

水田田面逕流之電腦分析研究

Computer Analysis of Overland Flow in Paddy Field

臺灣大學農工系副教授

吳 銘 塘

Ming-tarng Wu

Abstract

This study is based upon the equation of continuity of hydrologic system to construct a storm-runoff model in paddy field and an inflow-outflow model in agricultural drainage channel. With many varied factors such as storm pattern, initial depth of paddy field y_0 , incremental time step Δt , the width of drainage notch WL , the height of drainage notch DW and varied assumed values of experimental constants α , β and C_w , twenty two different shapes of hydrographs were plotted and analyzed. It was found that except for the values of α and β , all the values of factors had very remarkable influence on the shape of hydrographs. But except for the storm pattern, all the factors can be brought into control with artificial operation. In order to protect farmland from the damage of inundation, it is required to study the storm pattern of different frequencies and apply them to the model in the considered paddy fields.

It is quite valuable for measuring unsteady flow rates in agricultural channels from the formula put forth in this study by using auto-stage gauge and computer.

摘 要

本文以水文系統貯蓄量改變之觀念，建立暴雨時水田田面逕流與排水渠道入出流量演算模式，利用高速電腦為計算工具，以不同之降雨型態，田面起始蓄水深度 y_0 ，演算時段間距 Δt ，排水缺口寬度 WL ，缺口高度 DW 以及各種假定之實驗常數 α 、 β 、 C_w 之值，代入模式運算，繪出各種不同型態之歷線。結果得知，列入本模式計算之各數值，其大小之變化除 α 與 β 兩值外，均為影響歷線型態之重要因子。但各種影響因子，除降雨型態外，均可以人為方法加以控制，故欲避免作物遭受浸水損失，須先研究不同頻率別之暴雨量，再依本模式計算和人為操作，預作防患措施，則農田即可避免受害。

近年來，臺灣科技進步，工商業蓬勃發展，因此國民平均所得年年不斷地提高。但在另一方面，由於耕地狹小，農村勞力外流，農業有關的各項措施，向未能全面導入現代科學化系統。以致農業生產的成長逐漸遲緩，農民所得無法與工商業者所得匹比。政府有鑒於此，於是施行各種救援措施，例如實施農業發展條例，推行第二階段農地改革，獎勵擴大農場經營規模，並先後撥出數十億經費，執行加速農村發展計畫等等。由此可知，改善農業，提高農民所得，為近數年來政府在施政上積極謀求改善的重大問題之一。

改善農田排水是提高農業生產重要方法之一，改善農田排水除可減輕農作物遭受浸水災害外，並可改良土壤，使有利於作物生長，故改善排水可間接促進作物增產，增加農民所得。臺灣每年夏秋兩季常有颱風帶來豪雨，引發山洪，影響平地農田排水之宣泄，對農作物的生育和收穫構成很大的威脅，故為避免農作物遭受災害，改善農田排水系統實為當務之急。唯因排水工程所需的經費較鉅，各地水利會每因財力不足，不但無能力辦理新工程，甚至早年興建完成的排水設施，尚且疏於維護與管理。所以有許多地區的農田排水路，由於缺乏維護，通水斷面淤塞，每逢暴雨，兩岸農田常遭受嚴重的浸水損失，影響農民收益至鉅。故為確保農民收益，亟待研究各種改善方法和適當措施。

民國 66 年 9 月行政院宣布的國家十二項大建設中，已將「改善農田排水系統計畫」列入其中的第八項建設，並自 67 年 7 月起執行迄今。臺灣省政府為配合中央政策，在每年會計年度也必提列數十億預算從事改善省內各重要的農田排水系統。由此可知，政府對農田排水系統改善計畫的重視。

本文係以改善農田排水系統為目的而進行之研究。一般農田有旱田與水田之分，水田又有雙期作和輪作田等等之別。所謂三年輪作田亦即該田區在三年之中只種植一季水稻，其餘時間種植各種旱作物，所以同一田區內有種植旱作物的時期，亦有種植水稻的季節。由於水稻與旱作物的需水量完全不同，故排水與田面逕流的情形以及浸水受害的損失程度也完全不同。本文所指的田面逕流係指田區種植水稻時的情形。

本研究之試驗田區選擇在雲林水利會西螺工作站灌區內，面積約為 915 公頃的雙期作田。為進行觀測，特在該試驗田區設立多處水位觀測尺，並於主要排水溝中設置七處自記水位觀測站，以觀測水位及流量，另在試驗區中央附近設置自記雨量站一處，以收集暴雨資料。本研究首先根據水文平衡理論導出降雨—田面逕流及主要排水溝入一出流量之演算公式，再根據實地觀測之資料計算公式中所需之實驗常數值，由此建立田區暴雨時之田面逕流和主要排水渠道入、出流量之數學與電腦模式。藉本模式之演算可了解各種不同型態之暴雨，田面浸水深度與時間及排水渠道流量歷線變化情形，其結果可應用於其他地區作為減輕作物浸水災害及改善排水工程之規劃與設計參考。

二、數學模式之推導

洪水問題的演算通常可採用兩種方法，一為水力演算 (Hydraulic Routing) 方法。另一為水文演算 (Hydrologic Routing) 方法。第一種水力演算乃應用明渠內變量流動力微分方程式之理論，以描述洪水波峯進行與演變之過程。第二種水文方法乃應用連續性公式 (Equation of Continuity) 以表示水文系統貯蓄量之改變，第一種之水力演算方法雖具有較嚴謹之學理基礎，演算結果較為逼真，但涉及很多繁瑣之演算公式，故如非熟練公式推導之過程並具充分之水力學基礎，頗難輕易應用。

本研究主要採用較易被了解之水文演算方法，局部計算兼應用水力方法，以收相互核驗之效。

2-1 田區降雨—逕流模式 (Rainfall-Runoff Model of Paddy Field):

假定田區為一蓄水庫，滲入量忽略不計，則降雨後田區之蓄水量可以下式表示：

$$S = Ay^{N_1} \dots \dots \dots (1)$$

式中 S 為蓄水量 (m^3)

A 為所演算之田區面積 (m^2)

y 為蓄水深度 (m)

N_1 為須待實驗決定之係數。當水面坡度甚小 (水平) 時 $N_1 = 1$ ，水面坡度非水平時則 $N_1 > 1$ 。

又若田區逕流之出流量為量水堰之型式時，則田區出流量可以下式表示：

$$Q = C_w \cdot W \cdot h^{3/2} \dots\dots\dots(2)$$

式中 Q 爲出流量 (cms)

W 爲堰頂寬度 (m)

h 爲堰上水頭 (m)

C_w 爲實驗常數

(2)式中若 h 繼續升高，則
堰流水深將超過田埂，此時(2)

式可改寫成

$$Q = C_b \cdot B y^{3/2} \dots\dots\dots(3)$$

式中 B 爲演算田區之寬度 (m)

由(3)式得

$$y = \left(\frac{Q}{C_b \cdot B} \right)^{2/3} \dots\dots\dots(4)$$

(4)式代入(1)式得：

$$S = A \left(\frac{Q}{C_b \cdot B} \right)^{2/3} (N_1)$$

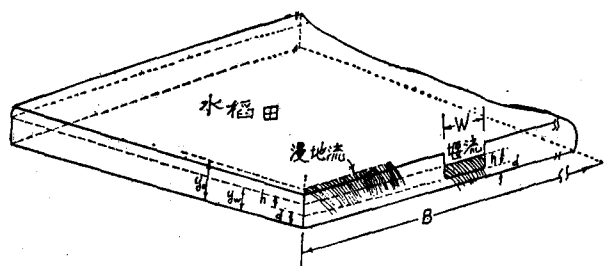


圖 1. 田區堰流與漫地流示意圖

$$\text{若 } N_1=1, \text{ 則 } S = A \left(\frac{Q}{C_b \cdot B} \right)^{2/3} \dots\dots\dots(5)$$

同理，由(2)式得：

$$Q = C_w \cdot W \cdot (y-d)^{3/2}$$

$$y = d + \left(\frac{Q}{C_w \cdot W} \right)^{2/3} \dots\dots\dots(6)$$

式中 $d = y - h$ = 堰頂高度 (即缺口高度) (m)

(6)式代入(1)式，且設 $N_1 = 1$ ，則

$$\begin{aligned} S &= A \left\{ d + \left(\frac{Q}{C_w \cdot W} \right)^{2/3} \right\} \\ &= Ad + A \left(\frac{1}{C_w \cdot W} \right)^{2/3} \cdot Q^{2/3} \dots\dots\dots(7) \end{aligned}$$

由水文方程式 (Hydrologic Equation) 得

$$I - Q = ds/dt \dots\dots\dots(8)$$

式中 I 爲入流量 (cms)。

Q 爲出流量 (cms)。

S 爲蓄存量 (m³)。

(5)式代入(8)式得

$$\begin{aligned} I - Q &= \frac{d}{dt} \left\{ A \left(\frac{Q}{C_b \cdot B} \right)^{2/3} \right\} \\ &= \frac{2}{3} \cdot A \cdot (C_b \cdot B)^{-2/3} Q^{-1/3} \cdot \frac{dQ}{dt} \\ \frac{dQ}{dt} &= \frac{3}{2} \cdot A^{-1} (C_b \cdot B)^{2/3} (I - Q) Q^{1/3} \\ &= K_o (I - Q) Q^{1/3} \dots\dots\dots(9) \end{aligned}$$

$$\text{式中 } K_o = 1.5 (C_b \cdot B)^{2/3} \cdot A^{-1}$$

同理，(7)式代入(8)式得：

$$\frac{dQ}{dt} = K_w (I - Q) Q^{1/3} \dots\dots\dots(10)$$

$$\text{式中 } K_w = 1.5 (C_w \cdot W)^{2/3} \cdot A^{-1}$$

將(9)式或(10)式化爲差分方程式 (Difference Equation) 得：

$$\begin{aligned} \frac{Q_{t+\Delta t} - Q_t}{\Delta t} &= K \left(\frac{I_{t+\Delta t} + I_t}{2} - \frac{Q_{t+\Delta t} + Q_t}{2} \right) \\ &\quad \left(\frac{Q_{t+\Delta t} + Q_t}{2} \right)^{1/3} \dots\dots\dots(11) \end{aligned}$$

式中 $I = iA \times 0.001/3600 =$ 降雨時田區入流量 (cms)

i 為降雨強度 (mm/hr.)

A 為演算田區之面積 (m^2)

$K = K_0$ 或 $= K_w$ 。當蓄水深度越過田埂時

$K = K_0$ 。否則 $K = K_w$

2-2 排水渠道之入一出流量模式 (Input-

Output Model of Drainage Channel)

由曼寧或蔡希公式(Manning's or Chezy's Formula) 得

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A_s \cdot R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots (12)$$

$$Q = c \cdot A_s \cdot R^{1/3} S^{1/2} \dots\dots\dots (13)$$

上式中 A_s 為演算渠道之渠流斷面積 (m^2)， S 為渠底坡降。 $R = A/P =$ 水力半徑。由於 Q 右項之各項因子均與渠流水深 y_s 有關，故可將(12)、(13)兩式改寫成

$$Q = \alpha y_s^\beta \dots\dots\dots (14)$$

式中 α, β 兩值與 n, A_s, R, S 及渠流水深 y_s 等等的變化有關，故應採用實測方法求出。

又由第(8)式得

$$I - Q = -\frac{ds}{dt} = L \cdot \bar{W}_s \cdot \frac{dy_s}{dt} \dots\dots\dots (8a)$$

式中 L 為演算渠道之長度 (m)， $\bar{W}_s$ 為演算渠道水面之平均寬度 (m)， y_s 為渠流水深 (m)

由(14)式得 $y_s = \left(\frac{1}{\alpha}\right)^{1/\beta} \cdot Q^{1/\beta}$

$$\frac{dy_s}{dt} = \frac{1}{\beta} \cdot \alpha^{-1/\beta} \cdot Q^{(1/\beta)-1} \frac{dQ}{dt} \dots\dots (15)$$

(15)式代入 (8a) 式得

$$I - Q = L \cdot \bar{W}_s \cdot \beta^{-1} \cdot \alpha^{-1/\beta} \cdot Q^{(1/\beta)-1} \frac{dQ}{dt}$$

$$\frac{dQ}{dt} = \beta \cdot \alpha^{1/\beta} \cdot (L \cdot \bar{W}_s)^{-1} \cdot (I - Q) Q^{(1-1/\beta)}$$

$$= K_s (I - Q) Q^\xi \dots\dots\dots (16)$$

式中 $K_s = \beta \cdot \alpha^{1/\beta} \cdot (L \cdot \bar{W}_s)^{-1}$

$\xi = 1 - 1/\beta$

將(16)式化為差分方程式得：

$$\frac{Q_{t+\Delta t} - Q_t}{\Delta t} = K_s \left(\frac{I_{t+\Delta t} + I_t}{2} - \frac{Q_{t+\Delta t} + Q_t}{2} \right) \left(\frac{Q_{t+\Delta t} + Q_t}{2} \right)^\xi \dots\dots\dots (17)$$

式中 I 為演算渠道的入流量 (cms)

Q 為出流量 (cms)

2-3 模式中實驗常數之實地觀測與求法

第(2)、(3)與(14)式中之 C_w, C_b, α 及 β 值，係隨水深、斷面、粗糙率、坡度等等因子之變化而變化，故宜採用實測方法求出。每次暴雨時必須把握機會，在試驗田區適當地點進行多次觀測，在經費容許之下，最好購置全自記之觀測設施，以避免人力不足，無法日夜連續觀測，及暴雨時疲於奔命之種種缺點。

