

市街地における洪水氾濫水の挙動に関する研究

高橋 保・中川 一

BEHAVIOR OF THE OVER LAND FLOOD FLOWS IN THE MODELED URBAN AREA

By *Tamotsu* TAKAHASHI and *Hajime* NAKAGAWA

Synopsis

Experiments concerning to the unsteady two dimensional over land flood flows were performed under various hydraulic conditions, and the characteristics of behavior of the flood flows in the modeled urban area which was made by arranging the many concrete blocks were discussed.

Numerical simulation was carried out, and calculated results about time changings of the flooded area were compared with observed ones. Consequently, front velocity especially on the so called 'street' was slower than the measured one. What might be this cause was investigated and it was considered that one of the most significant factors was that the boundary conditions at the flood wave front on the dry bed had been prescribed by the threshold water depth.

1. 結 論

近年、都市化の波が非常に低平地や河川中流部の扇状地、さらには山麓付近にまで押し寄せ、従来洪水氾濫による危険性が比較的高いとみられてきた地域に居住する人口や資産が増加し、洪水氾濫による災害ポテンシャルが高まりつつあると言われている。宅地開発による山地・田畑の減少が雨水流出の形態に変化を来たし、河道内への早期流出とピーク流量の増大化が顕在化し、河道改修の遅れもあって、本来流域が持っていた保水機能と河川の流下機能の調和が崩れてきていることもその理由に挙げられよう。

従来、洪水氾濫に対する対策や研究は、氾濫自体の発生を未然に防ぐという点に主眼が置かれ、治水事業等のハードな対策や研究が主体であった。しかし、自然の力には人間の想像を絶するものがあり、これまでいくら強固なダムや堤防を作っても、自然はこれを凌駕し続けてきた。今日、ハードな対策に対する限界が指摘され出し、土地開発の規制、氾濫危険区域の設定、避難システムの確立および耐水構造物の建築とその最適配置方法など、土木施設によらないソフトな対策や手段が重要視されてきている。当然、これら両者が併用され、かつ実際に行動をとる住民の災害意識の向上があって初めて成果があがるものと思われる。

本研究は、市街地において洪水氾濫が生じた場合の避難システムの確立、洪水氾濫危険区域の設定および洪水に強い構造物の配置方法などを明らかにすることを最終目標とし、それらを解明するにはまず、洪水氾濫水の挙動を明らかにする必要があるという見地から、これを究明しようとするものである。

洪水氾濫に関する研究手法には大別して3種類のアプローチが考えられる。第一は既存の洪水実績から氾濫区域、被害額などの情報を得ようとするものである¹⁾。これまで災害経験のない地域や、災害経験があっても流域の変化が激しい所では実用性が低下する欠点がある。第二は、地形学的方法と呼ばれるもので、堤内地では水面が水平であるとの仮定のもとに、流体のボリュームのみに着目し、水位-湛水量曲線、地形図などから湛水域および湛水深を予測しようとする方法である²⁾。この手法は水害地形分類図として実用に供せられている³⁾が、氾濫水の運動学的な条件が考慮されていないので、流水の挙動に関しては経験的な推

測に依存せざるを得ない。第3は流体の連続式と運動方程式によって氾濫水の挙動を明らかにしようとする水理・水文学的な手法である。これは、ダム破壊問題を契機にして飛躍的に進展した手法で、一次元的な高水敷氾濫モデル⁴⁾から、最近ではドライベッド上での二次元平面流れに関する数値解析^{5)~8)}もなされてきている。これにも、先端における移動境界の問題や、流れの場の条件をどのように表現するかといった問題等、検討すべき問題も残されている。

一方、実験によって氾濫水の挙動を明らかにしようとした研究は比較的少ないようである^{9),10)}が、数値実験を検証する意味でも、重要であると思われる。そこで、本報では、種々の水理条件のもとで市街地モデル流域に洪水氾濫を発生させる実験を行い、若干の知見を得たのでこれを報告するとともに、2, 3のケースについて数値シミュレーションを行い、実験結果との比較・検討を行う。

2. 洪水氾濫水の挙動に関する実験

2.1 実験装置

実験装置は、Fig. 1に示すように大別して2つの装置から構成されている。1つは堤内地を想定した4.5×4.5m四方の氾濫台^④であって、耐水ベニヤの表面を白色ビニローゼで塗装し、粗度要素は施していない。台は2層になっており、上層を傾斜させることにより任意の勾配が得られるように設計されている。台の縁に達した氾濫水は段落ちし、集水されて低水槽^①へ帰還する。他方は水平に設置された給水槽^③であって、一定の水頭を保持するように設計された高水槽^②からバルブで調節された一定流量の水がここへ供給される。給水槽には、氾濫台側にモータによって任意の速度および幅で側方に開閉できるゲートが架設しており、これによって破堤を模擬した洪水氾濫を生起できる。ゲートと反対側には三角堰が設けてあり、高水槽からの給供水の一部はここからも流出するようになっている。さらに、水槽内には整流板および水槽内水位調節用の越流堰が設置しており、水面の擾乱、水位変化および水面勾配が極力生じないようにしてある。結局、水の循環は①→②→③→④→①の順である。

2.2 実験方法および実験条件

市街地構造物の模型として幅2×高さ4×長さ20cmのモルタルブロックを用い、Table 1に示すような条件でこれを氾濫台上に配置し、これを市街地モデルとみなした。表中、TYPE-A, B とあるのは、前者がブロックを縦横に整

Table 1 Experimental conditions.

CASE	i	H (cm)	B (cm)	TYPE	θ
I	0	14	10	A	0°, 45°, 90°
	0	14	10	B	0°, 45°, 90°
II	0	14	20	A	0°, 45°, 90°
	0	14	20	B	0°, 45°, 90°
	0	14	20	—	—
III	0	16	10	A	0°, 45°, 90°
	0	16	10	B	0°, 45°, 90°
	0	16	10	—	—
IV	0	16	20	A	0°, 45°, 90°
	0	16	20	B	0°, 45°, 90°
	0	16	20	—	—
V	1/100	14	10	A	0°, 45°, 90°
	1/100	14	10	B	0°, 45°, 90°
	1/100	14	10	—	—
VI	1/100	14	20	A	0°, 45°, 90°
	1/100	14	20	B	0°, 45°, 90°
	1/100	14	20	—	—
VII	1/100	16	10	A	0°, 45°, 90°
	1/100	16	10	B	0°, 45°, 90°
	1/100	16	10	—	0°, 45°, 90°
VIII	1/100	16	20	A	0°, 45°, 90°
	1/100	16	20	B	0°, 45°, 90°
	1/100	16	20	—	0°, 45°, 90°

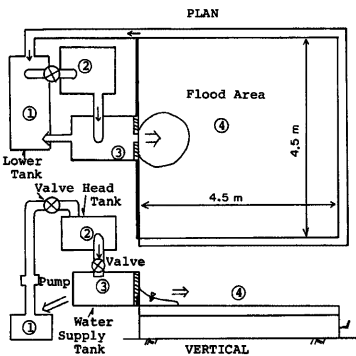


Fig. 1 Experimental apparatus.

