

## 筑波研究学園流出試験地の流出特性 (第2報)

岸井徳雄\*・中根和郎\*\*・大倉 博\*\*\*・佐藤照子\*\*\*\*・小西達男\*\*

国立防災科学技術センター

### Runoff Characteristics of Tsukuba Experimental Basin (Part II)

By

Tokuo Kishii, Kazurou Nakane, Hiroshi Ohkura, Teruko Sato  
and Tatsuo Konishi

*National Research Center for Disaster Prevention*

#### Abstract

This report is the second paper on flood runoff characteristics of the experimental basin in Tsukuba Science City.

The experimental basin consists of two basins where are the Hanamuro-gawa and the Hasunuma-gawa, is located on the Inashiki terrace in Ibaraki Prefecture. The basins are classified into five land uses such as impervious areas, compacted areas, rice fields, cultivated areas and forests.

The authors observe low flow discharge, flood discharge and rainfall amounts of every ten minutes in Uenomuro-Bashi of the Hanamuro-gawa and Yachiyo-Bashi of the Hasunuma-gawa.

First, this report shows fundamental parameters of the flood runoff which are runoff ratio, runoff coefficients of the rational formula and concentration times. These values are proportional to the impervious areas.

Second, authors analysed runoff characteristics by newly modified three runoff models. The models are made taking into consideration of the runoff characteristics for each land use.

These models are exponential type unit hydrograph, kinematic wave method and tank model.

The results of the calculation by these models give good agreements with observed hydrographs.

---

\* 第1研究部, \*\* 第1研究部風水害防災研究室, \*\*\* 第4研究部計測研究室, \*\*\*\* 第3研究部降雨実験室

目 次

1. はじめに .....	24	4. 土地利用を含む洪水流出モデル .....	40
2. 流域の土地利用 .....	24	4.1 指数関数単位図 .....	41
3. 洪水の流出率と流出係数 .....	28	4.2 等価粗度法 .....	47
3.1 洪水の流出率 .....	29	4.3 タンクモデルを用いた洪水流出解析 .....	59
3.2 流出係数 .....	33	4.4 モデルの相互比較 .....	65
3.3 到達時間流出率 .....	36	5. おわりに .....	68
3.4 洪水遅れ時間 .....	38		

1. はじめに

種々の土地利用が混在する都市域及び開発途上地域における洪水流出を予測するためには、個々の土地利用からの流出の特性を明らかにすると共に個々の土地利用からの流出をいかに組み合わせてモデル化し、流域全体としての流出を表わすかを研究することが必要である。

この観点から筑波学園流出試験地において昭和55年より調査観測を継続してきた。第1報（武田ら、1982）においては、都市化の程度の異なる花室川と蓮沼川を対象として、流出率、流出係数及び洪水流出モデルのパラメータを通して、両川の流域全体としての流出の特性を調べた。

本報告は、第2報であって、ここにおいては、まず、流出の大きく異なる土地利用を五つに分類し、それらの面積を調査した。次いで流域全体における流出率、流出係数、到達時間流出率（木下、1982）を算出し、道路・建物等の不浸透面積率と流出率、流出係数との間に良い対応を得た。又、到達時間流出率と降雨強度との間に一定の関係を得た。

さらに、五つの土地利用の流出特性を考慮した3種の流出モデル、すなわち、指数関数単位図、等価粗度法、タンクモデルを作成し、計算値と実測値を比較した結果、それぞれのモデルにより、多少の違いがあるが、特に総雨量の大きい洪水については、それぞれのモデル共、洪水を良く再現できることが分かった。

なお、本報告は、第1研究部 岸井徳雄・中根和郎・小西達男、第3研究部 佐藤照子、第4研究部 大倉 博が協同して行った水文観測、現地観察の結果であり、全体の取りまとめを岸井、2章中根、3章佐藤・中根、4章岸井・大倉・中根がそれぞれ分担執筆した。

2. 流域の土地利用

本試験地の土地利用別面積は、既に第1報（武田ら、1982）において、主として国土地理

院発行の2万5千分の1地形図（上郷，谷田部，常陸藤沢及び土浦の図面）を利用して調べられた結果が報告されている。

本報では都市域の洪水流出時に表面流が最も発生しやすい不浸透区域を精査し，この結果を利用することにより，土地利用と流出率，流出係数をより正確に関係付け，流出モデルを作る時のより根拠のある土地利用面積率として使えるようにした。この不浸透区域は，道路・建物・グラウンド・池・河川等からなり，1万分の1の空中写真を用いて個々の形状をトレーシング紙に写し取り，0.4 mm × 0.4 mm分解能の面積読み取り装置で機械的に計測したものである。不浸透区域以外の土地利用は，造成地，水田，畑・草地及び林地とし，これら五つの土地利用は，雨水流出現象が相互にかなり異なっている土地利用として分離した。これらの土地利用別面積を表2.1に示す。

表 2.1 土地利用別面積。

Table 2.1 Classification of land use in the experimental basin.

UNIT: ha  
単位 (%)

discharge gaging station 流量観測所	impervious areas 不浸透区域					
	roads, parkings, etc. 道路，駐車場等	buildings, pavement, etc. 建物，歩道等	play grounds 運動場	ponds 池	river 川	sub total 小計
Hanamuro-gawa Uenomuro-Bashi 花室川上ノ室橋	177 (14.2)	74 (6.0)	17.3 (1.4)	5.2 (0.42)	4.5 (0.36)	278 (22.3)
Hasunuma-gawa Yachiyo-Bashi 蓮沼川八千代橋	161 (10.8)	57 (3.8)	1.0 (0.07)	2.4 (0.16)	6.6 (0.44)	228 (15.3)

discharge gaging station 流量観測所	compacted areas 造成地	rice fields 水田	cultivated areas 畑・草地	forests 林地	sub total 小計	basin(ha) 流域合計
Hanamuro-gawa Uenomuro-Bashi 花室川上ノ室橋	482 (38.7)	113 (9.1)	239 (19.2)	134 (10.7)	968 (77.7)	1,246 (100)
Hasunuma-gawa Yachiyo-Bashi 蓮沼川八千代橋	374 (25.2)	126 (8.5)	481 (32.4)	277 (18.6)	1,258 (84.7)	1,486 (100)

この表の土地利用及びその面積について、第1報の結果との対応は以下のとおりである。第1報では、土地利用は不浸透域（河川等、道路等及び建築物の3種の土地利用）と浸透域（森林、畑・草地、水田、宅地及び公園・その他の5種の土地利用）とに分類された。

本報ではこれを既述の五つの土地利用に分類した。すなわち、不浸透区域（第1報では不浸透域）、造成地（同、宅地及び公園・その他）、水田（同、水田）、畑・草地（同、畑・草地）、林地（同、森林）である。次に、それぞれの面積は水田、畑・草地及び林地については第1報の値をそのまま用いる。不浸透区域の定義は第1報と同じであるが面積は精査の結果の値を用い、第1報の不浸透域との面積の差は、第1報で調べられた宅地及び公園・その他の面積を不浸透域と造成地とに分離したために生じている。

以下本試験地の流出に係りのある地形、地質、排水路等について概要を述べ、さらに五つの土地利用ごとの流出特性について簡潔に記す。

花室川・蓮沼川の流出試験地は標高25~30m、幅8~13kmの稲敷台地内にあり、(図2.1)、台地は1~3mのローム層に被われている。その下に1~2mの常総粘土層（写真2.1）、さらにその下に厚い礫混り砂層がある。台地の西側には標高12~16mの小貝川沿い低地、東側には標高5~10mの桜川沿い低地がある。花室川・蓮沼川流域はかつて村落・水田・畑・松林・沼沢池等で構成されていたが、昭和48年ごろから筑波研究学園都市建設のための部分造成が始まり、現在、花室川・蓮沼川は2~3m掘り下げられている。又、道路、排水路、住宅、公園等が整備され、20を越える試験研究機関が移転している。花室川流域では流域の

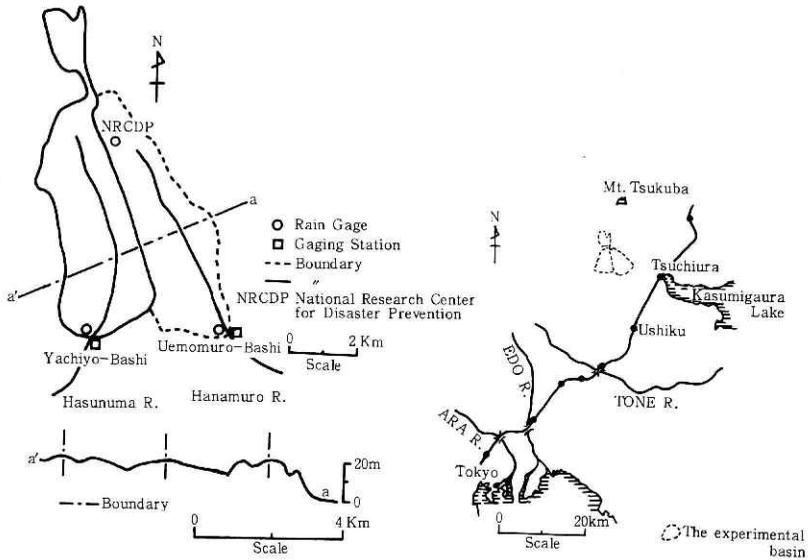


図 2.1 流域図.

Fig. 2.1 The Experimental Basin and Cross Section

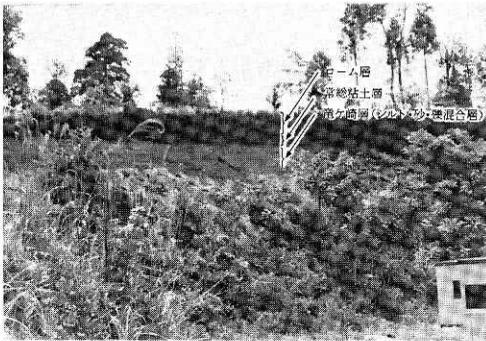


写真 2.1 稲敷台地吉瀬における表層地質。

Photo 2.1 Surface profile at Kise in Inashiki terrace

60%が人工改変され、蓮沼川流域では40%が人工改変された。これらの地域には幅20～25mの東大通り、西大通りを始めおおくの道路が敷設された。また、流域を縦断する東大通り、西大通りの下には2.4m×2.4mの雨水排水溝が埋設され、他の新しい道路の下には直径0.3～1.2mの排水管が埋設されている。これらの排水路によって、各試験研究機関、大学、住宅地域から流出する雨水は速やかに花室川、蓮沼川に排水される。このように流域内には農村の土地利用と都市施設とが混在しており、雨水流出も同様に様々な流出現象が複雑に重なり合って形成されているものと考えられる。

#### (1) 不浸透区域

不浸透区域は雨水のほぼ全量が速く河川へ流出する区域と考えられる。特に面積率の大きい道路や駐車場では、降雨が2～3mm以上になると雨水は排水溝から河川へ速く流出する。しかし、観察によれば降雨強度が大きくなると、排水溝から雨水を全量排水しきれず、一時、道路等の低い所に湛水するようになる。降雨強度の減少と共に、排水口のある湛水域では徐々に減水していくが、排水口の無い所では長時間湛水域が残る。また、流域内には排水路に直結しているおおくの池があり、これらは雨水を一時貯留する効果を持つと考えられる。このような不浸透区域は花室川流域で22%、蓮沼川流域で15%の面積率となっている。

#### (2) 造成地

造成地では一部の踏み固められた部分を除き、累加雨量が大きくなるに従って低い所に湛水域ができ、さらに累加雨量が増し、数10mmになると表面流出が発生するようになる。このような造成地の占める面積率は花室川流域39%、蓮沼川25%となっている。

#### (3) 水田

水田は畦に囲まれ、部分的に切り欠きが付いている。そのため、降った雨水はある程度まで貯留され、その一部分が河川へゆっくりと流出する。湛水位が切り欠きの高さ以上になると、そこから雨水が流れ出るようになる。このような水田の占める面積率は花室川流域、蓮沼川流域とも9%程度となっている。

(4) 畑・草地

畑・草地は造成地よりも表層が空隙に富み、よりおおくの降雨量を貯留できる地域と考えられる。この地域は数10mmの累加雨量では一部の低い所や畝の間に湛水域が見られるが表面流出はほとんど見られない。これらの畑・草地の占める面積率は花室川流域19%、蓮沼川流域32%となっている。

(5) 林 地

林地は畑・草地よりさらに空隙の大きな表土層の厚い地域と考えられ、踏み固められた林内道路以外はほとんど表面流出は発生しない。1977年8月13～18日にこの地域に300mm程度の大雨が降り、この時林地から表面流出が発生したのを観察した(中根・矢崎, 1978)以外はほとんど確認していない。この区域の占める面積率は花室川流域11%、蓮沼川流域19%となっている。

3. 洪水の流出率と流出係数

第1報では、花室川上の室橋、蓮沼川八千代橋の二つの観測所において昭和55年6月から昭和56年8月までの観測で得られた資料を用い、洪水の流出率について、検討を加えた。

本報では、上記の資料に、その後昭和58年9月までに観測された洪水の資料をつけ加えた約50の洪水を用い、流出率、流出係数、洪水遅れ時間等に検討を加え、それらと不浸透区域や造成地の面積との関わりについて調べた。解析に用いた洪水の数を表3.1.1に示した。なお資料期間中、二つの大きな洪水(総雨量173.0mm, 159.0mm, 観測所; 上の室橋)が観測されている。

表 3.1.1 解析に用いた洪水資料数。

Table 3.1.1 The number of the analysed flood data

Name of River & gaging station 河川名と流量観測所名	Hanamuro-gawa	Hasunuma-gawa
	Uenomuro-Bashi	Yachiyo-Bashi
Total Rainfall 総降雨量 (mm)	花室川上の室橋	蓮沼川八千代橋
15 - 25	16	16
25 - 50	28	28
50 - 75	3	4
75 - 100	2	2
100 以上	2	2
Total 合計	51	52

### 3.1 洪水の流出率

この項では、花室川上の室橋と蓮沼川八千代橋とを取りあげ、両者の比較によって、不浸透区域、造成地等の面積率と流出率との関連について述べる。

すでに都市化されている流域における観測の結果、不浸透面積率と総雨量に対する総直接流出高の比は、ほぼ正比例の関係であることが山口ら(1979)によって示されている。しかし筑波研究学園流出試験地は、表2.1の土地利用区分によっても分かるように、まだ自然の豊かな開発途上の地域である。このような流域の流出率等の意味を詳細に調べた。

#### 3.1.1. 総雨量と流出率

蓮沼川・八千代橋と花室川・上の室橋の流出率（総直接流出高／総雨量，基底流出の分離は水平分離法によった）と総雨量（観測所雨量と防災センター雨量の単純平均値を用いた）との関係を図3.1.1に示す。総雨量70mm位までは、総雨量の増加とともに流出率も増加していくが、70mm以上になると総雨量の増加に伴う流出率の増加は小さくなっている。

流出率は総雨量20～30mmで上の室橋0.11～0.36，八千代橋0.05～0.19，30～70mmで上の室橋0.19～0.49，八千代橋0.10～0.41，70mm以上で上の室橋0.50～0.75，八千代橋0.33～0.52である。

このように同じ総雨量に対して不浸透区域や造成地の面積の大きい上の室橋の方が八千代橋よりも大きな流出率を示している。

図3.1.2に同一降雨に対する両観測所の総直接流出高を対応させている。図中の直線は1：1，破線は、八千代橋：上の室橋が1：1.5と1：2になるように引いてある。八千代橋での総直接流出高が15mm位までは、両観測所の総直接流出高の比は1：2（八千代橋：上の室橋）と大きな値を示すが、総流出高の増加と共にその比はしだいに小さくなっていく。

図3.1.3と図3.1.4は総直接流出高と総雨量の関係を示したものであるが、これによると両

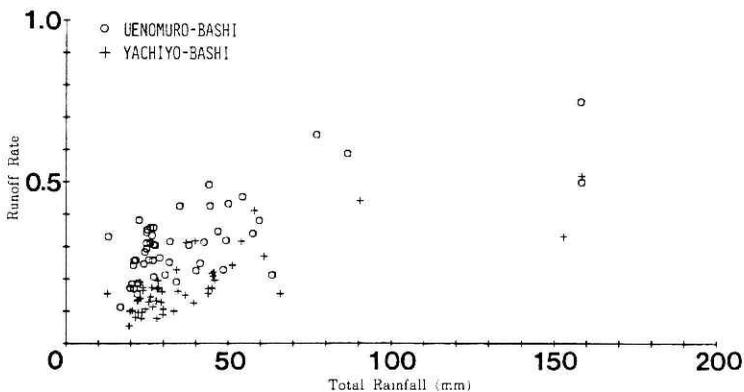


図 3.1.1 総雨量と流出率（上の室橋・八千代橋）。

Fig. 3.1.1 Total Rainfall and Runoff Rate (Uenomuro-Bashi and Yachiyo-Bashi)

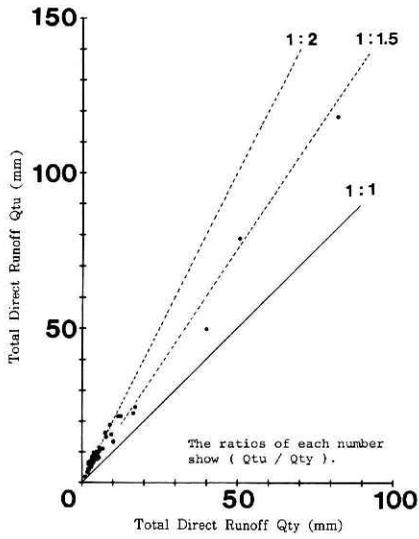


図 3.1.2 総直接流出高 (上の室橋 ( $Q_{tu}$ ) と八千代橋 ( $Q_{ty}$ )).

