

河川網が発達した領域での氾濫解析法と そのメコンデルタへの適用

INUNDATION MODEL IN THE REGION OF RIVER NETWORK SYSTEM AND ITS APPLICATION TO MEKONG DELTA

井上和也¹・戸田圭一²・前田 修³

Kazuya INOUE, Kei-ichi TODA and Osamu MAEDA

¹正会員 工博 京都大学教授 防災研究所 (〒 611-0011 宇治市五ヶ庄)²正会員 Ph. D. 京都大学助教授 防災研究所 (〒 611-0011 宇治市五ヶ庄)³学生員 京都大学大学院 (〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

A mathematical model is newly developed for inundating flow over a region in which a river network is extended. A 1-D mathematical model is applied to rivers, and the model is transformed into characteristics form to obtain a finite difference scheme. A finite leap-frog difference scheme for a horizontally 2-D model is applied to analyze the overland flow and inundation processes on the flood plain. Two schemes of 1-D and 2-D models are combined at several connection points by means of an overflow discharge formulae. The model is applied to the north-western Mekong delta in Vietnam, and characteristics of the inundation flow are discussed.

Key Words : numerical model, river network, inundation flow, Mekong delta

1. はじめに

わが国の大都市の多くは河川下流部に位置し、ここでは市内河川、運河、各種の水路など（以後、簡単のためすべて河川と呼ぶ）が網状に発達して河川網となっている例がしばしばみられる。このような都市を氾濫解析の対象領域にすると、河川網を考慮した解析が必要であり、さらに氾濫時には都市の街路網もまた河川網（その地盤高は、天井川でなければ、本来の河川網のそれより高い）になるとみなして、モデル化する方法がある。筆者らはこのような考えにより、氾濫解析のネットワーク・モデルを提案している¹⁾。

ただ筆者らのこのモデル化では、ネットワークのリンク（河川および街路）やノード（河川の分合流点および街路の交差点）以外、すなわち都市においては住宅地になっている領域や建造物のある領域（これらを住区と呼んできた）については、その周囲のリンクやノードからの氾濫水の流入（出）と住区での連続式とから浸水深を求める方法を取り、各住区内では氾濫水の移動・伝播を考えていなかった。このような取り扱いが可能なのは、住区ひとつひとつの面積が対象領域全体の面積に比べてかなり小さいからであり、いいかえればそれが可能なほどに細かいネットワークで対象領域全体が覆われているからである。

しかし、本報で取り扱うのはメコンデルタの一部で、カンボジアおよびベトナムにまたがる $49.5 \times 10^3 \text{ km}^2$ のメコンデルタ²⁾のうち、ベトナム領のさらに北西部の $11.2 \times 10^3 \text{ km}^2$ （信濃川の流域面積とほぼ同じ）という広大な領域である。小規模な水路まで含めれば、現地にはかなり細かい河川網が存在するが、それでも、先述のような意味の細かさをもつネットワークでこのような広い領域を覆うのは、資料入手の面からも解析実行の面からも困難である。

そこで本報では、ネットワークを構成する河川には1次元解析法を、さきに住区と呼んだ河川に囲まれた領域（以下では氾濫原と呼ぶ）には2次元解析法をそれぞれ適用し、両者をいくつかの点において1次元河道断面と2次元差分格子との間を越流公式によって接合するモデル化を展開する。

