

土研資料 第1826号

ISSN 0386-5878

土木研究所資料

白川調査報告書

昭和57年3月

建設省土木研究所

河川部総合治水研究室

Copyright © 56年度 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

は　　じ　　め　　に

大河川の河川改修等の治水対策は、長期的な視野から定められた工事实施基本計画に従って実施されている。工事实施基本計画では戦後最大洪水あるいはそれ以上の規模の洪水を対象としており、一般に計画が完成するまでに長い年月が必要とされる。したがって、計画完成までの途中段階において生じる超過洪水によって大きな被害が生じることが多い。

ある時点の治水容量を超過する洪水が超過洪水である。超過洪水は計画完成後においても生じうるし、また完成までの途中段階においてはより多頻度に生じる。このことから、河川改修やダム建設といった現在の工事实施基本計画に示されている治水対策に加えて、計画完成までの途中段階における洪水被害の軽減対策についても考慮する必要があるといえよう。また、計画完成後においても同様である。

現在広く行われている治水対策に加えて、超過洪水対策としての遊水機能の保全、堤防の補強、あるいはまた土地利用の誘導・規制による被害ポテンシャルの調整、予警報、避難といった対策をも考慮した計画を大河川の総合的な治水計画と呼ぶことにしたい。総合治水研究室では、大河川の総合的な治水計画に関連して、超過洪水による氾濫の解析、被害額の解析、あるいは洪水危険度の評価等について検討を進めているところである。

本年度、熊本工事事務所より、白川において昭和28年の大洪水を中心とした氾濫解析に関する調査の依頼があり、実用的な氾濫解析手法についての調査を行う機会を得た。氾濫解析に加えて、大河川の実状についての調査も行ったので、以下にその結果を報告する。

目 次

1. 白川の概要	1
2. 降雨・流出特性	3
3. 氾濫特性	10
4. 洪水被害特性	24
5. 流出・氾濫解析モデル	34
6. 洪水被害モデル	50
7. 上流白川・黒川および白川中流の遊水効果	53
8. 白川治水計画に関する考察	57
9. 結 語	60
参 考 文 献	62
(補 足) 洪水危険度評価地図について	64

1 白川の概要

本調査で対象とした白川の概要は以下のようである。¹⁾

1) 流域の概要

白川は、阿蘇カルデラ内の南の谷を流れる上流白川、北の谷を流れる黒川が合流し、熊本平野を貫流して有明海に注いでいる。流域面積は480 Km²、そのうちの約8割(383 Km²)が阿蘇カルデラ内(長径は南北約20 Km)であり、中・下流は極端に細長い流域(流域平均幅約3 Km)である。図-1・1に流域図を示した。

白川は、流域年平均降雨量が約3,000 mmであり、多雨の流域である。降水量の多くは夏季に集中しており、特に梅雨による降雨が多く、既往の大洪水も梅雨によるものが多い。

阿蘇カルデラには火山灰質の「ヨナ」が厚く堆積しており、このヨナの流出のために白川の水は黒濁している。洪水時には多量のヨナの流出がみられる。

白川流域では、黒川、上流白川および白川中・下流域ともに農耕が盛んであり、特に下流の熊本平野は九州でも有数の穀倉地帯である。

白川流域の人口は、昭和50年で約110,000人、想定氾濫区域(流域外を含む)内の人口は約210,000人である。

2) 白川の治水史

白川は、後に詳しく述べるように、いくたびかの河道変遷をくり返した後、沖積扇状地やその下流の自然堤防および旧河道跡を形成した。現在の河道は氾濫原の南端に位置し、天井川となっている。

白川における大規模な治水工事は、16世紀後半に加藤清正により始められた。この頃の白川は、熊本市街地の中心部を白川の派川が流れており、旧坪井川、旧井芹川がこれに合・分流し、複雑な流路形態であった。清正は、派川白川を切って廃川とし、坪井川新川を開削して旧井芹川に合流させた。さらに、洪水時にこれらの河川に土砂が流入するのを防ぐために石塘と呼ばれる瀬割堤を築き、白川を他の河川と分離した。

その後、細川忠興とその家老松井寄之によって石塘の補強が行われている。

昭和28年6月の大洪水の後、昭和31年に直轄改修工事が着手され、昭和55年に流量改訂が行われて、本格的な改修が進められつつある。

3) 災害史

白川の大出水は梅雨期に集中して発生している。建設省河川局(熊本工事事務所)により、652年から1977年までの間に発生した主要な50洪水による被害状況が調べられている。¹⁾ それによ

ると、既往の洪水のうち、江戸時代の最大のものは辰の年（1796年）に発生した。その時の浸水位は昭和28年洪水を上まわっており、死者59人、潰家2545軒、損害田畑15,200町歩と記録されている。

明治以後で最大の洪水は昭和28年6月26日洪水であり、死者・行方不明422人、負傷者1,077人、家屋被害40,247戸、田畑被害43,514ha、被害総額241億円（昭和28年価格）と記録されている。この洪水が現在の白川の計画対象洪水である。

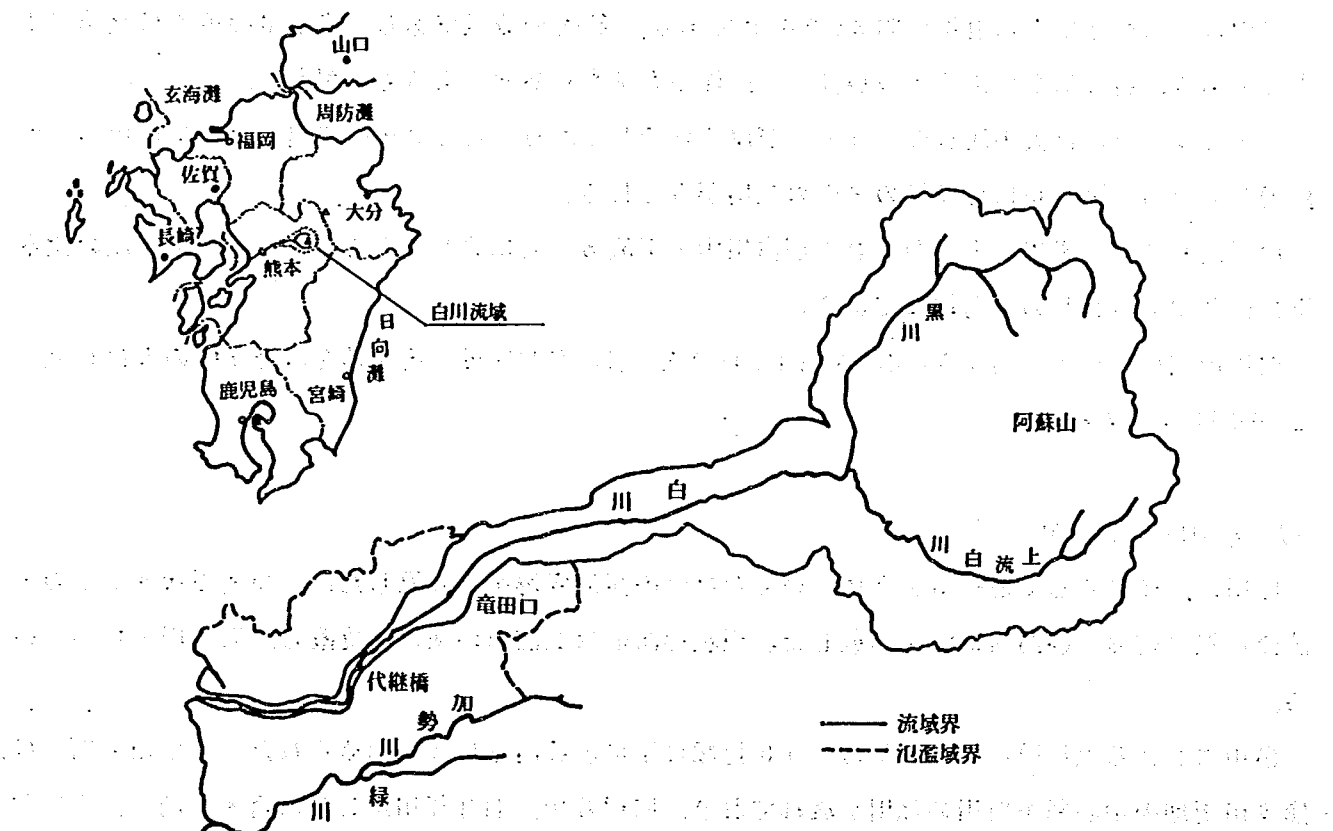


図-1・1 白川流域の概要

2 降雨・流出特性

白川流域の降雨・流出特性を概観する。本調査では、昭和28年洪水および昭和55年洪水を中心とした検討を行うので、これら二つの洪水の降雨、流量から述べることにする。

1) 昭和28年洪水および昭和55年洪水

昭和28年洪水の降雨分布、黒川および上流白川のハイエトグラフ、および代継橋基準点の流量を図-2・1に示した。図の流量は、実測値がないために、流出解析により求められたものである(ヨナの流出量は含まれていない)。図より、昭和28年洪水の雨域の中心は黒川にあって、20 mm/hr以上の雨が1日以上継続し、代継橋基準点のピーク流量が約3,000 m³/s程度であったことが分る。

昭和55年洪水に対するものを図-2・2に示した。昭和55年洪水の降雨は黒川流域に多いが、昭和28年洪水の場合のように集中してはいない。降雨強度でみると、昭和28年程度の強い雨はあったものの、長時間は継続していない。代継橋基準点のピーク流量は約1,500 m³/sであった。

図-2・3は84年間のデータより2日間降雨量の確率評価を行ったものである。図より、昭和28年洪水の降雨の超過確率は約 $1/150$ 、昭和55年のものは約 $1/30$ であることが知られる。

2) 降雨の特性²⁾

洪水を生起させるような大きな降雨の発生時期についてみると(昭和8年以降のデータによる)、2日間降雨量100 mm以上の降雨の約56%が梅雨によるものである(図-2・4)。既往の大洪水の多くは、例えば昭和28年洪水のように、梅雨前線による降雨によってもたらされている。

降雨量の流域内の分布状況は、昭和28年洪水の2日間降雨量514 mmの $1/3$ 以上の49洪水についてみると、図-2・5のようである。図より、黒川に多雨の傾向のある降雨が多いことが分る。これは、梅雨前線の南下によってもたらされる雨が多いことを示している。

3) 流出率²⁾

白川流域の降雨流出率 f は、 $f_1(f_2) \sim Rsa$ モデルにより検討され、基本高水計画では表-2・1のものが採用されている。また、前期降雨量(これは低水流量と関係づけられる)と流出率との関係については、図-2・6が得られている。図より、前期降雨の影響により流出率が高くなる傾向が認められる。

4) その他

治水計画に関連した降雨・流出特性に関する調査には、大別して二つの目的がある。第一は、降雨の特性および降雨流出特性を明らかにし、流量検討や予報のためのモデルを作成する際の基礎資料とすることである。この場合に、降雨データについては比較的長期間(80年以上)のデータが収

集されており、上述のような降雨特性の解析がほぼ可能である。しかし、流量に関して信頼しうる計測が始められたのはごく最近であり、かつ高水計画や予報のためには大出水のデータが必要であるが、その数がきわめて少ない。このため、信頼しうる流出率を定めるにはさらに今後の調査が必要であろう。

降雨・流出調査に関する第二の目的は、降雨を計測することにより、それを入力データとして洪水流量の予測を行うことである。すなわち、洪水予警報に役立てるための調査である。計測された降雨は流出モデルへ入力される。流量は逐次予測された流量の検証に用いられ、それ以後の予測の精度を高めるのに使うことができる。白川において面的な降雨状況を計測し、かつ流出量を計測する施設の配置状況は図-2・7のようである。

表-2・1 各地点の流出率

栃木地点		折戸地点		陣内地点		代継橋地点	
ΣR	f	ΣR	f	ΣR	f	ΣR	f
$0 \sim 200$	0.40	$0 \sim \infty$	0.60	$0 \sim 300$	0.65	$0 \sim 330$	0.65
$200 \sim 350$	0.45	—	—	$300 \sim$	1.00	$330 \sim$	1.00
$350 \sim$	1.00	—	—	—	—	—	—

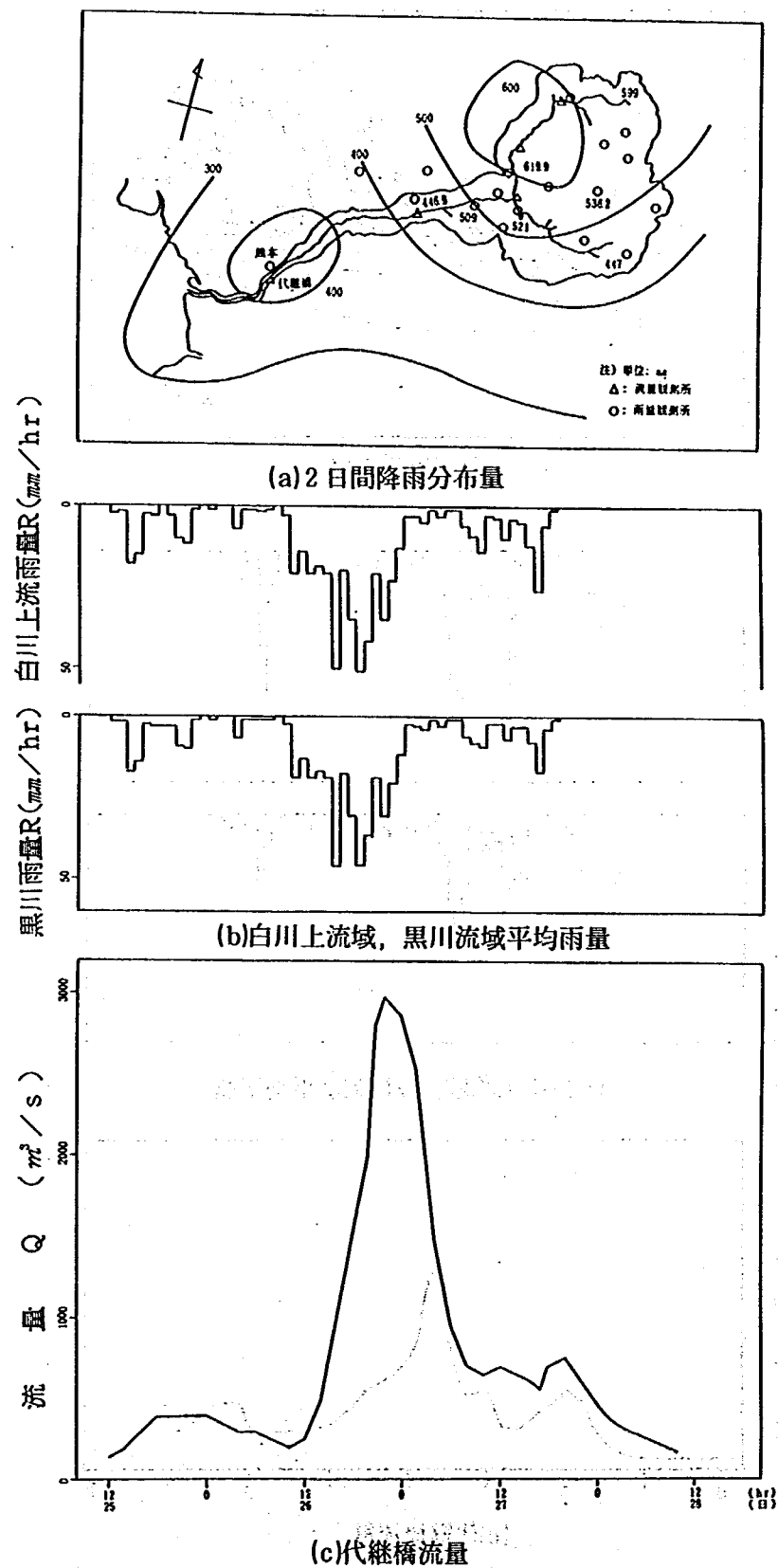
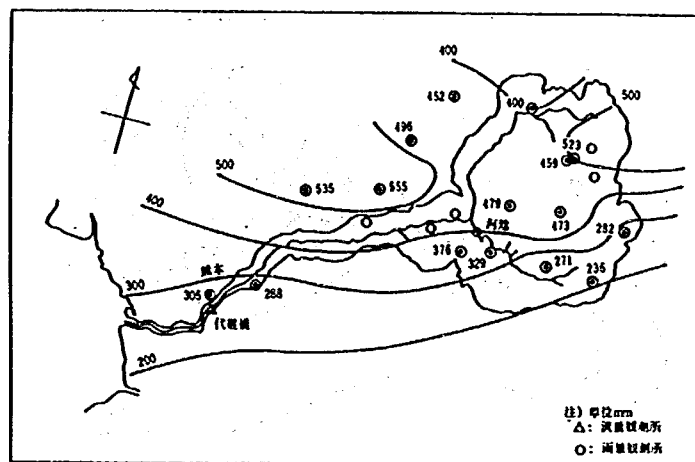
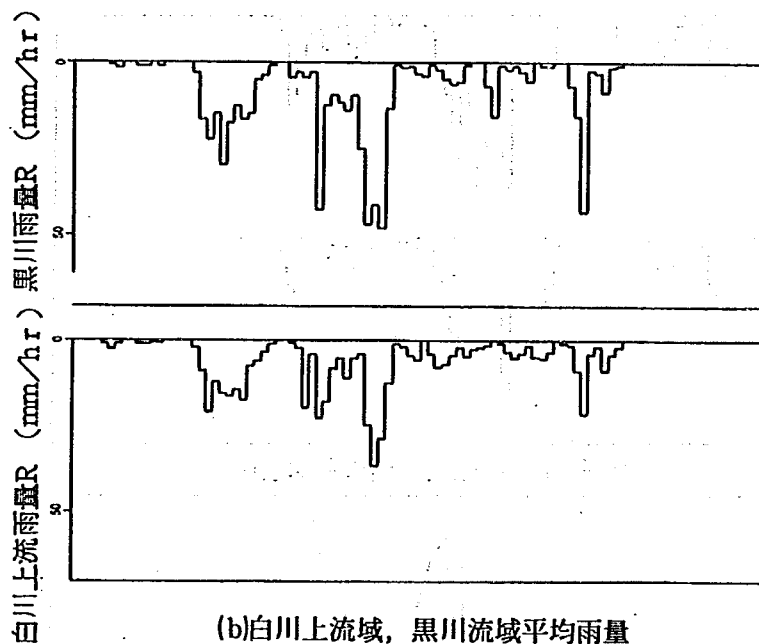


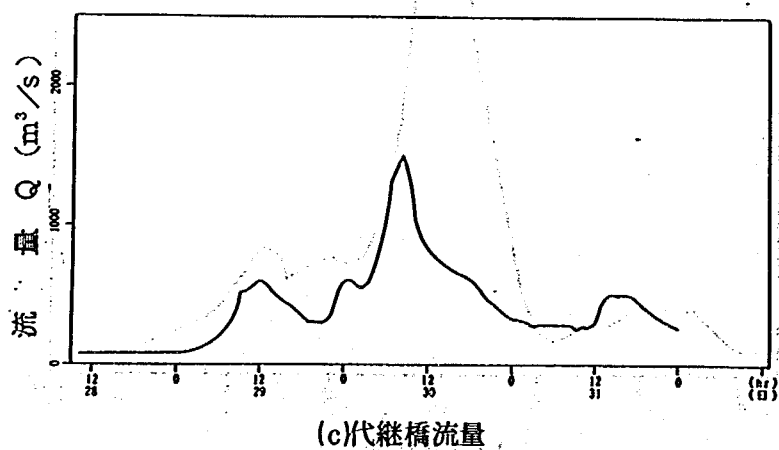
図-2・1 降雨・流出状況図 (昭和28年6月洪水)



(a) 2日間雨量分布図



(b) 白川上流域, 黒川流域平均雨量



(c) 代継橋流量

図-2・2 降雨, 流出状況図 (昭和55年8月洪水)

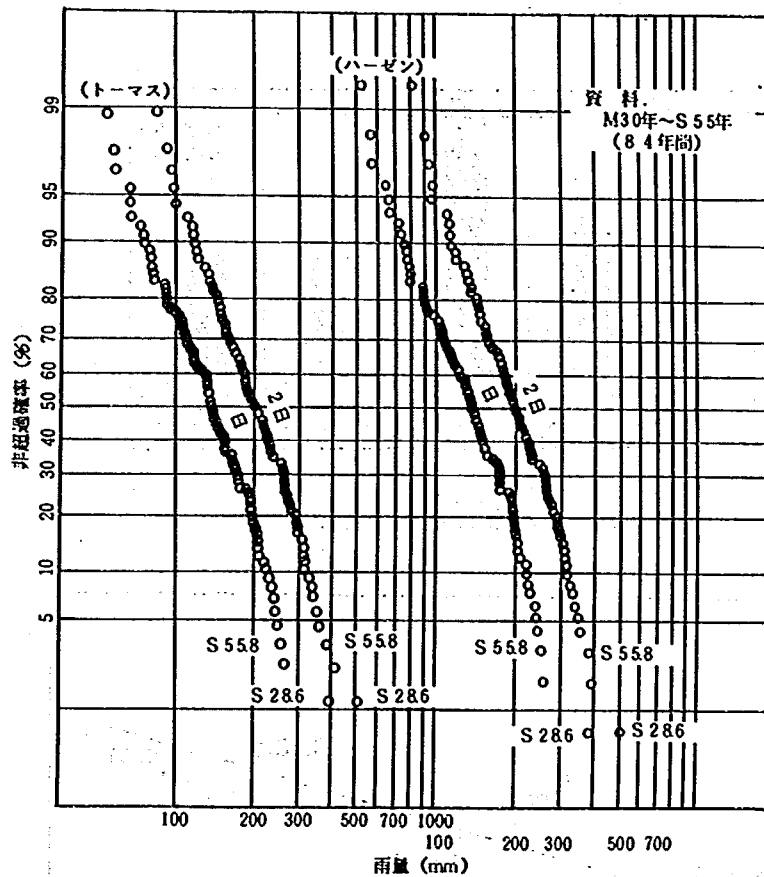


図-2.3 降雨確率図

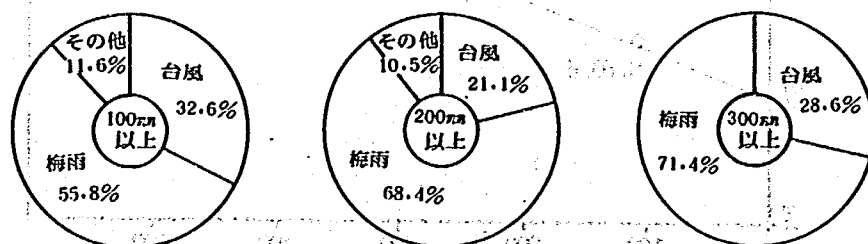
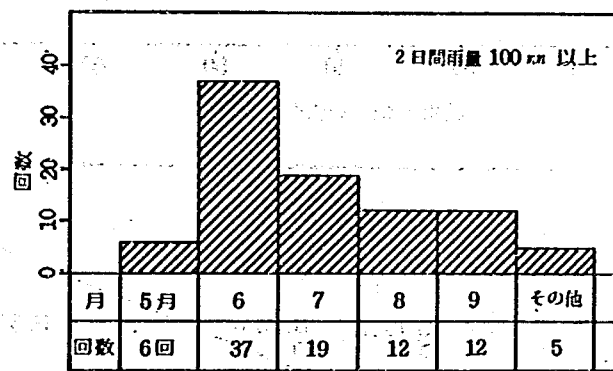


図-2.4 2日間降雨量100mm以上の降雨の月別発生回数および発生原因

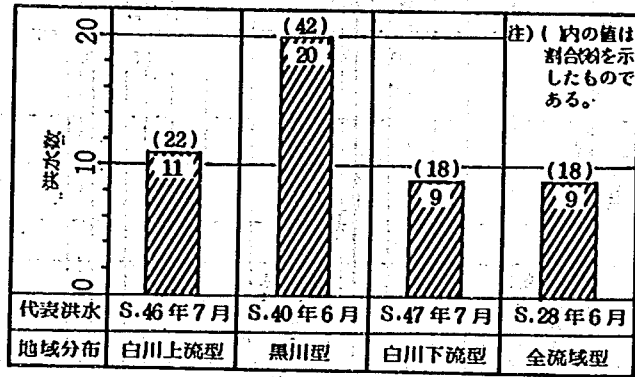


図-2・5 降雨の地域分布状況

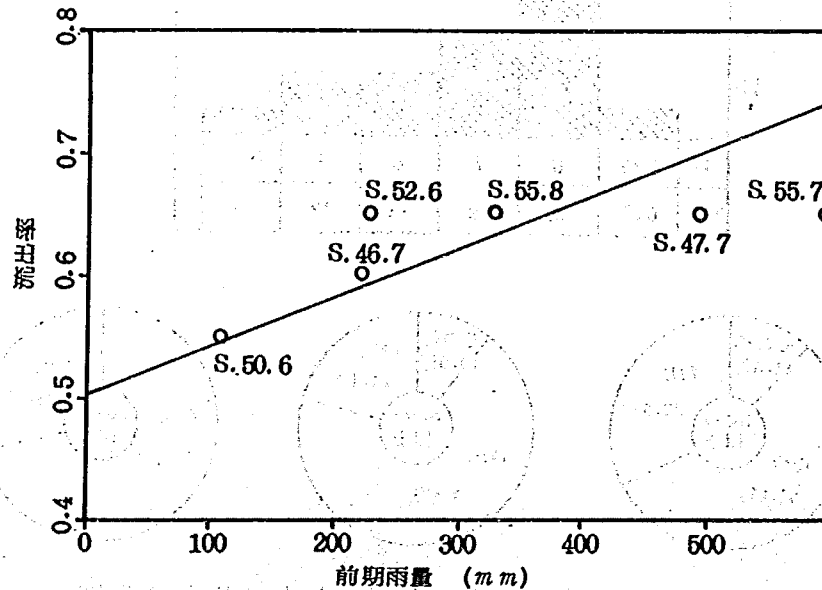
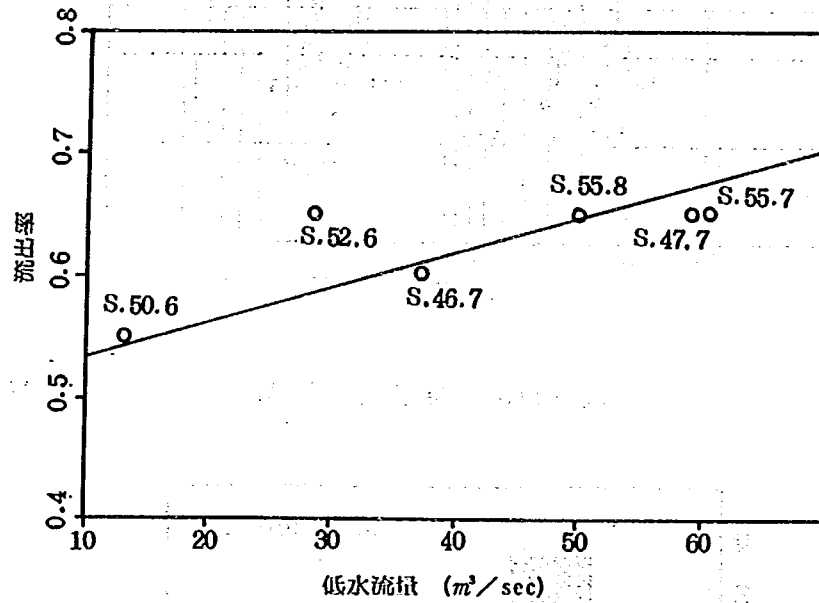


