

ISSN 0386—5878

土木研究所資料 第2950号

土 木 研 究 所 資 料

丘陵地における流域治水施設の計画策定手法

平成3年3月

建設省土木研究所
河川部総合治水研究室

Copyright © (1991) 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、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

丘陵地における流域治水施設の計画策定手法

総合治水研究室 室長 吉本 俊裕

研究員 須見 徹太郎*

研究員 木内 豪

永友 嘉嗣**

* 現在 マレーシア国農業省灌漑排水局 Ampang 研究所

** 現在 宮崎県

要 旨

本資料は、丘陵地を流れる河川流域に多数設置されている流域治水施設の水利効果を簡易に評価する手法及び経済的評価に基づいて流域治水施設の流量分担計画を策定する手法について検討を行った内容についてまとめたものである。

キーワード：流出抑制施設、簡易評価手法、流量分担計画、費用便益分析

は じ め に

河川の治水機能の一部を代替するものとして、流域開発による流出増を抑制するものとして、あるいは地域の局所的な治水対策として、河川流域には種類の異なる数多くの流出抑制施設が設置あるいは建設されている。これら治水施設の設置や建設は、社会的な制度からみると、主に都市河川流域において総合治水対策という枠組みの中で特徴的に実施されている。しかしながら、個々の治水施設のスケールが河川のスケールに比べて小さく同一のレベルで水理効果を比較しにくいことや施設の種類や数が多くそれらの水理効果を把握しにくいことなどの理由により、流域治水施設の効果について適切な評価をして、治水計画に活用することが難しいことが従来から指摘されていた。これに関して、昭和63年3月河川審議会の「総合的な治水対策の実施方策について」の提言の中でも次のように述べられている。「雨水の総合的な処理を目的とした水害対策を実施する場合、将来の都市の発展と成熟に対応した整備目標を設定し、流域の保有する自然の保水・遊水機能を含め、河川、下水道及び流域調節池、雨水貯留施設等の流域の保水・遊水機能を確保するための施設で適切にその処理分担を定めた全体計画を策定すべきである。」

上述のような全体計画を策定するためには、流域の保有する自然の保水・遊水機能、河川・下水道の水理的機能、流域調節池・雨水貯留施設等の流出抑制機能を同一のレベルで解析し計算しまた評価することが必要である。このような計算を行う手法として、当研究室では、先に、比較的地形勾配のある丘陵地に適用可能なマルチフィルターモデルを作成し、その内容については土木研究所資料第2861号（平成2年3月）として発表した。

本報告は、これまでの研究成果を踏まえ、次のような事項について研究を拡大し、検討を行った内容についてまとめたものである。

- ① 流域に多数分散設置されている多種多様の流域治水施設を流出モデル上に逐一取り上げるためには、データ収集に膨大な手間がかかるので、評価手法の簡易化について検討する。
- ② 流域の状況を極めて細かく表現した（下水管網レベルまで）ときの、マルチフィルターモデルの適用性と各種施設の効果を把握する。
- ③ 経済的な評価に基づく、治水施設の計画策定手法を検討する。

なお、これらの手法を検討するにあたり、境川水系いたち川（神奈川県）をケーススタディ対象流域としているが、ここでは手法の研究が主な目的であるので、具体的な数値や結果が現実の施策を云々するものではないことはあらかじめ断っておきたい。

目 次

はじめに

第1章 序論	1
1-1 総合的な治水対策と社会的背景	1
1-2 流出抑制施設の機能	1
1-3 流出抑制施設設置の現状	3
1-4 流出抑制施設の計画・設計	4
1-5 本研究の目的	4
第2章 流出抑制施設の水利効果の評価	5
2-1 ケーススタディ流域の概要	5
2-2 オフサイト型流出抑制施設の簡易評価手法	7
第3章 小流域規模での流出抑制効果の水利的評価	15
3-1 ケーススタディ流域の概要	15
3-2 小流域流出モデルの作成	15
3-3 流出抑制効果の算定	23
第4章 経済的な評価による流域治水施設の計画策定手法	24
4-1 オンサイト型流出抑制施設の経済的評価	24
4-2 費用便益分析を用いた流域治水施設計画	25
4-2-1 費用便益分析を用いた支川流域における施設計画の策定手法	25
4-2-2 支川と本川の間係を求める計画手法	37
第5章 まとめ	39
〈補遺1〉	40
〈補遺2〉	40
〈参考文献〉	44

第1章 序論

1-1 総合的な治水対策と社会的背景

高度経済成長と全国の人口増加に伴い、人々は就労の場と豊かな暮らしを求めて都市部へと流入してきた。しかし、都市中心部での宅地供給量にも自ら制約があり、核家族化、地価の上昇、交通機関の発達などの要因が相互に作用して都市が周辺部へとスプロール化していき、河川流域の開発が進んだ。

開発による流域の保水・遊水機能の低下により降雨がそのまま洪水流出に変わる割合が高くなるために、その流出を受け入れる河川のピーク流出を増大させ、河川の治水安全度を大きく低下させた。一方、市街地の河川沿いには人家が密集しており、地価の高騰により用地確保がなかなか進まず、次第に河川の拡幅による治水事業の展開は難しくなっていた。

このような状況を踏まえ、都市域における治水安全度の低下に対処するために、河川改修だけではなく、流域における治水施設の整備や浸水実績図の公表などのソフト的な対策も合わせて、総合的な治水対策が実施されてきた。

総合的な治水対策の諸施策はそれぞれ重要な役割を持っているが、中でも流域における様々な治水施設の整備は物理的な治水効果を発揮するという意味から、対策の中心に位置づけられる。

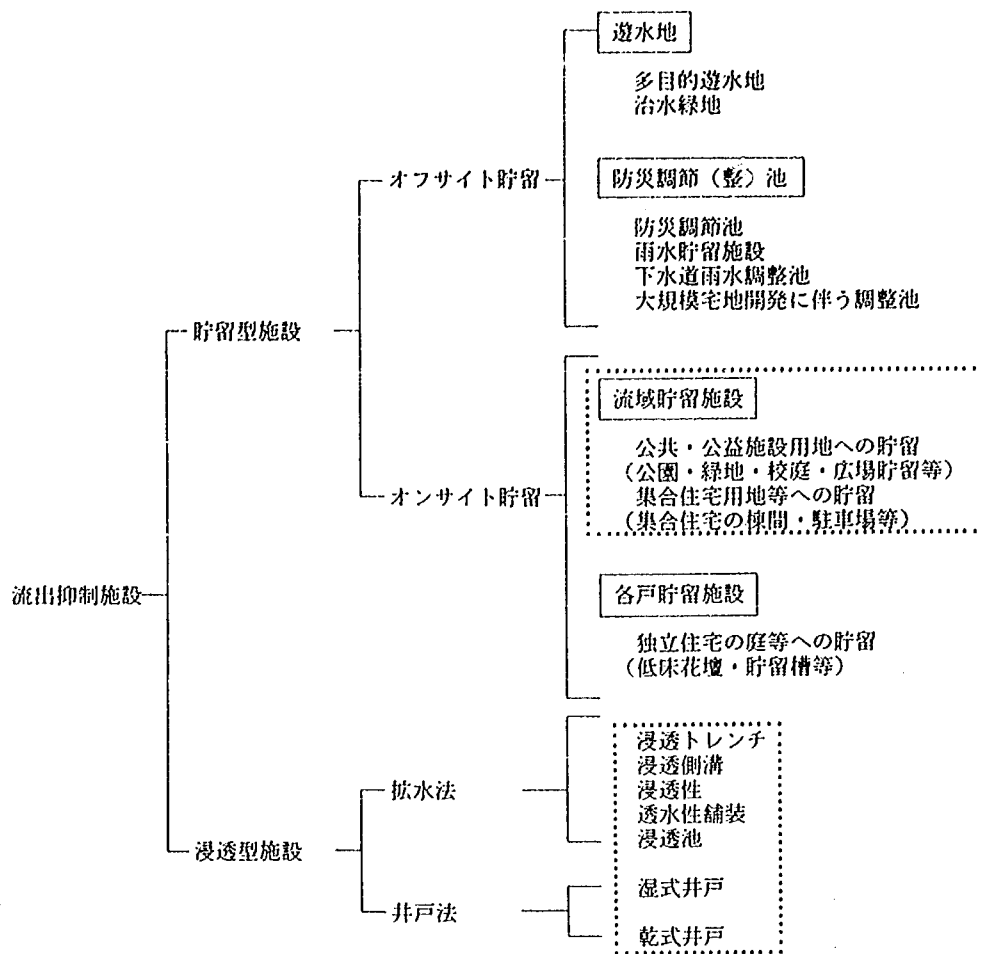
1-2 流出抑制施設の機能

流出抑制施設は、流域の宅地化や道路整備などの開発に伴って失われる自然地盤の持つ保水・遊水機能を代替して、河川への流出量を開発以前の状態や河川の安全度に応じた量に抑えることを目的としている。河道や下水道の様な排水型の施設を除くと、流出抑制施設は一般に図1-1に示すように貯留型と浸透型に大別される。実際には、2つの機能を合わせ持つ施設も設置されている。貯留型施設のうち、遊水池は河川沿いに設けられ、洪水により河川水位が上昇してくると越流堤を介して雨水が流入し河川のピーク流量を軽減させる機能をもっている。また、防災調節（整）池では、降雨が下水道網や排水路網を伝わって河川へ流出する前に一時的に貯留させ、オリフィスやポンプにより河川へ排水される。これにより防災調節（整）池からの流出量時系列は流入バイドログラフに比べて平滑化され、時間的にも流入波形が遅延される。これらは開発地域下流に設置されるオフサイト型の流出抑制施設に分類されている。

一方、貯留型施設のうち棟間貯留のようなオンサイト型のものや浸透型施設は、元来自然地盤が有していた保水・遊水機能を人工施設で確保する働きをし、施設の地先でその機能が発揮される。貯留型施設では、洪水時の利用水深の範囲が狭く、流出がほぼ矩形放流となり、浸透型施設では、流出量が浸透能力だけベースカットされる。オンサイト型の施設はオフサイト型のものに比べて個別の施設の規模は非常に小さいが、流域内に散在して多数設置されている。

宅地開発に伴い貯留型の施設が設置され始めたのは昭和30年代の後半だったようである¹⁾²⁾（図1-2）。初期には、雨水貯留という単一目的のために設置されていた。その後、単一の目的では施設の利用頻度が限られており、土地の有効利用を求める声の高まりとともに、次第に、降雨の無い通常時には公園や校庭などとの複合利用の形態をとるものも多くなった。また、開発面積の小規模なもの（いわゆるミニ開発）も含め

て、開発面積に見合った貯留池面積の確保が求められている（図1-3）。



注) 防災調節池および調整池との併用の対象となる貯留・浸透施設

図1-1 流出抑制施設の分類

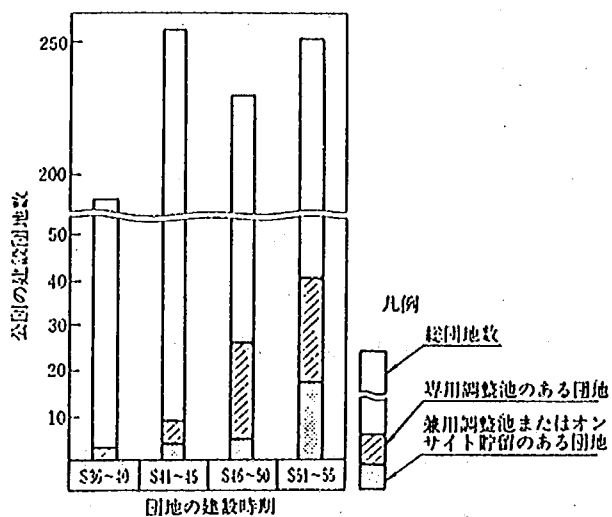


図1-2 雨水貯留施設とその兼用化の変遷²⁾

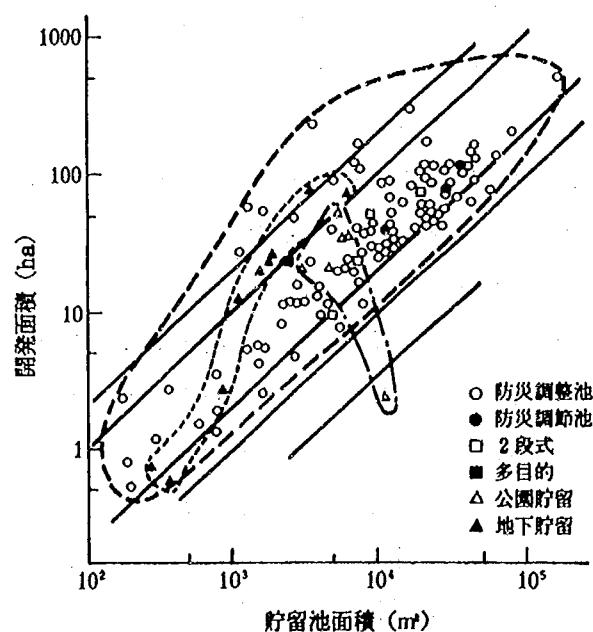


図1-3 貯留池面積と開発面積の関係¹⁾

1-3 流出抑制施設設置の現状

流出抑制施設の設置主体は地方公共団体や流域の開発者である。施設の計画・設計など技術的な拠り所としては、地方公共団体の定める技術指針や表1-1に示す全国レベルの技術基準類がある。

表1-1 流出抑制施設の計画・設計に利用される技術基準類

防災調節池技術基準（案）
大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）
流域貯留施設等技術指針（案）^{A)}
浸透型流出抑制施設の現地浸透能力調査マニュアル試案^{B)}

A) 建設省河川局都市河川室監修、（社）日本河川協会発行

B) 建設省土木研究所資料第2126号

ところで、流域において開発を行う者が設置する流出抑制施設は宅地開発指導要綱（以下、宅開要綱）に負うところが多いが、宅開要綱等の全国の市町村における制定状況の推移は図1-4に示すようになっている。³⁾これによると、3大都市圏における制定率は昭和60年で70%に近い値となっており、宅開要綱等に定める内容が流域での流出抑制効果に対して影響力を持ててきていることがわかる。土木研究所が、総合治水対策特定河川14河川流域内市町村及びそれ以外で人口10万人以上の市町村のうち、宅開要綱等の定めのある257の団体を対象に、流出抑制対策に関する指導内容についてのアンケート調査を行った結果によると、小規模な開発による流出量増加を抑制するため、要綱等の適用条件となる開発面積の下限値を1ha以下に定めている団体がかなりあることがわかる（図1-5）。このことは、裏返してみると、要綱等の適用によって設置される流出抑制施設が流域内に数多く散在し、施設が小規模化していることを意味している。

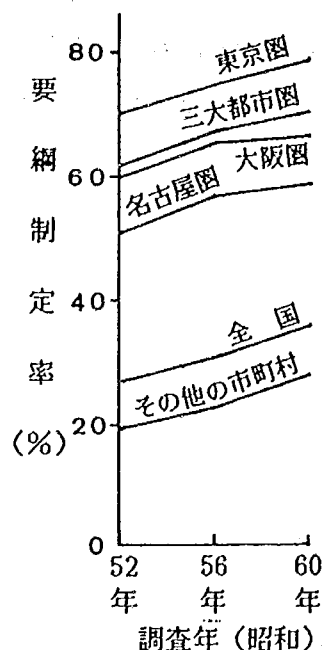


図1-4 全国市町村の要綱等制定状況

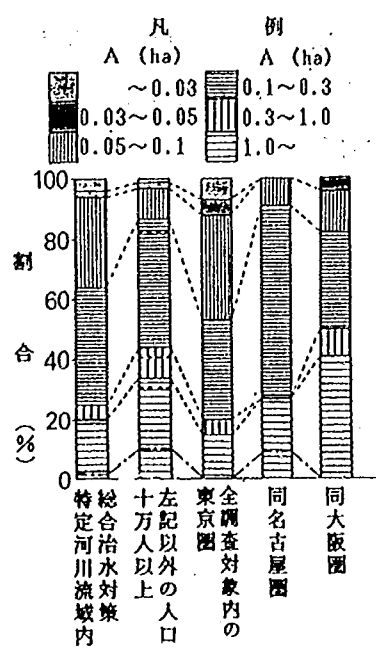


図1-5 要綱等の適用下限値³⁾

1-4 流出抑制施設の計画・設計

前述したように、流出抑制施設の計画・設計は表1-1に示した基準(案)を用いたり、地方公共団体の定める技術指針に基づいて行われる。

貯留型施設の容量は、基準となる外力降雨に対して施設へ流入するハイドログラフを各種の計算方法で決定して、施設からのピーク流出量を下流河川の状況から定められる放流量以下に抑制するように設計する。流入ハイドログラフの決定には、ピーク流出量の算定に用いられる合理式を応用した方法や修正RRL法、単位図法などが適用される。また、施設の許容放流量は、下流河川の流下能力や改修計画と整合性のとれた値としたり、開発前の流出量以下に抑えるように定めるのが普通である。

浸透型施設の設計では、施設の浸透能力の設定が非常に重要である。しかし、設置場所の地質・地層構造によって浸透能力に差異が生じ、設置後の維持管理によっては目詰まりなどによる能力低下等が考えられるため、治水計画上では付加的な位置づけとしている所が多い。したがって、恒久的な流出抑制手段として浸透型施設を活用するには、設置後の維持管理まで含めて、信頼性・汎用性のある浸透能力の評価法の確立やそのマニュアル化が望まれる。

1-5 本研究の目的

ミニ開発に伴う施設の小規模化、複合利用の推進による貯留施設設置可能性の増大、施設の恒久化といった流れの中で、次のような施設設置計画に関する技術的課題が考えられる。

- ・個別小規模施設の持つ洪水調節効果が水系全体に与える影響の算定方法について
- ・河川・下水道も含めて、水系内に多数設置されている各種施設のトレードオフを行う手法について

本研究ではこれらの課題に対する取り組みとして、まず、散在するオフサイト型の施設群が持つ洪水調節効果をより簡便に評価する方法をいくつかとりあげケーススタディ流域において検討した。また、このケーススタディ流域に属する極めて狭い下水道排水区を対象に、各種のオンサイト型施設の流出抑制効果についても定量的な比較を行った。更に2番目の課題に対するアプローチとして、河川も含めた各種施設間の流量分担を、施設設置に関わる費用とそれによる便益(流出抑制効果)とから決定する方法をとりあげ上記の2つの流域で検討を行った。

第2章 流出抑制施設の水利効果の評価

2-1 ケーススタディ流域の概要

神奈川県を流れる境川水系いたち川流域（図2-1）を対象に、流域内に複数散在するオフサイト型流出抑制施設の洪水調節効果を算定する簡易評価手法を検討した。いたち川は、横浜市に位置する流域面積14.1 km²、流路延長7.2kmの河川で、流域の約70%が宅地開発されてる。この開発に伴い上流域から順に下水道整備がおこなわれ昭和61年における下水道整備率は74%となっている。

いたち川流域に設置されている流出抑制施設はオリフィス放流式の調整池だけで、全部で25カ所に設置されており（表2-1、図3-1）、調整池の貯留量は合わせて33万m³、貯留高は23mmである。

表2-1 いたち川流域の流出抑制施設一覧

施設番号	開発地区名	開発面積 (ha)	貯水量 (m ³)	集水面積 (ha)	相当雨量 (mm)	最大放流量 (m ³ /s)	備考
1	日本墓園	3.84	1,343	2.22	60.5	0.036	未整備
2	上郷苑	1.03	454	1.27	35.7	0.0412	
3	大和ハウス 大船緑ヶ丘ネオポリス	45.76	41,937	40.06	104.7	2.783	
4	上郷	2.88	1,118	2.17	51.5	0.0643	地下式
5	大船台住宅地	74.45	70,830	70.90	99.9	2.094	
6	新大船住宅	46.05	40,478	46.05	87.9	2.568	
7	湘南桂台（第二）	70.10	65,914	67.44	97.7	3.632	
8	湘南桂台（第一）	43.07	19,440	26.83	72.5	0.7422	
9	グリーンテラス 本郷台	2.94	1,389	2.07	67.1	0.0326	
10	上郷高校	4.29	2,614	3.67	71.2	0.1283	
11	港南台プリンスハイツ	7.48	5,901	6.43	91.8	0.129	
12	鍛冶ヶ谷	1.26	708	1.67	42.4	0.0488	地下式
13	本郷養護学校	1.70	778	1.20	64.8	0.0189	
14	日本ランドシステム 新大船住宅	27.85	20,943	27.90	75.1	2.198	
15	本郷台集合住宅	1.85	541	1.09	49.6	0.0358	地下式
16	久遠寺墓苑	1.20	666	1.64	40.6	0.0446	
17	野村不動産新大船住宅（第一）	58.90	23,795	19.75	120.5	0.308	
18	野村不動産新大船住宅（第二）	58.90	25,062	18.19	137.8	0.341	
19	新大船住宅3期	4.60	2,288	3.85	59.4	0.1015	
20	本郷台集合住宅 (B)	1.16	530	1.16	45.7	0.0385	地下式
21	新大船職員住宅	3.86	3,013	3.72	81.0	0.097	地下式、ポンプ排水
22	本郷台宅地 (A)	3.23	1,624	2.57	63.2	0.0578	造成工事中
23	本郷台宅地 (B)	0.27	136	0.24	56.7	0.0069	造成工事中
24	本郷台宅地 (C)	0.05	22	0.05	44.0	0.0015	造成工事中
25	豊田高校	1.52	724	1.19	60.8	0.022	グラウンド
		2.98	1,534	2.38	64.5	0.046	校舎用地

