

低平地帯の雨水流出モデルに関する基礎的研究

——ポンプ排水地域を対象として——

早瀬 吉雄・角屋 睦・岡 太郎

RUNOFF MODEL IN LOW-LYING DRAINAGE BASIN FOR PUMP DRAINAGE PLANNING

By *Yoshio HAYASE, Mustumi KADOYA and Taro OKA*

Synopsis

This paper deals with the possibility of simplification of runoff model in a low-lying drainage basin composed mainly of paddy fields. First, the method of numerical calculation of unsteady flow at a junction of channels and the effect of the weir length of a pond on hydrographs at the outlet of channel networks are discussed. Next, the possibility of simplification of complicated channel networks model is examined for the case that the boundary condition at the outlet of the networks is given by discharge assuming the pump drainage system. As the result, it has been disclosed that a complicated channel networks can be simplified to the second order channel system.

1. ま え が き

近来、内水地帯といわれていた水田主体流域においても都市化が急速に進展する傾向にあり、これに伴い従来とかく過剰湛水すらみられたこの地域においてもはらん湛水が許容されなくなるなど、水害対策上いろいろな問題がでてきている。これまで低平地の流出解析法としては、丘陵地域同様に単位図法¹⁾、タンクモデル²⁾、kinematic wave 法³⁾などが用いられてきているが、前2者は下流端流出量のハイドログラフを巨視的にとらえるだけで流出の内部現象を把握できないし、後者は低平地排水路の流れに及ぼす下流条件の影響を無視しているなど、十分な方法とはいいがたい。ここでは、水田を貯水池、水路の流れを不定流として扱うことによって内部現象も比較的良好に説明する dynamic wave 法を採用する。本報告では、この手法を適用するに先だててまず2, 3の数値計算上の問題を検討した後、ポンプ排水が主体となっている低平地において、水田一末端排水路一支線排水路一幹線排水路へと雨水の流下する現象を再現する場合、計算上どのように単純化できるかをサブシステムごとに吟味を進め、全流域の雨水流出モデルの考え方について考察した結果を述べる。

2. 不定流の計算法について

開水路における不定流の式は、流量を Q 、水位を H 、断面積を A 、径深を R 、Manning の粗度係数を n 、時間を t 、距離を x とすると次式で表わされる。

連続式：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(1)$$

運動式：

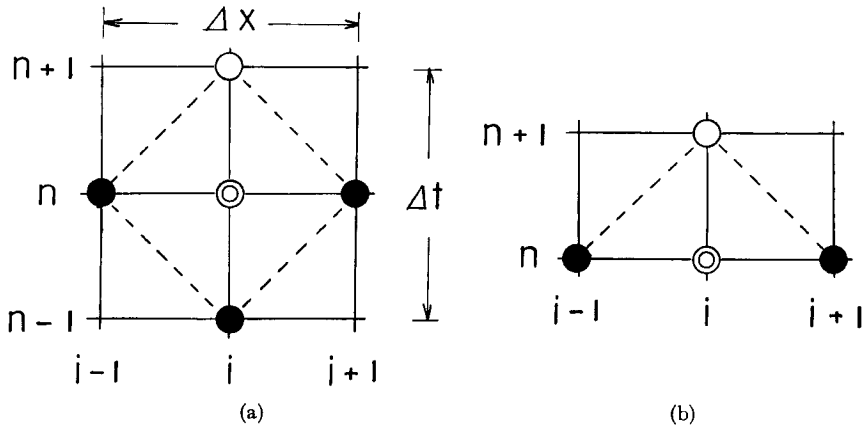


Fig. 1 Rectangular computational grid.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) = -g \frac{n^2 Q |Q|}{AR^{4/3}} \dots\dots\dots(2)$$

連続式の差分形式は、流量の連続性を精度よく近似するため Fig. 1 の (a) に示すような計算格子を用い、水面巾を B とすると次式で表わされる。

$$H_i^{n+1} = H_i^{n-1} - \frac{(Q_{i+1}^n - Q_{i-1}^n) \cdot \Delta t}{B_i \cdot \Delta X}, \quad \Delta X = X_{i+1} - X_{i-1} \dots\dots\dots(3)$$

また、運動式の差分形式は、計算を安定に進めるため Fig. 1 の (b) に示すような計算格子を用いると次式で表わされる。

$$Q_i^{n+1} = \frac{1}{\left[1 + \frac{g \cdot n^2 \cdot |Q_i^{n-1}| \cdot \Delta t}{2(A \cdot R^{4/3})_i^{n+1}} \right]} \left\{ \frac{Q_{i+1}^n + Q_{i-1}^n}{2} - \frac{g(A_i^{n-1} + A_i^{n+1})(H_{i+1}^n - H_{i-1}^n)}{4} \frac{\Delta t}{\Delta X} - \left(\left(\frac{Q^2}{A} \right)_{i+1}^n - \left(\frac{Q^2}{A} \right)_{i-1}^n \right) \frac{\Delta t}{2\Delta X} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

従来、分合流計算は、連続式⁴⁾あるいは運動式⁵⁾のいずれか一方のみを用いて行うのが通例であるが、他の計算点に比べて精度がおちるばかりか、多数の水路が流入する系を対象とする場合には、結局いずれかの式のみで系の計算を行わざるを得なくなるなど、数値計算上の問題が残る。そこで、他の計算点と同様に運動、連

