

河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究

藤田裕一郎・田村多佳志・村本 嘉雄

EXPERIMENTS ON ENLARGING PROCESS OF RIVER BANK BREACHES

By Yuichiro FUJITA, Takashi TAMURA and Yoshio MURAMOTO

Synopsis

Flood damage due to a bank breach increases with a river water inflow through it, which is enlarged by a hydraulic action of the inflow, while the influx rate is controlled by the geometry of the breach as well as the stage and discharge of the river. For the purpose of prediction on flooding inside the bank and mitigation of the damage, this process needs to be investigated to estimate the influx rate and to find out a efficient closure technique.

We carried out fundamental experiments, and describe the enlarging process of modeled bank breaches as the results in detail, such as changes in geometrical characteristics, influx rates, water stages at the both sides of the bank models and their seepage states. These results were discussed on hydraulic properties at the breach, that is, flow resistance, sediment transport, stage-discharge relationship between the water stage outside and the influx rate. It is found out that the process has four enlarging phases. The first one is finished when carving of initial failures, which are V-shaped grooves at the top of banks, reaches the outside slopes. During the second, scouring downward and widening of the breaches progress rapidly and increase in influx rate is very large. Gradual widening only continues at the third one and inflow increases a little. Finally, geometry and influx rate become rather constant in the fourth phase.

1. 緒 言

生活と生産の空間を洪水から守り、沖積地を内外に二分する河川堤防は、既往洪水の規模と頻度及び人間活動の進展とによって歴史的に位置が決められ、長年月にわたる数々の改修の結果、現在のような長大な延長を持つ堅固な構造物となるに至った。しかしながら、このような築堤の経過のために、河川堤防は一般に複雑な内部構造を有し、延長方向にも一様ではなく、さらに各種の河川構造物による不連続箇所を包含するものとなっている。したがって、河川堤防の洪水に対する強度を全延長について正確に把握することは極めて困難であって、洪水時に予期せぬ脆弱点を露呈する場合がある。加えて、洪水の規模や継続時間などの堤防への外力は不確定なものであるうえに、普通洪水水位は堤内地盤高を大きく越えるという不可避の条件があって、河川堤防は決壊して大災害を招く危険性を常に孕んでいる。事実、近年比較的改修の進んだといわれる大河川でもいくつかの破堤事例¹⁻⁴⁾が報告されており、その中には越水に至らずに切れたもの^{2,3)}も含まれている。

このように、河川堤防の安全性を過信することはできず、破堤した場合を想定して現象を予測し対策を講じておくことは、堤防自体の安全性を向上させることと同時に、洪水被害の軽減を図るうえで極めて重要なことである。このため、河川堤防の決壊について、これまで破堤原因や外水氾濫の実態調査^{2,3,5-6)}、個々の破堤原因による決壊過程の実験的、理論的研究⁷⁻¹⁰⁾、外水氾濫の基礎実験や数値解析¹¹⁻¹⁵⁾などが行われている。また、類似の問題として、ダムの破壊形態^{16,17)}やそれに伴う洪水波の水利特性¹⁸⁻²⁰⁾が研究されていて、決壊口からの流出流量に関してもいくつかの知見が得られている。しかしながら、河川堤防の決壊の場合は、洪水被害が外水流入の量と決壊の形態に支配されるにもかかわらず、それらを取扱った研究^{21,3)}は限られてお

り、決壊口の拡大過程を明らかにしようとしたものはほとんどみられない。

一般に、計画規模をはるかに越える大出水の場合を除いて、河川堤防の決壊は局所的に起こり、決壊口は外水流入とともに拡幅し、堤防地盤に洗掘穴を形成することが知られているが、同時に流入量はこのような決壊口形状の変化に支配されるので、たとえば氾濫解析のための境界条件を与える場合でも、決壊口の拡大過程を明確にしておく必要がある。また、洪水波が長く尾を引く大河川では、決壊口の仮締切を速に行うことが湛水被害の軽減と復旧につながり、このためにも決壊口形状や周辺の水理特性を把握することは重要である。

以上の観点から、河川堤防の決壊口の拡大過程に関する研究^{22,23)}を開始しているが、現地における拡大過程の観察記録²⁴⁾や決壊口形状の資料²⁴⁻²⁶⁾は少いので、まず現象の把握に重点を置いた実験から着手している。本文では、はじめにその実験の概要と観察された拡大過程の特徴を述べ、ついで決壊口形状とその時間的変化及び決壊口の通過流量の変化と浸透状況について検討し、最後に拡大過程について若干の考察を加える。

2. 堤防決壊口の拡大過程に関する実験

2.1 実験装置

河川堤防には通常それに沿った流れがあるが、従来の外水氾濫実験^{11,21)}ではその影響は主に氾濫中心軸の傾きに現われているだけであり、また彎曲部外岸等の水衝部を除き、ある程度の高水敷を有する河川では外水流速の影響は大きくないと考えられるので、ここでは現有装置の制限もあって、外水流速の無視できる場合を対象として実験を行った。実験に使用した装置は、宇治川水理実験所河川災害総合基礎実験施設内にある幅 1.07 m、深さ 0.20 m、長さ 10 m の鋼製水路を水平に設置し、Fig. 1 に示すように改造したものである。

すなわち、水路の上流端及び下流端の下方にそれぞれ容量 3.5 m³ 及び 1.3 m³ の受水槽を設け、水路の中央よりもやや上流寄りに三角堰を取付けた計量水槽を上載し、ついで水路の上流端に切欠き部幅 60 cm × 深さ 8 cm の四角堰を、下流端には高さ 5 cm の全幅堰を取付けて、それぞれ供給流量、帰還流量及び堤体模型の決壊口の通過流量を測定できるようにした。供給流量は給水ポンプと計量水槽を結ぶパイプに分岐管を挿入し直接帰還する余水をバルブで調節して設定した。また、決壊口を通過した流水は受水槽に一時貯留され帰還ポンプによって低水槽に戻される。

水路中央区間の堤体設置部底面にはビエゾ水頭測定用のコック付マンオメータータップを、Fig. 2 のように水路中心線に沿って 5 cm 間隔で 9 点、その中央点から右側壁に向けて 10 cm 間隔で 4 点の計 13 点取付けている。マンオメーターは水路側壁に取付けてあり、鏡によって上方のカメラに写し込まれる。

水路側壁にはレールを敷設し、砂面の敷均しと測定用の台車を上載している。台車には、Fig. 2 に示した

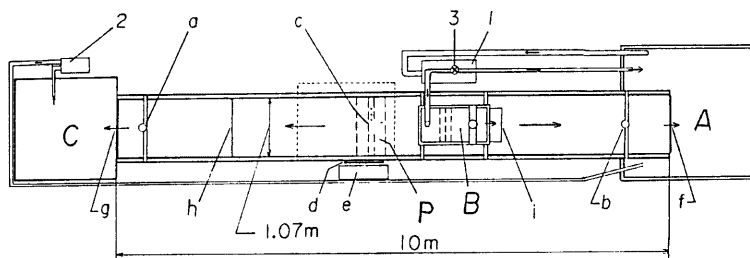


Fig. 1 The experimental equipment (A: main tank, B: measuring tank, C: receiving tank, P: modeled bank. a, b: capacitance type wave gauge c: manometer tap d: manometer e: mirror, f: rectangular weir, g: full width weir, h: end of modeled ground, i: stilling device. 1: main pump, 2: reversing pump, 3: valve)

ように連続式砂面計とサーボ式波高計（ともに KK ケネック製）及び移動量検出装置を取付けた自動的に往復するトラバース装置があって、出力を X-Y レコーダー（理化電機製）に入力して横断形状の測定と記録ができる。

堤体近傍の内・外水位の測定はそれぞれ上述の波高計とサーボ式水位計（KK ケネック製）を、また上・下流端の堰の越流水位の測定には容量式波高計（メトロ電機研究所製）を用いて、いずれもマルチコーダー（渡辺測器製）に記録した。

さらに、決壊口の拡大過程と流況を記録するために堤体設置位置の上方約 5 m の位置と台車の底面にモータードライブ付カメラ（日本光学製）を据え、タイマー（東亜電子製）で駆動して平面写真と 1 m 下流からの正面写真を撮影できるようにした。

2.2 実験方法

はじめに、実験の座標を、 X 軸を水路下流端を $X=0$ m として上流方向に、 Y 軸を水路中心を $Y=50$ cm として横断左側壁方向に、及び Z 軸を水路底を $Z=30.59$ cm として鉛直下方に定めた。

つぎに、 Z シリーズの実験及び Run X-2 では高さ 10 cm の、 Y シリーズの実験及び Run X-1 では高さ 5 cm の砂止めを $X=2.05$ m の断面に設置し、 $X=6$ m までの区間に実験砂を敷いて堤内外の地盤とした。ついで、マノメータータップの位置を考慮して、Fig. 3 のように $X=4.35$ m が堤内側の法先となるように堤体模型を盛上げ、前述の連続式砂面計で $X=2.1\sim 5.5$ m 区間の 10 断面で堤内外の地盤高の、また堤内外の法先間の 6 断面で堤体の初期横断面形状を測定した。予備実験 (Run Z-1 及び 2) では堤体中央部天端に 10 cm 幅、1 cm 深の長方形の低部を設け、給水に伴う水路上流側の外水位の上昇によってこの部分から越流させ決壊を起こしたが、この方法では、堤体の浸潤が不十分なため流入水が堤体内に浸透して越流開始時期が判定しにくいこと及び越流水が偏りやすいことの 2 点から本実験の Run Z-3 以降では以下の方法に改めた。

堤体中央部天端に等辺 4 cm の直角三角形の切欠きを作り、初期形状の測定後それを山形鋼と砂で埋めて給水ポンプを作動する。堤外部で所定流量を循環して水位を一定に保ち堤体を十分に浸潤する。ついで山形鋼と砂を除き、切欠き部から速かに越流を生じさせて実験を開始する。越流水の先端が堤内側斜面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、所定間隔のパルスをマルチコーダーとモータードライブ装置に送って記録するとともに写真を撮影する。この時間間隔は開始から 2 分までは 10 秒、2 分から 6 分までは 20 秒、それ以降 30 秒であって、平面写真には前述のマノメーターとともにタイマーの時刻も写し込んだ。

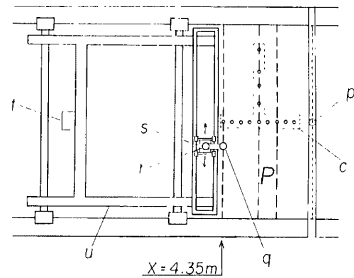


Fig. 2 The experimental equipment in the vicinity of the modeled embankment (P: modeled bank, c: manometer tap, p: surbo type water gauge, q: surbo type wave gauge, r: sand surface detector, s: traversing device, t: camera, u: measurement carriage)

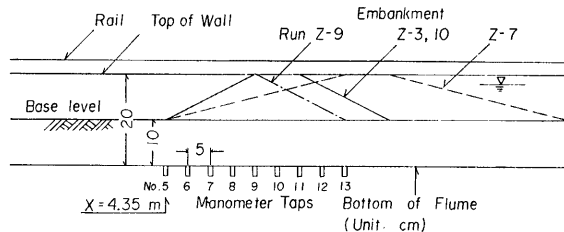


Fig. 3 Modeled embankments

水位は前節の機器によって連続的に測定し、供給流量は、Zシリーズの場合実験中数回計量水槽で検定し、Y、Xシリーズでは計量水槽中にも容量式波高計を増設してモニターしたが、帰還ポンプの能力不足によって実験終盤に低水槽の水位が低下して空気が混入するまでは、供給流量の明確な変動は認められなかった。

