

②

都市域における洪水排水モデル に関する基礎的研究

平成3年12月

中 村 武 弘

目 次

第1章 序 論	1
1. 1 概説	1
1. 2 本論文の目的ならびに構成	4
第2章 都市域における洪水排水モデル	7
2. 1 都市域における洪水排水モデルの必要性	7
2. 2 数値モデルの構成と基礎方程式	9
2. 2. 1 河道流および下水道流の基礎方程式	10
2. 2. 2 氾濫流の基礎方程式	12
2. 3 数値モデルの計算アルゴリズム	14
2. 3. 1 河道流の計算	15
(1) 基礎方程式の特性曲線表示	15
(2) 差分式	16
2. 3. 2 氾濫流の計算	17
(1) 一般格子の差分式	18
(2) 河道・堤内地共存格子の差分式	20
2. 3. 3 下水道流の計算	24
2. 3. 4 接続条件	27
(1) 河道流と氾濫流の接続条件	27
(2) 氾濫流と下水道流の接続条件	28
(3) 下水道流と河道流の接続条件	29
2. 3. 5 数値計算の安定条件	29
(1) 河道流と氾濫流の計算に対する安定条件	29
(2) 下水道流の計算に対する安定条件	29
2. 3. 6 フローチャート	33
2. 4 結語	35

第3章	サーチャージ状態へ遷移する下水道流の水理現象	38
3.1	実験装置	38
3.2	開水路流れから満管流れへの遷移現象	39
3.3	合流部における水理現象	43
3.4	結語	53
第4章	洪水排水モデルの現地への適用例	56
4.1	対象流域および降雨	56
4.1.1	都市水害としての昭和57年7月長崎豪雨災害	56
4.1.2	浦上川の概要	58
4.1.3	浦上川の出水特性	62
4.1.4	浦上川流域の被災状況	64
4.2	数値解析	68
4.2.1	資料および条件	68
(1)	河道流の計算	69
(2)	氾濫流の計算	69
(3)	下水道流の計算	70
(4)	接続条件の計算	71
4.2.2	計算結果	71
(1)	河道流の計算結果	71
(2)	氾濫流の計算結果	78
(3)	下水道流の計算結果	82
(4)	被災調査結果との比較	86
(5)	下水道システムの効果	87
4.3	2次元氾濫モデルとの比較	89
4.4	解析結果の水防災情報としての利用	96
4.4.1	ハザードマップ	97
4.4.2	コンピューター・グラフィックスによる ハザードマップの作成とその利用	97
4.5	結語	102
第5章	結論	106

第1章 序 論

1.1 概説

1982年7月23日長崎県南部地方を襲った集中豪雨は、長崎市近郊の長与町で、わが国観測史上最大の時間雨量187mmを記録し、長崎市を中心に死者、行方不明者299人、商工、農林、土木および家屋などの被災総額3150億円という大被害をもたらした。災害の形態としては、長崎市中心部の都市水害と郊外部の土石流、土砂崩壊などによる土砂災害の2面性を持つものであった。明確には区分し難いが、これらの死者および行方不明者のうちの37人、被災総額の2/3が出水によるものである。また、長崎市中心部の商工被災額だけで被災総額の1/3に達していることからしても、都市水害の被災の大きさが分かる。河川氾濫や土砂崩れによる道路網、国鉄、電車およびバスなどの交通機関、水道、ガスおよび電気といったライフライン、通信施設などが広範囲の被害を受けたが、これらの復旧には長時間を要し、都市機能のマヒによる、水害の間接的被害の大きかったことも特徴的である。これより昭和57年長崎豪雨災害¹⁾は典型的な都市水害の1つに上げられるようになった。

「都市水害」という言葉が初めて使われたのは、1958年の狩野川台風による東京や横浜での浸水に対してであると言われる²⁾が、その後は、都市化の進行した流域を持つ中小規模の河川からの出水および浸水被害を一般に「都市水害」と呼んでいるようである。1960年以降の高度経済成長期に入ると、全国の諸都市で急激な都市化が始まり、それと共に都市水害も全国に波及した。人口が都市に集中し、それにともない農地や山林だった周辺域が開発され、産業用地や宅地として使用され始めたため、それまでの保水機能が減少し、流出量が増大した。下流の都市部では、流出量の急速な増加に見合う河川改修などの整備が追いつけず、適切な対処ができなかったことが都市水害の主な原因と考えられる。また農地、とくに水田などは、遊水地としての機能を果たしてきたものであり、もともと水の集まりやすい場所に位置しているため、浸水し易い土地柄でもあり、開発された地域自体が氾濫域として被害の拡大につながっている。また、都市部では、快適な生活を追求するあまり、雨水の早急な排除のた

めの下水道の整備や地表面の被覆が行われた。それらは雨水による洪水到達時間を短くし、一時に洪水を集中させることとなり、河川への洪水負担が増加して外水氾濫の危険性をより高めることとなった。氾濫の様子も、本川からの外水氾濫がないときでも、洪水負荷の増大により本川水位が上昇し、そのために排水不良になった支川や下水管からの内水氾濫による浸水被害も起こっている。このような都市水害は、長崎豪雨災害に見られるごとく、ライフラインに被害を与え、都市機能をマヒさせ、経済活動や市民生活に多大の影響を及ぼしかねない危険性をはらんでいる。

このような状況のもとにある日本の都市域において、雨水排除の現況の把握、防災および減災のための浸水予想区域の把握ならびに避難体制の確立、さらには排水設備や土地利用の変遷などに伴う流出機構の変化による雨水排水状況の予測、雨水排水の適切な計画と管理などを行う必要がある。都市域における雨水排水システムを総合的に評価する方法として、欧米諸国では数値解析による雨水排水モデルが開発され、実用に供されている。

流域内の流出現象を総合的に取り扱う雨水排水に関する数値解析モデルの開発は欧米諸国において1960年代に始まった。それは電子計算機の普及と軌を一にしている。電子計算機の使用により、大量のデータ処理が可能となり、計算速度が大幅に向上し、大規模な雨水排水モデルの作成が可能となったためである。これまでに発表された雨水排水モデルには数多くのものがあるが^{2), 3), 4)}、それらの内のいくつかをあげれば、SWM (Stanford Watershed Model, Crawford and Linsley, 1966)、SWMM (Storm Water Management Model, Metcalf and Eddy, 1971)、HEC (Hydraulic Engineering Center, 1973)、ILLUDAS (Illinois Urban Drainage Area Simulation, Terstriep and Stall, 1974)、WASSP (Wallingford Storm Sewer Package, 1981) などがある。これらの雨水排水モデルは、降水、蒸発散、局所貯留、浸透流、表面流、中間流、地下水流、開水路流および下水道流等の流出過程のサブモデルから成り立っており、その後の水文学や水工学の研究成果を次々に取入れ、改良を重ねて現在に至っている。これらのモデル間の相違は、用いられる仮定や方程式の違いのほか、利用目的に対する取り扱いの利便さなどにあり、それぞれに特徴を持っている。今では、下水道管径の決定はもとより、下水道システムの設計から管理運営にいたるまで利用され始めている。それにともない、それまでの大型計算機に対応したモデルから、手軽に利用できるマイクロ・コンピューター用の

モデルの開発がなされて来ている。また、時々刻々の降雨データを入力し、解析のオンライン処理を目指したモデルも開発され始めている。また、これらのモデルはプログラムがパッケージ化され、マニュアルに従えば簡単に使用できるように工夫されている。一方、わが国では市川のメッシュ法⁵⁾ (Grid Model, 1981) や豊国・渡辺の愛媛モデル⁶⁾ (1984) などがある。メッシュ法は地表流の解析に、また愛媛モデルは下水道流の解析に特徴がある。

いま、日本の都市域で利用するための雨水排水モデルを考えると、近年における都市水害の多発、ならびに集中豪雨や台風等により洪水氾濫を被る確率の高いことを考え併せると、前述のサブモデルに加え、氾濫流のサブモデルを含む雨水排水モデルの開発が必要と思われる。前述の雨水排水モデルの中には氾濫水を堤内地での湛水として、もしくは対象領域を多数の1次元要素に分割し、その中で流れを1次元的に解析するものはあるが、2次元的に流れを解析するものはまだ見受けられない。欧米の雨水排水モデルが氾濫流の解析を含まない理由の第1は、氾濫流による被害が少ないためと思われる。それは、欧米の諸都市はモンスーン気候に属する日本の都市ほど豪雨に襲われる確率が高くないこと、また日本の多くの都市が沖積平野の氾濫区域にあるのとは異なった立地条件であること、さらには日本ほど人口や都市機能が集中していないため氾濫流による被害が相対的に小さくて済むことなどが考えられる。第2には氾濫流の計算は複雑で、計算時間も多大となり、またモデルの容量が大きくなりすぎるためと考えられる。

これに対し、わが国では水防災の立場から、氾濫流の解析法に関する研究が雨水排水モデルの研究とは別個に行われてきている。岩佐・井上ら⁷⁾ (1980) は、氾濫流を2次元平面流でモデル化し、支配方程式を直接数値計算することにより、氾濫流計算を合理的に行っている。この2次元氾濫解析モデルは大河川を含む氾濫域に適用され、その有用性が示された。もちろん、それまでも主として湛水モデル⁸⁾ により氾濫計算がなされ、想定氾濫区域の決定や浸水被害額の予測などに役立てられていた。しかし、このような従来の評価方法では動的な氾濫流の把握が困難であったことは言うまでもない。ところで、岩佐・井上らの2次元氾濫解析モデルを小河川を含む都市域の氾濫流の解析に適用するには、差分格子間隔よりも小さい河川の流れに対する計算法を確立しなければならない。その一つの解決法は、空間差分間隔を河川幅まで縮小する方法であるが、この方法では、計算の精度は上がるものの、空間差分間隔を縮

小するとそれにともない必然的に計算時間間隔も小さくしなければならず、その結果、入力データ量の増大それに伴う計算容量の増大さらには膨大な計算時間を必要とすることになり、実用的数値モデルとは言い難いものとなる。他方、氾濫流解析の立場から、この氾濫原の中にある差分格子間隔よりも小さい中小河川の流れの計算を可能にするため、岩佐・井上ら(1980)、井上⁹⁾(1986)および高橋ら¹⁰⁾(1988)は各種の計算法を試みてきているが、第2章 2.1節で詳述するようにそれぞれに問題点が残されている。

本論文は、近年多発傾向にある都市水害に鑑み、河道流と下水道流のみならず氾濫流も解析することが可能な都市域における雨水排水モデルを提示するものである。なお、一般に「洪水排水モデル」という名称が「雨水排水モデル」と区別なく使用されている。本論文で提示する雨水排水モデルは氾濫流を2次元的に解析するため、他のモデルに比して洪水をより実態に即して表現することができる。そこで、他のモデルとの混乱を避けるため、以下では「都市域における洪水排水モデル」と呼ぶことにする。

1・2 本論文の目的ならびに構成

前節で述べられたことから、本論文は都市域における氾濫流を含む実用的な洪水排水モデルのための数値解析法を提示するとともに、現地流域に適用してその有効性を示すことを目的とする。本論文は5章よりなる。以下に各章の概要を記す。

第1章「序論」では、日本の都市域における雨水排除の現況について簡単に触れた後、都市域の雨水排水システムを総合的に評価する方法としての「雨水排水モデル」について概説し、問題点を提起するとともに、本論文の展開について述べる。

第2章「都市域における洪水排水モデル」では、河道および下水道の1次元流と氾濫流の2次元流とを同時に表現するモデルを提示する。本モデルは、河道流、氾濫流および下水道流を別々に解き、それらの流れが接するところで相互作用を考慮する多相構造を持つ解法である。1次元流および2次元流に対する基礎方程式をそれぞれ示し、それらの数値解析法を示す。とくに、氾濫解析では、2次元空間格子内に河道が併存する格子を河道・堤内地共存格子と名付け、この格子における計算法を、河道の

存在状況に応じて詳細に展開するとともに、この方法によって問題点として挙げた差分格子より小さな河川の計算が可能になることを明らかにする。

第3章「サーチャージ状態へ遷移する下水道流の水理現象」では、下水管路流の中でも不明の点が多い自由表面を持つ流れから満管流れへの遷移現象、ならびに支管、取付管やマンホールなどの流入部における水理現象に関して実験的考察をすすめる。

第4章「洪水排水モデルの現地への適用例」では、長崎市の排水システムに対して、昭和57年7月の長崎豪雨を対象降雨として本モデルを実際に適用し、モデルの検証を行うとともに、他のモデルとの比較検討を行う。

さらに、前述されたモデルにより得られた浸水予想区域の解析結果を、豪雨災害時における都市域の耐水性向上に資するため、また水防災情報の一つとして役立てるために、数値解析結果をコンピューター・グラフィックスを用いて効率的に表す方法について考察する。

第5章「結論」では、以上の各章で得られた結果を総括するとともに、今後の課題について考察する。

参考文献

- 1) 長崎大学学術調査団：昭和57年7月長崎豪雨による災害の調査報告書，1982
- 2) 市川 新・マキシモヴィッチ共編：都市域の雨水流出とその抑制，鹿島出版会，1988
- 3) Bedient, P.B. and W.C. Huber : Hydrology and Flood Plain Analysis, Addison Wesley, 1988
- 4) Yen, B.C. : Rainfall-Runoff Process on Urban Catchments and Its Modeling, C. Maksimovic and M. Radojkovic eds. : "Urban Drainage Modelling", Pergamon Press, pp.3-26, 1986
- 5) 市川 新・榊原 隆・藤田 壮：都市域における新しい雨水流出シミュレーションモデルの提案—メッシュ法—，水利科学，第28巻 第1号，pp.23-49, 1984
- 6) Toyokuni, E. and M. Watanabe : Stormwater Runoff Simulations for Research Basin in Matsuyama City, C. Maksimovic and M. Radojkovic eds. : "Urban Drainage Modelling", Pergamon Press, pp.125-136, 1986
- 7) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水利の数値解析法，京都大学防災研究所年報，第23号B-2，pp.305-317, 1980
- 8) 山本晃一・末次忠司・桐生祝男：氾濫シミュレーション(2) —氾濫現象の実態調査と氾濫モデルの適用性に関する検討—，土木研究所資料第2175号，建設省土木研究所，1985
- 9) 井上和也：開水路非定常流の数値計算法とその水工学への応用に関する研究，京都大学学位論文，1986
- 10) 高橋 保・中川 一・寛 嵩弘：排水路網を考慮した洪水氾濫解析，京都大学防災研究所年報，第31号B-2，pp.617-632, 1988

第2章 都市域における洪水排水モデル

2.1 都市域における洪水排水モデルの必要性

雨水排水に関する数値解析モデルはその時間スケールによって，短期流出モデルと長期流出モデルに分けられる¹⁾。短期流出モデルは，雨水排水モデルとも言われ，一ないし二，三の洪水のように短期の事象を対象としたモデルであり，他方長期流出モデルは，低水流出モデルとも言われ，基底流出の解析に用いられる。これらの数値解析モデルは，降水，蒸発散，浸透流，表面流，中間流，地下水流，開水路流および下水道流などの流出過程のサブモデルから成り立っており，それぞれのサブモデルは，その解析に用いられる理論によって，概念モデルと物理モデルに分類される^{2), 3)}。概念モデルは入力と出力の間の物理現象をブラックボックスと見なし，一種の応答関数のような取り扱いをするモデルであり，物理モデルは物理法則に則った方程式をそのまま数値解析するモデルである。それぞれに対して，集合モデル，分布モデルという言い方もなされている。雨水排水モデルは，時間スケールが短いため物理モデルを用いた詳細な計算が多用され始めたが，長期流出モデルではタンクモデルのような概念モデルを使用することが多い⁴⁾。また，どちらの流出モデルにおいても，使用目的と必要な結果の精度に対応して，全ての流出過程のサブモデルを含む必要は必ずしも無い。雨水排水モデルでは，先行降雨の様子と関連させた遮断量が初期損失として考慮されるが，蒸発散の影響は概ね無視され，また地下水流のサブモデルも含まないのが一般的である。また，流出解析の対象となる地域の特性によっても，解析モデルに含まれるサブモデルの取捨選択が行われる。都市域における雨水排水モデルにおいては，下水道流やポンプ場等の雨水処理施設のサブモデルは必須である。最近では，総合治水の観点から，雨水の現地貯留施設や道路の浸透性舗装，浸透雨水樹等の流出抑制施設に関するサブモデルを含む雨水排水モデル⁵⁾も研究されている。

ここで，河川や下水道のマンホールからの溢水に起因する氾濫流に対して，これまでの都市雨水排水モデルでの取り扱いを見ると，氾濫流は湛水もしくは1次元流としての取り扱いがなされてきた⁶⁾。しかし，近年の都市水害，例えば1982年の長崎

豪雨災害⁷⁾では、川から溢水した氾濫流は湛水するのではなく、町中を通り抜けて下流で再び川に戻り、その際道路では水流が自動車を動かして川に引き込み、家屋を倒壊させ、さらには漂流物が構造物を損壊した例などが報告され、また、1983年の山陰豪雨災害⁸⁾においても、三隅地区で木造家屋が氾濫流によって流失、全壊した例が報告されている。これらのことから、氾濫流はもはや湛水モデルで表示されるような静的な取り扱いでは不十分であり、動的な2次元流として表さなければならないことがわかる。すなわち、都市域の氾濫流に関して、これまでのように浸水深だけではなく、流速値さらにはその2次元分布を知ることの必要性は明白である。また、このようにして氾濫流の動きを知ることができれば、水防のためのハザードマップの作成や避難誘導計画の作成に当たっても有用であり、防災や減災のための情報として有効であることは言うまでもない。

ここまで、雨水排水モデルについて概観し、そのうち、とくに都市域における雨水排水モデルに対する氾濫流の解析の必要性について述べた。つづいて、氾濫流解析法の側から、都市域における氾濫流の解析法について調べる。都市域の特性として、氾濫原に中小の河川や排水路が含まれることが上げられる。岩佐・井上⁹⁾(1980)が提示した2次元氾濫流解析の手法を都市域に適用するには、これらの河川や排水路に関する計算法を確立しなければならない。まず第1の方法として、差分格子間隔を最小河川幅以下にする方法であるが、この方法は膨大な計算容量と計算時間を必要とするため、実用的な数値モデルとは言い難いことは前章で述べられた。第2の方法として、河川や排水路の含まれる格子をそのまま河川と見なす方法である。この場合、河川幅が実際の河川幅よりも大きくなるため、流水断面積が等しくなるようにその格子の地盤高を調整しなければならないが、径深の変化に伴う摩擦抵抗の大きさの違いなどについて配慮する必要がある。また、河川断面積が小さい場合には、地盤高の調整にほとんど響かないため、河川の影響が現われない場合もある。第3の方法は、岩佐・井上⁹⁾の方法であり、排水路を格子に沿わせて配置し、排水路の計算は格子とは別個に行うものである。この方法では格子と排水路の大きさが極端に異なるため、格子における流れのわずかな変化が格子より小さい排水路において増幅され、計算の安定性に厳しい条件が加わる。さらには、水面がほとんど水平とみられるときでも、排水路にはまだかなりの流速が現われたりすると述べられている。第4の方法としては、第3の方法の欠点が格子と排水路の大きさの相違に起因するものと考え、井上自

身によって提示された修正法が上げられる¹⁰⁾。これは、水深が氾濫域で排水路の深さに比べてかなり大きくなれば、排水路の存在を考えなくて良いように排水路を格子の中央に配置し、氾濫流と同じ方程式系で計算するものである。これに対して、高橋¹¹⁾は、この方法では、排水路が堤防を有する場合には、氾濫初期には格子内の水が排水堤防で分断され、排水路とそれを含む格子とで水面が不連続になり、水位-湛水量曲線が1価関数とはならず、もはや水位あるいは水深を一意的に求めることができなくなるばかりでなく、氾濫方向がこのような比較的低い排水路堤防によっても大きく異なってくると指摘した。第5の方法として上げられる高橋¹¹⁾の方法は、基本的には第3の岩佐・井上の方法を用いるが、排水路内の連続式と排水路と一般格子間の横流入量に関して、第4の方法による修正や改良を加えたものである。ここでも、排水路を考慮せずに氾濫計算に移るときの条件となる水深の決め方や、排水路内の水の運動方程式にも問題点があることが述べられている。以上に、氾濫解析法における中小河川や排水路の取り扱い方法を概観したが、簡便な取り扱いしかなされていないことがわかる。河川や排水路を格子に沿わせて配置することは、所によっては実際の場合とは随分離れることになり、計算結果の現地への適用に問題が起ることも考えられる。また、排水路に適用された運動方程式が慣性項を省略している点にも疑問が残る。

上に述べられたことより、近年多発している都市水害の解析には、都市域において氾濫流を含む雨水排水の状況を総合的に表現し、それらを精度良く評価できる数値解析モデルが必要であることは明らかである。

2. 2 数値モデルの構成と基礎方程式

これより先では、河川や排水路などの開水路流れを河道流、下水管や排水管などの管路流を下水道流、さらに河川やマンホールからの溢水による表面流を氾濫流と呼ぶことにする。前節で述べられたように、都市域における雨水排水モデルには、下水道流と河道流のサブモデルは必須である。なぜなら、洪水の初期においては、雨水は河道や下水道の中に納まって流れており、また降水量が少ない場合には氾濫にまで至らない場合もあるからである。すなわち、本論では、都市域における水の流れを、下水

道流，河道流それに氾濫流の3種の流れで表現することにする。もちろん，浸透性舗装などの雨水流出抑制施設による浸透流や地下水流の影響などは必要に応じて考慮されるべきであるが，都市域における雨水排水モデルの骨格となる流れは，この3種の流れと考えられる。この3種の流れは，それぞれ独立したものではなく，特に洪水氾濫時には一体となって流れ，相互に影響を及ぼし合っている。その影響は流れが接するところで，接続条件として考慮される。これらの流れの解析にあたり，下水道流と河道流に対しては1次元解析法を適用し，氾濫流に対しては2次元平面流による解析を行うことにする。これより，本論文で提示する雨水排水モデルを「洪水排水モデル」と呼ぶことにする。

2. 2. 1 河道流および下水道流の基礎方程式^{9), 12)}

河道流と下水道流の解析には，1次元解析法を適用する。河道流と下水道流の概略図をそれぞれ図2-1，図2-2に示す。下水道流は，満流状態で流れるとき自由表面を持たないことで河道流と区別される。しかし，1次元解析法による基礎方程式は，自由表面を持つ場合も持たない場合も，ピエゾ水頭の表示が異なるだけで，同じ方程式で表すことができる。すなわち，河道流と下水道流の1次元解析法による基礎方程式は，連続の方程式(2-1)およびエネルギー方程式(2-2)である。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2-1)$$

$$\frac{\beta}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\alpha v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + i_f = 0 \quad (2-2)$$

$$i_f = \frac{\tau_0}{\rho g R} = n^2 v |v| / R^{4/3} \quad (2-3)$$

ただし，

$$H = z_b + \lambda h \cos \theta \quad : \quad \text{自由表面を持つ場合} \quad (2-4)$$

$$H = z + \frac{p}{\rho g} \quad : \quad \text{自由表面を持たない満流の場合} \quad (2-5)$$

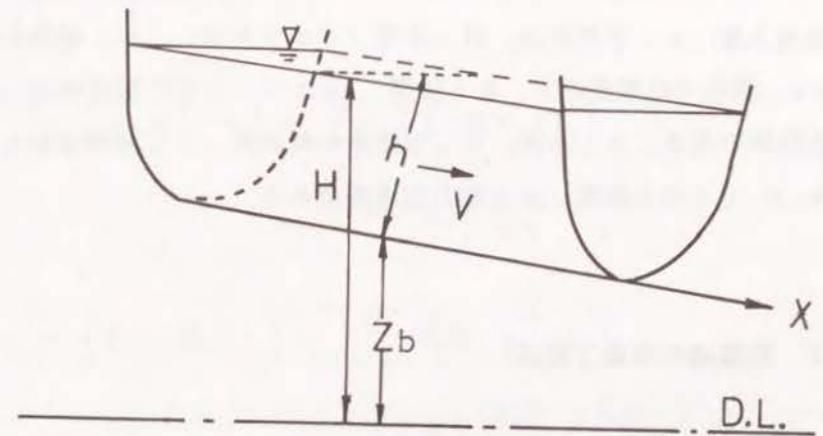


図2-1 河道流の概略図(開水路流れ)

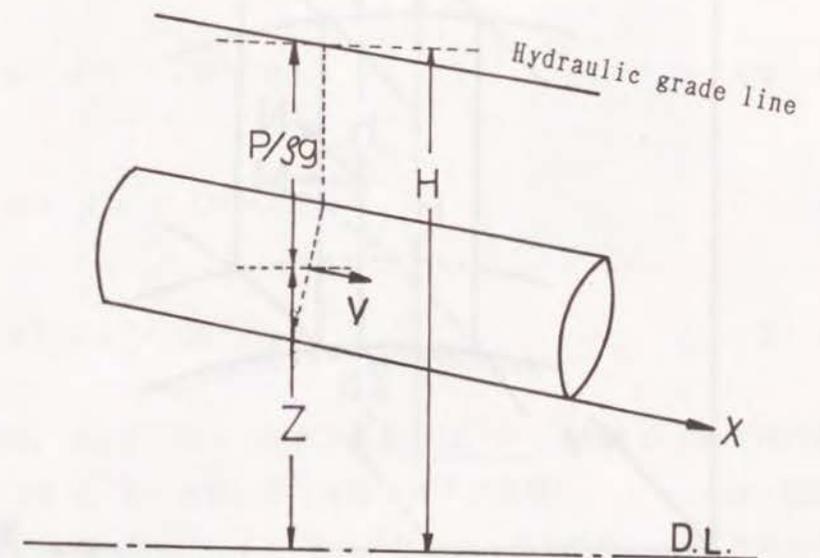


図2-2 下水道流の概略図(満管流れ)

ここに、 t : 時間, x : 水路床に沿った距離, A : 流水断面積, Q : 流量, q : 単位長さ当りの横流入量, v : 平均流速, H : 水位 (ピエゾ水頭), i_f : 摩擦勾配, ρ : 水の密度, τ_θ : 潤辺での摩擦応力, R : 径深, n : マニングの粗度係数, z_b : 基準面からの水路床の高さ, h : 水深, θ : 水路床の傾斜角, z : 基準面からの高さ, p : 圧力, α, β, λ : 補正係数, g : 重力加速度である。

2. 2. 2 汜濫流の基礎方程式^{(9), (13)}

汜濫流は2次元平面流として取り扱う。概略図を図2-3に示す。2次元平面流の基礎方程式は、連続の方程式(2-6)および x 軸方向の運動量方程式(2-7)および y 軸方向の運動量方程式(2-8)で表される。

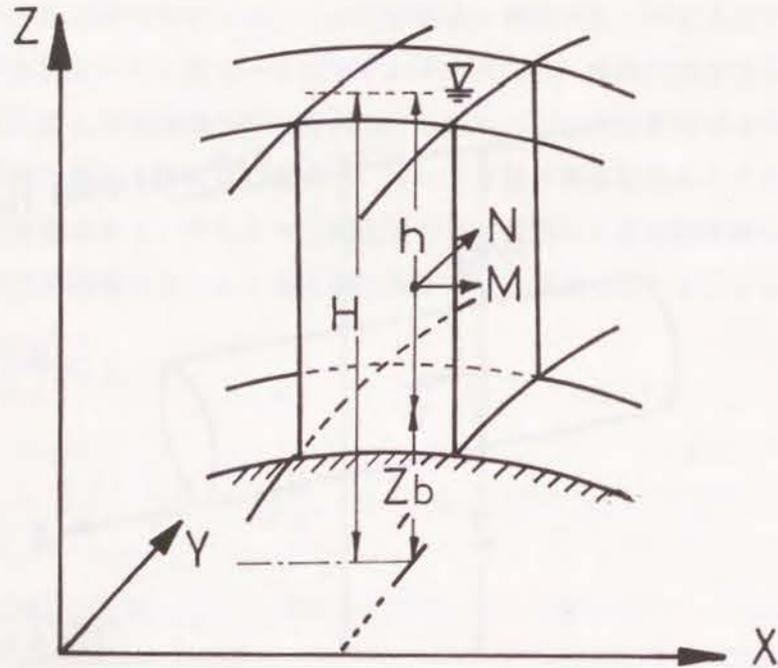


図2-3 汜濫流の概略図(2次元平面流)

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = q \quad (2-6)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\xi_1 M^2 / h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\xi_2 MN / h \right) = -g h \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{xb}}{\rho} \quad (2-7)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\xi_2 MN / h \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\xi_3 N^2 / h \right) = -g h \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{yb}}{\rho} \quad (2-8)$$

$$\frac{\tau_{xb}}{\rho} = g n^2 U \sqrt{U^2 + V^2} / h^{1/3} \quad (2-9)$$

$$\frac{\tau_{yb}}{\rho} = g n^2 V \sqrt{U^2 + V^2} / h^{1/3} \quad (2-10)$$

$$\xi_1 = \int_{z_b}^H u^2 dz / (M^2 / h) \quad (2-11)$$

$$\xi_2 = \int_{z_b}^H u v dz / (MN / h) \quad (2-12)$$

$$\xi_3 = \int_{z_b}^H v^2 dz / (N^2 / h) \quad (2-13)$$

ここに、 t : 時間, x, y : 平面上の水平距離, M, N : x および y 軸方向の単位幅当りの流量フラックス, h : 水深, H : 水位 (ピエゾ水頭), τ_{xb}, τ_{yb} : 底面摩擦応力の x および y 成分, ξ_1, ξ_2, ξ_3 : 補正係数, ρ : 水の密度, n : マニングの粗度係数, q : 単位面積当りの横流入量, u, v : x および y 軸方向の流速, U, V : x および y 軸方向の平均流速, g : 重力加速度である。

2.3 数値モデルの計算アルゴリズム

基礎方程式の数値計算法にはいろいろあるが、それらの精度や安定性に関しては井上¹⁰⁾が詳しい。ここでは、実績のある方法として、岩佐・井上⁹⁾の方法に従い、河道流の数値計算には特性曲線法を用い、氾濫流に対してはリープ・フロッグ型 (leap-frog type) の有限差分法を用いることにする。また、下水道流に対しては、満流でないときは河道流と同じ特性曲線法を用い、一部区間でも満流のときにはリープ・フロッグ型の有限差分法を用いることにする。本モデルでは、都市域における水の流れを、河道流、下水道流および氾濫流の3種の流れで表現しているが、洪水氾濫のときにはこれらの流れは一体として流れているため、そのような状態を数値計算上では、接続条件として取り扱うこととする。図2-4は3種の流れを2次元平面上に表した模式図である。それぞれの流れの間の接続条件は、それぞれの幾何学的境界上で与えられることになるが、図から明らかなように河道の河岸線と氾濫

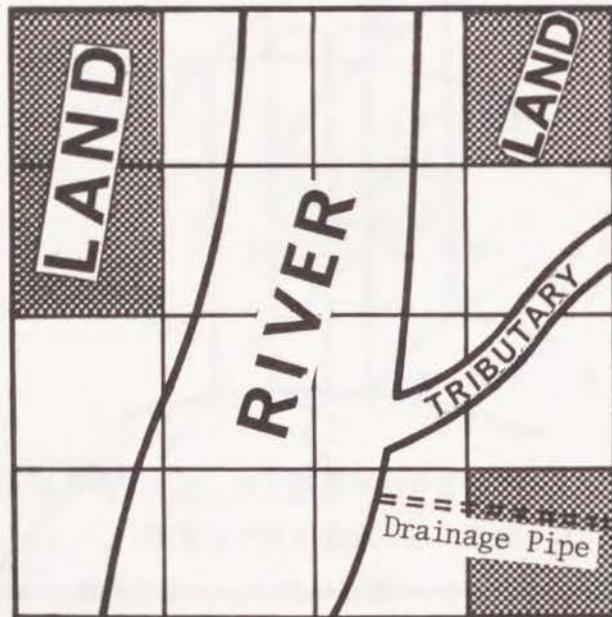


図2-4 本モデル(洪水排水モデル)の格子模式図

流の計算格子とは一般には一致しないため、氾濫流の計算において特別の考慮が必要となる。氾濫流の2次元格子のうち、このような河川と陸地(堤内地)の境界を含む格子を河道・堤内地共存格子と呼ぶこととし、この格子における計算法を示す。

2.3.1 河道流の計算

河道流の基礎方程式の数値解法には、岩佐・井上^{9), 10)}の方法を用い、固定格子点を用いた特性曲線法を用いる。基礎方程式の特性曲線表示ならびにその差分式をまとめると以下のようなものである。

(1) 基礎方程式の特性曲線表示

特性曲線

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_{\pm} = \frac{\alpha + \beta}{2\beta} v \pm c \quad (2-14)$$

に沿って、

$$\frac{\lambda \cos \theta}{B} \left(\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q \right) + \left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v \pm c \right) \left(\frac{\beta}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial H_t}{\partial x} + i_f \right) = 0 \quad (2-15)$$

が成立する。(複号同順)

ただし、

$$c = \sqrt{\left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v \right)^2 + \frac{\lambda g \cos \theta A}{\beta B}} \quad \left(= \sqrt{\frac{g A}{B}} \right) \quad (2-16)$$

$$B = \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_{x=\text{const.}} \quad : \text{水面幅} \quad (2-17)$$

$$H_t = H + \frac{v^2}{2g} \quad : \text{全エネルギー水頭} \quad (2-18)$$

である。

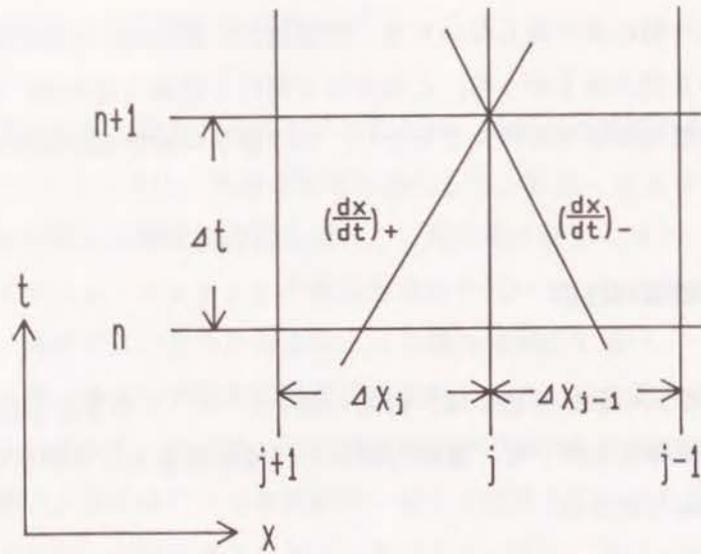


図 2-5 特性曲線法の計算格子

(2) 差分式

特性曲線表示に対して、固定格子点に関する explicit 型の差分を行う。計算格子の概略図を図 2-5 に示す。差分表示において、 n は時間ステップを、 j は空間格子の番号を示す。 x 軸の正方向は流下方向であるが、格子点の番号 j は逆に、追加距離に対応させて下流側から上流側へ向かって付けることにする。したがって、

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

に沿って、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\lambda \cos \theta}{B}\right)_j^n \left(\frac{A_j^{n+1} - A_j^n}{\Delta t} + \frac{Q_j^n - Q_{j+1}^n}{\Delta x_j} - q_j^n\right) \\ & + \left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v + c\right)_j^n \left(\frac{\beta}{g} \frac{v_j^{n+1} - v_j^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,j}^n - H_{t,j+1}^n}{\Delta x_j} \right. \\ & \quad \left. + \frac{i_{r,j+1}^n + i_{r,j}^{n+1}}{2}\right) = 0 \end{aligned} \quad (2-19)$$