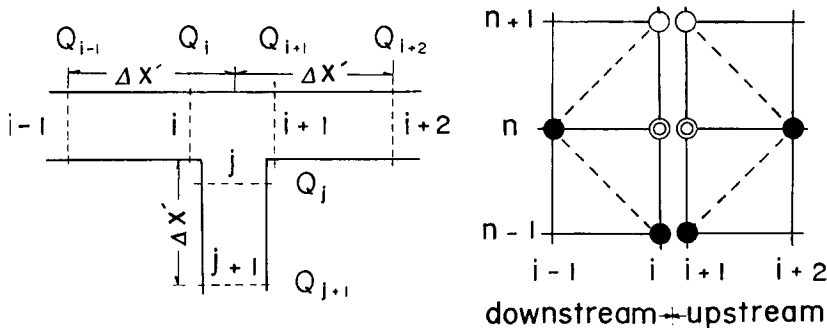


Fig. 2 Plan view and computational grid at the junction of channels.

続式を用いて計算できるように工夫をした。Fig. 2 に示すように本川の上流、下流及び支川区間で運動、連続式ともに片側差分を用いる。たとえば、本川の下流区間の連続式は、次のようになる。

$$(H_i^{n+1} - H_i^{n-1}) \cdot \Delta t + \frac{Q_i^n - Q_{i-1}^n}{B_i \cdot \Delta X'} = 0, \quad \Delta X' = \frac{\Delta X}{2} \dots\dots\dots(5)$$

また、本川の上流及び支川の区間でも同様の式が求められ、

$$H_i^n = H_{i+1}^n = H_j^n, \quad Q_i^n = Q_{i+1}^n + Q_j^n \dots\dots\dots(6)$$

の条件から合流点の水位は、次式で表わされる。

$$H_i^{n+1} = H_i^{n-1} - \frac{Q_{j+1}^n + Q_{i+2}^n - Q_{i-1}^n}{(B_i + B_{i+1} + B_j)} \frac{\Delta t}{\Delta X'} \dots\dots\dots(7)$$

一方、本川の下流区間の運動式は、低平地水路ではフルード数の2乗 $F_r^2 \ll 1$ であることから $(Q^2/gA^3) \cdot (\partial A/\partial x)$ の項を省略して差分近似すると次式で表わされる。

$$\left(\frac{1}{gA_i^n} \right) \frac{Q_i^{n+1} - Q_i^{n-1}}{\Delta t} - \frac{2Q_i^{n-1}}{g(A^2)_i^n} \frac{A_i^{n+1} - A_i^{n-1}}{\Delta t} + \frac{H_i^n - H_{i-1}^n}{\Delta X'} + \frac{n^2 \cdot Q_i^{n+1} \cdot |Q_i^{n-1}|}{(A^2 \cdot R^{4/3})_i^{n+1}} = 0 \dots\dots\dots(8)$$

また、本川の上流区間についても(8)式と同様の式が求められ、この式と(8)式から(6)式の条件を用いて整理すると次式が求まる。

$$\left[\frac{1}{gA_i^n} + \frac{n^2 \cdot |Q_i^{n-1}| \cdot \Delta t}{(A^2 \cdot R^{4/3})_i^{n+1}} \right] Q_i^{n+1} + \left[\frac{1}{gA_{i+1}^n} + \frac{n^2 \cdot |Q_{i+1}^{n-1}| \cdot \Delta t}{(A^2 \cdot R^{4/3})_{i+1}^{n+1}} \right] Q_{i+1}^{n+1} = \left(\frac{Q_i^{n-1}}{gA_i^n} \right) + \left(\frac{Q_{i+1}^{n-1}}{gA_{i+1}^n} \right) + \left(\frac{2Q_i^{n-1}}{g(A^2)_i^n} \right) (A_i^{n+1} - A_i^{n-1}) + \left(\frac{2Q_{i+1}^{n-1}}{g(A^2)_{i+1}^n} \right) (A_{i+1}^{n+1} - A_{i+1}^{n-1}) - \frac{(H_{i+2}^n - H_{i-1}^n) \cdot \Delta t}{\Delta X'} \dots\dots\dots(9)$$

ここで A_i^n , A_{i+1}^n , 及び A_j^n は H_i^n , H_{i+1}^n , H_j^n を計算していないので次式で近似する。

$$A_i^n = \frac{A_i^{n+1} + A_i^{n-1}}{2}, \quad A_{i+1}^n = \frac{A_{i+1}^{n+1} + A_{i+1}^{n-1}}{2}, \quad A_j^n = \frac{A_j^{n+1} + A_j^{n-1}}{2}$$

一方、本川の下流及び支川区間についても(9)式と同様に次式が求められる。

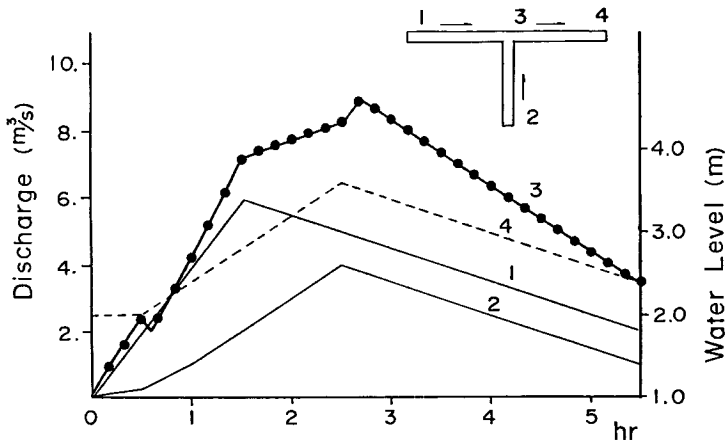


Fig. 3 Boundary conditions and calculated hydrographs at the junction of three channels.