図-2・6 流出率(代継橋地点)と前期降雨との関係

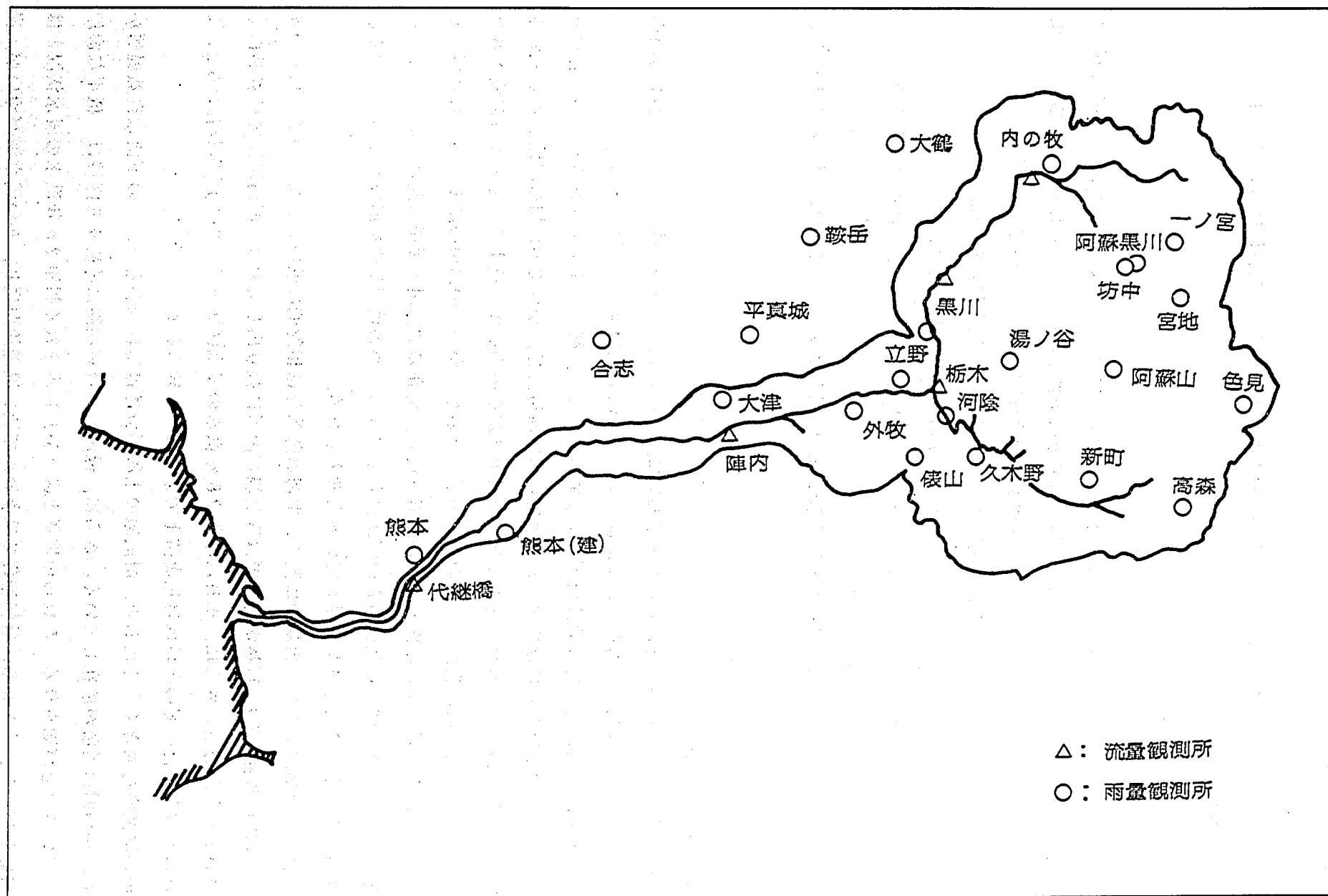


図-2・7 白川流域の雨量・流量観測配置図

3 氾濫特性

昭和28年災害および昭和55年災害時の氾濫実績より、白川の氾濫特性について検討した。以下にその結果を示す。

1) 浸水実績

図-3・1, 3・2に昭和28年洪水による白川下流および黒川の浸水区域を示した。白川下流部はほぼ全域が浸水している。黒川の浸水は、黒川の氾濫原が低平な湿地を形成しているために、湛水型の浸水である。図-3・3は、白川下流氾濫原の湛水継続日数を示したものである。

図-3・4, 3・5は、昭和55年洪水の白川下流および黒川の浸水区域図である。黒川では大規模な浸水が生じているが、白川下流部の氾濫は昭和28年に比較して小規模である。

これら二つの洪水による氾濫状況についてみると、白川下流部より氾濫した水のほとんどは、白川に再び戻っていないことが知られる。

図-3・6は、昭和28年洪水と昭和55年洪水の浸水区域を比較した図であり、両洪水の大きさが分る。

2) 氾濫状況と地形との対応

白川の氾濫水の挙動と地形との対応をみるために、図-3・7, 3・8を作成した。図-3・7は沿岸海域土地条件図を単純化したものである。図-3・8は1m間隔のコンター図である。

白川下流の氾濫原の地形的特徴は以下のようなものである。まず、図-3・7に示される左岸の顕著な三つの自然堤防、およびそれにほぼ平行に残っている旧河道跡は、かつての白川の流路を示している。自然堤防は、河道からの氾濫水とともに運ばれた土砂がその両側に堆積することにより形成された微高地である。また、旧河道跡は、その名称の示すとおり、かつての河道の跡である。したがって、かつての白川は自然堤防および旧河道跡の位置を流れ、現在の加勢川・緑川に向けて流入していたことが分る。その流路跡が自然堤防と旧河道跡との異なる二つの地形単位を形成したのは、おそらく阿蘇山からの土砂の供給量が関係していると考えられる。

自然堤防は微高地であり、相対的に高く、旧河道跡部分は相対的に低い。したがって、図-3・8を図-3・7に重ね合せると、自然堤防上では等高線が山形に張り出しており、旧河道跡では谷形にくぼんでいることが分る。さらに、それに昭和28年洪水の浸水区域図(図-3・1)を重ね合せると、浸水のみられなかった一部の区域は自然堤防上であることが知られる。

白川の氾濫原を大きくとらえると、氾濫原の上流部分には扇状地があり、その下流は自然堤防が発達し、かつ旧河道跡が散在している。さらに、緑川および有明海に隣接する区域は、低平な湿地となっていることが知られる。これらの地形と図-3・1に示される昭和28年洪水の浸水状況とはよく対応している。すなわち、扇状地部ではきわめて速い氾濫流が生じ、かつ浸水深が深い、浸

水の継続期間は短い。氾濫原中央部の自然堤防が発達し、かつ旧河道跡がみうけられる区域では、氾濫流は相対的に低い旧河道跡を中心に流れ、微高地である自然堤防上では浸水しなかった区域もある。氾濫原下流部の低平な湿地では、湛水が長期間継続している（図-3・3）。

以上より明らかなように、白川より氾濫原に流入した水のほとんどは、再び白川に戻ることはない。これは、現在の白川左岸側の氾濫原についてみると、白川の位置で標高が最も高く、緑川および有明海に向けて低くなっているためである。また、白川右岸側の氾濫についても同様に、現在の白川の位置で標高が最も高く、坪井川に向けて低くなっているため、氾濫水のほとんどは再び白川には戻らない。昭和55年洪水でも、このような天井川である白川からの氾濫水の流れる方向が地形と対応していたことが確認された。

3) 土砂害状況図

昭和28年災害は、氾濫水による被害に加えて、阿蘇山を中心とした土砂害および中下流部における多量のヨナの堆積による被害が生じた。図-3・9は白川下流におけるヨナの堆積状況を示したものである。多い所では1m以上ものヨナが堆積している。このようなヨナの堆積のために、災害の復旧作業がきわめて難航した。

図-3・10は山地部での崩壊地および下流部での堆積区域を示したものである。昭和28年洪水による土砂の流出量は約200~300万 m^3 と推定されている。⁴⁾

4) 洪水危険度の評価方法について

氾濫原の洪水危険度を予め評価しておくことは、白川の治水を検討する上で必要であろう。洪水危険度評価地図の作成方法には、次の四つの方法がある。

- ① 地形学的方法 (Geomorphological Approach)
- ② 既往洪水による方法 (Historical Approach)
- ③ 水理・水文学的方法 (Hydrological-Hydraulic Approach)
- ④ 被害による方法 (Damage Approach)

第一の方法では、地形学上の地形単位 (Geomorphological unit) の分布状況を調べ (土地条件図または治水地形分類図および航空写真を用いる)、かつ地形図に示される等高線の特徴を調べることにより、洪水の危険度を定性的に評価する。第二の方法では、既往の洪水の氾濫実績をもとにして洪水危険度を評価する。第三の方法では、水理・水文解析モデルを用いた氾濫解析により洪水危険度を評価する。第四の方法では、氾濫解析に加えて被害解析も行うことにより、洪水危険度を被害額で評価する。各方法により作成された洪水危険度評価地図の例、それぞれの方法により作成される地図の特徴、および地図作成に必要なデータ等については、巻末の補足を参照されたい。

既往洪水による方法および地形学的方法に基づく白川の洪水危険度の評価については、図-3・1、3・3~3・5、3・7、3・8において検討した。今後さらに、これらの検討結果を考慮に入れて、

氾濫解析モデルを作成し、水理・水文学的方法および被害による方法に基づいた検討が必要であろう。これら二つの方法を用いると、治水対策の実施および土地利用の変化による洪水危険度の変化についても定量的に評価することができる。

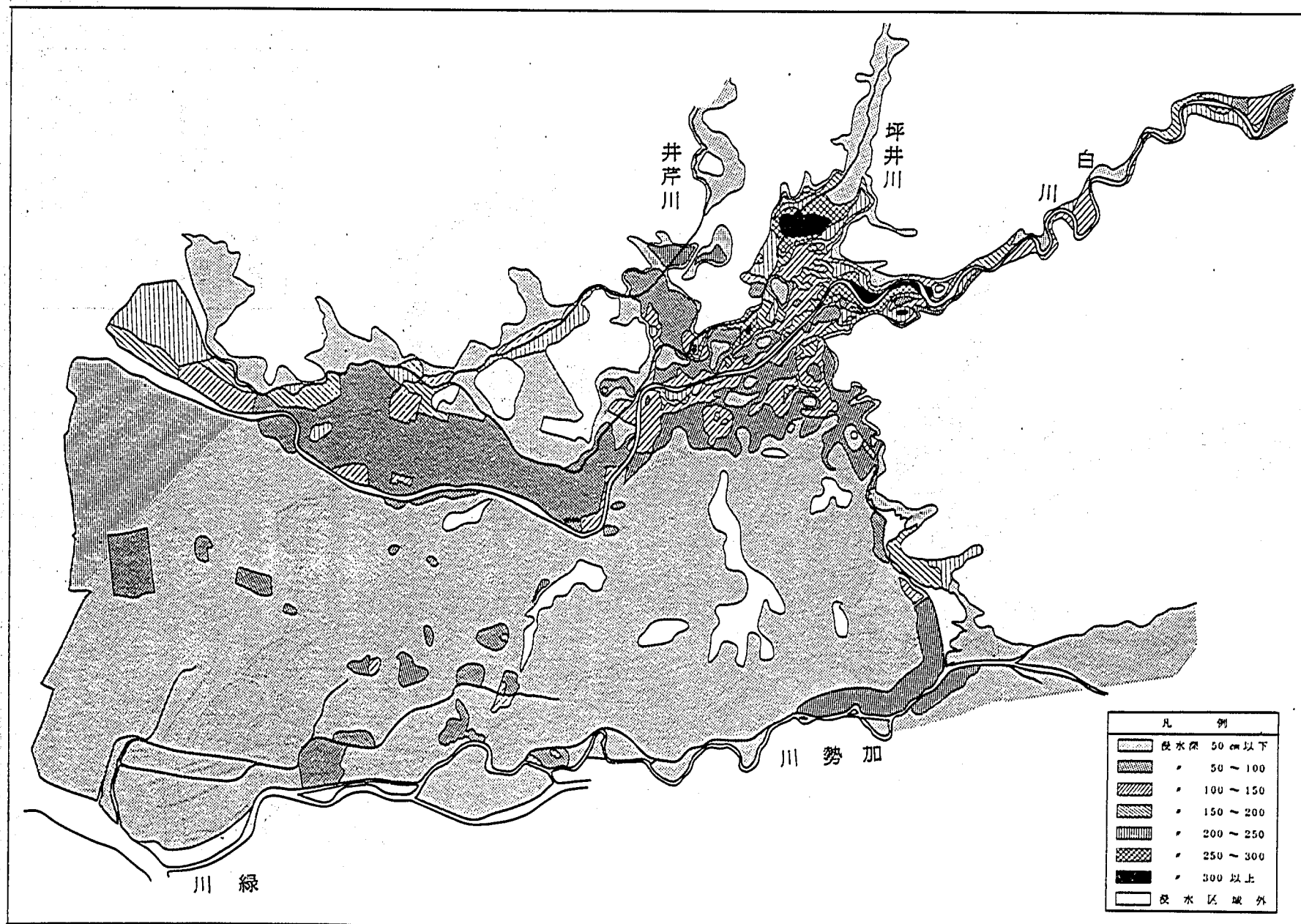


図-3・1(a) 昭和28年洪水浸水状況図(白川下流域)

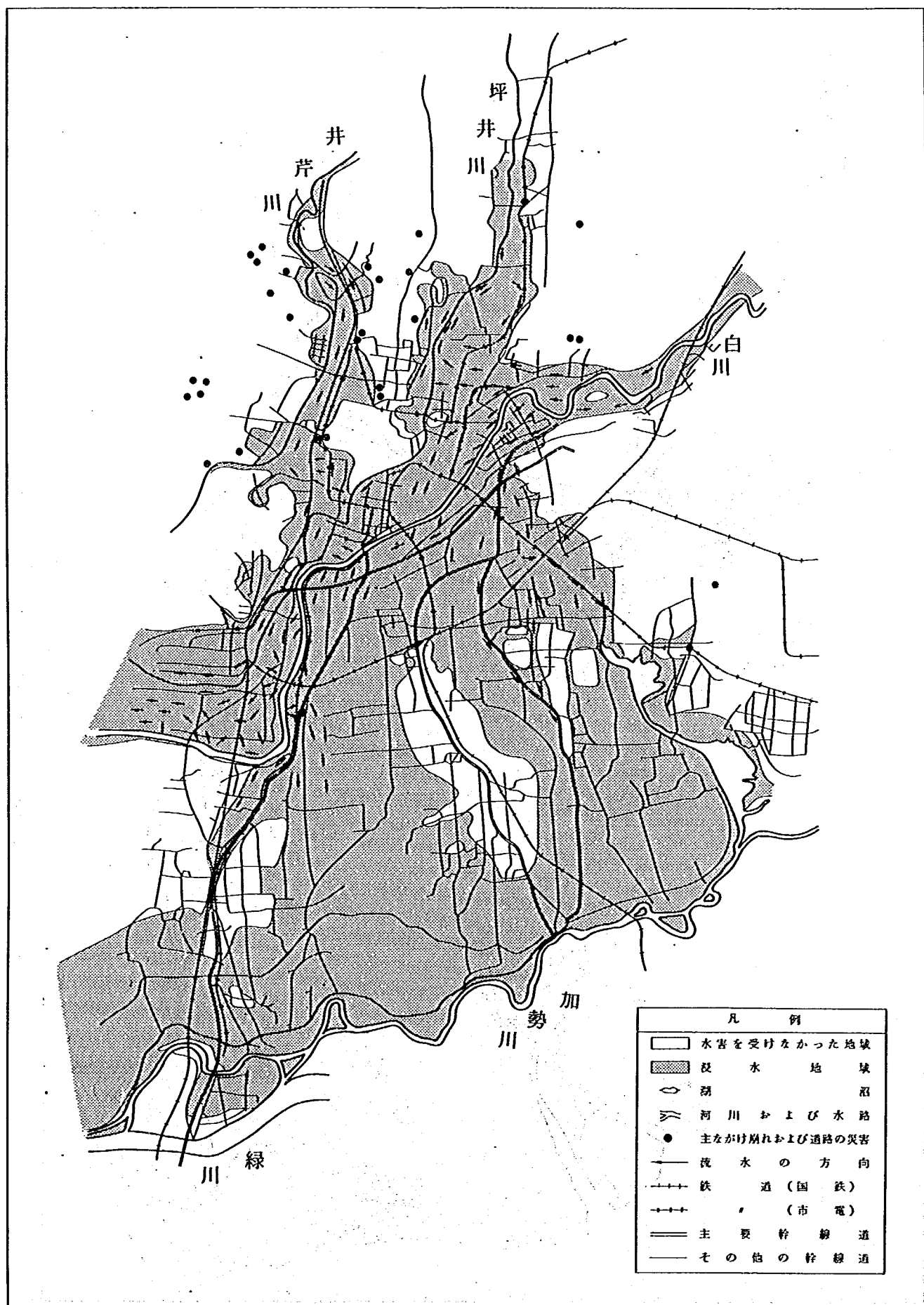


図 - 3・1(b) 昭和28年洪水浸水状況図 (熊本市教育研所(1954)より)

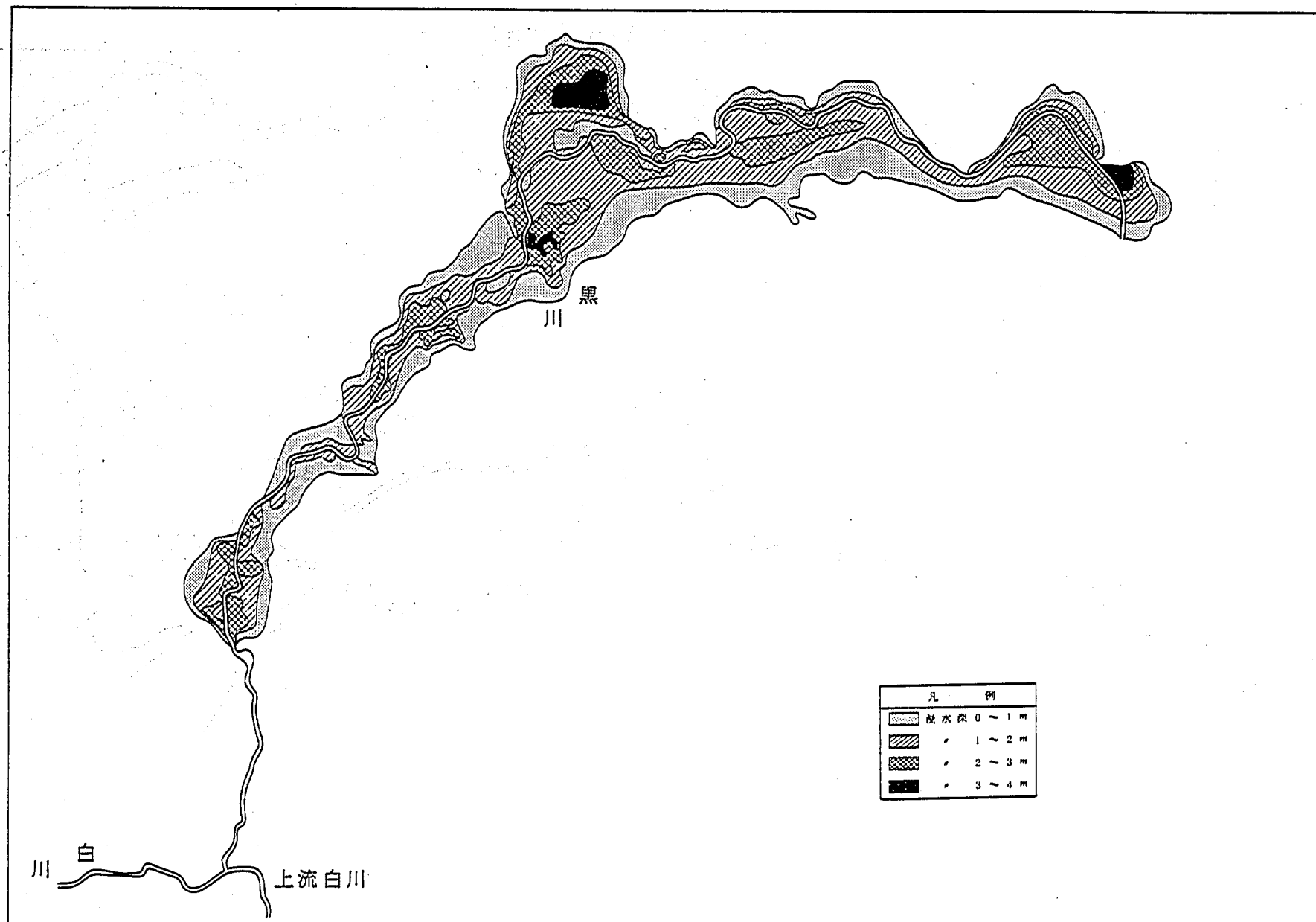


図-3・2 昭和28年洪水浸水状況図(黒川)

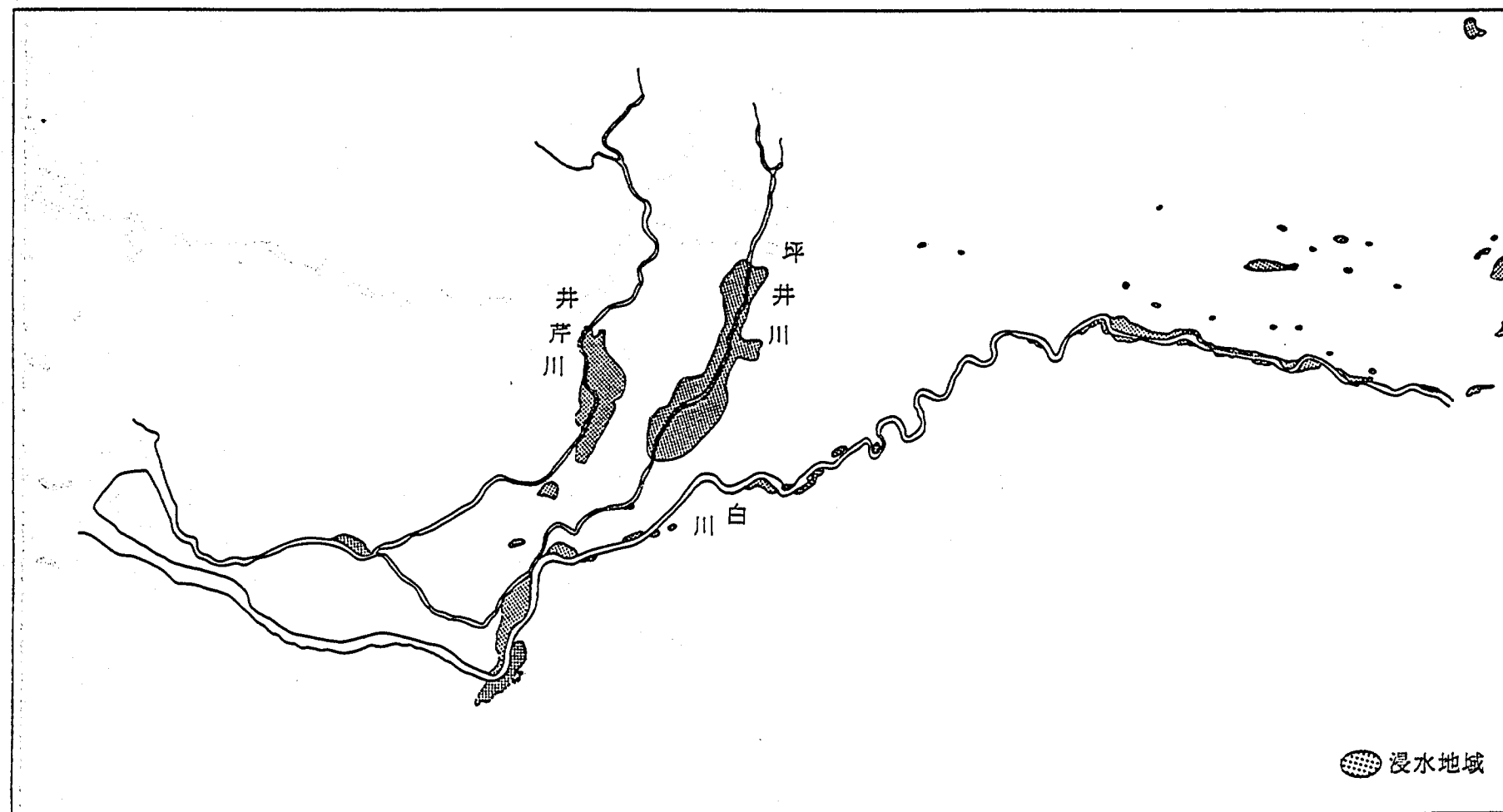


図-3・4 昭和55年洪水浸水状況図(白川下流域)

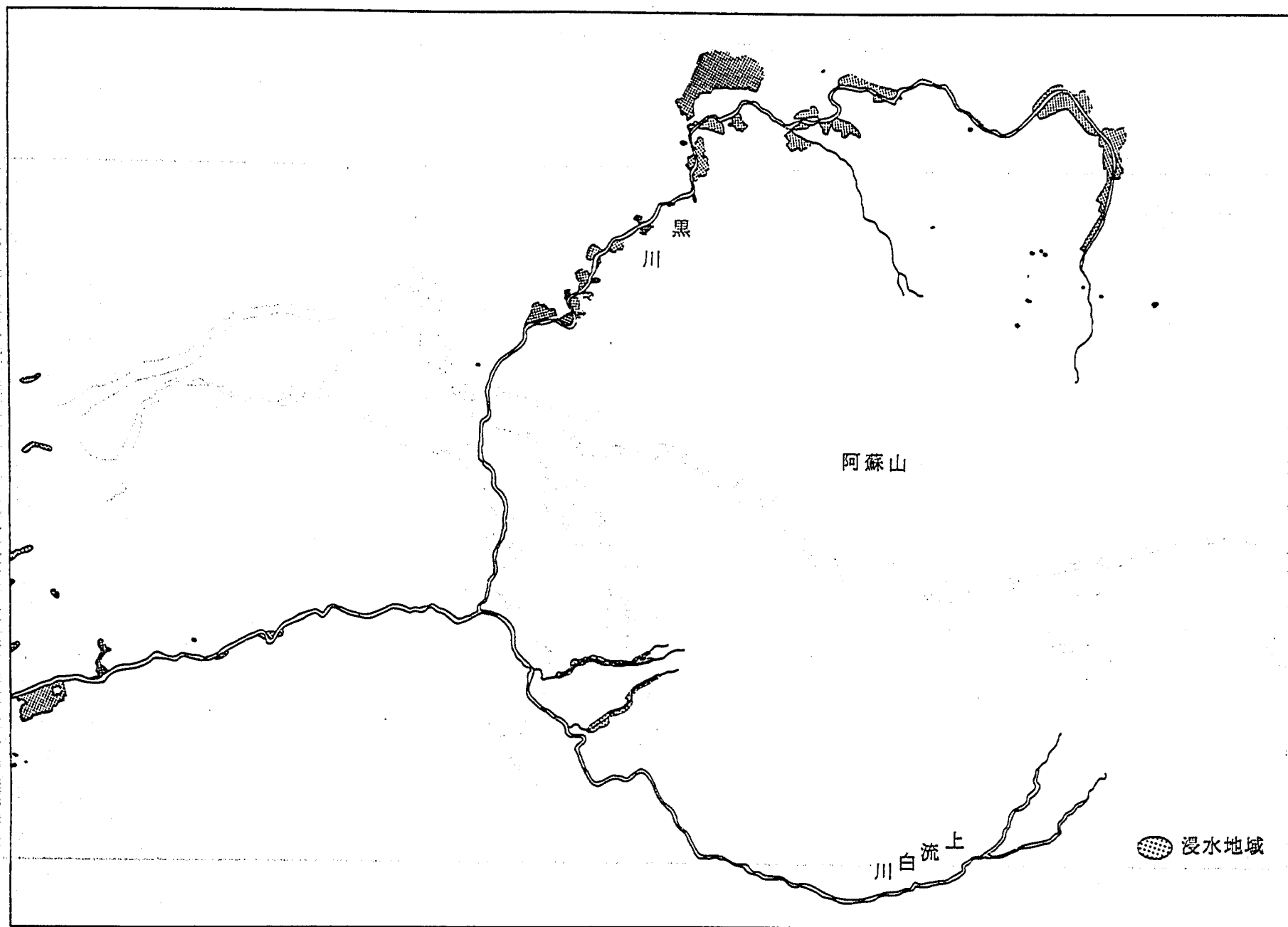


図 - 3・5 昭和 55 年洪水浸水状況図 (黒川)