2. 基礎式とその解析法

2.1 河川網の1次元解析法

河川には、次の連続式と St. Venant 式を適用する。

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

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = s_0 - s_f \quad (2)$$

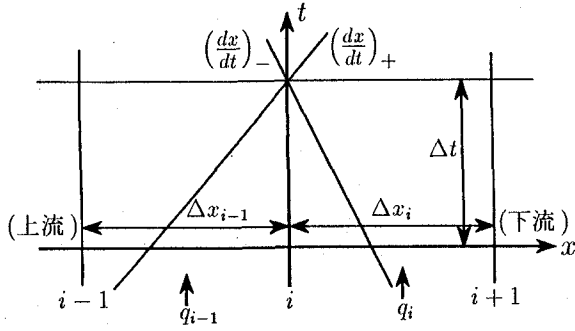


図-1 特性曲線法による差分化

(1), (2) 式を特性曲線による表示に改めた後、図-1 を参照して次のように差分化する。ただし、流れは常流と仮定する。

●正の特性曲線 $(\frac{dx}{dt})_+ = v + c$ について、断面 $i-1$ と i の間で成立する差分式：

$$\left(\frac{1}{B}\right)_i \left(\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \frac{Q_i^n - Q_{i-1}^n}{\Delta x_{i-1}} - q_{i-1}^n \right) + c_i^n \left(\frac{1}{g} \frac{v_i^{n+1} - v_i^n}{\Delta t} + \frac{H_{ti}^n - H_{ti-1}^n}{\Delta x_{i-1}} + \frac{s_{fi-1}^n + s_{fi}^n}{2} \right) = 0 \quad (3)$$

●負の特性曲線 $(\frac{dx}{dt})_- = v - c$ について、断面 i と $i+1$ の間で成立する差分式：

$$\left(\frac{1}{B}\right)_i \left(\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}^n - Q_i^n}{\Delta x_i} - q_i^n \right) - c_i^n \left(\frac{\beta}{g} \frac{v_i^{n+1} - v_i^n}{\Delta t} + \frac{H_{ti+1}^n - H_{ti}^n}{\Delta x_i} + \frac{s_{fi}^n + s_{fi+1}^n}{2} \right) = 0 \quad (4)$$

ただし、 $B = (\partial A / \partial h)_{x: \text{const.}}$ ：水面幅、 $c = \sqrt{gA/B}$ ：微小擾乱の静水での伝播速度、 $H_t = v^2/2g + h + z_b$ ：全エネルギー水頭、 z_b ：河床高、 $s_f = n^2 v |v| / R^{4/3}$ ：摩擦こう配、 Δx_i ：断面 i と $i+1$ の区間距離、 q_i ：この区間に入る単位長さあたりの横流入流量（流入を正）である。

河川網をネットワークとして次のように構成する。

- 1) ノードは分合流点（内部ノードとする）および境界条件が課せられる点（外部ノードとする）とする。
- 2) リンクは両端にノードをもつ河道である。
- 3) ノードは点であって、面積は0とする。
- 4) 河道（リンク）には向きを定め、これに従って上流、下流を区別する。
- 5) 河道にはいくつかの横断面（計算断面）を設定する。ただし、河道の上流側ノードの直下流、下流側ノードの直上流には、必ず横断面を設ける（ノード断面）。ノード断面以外の横断面を中間断面と呼ぶ。

具体的な計算手順は以下のようである。

中間断面 (3), (4) 式を連立させ、未知量 A_i^{n+1} および v_i^{n+1} を陽的に求める。いうまでもなく、流量は $Q_i^{n+1} = A_i^{n+1} v_i^{n+1}$ である。

内部ノード このノードを上流端とする河道においては (4) 式、下流端とする河道においては (3) 式を適用する。さらに、このノードを構成するノード断面では水位はすべて等しいこと、このノードに流入する流量の和と流出する流量の和とが等しいこと、から解が求められる。ただし、 $Q^{n+1} = (A^n + \Delta A)(v^n + \Delta v) \approx Q^n + A^n \Delta v + v^n \Delta A$ と近似すれば、流量の計算において収束計算は不要である。

外部ノード 境界条件の与えられ方によって計算法を変えなければならない。例えば上流端で流量が与えられた場合、(4) 式と与えられた流量から解が求められるが、上記の近似を使えば収束計算は不要である。また、下流端で水位が与えられた場合、(3) 式と与えられた水位から解が求められる。

2.2 氾濫原の2次元解析法

次の2次元浅水方程式を適用する。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} uM + \frac{\partial}{\partial y} vM = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x(b)}{\rho} \quad (6)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} uN + \frac{\partial}{\partial y} vN = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y(b)}{\rho} \quad (7)$$

ここに、 h ：水深、 $M = uh$ 、 $N = vh$ ：流量フラックス、 H ：水位、 $\tau(b)/\rho$ ：摩擦こう配である。

デカルト座標系を用いた差分式、およびそれによる計算法³⁾は省略する。

2.3 河川と氾濫原の接合

河川に沿って氾濫原との接合点をいくつか設定し、それぞれの接合点で次の越流公式によって河川から氾濫原に越流する流量 Q_l を求める。

$$\text{完全越流 } (h_2/h_1 \leq 2/3) : Q_l = \mu h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (8)$$