が成立し、

$$\left(\frac{dx}{dt}\right)_- = \frac{\alpha + \beta}{2\beta} v - c \quad (2-20)$$

に沿って、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\lambda \cos \theta}{B}\right)_j^n \left(\frac{A_j^{n+1} - A_j^n}{\Delta t} + \frac{Q_{j-1}^n - Q_j^n}{\Delta x_{j-1}} - q_{j-1}^n\right) \\ & + \left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v - c\right)_j^n \left(\frac{\beta}{g} \frac{v_j^{n+1} - v_j^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,j-1}^n - H_{t,j}^n}{\Delta x_{j-1}} \right. \\ & \quad \left. + \frac{i_{r,j}^{n+1} + i_{r,j-1}^n}{2}\right) = 0 \end{aligned} \quad (2-21)$$

が成立する。この中で、摩擦項にもとづく不安定現象 (Vasiliiev の不安定) を避けるため、 $i_{r,j}^n$ を $i_{r,j}^{n+1}$ に置き換えている。さらに、次の近似を用いている。

$$i_{r,j}^{n+1} = n \frac{2}{j} v_j^{n+1} |v_j^{n+1}| / (R_j^{n+1})^{4/3} \quad (2-22)$$

$$\approx n \frac{2}{j} v_j^{n+1} |v_j^n| / (R_j^{n+1})^{4/3} \quad (2-23)$$

2.3.2 氾濫流の計算

2次元平面流の基礎方程式の数値解法には、潮流解析¹³⁾等で一般に用いられているリープ・フロッグ型の差分を用いる。図 2-4 は、氾濫原の空間格子の一例であるが、前述のように、格子には格子内がすべて陸地 (堤内地) である格子 (ハッチングされた格子) と、河と陸地 (堤内地) が共存する格子の 2 種類がある。ここでは、前者を一般格子、後者を河道・堤内地共存格子と呼ぶことにし、それぞれに対する差分式を導く。差分式において、 n は時間ステップを、 i, j はそれぞれ x および y 軸方向の空間格子番号を表す。

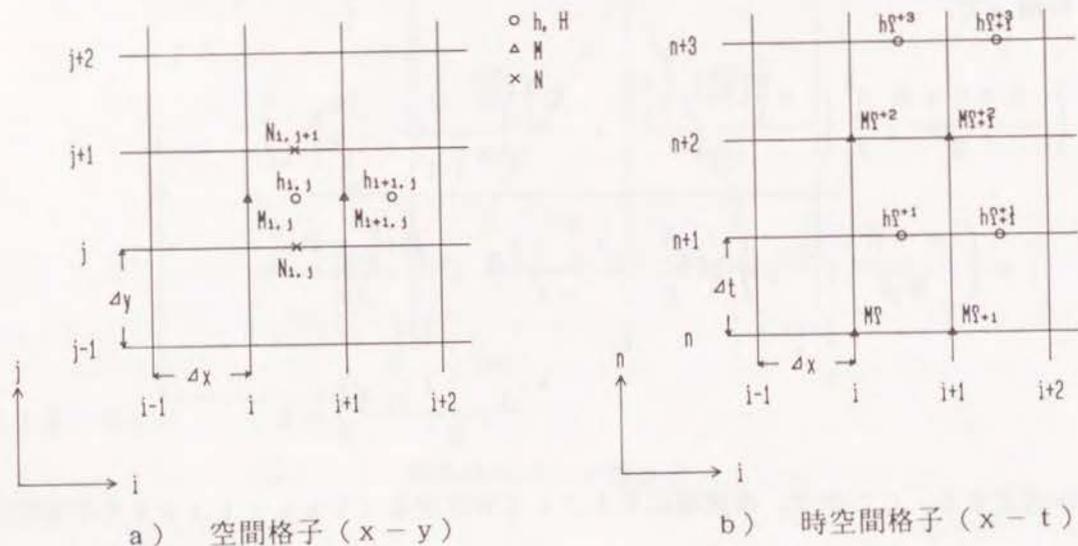


図 2-6 泥濘流の計算格子

(1) 一般格子の差分式

リーブ・フロッグ型の差分では、 h (および H)、 M 、 N の計算点は、時間軸および空間軸に対してずらして配置される。本モデルにおける計算点の配置を、図 2-6 に示す。

これより、連続方程式 (2-6) の差分式は、

$$\frac{h_{i,j}^{n+3} - h_{i,j}^{n+1}}{2 \Delta t} + \frac{M_{i+1,j}^{n+2} - M_{i,j}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{N_{i,j+1}^{n+2} - N_{i,j}^{n+2}}{\Delta y} = q \quad (2-24)$$

となる。

次に運動量方程式の差分であるが、移流項の差分 CTX 、 CTY は、岩佐・井上ら⁹⁾とは異なり、流れの方向に対して、後方差分を取る。その理由は、河道との境界付近では、岩佐・井上らの中間差分では計算に必要な格子点が存在しないため、特別な取り扱いが必要となるためである。なお、流速の水深方向の変化は小さいと仮定し⁸⁾

¹⁰⁾、運動量方程式に現われる補正係数 ξ_1 、 ξ_2 および ξ_3 は 1 とおく。運動量方程式 (2-7) および (2-8) の差分式それぞれ次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{M_{i,j}^{n+2} - M_{i,j}^n}{2 \Delta t} + CTX = & -g \frac{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}) (H_{i,j}^{n+1} - H_{i-1,j}^{n+1})}{2 \Delta x} \\ & - g (n_{i,j})^2 \frac{(M_{i,j}^{n+2} + M_{i,j}^n) \sqrt{(U_{i,j}^n)^2 + (V_{i,j}^n)^2}}{2 \left[(h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}) / 2 \right]^{4/3}} \end{aligned} \quad (2-25)$$

ここに、

(a) $M_{i,j}^n \geq 0$ のとき、

$$CTX = \frac{(M_{i,j}^n)^2 - (M_{i-1,j}^n)^2}{h_{i-1,j}^{n+1} \Delta x} + \frac{(M_{i,j}^n + M_{i-1,j}^n) (N_{i-1,j+1}^n - N_{i-1,j}^n)}{2 h_{i-1,j}^{n+1} \Delta y}$$

(b) $M_{i,j}^n < 0$ のとき、

$$CTX = \frac{(M_{i+1,j}^n)^2 - (M_{i,j}^n)^2}{h_{i,j}^{n+1} \Delta x} + \frac{(M_{i+1,j}^n + M_{i,j}^n) (N_{i,j+1}^n - N_{i,j}^n)}{2 h_{i,j}^{n+1} \Delta y} \quad (2-26)$$

である。また、

$$\begin{aligned} \frac{N_{i,j}^{n+2} - N_{i,j}^n}{2 \Delta t} + CTY = & -g \frac{(h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1}) (H_{i,j}^{n+1} - H_{i,j-1}^{n+1})}{2 \Delta y} \\ & - g (n_{i,j})^2 \frac{(N_{i,j}^{n+2} + N_{i,j}^n) \sqrt{(U_{i,j}^n)^2 + (V_{i,j}^n)^2}}{2 \left[(h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1}) / 2 \right]^{4/3}} \end{aligned} \quad (2-27)$$

ここに,

(a) $N_{i,j}^n \geq 0$ のとき,

$$CTY = \frac{(M_{i+1,j-1}^n - M_{i,j-1}^n)(N_{i,j}^n + N_{i,j-1}^n)}{2h_{i,j-1}^{n+1}\Delta x} + \frac{(N_{i,j}^n)^2 - (N_{i,j-1}^n)^2}{h_{i,j-1}^{n+1}\Delta y}$$

(b) $N_{i,j}^n < 0$ のとき,

$$CTY = \frac{(M_{i+1,j}^n - M_{i,j}^n)(N_{i,j+1}^n + N_{i,j}^n)}{2h_{i,j}^{n+1}\Delta x} + \frac{(N_{i,j+1}^n)^2 - (N_{i,j}^n)^2}{h_{i,j}^{n+1}\Delta y} \quad (2-28)$$

である.

(2) 河道・堤内地共存格子の差分式^{(14), (15), (16)}

河道・堤内地共存格子内の陸域の形を分類すると, 図2-7に示す10種と陸と川を逆にした10種の計20タイプに分けることができる. また, 河幅が格子幅に比べて小さい場合には, 2種以上の陸域が1つの共存格子内に存在することもある. しかし, これらの河道・堤内地共存格子に対する連続方程式と運動量方程式の差分は, 全てのタイプに対して別々の差分式を用意する必要はなく, 次に示す差分式にまとめられる. ここでは, 図2-8に示される陸域の形に対して差分式を求める.

まず, 連続の方程式の差分式は,

$$\frac{h_{i,j}^{n+3} - h_{i,j}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A_\ell} \left(M_{i+1,j}^{n+2}\Delta S_2 - M_{i,j}^{n+2}\Delta S_4 + N_{i,j+1}^{n+2}\Delta S_3 - N_{i,j}^{n+2}\Delta S_1 - \sum_m M_{\ell,m}^{n+2}z_m \right) = q \quad (2-29)$$

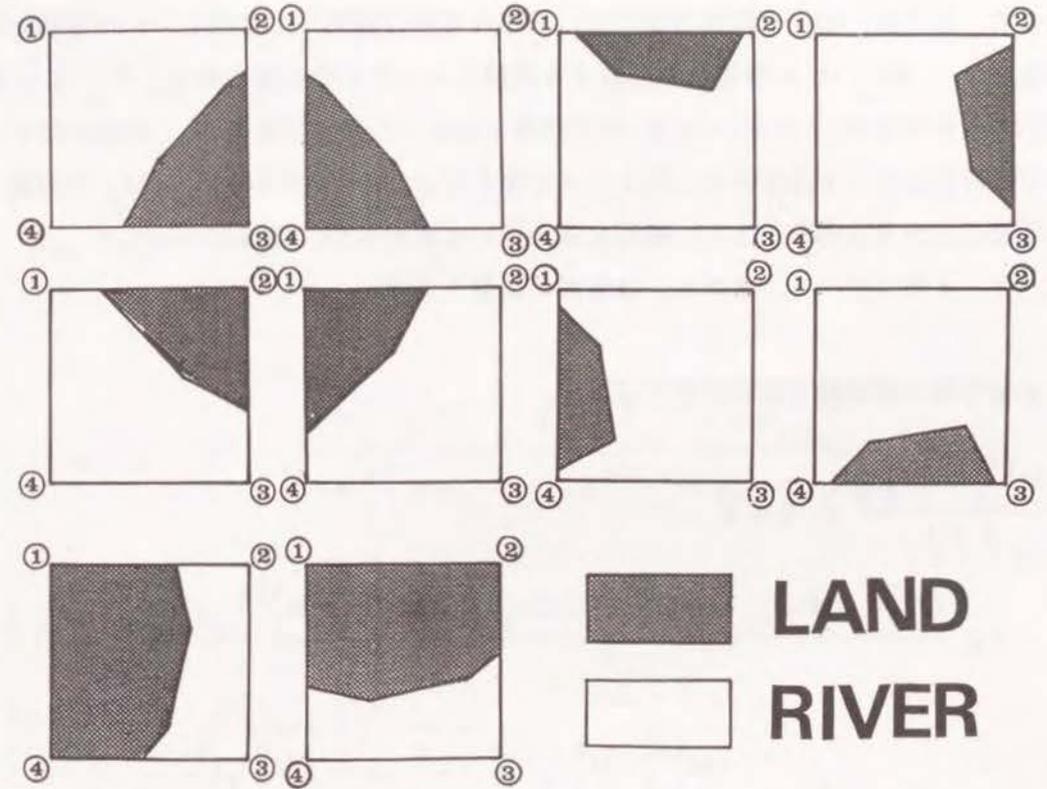


図2-7 河道・堤内地共存格子の種類

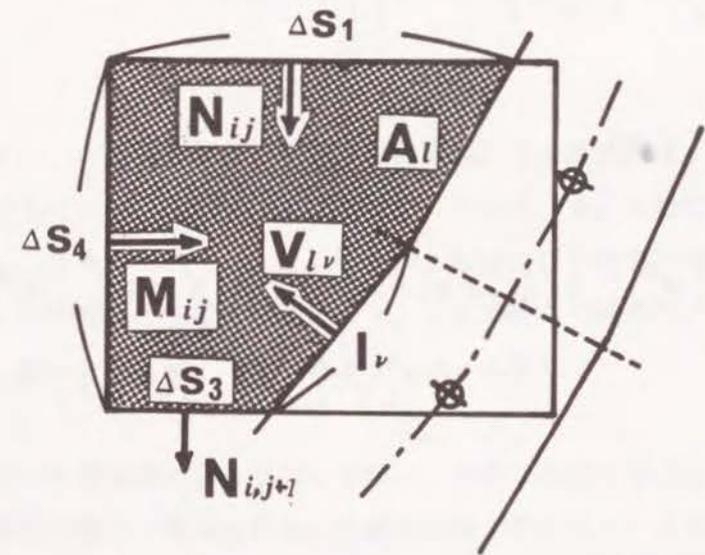


図2-8 河道・堤内地共存格子

となる。ここに、河川と陸地の境界は、数本の直線（堤防）で近似し、 m は堤防の番号を表す。 $M_{\ell m}$ は m 番堤防を越流する流量フラックスの法線成分を、 l_m は m 番堤防の長さを表す。 $\Delta S_1 \sim \Delta S_4$ は空間格子に沿った長さであるが、陸域の型によっては存在しないものがある（図2-8の場合は $\Delta S_2 = 0$ である）。 M_{ℓ} は河道より陸域に向かう方向を正とし、越流公式を用いて求めるが、詳細については2.3.4節で述べる。また A_{ℓ} は陸域の面積を表す。

x 軸方向の運動量方程式の差分式は、

$$\begin{aligned} \frac{M_{i,j}^{n+2} - M_{i,j}^n}{2 \Delta t} + C T X = & -g \frac{(h_{i,j}^{n+1} \Delta S_{x,i-1,j} + h_{i-1,j}^{n+1} \Delta S_{x,i,j}) (H_{i,j}^{n+1} - H_{i-1,j}^{n+1})}{\Delta S^2 / 2} \\ & -g (n_{i,j})^2 \frac{(M_{i,j}^{n+2} + M_{i,j}^n) \sqrt{(U_{i,j}^n)^2 + (V_{i,j}^n)^2}}{2 \left[(h_{i,j}^{n+1} \Delta S_{x,i-1,j} + h_{i-1,j}^{n+1} \Delta S_{x,i,j}) / \Delta S \right]^{4/3}} \end{aligned} \quad (2-30)$$

となる。ここに、

$$\Delta S = \Delta S_{x,i,j} + \Delta S_{x,i-1,j}$$

$$\begin{aligned} C T X = \frac{1}{A_{\ell}} \left(M_{i+1,j}^n U_{i+1,j}^n \Delta S_2 - M_{i,j}^n U_{i,j}^n \Delta S_4 + N_{i,j+1}^n U_{i,j+1}^n \Delta S_3 \right. \\ \left. - N_{i,j}^n U_{i,j}^n \Delta S_1 - \sum_m M_{\ell m}^n l_m v_{\ell x m} \right) \end{aligned} \quad (2-31)$$

である。

y 軸方向の運動量方程式は、

$$\begin{aligned} \frac{N_{i,j}^{n+2} - N_{i,j}^n}{2 \Delta t} + C T Y = & -g \frac{(h_{i,j}^{n+1} \Delta S_{y,i,j-1} + h_{i,j-1}^{n+1} \Delta S_{y,i,j}) (H_{i,j}^{n+1} - H_{i,j-1}^{n+1})}{\Delta S^2 / 2} \\ & -g (n_{i,j})^2 \frac{(N_{i,j}^{n+2} + N_{i,j}^n) \sqrt{(U_{i,j}^n)^2 + (V_{i,j}^n)^2}}{2 \left[(h_{i,j}^{n+1} \Delta S_{y,i,j-1} + h_{i,j-1}^{n+1} \Delta S_{y,i,j}) / \Delta S \right]^{4/3}} \end{aligned} \quad (2-32)$$

となる。ここに、

$$\Delta S = \Delta S_{y,i,j} + \Delta S_{y,i,j-1}$$

$$\begin{aligned} C T Y = \frac{1}{A_{\ell}} \left(M_{i+1,j}^n V_{i+1,j}^n \Delta S_2 - M_{i,j}^n V_{i,j}^n \Delta S_4 + N_{i,j+1}^n V_{i,j+1}^n \Delta S_3 \right. \\ \left. - N_{i,j}^n V_{i,j}^n \Delta S_1 - \sum_m M_{\ell m}^n l_m v_{\ell y m} \right) \end{aligned} \quad (2-33)$$

である。また、 $v_{\ell x}$ 、 $v_{\ell y}$ はそれぞれ境界（堤防天端）での越流流速 \vec{v}_{ℓ} の x および y 軸方向の成分であり、越流流速 \vec{v}_{ℓ} の詳細については2.3.4節で述べる。また $\Delta S_{x,i,j}$ 、 $\Delta S_{y,i,j}$ はそれぞれ (i, j) 格子の x 軸および y 軸方向の陸域（堤内地）の平均幅であり、それぞれの陸域の面積を Δy 、 Δx で除して求めた。したがって、もしその格子が一般格子ならば、それぞれ Δx 、 Δy に等しい。

最後に、氾濫流の計算を進めるに当たってのいくつかの条件と仮定について述べる。

(a) 計算対象領域外縁での境界条件は、外縁が山地で囲まれている場合、山地に直角な方向の流量フラックスは0とおく。平地の場合は、その格子に対して流量ハイドログラフもしくは水位-流量曲線などの境界条件が必要である。

(b) 氾濫水の先端条件は、不明な点が多いので、ここでは岩佐・井上⁹⁾の方法を用いる。すなわち、基準水深 ε を設け、水深が ε 以下の場合には流出および流入の流量フラックスはないものとし、0で置き換える。また、計算される水深が負となった場合には、0で置き換える。

2.3.3 下水道流の計算^{17), 18)}

基礎方程式の数値解法には、リーブ・フロッグ型の差分を用いる。この差分法では、水位と流速の値が交互の格子点で求まることになるため、マンホールのある場所に水位の格子点を置き、その中央に流速の格子点を設けることにする。ここでも2.3.1節と同様に流下方向のx軸方向と格子番号の方向は逆向きである。nは時間ステップを示し、jは空間格子の番号を示す。計算点の配置は図2-9に示す通りである。

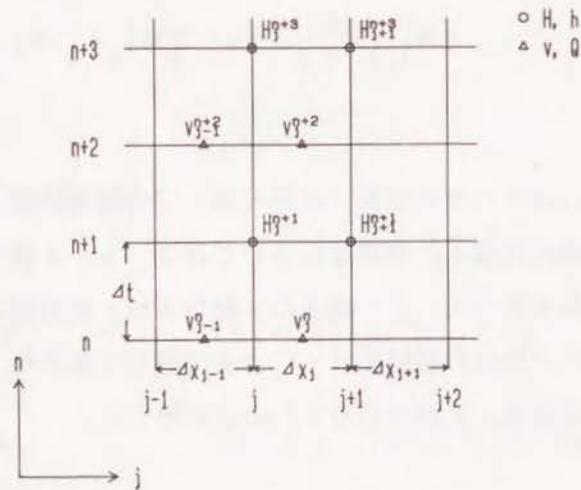


図2-9 下水道流の計算格子

まず、連続の方程式(2-1)の差分式を、(a)自由表面を持つ場合と(b)自由表面を持たない場合とに分けて示す。

(a) 自由表面を持つ場合

Aは流水断面積であり、式(2-17)を用いると、

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_{x=\text{const.}} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = B \frac{\partial H}{\partial t} \quad (2-34)$$

と表される。したがって、差分式は、

$$B \frac{H_j^{n+3} - H_j^{n+1}}{2 \Delta t} + \frac{Q_{j-1}^{n+2} - Q_j^{n+2}}{(\Delta x_{j-1} + \Delta x_j) / 2} = q_j^{n+2} \quad (2-35)$$

となる。

(b) 自由表面を持たない場合

下水道は満流となっているため、マンホールの断面積 A_m とおくと、連続の方程式の差分式は、

$$A_m \frac{H_j^{n+3} - H_j^{n+1}}{2 \Delta t} + Q_{j-1}^{n+2} - Q_j^{n+2} = q_j^{n+2} (\Delta x_{j-1} + \Delta x_j) / 2 \quad (2-36)$$

と表せる。いま、

$$B_m = \frac{A_m}{(\Delta x_{j-1} + \Delta x_j) / 2} \quad (2-37)$$

と置き代えると、式(2-36)は

$$B_m \frac{H_j^{n+3} - H_j^{n+1}}{2 \Delta t} + \frac{Q_{j-1}^{n+2} - Q_j^{n+2}}{(\Delta x_{j-1} + \Delta x_j) / 2} = q_j^{n+2} \quad (2-38)$$

と表され、式(2-35)と同形の差分式で表されることになる。

つぎに、エネルギー方程式の差分式は、

$$\frac{\beta}{g} \frac{v_j^{n+2} - v_j^n}{2 \Delta t} + CT + \frac{H_j^{n+1} - H_{j+1}^{n+1}}{\Delta x_j} + \frac{(v_j^{n+2} + v_j^n) (n_j)^2 |v_j^n|}{2 R_j^{4/3}} = 0 \quad (2-39)$$

となる。ここに、移流項の差分CTは、流れの向きに対して後方差分を取り、

(a) $v_j^n \geq 0$ のとき、

$$CT = \frac{\alpha v_j^n}{g} \frac{(v_j^n - v_{j+1}^n)}{(\Delta x_j + \Delta x_{j+1}) / 2}$$

(b) $v_j^n < 0$ のとき、

$$CT = \frac{\alpha v_j^n}{g} \frac{(v_{j-1}^n - v_j^n)}{(\Delta x_{j-1} + \Delta x_j) / 2} \quad (2-40)$$

である。ここでも、摩擦項にもとづく不安定現象 (Vasilievの不安定) を避けるための処置を、 i_j^n に行っている。

下水道流において、自由表面を持つときの開水路流れの状態は2.3.1節の河道流の状態と同一である。2.3.1節の特性曲線法による数値解析法は、リーブ・フログ型の差分に比べ精度が良い。したがって、本モデルでは下水道流が開水路流れの状態で行っているときの数値解析には、2.3.1節の河道流の数値解析法をそのまま用いることとし、一部区間でも満流状態のときには、本節の計算法に切り替えることとした。自由表面を持つ状態から満流状態へ、またその逆の満流状態から自由表面を持つ状態への遷移現象¹⁹⁾は非常に複雑であり、不明の点が多い。そこで、本モデルでは簡単に、自由表面が管路の天頂に達したときに満流状態に遷移したと見なした。

2.3.4 接続条件

河道流、氾濫流および下水道流が互いに接する境界での条件について示す。これより先は、この境界条件を接続条件と呼ぶことにする。それらは、(1)河道流と氾濫流の接続条件、(2)氾濫流と下水道流の接続条件および(3)下水道流と河道流の接続条件である。

(1) 河道流と氾濫流の接続条件

河道・堤内地共存格子の解析に用いられる河道と陸域との境界での条件である。河道流または氾濫流のどちらかの水位が堤防天端高以上になると、越流が発生し、互いに影響を及ぼし合う。そのときの越流流速は、越流公式²⁰⁾を用いて求める。

越流時の概略図を図2-10に示す。いま、河道流の水位を H_R 、堤防の天端高を H_b さらに氾濫流の水位を H_o とし、また、 H_R と H_o を比べて大きい方を H_1 、小さい方を H_2 と置く。したがって $H_1 > H_b$ のとき、越流が起きる。さらに、

$$h_1 = H_1 - H_b, \quad h_2 = H_2 - H_b \quad (2-41)$$

と置くと、越流公式(本間公式)²⁰⁾より

(a) $h_2 / h_1 \leq 2/3$ のとき、すなわち完全越流の状態に対しては

$$v_\ell = \pm \mu \sqrt{2gh_1}, \quad M_\ell = h_1 v_\ell, \quad \mu = 0.35 \quad (2-42)$$

であり、

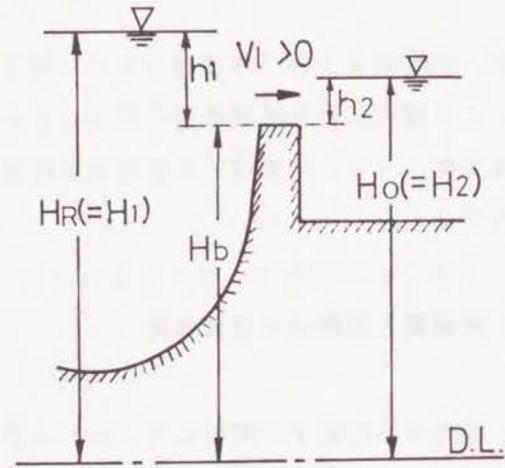
(b) $h_2 / h_1 > 2/3$ のとき、すなわち潜り越流の状態に対しては

$$v_\ell = \pm \mu \sqrt{2g(h_1 - h_2)}, \quad M_\ell = h_2 v_\ell, \quad \mu = 0.91 \quad (2-43)$$

である。ここに、 v_ℓ は越流流速の堤防に対して垂直方向の成分、 M_ℓ はその流量フラックスであり、どちらも河道から溢れ出る方向を正とする。 μ は越流係数である。この越流の影響は、河道流の計算においては符号を反対にとり、連続の方程式(2-1)の横越流量 q として考慮する。氾濫流の計算における取り扱い方法は、

2. 3. 2節の河道・堤内地共存格子の差分式の中で述べた。

a) $H_R > H_0$ のとき



b) $H_R < H_0$ のとき

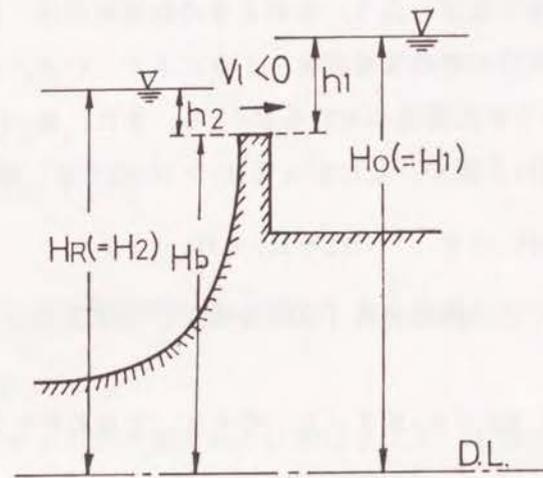


図 2-10 越流時の概略図

(2) 氾濫流と下水道流の接続条件

氾濫流と下水道流は、マンホール部だけで影響を及ぼし合うものと仮定した。氾濫流がある場合または下水道流の水位が地盤高以上になったときに、流出(入)が発生し影響を及ぼし合う。流出(入)量の計算は、氾濫流の水位が下水道流の水位より高い場合には、前項(1)と同じ方法で行う。ただし、前項の河道流の水位 H_R に換えてマンホールでの下水道流の水位 H_m を用い、堤防天端高は $H_b = 0$ とする。一方、

下水道の水位が氾濫流の水位より高い場合には、高い部分の水量が氾濫するものとした。流出入量の影響はどちらの場合も連続の方程式の横流入量 q に対して考慮する。

(3) 下水道流と河道流の接続条件

一般に下水道流の流水断面積や流量は河道流に対して非常に小さい。そこで、河道流においては、下水道流の合流点における流量を横流入量として連続の方程式の q に対して考慮する。一方、下水道流においては河道流の水位を下流端条件として用いる。

2. 3. 5 数値計算の安定条件

(1) 河道流と氾濫流の計算に対する安定条件

本モデルで使用する差分式はすべて *explicit* 型である。従って、計算式の安定性^{10), 21)}のために、次の Courant-Friedrichs-Lewy の条件を満足することが必要である。

$$\Delta s / \Delta t > |v \pm \sqrt{gh}| \quad (2-44)$$

ここに、 Δs は空間格子差分間隔、 Δt は時間差分間隔、 v は流速、 h は水深さらに g は重力加速度である。

(2) 下水道流の計算に対する安定条件

2. 3. 3節において、下水道流の基礎方程式に対して、リーブ・フロッグ型の差分式を示した。その中で、連続方程式の差分式が、(a) 自由表面を持つ場合は式(2-35)、(b) 自由表面を持たない場合は式(2-38)となり、形としては同形となることを示した。ここに2式をまとめて再記すると、

$$B' \frac{H_j^{n+3} - H_j^{n+1}}{2 \Delta t} + \frac{Q_{j-1}^{n+2} - Q_j^{n+2}}{(\Delta x_{j-1} + \Delta x_j) / 2} = q_j^{n+2} \quad (2-45)$$

ここに,

$$(a) \quad B' = B = \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_{x=\text{const.}} \quad : \text{自由表面を持つ場合}$$

$$(b) \quad B' = B_m = \frac{A_m}{(\Delta x_{j-1} + \Delta x_j) / 2} \quad : \text{自由表面を持たない場合} \quad (2-46)$$

である。また、(1)において、差分が安定であるための必要条件として、Courant-Friedrichs-Lewy の条件 (C. F. L. 条件) 式 (2-44) を示した。この C. F. L. 条件は、水理学的な考察からすれば、空間格子間隔 Δx と時間差分間隔 Δt の比 $\Delta x / \Delta t$ が長波の伝播速度 $v \pm \sqrt{g h}$ よりも大きくなければならないことを示している。したがって、自由表面を持つ (a) の場合に対しては、この安定条件は意味を持つが、自由表面を持たない (b) の場合には長波は発生しないから意味を持たないことになる。そこで、ここでは下水道流が自由表面を持たず、満管の状態で流れる場合の式 (2-46) (b) の意味と安定条件について考察する。

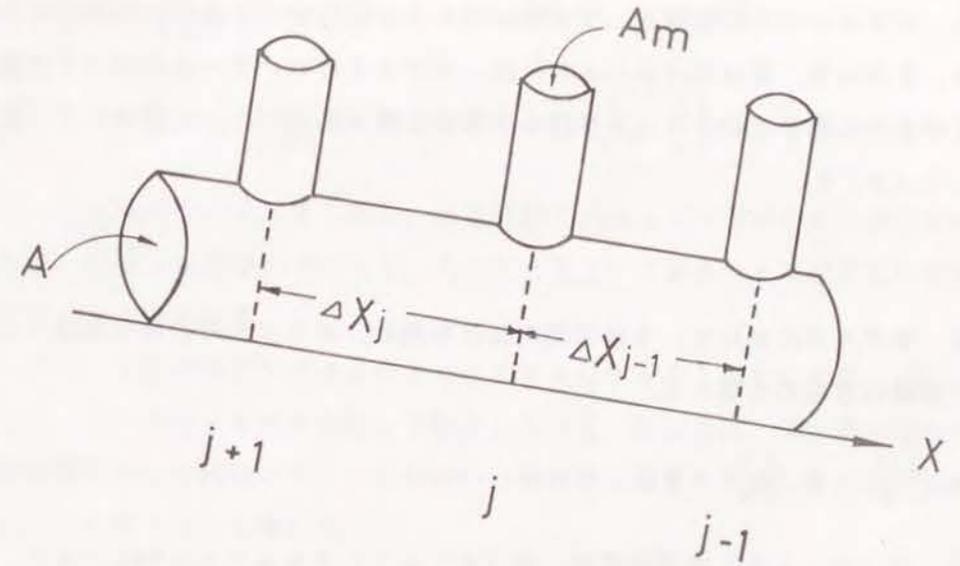
まず、現地に対応したマンホールを持つ下水道流のモデル (モデル I) の概略図を示せば、図 2-11 (a) のようである。つぎに、満管状態の場合、管が一様として流水断面積が変化しないことを考慮し、差分式 (2-45) を書き直すと、

$$B_m \frac{H_j^{n+3} - H_j^{n+1}}{2 \Delta t} + A \frac{v_{j-1}^{n+2} - v_j^{n+2}}{(\Delta x_{j-1} + \Delta x_j) / 2} = 0 \quad (2-47)$$

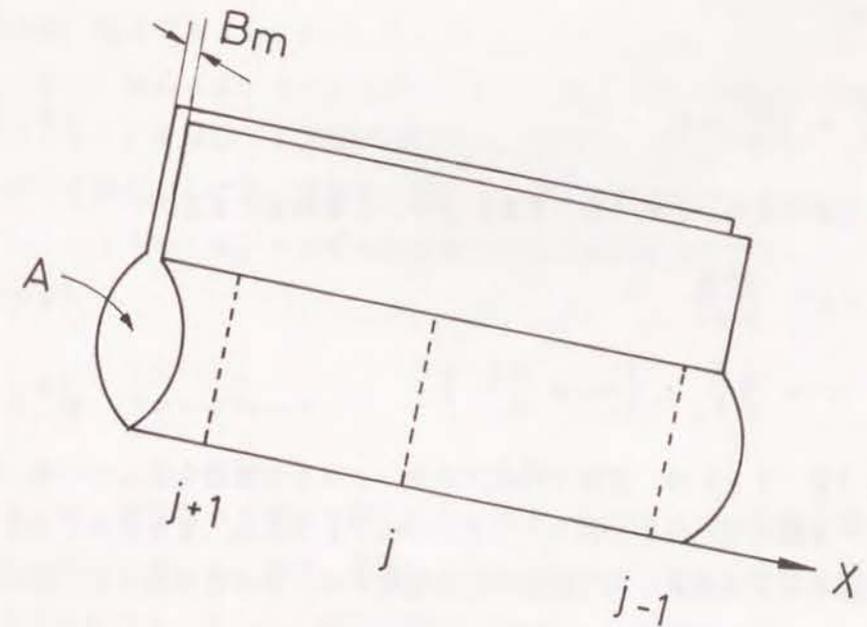
ここに,

$$B_m = \frac{A_m}{(\Delta x_{j-1} + \Delta x_j) / 2} \quad (2-48)$$

となる。ただし、簡単のため、横流入量 q は考慮しないこととする。ここで、式中の



a) モデル I



b) モデル II

図 2-11 下水管のモデル化

B_m は、マンホールの断面積 A_m を管路に沿って分布させたときの平均幅を表すことになる。すなわち、差分式 (2-47) は、モデル I のマンホールを持つ下水管をモデル II のように幅 B_m のスリットを持つ下水管に置き換えたことを意味している (図 2-11 (b))。

いま、モデル II において、水は管路内だけ流れ、スリットの中は水が流れないとして、連続の方程式を導くと、

$$B_m \frac{\partial H}{\partial t} + A \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (2-49)$$

を得る。式 (2-49) の差分式が、式 (2-47) となることは明かである。すなわち、満管状態で流れる場合の下水道流をモデル I でモデル化しても、モデル II でモデル化しても同一の差分式 (2-47) になることがわかる。

次に、差分式の安定性について考察するが、簡単のため、線形の場合に限ることとする。そのために、下水道流のエネルギー方程式は式 (2-2) で表されるが、非線形項を除いて、

$$\frac{\beta}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (2-50)$$

とする。式 (2-49) と式 (2-50) より、 v を消去すると、

$$\frac{\partial^2 H}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \quad (2-51)$$

$$c^2 = \frac{gA}{\beta B_m} \quad \left(\approx g \frac{AL}{A_m} \right) \quad (2-52)$$

