

氾濫水の水利の数値解析法

岩佐 義朗・井上 和也・水鳥 雅文

HYDRAULIC ANALYSIS OF OVERLAND FLOOD FLOWS BY MEANS OF NUMERICAL METHOD

By Yoshiaki IWASA, Kazuya INOUE and Masafumi MIZUTORI

Synopsis

An algorithm for mathematical simulation of floods and overland flows resulting from the intrusion of channel flows at a breaking bank is constructed by combining two basic systems of unsteady one-dimensional channel flows and unsteady two-dimensional overland flows. The result of numerical simulation shows a good realization of the actual behaviours of the intrusion of flood flow from the levee breaking section. The drainage channels and embankments on the overland are also included in the simulation model developed in this study.

1. 緒 言

河川堤防の破堤に伴う洪水の堤内地への氾濫あるいは内水による堤内地の湛水の解析にあたっては、従来堤内地での水面は水平であるとして堤内地の水位—湛水量曲線を用いる方法が採られることが多かったようである。しかし、この方法は湛水の初期や減水期において水面こう配が無視しえない場合に不適当であるだけでなく、周囲が堤防などで圍繞されているような水の運動に対して閉じられた領域にしか適用できないという致命的ともいえる問題点を持っている。この方法においては明らかに対象領域全体についての水の連続式のみが考慮されていることになるが、いま述べた問題点を改めるにはより細かな領域について連続式および運動方程式が考慮されなければならないことはいままでもない。このような方向の研究の一つとして、対象領域を地形を考慮しながら多数の要素に分割し、それぞれの要素の中では流れは一次元的であるとして連続式および運動方程式を考える解析法が主として流出問題を扱う分野で行なわれている。しかし、この方法は流出とは逆に水が浸入してくる氾濫水の追跡法としてはいままでのところ用いられていないようである。

本研究では、河道および堤内地よりなる系における洪水および氾濫水の挙動を、数値解析によって追跡する方法を採ることにし、まずそのための数学モデルを構成するとともに、その数値解析法を導き、シミュレーションを実施することにする。すなわち、河道における洪水に対しては慣用されている一次元解析法を適用し、その数値解析法として固定格子点を用いた特性曲線法によることにし、一方堤内地における氾濫水に対しては二次元平面流れとして取扱うことにし、その基礎式より直接差分式を導いて計算法とすることにする。ついで、これらの両者の計算法を組合せて河道—堤内地系における洪水・氾濫水の数値解析モデルとするとともに、実際の河道—堤内地系に適用して、そのシミュレーションの結果について検討を行なう。さらに、氾濫水の挙動に影響を及ぼす堤内地の微細な地形構造のうち、排水路および盛土の存在を考慮した場合の計算法ならびにそれによる結果についても考察を加えることにする。

2. 河道—堤内地系における基礎式とその数値解析法

ここでは、河道および堤内地における洪水および氾濫水のそれぞれについて数学モデルおよびその数値解析法を別個に述べ、ついで両者を組合せて河道—堤内地系における数値解析モデルとする。

2.1 河道における洪水の追跡法

河道における洪水の数学モデルの基礎式として、つぎの一次元解析法による結果を用いる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\beta}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \lambda \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\alpha v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} = s_0 - s_f \quad \dots\dots\dots (2)$$

記号は慣用のとおりである。摩擦こう配 s_f は、抵抗則に Manning 式を用いると $s_f = n^2 v^2 / R^{(4/3)}$ で表わされる。

(2) 式はつぎの全エネルギー水頭 H_t :

$$H_t = z + \lambda h \cos \theta + \frac{\alpha v^2}{2g} = H + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (3)$$

を導入すればつぎのように表わされる。

$$\frac{\beta}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial H_t}{\partial x} = -s_f \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 z : 基準面から河床までの高さ、 $H = z + \lambda h \cos \theta$: 基準面から水面までの高さつまり水位である。

(1) および (4) 式によって構成される系は双曲型であるから、つぎのように特性曲線による表示に改められる。

特性曲線 :

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_{\pm} = \frac{\alpha + \beta}{2\beta} v \pm c \quad \dots\dots\dots (5)$$

に沿って、

$$\left(\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q \right) + \left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v \pm c \right) \left(\frac{\beta}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial H_t}{\partial x} + s_f \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

が成立する。ここに複号は同順にとられ、また c は、

$$c = \sqrt{\left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v \right)^2 + \frac{\lambda g \cos \theta \cdot A}{\beta B}} \quad (\approx \sqrt{gA/B}) \quad \dots\dots\dots (7)$$

で定義され ($B = (\partial A / \partial h)_{x=\text{const}}$: 水面幅、平均流速に相対的にとられた dynamic wave の伝播速度である。

(6) 式中の微分はいうまでもなくそれぞれの特性曲線の方向に沿ってとらなければならない。

さて、河道における洪水の計算法として、(6) 式を固定格子点について差分化した次式を用いることにする (Fig. 1 参照)。すなわち、計算断面の番号 j が下流から順につけられているとし、また流れを常流とするとき $(j+1) \sim (j)$ 間ではつぎの差分式を適用する。

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\lambda \cos \theta}{B} \right)_j^n \left(\frac{A_{j+1}^n - A_j^n}{\Delta t} + \frac{Q_j^n - Q_{j+1}^n}{\Delta x_j} - q_j^n \right) \\ & + \left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v + c \right)_j^n \left(-\frac{\beta}{g} \frac{v_{j+1}^n - v_j^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,j}^n - H_{t,j+1}^n}{\Delta x_j} + \frac{s_{f,j+1}^n + s_{f,j}^n}{2} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (8.1) \end{aligned}$$

また $(j) \sim (j-1)$ 間では、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\lambda \cos \theta}{B} \right)_j^n \left(\frac{A_j^n - A_{j-1}^n}{\Delta t} + \frac{Q_{j-1}^n - Q_j^n}{\Delta x_{j-1}} - q_{j-1}^n \right) \\ & + \left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v - c \right)_j^n \left(\frac{\beta}{g} \frac{v_{j+1}^n - v_j^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,j-1}^n - H_{t,j}^n}{\Delta x_{j-1}} + \frac{s_{f,j}^n + s_{f,j-1}^n}{2} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (8.2) \end{aligned}$$

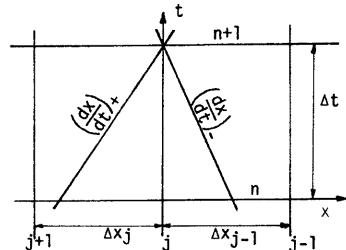


Fig. 1. Difference scheme by characteristics method.

