

新武呂溪集水區降雨—逕流模式之研究

莊智瑋⁽¹⁾ 周文杰⁽²⁾ 林昭遠⁽³⁾

摘要

諸降雨-逕流模式中之降雨與逕流關係常由許多經驗或半經驗公式來表示，此類型以合理化公式最具代表性。本研究以新武呂溪集水區為研究範圍，首先探討合理化修正模式(Grid Rational Algorithms for Predicting Hydrograph ; GRAPH)與 HEC-HMS 中運動波法之優劣，發現合理化修正模式於峰值誤差(EQ_p)部分，較運動波法準確；而於峰值到達時刻誤差(ET_p)部分，除奇比颱風差異較大外(-4 小時)，其餘誤差均在 ± 2 小時之間，兩模式於 ET_p 差異不大，合理化修正模式具有較準確之模擬性。利用洪峰到達時間修正係數(α)及洪峰流量修正係數(β)進行模式校正，可進一步提昇合理化修正模式之準確性。模擬結果發現 α 值與降雨強度(I)呈負相關、 β 與最大洪峰量(Q_p)呈正相關，其迴歸式分別為 $\alpha = 9.3688I^{-0.648}$ ， $\beta = 0.021 \times Q_p^{0.5156}$ ，研究結果可為土石流或淹水預警系統建置之參考。

(**關鍵詞**：降雨—逕流模式、HEC-HMS、運動波法)

A Study of Rainfall-Runoff Models in the Xin-Wu-Liu Stream Watershed

Chin-Wei Chuang⁽¹⁾

Graduate Student, Department of Soil and Water Conservation,
National Chung-Hsing University, Taichung, Taiwan 402, R.O.C.

Wen-Chieh Chou⁽²⁾

Associate Professor, Department of Civil Engineering and Engineering Informatics,
Chung Hua University, Shinchu, Taiwan 300, R. O. C.

Chao-Yuan Lin⁽³⁾

Professor, Department of Soil and Water Conservation,
National Chung-Hsing University, Taichung, Taiwan 402, R.O.C.

(1) 國立中興大學水土保持學系碩士生

(2) 中華大學土木與工程資訊學系副教授

(3) 國立中興大學水土保持學系教授

ABSTRACT

The most representative models used for predicting peak discharge are experienced or half-experienced formulas. Among these models, the rational method is the most frequently used for small watershed. This study used the watershed upstream the Xin-Wu-Liu Station to discuss the variations between the Grid Rational Algorithms for Predicting Hydrograph (GRAPH) and kinematic wave model in HEC-HMS. The results showed that the GRAPH reached a lower error percentage on peak flow (EQ_p). And the error in time to peak discharge(ET_p) was found that no difference between these two models except the Chebi typhoon. This study indicated that the rational model contains better simulation results. In order to increase the model accuracy, two modified coefficients were proposed. The peak arrival time coefficient (α) and peak flow coefficient (β) were employed to modify the simulated values in the Xin-Wu-Liu stream watershed rainfall-runoff model. From the simulation results, the α value is negatively related to rainfall intensity (I) and β value is positively related to peak flow (Q_p). The regression equations are $\alpha = 9.3688I^{-0.648}$ and $\beta = 0.021 \times Q_p^{0.5156}$. Results from this study can be provided to the establishment on hazard mitigation and forecast system of debris flow and/or flooding.

(**Keywords** : Rainfall-runoff model, HEC-HMS, Kinematic wave model)

前言

近年來因電腦科技進步迅速，地理資訊系統早已成為求取集水區地文水文資訊之最佳利器，透過整合性相關資料建立流域地理資料庫，配合降雨資料可快速模擬集水區之流量歷線，有助於集水區治理規劃之參考與災害預警系統之建置。

常見降雨－逕流模式有 DR3M、HEC-HMS、MIKE SHE 及 PRMS 等，以 HEC-HMS 最為常見，因取得容易且模擬精確，常為學術、政府或工程單位進行研究或規劃使用。