を得る。式 (2-51) は、波動方程式であり、 c はその波速を示している。いま、 L をマンホール間の管の長さとする、 $B_m = A_m/L$ であり、また $\beta \approx 1$ であるから、満管状態で流れる下水道流の水位変動の伝播速度 c は、ほぼ管の長さ L 、管の断面積 A およびマンホールの断面積 A_m で規定されることがわかる。

ここで、C. F. L. 条件が長波の波動方程式から導かれた差分の安定性の必要条件²¹⁾ であることから類推すると、式 (2-51) で示される波動方程式に対する差

分の安定性の必要条件が、

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} > \left| v \pm \sqrt{\frac{gA}{\beta B_m}} \right| \quad \left(\approx \left| v \pm \sqrt{g \frac{AL}{A_m}} \right| \right) \quad (2-53)$$

となることは明かである。すなわち、満管状態で流れる下水道流の差分の安定性の必要条件は、長波の伝播速度ではなく、式 (2-52) で表される水位変動の伝播速度に依存することがわかる。

ところで、下水道流をモデル II のようにモデル化することについては、渡辺ら²²⁾ がすでに、ラテラル・モデルと称して検討している。渡辺らは、下水管の接続する多数の取付管に対して同様のモデル化を行い、取付管の傾きも考慮して、満管の流れの連続方程式を次のように導いた。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{c'^2}{g} \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (2-54)$$

$$c'^2 = g \frac{L \sin \theta A}{NA_\ell} \quad (2-55)$$

ここに、 L は排水管の長さ、 A_ℓ 、 N 、 θ は、それぞれ取付管の断面積、長さ L 当りの接続本数、傾きである。ここで、 $B_m = L \sin \theta / NA_\ell$ 、 $\theta = 90^\circ$ とおくと、式 (2-54) は式 (2-49) と同一となる。渡辺らは、松山市の下水道網において式 (2-55) を用いて c' の値を調査および算定し、 $c' \approx 10 \sim 100 \text{ m/s}$ という結果を得た。この値は経験的に用いられてきた値 $20 \sim 50 \text{ m/s}$ と良く一致しており、ラテラル・モデルの妥当性を裏付けていると述べている。

2.3.6 フローチャート

前節までに、洪水排水モデルで使用される基礎方程式ならびに数値計算のための差分式について述べた。ここでは、実際にこれらの差分式を用いて計算を行うための洪水排水モデルのフローチャートについて述べる。

図 2-12 は本モデルのフローチャートを示している。①～⑦は、計算のステップを示し、それぞれ 1 つのサブプログラムできている。サブプログラム①では、計算

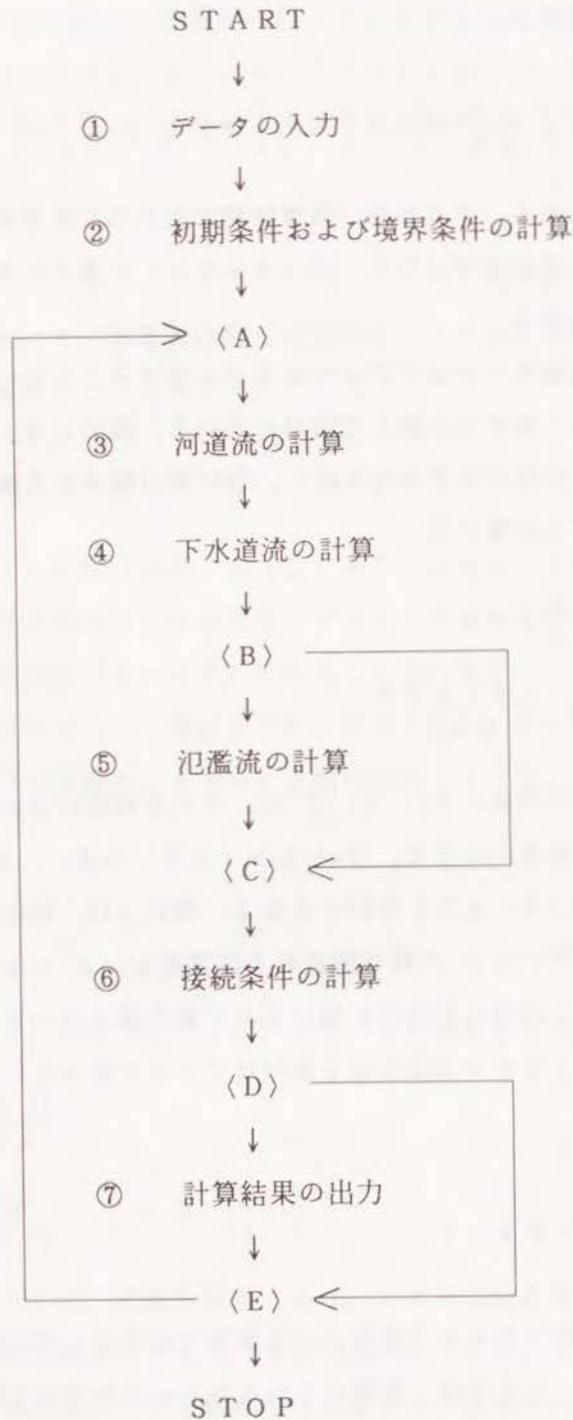


図2-12 洪水排水モデルのフローチャート

に必要なデータの入力を行い、②では計算に入る前の初期条件や計算に必要な境界条件などを計算する。サブプログラム③、④、⑤および⑥が本モデルの中核である。③では河道流の計算、④では下水道流の計算、⑤では氾濫流の計算をそれぞれ行うが、これらは同じ時刻に対する計算であり、⑥ではそれらの計算結果を用いて接続条件を計算し、次の時刻の計算における3種の流れの間の境界条件を求める。⑦では計算の結果の出力を行う。〈A〉～〈E〉は、計算の流れの分岐または合流点を示している。合流点〈A〉から分岐点〈D〉までの範囲が河道、下水道および氾濫計算のための繰り返し計算の範囲である。分岐点〈B〉では河道流または下水道流で氾濫が起きた場合と起きていない場合とで分岐する。氾濫が起きていない場合には氾濫流の計算を行わずに合流点〈C〉に飛ぶ。分岐点〈D〉では計算結果の出力が必要な場合に分岐してサブプログラム⑦を実行する。分岐点〈E〉は計算の終了を判断し、計算を打ち切るための分岐である。

2.4 結語

本章では、都市域における洪水排水モデルの基礎式、数値計算式および計算方法について詳述した。要約すれば次のようである。

(1) 都市域における水の流れを河道流、氾濫流および下水道流の3種の流れで表現する多相構造を持つ数値モデルを導いた。

(2) 河道流および下水道流には1次元解析法、また氾濫流には2次元平面流の解析法を適用するとともに、3種の流れがそれぞれ接するところでの接続条件を明らかにし、相互の影響を考慮できるようにした。

(3) 特に、河道流と2次元平面流との接続に際しては、河道・堤内地共存格子という計算手法を示し、差分格子間隔よりも小さい河川を含む格子での計算を可能にした。

(4) 下水道流の満管状態の流れの計算における、数値計算の安定条件を示した。

参考文献

- 1) Bedient, P.B. and W.C. Huber : Hydrology and Flood Plain Analysis, Addison Wesley, 1988
- 2) Yen, B.C. : Rainfall-runoff Process on Urban Catchments and Its Modeling, C. Maksimovic and M. Radojkovic eds.: "Urban Drainage Modelling", Pergamon Press, pp.3-26, 1986.
- 3) 市川 新・マキシモヴィッチ共編：都市域の雨水流出とその抑制，鹿島出版会，1988
- 4) 角屋 睦：講座 流出解析手法（その1～その15），農業土木学会誌，第47巻第10号～第49巻第6号，1979 - 1981
- 5) 市川 新・榊原 隆：メッシュ法による「雨水流出抑制型下水道」の評価の研究，第28回水理講演会論文集，pp.483-488，1984
- 6) 渡辺政広・江藤剛治・室田 明：取付管の調圧効果を考慮した下水管網内の遷移流計算法，土木学会論文集，第411号/II-12，pp.81-90，1989
- 7) 長崎大学学術調査団：昭和57年7月長崎豪雨による災害の調査報告書，1982
- 8) 中川 一：洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究，京都大学学位論文，1989
- 9) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の数理の数値解析法，京都大学防災研究所年報，第23号B-2，pp.305-317，1980
- 10) 井上和也：開水路非定常流の数値計算法とその水工学への応用に関する研究，京都大学学位論文，1986
- 11) 高橋 保・中川 一・箕 高弘：排水路網を考慮した洪水氾濫解析，京都大学防災研究所年報，第31号B-2，pp.617-632，1988
- 12) 岩佐義朗：水理学〔朝倉土木工学講座〕，朝倉書店，1973
- 13) 伊藤 剛編：数値計算の応用と基礎（水理学を中心として），アテネ出版，1971
- 14) Iwasa, Y., M. Noguchi and T. Nakamura : Simulation of Urban Storm Drainage Involving River and Overland Flows, Proc. 4th International Conference on Urban Storm Drainage, pp.208-213, 1987
- 15) Noguchi, M. and T. Nakamura : Effect of Boundary Condition on the Computation of Urban Storm Drainage, Proc. 6th Congress of Asian and Pacific Regional Division, IAHR, Vol.II-2, pp.707-713, 1988
- 16) Iwasa, Y., M. Noguchi and T. Nakamura : Simulation Analysis of Urban Storm Drainage, Natural Disaster Science, Vol.10, No.2, pp. 35 - 46, 1988
- 17) 中村武弘・岩佐義朗・野口正人：都市域における洪水排水システムの総合的評価法，第33回水理講演会論文集，pp.349-354，1989
- 18) Nakamura, T., Y. Iwasa and M. Noguchi : Simulation Analysis of Urban Storm Runoff, Proc. 5th International Conference on Urban Storm Drainage, Vol.1, pp.239-244, 1990
- 19) Huberlant, B. and Y. Zech : Flow Instabilities in Culverts and Sewers in Case of Steep Slopes Transition from Free Surface Flow to Full Flow and Vice Versa, Proc. 5th International Conference on Urban Storm Drainage, Vol.2, pp.1035-1040, 1990
- 20) 土木学会編：水理公式集，土木学会，1977
- 21) 山口昌哉・野木達夫：数値解析の基礎－偏微分方程式の初期値問題－，共立講座現代の数学28，共立出版，1977
- 22) 渡辺政広・竹内 明・川裾利雄：取付管の調圧効果を考慮した下水管渠網の雨水流出モデル，第33回水理講演会論文集，pp.157-162,1989

第3章 サーチャージ状態へ遷移する 下水道流の水理現象¹⁾

下水道流の数値計算のためのモデル化については、第2章 2.3.3節において述べた。しかし、下水管路流の水理的挙動には、開水路流れの状態から満管流れの状態へ移るときの遷移現象¹⁾、マンホールなどの管路接続部におけるエネルギー損失^{2), 3)}、また急勾配管路における不安定現象⁴⁾など、まだ不明の点が少ない。

ここではそれらのうち、開水路流れから満管流れへの遷移現象、ならびに支管、取付管およびマンホールなどの合流部における水理現象について、実験によって考察する。

これまで、開水路流れから満管流れへの遷移現象が明かでなかったため、下水管路流の数値解析では、開水路流れの計算と満管流れの計算は、ある設定条件のもとで切り替えて行われてきた^{5), 6)}。たとえば、豊国ら⁵⁾は、円管に対して $h/D=0.91$ (h :水深, D :管径)を開水路流れと満管流れの遷移点としている。本章では、実験的に遷移現象を解析し、数値解析に必要とされる遷移点を明らかにする。さらに、開水路流れと満管流れでは異なった粗度係数の値を用いる必要があることを示す。

合流部における水理現象に関する実験では、横流入水が本管上流側の水位上昇を引き起こすことを明らかにし、また、横流入水量が増加すると、流入地点で本管下流側の流れが常流から射流に遷移する現象が発生すること示し、この現象を解析的に明らかにする。

3.1 実験装置⁷⁾

実験装置の概略図および写真を、それぞれ写真3-1、図3-1に示す。管水路模型は上流端水槽、管水路および下流端水槽で構成されている。管水路部の長さは900cm、断面は高さ20cm、幅10cmの長方形であり、水平に据え付けられている。管路上流端より300cmおよび600cmの2カ所には長さ10cm、幅10cmの支管やマンホールに相当する流入孔(ここではマンホールと呼ぶ)が取

り付けられている。上、下流端の水槽にはそれぞれ水位調節のための堰が取り付けられている。模型はアクリル樹脂製である。模型の側面の20カ所にマンメーターを取り付け、管水路底を基準とした水位を読み取った。マンメーターの位置は、管水路部では上流端より60cmの間隔で14カ所とマンホールの上、下端の4カ所であり、上、下流端水槽にはそれぞれ水路端より10cmのところである。ここでは便宜上、20本のマンメーターに対して上流側より順にNO.1~NO.20の番号を付ける。

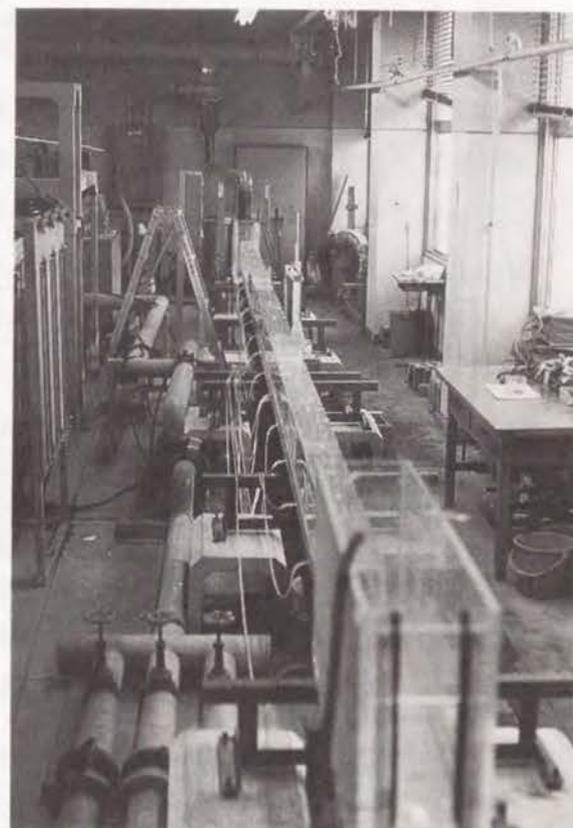


写真3-1 管路流実験装置

3.2 開水路流れから満管流れへの遷移現象

流量を一定とし、下流端水槽の堰高を調節して、水位を変化させて実験を行った。実験は3種の流量について行い、1流量に対して水位(下流端の堰高)をそれぞれ8~9種に設定し、全26ケースの水面形を求めた。

開水路流れから満管流れへの遷移は、下流端の堰を上げて行くにしたがい、まず上流側マンホールまでの上流区間、続いて下流側マンホールまでの上、中流区間、そして下流端水槽までの全区間へと上流から順に満管状態に遷移した。開水路流れと満管流れの境界はマンホールの上流端にできる。写真3-2は、その境界を管路の側面下方から撮影したものである。右側が上流側であり、マンホールの上流端から自由表面ができていく様子がわかる。境界は水面の乱れによって管路内部にできることもあるがその状態は不安定であり、マンホールの上流端に移動して安定した状態となる。

管水路中央部のマンメーターNO.10地点の無次元水位と動水勾配の関係を

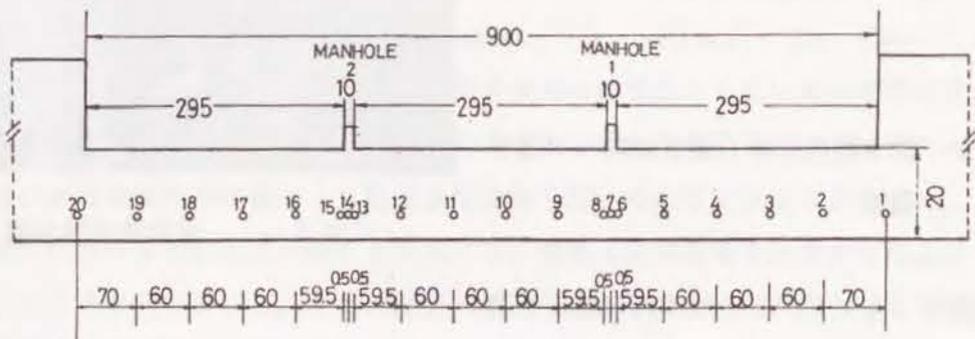
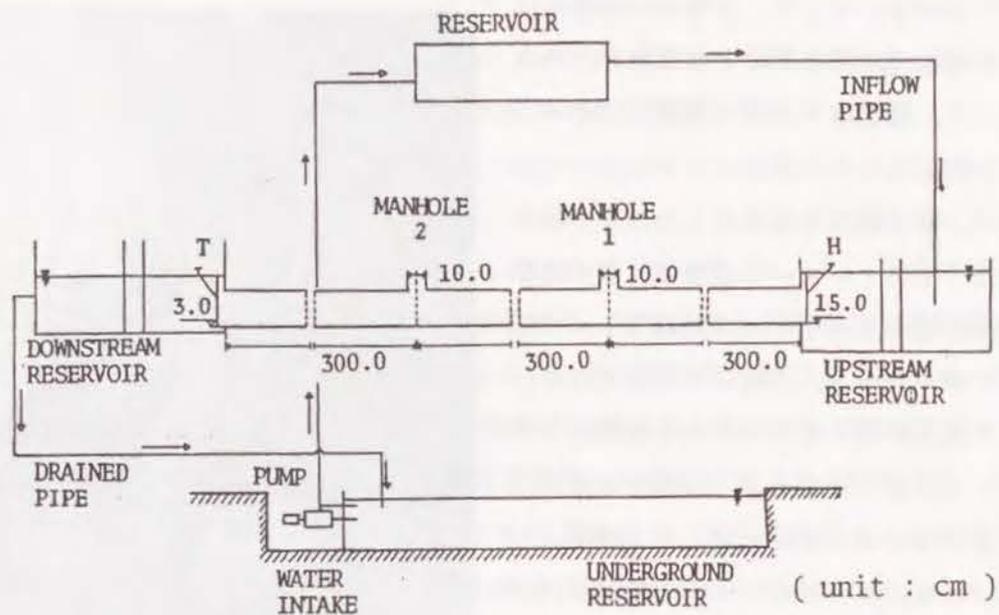


図3-1 管路流実験装置の概略図およびマンメーターの配置図

図3-2に示す。また、動水勾配はマンメーターNO. 2とNO. 19から求め、無次元水位は管路の高さDで無次元化されている。したがって、無次元水位の値が1 ($h/D=1$) のとき開水路流れから満管流れへの遷移が起こる。図より、遷移時の動水勾配の値には少しばらつきがあるものの、 $h/D=0.9$ 以上では動水勾配は、流量ごとにほぼ一定値となっていることがわかる。

他方、図3-2の中の実線はマンメーターNO. 10地点の水深と実験流量からマンニングの公式(3-1)を用いて計算された動水勾配の値を示している。

$$I = Q^2 / \left(\frac{1}{n} AR^{2/3} \right)^2 \quad (3-1)$$

ただし、マンニングの粗度係数nの値は $n=0.0115$ を用いた。計算値では、無次元水位の値が1のとき、すなわち開水路状態から満管状態に遷移したとき、径深が不連続に変化するため、動水勾配の値は不連続に変化している。その不連続は流量が大きいほど、またnの値が大きいほど大きくなる。また、 $h/D=0.9$ 以下では計算値はほぼ実験値と一致しているのに対し、満管状態では実験値よりも大きくなっていることがわかる。すなわち、数値計算において開水路状態と満管状態とで同じnの値を用いた場合、満管状態に対してはnの値が大きすぎることを示している。これは、満管状態よりも開水路状態のときの方がnの値が大きいという Yarnell・WoodやWilcoxらの実験結果³⁾と一致している。このような数値計算上の現象は、本論における都市洪水排水モデルにおいても現われているものと思われる。

数値モデルにおける開水路流れから満管流れへの遷移時に現われる摩擦項によるこのような不連続な現象をなくすためには、実験値に適合するように h/D に対してnの値を変化させることが必要であるが、現段階では不明である。しかし、実用的な立場からすれば、実験における動水勾配Iの値が $h/D \geq 0.9$ の範囲ではほぼ一定値と見なせることから、

$$C = \left(\frac{1}{n} AR^{2/3} \right)^2 = \text{一定} \quad (h/D \geq 0.9 \text{ のとき}) \quad (3-2)$$

と置くことができる。ただし、Cの値は $h/D=0.9$ のときの値である。したがって、式(3-1)より、

$$i_f = I = V | V | A^2 / C \quad (h/D \geq 0.9 \text{ のとき}) \quad (3-3)$$

となる。すなわち、 $h/D \geq 0.9$ の場合に対しては、第2章 2.2.1節の式(2-3)で示された摩擦勾配に代えて、式(3-3)を用いることにより、開水路状態から満管状態への遷移時の流れの計算を行うことができる。しかし、動水勾配Iの値が一定と見なせる水深 $h/D=0.9$ が任意の管の形状に対して適用できるかは、さらに検討を要する課題である。

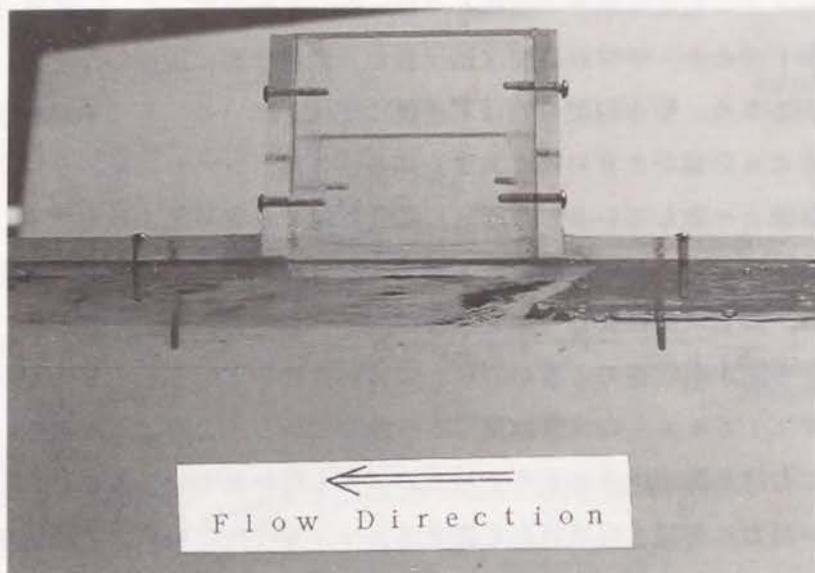


写真3-2 開水路流れと満管流れの境界

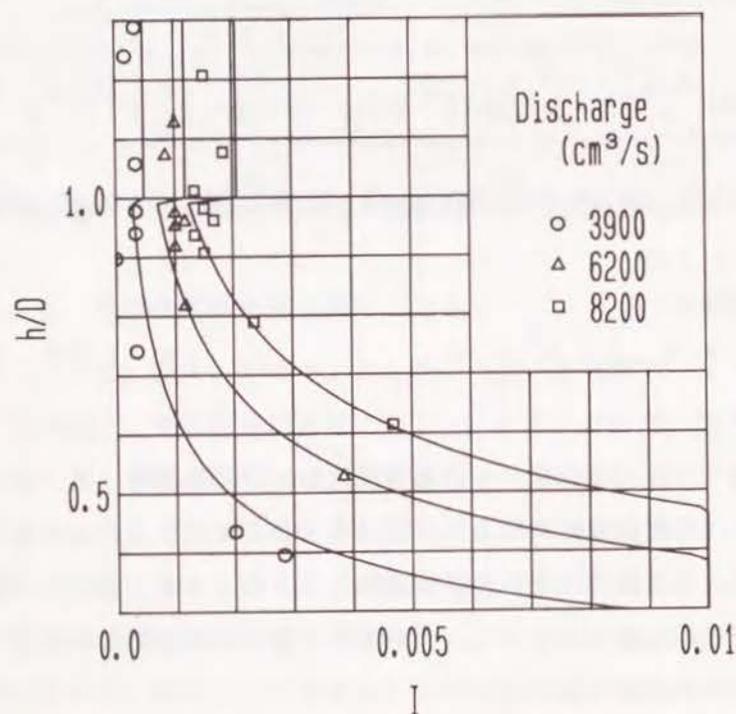


図3-2 無次元水位 (h/D) と動水勾配 (I) の関係

3.3 合流部における水理現象

流量一定の状態で行われる管路流に、下流側のマンホールから氾濫流としての流入水を注水して実験を行った。流量を3種、注入水量を0の場合を含めて4種、下流端水位を5種に設定し、全60ケースについて行った。注水はマンホールの上部に設置した内径5cmの塩ビパイプで行った。

図3-3に、管路流の流量が一定のとき、下流端の水位 h_{20} (マンメーターNO. 20) をパラメーターとして、上流側の水位 h_{12} (マンメーターNO. 12) と流量比 γ ($\gamma = q_i / q_u$, q_i : 単位幅当りの流入水量, q_u : 管路流量) の関係を、それぞれ示した。

これより、管路流の流入地点での水位上昇量 $\Delta h_u = h_u(\gamma) - h_u(\gamma = 0)$ は注入水量が増加し、流量比 γ の値が大きくなるにしたがって大きくなることわかる。また、下流端の水位が低いとき程、また図3-3のa), b) およびc) を比較すれば、 γ が一定のときには本管の流量が大きいとき程水位上昇量 Δh_u が大きくなることもわかる。

これらの実験結果は、マンホール等からの氾濫流の流入がある場合、その上流側の管路においては、水位が上昇し、計画流量よりも少ない流量のときでも満管状態になり、より上流のマンホールなどからは出水が起こり得ることを示すものである。

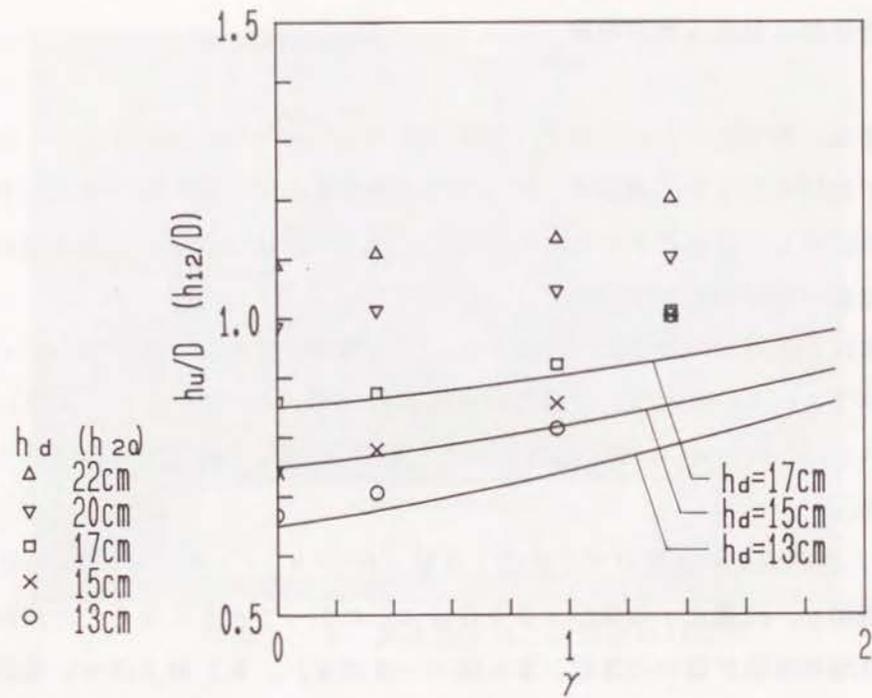
いま、開水路流れの場合について、図3-4に示すように合流部(マンホール部)に検査領域を設け、運動量方程式と連続方程式を表すと、それぞれ式(3-4)、(3-5)となる。式(3-4)では、 $v_i(q_i)$ の持ち込む流下方向の運動量は無視されている。この2式を整理して式(3-6)が得られる。

$$\rho q_u^2 / h_u - \rho q_d^2 / h_d + \rho g h_u^2 / 2 - \rho g h_d^2 / 2 = 0 \quad (3-4)$$

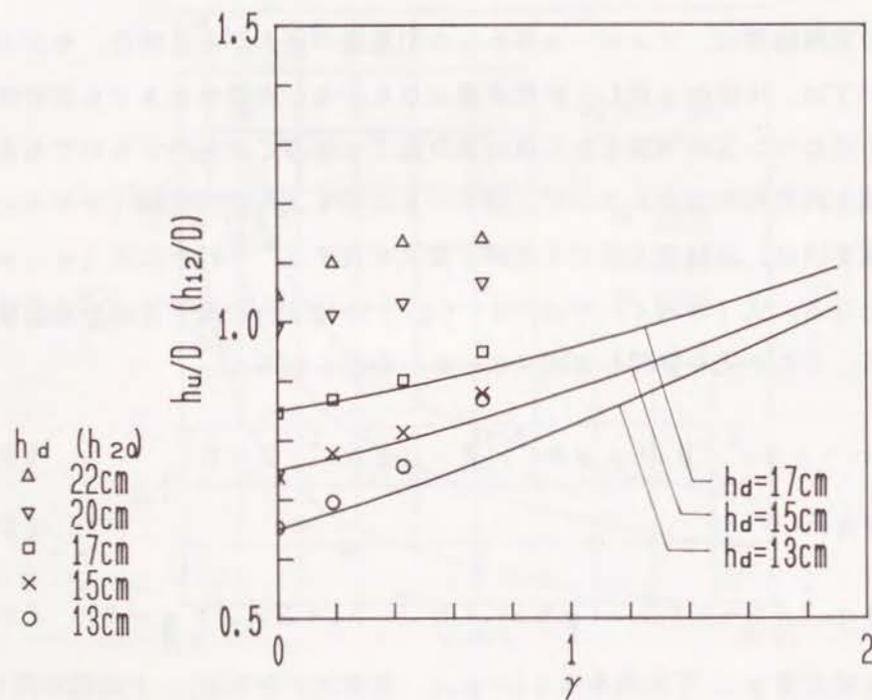
$$q_u - q_d + q_i = 0 \quad (3-5)$$

$$h_u^3 - \{2 q_u^2 (1 + \gamma)^2 / (g h_d) + h_d^2\} h_u + 2 q_u^2 / g = 0 \quad (3-6)$$

ここで、本管流量 q_u 、下流端水深 $h_d = h_{20}$ 、流量比 γ を与え、上流側水深 h_u を計算し、求められた値を図3-3に実線で示した。計算値は、実験値と同様に、流量比 γ が増加するにしたがい上昇している。しかし、流量比が小さいとき、また下流端水

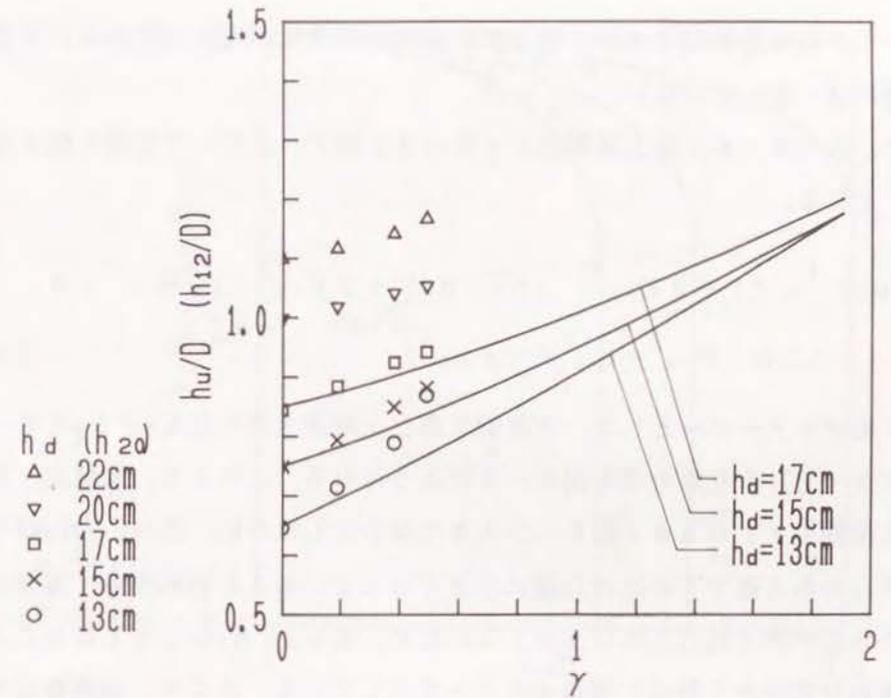


a) $q_u = 323 \text{ cm}^2/\text{s}$



b) $q_u = 452 \text{ cm}^2/\text{s}$

図3-3 上流側水位 (h_u) と流量比 (γ) の関係



c) $q_u = 558 \text{ cm}^2/\text{s}$

図3-3 (続き) 上流側水位 (h_u) と流量比 (γ) の関係

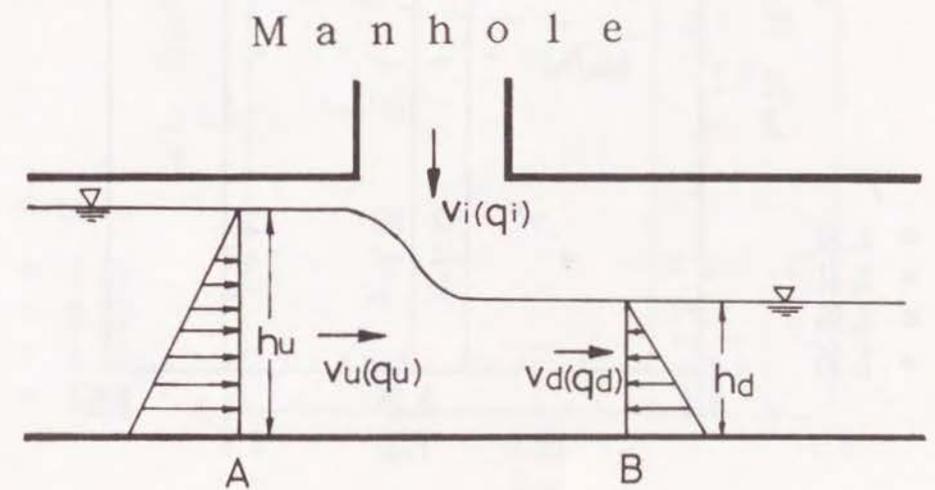


図3-4 合流部の模式図

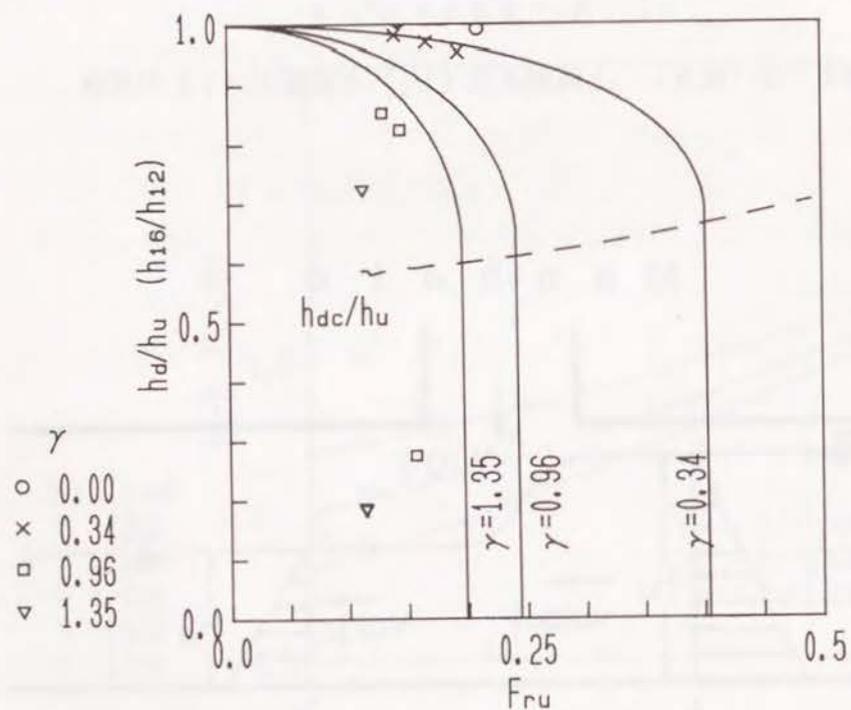
位が高いときには実験値とよく一致しているが、流量比が大きい時および下流端水位が低い時には一致していない。