という差分式を適用する。ここに Δx_j は断面 (j) と $(j+1)$ の距離, q_j はこの間に流入する河道単位長さあたりの横流入流量である。したがって, この区間に Q_i なる横流入流量があるときには $Q_i = q_j \Delta x_j$ とする。

(8.1) および (8.2) 式は, 不等流計算で用いられる標準逐次計算法を, 洪水のような非定常流の計算へ拡張したものになっている。これらの 2 式による洪水の計算法の詳細についてはすでに発表¹⁾ しているので省略する。

2.2 堤内地における氾濫水の追跡法

氾濫水の拡がりおよび伝播を表わす数学モデルとして次式が成立するとする。

連続式:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \dots\dots\dots (9)$$

運動方程式:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = F_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \dots\dots\dots (10)$$

ここに x_i : (x, y, z) —座標で, 水平面内東向きに x 軸, 北向きに y 軸ととり, 鉛直上向きに z 軸をとる。また氾濫域はそれほど大きくはないとして, ここでは Coriolis の力を無視している。

さて, 初めに述べたように本研究においては氾濫水の挙動を二次元平面流れとしてとらえることにしているから, (9) および (10) 式をそのための基礎式に書き改めなければならない。まず, (10) 式の z 軸方向の式において鉛直方向の加速度が重力の加速度に比して小さいと仮定し, また水表面で圧力は一定の大気圧に等しいとすると, 静水圧分布 $p = \rho g(H - z)$ が得られる (H : 水位)。つきに (9) 式および上の静水圧分布と (10) 式の x および y 軸に関する式から二次元平面流れの基礎式を導くのに, Fig. 2 に示されるような control volume について (9) および (10) 式を積分する。その結果基礎式として次式が得られる。

連続式:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{\Delta x} M \Big|_{x_i}^{x_{i+1}} + \frac{1}{\Delta y} N \Big|_{y_j}^{y_{j+1}} = 0 \dots\dots\dots (11)$$

x 方向運動量式:

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{1}{\Delta x} u M \Big|_{x_i}^{x_{i+1}} + \frac{1}{\Delta y} v M \Big|_{y_j}^{y_{j+1}} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{xb}}{\rho} \dots\dots\dots (12.1)$$

y 方向運動量式:

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{1}{\Delta x} u N \Big|_{x_i}^{x_{i+1}} + \frac{1}{\Delta y} v N \Big|_{y_j}^{y_{j+1}} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{yb}}{\rho} \dots\dots\dots (12.2)$$

ここに, u および v : それぞれ x および y 方向の深さ方向に平均された流速, h : 水深, $M = uh$ および $N = vh$: それぞれ x および y 方向の流量フラックスである。 τ_{xb} および τ_{yb} は底面において作用する x および y 方向のせん断応力であって, 抵抗則として Manning 公式を用いると

$$\tau_{x \text{ or } yb} / \rho = g n^2 u_{\text{or } v} \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \dots\dots\dots (13)$$

で表わされる。

つきに, 堤内地における氾濫水の計算法として, (11) および (12) 式をつぎのように差分化する²⁾。まず (x, y, t) 空間を Fig. 3 のように格子分割し, 従属変数 M, N および h を図のように千鳥状に配置する。 x, y および t の格子間隔をそれぞれ $\Delta x, \Delta y$ および Δt とし, 差分化にあたって変数の右下に (x, y) 平面での位置を示す添字 i および j , 変数の右肩に時間ステップを示す添字 n を附すことにする。

(10) 式 (連続式):

$$\frac{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+3} - h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - M_{i, j+1/2}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - N_{i+1/2, j}^{n+2}}{\Delta y} = 0 \dots\dots\dots (14)$$

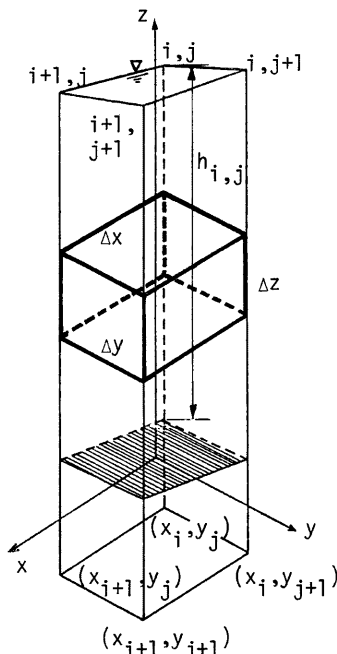


Fig. 2. Control volume of two-dimensional plane flow.

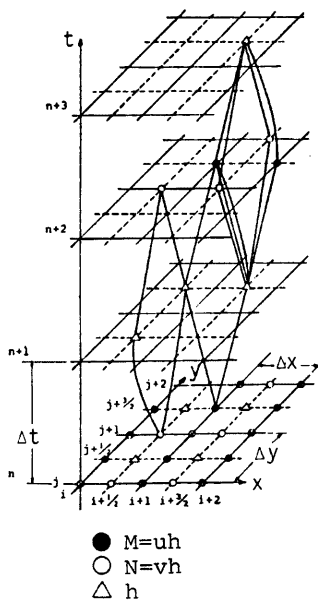


Fig. 3. Difference scheme for two-dimensional plane flow.

(12.1) 式 (x 方向運動量式):

$$\begin{aligned}
 & \frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} - M_{i,j+1/2}^n}{2\Delta t} + \frac{1}{\Delta x} \left[\frac{1}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1/2}} \left(\frac{M_{i+1,j+1/2}^n + M_{i,j+1/2}^n}{2} \right)^2 \right. \\
 & \quad \left. - \frac{1}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1/2}} \left(\frac{M_{i,j+1/2}^n + M_{i-1,j+1/2}^n}{2} \right)^2 \right] + \frac{1}{\Delta y} \left[\frac{(M_{i,j+1/2}^n + M_{i,j+3/2}^n)(N_{i+1/2,j+1}^n + N_{i-1/2,j+1}^n)}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1/2} + h_{i+1/2,j+3/2}^{n+1/2} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1/2} + h_{i-1/2,j+3/2}^{n+1/2}} \right. \\
 & \quad \left. - \frac{(M_{i,j+1/2}^n + M_{i,j-1/2}^n)(N_{i+1/2,j}^n + N_{i-1/2,j}^n)}{h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1/2} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1/2} + h_{i-1/2,j-1/2}^{n+1/2} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1/2}} \right] \\
 & = -g \frac{(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1/2} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1/2})(H_{i+1/2,j+1/2}^{n+1/2} - H_{i-1/2,j+1/2}^{n+1/2})}{2\Delta x} \\
 & \quad - g n_{i,j+1/2}^2 \frac{\bar{u}_{i,j+1/2} \sqrt{(u_{i,j+1/2}^n)^2 + (v_{i,j+1/2}^n)^2}}{[(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1/2} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1/2})/2]^{1/2}} \dots (15.1)
 \end{aligned}$$