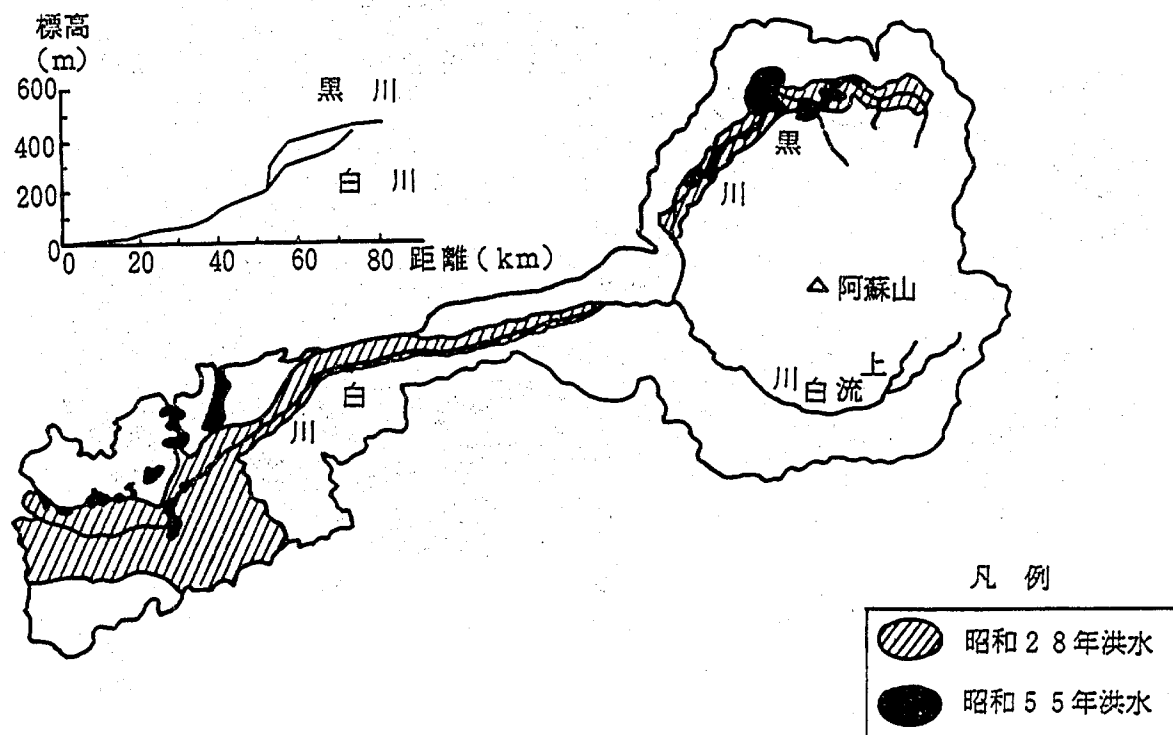


図-3・6 昭和28年洪水と昭和55年洪水の浸水区域の比較図

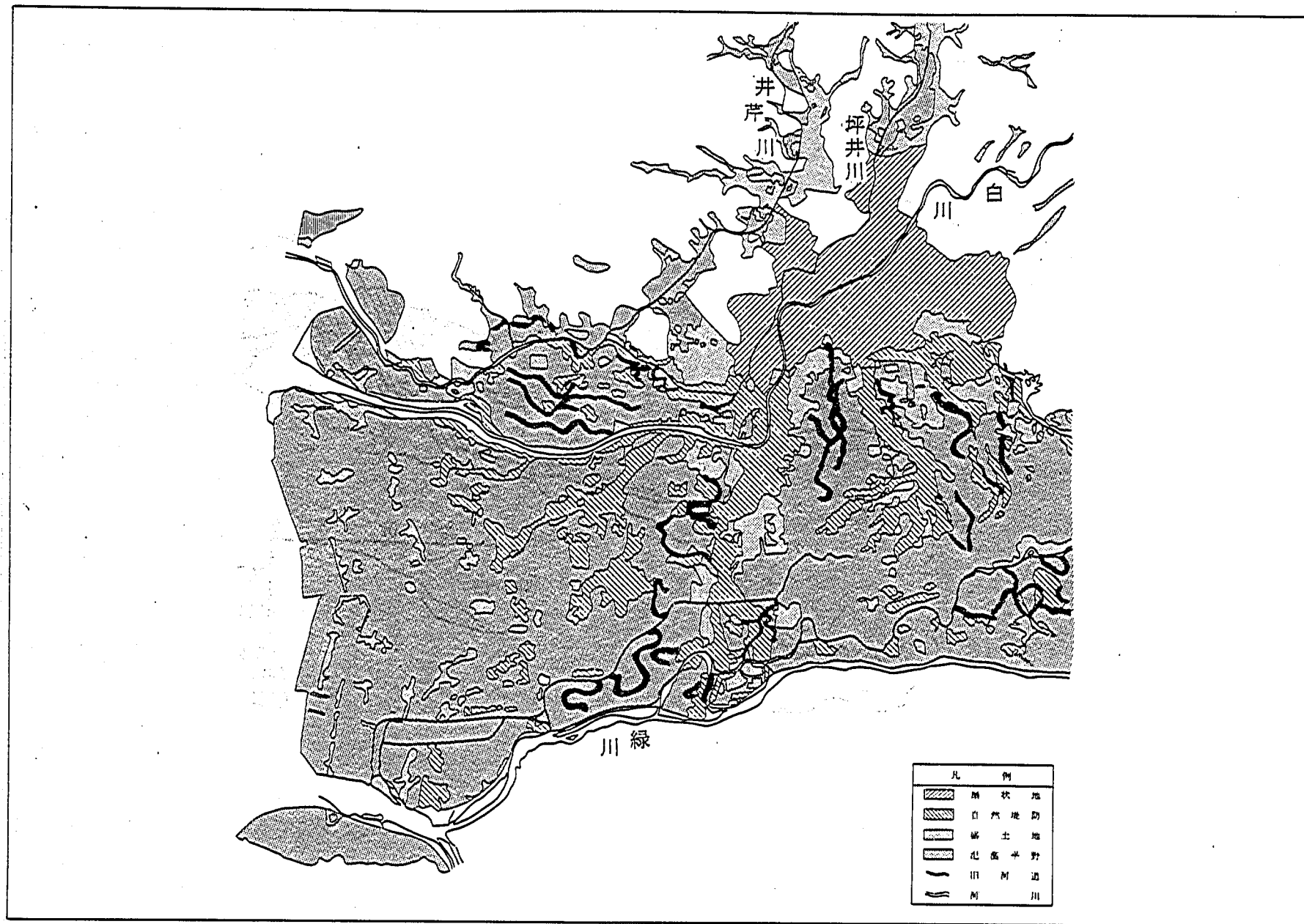


図 - 3・7 土地条件図

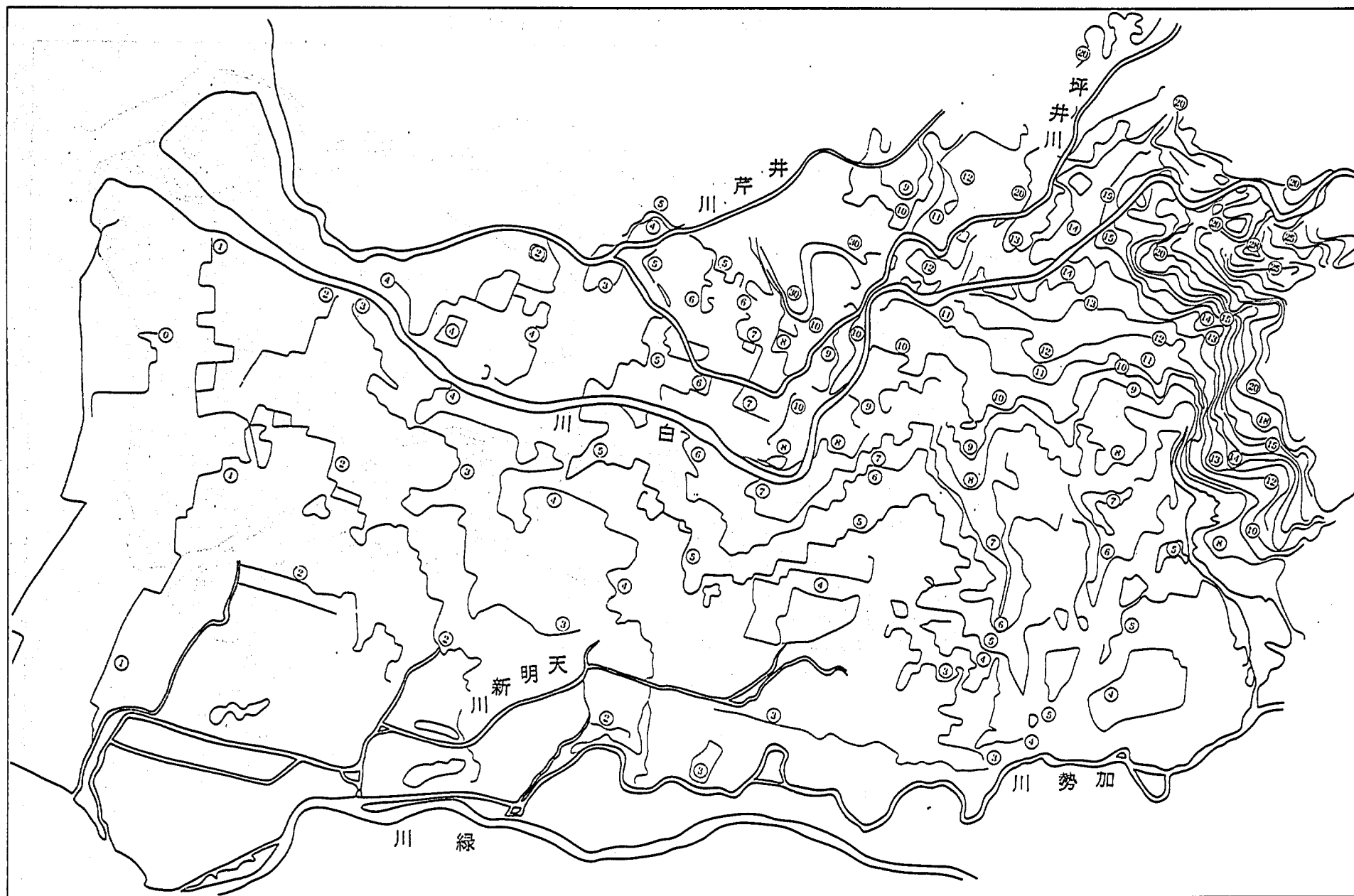


図 - 3 . 8 コ ン タ ー 図

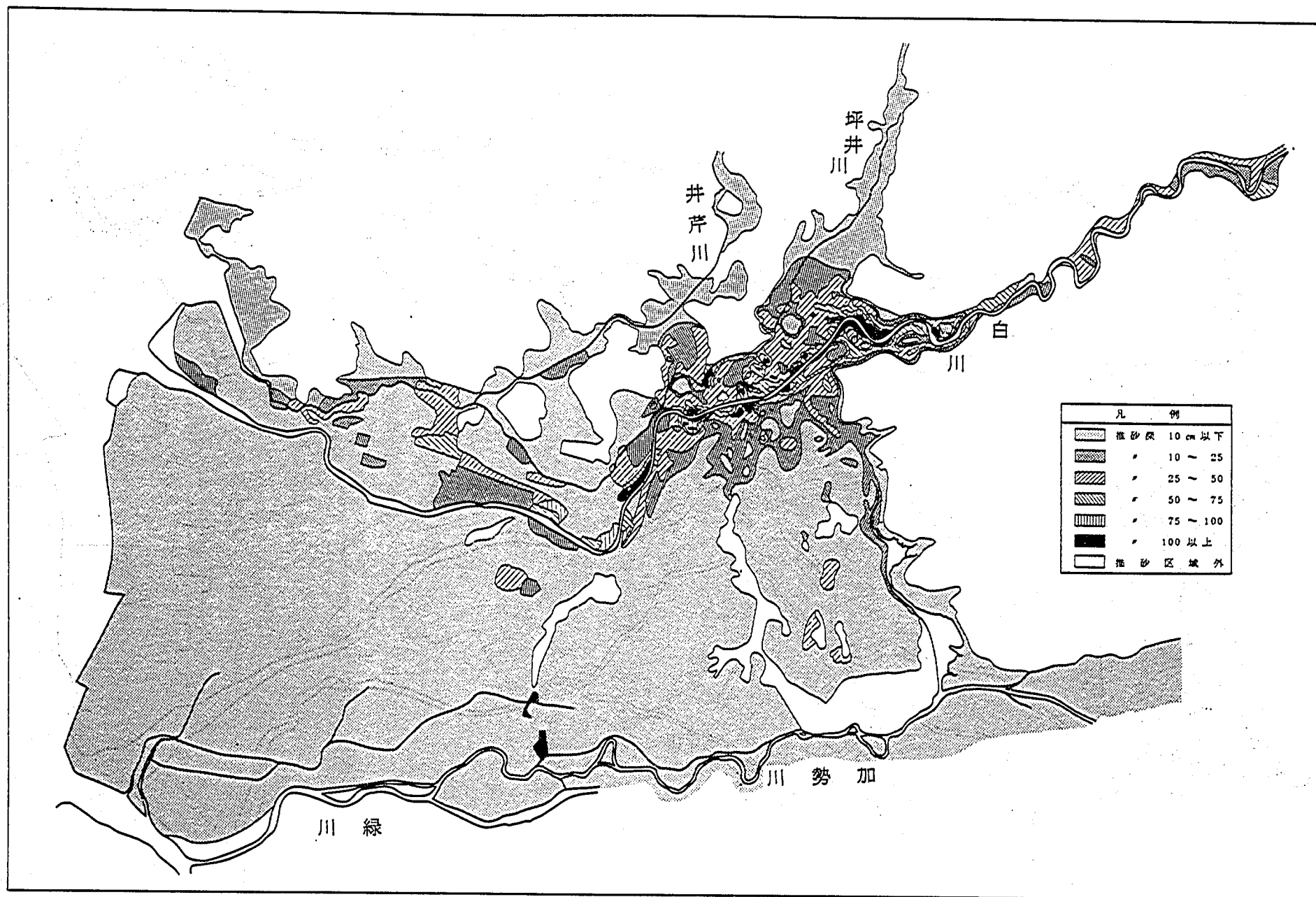


図 - 3・9 昭和28年洪水土砂堆積図

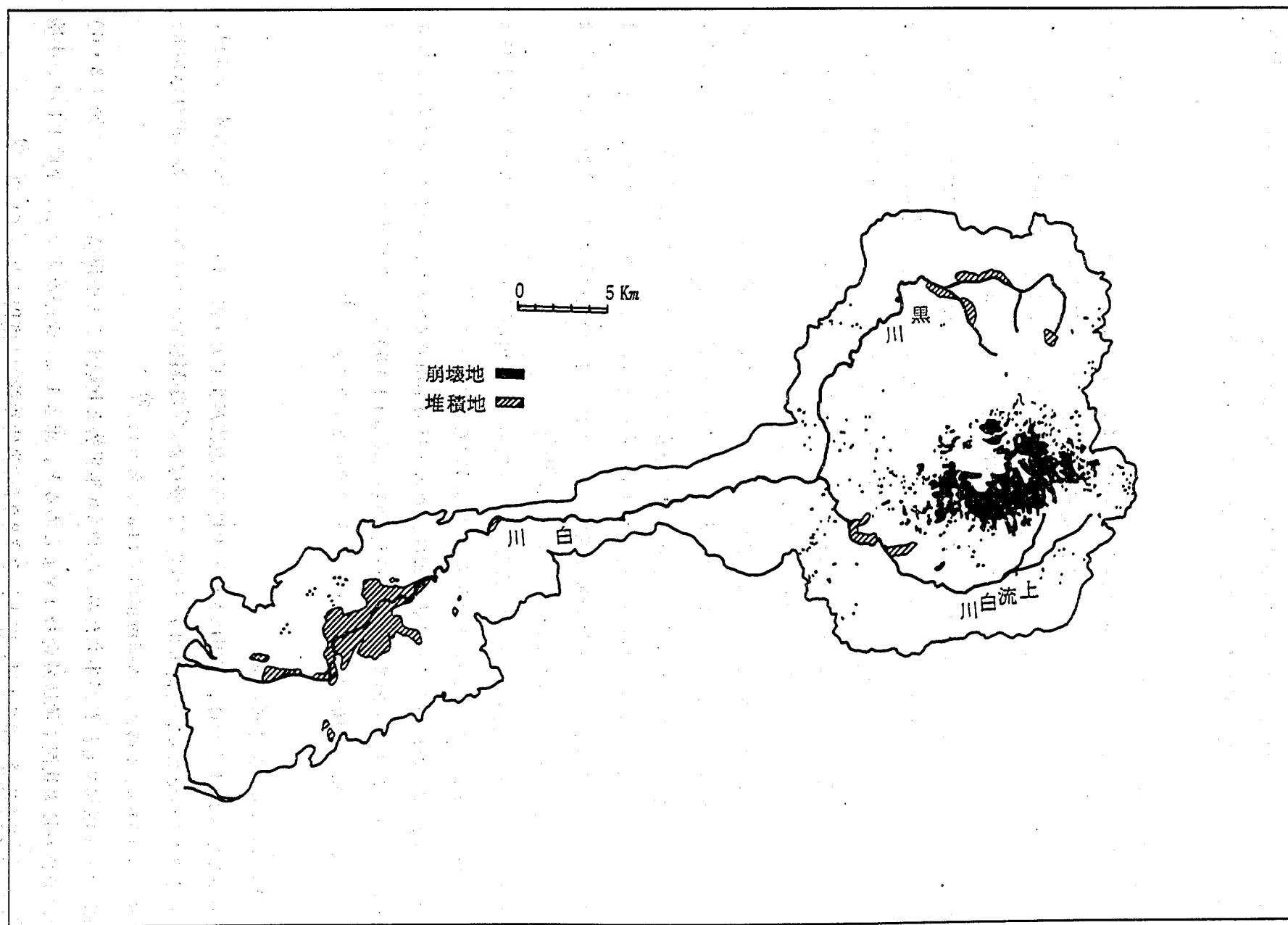


図-3・10 昭和28年洪水による土砂の崩壊地・堆積地分布図

4 洪水被害特性

既往の二洪水を対象に、白川の洪水被害特性について調査した。対象とした洪水は昭和28年6月洪水および昭和55年8月洪水である。以下にその結果の概要を示す。

1) 昭和28年6月洪水の被害

昭和28年6月洪水は大規模な超過洪水（超過確率約 $\frac{1}{150}$ ）であったため、きわめて大きな被害が生じた（図-3・1, 3・2）。土木学会関西支部および熊本市教育研究所の調査資料^{3), 7)}をもとにして被害状況を調べた結果が図-4・1である。図には全家屋数に対する床下以上の浸水家屋数の比として定義された罹災率、橋梁被害および破堤・越水状況が示されている。

罹災率によって示されるように、白川下流の氾濫原のほぼ全域が浸水し、一般資産の被害はきわめて大きかった。昭和28年価格で約241億円といわれている。¹⁾また、子飼橋付近では、大量の流木が橋梁にかかって河道を閉そくしたことにより強い氾濫が生じた。このため130戸余りが流出し、死者・行方不明者が200人を超えた。また、氾濫水による被害に加えて、大量のヨナが流出して氾濫原に堆積したことにより被害が増大した。³⁾

図-4・2は、各地区の罹災家屋の浸水内訳を示したものである。図より扇状地部では強い流れのために家屋の全壊・流失および床上浸水が多く、氾濫原中央部では氾濫水が拡散したことにより、流速が弱まるとともに浸水深が浅くなり、床下浸水家屋が多くなっていることが分る。

一方、図-4・1に示される公共土木施設の被害についてみると、昭和28年当時には木橋が多く、そのほとんどが洪水のピーク時以前に流失した。また、河川の蛇行部および流失しなかった橋梁の上流部において破堤・越水が数多くみられた。^{3), 7)}

本報告書では省略したが、昭和28年洪水では、黒川および白川中流部においても大きな浸水被害が生じている。また、山地における土砂流による被害も大きかった。⁴⁾

昭和28年災害での白川全体の被害状況は、死者・行方不明者422人、負傷者1,077人、罹災者388,848人、流失・全壊家屋2,585戸、半壊家屋31,145戸、浸水家屋31,145戸、田畑流失・埋没1,372ha、田畑冠水2,980ha、橋梁流失85橋である。¹⁾

2) 昭和55年8月洪水の被害

昭和55年8月洪水では、黒川において大規模な氾濫が生じた（図-3・5）。床上浸水323戸、床下浸水314戸であり、合計637戸が被害を受けた。⁸⁾農業被害についてみると、浸水田約1,150ha、冠水田約496ha、土砂による埋没田約64haであった。⁹⁾

白川中・下流部でも氾濫が生じたが、昭和28年災害と比較すると小規模であった（図-3・6）。

白川関係の被害状況（流域外含む）をまとめると、死者1名、重軽傷者9名、全壊11戸、半壊2,954戸、床上浸水3,080戸、床下浸水789戸、被害額約2.4億円となっている。⁸⁾

3) 予警報、水防、避難等の状況

洪水被害の発生状況は、被害発生前の予警報の伝達および水防活動によって変ってくる。そこで、昭和28年災害時と昭和55年災害時におけるそれらの状況について調べてみた。

図-4・3および表-4・1は、昭和28年災害時の注意報・警報・避難命令の出された時間的経過、およびマスコミの対応状況を、降雨・流量および被害の発生状況と対応させて整理したものである。図および表より、昭和28年当時の水防災体制のあらましが知られよう。

昭和55年災害時について同様の整理をしたものが表-4・2である。図-4・1および表-4・1と表-4・2とを比較検討すると、昭和55年災害時には、昭和28年災害 当時に比べて予警報および水防情報がより体系的に出されていることが分る。

表-4・3は昭和55年洪水時の水防活動内容を示したものである。⁸⁾

4) 昭和28年洪水が現在生じたとした場合の被害の推定

昭和28年洪水を現在の流域条件・河道条件のもとで厳密に再現するためには、氾濫解析モデルを用いなければならない。しかし、これまでの検討結果より、その場合の被害の定性的な推定が可能である。

現在の白川は、昭和55年洪水により明らかにされたように、河道の疎通能力は約 $1,500\text{ m}^3/\text{s}$ である。この洪水は、2日間降雨量でみると超過確率が約 $\frac{1}{30}$ である。昭和28年災害以降、白川では大規模な河川改修は行われていないことから、当時の疎通能力はほぼ現在のものに近かったと推定される。

一方、昭和28年洪水のピーク流量は約 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ であり、2日間降雨量の超過確率は約 $\frac{1}{150}$ ときわめて大きい。したがって、現在昭和28年洪水規模の洪水が発生すれば、昭和28年当時と同程度の氾濫が生じると推定される。ただし、昭和28年洪水の際には、大量の流木が橋梁にかかった。^{3), 7), 10)}このため、洪水の流下が妨げられ、橋梁上流の水位が上昇し、氾濫を激しくした。しかし、現在では橋脚間のスパンが十分長くとられているため、この問題はほとんど生じないと推定される。また、下流の一部の区間の河道法線の直線化、堤防の補強および護岸の設置が行われたため、これらの治水効果のために現在の河道からの氾濫状況は昭和28年当時に比べて緩和されよう。

次に、氾濫原内の被害ポテンシャルについてみると、図-4・4に示されるように、熊本市街地の急激な拡大とともに、氾濫原内の資産が増加している。また、一戸当りの資産についてみても、昭和28年当時とは比較にならない程大きい。このことは、家屋の建築様式および家財道具等を比較すれば明らかであろう。

以上のことから、次のことがいえよう。昭和28年災害規模の洪水が現在生じたとすると、流量的にみて現在の河道の疎通能力を大きく上回る大洪水であるため、氾濫状況は当時に比較して多少緩和されるが、昭和28年洪水に近い氾濫が生じると考えられる。一方、被害ポテンシャルは当時と比較にならない程増加している。したがって、昭和28年洪水規模の洪水が現在発生したとした