そこで、式(3-6)を上流側のFroude数 F_{ru} を用いて整理し直すと、式(3-7)となる。

$$(h_d/h_u)^3 - (1 + 2F_{ru}^2)(h_d/h_u) + 2F_{ru}^2(1 + \gamma)^2 = 0$$

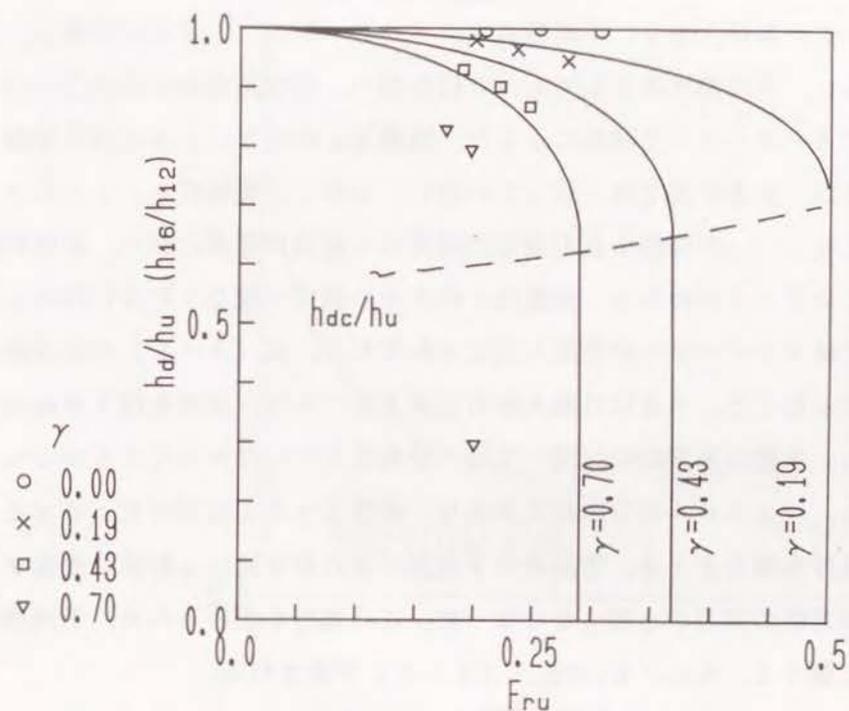
ここに $F_{ru}^2 = q_u^2 / (g h_u^3)$ (3-7)

流量比 γ をパラメーターとして、下流側水深と上流側水深の比 h_d/h_u と F_{ru} との関係を式(3-7)より求めると図3-5のようになる。これより、流量比 γ が一定のとき、上流側のFroude数 F_{ru} が大きくなるにしたがい、比 h_d/h_u は小さくなるが、 F_{ru} のある値でその比は急速に小さくなっていることがわかる。実験によれば、上流側の水位がある値以上には上昇しないため、比 h_d/h_u が小さくなることは、下流側の流れが常流から射流に遷移することを示している。ここで、検査断面を上流側

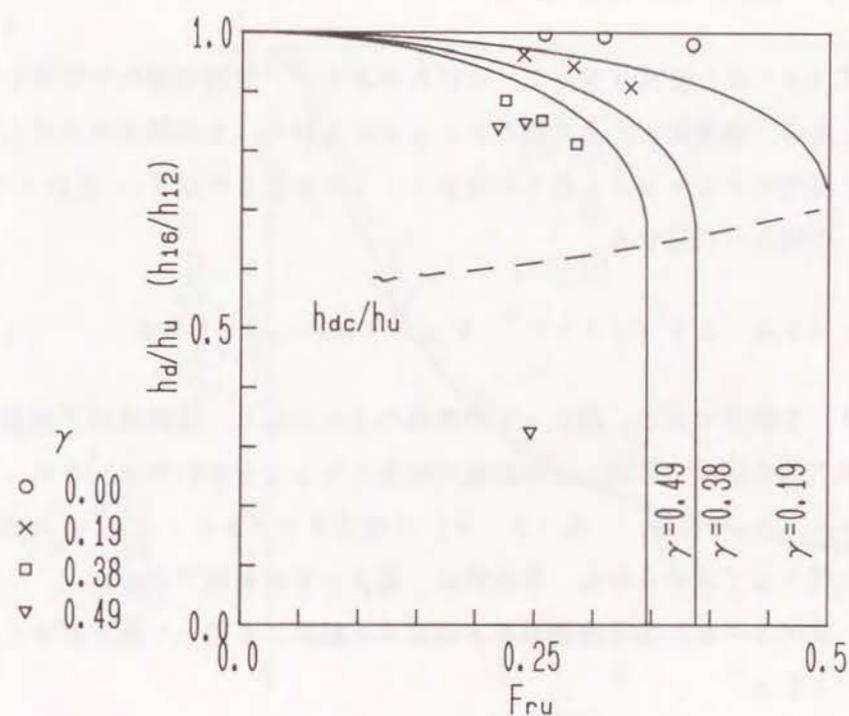


a) $q_u = 323 \text{ cm}^2/\text{s}$

図3-5 h_d/h_u と F_{ru} の関係



b) $q_u = 452 \text{ cm}^2/\text{s}$



c) $q_u = 558 \text{ cm}^2/\text{s}$

図3-5 (続き) h_d/h_u と F_{ru} の関係

にマンメーターNO. 12, 下流側にマンメーターNO. 16地点を取り, 上流側水深として h_{12} , 下流側水深として h_{16} の値を用い, 開水路流れの実験値を同じく流量比 γ をパラメーターとして同図に示した. 流量比 γ が小さいときには計算値とよく一致しているが, 大きい値では一致していない. しかし, 実験値も, Froude数のある値で比 h_d/h_u が突然小さくなり, 常流から射流に移り, 定性的傾向はよく一致していることがわかる. 流量比 γ の大きい値で一致していない理由としては, まず実験ではマンメーターの位置が固定されており, 式(3-7)の検査断面として適当でなかったこと, つぎには流入水の注水方法であり, 注水を径50mmの円管で行ったため, 水路の幅方向には均一な流入分布をしていなかったことが考えられる.

以上より, マンホールからの流入があり, 流量比 γ と上流側のFroude数 F_{ru} とがある条件を満たすとき, 管路流の下流側の流れが常流から射流に移ることが, 計算および実験の両方から明らかになった. この条件を求めるため, 下流側の限界水深を h_{dc} と置くと, h_{dc}/h_u は次式(3-8)で表される.

$$h_{dc}/h_u = \{q_u^2 (1+\gamma)^2 / g h_u^3\}^{1/3} = \{F_{ru}^2 (1+\gamma)^2\}^{1/3} \quad (3-8)$$

そこで, 式(3-8)を式(3-7)に代入すると, 下流側の流れが常流から射流に移るとき, 流量比 γ と上流側のFroude数 F_{ru} との関係が求められる. このときの上流側のFroude数を限界Froude数と呼び F_{ruc} とおくと, 次式(3-9)の関係が成立する.

$$8 F_{ruc}^6 + \{12 - 27(1+\gamma)^4\} F_{ruc}^4 + 6 F_{ruc}^2 + 1 = 0 \quad (3-9)$$

式(3-9)を図示すると, 図3-6の実線のようになり, 管路流の下流側の流れは, この実線の下側の領域で常流, 上の領域で射流となることがわかる. また, 下流側の限界水深 h_{dc}/h_u の値は, 式(3-9)が成立するときの γ と F_{ruc} の値を式(3-8)に代入して求められる. その値は, 図3-5に破線で示した.

つぎに, 式(3-6)を下流側のFroude数 F_{rd} を用いて書き直すと, 次式(3-10)となる.

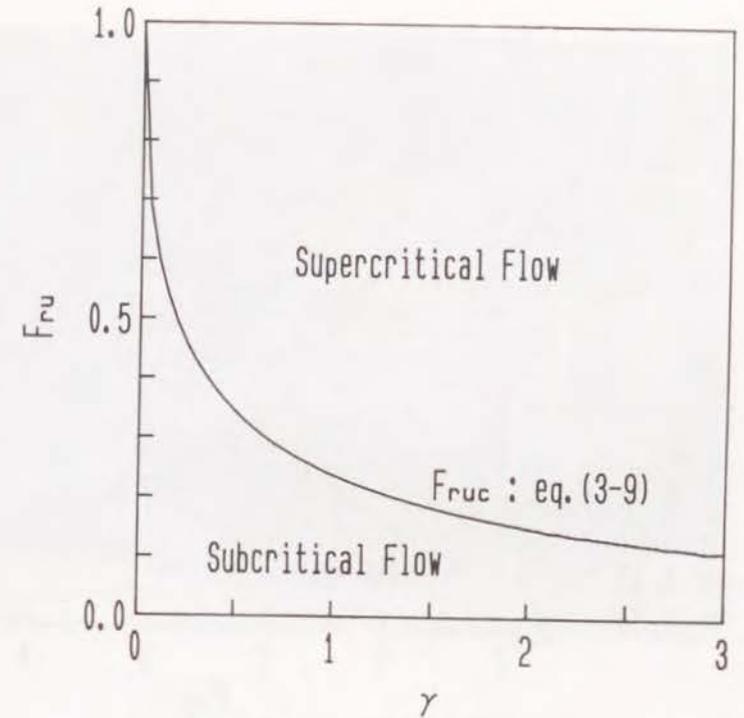
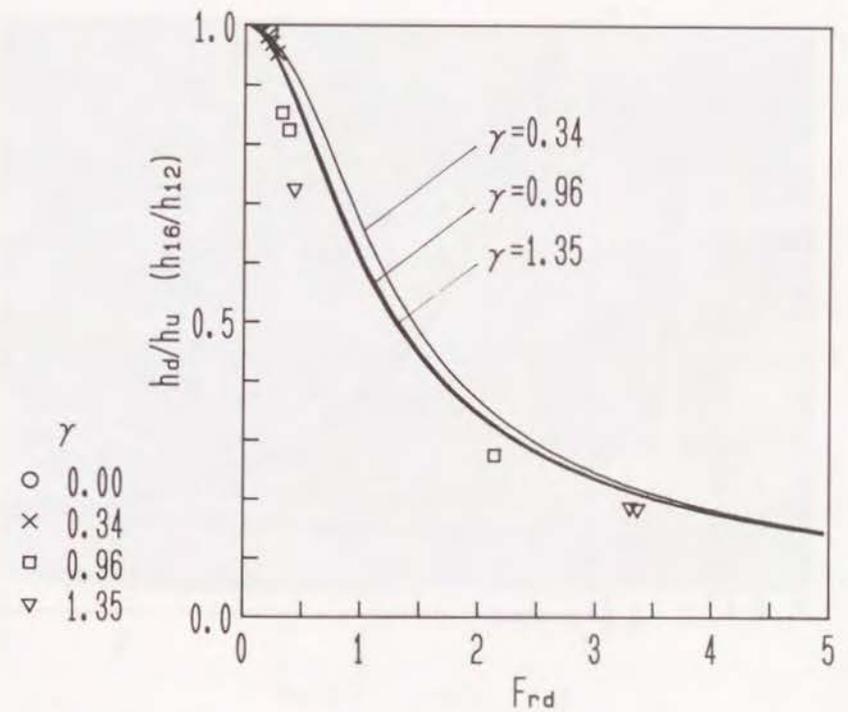
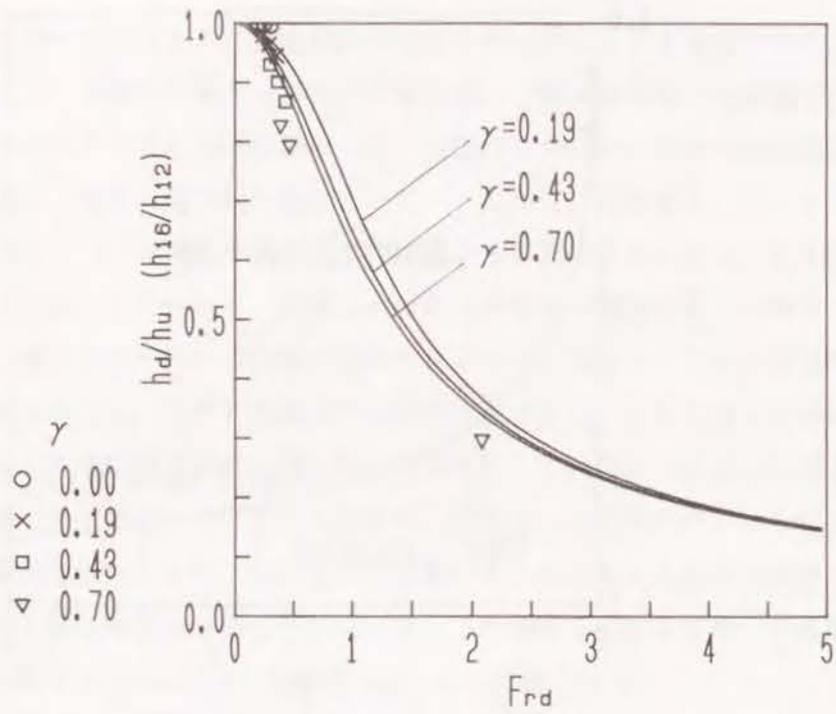


図3-6 下流側の流れの状態

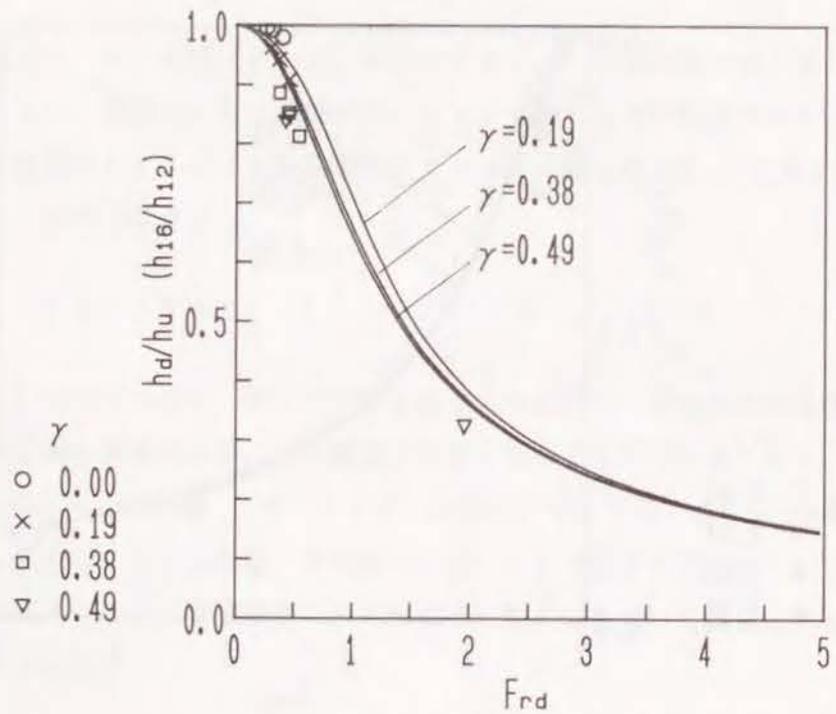


a) $q_u = 323 \text{ cm}^2/\text{s}$

図3-7 h_d/h_u と F_{rd} の関係

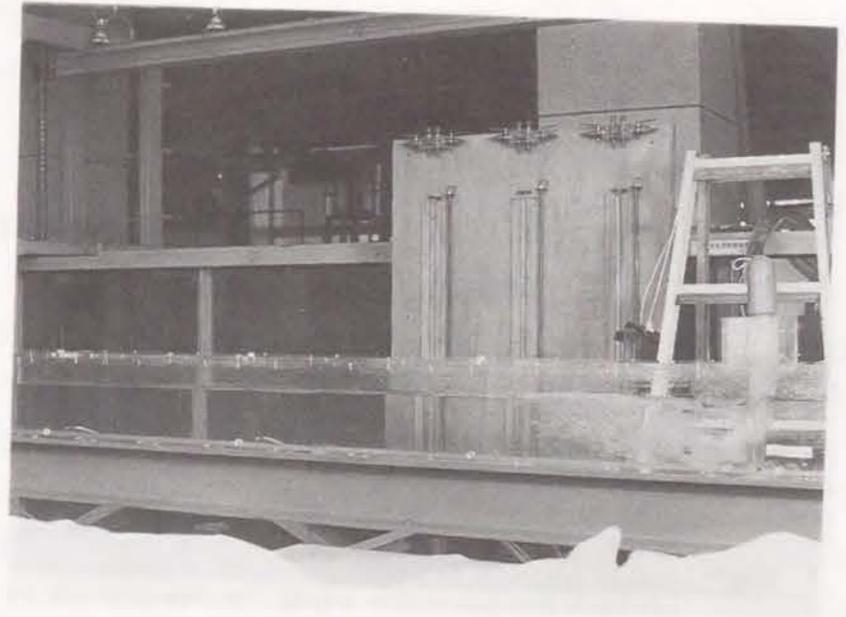


b) $q_u = 452 \text{ cm}^2/\text{s}$

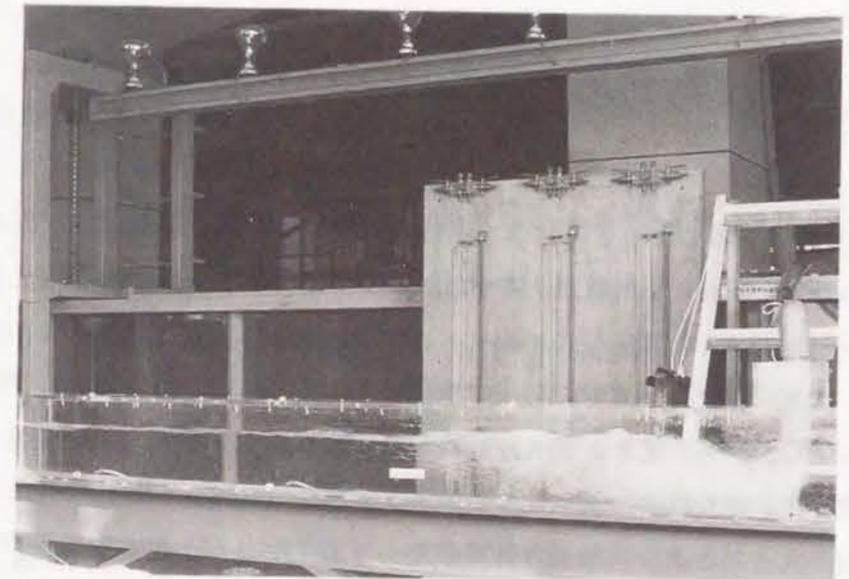


c) $q_u = 558 \text{ cm}^2/\text{s}$

図3-7 (続き) h_d/h_u と Fr_d の関係

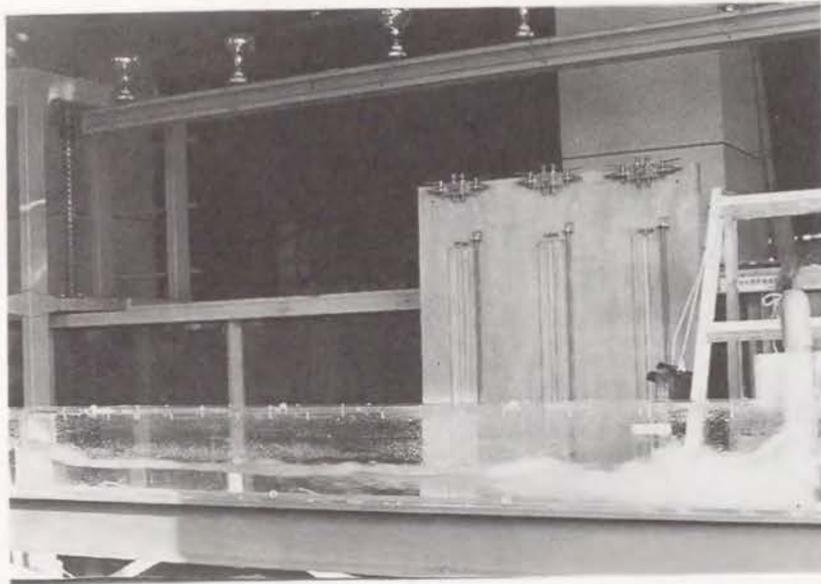


a) $\gamma = 0.19$



b) $\gamma = 0.38$

写真3-3 合流部の流況 ($h_{20} = 13 \text{ cm}$, $q_u = 558 \text{ cm}^2/\text{s}$)



c) $\gamma = 0.49$

写真3-3 (続き) 合流部の流況 ($h_{20} = 13 \text{ cm}$, $q_u = 558 \text{ cm}^2/\text{s}$)

$$(h_u/h_d)^3 - (1 + 2F_{rd}^2)(h_u/h_d) + 2F_{rd}^2 \{1/(1+\gamma)\}^2 = 0$$

ここに $F_{rd}^2 = q_d^2 / (g h_d^3)$ (3-10)

図3-5の場合と同様に、流量比 γ をパラメーターとして、下流側水深と上流側水深の比 h_d/h_u と F_{rd} との関係を式(3-10)より求めると図3-7のようになる。これより、図3-5において h_d/h_u が急速に小さくなっているときの、下流側の流れの状況がよくわかる。また、図3-5の場合と同様に、実験値を上流側水深 h_{12} と下流側水深 h_{16} の値を用い、流量比 γ をパラメーターとして、同図中に示した。やはり、 γ の値が大きいき、実験値は計算値からずれているが、定性的な傾向はよく一致していることがわかる。

マンホールからの流入水の流入状況の一例として、下流端水深 $h_{20} = 13 \text{ cm}$ 、 $q_u = 558 \text{ cm}^2/\text{s}$ の場合で、 $\gamma = 0.19$ 、 0.38 および 0.49 のときの様子をそれぞれ写真3-3に示す。 γ の値が大きくなるにしたがい、本管の流れが縮流

され、流入地点で大きな水位差ができ、下流側の流れが常流から射流に遷移していく様子がよくわかる。

3.4 結語

本章では、下水管路流の開水路流れから満管流れへの遷移現象、および支管、取付管、マンホールなどの合流部における水理現象について、実験により明らかにした。要約すれば次のようである。

(1) 開水路流れから満管流れへの遷移現象

① 満管のときのマンニングの粗度係数 n の値は、開水路状態のときよりも小さいことが明らかになった。したがって、数値モデルにおいて開水路状態と満管状態とで同じ n の値を用いるべきでないことがわかった。

② 実験において、 $h/D = 0.9$ 以上の範囲で動水勾配の値がほぼ一定と見なせることから、遷移時の実用的な計算法として、開水路流れから満管流れへの遷移点を $h/D = 0.9$ とし、摩擦勾配 i_f に対して式(3-3)を用いることを提示した。ただし、任意の管の形状に対する式(3-3)の適用範囲については、さらに検討を要する課題である。

(2) 合流部における水理現象

① 流入地点での管路流の水位上昇量は流量比 γ の値が大きくなるにしたがい大きくなり、また γ が一定のときには、下流側の水位が低いときほど、また管路の流量が大ききときほど大きくなる。実験と理論では、 γ の値が小さいときには一致していたが、大きい値では一致していない。しかし、定性的傾向はよく一致する。

② 流入点の上流側のFroude数 F_{ru} と流量比 γ がある関係を満たすとき、流入点下流側の流れが常流から射流に遷移する現象がみられた。実験と理論では定性的には同じ傾向を示しているが、定量的には一致していない。一致しなかった理由としては、実験におけるマンホールの位置および横流入水の注水方法に問題があったと考えられる。理論解析よりその関係は式(3-9)のように求められた。

以上の結果は、支川などからの横流入がある場合、その上流側の管路において水位が上昇し、計画流量以下の流量のときでも満管状態に遷移し、延いては支川やマンホ

ールなどからの出水も起こり得ることを示すものである。また、流入点における本管下流側の流れが常流から射流に遷移する現象は局所的であり、数値解析モデルにこの現象を組み込むことは、今後の課題である。

参考文献

- 1) Nakamura, T., M. Noguchi, F. Ishikawa and H. Hatahara : A Laboratory Investigation of Laterally Discharged Sewer Flows, Proc. of the International Symposium on Environmental Hydraulics, in printing, 1991
- 2) Marsalek, J. : Head Losses at Sewer Junction Manholes, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.110, No.8, pp.1150-1154, 1984
- 3) 宇井正和・安川 浩 : 管路接続用チャンバーによるエネルギー損失, 第31回, 水理講演会論文集, pp.347-352, 1987
- 4) Huberlant, B. and Y. Zech : Flow Instabilities in Culverts and Sewers in Case of Steep Slopes (Transition from Free Surface Flow to Full Flow and Vice Versa), Proc. of the 5th International Conference on Urban Storm Drainage, Vol.2, pp.1035-1040, 1990
- 5) 豊国永次・渡辺政広 : 都市流出シミュレーションモデルとその調査流域への適用, 第29回水理講演会論文集, pp.43-48, 1985
- 6) 渡辺政広・江藤剛治・室田 明 : 取付管の調圧効果を考慮した下水管網内の遷移流計算法, 土木学会論文集, 第411号/II-12, pp.81-90, 1989
- 7) 畑原秀明・石川 大・中村武弘・野口正人 : サーチャージ状態へ遷移する下水管路流の水理的挙動, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, pp.244-245, 1991
- 8) 土木学会 : 水理公式集, 昭和46年改訂版, pp.385-386, 1972

第4章 洪水排水モデルの 現地への適用例

洪水排水モデルのような数値モデルは、それが現地に適用され、その結果が検証されて初めてそのモデルの有効性が示されたことになる。この章では、第2章で展開された洪水排水モデルの数値解析法を現地流域に適用し、現地観測の結果と比較検討し、その有効性を確かめる。また、洪水排水モデルのように河道流と氾濫流を区別せず、対象流域全体を2次元平面流で解析する2次元氾濫モデルによる数値解析を行い、両モデルの結果を比較検討する。さらに、解析結果を水防災情報の一つとして役立てるために、コンピューター・グラフィックスを用いて効率的に表す方法について考察する。計算対象流域は、長崎市街地を流れる浦上川流域とし、対象降雨は、昭和57年7月長崎豪雨災害時の降雨とする。

4.1 対象流域および降雨

4.1.1 都市水害としての昭和57年7月長崎豪雨災害

昭和57年7月23日の夕方から翌朝まで、長崎県南部地方に降り続いた雨は、長崎市を中心に人的にも物的にも甚大な被害をもたらした。長崎市北部に隣接する西彼杵郡長与町で記録された時間雨量187mmは、わが国観測史上第1位の記録となった。また降り始めの23日17時から24時までの7時間降雨量は、長崎市のほぼ全域で400mmを越える豪雨であった。第1章においても述べたように、この昭和57年7月長崎豪雨災害の特徴として、中小の河川の氾濫に伴う浸水により、都市機能がマヒしたことが挙げられる。これは、他の特徴として挙げられる急傾斜地の土砂災害とは異なり、人的被害こそ大きくはなかったが、都市生活を脅かす点で見逃しえないものである。

この災害のうち浸水などの水害によるものと思われる被害状況とその復旧状況を、

「昭和57年7月長崎豪雨による災害の調査報告書」¹⁾より簡単にまとめると次のようである。

1) 電気

変電所の冠水などのため市中心部の九州電力長崎営業所管内の停電率は、30.4% (62,000戸)に達した。復旧による送電完了は、3日後の7月26日19時頃である。

2) 都市ガス

河川を跨ぐガス管の流失などにより、停止率43% (約42,000戸)に達し、復旧による供給開始完了は、9日後の8月1日である。

3) 水道

浄水場の冠水や土砂の流入などにより、断水率は62% (93,000戸)で、給水完了は16日後の8月8日である。

4) 国鉄

車両の冠水、通信や信号施設の被害などにより、3日後の7月26日まで全面運休、平常運転開始は13日後の8月5日である。

5) 路面電車

車両、変電所、通信および信号施設の冠水などにより、運行中の30両が運行不能となり放置された。在籍車両68両のうち43両が冠水し、3日後の7月26日まで全面運休、全面復旧は49日後の9月10日である。

6) バス

長崎市内に営業所を持つ長崎自動車は、在籍車両の50% (305台)が冠水などの被害を受けた。

7) 自動車

冠水し、道路などに放置された自動車数は、1568台 (県警調べ)に達し、これらは災害直後の復旧作業の大きな障害となった。

8) ビル

病院やホテルなどで、地下や1階に電気、空調、ボイラーなどの設備を備えたビルでは、冠水により機能が停止した。これらの設備は、復旧に期間がかかり、機能停止期間が長びいた。長崎市立病院では、医療機械設備が致命的な被害を受け、手術やR Iなどの高度の医療は数カ月間でできなかった。

さらに、水害後の問題として、環境衛生に関するものが挙げられる。氾濫流によって市街地に流入した堆積土砂や被災家屋から出されたゴミは、膨大な量にのぼり、さらにゴミ収集車も冠水や道路寸断のため稼働不能となったため、非衛生的な状態が懸念された。ゴミ収集車の稼働率は当初27%（23台）であり、被災ゴミの緊急搬出のため、自衛隊も派遣された。7月26日から8月31日までの間に清掃作業に要した延べ車両は、計7933台に達した。また、水害により伝染病の集団発生が憂慮され、消毒などの防疫活動が、7月24日から8月25日にかけて約1カ月間実施された。

以上のように、この昭和57年7月長崎豪雨災害は、高度に発達した都市域のライフラインを構成する電気や機械設備が水に対して非常に脆弱であることを明らかにし、また、その復旧には複雑であるがために多大の時間を必要とし、都市機能のマヒを長期化させることを示した点で、典型的な都市水害であった。

筆者は、長崎大学学術調査団の一員として、この災害の被災調査を行った。そこで、そのときの経験を生かして、本論文で提案された洪水排水モデルの検証を行うため、対象降雨として、昭和57年7月長崎豪雨を選び、対象流域を長崎市内を貫流する浦上川流域とする。

4. 1. 2 浦上川の概要

浦上川は、長崎市北部に隣接する西彼杵郡多良見町に近い畦別当付近より発し、三川川、大井手川、岩屋川、城栄川、城山川、下の川の順に各支川を合流し、長崎港に注いでいる（図4-1、3、5）。全流域面積は38.1km²、流路延長は13.3kmの2級河川である。この川は、長崎市ならびに周辺町村の河川の中にあつて、流域面積、流路延長ともに最も大きく、長崎市にとって重要な都市河川である。大井手川が合流する大井手地点よりも上流は起伏に富んだ山地であり、市街化率は20%に満たない。他方、大井手川流域は長崎市最大の新興住宅地である滑石団地を含み、市街化率も50%を越えている。浦上川の支川である大井手川が本川と合流する地点には、浦上水源地があるが、その名のとおり水道専用の貯水池であった。しかし、長崎豪雨災害の抜本的な復旧策の一つとして、現在浦上ダムでも治水機能を有す

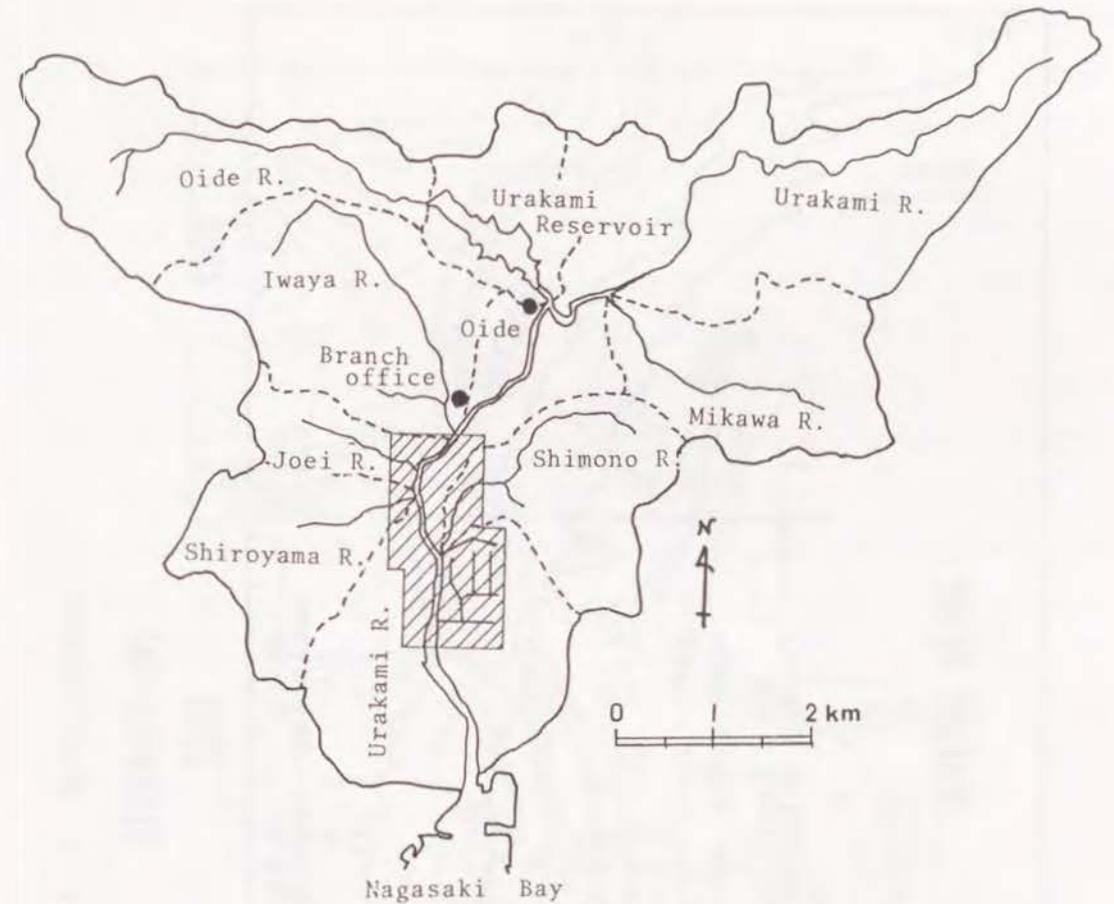


図4-1 浦上川流域
(斜線の区域は氾濫流の計算対象領域)