合理化修正模式 (GRAPH) 為台灣近年來所發展之降雨－逕流模式 (廖依玲, 2003)，採用 GIS 概念進行分析，為探討國內外模式模擬之精確性，選取 HEC-HMS 運動波法進行模擬比較，期瞭解合理化修正模式之實用性及精確性，並建置新武呂溪集水區降雨－逕流模式。

樣區與方法

一、集水區概述

新武呂溪發源於中央山脈三叉山 (3,496m)、關山 (3,668m)、海諾南山 (3,175m) 及中央山脈卑南主峰 (3,293m) 一帶，其支流成樹枝狀分布，有武拉庫散溪、霧鹿溪及大崙溪等。匯集後在花東縱谷平原處形成廣大的池上沖積扇。集水區內除少數住宅區及高冷蔬菜區外，大多為原始森林。本研究以新武呂溪集水區為研究範圍 (圖 1)。集水區內主要高程分布於 1500-2500 公尺之間，共佔 47.91% (圖 2)。坡度主要集中於 55-100% 之間，所佔比例高達 53.84% (圖 3)。



圖 1. 研究地區位置圖

Figure 1. Site of study area.

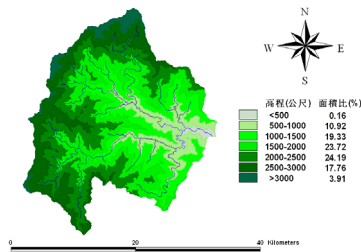


圖 2. 高程分佈圖

Figure 2. Spatial distribution of elevation.

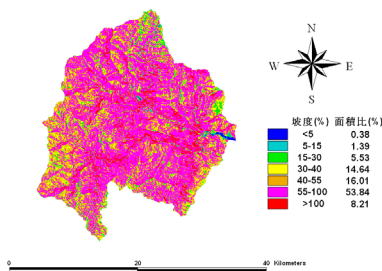


圖 3. 坡度分佈圖

Figure 3. Spatial distribution of slope.

利用集水區內之雨量站記錄，以地理統計（反距離權重法）進行內差，推估集水區雨量之空間分布。依衛星影像資料，求得常態化差異植生指標（*NDVI*），經由線性反差後推得初始逕流係數 C_0 值，另考慮降雨時集水區逕流係數之時變性，再利用等集流時間之概念，克服合理化公式於集水面積之限制，並配合數值高程模型（Digital Elevation Model；DEM）及多門檻值水系進行合理化修正模式之建置。運動波法乃以 HEC-GeoHMS 模組進行地文資料分析，所得結果供運動波法之參數設定。模擬歷年來颱風暴雨所產生之流量歷線，並與實測流量進行比對，探討兩模式中之優劣，以評估合理化修正模式之實用性及準確性。再以洪峰到達時間修正係數（ α ）及洪峰流量修正係數（ β ）進行模擬校正，將所得結果進行統計迴歸，建置新武呂溪集水區降雨－逕流模式（圖 4）。