実験中測定台車は、サーボ式波高計の触針が $X=4.35\text{ m}$ の堤内側法先に位置するように置き、越流開始とともにトラバース装置を作動して、決壊口直下断面における洗掘穴形状と水位の横断形状の時間的変化をそれぞれ X-Y レコーダーとマルチコーダーに記録した。なお連続式砂面形の測定断面は $X=4.20\text{ m}$ である。

実験は、所定の時間に中断して形状を測定した場合を除いて、上述の低水槽の水が不足した時点で打ち切り、終了時刻はポンプの停止時とした。外水の強制排水は行っていないが、決壊口の形状に大きな変化はないようであった。決壊口から水が引いた後、その形状を撮影し、ついで初期と同様の方法で同一断面の横断形状を測定した。最後に、決壊口の両側の堤体材料を内径 75 mm の円筒で採取して空隙率を測定した。空隙率の測定は、いくつかの実験の終了後に堤内外の地盤についても行っている。

2.3 実験条件

実験条件は、Table 1 に一括表示したとおりであるが、堤体形状は、河川堤防の規模として高さ 10 m 、天端幅 10 m 程度を想定し、実験装置の大きさを考慮してその1/100を堤体模型のスケールと決め、基準実験の諸元を Table 1 の Run Z-3 のように、堤防高 $H_0=10\text{ cm}$ 、天端幅 $B_0=10\text{ cm}$ 及び法勾配 m_0 をやや急ではあるが2割と与えた。一方、堤体材料は、現実のものは粘着性材料を含んだ比較的粒度範囲の広い土砂である場合が多いが、ここでは基礎実験の性格上、現象の支配要素をできるだけ単純なものとするために、Z及びYシリーズの実験では平均粒径 $d_m=0.64\text{ mm}$ の、Xシリーズでは $d_m=0.206\text{ mm}$ のいずれも一様な篩い砂（日本珪砂 KK 製）を用いた。

Table 1 Experimental conditions

Run No.	Diameter of sand d_m	Top width B_0	Height of embankment H_0	Side slope m_0	Duration time T	Porosity of embankment λ	Discharge supplied Q_0	Water temperature t
	(mm)	(cm)	(cm)		(' '')		(l/s)	(°C)
Z-1	0.64	10	8	1:2	5 00	—	14.9	—
Z-2	0.64	10	8	1:2	5 04	0.49	15.3	—
Z-3	0.64	10	10	1:2	17 08	0.456	15.6	—
Z-4	0.64	5	10	1:2	13 00	0.486	15.6	—
Z-5	0.64	20	10	1:2	10 30	0.469	15.5	7.9
Z-6	0.64	10	10	1:3	11 00	0.457	15.7	6.5
Z-7	0.64	10	10	1:4	25 55	0.464	15.6	7.9
Z-8	0.64	10	10	1:1.5	10 00	0.502	15.7	6.7
Z-9	0.64	0	10	1:2	7 55	0.486	15.6	6.7
Z-10	0.64	10	10	1:2	14 15	0.494	15.8	6.6
Z-11	0.64	10	8	1:2	20 00	0.504	10.2	6.0
Y-1	0.64	10	15	1:2	179 06*	0.467	14.8	—
Y-2	0.64	10	15	1:2	3 50	0.509	14.9	—
Y-3	0.64	10	15	1:2	8 40	0.516	15.7	—
Y-4	0.64	10	15	1:4	11 41	0.499	15.6	—
X-1	0.206	10	15	1:2	6 20	0.490	9.7	29.0
X-2	0.206	10	10	1:2	10 00	0.499	9.5	29.0
X-2B	0.206	10	10	1:2	9 00	—	9.3	30.8

* failure due to seepage

予備実験の Run Z-1 及び Z-2 では実験の再現性を調べるために同一の条件を与えている。水理条件の測定は不十分であったが、越流開始後の決壊口の拡大過程には大きな差異は認められなかった。この結果から実験の再現性はかなり高いものと判断し、以後の実験では特殊の目的のある場合を除いて設定条件の重複を避けている。Table 1 からわかるように、Run Z-3 に対して、天端幅のみを変えたものが Run Z-4、5 及び 9 の 3 実験、法勾配のみを変えたものが Run Z-6~8 の 3 実験であり、Run X-2 及び 2B は材料と流量を変え、また Run Z-11 及び Y-1~4 は堤体高を変化させている。なお、Run Z-10 は基準実験の途中経過の測定のために行ったものである。

Table 1 中には測定された堤体の空隙率 λ も示している。Z 及び Y シリーズの実験では、堤体の空隙率は $\lambda=0.456\sim0.516$ のやや広い範囲にあり、地盤のものは $\lambda=0.438\sim0.484$ の範囲であって堤体よりもわずかに小さい。逆に、X シリーズでは地盤の方が大きくなっているが、いずれの場合も一様な粒度を反映して比較的大きな空隙率となっている。

実験時間は、前述のように現象の進行速度に応じて、大量の決壊流量の生じるまでの時間で支配され、最短は 3 分 50 秒、最長は浸透破堤の場合 (Run Y-1) の 2 時間 59 分を除くと 25 分 55 秒であった。

3. 実験結果とその検討

3.1 実験経過の特徴

はじめに、実験の標準的な経過を基準実験 Z-3 の写真記録に基いて述べる。

(a) 実験の標準的な経過

実験開始に先立って外水を循環し堤体を浸潤すれば、堤内地盤も浸潤され表面が浸透水で覆われる。同時に、法勾配が 2 割以下の場合には全実験で堤体下部の法崩れが生じるが、堤体の破壊には全く無関係である。この状態で切欠き部の山形鋼を取除いて実験を開始すると、いずれの実験においても、流入水はしばらく堤体に浸透した後、幅約 1 cm、深さ約 0.5 cm の流れとなって裏法面に達し、裏法側から切欠き部の下刻が始まる。開始後の時間 T が $T=20'$ に裏法の天端肩から法斜面にかけて小規模の崩落が生じて切欠き部の拡幅が開始し、同時に堤体の洗掘土砂は法先に堆積して扇状丘を形成する。 $T=40\sim50'$ まではこの状態が続き、決壊口の拡幅量は裏法（堤内）側が大きく、その平面形状はわずかな末広がりを呈する。しかし、 $T=1'$ になって、切欠き部の下刻が表法側でもかなり進行すると、堤内への流入量が増えてゆき、周囲から流れ込む水によって拡幅は表法側ほど急速になって、決壊口の平面形状は初期とは逆の八字型になる。一方、堤内側では既に初期の扇状丘は消滅しており、地盤上には大量の洗掘土砂が木の葉状の前縁を有して堆積している。外水は引続き激しく流入して決壊口を拡大し、前縁を押し広げるが、本実験では側壁で横方向が制限されていることもあって前縁形状は細長く伸びる。この急激な決壊口の拡大も幅が約 50 cm になった $T=5'$ 以後では落着く。しかし、堤体の侵食は流入水の掃流作用によってその後も間断なく続き $T=17'$ の実験終了時でも停止していない。

以上の過程は、設定条件の同じ Run Z-10 でも同様に観察され、ここでも実験の再現性が確認できたが、同一材料の他の実験では、設定条件に応じてかなり異った過程が観察された。しかしながら、それらは次節以降で検討するように主に現象の進行速度と初期過程における相違であって、決壊口の拡大過程には共通する基本的な段階が存在するようである。このような特徴はつぎに述べるように細粒材料を用いた Run X-1 及び 2 でも認められた。

(b) 細砂を用いた実験の特徴

Run X-1 及び 2 では、細粒のために侵食砂が堤内部でも容易に流送され、かつ堤体上部に表面張力による見かけの粘着力が大きく働いて切欠き部側壁が安定となるために、初期に切欠き部の下刻が著しく進み、さらに、表法付近では周囲からの流入が始まった時点以降決壊口側壁はオーバーハングし容易に崩落しない。また、この時点から Run Z-3 等と同じく流入流量が増大し始め、堤体決壊部から堤内にかけて、急勾配で

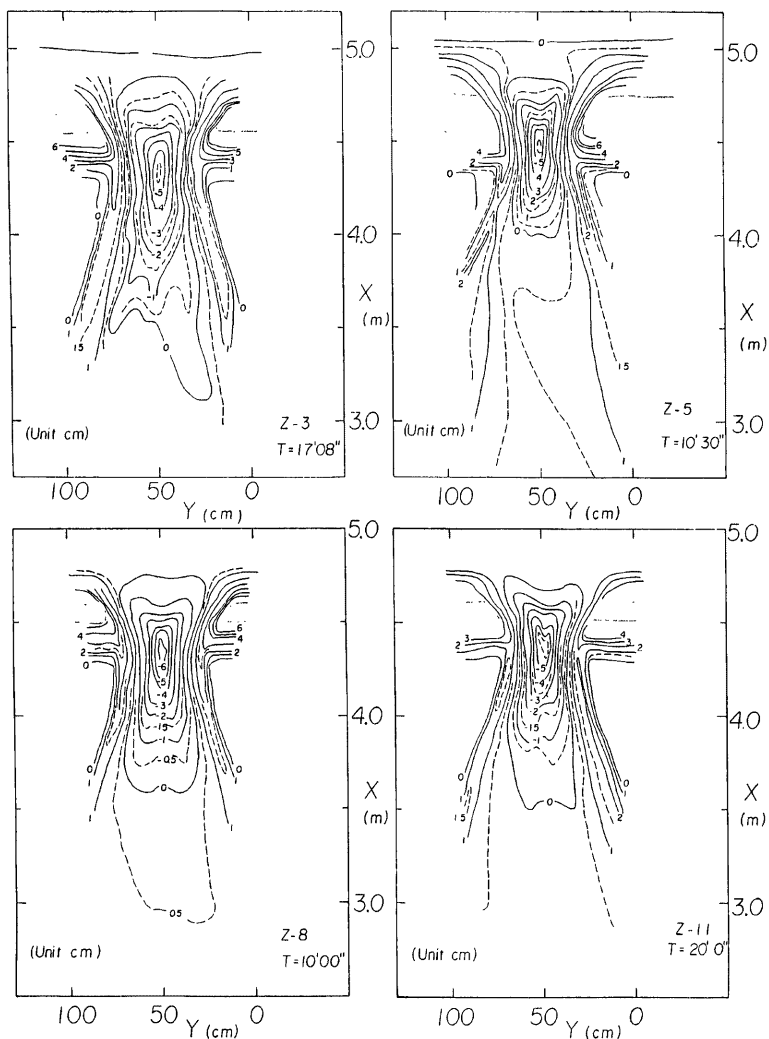


Fig. 4 The topography of bank breaches and scour holes

無次元掃流力の大きい場合の河床波と同様の跳水状の undulation が生じる。同時に決壊口は大きな塊りの崩落を伴いながら拡大し、堤内地盤上には木の葉状の前縁を有する土砂堆積域が発達していく。

以上のように、細砂の場合でも決壊口の拡大過程は共通の特徴を示すことがわかる。一方、堤防高を 15 cm にした Y シリーズの実験では 2 割の法勾配のとき堤体からの浸透流量が多く、法崩れが著しかったので、Run Y-1 では浸透による破堤の観察を試みた。その結果を以下に述べる。

