

## 第8章 本実験

### (1) 実験概要

これまでの予備実験で得られた計測手法や条件設定等に関する知見を踏まえて、千代田実験水路において横越流の破堤実験(本実験)を行った。本実験では、写真-28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-10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。



写真- 28 本実験の状況

表- 10 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	70m <sup>3</sup> /s	2010年	4月	約4年
Case2						1/3500	35m <sup>3</sup> /s		8月	
Case3	細粒分		6m			1/500	70m <sup>3</sup> /s	2011年	4月	約1年
Case4	砂礫								6月	

#### a) 水路形状・実験条件

実験水路の諸元等を図- 53 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表- 10 に示す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。

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 70m<sup>3</sup>/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(写真- 29 参照。一例として Case1 を示す。)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(写真- 30 参照)。

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。

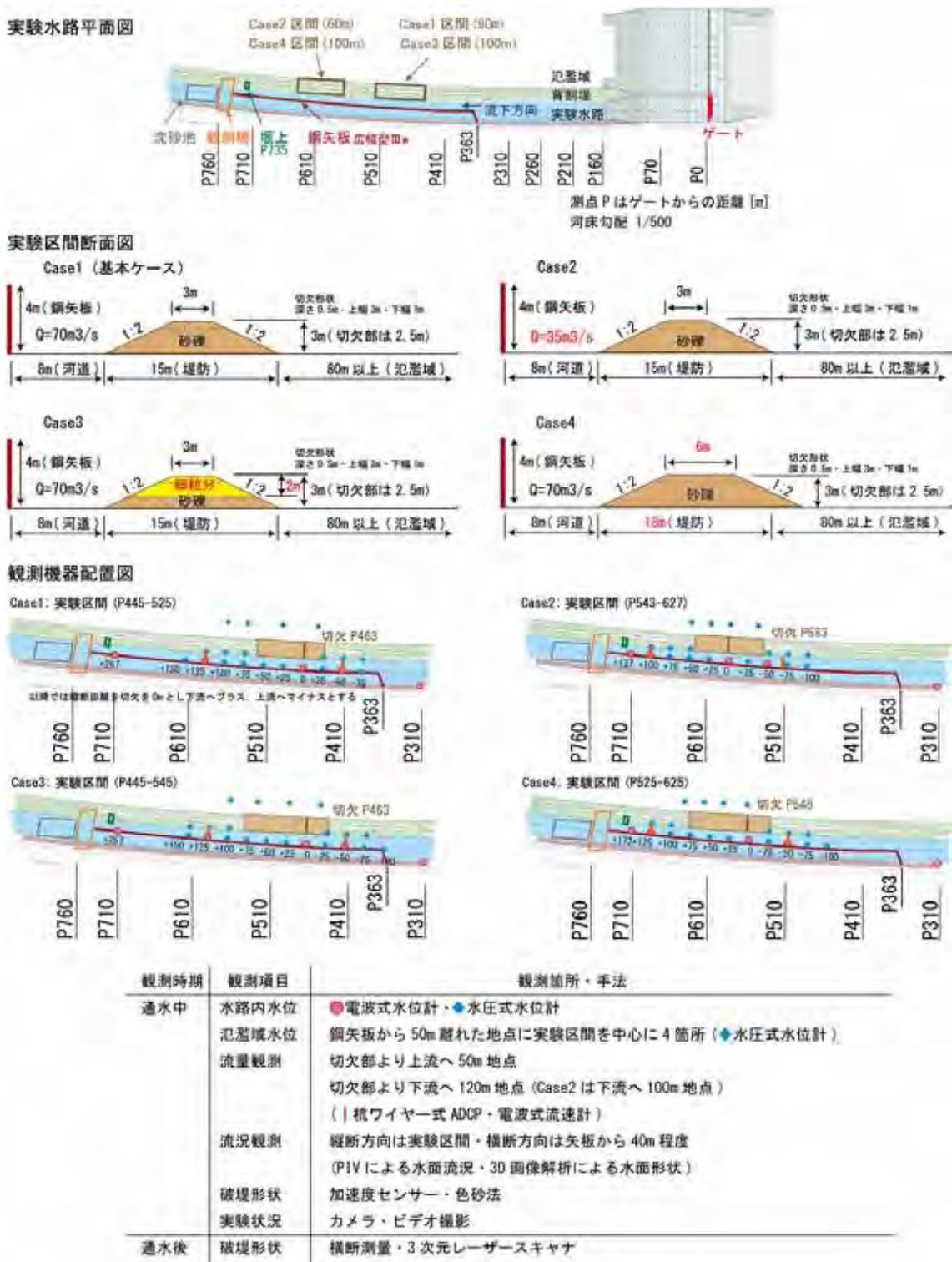


図- 53 実験水路・観測手法



写真- 29 堰上げの状況 (Case1)



写真- 30 堰上げの状況 (Case2)

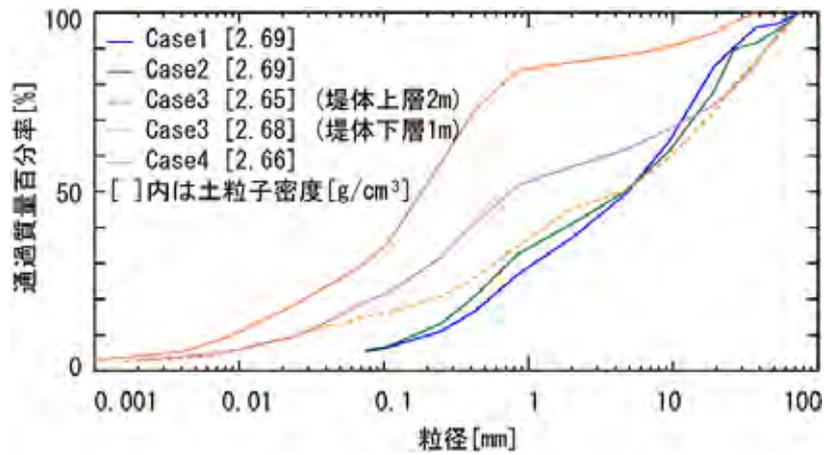


図- 54 堤体材料の粒度分布

### b) 堤体材料・堤体基盤

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- 54に各ケースの堤体の粒度分布を示す。Case1・2・4は砂礫分の多い材料、Case3については細粒分の多い材料で構成されている。ただし、Case3は、千代田実験水路の地下水位が高く、地盤からの湧水により細粒分が流出する可能性があるため、河床から1mまでは他ケースと同様の砂礫分の多い材料を用いて造成した。なお、Case4については、Case1・2に比べて粒径がやや小さくなっている。

表- 11に堤体の土質試験結果を示す。なお、Case1・2は平成19年度、Case3・4は平成22年度の結果である。Case1は礫分を約78%、シルト分と粘土分を約3%含んだ砂質礫からなる(代表粒径( $d_{60}$ ):13mm, 最大粒径:75mm)。Case2は礫分を約60%、シルト分と粘土分を約4%含んだ砂質礫からなる(代表粒径( $d_{60}$ ):11mm, 最大粒径:75mm)。Case3は砂分を約26%、シルト分と粘土分を約70%含んだ砂質粘土からなる(代表粒径( $d_{60}$ ):0.041mm, 最大粒径:19mm)。Case4は礫分を約43%、シルト分と粘土分を約19%含んだ砂質礫からなる(代表粒径( $d_{60}$ ):3.5mm, 最大粒径:75mm)。また、透水性は、Case1は $k=3.40 \times 10^{-2}$  cm/s, Case2は $k=1.18 \times 10^{-2}$  cm/s, Case3は $k=1.53 \times 10^{-4}$  cm/s, Case4は $k=3.45 \times 10^{-2}$  cm/sである。

ここで、北海道の13の一級水系の直轄管理区間における既存の堤体の代表粒径 $d_{60}$ との比較結果を図- 55に示す。結果に用いたデータは、本川を対象とし、堤体の調査箇所は表法面と裏法面である。既存の堤体の代表粒径 $d_{60}$ は1mm以下が60%程度を占めるものの、10mm以上の範囲まで幅広く分布しており、本実験で用いた堤体材料の粒径区分は、既存の堤体にも同様のものが存在することが確認された。

表- 11 堤体の土質試験結果

ケース		Case1	Case2	Case3	Case4
調査地点		破堤部 (背割堤)	破堤部 (背割堤)	破堤部 (背割堤)	破堤部 (背割堤)
試料名		砂礫材	砂礫材	シルト材	砂礫材
試料採取地点		切欠部下流	切欠部付近		切欠部付近
粒度特性	礫分 G (%)	77.8	60.1	4.5	43.0
	砂分 S (%)	19.4	35.5	26.0	37.7
	シルト分 M (%)	2.8	4.4	55.5	14.9
	粘土分 C (%)			14.0	4.4
	最大粒径	75.0	75.0	19	75
	60% 粒径 $D_{60}$ (mm)	13.3	11.1	0.041	3.5
	50% 粒径 $D_{50}$ (mm)	9.0	6.0	0.025	0.74
	30% 粒径 $D_{30}$ (mm)	3.4	0.8	0.013	0.22
	20% 粒径 $D_{20}$ (mm)	1.6	0.5		
	10% 粒径 $D_{10}$ (mm)	0.53	0.20	0.0022	0.026
均等係数 $U_c$	24.1	55.8	18.6	135	
曲率係数 $U_c'$	1.6	0.3	1.87	0.532	
土粒子の密度 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	2.703	2.696	2.655	2.667	
自然含水比 $W_n$ (%)	7.90	3.90	34.04	12.45	
日本統一土質分類 (細分類)		粒径幅の広い 砂質礫	粒径幅の広い 砂質礫	砂質粘土 (低液性限界)	細粒分質 砂質礫
		GWS	GWS	CLS	GFS
締め	最大乾燥密度 $d_{max}$ ( $g/cm^3$ )	2.026	2.034	1.436	2.024
	最適含水比 $W_{opt}$ (%)	8.5	10.4	27.3	9.8
透水性	透水係数 $k$ (cm/s)	3.40E-02	1.18E-02	1.53E-04	3.45E-02

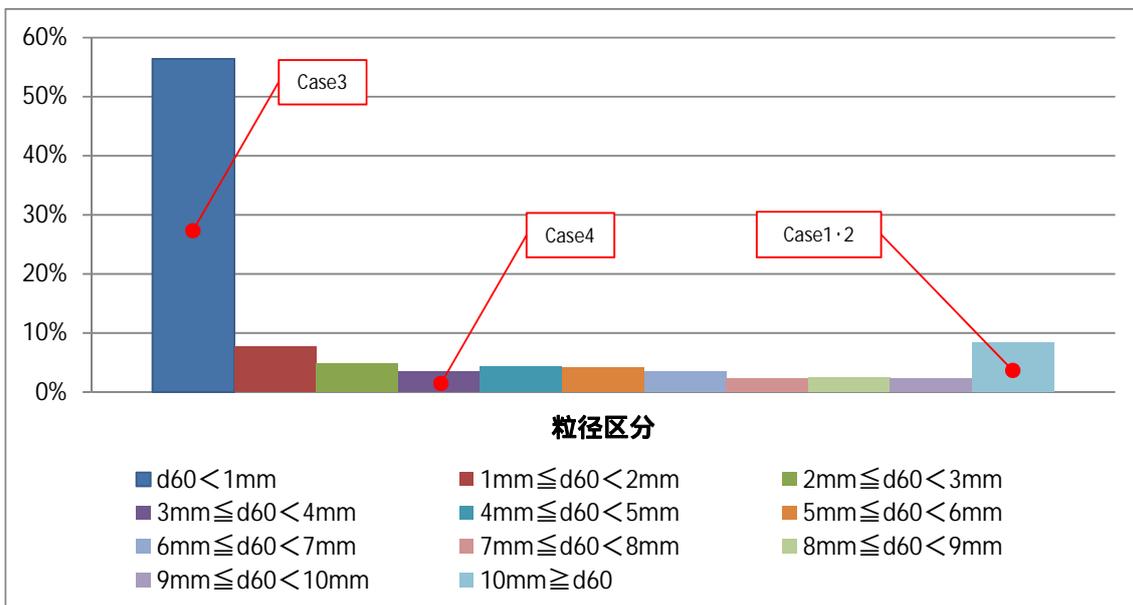


図- 55 北海道の 13 水系の直轄管理区間における堤体材料

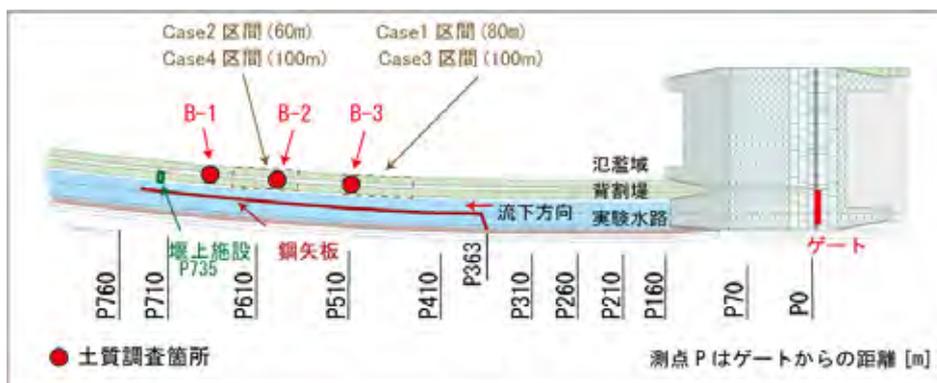


図- 56 地盤の土質調査位置図

表- 12 基礎の土質試験結果

採取孔		B-1	B-2	B-3	
採取深度 (GL-m)		4.0~5.0	4.0~5.0	4.0~5.0	5.0~6.0
試料名		礫混り砂	礫混り砂	礫混り砂	礫混り砂
粒度特性	礫分 G (%)	31.8	46.7	23.7	65.2
	シルト分 S (%)	51.4	45.8	70.7	31.3
	粘土分 M (%)	16.8	7.5	5.6	3.5
	粘土分 C (%)				
	最大粒径	37.5	53.0	19	75
	60% 粒径 $D_{60}$ (mm)	0.386	4.200	0.729	7.180
	50% 粒径 $D_{50}$ (mm)	0.237	1.390	0.560	4.260
	30% 粒径 $D_{30}$ (mm)	0.133	0.447	0.325	1.470
	20% 粒径 $D_{20}$ (mm)	0.0921	0.280	0.241	0.766
	10% 粒径 $D_{10}$ (mm)		0.116	0.129	0.377
均等係数 $U_c$		36.2	5.7	19	
曲率係数 $U_c'$		0.4	1.1	0.8	
土粒子の密度 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )		2.664	2.697	2.707	2.707
自然含水比 $W_n$ (%)		13.50	7.10	17.70	7.60
日本統一土質分類 (細分類)		粘性土砂質砂 SCsG	粘性土混り砂質礫 GS-Cs	粘性土混り砂質礫 GS-Cs	粒径幅の広い砂質礫 GWS
締固め	最大乾燥密度 $d_{max}$ ( $g/cm^3$ )	2.069	2.036		2.011
	最適含水比 $W_{opt}$ (%)	10.1	10		8.6
透水性	透水係数 $k$ (cm/s)	1.10E-02	1.31E-02		5.59E-02

図- 56 に示すとおり、平成 19 年度に背割堤破堤実験区間の近傍 3 箇所では基礎の土質調査を実施している。表- 12 に結果を示す。

採取孔 B-1 の採取深度 4.0~5.0m は、礫分を約 32%、シルト分と粘土分を約 17% 含んだ礫質砂からなる(代表粒径( $d_{60}$ ):0.386mm, 最大粒径:37.5mm)。採取孔 B-2 の採取深度 4.0~5.0m は、礫分を約 47%、シルト分と粘土分を約 8% 含んだ礫質砂からなる(代表粒径( $d_{60}$ ):4.2mm, 最大粒径:53mm)。採取孔 B-3 採取深度 4.0~5.0m は、礫分を約 24%、シルト分と粘土分を約 6% 含んだ礫質砂からなる(代表粒径( $d_{60}$ ):0.729mm, 最大粒径:19mm)。また、透水性は、採取孔 B-1 の採取深度 4.0~5.0m は  $k=7.44 \times 10^{-4}$  cm/s, 採取孔 B-2 の採取深度 4.0~5.0m は  $k=1.31 \times 10^{-2}$  cm/s, 採取孔 B-3 の採取深度 5.0~6.0m は  $k=5.59 \times 10^{-2}$  cm/s である。

以上より、堤体基礎は Case1・2・4 の堤体材料とほぼ同様の材料で構成されていることが確認された。

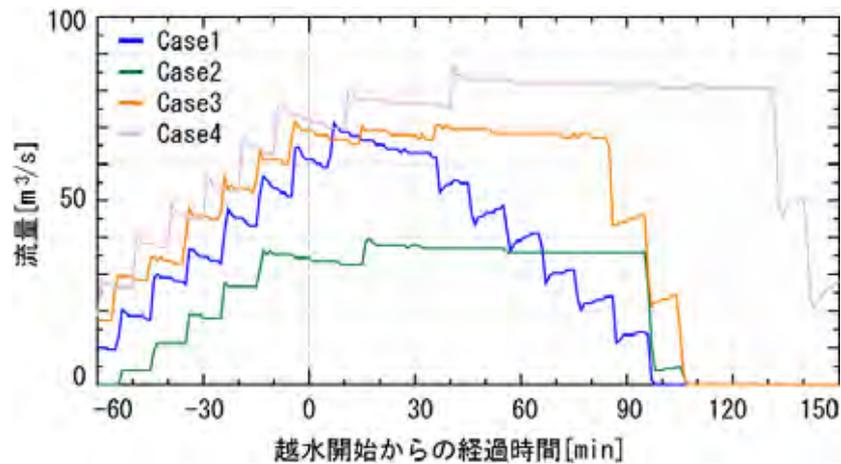


図- 57 通水流量の時間変化

### c) 計測方法

主な観測項目・観測箇所は図- 53 に示す通りであり、観測機器・手法については、予備実験を通じて確立したものをを用いた。なお、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、通水中の河床低下も考慮し流量を算出した<sup>21)</sup>。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。

### d) 通水方法

通水は前章と同様に越流水深の目安を 30cm として行った。まず、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する。ゲートからの通水流量の時間変化を図- 57 に示す。

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ている。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。

## (2) 実験結果

### a) 実験状況

写真- 31～写真- 35 に、実験中に撮影した写真・ビデオ画像を示す。

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 14 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、実験終了時の破堤幅は約 52m となった。なお、通水流量が安定する前に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。

Case2 は、基本的な破堤拡幅の過程は他ケースと概ね同様であるが、他ケース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し始め、その後主に下流側に破堤が進行するが、その速度は遅く、実験終了時の破堤幅は約 30m と他のケースより短かった。

Case3 は、基本的な破堤拡幅の過程は他ケースと概ね同様であるが、堤体の材料が細粒分を多く含み、他ケースに比べ、破堤拡幅開始までの時間が長く、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、写真- 34 のように堤体が塊で崩壊する現象を繰り返し、他ケースに比べて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。

Case4 は、破堤拡幅の過程は他ケースと概ね同様であった。越水開始から 33 分後に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いており、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 とほぼ同様であり、実験終了時の破堤幅は約 75m と他ケースより長かった。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、 $80\text{m}^3/\text{s}$  程度まで流量を増加させている。

堤体の崩壊状況は、各ケースとも、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見られた。

Case1

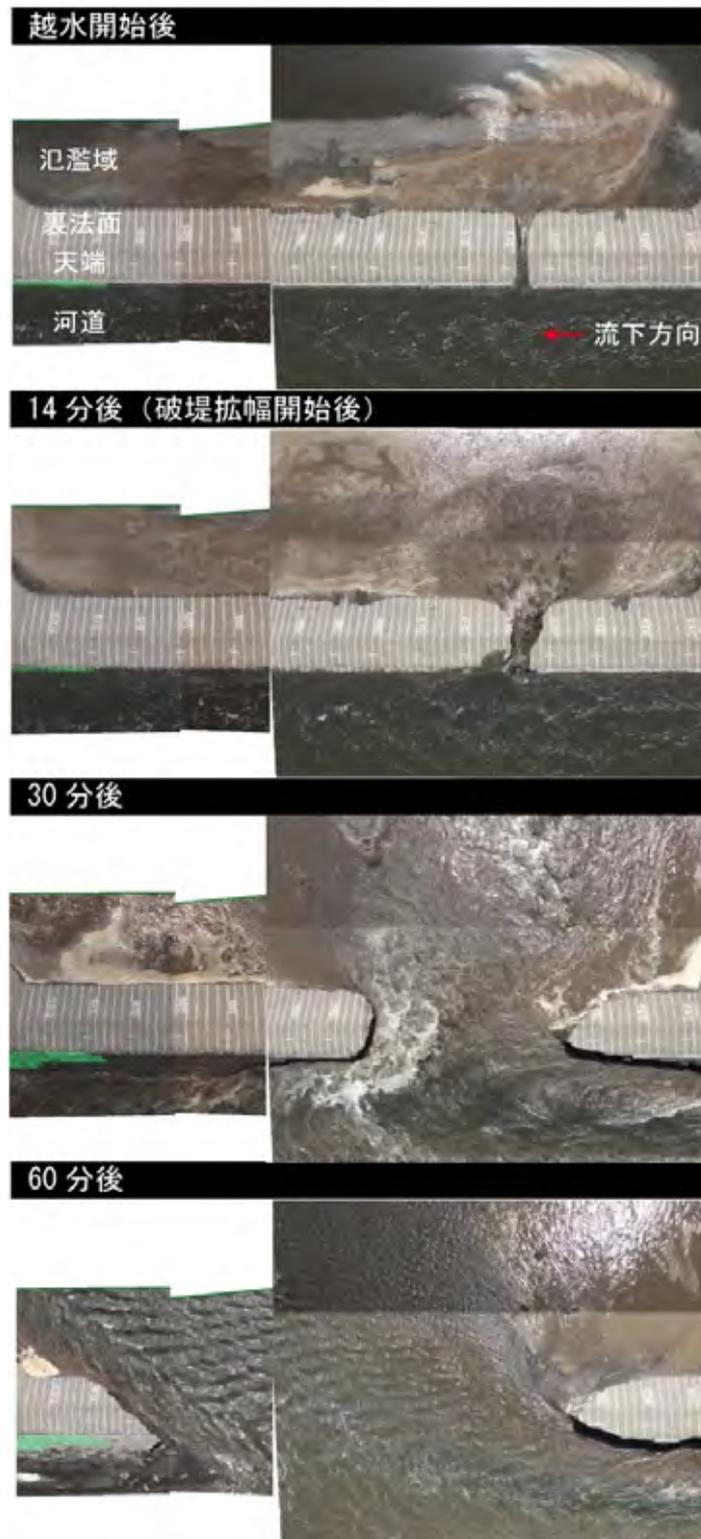


写真- 31 実験状況 (Case1)

Case2

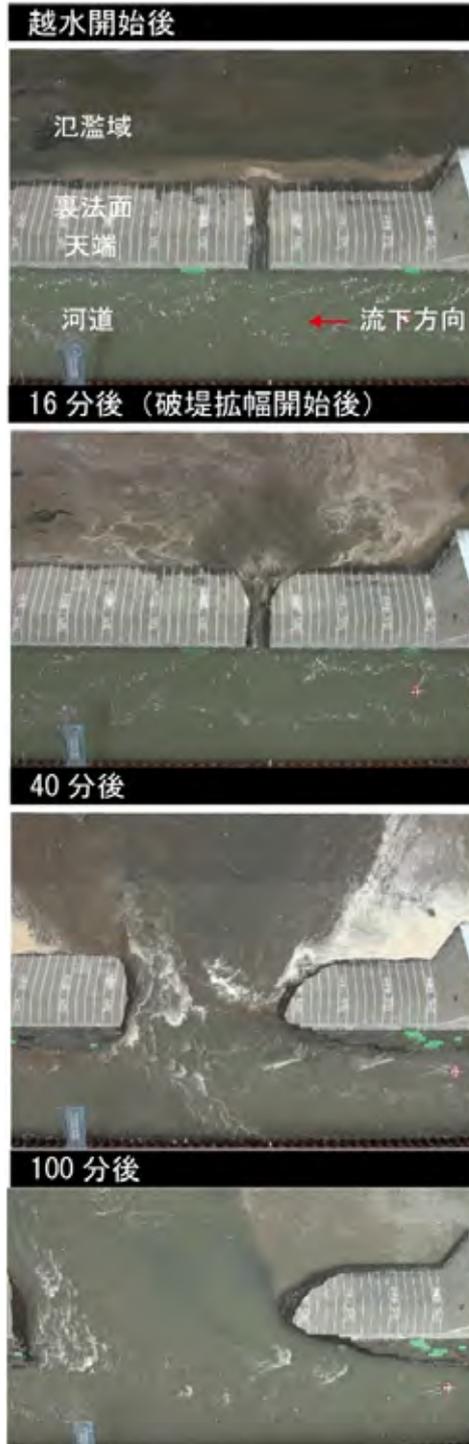


写真- 32 実験状況 (Case2)

Case3

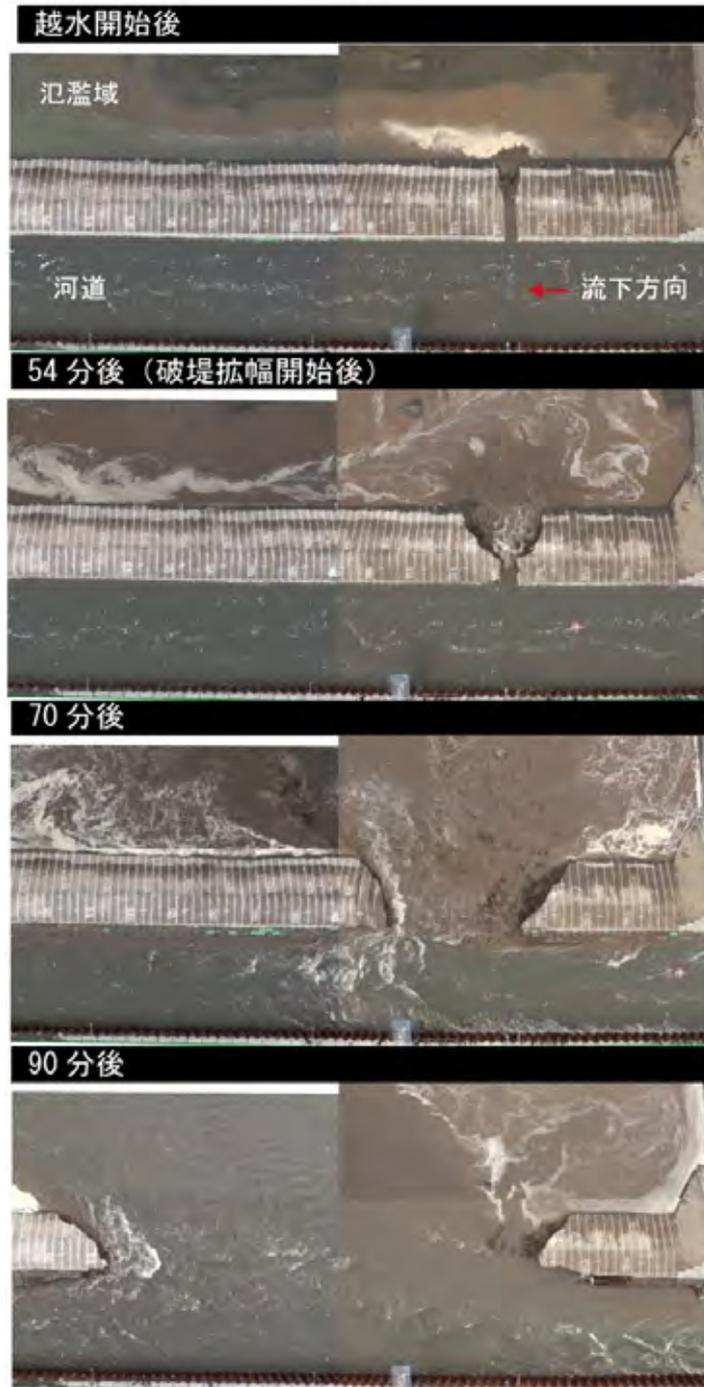


写真- 33 実験状況 (Case3) (1)



写真- 34 実験状況 (Case3) (2)

