

6. 水害の実態に関する研究

植田 昌明

農業土木試験場佐賀支場

6. Studies on Actual Conditions of Flood Damage

By

Masaaki Ueda

Saga Branch, Agricultural Engineering Research Station, Saga

目 次

| | | | |
|----------------------------------|----|---------------------------------|-----|
| まえがき..... | 91 | 2. タンクモデルにおける配置と流出に ついて..... | 101 |
| I. 面・線および点と流れとの関係につ いて..... | 92 | III. 降雨強度と到達時間との関係..... | 102 |
| 1. 考察の対称とする単位ブロックにつ いて..... | 92 | 1. 損失雨量と有効雨量について..... | 102 |
| 2. 排水路における流れのオーダーにつ いて..... | 94 | 2. 降雨強度と到達時間について..... | 103 |
| 3. 雨水追跡法による平面効果の推定に ついて..... | 94 | 3. 水田配置と流出について..... | 104 |
| II. ブロック配置と基底流出との関係につ いて..... | 97 | IV. 用排水路での流れについて..... | 107 |
| 1. 基底流出の特性について..... | 98 | 1. 段波の流れについて..... | 107 |
| | | 2. 非定常流の流量について..... | 107 |
| | | 3. 水路配置と流れについて..... | 112 |
| | | V. ユニットブロック法について..... | 115 |

まえがき

一般に内水処理が問題となる地域での水の運動機構は非常に複雑である。それは、運動機構が降雨の流出、水路内の貯留および排水という3状態に類別されるものの組み合わせ、ならびに変動を力学的に解明する必要があるためである。この現象は、本文でとりあつかっているような潮汐の干満の影響を受ける低平農耕地や干拓背後地等における内水の運動機構の場合には一層に複雑となる。すなわち、このような地域における内水処理法の目的を一言にしていえば水路内の貯留機構をいかに合理的に決定するかにつきよう。これは降雨の流出を潮汐の干満とに支配されながら如何に合理的な排水を構じるかにつきる。したがって本論文

では、これらを主眼点として入力に降雨の流出や潮汐の影響・出力に利用可能な資源である水路内貯留や排水を代表させ解析した。

いうまでもなく、内水処理は地域の自然条件に適應する土地利用やその利水ならびに排水の諸形態に支配されて決定される。

したがって、内水処理の基本はこれらのあたえられた諸条件の中で、河道要素や区画の配置等の立地条件ならびに農業生産基盤の変化に対応した降雨の流出、用排水路の水理特性などを解明し技術的な可能性と改善策をみい出すことである。

本論文ではこのような観点から感潮河川の影響を受ける低平農耕地での内水処理について有明海北岸低地における実態調査結果を主体に水理学的

な諸因子がどのような関係の仕方で入り込んでいるかを考察したものである。

その結果、著者はこの問題に対して、感潮河川の影響を受ける低平農耕地での水理学的な諸因子の入り込み方と、水路条件、排水条件および降雨条件等を有機的に考察するユニットブロック法を発展させている。

すなわち、降雨とその流出を、まず水理学的に有為な単一区間で検討する。しかるのち、これらに影響をおよぼす複数区間で検討する。さらにこれに感潮河川の支配も入れることにより、調査結果から明らかとなった要素、要因の構成を有機的に再配分する方法をとった。

I. 面・線および点と流れとの関係について

いま広い面積からなる干拓背後地や数段にわたって発達した干拓地(一地区おおよそ500~数千ha位)または、感潮河川に接続して発達している低平農耕地を考察の場とする。

このような場では、用排水路のおかれる水理状況と流水を規制する変数との間には如何なる関係にあるかを明らかにすることがまず所要である。すなわち、流れに関与する要素と、それを規制する水理学的な変数との関係を解明しなければならない。それは、立地条件から用排水路それ自体も相対的に外水面より低い上に水路勾配も非常に低平とならざるをえないこと。用排水路に要求される機能として、潮汐の影響を内水保持(たとえば干拓背後地の遊水池)により防潮すること等から任意時間内の貯留機能が必要である。

一方、このような開拓地は、用水不足の解消策として用水の還元反復利用等の慣行にたえるだけの河口ダム的な利用法も要求される。その反面、降雨時期には、排水・洪水調節の機能が要求されている。

以上を要約してみると、本論文で対象とする力学系の場合は、面・線および点の3者が有機的に構成されていること。面的な要素とは類似性の強い各筆ごとの水田区画や、これらを平均的に代表さす流域の地形の線的な要素としては、面を有機的に連絡する大小さまざまな用排水路、さらに点的な要素としては、ヒ門、ヒ管ならびに、セキ等で代表される諸種の農業水利構造物となる。

さて、このような場に降雨で代表されるような

人力で規制できないような水理学的な入力があったられば、任意地点の出力系はどのようになるかを明らかにするために、まず場の特性を考えてみよう。

1. 考察の対象とする単位ブロックについて
 大局的にみて、この流域は図6-1~3のモデルで示される。

地形勾配は約1/4,000~1/7,000で、ここには従来から水利権のないままに小干拓地がくりかえし階段状の地区わりとして発達している。また、この平野を対象地区について鉛直的に一線上にみれば図6-2のようになる。すなわち、主要河川と平野との巨視的な関連は、筑後川では、はんらん水を再度集めて流下するような関係、カセ川は一端、はんらんした水は再び河川には集めえないような天井川的な関係にある。六角川は潮汐の影響と内水との関係によりハンラン特性や地区内の貯留効果等を決定する。つぎに、鉛直要素が同一としても、今度は平面的な対象の大きさにより表6-1で示すようになる。すなわち、A法は農耕地を一筆ごとの水田とするミクロに考え、ここには斜面は存在せず水平な貯水池がこれにおきかわる。水理学的な特性はタン水状況ならびに抵抗値等が、カンガイ時期、稲作方式等によって、

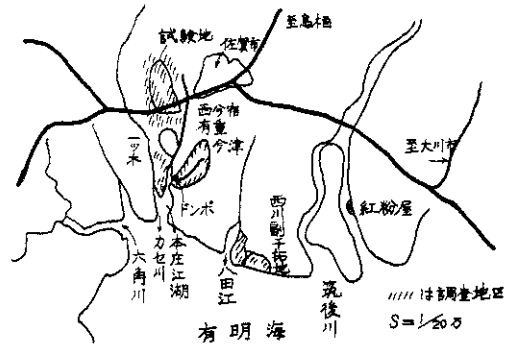


図6-1

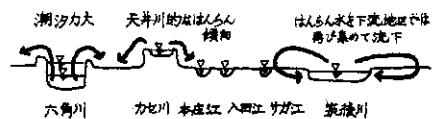


図6-2

* 資源研究所の調査による。

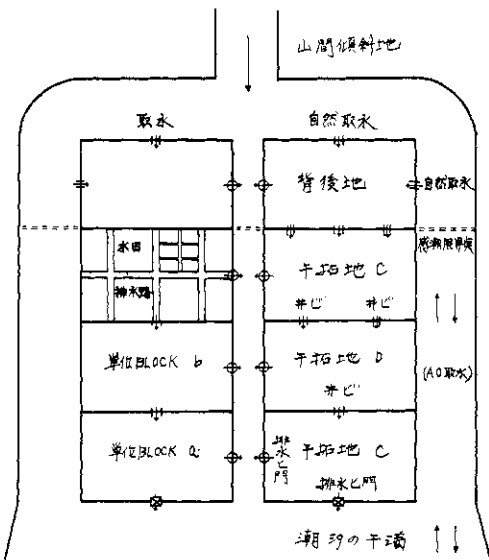


図 6 - 3

著しくことなるきわめて浅い水深における，流れや貯留特性を示すことになる。また対象とする面の大きさをもう少し広く考えて，B法のように一筆ごとの水田ならびに，これを連絡する2次排水路（小排水路）までを単位面に考えれば，一筆ごとの水田標高を平均的に取り扱った斜面と，一次排水路からなる河道との関係を最小単位とする現象解析がえられる。さらにC法のように面の大きさをもっと拡大して，点要素も，線要素もすべて斜面的におきなおして考えることもできる。従来の理論，研究によれば台地や，平地ならびに山間

斜面における流出現象ではPalmer¹⁾の実験や石原・高棹等²⁾の理論的な証明からも明らかなように一般には河道の効果を無視した取り扱いが可能とされている。このため単位流域内の流出問題を対象とする場合には河道の効果を無視して山腹斜面だけにおける流出問題として取り扱っている。これに反して，低平農耕地ではこの関係が不明である。すなわち流域面積の取り方によって流出現象の機構が異なるか。流出現象の解析対象とする最少単位の地区はどのような条件を有していればよいか。単位流域内で水田・排水路および幹線排水路，排水樋門はおのおのどのような動きをエネルギー的にするか。立地条件，用排水の慣行からユニットブロックはどのようであればよいか。等を考察する必要がある。これらについては以下にのべるが，ここではとりあえずつぎのように考え

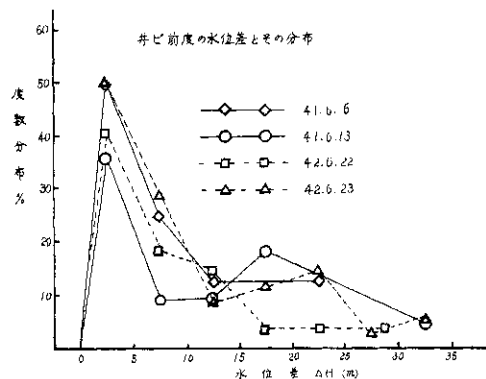


図 6 - 4 井比前後の水位差とその分布

表 6 - 1

| 要素 方法 | 入力 | 面 | 線 | 点 | 線 | 点 | 線 | 出力 |
|----------|----|----|------|------|------|----|------|----------|
| A | 降雨 | 水田 | 小排水路 | 井比 | 大排水路 | 樋門 | 感潮河川 | 貯留 排水 |
| B | 降雨 | 水田 | 小排水路 | 井比 | 大排水路 | 樋門 | 感潮河川 | 貯留 排水 |
| C | 降雨 | 水田 | 小排水路 | 大排水路 | 感潮河川 | | | 貯留 排水 |

る。海岸線から井ビ* 限界点までの水位差の度数分布の調査結果ならびに、平常時のカンガイ排水の管理方式立地条件からA, B法の範囲で面を考えて、水理機構の解明に着手する。

2. 排水路におけるオーダーについて

本節では線と点要素との関連をしらべるため、排水路における流れの特性を考察する。一般に排水路における基礎方程式はつぎの(1), (2)式で示される。

$$-i + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \alpha \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + i_f = 0, \quad (I-2-1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} - \frac{\partial Q}{\partial x} = 0. \quad (I-2-2)$$

いま、(1), (2)式に含まれる各項のオーダーを比較することにより得られる解の特性を検討してみる。さて、(1), (2)式の各項はつぎの階差になる。

$$-i + \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\Delta H}{\Delta x}, \quad (a)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = \frac{\Delta}{\Delta x} \left(\frac{V^2}{2g} \right), \quad (b)$$

$$\alpha \approx 1$$

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{1}{g} \cdot \frac{\Delta V}{\Delta t}, \quad (c)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\Delta A}{\Delta t}, \quad (d)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = -\frac{\Delta Q}{\Delta x}, \quad (e)$$

したがって(1), (2)式はつぎのようになる。

$$\frac{\Delta H}{\Delta x} + \frac{\Delta}{\Delta x} \left(\frac{V^2}{2g} \right) + i_f + \frac{1}{g} \frac{\Delta V}{\Delta t} = 0, \quad (I-2-1')$$

$$\frac{\Delta A}{\Delta t} + V \frac{\Delta A}{\Delta x} + A \frac{\Delta V}{\Delta x} = 0, \quad (I-2-2')$$

$$i_f = \frac{V^2}{C^2 R},$$

さて、実態調査結果から、図6-5が明らかなので、以上の諸計算が可能となる。その結果を降雨流出時、排水時および導水時について求めると図6-6~8となる。排水時には $\Delta A / \Delta t$, $\Delta H / \Delta t$, $\Delta H / \Delta x$ および i_f 等のオーダーは 10^{-4} である。これは地形勾配のオーダー $2.5 \times 10^{-4} \sim 1.43 \times 10^{-4}$ とほぼ等しい。また降雨の流出時には、 $\Delta A / \Delta t$ のオーダーは、 $\Delta H / \Delta x$ や i_f のオーダーより大きく、水がはんらん的な性格を示すことがうかがえる。なおこれらの諸値は流水をどのような状態から仕事をあたえるときに能率がよいかを示すことになる。

3. 雨水追跡法による平面効果の推定について

本節では面を構成する大きさ、抵抗値・勾配および流下水深等を変えることによって、運動エネルギーの時間的・場所的な変化がどのような支配をうけるかにつき雨水を粒子的に追跡することによって考え、この手法を実測結果と比較する。さて運動方程式の変形²⁾は一般につぎのようにならう。運動方程式(1)を広矩形の条件のもとに等流状態とし、 $A R^{2/3} = k \cdot A^p$ とすれば $k = b^{-2/3}$ $p = 5/3$ となるから結局運動方程式と連続式はつぎのようになる。(ただし $R \neq h = A/b$)

$$A = f_n(Q) = k_0 Q^p, \quad (I-3-1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q'(t). \quad (I-3-2)$$

