

土木研究所資料

氾濫シミュレーション・マニュアル(案)
ーシミュレーションの手引き及び新モデルの検証ー

平成8年2月

建設省土木研究所
河川部都市河川研究室

Copyright © (1996) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

氾濫シミュレーション・マニュアル(案) ーシミュレーションの手引き及び新モデルの検証ー

都市河川研究室	室長	栗城 稔
	主任研究員	末次 忠司
	主任研究員	海野 仁
		田中 義人
		小林 裕明

概要

従来の氾濫解析モデルを改良した新モデルを用いて、更に精度の高い計算を実施するためのマニュアル(案)を作成した。特に、氾濫原内の建物を客観的、かつ適切に氾濫原粗度係数に反映する方法を提示した。その他、河道特性に応じた破堤形状(破堤幅、破堤幅の時間的变化)の設定、最適なメッシュ分割方法、水路内流下量の算定方法などについて解説している。

これらのモデルの改良にあたっては、実績破堤データの見直しを行った他、氾濫実験・氾濫計算を並行して行った。また新モデルの検証にあたっては、筑後川(昭和28年水害)における浸水実績を基に適合性の検討を行い、改良前後の氾濫水の挙動の変化については、鶴見川を対象として感度分析を実施した。最後に新モデルの応用事例として、ハザード・シミュレータを参考に挙げた。

キーワード：氾濫、シミュレーション、マニュアル、洪水危険地図、ポンドモデル、二次元不定流モデル、破堤、粗度係数、家屋抵抗、樋門、カルバート、扇状地、破堤幅、鶴見川、氾濫実験、抗力実験、粘性項、フロント伝播、筑後川、氾濫解析モデル、ハザード・シミュレータ

はじめに

氾濫シミュレーションは治水事業の効果算定、浸水区域の設定の他、避難計画、流域施設による影響把握など多種多様な用途に活用されている。特に、近年は洪水ハザード・マップなど、高い計算精度を要求する氾濫計算に対するニーズが高まってきていると言える。破堤、浸水実績がある氾濫原では、その実績値に基づいて氾濫計算を実施できるが、実績値がなかったり、任意の洪水に対する浸水予想を行う場合には破堤幅、モデル定数（氾濫原粗度係数など）を仮定して計算を実施する必要がある。

従来、河道の線形・川幅に対して破堤幅を与えたり、土地利用に対して氾濫原粗度係数を設定したりしていたが、必ずしも物理的根拠をもって設定が行われてきたとは言い難い。本マニュアル（案）では、既存の破堤データの見直しに加えて、氾濫実験やいくつかの氾濫原を対象とした氾濫計算の結果に基づいて、精度の高い計算に耐え得る新モデルに関する検討結果の紹介を行っている。

今後は本マニュアル（案）の活用により、更に多様な氾濫シミュレーション結果の活用が期待される。最後に、本マニュアル（案）のなかの氾濫計算及びハザード・シミュレータの開発は、(株)東京建設コンサルタント技術第三部、幸課長代理及び藤田氏の御協力により行われた。ここに記して謝意を表します。

目 次

第1章 氾濫シミュレーション・マニュアル（案）	1
1. 1 計算対象洪水の設定	1
1. 2 計算対象区域の設定	3
1. 3 氾濫解析モデルの選択	3
1. 4 メッシュ分割	7
1. 5 メッシュの地盤高の算定	10
1. 6 メッシュ内の氾濫原情報のモデル化	11
1. 7 流域施設が氾濫に与える影響	14
1. 8 計算時間間隔の設定	17
1. 9 氾濫計算時間の設定	17
1. 10 破堤計算の方法	18
1. 11 破堤箇所の設定	18
1. 12 破堤形状の設定	20
1. 13 計算結果の表示方法	21
1. 14 計算結果の活用方策	25
第2章 二次元不定流モデルの改良	33
2. 1 氾濫原粗度係数	33
2. 2 破堤形状<破堤幅>	34
2. 3 破堤形状<破堤幅の時間的变化>	34
2. 4 水路の流下量	36
2. 5 鶴見川における感度分析	38
第3章 新モデルの検証	63
3. 1 氾濫実験・計算による検証	63
3. 2 筑後川流域における検証	107
おわりに	118
参考文献	119
参考資料1：氾濫解析モデルの概要	123
参考資料2：二次元不定流モデルの誘導	128
参考資料3：ハザード・シミュレータの水防・避難活動への活用	131

第1章 氾濫シミュレーション・マニュアル(案)

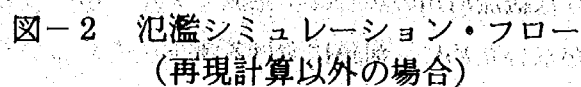
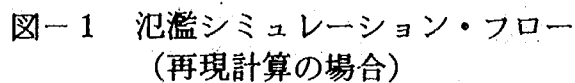
従来浸水区域の予想や洪水危険地図の作成にあたって、氾濫シミュレーション(氾濫解析と同義)を実施する場合、建設省治水課の事務連絡『想定氾濫計算の前提条件(計算ケース)について(平成元年8月10日)』などに従って、計算が行われてきた。しかし、その後の水害事例の収集・見直し、研究の進捗によって、更に計算精度が高い氾濫解析手法が開発されてきた。本マニュアルで(案)は、こうした動向を踏まえて、精度の高い氾濫計算を行うにあたっての手法、留意事項について解説している。

氾濫シミュレーションを実施する場合、図-1、2に示したフローに従って各種条件を設定して、氾濫解析を行う。再現計算を行う場合、実績値見合いで氾濫解析を行うので、浸水予測だけを行う再現計算以外の場合とは解析手順が異なっている。本マニュアル(案)では、これらのフローのなかでも重要な項目について、その設定の仕方、留意事項等について述べている他、具体的な事例も紹介している。なお、氾濫計算にあたっては、それに先立って河道内の流量計算(不等流、不定流計算)も行うが、本マニュアル(案)では氾濫解析部分のみを抽出して記述している。

1. 1 計算対象洪水の設定

氾濫シミュレーションの対象とする洪水は、その目的に応じて設定する。すなわち、計画治水施設による治水効果を表現したり、危険性の高い洪水危険度を表現したりする場合には、工事実施基本計画規模の洪水を設定する。一方、現況の施設対応の洪水危険性を把握したり、小規模な洪水による危険性を把握するには、中期的な計画規模等の超過確率に対応した洪水を設定する必要がある。

- ・洪水危険地図を作成する場合、住民の水害危険意識を高揚させるという意味もあって、規模の大きな洪水に伴う氾濫現象を擬似発生させて、図化する場合が多い。この場合には、工事実施基本計画で採用されている超過確率1/100~1/200に対応させた洪水氾濫等を再現する。一方中小河川や浸水発生頻度が高い(浸水規模は小さい)河川では、例えば計画期間10~20年に対応した規模の洪水などを対象にする方が現実的で、住民にも理解されやすい。
- ・ただし、中期的な計画に対応した洪水を対象とする場合、当該計画河道断面で流量計算を行い、その時のピーク水位を破堤時の水位とする。
- ・計画の洪水ハイドログラフがない場合や、任意の超過確率の洪水による氾濫現象を計算したい場合には、雨量・流出データより洪水流量を算定する必要がある。この場合、河道の計算と氾濫原における計算を一体的に行うために、河道の流下量は基本的には氾濫モデルに対応したモデルを用いる。河道と氾濫原で対応しない形式で計算を実施する場合は、河道の流下量は不等流モデルで計算しても問題ないが、河床勾配 I が $I < 1/3$ 、0.00のような緩流河川の場合は不定流モデルを用いるものとする¹⁾。
- ・河道断面データや水位データがないために、河道における流下量の計算ができない場合、破堤点における $H \sim Q$ 曲線を作成して、氾濫水位を設定するものとする。



1. 2 計算対象区域の設定

洪水想定氾濫区域図、治水地形分類図や水害地形分類図等の洪水危険地図を用いて、概略の浸水区域を予想し、計算対象区域を設定する。また、ヒアリング調査した浸水実績なども参考とする。

- ・洪水想定氾濫区域図、浸水実績図、治水地形分類図、水害地形分類図等の洪水危険地図により概略の浸水区域を予想する。該当する洪水危険地図がない場合は、氾濫原の地形特性（縦断・横断方向の標高）や大規模な盛土、浸水実績のヒアリング調査結果などに基づいて浸水区域を推定する。
- ・氾濫計算を実施して、計算対象区域外にも浸水範囲が広がることが予想されるなど、対象区域が妥当でないと思われた場合は、再度区域の設定を見直す必要がある。
- ・計算対象区域を過小にとると、計算区域の周縁に達した氾濫水が滞留し、実際よりも浸水深が大きくなる場合があるので、対象区域はなるべく大きめにとっておく。浸水区域周縁のメッシュはダミー・メッシュ（浸水しないかもしれないが、氾濫水が滞留しないために設ける仮想メッシュ）と考えてもよい²⁾。

*既存の洪水危険地図は、上記の地図以外にも、図-3³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾に示すような様々な防災マップが公表されている。

浸水予想区域図：新河岸川、中川・綾瀬川、鶴見川、猪名川（4河川）：昭和62年より作成

洪水氾濫危険区域図：全国の直轄河川を対象に107水系134河川（高瀬川、鶴見川水系以外の直轄水系）で作成：平成5年11月より作成

両方の地図を含めて、全国の直轄108水系137河川（高瀬川水系以外の直轄水系、新河岸川は補助区間）で浸水予想区域を示した地図が作成された。この他、新しい洪水危険地図として、平成6年度に9河川（9市町村）を対象に洪水ハザードマップが公表された（図-3参照）。平成7年度には20河川（20市町）を対象に同マップが作成される予定である

1. 3 氾濫解析モデルの選択

氾濫解析モデルは氾濫特性に応じて、基本的には河道沿いに氾濫する場合は1次元モデル、氾濫原に拡散して氾濫する場合は2次元モデルを用いるが、氾濫特性が判別しにくい場合は氾濫流の流下幅及び氾濫原勾配を目安として、モデルを選択する。また、2次元モデルを適用する場合で、ある程度の精度が要求される計算の場合には、二次元不定流モデル、開水路ポンドモデル、氾濫ポンドモデルを用いる必要がある。

【モデルの適用性】

- ・氾濫解析モデルには、不定流式を基本とした方法と有限要素法の2通りの方法がある。有限要素法は現象の再現性や境界条件の導入には有利であるが、表示式が極めて複雑で、計算時間を要するため、事例は少ない⁷⁾。不定流式を用いる方法には均一（長方形）、又は不定形に氾濫原を分割して計算する方法と、道

●利根川・荒川洪水状況図
 <地理調査所作成>
 方スリーン台風による
 破堤に伴う被災状況
 S = 1/75,000 (縮尺)

●浸水頻度図
 <中野修正>
 東京都を対象

●水害地形分類図
 <科技厅資源調査会>
 北上川を対象
 S = 1/50,000

●洪水地形分類図
 <国土地理院>
 後の治水地形分類図、
 土地条件図

●伊勢湾台風洪水状況図
 <中野・大矢>
 伊勢湾台風による高潮・洪水
 に伴う洪水期間、流向

●洪水氾濫頻度分布図
 <科技厅資源局>
 石狩川における明治37年
 から昭和36年までの出水

●土地条件図
 <国土地理院>
 地形分類だけではなく
 地盤高、施設の情報も
 掲載 S = 1/25,000

●治水地形分類図
 <国土地理院>を契機として、
 長良川河川で整備、河川計画・
 工事の基礎資料として利用
 S = 1/25,000

●総合治水対策特定河川で
 浸水実績図を順次公表
 <建設省、北海道開発局>
 伏籠川他

●被害想定図
 <東京消防庁>
 神田川を対象に氾濫水位
 に対して、浸水域、家屋
 数を表示

●浸水予想区域図
 <流域総合対策協議会>
 氾濫計算により浸水予想
 新河岸川を嚆矢として、
 4河川で公表

●アボイドマップ
 <神奈川県>
 水害、土砂害、液状化に
 水による危険区域を表示。浸
 水危険区域は過去の実績

●新アボイドマップ
 <神奈川県>
 水害、土砂害による危険
 予想区域を表示。洪水は
 30、50、100年確率降雨に
 よる浸水予想区域である

●防御対象氾濫区域図
 <建設省>
 計画高水位よりも地盤高
 が低い地域を表示
 全国の直轄河川で公表

●洪水氾濫危険区域図
 <建設省>
 氾濫計算により浸水予想
 10水系11河川で公表
 洪水ハザードマップの基礎
 データ

●洪水ハザードマップ
 <建設省+市町村>
 氾濫計算により浸水予想
 9河川(H6)で公表

図-3 洪水危険地図の変遷

(注) 上記以外にも多数の防災マップ、浸水実績図が国土庁、自治体等
 により作成されている

路・家屋などの氾濫流の挙動に影響を与える地域情報を想定して、氾濫原を一般座標系に従って不定形に分割する方法があるが、対象氾濫原を一般座標系に分割するには一定の実務・経験が必要となる。

- ・氾濫原が谷底平野や河岸段丘などの場合のように、氾濫水が1次元的に流下する「沿川流下型」氾濫の場合は、基本的には1次元モデルも適用可能である。1次元モデルとしては貯留関数法、マスキング法、簡易一次元不定流モデルの3モデルがある。
- ・氾濫原がデルタや後背湿地などの場合のように、氾濫水が2次元的に流下する「拡散型」氾濫の場合は、基本的には2次元モデルを採用することが望ましい。2次元モデルとしては越流ポンドモデル、氾濫ポンドモデル、開水路ポンドモデル、二次元不定流モデルの4モデルがある。
- ・以上の7モデルの基礎式などの概要については、巻末の参考資料1に紹介した。

【モデルの選択】

- ・以下には、山間地や盆地などを有する河川中上流域で、1次元モデル、2次元モデルのどちらを選択したらよいかについて、河道縦横断方向に見た氾濫原の特性、氾濫計算の目的などにたいして、その目安を示した。この表中で、 B_r は河道横断方向で見た（洪水想定氾濫区域から見た）氾濫流の流下幅、 I_r は河道縦断方向で見た氾濫原勾配を表している。

表-1 氾濫原特性などから見たモデルの選択

	$I_r \geq 1/300$	$I_r < 1/300$
$B_r < 500 \text{ m}$	1次元モデルでも良い	1次元モデルでも良い。 ただし河道と平行に盛土がある場合は2次元モデルが良い
$B_r \geq 500 \text{ m}$	1次元モデルでも良い。 ただし河道横断方向の氾濫原勾配が緩く、かつ氾濫水の伝播が重要となる場合は2次元モデルが良い	2次元モデルが望ましい

注) ただし、 $B_r = 500 \text{ m}$ 及び
 $I_r = 1/300$ はあくまでも
氾濫原特性を区分する目安
であることに注意する

なお、計算対象範囲に盆地などがあり、大きな B_r と小さな B_r が混在する場合は、2次元モデルを選択することを原則とするが、盆地を2次元モデルで計算し、その他の流域を1次元モデルで計算してもよい。

- ・2次元モデルのうち、適合精度が限定されるモデルは以下のとおりである。

1) 平均氾濫原勾配が $1/1,000$ 以下（緩勾配）の場合、または氾濫水の伝播状況（到達時間）を表示する場合、越流ポンドモデルは伝播が遅く、適合性が落ちる。

2) 氾濫ポンドモデルや開水路ポンドモデルは、x方向とy方向の水理現象を独立に計算している（相互干渉の影響を考えていない）ため、氾濫水の伝播状況（浸水深）を表示する場合などには、図-4*のように、浸水深の横断的变化を的確に表現できない場合があるので、予測精度が若干落ちる。

- ・以上のことより、氾濫が広い範囲の資産に影響を及ぼすような地域を対象とした氾濫解析には基本的に氾濫ポンドモデル、開水路ポンドモデル、二次元不定流モデルを採用すべきである。ただし、氾濫水の伝播特性などを示す洪水危険地図やシミュレータなどには二次元不定流モデルを採用しなければならない。

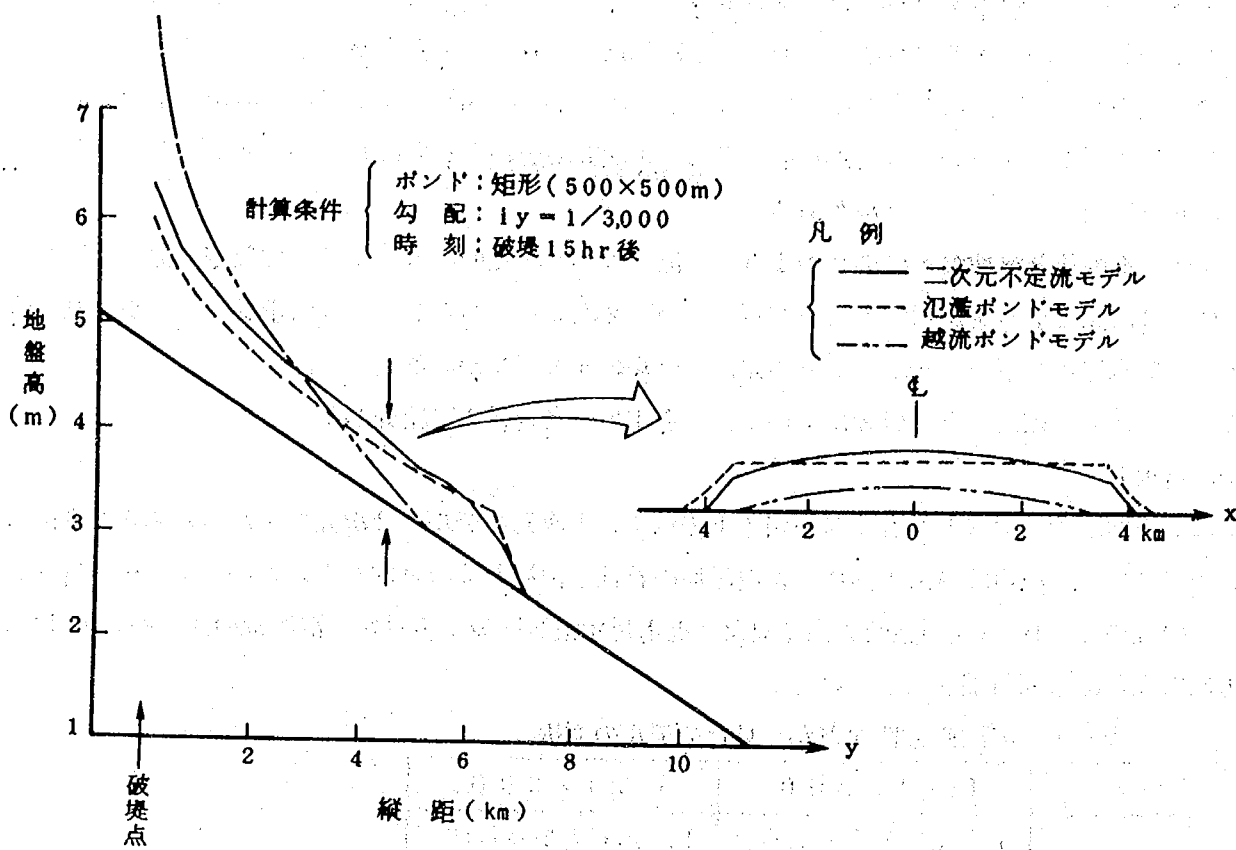


図-4 氾濫モデルによる氾濫状況の違い

- * この計算は仮想氾濫原（氾濫原勾配 $I = 1/300$ 、 $1/1000$ 、 $1/3000$ 、 $1/10000$ ）を対象として、氾濫モデル、モデル係数などを変えて、感度分析的にモデル等による氾濫現象の違いを見たものである。仮想氾濫原は $500\text{m} \times 500\text{m}$ メッシュに分割し、氾濫水の先端の伝播速度が一致するようにモデル係数を設定した⁵⁾。
- * 全国107水系134河川で作成されている洪水氾濫危険区域図では、134河川のうち、のべ河川数で言うと二次元不定流モデルが94河川（53%）、開水路ポンドモデルが34河川（19%）、氾濫ポンドモデルが14河川（8%）、越流ポンドモデルが1河川（1%）、一次元不定流モデルが4河川（2%）、不等流モデルは31河川（17%）、その他のモデルが1河川（1%）である。ただし、不等流モデルはほとんどが山間地で採用されており、低平地においては、二次元不定流モデルとポンドモデルがほとんどであると言える。しかし、これらのモデルはあくまでも地建や事務所の考え方や判断により選択されたことを注記しておく。

【モデルの長所、短所】

- ・ 1次元の開水路非定常流式は

$$\underbrace{\frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t}}_{\text{(第1項)}} + \underbrace{\frac{Q}{gA^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x}}_{\text{(第2項)}} - \underbrace{\frac{Q^2}{gA^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial x}}_{\text{(第3項)}} + \underbrace{\frac{\partial h}{\partial x}}_{\text{(第4項)}} - \underbrace{i_b}_{\text{(第5項)}} + \underbrace{\frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^{4/3}}}_{\text{(第6項)}} = 0$$

と表示される。地形特性や氾濫水の挙動により、上式の各項の重みが異なり、計算上省略できる項がでてくる。各氾濫モデルは、表-2のように影響の少ない項を省略したモデルである。

1. 4 メッシュ分割

2次元モデルや簡易一次元不定流モデルのように、氾濫域をメッシュ分割するモデルでは地形特性、用途等を考慮してメッシュの大きさを設定する。扇状地河川のような急勾配河川では、地形特性を忠実に反映させるためにメッシュ幅 Δx は $\Delta x \leq 250\text{m}$ にしなければならない（参考1参照）。その他の河川では、①メッシュ数を1万個以内にす、②メッシュ間の地盤高差を50cm以内にすようにメッシュの大きさを設定するものとする。

【メッシュの大きさの設定】

- ・ 具体的な氾濫原を対象にしてメッシュの大きさを設定する場合、メッシュの大きさは、次の各項目について、個別にまた相互にフィードバックさせながら設定する。ある条件の下で、最適なメッシュ分割を定式化したものを図-5に示す。なお、洪水氾濫危険区域図の場合は500mメッシュ、250mメッシュが各々4～5割で、大河川の場合は1kmメッシュが採用されている場合もある*。

<用途に応じた解析結果の精度>

解析結果の用途が、例えば最大浸水深を予測するような場合では、メッシュの大きさは多少大きくしても問題ないが、浸水深が大きく影響する避難などに解析結果を活用する場合には、メッシュを細かくする必要がある。

表-2 氾濫モデルの各項の比較

各項 氾濫モデル	開水路非定常流式の各項						長所及び短所
	第1項	第2項	第3項	第4項	第5項	第6項	
貯留関数法	×	×	△	×	○	○	長所：計算時間が短い 短所：氾濫域が広い地形を有する地域には適用できない
マスキング法	×	×	△	△	○	○	
簡易一次元不定流モデル	×	×	×	○	○	○	
越流ポンドモデル	×	△	△	○	○	△	長所：流量係数に慣性項の影響が含まれているので運動式が簡略化 短所：緩勾配の氾濫原では適合性が落ちる
氾濫ポンドモデル	○	×	×	○	○	○	長所：ポンドを不定形に分割できる 短所：浸水深の横断的な変化の再現性が低い
開水路ポンドモデル	○	×	×	○	○	○	長所：ポンドを不定形に分割できる 短所：浸水深の横断的な変化の再現性が低い
二次元不定流モデル	○	○	○	○	○	○	長所：氾濫流の運動を厳密に再現できる 短所：計算時間が長い

注1) 第1項：場の加速度、第2・3項：慣性項、第4・5項：水面勾配項、第6項：抵抗項

注2) ○：考慮されている項、△：近似的に考慮されている項、×：考慮されていない項

<解析対象範囲>

例えば100m×100mメッシュの場合、解析対象範囲が100km²だと、メッシュ数は1万個になる。メッシュ数は時間、労力、予算の制約などを考えて1万個以下になるようにメッシュの大きさを設定する。

<メッシュ間の地形勾配>

氾濫原勾配が大きいほど、メッシュを細かく分割する必要がある。適切なメッシュ分割領域（メッシュ間の標高差が50cm以内）を下記の表中に二重線で枠囲みした。ただし、氾濫原勾配が1/500以上の場合には、標高差は50cm以上になってもやむを得ないものとする。

<水理現象の表示>

氾濫流の主流の流下方向に対して、横断方向のメッシュ数を数個（できれば最低3個）設定するのが望ましい。特に谷底平野や台地を開削した地形では、浸水領域が狭くなることがあるからである。ただし、氾濫原の地形が山付きに近い場合は、このかぎりではない。

表-3 氾濫原勾配に対するメッシュ間の標高差

勾配 \ サイズ	100m×100m	250m×250m	500m×500m	1km×1km
1/300	33cm	83cm	167cm	333cm
1/500	20cm	50cm	100cm	200cm
1/1000	10cm	25cm	50cm	100cm
1/3000	3cm	8cm	17cm	33cm
1/5000	2cm	5cm	10cm	20cm
1/10000	1cm	2cm	5cm	10cm

今、計算領域のメッシュ数を1万個以内、メッシュ間の標高差を50cm以内とし、計算安定条件を満足するようにすれば、メッシュ分割は以下のように定式化される。以下では、メッシュ幅 Δx と計算時間間隔 Δt との関係は既往の実績より、1kmの Δx に対して Δt を40秒以内に設定するように定式化している。ただし、氾濫原勾配が1/1,000以上の傾斜が急な氾濫原では Δt を1分程度に設定しても発散しないで計算できる場合もある。

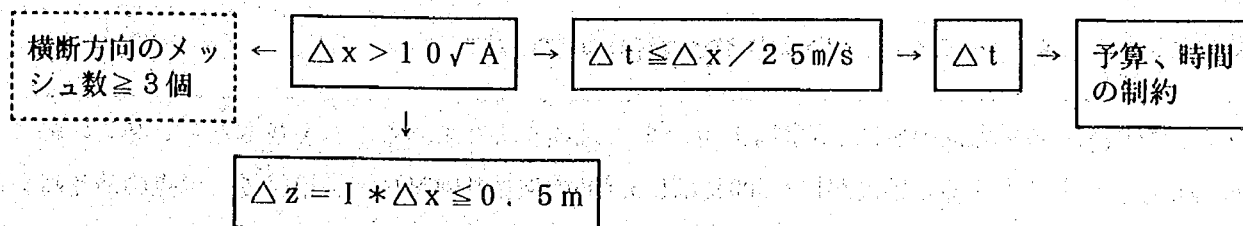


図-5 定式化されたメッシュ分割

ここで、メッシュ幅： Δx (m)、解析対象範囲： A (km²)

計算時間間隔： Δt (秒)、メッシュ間の標高差： Δz (m)である。

例1) 淀川流域（洪水氾濫危険区域図）を例にとって、 $\Delta x = 250\text{m}$ 、 $\Delta t = 5$ 秒の妥当性を確かめる。

$$10\sqrt{A} = 10\sqrt{290} = 170\text{m} < 250\text{m} = \Delta x \rightarrow \text{OK}$$

$$\Delta z = I * \Delta x = (1/1250 \sim 1/10000) * 250 = (0.0 \sim 0.2) \text{ m} \leq 0.5 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

$$\Delta t = 5 \text{ 秒} \leq \Delta x / 25 = 250 \text{ m} / 25 = 10 \text{ 秒} \rightarrow \text{OK}$$

例2) 信濃川下流域(洪水氾濫危険区域図)を例にとって、 $\Delta x = 500 \text{ m}$ 、 $\Delta t = 10 \text{ 秒}$ の妥当性を確かめる。

$$10\sqrt{\Lambda} = 10\sqrt{660} = 257 \text{ m} < 500 \text{ m} = \Delta x \rightarrow \text{OK}$$

$$\Delta z = I * \Delta x = (1/1000 \sim 1/2000) * 500 = (0.3 \sim 0.5) \text{ m} \leq 0.5 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

$$\Delta t = 10 \text{ 秒} \leq \Delta x / 25 = 500 \text{ m} / 25 = 20 \text{ 秒} \rightarrow \text{OK}$$

例3) 別の河川流域(洪水氾濫危険区域図)を例にとって、 $\Delta x = 500 \text{ m}$ の妥当性を確かめる。

$$10\sqrt{\Lambda} = 10\sqrt{46} = 68 \text{ m} < 500 \text{ m} = \Delta x \rightarrow \text{OK}$$

$$\Delta z = I * \Delta x = (1/700 \sim 1/6800) * 500 = (0.1 \sim 0.7) \text{ m} \rightarrow \text{NG}$$

従って、 Δz が0.5m以上の氾濫原がでてくる。この場合、 Δz が0.5mを越えないように上流域で Δx を250m程度に細分割する必要があると言える。

- ・計算された結果は、避難計画における避難対象者数の算定、被災人口や被害額の推定に応用される可能性が高いので、国土数値情報の標準地域メッシュの3次メッシュ(約1km×1km)に対応させて、メッシュは約100mや約250mというように1kmの1/整数に設定されていることが望ましい。
- ・計算精度を上げたり、計算を安定させるにはメッシュは細かい方がよいが、メッシュの細分化に伴って、多くの計算時間を要するので、予算などの制約を考慮して最適なメッシュの大きさを設定する。

例) 庄内川で実施された氾濫ポンドモデルによる計算例⁹⁾

1km×1kmのメッシュによる計算に対して、500m×500mのメッシュでは約6～8倍の計算時間を要した。

*全国107水系134河川で作成されている洪水氾濫危険区域図では、134河川のうち、のべ河川数で言うと125mメッシュが3河川(2%)、250mメッシュが65河川(45%)、500mメッシュが68河川(48%)、1kmメッシュが6河川(4%)、その他1河川(1%)であり、250mと500mメッシュがほとんどである。一方、1kmメッシュを採用している河川でも、氾濫原全体で一律に1kmメッシュとしている訳ではなく、同じ氾濫原内において、支川流域や氾濫が問題となる氾濫原では500mや250mメッシュに細かく分割して、氾濫計算を行っている。

1. 5 メッシュの地盤高の算定

メッシュを代表する地盤高の値は、地図上に示された地盤高より求めることを基本とし、必要に応じて現地調査を行うものとする。縮尺が1/2,500又は1/5,000の都市計画図などを用いて、単点の地盤高を調べ、メッシュ内のこれらの平均値で表現する。ただし、メッシュ幅が100mというように分割単位が小さくなると、メッシュ内に地盤高データがない場合もでてくるので、その場合には隣接メッシュのデータを内挿して求める。また国土数値情報等を利用してメッシュの地盤高を算定する方法もあるが、この場合でも崖地・丘陵地等の周辺のメッシュは都市計画図などを用いて地盤高を調べる。

【メッシュの平均地盤高の設定】

- ・縮尺1/2,500の都市計画図（町村では縮尺1/5,000の場合がある）、又は国土基本図*を用いて、地盤高を調べる。メッシュ内の単点の地盤高を平均して、メッシュの平均地盤高を計算する。ただし、地盤の標高が急激に変化する箇所や盛土高などは、地域によっては都市計画図上にうまく表示されていない場合もあるので、現地で調査するかどうかについて検討することが必要である。
- ・国土地理院の国土数値情報や50mメッシュデータを利用する場合、標高差が大きく変わる場所（崖地と低平地が接する箇所など）では標高の精度が落ちる場合があるので注意する¹⁰⁾。特に公表時期の早い関東地方や大島・雲仙・霧島の火山地域で公表された50mメッシュデータは精度が悪い場合がある。
- *国土基本図の縮尺は都市計画図と同じである。国土基本図の長所は『緯度や経度に対応して作成されているので、氾濫原をメッシュ分割しやすい』一方、『データ更新期間が長いので新しい地図を入手しにくい、また注文しないと複製頒布されない（複製した形で販売していない）』という短所がある。

1. 6 メッシュ内の氾濫原情報のモデル化

氾濫解析では氾濫原内の建物、盛土（堤防、道路、鉄道）、排水施設（ポンプ、樋門、水路、下水道）をモデル化して表現するものとする。ただし、水害時には排水のために緊急排水路が設けられたり、堤防が開削されたりすることがあるので、氾濫の再現計算の場合には、これらも忘れずに計算条件に入れるようにする。

【モデル定数】

- ・1次元モデルでは建物他の影響は、モデル定数のなかで近似的に考慮されているだけである。1次元モデルのうち、簡易一次元不定流モデル及び2次元モデルでは建物他の影響は粗度係数の形式で考慮している。以下では、各モデル毎に、氾濫原内の各種施設のモデル化について説明する¹¹⁾。
- ・越流ポンドモデルの場合
市街化率が高くなると、建物による氾濫流の縮流効果が増大するため、流量係数 c （ c のなかに粗度係数 n も含まれている）が大きくなる。既存の計算例（巻末の参考資料1）を見ると、 $c=0.05\sim0.1$ 程度の係数が設定されている。
- ・開水路ポンドモデル、氾濫ポンドモデル、簡易一次元不定流モデルの場合
土地利用に応じて粗度係数が設定される。通常水田・畑と市街地の2種類に分けて、設定される。既存の計算例を見ると、
水田・畑の場合： $n=0.1\sim0.25$
市街地の場合： $n=0.1\sim0.3$
となっている。ただし、氾濫ポンドモデルでは浸水深に対して、粗度係数を変化させる場合が多い。

・二次元不定流モデルの場合

従来、当モデルでは一般的に土地利用に対して、

水田・畑の場合： $n = 0.025$

宅地の場合： $n = 0.04$

山林の場合： $n = 0.06$

と設定され、氾濫原特性に応じてこの係数を変化させている。そして、これらの係数を加重平均させて、メッシュの粗度係数を求める場合が多かった。

- ・この方法は建物が密集していない流域では適用性がある。しかし、特に建物密度が面積比でしか反映されないことから、当研究室では氾濫模型実験ならびに氾濫解析の結果に基づいて、建物占有率（メッシュに占める建物面積の割合）*に応じて、建物区域の粗度係数を設定し、他の土地利用の粗度係数と合成する手法の検討を行った。その結果、新たな加重平均式により建物以外の粗度係数を求め、更に建物占有率 θ 、底面粗度係数 n_0 、浸水深 h より、氾濫原粗度係数 n を求める次式を提案している。この式の適合性については、筑後川流域における氾濫計算と氾濫実績との比較により検証済みである（『第3章 新モデルの検証』参照）。

先ず、各メッシュの土地利用毎の占有面積 A をカウントする。以下、 A 及び粗度係数 n の添字 1、2、3 は農地、道路、その他の土地利用を意味する。ここで、農地とは水田、〇〇畑、〇〇林、果樹園、笹地を指す。道路面積には沿線の歩道面積も含める。道路としては国道、主要地方道を考慮する。また、荒地、芝地、湿地、塩田などはその他の土地利用と見なしている。

$$n^2 = n_0^2 + 0.020 * \frac{\theta}{100 - \theta} * h^{4/3} \quad (\text{参考2 参照})$$

$$n_0^2 = \frac{n_1^2 A_1 + n_2^2 A_2 + n_3^2 A_3}{A_1 + A_2 + A_3} \quad (\text{参考3 参照})$$

ここで、 $n_1 = 0.060$ 、 $n_2 = 0.047$ 、 $n_3 = 0.050$ である（参考4 参照）。

今、仮に底面粗度係数を $n_0 = 0.050$ と仮定した場合の θ と n の関係図を図-6 に示す。図は水深 h をパラメータとして描かれ、特に水深が大きい場合、 θ に対する n の変化が大きくなる。また、図-7 には改良前後の粗度係数を比較するために、合成等価粗度係数 n / 従来の粗度係数 n' の値をプロットした。ここで従来の粗度係数は土地利用により変化するので、宅地と水田・畑の土地利用を以下のように仮定して求めている。すなわち、宅地には建物の他、建物周辺の土地利用（庭、駐車場、空き地、道路）などが含まれる。建物占有率 θ の最大値が80%程度であるとすると、宅地面積率 x は $x = 100 / 80 * \theta$ となり、宅地以外の土地利用の割合を水田・畑：山地 = 4：1 として、以下のように求めた。

$$n' = \frac{0.025 * (100 - x) 4/5 + 0.04 * x + 0.06 * (100 - x) 1/5}{100} = \frac{16 + 0.05 \theta}{500}$$

図-7 のように、 n / n' の倍率を浸水深が1 m の場合で比較すると、 $\theta = 10\%$ の場合は2 倍程度であるが、 $\theta = 50\%$ になると約4 倍となる。浸水深が2 m になると、 $\theta = 10\%$ でも3 倍近くになり、 $\theta = 50\%$ になると6 倍以上となっている。

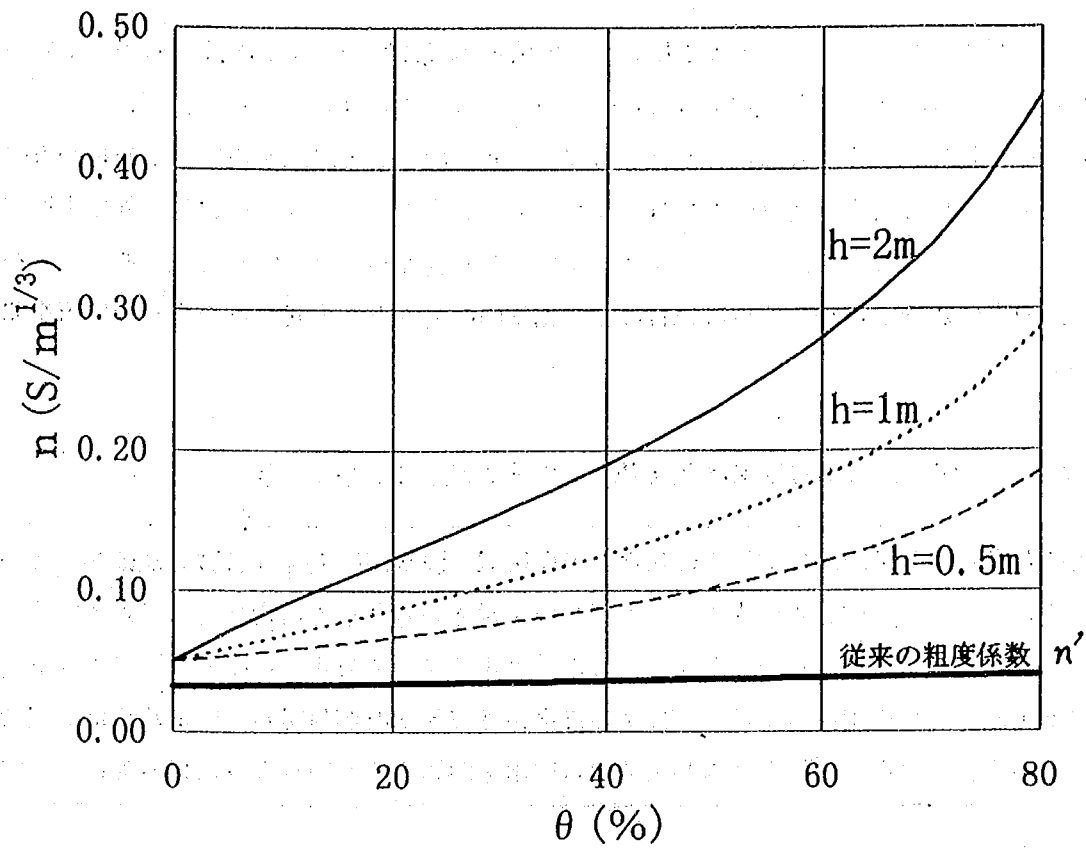


図-6 建物占有率 θ と n との関係
(合成等価粗度係数では $n_0 = 0.05$ と仮定)

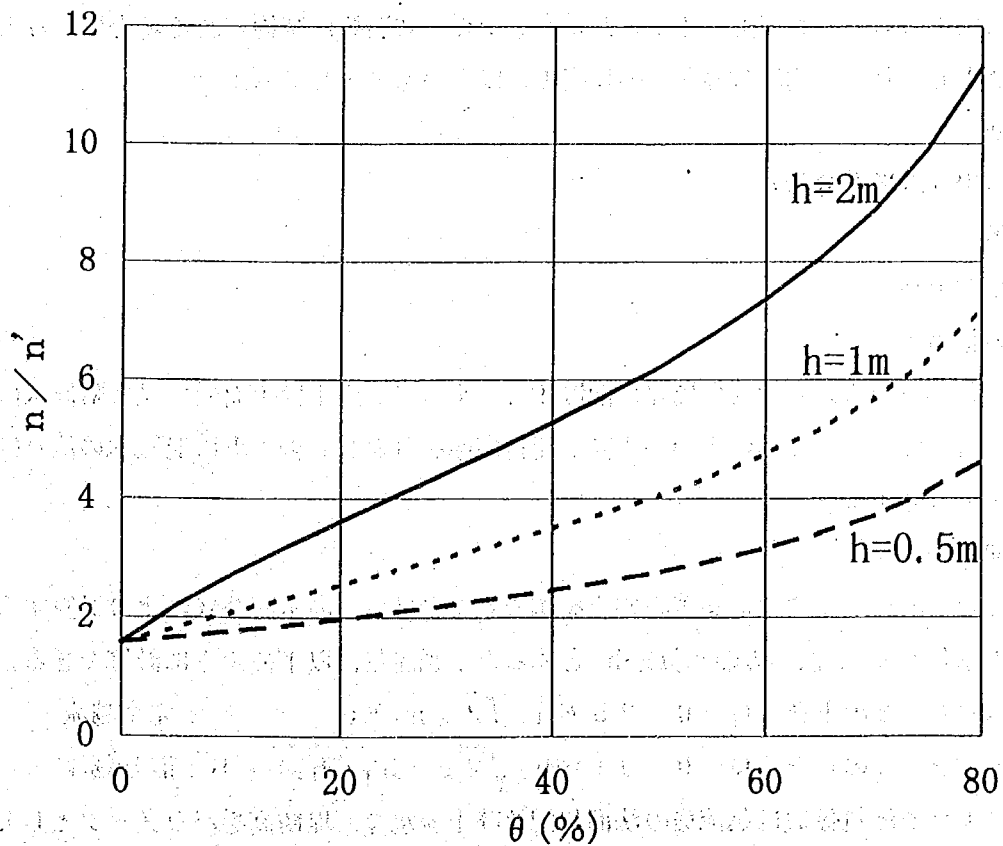


図-7 合成等価粗度係数/従来の粗度係数

なお、氾濫原情報のうち、盛土・排水施設などの流域施設については、次節で解説している。

*建物占有率は都市計画図上の建物1軒1軒の面積を計測して合計し、メッシュ面積で除するのが厳密な方法である。しかし、この方法だと非常に時間を要するので、方眼紙を用いて、建物が方眼紙のます目の半分以上を占める場合を建物のます目と見なして占有率を算定できる。建物以外の土地利用面積の計測方法も同様にできる。また、デジタイザーを用いて建物面積を測定する方法もある。しかし、今後は都市計画図上の建物、道路、農地に色付けして光学的に読みとる方式などの自動化技術を開発していく必要がある。

1. 7 流域施設が氾濫に与える影響

氾濫域内に存在する各種施設は氾濫水の伝播、氾濫区域、浸水深に大きな影響を及ぼすことがあるが、そのモデル化にあたっては影響の大きさ、モデルの複雑さを考慮して適切なものを選定する。盛土上の越流量は本間公式、樋門やカルバートからの排水量はオリフィス公式、水路の流量は（不）等流モデルまたは不定流モデルを用いる。ポンプによる排水量は稼働状況が判明している場合は、実績値を用いるが、不明の場合にはポンプ場が浸水し始めたら排水を開始するというように排水条件を仮定する。

【計算の対象とする盛土】

- 以下の流域施設を盛土と見なす。盛土は氾濫水の伝播に大きな影響を及ぼすので、なるべく多く計算条件に取り込む方がよいが、モデル化（盛土データの抽出）に時間を要するので、盛土は『平均地盤高からの比高が50cm以上のもの』を原則とする。ただし、予算・時間等に制約がある場合は、盛土を鉄道、国道、主要地方道としたり、平均地盤高からの比高1m以上のものとしてもよい。

堤防

二線堤（霞堤を含む）

鉄道

主要な道路

その他の盛土

*盛土はそれが横切るメッシュの境界に配置する。従って、盛土は平面的に見て階段状に配置されることになる。盛土はメッシュ毎に平均盛土高、開口部幅を計測し、盛土上の氾濫水の流れは、本間の越流公式を用いて計算する。

【盛土の越流量の計算】

- 堤防、二線堤、鉄道、主要な道路等の盛土を越流する量は以下の本間公式により計算する。

高い方の水位を h_1 、低い方の水位を h_2 とすると、越流量は以下のように計算できる。

$$h_2/h_1 < 2/3 \text{ のとき } Q = 0.35 * h_1 \sqrt{2gh_1} * B \quad ; \text{完全越流}$$

$$h_2/h_1 \geq 2/3 \text{ のとき } Q = 0.91 * h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} * B \quad ; \text{潜り越流}$$

本間公式における流量係数は越流堤の法面勾配及び上流水深／堤防高をパラメータとして変化するため、

実際の流量係数は0.31～0.33（完全越流の場合）の範囲内にあると考えられる。しかし、破堤箇所によって、堤防は様々な断面形を有しており、ここでは越流堤が長方形であると仮定した係数を採用している。

なお、破堤部からの流入量も同様に計算できる。本間公式で適合度が悪い場合は、横越流公式を用いることも検討する必要がある。

【計算の対象とする排水施設】

計算の対象とする排水施設は以下のとおりである。

ポンプ……実際のポンプの稼働状況が分からない場合は、仮想する（例えば浸水を開始したら、最大排水量で排水するというように仮想する）。

樋門……土研で提案された下記の計算式を用いる。

カルバート……樋門と同じ計算式を用いる。

水路……時間的な流量変化が少ない場合は、等流モデル又は不等流モデルを用いるが、水路内の氾濫水の挙動を忠実に再現するには、慣性項を除いた不定流モデルにより計算する。

下水道……下水管内の流下水の挙動を忠実に再現するには、慣性項を除いた不定流モデルにより計算する。なお、下水道への氾濫水の流入にはモストコフの式（底部取水工の式）を用いる。

各施設の水量の計算式は、以下のとおりとする。

【樋門、カルバートからの流出量】

・数高から見て高い方の水位を h_1 、低い方の水位を h_2 、樋門・カルバートの高さを H とする。流出量は、水位の関係に従って、以下の実験式により算定できる¹²⁾。

No.	水位の関係		計 算 式	流量係数 C
1	$h_2 \geq H$		潜り流出： $Q = C B H \sqrt{2 g (h_1 - h_2)}$	0.75
2	$h_2 < H$	$h_1 \geq \frac{3}{2} H$	中間流出： $Q = C B H \sqrt{2 g h_1}$	0.51
3		$h_1 < \frac{3}{2} H$	自由流出： $Q = C B h_2 \sqrt{2 g (h_1 - h_2)}$ ただし、 $\frac{h_1}{h_2} \geq \frac{3}{2}$ の場合は $h_2 = \frac{2}{3} h_1$ に置き換える	0.79

【水路の流下量】

- ・氾濫計算には、原則としてメッシュ幅の1/10以上の幅を有する水路を計算に取り込むこととするが、あまり小規模な水路を取り込むと、計算を安定的に行うには、計算時間間隔をかなり短くする必要があるため、実務的にはメッシュ幅の1/4または1/5以上の幅を有する水路を取り込めば十分である。
- ・水路の配置方法については①メッシュの境界に配置する、②メッシュの内部に配置する、③水路をメッシュ化するという3つの方法があるが、現在のところ、これらの手法に関する優劣はつけ難いので、盛土と同様に水路もメッシュの境界に配置するものとする。
- ・水路の流下量が時間的に大きく変化する場合には、水路による氾濫流の挙動を忠実に反映するため、以下

に示す慣性項を除いた不定流モデルにより計算する。水路への流出入については『第2章 二次元不定流モデルの改良』において述べている。なお、 d は水路の水理量を表わす添字である。

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V_d}{\partial t} = - \frac{\partial H_d}{\partial l} - \frac{n_d^2 V_d |V_d|}{h_{dm}^{4/3}}$$

ただし、 h_{dm} は上下流の平均水深、 l は水路長である。

【下水道の流下量】

・下水道は下水道網がネットワーク的に張り巡らされた都市域において、氾濫計算を行う場合に考慮するものとする。

・下水道モデルと氾濫モデルとの結合

①下水道への流入量：下水道の位置はメッシュ中心を結んだ直線で近似し、流出計算法により求めた流出高 q (mm/hr) は直近の下水道に流入するものと仮定する。流入量 Q (m³/s) はメッシュ面積 a (km²) より

$$Q = \frac{1}{3.6} a q$$

となる。

②下水管内の流下量：水路と同様に、不定流の基礎式から慣性項を除いた式を用いる（場の加速度項を除く方法もある）。メッシュ中心位置を i 、時間を n とすると、 $n+1$ 時点の流量 Q_i^{n+1} は以下ようになる。

$$Q_i^{n+1} = A_i \cdot v_i^{n+1}$$

$$\text{ここで、} v_i^{n+1} = v_i^n - \frac{\frac{g \Delta t}{\Delta x} (H_{i-1/2}^n - H_{i+1/2}^n)}{1 + \frac{g \Delta t n_i^2 v_i}{\left(\frac{1}{2} (R_{i-1/2}^n + R_{i+1/2}^n) \right)^{4/3}}}$$

また、 j メッシュの $n+1$ 時刻における下水管容量は以下ようになる。

$$V_j^{n+1} = V_j^n + \Delta t (\Sigma Q_i^{n+1} - \Sigma Q_k^{n+1} + \Sigma Q_m^{n+1})$$

ここで Q_k^{n+1} は下水管からの流出量、 Q_m^{n+1} は下水管への流入量である

予め水位 H_j と $H_j \sim V_j$ (最大 V_{mj}) 関係を作成しておけば、下水管内の水位を算定することが可能となる。

③氾濫水の下水管への流入、湧出：下水管内の水位算定の仕方、又氾濫水が下水道に吸収される量 S_{jk}^{n+1} の算定方法は以下のとおりである。

$V_j^{n+1} \leq V_{mj}$ の場合、 $H_j \sim V_j$ 関係を用いて V_j^{n+1} より H_j^{n+1} を求める。また吸収量 S_{jk}^{n+1} はモストコフの式（底部取水工の式）より

$$S_{jk}^{n+1} = -\mu \alpha \sqrt{2g (H_{mk}^{n+1} - Z_k)}$$

$V_j^{n+1} > V_{mj}$ の場合、 $(V_j^{n+1} - V_{mj})$ をメッシュへの湧出量 S_{jj}^{n+1} とし、次式により求める

$$S_{jk}^{n+1} = 0, S_{jj}^{n+1} = V_j^{n+1} - V_{mj}$$

ここで流量係数 $\mu = 0.8$ 、 α は雨水ますの孔面積、 H_{mk} はメッシュ浸水位、 Z_k は地盤高である

以上の計算結果を用いて、二次元不定流モデルの連続式に代入して、メッシュ水位を求めると、二次元不定流モデルと下水道モデルを結合することができる。この手法は鶴見川流域を対象としたハザード・シミュレータ（巻末の参考資料3を参照）に適用している。

1. 8 計算時間間隔の設定

計算が安定する範囲で計算時間間隔を設定する。ただし、あまりに計算時間間隔 Δt を短くすると、所要計算時間が非常に長くなり、氾濫解析に多額の費用を要することがあるので、計算が安定的に実施できる範囲で、最大の Δt を設定する必要がある。既存の計算安定条件などから、 $\Delta t(\text{秒}) \leq \Delta x(\text{m}) / 25$ でなければならない。ただし、水路を計算対象にする場合については注意を要する。

・計算の不安定化

既存の計算例から計算安定条件を見ると、メッシュの1辺の長さ Δx が1kmの場合、安定な計算を行うための計算時間間隔 Δt は40秒以下である。これは $V = 2 \text{ m/s}$ 、 $h = 2 \text{ m}$ のときのVon Neumannの計算安定限界の Δt のおよそ1/4に相当する厳しい計算安定条件である¹³⁾。

例) 100m×100mメッシュの場合、安定な計算を行うための Δt は4秒以下となる。

- ・ただし、氾濫原勾配が1/1、0.00以上の傾斜が急な氾濫原では、メッシュ幅 $\Delta x = 1 \text{ km}$ に対して Δt を1分程度に設定しても、発散しないで計算できる場合がある。
- ・氾濫原内の水路を計算に取り込む場合、小さな水路の計算は計算の不安定化を引き起こすので、できればメッシュ幅の1/4～1/5以上の幅を有する水路のみを計算の対象とするのが良い。

1. 9 氾濫計算時間の設定

氾濫計算時間は計算の用途に応じて設定する。最大の浸水状況を把握するために計算する場合は、洪水ハイドログラフにおけるピーク水位を目安として、最大浸水深になるまで計算しておけばよいが、避難計画における避難所の開設日数を検討したり、排水施設の効果なども把握する場合は氾濫原内の浸水がほとんどなくなる時間まで計算を行う必要がある。

- ・氾濫計算は計算の用途の他、予算、時間の制約により、その計算時間が決定される。ただし、少なくとも洪水ハイドログラフのピーク水位を目安として、最大浸水深になるまで計算して最大の浸水状況を把握しておくべきである。
- ・氾濫計算の用途に対しては、最大浸水深（流速）や氾濫水の伝播状況を把握したい場合は、上記の方法でよいが、貯留型氾濫で浸水が長期間におよぶ場合などは、避難所の開設・閉鎖や氾濫水の排水が重要となるので、浸水深がほとんどなくなる時間（洪水ハイドログラフの末端）まで計算を行う必要がある。

1. 1.0 破堤計算の方法

氾濫シミュレーションにおいては、ある破堤箇所から氾濫水が堤内地へ流入する状況表現するのが一般的である。破堤計算には任意の破堤箇所からの氾濫状況を予測（又は再現）する方法と、現況（又は計画）の堤防条件のもとで、所与の洪水により越水（又は越水と同時に破堤）させる方法がある。前者の方法では、破堤箇所より上流は越水・破堤しないよう、高い堤防を仮想する。

- ・解説文に該当する事例として、洪水ハザードマップや洪水氾濫危険区域図では前者が、浸水予想区域図では後者が採用されたが、より実際的な氾濫現象を表現するという意味では、今後は後者の方法が採用されることが望ましい。
- ・前者のいわゆる「かべたて」方式では、破堤箇所より上流の越水・破堤を考慮していないため、破堤箇所より上流の流下能力が高い場合を除いて、氾濫危険度が大きめの結果となる。しかし、「かべたて」方式も任意の箇所でも最大の浸水危険性を算定し治水効果を把握したり、計画レベルよりかなり低い流下能力しかない中小河川で適用する場合は、一応十分な精度を有している。
- ・「かべたて」方式における破堤条件はHWL（計画高水位）に達したら破堤するものとするか、又はHWLに達しない場合はピーク水位で破堤させるものとする。
- ・想定される最大の浸水状況を再現するため、多数の破堤箇所を設定する場合には、左右岸で各々5kmピッチ程度で破堤させる。氾濫形態や地形特性によっては、適宜追加したり、間引きしたりしてもよい。ただし、氾濫解析の結果を避難計画などに応用する区間では、1kmピッチ程度の細かい間隔で破堤させる必要がある。

1. 1.1 破堤箇所の設定

破堤箇所は基本的には破堤実績、重要水防箇所、破堤する危険性に基づいて設定する。一方、治水事業の効果を把握するためには、資産が集積した地域に浸水を及ぼす箇所を破堤箇所とする。資産の分布があまりばらついていない場合や、多数の破堤箇所を設定する場合は、流下能力が低い箇所、河床が堤内地盤と比較して大幅に高く、氾濫流量が大きい箇所も破堤箇所とする。

- ・実績の破堤・越水箇所以外で、破堤箇所の設定に適した箇所を列举すると、以下の通りである。

【重要水防箇所】

- ・重要水防箇所は、その評定基準のなかで、堤防諸元等に対して水防活動にとって重要な箇所を判断する基準を示している。重要水防箇所は、その重要度に対して、A、Bの2段階で表示されている*。なお、現行の評定基準では、

- ①計画高水流量に対して、計画堤防の余裕高が十分あるかどうか
- ②計画堤防断面に対して、堤防断面が不足したり、天端幅が狭いかどうか
- ③堤体、基礎地盤の土質が軟弱、あるいは法勾配が急であることなどにより、法崩壊、すべり、沈下な

どが起きるかどうか

④漏水の実績があるかどうか

⑤洪水時に水衝部となる護岸が被災原因とならないかどうか

⑥河岸が洗掘されたり、水制などが破損して危険が生じないかどうか

の6項目が、水防活動上重要な箇所かどうかの基準となっている。この基準によれば、危険箇所は堤防高や堤防断面が十分でない箇所、堤体土質や法勾配から見て堤体が変状をおこしやすい箇所、漏水の実績がある箇所、水衝部、洗掘箇所である。

*従来の基準では重要度はA、B、Cの3ランクであったが、平成6年10月28日付けの河川局治水課長通達（建設省河治発第79号）により、水防上の重要度に応じて2ランク（A、B）に区分されることとなった。なお、特に水防時に重点的に巡視すべき区間として「重点区間」を設定したり、工事施工、新堤防・破堤跡・旧川跡、陸間に関しては重要度以外に「要注意区間」を設定してもよいこととなっている¹⁴⁾

【破堤の危険性の高い箇所】

・破堤する危険性のある箇所とは、これまでの破堤実績等から見れば、以下の地形特性を有する箇所である。これらの地形区分に相当するかどうかは、治水地形分類図や水害地形分類図により判断することができる。

<旧川締切り箇所>

河道法線の修正（河道の直線化、ショートカットなど）に伴って、旧河道が形成される。この旧河道と現河道が接する旧川締切り箇所は、堤体基礎が透水性の地層となっており、漏水が生じやすいなど、洪水被害を発生しやすい箇所となる場合がある。

<落堀*>

落堀（又は押堀：おちぼり、おっぼりと呼ぶ）は越水、破堤に伴って形成された凹地状の地形であるので、その前面の堤防は再度破堤する危険性をもっている。落堀が埋められた旧落堀にも注意する必要がある。また、堤防に接している池は落堀の可能性がある。こうした池は、他に漏水の危険性があったり、地盤の低い箇所なので要注意である。

*これまでに観測された落堀は、表-4のように最大洗掘深が4～5mであり、これは概ね堤防高（正確には堤内地盤高との比高）に相当する。ただし、伊勢湾台風（S34.9）の時には揖斐川支川の牧田川において、12mの落堀が形成されたという事例もある。

表-4 落堀の最大洗掘深¹⁵⁾

河川名	水害名	最大洗掘深	破堤幅	備考
遠賀川	西日本水害（S28.6）	4m	110m	河口から14.3k
山崎川	伊勢湾台風（S34.9）	5m	67m	1.4k
揖斐川	〃	5m	150m	3.0k
揖斐川支川 牧田川	〃	12m	120m	揖斐川（28.7k）との合流点
利根川支川 小貝川	台風10号（S61.8）	5m	85m	利根川合流点より49k 越水による堤防侵食

<扇状地>

扇状地では、氾濫原勾配が緩くなる箇所において、土砂を氾濫させて扇状地地形を形成してきた。従って、地形的に見れば、旧扇状地が現扇状地に消えていく箇所が要注意である。旧扇状地では危険域は河道内に限定されるが、侵食がほとんど生じていない現扇状地では、扇面全体が危険域となり、また流路位置の大きな変化が生じやすい。黒部川における河道特性と被災状況との関係を参考5に示した。

<本支川の合流点>

本支川が合流する地点では、合流後の河道幅は合流前の河道幅の合計よりも小さく、また流れが乱れ、洗掘エネルギーが増大するため、合流点以外の区間に比べて越水区間が長くなる。そして、一旦越水すると破堤幅は大きくなる傾向にある（『1.12 破堤形状の設定』参照）。

<横断工作物の設置箇所>

橋梁、堰、頭首工などの横断工作物がある場合、洪水が堰上げられて、越水・破堤する場合がある。こういう箇所では破堤幅が大きくなる傾向にある。狭窄部についても、同様のことが言える。

1. 1.2 破堤形状の設定

破堤形状は実績値がある場合は、それを参考とするが、実績値がない場合は、破堤幅 y (m) は破堤箇所が合流点付近か否かに分けて、川幅 x (m) より次式により算定する。その際、堤防は基部まで破堤するものとする（図-8 参照）。

・合流点付近の場合 : $y = 2.0 * (\log_{10} x)^{3.8} + 7.7$

・合流点付近以外の場合 : $y = 1.6 * (\log_{10} x)^{3.8} + 6.2$

また、破堤幅は、既存の実績値に基づいて、破堤後、瞬時に最終破堤幅（上式の y ）の $1/2$ が破堤し、その後1時間かけて最終破堤幅まで拡大するものとする。なお破堤幅の拡大速度は一定と仮定する。

【破堤形状】

・破堤形状（破堤形状およびその時間的变化）は実績値がある場合は、その値を参考とする。実績値がない場合は、以下の方法により破堤形状を仮定するものとする。

・破堤幅は破堤箇所が合流点付近か否かによって、以下のように設定する*。

①合流点付近の場合 : $y = 2.0 * (\log_{10} x)^{3.8} + 7.7$

②合流点付近以外の場合 : $y = 1.6 * (\log_{10} x)^{3.8} + 6.2$

ここで、 x (m) は川幅（堤防の川表のり肩間の距離）、 y は破堤幅（天端中央における破堤幅）と定義している。また、合流点付近とは合流の影響が無視出来ない規模の河川が合流している場合で、その目安は支川の川幅が本川の川幅の3割以上とし、影響区間は合流点から上下流各々の方向に本川川幅の2倍程度の区間を目安とする。

・破堤幅は破堤後、瞬時に最終破堤幅の $1/2$ が破堤し、その後1時間かけて最終破堤幅まで拡大するものとする（破堤幅の拡大速度は一定とする）。最終破堤幅を y_{max} とすると、破堤幅の時間変化は次式で表さ

れる（図-9参照）。

$$t = 0 \quad y = \frac{y_{max}}{2}$$

$$0 < t \leq 60 \text{分} \quad y = \frac{y_{max}}{2} \cdot \left(1 + \frac{t}{60}\right)$$

$$t > 60 \text{分} \quad y = y_{max}$$

また堤防は破堤後、瞬時に地盤面まで破堤するものとする……建設省直轄工事技術研究報告によれば、図-10のように破堤口の深さはバラツキはあるものの、平均的には堤防高に近い数値となっている（報告ではこの破堤タイプを押し流し型と称している）¹⁶⁾。

*破堤幅に影響を及ぼす因子として、破堤箇所の特性である①橋などの上流、②橋などの下流、③橋と橋などの中間、④土砂堆積による河道閉塞、⑤土石流（転石）の衝突、⑥裏のりからの水圧・洗掘、⑦河道法線（直線、湾曲、合流）、⑧漏水の有無、⑨堤体の湿潤、⑩天端の舗装の10因子を分析した結果、⑦の破堤区間が合流点かどうかのみで、川幅～破堤幅の関係に特性による違いが見られた。

【破堤部からの越流】

・破堤部からの越流量は本間の越流公式を用いて、計算する。

破堤数高から見て、高い方の水位を h_1 、低い方の水位を h_2 とすると、破堤部からの越流量は

$$h_2/h_1 < 2/3 \text{ のとき } Q = 0.35 * h_1 \sqrt{2g h_1} * B \quad : \text{完全越流}$$

$$h_2/h_1 \geq 2/3 \text{ のとき } Q = 0.91 * h_2 \sqrt{2g (h_1 - h_2)} * B \quad : \text{潜り越流}$$

となる。

本間公式における流量係数は越流堤の法面勾配及び上流水深／堤防高をパラメータとして変化するため、実際の流量係数は0.31～0.33（完全越流の場合）の範囲内にあると考えられる。しかし、破堤箇所によって、堤防は様々な断面形を有しており、ここでは越流堤が長方形であると仮定した係数を採用している。本間公式で適合度が悪い場合は、横越流公式（De Marchiの式、中川の式など）を用いる。