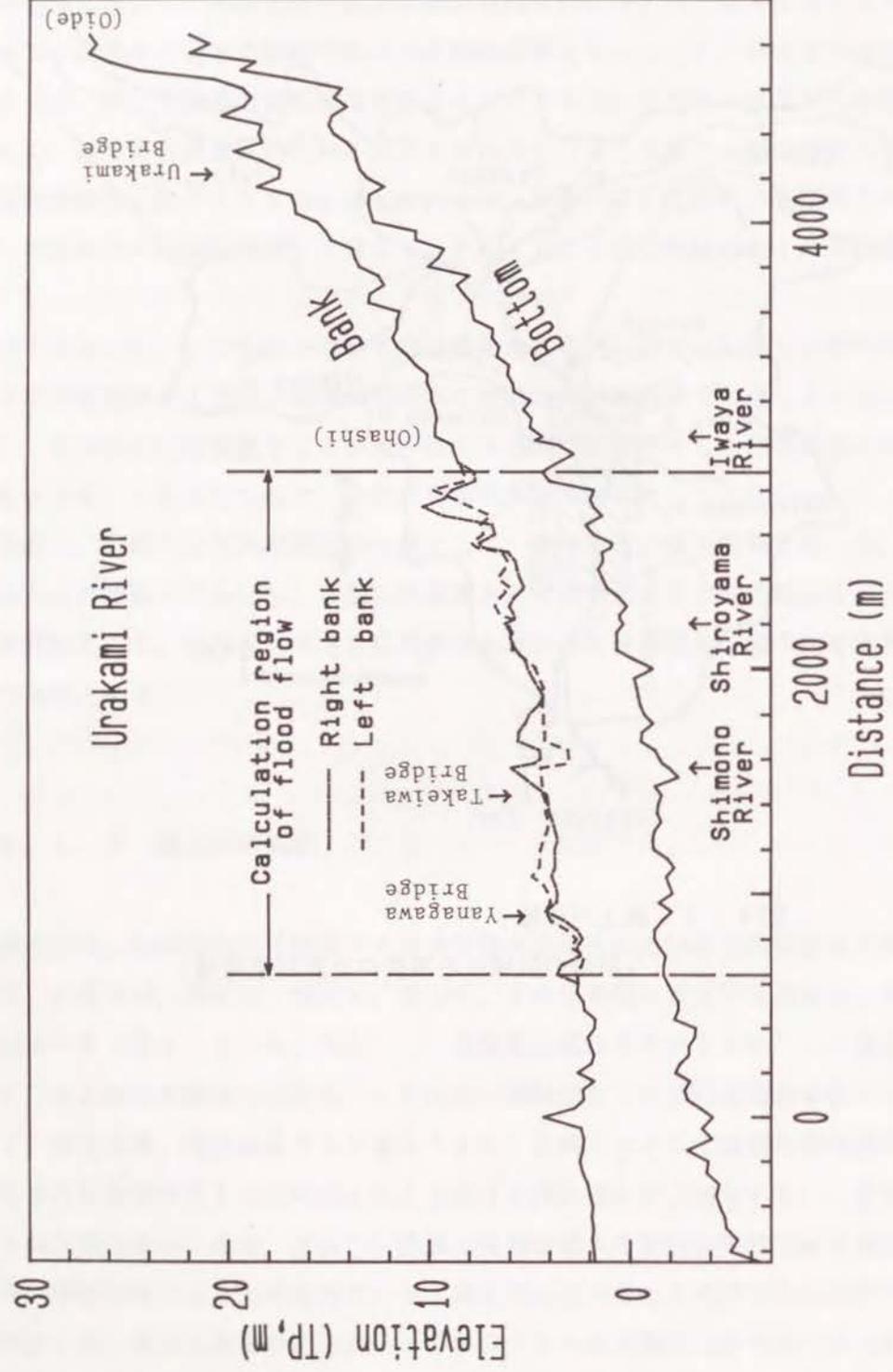


図4-2 浦上川の縦断面図

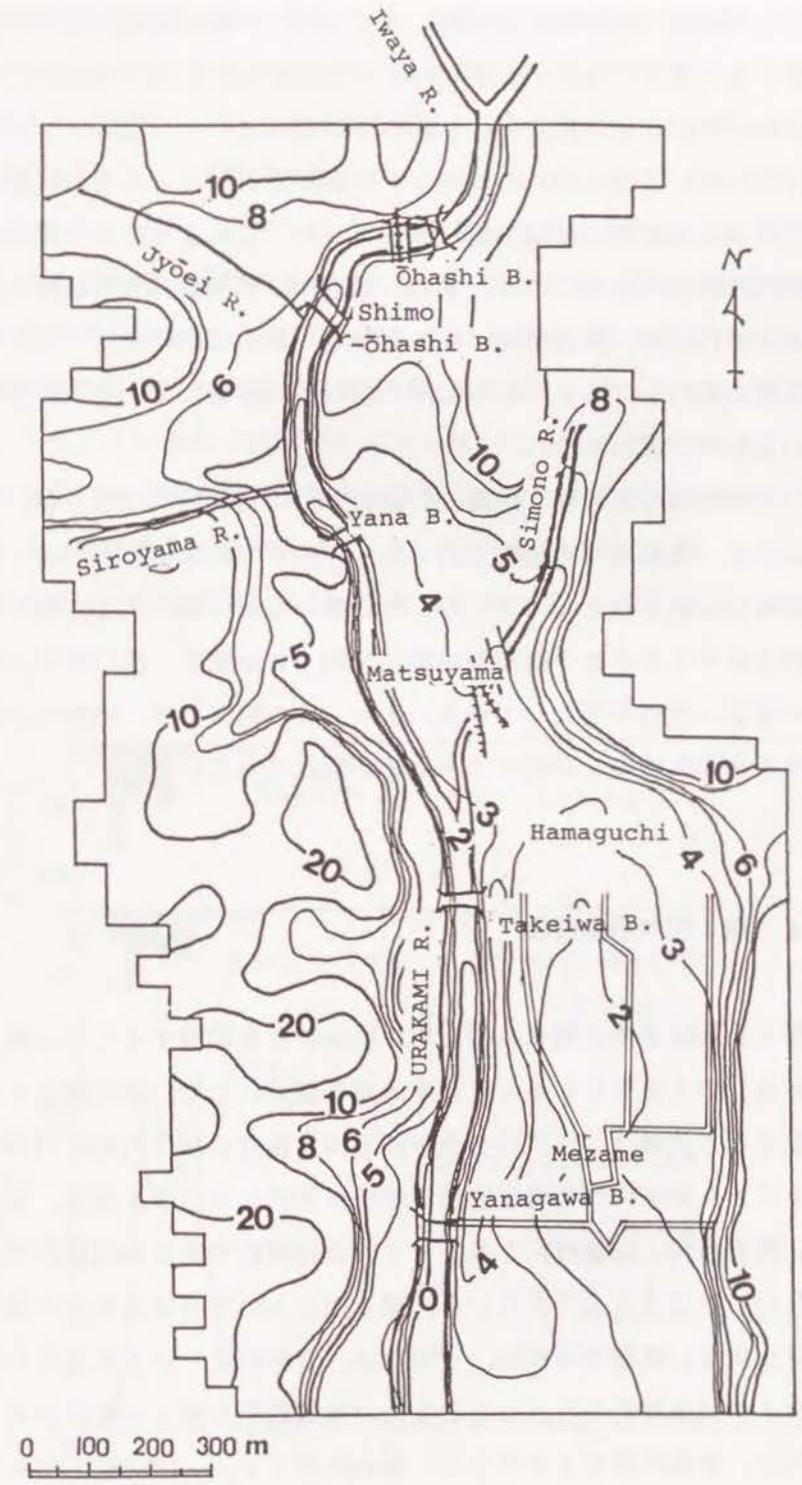


図4-3 氾濫流の計算対象領域

る多目的ダムへの変更計画が進んでいる。ところで、河床勾配は、大井手地点から、岩屋川の合流する大橋までは $1/100 \sim 1/150$ 程度と急であるが、それより下流は $1/300 \sim 1/500$ 程度と少し緩やかになっている(図4-2)。河岸は上流の浦上橋付近において部分的にパラベットを有するが、ほとんどの区間は無堤である。明治時代の浦上川の河口は梁川橋付近にあった。これより南の平坦地は港湾改良工事により形成された埋立地である。また、浦上川の感潮域は竹岩橋付近まで及んでいる。昭和40年代以降、滑石団地、女の都団地、城山台団地をはじめとして、流域の市街化が急速に進行しており、河川勾配の急なることも、ますます降雨の流出時間を短くしているものと思われる。

図4-1の中の斜線の区域は、氾濫流の数値解析の対象区域であるが、その拡大図を図4-3に示す。地盤高は大橋町で約8m、松山町で約4m、浜口町で約3m、さらに南の目覚町では約2mとなっている。竹岩橋から梁川橋に至る左岸には、地盤高約4m、幅約50~100mの微高地が南北に約1km続き、浜口町から目覚町に広がる低平地の堤防の役目を果たしている。また、この地区には、同図に示されているような、雨水排水のための2系統の下水道網が敷設されている。

4. 1. 3 浦上川の出水特性^{(2), (3), (4)}

昭和57年7月長崎豪雨に対する浦上川の出水特性を検討するため、浦上橋(河口より5.0km)の上流500mの大井手地点を基準にして、流出解析を行った。この場合に対象となる流域は、三川川を含む浦上川上流ならびに大井手川のものであり、流域面積約 19.0 km^2 は全流域面積の半分に相当している。通常、流出解析を行うためには、降雨資料と流量資料とを使って、流出解析モデルの同定作業から始めなければならないことは言うまでもないが、浦上川についてはほとんど水位記録が無く、詳細な検討は出来ない状態であった。そのため、資料の乏しいときに用いられる中安総合単位図により流出解析を行うこととした。計算結果を図4-4に示す。ここに、単位図の諸元は、単位時間を30分とし、遅れ時間： $t_d = 30$ 分、ピーク流量発生までの時間： $T_1 = 50$ 分、ピーク流量の0.3倍まで減衰するに要する時間： $T_{0.3} = 1.1$ 時間である。なお、図中には、対象流域内の満足な降雨資料が無かつ

たため、それぞれ流域の南北に位置する、長崎県土木事務所(大橋)ならびに長与駅の降雨資料により求められた2種類の計算結果を併記している。

上述の結果の妥当性について検討するため、浦上水源地(総貯水量： $1.97 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、有効貯水量： $1.90 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、湛水面積： 0.265 km^2 、有効水深： 12.0 m)の当日の午後8時までの水位記録(以後は欠測)を用いて、大井手川の流出流量を求めた。なお、ダム天端からの越流量は、標準型越流頂に対する岩崎の式を使って計算した。このようにして求められた流出流量を、流域面積比率で大井手地点の流量に引き伸ばしたものが、図4-4の中に示した推定流量である。これより計算値と推定値がよく一致していることが分かる。

洪水の減水期には、浦上橋で流量の実測を行った。その結果も図4-4に併せて示した。図より、計算値と実測値とは良く合っていることが分かる。

また、洪水ピーク流量に関しても、合理式において、時間降水量 100 mm 、流出

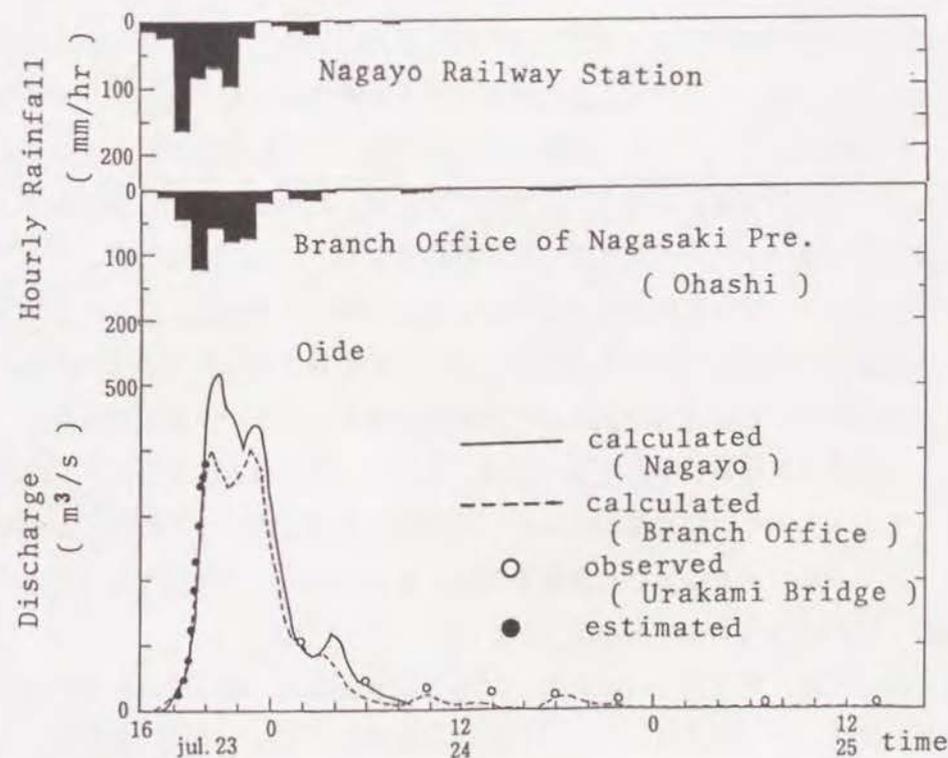


図4-4 流量ハイドログラフ(大井手地点)

係数 $f = 0.8 \sim 0.9$ とした場合の値 $422 \sim 475 \text{ m}^3 / \text{s}$ とよく一致している。

以上を総合すれば、長崎市民によって確認されたように、河川水面がほぼ堤防天端高の状態で流下した大井手地点でのハイドログラフは、おおよそ図4-4に示された形で表されるものと思われる。ハイドログラフには、23日の午後8時30分頃と11時頃の2箇所ピークがある。とくに、後者のピークは長崎港の満潮時刻22時35分とほぼ同じであり、浸水被害を大きくしたものである。

また、このハイドログラフから明らかなように、浦上川の洪水変化は非常に短時間のうちに現われることが分かる。とりわけ、増水時間が短いといった特徴は、今後の防災対策を考える上で十分考慮されなければならない。

4.1.4 浦上川流域の被災状況^{3), 4), 5)}

昭和57年7月長崎豪雨による浦上川流域の浸水区域を図4-5に示す。浸水面積は 1.87 km^2 に及んでいる。主な浸水箇所を浸水理由により分類し、表示すれば、表4-1のようになる。ここに、最初の3区域を除いて、残りはほとんど連続している。また、同表の最右欄には代表的な浸水理由を示した。ところで、浸水被害を評価する尺度として幾つかのものが考えられるが、表4-1には、浸水面積の比率ならびに浸水深を示した。浸水比率が大きいところは、大橋町から松山町にいたる地域と、浜口町より長崎駅にいたる本川下流左岸の地域である。また、支川の排出不良による浸水区域の比率は、その区域が本川との合流部に限られるため、比較的小さい。その中であって岩屋川の浸水比率が大きいのは、西浦上小学校付近の場合と同様、河川が不自然に湾曲しており、浸水箇所が多くなったためと思われる。この集中豪雨による降雨量は、明らかに河道の設計対象値を越えており、とくに下流部では河積不足による浸水被害は避け得なかったものと思われる。

数値解析の対象区域(図4-3)における浸水痕跡高(浸水位)の観測値を図4-6に示す。浸水状況は、下の川の合流点を境にして、上流側の大橋町、松山町地区と下流側の浜口町、目覚町地区とは異なっている。上流側の大橋町、松山町地区は地盤高が低く、岩屋川をはじめとする数本の支川が合流するため、今回のような

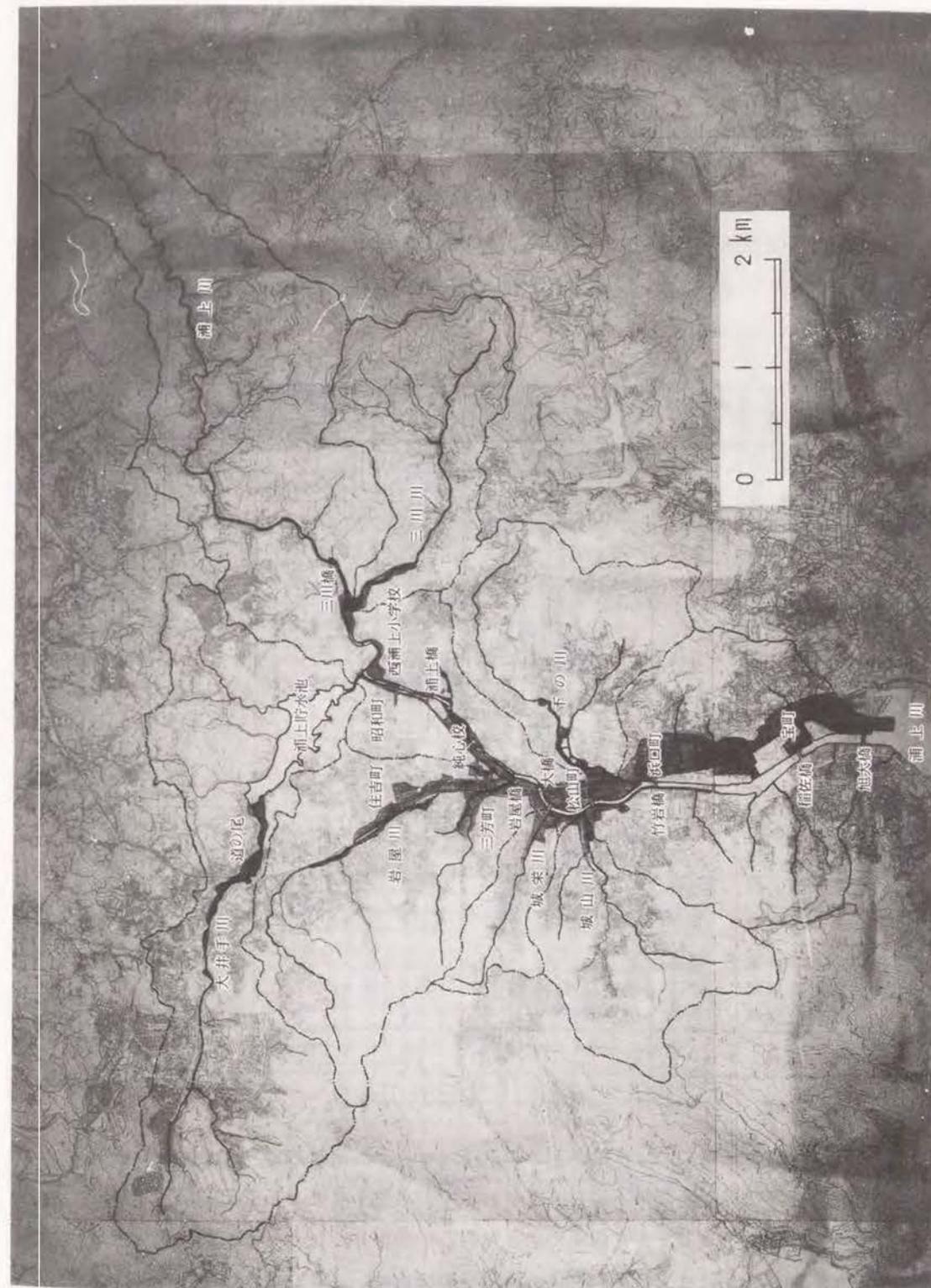


図4-5 浦上川流域の浸水区域

出水時にはあたかも遊水地であるかのような様相を呈している。ただ、この区域には陸上競技場などの運動施設があり、浸水面積の広さに比較して被害規模はそれほど大きくない。浸水が始まった時刻は、19時～20時頃、最大水深となったのは22時30分頃と言われている。なお、最大水深に達する前に、一度減水したことが観測されている。このことは、流出解析によるハイドログラフに2つのピークが存在するこ

表4-1 浦上川流域の浸水状況

浸水区域	浸水面積 (ha)	支川名	流域面積 (ha)	浸水比率 (%)	最大ならびに 平均浸水深(m)	浸水理由
① 道の尾付近	0.11	大井手川	7.37	1.5	1.1~0.7	d, a-1
② 三川橋付近	0.09	三川川 (本川)	3.18	1.6	1.6~1.1	b, c-2
a) 三川川下流	0.05					c-2, b
b) 本川筋	0.04					
③ 西浦上小付近 (浦上橋まで)	0.06	#	9.60	2.2	2.2~1.1	c-2
④ 純心校~岩屋橋付近	0.11	#			1.8~1.0	e, c-1, a-1
⑤ 岩屋川下流	0.30	岩屋川	5.00	6.0	1.7~0.8	c-2, a-2, a-1, b
a) 住吉付近	0.24	#				
b) 三芳町	0.06	#			b, a-1	
⑥ 大橋~松山町付近	0.26	(本川)	0.46	56.5	1.9~1.0	c, a-1
⑦ 城栄町・城山町	0.09	城栄川	0.91	5.5	1.5~0.8	b, a-1
a) 城栄川	0.05					
b) 城山川	0.04	城山川	2.93	1.4	2.3~1.3	b, a-1
⑧ 下の川下流	0.06	下の川	3.37	1.8	1.4~0.8	b, a-1, a-2
⑨ 浦上川下流	0.79	(本川:左岸)	2.39	31.0	1.7~1.0	e, a-1
a) 浜口町以南	0.74					
b) 城山町以南	0.05	(本川:右岸)	2.90	1.7	1.1~1.0	a-1, e
総計	1.87		38.11	4.9	2.3~0.9	

注記：(a) 河積あるいは暗渠断面の不足 [(a-1) 河積不足, (a-2) 鉄道や道路などの下の暗渠断面の不足], (b) 本川の水位上昇による支川の排出不良, (c) 河道の湾曲 [(c-1) 曲率の小さな河心の曲がり, (c-2) 曲率の大きな人為的な屈曲部], (d) 流出物による橋脚部の堰止め, (e) 他地域からの侵入水である。

とと良く対応している。他方、下流側の浜口町、目覚町地区では、20時頃にわかには浸水が始まった。それは下の川が本川と合流する地点付近で、本川水位の上昇による排水不良により、左岸側から溢水したためである。氾濫水は、浜口町から南の目覚町方向へ流れ、この付近一帯を浸水させた。浸水深は、浜口町から南へ行くに連れて次第に大きくなり、2m近くに達する地点もあった。浸水が最大になった時刻は、長崎港が満潮になった22時30分頃と言われている。目覚町を過ぎた氾濫水はさらに南の宝町方向へ流れた。

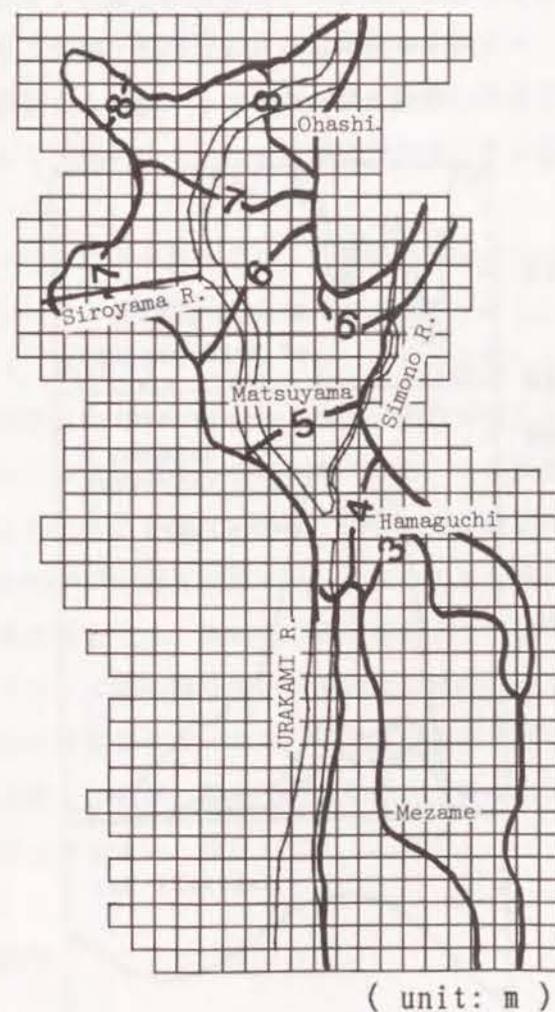


図4-6 氾濫流計算区域の浸水痕跡高

4.2 数値解析^{(6), (7), (8), (9), (10)}

4.2.1 資料および条件

洪水排水モデルは、河道流、氾濫流および下水道流の3種の流れの計算で構成されているため、それぞれの流れに対するデータが必要である。まず共通して必要なものとして降雨量があげられる。降雨量としては長崎県長崎土木事務所で観測された10分間雨量を用いた。長崎土木事務所 (Branch office of Nagasaki Pre.) は、図4-1に示されるように、浦上川流域のほぼ中央に位置している。図4-7の雨量の時間的変化を見れば、19時10分から30分にかけて最大10分間雨量24mmを記録していることが分かる。降雨は降り始めの17時から24時までの7時間に集

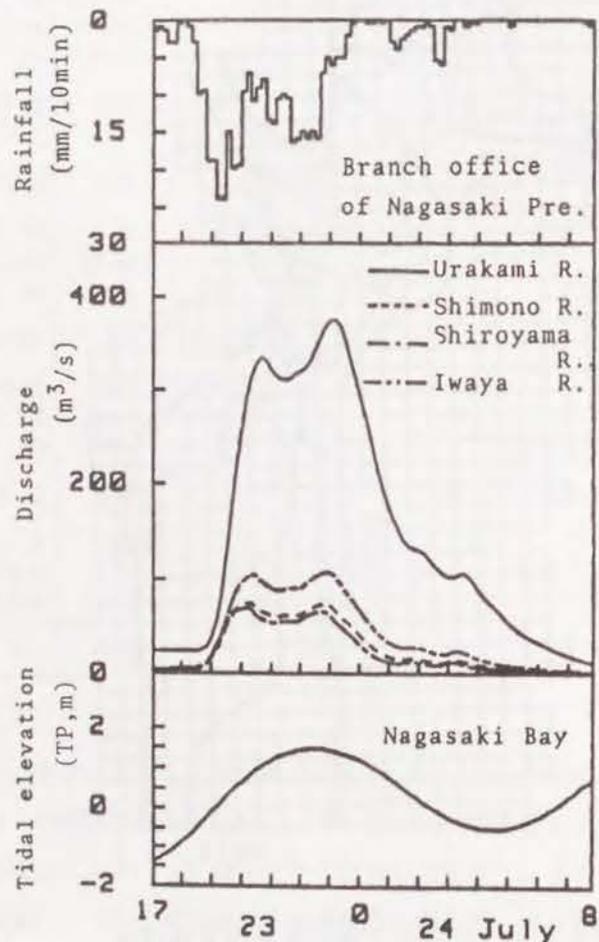


図4-7 降雨量、流量ヒドログラフおよび潮位

中しており、その間の総雨量は402.5mmに達している。以下には、それぞれの資料および条件について個別に述べる。

(1) 河道流の計算

河道流の計算は、浦上川本川および下の川、城山川、岩屋川の3支川について行った。本川の上流端は大井手川が合流する大井手地点とし、下流端は長崎湾奥とする。大井手地点は河口の基準点より追加距離4840mに位置し、下流端は-650mの地点である。支川の下の川、城山川および岩屋川の上流端は、本川との合流地点からの追加距離がそれぞれ640m、320m、200mの地点とした。もう1つの支川の城栄川は他に比して規模が小さいため計算は行わず、その流量は本川に対する横流入量として取り扱った。

空間格子間隔 Δx は40mを基本とし、計算時間間隔 Δt は1秒とした。断面数は本川、下の川、城山川および岩屋川でそれぞれ139、17、9、6である。上流端の境界条件としては、流量ヒドログラフを与えた。流量ヒドログラフは単位時間を降雨量データに対応させて10分とし、中安の総合単位図法を用いて求めた。求められた流量ヒドログラフを図4-7に示す。なお、この流量ヒドログラフが図4-4中の破線で示されたものと異なるのは、両者で単位時間の取り方が違うためであるが、実測資料が不十分な状態ではいずれがより正確か断定できない。また、本川下流端の境界条件としては、長崎港の潮位を与えた(図4-7)。初期条件は、流量ヒドログラフの18時の値を用いた不等流計算の結果を使用した。粗度係数 n の値についても詳細な実測値がないため、平均的な河道状態での値0.025を採用した。また、補正係数 λ の値は、静水圧分布を仮定して1とおき、 α および β の値は、水深方向に流速の変化は小さいと仮定して1とした。

(2) 氾濫流の計算

氾濫流の計算は、図4-1、図4-3の両図に示されている大橋町から目覚町にいたる幅1200m、長さ2100mの領域について行った。この領域には、本川の追

加距離640mから2880mの区間と、支川の城山川および下の川が含まれている。また次項で述べる2系統の下水道網が浜口町から目覚町の地区に含まれている。空間格子間隔 Δs は50mとし、計算領域を正方形格子で東西方向に24、南北方向に42に分割した。計算時間間隔 Δt は0.5秒である。計算格子の様子を図4-8に示す。各格子の地盤高は2500分の1の地形図より読み取り、格子内の平均値を与えた。粗度係数 n の値は、道路および空地に0.025、宅地に0.04、山地に0.06を用いた。この領域に含まれる本川の河幅は、下流端で97.2m、上流端で42.0m、最小幅は城山川合流点の上流側で

31.9mである。また支川の城山川と

下の川の河幅はさらに小さい。したがって、図から明らかのように120個の河道・堤内地共存格子が見られる。また、この計算領域は東側と西側で山地で囲まれているが、北端と南端には平地の格子が存在する。本来、計算領域の設定にあたっては、境界に平地の格子が存在しないようにするのが好ましいが、本解析では計算時間が大きくなることを避けるため、北端と南端に平地の格子を設定した。そして、それらの格子の境界条件として、北端の平地の格子に対してはそれより上流側で溢水した流量をハイドログラフとして与え、南端の平地の格子に対しては水面勾配が地盤勾配と等しい等流状態で流出するという条件を与えた。

(3) 下水道流の計算

下水道流の計算は、図4-3、図4-8に示される浜口町から目覚町に敷設されている2系統の下水道網について行った。ここでは便宜上、北側の下水道網を第1系統、

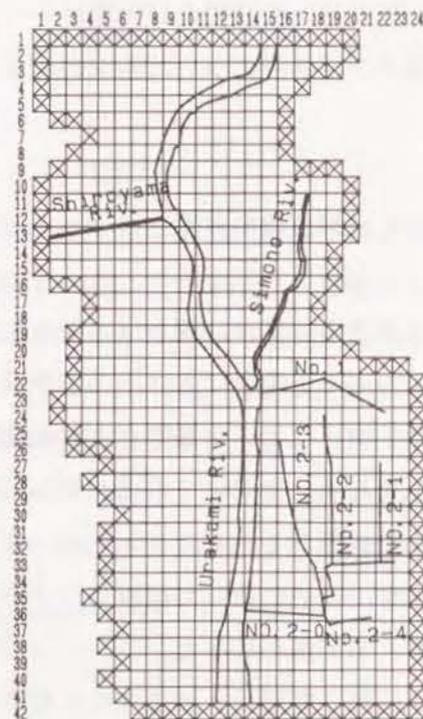


図4-8 本モデルの計算格子と下水道系統図

南側のものを第2系統と呼ぶことにする。第1系統には支管は考慮されていない。本管は長さ405m、内径1.8mの円管である。第2系統は本管および4本の支管で構成されている。本管の長さは626m、4本の支管の長さは上流側より、それぞれ292m、466m、514m、163mである。本管の下流端には逆流防止のための弁が取り付けられている。また、排水能力610t/minのポンプ場があるが、当日は作動しなかったため計算には考慮していない。本管の下流側253mの区間は内径1.8mの円管2本で構成されているが、他の区間の管の形状はいろいろである。マンホールの位置は、どちらの系統も平均でほぼ60mの間隔で設置されている。マンホールの上部の内径は0.9mである。これらの管路には多数の支々管(取付管)が接続して雨水を集水しているが、それらの微細な構造には立ち入らず、マンホールに集水されるものとして取り扱った。マンホールの数は第1系統に8個、第2系統の本管に11個、4本の支管には上流側よりそれぞれ6、7、8、4個である。

空間格子間隔 Δx はそれぞれのマンホールの間隔とし、計算時間間隔 Δt は特性曲線法の場合には1秒、リーブ・フロッグ法の場合には0.1秒とした。初期条件は河道流の場合と同様に、18時の流量を用いた不等流計算の結果を与えた。粗度係数 n の値はマンホールなどでの損失を考慮し、0.025を用いた。

(4) 接続条件の計算

河道流、氾濫流および下水道流の相互間で交換する流出入量を見積る接続条件の計算は3秒ごとに行い、その間は一定値を用いた。

4.2.2 計算結果

数値解析は、7月23日17時から24時までの7時間について行った。計算結果を河道流、氾濫流および下水道流の順に示す。

(1) 河道流の計算結果

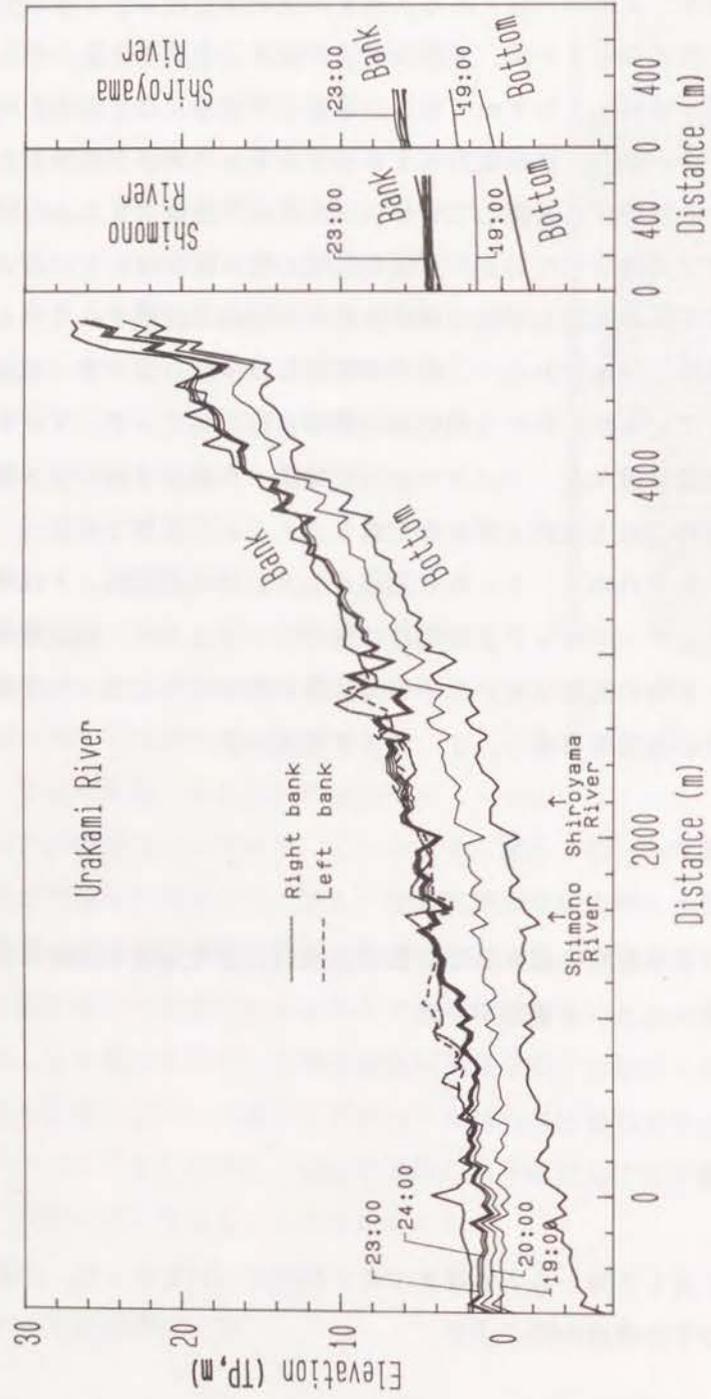


図4-9 河道流の計算結果 (水位)