Fig. 3.1.2 Total Direct Runoff (Uenomuro Bashi ( $Q_{tu}$ ) v.s. Yachiyo-Bashi ( $Q_{ty}$ ))

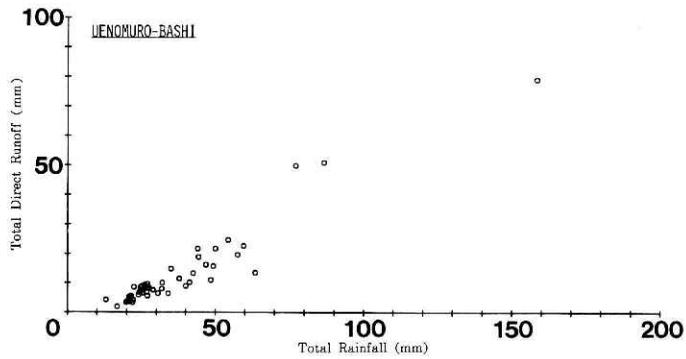


図 3.1.3 総雨量と直接流出高 (上の室橋).

Fig. 3.1.3 Total Rainfall and Total Direct Runoff (Uenomuro-Bashi)

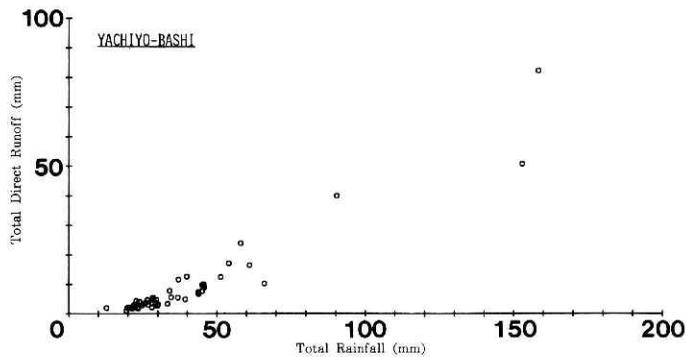


図 3.1.4 総雨量と直接流出高 (八千代橋).

Fig. 3.1.4 Total Rainfall and Total Direct Runoff (Yachiyo-Bashi)

観測所とも総雨量50mm位の所で総雨量に対する総直接流出高の比が変化しており、この時の総直接流出高は八千代橋で15mm、上の室橋で20mm位となる。つまり、八千代橋対上の室橋の比が変わるのは、総雨量50mm付近であり、この付近で流出現象に変化が起きていると推測される。

総雨量が50mm位までは、不浸透区域や造成地等の表面流の発生しやすい地域からの流出が、洪水の大部分を占める。しかし、総雨量が50mmを越えると、それまでわずかであった浸透しやすい地域からの流出も表面流や地中流という形でハイドログラフに寄与するようになる。つまり、総雨量が50mm位までの洪水の総直接流出高には、不浸透区域や造成地の面積の大小の影響がより強く現われる。

上の室橋と八千代橋での不浸透面積率は前者が22%、後者が15%、不浸透区域と造成地を合わせたものは、前者が61%、後者が41%となっている。いずれも八千代橋1に対して上の室橋1.5という割合である。

総直接流出高が15mm位までは、八千代橋と上の室橋との比は1:2となっており、表面流の発生しやすい不浸透区域等の比より若干大きな値を示す。

そこで、この不浸透区域等の面積比について検討すると、上の室橋では、住宅団地や住宅地のために区画整理された地区が多く、しかもその地域は都市型雨水排水処理がなされている。一方、八千代橋では、区画整理された地区はわずかであり、研究所以外の不浸透区域は都市型雨水排水処理がなされていない既存の村落である。

つまり、流域全体で考えた時の不浸透区域等の比は、八千代橋:上の室橋で1:1.5となっているが、雨水排水処理が行なわれている地域を考え合わせると、実際に流出に寄与する不浸透区域等の比率はもう少し大きいと考えられる。したがって、総雨量が50mm位までの総直接流出高の比1:2は、妥当な値と考えられる。

以上のように、総雨量50mm位までは、不浸透区域等からの流出が卓越し、流出率は不浸透区域等に比例していると考えられる。

### 3.1.2 ピーク流出高

図3.1.5は、同一降雨に対応するように、上の室橋と八千代橋のピーク流出高を図示している。図中の丸印は、上の室橋寄りに分布し、不浸透区域と造成地の面積の大きい上の室橋の方が、同じ降雨に対し、大きいピーク流出高を出現させることが分かる。図中に八千代橋に対する上の室橋のピーク流出高の比を破線で示している。上の室橋のピーク流出高は、八千代橋に対して2~3倍位の比率を示す。この比率は3.1.1で示した総直接流出高の八千代橋対上の室橋との比1:2に近い値である。しかも、その倍率はピーク流出高が小さい程大きい。図3.1.1で示したと同様に、総雨量が小さい洪水ほど、不浸透区域等からの流出の影響を受けていると考えられる。

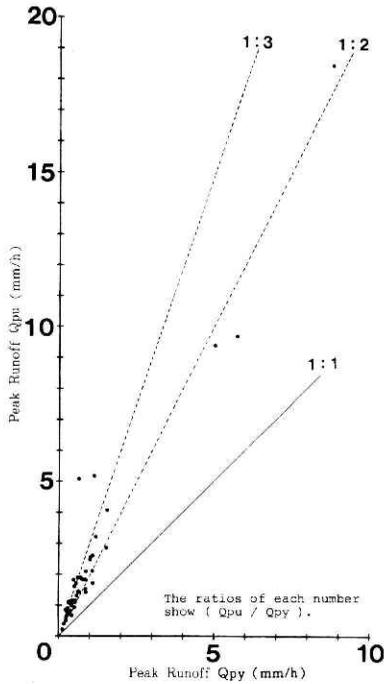


図 3.1.5 ピーク流出高 (上の室橋 ( $Q_{pu}$ ) と八千代橋 ( $Q_{py}$ )).

Fig. 3.1.5 Peak Runoff (Uenomuro-Bashi ( $Q_{pu}$ ) v.s. Yachiyo-Bashi ( $Q_{py}$ ))

### 3.1.3 総直接流出高とピーク流出高

総直接流出高 (図 3.1.2) とピーク流出高 (図 3.1.5) について、八千代橋と上の室橋の比をとると、ピーク流出高の方が比率が大きい。

このことは、不浸透区域等の表面流の発生しやすい地域の大小の影響は、総直接流出高よりもピーク流出高の方へ大きく現われることを示している。総直接流出高は、洪水の低減部を形作る低減係数の小さい流出成分をも含んだ累加値である。一方、ピーク流出高の大部分は低減係数の大きい流出成分で構成されており、この低減係数の大きい成分を増大させる不浸透区域等の面積の影響がより大きくピーク流出高に現われたものと思われる。

### 3.1.4 ま と め

流域の開発に伴う不浸透区域等の表面流の発生しやすい地域の増加と比例して、流出率が增加することが、都市化のかなり進んだ流域で確認されているが、筑波学園流出試験地のような、自然が豊かな流域での観測データからも確認できた。但し、総雨量50mm位を過ぎると、不浸透区域や造成地以外からの流出が寄与するようになる。

ピーク流出高についても、同様に、不浸透区域が大きいと、ピーク流出高が大きくなる傾向が確認できた。

### 3.2 流出係数

多くの中小河川では計画洪水流量を推定するのに3-2-1式の合理式が用いられており、この式に含まれる流出係数は降雨強度や降雨継続時間によって異なることが指摘されている（木下，1982；佐合ら，1982）が、ここでは土地利用と流出係数の関係について述べる。

$$Q_P = \frac{1}{3.6} \cdot f_P \cdot r_T \cdot A \quad \dots\dots\dots (3-2-1)$$

ここで、 $Q_P$ ：ピーク流量（ $m^3 / s$ ）， $f_P$ ：流出係数， $r_T$ ：洪水到達時間内平均降雨強度（ $mm / h$ ）， $A$ ：流域面積（ $km^2$ ）

$$r_T = \frac{6}{T_c} \int_{t-T_c}^t r(t) dt \quad \dots\dots\dots (3-2-2)$$

ここで、 $r(t)$ ：10分雨量（ $mm / 10min.$ ）， $T_c$ ：洪水到達時間（ $1/10min.$ ）  
 $t$ ：洪水ピーク発生時刻（ $1/10min.$ ）

洪水到達時間  $T_c$  を図 3.2.1 のように洪水遅れ時間  $T_g$  の 2 倍と仮定し、また、到達時間内平均降雨強度（以下平均降雨強度という）は 10 分降雨量を基に (3-2-2) 式を用いて算定する。花室川上の室橋、蓮沼川八千代橋における流出係数と平均降雨強度の関係を求めると図 3.2.2，3.2.3 のようになる。ただし、ここで用いた降雨・洪水流量資料の内、大雨（総雨量 100～300 mm）による洪水は 2 例のみであり、他は中小降雨（総雨量 20～100 mm）による洪水である。

流出係数は平均降雨強度のみならず降雨継続時間、降雨パターン、累加雨量、洪水到達時間の取り方によっても変わるため、同一平均降雨強度であっても流出係数は花室川上の室橋において 0.1～0.65，蓮沼川八千代橋において 0.05～0.4 と両流域とも大きく変化する。図 3.2.4 は花室川上の室橋、蓮沼川八千代橋における流出係数の生起度数分布を表わしたものである。生起度数の大きい流出係数を見ると花室川上の室橋では 0.2～0.35，蓮沼川八千代橋では 0.1 となっている。両流域は相い隣り合っており、地形・地質も類似しているにもかかわらず、流出係数は 2 倍程度異なっている。総雨量が 20～100 mm の中小降雨による洪水のピーク部分では不浸透区域からの雨水流出量が大部分を占めていると考えられる。そこで、雨水流出は不浸透区域のみから発生すると仮定すると洪水ピーク時の流出高  $q_{imp}$  ( $mm / h$ ) は

$$q_{imp} = \frac{A_{imp}}{A} \cdot r_T \quad \dots\dots\dots (3-2-3)$$

一方、合理式に基づく流域全体からのピーク流出高  $q_P$  は

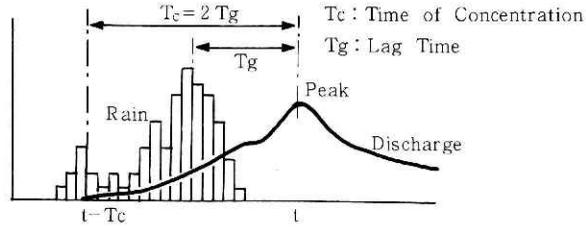


図 3.2.1 洪水到達時間説明図.

Fig. 3.2.1 The definition of Lag Time and Time of Concentration

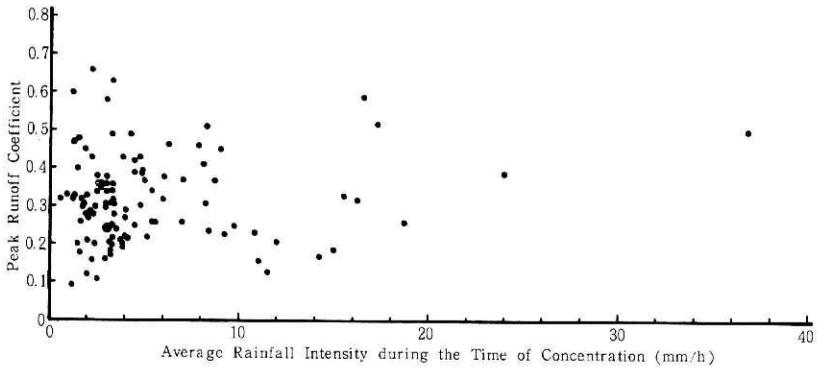


図 3.2.2 花室川上の室橋における降雨強度と流出係数の関係.

Fig. 3.2.2 Relation between Average Rainfall Intensity and Peak Runoff Coefficient at Hanamuro-gawa Uenomuro-Bashi

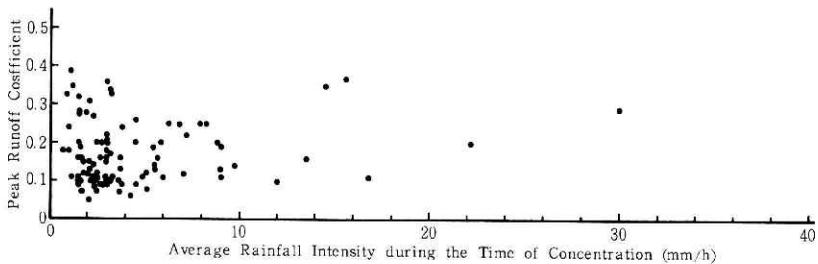


図 3.2.3 蓮沼川八千代橋における降雨強度と流出係数の関係.

Fig. 3.2.3 Relation between Average Rainfall Intensity and Peak Runoff Coefficient at Hasunuma-gawa Yachiyo-Bashi

$$q_p = f_p \cdot r_T \dots\dots\dots (3-2-4)$$

ここで、 $A_{imp}$ ：不浸透区域面積、 $A$ ：流域面積、 $f_p$ ：流出係数

実際には累加雨量あるいは降雨強度が大きくなると、不浸透域以外の区域からも雨水流出が起るので、 $q_p \geq q_{imp}$  が成立していると考えられる。したがって、(3-2-3)、(3-2-4)式から次式が成立する。

$$(流出係数 f_p) \geq (不浸透区域の流域内に占める面積率, A_{imp}/A) \dots\dots\dots (3-2-5)$$

そこで、図3.2.4に示す流出係数の生起度数分布と不浸透面積率を比較すると花室川流域ではほぼ(3-2-5)式が成立している。蓮沼川流域では流出係数に対して、不浸透面積率が15%とやや大きな値となっている。この流域内には、高エネルギー研究所、自動車研究所のように構内に雨水集水用の池を持っているところがあり、この池によって構内の雨水流出が調節されると考えられる。また、この流域には3.1で述べているように雨水排水管が敷設されている区域は少なく、各地に分布する不浸透区域（例えば、側溝の無い舗装道路）で発生した雨水流出は直接河川へ流出できないようになっていていると考えられる。これらの状況と後に述べる流出解析結果を総合すると、蓮沼川流域では雨水が速く河川へ流出するようになっていている不浸透区域の面積率は5~10%と推定される。

以上のように、流出係数と不浸透面積率の間におおよそ(3-2-5)式が成立していると考えられ、特に中小降雨による洪水ピークは不浸透区域からの雨水流出で占められていると推測される。また、累加雨量または降雨強度が大きくなると流出係数は花室川流域0.4~0.5、蓮沼川流域0.3~0.35と大きくなり、洪水ピークは不浸透区域以外からの雨水流出でかなりの部分占められるようになることが推測される。

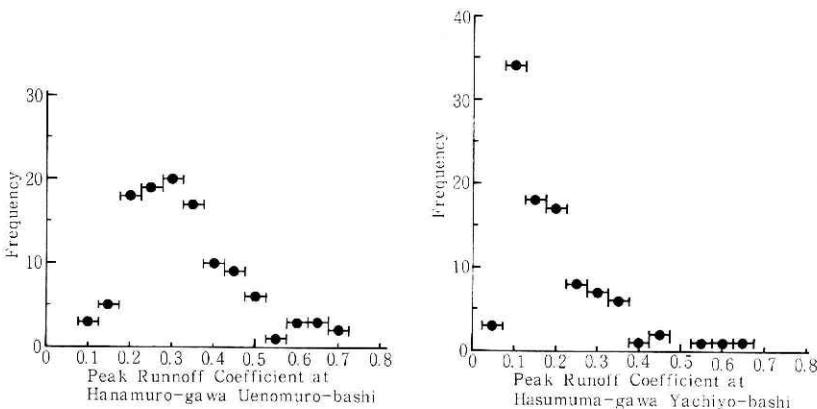


図 3.2.4 流出係数の生起度数分布.