なお、氾濫水が堤内地側から堤防を越えて、河道へ流入する場合も河道からの越水と同様に、越水した時点で破堤（逆破堤）するように仮定して、上記の式で計算するようにする。

1. 1.3 計算結果の表示方法

計算結果は用途に応じて、これに適した表示方法をとるものとする。最大の浸水危険性を表示する場合は、最大浸水深や流速を表示する。ただし、単一の破堤箇所からの浸水状況を表示すると、その箇所が破堤する危険性が高いと誤解されるので、浸水状況を包絡した結果を表示する。また、氾濫計算の精度を考えると、計算された浸水深が非常に小さい浸水メッシュは浸水しなかったものとして表示するのが良い。

【計算結果の表示】

・氾濫計算は想定された各破堤箇所に対して行う。この計算結果（氾濫水の伝播状況）は避難計画等を考え

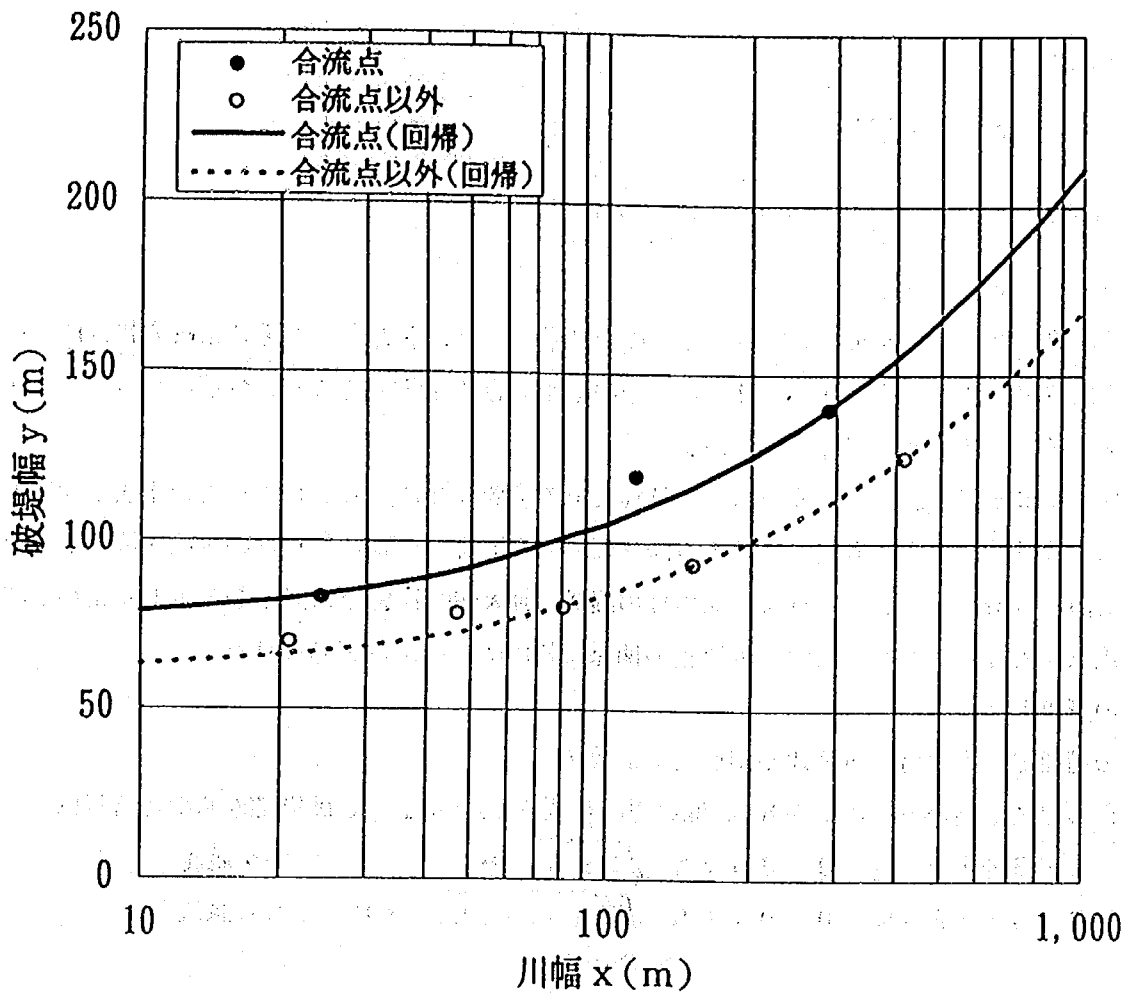


図-8 破堤幅と川幅の関係

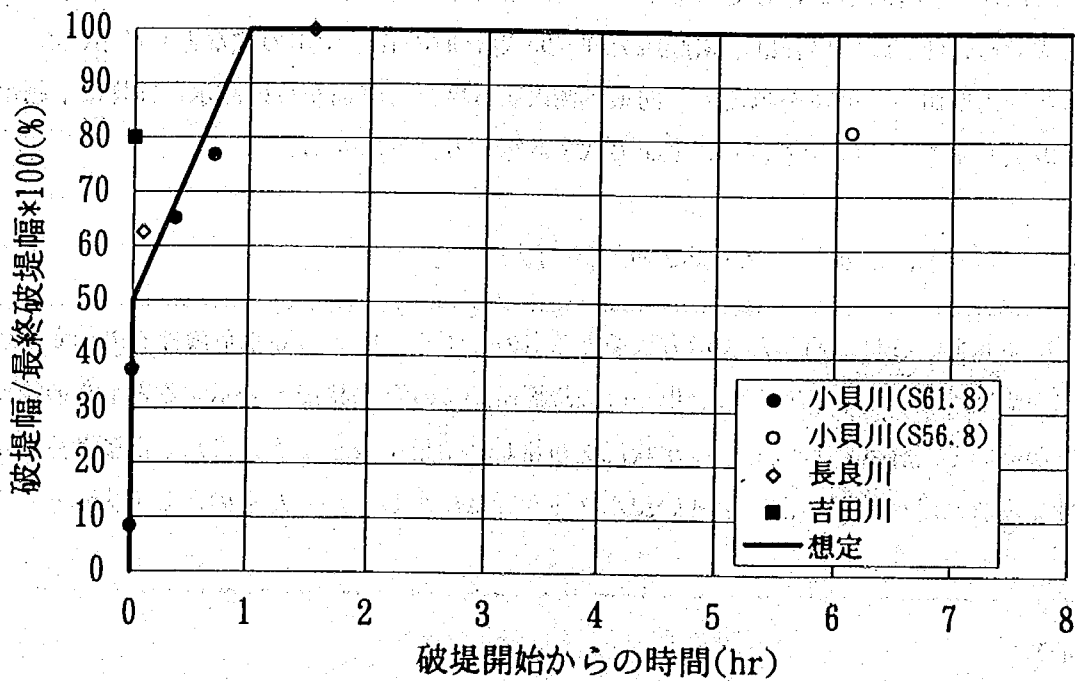


図-9 破堤幅の時間的变化

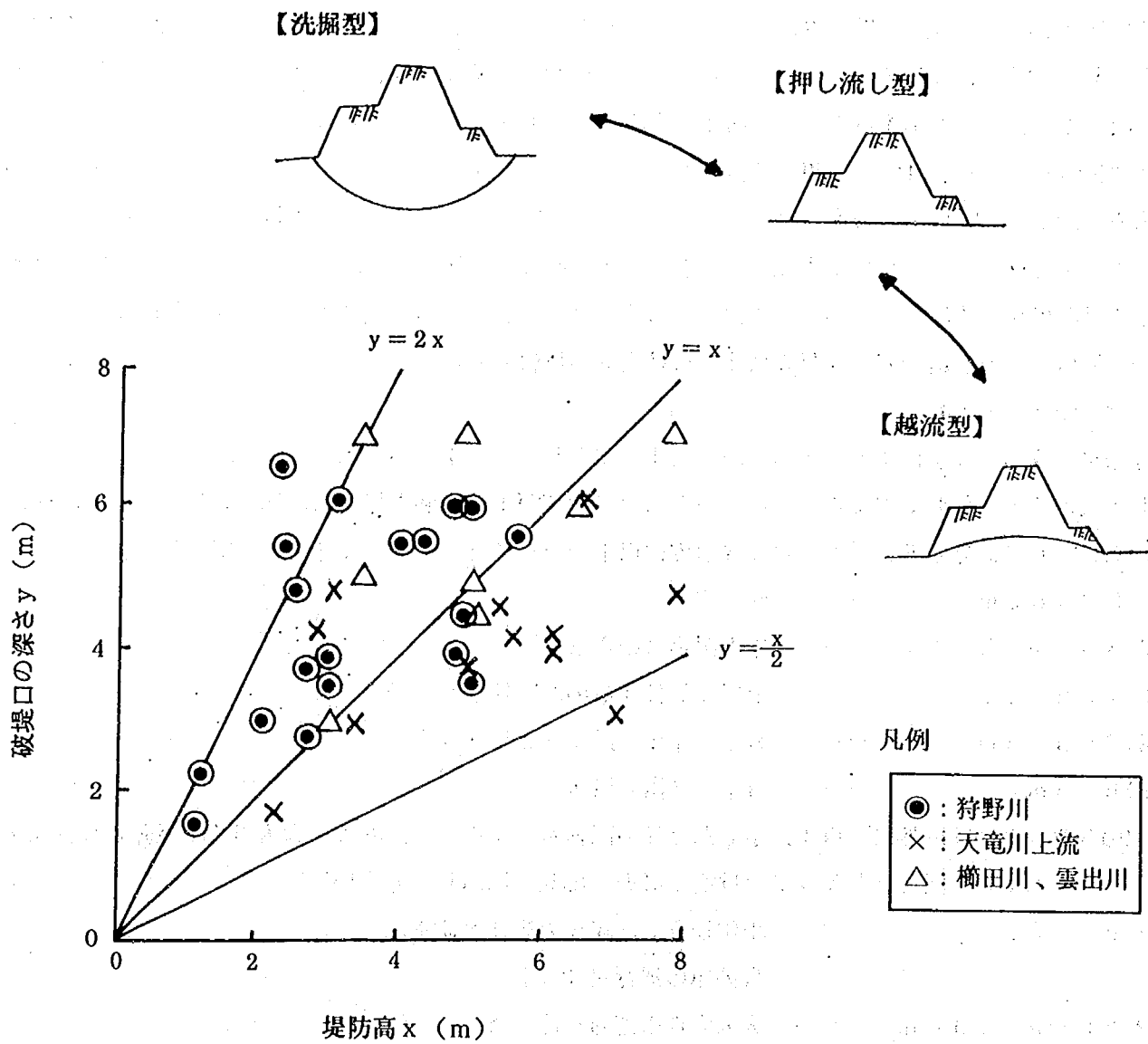


図-10 堤防高と破堤口の深さとの関係

出典)「藤本、木曾三川における治水経済調査について
の一考察、建設省直轄工事第17回技術研究報告、
1963年」に加筆・修正した

る際に、非常に重要なデータとなるが、このままの形で洪水危険地図等に表示すると、想定破堤箇所が破堤危険性が高いと誤解されるので、データを加工する必要がある。

- ・計算された氾濫水の伝播結果を用いて、これらを包絡する形で、マップ上に表示する。例えば、最大浸水深を表示する場合、あるメッシュで得られた複数の最大浸水深のうち、最大の浸水深をマップ上に記載する。氾濫流の流速を表示する場合も、同様な方法で表示することが可能である。
- ・氾濫解析の結果を避難計画に応用する方法として、「等到達線図」がある。この方法は通常より多くの破堤箇所を設定（1 kmピッチ程度を目安とする）して、破堤してからある一定時間（30分、1 時間）経過後の浸水域を計算し、それらの浸水域を包絡するラインを洪水危険地図上にかくものである。この等到達線は、直近の堤防が破堤してから最短で何分（時間）後に氾濫水が当該地域に到達するかを住民が理解し、避難（避難までの余裕時間）の目安にするのに役立つ情報である。

【浸水深、流速の表示】

- ・計算結果のうち、浸水深 1 cm 以上の領域を浸水範囲とし、1 cm 未満の浸水メッシュは浸水しなかったものとして表示する。なお、氾濫水はあるメッシュの浸水深が 1 mm 未満の場合には隣接したメッシュに伝播しないものとして計算する。計算された浸水深は以下の分類に従って表示することが望ましい。

- | | | |
|---|-------|-----------------|
| 1) $h < 50 \text{ cm}$ | | 床下浸水 |
| 2) $50 \text{ cm} \leq h < 1 \text{ m}$ | | 床上浸水（ひざまで） |
| 3) $1 \leq h < 2 \text{ m}$ | | 家屋に居住するのが困難な浸水深 |
| 4) $2 \leq h < 5 \text{ m}$ | | 軒下（平屋）浸水～2 階が浸水 |
| 5) $h \geq 5 \text{ m}$ | | 軒下（2 階）浸水 |

- ・上記の 5 ランク分け以外に、以下に示した避難の困難さ（子供、大人女性、大人男性の避難）及び床上・軒下浸水を勘案して区分したランク分けを、必要に応じて採用してもよい¹⁷⁾。

- | | | |
|---|-------|----------------------------------|
| 1) $h < 30 \text{ cm}$ | | 小学校 5、6 年生の避難可能水深
自動車の通行可能な水深 |
| 2) $30 \leq h < 50 \text{ cm}$ | | 大人女性の避難可能水深 |
| 3) $50 \text{ cm} \leq h < 1 \text{ m}$ | | 大人男性の避難限界水深（約 70 cm）
床上浸水 |
| 4) $1 \leq h < 3 \text{ m}$ | | 家屋の 1 階部分が浸水 |
| 5) $h \geq 3 \text{ m}$ | | 家屋の 2 階が浸水 |

- ・メッシュ毎に計算された浸水状況（浸水位）を内挿して、曲線により等浸水深線を表示する場合、浸水位データがベースとなるので、必ず浸水位も計算のアウトプットとして書き出しておく。また氾濫原勾配が急変している（浸水位が急変する場合がある）箇所は浸水位の内挿の仕方に注意する必要がある。
- ・氾濫原の勾配が大きい場合や避難計画を考える場合に流速が問題となる場合は、避難の困難度などを考慮して、以下の分類に従って氾濫流の流速を表示することが望ましい。流速は各破堤箇所からの氾濫流の流速のうち、代表する最大流速を表示する方法と最大流速の平均値を表示する方法がある。

- 1) $v < 0.5 \text{ m/s}$
- 2) $0.5 \leq v < 1 \text{ m/s}$
- 3) $v \geq 1 \text{ m/s}$

1. 1. 4 計算結果の活用方策

氾濫解析の結果は様々な用途が考えられるが、特に治水事業の効果算定、浸水危険区域の設定、避難計画、流域施設による影響把握、防災意識の高揚などに有効となる。

【活用方策】

・ 氾濫解析の結果は、その結果を直接活用する方法と、結果を加工して活用する方法がある。主要な活用方策は以下のとおりである。

①治水事業の効果算定

治水施設（堤防、放水路、ポンプ、二線堤など）による洪水被害軽減効果の算定

治水施設の整備計画、又は段階施工計画の策定

②浸水危険区域の設定

洪水危険地図の作成

災害危険区域*への指定

都市計画区域における線引きへの活用

③避難計画

避難所の安全度評価

避難路の設定

氾濫水到達時間の表示

④流域施設による影響把握

排水樋門及びポンプの最適配置の検討

都市化（流出率の変化）に伴う浸水状況の変化

道路バイパス（カルバート）・団地等の建設による浸水状況の変化

⑤防災意識の高揚

（電柱などへの）浸水位の公示

防災担当者の氾濫現象の理解

一般住民の氾濫災害への啓蒙

防災教育

⑥その他

水害裁判での資料

一方、豪雨時（洪水時）における活用方策としては、ハザード・シミュレータがある。これは予め数多く

の破堤箇所を設定して氾濫解析しておいた計算結果をパソコンに保存しておき、洪水時にパソコンの画面上に表示させるシステムである。このシステムでは洪水時にリアルタイムで氾濫水の拡散状況・浸水深・流向を表示できる他、避難所・水防倉庫・防災機関・重要水防箇所の詳細情報を表示でき、水防・避難活動などに活用することができる。詳細については巻末の参考資料3を参照されたい。

* 建築基準法39条によれば『地方公共団体は津波、高潮、出水等による危険地域を災害危険区域として、条例で指定できる』とある。条例で災害危険区域に指定されているのはほとんどが土砂災害に対する危険区域であるが、現在佐賀県と名古屋市、札幌市と長野県飯田市の一部などが出水に対する災害危険区域に指定され、住居の建築の禁止、建物の構造形式・床面・基礎に関する建築制限を受けている¹⁸⁾。

以下には上記のマニュアル中に示した内容を詳細に説明した参考事項【参考1】～【参考5】を記述している。

【参考1】地形特性から見たメッシュ分割

地形特性から見た最適なメッシュ分割は、一定領域内において平均地盤高からの偏差がある範囲以内になるような分割である。低平地においては、多少メッシュを粗くしても、問題はあまり生じないので、ここでは氾濫原勾配がある程度急な氾濫原を対象にして（安全側を考慮して）、最適なメッシュ分割について検討する。

札幌市を流下する豊平川流域における現況図（縮尺1/2,500の都市計画図に相当）を用いて、豊平川の左岸側250mの範囲内より、13.8kmの区間にわたり地盤高を抽出した。ただし、計算において比高2m以上を盛土と見なして、そのようなデータは対象からはずした。対象範囲を河道縦断方向に100、250、500m間隔（以下メッシュ間隔と称する）で区切った時の各メッシュの平均地盤高と隣接したメッシュの平均地盤高との差の絶対値 Δz_i を全区間で平均した値で見ると、以下のようになる。

- 1) メッシュ間隔が100mの場合、 $\Delta z_m = 0.45\text{m}$ （メッシュ・データ数100個）
- 2) メッシュ間隔が250mの場合、 $\Delta z_m = 1.24\text{m}$ （メッシュ・データ数 49個）
- 3) メッシュ間隔が500mの場合、 $\Delta z_m = 2.22\text{m}$ （メッシュ・データ数 27個）

また、 Δz_i の分布形状は図-11のとおりで、メッシュ間隔が小さくなるにつれて Δz_i が小さくなる方向にシフトしている。メッシュ間隔が500mの場合、 Δz_i が1.0m以上のものが全体の6割以上もある。 Δz_i が0.6m未満のデータの割合は、

- 1) メッシュ間隔が100mの場合、58.0%
- 2) メッシュ間隔が250mの場合、30.6%
- 3) メッシュ間隔が500mの場合、14.8%

である。従って、一定の地盤高の精度として、 Δz_i を0.6m以下にするためには、メッシュ間隔は100m以下にする必要があると言えるが、実務的にはメッシュ間隔は少なくとも250m以下にすべきである。詳細については『3. 1 氾濫実験・計算による検証』の検証1に記述している。

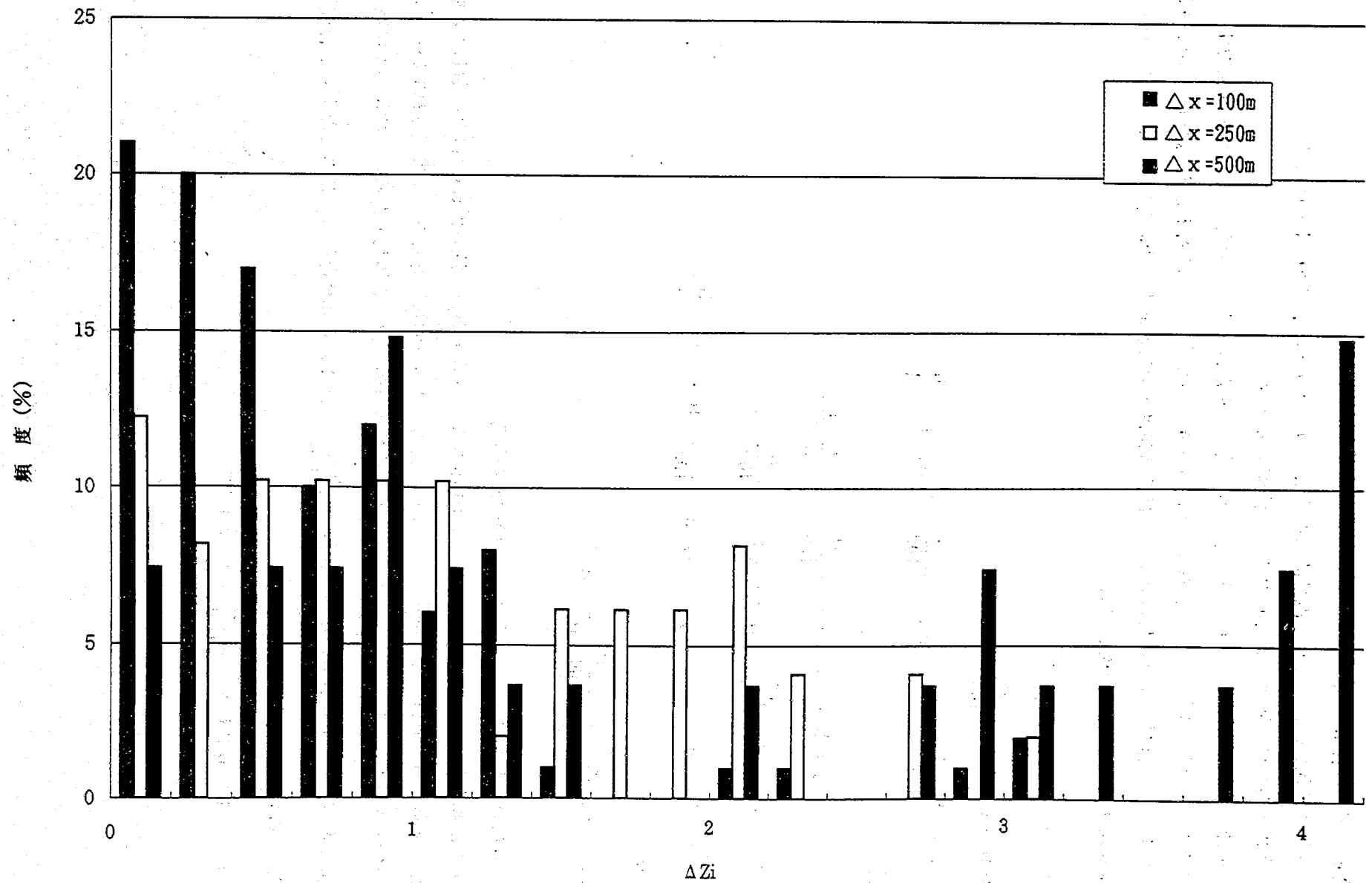


図-11 各メッシュにおける ΔZ_i の頻度分布

【参考2】合成等価粗度係数の式の誘導

・ 先ず、合成等価粗度係数の式を導く。氾濫流に関する力のバランスは、以下のようになる。

氾濫水に作用する力 G = 底面のせん断力 R_1 + 建物の抵抗力 R_2

Δt の間に水流が移動する領域に着目すると、水の容積 V 、水が接触する底面積 A_1 、氾濫流が衝突する建物の投影面積 A_2 は、以下のようになる。なお、 B は水流幅、 h は水深、 u は流速、 θ は建物占有率、 d は建物の1辺の長さ、 ρ は単位体積重量 ω/g 、 n は合成粗度係数（底面と建物の合成値）、 n_0 は底面粗度係数、 τ はせん断力、 C_D は抗力係数である。

$$V = B h u \Delta t \left(1 - \frac{\theta}{100}\right)$$

$$A_1 = B u \Delta t \left(1 - \frac{\theta}{100}\right)$$

$$A_2 = \frac{\theta/100 * B u \Delta t}{d^2} * d h = \frac{\theta}{100} B u \Delta t \frac{h}{d}$$

であるから、

$$G = \rho g V I = \rho g B h u \Delta t \left(1 - \frac{\theta}{100}\right) \frac{n^2 u^2}{h^{4/3}}$$

$$R_1 = \tau A_1 = \rho g h \frac{n_0^2 u^2}{h^{4/3}} B u \Delta t \left(1 - \frac{\theta}{100}\right)$$

$$R_2 = \frac{1}{2} C_D \rho u^2 A_2 = \frac{1}{2} C_D \rho u^2 \frac{\theta}{100} B u \Delta t \frac{h}{d}$$

$$G = R_1 + R_2$$

$$n^2 = n_0^2 + \frac{C_D}{2 g d} * \frac{\theta}{100 - \theta} h^{4/3}$$

となる。

従って、 n は θ 、 h をパラメータとする C_D の関数となる。

実験結果より道路がない条件での抗力係数 C_D の平均値は 3.83 である。抗力係数 C_D は θ に対して変動しているが、実験条件の θ は実際の都市における θ の範囲 (10%~40%) を考慮して決定されているから、平均値を用いても問題はない。そこで、この値と水理模型実験のブロック辺長である $d = 40(\text{cm})$ を現地スケール 10m に換算して上式に代入すると、係数 $\frac{C_D}{2 g d}$ は 0.020 となる。このことより、合成等

価粗度係数の式は

$$n^2 = n_0^2 + 0.020 * \frac{\theta}{100 - \theta} * h^{4/3}$$

となる。

【参考 3】粗度係数の加重平均方法について

・ある領域を流下方向に 1 領域と考えた場合と、2 領域と考えた場合の 2 通りについて考え、両者の領域間のエネルギー損失が同じになるように不等流式をたてる。

$$1 \text{ 領域の場合: } \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right) + I \cdot L = \frac{n^2}{2} \left(\frac{v_1^2}{h_1^{4/3}} + \frac{v_2^2}{h_2^{4/3}} \right) L$$

$$2 \text{ 領域の場合: } \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right) + I \cdot L = \frac{n_1^2}{2} \left(\frac{v_1^2}{h_1^{4/3}} + \frac{v_2^2}{h_2^{4/3}} \right) L_1 \\ + \frac{n_2^2}{2} \left(\frac{v_1^2}{h_1^{4/3}} + \frac{v_2^2}{h_2^{4/3}} \right) L_2$$

ここで、添字の 1 は上流端、2 は下流端、3 は中間域を意味する。

両式と連続式 $v_1 h_1 = v_2 h_2 = v_3 h_3$ より、次式が導かれる。

$$n^2 = \frac{n_1^2 \{ (h_2 h_3)^{10/3} + (h_1 h_2)^{10/3} \} L_1 + n_2^2 \{ (h_1 h_3)^{10/3} + (h_1 h_2)^{10/3} \} L_2}{\{ (h_2 h_3)^{10/3} + (h_1 h_3)^{10/3} \} L}$$

これ以上、式を整理することはできないが、今仮に領域内の水深変化が少ない (h_1 、 h_2 、 h_3 がほぼ同じである) と仮定すれば、

$$n^2 = \frac{n_1^2 L_1 + n_2^2 L_2}{L_1 + L_2}$$

となる。すなわち、氾濫流の奥行きを考えれば、

$$n^2 = \frac{n_1^2 A_1 + n_2^2 A_2}{A_1 + A_2}$$

となる。この式より求めた n と従来の手法*より求めた n との違いは、高々 1 割以内であるが、この式の方が水理的に見て妥当であると考えられるので、この式を加重平均式に採用する。

*従来の粗度係数は以下のように、粗度係数の 1 乗に対する面積加重平均で評価されている。

$$n = \frac{n_1 A_1 + n_2 A_2}{A_1 + A_2}$$

【参考 4】土地利用毎の粗度係数

・道路の粗度係数は、氾濫実験の結果を利用した。すなわち、水路中央部分の道路幅が実際の道路幅（片側 1 車線：10m、片側 2 車線：20m）に近い（±2 割）下記の実験ケースにおいて、道路において測定された水深より逆算した粗度係数の結果を用いて求めた。なお、道路幅は現地換算した数値である。

ケース 10～12：道路幅 22.5m

ケース 19～21：道路幅 11.7m

ケース 22～24：道路幅 20.0m

ケース 34～36：道路幅 23.8m

ケース 40～42：道路幅 12.0m

ケース 43～45：道路幅 21.0m

測定の結果、片側 1 車線の場合 $n = 0.0286$ 、片側 2 車線の場合 $n = 0.0267$ となった。両者の違いは高々 1 割以内であるので、車線数で区別しないで、道路の粗度係数を設定するものとする。全体で

平均すると、 $n = 0.0273$ となる。これは縮尺 $1/25$ で現地換算すると、 $n = 0.0467$ となるので、有効数字2桁として、 $n = 0.047$ とする。

- 一方、農地の粗度係数については、ほとんどの土地利用が農地である小貝川破堤（S61.8：茨城県結城郡石下町）データに基づいて、検証された水田・畑（主に水田）の粗度係数である $n = 0.06$ を用いた。この係数については今後検討していく必要があると考えている。また、その他の土地利用の粗度係数は道路と農地の中間値（その他の土地利用である荒れ地、芝地などは農地より道路に近い粗度要素であるので、若干道路の係数に近い値を採用している）より、 $n = 0.05$ とした。

【参考5】河道特性と被災特性^{19) 20)}

- 例えば黒部川を例にとると、図-12のように旧河道跡が何本も見られ、流路が度々変化したことが伺える。図-13には新旧の扇状地の縦断面を示したが、現在の扇状地が形成される前の舟見野扇状地（C-C'断面）が現扇状地に消えていく箇所付近で堤防の被害が集中していることが分かる。他に興味深いのは、古い扇状地（A-A'断面）ほど、勾配が急なことである。これは黒部川流域では、昔は山岳の隆起と同時に海底で沈降が生じ、隆起と沈降の境界が現在の海岸付近であったために、このような地形となったものである。

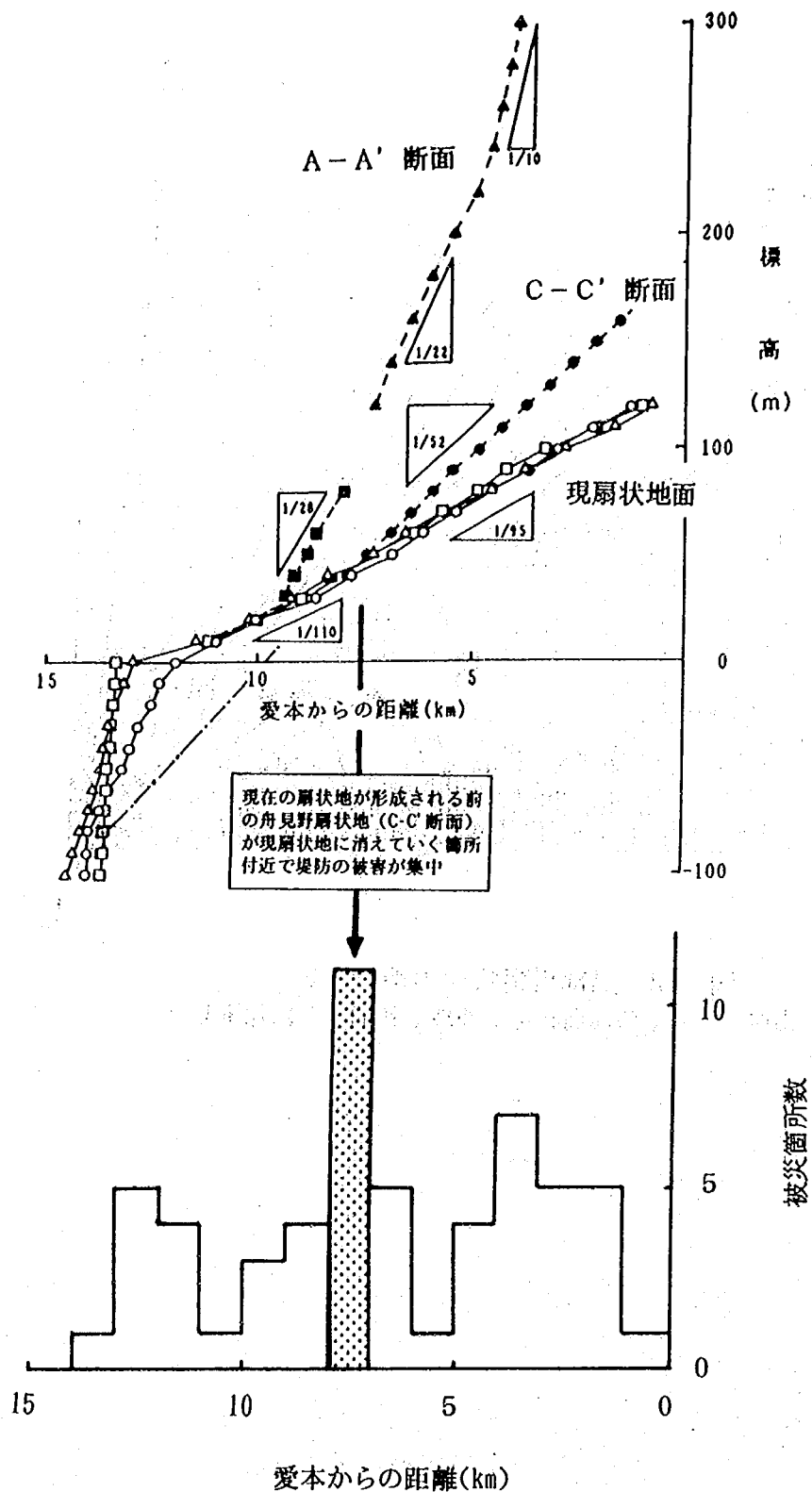


図-13 扇状地を形成する地形面の縦断図と被災箇所

注) 被災箇所とは昭和9～46年の破堤・欠壊箇所である

出典) 「黒部工事事務所、黒部川のあゆみ」他に

基づいて、加筆・修正した

第2章 二次元不定流モデルの改良

2. 1 氾濫原粗度係数

従来モデルと新モデルとの粗度係数の設定の違いを表にすると、以下のとおりである。表から分かるように、新モデルでは建物の抗力を評価した式を用いて、建物以外の土地利用に関する粗度係数を設定してから、建物の粗度係数と合成する手法を採用している。その結果、粗度係数は建物占有率だけではなく、浸水深の関数となっている点が大きな相違点である。

表-5 モデルによる粗度係数設定プロセスの相違

	従 来 モ デ ル	新 モ デ ル
設定のプロセス	①各メッシュ毎の土地利用毎の占有面積を調べる。土地利用とは水田・畑 A_1、宅地 A_2、山林 A_3 である。 ②土地利用毎の粗度係数を以下のように設定する。 $n_1=0.025$ $n_2=0.04$ $n_3=0.06$ ③合成粗度係数 n を以下の加重平均式により求める。 $n = \frac{n_1 A_1 + n_2 A_2 + n_3 A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$	①各メッシュ毎の土地利用毎の占有面積を調べる。土地利用とは建物、農地 A_1、道路 A_2、その他 A_3 である。ここで、農地とは水田、〇〇畑、果樹園などで、道路には沿線の歩道面積も含める。荒地、芝地、湿地などはその他の土地利用と見なす。 ②土地利用毎の粗度係数を以下のように設定する。建物以外の底面粗度係数を以下の加重平均式により求める $n_o^2 = \frac{n_1^2 A_1 + n_2^2 A_2 + n_3^2 A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$ ここで、$n_1=0.060$、$n_2=0.047$、$n_3=0.050$ である ③これらの土地と建物による合成等価粗度係数を以下の式より求める $n^2 = n_o^2 + 0.020 * \frac{\theta}{100 - \theta} * h^{4/3}$ ここで、θ は建物占有率、h は水深である
主 要 な 特 徴	①土地利用の違いが粗度係数に与える影響はその占有面積の大きさで規定される ②水深方向には粗度係数は変化しない	①建物が粗度係数に与える影響は関数式で与えられる。また建物以外の土地利用が与える影響は粗度係数の2乗と占有面積の大きさで規定される ②合成等価粗度係数のなかに含まれる建物の影響は建物占有率と水深によって評価される ③従って、水深が大きくなるにつれて粗度係数は大きくなる

2. 2 破堤形状＜破堤幅＞

従来モデルでは、破堤形状は実績値がある場合には、その値を参考として計算条件に組み込んでいた。しかし、実績値がない場合には、破堤幅は川幅に対する関数から求めていた。その関数は土木研究所が提案した次式である。ここで、 y は破堤幅、 x は川幅である。

$$x \leq 600\text{mの場合} \quad y = x * (4.176 - 0.565 * \log_{10} x)$$

$$x > 600\text{mの場合} \quad y = 0.56 * x$$

しかし、この関数は実績の破堤幅データをベースにして近似された曲線 ($x \leq 600\text{m}$) と両対数グラフ上で傾きが1の直線 ($x > 600\text{m}$) を結合した関数である。これは、実績値による近似曲線は川幅約600mを境にして、破堤幅が川幅に対して減少するという不都合が生じたために2つの関数を結合させたものである。

新モデルでは、破堤幅の実績データのうち、特性が異なると考えられる特殊堤（パラペット）や高さの低い堤防（堤防高が1.5m以下）をデータから削除した。また、近似曲線は破堤幅の大きいデータにより近似するように設定した。

従来、直線部か湾曲・合流部であるかの河道特性により、関数式を使い分けていた。上式は湾曲・合流部に適用するための関数式である（治水課のマニュアル『想定氾濫計算の実施について』では、大きな破堤幅による浸水危険性を評価するため、この式のみが提示された）。しかし、今回はマニュアル（案）において説明したように、河道区間が合流点か否かによって関数式を分けた。合流点においては、通常合流後の川幅は合流前の川幅の合計よりも小さく、また流れが乱れるために越流量が大きくなる傾向にある。既存の計算例のように、越流量が増えても越水深は増えずに、越流区間長が長くなる²¹⁾。その結果、合流点の方が越流区間長に呼応して破堤幅が広くなるのである。

川幅を x (m)、破堤幅を y (m) とすると、新たに提案した破堤幅の式は以下のとおりである。関数式は破堤箇所が合流点か否かによって分けている。

$$\text{①合流点付近の場合} \quad : y = 2.0 * (\log_{10} x)^{3.8} + 7.7$$

$$\text{②合流点付近以外の場合} : y = 1.6 * (\log_{10} x)^{3.8} + 6.2$$

2. 3 破堤形状＜破堤幅の時間的变化＞

破堤幅の検討を行ったものと同じ破堤データを用いて、破堤拡大時間（欠壊開始から破堤完了までの時間）を整理すると、図-14のように破堤データ（107データ）のうち、約半数が30分以内であり、1時間以内が約7割である。これらの中には中小河川のデータもかなり含まれているので、平均的に見て破堤拡大時間は1時間程度と見て差し支えない。

一方、より詳細に破堤が拡大する様子が観察された事例として、遠賀川（S28.6）、長良川（S51.9）、小貝川（S56.8とS61.8）、吉田川（S61.8）の5事例がある。図-14のように、破堤後瞬時に最終破堤幅の1/2が破堤し、その後1時間かけて最終破堤幅となっている。これらのなかには漏水による破堤データも含まれているが、先のデータも含めて考えると、破堤幅の時間的变化は以下のように仮定できる。

①破堤直後の破堤幅は最終破堤幅の1/2である

②破堤幅は破堤1時間後に最終破堤幅となる（破堤が終了する）

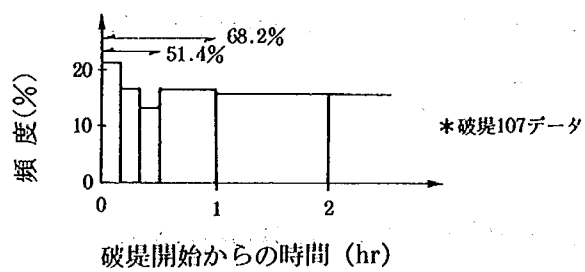
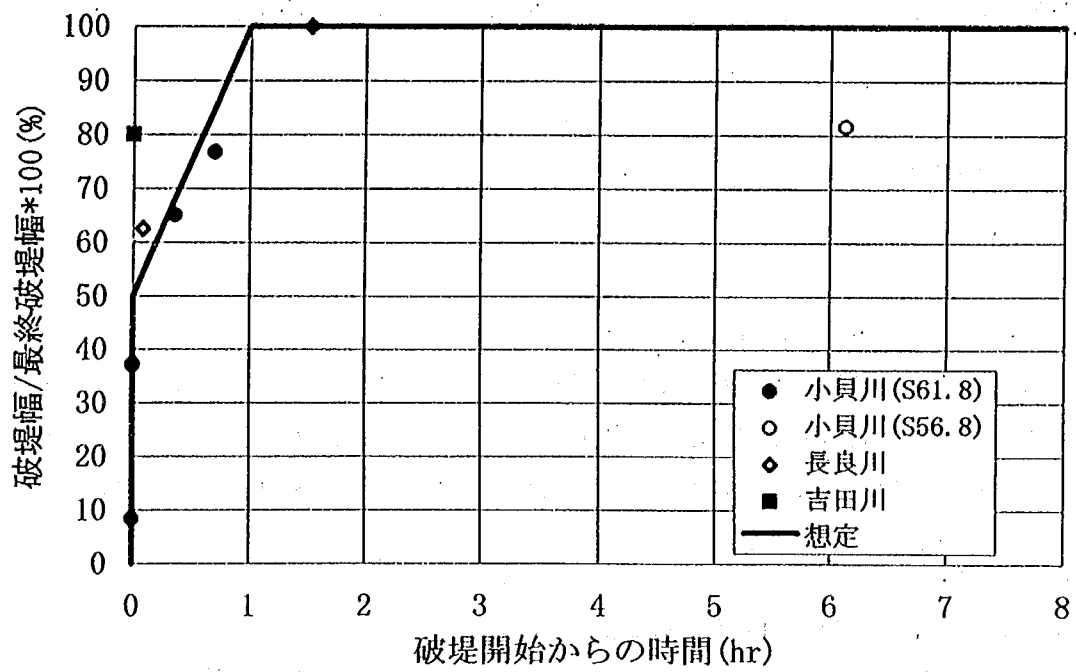


図-14 破堤幅の時間的变化

③最終破堤幅になるまでは、破堤幅は時間とともに拡大する

④破堤敷高は瞬時に堤防敷高と同じとなる

以上の関係を式で表すと、破堤幅 y (m) は最終破堤幅 y_{max} (m)、時間 t (分) に対して、以下のようになる。

$$t = 0 \quad y = \frac{y_{max}}{2}$$

$$0 < t \leq 60 \text{分} \quad y = \frac{y_{max}}{2} \cdot \left(1 + \frac{t}{60}\right)$$

$$t > 60 \text{分} \quad y = y_{max}$$

2. 4 水路の流下量

従来、水路の流下量は等流モデルを用いて計算することが多かったが、水路は氾濫流全体の挙動よりも早い挙動をとり、場合によっては氾濫水が到達していない氾濫原に浸水をおよぼすこともある。そこで、本モデルでは慣性項を無視し、場の加速度項を考慮した以下の不定流式を用いて、氾濫計算を行うこととした。

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V_d}{\partial t} = - \frac{\partial H_d}{\partial l} - \frac{n_d^2 V_d |V_d|}{h_{dm}^{4/3}}$$

ここで、 h_{dm} は上下流の平均水深である。

水路内の水位は図-15のように、メッシュ端点において流量収支から計算するものとする。すなわち、総流入量から総流出量を差し引いた分を底面積で除して求める。式で表わすと、以下のようになる。なお、流速の正の方向はフラックスの正の方向と同じである。

$$\frac{\partial h_d}{\partial t} = [\Sigma Q_{in} - \Sigma Q_{out}] / A$$

$$\Sigma Q_{in} = \Sigma U_{in,i} * \frac{l_i}{2} * h_{in,i} + B_3 h_{dm3} V_{d3} + B_4 h_{dm4} V_{d4}$$

$$\Sigma Q_{out} = \Sigma U_{out,i} * \frac{l_i}{2} * h_{out,i} + B_1 h_{dm1} V_{d1} + B_2 h_{dm2} V_{d2}$$

$$A = \Sigma B_i l_i / 2$$

水路への流入量、水路からの流出量は以下の関係式を用いて計算するものとする。

(1) 水路沿いに堤防がある場合

図-15のように、水深 h_1 、 h_2 、 h_3 、 h_4 を定義すると、

$h_1 \geq h_3$ の場合

$$h_3/h_1 \leq 2/3 \text{ (完全越流) の場合} \quad V_d = 0.35 h_1 \sqrt{2gh_1}$$

$$h_3/h_1 > 2/3 \text{ (潜り越流) の場合} \quad V_d = 0.91 h_3 \sqrt{2g(h_1 - h_3)}$$

$h_1 < h_3$ の場合

$$h_1/h_3 \leq 2/3 \text{ (完全越流) の場合} \quad V_d = -0.35 h_3 \sqrt{2gh_3}$$

$$h_1/h_3 > 2/3 \text{ (潜り越流) の場合} \quad V_d = -0.91 h_1 \sqrt{2g(h_3 - h_1)}$$

(2) 水路沿いに堤防がない場合

図-15において、水深 $h_1 = h_u$ 、 $h_2 = h_b$ となるが、適用式は上記の式と同じである。

2. 5 鶴見川における感度分析

ハザード・シミュレータの開発を行った鶴見川流域を対象として、二次元不定流モデルの改良前後の計算結果の違いについて感度分析してみた。新モデルにおいて建物密度による影響を見るため、比較の対象として、都市化の進んだ($\theta=60\%$)右岸5k地点(以下「都市域」という)と、都市化がこれから進行する($\theta=20\%$)左岸15k地点(以下「都市周辺域」という)の2箇所の破堤による氾濫状況である。氾濫計算条件は $\Delta x = \text{約}100\text{m}$ ($113\text{m} \times 92\text{m}$)で、計算時間間隔 Δt を5秒に設定し、氾濫原内の盛土や水路はメッシュの大きさの設定によって位置が変わることから流域の施設条件には入れなかった。

感度分析は以下の①～④では1項目のみを変えた場合、⑤では4項目すべてを変えた場合について行い、改良前後の氾濫水の拡散状況、各地点における浸水深の時間的变化、最大浸水深を比較した。従来モデルでは250m以上の大きさのメッシュが使われることが多いが、氾濫水の挙動の違いを明らかにするため、100mメッシュを従来モデルのメッシュとした。感度分析の結果を一覧表にしたのが表-6である。なお、氾濫水の拡散状況は破堤後1、2、3時間の状況を、また浸水深の時間的变化は図-16に示した都市域、都市周辺域各々3地点(破堤箇所から離れる順序で1、2、3と番号をつけている)における変化を比較した。

これらの結果を都市域と都市周辺域をまとめて整理すると、以下のようになる。

①メッシュの大きさの設定による計算結果の違い(図-17、18参照)

メッシュの大きさとして250m(左図)と100m(右図)の2通りを採用して、メッシュの大きさの違いによる氾濫水の挙動の差異を調べた。

- ・氾濫水の拡散状況：メッシュを細かくした場合、氾濫水の伝播が早くなる場合がある。
- ・浸水深の時間的变化：メッシュを細かくした場合、ピーク浸水深が低くなった。また、250mメッシュ(図-17)の場合に、No.3地点において破堤後一定時間が経過しても浸水深が2mから下がっていない。これは最下流端のメッシュ標高が周囲のメッシュ標高よりも2m近く高くなっていたために、氾濫水が伝播しなかったことによるものである。
- ・最大浸水深：メッシュを細かくした場合、氾濫水の伝播が広くなる場合がある。

②氾濫原粗度係数の設定による計算結果の違い(図-19、20参照)

宅地域の粗度係数 n を0.04と仮定した従来の方法(左図)と、メッシュ内に宅地が占める割合を反映した粗度係数を採用した新たな方法(右図)とを比較した。建物占有率の大きな都市域の方が従来の方法と大きく異なる結果が得られた。

- ・氾濫水の拡散状況：新モデルの方が氾濫水の伝播が遅かった。
- ・浸水深の時間的变化：新モデルの方が浸水深曲線が滑らかになった(尖鋭な波形にならない)。
- ・最大浸水深：傾向は一概には言えない。

③破堤幅の設定による計算結果の違い(図-21、22参照)

川幅に対する破堤幅の関数式として、従来の式(左図)と今回新たに提示した式(右図)を使って、氾濫の仕方の違いを調べた。なお、従来は湾曲・合流部の式が用いられていたため、新たな破堤幅はそれに対応して破堤幅が大きく評価される合流点付近の式を用いた。設定した破堤幅は以下のとおりで、新たに設定した破堤幅は従来の破堤幅のおよそ2/3である。

	従来の破堤幅(A)	新たな破堤幅(B)	(B)/(A)
都市域：5k右岸	172m	108m	0.63
都市周辺域：15k左岸	152m	104m	0.68

- ・氾濫水の拡散状況：計算結果にほとんど差異は見られなかった。
- ・浸水深の時間的変化：計算結果にほとんど差異は見られなかった。
- ・最大浸水深：最大浸水深はあまり変わらない場合と、新モデルの方が全体的に高くなる場合がある。新モデルのように破堤幅が小さいと、堤内地における浸水深の上昇が遅くなり、河道水位との水位差が大きくなり、逆に一時的に破堤流量が大きくなるためである。この現象は一般的に言えるものではないが、条件によってはこういうケースも考えられる。

④破堤幅の時間的変化の設定による計算結果の違い（図-23、24参照）

破堤幅が瞬時に最終破堤幅となるケース（左図）と、破堤後瞬時に最終破堤幅の1/2が破堤し、その後1時間かけて最終破堤幅となる新たなケース（右図）で計算を行い、氾濫水の挙動の違いを調べた。

- ・氾濫水の拡散状況：計算結果にほとんど差異は見られなかった。
- ・浸水深の時間的変化：破堤してから最終破堤幅になるまでに1時間を要する分、浸水深の上昇が遅くなった。
- ・最大浸水深：計算結果にほとんど差異は見られなかった。

⑤上記4項目全ての設定を変えたことによる計算結果の違い（図-25、26参照）

全ての項目が従来の設定と同じ場合（左図）と全ての項目の設定を変えた場合（右図）における氾濫水の挙動の差異は以下の通りである。特徴的なのは、図-25では図-17と同じく、氾濫水の下流方向への伝播に大きな違いが見られたことである。

- ・氾濫水の拡散状況：上記①～④の項目のうち、②の影響がもっとも大きく、新モデルの方が氾濫水の伝播が遅くなった。
- ・浸水深の時間的変化：上記①～④の項目のうち、②の影響がもっとも大きく、浸水深曲線が滑らかになった。
- ・最大浸水深：浸水深が低くなった。

以上の計算結果を概観すると、感度分析の対象とした4項目のうち、氾濫水の挙動に影響を与えたのはメッシュの大きさと氾濫原粗度係数であった。メッシュの大きさが細かいと、氾濫水の伝播が早く（浸水域が広く）なったり、浸水深が低くなる場合があった。特に影響が大きかったのは氾濫原粗度係数で、建物が粗度要素として影響し、氾濫水の伝播が遅くなり、浸水ハイドログラフが滑らかになった。他の2項目（破堤形状）は氾濫水にほとんど影響をおよぼさなかった。

4項目すべてを変えた時の変化としては、氾濫原粗度係数を変えた時の挙動とほとんど同じで、ただ最大浸水深については、浸水深が若干低くなっただけで、傾向的には大きな差異はなかった。

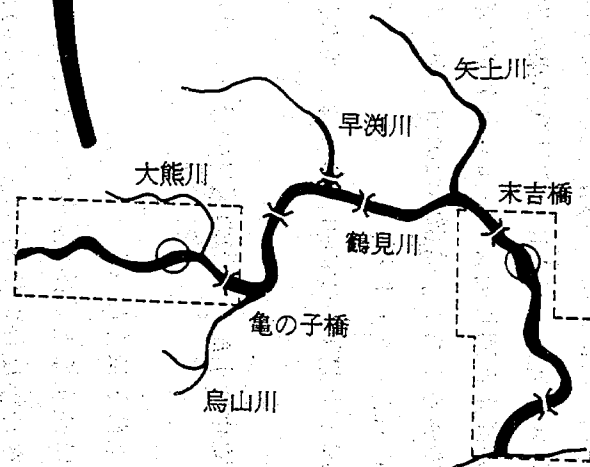
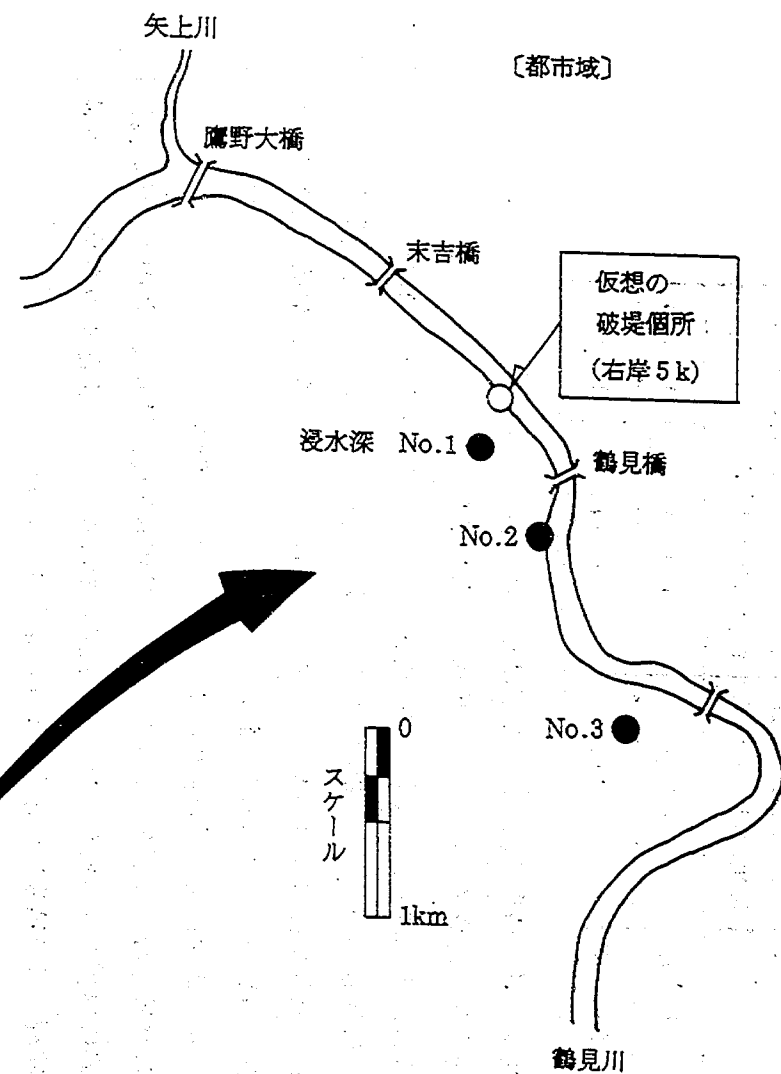
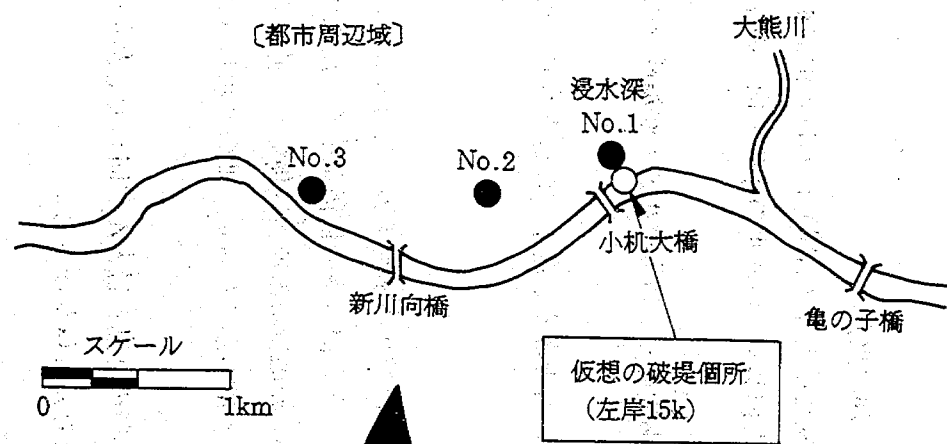


図-16 感度分析の対象地域図

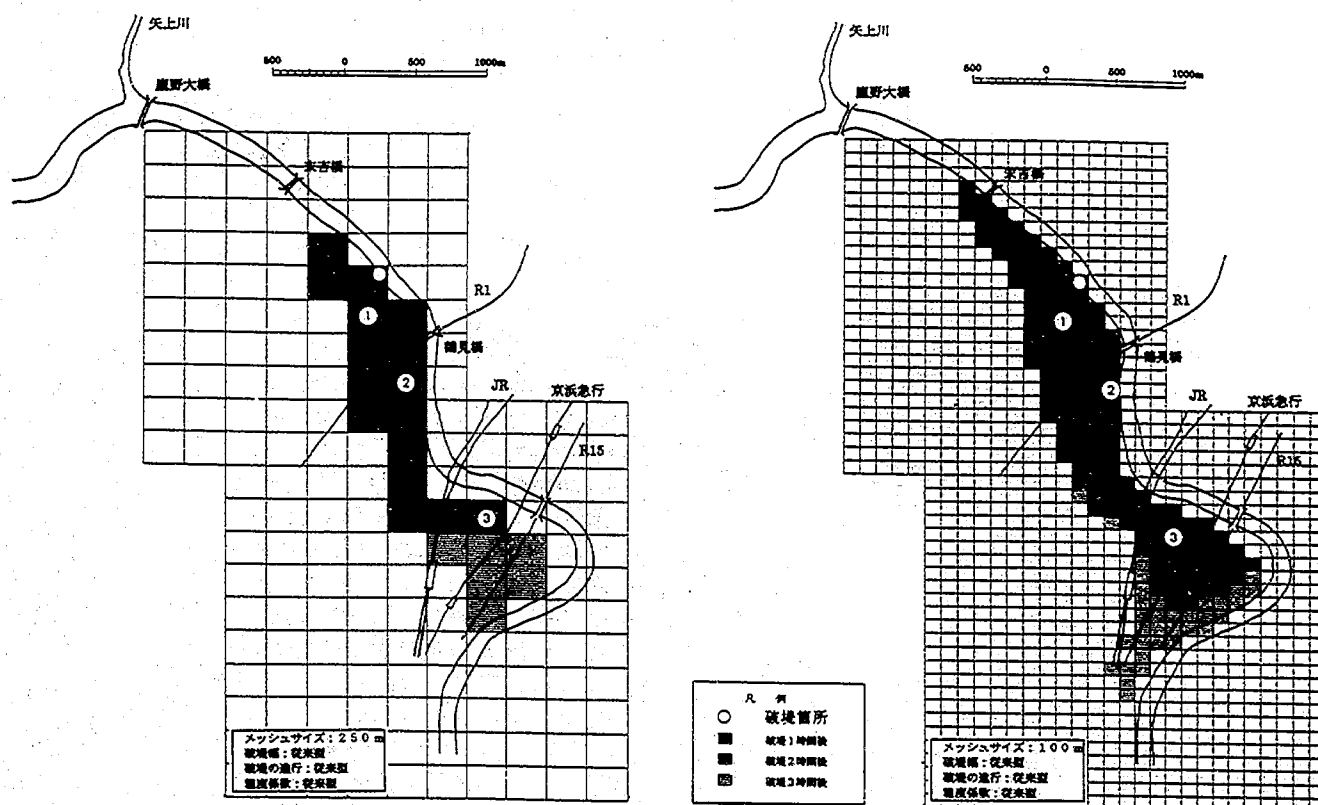
表-6 感度分析の結果一覧表(鶴見川)

区分 項目	氾濫水の拡散状況		浸水深の時間的变化		最大浸水深	
	都市域	都市周辺域	都市域	都市周辺域	都市域	都市周辺域
①メッシュの 大きさ	【メッシュが細かい 方が伝播が早い】 100mメッシュの場合 破堤1時間後までは 上流域へ広く伝播。 2時間以後は下流域 への伝播が早い	【ほぼ同じ】 周辺浸水域の浸水状 況は若干異なるが、 傾向的にはほぼ同じ	【メッシュが細かい 方が浸水深曲線は滑 らかになる】 100mメッシュの場合 ピーク浸水深は10～ 20cm低く、浸水深の 低減も若干遅い	【メッシュが細かい 方がピーク浸水深が 低くなる】 ピーク浸水深はNo.1 と3で低く、特に破 堤箇所近くは1m以 上も低い。ピーク発 生時刻は約30分早い	【メッシュが細かい 方が下流域へ広く伝 播している】	【局所的な浸水深変 化をよく表現してい る】
②氾濫原 粗度係数	【建物粗度を考慮し た方が伝播が遅い】 建物粗度が大きいた めに、氾濫水の伝播 は平均して520m/時 遅い	【建物粗度を考慮し た方が伝播が遅い】 建物粗度が大きいた めに、氾濫水の伝播 は平均して260m/時 遅い	【建物粗度を考慮し た方がピークの発生 が遅い】 ピーク時刻はNo.1で 30分、No.2で90分遅 い	【建物粗度を考慮し た方が浸水深曲線は 滑らかになる】 ピーク付近の波形が つぶれて、かつ低減 が遅い。またピーク 浸水深が約10cm低い	【建物粗度を考慮し た方が広く伝播しな い】 特に下流域へ伝播し ていない	【建物粗度を考慮し た方が浸水深が低い 】
③破堤幅の 設定	【ほぼ同じ】 新たな破堤幅の方が 拡散が若干遅いが、 ほとんど同じ	【ほぼ同じ】	【ほぼ同じ】	【傾向的には類似】 新たな破堤幅の方が ピーク浸水深が20～ 30cm高く、ピーク発 生時刻は30分遅い	【ほぼ同じ】	【新たな破堤幅の方 が浸水深が高い】 全体的に浸水深が高 い
④破堤幅の 時間的变化	【ほぼ同じ】		【ほぼ同じ】		【ほぼ同じ】	
⑤4項目全 ての設定	【②の影響を受けて 伝播が遅い】 特に上流域へ拡散す る破堤1時間までの 下流域への拡散が遅 い。氾濫水の伝播は 平均して約510m/時 遅い	【②の影響を受けて 伝播が遅い】 氾濫水の伝播は平均 して約350m/時遅い	【②の影響を受けて ピークの発生が遅い 】 波形は②の分析結果 と同じ	【②の影響を受けて 浸水深曲線は滑らか である】 しかし、ピーク浸水 深は②の時よりも高 い	【浸水深が低い】 新モデルの方が上流 域における浸水域が 広い分、全体的に浸 水深が低くなってい る	【浸水深が低い】 浸水深が低く計算さ れている箇所がかな りあるが、傾向的に はそれほど大きな差 異はない

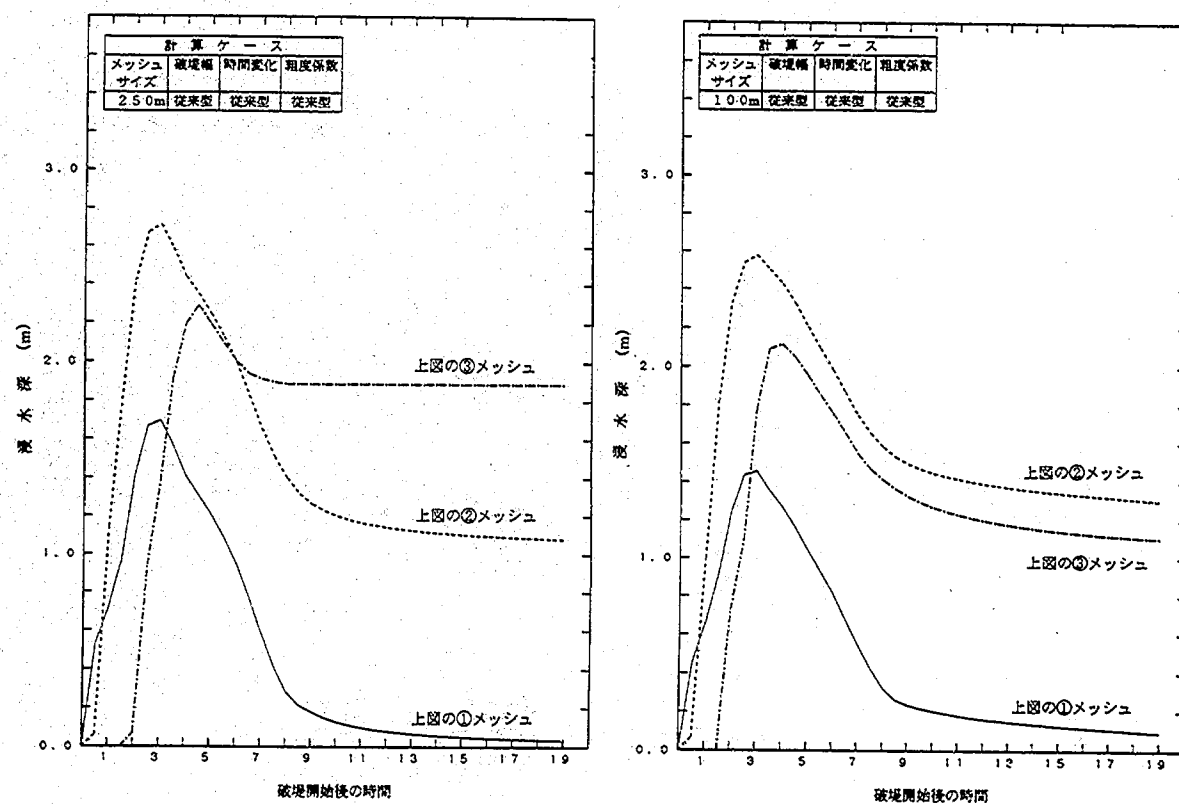
注) 都市域、都市周辺域とは各々5k右岸($\theta=60^\circ$)、15k左岸($\theta=20^\circ$)の破堤による浸水域を意味する