列させた並べ方、後者は千鳥的な並べ方で θ はブロックの長辺が y 方向（横方向）となす角度である。ついで、氾濫台の勾配および給水槽内の水位を所定の値に設定した後、ゲートを側方に開口させ市街地モデルに破堤を模擬した氾濫を発生させた。なお、同表中 H は水槽内の初期水深、 i は x 方向の勾配で、今回 y 方向には勾配をつけていない。

測定項目は、氾濫水の拡がりの時間変化、表面流速の分布、Fig. 1 に示した4地点における水深と給水槽内の貯水位の時間変化であって、拡がりの形状および表面流速分布の測定は以下の方法によった。すなわち、ローダミン B あるいはメチレンブルーにより可視化を施した流水に紙片のトレーサーを流し、上方からビデオ撮影し、後でモニターテレビ画面上で解析して求めた。堤内地の水位はサーボ式水位計4台を用いて計測し、出力電圧を1/125秒のサンプリング周波数でデジタルデータレコーダーに収録し、計算機によってデータ処理を行った。水槽内水位変化の計測は、別途実験を行い以下のような方法によった。すなわち、サーボ式水位計2台をFig. 2に示すように給水槽に設置し、開口速度、開口幅、初期水位および場の条件等をすべて同一にして水槽内の水位変化を計測した。これは、破堤口からの流出流量を求めるための手段であって、つぎのような方法で近似的に流量を算定した。すなわち、水槽内の負の段波による水面勾配を無視し、平均的に水位が変化すると仮定すると、流出流量 Q は次式で求まる。

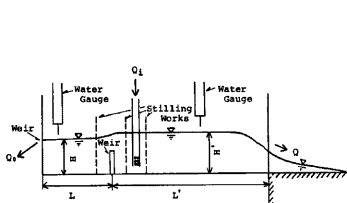


Fig. 2 Sketch of the water supply tank.

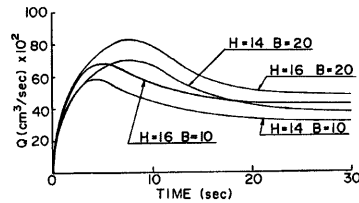


Fig. 3 Hydrographs at the break point.

$$Q = Q_1 - Q_0 - D \left(L \frac{dH}{dt} + L' \frac{dH'}{dt} \right)$$

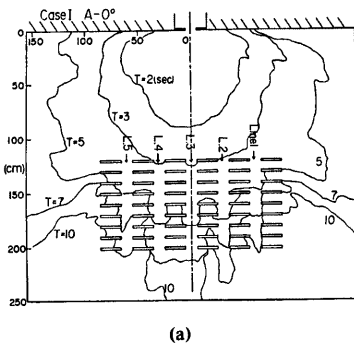
ここに、 Q_1 , Q_0 ; それぞれ高水槽から供給される流量、三角堰側から流出する流量で、流量検定から求まる量である。 D ; 水槽の幅、 L' , L ; 越流堰から破堤口および三角堰側に測った長さ、 H' , H ; 各々 L' , L 側の水深である。これによって求められた破堤口における流出ハイドログラフは Fig. 3 のようであった。

洪水氾濫は本来非定常な現象であるが、ある程度時間が経過すると破堤口からの流出流量はほぼ一定に保持される¹¹⁾ ため、堤内地でもある程度定常に近い状態が生じているものと思われる。そこで、こういった状態においても同様の実験を行った。水深の計測のみ、氾濫台上の 10×10 cm 格子内の中央における水深を各メッシュについてポイントゲージで計測した。なお、言うまでもなく、本実験の場合には、非定常・定常の実験を通じて、供給水は水槽破堤口からまっすぐに与えられているので、一般の河川破堤に見られる河道内流速の影響に基づく氾濫水の偏倚については考慮していない。

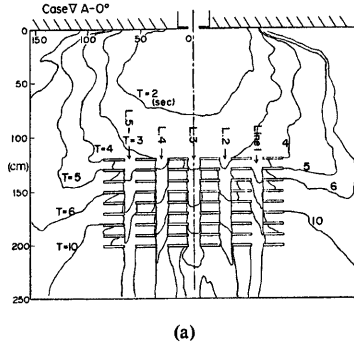
3. 実験結果および考察

3.1 破堤直後の市街地における氾濫水の挙動

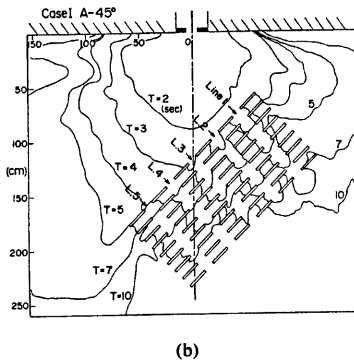
Fig. 4 (a)~(c) ($i=0$) および Fig. 5 (a)~(c) ($i=1/100$) は、ブロックの配置と勾配の影響による氾濫形状の時間変化を示したものである。図中の『Line』を街路と呼ぶことにすると、 $A-0^\circ$ の配置では街路を進行するフロントが速く、勾配を有する CASE V-A- 0° の方が重力の効果もあってこれが顕著である。また、流心に沿った Line-3 以外の街路ではフロントの形状に偏りが見られるが、これは街路入口近傍における流速ベクトルの偏倚成分が、フロントが街路内へ侵入した後にも影響しているからであると思われる。街路と直交する横方向の湛水が、フロントの進行による街路内の湛水とあまり時間的な差がなく、市街地上流部から全



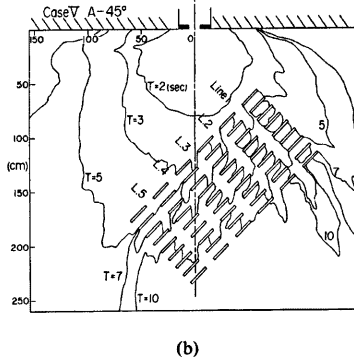
(a)



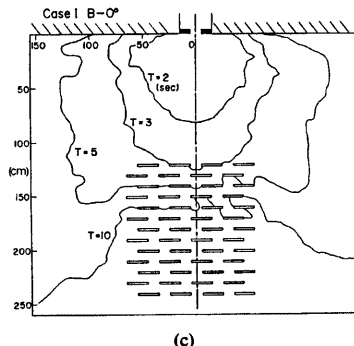
(a)



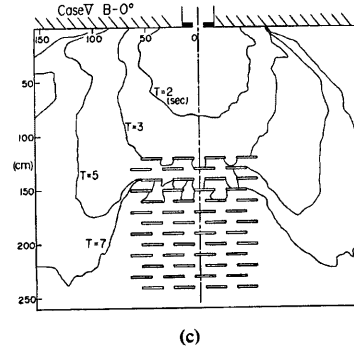
(b)



(b)



(c)



(c)

Fig. 4 Time change of the flood area. ($i=0$).