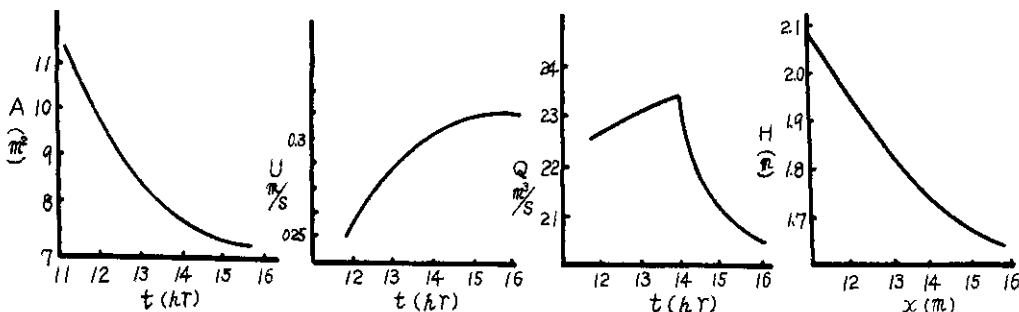


図6-5

* 井ビ：有明北岸一帯の内水地帯にある
ヒ管の俗称

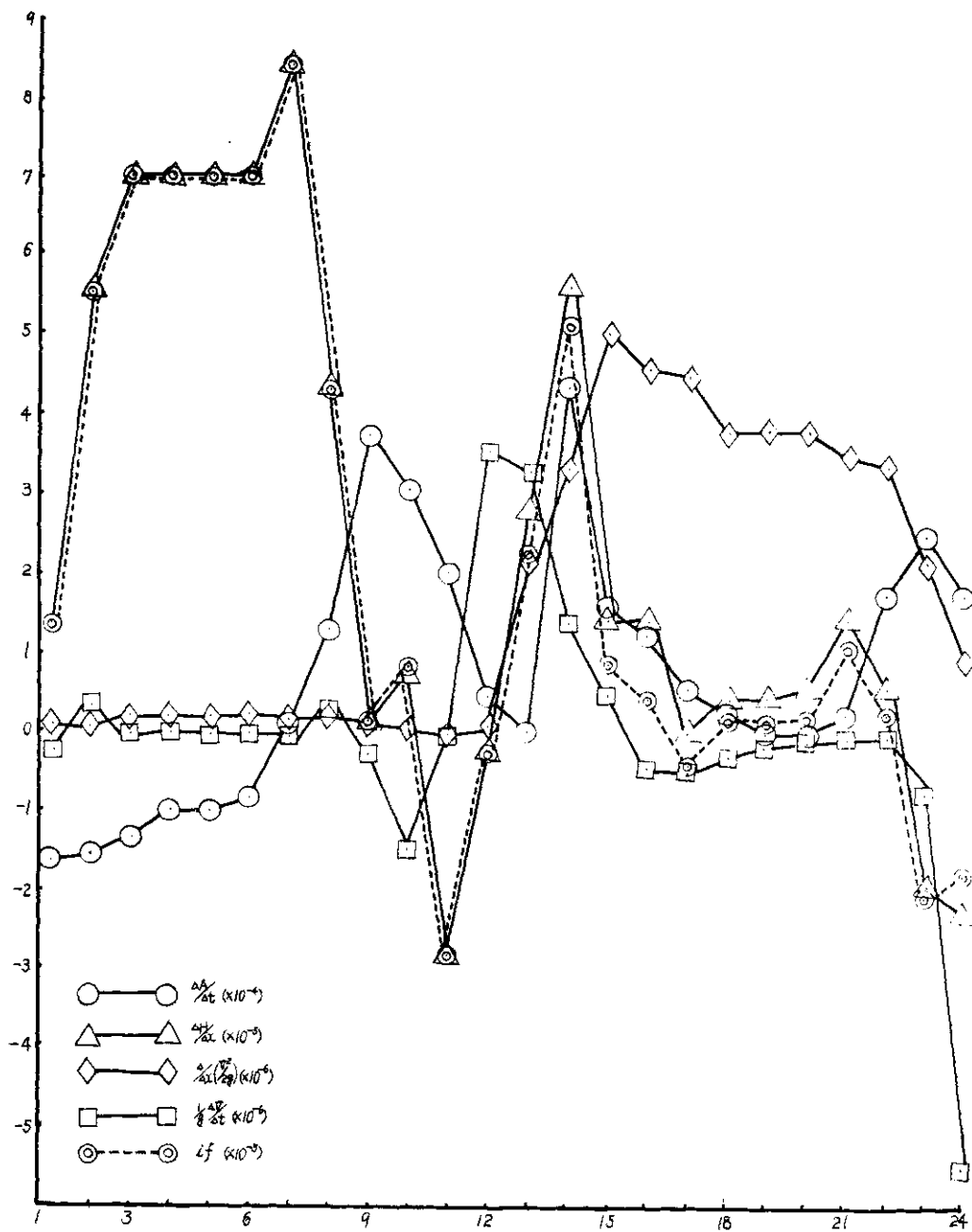


図6-6 昭42.7.9オーダー計算結果一覧

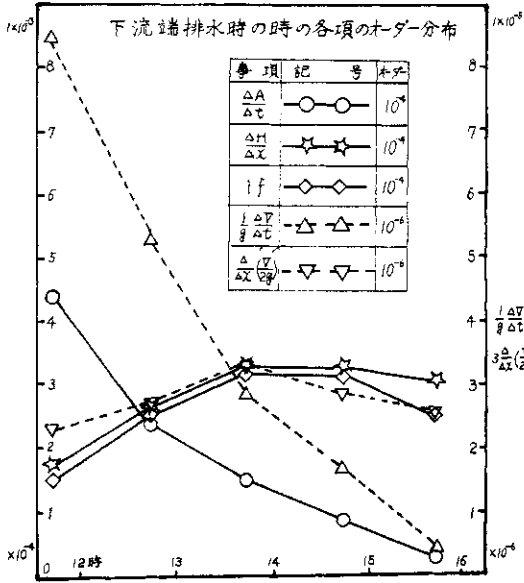


図6-7 下流端排水時の各項のオーダー分布

これに初期・境界条件をあたえてとけばつぎの解をうる。

$$Q = \left\{ \int_{\tau}^t q(t) dt / k \right\}^{1/p} + Q(\xi, \tau), \quad (I-3-3)$$

$$Q = \int_{\xi}^x q(i) dx + Q(\xi, \tau). \quad (I-3-4)$$

ここで、 $Q(\xi, \tau)$ は特性曲線の出発する場所 ξ および時間 τ における流量である。

したがって特性曲線の微分方程式⁹⁾ はつぎのようになる。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{1}{p \cdot k} \left[\left\{ \int_{\tau}^t q(t) dt / k \right\}^{1/p} + Q(\xi, \tau) \right]^{1-p}, \quad (I-3-5)$$

$$x = \frac{1}{p \cdot k} \int_{\tau}^t d\tau \left[\left\{ \int_{\tau}^{\tau} q(z) dz / k \right\}^{1/p} + Q(\lambda, \tau) \right] + \xi. \quad (I-3-6)$$

これから時間的・場所的な雨水の追跡ができる。

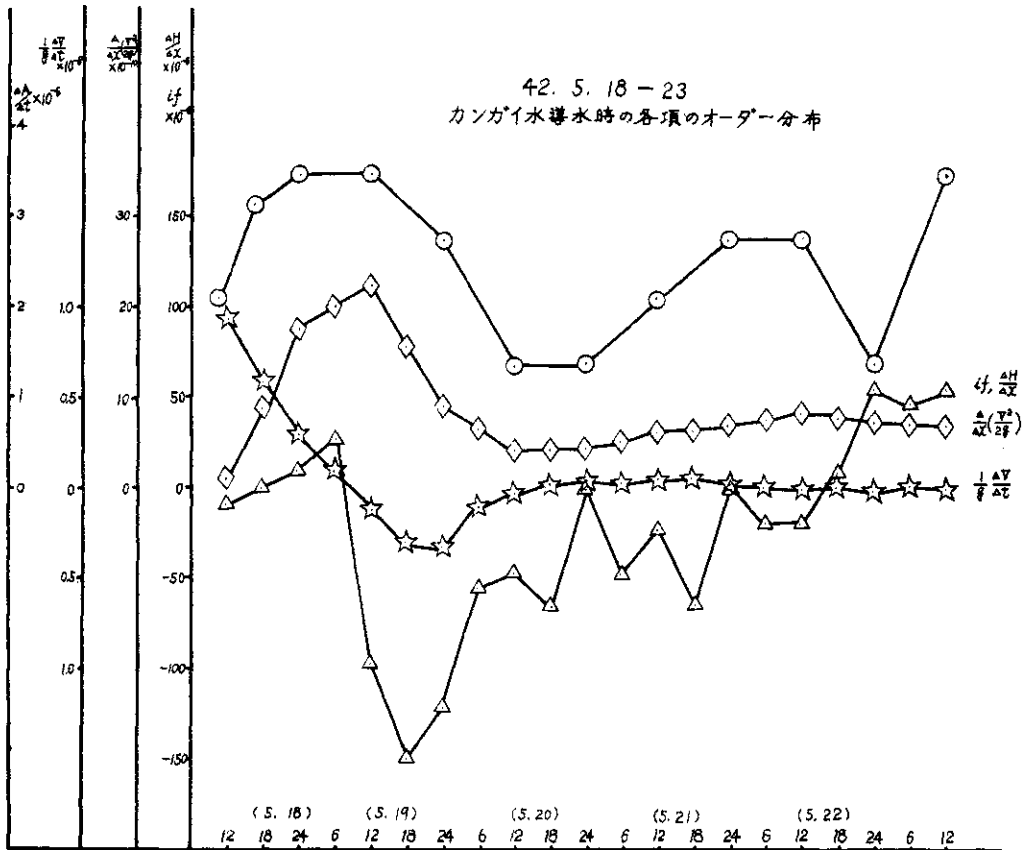


図6-8 カンガイ水導水時の各項のオーダーの分布, 昭42.5.18~23

いまこれらの特性を表6-2の条件で検討すると図6-9~11の結果をうる。

表6-2

| case | p | n | i | k ₀ | 測定年月日 |
|------|-----|-------|---------|----------------|---------|
| 1 | 0.6 | 0.035 | 1/1,000 | 1.062 | 42.1.28 |
| 2 | " | " | 1/5,000 | 1.772 | " |
| 3 | " | 0.050 | 1/5,000 | 2.146 | " |
| 4 | " | 0.350 | 1/5,000 | 6.856 | " |

case 1 と 2 は地形勾配の相異を示し case 2 と 3 および case 4 は抵抗値によるちがいを示し

たものである。また図6-10~11は case 1 と 4 の条件で面要素をそれぞれ1000mかんかくに5段階にわけて流出のピーク変動を示したものである。

II. ブロック配置と基底流出との関係について

水田かんがい期、非かんがい期でタン水から乾田状態へと大きく変動するように、感潮河川の支配を受ける低平農耕地間の地区内の用排水路は人為的な取水管理に支配された水理特性を示す。このため調査結果を自然現象に起因するものか、人為操作に起因するものかについて、定性的・定量

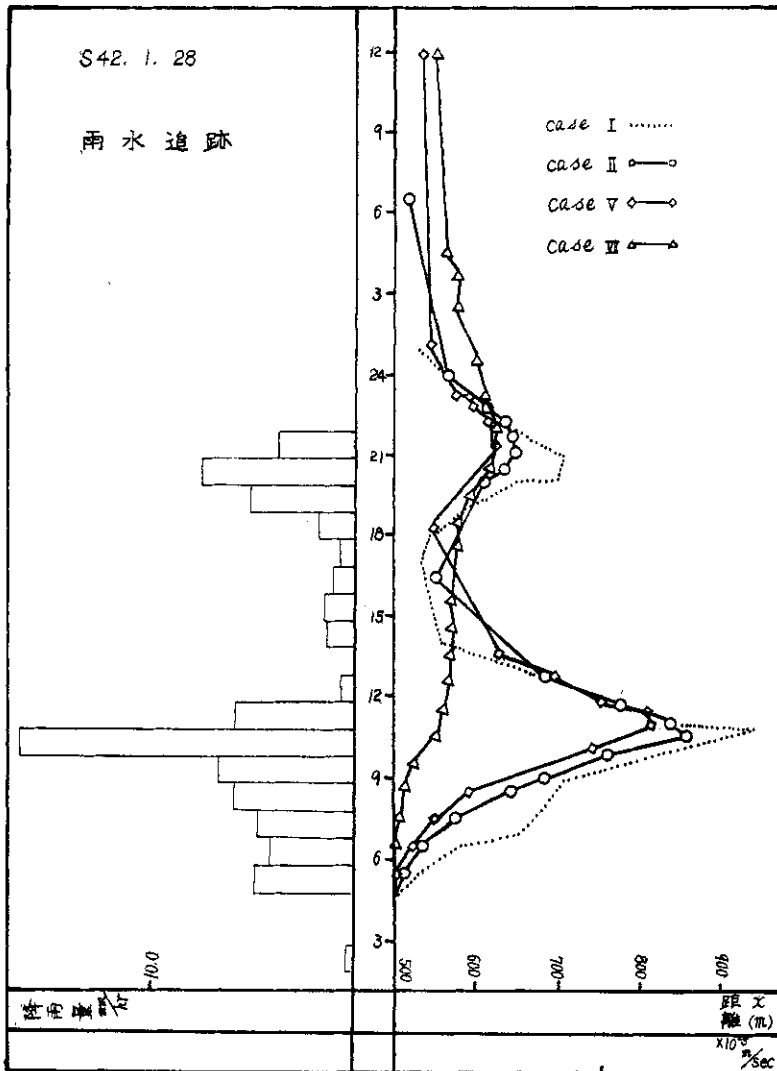


図6-9 雨水追跡, 昭42.1.28

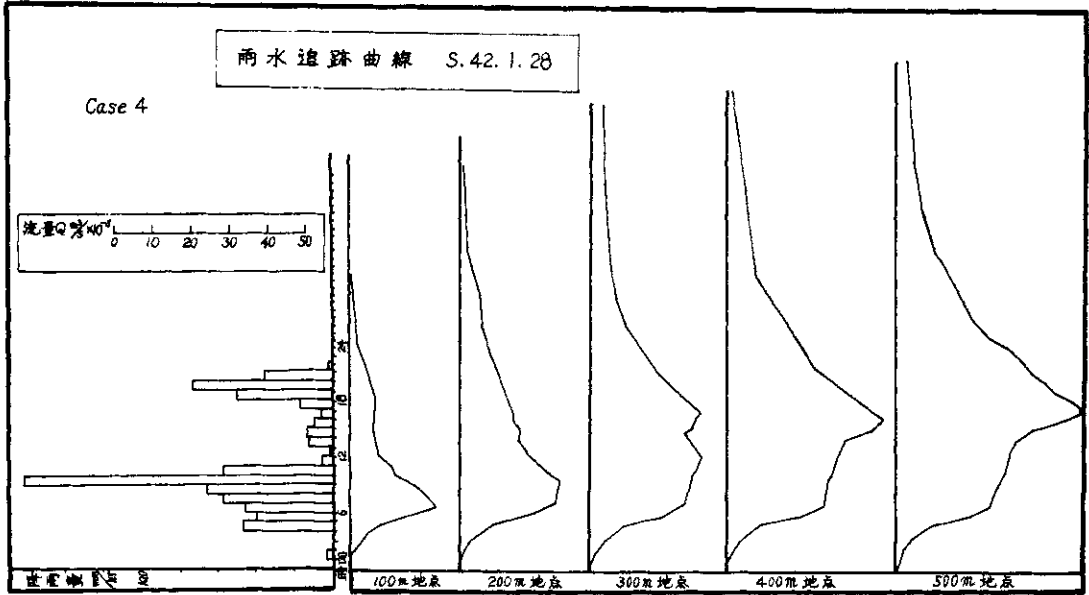


図6-10 雨水追跡曲線, 昭42.1.28

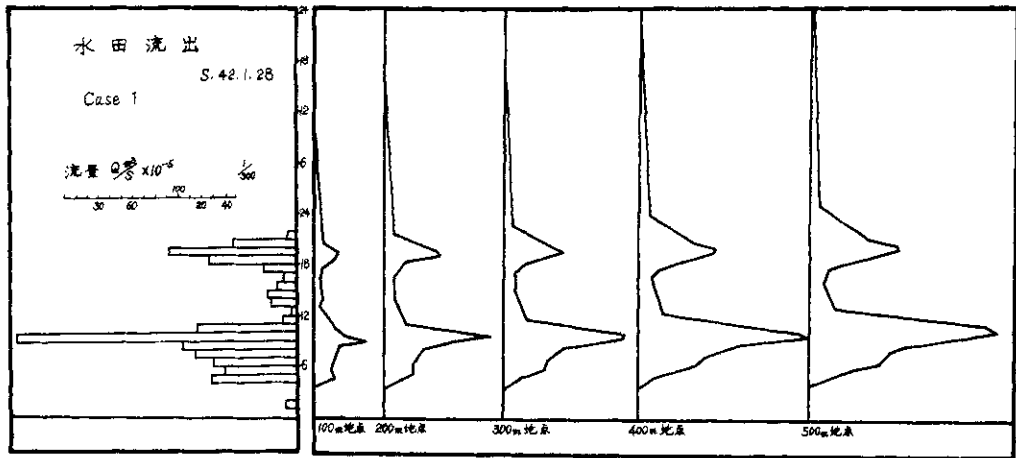


図6-11 水田流出, 昭42.1.28

的な判別をおこなう必要がある。本章ではこれらの特性を水路配置ならびに基底流出等の関係を主体にのべる。

1. 基底流出の特性について

内水地点の用排水路は一般に固有流量を有する大河川に挟まれている。これに接する多くの取水

地点からそれぞれ地区の用排水慣行に従って取水している。これに反して現実の問題としてすべての用排水地点の流量, 水位調査をすることは不可能である。従来の研究手法によれば感潮背後地のような低平農耕地では水路勾配が特に小さく用排水路中における流れは単に水路中のセキや水門操