潜り越流 $(h_2/h_1 > 2/3)$ ：

$$Q_l = \mu' h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (9)$$

ここに、 h_1 ：越流上流側の水位、 h_2 ：越流下流側の水位で、この場合の水位の基準は接合点で想定される越流堤の天端である。また、 μ 、 μ' は流量係数で、 $\mu = 0.35$ 、 $\mu' = 0.91$ とする。

越流計算で用いる水位は、河川では接合点を挟む河川の計算断面の水位から内挿計算により求め、氾濫原では接合点に最も近い格子の水位を当てる。また、求められた越流流量 Q_l を、河川では接合点のある断面間の横流出（入）流量、氾濫原ではこの格子へ流入する（格子から流出する）流量フラックスとする。なお、想定する越流堤の高さは氾濫原の格子の地盤より 0.2m 高いと仮定した。

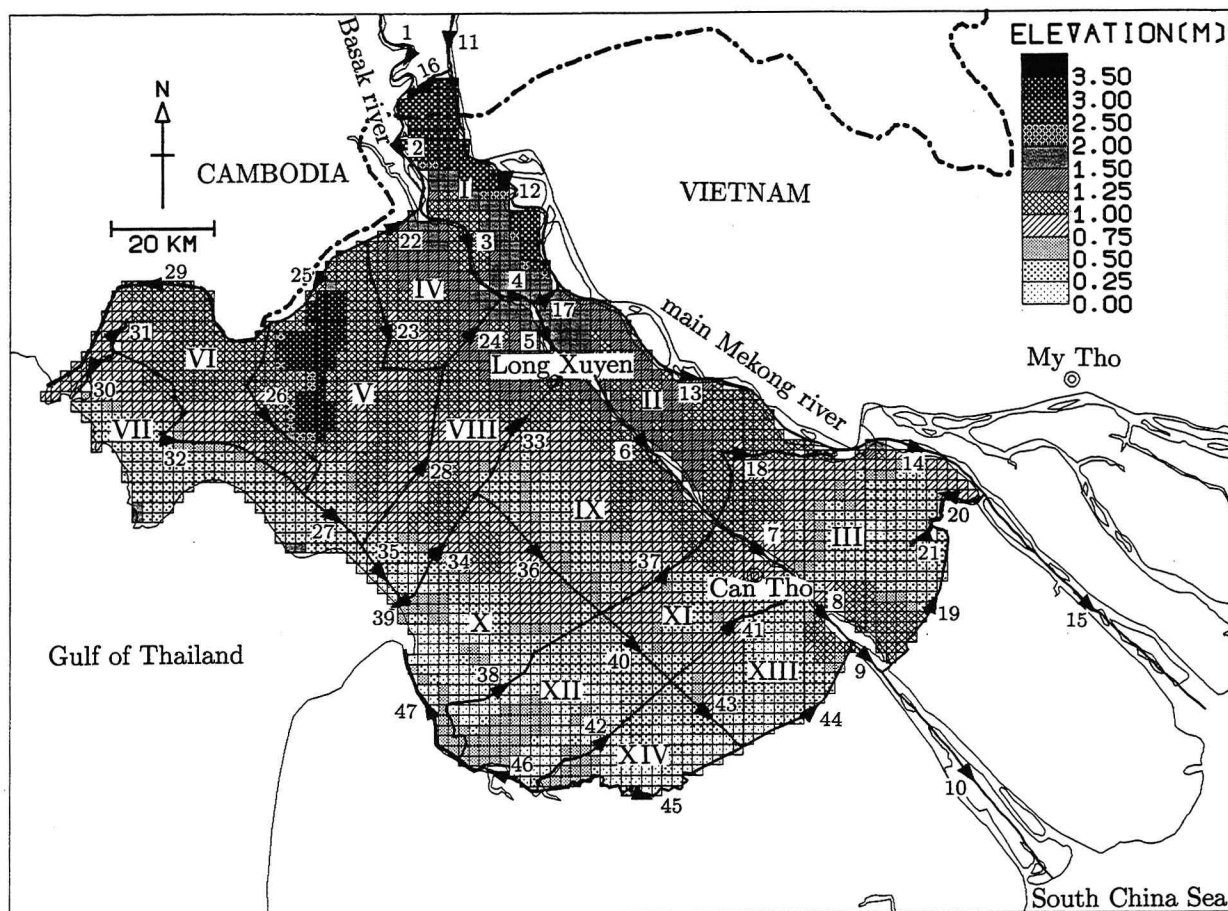


図-2 計算の対象領域（ベトナム領メコンデルタの北西部）

3. メコンデルタへの適用 — 計算条件 —

対象としたのは図-2に示されるベトナム領のメコンデルタのうちの北西部である。すなわち、とり上げる河川は、メコン川本川、バサック川、およびバサック川右岸領域や本川とバサック川に挟まれた領域にある主な水路・運河で、仮定された流下方向が矢印で示されている。また、格子分割されている範囲が考えている氾濫原である。

以下に計算に必要な条件（資料）をどのように設定したかをまとめておく。

●河川：河川は47区間から成っている（アラビア数字が付されている）。断面形状はどの河川でも長方形断面とし、約4km間隔で計算断面を設定した。

幅は、メコン川本川では900m~1700m、バサック川では400m~1200m、氾濫原の水路や運河では250m、入江状になっている区間では500mとした。

河床高は基準面から7~10m低い位置⁴⁾とした。Manningの粗度係数はどの河川においても $n=0.030(\text{m}\cdot\text{sec})$ とした。

●氾濫原：氾濫原は14のブロックに分けた（ローマ数字で示されている）。すべてのブロックを一辺が2kmの正方形格子で分割した。合計面積は約11,200km²で、したがって計算の対象となる格子数は約2800である。