Case4

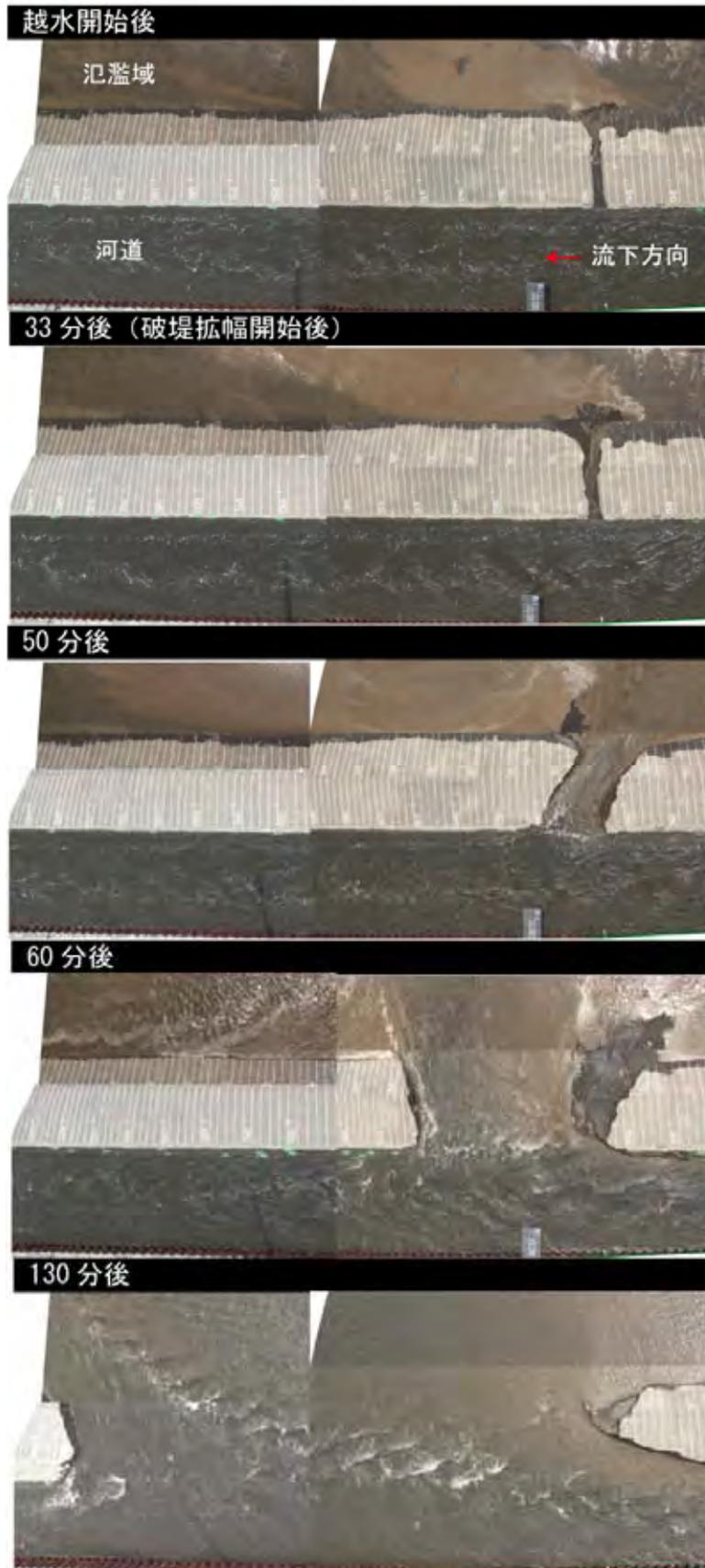


写真- 35 実験状況 (Case4)

## b) 水位観測結果

切欠部の河道と氾濫域の水位観測結果を図-58に示す。図中の河道水位は、電波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)。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)。点線は切欠高、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。

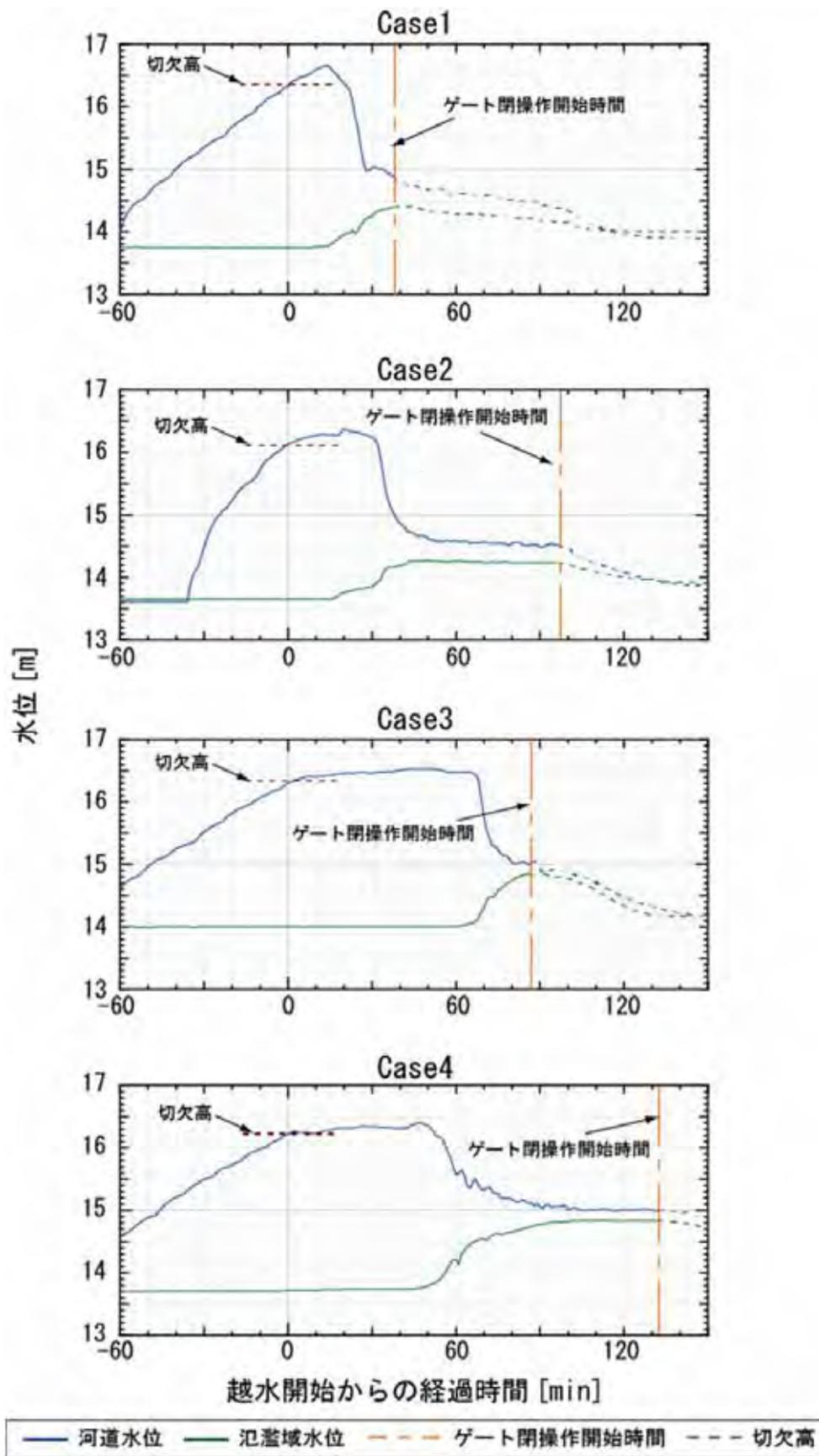


図- 58 切欠部の河道水位と氾濫域水位

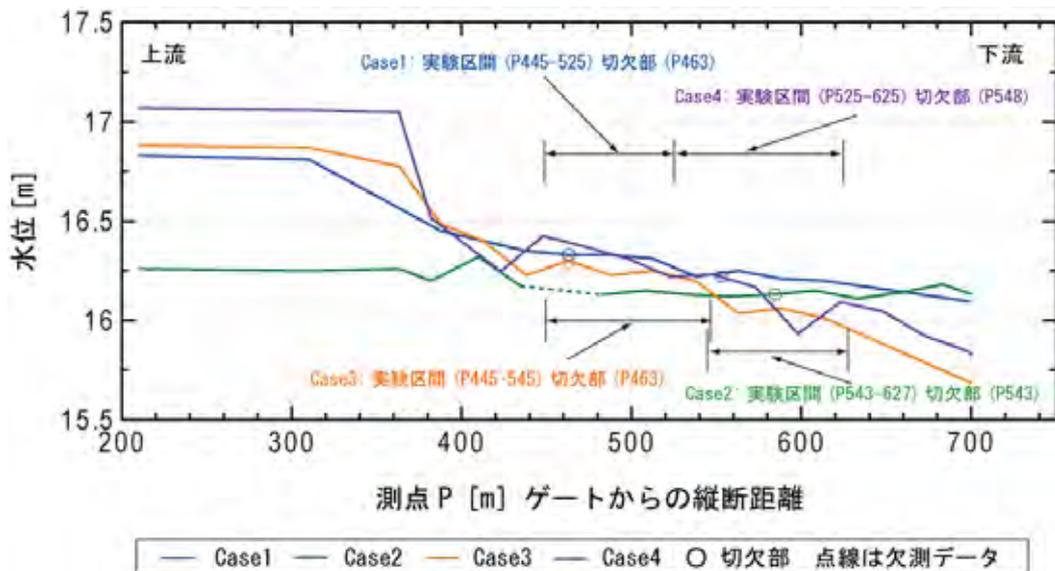


図- 59 河道縦断水位

表- 13 越水開始時の水面勾配とフルード数

	水面勾配 $I$	フルード数 $Fr$
Case1	1/1042	0.52
Case2	1/6250	0.18
Case3	1/521	0.55
Case4	1/403	0.64

図- 59 に越水開始時の河道縦断水位観測結果を示す。測点 P363～760m の間が矢板で水路幅を狭めた区間であり、この区間上流では急縮による堰上げがあるため、表- 13 の水面勾配  $I$  は水面変動が安定した区間の平均値をとった。

Case1 では、測点 P310 までは、水路幅縮小に伴う堰上げの影響により水面勾配が小さく、切欠部(測点 P463)に向かって徐々に水位は低下し、水面勾配  $I$  が約 1/1000 でほぼ安定している。

Case2 では、下流端の堰上げ施設によりフルード数  $Fr$  を他のケースの半分程度としており、切欠部周辺では、水位差がほとんど見られない状況となっている。

Case3 では、Case1 と同様に、測点 P310 までは、水路幅縮小に伴う堰上げの影響により水面勾配は小さく、切欠部(測点 P463)に向かって徐々に水位は低下し、水面勾配  $I$  が約 1/500 で、安定している。

Case4 では、Case1 と同様に、測点 P310 までは、水路幅縮小に伴う堰上げの影響により水面勾配は小さく、切欠部(測点 P548)に向かって徐々に水位は低下し、水面勾配  $I$  が約 1/400 で安定している。

### c) 流量観測結果

破堤区間の上下流の流量観測結果を図- 60 に示す。

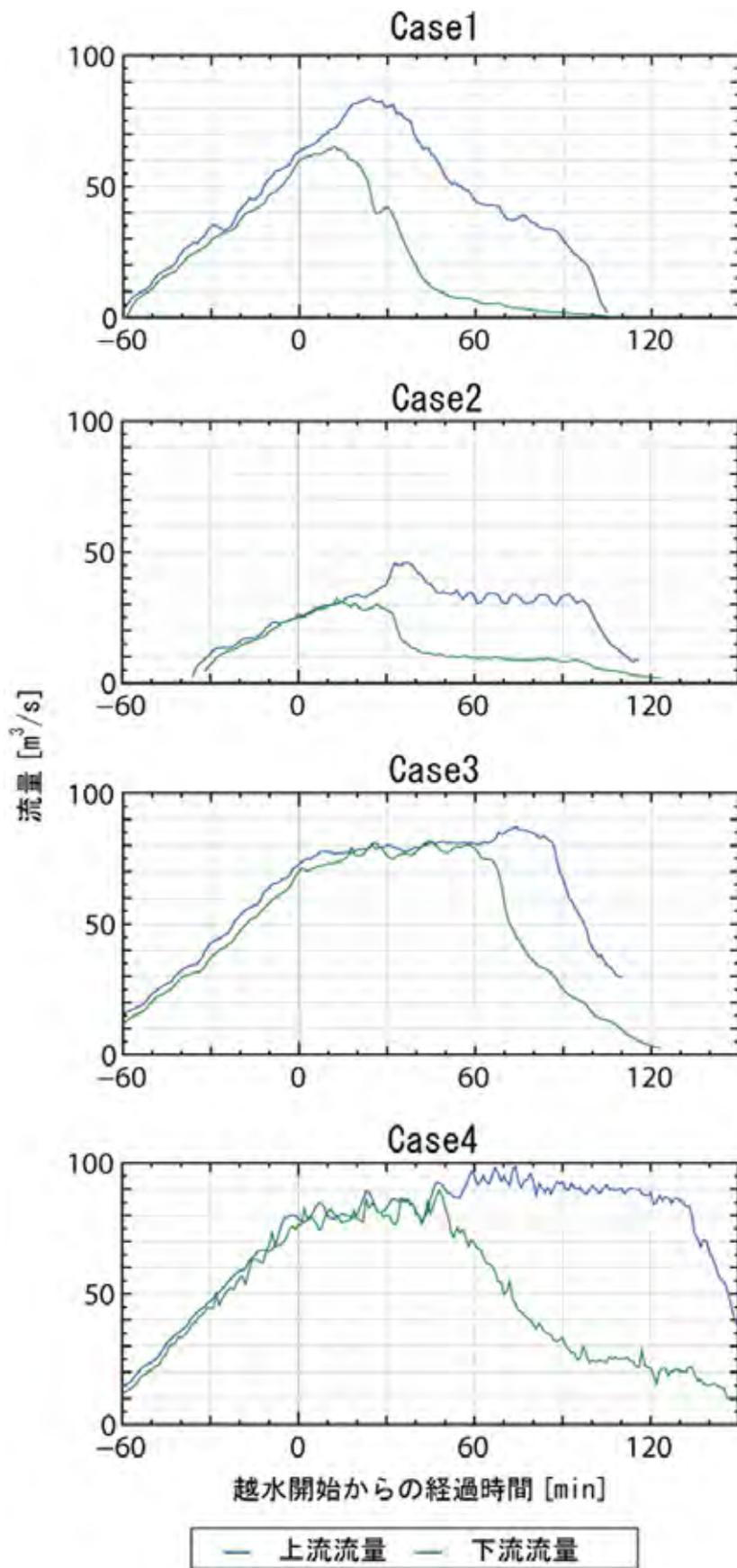


図- 60 破堤実験区間の上下流の流量

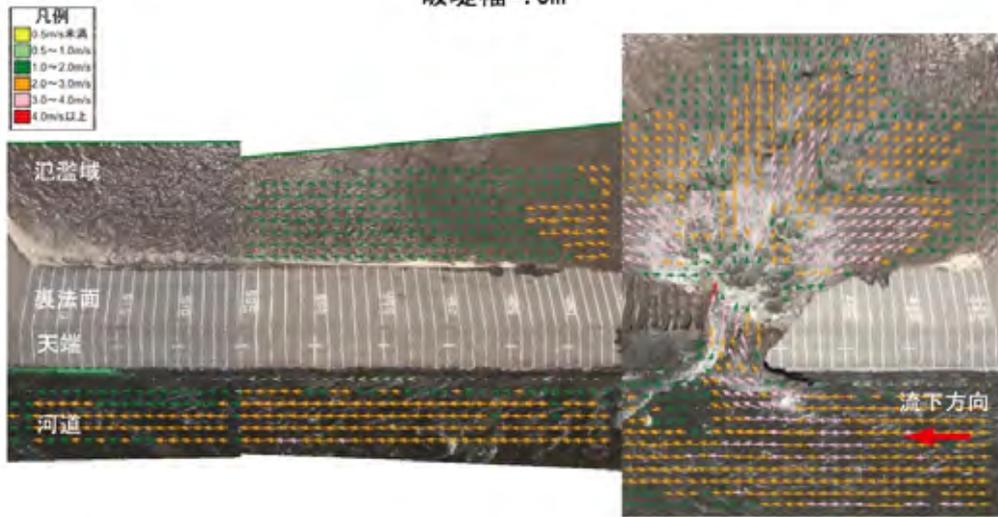
#### d) 流況観測結果

図- 61～図- 64 に各ケースの PIV (Particle image velocimetry) 流況観測結果を示す。すべてのケースにおいて、破堤初期では、破堤口からの氾濫流は河道流に対して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。破堤幅が進行すると、例えば Case1 (破堤幅 40m)、Case3 (破堤幅 17m) の流向を見てみると、河道内の流れのかなりの割合が氾濫域側に向かっている。

Case2 では、他のケース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。

Case4 では、初期の破堤幅 5m 程度では、氾濫流が上流方向に向いているが、これは他ケースに比べて天端幅が広いいため、破堤口の下流側にぶつかった流れが上流に向くためと考えられる。

破堤幅≒5m



破堤幅≒40m

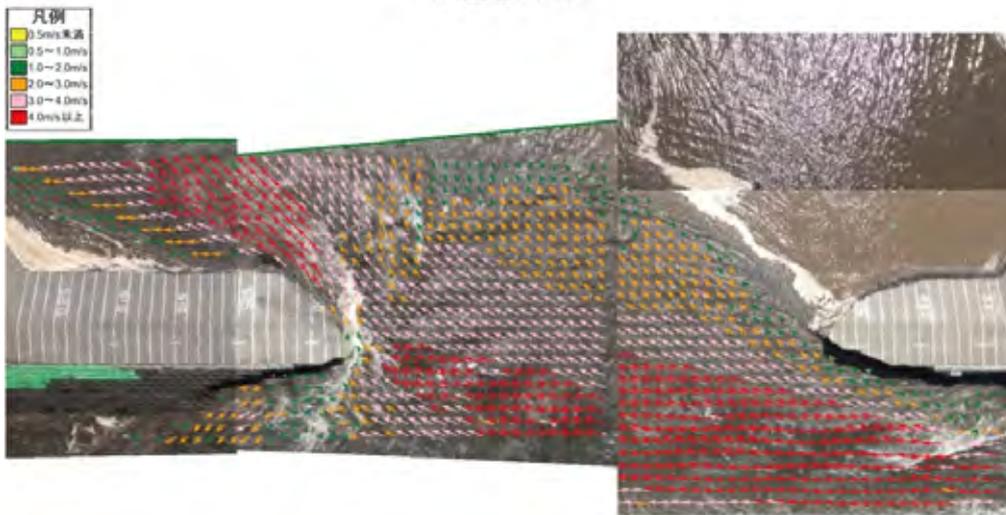
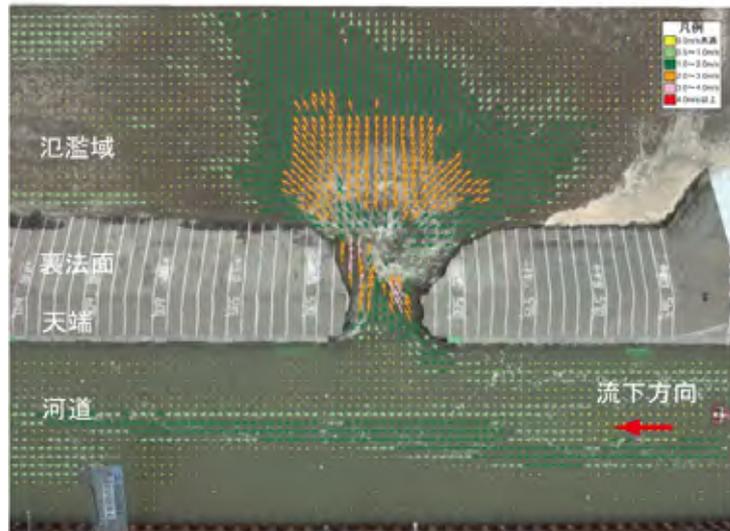


图- 61 PIV 解析結果 (Case1)

破堤幅  $\approx$  5m

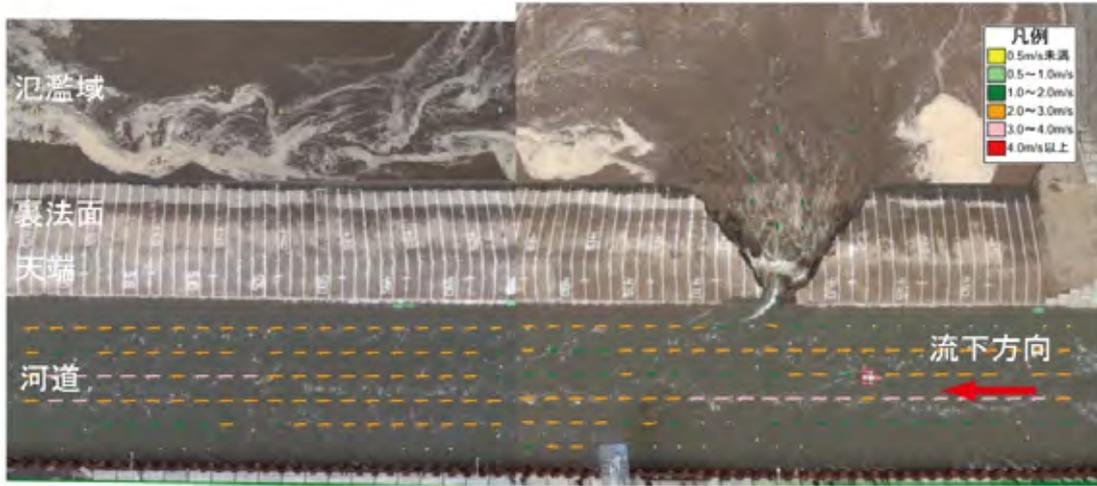


破堤幅  $\approx$  25m



圖- 62 PIV 解析結果 (Case2)

破堤幅 $\approx$ 5m



破堤幅 $\approx$ 17m

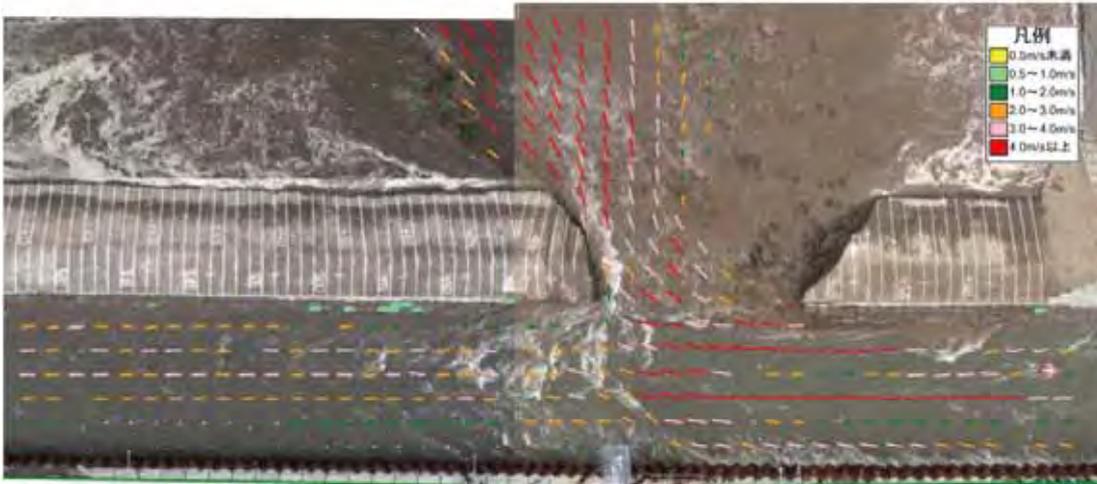
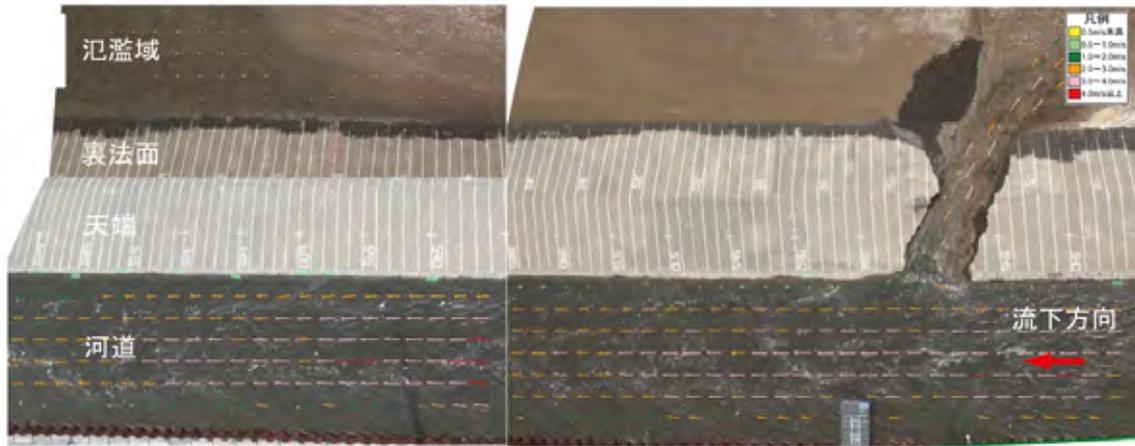


圖- 63 PIV 解析結果 (Case3)

破堤幅 ≒ 5m



破堤幅 ≒ 30m

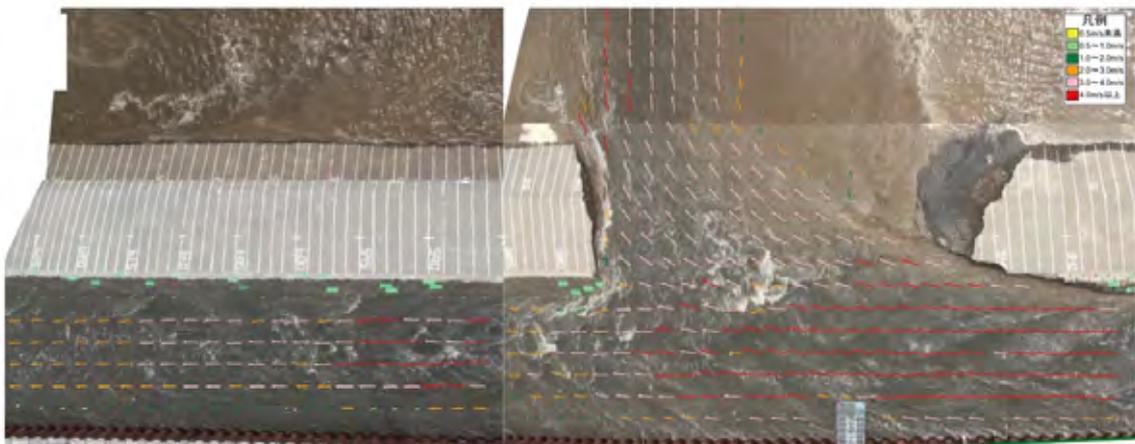


图- 64 PIV 解析結果 (Case4)