由於本研究採用水文演算方法，故所需要的實驗參數精度，在可用範圍內，無須過分精密，下列提出之理論與觀測方法均可適用。

2-3-A C_w 及 C_b 兩係數之求法與觀測：

由(8)、(2)、(3)各式得

$$(I - Q) dt = ds = Adh = Ady \dots\dots\dots (8b)$$

$$Q = C_w \cdot W \cdot h^{3/2} \dots\dots\dots (2)$$

$$Q = C_b \cdot B \cdot y^{3/2} \dots\dots\dots (3)$$

(2)式代入 (8b) 式得

$$(I - C_w \cdot W \cdot h^{3/2}) dt = Adh$$

$$\frac{dh}{dt} = \frac{I - C_w \cdot W \cdot h^{3/2}}{A} \dots\dots\dots (18)$$

將(18)式化成差分方程式得

$$\frac{h_{t+\Delta t} - h_t}{\Delta t} = \frac{1}{A} \left\{ \left(\frac{I_{t+\Delta t} + I_t}{2} \right) - C_w \cdot W \cdot \left(\frac{h_{t+\Delta t} + h_t}{2} \right)^{3/2} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

同理將(3)式代入 (8b) 式可得

$$\frac{y_{t+\Delta t} - y_t}{\Delta t} = \frac{1}{A} \left\{ \left(\frac{I_{t+\Delta t} + I_t}{2} \right) - C_b \cdot B \left(\frac{y_{t+\Delta t} + y_t}{2} \right)^{3/2} \right\} \dots\dots\dots (19a)$$

式中 h, y 分別為堰流及漫地流時之水深 (m)

W 為觀測田區之缺口 (堰頂) 寬度 (m)

B 為觀測田區之寬度 (m)

A 為觀測田區之面積 (m^2)

I 為觀測田區之入流量 $= i \times A \times 0.001/60$ (cms)

i 為降雨量 (mm/min)

觀測與計算：

(1)在接近排水溝之處，選擇一適當觀測田區，安設自記水位計於出流口 (集流點) 適當處，每次降

- 雨時記錄每 Δt 時段 (1 分、5 分或 10 分) 間，田區水位之變化 Δy 或 Δh (如圖 2 所示)。
- (2) 測量田區之面積 A (m^2)、寬度 B (m)、缺口寬度 W (m)。
- (3) 安設自記雨量計，記錄每次降雨之降雨強度

i (mm/min)。再計算田區入流量 $I = i \times A \times 0.001/60$ (cms)。

- (4) 將(1)、(2)、(3)項所觀測及計算所得之 Δy 、 Δh 、 Δt 、 A 、 B 及 W 與 I 等資料代入(19)及 (19a) 式，則 C_w 及 C_b 兩值即可求出。

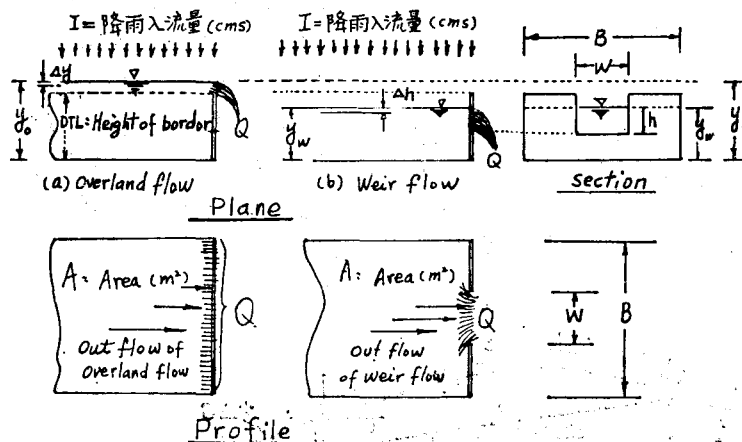


圖 2. 田區實地觀測水位變化以求 C_w 及 C_b 兩係數示意圖

2-3-B α 及 β 兩係數之觀測與求法：

(A) 水平衡法：

將(4)式代入 (8b) 式得

$$(I - \alpha y_s^\beta) dt = A dy = L \cdot \bar{W}_s dy,$$

$$\frac{dy_s}{dt} = (L \cdot \bar{W}_s)^{-1} (I - \alpha y_s^\beta) \dots (20)$$

第(20)式可改寫成

$$\frac{d\bar{y}}{dt} = (L \cdot \bar{W}_s)^{-1} \cdot \alpha \cdot (y_1^\beta - y_0^\beta) \dots (21)$$

化為差分方程式得

$$\frac{\bar{y}_{t+\Delta t} - \bar{y}_t}{\Delta t} = (L \cdot \bar{W}_s)^{-1} \cdot \alpha \left\{ \left(\frac{y_{1,t+\Delta t} + y_{1,t}}{2} \right)^\beta - \left(\frac{y_{0,t+\Delta t} + y_{0,t}}{2} \right)^\beta \right\} \dots (22)$$

式中 y_1 、 y_0 分別為上下游渠流水深

$$\bar{y} = \frac{y_1 + y_0}{2}$$

$y_{t+\Delta t}$ 及 y_t 分別為 $t+\Delta t$ 及 t 時段，渠流的水深。

觀測與計算：

- (1) 選擇一平直整齊的觀測渠道，截取適宜的長度 (L)，詳測該渠道的平均寬度 ($\bar{W}_s$)，上下游水位觀測站間的長度 (L)，並導出水深 y 與寬

度 ($\bar{W}_s$) 間的關係方程式， $\bar{W}_s = f(y_s)$ 。

- (2) 在相距 L (m) 之上下游各設立自記水位計，每次暴雨時令自記水位計量測與記錄各時段之 y_1 及 y_0 水位資料。

- (3) 將所得之 y_1 、 y_0 及 Δt 資料代入第(22)式，再應用最小二乘法原理處理，則 α 及 β 兩值便可求得。

(B) 變量流水位差法：

明渠水流在定量流狀態 (steady state) 時，可應用曼寧公式 (Manning's Formula)

$$Q = AV = \frac{AR^{2/3} S^{1/2}}{n} \dots (12)$$

計算其流量，上式標示流量 (Q) 與渠底或水面坡降 (S) 成比例，即

$$Q \propto \sqrt{S} \dots (23)$$

但非定量流 (Unsteady Flow) 時，渠面因受洪水波上下擾動，坡降變為 $S \pm \Delta S$ ，故其實際流量 Q_s 應隨 $S \pm \Delta S$ 而變化，

$$Q_s \propto \sqrt{(S \pm \Delta S)} \dots (24)$$

$$\Delta S = \frac{dh}{C dt} = \frac{dh/dt}{C} \dots (25)$$

C 為洪水波速 (Celerity of Flood)

Wave) = 1.3~1.4 倍 $\frac{Q_s}{A}$ ([4]*p.103 或 [1]* p. 215) 或 $C = (gD)^{1/2}$ [2]*p. 588. D 為水力深度 = (A/T)

因洪水面有上升, 亦有降落, 故 dh/dt 亦有正負值。由(23)~(25)式得

$$\frac{Q_s}{Q} = \left(1 + \frac{dh/dt}{C \cdot S}\right)^{1/2} \dots\dots\dots(26)$$

觀測與計算

- (1) 如圖 3, 同上(A)法, 選擇一平直整齊之觀測渠道, 截取適宜長度, 於上下游各設置水位觀測站, 當暴雨時令自記水位計記錄上下游水位及觀測時間; 計算 Δh 及 Δt 並詳測渠底坡降 S , 斷面

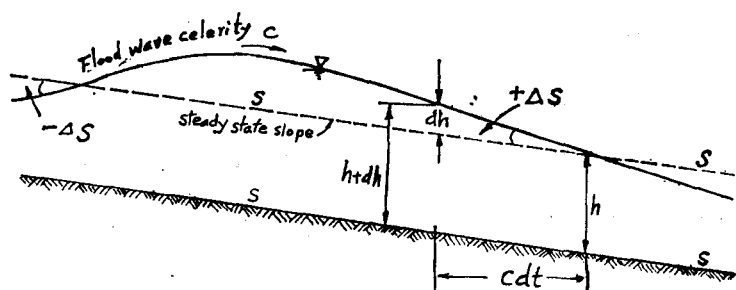


圖 3. 洪水波面坡度變化示意圖

- (C) 應用流速儀 (Current meters) 測流量:

應用流速儀測出渠流斷面之平均流速 $\bar{V}$, 乘以斷面積 A 即得流量 $Q = A\bar{V}$, 再依照上述 (A)、(B) 之方法, 應用最小二乘法解出 α, β 兩值。

- (D) 應用特性法 (Characteristic method)

演算明渠變量流之流速與水深:

如圖 4 所示, 由動量方程式 (Momentum

積 A , 水力半徑 R 及粗糙係數 n 等。

- (2) 計算 $Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$ 及 $C = \sqrt{gD}$, 並以 $\Delta h/\Delta t$ 取代 dh/dt , 將 $Q, C, dh/dt, S$ 等各值代入(26)式可直接計算 Q_s 值。若以 $C = 1.3 Q_s/A$ 代入(26)式, 則可應用牛頓法 (Newton-Raphson method) 或半區間法 (Half-interval method) 求解 Q_s 值。

- (3) 流量 Q_s 既依上法可解出, 水深 y 亦由觀測站可取得, 則 Q 與 y 之關係式 $Q_1 = \alpha y_1^\beta, Q_2 = \alpha y_2^\beta, \dots\dots\dots Q_n = \alpha y_n^\beta$ 中之 α 與 β 兩值可依照上述(A)之方法, 應用最小二乘法求解。

Equation) 及連續方程式 (Continuity Equation) 得

$$H_1 = \frac{\partial v}{\partial t} + V \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} + g (S_f - S_0) = 0 \dots\dots\dots(27)$$

$$H_2 = \frac{A}{T} \frac{\partial v}{\partial x} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \dots\dots(28)$$

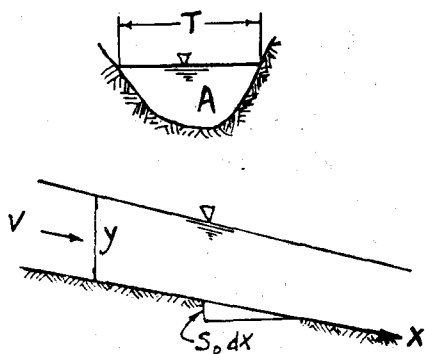


圖 4. 渠道示意圖

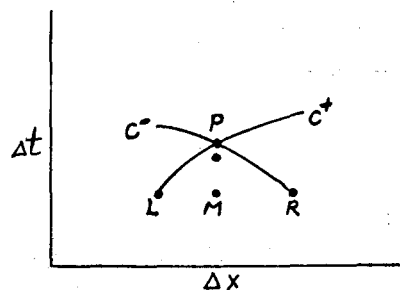


圖 5. 特性曲線圖

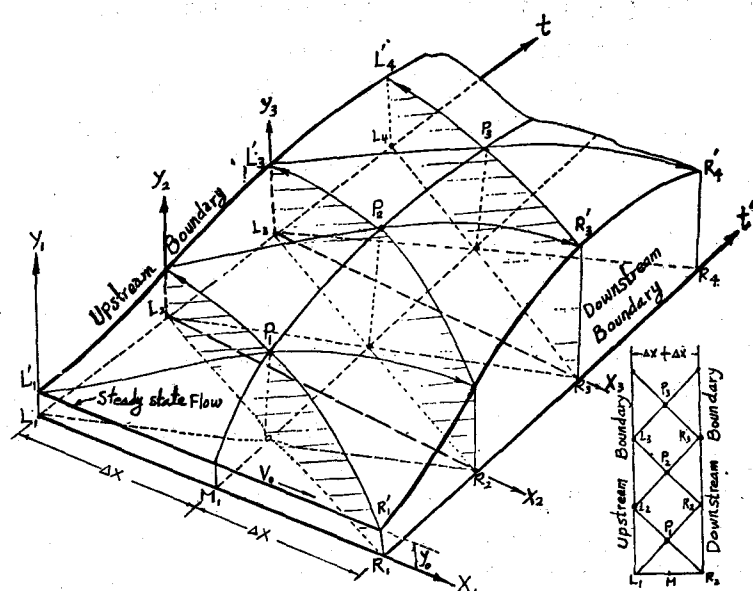


圖 6. 特性法水力演算示意圖

設 $H = H_1 + \lambda H_2 \dots \dots \dots (29)$

$\left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)_M = \frac{y_R - y_L}{2\Delta x} \dots \dots \dots (32)$

並以 $\left(\frac{\partial v}{\partial x}\right)_M = \frac{V_R - V_L}{2\Delta x} \dots \dots \dots (30)$

$\left(\frac{\partial y}{\partial t}\right)_P = \frac{y_P - y_M}{\Delta t} \dots \dots \dots (33)$

$\left(\frac{\partial v}{\partial t}\right)_P = \frac{V_P - V_M}{\Delta t} \dots \dots \dots (31)$

代入(27), (28)式, 整理後得:

$V_P - V_L + \sqrt{gT_L/A_L}(y_P - y_L) + (t_P - t_L)g(s_{fL} - s_0) = 0 \dots \dots \dots (34)$

$X_P - X_L = (V_L + \sqrt{gA_L/T_L})(t_P - t_L) \dots \dots \dots (35)$

$V_P - V_R - \sqrt{gT_R/A_R}(y_P - y_R) + (t_P - t_R)g(s_{fR} - s_0) = 0 \dots \dots \dots (36)$

$X_P - X_R = (V_R - \sqrt{gA_R/T_R})(t_P - t_R) \dots \dots \dots (37)$

$S_{fP} = (V_P^2 n^2)/(R_P)^{4/3} \dots \dots \dots (38)$

$\Delta t \leq |\Delta x / (V + \sqrt{gA/T})| \dots \dots \dots (39)$

由 (35), (37) 式

得 $t_P = \{X_L - X_R + t_R(V_R - \sqrt{gA_R/T_R}) - t_L(V_L + \sqrt{gA_L/T_L})\} / (V_R - V_L - \sqrt{gA_L/T_L} - \sqrt{gA_R/T_R}) \dots \dots \dots (40)$

從 (35) 式

得 $X_P = X_L + (V_L + \sqrt{gA_L/T_L})(t_P - t_L) \dots \dots \dots (41)$

從 (34), (36) 式

得 $y_P = V_L - V_R + (\sqrt{gA_L/T_L})(y_L) + (\sqrt{gT_R/A_R})(y_R) - t_P - t_L)g(s_{fL} - s_0) + (t_P - t_R)g(s_{fR} - s_0) / (\sqrt{gT_L/A_L} + \sqrt{gT_R/A_R}) \dots \dots \dots (42)$