Fig. 3.2.4 The frequency distribution of Peak Runoff Coefficient

3.3 到達時間流出率

木下 (1982) は洪水ピークの遅れ時間を2倍したものを合理式の到達時間  $T_e$  と考え、時刻  $t$  における河川流量  $Q(t)$  と  $t - T_e$  から  $t$  時刻までの平均降雨強度  $r_T(t)$  から (3-3-1), (3-3-2) 式を用いて合理式における流出係数と同様な性質を持つ到達時間流出率  $f'$  を定めている.

$$Q(t) = \frac{1}{3.6} \cdot A \cdot f' \cdot r_T(t) \quad \dots\dots\dots (3-3-1)$$

$$r_T(t) = \frac{6}{T_e} \int_{t-T_e}^t r(t) dt \quad \dots\dots\dots (3-3-2)$$

ここで、 $Q(t)$ : 時刻  $t$  における河川流量 ( $m^3/s$ ),  $A$ : 流域面積 ( $km^2$ ),  
 $r_T(t)$ : 時刻  $t - T_e$  から  $t$  までの  $t$  時刻における平均降雨強度 ( $mm/h$ ),  
 $T_e$ : 洪水到達時間 ( $1/10 min.$ ),  $r(t)$ : 10分雨量 ( $mm/10 min.$ )

この手法を用いて大雨時の到達時間流出率と平均降雨強度  $r_T(t)$  の関係を求めると図 3.3.1, 3.3.2 のようになる. ここで、洪水到達時間は花室川上の室橋、蓮沼川八千代橋における洪水遅れ時間の生起度数分布が図 3.3.3 になっていることから、最も生起度数の大きい洪

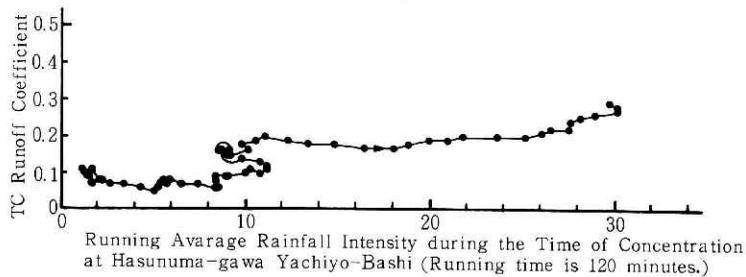
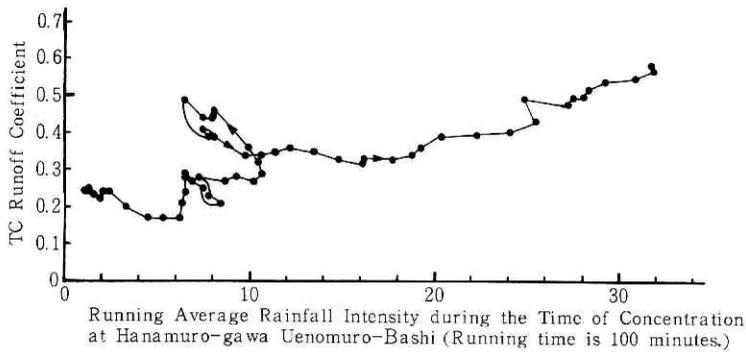


図 3.3.1 1981年10月洪水時の到達時間流出率と洪水到達時間内平均降雨強度の関係.

Fig. 3.3.1 Relation between TC Runoff Coefficient and Running Average Rainfall Intensity during the Time of concentration on the Flood in Oct., 1981

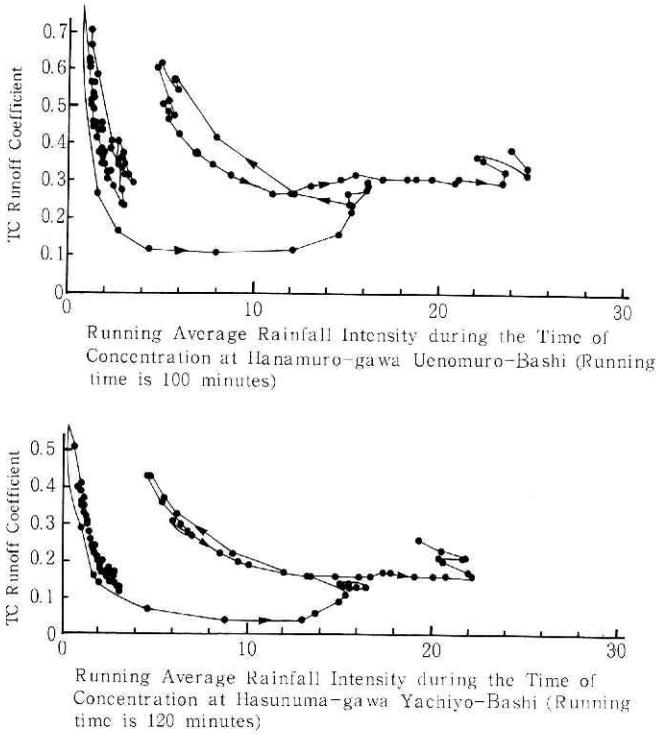


図 3.3.2 1982年9月洪水時の到達時間流出率と洪水到達時間内平均降雨強度の関係.

Fig. 3.3.2 Relation between TC Runoff Coefficient and Running Average Rainfall Intensity during the Time of concentration on the Flood in Sep., 1982

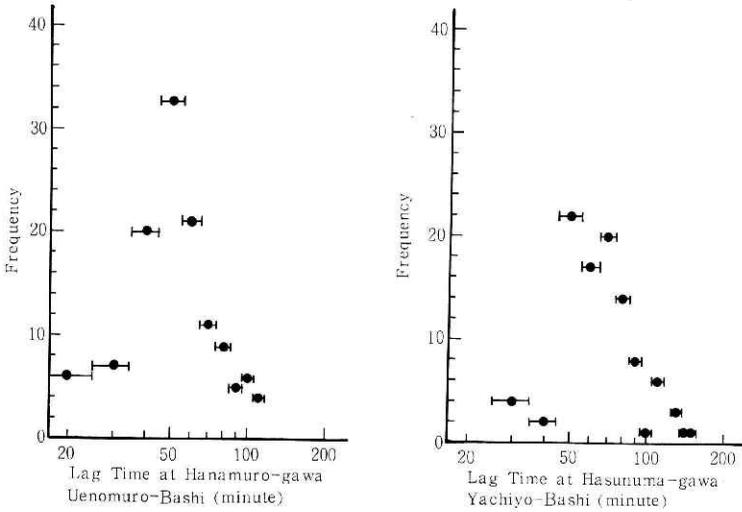


図 3.3.3 洪水遅れ時間の生起度数分布.

Fig. 3.3.3 The frequency distribution of Lag Time

水遅れ時間の2倍として固定した。この方法によると洪水到達時間は花室川上の室橋で100分、蓮沼川八千代橋で120分となる。

図3.3.1は1981年10月の大雨、図3.3.2は1982年9月の大雨における到達時間流出率を表わしたものである。雨が小降りになったり、一時降り止んだりすると、到達時間流出率は平均降雨強度の減少に反して増加する傾向になるが、これらの部分を除くと比較的安定した再現性の有る値を示す。花室川上の室橋では平均降雨強度が小さい間は到達時間流出率は0.1～0.2と小さく、これは不浸透面積率22%に近い値となっている。平均降雨強度が10～20mm/hになると0.3～0.4に増加する。平均降雨強度が25mm/h以上になると到達時間流出率は徐々に増加する傾向を示す。蓮沼川八千代橋では平均降雨強度が小さい間は到達時間流出率は0.05～0.1と小さく、これは3.2で推定した不浸透面積率5～10%に近い値となっている。平均降雨強度が20mm/h程度になると到達時間流出率は0.15～0.2に増加する。平均降雨強度が27mm/h以上になると到達時間流出率は徐々に増加する。このように到達時間流出率は安定した値を示すと共に、降雨強度とも良い対応関係にある。また、土地利用面積率とも一定の関係に有ると考えられるが各土地利用での表面流出の発生割合と流出波形の平滑化作用等不明な点も多く、結論づけるに至っていない。

### 3.4 洪水遅れ時間

洪水遅れ時間（≒洪水到達時間の1/2）は合理式における洪水到達時間内平均降雨強度を算定するのに重要な値であり、また、流域の都市化によってこの値は短くなると指摘されている（OKUDA, 1975）。ここでは開発途上にある平地での洪水遅れ時間として位置付けられる花室川上の室橋、蓮沼川八千代橋の洪水遅れ時間について述べる。

3.2（図3.3.3）で述べたように、生起度数の大きい洪水遅れ時間は花室川上の室橋で50分、蓮沼川八千代橋で50～70分となっている。これらの洪水遅れ時間は標本数の多い中小規模の降雨（30～80mm）時における洪水遅れ時間と考えられる。図3.4.1、3.4.2は花室川上の室橋、蓮沼川八千代橋における洪水遅れ時間と平均降雨強度との関係を表わしたものである。洪水遅れ時間は平均降雨強度のみでなく、雨水の凹地貯留の経時変化、降雨パターン等によっても変化するため、図に示すように洪水遅れ時間と平均降雨強度の間に一価関係を求めることはできない。しかし、平均降雨強度が増すにしたがって、洪水遅れ時間は短くなる傾向にあること、さらに、それらはほぼ一定値に近づくことが確認できる。

平均降雨強度が20～30mm/hの場合、洪水遅れ時間は花室川上の室橋で20～40分程度、蓮沼川八千代橋で30～50分程度となっている。花室川上の室橋での流路沿い最大辺長は8.3km、河道長は5.8km、蓮沼川八千代橋での流路沿い最大辺長は10.3km、河道長は6.5kmとなっていることから、洪水到達時間を洪水遅れ時間の2倍とし、洪水波が等速度で伝播すると仮定すると、大きな洪水の場合、洪水波の平均伝播速度は、花室川上の室橋では洪水流

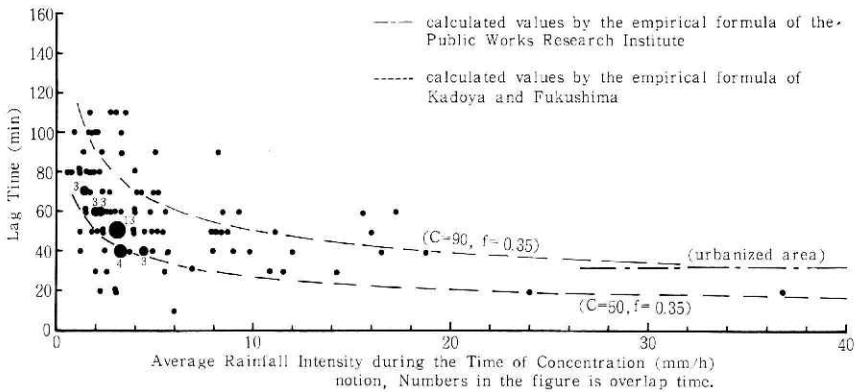


図 3.4.1 花室川上の室橋における洪水到達時間内平均降雨強度と洪水遅れ時間の関係。  
 Fig. 3.4.1 Relation between Average Rainfall Intensity and Lag Time at Hanamunagawa Uenomuro-Bashi

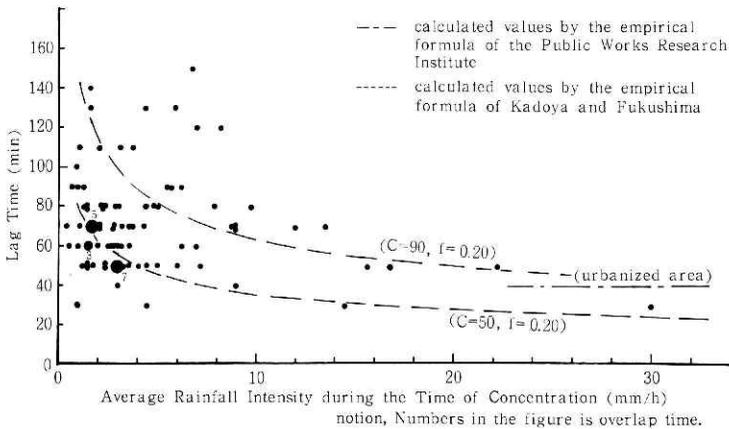


図 3.4.2 蓮沼川八千代橋における洪水到達時間内平均降雨強度と洪水遅れ時間の関係。  
 Fig. 3.4.2 Relation between Average Rainfall Intensity and Lag Time at Hasumunagawa Yachiyo-Bashi

下距離の主要部を最大辺長とすると  $3.5 \sim 1.7 \text{ m/s}$  ( $12.5 \sim 6.3 \text{ km/h}$ )、主要部を河道長とすると  $2.4 \sim 1.2 \text{ m/s}$  ( $8.6 \sim 4.3 \text{ km/h}$ )、蓮沼川八千代橋では洪水流下距離の主要部を最大辺長とすると  $2.9 \sim 1.7 \text{ m/s}$  ( $10.3 \sim 6.2 \text{ km/h}$ )、主要部を河道長とすると  $1.8 \sim 1.1 \text{ m/s}$  ( $6.5 \sim 3.9 \text{ km/h}$ )となる。一方、花室川上の室橋の洪水流量観測で観測された最大平均速度は  $1.6 \text{ m/s}$ であり、洪水波の伝播速度  $V_s$  は、Kleitz-Seddonの公式により、流下断面を三角形と仮定すると平均流速  $V_m$  の  $1.33$  倍となることから、洪水波の伝播速度は  $2.1 \text{ m/s}$

となる。蓮沼川八千代橋の洪水流量観測で観測された最大平均流速は1.4 m/sであり、同様に洪水波の伝播速度は1.9 m/sとなる。このことから洪水遅れ時間は河道における洪水波の伝播時間のほぼ1/2倍になっていると考えられる。

図3.4.1, 3.4.2には建設省土木研究所の経験式, 角屋・福島の経験式を用いて計算した洪水遅れ時間も併記した。土木研究所の経験式は(3-4-1)式のように都市域に相当する係数を用いた。

$$T_g \approx \frac{T_e}{2} = \left\{ 0.00024 \times (L/\sqrt{I})^{0.7} \right\} / 2 \dots\dots\dots (3-4-1)$$

ここで,  $T_g$ : 洪水遅れ時間 (hour),  $T_e$ : 洪水到達時間 (hour),  $L$ : 最長流路長 (m),  $I$ : 平均流路勾配

角屋・福島の経験式は(3-4-2)式のように係数Cを50, 90とし, 流出係数 $f_p$ を花室川上の室橋で0.35, 蓮沼川八千代橋で0.20として計算した。

$$T_g \approx \frac{T_e}{2} = C \cdot r_e^{0.35} \cdot A^{0.22} / 2 \dots\dots\dots (3-4-2)$$

ここで,  $r_e = f_p \cdot r_T$ ,  $C=50$ または $90$ ,  $f_p=0.35$  (花室川),  $0.20$  (蓮沼川),  $T_g$ : 洪水遅れ時間(min.),  $T_e$ : 洪水到達時間(min.),  $r_e$ : 有効降雨強度(mm/h),  $f_p$ : 流出係数,  $r_T$ : 到達時間内平均降雨強度(mm/h),  $A$ : 流域面積(km<sup>2</sup>)