【氾濫水の拡散状況】

都市域（右岸5k地点が破堤）



【浸水深の時間的变化】



【最大浸水深】

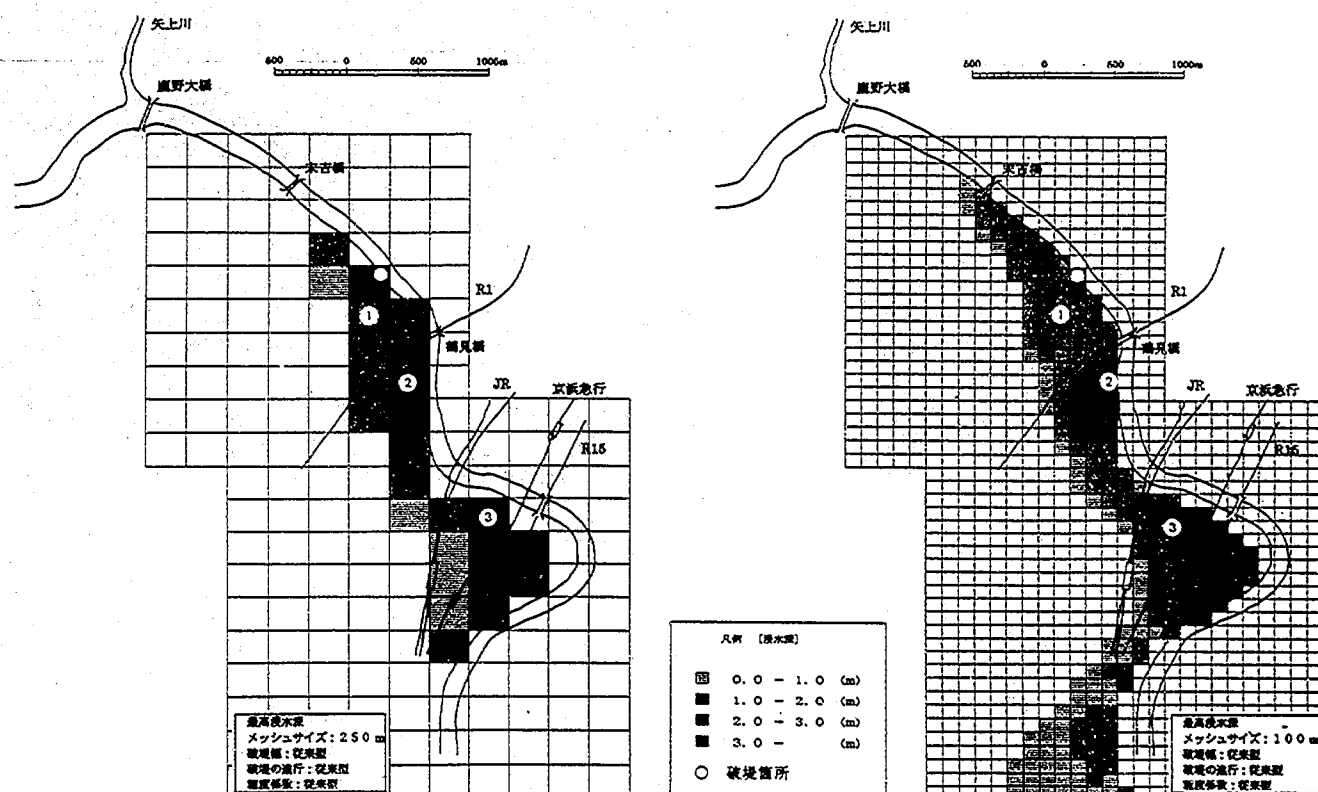
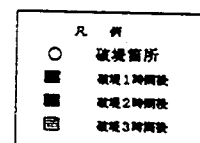
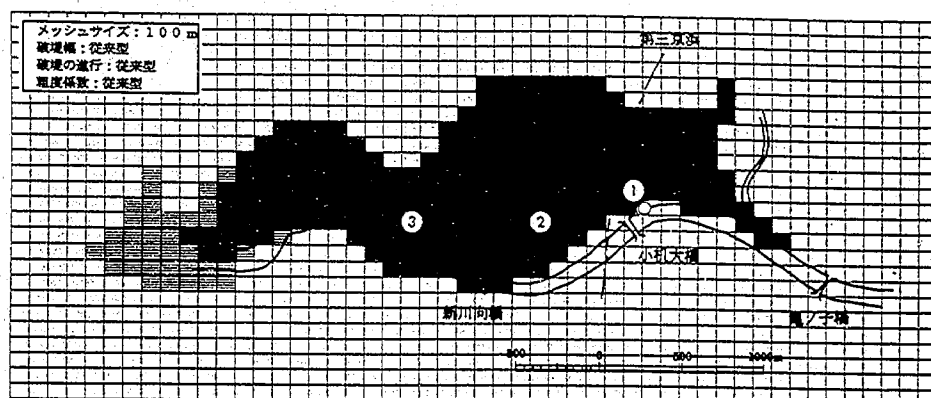
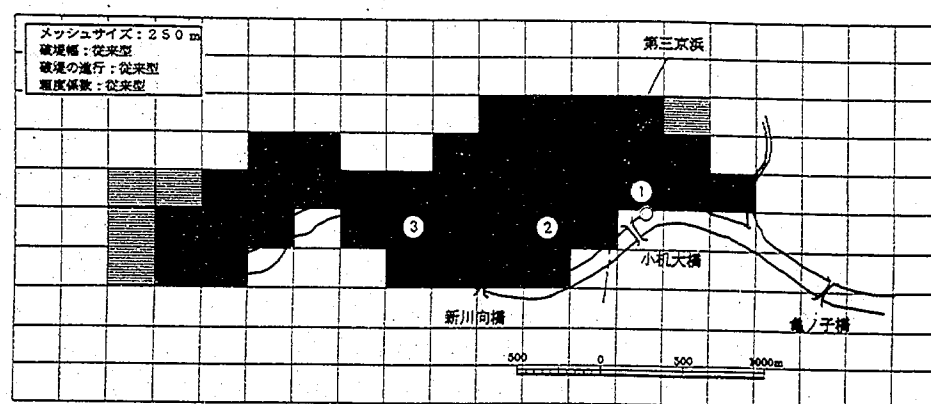


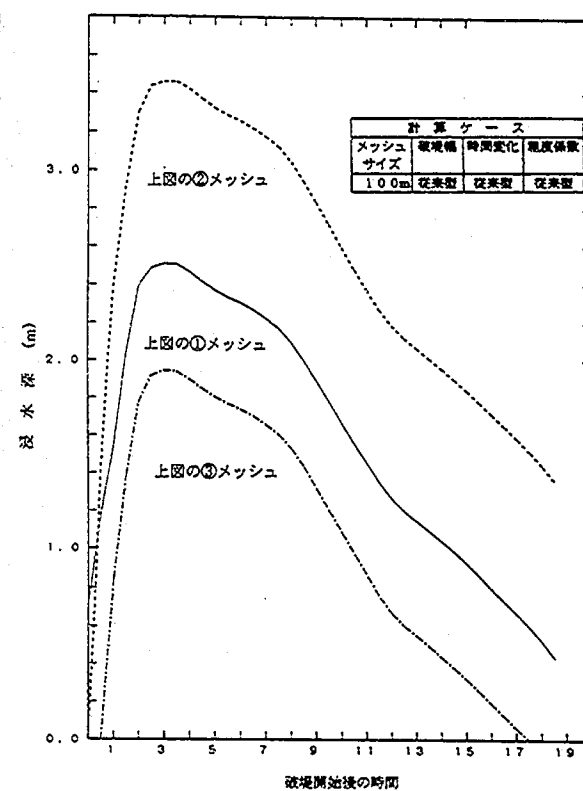
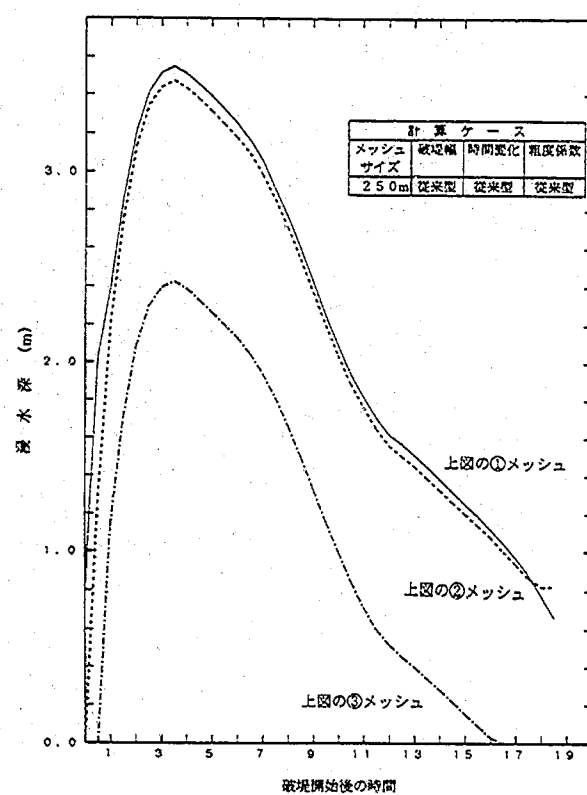
図-17 感度分析の結果（メッシュの大きさによる違い）

【氾濫水の拡散状況】

都市周辺域（左岸15k地点が破堤）



【浸水深の時間的变化】



【最大浸水深】

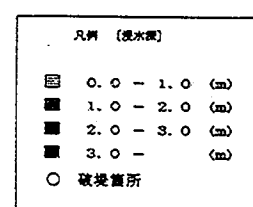
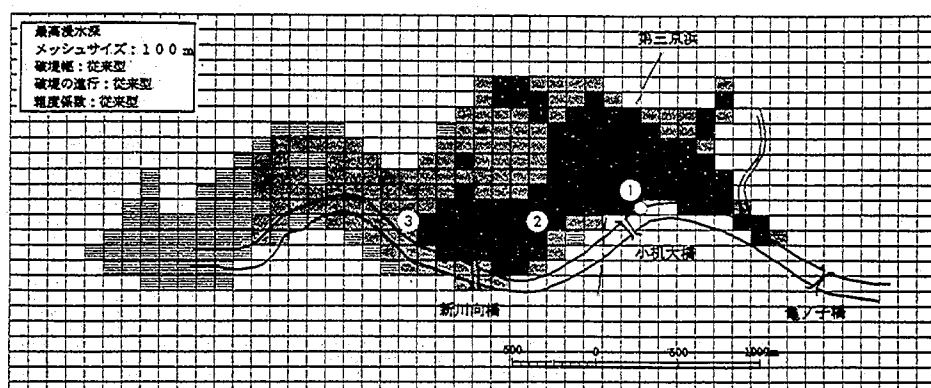
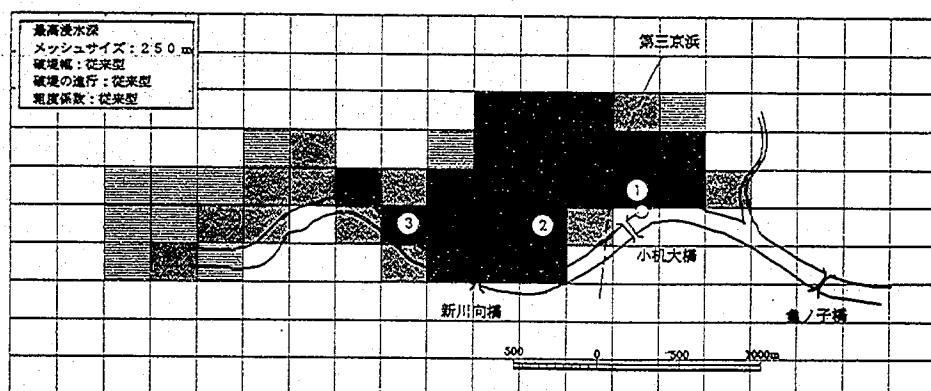
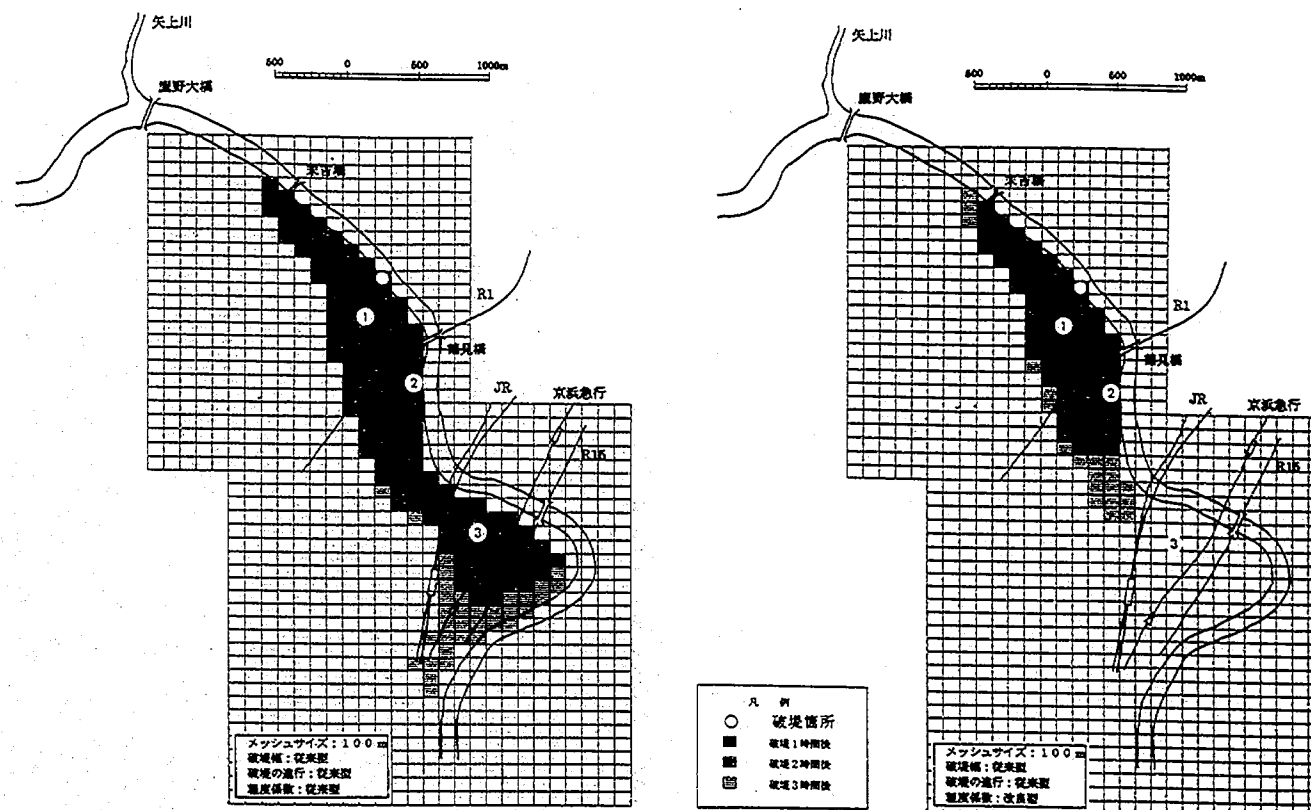


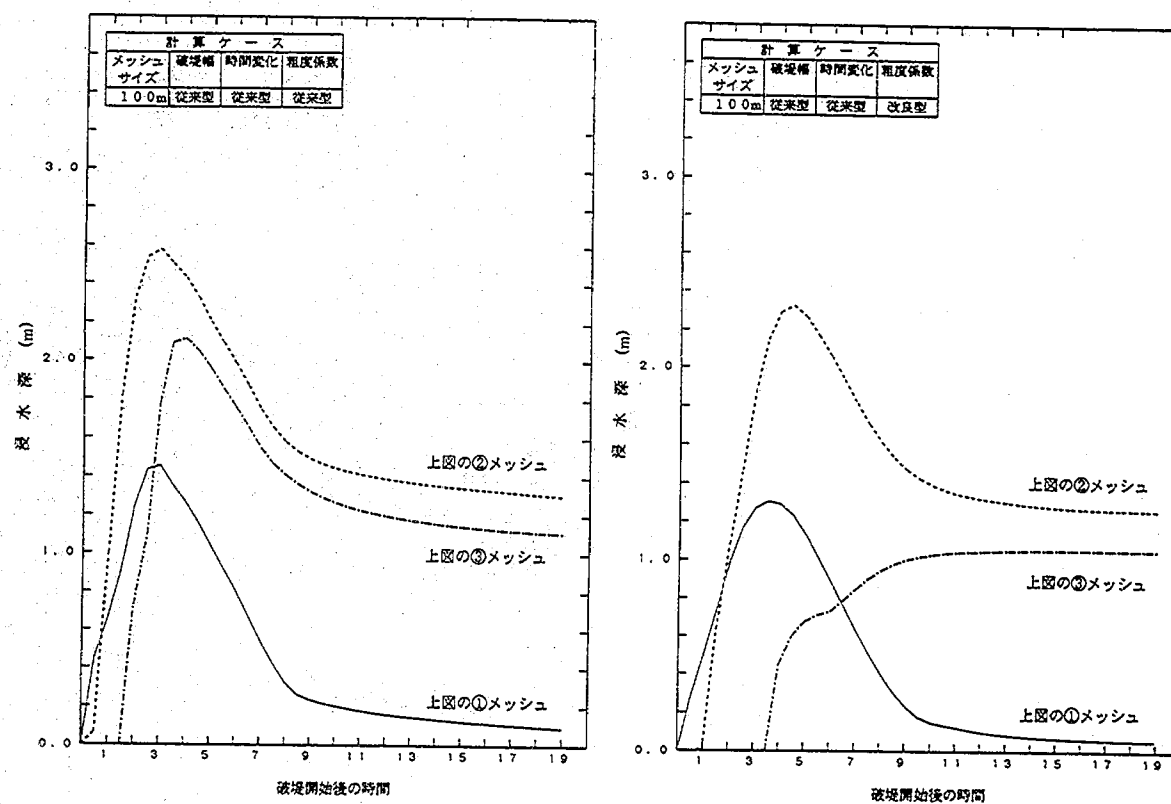
図-18 感度分析の結果（メッシュの大きさによる違い）

【氾濫水の拡散状況】

都市域（右岸5k地点が破堤）



【浸水深の時間的变化】



【最大浸水深】

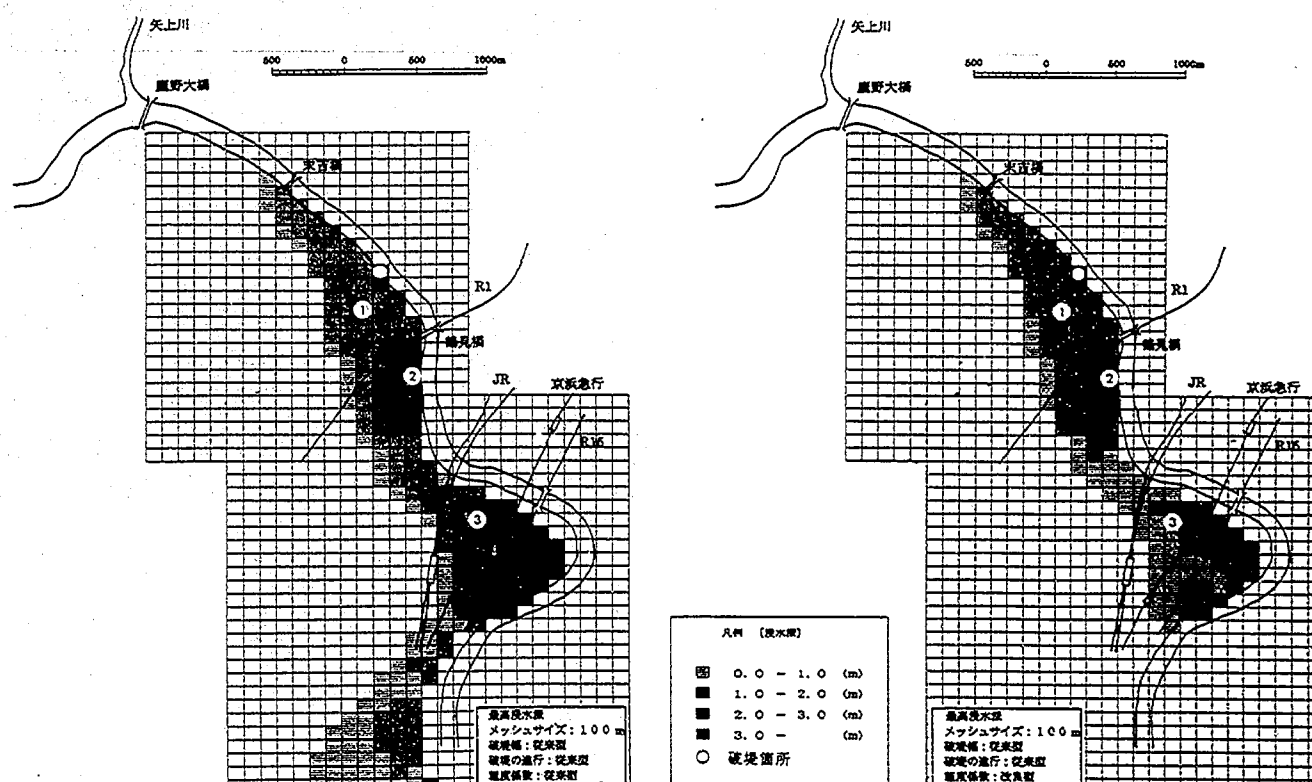
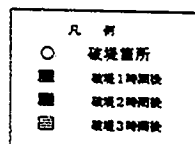
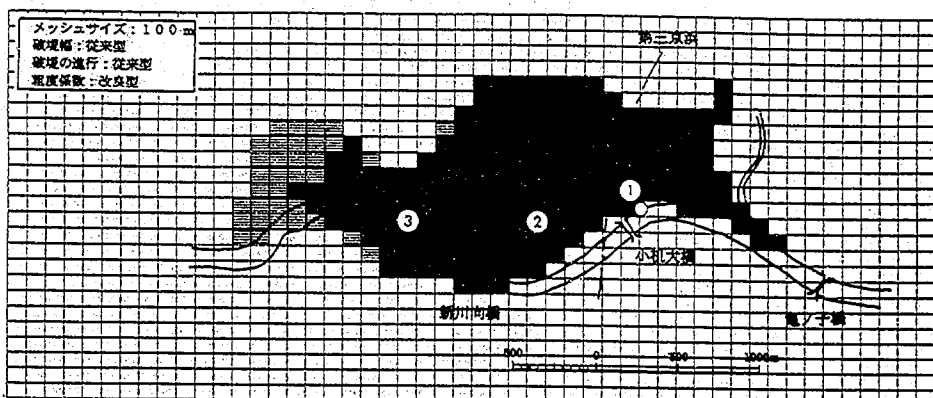
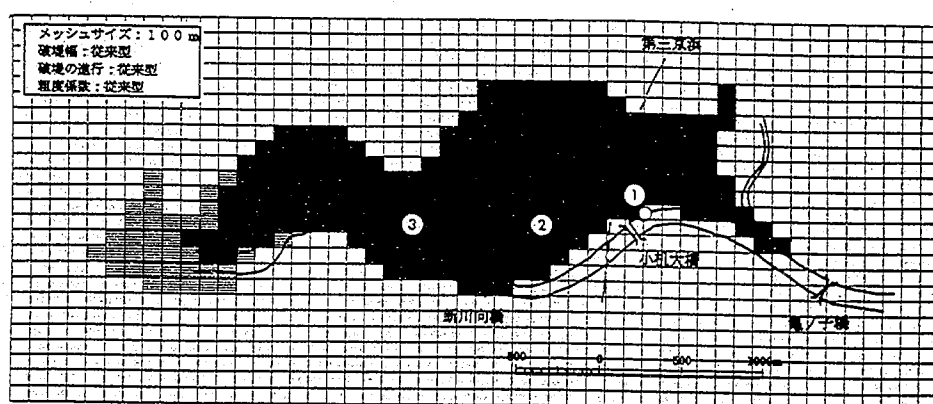


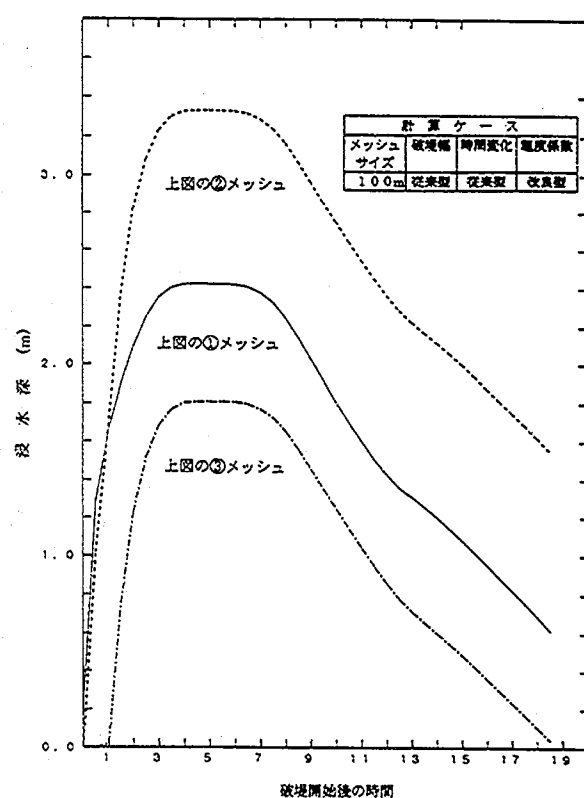
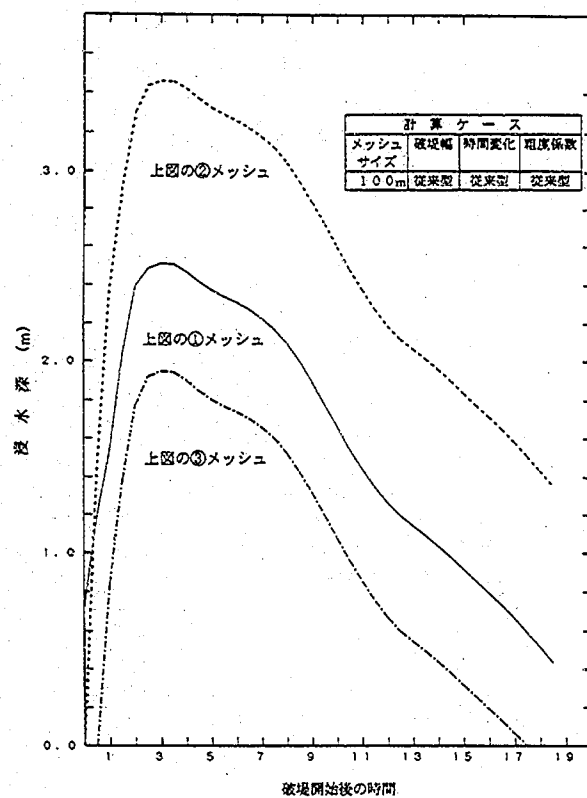
図-19 感度分析の結果（粗度係数の設定による違い）

【氾濫水の拡散状況】

都市周辺域（左岸15k地点が破堤）



【浸水深の時間的变化】



【最大浸水深】

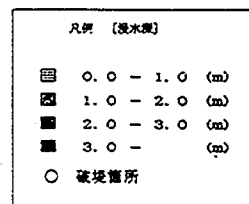
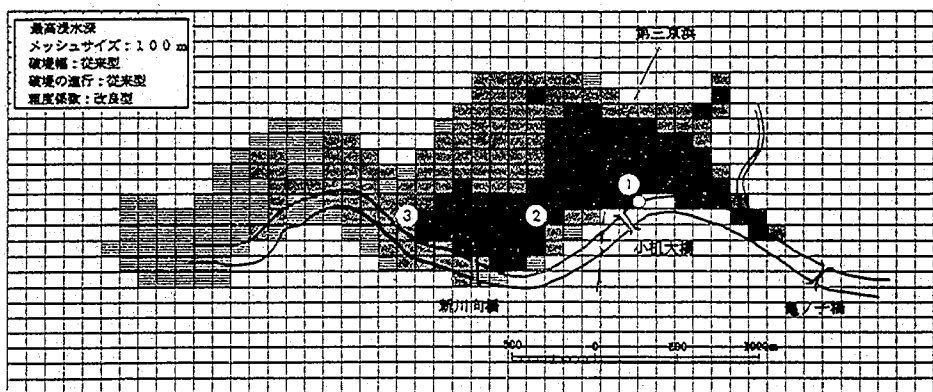
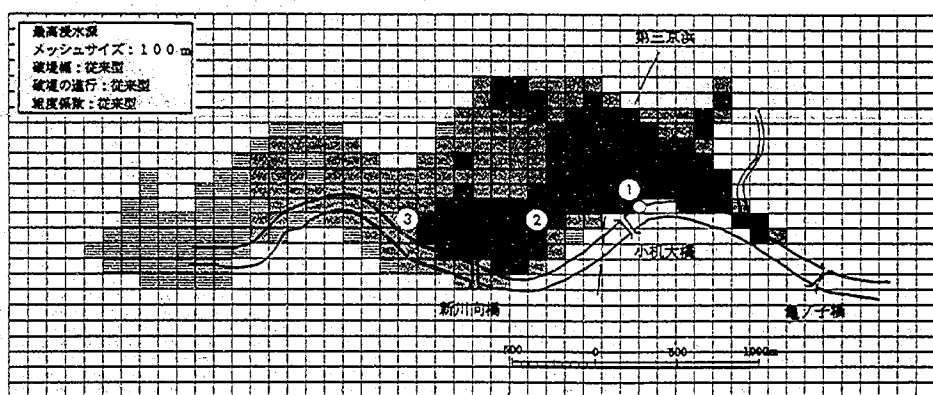
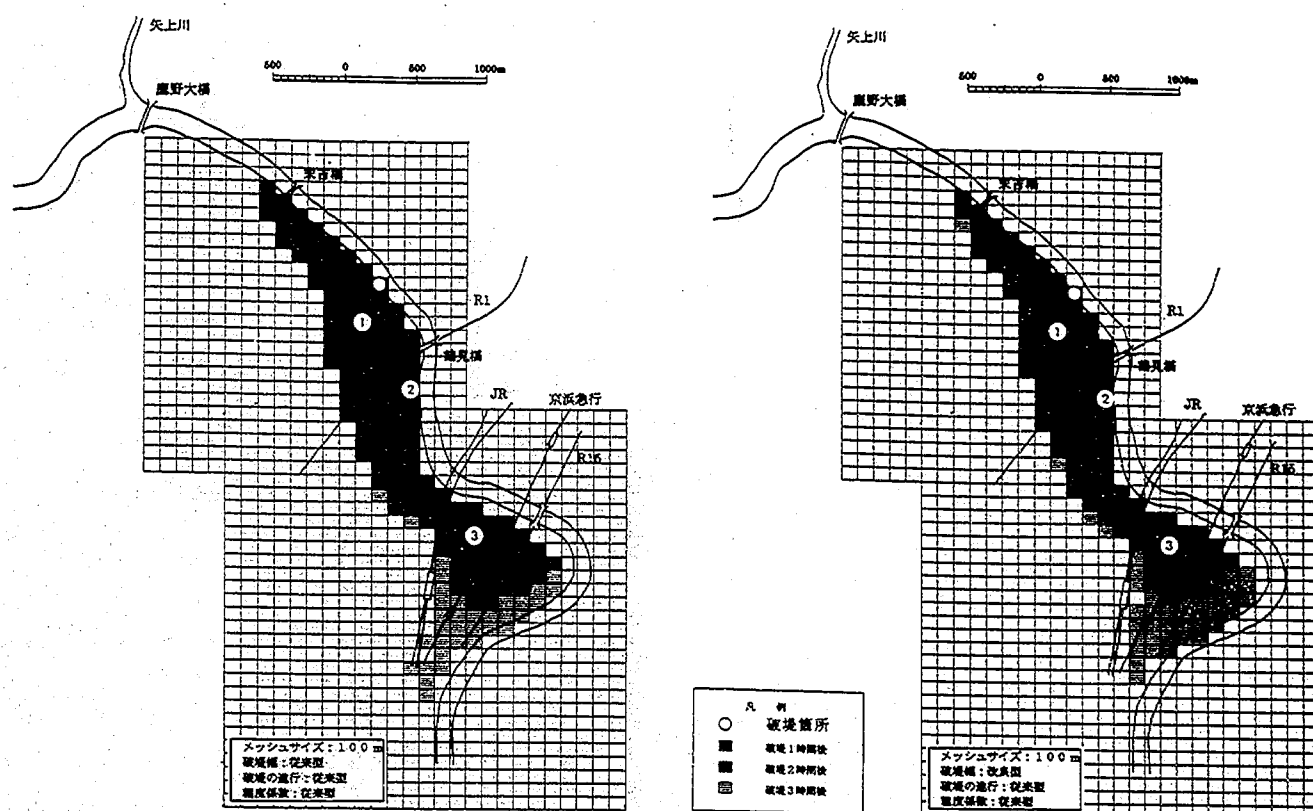


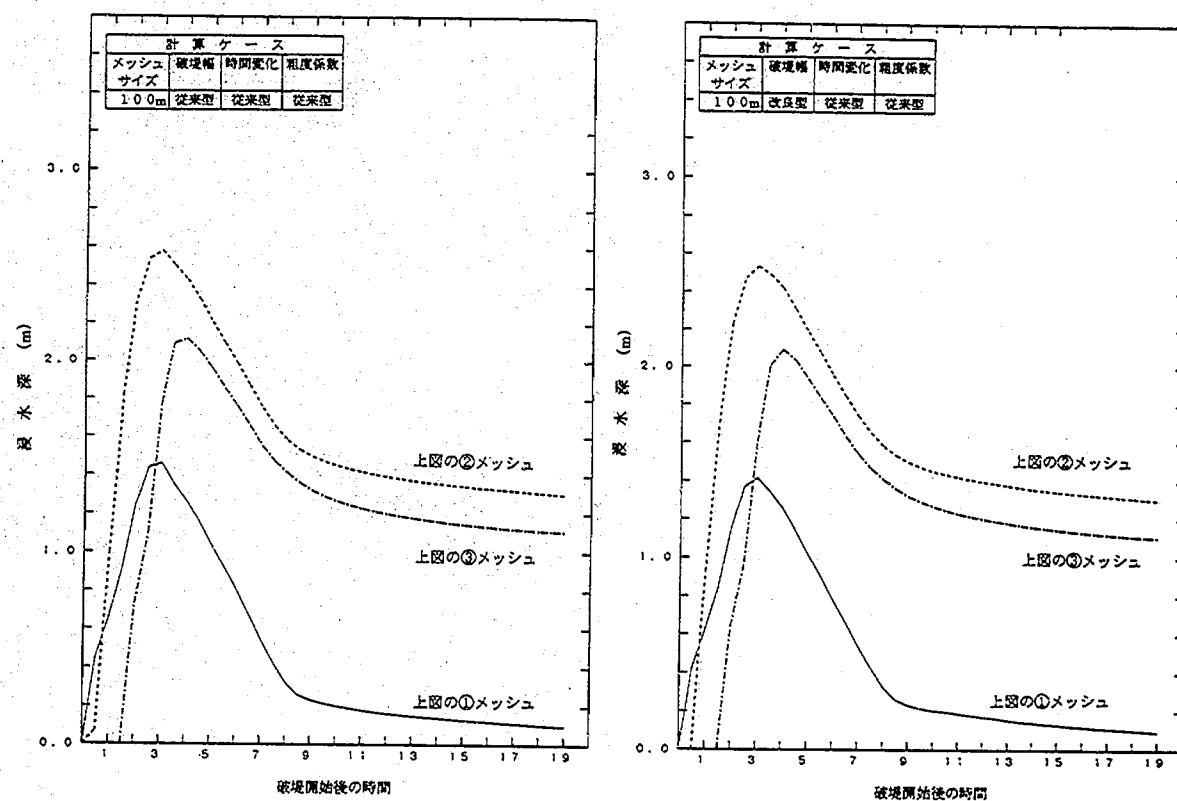
図-20 感度分析の結果（粗度係数の設定による違い）

【氾濫水の拡散状況】

都市域（右岸5k地点が破堤）



【浸水深の時間的变化】



【最大浸水深】

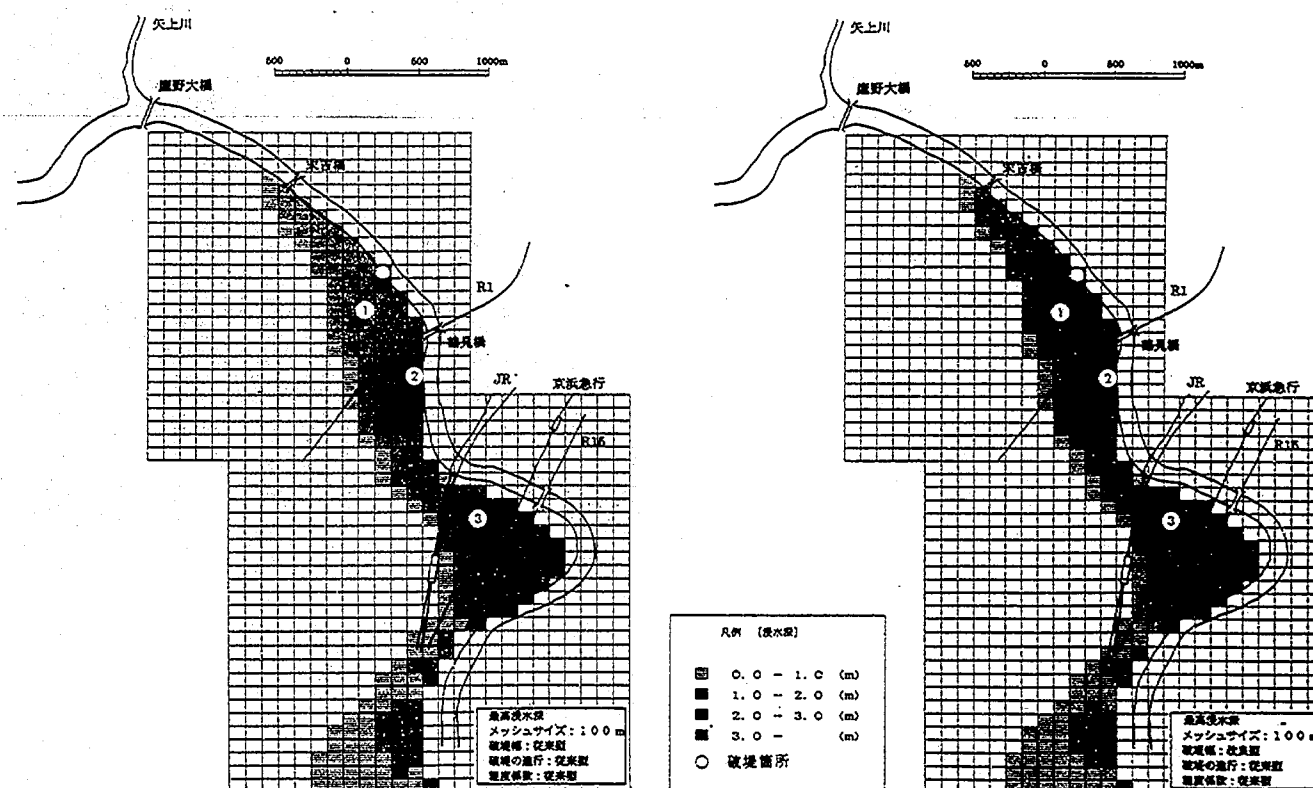
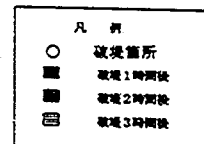
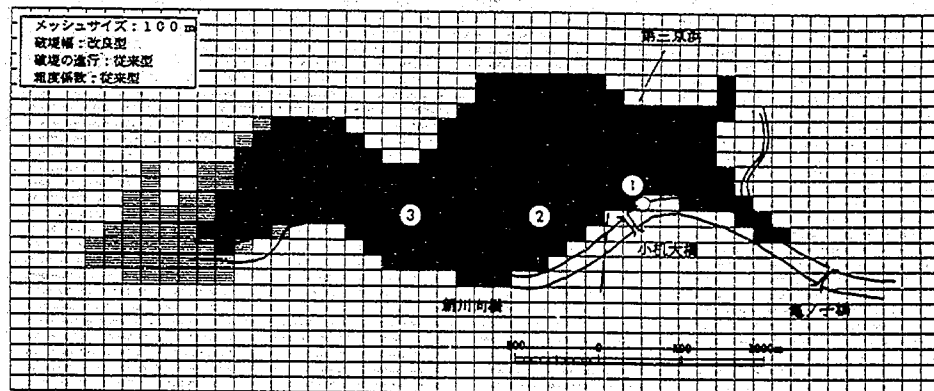
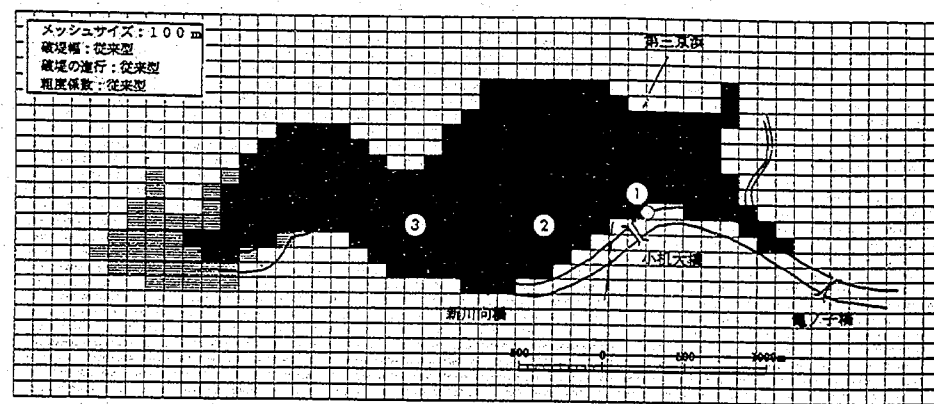


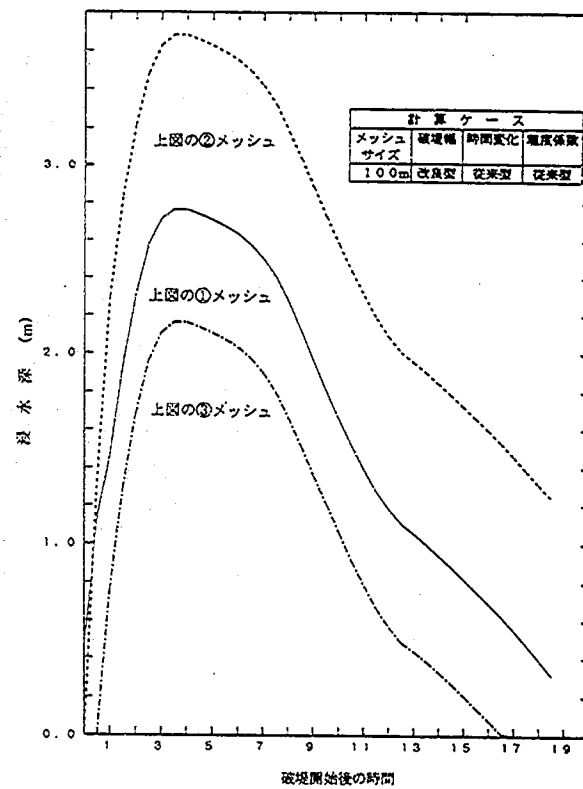
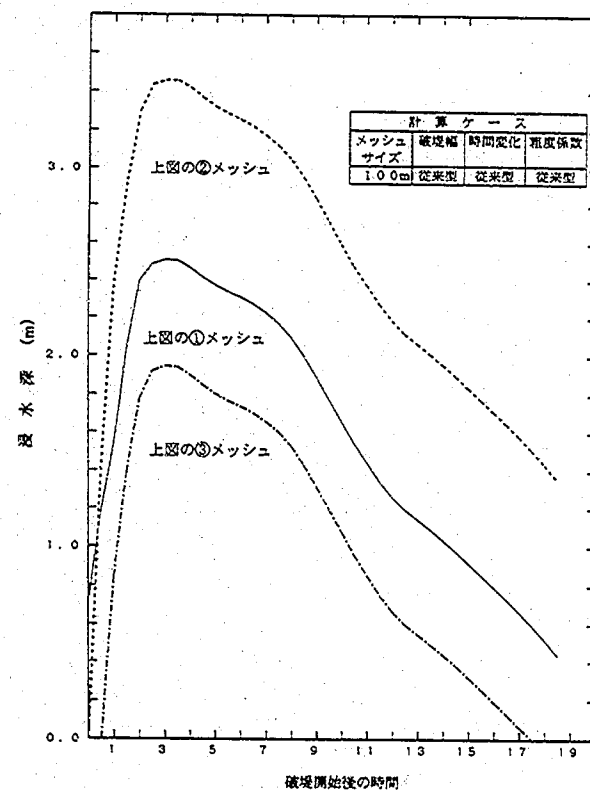
図-21 感度分析の結果（破堤幅の設定による違い）

【氾濫水の拡散状況】

都市周辺域（左岸15k地点が破堤）



【浸水深の時間的变化】



【最大浸水深】

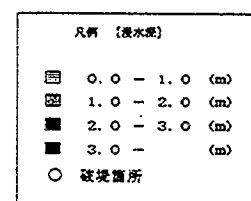
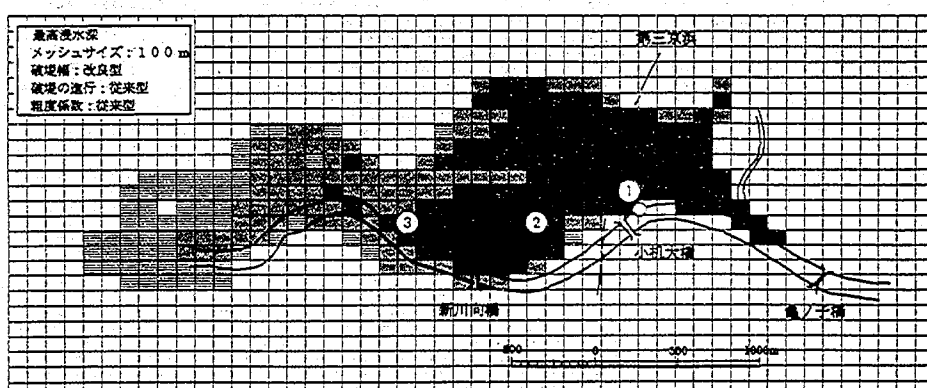
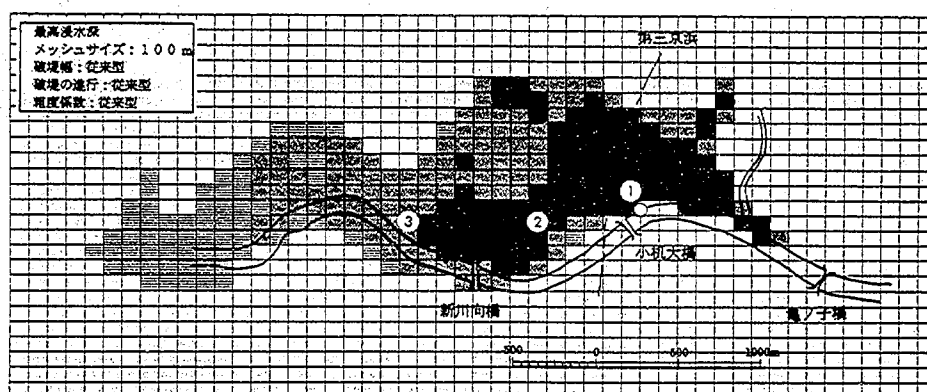
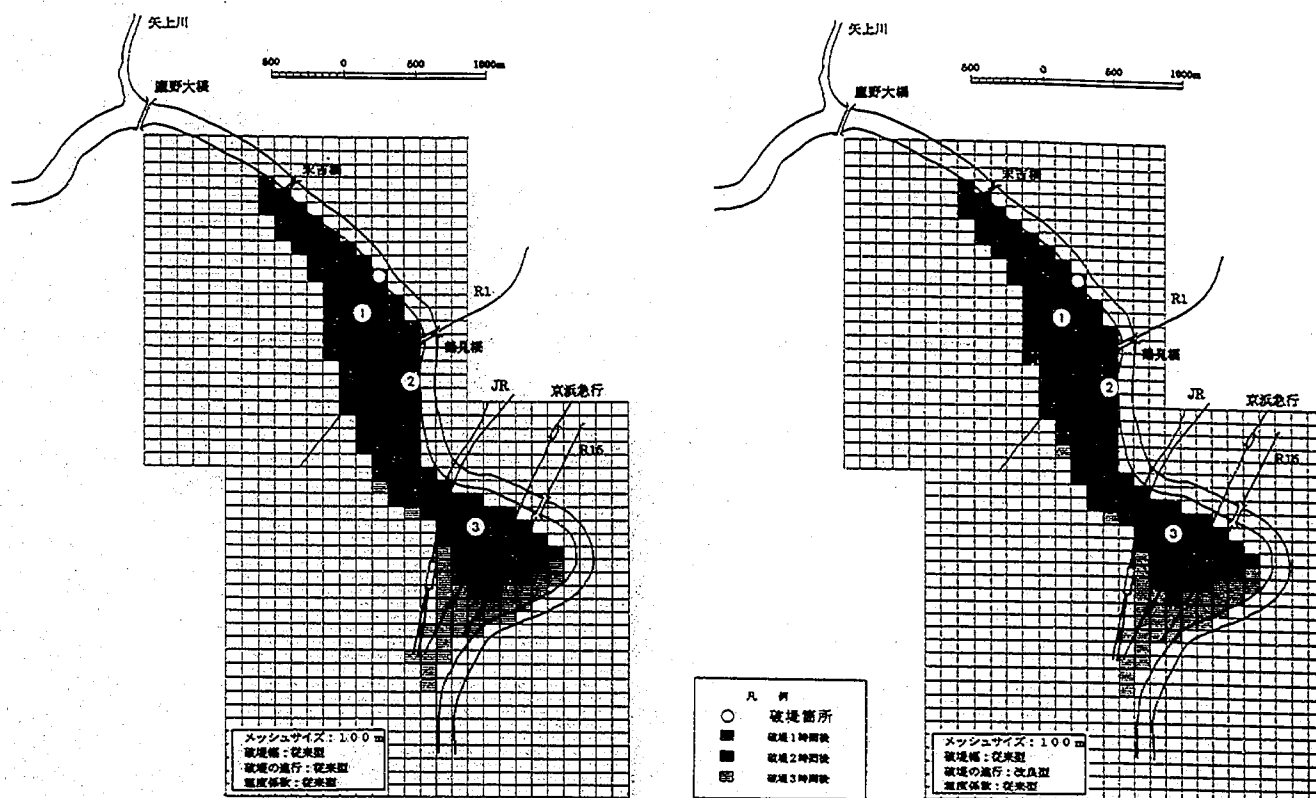


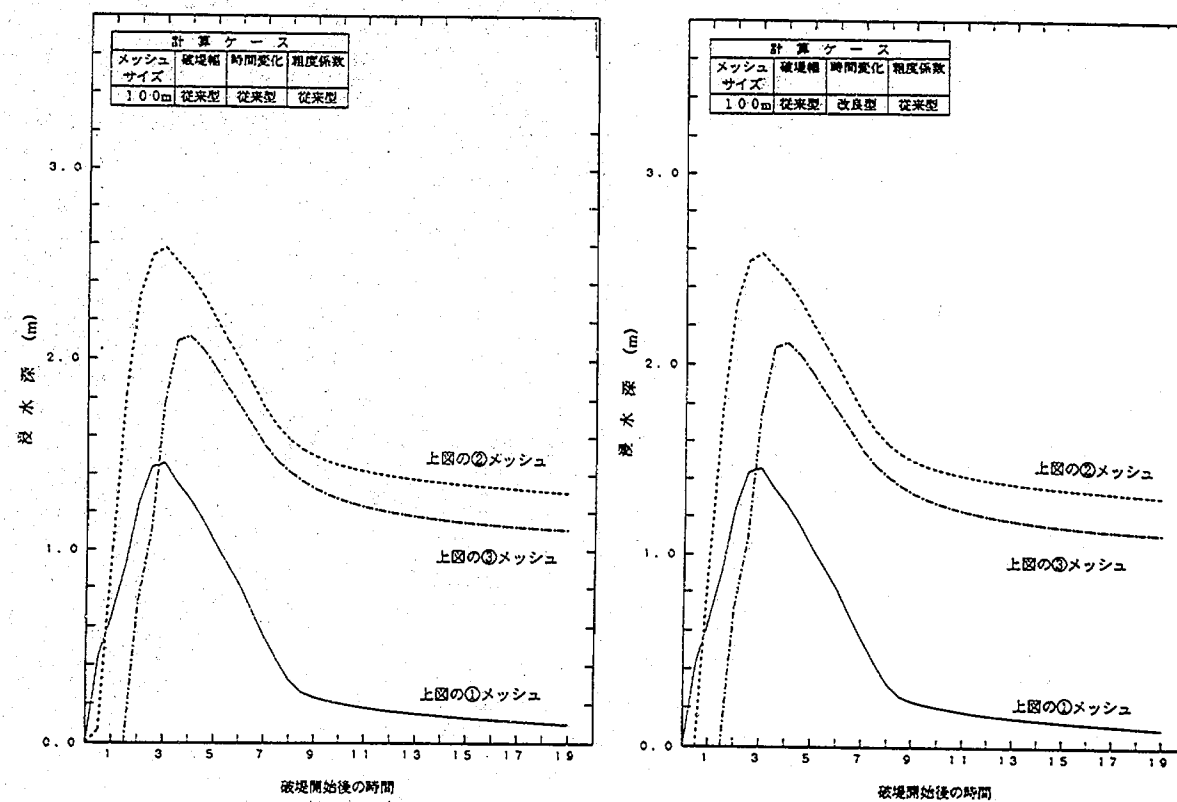
図-22 感度分析の結果（破堤幅の設定による違い）

【氾濫水の拡散状況】

都市域（右岸5k地点が破堤）



【浸水深の時間的变化】



【最大浸水深】

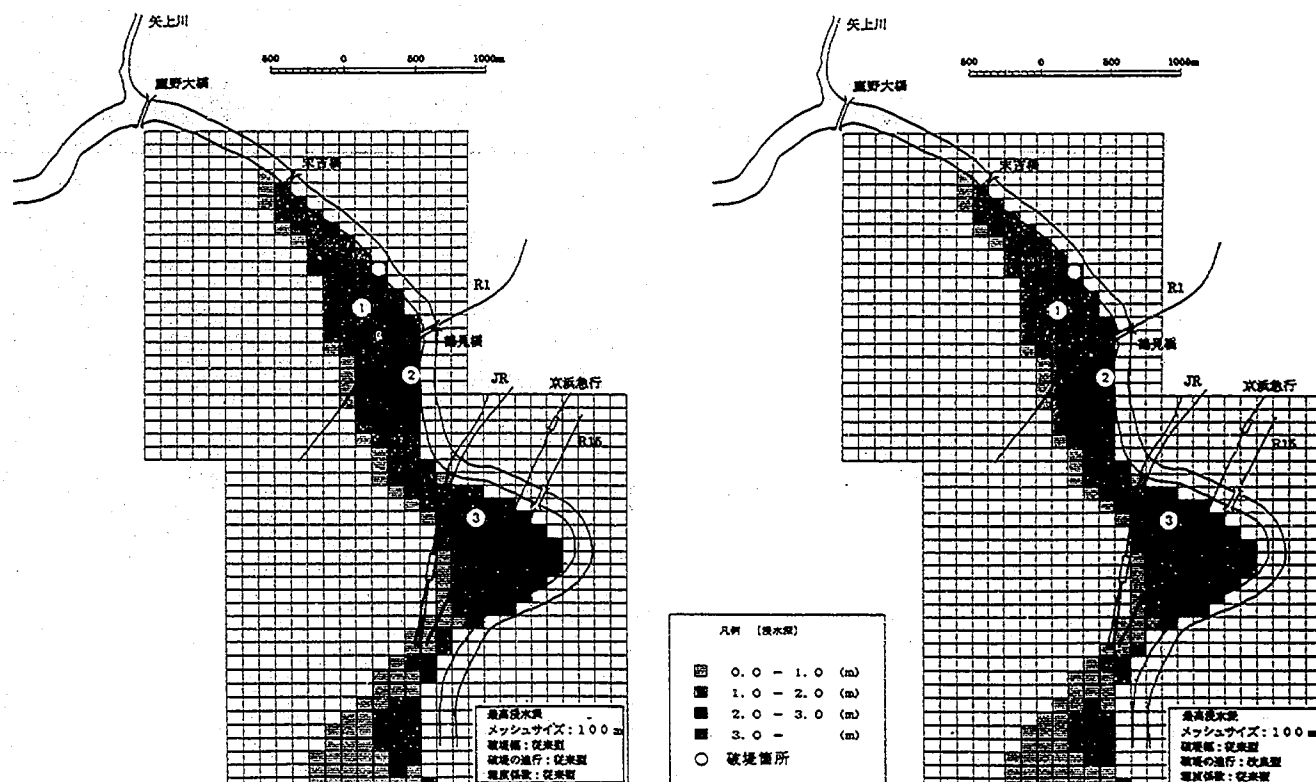
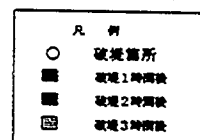
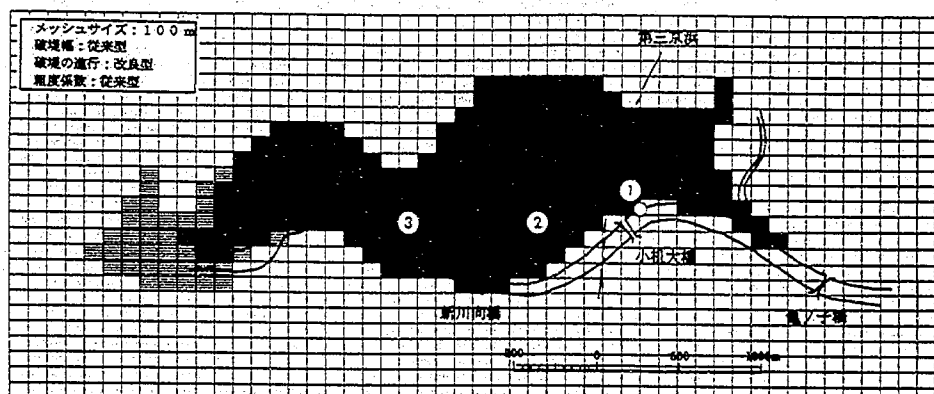
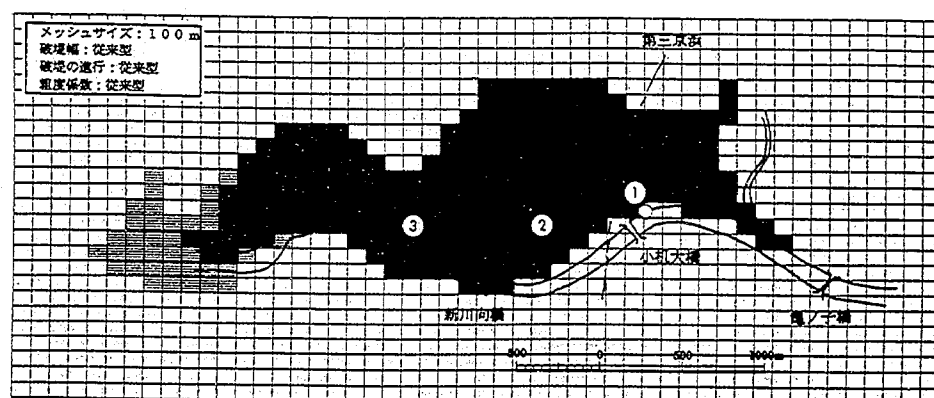


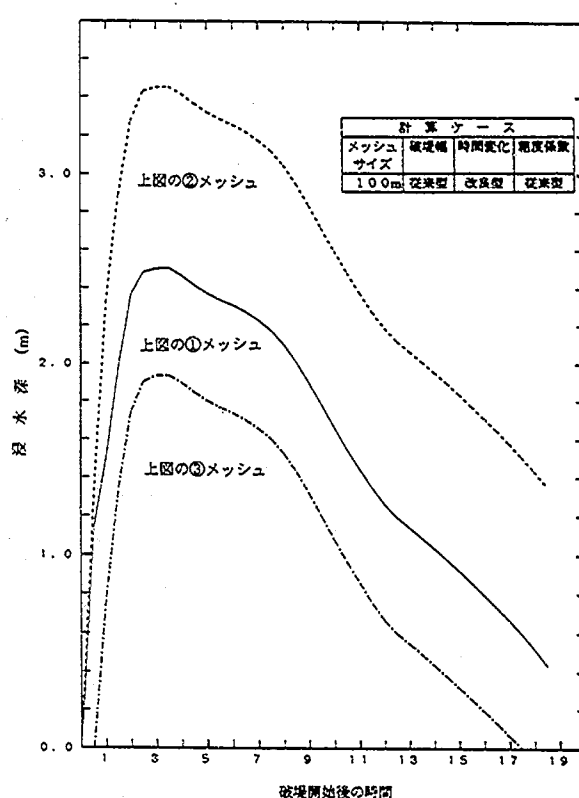
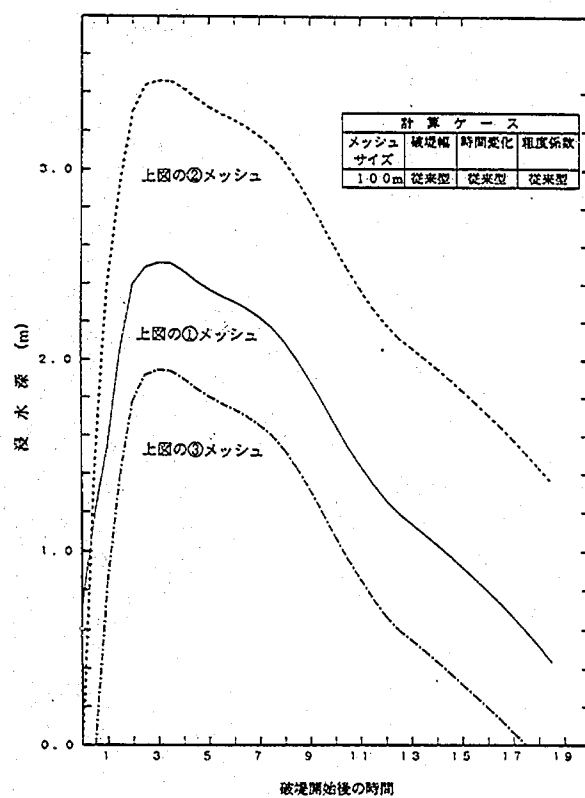
図-23 感度分析の結果（破堤幅の時間的变化の設定による違い）

