

河川堤防の決壊に伴う外水と土砂の流入について

藤田裕一郎・村本 嘉雄・田村多佳志

ON THE INFLOW OF RIVER WATER AND SEDIMENT DUE TO LEVEE BREACH

By Yuichiro FUJITA, Yoshio MURAMOTO and Takashi TAMURA

Synopsis

Breaches in river levees are accompanied with inflow of river water and sediment which determine the flood damage. The inflow rates and volume are controlled by the hydraulic properties of the breaches. Two kind of experiments have been carried out in order to find out major factors governing the inflow of water and sediment through the breach. One of them is a large-sized experiment accounting for the river flow and the other is measurement of velocity field around breaches fixed with epoxy resin. The inflow rates of the river water can be estimated from the relation of the control section but active flow width need to be evaluated in cases of larges levees and widened breaches. Scour holes in the breaches migrate downstream, filling up the upstream part of them and deposit sediment is supplied from levee body and river ground of upstream side of the breaches. Turbulence of the inflow is more intense in cases with fine material of levee and ground than those with coarse one because of large change in longitudinal profiles. The inflow increases in the Froudean number from 0.2 or 0.3 to almost 2, passing through the breach. It implies the existence of the control section, which appeared near a location with the narrowest width of the breach. Two FEM analyses were tried to predict the two dimensional flow field, by using a personal computer. One of them yield a fairly good estimation for the experimental measurement.

1. は し が き

洪水に対して人々の生命と財産を守り、生産活動の場を維持するための最も一般的な手段として、河川には古くから堤防が築かれてきた。堤防は築かれた直後から決壊の危険性を内包するため、たゆまぬ河川改修の努力が続けられその確率を減少させてきた。しかし、如何に堤防の増強が進もうと決壊の確率を0にすることは、超過確率洪水の発生や築堤の経緯に伴う土質強度の不確定要因などのために事実上不可能である。それゆえ、破堤を想定して洪水被害を最小に止める方策を予め考えておくことは重要であり、その基礎的な研究として近年では平面的な洪水氾濫解析法の開発が進められ、試験的にいくつかの河川に適用されてきた¹⁾。

堤防決壊口周辺の水理特性を明らかにしてその拡大過程を予測することは、こうした氾濫解析への合理的な境界条件の付与や、同時に被害の拡大防止のための応急仮締切の施工にとって重要である。これらの点について著者ら^{2),3)}はこれまで基礎的な実験と考察を行って、破堤口の最終形状や拡大過程の特徴を明らかにしてきた。ついで、決壊口を通過する流量と流砂量に検討を加えて、前者は決壊口に支配断面を仮定すれば見積りが可能であり、一方、後者は掃流砂に限れば堤敷通過直後には通常の流砂量式がほぼ適用できることを見出した。

決壊口からの流入土砂は、河川流砂と同様に、流送形態から掃流砂、浮流砂及び wash load に分けられ、それらは、河道の流送土砂と堤体・地盤の洗掘土砂から供給される。流入土砂に含まれるこれらの流送形態

や土砂の割合は、河道、流砂、堤体等の特性によって複雑に変化する。例えば、河川の掃流砂が決壊口から流入するような場合は、扇状地や山間の急な勾配の地域に限られるであろうし、wash load は決壊口でもほとんど濃度が変化しないで流入すると思われる。また、浮流砂は決壊口周辺の局所的な乱れ特性の変化のために非常に複雑な挙動を示すと予想されるが、河道に灌木で覆われたような高水敷がある場合には大半が決壊口に到るまで沈澱してしまい、堤内には決壊口で巻き上げられたもののみが輸送されてくるものと見なせる。いずれにせよ、河道の流砂で堤内に流入するものは wash load が最も重要であり⁴⁾、他の流送形態の土砂は決壊周辺からもたらされるものに着目すれば良いと考えられる。堤体に細粒の土砂が多い場合には洗掘後浮流状態で輸送される割合が多くなる。しかし、長良川安八地先や小貝川藤代地先の破堤例を見ると、極く細粒の土砂を除いて、洗掘穴の周辺からそれほど離れない場所に土砂の堆積域があって、浮流状態で輸送される区間は短いと思われ、細砂による実験の観察結果と一致している。これより、決壊口周辺の水流や土砂輸送の特性を、浮流砂の挙動に留意せず、掃流砂のみを対象として検討しても、多くの場合に共通する結果を得ることが可能と考えられる。

上述の観点から研究を進めてきているが、本文では、初めに河川流のある場合の堤防決壊口の拡大過程を対象として設計・製作された実験装置について、これまで略述しかしていなかったのでやや詳しく紹介し、ついで継続して行われてきた実験の方法と結果を述べ、決壊口の変形過程に検討を加える。一方、決壊口的水流特性を明確にするために形状を固定して流速を計測した実験についてその分布の特徴を指摘する。つぎに、その流速分布を断面積分して決壊口流れの一次元的な特性を明らかにする。さらに、その平面2次元流れをパーソナル・コンピュータによる計算で模擬しようとした結果について報告する。

2. 堤防決壊に伴う外水と土砂の流入に関する実験

2.1 実験の概要

(1) 実験装置

実験は、先述の堤防決壊口の拡大過程の解明のために宇治川水理実験所に設置された装置、堤防決壊実験装置を用いた。Fig. 1 及び Fig. 2 にこの装置の平面図と実験の見取り図を示している。

幅1.0 m、深さ0.4 m、長さ9.5 mの河道部水路の左側壁を、上、下流端からそれぞれ1.8 m、1.1 mの位置で直角に曲げ、その間の6.6 mに幅約5.5 mの堤内氾濫域を接続してある。河道に直角方向の側壁長は2.7 mであって、その間に高さ0.4 mまでの堤体模型を設置することができる。堤内中央区間2.8 m長には洗掘穴の形成を考慮して、深さ0.3 m、幅3.65 mの陥凹部を設けている。河道部上流端には整流水槽が取り付けられていて、四角堰を備えた計量水槽からの供給水を河道に穏かに流入させることができる。河道部下流端には水路底からせり上がる水位調節堰が取り付けられている。この堰はフロートレス・スイッチで水位を一定に保つように自動昇降する構造となっている。この堰の直下流には、上流側と同型の計量水槽が接続されていて、両計量水槽で検定された流量差及び河道水位測定による貯留量の変化から、決壊口の通過流量が推定できる。

給水には既設河川災害総合基礎実験施設のPU-1の系統を用いた。この給水系の容量は50 l/s と 125 l/s の2系統あって、切換えて使用するようになっている。これまでの実験では小流量の系統のみ流量調節用比較器のポリウム部分を実験装置の設置場所まで延長して用いている。給水系のパイプと上流側計量水槽のディフューザーの間をサクションホースで結び、一方、下流側計量水槽からの流水を導水路でPU-1系統の帰還水路に戻すようにしている。また、堤内部に氾濫した水は、側壁の無い部分に承水路を廻らし、それを上述の導水路に接続して帰還させている。

河道部と堤内部の6点及び整流水槽の1点が同規格のジャッキで支持されていて、地盤の不等沈下に対処するとともに、装置全体に若干の勾配を持たせることができる。また、河道の右側壁上及びその堤内部の対辺上に立てた支柱上にはレールが敷設されていて、その上をケージ幅6.6 mの、測定と初期敷均しに用いら

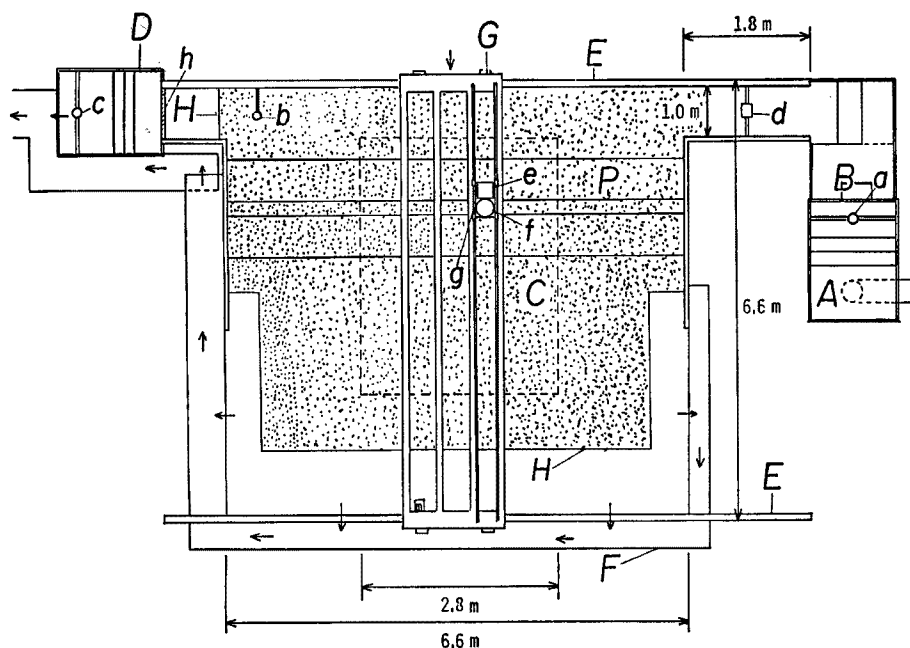


Fig.1 A plan of the experimental apparatus.

(A, D : measurement tank, B : regulating tank, C : hole, E : rails, F : flume for spilt water, G : carriage, H : retaining wall of sand, P : levee model, a-d : water gauge, e : sand surface detector, f : wave gauge, g : traverser, h : flushboard)

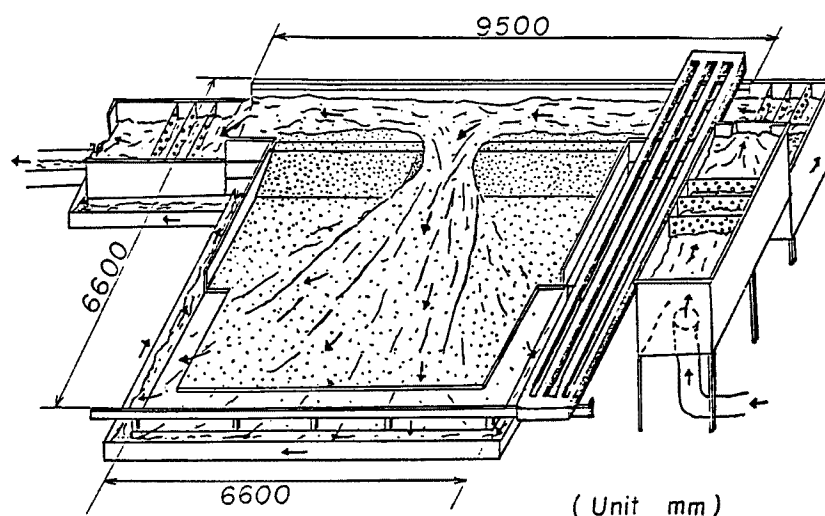


Fig.2 A sketch of the experiment of breaching process in river levees.