Fig. 5 Time change of the flood area ($i=1/100$).

体的に浸水する CASE I では、フロントの形状の偏りは顕著でない。A-45° の配置では、最前列のブロックによって流水が左下方に偏流している。CASE V では、 x 方向に勾配があるため、右上側から氾濫水が市街地に回り込んで侵入してくる様子が伺える。街路内のフロントの移動に着目すると、開口部から放射方向に近い街路ではフロントの進行は速く (Line 1, 2)、街路と放射方向がずれるにつれ、これが遅くなるようである (Line 3, 4, 5)。勾配を有する V-A-45° では、街路中の流水は x 方向の加速度成分をもつため、街路から偏倚して分・合流を起こし複雑な挙動を呈している。

以上のケースについて街路内のフロントの走時曲線を表したものが Fig. 6 (a)~(d) である。図中の縦軸は、フロントが各街路に到達した地点を $x=0$ とし、街路に沿った距離を表わしている。A-0° の配置の場合、勾配を有する CASE V では Fig. 6 (b) に見られるように、フロントは街路をほぼ一定の速度で流下しており、一方 CASE I では移動速度がかなり変動しながら減衰していることがわかる。A-45° の配置の場合、Line 3, 4, 5 での移動速度が遅いが、これはブロック前面と平行した流れが卓越し出すため、街路内の流量が減少するからであると推察される。

Fig. 5 の B-0° の配置では、流水は市街地を直進できず、フロントの進行は極めて遅く、湛水がすすむのに長時間を要した。V-A-0° の場合を除いて、移動速度は短時間のうちにかなりの減衰傾向を呈している。これは、前述したようにフロントの偏倚による構造物への衝突や街路と直角方向の分岐による運動量の減少に起因するものと思われる。

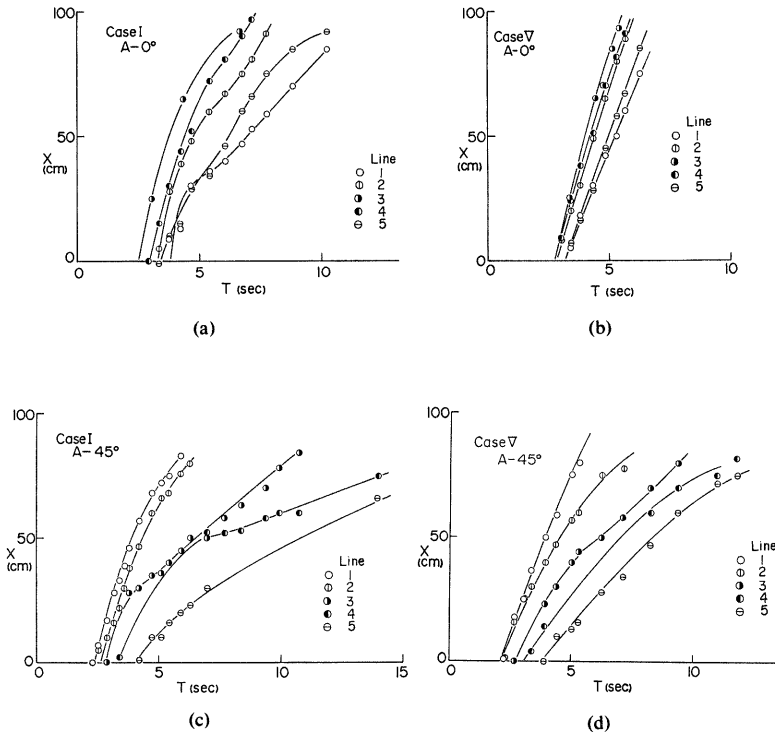


Fig. 6 The position of the flood wave front on the so called dry bed street in the modeled urban area as a function of time.

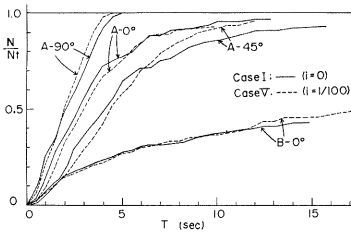


Fig. 7 Time change of the rate of flooded area to the area of modeled urban area.

にはその度合が緩和されるためであると考えられる。A-0°の場合、勾配を有する方が浸水面積率が低い。これも、街路方向の進行が卓越するため、それと直角方向の浸水が遅れるからであるが、A-45°のように、逆転するほどCASE Iではフロントの減衰は著しくない。A-90°の配置では、フロントの進行に伴ってそれと同時に上流全域から浸水が進行するため、フロントの移動が速いCASE Vの浸水がCASE Iのそれを上回っているものと思われる。

つぎに、Fig. 13(a)に示した4地点における水深の時間変化について検討する。CASE IおよびCASE Vに対応した水深の時間変化を示したものがFig. 8(a)~(c)およびFig. 9(a)~(c)である。まず、配置形状の違いによる水深の変化に着目すると、どの配置においても2cmに達するような跳水が生じているが、特にA-45°の配置ではこれが著しいようである。これは、跳水の影響を受けているChannel 2がA-45°の場合ブロック最前部に設定されるため、流水がブロックに達すると瞬時に2cm程度のせき上げを生じるからである。他の配置では、Channel 2の水位計がブロックよりやや前方に設置されるため、ブロック前面で生じたせき上げが前進してChannel 2に達して始めて水位上昇が感知され、水位計からの出力記録が遅れ、規模も小さくなっている。V-B-0°の配置では、流水の侵入が妨げられるような配置であるため、Channel 4にまで氾濫水が達していないこともわかる。勾配の影響については、I、Vのケースとも顕著な差はないようであるが、Line 3に沿った街路内に水位計をセットしたA-0°の配置について見ると、跳水より下流の水位計測地点であるChannel 3, 4を比較すると、CASE Vでは街路内で水深にあまり差はなく、Fig. 6(b)の結果も総合して、ここでは等流に近い状態で流れているものと推察される。一方、水平な場合のCASE Iでは、水深にかなり差があり、フロントの移動速度も減少していることから、街路からそれと直交する方向への氾濫が生じていることが推察される。これは、Fig. 4(a)からも明らかである。