(12.2) 式 (y 方向の運動量式):

$$\begin{aligned}
 & \frac{N_{i+1/2,j}^{n+2} - N_{i+1/2,j}^n}{2\Delta t} + \frac{1}{\Delta x} \left[\frac{(M_{i+1,j+1/2}^n + M_{i+1,j-1/2}^n)(N_{i+1/2,j+1}^n + N_{i+1/2,j-1}^n)}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1/2} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1/2} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1/2} + h_{i-1/2,j-1/2}^{n+1/2}} \right. \\
 & \quad \left. - \frac{(M_{i,j+1/2}^n + M_{i,j-1/2}^n)(N_{i-1/2,j+1}^n + N_{i-1/2,j-1}^n)}{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1/2} + h_{i-1/2,j-1/2}^{n+1/2} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1/2} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1/2}} \right] \\
 & \quad + \frac{1}{\Delta y} \left[\frac{1}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1/2}} \left(\frac{N_{i+1/2,j+1}^n + N_{i+1/2,j-1}^n}{2} \right)^2 \right. \\
 & \quad \left. - \frac{1}{h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1/2}} \left(\frac{N_{i+1/2,j}^n + N_{i+1/2,j+2}^n}{2} \right)^2 \right]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= -g \frac{(h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1})(H_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} - H_{i+1/2, j-1/2}^{n+1})}{2\Delta y} \\
&\quad - g n_{i+1/2, j}^2 \frac{\bar{v}_{i+1/2, j} \sqrt{(u_{i+1/2, j}^n)^2 + (v_{i+1/2, j}^n)^2}}{[(h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1})/2]^{1/3}} \dots\dots\dots (15.2)
\end{aligned}$$

ここに、

$$\bar{u}_{i, j+1/2} = (M_{i, j+1/2}^{n+2} + M_{i, j+1/2}^n) / (h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^n) \dots\dots\dots (16.1)$$

$$\bar{v}_{i+1/2, j} = (N_{i+1/2, j}^{n+2} + N_{i+1/2, j}^n) / (h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1}) \dots\dots\dots (16.2)$$

である。(14)式においては h^{n+3} が未知量であり、(15.1)および(15.2)式においてはそれぞれ M^{n+2} および N^{n+2} が未知量である。(15.1)および(15.2)式の右辺の摩擦項にも(16.1)および(16.2)式に示されるように未知量 M^{n+2} および N^{n+2} が含まれているのは、摩擦項にもとづく数値計算上の不安定(Vasilievの不安定)を避けるための工夫の結果であり、一次元の流れの場合によく知られている方法³⁾である。上記の差分式を、今里⁴⁾らが琵琶湖の湖流の解析に用いた差分式と比較すると非定常項($\partial/\partial t$ の項)および水面こう配の項($gh \partial H/\partial x$, etc.)については全く同じであるが、慣性項が比較的大きいと予想される氾濫水という流れの特徴を考え、この項も省略せずに直接差分化した点および摩擦項の取扱いに上記のような方法を採用した点において異なっている。

(14)および(15)式による計算は、つぎに述べる境界条件に関する判定を除けば一般的につぎのように進められる。まず M^n, N^n および h^{n+1} が前回の計算結果あるいは初期値として既知であるとすれば、(15.1)および(15.2)式より未知量 M^{n+2} および N^{n+2} が求められる。ついで、これらの値を用いて(14)式より h^{n+3} が求められる。

境界における計算はつぎのようにして行なうことにする。実際の計算においては対象とする堤内地を長方形の格子に分割するが、対象領域の境界に接する格子のさらに外側に同じ大きさの格子を考え、これを境界格子と呼ぶことにする(後述のFig. 6参照。境界格子以外の計算の対象となる格子を一般格子と呼ぶ)。これは、境界に接した一般格子と境界に接しない一般格子の計算をできるだけ一般的に計算法によって行なうことを目的としたもので、プログラムの簡略化に役立つものである。もちろん境界格子においては流量フラックスおよび水深はともにつねに0とされる。さて、境界条件にはつぎの3つの場合がある。

(1) 境界である堤防あるいは山地に直角方向の流量フラックスは0とする。すなわち、ある一般格子(i, j)に対してその西側格子が境界格子であれば $M_{i, j+1/2} = 0$ であるとし、南側格子が境界格子であれば $N_{i+1/2, j} = 0$ とする。

(2) 破堤点となる格子では、計算される河道からの越流量から、その格子の流量フラックス M あるいは N を破堤の方向に応じて求めることにする。堤内地から河道へ排水する排水機場では、排水流量に応じた流量フラックスを上と同様にして与える。

(3) 計算上の問題点として氾濫水の先端の取扱いがある。これを水理学的な立場から厳密に取扱うことはきわめてむずかしい問題であり、とくに摩擦の影響も考えに入れるとすれば、dam break wavesの問題におけるDressler⁵⁾の研究のような複雑な取扱いを二次元の場で行なわなければならない。しかし一方、本研究では堤内地における氾濫水の挙動を、数値計算によってある意味で巨視的に追跡しようとしているから、氾濫水の全体の挙動に大きい影響を持つとは考えられない先端部の取扱いに複雑な方法を探ることは、計算法全体からみれば、精粗のバランスを欠き好しい方法とはいえない。したがってここではある微小な水深の基準値 ε (実際には0.001 mを採った)を想定し、つぎの方法でこの問題を処理することにした。

(i) 周辺の水位より地盤の高い格子では、前の時間ステップでその格子の水深が ε になっていれば、流量フラックス(流入・流出とも)はないものとする。この方法によれば、氾濫水の先端が地盤の低い点から高い点へ慣性により浸入するという現象が生じないことになるが、このことによる誤差はきわめて小さいと予想される。