れる台車が自走する。台車上には連続式砂面計及びサーボ式波高計を取付けられるトラバーサが搭載されていて、装置全幅にわたって計測しながら自走する。測定台車及びトラバーサにはいずれも移動方向に沿って張ったワイヤーロープで回転する位置検出器が備えられていて、3次元の同時測定が可能であり、後半の実験ではパーソナル・コンピュータによる自動測定に利用されている。さらに、台車及びトラバーサの走行は、それぞれインバータ及びサイリスタ制御によって可変速である。

堤防決壊実験装置には、上、下流の計量水槽に越流水位測定用の容量式波高計が、河道流入部にサーボ式

水位計が、下流部に容量式波高が取付けられていて、それらの出力はタイマーのパルスとともにマルチコーダーに記録される。後半の実験ではタイマーパルス以外を直接パソコンに A-D 変換ボードを介して入力しフロッピーディスクに記録した。同様に、連続式砂面計あるいはサーボ式波高計の出力を位置検出器の出力とともに、X-Y レコーダーに入力して、路床高あるいは水位の縦・横断形状として記録紙上に描いた。これらも後半の実験ではパソコンに入力してフロッピーディスクに記録した。

(2) 実験方法

まず、実験の座標系をつぎのように定めた。河道部に沿って堤内部上流端を $x=0$ m として下流方向に x 軸、河道右側壁を $y=0$ m として堤内部に向かって x 軸に直角に y 軸、初期地盤高を $z=0$ cm として鉛直上方に z 軸をとった。

つぎに、Fig. 1 のように河道部下流 $x=6.6$ m の位置と堤内部 $y=5.5$ m の位置に高さ 5 cm の等辺山型鋼で砂止めを廻らし、その内に堤体材料と同じ実験砂を敷いて堤内外の地盤とした。この地盤上の河道部と堤内部の境界上に所定形状の堤体模型を、測定台車に等辺山型鋼製の敷均し板を取付けて砂面を掻き均して設定した。敷均し板は、堤体表法用、同裏法用及び堤内地盤用の 3 つに分かれていて、それぞれの取付け位置をずらして堤体厚さを変えることができるようになっている。

実験は、既報²⁾の基礎実験とほぼ同様の方法で行っている。すなわち、実験に先立ち、決壊位置を固定するために堤体に天端に合わせて 5 cm×5 cm の等辺山型鋼で直角三角形の切欠きを作り、砂面計で初期形状を測定した後、その山型鋼を埋め込んで切欠きを塞ぐ。ついで通水を開始し、堤外水位を流量及び水位調節堰を調節して堤外水位を一定値に保って河道部に水を流し続ける。それによって堤体と堤内地盤が十分に浸潤すればアングルを取除いて、その直角三角形の切欠きから外水を速かに流入させ、部分欠壊から全面決壊に到らせる。

越流水が裏法に到達した時点を実験開始時刻として、タイマーを始動し、所定間隔で装置上方 5 m の建屋梁上に設置したモータードライブカメラとストロボを作動させて平面写真を撮影する。実験開始のしばらく前から装置堤内側前方の建屋梁に設置したビデオカメラを操作し、実験状況を VTR に記録した。Fig. 2 には実験の状況が模式的に描かれている。

実験は現象の進行に合わせて適宜停水し、半数 3 ケースの実験ではその後も通水を繰返して決壊口の拡大過程を追跡した。測定は、通水中に前述の 4 定点の水位とトラバーサの波高計による任意の縦横断面の水位について行い、停水時に連続式砂面計で決壊口周辺を密にして形状を測定した。後半 3 ケースの実験では、前述のように、これらの測定にパーソナル・コンピュータ (NEC 製 PC-9801 m2) を用いて台車とトラバーサの制御及び測定値の記録の自動化を図った。なお、計量水槽の越流水位は実験中にポイントゲージでも測定して正確を期した。また、実験終了後にはコアサンプリングによって堤体と地盤の空隙率を測定した。

Table 1 Experimental conditions in runs T-1 to 6

Run No.	Top width (cm)	Levee height (cm)	Side slope	Exp. time ('-")	Porosity	Discharge supplied (l/s)	Water temperature (C°)	Water level control	Intermediary stoppage (sec)	Location of initial groove
T-1	30	30	1:3	10-00	0.48	48.4	-	no	-	$x=3.25$ m
T-2	30	30	1:3	7-00	0.49	54.4	11.4	done	-	$x=2.8$ m
T-3	20	20	1:3	14-05	0.48	70.1	5.6	done	160, 490	$x=2.8$ m
T-4	10	10	1:3	12-00	-	18.0	-	no	-	$x=2.5$ m
T-5	10	10	1:3	87-00	-	18.0-42.0	-	done	780, 1440 2820	$x=2.5$ m
T-6	10	10	1:3	36-00	-	32.0-48.0	7.8	done	240, 840	$x=2.8$ m

(3) 実験条件

実験条件は Table 1 に示したとおりであって、現在まで Run T-1~6 の実験を Fig. 3 に粒度分布を示した平均粒径 $d_m=1.42\text{ mm}$ の比較的一様な砂を用いて行っている。平均粒径の限界掃流力 U_{*c} は岩垣式によると $U_{*c}=2.93\text{ cm/sec}$ である。粒径が比較的粗いために浸出流による法崩れを考慮して堤体の法勾配を3割としている。Run T-1, 2 では堤高 H_0 を30 cm と高くし、一方 Run T-4~6 では $H_0=10\text{ cm}$ と低くして、さらに底面幅0.8 m、深さ5 cm、法勾配2割の低水路を掘込んで河道の容量を大きくした。堤体の設定位置は Run T-1~3 では中心線が $y=2.0\text{ m}$ 、Run T-4~6 では $y=1.95\text{ m}$ にくるようにし、天端幅をいずれも堤高と等しくした対称形の相似断面としている。

供給流量は Run T-1~4 では一定とし、Run T-5, 6 では初期の河道容量が 30 l/s と小さかったので途中停水後決壊口からの流量を補うよう増加させた。水位調節は Run T-2, 3, 5, 6 で行ったが、供給流量が不足して結局下流端が全閉状態となった。これより、Run T-6 では中期から堰高を高水敷の高さに合わせて河川流を維持するようにして通水した、すなわち、実験では流量と下流端の水位調節堰を操作して一定水位あるいは一定の河道流量を維持するように考慮したが、既設の流量調節用の空気弁と流量検出器が実験装置と数10 m 離れているために応答が遅く、細かい調節は不可能であった。したがって、通水中は一定流量を与え、それを実験の段階に応じて変えることにした。Fig. 4 に示したように、実際に上述の変化をさせたの

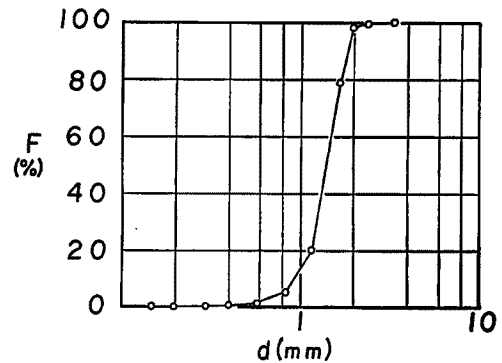


Fig. 3 The grain size distribution of the sand used.

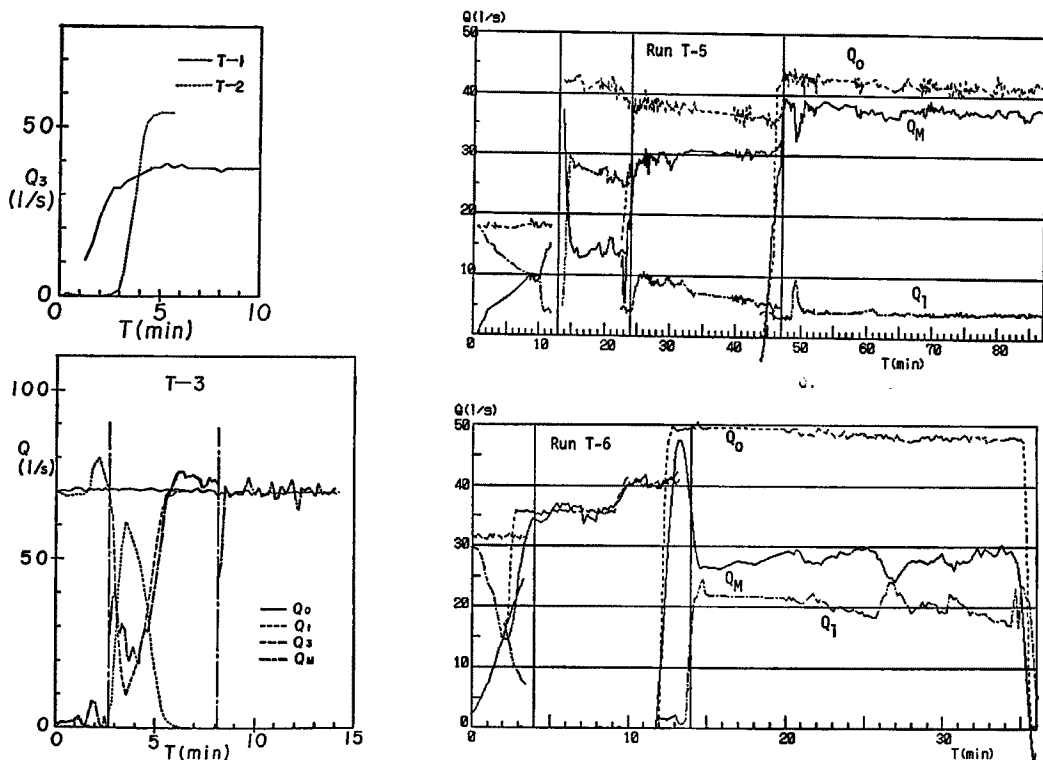


Fig. 4 Changes in the discharge supplied, Q_0 , outflowed, Q_1 , and inflow, Q_M , ($Q_3 = Q_0 - Q_1$).

は Run T-5, 6 のみであった。

2.2 実験の結果

(1) 流量と水位の変化

Fig. 4 は、供給流量 Q_0 の外に下流端流出流量 Q_1 , Q_0 と Q_1 の差 Q_2 及び Q_2 に河道貯留量の変化分 $-A_s d\bar{H}/dt$ を加えた通過流量と考えられる Q_M を示したものである。ここに、 A_s は河道部水表面の面積であり、 $\bar{H}$ はその平均水位であって、Fig. 5 に示した河道上流 ($x=0\text{m}$)、下流 ($x=6.0\text{m}$) における測定水位それぞれ H_u , H_d を重み付き平均したものである。Fig. 5 の H_s は平面写真の堤体表法の水際線から読み取った水位であって水位計の欠測を補わしている。Run T-3 では2回目の通水時に堤体部での溢水进行を避ける目的で水位調節堰を手動で低下させたために水位が一時急低下し、下流端流量の急増等、通過流量の増大段階で水位・流量とも複雑な変化を示している。また、Run T-1 と T-2 とにおける水位の低下状況と流量の増加速度の差に堰の調節効果が現われている。一方 Run T-6 の初期では堰が全閉状態となって比較的高い水位が維持されたが、その後、既に述べたように河道流を残すために堰を下げたので、4割強が河道に6割弱が決壊口から流入する状態となり、Run T-5 の同時刻と比較すると水位がやや低くなっている。Run T-5 では全閉状態を避け、各停水毎に段階的に堰を上げて水位の維持を図ったが、 $T=20'$ 以後水位の低下はかなり緩慢となり、とくに $T=50'$ 以降は通過流量の変化も小さくて、破堤部がある平衡状態に達したようにみられる。

以上のように、いずれの場合も実験装置の制約のために水位の低下量が大きく、堤高の高い Run T-1, 2 では約 20 cm, Run T-3 では約 10 cm, 低い Run T-5, 6 の場合でも数 cm となっている。現象の全体的な進行は、高水位の持続時間が長いほど速かであるので、このような装置の制約は時間的な相似まで考慮する場合には問題となってくる。しかしながら、実際の場合でも洪水水位は低下していくものであり、一方、外水流入や堤体侵食は周辺の水利条件に支配された局所的な現象である。したがって、各時点の水位が明確に

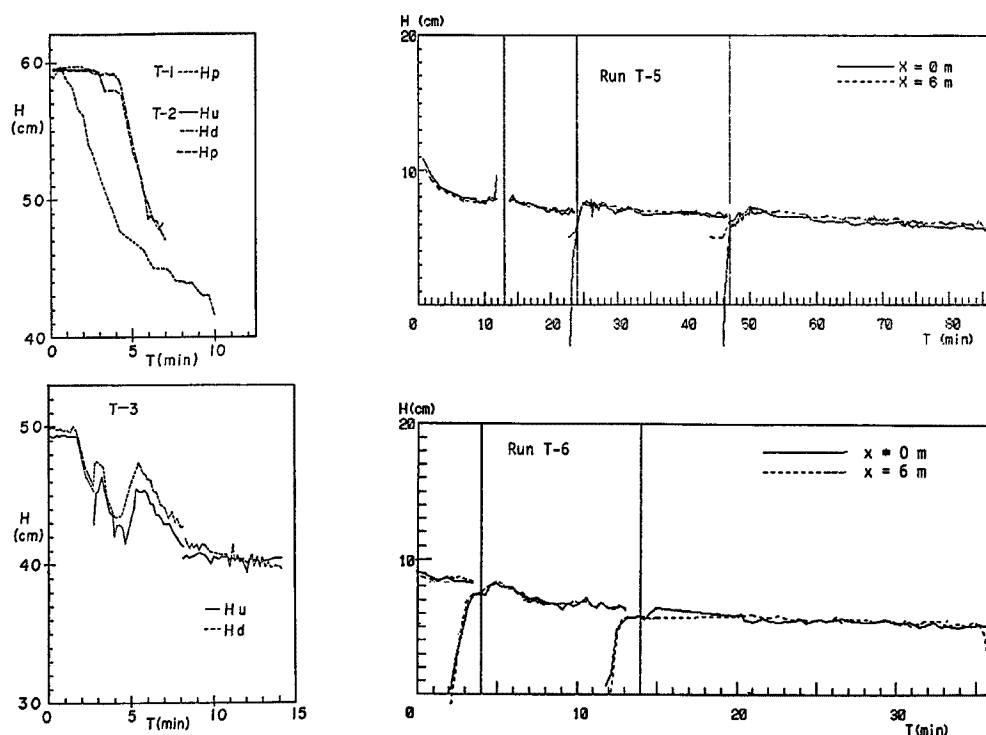


Fig. 5 Changes in the water stages in the river part.