從 (34) 式

得 $V_P = V_L - \sqrt{gT_L/A_L}(y_P - y_L) - (t_P - t_L)g(s_{fL} - s_0) \dots \dots \dots (43)$

$S_{fP} = (V_P^2 n^2)/(R)^{4/3} \dots \dots \dots (44)$

$\Delta t \leq \Delta x / (V + \sqrt{gA/T}) \dots \dots \dots (45)$

上列各式中 A , T , y , X , t , S_o , S_f , V 及 g 分別為斷面積、水面寬、水深、流距（或流動方向）、時間、渠底比降、能量線比降、斷面平均流速以及重力加速度，第(45)式稱為柯倫條件(Courant Condition)。

觀測與計算：

(1)選擇一整齊之觀測渠道，截取適當距離之上下游兩站（如圖 6 中之 L 與 R 兩點）裝設精密自記水位計（農工中心自製之水位計每分鐘可自記一次，敏度可達 1 mm），暴雨洪流時，令自記水位計記錄 L , R 各站之水位 (y) 與時間 (t)，再繪成 $y-t$ 曲線如圖 6 中的 L'_1 , L'_3 , L'_4 （上游站）及 R'_1 , R'_3 , R'_4 （下游站）。

(2)在未發生洪流時，渠道渠流假設為定流狀態，適用曼寧公式計算其流速 V_0 與流量 Q_0 作為本演算之起始條件，則從圖 6 中 y_1 , x_1 軸的 L_1 與 R_1 點開始演算，因 L_1 , R_1 的距離及 y_0 , v_0 均已知， $t_R=0$, $t_L=0$ ，故應用公式 (40)~(43) 可計算 P_1 點之 t_P , X_P , y_P 及 V_P 各值。從計算所得之 V_P 與 y_P 值寫成 $Q_{P1}=V_{P1}A_{P1}=\alpha y_{P1}^\beta$ 關係式。

(3)再從 y_2 , x_2 軸上的 L_2 與 R_2 點開始，重設 $t_L=t_R=0$ ， L_2 與 R_2 上的水深為自記水位計的觀測值。故再應用 (40)~(43) 式可計算 R_2 , P_2 , L_3 與 L_2 , P_2 , R_3 交點 P_2 的 t_P , X_P , y_P 及 V_P 各值。同上，可再寫成

$$Q_{P2}=A_{P2} V_{P2}=\alpha y_{P2}^\beta \text{ 的關係式。}$$

(4)重複第(3)項之計算，可再得 $Q_{P3}=A_{P3} V_{P3}=\alpha y_{P3}^\beta$, ..., $Q_{Pn}=A_{Pn} V_{Pn}=\alpha y_{Pn}^\beta$

(5)應用最小二乘法求解 α 與 β 值

三 模式之演算與應用

本研究選擇雲林縣雲林水利會西螺工作站灌溉區的新庄子排水區域作為試驗觀測田區。本區域係雙期作水田，全區面積共 914.6 公頃，因施行土地重劃，故區內丘塊，灌排水路系統等甚為整齊。唯因保養不易，若干排水溝段已受天然暴雨、洪流的沖蝕及人畜等的破壞，每當洪流期間又常夾帶大量泥沙淤積於溝內，故目前排水溝橫斷面已與原設計斷面有很大的出入。排水溝內復因滋生布袋蓮，清

除不易，非但阻碍排水暢通，對試驗觀測也形成很大障礙。

3-1 田區內之試驗設施與測量調查

為進行研究，必須蒐集暴雨量，田區浸水深度、逕流量、排水溝出、入量等資料。故在試驗田區除於主要排水渠道新庄子排水幹線適當溝段內設置自記水位觀測站共計七處外，另在田區內亦擇適當處設立水尺以觀測田面水位深度升降情形。此外在區內中央附近設置自記雨量站一處，區外西螺鎮內水利會管理處亦設自記雨量站一處。上述設施均用於觀測平時及洪水期降雨量，田面蓄水深度，渠道排洪之水位及流量等資料以供研究分析，其設置位置參閱圖 7。

新庄子排水幹線自東向西而流，先由起點之小排線流入埔心中排線，再注入新庄子本線，貫穿全區中央將全田區分割成南北兩部；排水溝中西長約五公里，其縱斷面坡度為 0.17%。

水田在非洪水期之排水，通常均由各田區之排水缺口排出。但洪水期間田面蓄水可能溢過其田埂而形成所謂漫地流 (Overland Flow) (見圖 1)，排水缺口之寬度、深度及位置等隨人為之習慣而無固定之尺寸。茲為研究及了解，特在本試驗田區選擇四十餘處，抽樣調查其田埂高度、缺口寬度、深度等資料。其調查資料列示於附錄。

3-2 模式之應用

本模式是否可應用於實際田間，除須蒐集全田區有關資料，作為驗證或作為演算輸入之數據外，必須先測定第(2)、(3)及第(4)式中之實驗常數 C_w , C_b 及 α , β 四值。此四值之觀測與計算方法已詳述如上。由於本模式係採用水文方法演算，故對該四常數測量精度要求，可無須過分苛求。

本觀測兩年來由於旱多雨少，遇到二十餘年來少見之大旱，故能取得之實際資料不多。69 年 8 月 27 日~28 日幸遇「諾瑞斯」颱風過境，田區的各種觀測設施，始有派上用場的機會。任何降雨降落於田間，必先消耗於蒸發、蒸散，旱田入滲，以及蓄滿排水缺口高度 DW ，降雨量必須超出上述消耗量而後方有田面逕流之產生，田面之逕流可分為缺口堰流與漫地流兩種型態，若超滲降雨量強度大於缺口堰流量，則田區的蓄水將越過田埂而形成漫地流。但據觀測，此次諾瑞斯颱風帶來之雨量，並未使本試區產生漫地流的情形。

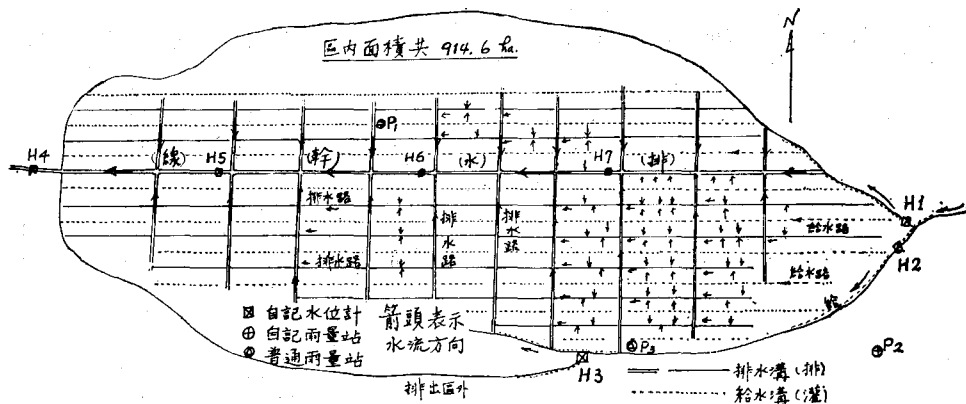


圖 7. 西螺工作站試驗田區示意圖

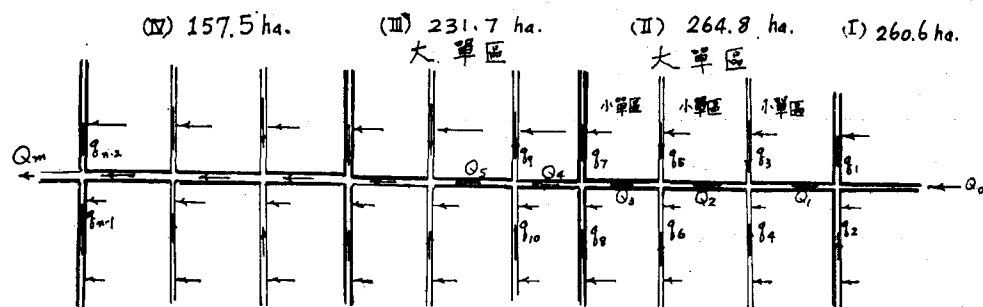


圖 8. 田區田面逕流量及大排溝入出流量演算示意圖

本試區每一小丘塊的農田面積為 0.25 公頃 (25 m×100m)，全試區 915 公頃約有四千個小丘塊，故欲輸入全田區四千個丘塊資料以計算每一丘塊逕流量，實有困難。筆者經由計算獲悉，同一型態之降雨降落於田間，使田區產生逕流的峯量或流量的大小與逕流田區面積之大小有線性比例之關係。因此計算大面積田區的逕流現象即能獲悉小田區逕流情形。故為了簡化起見，可將全田區依照排水系統分區，把全區劃分成如圖 8 所示之二十餘個小單區，所謂小單區係指由東西與南北流向的排水溝所圍

成的田區，每一小單區之丘塊約有 160 個，面積共約 40 公頃。各小單區之排水係各先排入臨近之中小排溝，再由中小排溝排入新庄子大排溝，然後再沿主排溝逐次向下游段排出。如欲再簡化，則各個小單區仍可再合併成爲一個大單區如圖 8 所示。

3-2-A. 暴雨—田面逕流量之演算

依照圖 8 所示，全田區 914.6 公頃的面積可簡化成八個大單區，並把主排溝分成 (I)、(II)、(III) 及 (IV) 四段。應用第 (11) 式

$$\frac{Q_{t+\Delta t} - Q_t}{\Delta t} = K \left(\frac{I_{t+\Delta t} + I_t}{2} - \frac{Q_{t+\Delta t} + Q_t}{2} \right) \left(\frac{Q_{t+\Delta t} + Q_t}{2} \right)^{1/3} \quad (11)$$

再以諾瑞斯風風的降雨量爲田區入流量，表 2 的田區資料及圖 9 流程圖，可計算暴雨—田面逕流歷線之型態，其結果繪圖詳示於圖 11～圖 14 之中。

3-2-B. 渠道入一出流量之演算

仍依照圖 8 所示，將前述暴雨—田面逕流量

演算所得之出流量 ($q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$) 存入電腦記憶中，再加入排水渠道原始的初流量 (Q_1)，合併成爲排水渠道之入流量 (圖 8 中， $Q_0 + q_1 + q_2, Q_1 + q_3 + q_4, \dots$ 爲入流量。 $Q_1, Q_2, Q_3, \dots$ 爲出流量)

表 1. 諾 瑞 斯 颶 風 時 間 雨 量 表

日 期	時 間 (小時)	雨 量 (m. m)	累積雨量 (m. m)	日 期	時 間 (小時)	雨 量 (m. m)	累積雨量 (m. m)
69 年 8 月 27 日	14-15	10.0	10.0	69 年 8 月 28 日	5- 6	11.0	78.5
	15-16	4.0	14.0		6- 7	9.0	87.5
	16-17	5.5	19.5		7- 8	8.0	95.5
	17-18	0	—		8- 9	33.0	127.5
	18-19	3.5	23.0		9-10	10.0	137.5
	19-20	0	—		10-11	1.5	139.0
	20-21	1.0	24.0		11-12	0.5	139.5
	21-22	0	—		12-13	25.0	164.5
	22-23	3.0	27.0		13-14	0	—
8 月 28 日	23-24	4.5	31.5		14-15	0	—
	0- 1	8.5	40.0		15-16	5.0	169.5
	1- 2	3.0	43.0		16-17	1.0	170.5
	2- 3	1.5	44.5		17-18	0	—
	3- 4	16.5	61.0		18-19	0	—
	4- 5	6.5	67.5		19-20	0.5	171.0

表 2. 輸 入 本 模 式 演 算 之 田 區 資 料

分 段 別	I	III	II	IV	合 計
面 積	100.0	90.0	80.0	50.0	320.0
N	160.6	174.8	151.7	107.5	594.6
S	260.6	264.8	231.7	157.5	914.6
小 計					
排 水 長 度 TL (m)	1,500.0	1,000.0	1,100.0	1,200.0	4,800.0
幹 渠 寬 度 WB (m)	5.0	10.0	12.0	13.0	—
田 埂 高 (DTL) = 0.23m $\alpha = 15$ 缺 口 高 (DW) = 0.12m $\beta = 1.67$ 缺 口 寬 (WL) = 0.38m $C_b = 2.0$ $C_w = 1.9$					
水田每一小丘塊標準面積為 2500 m ² 水田起始蓄水深度 y = 0.05 m 排水幹渠之起始流量假設為零					