(ii) 水深が ϵ 以下の格子から流出する流量フラックスが計算された場合には、この流量フラックスを 0 で置換える。

(iii) 計算される水深が負となった場合には、これを 0 で置換える。

以上の方法によれば水量の連続性に少し問題が生じようが、後述するいずれの計算例においても、河川から流入した水の総量と堤内地に貯留された湛水量の総量との差は高々 5% 程度であって、計算上水量の連続性はほぼ満たされていると判断できる結果が得られた。

2.3 河道—堤内地系への適用

河道と堤内地は、破堤点および排水機場のみを通じて結びつけられるとする。計算をすすめる上で最も問題となるのは、破堤点の位置、破堤の開始に関する条件、破堤部分の堤長（破堤幅）、破堤敷高および越流量であろう。これらのうち破堤点の位置は任意に想定されることになろうが、それ以外の破堤の過程やそれによって越流量がどのようになるかはきわめてむずかしい問題である。しかし、この点に立入ることは本研究の目的から逸れるので、ここでは簡単のためつぎのようにして破堤ならびに越流量を定めることにした。いま、想定された破堤点における河道の水位（外水位）を H_r 、同じ地点の堤内地の水位（内水位）を H_f 、さらに破堤開始外水位を H_i 、破堤敷高を H_0 および破堤長を L とし、これらのうち H_i 、 H_0 および L は先験的に与えられているとする。このとき、 $H_r \geq H_i$ になれば瞬時に長さ L の破堤が生ずるとして、それ以後は内・外水位の如何にかかわらず越流量 Q_0 を算定することにし、その計算式には長方形の堰に関する本間の越流公式⁶⁾を用いることにする。すなわち、 $H_r > H_f$ のとき、河道から堤内地へ越流するとし、 $h_1 = H_r - H_0$ 、 $h_2 = H_f - H_0$ において

$$(1) \quad h_2/h_1 \leq 2/3 \text{ のとき } Q_0 = \mu L h_1 \sqrt{2g h_1} \dots\dots\dots (17.1)$$

$$(2) \quad h_2/h_1 > 2/3 \text{ のとき } Q_0 = \mu' L h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \dots\dots\dots (17.2)$$

とする。ここで μ および μ' は完全越流および潜り越流時の流量係数でそれぞれ 0.35 および 0.91 とされている。逆に $H_r < H_f$ のときは堤内地より河道への逆越流が生ずるから、 $h_1 = H_f - H_0$ 、 $h_2 = H_r - H_0$ として(17)式より逆越流流量を求めるとする。このようにして求められた越流流量は、堤内地において 2.2(2)で述べたように、その方向に応じて x および y 方向の流量フラックス M あるいは N に改められる。また一方、河道の洪水に対しては、越流流量は横流出流量になるものとする。すなわち破堤点の下流側の河道の計算断面番号を j とすれば $Q_0 = -q_j \Delta x_j$ とされる。

なお排水機場については、複雑な操作方式を考えずに、排水機場が含まれる堤内地の一般格子に浸水が及んでいるときのみ排水能力に応じた排水が行なわれるとし、この排水流量は上と同様にその点から河道への横流入流量として扱うことにする。

3. 淀川および旧巨椋池干拓地への適用例

前節で構成された河道—堤内地系における洪水・氾濫水の数値解析モデルを、現地に適用する例として、Fig. 4 に示される淀川の三川合流付近を考える。すなわち、河道は桂川、宇治川、木津川およびこれらの合流後の淀川本川であり、堤内地としては宇治川および木津川で挟まれている旧巨椋池干拓地の Fig. 4 の破線で囲まれている地域をとり上げる。堤内地は、地盤の等高線に示されているように中央部が凹形状となっている。なお、現在この地域には多くの開発事業が進められ、地形形態も若干変っているが、ここでは簡単のため Fig. 4 のような単純なものであるとしている。以下ここでの数値解析モデルによって実際に計算する場合に必要なとされる資料

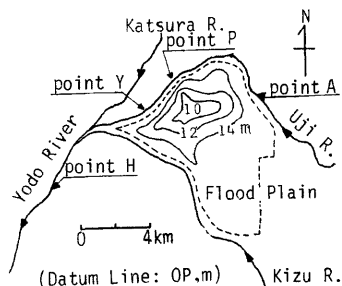


Fig. 4. Topography of Yodo river and flood plain.

等について例示しながら簡単に触れ、その後にシミュレーションの結果を示すことにする。

3.1 計算に必要な資料・条件

(1) 河道の洪水の計算⁷⁾

(i) 対象河道：淀川本川の下流端を枚方地点，木津川の上流端を加茂地点，桂川の上流端を納所地点，宇治川の上流端を淀川 50.2 km の断面（天ヶ瀬ダムの下流やく 2 km）とし，この河道区間に計 37 の計算断面を設定する。断面特性は昭和 49 年に測量された結果からまとめられたものを用いることにし，また粗度係数は桂川において $n=0.04$ それ以外の河川では $n=0.030$ を与えた。

(ii) 境界条件（対象洪水）：上記の上流端には Fig. 5 に示される流量ハイドログラフを与える。これは昭和 28 年の 13 号台風時の出水が現状の河道に発生したとして貯留関数モデルによって求められた結果である。宇治川の上流端の流量が一時的に減少しているのは天ヶ瀬ダムによる放流流量の制御の結果である。下流端においては枚方地点の水位—流量曲線を与える。

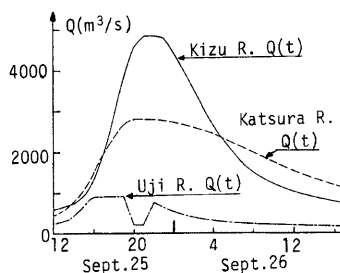


Fig. 5. Discharge hydrographs at upstream boundaries.

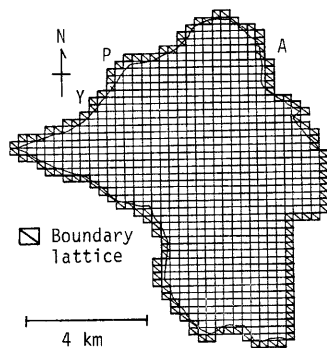


Fig. 6. Networks of flood plain.