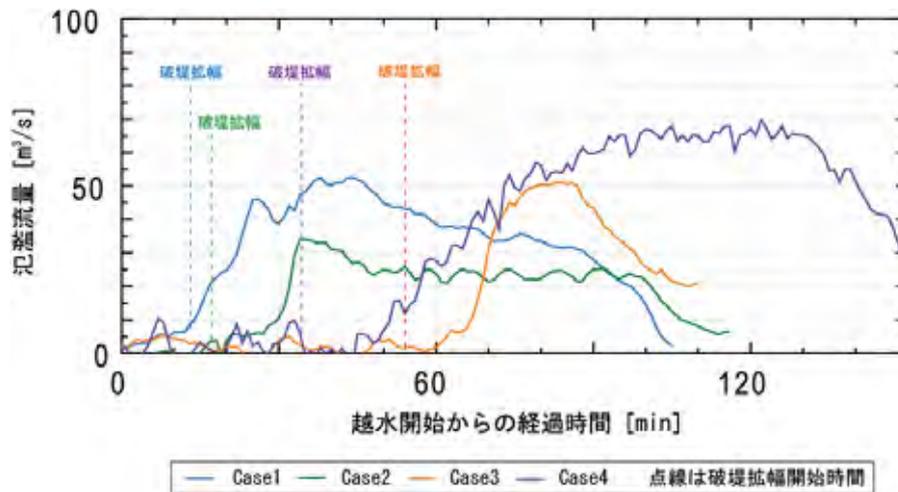


図- 65 氾濫流量

### e) 氾濫流量

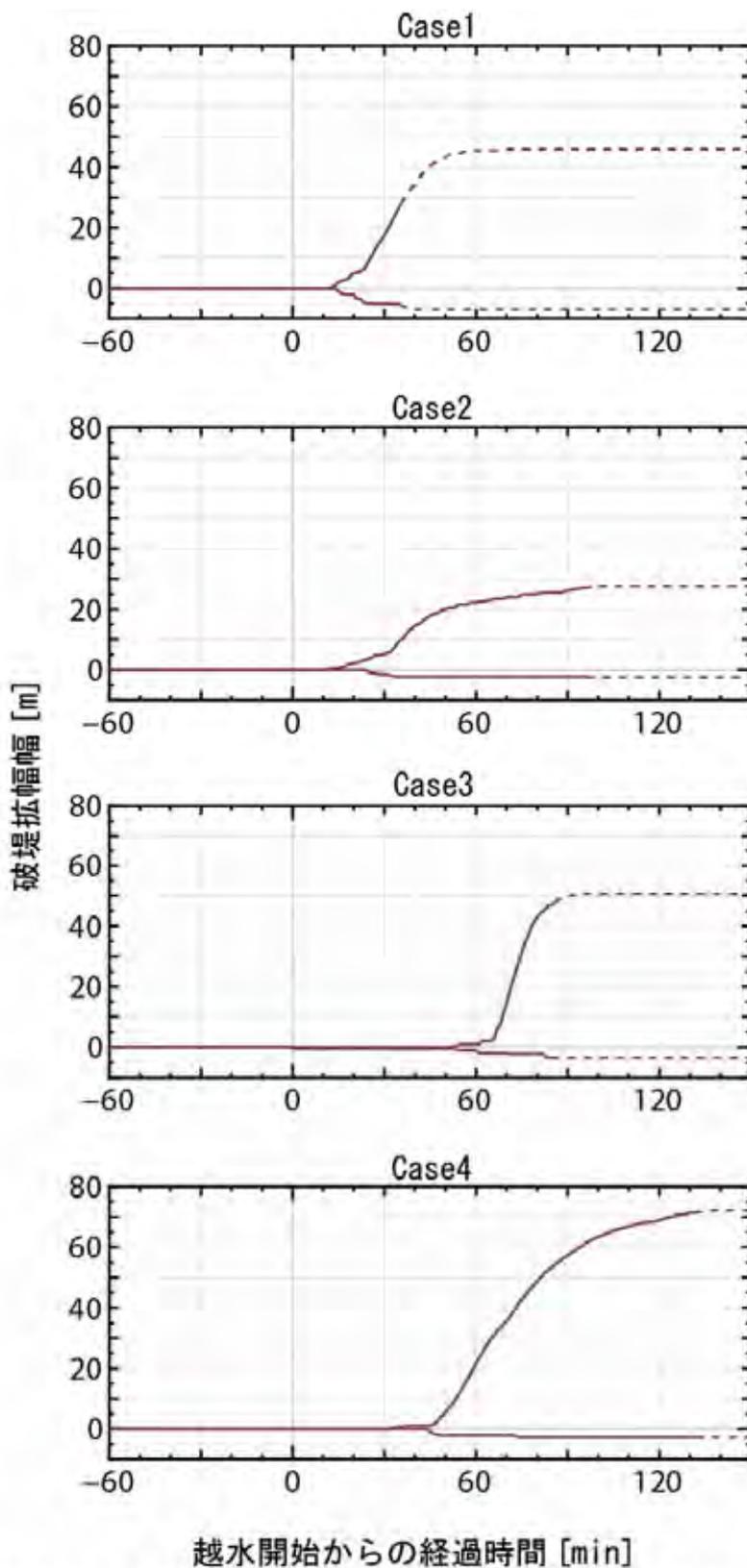
図- 65 に氾濫流量を示す。氾濫流量については、破堤区間の上下流流量及び実験区間内の河道貯留量のつり合いから算出した。これは、上下流の観測地点の距離が長く、実験ハイドロの伝播に時間差があることや、破堤後は急速に実験区間内の水位が低下し、河道貯留量の時間変化が氾濫流量に与える影響を無視できないためである。

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って推移する。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。

図- 66 に動画から求めた堤体天端の破堤拡幅幅を示す。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。

ここで、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おり、この要因を以下のように推定する。

図- 67 に一例として Case3 の破堤部の流況図、図- 68 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。



越水開始からの経過時間 [min]

— 動画からの読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- 66 破堤進行過程

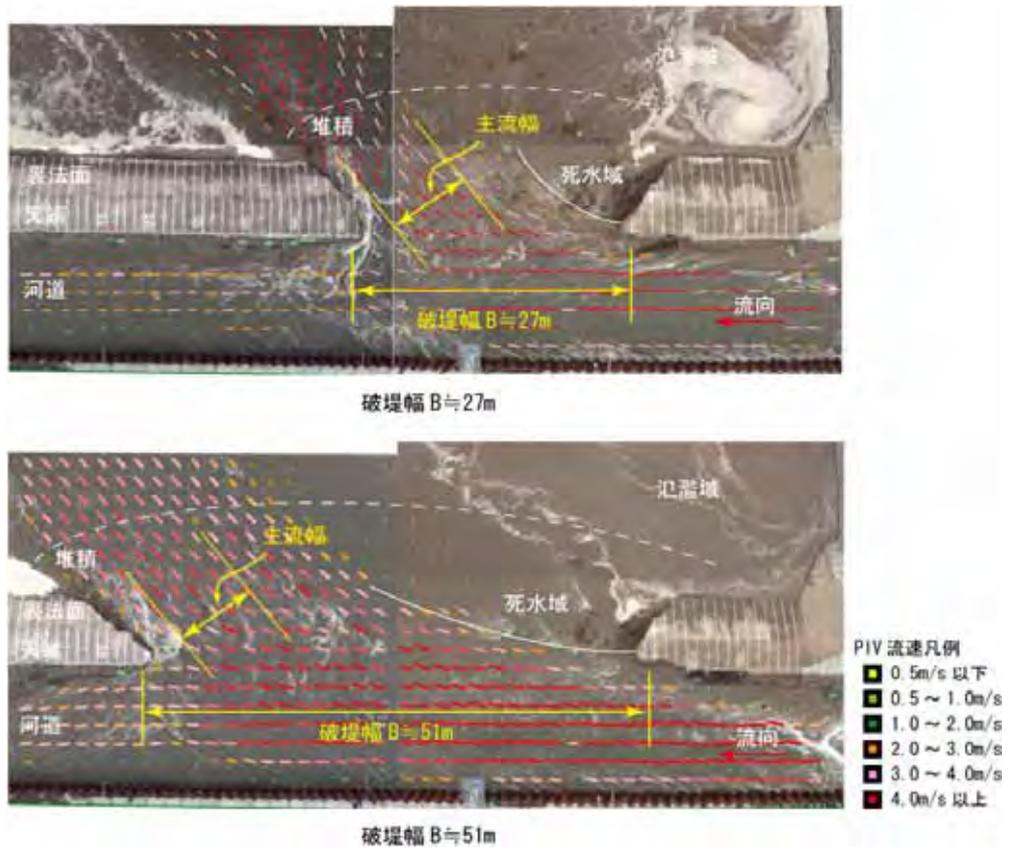


図- 67 破堤部の流況 (Case3)

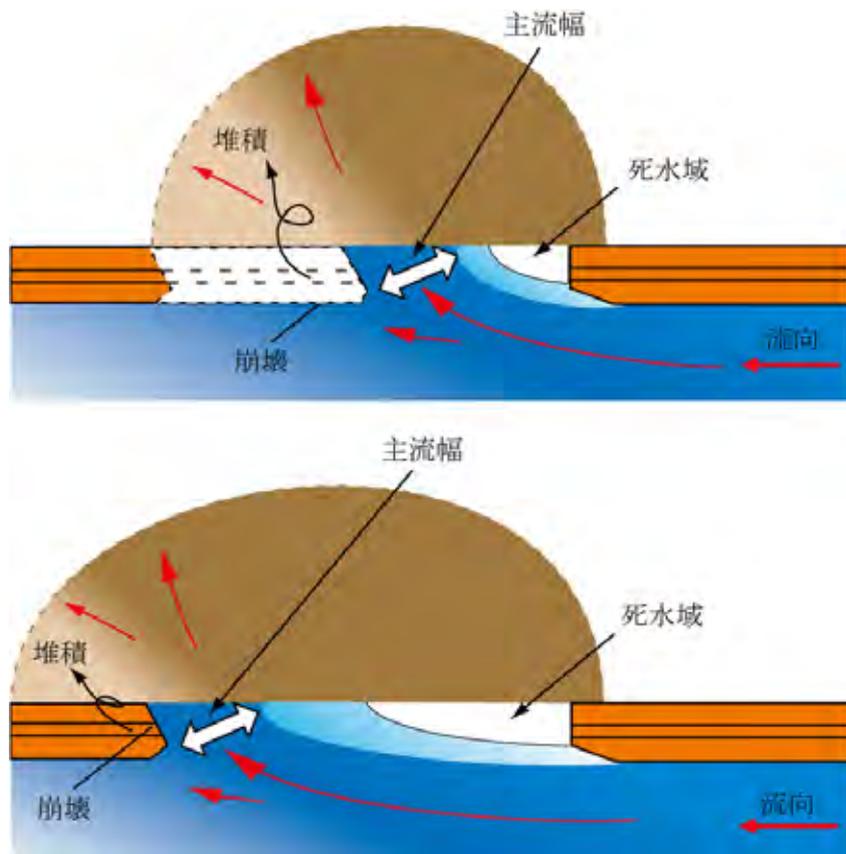


図- 68 破堤部の流況模式図

## f) 破堤進行過程

### ・破堤拡幅開始前

図- 69～図- 76 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。どのケースにおいても越水開始後、裏法面の侵食、天端の裏法肩から表法肩へ侵食が拡大していく。そして表法肩まで侵食が進行した後、上下流方向へ破堤拡幅が始まる。この現象は第6章や第7章でも述べており、越水開始から破堤拡幅開始までは、予備実験で実施した正面越流や氾濫域が狭い横越流実験と同様の現象である。

### ・破堤拡幅開始後

図- 77 に、真上から撮影した動画から読み取った堤体天端中央の破堤拡幅幅と加速度センサーの流出時刻から求めた堤体基盤近くや地盤の破堤拡幅幅の比較を示す。これにより、堤体断面内の崩壊状況の違いを検討する。

堤体基盤や地盤近くの部分も含めた破堤拡幅進行過程について、Case1～3 は堤体の天端部分と基盤に近い部分の崩壊がほぼ同時に進行しているが、Case4 は基盤に近い部分が顕著に遅れて進行している。また、堤体断面内の侵食状況の違いについては、概ね裏法側が先行して侵食し、それに遅れる形で表法側が侵食し、破堤拡幅が進行する傾向が見られる。なお、天端幅が広いCase4については、裏法側から表法側の順に侵食するが、それに遅れる形で中央部が侵食されている。

Case1

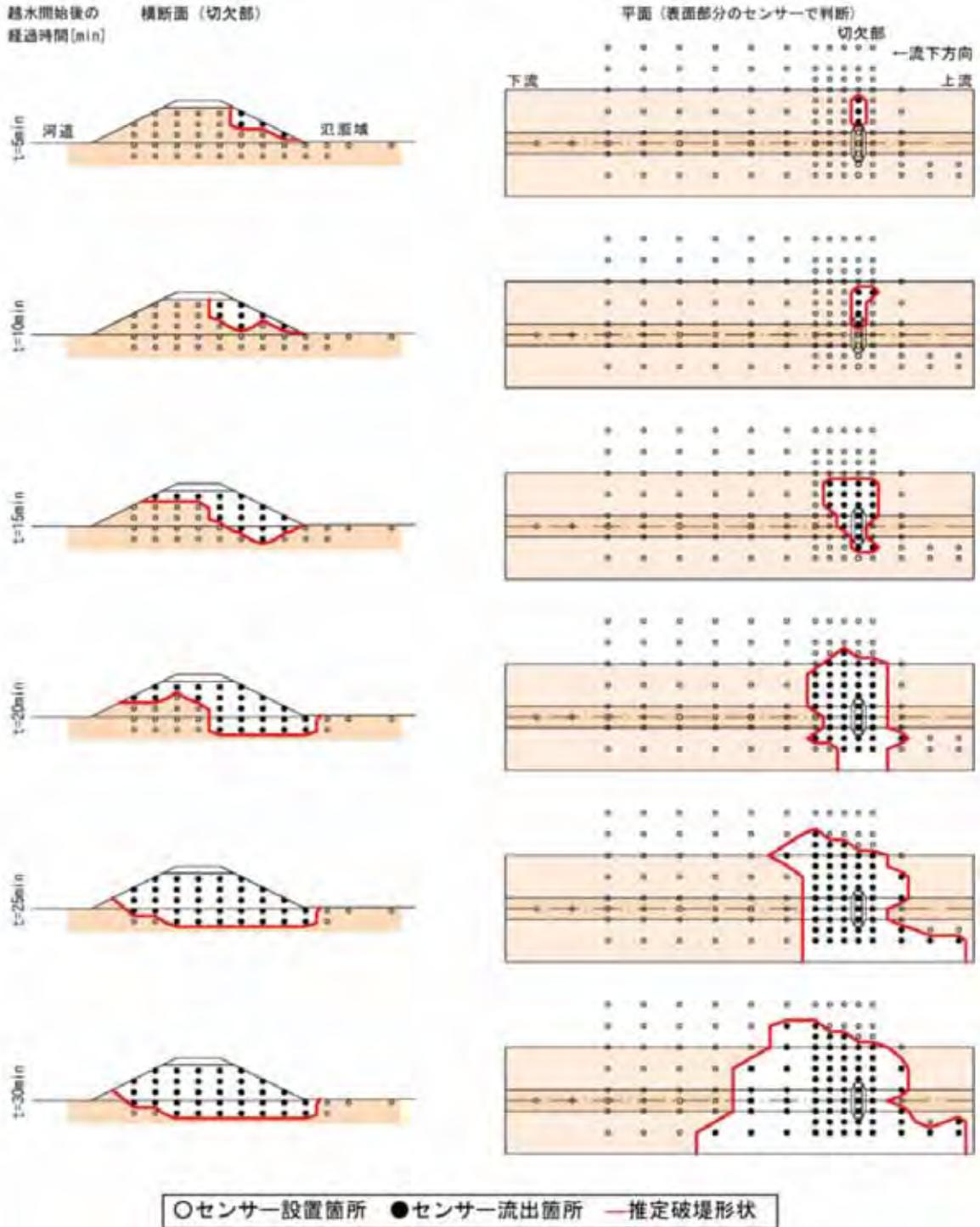


図- 69 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case1) (1)

Case1

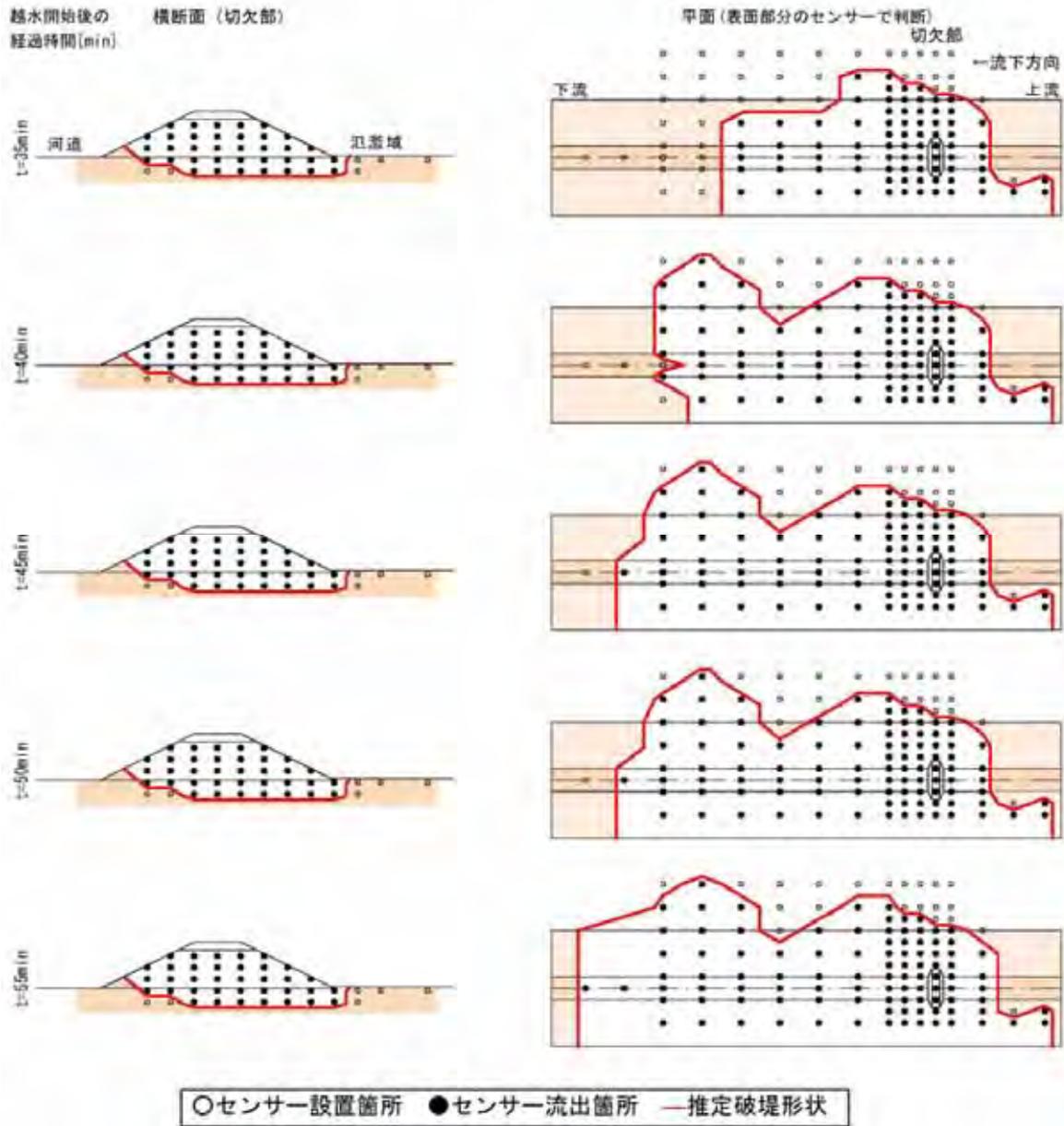


図- 70 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case1) (2)

Case2

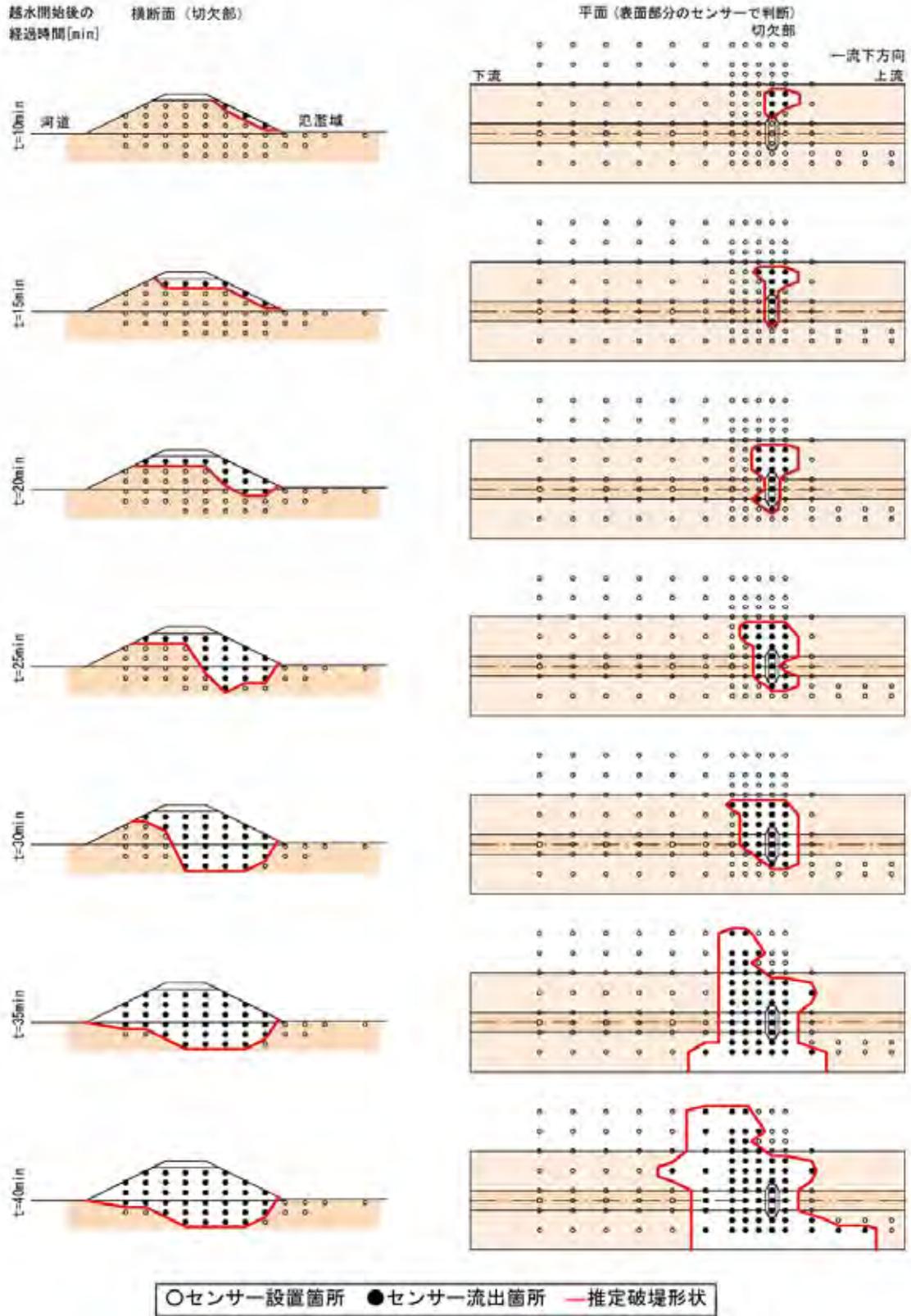


図- 71 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case2) (1)

Case2

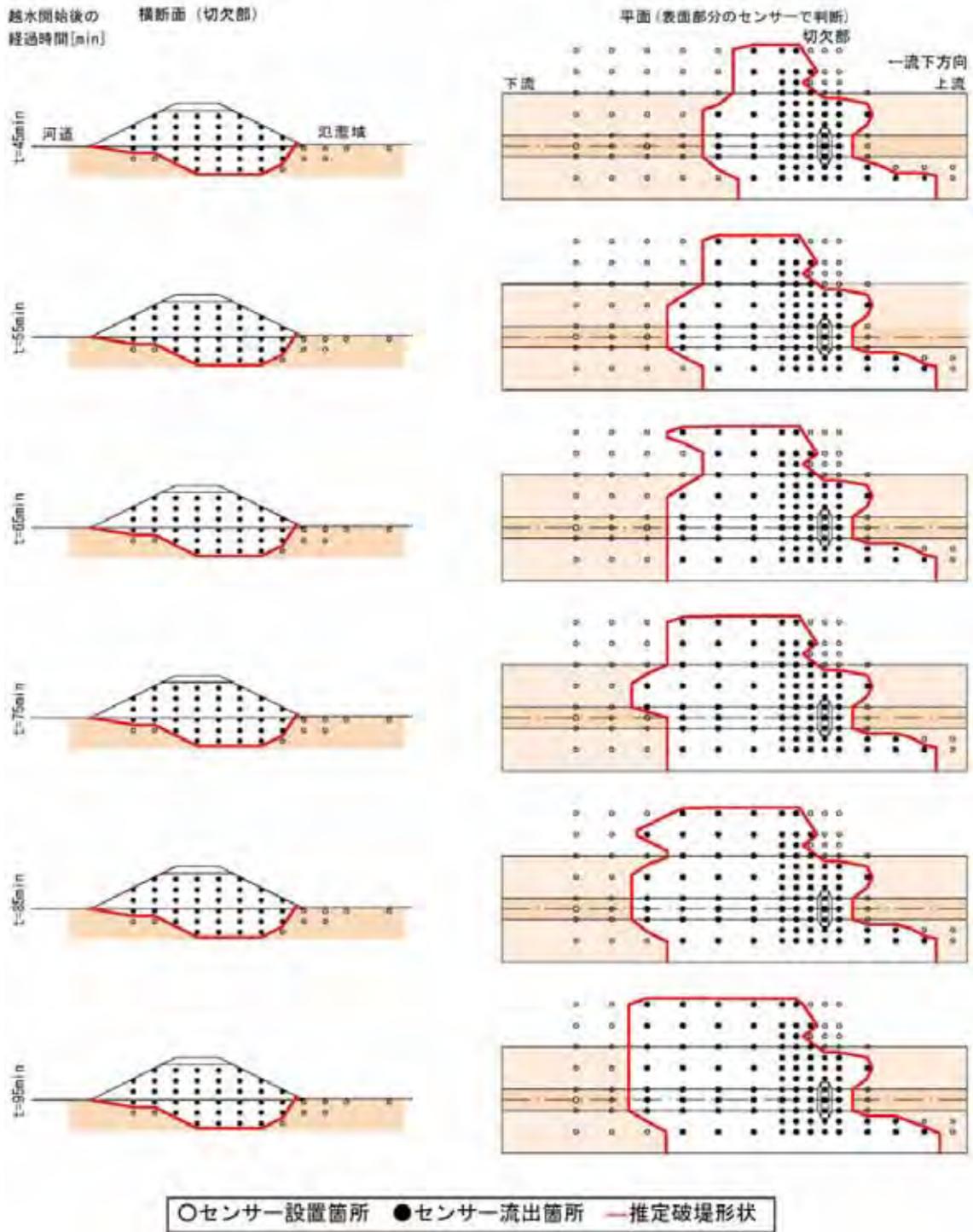


図- 72 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case2) (2)

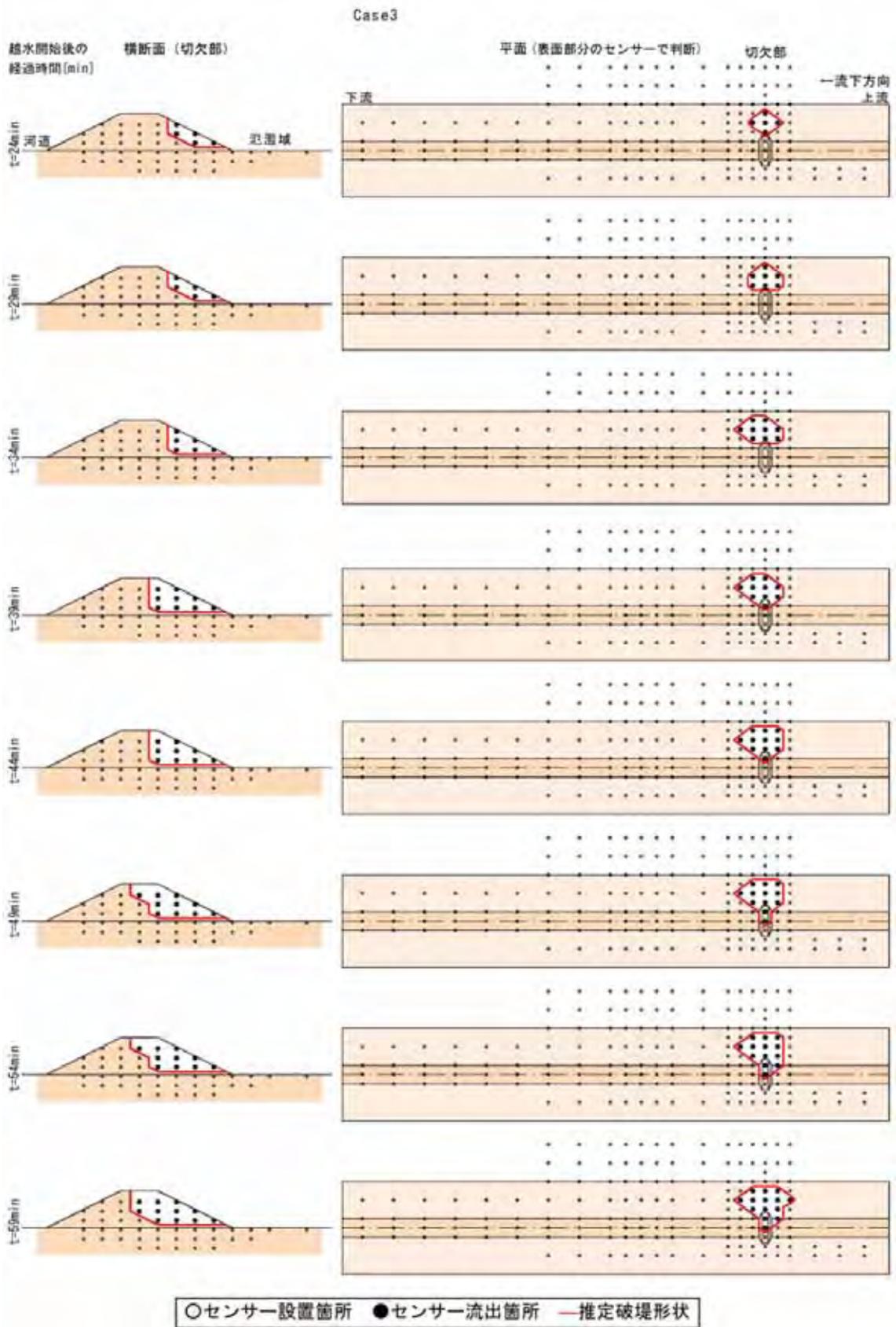


図- 73 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case3) (1)