$$\begin{aligned} & \left[\frac{1}{gA_i^n} + \frac{n^2 \cdot |Q_i^{n-1}| \cdot \Delta t}{(A^2 \cdot R^{4/3})_i^{n+1}} \right] Q_i^{n+1} + \left[\frac{1}{gA_j^n} + \frac{n^2 \cdot |Q_j^{n-1}| \cdot \Delta t}{(A^2 \cdot R^{4/3})_j^{n+1}} \right] Q_j^{n+1} \\ & = \left(\frac{Q_i^{n-1}}{gA_i^n} \right) + \left(\frac{Q_j^{n-1}}{gA_j^n} \right) + \left(\frac{2Q_i^{n-1}}{g(A^2)_i^n} \right) (A_i^{n+1} - A_i^{n-1}) \\ & \quad + \left(\frac{2Q_j^{n-1}}{g(A^2)_j^n} \right) (A_j^{n+1} - A_j^{n-1}) - \frac{(H_{j+1}^n - H_{i-1}^n) \cdot \Delta t}{\Delta X'} \dots\dots\dots(10) \end{aligned}$$

(9)式, (10)式及び(6)式の流量の連続式より, 合流点の各流量 Q_i^{n+1} , Q_{i+1}^{n+1} 及び Q_j^{n+1} が求められる。

いま **Fig. 3** に示すように本川, 支川の upstream でそれぞれ 1, 2 の流量条件を, 本川の downstream では 4 の水位条件を与え, 合流点 downstream 3 の所の流量を求めると実線のヒドログラフが得られる。比較のため Leap Frog 法⁶⁾による解を黒丸で示すが, よく一致している。一般に, 運動式あるいは連続式だけで解いた場合は, 単純な系では上述解とほぼ同値を得るが, 合流点が多連続すると差がでてくることは自明である。ここに提案した方法による計算時間は従来の方法のそれと大差ない。

3. 水田の流入計算法について

a) 欠口越流モデル 水田を1個の貯水池とし, 欠口をセキとして扱う。 **Fig. 4** に示すように欠口敷高から測った水田の水位 h_1 は, 水路の水位 h_2 , 降雨量を r_e , 水田面積を A_s , 欠口巾を B_s , 越流係数を C とすると, 次式で表わされる。

完全越流のとき

$$\frac{dh_1}{dt} = r_e - C' \cdot h_1^{3/2}, \quad C' = C \cdot B_s \cdot \sqrt{2g} / A_s \dots\dots\dots(11)$$

もぐり越流のとき

$$\frac{dh_1}{dt} = r_e - C'' \cdot h_2 \cdot \sqrt{h_1 - h_2}, \quad C'' = 2.6 \cdot C' \dots\dots\dots(12)$$

セキからの流出入は, point source の形で末端排水路に合流すると考える。もぐり越流時の流入点の水路水位 H_i^n は計算していないので, $\Delta X/2$ だけ離れた所の水位 H_{i+2}^n 及び H_{i-1}^n より $(H_{i+2}^n + H_{i-1}^n)/2$ の値で表わされるものとする。(11)式及び(12)式は非線型であるが, Δt 時間内の水位の変化量は微小であるので線型化しても誤差はほとんどない。

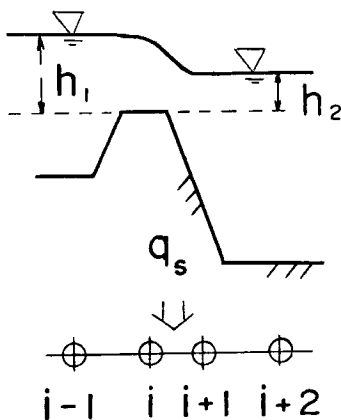


Fig. 4 Profile view of weir in a pond.

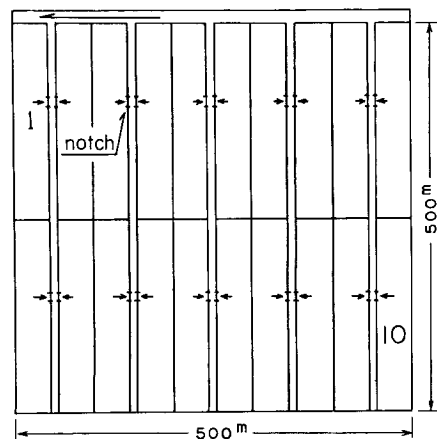


Fig. 5 Model of the branch drainage channel system.

b) 畦畔越流モデル 水田の内水位あるいは外水位が畦畔標高よりも高くなると畦畔越流が起こるが、ここでは、便宜上 point source すなわち畦畔越流量は欠口から流出入するものとする。さて欠口越流モデルの場合と同様に水田の流出量 q_s を求めてから水路の水位計算を進めると、もぐり越流時には解が振動を始め、 Δt を非常に小さくしても不安定であり実用に供し得ない。ここでわれわれが考案した改良計算法を示すと次のようである。いま畦畔長を SB 、畦畔頂から測った水路水位を h 、水田水位を h_s 、さらに Δt 時間後の値をそれぞれ h' 、 h_s' とすると、もぐり流入の場合の基礎式は、

$$q_s = -C_1 \cdot \sqrt{h' - h_s'}, \quad C_1 = 2.6 \cdot C \cdot SB \cdot h_s \cdot \sqrt{2g} \dots\dots\dots(13)$$

$$h_s' = h_s + \left(r_e - \frac{q_s}{A_s} \right) \cdot \Delta t \dots\dots\dots(14)$$

$$h' = h - \frac{(Q_{i+2^n} - Q_{i-1^n} - q_s) \cdot \Delta t}{B_i \cdot \Delta X} \dots\dots\dots(15)$$