二、研究流程

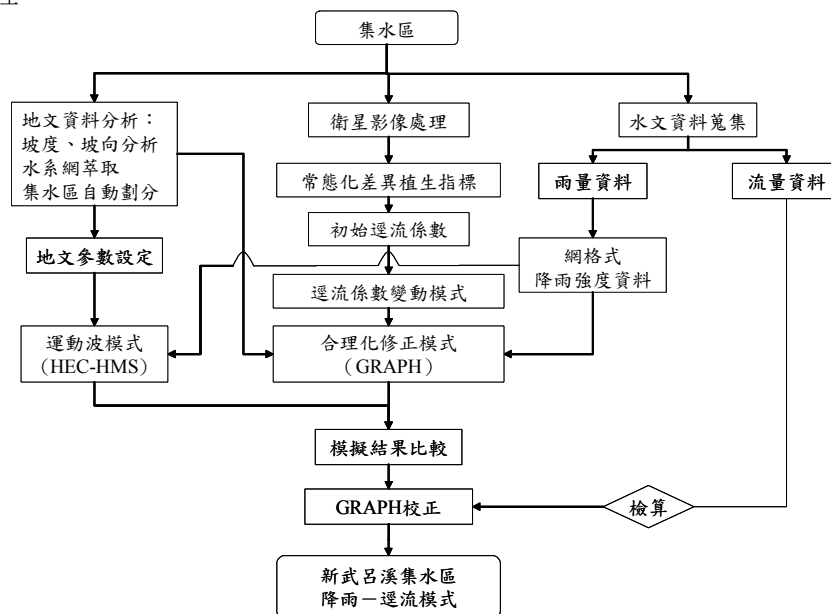


圖 4. 研究流程圖

Figure 4. Flow chart of the study.

三、分析方法

1. 合理化修正模式

本研究主要以等集流時間線概念配合逐時雨量、逐時流量、衛星影像及地文資訊等進行分析，並建立其與集水區出口之時間差，考量集水區內之各項因子，進行流量歷線模擬，配合合理化修正模式，求出集水區內各項因子之關係式，建置集水區之降雨-逕流模式。

(1) 水文資料蒐集

A. 颱風暴雨場次

選取 1990~2001 年間之颱風暴雨場次，分別為艾美、耐特、肯特、瑪姬、啓德、奇比、尤特及桃芝颱風等八場颱風暴雨進行流量歷線推估。

B. 雨量、流量資料

依據經濟部水利署所提供之雨量站及流量站位置，選取卑南河流域雨量站共有向陽(2)、霧鹿、新武(3)、武陵、上里、鹿鳴橋及台東(7)等七站，經由所蒐集之逐時雨量資料，利用地理統計(反距離權重法)進行內差分析，分別求出區域內小時雨量之空間分布；再由經濟部水利署所提供之逐時流量資料，供模式驗正之用。

(2) 水文資料分析

A. 集流時間

集流時間理論上為雨滴由集水區最遠處流至出口所需時間，若降雨強度均勻，集流時間等於平衡時間 (Time of equilibrium) 即產生逕流率等於所供應降水率之時間。對較大之自然狀況集水區，集流時間通常大於洪峰流量之稽延時間 (Time lag)，即由有效降雨中心到達洪峰流量間相隔之時間。對較小集水區及較簡單排水狀況者，則集流時間與稽延時間甚為接近 (王如意、易任，1979)。因而較精密計算集流時間，應考量集水區坡面逕流集合時間 (t_0) 加上主流之上游端至出口集流時間 (t')，以兩者合計

為集流時間 t_c 之值，即：

$$t_c = t_0 + t' \quad (1)$$

式中， t_c ：集流時間 (hr)；

t_0 ：漫地流時間 (hr)；

t' ：渠道流時間 (hr)。

t_0 之估算採用坡面長度除以漫地流速，坡面長度係由集水區最遠端流至河道之距離，而漫地流流速一般在 0.3~0.6 m/s，雨水流經河道由上游至出口所需時間可依 Rziha 公式計算，即

$$t' = \frac{l}{w} \quad (2)$$

$$w = 72 \left(\frac{h}{l} \right)^{0.6} \quad (3)$$

式中， w ：流下速度(km/hr)；

l ：河道長度(km)；

h ：河道縱斷面高程差(km)。

B. 逕流係數

a 初始逕流係數

逕流係數的定義原為集水區中洪峰流量於集流時間內對平均降雨強度之比值，但此集塊系統之觀念往往與實際情形不符合，為準確求得集水區逕流係數，需掌握集水區逕流係數之空間分布。本研究採分布(distributed)模式求算集水區逕流係數之空間變化。利用植生指標之方法來考慮地表特性，具有全面概括及量化簡便之優點，可做為推估集水區逕流係數分布之基礎。以遙測衛星影像之常態化差異植生指標 (NDVI) 推估初始逕流係數。NDVI 為一標準常態化之指標，其計算方法如下所示：