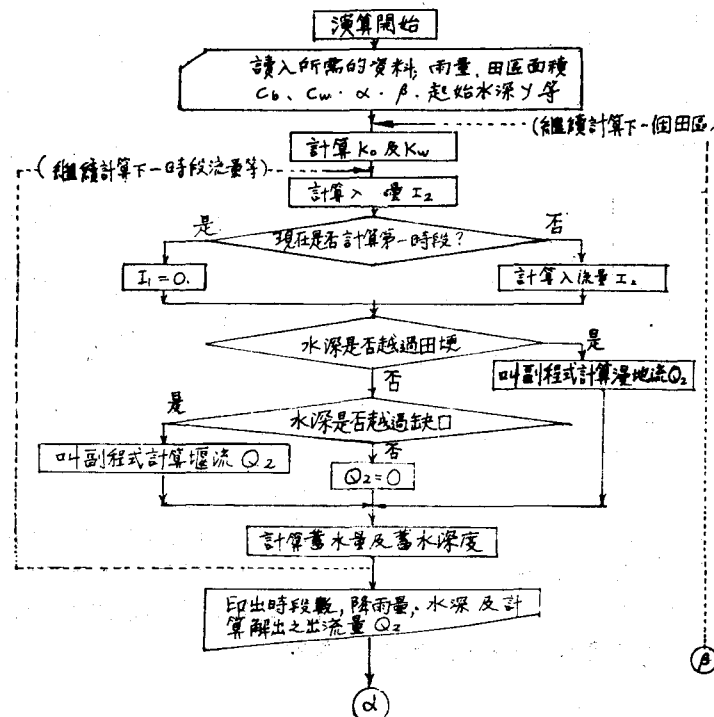


圖 9. 降雨-逕流演算流程圖

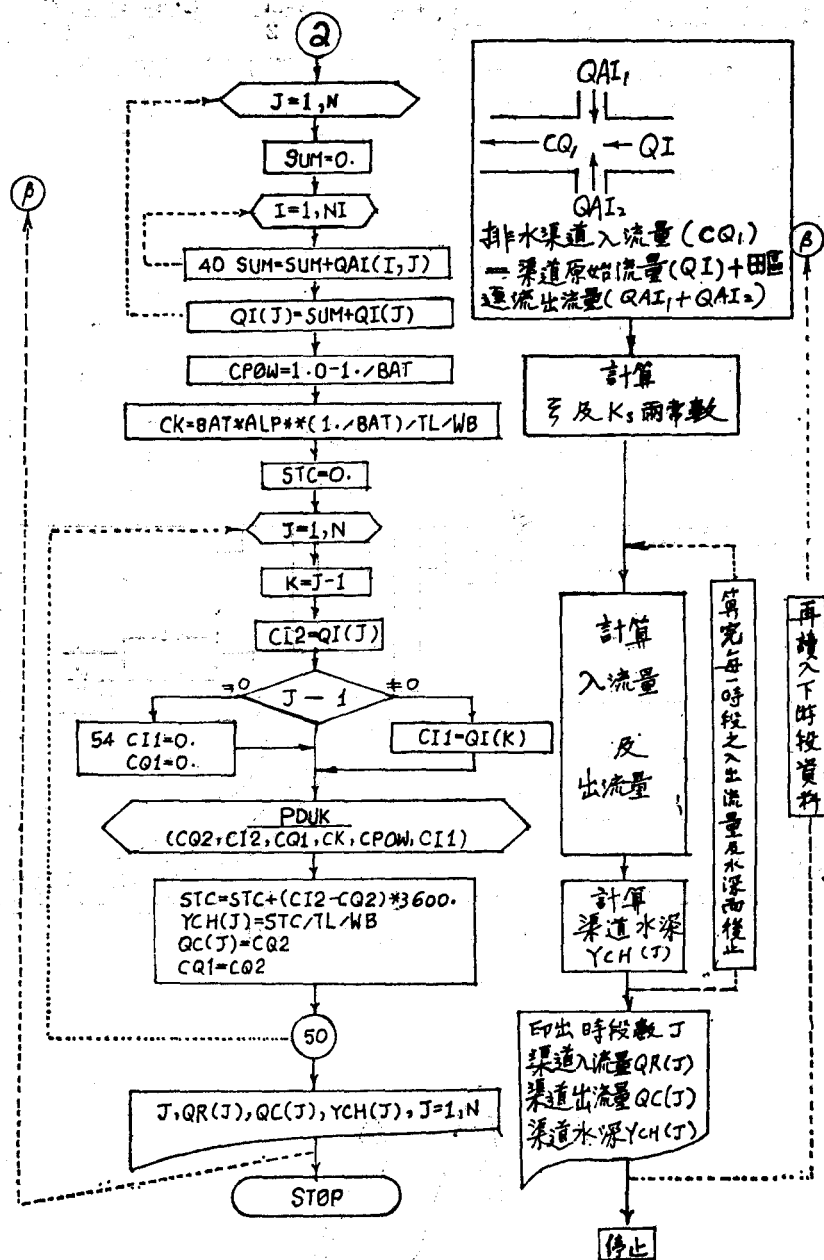


圖 10. 渠道入一出流量演算流程圖

圖 10 中計算入流量之步驟如下：

```

DO 30 J=1, N
SUM=0.
DO 40 I=1, NI
40 SUM=SUM+QAI (I, J)
QI (J)=SUM+QI (J)
30 CONTINUE

```

(N為時段數，本計算共有 112 時段)

(NI=2 為位於渠道南和北邊的大單區數目)

(將南北兩大單區的流量併成爲一個流量)

(大單區流入渠道的流量再加上渠道原始的流量成爲第 (I) 段渠道的入流量)

應用第 (17) 式之公式：
$$\frac{Q_{t+\Delta t} - Q_t}{\Delta t} = K_s \left(\frac{I_{t+\Delta t} + I_t}{2} - \frac{Q_{t+\Delta t} + Q_t}{2} \right) \left(\frac{Q_{t+\Delta t} + Q_t}{2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

再依圖 10 之流程圖，可計算排水渠道的入一出流量歷線變化，其結果詳示於圖 11~圖 14 中。

四、演算結果及討論

應用第(11)，(17)、兩式，將「諾瑞斯」颱風降雨量及試驗田區有關資料（表 2），輸入電腦程式計算結果，可繪成水深—時間及流量—時間各種不同型態之歷線（Hydrograph）。圖11至圖24中計有22張流量歷線圖，係經過數十次計算後整理所得的成果，茲一一列出討論如下：

1. 圖11為第(I)段排水渠道及其南北兩岸田區，降雨後依本模式計算所得的歷線。圖中 Q_{11} , Q_{12}

分別為面積 100 ha 及 160.6 ha. 田區之逕流歷線， $Q_{11} + Q_{12} +$ 渠道原始流量 $= I_1$, I_1 為渠道入流量， Q_{13} 為渠道容納入流量 I_1 後之出流量(Outflow)。由 Q_{11} , Q_{12} 及 I_1 三歷線知：三歷線之型態相似，集流時間 (T_c)，洪峯發生時間 (T_p)，稽延時間 (T_d) 及退水時間 (Recession time, T_R) 均相同，僅流量及峯量不同，但峯量及流量之大小與田區面積之大小有線性比例之關係，故歷線與歷線之間依面積大小可以累加，亦即面積 100 ha 之歷線與面積 160.6 ha. 之歷線相加，將等於面積 260.6 ha. 田區之歷線。因此計算小面積田區之歷線可推求大面積田區的歷線。

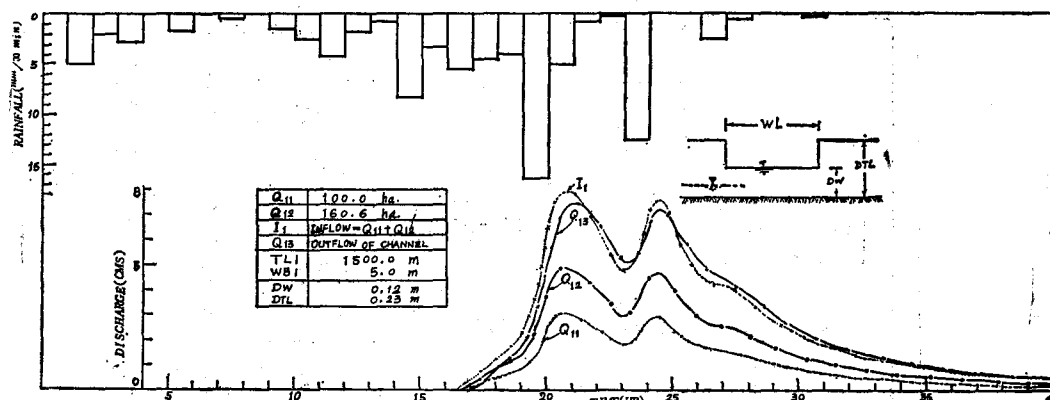


圖 11. 第(I)段渠道及南北兩岸田區 I-O 歷線圖

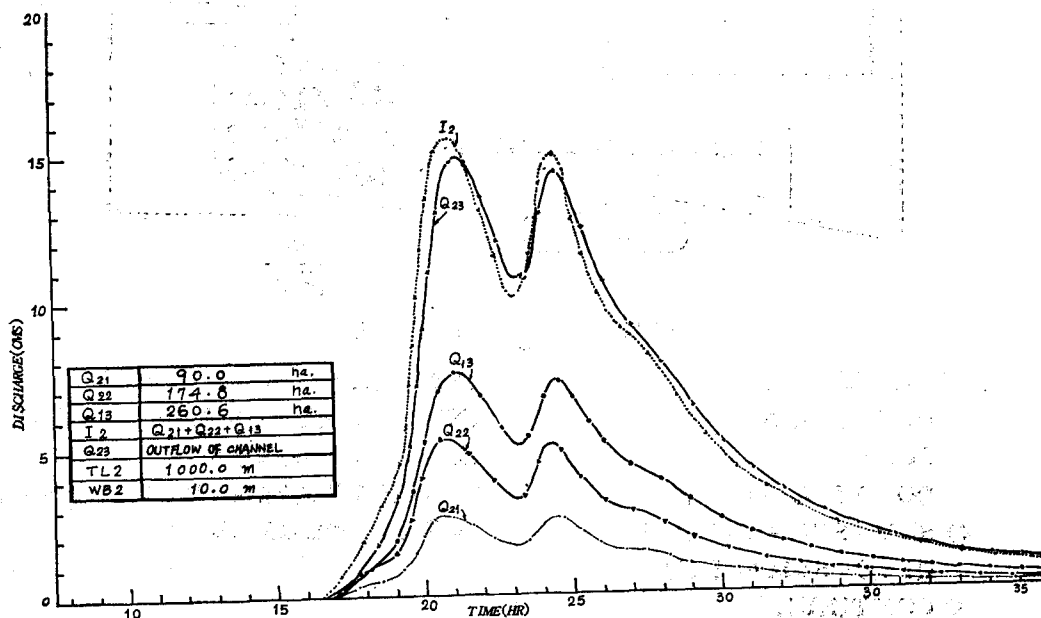


圖 12. 第(II)段渠道及南北兩岸田區 I-O 歷線圖

2. 圖 12 中 Q_{23} 為第 (II) 段渠道的出流量， I_2 為入流量 (Inflow)。 $I_2 = Q_{21} + Q_{22} + Q_{23}$ ，其中 Q_{21} 為第 (I) 段渠道的出流量 (Outflow)， Q_{21}

與 Q_{22} 為第 (II) 段渠道南北兩岸田區之出流量。 Q_{21} 、 Q_{22} 、 Q_{23} 與 I_2 四歷線亦如上述 Q_{11} 、 Q_{12} 、 I_1 三歷線，其流量與面積之大小具有線性比例關係。

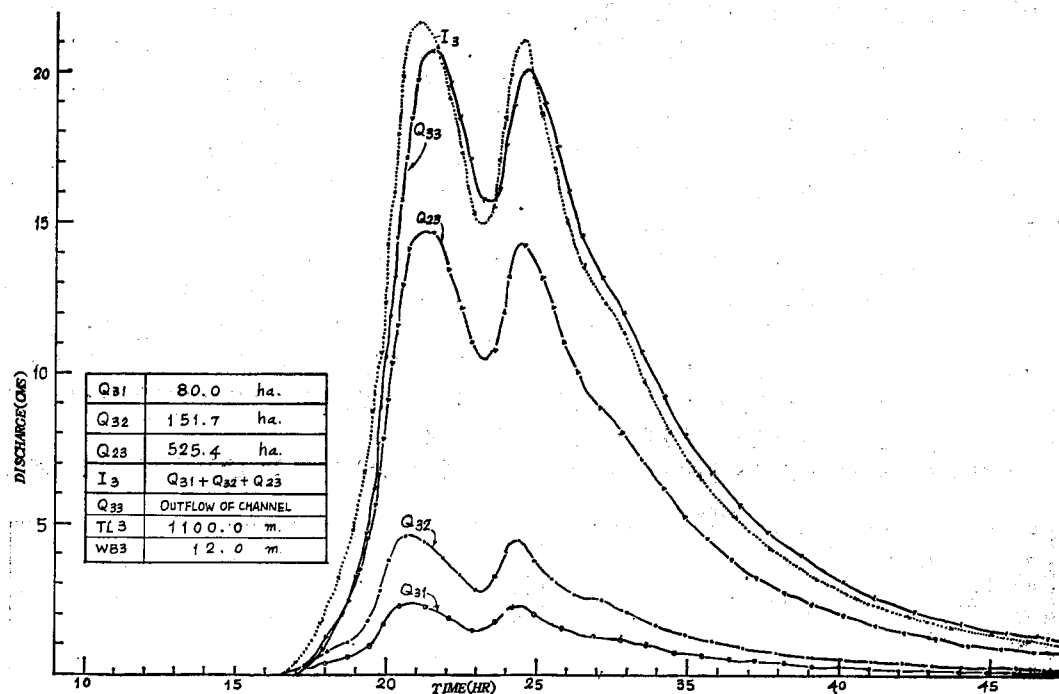


圖 13. 第 (III) 段渠道及南北兩岸田區 I-O 歷線圖

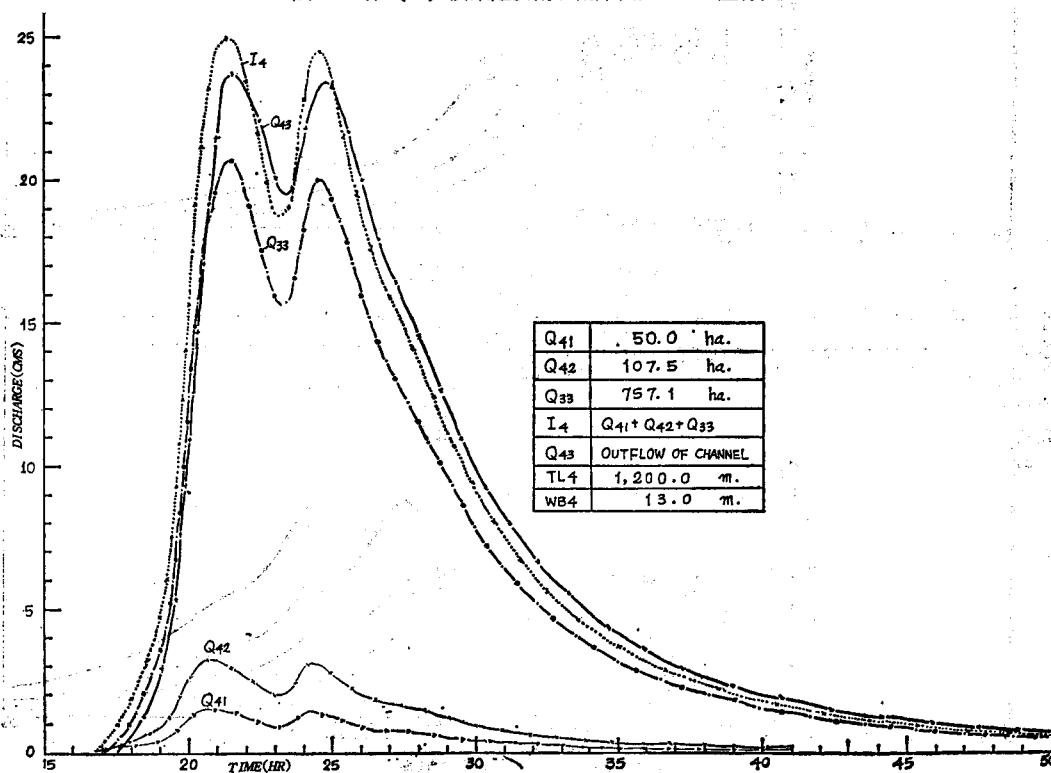


圖 14. 第 (IV) 段渠道及南北兩岸田區 I-O 歷線圖

圖 13 為圖 12 之下游歷線，圖中 $I_3 = Q_{31} + Q_{32} + Q_{23}$ = 第(III)段渠道之入流量； Q_{33} 為該渠段之出流量。