把握されていれば、非定常性の程度にも依存するが、その機構を考察する上でこの水位の低下はそれほど大きな支障にはならないと考えられる。

(2) 破堤部の形状変化

決壊口の形状あるいはその変化を堤高 30, 20, 10 cm のそれぞれ T-1, T-3, T-4~6 について Fig. 6 に示す。これらの図及び Run T-3 の場合から既に指摘していること⁹⁾も含めてつぎのような特徴がわかる。

第一に、Run T-3, T-5 の1回目の停水時や Run T-1, T-5 の2回目、T-6 の1, 2回目の停水時、Run T-3, T-5 の2回目の停水時などの形状を比較して明らかに、破堤部の平面形状は、堤高、流量条件、河道状況によらず、拡大の進行過程に応じて相似であるといえ、河川流のある条件下では類似の拡大過程をたどるようである。すなわち、初期では堤体に直交する扇状丘や上、下流同規模のリッジが堤内に堆積し、欠壊部や洗掘穴も対称的であって河川流の影響は現われていない。ついで堤体の侵食が主に下流側で生じるようになり、洗掘穴が下流に移動し始めるとともに、上流側のリッジが発達して平面形状は歪対称になっていく。この段階での洗掘穴の軸は堤外で上流側、堤内で下流側にやや傾いている程度である。この軸の向きはその後堤内側では変化しないが、堤外側では洗掘穴の流下とともに上流側に傾いていき、洗掘穴は弯曲してくる。ほぼこの段階で洗掘穴自体の発達には止まるようであって、移動に対応した量だけ上流側が堤敷地盤面まで埋め戻されている。この埋め戻しには、堤外地盤（高水敷）の洗掘土砂とともに上流側堤体からの侵食土砂の寄与も大きいようであって、破堤部の拡大がある段階に達した時点からは上流側の堤体の侵食も無視できなくなる。この後、低水路のある場合には、それと洗掘穴をつなぐような水みちが破堤部の上流側の高水敷に現われ、ここを通過する水流が上流側堤体を侵食するものと考えられる。最後に、河川流を維持しようとした Run T-6 では、後に示すように、Run T-5 と水位条件や決壊口通過流量 Q_M がほとんど同じであるのに、短時間で下流側堤体が著しく侵食され洗掘穴が下流に速かに移動している。この相違が何に起因したものであるのかは現段階では不明であって、周辺の水位条件等を今後検討することが必要である。

このような破堤部の変化を Run T-6 の決壊口の2断面及び堤内の1断面について Fig. 7 に示している。裏法肩の $y=2.0\text{m}$ では、決壊口が拡大するにつれて、対称的な五角形状から上流側の平坦部と下流側の三角形の洗掘部とに分かれていき、先述の洗掘穴の埋戻し状況がよく判る。この埋戻しの結果、洗掘穴は Run T-6 では $T=840''$ 以降一定の大きさを保っていく。同様の結果は Run T-5 でも得られており、この間通過流量は増加していないので、それと破堤部形状の関係や最終形状を推察する場合にこの変化は参考になると思われる。裏法先の $y=2.3\text{m}$ でも $T=840''$ 以後の洗掘穴の形状に変化は小さく、その規模は Run T-5 の最終状態とほとんど同じであって、流入流量に対応して洗掘穴の規模が定まると予想される。また、洗掘穴の移動が顕著になる実験の中・後期では両側のリッジに規模の差が無く、堤内側の $y=3.3\text{m}$ でも同様である。ただし、Run T-6 の場合には下流側のリッジが堤内下流側砂止めの極く近くに達してしまっただめに土砂が流失して低くなっている。このように決壊口から流送されてきた土砂は水流の通過路である洗掘穴の両側に沿って広い範囲に堆積していくと考えられ、Fig. 6 の平面図にもその模様が現われている。

(3) 決壊口の水面形状

決壊口からの外水流入に関連して、Run T-3 及び T-5 で測定した決壊口における水位の縦断形状を砂面の形状とともに、それぞれ Fig. 8 及び Fig. 9 に示している。Run T-3 では、水流が集中して水位が最も高くなっている断面の位置に測定台車を移動し、トラバースを走らせて測定したが、この断面はほぼ最大洗掘深を含む断面と一致していた。この記録から水面勾配 I_w を読取ると Table 2 のようであって、時間の経過とともになだらかになっている。水面形状は、河道部ではほぼ水平、決壊口への流入部では河床に平行に近い割合で低下し、最大洗掘位置の裏法先付近で再び水平になっている。水平になった堤内地盤上では波長約 0.3 m の水面波が現われており、波形からは射流下の antidunes か standing waves が形成されていると判断され、VTR 記録からも確認できる。したがって、水面形状とも合わせて決壊口のいずれかの位置

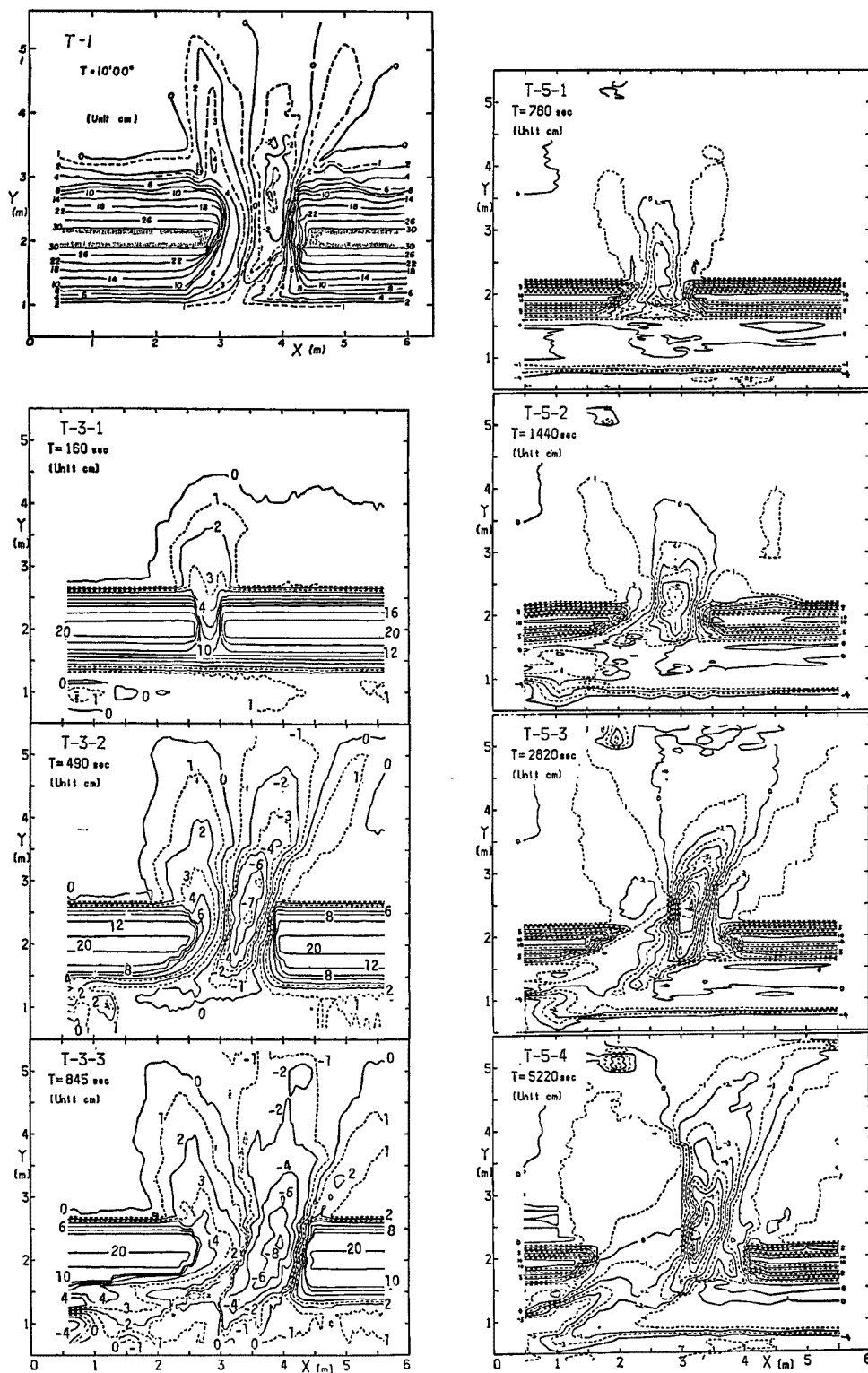


Fig. 6 Topographic changes in levee breaches in runs T-1 to 6.

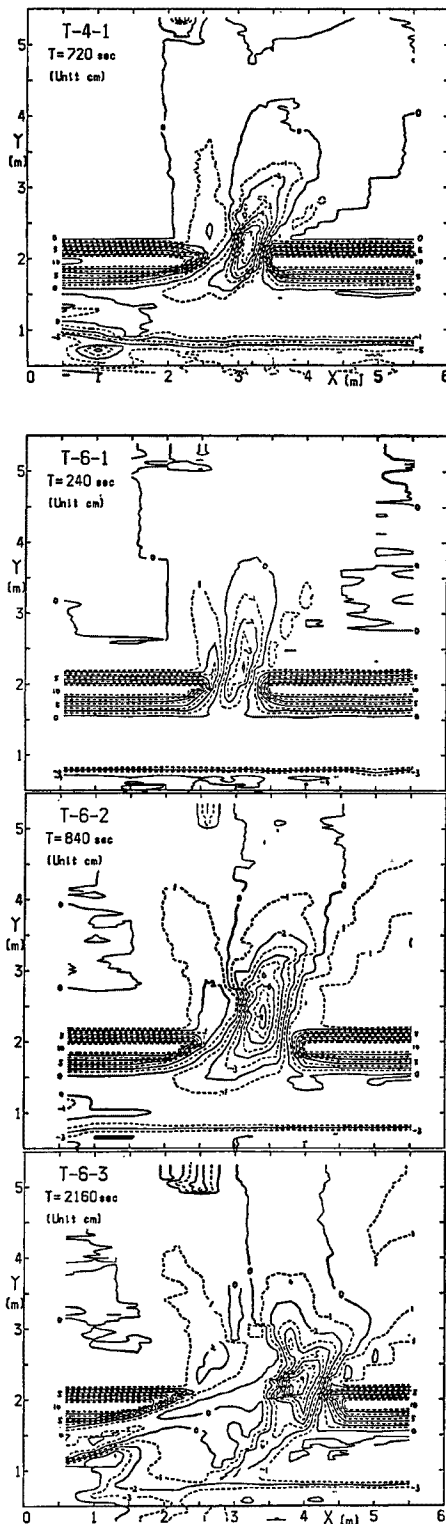


Fig.6 (continued).

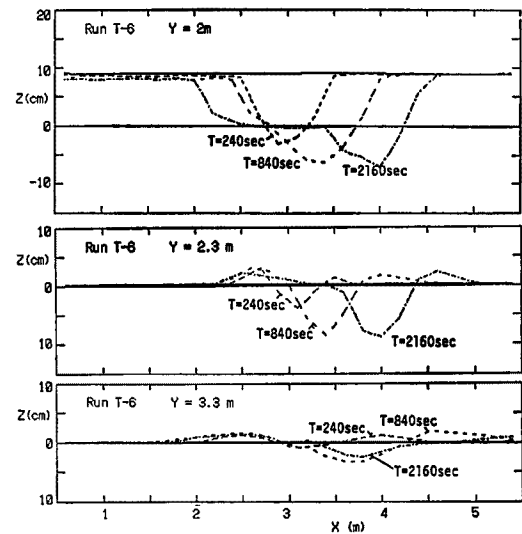


Fig.7 Changes in cross-sectional shapes in run T-6.