3.2 市街地での定常状態における氾濫水の挙動

Fig. 10(a)~(c)およびFig. 11(a)~(c)は、市街地での洪水氾濫がある程度定常に近い状態になったときの湛水深の分布を示したものである。構造物の配置形状の違いによる水深の分布特性に着目すると、B-0°の配置では前2列のブロックによって流水が遮蔽され、下流域の湛水深は小さく、とくに勾配を有するCASE Vでは市街地の約3分の2が0~4mm程度の湛水深になっている。氾濫水が市街地に対して斜め上方から侵入してくるA-45°の配置では、流水が最初に到達する右最前列における湛水深が最大となっている。A-0°の配置では、最前列のブロック前面でほぼ一様に最大湛水深になっているが、これは跳水が前縁ブロックの両端ではやや前方で発生し、ゆるやかな弧を描くものの、ブロックからほぼ等距離に生じるからであろう。Fig. 12(a)~(d)は、定常状態における氾濫水の表面流速を構造物の配置ごとに示したものである。A-90°の配置を除いて、明確な跳水が発生しており、跳水前方の射流域における流速は1m/sec程度でかなり速いが、跳水後はエネルギーの逸散により流速は急減している。A-0°の配置では、街路入口付近で縮流の影響と思われる流速の増加がみられる。また、街路入口における流速ベクトルの偏倚も、流心に沿った街路

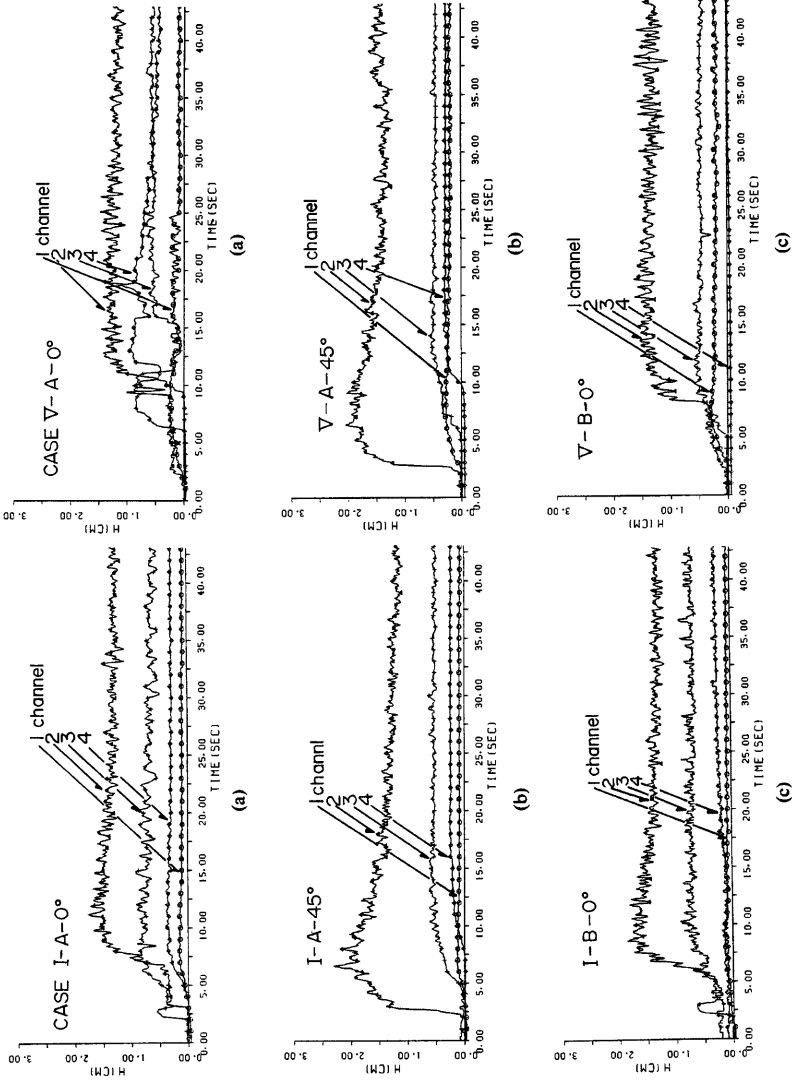


Fig. 8 Time change of the water depth at the specific points shown in Fig. 13 (a) ($i=0$).
 Fig. 9 Time change of the water depth at the specific points shown in Fig. 13 (a) ($i=1/100$).