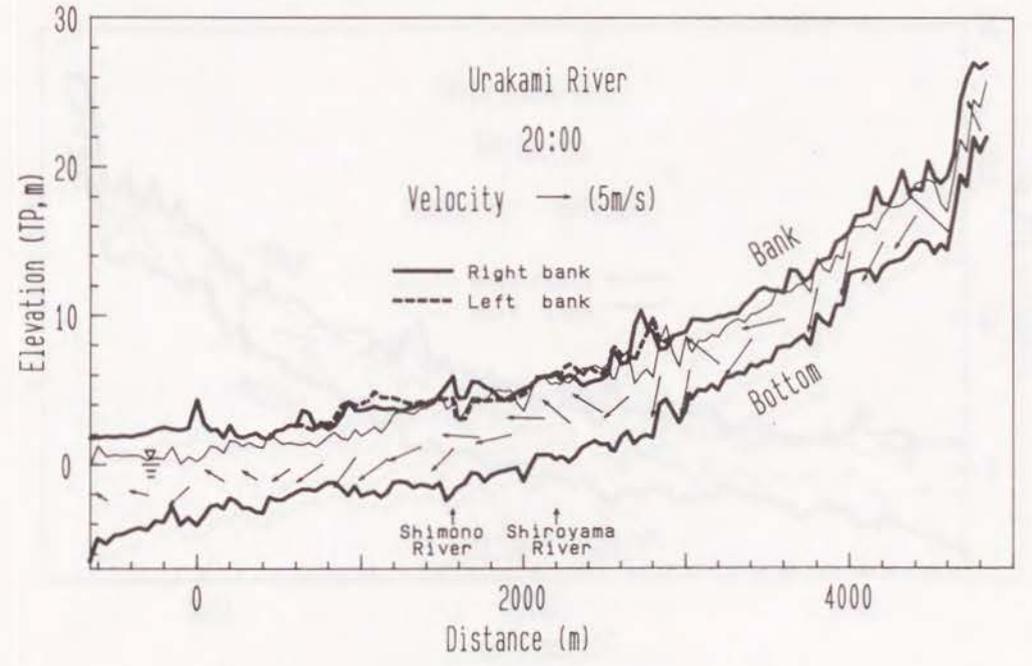
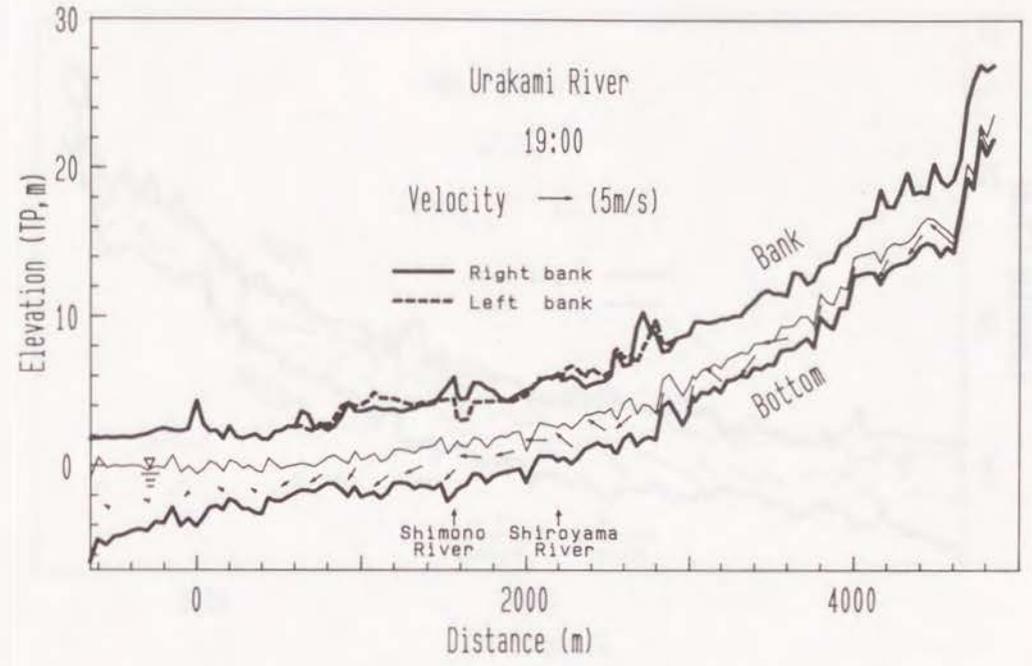


図4-10 河道流の計算結果 a) 浦上川 (その1)

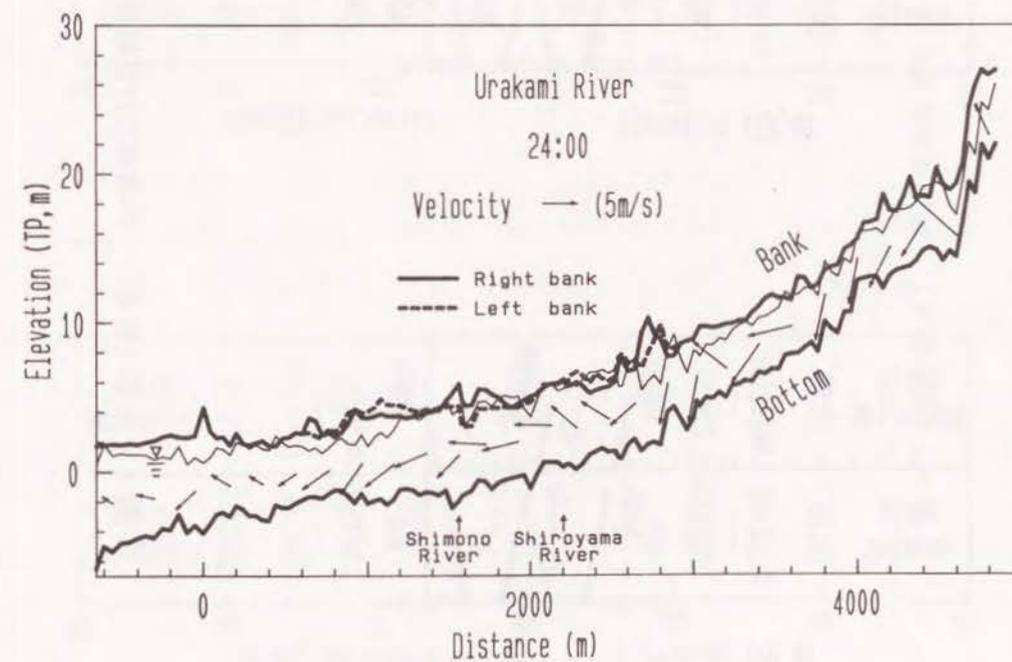
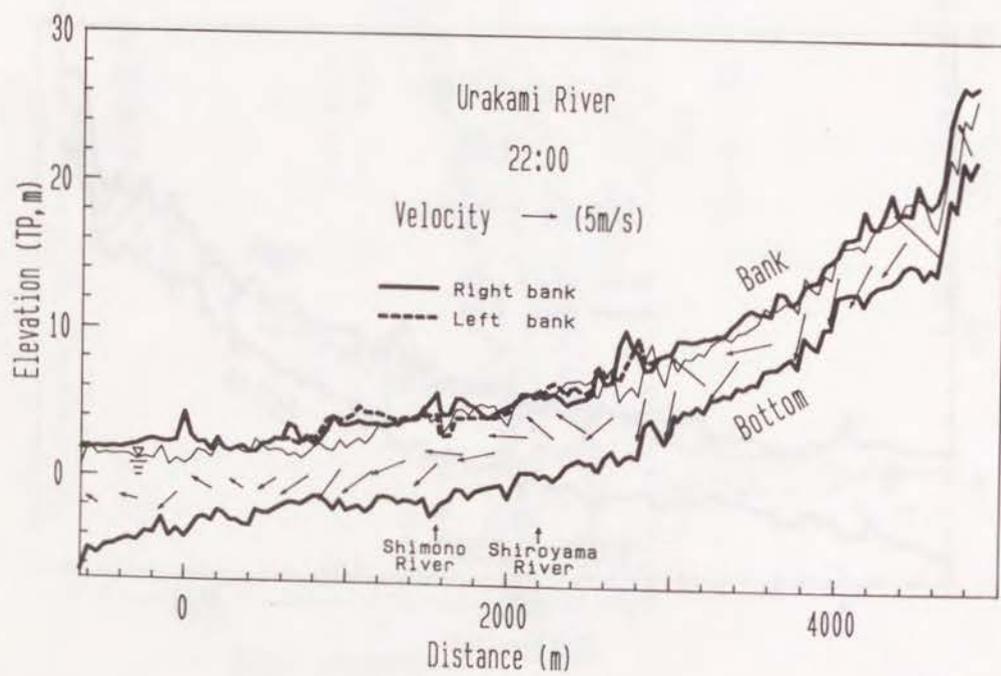
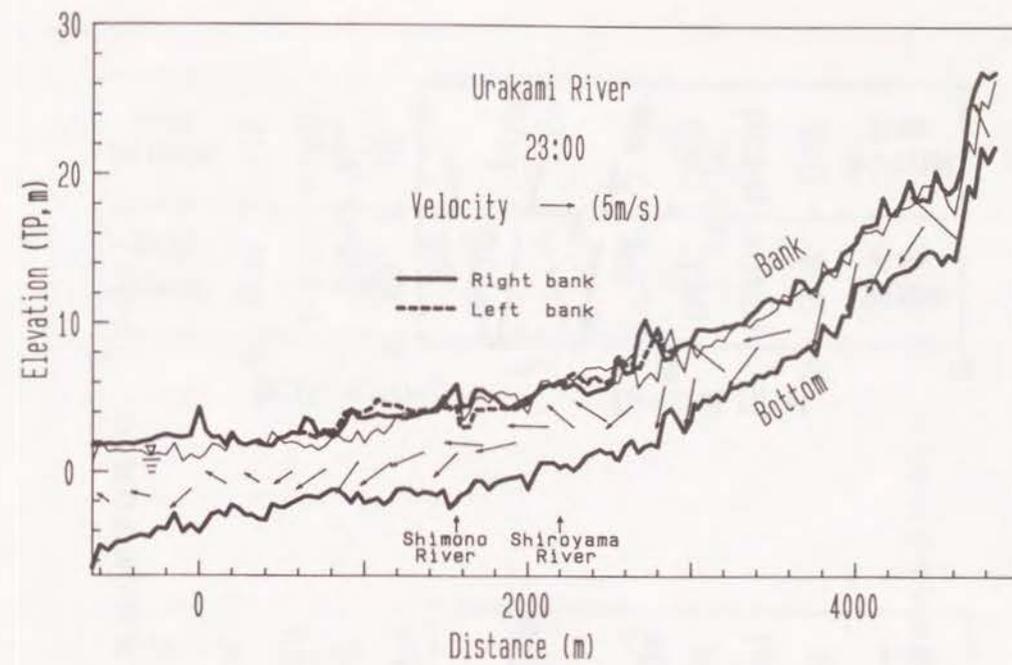
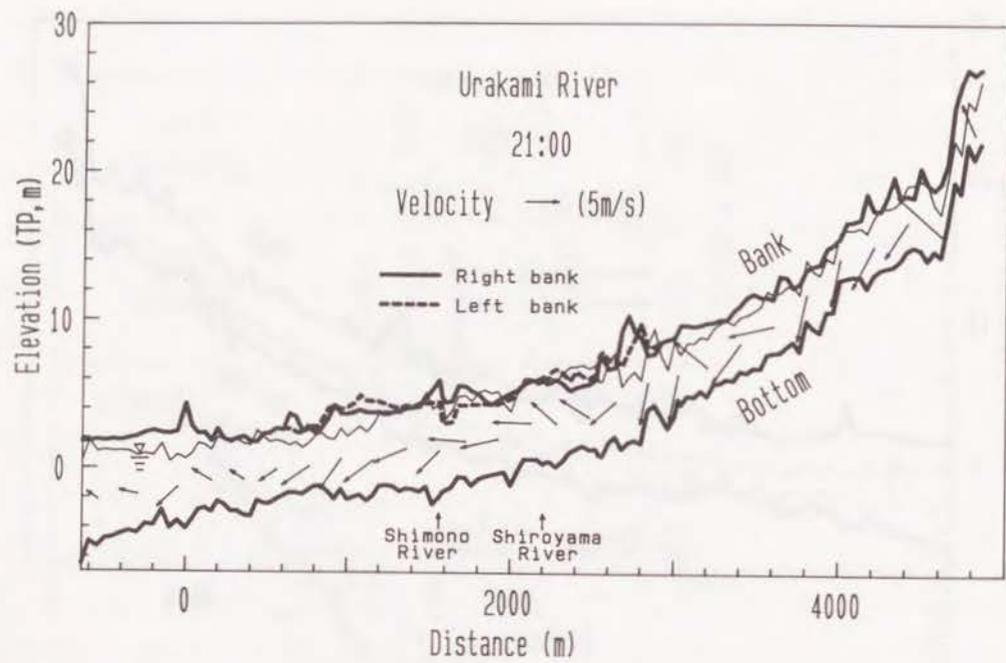


図4-10 (続き) 河道流の計算結果 a) 浦上川 (その2)

図4-10 (続き) 河道流の計算結果 a) 浦上川 (その3)

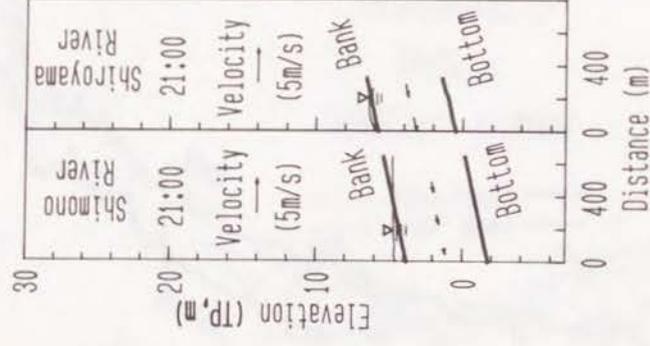
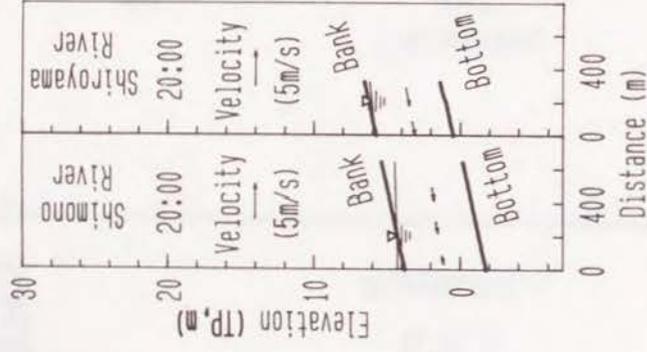
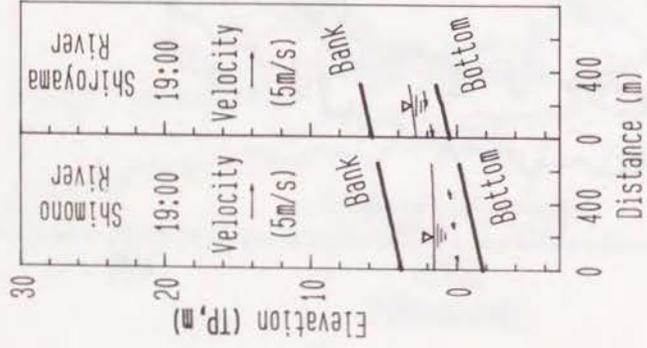


図 4-10 (続き) 河道流の計算結果 b) 下の川および城山川 (その1)

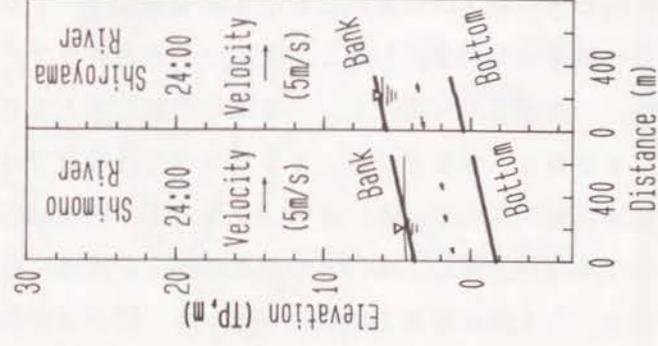
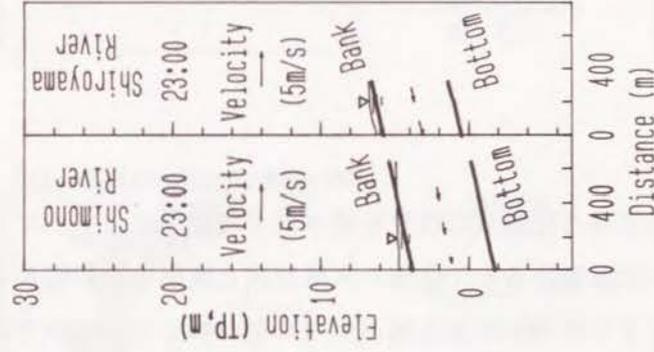
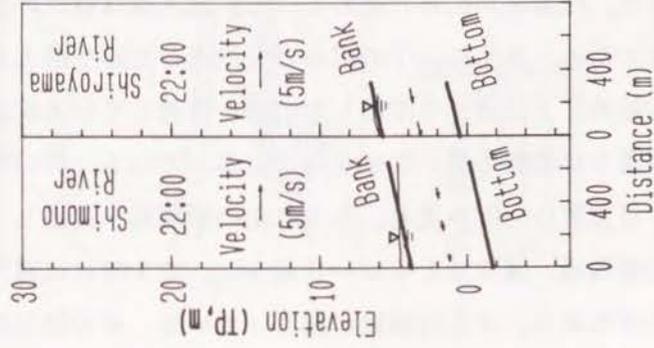


図 4-10 (続き) 河道流の計算結果 b) 下の川および城山川 (その2)

19時から24時までの毎正時の本川、下の川および城山川の水位から、水面形を図4-9に示す。また、毎正時の水位および代表点における流速を図4-10に示す。19時には、まだ洪水は河道に納まっている。しかし、流量ハイドログラフの最初のピークに迫る20時には水位、流速ともに増大し、本川の追加距離1600m、1900m、2200m、2800m、3600m、4200m付近などでは、河道水位が河岸天端高を越えて溢水状態になっている。また、支川の下川と城山川では本川の水位の上昇とともに水位が上昇し、本川との合流点から中流域にかけての各箇所でも溢水状態になっている。21時にはさらに水位が上がり、図では線が重なりあって判別し難いが、22時に一旦下げた後、23時に最大の水位を記録し、その後は次第に低下し始めていることが分かる。なお、観測値との比較は、後に一括して考察する。

(2) 氾濫流の計算結果

19時から24時までの毎正時の氾濫水の状況を浸水深と流量フラックスについて、図4-11に示す。19時の状況を見ると、北部の大橋地区と南部の浜口町から目覚町に至る地域で、50cm以下ではあるが浸水域がすでに現われているのが分かる。前項に見たように、19時には河道流はまだ河道に納まっていたことより、これらは内水による氾濫である。大橋地区の氾濫水は、領域外からのものであるが、浜口町から目覚町付近の氾濫水は下水道流のマンホールからの流出水である。20時になると、河道からの溢水が各所で始まり、氾濫水が広がり始めている。流入点は前述の河道流の溢水箇所に対応したところである。とくに、下の川の合流地点の左岸を越えた氾濫水がちょうど浜口町に流入し始め、下水道から氾濫した内水と合流している状況が示されている。21時には、氾濫水は地盤の低い地域全体に広がっている。浜口町で流入した氾濫水は南に向かって目覚町の方へ流れ、さらに南の領域外へ流出している様子が分かる。22時には氾濫領域、浸水深ともに一旦減少し、23時には再び増大している。最大の氾濫領域と浸水深は、23時前後に起こっている。その後氾濫水は引き始め、24時には浸水深が減少している様子が示されている。

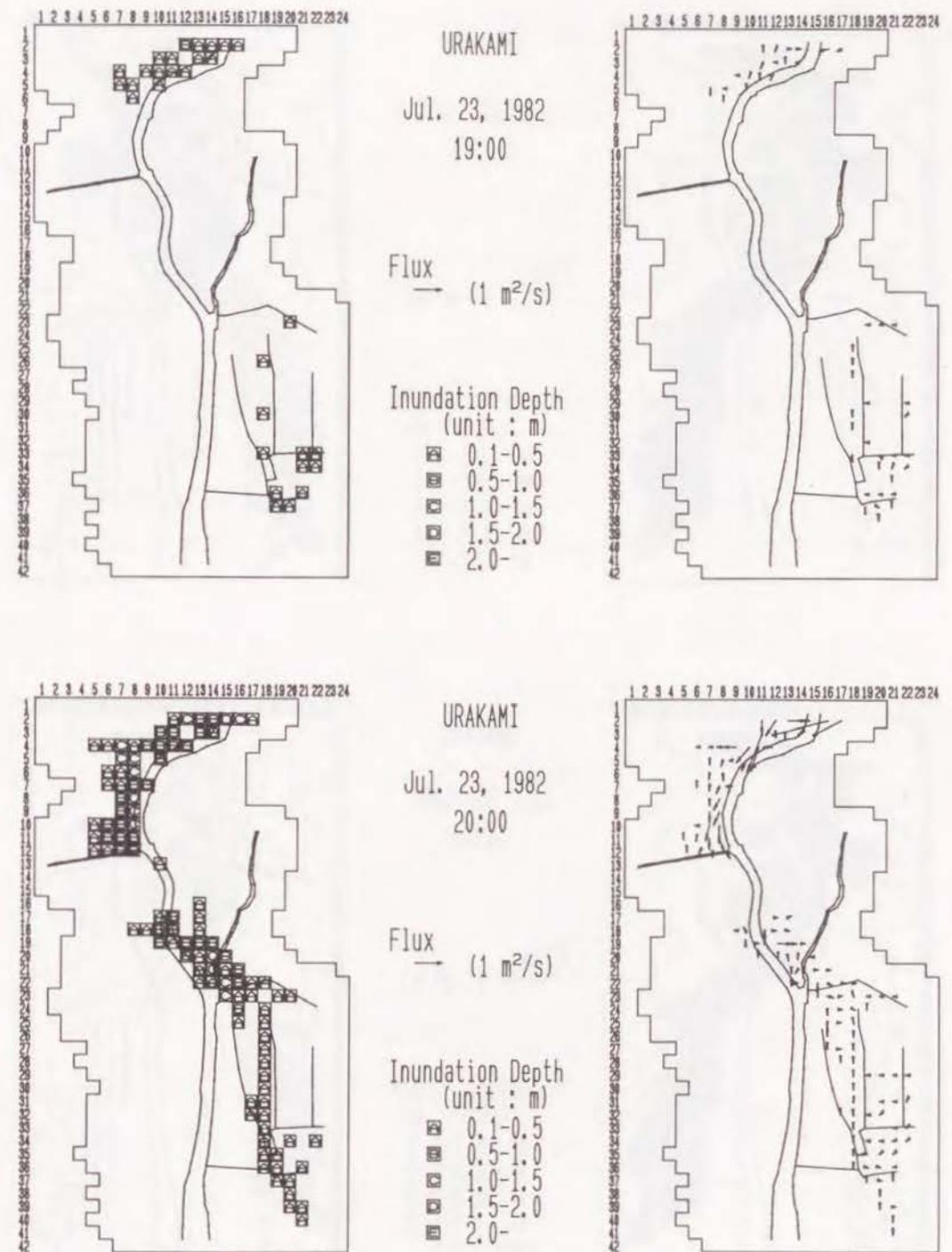


図4-11 氾濫流の計算結果 (その1)

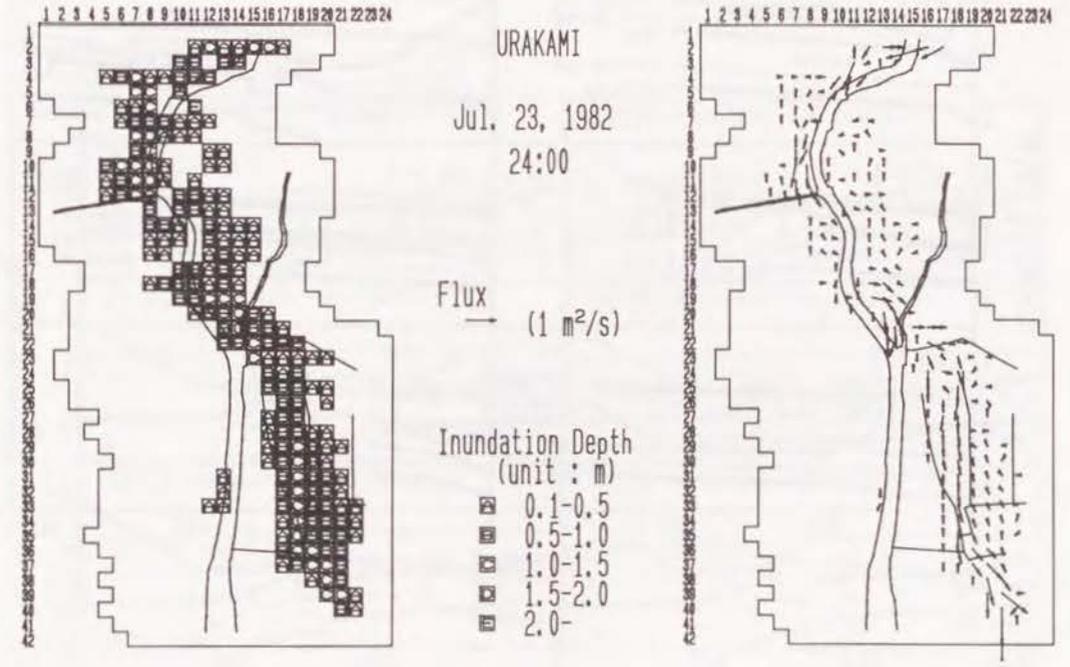
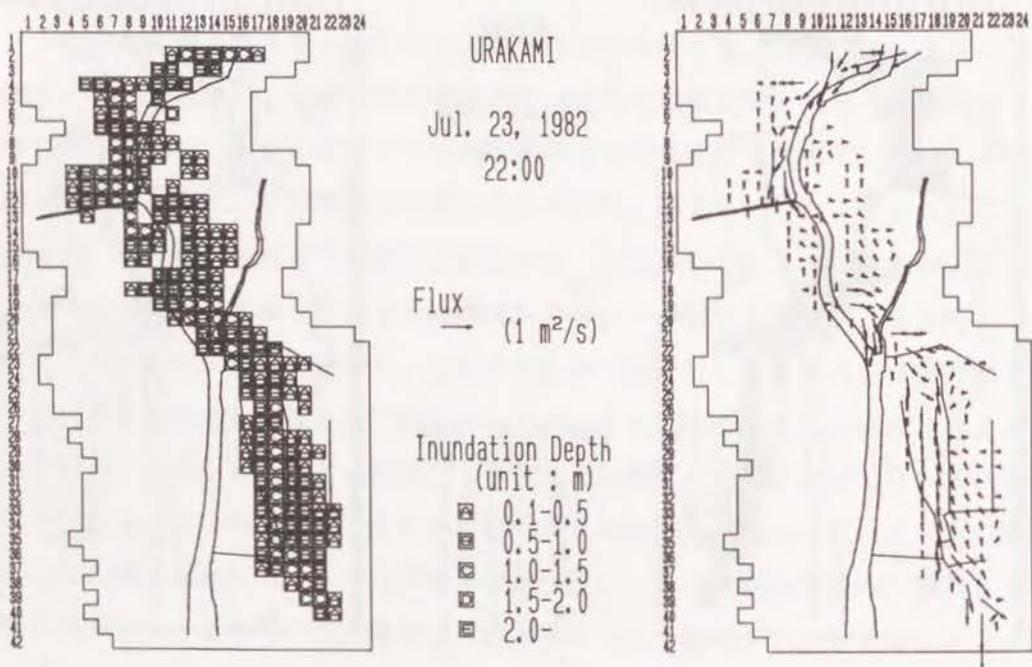
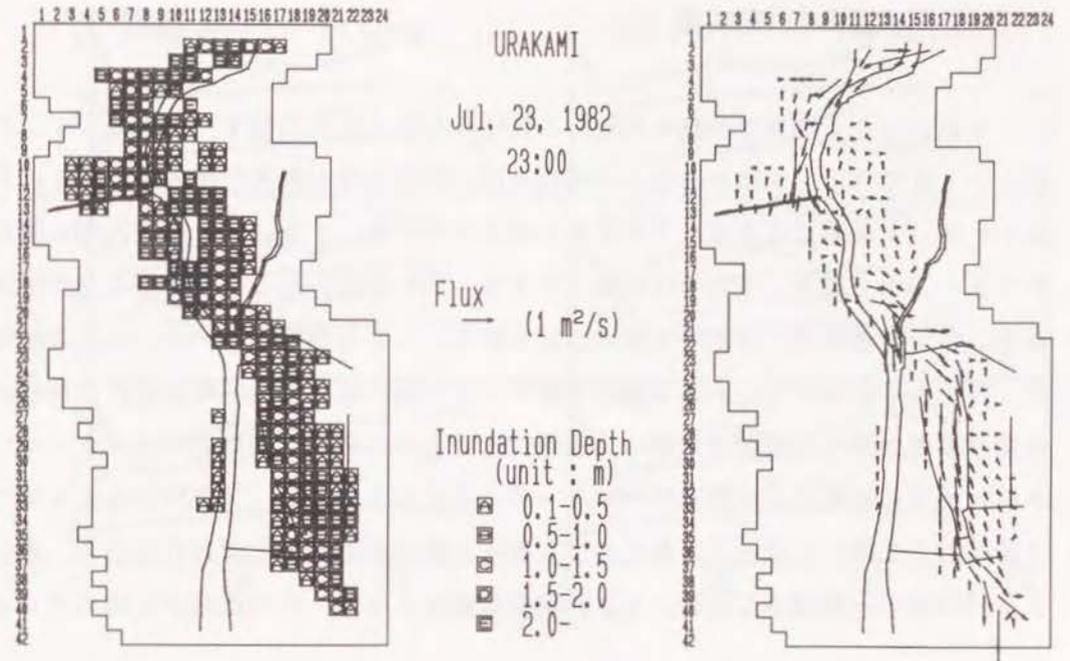
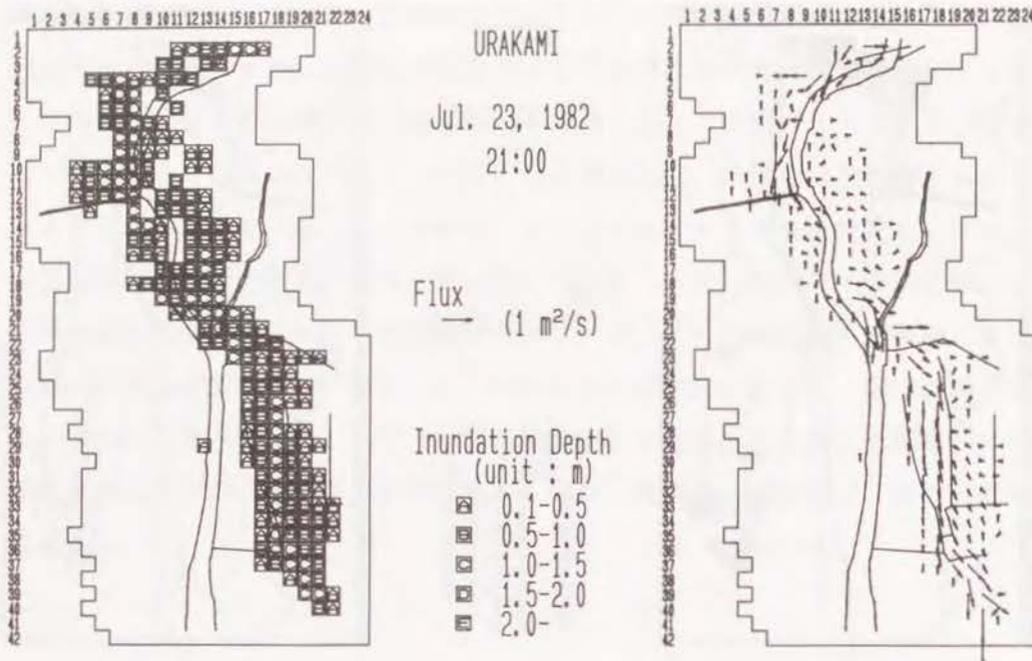


図4-11 (続き) 氾濫流の計算結果 (その2)

図4-11 (続き) 氾濫流の計算結果 (その3)

(3) 下水道流の計算結果

18時から24時までの動水勾配線の変化状況をまとめて図4-12に示す。また、図4-13には、19時から毎正時毎の流速の空間分布が動水勾配線とともに示されている。18時には水位は下水管内に納まっている。19時には満流状態が現われ、マンホールから溢水している所も数カ所あり、内水氾濫が起こっていることが分かる。溢水している場所は、前述の氾濫流の浸水図4-11と対応している。20時になると、ほとんどのマンホールから溢水が起こっている。しかも浜口町における河道からの溢水箇所が第1系統の下水管の下流端付近であるため、この付近のマンホールでの水位はすでに氾濫水の水位と同一になっていることも分かる。21時から24時では、上流端付近を除いたほとんど全てのマンホール地点が氾濫水に覆われている。水位は22時前後に一度減水した後、23時前後に最高となり、その後減少し始めている。

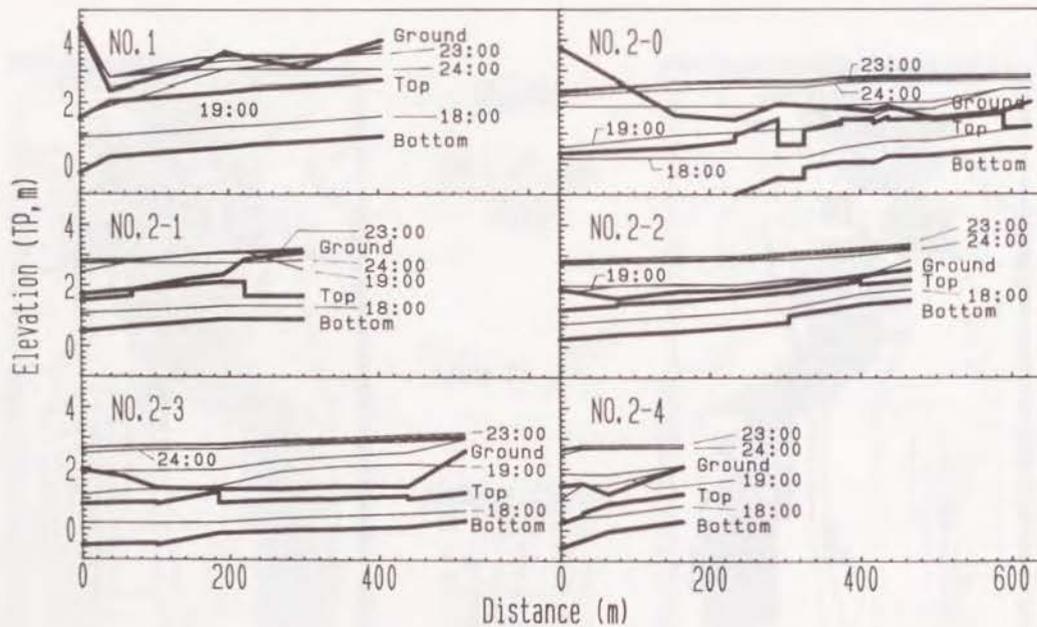


図4-12 下水道流の計算結果 (動水勾配線)
(NO. については図4-8参照)