この領域には Long Xuyen や Can Tho などの都市が含まれている。

地盤高は資料⁵⁾の図から読みとった。氾濫原内の最高および最低の地盤高は、基準面からそれぞれ3.49m（ブロックV）および0.12m（ブロックIVX）である。氾濫原の粗度係数は $n=0.050(\text{m}\cdot\text{sec})$ とした。また、氾濫原には堤防などの盛土構造物や排水用水路はないとした。

●上流端境界条件：メコン川本川およびバサック川の計算の上流端には流量を与えた。また、カンボジア国境を通過して氾濫原に直接流入する流量も考えた。

流量ハイドログラフは、資料⁶⁾にある Kratie（カンボジア内）での50年確率洪水の流量ハイドログラフ（最大流量は70,000m³/s）を用いた。ただし、1994年の洪水とほぼ同じ流出量にするため、本川については最大流量が46,800m³/sになるように縮小している。バサック川の流量および国境を通して直接流入する流量のハイドログラフも同様であるが、最大流量はバサック川については12,000m³/s、国境からの直接流入については2,900m³/sとしている。図-3がその結果である。

これらの流量ハイドログラフから求められる水量は、本川では $244.3 \times 10^9 \text{m}^3$ 、バサック川では $64.1 \times 10^9 \text{m}^3$ 、国境からの直接流入については $15.2 \times 10^9 \text{m}^3$ で、資料

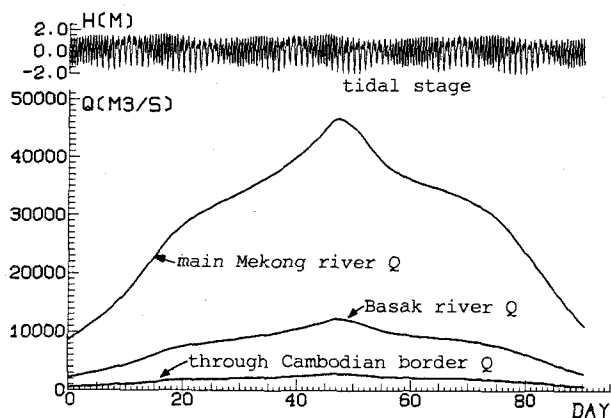


図-3 境界条件（流量と潮位）

に報告されている値⁵⁾にほぼ一致している。

●**下流端境界条件:** 河川の下流端（海）では潮位を与えることにした。メコン川本川やバサック川の下流端である南シナ海と、氾濫原内の水路や運河の下流端であるタイ湾とでは、潮位にかなりの差があるといわれているが、簡単のため、バサック川河口の Long Phu で 1988 年 4 月に観測された 30 日分の潮位資料⁴⁾を 95 日間にわたって 30 日ごとに循環させ、これをすべての下流端に適用した（図-3）。