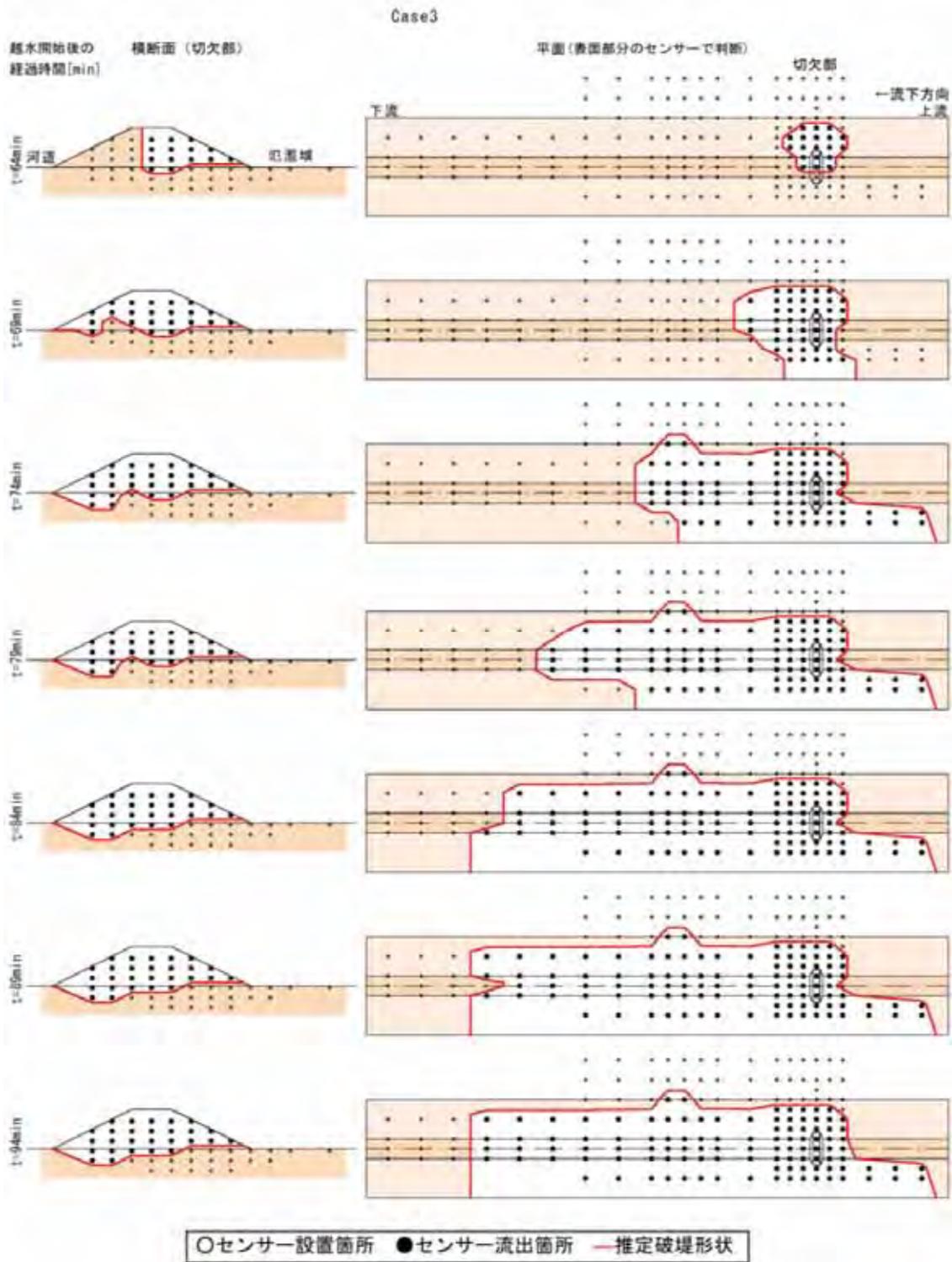


図- 74 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case3) (2)

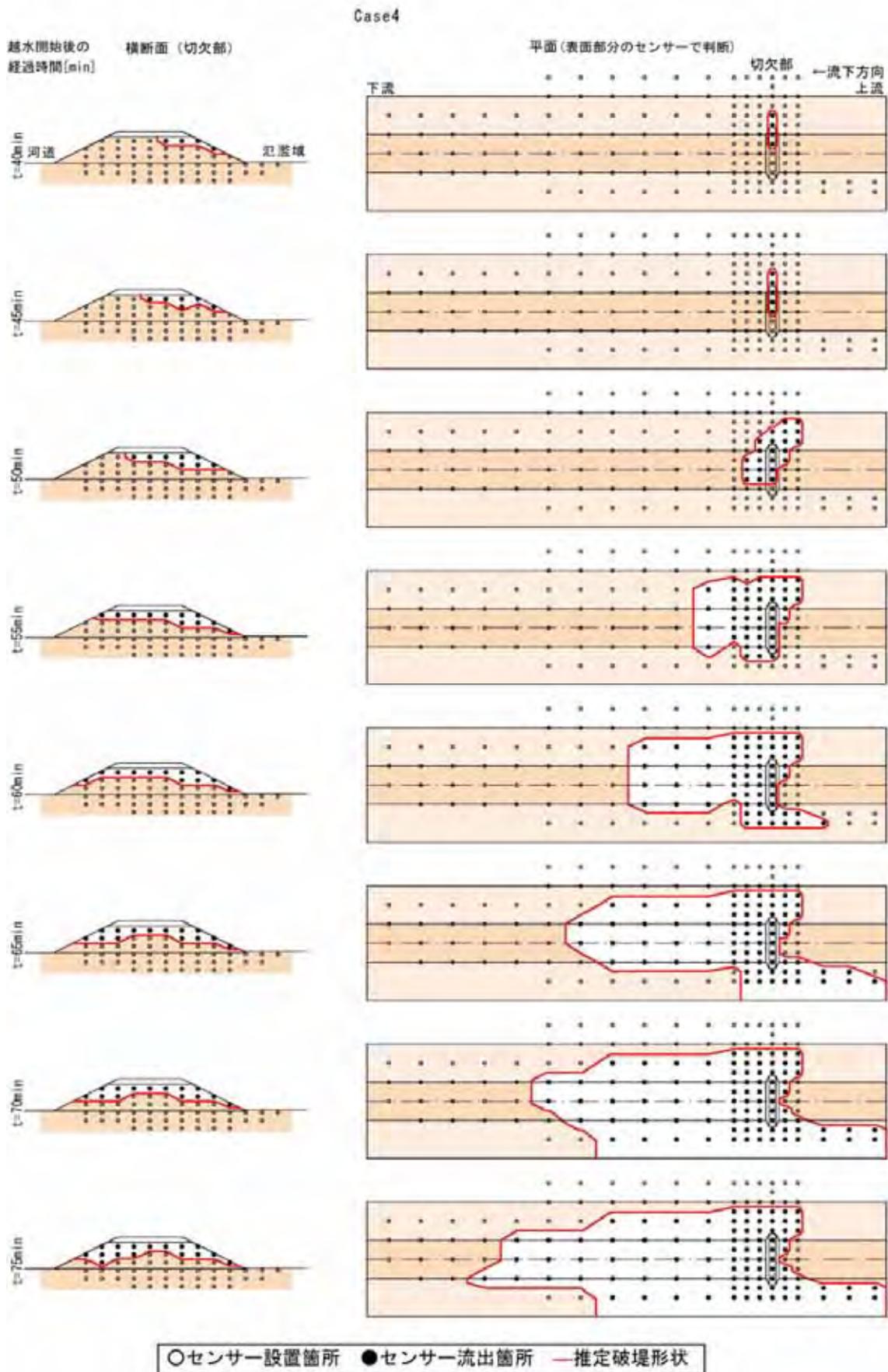


図- 75 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case4) (1)

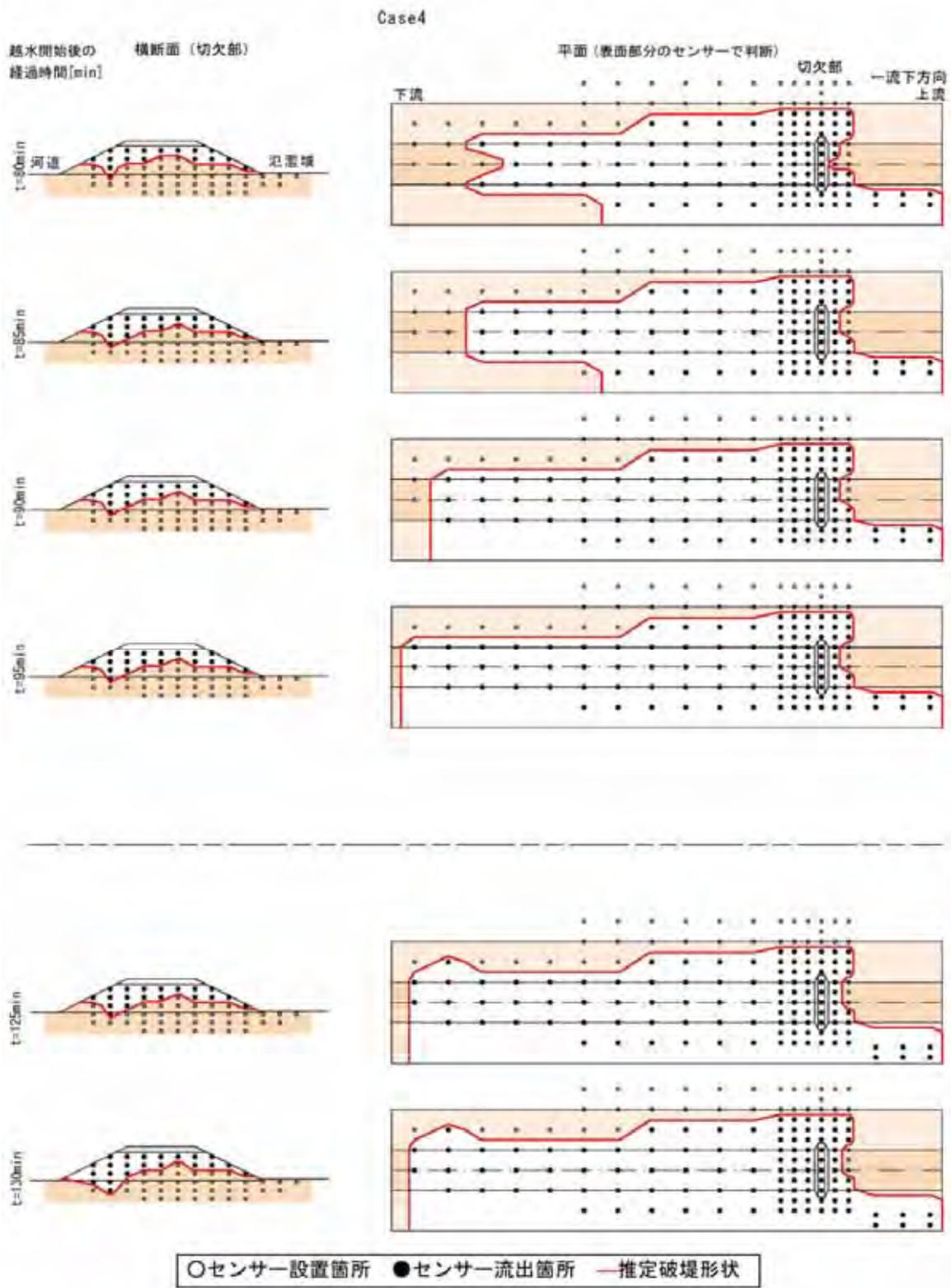
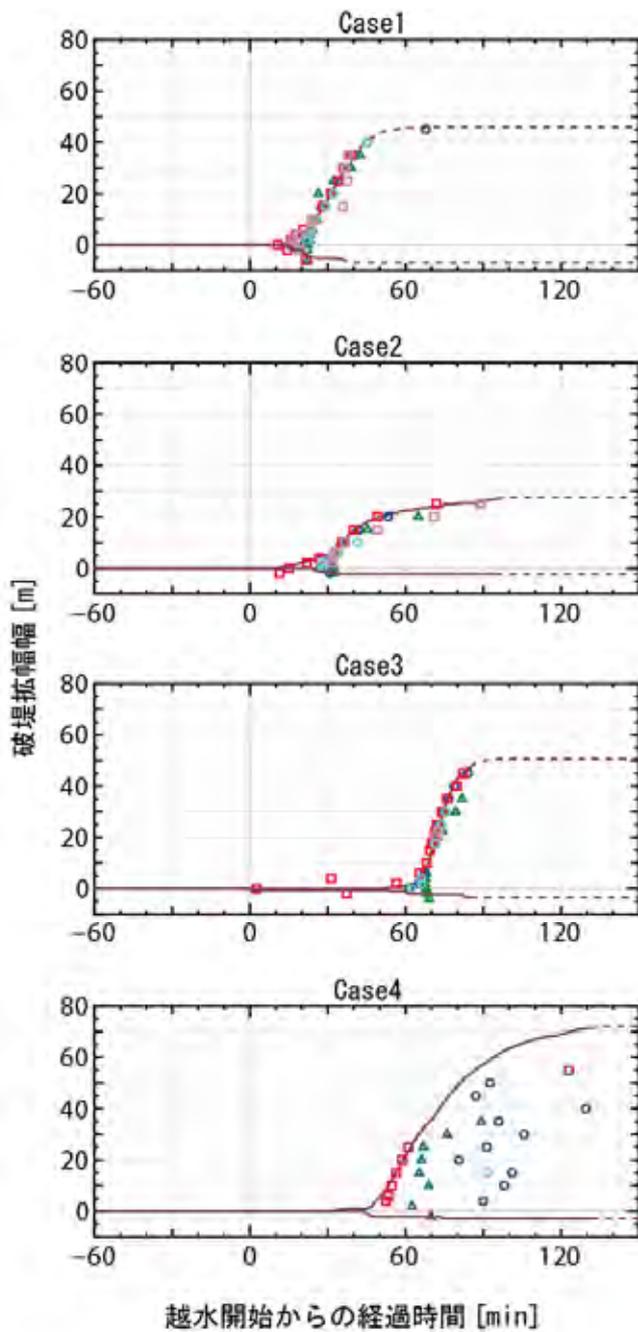
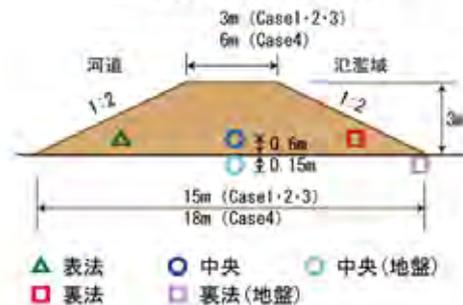


図- 76 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case4) (2)



越水開始からの経過時間 [min]

加速度センサー配置図



△○●□ 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幅 [m] (+ は下流・- は上流)  
 点線はゲート閉操作開始以降

図- 77 破堤拡幅進行過程

### g) 通水終了後の地形

図- 78～図- 81 は通水終了後の河道・氾濫域の地形について、3次元レーザースキャナ、及び洗掘箇所 の 堪水部ではトータルステーションを用いて計測した結果である。

各ケースとも破堤部上流の河床が大きく洗掘されているが、これは河道の流れが破堤開口部に向かって一気に流れ込むことにより、洗掘されたと考えられる。また、氾濫域の形状より、土砂が流出し、氾濫域に広く分散していることが分かる。

Case1 は、破堤部開口形状は裏法側が下流側へ斜め形状に大きく削れている。また、落ち掘れの最大洗掘深の発生箇所は、破堤開口部下流端の裏法尻近傍にある。

Case2 では、Case1 と同様に破堤部開口形状は裏法側が下流側へ斜め形状に大きく削れ、落ち掘れの最大洗掘深の発生箇所は、破堤開口部下流端の裏法尻近傍にある。

Case3・4 では、破堤部開口形状は裏法側が大きく開いた八の字をしており、落ち掘は発生していない。

図- 82～図- 85 に破堤進行中の代表的な破堤幅の時点における河道水位・氾濫域水位とともに、通水前後の河道平均河床高、堤体天端中央の縦断的な崩壊状況、実験中の最大洗掘深を示す。

実験前後における河道中央部の平均河床高は、それぞれ約 1.2m, 0.4m, 1m, 1.2m の河床低下となった。天端中央部における最大洗掘深は、それぞれ約 2.0m, 2.2m, 0.8m, 0.2m であった。

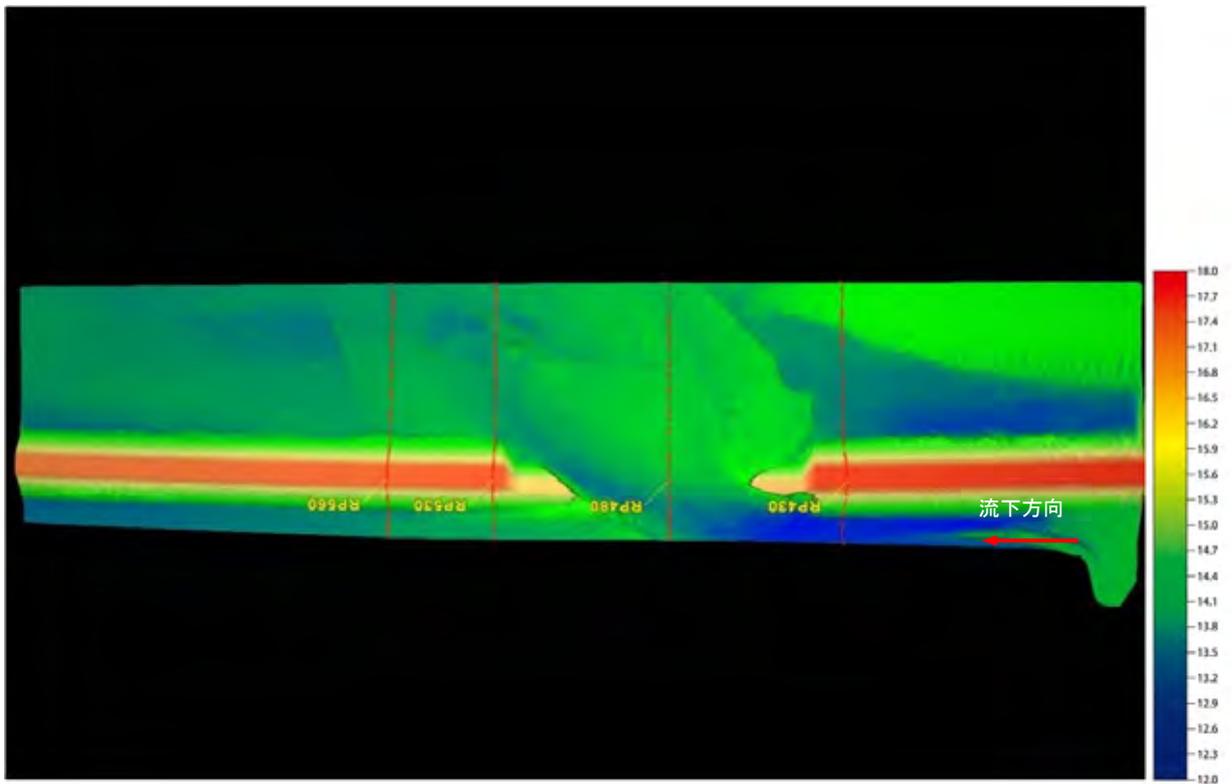
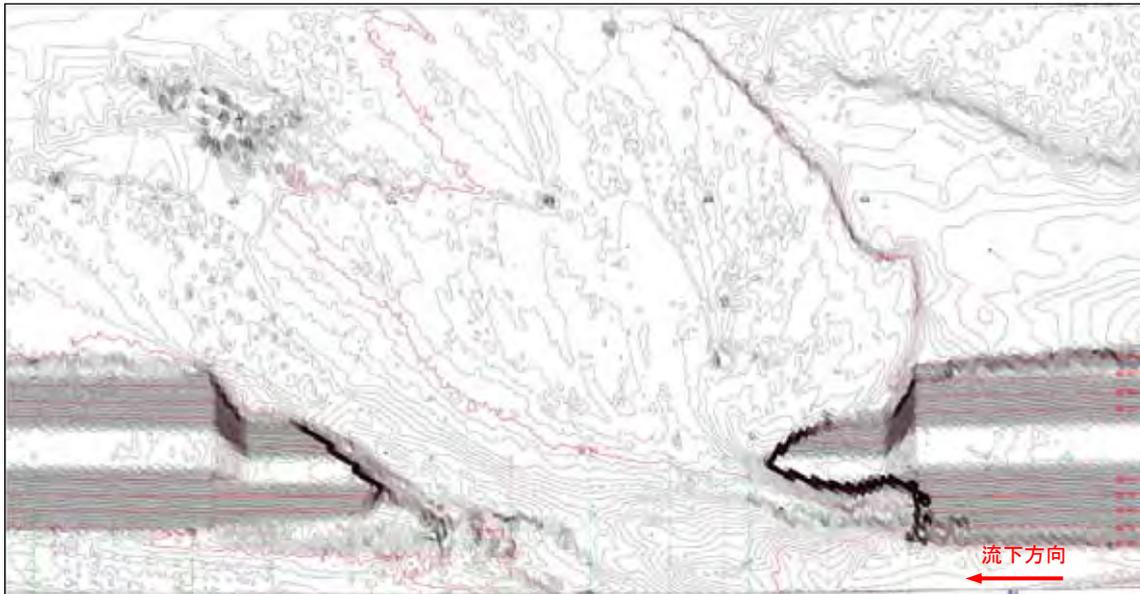


図- 78 通水終了後の河道・氾濫域の地形形状 (Case1)

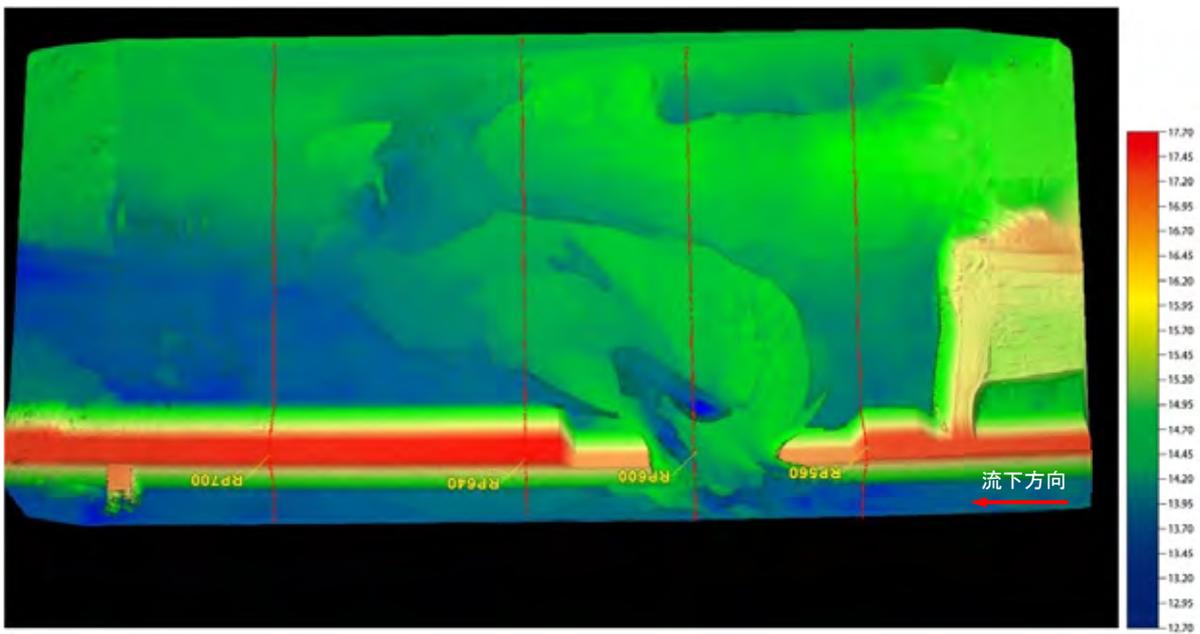
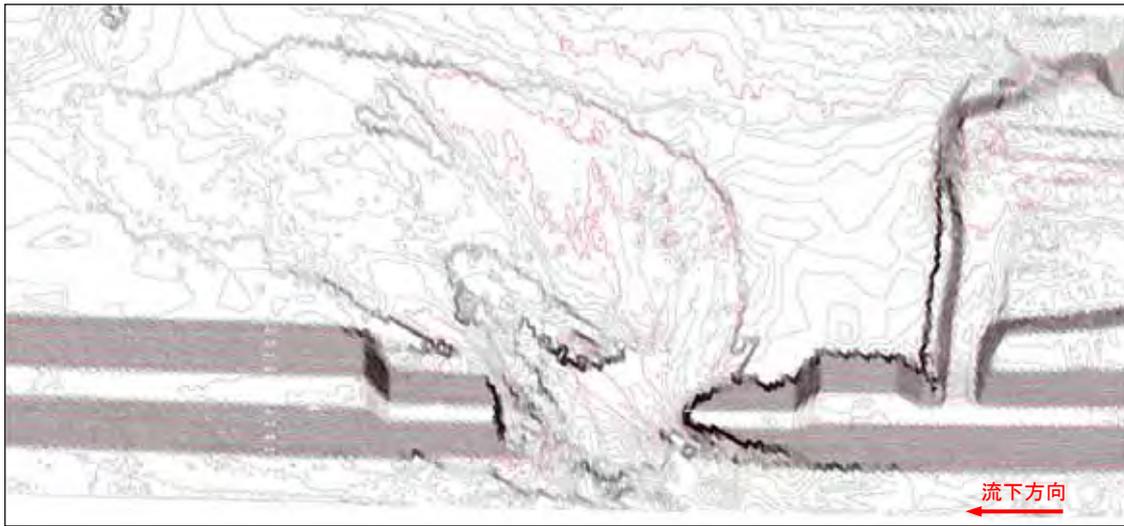


図- 79 通水終了後の河道・氾濫域の地形形状 (Case2)

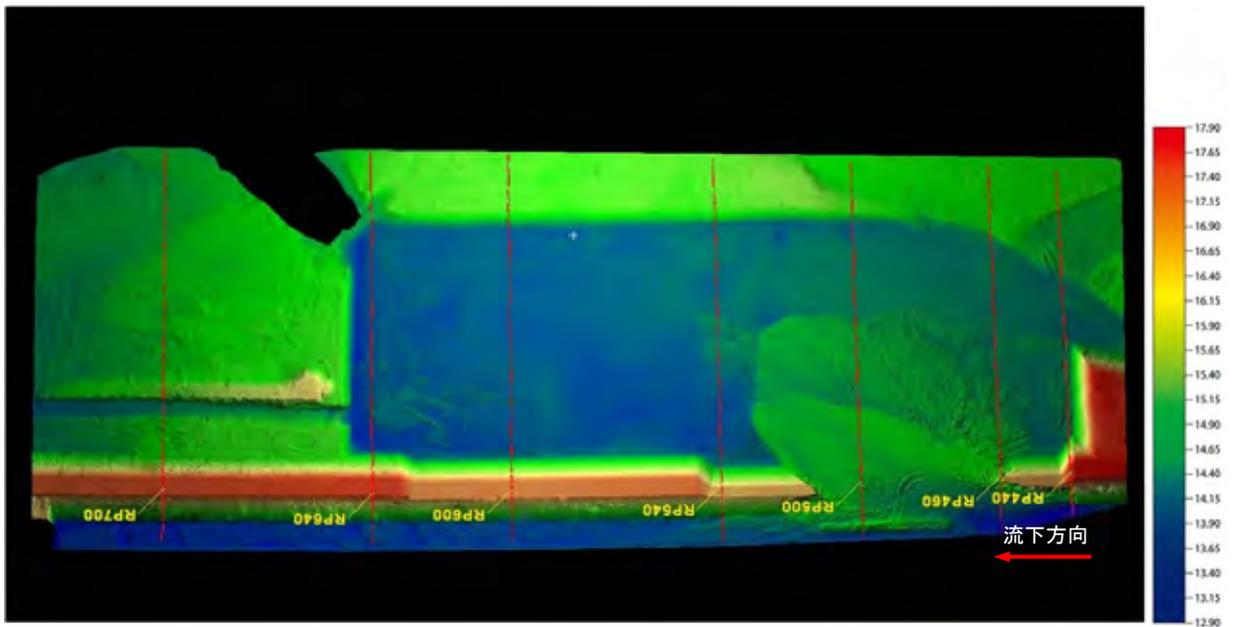
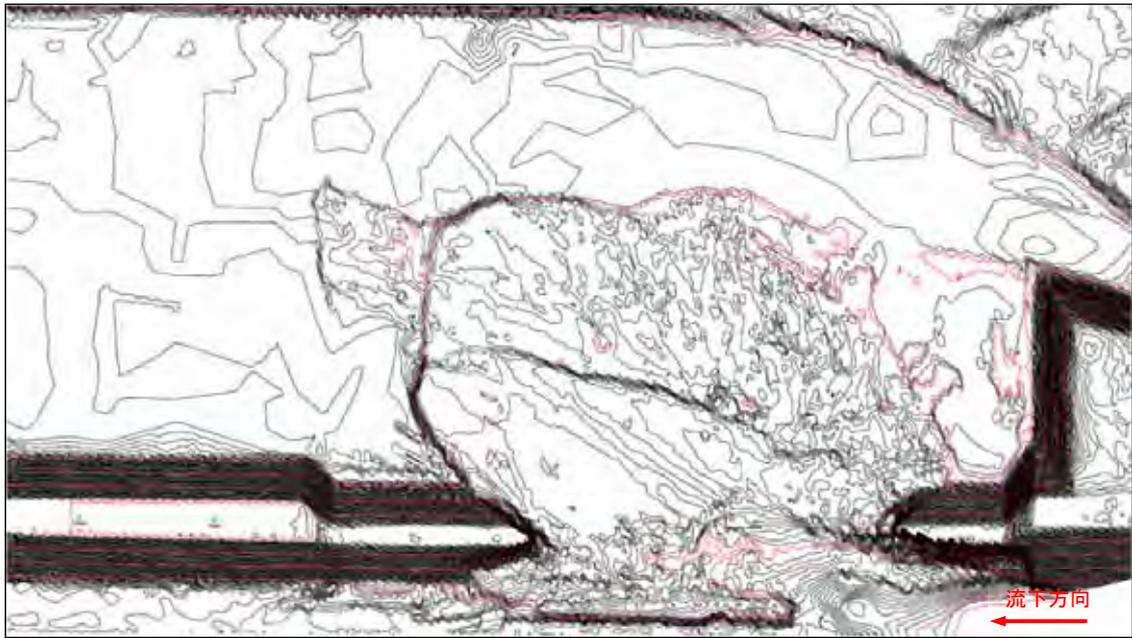