注. 最大放流量は申請台帳による。

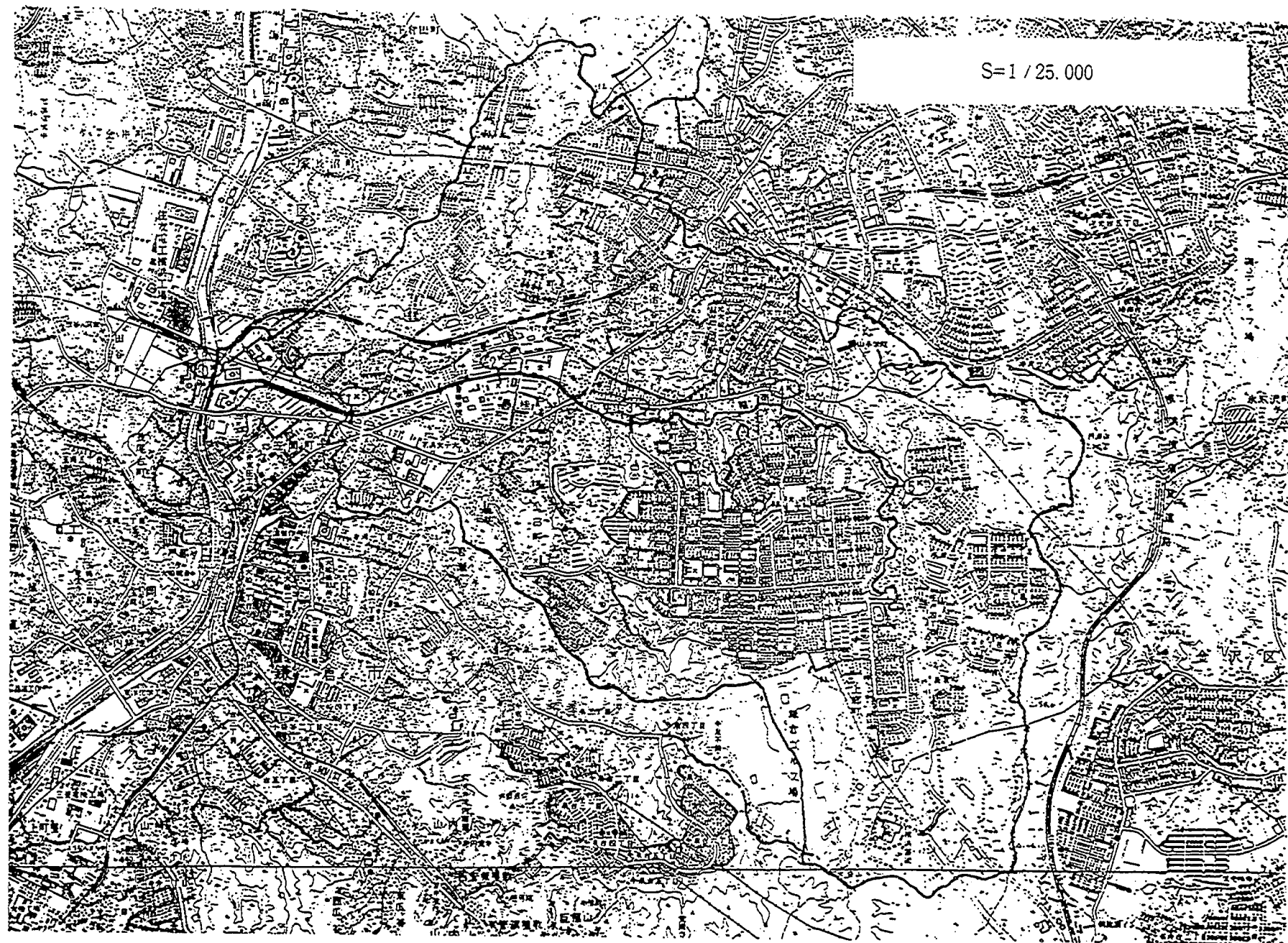


図 2 - 1 いたち川流域図

2-2 オフサイト型流出抑制施設の簡易評価手法

前記のモデル流域に複数設置されている調整池全体での洪水調節効果を簡便に算定する方法について検討する。以下に説明する方法は、

- ① 損失雨量換算による評価法
- ② 損失流量換算による評価法
- ③ 流出係数を用いた評価法
- ④ 施設実効率を用いた評価法

の4つである。①～④の評価法の検討を行なうにあたって、比較のための精度のよいデータが必要である。ここでは、そのデータとして、土木研究所の作成したマルチフィルターモデル（以下、M.F.モデル）で計算した値を用いた。ただし、このモデルは実測データでの検証は行われていないことを断っておく。

損失雨量、損失流量換算による評価法はM.F.モデルの計算結果と比較してその妥当性を検証した。また、流出係数、施設実効率を用いた評価法ではM.F.モデルによる計算結果から流出係数や施設実効率の値に関する法則性を見いだすことを目的とした。

なお、M.F.モデルについては、補遺2で概略を説明することとし、詳細については文献4に譲る。

① 損失雨量換算による評価法

損失雨量換算による評価法の検討フローを図2-2に示す。この方法は、調整池の洪水調節流量（調整池への流入量－調整池からの流出量）を集水域面積で割って雨量換算し、それを損失雨量とみなして流域への有効降雨から減じたものを、貯留関数法を用いた集約型モデル*への入力として流末地点の流量を求めるものである。

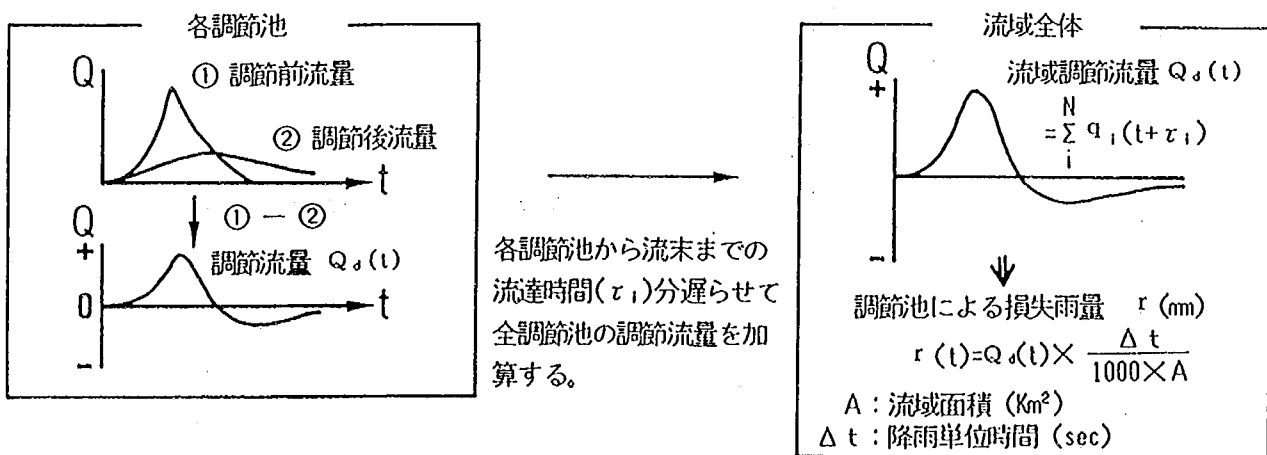


図2-2 損失雨量換算説明図

* 貯留関数法、タンクモデルなど、降雨や雨水流動の空間分布を考慮しない時刻のみを独立変数に持つモデルのことをこう呼ぶこととする。

〈貯留関数法を用いた集約型モデルのパラメータ同定〉

集約型モデルには次のような連続式と貯留関数を用い、いたち川流域を単流域としたものに対して適用した。なお、②の検討でもこの集約型モデルを用いる。

$$\frac{dV_s}{dt} = I(t) - Q(t)$$

$$Q(t - T_d) = \beta V_s^\alpha$$

V_s : 流域内貯留量, I : 流域への流入量, Q : 流域からの流出量, T_d : 遅れ時間,
 α, β : 貯留関数パラメータ。

調整池が設置されていない状態を想定して、
 1/10と1/100確率の中央集中型の降雨波形を与えてM.F.モデルと集約型モデルで流出計算を行い、ピーク流量、ピーク発生時刻がほぼ一致するように集約型モデルのパラメータ α, β と T_d を同定した結果、表2-2に示す結果を得た。なお、1/100確率の中央集中型波形降雨に対する流末地点での流出ハイドログラフは図2-3のようになる。

表2-2 パラメータ同定結果

降雨確率	1/10	1/100
α	1.667	1.667
β	6.4×10^{-8}	3.5×10^{-8}
$T_d(\text{min})$	2	-20

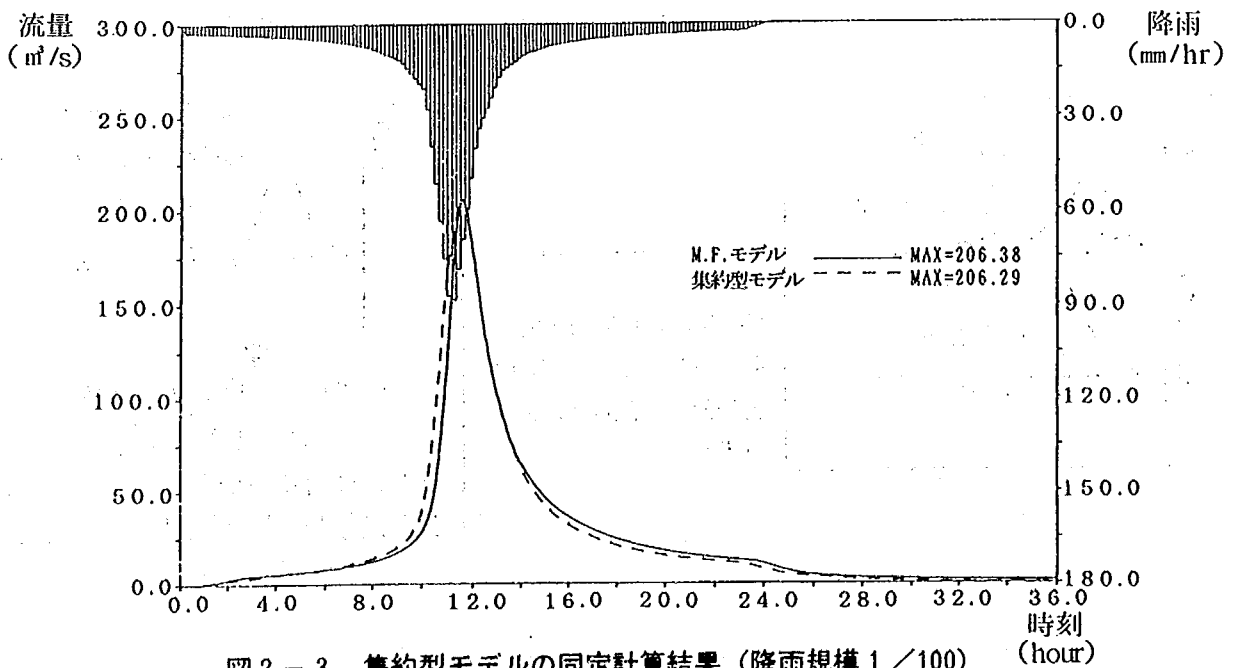


図2-3 集約型モデルの同定計算結果 (降雨規模 1/100)

〈洪水調節流量の算定〉

各調整池の洪水調節流量 $q_i(t)$ は、調整池の集水域ごとに M, F, モデルによって算定される調整池への流入量から、調整池における連続式及び貯留量の関係を用いて算定される流出量を差し引いた値である（補遺 1）。流域全体での洪水調節流量 $Q_d(t) (= \sum q_i(t))$ を算定するため、個々の調整池の洪水調節流量の単純合計により求める方法と、各施設から流末地点までの流下時間から 5 分毎の等到達時間面積率を算定し単位図法を用いて合計する方法（図 2-4）の両者を用いて、流域全体について M, F, モデルで計算した洪水調節流量と比較した。その結果、単位図法を用いた方法が M, F, モデルとほぼ同じ算定結果（図 2-5）となったので、以後の検討ではこの方法を用いた。

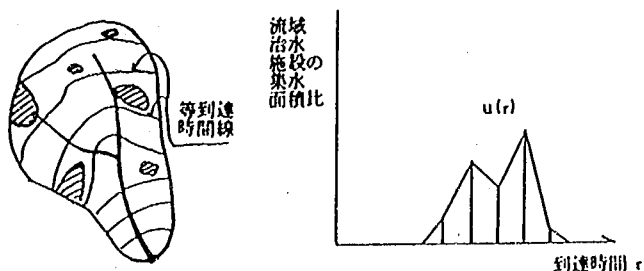


図 2-4 等到達時間面積率の概念図

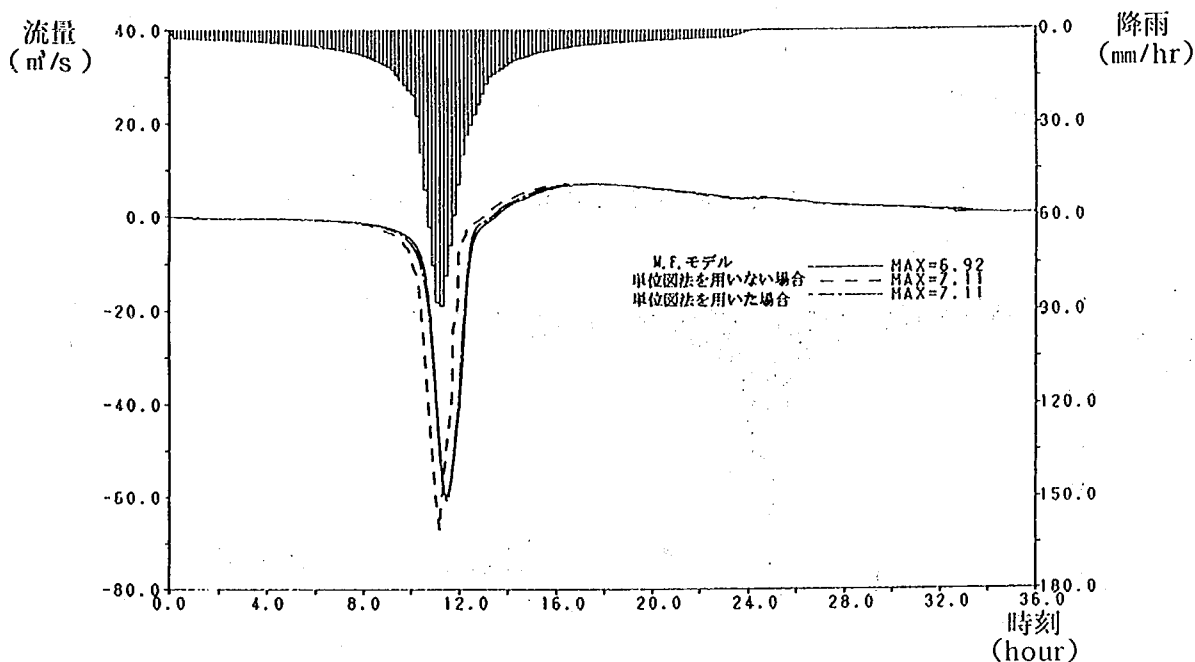


図 2-5 洪水調節効果の比較（降雨規模 1/100）

〈洪水調節流量の損失雨量換算〉

全流域面積を A とし、損失雨量 r を次式で表わす。

$$r(t) = \frac{Q_d(t - \Delta T/2) + Q_d(t + \Delta T/2)}{2A} \Delta T$$

ここで、 ΔT は雨量データの時間間隔を示している。

したがって、調整池の洪水調節効果を考慮した流域全体での有効雨量 R_e は

$$R_e(t) = R(t) - r(t)$$

となる。ここに、 $R(t)$ は洪水調節効果を考慮しない場合の有効雨量である。

Reを集約型モデルへの入力として計算した結果とM.F.モデルの計算結果を比較したのが図2-6である。これによると、降雨規模が1/10, 1/100の双方で集約型モデルによるピーク流出量の計算結果が7 m³/s程小さくなっている。

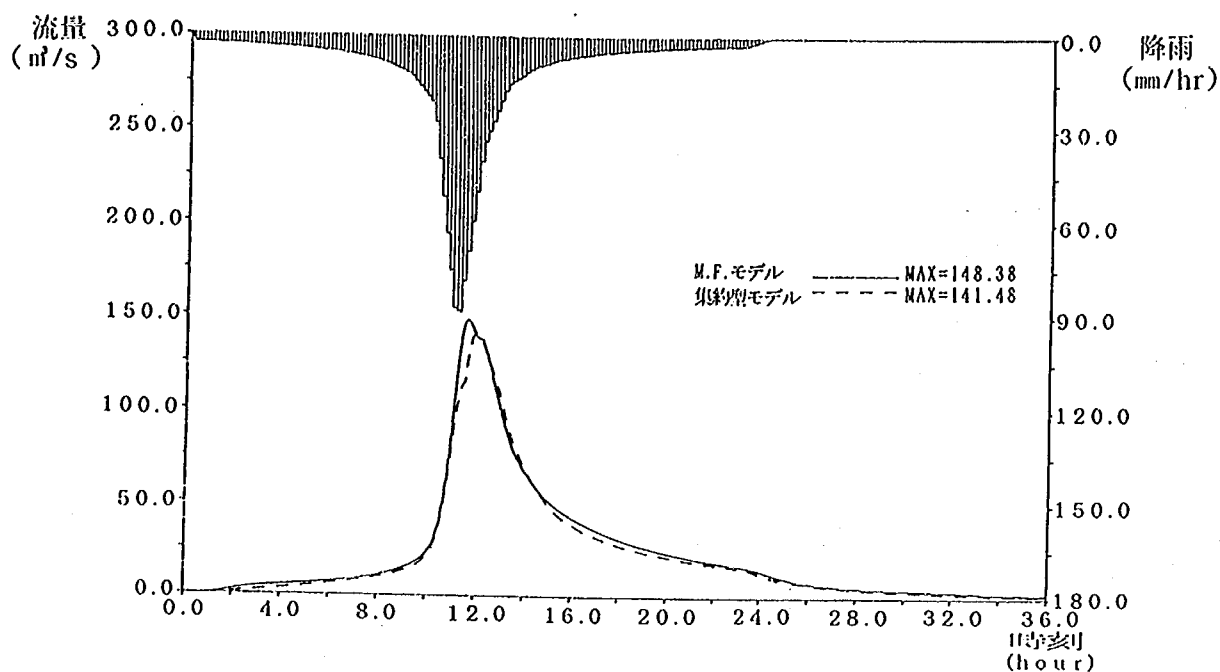


図2-6(a) 損失雨量換算による計算 (降雨規模 1/10)

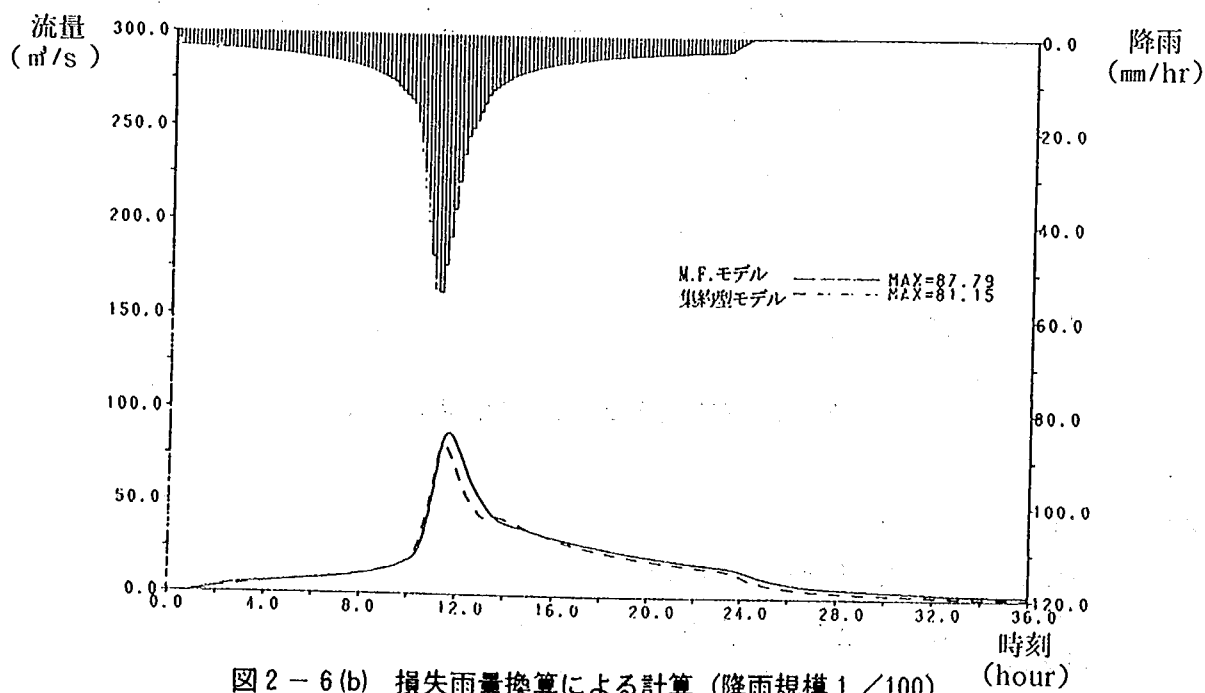


図2-6(b) 損失雨量換算による計算 (降雨規模 1/100)