これらの値はほぼ妥当な推定値となっている。以上のように洪水遅れ時間は降雨強度の小さい間は降雨強度(又は流出高)の増加に伴って小さくなる。しかし, 或る降雨強度以上になると降雨強度による変化は小さくなり, 流路延長, 流路勾配, 流域面積に関係する一定値に近くなる。大雨の時, 流出係数が花室川上の室橋, 蓮沼川八千代橋で2倍異なるのに, 洪水遅れ時間は両流域でほぼ同じ値になっているのはこの理由によると考えられる。

#### 4. 土地利用を含む洪水流出モデル

本章では五つの土地利用を考慮した3種の洪水流出モデルを構成する。洪水流出モデルを構成する前に, まず土地利用が異なることによりどのような水文パラメータが異なり, かつ重要であるかを調べておかねばならない。

例えば, 舗装道路と林地という土地利用に注目すると, 舗装道路では雨水の浸透量はほとんどなく, 有効雨量は多い。反対に林地では, その表層は落葉及び空隙率の多い土壌(通常A層と呼ばれる)で被われ, 雨水のほとんどは地下へ浸透するので有効雨量は少なくなる。次に有効雨量となった雨水の流下速度については, 道路面は林に比し, 雨水の流下に対する

摩擦抵抗が小さいため、流下速度は大きい。

このようにそれぞれの土地利用は特有の浸透量と流下速度を有する。そこで土地利用ごとの洪水流出を表わすためには浸透量と流下速度を表わす水文パラメータを有するモデルを考えればよい。さらに、それぞれの土地利用からの流出は他の土地利用からの流出に影響を与えず、独立に扱えるものとする。

本章では指数関数単位図、等価粗度法及びタンクモデルの3種類の洪水流出モデルを取り上げた。指数関数単位図においては浸透量は1次流出率、飽和雨量の考えに沿った有効雨量と対応し、流下速度は、低減係数と対応づけられる。等価粗度法においては、同様に前者は1次流出率、飽和雨量、飽和流出率の考えに沿った有効雨量と対応し、後者は等価粗度と対応する。2段直列タンクを並列したタンクモデルは有効雨量を自動的にモデルに組みこんでおり、流下速度には流出孔の係数が対応する。

さらに、種々の土地利用がなされている流域からの流出をそれぞれの土地利用からの流出の和として考えるため以下のように仮定する。

実際の流域においては、ある土地利用、例えば不浸透区域は、その流域のある地区に集中して、ある面積を占めているのではなく流域全体にモザイク状に散在している。そしてそれぞれの不浸透区域からの流出は河道に入り観測所に到達する。このある地点の不浸透区域から観測所までの流下時間（流下径路長÷流下速度）は、流下径路長が異なるのでそれぞれの不浸透のある地点ごとに異なる。そこで不浸透区域の流下時間と言った場合、それぞれの不浸透区域の流下時間を流域全体について代表させた値と考える。ある土地利用の浸透量についても流域全体について代表させた値と考える。このように、それぞれの土地利用ごとに代表させた値があるとして、それぞれのモデルで土地利用ごとの流出を計算し、それらを加え合わせて観測所の流量を計算することにする。

指数関数単位図、タンクモデル、貯留関数は相互の関連があり、このことの詳細については（木下、1967）において報告されている。

本章の1節から3節までの洪水流出モデルを用いて解析するために選んだ洪水は、総雨量の大きい洪水2例であり、それらのピーク流量及び総雨量の値は表4.1.1に示す。実測雨量は、花室川上の室橋流域に対しては、上の室橋地点の、蓮沼川八千代橋流域に対しては、八千代橋地点の値を用いて、それらをそれぞれの流域の面積雨量とした。

#### 4.1 指数関数単位図

まず、有効雨量 ( $r_{ei}$ ) としては、1次流出率 ( $f_i$ )、飽和雨量 ( $R_{sai}$ )、(ここで、 $i$ : 土地利用の番号、 $i=1$ : 不浸透区域、 $i=2$ : 造成地、 $i=3$ : 水田、 $i=4$ : 畑・草地、 $i=5$ : 林地) をそれぞれの土地利用に対して与える。もちろん、有効雨量は、ある土地利用に限ってもその土地利用上の各点で異なる値を有するが、平均的に対応する量があると仮

表 4.1.1 解析対象洪水.

Table 4.1.1 Dimensions of flood for model analysis

Dimension 諸元 Basin 流域	Flood No. 洪水番号	Date of flood 洪水生起年月日	Peak runoff ピーク流量 $\left(\frac{\text{mm}}{10\text{分}}\right)$	Total rainfall 総雨量(mm)
Hanamuro-gawa 花室川	UE 1	1981. 10. 22~10. 23	2.6 7	1 7 3.0
(Uenomuro-Bashi) (上の室橋)	UE 2	1982. 9. 11~ 9. 13	1.5 7	1 8 4.5
Hasunuma-gawa 蓮沼川	YA 1	1981. 10. 22~10. 23	1.2 1	1 7 3.5
(Yachiyo-Bashi) (八千代橋)	YA 2	1982. 9. 11~ 9. 13	0.8 4	1 8 6.0

定する.

次に、この有効雨量を用いて、観測所の流出量(Q)を計算するための単位関として指数関数単位関 ( $u_i$ ) を用いる. すなわち、

$$u_i (m-n+1) = (1/K_i) \cdot \exp \left[ -(m-n+1) / K_i \right], \quad (m-n+1 > 0) \dots\dots (4-1-1)$$

ここで、 $m$  : 計算開始から  $m$  番目 (10min. 刻み) の時刻、 $n$  : 時刻  $m$  に対する時刻  $n$  (10 min. 刻みの値で、 $1 \leq n \leq m$ ) のウエイト (すなわち  $u_i$  の値) を求めるときに計算開始からの番号、 $1/K_i$  : 土地利用  $i$  の低減係数 (1/10min.) .

4.1.1 指数関数単位関作成の手順

以上の有効雨量、指数単位関を用いて流域の洪水流出を計算する手順は以下のとおりとなる.

- ① まず、各々の土地利用ごとの有効雨量 ( $r_{ei}$ ) を計算する.

$$r_{ei} (j) = \left\{ \begin{array}{l} f_i \cdot r(j) \quad (10\text{min.} \sum_{k=1}^j r(k) < R_{sai}) \\ r(j) \quad (10\text{min.} \sum_{k=1}^j r(k) \geq R_{sai}) \end{array} \right\} \dots\dots (4-1-2)$$

ここで、 $r_{ei}$  : 有効雨量 (mm/10min.)、 $j$  : 計算開始から  $j$  番目 (10min. 刻み) の時刻 ( $1 \leq j \leq M$ )、 $r$  : 実測雨量 (mm/10min.)、 $R_{sai}$  : 飽和雨量 (mm)、 $M$  : 計算終了の時刻 (10min. 刻み) の番号.

- ② ①で求めた有効雨量に指数関数単位関を用いて、ある土地利用  $i$  の流出量  $q_i$  (mm/10min.) を計算する.

そのためまず、計算開始1番目から順に(4-1-2)で求めた有効雨量を指数関数単位図によって流出量の系列に変換する。

この結果を式で表現すると、計算開始からm番目(m>1)の流出量 $q_i(m)$ は、

$$q_i(m) = \sum_{n=1}^m r_{ei}(n) \cdot u_i(m-n+1) \dots\dots\dots (4-1-3)$$

と書ける。

③ ②で求めた $q_i(m)$ に土地利用の面積率( $s_i$ , 表2.1)を重みとしてつけ、それぞれの土地利用からの流出量を加え合わせて、観測所での流出量 $Q(m)$ を計算する。

$$Q(m) = \sum_{i=1}^5 s_i \cdot q_i(m) \dots\dots\dots (4-1-4)$$

#### 4.1.2 有効雨量及び指数関数単位図のパラメータの値

前節で述べた方法に従って洪水流出を計算する場合、有効降雨のパラメータ、 $f_i$ 、 $R_{sai}$ 及び指数関数単位図のパラメータ $K_i$ の値を決める必要がある。

1次流出率については、(鮎川・北川, 1982)が多摩川(小河内ダム上流域)、大栗川及び(橋本・長谷川, 1977)が多摩川(石原地点)、鶴見川、石神井川において流出モデルを用いて試算により求めた値を参考とする。その値は、水田、林地(上記論文では山地又は丘陵)、畑・草地に対してそれぞれ0.0、0.2~0.5、0.15~0.3である。不浸透区域に対しては、(水理公式集, 1963)の道路及び屋根の流出係数の値0.7~0.95を参考とした。造成地については、0.1~0.3と仮定した。

飽和雨量については、同じく前記2論文から、水田、林地(前記2論文では、山地又は丘陵)、畑・草地に対しそれぞれ20~50mm、100~150mm、300mm以上とした。不浸透区域については、本試験地の実測ハイドログラフの立上りまでの累加雨量の値1~10mmとした。造成地は30~150mmと仮定した。

指数関数単位図の低減係数( $1/K_i$ )の逆数( $K_i$ )の大きさは、流出量の低減が早い順として、不浸透区域、造成地、水田、畑・草地と仮定し、 $K_i$ の値(10min.単位)をそれぞれ、1~30、20~40、30~50、60~150とした。林地については、実測ハイドログラフのピーク流量後20~50時間後の低減部の勾配から、その $K_5$ の値は200~300程度と仮定した。

#### 4.1.3 計算結果

前節のパラメータの値を用いて実測ハイドログラフと計算ハイドログラフを比較しながらハイドログラフ全体(ピーク流量部、立上り部及び低減部)が対象洪水(表4.1.1)に最も合うように既述のパラメータを変化させ試算を繰り返した。パラメータの内、不浸透区域の値( $f_i$ 、 $R_{sai}$ 、 $K_i$ )については、実測ハイドログラフのピーク付近で、計算ハイドログラフと適合

するように決めた。林地の値 ( $f_s$ ,  $R_{sas}$ ,  $K_s$ ) については、実測ハイドログラフの低減部 (ピーク流量後20~50時間) と計算ハイドログラフが合うようにして決めた。このように不浸透区域と林地のパラメータを最初に決め、その後他の土地利用のパラメータを求めていった。

その結果、各々の土地利用ごとのパラメータの値は表 4.1.2 に示すような値となる。パラメータの内、各々の土地利用ごとの  $K_i$  の値とそれらの単位図を図 4.1.1 に示し、実測ハイドログラフと計算ハイドログラフ及び各々の土地利用からの流出を図 4.1.2 ~ 図 4.1.5 に示す。

図 4.1.2 ~ 4.1.5 に示す計算結果の内、蓮沼川 (八千代橋) 流域の不浸透面積率は 0.153 であるが、この値を用いて流出量を求めるとピーク付近で実測流量よりかなり大きい値となる。そこで種々の不浸透面積率で計算した結果、0.06 とした場合が最もよく合う結果が得られた。これは、蓮沼川流域の一部の研究施設の不浸透区域からの流出は、そのピークが偏平化され排水路に流入し、それに加え、旧村落の不浸透区域からの流出水は、排水路に直接流入しないと考えられ、実質的な不浸透面積率は、0.06 となると考えられる。不浸透区域の面積の減少分 (138 ha) は、低減係数が比較的近い値を採る造成地の面積増加とした。

実測値と計算値の細部の比較については、図 4.1.2 ~ 4.1.5 にみられるように、ピークまでの区間は実測値は計算値に比して滑らかに変化している。このことは、流域においては、計算値をさらに平滑化する現象があることになる。また、図 4.1.2 の UE1 洪水のピークを除くと、図 4.1.2 ~ 4.1.5 のいずれの洪水例においても、実測値は計算値より 20~40 min. の時間遅れがある。UE1 洪水のピーク流量より小さい洪水では、計算値にさらに時間遅れを与える必要があることになる。

表 4.1.2 指数関数単位図パラメータ。

Table 4.1.2 Parameters of exponential unit hydrograph

land use 土地利用		impervious areas 不浸透区域	compacted areas 造成地	rice fields 水田	Cultivated areas 畑・草地	Forests 林地
Parameter	パラメータ					
	Ki (10min.)	5	20	40	150	250
	fi	0.9	0.3	0.0	0.25	0.2
	Rsa (mm)	5.0	120.0	50.0	300.0	150.0
area ratio of land use 土地利用の面 積率	Hanamuro-gawa 花室川	0.223	0.387	0.091	0.192	0.107
	Hasunuma-gawa 蓮沼川	0.060	0.345	0.085	0.324	0.186

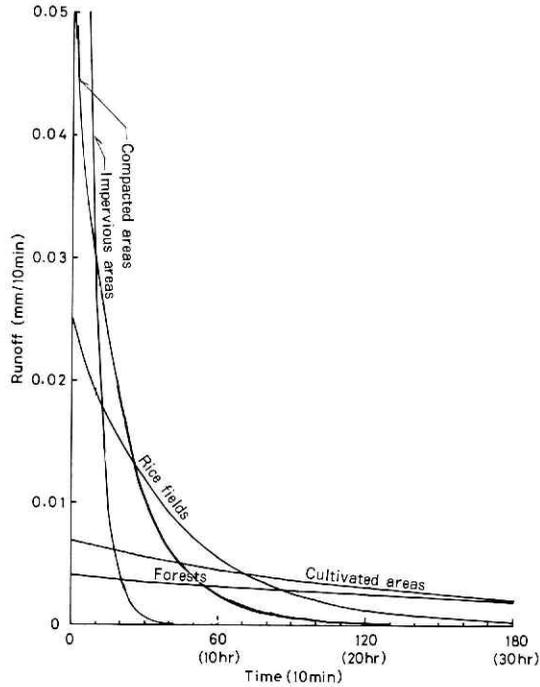


図 4.1.1 土地利用毎の指数関数単位図.

Fig. 4.1.1 Exponential unit hydrographs of each land use

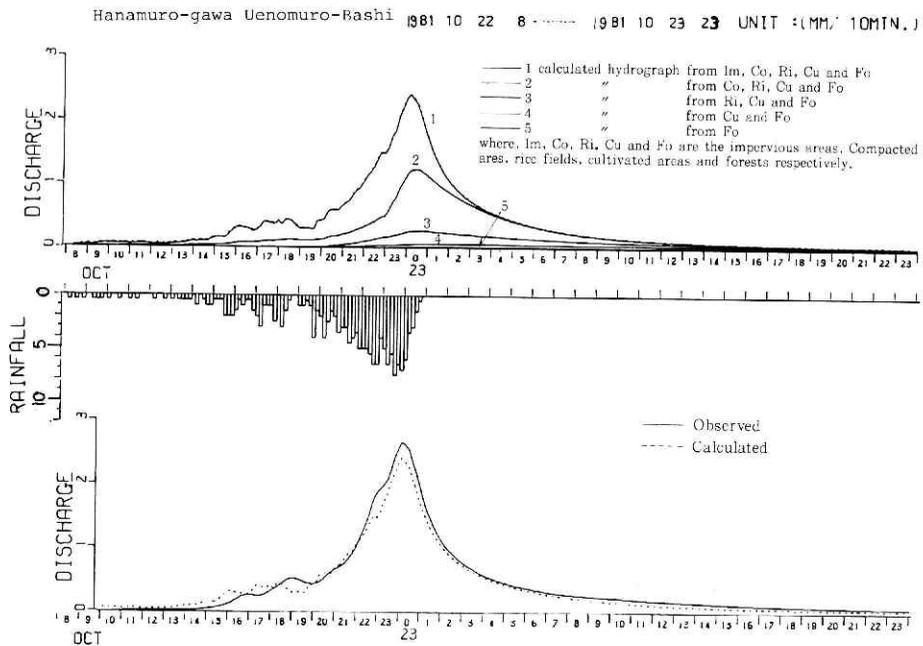


図 4.1.2 指数関数単位図による計算ハイドログラフ (UE1 洪水).