$$NDVI = \frac{(NIR - R_b)}{(NIR + R_b)} \quad (4)$$

式中， NIR ：近紅外光波段；

R_b ：紅光波段。

利用橡皮筋伸張法 (rubber sheeting) 進行 NDVI 校正，使其值域完全分布於-1

至 1 之間，為配合逕流係數之合理值域 (0~1)，即當植生覆蓋愈差，所對應之逕流係數愈大的條件下。將其線性反向配置為初始逕流係數 (廖依玲，2003)，其公式為：

$$C_0 = (1 - NDVI) / 2 \quad (5)$$

式中， C_0 ：初始逕流係數；

$NDVI$ ：常態化差異植生指標。

圖 5 為 1997 年 11 月 10 日之衛星影像資料，經萃取 $NDVI$ 後轉換為初始 C 值圖，圖中值域由 0 至 1，值愈小，植生狀況愈佳，色塊呈現愈深。

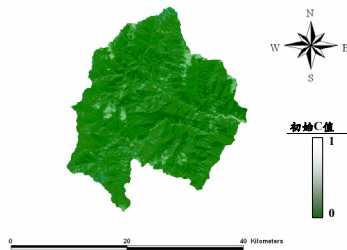


圖 5. 初始 C 值分布圖(1997/11/10)

Figure 5. Spatial distribution of initial C value. (1997/11/10)

b. 逕流係數之動態模式

逕流係數實際上與空間、時間有關可由下式得知：

$$C = \frac{R_f}{P} = \frac{(P - I')/t}{P/t} = \frac{I - i}{I} = f(I, i, t) \quad (6)$$

式中， R_f 為逕流量 (mm)；

P 為降雨量 (mm)；

I' 為入滲量 (mm)；

t 為降雨延時 (hr)；

I 為降雨強度 (mm/hr)；

i 為入滲率 (mm/hr)。

逕流係數與入滲率有關，影響入滲之因子繁多且彼此互為因果，無法於現地逐一量測。若以常態化差異植生指標 ($NDVI$) 為基礎，計算每一網格之初始逕流係數，配合降

雨時間，建立逕流係數 C 值於暴雨時期之動態模式，一則因 $NDVI$ 量測的植生生長狀況可間接反應區域內入滲量的變化；另則影像資料獲得的快速簡便，可利於往後暴雨即時監測系統之流量歷線推估。逕流係數 C 與集水區之土地利用型態有關，為迅速推求 C 值，假設土地利用型態 (即植生覆蓋情形) 與土壤、地質之立地條件有關，植生覆蓋良好係屬地形較平坦、土壤化育較好、入滲較佳之地區。已知逕流係數與入滲率有關，亦為時間的函數，以入滲形式為學理基礎，可推導逕流係數隨時間變化之動態模式。入滲率在降雨延時內為一動態型式，其模式眾多，本研究採用 Horton 公式 (圖 6)：

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (7)$$

式中， f 為入滲率 (mm/hr)； t 為降雨時間 (hr)；

f_c 為穩定狀態後的入滲率 (mm/hr)；

f_0 為最初入滲率 (mm/hr)；

k 為衰減常數

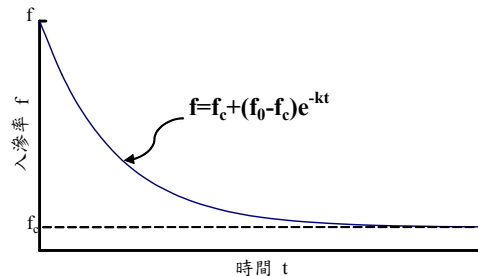


圖 6. 入滲曲線圖

Figure 6. Illustration of infiltration curve.