●**国境を通しての直接流入:** カンボジア国境を通して氾濫原に直接流入する氾濫水は、国境に接する氾濫原の格子へ流入するフラックスとして扱った。

●**氾濫原への降雨:** 考えない。

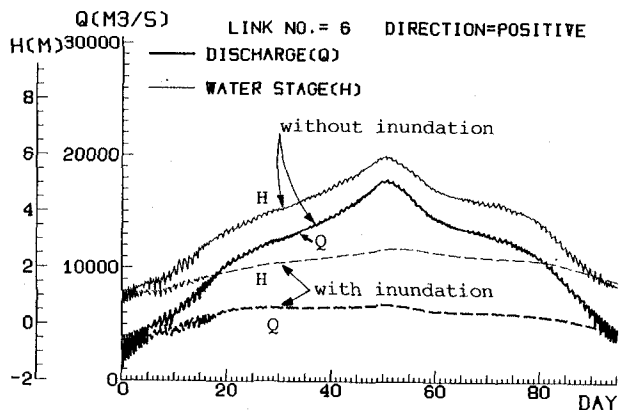
●**初期条件:** メコン川本川とバサック川の上流端流量、および下流端の潮位をそれぞれの初期値、すなわち $Q_{\text{Mekong}} = 8,600 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{\text{Basak}} = 2,300 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_{\text{tide}} = 0.08 \text{ m}$ に固定したまま、河川網における非定常計算を、氾濫原への浸水はないとして、解がほぼ定常になるまで繰り返して初期条件を得た。ただし、国境を通しての直接流入はこの場合は考えていない。

ほぼ定常な解を得るのに 7 日分の計算が必要であった。

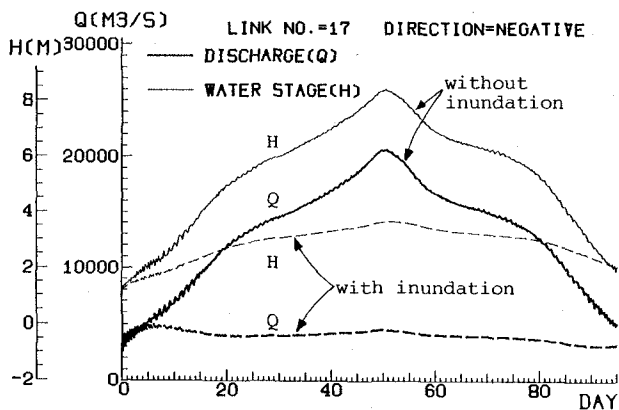
●**計算ケース:** 氾濫原への浸水を全く考えない場合（氾濫なし）と、想定した接合点から氾濫原へ浸水する場合（氾濫あり）の 2 ケースを考えた。前者は、洪水はメコン川本川やバサック川および水路・運河内に拘束されるとするもので、1 次元解析法のみが適用される。また、国境を通しての流入は含まれない。後者では、1 次元解析法と 2 次元解析法とを組み合わせた計算が行われる。

いずれのケースでも計算期間は図-3 に示される 95 日間である。

●**差分格子の大きさ:** 先述どおり、1 次元解析法では断面間隔はほぼ 4km、2 次元解析法では $\Delta x = \Delta y = 2 \text{ km}$ である。時間差分の大きさは $\Delta t = 60 \text{ 秒}$ である。



(1) リンク 6（順流）



(2) リンク 17（逆流）

図-4 河川（リンク）の流量および水位

4. 解析結果と考察

図-4 は、図-2 のリンク番号で示される河川区間の中点における流量および水位ハイドログラフを、氾濫がないとした場合とあるとした場合とを対比したものである。図において、流量が図-2 の矢印の向きであればその方向は正、逆であれば負としている。

これらの図においては、氾濫のない場合には河道内に拘束されていた洪水が、氾濫のある場合には氾濫原に浸水することにより、河道の水位は大きく低下するとともに水位ハイドログラフは平坦化している。ここでの解析によれば氾濫による河道の水位低下量が 4m 程度にも及ぶと予想されることは、洪水をすべて河川内に閉じこめる方策は現地の実状にからすれば適切ではなく、むしろ氾濫をある程度許容する治水方式を考えなければならないことを示している。もちろん、氾濫が肥料の補給や酸性化した土壌のフラッシングという効果をもっていることも重要な点である。