に支配断面が生じていると考えられる。

一方、Fig.9のRun T-5では、上、下流の河道水位もともに示されているが、水面形状は滑かであって砂面の複雑な変化と対応していない。河道水位は初期では全体的に水平であるが、その後は低水路のみ水平であって、高水敷上では決壊口に向かって低下している。Run T-3と異なり砂面形状に水面が追従しない理由として、必ずしも水流の集中断面を計測していないこと及び堤体や洗掘穴の規模が小さいことなどを挙げることができるが、結論付けまでにはさらに詳細な測定値の検討が必要である。

2.3 実験結果の検討

(1) 決壊口からの流入流量特性

決壊口からの流入流量は、堤体の下刻が堤敷地盤にほぼ到達した時点から、堤体中央部の水面幅と等しい幅の長方形断面水路において、接近水頭を堤外水深に等しいとしたときの支配断面の関係式で近似的に見積り可能であることが基礎実験の結果の検討から見出されている。上述のRun T-3の決壊口の水面形状からも、河川流のある場合でもこの近似的な評価ができると思われるので、高水敷上の水深 h と上記の水面幅で除した単位幅当たりの流量 q の関係の時間的推移を検討した。結果はFig.10に示したとおりであり図中の直線は上述の支配断面の関係の次式を表している。

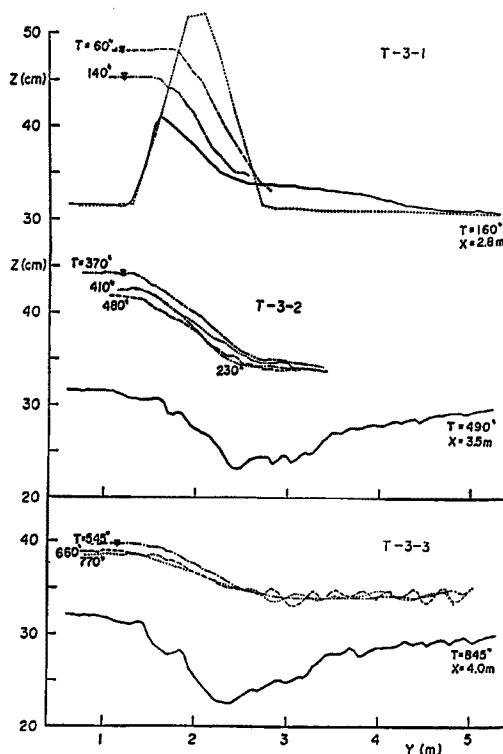


Fig. 8 Profiles of the water levels and sand surfaces in run T-3.

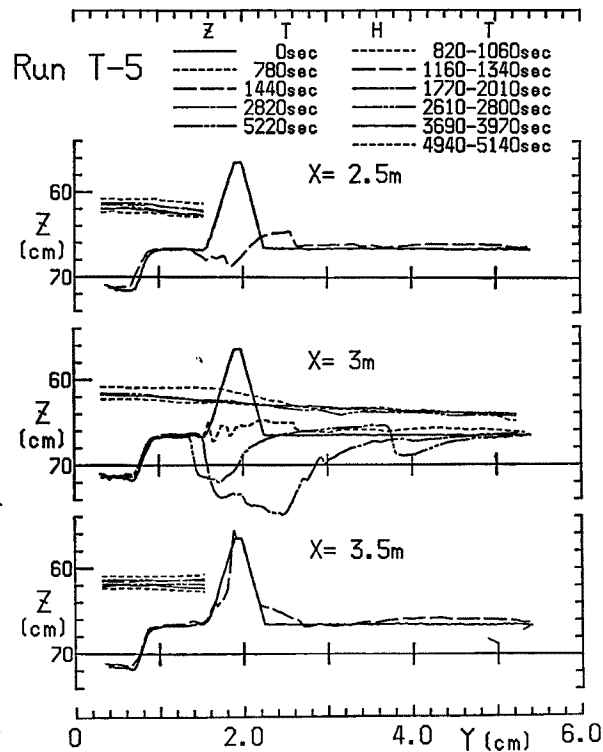


Fig. 9 Profiles of the water levels and sand surfaces in run T-5.

Table 2 Water surface slopes along the central axes of the scour hole in run T-3

Time(T)	1'00"	2'20"	3'50"	6'10"	8'00"	9'05"	11'00"	12'50"
Water surface slope(I_w)	0.17	0.14	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03

$$q_{cr} = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} g^{1/2} h^{3/2} \dots\dots\dots (1)$$

水位を示した Fig. 5 から予想されるように、Fig. 10 内の実験値は水深 h が減少する方向に推移し、また、実験初期では実際の越流水深が堤体の未侵食部分のために堤外水深よりも小さい。したがって、平面写真からの読取り誤差で水面幅が極端に狭くなった場合を除いて、 q は h に対して小さい値から始まり、決壊口の下刻とともにある段階まで急増する。いま、Run T-3 を例にとれば、この時点が1回目の停水に相当すると考えられる。つぎに、この時点では決壊口底面の侵食は堤敷地盤までは達していないために決壊口から流下していく水流の勾配は急であって、堤体の拡幅侵食は激しく、結果として単位幅当たりの流量は減少し始める。この段階が Run T-3 の2回目の通水の中期、すなわち水位調節堰の再上昇による h と q の復帰後しばらくの間までと判断される。その後、供給流量の制約によって水位は低下していくが、堤外から決壊口の洗掘穴に流れ込むような水流が現われて(1)式の関係に近くなっていくと推定される。Run T-3 ではこの段階が2回目の停水前から実験終了時点までに対応しているとみられる。

同様の経過は、堤高、すなわち h の小さい Run T-4~6 でも認められ、実験の中期から最終段階ではいずれも (1) 式の関係に近付いている。ただし、Run T-6 の3回目の通水では河道に強制的に流量を配分し

たにもかかわらず、それまでの水面幅が維持されたために q が減少したものと考えられる。また、Run T-5 や T-6 では洗掘穴が下流に 1 m 程度移動しているので、実際の流水幅は写真から判読されたものよりも狭くなっている可能性が高く、それを考慮すれば (1) 式の関係にさらに近くなる。一方、このような段階では高水敷が洗掘されていて水みちが多少とも生じるため、堤外水深の評価方法の検討や接近流速水頭の考慮が要求されてくる。しかし、堤内外の水位差の大きい場合には、低水路と直結するような水みちでも形成されない限り、接近水頭の近似値としては初期高水敷上の水深で十分であって、(1) 式は外水流入流量の目安を与えるものと考えられる。

これに対し、堤高、すなわち h の大きい Run T-1、及び T-2 では、 h - q 関係の推移は同一の傾向を示すが、 h に比して q が小さく (1) 式の関係から非常に離れている。これは初期段階で実験が終了していることが第一の原因であるが、Fig. 4 の平面図に示されているように、停水時点では決壊口は堤敷地盤まで洗掘されているので、それを越流水深の過大評価に帰すことには無理がある。他の原因としては、堤体が高く決壊水位も高い場合には、通過流水の勾配が急になって拡幅侵食が急激に進み、全水面幅は広がるが、実質の流水幅は遠心力が働いてそれほど変化していないことが考えられる。実際、平面写真で流水の状況を調べると堤体中央部の水流は幅が全水面幅の数 10% で非常に高速である。この幅から q を計算すれば (1) 式の関係にはほぼ一致するが、流水幅の合理的な評価は困難であり、流れを詳細に測定して検討すべき問題である。

(2) 決壊口周辺の土砂の移動状況

はじめに、河川流を無視して破堤部の縦断方向（河道に直交方向）の一次元的な土砂の移動状況を Run T-3 について Fig. 11 に示している。すなわち、河道に平行な横断方向の断面積の変化量を侵食を正として示したものが Fig. 11 の上図であり、それを堤外に向って積分し、空隙率を乗じた後、各通水時間（変化時間）で除して流砂量 Q_b として示したものが下図である。最初の停水段階では堤外地盤の侵食は皆無に近く、流砂は堤体及び堤敷・堤内地盤から供給されている。初期ではこれらの流砂はすべて扇状丘として決壊口の近くに堆積し、裏法先に現われた Q_b のピーク値も低い。 Q_b はその後一度増大した後減少している。この間流量は増加乃至一定であるので堤内に流入する流砂濃度は低下する。その程度は、流入流量を Fig. 4 から $Q_M = 701/\text{sec}$ とすると 14,700 ppm から 6100 ppm への低下であって、いずれもかなり高濃度である。算定の範囲ではこの 2 期間とも Q_b は縦断方向に減少していない。これより、洗掘土砂の堤内での輸送距離は相当長いと推定される。また、同一流

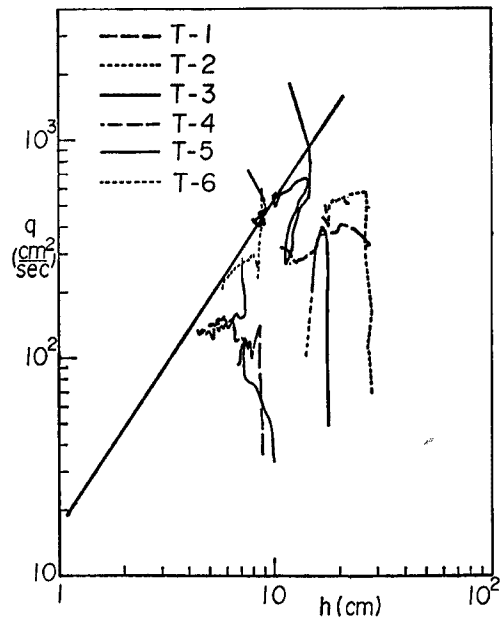


Fig. 10 Changes in inflow rates per unit width, q and depths above river bed, h .

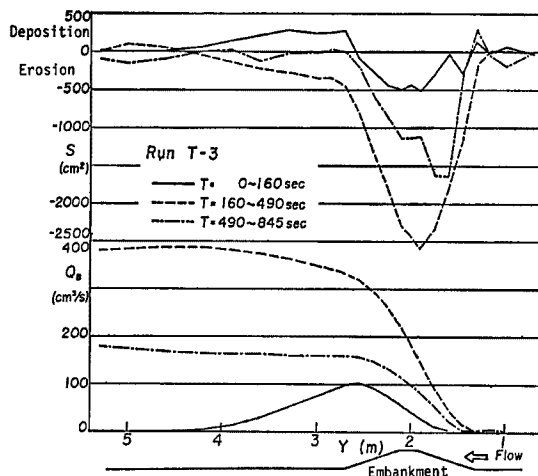


Fig. 11 One dimensional erosion and deposition of the breach bed and sediment transport rates in run T-3.

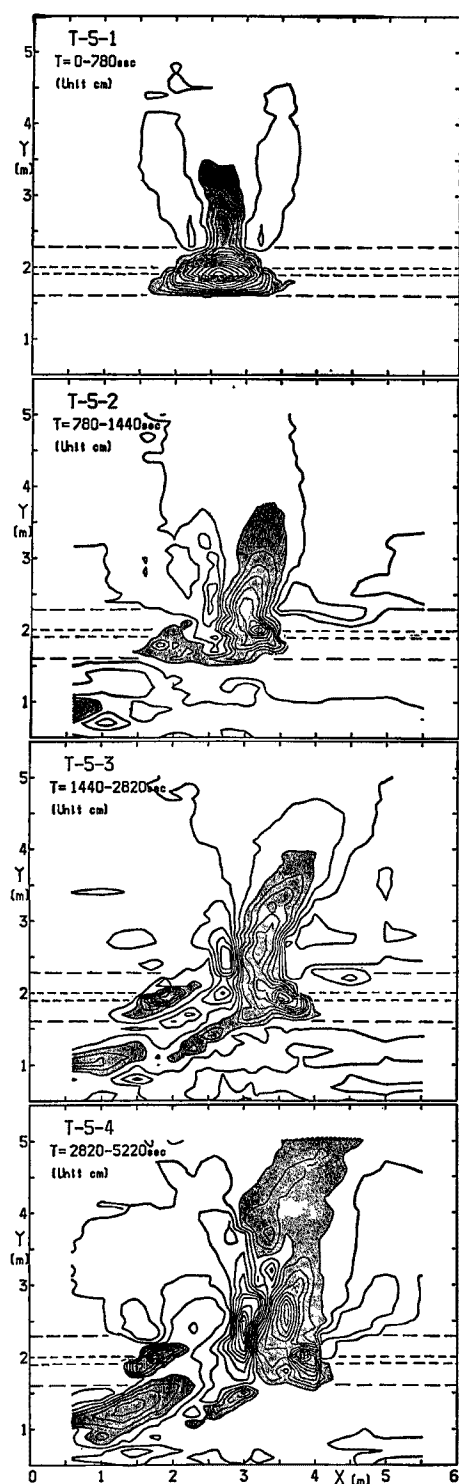


Fig. 12 Distribution of erosion and deposition in the breach bed in run T-5. Intervals of contour lines are 1 cm and erosion areas are shaded.