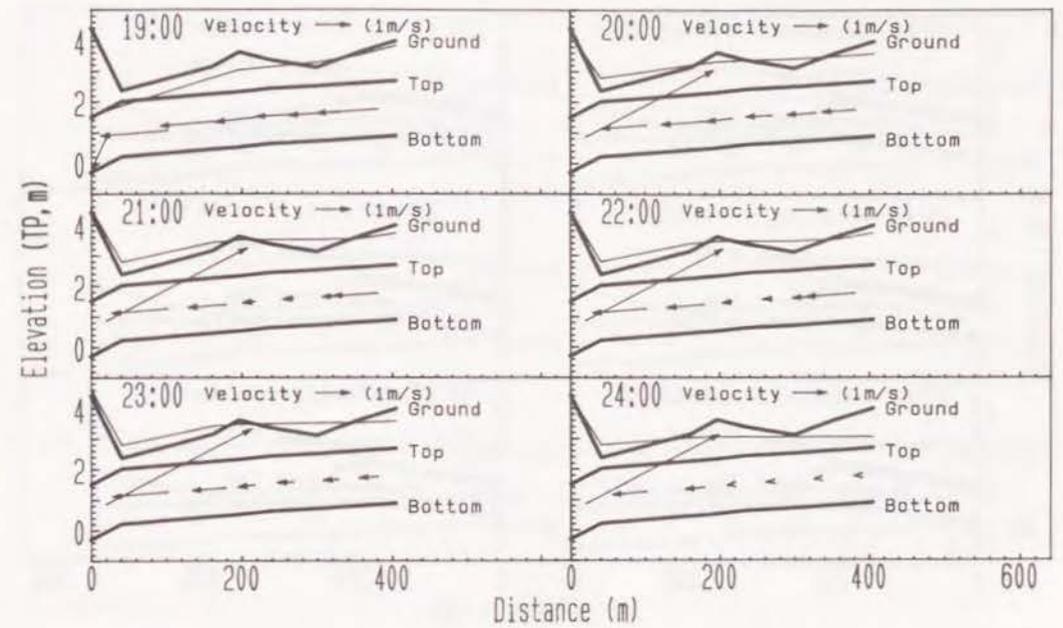


図4-13 下水道流の計算結果 a) 第1系統 (NO. 1)

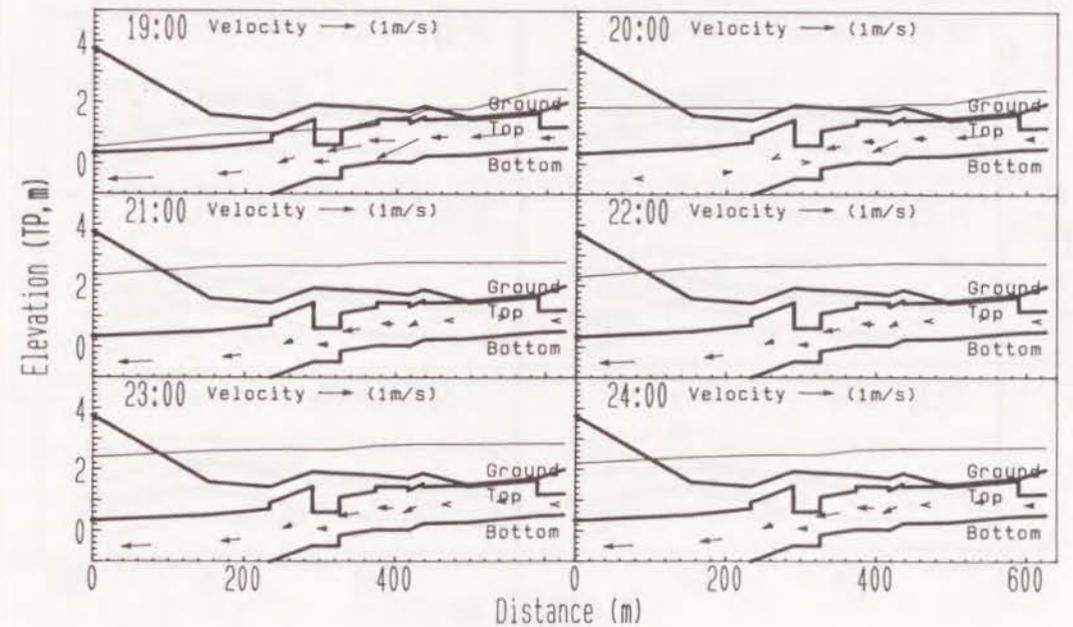


図4-13 (続き) 下水道流の計算結果 b) 第2系統 (NO. 2-0)

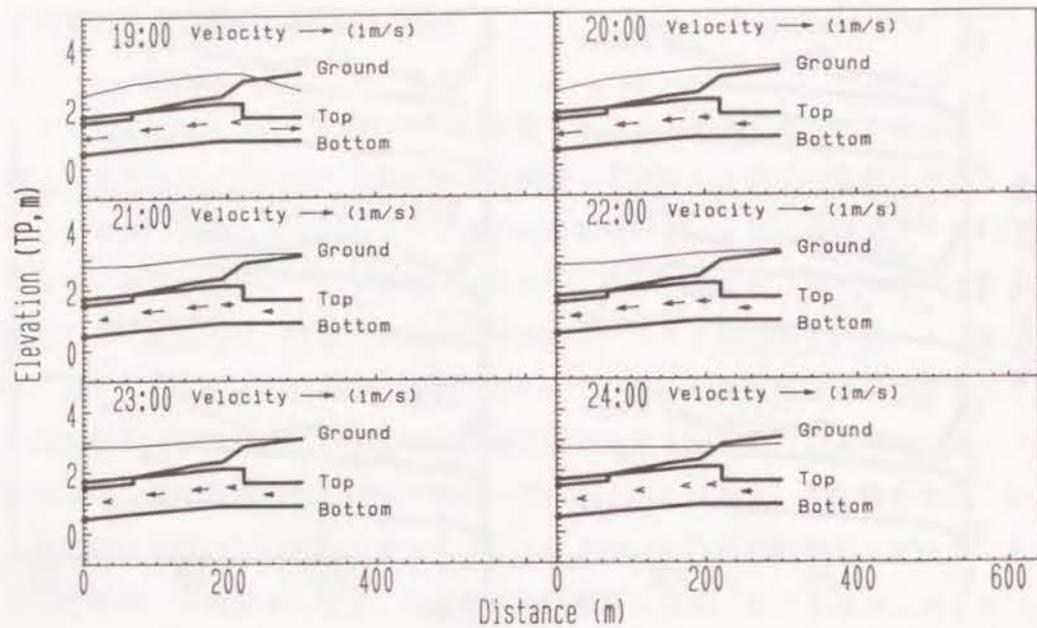


図4-13 (続き) 下水道流の計算結果 c) 第2系統 (NO. 2-1)

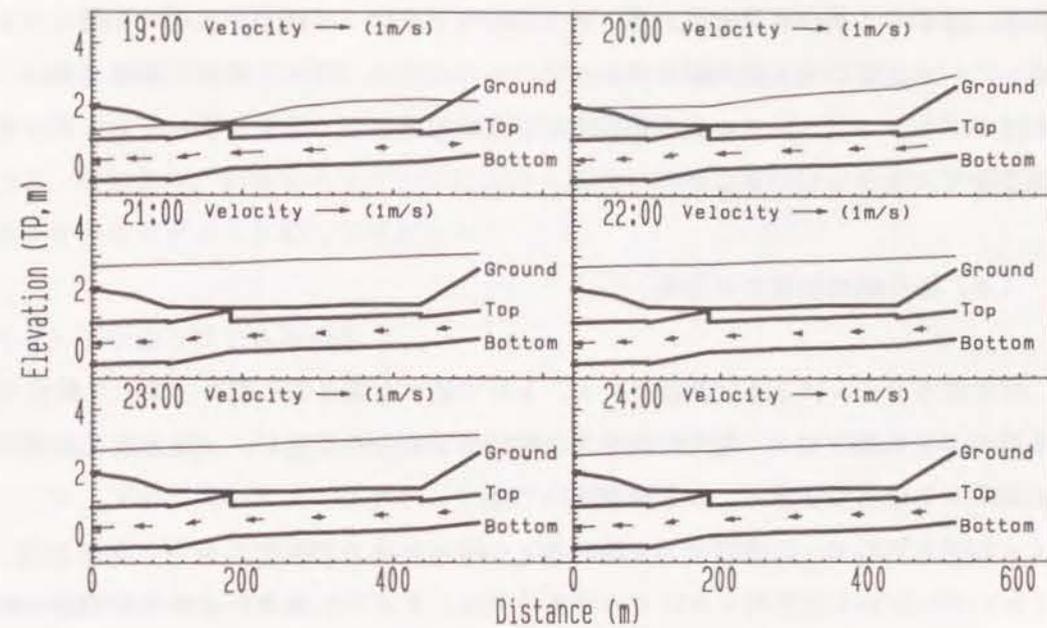


図4-13 (続き) 下水道流の計算結果 e) 第2系統 (NO. 2-3)

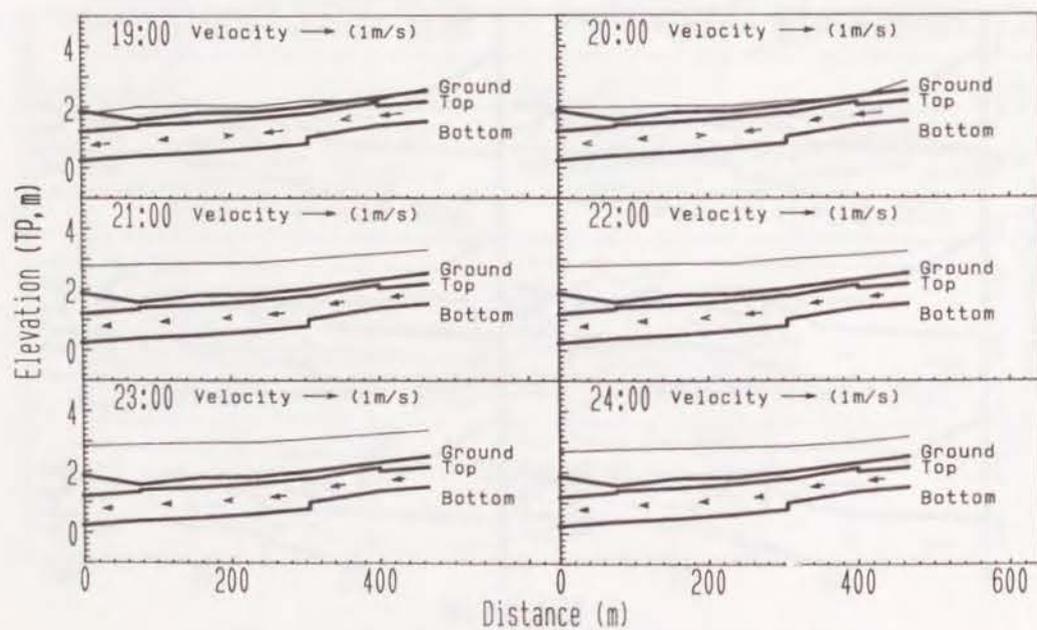


図4-13 (続き) 下水道流の計算結果 d) 第2系統 (NO. 2-2)

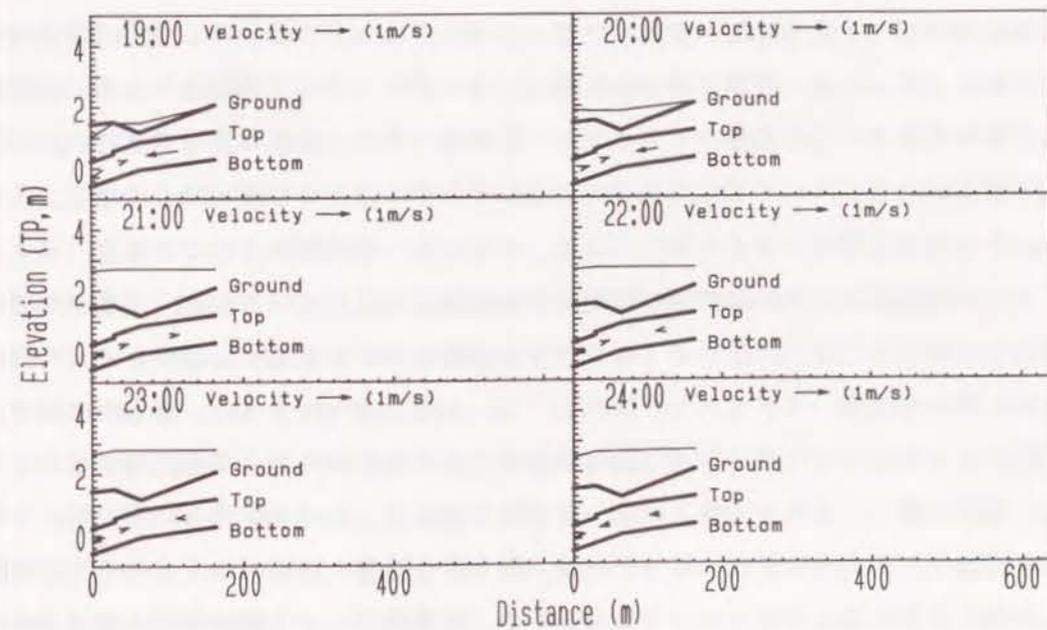


図4-13 (続き) 下水道流の計算結果 f) 第2系統 (NO. 2-4)

また、図4-13の流速分布より、第2系統の下流端（NO. 2-0）（図4-13（b））では常に内水の排除が行われているのに対し、第1系統の下流端（NO. 1）（図4-13（a））では20時以降に逆流状態となり、外水が下水道システムを通して堤内に侵入していることが分かる。

（4）被災調査結果との比較

洪水排水モデルによる計算結果を4.1節で述べた聞き取り調査結果と比較する。計算では浸水深のピーク発生時刻が23時前後であるのに対し、聞き取り調査では22時30分と少しずれている点を除いては、

- （a）浸水の始まった時刻は19時から20時にかけてである、
 - （b）浜口町から目覚町にかけての浸水状況は、まず下水道流からの内水氾濫に始まり、続いて下の川合流点付近からの溢水による氾濫流が浜口町から南の目覚町方向に広がった、
 - （c）浸水深がピークに達する前に1度減水している、
- などの定性的な浸水状況が良く再現されていることが分かる。

浸水深のピーク発生時刻が少し食い違っている点については、いくつかの理由が考えられる。第1には、計算に用いた流量ハイドログラフの同定の問題である。計算結果と境界条件としての流量ハイドログラフを見比べると、流量の急増する時刻に対応して溢水が始まり、ハイドログラフの2つのピークに合わせて浸水深も増減し、それらの発生時刻も両者でよく一致している。すなわち、境界条件としての流量ハイドログラフの時間的変化が計算結果の時間的変化にほぼ対応しているため、氾濫の時間的経過を再現するには、流量ハイドログラフの見積りに正確を期す必要がある。今回の計算に用いた流量ハイドログラフは、4.1.3節で述べたように、浦上川に関する資料が全くなかったため、中安の総合単位図法により求めたが、完全に同定されているとは言い難い点がある。第2には、聞き取り調査の10時30分という時刻にも多少の問題があるように思われる。それは、聞き取り調査の回答には「ピーク発生時刻は満潮の22時30分頃」というものが多く、報道機関による満潮時刻の情報とが一体となり、画一的な回答となっている点である。

次に、定量的な比較として、観測された浸水痕跡高（図4-6）と計算による23

時10分の浸水位とを比較して図4-14に示す。最大浸水位を記録する時刻は場所ごとに異なるが、概ね23時前後に起こっており、その間の変化はごく小さいことから23時10分の値を用いた。これより、計算値は観測値をよく再現していることが分かる。次節より、洪水排水モデルに含まれる河道・堤内地共存格子および下水道流の効果を他のモデルと比較して考察する。

（5）下水道システムの効果

洪水排水モデルは、河道流、氾濫流および下水道流の3種の流れで構成されている。ここでは、下水道流のサブプログラムを除いて計算を行い、下水道システムの有無による計算結果の相違点を検討するとともに、浜口町や目覚町地区における下水道システムの効果を調べる。

図4-15は、下水道システムを含まない場合の最大浸水位の計算結果であり、図4-14と同時刻（23:10）の浸水位を示している。両図を比較すると、下水道システムを含む場合（図4-14）の方が浜口町や目覚町地区における浸水深が小さくなり、3mの浸水位線がより実測値に近くなっていることが分かる。下水道システムを流れる流量は本川の流量に比して格段に小さいため、下水道システムの有無が他の地域におよぼす影響は小さく、他の浸水位線には両者の差異はほとんど見られない。

また、下水道システムを含まない場合は、当然のことではあるが、本川と下の川の合流点付近からの浜口町や目覚町地区への溢水が始まる以前の内水氾濫の様子（図4-11、19:00）を表現することができないだけでなく、下水道システム内の流れの状況も把握できない。第2系統の下水管からは常に内水が排除されている（図4-13（b））のに対し、第1系統の下水管は20:00以降には逆流状態になっている（図4-13（a））ことは、すでに第4.2.2（3）節で述べた。いま、最大浸水位を記録する23時前後の両排水系統の状況を見ると、第1系統からの堤内地への流入量が第2系統からの排水量を上回っていることが分かる。このことは、浜口町や目覚町地区において、下水道システムを含む場合の最大浸水位が、含まない場合の最大浸水位より低くなっていることと一見矛盾しているように思われる。しかし、第1系統の下水道の本川との接続地点が溢水箇所と同地点であるため、下水道からの流入量に相応して溢水地点付近の水位が下がり、そのために越流量が減少する。結果

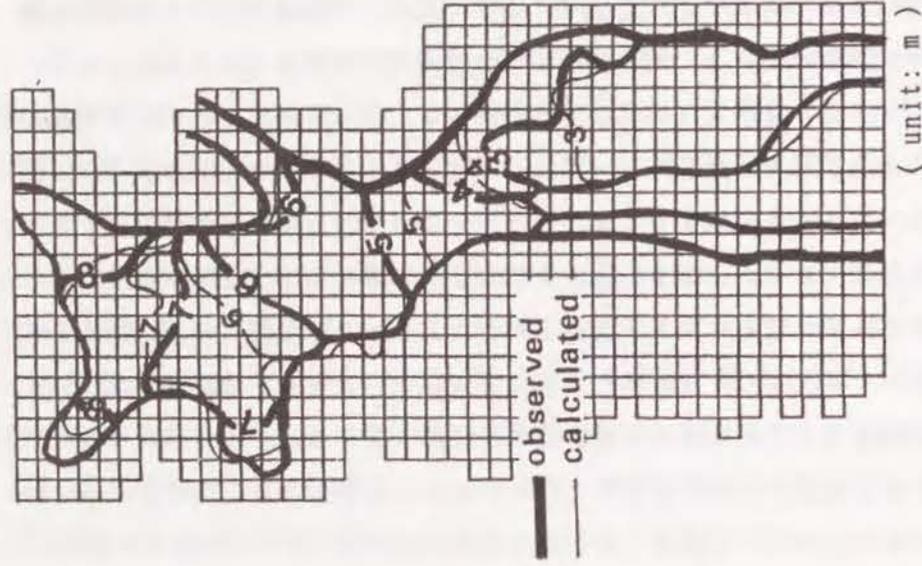


図4-14 本モデルによる計算値
と観測値の比較 (浸水位)

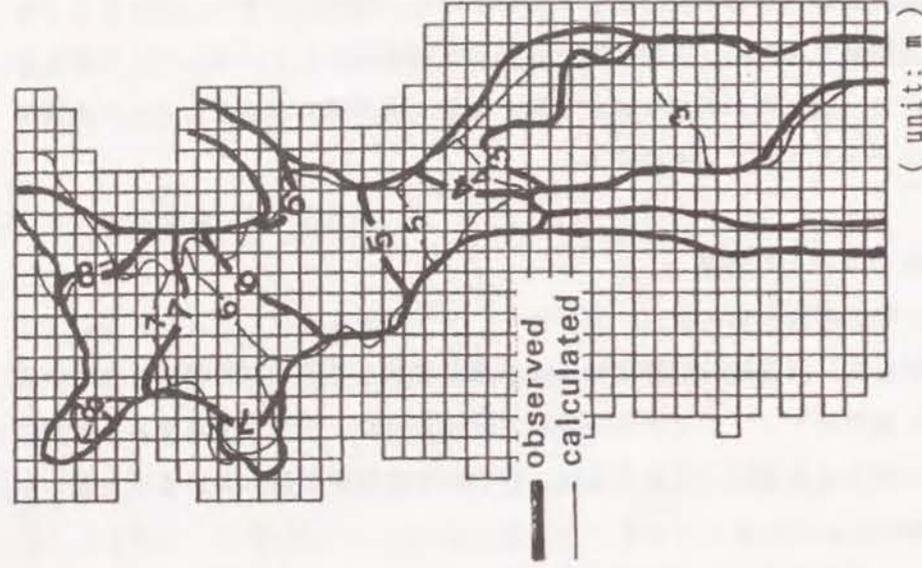


図4-15 下水道流を含まない場合の計算値
と観測値の比較 (浸水位)

として、堤内地への総流入量は第1系統の下水道がない場合と同程度かむしろ少ない。したがって、図4-14に示されるように、下水道システムを含む場合の最大浸水位は第2系統からの排水効果も相乗して、含まない場合に比べて低くなる。しかし、溢水がない場合には、第1系統の下水道は雨水排除の役割を果たさないばかりか、浸水を助長する可能性があることを示している。したがって、下水道の下流端には逆流防止のための弁を取り付けるなどの対策が必要と思われる。

4.3 2次元氾濫モデルとの比較

本節で考える2次元氾濫モデル(2D Model)とは、洪水排水モデルのように河道流と2次元平面流(氾濫流)を別々に解くのではなく、河道を地盤の低い一般格子として取り扱い、河道流と氾濫流を一体の2次元平面流として解析するモデルである。したがって、2次元氾濫モデルでは河道を一般格子として扱うため、河道を歪ませて計算を行うことになる。河道が存在する格子の地盤高には、河積を含めて算出した平均地盤高を用いることにより、格子幅よりも幅の狭い河道は格子幅と同じ河幅を持った実際より浅い河道(格子)となり、逆に格子幅よりも幅の広い河道は実際より深い河道として計算されることになる。

この2次元氾濫モデルを用いて、前節の氾濫流の計算領域(図4-8)に対して、同一条件のもとに計算を行った。ただし、下水道流は省略した。境界条件

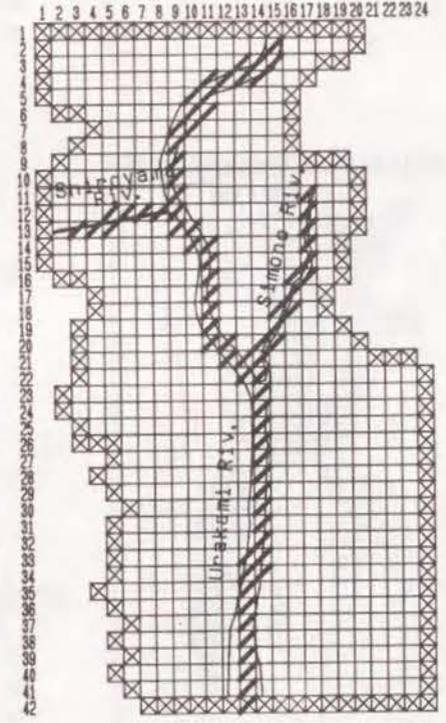
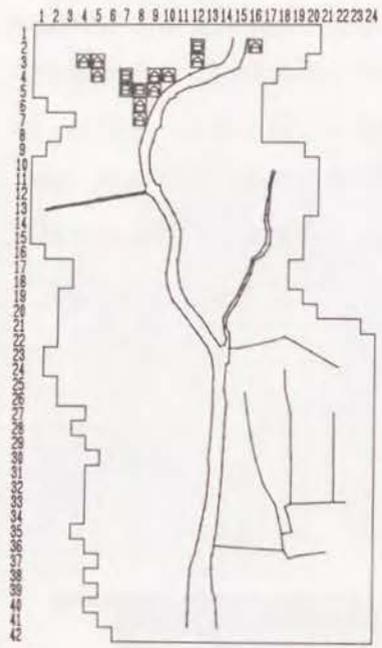


図4-16 2次元氾濫モデル
の計算格子
(▨:河道格子, ⊠:境界格子)

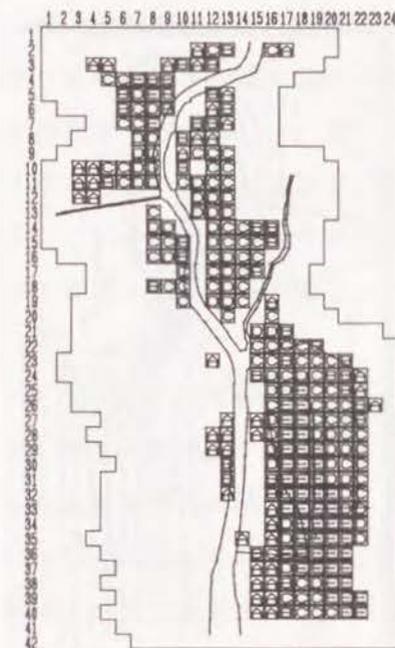
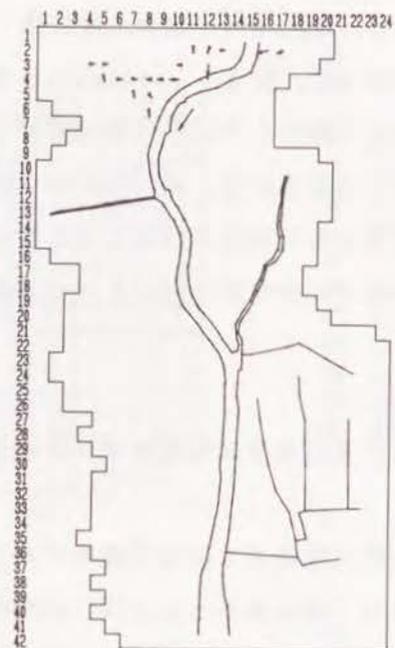


URAKAMI
 Jul. 23, 1982
 19:00

Flux
 → (1 m²/s)

Inundation Depth
 (unit : m)

- ☐ 0.1-0.5
- ▨ 0.5-1.0
- ▩ 1.0-1.5
- 1.5-2.0
- 2.0-

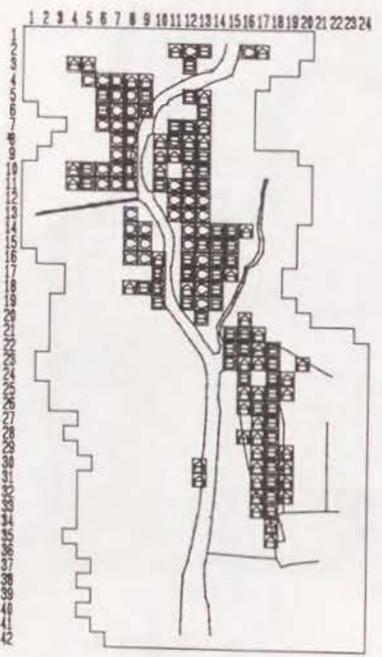
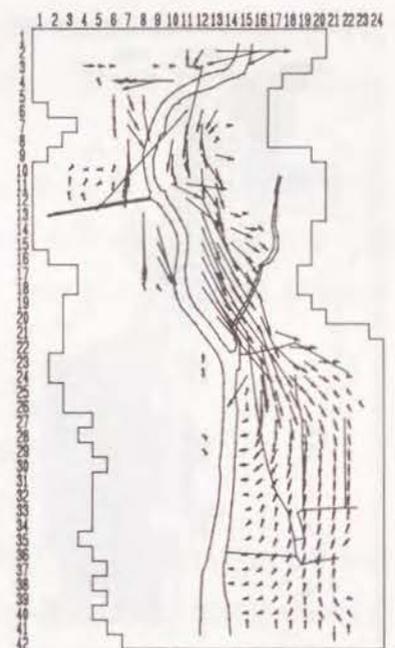


URAKAMI
 Jul. 23, 1982
 21:00

Flux
 → (1 m²/s)

Inundation Depth
 (unit : m)

- ☐ 0.1-0.5
- ▨ 0.5-1.0
- ▩ 1.0-1.5
- 1.5-2.0
- 2.0-

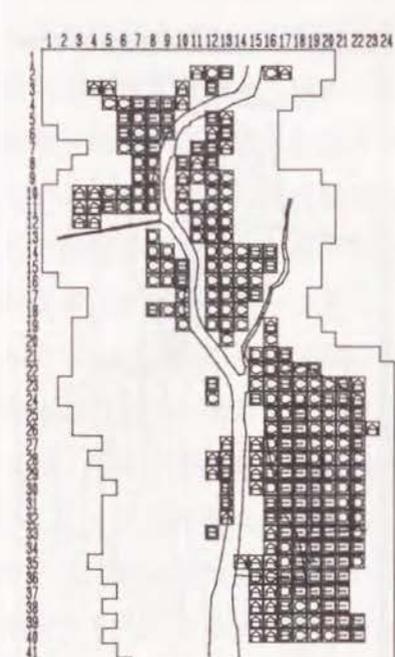
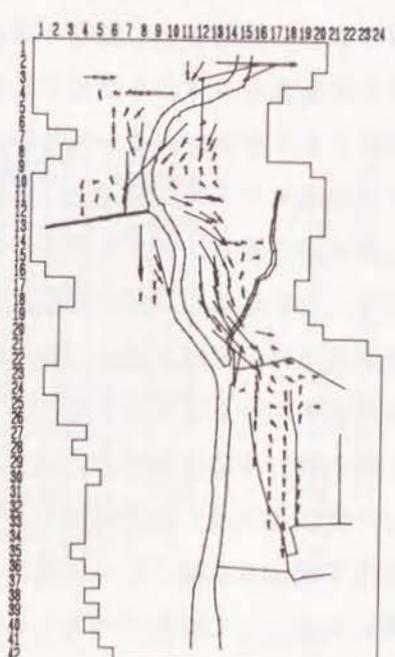


URAKAMI
 Jul. 23, 1982
 20:00

Flux
 → (1 m²/s)

Inundation Depth
 (unit : m)

- ☐ 0.1-0.5
- ▨ 0.5-1.0
- ▩ 1.0-1.5
- 1.5-2.0
- 2.0-



URAKAMI
 Jul. 23, 1982
 22:00

Flux
 → (1 m²/s)

Inundation Depth
 (unit : m)

- ☐ 0.1-0.5
- ▨ 0.5-1.0
- ▩ 1.0-1.5
- 1.5-2.0
- 2.0-

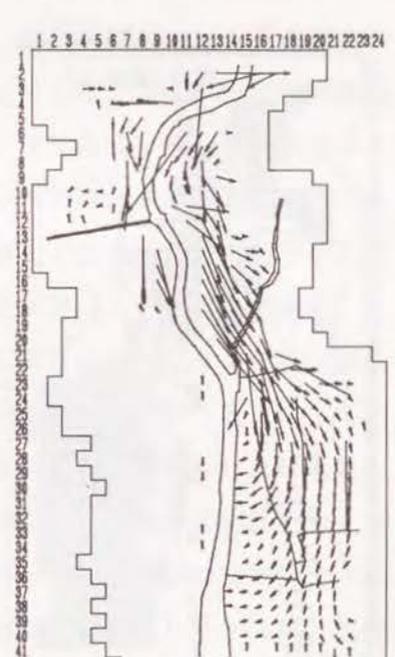


図4-17 2次元氾濫モデルの計算結果 (氾濫流, その1)

図4-17 (続き) 2次元氾濫モデルの計算結果 (氾濫流, その2)

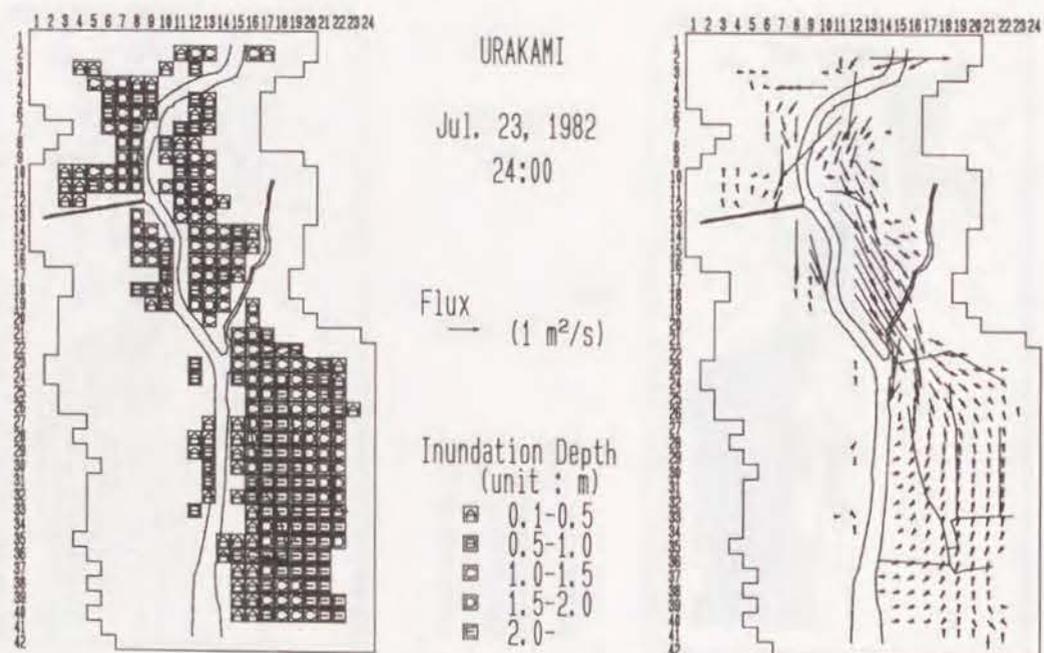
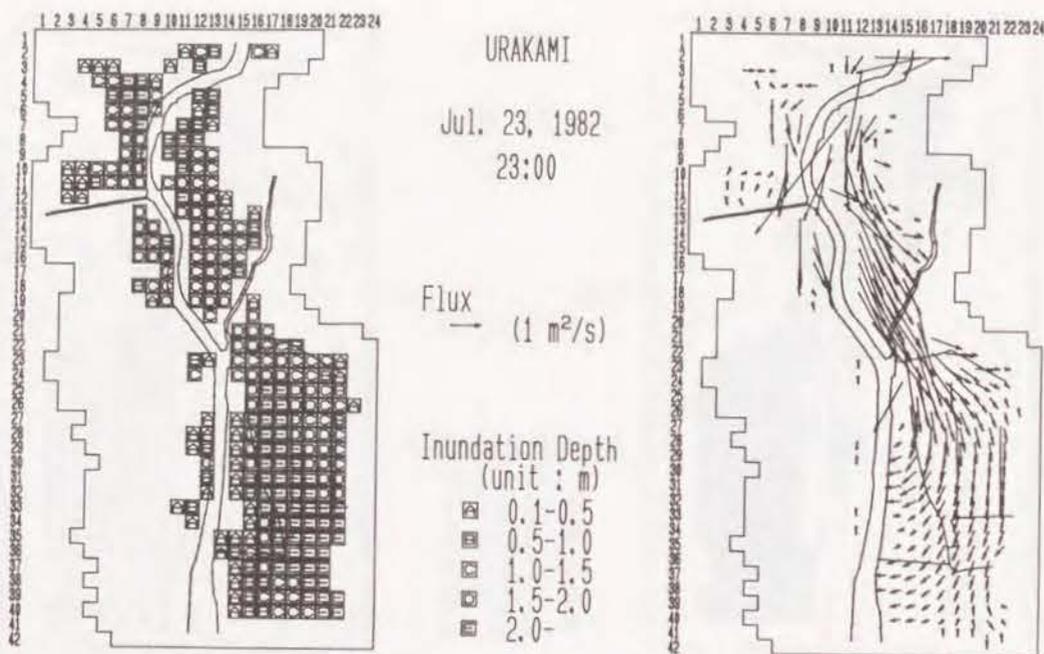


