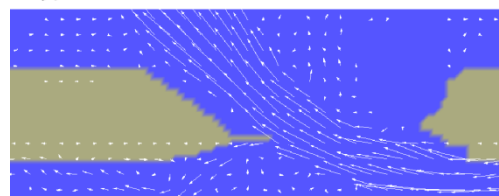
破堤拡幅開始後 10 分



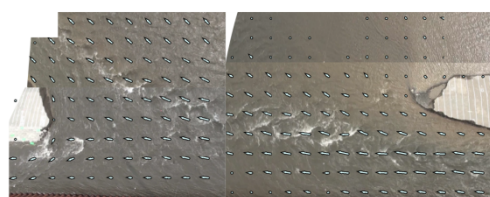
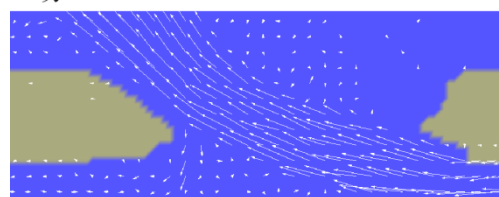
36 分



56 分



76 分



実験終了後の地形

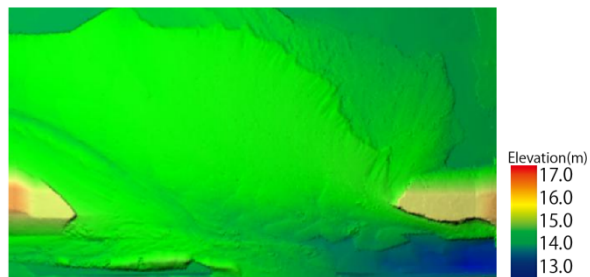
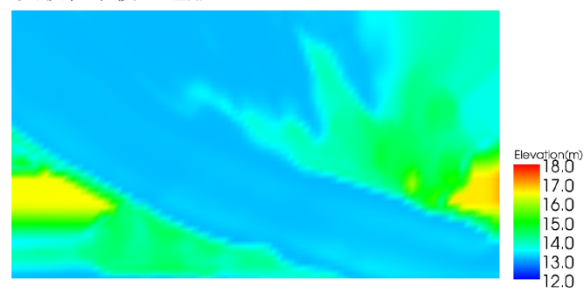


図-4.15 破堤形状の比較

※計算結果は水面下の堤体も堤防セル (bank cell) として表現

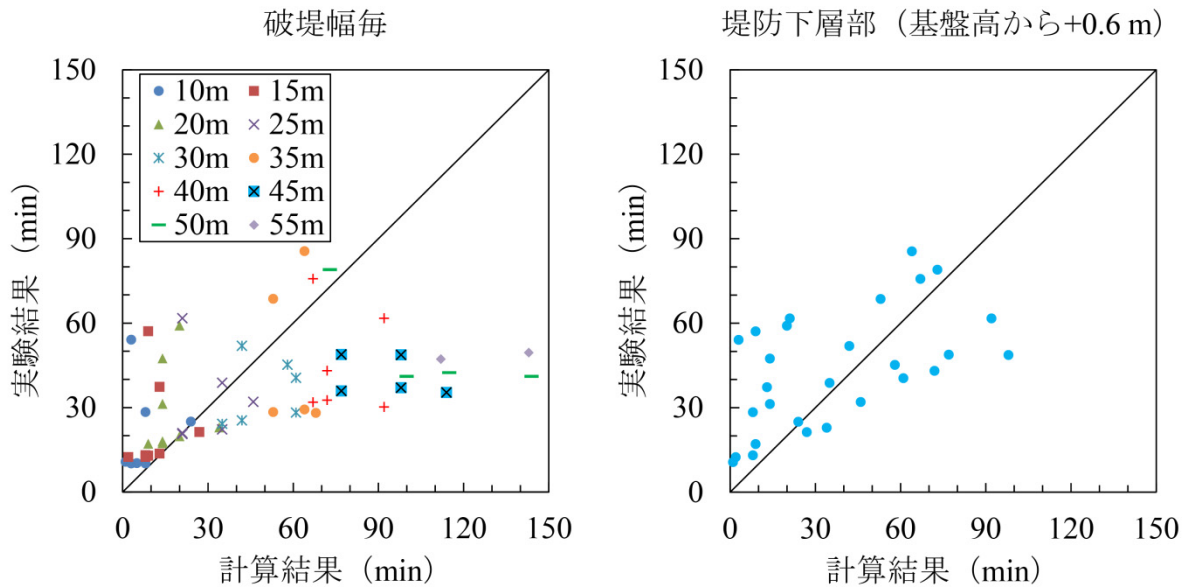


図-4.16 堤体崩壊のタイミング（計算と実験の比較）

次に、平面地形変化と流況に着目して計算結果を分析する。図-4.15 に計算結果のうち破堤形状（堤防セル）と流向・流速、および同時刻の実験結果を比較する。ここで、計算では水面下の堤体も図示されており、実験写真に比べると堤防の占める面積が大きく見えることを断っておく。なお、最下段のみ計算は地形標高、実験は通水終了後測量結果である。図より、計算の破堤進行が遅い傾向にあったのと、計算では破堤先端の凸型が顕著であるのが見られる。

図-4.16 に堤体崩壊のタイミングを比較した結果を示す。縦軸は加速度センサーが流出した時間、横軸はその加速度センサーが含まれる堤防セルが流出した時間（堤防セルから通常セルに変わった時間）を示しており、黒実線（傾き 45° の直線）に近いほど計算と実験の再現が良いことを表す。左のグラフは、流出した全センサーの値をプロットし、破堤位置（切り欠き部からの距離）によって凡例を変えている。右側のグラフは堤防下層部（基盤高から 60cm 上方）に設置した加速度センサーだけの値をプロットしたものである。破堤位置が切り欠き部の近い箇所（10m～20m）は計算の方が早く流出しているのがわかる。これは、破堤初期段階では堤体上層から下層に向かって侵食が進行する（いわゆる下刻）が、計算では下刻を良好に再現できていないことがわかる。一方、切り部から遠い箇所（45m～55m）は計算の方が遅く流出しているのがわかる。これは、図-4.15 の考察でも述べたが、計算の進行が遅く、特に堤防中心付近で顕著であったためである。

なお、堤防崩壊量の再現は良好にもかかわらず、破堤幅の再現が若干合わないのは、計算では、拡幅よりも基盤の侵食が大きかったためと考える。通水終了時の地形比較（最下段）からも確認できる。Case4 は堤体材料が基盤材料に比べて細かいケースであるが、計算ではモデルの制約上、堤体、基盤、河道、氾濫域のすべて同じ粒径とせ