なお、流量や水位ハイドログラフに細かい周期の振動が、とくに氾濫を考えない場合に目立っているのは、下流端の境界条件である潮位の影響であって、流量が小さい計算初期や末期には下流端から遡上してくる潮位による変動が相当強く現れている。ただ、氾濫があ

る場合には変動はそれ程強くないのは、氾濫原という容量の大きい領域の存在により、変動が吸収されているからであり、上記の平坦化や水位の低下とともに、氾濫原が洪水氾濫過程に対して一種の緩衝的な役割を果たしていることの現れである。

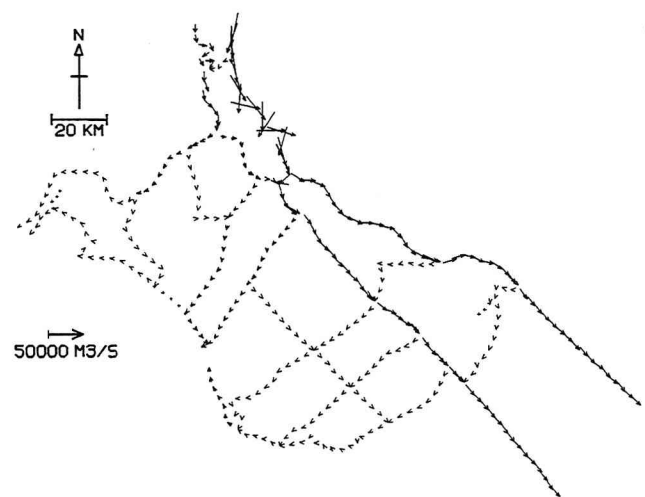


図-5 流量の平面分布（氾濫なし，50日目）

図-5は、氾濫がないとした場合について、上流端の流量が最大となる計算開始から50日経過したときの河川流量の平面分布である。メコン川本川とバサック川を結ぶ図-2のリンク16, 17, 18, 19における流れにみられるように、本川からバサック川へ大量の流れが生じており（図-4(2)より、リンク17の最大流量は20,000m³/s以上）、それらが氾濫原内の水路・運河を経由してタイ湾へ流出していることが分かる。つまり、氾濫原内の水路・運河はメコン川の洪水分派水路としてかなりの機能をもっているといえる。

図-6は、氾濫がある場合について、河川の流量および氾濫原の浸水深の平面分布を、計算開始後の日数を追って示したものである。10日後の結果では、対象領域の北部と南部で浸水がみられ、中央部には浸水はまだ生じていない。北部ではメコン本川およびバサック川の水位が高くこれらの川から氾濫原に浸水が生じており、南部では氾濫原の地盤が低い箇所に水路や運河からの浸水が生じているようである。

50日後の結果では、2m近い浸水が対象領域のほとんどすべてで発生している。とくに、上流端に近いメコン川本川とバサック川に挟まれたブロック、あるいはバサック川左岸のブロックでは浸水深は3m以上になっており、大規模な氾濫が予想される。本川とバサック川を結ぶリンクの流量は、氾濫のない場合に比べて大きく減少している。氾濫のある場合には、洪水はこれらのリンクを経由するより、氾濫原を通過してタイ湾へ流出するようである。また、本川やバサック川の河口に近い下流部（リンク15や10）では、氾濫のある場合の流量は、氾濫のない場合の流量より減少していることが図-5との比較より分かる。つまり、本