より

$$\begin{aligned} (h' - h_s') + \left(\frac{1}{B \cdot \Delta X} + \frac{1}{A_s} \right) \cdot C_1 \cdot \sqrt{h' - h_s'} \cdot \Delta t \\ - \left[h - (Q_{i+2^n} - Q_{i-1^n}) \frac{\Delta t}{B \cdot \Delta X} \right] + (h_s + r_e \cdot \Delta t) = 0 \dots\dots\dots(16) \end{aligned}$$

で表わされる。上式の第3項及び第4項はそれぞれ $q_s=0$ の場合の Δt 時間後の外水位、内水位を示している。外水位 > 内水位であれば、上式の $\sqrt{h' - h_s'}$ は正の値をもつが、外水位 < 内水位であれば、 Δt 時間後には、もぐり流入がもぐり越流に変わるので、もぐり流出の場合の基礎式を用いなければならない。すなわちこの場合の式は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} (h_s' - h') + \left(\frac{1}{B \cdot \Delta X} + \frac{1}{A_s} \right) C_2 \cdot \sqrt{h_s' - h'} \cdot \Delta t \\ + \left[h - (Q_{i+2^n} - Q_{i-1^n}) \frac{\Delta t}{B \cdot \Delta X} \right] - (h_s + r_e \cdot \Delta t) = 0 \dots\dots\dots(17) \end{aligned}$$

ここで $C_2 = 2.6 \cdot C \cdot SB \cdot h \cdot \sqrt{2g}$ である。上述の a), b) のモデルを Fig. 5 に示すように水田一末端排水路—支線排水路系に適用して結果を比較する。支線排水路下流端では、水位条件 (Fig. 6 の点線) を与え、30mm/

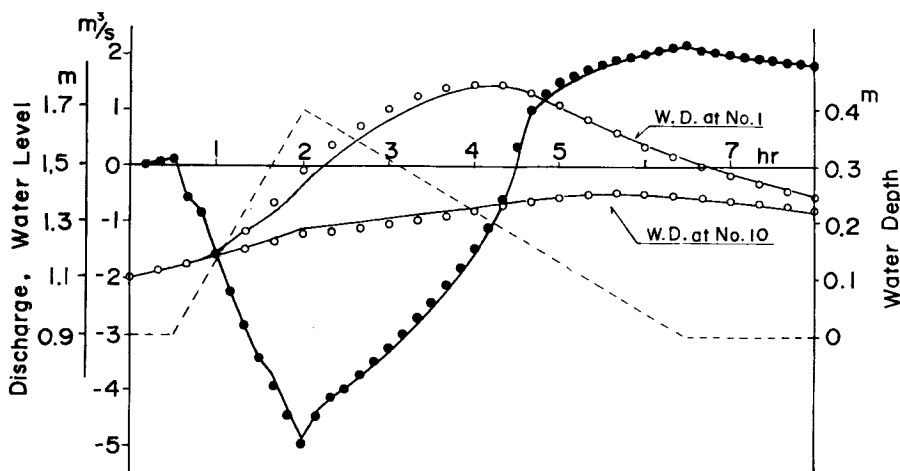


Fig.6 Comparison between hydrographs considering weir length of a pond and neglecting it.

hrの降雨を2時間降らせ、畦畔高を20cmとする。Fig. 6に支線排水路の downstream 流量ハイドログラフ及びFig. 5にNo. 1, 10と記載した最下流及び最上流の水田の湛水深を欠口越流モデル(実線), 畦畔越流モデル(丸印)で求めた結果を示す。同図から, 比較的非常性の強い場合でも, 両モデルの解はよく一致しており, 実用上畦畔越流現象を欠口越流モデルで表現してもよいといえる。また, 欠口越流モデルの方が, Δt を大きくとれる利点がある。それゆえ, 以下の考察では, 欠口流出モデルを採用する。

4. 水田—末端排水路系における流出現象とモデル化

Fig. 7に示すように末端排水路に水田が10筆並んでいる現実に近い場合を考える。水路は, いまの場合問題を単純化して考えているので断面積を矩形, 勾配を1/1000, 粗度係数を0.03, 初期水位は下流端水田の敷高標高0.6mとし, 水田面積を50×50m, 欠口巾を30cm, 欠口敷高を10cm, 越流係数を0.35とする。降雨は30mm/hrを2時間降らせ, 降雨開始30分後に, 下流端で3mm/hrのポンプ排水があるとする。ここで3mm/hrという値は, 低平地のポンプ排水地域でよく採用されている値であるので標準的な値とみなしてよい。排水路の通水能力は等流状態で流れる最大流量を下流端支配面積で除してmm/hrの形で評価するものとする。

(1) 水田の地形勾配による影響 排水路の通水能力が20mm/hr 地形勾配が0及び1/5000の場合の水田からの流出量(丸印), 上下流端水位(点線と実線)をそれぞれFig. 8, 9に示す。前者では上流側水田ほど早くもぐり越流に移行するのに対し, 後者は逆で, 上流側水田は完全越流状態であり下流側水田では逆流現象がおきている。一般に地形勾配が大きいく程, 下流側水田での逆流流入量が多くなって湛水はらんをおこし, 上下流の

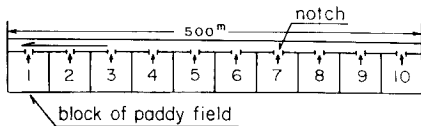


Fig. 7 Model of the lateral drainage channel system.