圖 14 則為圖 13 下游之歷線，圖中 $I_4 = Q_{41} + Q_{42} + Q_{33}$ = 第(IV)段渠道之入流量； Q_{43} 則為其出流量。

以上四圖中之各歷線型態除流量依面積大小而有區別外，其他型態幾乎完全相同，即 T_c 、 T_p 及 T_R 均發生在同一時間。第(IV)段渠道的最大流量及最高水深依計算所得分別為 23.5986 cms 及 2.645 m 均與實測值稍有出入，故應重新演算與修正。未能和實測值一致的原因綜合言之，可歸納如下：

(1)本模式之設計主要以計算水田田面之逕流為對象，並未考慮水田之中含有旱作時，如何加以分離。事實上，全區 914.6 ha 之面積，不可能全部生長水稻。至少有 $\frac{1}{4}$ 以上的面積不種植水稻，包括農舍、部落、水池、魚塭、補排、小排、中排與大

排溝以及其他栽種旱作物與蔬菜之田區。當降雨發生逕流時，這些非種植水稻田區的逕流量並非如水稻田，以量水堰的型式排出 $Q = C_v \cdot W \cdot h^{3/2}$ 的流量進入主要排水溝內。特別是旱田田區尚須消耗不能忽略的入滲水量，但由於水田係長期處於浸水之狀態，入滲水量幾等於零，故本模式計算水田田面逕流時並未考慮水田的入滲量。

(2)本試驗田區面積遼闊，地勢並非絕對均勻及同一坡向，故所有降落在試驗田區之雨量未必全部排入區內主要排水幹渠，排出區外的流量為數不少，但難以精確估算。

(3)其他尚有許多影響因子諸如缺口寬度(WL)缺口高度(DW)，起始蓄水深度(y_0)，時段間距(Δt)……等等，可以從下列各項討論中獲悉。

3. 相同的排水田區，降雨型態不同，則歷線之型態亦不同。

圖 15-(a) 與圖 15 (b) 為假設兩種不同型態

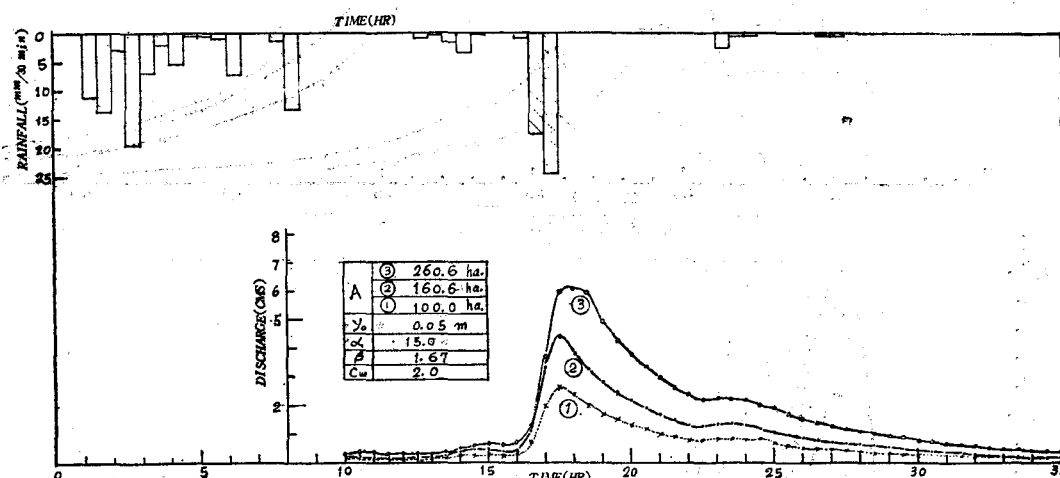


圖 15-(a) 不同雨型之歷線

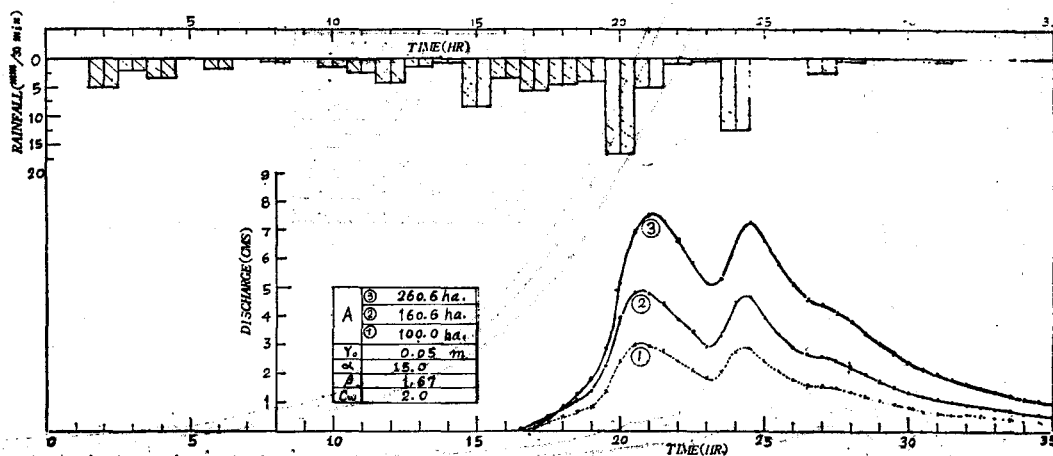


圖 15-(b) 不同雨型之歷線

之雨量降落於同一田區計算所得的兩種不同型態之歷線。兩圖不同之點包括(1)集流時間 (T_c)，(2)洪峯量及洪峯發生時間 (T_p)，(3)稽延時間 (T_d) 及(4)歷線時間基底(Time base of hydrograph, T_b)。故欲知某排水田區之歷線型態，應先研究該田區不同頻率別之暴雨量。須先確定雨量型態後，才能確定歷線型態。

4. 相同的排水田區，雨量強度不同時的歷線：

圖16各圖係表示兩種不同強度之雨量在同一田區所形成的兩種歷線，其所顯示的特徵為：

(1)降雨強度不同，但洪峯發生的時間及退水時間却仍相同 [圖16之(C)]

(2)集流時間 (T_c) 不同，歷線時間基底 (T_b) 亦不同 [圖16之(C)]

(3)圖16之(A)顯示流量與面積大小有線性比例之關係，圖16(B)之亦然。但圖16之(C)則無線性比例關係，圖中歷線之B最大洪峯流量為 6.886 cms，但歷線 A 之最大洪峯流量却高達 20.898 cm，後者高於前者整整三倍，而兩者雨量強度才僅 1:2 之比而已。

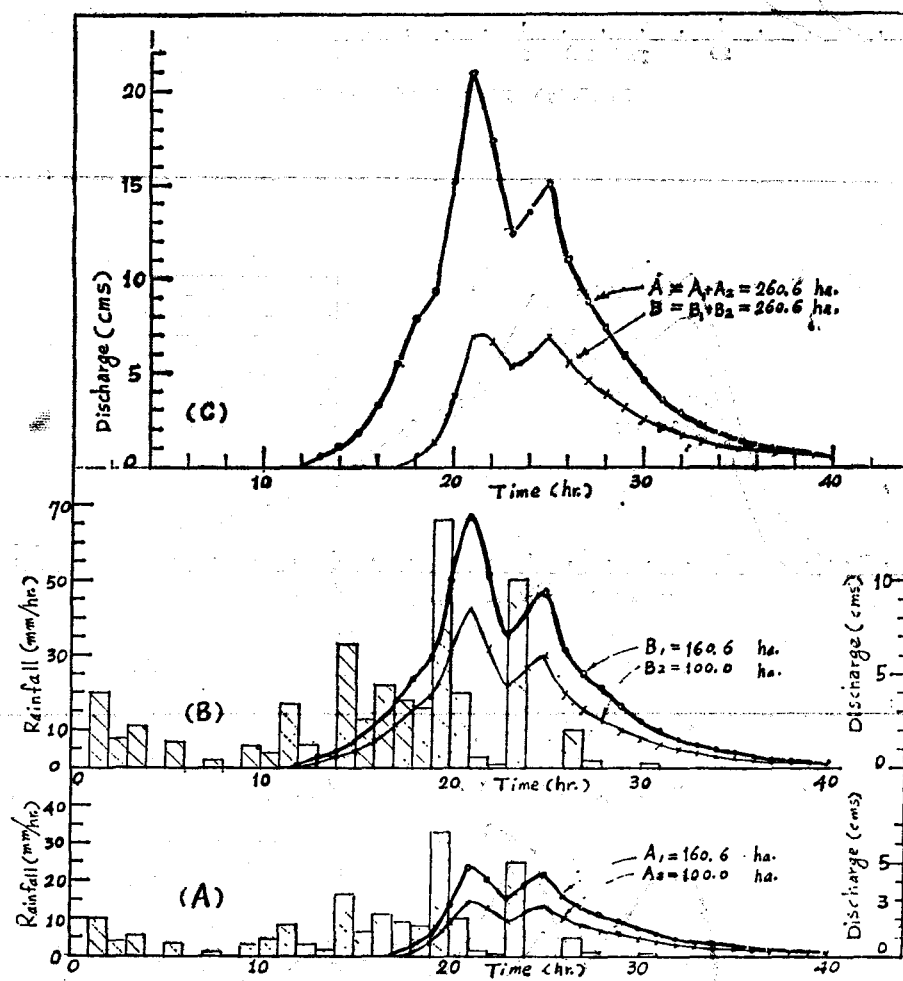


圖 16. 同一田區不同降雨強度之流量歷線

5. 不同起始蓄水深度之歷線：

相同的排水田區，未降雨之前田面的蓄水深度不同，則歷線型態亦將改變。如圖 17-(a) 歷線A與歷線B的起始蓄水深度各為 $y_0 = 0.05m$ 及 $y_0 = 0.04m$ 兩者相差僅 0.01m 但峯度則顯示有某程度的

差異。如圖 17-(a) 所示，前者峯量為 7.824 cms 後者峯量則祇有 6.740 cms，相差 1.084 cms 又兩者洪峯發生時間及退水時間均相同，惟逕流發生時間歷線A則較歷線B為早。