ときの被害額は、被害ポテンシャルの増加割合とはほぼ同程度の割合で増加すると推定される。

昭和28年規模の洪水が現在生じたとしたときの氾濫状況、被害状況は、後述の水理・水文モデル、洪水被害モデルを用いることにより、より正確に評価することができる。

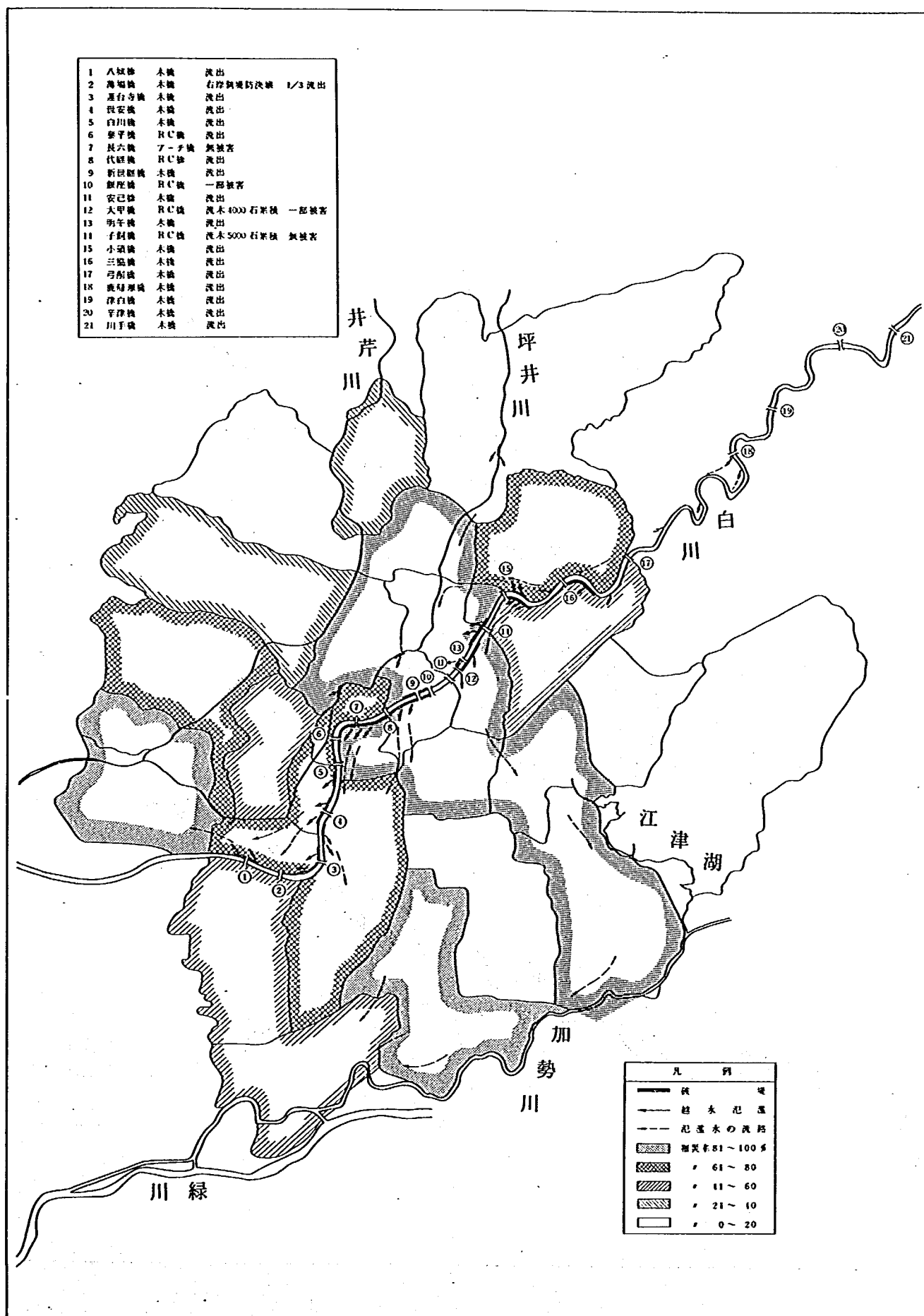


図 - 4・1 昭和 28 年洪水による被害状況図

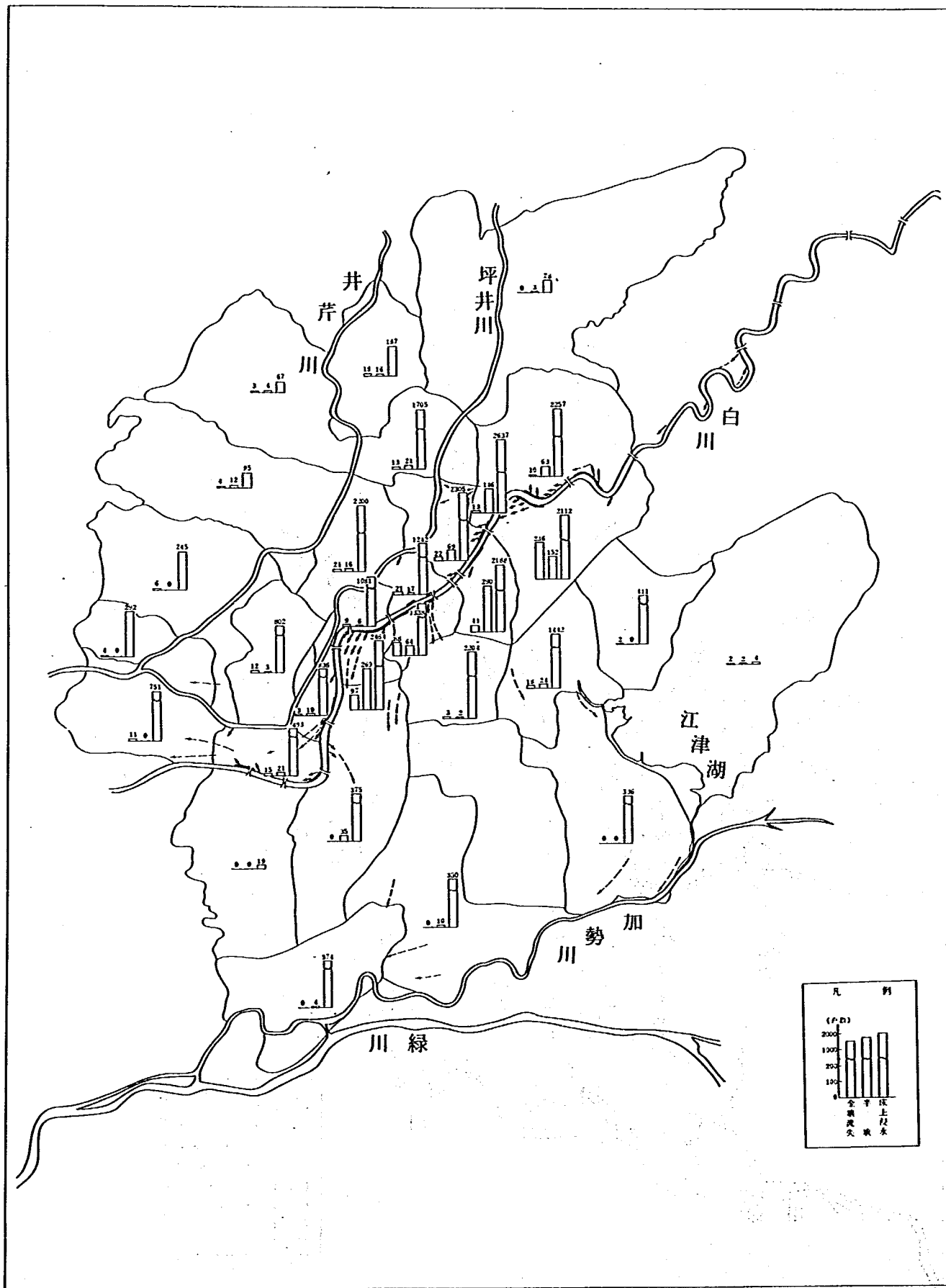


図 - 4・2 昭和28年洪水による家屋被害状況図

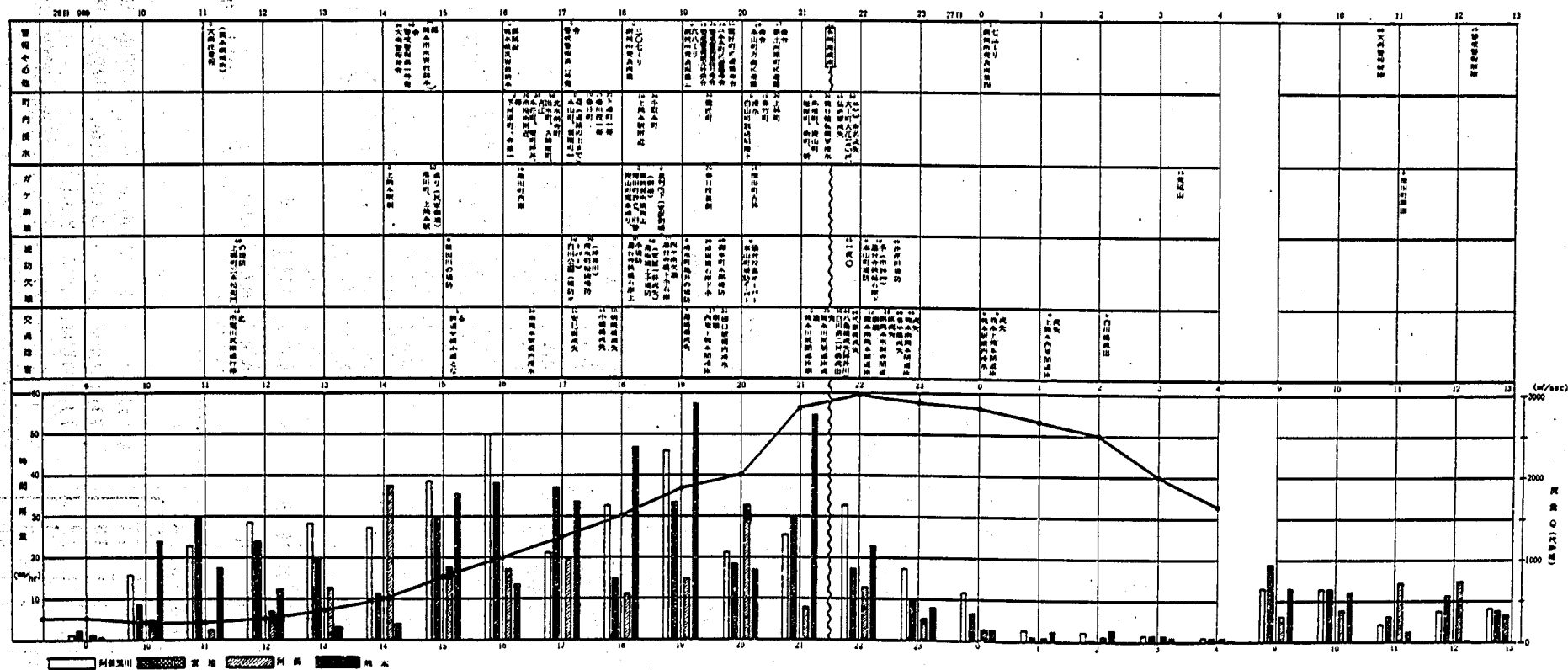


図-4.3 予警報・避難命令と降雨・流量・被害状況
との対応(昭和28年洪水)

表-4・1 マスコミの活動状況(熊本中央放送局)3)

月日	時分～時分	放 送 種 目	放 送 内 容 及 び 備 考
6. 26	19.28～19.29	臨時ニュース	二本木、川端地区民住者への退避命令
	19.30～19.31	全 上	全 上 (ネット中断)
	19.54～19.56	全 上	鷹匠町花月附近の居住者への退避命令
	20.26～20.29	全 上	本山、本荘地区居住者への退避命令、自家発電浸水開始
	20.37～20.40	全 上	新土河原居住者への退避命令
	20.45～21.00	特 集 録 音	(9時半、スイッチを切る、送電中止9時59分)搬出電池にて、マイク可働
	22.20～22.30	特別ニュース	
	22.31～22.55	全 上	(手廻自家発電による)
	0.00～0.13	全 上	臨時電波発射
	1.00～1.12	全 上	"
6. 27	2.00～2.15	全 上	"
	5.30～5.41	全 上	"
	6.11～6.30	全 上	"
	7.30～7.45	レコード音楽	局舎停電中のため清水送信所より送出
	10.45～11.00	特別ニュース	
	11.40～12.00	全 上	
	12.10～12.22	全 上	
	14.32～14.42	全 上	
	15.15～15.30	レ コ ー ド	清水放送所より
	16.45～17.00	特別ニュース	
6. 28	18.00～18.05	全 上	
	18.45～19.00	全 上	
	20.00～20.30	当局者の災害対策談	県知事、市助役、衛生部長
	21.45～22.00	ニュース、尋ね人、告知	
	23.20～23.30	全 上	
	6.45～7.00	農家の皆さまへ	水害に当っての注意、当局談
	11.50～12.00	ニュース、告知、尋ね人	
	15.05～15.15	特別ニュース	
	17.15～17.30	ニュース、告知、尋ね人	
	20.00～20.30	座 談 会	放送記者、アナウンサー
6. 29	21.45～22.00	録 音 ル ボ	水害地を尋ねて
	5.30～5.35	農事ニュース	
	7.15～7.30	ニュース、尋ね人、告知	
	7.40～7.45	尋 ね 人	
	8.55～9.00	尋 ね 人	
	18.00～18.30	尋ね人、ニュース	鉄道運行停止状況、その他について
	19.30～20.00	告 知	米の配給、その他について
	21.45～22.00	県民の皆様	
	21.45～22.00	ニュース、告知、尋ね人	水害後の衛生対策についての手引きと知らせ
	23.20～23.30	全 上	
(7月1日より原則的に平常番組に復帰)			
7. 1	5.30	早起鳥 メモ	水をかぶった苗代の手入れ
	7.15	県民の時間 メモ	水害後の衛生について
	後6.45	水害対策の時間 話	水害から立上るために、大久保商工会会頭
7. 2	後9.00	水害対策農業講座 話	農作物の応急対策 松本農業改良課長
	5.30	早起鳥 メモ	苗代の苗き直し
	7.15	県民の時間 対談	水害地を見て 戸塚建設大臣
7. 3	後6.45	話	泥土の町から立上る 林田熊本市長
	後9.00	話	水害後の作業はどうするか 今村農事試験場長
	5.30	メ モ	苗代を苗き直す人に
7. 4	7.15	メ モ	熊本県の水害史
	7.30(第二)	話	水害疎菜畑の手入 幾竹農事試技師
	後6.45～	話	水害地を見て 大野国務大臣、大麻、大久保代議士
7. 5	後9.00～	話	苗代のまき直しと晩植、農事試江藤技師
	6.45～		水害後に農協はどうするか 橋本農信連会長
	5.30	メ モ	苗代の被害と対策
7. 6	6.15	メ モ	水害地の物価
	7.15	録 音 特 集	水害地の主婦は訴える
	5.30	メ モ	水害泥土の肥料分
後	7.15	投 書	水害地で見えたこと聞いたこと
	後 6.45	話	衛生対策はどうなっているか 岡島市衛生局長

水害関係ニュース(定時ニュース)

	第 1	第 2	計
6月26日	9	5	14
27	18	1	19
28	9	1	10
29	4	0	4
30	3	0	3
合 計	43	7	50

※ 録音ニュースは、米軍用機によって、福岡経由(日航)東京送り、7月1日東京発放送、その後は職員が、福岡局まで携行、福岡発放送7月4日以降は自局より放送した。

※ 7月2日から7月6日まで、西日本水害NHK助け合い運動特集番組の資料は東京及び福岡から送る。

表-4・2 昭和55年洪水時の予警報の発令状況、
建設省・熊本市の態勢⁸⁾

	建設中の箇所	工事内容の箇所	水防管理	決水予想		
6						大崎・清水・高瀬 8月28日 14:20
12		17:15 特設配置		大崎・清水・高瀬注意報 ④ 28.14:20		大崎・清水・高瀬注意報 8月29日 2:55
18						
24				大崎・清水・高瀬注意報 ⑤ 29.02:50		大崎・清水・高瀬注意報 8月29日 5:20
30	3:00 手置式体制 完 成			大崎・清水・高瀬注意報 ⑥ 29.05:20		
6	9:00 第一警戒体制 完 成	8:00 一号配置 (第一警戒)	第1号 29:00	2* ⑥ 29.06:50 3* ⑥ 29.08:45		
12		14:30 特設配置に 切替	第2号 29:16:00	大崎・清水・高瀬注意報 ⑦ 29.11:10		
18	17:00 手置式体制 完 成		第3号 29:23:00	大崎・清水・高瀬注意報 ⑧ 29.15:00		
24	21:45 第一警戒体制 完 成		第4号 29:23:50	5* ⑥ 29.19:50 6* ⑥ 29.22:30		
30	22:15 第二警戒 体制		第5号 30:4:30	7* ⑥ 30.02:10 8* ⑥ 30.05:40		
6		4:00 一号配置		7:00 - 越水 (⑥ 29.6k, 12.4k) 7:20 - (⑥ 29.10.6k) 大崎・清水・高瀬・高瀬注意報 ⑨ 30.08:30 8:30 - 決壊 (⑥ 29.4k) 大崎・清水・高瀬注意報 ⑩ 30.11:00 11:30 - 越水 (⑥ 29.8k)		
12	10:00 大崎・清水・高瀬 注意報 (高瀬注意報 中絶)		第6号 30:17:00	大崎・清水・高瀬注意報 ⑪ 30.14:00		
18	17:00 第一警戒体制 完 成		第7号 30:21:00	11* ⑥ 30.18:40 12* ⑥ 30.22:45		
24	21:00 手置式体制 完 成			13* ⑥ 31.00:55 14* ⑥ 31.02:50 15* ⑥ 31.04:50		
30				16* ⑥ 31.08:00 17* ⑥ 31.11:20		
6						大崎・清水・高瀬注意報 8月29日 8:45
12	18:00 手置式体制 完 成	16:00 特設配置に切 替 9:30 越水配置		大崎・清水・高瀬注意報 ⑫ 31.14:00		大崎・清水・高瀬注意報 8月30日 8:30

表-4.3 昭和55年洪水時の水防活動(建設省)⁸⁾

河川名	日 時		水防を行った原因	工 程	主 要 資 材	人 員		効 果
	開 始	終 了				出 動	作 業	
白川	30日 11:30	12:00	越 水		ダンプ1台 土	4	4	越水なし
	7:00	7:30	”		ダンプ1台 土 の う	5	5	”
	8:30	11:00	決 壊		土 の う	10	10	”
	7:20	7:30	越 水		バックホウ2台 土, シート	5	5	”
	7:00	7:30	”		ダンプ1台 土 の う	20	20	”

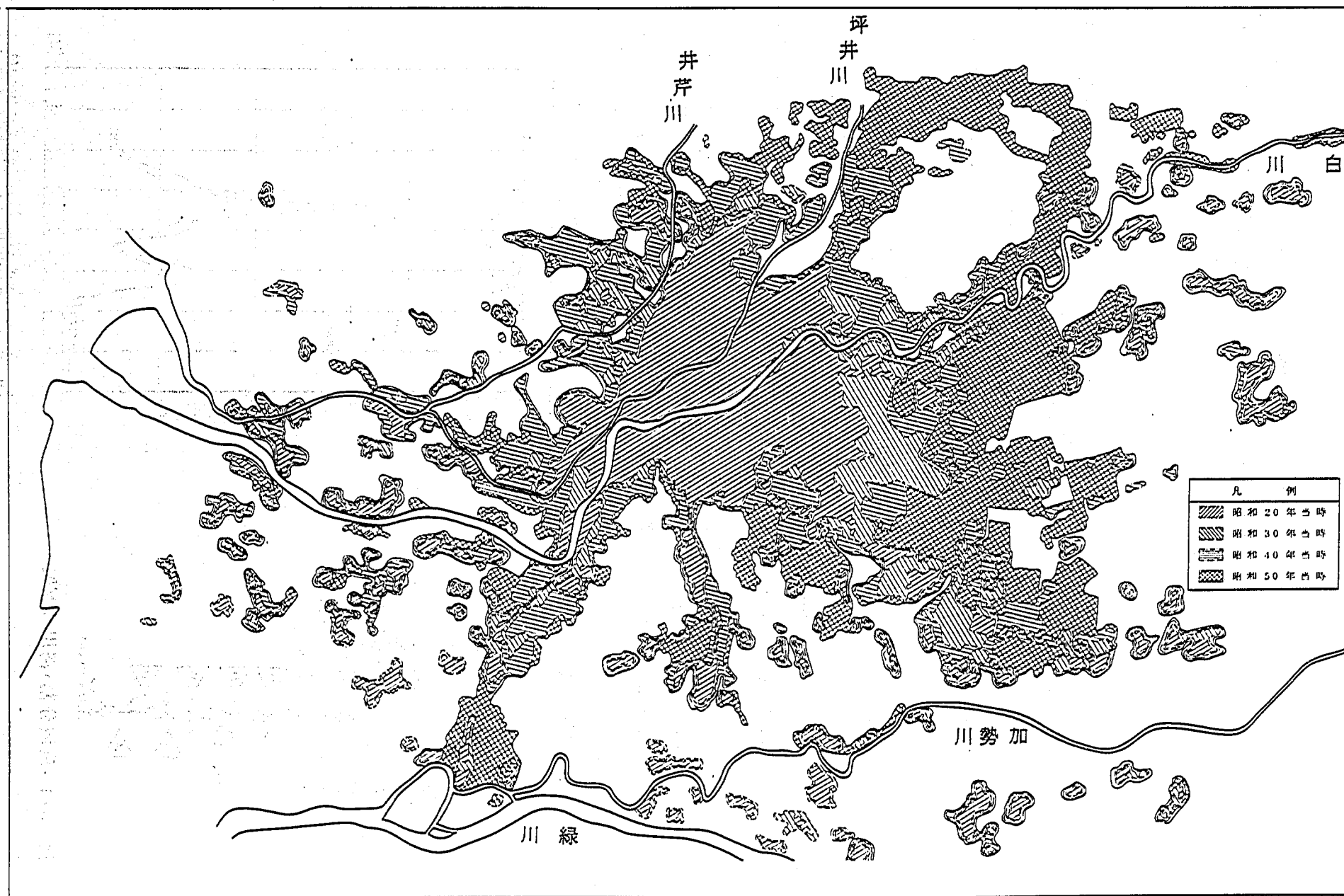


図 - 4・4 熊本市街地変遷状況図

5 流出・氾濫解析モデル

白川の流出解析モデルは、熊本工事事務所においてすでに検討されていたことから、本報告書ではその概要について述べる。一方、氾濫解析モデルについては、土木研究所において理論面の検討を行ったので、詳細に記すことにする。

1) 流出解析モデル

一般に、降雨流出および氾濫の生じる過程は、表-5・1に示すように、降雨、降雨損失（有効降雨の発生）、斜面流出、河道流下および氾濫の各過程に分けて考えることができる。したがって、それぞれの過程ごとに表に示したモデルが設定される。それぞれの過程を表現するモデルとしては種々のものが提案されている。^{11)~13)} 白川において採用された流出解析モデルは以下のようである。

i) 降雨モデル：（計画）実績引伸し降雨、実降雨

ii) 降雨損失（有効降雨）モデル： f_1 (f_2) $\sim$ Rsa モデル

iii) 斜面モデル：貯留関数法

iv) 河道モデル：（黒川、上流白川、白川中流）

貯留関数法、（下流）不定流

流出解析のための流域分割・河道分割は図-5・1のようである。作成されたモデルによる流出解析の結果の一例を図-5・2に示した。比較的良好な推定値が得られている。

各モデルの基礎方程式を表-5・2に示した。

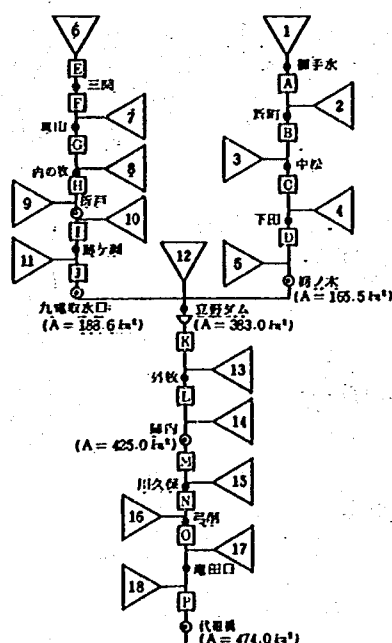


図-5・1 流域分割・河川分割図

表-5・1 降雨流出・氾濫の過程

過程	モデル
降雨	降雨モデル
降雨損失 (有効降雨)	降雨損失（有効降雨）モデル
斜面流出	斜面モデル
河道流下	河道モデル
氾濫	氾濫モデル

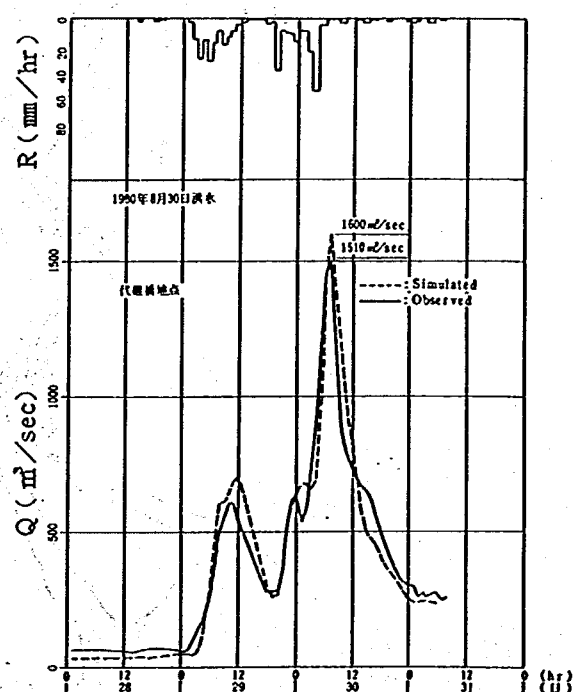


図-5・2 流出解析モデルによる再現例

表-5・2 白川流出解析モデルの基本式

モデル	基本式	記号説明等
降雨損失(有効降雨)モデル	$\Sigma R_e = f_1 \Sigma R \quad (0 < \Sigma R < R_1)$ $\Sigma R_e = f_1 R_1 + f_2 (\Sigma R - R_1) \quad (R_1 < \Sigma R < R_{sa})$ $\Sigma R_e = f_1 R_1 + f_2 (R_{sa} - R_1) + (\Sigma R - R_{sa}) \quad (R_{sa} < \Sigma R)$	(記号) R_e : 有効降雨量 (mm) f_1, f_2 : 流出率 R_{sa} : 飽和雨量 R_1, R_2 : 定数 (mm)
斜面モデル	$\frac{ds_1}{dt} = re - q_1$ (連続式) $s_1 = K q_1^p$ (運動方程式) $q(t) = q_1(t - T_e)$	(記号) s_1 : 単位面積当りの貯留量 (mm/hr) re : 斜面平均雨量 (mm/hr) q_1 : 単位面積当りの斜面流出高 (mm/hr) T_e : 斜面遅れ時間 (hr) $q(t)$: T_e を考慮した流出高 (mm/hr) K, p : 定数
河道モデル	(黒川・白川上中流部) $\frac{ds}{dt} = I - Q_1$ $S = K' Q_1^{p'}$ $Q(t) = Q_1(t - T_e')$ (注) 氾濫原の流れも考慮しうる貯留関数を作成。	(記号) I : 流入量 (m ³ /s) S : 河道貯留量 (m ³) Q_1 : 流出量 (m ³ /s) T_e' : 河道遅れ時間 (hr) $Q(t)$: T_e' を考慮した流量 (m ³ /s) K', p' : 定数
	(下流部) 不定流 (式は後述)	

2) 河道関係のモデル

① 下流河道部洪水追跡モデル

横流出量 q (流入の場合は $-q$) を考慮した不定流の計算式は以下のようである。

(連続条件式)

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = -q \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

(運動方程式)

$$\frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2Qq}{gA^2} + \frac{2Q}{gA^2} \cdot \frac{\partial A}{\partial t} - \frac{Q^2}{gA^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{|Q|Q}{J^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 A ：断面積、 Q ：流量、 q ：横流出量（流入の場合は $-q$ ）、 g ：重力加速度、 $H = (Z + h)$ 、 Z ：基準面からの河床高、 h ：水深、 J ：通水能（マニング式との関係は $J^2 = A^2 R^{4/3} / n^2$ ）、 n ：河道粗度係数である。

② 河道からの氾濫モデル

白川下流部における河道からの氾濫解析には二種類のモデルが必要である。すなわち、子飼橋付近では氾濫水が河道内の水と一体となって流れるので、一次元流れとしてのモデルを採用する（図-5・3）。一次元流れの粗度係数 n' は河道粗度係数 n と氾濫部分の粗度係数 n'_i を用いてロッターの式により定めた。ロッターの式は以下のである。

$$n' = AR^{2/3} / (A_1 R_1^{2/3} / n + \sum A_i R_i^{2/3} / n'_i) \quad \dots\dots\dots (5 \cdot 3)$$

ここに、 A 、 R ：河道部、氾濫部を含めた断面積および径深、 A_1 、 R_1 、 n ：河道部の断面積、径深および粗度係数、 A_i 、 R_i 、 n'_i ：氾濫部の断面積、径深および粗度係数、 i ：分割された氾濫部を示す添字である。

白川では、扇状地から下流において河道から氾濫した水のほとんどは再び河道に戻らない。このため、その区間における破堤部および越水部からの氾濫は、本間公式により与えるモデルとする。本間公式は以下のである。

（完全越流）

$$Q = \mu_1 \cdot B_1 \cdot h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (\mu_1 = 0.35) \quad \dots\dots\dots (5 \cdot 4)$$

（もぐり越流）

$$Q = \mu'_1 \cdot B_1 \cdot h_2 \sqrt{2g(h_2 - h_1)} \quad (\mu'_1 = 0.9) \quad \dots\dots\dots (5 \cdot 5)$$

ここに、 B_1 ：越流幅、 h_1 ：河道内水位の堤頂上の高さ、 h_2 ：堤内水位の堤頂上の高さである。

また、 $h_2/h_1 \leq 2/3$ の場合を完全越流、 $2/3 < h_2/h_1$ の場合をもぐり越流とした。

これら二つのモデルは、前述の河道部洪水追跡モデル（不定流）に組み込まれる。すなわち、前者のモデルについては、河道と氾濫原を含めた断面条件のもとで不定流式が作られる。後者のモデルは、河道からの越流（横越流）量を計算する方程式として、不定流モデルと連立される。

③ 破堤モデル

昭和28年洪水の再現（昭和28年当時での再現および現在での再現）等においては、破堤の組み込みが必要である。

昭和28年当時での再現においては、³⁾熊本市教育研究所および⁷⁾土木学会関西支部により破堤時刻、破堤幅および破堤深等が調べられているので、その状況に合せたモデルとする。設定された破堤モデルは以下のである。（図-5・4）

$$\left. \begin{aligned} L &= \frac{1}{3} \cdot L_{\max} \quad , \quad \bar{h} = \bar{h}_{\max} & (T = T_s) \\ L &= \frac{1}{3} \cdot L_{\max} + \frac{1}{45} \cdot L_{\max} (T - T_s) \quad , \quad \bar{h} = \bar{h}_{\max} & (T_s < T < T_s + 30 \text{分}) \\ L &= L_{\max} \quad , \quad \bar{h} = \bar{h}_{\max} & (T_s + 30 \text{分} < T) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5 \cdot 6)$$

ここに、 L ：破堤幅、 $L_{\max}$ ：最大破堤幅、 $\bar{h}$ ：破堤深、 $\bar{h}_{\max}$ ：最大破堤深、 T ：時刻、 T_s ：破堤開始時刻である。