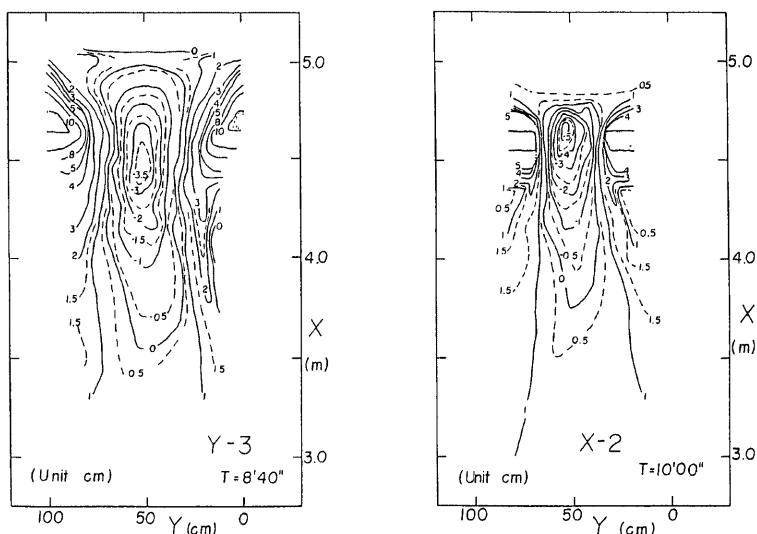


Fig. 4 (continued)

(c) 浸透による決壊過程の特徴

堤体の浸透状況に差を与えるために、初期堤体の中央部の裏法斜面を幅約 5 cm、深さ約 1 cm 削り取り、外水を循環させ一定水位を保った。2 次元の浸透破壊実験¹⁰⁾で知られているように、裏法斜面の滲出部は安息角が減少したかのように勾配を緩め、その上部に亀裂をもたらし、滲出面は亀裂の上部に進み、滲出水は亀裂下部の砂塊を斜面上の砂粒とともに緩慢に侵食してより下部の斜面に堆積する。砂塊の流送が終わり滲出部の砂面も侵食されてその上部斜面が急になると新たな亀裂がその上部に発生し、同様の過程が繰返される。これは側岸侵食過程と類似の過程であるが、堤体の延長方向の特性も同様であって、ある高さの亀裂は時間的な遅れを伴いながら延長方向に伝播していった後に次の高さに移っていく。この結果から一様な堤体材料では、浸透量にわずかの差があっても現象は 2 次元的に進行するといえよう。また、このような堤体の変形の結果、裏法の勾配は緩くなって亀裂の入る時間間隔は長くなる。

以上の経過は、一様な材料で築かれた堤防の浸透破壊はその区間全体で一様に進行しやすいことを示しており、堤防の一部のみが浸透破壊した場合は、その部分の堤体に何等から特殊な条件があったことを示唆している。最終的に、決壊はある個所の亀裂が堤外の水面に達したときに起こり、その後は堤体天端幅の小さい場合の実験に似た経過をたどるが、結果的に堤敷が広くなっているので次節の Run Z-7 と同様に深い洗掘穴は生じにくいようである。

3.2 決壊口と洗掘穴の形状

(a) 決壊口の平面形状

堤体条件に対応して、Run Z-3, 5, 8, 11, Y-3 及び X-2 について実験終了時の決壊口の平面形状を、地盤高を基準にした等高線で示せば Fig. 4 のようである。同図及び Fig. 7 の Run Z-10 の最終状態から、決壊口の形状についていずれの実験にも共通したつぎの特徴がわかる。

洗掘穴はすべて細長い平面形状を示し、その堤内部の両外縁に沿って裏法先から顕著なリッジが伸びており、洗掘穴とリッジの終端はほぼ一致している。最大洗掘位置は等高線の絞り込まれた位置の付近に現われ

る。また堤外側の等高線は決壊口の両側に張出している場合が多く、外水が決壊口中央部よりむしろ両側に分かれて流入し、最大洗掘位置に向かって集中することがわかる。この等高線の形状を、速賀川植木地先²⁴⁾、牧田川根古地地先²⁷⁾、長良川安八地先²⁸⁾、小貝川藤代地先³⁾などにおける破堤のものと比較すると、外水流入の偏りによると思われる速賀川の表法先の極度の洗掘部を除けば、実験の形状はやや細長い傾向にあるが、両者の概形はほぼ一致しているといえよう。

しかしながら、砂を用いた本実験で生じた細長い洗掘穴は、砂床河川では一般に円形の深いおっ掘の生じることが多いとの指摘²⁹⁾に一致しない。この相違の理由としては、水路側壁による制約と堤体材料が非粘着性であることが考えられる。前者の理由については、細長い旧河道に向けて破堤した小貝川の場合³⁾とみかけ上対応しており、侵食域、運搬域²⁶⁾の位置関係はよく似ている。しかし、堆積域のリッジの大きさは本実験のものがはるかに大きい。これは砂が堤体に用いられた場合、堤体の侵食が著しく、侵食された砂が洗掘

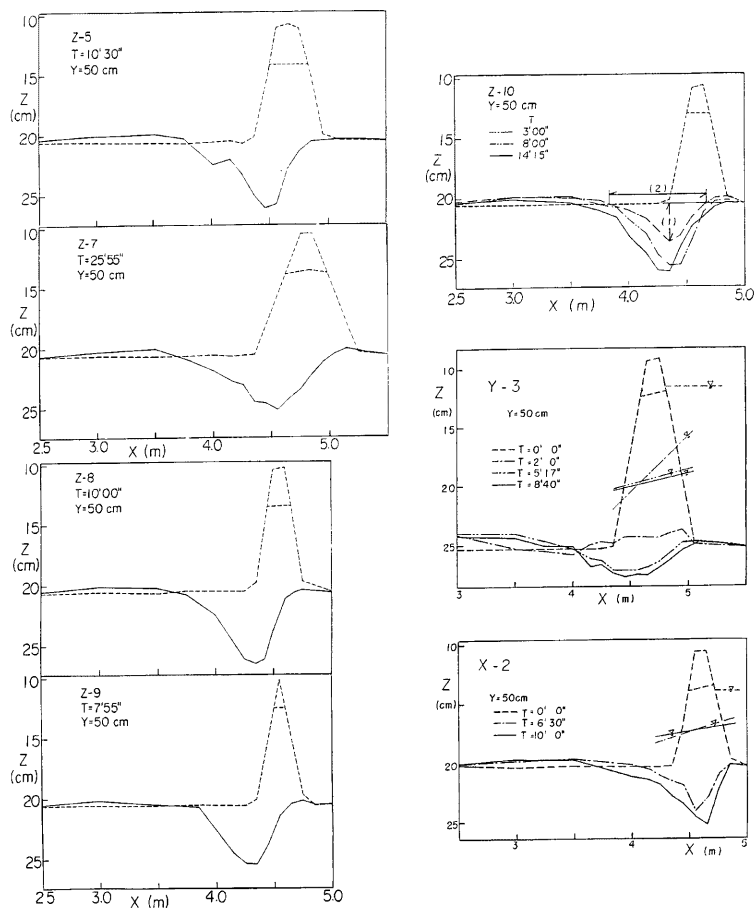


Fig. 5 Profiles of scour holes due to bank breach

穴の外縁に沿って運ばれ、流入水の堤内での拡散に伴ってその位置に多量に堆積するためによると思われる。また、このように洗掘穴に沿ってリッジが発達した場合、それによって流水が狭い範囲に限定されて洗掘穴がより細長くなることも考えられる。

(b) 決壊口の縦断形状と洗掘穴の形状特性

Run Z-5, 7~10, Y-3 及び X-2 の水路中心線 $Y=50$ cm における縦断形状を示せば Fig. 5 のようである。最大洗掘深は 5~6 cm のものが多くてその位置は Run X-2 を除いてほぼ裏法先付近にある。洗掘穴の長さは 1~2 m 程度であって、各実験を比較すると、堤体が厚いほど浅くかつ長い扁平な形状となっている。さらに、Fig. 4 と組合せてみれば、本実験ではいずれも堤外地盤の洗掘が全く生じていないことが明らかである。実際の破堤では、堤外地盤の洗掘は多少とも生じているようであるが、堤敷の明確な境界や堤外微地形が不明確であるので、単純にその差異を論じることはできない。

以上の測定結果から、決壊口の形状特性量をまとめると Table 2 のとおりである。ここでは、同表の 8~11 欄に示した洗掘穴の特性長の比によって形状を検討し、その成因について定性的に述べる。それらの比率は、縦断比 = 最大洗掘深(1)/洗掘穴の長さ(2)、横断比 = 最大洗掘深(1)/裏法先のリッジ頂間の幅(3)、及び平面比 = 洗掘穴の長さ(2)/リッジ頂間の幅(3)、の 3 者である。この番号は Table 2 の特性長の番号であって、Fig. 5 及び Fig. 8 に例示したとおりである。

明らかに、縦断比は堤体の薄い（堤敷の狭い）ものが大きく、一方、堤体の厚いものは平面比の大きい傾向が認められる。したがって、厚い堤体の場合には、上述のように、細長く相対的に浅い洗掘穴が形成され、

Table 2 Geometrical characteristics of scour holes

Run No.	T	Width of breach	Max. depth (1)	Section of max. depth	Length of scour hole (2)	Width between ridges (3)	Profile ratio (1)/(2)	Cross-sec. ratio (1)/(3)	Plan ratio (2)/(3)
	(' '')	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(cm)			
Z-3	17 08	61.7	-5.5	4.35	134	43.8	0.041	0.126	3.06
Z-4	13 00	65.3	-6.3	4.35	120	43.0	0.053	0.147	2.79
Z-5	10 30	49.6	-5.7	4.45	109	36.0	0.052	0.158	3.03
Z-6	11 00	45.4	-4.5	4.45	107	33.8	0.042	0.133	3.17
Z-7	25 55	56.4	-5.1	4.55	133	44.2	0.038	0.115	3.01
Z-8	10 00	58.6	-6.6	4.35	110	45.6	0.060	0.145	2.41
Z-9	7 55	71.0	-5.2	4.25	80	43.2	0.065	0.120	1.85
Z-10	3 00	34.9	-2.3	4.35	79	25.6	0.029	0.090	3.09
	8 00	49.5	-5.6	4.35	96	37.2	0.058	0.151	2.58
	14 15	61.4	-6.1	4.45-4.35	127	42.8	0.048	0.143	2.96
Z-11	20 00	54.0	-5.4	4.35	192	36.4	0.028	0.148	5.27
Y-1	2 10	—	-1.6	4.07	116	49.2	0.014	0.033	2.4
Y-2	3 50	62.4	-2.5	4.45	213	49.2	0.012	0.051	4.3
Y-3	2 00	—	-1.1	4.0	92	36.6	0.012	0.030	2.5
	5 17	—	-3.0	4.45	112	47.6	0.027	0.061	2.4
	8 40	—	-3.9	4.45	138	62.4	0.028	0.062	2.2
Y-4	10 16	64.4	-3.2	4.25*	115	43.2	0.028	0.074	2.7
	11 41	—	-1.6	4.25*	168	55.6	0.010	0.029	3.0
X-1	3 00	44.8	-3.7	4.55	113	49.6	0.033	0.075	2.3
	6 20	54.0	-4.5**	4.67-4.65	128	47.6	0.035	0.095	2.7
X-2	6 30	25.6	-3.5	4.55	66	28.4	0.053	0.123	2.3
	10 00	37.2	-5.1	4.65	105	41.6	0.049	0.122	2.5

* Embankment foot is located at $X=4.05$ m.