Fig. 4.1.2 Calculated hydrographs by the exponential type unit hydrograph (Flood UE1)



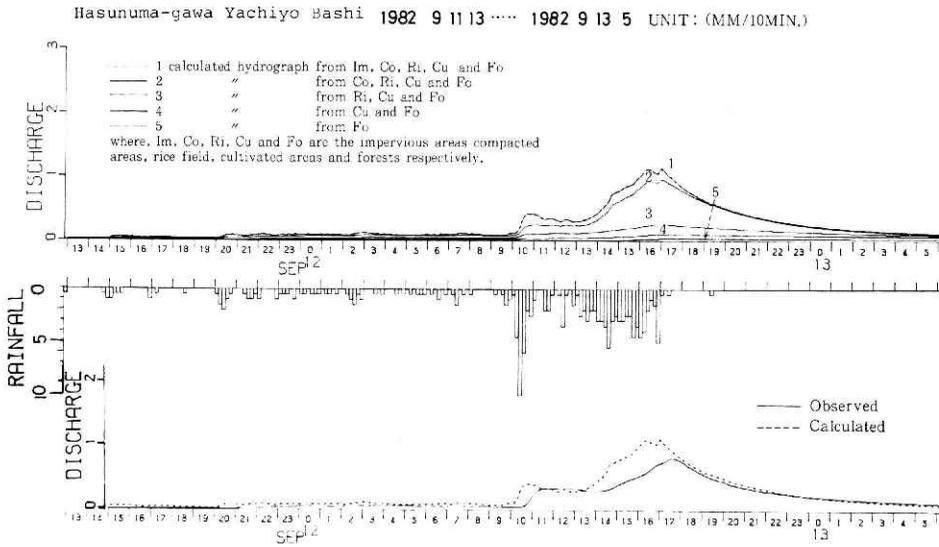


図 4.1.5 指数関数単位図による計算ハイドログラフ (YA2 洪水).

Fig. 4.1.5 Calculated hydrographs by the exponential type unit hydrograph (Flood YA2)

一方低減部については、実測値と計算値は比較的合っており、土地利用ごとの低減係数を有する流出の和として観測所の流出量を計算したのは妥当と言える。

次に、土地利用別の流出量の内訳をみると上の室橋においては、不浸透区域と造成地からの流出が主であり（図 4.1.2, 図 4.1.4）、かつ両者からの流出は同程度の量である。八千代橋（図 4.1.3, 図 4.1.5）においても、不浸透区域と造成地からの流出が主である。しかし両者の内、後者からの流出が大幅に大きい。このように上の室橋と八千代橋両流域の土地利用の差が流出量の内訳に良く反映されている。

このように、指数関数単位図による計算値と実測値との差異を小さくするためには、時間遅れと平滑化を与えて行く必要があると考えられる。

以上、計算結果を総体的にみると、細部の改良点はあるが、指数関数単位図は、ここで対象とした 170～180mm の総雨量の洪水流出をかなり良く表現できるモデルと言える。

## 4.2 等価粗度法

単位図法、タンクモデル法、貯留関数法などの多くの流出解析法は流域の総括的現象を扱う集中定数型モデルである。これに対し等価粗度法は分布定数型モデルであり流域内の地形特性、地被条件などの諸特性を定量的に考慮して解析出来る。

等価粗度法は流域をいくつかのブロックに細分しこれらのブロックの形状を長方形で単純化することにより、流域を幾つかの長方形のモデル斜面と流路が組み合わされたものと見な

し、斜面と流路における雨水流下現象を水理学的に追跡するものである。

一般に、モデル斜面においては表面流を主に考え、モデル斜面ごとに土地利用を考慮して有効降雨と等価粗度の概略値を定める。この後、流量観測地点の計算流量が実測流量に一致するようにモデル斜面の有効雨量と等価粗度とを確定している。

これに対し、本節ではモデル斜面ごとではなく2章で述べた流出特性の異なる5種類の土地利用ごとに有効雨量と粗度とを同定した。モデル斜面下端の流出量は各々の土地利用からの流出量を重ね合わせて計算される。この手法は将来の土地利用形態の変化、すなわち、土地利用面積率の変化による洪水流出特性の変化を容易に予測出来る特徴を持つ。

#### 4.2.1 モデルと客観定数

等価粗度法はモデル斜面や流路における雨水の流下現象を、「運動の式」と「連続の式」からなる基礎方程式を用いて水理学的に表現し、この基礎方程式を解くことにより雨水の流下現象を追跡するものである。この解析手法の詳細についてはいくつかの報告がある（例えば、池淵、高棹、1972）、（日本河川協会、1976）、（角屋、1980）。しかし、文献によって基礎方程式の記号の表記が異なる。混乱を避けるため基礎方程式を記述する。

斜面流に対し

$$h = k q_s^p \dots\dots\dots (4-2-1)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = \alpha r_e \dots\dots\dots (4-2-2)$$

河道の流れに対し

$$W = K Q^p \dots\dots\dots (4-2-3)$$

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = I \dots\dots\dots (4-2-4)$$

である。ここに、 $t$ は時間（sec）、 $x$ は距離（m）、 $h$ は雨水流の水深（m）、 $q_s$ は斜面単位幅の流量（ $m^3/sec/m$ ）、 $r_e$ は有効雨量（ $mm/10min$ ）、 $W$ は流路の流下断面積（ $m^2$ ）、 $Q$ は河道の流量（ $m^3/sec$ ）、 $I$ は河道単位長あたりのモデル斜面からの横流入量（ $m^3/sec/m$ ）で一般に流路に接する斜面下流端の $q_s$ の右岸と左岸の和に等しい、 $\alpha$ は単位変換定数で $r_e$ が $mm/10min$ で $q_s$ が $m^2/sec$ の場合は $\alpha = (1/6) \times 10^{-5}$ 、 $k$ と $p$ 及び $K$ と $P$ は斜面及び河道の特性をあらわす定数である。斜面流の運動の式（4-2-1）にManningの式を用いると $k$ と $p$ は

$$k = \left( \frac{N}{\sqrt{\sin \theta}} \right)^{\frac{3}{5}} \dots\dots\dots (4-2-5)$$

$$p = \frac{3}{5} \dots\dots\dots (4-2-6)$$

になる。ここに、 $\sin \theta$  は斜面の勾配、 $N$  は粗度である。

土地利用ごとに有効雨量と粗度とを同定するのが本モデルの特色であるが、各々の土地利用からの流出の重ね合わせは斜面ごとに次のように行う。不浸透区域、造成地、水田、畑・草地、林地の面積率がそれぞれ  $s_1, s_2, s_3, s_4, s_5$  のモデル斜面から流路への横流入量  $I$  は

$$I = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 \dots\dots\dots (4-2-7)$$

$$I_i = s_i \cdot q_{si} \quad (i = 1 \sim 5) \dots\dots\dots (4-2-8)$$

である。ここで  $q_{si}$  は、 $i$  に対応する土地利用の面積率が 100% と仮定した場合のモデル斜面の下流端の単位幅流量である。この重ね合わせは、モデル斜面に対応する実流域においてある土地利用が空間的に偏在していてもモデル斜面においては均等に分布しているものとみなすことになる。

本解析に必要なパラメータ等は、土地利用別の有効雨量と粗度、流域分割、斜面勾配、河道の特性である。有効雨量と粗度は計算結果が実測値に合うように試行錯誤で同定する。流域分割は、モデル斜面の数が出来るだけ少なくなる方向で行う。斜面勾配と河道の特性 ( $K, P$ ) は地形図等を用いて客観的に求めるように努めた。これは将来の土地利用形態の変化に対応して、本モデルを出来るかぎり客観的かつ容易に適應させるためである。

花室川の上の室橋地点の流域モデル (以後、上の室橋モデルという) を図 4.2.1 と表 4.2.1 に示し、蓮沼川の八千代橋地点の流域モデル (以後、八千代橋モデルという) を図 4.2.2 と表 4.2.2 に示す。

上の室橋モデルは図 4.2.1 に示すように 1 本の河道  $(R_U)$  と 2 面のモデル斜面  $(U_1), (U_2)$  からなる。 $(R_U)$  は花室川に対応し、その長さは花室川の河道長に等しくなるようにした。 $(U_1)$  は花室川の右岸、 $(U_2)$  は左岸に対応し、それぞれの面積は実流域の右岸及び左岸の面積に等しくなるように作った。 $(U_1)$  と  $(U_2)$  において、雨水流は河道に向かって河道に直角に流下し  $(R_U)$  に横流入する。

八千代橋モデルは図 4.2.2 に示すように 1 本の河道  $(R_Y)$  と 3 面のモデル斜面  $(Y_1), (Y_2), (Y_3)$  からなる。 $(R_Y)$  は蓮沼川に対応しその長さは蓮沼川の河道長に等しくなるように作った。 $(Y_1)$  は幹線道路 (東大通り) のうち蓮沼川に流入する部分と高エネルギー研究所が対応する。この斜面は斜面長が 1,952m であり、幅 1,400m の斜面下流端に到達する雨水の全流量が河道  $(R_Y)$  の上流端に流入する。 $(Y_2)$  は蓮沼川の右岸、 $(Y_3)$  は左岸に対応しそれぞれの面積は実流域の右岸及び左岸の面積に等しくなるように作った。 $(Y_2)$  と  $(Y_3)$  において雨水は河道に向

かって河道に直角に流下し，斜面下流端から河道  $R_U$  に横流入する。

上の室橋モデルにおいて，全流域に対する不透透区域と造成地の面積率はそれぞれ22%と39%になり，これらが大きな割合を占める．特に，斜面  $U_1$ （右岸）においては，それぞれ，

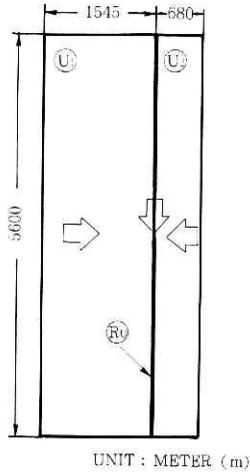


図 4.2.1 流域モデル（上の室橋モデル），白抜き矢印は雨水流の流れの方向を示す。

Fig. 4.2.1 Basin model for Uenomuro-Bashi. White arrows indicate direction of flow.

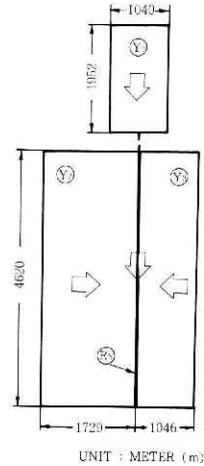


図 4.2.2 流域モデル（八千代橋モデル），白抜き矢印は雨水流の流れの方向を示す。

Fig. 4.2.2 Basin model for Yachiyo-Bashi. White arrows indicate direction of flow.

表 4.2.1 上の室橋の流域モデルのパラメータ。

Table 4.2.1 Area, inclination of slope and percentage of classification of land use of a basin model for Uenomuro-Bashi.

NAME OF SUB BASIN 細分割流域名	AREA 面積 (km <sup>2</sup> )	INCLINATION 勾配	IMPERVIOUS AREAS 不透透区域(%)	COMPACTED AREAS 造成地(%)	RICE FIELDS 水田(%)	CULTIVATED AREAS 畑・草地(%)	FORESTS 林地(%)
U <sub>1</sub>	8.65	$6.67 \times 10^{-3}$ (1/150)	28	49	5	8	9
U <sub>2</sub>	3.81	$1.47 \times 10^{-2}$ (1/68)	9	15	15	45	16
R <sub>U</sub>	-	$1.43 \times 10^{-3}$ (1/700)	-	-	-	-	-
TOTAL 合計	12.46	-	22	39	9	19	11

表 4.2.2 八千代橋の流域モデルのパラメータ。

表中の括弧内の数字は、同定計算において有効雨量と粗度のみの同定で計算流量を  
実測流量に近づけられないために、土地利用の割合を変更した値である。

Table 4.2.2 Area, inclination of slope and percentage of classification of land use of a basin  
model for Yachiyo-Bashi.

The numbers in parentheses are modified values, because calculated hydrographs  
can not be closely resembled to observed hydrographs by modifying only effective  
rainfall and roughness coefficients.

NAME OF SUB BASIN 細分割流域名	AREA 面積 (km <sup>2</sup> )	INCLINATION 勾 配	IMPERVIOUS AREAS 不浸透区域(%)	COMPACTED AREAS 造成地(%)	RICE FIELDS 水田(%)	CULTIVATED AREAS 畑・草地(%)	FORESTS 林地(%)
Y <sub>1</sub>	2.03	$2.50 \times 10^{-3}$ (1/400)	12	61	0	0	27
Y <sub>2</sub>	7.99	$5.88 \times 10^{-3}$ (1/170)	15 (5)	21 (31)	9	37	18
Y <sub>3</sub>	4.84	$9.52 \times 10^{-2}$ (1/105)	15 (5)	21 (31)	9	37	18
R <sub>Y</sub>	—	$2.00 \times 10^{-3}$ (1/500)	—	—	—	—	—
TOTAL 合計	14.86	—	15 (6)	26 (35)	8	32	19

49%と28%になる。これらは、筑波研究学園都市の研究所と学校及び住宅・都市整備公団が  
建設した公務員宿舍群と造成地と道路等である。八千代橋モデルにおいて、全流域に対する  
不浸透区域と造成地の面積率はそれぞれ15%と26%になり上の室橋モデルよりも小さい。

(4-2-5)式に現われる斜面の勾配  $\sin \theta$  は、モデル斜面の上流端と下流端に対応す  
る実流域上の平均標高差を1/25,000地形図から読み取り、この値を斜面長で割って求めた。

河道の運動の式(4-2-3)の定数KとPは花室川モデルに対しK=2.33, P=0.635  
蓮沼川モデルに対しK=1.17, P=0.813が算出された。以下、花室川モデルを例に算出方  
法を述べる。上の室橋地点の定数が上の室橋モデルの河道の定数を代表するものとする。上  
の室橋地点の横断測量図を基に水位Hと流下断面Wとの関係を表わす図4.2.3を作成する。  
流量観測から得られた上の室橋の水位流量曲線  $Q = 7.817 \times (H - 0.183)^2$  から流量  $Q_j$  対  
する水位  $H_j$  を求める。この  $H_j$  に対する  $W_j$  を図4.2.3を用いて求める。 $Q_j$  と  $W_j$  を両対  
数方眼紙にプロットし、これを直線で近似する(図4.2.4)とK=2.33, P=0.635が求ま  
る。上の室橋と八千代橋のK, Pを比較すると流量  $48 \text{ m}^3/\text{s}$  以下では、同一流下断面積のと  
きは、蓮沼川の流量が花室川の流量より多いことがわかる。なお、これらのK, Pの値は観  
測所の河道の値であり、上流では川幅等が異なるため値が異なると思われる。しかし、上流  
において流量観測がなされておらずK, Pを算出するデータが無いため、上流部に対しても  
上述の値を用いた。

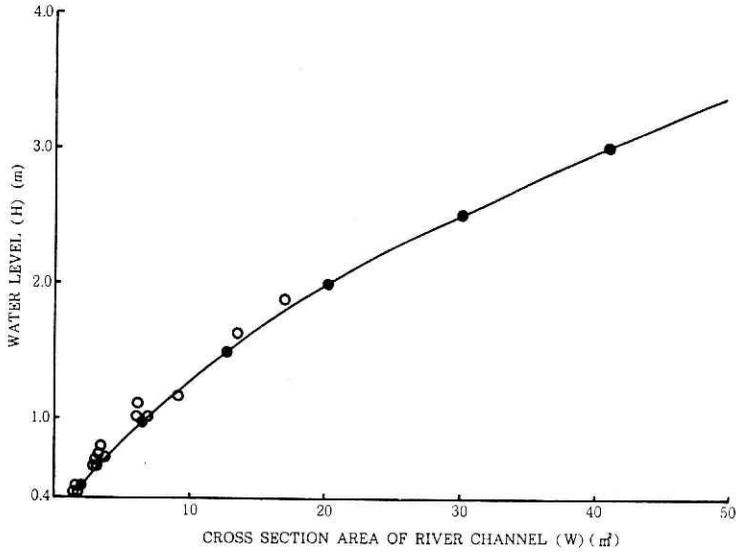


図 4.2.3 水位と流下断面積 (上の室橋).  
 図中の黒丸印は横断測量図から算出したものである。  
 白丸印は流量観測時の水位と流下断面積を記入したものである。

Fig. 4.2.3 Water level and cross section area of river channel (Uenomuro-Bashi). Black dots mean the value calculated by measurement data of cross section and white dots mean the value observed at current measurement.