量における流砂濃度の相違は各時点で Q_B が長区間変化していないので、水位の低下よりもむしろ拡幅による流量の集中度の低下に帰せられる。

つぎに、平面的な土砂移動状況を把握するために、砂面高の測定結果から各通水時間における変化量を算定した。Fig. 12 はその結果を最も測定回数の多い Run T-5 について示した等値線図で、侵食部に陰影が施してあり、等値線の間隔は 1 cm である。初期では侵食の大きなピークが堤体の初期欠壊部を中心に表法側に広がっており、堤内地盤も僅かに侵食されている。その両側にはリッジの形成に対応した堆積部があって、全体として極めて対称な分布形を示している。

つぎの段階では、侵食の最大のピークは決壊口の下流側堤体洗堀部に存在しているが、他のピークが上流側堤体表法にも形成され始めている。両ピークの間には楔が割込むように細長い堆積のピークがあって、洗堀穴の移動に伴って埋戻しのあったことを示している。侵食・堆積域の配置から、この埋戻し土砂は上流側堤体とさらに上流に離れた高水敷の洗堀によって供給されたことが推定できる。決壊口の下流側の堤内には広く土砂が堆積していて、洗堀穴の移動時に侵食された土砂がこの部分に流送されていくことが判る。第3の時点になると、下流側堤体と洗堀穴、上流側堤体及び上流側高水敷の3個所の侵食域が堆積域で分離され、それらが明確になる。すなわち、第1の主侵食域の高水敷上に伸びた領域にも堆積域が並行していて、高水敷上の水みちも埋戻されながら移動することを示している。堤内破堤部下流域への土砂の流送・堆積も継続しているが、主侵食域には新に堤内地盤上にピークが現われており、上流側の侵食域と連続するような配置となっていくようである。最終段階になると、流入流量の増加に対応して、堤内の広い範囲が侵食域となり、高水敷の侵食域も拡大している。全体に侵食域に堆積域が付随していて、土砂の流送方向は大体推定できるようである。

Fig. 12 は砂面変化量自体の値であるので、通水時間相互の比較は困難である。また、この変化量を積分して流砂量を見積ることも土砂の連続式のみでは2方向の流砂量は決定できず流送方向を仮定しなければならない。流送方向を上述の侵食・堆積の配置から推定することもできるが恣意性を伴うので好ましくない。最小限何等かの方法で平面的な水流の流向を算定していくことが必要である。

3. 決壊口周辺の水流通特性

3.1 決壊口周辺の流速分布

堤防決壊口周辺の流れを詳細に検討しておくことは外水や土砂の流入特性を明確にする上で不可欠である。ここでは、基礎的な流れの特性を見出すために、河川流を無視した基礎実験を対象として、それと同一水路で基準形状の実験について、拡大過程のある段階で砂面を固定して行った流速分布の詳細な測定について述べる。

(1) 流速分布の測定方法

測定は、Table 3 に示した条件で $d_m=0.21$ mm の細砂を用いて行われた実験の 2 時点を対象とした Run W-1, W-2 及び $d_m=0.64$ mm の砂による 1 時点の Run W-3 について行っている。すなわち、通水を表中の時点で打ち切り、Fig. 13 に示した形状を砂面にスプレーガンで水溶性エマルジョンのエポキシ樹脂を吹き付け乾燥固定した。固定後流速測定中に測定した決壊口の平均通過流量 Q_M は、Run W-1, W-2 及び W-3 についてそれぞれ $Q_M=2.3, 11.8$ 及び 4.9 l/sec であって、拡大過程の第 2 段階²⁾の初期、後期及び中期に相当している。

Table 3 Experimental conditions in runs W-1 to 3

Run No	Top width (cm)	Levee height (cm)	Side slope	Mean diameter (mm)	Elapsed time (sec)	Discharge Supplied (l/s)	Inflow rate (l/s)	Water temperature (C°)	Water stage control
W-1	10	10	1: 2	0.21	68	15.7	2.3	9.0	no
W-2	10	10	1: 2	0.21	85	15.4	11.8	7.4	done
W-3	10	10	1: 2	0.64	130	15.4	4.9	9.0	done

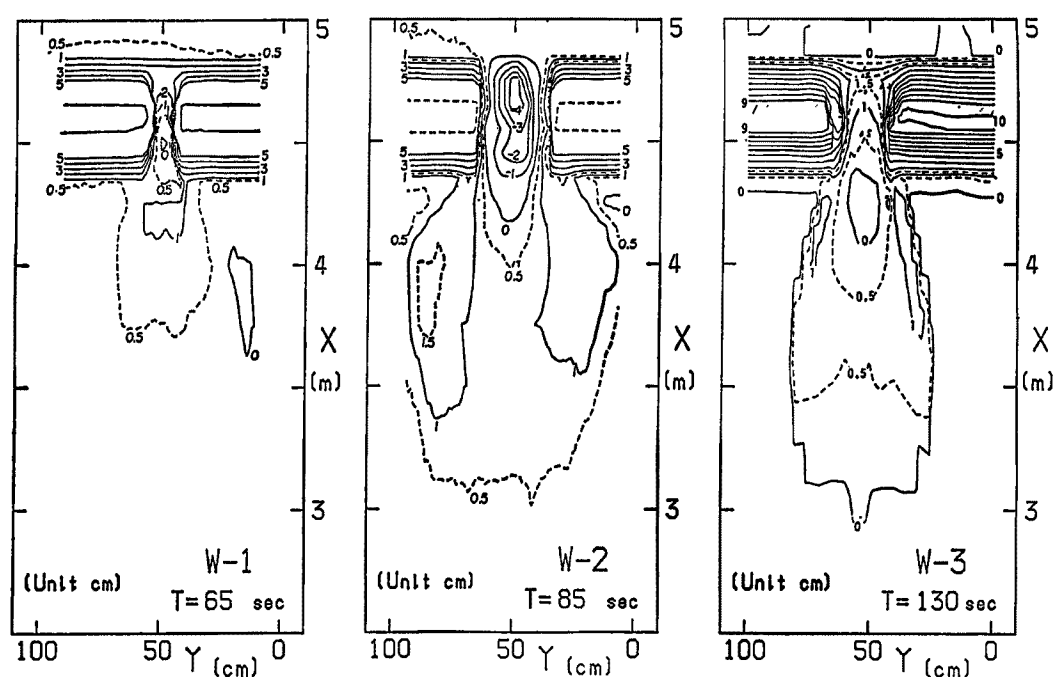


Fig. 13 Topography in runs W-1 to 3 fixed with epoxy resin for velocity measurement.

測定は、最初に水路上方約 5 m の位置にビデオカメラを据え、固定した決壊口に通水を開始し、堤外部からマーカーを流して表面流の流向、流速を VTR で記録した。この記録の再生画面を写真撮影し、マーカーの位置をグラフィックディジタイザで読取って表面流況の把握を図った。ついで、直径 3 mm の小型プロペラ流速計を用いて各横断面内での流速分布と水面形状を測定した。なお、固定後の砂面形状は予めポイントゲージで計測している。そのときの観察によれば、エポキシエマルジョンを薄めて使用したので砂面の粗度の変化は無視できるようであった。

(2) 流速分布の測定結果

初めに、上述の方法で読取った表面流況のマーカーの軌跡の一例を Run W-2 について示せば Fig. 14 のようであって、個々のシンボルが同一時刻を表している。外水は中央部ほど流速が早く、中央部分に近いマーカーは決壊口中心線に吸い寄せられるように流入していき、一方、両側壁の方に離れているマーカーは一度剥離流線付近に収斂し、それに沿って流入するのように見える。図中に実線で示した live stream line

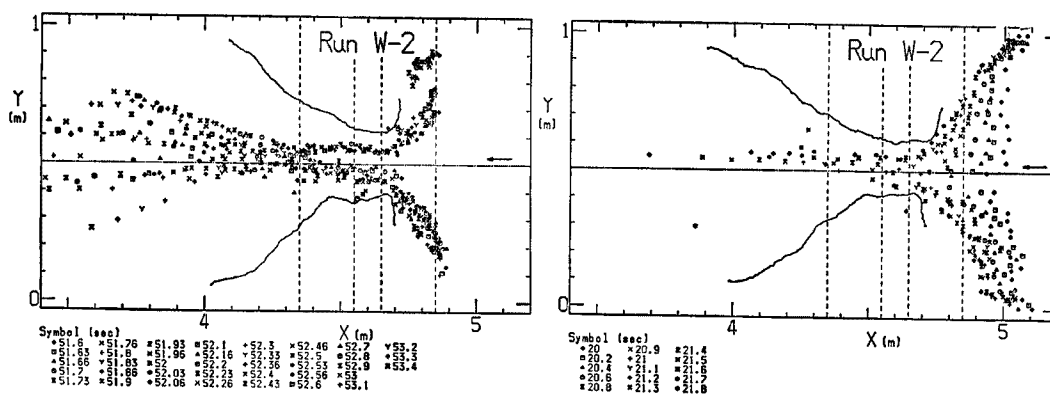


Fig. 14 A tracer test for velocity field in run W-2.

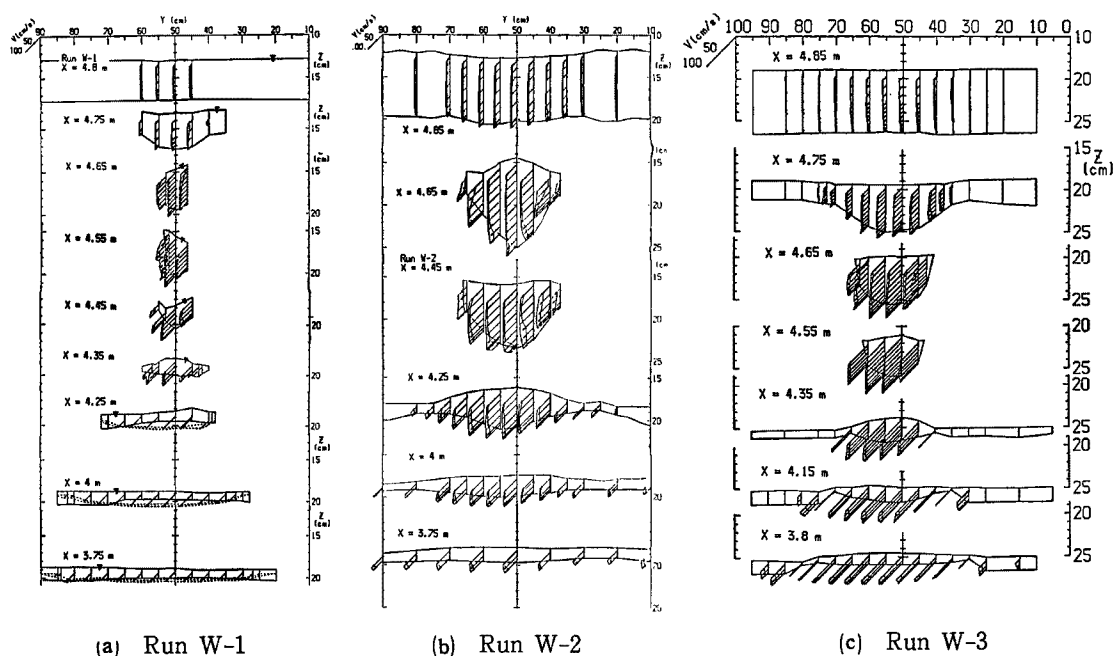


Fig. 15 Cross-sectional velocity distribution in runs W-1 to 3.