** Sand bed is scoured out to the flume bottom.

逆に薄い場合には、深く短めはやや幅の広い洗掘穴が生じることがわかる。また、細砂の場合は、縦断比が大きく、平面比が小さい傾向にあって、堤体の薄い場合と同様である。堤体の形状や材料の相違によるこのような洗掘穴形状の差異は決壊口周辺の流況と土砂移動状況の相違に起因している。

すなわち、堤体の薄い場合には、堤体土量が少かつ水面勾配が大きくなるので、決壊口の拡幅が著しく、それに伴って洗掘穴の幅も広がり、同時に下方に向かう水流が深く地盤を洗掘する。さらに、洗掘穴の両側に沿う堤体侵食土砂の流送径路が短いので、洗掘穴の埋め戻しは少ないと思われる。この結果、先述の深く幅広い洗掘穴が形成されるものと考えられる。逆に、厚い場合には、流水の堤体通過区間が長く、かつ決壊口の拡幅速度が低いために、洗掘穴は細長くなり、また水流も下方に向かいにくい。加えて、堤体侵食土砂に

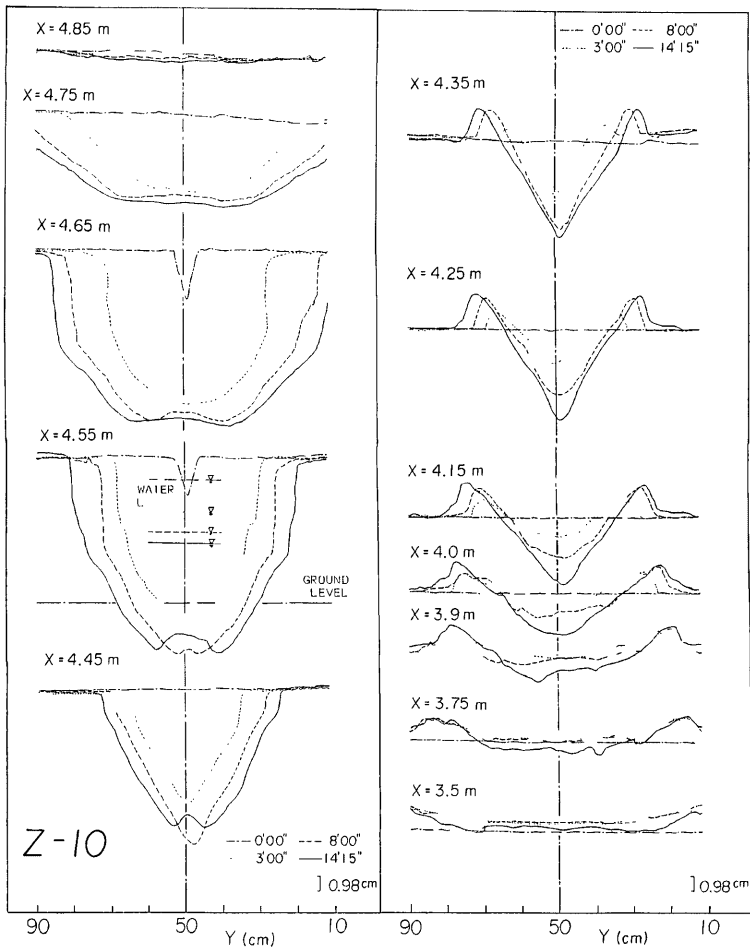


Fig. 6 An example of cross sectional changes of a bank breach

よる埋戻しも考えられるので、洗掘穴は深くならないと思われる。細砂の場合は、堤外付近での流入外水の強い乱れによって容易に巻き上げられ、浮流によって側方にも流送されやすいので、深く幅広い洗掘穴が **Fig. 5** のように堤外に近い位置に現われるものと判断できる。

3.3 決壊口形状の時間的変化

(a) 決壊口の横断形状及び平面形状の時間的変化

最終形状に至るまでの決壊口の変化を Run Z-10 の3回の横断形状の測定結果によって示せば **Fig. 6** のようである。 $T=3'$ の最初の停水時には既に堤体部でも地盤の高さまで洗掘が達していて、 $Y=40\sim60$ cmの間では堤体は痕跡を留めておらず、外水の急激な流入が始まっていたとみられる。この時点の決壊口の形状は、表法中央($X=4.75$ m)で台形、天端($X=4.65$ 及び 4.55 m)でU字形からV字形に移り、裏法中央($X=4.45$ m)でV字形になっている。堤体法先付近では両端にリッジを伴った三角形断面の洗掘穴が形成されていて、その横断形状は下流に向かうにつれて鍋底形となっている。その後、表法断面は台形状のまま拡大し、天端付近では上方が長方形、下方が台形の断面となって拡がるが、裏法先付近の洗掘穴は三角形断面のまま発達する。また、決壊口の拡大は $T=8'$ まで急速に進行するが、その後やや緩慢になるようであり、流入水の二分化による断面中央の凸部も生じ始めている。

同様に、平面形状の時間的変化を等高線で示せば **Fig. 7** のようである。 $T=3'$ での等高線は水路中心で尖った形の細長い輪を描いていて、流水が1個所に集中していることを表しているが、最大洗掘深はやはり等高線の紋り込まれた位置に現われている。 $T=8'$ になると、0 cmの等高線はかなり広がり、堤外側では両側に突出していて、決壊口の拡大に伴う流入水の二分化を示している。 $T=14'15''$ では洗掘穴は長さ、幅、深さとも増加し、上述の2個所の等高線の張出しが低いものまで明確になるが、全体的な形状は $T=8'$ のものと相似といえる。

上述のように、決壊口の拡大は急激に進行するために停水によってその過程を詳細に追うことは困難であるので、以下では通水中の横断形状測定によって把握された洗掘穴の形成過程と平面写真から読取った決壊口の拡幅過程について述べ、設定条件の相違による特徴を明らかにする。

Fig. 8 は、Run Z-3, 5 及び 9 における $X=4.2$ mの横断形状の変化及びその $Y=50$ cmの地盤高の時間的変化 $4Z$ を Run Z-10 の場合も含めて示したものである。基準実験の Run Z-3 に対して、**Fig. 5** で良くわかるように、Run Z-5 は Run Z-6, 7 等の厚い堤体の例であり、一方、

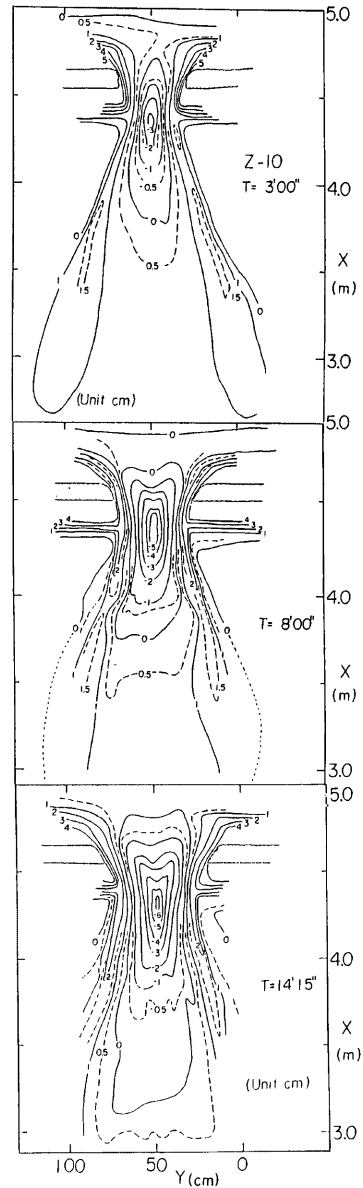


Fig. 7 Changes of topography of a bank breach

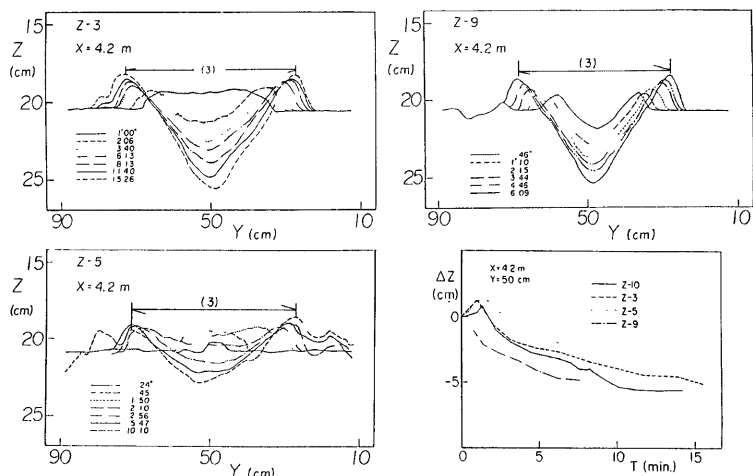


Fig. 8 Changes of cross sectional shapes and in depths of scour holes

Run Z-9 は Run Z-4, 8 等の薄い堤体の例である。Run Z-5 では、実験開始後 3.1 でも述べた扇状丘の形成による中央部の盛上がりが見えてきて $T=1'50''$ まで発達している。この扇状丘は、その後中央部が流入流量の増加によって侵食されて台形から扁平な三角形の洗掘穴になり、周辺部はリッジに変わって発達しながら両側に進んでいる。これに対し、Run Z-9 では、初期から両側にリッジを伴ったかなり鋭い三角形の洗掘穴が形成され、ほぼ相似な形状で発達しており、中央部の低下も速い。Run Z-3 では、両者の中間的な経過をたどり、比較的発達した扇状丘が形成されるが、侵食も速かである、Run Z-9 に似た洗掘穴が $T=3'40''$ には生じ、相似な形状で拡大している。

以上の結果、水路中央の地盤高 ΔZ は、Run Z-3, 5 及び 10 では一度上昇した後に低下し、Run Z-9 では通水後直ちに下降している。いずれの曲線も初期に高い低下速度を示し、 $T=6' \sim 7'$ までは平行であって、低下速度の等しいことがわかる。Run Z-5 で最終状態の ΔZ が小さいのは Fig. 5 に示したように最大洗掘位置が堤外側に寄っているためである。 ΔZ は、他の場合でも最大洗掘深よりもやや小さくなっている。

(b) 決壊口幅の時間的変化

決壊口幅 B の時間的変化を、Z シリーズの実験について、(a)堤体天端幅のみ異なる場合、(b)堤体法勾配のみ異なる場合、及び(c)堤体高の異なる場合に分け、さらに、(d)Run Z-10 を Y, X シリーズの実験と比較して示せば、それぞれ Fig. 9 の (a)~(d) のようである。決壊口幅としては、堤体各部における幅の時間的変化を検討した結果に本質的な差異が認められなかったため、ここでは堤防中心線上の天端開口幅を用いている。

Fig. 9 の (a) 及び (b) では、堤体の厚い場合の拡幅速度が明らかに低いが、その変化は 4 つの段階に区分することができる。すなわち、その第 1 段階は実験開始直後の拡幅の見られないかその速度の低い段階、第 2 は $B=40 \sim 45$ cm までの急激な拡幅の段階、第 3 は速度は低下するが拡幅の持続する段階、及び第 4 は $B=60 \sim 70$ cm の変化が横ばいになる段階である。これらの段階は (c) 及び (d) でも認められ、堤体の高さや材料の異なる場合でも現われることがわかる。しかし、設定条件に応じてつぎのような差異が生じている。