② 損失流量換算による評価法

この方法は①で説明した流域全体での洪水調節流量 $Q_L(t)$ を損失流量として、調整池が設置されていない状態を想定した集約型モデルによる計算結果の流出量時系列から $Q_L(t)$ を減じることにより調整池設置後の流末での流出流量を算定するものである。各調整池の洪水調節流量の算定とその合計は損失雨量による評価法の場合と同様に行う。

調整池設置後の流末での流出流量の計算結果をM.F.モデルによるものとともに図2-7に示す。計算されたピーク流出量は降雨規模1/10, 1/100ともに両者がほぼ一致しており、この手法を用いて調整池群の流出抑制効果を正確に評価できることがわかった。

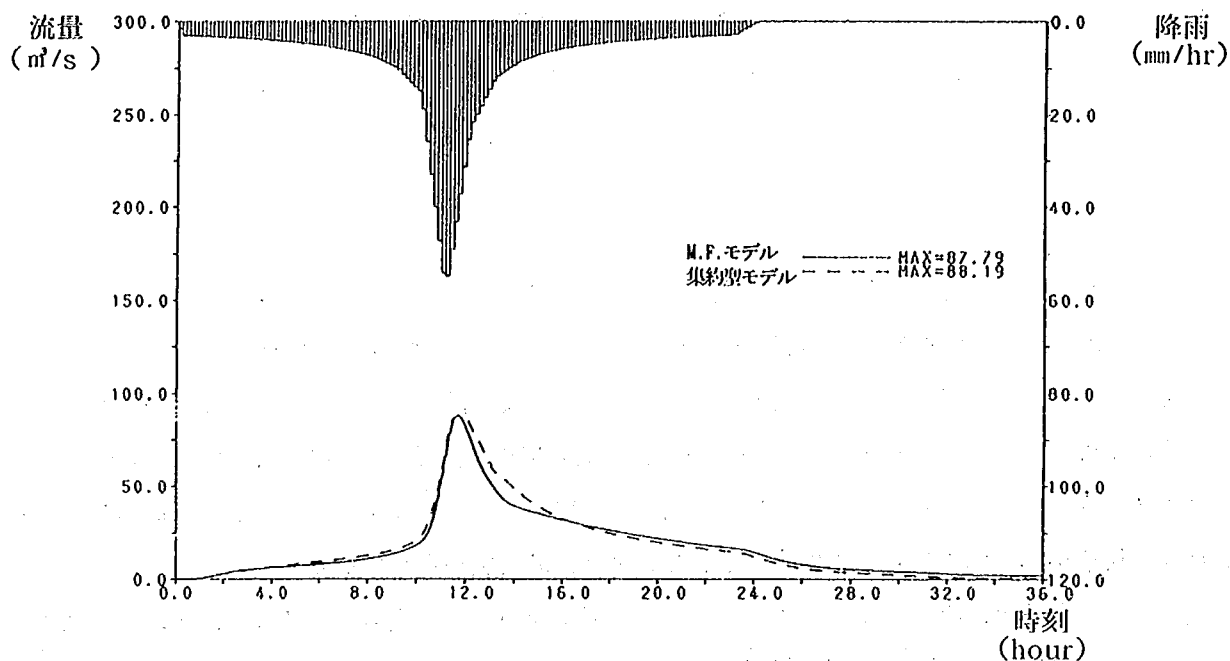


図2-7(a) 損失流量換算による計算 (降雨規模 1/10)

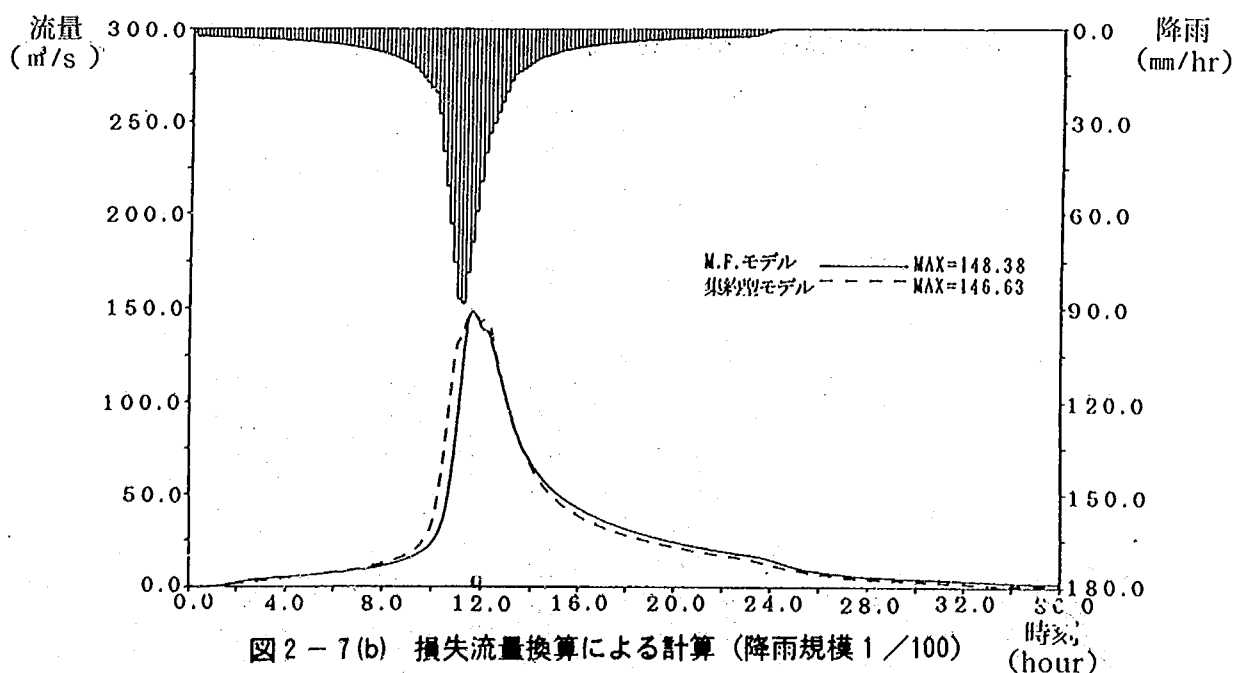


図2-7(b) 損失流量換算による計算 (降雨規模 1/100)

③流出係数を用いた評価法

この方法は、M. F. モデルを用いて算定した調整池の設置前後のピーク流量から合理式で用いられている流出係数を決定し、調整池の設置前後の流出係数の変化量で調整池の洪水調整効果を評価しようとするものである。

調整池設置前における流域上流端から流末地点までの到達時間内有効降雨強度を R 、調整池設置前後のピーク流量と流出係数をそれぞれ Q_{ps} 、 f_s 、 Q_{pa} 、 f_a とすると、合理式は

$$Q_{ps} = f_s \cdot R \cdot A / 3.6, \quad Q_{pa} = f_a \cdot R \cdot A / 3.6 \quad (\text{流量: } m^3/s, R: mm/h, A: km^2)$$

となるから、調整池設置前後での流出係数の低減量 Δf は

$$\Delta f = f_s - f_a = 3.6 (Q_{ps} - Q_{pa}) / RA$$

となる。流域全体における $\Delta f / f_s$ は到達時間内での有効降雨量と全調整池の容量の相対的な関係によって支配されると考え、次のような Δf と f_s の関係式を仮定した。

$$\Delta f = \varepsilon \frac{\sum V_i}{\sum (a_i \cdot R_i)} \frac{\sum a_i}{A} f_s$$

ここに、

ε : 施設位置、施設設置規模、降雨規模の違いによる補正係数、 V_i : 各調整池の容量 (m^3)

R_i : 各調整池への到達時間内有効降雨量 (mm/h)、 a_i : 各調整池の集水面積 (km^2)

各降雨規模に対して算定される調整池設置前の状態での流出係数 (f_s) は1/10確率降雨で0.9, 1/100確率降雨で0.85となった。一方、各降雨規模、調整池の規模、調整池の設置位置に対する $\Delta f / f_s$ 等の値は表2-3に示すとおりとなった。なお、調整池の規模は、比放流量を一定として比貯留量を変化させ、調整池の規模相当の降雨に対して越流の生じないように最大値を定めている。

表2-3をみると、降雨規模が小さくなるほど、調整池の規模が大きくなるほど、上流域に設置するほど $\Delta f / f_s$ の値も大きくなることがわかる。

表2-3 降雨規模、施設規模、施設位置の違いによる ε の値

降雨規模	施設規模	施設位置	$\Delta f / f_s$	$\sum V / (R_e \cdot A)$	ε
1/10	1/10	現 況	0.273	0.383	0.716
	1/30		0.284	0.461	0.617
	1/50		0.291	0.479	0.609
	現 況		0.303	0.452	0.672
1/100	1/10	現 況	0.094	0.225	0.419
	1/30		0.206	0.306	0.672
	1/50		0.259	0.339	0.763
	現 況		0.281	0.357	0.787
1/10	現 況	上流域のみ	0.152	0.223	0.683
		中流域のみ	0.099	0.144	0.693
		下流域のみ	0.051	0.086	0.596
1/100	現 況	上流域のみ	0.161	0.180	0.899
		中流域のみ	0.075	0.107	0.706
		下流域のみ	0.045	0.071	0.628

調整池の規模、降雨規模と補正係数 ε の関係を見るため、調整池の規模を M, P モデルの定数 β' を指標として表して横軸にとり、 ε を縦軸に表したのが図 2-8 である。 β' は各調整池を並列に合成して評価した場合の値で（補遺 1 参照）、施設規模が大きくなる（比貯留量が多くなる）と β' は小さくなる。この図から、調整池の規模と降雨規模が同一の場合には補正係数が 0.7 程度になることや、降雨規模が 1/100 で調整池が越流状態にあるときは施設規模が小さいほど補正係数が小さくなることがわかる。また、図 2-9 は施設設置位置と ε との関係をグラフにしたものである。図 2-8, 9 から、降雨規模が比較的小さいときは ε の変動が小さいという特徴がみられる。

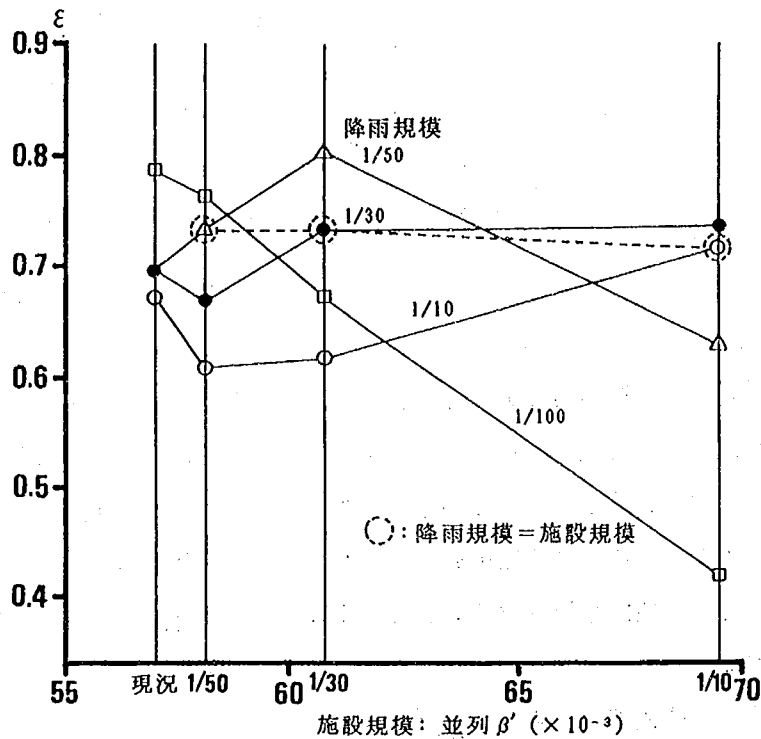


図 2-8 施設規模と補正係数 ε との関係

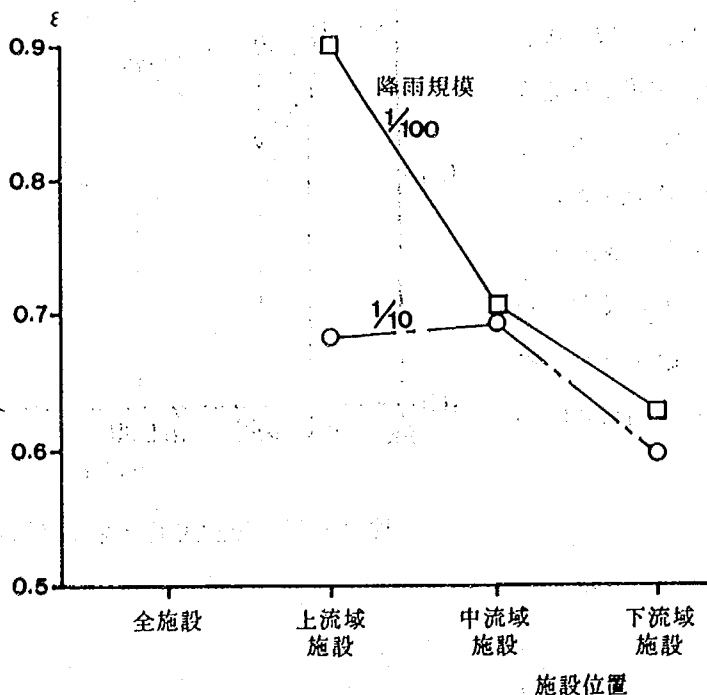


図 2-9 施設設置位置と補正係数 ε との関係

④施設実効率を用いた評価法

施設実効率 (η) とは、図 2-10 に示すように、各施設が実際に貯留した容量の総和と、流末において施設設置前の流出波形のうち設置後のピーク流量より大きな部分の流量（これを仮に「実効貯留量」という）の比をいう。従来の流域の総合的な雨水処理計画では、流域の分担すべき流量は基本高水のハイドログラフの一定量以上の部分、すなわちこの実効貯留量で表される。しかしながら、実際には一定量以上をカットするような貯留は越流堤を介して河川と接続している遊水池のような場合を除いては不可能であるから、施設により確保すべき貯留量は実効貯留量よりも多くなる。実際、大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）では個別の貯留施設の洪水調節容量を、施設が実際に貯留する容量（図 2-10 上図の斜線で示した部分）として近似的に算定する方法が述べられている。ここでは更に、複数の施設が設置されている流域で、全体の許容放流量以下に流出を抑制するための施設全体の容量を定める方法として、 η の一般的な値を模索する。 η の一般的な値を求めておけば実際に必要な全体の貯留量は実効貯留量を η で除することにより求められる。

図 2-11 は③と同様に、降雨規模、施設規模を変え M, F, モデルにより計算した結果から得られる η と降雨規模、施設規模の関係について、降雨規模が施設規模を越えない場合について示したものである（降雨規模が施設規模を越えると、調整池が満杯になって流入＝放流となり、施設実効率の概念にあわなくなるため）。 η は概ね 0.4～0.5 の値をとり、施設規模と降雨規模が等しい場合は約 0.45 となることがわかる。

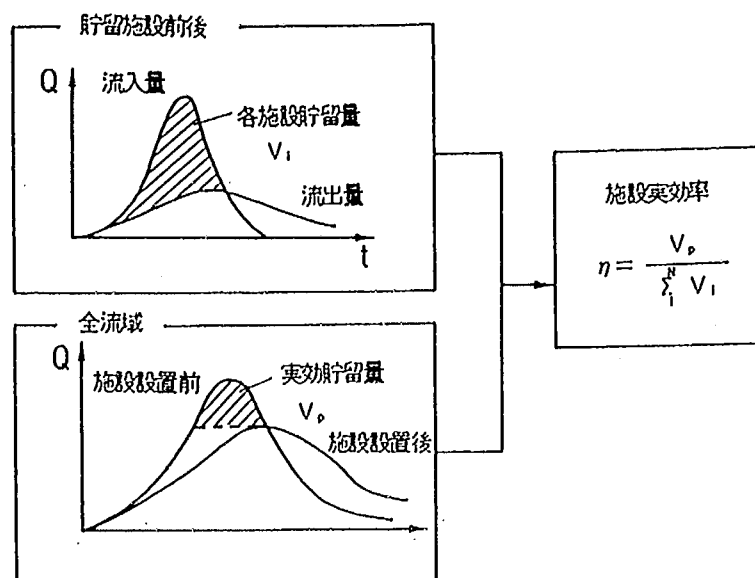


図 2-10 施設実効率説明図

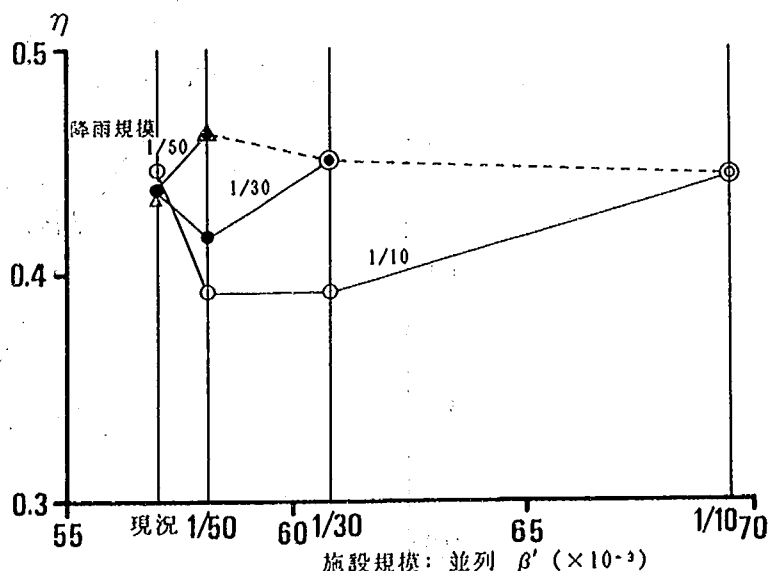


図 2-11 施設規模と施設実効率 η との関係

第3章 小流域規模での流出抑制効果の水理的評価

3-1 ケーススタディ流域の概要

第2章ではいたち川の全流域を対象としてオフサイト型流出抑制施設の流出抑制効果の簡易評価手法について検討を行ったが、ここでは同じいたち川流域にある1つの下水道排水区をとりあげ、オンサイト型の施設について流出抑制効果の算定を行った。

対象地区は、いたち川の上流部に位置している面積46.05haの斜面地区である。地区内は宅地の開発と同時に分流式の下水路網が整備されており、雨水管の流末は防災調整池を介していたち川につながっている。図3-1に検討対象地区の位置を、また図3-2に検討対象区域図を示す。地区内の雨水管路の総延長は約1,600m、マンホール数は573個である。

3-2 小流域流出モデルの作成

流出モデルの構成を大きく分けると、降雨からマンホールに流入するまでの地表流を表す部分と、マンホールに流入した雨水が下水管を通して流下する下水管路内の流れを表す部分、及びオンサイト型流出抑制施設の機能を表わす部分からなっている。対象地域が斜面流域であることから各部分の各項目についてフィルター化し、M.F.モデルを構成して計算している。

〈地表流のモデル化〉

有効降雨の算定と斜面流下計算により、地表流のモデル化を行った。

マンホール1個の集水区域を最小単位として流域を分割する。この単位集水区域の面積は厳密にはマンホールごとに異なっているが、簡略化のため全流域面積を全マンホール数で割って単位集水区面積(803.7㎡)を算定した。排水区の一部を実測して求めた家屋等の屋根、道路、裸地の占有面積率を全ての単位排水区域内における値として有効降雨の算定、斜面流下計算に使用した(表3-1)。

有効降雨の算定には飽和雨量までの流出率を定めた $f_1 - R_{1.0}$ モデルを用い、斜面流下計算にはM.F.モデルのうちKinematic Wave近似フィルター(多段貯水池近似、貯水池数20、補遺2参照)を採用した。流出率 f_1 、飽和雨量 $R_{1.0}$ には文献5の値を、また、等価換算された斜面長、勾配、粗度には文献6の値を用いた(表3-1)。