次に、現状での氾濫計算における破堤の条件であるが、現時点では確実な予測がむずかしい。そこで不確実ではあるが、現在までに分っている資料をもとにして、破堤状況について推定を試みる。庄内川工事事務所では、越水後破堤した82例を対象に、破堤幅と川幅との関係について整理している。これによると、破堤幅が川幅の2倍より小さいものが約90%である。¹⁴⁾さらに、破堤例を直線部、湾曲部、合流部、湾曲と合流が重なった部分のものに分類し、 $(\text{破堤幅 } L_{\max}) / (\text{川幅 } B)$ と川幅 B との関係について整理すると、次式が得られることを示している。(図-5・5)

(湾曲部または合流部)

$$L_{\max} / B = 4.18 - 0.565 \ln B \quad \dots\dots\dots (5 \cdot 7)$$

(直線部)

$$L_{\max} / B = 2.46 - 0.352 \ln B \quad \dots\dots\dots (5 \cdot 8)$$

図-5・5には、庄内川工事事務所のデータに加えて、昭和28年災害の事例を◎印で記入している。このようにして得られた破堤幅と川幅との関係は、あくまでも調査事例の平均的な関係である。したがって、現時点では $L_{\max} / B$ は平均的にはば1.0程度と考えるしかないように思える。

次に破堤の拡がり方についてみると、破堤数176例のうちの62例(35%)が破堤開始後間もなく全破堤に至ったといわれている。破堤後の形状については、堤防の基部まで洗掘されたものが破堤171例中120例(70%)であった。¹⁴⁾土木研究所の模型実験では、図-5・6のような堤防破壊断面(横断面中浸食により失われた面積)の時間的变化が計測されている。¹⁵⁾破堤の進行についても十分な精度をもった予測は不可能であるが、定性的にはある程度浸食が進むと急激に全破壊に近づくといえよう。

以上より、現状での破堤モデルを厳密に定めることは不可能であるといえる。したがって、何らかの仮定が必要である。現時点では、以下のような三つの仮定のもとでの破堤・氾濫状況をそれぞれ求め、相互比較を行うことが望まれる。

(仮定1) 破堤せず越水のみである。

(仮定2) 越水が生じると一瞬のうちに $L_{\max}$ (川幅)、 $\bar{h}_{\max}$ (堤防の基部までの深さ)まで破堤する(あるいは図-5・4のようなモデル化)。

(仮定3) $L = L_{\max} e^{\alpha(T-T_s)}$ 、 $\bar{h} = \bar{h}_{\max} e^{\beta(T-T_s)}$ で破堤が進行する。全破壊に至るまでの時間も仮定する。

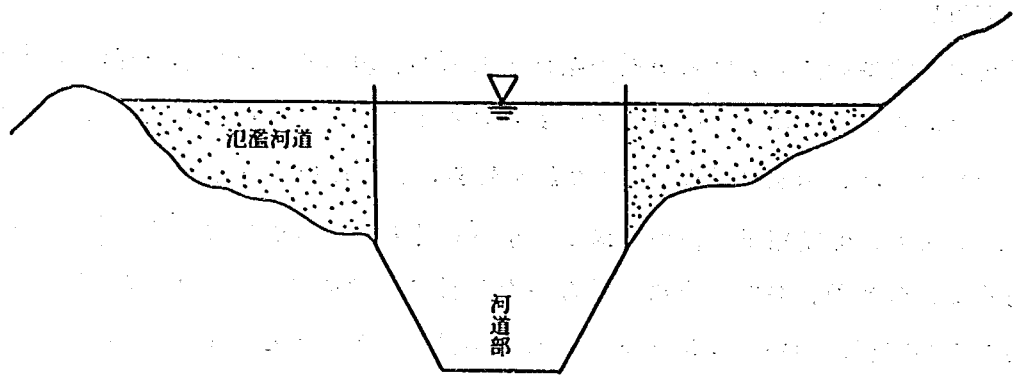


図-5.3 河道・氾濫原が一体となった流れの模式図

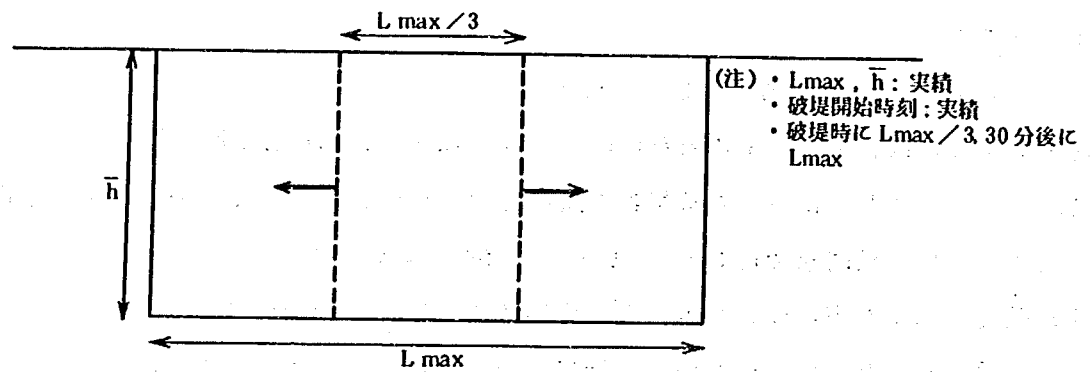


図-5.4 破堤モデル (昭和28年洪水の再現用モデル)

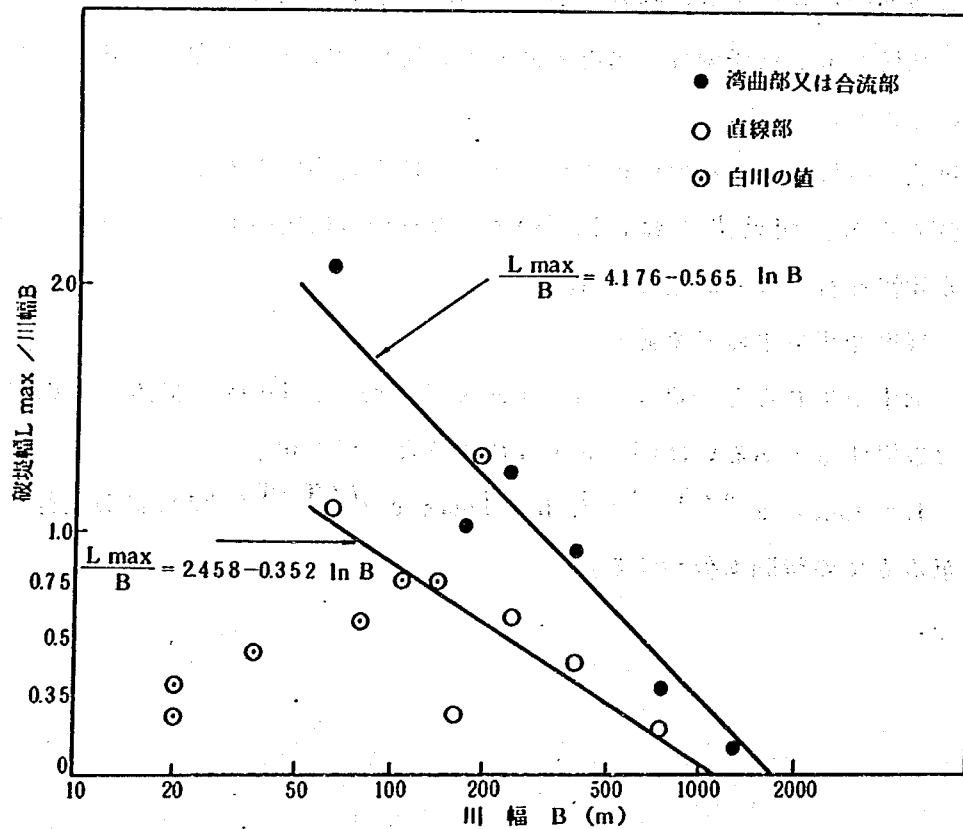


図-5.5 破堤幅 L_{max} と川幅 B との関係

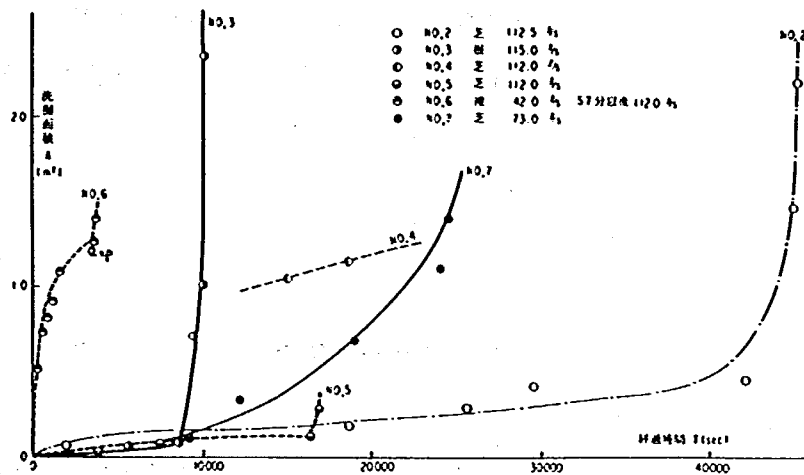


図-5.6 植生法面の洗掘面積の時間変化図
(吉野・土屋・須賀(1980))

④ 流水の堆積による水位上昇モデル

昭和28年洪水後の流木堆積量調査によると、大甲橋で約5,000石また子飼橋で約4,000石であったといわれている。^{3), 7)}また、洪水時の橋梁上の水位上昇量は2~3mにも達した所がある。^{3), 7), 16)}

流木が橋梁にかかることによる水位の上昇については、1960年前後に二、三の水理実験が行われたにすぎず、^{17), 18)}水理モデルの検討もほとんど行われていない。そこで、米元によって行わ

表-5.3 式(5.9)の定数とスパン数との関係
(川幅は50m)

h_0	スパン数	C
6.0m	3	0.16
"	4	0.16
"	5	0.60
7.7m	3	0.06
"	4	0.24
"	5	0.22

れた実験をもとにして、昭和28年洪水時の水位上昇に関する近似的な水理モデル、および現在昭和28年洪水が生じた場合の水位上昇について考察を行った。

米元は、割ばしを流木にみたて、流木堆積量Kおよび等流水深 h_0 と水位上昇量 Δh との関係を模型実験により調べている。実験から得られた主な結論は以下のようである。

Ⅰ) Kと Δh との関係

$$\Delta h = C + 0.002K \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

ここに、 Δh ：水位上昇量(m)、C：定数(スパン長との関係から表-5.3のような値をとる)、K：流木堆積石数(石)である。

Ⅱ) 流木の堆積とr(流木長 l_1 /径間長 l_2)および桁下余裕高との関係

rが0.5以上であれば流木の堆積が生じ始める。桁下余裕高がなくなると流木の堆積が急増する。

Ⅲ) その他

水位上昇は橋梁より上流に向けて直線的に上昇して最大せき上げ水位に達し、そこから上流は背水曲線になる。ある程度せき上げ水位が上昇すると、氾濫のために水位上昇は式(5・9)の関係を満たさなくなる(堤防からの越水のために水位上昇率が急に下がる)。実河川での水位上昇の程度は、橋梁上流50～100mの位置で以下のようであると推定される。

$$\left. \begin{array}{ll} K = 100 \text{ 石} & , \quad \Delta h = 0.3 \text{ m} \\ K = 500 \text{ 石} & , \quad \Delta h = 1.2 \text{ m} \\ K = 1,000 \text{ 石} & , \quad \Delta h = 2.3 \text{ m} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5 \cdot 10)$$

米元の実験式(式(5・9))を実河川に適用するために、次のような一般化を行う。

$$\Delta h = C' + 0.002K \left(\frac{50}{B} \right) \dots\dots\dots (5 \cdot 11)$$

ここに、 C' については、径間長と流木長の比 r を考慮して、表-5・3より適切な値を選択するものとする。また、式(5・11)の第2項の係数0.002は、実績の水位上昇量に合せるように与えてもよいものとする。

河道内の水位の計算を行うために、式(5・9)の関係を考慮した橋梁前後の流れの水理モデルについて検討する。流木の堆積による水位の上昇は、疎通断面積の縮小による水位の上昇であり、水理的には図-5・7に示されるように、急拡・急縮モデルあるいは急拡・急縮モデルにスクリーンを加えたモデルにおきかえて考えることができる。すなわち、堆積流木石数 K による水位上昇量 Δh に対応させて水路を急縮・急拡させることにより、橋梁前後の水位を水理的に計算することが可能となる。

流木の堆積量 K に対応した縮小後の川幅 b_2 は以下のようにして定める。河道を矩形断面として考察する。

上下流断面間で連続条件式および運動量式を適用し、流量 Q について解くと次式を得る。

$$Q^2 = \frac{2g b_1^2 h_1^2 h_3^2}{h_3 + h_1} \dots\dots\dots (5 \cdot 12)$$

一方、マニング式より流量 Q と等流水深 h_0 との関係は次式で与えられる。

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot h_0^{\frac{5}{3}} \cdot b_1 \dots\dots\dots (5 \cdot 13)$$

ここに、 I ：水路勾配である。

次に、上下流の水位差 $\Delta h' = h_1 - h_3$ は次式で与えられる。

$$\Delta h' = \frac{V_3^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (5 \cdot 14)$$

ここに、 V_1 ：上流の平均流量、 V_3 ：下流の平均流量である。

橋梁上流における等流水深 h_0 からの水位上昇量 Δh と $\Delta h'$ との比 $r (= \Delta h / \Delta h')$ と定義し、式(5・14)を変形して Δh を求めると次式を得る。

$$\Delta h = \frac{r}{b_1^2} \left(\frac{Q^2}{2g h_3^2} - \frac{Q^2}{2g h_1^2} \right) \dots\dots\dots (5 \cdot 15)$$

式(5・11)と式(5・15)を連立させて r を求めると次のようになる。

$$r = \frac{2\Delta h \beta + \Delta h^2 + \Delta h \sqrt{\Delta h (12\beta + \Delta h)}}{2\beta h_1 - 4h_1 \Delta h} \quad \dots\dots\dots (5 \cdot 16)$$

ここに、 $\beta = 2\Delta h b_1^2 g h_1^3 / Q^2$ である。 (5・17)

求めたいものは式(5・11)の関係と等価な縮小後の幅 b_2 である。そのためには b_2 と r との関係が必要である。その関係はTracy・Caterの実験より与えられる。¹⁹⁾すなわち、Tracy・Caterは実験より図-5・8のような縮小率 $m = (b_1 - b_2) / b_1$ 、粗度係数 n および r の関係を与えている。したがって、堆積石数 K に対応する Δh を式(5・11)より求め、式(5・16)より r を計算し、その r と河道の粗度係数 n を用いて図-5・8より m (すなわち b_2)を求めることができる。急拡・急縮にスクリーンを加えたモデルでも、スクリーンによる抵抗は水理的には断面の縮小と等価に取り扱えるので¹⁹⁾同様の式を得る。

上に提案したモデルにより、一つの数値実験を行ってみた。実験条件は表-5・4のとおりである。表に示した条件のもとでの水位上昇量 Δh は、表-5・5および図-5・9に示したようになる。これらは試行的に求められた値であり、また、水位上昇による氾濫も考慮していない。白川へ適用する場合には、まず上述の流木の堆積量 K に対応して断面を縮小させるモデルを河道モデルに組み込み、水位が上昇したことによる氾濫量は本間公式で計算するようにする。その結果として生じる計算水位と実績水位とを対比してモデルの定数(式(5・11)の C 、および K に掛る定数)を同定する。

以上は厳密な水理モデルであるが、不定流計算区間を区切り、橋梁上流において K に対応させて Δh だけ強制的に水位を上昇させる近似解法も考えられよう。

次に、流木堆積の時間的推移であるが、これについてはほとんどデータがない。したがって、堆積の始まりから、最終状態での堆積石数に至るまでの堆積の時間的推移に関しては、単位時間当りの堆積量を一定として、実績値最大水位と計算水位とを合せるといった方法しかないように思われる。

表-5・4 数値実験の条件

n	0.025
i	1/500
k (石)	{ 1000 1000
b_1 (m)	100
h_0 (m)	7
スパン数	6

表-5・5 数値実験の結果その1
(水位上昇量 Δh と諸量の値)

諸量	(1000石)	(4000石)	計算式番号
Q	4582 (m ³ /s)	4582	(式 5・13)
Δh	1.06 (m)	4.06	(式 5・11)
β	51.8	51.3	(式 5・17)
σ	0.42	0.67	(式 5・16)
m	27 (%)	56	(図-5・8)
h_1	8.06 (m)	11.06	
h_s	5.54 (m)	5.00	
(h_0)	7 (m)	7	(式 5・13)

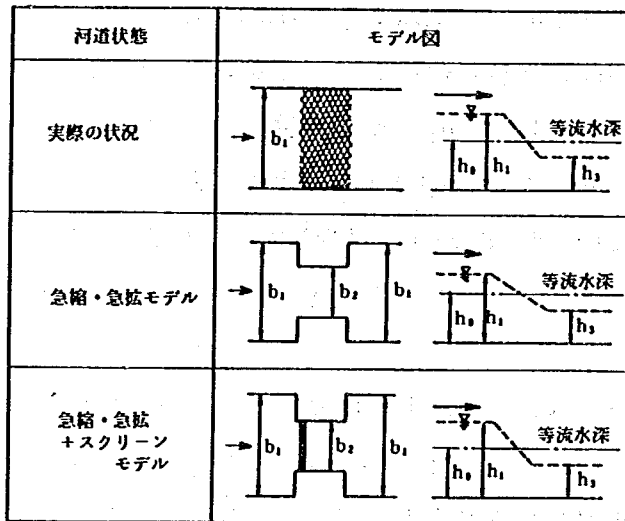


図-5・7 モデルの概念図

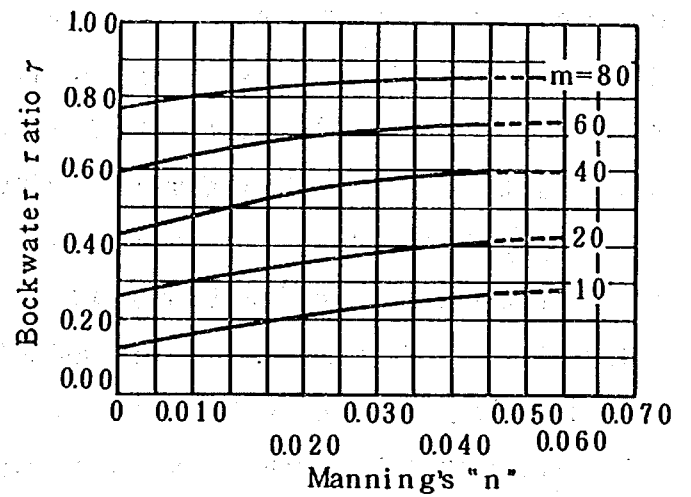
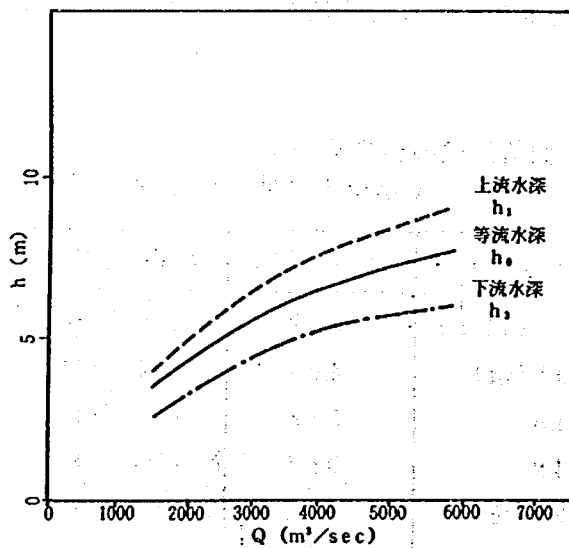
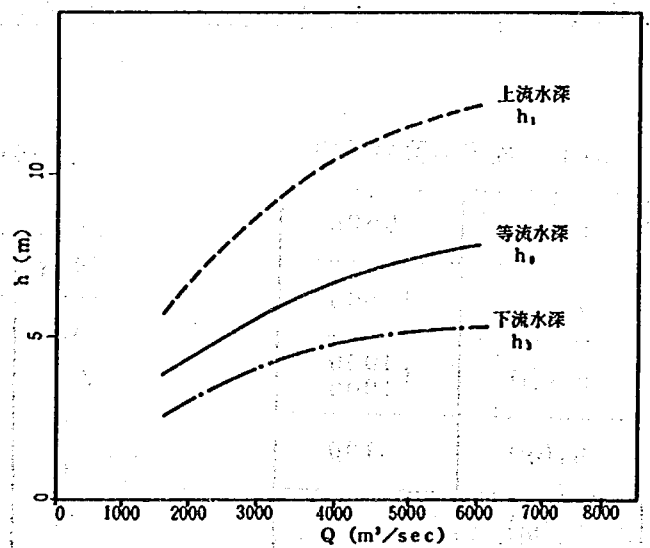


図-5・8 $\gamma \cdot n$ と m との関係



(a) 1,000 石の場合



(b) 4,000 石の場合

図-5・9 数値実験の結果その 2 ($h \sim Q$ 曲線)

3) 下流氾濫原の氾濫水追跡モデル

白川下流部の氾濫状況は、前述のように、扇状地部ではきわめて強い拡散型の氾濫であり、氾濫原中央部は自然堤防の間の旧河道跡を一方向に流下する開水路流れに似た氾濫である。低平な湿地部では、レベル湛水に近い氾濫である。このような白川に適した氾濫モデルについて述べる前に、面的な氾濫を解析する既往のモデルの整理をしておこう。

① 氾濫水の追跡方法の分類

i) 水理モデルによる方法

水理モデルによる方法は、分割された氾濫原ブロック間の流れを物理的法則（連続条件式、運動方程式）に従って計算することにより氾濫状況を求めるものである。既往のモデルには、貯留型一次元モデル、貯留型平面二次元モデル、一次元開水路流モデル、平面二次元開水路流モデル、洪水流フロント追跡モデル等がある。これらのモデルの基本式および概念図を表5・6に示した。

水理モデルによる方法では、いろいろな規模の洪水氾濫の解析が比較的容易である。

ii) 水理模型実験による方法

縮尺水理模型により氾濫を再現することにより、氾濫状況を知る方法である。この方法によれば、流況の把握が厳密に行える。複雑な地形に対しては、模型実験についての高度な技術が必要である。ただし、結果の適用範囲が制約されるが、基本的水理模型実験はきわめて有効な手段の一つである。

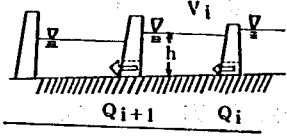
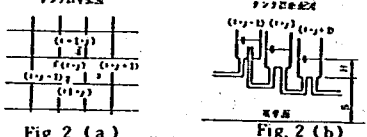
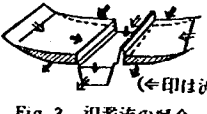
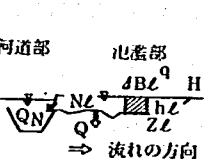
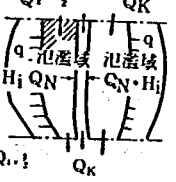
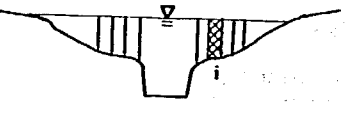
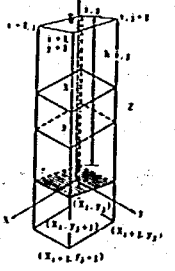
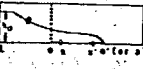
iii) 地形学的方法

3・4) で述べた方法であり、定性的な考察が行われる。

本調査では水理モデルによる氾濫水の追跡を考えているので、上述の水理の特性および実用性について簡単にふれておこう。各モデルの理論式のみを単純に比較することは、実用的な観点からは無意味である。すなわち、現実の氾濫解析の精度は、モデルに組み込まれた地形情報、検証のために用いることのできるデータの精度に大きく依存するからである。理論のみの比較は、単純な地形でかつ検証データが厳密に与えられた場合のみに意味がある。

単純な湛水（内水等）の解析には貯留型のものが最も簡便でかつ実用的であり、広く利用されている。^{12), 13), 20), 21)} 一方、複雑な地形上の氾濫解析には、近年平面タンク法が用いられるようになっている。^{14), 22)} このモデルでは、地形に合わせてブロックを設定することにより、複雑な地形上の氾濫水を比較的厳密に追跡できる。氾濫原上の流れと河道内の流れとを一体として取り扱うような地形に対しては、通水能や複合粗度の概念を導入することにより、開水路の一次元解析モデルが適用できる。^{6), 13), 23), 27), 28)} 低平地あるいは一様でかつ緩やかな勾配を有した地形には、平面二次元開水路流モデルの適用も可能である。^{24), 25)}

表-5・6 既往の氾濫解析モデル

モデル	基本式	概念図
貯留型モデル	全貯留量 V_i は $V_i = V(h_i)$ 連続式: $\frac{dV_i}{dt} = Q_i - Q_{i+1}$ 運動式: $Q_i = C_i A_i \sqrt{2g \Delta h_i}$ or $A_i / n_i \cdot I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{1}{2}}$ ここに、V_i: 貯留量 (m³) R: 径深 (m) h_i: 水位 (m) A_i: 流水断面積 (m²) Q_i: 流量 (m³/s) n_i: 粗度係数 i: ブロックを示す添字 I: 水面勾配。	 Fig. 1
	連続式: $F \frac{dH}{dt} = Q_{in} - Q_{out}$ 運動式: $\frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt} = \Delta(H+S) - L \alpha Q Q$ 運動式は①~④の各場所4つの式が成立する (Fig. 2(a) 参照) ここに L: 連通管の長さ、Q: 連通管内の流量、A: 連通管の断面積、α: 連通管内の損失係数、H: ブロック水深、S: 平均地盤高、F: ブロックの面積、g: 重力加速度。	 Fig. 2 (a) Fig. 2 (b)
開水路型モデル	連続式 $\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \dots (1)$ 運動式 $\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial X} + \frac{\partial H}{\partial X} + \frac{n^2 V V }{R^3} = 0 \dots (2)$ ここに、V: 平均流速 (m/s)、R: 径深 (m)、H: 水位 (m)、A: 流水断面積 (m²)、n: 粗度、Q: 流量 (m³/s)、q: 横流入量 (m³/s/m)、g: 重力加速度 (m/s²) 式 (2) は簡略化して次式とすることもある $\frac{\partial H}{\partial X} + \frac{n^2 V^2}{R^3} = 0 \dots (3)$ 氾濫原の流水の河槽は通水能 J で与える。 $J = \sum j l, j l = \frac{(H - Z)^{3/2}}{N l} \Delta B l$ ここに $j l$: 通水能、Z: 地盤高、B: 氾濫幅、N: 氾濫部の粗度。 基本式 (1) (2) を差分化して解く。	 Fig. 3 氾濫流の概念  Fig. 4 通水能の説明  Fig. 5 氾濫部の流れ図
一次元 (その2)	連続式、運動式は (その1) と同じ。 河道と氾濫の流れを一体として取り扱う。その場合の複合粗度は、ロッターの式あるいはアインシュタインの式を用いる。 (ロッターの式) $n' = AR^{\frac{1}{3}} (\sum A_i R_i^{\frac{1}{3}} / n_i)$ (アインシュタインの式) $n' = (\sum P_i n_i^{\frac{1}{2}} / \sum P_i)^{\frac{2}{3}}$ ここに、A_i: i 部分の面積 R_i: 径深 P_i: 潤辺 n_i: 粗度 n': 複合粗度。	 Fig. 6
平面二次元 (24, 25)	連続式 $\frac{\partial u_i}{\partial t} = 0$ 運動式 $\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_i \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = F_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j}$ 上式を連立させ、差分化すると次の様になる。 連続式 $\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{\Delta x} M \frac{x_{i-1}}{x_i} + \frac{1}{\Delta y} N \frac{y_{j-1}}{y_j} = 0$ x 方向運動式 $\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{1}{\Delta x} u M \frac{x_{i-1}}{x_i} + \frac{1}{\Delta y} v M \frac{y_{j-1}}{y_j} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{xx}}{\rho}$ y 方向運動式 $\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{1}{\Delta x} u N \frac{x_{i-1}}{x_i} + \frac{1}{\Delta y} v N \frac{y_{j-1}}{y_j} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{yy}}{\rho}$ ここに、u: x 方向の平均流速、v: y 方向の平均流速、h: 水深、$M = uh$、$N = vh$; それぞれ x、y 方向の流量フラックス、τ_{xx}、τ_{yy} それぞれ x、y 方向のせん断応力。	 Fig. 7
洪水波フロント追跡 ²⁶⁾	連続式 $\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (hu)}{\partial x} = 0$ 運動式 $\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = -lg - f \frac{u^2}{h}$ ここに、u: 水粒子速度 h: x 点での水深 l: 底勾配、f: whittham の抵抗係数 g: 重力加速度。	 Fig. 8