第 1 段階は、堤体の薄い Run Z-4, 8 及び 9 では全く認められないが、4 割の法勾配の Run Z-7 ではかな

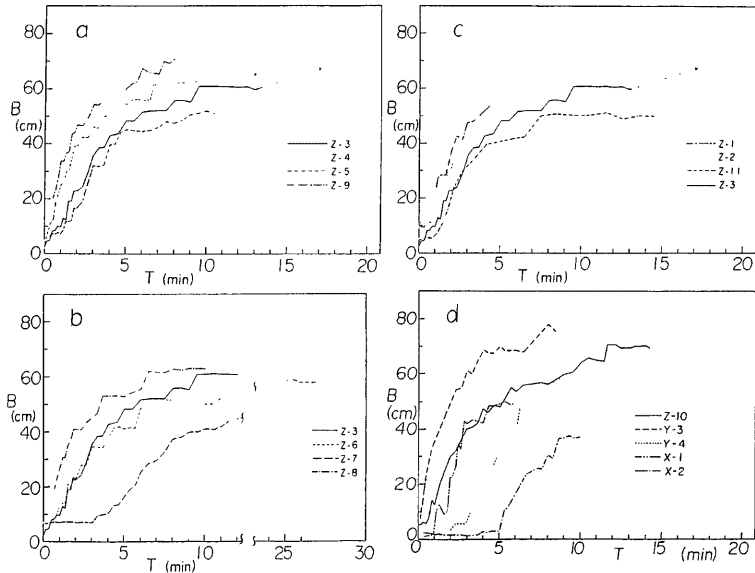


Fig. 9 Increases in breadths of breaches at the top of embankments (a: cases with different top widths of embankment, b: cases with different side slopes, c: cases of small bank heights, d: other cases)

り長く、この傾向は堤高の大きい Run Y-4 の場合にも現われている。同様に Run X-1 及び 2 でも明確であって、小流量の影響が考えられるが、Run Z-11 と比較すると堤体材料が細い場合初期の拡幅は進みにくいようである。つぎに、第 2 及び第 3 段階では開口幅が不連続に増加していて、拡幅が崩落を伴った間欠的なものであることを示している。また、拡幅期の B - T 曲線の勾配変化点に対応する両段階の区分点の明確な定義は困難ではあるが、Run Y-2~4 では $B=50\sim60$ cm, Run Z-11, X-1 及び X-2 では $B=30\sim40$ cm にあって、Run Z-3~10 の前述の値とも比較すると、堤高や流量と正の相関にあることがわかる。この相関は第 4 段階の開口幅にも明らかに現われている。

以上の決壊口の拡幅過程を反映して、その変化率 dB/dT は、Fig. 10 や Fig. 16(c) に例示したように、一度大きなピークを示した後、拡幅の間欠性に対応する小ピークを有した減衰傾向になる。

次節では、ここで述べたような決壊口の拡大に伴って変化する流入流量と周辺の流況について述べる。

3.4 決壊口の通過流量

(a) 通過流量の変化

はじめに、決壊口を通過する流量を把握するために、上流端四角堰の流量 Q_1 、下流端全幅堰の流量 Q_2 、及び供給流量 Q_0 と Q_1 との差 Q_3 の時間的変化を比較した。Fig. 11 にその例を示す。定常状態では $Q_2=$

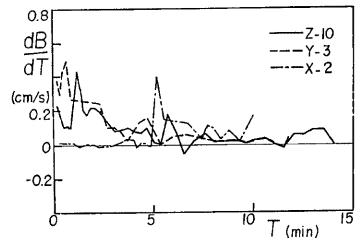


Fig. 10 Widening rates of breaching breadths

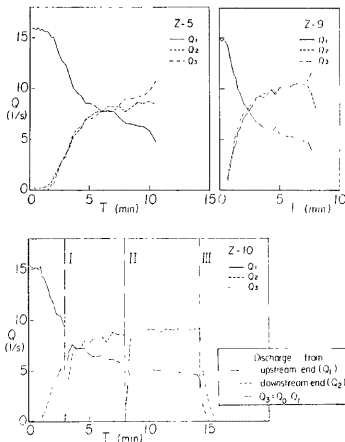


Fig. 11 Changes of discharge measured at the up- and down-stream ends

の他の場合に分けて、その時間的な変化を比較したものである。

通過流量の変化は、開口幅の場合の変化と良く対応していることがわかるが、それよりもさらに明確に4

$Q_0 - Q_1 = Q_3$ であり、本実験では水路貯留量の変化だけの差が現われる筈であるが、ほとんどの場合 $Q_3 > Q_2$ であって、とくに Run Z-4 や Z-10 でその差が大きかった。ただし、実験終了直前のその差は供給流量 Q_0 が既述の理由で不足するにもかかわらず、一定値を使っているためである。それまでの差は、外水循環に伴う上流側の容量式波高計への水中の塵埃の付着による出力低下に基因するとみられ、差の時間的な増加傾向はそれを裏付けている。

しかしながら、いずれの場合も Q_2 は、水路貯留による時間的な遅れと変動の平滑化を伴うが、 Q_3 の小規模の変化に至るまで良く追従しているので、両者から通過流量 Q の推定は可能であろう。また、Run Z-10 の場合から、通水再開時の流量復帰は速かであり、その包絡線は Run Z-3 の場合とほぼ等しいことがわかる。これより、Fig. 12 の (a)~(c) は、時間遅れと誤差を考慮して $Q = (Q_2 + Q_3)/2$ として、それぞれ(a)堤体天端幅のみ異なる場合、(b)堤体法勾配のみ異なる場合、及び(c)そ

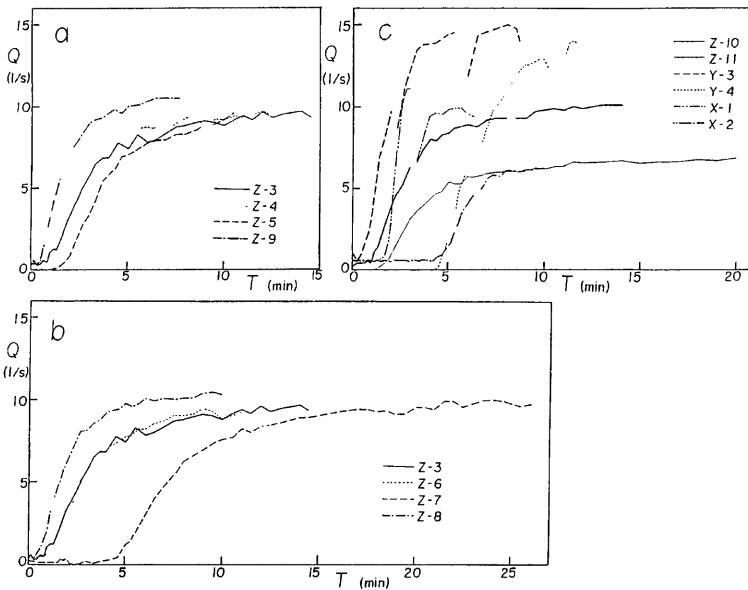


Fig. 12 Increases in influx rates through breaches (a: cases with different top widths of embankment, b: cases with different side slopes, c: other cases)

段階に区分できる。それらは、初期の切欠き部を越流する小流量が持続する第1段階、流量の急増する第2段階、緩慢な流量増加の第3段階、及びほとんど流量の増加しない第4段階であって、開口幅の場合よりも第1段階が長くてすべての実験で認められ、逆に第2段階が短くなるようである。これは、決壊口からの流入流量は堤体の侵食がある程度進行しなければ増加しえず、侵食がある限界点を越えた時点で急激な増加に移ることを示している。

一方、各段階を区分する流量は、同一の供給流量と地盤高の場合ほぼ等しく、第2～4段階の開始について、Run Z-3～10 ではそれぞれ 0.2～0.3 l/s, 7～8 l/s 及び 9～10 l/s, Run Z-11 と X-2 ではそれぞれ約 0.3 l/s, 3～4 l/s 及び約 6 l/s, Run Y-1～4 ではそれぞれ約 0.5 l/s, 約 9 l/s 及び 14～15 l/s であって、通過断面積の大きくなる地盤の低いYシリーズの実験でいずれの流量も大きくなっている。この3グループ内では、第1～3の各段階の持続時間が堤体の形状や材料によって変化することが明確である。すなわち、堤体の厚い場合にはいずれも長くなり、細砂の場合には第1段階は長くなるが第2, 3段階はかなり短くなっている。

(b) 堤体をはさむ内外水位の変化

前項の流入流量は、決壊口の形状変化とともに堤内・外の水位の変化に支配され、すでに指摘したように、決壊の初期過程において前者の影響が極めて大きい、その後の流量には内外の水位差も大きな支配要因になると考えられる。Fig. 13 は堤体をはさむ内・外水位の変化の例を Run Z-5 及び 9 について示したものである。本実験では堤外水位の調節を行っていないので、通過流量の増加とともに外水位は、Run Z-3～10 では 3～4 cm, Run Y-2～4 では 6～7 cm 低下する。一方、内水位の上昇はいずれも 2～3 cm であって、両者とも拡幅や流量変化の第2, 3段階の変化が著しい。また、この第1段階における Run Z-5, 10 や Y-3 の凸状の変化は既述の扇状丘の形成と流失に対応したもので、Run Z-9 や X-2 では認められない。Run X-2 では内水位の上昇時に急峻なピークが生じたが、それは 3.1 で述べた跳水状の undulation の消長に対応しており、堤敷地盤が砂で形成されている場合には現地でも発生する可能性がある。外水位が本実験のような低下をしない場合には、流入流量の増加や決壊口の拡幅はさらに持続して、供給流量の規模と内水位の上昇に応じた形状に漸近して停止するものと予想される。

3.5 拡大過程と堤体の浸透状況

堤体部の水路底面のピエゾ水頭の測定結果から決壊口の浸透状況について述べる。まず、実験初期のピエゾ水頭を堤体の厚い Run Z-5 と薄い Run Z-9 について示せば Fig. 14 のようである。底面のピエゾ水頭は堤体の浸潤線を直接表すものではないが、この図からその概形は想定できる。Run Z-5 では、堤体上部の水平な破線で示された切欠き部に流れ込む水は浸潤線が低くかつ流入長が長いので、切欠き部の下刻に多量の土砂流送を要するにもかかわらず、浸透によって流量が減少して流送能力が低下する。このために、Fig.

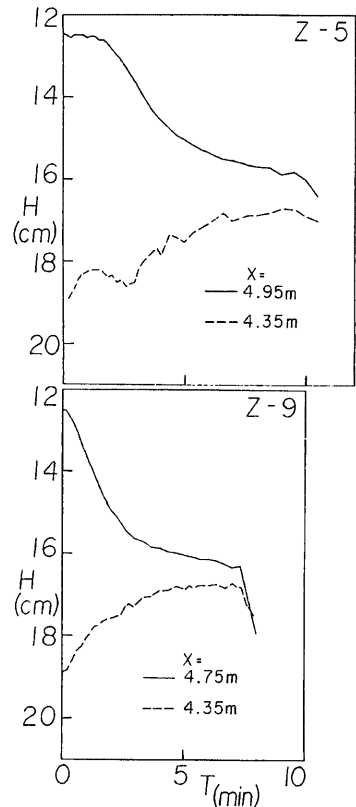


Fig. 13 changes of water stages at the both sides of banks

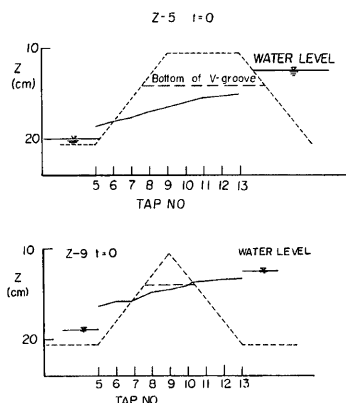


Fig. 14 Piezometric head at the bottom under embankments

12 のように小流量の流入が長時間継続することになる。逆に, Run Z-9 では, 流入水がほとんど浸透しないために切欠き部が急速に下刻され, 流入流量が速かに増加し始める。さらに, Fig. 14 の内外水位差からわかるように, Run Z-9 では, 決壊口に生じる初期の水面勾配が大きくなるのに対し, Run Z-5 では堤敷が広い上に裏法先に扇状丘が生じるので, それは Run Z-9 の 1/3~1/2 になると思われる。