表3-1 地目別面積構成と地表流モデルのパラメータ

	構成比 (%)	f_1	$R_{1.0}$ (mm)	斜面長 (m)	斜面勾配	等価粗度
屋 根	26.9	1.0	0.0	3.88	0.36	0.01
道 路	27.5	1.0	0.0	3.51	0.03	0.02
裸 地	45.6	0.5	55	2.00	0.001	0.25

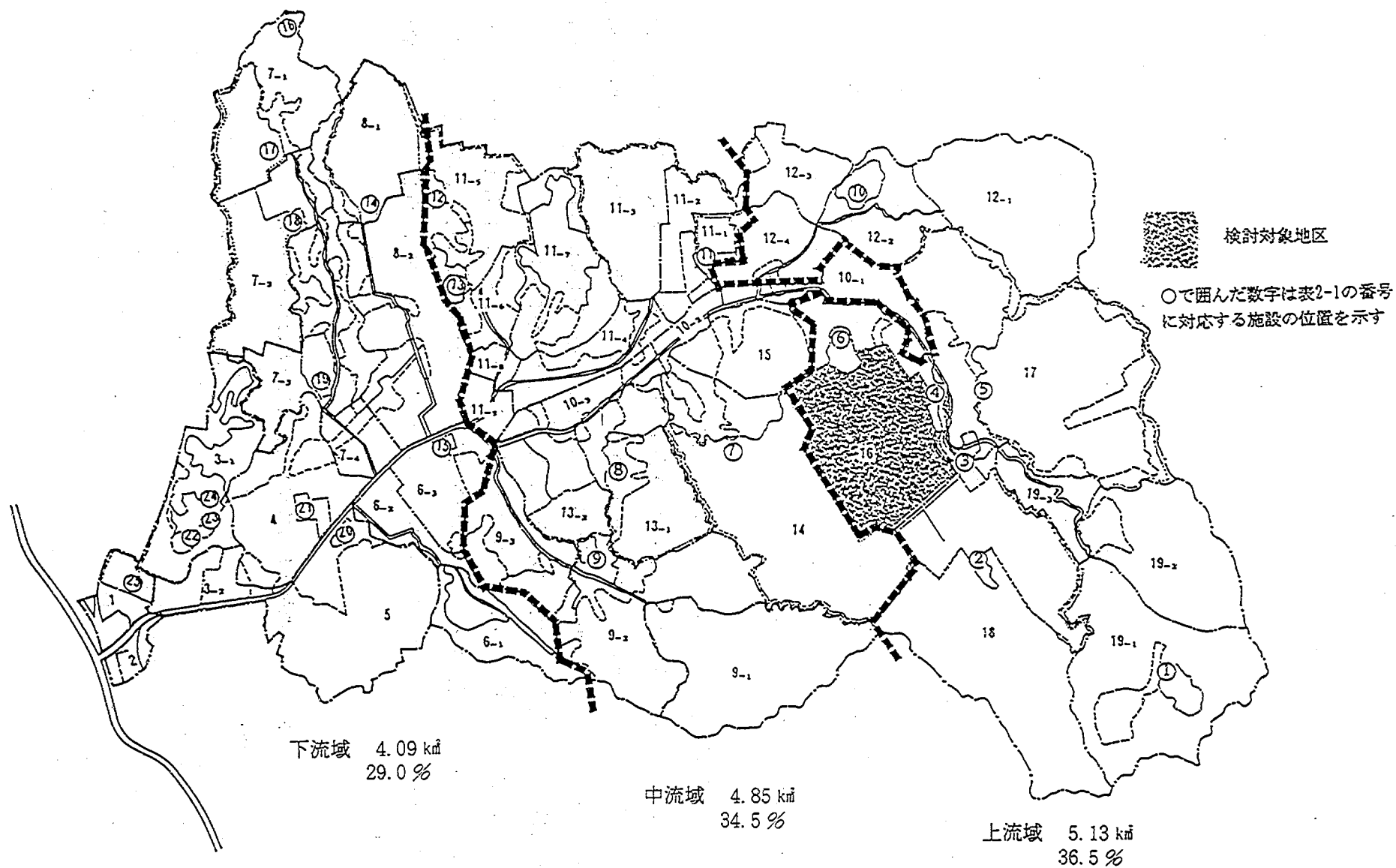


図3-1 検討対象地区の位置

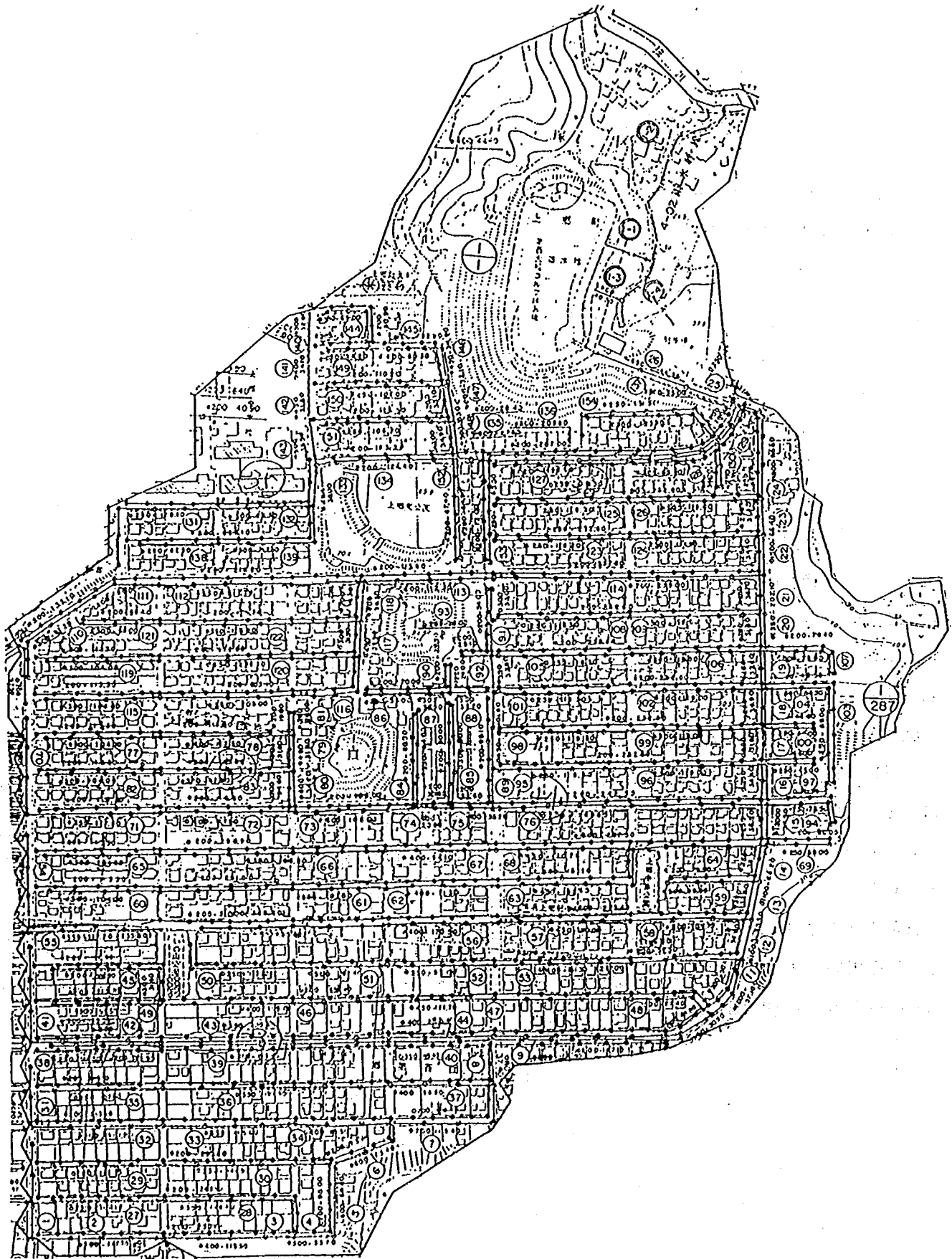


図 3 - 2 検討対象区域図

〈下水管路流れのモデル化〉

管路内の雨水流下はM.F.モデルの貯留関数フィルターを用いて見積った。なお、ここで対象としたかなり小さい流域であっても、下水管路網やマンホールレベルのデータを詳細に収集し、それをモデルに組み込むには膨大な手間がかかる。そこで、下水管路網のモデル化にあたっては自然河川の河道網に関する統計則を借用して簡略化を行った。以下に下水管路網の簡略化について説明する。

自然河川の河道網の統計的法則性は、複雑な流域の流出過程を集約化する際に有用である。これらは、角屋⁷⁾の洪水到達時間推定式などに応用されている。渡辺⁸⁾は、自然河川と同様に下水管路についても統計則が成立し、モデルのランピング等に応用できるものと考え、松山市、大阪市の下水管路網のデータにより統計則の検討を行っている。今回の検討地区内の下水管を、河道網に関するHorton—Strahler型の河道次数の考え方により整理し、渡辺の結果と比較した。

下水管路網の統計則は以下のとおりである。

管路数則： $N_i = R_d \cdot N_{i+1}$	$R_d = N_i / N_{i+1}$
管路長則： $L_i = L_{i+1} \cdot R_l$	$R_l = L_{i+1} / L_i$
集水面積則： $A_i = A_{i+1} \cdot R_a$	$R_a = A_{i+1} / A_i$
管路勾配則： $S_i = S_{i+1} \cdot R_s$	$R_s = S_i / S_{i+1}$
管径則： $D_i = D_{i+1} \cdot R_d$	$R_d = D_{i+1} / D_i$

ここに、 i ：下水管路網次数、 N_i ：次数 i の下水管路数、 L_i 、 A_i 、 S_i 、 D_i ：次数 i の下水管路の平均的な長さ、集水面積、勾配、管径、 R_d 、 R_l 、 R_a 、 R_s 、 R_d ：分岐比、管路長比、集水面積比、勾配比、管径比である。

図3-3に対象地区の次数別管路網を、表3-2に管路次数と管路諸元の平均値を、また表3-3に R_d 、 R_l 、 R_a 、 R_s 、 R_d の値を渡辺の調査結果と比較したものを示す。管路長則以外は、検討区域のパラメータは、渡辺の調査結果の範囲内である。管路長に関しては、対象地区が片斜面であるため、1次管の中に斜面方向に流域の上端から下端まで延びているものがあり、この結果低次管の平均管路長が長くなったものと考えられる。

管路モデルに当該地区の下水管路網を組み入れる際、1次枝管については、管路諸元、マンホール数とも平均値を用い、2～4次枝管では管路諸元には平均値を使うが、マンホール数、枝管合流位置はそれぞれの実際の値を用いて貯留関数定数を決めている。

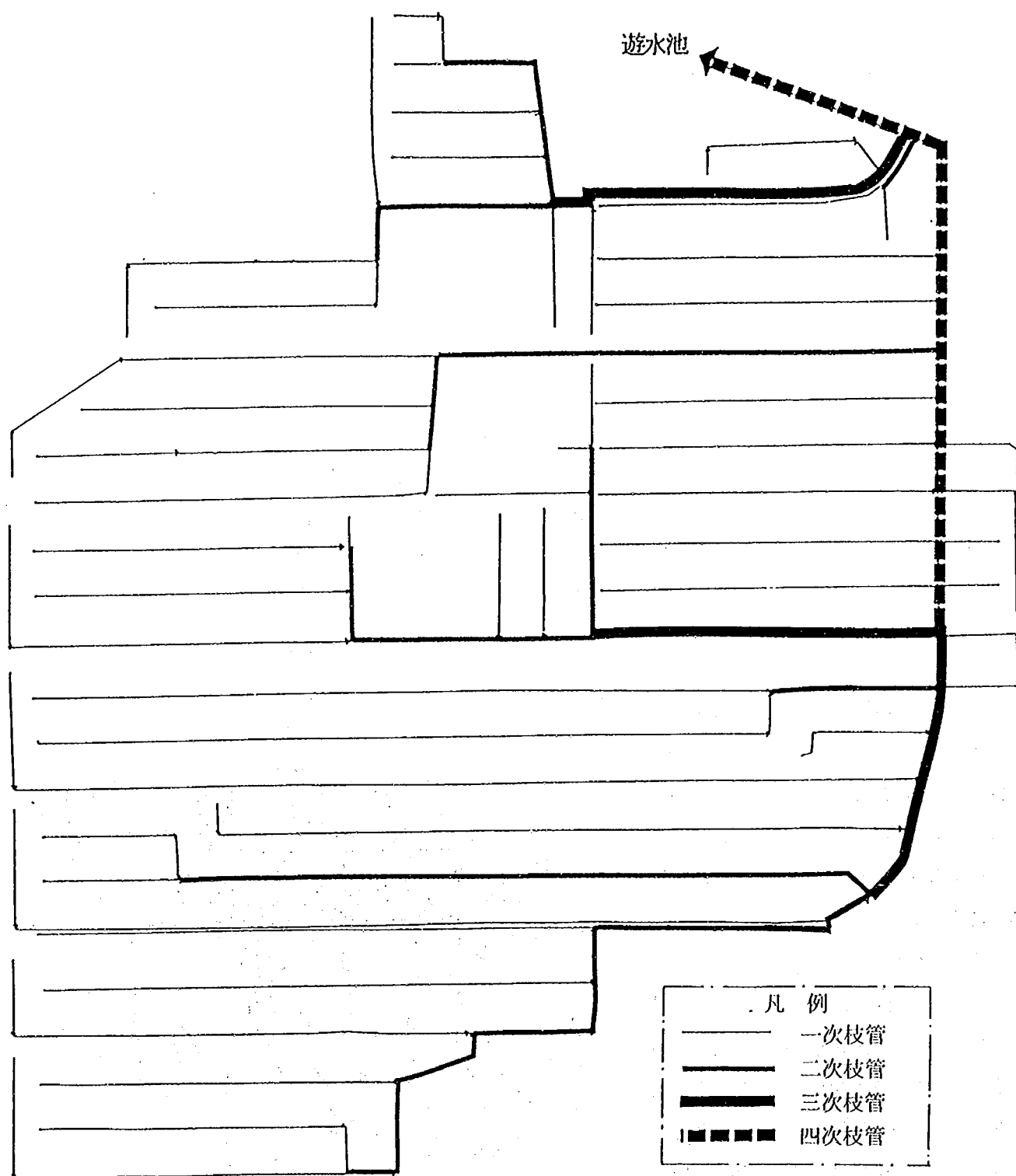


圖 3 - 3 次數別管路網

表 3 - 2 枝管次数と平均諸元値

	1次	2次	3次	4次
枝 管 本 数	51	8	3	1
平均枝管長 (m)	25.645	25.131	25.485	27.289
平均管径 (mm)	320	578	843	1,483
平均勾配 (%)	18.1	11.6	10.6	3.0
平均マンホール数	8.5	11.3	11.0	18.0

表 3 - 3 下水管路網統計則のパラメータ比較

	新大船 住 宅	渡辺 (松山・大阪)		
		Max	Min	Avr.
管 路 数 則	3.59	4.51	3.23	3.93
管 路 長 則	1.27	2.17	1.77	1.94
集水面積則	3.93*	5.27	3.66	4.43
管路勾配則	1.73	1.83	1.17	1.50
管 路 径 則	1.65	1.75	1.48	1.61

注) * は、集水面積の代わりにマンホール数を用いた。

〈オンサイト型流出抑制施設のモデル化〉

図 3 - 4 に、オンサイト型雨水流出抑制施設の一般概念図を示す。今回の検討ではこれらの施設のうち以下の 5 種類の施設を取り上げモデル化し、その流出抑制機能を検討した。

① 各戸貯留施設

各戸貯留施設は住居の庭などの敷地内において、雨水を貯留する施設である。したがって貯留の対象となるのは屋根及び浸透域からの流出雨水である。今回の検討において施設の規模は千葉県の実間川流域の事例などから、屋根と裸地の面積に対して貯留量を500

m³/haとした。したがって、単位集水区当りの貯留量は29.1m³である。またオフィスの規模は降雨確率1/10 (中央集中型) の場合に、所定の単位集水区当りの貯留量になり、越流を生じないように定めた。

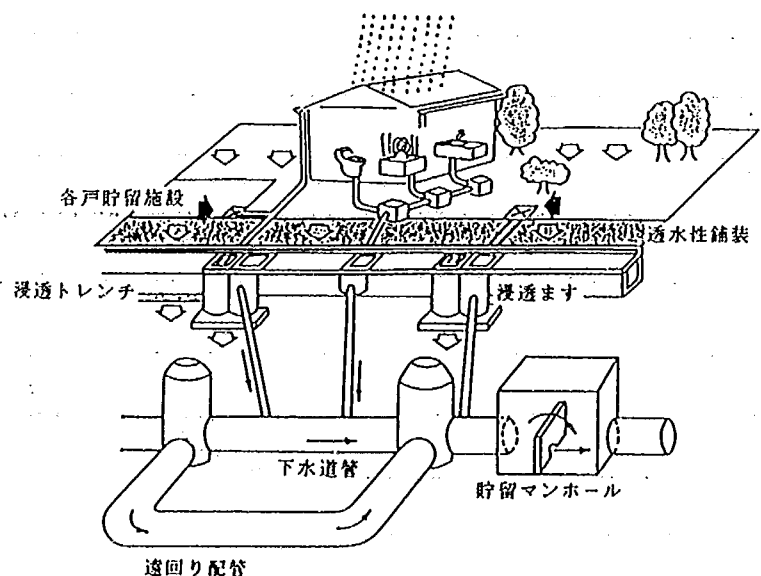


図 3 - 4 雨水流出抑制施設の一般概念図

② 各戸浸透施設

各戸浸透施設は各住居において雨水を地中に浸透させるための施設である。ただし施設の浸透面での目づまりが維持管理上の問題となるため、処理対象は、懸濁物質の少ない屋根雨水に限られることが多く、今回の検討においても屋根雨水のみとした。浸透施設としては浸透マスを用いることとし、設置数は1棟あたり2ヶ所とした。また、施設の浸透能力は各自治体の浸透施設設置基準などの平均的な値として $0.5 \text{ m}^3/\text{hr}/\text{ヶ所}$ を用いた。単位集水区には住宅が平均3棟あるので、単位集水区当りの浸透能力は、 $3 \text{ m}^3/\text{hr}$ となる。

③ 浸透性舗装

浸透性舗装は道路面の雨水を多孔質のアスファルトコンクリートを通して直接地中へ浸透させようとするものである。現在、浸透性舗装の施工実績としては、路面への荷重の小さい歩道・広場などが主であるが、ここでは将来的に自動車走行路面でも一般的に用いられると仮定し、全道路面からの浸透を考えた。浸透性舗装の浸透能力は、②と同様に平均的な値として $20 \text{ mm}/\text{hr}/\text{m}^2$ を用いることとする。

以上の①～③は各々地表流モデルの有効降雨算定において施設機能を組み込んだ。

④ マンホール貯留

マンホール貯留は、マンホールの中にオリフィスの付いた堰を設け、マンホール及びその上流の管路内で雨水を貯留しようとするものである。今回の検討では、マンホール部においてはマンホール底から堰頂までの容量を、上流管路についてはマンホールとマンホールの間の一区間（25.6m）を貯留量とし（図3-5）、オリフィスからの放流量は降雨確率1/10の降雨によって所定の貯留量になるようにした。また施設設置ヶ所は各々の一次枝管の下流端とし、一次枝管モデルのなかに組み込んだ。

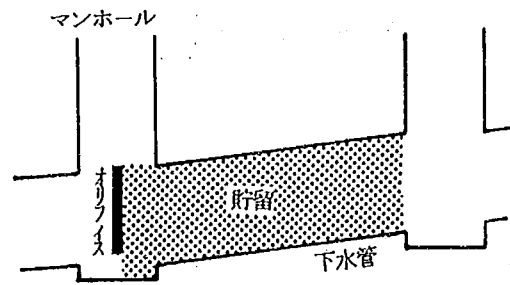


図3-5 マンホール貯留説明図

⑤ 遠回り下水路

遠回り下水路は、下水管経路を遠回りさせることにより、管内での貯留効果及び合流遅れによるピーク流量の低減を図ろうとするものである。今回の検討では4次枝管の一部（約230m）をその3倍の長さの管路でバイパスさせるモデルを用いた。バイパス管の諸元は、元の管に対し勾配を1/3に、管径を約1.3倍にした。管径の増加は勾配がゆるくなった分の流下能力の減少を補償するためのものである。