のように、堤内地盤上で決壊口からの流れは水路幅一杯へと広がっていき、マーカーもそれに対応して拡散している。しかし、流量の集中状態を反映してその大部分は流速の大きい水路中央部を緩慢に広がりながら流送されていく。

いくつかのマーカーについてその位置を追跡し、流速 V を測定した結果では、堤外のほぼ水路全幅を流れる $x=5\text{m}$ では $V=15\sim 25\text{ cm/sec}$ 、堤体表法先 $x=4.85\text{ m}$ 付近の決壊口中心軸付近では $V=40\sim 50\text{ cm/sec}$ となって、決壊口に向かって水流は集中し加速されている。また、堤体中央 $x=4.6\text{ m}$ 付近では $V=90\sim 100\text{ cm/sec}$ に達し、かなり流れの広がった $x=4\text{ m}$ 付近の堤内地盤上でも中心部で $V=80\sim 90\text{ cm/sec}$ 、周辺部で $V=70\sim 90\text{ cm/sec}$ とかなりの高速流が維持されている。

つぎに、プロペラ流速計による Run W-1～3 の流速分布の測定結果を主な断面についてそれぞれ Fig. 15 (a)～(c)に示す。図には砂面と水面の形状とともに各点の時間平均流速を測定位置からの矢印で表し、さらに各点での最高、最低流速をそれぞれ深さ方向（1点計測の場合は横断方向）に破線で結んで流速変動の凡

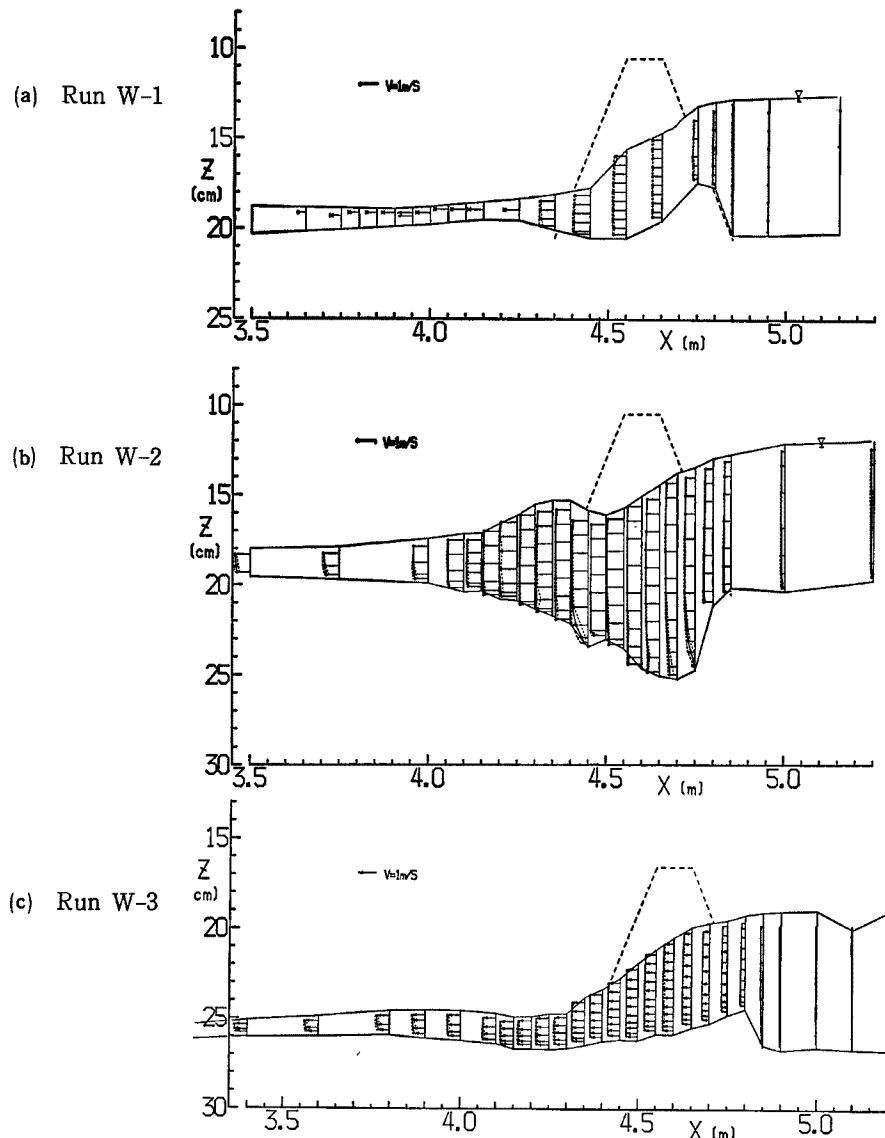


Fig. 16 Profiles of velocity distribution along the center axes in runs W-1 to 3.

その範囲を示している。また、Fig. 16 は、中心縦断面 ($y=50$ cm) 内の流速分布を砂面及び水面形状とともに示して流れ方向の変化を検討したものである。これらから各 Run の流速分布の特徴として以下のことが判る。

(a) Run W-1 : $x=4.8$ m では $V=13\sim15$ cm/sec の等流速で中心部が決壊口に流入していき、断面の縮小とともに $x=4.75$ m で $V=25$ cm/sec, $x=4.65$ m で $V=50\sim55$ cm/sec, $x=4.55$ m で $V=70$ cm/sec とほぼ断面一様に加速される。ただし、堤体崩落土砂の堆積による横断形状の不整の影響で、 $x=4.65$ 及び 4.45 m では流れが左側、 $x=4.55$ m では逆に右側に偏っている。 $x=4.55$ m から堤内に向けて水流は徐々に拡散していくが、 $x=4.45$ m 付近では $V=90$ cm/sec に達し、表面から底面まで一様に近い分布で、底面や両側壁に近い個所で乱れの大きくなる傾向が認められる。 $x=4.25$ m よりも下流側では流れが薄く、1点計測となっていて、中央で速く両側壁で遅い分布が顕著である。中央部の流速は $x=4.1$ m でも 80 cm/sec, 水路全体にはほぼ一様になって $x=3.75$ m でも 50 cm/sec を越えている。

縦断方向の変化では、 $x=4.75$ m から水面が堤内に向って急落しており、上述の水流の加速状況との対応を示すとともに、急激な洗掘の開始を告げるかのようである。また、この段階では河床に剥離は生じていない。

(b) Run W-2 : 決壊断面が拡大し、水位も堰上げて上昇させたので通過流量が大きくなっている。このため流速分布は Run W-1 と同様の傾向を示すがその値は全断面でかなり大きくなっている。とくに堤体通過時 ($x=4.65\sim4.45$ m) では約 100 cm/sec の高流速と底面近くでの大きな流速変動が生じていて移動床での激しい洗掘を想起させる。 $x=4.45$ m から流れは広がっていき、同時に中央部で盛上っていた水面は平坦になって水深も一様化していく。堤内でも $V=80$ cm/sec 以上の高流速域が中央部を中心に $x=3.5$ m 辺りまで広がっている。

水面の縦断形状には裏法先付近に undulation が発生しており、一方、底面付近には表法位置の洗掘穴の堤外側斜面と裏法肩位置の盛上りの背後に小規模の剥離的な流れを示す部分があり、平均流速の低下と変動の増加が顕著である。底面付近の流速変動はその他の断面でも大きい傾向にあるが、undulation の部分では水深が大きいにもかかわらず上部でも変動が大きくなっている。堤体や地盤が細粒の土砂で構成されている場合には、このような乱れで土砂が巻上げられ、浮流状態となって上述の高流速で堤内深く流送されると思われる。

(c) Run W-3 : 上記2実験の中間的な分布状態と流速値を示すが、砂粒径がやや大きいので破堤部の形状に不整が少く滑かになっている。このため、表法下部の残存によって下方流速の低くなった $x=4.85$ m を除いて、流速分布は断面全体で一様に近く、乱れによる変動も小さい。堤体通過時には、むしろ底面に近い方の流速がやや高く、下層の方が早く加速されるようである。洗掘穴が表法先を中心に形成されたことと対応して、水面は堤体中央部から堤内に向って急落し、その後は砂面にはほぼ平行な形状になっている。

以上のように、決壊口の形状に応じて流速分布は変化し、拡大の急激に進行する段階に対応した上記の実験では決壊口が大きいほど流速が高くなっている。また、水流はいずれの場合も堤体通過時に急激に加速され、最高流速となって堤内に流れ込み、拡散していくが流速の低下はかなり緩慢である。堤内地盤上の高流速の持続は、2.3(2)で述べた土砂流送量の持続と対応していると理解される。

(3) 破堤部の一次元的な水理特性

破堤部の水理現象は流向・流速分布の測定結果からも明らかなように三次元的で多少とも急変流の特性を持ったものである。しかし、こうした複雑な現象であるからこそそれを断面積分した一次元的な水理量の変化を明確にして、破堤部の全般的な水理特性を把握しておくことは、外水や土砂の流入量の予測の面で有用と考えられる。

前述の Run W-1~3 の流速値は、測定値を各断面について近似積分して求めた流量と実測流量とを比較して補正したものである。ここでは、それから算定した単位幅当たりの流量で重みを付けて平均水位 $\bar{H}$, 平均河床高 $\bar{Z}$ 及び全エネルギー水頭 E を計算し、ついで他の水理諸量を求めた。それらの結果は Fig. 17 に

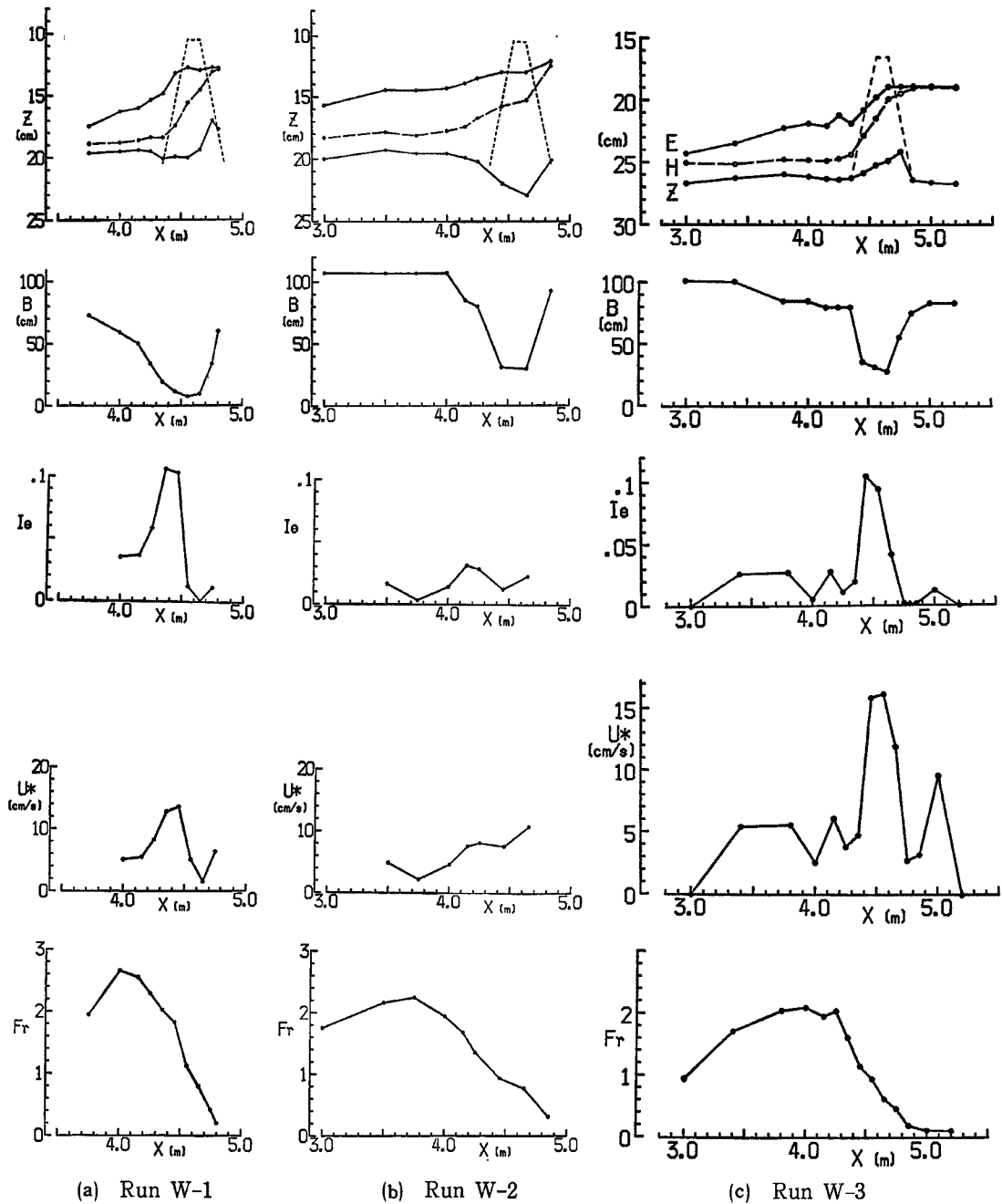


Fig. 17 One dimensional changes in hydraulic quantities in runs W-1 to 3.