ざるを得なかった。今後は堤体と基盤等を異なる粒径として計算する手法の開発が必要と考える。

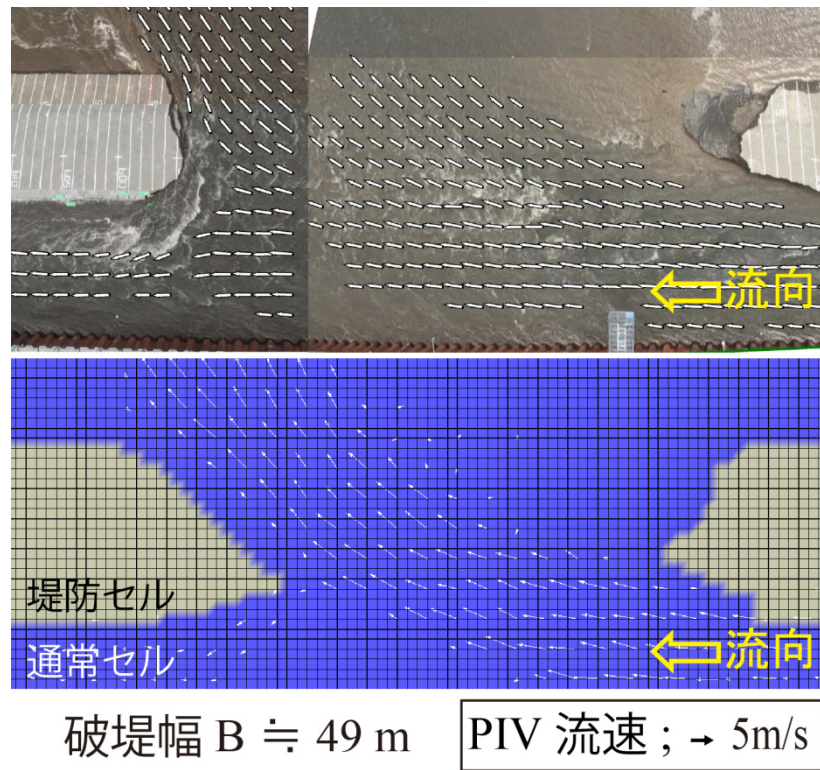


図-4.17 実験と計算の比較（破堤形状及び表面流速）

流向・流速の再現性については、同じ程度の破堤幅で比較したところ、図-4.17に示すとおり概ね良好であることがわかる。

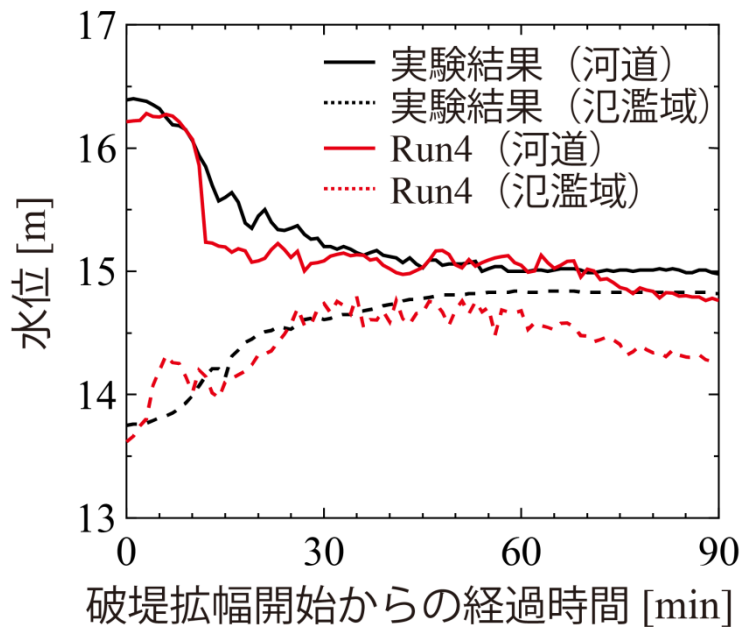


図-4.18 実験と計算の比較（水路及び氾濫域の水位）

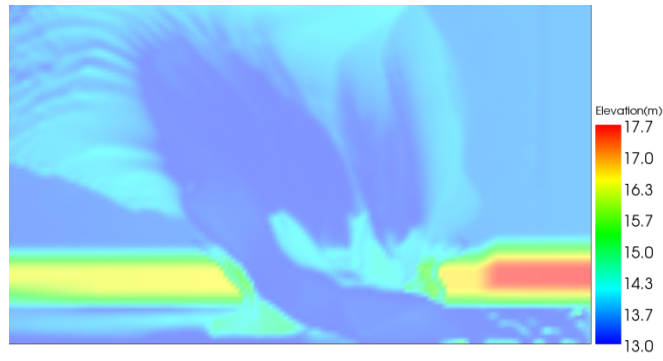
また，図-4.18 に計算及び実験の水位（河道及び氾濫域）の時系列を示す．計算では破堤拡幅開始のタイミングが再現できていないので，図では破堤拡幅開始からの経過時間で整理した．破堤後半は水位低下傾向にあるものの，破堤前半および水位低下のタイミングは概ね良好に再現されていることがわかる．

4.2.3 その他の検討

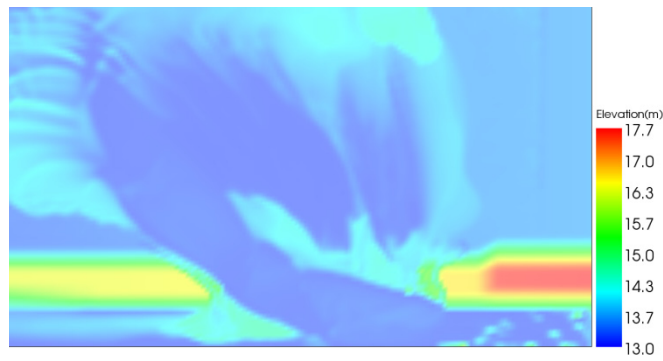
ここでは，破堤拡幅がどこまで進行するか（最終破堤幅）について，及びモデルのメッシュサイズ依存性について検討した．

・最終破堤幅について

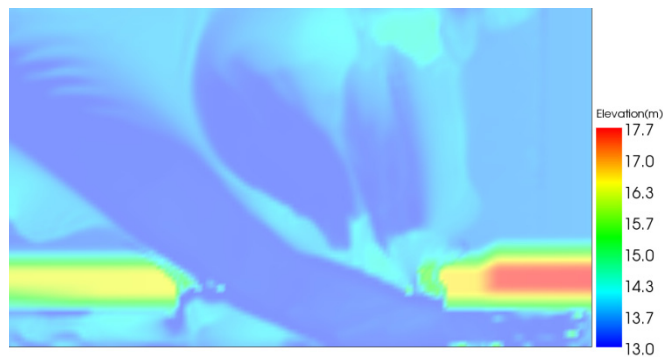
実河川の破堤では，洪水が収束するとともに破堤も収束する．しかし，洪水規模（流量や川幅）に応じてある破堤幅が規定されるという考え²⁸⁾もある．本研究の破堤実験では，実験区間の制約もあり，概ね破堤幅が実験区間長に達したところでゲートを閉鎖し実験を終了した．比較的長い実験区間をとった Case4 でも，図-3.16 に示したとおり破堤拡幅は収束していない．そこで，数値計算モデルを用いて一定流量を長時間与えることで破堤拡幅が収束し最終破堤幅が規定されるかどうか検討した．



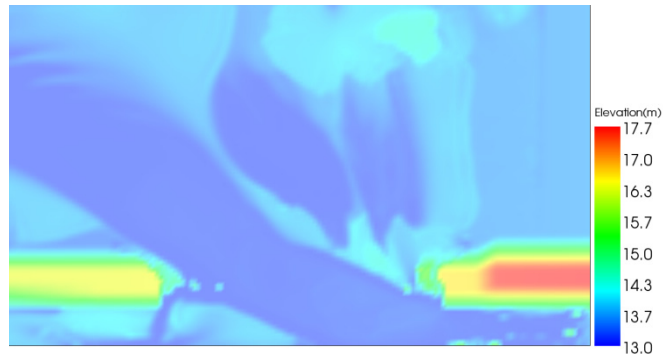
90 分後



120 分後



300 分後



480 分後

図-4.19 長時間通水に関する数値実験

計算は、4.2.2で行ったCase4の再現計算において実験終了時間（通水後90分）後もその時点の流量（70m³/s）を継続して与え通水開始から480時間まで計算した。結果は図-4.19に示すように、90mまで破堤拡幅し収束した。90分後と480分後を比べると、最終破堤幅時点においては、図-3.17と図-3.18に示した氾濫流の主流幅に相当する侵食幅が広がっていることがわかる。このため、破堤部近くの掃流力が落ちて、破堤拡幅が収束したと考えられる。なお、最終破堤幅と洪水規模の関係については、本研究の破堤実験の限られたケースでは検討することはできないため、今後、実河川の破堤に関して、本計算モデルを用いて上記と同様な検討を行うこととしたい。

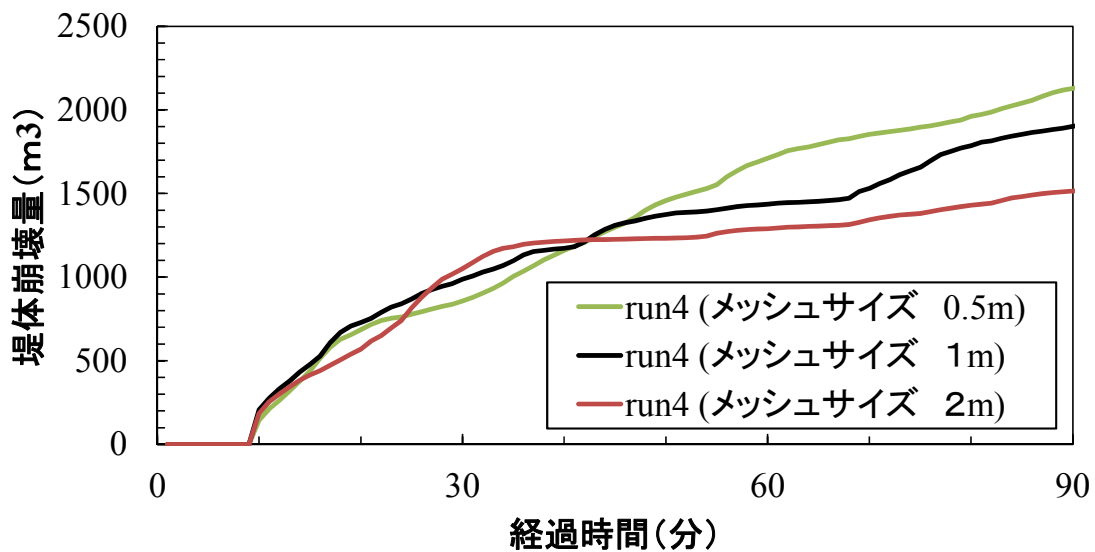


図-4.20 異なるメッシュサイズにおける堤体崩壊量の計算結果

・計算モデルのメッシュ依存性について

前節までの計算はメッシュサイズ $1\text{m} \times 1\text{m}$ で行っている。計算モデルのメッシュ依存性について検討するため、メッシュサイズを $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ 、及び、 $2\text{m} \times 2\text{m}$ とし、他の条件はすべて同じにして計算を行った。堤体崩壊量の時間変化を図-4.20に示す。どのメッシュサイズに関しても、経過時間約 50 分までは概ね同じ結果であることがわかる。経過時間 50 分以降は、メッシュサイズが 0.5m 、 1m 、 2m の順で堤体崩壊量が大きい傾向になった。このことについて、以下の通り考察する。

計算では、1つの堤防セルに着目すると、崩壊して通常セルに変わるまでセル上には流れが生じない。すなわち、地形（破堤）が間欠的に変化して、この変化に合わせて、近傍流れも間欠的に変化する。経過時間 50 分の時点は、破堤段階の Step4 に相当するが、この段階では破堤幅が広がっており、主流（計算では破堤部より 4m ）の位置が破堤速度に効いてくるので、間欠性の影響が顕著になったと考えられる。実験の再現では、メッシュサイズは堤防崩壊幅とほぼ同様の 1m としているが、このことも再現性が良好であったことに関係すると考えられる。

以上のことから、本モデルではメッシュ依存性が存在し、破堤時の崩壊幅をメッシュサイズとすることで、良好な再現性が得られるものとする。なお、崩壊幅は土質によって変化すると考えられるので、今後の検討が必要である。

4.3 実河川への適用事例

4.3.1 矢部川破堤の概要

2012年7月に福岡県を流れる1級河川矢部川において洪水が発生し、河口から約7.3km地点で破堤した。破堤に関する詳細は、「矢部川破堤調査委員会報告書²⁹⁾」として公表されている。以下に報告書から出水概要、破堤プロセス、破堤要因に関する箇所を抜粋する。