図- 80 通水終了後の河道・氾濫域の地形形状 (Case3)

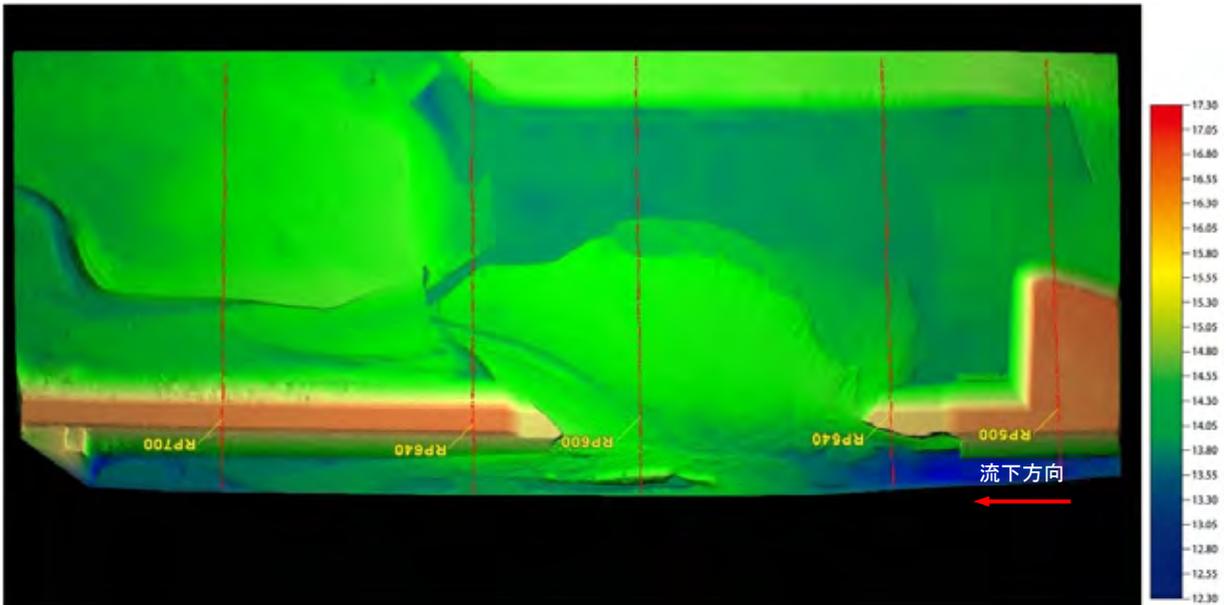
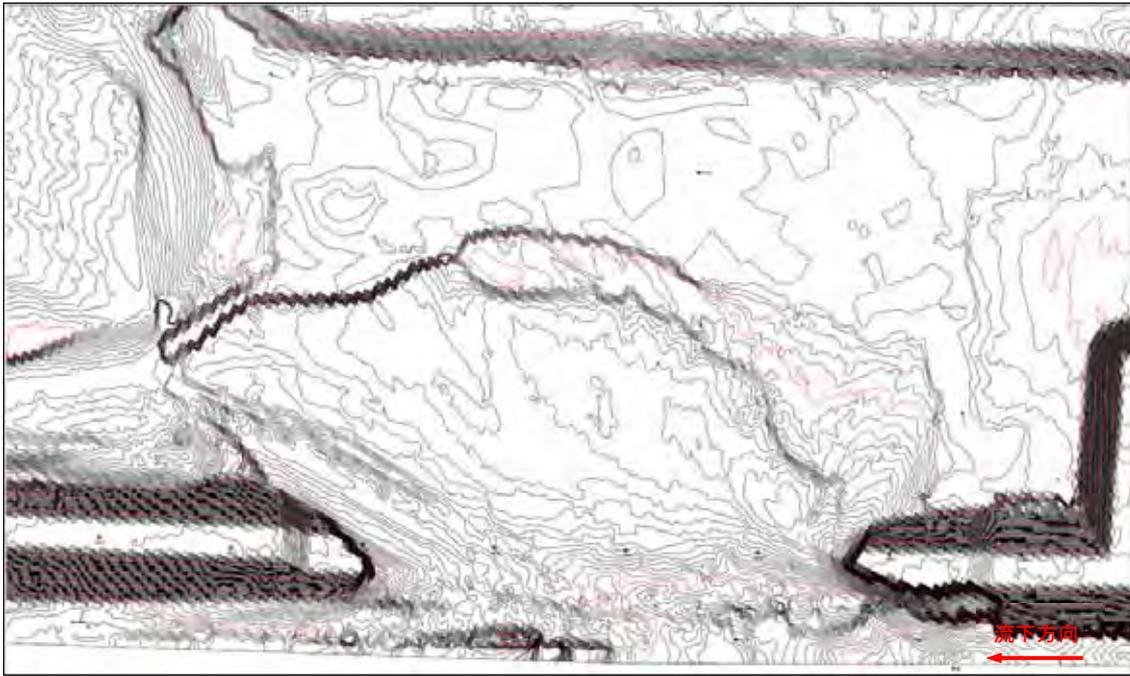
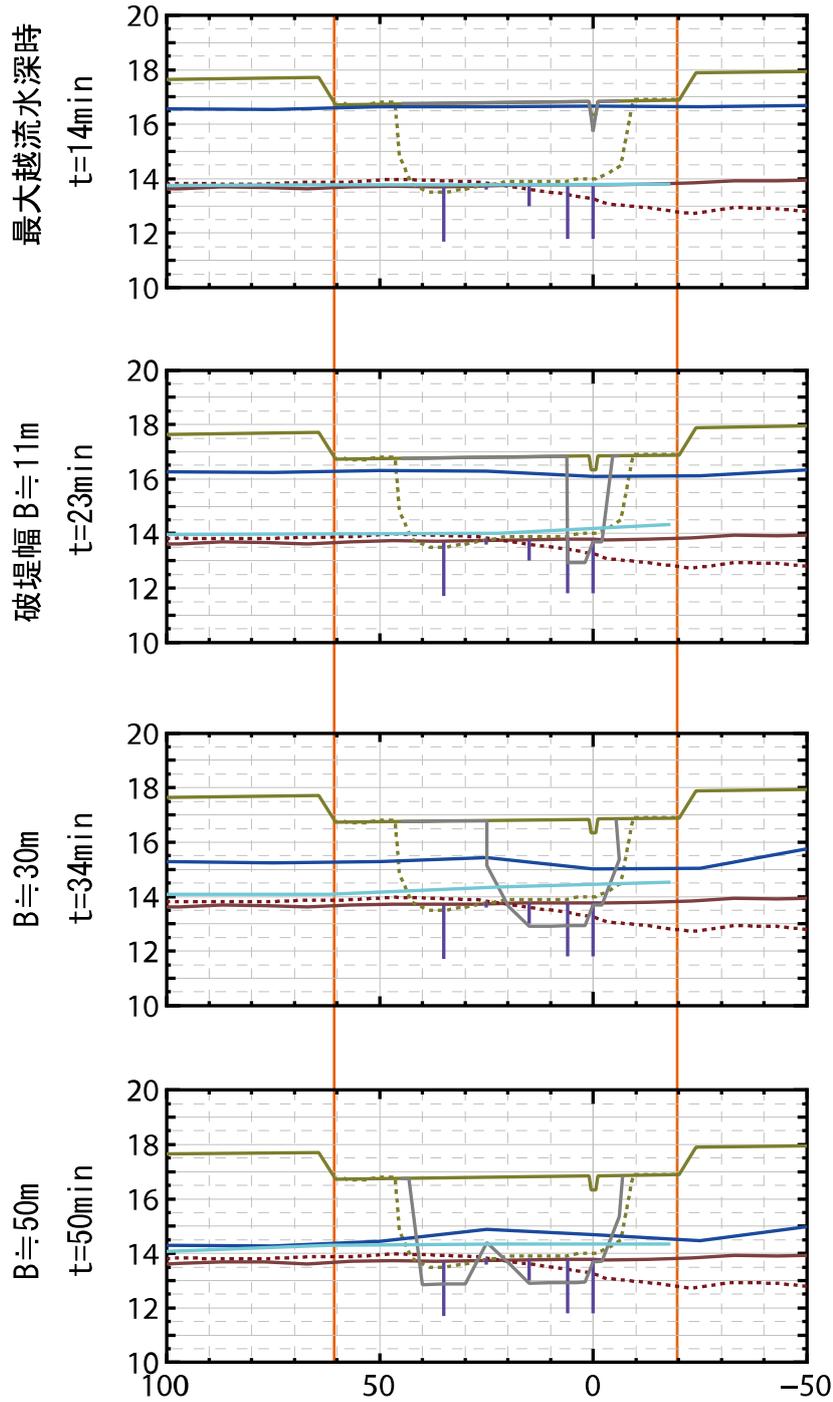


図- 81 通水終了後の河道・氾濫域の地形形状 (Case4)

Case1

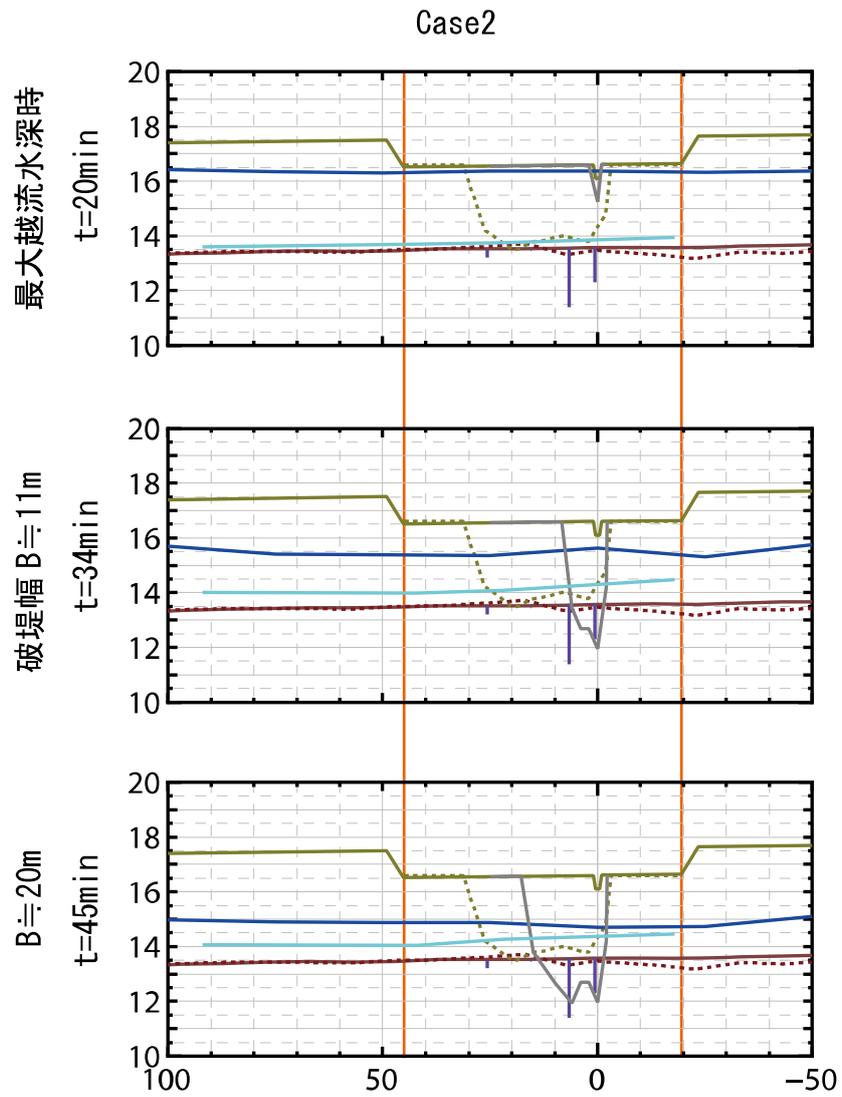


横軸；縦断距離 [m] (切欠部 0. 下流方向へプラス. 上流方向へマイナス)

縦軸；水位 [m]

- 堤体天端中央形状 (実験前)
- - 堤体天端中央形状 (実験後)
- 河道中央河床高 (実験前)
- - 河道中央河床高 (実験後)
- ┆ 堤体天端中央最大洗掘深
- 河道水位
- 堤体天端中央形状
- 氾濫域水位
- ┆ 破堤実験区間

図- 82 通水前後の縦断形状と時系列の水位・破堤形状 (case1)



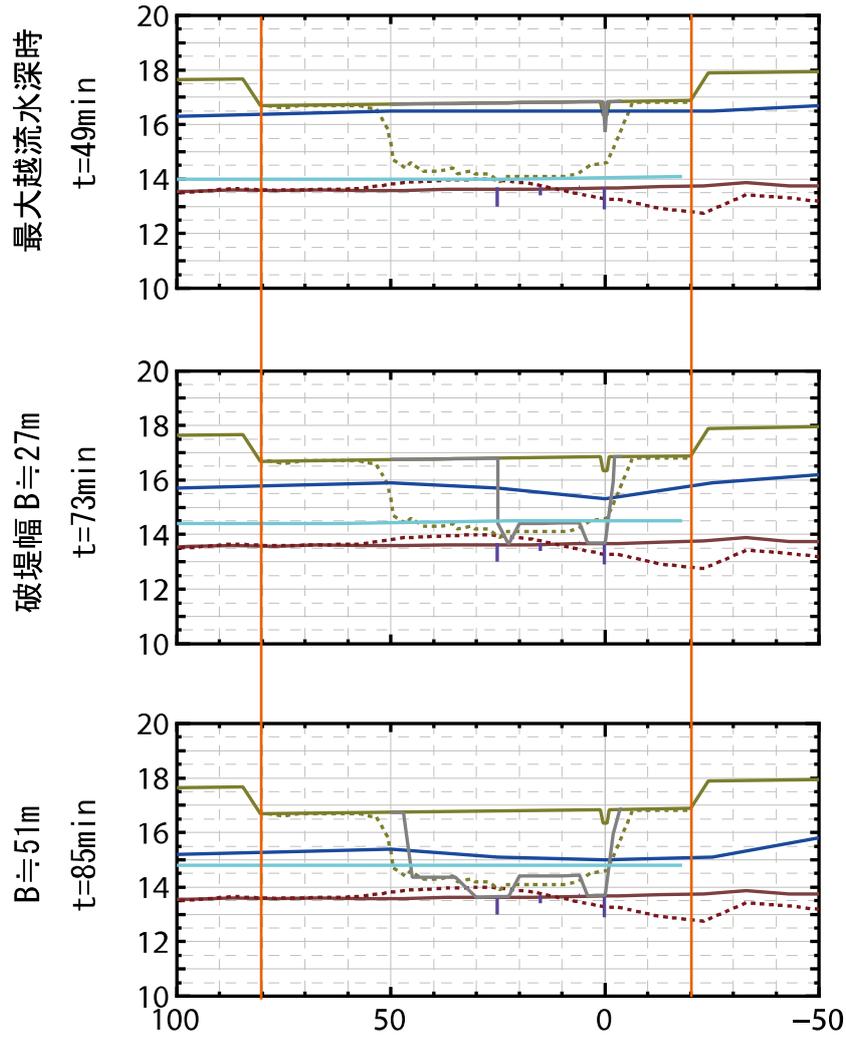
横軸；縦断距離 [m] (切欠部 0. 下流方向へプラス. 上流方向へマイナス)

縦軸；水位 [m]

- 堤体天端中央形状 (実験前)
- 堤体天端中央形状 (実験後)
- 堤体天端中央最大洗掘深
- 堤体天端中央形状
- 破堤実験区間
- 河道中央河床高 (実験前)
- 河道中央河床高 (実験後)
- 河道水位
- 氾濫域水位

図- 83 通水前後の縦断形状と時系列の水位・破堤形状 (case2)

Case3



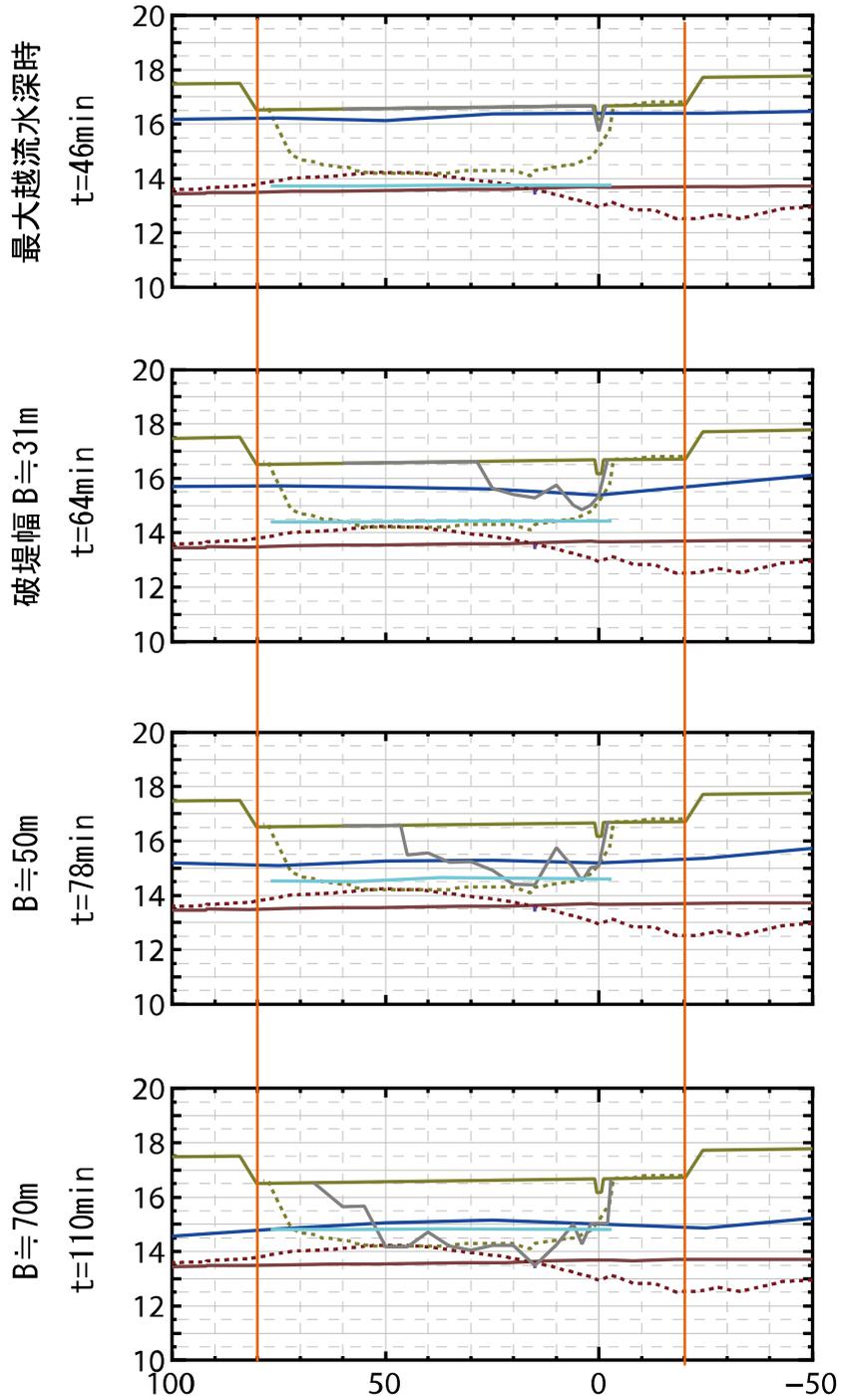
横軸：縦断距離 [m] (切欠部 0. 下流方向へプラス. 上流方向へマイナス)

縦軸：水位 [m]

- 堤体天端中央形状 (実験前)
- - 堤体天端中央形状 (実験後)
- 河道中央河床高 (実験前)
- - 河道中央河床高 (実験後)
- ┆ 堤体天端中央最大洗掘深
- 河道水位
- 堤体天端中央形状
- 氾濫域水位
- ┆ 破堤実験区間

図- 84 通水前後の縦断形状と時系列の水位・破堤形状 (case3)

Case4



横軸；縦断距離 [m] (切欠部 0. 下流方向へプラス. 上流方向へマイナス)

縦軸；水位 [m]

- 堤体天端中央形状 (実験前)
- - 堤体天端中央形状 (実験後)
- 堤体天端中央最大洗掘深
- 堤体天端中央形状
- 破堤実験区間
- 河道中央河床高 (実験前)
- - 河道中央河床高 (実験後)
- 河道水位
- 氾濫域水位

図- 85 通水前後の縦断形状と時系列の水位・破堤形状 (case4)

## h) 氾濫域への土砂流出状況

破堤に伴い、堤体及び河道内の土砂が氾濫域に流出し、図- 86～図- 89 のように土砂の堆積が生じている。その土砂を採取し、流出土砂の性状を分析した。氾濫域への土砂堆積状況及び土砂採取箇所について、図- 90～図- 93 に示す。土砂採取は、表層の砂礫を 10cm～20cm 除き、河床深さ約 50cm、幅及び長さ約 50cm の範囲で行った。

前述したとおり、破堤部上流の河道の河床が洗掘されるとともに氾濫域には広く土砂が堆積していることが分かる。

流出土砂の粒径区分を図- 94～図- 97 に示す。Case1, 2, 4 は砂分と砂礫分が大部分を占めている。Case3 については細粒分も存在するが、これは堤体材料の半分以上が細粒分で構成されているためと考えられる。しかし、細粒分のうち、シルト分については氾濫域への堆積が見られず、これは破堤実験中に浮遊砂として氾濫域の堆積範囲の外側へ流出したものと考えられる。砂分と砂礫分の堆積範囲は明確に分かれており、破堤口から砂礫分、砂分の順に同心円状に広がっている。



図- 86 通水終了後の氾濫域の土砂堆積状況 (Case1)



図- 87 通水終了後の氾濫域の土砂堆積状況 (Case2)



図- 88 通水終了後の氾濫域の土砂堆積状況 (Case3)



図- 89 通水終了後の氾濫域の土砂堆積状況 (Case4)

### Case1

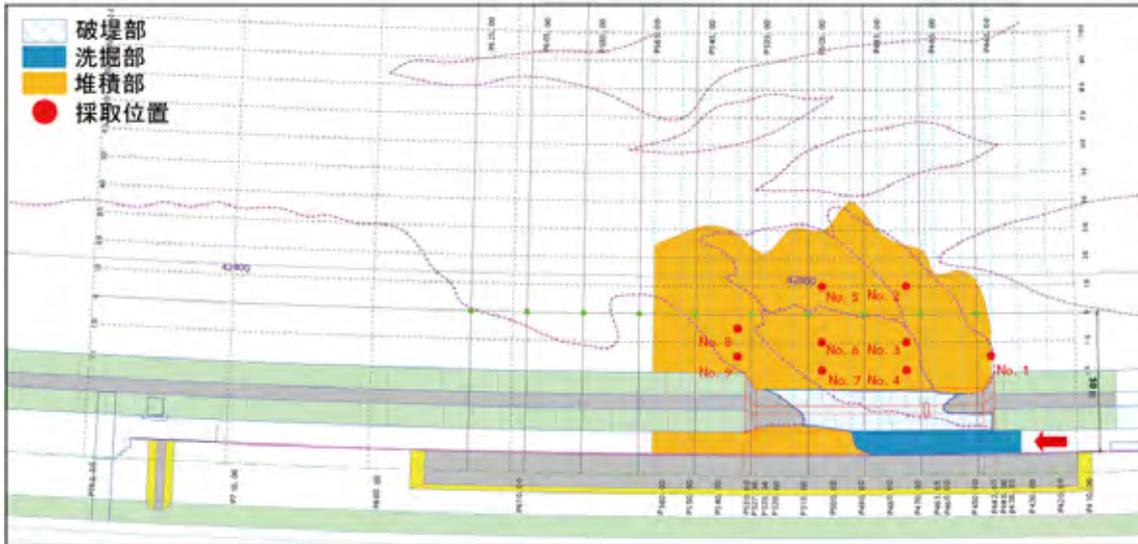


図- 90 氾濫域の堆積状況と土砂調査箇所 (Case1)

### Case2

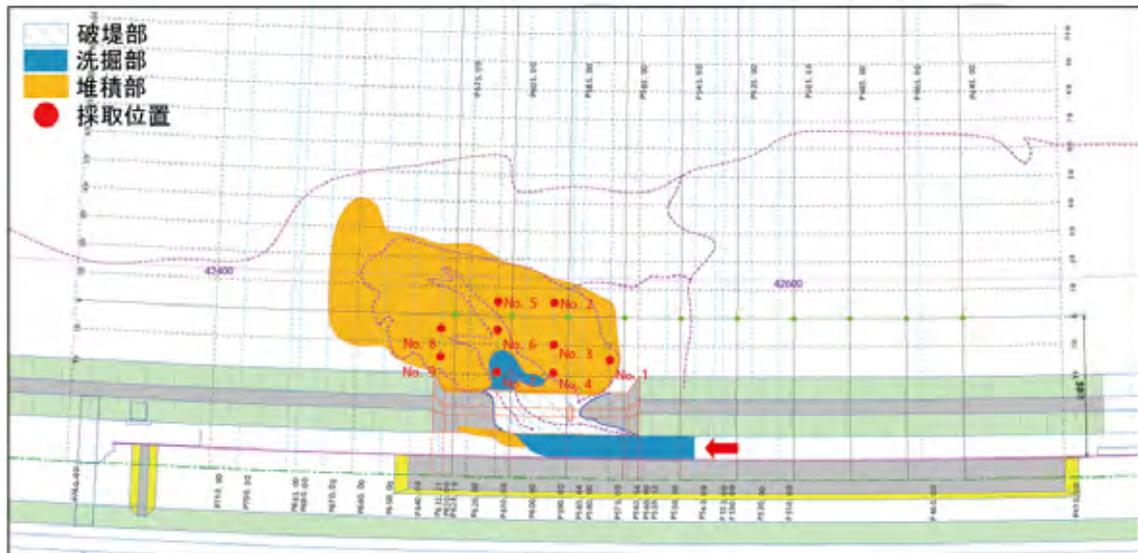


図- 91 氾濫域の堆積状況と土砂調査箇所 (Case2)