(iii) 初期条件：標準逐次計算法による不等流計算の結果を与える。

(2) 堤内地の氾濫水の計算

(i) 堤内地分割：対象とした堤内地を Fig. 6 のように格子に分割し，さらにその周辺に図のように境界格子をつけ加える ($\Delta x=285.44$ m, $\Delta y=231.0$ m)。一般格子の地盤高はその格子内の平均値を与える。なお，この地域には各種の盛土や排水用小河川が存在するが，それらについては次節で検討することにし，ここではすべて無視することにした。

(ii) 初期条件：破堤する以前の状態として対象領域全体において水深および流量フラックスがすべて 0 であるとした。つまり，降雨などによる内水は初期には存在しないとする。境界条件については前述のとおりである。

(iii) 粗度係数：堤内地の粗度係数に関しては資料が乏しい。ここでは，水田・畑地において $n=0.025$ ，宅地において $n=0.040$ ，山地において $n=0.060$ を与えることにする⁸⁾。

(iv) 排水機場：Fig. 4 の P 点において一定流量 (100 m³/s) の排水が行なわれるとする。

(3) 越流流量の計算

Fig. 4 の A 点を破堤点と想定し，破堤の条件および越流流量の算定に必要なパラメータを全く仮想的にづきのように設定した。すなわち，破堤開始外水位 $H_i=O.P. 14$ m，破堤敷高 $H_0=O.P. 13$ m，破堤長 $L=400$ m である。

(4) 計算時間間隔 Δt

試算の結果，河道については $\Delta t=10$ 秒，堤内地については $\Delta t=5$ 秒とする。

3.2 計算結果

(1) Fig. 7 (a) および (b) はそれぞれ淀地点 (Fig. 4 中の Y 地点) および枚方 (同じく H 地点) における水位ならびに流量のハイドログラフを、破堤があったとした場合となかったとした場合の計算結果から示したものである。ただし、Fig. 7 (b) では流量のみが示され、また破堤点における越流流量の変化も示されている。Fig. 7 (a) より、破堤により淀地点の水位はかなり低下することおよび流量の大きい逆流が発生していることが分る。この逆流している流量は淀地点より下流で合流している木津川および桂川から流入してくるものである (後述 Fig. 8)。減水期の水位が破堤した場合の方が高いのは、堤内地より河道へ逆に水が戻っている (逆越流) からである。なお破堤しなかった場合の流量が一時的に相当減少しているのは、Fig. 5 と比較すれば分るように、宇治川の上流にある天ヶ瀬ダムからの放流流量が制限された結果である。

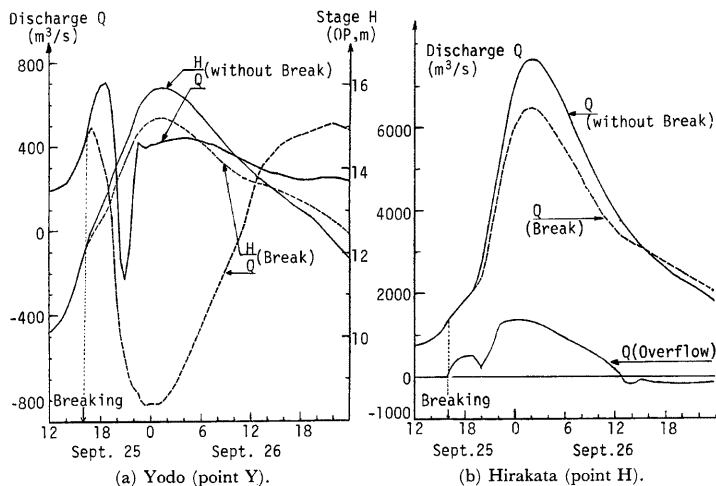


Fig. 7. Change of hydrographs due to levee break.

つぎに Fig. 7 (b) についてみると、枚方において破堤により流量の最大値が相当減少していることおよびこの減少量は越流流量の最大値にほぼ等しいことが分る。つまり氾濫水となって堤内地へ流入した分だけ枚方の流量が減少したという結果になっている。また、越流流量の最大値と枚方の流量の最大値の生起時間の差は、破堤後枚方の流量に違いが現われるまでの時間差および逆越流 ($Q_0 < 0$) が始まってから枚方における流量が破堤しなかった場合の流量より大きくなるまでの時間差とほぼ等しくなっていることが見られる。つまり破堤による流量の増減という影響が、ほぼ同じ時間差を保って下流へ伝播していることになる。なお、越流流量が破堤後一時的に減少しているのは、Fig. 7 (a) で述べたように天ヶ瀬ダムによる流量制御による結果であるが、下流からの逆流により越流流量はすぐに再び増大している。

(2) Fig. 8 は越流流量が最大のときの河道の流量の分布を示したものである。(1) で述べたように淀地点 (Y 地点) では大きい流量の逆流となっており、また桂川の流量が 2 分されていることが分る。これは、木津川の流量がこの時間ではきわめて大きく、その結果木津川の合流点において水位が相当上昇し、これによるせき上げのために桂川の流量の一部が宇治川へ逆流していることを表わしており、三川合流部における各河川の洪水の

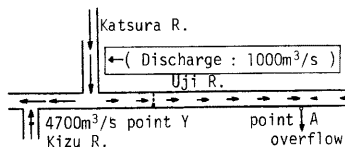
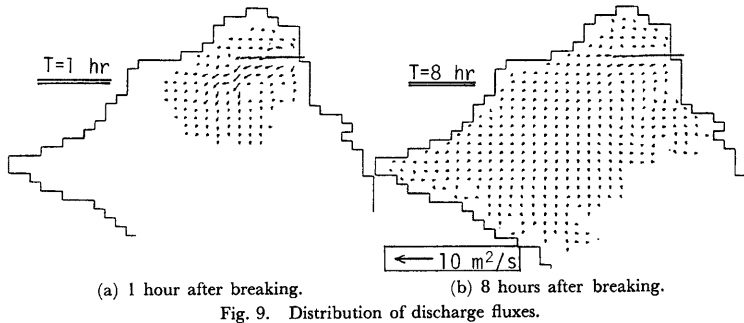


Fig. 8. Distribution of discharge along each river.