【氾濫水の拡散状況】

都市周辺域（左岸15k地点が破堤）



【浸水深の時間的变化】



【最大浸水深】

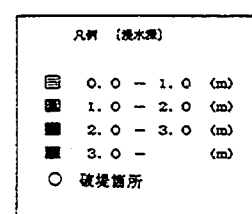
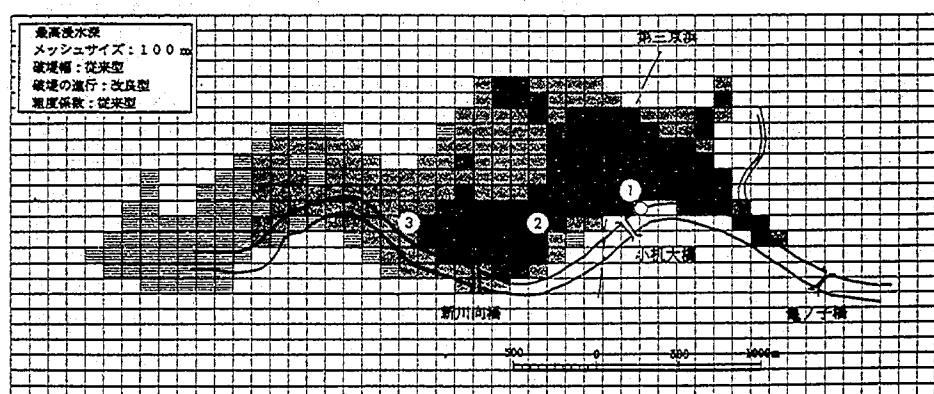
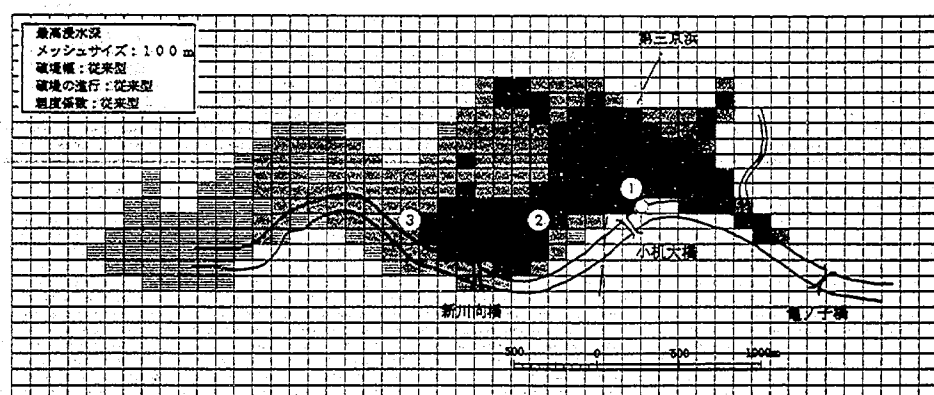
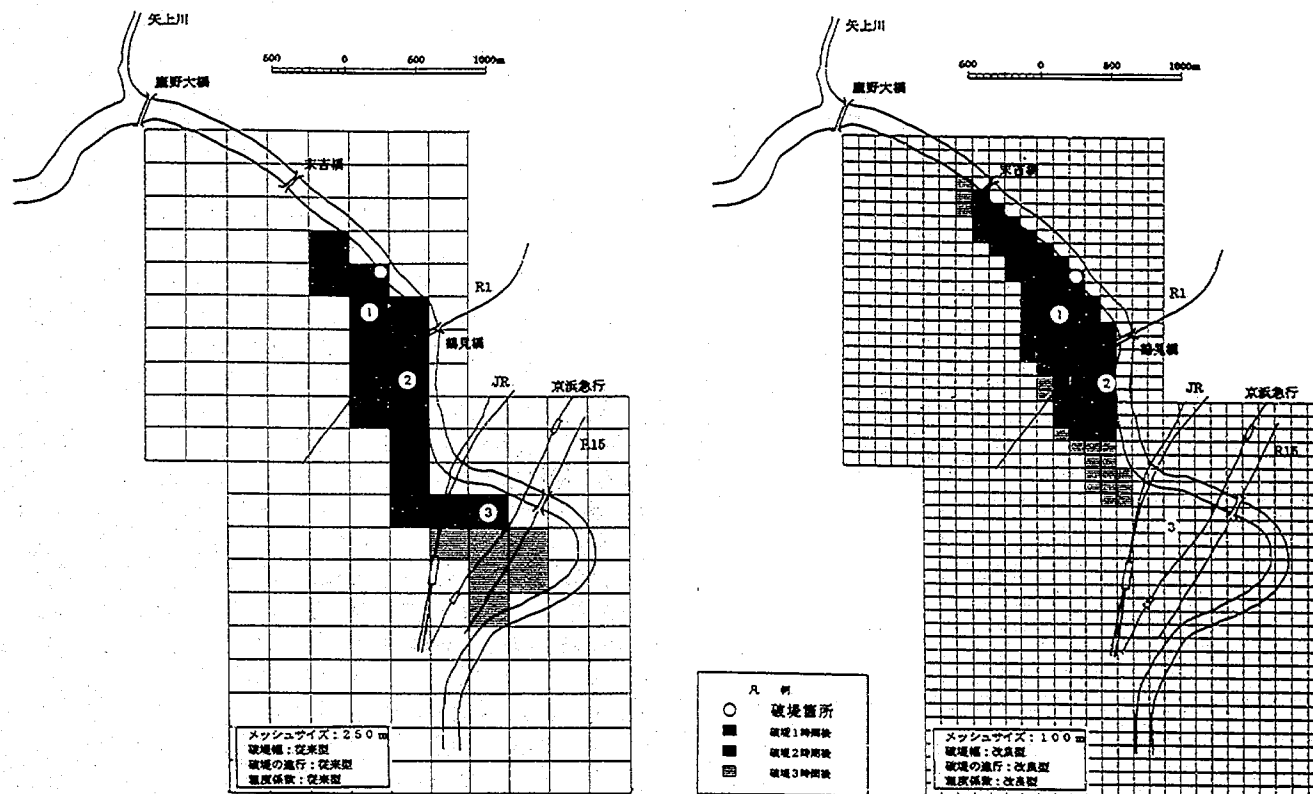


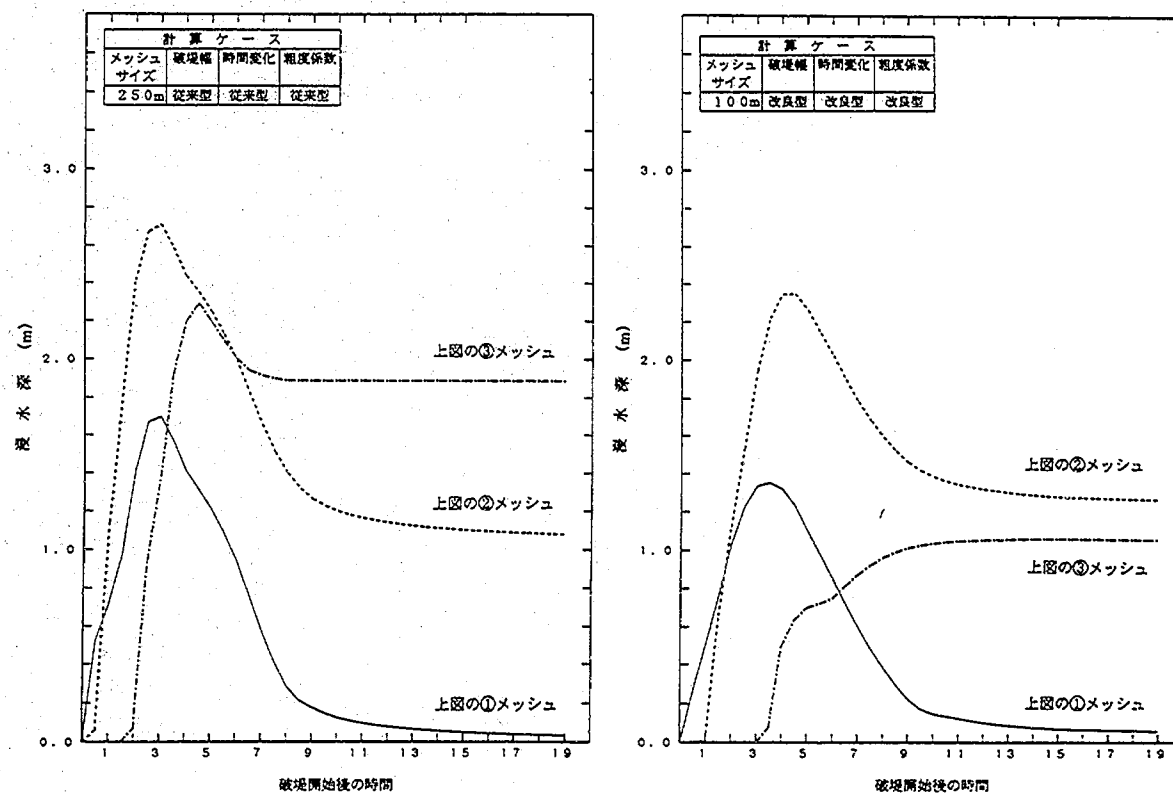
図-24 感度分析の結果（破堤幅の時間的变化の設定による違い）

【氾濫水の拡散状況】

都市域（右岸5k地点が破堤）



【浸水深の時間的变化】



【最大浸水深】

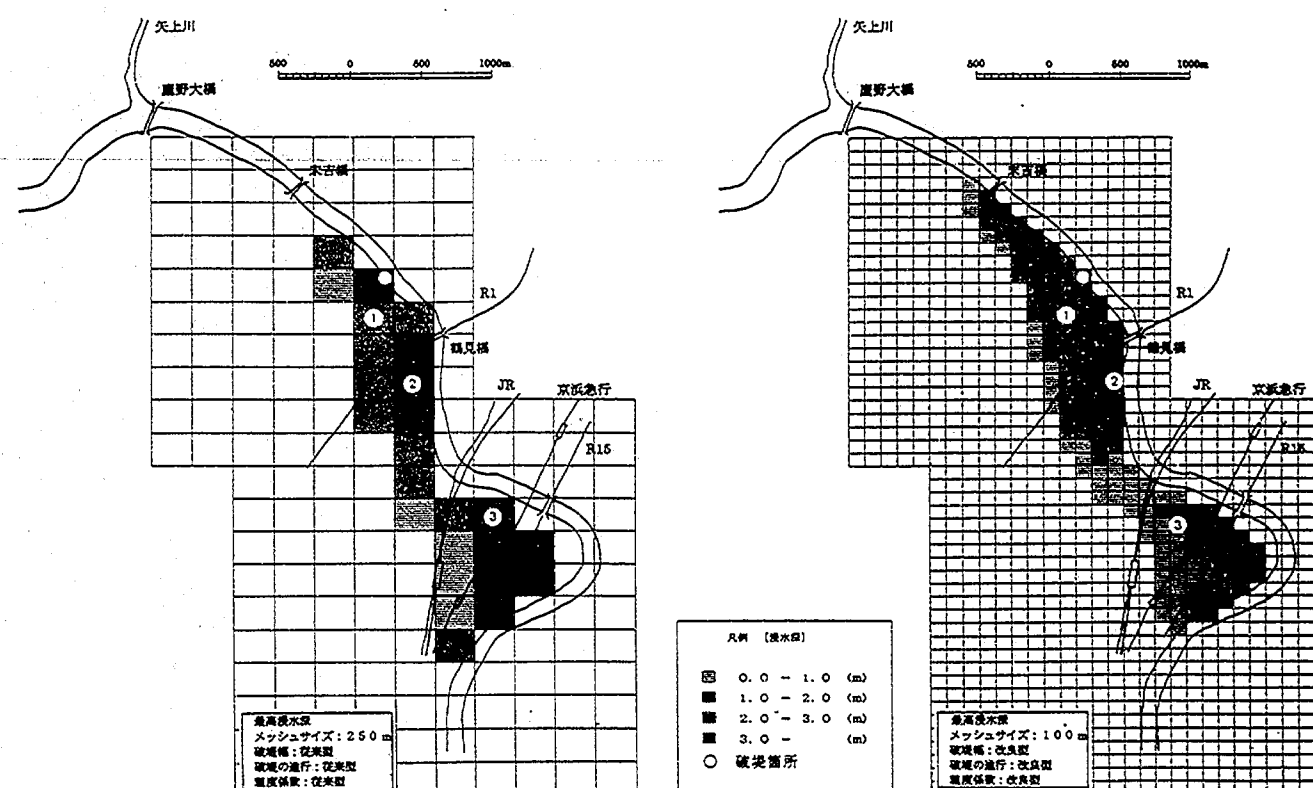
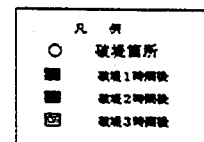
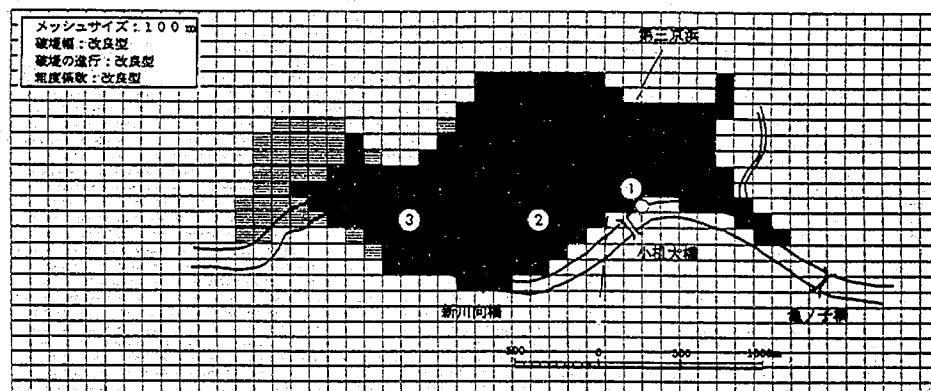
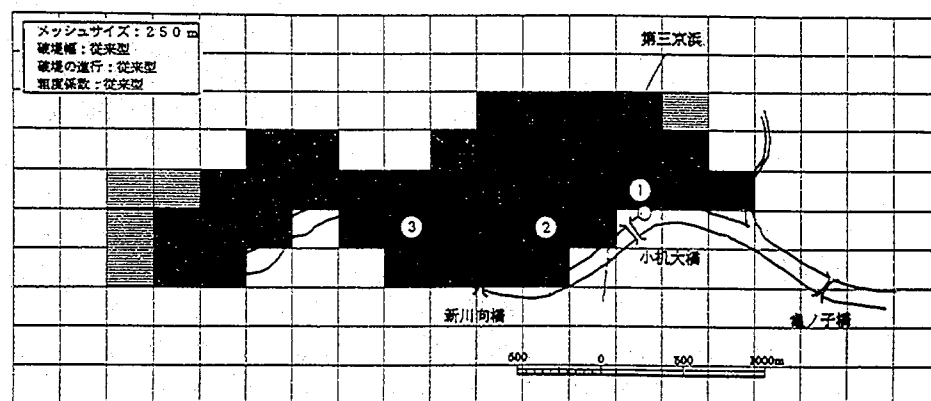


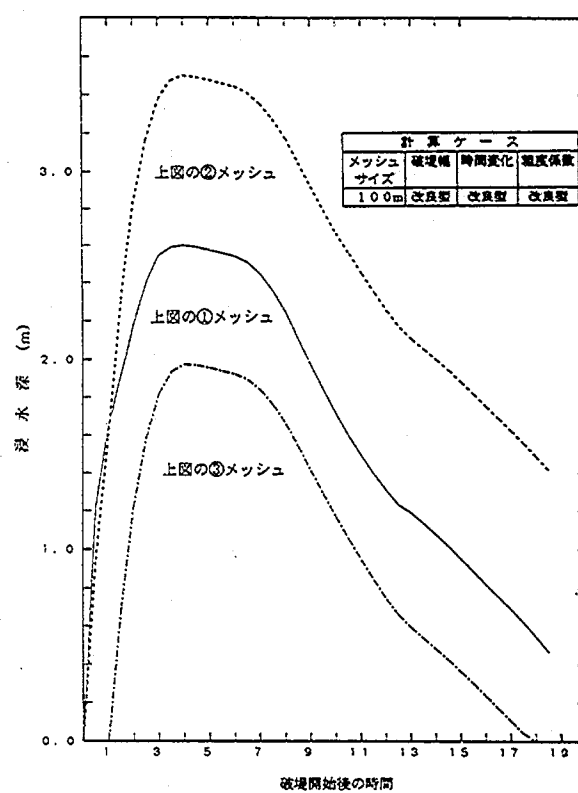
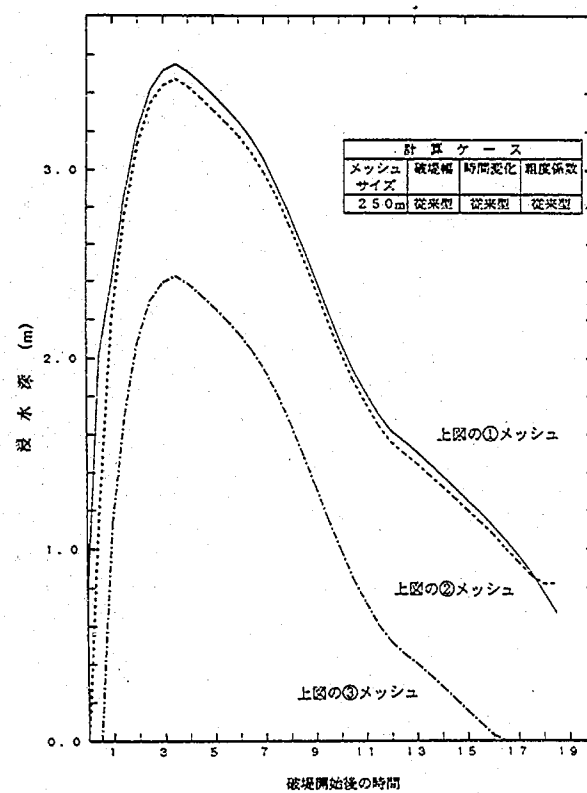
図-25 感度分析の結果（4項目の設定による違い）

【氾濫水の拡散状況】

都市周辺域（左岸15k地点が破堤）



【浸水深の時間的変化】



【最大浸水深】

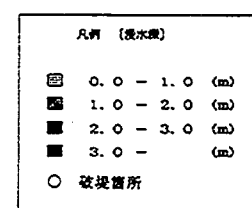
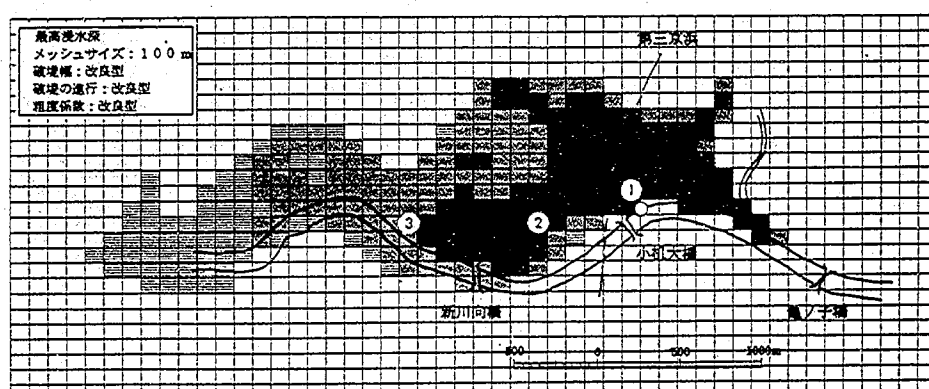
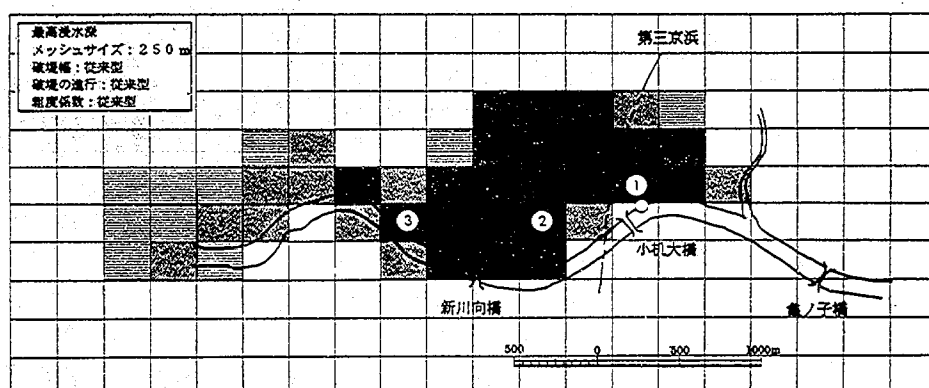


図-26 感度分析の結果（4項目の設定による違い）

第3章 新モデルの検証

3. 1 氾濫実験・計算による検証

当研究室では従来の二次元不定流モデルについて、その適合性を実験・計算・現地データに基づいて検討するとともに、計算精度を高めるためにモデルの改良を行った。

1) 氾濫実験の概要

氾濫実験は(1)建物を仮想したブロックを平面的に配置し、上下流水深から氾濫原粗度係数を逆算するための実験と(2)柱体を建物1軒に見立てて、柱体に作用する抗力を直接計測して抗力係数を逆算するための実験の2種類の実験を実施した。

(1) ブロック群を用いた氾濫実験

図-27に示した氾濫流実験施設を用いて、建物(ブロック群)抵抗による粗度係数を調べる実験を実施した。実験では建物設置区間の上流側、下流側各々4地点で水深を測定した。粗度係数 n は、上流側平均水深 h_u と下流側平均水深 h_d 及び単位幅あたりの流量 q より、以下の式を用いて逆算して求めた。実験区間は $\Delta x = 5.2\text{m}$ である。

$$n = \left[\frac{2g(h_u - h_d) + q^2 \left(\frac{1}{h_u^2} - \frac{1}{h_d^2} \right)}{gq^2 \left(\frac{1}{h_u^{10/3}} + \frac{1}{h_d^{10/3}} \right) \Delta x} \right]^{1/2}$$

<施設の諸元> 河川模型実験施設(屋外)に設置している氾濫流実験施設で実験を行った。

長さ16m(建物設置区間は5.2m)、幅5.2m、水路床はフラット

<建物模型> 縦20cm×横20cm×高さ12cmのコンクリートブロックを4個並べて、建物1軒と見なした(実験縮尺1/25)。建物占有率は9.5%、21.3%、37.9%、59.2%*と設定したが、各々建物16軒、36軒、64軒、100軒相当である。

<計測器> ポイントゲージ、サーボ式水位計、プロペラ流速計、ビデオ

ブロックの配置状況、代表的な水深、流速の計測箇所を図-28に示した。

実験ケースは表-7に示した92ケースで、主要な実験項目は①建物占有率、道路形態による粗度係数の違い(72ケース)、②氾濫フロント部分の伝播状況(9ケース)、③低速流と高速流との相互干渉(4ケース)、④建物群の配置が粗度係数に及ぼす影響(1ケース)の4項目である。実験では氾濫流に垂直方向に建物面が配置された「平行型」と45度の方向に配置された「斜行型」の2種類について実験した。ただし、「斜行型」の実験結果は以下に示すように、建物占有率 θ に対する抗力係数 C_D のバラツキが大きく、かつ計算実務上、「平行型」と「斜行型」を判別することが主観的となりやすいため、以下の考察では主に「平行型」の実験結果を採用している。なお、道路は水路中央部分(流下方向と横断方向)に現地スケールで10m幅又は20m幅で配置し、残りの部分に建物を均等に配置した。従って、道路部分をはさむ建物間距離は実験ケースにより異なっている。

*全国の29の中核都市における160箇所(1箇所あたりの図葉は500m×500mで、都市計画図の縮尺は1/2,500)の建物占有率を調査した結果、10%~40%が全体の91%であり、占有率が大きな箇所でもせいぜい60

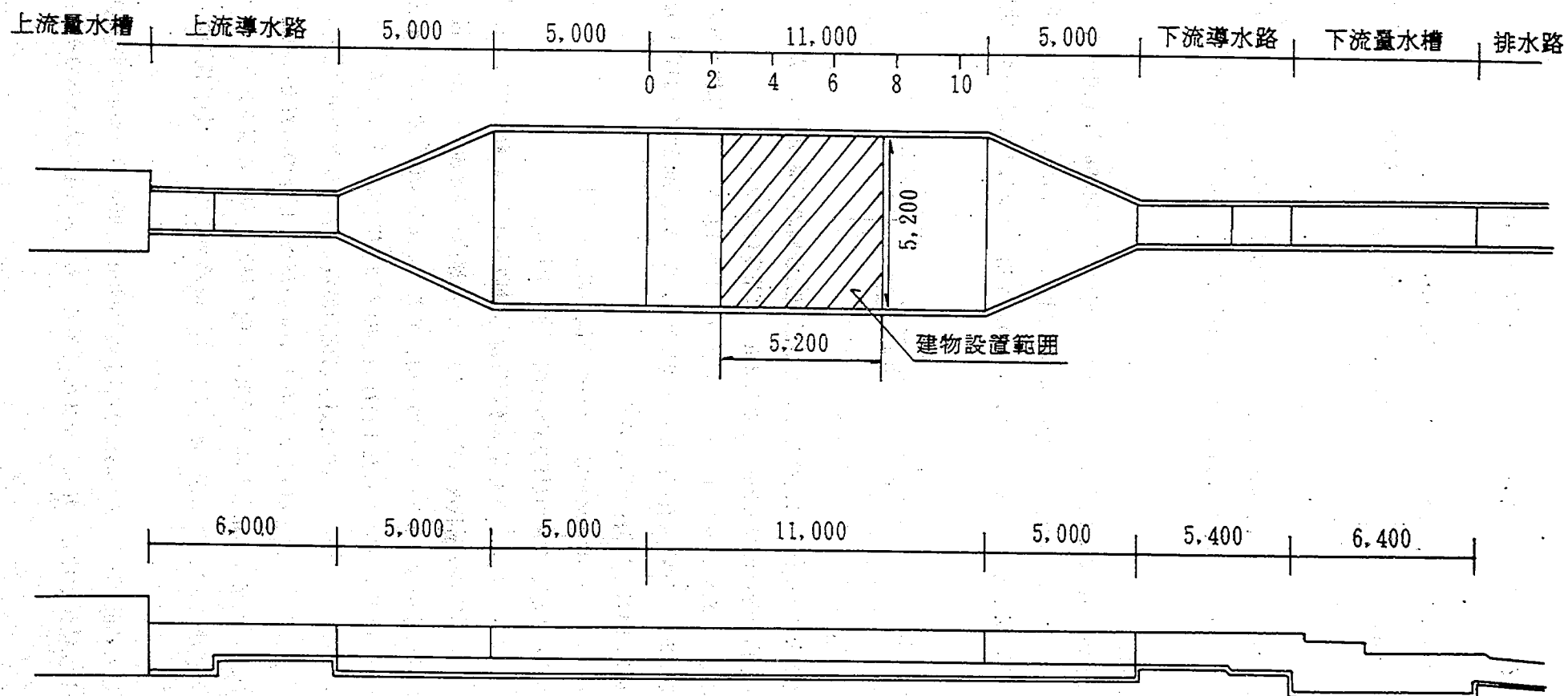


図-27 実験水路概要図

単位 (mm)

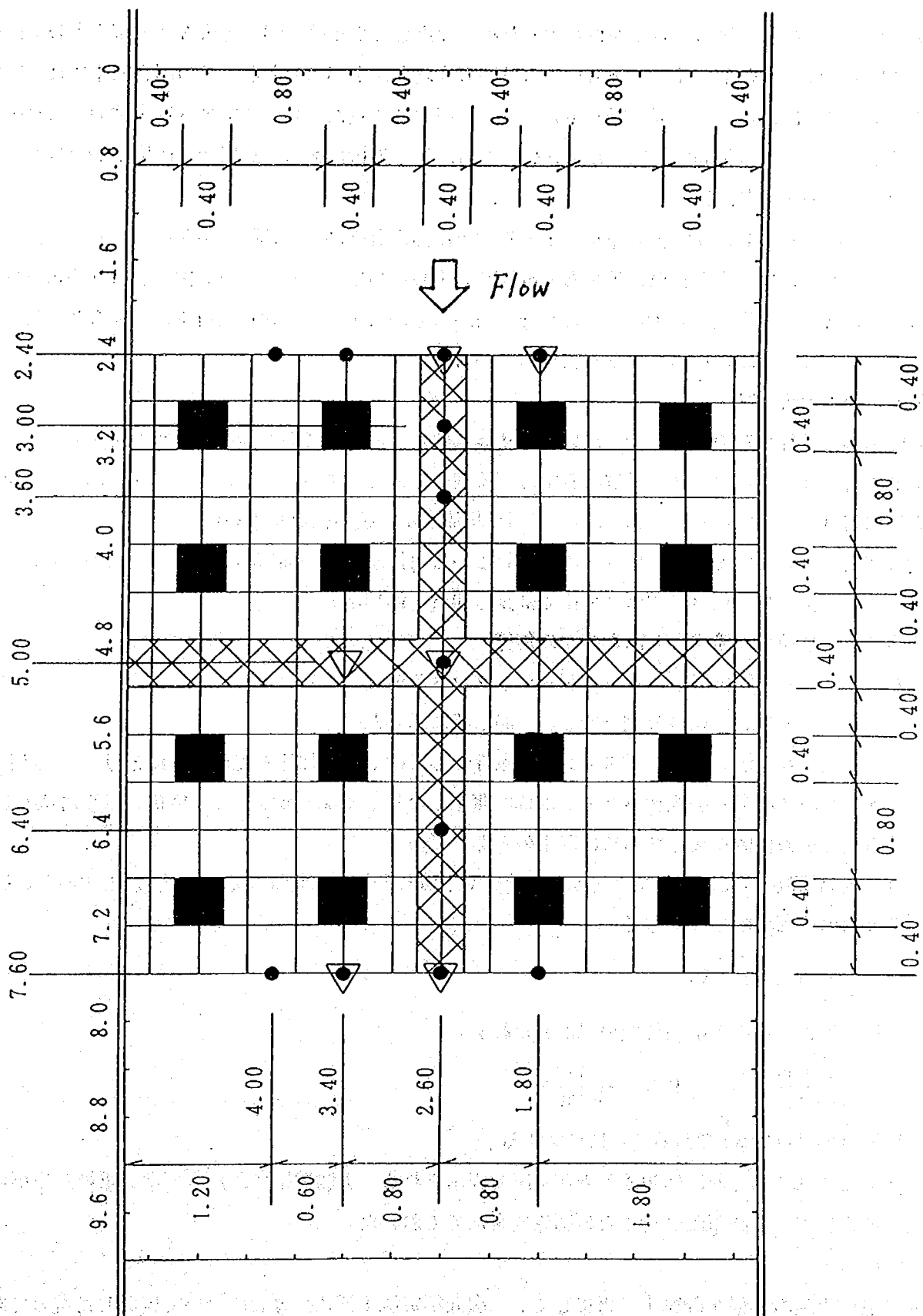


図-28 ブロックを用いた氾濫実験

注) ●印, ▽印は各々水位, 流速の測定箇所

%程度であった。なお、建物占有率を算定するために抽出した都市は、50万人未満（東京都内の7区を含む）が11都市、50万人以上～100万人が11都市、100万人以上が7都市である。この調査結果に従って、60%までを実験範囲に指定した（図-29参照）。なお、用途別に見た場合、住宅地区は全体的に占有率が小さく、業務中心地区は全体的に占有率が高い。これは住宅地区にある住居周辺には庭や緑が多く存在するためである（図-30参照）。

参考までに、図-31、32に建物占有率を算定するために都市計画図より建物と道路をぬきだした抽出図を示した。図-31は建物占有率30%の抽出図で浜松市の中心市街地である。一方、図-32は建物占有率10%の抽出図で倉敷市の市街地郊外である。これらの図から分かるように、建物占有率が30%の時の建物密度は建物占有率が10%の時に比べてかなり密集している。

(2) 柱体を用いた氾濫実験

図-33に示した蛇行水路の一部区間を用いて、柱体抵抗による抗力係数を調べる実験を実施した。実験は柱体1本の場合と柱体6本の場合（抵抗の測定は下流側中央の柱体で行った）の2ケース実施した。実験では3分力検出器*により抵抗力を求め、これと断面平均流速から抗力係数を求めた。

<施設の諸元> 水理共同実験棟（屋内）に設置している蛇行水路の一部区間を用いて実験を行った。

長さ8.1m、幅1.2m（全体では長さ40m、幅10m）

<建物模型> 縦10cm×横10cm×高さ45cmの角材

<計測器> 3分力検出器、ポイントゲージ、プロペラ流速計、ビデオ

柱体の配置状況、水深、流速の計測箇所を図-34、35に示した。

実験ケースは表-8に示した10ケースで、実験条件としては、単独柱体と複数柱体に分けて、又柱体間距離を変えた他、水深（流量）を変化させて、抵抗を測定したり、流況を観察した。抵抗力は平均値で表示している。抗力より抗力係数を算定する式は以下のとおりである。

抗力を D 、抗力係数を C_D 、水の密度を ρ 、流速を v 、流れが柱体に衝突する面積を A_D とすると、乱流状態における抗力の式は次のようになる。

$$D = \frac{1}{2} C_D \rho v^2 A_D$$

この式を変形すると、以下の抗力係数の式が導かれる。

$$C_D = \frac{2 * D}{\rho v^2 A_D} = 196 \frac{D}{v^2 h}$$

ここで、抗力 D の単位はtonであることに注意する。

* 3分力検出器では3軸方向に作用する力が電圧で表示される。実験開始にあたっては、重量が分かっているおもりを用いて、予め電圧と荷重との関係式をたてておいた。

2) 氾濫計算の概要

本検討は氾濫実験の結果を計算上で再現して、二次元不定流モデルの課題について検討したものである。計算は実験範囲を $\Delta x = 5 \text{ cm}$ で分割し、 $\Delta t = 0.002 \text{ 秒}$ の計算時間間隔で行った。氾濫計算による再現例（実験ケース15に対応）を図-36に示した。図のように計算は実験水位をかなりよく再現できており、再現精度

表-7 氾濫実験の実験条件及び結果一覧表

ケース	建物の配置	建物の 大きさ (cm)	建物占有率 (%)	道路の形態	流 量 (m^3/s)	水深: 上流 (cm)	水深: 下流 (cm)	底面粗度係数 ($s/m^{1/3}$)	合成粗度係数 ($s/m^{1/3}$)	抗力係数 C_d	流況観察	フロント伝播 の計測
【底面粗度の同定】												
1	なし	なし	0.0	なし	0.1003	6.39	6.00	0.0126				
2	"	"	"	"	0.1002	6.56	6.03	0.0151				
3	"	"	"	"	0.1000	6.91	6.04	0.0202				
【底面粗度係数が α に及ぼす影響】												
4	メッシュ平行型	40×40	9.5	なし	0.0502	5.81	3.81	0.0151	0.0334	3.8024		
5	"	"	"	"	0.0753	7.78	6.18	"	0.0418	3.9541		
6	"	"	"	"	0.1004	9.67	7.91	"	0.0490	4.1617	○	
7	"	"	"	"	0.0504	5.98	3.86	0.0202	0.0353	3.4786		
8	"	"	"	"	0.0752	7.76	6.01	"	0.0423	3.6541		
9	"	"	"	"	0.1002	9.88	8.21	"	0.0506	3.9620	○	
【建物占有率、道路形態による合成粗度係数の違い: 1】												
1-0	メッシュ平行型	40×40	9.5	なし	0.0504	5.77	3.60	0.0126	0.0319	3.7885		
1-1	"	"	"	"	0.0754	7.56	5.73	"	0.0401	4.0160		
1-2	"	"	"	"	0.1007	9.61	7.82	"	0.0485	4.2360	○	
1-3	"	"	"	片側1車線	0.0505	5.80	3.80	"	0.0331	4.0052		
1-4	"	"	"	"	0.0753	7.66	5.53	"	0.0416	4.4152		
1-5	"	"	"	"	0.1004	9.40	7.49	"	0.0471	4.1591	○	
1-6	"	"	"	片側2車線	0.0505	5.66	3.51	"	0.0303	3.4475		
1-7	"	"	"	"	0.0755	7.40	5.44	"	0.0383	3.8061		
1-8	"	"	"	"	0.1004	9.20	7.35	"	0.0448	3.8273	○	
【建物の大きさを変えて、フロント伝播の状況を調べる: 1】												
1-9	メッシュ平行型	40×40	21.3	なし	0.0400	5.69	3.66	0.0126	0.0404	2.5357		○
2-0	"	"	"	"	0.0620	7.86	5.60	"	0.0543	2.9523		○
2-1	"	"	"	"	0.0820	10.12	7.73	"	0.0705	3.4992	○	○
【建物占有率、道路形態による合成粗度係数の違い: 2】												
2-2	メッシュ平行型	40×40	21.3	片側1車線	0.0350	5.71	3.76	0.0126	0.0474	3.5354		
2-3	"	"	"	"	0.0509	7.55	5.86	"	0.0599	3.6431		
2-4	"	"	"	"	0.0740	9.73	7.76	"	0.0701	3.5462	○	
2-5	"	"	"	片側2車線	0.0368	5.65	3.59	"	0.0432	2.9811		
2-6	"	"	"	"	0.0522	7.35	5.61	"	0.0554	3.2363		
2-7	"	"	"	"	0.0780	9.90	7.46	"	0.0711	3.6904	○	

) ケース4～12により、底面粗度係数が α に及ぼす影響を検討している
*
*

ケース	建物の配置	建物の 大きさ (cm)	建物占有率 (%)	道路の形態	流 量 (m^3/s)	水深 : 上流 (cm)	水深 : 下流 (cm)	底面粗度係数 ($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)	合成粗度係数 ($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)	抗力係数 C_d	流況観察	フロント伝播 の計測
2.8	メッシュ平行型	40×40	37.9	なし	0.0242	5.66	3.75	0.0126	0.0683	3.4086		
2.9	"	"	"	"	0.0404	7.76	5.41	"	0.0821	3.1778		
3.0	"	"	"	"	0.0600	10.20	7.75	"	0.0992	3.0936	○	
3.1	"	"	"	片側1車線	0.0241	5.70	3.81	"	0.0699	3.5234		
3.2	"	"	"	"	0.0355	7.42	5.59	"	0.0844	3.4234		
3.3	"	"	"	"	0.0552	9.82	7.47	"	0.0993	3.2599	○	
3.4	"	"	"	片側2車線	0.0254	5.77	3.81	"	0.0677	3.2707		
3.5	"	"	"	"	0.0400	7.73	5.74	"	0.0821	3.0861		
3.6	"	"	"	"	0.0561	9.67	7.64	"	0.0925	2.8171	○	
3.7	"	"	59.2	なし	0.0135	5.77	3.99	"	0.1302	5.0880		
3.8	"	"	"	"	0.0222	8.08	5.85	"	0.1647	5.0833		
3.9	"	"	"	"	0.0272	9.68	7.71	"	0.1914	5.1154	○	
4.0	"	"	"	片側1車線	0.0146	5.91	3.72	"	0.1225	4.5801		
4.1	"	"	"	"	0.0219	7.80	6.02	"	0.1519	4.3681		
4.2	"	"	"	"	0.0303	9.81	7.87	"	0.1757	4.2129	○	
4.3	"	"	"	片側2車線	0.0147	5.69	3.70	"	0.1138	4.0783		
4.4	"	"	"	"	0.0233	7.70	5.75	"	0.1406	3.8716		
4.5	"	"	"	"	0.0296	9.66	8.15	"	0.1634	3.6078	○	
4.6	メッシュ斜行型	"	7.1	なし	0.0425	5.75	4.00	"	0.0399	5.8378		
4.7	"	"	"	"	0.0609	7.55	5.73	"	0.0501	6.3564		
4.8	"	"	"	"	0.0796	9.41	7.79	"	0.0580	6.1334	○	
4.9	"	"	"	片側1車線	0.0426	5.88	4.11	"	0.0419	6.2974		
5.0	"	"	"	"	0.0606	7.78	5.84	"	0.0541	7.2192		
5.1	"	"	"	"	0.0804	9.71	8.09	"	0.0611	6.5175	○	
5.2	"	"	"	片側2車線	0.0431	5.93	3.98	"	0.0417	7.3525		
5.3	"	"	"	"	0.0602	7.67	5.98	"	0.0520	6.6054		
5.4	"	"	"	"	0.0790	9.61	7.83	"	0.0625	7.0187	○	
5.5	"	"	14.2	なし	0.0244	5.55	4.00	"	0.0659	8.0858		
5.6	"	"	"	"	0.0368	7.52	5.82	"	0.0829	8.3128		
5.7	"	"	"	"	0.0562	10.11	7.86	"	0.1029	8.6729	○	
5.8	"	"	"	片側1車線	0.0268	5.66	3.94	"	0.0623	7.1571		
5.9	"	"	"	"	0.0427	7.82	5.84	"	0.0787	7.2377		
6.0	"	"	"	"	0.0577	9.87	7.83	"	0.0937	7.3256	○	
6.1	"	"	"	片側2車線	0.0276	5.59	4.07	"	0.0590	6.3177		
6.2	"	"	"	"	0.0418	7.54	5.91	"	0.0727	6.2749		
6.3	"	"	"	"	0.0605	9.95	7.98	"	0.0901	6.6428	○	

ケース	建物の配置	建物の 大きさ (cm)	建物占有率 (%)	道路の形態	流量 (m^3/s)	水深: 上流 (cm)	水深: 下流 (cm)	底面粗度係数 ($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)	合成粗度係数 ($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)	抗力係数 C_d	流況観察	フロント伝播 の計測
6 4	メッシュ斜行型	40×40	23.7	なし	0.0184	5.63	3.78	0.0126	0.0896	8.2757		
6 5	"	"	"	"	0.0275	7.78	6.19	"	0.1178	8.5048		
6 6	"	"	"	"	0.0381	9.78	8.03	"	0.1353	8.1423	○	
6 7	"	"	"	片側1車線	0.0197	5.65	3.88	"	0.0848	7.2634		
6 8	"	"	"	"	0.0294	7.68	5.97	"	0.1087	7.4637		
6 9	"	"	"	"	0.0419	9.99	8.09	"	0.1307	7.4446	○	
7 0	"	"	"	片側2車線	0.0220	5.67	3.96	"	0.0766	5.8171		
7 1	"	"	"	"	0.0317	7.62	6.00	"	0.0982	6.0921		
7 2	"	"	"	"	0.0473	9.94	8.08	"	0.1139	5.6647	○	
7 3	"	"	35.5	なし	0.0133	5.72	3.87	"	0.1291	9.5389		
7 4	"	"	"	"	0.0212	7.93	5.82	"	0.1654	9.7229		
7 5	"	"	"	"	0.0256	9.75	8.10	"	0.1974	9.8044	○	
7 6	"	"	"	片側1車線	0.0157	5.73	3.84	"	0.1093	6.8349		
7 7	"	"	"	"	0.0219	7.64	5.90	"	0.1452	7.6368		
7 8	"	"	"	"	0.0308	9.76	7.97	"	0.1679	7.1415	○	
7 9	"	"	"	片側2車線	0.0189	5.77	3.96	"	0.0926	4.7705		
8 0	"	"	"	"	0.0267	7.64	5.89	"	0.1190	5.1175		
8 1	"	"	"	"	0.0380	9.90	7.96	"	0.1424	5.0765	○	
【建物の大きさをえて、フロント伝播の状況を調べる：2】												
8 2	メッシュ平行型	20×20	21.3	なし	0.0189	3.87	1.93	0.0126	0.0304	1.2410		○
8 3	"	"	"	"	0.0267	4.94	2.88	"	0.0423	1.7302		○
8 4	"	"	"	"	0.0380	6.18	3.89	"	0.0508	1.8875	○	○
8 5	"	60×60	"	"	0.0533	7.99	5.81	"	0.0660	6.4350		○
8 6	"	"	"	"	0.0908	10.89	7.86	"	0.0756	5.6621		○
8 7	"	"	"	"	0.0875	12.22	10.80	"	0.0826	5.1754	○	○
【低速流と高速流との相互干渉の影響を調べる】												
8 8	メッシュ平行型	40×40	低速域の占有率	44.4%	0.0600	7.61	5.95	0.0126	0.0511	1.5650	○	
8 9	"	"	"	"	0.0740	9.50	8.23	"	0.0592	1.4900	○	
9 0	"	"	低速域の占有率	64.0%	0.0408	7.67	6.03	"	0.0772	1.6754	○	
9 1	"	"	"	"	0.0571	9.63	8.01	"	0.0854	1.4700	○	
【建物群の配置が粗度係数に及ぼす影響】												
9 2	メッシュ平行型	40×40	片隅に建物群	37.9%	0.0973			0.0126	0.0236		○	

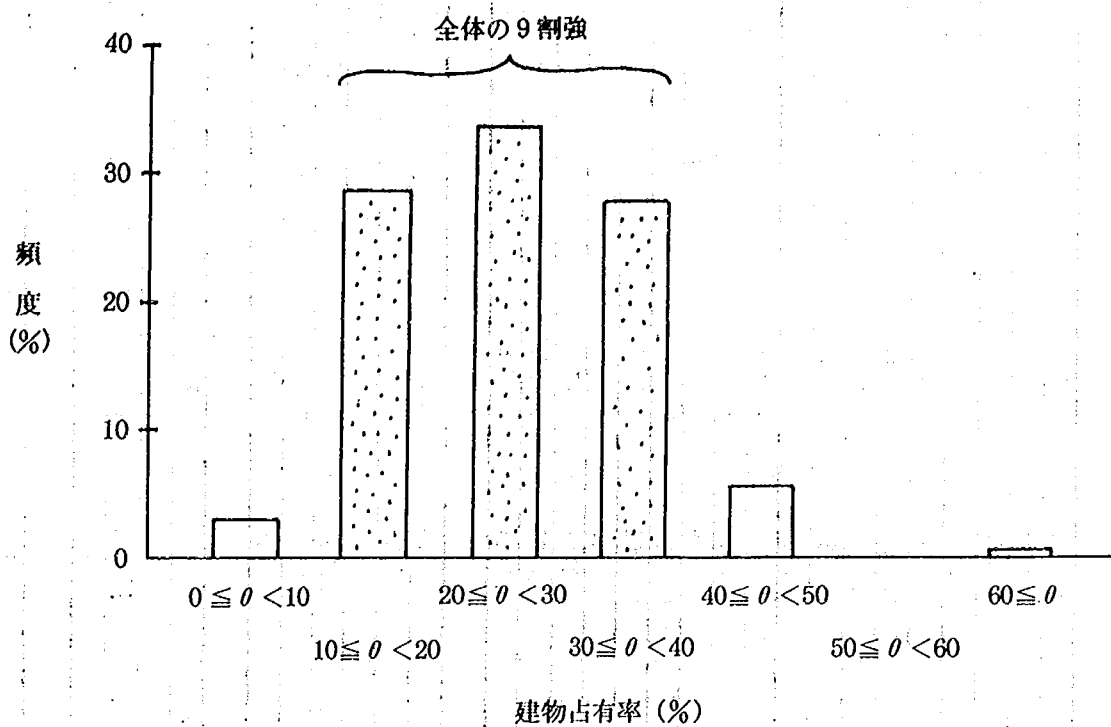


図-29 建物占有率の頻度分布

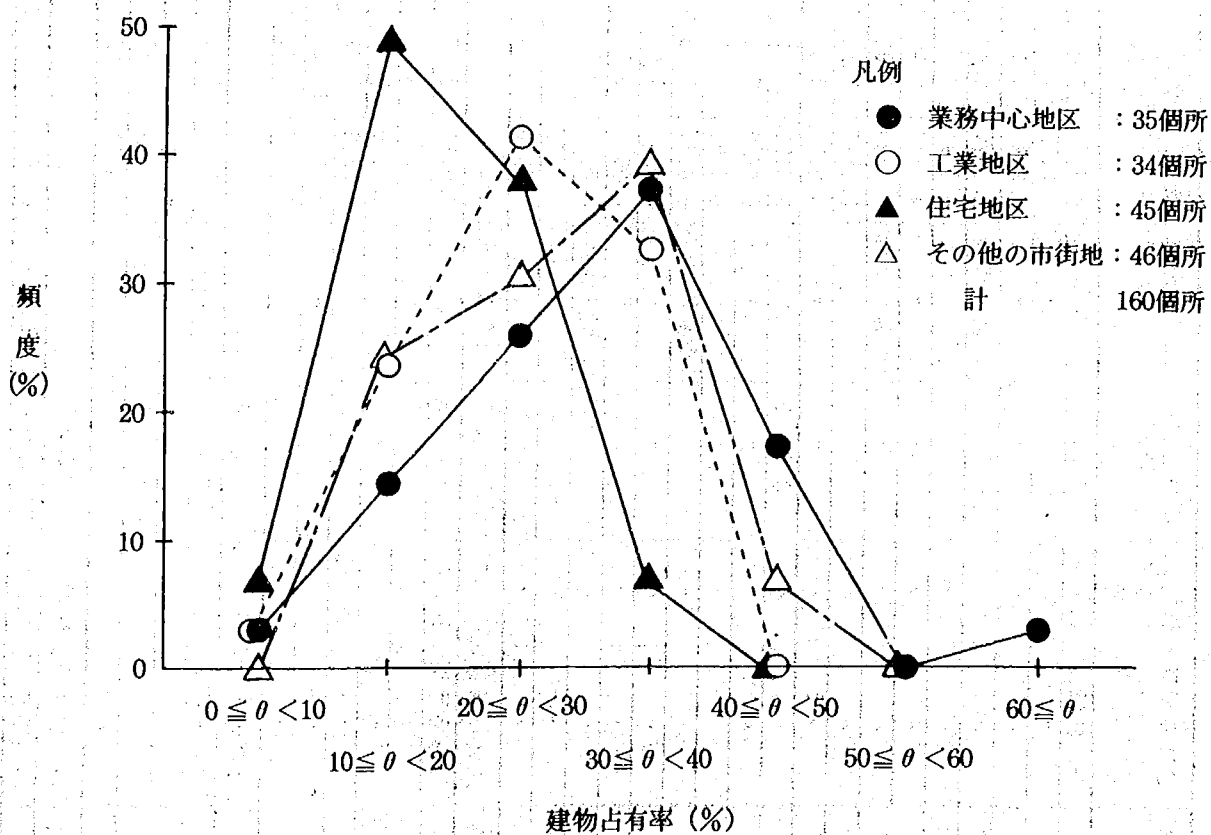


図-30 用途別に見た建物占有率の分布

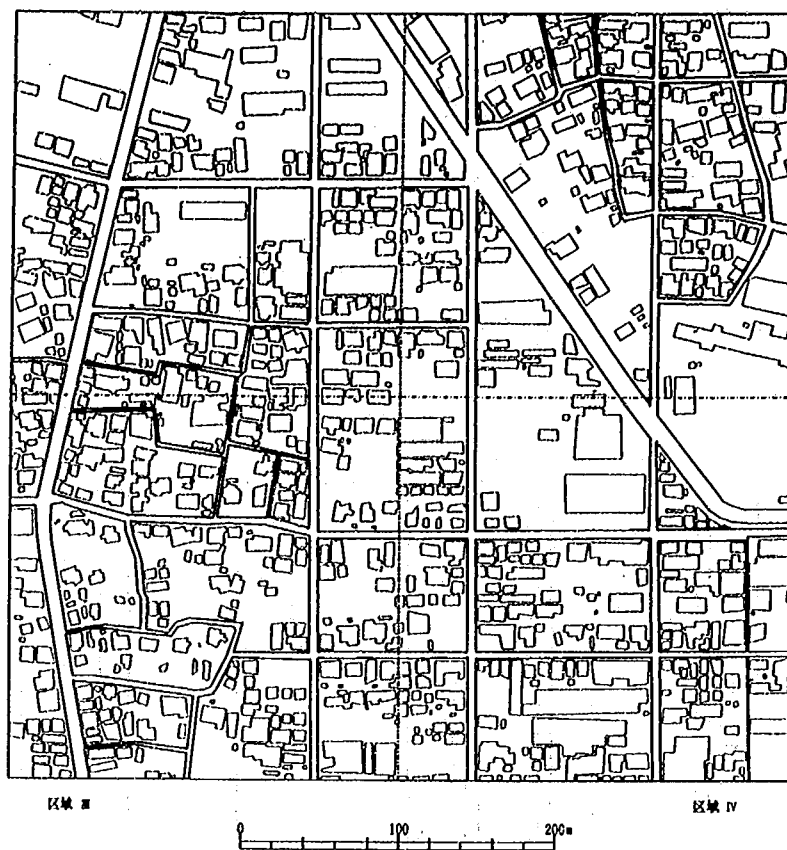


图-31 建物抽出図 (浜松市)
 $\theta = 30\%$

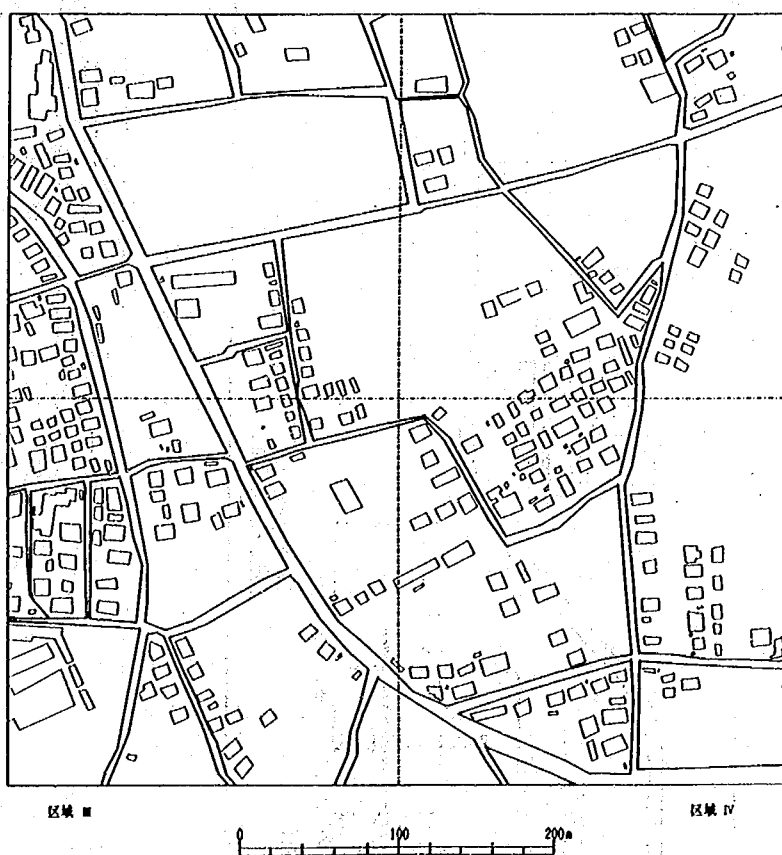


图-32 建物抽出図 (倉敷市)
 $\theta = 10\%$

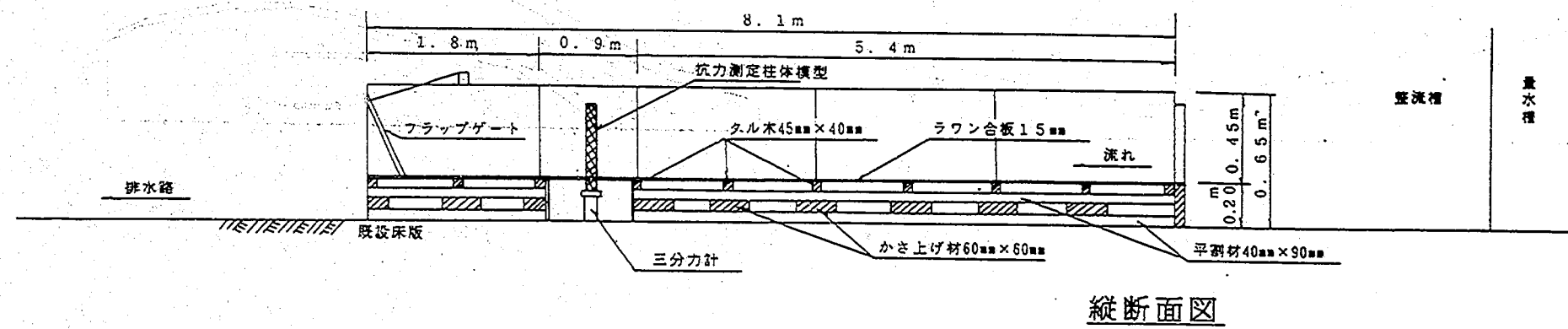
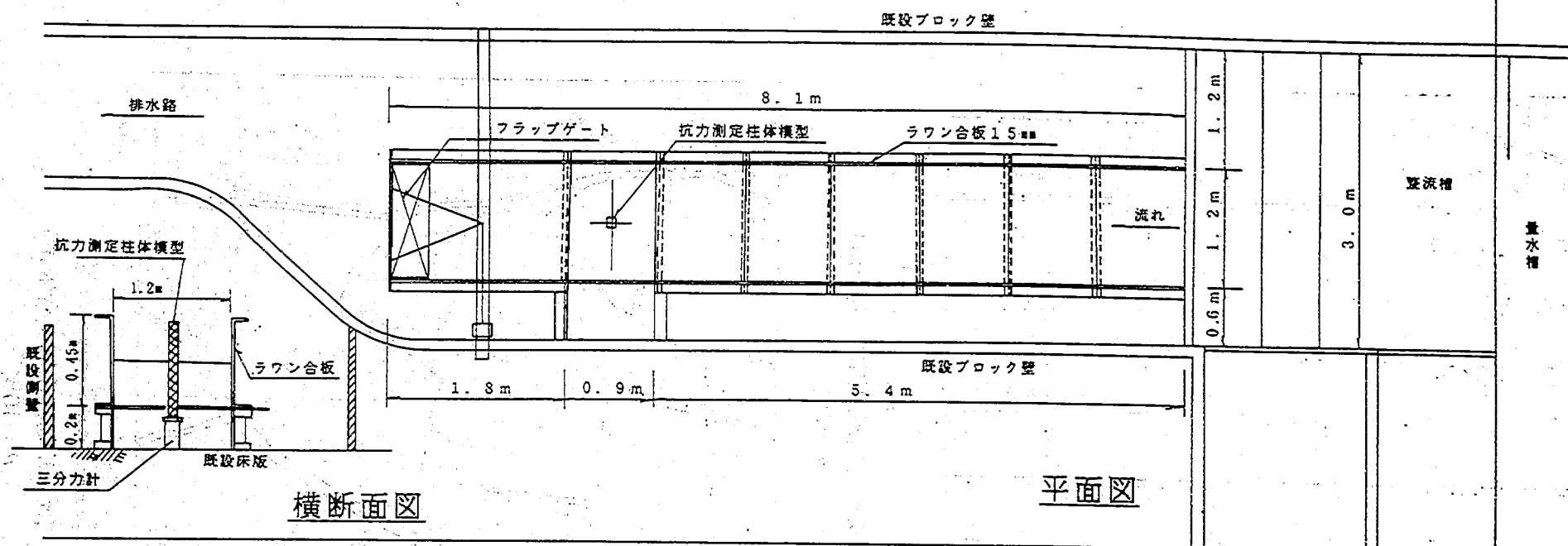


図-33 柱体を用いた抵抗力測定実験

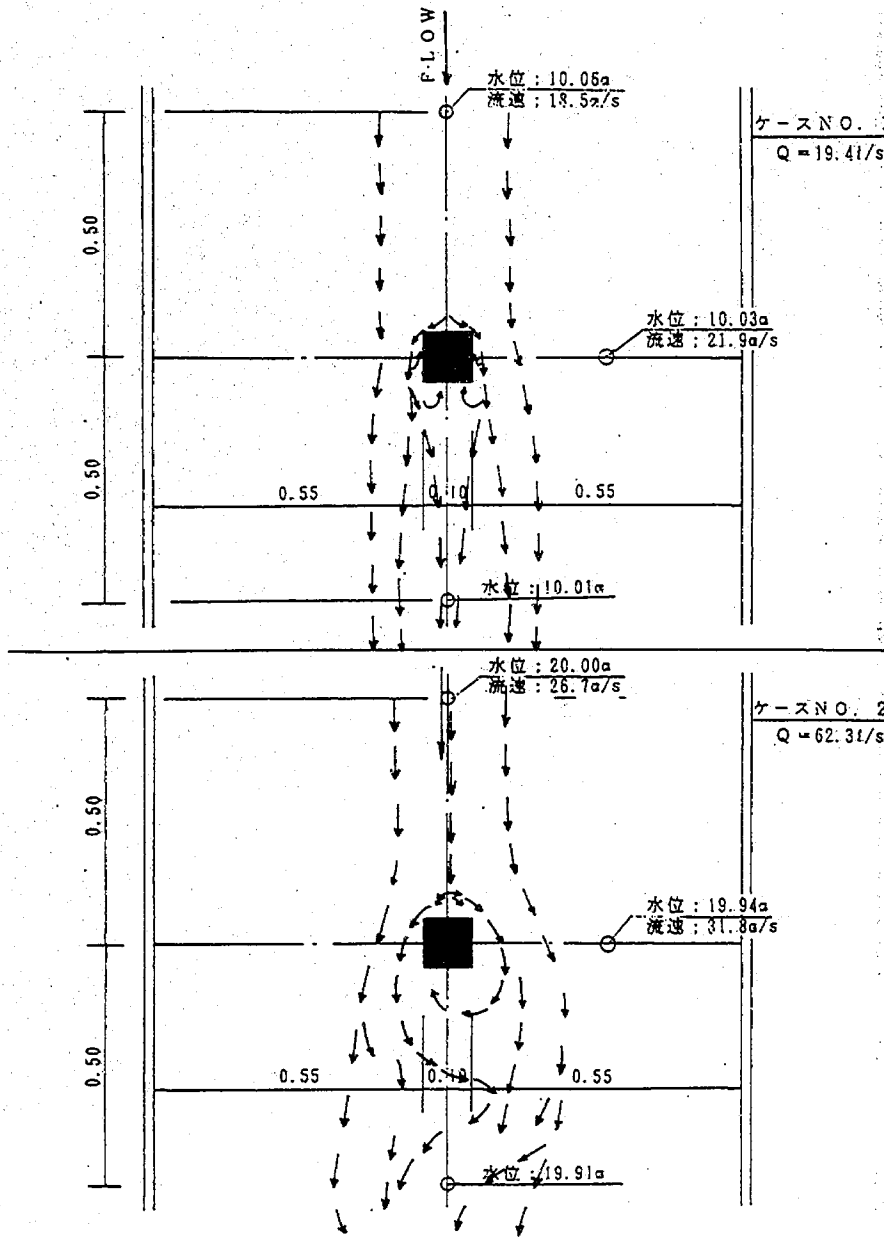


図-34 水位・流速測定位置図 (柱体1本)