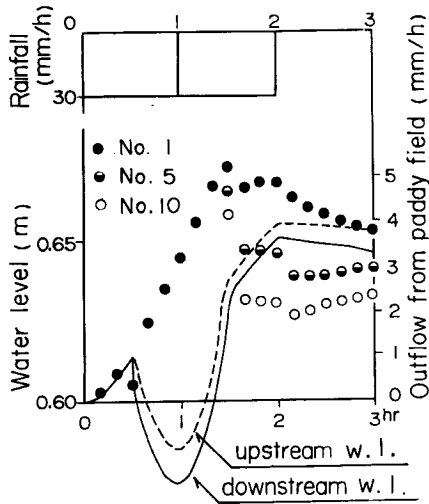


Fig. 8 Hydrographs at the outlet of the lateral drainage channel: land slope 0.

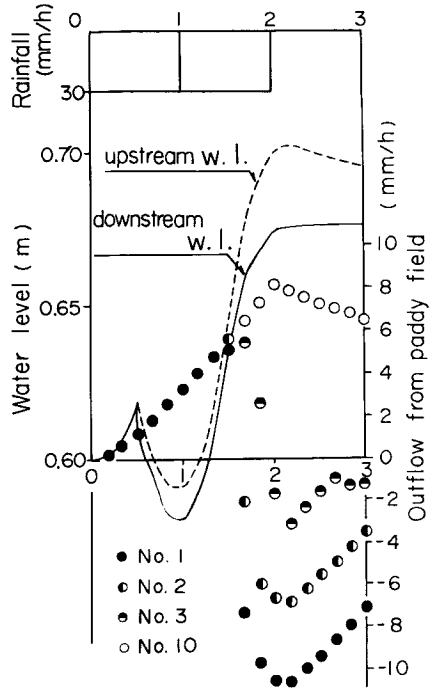


Fig. 9 Hydrographs at the outlet of the lateral drainage channel: land slope 1/5000.

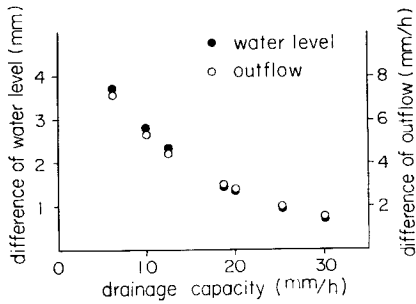


Fig. 10 Effects of drainage capacity of channel on water level and discharge: land slope 0.

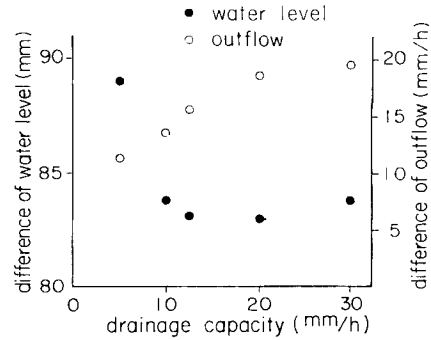


Fig. 11 Effects of drainage capacity of channel on water level and discharge: land slope 1/5000.

水田の湛水位差を小さくするような流れ方をするといいえる。

(2) 排水路通水能との関係 最下流端水田と最上流端水田の最大流出量及び最大湛水位の差を通水能の関係で Fig. 10, 11 に示す。水田の地形勾配が0の場合 (Fig. 10) 通水能の増大に伴い流出量差及び水位差は小さくなるのに対し、地形勾配が1/5000の場合 Fig. 11 では流出量差は大きくなるが水位差は小さくなる。

(3) 水田一末端排水路系のモデル化 水田からの越流計算を簡単にするため、水田10筆を2筆及び1筆にまとめた場合の計算を行った。Fig. 12 に地形勾配1/5000、通水能20 mm/hr の場合の下流端水位を例示する。上下流水田の流出形態に差があるため1筆にまとめると(丸印)10筆の解に比べて、1.4 cm の差があり、全般的に水位の再現性が悪く、地形勾配が急になるほど誤差が大きい。2筆にまとめた場合(点線)地形勾配が1/1000以上では2 cm 程度の誤差があるが、1/2500以下では、ほとんど差がない。したがって、実用上2筆化モデルで十分とみてよい。なお、この場合、欠口中は原水田の5倍にすることはいうまでもなく、また水田の湛水深、流出量はまとめられた水田のそれらの平均値を示している。

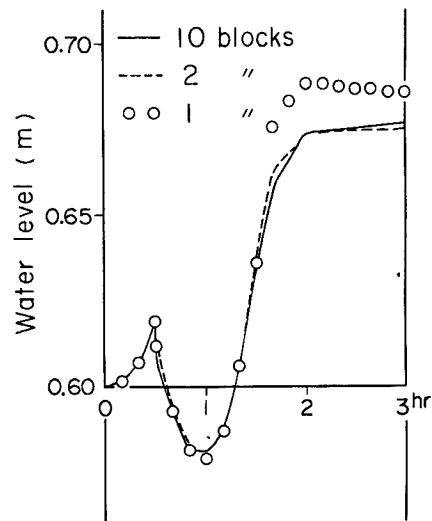


Fig. 12 Comparison of stage hydrographs at the outlet of the lateral drainage channel.