矢部川は、**図-4.21**に示すとおり、流域面積647km²、幹川流路延長61km（途中沖端川に分派し、下流部で飯江川、楠田川と合流）の1級河川である。今次出水は、船小屋水位観測所での実測水位で観測史上最高水位を記録した。**図-4.22**は、船小屋水位観測所における今次出水と既往出水(最大水位上位4洪水の水位ハイドログラフを比較したものである。今次出水は、ピーク水位が既往最大を約2m上回っており、さらに5時間以上はん濫危険水位を上回った。不定流計算により、破堤地点7.3km付近の河川水位を推定したものが**図-4.23**である。河川水位は8時頃から計画高水位(HWL)を5時間以上超過していたと推定され、12時以降に水位が下降し始め、14時頃にHWLを下回ったと考えられる。

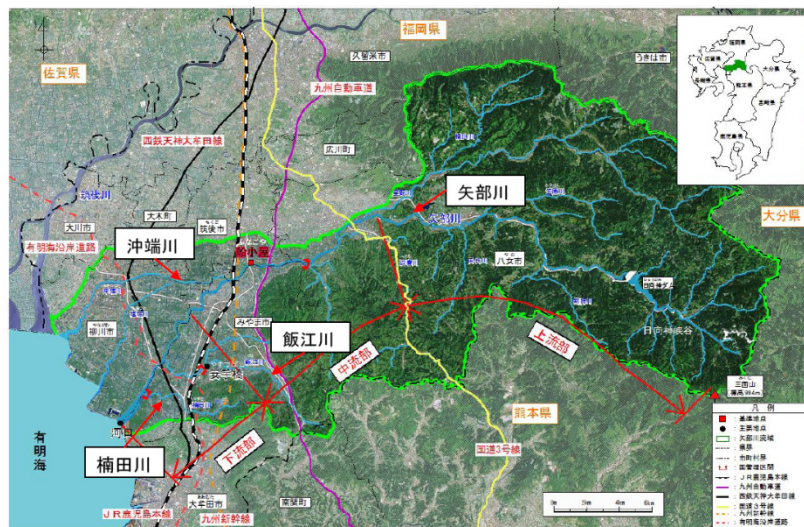


図-4.21 矢部川水系流域図
(矢部川破堤調査委員会報告書より)

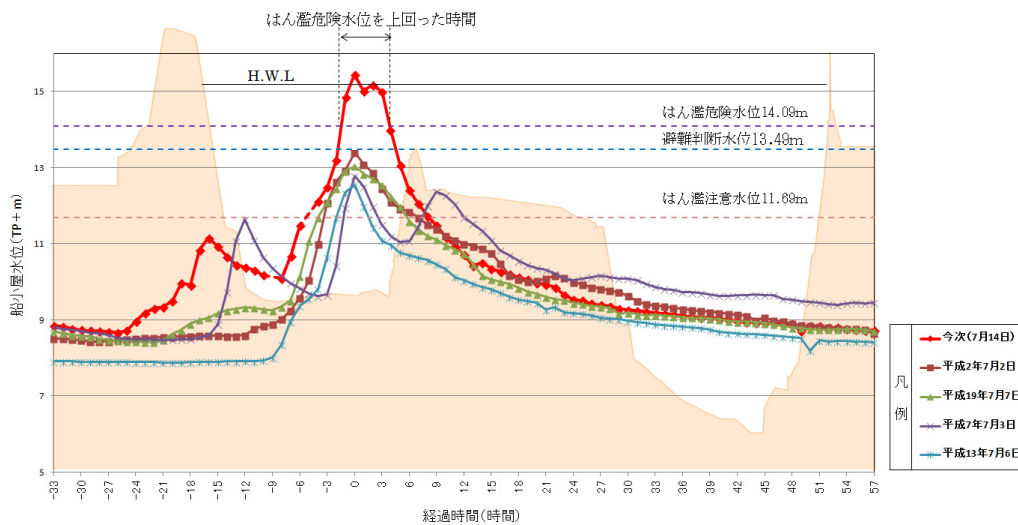


図-4.22 矢部川（船小屋水位観測所）における主要洪水の水位比較（昭和49年～）
 ※経過時間については、最大水位を記録した時刻を0として表記している。
 今次出水（7月14日）の数値は観測されたリアルタイムデータ。
 （矢部川破堤調査委員会報告書より）

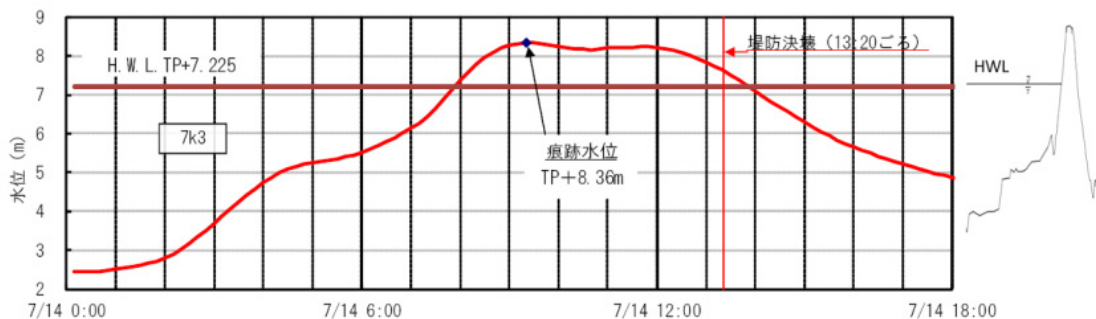


図-4.23 今次出水の7.3km地点における河川水位ハイドログラフ（不定流計算値）
 （矢部川破堤調査委員会報告書より）

右岸7.3km付近の堤防決壊の状況を**図-4.24**に示す。また、決壊箇所対岸に設置されていた国土交通省CCTVによる決壊箇所付近の映像を経時的に**図-4.25**に整理した。なお、CCTVの映像を決壊箇所方向に設定したのは既に決壊が始まった後の13時30分頃からである。**図-4.25**に示すCCTVの映像より、決壊プロセスについて以下が確認されている。

- ・13時15分：堤防に大きな変状はみられず、川表側の坂路付近の水面の乱れも顕著ではない。

・13 時30 分：約10mの決壊が生じており，決壊は13 時15 分～30 分の間に発生したと考えられる．また，決壊は当初上下流に進行し，14 時以降は上流側のみ進行したと考えられる．

・15 時30 分：約50mの決壊幅となり，16 時以降では変化がなかった．

堤防決壊のメカニズムとしては，パイピングにより，砂層の細粒分が流出することで，堤防直下の空隙・空洞化が進行し，堤体を支持することができなくなり堤体が沈下・陥没した結果，そこから河川水が集中して流れ出すとともに堤体を洗掘し，決壊に至ったものと推察されている．

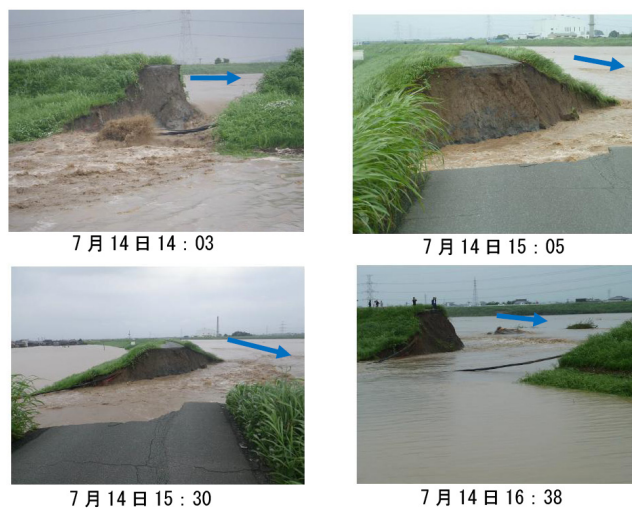


図-4.24 堤防決壊の状況（決壊箇所下流側からの撮影）
（矢部川破堤調査委員会報告書より）

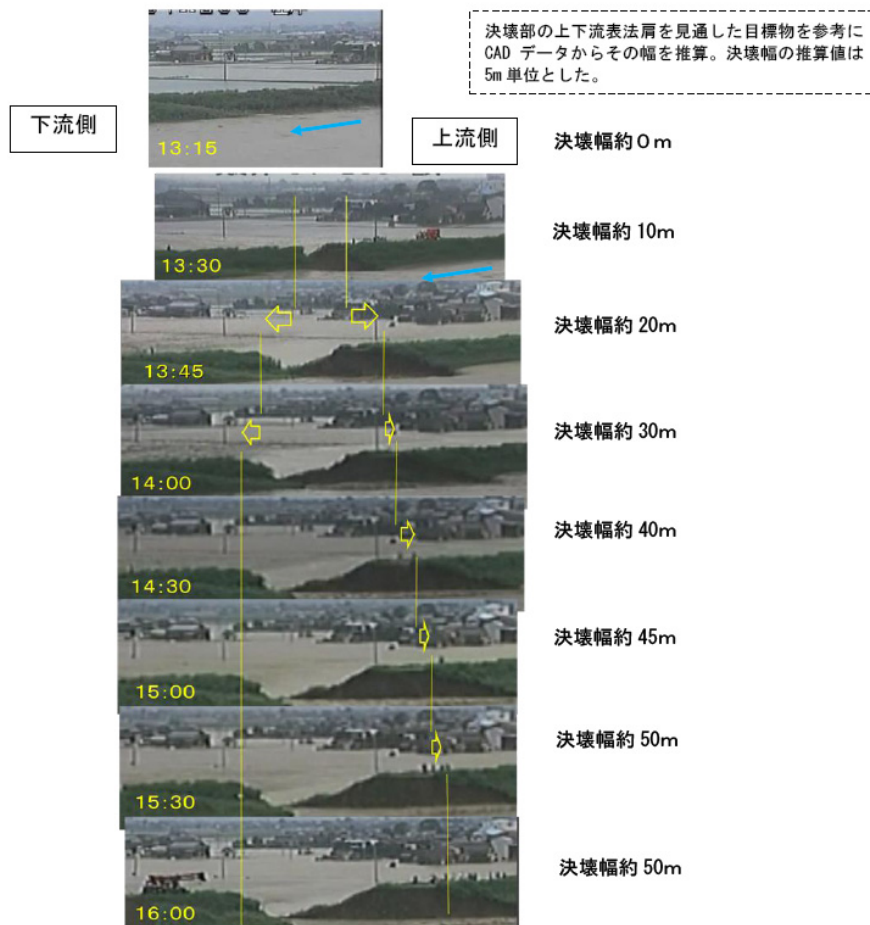


図-4.25 決壊の進行状況
(矢部川破堤調査委員会報告書より)