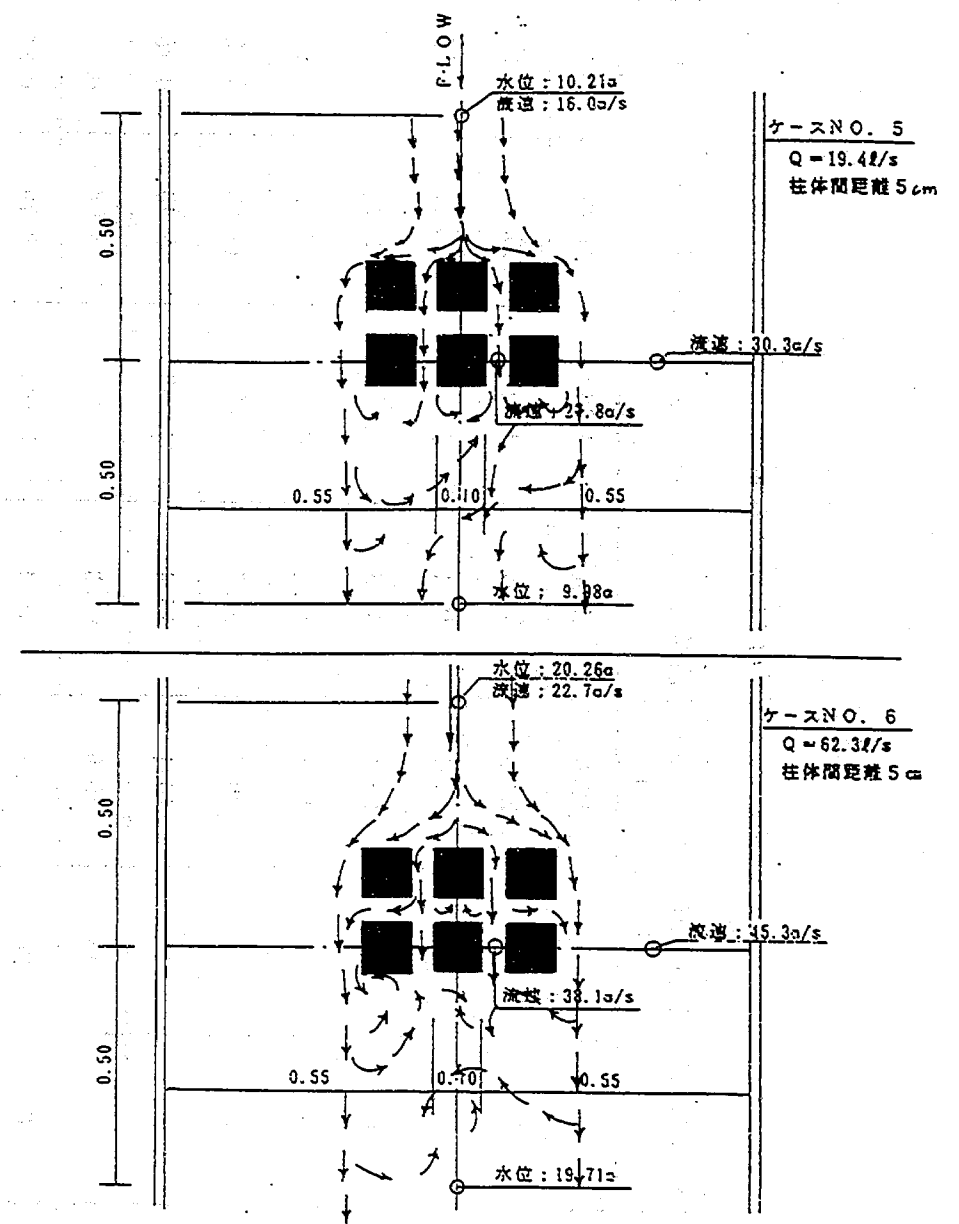


図-35 水位・流速測定位置図 (柱体6本)

表-8 抗力測定実験一覧表

ケース	柱体の本数 (本)	柱体間距離 (cm)	水深 (cm) h	流量 (l/s) Q	流速 (m/s) v	抗力 (g) D	抗力係数 C _D
1	1	—	10.0	19.4	0.162	24.79	1.85
2	1	—	20.0	62.3	0.260	150.18	2.18
3	6	2	10.1	19.4	0.160	6.24	0.47
4	6	2	20.1	62.3	0.258	38.78	0.57
5	6	5	10.1	19.4	0.160	2.19	0.17
6	6	5	20.0	62.3	0.260	17.83	0.26
7	6	10	10.1	19.4	0.160	3.46	0.26
8	6	10	20.0	62.3	0.260	23.94	0.35
9	6	20	10.1	19.4	0.160	8.79	0.67
10	6	20	20.1	62.3	0.258	80.06	1.17

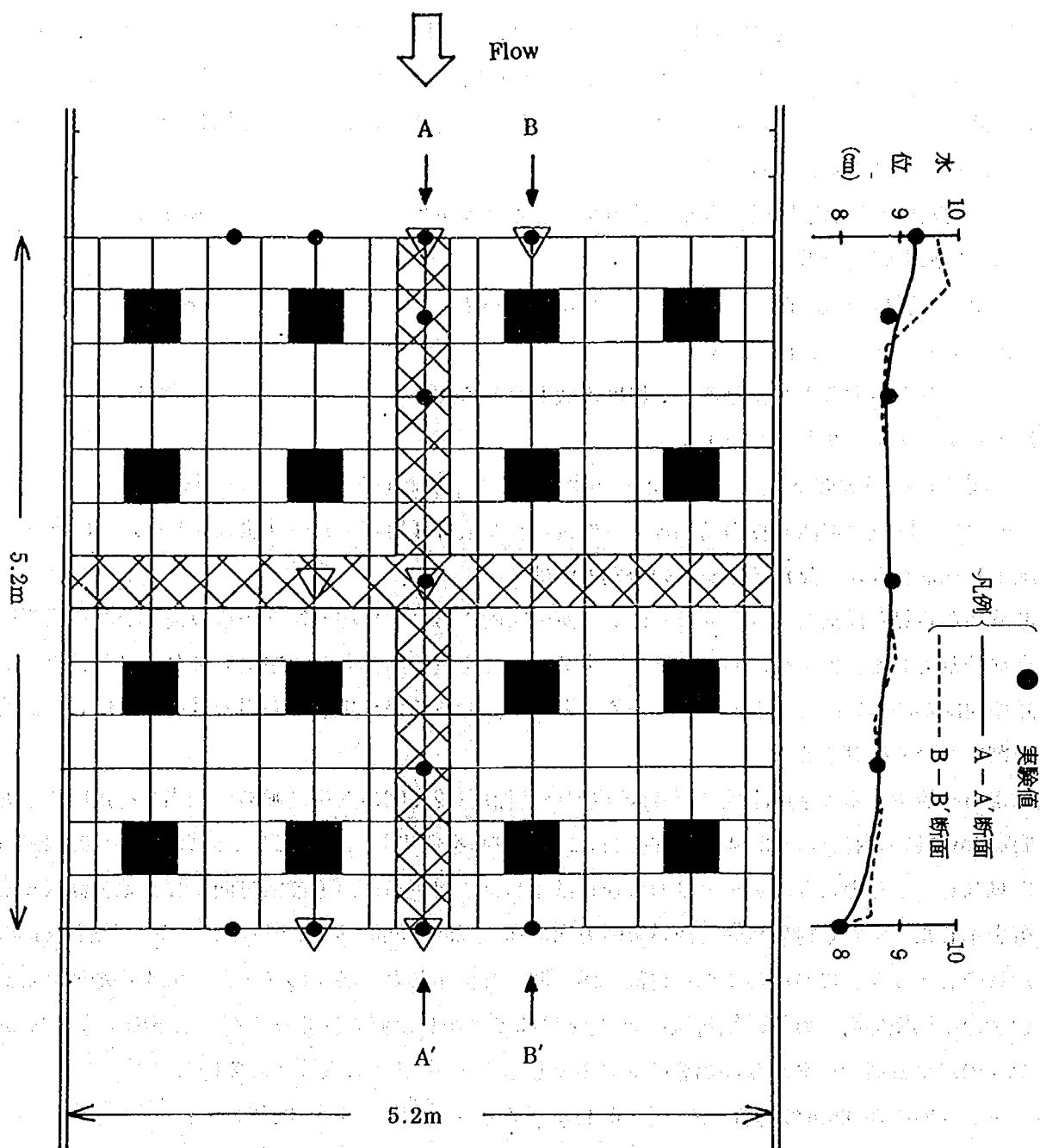


図-36 実験施設及び水位の縦断変化

注) 斜線部分は道路を想定した部分, ●は水位測定個所,
▽は流速測定個所である。

(実験ケース 2 : $\theta = 9.5\%$, 道路片側 1 車線)

は非常に高いと言える。計算された水位縦断（図右）から分かるように、氾濫流は上流ブロック区間（最上流端から80cm区間）で3.5mm、下流ブロック区間（最下流端から80cm区間）で6mmと全体の62%のエネルギーロスが生じており、実験領域内におけるエネルギーロスは一様ではない。しかし、以下の検討においては、こうした流下方向の変化を一括して1メッシュ内の平均的なエネルギーロスとして考察している。

氾濫計算を用いた主要な検討項目は以下の4項目および最適なメッシュ分割方法（検証1）である。

(1) 基礎式における拡散項の取扱い

基礎式中で数値粘性項、水平粘性項を考慮すべきか？ → 検証2

(2) 粗度係数と建物の影響

建物の影響を粗度係数で表現することが妥当か？ → 検証3

(3) メッシュスケールと粗度係数

メッシュの大きさが変わると、粗度係数も変わるか？ → 検証4

(4) メッシュスケールとフロント伝播

閾値 $\varepsilon_F = 1\text{mm}$ はメッシュの大きさが変わっても、変わらないか？ → 検証5

以上の氾濫実験及び氾濫計算の結果等から検証された項目【検証1】～【検証6】を以下に列挙する。

【検証1】地形特性から見たメッシュの分割方法は？

地形特性から見た最適なメッシュ分割は、一定区間内において平均地盤高からの偏差がある範囲以内になるような分割である。低平地においては、多少メッシュを粗くしても、問題はあまり生じないので、ここでは氾濫原勾配がある程度急な氾濫原（安全側を考えて）である豊平川、広瀬川流域を対象にして最適なメッシュ分割について検証する。

(1) 札幌市を流下する豊平川流域*における現況図（縮尺1/2,500の都市計画図に相当）を用いて、豊平川の左岸側250mの範囲内より、13.8kmの区間にわたり地盤高を抽出した。ただし、計算において比高2m以上を盛土と見なして、そのようなデータは対象からはずした。図-37に河道縦断方向に見た地盤高（単点地盤高）の分布を示した。また、対象範囲を河道縦断方向に100、250、500m間隔（以下メッシュ間隔と称する）で区切った時の各メッシュにおける平均地盤高を図-38～40に示した。各々のメッシュの平均地盤高と隣接したメッシュの平均地盤高との差の絶対値 Δz_i を全区間で平均した値で見ると、以下のようなになる。ただし、メッシュ内に地盤高データがない場合はゼロ表示し、 Δz_i の計算対象外としている。

1) メッシュ間隔が100mの場合、 $\Delta z_m = 0.45\text{m}$ （メッシュ・データ数100個）

2) メッシュ間隔が250mの場合、 $\Delta z_m = 1.24\text{m}$ （メッシュ・データ数49個）

3) メッシュ間隔が500mの場合、 $\Delta z_m = 2.22\text{m}$ （メッシュ・データ数27個）

また、 Δz_i の分布形状は図-41のとおりで、メッシュ間隔が小さくなるにつれて、 Δz_i が小さくなる方向にシフトしている。また、メッシュ間隔が500mの場合、 Δz_i が1.0m以上のものが全体の6割以上もある。 Δz_i が0.6m未満のデータの割合は、

1) メッシュ間隔が100mの場合、58.0%

2) メッシュ間隔が250mの場合、30.6%

3) メッシュ間隔が500mの場合、14.8%

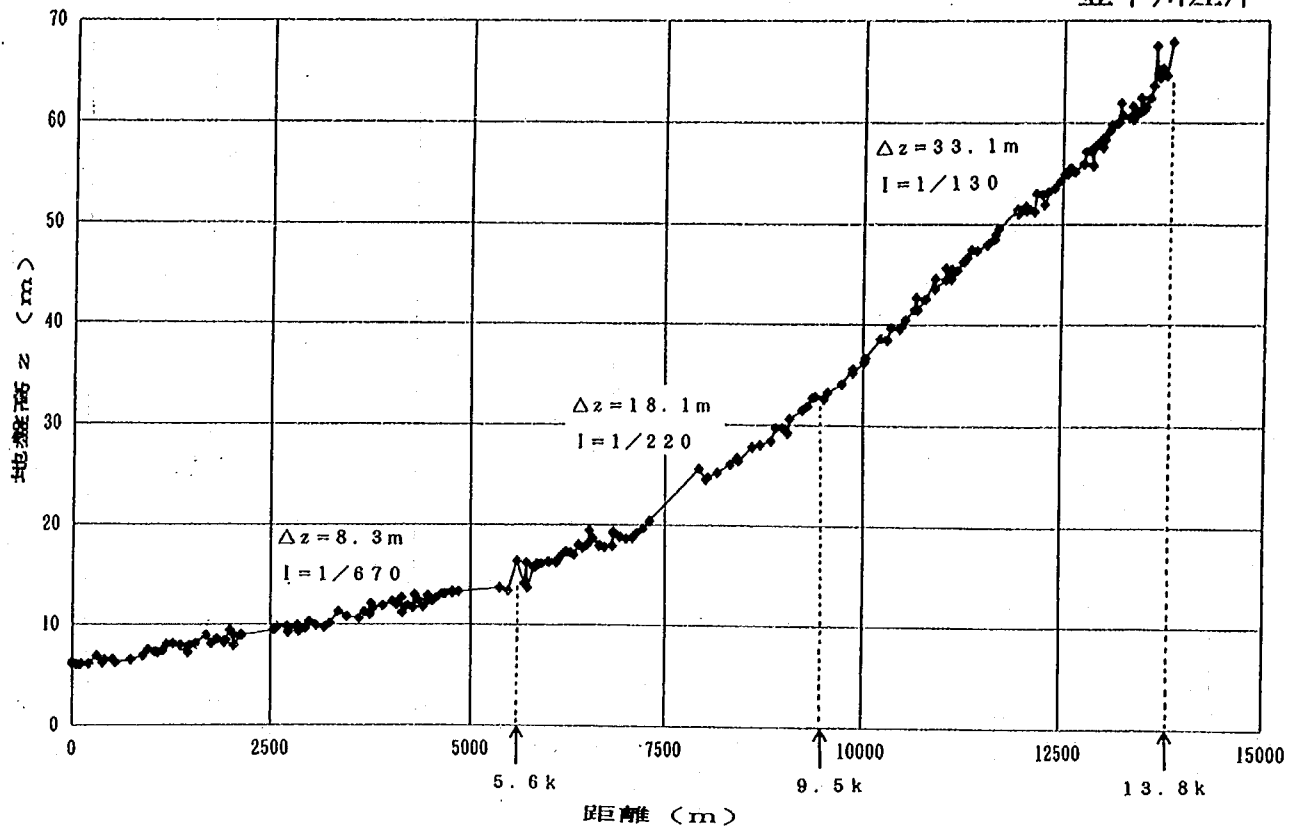


図-37 距離と地盤高

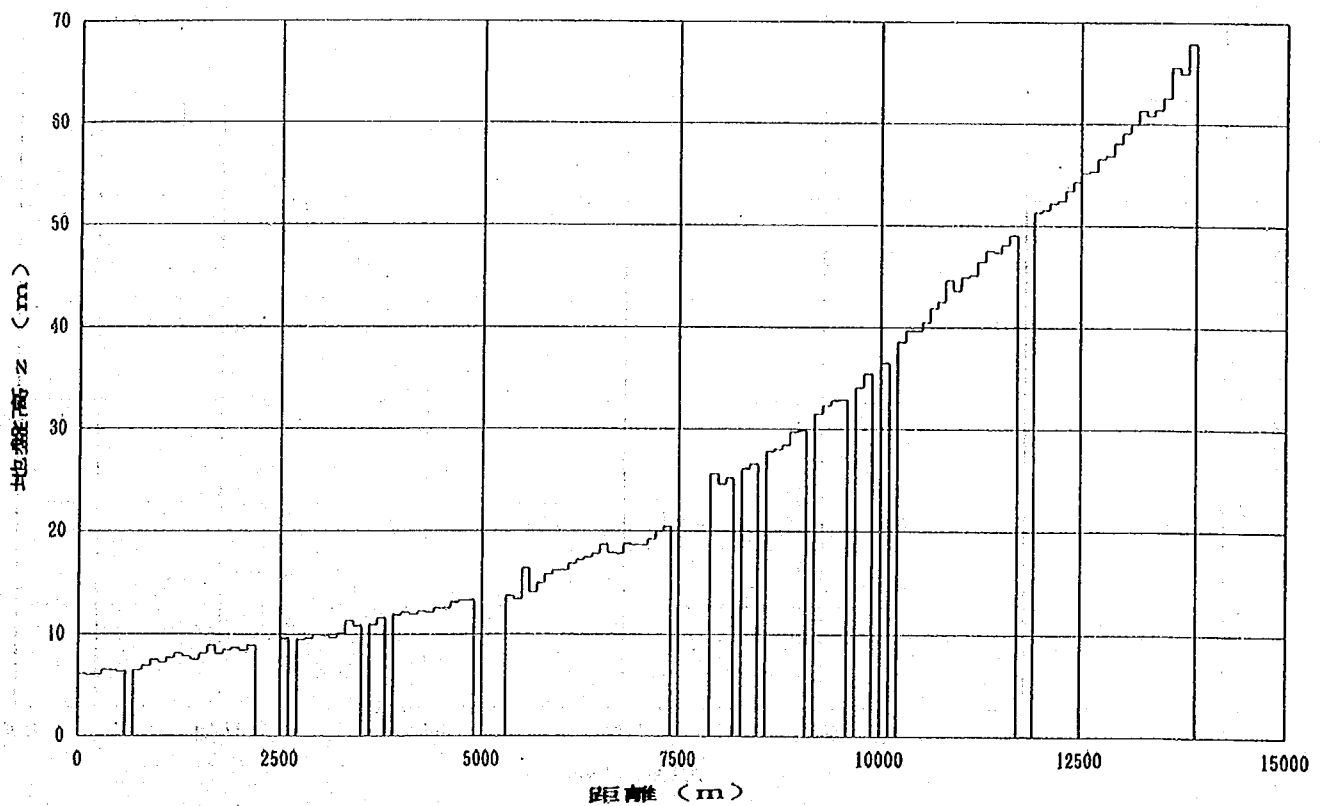


図-38 各メッシュの平均地盤高 ($\Delta x = 100\text{ m}$)

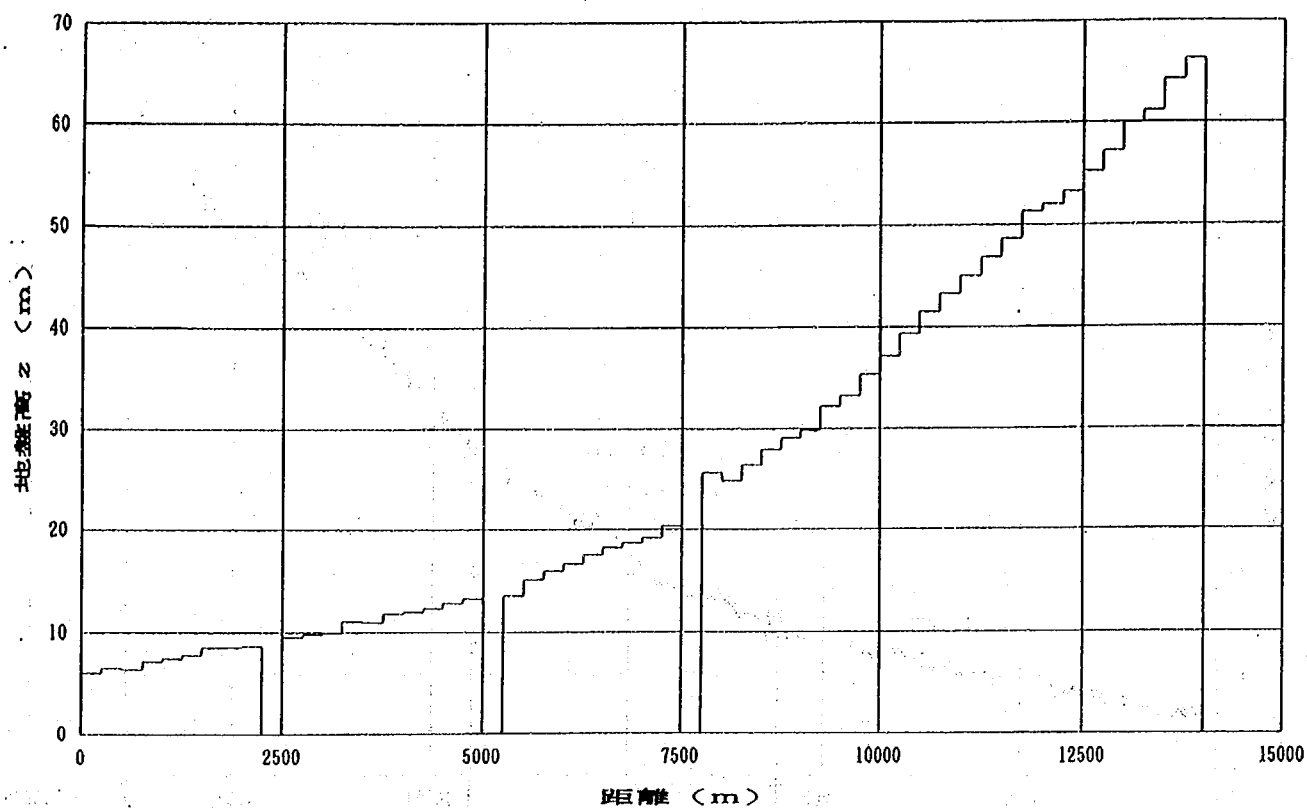


図-39 各メッシュの平均地盤高 ($\Delta x=250\text{m}$)

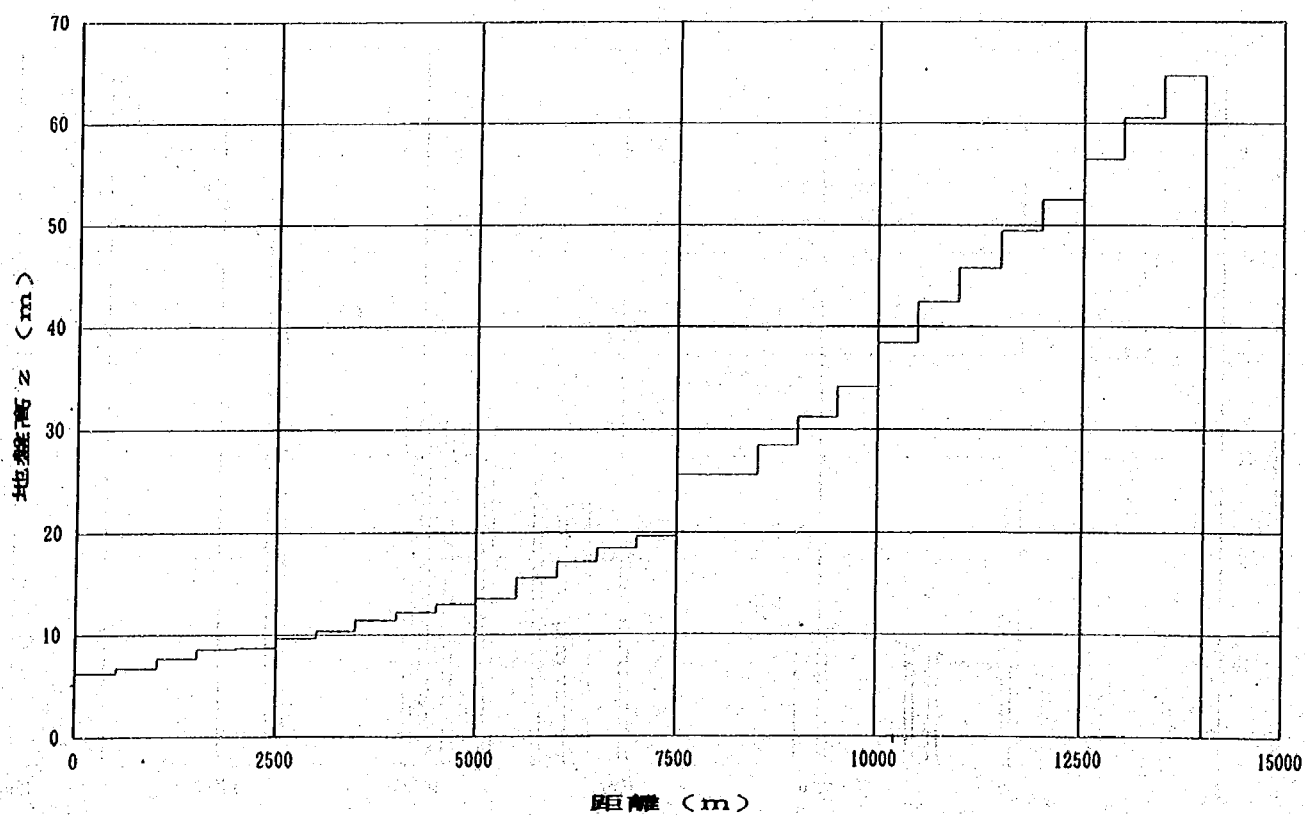


図-40 各メッシュの平均地盤高 ($\Delta x=500\text{m}$)

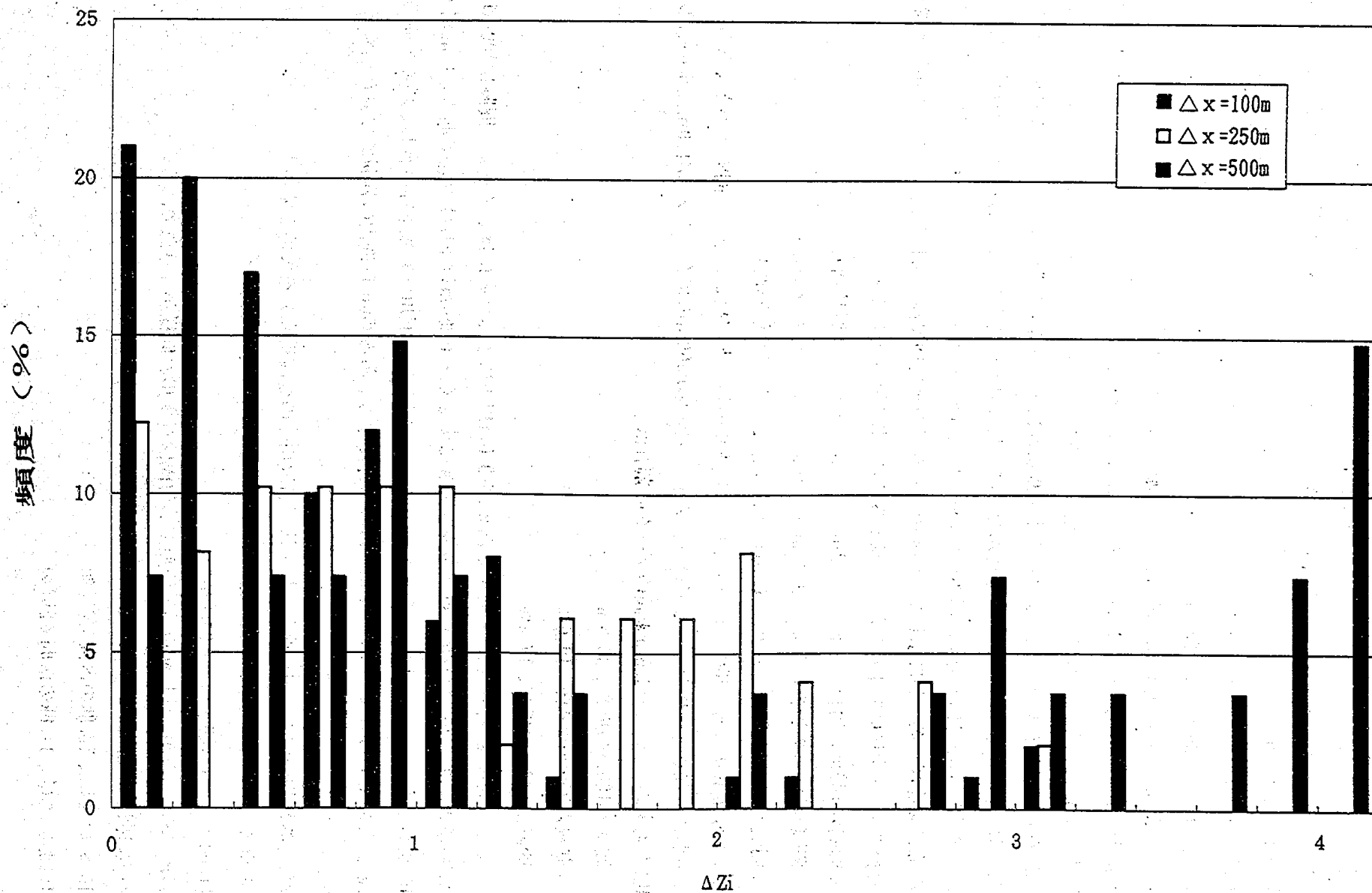


図-41 各メッシュにおける ΔZ_i の頻度分布

である。従って、一定の地盤高の精度として、 Δz_i を0.6m以下にするためには、メッシュ間隔は100m以下にする必要があると言えるが、実務的にはメッシュ間隔は少なくとも250m以下にすべきである。

*豊平川の氾濫原平均勾配 I は調査地点の最下流（札幌市東区東雁来町の雁来大橋地点）を0.0kとすると、

0.0～5.6k : $I = 1/670$ ($\Delta z = 8.3\text{m}$)

5.6～9.5k : $I = 1/220$ ($\Delta z = 18.1\text{m}$)

9.5～13.8k : $I = 1/130$ ($\Delta z = 33.1\text{m}$)

となっており、ほとんどが扇状地河川の氾濫原で、勾配はかなり急である。

(2) 仙台市を流れる広瀬川流域*における都市計画基本図（縮尺1/2,500）から地盤高を求めて、(1)と同様の方法で11.6kmの区間にわたり、最適なメッシュ分割を考えた。ただし、広瀬川は調査区間の上流域は谷底平野のため、道路など明らかに盛土で比高が2m以上の地盤高はデータから削除したが、それ以外のデータ、すなわち台地上などの地盤高のデータは取り込んだ。図-42に河道縦断方向に見た地盤高（単点地盤高）の分布を示した。また、対象範囲を河道縦断方向に100、250、500mのメッシュ間隔で区切った時の各メッシュにおける平均地盤高を図-43～45に示した。各々のメッシュの平均地盤高と隣接したメッシュの平均地盤高との差の絶対値 Δz_i を全区間で平均した値で見ると、以下のようになる。

1)メッシュ間隔が100mの場合、 $\Delta z_m = 2.13\text{m}$ （メッシュ・データ数115個）

2)メッシュ間隔が250mの場合、 $\Delta z_m = 3.91\text{m}$ （メッシュ・データ数 46個）

3)メッシュ間隔が500mの場合、 $\Delta z_m = 6.67\text{m}$ （メッシュ・データ数 23個）

また、 Δz_i の分布形状は図-46のとおりで、(1)の豊平川の場合と同様、メッシュ間隔が小さくなるにつれて、 Δz_i が小さくなる方向にシフトしている。メッシュ間隔が500mの場合、 Δz_i が1.0m以上のものが全体の8割以上もある。 Δz_i が0.6m未満のデータの割合は、

1)メッシュ間隔が100mの場合、38.3%

2)メッシュ間隔が250mの場合、19.6%

3)メッシュ間隔が500mの場合、17.4%

である。従って、一定の地盤高の精度として、 Δz_i を0.6m以下にするためには、メッシュ間隔は100m以下にする必要があると言えるが、実務的にはメッシュ間隔は少なくとも250m以下にすべきである。広瀬川の場合、豊平川の場合よりもメッシュ間の地盤高差が大きい、これは広瀬川は谷底平野を有し、横断方向の地盤勾配が大きいためである。図-47に豊平川と広瀬川における、ある250m区間内の横断的に見た地盤高データを示した。

*広瀬川の氾濫原平均勾配 I は調査地点の最下流（名取川との合流地点）を0.0kとすると、

0.0～4.6k : $I = 1/410$ ($\Delta z = 11.2\text{m}$)

4.6～11.6k : $I = 1/180$ ($\Delta z = 38.8\text{m}$)

となっており、ほとんどが扇状地河川の氾濫原で、勾配は豊平川と同様かなり急である。

・今回調査した区間の地盤高のデータ数は

①豊平川においては、13.8kの区間で213個

②広瀬川においては、11.6kの区間で254個

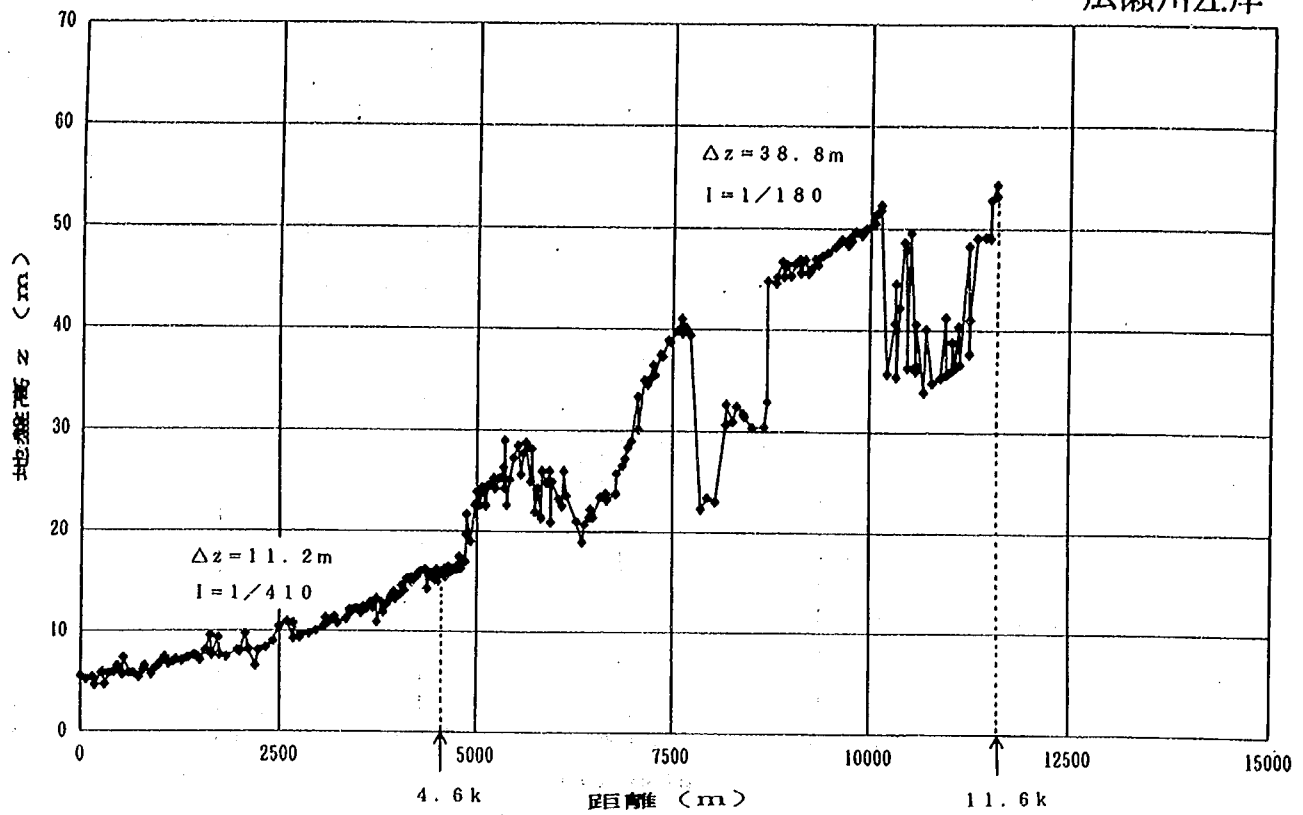


図-42 距離と地盤高

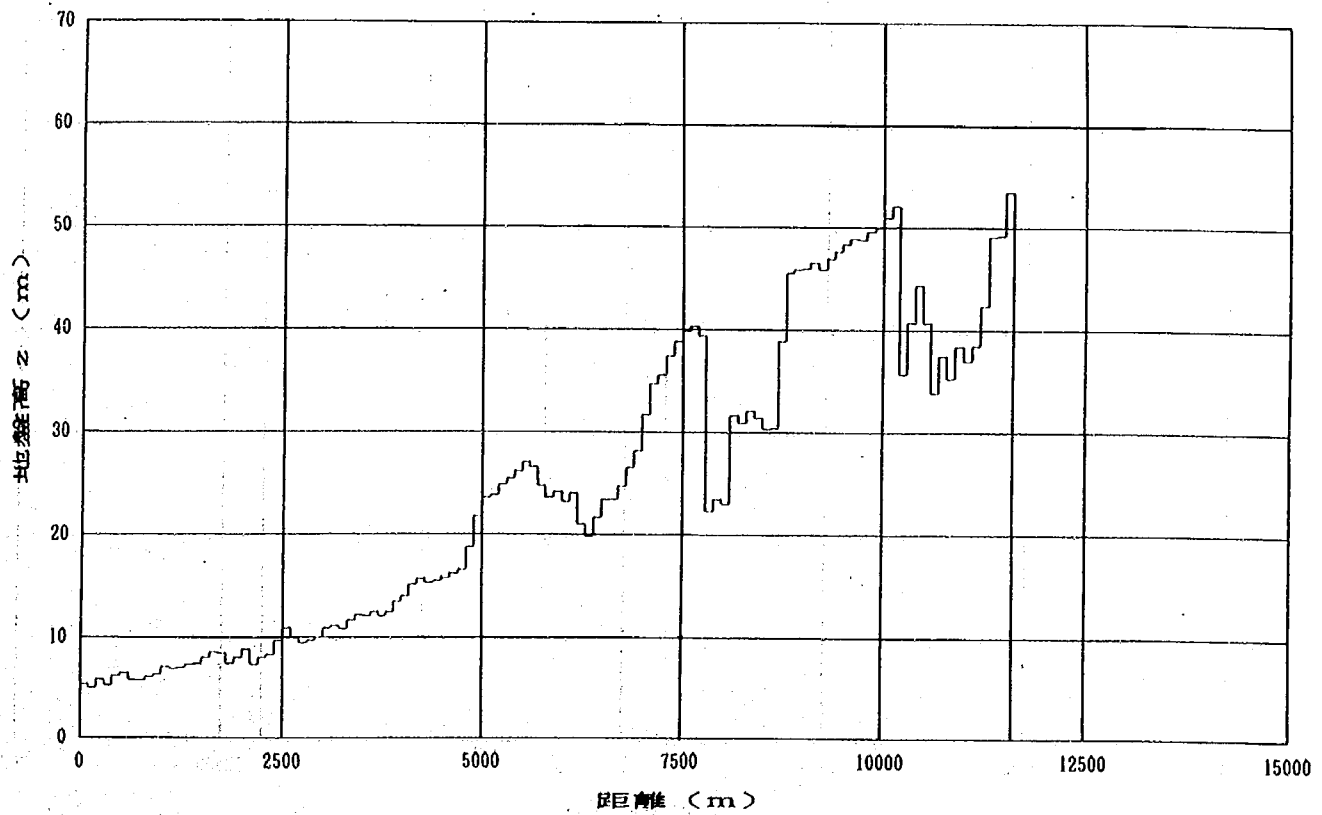


図-43 各メッシュの平均地盤高 ($\Delta x = 100 \text{ m}$)

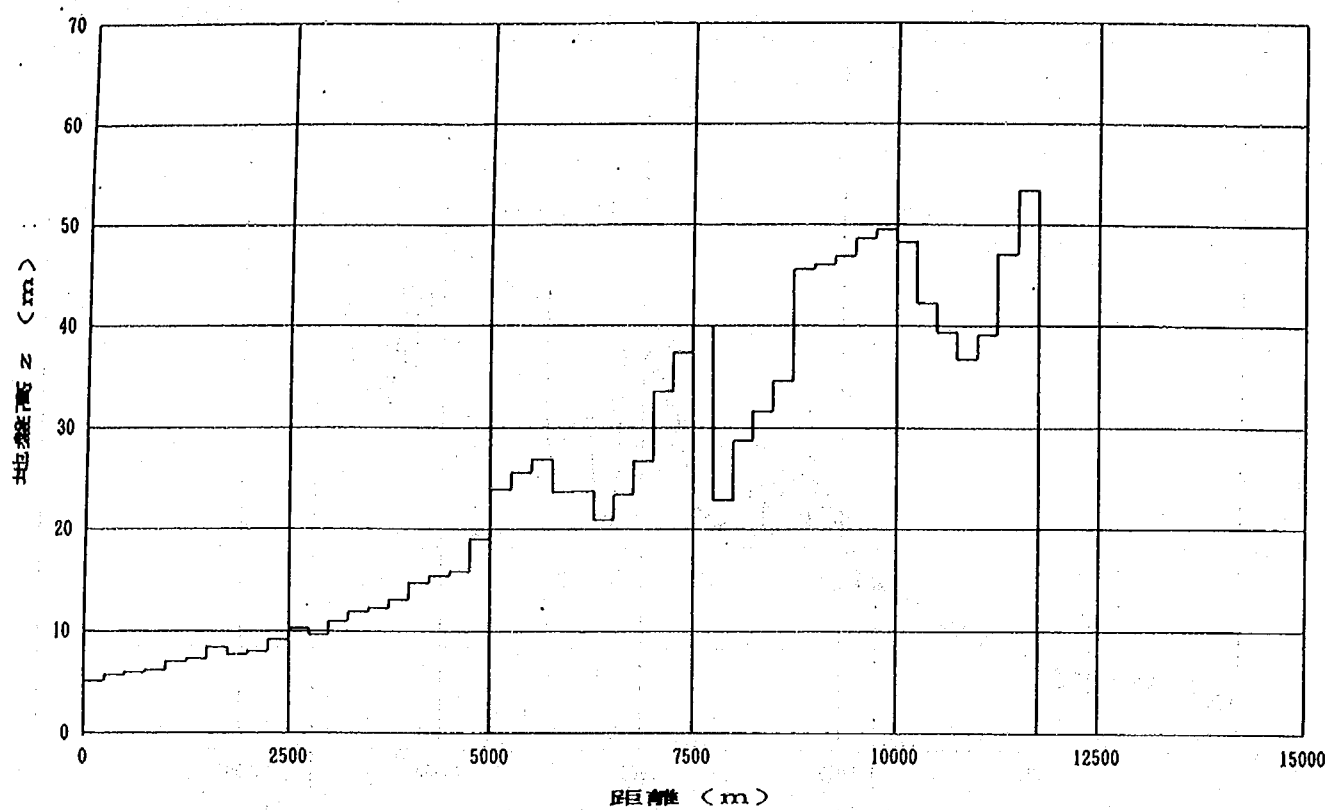


図-44 各メッシュの平均地盤高 ($\Delta x=250\text{m}$)

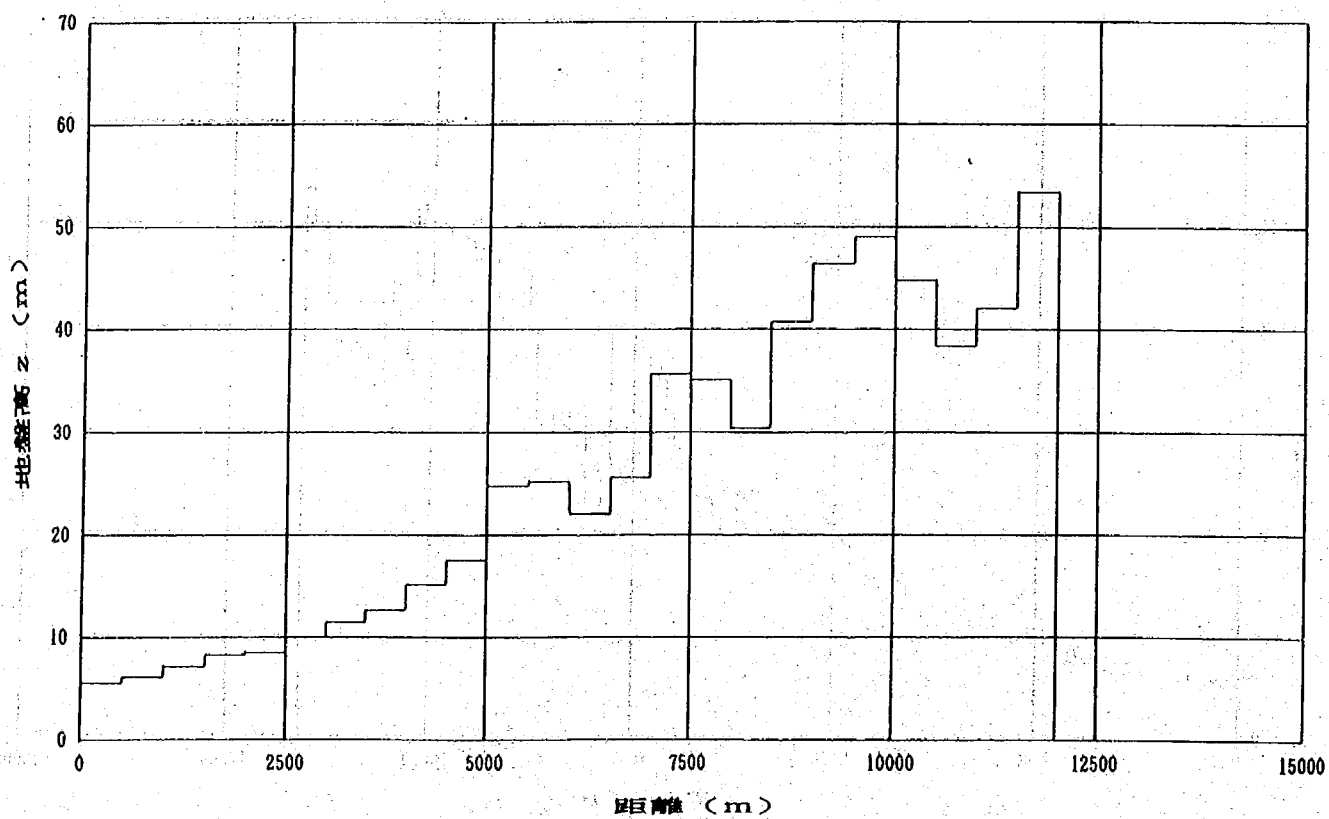


図-45 各メッシュの平均地盤高 ($\Delta x=500\text{m}$)

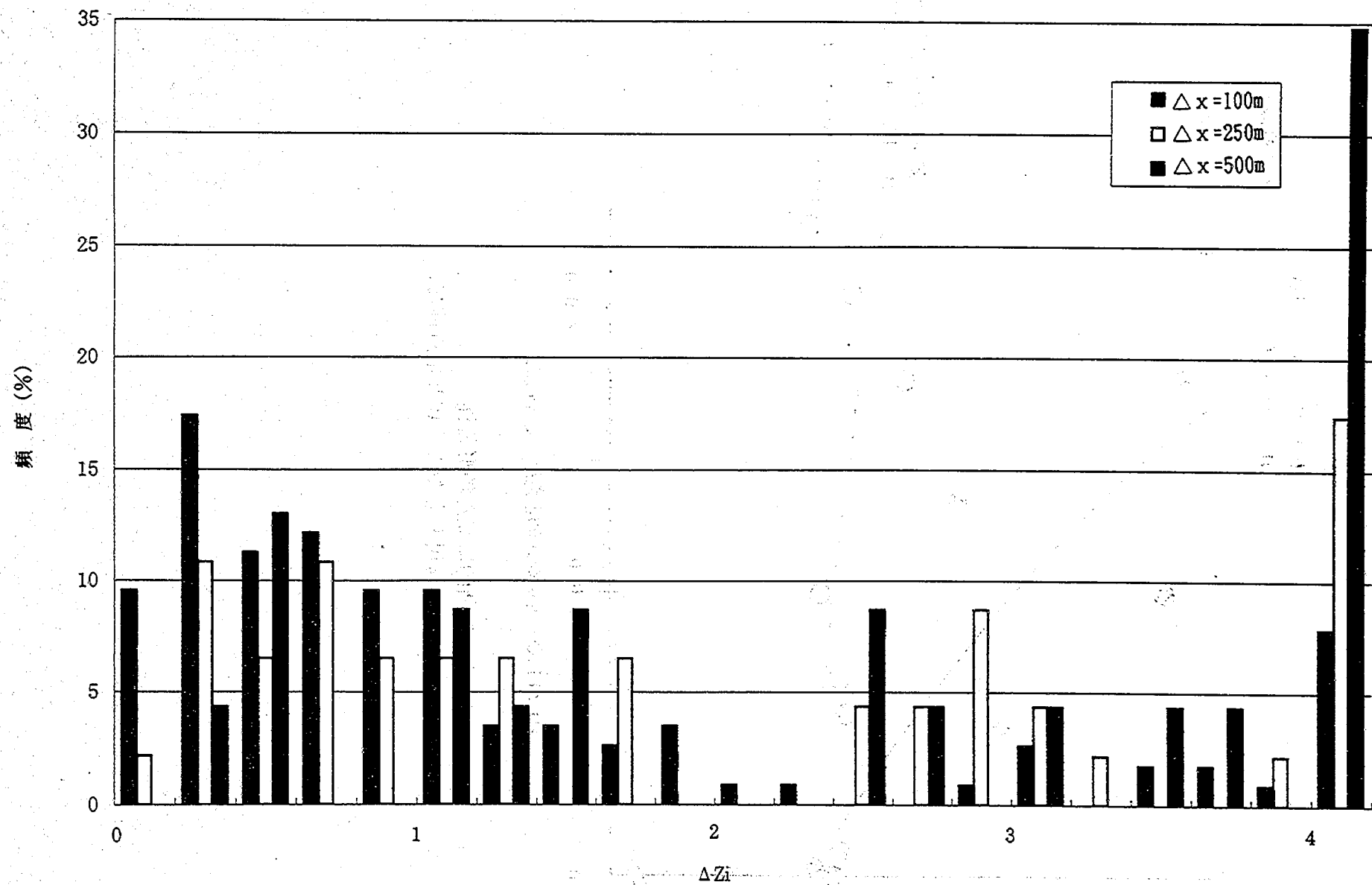


図-46 各メッシュにおける ΔZ_i の頻度分布

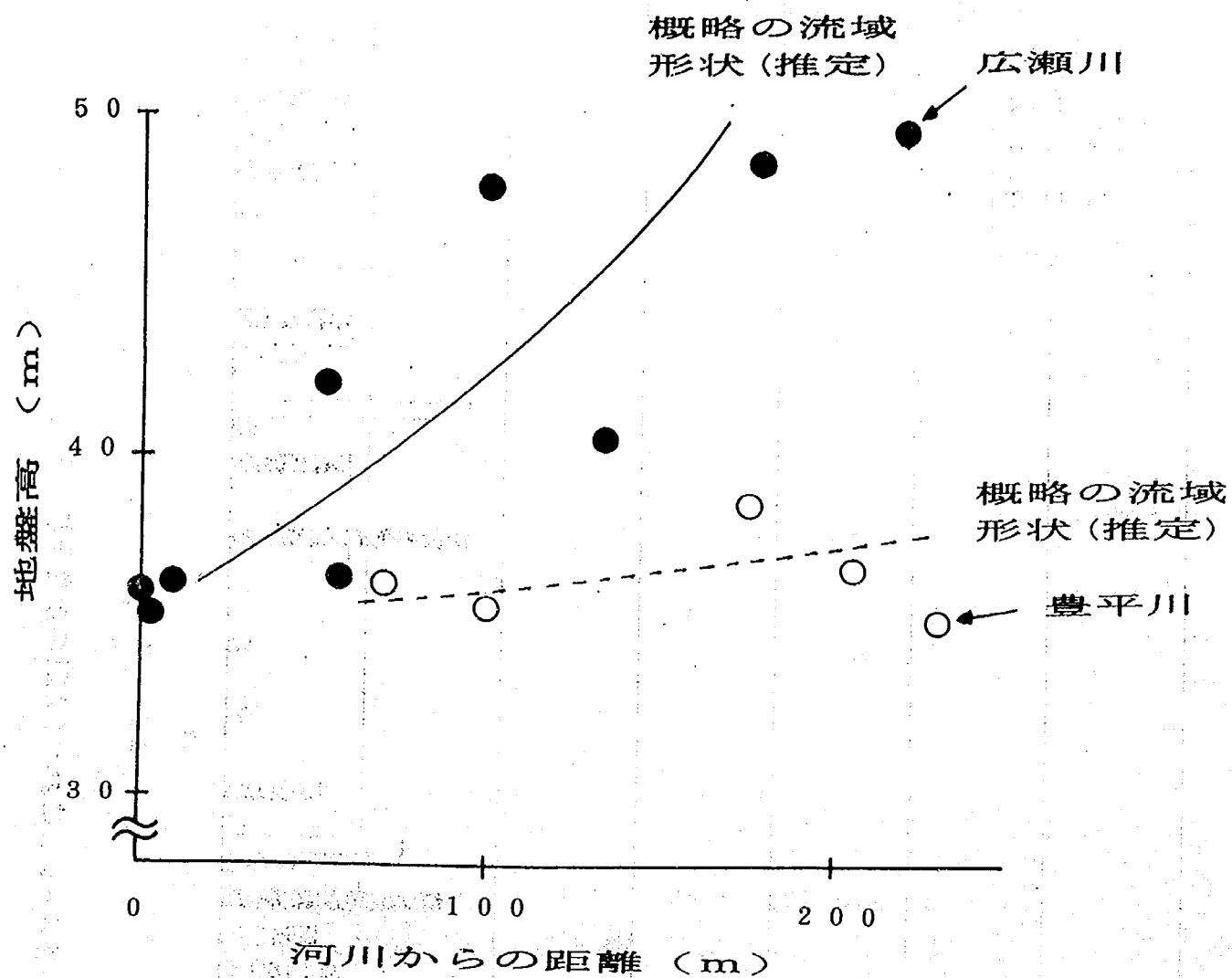


図-47 横断的に見た地形特性
(両河川ともおよそ10k地点前後)

であり、250m×250mメッシュで見れば、各メッシュで平均して3.9個（豊平川）、5.5個（広瀬川）の地盤高のデータが得られており、氾濫解析するのに必要な平均地盤高を求めるのに十分な数のデータである。しかし、100m×100mのメッシュに換算すれば、平均して0.6個（豊平川）、0.9個（広瀬川）となり、地盤高の得られないメッシュもでてくるので、隣接するメッシュの地盤高データを内挿して求める方法をとる必要がある。

【検証2】低速流と高速流が相互干渉作用により、水平粘性項が大きくなることが予想されるが、水平粘性係数を考慮すべきかどうか？

空間的には移流項は2次精度の中央差分近似を用い、差分近似の精度を上げる方法もあるが、中央差分近似すると、水深や流速の変化が大きな場所で数値的不安定を生じ、解が発散する場合がある。従って、本解析では数値的不安定を防ぎ、プログラムの簡略化による計算の高速化を進めるため、移流項は1次精度の風上差分近似を用いた。この近似を用いると、数値粘性項、例えば

$$\alpha_x \frac{\partial^2 M}{\partial x^2}, \quad \alpha_y \frac{\partial^2 M}{\partial y^2}$$

ここで、 $\alpha_x = \frac{1}{2} * u \Delta x \left(1 - u \frac{\Delta t}{\Delta x}\right)$ 、 $\alpha_y = \frac{1}{2} * v \Delta y \left(1 - v \frac{\Delta t}{\Delta y}\right)$

が付加的に生じる。

一方、速度差の大きな領域、例えば家屋が密集した領域と道路との境界などでは水平粘性作用が大きくなる。空間的に中央差分近似した水平粘性項、例えば²²⁾

$$\varepsilon \frac{\partial^2 M}{\partial x^2}, \quad \varepsilon \frac{\partial^2 M}{\partial y^2}$$

ここで、 $\varepsilon = \frac{\tau / \rho}{\frac{du}{dy}} = \frac{u \cdot h \cdot \eta}{f'} \quad (f(\eta) = -\frac{1}{\kappa} \cdot \ln(1-\eta) : \eta = y/h)$

断面平均をとると、

$$\begin{aligned} \langle \varepsilon \rangle &= \int \varepsilon d\eta = \kappa u \cdot h \int \eta(1-\eta) d\eta = \frac{\kappa}{6} u \cdot h = \frac{\kappa}{6} (gh)^{1/2} \cdot \frac{u n}{h^{2/3}} \cdot h \\ &= \frac{\kappa}{6} \cdot (g)^{1/2} \cdot u n h^{5/6} = \frac{\kappa}{6} \cdot (g)^{1/2} \frac{M}{h} n h^{5/6} = 0.209 n M h^{-1/6} \end{aligned}$$

ここで、 $M = u h$ 、 $h = (h_u + h_d) / 2$

は運動方程式各項のオーダーの比較により、数値粘性項よりも1～2オーダー小さいことが分かった。

以上のことより、風上差分の結果、数値粘性項は必ず生じてしまうが、水平粘性項はオーダーが小さいので無視しても問題ないことが分かった。結局、これらの項を含む拡散項を無視して計算を進めることとする。

*運動方程式各項のオーダー比較

実験ケース13～15（ $\theta = 9.5\%$ 、片側1車線の道路あり）の結果と計算結果を用いて、運動方程式の各項を比較すると、以下ようになる。底面勾配がないため、小さく評価された摩擦項を除いて考えると、移流項と水面勾配項が支配的であるが、拡散項のオーダーは小さい。図-48のように、流下方向の水面勾配項

$$\left| g h \frac{\partial H}{\partial y} \right|, \quad \text{水平粘性項} \left| \varepsilon \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \right| \text{を比較すると、水平粘性項は水面勾配項より2オーダー小さい。}$$

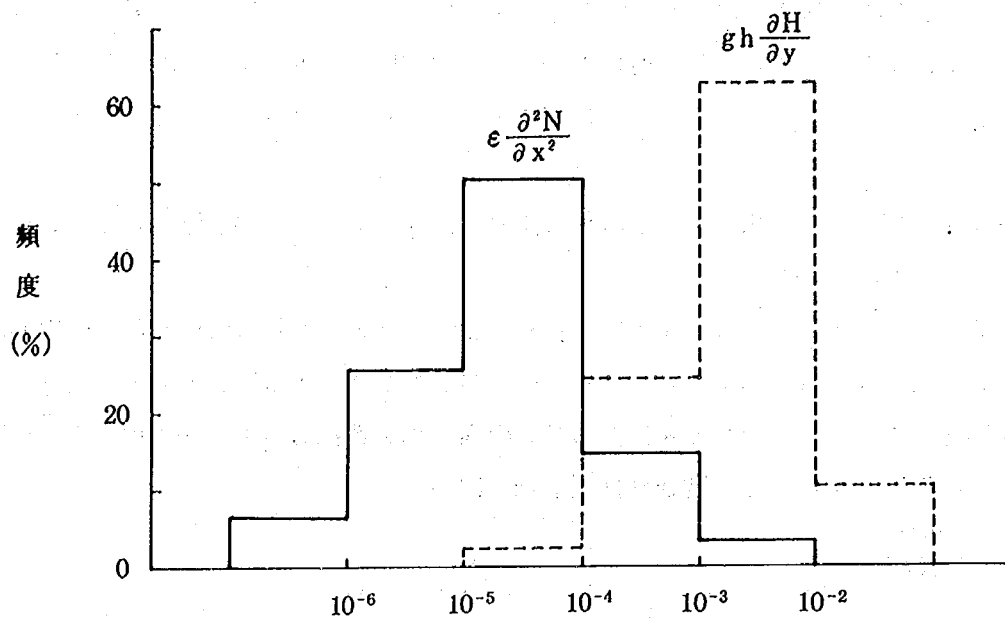


図-48 $\epsilon \frac{\partial^2 N}{\partial x^2}$ と $gh \frac{\partial H}{\partial y}$ のオーダー比較

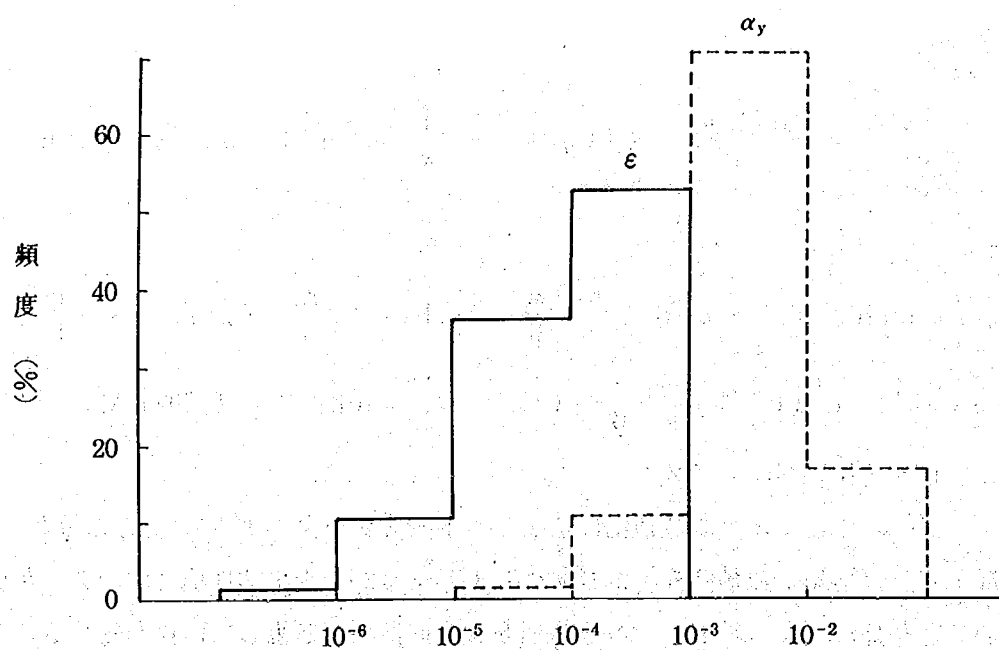


図-49 水平粘性係数 (ϵ) と数値粘性係数 (α_y) のオーダー比較

また図-49のように、拡散項のなかでも水平粘性係数 ε は数値粘性係数 α_x よりも1～2オーダー小さい。

[横断方向: x]

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \underbrace{\frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y}}_{\text{移流項}} = -gh \underbrace{\frac{\partial H}{\partial x}}_{\text{水面勾配項}} - \underbrace{\frac{\tau_x}{\rho}}_{\text{摩擦項}} + \underbrace{(\varepsilon + \alpha_x) \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + (\varepsilon + \alpha_y) \frac{\partial^2 M}{\partial y^2}}_{\text{拡散項}}$$

$10^{-4} \sim 10^{-3}$ $10^{-3} \sim 10^{-2}$ $10^{-3} \sim 10^{-2}$ $10^{-7} \sim 10^{-6}$
 $10^{-7} \sim 10^{-6}$ $10^{-5} \sim 10^{-4}$ $10^{-5} \sim 10^{-4}$ $10^{-4} \sim 10^{-3}$

[流下方向: y]

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + (\varepsilon + \alpha_x) \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + (\varepsilon + \alpha_y) \frac{\partial^2 N}{\partial y^2}$$

$10^{-3} \sim 10^{-2}$ $10^{-3} \sim 10^{-2}$ $10^{-3} \sim 10^{-2}$ $10^{-6} \sim 10^{-5}$
 $10^{-6} \sim 10^{-4}$ $10^{-3} \sim 10^{-2}$ $10^{-4} \sim 10^{-3}$ $10^{-3} \sim 10^{-2}$