### Case3

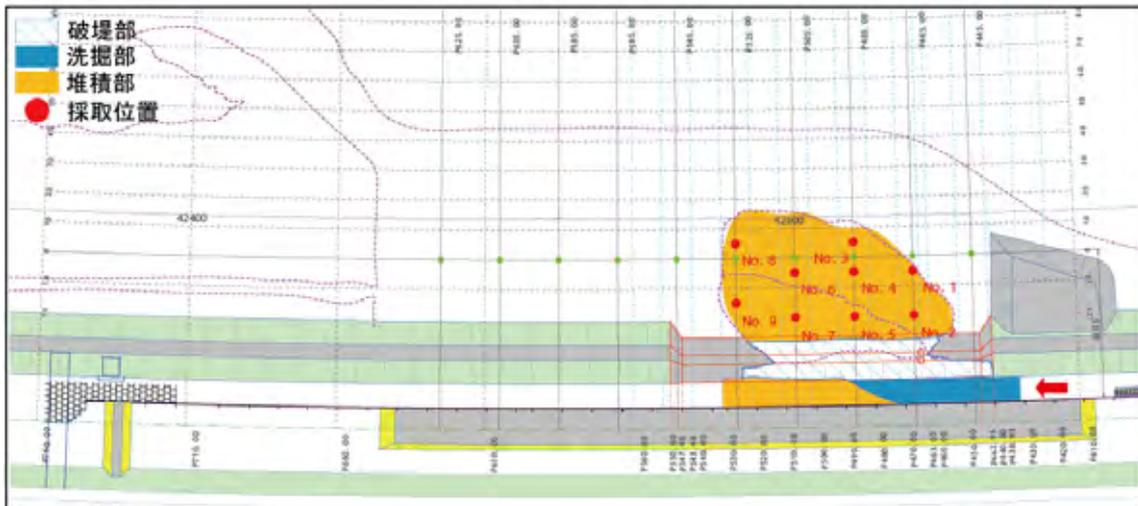


図- 92 氾濫域の堆積状況と土砂調査箇所 (Case3)

### Case4

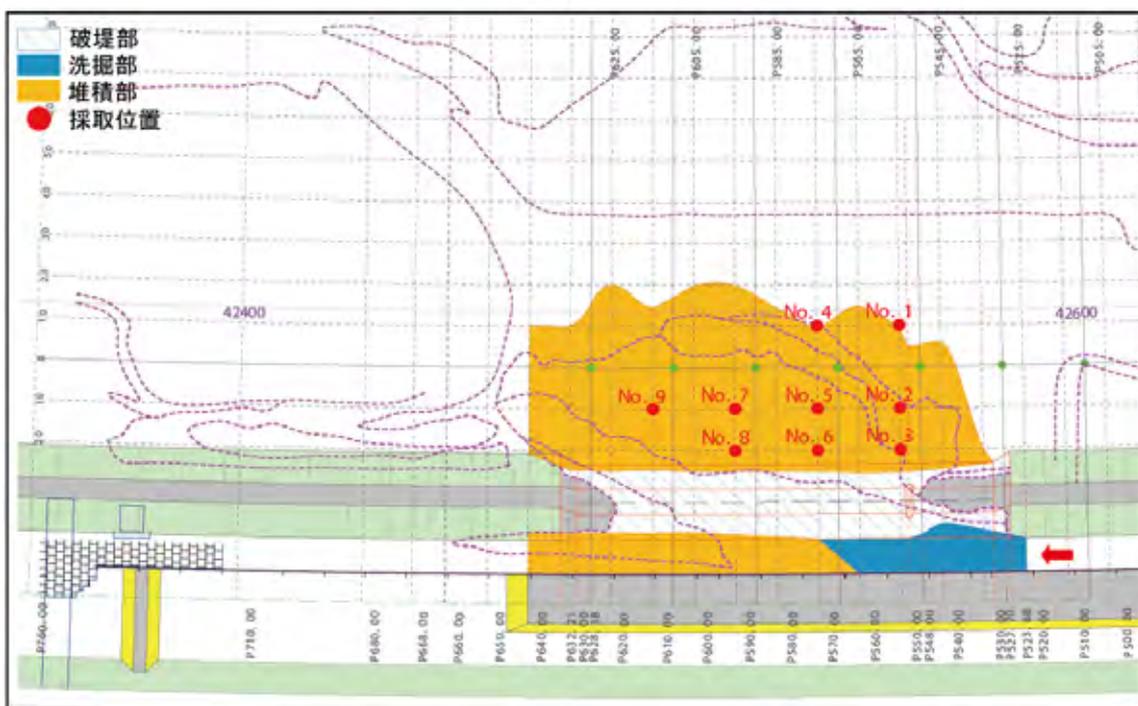


図- 93 氾濫域の堆積状況と土砂調査箇所 (Case4)

### Case1

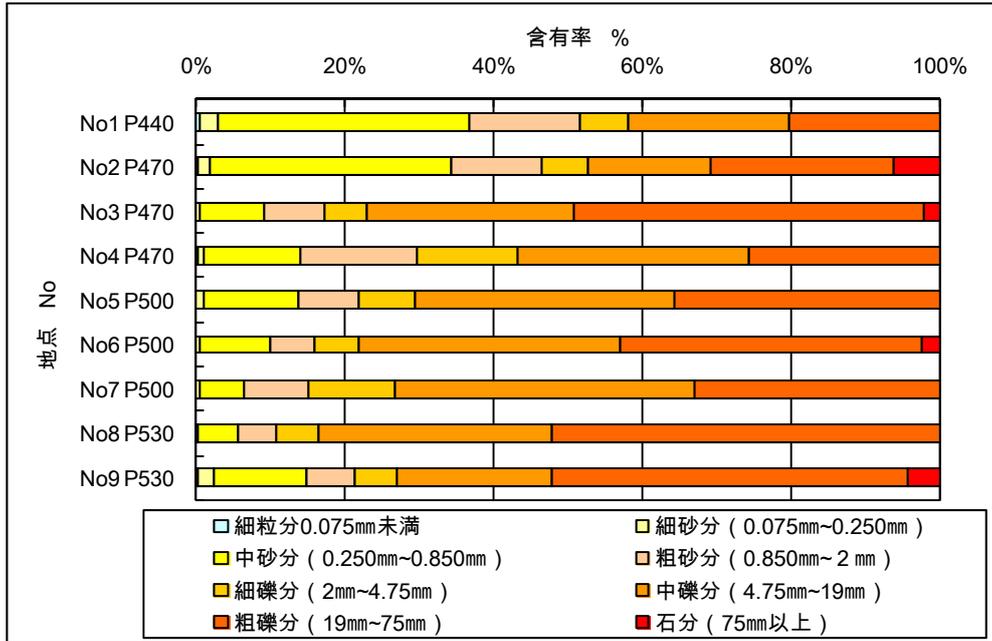


図- 94 氾濫域に堆積した土砂の粒径区分 (Case1)

### Case2

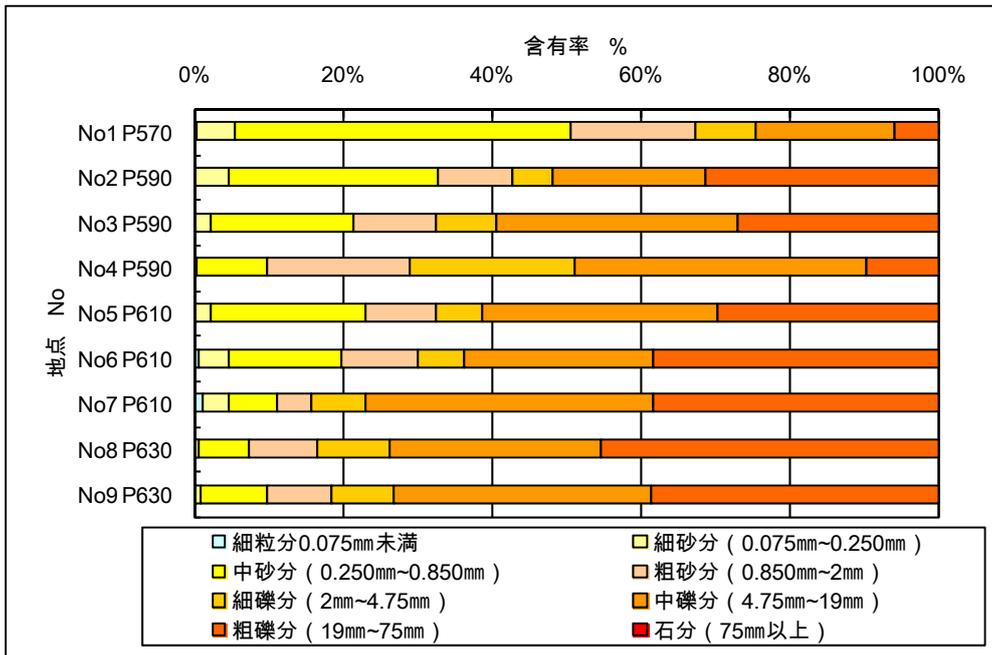


図- 95 氾濫域に堆積した土砂の粒径区分 (Case2)

### Case3

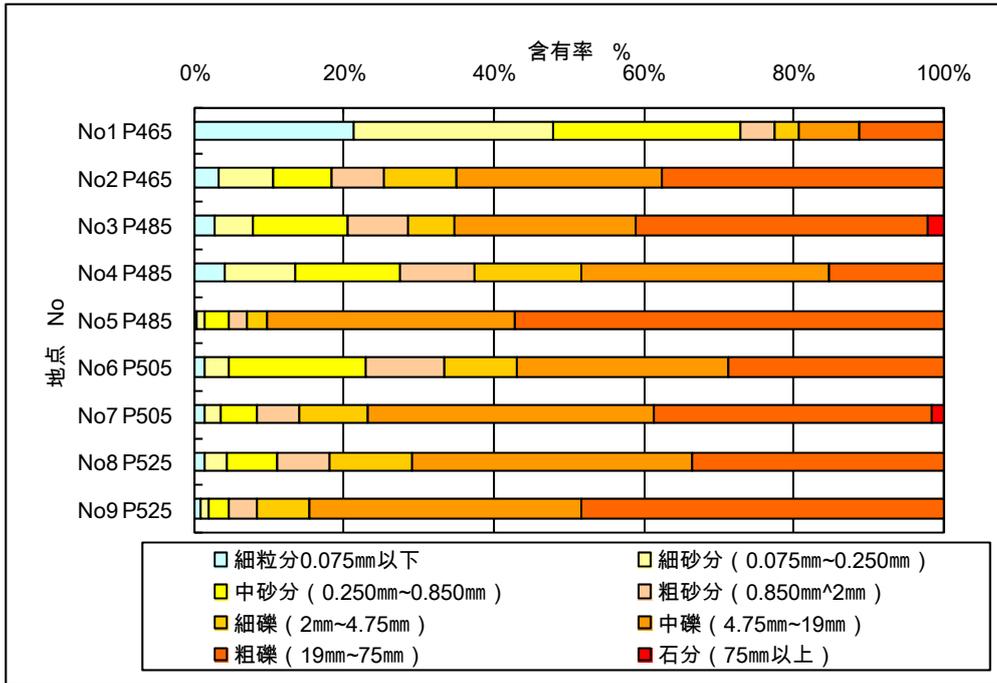


図- 96 氾濫域に堆積した土砂の粒径区分 (Case3)

### Case4

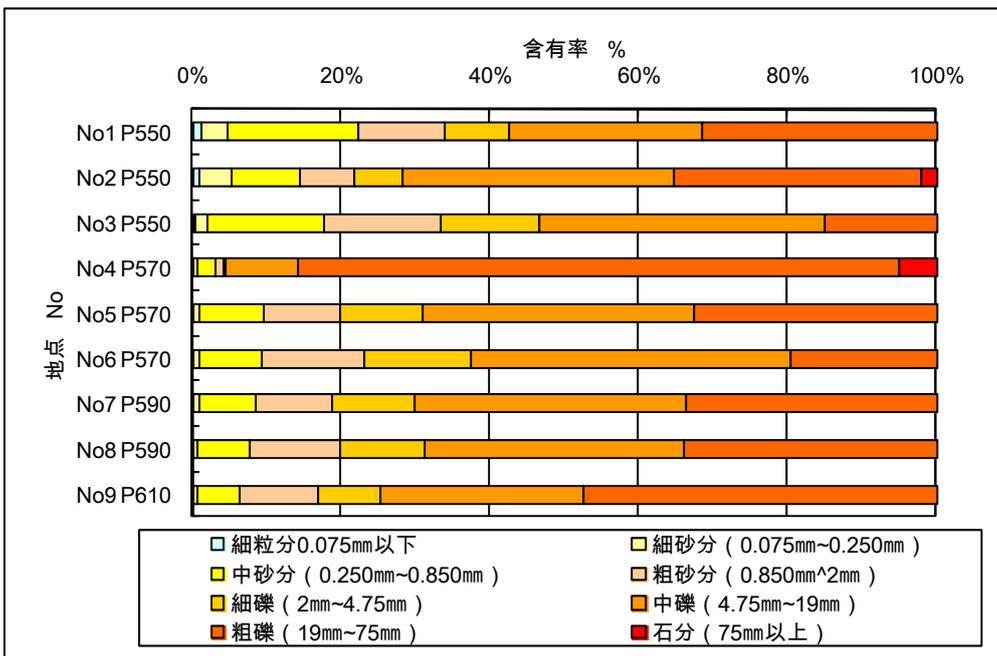


図- 97 氾濫域に堆積した土砂の粒径区分 (Case4)

## i) 破堤進行過程のまとめ

これまでの結果より、破堤進行過程を以下の4つの段階(Step)に分類できる。図-98に破堤進行過程を示す。また、実験状況の時系列写真に各ステップを明示したものを図-99～図-102、各種観測結果に各ステップを明示したものを図-103・図-104に、参考として実験状況を写真-36～写真-48に示す。

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。

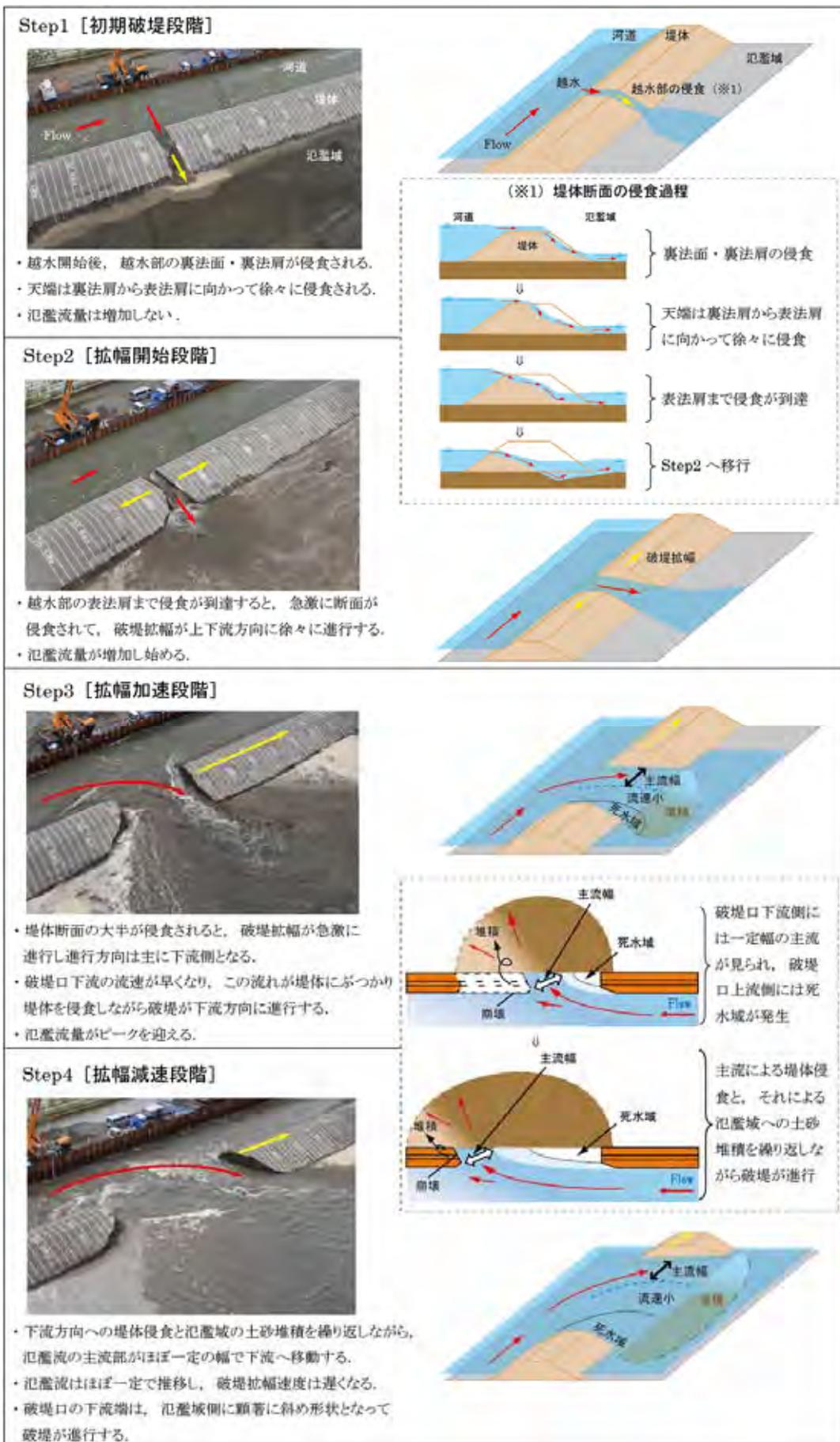


図- 98 破堤進行過程

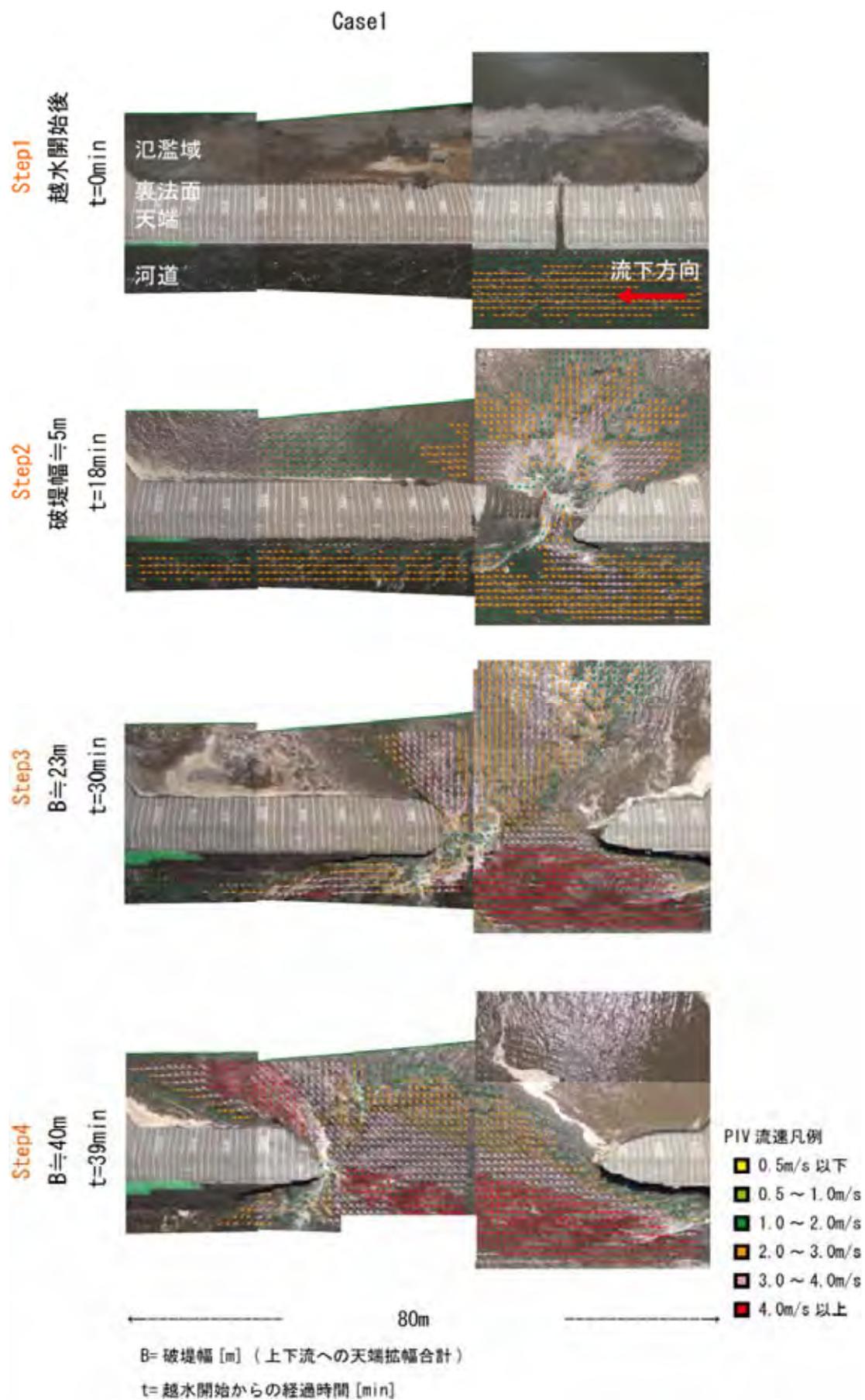


図- 99 実験状況 (case1)

Case2

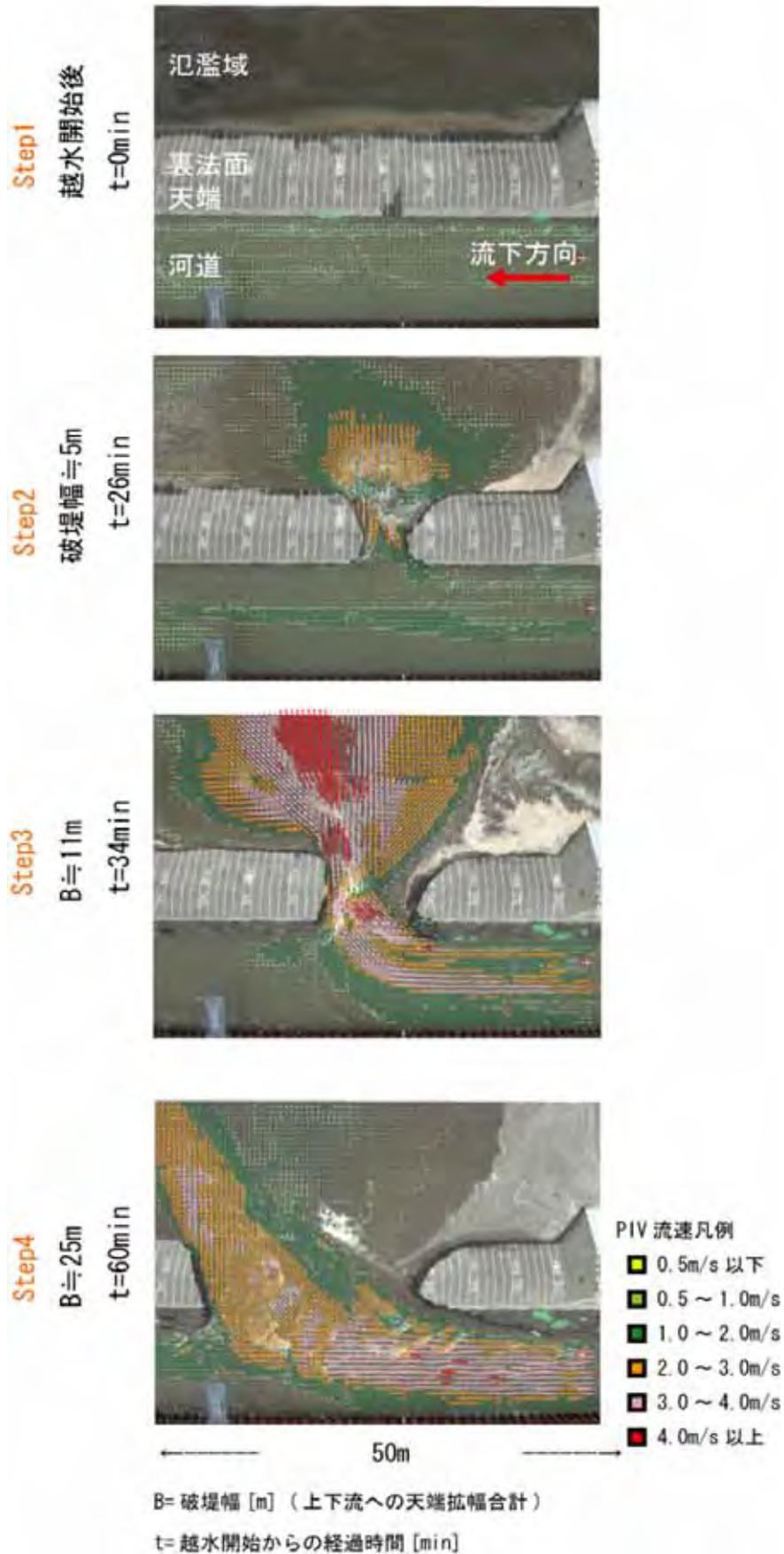


図- 100 実験状況 (case2)

Case3

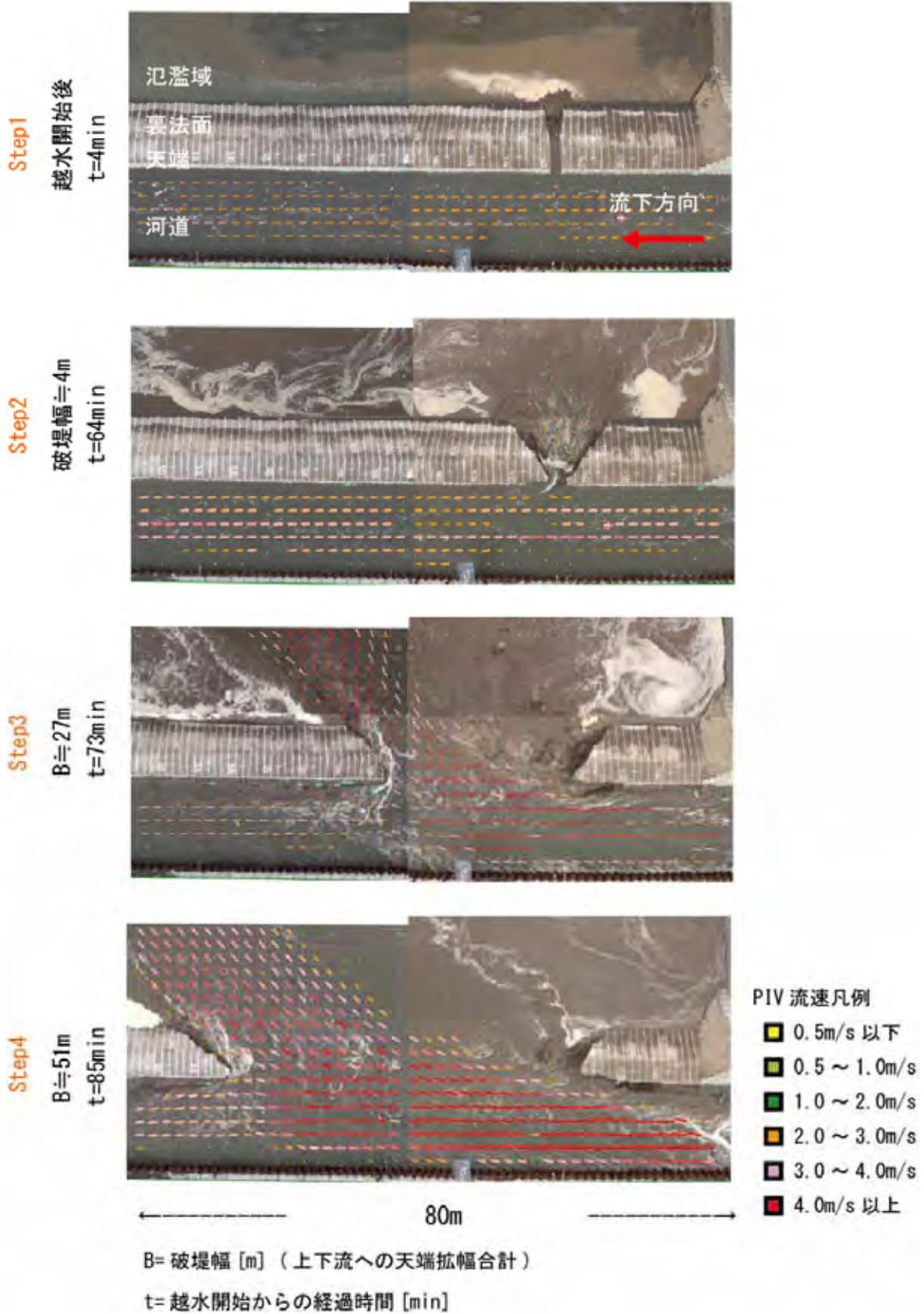


図- 101 実験状況 (case3)