表-4.4 矢部川破堤シミュレーションの計算条件

流量 (m^3/s)	下流水位 (m)	地形変動 モデル	河床変動 モデル	粗度係数 ($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)	粒径 (mm)
推定値 ¹⁾	推定値 ²⁾	破堤率	無効	0.02 ³⁾	0.02 ⁴⁾

¹⁾ 船小屋地点の流量から推定

^{2),4)} 報告書の値を適用

³⁾ 「美しい山河を守る災害復旧基本指針」に準じて算出

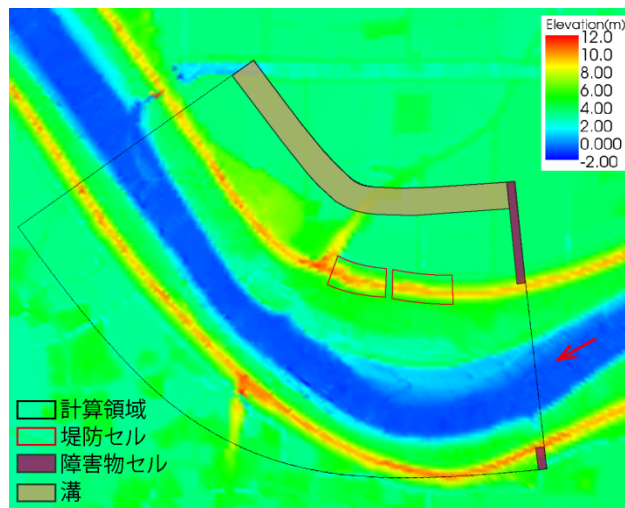


図-4.26 計算領域と計算メッシュ

4.3.2 破堤拡幅シミュレーション

本研究で提案した改良モデルを用いて，破堤拡幅段階に着目して矢部川破堤拡幅のシミュレーション計算を行った．すなわち，矢部川の破堤要因は越水ではなく，漏水による堤体の陥没であり，破堤幅の観測は10mから開始されていることから，シミュレーションでも破堤幅10mから開始し，その後の破堤拡幅の再現性に着目した．計算では，地形データは国土地理院のLPデータ（2mメッシュ）から，水位・流量等の計算条件は表-4.4に示すとおり，報告書等から引用した．

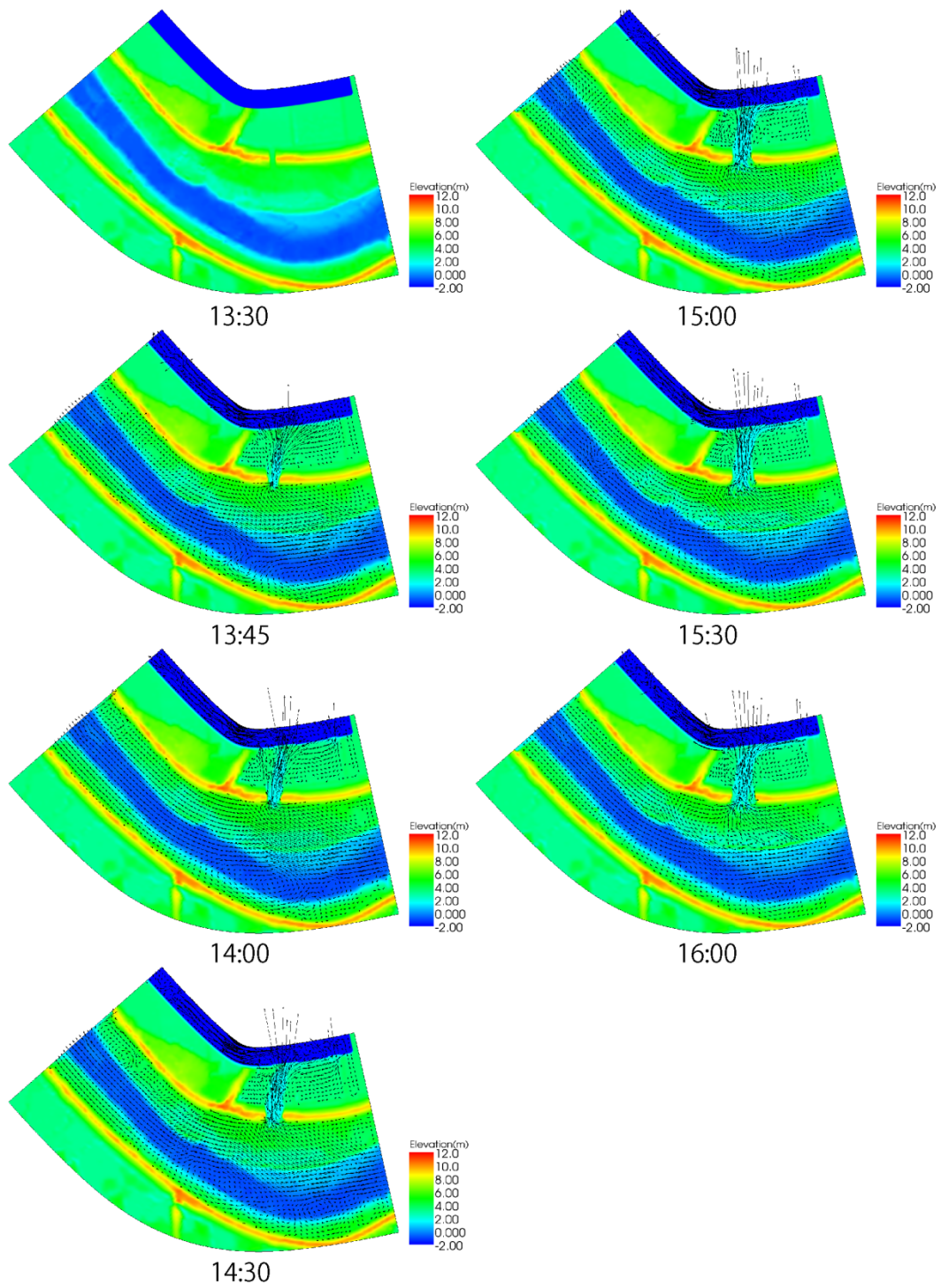


図-4.27 計算結果 (全体)