* 拡散項の数値は、水平粘性係数又は数値粘性係数に2階偏微分をかけた値である。

【検証3】建物背後でのエネルギーロスを建物の抵抗で表現した合成等価粗度係数の式の考え方は妥当か？

合成等価粗度係数の式は以下の通りである。

$$n^2 = n_0^2 + 0.020 * \frac{\theta}{1.00 - \theta} * h^{4/3}$$

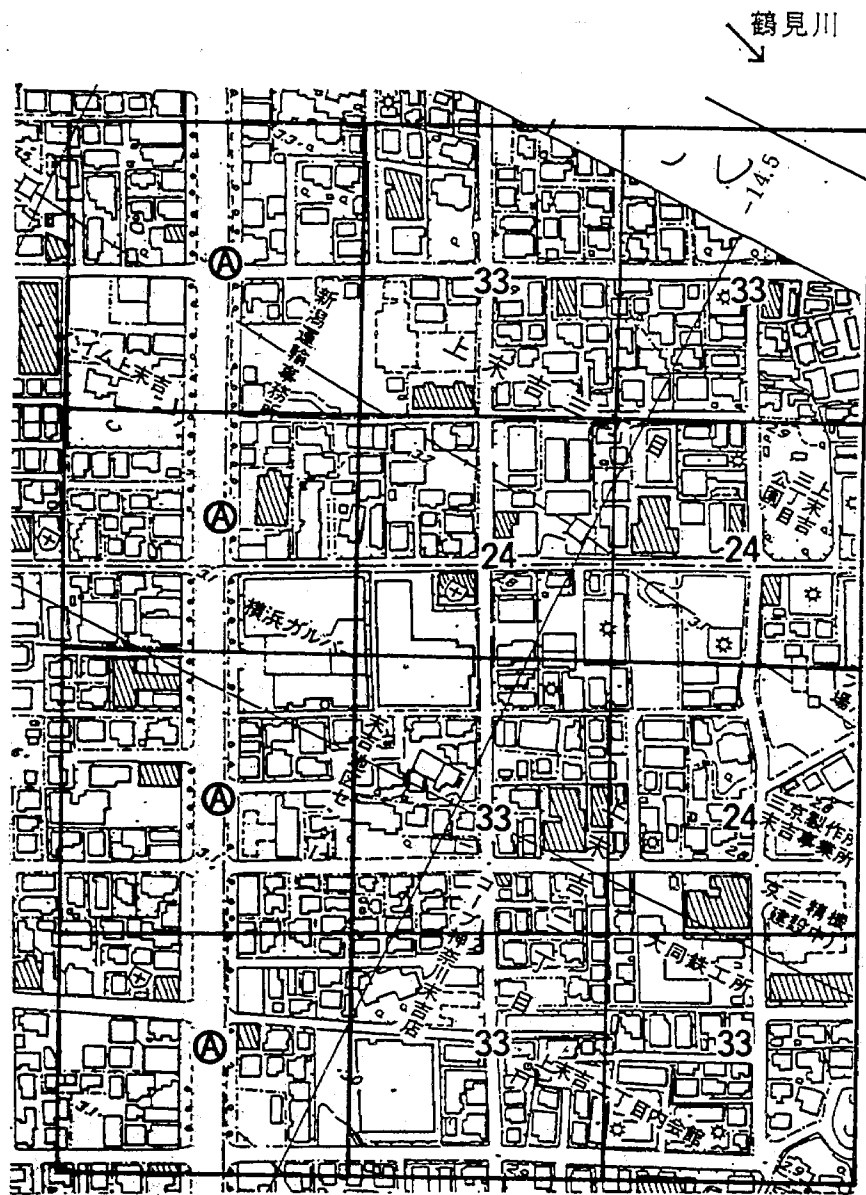
ここで、 n は合成等価粗度係数、 n_0 は底面粗度係数、 θ は建物占有率、 h は浸水深である。

この式の考え方が妥当かどうかを検証する。

(1) 建物を抵抗要素として考えない場合(建物は高い地盤と考えている)

今、図-50のように鶴見川流域の末吉地区を参考にして、現地の100m×100m区画を実験水路の5.2m×5.2m区画に見立てて、10cm×10cmの細メッシュで計算を行った。ここで、下流端水位は実験ケース33、36における水路中央部の下流端水位の平均値である7.56cmを用いた。また、上流端流量は実験ケースのうち流量が大きい0.05～0.1m³/sの平均値である0.074m³/sを単位幅あたり流量に換算した0.0142m²/sを与えた。

図-51に示すように、建物がない場合(測線No. 185)は上流端において大きなエネルギーロスがある以外は、氾濫水の水面勾配はなめらかになっている。また、建物が均一に配置している場合(測線No. 172)は建物の上流側で水位が堰上げられているが、それ以外の水理現象は前述した測線と同様である。これに対して、図-52のように建物密集度が変化する測線No. 289では、下流域において急激な水位低下が生じている。また、測線No. 215では中央付近において水面勾配がかなり急になっている。これは、氾濫水が建物密集度の高くなる区間を流下する際に流れが縮流し、流速が増大し、上流側の水位を堰上げたためである。



(鶴見川末吉地区)

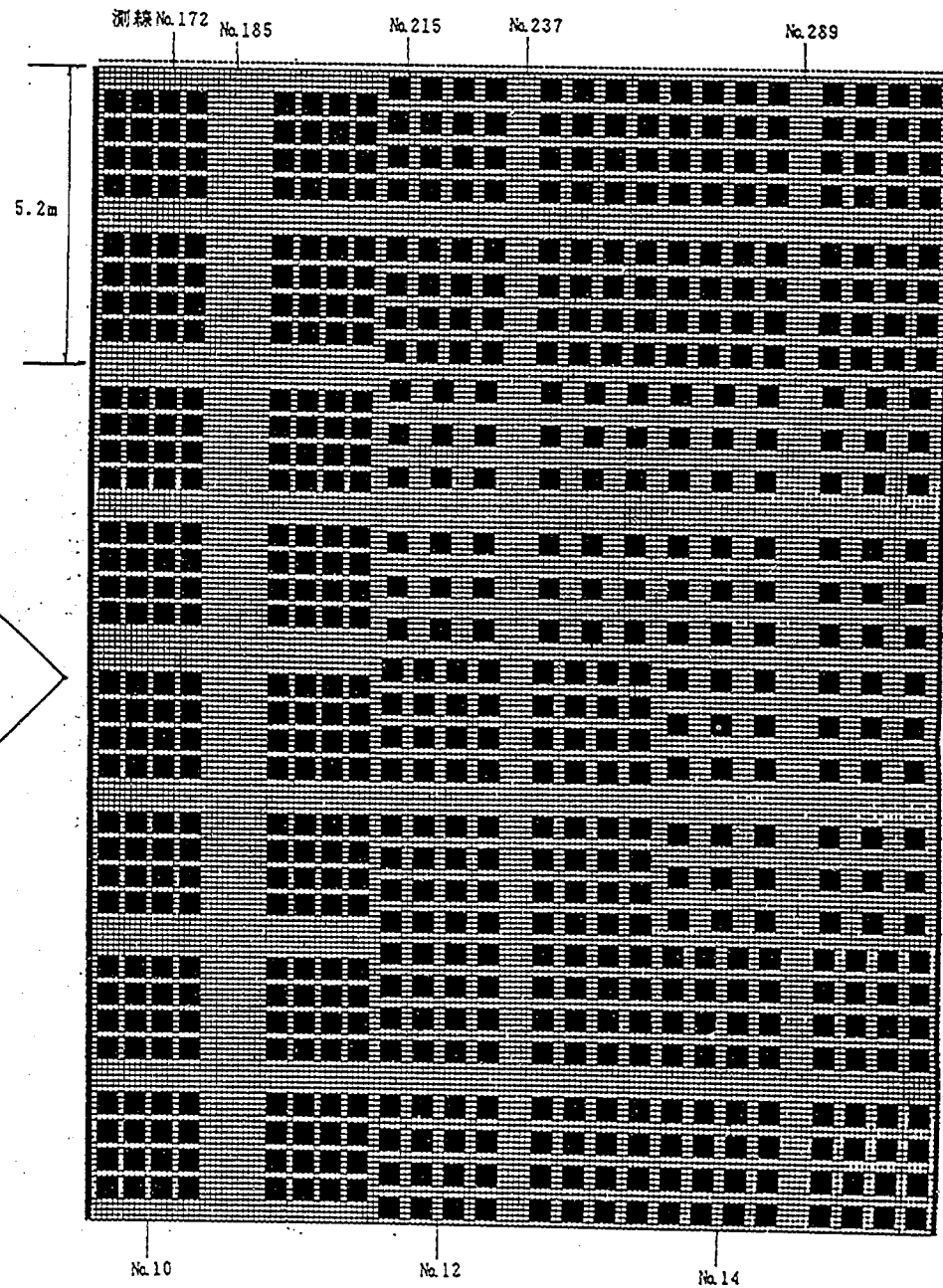


図-50 氾濫原モデル

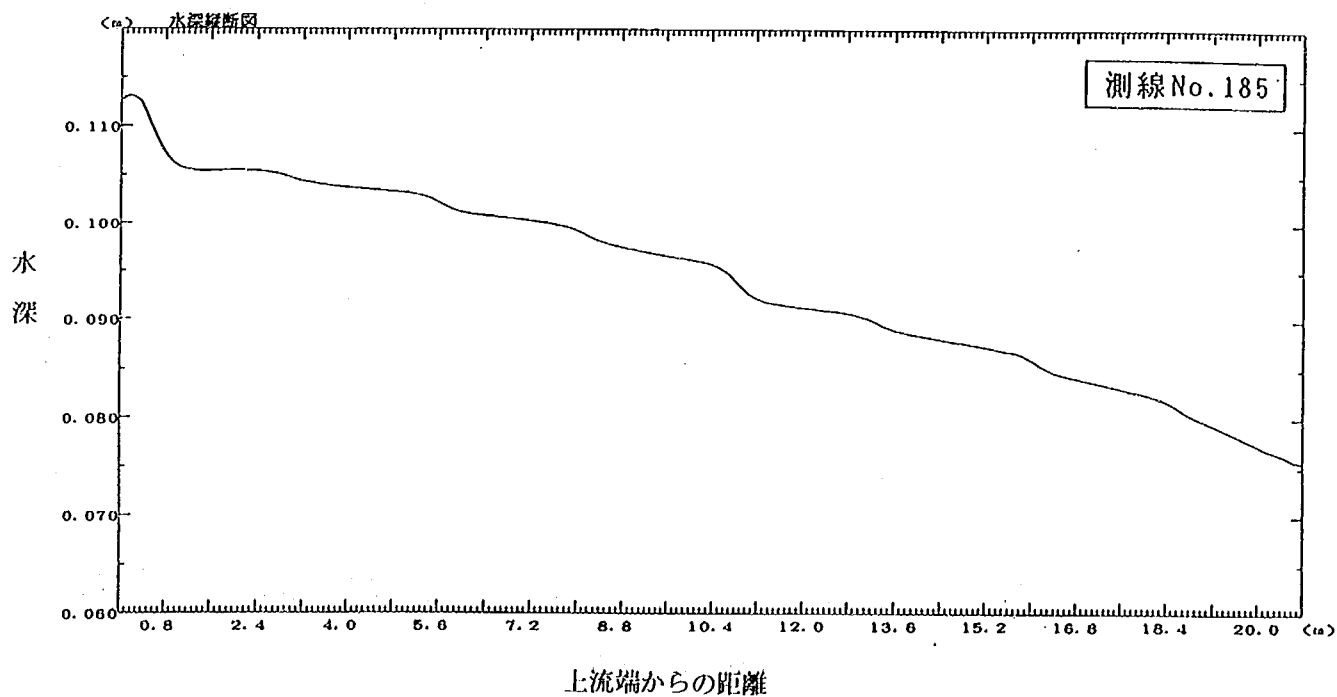
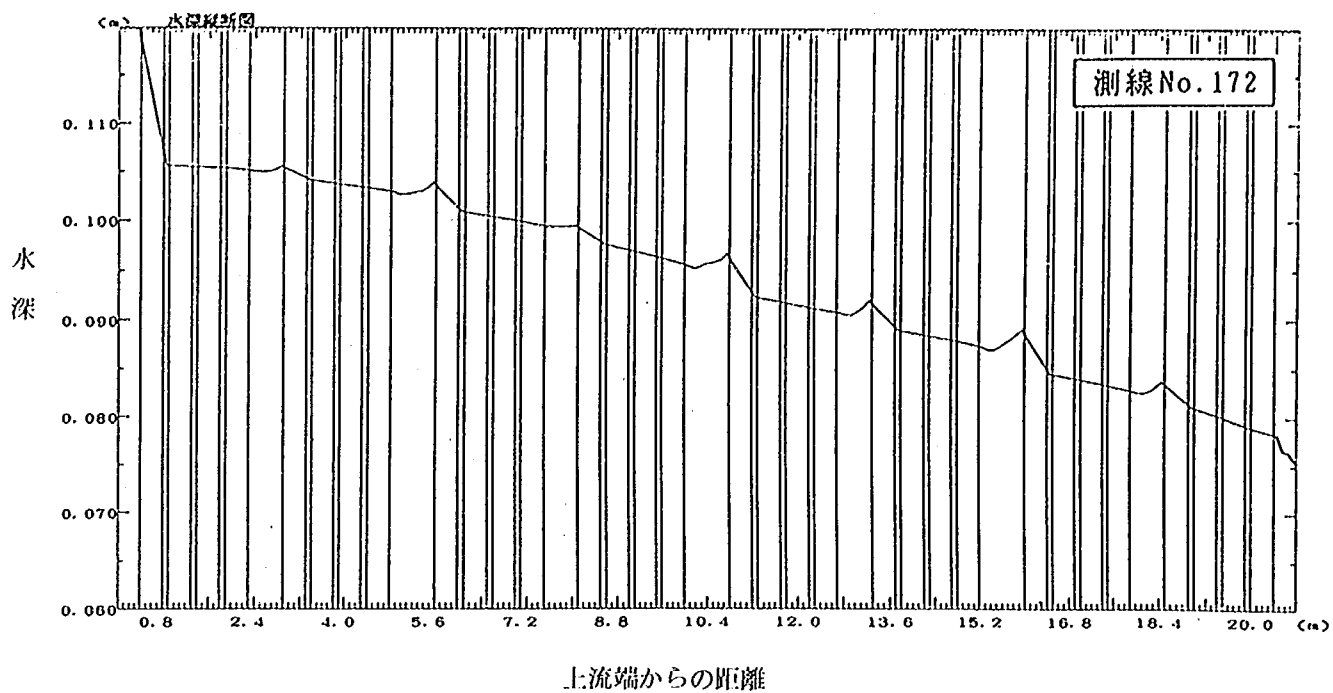


図-51 測線毎に見た水深分布
 注) 図中の縦線はブロック区間を表わしている

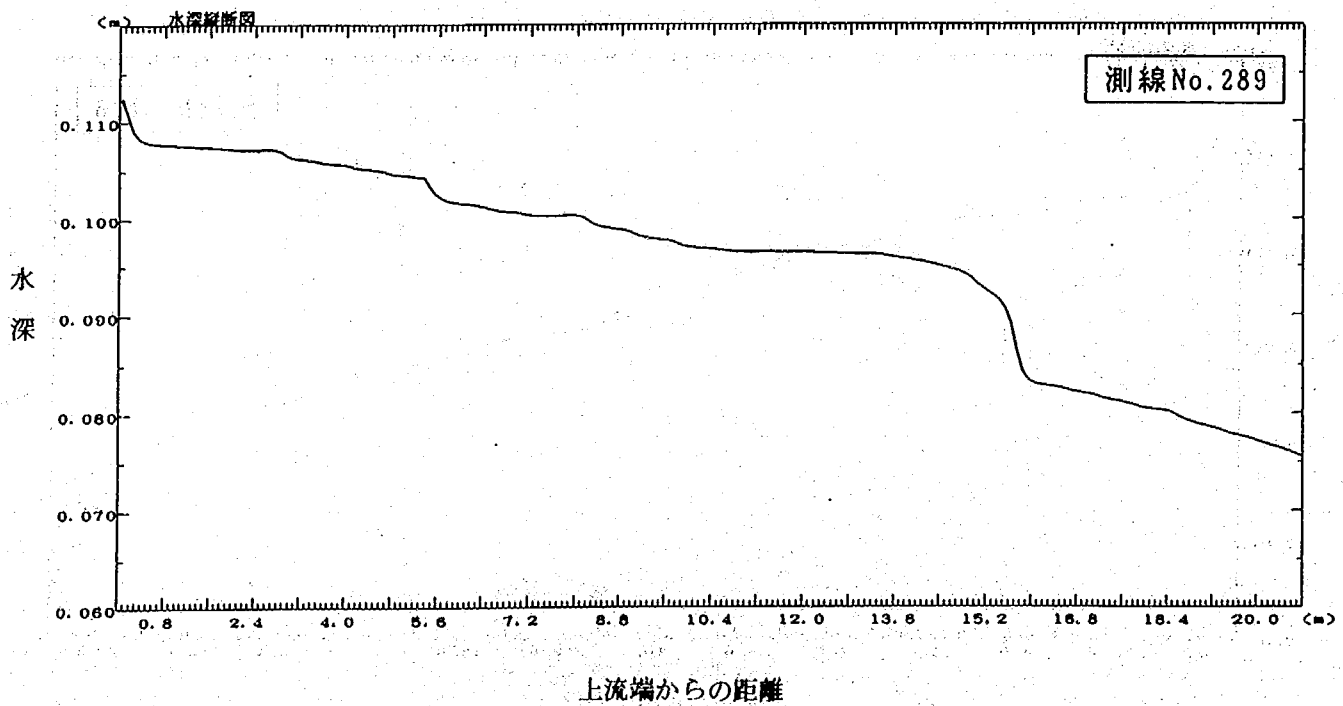
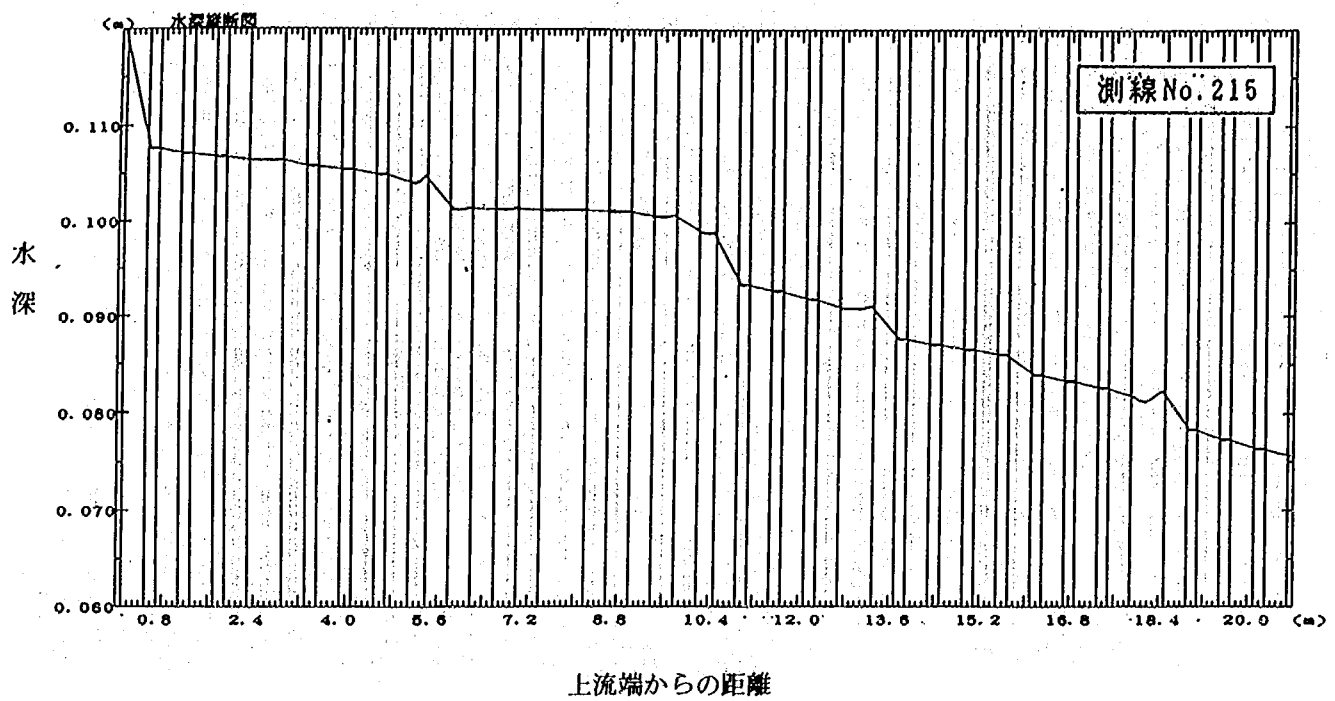


図-52 測線毎に見た水深分布

(2) 建物を抵抗要素として考えた場合

次に、同様の氾濫原を $2.6\text{m} \times 2.6\text{m}$ の大メッシュに分割し、家屋抵抗を考慮して計算を行った。今回のような密集市街地では氾濫流は疎通の悪い宅地域をさけ、道路を流下しようとするが、大メッシュでは各メッシュで市街地による粗度係数の増加の影響が大きくで、逆に流下しにくくなるという傾向がでて、結果的に細メッシュよりも3～4割計算水位が大きくなった。氾濫水は水理的には密集した建物群ではなく、道路上を流れるようになる。すなわち、道路という高速流の場が支配的となる。しかし、建物を抵抗要素として考えると、密集した建物群は領域全体として低流速の流れの場として表現され、実態とは異なった水理形態となる。

図-53に示した宅地域、道路における氾濫流の挙動を見ると、氾濫流の流下には南北方向に走る3本の幹線道路が支配的であり、密集した宅地域は建物間のすき間が広い箇所を除いて、阻害要因又は死水域となっている。氾濫流の流速自体は建物間でも早いですが、全体的な流量でいうと、道路や建物間の広いすき間部分が支配的である。また、流下方向に建物間距離がある場合、渦が発生し逆流が生じている箇所が見られた。

以上のことより、建物占有率がそれほど大きくない場合は建物を抵抗として考慮する方法は有効であるが、建物占有率がある一定値以上になった場合、建物を抵抗要素として見るだけでなく、同時に道路を疎通要素として評価する方法が必要となってくる。しかし、通常の市街地における建物占有率 θ はたかだか40%程度であり、今回対象とした末吉地区（全体の $\theta = 33\%$ 、密集域の $\theta = \text{約}60\%$ ）のように密集度は高くない氾濫原が多いので、今回の手法でそれほど問題はないと考えられる。

*参考：抗力係数について

メッシュ平行型の実験結果より、抗力係数は以下のとおりとなった。

ケース10～12の場合、平均の $C_D = 4.0135$

ケース19～21の場合、平均の $C_D = 2.9957$

ケース28～30の場合、平均の $C_D = 3.2267$

ケース37～39の場合、平均の $C_D = 5.0956$

これらの C_D を平均すると、 $C_D = 3.83$ （水位条件が変わった場合も含めて、変動幅は $+34\% \sim -33\%$ ）となる。

図-54のように、ブロックを用いた氾濫実験でも、柱体を用いた氾濫実験でも、ブロック間距離が大きくなるにつれて、一旦抗力係数は減少し、柱体間距離が柱の1辺の長さより大きくなると、今度は係数が大きくなる傾向にある。

これは図-55のように、剥離域の幅が柱体幅の約半分であるため、柱体間距離が柱の1辺の長さに近いのか、又はそれより若干小さい実験ケースで流水の乱れが少なくなり、あたかも流水を加速させるような流れとなり、抗力を測定した背後ブロックへの流水抵抗が減少したためである。一方、柱体間距離が柱の1辺より長くなると、今度はブロック背後に生じた大きな乱れにより、抵抗力が増大している。この時、氾濫水がブロック背後へ集まってきたり、逃げて行ったり（流れが蛇行する、渦が交互に発生する）して、横断的に見た水面形が凹凸に変化し、波打っているように見える（氾濫水が側壁にあたって反射している可能性もある）。実験で流況を観察しても、建物の背後で道路を中心に水面が大きく盛り上がったり、下がったりして横断的

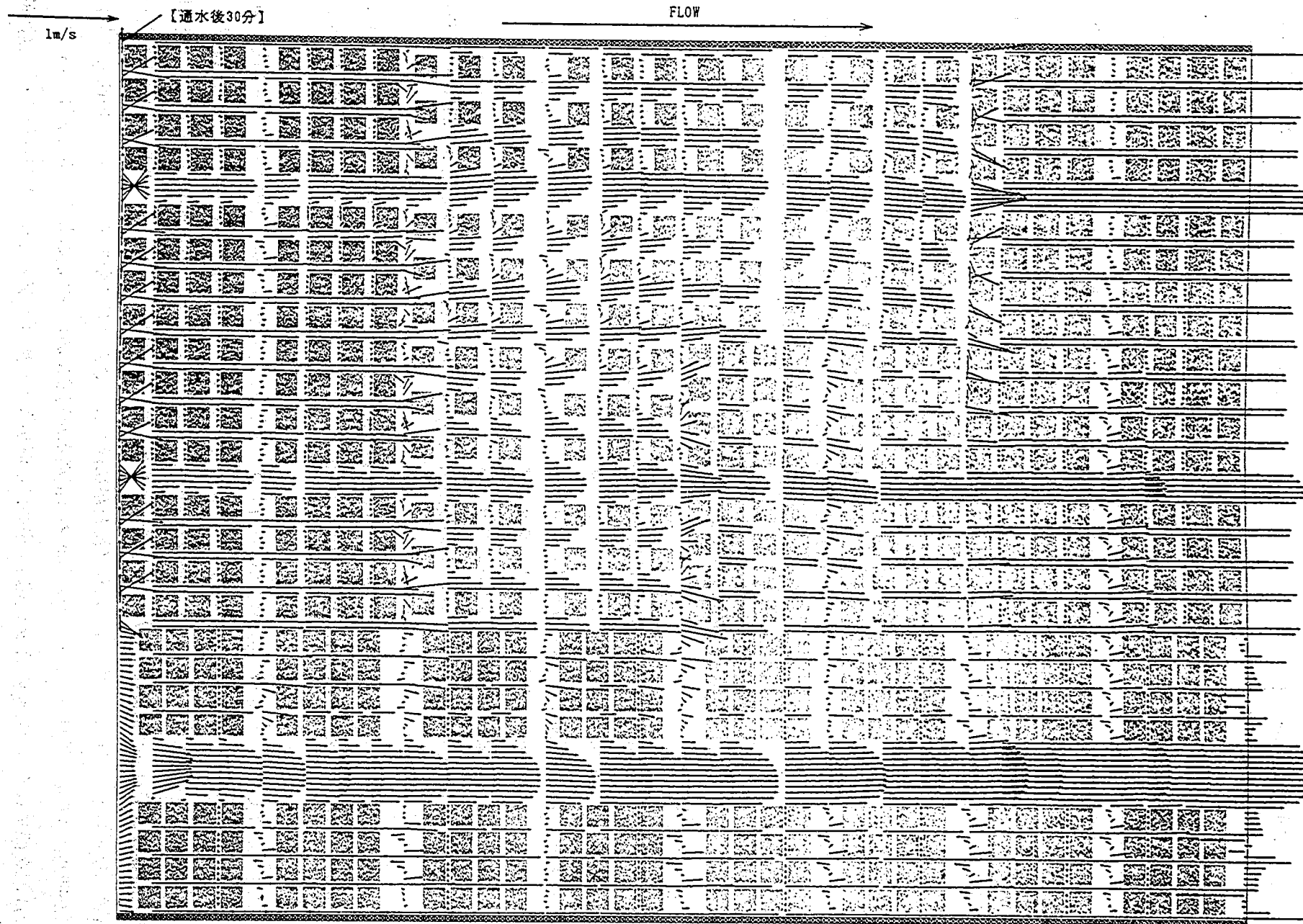


図-53 流速ベクトル図

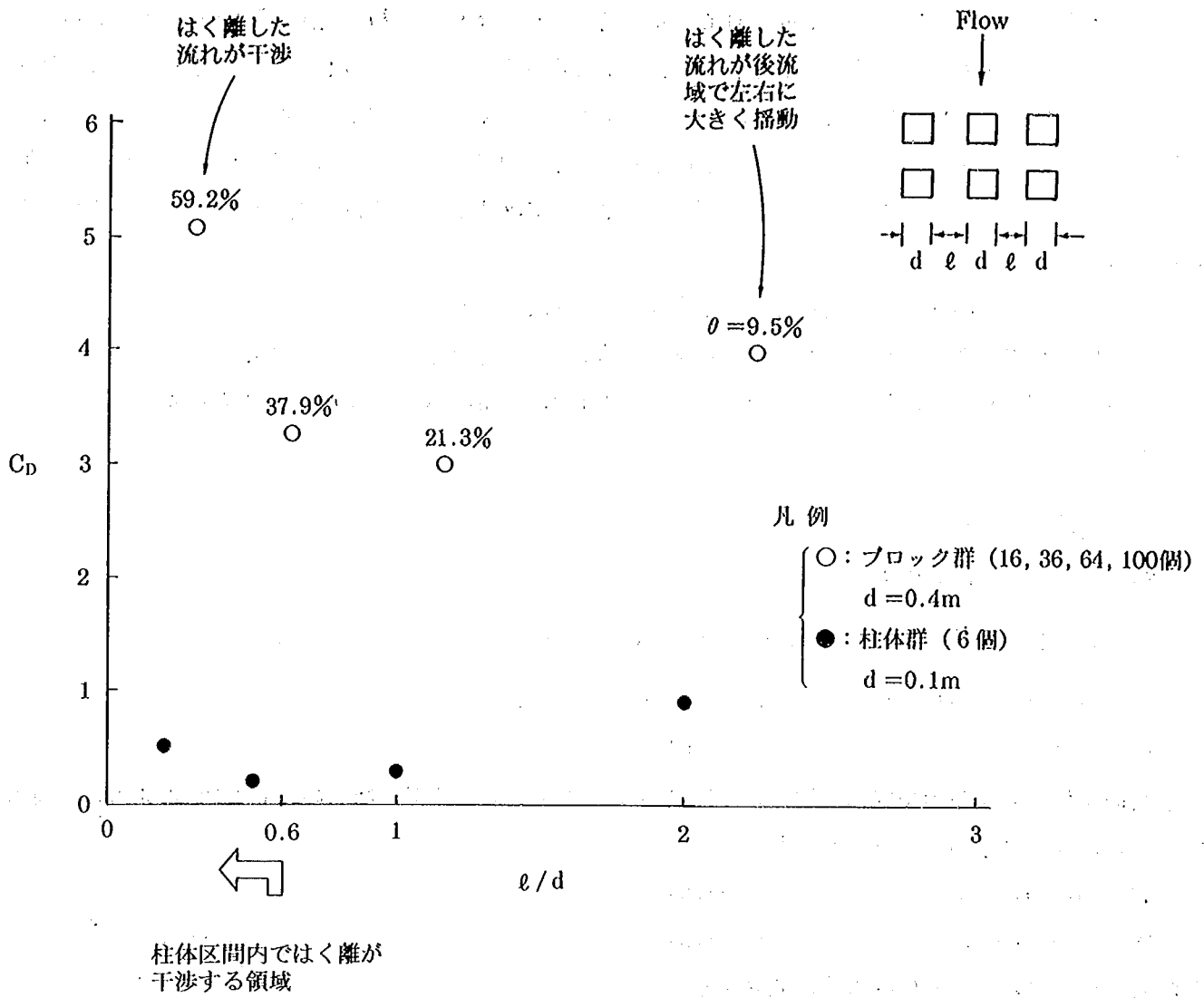


図-54 柱体間距離 l/d と C_D

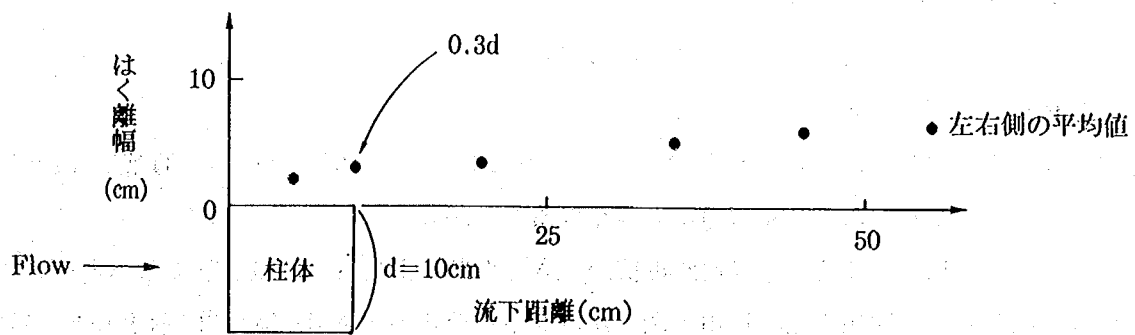


図-55 単独柱体のはく離領域

に凹凸の水面形が時間的に交互に形成されていた。特に、同じ条件（建物の配置、建物占有率、道路の形態）でも流量（水深）が大きくなるほど、流れが蛇行する傾向が強かった。この氾濫水の蛇行の様子は実験ケース13、15を計算により再現した図-56、57に如実に表わされている。平均水深が4.8cmの実験ケース13に対応した計算では、ブロック背後で小さな渦が形成されているにすぎないが、平均水深が8.4cmと大きな実験ケース15に対応した計算では、流下方向で見てブロック2列目の背後からS字形に流れが蛇行している様子がよく分かる。

【検証4】メッシュの大きさが変わると、粗度係数も変わるか？

粗度係数は長さの次元を有しており、メッシュの大きさの影響を受けることが考えられる。

今、簡単な例として、広長方形で等流の場合のせん断力 τ 、流速 v は以下のように表わすことができる。

$$\tau = \rho g h I \quad \dots\dots(1)$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot h^{2/3} \sqrt{I} \quad \dots\dots(2)$$

(1)(2)式より、 τ は次式のようにになる。

$$\tau = \rho g h \left(\frac{n v}{h^{2/3}} \right)^2 = \rho g n^2 v^2 / h^{1/3} \quad \dots\dots(3)$$

従って、単位流下方向長さ当りのせん断力は次のようになる。

$$W = \tau B = \rho g B n^2 v^2 / h^{1/3} \quad \dots\dots(4)$$

今、断面全体のせん断力を W_1 、横断方向に幅 b で n 等分したときのせん断力の総計を W_2 とする。横断方向の水深がほぼ一様であると仮定すると

$$W_1 = \rho g B n^2 v^2 / h^{1/3} \quad \dots\dots(5)$$

$$W_2 = \rho g b / h^{1/3} \sum n_i^2 v_i^2 \quad \dots\dots(6)$$

となる。 $W_1 = W_2$ となるには次式が成立する。

$$B n^2 v^2 = b \sum n_i^2 v_i^2 \quad \dots\dots(7)$$

分割した断面の n_i が n に等しい場合、

$$B v^2 = b \sum v_i^2 \quad \dots\dots(8)$$

となる。 $v_i = v + (\Delta v)_i$ ($\sum (\Delta v)_i = 0$) とすれば、

$$\begin{aligned} b \sum v_i^2 &= b \sum (v + (\Delta v)_i)^2 \\ &= b (N v^2 + 2 v \sum (\Delta v)_i + \sum (\Delta v)_i^2) \\ &= B v^2 + b \sum (\Delta v)_i^2 \quad \dots\dots(9) \end{aligned}$$

となる。(8)(9)式が成立するには、すべての $(\Delta v)_i$ がゼロにならなければならない。通常、 $(\Delta v)_i$ はゼロではなく、メッシュを細かくするとせん断力が大きくなることが分かる。

このことはメッシュを細かくすると、せん断抵抗が大きくなり、氾濫流の伝播が遅くなるという、これまでの計算事例（1例として、淀川支川宇治川：開水路ポンドモデルの例を図-58²³⁾に示す）と一致するものである。なお、この宇治川の例ではメッシュが細かいほど、実績値に近似しているが、メッシュを細かくしたから必ず実績値に近似するとはかぎらない。

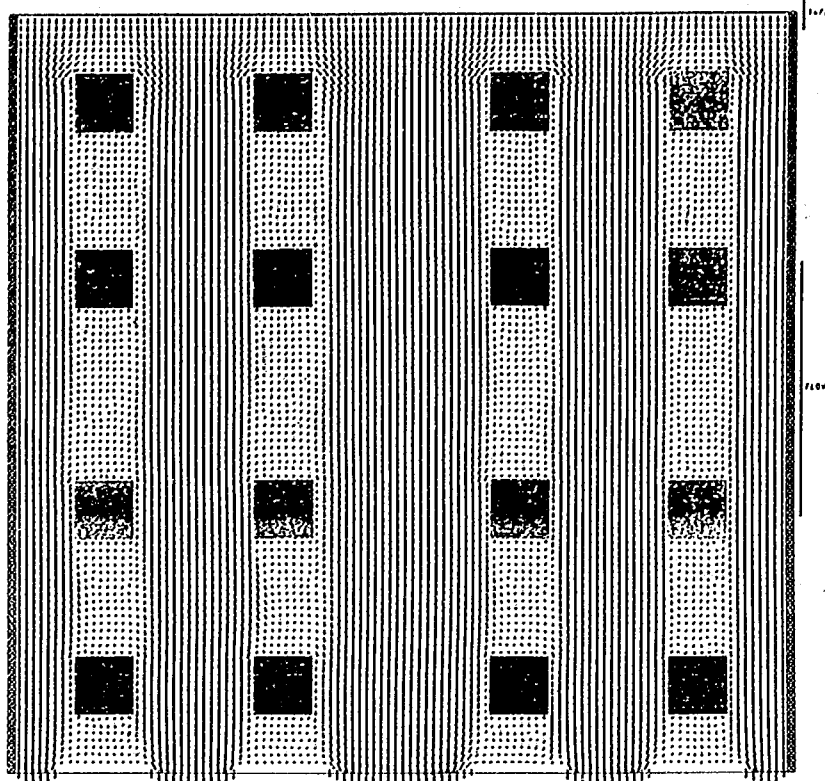


図-56 流速分布図
(実験ケース13に相当する計算結果)

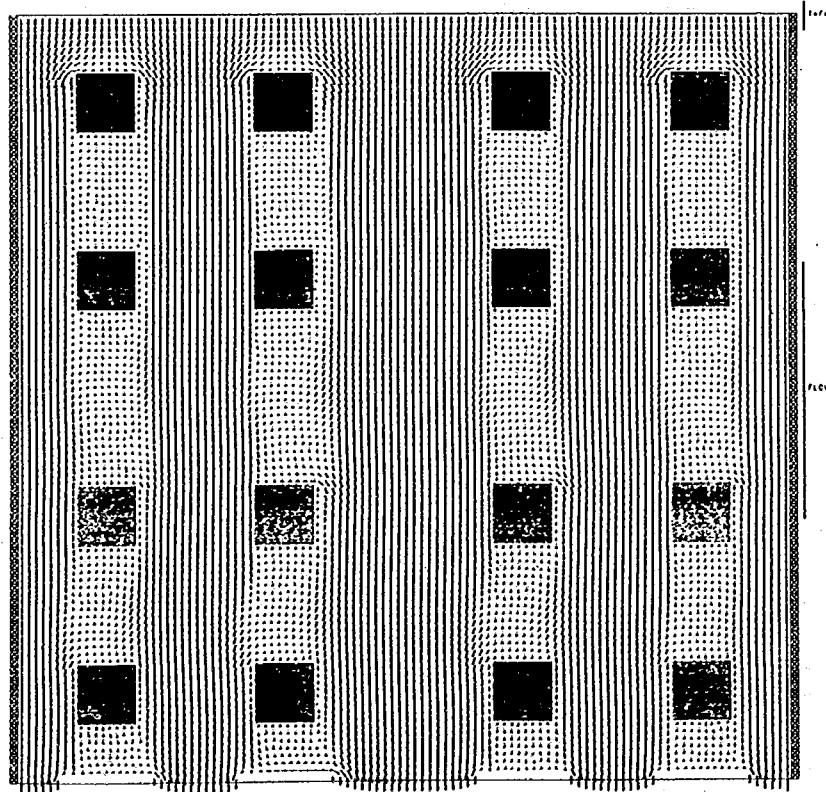
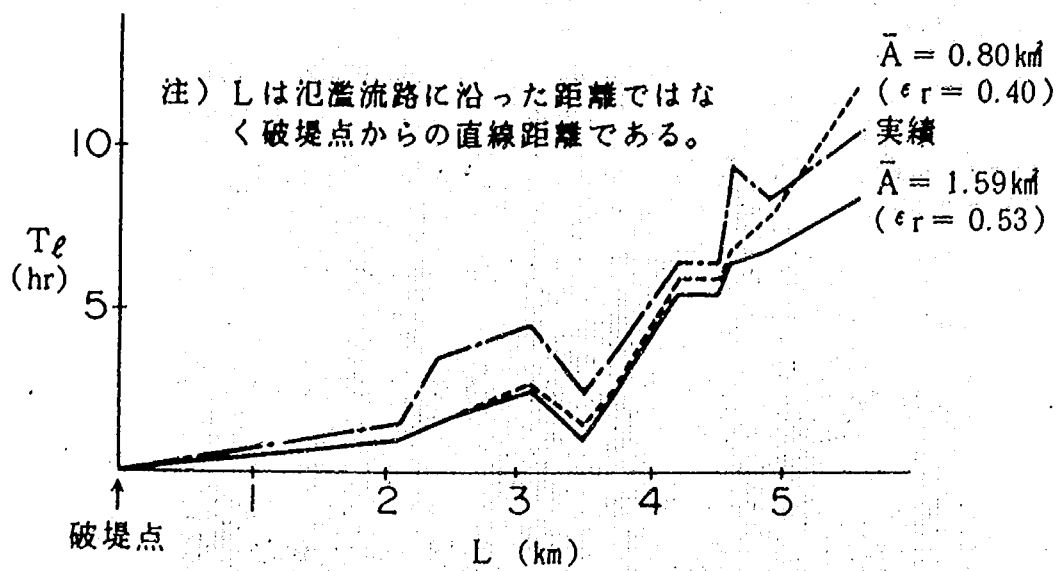


図-57 流速分布図
(実験ケース15に相当する計算結果)



図一58 ポンド面積による氾濫流の伝播の違い (淀川)

出典) 流出・流下形態の変化に伴う洪水被害軽減対策に関する研究、建設省技術研究会報告、1984年

一般的にはメッシュの分割と粗度係数との関係はどうであろうか。メッシュの1辺を1.25m（計算上は5cmであるが、25倍して現地換算している。以下同じ）、2.5m、5m、20mの4通り変えて、氾濫計算により粗度係数に与える影響を調べた。なお、計算結果が実験結果によく適合するように、計算ケースにより以下のように下流端の死水域の条件を設定した。計算ケースにより条件が若干異なっている。

細密メッシュ（1.25m）：死水域は建物幅の1.5倍、対象領域が5.2×5.2m

2倍メッシュ（2.5m）：死水域は建物幅の1.5倍、対象領域が5.2×5.2m

4倍メッシュ（5m）：死水域は建物幅、対象領域が5.2×5.2m

8倍メッシュ（20m）：死水域はなし、対象領域が5.6×5.6m

* 4倍メッシュの場合、メッシュの大きさの関係で建物幅の1.5倍の死水域を設定できなかった。

また、8倍メッシュの場合、メッシュの大きさの関係で死水域を設定できなかった。

・細密メッシュと2倍メッシュの比較（図-59）

実験ケース13～15（ $\theta=9.5\%$ 、片側1車線の道路あり）の結果と計算結果を用いて、メッシュによる氾濫水の挙動の違いを見てみる。測線2.6m（建物のない氾濫原中央部）では、計算結果は実験結果とよく一致している。上流域又は下流域で若干差はあるが、その差は2～3mmとわずかである。測線1.8m（建物のある部分）では、特に下流域において2倍メッシュでは渦域の細かな表現ができないため、差は生じるものの、その差はわずかである。

・細密メッシュと4倍メッシュの比較（図-60）

測線2.6m、1.8mいずれも4倍メッシュの方が全体的に水深が小さくなっている。これは4倍メッシュの下流域の死水域が狭いことその他、メッシュを大きくすると、建物背後に形成される渦エネルギーロスを計算でうまく反映できないことによるものと考えられる。

・細密メッシュと8倍メッシュの比較（図-61）

計算領域中央部の水位で見ると、①家屋抵抗を考慮しない場合、8倍メッシュの方が水位が約5mm程度低い、②家屋抵抗を考慮した場合、8倍メッシュの計算結果もかなり細密メッシュに近い値となっている。すなわち、建物を抵抗要素として見なした方が水理現象は実際に近くなっており、モデルは改善されたとと言える。総合的に考えると、細密メッシュと8倍メッシュでは死水域の設定が異なっているにもかかわらず、8倍メッシュによる計算結果の適合性はかなりよく、メッシュの大きさを変えても氾濫水の挙動はあまり変わらない、すなわちメッシュの大きさにより氾濫原粗度係数は変わらないと言える。

【検証5】閾値 ε_r に1mmを採用することは妥当か？

実験ケース19～21（ $\theta=21.3\%$ 、道路なし）の結果と計算結果を用いて、閾値 ε_r を $\varepsilon_r=0.1\text{mm}$ 、1mm、5mmの3通り変えて、フロント伝播の違いを検討した。フロント伝播は図-62に示した測点No. 2、No. 5における水位変化より検討した。その結果、図-63のように ε_r が大きくなると隣接するメッシュへの流出が遅くなった分、伝播が遅くなり、氾濫水先端部における水位上昇が遅くなった。また実験ケース21の条件に対して、メッシュの大きさを10cm（建物は地盤高が高い部分と見なした）と1.3m（建物は抵抗要素と見なした）の2通りに変えた計算でも ε_r の違いによる水位の違いは最高で5mm程度であった。いずれのケースにおいても、計算による氾濫水の伝播が実験よりも早かった。これは①実験ではフロント先端は薄層流となり、水の

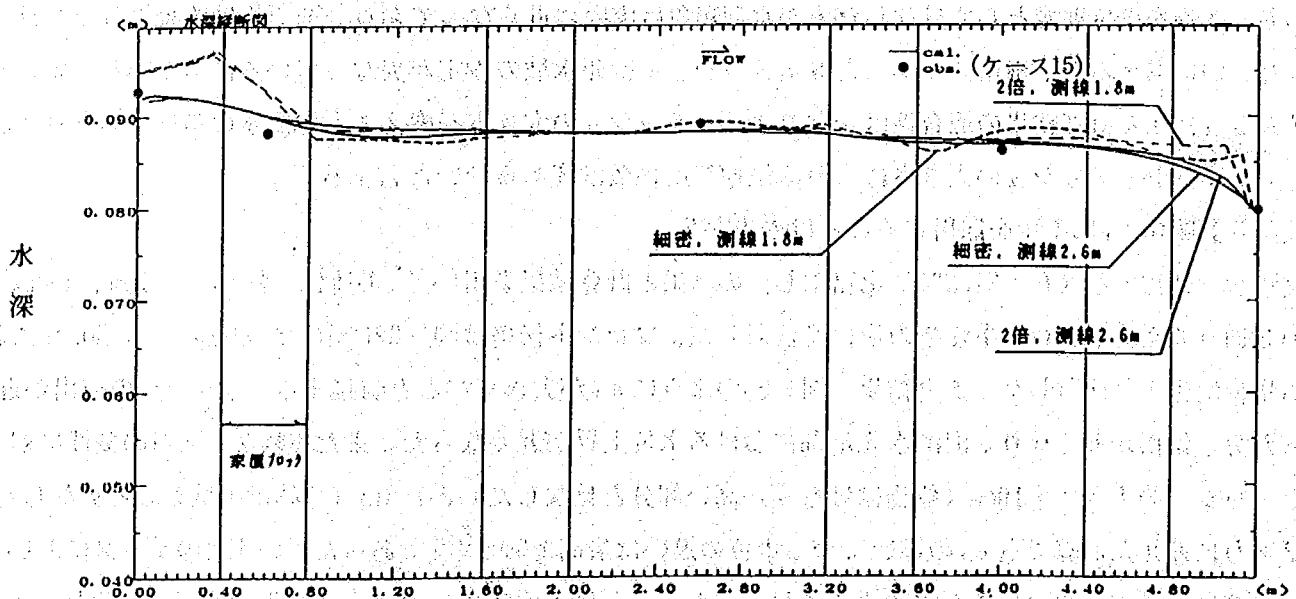
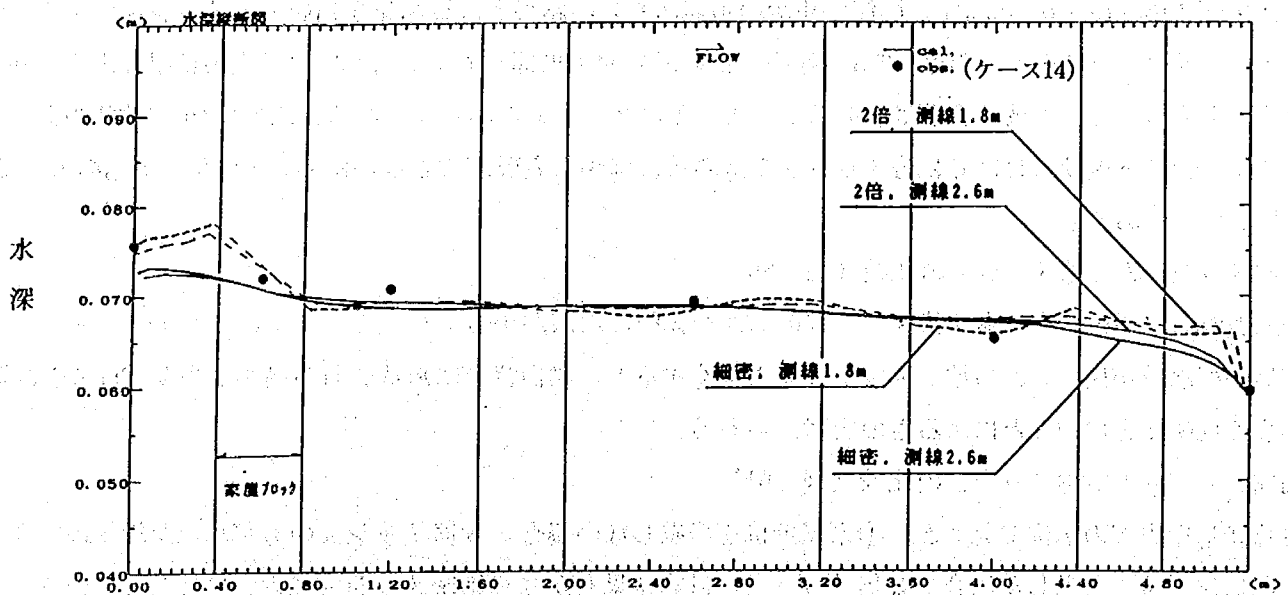
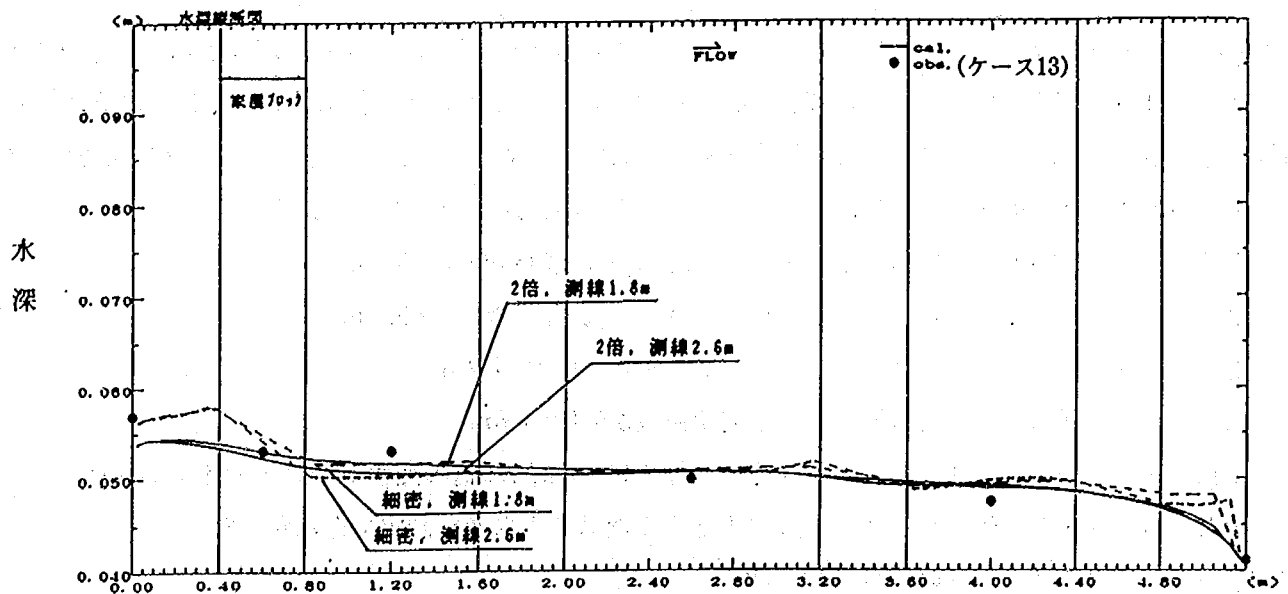
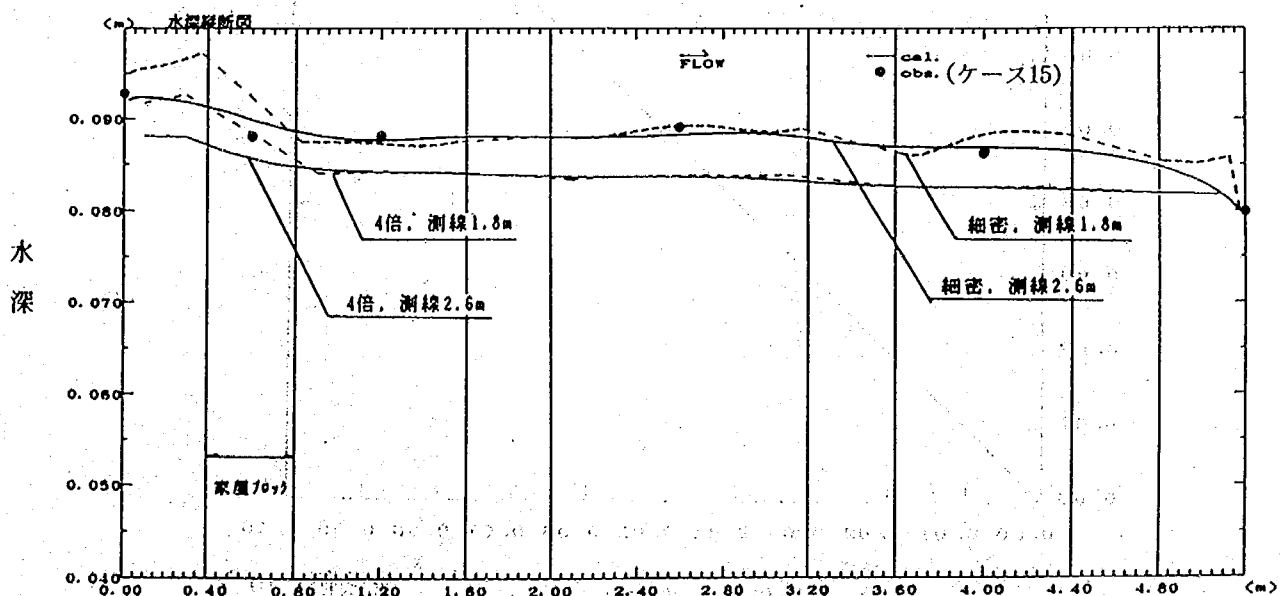
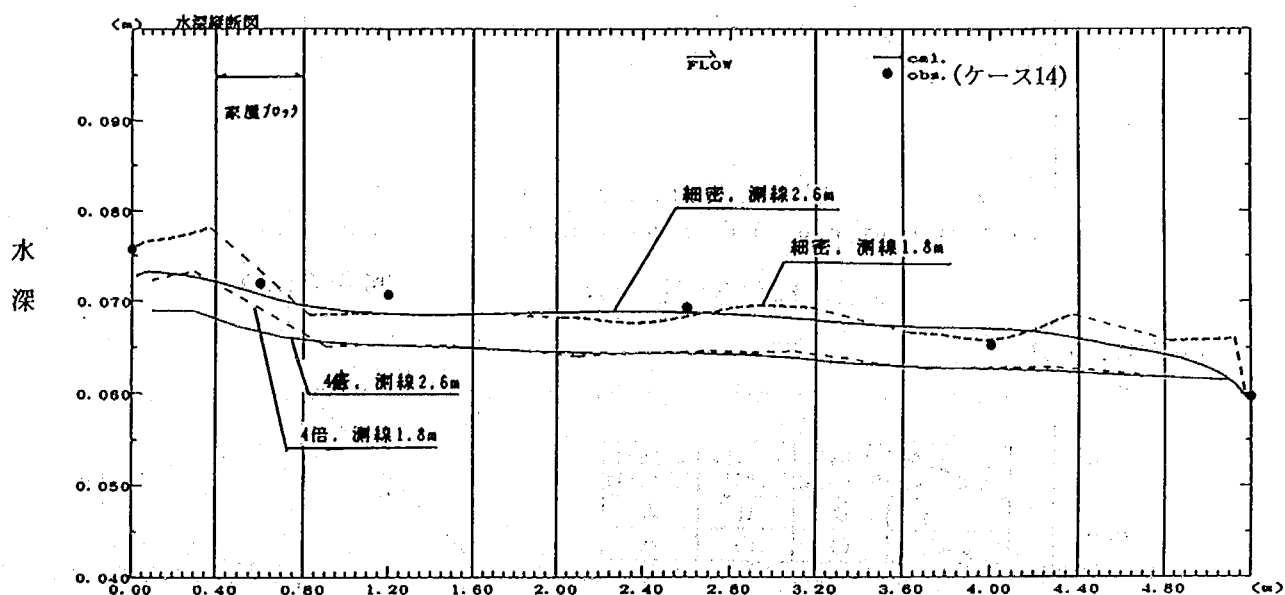
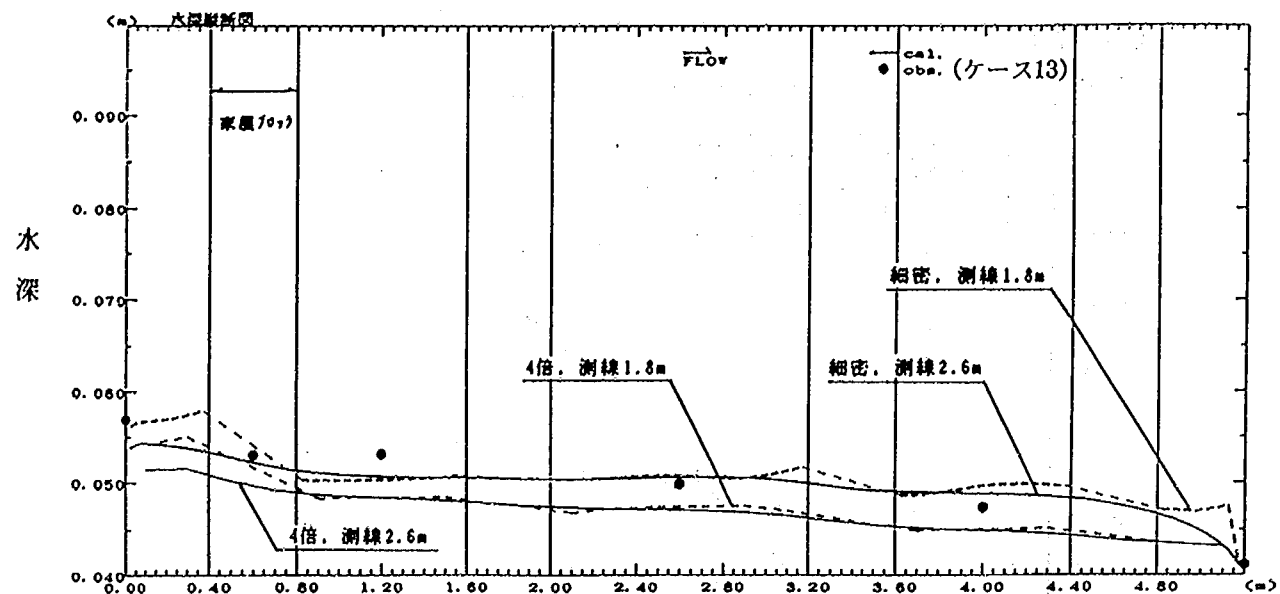
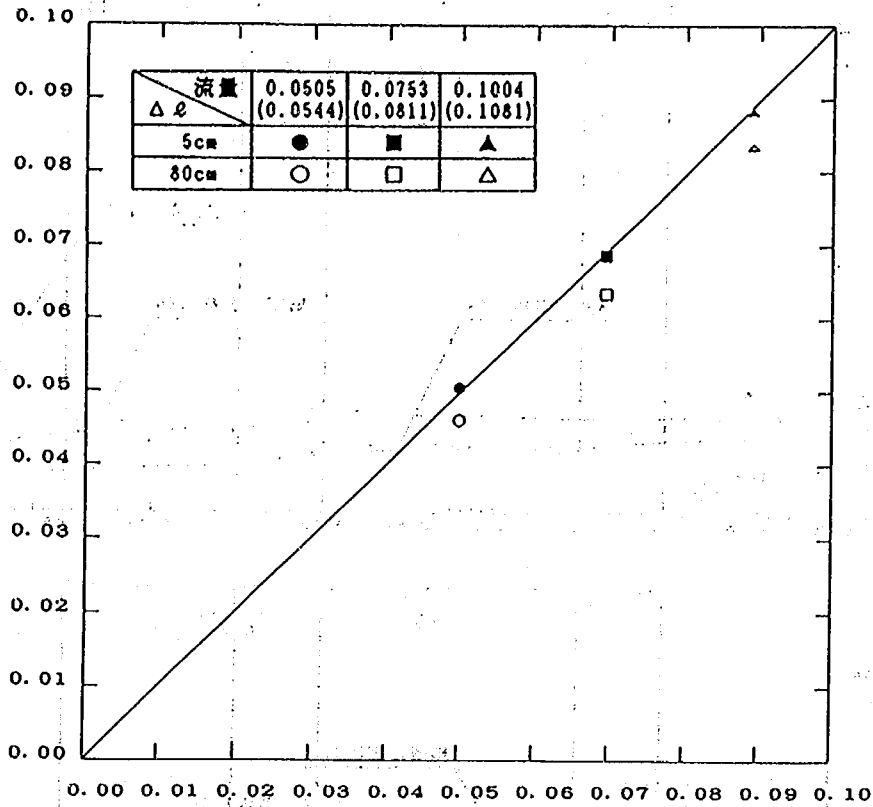


図-59 2倍メッシュの水深縦断面図



図H60 4倍メッシュの水深縦断面図

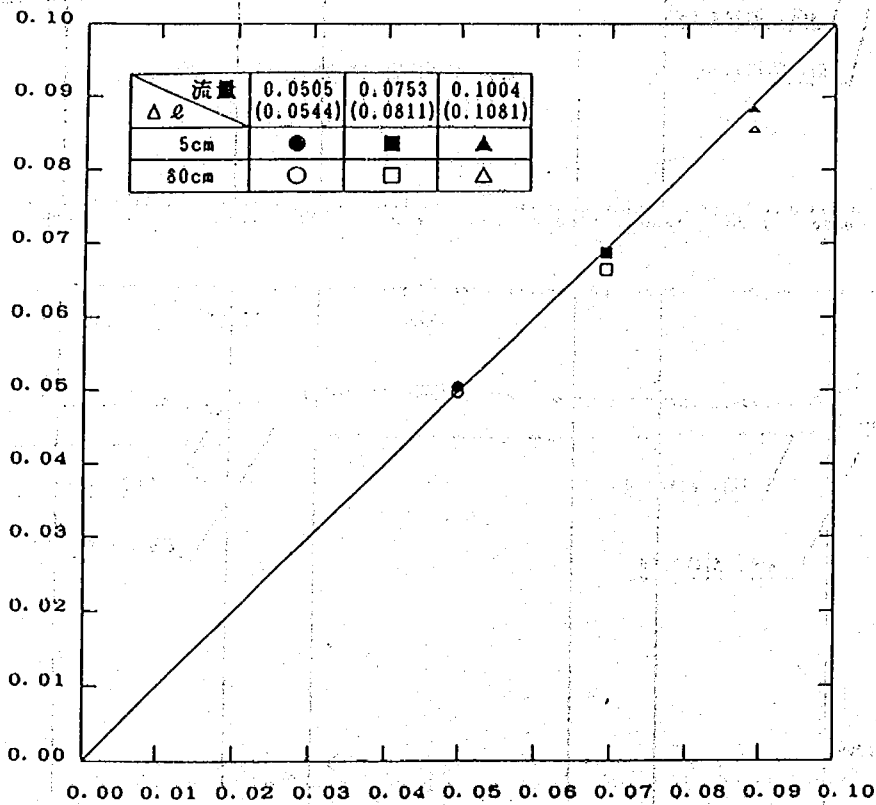
計算値(m)