図4-17 (続き) 2次元氾濫モデルの計算結果 (氾濫流, その3)

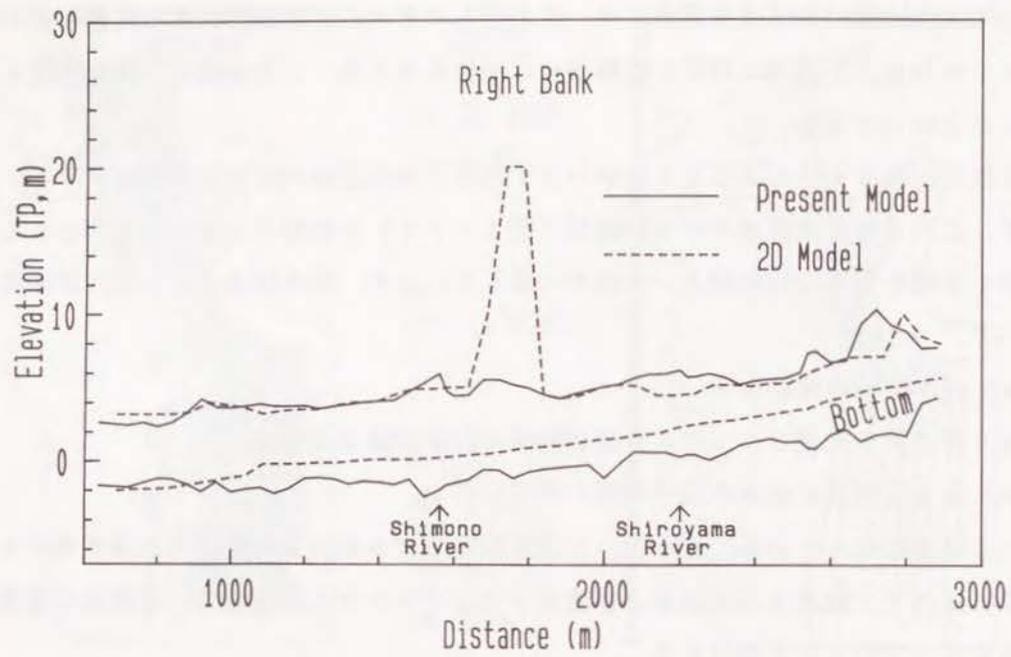
として、上流端に対応する格子には、洪水排水モデルの計算結果による流量ハイドログラフを与え、下流端に対応する格子には水位を与えた。2次元格子の状態は図4-16のとおりである。

2次元氾濫モデルによる19時から24時までの毎正時の計算結果を図4-17に示す。これらを洪水排水モデルの結果(図4-11)と比較すると、溢水の始まる時刻が19時から20時の間という点で一致しているが、洪水排水モデルの計算結果に比べて、

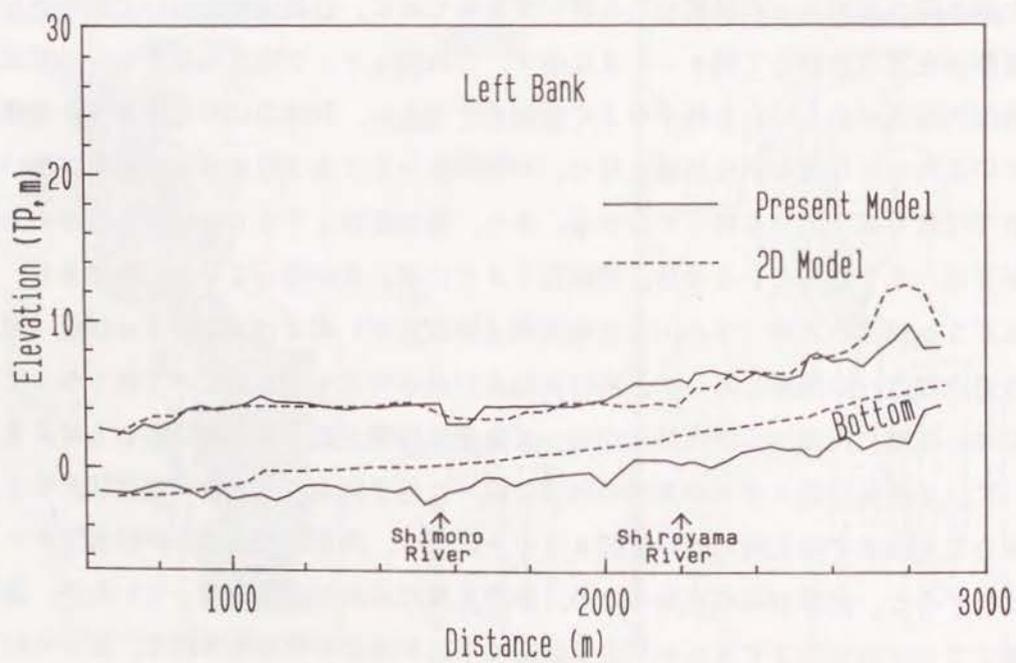
- (a) 浸水状況の推移が早い。
- (b) 浸水深や流量フラックスの値が大きく、また浸水面積も広い。
- (c) 22時前後の減水の様子が現われていない。

という結果になっている。とくに、2次元氾濫モデルの計算結果は洪水排水モデルの結果に比べて、越流水の水深および流量フラックスがともに大きく、氾濫流の規模が大きくなっていることが分かる。

そこで、両モデルの河道からの越流の様子を比較して見る。まず、2次元氾濫モデルと洪水排水モデルとの河道の形の違いを見るために、計算区間について両モデルの河道断面を重ね合わせて図4-18に示す。この図より、2次元氾濫モデルの河床高と河岸天端高が歪んでいる様子がよく分かる。とくに、河床高は平均地盤高に変換されているためになだらかな曲線となり、河幅の狭いところでは河床高が高く、広いところでは低くなっている様子が分かる。また、追加距離1700m付近の右岸の天端高が異常に高くなっているのは、河岸近くまで小高い丘が迫っているためであり、1600m付近の左岸(下の川合流地点の上流側左岸)および2200m付近(城山川合流点付近)の両岸において、河岸天端高が洪水排水モデルに比べて低くなっているのは、現地で河岸から堤内地に向かって急速に地盤が低くなっていることによる。続いて、2次元氾濫モデルの本川の河道に沿った格子における水位の変化状況を19時から24時まで毎正時について図4-19に示す。洪水排水モデルの結果図4-9と比較すると、河床がなだらかなため、水位もなだらかな曲線となっているが、追加距離1500mから2500mに至る区間で水位が両岸の天端高を越え、溢水が起こっていることが分かる。とくに、左岸側では越流水深が2mに達するところも見受けられる。これらの状況を洪水排水モデルと比較すると、2次元氾濫モデルでは越流区間、越流水深ともに大きく、そのために溢水流量が過大に現われていることが分かる。



a) 右岸



b) 左岸

図4-18 本モデルと2次元氾濫モデルの河道縦断面の比較

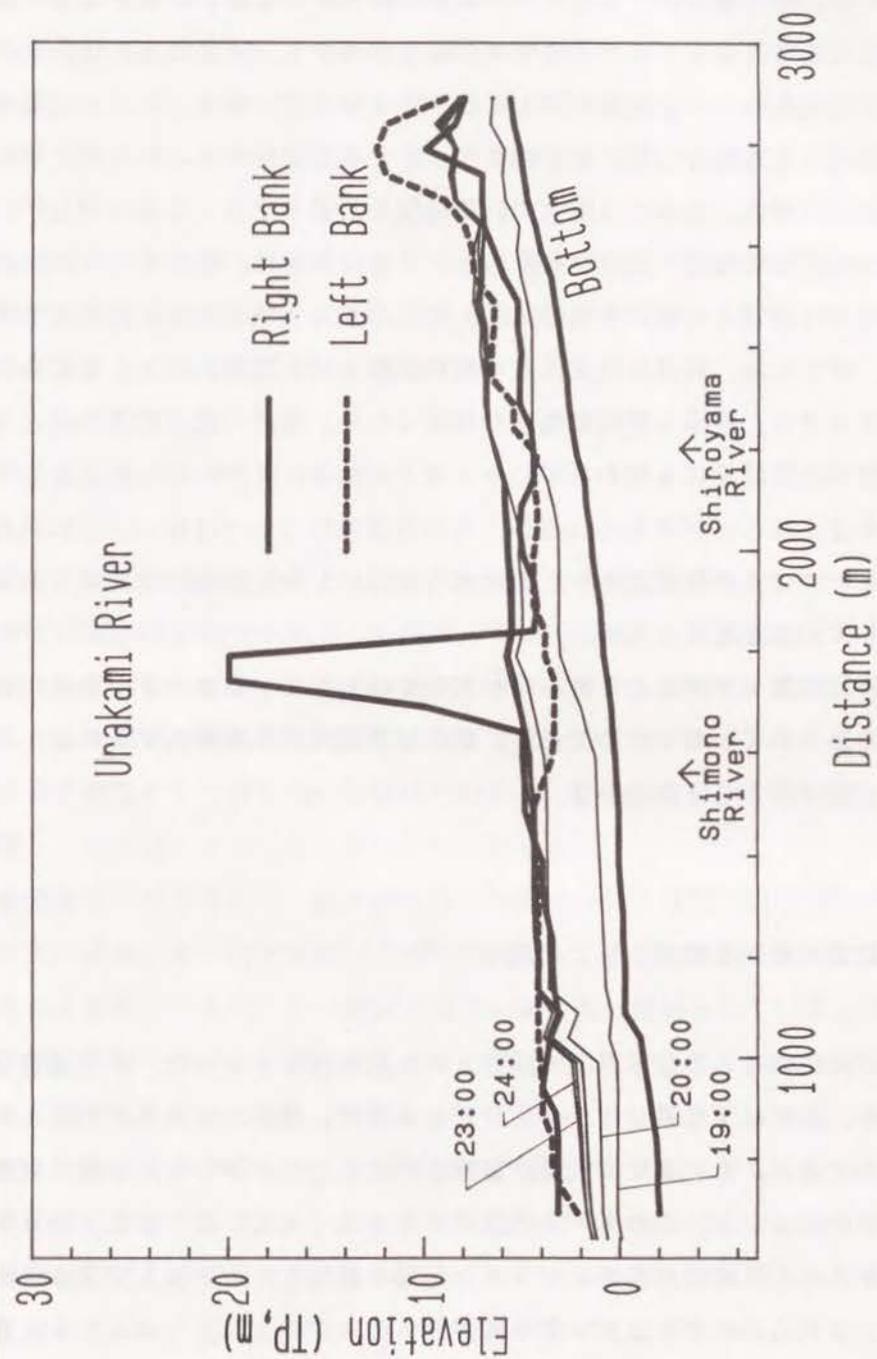


図4-19 2次元氾濫モデルの計算結果 (浦上川の水位)

以上のことから、都市域における氾濫流の数値解析モデルにおいては、溢水流量を正確に見積ることのできるモデルが必要であることが分かる。そのためには、まず第1に、河岸の天端高をなるべく現地に即して表すことが必要である。2次元氾濫モデルでこの点を改善する方法として、格子幅を小さくすることが考えられるが、データ数および計算容量の増大、さらには多大の計算時間を必要とする。これに対して、洪水排水モデルで提示した河道・堤内地共存格子による計算法は、氾濫原の2次元格子間隔はそのまま、河道との境界を現地に即して計算する方法であり、有効なモデルと考えられる。第2には、河道の粗度係数の値の見積りにも問題があると考えられる。2次元氾濫モデルでは、河床も平均地盤高で与えるため、径深の値が現地の値とは変わり、その影響が計算結果にも現われていると考えられる。そのための補正として、粗度係数の値を変えることが考えられるが、その方法は明らかではない。これに対して、洪水排水モデルは多相構造であり、河道流は別個に1次元解析法で計算されるため、現地に即していると考えられる。

最後に、2次元氾濫モデルによる浸水深が大きく現われているもう1つの理由は、下水道流が組み込まれていないためであり、都市域の洪水排水を解析するには、下水道流の計算が必要であることが分かる。

4. 4 解析結果の水防災情報としての利用^{(6), (7), (8), (9), (11), (12)}

S W M Mなどに代表される欧米諸国で開発された洪水排水モデルは、下水道管径の決定はもとより、近年は下水道システムの設計から管理、運営に至るまで利用され始めている。そのために、それまでの大型計算機を想定したモデルから、手軽に利用できるマイクロコンピュータ用のモデルの開発がなされて来ている。また、時々刻々の降雨データを入力し、流出解析のオンライン処理を目指したモデルも開発され始めている。また、これらのモデルはプログラムがパッケージ化され、マニュアルに従えば簡単に使用できるように工夫されている。

本研究第2章で導いた洪水排水モデルも、原理的にはこれらと同様の利用法が可能であるが、手軽な利用を可能とするには、マニュアルの整備やデータの入力法の整備などを行わなければならない。洪水排水モデルの特徴は、氾濫流の計算が可能に

あるが、計算容量と計算時間を縮小した洪水排水モデルでも、現時点では大型計算機に依らなければならない。しかし、最近のコンピューター技術の進歩からすれば、遠からずマイクロ・コンピューターでの計算も可能になることが考えられる。そうなることと洪水排水モデルによる計算も、各自治体程度の機関での手軽な利用が可能になるであろう。

本節では、洪水排水モデルより得られた浸水予想区域の計算結果から、豪雨災害時における都市域の耐水性の向上に資するため、ハザードマップを作成したり、利用したりするときの問題点について考察する。

4. 4. 1 ハザードマップ

最近、超過洪水への備えとして、ハードな治水事業とともにソフトな水防災対策の重要性が再認識されつつある。もちろんその一つは、水防団員などによる緊急時の円滑な水防活動を支援するための体制づくりであるが、同時に、住民の水防災意識を高めることも地域の耐水性を向上するうえで欠かすことができない。ここでは、都市域の洪水を対象にして行われた数値解析結果を、豪雨被害に対する防災、減災のための情報として役立てていく方策について検討する。

豪雨被害に対する防災、減災のための情報は、防災機関の職務遂行の手助けや、地域住民の避難行動に対する適切な判断材料として重要な役割を果たす。昨今の情報化社会の進展からいえば、この防災情報はいまだ充分整備されているとはいえない。近年、河川情報センターが機能するようになって、リアルタイムな降雨状況を比較的容易に入手することができるようになった。しかし、提供される情報の種類が限られており、降雨状況の予報など、今後整備を必要とする情報も少なくない。また、防災情報の伝達も重要であるが、いかに有効な判断材料となる情報が伝達されても、最終的な行動は各個人の判断に委ねられているのであるから、住民側も水防体制を良く理解しておくために、防災、減災に対する意識を高める必要がある。そのための防災教育の手段として、ハザードマップの利用が考えられる。

4. 4. 2 コンピューター・グラフィックスによるハザードマップの作成とその利用

数値解析の計算結果を表現する方法としては、数値そのものよりも、図を用いる方が効果的な場合が多い。その方法としては、これまではXYプロッターなどによる紙面上への図示が一般的であった。しかし、浸水予想区域などの計算結果は、その図が地形図上に表され、ハザードマップとなって初めて効果を発揮する。これまでのハザードマップの作成には、地形図上に計算結果を手作業で記入するとか、計算結果のXYプロッター表示を同一縮尺として、地形図に重ね合わせるなどの方法が取られていた。しかし、最近のパーソナル・コンピュータ（以下、パソコンと略称する）およびその周辺機器の発達により、以上のことをパソコン画面上で容易に行うことができるようになった。イメージスキャナーは、図や写真などをパソコン画面に写し出す装置である。そこで、地形図をイメージスキャナーで画面に写し出し、同時に計算結果の画面表示を重ね合わせれば、パソコン画面上にハザードマップを瞬時に示すことができる。もし必要ならば、画面のハードコピーを取り、また写真を取ることで、紙面上に表すことも可能である。

ここでは、一例として、第4章の洪水排水モデルによる解析結果から、ハザードマップを示す。写真5-1は、イメージスキャナーを用いてディスプレイ上に表された計算対象区域の地形図である。第4章の図4-10の中の23時の浸水深の図をこの地形図に重ね合わせて得られるハザードマップを写真5-2に示す。写真5-2で浸水深を色で塗りつぶしていないのは、背景の地形図を消さないためである。他方、地形図を用いずに、解析結果を3次元的に表示することも、理解を容易にする一つの方法である。その例を写真5-3に示す。また、下水道流の水位の状況の把握のためには、写真5-4に示す画面が考えられる。写真5-1～4の画面はある一時刻のものであるが、例えば10分おきの作図情報をハードディスクなどの外部記憶装置に保存しておき、連続的にディスプレイ上に表すことにより、アニメーション化し、氾濫流の挙動などをより現実に近く、理解し易い形で表現することもできる。写真5-5は、公開講座や公開実験で使用したメニュー画面の一例であるが、メニュー画面で必要とする情報を適宜に取り出せるように整備しておく、さらに便利である。このように、すぐに状況が把握できるような形の情報が、利用者にとって最も必要とされる情報である。この種の情報が防災機関の職員に利用され、さらに広く一般市民の防災意識高揚にも役立てられることが望まれる。また、こうした情報は公的機関のみを対象とするのではなく、一般にも容易に入手できるシステムにする必要があると思われる。



写真5-1 対象地域の地形表示

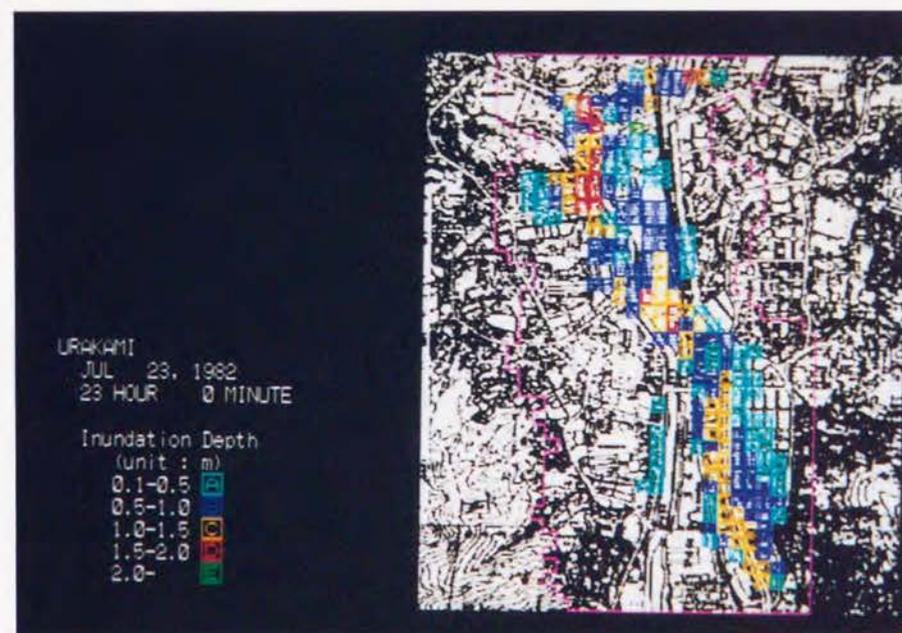


写真5-2 浸水深の2次元表示

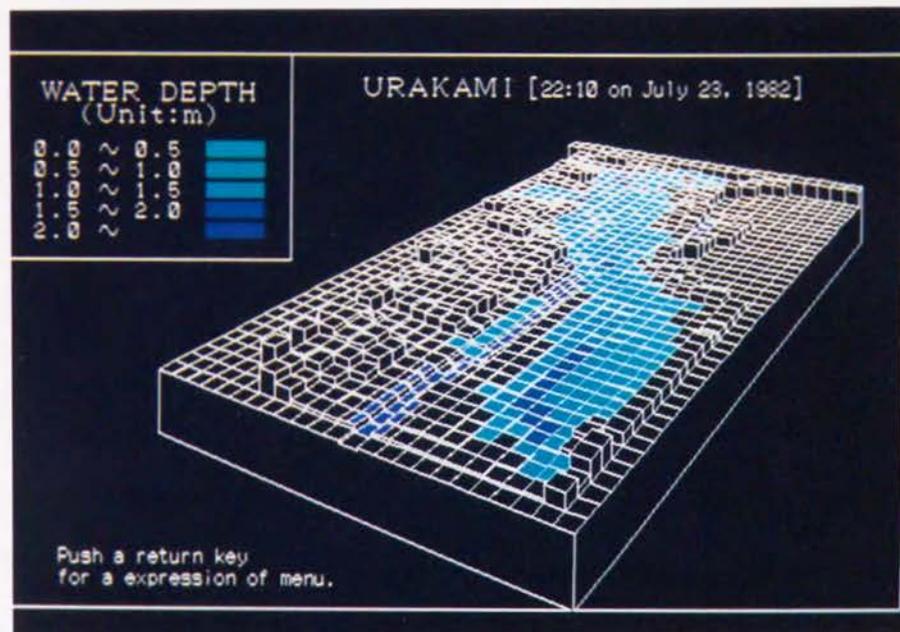


写真5-3 浸水深の3次元表示

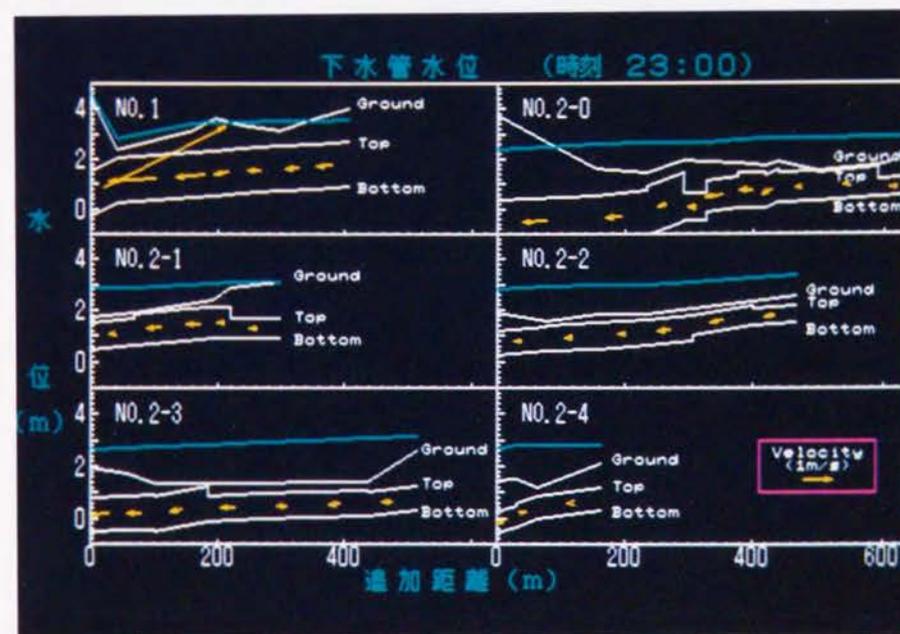


写真5-4 下水道流の流況 (水位と流速)

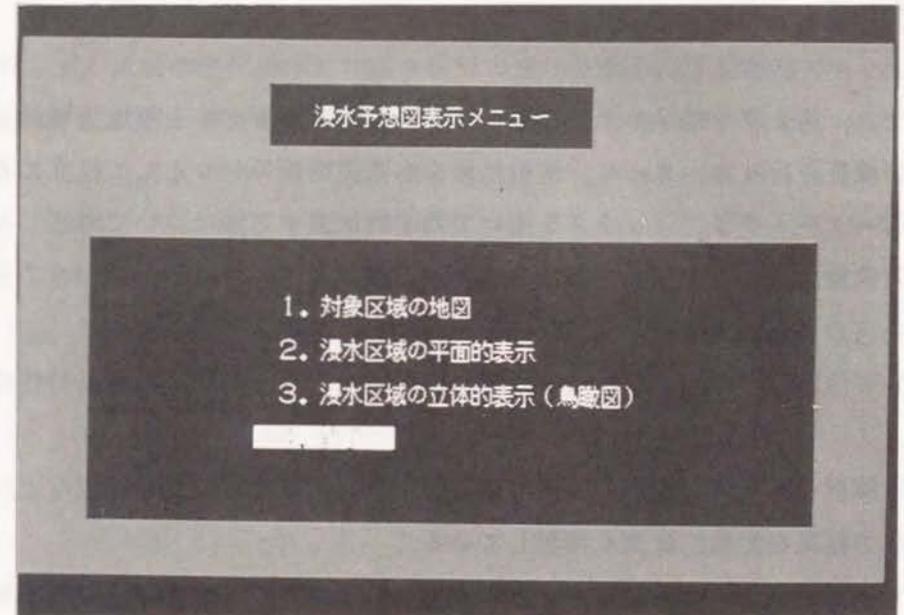


写真5-5 メニュー画面

4. 5 結語

本章では、第2章で提示した都市域における洪水排水モデルを現地流域に適用し、モデルの検証を行った。さらに、解析結果を水防災情報の一つとして役立てるために、コンピューター・グラフィックスを用いて効率的に表す方法について考察した。

計算対象流域は長崎市街地を流れる浦上川流域とし、対象降雨は昭和57年7月長崎豪雨災害のときの降雨とした。結果を要約すれば次のようである。

(1) 現地調査より明らかになった浦上川流域における氾濫水の挙動特性を明らかにした。

(2) 解析の結果は、浸水の開始時刻、氾濫流の流動状況、浸水状況などについて、現地調査の結果を定性的に良く再現している。

(3) 下水道流のモデルが組み込まれていることから、河道流からの溢水が始まる以前のマンホールからの出水による内水氾濫が再現できた。

(4) 定量的検証として浸水痕跡高を比較し、計算値が観測値を良く再現していることを確認した。

(5) 2次元氾濫モデルの解析結果との比較より、洪水排水モデルで提示した河道・堤内地共存格子による計算法が現地への適用において、より有効なことが明らかになった。

以上のことから、洪水排水モデルは都市域の洪水排水を解析できる有効なモデルと結論できよう。

定量的な現地の資料が浸水痕跡高以外にないため、流速などの詳細については検証しえなかった。洪水という異常時の流速、さらにはそれらの時間的な変化の現地資料は、その収集自体に困難な問題を含んでいる。また、計算に用いたハイドログラフ、粗度係数や流量係数の値などにも検討されなければならない問題が残されている。したがって、洪水排水モデルの精度は今後さらに検討を要する課題である。

(6) 有効な情報を効果的に住民に周知徹底させることが、円滑な水防活動や安全な避難につながる。住民の水防災意識の高揚を考える上においては、防災教育の果たす役割は大きく、コンピューター・グラフィックスによる解析結果の表示は、防災情報として必ず役立つものと思われる。また、社会教育や学校教育における防災教育用教材として役立つ要素も充分あると思われる。

また、このようなグラフィックスによる可視的な表示を用いることは、ハザードマップに限らず、流域の変化に応じた浸水状況の変化予測や、予想降雨のもとでの対象地域の浸水予測などの解析結果を、比較検討する際にも大いに有効と思われる。洪水排水モデルとコンピューター・グラフィックスとの結合は、これからの大きな課題といえよう。

参考文献

- 1) 高橋和雄・岡林隆敏：都市災害，昭和57年7月長崎豪雨による災害の調査報告書，長崎大学学術調査団，pp.91-110，1982
- 2) 野口正人・中村武弘：水文現象としての長崎豪雨，昭和57年7月長崎豪雨による災害の調査報告書，長崎大学学術調査団，pp.15-17，1982
- 3) 野口正人・中村武弘・平山康志・武田 篤：長崎市街地の河川氾濫－浦上川・中島川－，昭和57年7月長崎豪雨による災害の調査報告書，長崎大学学術調査団，pp.18-27，1982
- 4) 野口正人・中村武弘：浦上川の河川災害，昭和57年7月豪雨災害に関する調査研究（長崎を中心とした豪雨災害），自然災害特別研究突発災害研究成果 No.B-57-3，pp.88-93，1983
- 5) 鎌田泰彦・松岡数充・近藤 寛：地形的条件からみた災害の特性，昭和57年7月長崎豪雨による災害の調査報告書，長崎大学学術調査団，pp.37-52，1982
- 6) Iwasa, Y., K. Inoue, M. Noguchi and T. Nakamura :Simulation of Flush Flows Due to Heavy Rainfalls in Nagasaki, C. Maksimovic and M. Radojkovic eds.:" Urban Drainage Modelling", Pergamon Press, pp.137-147, 1986
- 7) Iwasa, Y., M. Noguchi and T. Nakamura : Simulation of Urban Storm Drainage Involving River and Overland Flows, Proc. 4th International Conference on Urban Storm Drainage, pp.208-213, 1987
- 8) Noguchi, M. and T. Nakamura : Effect of Boundary Condition on the Computation of Urban Storm Drainage, Proc. 6th Congress of Asian and Pacific Regional Division, IAHR, Vol.II-2, pp.707-713, 1988
- 9) Iwasa, Y., M. Noguchi and T. Nakamura : Simulation Analysis of Urban Storm Drainage, Natural Disaster Science, Vol.10, No.2, pp. 35 - 46, 1988
- 10) Nakamura, T., Y. Iwasa and M. Noguchi : Simulation Analysis of Urban Storm Runoff, Proc. 5th International Conference on Urban Storm

Drainage, Vol.1, pp.239-244, 1990

- 1 1) 野口正人・中村武弘・秀徳典穂・小中俊二：氾濫解析と河川管理，昭和57年長崎豪雨災害の解析及び防災対策に関する研究（長崎大学工学部土木工学科），pp.20-30，1985
- 1 2) 高西春二・野口正人・中村武弘：豪雨災害に対するハザードマップの作成と利用に関する研究，土木学会西部支部研究発表会講演概要集，pp.184-185，1990

第5章 結 論

本論文は、近年多発傾向にある都市水害を対象として、都市域における洪水排水を解析することが可能な数値モデル、つまり都市域における洪水排水モデルを提示し、このモデルを現地流域に適用した結果よりその有効性を確認するとともに、さらに解析された情報を水防災情報として役立てる手法について考察したものである。以下に、各章で得られた結果を要約し、結論とする。

第1章においては、都市水害の現況を概観し、都市域における洪水排水システムを総合的に評価する方法として、数値解析モデルが有効と考えられる研究の背景について述べた。次に、これまでに発表されている洪水排水に関する数値解析モデルを概観するとともに、これらのモデルが日本の都市域を対象とするには堤内地の氾濫水の挙動を解析するという点において十分でないことを指摘し、日本の都市域に対応する数値解析モデルが必要であることを述べた。

第2章においては、都市域における洪水排水モデルを提示し、その基礎方程式ならびに数値計算手法について詳述した。まず、都市域の数値解析モデルで不可避の中小河川の流れの計算手法に関する従来の研究について述べ、それらの問題点を指摘した。続いて、これらの問題点を解決するための数値モデルの構成を示した。

本研究で得られたモデルは、都市域での水の流れを河道流、氾濫流および下水道流の3種の流れで構成し、3種の流れが接するところで相互の影響を考慮する多相構造を持つ数値解析モデルである。とくに、河道流と氾濫流との接続において、河道・堤内地共存格子という計算手法を開発し、差分格子間隔よりも小さい河川を含む格子での一般的な計算を可能にした。

さらに、下水道流の満管流れの数値計算における安定条件も導いた。

第3章においては、下水管路流の開水路流れから満管流れへの遷移現象および支管等の合流部における水理現象に関する実験を行った。

実験より、満管流れのマニングの粗度係数 n は、開水路状態のときよりも小さいことが明らかになった。したがって、数値モデルにおいて開水路状態と満管状態とで同じ n の値を用いるべきでないことがわかった。しかし、 n の値がどのように変化する

かは明らかにすることはできなかった。本研究では $h/D = 0.9$ 以上の範囲で動水勾配の値がほぼ一定と見なせることに着目し、遷移時の実用的な計算法として、摩擦勾配 i_f に対して式(3-3)を用いることを提示した。ただし、任意の管の形状に対する式(3-3)の適用範囲については、さらに検討を要する課題である。

合流部における水理現象に関しては、支管などからの横流入量が増加すると、本管の流れが合流点で常流から射流に遷移する現象が明らかとなった。理論解析より、その遷移条件を式(3-9)のように導いた。実験と理論では、定性的傾向は同じであったが、一致していない。その理由として、実験におけるマンメーターの計測位置および横流入水の注水方法に問題があったと考えられるが、さらに詳細な検討が必要である。

第4章においては、第2章で提示した都市域における洪水排水モデルを現地流域に適用し、モデルの検証を行った。計算対象流域は長崎市の浦上川とし、対象降雨は昭和57年7月長崎豪雨とした。まず、都市水害としての長崎豪雨災害を概説し、浦上川の出水特性および流域の被災状況の特徴を現地調査結果に基づいて明らかにした。次に、本モデルによる解析結果を示し、現地調査結果と比較検討し、定性的に良好な一致を見出すとともに、定量的検証として浸水痕跡高を比較し、ここでも良好な再現性を確かめ、本モデルの適用性が高いことを示した。次に、2次元氾濫モデルによる解析結果と比較検討し、本モデルが都市域の洪水排水を解析できる有効なモデルであることを示した。しかし、流速については現地観測値がないため検証できず、また計算に用いたハイドログラフや粗度係数、および越流係数の値等にも検討の余地があり、本モデルの精度は今後さらに検討されるべき課題として残された。

さらに、本モデルの解析結果をコンピューター・グラフィックスを用いて利用する方法を提示した。コンピューター・グラフィックスを利用した数値解析結果の表示は、氾濫流の挙動を理解が容易な形で表現できるため、水防災情報として有効であり、防災教育の教材として役立つとともに、各種の浸水予測等の解析結果の比較検討に際しても有効な手段になることを指摘した。

謝 辞

最後に、本研究を遂行するにあたり、終始懇篤な御指導を賜った京都大学教授岩佐義朗先生、ならびに研究遂行上いつも適切な御助言を賜った京都大学助教授井上和也先生、長崎大学教授野口正人先生に衷心より感謝申し上げます。

また、日頃より温かい御助言を戴いた長崎大学名誉教授松原茂先生ならびに同教授富樫宏由先生に厚くお礼申し上げます。

さらに、研究遂行にあたり多大な御支援を戴いた長崎大学工学部社会開発工学科平山康志氏ならびに旧土木工学科海岸研究室の卒業生および学生諸氏に心より感謝申し上げます。併せて、長崎大学工学部社会開発工学科の諸先生ならびに職員の方々には、本論文の作成にあたり、深い御理解と数々の御便宜を戴きました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

(平成3年度より、長崎大学工学部土木工学科は同社会開発工学科に改組致しました。)