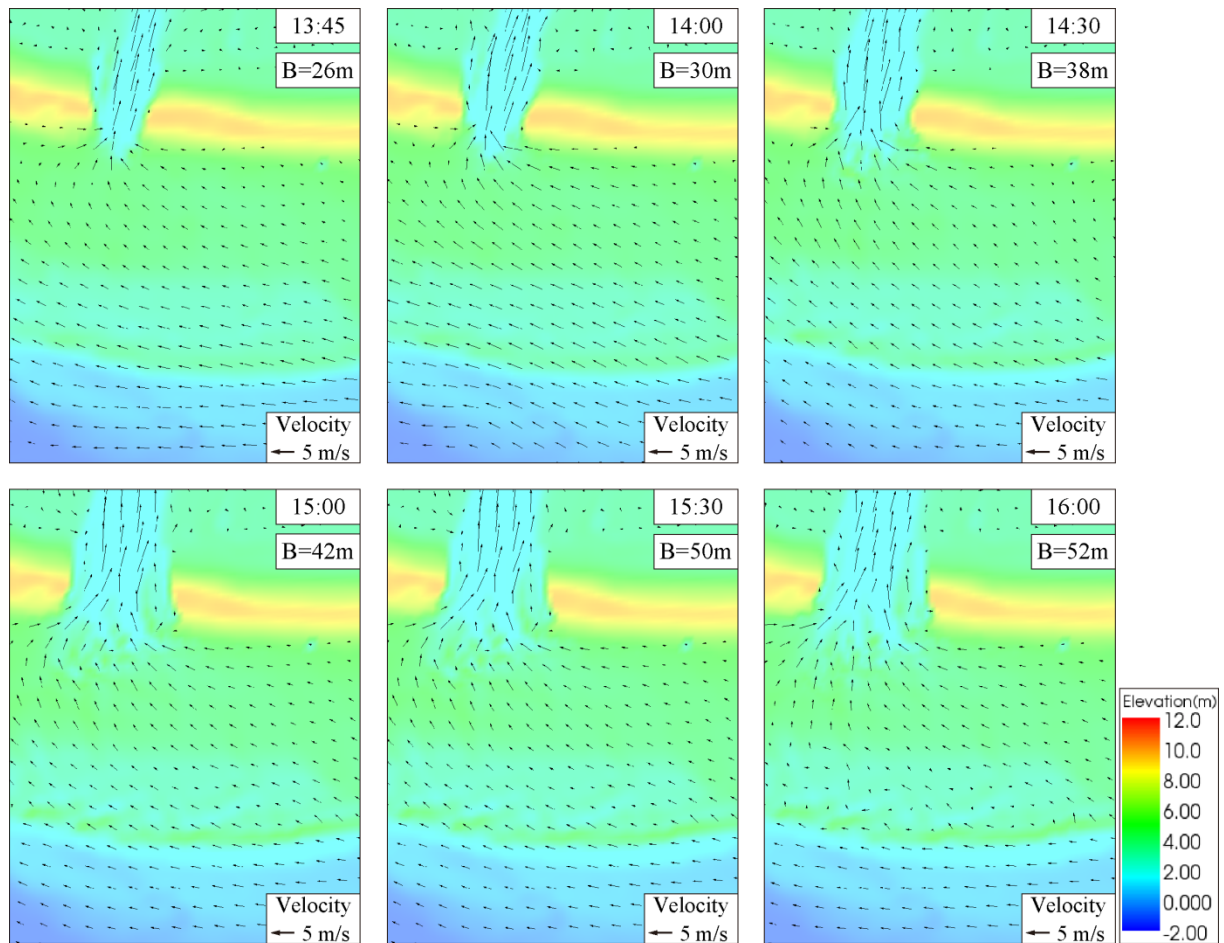


図-4.28 計算結果（破堤付近）

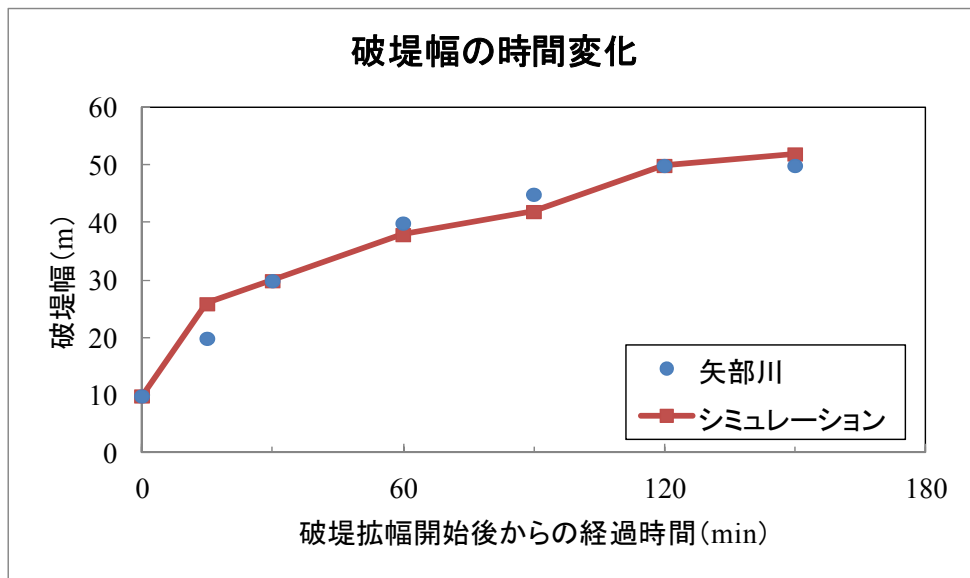


図-4.29 破堤幅の時間変化

図-4.26 に計算領域と初期地形及び計算メッシュを示す。初期地形に関しては、上述したように、破堤地点において幅 10m、深さ堤防基盤まで矩形切欠きを設置した。なお、流入を河道に限定するため上流端の堤内地には障害物を設置した。また、Nays2D モデルの特性上、下流端以外は壁の設定となるため、堤内地端（右岸端）を自由落下条件とするために幅約 38m、深さ約 100m の溝を設定した。

計算結果のうち 30 毎の標高と流向・流速ベクトルを図-4.27、図-4.28 に示す。計算結果から算定した破堤幅の時間変化と、図-4.25 の破堤幅の時系列を比較した（図-4.29）。概ね良好に再現されていることがわかる。

なお、ここでは矢部川報告書で検討されたような堤防基盤の土質・地質分布は考慮しておらず、あくまで均一材料を仮定した 2 次元移動床改良モデルを用いて破堤幅に関する再現計算を試みたものであることを念のため明記しておく。

第5章 まとめ

本研究の意義

これまでの破堤に関しては、破堤進行中の現地調査が困難であることから、被災後の調査をもとにした破堤要因（ほとんどが破堤初期に関するもの）の研究が中心であり、破堤の拡幅過程に関する研究は少ない。また、扇状地河川においては蛇行発達等に起因する側岸侵食による破堤のリスクがあるが、未解明な点が多い。

本研究では、千代田実験水路において実現現象に近い実物大の横越流破堤実験を実施することで、破堤の進行過程や氾濫状況を観測し、これまで未解明な点が多かった破堤の拡幅機構の解明に取り組んだ。破堤現象に関する今後の研究の発展や知見の集積、さらに、破堤時の減災対策や避難にかかる情報の精度向上など、河川の防災・減災技術の向上に向けて重要な成果を得たと考える。

千代田実験水路の特性

破堤実験と同じ水路形状、流量条件において通水実験を行い、通水中の河床波を計測し河床抵抗と水量との関係を明らかにした。

- 通水初期には河床波が発達し始め、河床波の発達に応じた粗度の上昇が確認できた
- マニング粗度係数の値は概ね 0.03~0.035 であった
- 矢板側は流速が小さく河床波の発達も弱いことがわかった

破堤機構の解明

流量、堤体材料、堤防形状を変えた4つのケースで破堤実験を行い、堤体に埋設した加速度センサーにより破堤進行過程を観測し、破堤機構を4つの段階に分類して明らかにした。

[Step1 ; 初期破堤段階]

越水開始後、越水部の裏法面、裏法肩が侵食される。天端は裏法肩から表法肩に向かって徐々に侵食されるが、破堤拡幅は進行せず、氾濫流量は増加しない段階である。

なお、細粒分の多い堤体のケースと天端幅の広いケースでは、この段階の所要時間が他のケースよりも長かった。

[Step2 ; 拡幅開始段階]

越水部の表法肩まで侵食が到達すると、急激に断面が侵食されて破堤拡幅が上下流方向に徐々に進行し、氾濫流量が増加し始める。河道から破堤口に向かう流れがわずかに見られるが、河道の流況には大きな影響を与えていない。

なお、流量が小さく水面勾配の緩いケースでは、河道の下流側からも破堤口への流れがあり、破堤拡幅は上下流にほぼ対称に進行し始めた。また、天端幅の広

いケースでは、河道からの流れが破堤口下流端の堤体の河道側にぶつかり、その流れがはね返って氾濫流がやや上流に向いていた。

[Step3 ; 拡幅加速段階]

越水部の堤体断面の大半が侵食されると、破堤拡幅が急激に進行し、進行方向は主に下流側となる。河道流から破堤口へと向かう流れが強くなり、その流速も大きくなる。また、氾濫流量が増加しピークを迎える。流況については、破堤口下流側の流速が大きくなり、この流れが堤体にぶつかり堤体を侵食しながら破堤が下流方向に進行する。

なお、流量が小さく水面勾配が緩いケースでは、他のケースより拡幅速度は小さかった。また、細粒分の多い堤体のケースでは、堤体が塊で崩壊する現象を繰り返しながら拡幅し、その速度は細粒分の少ない礫質土の堤体のケースに比べて速かった。天端幅の広いケースでは、他のケースに比べ、堤体の基盤に近い部分の侵食は堤体上部に比べて顕著に遅れて進行した。

[Step4 ; 拡幅減速段階]

下流方向への堤体侵食とそれによる氾濫域の土砂堆積を繰り返しながら、氾濫流の主流部がほぼ一定の幅で下流へ移動する。氾濫流量もほぼ一定で推移し、破堤拡幅速度は遅くなる。また、破堤口の下流端は、氾濫域側に顕著に斜めの形状となって破堤が進行する。

破堤拡幅の定量的評価

破堤拡幅が開始過程においては、堤体崩壊は氾濫流による堤体土塊の掃流現象として捉えられ、無次元堤体崩壊量と破堤開口部周辺の無次元掃流力の関係が掃流砂量式に近い形で表された。

数値解析モデル

2次元浅水流の河床変動モデルである Nays2D を用いて、氾濫流量（固定床）及び破堤拡幅（移動床）の再現計算を行い、実験結果との比較を行った。また、破堤拡幅に関して、破堤実験で得られた無次元堤体崩壊量と無次元掃流力の関係式をモデルに組み入れ再現性を向上させ、2012年7月に発生した1級河川矢部川の破堤シミュレーションを行った。

- 氾濫流量の再現性は概ね良好であった
- 従来モデル（Nays2D 斜面安定モデル考慮）では、破堤拡幅時の堤体崩壊量が過小評価された
- 破堤実験で得られた無次元堤体崩壊量と無次元掃流力の関係式を考慮すると、破堤拡幅時の堤体崩壊量が良好に再現できた
- 改良モデルを矢部川の破堤拡幅に適用したところ、良好な再現性を得た