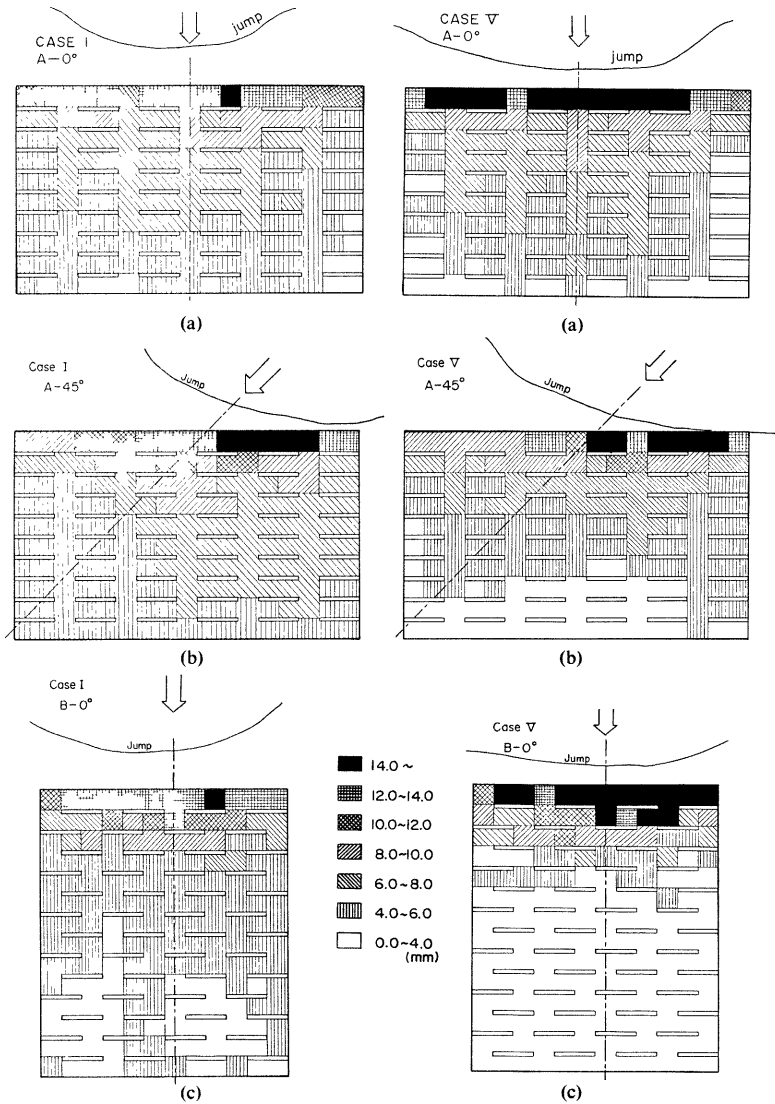


Fig. 10 Water depth distribution in steady state ($i=0$).

Fig. 11 Water depth distribution in steady state ($i=1/100$).

(Line 3) 以外で生じていることが確認できる。A-45° の配置では、ブロック前面と平行した流れが卓越していることもこれより明らかである。B-0° の配置では、直進できる街路がないため、前2列のブロックで流速は急減し、後部では滞溜に近い状況を呈していることがわかる。

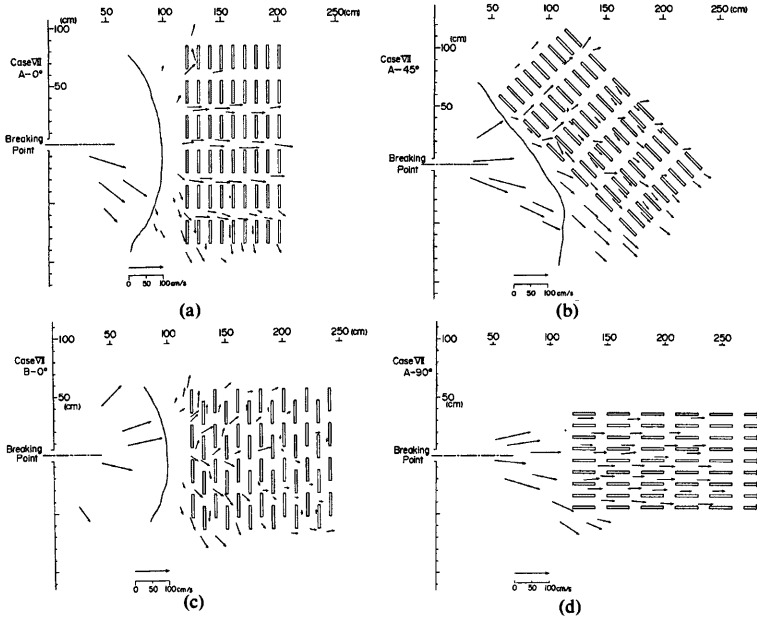


Fig. 12 The distribution of the velocity on the water surface at the steady state.

4. 数値シミュレーション

4.1 概 説

氾濫水の挙動は、二次元平面流れに関する運動方程式と連続式を、与えられた初期条件および境界条件の

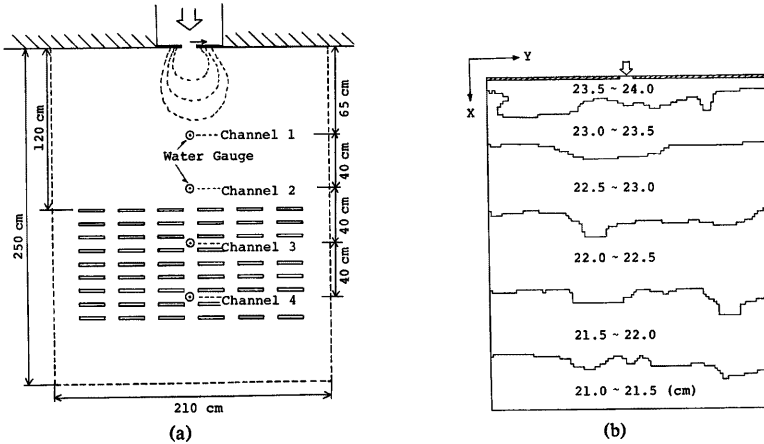


Fig. 13 (a) Concerned study area, (b) Elevation of the concerned study area.

もとで解くことによって説明されるはずであるが、これらの式を解析的に解くことは極めて困難であり、数値計算に頼らざるを得ないのが現状である。数値計算を行うにあたっては、水理学の分野にも洪水流や浸透流の解析に応用されるようになってきた有限要素法と、普通よく用いられる有限差分法とが考えられる。解の安定性および複雑な境界形状をもった流れに対して有限要素法は優れているが、今回の氾濫計算のように、ドライベッド上の洪水フロントという移動境界が存在する流れでは、有限要素法の場合境界要素の設定が問題となるように思われる。そこで、ここでは移動境界の設定が容易に行える有限差分法を採用することにする。用いた水平二次元モデルは、岩佐ら¹²⁾によって氾濫解析用に開発されたもので、マルチレベルの staggered scheme によって計算が進行する explicit な差分法である。これを用いた理由は、陽的な解法であるためプログラムの作成が容易でわかりやすいこと、差分時間間隔を小さくすれば安定な解を得ることが保障されていることなどであって、さらにこれによってどの程度実験結果を説明できるかといった点にも興味があったからである。このモデルの詳細については参考文献に詳しいのでこれに委ねることにし、ここではその説明は省略する。

Table 2 Conditions of calculation.