5. 支線排水路系における流出現象とモデル化

Fig. 13 に示すように支線排水路に末端排水路が5本合流し、各末端排水路の両側に単純化された水田2筆が流入しているモデルを原型に採用する。支線排水路勾配を1/3000とし、初期水位を下流端敷高標高0.9 m とするが、降雨条件、排水条件等は前項と同じである。

(1) 水田の地形勾配、通水能による影響 排水路の通水能20 mm/hr 地形勾配が0及び末端、支線排水路沿にとも1/5000の場合の各末端排水路から支線排水路への流入量を Fig. 14, 15 に例示する。地形勾配が0の場合は、水田からの流出量もぐりに移行し始めると、末端排水路からの流出量は上流ほど少ないが、地形勾配

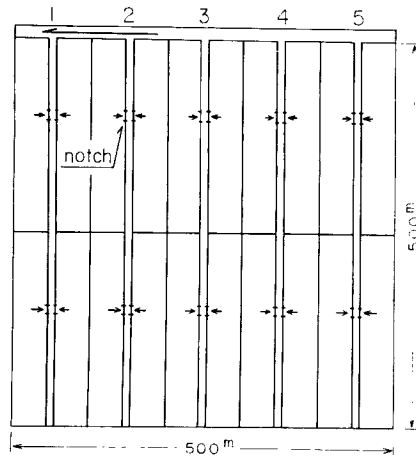


Fig. 13 Model of the branch drainage channel system.

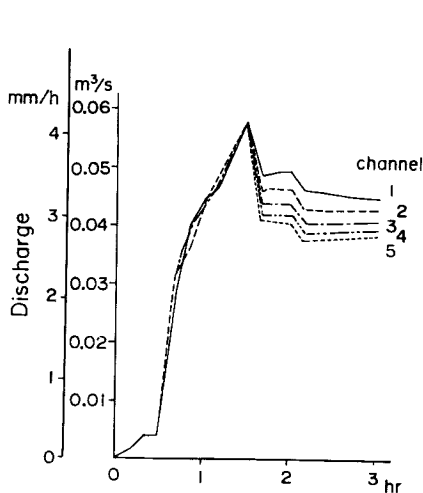


Fig. 14 Calculated discharge hydrographs at the outlets of lateral drainage channels: land slope 0.

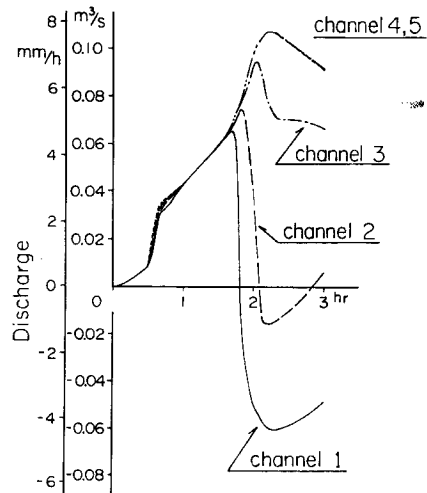


Fig. 15 Calculated discharge hydrographs at the outlets of lateral drainage channels: land slope 1/5000.

が存在する場合は逆に、雨量の増加に伴い、末端排水路に逆流するようになり、下流側水田では、はんらん貯留現象がおきる。また、水路の通水能の影響について検討してみると、その傾向は前項の場合と同様で、地形勾配が0の場合では、通水能が大きくなるにつれて、上下流の末端排水路からの流出量差は小さくなり、一方、地形勾配が1/5000の場合では逆に上下流の末端排水路からの流出量差は大きくなることわかった。

(2) 支線排水路系のモデル化 低平地域に数多く存在する末端排水路には数筆~数十筆の水田が付帯しているのが実情であるが、これらを前述のような単純化モデルで扱った。しかし支線排水路の計算段階で次のようにモデル化できないかを検討した。まず、末端排水路を貯水池とみなして連続式だけで解くと、支線排水路下流端水位(Fig. 16の黒丸)は原型解(実線)とよく一致した。しかしながらさらに、末端排水路支配域の水田を1筆にまとめ、かつ支線排水路に開口するようなモデルに単純化した場合は大きな誤差を生じ、便宜的に越

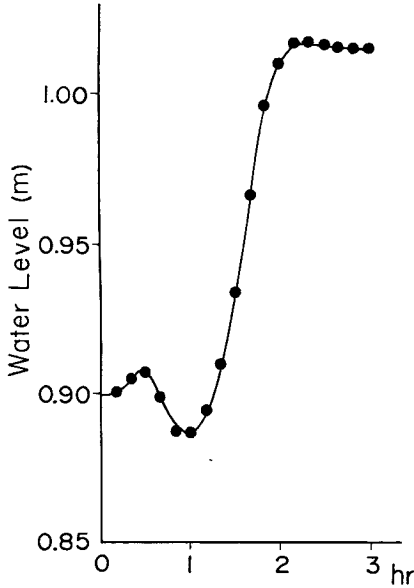


Fig. 16 Comparison of stage hydrographs at the outlet of the branch drainage channel.