参考文献

- 1) 吉川勝秀:河川堤防学, 技報堂出版, pp. 98, 2008.
- 2) iRIC, URL: <http://i-ric.org/ja/>
- 3) 例えば, 北川明・宇多高明・福岡捷二・竹本典道・服部敦・浜口憲一郎:一関遊水地における越流小堤の耐侵食力に関する現地実験, 水工学論文集, 第 39 巻, pp. 489-494, 1995.
- 4) 例えば, 藤田光一・末次忠司・諏訪義雄・東高德・白土正美・郡司篤・最上谷吉則:透水性(排気性)材料を用いた堤防裏法越水強化工法の水理的評価と技術的位置づけについて, 河川技術論文集, 第 7 巻, pp. 109-114, 2001.
- 5) 例えば, 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.
石川忠晴:越水堤防調査, 建設省技術研究会報告(直技), pp. 802-809, 1982.
- 6) 例えば, 木村勝行・重野輝貴・成田国朝:越流に伴う堤体の破壊現象に関する研究, ダム工学会誌, Vol.9, No3, pp. 215-223. 1999.
- 7) 例えば, 藤田裕一郎・村本嘉雄:河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 2 部, 第 42 回, pp. 559-560, 1987.
- 8) 例えば, 奥田浩司・高橋迪夫・山崎僚・小澤徳雄・三浦剛:排水機能を持つ堤防裏法尻保護工に関する実験的検討, 水工学論文集, 第 51 巻, pp. 751-756. 2007.
- 9) 例えば, 田中祐一郎・梶野浩司・中谷剛:越流による河川堤防の一次元破壊, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 2 部, 第 50 回, pp. 482-483, 1995.
- 10) 例えば, 重枝未玲・秋山壽一朗:ダイナミック氾濫解析モデルによる河川からの溢水・越流流量の予測, 会河川技術論文集, 第 11 巻, pp. 169-174, 2005.
- 11) 例えば, 樹林帯による破堤後の減災効果に関する検討, 国土交通省国土技術政策総合研究所河川部河川研究室, 2002.
- 12) 例えば, 黄光偉・渡辺正明・泉宮尊司:都市域における洪水氾濫に関する実験的研究, 河川技術論文集, 第 10 巻, pp. 227-232, 2004.
- 13) 例えば, 辻本哲郎・鷺見哲也・北村忠紀:矢作川及び境川流域における 2000 年 9 月豪雨災害, 河川技術論文集, 第 7 巻, pp. 71-76, 2001.
- 14) 例えば, 藤田一郎・日野友尋:へり画像を利用した新川洪水流の画像計測, 河川技術論文集, 第 7 巻, pp. 31-34, 2001.
- 15) 例えば, 辻本哲郎・鷺見哲也・寺本敦子・前田和:破堤拡大過程と河川特性の関係について, 河川技術論文集, 第 11 巻, pp. 121-126, 2005.
- 16) 例えば, 後藤仁志・林稔・織田晃司・酒井哲郎:越流水による河川堤防侵食過程のグリップレス解析, 水工学論文集, 第 46 巻, pp. 439-444, 2002.
- 17) 例えば, 廣部英一・田安正茂・榎田真也・宇治橋康行・玉井信行:平成 16 年 7 月福井豪雨における足羽川の洪水災害と洪水流解析について, 河川技術論文集, 第 11 巻,

- pp. 133-138, 2005.
- 18) 十勝川千代田実験水路, URL :
<http://www.ob.hkd.mlit.go.jp/hp/riveroffice/chiyoda/zi/zi0.htm>
 - 19) 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.
 - 20) 稲垣達弘, 島田友典, 横山洋, 三宅洋:十勝川千代田実験水路における各手法別の流量観測, 河川技術論文集, 第 17 巻, pp. 371-376, 2011.
 - 21) 宮脇幸大, 泉典洋:越水による破堤プロセス, 土木学会北海道支部, 第 67 号, B-10, 2011.
 - 22) 辻本哲郎, 本守真人, 安部友則, 山田哲:氾濫シミュレーション手法の開発と東海豪雨災害の再現, 河川技術論文集, 2002.
 - 23) 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越水破堤拡幅メカニズム, 河川技術論文集, 第 17 巻, 2011.
 - 24) 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.
 - 25) 清水康行:河道平面形状の形成における河床・河岸の変動特性の相互関係について, 土木学会水工学論文集, 第 47 巻, pp. 643-648, 2003.
 - 26) Jang, C. & Y. Shimizu : Numerical simulation of relatively wide, shallow channels with erodible banks, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 131, No.7, pp.565-575, 2005.
 - 27) 飛田大輔, 柿沼孝治, 横山洋, 武田淳史:千代田実験水路破堤拡幅実験に基づく堤体崩壊量の定量化, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.69, No.4, I_1225-1230, 2013
 - 28) 国土交通省, 浸水想定区域図作成マニュアル
 - 29) 矢部川堤防調査報告書, URL: <http://www.qsr.mlit.go.jp/chikugo/index.html>

補遺.1 2次元流れ基礎式の誘導

本研究では、第4章において2次元河床変動数値計算モデルとして Nays-2D を用いた。ここでは、Nays-2D で使用する2次元流れの運動方程式および連続の式について、3次元のナビエ・ストークス方程式を水深方向に積分して誘導する。デカルト座標のナビエ・ストークス方程式（運動方程式と連続式）は、式(1)～(4)で表される。

連続式

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho u}{\partial x} + \frac{\partial \rho v}{\partial y} + \frac{\partial \rho w}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

運動方程式

$$\frac{\partial \rho u}{\partial t} + \frac{\partial \rho u^2}{\partial x} + \frac{\partial \rho uv}{\partial y} + \frac{\partial \rho uw}{\partial z} = \rho F_x - \frac{\partial p}{\partial x} + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\partial \rho v}{\partial t} + \frac{\partial \rho uv}{\partial x} + \frac{\partial \rho v^2}{\partial y} + \frac{\partial \rho vw}{\partial z} = \rho F_y - \frac{\partial p}{\partial y} + \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \quad (3)$$

$$\frac{\partial \rho w}{\partial t} + \frac{\partial \rho uw}{\partial x} + \frac{\partial \rho vw}{\partial y} + \frac{\partial \rho w^2}{\partial z} = \rho F_z - \frac{\partial p}{\partial z} + \mu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) \quad (4)$$

ここで u, v, w は x, y, z 方向の流速、 p は圧力、 ρ は水の密度、 μ は水の粘性係数、 F は外力（通常は重力と境界せん断力）である。

非圧縮性（ ρ が一定）を仮定して、式(1)、(2)、(3)および式(4)を水深方向(z 方向)に底面 b から水面 $b+h$ まで積分する。ここで h は水深である。

まず、連続式(1)を積分する。 z 方向に積分すると定積分なので $\partial/\partial z$ の項は消え、 ρ が定数なので ρ も消えるので、次のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_b^{b+h} dz + \frac{\partial}{\partial x} \int_b^{b+h} u dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_b^{b+h} v dz = 0 \quad (5)$$

このとき、 u, v の水深平均を U, V とすると、

$$\int_b^{b+h} dz = h, \quad \int_b^{b+h} u dz = Uh, \quad \int_b^{b+h} v dz = Vh \quad (6)$$

となるので、式(5)は次のようになる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Uh}{\partial x} + \frac{\partial Vh}{\partial y} = 0 \quad (7)$$

次に運動方程式を積分する。 z 方向の運動が非常に小さい($w=0$)と仮定すると、式(4)より、

$$0 = \rho F_z - \frac{\partial p}{\partial z} \quad (8)$$

z 方向の外力は重力だけを考えると、 $F_z = -g$ となることを考慮して式(4)を基準面から水面 $H(=b+h)$ まで積分すれば式(9)となり、圧力は静水圧分布となる。

$$p = \rho g H + p_0 \quad (9)$$

ここで、 p_0 は大気圧（一定）である。

式(2)で $w=0$ として、底面 b から水面 $b+h$ まで積分して式(6)を適用すると、

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \rho \int_b^{b+h} u dz + \frac{\partial}{\partial x} \rho \int_b^{b+h} u^2 dz + \frac{\partial}{\partial y} \rho \int_b^{b+h} uv dz \\ &= \rho \int_b^{b+h} F_x dz - \frac{\partial}{\partial x} \rho \int_b^{b+h} g H dz + \mu \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} \int_b^{b+h} u dz + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \int_b^{b+h} u dz \right) \end{aligned} \quad (10)$$

u は z 方向に一定と仮定すると u 、 u^2 はそれぞれ U 、 U^2 となり積分の外にでるので両辺を ρ で除すと、式(10)は次のようになる。

$$\frac{\partial U h}{\partial t} + \frac{\partial U^2 h}{\partial x} + \frac{\partial U V h}{\partial y} = \int_b^{b+h} F_x dz - g h \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 U h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U h}{\partial y^2} \right) \quad (11)$$

ここで、 $\nu_t (= \mu/\rho)$ は渦動粘性係数である。 x 方向の外力を底面とのせん断力のみ考えると、式(11)の右辺第1項は定数となり τ_x/ρ として、

$$\frac{\partial U h}{\partial t} + \frac{\partial U^2 h}{\partial x} + \frac{\partial U V h}{\partial y} = \frac{\tau_x}{\rho} - g h \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 U h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U h}{\partial y^2} \right) \quad (12)$$

同様に、式(3)を積分すると、

$$\frac{\partial V h}{\partial t} + \frac{\partial U V h}{\partial x} + \frac{\partial V^2 h}{\partial y} = \frac{\tau_y}{\rho} - g h \frac{\partial H}{\partial y} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 V h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V h}{\partial y^2} \right) \quad (13)$$

以上から、あらためて2次元のナビエ・ストークス方程式を以下に示す。

【連続式】

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial U h}{\partial x} + \frac{\partial V h}{\partial y} = 0 \quad (14)$$

【運動方程式】

$$\frac{\partial U h}{\partial t} + \frac{\partial U^2 h}{\partial x} + \frac{\partial U V h}{\partial y} = \frac{\tau_x}{\rho} - g h \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 U h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U h}{\partial y^2} \right) \quad (15)$$

$$\frac{\partial Vh}{\partial t} + \frac{\partial UVh}{\partial x} + \frac{\partial V^2h}{\partial y} = \frac{\tau_y}{\rho} - gh \frac{\partial H}{\partial y} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 Vh}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 Vh}{\partial y^2} \right) \quad (16)$$

以上

補遺.2 2次元流れの計算手法と差分方法

ここでは、2次元流れ基礎式の計算手法と差分方法を解説する。直交座標系(x, y)における2次元流れの基礎式は補遺.1において解説したとおり以下の連続式と運動方程式からなる。

[連続式]

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

[運動方程式]

$$\frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x \quad (2)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D^y \quad (3)$$

ただし、

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4)$$

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left[\nu_t \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_t \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right] \quad (5)$$

$$D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left[\nu_t \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_t \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right] \quad (6)$$

ここで、 h は水深、 t は時間、 u は x 方向の流速、 v は y 方向の流速、 g は重力加速度、 H は水位、 τ_x は x 方向の河床せん断力、 τ_y は y 方向の河床せん断力、 C_f は河床せん断係数、 ν_t は渦動粘性係数、 ρ は水の密度である。

上記の連続式と運動方程式の実際の計算方法について、定数の設定や差分手法に言及しながら概説する。まず、定数について ν_t 渦動粘性係数と河床せん断係数 C_f の計算方法を説明し、最後に差分法について概説する。

・渦動粘性係数 ν_t

ゼロ方程式モデルを用いる。渦動粘性係数は一般的に乱流の代表流速 v と代表長さ l の積で表される。

$$\nu_t = \nu l \quad (7)$$

水深と粗度が横断方向に緩やかに変化する流れ場においては、水平方向の渦動粘性係数と鉛直方向の渦動粘性係数は同じオーダーであると仮定し、主として底面摩擦速度と水深が運動量輸送を規定すると考え、渦動粘性係数 ν_t を以下の式で表す。

$$v_t = au_*h \quad (8)$$

ここに、 a は比例定数. 実験によって a 値が 0.07 程度であることがわかっているのので、カルマン係数 κ ($=0.4$), 補正係数 A, B を用いて渦動粘性係数 v_t を以下の式で表す.

$$v_t = A \frac{\kappa}{6} u_* h + B \quad (9)$$

なお、 $A=1, B=0$ を基本として、渦動粘性係数を調整する場合は A, B の値を修正する.