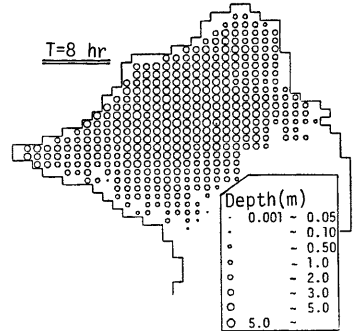
複雑な挙動がうかがわれる。またこの結果宇治川における水位も上昇し、その影響が破堤点にまで及び、越流流量が最大になったものと考えられる。



(3) Fig. 9 (a) および (b) は、堤内地における流量フラックス M および N をベクトルとして表示したもので、それぞれ破堤後 1 時間および 8 時間目（越流流量の最大時）の結果である。Fig. 9 (a) では、かなり大きい流量フラックスが Fig. 4 に示される地盤の低い堤内地中央の凹部に向っており、氾濫水が地盤の高い所を避けながら順次低地へ浸水しつつあることがみられ、地形に従った氾濫水の拡散の過程が計算されているといえる。一方破堤後相当時間が経過した Fig. 9 (b) では、堤内地の凹部全域に浸水が及んでいるとともに、流量フラックスは破堤点の近くを除いてきわめて小さくなっている。つまり、このときには堤内地での流れそのものは小さく、越流水によって水位が徐々に上昇し、地盤の高い周辺に浸水してゆく湛水の過程が計算されているといえる。

Fig. 10 はこの時間での堤内地の水深の分布を示したものである。堤内地の南方の地盤の高い部分および局所的

に地盤の高い所には浸水が及んでいない。一方、地盤の低い中央部では相当大きい水深の湛水が生じている。このときの浸水域の水位を計算結果からみるとほぼ一定値になっており、水面は水平と考えてよい程度である。これは、Fig. 9 (b) で流量フラックスがきわめて小さくなっていることと対応している。



以上述べた淀川および旧巨椋池干拓地を対象としたシミュレーションの結果を要約すれば、ここでの計算により、破堤による河道の下流側の流量の減少や逆流の発生および堤内地における氾濫水の拡散やそれに続く湛水の過程といった破堤に伴って発生が予想される水理学的な諸現象がよくとらえられているといえる。つまり、ここでの数値解析モデルによって、河道—堤内地系における洪水・氾濫水の挙動は十分に解析されうると判断されよう。

4. 排水路および盛土を考慮した計算

本節では、堤内地において氾濫水の挙動に影響を与えるいくつかの地形構造のうち、排水用的小河川（排水路と呼ぶ）および盛土の存在を考慮した場合の解析法をそれぞれ別個に導くとともに、数値計算を実施する。

上記のように両者の場合を別々に考えたのは、排水路を考えた場合に多大の計算時間を要したためであって、同じ理由により本節では河道の洪水の計算も行なわないことにし、破堤点において Fig. 11 に示さる越流流量ハイドログラフを与えることにする。なお、前節の結果より大きい越流流量を与えたのは、排水路および盛土の影響が短い計算時間のうちに現われるようにするためである。

4.1 排水路を考慮した計算

ここで対象とする排水路の幅は高々 10m～20m 程度であると限っておく。いま、このような排水路の存在を考慮する方法として、排水路が通る格子を地盤高の低い格子に置換えることにより、その格子自体を排水路とみなす方法が考えられる。もしこれが可能であれば 2.2 の計算方法が何の修正もなしに適用されるから、最も容易な方法であることはいうまでもない。しかし、この方法は以下に述べる理由より不適当と判断される。

(i) 格子の地盤の低下量をどの程度にするかが問題である。つまり、排水路の深さに等しいだけ地盤を低下させれば、結局排水路の幅を格子の一边の長さに等しくとることになり、ここで扱うような幅の狭い排水路には不適当である。一方、たとえば排水路の容積(幅×長さ×排水路の深さ)が等しくなるように格子の地盤高を低下せるとすればその量はきわめて小さくなり、排水路の代りとなるべき地形の変化は生じない。

(ii) 排水路を無理なく一般格子として表わせる程度に格子分割を細かくすれば、すなわち格子の一边の長さを排水路の幅程度にとれば、上記の (i) の問題は解消するが、格子の大きさが小さくなることにより格子数が著しく増大するとともに計算時間間隔 Δt も小さくとらなければならないとなり、全体の計算時間が膨大になる。

さて、以上の理由により排水路をそのまま水路として扱うことにし、これを一般格子の周囲に沿うように配置する。いま、ここで排水路が氾濫水の挙動にどれほどの影響を与えるかを考えてみると、排水路の容量は格子上の氾濫水の体積に比しきわめて小さなものであるから、排水路の存在が問題になるのは氾濫の初期のみで、かなりの湛水があるときには排水路は無視して差支えないはずである。一方、計算上の観点からすれば、排水路の大きさが一般格子に比べかなり小さいため、たとえば格子からわずかな量の水が排水路に流入した場合排水路の水深は相当増大するにもかかわらず、格子の水深の変化はわずかであるというように、格子での変動が排水路によって増幅されることが考えられる。つまり、実際には氾濫水の挙動に氾濫の初期以外では大きい影響を有するとは考えられない排水路の存在が、計算の上でとくに安定性の面において大きい障害となることが予想される(このことは明らかに計算時間間隔 Δt の大きさに関係している)。したがって、ここでは排水路の計算に複雑な方法をとらずに(いたずらに複雑で巧緻な方法を用いても、上に述べた計算上の障害は容易には取除かれまいと考えられる)、なるべく簡略化された方法をとることにする⁹⁾。

(1) 基礎式

排水路は格子の x 軸方向に沿う東西方向の排水路と y 軸方向に沿う南北方向の排水路とに分けられるが、後者は前者を 90° 回転しただけであるから、ここでは前者についてのみに示すことにする。

まず、排水路の流れ方向(この場合 x 軸方向)の運動方程式として

$$-\frac{\partial H_d}{\partial x} = \frac{n_d^2 v_d |v_d|}{h_d^{5/3}} \quad \dots \dots \dots (18)$$

を適用する(H_d : 排水路の水位、添字 d は排水路に関する量であることを示す)。また排水路に直角方向(この場合は y 軸方向)の一般格子との間の流れについては、排水路も格子とみなし (12.2) 式を適用する。ただしこの場合には簡単のため非線型項は省略する。また連続式については計算法の項で述べる。

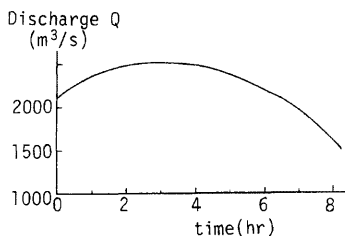


Fig. 11. Overflow discharge for the computations including drainage channels and embankments.