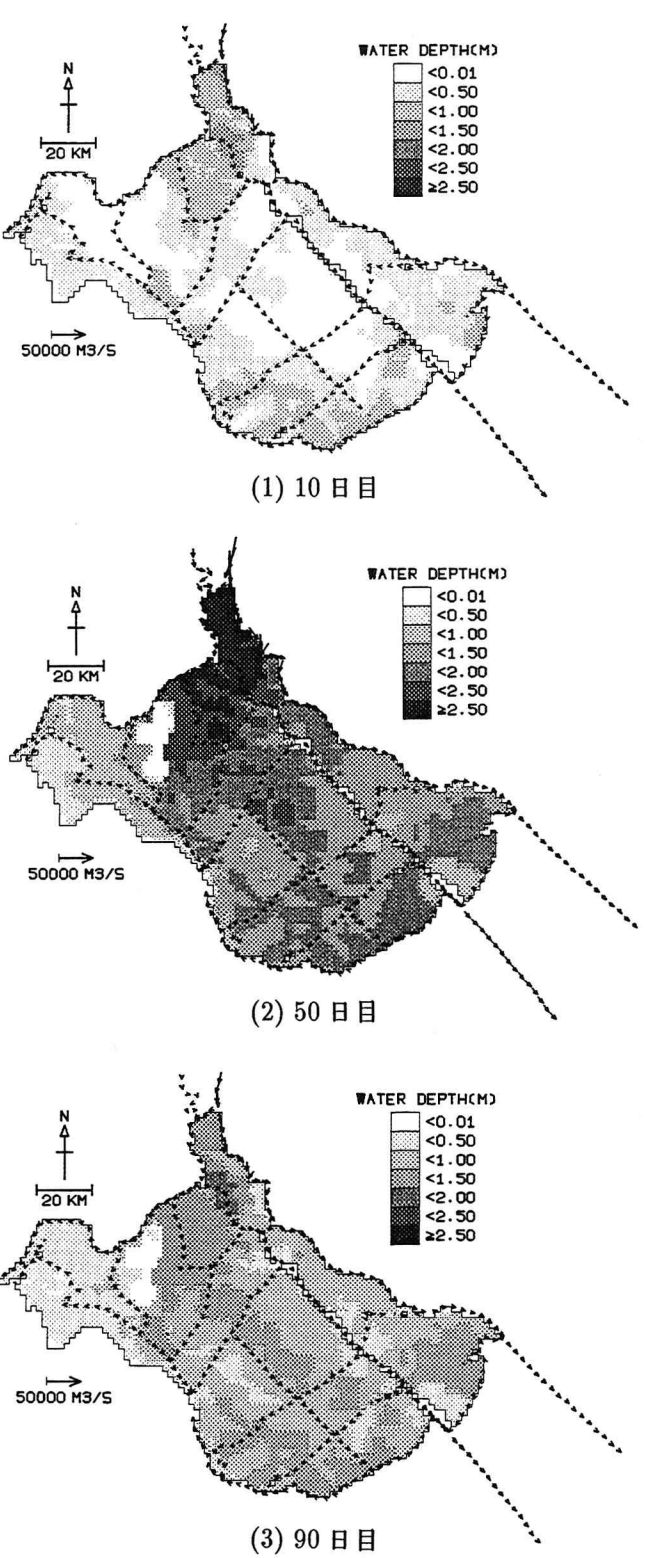


図-6 河川流量と浸水深の時間的変化（氾濫あり）

川、バサック川から氾濫原を通過してタイ湾へ流出する水量は、氾濫のない場合に氾濫原内の水路や運河を通過してタイ湾へ流出する水量より大きいこと、いい換えれば、氾濫原そのものがより大きな洪水分派の役割を果たしていることがわかる。

90日後の結果では対象領域全体にわたって浸水深が減少しており、減水過程が表現されている。河川と氾濫原の接合で設定された仮想的な越流堤（高さは0.2mとした）のため、氾濫原から水路・運河への排水は計算では進みにくく、減水は実際より遅くなっている。しかし、大部分のブロックで0.5m~1.0mの浸水、氾濫原の地盤から窪地とみられる場所では2mの浸水があることから、実際にもかなり長期にわたって浸水が続くことが予想される。

図-7はこの計算結果より求められる最大浸水深の平面分布である。一方、図-8は1994年の氾濫時の最大浸水深図⁵⁾である（1994年の洪水では本川左岸側—図の右上側—にも相当の氾濫が生じているが、ここでの計算対象とした領域に限って氾濫水深を示した）。両図を比較すると、浸水深とその分布は計算対象領域の北西側ではある程度一致しているとみられる。しかし、本川下流部の南東側では、浸水深は計算では1.5m~2mの範囲にあるのに対して、1994年の氾濫では1.0m以下であり、計算の方が過大な浸水深と

なっている。これは、計算では本川左岸側には氾濫はないとしていることが一因であるが、それだけでなく浸水が長期に及ぶことをあわせて考えると、計算で設定された流量ハイドログラフ（図-3）形状が1994年のそれとは異なっていて、図-3の流量の最大値が実際よりおそらく大きかったためであろう。また、図-7の南東端で浸水深が1.5m以上になっているのは、計算においてはこの付近では浸水深は下流端条件である潮位の影響を強く受けているからである。メコン川では潮汐の影響はこの地点よりはるかに上流にまで及ぶといわれているが、図-8の浸水深にはそれが現れていないのは現実の微細な地形的特徴によるとと思われる。