6.水害の実態に関する研究—種田

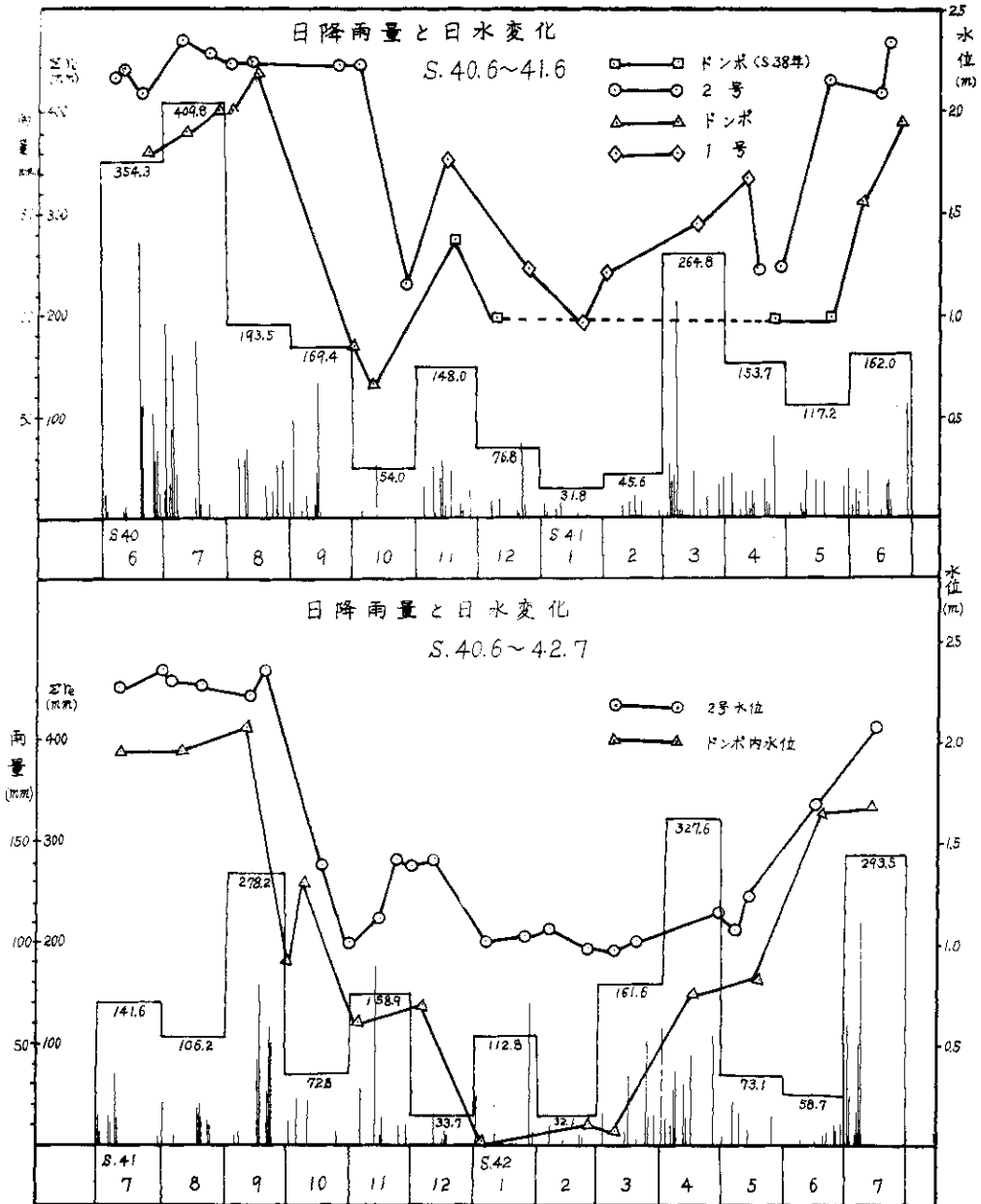


図6-12~13 日降雨量と日水位変化, 昭40.6~42.7

作のみで任意の方向に放流しうるにもかかわらず、単に水系区分や流域面積も山間傾斜地のような手法で処理され勝ちであった。もし現実には流域面積が人為操作によって変動すれば考察の場をマイクロからマクロへと発展させること自体に限界があることになる。そこでこの関係を無降雨期日の内水位標高で示したものが図6-12~13である。図6-12~13によれば試験地区(最末端地点の田面標高おおよそ2.50m~3.0m)では非カンガイ期には、内水位1.0~1.5m位にはほぼ一定であり、カンガイ期では2.3~2.4m位である。また海岸線に近いドンボ地区ではカンガイ期で2.0~1.7m, 非カンガイ期では、0.7~0.0m位のはんいに維持されている。なおこの基底水位の変動特性の詳細には季節的な降雨分布(梅雨期、台風期)および降雨分布の形(なかでも単独降雨か連続降雨かによるもの)でことになってくる。この詳細区分は地形条件と維持管理水位の状態別な特性すなわち、貯留時、還元反復利用時および排水または放水期等に類別し(図6-14参照)検討しなければならない。さてこのような地区では以上の条件からまず水位と貯留との関係を詳細にしらべておく必要がある。これについて略述する。さて、我々がここに対象としている水路は、幅にくらべて長さが大きい水路であるため、任意

区間を有する水路の上下流端における水理変化量の関係、すなわち流出、流入および移行・遅滞等について、その傾向をしらべるにはC. I. Doo-gé⁽⁵⁾等の理論がある。これらをしらべるために地区間を遮断している井ビ特性を変えたら、基底流出特性がどのように影響を受けるかについて考えてみる。数段にわたるブロック間の流入、流出はそれぞれ上の段を下の段への流出、流入とくり入れて解けばよい。したがってこの関係を試験地区について計算してみる。計算はつぎのようにする?

$$-A(z) \frac{dz}{dt} = Ca\sqrt{2gz} - q(t), \quad (\text{II-1-1})$$

$$dz = \frac{1}{A(z)} [q(t) - Ca\sqrt{2gz}] \Delta t = f(t, z) \Delta t, \quad (\text{II-1-2})$$

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= f(0, H) \Delta t, \\ \Delta_2 &= f(t'_0, H + \Delta_1/2) \Delta t, \\ \Delta_3 &= f(t'_0, H + \Delta_2/2) \Delta t, \\ \Delta_4 &= f(t_1, H + \Delta_3) \Delta t, \\ 0 + \Delta t/2 &= t'_0, t_1 + \Delta t/2 = t'_1, t_2 + \Delta t/2 = t'_2, \dots, \\ z &= z_1 = H + (\Delta z)_0 = H + \frac{1}{2}(\Delta_1 + 2\Delta_2 + 2\Delta_3 + \Delta_4) \\ \Delta_1 &= f(t_1, z_1) \Delta t, \Delta_2 = f(t'_1, z + \Delta_2/2) \Delta t, \dots \end{aligned}$$

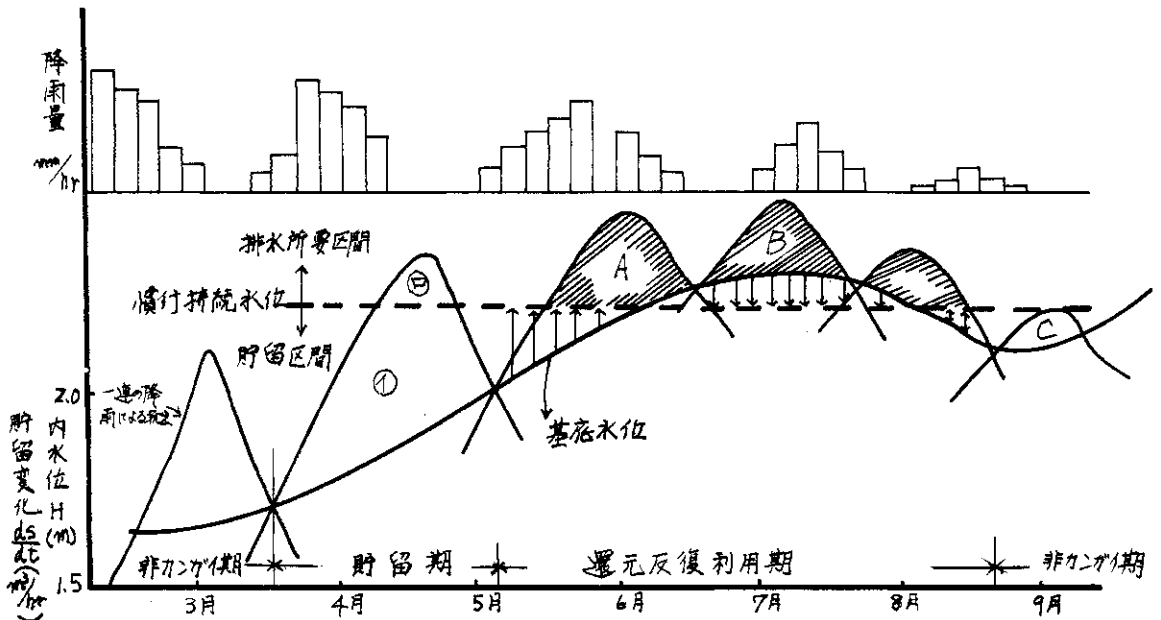


図6-14 基底水位と貯留変化との関係

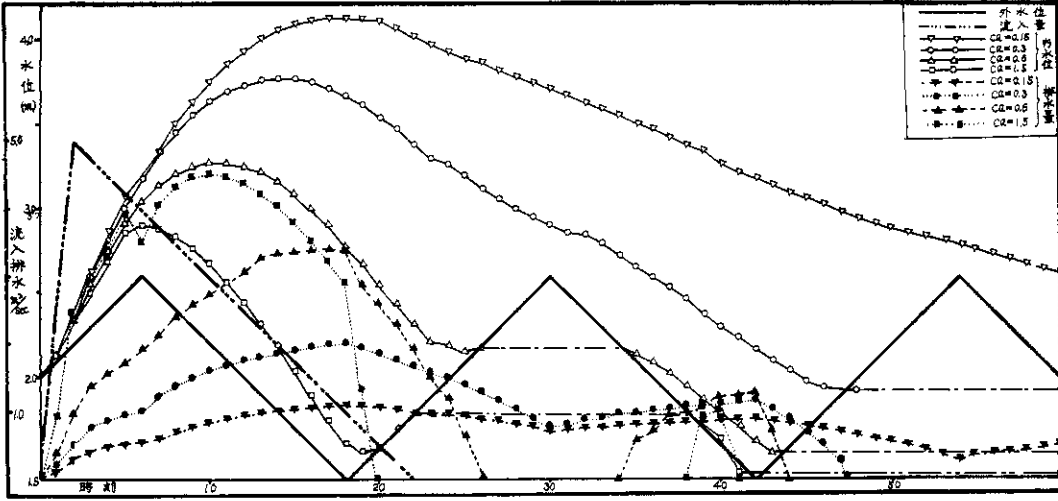


図6-15 外水位，流入量，内水位，排水量

なお図6-15において，地区を分ける井ピの1ヶあたりの断面積は1連で $A=0.436\text{m}^2$ ，2連でも $A=1.439\text{m}^2$ と非常に小さい⁹⁾。またカンガイ期にはこれを全開することはない。ここにいう C ， a の値は，それぞれ流量係数と井ピ断面積である。なお計算は現地条件から，流入量 $q(t)=5.0\text{m}^3/\text{sec} / 2\text{hr}$ ，外水位は $H=3.0\text{m}$ ，24時間周期の変動の場合と流入量 $q(t)=\text{const.}$ で外水位一定で1.9mの場合について示した。

2. タンクモデルにおける配置と流出

菅原^{9),10)}は降雨の流入・流出の非線型現象の変換を一気におこなうものとしてタンクモデルを発表している。この機構は水田構成をタンクとみなすものに非常に類似しているように思われるのでこれにふれる。さて，水田面積 A なる所に $f(t)$ なる速度で降雨があたえた場合の流出を図6-16のようなタンクモデルにおきかえて考えていく。この方法では，図の機構に単位の瞬間雨量を投入したときの流出量すなわち単位流量図を積分の核 $h(t)$ をもとに考えていく。このモデルでは，基底流出を決定するものは減衰特性である。指数関数の減衰特性は $e^{-\alpha t}$ で示される。単位時間については， $r=e^{-\alpha t}=1-\alpha+\frac{\alpha^2}{2!}-\frac{\alpha^3}{3!}+\frac{\alpha^4}{4!}-\frac{\alpha^5}{5!}+\dots$

である。菅原は，これを $r=1-\alpha$ として $\alpha < 1$ でこの関数の変動がほぼ直線的となることから比例

定数と減衰率とが等しくなる所，すなわち半減期をつぎのようにして求めている。一般的なもの

$$e^{-\lambda t} = \frac{1}{2}$$

(II-2-1)

あたえた減衰率で

$$r^T = \frac{1}{2}$$

(II-2-2)

このモデルを満足する T は

$$-\lambda T \ln e = \ln(\frac{1}{2}),$$

(II-2-3)

$$T = -\frac{\ln(\frac{1}{2})}{\lambda} = \frac{\ln(2)}{\lambda},$$

(II-2-3')

$$T = \frac{\ln(\frac{1}{2})}{\ln(r)} = \frac{\ln 2}{\ln r}$$

(II-2-4)

で $\ln r = \ln(1-\alpha) \approx -\alpha$ とおけるので

$$T = \frac{\ln 2}{\ln r} = -\frac{\ln 2}{\ln(1-\alpha)}$$

$$\approx \frac{0.693}{\alpha} \approx \frac{0.7}{\alpha} \quad (\text{II-2-5})$$

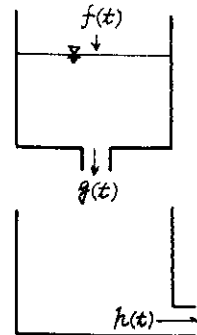
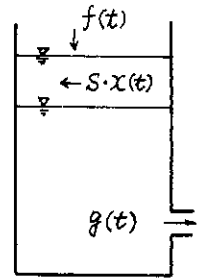


図6-16

として求まる。当試験地における水田口の特徴は図6-17に示すとおりである(調査資料数 $n = 220$, あぜの高さは欠口から左右5m間10点の平均値とした)。いま, 水田欠口からの流出速度 V は, 水位 H に比例するものとして, $H \propto V$ 。
 $\exp[-(B/CA)t]$ と近似させ, $B = 0.3$, $C = 1.7$, $A = 3.000$ とすれば, $\alpha = 5.9 \times 10^{-5} < 0.2$ となりさきの式の成立はんいである $\alpha = 0.2 \lambda \approx 0.2231$ を満足する。試験地区の降雨資料をもとにこれらの特性を考慮, タンクモデルを作れば図6-18のとおりである。

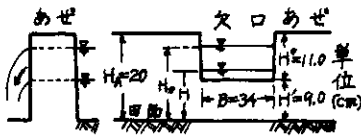


図6-17

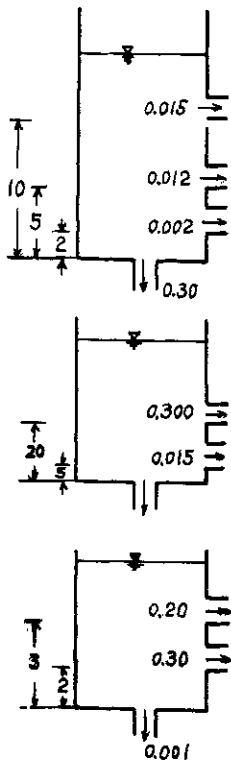


図6-18

Ⅲ. 降雨強度と到達時間との関係

一般に水田からの流出は水田からの流出特性に支配されて決まる。この関数形はたとえば $Q = C \cdot B \cdot H^{3/2}$ 等で示されるように越流水深 H に比例する^{11), 12), 13)}。しかもこの関係は数学的に H の変動範囲が 20 cm 以下位まではその流出高はほとんど指数関数的に示され, $Y = H_0 \cdot e^{-\alpha t}$ 等の形となる^{14), 15)}。我々はこれまでこのような考え方が降雨分布と流出との間に成立することに着目して流出を水脈の位置のエネルギーに比例するものとして追跡し, その結果生じる平均量を降雨強度と到達時間との関係として求めている^{16), 17)}。しかし, このようにして求めた関係にはそれ自体に力学面の固有なものを有していたり, 使用する流出公式の誘導過程とは必ずしも一致しているとはいえない。例えば $q = a t e^{-\alpha t}$ の形で示される流出関数法にしても, その係数 a , α 等に雨水粒子の追いつき, 追い越し等を含んだものを一方では使用しなければならない。また $Q(t) = \int_0^\infty V_e(t-z) k(z) dz$ の形で示される単位関法¹⁸⁾ においても, やはり現実の問題として積分の核として $k(t) = \lambda e^{-\lambda t}$ を用いる限り同様の不合理を理論上はまぬがれぬ。これらの詳細な解析は平面内の運動量の輸送関係とそこに消耗されるエネルギーの移行が判明しない限り明らかとはならぬ。これが為には色々追跡の過程に要素要因を変えてあたえることにより帰納的に明らかにする必要がある。本章ではこの関係を実測値を主体に考察し, これが解決には流れの要素を入れることが必要であることを明らかにする。

1. 損失雨量と有効雨量について

水田地帯における雨水損失は山間傾斜地のものが浸透¹⁹⁾ 損失で特長づけられるのに反して, 各水田区画のけいはん欠口下に貯留される降雨分から構成されるといわれている^{20), 21)}。水田地帯を対象とする有効雨量の研究は, ①累加雨量の値に応じて単位時間雨量の流出率を変化させる方法, ②累加雨量~累加損失雨量の関係を用いる方法, および③損失モデルを設定し降雨前のたん水分布の確率密度数を用いる方法等²⁰⁾ がある。