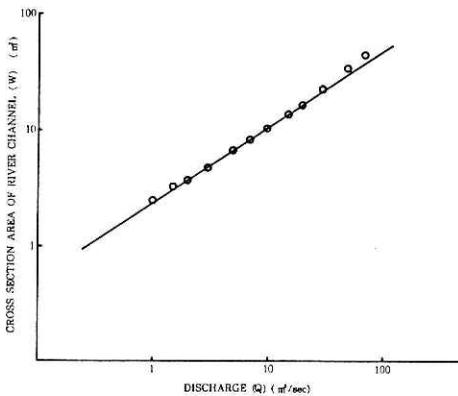


図 4.2.4 流量と流下断面積 (上の室橋).  
 白丸印は実測値から求めた値である。  
 直線は河道の定数  $K$ ,  $P$  を推定するための近似直線である。

Fig. 4.2.4 Discharge and cross section area (Uenomuro-Bashi). White dots are calculated by using observed value and a solid line is an approximate by a line in order to estimate constant values  $K$ ,  $P$  for a river channel.

4.2.2 有効雨量と粗度の同定

4.2.1で求めたパラメータの他に有効雨量と粗度の値が与えられると（4-2-1）から（4-2-4）の方程式は与えられた初期条件と境界条件の下で解ける。

初期条件は斜面においては雨水流の水深を零にし、河道においては河道全域の流量を計算開始時刻の観測所の実測流量  $Q_1$  に等しくした。各斜面の境界条件は上流端からの流入量を零にした。河道に対する境界条件は、上の室モデルに対しては上流端から  $Q_1$  が流入し続けるものとし、八千代橋モデルに対しては  $Q_1$  に斜面  $(Y_1)$  からの流出量を加えたものが上流端に流入するものとした。

有効雨量と粗度は計算流量が実測値に近付くように試行錯誤で同定した。有効降雨は4-1節と同様に  $f_1 - R_{sa}$  モデルを用いるものとする。流出解析の手法が4.1節と異なるため、 $f_1 - R_{sa}$  モデルの定数は4.1節と同じ値に確定されるとは限らない。なお、雨量強度  $r$  は流域内で一様降雨とし、上の室橋モデルに対しては上の室橋の実測雨量、八千代橋モデルに対しては八千代橋の実測雨量を用いた。

同定された土地利用ごとの  $f_1$ 、 $R_{sa}$ 、 $f_{sa}$  と粗度  $N$  とを表4.2.3に示す。累積雨量  $r_s$  と  $f_1$ 、 $R_{sa}$ 、 $f_{sa}$  から求めた流域全体の有効雨量の累積値  $R_e(r_s)$  との関係を図4.2.5と図4.2.6に示す。また、これらの図の各々に4節の冒頭に述べた解析対象洪水とこれ以外の2洪水、計4洪水の総雨量と実測直接流出高との関係も合わせて示した。 $R_e(r_s)$  は

$$R_e(r_s) = \sum_i^5 r_{ei}(r_s)^* \cdot s_i \dots\dots\dots (4-2-9)$$

であらわされる。（\*前出4.1.1においては有効雨量  $r_{ei}$  は独立変数として時間ステップ  $n$  を用いたが、本節では特に累積雨量  $r_s$  との関係を強調するため  $r_s$  を独立変数としている）。ここで、 $r_{ei}(r_s)$  は土地利用  $i$  の有効雨量、 $s_i$  は土地利用  $i$  の流域全域に対する面積率である。

表 4.2.3 有効降雨パラメータ  $f_1$ 、 $R_{sa}$ 、 $f_{sa}$  と Manning の粗度係数。

Table 4.2.3 Values of  $f_1$ ,  $R_{sa}$ ,  $f_{sa}$  and Coefficient of Manning's Roughness.

	IMPERVIOUS AREAS 不浸透区域	COMPACTED AREAS 造成地	RICE FIELDS 水・田	CULTIVATED AREAS 畑・草地	FORESTS 林地
$f_1$	1.00	0.20	0.00	0.15	0.10
$R_{sa}$ (mm)	0.0	5.00	5.00	100.0	250.0
$f_{sa}$	1.00	0.60	1.00	0.60	0.40
COEFFICIENT OF MANNING'S ROUGHNESS マンニングの粗度係数	0.01	0.15	1.00	0.70	0.80

図中、黒丸印で示される洪水は解析対象洪水以外のもので、1982年4月14日と1983年7月27日に発生した洪水である。上の室橋において、1982年4月14日洪水は総雨量66.0mm、直接流出高10.2mm、ピーク雨量強度12.5mm/10min.、ピーク流量0.48mm/10min.であり、1983年7月27日洪水は総雨量90.3mm、直接流出高39.9mm、ピーク雨量強度7.0mm/10min.、ピーク流量1.62mm/10min.である。八千代橋において、1982年4月14日洪水は総雨量63.5mm、直接流出高13.1mm、ピーク雨量強度7.0mm/10min.、ピーク流量0.26mm/10min.であり、1983年7月27日洪水は総雨量77.0mm、直接流出高49.8mm、ピーク雨量強度11.5mm/10min.、ピーク流量0.91mm/10min.である。

表4.2.2に示された連沼川の土地利用の面積率を修正した値を用いた $R_e(r_s)$ を図4.2.6の破線で示す。修正前の面積率を用いて最適 $f_1$ 、 $R_{sa}$ 、 $f_{sa}$ と $N$ を同定すると、上の室橋の計算流量は実測値より小さくなり、八千代橋の計算流量は大きくなる。このため、両流域の計算流量を同時に実測値に近付けることが出来ない。これは図4.2.5と図4.2.6に示され

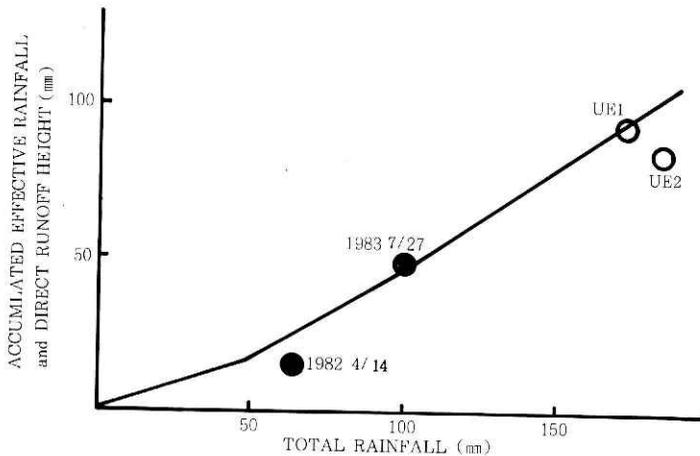


図 4.2.5 累積雨量と流域全体の有効雨量の累積値 (上の室モデル)。実線は  $f_1$ 、 $R_{sa}$ 、 $f_{sa}$  の同定された値による累積雨量と流域全体の有効雨量の累積値を示す。丸印は実測洪水の総雨量と直接流出高を示し、このうち、白丸印は解析対象洪水である。

Fig. 4.2.5 Total storm rainfall and accumulated effective rainfall (Basin model for Uenomuro-Bashi). The solid line shows total storm rainfall and accumulated effective rainfall calculated by using estimated parameter  $f_1$ ,  $R_{sa}$ ,  $f_{sa}$  and areal ratio of classification of land use on Table 4.2.1. Dots are the observed total rainfall and total direct runoff height (white dots are analyzed floods and black dots are others.).

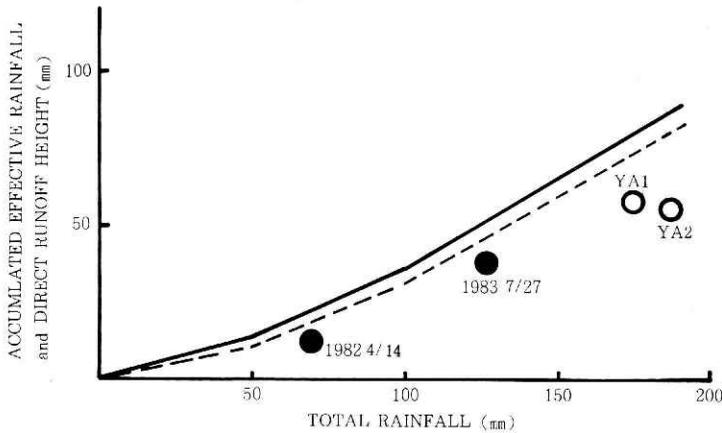


図 4.2.6 累積雨量と流域全体の有効雨量の累積値（八千代橋モデル）。実線及び破線は  $f_1$ ,  $R_{sa}$ ,  $f_{sa}$  の確定された値による累積雨量と流域全体の有効雨量の累積値を示す。実線は表 4.2.2 の修正前の土地利用の面積率によるものを示し、破線は修正後の面積率によるものを示す。丸印は実測洪水の総雨量と直接流出高を示し、このうち、白丸印は解析対象洪水である。

Fig. 4.2.6 Total rainfall and effective rainfall (Basin model for Yachiyo-Bashi). The solid line shows total storm rainfall and accumulated effective rainfall calculated by using estimated parameter  $f_1$ ,  $R_{sa}$ ,  $f_{sa}$  and areal ratios of classification of land uses on Table 4.2.2. A broken line shows same one as the solid one except by using modified areal ratios of classification of land uses on Table 4.2.2. Dots are the observed total rainfall and total direct runoff height (white dots are analyzed floods and black dots are others).

るように、上の室橋モデルの  $R_e(r_s)$  が直接流出高よりやや上回るのに対し八千代橋モデルの  $R_e(r_s)$  が大幅に上回ることから明らかである。

そこで、八千代橋モデルにおいて、9%の面積を不浸透区域から造成地へ移した。花室川流域の不浸透区域の約70%は幹線道路と住宅・都市整備公団が計画的に施工した造成地（公務員住宅用地も含む）内の家屋・道路等からなり、これには雨水排水網が完備している。この地域からの雨水は雨水排水路に流入し短時間に河道へ流出する。

これに対し蓮沼川の不浸透区域の約49%は研究機関に占められ、この不浸透区域からの流出は池を経てピークが偏平化されて雨水排水路に流入する。また、筑波研究学園都市建設以前からの旧村落の不浸透区域の流出は、排水路に直接流入しないと考えられる。これらが八千代橋モデルの面積率の修正が必要になった主因と考える。

4.2.3 計算結果

4章の冒頭で述べた解析対象洪水：UE1，YA1，UE2，YA2の計算ハイドログラフを図4.2.7から図4.2.10に示す．これらの計算ハイドログラフは実測値を良く再現している．洪水のピーク前後のみならず，洪水立上り部以前とピークから離れた低減部の流量の少ない部分も良く再現している．

角屋（1980）は，等価粗度法は比流量が  $5 \text{ m}^3 / \text{sec} / \text{km}^2$  以上の洪水に対し他のいかなる手法よりも良結果が期待されると述べているが，図4.2.11に示すピーク比流量  $0.43 \text{ m}^3 / \text{sec} / \text{km}^2$  (流出高  $0.26 \text{ mm} / 10 \text{ min.}$ ) の八千代橋の1982年4月14日洪水も良く再現されている．この洪水はほとんどが不浸透区域からの流出で形成されている．斜面ごとに等価粗度を確定するのではなく，土地利用ごとに粗度を確定し洪水流出を土地利用ごとに分離して計算し斜面下流端において重ね合わせることによって，不浸透区域の面積率の比較的小さい流域の小洪水の不浸透区域からの洪水も再現出来た．

図4.2.7から図4.2.11の最上段のハイドログラフは土地利用別の計算流出高を示す．河道の方程式（4-2-3）が非線型のため流量観測点における土地利用別の流出高の分離は不

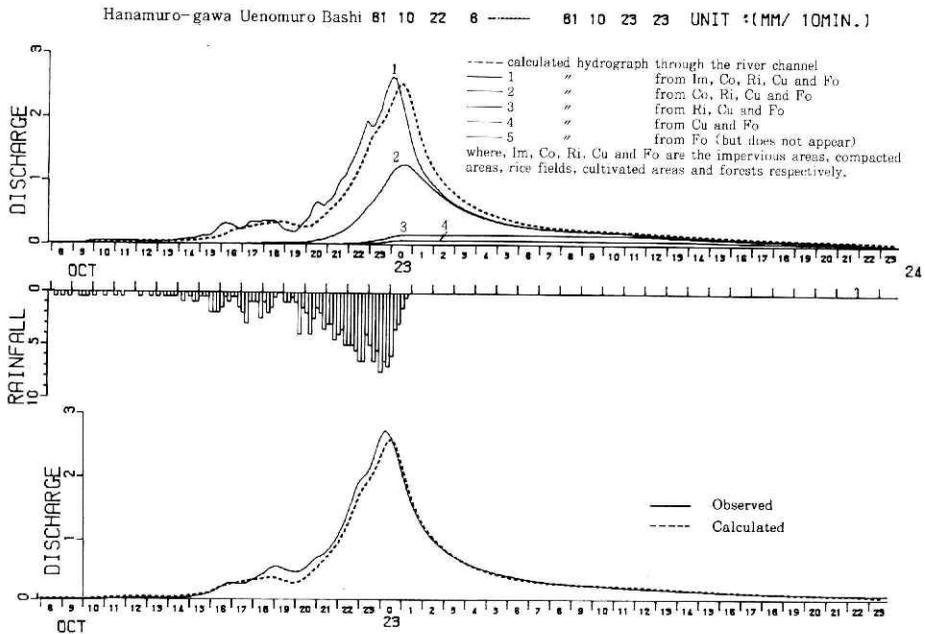


図4.2.7 等価粗度法による計算ハイドログラフ（UE1洪水）.

Fig. 4.2.7 A calculated hydrograph of flood runoff for Hanamuro-gawa by using Kinematic wave method (Flood UE1).

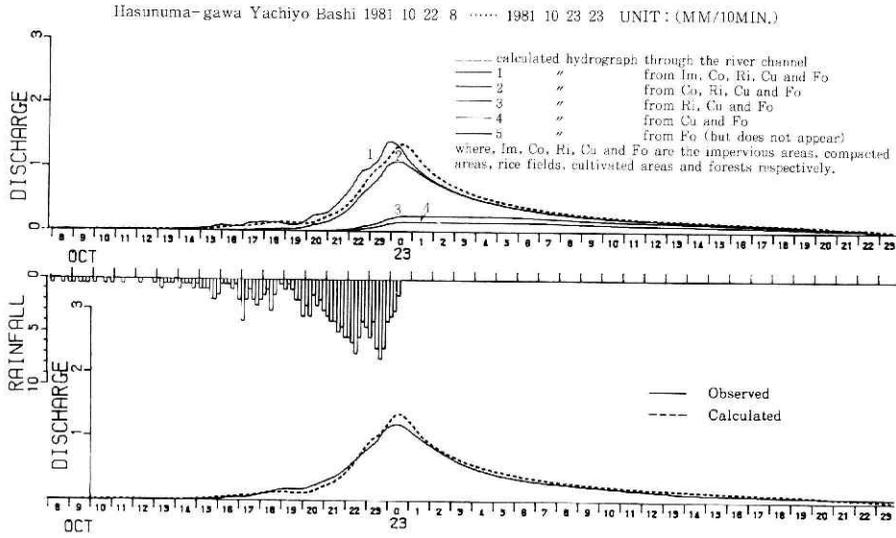


図 4.2.8 等価粗度法による計算ハイドログラフ (YA 1 洪水).

Fig. 4.2.8 A calculated hydrograph of flood runoff for Hasunuma-gawa by using Kinematic wave method (Flood YA1).

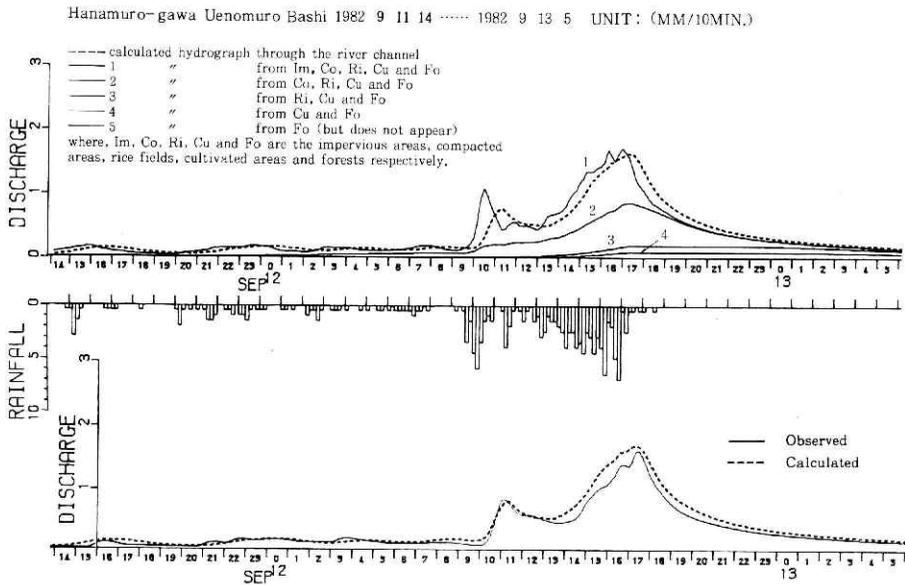


図 4.2.9 等価粗度法による計算ハイドログラフ (UE 2 洪水).