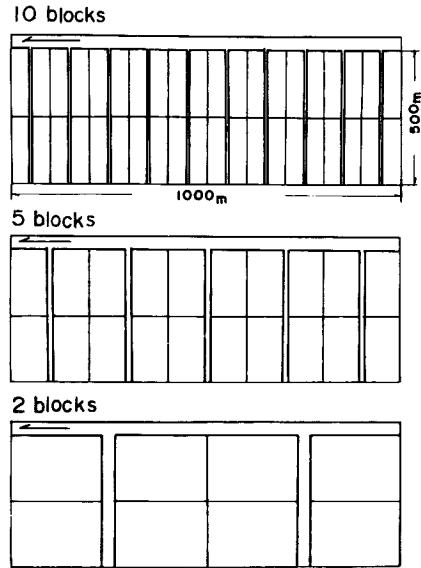


Fig. 17 Model of the branch drainage channel system.

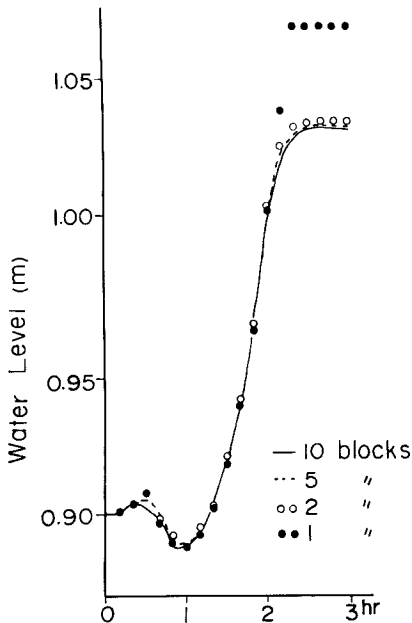


Fig. 18 Comparison of stage hydrographs at the outlet of the branch drainage channel.

流係数を変えても再現不可能であった。これらのことから支線排水路系のモデルは、末端排水路を貯水池として扱えるが、その省略はできないといえる。

次に、支線排水路に末端排水路が数多く合流する場合、末端排水路の数をまとめて少くなくする方が計算上有利であるのでこの点について検討した。Fig. 17 に示すように末端排水路10本が、支線排水路に合流したモデルを原型として採用し、末端排水路を減ずることを検討した。この場合まとめた末端排水路の水面積を無視すると支線排水路の下流端水位の再現性は悪いが、省略水路の水面積を新水路面積に含めると、Fig. 18の結果が得られる。同図で末端排水路を5本にまとめた場合（点線）、2本にまとめた場合（白丸）及び1本にまとめた場合（黒丸）をそれぞれ示してあるが、10本の末端排水路を3mm程度の誤差を許容するならば、2本までにまとめることができる。この場合、末端排水路の省略は、もとのモデルの水面積を確保するように行えばよいといえる。

6. 幹線排水路系の流出現象とモデル化

(1) 流出現象 Fig. 19 に示すように水田—末端排水路—支線排水路—幹線排水路系のモデルについて検討

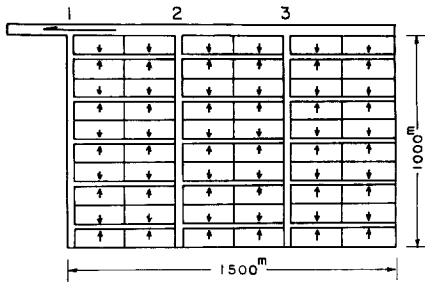


Fig. 19 Model of the main drainage channel system.

2 HR 10 MIN.

-71.5	-50.6	-36.1	-10.9	18.7	20.4
-46.9	-25.2	-20.6	18.0	19.6	20.4
-25.0	-4.7	2.7	20.4	20.4	20.4
-4.5	20.2	20.0	20.4	20.4	20.4
20.1	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4

UNIT : MM/HR

Fig. 20 Outflow from ponds.

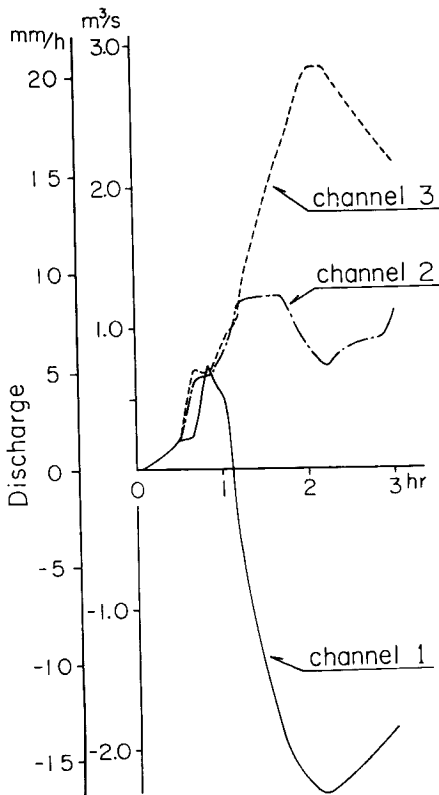


Fig. 21 Calculated discharge hydrographs at the outlets of branch drainage channels.