表6-3 累加雨量と流出率

| 累加雨量 | 0 ~ 10 | 10 ~ 30 | 30 ~ 50 | 50 ~ 100 | 100 ~ 200 | 200 ~ 300 | 300 ~ |
|--------|--------|---------|---------|----------|-----------|-----------|-------|
| 流出率(%) | 0 | 10 | 30 | 50 | 80 | 90 | 100 |

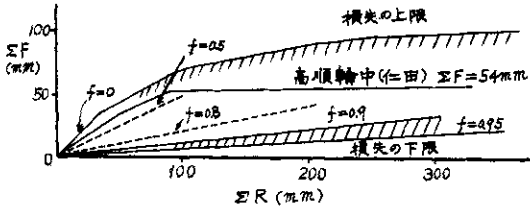


図 6-19

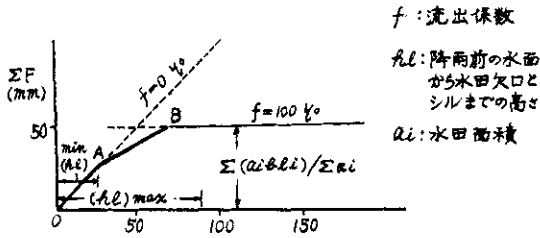


図 6-20

図において、A点に至り欠口流出がはじまり、A~B間はこの欠口流出が全区画におよぶまでの過程を示し、初期タン水位の分布状態に支配される。また降水量が $\Sigma R = (h_e)_{max}$ に達すると全区画で欠口流出が始まり、損失はなくなる。豊田らは調査結果から、 ΣF には上限値があり、 $\Sigma R = 100\text{ mm}$ で一定値に近づくと、 $(h_e)_{max}$ の上限はほぼその地域の水田欠口数高に一致することを指摘している。さてこれらの諸方法のうち①では雨の大きさを非常におおまかな区分でとりあつかい、考察の対称とする時間区分を単位時に限定

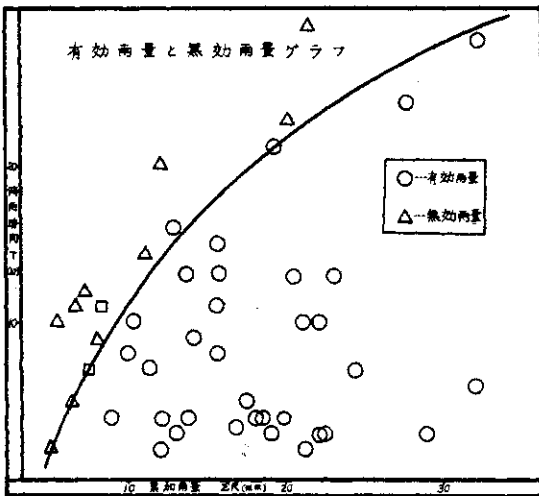


図 6-21 有効雨量と無効雨量グラフ

していること、②③の方法でも欠口下に貯留されている初期水位は確率密度関数から求め得ても、その過程における水の動きに対する時間的な変動要素を降雨という入力の大さの違いが、有効雨量に発効するまでの出力におよぼす影響の推定ができない。これらの欠点を補い、既述の諸方法を発展的に活用するものとして、著者は一連の降雨時間と累加雨量との関係からクリークの基底水位に変動をもたらしたものを有効雨量として整理することにより図 6-21 を得た。

すなわち

$$\Sigma R_e = 4.575 e^{0.689T} - 0.2519 \quad (52)$$

である。

2. 降雨強度と到達時間について

降雨流出の遅滞現象は多くの複雑な要素に支配される。その結果、出水現象におよぼす効果の代表的なものはピークを下げる。ピークの出現時間をおくらせるおよびピークの減衰時間を長びかせる等となる。これらの効果を正しく推定するには、測定結果から得られる降雨強度(r_p)と到達時間

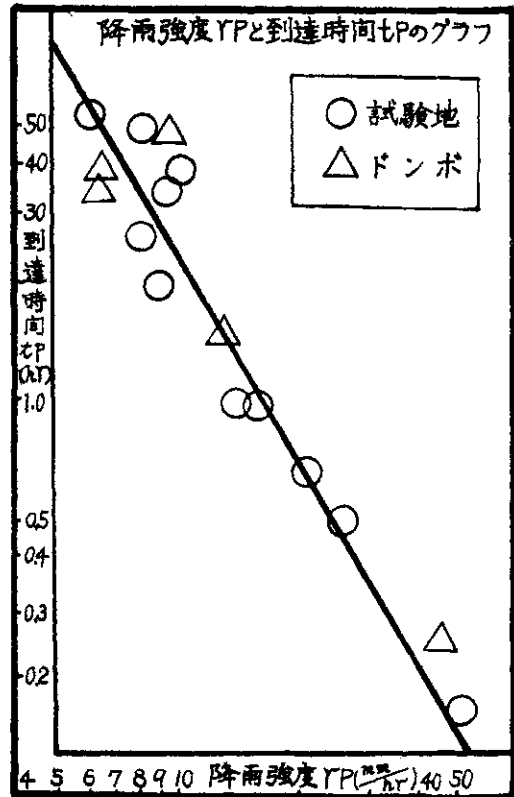


図 6-22 降雨強度 r_p と到達時間 t_p のグラフ

との関係とこれを支配する要素別に考察する必要がある。さて図6-22は昭和39年からの測定結果にもとづきクリーク内の水位変化記録に実測流出量等のデータを参照にして作成したものである。測定結果によれば、試験地区、ドンボともにつきの式で示される。

$$t_p = 2.5746 \times 10^4 \times r_p^{1.9132} \quad (\text{III}-2-1)$$

さてこれらの支配要素としては、従来から地形勾配又は水路勾配、洪水流または雨水の伝ばん時間特性、および降雨分布と流出支配面性との関係等が考えられる。著者はこれらの要素を考察するためつきを検討をおこない、流れの要素と排水状況を関数的に組み入れていくべきことを明らかにした。さて、まず、地形勾配に近似する水面勾配を第一近似として仮定する。つきに微地形測量結果をもとに、地形勾配の変化点で任意の地区にわけける。さらにこの点が現実の用排水の慣行と一致するか否かを検討する。試験地区については地帯分割の手法として、排水路の末端から、等キョリ ($\Delta L = 300\text{m}$) に分割する方法、等高線による方法、水利的に標高わけした場合その支配区分が

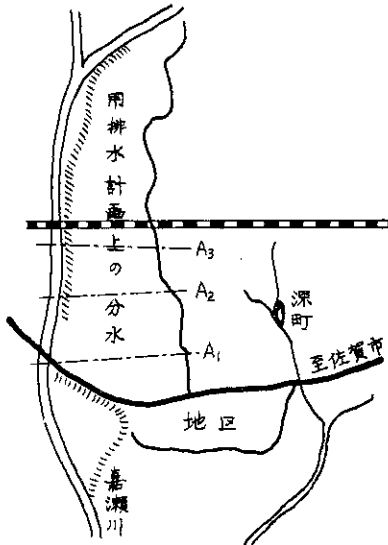


図6-23

表6-4

| 分割面積 km^2 | A_1 | A_2 | A_3 |
|--------------------|-------|-------|-------|
| 分割法 | | | |
| 等井ビ線 | 1.417 | 1.937 | 2.418 |
| 等高線 | 1.837 | 2.176 | 2.662 |
| 等距離線 | 1.433 | 2.102 | 2.692 |

同一線上におかれる等井ビ線の三者に分られる。このような手法で図6-23の地区を表6-4のように区分した。A', B'およびC'法では、A・BおよびC等と同じ流域区分のものを用いる。A地区はたん水地区とみなして水位の上昇期には、水平変動を主体に考える。B', C'地区は、地形勾配に近似した流達時間を考える。つきに減衰特性を支配するものは、下流端から生じる状態変化を考える。第一近似として、潮汐の干満周期からこれらを6時間とする。B', C'地区については、これを面積比で按分する。このようにして、降雨強度に対応する時間配分を求めてみた。計算結果は、図6-24~25に示すとおりである。昭42.1.28の計算結果から、実測値のピークは、A法とB'法の間にある。なおピーク以後の流出状態が実測値と一致しないのは、これらの手法に水路の状態別な特性が考察されていないためである。以上のことから、クリーク地帯でのピーク到達時間を支配しているものは、排水路の下流端の状態別な水流となる。

3. 水田配置と流出について

清野¹³⁾は田面を斜面と考えないで単位田面区画からの降雨流出時間を求めるのにつきの手法を用いた。図6-26において降雨量 H mm があつたとき水田の排水口からの自由流出は水田1区画の面積を A (m^2)、排水口の平均幅 B (m)、流出係数を C とし、排水口敷高の水深を H とすれば、

$$CBH^{2/3} dt = A dH$$

$$dt = A / CBH^{2/3} dH$$

$$T = \int_{H_1}^{H_2} \frac{A}{CB} \cdot H^{-2/3} dH$$

$$= \frac{2A}{CB} \left[H^{1/3} \right]_{H_1}^{H_2}$$

$$= k \cdot f(H)$$

したがって、 $Q = CBH^{2/3}$ として H と T との関係をおおきく用いることにより単位図法によらないで流出を求めた。しかしながら、この方法では、大小さまざまな地区内にある水路での流速をある一定値に仮定したり、単位排水図の区画の大きさによる時間のずれを水田構成などと確率的に求める等の問題が残されている。また任田²²⁾は、タン水現象を水田から排水口、末端水路の過程で排水路網の通水能力が水田流出を阻害することによる雨水流出能の阻害タン水と、排水機、ヒ門等の排水路網との不均衡により、下流側から生ずる

6.水害の実態に関する研究—植田

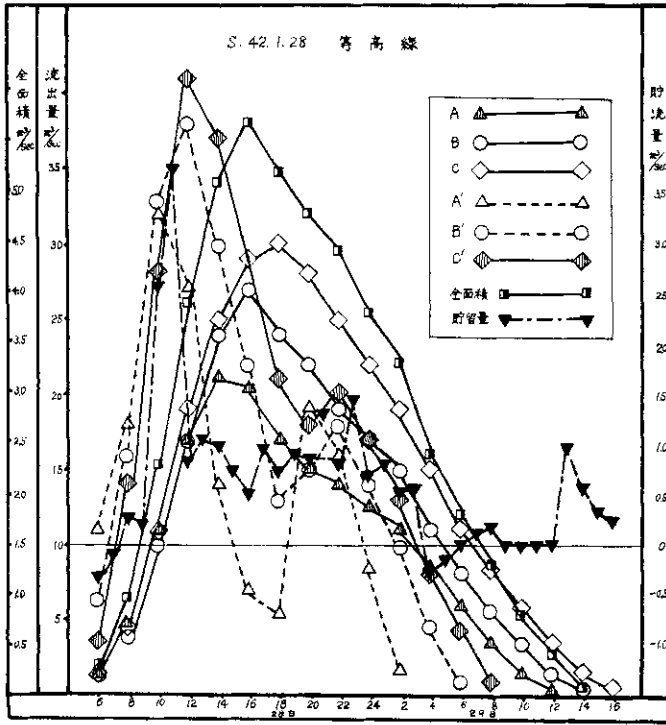


図 6-24 等高線, 昭. 4 2.1.2 8

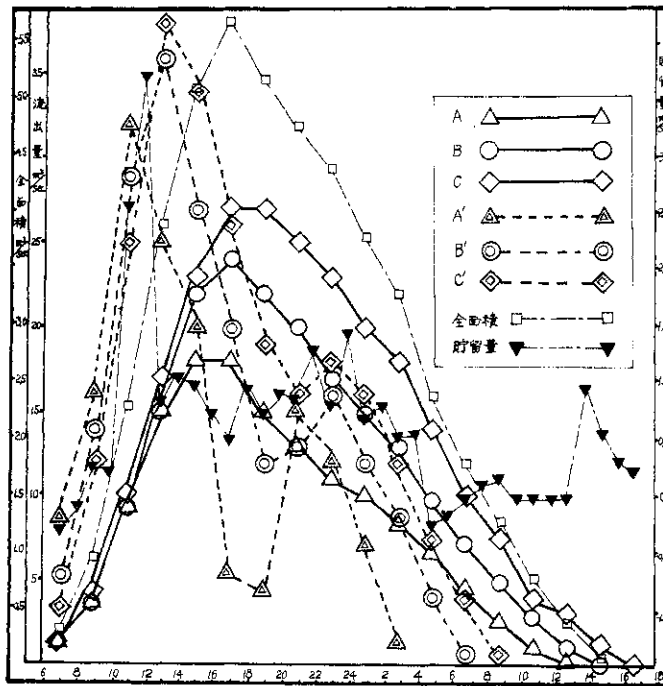


図 6-25 井ビライン, 昭. 4 2.1.2 8

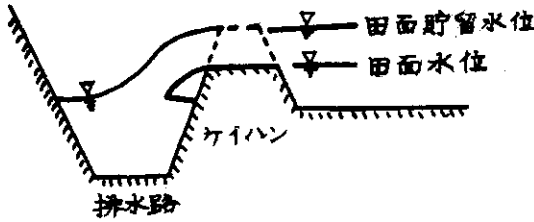


図6-26

流水能阻害タン水とに分けて考えた。その結果、欠口越流量をこれに接する水路延長に等分布させ、これをその水路の横流入量として末石らの標準特性曲線法により、その流末点の流出曲線を求めた。しかし、感潮河川の支配をうける低平農耕地では明らかに潮汐の干満による下流端での水理状態が変動し、水田流出とそれに接続する排水路網との間に、抵抗値、運動量、およびエネルギーの配分等が、十分に解析されていない。実際に水田からの流出時間は非常に長く、降雨強度と到達時間を説明するには十分でないと思われる。したがって著者等は、まずここで水田流出については、つぎのように考えた。試験地区における1/1,000一筆測量結果から水田構成を2段とする。上段、下段のブロックの大きさはつぎようになる。

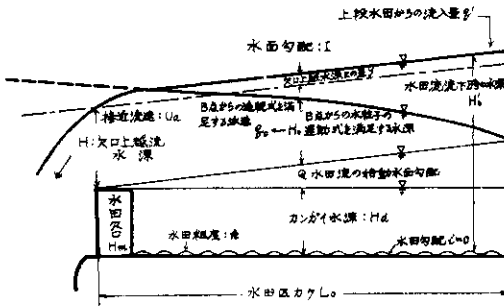


図6-27 水田流の流下機構

図6-27においては連続の条件式から

$$\frac{CBH^{3/2}}{A} dt - r_p dt - \frac{q}{A} dt = dH \quad (53)$$

ここに

- C: セキの流出係数, $C = 1.70$
 B: セキ幅, $B = 0.34 \text{ m}$

- H: 欠口上の水深, [m]
 r_p : 時間雨量強度 [m/hr]
 q: 上流水田からの流入 [m³/sec]
 A: 水田面積 [m²]
 t: 時間 [sec]

水田がM段のときには最上段から3式において、 $q = 0$ として、流出量を求め順次qを下段にくり入れて成立させればよい。即ちこれが解法には、表6-5のようにすればよい。本例の場合は、1段目、 $C = 1.70$, $B = 0.34$, $A = 2,350 \text{ m}^2$, $dt = 1 \text{ 時間} = 3,600 \text{ sec}$ として、 $CB/A = 0.886$, $CB = 0.578$ から、2段目、 $A = 600 \text{ m}^2$, としてつぎのようにして求めた。

表6-5

| 時刻 | r_p | H | $H^{3/2}$ | q | ΔH |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------------|
| t_{m-1} | 損失雨量を引く | | | | |
| t_m | R_m | H_m | B_m | q_m | ΔH_m |
| t_{m+1} | R_{m+1} | H_{m+1} | B_{m+1} | q_{m+1} | ΔH_{m+1} |
| t_{m+2} | R_{m+2} | H_{m+2} | B_{m+2} | q_{m+2} | ΔH_{m+2} |