Case4

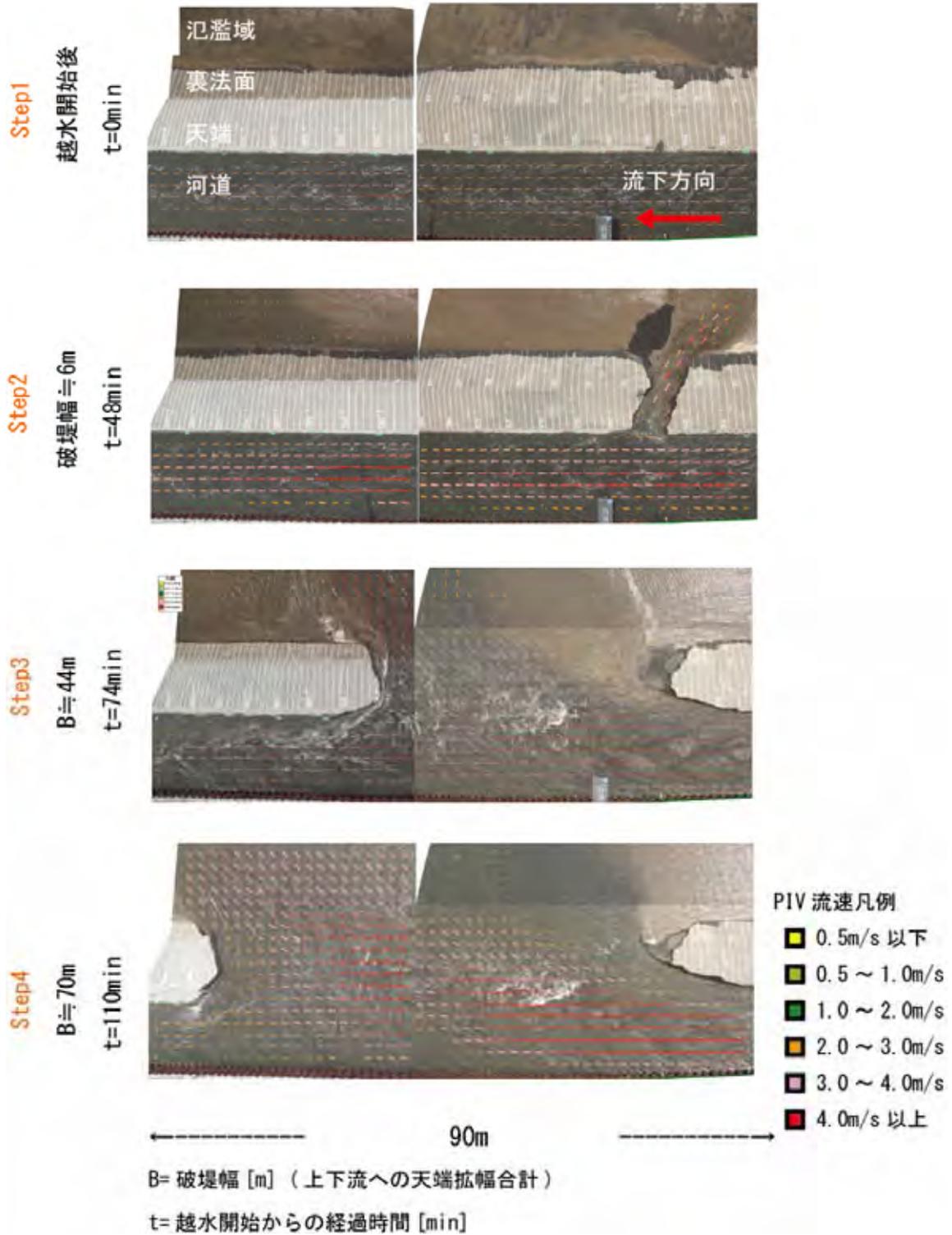


図- 102 実験状況 (case4)

横軸は越水開始からの経過時間 [min]

— ゲート表示流量 [ $m^3/s$ ]

— 上流流量 [ $m^3/s$ ]

— 下流流量 [ $m^3/s$ ]

— 氾濫流量 [ $m^3/s$ ]

— 河道水位 (切欠部) [m]

— 氾濫域水位 (切欠部) [m]

— 破堤拡幅幅 [m]

(+ は下流 - は上流)

△ ○ □ センサー流出時間

加速度センサー配置図

河道 氾濫域

△ 表流 ○ 中央 □ 中央(地盤)

■ 裏流 □ 裏流(地盤)

| 氾濫流量変化量 [ $m^3/s/min$ ]

| 破堤拡幅変化量 [m/min]

(+ は下流 - は上流)

点線はゲート閉操作開始以降

各ステップ

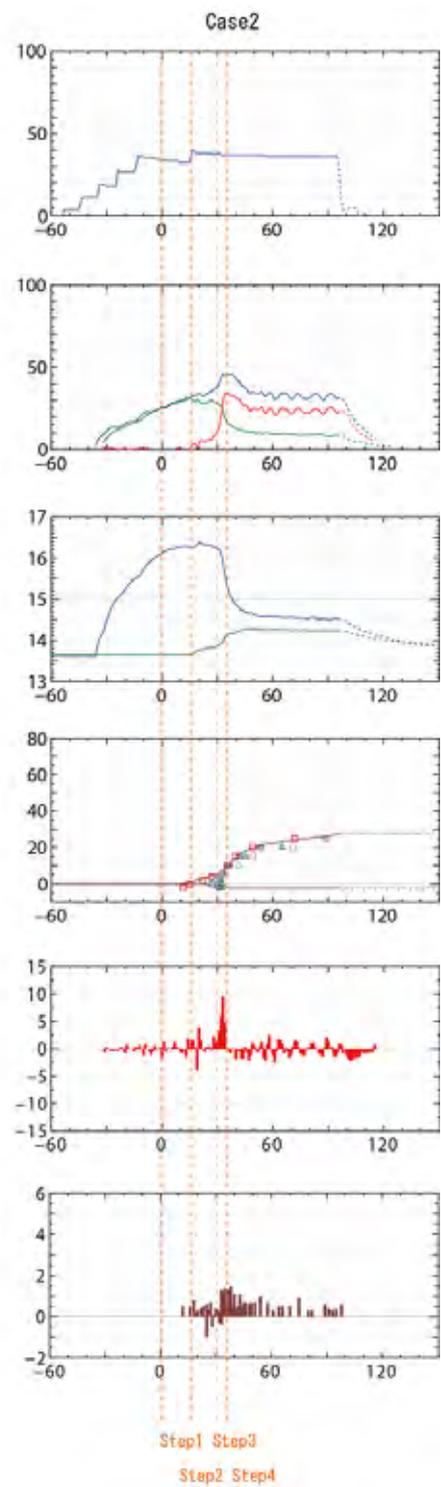
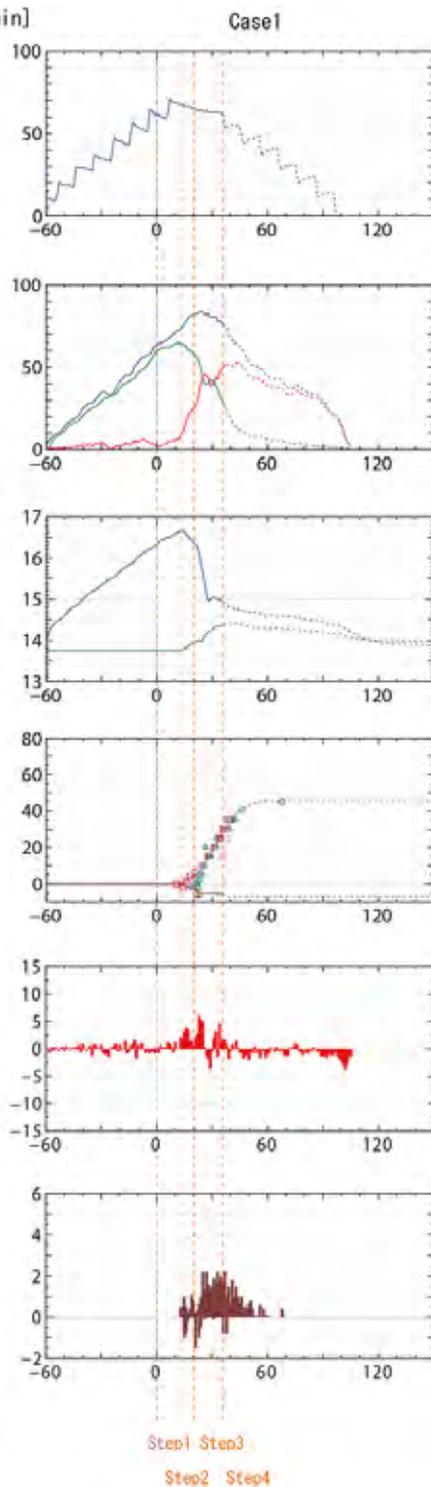


図- 103 各種観測結果 (case1・2)

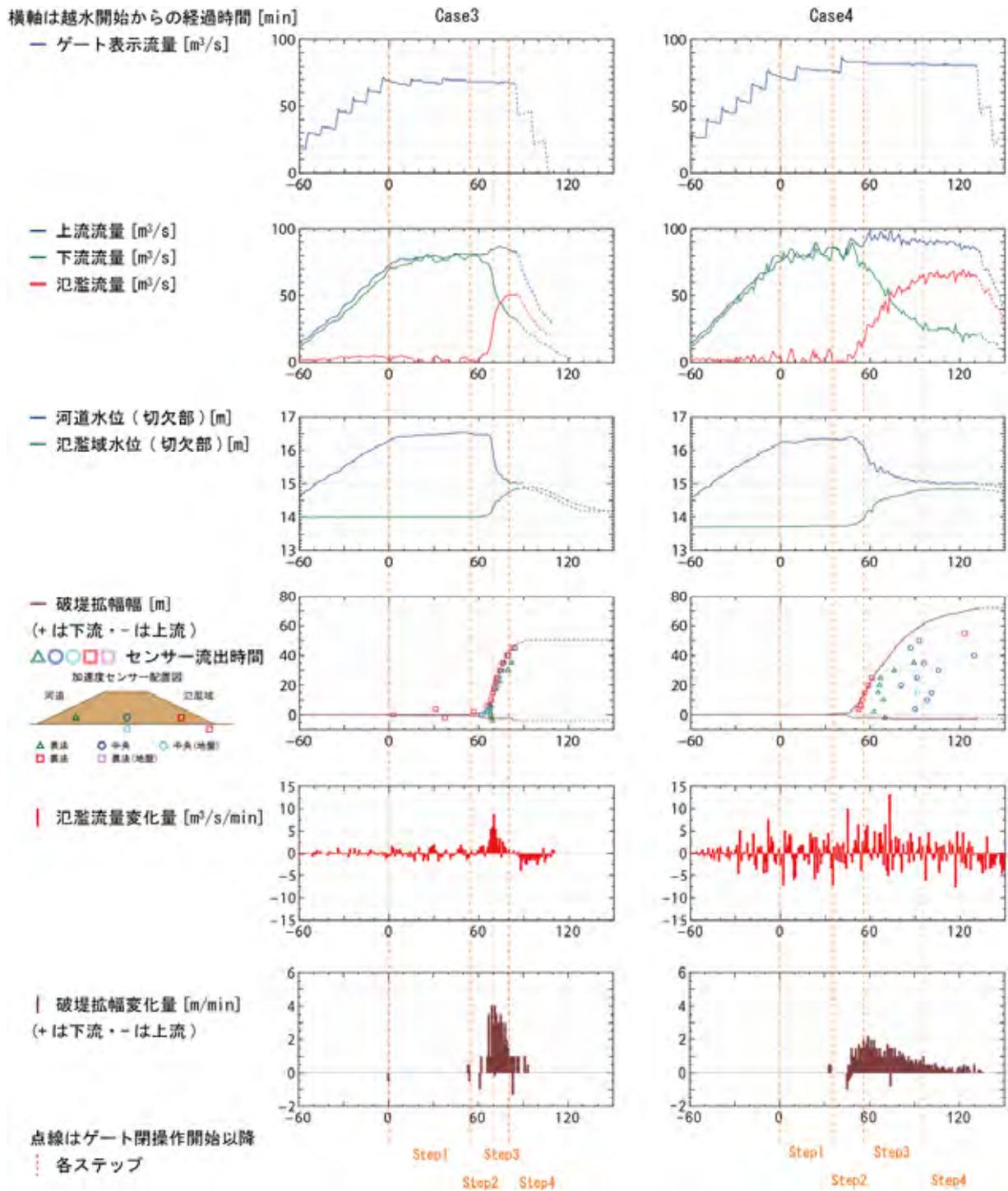


図- 104 各種観測結果 (case3・4)



実験開始前の状況



破堤進行過程 (t=11min)



破堤進行過程 (t=13min)



破堤進行過程 (t=14min)



破堤進行過程 (t=15min)



破堤進行過程 (t=16min)



破堤進行過程 (t=17min)



破堤進行過程 (t=18min)

写真- 36 Case1 の状況 (参考①)



破堤進行過程 (t=20min)



破堤進行過程 (t=22min)



破堤進行過程 (t=23min)



破堤進行過程 (t=25min)



破堤進行過程 (t=27min)



破堤進行過程 (t=29min)



破堤進行過程 (t=33min)



破堤進行過程 (t=35min)

写真- 37 Case1 の状況 (参考②)



破堤進行過程 (t=40min)



破堤進行過程 (t=45min)



通水量減少中 (t=74min)



通水量減少中 (t=77min)



通水量減少中 (t=79min)



実験終了後 (t=179min)

写真- 38 Case1 の状況 (参考③)



実験開始前の状況



破堤進行過程 (t=1min)



破堤進行過程 (t=2min)



破堤進行過程 (t=11min)



破堤進行過程 (t=16min)



破堤進行過程 (t=16min)



破堤進行過程 (t=19min)



破堤進行過程 (t=21min)

写真- 39 Case2 の状況 (参考①)



破堤進行過程 (t=23min)



破堤進行過程 (t=25min)



破堤進行過程 (t=29min)



破堤進行過程 (t=34min)



破堤進行過程 (t=35min)



破堤進行過程 (t=36min)



破堤進行過程 (t=40min)



破堤進行過程 (t=41min)

写真- 40 Case2 の状況 (参考②)



破堤進行過程 (t=52min)



破堤進行過程 (t=52min)



破堤進行過程 (t=53min)



破堤進行過程 (t=56min)



破堤進行過程 (t=56min)



破堤進行過程 (t=60min)



通水量減少中 (t=100min)



実験終了後の状況 (t=205min)

写真- 41 Case2 の状況 (参考③)



実験開始前の状況



破堤進行過程 (t=5min)



破堤進行過程 (t=6min)



破堤進行過程 (t=9min)



破堤進行過程 (t=22min)



破堤進行過程 (t=24min)



破堤進行過程 (t=27min)



破堤進行過程 (t=28min)

写真- 42 Case3 の状況 (参考①)



破堤進行過程 (t=31min)



破堤進行過程 (t=50min)



破堤進行過程 (t=51min)



破堤進行過程 (t=53min)



破堤進行過程 (t=56min)



破堤進行過程 (t=60min)



破堤進行過程 (t=67min)



破堤進行過程 (t=68min)

写真- 43 Case3 の状況 (参考②)



破堤進行過程 (t=69min)



破堤進行過程 (t=70min)



破堤進行過程 (t=72min)



破堤進行過程 (t=74min)



破堤進行過程 (t=80min)



破堤進行過程 (t=83min)



通水量減少中 (t=88min)



実験終了後 (t=180min)

写真- 44 Case3 の状況 (参考③)



破堤進行過程 (t=29min)



破堤進行過程 (t=65min)



破堤進行過程 (t=65min)



破堤進行過程 (t=67min)



破堤進行過程 (t=69min)



破堤進行過程 (t=70min)



破堤進行過程 (t=71min)



破堤進行過程 (t=78min)

写真- 45 Case3 の状況 (参考④)



実験開始前



破堤進行過程 (t=10min)



破堤進行過程 (t=10min)



破堤進行過程 (t=20min)



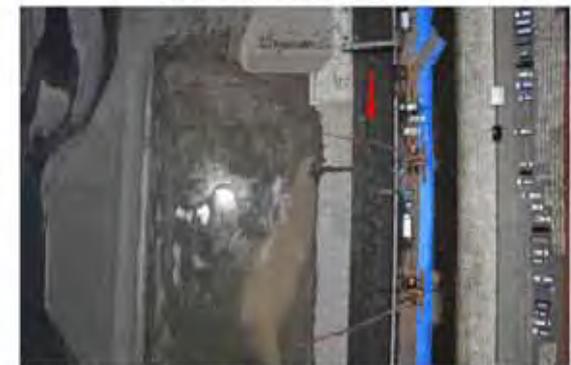
破堤進行過程 (t=28min)



破堤進行過程 (t=30min)



破堤進行過程 (t=30min)



破堤進行過程 (t=32min)

写真- 46 Case4 の状況 (参考①)



破堤進行過程 (t=46min)



破堤進行過程 (t=47min)



破堤進行過程 (t=48min)



破堤進行過程 (t=50min)



破堤進行過程 (t=52min)



破堤進行過程 (t=54min)



破堤進行過程 (t=57min)



破堤進行過程 (t=58min)

写真- 47 Case4 の状況 (参考②)



破堤進行過程 (t=64min)



破堤進行過程 (t=66min)



破堤進行過程 (t=69min)



破堤進行過程 (t=73min)



破堤進行過程 (t=76min)



通水量減少中 (t=101min)



通水量減少中 (t=104min)



実験終了後 (t=229min)

写真- 48 Case4 の状況 (参考③)

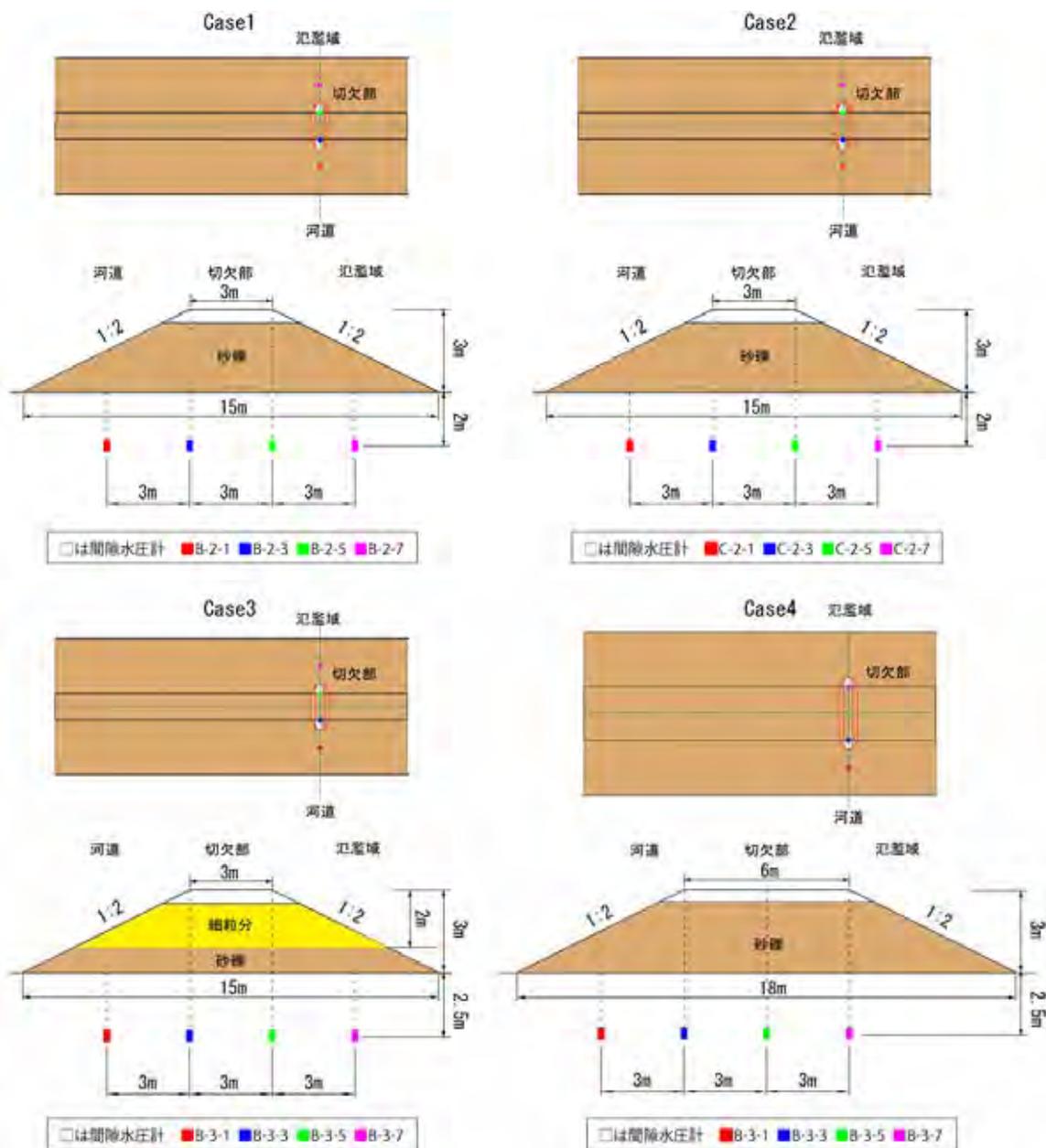


図- 105 間隙水圧計配置図

#### j) 堤体の浸透状況

図- 105 に示すように、切欠部の横断線上の堤体基礎地盤にワイヤレス式間隙水圧計を設置し、基礎内の間隙水圧を測定することで、通水中の堤体内水位を推定した。Case1・2は、基礎地盤より深さ2mの位置に、横断線方向へ3m間隔で4台設置した。Case3・4は、Case1の実験中に間隙水圧計が破堤時の河床洗掘によって流失したことを踏まえ、深さ2.5mの位置に変更し、横断線方向へ3m間隔で4台設置した。

結果を図- 106～図- 109に示す。縦軸は間隙水圧計より推定した堤体基礎面からの堤体内水位、横軸は越水開始からの経過時間を示す。また、切欠測線上の電波式水位計による河道水位を併記し、堤体内水位と比較した。なお、Case2のC-2-3地点の間隙水圧計は、機器異常により動

作しなかったため、水位を記載していない。図- 110 は通水開始時と越水開始直前の堤体内の推定水位を示す。

各ケースとも通水開始時から越水開始時に至るまで、河道内水位とともに、堤体内水位についても、河道側から氾濫域側にかけて徐々に上がっていくことが分かる。越水開始後は、破堤進行に伴い河道水位と堤体内水位が徐々に下がっている。一方、Case3 は細粒分の多い材料の堤体であり、透水係数が他ケースに比べて低く、堤体内水位の上昇が他ケースより小さい。また、越水開始直前においても、細粒分の材料まで水位が達していないことが分かる。天端幅が他ケースより広い Case4 については、他ケースに比べて、河道側から氾濫域側への水位が上昇する速度が遅くなっている。なお、Case1 の B-2-7 地点の間隙水圧変化が、他の地点の水位変化と全く異なり、越水開始 25 分頃に急激に低下しているが、これは、前述のとおり、この地点の間隙水圧計が、破堤時の河床洗掘によって流失したためである。

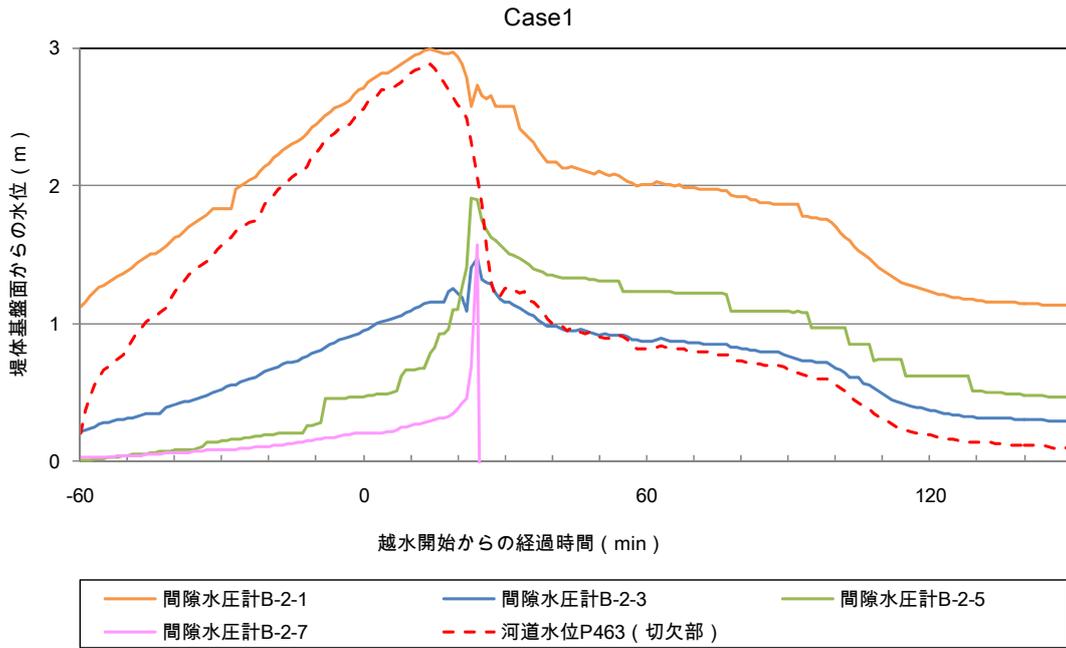


図- 106 間隙水圧計により推定した堤体内水位 (Case1)

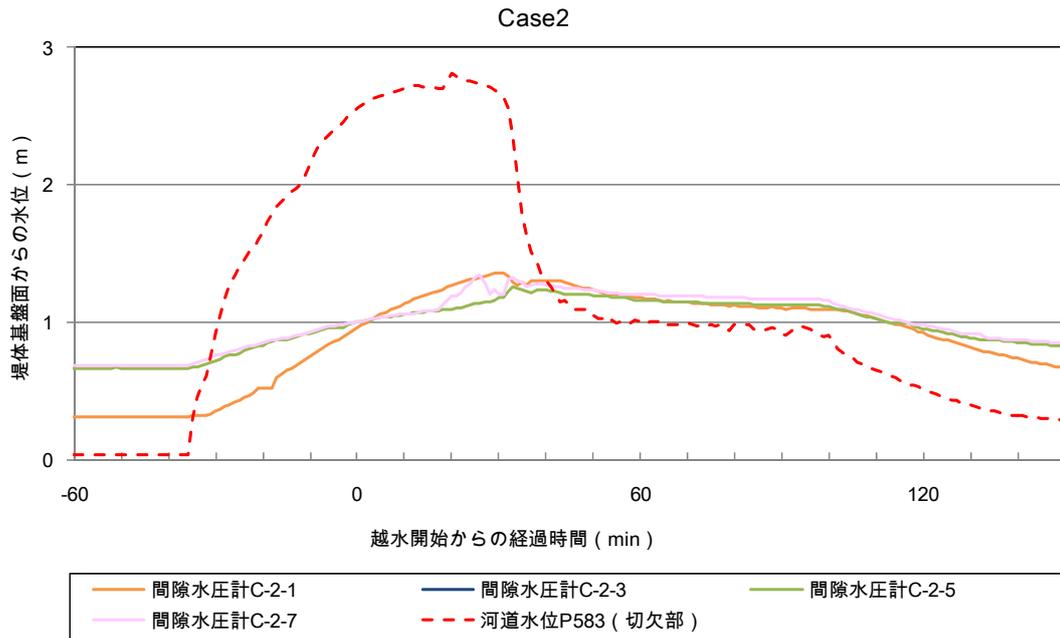


図- 107 間隙水圧計により推定した堤体内水位 (Case2)

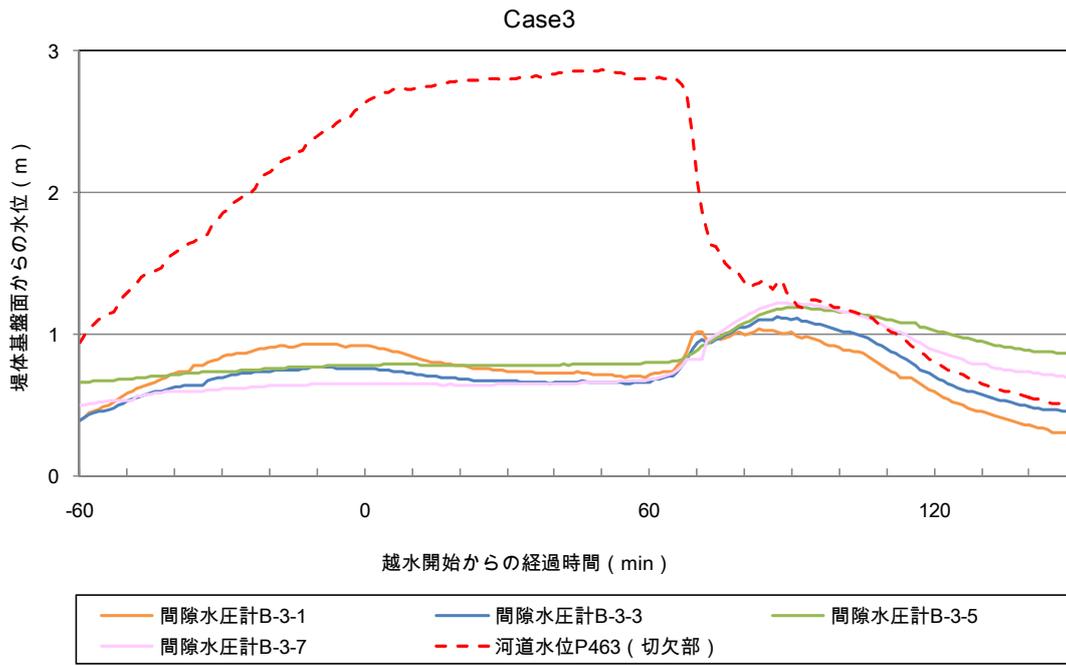


図- 108 間隙水圧計により推定した堤体内水位 (Case3)