② 白川モデル

白川下流部の拡散型氾濫流の追跡において考慮すべき事項は以下のようなものである。

- i) 地形がきわめて複雑である。しかし、氾濫水の挙動に関しては、扇状地部の流れ、氾濫原中央部の自然堤防の間の旧河道跡上の流れ、氾濫原下流部の湛水型の浸水が生じる区域にそれぞれ分類でき、地形との対応関係が明確に認められる。
 - ii) したがって、地形情報を十分に考慮した氾濫原のブロック割を行い、かつ各区域の流れを表現するのに適した水理モデルを組み合わせるべきである。
 - iii) 昭和28年洪水による氾濫状況のデータは、第4章で述べたように、全国的にみても最も良く調査されているといえる。しかし、聞き込み等による調査により得られたものであり、最大水深、いくつかの区域の流向および浸水期間が分っているにすぎない。
 - iv) したがって、氾濫水のフロントの追跡といった浸水の初期の状況を再現しても検証するデータがないことから、最大水深等によりモデルを検証するしかない。このため、モデルはやみくもに複雑にしても意味がない。
 - v) 現在の流域の条件のもとでの氾濫解析も行うことから、土地利用条件の変化、および道路・盛土・排水路整備等の影響を容易に表現できるモデルであることが必要である。
- これらのことを考慮した白川の氾濫解析モデルは以下のようなものである。

a) 氾濫原の分割

白川の昭和28年洪水の氾濫状況は、前述のように地形特性および排水路系統ときわめてよく対応している。したがって、このような流域の氾濫再現においては、画一的なメッシュによるブロック分けを行うのは無謀である。すなわち、流向に対して斜交する線をもつブロックを設定すると、複雑な平面二次元解析モデルを設定しなければならない。ブロックの二つの側面は流向と一致させ、かつ残りの二つの側面は流れに直交するようにすれば、平面二次元解析モデルであっても、実質的には、主流方向の一次元的な解析が中心となる。氾濫原の分割は、昭和28年洪水の氾濫実績図、土地条件図 (Geomorphological map)、地形図 (Topographical map)、道路地盤・盛土等の土地利用状況図、排水系統図等を参考に、図-5・10のように行った。扇状地部では、より小さいブロックを設定し、旧河道部分では旧河道の方向にブロックを連結した(自然堤防に囲まれている)。また、下流部では道路等を境界としたブロックを設定した。古くからある家屋、道路、鉄道あるいは農業用の給水系統は比較的高い微高地上にあり、また農業用の排水系統は相対的に低い場所に位置しているので、土地条件図や地形図とともに氾濫原分割に役立った。図に示したブロック割は、昭和28年洪水規模に近い氾濫を対象としたものであり、小規模な洪水に対してはさらにブロックの大きさを小さくする必要がある。

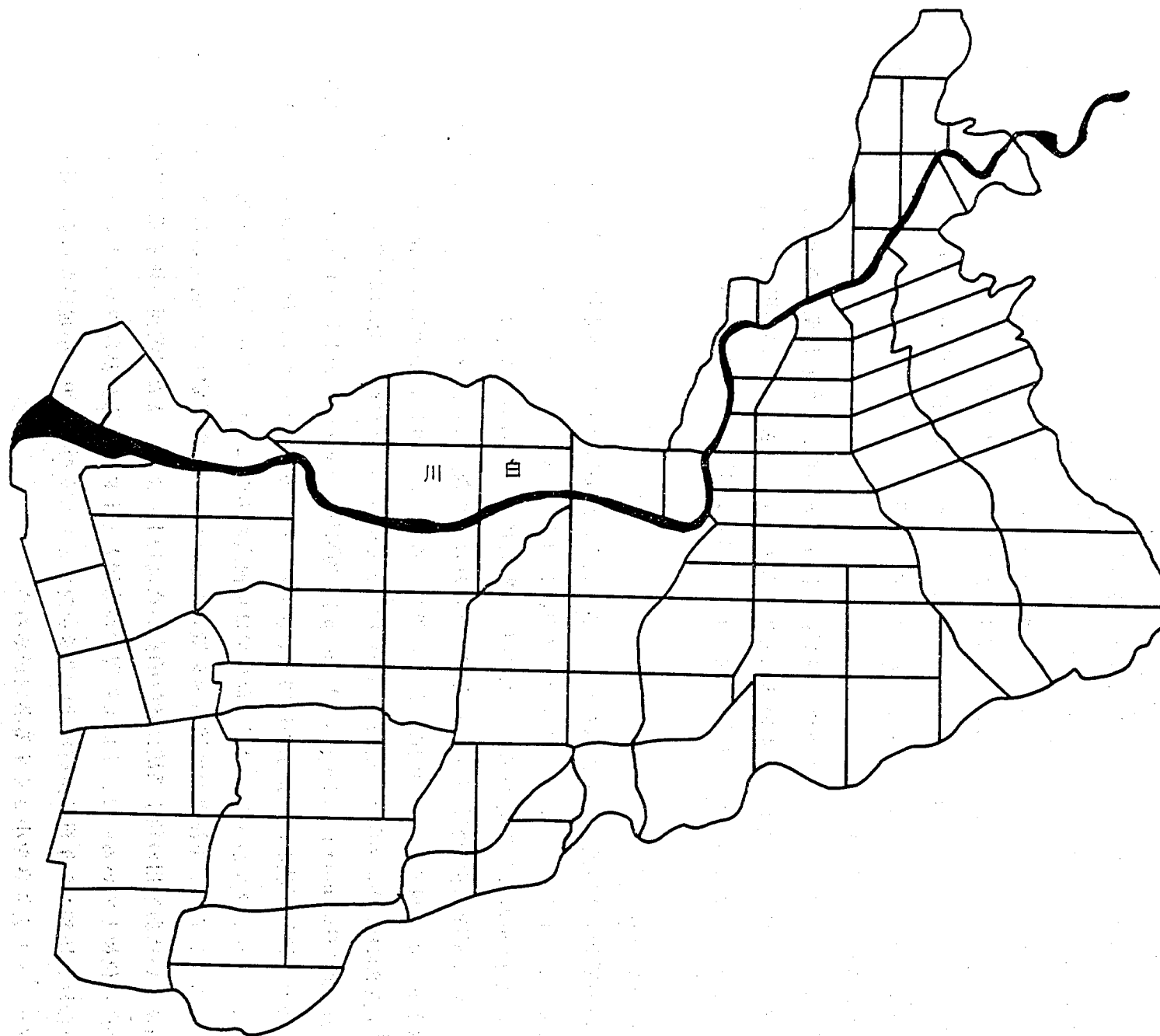


図 - 5 ・ 1 0 氾濫原の分割図

b) 水理モデル

水理モデルは、設定したブロック間の流れを支配するものであり、平面二次元で設定した。連続条件式および運動方程式は以下のようである。

(連続条件式)

ブロック i について一般的に次式で与えられる。

$$\frac{dV_i}{dt} = \sum_j Q_{ij} \quad \dots\dots\dots (6 \cdot 18)$$

ここに、 V_i : ブロック i の水量 ($V_i = V_i(H_i)$)、 H_i : ブロック i の水深)、 Q_{ij} : 隣接するブロックからの流入(出)量、 j : 隣接ブロックの番号を示す添字である。

(運動方程式)

運動方程式には、以下のような近似解を用いた。

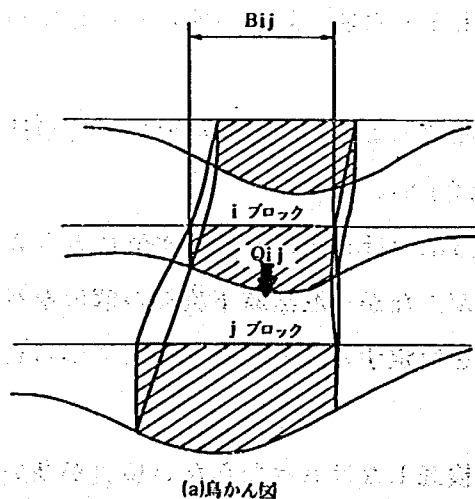
i) 仮想的に設定した境界の流れ (図-5・11 参照)

上述のように氾濫原の分割を行うと、横流入量がオーダー的に小さいので、主流方向の運動方程式は次式で与えられる。

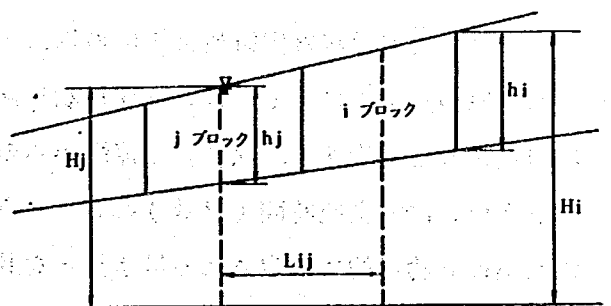
$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{|V|V}{J^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (6 \cdot 19)$$

白川モデルではこの式を用いているが、これら三項のオーダーは場所によって異なるが $O\left(\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t}\right) \sim 10^{-5} \sim 10^{-7}$ 、 $O\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right) \sim 10^{-2} \sim 10^{-3}$ 、 $O\left(\frac{|V|V}{J^2}\right) \sim 10^{-2} \sim 10^{-3}$ 程度である。したがって、式 (6・19) は等流式で近似しても十分であろう。

$$Q_{ij} = \pm \frac{B_{ij} \left\{ \frac{1}{2} (h_i + h_j) \right\}^{5/3}}{n_{ij}} \cdot \sqrt{\frac{|H_i - H_j|}{L_{ij}}} \quad \dots\dots\dots (6 \cdot 20)$$



(a)鳥かん図



(b)縦断面図

図-5・11 氾濫流の模式図

ここに、 Q_{ij} ：ブロック i からブロック j への流量、 B_{ij} ：ブロック i とブロック j の隣接幅、 h_i 、 h_j ：ブロック i 、ブロック j の水深、 H_i 、 H_j ：ブロック i 、ブロック j の水位、 L_{ij} ：ブロック i とブロック j との重心間の距離である。

横方向の流れについても同様に、ブロック間の水位差により開水路的に水が移動するとして運動方程式（式（6・20））を与える。

ii) 道路・堤防等の顕著な境界上の流れ

本間公式を使用（式（5・4）、（5・5））。

iii) 水の流れが考えられない境界

$$Q_{ij} = 0$$

以上の外に、ブロックの隣接する境界に両ブロックを結ぶ開水路、カルバート等がある場合にはそれらを流れる流量を含めた運動方程式を与える。また、ポンプがある場合にはその稼動条件に合わせて強制的に水が移動するとする。

なお、白川と同様のモデルが北上川の氾濫解析においても用いられていることを付記しておきたい。²⁶⁾

4) 氾濫解析モデルの同定

白川下流部の氾濫解析においては、河道からの氾濫を計算するモデルおよび氾濫原内の流れの追跡モデルを同定しなければならない。この場合に、本間公式には標準パラメータを与えるものとするれば、同定しなければならないものは、流木の堆積による水位上昇の式、氾濫原の粗度係数、および氾濫原下流端における排水量（昭和28年当時の排水状況が不明のため）である。

同定に対する基本的な考え方は以下のようである。

- i) 白川より氾濫した水のはほとんどは再び白川に戻らないこと、また白川の堤防が水理的な境界条件を与えていることから、河道モデルと氾濫解析モデルは半独立的に取り扱う。（ただし、河道からの氾濫水の総ボリュームは浸水実績図より求まる水量と対応づけられる必要がある。）
- ii) したがって、設定した破堤・越流条件、および流木の堆積による水位上昇量の式の妥当性については、河道近傍の実績最大水位のみにより検証すればよい。
- iii) 氾濫原のモデルに関しては、まず扇状地部および旧河道部の計算水位が実績水位に合うように粗度係数を同定する。次に、下流端からの排水条件を変えながら氾濫原下流部の解析を行い、実績水位、浸水継続時間（日数）に合うように排水条件を推定する。そのようにして得られた排水条件と物理的に推定される排水量とを比較する。

以上は基本的な考え方であるが、氾濫原のモデルで同定・検証しなければならない項目が多いので、それに先立って以下のような手順で検討を行っている。

- Ⅰ) 氾濫原の粗度係数 N は既往の調査を参考に、^{12), 13), 27), 28)} 水田部で $N = 0.15$, 市街地部で $N = 0.3$ と仮定する。
- Ⅱ) 河道からの氾濫水量の変化(氾濫総量の変化, 氾濫箇所の変化) が氾濫状況に与える影響を予め把握する。
- Ⅲ) 感度分析の結果を考慮に入れ, 氾濫原の粗度係数 N を微調整し, 実績水位に近づけるように同定する。

以上の考えのもとに, 熊本工事事務所において解析が行われている。

5) 分析シナリオ

氾濫解析モデルを用いた分析事項(分析シナリオ) は以下のようである。

- ① 昭和28年洪水による氾濫の再現(モデルの同定)
- ② 昭和28年洪水規模の洪水の現在流域での再現
- ③ 現在流域での洪水規模ごとの氾濫状況の推定(洪水危険度評価地図の作成)

昭和28年洪水の再現は, モデルの検証を行うものであり, これにより氾濫解析モデルの精度が明らかにされる。現在流域での再現では, もし現在昭和28年洪水規模の洪水が生じた場合の氾濫状況を推定する。この際には, 現在の流域の状況に合わせた条件をモデルに組み込む。昭和28年当時と比較して変化しているものは, 以下のようなものである。

- Ⅰ) 流木の堆積による水位の上昇: 前述のように, 現在の橋梁の径間は流木長に比較して十分長いので($r < 0.5$), 流木の堆積はほとんど無視しうると推定される。これは治水対策の効果の一つである。
- Ⅱ) 河川改修の効果: 河積の拡大, 法線の直線化, 特殊堤・護岸の設置による河道からの氾濫水量の減少が見込まれる。これらは河道モデルおよび破堤・越水モデルに組み込まれる。
- Ⅲ) 氾濫原内の盛土: 氾濫原内に昭和28年以後に作られたバイパス道路や家屋の盛土は氾濫水の流動を防げるため, 氾濫状況が異ってくる。これらは氾濫原内のブロック分割およびブロック内の $H \sim A$ 関係の設定の際に考慮される。
- Ⅳ) 氾濫原の粗度係数 N : 土地利用の変化に応じて氾濫原内の各ブロックの N が変化している。すなわち, 家屋の密集あるいは舗装道路の拡大などにより N が変化する。また, 家屋については, 同じ密集度でも木造家屋とコンクリート造りのものでは N が異なる。特に扇状地部でビルディングが密集する区域では, 流水の疎通が妨げられると考えられるので, 疎通面積の減少による流れへの抵抗 N を割り増すことで表現する必要がある。
- Ⅴ) 排水路の整備や排水機場の整備・新設により, 氾濫原下流部の水の引きが速やかになる。

6 洪水被害額モデル

白川の調査では、昭和28年洪水の現在流域での再現および現在流域での降雨規模ごとの浸水区域の推定（水理・水文の検討）に加えて、洪水被害額の推定が行われる予定である。本年度は、水理・水文の検討が中心であり、被害額の推定に関しては予備的検討を行った。

1) 白川流域の被害ポテンシャル調査

白川流域では、昭和47年に白川下流約17kmの区間、また昭和50年に白川中・下流約47kmの区間で資産調査が行われ、治水経済調査要綱に従って治水事業の経済効果が検討されている。³¹⁾ これらの調査結果は、昭和28年当時および現在の氾濫原内の資産を推定する際の参考資料として活用しうる（資産の外挿・内挿のための資料に用いることを指す）。

第4章の図-4・4において、昭和20年、30年、40年および50年における熊本市の市街地の分布状況を示し、熊本市街地は昭和20年から50年の間に3倍以上拡大していることを明らかにした。その拡大は、熊本市の中央から主として自然堤防上を除々にスプロールしている。昭和28年当時と現在とを比較すると、氾濫原内に新たに立地した資産、およびすでにあった家屋についてはその新築および家財資産の増加のために、氾濫原内の資産は昭和28年当時とは比較にならない程増加していると推定される。

2) 洪水被害額推定モデル

洪水被害額の推定には、氾濫解析によって得られた氾濫水位（あるいは浸水深）と資産調査結果をもとに推定された被害ポテンシャル値とが必要である。被害ポテンシャルは、各種資産に対する洪水被害率（治水経済調査要綱の被害率）を乗ずることにより、氾濫水位（あるいは浸水深）～被害額曲線として整理される。

一つの洪水Fによる被害額Dの計算式は、一般に次のように表される。^{6), 35)}

$$D = D(F, F_0, S) \quad \dots\dots\dots (6 \cdot 1)$$

ここに、F：降雨流出量、F₀：無被害最大流量、S：被害ポテンシャルである。

式(6・1)は一つの洪水Fによる被害額を示しており、例えば昭和28年洪水時の被害額の推定を行う場合などに用いられる。現在あるいは将来の被害の可能性を調べる場合には、洪水そのものの予測が不可能であるため、通常は年平均洪水被害額 $\bar{D}$ が計算される。年平均洪水被害額 $\bar{D}$ は、式(6・1)のDを降雨流出量Fの確率密度関数Pr(F)を用いて積分することにより求められる。

$$\bar{D} = \int_{F_0}^{\infty} \text{Pr}(F) \cdot D(F, F_0, S) \cdot dF \quad \dots\dots\dots (6 \cdot 2)$$

以上が被害額モデルの一般論であるが、解析の手順、氾濫水位（あるいは浸水位）～被害額曲線

の作成方法、洪水被害額と氾濫流との関係、洪水被害の種類および現時点における計測の可能性等については、文献 12), 32), 33) を参照されたい。

3) 洪水被害額変化の要因分析モデル

ある期間 (t_1 年から t_2 年の間) の洪水被害額の変化は、式 (6・2) を用いて t_1 年と t_2 年の年平均被害額 $\bar{D}(t_1)$ および $\bar{D}(t_2)$ を求め、その差 $\Delta \bar{D}$ を計算することにより分る。

$$\Delta \bar{D} = \bar{D}(t_2) - \bar{D}(t_1) \quad \dots\dots\dots (6 \cdot 3)$$

さらに、年平均洪水被害額が変化する原因は以下のようにして分析することができる。すなわち、 t_1 年の F_0 が、河川改修等の治水対策の実施により t_2 年には $(F_0 + \Delta F_0)$ に変化し、また t_1 年の S が、土地利用の変化 (氾濫原への資産の侵入) により t_2 年には $(S + \Delta S)$ へと変化したとすると、それらによる年平均被害額の変化 $\Delta \bar{D}$ の内訳は次式により知ることができる。

$$\Delta \bar{D} = \underbrace{\frac{\partial \bar{D}}{\partial F_0} \cdot \Delta F_0}_{\left(\begin{array}{c} \text{治水対策の実施} \\ \text{による } \bar{D} \text{ の減少} \end{array} \right)} + \underbrace{\frac{\partial \bar{D}}{\partial S} \cdot \Delta S}_{\left(\begin{array}{c} \text{被害ポテンシャル} \\ \text{の増加による } \bar{D} \text{ の} \\ \text{増加} \end{array} \right)} + \underbrace{\epsilon(\Delta F_0, \Delta S)}_{\left(\begin{array}{c} \Delta F_0 \text{ と } \Delta S \text{ の複合した} \\ \text{効果による } \bar{D} \text{ の変化} \end{array} \right)} \quad \dots\dots\dots (6 \cdot 4)$$

ここに、 F は自然現象であり変化しないと仮定している。したがって、式 (6・4) における $\bar{D}$ は F_0 および S の関数 ($\bar{D} = \bar{D}(F_0, S)$) である。

式 (6・4) を用いた分析により、 $\Delta \bar{D}$ がどのような原因によっているかを明確にすることができる。被害額 D (式 (6・1)) についても同様の分析が可能である。解析方法の詳細およびその事例については文献 12), 32), 35) を参照されたい。

4) 白川での被害解析について

本年度は被害解析についての一般的な考察を行ったが、具体的な解析は行っていない。したがって、被害解析の問題点および分析項目について整理し、今後の調査の参考に供することにする。

Ⅰ) 被害解析：洪水規模別の浸水状況は水理・水文モデルを用いることにより求められる。一方、上の問題

氾濫水位 (あるいは浸水深) と洪水被害額 (直接被害のみ) との関係は治水経済調査要綱³²⁾ に従って定めることができる。ただし、白川の調査では、扇状地部において相当大的な流速が生じるので、水理モデルによりその流れを精度よく推定すること、およびその流速と被害額との関係を明らかにすること (通常の被害額の評価では浸水深と湛水継続時間のみが考慮されている) が必要であろう。³²⁾

Ⅱ) 分析事項：以下の分析が考えられる。

① 昭和 28 年洪水時の被害額 D の推定 (実績値との比較)

- ② 昭和28年洪水が現在生じた場合の被害額 D の推定（昭和28年の被害額との比較）
- ③ ①および②の分析が得られた被害額変化量 ΔD の原因（要因）分析
- ④ 洪水規模ごとの被害額 D の推定
- ⑤ 年平均洪水被害額 $\bar{D}$ の推定
- ⑥ 治水対策の実施による年平均被害額の軽減量 $\Delta \bar{D}_b$ （保全便益）の評価，およびそれを用いた対策の経済的効果の評価
- ⑦ 年平均被害額変化量の原因（要因）分析

7 上流白川・黒川および白川中流の遊水効果

河川上・中流の河川改修は下流の流量に影響を与える。^{12), 13), 34)}もちろん、下流の河道計画は上・中流の改修による流出増に対処しうるように立てられるが、改修順序について検討する場合には、その流出増（すなわち現状の遊水効果）を予め評価しておくことが望ましい。上・中流の遊水効果は以下のようにして評価することができる。¹³⁾

現在の上流1, 2および中流の河道のもとでの洪水疎通能力をそれぞれX, Y, Zとする（図-7・1参照）。その場合の降雨Rに対する流量検討地点の流量Qは次式のよう表現される。

$$Q = Q(X, Y, Z | R) \quad \dots\dots\dots (7 \cdot 1)$$

改修により洪水の疎通能力がそれぞれ $X \rightarrow (X + \Delta X)$, $Y \rightarrow (Y + \Delta Y)$, $Z \rightarrow (Z + \Delta Z)$ へと変化する
ので、それに対応して流量も $Q \rightarrow (Q + \Delta Q)$ へと変化する。

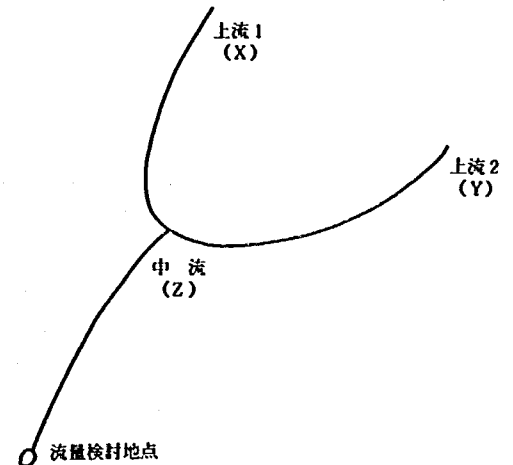


図-7・1 流域概念図

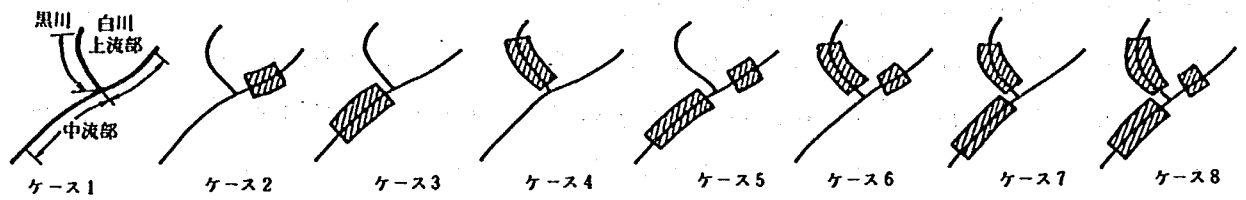
$$Q + \Delta Q = Q \{ (X + \Delta X), (Y + \Delta Y), (Z + \Delta Z) | R \} \quad \dots\dots\dots (7 \cdot 2)$$

ただし、流域斜面からの流出増については考えないものとする。式(7・1)および(7・2)より、流出増分 ΔQ が生じる原因は次式により解析できる。

$$\begin{aligned} \Delta Q = & \underbrace{\frac{\partial Q}{\partial X} \cdot \Delta X}_{\left(\begin{array}{l} \text{上流1の改修に} \\ \text{よる流出増分} \end{array} \right)} + \underbrace{\frac{\partial Q}{\partial Y} \cdot \Delta Y}_{\left(\begin{array}{l} \text{上流2の改修に} \\ \text{よる流出増分} \end{array} \right)} + \underbrace{\frac{\partial Q}{\partial Z} \cdot \Delta Z}_{\left(\begin{array}{l} \text{中流の改修に} \\ \text{よる流出増分} \end{array} \right)} \\ & + \underbrace{\epsilon(\Delta X, \Delta Y, \Delta Z)}_{\left(\begin{array}{l} \text{上流1, 2および中流} \\ \text{改修の複合した効果に} \\ \text{よる流出増分} \end{array} \right)} \quad \dots\dots\dots (7 \cdot 3) \end{aligned}$$

各項の値を求めるには、改修前のX, Y, Zをそれぞれ一つずつ $(X + \Delta X)$, $(Y + \Delta Y)$, $(Z + \Delta Z)$ に変化させる方法（方法1）、および (X, Y) , (Y, Z) , (Z, X) の二変数を同時にそれぞれ変化させる方法（方法2）がある。図-7・2は、これら二つの方法を模式的に示したものであり、ハッチされた区間が改修されることを示している。

改修による流出増分解析は、河道モデルの定数（白川では貯留関数の定数K, P）を改修後のものに設定することにより行われる。



注) / : 未改修部

▨ : 改修部

ケース	改修状況
1	未改修 (現況河道 = S 28 年河道)
2	白川上流部のみ改修
3	白川中流部のみ改修
4	黒川のみ改修
5	白川上流、中流部改修
6	白川上流、黒川改修
7	黒川、白川中流部改修
8	全区間改修 (計画改修河道)