損失雨量は引いて計算を始める。

$H_m = R_m/2$, $B_m = H_m^{2/3}$, $q_m = 0.578 B_m$, $\Delta H_m = 0.886 B_m$ となる。つぎに、 t_{m+1} は、 $H_{m+1} = H_m + R_m/2 - \Delta H_m + R_{m+1}/2$, $B_{m+1} = H_{m+1}^{2/3}$, $q_{m+1} = 0.578 B_{m+1}$, $\Delta H_{m+1} = 0.886 B_{m+1}$ である。さらに t_{m+2} , $H_{m+2} = H_{m+1} + R_{m+1}/2 - \Delta H_{m+1} + R_{m+2}/2$, $B_{m+2} = H_{m+2}^{2/3}$, $q_{m+2} = 0.578 B_{m+2}$, $\Delta H_{m+2} = 0.886 B_{m+2}$, t_{m+3} , (以下くりかえし), ……として計算を進める。2段目は、上段よりの流入量を加えて計算する。以下同様とする。この方法で立ちあがりまでの時間を詳細に求めるには、対象とする降雨時間かんかくを小さくすること。特に立ちあがりの形が不明となる。低平農耕地における実測の流出曲線は図6-28で示されるように、まず貯留効果の支配をうける(A図)。つぎにこれは、水田および周辺の水路の水位~時間の特性(B図)から結果的には(C図)のような流出ハイドログラフをあてる。したがってこの地区では、水路の流れを無視した解析では、下流状態に無関係な現象解析になり実際に生じる(C)状態はわからないことになる。

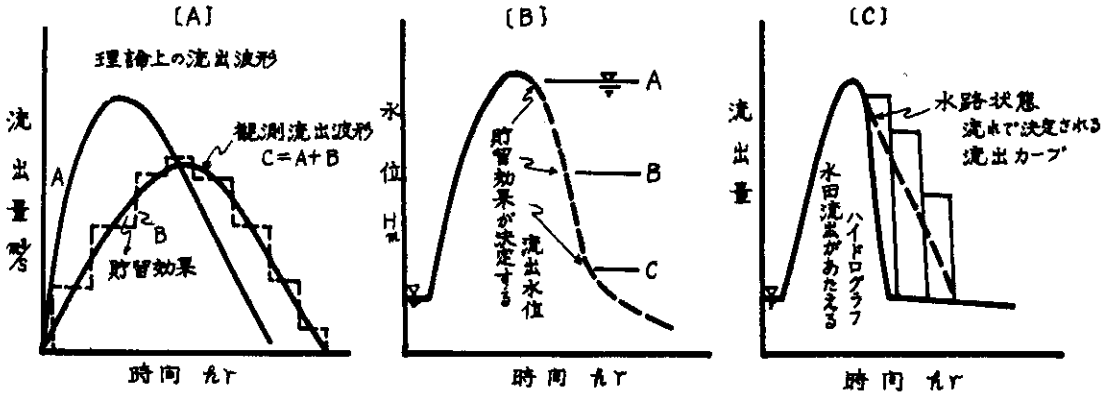


図6-28

Ⅳ. 用排水路での流れについて

排水路の下流端からの状態変化の支配を強く受ける感潮地帯では、その流れの種類もいわゆる段波、長波および洪水流から定常流まで色々な変化を示す。この為基礎方程式の適用については何らかの省略が行なわれているのが普通であり、絶えずその基礎方程式が妥当かどうかを検討することが必要である。本章では、これらの流れの種類やそのせん移関係等を主体に実態調査から明らかとなった結果をもとに、基礎方程式そのものと生ずる現象の特性を考察することにより、この地帯で

規制される下流の力学機構を検討に資する。

1. 段波の解析と流れの安定化について

潮汐の干満にともなう周期的に水位変動を起しうる内水地点は、排水と門によって外潮を防ぐと同時に内水貯留を行なっている。このような水路状態で排水と門を閉止または開放すれば、排水量の変化は段波状に伝達され、その変動は時間がたつにつれてやがて水路勾配に支配された流れへと安定していく。一般にこの段波の伝ばん速度はかなり速く実態調査結果から $W = 1.36 \text{ m/s}$ から $W = 2.61 \text{ m/s}$ までが得られている。

これが、時間的・量的に排水現象をどのように支配するかが問題となる。さて、このような段波は一般に水路の底勾配や摩擦等とがどのような関連を保ちつつ減衰および変形を保つかについての計算方法には未解決な点が多いが、これについては、JohnsonやFavreおよびStoker²³⁾等の提案がある。ここでは流れにのった段波の生成または減衰についてのStokerの手法を検討し、さらにこれを解析するためにおこなった。測定結果ならびに実験結果を列挙すればつぎのようになる。

2. 非定常流の流量について

非定常流の計算方法については多くのものがあり、その詳細は参考文献^{24), 25)}にゆずる。著者は排水

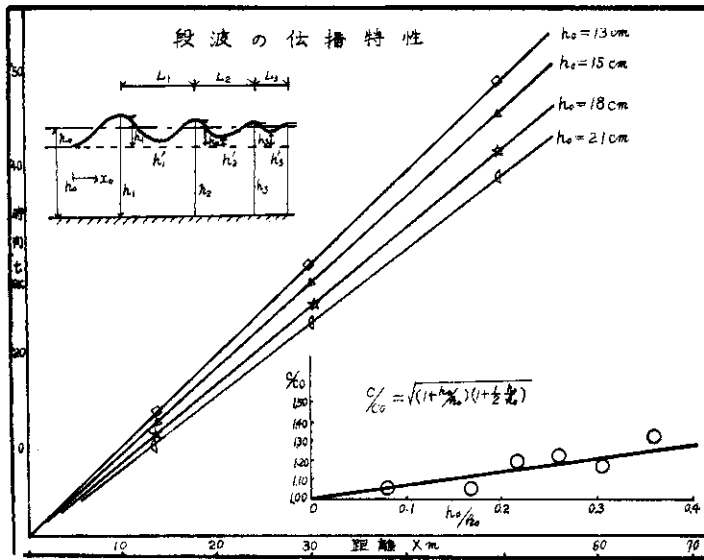


図6-29 段波の伝ばん特性

路にみられる記述の各種の状態別な流れを一貫して解くためにつぎの模型実験および実態観測を行なった。実験装置は幅2.0mおよび1.0mで長さがそれぞれ100mの水路である。下流端のせき止め装置で排水量調節を行なう。下流端で排水を行なうと、はじめに流れが段波状に伝達し、やがて一定状態のもとに流れとしての状態変動を示す。この様子を水位で示せばつぎのようになる。測定結果は図6-30~31のとおりである。また同様な状態における現地測定結果を示せば、図6-

32~33のとおりである。これらの実態調査結果と模型実験結果から、つぎのことが明らかとなった。まず排水路内での末端地点における水位変化は、時間的、場所的に水理現象の変動が激しい範囲内では、ほぼ一定値を保持すること。つぎに、末端地点での流速の時間変動は図6-34のように非定常範囲では非常に大きく、この持続期間も短いこと等が明らかとなった。そこでつぎの3つを与えることによって、これらを近代的に解析することにした。まず、(1)排水路の下流端での水位は、そ

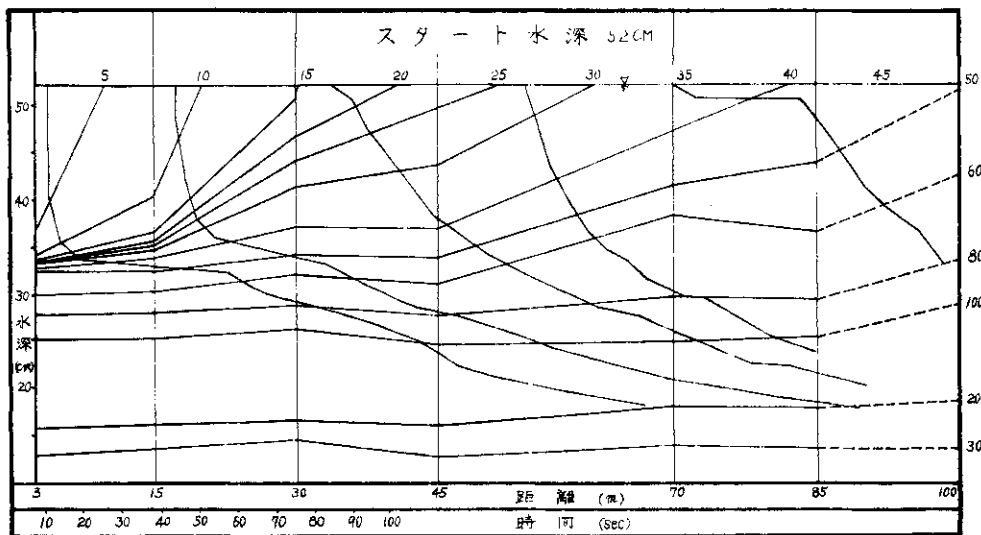


図6-30

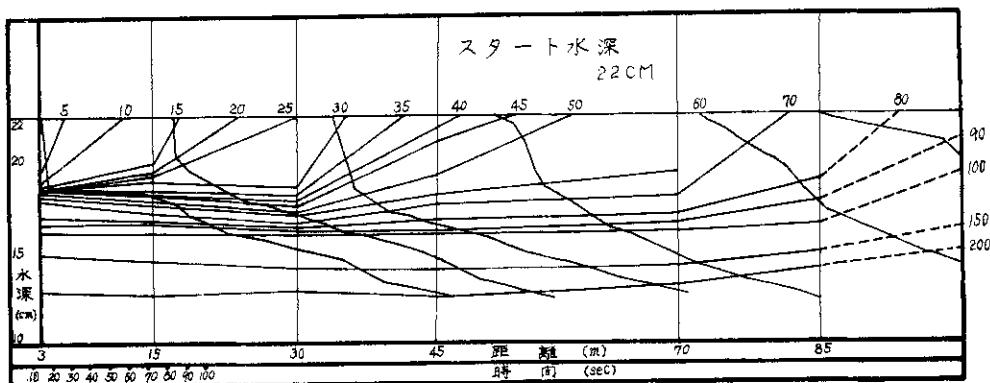


図6-31

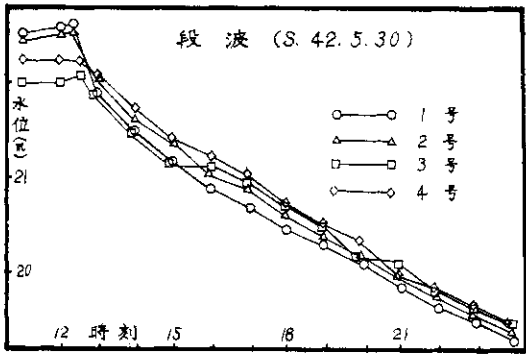


図 6-3 2

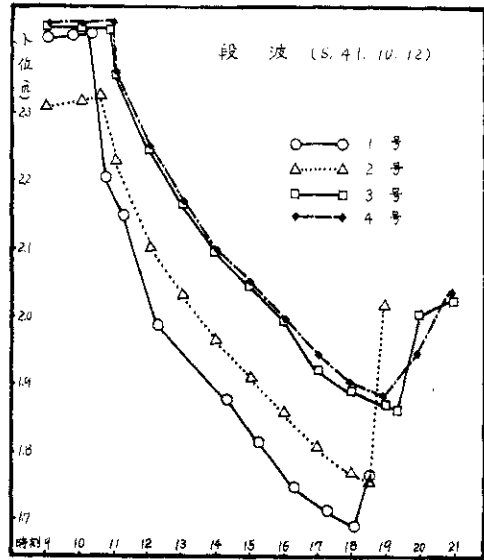


図 6-3 3

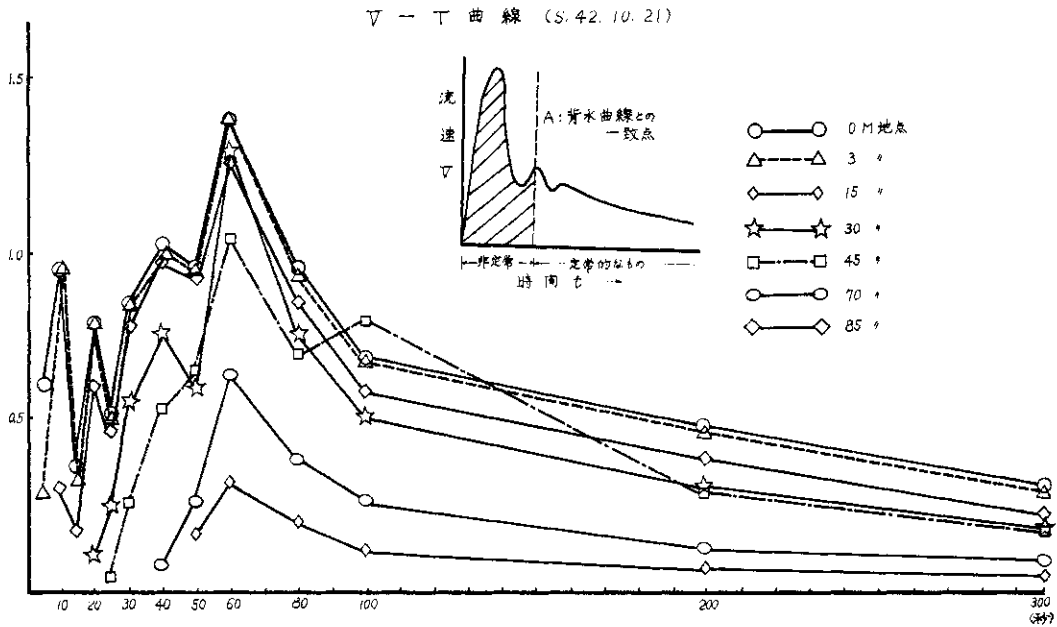


図 6-3 4 V-T 曲線 (昭. 4 2. 1 0. 2 1)

の地点の排水と門能力，操作方式で一定に規制される。(2)波形の伝ばんは $C = \sqrt{gh}$ とおくか，または，実測値で与えられる。(3)二点以上の任意点における水面低下の関係が，測点に応じて時間と共に与えられる。したがって，流量 (m^3) は，

$$\Delta Q = B \left[\int_0^x \sqrt{gh(t+\Delta t)} \Delta H_{t+\Delta t} dx - \int_0^x \sqrt{gh t} \Delta H_t dx \right] \quad (IV-2-16)$$

平均流量 \bar{Q} (m^3/s) は，

$$\bar{Q} = \frac{\Delta Q}{\Delta t} \quad (IV-2-17)$$

一方、平均流速 \bar{V} (m/s) は、つぎのようになる。

$$\bar{V} = \frac{1}{B} \times \left[\frac{1}{2} \{ h - \Delta H_{t, x_2} + \Delta H_{t, x_1} \} \right]^{-1} \times \frac{Q}{\Delta x} \quad (N-2-18)$$

一方、任意点の水位は、 $(h - \Delta H_t)$ となるから、いま、排水路の全点で流量が、同じになる距離、時間までを対象とすれば、この水面勾配に等しい。

したがって(19)式が成立する。

$$\frac{\Delta(h - \Delta H)}{\Delta x} = i_0 \frac{1 - \left(\frac{h_0}{h - \Delta H}\right)^n}{1 - \left(\frac{h_c}{h - \Delta H}\right)^{n+1}} \quad (N-2-19)$$

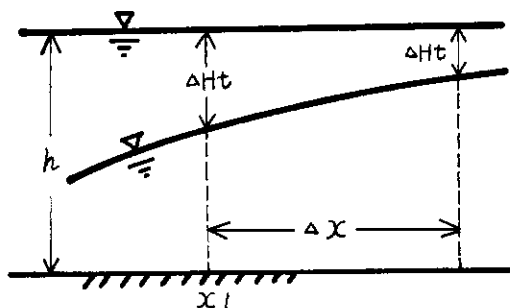


図 6-35

ここに、

h : 初期貯留水位

$\Delta H_{t, x_1}$: 水位低下, t 時, x_1 地点

$\Delta H_{t, x_2}$: 水位低下, t 時, x_2 地点

x_n : 任意測点, $\Delta x = x_2 - x_1$

h_0 : 等流水深

h_c : 限界水深

i_0 : 水路勾配

さて、方程式 N-2-6 において、左辺は既知であるから、これを成立させるべき、 h_0 、 h_c および Q を数値計算で求めれば、これらすべてを満足する水面形は決定されることになる。

したがって、これらの等流解と一致すべき水理状態の規制から、この最終状態での任意の区間内の平均流速 \bar{V} 、流量 Q 、等流水深 h_0 、および限界水深 h_c 等が明らかとなるので、これを用いて、擬似定常流の解析へと進むことが可能である。なお、定常流の解析では、つぎの2つの方法が考え

られる。

まず A 法としては、既述の方法で、(10)~(11)式をくりかえし用いる方法、B 法には擬似等流を出発点として、網目水路の解析を行なう方法である。ここでは、A 法の解析方法にしたがうものとする。B 法については、すでに一応の解法がある。