1994年の洪水については、流量や潮位の境界条件に関する資料が得られていないので、ここでの計算と詳しい比較をしても意味はないが、本研究のモデルによって以上のような解析が可能であり、メコンデルタにおける洪水および氾濫水の挙動を追跡することができるという。

5. おわりに

対象領域の平面的な形状を除いて、地形資料（氾濫原の標高、河道の断面積や径深、河床高さなど）や水理・水文資料（境界条件である流量や潮位、対象領域の降雨量、粗度係数など）がほとんど入手できなかったため、それぞれ異なる時期の資料から設定せざるをえなかった。しかし、メコンデルタの洪水氾濫の解析に十分適用できるモデルそのものは構成することができたと考えている。

謝辞：この研究は文部省科学研究費補助金（国際学術研究、メコン川流域における持続的な開発ポテンシャルの研究、代表：東京大学大学院 玉井信行 教授）によって行われた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 井上和也・川池健司・林 秀樹：都市域における氾濫解析モデルに関する研究，水工学論文集，第43巻，1999。
- 2) 堀 博：メコン河—開発と環境—，古今書院，1996。
- 3) 水理公式集例題集（昭和60年版），土木学会，1988。
- 4) 埼玉大学 Vu Thanh Ca 助教授から提供された資料，1998。
- 5) Short-Term Flood Control Planning in the Mekong Delta, Ministry of Agriculture and Rural Development, Sub-Institute for Water Resources Planning and Management, Ho Chi Minh, June 1997。
- 6) Report on Indicative Basin Plan, A Proposal Framework for the Development of Water and Related Resources of the Lower Mekong Basin, Committee for the Coordination of Investigations of the Lower Mekong Basin, E/CN.11/WRD/MKG/L.340, Annex V-3, 1970。

（1999.9.30 受付）

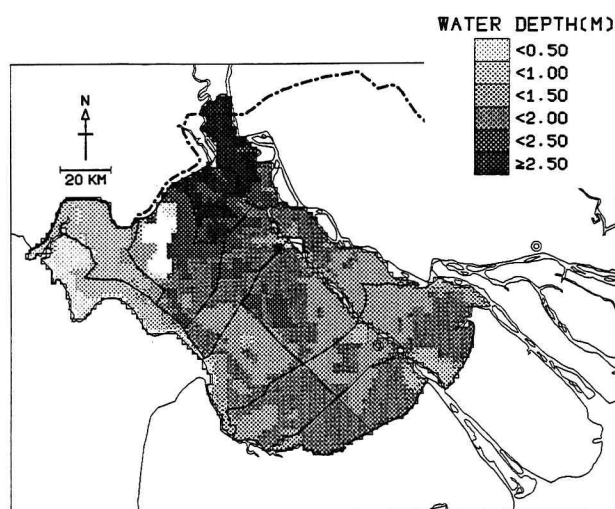


図-7 計算での最大浸水深

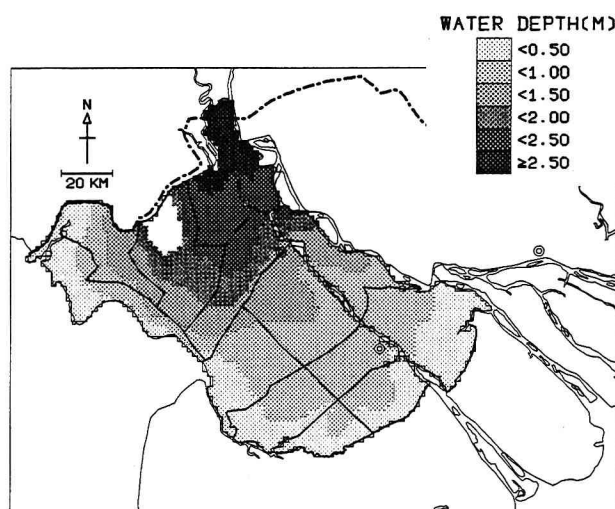


図-8 1994年の氾濫における最大浸水深⁵⁾(部分)