

II-250 洪水氾濫水の挙動の数値解析

京都大学大学院 学生員 笹倉 剛
 京都大学工学部 正員 岩佐 義朗
 京都大学工学部 正員 井上 和也
 建設省中国地建 正員 宮川 勇二

1. はじめに； 筆者らは、これまでいくつかの氾濫原における氾濫水の挙動を数値解析の手法によ、て追跡してきた。その場合、河川も氾濫原に含まれるものとし、河川堤防は氾濫原内の盛土として堤内地に存在するものとした。つまり、計算対象領域である氾濫原に堤内地・堤外地のいずれもが区別されずに含まれることになり、すべて同一の二次元平面流として計算法が適用される¹⁾。しかし、この方法によれば、河道幅が計算格子の数個程度の場合、河道の弯曲部で水位が実際に予想されるよりかなり過大に計算されるという問題点のあることが見出された。本報は、運動量保存の観点から、差分式に改良を加え、この問題点について検討し、さらにモデルを大阪平野に適用し氾濫解析をおこな、たものである。

2. 従来の数学モデルの基礎式

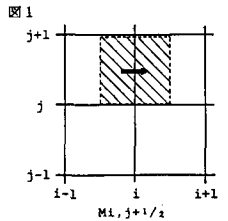
運動方程式 $\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{1}{\Delta x} M \left| \frac{\partial h}{\partial x} \right|_{x_i} + \frac{1}{\Delta y} N \left| \frac{\partial h}{\partial y} \right|_{y_j} = -gh \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{C_p^2}{P_0} \dots (1)$

$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{1}{\Delta x} N \left| \frac{\partial h}{\partial x} \right|_{x_i} + \frac{1}{\Delta y} N \left| \frac{\partial h}{\partial y} \right|_{y_j} = -gh \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{C_p^2}{P_0} \dots (2)$

連続式 $\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{\Delta x} M \left| \frac{\partial h}{\partial x} \right|_{x_i} + \frac{1}{\Delta y} N \left| \frac{\partial h}{\partial y} \right|_{y_j} = 0 \dots (3)$

ただし、 $h = z - z_b$ 、 z ：水位、 z_b ：地盤高である。

3. 移流項の差分式表示； 従来の計算においては、移流項はつぎのように差分化されている。たとえば(1)式の場合、差分式を導く control volume は図1の斜線のようにとられており、この volume に対し(1)式の左辺第2項は、



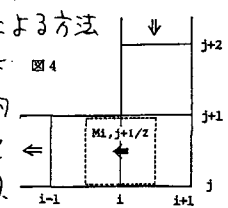
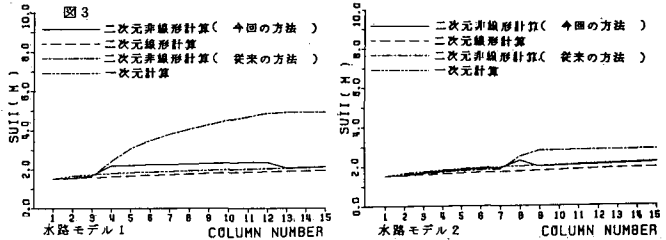
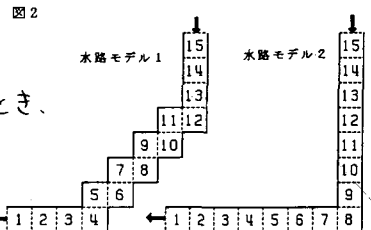
$\frac{1}{\Delta x} M \left| \frac{\partial h}{\partial x} \right|_{x_i} = \frac{1}{\Delta x} \{ (U^* M^*)_{i+1/2, j+1/2} - (U^* M^*)_{i-1/2, j+1/2} \} \dots (4)$

と差分化される。ここに、 $U^*_{i+1/2, j+1/2} = (M^*_{i+1/2, j+1/2} + M^*_{i, j+1/2}) / 2 h^*_{i+1/2, j+1/2}$ とするとき、