なお、A 法において、水面形の第一近似を得るには、つぎの手法を併用すれば便利である。

まず、開水路の不定流の運動方程式において、水路は水平

$$i = 0$$

摩擦の影響はなし

$$\partial h_c / \partial x = 0$$

流速水頭の変化が小さい

$$\partial / \partial x (V^2 / 2g) = 0$$

として、連続の式で、

$$Q = Av, \quad \delta A = B \delta \eta, \quad A = Bh, \quad h = y_0 + \eta$$

$$B = \text{const.}$$

とすれば、つぎの波動方程式を得る。

$$\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \quad (N-2-20)$$

この式を

$$(y)_{x=0} = v_1, \quad (y)_{t=0} = f(x) = v_1$$

$$(y)_{x=a} = 0, \quad (dy/dt)_{t=0} = F(x) = 0$$

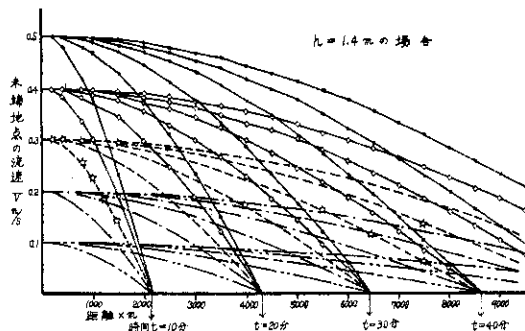
のもとに解けば、

$$y = \frac{2}{a} \sum_{n=1}^{\infty} \cos \left(\frac{(2n-1)\pi ct}{2a} \right) \cos \left(\frac{(2n-1)\pi x}{2a} \right)$$

$$\int_0^a t(\lambda) \cos \left(\frac{(2n-1)\pi \lambda}{2a} \right) d\lambda$$

$$(N-2-21)$$

(20)式を $C = \sqrt{gh}$, $h = 0.6 \sim 1.4$, $t = 10$ 分 ~ 60 分等に分けて、あらかじめグラフを作れば、図 6-36 のとおりとなる。この関係に現地の水



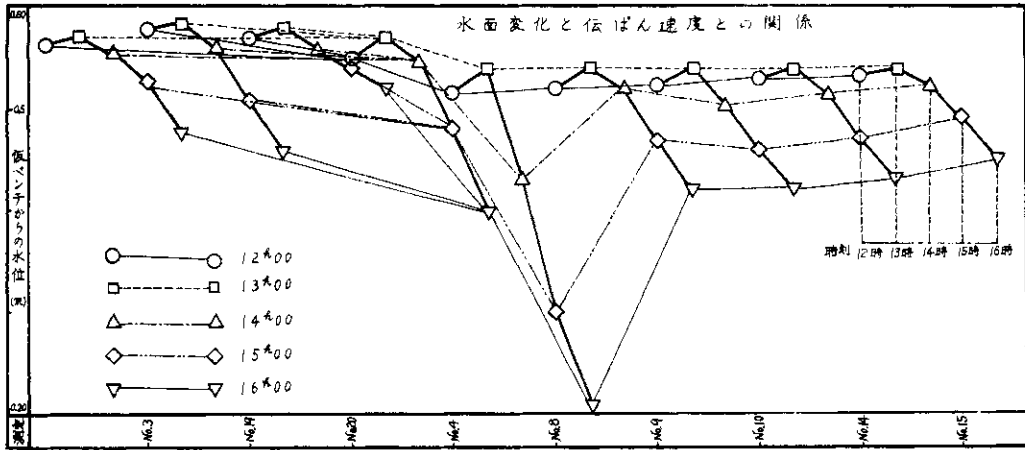


図 6 - 3 7 水面変化と伝ばん速度との関係

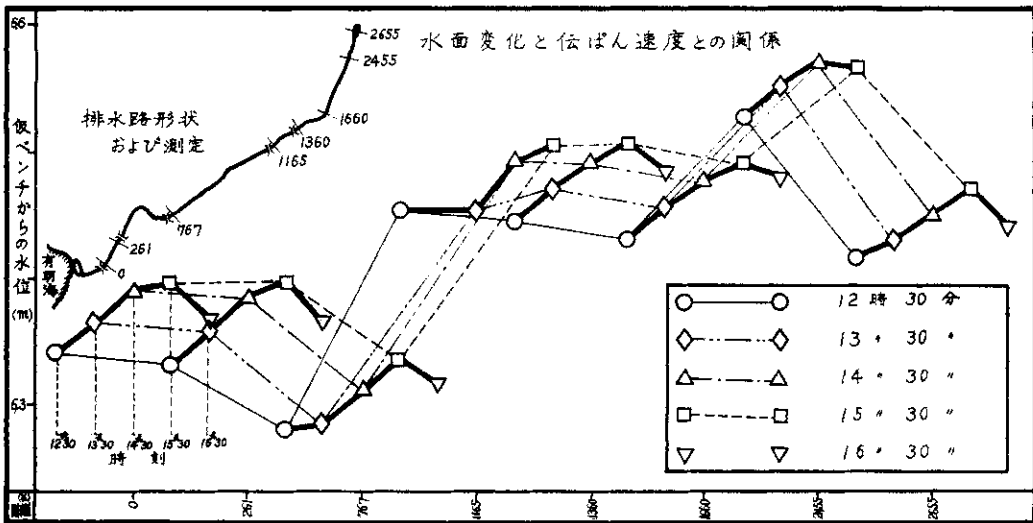


図 6 - 3 8 水面変化と伝ばん速度との関係

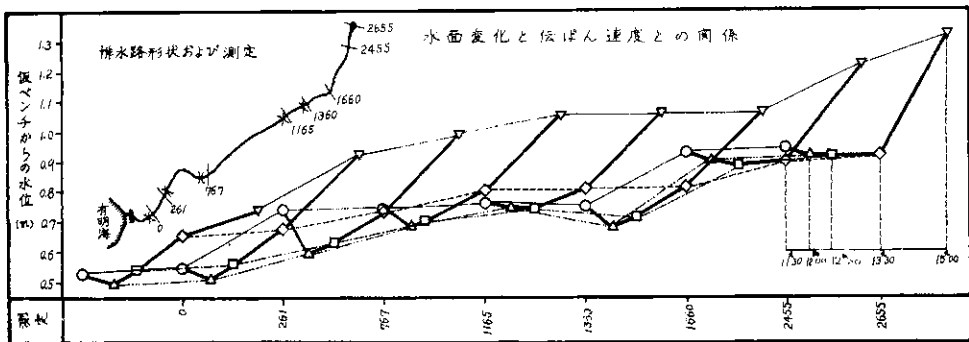


図 6 - 3 9 水面変化と伝ばん速度との関係

路条件を代入すれば近似解を得ることができる。

以上の考えの裏付けとなった現地の測定結果を
 かけると、図6-37~39のとおりである。

3. 水路配置と流れについて

直線水路とか水路下流端における流量の1次関
 数として、貯留が単純に決定できるような水路で
 は、流れの解析が比較的簡単である。現実の感

潮背後地には、排水路は網目状に張りめぐらされ
 ておる。このため河道内における水路貯留はその
 上・下流端における流量変化と共に支配されるこ
 とになる。さて、感潮河川に接続する排水地点と
 その内水路の配置には、図6-40のように分類
 できる。この型式から内水排除地での遊水池内の
 水位変化はどのようにこれらの影響を受けて変動

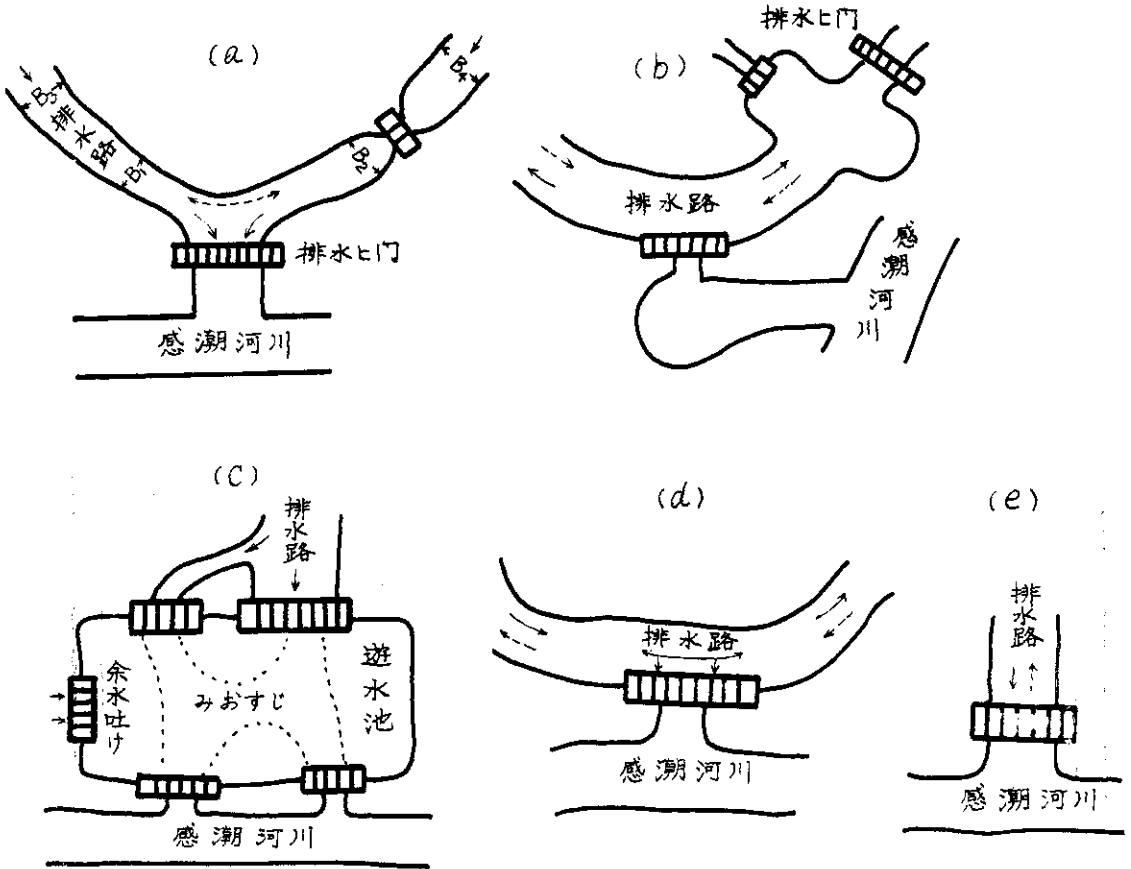


図6-40

するかが問題となる。これらの測定結果の一例を
 示せば図6-41~46のとおりである。これらの
 測定結果から、貯留関数の決定方法としては、
 つぎの手法が考えられる。まず水路内の貯留関数
 が、連続の式から求めるもの。これは遊水池内の
 水位変化が水平的におこなわれるものとして、
 (II-1-1)式を解けばよい。解析結果として、
 5号水位を基準点にとって、流出量 Q 、貯留量 Q
 との関係をも $Q = \alpha Q$ として、貯留係数の変動を示せ
 ば、図6-47のようになる。つぎに擬定常流

として、等流状態のものを考えると、水路内の貯
 留量 S は、つぎのようになる。^{26),27)}

$$S = \int_0^L A dx = \int_0^L \left(\frac{n}{k\sqrt{T}} \right)^{3/2} \left\{ 1 - \frac{x}{L} (1-0) \right\}^{3/2} dx. \quad (N-3-1)$$

いまこの式を $n = 0.035$, $p = 0.6$, $k = 6.149$, $\sqrt{T} = 0.0664$ および $L = 1,500$ と
 して求めればつぎのようになる。