図 - 7・2 分析ケース模式図

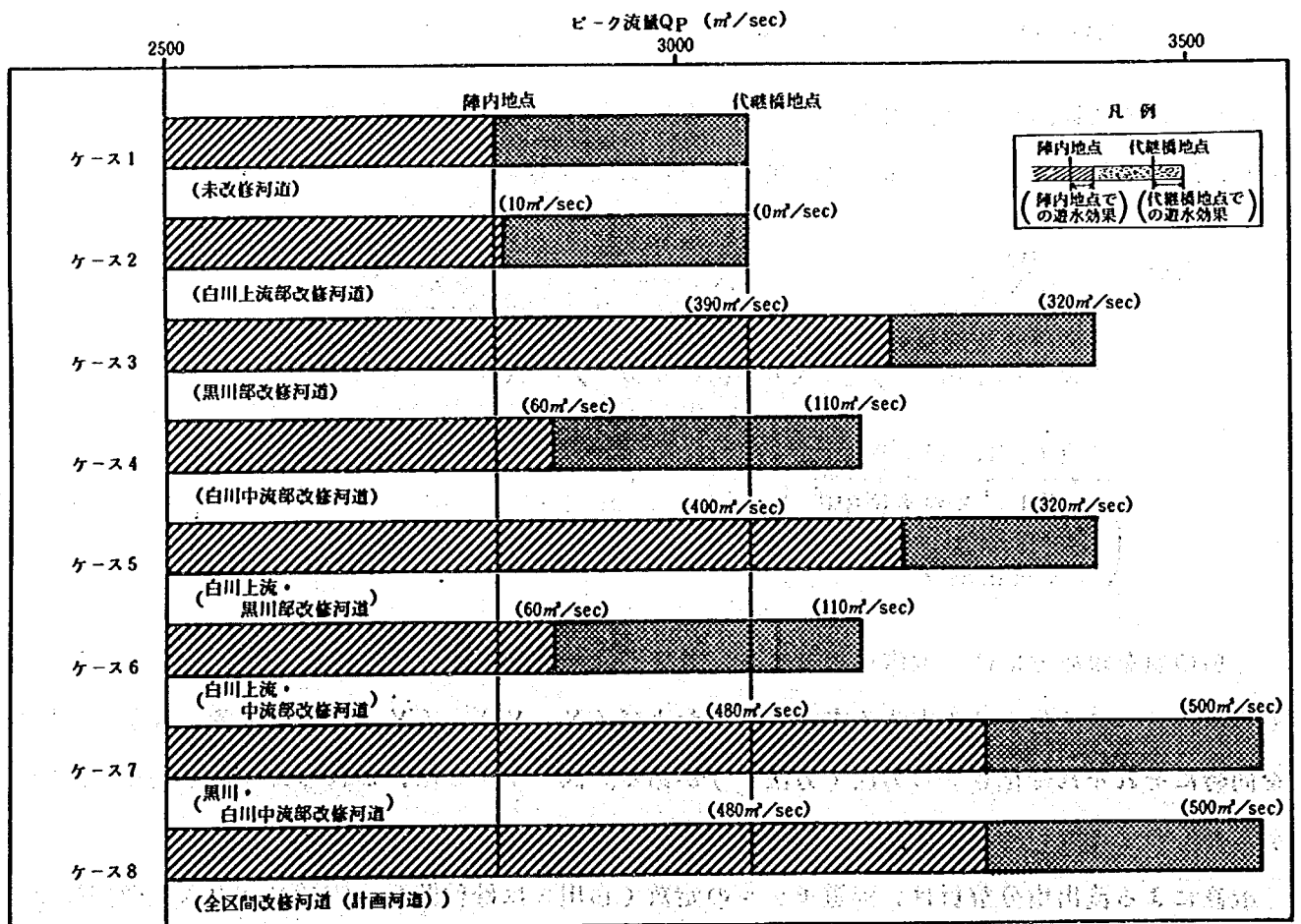


図 - 7・3 改修による流量の変化 (陣内地点および代継橋地点)

昭和28年災害時の降雨を対象に、現況の河道と将来計画の河道について、改修による代継橋地点の流量の変化を分析した結果を図-7・3に示した。計画に用いた改修前と改修後の河道モデルの定数を表-7・1に示した。

ケース1は現在の河道のもとでの流量、ケース8は計画完成後の河道のもとで流量をそれぞれ示している。したがって、計画が完成するとピーク流量が約 $500\text{ m}^3/\text{s}$ 増加することが知られる。その増加量を一区間ごとの改修を行うとして検討したもの（方法1）がケース2, 3, 4である。上流白川はほとんど改修が行われないため、流出増はほぼゼロである。黒川のための改修により約 $320\text{ m}^3/\text{s}$ のピーク流量の増大がある。また、白川中流部の改修は約 $110\text{ m}^3/\text{s}$ のピーク流量増をもたらすと推定される。これらの結果をもとに、逆に改修を行わない（遅らす）ことによる遊水効果をみると、黒川はピーク流量で約 $320\text{ m}^3/\text{s}$ の遊水効果が、また白川中流は黒川の約 $\frac{1}{3}$ 程度であることが知られる。

改修による流出増は、三区間の改修の複合した効果によって生じる。ケース5, 6, 7は、二区間を同時に改修したとして、残りの一区間の改修による流出増を推定した計算結果（方法2）を示している。この推定からは、黒川および白川中流の改修による流出増は、ピーク流量でみてそれぞれ約 $415\text{ m}^3/\text{s}$ 、約 $205\text{ m}^3/\text{s}$ となる。方法1の検討で得られた結果と値が異っているのは、それぞれの区間の改修の影響が代継橋地点流量に対して非線形であることによる。

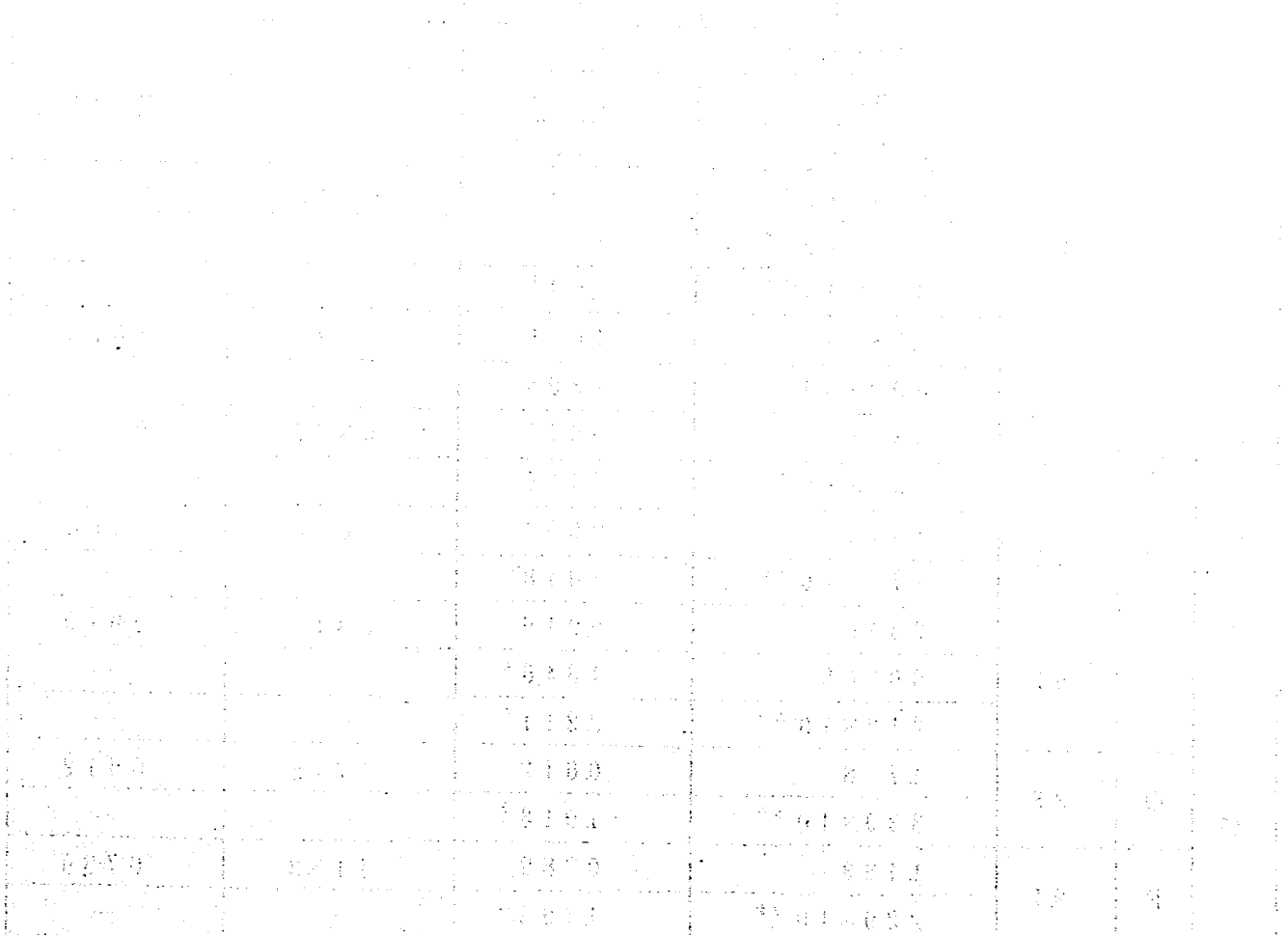


表-7・1 計算に用いた河道定数²⁾

区分	河道名	河道延長 (km)	現況河道定数		改修後の河道定数	
			K'	p'	K'	p'
白川流域	A	2.2	0.19	0.80	0.19	0.80
	B	4.6	0.78	0.69	0.78	0.69
	C	3.0	0.76	0.60	0.76	0.60
			0.0017*	1.55*	—	—
	D	4.8	0.59	0.70	0.59	0.70
黒川流域	E	1.7	9.03	0.624	0.24	0.637
			2.806*	0.878*	—	—
	F	3.2	0.292	0.769	0.292	0.769
			1.42×10^{-3} *	2.613*	—	—
			0.234*	1.308*	—	—
			4.42×10^{-3} *	2.111*	—	—
	G	6.8	1.78	0.57	1.78	0.57
			6.85×10^{-3} *	1.68*	—	—
			4.63×10^{-7} *	3.46*	—	—
	H	2.1	0.025	1.00	0.025	1.00
			2.16×10^{-12} *	5.84*	—	—
			3.04×10^{-5} *	2.67*	—	—
	I	6.1	0.196	1.113	1.39	0.687
			2.26×10^{-5} *	2.633*	—	—
	J	4.9	1.39×10^{-3}	1.750	0.492	0.645
			4.18×10^{-3} *	3.53*	—	—
			3.23×10^{-3} *	1.83*	—	—
白川中流域	K	5.5	0.0369	1.075	0.0369	1.075
			0.00754*	1.305*	—	—
	L	5.0	0.867	0.672	0.867	0.672
			4.07×10^{-5} *	2.115*	—	—
	M	4.9	1.674	0.654	1.674	0.654
			7.79×10^{-5} *	2.018*	—	—
	N	5.1	0.315	0.919	0.315	0.919
			0.0165*	1.346*	—	—
			2.12×10^{-5} *	2.211*	—	—
	O	3.8	1.718	0.612	1.718	0.612
			8.39×10^{-5} *	1.918*	—	—
	P	9.1	1.133	0.789	1.133	0.789
			2.29×10^{-3} *	1.593*	—	—

注) *印は流量規模によって河道定数が変わることを示してある。また、改修後の河道定数は流量に影響されない。

8 白川治水計画に関する考察

白川では、昭和28年洪水を対象とした工事実施基本計画に従って河川改修と立野ダムの建設が行われる予定である。以下では、これまでに述べた検討結果をもとに、白川の治水対策の実施に関連した二、三の考察を行ってみる。

1) 昭和28年洪水の規模と現在の白川の治水安全度

昭和28年洪水の規模は、代継橋ピーク流量で約 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ （土砂を含めると約 $3,200\text{m}^3/\text{s}$ ），2日間降雨量の超過確率は約 $1/150$ である。昭和28年洪水以降、白川では若干の河積拡大、河道の直線化、護岸および特殊堤の設置等が行われたが、河道の疎通能力は昭和28年当時と比較してそれ程増えていない。ただし、昭和28年洪水以降に架けられた橋梁の径間は長く、流木の堆積による氾濫の激化はほとんど無くなると推定される。

現在の白川の治水安全度は、昭和55年洪水より知ることができる。昭和55年洪水により、黒川では、大規模な氾濫が生じ、また白川下流で小規模な氾濫が生じた。昭和55年洪水の規模は、代継橋ピーク流量で約 $1,500\text{m}^3/\text{s}$ ，2日間降雨量の超過確率は約 $1/30$ であった。このことから、白川下流部の治水安全度は、2日間降雨でみて超過確率約 $1/30$ 程度であることが分る。一方、基本計画で対象としている昭和28年洪水は超過確率約 $1/150$ ときわめて大きい。したがって、現在昭和28年災害規模の洪水にみまわれると、再び大規模な氾濫が生じると考えられる。

2) 昭和28年災害規模の洪水が生じる可能性

超過洪水が生じる可能性は次のようにして推定できる。治水安全度が $1/T_0$ （リターン・ピリオド T_0 ）で、 T 年間に超過洪水が生じる確率 P は次式で与えられる。

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_0}\right)^T \quad \dots\dots\dots (8 \cdot 1)$$

式(8・1)において現在の白川の治水安全度に対応させて $T_0 = 30$ 年とし、30年($T = 30$ 年)間に超過洪水が生じる確率 P を求めてみると、 $P = 0.63$ となる。したがって、超過洪水の生じる可能性は高いといえよう。

次に、昭和28年洪水規模以上の洪水が生じる可能性を式(8・1)により推定してみると、表-8・1が得られる。表より、10年間で0.06、50年間で0.28、100年間で0.49であり、その確率はそれ程高くはない。これは確率

論的な推論であり、可能性は必ずしも高くないが、治水計画を考える場合にはむしろ生じる可能性があるとして解釈すべきであろう。

表-8・1 昭和28年洪水以上の洪水が T 年間に生じる確率 P

年数 T (年)	10	20	30	50	100	150
確率 P	0.06	0.13	0.18	0.28	0.49	0.63

3) 治水対策の実施順序

工事実施基本計画に従った治水対策の実施順序について、水理的な観点から考察してみる。まず白川下流部の改修についてであるが、現在の河道では、昭和28年規模の洪水によって当時には近い氾濫が生じると推定される。しかも、現在では氾濫原内の土地利用が当時とは比較にならない程高度化しており、その場合の洪水被害額はきわめて大きくなる。このため、白川本川下流部の改修は、最優先的かつ早急に行われる必要があるといえる。

ところが、その河川改修には長い年月がかかる。したがって、河川改修が完成するまでの途中段階の対策についても検討しておく必要がある。そのような対策の一つとして、白川では、黒川および白川中流の遊水機能の保全があげられる。第7章の検討より明らかにされたように、黒川および白川中流を合せた遊水機能は、昭和28年洪水に対して代継橋地点のピーク流量で約 $500\text{ m}^3/\text{s}$ と大きい。したがって、それらの区間の改修を遅らせば、遊水効果のために下流の氾濫は軽減されることになる。特に、黒川の改修は、本川下流の流量を大きく増加させるので、下流部の改修が完了してから改修するか、あるいは立野ダム建設後に改修する方が望ましい。

4) 計画完成までの途中段階の治水対策

工事実施基本計画に従った治水対策は早急に実現することが望ましい。しかし、その完成までには数10年はかかる。したがって、それまでの途中段階における被害の軽減の方策についても、総合的に検討しておく必要がある。そのような治水対策には、従来の治水対策の概念を超えるものも含まれているが、白川において他に先がけてその検討が行われることが望まれる。

途中段階の方策について検討する前に、総合的な治水対策の概念を整理しておこう。表-8・2は、治水対策の概念を分類したものである。河川改修、ダム建設、遊水機能の保全等の従来から考慮されている治水対策は、洪水の変形に含まれる。これに対して、土地利用の誘導・規制、建築物の耐水化といったものは被害ポテンシャル調整に含まれるものであり、氾濫が生じた時の被害額を直接的に軽減する方策である(式(6・1)、(6・2)参照)。また、予警報、水防活動等は被害の調整に含まれるものであり、洪水時の緊急活動により被害を軽減したり、被害の救済を行うためのものである。

計画完成までの途中段階の対策として、被害ポテンシャルの調整および被害の調整に含まれる対策を実施すると仮定して、そのために必要な事項について整理してみた。

まず、被害ポテンシャルの調整に関しては、氾濫原に居住する人々の洪水に対する認識と治水への理解が必要であることから、以下の調査と公報があげられる。

- 1) 現状の洪水危険度評価地図の作成：地形学的方法、既往洪水による方法、水理・水文学的方法および被害による方法で作成された四種類の地図を作成する。この地図は、土地利用の誘導、建築物の耐水化、さらには後述の水防・避難といった計画の基礎資料となる。また、住民の洪水への理解を高めるのに役立つ。

表－ 8・2 総合的な治水対策の考え方

洪水の変形	被害ポテンシャルの調整	被害の調整	無対応
<u>洪水防御</u> 堤防 河川改修 放水路 貯水池 高潮堤 <u>流域処理</u> 流出抑制 (雨水貯留, 地下浸透) 遊水機能保全 再植林 侵食対策 <u>気象修正</u>	<u>土地利用の誘導・規制</u> 土地利用規制 宅地開発指導 建築基準 公的な土地の買収 補助による再配置 <u>建築物の耐水化</u> 低位開口部の閉そく 高床建築物 盛土 耐水外装・家具 下水の逆流防止弁	洪水予警報 水防活動 緊急対応 避難 災害救助 復旧計画 公的援助 洪水保険 税金の免除	被害甘受

ii) 既往の耐水化家屋の事例集：白川流域に実存する高床式建築，盛土，水屋等について調査し，事例集を作成する。これに全国の事例を加えたパンフレットを作成し，建築物の耐水化を指針とする。

iii) 洪水危険度情報の公表：地形学的方法および既往洪水による方法で得られた洪水危険度評価地図を中心としたパンフレットを作成し，公表する。これは耐水化に関するパンフレットと同時に公表すればよいであろう。

次に，被害の調整のための対策に関しては，以下のものがある。

i) 洪水予警報および避難：現在の予警報システムの見直しを行い，予警報の精度向上を図る。住民への情報伝達方式の効率化を図り，正確な情報を確実に伝達できるようにする。さらに，洪水時に関連部局の出す情報の意味，住民のとるべき対応，および避難方法・避難場所等について分かり易いパンフレットを作成し，配布しておく。

ii) 水防活動：現在の水防組織で行いうる水防活動の効果を評価し，その改善について検討する。以上述べた対策は，すべて超過洪水対策である。超過洪水対策として，水理的な観点からはさらに次のようなものも考えられる。

i) 道路あるいは建築物を適切に誘導・配置して，氾濫水の流れを制御し，被害の軽減を図る。

ii) 堤防の補強あるいは耐越水化により氾濫を軽減する。

iii) 氾濫による被害額が小さくなるような区間ごとの治水安全度を設定する（上下流，本川支川の安全度を変える）。

白川の治水計画において，これらの超過洪水対策が基本計画完成までの途中段階の対策として計画に組み込まれ，最終的には来るべき大河川の総合的な治水計画の先駆けとなることを切望する。

9 結 語

本調査に与えられた当初の課題は、白川の氾濫解析・被害解析のための実用的なモデルの開発に関連した検討を行うことであった。それにもかかわらず、相当広範囲の課題に対しての検討を行ったのは、以下のような理由からである。

- ① 昭和28年洪水を対象とした基本計画が立案されたものの、その完成までには長い年月が必要であり、それまでの途中段階で昭和28年洪水のような大洪水が生じたらどうなるかを推定することが、白川の氾濫解析・被害解析の一つの大きな目的である。このような計画完成までの途中段階における被害の軽減は、多くの大河川でかかえている治水計画上の大きな課題である。
- ② このような観点に立つと、単に解析モデルの検討のみでなく、大河川の実状についての幅広い理解が必要である。
- ③ 白川の実状についての深い認識がなければ、実現可能な治水計画についての検討は不可能に近い。

このような観点から、本調査の前半では昭和28年の大洪水および昭和55年の洪水を対象として、既往の調査をもとに白川の実状について認識を深める努力を行った。したがって、本報告書の前半で述べたものについては、すでに知られているものを再整理したにすぎないものが数多く含まれているはずである。ただし、昭和28年洪水の氾濫状況と地形との対応関係の分析、あるいは洪水危険度評価手法等に関しては、多少とも新しい観点を示すことができたのではないかと考えている。

次に、本調査の主題である氾濫解析モデルに関する検討から得られた結論と今後の課題を列挙する。

- ① 氾濫原のモデルに関しては、地形と既往洪水の流動特性を考慮して氾濫原をブロック割りし、氾濫水の流動を開水路流モデルにより解析する方法が最も適していると考えられる。
- ② 流木の問題に関しては、提案した水理モデルを用い、熊本市教育研究所および土木学会関西支部の実績調査結果に合わせるようにすれば、昭和28年洪水の状況の再現がほぼ可能と考える。一方現在の白川での流木の問題は、米元の実験結果からみると、現在ではそれ程大きな問題とはならないと推定される。
- ③ 破堤に関しては、昭和28年洪水の再現においては実態調査が比較的良く行われていることから、実態に近いモデルを設定できたと考えられる。しかし、現在の河道のもとでの破堤予測はむずかしく、本文中で述べたような定性的なことしか分らない。定量的な取り扱いとは今後の課題である。
- ④ 氾濫原の粗度係数に関しては、扇状地部のビルディングの取り扱いがむずかしい。その取り扱いについては、後藤・首藤・笹川(1981)の研究が参考となる。

被害解析モデルに関しては、扇状地部の強い流れが生じる区域を除くと、氾濫解析モデルが完成すれば、通常の治水経済調査と同様の解析で十分であろう。極端に強い流れの生じる区域の被害率については、現在のところ十分なものがない。土砂害の被害率も見うけられない。白川で調査し、設

定することが望ましい。

治水計画に関しては、具体的な検討はほとんど行わなかったが、基礎調査より次のことがいえよう。

- ① 昭和28年洪水を対象とする限り、白川下流部の改修は不可欠であろう。水理的観点からみると、黒川および白川中流は遊水効果が大きいので、改修は遅くする方が望ましい。
- ② 基本計画の完成には長い年月を要するので、途中段階の被害を軽減する方策として、本文中で述べた被害ポテンシャルの調整、被害の調整といった分類に含まれる新しい対策を併用することが望まれる。
- ③ 昭和28年洪水の再現を想定し、超過洪水対策を含む大河川の総合的な治水計画についての調査を行うことが望まれる。

上記②、③の調査に関しては、白川は最も必要性が高くかつそのための基礎調査が進んでいる河川の一つであろう。全国に先駆けて白川において調査が進められることを期待する。

以上述べたうち、氾濫解析モデルおよび治水計画に関しては今後とも調査を続け、大河川の総合的な治水計画の立案に資する調査としたいと考えている。

最後に、本調査の機会を与えていただいた熊本工事事務所の方々に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局(熊本工事事務所):白川流域の概要, 1980
- 2) 建設省熊本工事事務所:白川流量検討報告書, 1980
- 3) 熊本市教育研究所:6.26水害と熊本,熊本市教育研究所紀要第4集(熊本市教育資料集 №2), 1954
- 4) 建設省河川局:白川流域管理計画調査報告書, 1980
- 5) 吉野文雄・山本雅史・吉川勝秀:洪水危険度評価地図について,第26回水理講演会論文集, 1982
- 6) F.Yoshino, M.Yamamoto, K.Yoshikawa:On Flood Risk Mapping, Report of the Public Works Research Institute (to be published)
- 7) 土木学会関西支部:昭和28年西日本水害調査報告書, 1956
- 8) 建設省熊本工事事務所:昭和55年8月出水関係資料, 1981
- 9) 熊本県阿蘇町:昭和55年8月30日発生水害の被害状況, 1981
- 10) Kumamoto Prefecture:The June Flood(写真集), 1953
- 11) K.Yoshikawa:On Hydrological Observation and Runoff Analysis, A Paper for TOPEX Roving Mission, 1982
- 12) 山口高志・吉川勝秀・角田学:都市化流域における洪水災害の把握と治水対策に関する研究,土木学会論文報告集, №313, 1981
- 13) 吉野文雄・吉川勝秀・中島輝雄:流域の都市化に起因する洪水災害の変化,第25回水理講演会論文集, 1981
- 14) 建設省庄内川工事事務所:庄内川洪水防御システムの策定, 1975~'77
- 15) 吉野文雄・土屋昭彦・須賀堯三:越流による堤防法面の破壊特性,第24回水理講演会論文集, 1980
- 16) 建設省熊本工事事務所:昭和28年災害白川筋浸水状況図, 1979
- 17) 米元卓介:洪水時に流木が橋梁及び堤防に及ぼす影響とその対策に関する研究,早稲田大学理工学研究所報告, 1961
- 18) 足立昭平・大同淳之:流木に関する実験的研究,京都大学防災研究所年報第1号, 1957
- 19) Ven Te Chow:Open-Channel Hydraulics, MCGRAW-HILL Book Company INC., 1959
- 20) 中西秩・振井茂宏・藤本勲:吉野川の内水解析について,第31回建設省技術研究会報告, 1977
- 21) 角屋睦・早瀬吉雄:巨椋低平流域の都市化と内水,京都大学防災研究所年報第22号(B-2), 1979

- 22) 建設省利根川上流工事事務所：利根川二次元モデル氾濫検討報告書，1980
- 23) 石崎勝義・大村善雄：低平地河川の治水方式について，第25回水理講演会論文集，1981
- 24) 建設省淀川ダム統管理事務所：洪水避難検討（その2）業務報告書，1979
- 25) 岩佐義郎・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水理の数値解析法，京都大学防災研究所年報第23号（B-2），1980
- 26) 建設省北上下流工事事務所：北上川氾濫解析報告書，1981
- 27) 石崎勝義・岡田豊：はん濫を伴う洪水の計算，土木技術資料，Vol.18, №7, 1976
- 28) 石崎勝義・北川明・佐々木健一・宮本修：遊水を考慮した河川改修方式，土木技術資料，Vol.19, №5, 1977
- 29) 松富英夫：ドライ・ヘッド上のダム破壊流れの数値解析，第26回水理講演会論文集，1982
- 30) 後藤智明・首藤伸夫・笹川稔郎：陸上大障害物群の津波氾濫時における抵抗，第25回水理講演会論文集，1981
- 31) 建設省熊本工事事務所：白川治水経済調査検討報告書，1972, '75
- 32) 山口高志・吉川勝秀・角田学：治水計画の策定および評価に関する研究(I)，土木研究所報告，№156，1981
- 33) 設省河川局：治水経済調査要綱，1968～'80
- 34) 建設省河川局治水課：河川改修が洪水流出に及ぼす影響に関する事例集，1975
- 35) T. Yamaguchi, K. Yoshikawa: On Flood Damage Analysis and the Planning of Countermeasures in an Urbanizing Watershed, Report of the Public Works Research Institute (to be published).