・河床せん断係数 C_f

河床せん断係数 C_f とマニングの粗度係数 n_m の以下の関係式から求める.

$$C_f = \frac{gn_m^2}{h^{1/3}} \quad (10)$$

・差分法

次に、流れの基礎式の具体的計算方法であるが、偏微分方程式であり、このままでは解けない. 偏微分方程式の解法は様々であるが、Nays-2D では、時間と空間を離散化し差分法を適用して計算する. 時間は微小時間を計算ステップとすることで、また、空間は構造格子に分割することでそれぞれ離散化する.

以下に計算の流れを説明する. まず、保存形でかかれた運動方程式(2), (3)を、連続式(1)を適用して非保存形に書き換える. まず、式(2)について、

$$\begin{aligned} \frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} &= \frac{\partial(u \cdot h)}{\partial t} + \frac{\partial(u \cdot hu)}{\partial x} + \frac{\partial(u \cdot hv)}{\partial y} \\ &= u \frac{\partial h}{\partial t} + h \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial hu}{\partial x} + hu \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial hv}{\partial y} + hv \frac{\partial u}{\partial y} \\ &= u \left(\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} \right) + h \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} \right) \\ &= h \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad (11)$$

式(11)は、水深 h がほぼ一定とみなせて微分の外に出たと解釈できる. これを式(5)に適用することで h を微分の外に出し、式(2)に式(11)を代入して両辺を h で除すと次のようになる.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - C_f \frac{u \sqrt{u^2 + v^2}}{h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (12)$$

時間項を左辺に、移流項、(圧力項+重力項)、摩擦項、粘性項を右辺に置き、あらためて整理する.

[運動方程式]

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \underbrace{-u \frac{\partial u}{\partial x}}_{\text{移流項}} - \underbrace{v \frac{\partial u}{\partial y}}_{\text{移流項}} - \underbrace{g \frac{\partial H}{\partial x}}_{\text{圧力項+重力項}} - \underbrace{C_f \frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{h}}_{\text{摩擦項}} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial x} \right)}_{\text{粘性項}} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial y} \right)}_{\text{粘性項}} \quad (13)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial v}{\partial y} - g \frac{\partial H}{\partial y} - C_f \frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (14)$$

差分は大きく分けて陽解法と陰解法がある。陽解法は時間 $n+1$ の値を求めるのに、時間 n の値（従って既知の値）だけからなる式で解く手法であり、式が少なく計算時間が短くできるが、時間ステップを短くしないと数値拡散などの影響で誤差が大きくなる。陰解法は時間 $n+1$ の値を求めるのに、時間 $n+1$ の値（従って未知の値）を含む式で解く手法であり、すべての格子における式を立ててから連立方程式を解くので計算時間が長くなるが、陽解法に比べて数値拡散が小さい特徴がある。これら解法の特徴を踏まえて、以下に説明するように3段階に分けて計算する。

【第1段階】 連続式と運動方程式（時間項と水深項，せん断項）に対して陰的に差分を適用し水深 h^{n+1} と仮の流速 u^* ， v^* を求める。

【第2段階】 運動方程式（時間項と粘性項）に対して陽的に差分を適用し，仮の流速を更新する (u^{**} ， v^{**})。

【第3段階】 運動方程式（時間項と移流項）に対して陽的に差分を適用し，流速を更新する (u^{n+1} ， v^{n+1})。Nays-2D では風上差分法と CIP 法を選択できる。

以上により，時間ステップ n の水深，流速から次の時間ステップ $n+1$ における水深 h^{n+1} と流速 (u^{n+1} ， v^{n+1}) を求めることができる。

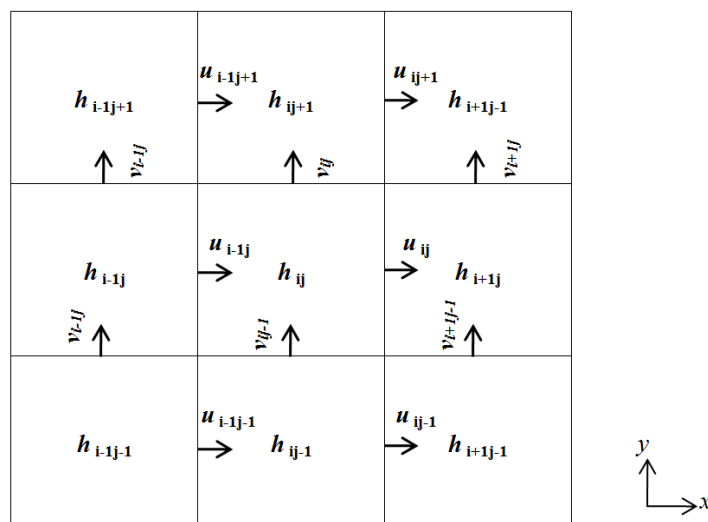


図-a スタッカード格子

各段階における差分式の計算方法を解説する．以下では，図-aに示す直交格子で説明する．Nays-2Dではスタックカード格子を用いて空間を離散化し，スカラー値（水深，河床高，粗度）はセル中央，ベクトル値（流速）はセル境界に値を持たせている．図-aにはスカラー値として水深 h ，ベクトル値として流速 (u, v) を示す．以下では，図-aの空間表記に基づいて差分式を表わす．

・ 第 1 段階

x 方向の運動方程式を以下に示す．

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - C_f \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{h} \quad (15)$$

これを陰的に差分で表す．

$$\frac{u_{ij}^* - u_{ij}^n}{\Delta t} = -g \frac{(h_{i+1/2j}^{n+1} + z_{i+1/2j}) - (h_{ij}^{n+1} + z_{ij})}{\Delta x} - C_f \frac{u_{ij}^* \sqrt{u_{ij}^{*2} + v_{i+1/2j-1/2}^{*2}}}{h_{i+1/2j}^{n+1}} \quad (16)$$

ここで，いくつかの留意点を述べておく．式(16)では陰解法なので，右辺 h ， u ， v は次の時間ステップとしている．河床高は時間変化しないので，時間の関する添え字は無い．

式(16)は u の位置の差分なので，定数であるせん断項の h と v はスタックカード格子(図)の特性により u とは位置が違うので， u の位置の値をとるために添え字に $1/2$ が入る．なお， $i+1/2$ などの位置には値が存在しないので，次のように内挿して求める．

$$h_{i+1/2j}^{n+1} = \frac{h_{i+1j}^{n+1} + h_{ij}^{n+1}}{2} \quad (17)$$

$$v_{i+1/2j-1/2}^* = \frac{v_{i+1j}^* + v_{ij}^* + v_{i+1j-1}^* + v_{ij-1}^*}{4} \quad (18)$$

同様に y 方向の運動方程式を差分で表す．

$$\frac{v_{ij}^* - v_{ij}^n}{\Delta t} = -g \frac{(h_{ij+1/2}^{n+1} + z_{ij+1/2}) - (h_{ij}^{n+1} + z_{ij})}{\Delta y} - C_f \frac{v_{ij}^* \sqrt{u_{i+1/2j-1/2}^{*2} + v_{ij}^{*2}}}{h_{ij+1/2}^{n+1}} \quad (19)$$

$$h_{ij+1/2}^{n+1} = \frac{h_{ij+1}^{n+1} + h_{ij}^{n+1}}{2} \quad (20)$$

$$u_{i-1/2j+1/2}^* = \frac{u_{ij}^* + u_{i-1j}^* + u_{ij+1}^* + u_{i-1j+1}^*}{4} \quad (21)$$

また，連続式は以下のように差分化する．

$$\frac{h_{ij}^{n+1} - h_{ij}^n}{\Delta t} = -\frac{h_{i+1/2j}^{n+1}u_{ij}^* - h_{i-1/2j}^{n+1}u_{i-1j}^*}{\Delta x} - \frac{h_{ij+1/2}^{n+1}v_{ij}^* - h_{ij-1/2}^{n+1}v_{ij-1}^*}{\Delta y} \quad (22)$$

右辺には式(17), 式(20), 及び次式を適用する.

$$h_{i-1/2j}^{n+1} = \frac{h_{ij}^{n+1} + h_{i-1j}^{n+1}}{2} \quad (23)$$

$$h_{ij-1/2}^{n+1} = \frac{h_{ij}^{n+1} + h_{ij-1}^{n+1}}{2} \quad (24)$$

以上から, 各格子点 (i, j) について3つの式(16), (19), (22)があり, 未知数は3つ(h^{n+1} , u^* , v^*)だから, すべての格子点の式を連立させて境界条件を用いれば解が定まる.