Fig. 4.2.9 A calculated hydrograph of flood runoff for Hanamuro-gawa by using Kinematic wave method (Floor UE2).

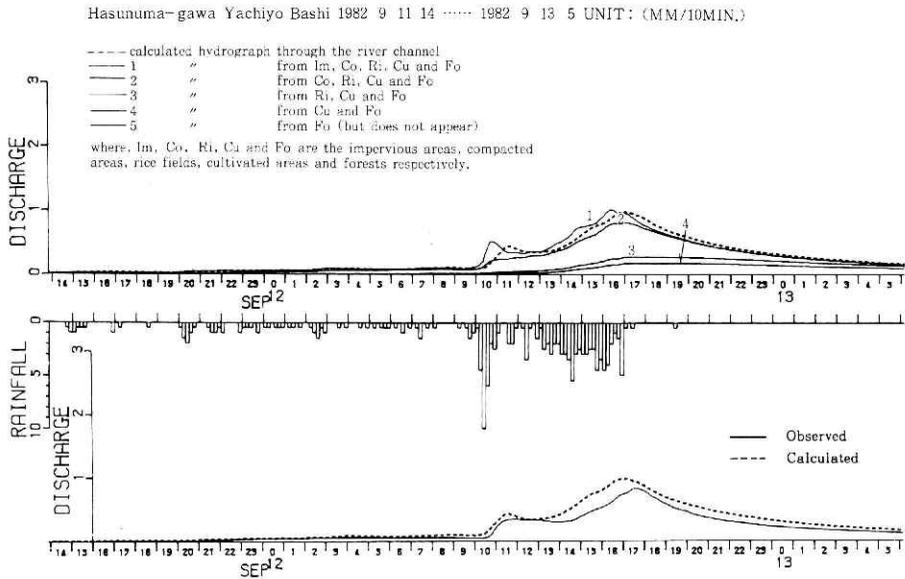


図 4.2.10 等価粗度法による計算ハイドログラフ (YA 2 洪水).

Fig. 4.2.10 A calculated hydrograph of flood runoff for Hasunuma-gawa by using Kinematic wave method (Floor YA2).

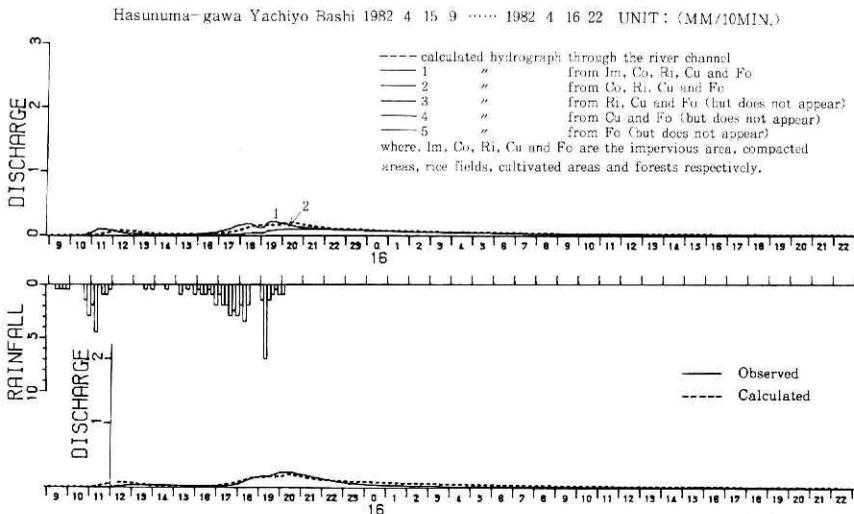


図 4.2.11 等価粗度法による計算ハイドログラフ (八千代橋, 1982年4月14日洪水). 平均降雨強度と洪水遅れ時間の関係.

Fig. 4.2.11 A calculated hydrograph of flood runoff for Hasunuma-gawa by using Kinematic wave method (Date: April 14th, 1982).

可能である。そこで、全斜面から河道へ流入する土地利用別流入量のハイドログラフを示した。また、河道における洪水波形の変形を明らかにするため、観測所の計算流出高を破線で合わせて示した。土地利用別ハイドログラフは5本の実線ハイドログラフを用い、下から、林地、畑・草地、水田、造成地、不浸透区域の順に和をとって描いた。

これらの土地利用別ハイドログラフは、当試験地においては畑・草地と林地からの流出は洪水流出にほとんど寄与せず、不浸透区域と造成地からの流出が洪水流出の大部分を占めることを示している。八千代橋1983年7月27日洪水の計算結果のハイドログラフは掲載していないが、1982年4月14日洪水と1983年7月27日洪水の計算結果は、総雨量100mm程度までの洪水のピークは不浸透区域からの流出で形成されることを示した。

水田、畑・草地、林地からの洪水流出はUE1, YA1とUE2, YA2洪水にみられるが流出量は少ない。このため、水田、畑・草地、林地の粗度と有効雨量のパラメータは洪水後半の低減部において対数ハイドログラフ上で計算値が実測値に一致するように同定をせざるを得ない。また、水田、畑・草地、林地のうち特定の土地利用から卓越して流出することがないので、これらの土地利用の粗度と有効雨量のパラメータは十分な精度で同定されているとはいえない。

これに対し、不浸透区域と造成地からの流出は洪水の主要部分を占めており計算ハイドログラフが実測ハイドログラフを良く再現していることから、不浸透区域と造成地の粗度と有効雨量のパラメータは、筑波研究学園都市と同様な、計画された都市に対する値として十分な精度で同定されていると考えられる。

### 4.3 タンクモデルを用いた洪水流出解析

ここでいうタンクモデルは直列2段のタンクを並列に5組並べたものであり、それぞれの直列2段タンクは5種類の土地利用区域からの流出現象に対応させてパラメータ設定されている。直列2段タンクとは図4.3.1に示す流出モデルをいい、第1段タンクに降雨を入力し、タンクの側壁からの流出を流出高、底からの流出を浸透量として定めて計算する。計算手法については流出解析法（菅原，1972）に記されている。

ここでは、雨水流出現象の大きく異なる5種類の土地利用区域を以下に述べるように評価し、それぞれの流出現象を図4.3.2に示す直列2段のタンクでモデル化した。

#### (1) 不浸透区域モデル

道路・建物・グラウンド・池・河川等の不浸透区域では2～3mmの降雨があると流出し始め、それ以上降った雨はほとんど河川へ流出する。吉野（YOSHINO, 1975）は洪水の低減係数と洪水遅れ時間とは逆比例の関係にあると指摘しており、この低減係数はタンクモデルの（流出孔の係数+浸透孔の係数）と一定の関係にある。また、洪水ピークの主要部分は不浸透区域からの雨水流出で占められていると考えられることから、洪水遅れ時間

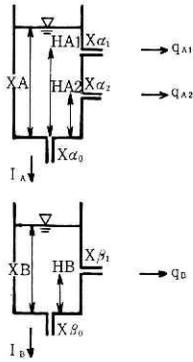


図 4.3.1 直列2段タンクモデル説明図.

Fig. 4.3.1 The outline of the tank model laid vertically in series

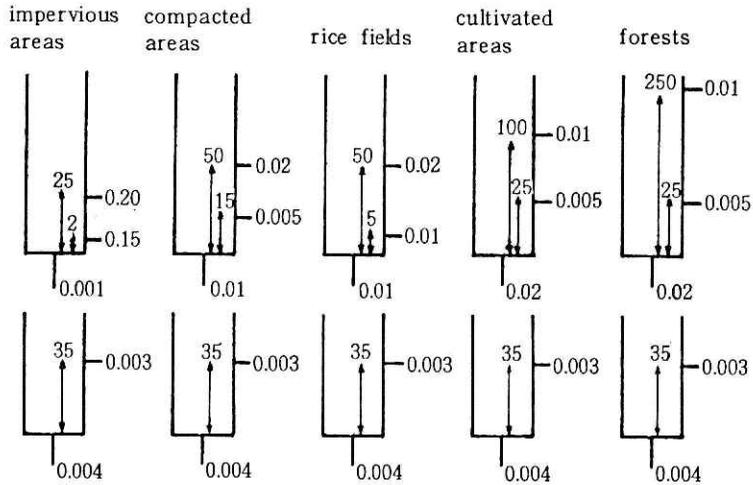


図 4.3.2 流域モデル.

Fig. 4.3.2 Tank models for five kinds of land use areas

から不浸透区域の第1段タンクの係数を推定した。以上のことを考慮して不浸透区域モデルを作成した。

(2) 造成地モデル

造成地では降雨が20~30mmに達すると湛水域から流出が始まり、このころから表面流出として確認される。表面流出が生じた後はこの区域の流出係数は0.7程度と仮定した。低減係数は造成地域からの流出量が多いと考えられる大雨(80~100mm)による洪水の低減部から推定した。これらを基に造成地モデルを作成した。

(3) 水田モデル

水田は高さ20cm程の畦で囲まれ、5～10cmの高さに切り欠きがある。このため、雨水は50～100mmまで湛水し、その一部は地盤漏水によって河川へ流出する。湛水位が切り欠きの高さ以上になると切り欠きから速く河川へ流出するようになる。また、神奈川県花水川支川渋田川（流域面積7.2 km<sup>2</sup>）において、表面流出の低減係数0.13～0.20（1/h）、10分単位では0.027～0.037、中間流出は0.06～0.07（1/h）、10分単位では0.01～0.012が得られている（金子，1973）。低地の水田地帯では流出の減衰部の低減係数は宮崎県定川（流域面積56.55 km<sup>2</sup>）0.06～0.10（1/h）、10分単位では0.01～0.017、新潟県新発田川（流域面積60.03 km<sup>2</sup>）0.04（1/h）、10分単位では0.007、岐阜県高須輪中（流域面積3.67 km<sup>2</sup>）0.07（1/h）、10分単位で0.012の値が得られている（金子，1973）。これらのことを考慮して水田モデルを作成した。

(4) 畑・草地モデル

畑・草地では踏み固められた畦や畝の間を除いては80～100mm以上の降雨がないと表面流出は発生しない（ただし、雨が短期間に強く降った場合には表面流出が発生するが、この現象はこのモデルでは表現が困難である。）。また、表面流出が発生した後の流出係数を0.3～0.4程度と仮定し、低減係数は大雨（100～200mm）のときの洪水低減部から推定した。また、島根県宇野流出試験地（流域面積0.332 km<sup>2</sup>）において、低減係数は表面流出について0.15～0.20（1/h）、10分単位では0.03～0.04、中間流出について0.06～0.07（1/h）、10分単位では0.010～0.012が得られている（金子，1973）。これらを基に畑・草地モデルを作成した。

(5) 林地モデル

1977年8月13～18日に300mm程度の大雨が降り、花室川上流域に位置する当センターの林地において表面流出の発生を観察した。このとき、林地からの流出は降雨量290mm程度に達した後発生した。表面流出発生後の流出係数は0.3～0.4程度と仮定し、低減係数は観測データが無いので畑と同じと仮定した。これらを基に林地モデルを作成した。

(6) 河道モデル

洪水流出を特徴付けるものは流域の土地利用状況のみでなく、雨水排水路網や河道がある。木下ら（木下ら，1980）は斜面を全て不浸透なモルタルで覆い、そこに段階的に水路網を敷設し、水路網の整備に伴う洪水流出の変化を模型実験で検証しており、水路網の整備が洪水波形を先鋭化させる効果を持っていることを明らかにしている。花室川流域、蓮沼川流域でも雨水排水路網が敷設されている。そこで、ここでは雨水排水路網の効果を単純にモデル化するため、図4.3.3に示すような河道モデルの流出孔の高さとその係数の値を変える手法を用いた。この河道モデルは浸透孔のない1段のタンクモデルと同じであり、観測地点の流出高は計算された流域からの流出高をこのタンクに入力し、前述した第1段

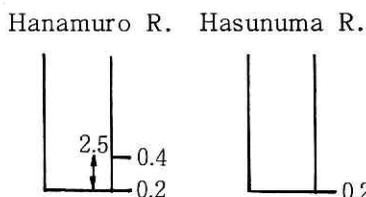


図 4.3.3 河道モデル.

Fig. 4.3.3 Tank models for channel effect

タンクと同じ手法で流出孔からの流出高として計算される.

花室川流域の都市型雨水排水処理区域の面積率は55%となっており、蓮沼川流域では37%となっている。したがって、蓮沼川流域の方が在来の農村型排水路がおおくなっている。このような両流域の違いをここでは河道モデルの流出孔の違いで表現した。すなわち、花室川流域では流域平均にして2.5 mm程度以上雨水排水路網に雨水が貯留されると雨水の排水速度が早くなると仮定し、蓮沼川ではこの効果は少ないとした。

以上のようにして作成した5組の土地利用モデルの第1段タンクに降雨を入力し、各土地利用モデルからの流出高を計算する。次に、各土地利用モデルからの流出高にそれぞれに対応した土地利用区域の面積率でウエイト付けを行い、流域全体からの流出高を合成する。ここで、蓮沼川流域の不浸透面積率は15%であるが、排水路が河川に接続されていない区域の不浸透区域、研究所内の池による構内雨水流出の調節等を考慮して計算値と実測が良く一致するように6%と仮定した。残りの9%は造成地として配分している。さらに、河道の効果を与えるため、合成された流出高を河道モデルに入力し、流量観測地点の流出高を推算する。

図 4.3.4 ~ 4.3.7 は観測以来最大の2洪水について、推算した結果である。1981年10月の大雨は単一降雨であり、花室川流域の場合図 4.3.4 のように、洪水ピーク付近では計算値はやや小さくなるが全体的にほぼ良い計算結果を示す。蓮沼川流域では図 4.3.5 のようにさらに良い計算結果を示す。また、花室川流域と蓮沼川流域とのハイドログラフの違いは土地利用別の計算ハイドログラフによると、不浸透区域からの流出高の違いで表現される。1982年9月の大雨は長雨の例であり、図 4.3.6、図 4.3.7 に示すように長い小雨の時でも良い計算結果を示す。この場合計算ハイドログラフはほぼ不浸透区域のみからの流出高として表現されている。その後の強い雨においても良い計算結果を示す。ただ、ハイドログラフの急な立ち上がり部分では計算結果は悪くなる。この点については今後の検討が必要と考えている。また、中小の洪水においても良い計算結果が得られている。このようにこのモデルは洪水流出現象をきめ細かく表現でき、しかも、流域の開発に伴うピーク流量の増大も、土地利用区分の面積率を変えるだけで予測計算が可能となる。ただ、本モデルは5種類の土地利用区域からの雨水流出に関する既存の情報と現地観察に基づいて作られている点に問題点があり、今後は、土地利用区域別に観測した雨量・流量資料に基づいたより根拠のあるモデルに発展させ