(a) 家屋抵抗を考慮しない場合

実験値(m)

計算値(m)



(b) 家屋抵抗を考慮した場合

実験値(m)

図-61 $\Delta \ell = 80\text{cm}$ モデルを用いた比較

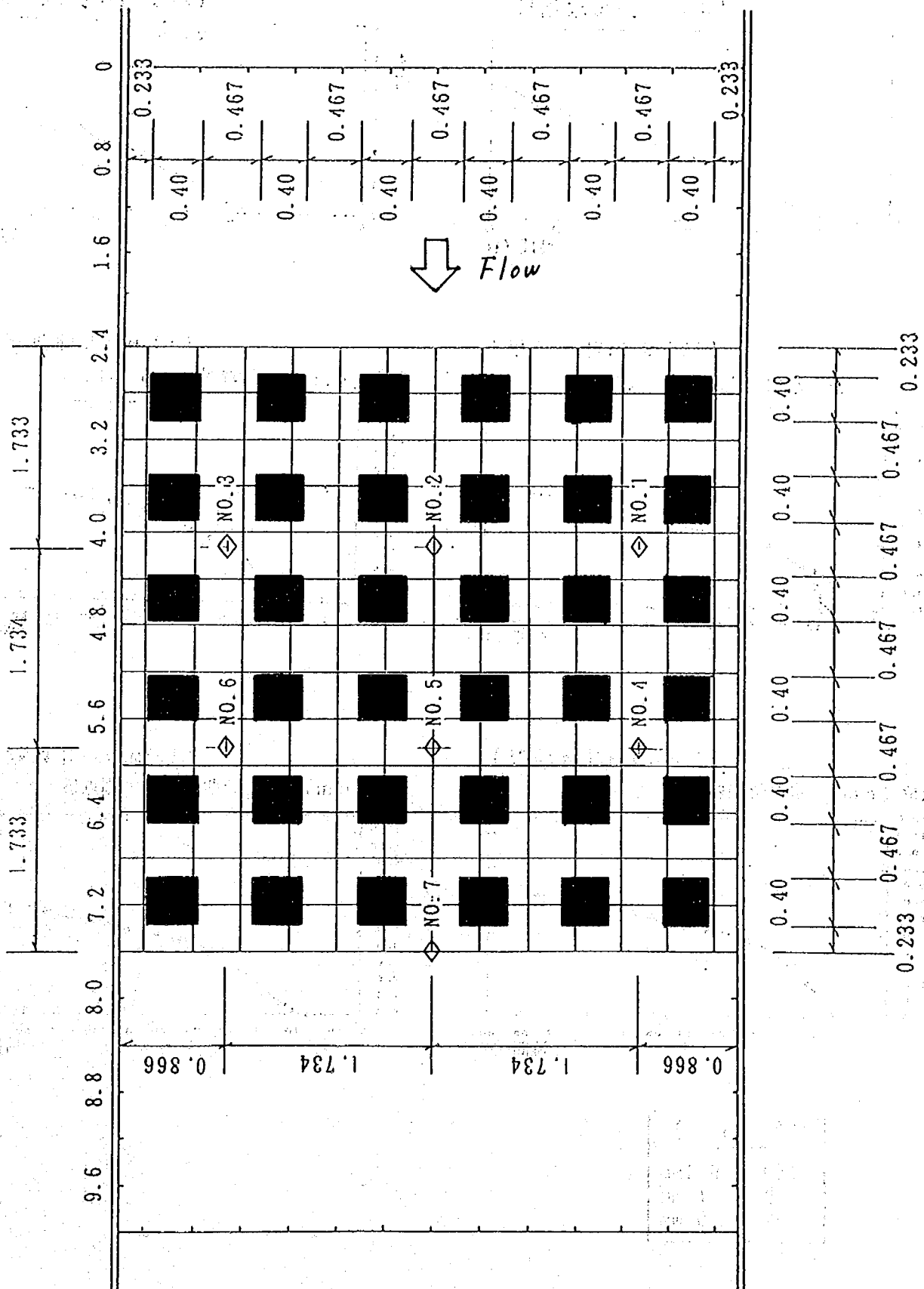
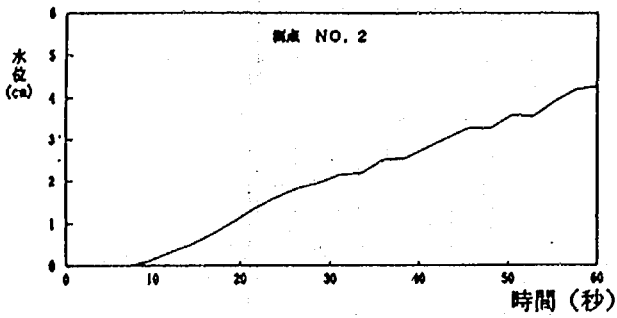
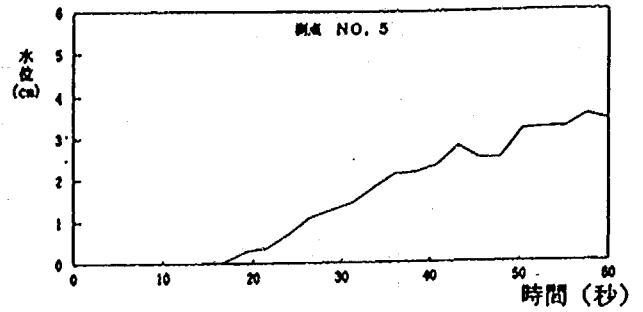


図-62 フロント伝播の測点

【氾濫模型実験結果】

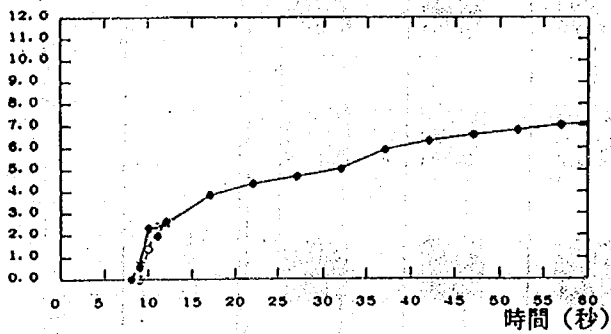


【氾濫模型実験結果】



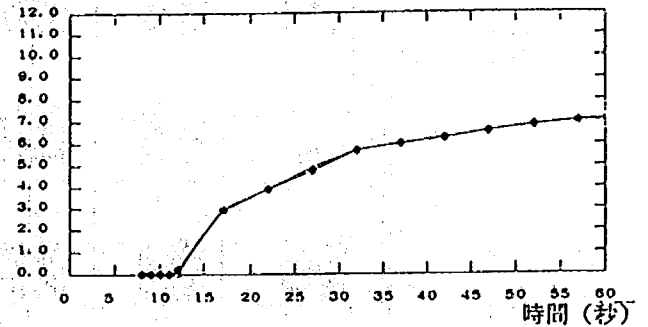
【10cmメッシュ計算結果】

水位 (cm) 水位時間変化図 測点2



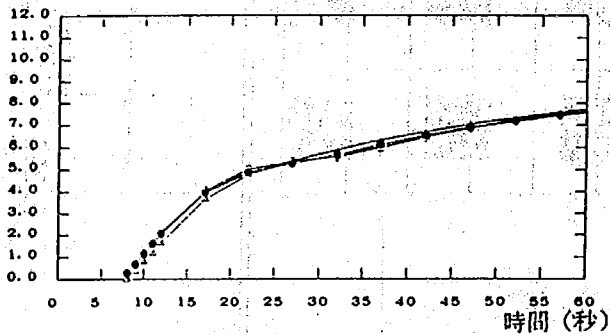
【10cmメッシュ計算結果】

水位 (cm) 水位時間変化図 測点5



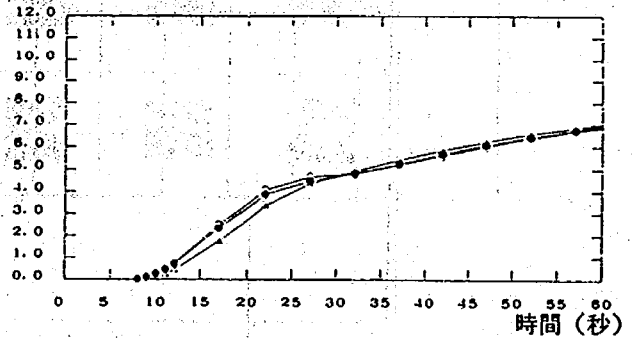
【1.3mメッシュ計算結果】

水位 (cm) 水位時間変化図 測点2



【1.3mメッシュ計算結果】

水位 (cm) 水位時間変化図 測点5



凡例 (ε_F)	
○	0.1 mm
●	1 mm
△	5 mm

図-63 ε_F によるフロント伝播の違い

注) 実験結果と計算結果 ($\Delta X = 10\text{cm}$ と 1.3m)
を比較・検討した

粘性が大きく影響している、②実験水路床が必ずしも平坦でなく、氾濫水が側方へも拡散したことによるものと考えられる。ただし、メッシュが大きい1.3mメッシュの方が、 ε_F による違いが大きかった。すなわち、 ε_F は隣接メッシュへの流出を規定する水深であり、メッシュが大きい場合、 ε_F が大きいとメッシュからの流出が遅れる一方、一旦メッシュが湛水すると大きなボリュームとなり、隣接メッシュへの流出量が大きくなり、フロント先端は水位上昇が遅いが、その後大きくなるという傾向になるからである。

以上のことより、 ε_F による伝播の違いは少なく、結果として ε_F は1mmが妥当である。ただし、 ε_F の設定の仕方によっては、氾濫ボリュームが異なってくるので、今後この点について検討をする必要がある。既往の検討結果では、 ε_F を1mmに設定することにより河川から氾濫原に流入する氾濫水の総量と氾濫ボリュームとの差は高々5%程度であることが分かっている²⁴⁾。

【検証6】建物の疎密は氾濫流にどのような影響を与えるか？

・建物占有率のバラツキがない場合 ($\theta = 64\%$)

図-50 (前述) の鶴見川末吉地区をモデル地区とした氾濫計算の結果、例えば測線N0.172では図-64に示すように上下流端で水面勾配は大きくなる。特に上流端では全エネルギーロス (4.48cm) の32% (1.43cm) がロスされている。しかし、基本的には各建物群上流における水位の堰上げ以外はほぼ一様な水面勾配 (正確には上流側で緩く、下流側で若干急) で氾濫流は流下している。

・建物占有率のバラツキがある場合 ($\theta = 44\%$ と 25%)

図-64に示すように、例えば測線N0.215では占有率にバラツキがない場合と同様、上流端でエネルギーロスが大きく、全エネルギーロス (4.44cm) の28% (1.24cm) がロスされている。次いで、占有率が高くなる境界領域で0.54cmのロスとなっている。一方、その上流域の占有率が小さい領域では建物群上流端での水位の堰上げを除いてはほとんどロスはなく、水面勾配はゼロに近くなっている。

・市街地がメッシュの上流端にある場合、下流端にある場合の違い (実験ケース92)

図-65のように、実験領域の片側1/4に建物を配置 (集落部分の建物占有率37.9%) し、建物群の位置が上流側の場合と、下流側の場合で建物群が粗度係数に与える影響を調べた。実験の結果、

建物群が上流側の場合、 $n = 0.0277$

建物群が下流側の場合、 $n = 0.0286$

となり、その違いは高々3%であり、影響はほとんどないと言える。

3) 上記以外で氾濫実験・計算により分かったこと

・建物の抗力係数

抗力実験 (単独柱体・複数列柱体)、ブロック群の実験結果より、建物の抗力係数については以下のような結果となった。図-66には道路がない場合のブロック群の実験による C_D の傾向を示したが、抗力係数は建物占有率に対して、一義的な傾向で変化していない。

測定された抗力係数の平均値 (抗力係数の範囲) は

単独柱体 : $C_D = 2.02$ ($C_D = 1.85 \sim 2.19$)

複数列柱体 : $C_D = 0.49$ ($C_D = 0.17 \sim 1.17$)

ブロック群 (平行型) : $C_D = 3.73$ ($C_D = 2.54 \sim 5.12$)

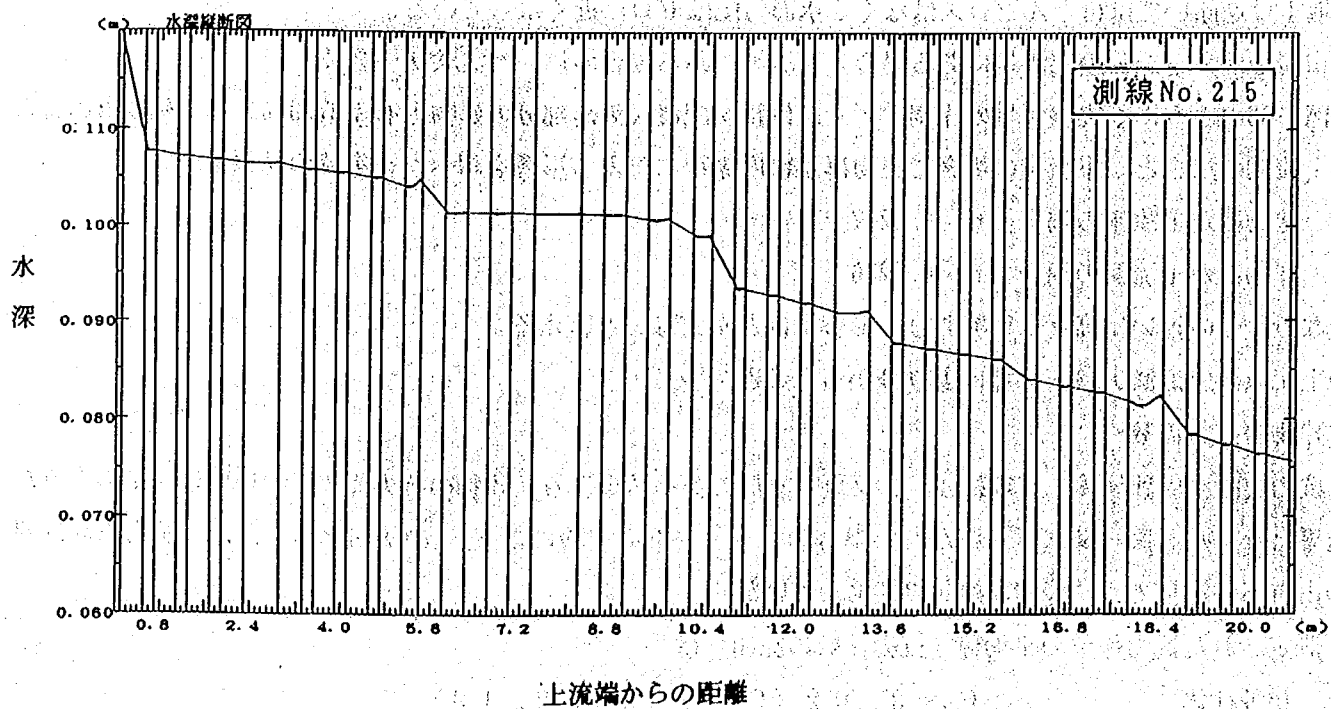
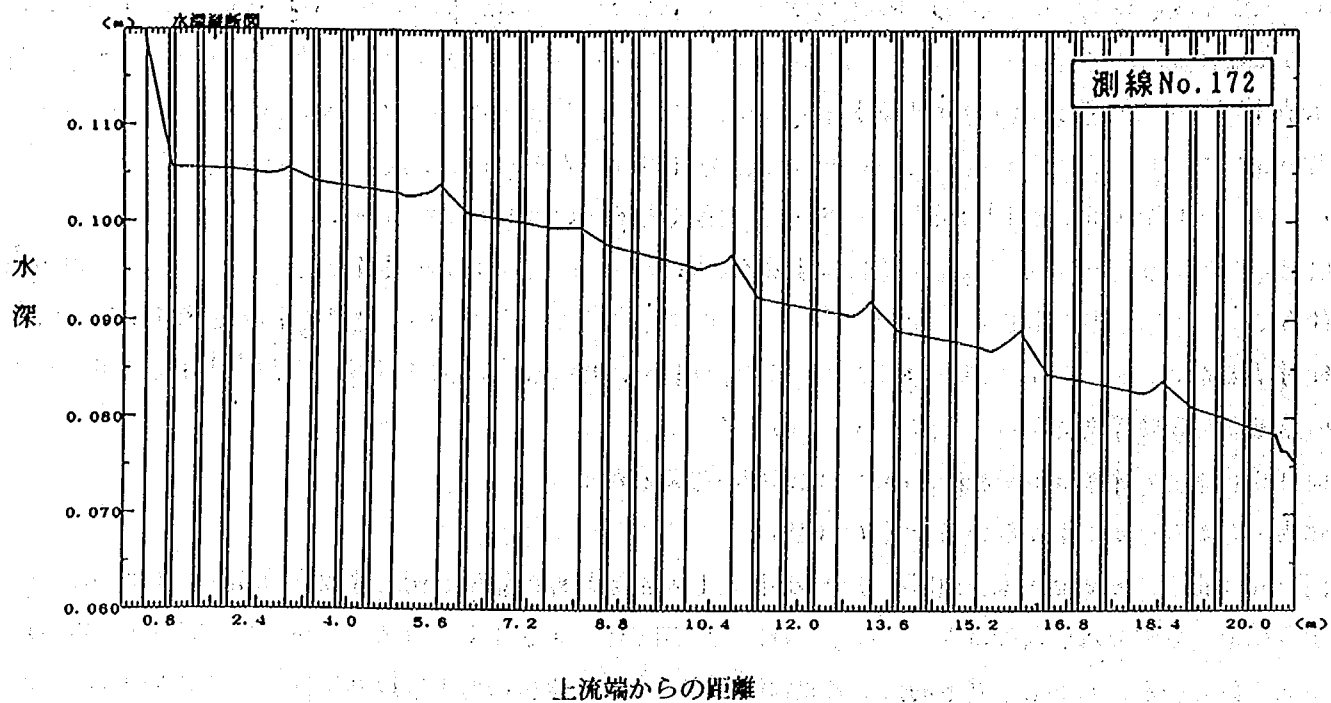


図-64 測線毎に見た水深分布

注) 図中の縦線はブロック区間を表わしている

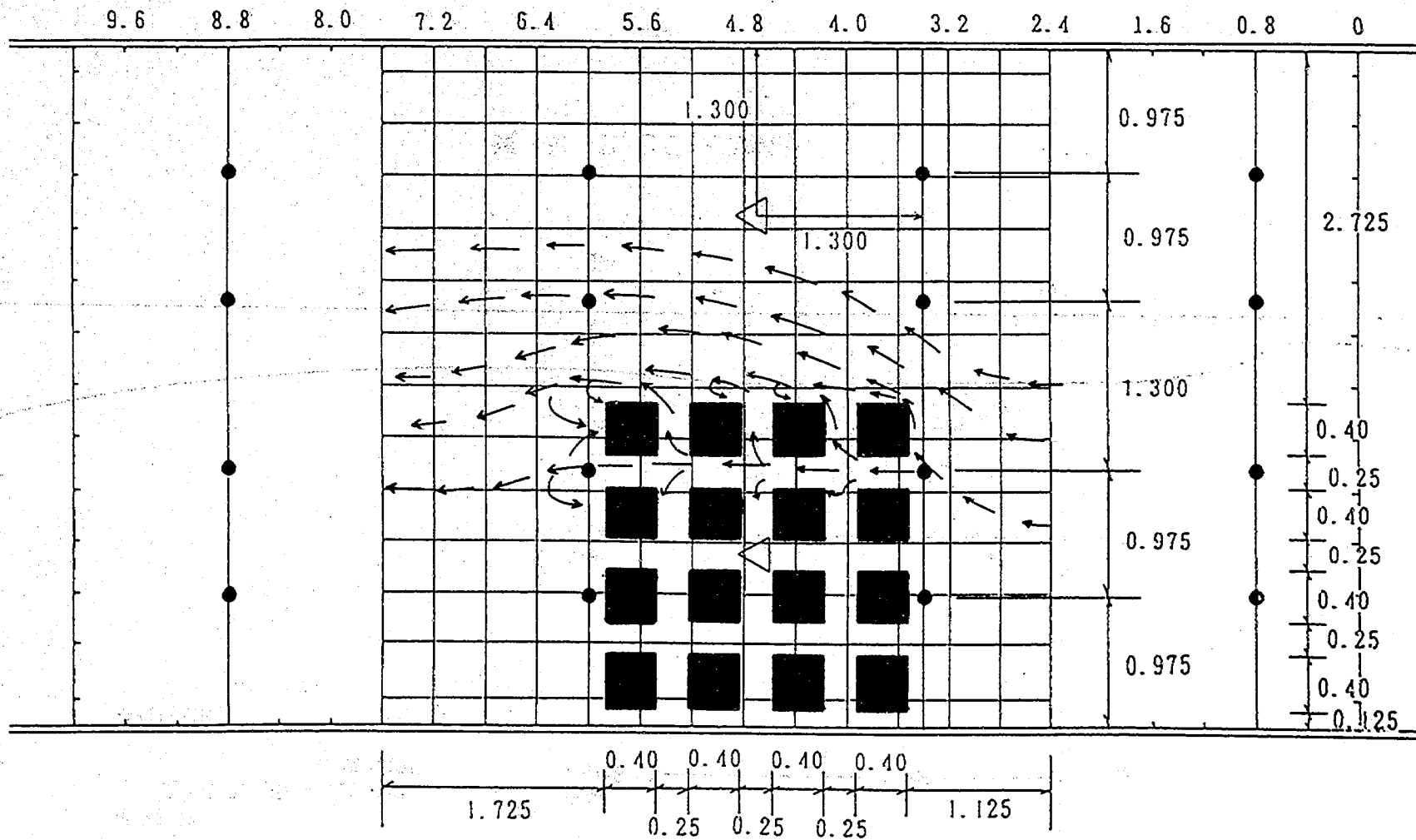


図-65 建物の配置が粗度係数に及ぼす影響
(実験ケース92: $\theta = 37.9\%$)

注) ●: 水位測定位置, ▽: 流速測定位置

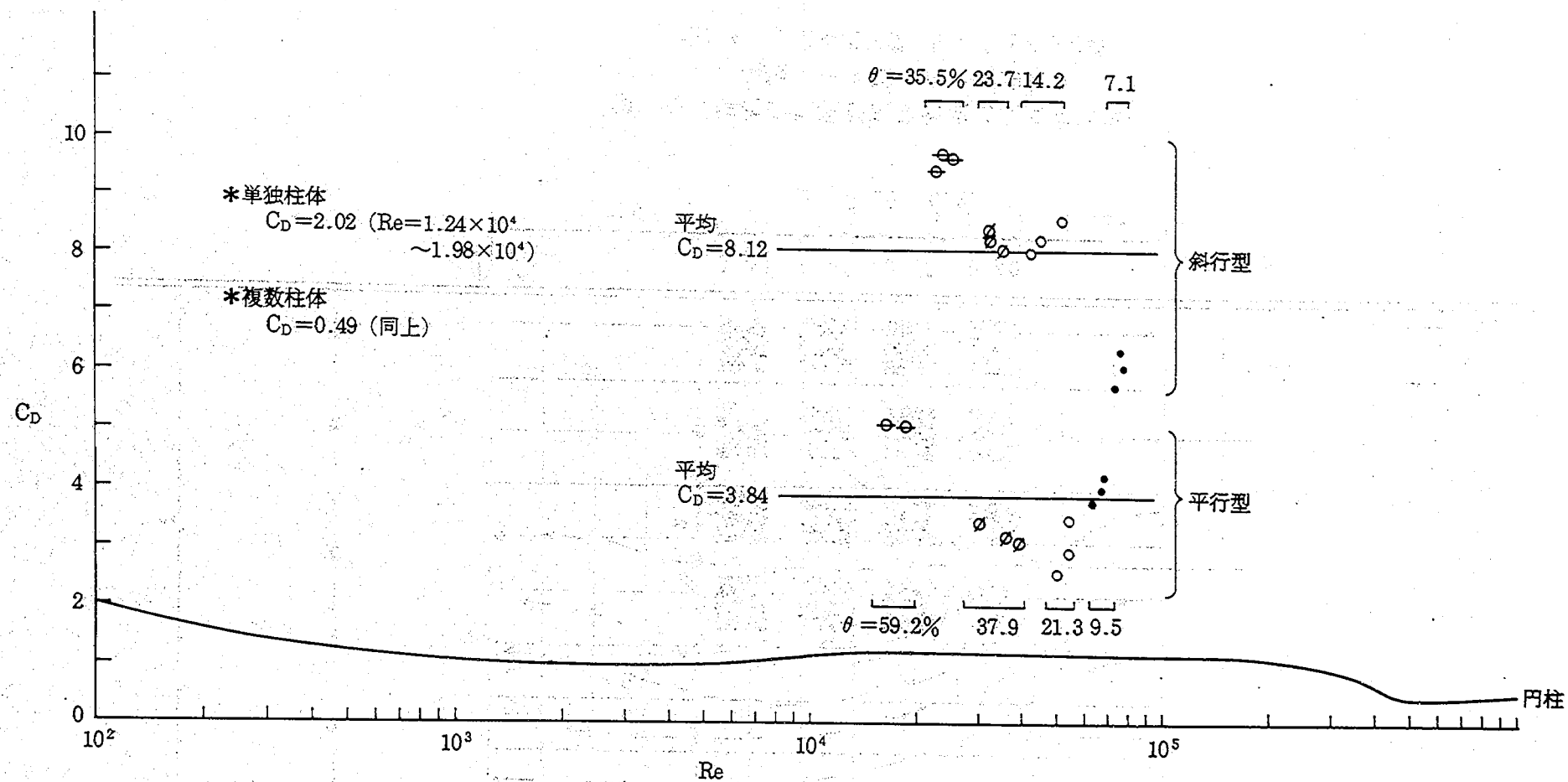


図-66 Re と C_D との関係

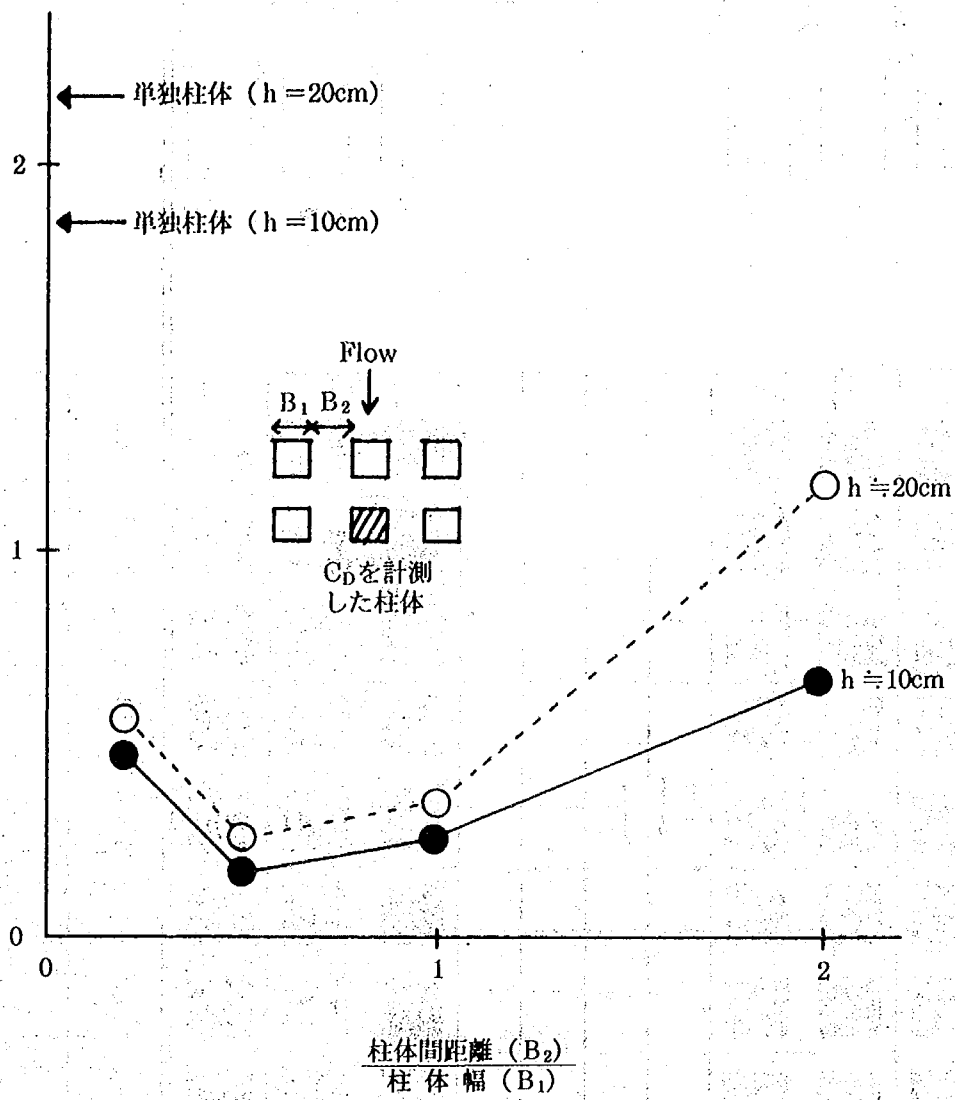


図-67 柱体の抗力係数 C_D

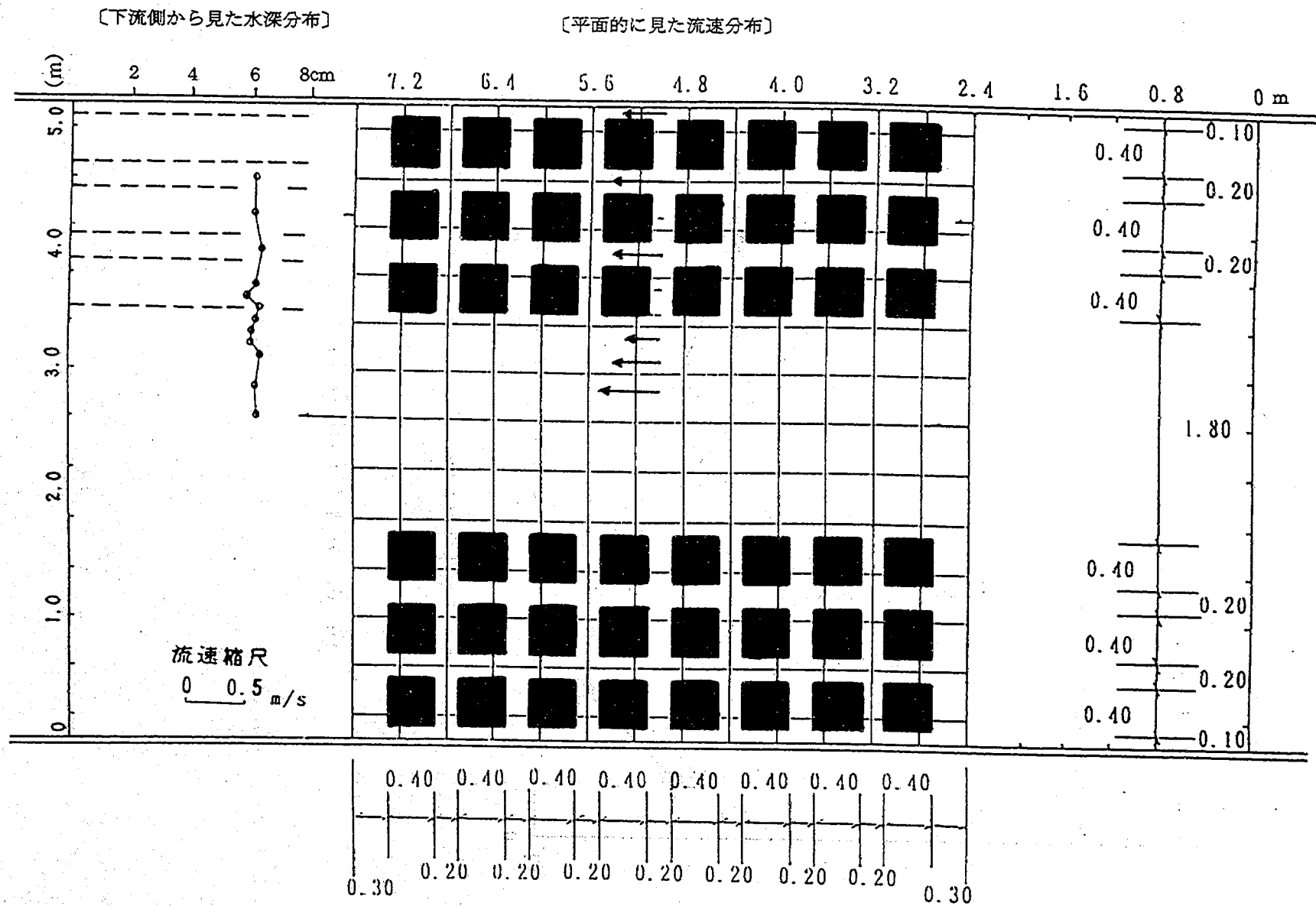


図-68 低速域と高速域がある場合の流速・水深分布(1)
(実験ケース88)

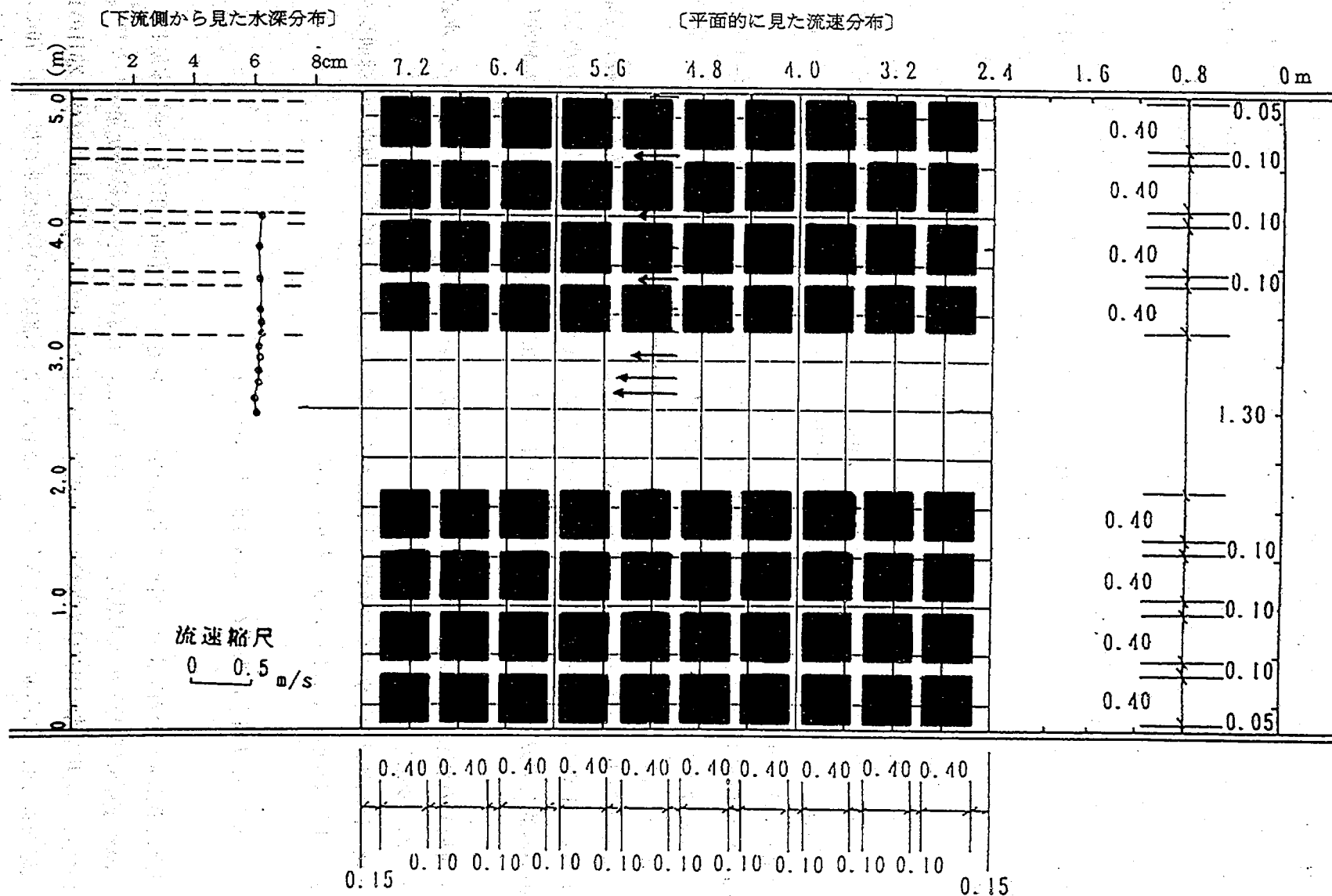


図-69 低速域と高速域がある場合の流速・水深分布(2)
(実験ケース90)

ブロック群（斜行型）： $C_D = 7.10$ ($C_D = 4.77 \sim 9.80$)

となり、単独柱体の抗力係数は通常の正四角柱（単独）の抗力係数である $C_D = 2.05$ に対して、あまり変わらない値となっているが、ブロック群の実験による抗力係数はかなり大きな値となっている。いずれの実験ケースも Re 数は $10^4 \sim 10^5$ という範囲内に入っており、円柱の $Re \sim C_D$ の傾向から考えて、 Re 数により変化したとは考えにくい。ブロック群の実験で大きな値となったのはブロックにより阻害された流れ（剥離流）同士の干渉作用によるものと考えられる。

複数柱体を用いた実験による抗力係数は図-67のようになった。この実験でもブロック群の実験同様、柱体間距離が柱体の幅か、又はそれより狭い場合に抗力係数が最小となり、以後増加している。単独柱体と複数柱体の実験結果を比較して分かるように、氾濫水の抵抗はかなりの部分を最上流端の柱体でもっており、今回測定した後列の柱体における C_D は、最上流端の柱体の C_D の $1/10 \sim 1/2$ という結果となった。これはブロック群（平行型）における中間領域のエネルギーロスの割合（ $1/5$ ）に相当するものである。

一方、斜行型では横断的に見たブロック数（ θ が小さいときは最大ブロック数、 θ が大きいときは最上流部のブロック数）に比例して、 C_D が大きくなっている。傾向としては、ブロック群の建物占有率が大きくなるに従って、 C_D は大きくなり、 Re 数は小さくなるという傾向になった。

・低速流と高速流の干渉（図-68、69）

実験ケース88～91の実験結果より、低速域と高速域における氾濫流の挙動の違いについては、以下のことが分かった。なお、以下では、ブロックを配置した領域を低速域（建物占有率が44.4%、64.0%）、ブロックのない領域を高速域と称している。

- 1) 低速域（ブロックを配置した領域）の建物間の流速は、高速域（ブロックのない領域）での最大流速の $6 \sim 8$ 割である。しかし、低速域の流下断面積が小さいため、低速域を通過する流量はかなり小さい。
- 2) 高速域での横断的な流速は、低速域から高速域の中心にかけて距離に比例して増大するような傾向にある。
- 3) 高速域と低速域での水深分布に大きな違いはない。特に建物占有率（低速域）が大きくなると、水深は横断的にほとんど変化しない。

従って、低速域では流速は若干小さくなるが、水深は変わらず、氾濫流の疎通という観点では疎通幅が小さい分、氾濫流量はかなり小さくなるということが言える。

3. 2 筑後川流域における検証

・検証の概要

昭和28年6月末に梅雨前線豪雨により、各所で水害が発生し、死者・行方不明1,013名、被災家屋472,013棟（うち全壊・流出家屋5,699棟）の大水害となった。特に九州地方において大きな被害が発生した²⁶⁾。

筑後川においても、本川直轄区間だけで26箇所破堤氾濫が生じた。福岡県久留米市では6月26日の17時30分頃に東櫛原堤が破堤し、市街地一帯が浸水した。この氾濫に伴う流域での最高浸水深は、図-70に示す久留米市内の5地点（久留米医大、久留米市役所、井筒屋、国鉄縄手ガード、瀬ノ下）において、痕跡が残っていた最高浸水位より求めている。

更に、この氾濫水は市街地へ向かう流れと筑後川左岸沿いの流れの2方向に分かれた。氾濫現象で重要だったのは、後者の流れが小森野橋詰付近一帯を浸水させた後、篠山堤から河道に溢水し、6月26日の18時20分頃に堤防を逆破堤*させたことである。また、前者の流れは国鉄縄手ガードを経て、下流の水田地帯を浸水させ、その後支川金丸川の堤防（安武堤）を溢水し、6月26日の23時30分頃、堤防を逆破堤させた。

*逆破堤とは上流で破堤・越水した氾濫水が下流の堤防を堤内地側から破堤させる現象を指す。また、堤内地からの越水ではないが、朝倉堤防や合川堤防では氾濫水により川裏堤脚が洗掘され、裏法が崩壊して破堤したり、恵利堤防では高い浸水により堤防がゆるんだために破堤した²⁶⁾

本検証では、これらの最大浸水域、最高浸水深、逆破堤時刻を検証材料として、土研型二次元不定流モデル（以下「新モデル」という）の妥当性を確かめた。当流域において使用したモデルの諸条件は以下のとおりである。新モデルは従来型モデルと比べて、①建物の影響を粗度係数に反映した、②土地利用毎の粗度係数の数値を新たに設定し直した、③底面粗度係数の加重平均方法を変更したという点が異なる。氾濫計算条件は $\Delta x = 100\text{m}$ 、 $\Delta t = 2\text{秒}$ で、流域施設としては盛土の他、樋門、カルバートを考慮している。

表-9 検証モデルの諸条件（筑後川流域）

項 目	設 定 条 件
氾濫原粗度係数	合成等価粗度係数を式1により、また底面粗度係数を式2により求めた。 $n^2 = n_0^2 + 0.020 * \frac{\theta}{1.00 - \theta} * h^{4/3} \dots\dots \text{式1}$ $n_0^2 = \frac{n_1^2 A_1 + n_2^2 A_2 + n_3^2 A_3}{A_1 + A_2 + A_3} \dots\dots \text{式2}$ ここで、nは粗度係数、Aは占有面積で添字の1、2、3は土地利用が農地、道路、その他である。各々の粗度係数は$n_1 = 0.060$、$n_2 = 0.047$、$n_3 = 0.050$である。
破堤形状	最終破堤幅は実績値（推定）である90mを採用した
破堤形状の時間的变化	破堤実績に鑑みて、破堤幅、破堤敷高ともに時間とともに拡大するものとした。最大の破堤形状になるまでに要する時間は30分とした

・最大浸水域

図-71、72に示すように、浸水の範囲は新モデルの方が従来モデルよりも若干狭くなっている。そして、浸水の範囲が狭くなった分、浸水域の上流域（小森野橋より東方）における浸水深が若干大きくなっている。しかし、その差異は少ないと言える。

・最高浸水深

最高浸水深が観測された5地点について、従来モデル及び新モデルにより計算された最高浸水深と比較した。全体的な傾向としては、建物の影響を考慮した新モデルの方が建物による氾濫水の阻害効果ははっきりでて、氾濫水の伝播が遅くなって、浸水位のピークがつぶれるような浸水位の時間的变化となっている。

各地点における最高浸水深は図-73~77及び以下の表のとおりである。表-10のように、久留米市役所と旭屋百貨店については、新モデルの方が精度がよいが、国鉄縄手ガードについては従来モデルの方が精度がよい。また、残りの2地点については優劣がはっきりしない。表中で、計算精度が高い方のデータに波線をつけている。結局、最高浸水深に関しては、新モデルの方が若干精度が向上していると言える。

表-10 最高浸水深の比較

地 点	実 績	従来モデル	新モデル
久留米医大	TP3.0m~4.0m	TP4.0m	TP3.9m
久留米市役所	TP1.2m~1.5m	TP1.6m	<u>TP1.2m</u>
旭屋百貨店	TP1.0m	TP1.6m	<u>TP1.1m</u>
国鉄縄手ガード	TP3.9m	<u>TP3.7m</u>	TP3.0m
瀬ノ下	TP2.0m~2.3m	TP2.4m	TP1.8m

注) 旭屋百貨店は現在の井筒屋である

・逆破堤時刻

篠山堤、安武堤各々の逆破堤時刻を一覧表にしたものが表-11である。ここでは氾濫水が堤内地側から河道へ越水を開始した時刻を逆破堤時刻と定義している。何れの場合も新モデルの方が従来モデルよりも精度が良く、氾濫流の挙動をよく表現している。結局、逆破堤時刻に関しては新モデルの方がかなり精度が高いと言える。

表-11 逆破堤時刻の比較

	実 績	従来モデル	新モデル
篠山堤	6/26 18:20	6/26 17:50 実績より30分早い	6/26 18:15 <u>実績より5分早い</u>
安武堤	6/26 23:30	6/26 20:05 実績より3時間 25分早い	6/27 0:30 <u>実績より1時間 遅い</u>

筑後川流域において検証した結果では、新モデル（土研型二次元不定流モデル）が従来モデルよりも最高浸水深及び逆破堤時刻において実績値とよく適合し、氾濫計算精度が向上した。以上のことより、新モデルは計算精度が高く、かつ汎用性が高いことが証明されたと言える。

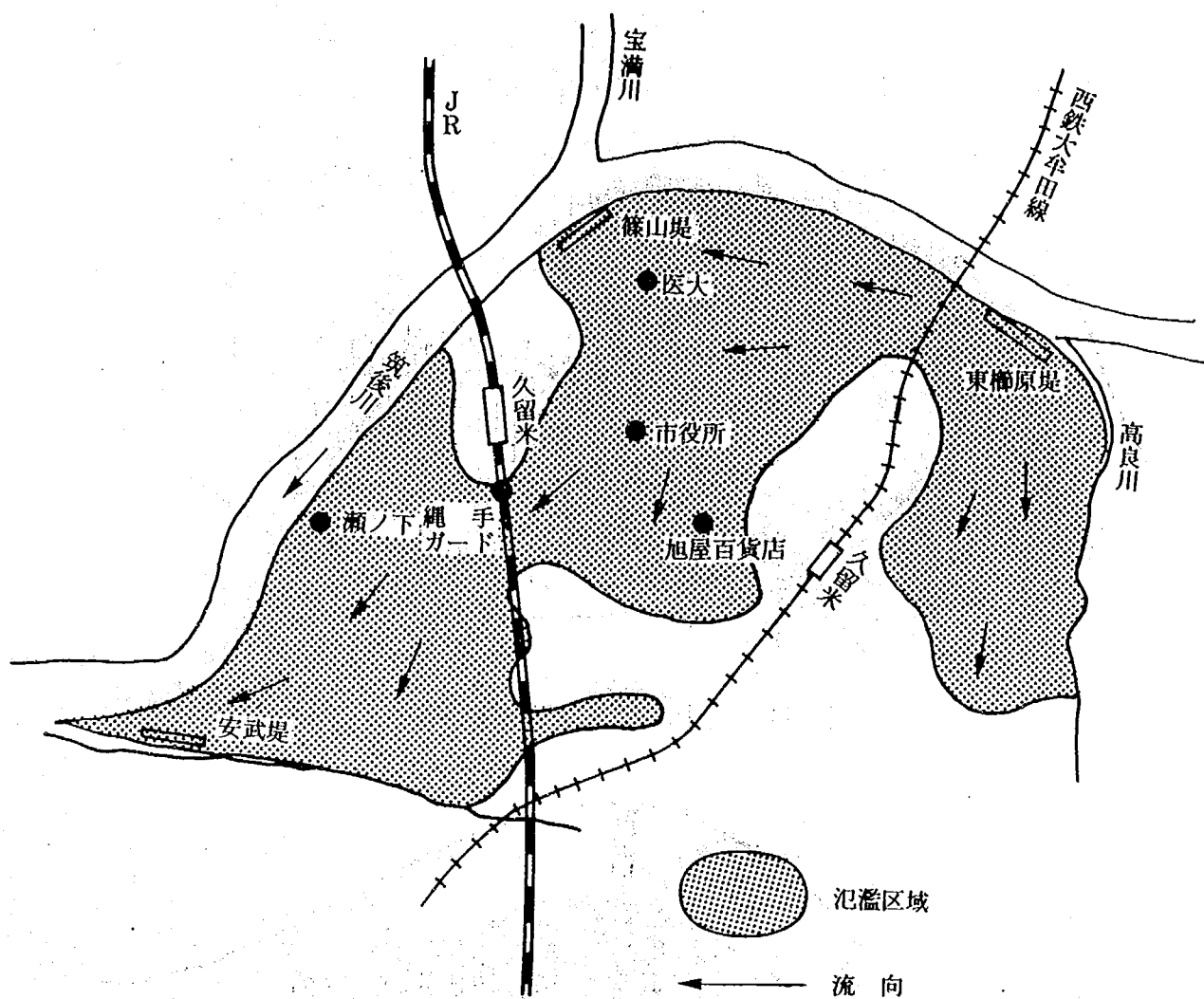


図-70 最高浸水深が観測された地点

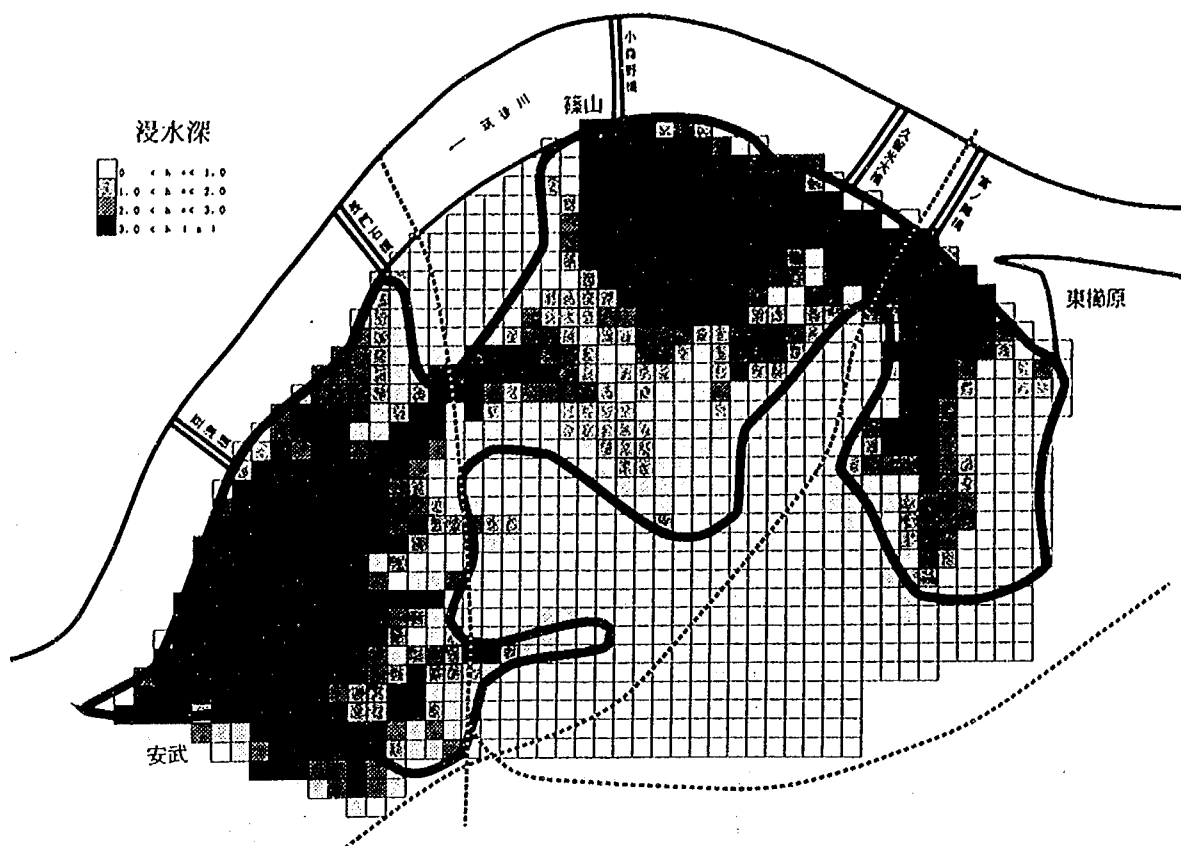


図-71 最大浸水域 (従来モデル)

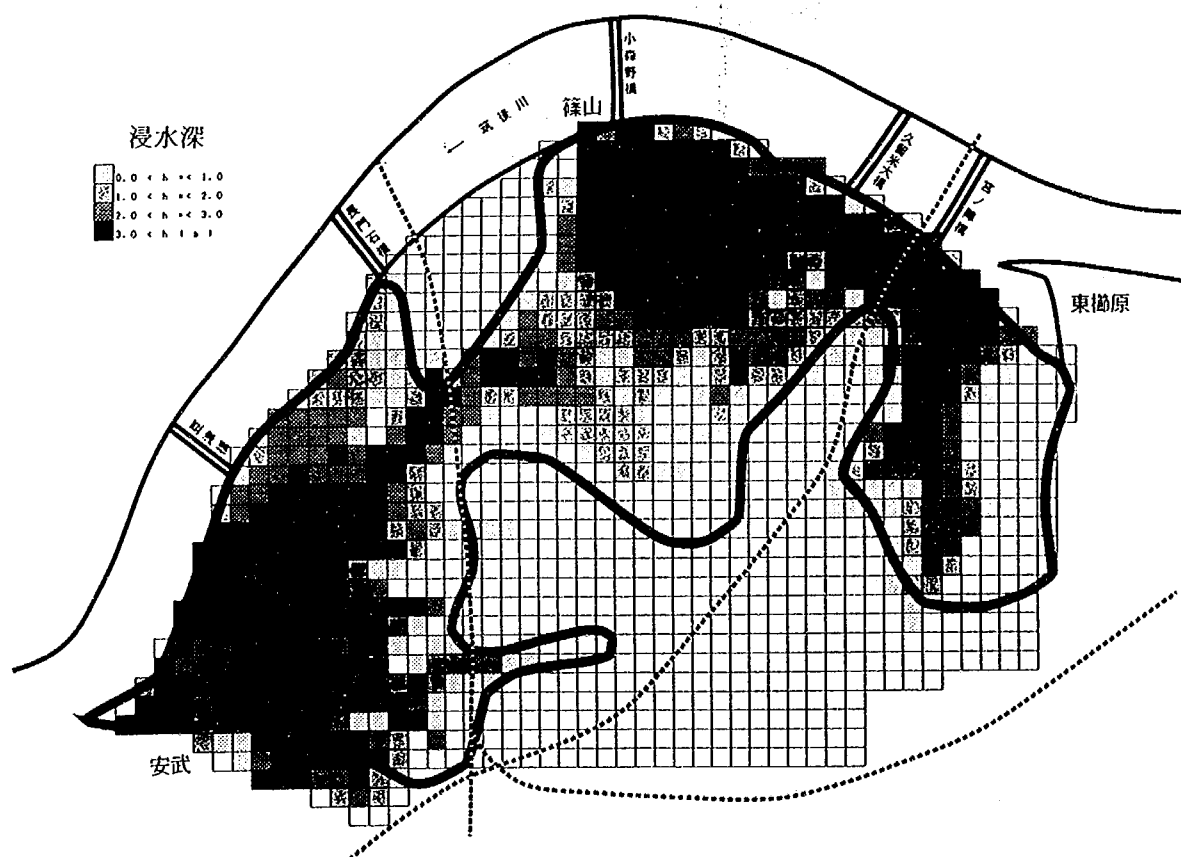


図-72 最大浸水域 (新モデル)

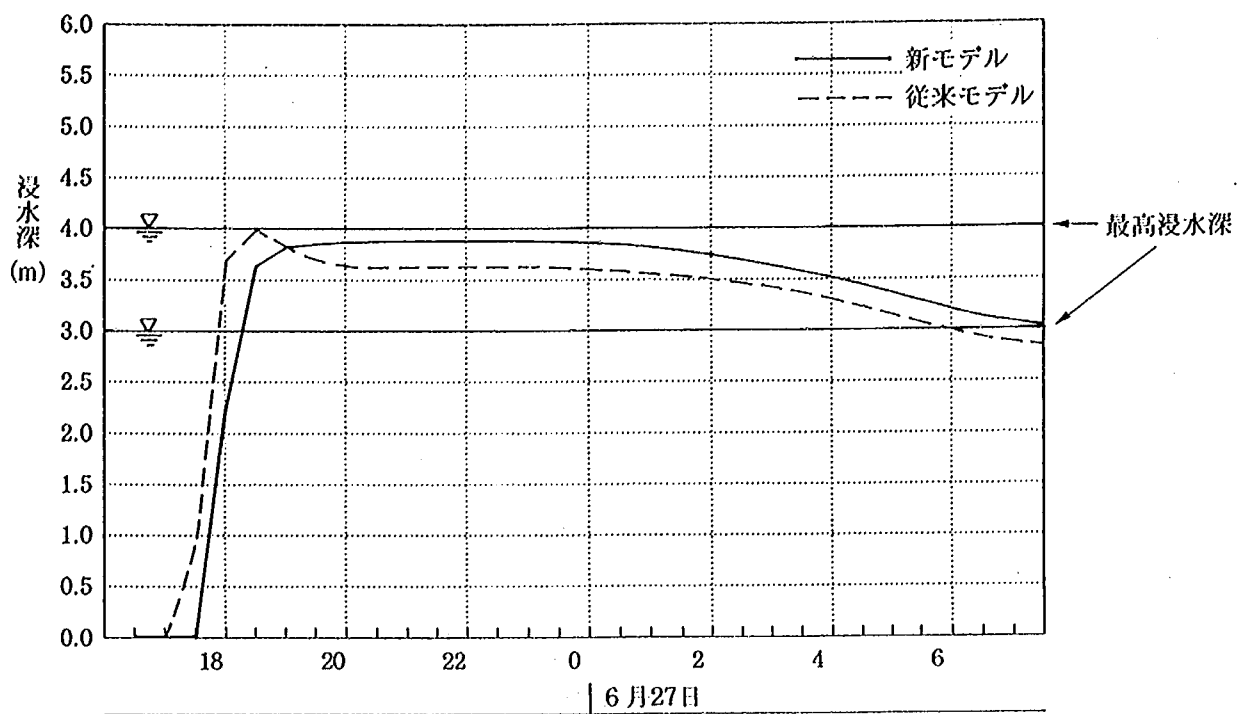


図-73 新旧モデルによる浸水深の比較(1)
(久留米医大)

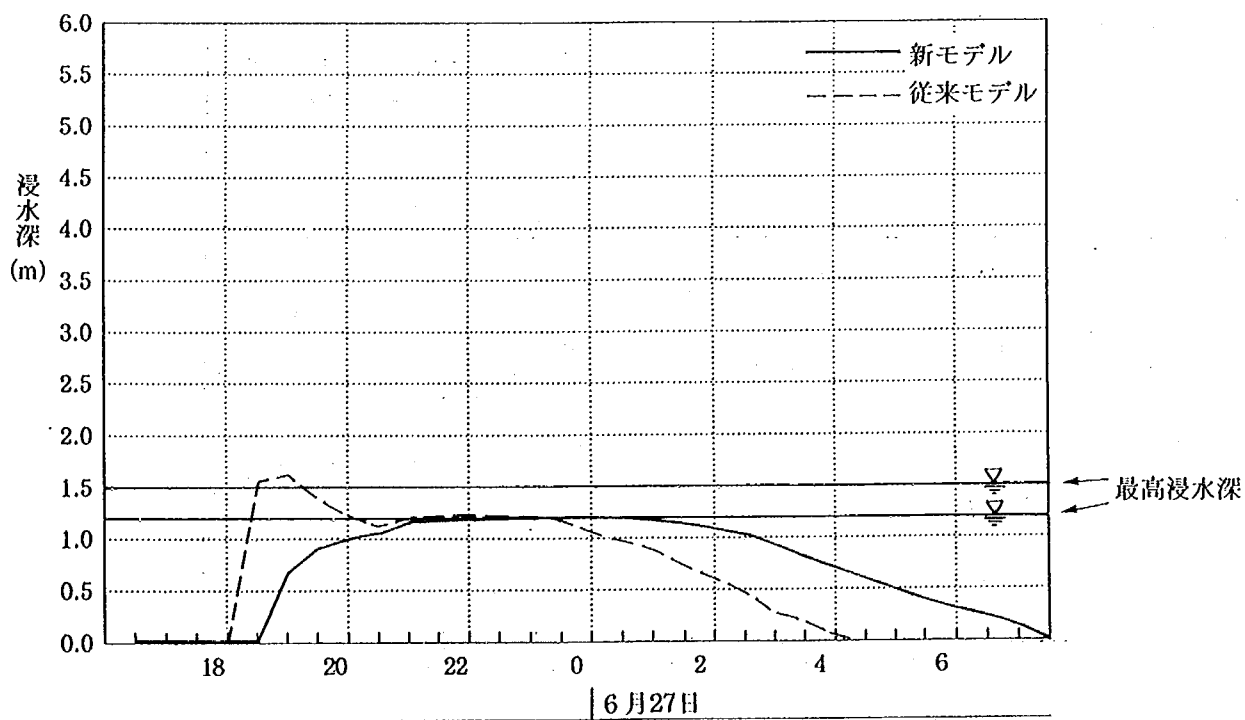


図-74 新旧モデルによる浸水深の比較(2)
(久留米市役所)

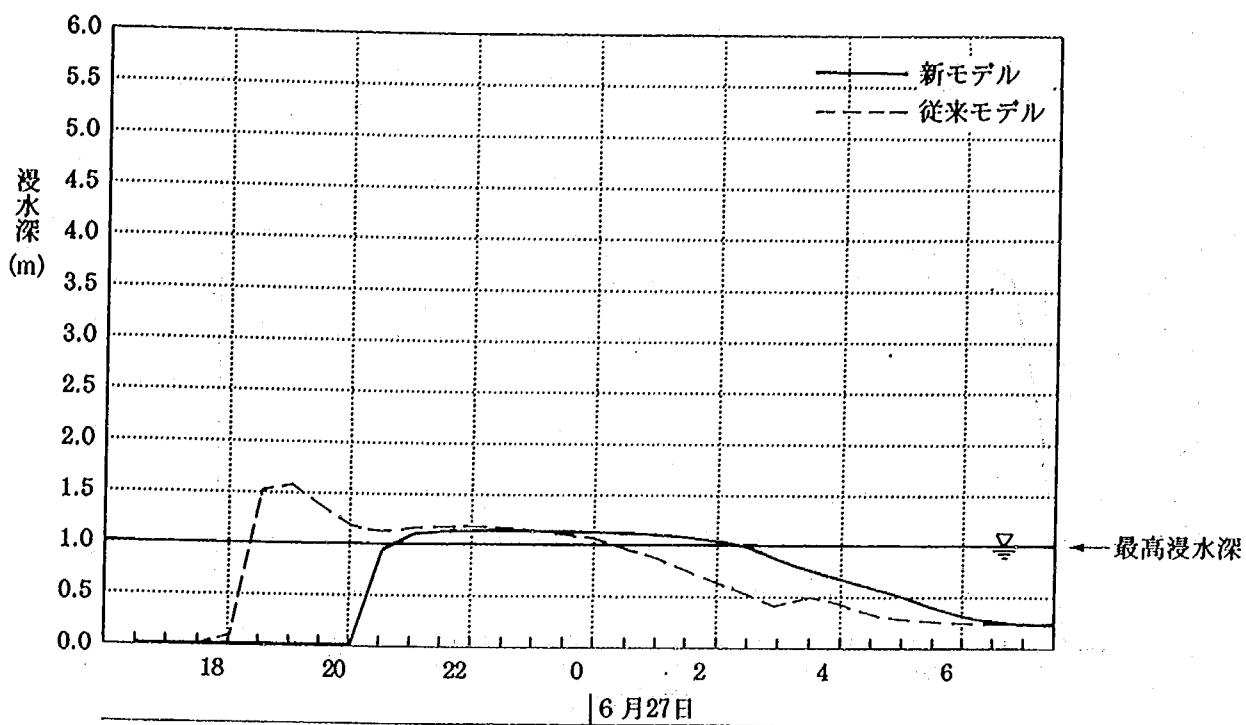


図-75 新旧モデルによる浸水深の比較(3)
(旭屋百貨店)