・ 第2段階

x 方向の運動方程式を以下に示す.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (25)$$

これを陽的に差分で表す.

$$\begin{aligned} \frac{u_{ij}^{**} - u_{ij}^*}{\Delta t} &= \frac{1}{\Delta x} \left(v_t \frac{u_{ij}^n - u_{i-1j}^n}{\Delta x} - v_t \frac{u_{i-1j}^n - u_{i-2j}^n}{\Delta x} \right) + \frac{1}{\Delta y} \left(v_t \frac{u_{ij}^n - u_{ij-1}^n}{\Delta y} - v_t \frac{u_{ij-1}^n - u_{ij-2}^n}{\Delta y} \right) \\ &= v_t \frac{u_{ij}^n - 2u_{i-1j}^n + u_{i-2j}^n}{\Delta x^2} + v_t \frac{u_{ij}^n - 2u_{ij-1}^n + u_{ij-2}^n}{\Delta y^2} \end{aligned} \quad (26)$$

式(26)の右辺はすべて既知なので, 第1段階で求めた u_{ij}^* を用いて更新された流速 u_{ij}^{**} が求められる.

y 方向の運動方程式も同様に求める.

$$\frac{v_{ij}^{**} - v_{ij}^*}{\Delta t} = v_t \frac{v_{ij}^n - 2v_{i-1j}^n + v_{i-2j}^n}{\Delta x^2} + v_t \frac{v_{ij}^n - 2v_{ij-1}^n + v_{ij-2}^n}{\Delta y^2} \quad (27)$$

・ 第3段階

風上差分法について解説する. x 方向の運動方程式を以下に示す.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -u \frac{\partial u}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial y} \quad (28)$$

これを陽的に差分で表す. この時, 流速 u の関する x 方向の正負に応じて後進差分($u>0$)と前進差分($u<0$)を使い分ける.

($u>0$ の時)

$$\frac{u_{ij}^{n+1} - u_{ij}^{**}}{\Delta t} = -u_{ij}^n \frac{u_{ij}^{**} - u_{i-1j}^{**}}{\Delta x} - v_{i+1/2j-1/2}^n \frac{u_{ij}^{**} - u_{ij-1}^{**}}{\Delta y} \quad (29)$$

($u < 0$ の時)

$$\frac{u_{ij}^{n+1} - u_{ij}^{**}}{\Delta t} = -u_{ij}^n \frac{u_{i+1j}^{**} - u_{ij}^{**}}{\Delta x} - v_{i+1/2j-1/2}^n \frac{u_{ij+1}^{**} - u_{ij}^{**}}{\Delta y} \quad (30)$$

$$v_{i+1/2j-1/2}^n = \frac{v_{i+1j}^n + v_{ij}^n + v_{i+1j-1}^n + v_{ij-1}^n}{4} \quad (31)$$

式(29)又は式(30), 式(31)は左辺の u^{n+1} 以外すべて既知なので解が定まる.

同様に y 方向の運動方程式を差分で表す. 同じく流速 v の関する y 方向の正負に応じて後進差分($v > 0$) と前進差分($v < 0$) を使い分ける.

($v > 0$ の時)

$$\frac{v_{ij}^n - v_{ij}^{**}}{\Delta t} = -u_{i-1/2j+1/2}^n \frac{v_{ij}^{**} - v_{i-1j}^{**}}{\Delta x} - v_{ij}^{n+1} \frac{v_{ij}^{**} - v_{ij-1}^{**}}{\Delta y} \quad (32)$$

($v < 0$ の時)

$$\frac{v_{ij}^n - v_{ij}^{**}}{\Delta t} = -u_{i-1/2j+1/2}^n \frac{v_{i+1j}^{**} - v_{ij}^{**}}{\Delta x} - v_{ij}^{n+1} \frac{v_{ij+1}^{**} - v_{ij}^{**}}{\Delta y} \quad (33)$$

$$u_{i-1/2j+1/2}^n = \frac{u_{ij}^n + u_{i-1j}^n + u_{ij+1}^n + v_{i-1j+1}^n}{4} \quad (34)$$

まとめると, 第1段階において時間ステップ $n+1$ の水深 h^{n+1} と仮の流速(u^* , v^*)が求められ, 第2段階で更新された仮の流速(u^{**} , v^{**})が求められ, 最後に第3段階で時間ステップ $n+1$ の流速(u^{n+1} , v^{n+1})が求められる.

以上

補遺.3 実河川の破堤対策

ここでは、実河川の破堤対策として考えられる方法について長所・短所・実現可能性などを解説する。破堤を抑制する方法としては、水防工法のように増水時に緊急的に行うものや、予め堤防をコンクリート等により保護しておく工法など様々である。どの工法を用いるかは、破堤の場所、洪水継続時間、アクセス性、周辺環境、費用対効果などの要因を考慮する必要がある。一概には対策の優劣は決められない。また、複数の工法を組み合わせて実施することもある。以下に主な対策工法を列挙し解説する。

名称：天端保護工

工法の概要	堤防天端にアスファルトを敷き、天端侵食を抑制する	
長所	雨水浸透対策、防塵対策として既に施工されている箇所も多い。	
短所	初期破堤には効果があるが、裏法侵食は抑制できない。また、破堤拡幅後の効果は不明。	
実現性等	すでに実用されている。	

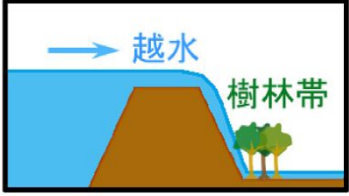
名称：法尻保護工（ドレーン工）

工法の概要	堤防裏法尻にフトン管等を設置し、裏法尻侵食を抑制する	
長所	浸透対策工と兼用できる。	
短所	初期破堤には効果があるが、破堤拡幅後の効果は不明。	
実現性等	すでに実用されている。	

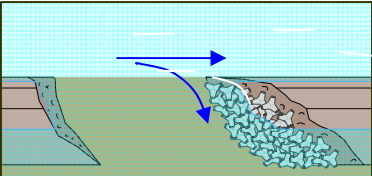
名称：法面保護工

工法の概要	堤防法面を芝、護岸、アスファルト等により保護し、法面侵食を抑制する	
長所	芝の場合はコストが小さい。	
短所	芝の場合は効果に限界がある。護岸、アスファルトは、初期破堤には効果があるが、破堤拡幅後の効果は不明で、コストが大きい。	
実現性等	すでに実用されている。	

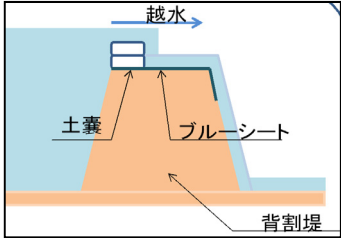
名称：樹林帯

工法の概要	堤内側に樹林帯を設け、氾濫流の勢いを弱めて、破堤を抑制する	
長所	景観や環境によい。効果は確認されている。	
短所	場所が限定される。樹木の成長に時間を要する。	
実現性等	すでに実用されている。	


名称：ブロック配置工

工法の概要	増水時にブロックを敷設し、破堤が敷設箇所まで進行した場合、ブロックが落下し破堤部を保護することで、破堤幅を抑制する	
長所	危険箇所だけを効率的に対策できる。	
短所	増水時の施工性、破堤抑制効果は不明（実験で確認中）。	
実現性等	必要なブロック数、危険箇所の見極め、施工のタイミングなど課題があり、検討が必要。	


名称：各種水防工法

工法の概要	洪水時に、危険な堤防箇所を土嚢やシートで保護し、破堤を抑制する	
長所	危険箇所だけを効率的に対策できる。一般的な防災資材で対応できるので、コストが小さい。	
短所	破堤進行後の効果は限定的で、また危険のため実施できない場合もある。経験によるところが大きく、近年は水防団員のなり手が少なく、高齢化している。	
実現性等	すでに実用されている。	


名称：堤防切下げ工

工法の概要	越水が懸念されたとき，比較的安全な箇所を特定して，堤防を切り下げて耐越水シートを敷設するなどし，越水を部分的に許容する代わりに防御対象地域の破堤を防止する方法。	
長所	越水箇所を水田などに特定することで，破堤による甚大な被害を防止できる。	
短所	事前の地元調整が困難。	
実現性等	法律の改正も必要と考えられ，実用するには課題が多い。	

名称：水囊工法

工法の概要	水防工法の一つで，水のうにポンプで水を注入し堤防天端に設置することで，越水を防止する。	
長所	都市部などで多量の土が得られない場合に有効となる。	
短所	特殊な資材を使用するため入手が難しい。積み重ねは難しいので，河川水位が予想以上に上昇した場合に対処不可。	
実現性等	資材が確保できれば，実用性は高い。	

名称：バルーン工法

工法の概要	ポリエステル製の袋に水と空気を入れて膨らまし，破堤口付近に流し，水圧によって破堤口に張り付いて一時的に破堤箇所をせき止める工法。	
長所	土のうに比べ，軽く，持ち運びが容易。	
短所	破堤口拡大後のせき止めは困難。	
実現性等	資材の材質，形状などの検討，施工方法の検討が必要。	

以上

謝辞

本研究は、十勝川千代田実験水路を用いた破堤実験の成果をとりまとめ、実用的な数値計算モデルを構築したものです。

最初に、破堤実験に関係されたすべての皆様にお礼を申し上げます。特に、十勝川千代田実験水路アドバイザー委員会委員の皆様、十勝川千代田実験水路実験検討委員会委員の皆様には、実験実施と成果とりまとめに際して様々なご助言・ご指導をいただき深く感謝申し上げます。また、千代田実験水路は北海道開発局と寒地土木研究所が共同研究として行ったものであり、北海道開発局建設部河川計画課、帯広開発建設部治水課、および帯広河川事務所の関係者様には実験の準備・計画・実施に際して様々な貢献をいただき感謝申し上げます。さらに、飛田研究員をはじめとする寒地土木研究所の皆様には、本論文の執筆において多々お手伝いいただきお礼申し上げます。最後に、北海道大学の諸先生、特に清水康行教授、泉典洋教授には、直接に、また十勝川千代田実験水路実験検討委員会を通じて多くのご助言・ご指導をいただき、お陰様で本論文をまとめることができたこと、深く感謝申し上げます。

柿沼孝治