つぎに, 決壊口の拡大に伴うピエゾ水頭の変化の一例を内外水位の変化とともに Fig. 15 に示す。 $T=0'$ では, 内外水位とその位置のピエゾ水頭とは一致しておらず, その差から堤外では下向きの, 堤内では上向きの浸透が生じて, 裏法斜面の下から 1/4 の辺りから滲出し始めることがわかるが, これは観察と一致している。ピエゾ水頭が外水位と一致するのは拡大の進んだ $T=7'$ 前後であって, この時点までは上述の浸透状態が続くとみなされる。この時の内外の水位差は約 1 cm, 水面勾配は

約 1/40 であり, その後のピエゾ水頭曲線はほぼ水面形を表している。なお, 浸透流量自体は実験初期の流量差からわかるように極めて小さく, 決壊流入流量に比して無視できる。

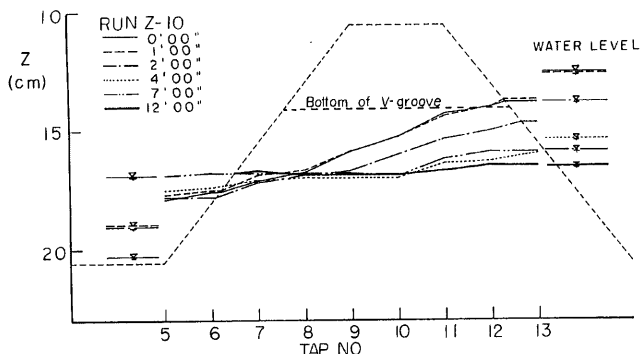


Fig. 15 An example of changes in piezometric head at the bottom

4. 決壊口の拡大過程に関する考察

4.1 決壊口における水理条件の変化と拡大過程

(a) 決壊口の流況と拡大過程

決壊口の流況と拡大過程の対応を検討するために, 通過流入量 Q を天端中心線上の水面幅 B_W で除した単位幅当たりの流入流量 q と堤体を挟む内外水位の水面勾配 I_W , それらを用いて算出した全体及び単位幅当たりの stream power の 4 者の時間的変化を水面幅の変化率 dB_W/dT と比較した。その一例として Run Z-5 の場合を Fig. 16 に示す。Run Z-5 の場合, 水面勾配 I_W の初期の急激な減少は扇状丘の形成に伴う堤内水位の上昇によるものであり, 扇状丘の洗掘低下速度が外水位のそれとほぼ等しいために, 一時 I_W の

減少は緩慢になるが、その後再び内、外水位の上昇、下降に伴って減少していく。一方、単位幅当たりの流入流量 q は、扇状丘の洗掘とともに急激に増加し、拡大過程の第3段階に相当する辺りからはほぼ一定になっている。したがって、この段階から通過流量の増加が主として拡幅に依存するようになることがわかる。堤体の薄い場合には、扇状丘の洗掘までの過程が無く、かつ各現象の推移が速くなるが、 q 及び Q の増加パターンは全く同じである。

このように、拡大過程の第2段階は q の急増で特徴付けられるが、同時に I_w が急減していることから判断すると、この q の増加は、急激な堤体および堤敷地盤の下方への洗掘によってもたらされているといえよう。また、この段階は、Fig. 16 や前章で示したように拡幅の急速な時期であるので、決壊口の拡大が最も著しい段階であることがわかる。Fig. 16 では、単位幅当たりの stream power がこの段階で q よりも速かに増大してピークを持ち、その後緩かに減少している。一方、全体の stream power の増加はそれよりもやや遅れているので、前者の stream power のピークが決壊口の急激な拡大に関与しているものと考えられる。今後、その定量的な関係を後述の水利諸量とともに検討する必要がある。

また、Fig. 16 の dB_w/dT には主ピークの前にも鋭いピークが発生している。このようなピークは、Fig. 10 の Run Z-10 や Z-3 などでも生じているが、流出流量が増加していないので、掃流作用に直接支配されない拡幅によるものである。すなわち、3.1 で述べた拡大過程の特徴によれば、切欠き部は、裏法肩から進行する下刻に伴う側壁斜面の崩落と崩落で埋戻された底部の下刻を繰返して、堤内側から間欠的な拡大を順次堤外側に進めていき、それを表法まで到達させて通過流量の増大をもたらすと考えられる。したがって、上述の鋭いピークは、この辺欠き部の間欠的な拡大が堤防中心線に達したときに生じたと思われる、決壊口の拡大過程にとっては副次的なものであると判断される。

(b) 決壊口断面の平均水利量

Fig. 6 の $X=4.55\text{ m}$ の断面に例示したように、堤内外水位からの内挿水位によって定めた決壊口の流水断面によって、Run Z-10、Y-3 及び X-2 の断面平均水利量を算定した。結果は Table 3 に一括したとおりであって、摩擦速度は3通りの方法、すなわち内外水位の勾配 I_w を用いる方法、速度水頭差を考慮したエネルギー勾配 I_E を用いる方法及び対数則を仮定し平均流速 V から求める方法、によるそれぞれ U_{*W} 、 U_{*E} 及び U_{*V} を示している。断面水位の内挿法に問題があるために、実験終盤の小さい I_w のときに I_E が負となり、 U_{*E} が算定できない場合がある。

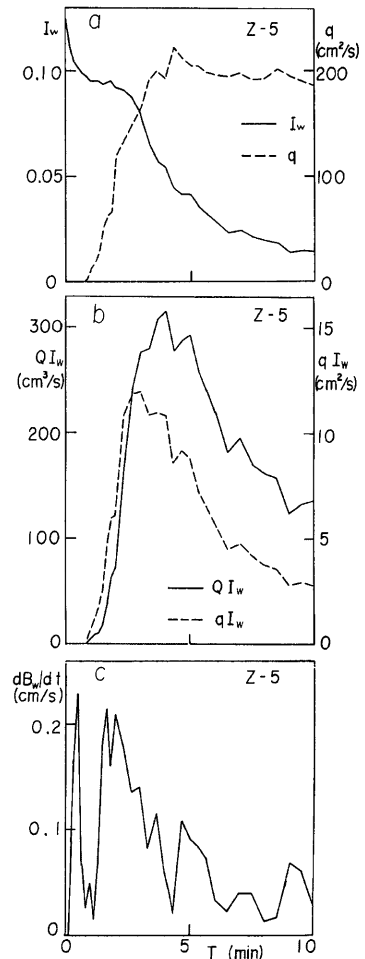
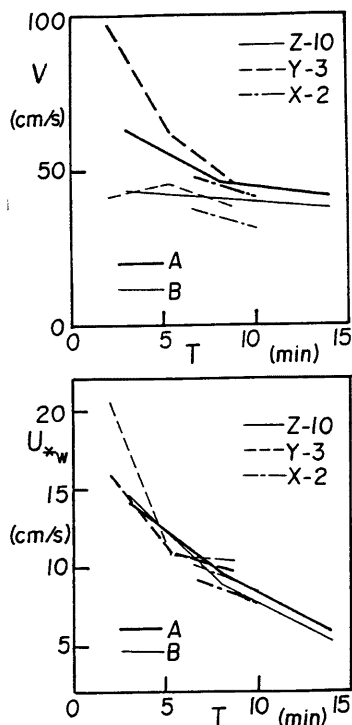


Fig. 16 Changes in water surface slope, I_w , influx rates per unit width at the center of a bank, q , (a), total and unit stream powers, QI_w and qI_w , respectively, (b), and widening rate of surface width at the center of a bank (c)

Table 3 Hydraulic quantities of breaching section

Run No.	Section X (m)	T' (s)	Q_0 (l/s)	H (cm)	I_W	B_W (cm)	A (cm ²)	P (cm)	R (cm)	h (cm)	V (cm/s)	F_r	I_E	U_{*W} (cm/s)	U_{*E} (cm/s)	U_{*V} (cm/s)
Z-10	4.95 (B)	3 00	6.3	15.9	0.066	41	143	43	3.3	3.5	44	0.75	0.014	14.6	6.7	2.7
		8 00	9.3	16.4	0.022	59	229	61	3.7	3.9	41	0.66	0.009	8.9	5.6	2.5
		14 00	10.1	16.7	0.007	69	266	71	3.8	3.9	38	0.62	0.0005	5.2	1.4	2.3
	4.45 (A)	3 00	6.3	17.3	0.066	28	100	32	3.1	3.5	63	1.07	0.014	14.1	6.5	4.0
		8 00	9.3	16.8	0.022	41	200	46	4.4	4.9	47	0.67	0.009	9.6	6.0	2.8
		14 00	10.1	16.8	0.007	47	244	52	4.7	5.2	41	0.58	0.0005	5.8	1.5	2.5
Y-3	4.75 (B)	2 00	9.8	18.5	0.097	49	234	53	4.5	4.8	42	0.61	—	20.5	—	2.5
		5 17	14.5	19.6	0.025	65	315	67	4.7	4.9	46	0.67	—	10.7	—	2.7
		8 40	13.9	19.8	0.022	68	358	71	5.0	5.2	39	0.54	0.011	10.4	7.4	2.3
	4.45 (A)	2 00	9.8	21.4	0.097	35	101	38	2.7	2.9	97	1.83	—	15.9	—	6.3
		5 17	14.5	20.4	0.025	46	231	48	4.8	5.0	63	0.89	—	10.9	—	3.7
		8 40	13.9	20.5	0.022	64	298	67	4.4	4.6	47	0.69	0.011	9.8	6.9	2.8
X-2	4.65 (B)	6 30	4.6	17.0	0.032	27	122	38	3.2	4.6	38	0.57	0.010	10.1	5.1	2.0
		10 00	6.2	17.2	0.017	36	196	47	4.2	5.5	31	0.43	—	8.3	—	1.6
	4.45 (A)	6 30	4.6	17.7	0.032	30	96	36	2.7	3.2	48	0.86	0.010	9.1	5.6	2.6
		10 00	6.2	17.5	0.017	38	146	42	3.5	3.8	42	0.69	—	7.6	—	2.2



同表では、3 実験とも流水断面積 A は堤外側の方が大きく、堤体決壊部の通過時に水流が加速されることを表している。この断面積間の差は、最大洗掘位置が堤内側にある Run Z-10 や Y-3 では時間的に減少するが、逆に堤外側に寄る Run X-2 では増加する傾向にあって、洗掘状況の相違が水理量の変化にも現われている。

つぎに、Table 3 から V と U_{*W} の時間的変化を示せば Fig. 17 のようであって、いずれも時間的に減少している。このうち、流速の減少は、堤外側で小さく堤内側で大きい傾向にあって、Run Y-3 でそれが著しい。しかし、Run Y-3 の初期の堤内、外の高、低流速は、このときの I_E の負値を考えると、水位内挿の不備によってそれぞれ過大、過小評価されているとみなされ、このときの水面形が急変流の特徴を持った複雑なものであることを示唆している。一方、 U_{*W} の方はいずれも I_W の減少に対応して急減しており、実験終盤では流速係数 V/U_{*W} が増加して通常の開水路の流水抵抗値に近付いていくようである。しかし、 U_{*W} の値は対数則による U_{*V} の値とは大きく離れており、速度水頭を考慮してそれを補償しようとするれば、上述のように I_E が負とな

Fig. 17 Changes in mean flow velocities, V , and shear velocities calculated with water surface slope, U_{*W} , at two sections in breaches

って、流水抵抗の算定が不可能となる。このように、本実験の測定のみでは流水抵抗の適確な評価は困難である。しかし、その評価は次に述べる土砂移動と関連して拡大過程の解明に不可欠であるので、今後測定方法の工夫とともにエネルギー的な考察を加えて、抵抗特性を明らかにしてゆきたい。