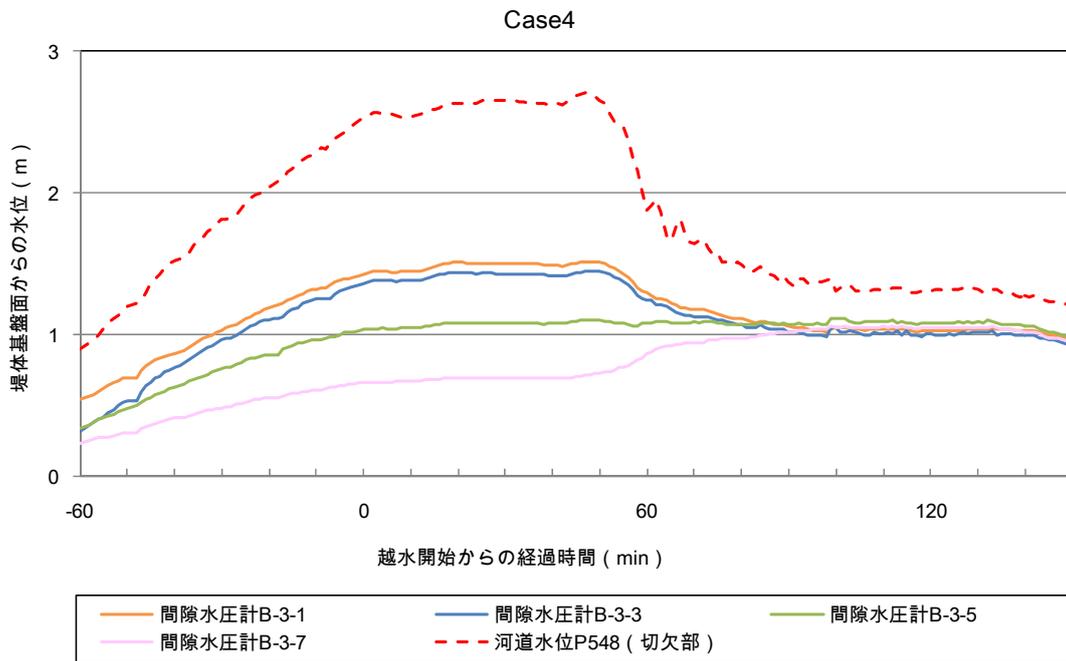


図- 109 間隙水圧計により推定した堤体内水位 (Case4)

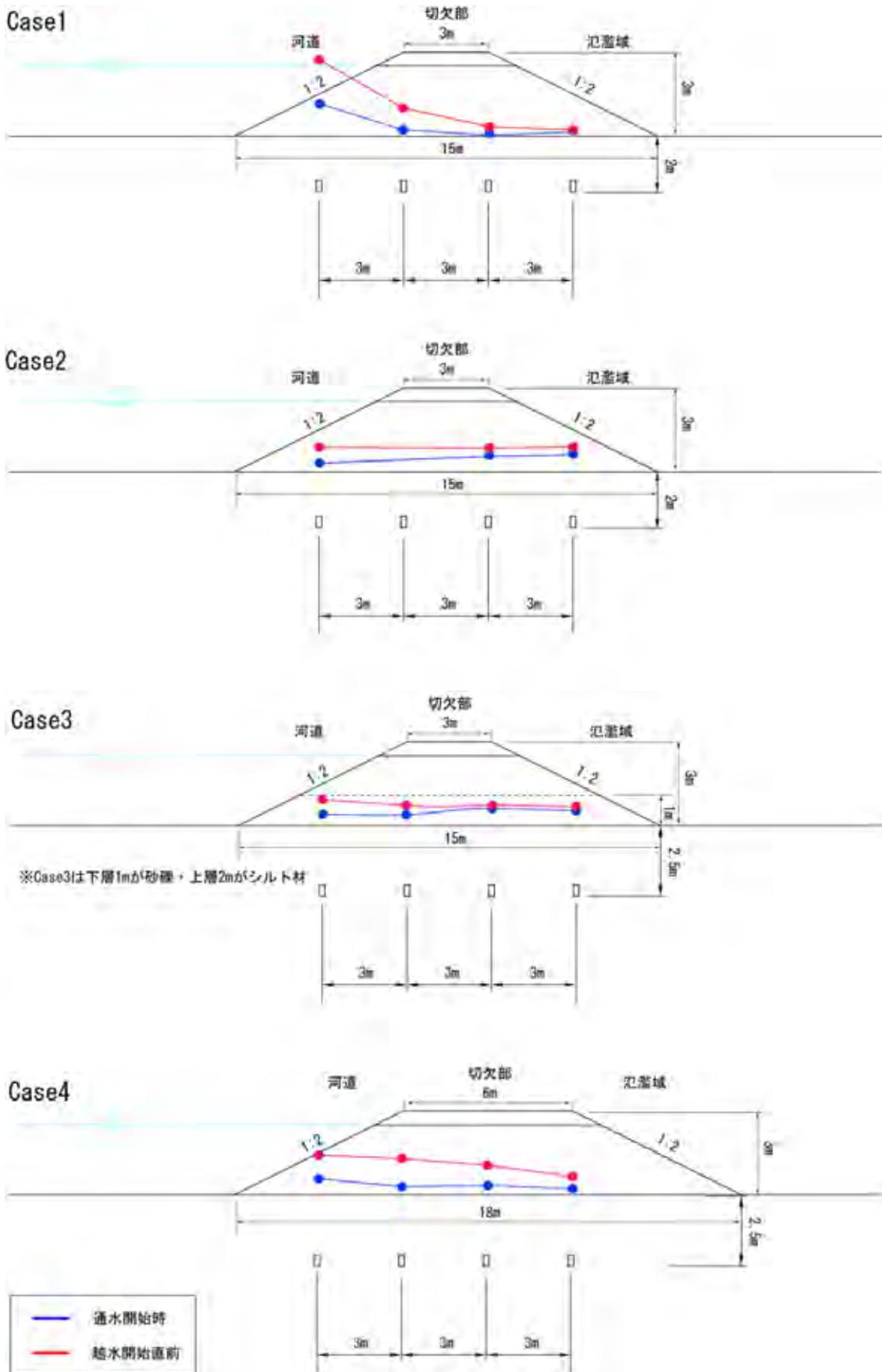


図- 110 間隙水圧計により推定した堤体断面内の水位

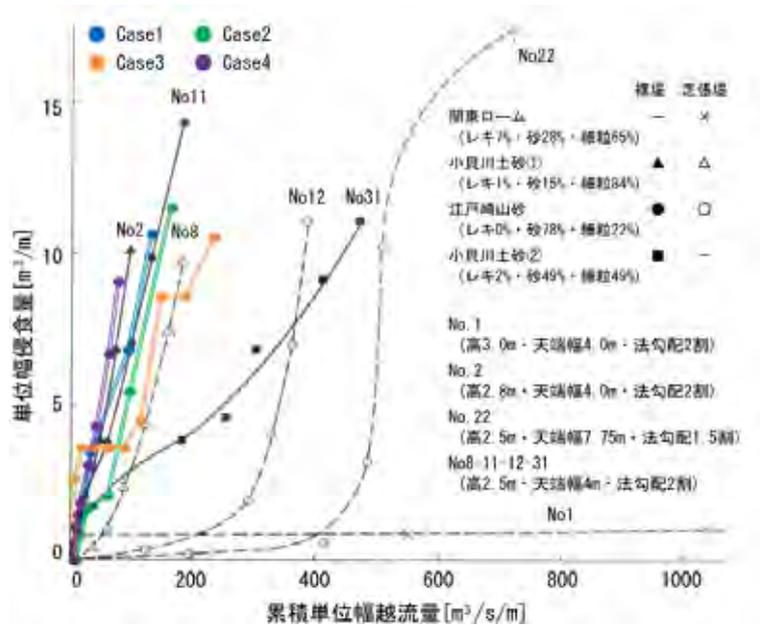


図- 111 単位幅侵食量と累積単位幅越流量<sup>7)</sup>

### (3) 破堤進行過程と水理量の関係

破堤拡幅開始以前と破堤拡幅の開始以降に分類して、破堤の進行と水理量の関係に関する検討を行った。

#### a) 破堤拡幅開始以前

前述したとおり、今回の横越流の実験結果より、初期破堤段階は、破堤拡幅に至らない正面越流と共通の現象であることが改めて確認された。そこで、建設省土木研究所(現(独)土木研究所つくば中央研究所)による正面越流実験結果に関する報告<sup>2)</sup>と、本実験結果を比較することとした。報告<sup>2)</sup>によると、堤体の侵食状況を表す指標として単位幅侵食量を、外力の指標として累積単位幅越流量を用いた評価を行っており、今回の実験でも同様の評価を行う。

単位幅侵食量は図- 69～図- 76 に示したように、加速度センサーの結果から推定した横断面(切欠部)での堤体崩壊量を用いた。破堤初期段階の越流量(氾濫流量)は切欠部上下流の流量の差から推定するのは困難であるが、破堤拡幅を伴わない正面越流に近い現象であることから、堤体からの越流水深を用いて本間の越流公式<sup>22)</sup>により算出した。

図- 111 は正面越流実験結果に関する報告<sup>2)</sup>に、今回の実験結果を重ね合わせたものである。土質や堤体形状の条件が異なっているものの、今回の実験の4ケースとも、既往の実験結果と概ね同様の傾向を示しており、裸堤であるNo. 2やNo. 11と概ね一致している。なお、No. 31も裸堤ではあるが侵食速度が遅い理由について、報告<sup>2)</sup>によると、No.31は例外的にかなりよく締固まった粘性土に近い材料で構成されていたためであり、裸堤の条件で実施された他の多くの実験はNo. 11に近い傾向であったとのことである。

以上により、初期破堤段階については、今回のような横越流の破堤実験においても、堤体侵食量と氾濫流量の関係が、既往の正面越流実験結果と概ね同様の傾向となった。

## b) 破堤拡幅開始以降

破堤拡幅現象について、水理量を用いた定量的な評価手法の検討を行った。

まず、破堤拡幅過程における侵食量の定量化を試みる。既往の研究で泉ら<sup>23)</sup>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<sup>23)</sup>。今回は、泉らの手法<sup>23)</sup>を参考に、堤体の崩壊量と掃流力について整理を行った。堤体崩壊は氾濫流による堤体土塊の掃流現象として表せるものと考え、堤体崩壊量を掃流砂量として、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(2)式を用いることが多い。

$$q_B = 8(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \sqrt{sgd^3} \quad (2)$$

ここで、 $q_B$ : 単位幅当たりの掃流砂量、 $\tau_*$ : 無次元掃流力、 $\tau_{*c}$ : 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。

(2)式を参考に無次元堤体崩壊量  $q_*$  を(3)式で与えることとした。

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

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(4)式のとおり無次元堤体崩壊量を求める。

$$q_* = \frac{dV}{dt} \frac{1}{(\sqrt{sgd_{50}^3 B_m})} (1 - \lambda) \quad (4)$$

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、 $\lambda$ : 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-67・図-68参照)。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。

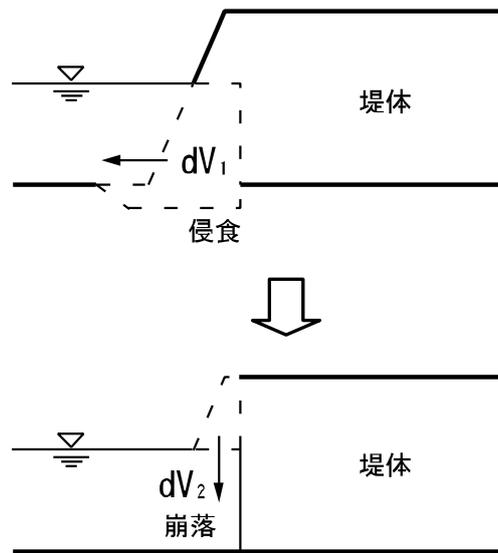


図- 112 堤体崩壊量の算出

(3) 式と(4) 式から(5) 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(5) 式に適用し, 係数  $\alpha_*$ ・ $\beta_*$ を求める.

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

#### ・ 堤体崩壊量の算出

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- 112 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(6)で表される.

$$\frac{dV}{dt} = \frac{dV_1}{dt} + \frac{dV_2}{dt} \quad (6)$$

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- 113 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.

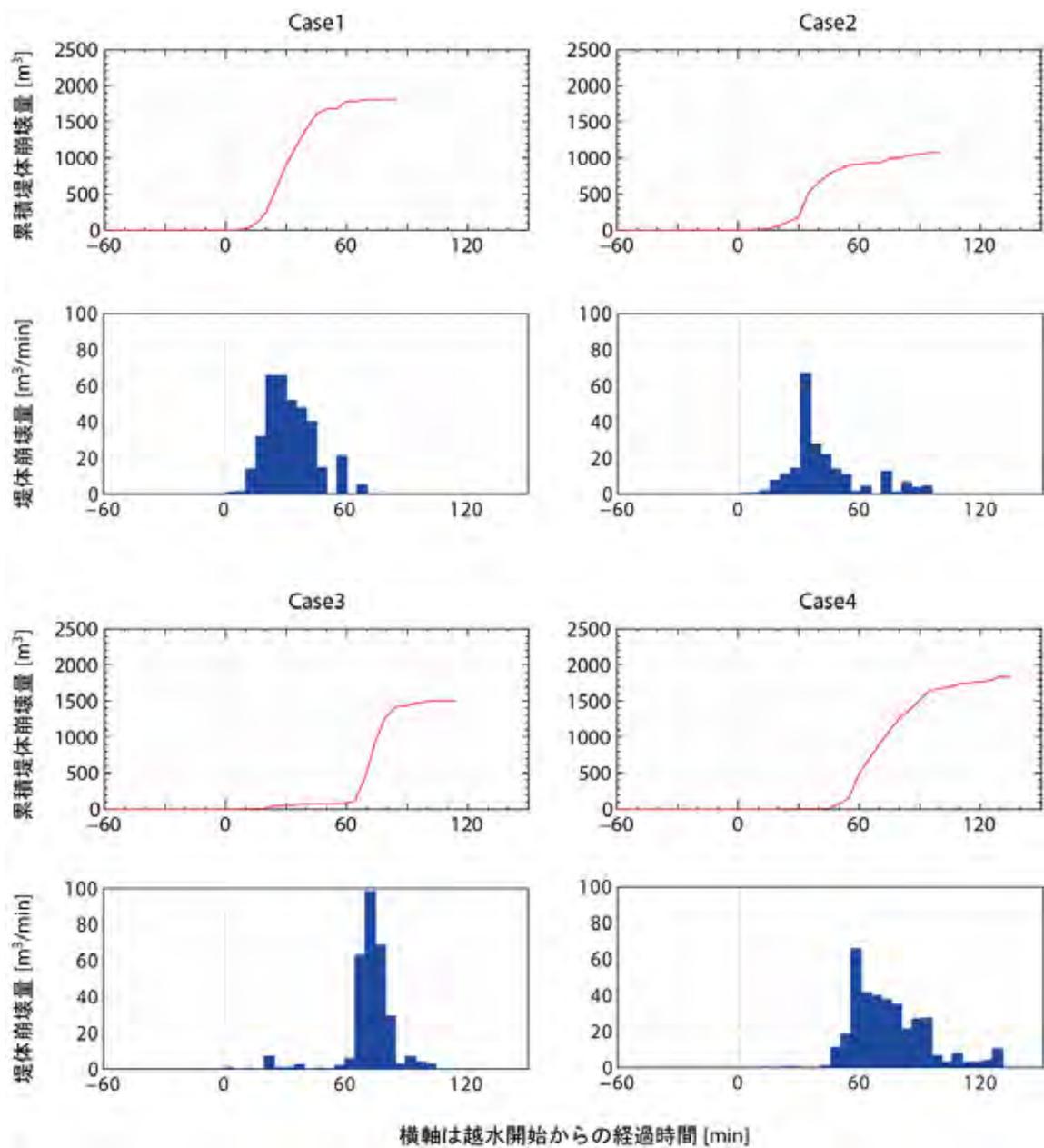


図- 113 堤体崩壊量

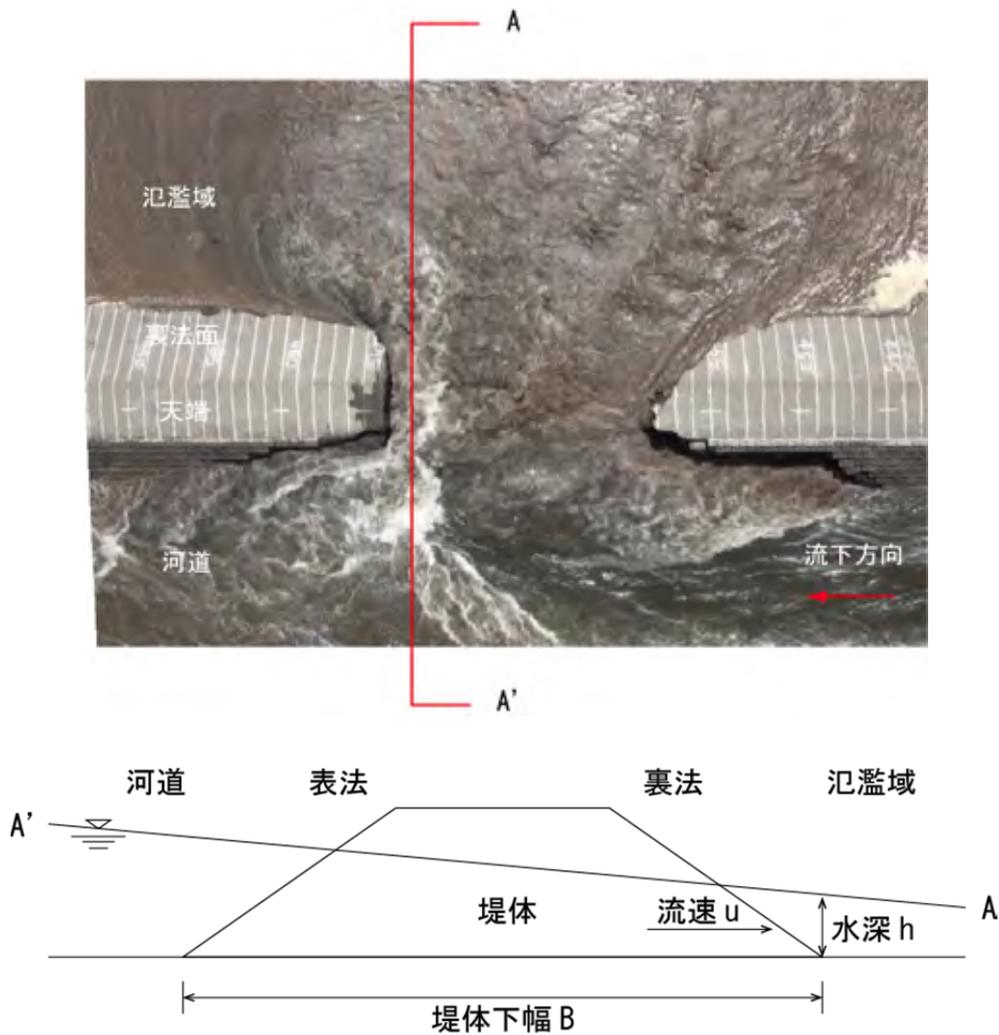


図- 114 破堤部水理量の算出

#### ・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- 114 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  $\tau_*$  は (7) 式より求めることができる。

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{sgd} = \frac{hi_e}{sd} \quad (7)$$

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 (8) 式を適用し、これを整理すると (9) 式となる。

$$u = \frac{1}{n} h^{2/3} i_e^{1/2} \quad (8)$$

$$i_e = \frac{u^2 n^2}{h^3} \quad (9)$$

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-115 に示す。

次に、(9) 式を (7) 式に適用して求めた (10) 式より無次元掃流力  $\tau_*$  を算出した。

$$\tau_* = \frac{n^2 u^2}{s d_{50} h^3} \quad (10)$$

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  $\tau_{*c}$  を求める。まず、限界摩擦速度  $u_{*c}$  を平均粒径から岩垣の式 (11) を用いて求める。

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

(11) 式で求めた限界摩擦速度  $u_{*c}$  から限界無次元掃流力  $\tau_{*c}$  を、(12) より求める。

$$\tau_{*c} = \frac{u_{*c}^2}{sgd} \quad (12)$$

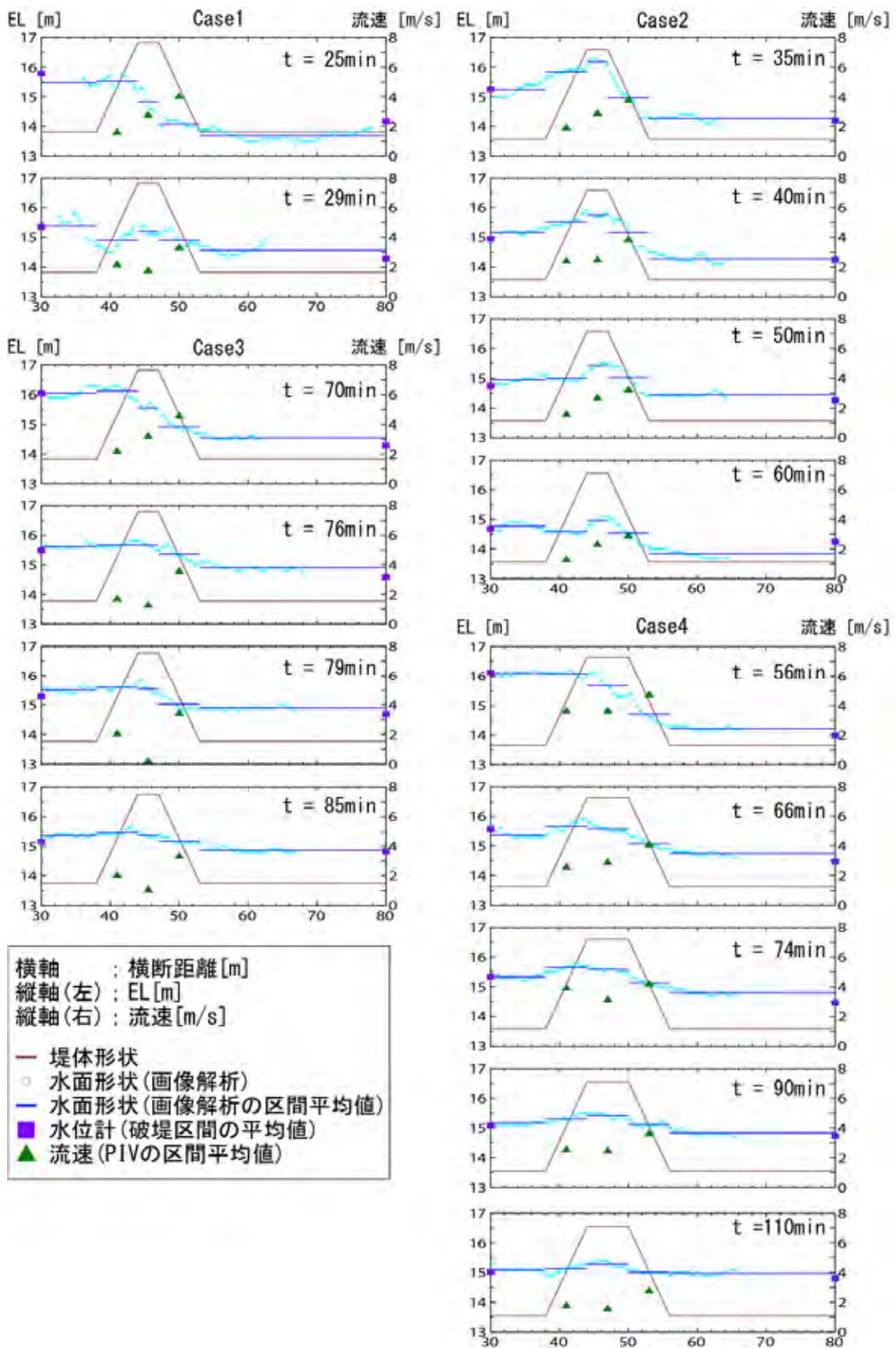


図- 115 開口部下流端近傍の水面形状と流速

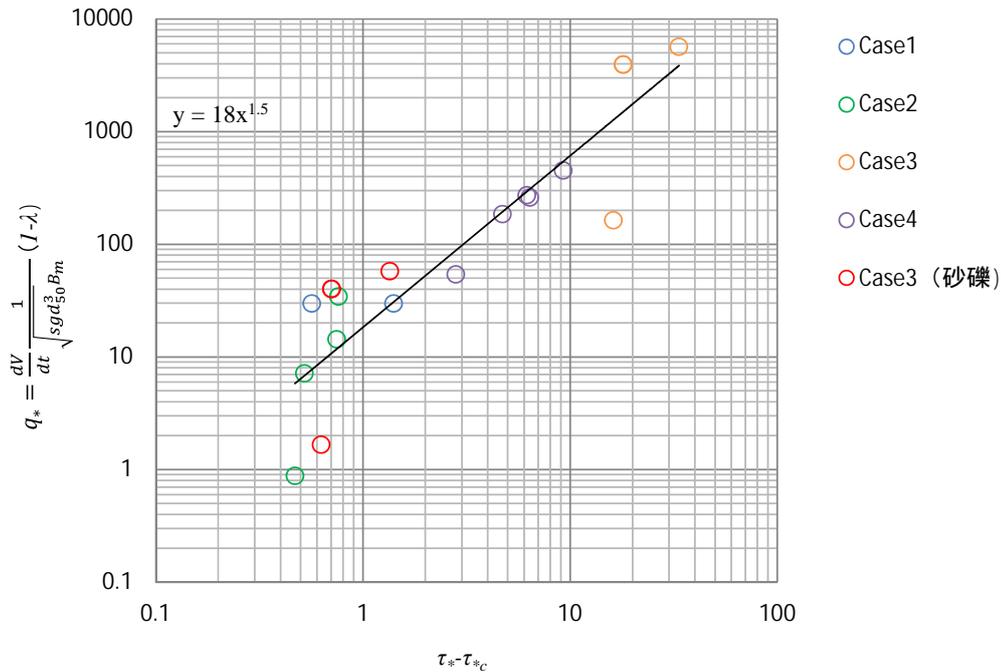


図- 116 無次元堤体崩壊量と堤体に作用する無次元掃流力

#### ・堤体崩壊量の定量化

(4), (10), (12)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- 116 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 乗に比例するとされているが, プロットした結果より相関を求めたところ, (5)式の係数 $\beta_*$ 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.

#### (4) 本実験のまとめ

前章までに述べた予備実験で得られた計測手法や条件設定等に関する知見を踏まえて、千代田実験水路において、広い氾濫域を設定した横越流の破堤実験を行った。実験は、河道流量(フルード数)、堤体材料、堤体形状(天端幅)の違いによる4ケースを実施した。

実験結果より、主に次のことが分かった。

- 破堤進行過程に関し、以下の4つの段階(Step)に分類できる(図-98参照)。

##### [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り、破堤拡幅を伴わない正面越流の場合の破堤に近い状態である。

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。

- 破堤氾濫終了後の状況や堤体内の水位の状況について、以下のことが確認された。
  - ・ 破堤に伴い、破堤部上流の河道の河床洗掘や、堤体や河道内の土砂の氾濫域への流出が生じるが、氾濫終了後の氾濫域の土砂の堆積状況は、破堤口に近い方から砂礫分、砂分といった粒径の大きなものから順に同心円状に拡散する傾向が見られた。なお、細粒分の多い堤体のケースでは、他のケースではほとんど見られなかった粘性土の堆積も見られるなど、堤体材料により堆積土砂の状況(粒径分布)に違いがあった。
  - ・ 地盤に間隙水圧計を設置し堤体内の水位を推定した結果、堤体から越水する前の河道内水位の上昇中には、堤体内水位も河道側から氾濫域側にかけて徐々に上昇していくことが推測された。なお、細粒分の多い堤体のケースでは、他のケースに比べて透水係数が低く、堤体内水位の上昇が小さいなど、実験条件によりその状況に違いがあった。
  
- 破堤進行過程と水理量の関係について、千代田実験水路の限られた条件下ではあるが、以下のことが分かった。
  - ・ 初期破堤段階(破堤拡幅開始以前)においては、今回のような横越流の破堤実験においても、堤体侵食量と氾濫流量の関係が既往の正面越流実験結果に関する報告<sup>2)</sup>と概ね同様の傾向となった。
  - ・ 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。