在降雨初期時，土壤之入滲能力高，隨降雨時間增長，土壤之入滲能力逐漸下降， C 值則隨降雨時間增長而變大，兩者之關係可加入時間 (t) 因子，基於此假說，假設 C 值於暴雨期間之變化，其與降雨延時之關係，與入滲曲線圖相似，亦為指數函數，惟其係隨降雨持續時間而遞增，代入起始或邊界條件， $t = 0, C = 0$ ； $t = \infty, C = 1.0$ ，即逕流係數於降雨初期為零，降雨時間愈久 C 可

趨近於 1.0 建置逕流係數隨時間變化之動態模式如下式：

$$C = 1 - e^{-C_0 t} \quad (8)$$

式中， C 為逕流係數； C_0 為初始逕流係數； t 為降雨時間 (hr)。

由圖 7 可知不同的初始 C 值，隨時間變化的曲率也不同，初始值愈大，逕流係數變動曲線愈陡峭，即地表植生覆蓋愈差，入滲愈差，逕流係數愈快速趨於一穩定值，降雨所產生之地表逕流量也愈快速排出。

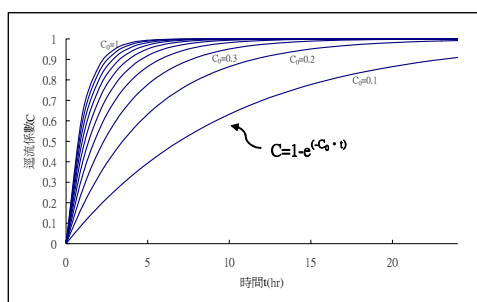


圖 7. 逕流係數變動模式曲線圖

Figure 7. The time varying runoff coefficient C.

C. 等集流時間差分布之推導

等集流時間線乃是將集水區內降雨之水分子流至控制點之時間予以均分化，將集水區內具有相同匯流時間點予以連接，可形成許多具有相同集流時間之區域。本研究以每小時為單位，即每一集流時間線的時間間隔為 1 小時，則每小時產生的逕流量估算如下：

$$\begin{aligned} t=1, \quad Q_1 &= \frac{1}{360} C_1 I_1 A_1 \\ t=2, \quad Q_2 &= \frac{1}{360} (C_1 I_1 A_2 + C_2 I_2 A_1) \\ t=3, \quad Q_3 &= \frac{1}{360} (C_1 I_1 A_3 + C_2 I_2 A_2 + C_3 I_3 A_1) \\ &\vdots \\ t=n, \quad Q_n &= \frac{1}{360} \sum_{i=1}^n C_i I_i A_{n-i+1} \end{aligned} \quad (9)$$

式中， t 為每一時間間隔 (hr)；

Q 為逕流量 (cms)；

C 為逕流係數；

I 為降雨強度 (mm/hr)；

A 為每一集流時間線內之集水區面積 (ha)。

2. 運動波法

將集水區及渠道之型態轉換成如圖 8 之概念 (由圖(a)轉換成圖(b))，因此漫地流可視為來自渠道二側之表面流，匯集至渠道後再向集水區出口口前進 (USACE, 2000b)。

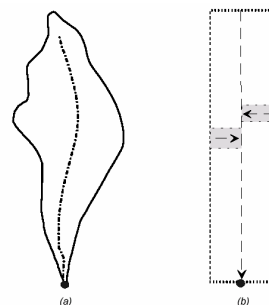


圖 8. 運動波法對單一集水區示意圖

Figure 8. Simple watershed with kinematic-wave model representation.

演算時，雖分為漫地流 (Overland-flow) 與渠道流 (Channel-flow) 二部分，對水流的模擬皆依據非恆定流 (unsteady flow) 之控制方程式，分別為為動量方程式 (Momentum Equation) 及連續方程式 (Continuity Equation)，分述如下：

A. 動量方程式：

$$S_f = S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (10)$$

式中， S_f 為能量坡降、 S_0 為渠床坡降、 V 為流速 (m/s)、 y 為水深 (m)、 x 為沿流線方向距離 (m)。

B. 連續方程式：

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + VB \frac{\partial y}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = q \quad (11)$$