$$S = 5.255 + 1.313 I. \quad (N-3-2)$$

この実験式で貯留計算を行なってみると、図6

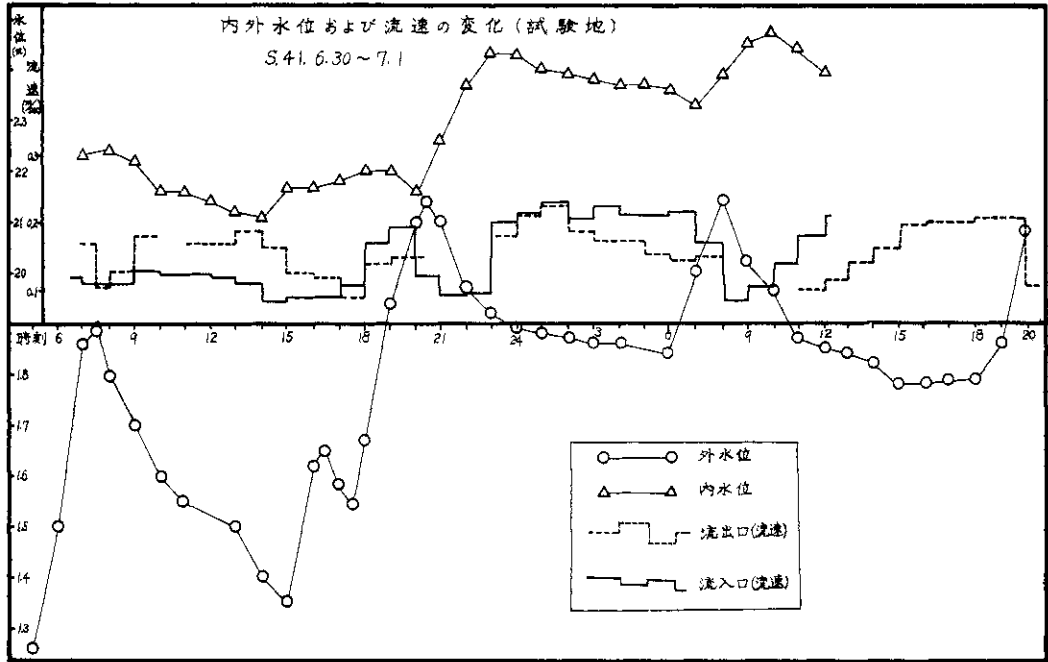


図6-41 内外水位および流速の変動(試験地), 昭. 41.6.30~7.1

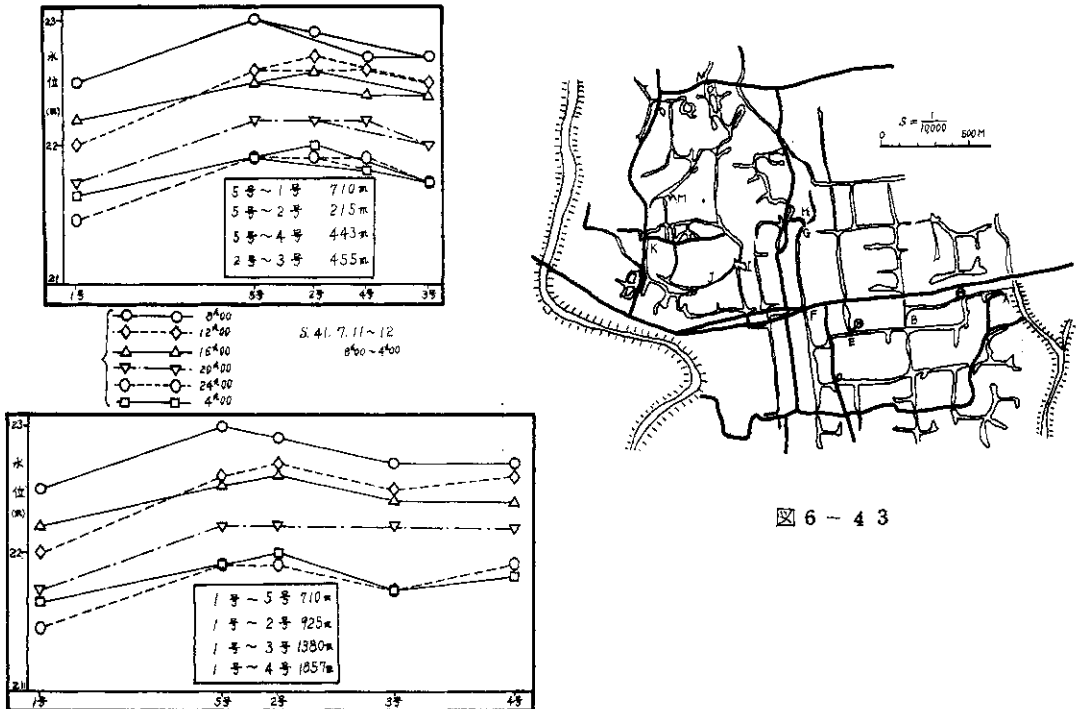


図6-43

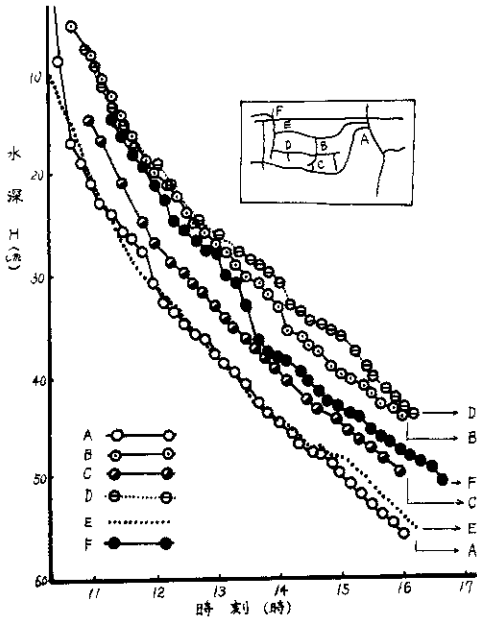


図 6 - 4 4

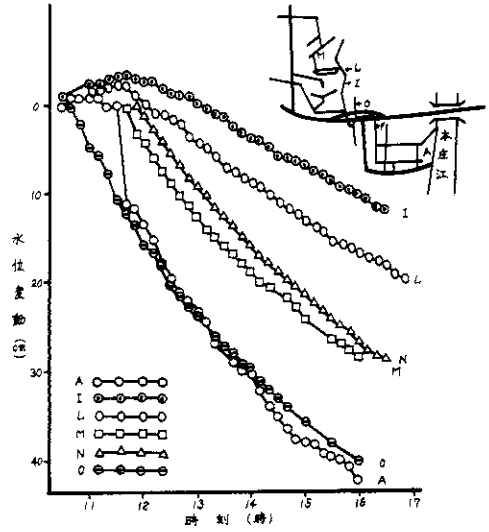


図 6 - 4 6

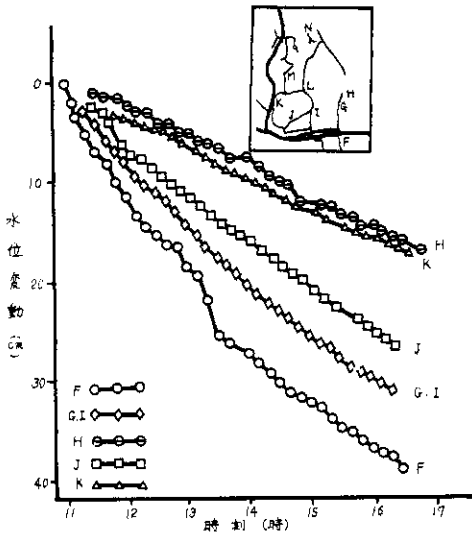


図 6 - 4 5

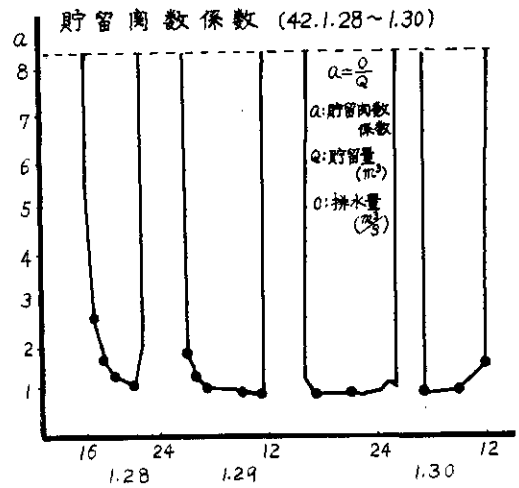


図 6 - 4 7 貯留関数係数 (昭. 42.1.28 ~ 1.30)

—48のとおりとなった。なおこのような不等流解析には、Escoffien等の解法を網目水路に適用した荒木等²⁹⁾の方法がある。以上の解法はいずれもかなりの近似度を満足する解法である。より厳密に求めるには、不定流の運動ならびに連続の式を解かなければならない。この数値解法²⁹⁾では

まず、感潮河川の河口における流量 Q 、水位 Z 、 $\partial z/\partial t$ 、任意区間 Δx 、上流区間までの流入量 q と感潮上流端で $Q=q_n(t)$ があたえられれば解析が可能である。この結果感潮河川の任意地点での水位があたえられるから、内水排除地点での解析は同様の手法でおこなうことができる。

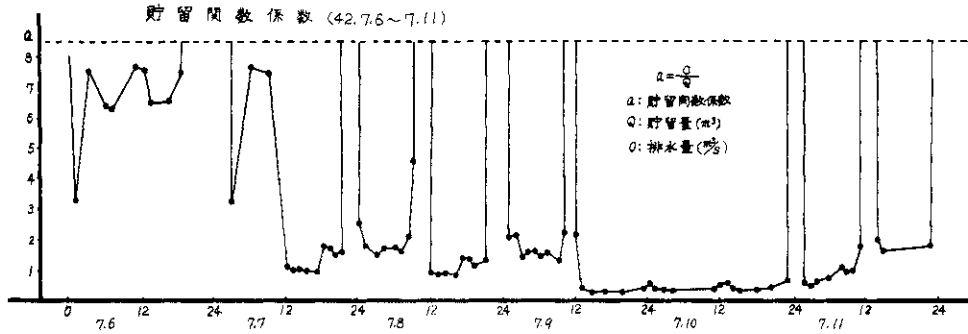


図6-48 貯留関数係数(昭. 42.7.6~7.11)

V. ユニットブロック法について

低平農耕地での降雨の流出はその境界条件がかなり山間傾斜地とはことなっており、感潮河川の影響を受ける低平農耕地では、潮汐の支配は、雨量とならんで重要であること。水田地帯では、浸透は山間傾斜地に比して非常に小さいこと。水田間の貯留機構が特異な存在として、水路配置との組み合わせで流出を支配してくること等があるし、地下水流の変動は一般に小さく、基底流の役割には、人為操作によるものがかなり支配的である。著者はこれらについて、現地調査を主体に検討を加えてみた。その結果、流出現象と場との関係、面要素、線要素および点要素を主体に考察した。つぎに流出現象の考察には、単に、平面的な手法のみでは不十分で、流れの解析が所要であることを明らかにして、これを流れの状態別に考察した。すなわち流れを時間、場所的に変動する現象から、定常状態にいたるまでの流れの状態とその運動量的な考察を示した。これらの結果から、我々のえたD.A.T.Aや、現象を合理的に説明していくには、ユニットブロック法(unit block)が必要となった。これは現象を線型できる最大のものとして、単位ブロックを作り、これを数値計算によって組み合わせる方法をとった。この方法では、感潮河川の影響や、諸程の水文学的な要素を有機的に加

味でき、実態調査結果を合理的に説明づけえた。特にこの結果、水田流出、水路の流れ、および排水ヒ門の間に水文学的に有為な解析がおこなわれた。ここでは、その具体例を中心に示す。計算順序はつぎのようにする。計算に準備すべき事項とその計算方法は、表6-6の各項を各章から用いる。これから、流出係数 $\frac{\Sigma I}{\Sigma R}$ 、貯留係数 $\frac{\Sigma Q}{\Sigma R}$ 、排水係数 $\frac{\Sigma O}{\Sigma R}$ を求めていく。計算はつぎのように進める。まず、(1)水田流出から水路貯留までは線型的に考えても大差はない。(2)排水ヒ門の出し入れ、水路配置によって、非線型となる。即ち、力系の要素は、流入・流出および場の状態により規制される。(3)水田流出量を決める。(4)内外水位、感潮河川から出力 Q_0 をとる。このとき、感潮河川自体には、まず、排水地点での第1近似の排水量の配分をおこなっておく、このようにして Q_0 をきめておく。つぎに各地点での内外水位、感潮河川の状態ならびに、水路状態 S を考えて排水量をきめる。感潮河川の水位状態 Q_0 を第1次近似で仮定。水田流出量は、水路状態のみに影響すると仮定する。非定常要素の主体は下流からと考える。排水量(運動量エネルギー)、連続条件を連立にとく。(5)内水位(貯留量)の算定をする。(6)このユニットブロックをさらに上のユニットブロックにひろめる。(7)再び感潮河川のチェックを

表6-6

| | | |
|------------|------------|--|
| 単位 ブロック | 水田流出 解析 | <ul style="list-style-type: none"> 有効雨量の算定 基底水位の算定 水田配置の算定 タンクモデルの算定 流出量の決定 |
| | 水路解析 | <ul style="list-style-type: none"> 降雨強度と到達時間の算定 流れの解析 網目水路の解析 貯留量の決定 |
| | 排水 量析 | <ul style="list-style-type: none"> ヒ門の操作方式の決定 内外水位分布の決定 感潮河川の水利決定 排水量の決定 |

する。なおこれらの解法には、電子計算機の利用が望ましい。以下計算結果をかかげる。本文ではとりあえず試験地区の算定例をかかげる。図6-49~50は境界条件である。

排水と門の操作方式は、慣行と有重1号ならびに内水地点の水位の実態調査結果にしたがった。水田流出は一筆測量結果から排水路に接して、2段構成を考えた。貯留関数の決定は、内水地区のほぼ平均水位とみなされる5号水位を使用して行なった。

図6-55~63は、排水係数 $\Sigma O / \Sigma R$ 、貯留係数 $\Sigma Q / \Sigma R$ 、および流出係数 $\Sigma I / \Sigma R$ 、

Q_0 (線型)

非線型

入力 → / / / / / / / / 出力 →

↑
力系の場

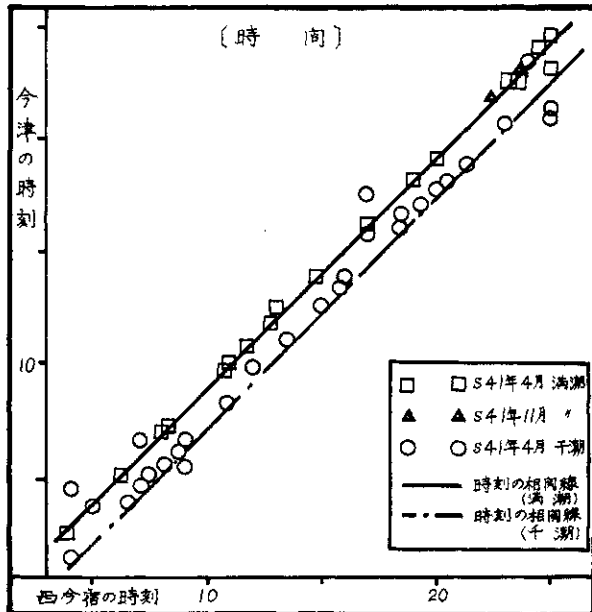
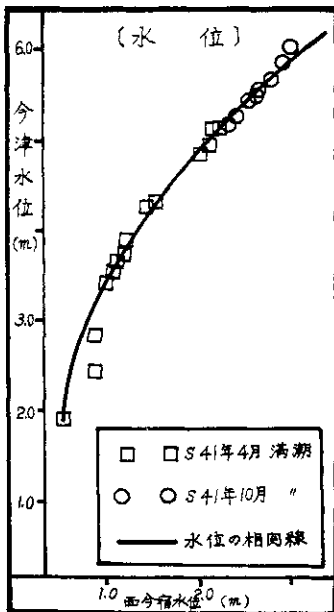
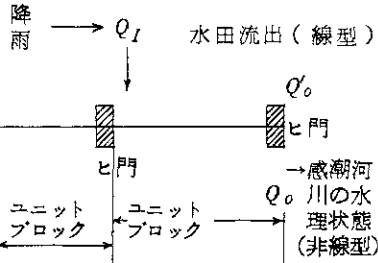


図6-49 今津と西今宿との相関 [水位, 時間]

6. 水害の実態に関する研究—植田

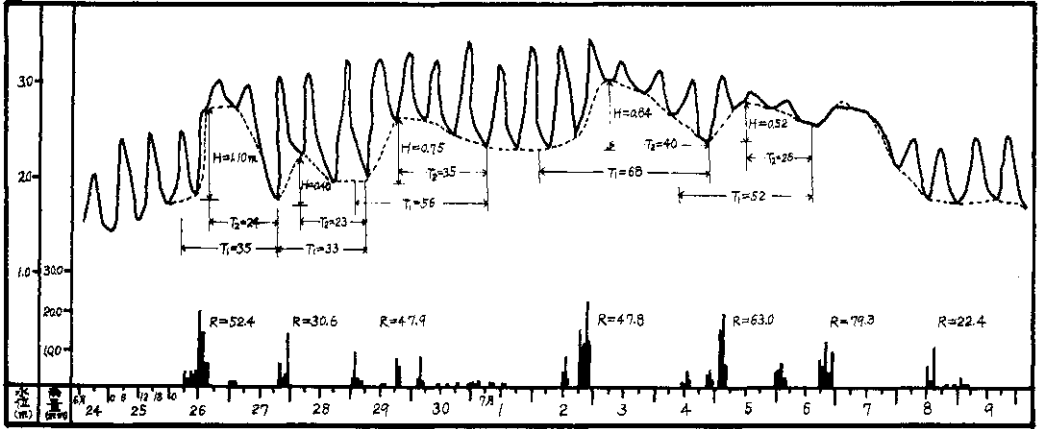


図 6 - 5 0

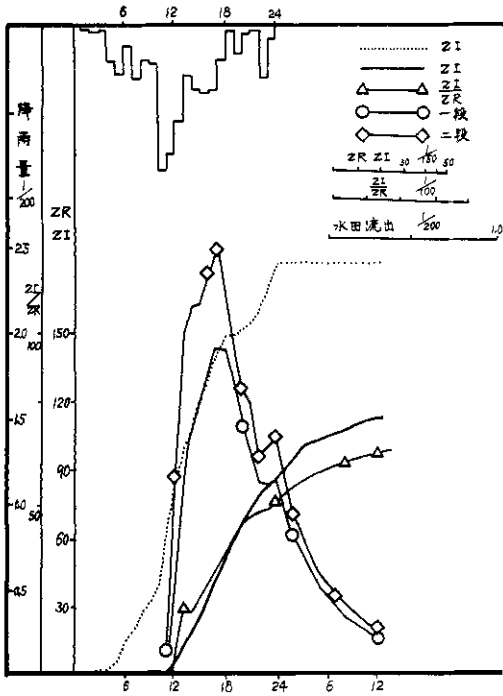


図 6 - 5 1

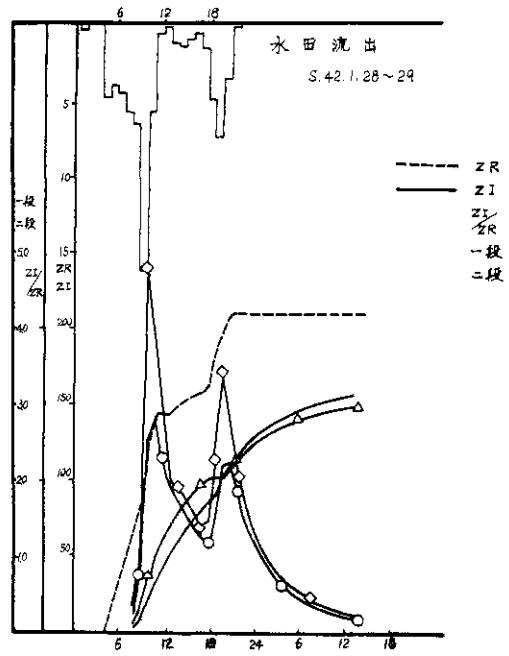


図 6 - 5 2 水田流出 (昭. 42.1.28 ~ 29)

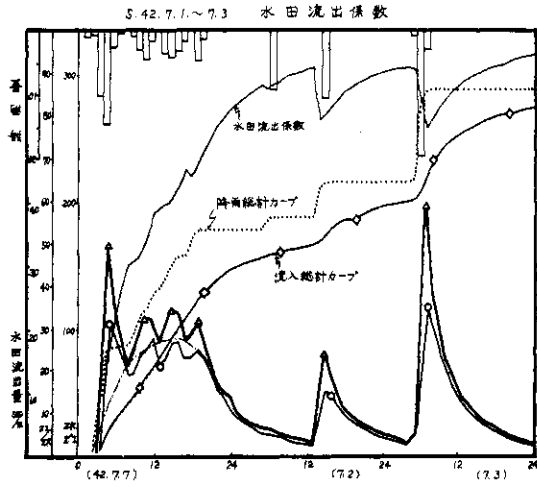


図6-53 水田流出係数(昭. 42.7.1 ~ 7.3)