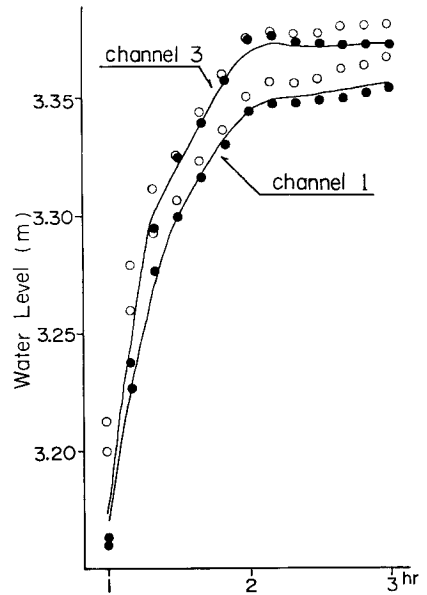


Fig. 22 Comparison of stage hydrographs at the outlets of branch drainage channels.

する。ここでは前項で検討した結果を原型として採用している。すなわち末端排水路を貯水池として連続式で解き、2本の末端排水路を、水路巾を2倍にして1本にまとめている。水田の地形勾配は、幹線、支線排水路に沿ってともに1/5000、通水能を約20 mm/hr、50×50 mの水田10筆を総括化水田1区画としている。60 mm/hrの降雨を2時間降らせ、降雨開始30分後よりポンプ排水を行う。2時間10分後の水田からの流出量を Fig. 20 に示す。同図で—の符号は逆流していることを示している。3本の支線排水路からの流出量を Fig. 21 に示す。また、支線排水路1, 3の下流端の水位を Fig. 22 の実線で示す。

(2) 幹線排水路系のモデル化 広大な低平地の流出現象をシュミレートしようとする場合、上述の計算モデルがさらに単純化できるか否かを検討する。ここでは、一本の末端排水路の支配する水田を一区画の水田におき換え、これが支線排水路に開口しているモデルに単純化する。まず省略した末端排水路の水面積を無視すると、支線排水路の下流端水位で比較した Fig. 22 の白丸に示してあるように、原型モデルの解(実線)に比べ1 cm 程度の誤差がある。そこで、水路の流れは非定常の弱い流れであることを考慮して原型モデルの末端排水路の貯留効果を水面積でカバーすることを考える。すなわち、末端排水路の水面積分を支線排水路に含ませると、同図の黒丸で示されているようによい結果が得られる。結局、水路の水面積を十分考慮すれば、水田—末端排水路—支線排水路—幹線排水路系は、水田—支線排水路—幹線排水路系のモデルに単純化できることがわかる。

7. モデル化と計算時間の関係について

一般に、モデルの単純化を行うことによって、計算すべき水田や水路の数が減少するのみならず、排水路の不定流計算をする際の Δx を大きく取ることができ、それに伴って、 Δt も大きくすることができ、計算時間を大巾に減少させることができる。いま、一例として京大大型計算機センターの FACOM 230-75 で計算した時の CPU 時間で比較をする。まず、Fig. 7 の水田—末端排水路系では、10筆の原型モデルの計算時間は、 $\Delta t=6$ sec, $\Delta x=12.5$ m として3時間のシュミレーションを行なうと 24 sec であり、これを2筆の単純化モデルで再現すれば、 $\Delta t=7.5$ sec, $\Delta x=25$ m とすることができるので、6 sec と1/4に短縮される。Fig. 13 の支線排水路系では、原型モデルの計算時間は、 $\Delta t=6$ sec, $\Delta x=25$ m とすると、47 sec であるが、単純化モデルでは $\Delta t, \Delta x$ を同じ場合 12 sec と1/4に短縮される。また、末端排水路10本を5本にまとめた場合も $\Delta t, \Delta x$ をかえなくて計算すると10%短縮される。Fig. 19 の幹線排水系の厳密解の計算時間は、 $\Delta t=10$ sec, $\Delta x=50$ m とすると 29 sec であり、単純化モデルでは $\Delta t, \Delta x$ を変えないとき 16 sec と1/1.8に短縮される。また同図は、50×50 mの水田600筆の流出系を単純化したものであるが、これをそのまま計算するのを、幹線排水路系の単純化モデルで再現する場合の計算時間は、 Δt を不変、 Δx を2倍にした例で概算すると1/17で可能であり、 Δt をさらに大きくできるので大巾に短縮される。

8. あとがき

本研究では、低平地水田地帯の流出モデルを水理学的観点より検討を進めた。ポンプ排水が主体となる低平地における流出現象を不定流計算で再現しようとする場合、非定常性のかなり弱い流れであるため、常に水路の水面積を考慮しさえすれば、かなりモデルの単純化ができること、そして排水路—1階級下級排水路—水田系、すなわち2次の河道網系としてモデル化できることを示した。これよりポンプ排水地区の内水解析の単純化に有用な手掛りが得られたと考えている。

参 考 文 献

- 1) 農林省農地局：流出機構調査報告書 昭39.3.
- 2) 鈴木正勝，西畑勇夫：低平地における雨水流出解析に関する1研究 土木学会論文集 No. 163. 1963, pp. 29-37.

- 3) 任田新治：木曾三川下流地域の排水計画に関する研究 昭36. 8.
- 4) 室田 明, 神田 徹, 江藤剛治：都市河川の洪水追跡手法について 第17回水理講演会講演集, 1973, pp. 91-96.
- 5) 土木学会編：水理公式集, 土木学会, 昭46, pp. 189-190.
- 6) Ballofet, A.: One-Dimensional Analysis of Floods and Tides in Open Channels, Jour. ASCE, Vol. 95, No. HY4, 1969, pp. 1429-1450.