再觀察圖 17-(C) 之 C 與 D 兩歷線，C 歷

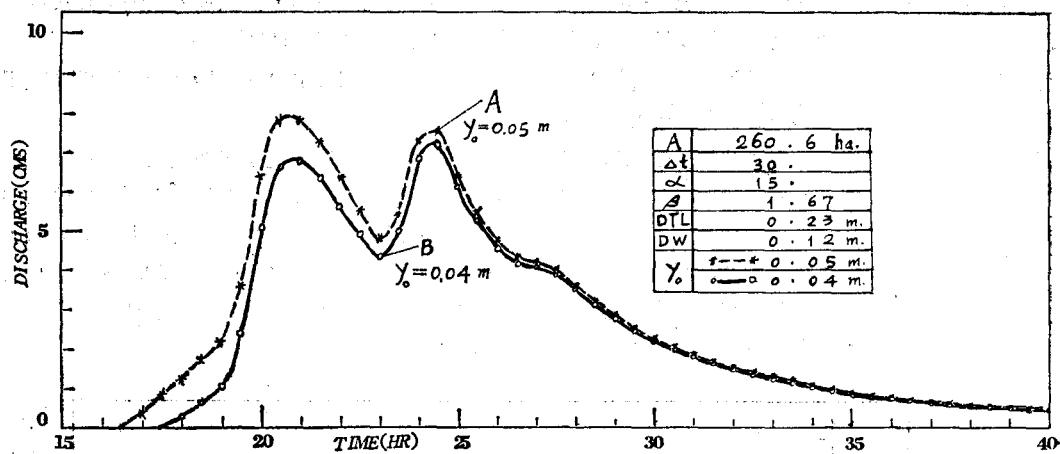


圖 17-(a) 不同起始蓄水深度之歷線

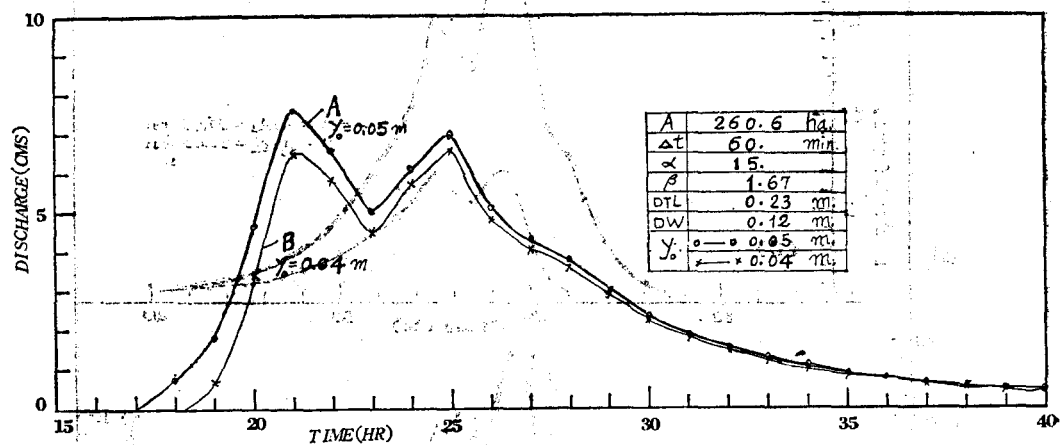


圖 17-(b) 不同起始蓄水深度之歷線

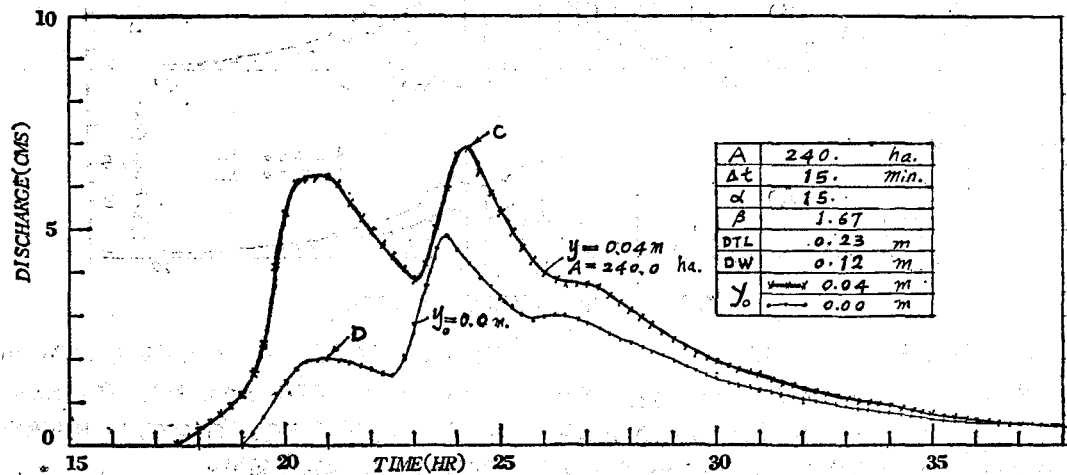


圖 17-(c) 不同起始蓄水深度之歷線

線之起始蓄水深度為 $y_0=0.04\text{m}$ 而 D 歷線則為 $y_0=0.0\text{m}$ 。C 歷線與 D 歷線型態之差異比上述 A、B 兩歷線之差異更為顯著。乃因前者 y_0 的差異祇有 0.01m ，而後者 y_0 的差異則為 0.04m 。故知起始蓄水深度 y_0 的高低對歷線型態變化之影響甚大。是對於田面逕流歷線型態的變化具有決定性之重要因子之一。

表 3 不同 Δt 計算所得之洪峯流量與水深比較

圖 別	面 積 A (ha.)	起始蓄水深度 y_0 (m)	Δt (min)	洪 峯 流 量 與 水 深				
				時間 (時)	20~21	21~22	23~24	24~25
17-(a)	260.6	0.05	30	Q(cms) y(m)	7.789 0.167	7.232 0.167	7.260 0.160	7.533 0.169
17-(b)	260.6	0.05	60	Q(cms) y(m)	7.625 0.168	6.652 0.168	6.166 0.154	6.957 0.170
18	44.0	0.04	15	Q(cms) y(m)	3.234* 0.140	1.750 0.134	2.179* 0.135	1.966 0.137
			30	Q(cms) y(m)	2.100* 0.154	1.837 0.151	1.489 0.142	1.501* 0.149
			60	Q(cms) y(m)	1.101* 0.163	0.993 0.164	0.970 0.151	1.120* 0.168

6. 計算採用的時段間距 (Δt) 不同，所形成的歷線：

計算流量歷線所採用的時段間距 (Δt) 通常採用 $t=60$ 分，但時段間距愈能縮短愈能獲得較佳的計算成果，例如解運動方程式〔第(27)式〕及連續方程式〔第(28)式〕應用特性法(Characteristic Method)或顯性差分法(Explicit Method)等

圖 17-(b) 所繪者為採用與圖 17-(a) 所繪之歷線完全相同的資料，唯一不同之處為(b)圖採用的時段間距 (Δt) 為 60 分，(a) 圖採用的時段間距 (Δt) 為 30 分，比較 (a)，(b) 兩圖知： $\Delta t=30$ 分與 $\Delta t=60$ 分所得之歷線型態亦有微小差異，其差異比較如下：

方法採取時段間距 Δt 時，必須滿足 $\Delta t \leq \frac{\Delta x}{v+c}$

之柯倫特條件 (Courant Condition)，否則產生穩定性 (Stability) 問題。一般而言，採用較短的 Δt 計算所得精度或成果當必較採用較長的 Δt 為佳。

圖18係相同的田區，同一種雨型與強度，分別

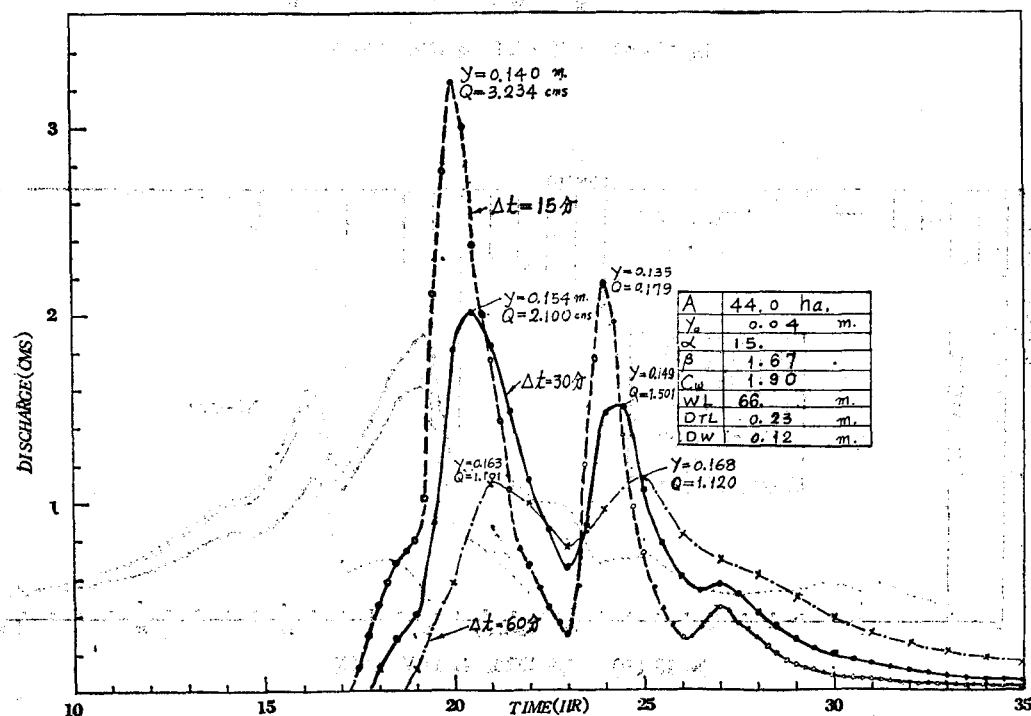


圖 18 時段間距不同之歷線

採用 $\Delta t = 15, 30$ 及 60 分，並將表示流量(Q)的縱座標放大所得的歷線，三種不同 Δt 所形成的差異列如表 3 所示。由表 3 及圖 18 所示之結果，可知不同 Δt 的峯量差異甚大， Δt 分得愈細，差異愈顯著。故不同的 Δt 亦為影響歷線峯量變化的重要因子之一。

7. 不同田埂高 (DTL) 與缺口高 (DW) 形成的歷線：

缺口高 (DW) 的高低對歷線型狀的變化亦具

有決定性的作用，從圖 19 之 (a) 與 (b) 及表 4 之比較知，各歷線具有下列特性：

- (1) DW 愈低逕流發生的時間愈早，洪峯也愈高愈大。
- (2) 起始蓄水深愈高者洪峯的流量愈高，逕流發生的時間也較早。
- (3) 不論 Y_0 ，DW，DTL 的變化如何，洪峯時的田面水深的變化均不超過田埂高 (DTL)。
- (4) DW 高者洪峯發生時間也較晚。

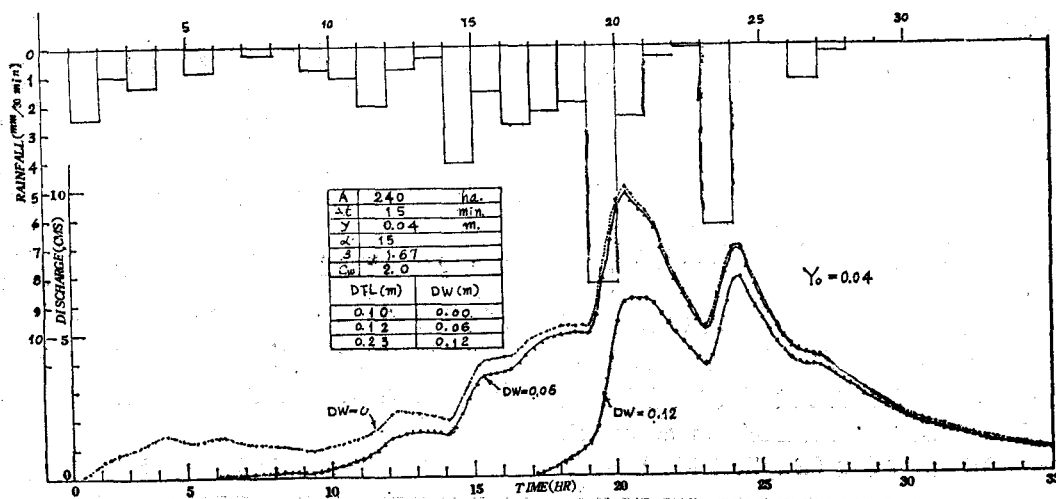


圖 19-(a) 不同 DTL 與 DW 之歷線

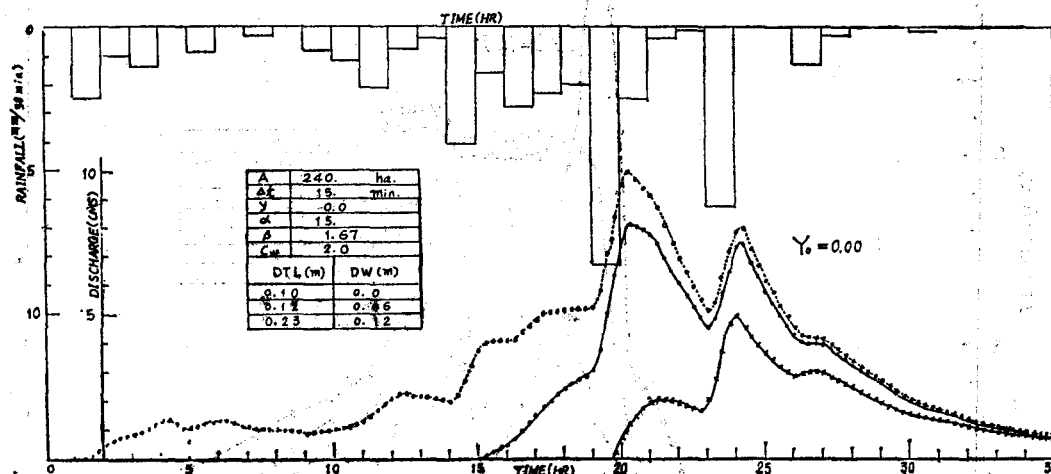


圖 19-(b) 不同 DTL 與 DW 之歷線

表4 DTL 及 DW 不同時歷線洪峯量比較

圖別	田埂高 DTL (m)	起始蓄水深度 y_0 (m)	缺口高度 DW (m)	洪峯流量 Q_P (cms)	洪峯水深 Y_P (m)	洪峯發生時間 T_P (hr.)	逕流發生時間 (hr.) T_0	註
圖19-(a)	0.23	0.04	0.12	6.886	0.166	24 $\frac{1}{4}$	17 $\frac{1}{4}$	A=240 ha. $\Delta t=15$ min. $\alpha=15$ $\beta=1.67$ $C_w=2.0$
	0.12	0.04	0.06	9.794	0.119	20 $\frac{1}{4}$	6 $\frac{1}{4}$	
	0.10	0.0	0.0	9.991	0.060	20 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{1}{4}$	
圖19-(b)	0.23	0	0.12	4.890	0.152	24 $\frac{1}{4}$	20	
	0.12	0	0.06	8.101	0.111	20 $\frac{1}{4}$	15 $\frac{1}{4}$	
	0.10	0	0	9.991	0.060	20 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{1}{4}$	

8. 各種不同寬度的排水缺口形成的歷線：

排水缺口寬度 (WL) 長短不同對歷線峯值的大小有着巨大的影響。綜合以上各論，「諾瑞斯」颱風所攜帶的雨量，在上述各種情況下，都不足以使本試驗田發生水深超過田埂高，形成所謂漫地流 (Overland Flow) 的現象。即使強度增加一倍的雨量如圖16及表5所示，田面蓄水深度在洪峯時

間依然沒有達到田埂高 0.23 m，表5所示，洪峯最大流量 21.771 cms 時，其蓄水深度仍然祇達 0.219 m，(尚低於 0.23 m)。因此，所有降落在田間的雨量幾乎都經由排水缺口排出，所以排水缺口越寬排水量越多，排水越快，洪峯流量也相對升高。

表5 降雨強度增強一倍時田面最高蓄水量

時間序 (小時)	18	19	20	21	22	23	24
洪峯流量 (cms)	8.445	9.605	16.283	21.771*	16.781	11.550	13.835
田面蓄水深 (m)	0.167	0.173	0.176	0.219	0.209	0.189	0.174

圖20係以四種不同缺口寬度計算所得之歷線，圖中顯示，同一條件時，缺口寬度越大，峯值越大，同一面積 (260.6 ha) 之田區，缺口寬度總長如為 208.5 m，其歷線最大峯量為 5.239 (cms)，發生於降雨後第 25 小時，若缺口寬度總長為 781.8 (m)，則其歷線最大峯量為 10.0185 (cms)，發生於降雨後第 21 小時，是故調整缺口之寬度可以控制田區逕流之峯量與洪峯時間，進而控制排水渠道之流量及洪峯時間。