まとめて示したとおりである。

測定断面が流速の縦断分布の場合よりもかなり少いので、それと比較すると $\bar{H}$ や Z の変化は大まかになっている。この $\bar{H}$ の変化に比して E の変化は流量の大きいほど流下方向への低下が緩慢であって、とくに Run W-2 では堤体通過時と堤内流下時とでほとんど差が現われていない。この間流水幅 B は 30 cm から 107 cm (水路全幅) に増加しているの、この理由について今後検討する必要がある。

一方、Run W-1 や W-3 では裏法を通過時の $x=4.4$ m 付近での低下が著しく、エネルギー勾配 I_e は 0.1 を越えている。もっとも Run W-3 では E のこの付近の算定値に波状変動が現われているので実際の

I_s は図中のものよりもやや小さいが、それでも0.8程度になると思われる。いずれにしても、この付近で非常に大きいエネルギー損失が生じており、Run W-2 とは逆に、このような損失が何によるかを解明しなければ、破堤部の水理解析は基本的に不可能となる。この I_s の極大値を用いて計算された摩擦速度 U_* は、10数 cm/sec にも達して土砂流量から逆算された値³⁾ $U_* \approx 4 \sim 7$ cm/sec を大きく上廻っている。流砂の非平衡性を考慮しても底面摩擦以外のエネルギー損失を考える必要があると思われる。

Run W-2 では流入部の I_s が他の場合よりも大きく、 U_* もそこで最大となっている。これは、この付近の流速分布の底面に認められた剥離渦的な流れによるものと思われ、一方、 I_s の極大値は undulation の位置に対応しているようである。また、堤内部ではすべての実験で $U_* =$ 数 cm/sec であり、流速は 60~90 cm/sec であって、流速係数が12~18と通常の砂粒抵抗の範囲に入ってくるので、それによって流水抵抗を評価することが可能と判断される。

最後に、Froude 数 F_r はいずれも流入部の0.2~0.3から堤体通過時に1を越え、 $x=4$ m の前後まで一様に増加して $F_r=2$ 以上となっている。この支配断面の位置は、Run W-1, W-3 では堤体の残存部から少し入ったそれぞれ $x=4.6, 4.5$ m, Run W-2 では $x=4.3 \sim 4.4$ m の付近であって、いずれも流水幅が最も絞り込まれた位置から少し堤内側に寄ったところである。このように堤体通過時に支配断面が現われ、通過流量を限界流量から見積することは一応妥当であることが確認される。

しかしながら、横断形状の単純化や、支配断面の路床高の仮定及び接近水頭あるいは堤外と支配断面間のエネルギー損失の評価の点に予測精度上の大きな問題が残されている。また、 F_r は急激に増加して2以上に達するので、決壊口付近に限界流状態は全く現われない。したがって、そこに限界勾配を仮定した拡大過程の予測モデル³⁾ は妥当ではないことになる。しかし、上述の3点の問題を残したままの議論であるので、モデルの精粗を合わせるとの観点に立てば止むを得ないものと判断される。現在これらの問題を整理して単純な予測モデルの可能性を検討している。

3.2 決壊口周辺の流れの平面解析

決壊口周辺の流れの水平二次元の分布特性をできるだけ簡便な方法や手段で予測できれば非常に有用と考え、3.1 の流速分布を測定した Run W-3 等を対象として、パーソナル・コンピュータを用いて流れの平面解析を試みた。解析は、最近パソコン用に紹介された簡単な有限要素法のサンプルプログラム⁵⁾ を参考にしつぎの2つの方法で行った。

- i) サンプルプログラムに底面摩擦項を加え、鉛直座標原点をずらしたもの。
- ii) 非定常項で時間ステップを進める場合にサンプルプログラムで用いられていた質量集中行列を用いず、i) の場合について質量行列の掃き出しを行ったもの。

以下にそれらの具体的な方法と解析の条件及び計算結果を述べ、考察を加える。

(1) 基礎式とアルゴリズム

簡単のために基礎式には下記の浅水方程式を用いた。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho h} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho h} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(hu) + \frac{\partial}{\partial y}(hv) = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 t は時間、 u, v 及び τ_x, τ_y はそれぞれ x, y 方向の水深平均流速及び底面せん断力、 H は水位、 h は水深、 g は重力の加速度、 ρ は水の密度である。

(2), (3)式右辺第2項の底面摩擦項は Manning 則を用いて次式で表す。

$$\frac{\tau_x}{\rho h} = \frac{gn^2 u V}{h^{4/3}}, \quad \frac{\tau_y}{\rho h} = \frac{gn^2 v V}{h^{4/3}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 V は全流速であって、 $V=\sqrt{u^2+v^2}$ 、 n は Manning の粗度係数である。

有限要素分割は三角形とし、三角形内の水理諸量 Q_H はすべてその3節点の値を用いた線形内挿の次式によって近似する。

$$Q_H = \phi_1 Q_{H1} + \phi_2 Q_{H2} + \phi_3 Q_{H3} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $\phi_\alpha (\alpha=1, 2, 3)$ は1次の補間関数であって下記のように表される。

$$\phi_\alpha = (a_\alpha + b_\alpha x + c_\alpha y) / (2A_\alpha) \dots\dots\dots (7)$$

上式の a_α , b_α , c_α 及び三角形の面積 A_α はつぎのようである。

$$\left\{ \begin{array}{l} a_\alpha = x_\beta y_\gamma - x_\gamma y_\beta, \\ b_\alpha = y_\beta - y_\gamma, \\ c_\alpha = x_\gamma - x_\beta, \end{array} \right. \quad A_\alpha = \frac{1}{2} \left| \begin{array}{ccc} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{array} \right| \dots\dots\dots (8)$$

添字 α, β, γ はこの順に循環使用される対象要素の3節点を示し、 (x_α, y_α) , $\alpha=1, 2, 3$ はその座標である。

摩擦項に関する水深及び粗度係数のみは各三角形要素の平均値を用い、他の項については通常の定式化で要素方程式を求めると下記のようになる。

$$\sum_\beta M_{\alpha\beta} \dot{u}_\beta + \sum_\beta \sum_\gamma u_\beta u_\gamma X_{\alpha\beta\gamma} + \sum_\beta \sum_\gamma v_\beta u_\gamma Y_{\alpha\beta\gamma} + g \sum_\beta H_\beta P_{\alpha\beta} + g n^2 h^{-4/3} \sum_\beta \sum_\gamma u_\beta V_\gamma R_{\alpha\beta\gamma} = 0 \dots\dots\dots (9)$$

$$\sum_\beta M_{\alpha\beta} \dot{v}_\beta + \sum_\beta \sum_\gamma u_\beta v_\gamma X_{\alpha\beta\gamma} + \sum_\beta \sum_\gamma v_\beta v_\gamma Y_{\alpha\beta\gamma} + g \sum_\beta H_\beta Q_{\alpha\beta} + g n^2 h^{-4/3} \sum_\beta \sum_\gamma v_\beta V_\gamma R_{\alpha\beta\gamma} = 0 \dots\dots\dots (10)$$

$$\sum_\beta M_{\alpha\beta} \dot{h}_\beta + \sum_\beta \sum_\gamma u_\beta h_\gamma X_{\alpha\beta\gamma} + \sum_\beta \sum_\gamma u_\gamma h_\beta X_{\alpha\beta\gamma} + \sum_\beta \sum_\gamma v_\beta h_\gamma Y_{\alpha\beta\gamma} + \sum_\beta \sum_\gamma h_\beta v_\gamma Y_{\alpha\beta\gamma} = 0 \dots\dots\dots (11)$$

ここに、

$$\left. \begin{array}{l} M_{\alpha\beta} = \int_\Omega \phi_\alpha \phi_\beta d\Omega = \frac{1}{12} A_\alpha, \quad P_{\alpha\beta} = \int_\Omega \phi_\alpha \frac{\partial \phi_\beta}{\partial x} d\Omega = \frac{1}{6} b_\beta \\ X_{\alpha\beta\gamma} = \int_\Omega \phi_\alpha \phi_\beta \frac{\partial \phi_\gamma}{\partial x} d\Omega = \frac{1}{24} b_\gamma, \quad Q_{\alpha\beta} = \int_\Omega \phi_\alpha \frac{\partial \phi_\beta}{\partial y} d\Omega = \frac{1}{6} c_\beta \\ Y_{\alpha\beta\gamma} = \int_\Omega \phi_\alpha \phi_\beta \frac{\partial \phi_\gamma}{\partial y} d\Omega = \frac{1}{24} c_\gamma, \quad R_{\alpha\beta\gamma} = \int_\Omega \phi_\alpha \phi_\beta \phi_\gamma d\Omega = \frac{1}{60} A_\alpha \end{array} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

であって、 Ω は積分領域としての各要素三角形を表す。

(9)～(11)式をすべての要素について重ね合わせてつぎのような形式の全体方程式を作成する。

$$\left. \begin{array}{l} M\dot{\mathbf{u}} + P(\mathbf{u}, \mathbf{v})\mathbf{u} + N_p \mathbf{H} + \mathbf{R}_s = 0 \\ M\dot{\mathbf{v}} + P(\mathbf{u}, \mathbf{v})\mathbf{v} + N_q \mathbf{H} + \mathbf{R}_y = 0 \\ M\dot{\mathbf{h}} + Q(\mathbf{u}, \mathbf{v}, \mathbf{h}) = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 M, P, Q, N_p, N_q は重ね合せの過程で形造られる行列である。

この方程式の時間的な極限として破堤口周辺の定常流を求めるが、サンプルプログラムは時間的に2段階陽的スキームで離散化されているのでここでもそれに従った。また、サンプルプログラムでは、前述のように、時間ステップ k からステップ $k+1$ の計算にあたって、質量行列 M の代わりにすべての非対角要素を対象要素に集約した集中質量行列 $\bar{M}$ を用いている。すなわち、 u -方程式を例にとれば、

$$\bar{M}\mathbf{u}^{k+1} = M\mathbf{u}^k - (P(\mathbf{u}^k, \mathbf{v}^k)\mathbf{u}^k + N_p^k \mathbf{H}^k + \mathbf{R}_s^k) \Delta t \dots\dots\dots (14)$$

のようにして計算されている。したがって、右辺ベクトル要素を順次 $\bar{M}$ の対角要素で除していけば次のステップの値が求まり、計算時間が極めて短縮される。さらに、この方法は対象節点の値に対して周辺節点値

による平均化操作を含むことになるので、計算が安定に進められるメリットも持つ。

しかし、これは反面計算結果を不必要に鈍化させることにもなる。この点を考慮して(14)式に集中質量行列 $\bar{M}$ ではなく M を用い、掃き出し法で u^{n+1} 等を求める先述のii)の方法でも解析を行った。この場合、パソコンでは計算に長時間を要するので、 M が時間的に変化しない行列であることに着目して、掃き出し法の途中で現われる係数を行列化して記憶させ、途中計算を省略して計算時間の短縮化を図った。さらに、サンプルプログラムは BASIC で書かれているが、コンパイラを用いても高速化は望めないので FORTRAN に書き直して計算を行っている。

(2) 計算条件

Fig. 13 に示されている Run W-3 の形状をやや単純化して、決壊口付近ほどメッシュを細くしパソコンの能力を考えて Fig. 18 のような90節点144要素に分割した。これらの節点の座標、砂面高と粗度係数及び初期の水位と流速をデータとして、また、堤外側の $x=5.5$ m の5節点及び堤内側の $x=2.6$ m の5節点に境界条件として一定の水位と流速を通過流量に等しくなるように与えた。粗度係数 n は、決壊口での実測抵抗が大きかったので、そこでは $n=0.04$ 、その他の領域では砂粒抵抗程度と考えて $n=0.012$ とした。

計算の時間間隔 Δt は、決壊口付近の最小メッシュと表法先に現われる最大流速を想定し、そこで C.F.L. 条件と Vasiliev の条件を満たすことを最低条件として、安定に計算が進められるものをいくつか選んで結果を比較した。

(3) 解析結果と考察

解析プログラムでは、Fig. 18 に示した $x=4.0$ m, 4.35 m (表法先) 及び 4.55 m (表法肩) の決壊部中心軸上の3点での水位 H と流速 u の計算値を出力して、解の収束状況を監視するようにしている。Fig. 19 はi)の方法による上記3点の H と u の変化を示したものである。水位は、 $x=4.55$ m で僅かに低下しているが、初期に与えたものとほとんど変化していない。一方、流速は $x=4.00$ m で急速に低下し、 $x=4.35$ m でかなり落ちている。この例では $\Delta t=0.05$ sec で5秒まで計算しているが、解は1秒以内でほぼ収束したとみなせる。このように、(1)の方法では比較的大きい Δt でも安定して計算できるが、 $x=4.00$ m で u が 30 cm/sec 程度まで低下するのは実測とかけ離れており、常識的に考えても不合理である。

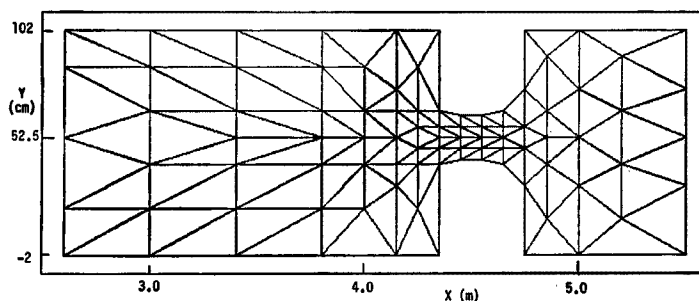


Fig. 18 A division of a plan of run W-3 into triangular elements for FEM analyses.