(2) 計算法

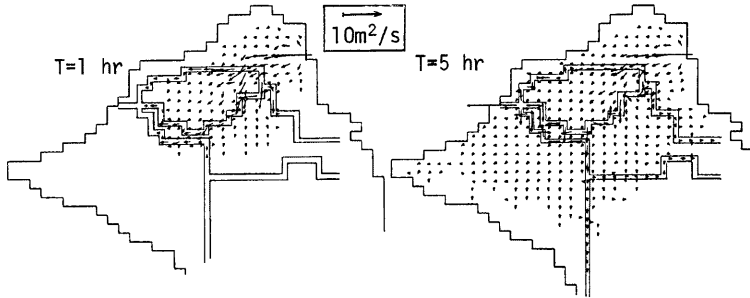
計算法についても上と同様に東西方向の排水路についてのみ示す。いま、Fig. 3 に示される格子点 (i, j) と $(i+1, j)$ の間に排水路があるとすれば、(18) 式より排水路方向の流速 v_d は、

$$v_{di+1/2,j}^{n+2} = \text{sign}(H_{di+1,j}^{n+1} - H_{di,j}^{n+1}) \frac{1}{n} \left(\frac{h_{di,j}^{n+1} + h_{di+1,j}^{n+1}}{2} \right)^{2/3} \left| \frac{H_{di,j}^{n+1} - H_{di+1,j}^{n+1}}{\Delta x} \right|^{1/2} \dots (19)$$

で求められる。ここに $\text{sign}(x)$ は x の符号を表す。また排水路と一般格子の間では (15.2) 式 of 非線型項 (左辺第 2 および第 3 項) を省略し、かつ dy を $(\Delta y + b)/2$ (b : 排水路幅で一定とする) で置換えた式より $N_{i+1/2,j}^{n+2}$ を求める。これは考えている排水路からその北側の一般格子に向う流量フラックスであるので、この北側の辺で接している一般格子より排水路に流入する排水路単位長さあたりの流量を $q_{i+1/2,j}^{n+2}$ とすれば、 $q_{i+1/2,j}^{n+2} = -N_{i+1/2,j}^{n+2}$ である。全く同様にして南側の辺で接している一般格子より排水路に流入する単位長さあたりの流量 $q_{i+1/2,j}^{n+2}$ が計算される。つぎに、格子点 (i, j) における水深 $h_{di,j}^{n+2}$ は連続式を用いて次のように求められる。

$$\begin{aligned} \frac{h_{di,j}^{n+2} - h_{di,j}^{n+1}}{2\Delta t} &= \frac{1}{b} [\Sigma_i \{q_{i+1/2,j}^{n+2} + q_{i-1/2,j}^{n+2}\} + \Sigma_j \{q_{i,j+1/2}^{n+2} + q_{i,j-1/2}^{n+2}\}] \\ &+ \frac{1}{\Delta x} [(h_{di,j-1}^{n+1} + h_{di,j}^{n+1})v_{di,j-1/2}^{n+2} - (h_{di,j}^{n+1} + h_{di,j+1}^{n+1})v_{di,j+1/2}^{n+2}] \\ &+ \frac{1}{\Delta y} [(h_{di-1,j}^{n+1} + h_{di,j}^{n+1})v_{di-1/2,j}^{n+2} - (h_{di,j}^{n+1} + h_{di+1,j}^{n+1})v_{di+1/2,j}^{n+2}] \dots (20) \end{aligned}$$

ここに、 Σ_i は格子点 (i, j) に集まる東西方向の排水路についての和を表わし、 Σ_j は南北方向の排水路についての和を表わす。なお、いうまでもなく一般格子の辺に排水路が存在しないときには $v_{di+1/2,j}$ および $q_{i+1/2,j}$ 等は 0 とされる。



(a) 1 hour after breaking.

(b) 5 hours after breaking.

Fig. 12. Distribution of discharge fluxes (drainage channels are included).

(3) 計算結果

Fig. 12 (a) および (b) は、Fig. 6 の堤内地に Fig. 12 中に二重線で示されるような排水路 (幅 10 m, 平均深さ 2 m, 粗度係数 0.025) を考えた場合に、A 地点より Fig. 11 に示される越流流量を与えたときの破堤後それぞれ 1 時間および 5 時間目の結果より、流量フラックスのベクトル図を示したものである (計算時間間隔 Δt は、一般格子については 1 秒、排水路については 0.5 秒とする。つまり、排水路の計算を 2 回行なった後、一般格子の計算を 1 回行なう)。Fig. 12 (a) より、初期の段階では排水路方向の流れが、他の一般格子の流れより卓越しており、氾濫水が排水路に流れ込み排水路に比較的大きい流量フラックスが発生するとともに、排水路沿いに浸水が伝播し排水路に接する一般格子にも浸水が早く及んでいる結果となっている。しかし、破堤後 5 時間経過した Fig. 12 (b) の結果では、一般格子の流量フラックスがきわめて小さくなっ

ているのに対し、排水路に沿った流量フラックスは依然として大きいままである。この時間では計算された水面はほぼ水平になっており、排水路だけにこのような大きい流量フラックスが残ることは実際には考えにくい結果である。

以上、ここでの排水路を考慮した解析モデルは、破堤後相当時間が経過したときの排水路の流れの計算になお検討の余地を残しているといえる。またさらに計算時間間隔を上記のようにきわめて小さくとらなければ安定な解が得られないという実際問題へ応用する場合の問題点も残されている。これらはいずれも基本的には、排水路と一般格子の大きさが極端に異なることに起因する問題であると考えられる。したがって排水路の計算に複雑な方法を探る前に、このように大きさの異なるものを同じ計算法で同時に計算するという計算法全体についての検討が必要と思われる。

4.2 盛土を考慮した計算

堤内地に存在する各種の盛土によって氾濫水の浸入が遮ぎられる効果を考慮することは、この種の計算では欠くことができないであろう。その計算法として、盛土が含まれる一般格子の地盤の高さを、たとえば盛土天端高に等しくする方法が考えられるが、前項で述べたのと同様の理由に加え、さらに盛土を氾濫水が越流する場合の流れは (14) および (15) 式では正しく計算できないという理由により、この方法は適切なものとはいえない。ここでは、排水路と同様に盛土も線状構造物であると考え、一般格子の周囲に沿って配置するものとする。