9. 不同的實驗常數 C_w 、 α 、 β 等值，所形成的歷線：

實驗常數可由實驗田區直接觀測求取，亦可由實地其他實測資料推算而得，本模式各種實驗常數之觀測與計算方法已詳述於前，此處所討論者係應用電子計算機假設不同的數值試算所得，繪成的各種型態的歷線。

由圖21知，堰流流量係數 $C_w (Q=C_w \cdot W \cdot h^{3/2})$ 越大則洪峯流量越大，圖中所示者係分別以 $C_w=1.4, 1.9, 2.0$ 及 3.0 各值代入本模式計算所得， $C_w=1.9$ 及 $C_w=2.0$ 之變化情形介於 $C_w=1.4 \sim 3.0$ 之間。茲列 $C_w=1.4, 1.9$ 及 3.0 之峯量差異如下，以資比較：

表6 不同的 C_w 值對峯量變化之影響

C_w	第一次 洪峯流量 (cms)	田面 蓄水深度 (m)	第二次 洪峯流量	田面蓄水 深度 (m)
1.4	5.239	0.166	6.132	0.173
1.9	7.528	0.167	7.251	0.168
3.0	8.487	0.158	7.725	0.153

由上可知， C_w 值之變異對洪峯流量之變化甚為敏感，故本係數觀測精度之要求必須比較其他係數之精度提高。

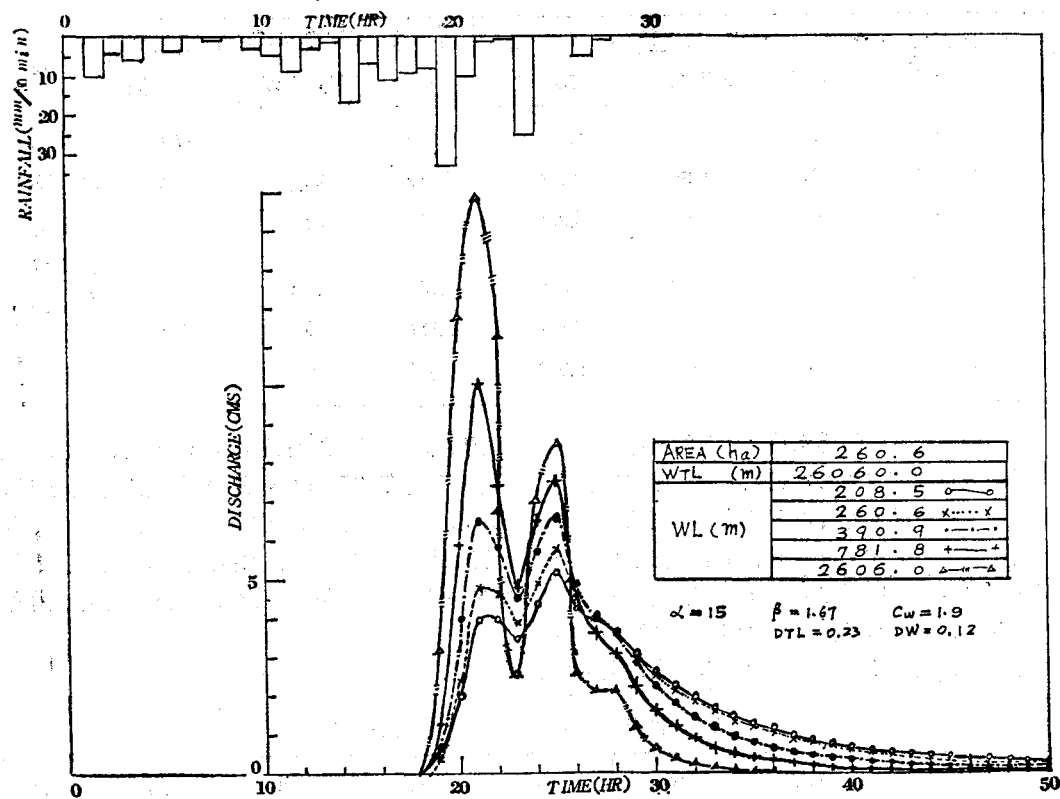


圖 20. 不同缺口寬度之歷線

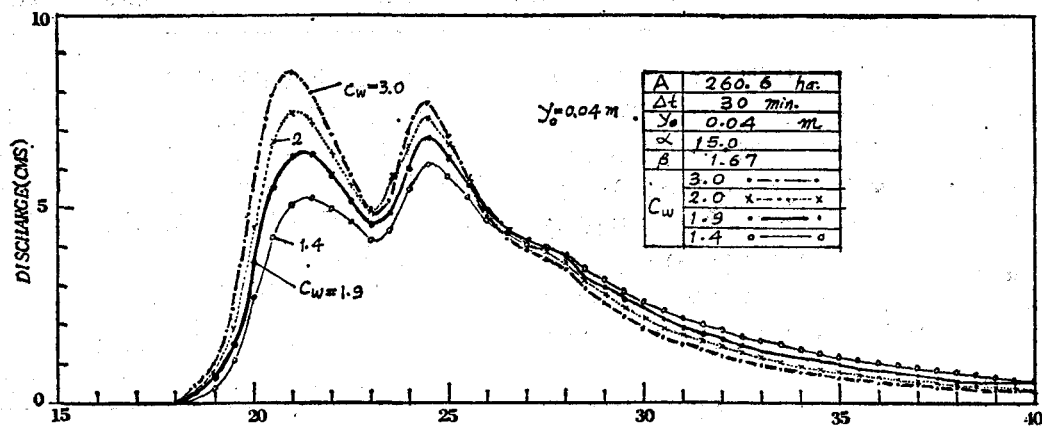


圖 21. 不同 C_w 值之歷線

圖22之(A)，(B)兩圖係分別以不同的 α 值($\alpha=5$, 10, 15, 30)代入本模式計算所得之歷線。由圖(A)知， $\alpha=15$ 及 $\alpha=30$ 計算所得之歷線幾乎相重疊。又由圖(B)亦可看出 $\alpha=30$ 及 $\alpha=5$ (相差六倍)

代入本模式計算所得之歷線也無很明顯的變異，故知 α 值對歷線型態之影響不敏感，可以假定數值代替實驗值。

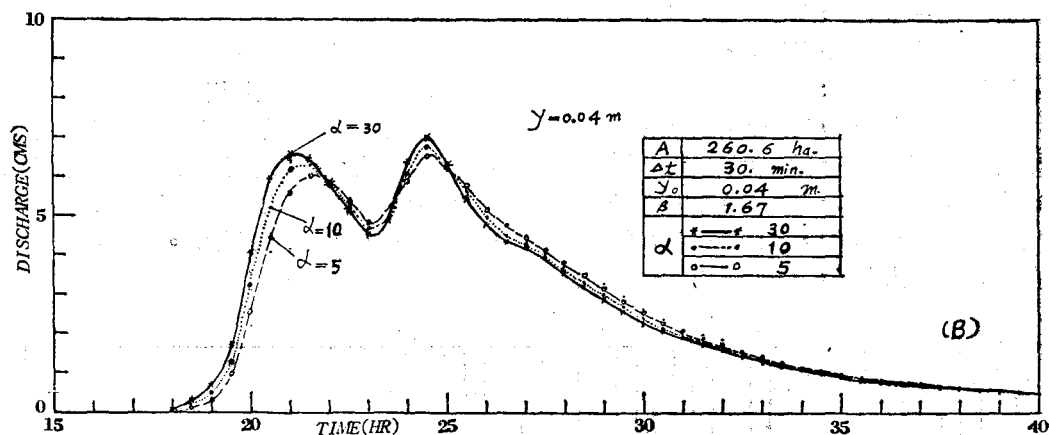
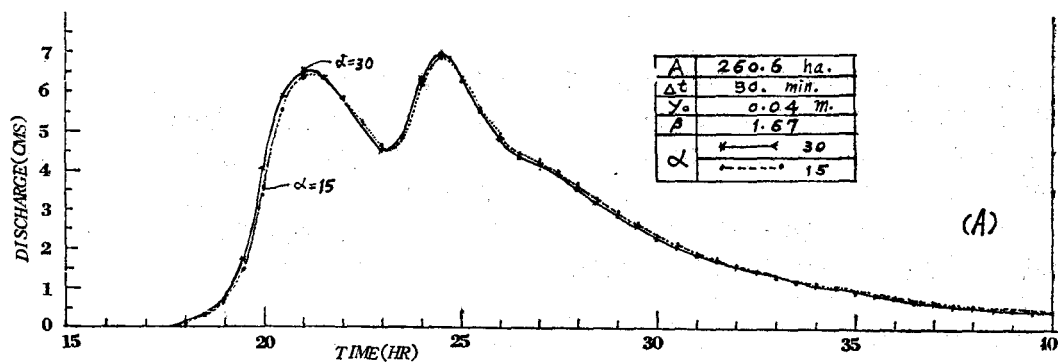


圖 22. 不同 α 值之歷線

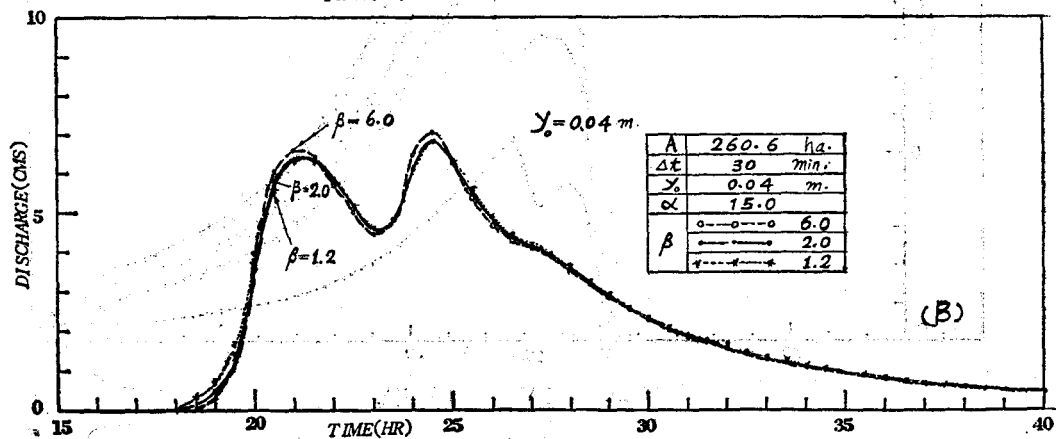
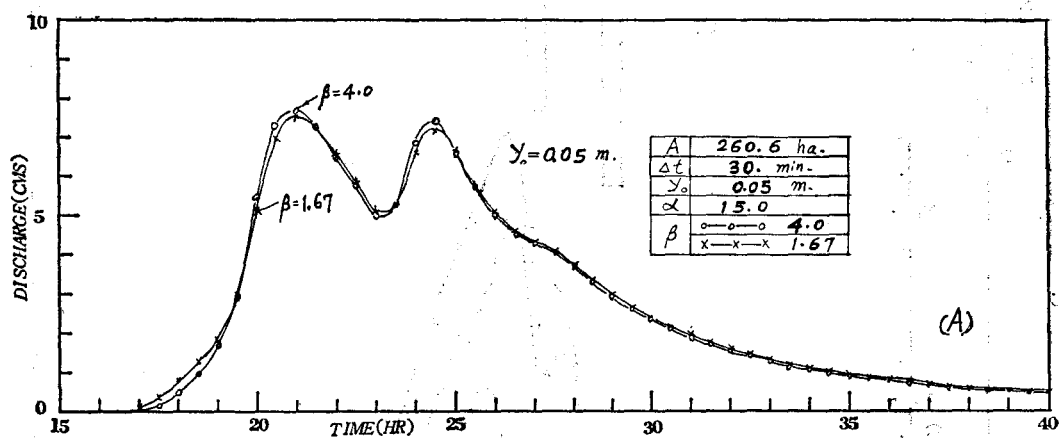


圖 23. 不同 β 值之歷線

圖23之(A)與(B)兩圖與圖22之情形相似，即是採用不同的 β 值代入本模式計算所得的歷線，由圖(A)知， $\beta=1.67$ 與 $\beta=4.0$ 對歷線型態都無明顯的變化，圖(B)為以 $\beta=1.2, 2.0$ 及 6.0 代入模式計算所得。圖(B)之三歷線幾乎相重合，因此從上述的計算及所繪出的五歷線知， β 值的微小變化幾乎不改變歷線形狀。 β 值的變化對歷線型狀的影響，甚至尚比 α 值變化的情形不敏感。可知應用本模式演算排水渠道的入一出流量，對選擇或實測 α 與 β 值的問題，並無當初所想像的困難。

10.最後修正的歷線：

由上述各點之討論，可知影響歷線型態之變化，含有很多敏感的因子，諸如，缺口寬度(WL)，高度(DW)降雨型態，起始蓄水深度(y_0)各不同的計算時段間距(Δt)，堰流流量係數(C_w)以及演算田區面積大小等，這些因子除了降雨型態外

，大都可以人為控制，所以需要產生何種型態的歷線，也可以由人為方法修正和改變。

本演算係應用69年8月27日~29日的諾瑞斯颱風降雨量作為輸入資料，初次計算結果如圖11~圖14所示，該圖與排水渠道實測流出量稍有出入，因此，可以控制上述各項影響因子之大小，利用電子計算機疊代法(Iteration)加減各項因子，使最後計算所得之出流量與實測值相近或相等而後止。

因田區實際資料尚待詳細蒐集，故本演算僅擇缺口寬度大小(WL)一項，予以加減反覆演算。最後修正圖11~圖14中之出流量 Q_{13} 、 Q_{23} 、 Q_{33} 及 Q_{43} 的歷線，分別改繪於圖24中。本圖僅提供歷線可以人為方法，依各項實際資料加以反覆計算修正，由於截止本文脫稿之前尚缺實際調查資料，故進一步之研究，仍在繼續進行中。