流出モデルは、遠回り下水路がある場合は図3-6(a)、ない場合は図3-6(b)のように連結させた。

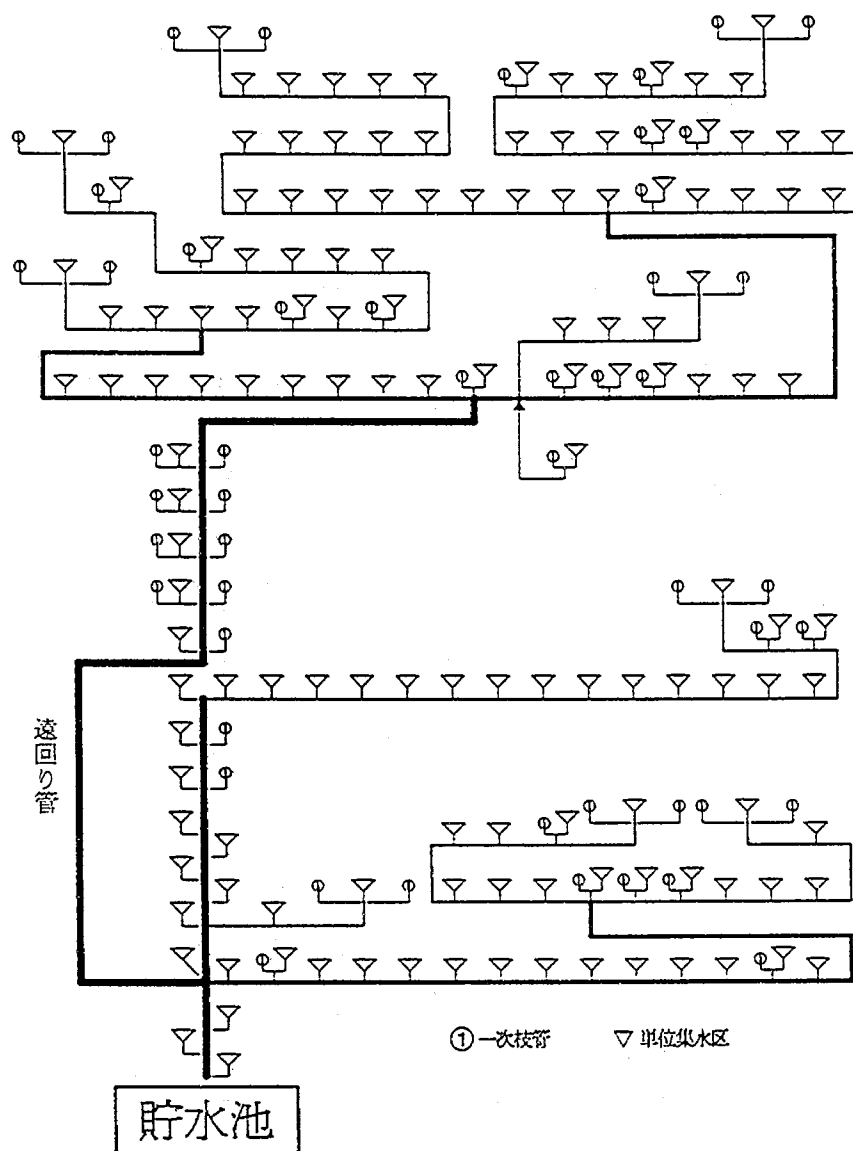


図 3 - 6 (a) 流出モデル連結図 (遠回り配管あり)

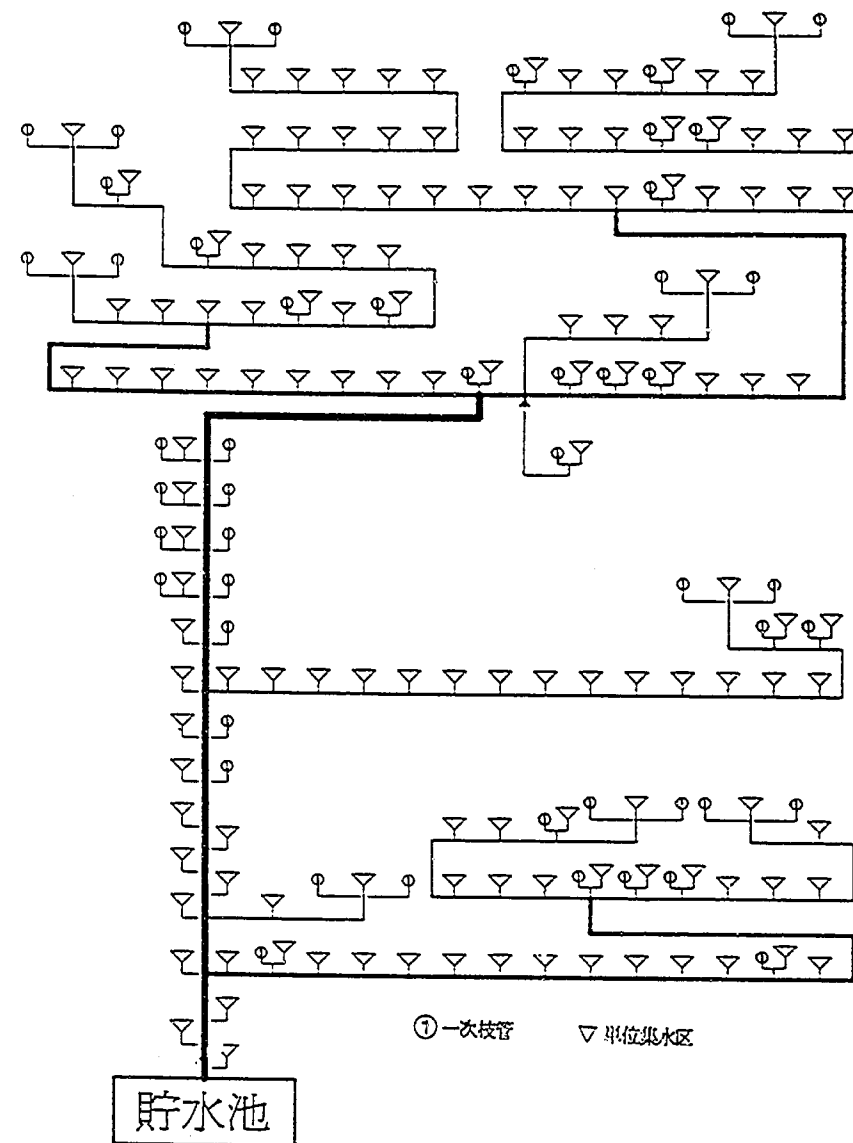


図 3 - 6 (b) 流出モデル連結図 (遠回り配管なし)

3-3 流出抑制効果の算定

それぞれの流出抑制施設の効果を把握するために表3-4の7ケースを設定し、流出計算を行った。降雨規模は、1/3, 1/6.3 (50mm/hr相当) 及び1/10とし、降雨波形は、横浜地方気象台が作成した降雨強度式(表3-5)を用いた中央集中型とした。

それぞれのケースの流末地点におけるピーク流量およびピーク遅れ時間の一覧を表3-6に、降雨確率1/10の場合の流末地点でのハイドログラフの計算結果を図3-7に示す。施設毎にみて、ピーク低減率のもっとも高いのは各戸貯留施設で、以下浸透性舗装、各戸浸透、遠回り下水管、マンホール貯留の順である。1/10降雨に対するピーク低減率は大きい順に、50.5%, 4.8%, 2%, 1.6%, 1.3%である。また全施設を設置した場合には60.7%である。施設の規模やその流出抑制能力については現状の値に近いものを用いているものの、これらの結果は、施設規模、施設設置位置などに依存するものであるから、ここでの検討結果だけから各施設の優劣が決まるわけではなく、設置に充てる用地の物理的限界や施設設置数の増強に伴う効果逓減、施設の設置費用も考慮した流出抑制施設の選択が必要である。

表3-4 施設設置ケース一覧

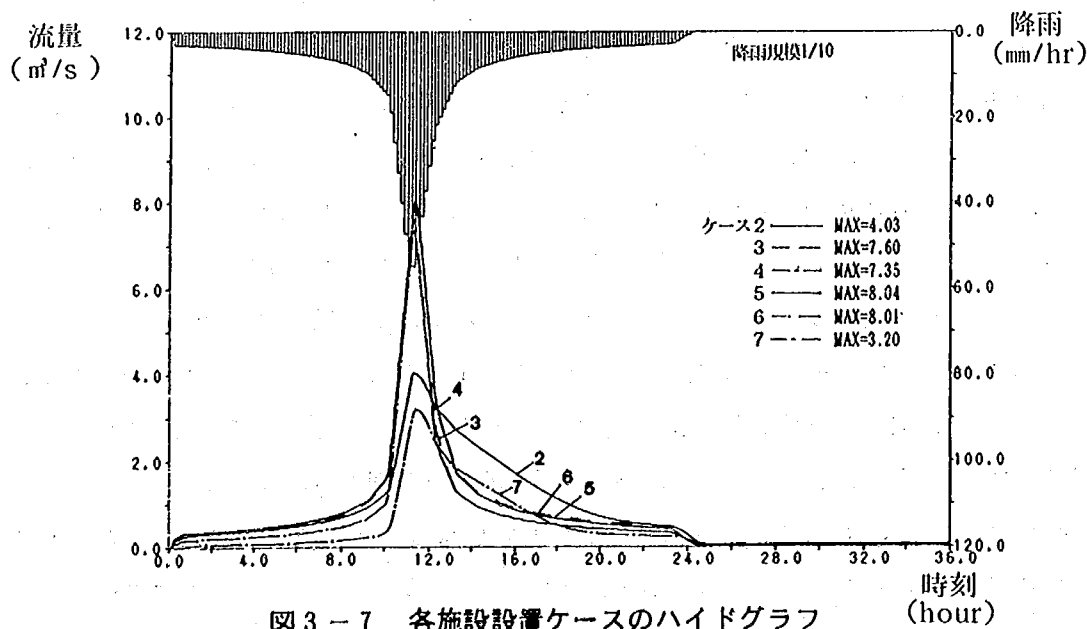
CASE 1	流出抑制施設なし
CASE 2	各戸貯留施設
CASE 3	各戸浸透施設
CASE 4	浸透性舗装
CASE 5	マンホール貯留
CASE 6	管路遠回り
CASE 7	全流出抑制施設

表3-5 計算に用いた降雨強度式

降雨規模	降雨強度式
1/3	$I = \frac{809}{10.667 + 4.700}$
1/6.3 (50mm/hr)	$I = \frac{1025}{10.667 + 5.153}$
1/10	$I = \frac{1452}{10.700 + 7.500}$

表3-6 流出計算結果(流末地点)

降雨規模	流出抑制施設	ピーク流出量 (m³/s)	ピーク遅れ時間 (分)
1/3	なし	5.648	7
	各戸貯留施設	2.838	8
	各戸浸透施設	5.109	6
	浸透性舗装	4.853	7
	マンホール貯留	5.620	9
	遠回り配管	5.569	10
	全施設	2.010	17
1/6.3 (50mm/hr)	なし	7.030	7
	各戸貯留施設	3.544	7
	各戸浸透施設	6.489	7
	浸透性舗装	6.234	7
	マンホール貯留	6.960	9
	遠回り配管	6.916	10
	全施設	2.722	14
1/10	なし	8.142	7
	各戸貯留施設	4.030	7
	各戸浸透施設	7.559	7
	浸透性舗装	7.346	7
	マンホール貯留	8.036	9
	遠回り配管	8.008	10
	全施設	3.203	16



第4章 経済的な評価による流域治水施設の計画策定手法

4-1 オンサイト型流出抑制施設の経済的評価

第3章でも述べたように、オンサイト型流出抑制施設の施設規模が大きいほど流出抑制効果が大きいのは自明であるが、施設の種類により設置費用、維持費用に違いがあるから、費用便益分析によっていくつかの施設案から現地に適する施設を選定することになる。ここでは、ケーススタディ流域として第3章と同じ下水道排水区をとりあげ、第3章で水理的効果を検討した5種類の施設を対象として、ピーク流出量を1 m³/s 減少させるための施設設置・維持費用の年費用換算値（流出抑制年費用）を比較する方法を試みる。より厳密には、下流域の氾濫への影響も考えられるが、スケールの違いからここでは無視した。

施設設置・維持費用算定のため、各戸貯留施設、浸透性舗装、遠回り配管はそれぞれ単位容量、面積、長さあたりの設置費用を定めた。各戸浸透施設、マンホール貯留は1ヶ所当りの費用を単価とした。浸透性舗装の単位面積あたりの舗装費用は普通の舗装を行った場合の単価への上載せ分だけを考慮した（表4-1）。

流出抑制年費用を治水経済調査要綱にしたがい算定する。

流出抑制年費用＝年利子＋年償却費＋年維持費

$$= \text{施設設置費} \times i \left(1 + \frac{1}{(1+i)^n - 1} \right) + \text{年維持費}$$

ここに、i：利子率、n：償却年数で、オフサイト型と同じ値（50年）を用いた。また、表4-1とは別に、各戸浸透施設のみ年維持費として年1,000円/ヶ所を見込んだ。

表4-1の値を用いて各施設案についての流出抑制年費用を算定し、第3章の計算結果を用いてピーク流出量1 m³/s 軽減あたりの流出抑制年費用を計算した（表4-2）。1 m³/s 軽減あたりの流出抑制年費用が最小なのはマンホール貯留量の243万円/（年・m³/s）で、以下浸透性舗装、各戸貯留、各戸浸透、遠回り配管の順となっている。しかし、この結果からマンホール貯留が最も経済的であると考えるのは早計である。なぜならば、対象流域におけるマンホール貯留による流出抑制流量そのもののがかなり小さい上に、マンホール貯留の効果がマンホールの数に比例するかどうか不明であり、更には、マンホール貯留は計画規模以上の降雨に対しては地上の氾濫を引き起こし易いというデメリットも持っている。また、各戸浸透型施設の場合は年費用が高く出ているものの、浸透施設は単に流出を抑制するだけでなく、地下水の涵養などの副次効果が期待できる。このようなことから、ここでの結果の評価について全体的にいえることは、ある特定の各施設の設置条件や単価設定のもとで算出されたものであるから、今後、ケーススタディの積み重ねや

表4-1 施設設置の単価と対象地区内の施設数量

施設の種類	単価	数量
各戸貯留施設	26,700円/m ³ ⁽¹⁾	16,693m ³
各戸浸透施設	55,100円/ヶ所 ⁽¹⁾	3,438ヶ所
浸透性舗装	450円/m ² ⁽²⁾	126,638m ²
マンホール貯留	100,000円/ヶ所 ⁽³⁾	51ヶ所
遠回り配管	200,000円/m ⁽⁴⁾	655m

(1) 土木研究所の資料による

(2) 普通アスファルトコンクリートと改良アスファルトコンクリートの単価の差から試算

(3) 鉄筋コンクリートの単価から試算

(4) 直径2mの下水管

各種施設が本来持っている特徴をよく考え合わせて、実際の施策に役立てていく必要があるということである。

表 4 - 2 ピーク流出量 $1 \text{ m}^3/\text{s}$ 軽減あたりの流出抑制年費用

流出抑制施設	流出抑制流量 (m^3/s)	流出抑制費用 (千円)	$1 \text{ m}^3/\text{s}$ 当り流出抑制年費用 (千円/ m^3/s)
各戸貯留施設	4.112	22,553	5,485
各戸浸透施設	0.583	13,023	22,338
浸透性舗装	0.796	2,884	3,623
マンホール貯留	0.106	258	2,434
遠回り配管	0.134	6,629	49,470
全 施 設	4.939	45,347	9,189

4 - 2 費用便益分析を用いた流域治水施設計画

4 - 2 - 1 費用便益分析を用いた支川流域における施設計画の策定手法

第2章ではオフサイト型の流出抑制施設群が流末地点の流量に及ぼす流出抑制効果を簡易に評価する方法について検討を行ったが、他にも、開発の抑制や流域内において自然が有している保水・遊水機能の保全・再生、洪水流量を安全に通過させるための河道改修といった洪水被害軽減の方法が考えられる。これらの方法は互いにトレードオフの関係にあり、実際に施策を展開していくためにはトレードオフをするための選択・評価基準が必要である。そこで今回の検討では、第2章と同様のいたち川流域をケーススタディ流域として、流出抑制施設設置と支川河道の改修を治水対策とした場合の適切な施設配置、施設規模を費用便益分析を用いて決定する方法について検討した。

検討方法

検討は以下に示すような順序で行った(図4-2-1)。

- ①いたち川流域の流出モデルを作成する。
- ②河道改修レベル・流出抑制施設設置レベルを各々数レベル設定する。
- ③河道改修レベル・流出抑制施設設置レベル毎の施設設置年費用を算定する。
- ④河道改修レベル・流出抑制施設設置レベルの全ての組合せについて、数レベルの確率規模の降雨を与え流出量・氾濫容量を算定する。
- ⑤河道改修レベル・流出抑制施設設置レベルの全ての組合せについて、氾濫容量等から年平均被害額の期待値を算定する。これに、③の年費用を加え流出抑制年費用とする。
- ⑥河道改修レベル及び流出抑制施設設置レベルをそれぞれ縦横の軸にとった平面上で等流出抑制年費用線図を作成する。
- ⑦同様に各規模の降雨に対する等流出量線図を作成する。
- ⑧⑥、⑦を重ね合わせて等流出量線上で最も流出抑制年費用の安い点を探し、これをその流量に対する流出

抑制年費用として、流出量と流出抑制年費用の関係を定める。

以下に、順番に説明する。

検討①

流出モデルは図4-2-2に示す構成になっている。流域は、調整池の集水域とそうでない地域にわけ、下水道、市街地、山地、水田からの流出、河道流下をM、DモデルのKinematic Wave法を集約化した貯留関数型のフィルター（補遺2参照）で算出し、調整池の効果は貯留関数フィルターで表した。河道の疎通能力を流量が上回り流下において氾濫が生じる現象は、氾濫原の影響を考慮した貯留関数パラメータを用いて（図4-2-3）表現している。各流域からの流出量の合成には到達時間の分布を用いて単位図法により算出した。

検討②

無数に存在する支川流域における流出抑制施設設置と河道改修による対策案の組合せ中の中から適切な案を抽出するのは現実的ではないので、流出抑制施設の規模としては設置無しの場合から防災調整池の計画などに用いられる降雨確率1/50に相当する範囲を、河道改修については時間雨量50mm相当から降雨確率1/100相当までの範囲を対象として、それぞれ4つの規模を設定した（表4-2-1）。

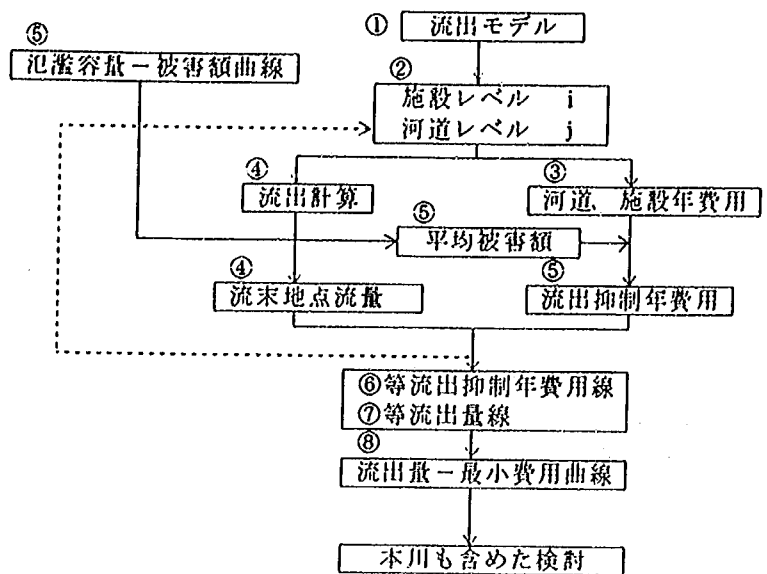


図4-2-1 検討フロー

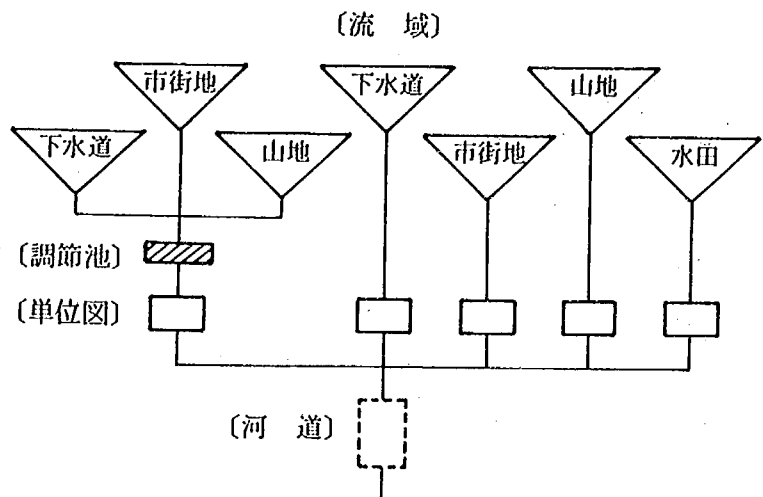


図4-2-2 流出モデルの構成

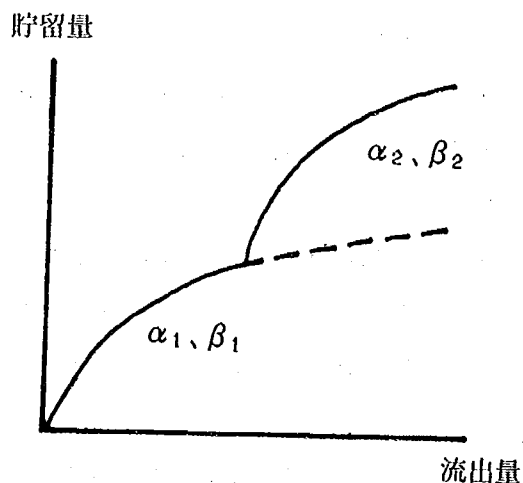


図4-2-3 氾濫原を考慮した場合の貯留量と流出量の関係

検討③

流出抑制施設設置年費用を次のように定義する。

設置年費用＝年利子＋年償却費＋年維持費

治水経済調査要綱にしたがうと次のように変形される。

$$\text{設置年費用} = \text{事業費} \times i \left(1 + \frac{1}{(1+i)^n - 1} \right) + \text{年維持費}$$