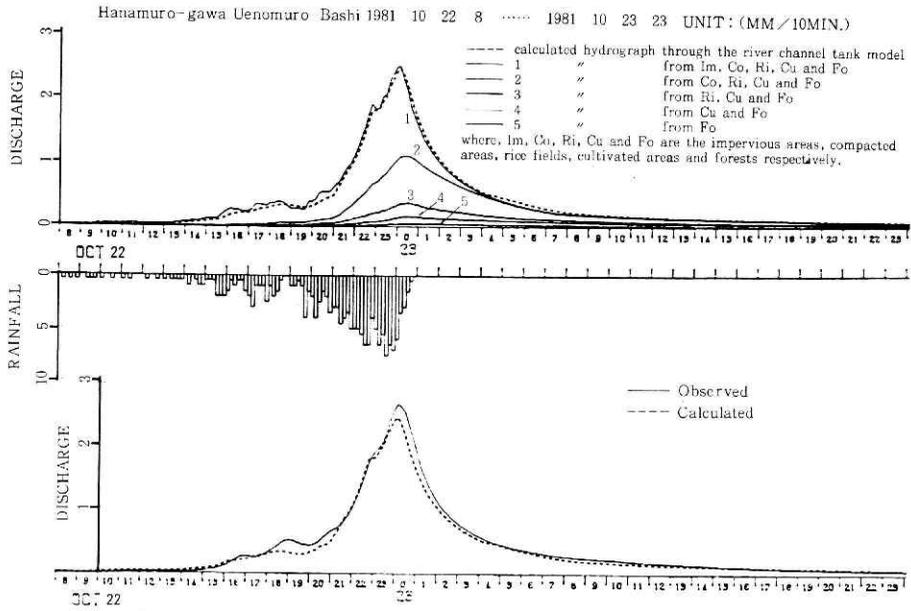


図 4.3.4 花室川上の室橋洪水流出計算結果 (UE 1 洪水)

Fig. 4.3.4 Calculated hydrographs by the tank models in five rows which composed of two series tanks for land use and a tank model for Hanamuro-gawa (Flood UE1)

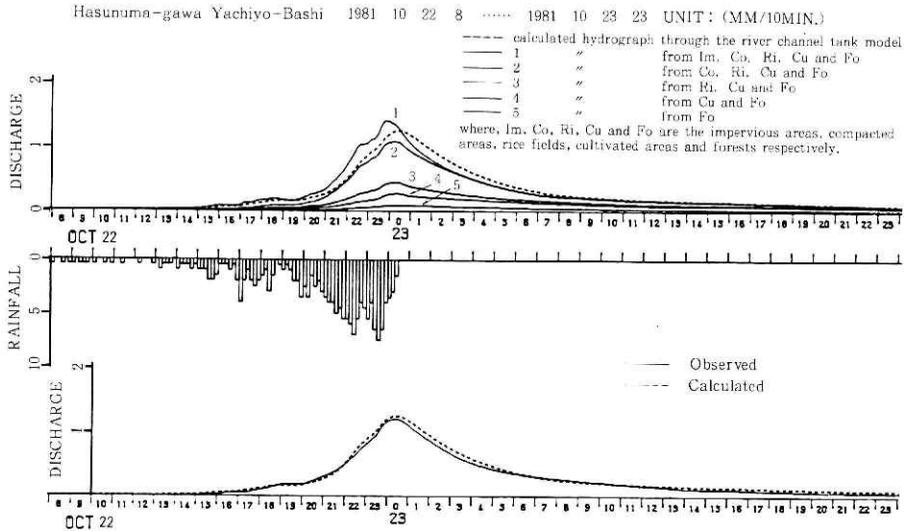


図 4.3.5 蓮沼川八千代橋洪水流出計算結果 (YA 1 洪水).

Fig. 4.3.5 Calculated hydrographs by the tank models in five rows which composed of two series tanks for land use and a tank model for Hasunuma-gawa (Flood YA1)

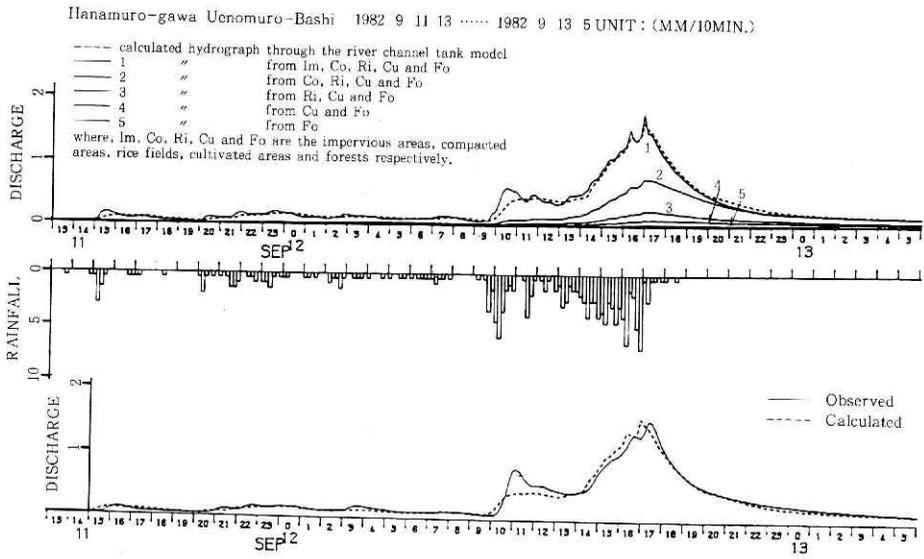


図 4.3.6 花室川上の室橋洪水流出計算結果 (UE 2 洪水).

Fig. 4.3.6 Calculated hydrographs by the tank models in five rows which composed of two series tanks for land use and a tank model for Hanamuro-gawa (Flood UE2)

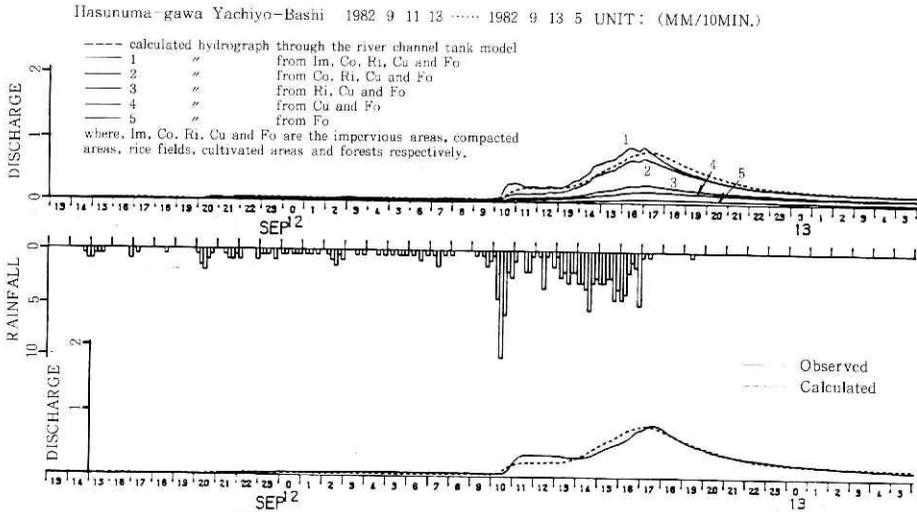


図 4.3.7 蓮沼川八千代橋洪水流出計算結果 (YA 2 洪水).

Fig. 4.3.7 Calculated hydrographs by the tank models in five rows which composed of two series tanks for land use and a tank model for Hasunuma-gawa (Flood YA2)

て行く必要がある。

#### 4.4 モデルの相互比較

ここで用いた三つのモデルは、それぞれ流出現象のモデル化、パラメータ、計算手法、適用範囲等に特徴があり、これらをここで得られた結果と他流域への適用性についての推論に基づき相互比較したのが表4.4.1である。

これによると指数関数単位図は各土地利用区域からの流出現象をそれぞれ一つの代表される低減係数を持つ指数単位図でモデル化するところに特徴がある。利点はパラメータの数が他の方法に比べて少ない。計算が簡単である。大きな洪水を良く再現計算できる。問題点は一つの土地利用区域でも幾つもの低減係数を持つがこの手法では洪水に最も寄与する低減係数の一つを選んであるため、1982年9月のような長雨による洪水に対して、ハイドログラフの低減部を合せようとするとう洪水ピーク付近では計算値が大きくなる。逆に、洪水ピーク付近を合せようとするとう低減部が小さく計算される。洪水の平滑化作用を持つような河道モデルを使用していないため、計算ハイドログラフはゴツゴツし、全体的に洪水の遅れ効果を表現できない。大きな洪水に適合するモデルは小さな洪水に合わない。様々な土地利用が遍在し、複雑に分布している流域では各土地利用区域ごとに単純に面積加算できるように、流出現象の大きく異なる土地利用区域に分類することが必要となる。有効雨量の設定が必要である。

等価粗度法は各土地利用区域からの流出現象を表面流が等価粗度によって規制されながら一様な斜面を一様に流下すると仮定しているところに特徴がある。利点はパラメータの数がタンクモデルより少ない。流域面積、流域形状、斜面勾配、斜面長が異なってもパラメータの変動が他のモデルに比べて少ない。本解析では洪水波形を応答性良く再現できた。大中小の洪水に対して適合性が良かった。問題点は斜面、河道を洪水追跡計算するため計算が複雑になる。有効雨量の設定が必要である。

タンクモデル法は各土地利用区域からの流出現象を2段のタンクモデルで細かく表現しているところに特徴がある。利点は計算が簡単である。大中小の洪水、長雨による洪水に対して適合性が良い。有効雨量を必要としない。問題点はパラメータの数が多し、急な洪水立上り部分を良く計算できない。様々な土地利用が遍在し、複雑に分布している流域では指数関数単位図と同様に、流出現象の大きく異なる土地利用区域に分類する必要がある。

以上のように指数関数単位図は大きな洪水を少ないパラメータで簡単に計算するのに有効であり、タンクモデルはパラメータの数は多いが、大中小の洪水、様々な降雨パターンの洪水を簡単に計算するのに有効である。等価粗度法は計算は複雑であるが、各土地利用区域が遍在しているような流域、流域内の各地点の流量を計算する必要がある時にも有効と考えられる。

表 4.4.1 3つのモデルの相互比較表.

Table 4.4.1 Comparison of three models

比較項目		指数関数単位図
5つの土地利用区域のモデル化に必要なパラメータの数		15 (3×5)
低減部の低減係数	不浸透区域	0.2 (1/10mm)
	造成地	0.05 ( " )
	水田	0.025 ( " )
	畑・草地	0.0067 ( " )
	林地	0.0040 ( " )
飽和雨量	不浸透区域	5 (mm)
	造成地	120 ( " )
	水田	50 ( " )
	畑・草地	300 ( " )
	林地	150 ( " )
流出率	不浸透区域	(1次流出率) 0.9, (飽和流出率) 1.0
	造成地	( " ) 0.3, ( " ) 1.0
	水田	( " ) 0.0, ( " ) 1.0
	畑・草地	( " ) 0.25, ( " ) 1.0
	林地	( " ) 0.20, ( " ) 1.0
土地利用区域の分布評価		困難, 単純に面積加算できるように, 流出現象が大きく異なる土地利用区域に分類する必要がある.
排水路網の効果		不浸透区域の低減係数を変えることでモデル化できると考えられる.
河道の効果		河道の単位図, 洪水遅れ時間によってモデル化できると考えられる.
適合度	大きな洪水(総雨量140mm以上)	良
	中程度の洪水(総雨量70~140mm)	やや良
	小さな洪水(総雨量70mm以下)	不良

等 価 粗 度 法	タ ン ク モ デ ル 法
20 (4×5)	28 (5×5+3)
低減係数で比較することが出来ないで、ここでは等価粗度を示す。	低減係数と関連の深い第1段タンクの孔の係数の和、第2段タンクの孔の係数の和を示す。 $(\beta_0 + \beta_1) (\alpha_0 + \alpha_2) (\alpha_0 + \alpha_1 + \alpha_2)$
0.01	0.007, 0.15, 0.35 (1/10min)
0.15	0.007, 0.015, 0.035 ( " )
1.00	0.007, 0.020, 0.040 ( " )
0.70	0.007, 0.025, 0.035 ( " )
0.80	0.007, 0.025, 0.035 ( " ) $\beta_0, \beta_1, \alpha_0, \alpha_1, \alpha_2$ は図4.3.1に該当する係数である。
0 (mm)	飽和雨量はなくタンクの流出孔の高さで自動的に調節する。 (HA 2, HA 1) 2, 25 (mm)
50 ( " )	( " ) 15, 50 ( " )
50 ( " )	( " ) 5, 50 ( " )
100 ( " )	( " ) 25, 100 ( " )
250 ( " )	( " ) 25, 250 ( " ) HA 2, HA 1は図4.3.1に該当する係数である。
(1次流出率) 1.0, (飽和流出率) 1.0	有効雨量の概念はなく、タンクの流出孔の高さと、流出孔と浸透孔の係数の比によって、自動的に調節される。 $\left( \frac{\alpha_2}{\alpha_0 + \alpha_2}, \frac{(\alpha_2 + \alpha_1)}{(\alpha_0 + \alpha_2 + \alpha_1)} \right)$ 0.993, 0.997
( " ) 0.2, ( " ) 0.6	( " ) 0.33, 0.71
( " ) 0.0, ( " ) 1.0	( " ) 0.50, 0.75
( " ) 0.15, ( " ) 0.6	( " ) 0.20, 0.43
( " ) 0.10, ( " ) 0.4	( " ) 0.20, 0.43 $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2$ は図4.3.1に該当する係数である。
可能、計算が複雑になる。	困難、単純に面積加算できるように、流出現象が大きく異なる土地利用区域に分類する必要がある。
排水路網を単純化し、洪水追跡計算することによって推算できると考えられる。	河道モデルのパラメータを変えることによってモデル化できると考えられる。
河道の洪水追跡計算によって推算している。	河道のタンクモデルと洪水遅れ時間とによってモデル化できると考えられる。
良	良
良	良
本手法のように土地利用区域の分類を行った等価粗度法では良となる。	良

## 5. おわりに

種々の土地利用が混在する本試験地の花室川及び蓮沼川において、土地利用と流出の関係について調べた。流出率、流出係数と土地利用の関係、特に不浸透面積率との間に明らかな関係があることが見出された。土地利用を考慮した3種の流出モデルによる解析の結果、各モデル共ハイドログラフの実測値と推定値は良い一致をみた。

本報告に用いた流量は流域下流の観測所での値であり、各々の土地利用からの流出量は実測されていない。今後は土地利用毎の流出量を観測し、土地利用毎の流出の特性をさらに確定し、土地利用、地形、地質等の異なる他流域へ流出モデルを適用して都市域の流出予測の精度向上に役立てて行く。

## 参 考 文 献

- 1) Akira OKUDA (1975) : CHANGE IN RUN-OFF PATTERNS DUE TO URBANIZATION OF RIVER Basin. AISH Symposium.
- 2) 池淵周一, 高棟琢馬 (1972) : 数値解析法講座11 流出解析. 土木学会誌57-12, 77~87.
- 3) Fumio YOSHINO (1975) : RUN-OFF CHARACTERISTICS OF SMALL URBANIZED AREAS. AIHS Symposium.
- 4) 橋本 健・長谷川正 (1977) : 土地利用変化を評価する洪水流出モデル. 土木技術資料, 19-5, 11-16.
- 5) 金子 良 (1973) : 農業水文学. 共立出版株式会社.
- 6) 角屋 睦 (1980) : 流出解析手法 (その6) - 3. 雨水流法一表面流出モデルによる洪水流出解析一. 農業土木学会誌, 48巻6号, 419 - 425.
- 7) 木下武雄 (1967) : 流出モデルの比較. 土木技術資料, Vol. 9, No. 7, 7~10.
- 8) 木下武雄ら (1980) : 表面流出に関する研究 (その3). 国立防災科学技術センター研究報告第24号. pp. 87-100.
- 9) 木下武雄 (1982) : 小流域からの表面流出. 第26回水理講演会論文集.
- 10) 中根和郎・矢崎 忍 (1978) : 表面流出に関する研究 (その2) - 平地小流域における流量観測一. 国立防災科学技術センター研究報告第20号, pp. 137 - 155.
- 11) 日本河川協会 (1976) : 建設省河川砂防基準 (案) 調査編. 山海堂, 135 - 144.
- 12) 鮎川 登・北川善廣 (1982) : 都市化流域の洪水流出モデル. 土木学会論文報告集, 第325号, 51~59.
- 13) 菅原正巳 (1972) : 流出解析法. 共立出版株式会社.
- 14) 武田 宏ら (1982) : 筑波研究学園流出試験地の流出特性 (第1報). 国立防災科学技術センター研究報告, No.27, 49~87.
- 15) 山口・益倉・山守・綿貫 (1979) : 市街地雨水の量的制御一下水道と雨水貯留一. 土木技術資料21-7, 45-50.

(1984年7月3日 原稿受理)