(c) 拡大過程の土砂移動

Fig. 6 に示した Run Z-10 の横断形状の図からその時間的变化量 S 、及び S の堤外からの累加量を変化時間で除した断面通過流砂量 Q_B を示せば Fig. 18 のようである。断面変化量 S は堤体天端付近に明確な洗掘のピークを有し、 $T=0\sim 8'$ の正味の洗掘はこの部分で生じていることがわかる。すなわち、堤内では、洗掘部の先端が $X=3.8\text{ m}$ まで進んでいるが、それ以上の堆積が $T=0\sim 3'$ にあって、 $T=3\sim 8'$ では洗掘と堆積が釣合っており、 $T=8\sim 14'$ になって堤内でも洗掘傾向が顕著になっている。

一方、通過流砂量 Q_B は $T=8'$ まで堤敷部の通過時に急増するが、 $T=0\sim 3'$ では $X=4.0\sim 4.3\text{ m}$ で最大となった後減少していき、逆に $T=3\sim 8'$ では $X=4.4\text{ m}$ からの堤内側でも緩慢に増加している。これに対し、 $T=8\sim 14'$ では堤敷から堤内の全区間で漸増している。堤内側のこのような Q_B の挙動は、主にリッジと洗掘穴の形状に対応しているようである。すなわち、Fig. 6 や Fig. 7 に示されているように、 $T=3'00''$ では発達したリッジが堤脚部からラッパ状に広がりながら $X=3.5\text{ m}$ に及んでいる。したがって、流入水の土砂流送能力はこの幅の比較的狭い $X=4.0\text{ m}$ まではそれほど低下せずピークを保ち、その後の水流の拡散に伴って徐々に低くなって土砂を堆積すると考えられる。これに対し、 $T=8'00''$ や $T=14'15''$ ではリッジが平行に近くなり、また通過流量の増加に伴って $X=2.05\text{ m}$ の砂止め堰による低下背水の影響も現われ、堤内全域の侵食が進むようである。

堤敷通過前後 ($X=4.35\text{ m}$ 付近) の Q_B は、 U_{*W} や V の時間的な減少に対応して、約30, 15及び $5\text{ cm}^3/\text{sec}$ と急激に減少している。この値を Table 3 の Run Z-10, $X=4.45\text{ m}$ の B_W で割って単位幅当たりの流砂量 q_B を求めると、それぞれ $q_B=1.07, 0.37$ 及び $0.11\text{ cm}^2/\text{sec}$ となり、さらに芦田・道上の流砂量式によってそれぞれの摩擦速度 U_{*B} を逆算すると $U_{*B}=5.5, 4.2$ 及び $3.2\text{ cm}/\text{sec}$ となる。これらの値は Table 3 の3通りの摩擦速度の中間的な値を示し、流速係数 V/U_{*B} を算定するとそれぞれ $V/U_{*B}=11.3, 11.2$ 及び 13.1 であって、通常の開水路流れでみられるものに近い値となる。これより、 U_{*B} は堤敷通過前後の摩擦速度の推定値としてかなり妥当なものであると判断でき、またこの付近の流砂輸送が平衡に近い状態で行われていることもわかる。

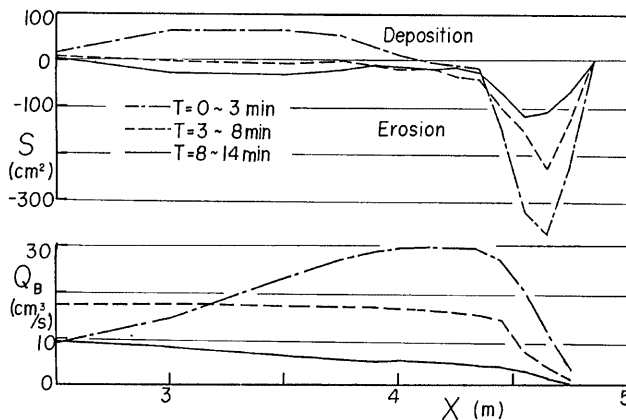


Fig. 18 A volumetric changes in a bank breach, S , and their transport rate by inflow, Q_B

しかしながら、この $X=4.45\text{ m}$ の断面よりも堤外側では、Fig. 17 から推察されるように、掃流力がむしろ大きくなると思われるにもかかわらず流砂量 Q_B は減少していて、流砂の強い非平衡状態や、土砂輸送に関与しないエネルギー損失機構などが存在する可能性がある。前項でも述べたように、それらを明確にできるような実験的・理論的考察を進めていく必要がある。

(d) 相似模型としての考察

外水が決壊口から重力の作用で流入し、それに伴って変化することは自明であるので、実験を歪なしのフルード模型とみなして原型を想定する。長さの相似比 λ_L を実験条件の節で述べたように $\lambda_L=100$ とし、Run Z-10 の $T=3'00''$ 及び $T=14'00''$ の場合を対象とすれば、原型は高さ 10 m、天端幅 10 m、法勾配 2 割の堤体となり、決壊口形状は Table 3 の長さを100倍したものとなる。また、速度及び流量の縮尺 λ_V 及び λ_Q はそれぞれ $\lambda_V=10$ 及び $\lambda_Q=10^5$ であるので、決壊口の拡大に伴って流速は 6.3 m/sec から 4.2 m/sec に、流量は 630 m³/sec から 1000 m³/sec に変化することになる。縮尺や堤体形状の相似性は十分ではないが、1982年の小貝川の破堤口からの最大流入量は氾濫水の拡がりから約 500 m³/sec と見積られており³⁾、ここでの値とオーダーは一致する。

同様に、決壊口の摩擦速度 U_{*P} を前節の U_{*B} から求めれば流入の序盤で $U_{*P}=55\text{ cm/sec}$ 、終盤で $U_{*P}=32\text{ cm/sec}$ になる。この評価では、自動的に実験と原型と同じ流速係数を採用したことになる。もし、決壊口の締切りを捨石等によって行おうとすると、この U_{*P} を限界摩擦速度とする粒径以上のものの使用が最低限の条件となる。岩垣の式によってそれらを求めれば、それぞれ粒径 $d=0.37\text{ m}$ 、重量約 70 kg、及び $d=0.13\text{ m}$ 、重量約 3 kg の丸石となって、それほど大きなものではない。しかし、この場合、限界掃流力の算定式は最初から水平路床に存在していた石礫を対象として導かれているということは重要である。たとえば捨石が投入されたときには、それらが路床まで沈降する間に底部付近と比較してかなり大きな抗力や揚力さらに乱れの影響を受け、浮流状態で長い距離流送されてしまうことが考えられる。したがって、このような結果を現実に応用するためには、やはり決壊口の通過水流の内部構造についても詳細な計測と検討を行っておくことが不可欠となる。

4.2 決壊口の通過流量に関する考察

決壊口から流入する流量の予測のための基礎として、3.4で述べたその変化について外水位との関係を検討し、その水理特性について考察する。

Fig. 19 は、実験条件の差異が特徴的な5実験について、流入流量 Q と堤体から離れた位置における堤外地盤上の水深 h_U との関係を示したものであって、各曲線は実験の経過に伴う流量の増加と外水位の低下に対応して図の右下方から左上方に向って進む。堤外地盤高と供給流量が同一の Run Z-3、5 及び 9 の3実験では、曲線がほとんど重なり、堤体形状による相違は、わずかに Run Z-3 に対して、 h_U の大きい段階で堤体の厚い Run Z-7 の Q が小さく、逆に h_U の小さいときに薄い Run Z-9 の Q がわずかに大きくなる程度である。これらの曲線を挟んで地盤高の低い Run Y-3 が右方に、供給流量の小さい Run Z-11 が左方に描かれ、最終時点の流量は h_U の値とともに大きくなっているが、Run Y-3 では供給流量 (15.7 l/sec) による頭打ちが認められる。

つぎに、堤体中心線上の水面幅 B_W で Q を除した単位幅当たりの流入流量 q について同様の検討を行えば Fig. 20 のようである。図中の q_{cr} は、堤外から決壊口へ向う流れの接近流速の速度水頭を無視したときの限界流の単位幅当たりの流量であって次式で表される。

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

決壊口が長方形で、流入水が天端中心線の通過時に常流から射流に遷移すれば、図中の直線 $q=q_{cr}$ の条件が満足される。各実験の曲線は、拡大過程の第1段階が現われた場合には q の大きな値からの急激な低下を伴うが、いずれも Fig. 19 に相似な左上がりの q の増加状態を示す。その後、ある段階で q がほぼ一定となり、 h_U のみ減少する段階が現われ、 $q=q_{cr}$ の直線に漸近している。ただし、Run Y-3 では、一度一

定になった q が先述の供給流量の不足のために h_U とともに、 $q=q_{cr}$ の直線に平行に減少している。堤体形状の相違による差は Run Z-7 のみ明確であって、Run Z-3 や Z-9 に比して q の一定値が大きくなっている。これは、拡幅速度が小さくて水面幅が比較的小さいために高い q の値が維持されたためである。

また、Fig. 19 及び Fig. 20 では、実験終盤を除いて地盤高や供給流量が異なった場合、同一の Q 及び q に対して h_U に大きな差が生じている。これは、初期設定の h_U で流れる q_0 が実際に決壊口を拡大しながら流入する q を大きく上回るためである。すなわち、切欠き部の下刻は進むが拡幅量の多くない段階では、 h_U は維持されて q のみ増加する。しかし、この段階の実際の越流水深は h_U よりもかなり小さいと推定され、それを考慮すると各曲線は、決壊口形状の相違による差を残すだけの狭い範囲にまとまると思われる。この段階を過ぎると拡幅による Q の増加によって h_U が低下し始め、決壊口形状の変化も小さくなるので、 q を流しうだけの h_U の値、すなわち決壊口形状に応じた水位-流量関係に落ち着いていくと考えられる。

上述のように、決壊口の拡大過程における水位-流量関係を明らかにするためには、下刻と拡幅の速度を予測しなければならない。しかし、これまでの考察から、 Q の最大値 Q_{max} は実験の最終段階で、一方 q のもの q_{max} は決壊口の下刻がほぼ完了する段階で現われると推定される。Fig. 21 はその両時点における水位-流量関係を検討したものであって、a 図の h_{qmax} 及び q_{qmax} はそれぞれ最大流量出現時の h_U 及び q であり、b 図の h_{qmax} は q_{max} 出現時の h_U である。また、記号に付けた数字は実験番号を表している。両図とも実験値は $q=q_{cr}$ の関係の周辺に存在するが、a 図の方が良く対応していて、とくに、Z シリーズの実験はほぼ $q=q_{cr}$ の線上にある。したがって、これらの実験では最大流量時の決壊口形状が丁度堤防天端中心線上で限界水深を生じるようなものであった可能性がある。

しかし、これに対して、堤体材料の細かい X シリーズの実験値は上方に、一方堤体が高く堤敷の広い Y シリーズの実験値は下方に存在している。これは、前章で述べたように、形成される決壊口の形状はかなり異なっているので、最大流量時に $q=q_{cr}$ で示されるような単純な限界条件がすべての場合に天端中心線上で満足されるものではないことを物語っている。実際、b 図では $q=q_{cr}$ の関係にある実験は一、二のみである。これより、この

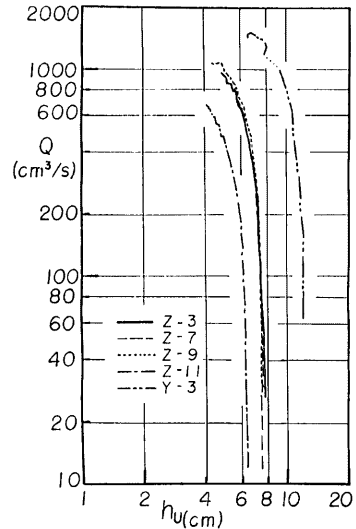


Fig. 19 Changes in the influx rates through the breaches, Q , on h_U - Q plane, where h_U is the outside water stage away from the bank