(補 足)

洪水危険度評価地図について On the flood risk mapping

建設省土木研究所 正 員 吉 野 文 雄
建設省熊本工事事務所 正 員 山 本 雅 史
建設省土木研究所 正 員 ○ 吉 川 勝 秀

は じ め に

我国では、古来治水施設の拡充を図りながら氾濫原内の土地利用を高度化してきた。かつては、洪水の危険度に応じた土地利用が行われてきたといえる。ところが、近年では大規模な治水対策が実施されたことにより、氾濫原に居住する人々の洪水の危険性に対する認識が薄れつつあり、一旦氾濫が生じると大きな被害が生じるようになってきている。

洪水被害は、その時点の治水施設のもとで安全に流下させうる以上の降雨流出があった場合に生じる。そのような降雨流出（洪水）は、通常は異常洪水あるいは超過洪水と呼ばれている。一般に、治水施設の規模の向上には限りがあり、かつ目標とする施設が完成するまでには長い年月が必要である。計画が完成したとしても、その施設の規模を上回る超過洪水は生じうるし、また完成までの途中段階においては、超過洪水にみまわれる可能性がさらに高い。したがって、いつの時点においても、超過洪水を考慮に入れた治水計画あるいは土地利用を考える必要があるといえる。

本文は、洪水（水害）危険度を評価する手法について検討したものであり、洪水危険度評価地図の作成方法、作成された洪水危険度評価地図の特徴およびそれと治水計画との関連について検討を加えたものである。洪水危険度評価地図は、超過洪水を考慮に入れた治水計画、土地利用計画を検討する際の基本となるものである。

1. 洪水危険度評価地図の位置づけ

洪水危険度評価地図の作成について論じるにあたり、超過洪水生起頻度および治水対策との関連において、洪水危険度評価地図の位置づけを明確にしておきたい。

超過洪水の生起する確率は、次のように示される。被害を生じさせないで安全に流下させうる洪水の規模を F_0 とし、洪水流出 F_0 を生じさせる降雨のリターン・ペリオドを T_0 年とすると、確率平均としてみた超過洪水の再現期間は T_0 年である。一方、治水施設の規模を F_0 とし、 T 年間その施設が利用されるとすると、その期間内に超過洪水が生じる確率 P は次式で与えられる¹⁾

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_0}\right)^T \quad \dots\dots\dots(1)$$

したがって、例えば大河川で当面の目標とされている戦後最大洪水の平均的なリターン・ペリオドを40年と仮定し、それに対処しうる施設が40年利用されたとすると、確率 P は0.63となり、超過洪水の生起する可能性は相当大きいことがわかる。しかも、戦後最大洪水に対する河川の整備率は、1981年時点で58%といわれている。

次に、超過洪水が生じた場合の被害についてみると、洪水被害額 D および年平均被害額 $\bar{D}$ は次のように表示される²⁾

$$D = D(F, F_0, S) \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\bar{D} = \int_{F_0}^{\infty} \Pr(F) \cdot D(F, F_0, S) \cdot dF \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 F ：洪水流出量、 F_0 ：治水施設の規模、 S ：被害ポテンシャル、 $\Pr(F)$ ： F の生起確率密度関数である。

洪水被害は、洪水氾濫が生じ、かつその区域内に資産が存在する場合に生じる。したがって、超過洪水が生じた場合の被害を知るためには、降雨規模ごとの浸水状況および被害ポテンシャルの分布状況を知る必要がある。浸水状況図に関しては、我国でもその公示が行われ始めており、また米国では氾濫原管理のために100年洪水に対する浸水予想区域の線引きが行われている³⁾。洪水被害額は、治水経済調査要綱により直接被害額の算定が可能である。^{2), 4), 5)} 米国においても類似した算定が行われている⁴⁾。

浸水状況図は、超過洪水により浸水する区域および浸水深等により、洪水被害の生じる可能性のある区域を示すものである。洪水被害額分布図は、さらに被害ポテンシャルを考慮に入れて、被害額そのものを示すものである。これらの洪水危険度評価地図を治水対策との関連でとらえてみると、表-1に示される総合的な治水計画に含まれる対策のうち、被害ポテンシャル調整を考える上できわめて有効な手段であると考えられる。

2. 洪水危険度評価地図作成の方法

洪水危険度評価地図の作成にあたり、筆者らは次の四つの方法について検討を行っている。第一の方法は、地形学的に氾濫原を調べ、さらに自然堤防あるいは旧河道といった微地形に着目することにより浸水の可能性を知ろうとするものであり、これを地形学的方法 (Geomorphological approach) と呼ぶことにする。第二の方法は、既往の実績氾濫に基づくものであり、既往洪水による方法 (Historical approach) である。第三の方法は水理・水文学的な解析による方法 (Hydrological-hydraulic approach) である。第四の方法は、水理水文学的な方法による浸水区域の推定に加えて、式(2)、(3)により被害額をも算定する方法 (Damage approach) である。

以下に、それぞれの手法の考え方、および洪水危険度評価地図の事例を示す。

1) 地形学的方法による洪水危険度評価地図

流域の地形は、地形学上何種類かの地形単位に分類される^{6), 7)}。それらのうち、氾濫原 (扇状地、三角州、自然堤防、氾濫平野等) は上流から運搬された土砂が低地に堆積することにより形成されたものである。この地域は、過去に氾濫が発生した場所であり、今後もその可能性がある。氾濫原内においても、旧河道や後背湿地等の相対的に低い区域では浸水危険度が高く、自然堤防等の砂質微高地ではその危険度は低い。これらの個々の地形単位は微地形と呼ばれている。氾濫原内の古い村落あるいは道路が自然堤防上に発達していることは広く知られている。地形学的方法の詳細については他の文献に譲ることにして、^{6), 7)} 地形学的方法による洪水危険度評価地図の

表-1 総合的な治水計画の考え方

洪水の変形	被害ポテンシャルの調整	被害の調整	無対応
洪水防制	土地利用の誘導・規制	洪水予警報	被害甘受
堤防	土地利用規制	水防活動	
河川改修	宅地開発指導	緊急対応	
放水路	建築基準	避難	
貯水池	公的な土地の買収	災害救助	
高潮堤	補助による再配置	復旧計画	
流域処理	建築物の耐水化	公的援助	
流出抑制	低位開口部の閉そく	洪水保険	
(雨水貯留、地下浸透)	高床建築物	税金の免除	
遊水機能保全	盛土		
再植林	耐水外装・家具		
侵食対策	下水の逆流防止弁		
気象修正			

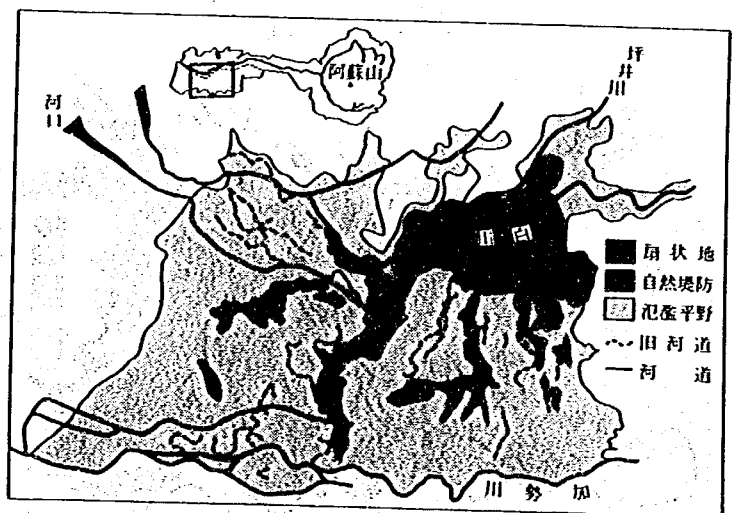


図-1 地形分類図 (白川下流域)

例を示すことにする。

図-1は白川(流域面積約480km²)の下流に位置する氾濫原の地形分類図であり、氾濫原が河川の左岸に広く分布し、その内部の3箇所で大規模な自然堤防が発達していることがわかる。現在の白川は天井川であり、氾濫水が左岸に流入した場合には、氾濫水は旧河道跡の相対的に低い区域に集中しながら流下すると推定される。したがって、その区域の浸水危険度は大であり、逆に大規模な自然堤防上は相対的に安全性が高いことがわかる。図に等高線を記入すれば、さらに詳しく氾濫水の挙動を推定することができる。

図-2は、都市化が急激に進んでいるA川(流域面積約35km²)の地形分類図であり、河川沿いの低地においては同様に浸水の危険性があることがわかる。

2) 既往洪水による方法の洪水危険度評価地図

既往の氾濫を伴う洪水の際の浸水区域から、浸水の危険性を推定することができる。図-3、4はそれぞれ白川およびA川の浸水実績図である。

白川は2日降雨の超過確率約1/30程度の降雨により氾濫が生じると推定されている。図-3に示した浸水実績は、超過確率約1/150というきわめて大規模な洪水によってもたらされたものである。図中には最大浸水位が示されており、扇状地部分(図中右上)ではきわめて強い流れが生じるとともに浸水深が大きい。氾濫水の流路となっている。相対的に高い自然堤防上では浸水が見られない。図-1と図-3を対比すると、地形分類図から読み取れる浸水危険度の高い区域での浸水が顕著であることが知られる。

図-4にはA川での既往の三洪水の浸水実績を示した。それぞれの洪水の1日降雨量の超過確率は、約1/50(1958年洪水)、約1/20(1981年洪水)、約1/3(1979年洪水)であり、これらより降雨規模ごとの浸水区域を推定することができる。また、図-2と図-4を対比す

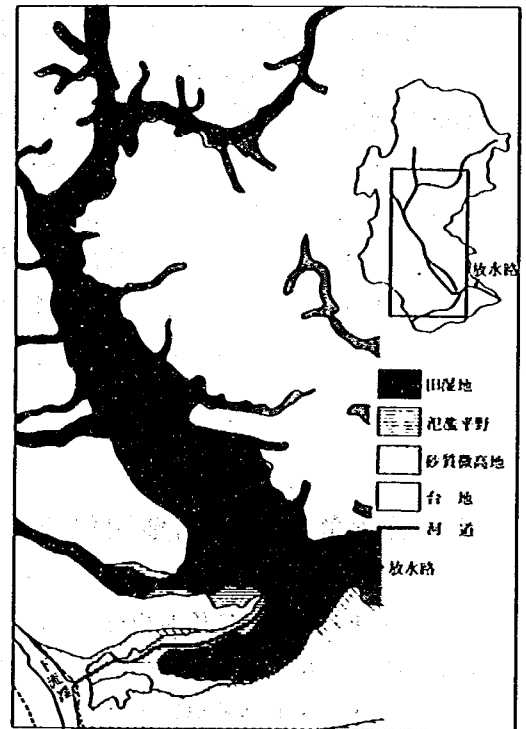


図-2 地形分類図(A川)

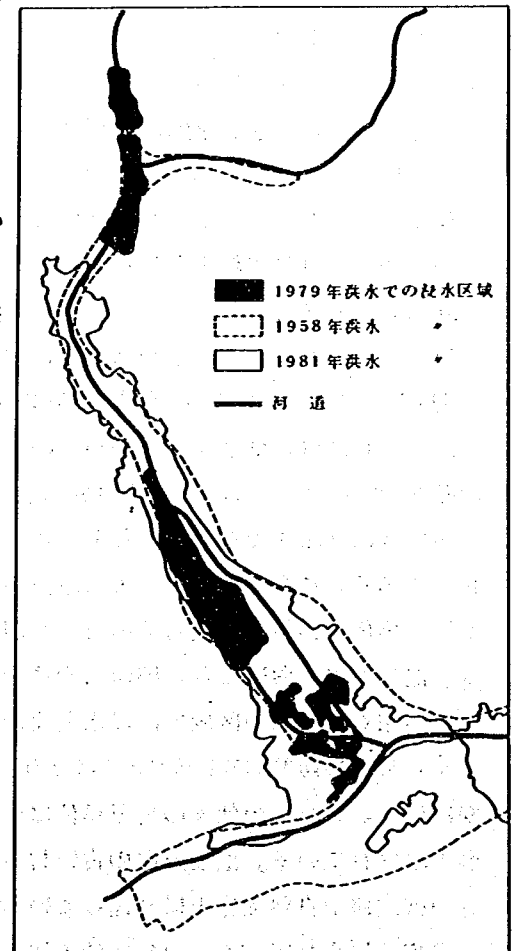


図-4 浸水実績図(A川, 1958年, '79年, '81年洪水)

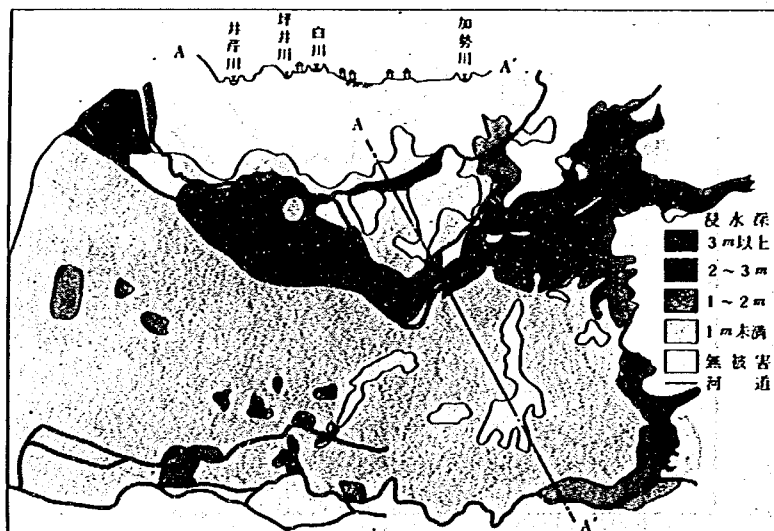


図-3 浸水実績図(白川, 1953年洪水)

ると、地形分類図上の氾濫原での浸水危険度をさらに詳しく知ることができる。

既往実績洪水データが多数ある河川では、降雨量についての統計解析を行うことにより、降雨規模（降雨確率）ごとの浸水区域をより詳細に解析することも可能である。

3) 水理・水文学的方法による洪水危険度評価地図

降雨流出解析を行った後、河道からの越流計算と氾濫原内の水の移動計算を行うことにより、浸水区域を求めることができる。A川を対象とした解析において用いた水理モデルおよび水文モデルを図-5に示した。A川は無堤であることから、図に示されるような河道および氾濫原を一体とした取り扱いが可能である²⁾。有堤河川での氾濫水の挙動の解析には、平面タンクモデル等が用いられる。

A川での解析では、地形分類図および大縮尺地形図 (Topographical map) を基礎データとして氾濫原を分割し、既往損失実績を検証データとして用いることによりモデルを同定した。図-6に現況河道のもとで30mm/hr, 50mm/hr, 70mm/hr, 90mm/hr 強度の中央集中型降雨が降ったとした場合の浸水区域を示した。それぞれの降雨の超過確率は約1/1, 約1/3, 約1/10, および約1/30である。図より、A川では30mm/hr 強度の降雨ですでに一部の区域で浸水が生じることがわかる。また降雨強度が増すことにより浸水区域がどのように拡大していくかを知ることができる。下流域では50mm/hr 強度降雨で初めて浸水が生じているが、これは下流域において河川改修が行われたためである。

水理・水文学的方法を用いた場合には、降雨規模ごとの浸水状況が明らかとなるばかりでなく、河川改修といった治水対策の影響、あるいは流域の都市化の影響を考慮に入れることが可能である。

4) 被害による方法の洪水危険度評価地図

洪水被害額は、特別に大きい流速の生じる区域を除くと、浸水深と被害ポテンシャルから算定することができる^{2), 4), 5)}。したがって、水理・水文学的方法により求められた浸水深と被害ポテンシャル調査

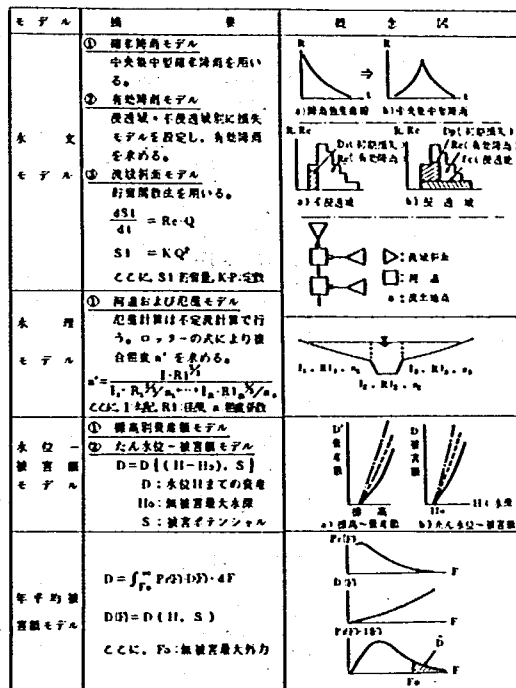


図-5 流出・氾濫、被害解析モデルの例^{2), 12)}

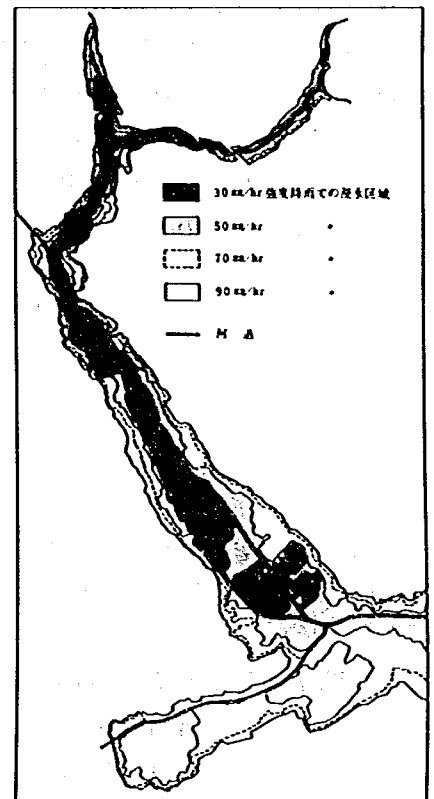


図-6 水理・水文解析モデルにより求めた浸水図 (A川, 1980年時点)

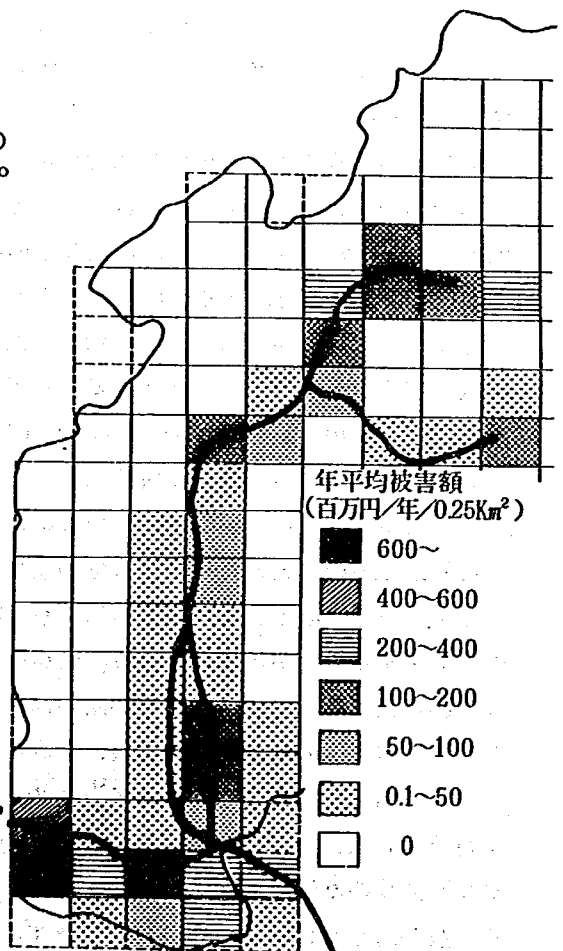


図-7 年平均洪水被害額の分布図

の結果を用いることにより、その分布状況を推定することが可能である。式(2)に基づいた計算からある洪水時の被害額の分布を求めることができ、式(3)を用いれば年平均被害額の分布を推定することができる。図-7は、A川において1¹⁾km²メッシュごとに年平均被害額を算定し、その分布状況を示したものである。図-6と図-7を対比すると、浸水の危険性の高い区域は中流域であるのに対し、年平均被害額は下流域で大きくなっていることがわかる。これは、下流域の被害ポテンシャルが中流域のそれに比較して大きいためである。

3. 洪水危険度評価地図の特徴

洪水危険度評価地図作成手法の概要とそれぞれの手法に基づいて作成された洪水危険度評価地図を例示した。以下では、それぞれの手法に基づく洪水危険度評価地図の特徴および適用範囲について検討する。

表-2は、上に述べた四つの手法に基づく洪水危険度評価地図の基本的な特徴、有効性、治水計画との関連および洪水危険度評価地図作成のための主要データを示したものである。表に記した特性は、各手法に基づく洪水危険度評価地図が基本的に内包するものである。地形学的方法は主として定性的な浸水の危険性を示すものであり、定量的な評価は今後の課題である。この方法は、我国のように河川の流路が固定され、かつ大規模な治水対策が実施されている流域では、小規模な超過洪水に対しては信頼性が低く、きわめて大規模な超過洪水に対してのみ有効であろう。東南アジア等の自然状態に近い河川流域に対しては有効と考えられる。

既往実績洪水によるものは信頼性が最も高い。しかし治水対策の効果、あるいは流域の都市化による流出への影響が大きい場合には、それらを十分に考慮することができないと言う欠点がある。また十分な既往洪水データがない場合には、降雨規模ごとの浸水区域を定めることができない。

水理・水文学的方法あるいは被害による方法に基づく場合には、洪水危険度を浸水位や被害額で定量的に予測することが可能であり、かつ治水対策の効果や流域の都市化の影響を反映させることができる。図-8には、A川において1958年から1979年までの流域の都市化および河川改修が浸水に与える影響を分析した結果を示した。¹²⁾図には、流域の都市化に起因した降雨流出の増大のために浸水位が上昇すること、また下流域を中心とした河川改修により大幅に浸水位が低下することが示されている。同様に、流域の都市化により氾濫原の土地利用が高度化したことによる被害額の増加や治水対策による被害の軽減についても分析することができる。²⁾このような分析を行うと、大河川では河川改修や貯水池の建設、農業排水施設の整備による流出の変化、河川堤防による氾濫の防止等による影響が無視できず、また都市化が顕著な中小河川では流出の変化や治水対策の効果が大きいことが知られる。したがって、我国の多くの河川流域の洪水危険度評価地図の作成には、水理・水文学的

表-2 洪水危険度評価地図の特徴

基本項目 方法	基本的な特性	有効性	治水対策との関連	主要データ
地形学的方法	・氾濫水の挙動を定性的に推定できる。 ・地形図に注目することにより、危険度のランクづけができる。 ・洪水規模との定量的な対応づけがむずかしい。 ・治水対策、流域の都市化の影響が反映されない。	・自然状態に近い流域全体 ・氾濫原内の水の挙動 ・治水容量を大きく上回る異常洪水時の浸水	・土地利用の誘導等の氾濫原管理(定性的) ・水防	・地形分類図 ・地形図 ・航空写真 ・浸水実績図 ・etc.
既往洪水による方法	・実績なので信頼性が高い。(治水対策、流域の都市化の影響が無視しうる場合) ・実績データが多い場合には、確率論用ごとの浸水区域が定まる。 ・治水対策、流域の都市化の影響が反映されない。	・治水対策、流域の都市化の影響が小さい流域 ・浸水区域の推定	・土地利用の誘導(治水、治水化を含む)等の氾濫原管理 ・水防	・地形図、地形分類図 ・航空写真 ・降雨流量データ(精度解析に用いる) ・河川・堤防断面図 ・河川・氾濫原断面図 ・etc.
水理・水文学的方法	・降雨規模ごとの浸水区域を求めることができる。 ・治水対策、流域の都市化による影響を反映しうる。	・あらゆる流域 ・浸水の予測	・土地利用の誘導等の氾濫原管理(定量的) ・治水対策の効果の把握 ・水防	・地形学的方法で用いるデータ(定性的な特性の把握) ・既往洪水による方法で用いるデータ(モデルの検証) ・確率降雨
被害による方法	・基本的には水理・水文学的方法と同じ。 ・上記三つの方法が洪水被害の可能性を示すのに対し、洪水危険度を被害額で定量的に評価しうる。	・あらゆる流域 ・被害額の予測	・土地利用の誘導等の氾濫原管理 ・過剰の治水対策の効果の評価 ・超過洪水対策の評価	・水理・水文学的方法で用いるデータ ・被害ポテンシャル ・データ ・被害額

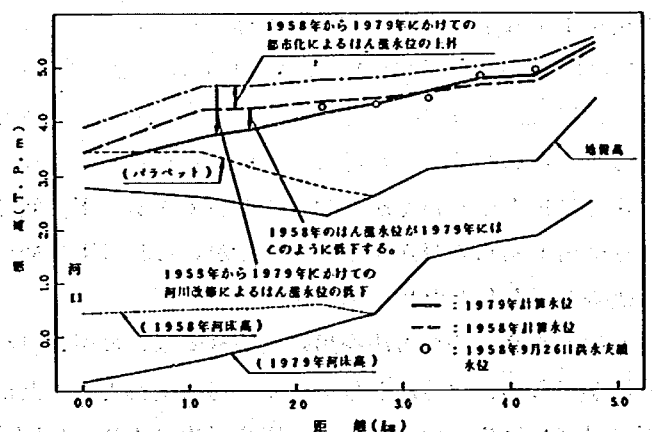


図-8 流域の都市化、河川改修による浸水位の変化 (A川, 1958年洪水の雨量に対する浸水位)

方法あるいは被害による方法が有効であるといえよう。ただし、これら二つの方法を用いて洪水危険度評価地図を作成する上では、水理・水文モデルの精度向上、被害算定モデルの精度向上が必要である。

4. ま と め

超過洪水は計画完成後においてもある確率で生起する可能性があり、計画完成までの途中段階においてはさらに多頻度に生起する可能性がある。このことから、超過洪水を考慮に入れた治水計画が必要であるといえる。本文では、そのための有効な手段の一つと考えられる洪水危険度評価地図について検討した。

洪水危険度評価地図の作成方法として、地形学的方法、既往洪水による方法、水理・水文学的方法および被害による方法を提示した。そして、それぞれの手法に基づく洪水危険度評価地図を例示し、それらの特徴を述べるとともに、相互の比較を行った。その結果、大規模な治水対策が実施された流域や都市化が顕著である流域では、水理・水文学的方法あるいは被害による方法が有効であることが明らかとなった。これら二つの方法に基づく洪水危険度評価地図の作成においては、地形学的方法による結果は浸水状況を定性的に把握し、氾濫原を分割するために用いる。また既往洪水による方法による結果はモデルを検証する上で活用する。

洪水危険度評価地図は、土地利用の誘導あるいは建築物の耐水化、盛土といった氾濫原の土地利用管理計画、水防、避難計画等に対しても有効であり、また氾濫原に居住する人々が治水の実状を認識する上でも役立つ。水理・水文学的方法および被害による方法は治水対策の効果の評価を行う上でも有効である。これらのことから、洪水危険度評価地図が広く活用されることが望まれる。

最後に、本文をまとめる上で国土地理院赤桐毅一氏（現国土庁）に有益な助言を頂いたことを記して感謝の意を表したい。

参 考 文 献

- 1) 矢野勝正編：水災害の科学，技報堂，1971
- 2) 山口高志・吉川勝秀・角田学：都市化流域における洪水災害の把握と治水対策に関する研究，土木学会論文報告集，№ 313，1981
- 3) Department of the Army Office of the Chief of Engineers：A Perspective on Flood Plain Regulations for Flood Plain Management, Washington, D.C. 20314, 1976
- 4) 山口高志・吉川勝秀・角田学：治水計画の策定および評価に関する研究(I)，土木研究所報告，№ 156，1981
- 5) 建設省河川局：治水経済調査要綱，1968～'80 および水害統計，1962～'68
- 6) 大矢雅彦：水害地形分類図と伊勢湾台風による水害，地理調査所時報，№ 24，1960
- 7) Takekazu Akagiri：Geomorphological Mapping for Prediction of Flooding, Japan International Cooperation Agency, 1981
- 8) 建設省庄内川工事々務所：庄内川洪水防御システム策定報告書（概要版），1977
- 9) 石崎勝義・大村善雄：低平地河川の治水方式について，第25回水理講演会論文集，1981
- 10) 大達俊夫・市橋誠・泊耕一：洪水避難システムの検討について，第33回建設省技術研究会報告，1979
- 11) 吉野文雄・中島輝雄：氾濫計算結果を利用した浸水危険度評価法に関する一検討，第35回土木学会講，1980
- 12) 吉野文雄・吉川勝秀・中島輝雄：流域の都市化に起因する洪水災害の変化，第25回水理講演会論文集，1981
- 13) 木村俊晃：狩野川洪水の検討－異常災害に如何に対処するか－，土木研究所報告，№ 106，1960
- 14) 吉川秀夫：河川災害と改良復旧，季刊防災，№ 47，1974
- 15) 石崎勝義：超過外力と河川計画，土木技術資料，№ 17，№ 4，1974
- 16) 吉川秀夫・吉川勝秀：計画超過洪水を考慮する水資源計画に関する考察，土木学会論文報告集（投稿中）

白川調査報告書

土研資料 第1826号

ISSN 0386-5878

キーワード 洪水氾濫, 洪水被害, 超過洪水, 流出解析, 氾濫解析, 被害解析, 総合治水, 治水計画

要旨

白川における既往洪水の氾濫状況, 被害状況を調べるとともに, 氾濫解析, 被害解析手法について検討を加えた。さらに, 大河川における総合的な治水計画についても考察した。

○

郵便はがき

下を40
さは円
いっ切
て手

305-□□

建設省土木研究所
総合治水研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第1826号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印