$(U^* M^*)_{i+1/2, j+1/2} = \begin{cases} U^*_{i+1/2, j+1/2} M^*_{i+1/2, j+1/2} & (U^*_{i+1/2, j+1/2} < 0) \\ U^*_{i, j+1/2} M^*_{i, j+1/2} & (U^*_{i+1/2, j+1/2} \geq 0) \end{cases} \dots (5)$

であり、また、 $U^* = (u^{n+1} + u^n) / 2$ 、 $M^* = (M^{n+1} + M^n) / 2$ などである。

4. 計算法の検討； 上記の計算法を河道の弯曲部に適用した例として、図2のような2つの水路を考える。水路を水平とし、上流端から流量50m³/sを供給し、下流の水位を1.5mで固定した(粗度係数 $n=0.026$)。計算法として、上記の方法によ、て移流項を評価する方法(非線型計算とよぶ)、移流項を省略した方法(線型計算とよぶ)および次元計算による方法の3種類を用いた。図3は定常状態に達したときの水面形を示したものである。この図より非線型計算の結果は、線型計算および次元計算に比べて、曲りがあるごとに水位が約40cmも上昇するという不自然な結果になっている。また、上流端水位も他の方法に比べて大きな差が認められる。このように非線型計算は明らかに不適当な結果をもたらしてあり、従来の上流差分のみを用いた計算法では、水面形が正しく計算されないことがわかる。これは、移流項を過大評価していることによると考えられるが、その理由として図4のように流が堤防にある場合を考えると、(5)式



のような差分化では、曲りの部分に上から入る、または運動量が、堤防の境界条件($N_{i+1/2,j}=0$)により消滅せしめられ、左向きの運動量に変換されるということが挙げられる。そこで、堤防のある場合運動量の向きの変化を想定することにし、たとえば図5のように上から入る、または負の向きの運動量は左右に等分され、X方向の運動量に変換されるものとした。この方法により計算した結果が図3の実線である。図より先述した不自然な水位の上昇はかなり少なくなり、上流端水位も他の方法と似た値をとっていることがわかる。曲りの部分ではまだ少し問題は残されているが、本報の方法により計算結果はかなり改善されるといえる。

5. 氾濫解析; 前述の計算法を図6で示す計算領域に適用する。粗度係数は河道内では $n=0.015$ 、海域内では $n=0.023$ 、堤内地では $n=0.035$ とした。氾濫解析を実施する前に、堤防を欠壊せずに計画高水流量12000 m^3/s を流し、定常状態に達した時の定川の縦断方向の水面形をみたものが図7、横断方向の平均水位からの兩岸の水位差を河口から1kmごとにみたものが図8である。図7より、線型計算による水面形は滑らかであるのに対し、非線型計算によるものは計画高水位に近い値をとる、というものの水面形に多少凹凸がみられ、また図8において横断方向に大きいところで40cmの水位差が見られる。これらは前項で検討した移流項の評価の仕方にまだ問題があると考えられ、今後の検討が必要であろう。さて、氾濫解析を本こなるに際し、枚方地点における上流端流量として図9に示される1953年の淀川来水の枚方基準地点流出計算流量を与えた。

破堤地点として毛馬木門地点を選び、河道の水位がこの点の高水敷以上になれば2 \times ッシュが破堤するとした。まず、計算開始後1時間ごとの堤内地湛水量および堤内地への流出流量をみたのが図10である。これより破堤は計算開始後の時間ごろであり、またそれまでは堤内地へ水が流出するが、それ以降は河道へと逆流することがみられる。これは河道内水位が急激に低下し、堤内地の水位の方が高くなることによる。次に最終ステップにおける堤内地の水深および流量フラックスを示したものが図11である。これより、梅田ブロックおよび此花ブロックにおける水深は2m以上であり、都島ブロック全域、守りブロック南部、中え島ブロック全域が水深1m以上となり、こり被害は甚大なものになると予想される。また、梅田ブロックに貯留された氾濫水は南部へよりも東部へと多く進んでいる。これは、梅田ブロックの東側にある堤防が南部のそれよりも低いことによる結果である、て、氾濫水の挙動として当然のものである。

(参考文献); 1)岩佐・井上, Jour. Natural Disaster Science, Vol.4, No.1, 1982
2)岩佐・井上, 第21回自然災害科学総合シンポジウム, 1984