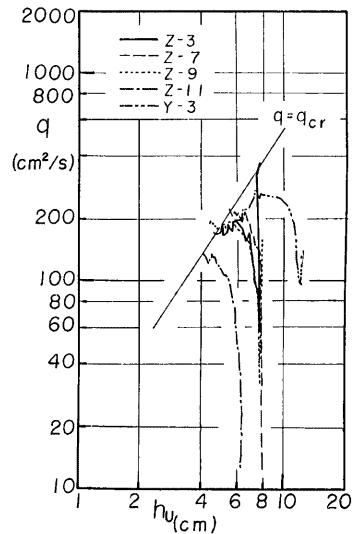


Fig. 20 Changes in the influx rates per unit width through the breaches, $q(=Q/B_W)$, on h_U - q plane

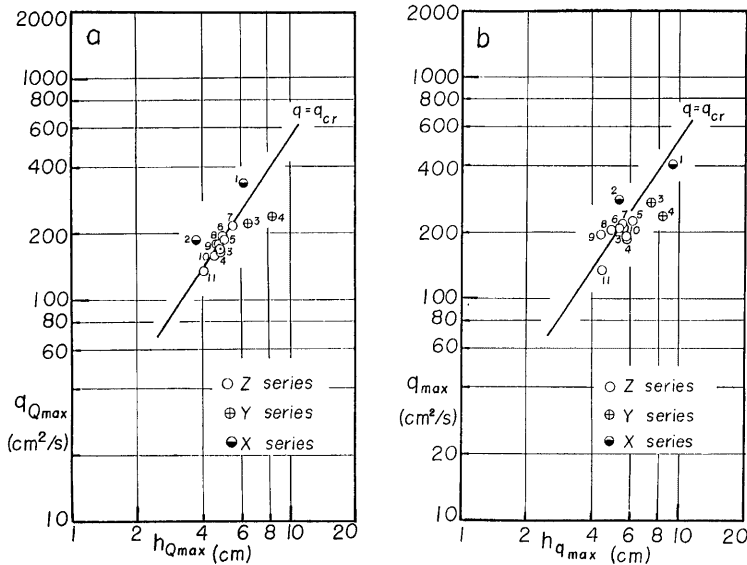


Fig. 21 Stage-discharge relationships between the outside stage away from the bank and the influx rate per unit width at the maximum total influx rate, h_{Qmax} - q_{Qmax} (a), and at that per unit width, h_{qmax} - q_{max} (b)

関係は流入流量の増加した時点について一応の目安を与えるものではあるが、その使用は慎重に行う必要のあることがわかる。

5. 結 言

河川堤防に生じた決壊口の拡大過程について基礎的な実験を行い、その結果として、拡大過程の特徴、決壊口の形状特性とその時間的変化、流入流量と水位の時間的変化及び堤体の浸透状況を述べ、それらを詳細に検討した。その検討結果に基いて、決壊口の流況特性から拡大過程の特徴を明確にするとともに、二、三の例について決壊口の平均水理量を試算し、拡大過程における土砂移動との関係及び流水抵抗特性の考察を行った。さらに、実験を相似模型の観点から検討し、最後に流入流量と外水位の関係について時間的変化と最大流入流量時の特性を考察した。これらの検討と考察によって明らかにされた主な点は以下のようである。

(1) 堤防決壊口の拡大過程は、開口幅及び通過流量の時間的変化から4つの段階に区分できる。その第1は初期の欠壊、本実験の場合は直角三角形の切欠き部、の拡大が表法面に伝わるまでの間であって、欠壊口の拡大は主に下方に進み、流入流量は少い。第2は、勾配の急になった欠壊口に外水が急激に流れ込んで欠壊が全面決壊に移行した後の決壊口の下刻と拡幅が急激に進行する段階であって、流入流量は単位幅当たりで急増し、全流量は飛躍的に増大する。第3段階では、決壊口の下刻が終了して決壊口の拡大は速度の低下した拡幅のみになり、単位幅当たりの流入流量はほぼ一定になり、流入流量の増加は拡幅に対応したもののみとなる。第4段階では、堤内外の水位差が減少し、拡幅もほとんど停止して決壊口形状も流入流量もほぼ一定になる。

(2) 決壊口の拡大過程の第2段階では、堤体を挟む内外水位の水面勾配を用いた単位幅当たりの stream

power が最大値となり、拡大の割合との対応が示された。しかしながら、堤体決壊部の水理条件の算定では決壊口通過時のエネルギー損失の評価が困難であって、堤体及び堤敷地盤の洗掘流送に関与する掃流力を見積することは難しかった。そこで、堤体の侵食体積の変化から断面通過流砂量を求め、掃流力を逆算した。その結果は数値的に妥当とみなせた。しかし、フルードの相似則によって実験を実物大に拡張した結果では、流量のオーダーは一致するものであったが、捨石の条件は感覚的に過少のようであって、その適用性の問題点を指摘した。

(3) 決壊口の通過流量について外水位との水位-流量関係を検討した結果では、拡大過程の第2段階までは決壊口の正味の越流水深が不明のために水位-流量関係に一般性は認められなかった。しかし、最大流入流量時や単位幅当たりのそのとき、とくに前者については堤外地盤高や供給流量が一定の場合、それぞれ長方形断面の限界流条件に近いある一定の水位-流量関係を示すようであった。しかし、その適用にあたっては少くとも一次元のエネルギー的な解析を行う必要があろう。

以上、本研究では決壊口の拡大過程の水理特性について基礎実験に基いて詳細かつ綿密な検討と考察を加えた。実験規模、供給流量の不足、流水循環の不備、外水位及び河川流の設定機能の欠如などの実験装置上の種々の制約条件にもかかわらず、先述のような比較的一般と思われる結論を得た。今後上に指摘した実験装置の制約条件を緩和し、より一般的な実験条件の設定を可能にして現象の理解を進めたい。既に、本実験で得られた現象面の知見や実験技術面の蓄積を生かした規模の大きい装置を作成しており、現在、両者の装置において実験の準備を行っている。それによって本文でも指摘したように、決壊口周辺の流況の詳細な測定を行って、とくに応急締切工法に有用な知見を見出していくつもりである。それには当然水流の数値解析も不可欠になると予想されるのでその面についても研究を進めて行きたい。

本研究は、文部省科学研究費補助金、自然災害特別研究(1)『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)の一環として行われているものである。ここに記して関係各位に謝意を表します。また、実験の遂行に協力して頂いた本学大学院卒業生古川隆司君(現在 日本工営勤務)に感謝します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会誌編集委員会：台風6号による石狩川の洪水，土木学会誌，Vol. 60, No. 10, 1975, pp. 88-90.
- 2) 村本嘉雄・道上正規・藤田裕一郎：長良川の洪水災害，第14回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，1977, pp. 41-44.
- 3) 木下武雄・岸井徳雄・富永雅樹・中根和郎：1981年8月24日台風15号による小貝川破堤調査報告，科学技術庁国立防災科学技術センター，主要災害調査，第20号，1983，127 pp.
- 4) 荒木正夫：千曲川破堤，土木学会誌，Vol. 68, No. 11, 1983, pp. 95-96.
- 5) 石川忠晴：越水堤防調査，第36回建設省技術研究会報告，1983, pp. 802-809.
- 6) 竹内洋市・小野秀雄・大海寺勲：降雨による堤防崩壊について(中間報告)，第36回建設省技術研究会報告，1983, pp. 810-817.
- 7) 自然災害科学総合研究班：河川堤防護岸の破壊条件の研究，研究代表者赤井浩一，文部省科学研究費自然災害特別研究成果，No. A-51-1, 1977, 116 pp.
- 8) 吉野文雄・土屋昭彦・須賀堯三：越流水による堤防法面の破壊特性，第24回水理講演会論文集，土木学会水理委員会，1980, pp. 351-356.
- 9) 須賀堯三・石川忠晴・葛西敏彦：越流水による堤防の破壊特性 その3，第25回水理講演会論文集，土木学会水理委員会，1981, pp. 355-360.
- 10) 赤井浩一・宇野尚雄：河川堤防の浸透破壊と浸透解析，自然災害科学，Vol. 1, No. 1, 1982, pp. 7-19.
- 11) 有賀世治：有堤河川の破堤による氾濫区域の推定に関する実証的研究(第1報)，及び(第2報)(氾濫モデルの提案)，東海大学紀要，No. 8, 及び No. 9, 1977, pp. 133-178, 及び pp. 143-157.

- 12) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水利の数値解析法，京大防災研年報，第23号 B-2，1980，pp. 305-317.
- 13) 西原 巧：氾濫解析とその現地流域への適用(Ⅰ)～(Ⅲ)，水利科学，No. 142-144，(Vol. 25，No. 5-Vol. 26，No. 1)，1981-1982，それぞれ pp. 1-17，pp. 24-70 及び pp. 76-94.
- 14) 高橋 保・大久保賢治・中川 一：昭和57年長崎豪雨における中島川の洪水氾濫解析，京大防災研年報，第26号 B-2，1983，pp. 109-126.
- 15) 高橋 保・中川 一：市街地における洪水氾濫水の挙動に関する研究，京大防災研年報，第26号 B-2，1983，pp. 245-259.
- 16) John, F. A. and P. Illes: A Classification of Dam Failure, Water Power and Dam Construction, Dec., 1976, pp. 43-45.
- 17) Grzywniński, A.: Failure of Conventional Dams by Overtopping, Proc., Institute of Civil Engineering, Vol. 48, 1971, pp. 35-50.
- 18) 村本嘉雄・河田恵昭：溜池の決壊について，昭和51年9月台風17号による災害の調査研究報告書，自然災害科学総合研究班，1977，pp. 35-39.
- 19) Katopodes, N. and T. Strelkoff: Computing Two-Dimensional Dam-Break Flood Waves, Proc., ASCE, Vol. 104, No. HY9, 1978, pp. 1269-1288.
- 20) 村本嘉雄・佐溝時彦：貯水池決壊時の流出特性，土木学会第33回年次学術講演会講演概要集，II-347，1978，pp. 670-671.
- 21) 石原安雄・小葉竹重機：河川堤防破壊時の水流に関する実験的研究，京大防災研年報，第23号 B-2，1980，pp. 293-303.
- 22) 村本嘉雄・藤田裕一郎・田村多佳志：河川堤防決壊口の拡大過程，及び同(第2報)，昭和58及び59年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，II-50 及び II-23，1983 及び 1984.
- 23) 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，土木学会第36回年次学術講演会講演概要集，II-280，1983，pp. 559-560.
- 24) 建設省遠賀川工事事務所：遠賀川筋植木堤防破壊の原因とその復旧工事に用土について，第8回建設省直轄工事技術研究会報告，1958，pp. 307-315.
- 25) 締切工法研究会：応急仮締切工事，全国防災協会，1963，188 pp.
- 26) 伊勢屋ふじこ・池田 宏・三上靖彦：1981年8月小貝川破堤地点における地形変化，筑波大学水理実験センター報告，第6号，1982，p. 117.
- 27) 建設省木曽川上流工事事務所：木曽三川治水史を語る，1969，pp. 182-237.
- 28) 建設省土木研究所・中部地方建設局：長良川破堤に関する検討報告書，1980，p. 69.
- 29) 池田 宏・伊勢屋ふじこ・三上靖彦：おっ堀の形状に関する模型実験，筑波大学水理実験センター報告，第6号，1982，p. 118.