ここに、 i ：利子率、 n ：償却年数で、治水経済調査要綱より $i = 4.5\%$ 、 $n = 50$ 年とした。

表4-2-1 河道改修・流出抑制施設レベルと規模の対応

レベル	河道規模	流出抑制施設規模
1	1/6.3*	施設無し
2	1/10	1/10
3	1/30	1/30
4	1/100	1/50

*) 50mm/h相当

流出抑制施設設置に関わる各種事業について、地方自治体へのアンケート調査により施設の単位容量当りの平均設置費用（＝事業費／総貯水容量）を事業別に、また維持管理費用を施設の形式別に求めた結果、表4-2-2、3のようになった。

表4-2-2 単位容量当りの平均設置費用

事業名	単位容量当り 平均設置費用(円/m ³)	件数
防災調節池事業	8,400	35
雨水貯留事業	11,900	53
流域貯留浸透事業（貯留施設）	20,400	114
特定保水地整備事業	8,500	19
その他の貯留施設	26,700	93

表4-2-3 単位容量当りの維持管理費用

施設の形式	単位容量当り年間 維持管理費用(円/m ³)	件数
掘込式	150	111
ダム式	200	20
地下貯留式	520	18

河道改修費用は護岸工、土工、橋梁工、用地費の単価を設定して（表4-2-4）、河道規模に応じた断面形から積算をして求めた。ここで、用地買収面積は、河道改修に伴い増加する断面積の2分の1を河岸掘削で対処するものとして算出した。

施設の設置単価として表4-2-2の防災調節池事業の場合の値を、維持管理費用の単価として表4-2-3の平均的な値である200円/m³を、用地費を表4-2-4に示した農地に対する単価によって見積った場合の河道改修、流出抑制施設設置の年費用の値を表4-2-5に示す。

表4-2-4 河道改修費用算出に用いる単価

護岸工（ブロック積）	23,000円/m ²
土工	2,000円/m ³
橋梁工（5橋架け替）	75,000円
用地買収費用	農地見積り 100,000円/m ² 宅地見積り 300,000円/m ²

検討④

検討②で設定した範囲内の流出抑制施設規模4ケース(無し, 1/10, 1/30, 1/50), 河道改修レベル4ケース(1/6.3, 1/10, 1/30, 1/100)の組合せについて外力である降雨の規模を1/6.3, 1/10, 1/30, 1/50, 1/100, 1/200と変えて流出計算を行ない(施設設置位置は現状), 流末地点での流出量と氾濫被害の推定に用いる氾濫容量を算定した。そのうち降雨確率1/100の場合の流出量に関する計算結果を表4-2-6に示す。この結果を内挿して求めた等流出量曲線を図4-2-4に示す(検討⑦)。

氾濫容量は, 流末地点でのピーク流量発生時刻における河道及び氾濫原での貯留量から河道レベルに対応した河道の容量を差し引くことにより求めた(表4-2-7)。

表4-2-5 河道改修・流出抑制施設設置の年費用

レベル	河道改修		流出抑制施設	
	設置規模	年費用(百万円)	設置規模	年費用(百万円)
1	1/6.3*	12.158	なし	0.0
2	1/10	36.536	1/10	133.471
3	1/30	53.646	1/30	180.670
4	1/100	86.340	1/50	191.440

*) 50mm/hr相当

表4-2-6 流末地点の流出量(降雨規模1/100)

単位 m ³ /s		河道改修レベル			
		1	2	3	4
流出抑制施設	1	152.8	163.7	185.7	208.7
	2	144.0	154.3	176.9	187.6
	3	138.4	147.8	169.6	169.4
	4	135.7	144.5	160.9	160.8

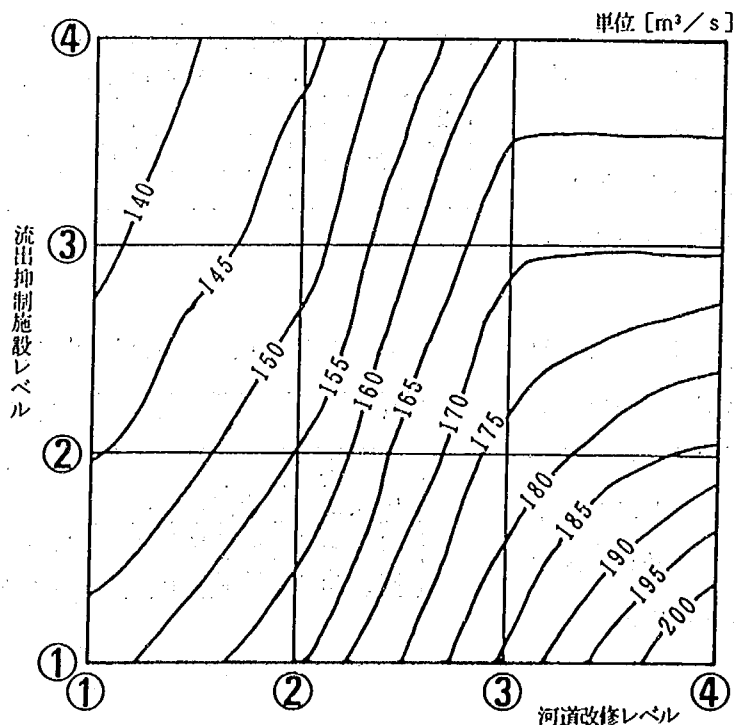


図4-2-4 等流出量線(降雨規模1/100)

表4-2-7 河道と氾濫原内の貯留量（降雨規模1／100）
及び河道レベルごとの河道容量

単位 千m ³		河道レベル			
		1	2	3	4
施設 レ ベル	1	442.3	381.1	290.7	252.8
	2	368.3	314.8	273.4	235.3
	3	325.9	245.1	219.9	219.6
	4	307.0	254.7	212.3	211.9
河道容量		172.7	189.7	222.0	253.8

検討⑤

流域の地形特性を考慮し、河道から一定距離の範囲を氾濫原として被害額を算定する。被害対象としては、一般資産（家屋、家財、事業所資産）、営業停止損失、公共土木施設を考えた。

〈氾濫域の資産推定〉

氾濫域の資産額を推定するため表4-2-8に示す原単位を設定した。このうち、A, C, Fは当該流域のある横浜市戸塚区の統計資料より、Bはいたち川流域での実測から、D, E, G, Hは治水経済調査要綱にしたがって値を求めた。

表4-2-8 資産額推定に用いる原単位

	必要な原単位の種類	原 単 位
A	1棟当りの床面積	93m ²
B	家屋密度	文中に掲載
C	1住宅当りの世帯数	1,005世帯
D	単位床面積当りの家屋資産	139.9千円／m ²
E	1世帯当りの家財資産	4251千円／世帯
F	1事業所当りの従業員数	13.28人
G	産業分類別従業者1人当りの償却資産額・在庫資産額	表4-2-9
H	産業分類別従業員数の構成比率	表4-2-10

一般資産の算定では、氾濫原内の家屋密度を2ケース設定した。1つは流域の一部における実測値で32棟／ha、もうひとつはそれよりも市街化されている地域に対する推定値で50棟／haである。

家屋資産、家財資産、事業所資産は次式より算定される。Faは氾濫原面積で、図4-2-5に示すように一定幅の氾濫原が河道長（6750m）にわたって続いていると近似した。

表4-2-9 産業分類別従業者1人当りの償却資産額・在庫資産額

分 類	償却資産(千円/人)	在庫資産(千円/人)
鉱 業	7,380	1,695
建 設 業	1,117	4,154
製 造 業	3,781	3,655
電気・ガス	104,104	1,921
運 輸	5,435	527
卸 売	1,565	3,445
金 融	4,059	400
不 動 産	12,132	19,805
サービス	4,059	400
公 務	4,059	400

表4-2-10 産業分類別従業員の構成比率

分 類	構成比率 (%)
鉱 業	0.0
建 設 業	6.4
製 造 業	35.0
電気・ガス	0.8
運 輸	4.7
卸 売	22.9
金 融	2.3
不 動 産	1.0
サービス	25.6
公 務	1.3
合 計	100.0

家屋資産 = $D \times (B \times Fa \times 0.9)$

氾濫原内住宅数

家財資産 = $E \times C \times (B \times Fa \times 0.9)$

事業所資産 = $\sum G_i \times H_i \times F_i \times (B \times Fa \times 0.1)$

氾濫原内事業所数

一般資産 = 家屋資産 + 家財資産 + 事業所資産

ここで、 i は産業分類で、住宅棟数と事業所数の割合

(9 : 1)は戸塚区の資料から概略値として定めた。

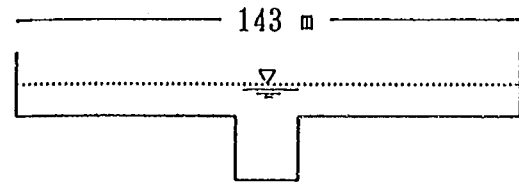


図4-2-5 氾濫原の設定

〈氾濫容量と被害額の関係〉

治水経済調査要綱に記載されている浸水深ごとの被害率と当該流域氾濫原の一般資産額を用いて浸水深と被害額の関係を求めたところ表4-2-11のようになった。これを、氾濫容量(=氾濫原面積×浸水深)と被害額の関係で表したのが図4-2-6である。ここで、営業停止損失、公共土木資産等の被害額は、治水経済調査要綱に示しているように、それぞれ一般資産被害額の6%、95.8%としている。

表4-2-11 浸水深と被害額の関係

単位(千円)

浸 水 規 模 資 産 種 類	床下浸水 30cm未満	床 上 浸 水				
		50cm未満	50~99cm	100~199cm	200~299cm	300cm以上
家 屋 (A)	1,085,092	1,916,997	2,604,221	3,942,502	5,497,801	7,957,344
家 庭 用 品	-	1,021,447	2,268,563	3,931,384	5,926,770	8,195,333
事業所 償却資産	-	3,066,996	5,350,205	7,139,286	9,183,950	10,768,565
事業所 在庫資産	-	1,401,532	3,045,851	4,182,527	5,286,096	6,202,058
小 計	1,085,092	7,406,973	13,268,840	19,195,699	25,894,617	33,123,300
営 業 停 止	65,106	444,418	796,130	1,151,742	1,553,677	1,987,398
公 共 土 木	1,039,518	7,095,880	12,711,549	18,389,480	24,807,043	31,732,121
合 計	2,189,716	14,947,271	26,776,519	38,736,921	52,255,337	66,842,819

注) 営業停止 = (一般資産) × 6 (%)

公共土木 = (一般資産) × 95.8 (%)

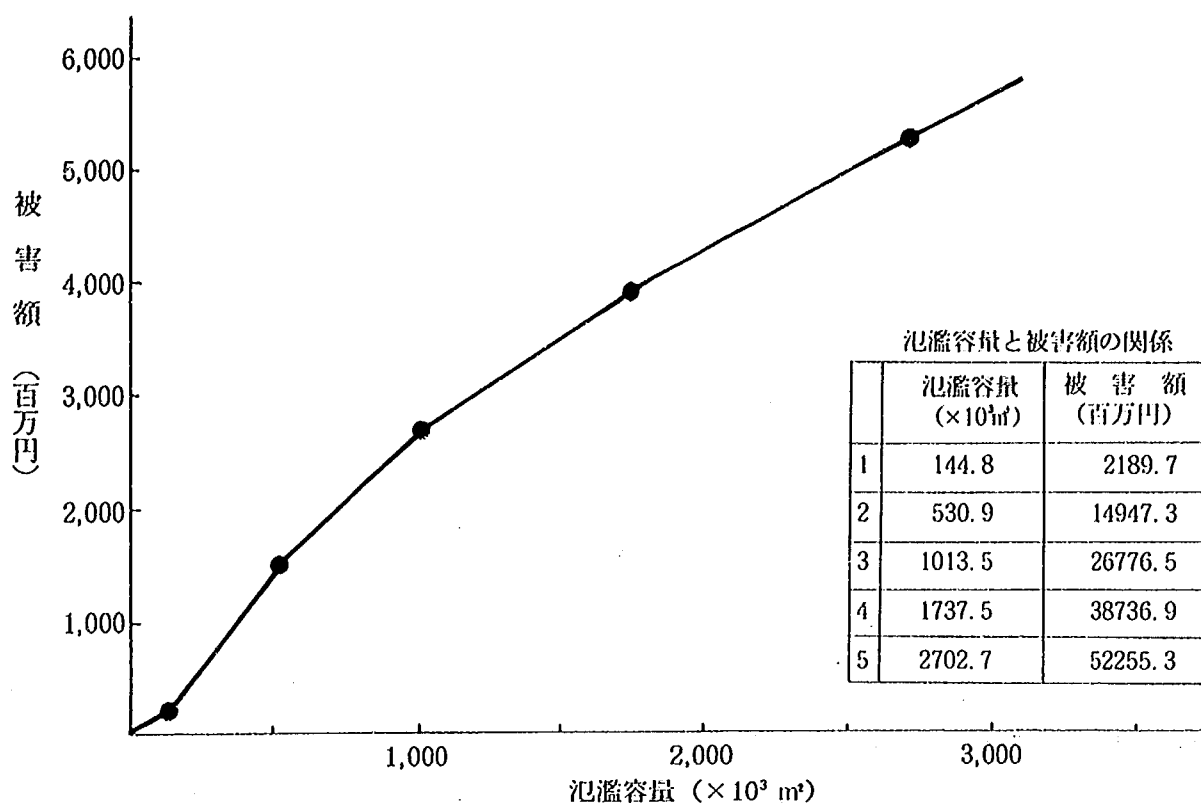


図4-2-6 氾濫容量と被害額の関係

〈年平均被害額の算定〉

次に、6 ケースの外力降雨に対して算定される氾濫容量から図4-2-6の関係を用いて各河道改修・流出抑制施設レベルの組合せについて年平均被害額に換算する。河道改修レベルを m ，流出抑制施設レベルを n ，外力降雨ケースを j ，氾濫容量 V_{mn}^j に対応する被害額を D_{mn}^j ，年平均被害額を Da_{mn} ，外力降雨の年生起確率値を p_j とすると，

$$Da_{mn} = \sum_j (D_{mn}^j \cdot p_j)$$

となる。推定される年平均被害額の値は前述してきた様々な単価の設定により変わってくるため，表4-2-12のような単価の違いによる2 ケースについて年平均被害額を算定した。

表4-2-12 計算ケースと単価の対応

ケース 番号	河道改修費用（用地費）		流出抑制施設設置費用	
	農地評価	宅地評価	8,400 (円/ m^3)	15,000 (円/ m^3)
1	○		○	
2		○		○

検討⑥

流出抑制施設設置年費用，河道改修年費用，年平均被害額をたしあわせたものを流出抑制年費用と呼ぶこととし，上記2 ケースについて等流出抑制年費用線を作成し図示したものが図4-2-7，8である。

検討⑧

費用便益分析では複数の代替案の間で、実現のための費用Cと実現による便益Bの差や比を比較する。今回の検討ではCは流出抑制対策のための年費用に、Bは流出抑制対策による年間の被害軽減額に対応している。流出抑制対策を施す前後の状態について推定される被害額を D_o 、 D_s 、流出抑制対策のための年費用を C_o 、 C_s とすれば、費用便益分析問題は

$$(D_o - D_s) - (C_s - C_o) \longrightarrow \max$$

と表される。したがって、 D_o 、 C_o を定数とみて、

$$D_s + C_s \longrightarrow \min \quad \cdots \cdots \cdots *$$

となる対策が最適解となる。ここで、 $D_s + C_s$ は検討⑥でも述べた流出抑制年費用に相当する。

具体的には、等流出抑制年費用線図（図4-2-7, 8）に、対象降雨に対する流末地点での等流出量線図（この図が制約条件を表している）を重ね合わせ（図4-2-9）等流量線上で流出抑制年費用が最小になる点（図中黒丸で示した点）を探すことにより、*式を満たす施設対策が流末地点の流量に対して一義的に定まる（図4-2-10, 11）。また、流出抑制年費用が同じであっても氾濫被害による流域住民への心理的な影響を考慮して計画を策定する場合が想定されるが、いま仮に、被害額について上限値を設定して $D_s \leq 1$ 億円とした場合の流末地点流量と最小の流出抑制年費用の関係を求める。等年平均被害額線図を他のコンター図と同様の方法で作成し、図4-2-9に示した黒丸を重ねた線（K線）と重ね合わせる（図4-2-12）。等年平均被害額線のうち、1億円を表わす線（J線）とK線に注目し、K線上で年平均被害額が1億円を越える範囲については、J線が最適解を示しており、K線上で年平均被害額が1億円以下の範囲ではK線をそのまま最適解とすることができる。この方法により求めると図4-2-13, 14のようになる。

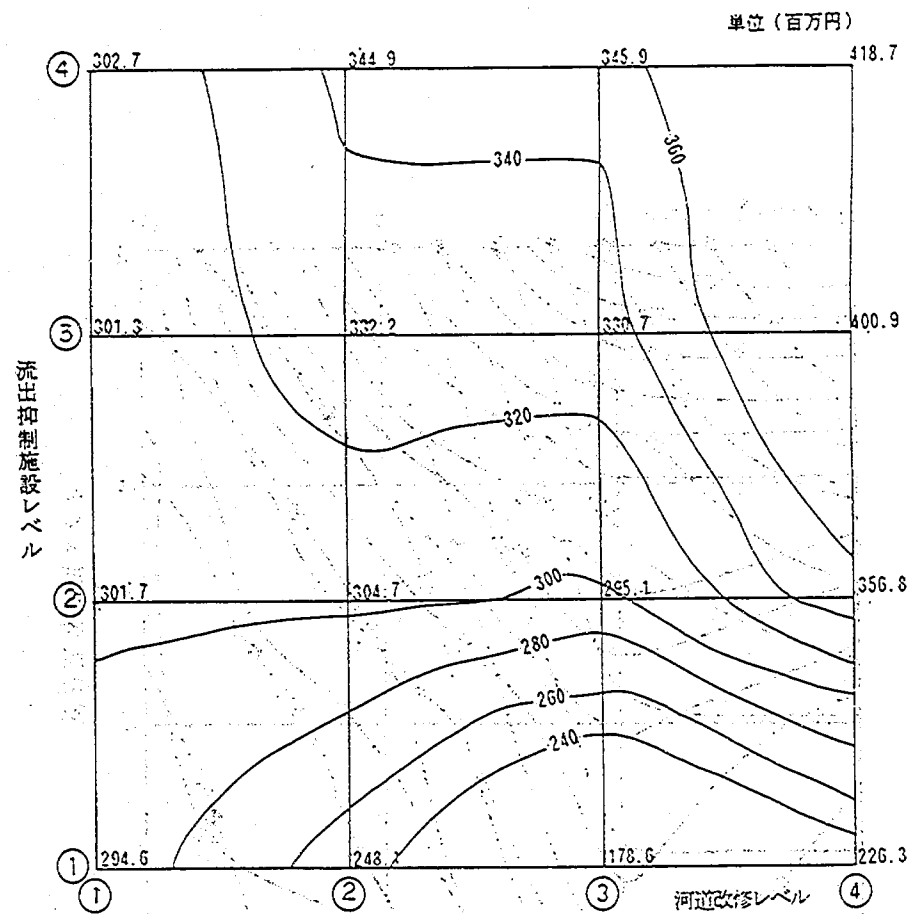


図4-2-7 等流出抑制年費用線 (ケース1)