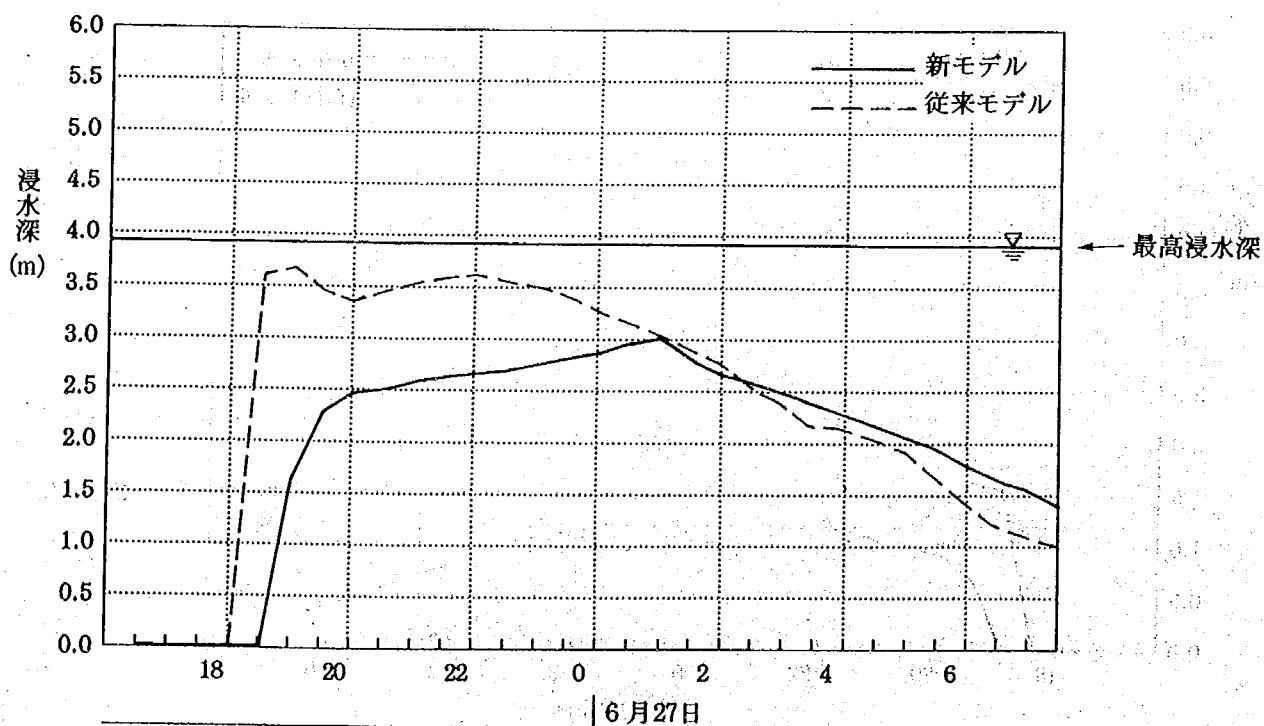


図-76 新旧モデルによる浸水深の比較(4)
(国鉄縄手ガード)

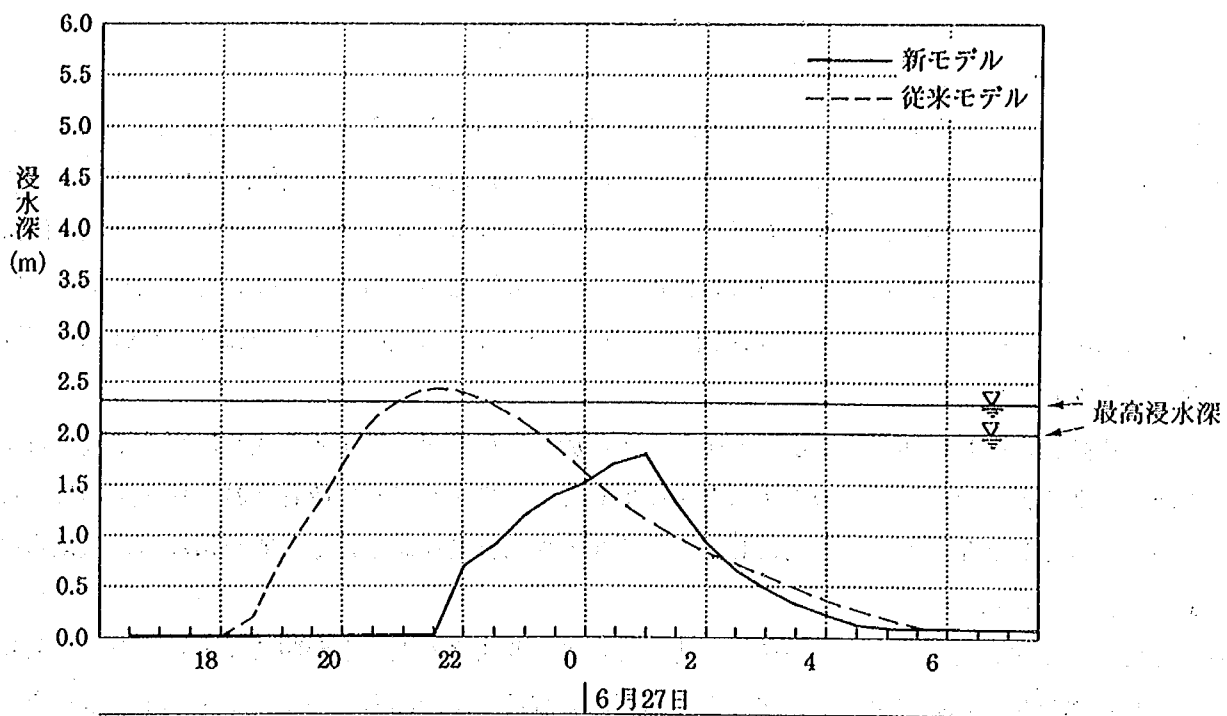


図-77 新旧モデルによる浸水深の比較(5)
(瀬ノ下)

お わ り に

氾濫シミュレーション技術のうち、これまで計算の精度向上が図られてこなかった項目について、氾濫実験・計算などにより精度の向上を図った。主要な検討項目は①建物密度の氾濫原粗度係数への反映、②破堤形状の設定、③メッシュ分割の3項目である。①については建物占有率をパラメータとした合成等価粗度係数の式を提案し、②については従来土研式の修正ならびに破堤幅の時間的変化の式を導入した。③については急勾配河川流域ではメッシュ幅を250m以下にするとともに、メッシュ幅が氾濫原粗度係数に及ぼす影響は少ないことを示した。

こうした解析技術の改良に加えて、水路内を流下する流量を精度良く算定する式を提案し、また盛土や樋門などの流域施設を通じた氾濫計算の手法などを網羅した。このようにして改善された新モデルは、筑後川流域の久留米市（昭和28年水害）を対象として、モデルの妥当性を検証した他、鶴見川流域の横浜市を対象として感度分析を行った。

これらの検討の結果、新モデルが旧モデルに比べてかなり改善されたことが明らかとなった。これを受けて、新モデルを鶴見川流域を対象に、リアルタイム型氾濫解析手法である『ハザード・シミュレータ』に導入し、洪水時・水害発生時に避難・水防計画などに活用できるシステムを開発した。このシステムは操作性、視認性、活用性を確認するために、京浜工事事務所や横浜市のスタッフにモニターして頂き、その結果等に基づいて改良したものである。

今後は精度向上に関して残された破堤流量計算モデルについて、現在採用されている本間公式ではなく、破堤氾濫水の横越流特性を考慮したモデルを確立するための水理模型実験を実施し、一層の精度向上を図っていく予定である。また、精度向上が図られたモデルを氾濫原諸元（都市化、道路バイパスなど）の変更に伴う影響の把握に用いたり、氾濫流を制御する流域治水施設による洪水被害軽減効果の把握に用いるなどの活用方策を展開していく必要があると考えている。

最後に本研究の遂行にあたり、京浜工事事務所流域調整課の内藤課長及び坂本係長、横浜市河川計画課の川井係長、横浜市災害対策室の杉本課長には、ハザード・シミュレータのモニターに御協力頂いた。国土地理院の村上地図情報室長には『数値地図 50mメッシュ（標高）』について、貴重な助言を頂いた。また、札幌市開発調整課の伊藤氏、仙台市都市計画課の上野氏には都市計画図を提供して頂いた。最後に（株）東京建設コンサルタント技術第三部の幸課長代理、藤田氏には氾濫計算及びハザード・シミュレータの開発に御尽力頂いた。ここに記して、謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 米田、洪水特論、1958年
- 2) 小柳・甲村・高島、段階施工計画調査の一成果、第36回建設省技術研究会報告、1982年
- 3) 山本・末次・桐生、氾濫シミュレーション(2)、土木研究所資料第2175号、1985年3月
- 4) 本間、浸水実績図、土木技術資料26-8、1984年8月
- 5) (財)消防科学総合センター、地域防災データ総覧－防災地図編－、1990年3月
- 6) 土屋・石崎・佐々木、巴川洪水氾濫予想地図解説書、土木研究所資料第1238号、1977年3月
- 7) 岩佐、数値水理学、丸善、1995年8月
- 8) 山本・末次・桐生、氾濫シミュレーション(2)、土木研究所資料第2175号、1985年3月
- 9) 建設省庄内川工事事務所、総合改修計画調査報告書、1979年
- 10) 吉本・笛田・馬場・池田、国土数値情報の氾濫シミュレーションへの利用に関する研究(2)、土木研究所資料第2976号、1991年3月
- 11) 吉本・末次・桐生・馬場、昭和61年8月小貝川水害調査、土木研究所資料第2549号、1988年
- 12) 吉本・海野・笛田・池田、氾濫流の挙動把握手法の精度向上に関する調査、平成3年度 河川事業調査費報告、1992年5月
- 13) 建設省治水課・土木研究所、流出・流下形態の変化に伴う洪水被害軽減対策に関する研究、第38回建設省技術研究会報告、1984年
- 14) 建設省河川局治水課、平成7年版 水防のしおり、1995年
- 15) 山本・末次・桐生、氾濫シミュレーション(2)、土木研究所資料第2175号、1985年3月
- 16) 藤本、木曾三川における治水経済調査についての一考察、建設省直轄工事第17回技術研究報告、1963年
- 17) (財)消防科学総合センター、地域防災データ総覧－風水害・火災編－、1985年
- 18) 山口・吉野・山本・本間、建築物の耐水化に関する研究、土木研究所資料第1916号、1983年2月
- 19) 樫根・山本、扇状地の水循環、古今書院、1971年
- 20) 山本・高橋、扇状地河川の河道特性と河道処理、土木研究所資料第3159号、1993年3月
- 21) 山本・末次・横山、越水堤防調査最終報告書－越流水の水理特性と越水堤防の導入に伴う問題点の検討－、土木研究所資料第2081号、1984年3月
- 22) 椿、水理学Ⅱ、森北出版、1974年
- 23) 建設省河川局・土木研究所、流出・流下形態の変化に伴う洪水被害軽減対策に関する研究、第38回建設省技術研究会報告、1984年
- 24) 岩佐・井上・水鳥、氾濫水の水理の数値解析法、京大防災研究所年報第23号B-2、1980年4月
- 25) 栗城・末次、戦後治水行政の潮流と展望－戦後治水レポート－、土木研究所資料第3297号、1994年9月
- 26) 建設省筑後川工事事務所、筑後川五十年史、1976年

参 考 資 料

参考資料 1 : 氾濫解析モデルの概要

(土研資料第2175号『氾濫シミュレーション(2)』より抜粋)

(1) 一次元モデル

a) 貯留関数法

河道の洪水流下計算に用いられるモデルである。

・基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad r_i - q_i = \frac{d s_i}{d t} \end{array} \right. \quad (3-2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{運動式} \quad s_i = k q_i^P, \quad q_i(t) = q(t + T_i) \end{array} \right. \quad (3-3)$$

・モデル定数

K, P, T_i

b) マスキングム

洪水貯留を考慮した洪水追跡モデルで、河床勾配のやや大きい河川（霞堤を含む）に適用する。

・基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad \frac{dS}{dt} = I - O \end{array} \right. \quad (3-4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{運動式} \quad S = KO + KX(I - O) \end{array} \right. \quad (3-5)$$

・モデル定数

$$K = \frac{dS}{dQ} \bigg|_{Q = \frac{I' + O'}{2}} \quad (3-6)$$

$$X = \frac{1}{2} - \frac{\alpha Q \frac{ds}{dQ}}{2i \cdot (Ax)^2 \frac{dA}{dh}}, \quad 0 < X < \frac{1}{2} \quad (3-7)$$

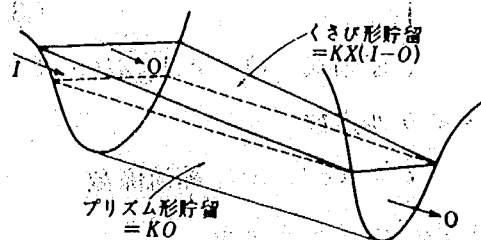


図 3.1 モデルの概念図

c) 簡易一次元不定流モデル

氾濫原勾配があまり緩くなく、流水幅が流下方向に大きく変化しない流域では、(3-1) 式の第 1～3 項を省略できる。谷底平野性河川などでは、この様にして簡略化した開水路非定常流式を用いても氾濫現象を再現することが可能である。

・基礎式

$$\begin{cases} \text{連続式} & \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3-8) \\ \text{運動式} & \frac{\partial h}{\partial x} - i_b + \frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^{4/3}} = 0 \end{cases} \quad (3-9)$$

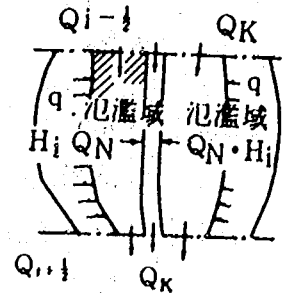
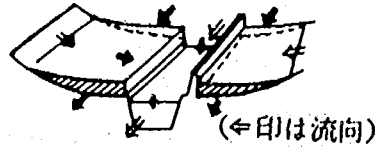


図 3.2 モデルの概念図

・モデル定数

n

(2) 二次元モデル

a) 越流ポンドモデル

(3-1) 式の第1項を省略して、第2, 3項の影響を流量係数Cに含ませた計算式で、基本的には水位差で流下する越流公式と同じ式形となっている。

・基礎式

$$\begin{cases} \text{連続式} & F \frac{dH}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (3-10) \\ \text{運動式} & Q = c A \sqrt{\Delta H} \quad (3-11) \end{cases}$$

・モデル定数

$c = \alpha c'$, α ; 縮流係数

b) 氾濫ポンドモデル

(3-1) 式の第2, 3項を省略した計算モデルで、氾濫原勾配の緩い地形、例えばデルタ性平野などで適用される。粗度係数は氾濫原の粗度スケール k_s をパラメータとして、水深の関数で表現される。

・基礎式

$$\text{連続式} \quad F \frac{dH}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (3-12)$$

$$\begin{aligned} \text{運動式} \quad & \frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt} = (h_1 + z_1) \\ & - (h_2 + z_2) - \alpha L |Q| Q \quad (3-13) \end{aligned}$$

・モデル定数

$$\begin{cases} \alpha = \frac{n^2}{\left(\frac{h_1 + h_2}{2}\right)^{10/3} B^2} \\ n = f(h) \end{cases}$$

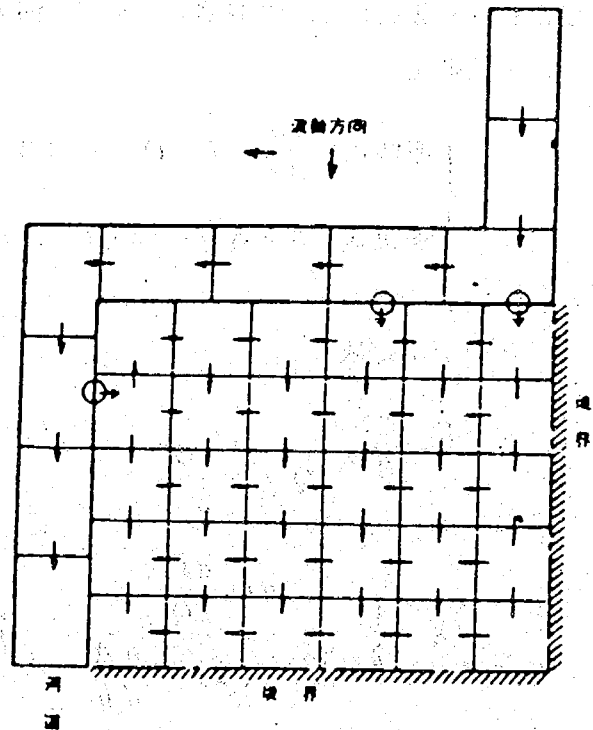


図 3.3 モデルの概念図

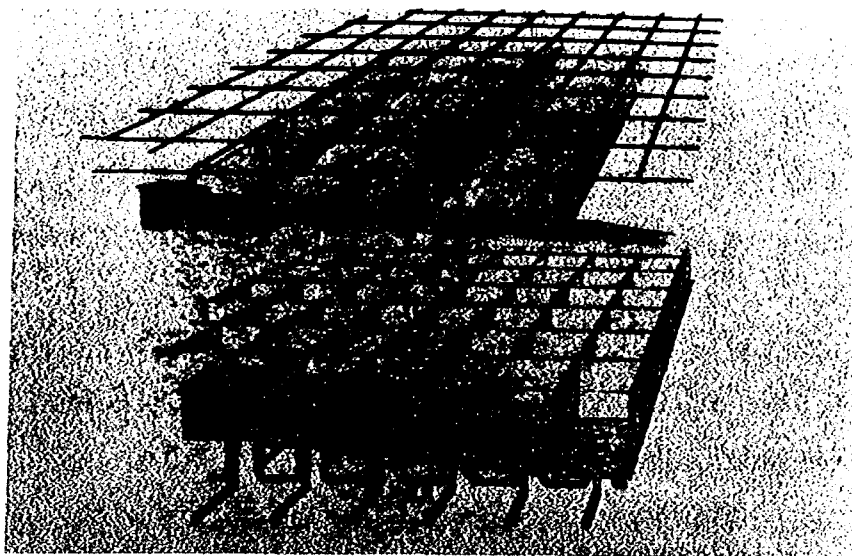


図 3.4 モデルの概念図

c) 開水路ポンドモデル

モデル構成, モデルの適用性とも氾濫ポンドモデルと同じであるが, 氾濫原粗度係数を土地利用 (主に水田・畑と市街地の2種類) 毎に設定する所に特徴がある。通常, ポンプ・樋門・カルバート等の排水施設を含めて, ポンド間の境界特性を多くとっている。

・基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad F \frac{dH}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \\ \text{運動式} \quad \frac{L}{g} \frac{dv}{dt} = (h_1 + z_1) - (h_2 + z_2) \end{array} \right. \quad (3-14)$$

$$- L \frac{n^2 |v'| v}{h^{4/3}} \quad (3-15)$$

・モデル定数

$$n = f(\text{地目})$$

d) 二次元不定流モデル

二方向について運動方程式を樹てるので, 氾濫原の分割の仕方による氾濫流向の変化は少ない。(3-1)式の各項を省略することなく氾濫計算を行なうので, モデルパラメータが正確であれば精度の良い解が得られるなどの利点を有している一方, 計算が煩雑になり演算労力が大きい。

注) 河道ポンドモデルでは, 抵抗項と慣性項の変化に伴い, 流量係数を変化させている。

$$\frac{1}{C^2} = \alpha (1 - k^2) + \Delta x \cdot n^2 \cdot g \left(\frac{1}{R_1^{4/3}} + \frac{k^2}{R_2^{4/3}} \right)$$

ただし, $k = A_1 / A_2$ である。

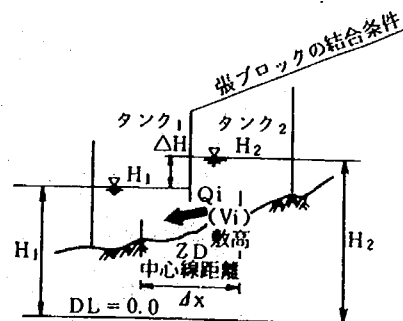


図 3.5 モデルの概念図

• 基礎式

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{連続式} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \end{array} \right. \quad (3-16)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{運動式} \quad \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{xb}}{\rho} \end{array} \right. \quad (3-17)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{(y方向)} \quad \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{yb}}{\rho} \end{array} \right. \quad (3-18)$$

ここで, $M=uh$, $N=vh$ である。

• モデル定数

n ; τ_{xb} , τ_{yb} のなかに含まれている。

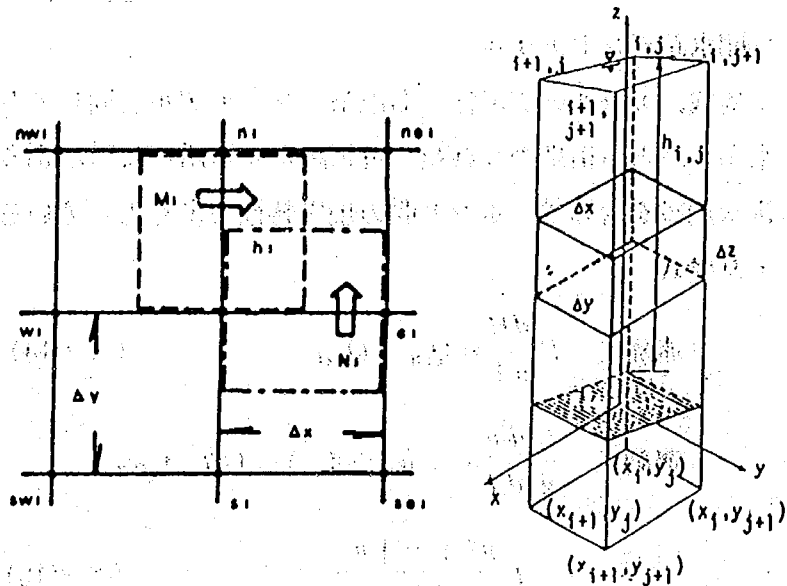


図 3.6 モデルの概念図

表 モデル定数の一覧表

氾濫モデル	対象流域	モデル定数	定数設定の際の留意事項
簡易一次元不定流モデル (一次元不定流モデル)	古川 (太田川水系)	水田・畑 $n=0.1$ 市街地 $n=0.3$	- 本モデルの適用にあたっては、先ず不定流式中の加速度項、慣性項が水面勾配項・抵抗項に比較して無視できるかどうかを検討しなければならない。 - これまでの検討結果によれば、1) 加速度項は、$ix>1/1000$ で無視できる、2) 慣性項は $ix\geq 1/10000$ で無視できる、3) y 方向の加速度項は x 方向のそれより $10\sim 10^2$ 大きくなることが分っているので、本モデルは $ix>1/1000$ の場合に適用し、氾濫原の横断的な広がりが大きい流域で適用する場合には n を小さめに設定しなければならない。(x 方向: 氾濫流の接線方向, y 方向: 氾濫流の法線方向)
	波介川 (仁淀川水系)	$n=0.15$	
	巴川	水田・畑 $n=0.15$ 市街地 $n=0.3$	
越流ポンドモデル (ポンドモデル)	石狩川 (篠津地区)	$c=0.046$	- 流量係数 c は以下の式で与えられる。 $C = \left\{ a(1-k^2) + \Delta x \cdot n^2 \cdot g \left(\frac{1}{R_1^{4/3}} + \frac{K^2}{R_2^{4/3}} \right) \right\}^{-1/2}$ - 流域に市街地が密集している場合、家屋による氾濫流の縮流効果が增大するため、c が大きくなる傾向がある。 - 樽川の様に氾濫形態が貯留型であったり、北上川や利根川の様に浸水深が短時間のうちに上昇する場合、大きな水深における粗度係数が氾濫流況を決定したと予想される。従って、$h\geq 50\text{cm}$ の n は 0.1 前後となり開水路ポンドモデルの n (水田・畑) と同程度の数値となっている。
	石狩川 (北村地区)	$c=0.091$	
	庄内川	$c=0.111$	
氾濫ポンドモデル (管路型平面タンクモデル)			
開水路ポンドモデル (開水路型平面タンクモデル)	北上川	水田・畑 $n=0.1$	- 標準値としては水田・畑で $n=0.1$、市街地で $n=0.3$ が適当である。 - 宇治川で係数の値が大きくなっているのは宇治川の氾濫形態が貯留型氾濫(流下方向と逆方向に $i=1/560$ の傾斜地盤がある凹地)であったため浸水位が大きくなったためである。 - 北上川では係数を一律としているが農地の農道、畔等の影響を考慮して $h\leq 50$ または 100cm では隣接したポンドへ越流しない様な条件を設定している。
	中川	市街地 $n=0.1$	
	白川	水田・畑 $n=0.1$ 市街地 $n=0.3$	
	樽川	水田・畑 $n=0.15$ 市街地 $n=0.3$	
	宇治流 (淀川水系)	水田・畑 $n=0.25$ 市街地 $n=0.2$	
	小貝川(石下地区) 水深 h (m) 氾濫原粗度係数 n ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$) (畔と稲穂を考慮した場合)		
二次元不定流モデル (二次元平面流モデル)	宇治川	水田・畑 $n=0.025$ 宅地 $n=0.040$ 山林 $n=0.060$	- 白川や小貝川(石下地区)の様に流域に旧堤・自然堤防が多い場合は、氾濫水の堰上げにより係数が大きな値となる。 - 宇治川の様に凹地の流域で係数が小さくなっている理由は不明
	白川	水田・畑 $n=0.075$ 宅地 $n=0.090$ 山林 $n=0.110$	
	浦上川(長崎市)	宇治川と同じ	
	高良川(久留米市)	$n=0.05$	
	小貝川(明野地区)	水田・畑 $n=0.02$ 宅地 $n=0.04$ 山地 $n=0.06$	
	小貝川(石下地区)	(水田・畑) $n=0.06$	

注) () 内のモデル名は旧名称である。

参考資料 2 : 二次元不定流モデルの誘導

Navier-Stokes の運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = F_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \Delta u$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = F_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \Delta v$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = F_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \nu \Delta w$$

において、水平面を x - y 座標、鉛直上方を z 座標にとると

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \quad (2)$$

$$0 = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} \quad (3)$$

← 重力と圧力項が卓越

また、連続式は次のとおりである

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (4)$$

(4) 式を地面 ($z=z_0$) から自由水面 ($z=z$) まで z 軸方向に積分すると

$$\begin{aligned} \int_{z_0}^z \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) dz &= \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^z u dz - u \frac{\partial z}{\partial x} \Big|_{z=z} + u \frac{\partial z}{\partial x} \Big|_{z=z_0} \\ &\quad + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_0}^z v dz - v \frac{\partial z}{\partial y} \Big|_{z=z} + v \frac{\partial z}{\partial y} \Big|_{z=z_0} + w \Big|_{z=z} - w \Big|_{z=z_0} \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、

$$\begin{aligned} w &= \frac{dz}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial z}{\partial t} dt + \frac{\partial z}{\partial x} dx + \frac{\partial z}{\partial y} dy \right) \\ &= \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial z}{\partial x} \underbrace{\left(\frac{dx}{dt} \right)}_u + \frac{\partial z}{\partial y} \underbrace{\left(\frac{dy}{dt} \right)}_v \end{aligned} \quad (6)$$

底面での境界条件より、

$$u \frac{\partial z}{\partial x} \Big|_{z=z_0} = v \frac{\partial z}{\partial y} \Big|_{z=z_0} = w \Big|_{z=z_0} = 0$$

これらを(5)式に代入して、

$$\int_{z_0}^z \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^z u dz + \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_0}^z v dz$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^z (u_0 + u') dz + \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_0}^z (v_0 + v') dz \\
&= \frac{\partial}{\partial x} \underbrace{\int_{z_0}^z u_0 dz}_M + \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^z u' dz + \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \underbrace{\int_{z_0}^z v_0 dz}_N + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_0}^z v' dz \\
&= \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y}
\end{aligned}$$

z_0 が時間的に変化しなければ、

$$\begin{aligned}
\frac{\partial z}{\partial t} &= \frac{\partial(z - z_0)}{\partial t} = \frac{\partial h}{\partial t} \\
\therefore \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} &= 0 \quad (7)
\end{aligned}$$

次に、(3)式より、 $p = \rho g(z - z')$ $z = z'$ で、 $p = 0$

(1)式を地面から自由水面まで z 軸方向に積分すると、左辺は

$$\begin{aligned}
&\int_{z_0}^z \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz \\
&= \int_{z_0}^z \left(\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (uu) + \frac{\partial}{\partial y} (uv) + \frac{\partial}{\partial z} (uw) \right) dz \quad (4)より \\
&= \frac{\partial}{\partial t} \int_{z_0}^z u dz - u \frac{\partial z}{\partial t} \Big|_{z=z} + u \frac{\partial z}{\partial t} \Big|_{z=z_0} + \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^z u^2 dz - u^2 \frac{\partial z}{\partial x} \Big|_{z=z} + u^2 \frac{\partial z}{\partial x} \Big|_{z=z_0} \\
&\quad + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_0}^z uv dz - uv \frac{\partial z}{\partial y} \Big|_{z=z} + uv \frac{\partial z}{\partial y} \Big|_{z=z_0} + uw \Big|_{z=z} - uw \Big|_{z=z_0}
\end{aligned}$$

$$\left(\begin{array}{l} \text{底面での境界条件より} \\ u \frac{\partial z}{\partial t} \Big|_{z=z_0} = u^2 \frac{\partial z}{\partial x} \Big|_{z=z_0} = uv \frac{\partial z}{\partial y} \Big|_{z=z_0} = uw \Big|_{z=z_0} = 0 \end{array} \right)$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{\partial}{\partial t} \int_{z_0}^z u dz + \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^z u^2 dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_0}^z uv dz - u \left(\frac{\partial z}{\partial t} \Big|_{z=z} + u \frac{\partial z}{\partial x} \Big|_{z=z} + v \frac{\partial z}{\partial y} \Big|_{z=z} - w \Big|_{z=z} \right) \\
&= \frac{\partial}{\partial t} \int_{z_0}^z u dz + \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^z u^2 dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_0}^z uv dz \quad (6)より \\
&= \frac{\partial}{\partial t} \underbrace{\int_{z_0}^z u_0 dz}_M + \frac{\partial}{\partial x} \underbrace{\int_{z_0}^z u_0^2 dz}_{u_0 M} + \frac{\partial}{\partial y} \underbrace{\int_{z_0}^z u_0 v_0 dz}_{v_0 N}
\end{aligned}$$

(流速の変動量 $u', v' \ll u_0, v_0$)

$$= \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (u_0 M) + \frac{\partial}{\partial y} (v_0 N)$$

一方、右辺は

$$\int_{z_0}^z -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} dz + \int_{z_0}^z v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz$$

$$= -\frac{1}{\rho} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^z p dz - p \frac{\partial z}{\partial x} \Big|_{z=z} + p \frac{\partial z}{\partial x} \Big|_{z=z_0} \right\} + v \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=z} - v \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=z_0}$$

$$\left(\begin{array}{l} \text{自由水面の境界条件より} \\ p \frac{\partial z}{\partial x} \Big|_{z=z} = v \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=z} = 0 \end{array} \right)$$

$$= -\frac{1}{\rho} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^z \rho g(z - z_0) dz + \rho g(z - z_0) \frac{\partial z_0}{\partial x} \right\} + \frac{1}{\rho} (\tau_{sx} - \tau_{bx})$$

$$= -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho}$$

$$\therefore \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (u_0 M) + \frac{\partial}{\partial y} (v_0 M) = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho}$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (u_0 N) + \frac{\partial}{\partial y} (v_0 N) = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho}$$

土木技術資料

Vol.37, NO.11, pp26-31 抜刷り

1995年11月発行

論文名：ハザード・シミュレータの水防・避難活動への活用

所属名：建設省土木研究所河川部都市河川研究室

著者名：栗城 稔、末次忠司、小林裕明

概要：氾濫水による浸水状況をパソコンの画面上で予想・再現できる水防・避難活動支援システム「ハザード・シミュレータ」について、その概念や開発方法、システム構成、活用方法について報告するものである。なお、今回は鶴見川をモデルケースとして検討した結果を報告する。

キーワード：シミュレータ、氾濫、避難、水防、鶴見川

◆ 情報の加工と利用特集 ◆

ハザード・シミュレータの水防・避難活動への活用

栗城 稔* 末次忠司** 小林裕明***

1. はじめに

水防災意識を高揚させたり、洪水時の防災活動を迅速かつ円滑に行うためには、正確で、かつ的確な災害・防災情報が必要となる。従来、洪水危険地図や洪水ハザードマップが発行されたり、各種気象・水文情報の提供により、洪水被害がかなり軽減されてきた。しかし、規模の大きな水害が発生した場合、実際の洪水や水害の発生状況に臨機応変に対応した水防・避難活動などが実施されなければ、効果的な人的・物的被害の軽減は困難である。

現在注目されている川崎市の『震災対策支援システム¹⁾』やアメリカの『Emergency Information System²⁾』などに代表されるように、こうした災害予測システムあるいは災害表示システムは防災対策を考えるうえで、非常に要望が強い。当研究室においても、本資料の河川特集 (Vol.35, No.8)、数値シミュレーション特集 (Vol.37, No.3)、グラ

ビア“アニメで見る氾濫”(Vol.37, No.6)で紹介したように、平成6年度より、パソコンを利用して氾濫水の挙動を動的に把握できるハザード・シミュレータの開発を本格的に開始した。

本シミュレータの概念図は図-1のとおりであり、平常時における浸水危険区域の想定及び対策への活用はもとより、実際の洪水時の避難・水防活動などに活用できる。本報文では、本シミュレータの開発動向、システム構成、活用方法について報告する。

2. シミュレータの開発方針

本シミュレータの開発にあたっては、安全な避難活動に活用できるように、まずシミュレータの心臓部となる氾濫計算モデルの改良を行った。次に氾濫解析結果から見て最適な浸水情報の表示方法(氾濫水の水深・流速・流向)を考察するとともに、背景データとなる国土地理院発行の『数値地図10,000(総合)』をシステムに組み込んだ。そし

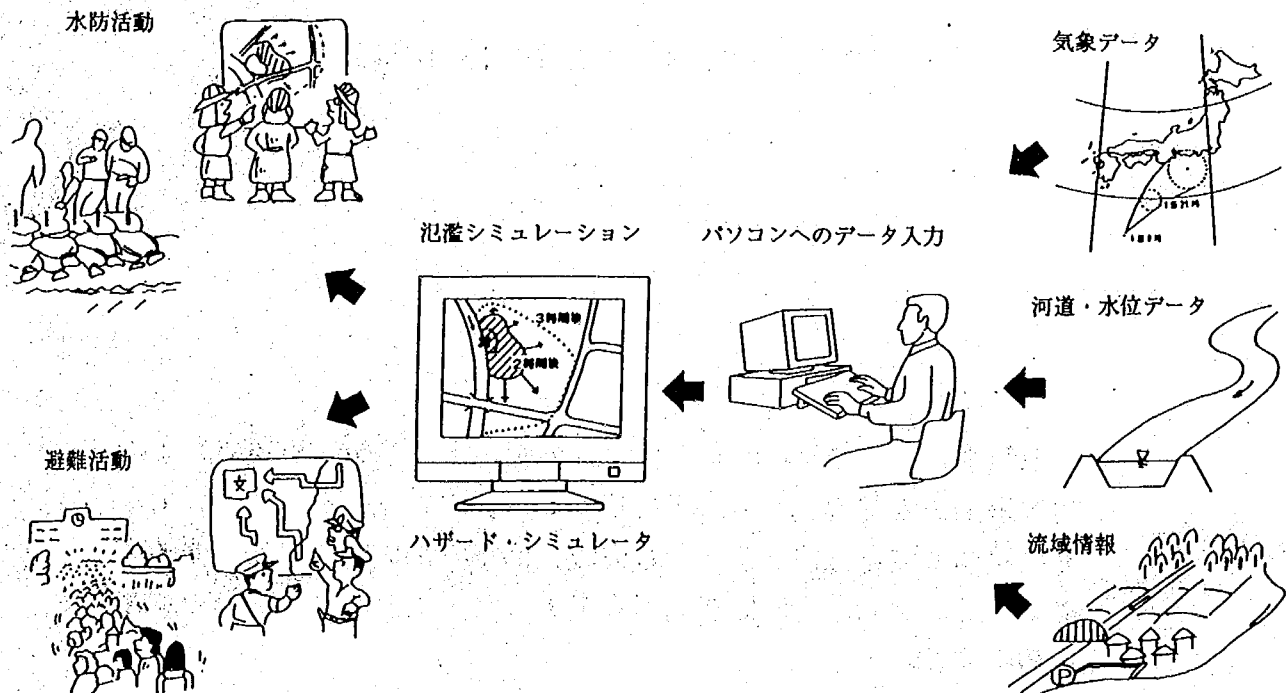


図-1 ハザード・シミュレータの概念図

Application of Hazard Simulator to Flood Fighting and Evacuation

て最後に避難所、水防倉庫などの位置、諸元(個表形式)を画面上に表現できるようにした。以下に氾濫計算モデルの改良について述べる。

2.1 計算モデルの改良

本シミュレータで用いている氾濫計算のモデルである2次元不定流モデルは、通常洪水予測などの計算に利用されている1次元不定流モデルを2次元領域に拡張したもので、水平方向をX・Y座標系で表し、以下の連続式と運動式で構成される。計算プログラムはフォートラン77で作成されている。

[連続式]

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

[運動式]

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{xb}}{\rho} \quad (2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{yb}}{\rho} \quad (3)$$

ここで、 H, h : 水位及び水深

u, v : X方向及びY方向の流速

g, ρ : 重力加速度及び水の密度

M, N : X方向及びY方向の流量フラックス ($M = uh, N = vh$)

τ_{xb} : X方向の底面せん断応力

τ_{yb} : Y方向の底面せん断応力

なお、下水道への氾濫水の流入は底面取水口からの取水量式であるモストコフ式を採用した。

シミュレータへ2次元不定流モデルを適用するにあたっては、計算精度を上げる(避難活動に利用できるよう、精度を確保する)ために、以下の2点について、モデルの改良を行った。

・氾濫原粗度係数

氾濫原粗度係数は、従来土地利用(宅地、水田・畑、山地)に対して、一義的に与えていたが、今回は、当研究室で実施した氾濫模型実験の結果より得られた建物占有率、浸水深の関数として式(4)のように関数化した。この式は「流水の重力の流下方向成分=底面摩擦抵抗+建物の抵抗」より求められ、実験結果より算定された抗力係数の平均値 $C_D=3.83$ を代入して誘導された式である。

$$n^2 = n_0^2 + 2.0 \times 10^{-2} \times \frac{\theta}{100 - \theta} \times h^{\frac{4}{3}} \quad (4)$$

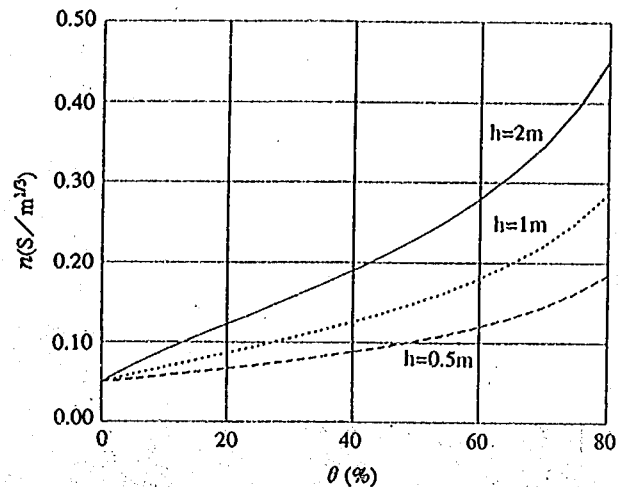


図-2 等価粗度係数 n と建物占有率 θ の関係(底面粗度係数 $n_0=0.05$ として算定)

ここで、 n : 等価粗度係数 ($s/m^{1/3}$)、 n_0 : 底面粗度係数 ($s/m^{1/3}$)、 θ : 建物占有率 (%), h : 浸水深 (m) である。等価粗度係数 n と建物占有率 θ との関係を水深 h をパラメータとし、図-2に示す。底面粗度係数 n_0 は既往の計算結果や今回の氾濫模型実験結果に基づいて、農地 ($n_0 = 0.06$) 及び建物・農地以外の土地利用 ($n_0 = 0.05$) の面積との加重平均により算定される。

・破堤幅

既存の破堤 101 事例(堤防高が 1.5m 以下の堤防や特殊堤はデータから削除した)より、破堤幅に影響を与える因子を分析した。分析の結果、橋の上流部、漏水の有無などの 10 因子のうち、破堤箇所が合流点かそうでないかが破堤幅の特性に影響を与えることが分かった。そこで、破堤箇所が合流点か、合流点以外かに分けて、以下のような川幅に対する関数式を提案した。式中の x は川幅、 y は破堤幅(いずれも単位は m)である。

[合流点の場合]

$$y = 2.0 \times (\log_{10} x)^{3.8} + 77$$

[合流点以外の場合]

$$y = 1.6 \times (\log_{10} x)^{3.8} + 62$$

3. 鶴見川における実モデルの開発³⁾

実モデルでは、パソコンの画面上で氾濫解析を行うことも可能であるが、洪水時にリアルタイムで活用することを重視して、予め氾濫解析を行った計算結果を画面上に表示する方法を採用している。

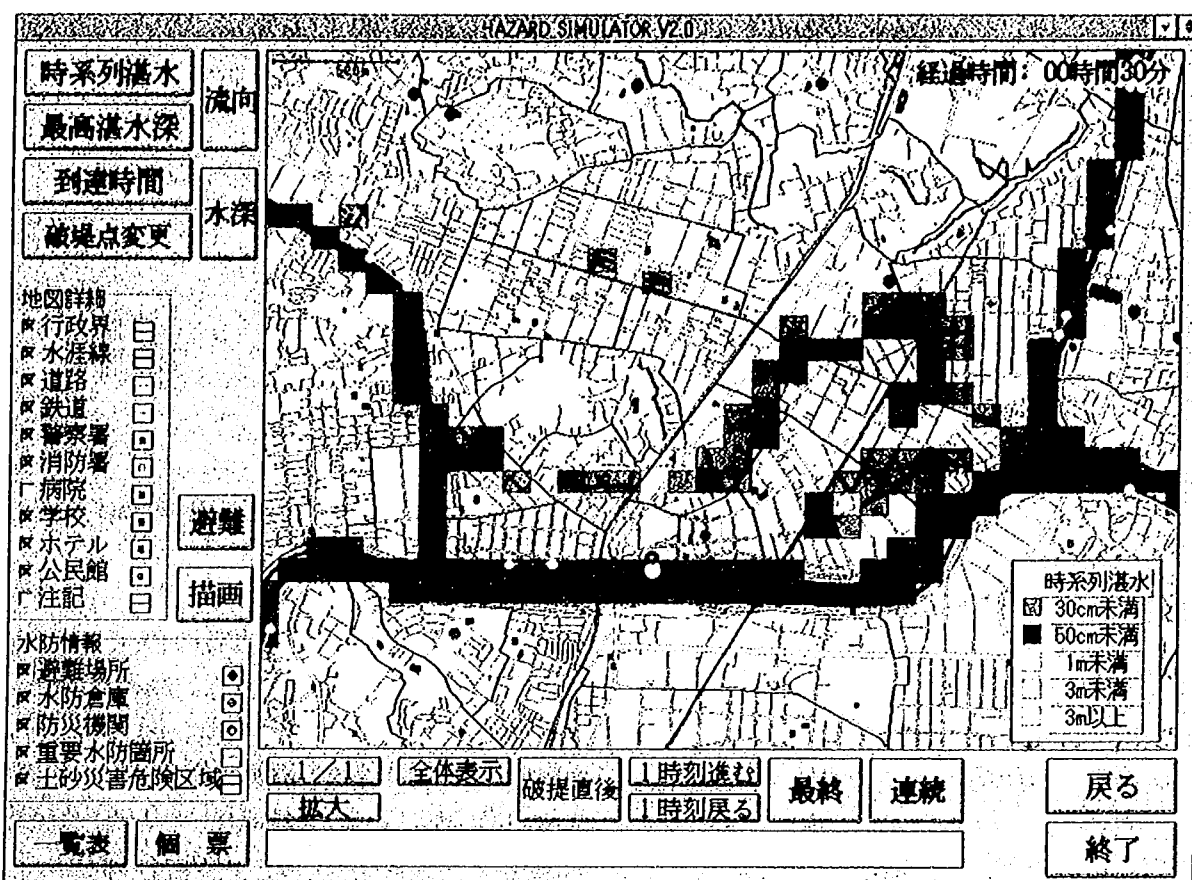


図-3 昭和33年の実績降雨で鶴見川左岸のある地点が破堤した場合の破堤後30分の氾濫状況(図中の中央下の黄色の丸が破堤点を示す。氾濫水が河道に沿って拡がっているのがわかる。中央上の単独で浸水しているメッシュは内水氾濫によるものである。)

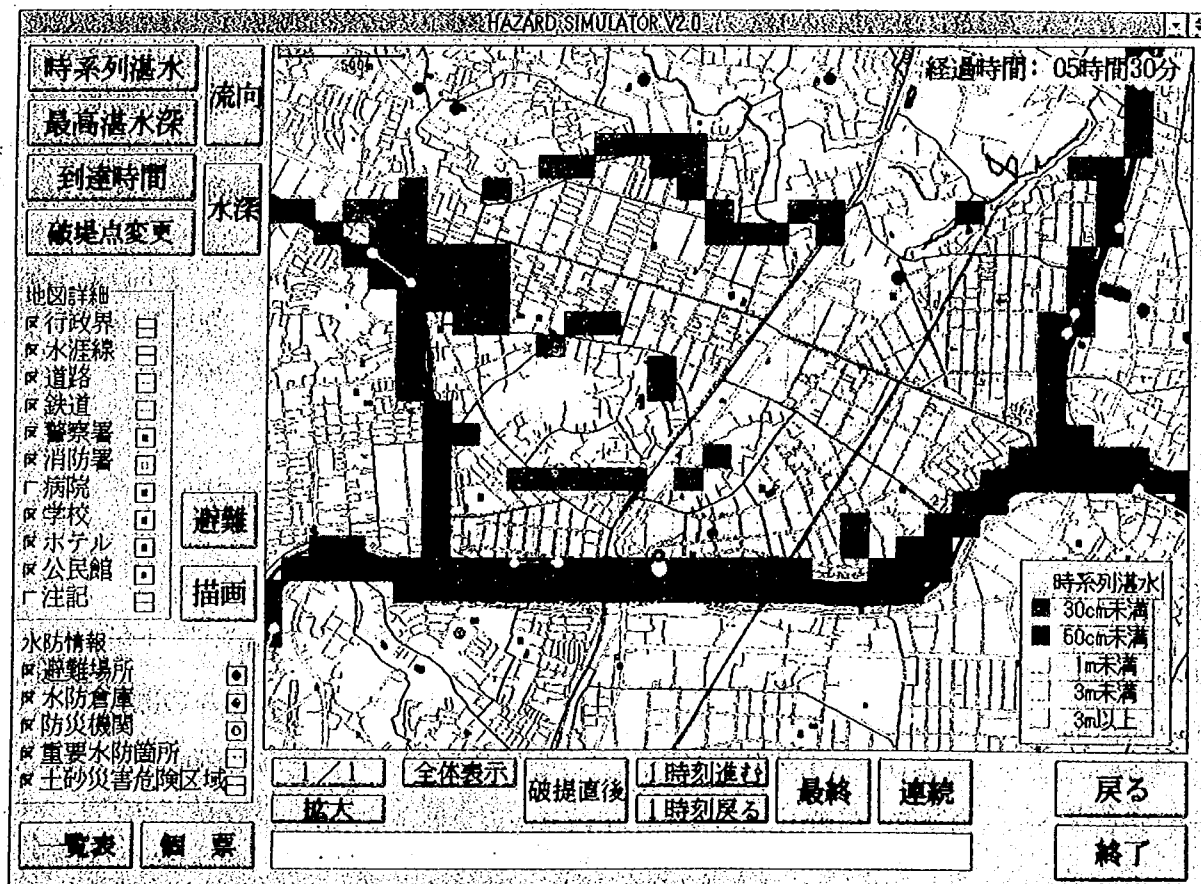


図-4 最高浸水時の状況(破堤後5時間30分)

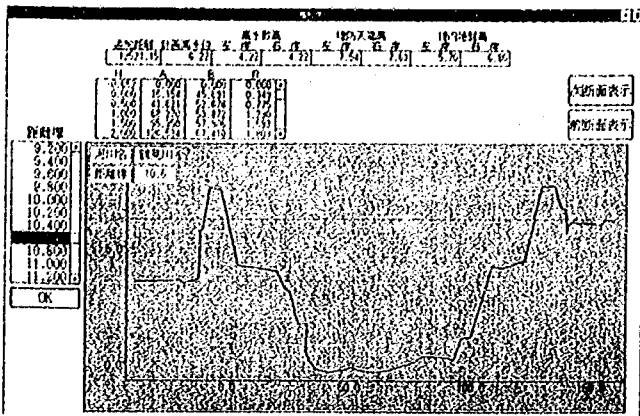


図-5 河道の横断面情報

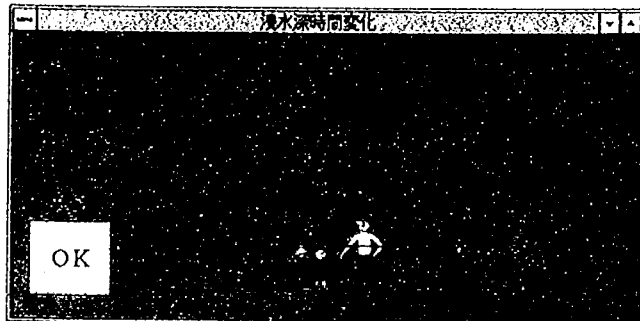


図-6 浸水深の時系列変化(浸水区域の任意のメッシュを選択すると、その地点での浸水深の時間的な変化を見ることができる。)

名称	建設省京浜工事事務所綱島出張所
住所(地先名)	神奈川県横浜市港北区綱島東1丁目
距離標	
化繊土のう(袋)	12,000
麻袋(袋)	0 (ビニールシート10枚)
木材()	0
縄(m)	150
鉄線(kg)	50
鉄線蛇籠	-
フルコンシート(枚)	30 (2.7×6.0)
ブロック(ヶ)	0
シャベル(丁)	斜4、角6
ツルハシ(丁)	1
掛矢(丁)	1
鋤(丁)	3
鉋(丁)	3
鍬(丁)	大4、小10
カッター(丁)	1
ペンチ(丁)	0
鋼製盤(m)	1,820×430 (100枚)

図-8 水防倉庫に関する詳細情報(画面上で任意の水防倉庫のマーカーをマウスでダブルクリックすることにより、表示することができる。他に、避難所の住所や収容可能人数等が表示可能である。)

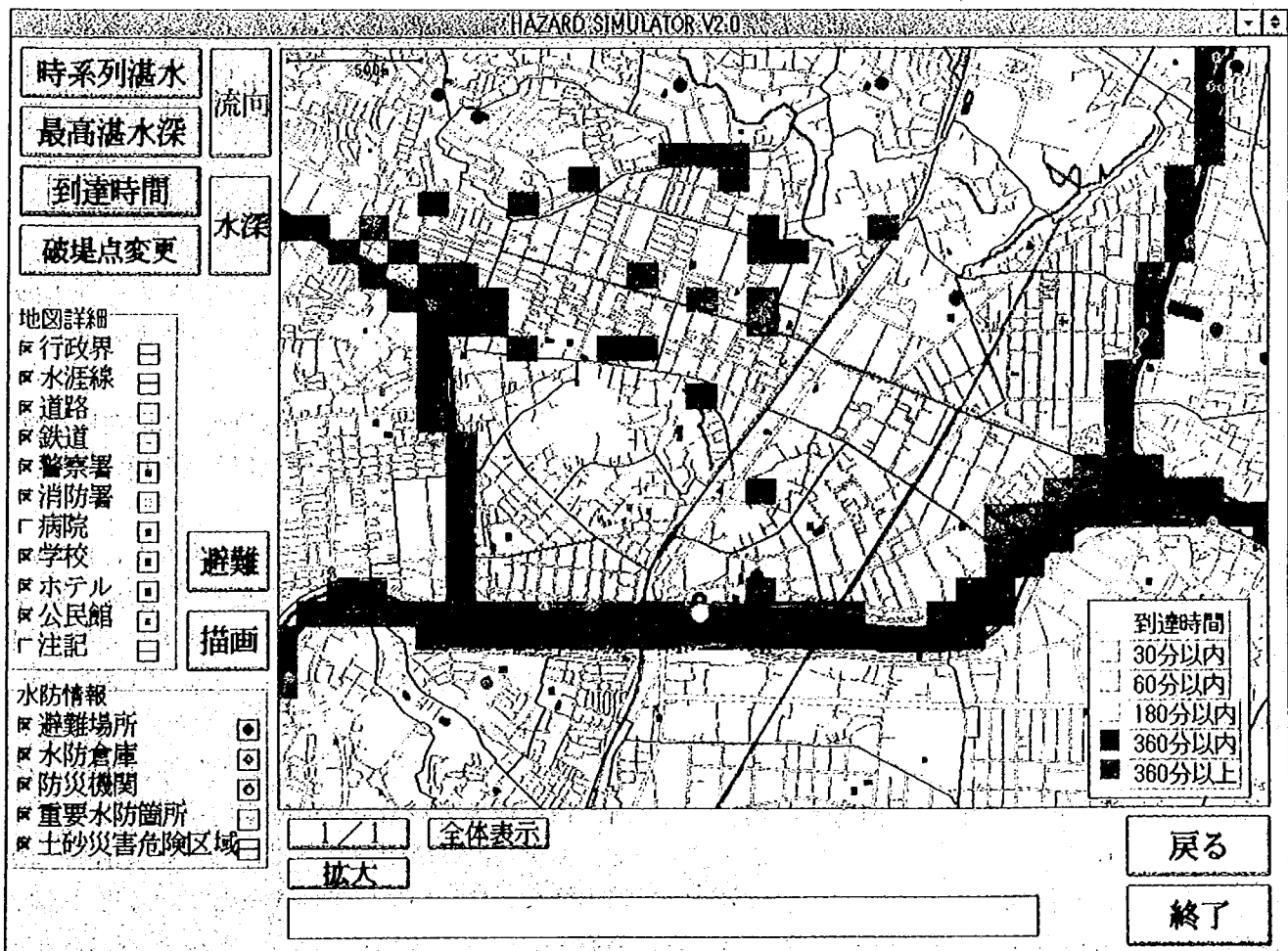


図-7 氾濫水の到達時間表示モード(氾濫水の到達時間を把握することにより、最適な避難計画をたてることことができる。)

3.1 対象地域

都市化が進み、一旦水害被害が発生した際に、甚大な被害が発生することが予想される横浜市などを流下する鶴見川を対象にして、シミュレータを開発した。氾濫が再現可能な区間は本川区間42.5km(全体の流域面積は約235km²)である。

3.2 対象外力

これまでに大きな洪水を発生させた1958、1966、1976年の降雨波形を用い、実績及び超過確率1/30、1/40、1/50、1/100、1/150(工事実施基本計画の規模)に対応させた洪水を再現することができる。

3.3 氾濫モデル

計算には2.1で記述した土研式2次元不定流モデルを用いた。流域は幅約100mのメッシュに分割し、縮尺1/2,500の地形図より平均地盤高を読みとった。地盤高の他、道路などの線状盛土構造物、下水道、排水機場などの諸元をデータとして、入力した。

盛土がある場合は越流公式により越流量を算定した。

破堤箇所は流下能力の低い箇所、堤内地盤との比高が大きく、氾濫流量が大きな箇所などより、合計51箇所(支川を含む)を選定した。およそ1kmピッチで破堤氾濫を再現することが可能となっている。

3.4 表示モデル

本シミュレータでは、氾濫解析の結果である氾濫水の水深、流速以外の情報として、河道情報(図-5参照)や各種水防災情報を表示できる。例えば、防災を支援する情報となる避難所、防災機関の位置、重要水防箇所などである。これらの情報は画面上で、個表の形式で、収容人員、収容資機材などの諸元を知ることができる。

上記以外の情報はVisual Basic for Windowsを用いて、『数値地図10,000(総合)』のデータより、以下の項目が表示できる。

[表示項目]

- ・行政界
- ・道路、鉄道
- ・建物：学校、病院、警察署、消防署など
- ・その他：水崖線

また、システムを稼動させるには、以下の環境が必要である。

OS : MS-Windows Ver.3.1以上

メモリ : 8MB以上

HD : 空き領域120MB以上

表示装置 : 1,024×768(256色)以上

3.5 各種水防災情報の表示例

3.5.1 浸水域の拡大情報

浸水情報は①時系列的に見た浸水深の変化、②最大浸水深、③氾濫水の到達時刻別の浸水域の3パターンで表示可能である。

①の情報は図-3、4に示すように、破堤後1、2、3、4、5、10分、…というように、時々刻々の浸水を浸水深別(30cm、50cm、1m、3mで分けた5カテゴリー)に表示でき、浸水危険度の判断が可能である。また、任意のメッシュでの水深の時間変化(図-6参照)や氾濫流速・流向を表示させることもできる。

さらに、③の情報を用いれば、破堤による危険性の逼迫性が分かるし、避難を開始すべきタイミングも判断できる(図-7参照)。到達時刻30分、1、3、6時間に対して、浸水域を表示できる。

3.5.2 避難路案内システム

安全に避難できる浸水深は、避難者の属性により異なる。避難可能浸水深は、小学校高学年で約20cm以下、成人女性で約50cm以下、成人男性で約70cm以下という調査結果がある⁴⁾。これらより、避難可能浸水深を50cmと設定し、画面上に浸水深が50cm以上と50cm未満の地域を分類して表示した。画面上には、土砂災害危険区域(急傾斜地崩壊危険区域)も表示しているので、土砂災害にあわない避難路の設定も可能である。

3.5.3 避難所に関する情報

防災支援情報としては、避難所、水防倉庫、防災機関、土砂災害危険区域の位置、重要水防箇所などを表示できる。

これらの情報は単にパソコンの画面上に位置が表示されるだけでなく、避難所、水防倉庫、防災機関については、必要があれば、図-8に示した個表の形式で、各種諸元を知ることができる。

3.6 活用事例

本シミュレータは現在、関東地建京浜工事事務所、横浜市災害対策室及び同市河川計画課において、モデル的に活用され、操作性、防災活動への適用性などについて、モニターしているところである。

現在想定している代表的な活用方法としては、市

区町村において、大きな洪水の発生が予想される場合、職員がシミュレータを操作し、想定される破堤・越水箇所(近傍)をデータとして、インプットし、破堤等に伴う浸水状況を想定しておく方法がある。

実際に水害被害が発生した場合には、この情報をベースとして、安全な避難路を選択し、地域住民を安全な避難所に誘導することが可能となる。

4. 今後の活用の展望

上記した避難などの防災活動への応用の他にも、様々な水防災施策への適用が考えられる。以下に、その例を示す。

[応急対策への活用]

- 1) 洪水時に建設省、地方自治体の職員がシミュレータを操作する
- 2) 破堤・越水が想定される堤防箇所(近傍)を破堤点として選択し、破堤に伴う浸水状況を想定する
- 3) 浸水の滞留状況に対して、氾濫水を効果的に排水できる方法(緊急排水路)を考える

[氾濫水の挙動に対応した机上訓練]

- 1) 平常時に建設省、地方自治体の職員がシミュレータを操作する
- 2) 各破堤箇所からの浸水の時間的な変化を把握するとともに、想定される最大の浸水危険性(浸水地域、浸水深)を把握する
- 3) これらの計算結果は治水工事の施工順位の決定、避難所の安全度評価、安全な避難路の設定などに利用できる
- 4) 同時に、このプロセスは職員が氾濫水の水理的挙動を把握できる学習・教育効果もある

[教育・啓発]

- 1) 一般人や子供がシミュレータを操作する
- 2) 洪水流量のハイドログラフを設定し、破堤・越水地点を指定して浸水の時間的な変化を見る
- 3) 自由な設定により、自分が住む地域の浸水の危険性を実感することができる

5. おわりに

現在、浸水深毎の被災家屋数・人口を計算し、表示するシステムを追加したり、道路などの流域施設の新設・変更が氾濫流へ与える影響(氾濫流制御効果を含む)を表示するシステムを考案中である。また、近い将来には氾濫解析結果を3次元で表示し、一層理解しやすいように、改良していきたいと考えている。

また、流域のメッシュ面積を粗くするなど、再現モデルを簡略化することにより、地震の発生に伴う浸水予測システムについても、今後検討していく必要があると考えている。

参考文献

- 1) 国内外から熱い視線：川崎市「震災対策支援システム」, 週刊サンデー毎日, 平成7年1月27日
- 2) 栗城、末次：「アメリカの治水戦略—日米の治水対策の比較を通じて—」, 土木研究所資料第3279号, 平成6年5月
- 3) 栗城、末次、小林：「洪水による死亡リスクと危機回避—すぐに役立つ実践的危機管理のポイント(避難編)—」, 土木研究所資料第3370号, 平成7年8月
- 4) 亀井勇：台風に対して、「天災人災 住まいの文化誌」, 昭和59年

栗城 稔*



建設省土木研究所河川部
都市河川研究室長
Minoru KURIKI

末次忠司**



同 都市河川研究室
主任研究員
Tadashi SUEETSUGI

小林裕明***



同 都市河川研究室
Hiroaki KOBAYASHI

氾濫シミュレーション・マニュアル(案)
ーシミュレーションの手引き及び新モ
デルの検証ー

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3400号
平成8年2月(1996)

栗城 稔 末次 忠司
海野 仁 田中 義人
小林 裕明

要 旨

従来の氾濫解析モデルを改良した新モデルを用いて、更に精度の高い計算を実施するためのマニュアル(案)を作成した。特に、氾濫原内の建物を客観的、かつ適切に氾濫原粗度係数に反映する方法を提示した。その他、河道特性に応じた破堤形状(破堤幅、破堤幅の時間的变化)の設定、最適なメッシュ分割方法、水路内流下量の算定方法などについて解説している。

これらのモデルの改良にあたっては、実績破堤データの見直しを行った他、氾濫実験・氾濫計算を並行して行った。また新モデルの検証にあたっては、筑後川(昭和28年水害)における浸水実績を基に適合性の検討を行い、改良前後の氾濫水の挙動の変化については、鶴見川を対象として感度分析を実施した。最後に新モデルの応用事例として、ハザード・シミュレータを参考に挙げた。

キーワード：氾濫、シミュレーション、マニュアル、洪水危険地図、ボンドモデル、二次元不定流モデル、破堤、粗度係数、家屋抵抗、樋門、カルバート、扇状地、破堤幅、鶴見川、氾濫実験、抗力実験、粘性項、フロント伝播、筑後川、氾濫解析モデル、ハザード・シミュレータ

郵便はがき

305-□□

切手
は
た
て
て
下
さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部都市河川研究室 行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3400号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

土木研究所資料第3400号

○ 氾濫シミュレーション・マニュアル (案)
ーシミュレーションの手引き及び新モデルの検証ー