$V-A-0^\circ, V-B-0^\circ$
$H=14.0$ (cm)
$B=10.0$ (cm)
$i=1/100$
$\Delta X=2$ (cm), $\Delta Y=2$ (cm)
$\Delta t=0.0001$ (sec)
$g=980$ (cm/sec ²)
$\rho=1.0$ (g/cm ³)
$n=0.008$ (sec/m ^{1/3})

Fig. 13 (a)および(b)はそれぞれ数値計算の対象領域の概要とその地盤高の分布を示したものである。x方向を破堤口から流心に沿った方向にとり、y方向はこれと直交する向きにとっている。空間差分間隔は、構造物が評価できるブロック幅の2cmにとり $\Delta x = \Delta y = 2$ cm とした。結局、計算領域は x 方向に 250 cm (125メッシュ) y 方向に、210 cm (105メッシュ) となる。時間差分間隔は $\Delta t = 100 \mu\text{sec}$ とし、粗度係数は、氾濫台上に一次元水路を架設して、等流状態を作り、流量、流速および等流水深を実測し、マンニングの流速公式から求めた値を採用して、 $n=0.008$ とした。なお、計算は CASE V-A-0°

および V-B-0° の2ケースを行った。計算条件をTable 2に示す。

4.2 境界条件

実験では給水槽のゲートを一定速度で開くことによって堤内地に水を氾濫させたが、このような実験をそのまま忠実に数値計算にとり入れることも可能であるが、ここでは簡単のため、実験で得た流出流量のデータを最終開口幅 ($B=10$ cm) で除した単位幅流量を開口部に相当する5メッシュに与え、流出流量の値を実験と同一に設定する方法をとることにし、開口幅の時間変化は考慮しないことにする。流量データのインプットは0.08秒毎とし、その間は線型補間する。ただし、破堤口における y 方向の流量フラックスはゼロとしている。破堤口以外の境界における計算はつきのようにして行う。①固定境界である堤防あるいはブロックに直角方向の流量フラックスはゼロとする。②移動境界については、threshold 水深を 0.01 mm で規定し、これを越えない場合には境界は停止し、これを越えて始めて境界が進行するものとする。③地盤高には実測値 (氾濫台上に設けられた 10×10 cm のメッシュの中央における地盤高) を平滑化したものを用いる。④流出する境界における流量フラックスはその直前のものと同一であるとする。

さて、地盤高が階段状に与えられるため、水深が浅いときには水面に不連続が生じ、段落ち流れが生じる。逆に、地盤高の低い格子の水が次第に湛水して周囲の高い地盤にのり上るような場合には、水面は連続ではあるが差分計算では不都合が生じやすい。これらの場合には差分計算に替わる式を導入しているが、それについては参考文献¹³⁾に詳しいので説明は省略する。その他、差分式の中で非線型項の計算をする際にも若干の工夫がなされているが、これも参考文献¹⁴⁾に詳しいので紙面の都合上、説明は省く。

4.3 計算結果の考察と実験値との比較

Fig. 14 (a)~(d) および Fig. 15 (a)~(c) は、各々 CASE V-A-0° および B-0° の場合の $t=2, 4, 6, 8$ 秒後

の氾濫水深の計算結果である。ただし、 $B-0^\circ$ における $t=2$ 秒の計算結果は $A-0^\circ$ と同じであるので省略している。同図には、各時刻における拡がり形状の実験値も示されている。これらから明らかなように、計算値は実験値よりも拡がりが遅く、 $A-0^\circ$ の配置では街路内のフロントの進行が実験値よりも特に小さく計算されており、フロント形状の偏倚も認められない。さらに、実験では街路内のフロントの進行が街路と直交する方向の浸水よりも卓越しているのに対し、計算ではこの方向の浸水が進行しながらフロントが前進しているようである。そこで、街路内のフロントの移動に関して実験値と計算値を比較したのが Fig. 16 である。これより、計算値では、フロント移動速度の減衰の度合いが著しいことがわかる。これは、街路と直交する方

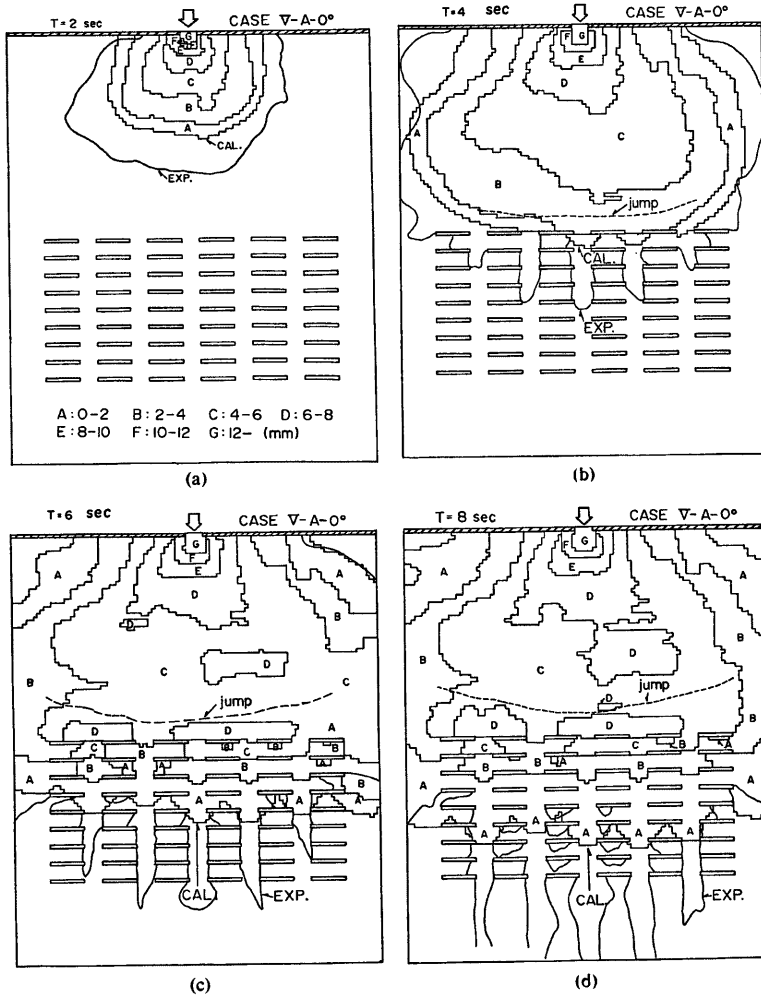


Fig. 14 Calculated results of the submerged area and the distribution of the water depth (CASE V-A- 0°).