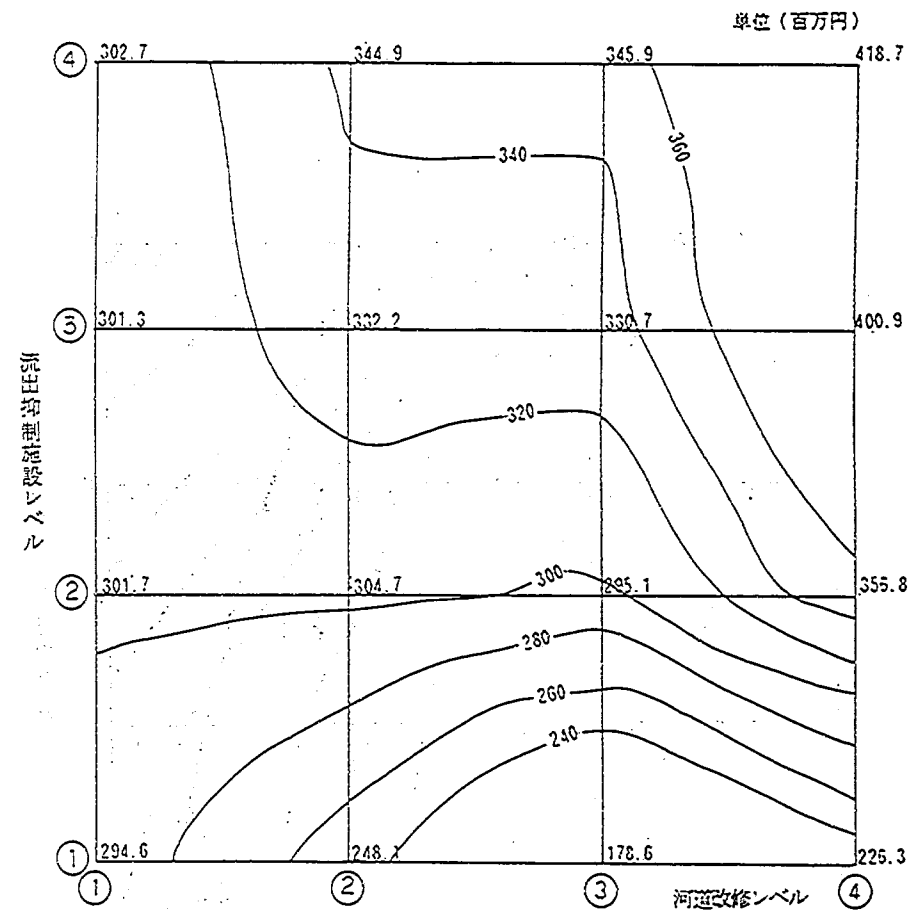


図4-2-8 等流出抑制年費用線 (ケース2)

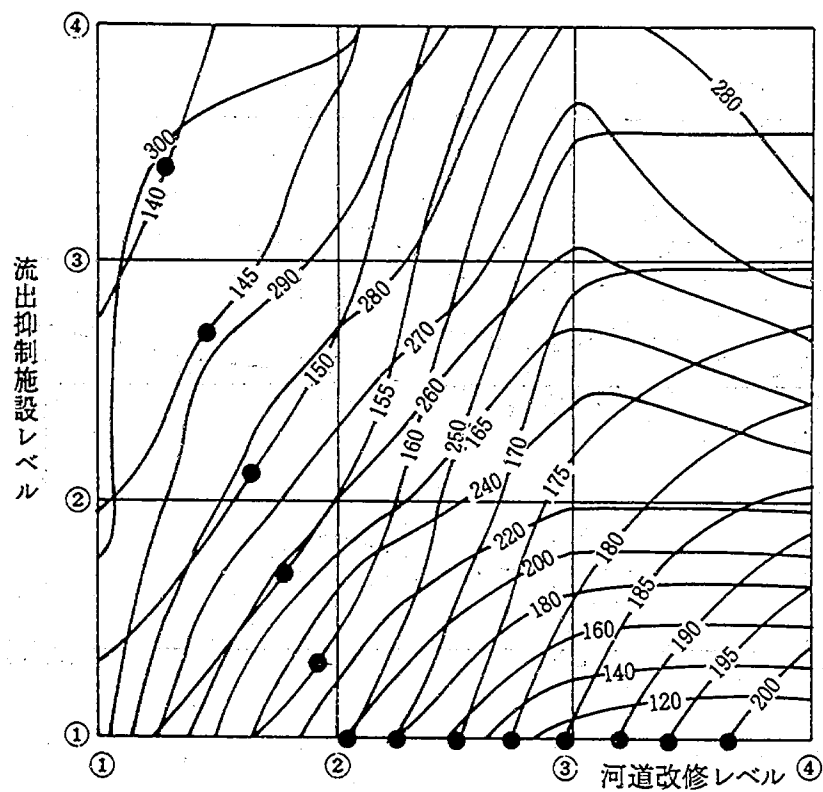


図4-2-9 等流出量線図と等流出抑制年費用線図
の重ね合わせ

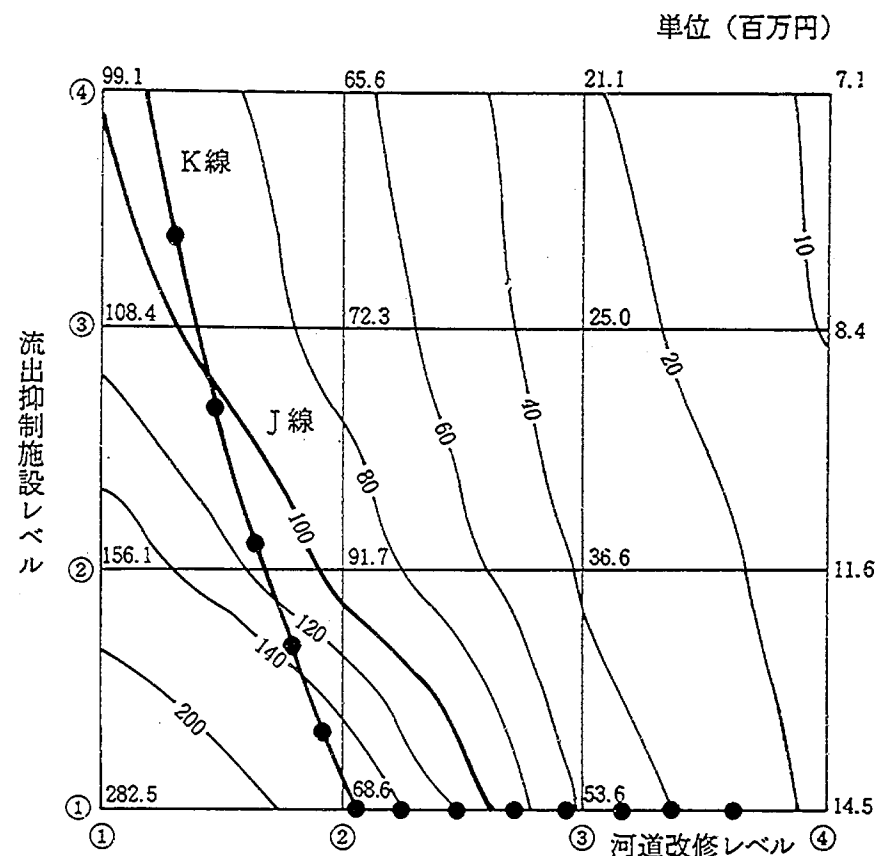


図4-2-12 等年平均被害額線図と被害額に上限値を
設定しない場合の最適解の重ね合わせ

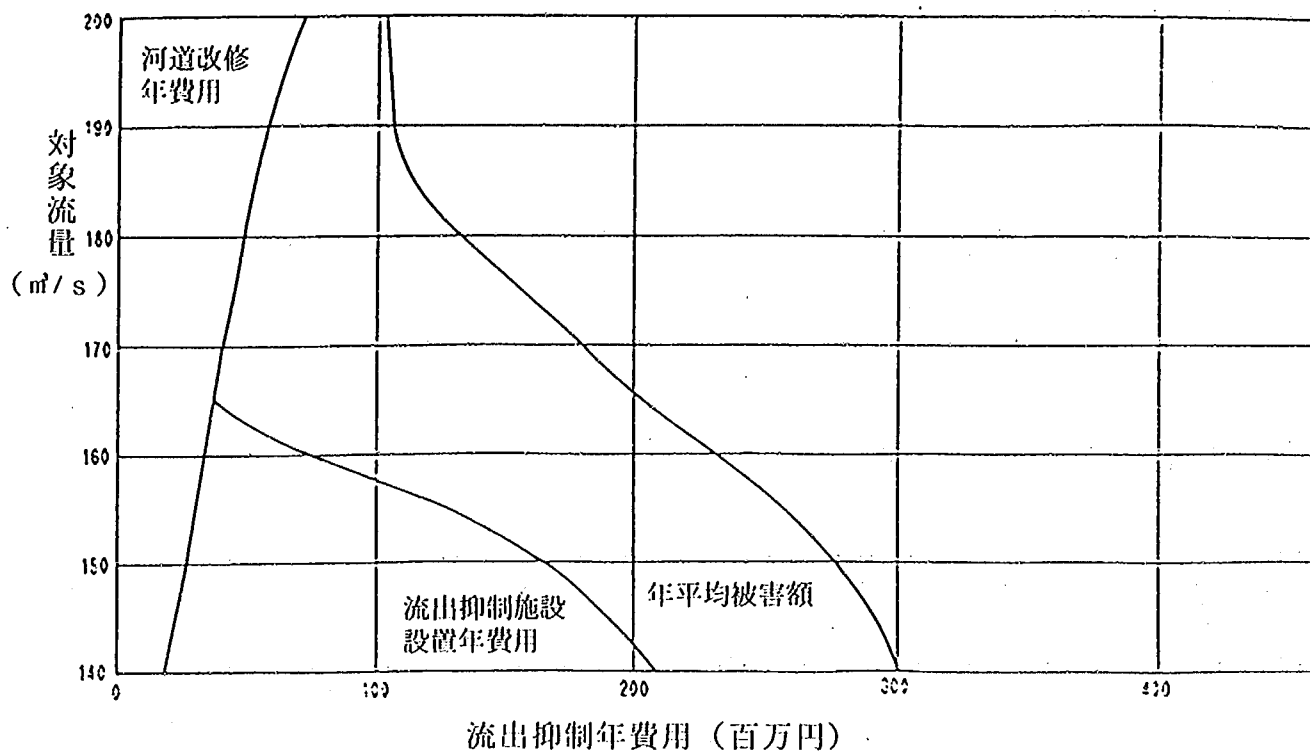


図4-2-10 流出量と流出抑制年費用の関係 (ケース1)

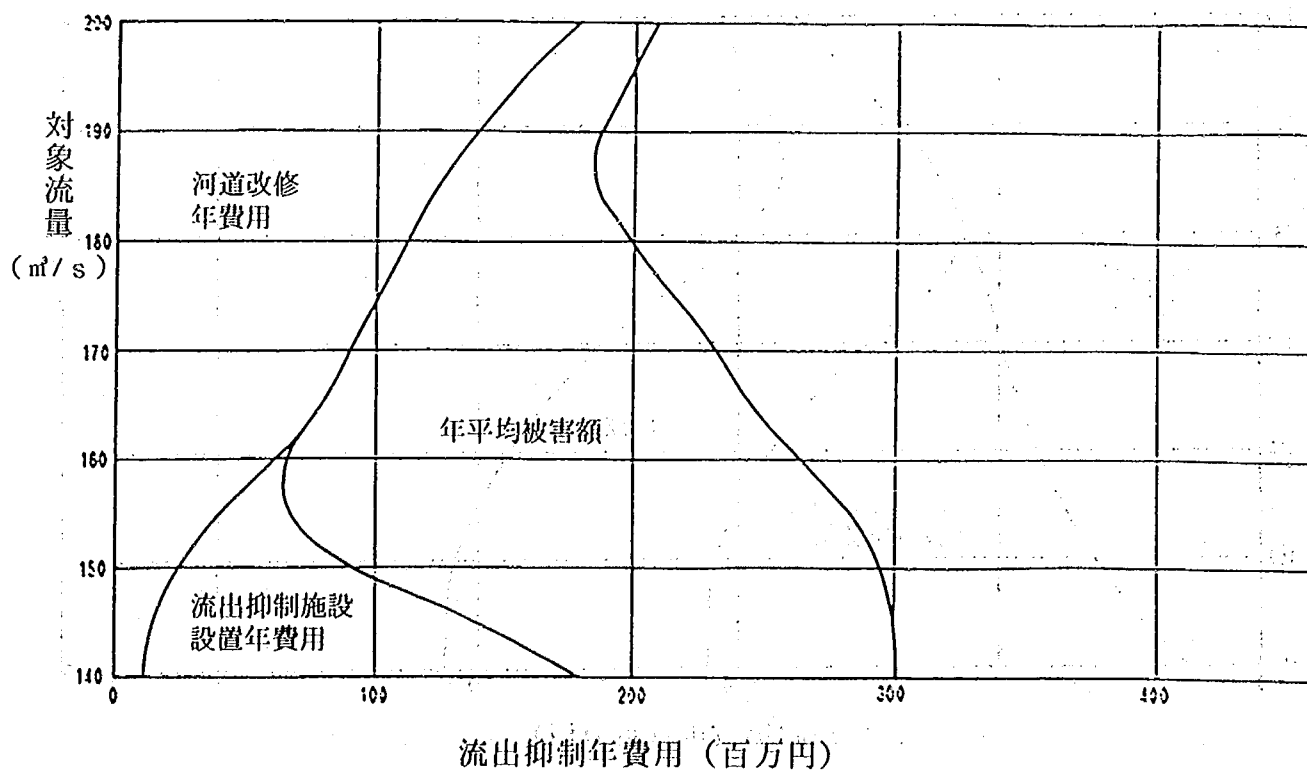


表4-2-11 流出量と流出抑制年費用の関係 (ケース2)

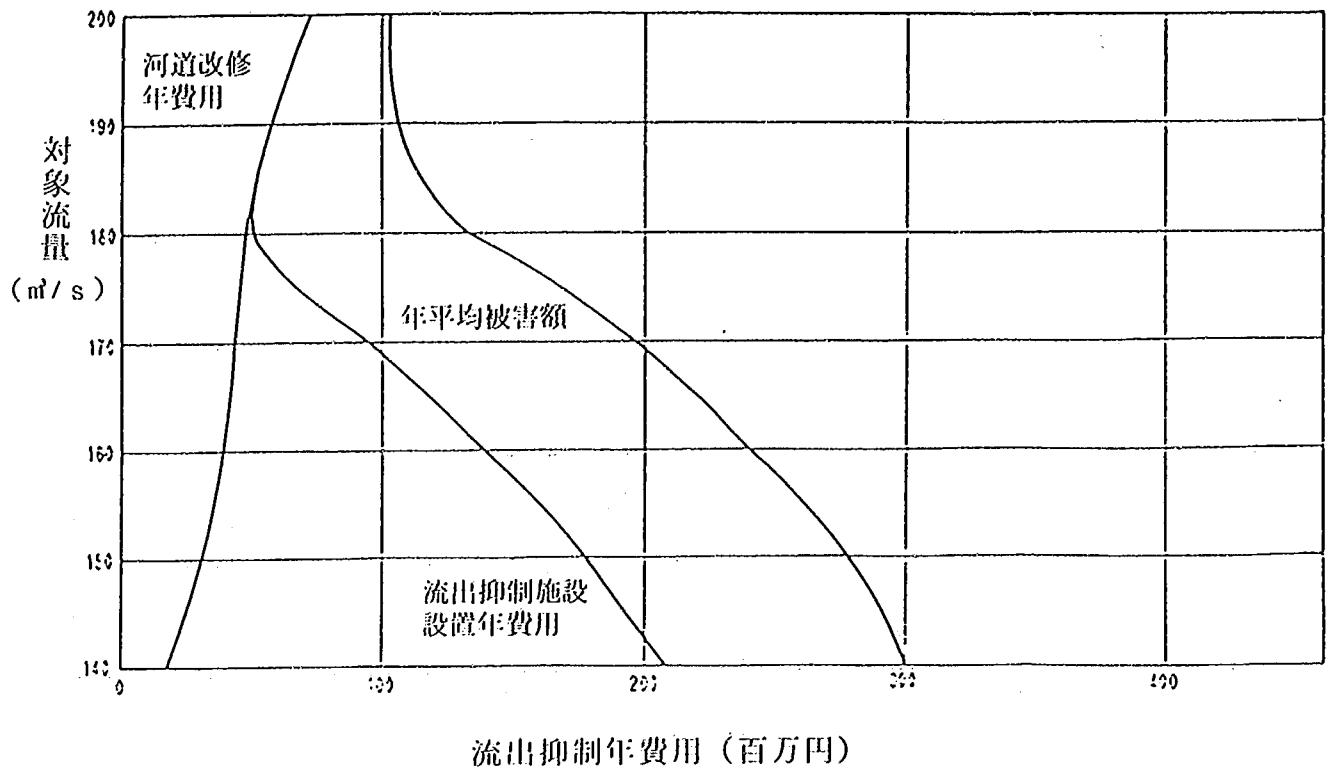


図4-2-13 流出量と流出抑制年費用の関係（ケース1、被害額制限）

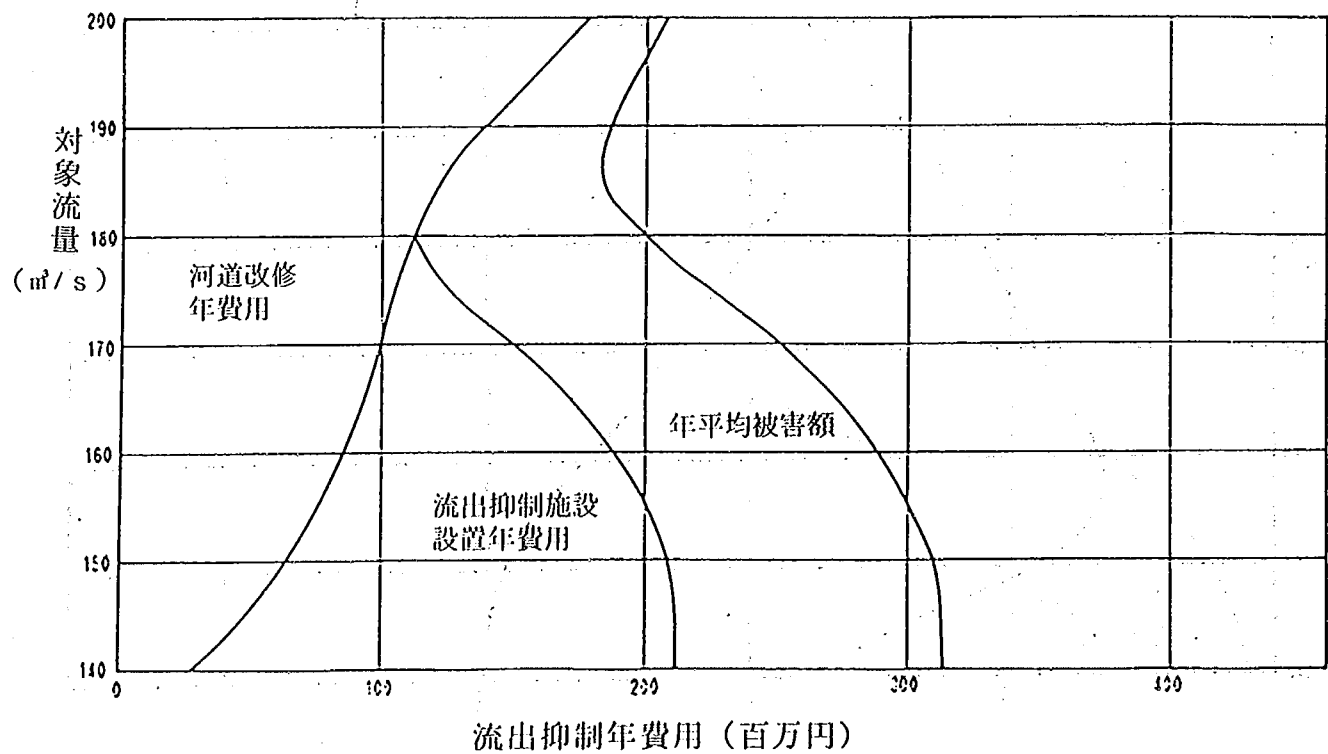


図4-2-14 流出量と流出抑制年費用の関係（ケース2、被害額制限）

4-2-2 支川と本川の間係を求める計画手法

前節で支川流末での流出量と流出抑制年費用の間係を整理した。ある河川の全支川でこのような間係が把握でき、また河川本川の流下能力と改修費用の間係が分かれば、これらのバランスから流域全体の流量配分計画が定まるはずである。しかしながら今回の検討では、流域全体での検討が困難なことから、1支川流域と本川との間係を流出抑制年費用と本川流下費用という考え方で検討を行った。

本川流下費用とは、支川の合流点から下流の本川の流下能力を増やすか、上流ダム等により本川流量を低減させるのに必要な費用である。あるいは、これを本川流量が増加することにより増加する氾濫被害額の期待値としても良いが、それぞれの費用（被害額）が異なるため、実流域での対応策に即したものを本川流下費用の算定に用いる必要がある。

本川流下費用は流量（支川流出量）の関数となるが、これと支川の流出抑制年費用とをあわせた費用 $C(q)$ が最小となる流量を本川と支川の流量分担の最適解とする。

$$C(q) = C_{main}(q) + C_{rib}(q)$$

ここに、 $C_{main}(q)$ ：支川流出量 q に対する本川流下費用、 $C_{rib}(q)$ ：同じく支川の流出抑制年費用（ $=D_o + C_o$ ）。