さて、この場合の計算法としてつぎの方法をとる。

(i) 盛土を挟む一般格子間の流れ、すなわち盛土を越流する流れについては、2.3 で述べた破堤点における越流流量を求める方法をそのまま適用する。すなわち、たとえば格子点 (i, j) と $(i+1, j)$ の間に天端高 H_b の盛土があるとき、 $H_{i+1/2, j-1/2}^{n+1/2} > H_{i+1/2, j+1/2}^{n+1/2}$ であつ $H_{i+1/2, j-1/2}^{n+1/2} > H_b$ であれば、 $h_1 = H_{i+1/2, j-1/2}^{n+1/2} - H_b$ 、 $h_2 = H_{i+1/2, j+1/2}^{n+1/2} - H_b$ および $L = \Delta x$ として (17.1) あるいは (17.2) 式より越流流量 Q_0 を求め、この場合の盛土を越流する流量フラックス $N_{i+1/2, j}^{n+1/2} = Q_0 / \Delta x$ を求める (もちろん、このときは $N_{i+1/2, j}^{n+1/2}$ の計算式である (15.2) 式は適用されない)。全く同様の方法により格子点 (i, j) と $(i, j+1)$ の間に盛土がある場合にもこれを越流する流量フラックス $M_{i, j+1/2}^{n+1/2}$ が計算される。

(ii) 盛土の長さ方向の流れは簡単のため無視することにする (もしこれを考えれば、排水路の場合と同様の煩雑な問題が生じよう)。排水路の場合とは異なり、盛土ではこの仮定は極端な場合を除いて妥当なのであろう。

Fig. 13 はこれまでと同じ堤内地に、控堤および輪中堤が存在するとして、同図中に示される 3 個の盛土列 B1, B2 および B3 (天端高はそれぞれ O.P. 13.0 m, 12.5 m および 13.0 m とする) を想定し、A 点を破堤点として Fig. 11 の越流流量ハイドログラフを与えて計算した結果より、破堤後 2 時間 30 分目の流量フラックスのベクトル図を示したものである (計算時間間隔 $\Delta t = 5$ 秒)。この図より氾濫水は盛土によって遮ぎられながら、これを迂回して堤内地の低部へ浸水してゆく様子がうかがわれる。また輪中堤の一部においては越流が生じており、その内部にも浸水が及んでいることおよび B3 の盛土により氾濫水はせき止められ流れは西に向っていることが見られる。

盛土を越流する流れが (17.1) あるいは (17.2) 式で表わされるかどうかは検討の余地があるが、数値解析を目的としている本研究の立場からすれば、以上の結果は堤内地に盛土が存在する場合の氾濫水の挙動としてきわめて妥当なものであって、ここでの数値解析モデルによってこのような場での氾濫水の追跡が可能

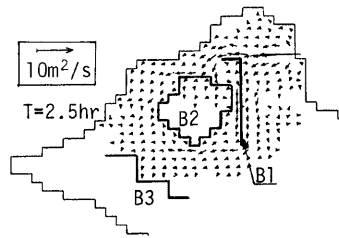


Fig. 13. Distribution of discharge fluxes (embankments are included).

であるといえよう。

5. 結 言

本研究は、破堤に伴う氾濫水の堤内地への浸入を、破堤による河道の洪水の変化もあわせて、数値解析によって追跡する方法を開発することを目的としたものである。まず、河川における洪水に対しては一次元解析法を適用し、その数値解析法として特性曲線法の固定格子点に関する差分式を用いることにした。一方、堤内地における氾濫水に対しては二次元平面流れとして解析することにし、基礎式と計算のための差分式を導くとともに、数値計算にあたっての境界条件などの設定法について考察した。つぎにこれらの二つの計算法を組合せて、河道一堤内地系における洪水・氾濫水の数値解析モデルとし、現地への適用例として淀川および旧巨椋池干拓地よりなる系をとり上げ、数値シミュレーションを実施した。さらに堤内地における氾濫水の挙動に影響を与える堤内地の地形構造のうち、排水路および盛土の存在を考慮した場合の計算法について考察するとともに、上と同じ堤内地にいくつかの排水路あるいは盛土を想定した計算を行なった。

以上の結果を要約すればつぎのようである。

(i) ここで開発された数値解析モデルにより、河道一堤内地系における洪水・氾濫水の挙動を追跡した結果は、河道および堤内地のいずれにおいても妥当なものであり、ここでのモデルによって洪水・氾濫水を解析することが可能であると判断された。

(ii) 堤内地の排水路を考慮した場合、排水路の長さ方向およびこれに直角な方向の流れを同時に扱わなければならないため計算法がきわめて煩雑となるとともに、排水路の大きさと格子の大きさが極端に異なるために計算の安全性に厳しい条件が加えられることになった。またここでの計算結果でも湛水が相当進んだときに排水路内の水に動揺が残る、今後の問題点とされた。

(iii) 堤内地の盛土を考慮した場合、盛土の長さ方向の流れを無視し、またこれを越流する流れに越流公式を適用すれば、計算法の変更は容易であって、この方法による計算結果では盛土によって氾濫水が遮ぎられる流況がよくとらえられた。

最後に本研究での計算ならびに作図に援助をいただいた大学院学生井出康郎君ならびに若林勝則君に感謝いたします。

本研究は、昭和54年度文部省科学研究費補助金（自然災害特別研究 代表者 岩佐義朗）によって行なわれたものであり、また計算には京都大学大型計算機センターを利用したことを附記する。

参 考 文 献

- 1) 岩佐義朗・井上和也・片山 猛：開水路非定常流の数値計算法について，京都大学 防災研究所年報，第19号 B-2, 1976, pp. 187-200.
- 2) 岩佐義朗・井上和也：氾濫水の水利の数値解析モデル，第16回 自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，44, 1979, pp. 145-146.
- 3) 伊藤 剛編：数値解析の応用と基礎，アテネ出版，1971, pp. 206-207.
- 4) 今里哲久・金成誠一・国司秀明：琵琶湖の水の流動に関する 数値実験的研究，京都大学防災研究所年報，第14号 B, 1971, pp. 451-464.
- 5) Dressler, R. F.: Hydraulic Resistance Effect upon the Dam-break Functions, Jour. Res. N.B.S., Vol. 49, No. 3, 1952, pp. 217-225.
- 6) 土木学会編：水理公式集，昭和46年度改訂版，1971, p. 265.
- 7) 建設省近畿地方建設局淀川ダム統合管理事務所：淀川中・下流部不定流計算検討業務報告書，1977.
- 8) Xanthopoulos, Th. and Ch. Koutitas: Numerical Simulation of a Two Dimensional Flood Wave Propagation Due to Dam Failure, Jour. Hydraulic Research, Vol. 14, No. 2, 1976, pp. 321-330.
- 9) 岩佐義朗・井上和也・水島雅文・若林勝則：氾濫水の水利の数値解析法，昭和55年度 土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，II-54, 1980.