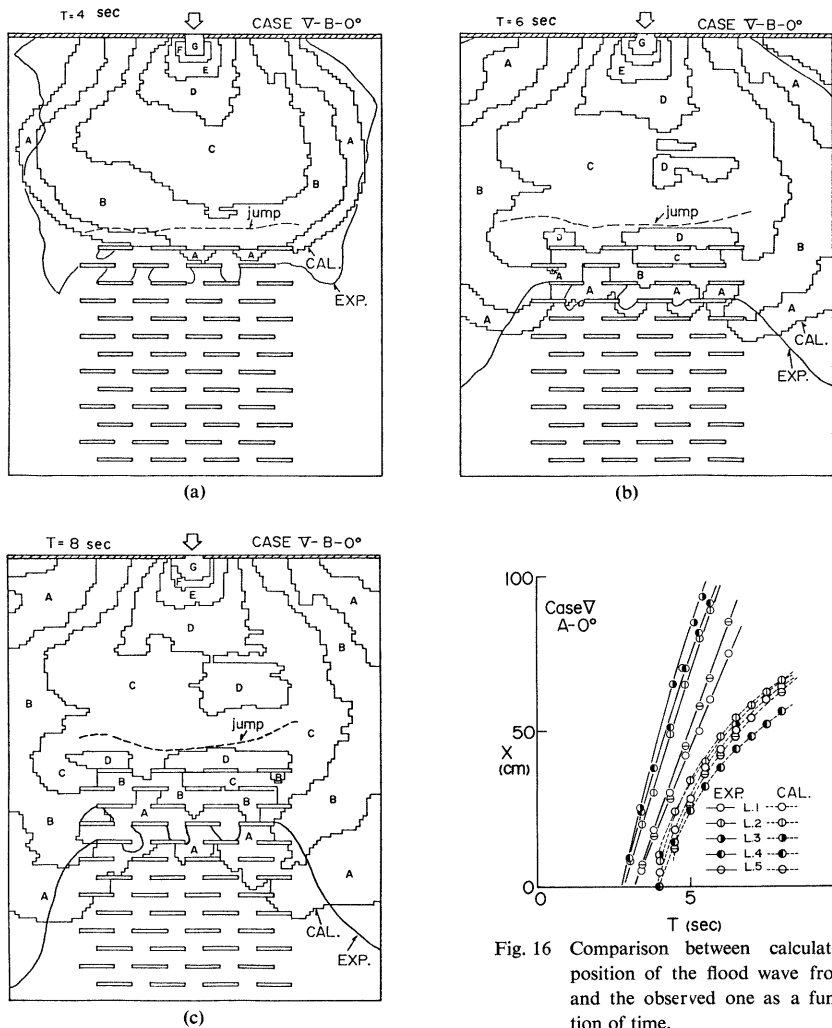
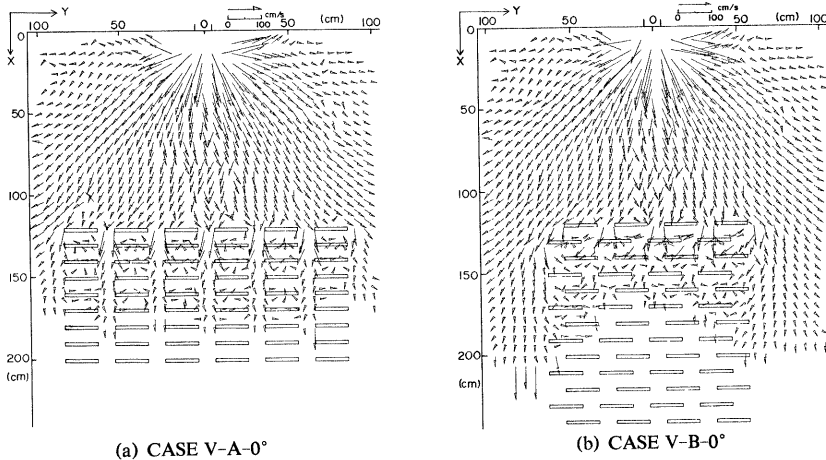


Fig. 15 Calculated results of the submerged area and the distribution of the water depth (CASE V-A-0°).

Fig. 16 Comparison between calculated position of the flood wave front and the observed one as a function of time.

向への氾濫計算が卓越するため、街路方向の運動量が減少することに起因するものと思われる。一方、B-0°の配置では、フロントが直進できる街路がないため、実験ではフロントの進行が抑制されている。このため、計算値でもフロントの遅れは顕在化せず、その位置に関しては結果的に実験値と計算値がほぼ一致している。Fig. 17 (a) および (b) は、Fig. 14 (d) および Fig. 15 (c) に対応する $t=8$ 秒における流速ベクトルの計算結果である。街路入口付近での縮流の状況や、市街地内での流水の動きがある程度再現されている。B-0°の配置では、流水が市街地外部から廻り込んで市街地内部へ流入している状況が見られるが、前述したように



(a) CASE V-A-0°
 (b) CASE V-B-0°
 Fig. 17 Calculated results of the velocity distribution on the water surface.

これは実験でも確認されている。

さて、氾濫水の拡がりに関して計算値が遅れる原因について若干考察してみよう。まず第1に、先端水深を0.01 mm という値に規定したことが考えられる。そこで、これを0.1および1 mm に規定した条件で同様の氾濫計算を行ってみたが、ほとんど変化がなかった。つぎに、先端水深を規定する計算法自体について検討してみよう。Fig. 18は、構造物の影響がなく、かつ地盤が完全に平坦な $t=2$ 秒における氾濫水の拡がりに関する実験値と計算値とを比較したものである。この場合、Fig. 14(a)と比較しても氾濫水は水面勾配が急でほとんど拡がっていない。これは恐らく、先端条件を水深で規定し、先端では流速をゼロとおいたことに起因したものだと思われる。このことから先端水深で規定した移動境界の設定方法にも問題があるものと思われる。第2の原因としては、地盤高を階段上に与えたために、本来滑らかな地盤上を流れる氾濫水の挙動が正確に計算できていないのではないかとことが挙げられよう。第3としては、与えた流量フラックスが実際よりも小さいということが考えられる。すなわち、流出ハイドログラフを求める際にいくつかの仮定を設けてこれを計算しているために、流量が過小評価されているのではないかとすることである。以上の原因のうち、どの要因が支配的であるのか明らかではないが、Fig. 18 に示した結果から判断して、先端水深を規定した移動境界の設定法にかなりの支配的要素があるように思われる。

つぎに、水深の時間変化について考察する。これについては、サーボ式水位計による実験値と計算値を比較するのが最良ではあるが、今回の CASE V-A-0° の実験では、氾濫初期における水位計の反応が不十分であったため、良好なデータが得られず、その替りにここでは開口部を通る中心線上の定常状態における実測水深と計算値とを比較する。CASE V-A-0° に関して、これを示したものが Fig. 19 である。跳水前の射流域では実験値と計算値がかなり一致しており、計算値が時間的にほとんど変化していないことから、この

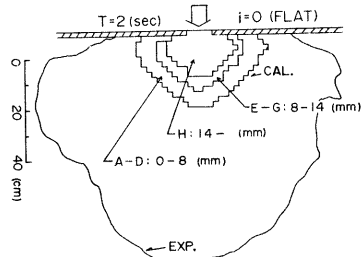


Fig. 18 Calculated results of the submerged area on the completely flat bed ($t=2$ sec).