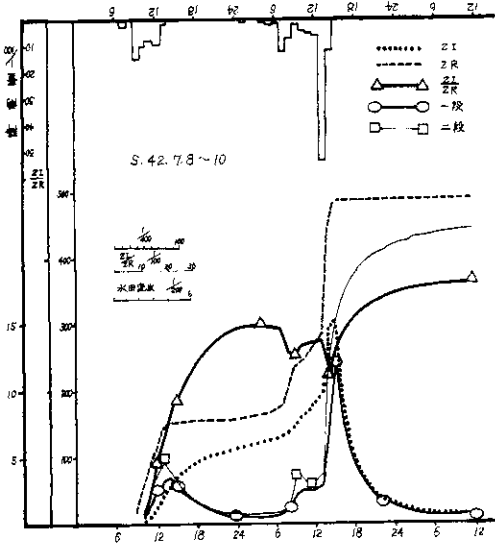


図6-54

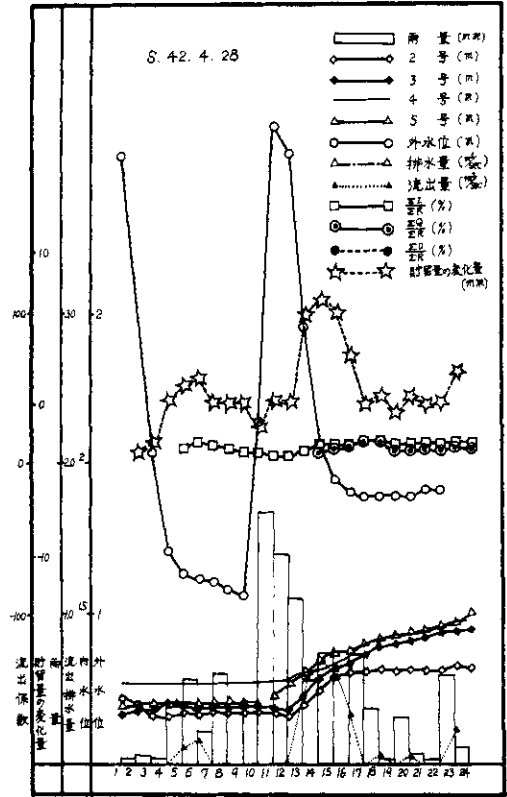


図6-55

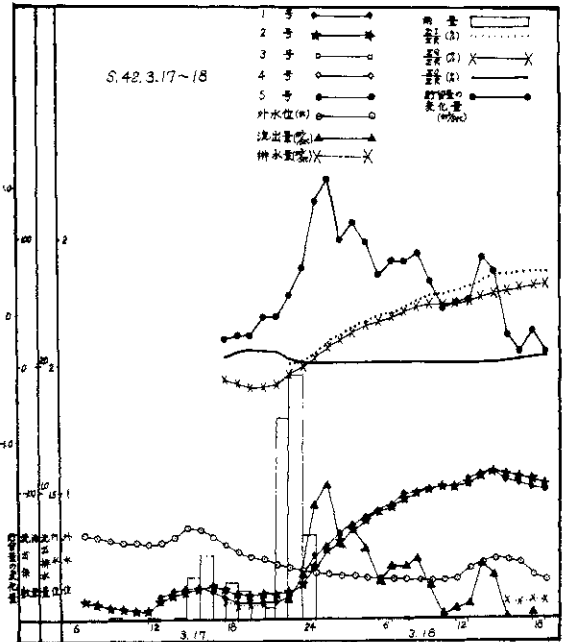


図6-56

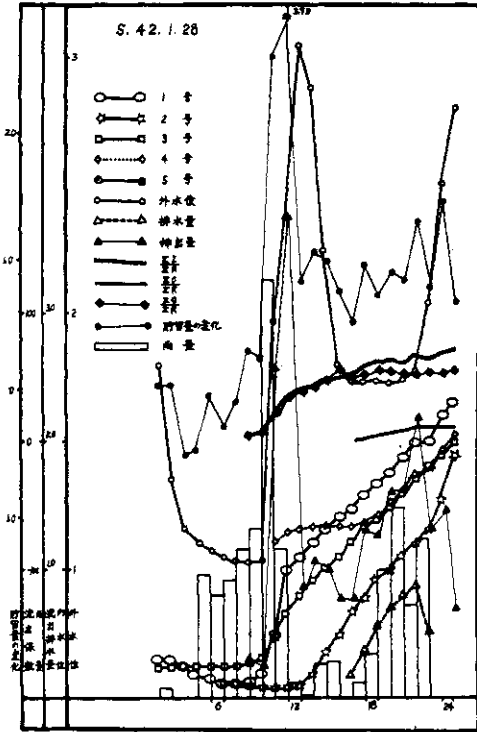


図 6-57

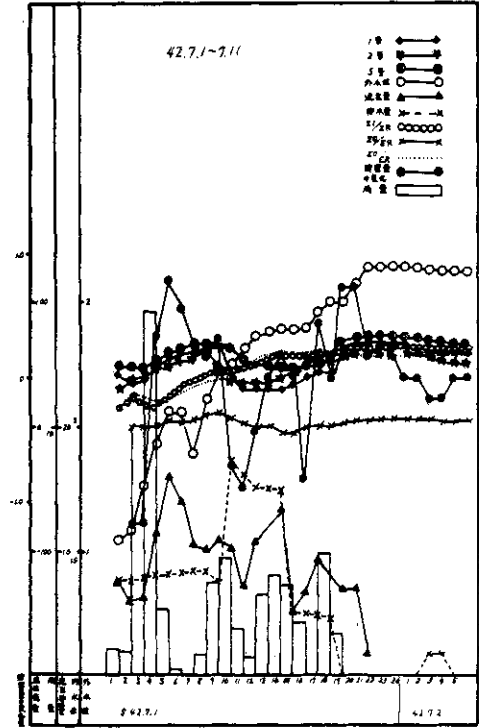


図 6-59

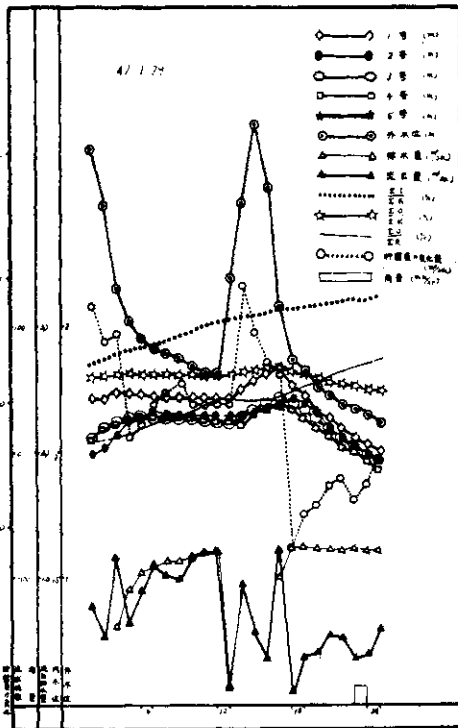


図 6-58

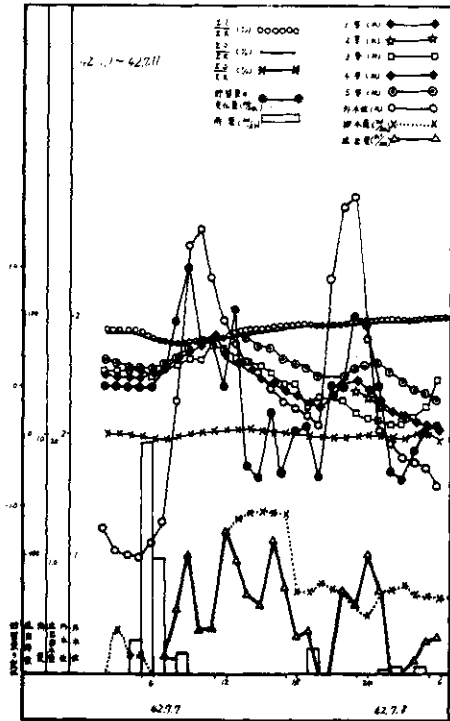


図 6-60

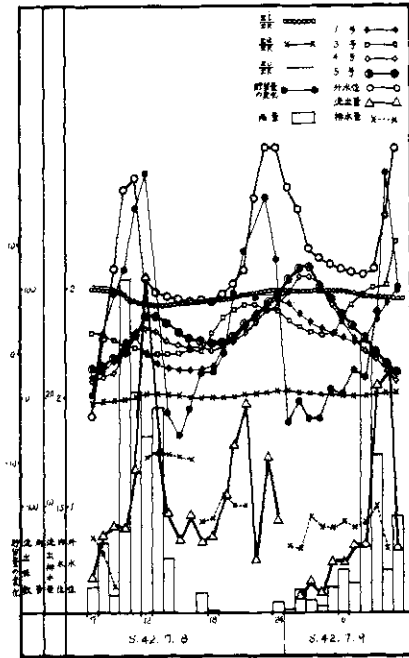


図 6 - 6 1

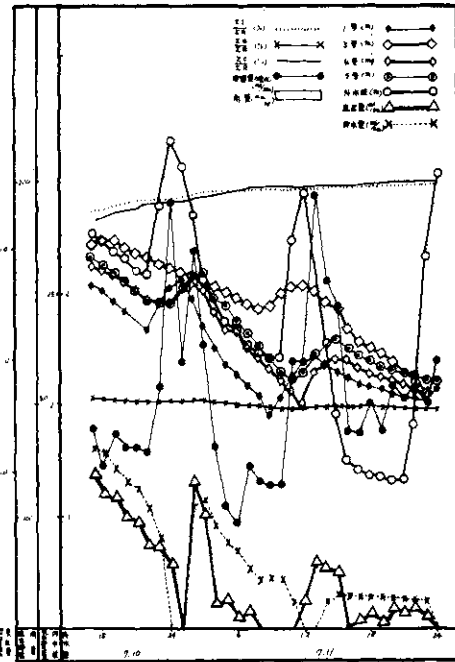


図 6 - 6 3

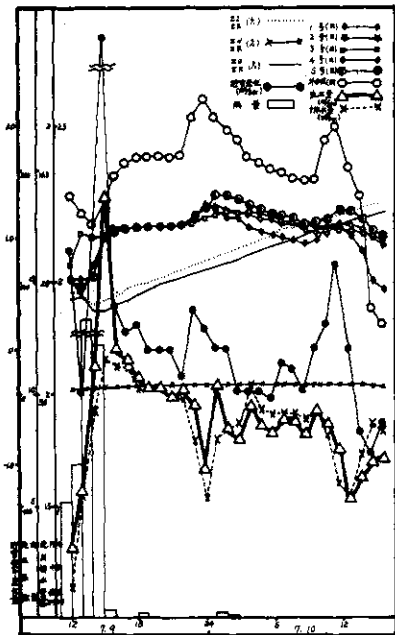


図 6 - 6 2

ただし ΣR は有効雨量の変動の様子を示す。図 6-55 は比較的少雨量に対する流出であり、流出のテイゲン特性が一気に停止しており、これは山間傾斜地のものとは著しくことなっている。一方図 6-57~58 では、実質の支配流域は、試験地 ($A \approx 1.47 \text{ ha}$) よりは大きく、これは $\Sigma I / \Sigma R$ が 0 から 100 以上まで単調に増加していることもわかる。この例では、流出のテイゲンが非常に長びいており、このため 1 月 28 日 21 時頃の流出比率が 1 1 時頃のものより大きめに出ている。また、29 日の 13 時頃の貯留状態の変化は外水位の変動に応じて生じたものである。さて、図 6-59~63 までは、一連のカンガイ期間中の流出をとらえたものである。42 年 7 月 1 日から 42 年 7 月 9 日の 14 時頃までは、ユニットブロックは、試験地区のはんい内であるが、この降雨で内水貯留の卓越により、ユニットブロックが大きく変動している。なお、この一連の解析から明らかなように、上流地点からの流出はカンガイ期間中には、微少量づつ集積される。この様子も、図 6-53 のように一連の降雨集団の分布の仕方により、単純に決定しがたい。したがってこれらの低平地におけるいかなる流出解析も、その期間

をかなり長期にわたって解析するうちで部分を決定しなければならない。

参 考 文 献

- 1) V. J. Palmer : Retardance Coefficients for Low Flow in Channels lined with Vegetation ; Trans. AGU, 27
- 2) 石原藤次郎, 高樺琢馬 : 単位図法とその適用に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第60号, 別冊(3~3), 昭和34年3月, 土木学会.
- 3) 末石富太郎 : 特性曲線法による出水解析について, 土木学会論文集, 第29号, 昭和31.2.
- 4) 犬井鉄郎 : 応用偏微分方程式論, 岩波.
- 5) 川畑幸夫 : 水文気象学, 地人書館刊, 昭和38年, pp.224~229.
- 6) 大滝俊夫訳 : ユニットハイドログラフの一般理論, 電力と気象, 12, №1. (J. C. I. Dooge : A General Theory of the Unit Hydrograph)
- 7) 本間, 安芸編 : 物部水理学, pp.213, 岩波, 1962年7月.
- 8) 植田昌明 : 有明海北岸低地におけるクリークと内水災害の防除について, 農業土木学会誌, 34, 第3号, pp.14~19, 昭和41年6月.
- 9) M. Sugawara and F. Maruyama : A Method of Prevision of the River Discharge by Means of Rainfall Model, Extrait de la Publication n° 42 de l'Association Internationale d'Hydrologie, Dijon, 1956.
- 10) 菅原正巳 : 天竜川・熊野川の洪水予報について, 昭和38年7月.
- 11) 田辺, 野村, 黒田 : タン水田からの降雨の流出に関する模型実験, 昭和39年度農士学会大会講演会集, 農業土木学会.
- 12) 豊田永次 : 水田における流出特性とその流出解析法についての検討, 昭和39年度農業土木学会大会講演会集, 農業土木学会.
- 13) 清野保 : 低湿地における排水機操作による用排水改良の研究, 農業土木研究, 30, №4, 昭和37年12月.
- 14) 菅原正巳, 丸山文行 : ある Linear Filter 機構の作製について, プリント.
- 15) 植田昌明 : 有明海北岸低地における内水災害の防除に関する研究, 第28回農士九支部講演集, 昭和41年11月.
- 16) 佐藤, 吉川, 木村 : 雨から流出量を推定する一方法, 建設省土木研究所報告87号(1954).
- 17) 植田昌明 : 水害の実態に関する研究, 防災科学技術総合研究速報, 第3号, pp.47~69, 昭和41年3月.
- 18) 石原, 金丸, 中川 : わが国河川の総合単位図の研究, 京大防災研記念論文集, 1956.
- 19) R. E. Horton : The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle, Trans. AGU, 14, 1933, pp.446~460.
- 20) 豊田永次 : 低平地の流出, 水理学・水文学における最近の進歩, 土木学会関西支部, 昭和42年3月, pp.133~135.
- 21) 金子良 : 農業水文学, 土木雑誌社.
- 22) 任田新治, 川合尙, 野島勉 : 混成特性曲線法による低平農地の出水解析について, 農業土木研究, 29, №8, 昭和37年4月.
- 23) J. J. Stoker : Water Waves, Interscience Publishers, pp.488~509.
- 24) H. Rouse : Engineering Hydraulics, pp.654~661, John Wiley, 1949.
- 25) D. Johnstone and W. P. Cross : Elements of Applied Hydrology, Ronald Press, pp.171~175.
- 26) 石原安雄 : 河川流出の例題解説, 1965年度水工学に関する夏期研修会講義集, 1965年8月.
- 27) 石原安雄 : 河川流出に関する諸問題, 土木学会水理委員会, 水工シリーズ66~69, 1966年8月.
- 28) 荒木正夫 : 複雑な開水路網の一解法, 土木学会論文集, 第67号, 土木学会, 昭和35年3月.
- 29) 石原藤次郎編 : 応用水理学II, 丸善, pp.282~292.
- 30) 植田昌明, 有賀世治 : 有明海北岸低地における水害防止に関する研究, 防災科学技術総合研究速報, 第2号, pp.16~26, 昭和41年3月.