Fig. 20 はi)の方法による流速ベクトルの収束値を示したものである。この計算では初期値として実際と反対の流向を与えた節点があったにもかかわらず、計算結果では堤外から決壊口に流入し、決壊口で加速されて堤内に広がっていく流れが良く現われている。このように、全体的な流れの状態はこの方法でも実際と似ているが、堤内、外の平坦部とともに決壊口に近づくほど流速が低下しており、また、堤内の広い部分で僅かながら中央向きの流向となっていて、先述の点と同じく、不合理な結果を示している。また連続関係もこれらの結果では満足されていないようである。この原因は水位の結果と比較しながら考えねばならないが、水位は与えたものからそれほど変化していないので、アルゴリズムに検討の余地があるように思われる。

この点に関して、ii)の方法による上記3点の H と u の変化の例を $\Delta t=0.001$ sec で1秒まで計算した場合について Fig. 21 に示している。i)の場合に比して計算が不安定になりやすく、やや安定した結果が得られたのは Fig. 19 の時間差分の1/10 の $\Delta t=0.005$ sec からであった。最長の $\Delta t=0.005$ sec 及び最短の $\Delta t=0.0005$ sec の場合も Fig. 21 と流速の絶対値や振動の発生時点、周期性等ほとんど同じ結果が得られていて、1秒未満で収束したi)の場合とは異り、当初緩やかに収束に向うかと思われた H と u はいずれの出

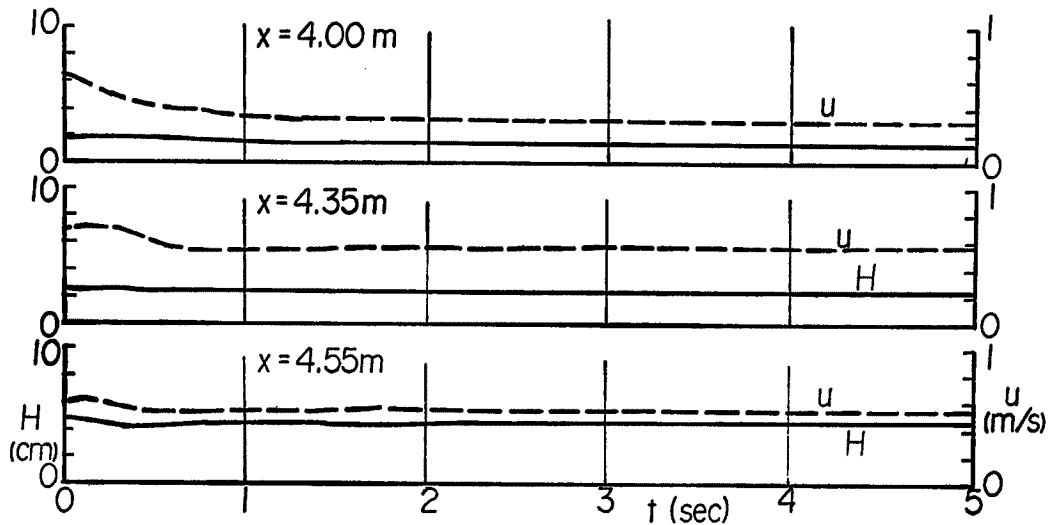


Fig. 19 Changes in water stages and velocities at monitoring points in case with using of the concentrated mass matrix.

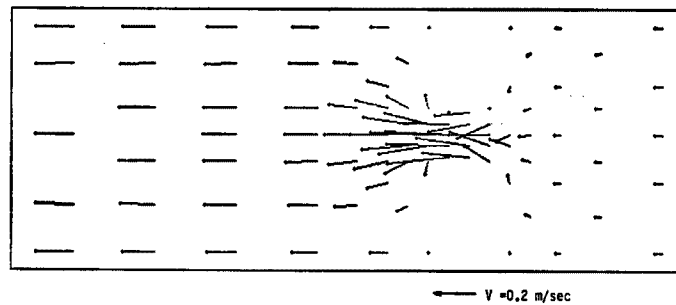


Fig. 20 Distribution of the velocity vectors at stationary state in case with using of the concentrated mass matrix ($\Delta t = 0.05 \text{ sec}$).

力点でも波状変化を始め、振幅も増大するようである。変化の周期は各点で相違し、全体的な静振の発生ではないようであり、この変化は上述のように Δt にも依存していないので、基礎式の系自体が特性として roll wave のような周期解を有するのかも知れない。なお、 $x = 4.35 \text{ m}$ で u が 0 に激減しているのは水深が 0 になったためである。現実には、水流が波状変化をしても決壊口の出口で底面が露出するようなことは無いので、有効な結果を得るためにはこの波状変化を減衰させる何等かの手段を講じなければならない。

以上のように計算結果は時間的に変化するので、Fig. 22 には、波状変化の余り明確でない $t = 0.2 \text{ sec}$ と激しくなった $t = 0.6 \text{ sec}$ の流速ベクトル図を示している。前者では、堤外で決壊口に近付きながら流速が上昇しており、決壊口から堤内に向けて流れは急激に加速されている。また、堤内の堤体に近い側壁部には逆流域も現われ、一方中心部での流速・流向の変化は Fig. 14 や Fig. 15 の実測流況と極めて良く似ている。しかし、後者では、堤内での全体的な流れの状況こそ前者との差が小さいが、決壊口の出口における各点の流速値に大きな差があり、堤外側では流向も逆向きになっている節点がある。これは局所的な水面変動に流速が応答するためと考えられ、計算値の平滑化あるいは水平渦粘性の導入で緩和される可能性がある。

以上のように、決壊口周辺の流れの特徴は ii) の方法の方が良く表現しており、計算方法も厳密であるので、今後、上述の点から三角形分割を細かくするなどの検討を加えて精度を向上させ、2. で行った河川流のある場合にも適用して、土砂移動の予測にも反映させていく予定である。

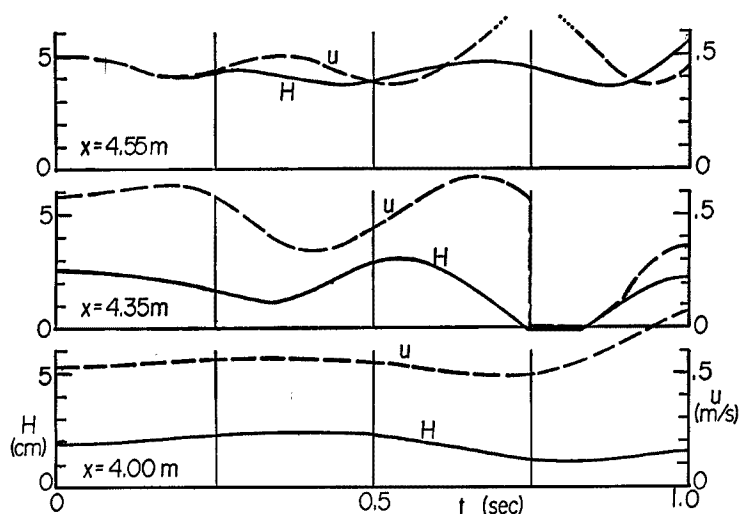


Fig. 21 Changes in water stages and velocities at monitoring points in case with sweeping out the mass matrix.

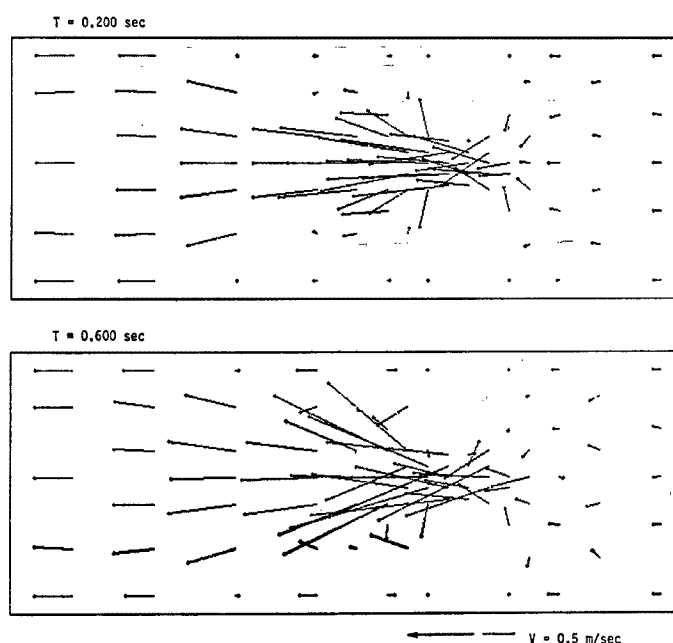


Fig. 22 Distributions of the velocity vectors at two time points in case with sweeping out the mass matrix ($\Delta t = 0.001$ sec).

4. あとがき

河川堤防の決壊に伴う外水と土砂の流入について、初めにその特徴について考察し、掃流砂のみを対象とした実験の意義を指摘した。ついで、河川流を考慮した大型の実験装置を紹介し、実験の方法と条件を詳述した。得られた結果を主として、流量と水位の変化及び破堤部の形状変化と土砂移動の観点から検討して以下のことを見出した。

(1) 決壊口の通過流量を支配断面の関係から見積することは可能であるが、堤体が大きい場合や決壊口の拡大

が進んだ場合には実際の流水幅に着目しなければならない。

(2)一次元的な土砂移動の検討によれば、堤内でも広い範囲で流送能力が維持されている。

(3)決壊口の拡大が持続する場合は洗掘穴が埋め戻されながら移動し、埋め戻し土砂は上流側の堤体や高水敷から供給され、その結果上流側にも拡幅が進む。

一方、決壊口を接着剤で固定して流速分布を詳細に測定した結果から、破堤部における水流の加速や変動の状態を示し、決壊口におけるエネルギー損失特性や流れの遷移について一次元的な検討を加えてつぎの諸点を指摘した。

(4)砂粒径に応じて決壊口形状は異なるが、細砂の場合の方が縦断的な形状変化が大きいため水流の乱れが激しく、とくに undulation の発生個所で著しくなる。

(5)こうした乱れは決壊口のエネルギー損失に反映しているが、拡大初期過程ではそれ以上の大きな損失が乱れに無関係に生じている。その特性の解明は、流入流量の予測や流れの解析に重要であって今後の課題の一つである。

(6)Froude 数は堤体通過に伴って0.2~0.3から2.0近くまで急増し、支配断面は決壊口の流水幅が最小となる位置のやや堤内側に現われる。流入流量の予測には、その断面の底面高と堤外からそこまでのエネルギー損失の評価が必要である。

最後に、破堤部周辺の流れの平面2次元解析をパーソナル・コンピュータを用いて有限要素法で試みた。その結果から、成書に紹介されている方法の問題点を明らかにし、より厳密な方法で計算すればある程度妥当な流れの状況が得られることを示した。

以上、本研究では河川堤防の決壊に伴って生起する外水と土砂の流入について、決壊口の基本的な水理特性を明らかにし、今後の研究課題としていくつかの問題を指摘した。これらの問題について検討を加え、外水と土砂の流入の予測と効果的な対策を明らかにしていきたい。

最後に、実験の遂行、結果の解析及び図面の整理に尽力してくれた本学卒業生（現北陸電力(株)勤務）田林聖志君及び実験に協力してくれた本学大学院学生赤松英樹君（現東京電力(株)勤務）、永田順宏君に感謝します。

本研究は、昭和58—60年度文部省科学研究費補助金自然災害特別研究『洪水時における河川堤防の安全性と水防技術の評価に関する研究』（研究代表者：村本嘉雄）及び昭和61年度同特別研究『貯水池および河川堤防の決壊時における洪水・土砂流出量の予測』（研究代表者：村本嘉雄）から補助を受けて行われてきたものである。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 例えば、井上和也：開水路非定常流れの数値計算法とその水工学への応用に関する研究，京都大学学位論文，1986，237p.
- 2) 藤田裕一郎・田村多佳志・村本嘉雄：河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究，京大防災研年報，第27号 B-2，1984，pp. 369-392.
- 3) 藤田裕一郎：破堤部の拡大過程とその防止軽減に関する研究，文部省科学研究費自然災害特別研究成果，No. A-61-5（研究代表者：村本嘉雄），1986，pp. 107-125.
- 4) 村本嘉雄・藤田裕一郎・大久保賢治：洪水氾濫による堤内地の侵食と堆積—三隅川の1983年水害の場合—，京大防災研年報，第27号 B-2，1984，pp. 133-160.
- 5) 林 健次・遠山 洋・二之宮 弘：パソコンによる流れ解析，朝倉書店，1986，232p.