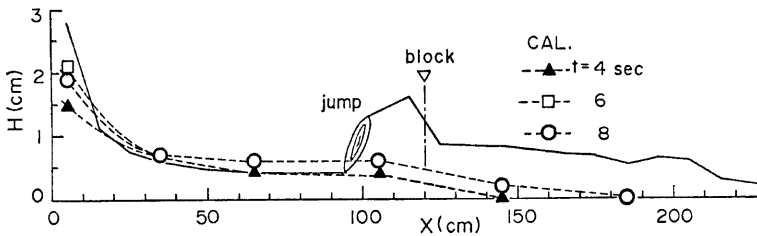


Fig. 19 Comparison between calculated water depth ($t=8$ sec) and observed one (nearly steady state).

部分では破壊後短時間でほぼ定常状態に近い水深になるものと推察される。Fig. 14 (d) からわかるように、計算では最前列のブロック前方でせき上げを生じてはいるものの、実験で発生したような 2 cm にも及ぶ跳水は起こらず、市街地内部でも水深の計算値はかなり小さく計算されている。実験では、 $t=8$ 秒において、すでに跳水が発生しており、跳水が発生するのに $t=8$ 秒では早すぎるという理由でもないようである。恐らく、これは前述したような、街路以外の領域への氾濫計算による街路内流量の減少も一因していると思われるが、跳水のような線的な現象を今回のような差分計算で表現できるのか否かは別にして、これを何ら考慮しなかったことが最大の原因であると思われる。ただ、境界条件として構造物に直角方向にはいってくる流量フラックスベクトルはゼロとおかれており、この不透過の条件に起因するせき上げの効果として水深の若干の増加が現われているようである。今後、跳水のような現象を二次元平面場でどのように考慮して計算すればよいのか検討する必要がある。

5. 結 語

以上、市街地モデルにおける洪水氾濫水の挙動について、実験結果に基づいて考察するとともに、数値シミュレーションを行ってどの程度現象を説明できるのか検討した。本研究で得られた主要な結果および問題点を列挙すると以下のようである。

(1) ブロックの配置形状、勾配、水槽内初期水深および開口幅を種々変化させる実験を行い、ここでは、勾配および配置形状が氾濫形状、浸水率および水深の時間変化にどのように影響するのかを検討した。その結果、市街地の浸水プロセスに対するこれらの影響が明らかにされるとともに、街路内のフロント形状の偏倚や各街路間でのフロントの移動特性に興味ある結果が得られた。また、水深に関しては、氾濫水が市街地最前列のブロックに到達するや否や A-90°、B-90° の配置を除いて 2 cm にも及ぶ跳水が発生し、これが市街地内の水深の分布や流速に大きな影響を与えていることが判明した。

(2) 定常状態における市街地での氾濫水の挙動に関する実験を行い、各ケースについて水深および表面流速の分布が計測された。その結果、勾配の影響については、平坦な場合より勾配がある方がブロック最前列の湛水深が大きいこと、および下流部ではこれが小さいことが確かめられた。ついで、配置形状の相違による湛水深の分布が、跳水発生位置と関連性があることが明らかにされた。また、流速に関しては、街路入口近傍における縮流によって流速が増すことなどが確認された。

(3) 二次元平面流れに関する数値計算を行い、実験値と比較検討した結果、計算値の方が市街地内外でフロントの移動が遅いことが判明した。これには先端条件に水深を規定する方法を用いたことが主な要因と思われるが、地盤の与え方および供給流量そのものも何らかの影響を与えているものと思われる。また、不透過の条件によるせき上げは若干現われるものの、実験で発生した顕著な跳水は計算では生じなかった。跳水によって市街地内部および外部の氾濫現象が大きく変化するので、これに関するメカニズムを数値計算にとり入れて評価するような手法を開発する必要がある。

(4) 今回、構造物が評価できるようにブロック幅の 2cm を空間差分間隔にとったため、差分時間間隔が極めて小さくないと安定な計算ができなかった。このように、有限差分計算では格子のとり方、差分時間間隔とも市街地の特性を考慮する際に制約があるので、さらに場を効果的に表わせかつ簡便な方法を開発する必要がある。

最後に、本研究を遂行するにあたり、氾濫計算のプログラムの作成に熱心に協力して下さった同研究所河川災害研究部門大久保賢治助手と実験および資料整理・図面作成に労を厭わず協力していただいた当時京都大学交通土木工学科 4 年生加納茂紀君（現在京都大学大学院）には心より感謝いたします。なお、数値計算には京都大学大型計算機センターの、実験データの処理には同研究所防災科学資料センターの計算機を利用したことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 井上章平：洪水氾濫予想区域の設定について，河川，No. 352, 1975, pp. 12-14.
- 2) McDonald, A. and D. Ledger: Flood Area Modeling from an Elementary Data Base, Jour. of Hydrology, Vol. 53, 1981, pp. 85-94.
- 3) 大矢雅彦：水害地形分類図，1979年度水工学に関する夏季研修会講義集 A コース，1979, pp. A-4-1-A-4-15.
- 4) たとえば，角屋 睦・早瀬吉雄・岡 太郎：昭和49年7月豪雨による伊勢市水害の発生過程，京都大学防災研究所年報，第18号 B, 1975, pp. 453-468.
- 5) Xanthopoulos, T. and C. Koutitas: Numerical Simulation of a Two Dimensional Flood Wave Propagation Due to Dam Failure, Jour. of Hydraulic Research, Vol. 14, No. 2, 1976, pp. 321-331.
- 6) Katopodes, N. and T. Strelkoff: Computing Two-Dimensional Dam-Break Flood Waves, Proc. of ASCE, Vol. 104, HY9, 1978, pp. 1269-1288.
- 7) 岩佐義朗・井上和也・水島雅文：氾濫水の水利の数値解析法，京都大学防災研究所年報，第23号 B-2, 1980, pp. 305-317.
- 8) 松富英夫：ダム破壊流れの二次元数値解析，第27回水理講演会論文集，1983, pp. 23-28.
- 9) 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報および第2報），東海大学紀要，No. 8 および No. 9, 1977, pp. 133-178.
- 10) 高橋正敏・石原安雄・小葉竹重機：破堤氾濫水の挙動に関する実験的研究(1)，土木学会第34回年次学術講演会講演概要集第2部，1979, pp. 109-110.
- 11) 石原安雄・小葉竹重機：河川堤防破堤時の水流に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第23号 B-2, 1980, pp. 293-303.
- 12) 7)に同じ
- 13) 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，京都大学 防災研究所年報，第26号 B-2, 1983, pp. 109~126.
- 14) 加納茂紀：市街地における洪水氾濫水の挙動に関する実験的研究，京都大学卒業論文，1983.