対象とする支川の流出量に対する本川流下費用曲線が直線で近似出来るならば、本川流下費用としては支川流出量 $1 \text{ m}^3/\text{s}$ 増に対する費用（UC）を考えれば良いこととなる。したがって、 $C(q)$ を支川流出量で微分した次式

$$\frac{dC}{dq} = UC + \frac{dC_{rib}(q)}{dq}$$

の右辺がゼロとなる q のうち C が最小となるものが最適解である。

図4-2-15, 16は、上式の右辺第2項をケース1、2の被害額に制限を加えない場合について算定したもので、支川流出量 $1 \text{ m}^3/\text{s}$ 増に対応する流出抑制年費用増を示している。本川流下費用増を仮に $1 \text{ m}^3/\text{s}$ あたり年400万円とすると、図4-2-15の水平線で表せる。これと流出抑制年費用の和は、 $q=200 \text{ m}^3/\text{s}$ で最大値を与え、 dC_{rib}/dq との交点で流量の多い方から順にそれぞれ極小値、極大値を与える。本川流下費用増が小さい場合は、この極小値が最小値となるが、UCが約390万円/（年・ m^3/s ）以上の場合は $q=140 \text{ m}^3/\text{s}$ が最小値となる。このことは、本川下流の流量制約が厳しくなり、支川で処理すべき流量が増加し、支川から本川への流出量を抑えなければならなくなるにしたがい、図4-2-10の間係から最初は支川の河道改修だけでよかったものが、ある程度を越すと、出来る限り流出抑制施設を整備する方が有利になることを示している。今回の検討では $UC=390$ 万円がその限界費用であったが、これは事業費ベースに換算すると $1 \text{ m}^3/\text{s}$ あたり約8千万円に相当する額である*。

$$\begin{aligned} \text{*年費用} &= \text{事業費} \times i \left(1 + \frac{1}{(1+i)^n - 1} \right) \\ &= \text{事業費} \times 0.0506 \quad (i=4.5\%, n=50\text{年}) \end{aligned}$$

$$\therefore \text{事業費} = 390 / 0.0506 = 7700 \text{万円}$$

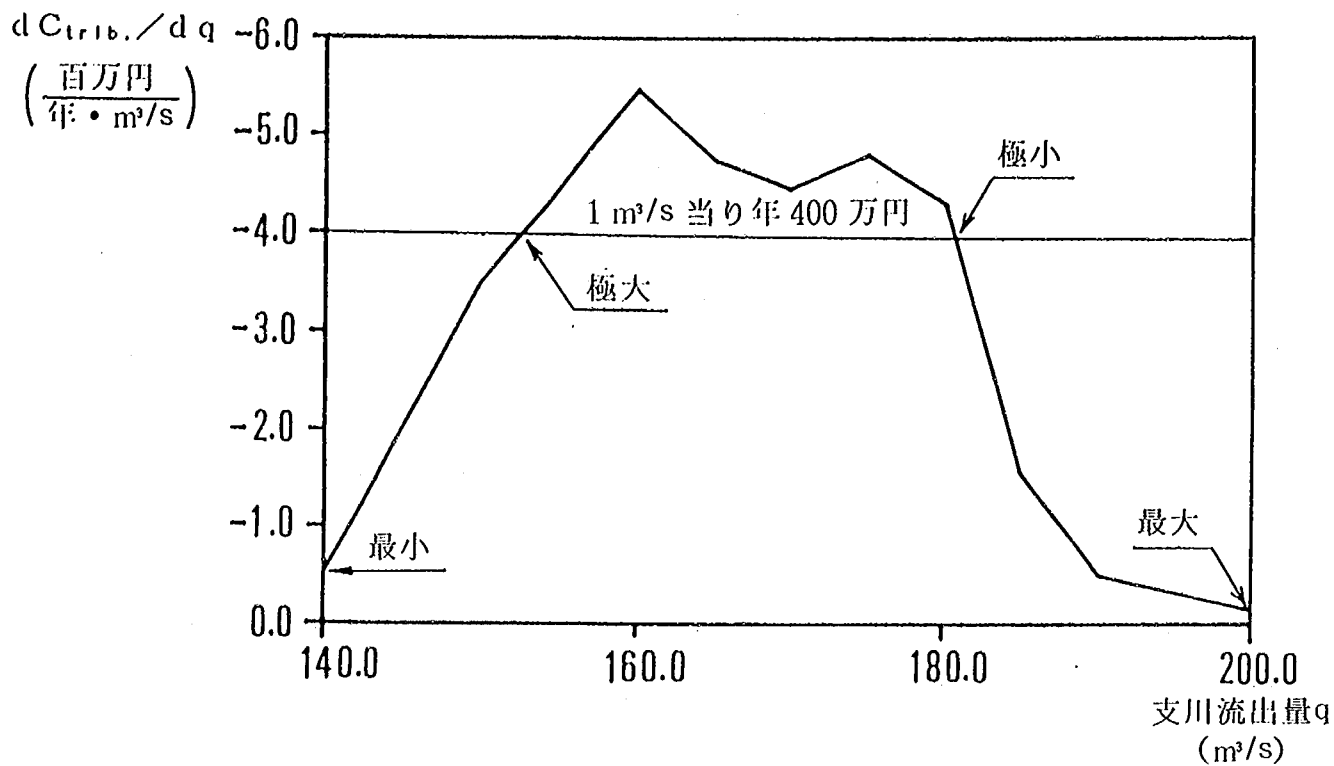


図4-2-15 本川と支川の関係

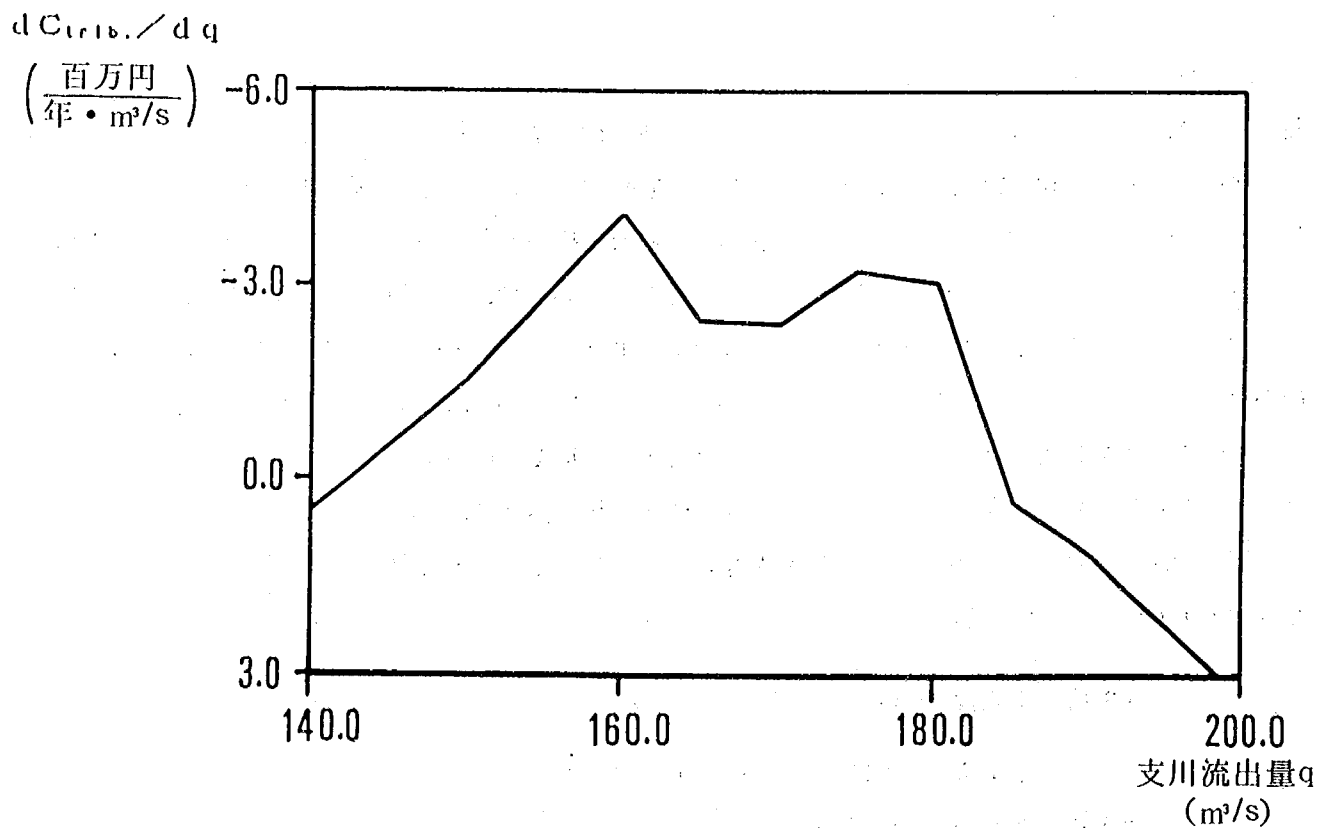


図4-2-16 支川流出量 $1 m^3/s$ 増加に対する
流出抑制年費用の増加額 (ケース2)

第5章 ま と め

第2章から4章まで述べてきた検討結果から次のような結論が得られた。

1. 損失流量換算による評価法を用いることにより、精度よくM. F. モデルによる流出計算結果を近似できた。
2. 流出係数を用いた評価法では補正係数 ε を導入し、調整池の規模と降雨の規模が同一の場合には ε が0.7程度の値となった。また、施設実効率を用いた評価法では、降雨規模が施設規模を越えない場合には実効率の値がほぼ一定値を示した。
3. 河川本川と支川流域における分担流量及び支川流域内での治水施設間の分担流量を定めるため、費用便益分析を用いる方法について検討を行った。その結果、この方法により適切な分担流量を決定できることがわかった。
4. オンサイト型の施設に対して、施設の $1\text{ m}^3/\text{s}$ 流出抑制あたりの年費用を算定した。

ただし、ここで得られた結果を一般化するには、もっと多くのケーススタディ流域での検討や算定にあたって設定した条件の詳細な検討が必要となる。また、総合的な治水対策は、ここで示したような物理的・経済的な評価や価値判断だけでなく、様々な社会環境や社会条件を取り込みながら、まさに総合的な判断の上に立って進められていくものである。したがって、そのような環境・条件について十分議論され、そうした中でここで示した手法が活かされれば幸いである。

謝辞

ケーススタディ流域の様々なデータを入手するにあたって、京浜工事事務所、横浜市下水道局の諸氏の協力を得た。ここに記して謝意を表する次第である。

<補遺 1>

・単一の調整池の洪水調節効果

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad \dots\dots\dots (1)$$

V : 調整池の貯留量, Q_{in} : 調整池への流入量, Q_{out} : 調整池からの流出量

調整池内の水深hとVの関係が

$$V = a \cdot h^p \quad \dots\dots\dots (2)$$

と表わせるものとする。一方、オリフィスからの流出量は、縮脈係数をCとすると、

$$Q_{out} = C \cdot A_o \cdot \sqrt{2gh} \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。ここに、 A_o は放流口の面積である。

したがって、式(2)、(3)より、

$$Q_{out} = \beta' V^{\alpha'} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\beta' = C \cdot A_o \cdot \sqrt{2g/a^{\alpha'}}, \quad \alpha' = 1/p$$

を得る。

ところで、調整池の比放流量を一定値 γ_1 、当該調整池の集水面積を A_d 、調整池の最大容量が集水面積に比例すると仮定する（比貯留量が一定値 γ_2 ）と、

$$\text{最大放流量 } Q_{max} = A_d \cdot \gamma_1$$

$$\text{最大容量 } V_{max} = A_d \cdot \gamma_2$$

$$Q_{max} = \beta' V_{max}^{\alpha'}$$

であるから、この3つの式より、

$$\beta' = \frac{\gamma_1}{\gamma_2^{\alpha'}} A_d^{1-\alpha'}, \quad \alpha' = 1/p \quad \dots\dots\dots (5)$$

の関係が導かれる。これにより、式(1)と式(4)および比放流量、比貯留量、集水面積の値を用いて調整池の洪水調節効果を算定できることになる。

・複数の調整池の合成

調整池の集水区域が独立である場合は各調整池(i)の α_i' 、比放流量 γ_{1i} 、比貯留量 γ_{2i} の値を用いて式(6)のように単一の調整池に換算した貯留関数パラメータを決定する。

$$\alpha' = \Sigma (A_{di} \cdot \alpha_i') / \Sigma A_{di}$$

$$\gamma_1 = \Sigma (A_{di} \cdot \gamma_{1i}') / \Sigma A_{di} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\gamma_2 = \Sigma (A_{di} \cdot \gamma_{2i}') / \Sigma A_{di}$$

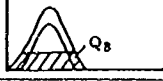
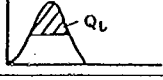
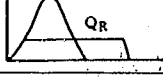
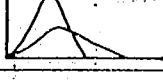
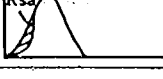
<補遺 2>

マルチフィルターモデルは、都市化流域における流出モデルとして作成されたモデルで、降雨損失、雨水の河道流下などの様々な流出過程や流出抑制施設の機能を表すサブモデルを、入力（流入量）から出力（流出量）へと変換するフィルターで表現し、多数のフィルターを実際の流域の地形、排水路網に合うように連

結して流域での流出計算を行うものである。ただし、このモデルでは各サブモデルからの流出量が下流条件の制約を受けないということが前提となっている。

マルチフィルターモデルで用いている各々のフィルターの特性は、図aに示すとおりである。表Aに一般的な流出要素モデルとフィルター要素の対応をまとめた。流出抑制施設のフィルターは補遺1で説明したように貯留関数型を使っている。

表A 流域要素モデルとフィルターの対応

フィルター要素	フィルターの概要	モデル式
貯留関数		$Q_s = \beta V^*$ 又は $Q \sim V$ 曲線 $\frac{dV}{dt} = Q_i - Q_o$
遅延フィルター		$Q_o(t) = Q_i(t - \Delta t)$
ベースカット		$Q_o = \text{Max} \{0, Q_i - Q_b\}$
レベルカット		$Q_o = \text{Min} \{Q_i, Q_c\}$ $V = \int (Q_i - Q_o) dt$
矩形放流		$Q_o = \begin{cases} Q_i \\ Q_c + V/dt \end{cases}$ $V = \int (Q_i - Q_o) dt$
unit graph.		$Q = \int_0^t Q_i(t-r) u(r) dr$
有効降雨		* Rsaモデル

図a フィルター要素の特性

流域要素モデル		フィルター
雨量損失モデル	f1・Rsaモデル	f1・Rsaフィルター
	凹地損失	f1・Rsaフィルター (但し f1 = 0)
	浸透損失	ベースカットフィルター
斜面モデル	貯留関数	貯留関数フィルター (+遅延フィルター)
	準線形貯水池モデル	貯留関数フィルター
	修正RRL法	unit graph +貯留関数フィルター
	kinematic wave方程式 (多段貯水池近似)	貯留関数フィルター
河道モデル	貯留関数	貯留関数フィルター (+遅延フィルター)
	kinematic wave方程式 (多段貯水池近似)	貯留関数フィルター
	放水路	レベルカットフィルター
流出抑制施設	貯留型施設 (自由放流型)	貯留関数フィルター
	貯留型施設 (オーバーフロー型)	レベルカットフィルター
	浸透施設	ベースカットフィルター
	校庭・棟間貯留施設	矩形放流フィルター

フィルター要素のうち, kinematic wave法に用いる式を多段貯水池近似し, 貯留関数フィルターにフィルター化する方法について説明する。

〈Kinematic wave法のフィルター化⁹⁾〉

①斜面の場合

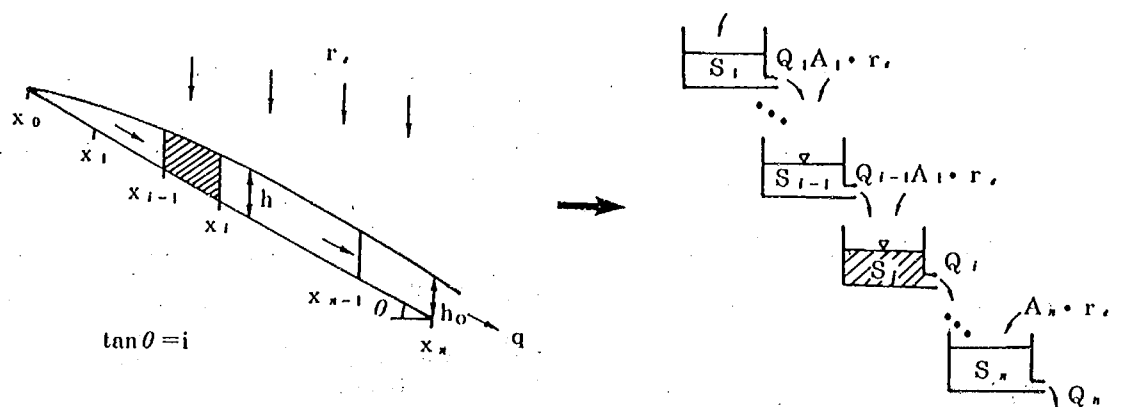
斜面に対するkinematic wave法の基本式は, 次の2つの式である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = re(t) \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$q = \alpha h^m \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに, h : 水深, q : 単位幅流量, re : 有効降雨量, α, m : 定数である。

いま, 図bに示すような斜面上の区間 x_{i-1} から x_i をひとつのポンドとみなし, 貯留量と流出量の関係を求めることを考える。



図b 河道(斜面)分割図

斜面上の水面形は式(9)で示される定常時の水面形を仮定する。

$$h = h_0 (x/L)^{1/m} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに, h_0 : 斜面下流端における水位, L : 斜面長である。

式(9)に斜面幅 B を乗じ区間 x_{i-1} から x_i まで積分すると式(10)を得る。

$$S_i = \int_{x_{i-1}}^{x_i} h \cdot B dx = \frac{1}{a} B \cdot h_0 \cdot L^{-1/m} (x_i^a - x_{i-1}^a) \quad \dots\dots\dots (10)$$

ただし, $a = (m+1)/m$ である。

また, 式(8)に B を乗じて式(10)を代入すると式(11)を得る。

$$Q(x_i) = \alpha \cdot B^{1-m} \cdot a^m \cdot x_i \cdot (x_i^a - x_{i-1}^a)^{-m} \cdot S_i^m \quad \dots\dots\dots (11)$$

上式を貯留関数で表記すると,

$$Q = \beta \cdot S_i^m \text{ において}$$

$$\beta = \alpha \cdot B^{1-m} \cdot a^m \cdot x_i \cdot (x_i^a - x_{i-1}^a)^{-m} \quad \dots\dots\dots (12)$$

また連続の式(7)は,

$$\frac{dS}{dt} = A \cdot re(t) + Q(x_{i-1}) - Q(x_i)$$

となる。ここに, A : 斜面ポンドの面積, $A = B \cdot (x_i - x_{i-1})$ である。

斜面の区間分割は, 斜面上洪水波の伝播時間が同一になるよう, 式(13)により設定する。

$$x_i = (i/K)^m \dots\dots\dots (13)$$

ここに, K : 斜面上のポンドの数, i : 上流から数えたポンドの番号である。

②河道の場合

河道の場合, モデル化する河道の分割区間長を一定と仮定するならば, Q と S の関係は式(14)で表される。

$$Q = \alpha \cdot B^{1-m} \cdot l^{-m} \cdot S^m \dots\dots\dots (14)$$

ここに, l : 河道の長さ, B : 河道と等価な矩形断面水路の幅である。

〈参考文献〉

- 1) 吉野ら：雨水貯留施設の最近の動向，土木研究所資料第1579号，1980
- 2) 熊谷，原田編：雨水貯留施設の計画と設計，鹿島出版会，1986
- 3) 吉本：流域流出抑制施設の実態調査，第3回都市河川セミナー，1988
- 4) 吉本，須見，永友：マルチフィルターモデルを用いた流出抑制施設の評価，土木研究所資料第2861号，
1990
- 5) 石崎，左合，長谷川：土地利用変化を評価する流出モデル，土木研究所資料第1499号，1979
- 6) 豊国，渡辺：都市流出シミュレーションモデルとその調査流域への適用，
第29回水理講演会論文集，1985
- 7) 角屋，福島：中小河川の洪水到達時間，京都大学防災研究所年報，第19号13，1976
- 8) 渡辺：都市下水道流域の流出解析と流出制御に関する基礎的研究，1989
- 9) 高棹，椎葉：雨水流モデルの集中化に関する基礎的研究，京都大学防災研究所年報，第28号B-2，1985

丘陵地における流域治水
施設の計画策定手法

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2950号

平成3年3月 (1991)

総合治水研究室 吉本俊裕
他3名

要旨 本資料は、丘陵地を流れる河川流域に多数設置されている流域治水施設の水利効果を簡易に評価する手法及び経済的評価に基づいて流域治水施設の流量分担計画を策定する手法について検討を行った内容についてまとめたものである。

キーワード：流出抑制施設、簡易評価手法、流量分担計画、費用便益分析

郵便はがき

41円切手
をはって
下さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

総合治水研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2950号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印