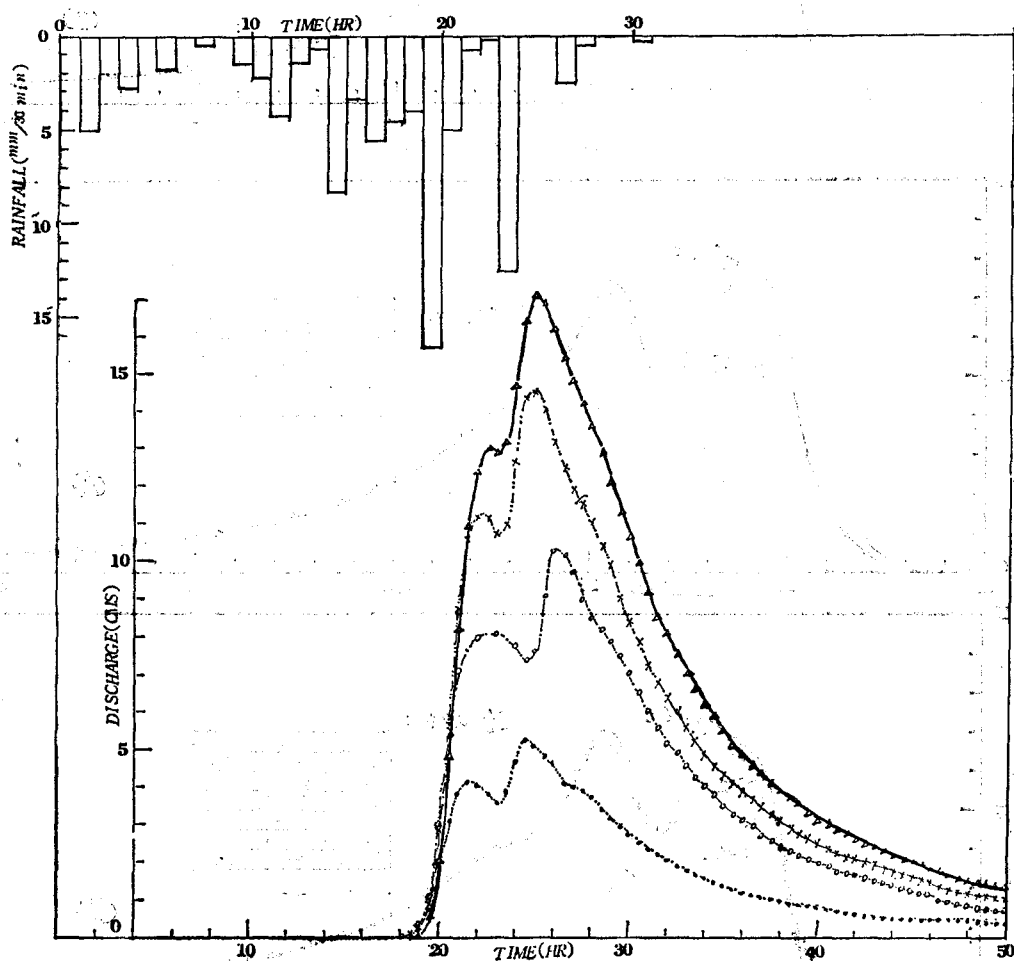


圖 24. 修正 WL 值後之歷線

五、結 論

1. 本研究主要目的為了解排水田區，暴雨降落後之排出與排水渠道入一出流量變化之型態，提供農田排水規劃與設計參考。農田排水系統如未改善，對農民收益與作物生產將構成很大的威脅。本研究結果將有助於排水問題之改善。

2. 本研究採用水量流入與流出平衡之水文模式，先導出田區暴雨一田面逕流以及排水溝入一出流量之演算公式，再應用「諾瑞斯」颱風之降雨量和若干已測之田區資料，並以各種假定數值與假定情況應用電子計電機反覆運算，經數十次計算結果，繪出二十餘張不同型態之歷線圖 (Hydrograph)。從各種歷線圖中獲悉，歷線的型態，除依暴雨型態而變之外 (圖15—(a)、(b))，尚含有甚多可以人為控制之重要因子，包括起始蓄水深度 (y_0)，計算採用的時段間距 (Δt)，各種不同的排水缺口寬 (WL)，缺口高度 (DW) 以及實驗常數 C_w 等值。上述 y_0 ， Δt ，WL，DW 及 C_w 等值皆可以人為方法加以控制，例如 C_w 值，可以作物栽種的方法，種植疏密的程度以及整理田區的排水坡度等方法予以達成。其他 y_0 ， Δt ，WL，DW 均可隨時修改，以使改變歷線型態。因此田區排水的情況極像田區施行旱田灌溉的情況；灌溉旱田時，如田區加以人為的整理後，可以使原來需要 200mm 才能施灌完成的水量，在 120 或 100mm 的水深下施灌完成，反之如田區不加以人為整理，有時即使施灌 300mm 的水量，也未必能施灌完成。排水的情況也同樣可以人為方法使田面流出的洪峯時間與洪峯流量改變，以調整排水渠道因暴洪難以順利宣泄所引起之問題。

3. $Q = \alpha y^\beta$ 中之係數 α 與 β 兩值，經本研究以各種數值代入本模式演算結果，發現 α ， β 兩值在某範圍內之改變對歷線型狀之變化幾無影響。因此應用本模式計算各種流量歷線所需之 α ， β 值，可以分別採用 15 及 $\frac{5}{3}$ 兩值，似可確定。

4. 本研究用以觀測與計算實驗常數 α 與 β 值之不定量流 (Unsteady Flow) 公式 [第(23)式～第(45)式]，依本研究分析結果，似無用武之地，但利用其水位的精密測定，水位觀測之自動記錄，可應用於觀測其他渠道之流量變化，或取代流速儀測流量，以作為他項研究之計算分析與校核。應用該公式，及其精密之觀測記錄，即可獨立形成一項

極具價值之單項研究。故該公式列在本文，可作為本研究另一項研究。

5. 應用諾瑞斯颱風的降雨量為資料，在試驗田演算結果，並在試驗田利用水尺實測結果，都顯示該雨量尚不足以使田區產生漫地流現象，可說明本模式演算之各種結果尚未與實際發生矛盾情形。

6. 從本文所演算的各種歷線圖，至少可了解田面逕流的各種型態與特性。降雨的型態是唯一無法以人為方法控制，所以研究不同頻率別之各種暴雨型態是為應用本模式一項先決條件。

六、建 議

1. 改善排水問題，雖可以解除農作物被浸水損害的威脅，但並非改善排水，便可忽略其他問題，因此研究排水問題應與其他問題配合研究。許多研究的觀測設施，為研究排水問題而投資，亦可兼為研究灌溉問題而投資。本研究在許多觀測上，多半仍採用人工方法，例如流量觀測與田面水位觀測等。因此應可獲得的資料，由於人工不足，或人力不繼而無法獲取。此次諾瑞斯颱風過境，雖然動用十數位人工進行水位，流量與田面水尺的觀測，但仍因人為的缺點失去許多可貴的研究資料。

在暴風雨的深夜中要動用睡在被窩中的人員，冒風雨並冒着被洪水沖流的危險，去為研究而在渠道中觀測水位與流量，實為一件極難執行的苦差事。

又在田間設置的水位觀測尺，也不可能讓一個人24小時不斷地觀測。風雨中的夜晚又誰能站在田間觀測與記錄，凡此種種缺點，皆因為觀測設施的投資不足，而以人工取代所致。故建議多列自動記錄的觀測儀器，以取代人工觀測的各種缺點。

2. 本文在第(23)式至第(45)式所列的非定量流公式可應用於研究洪水流量問題以取代風雨中使用流速儀方法測定河川或灌排渠道流量。故水位觀測站應裝設敏度可讀取 0.1cm 的自記水位計，並至少每分鐘可自記一次以上的記錄設施。

七、誌 謝

本研究之試驗設施，蒙農發會之經費補助，美國加州大學鄭英松博士於研究期間提供研究構想。現地觀測及調查作業承臺灣省水利局暨雲林水利會西螺管理處同仁等協助，謹此申致謝忱。

電腦程式之設計及運算作業復蒙農工中心林俊男，朱振標兩先生暨錢敏小姐之協助。作者衷心銘感。

八、参考文献

1. Herschy, R. W., "Hydrometry: Principles and Practices", 1978, John Wiley.
2. Chow, V. T., "Open-Channel Hydraulics", 1959, McGraw-Hill.
3. Henderson, F. M., "Open-Channel Flow", 1972.
4. Wilson, E. M., "Engineering Hydrology", 2nd Ed., pp.91-105, 1975, Macmillan press.
5. Viessman, Harbaugh, and Knapp, "Introduction to Hydrology", 1972.
6. Mahmood, K., and Yevjevich, v., "Unsteady Flow in Open-Channel" vol. 1, 1975.
7. Carnahan, B., Luther, H. A., and Wilkes, J. O., "Applied Numerical Method", 1969.
8. Kuo. S. S., "Computer Application of Numerical Method", 1972.
9. Conte, S. D., and Boor, C. D., "Elementary Numerical Analysis", 2nd Ed., 1972, McGraw-Hill.
10. Ralston, A., and Rabinowitz, P., "A First Course in Numerical Analysis", 1978.
11. Amein, M., "Stream Flow Routing on Computer by Characteristics", Water Resources Research, vol. 2, No. 1, 1966, pp. 123-131.
12. Amein, M., "An Implicit method for Numerical Flood Routing", Water Resources Research, vol. 4, 1968, pp. 719-726.
13. Amein, M., and Fang, C. S., "Implicit Flood Routing in Natural Channels" ASCE, vol. 96, No. HY 12, Proc. Paper 7773, Dec., 1970, pp. 2481-2500.
14. Baltzer, R. A., and Lai, C., "Computer Simulation of Unsteady Flow in Waterways", ASCE, vol. 94, No. HY4, Proc. Paper 6048, July, 1968, pp. 1083-1117.
15. Chaudhry, Y. M., and Contractor, D. N., "Application of Implicit Method to Surges in Open Channels", Water Resources Research, vol. 9, No. 6, Dec., 1973, pp. 1605-1612.
16. Harris, C. S., "Real Time Routing of Flood Hydrographs in Storm Sewers", ASCE, Vol. 96, No. HY6, Proc. Paper 7327, June, 1970, pp. 1247-1260.
17. Jolly, J. P., and Yevjevich, V., "Simulation Accuracies of Gradually Varied Flow", ASCE, Vol. 100, No. HY7, Proc. Paper 10677, July, 1974, pp. 1011-1020.
18. Liggett, J. A., "Mathematical Flow Determination in Open Channels". ASCE, Vol. 94, No. EM4, Proc. Paper 6078, Aug., 1968, pp. 947-963.
19. Price, R. K. M., "Comparison of Four Numerical Method for Flood Routing", ASCE, Vol. 100, No. HY, Proc. Paper 10659, July, 1974, pp. 879-899.
20. Strelkoff, T., "Numerical Solution of Saint-Venant Equations", ASCE, Vol. 96, HY1, Proc. Paper 7043, Jan., 1970, pp. 223-252.
21. Strelkoff, T., "One-Dimensional Equations of Open Channel Flow, ASCE, Vol. 95, No. HY3, Proc. Paper 6557, May, 1969, pp. 861-876.
22. Fletcher, A. G., and Hnmltton, W. S., "Flood Routiog in an Irregular Channel, ASCE, Vol. 93, No. EM3, Proc. Paper 5282, June, 1967, pp. 45-46.
23. Isaacson, E., Stoker, J., and Troesch, A., "Nnumerical Solution of Flow in Rivers", ASCE, Vol. 84, No. HY5, Proc. Paper 1810, Oct., 1958, pp. 1810-1to 1810-18.
24. Koussis, A., "Theoretical Estimation of Flood Routing Parameters", ASCE, Vol. 104, No. HY1, Proc. Paper 13456, Jan., 1978, pp. 109-115.
25. Laurenson, E. M., "A Catchment Storage Model for Runoff", Journal of Hydrology, Vol. 2, 1964, pp. 141-163.
26. Liggett, J. A., and Woolhiser, D. A., "Difference Solutions in the Shallow Water Equation", ASCE, Vol. 93, No. EM 2, Proc. Paper 5189, Apr., 1967, pp. 39-71.
27. Morgali, J. R., and Linsley, R. K., "Computer Analysis of Overland Flow," ASCE, Vol. 91, No. HY 3, Proc. Paper 4325, May, 1965, pp. 81-100.

23. Pinkayan, S., "Routing Storm Water through a Drainage System", ASCE, Vol. 98, No. HY1, Proc. Paper 8642, Jan., 1972, pp. 123-135.
29. Wylie, E. B., "Unsteady Free-Surface Flow Computation", ASCE, Vol. 96, No. Hy3, Proc. Paper 7683, Nov., 1970, pp. 2241-2251.
30. 中國農業工程學會, 「灌溉排水工程規劃手冊」, 民國55年5月。
31. 施清吉「明渠水力學非定流量之計算與分析」, 土木水利五卷一期, 67年5月。
32. 曹以松, 王如意, 徐年盛, 「區域排水規畫模式及應用之研究」, 農業工程研究中心, 臺大農工系, 農發會, 民國67年5月。
33. 顏清連, 許銘熙, 「排水系統之水流動態模擬」, 農業工程學報, 25卷3期, 68年9月1日。
34. 林尉濤, 鄭英松「一般化水文系統模式之理論及其在曾文水庫集水區之應用」, 農業工程學報, 26卷1期, 民國69年3月1日。
35. 施嘉昌「水稻田排水缺口流量係數檢定試驗」, 農業工程研究中心, 臺大農工系, 農發會, 66年11月。
36. 顏清連, 鄭元「坡地田區逕流動態模式」, 臺大土木工程研究所研究報告, 67年8月。
37. 農復會特刊新28號「灌溉排水工程設計」上下冊, 67年12月。
38. 劉長齡, 曾武龍, 「定常暴雨與逕流時間函數之試驗研究」, 臺大「集水區及河川之經理研討會論文集」第21頁~30頁民國67年12月。
39. 易任, 王如意「農業氣象與水文」, 中國農業工程學會, 民國65年9月。

專營土木、水利、建築等工程

良有營造有限公司

負責人：張 水 田

地址：臺中縣東勢鎮泰昌里東崎街228號

電話：(045) 872469