式中， A 為斷面積 (m^2)、 B 為水面寬 (m)、 q 為渠道單位長度之側流流入量 (cms)。式 (10) 中之能量坡度可由曼寧公式推估，曼寧公式如下：

$$Q = \frac{CR^{2/3}S_f^{1/2}}{N} A \quad (12)$$

式中， Q 為流量 (cms)、 N 為粗糙係數、 R 為水力半徑 (m)、 A 為斷面積 (m^2)。

對淺層水流 (Shallow flow) 而言，可將渠底坡降與能量坡降視為相等，並忽略慣性作用，因此式 (12) 可簡化為：

$$Q = LA^m \quad (13)$$

式中， L 、 m 為流路斷面形狀與地表粗糙度有關之係數。

對於平面上之淺層水流而言，連續方程式 (11) 可以簡化為：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (14)$$

結合公式 (13) 及 (14)，可得下列公式：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + LmA^{(m-1)} \frac{\partial A}{\partial x} = q \quad (15)$$

本式即為運動波近似解 (Kinematic-wave approximation)，HEC-HMS 將漫地流部分視為寬矩型渠道流動，因此 $\alpha = 1.486S_f^{1/2}/N$ 及 $m = 5/3$ ，其中 N 為漫地流地表粗糙度非曼寧粗糙係數。式 (15) 中， A 為唯一之變數、 L 與 m 皆為常數，因此只需要找出在不同時間與地點之 A 值，即可求出答案。HEC-HMS 模式中以有限差分法 (Finite-difference approximation)，將式 (15) 以差分式展開後，可得下式：

$$\frac{A_i^j - A_i^{j-1}}{\Delta t} + Lm \left[\frac{A_i^{j-1} - A_{i-1}^{j-1}}{2} \right]^{m-1} \left[\frac{A_i^j - A_{i-1}^j}{\Delta x} \right] = \frac{q_i^j + q_{i-1}^j}{2} \quad (16)$$

i ：表示目前演算之渠道位置、 j ：表示目前演算之時間， $i-1$ 及 $j-1$ 則為前一個演算之

位置與時間， Δx 及 Δt 分別為二時刻之時間間距與距離間距，其相對之有限差分法時空網格式意圖如圖 9 所示：

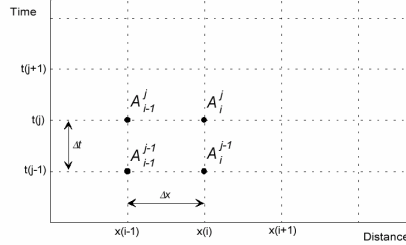


圖 9. 有限差分時空網格式意圖

Figure 9. Finite difference method space-time grid

上式中僅有 A_i^j 為未知數，其餘變數值均可由前一時刻之位置及時間或由起始或邊界條件獲得，上式可改寫成：

$$A_i^j = \bar{q}\Delta t + A_i^{j-1} - Lm \left[\frac{\Delta t}{\Delta x} \right] \left[\frac{A_{i-1}^{j-1} + A_i^{j-1}}{2} \right]^{m-1} [A_i^{j-1} - A_{i-1}^{j-1}] \quad (17)$$

若 A_i^j 為已知，則流量計算可簡單以下式表之。

$$Q_i^j = L[A_i^j]^m \quad (18)$$

運動波法演算由漫地流平面開始，流量歷線則由二個平面以測流方式貢獻形成。當集水路編號 1 形成時，則由二側平面所貢獻的流量，以測流的型式均勻分布在集水路的二側，若有二個集水路時，則由集水路編號 1 流至集水路編號 2，最後再流至主流；如圖 10 所示；

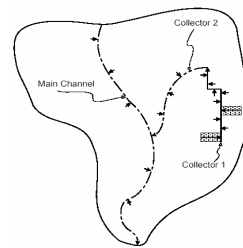


圖 10. 運動波法之概念模式採用兩平面及兩集水路示意圖

Figure 10. Conceptual model of kinematic wave method using two planes and two collector channels. 於圖 10 中之漫地流平面，需輸入坡長、坡度、

粗糙度及子集水區的面積率。其中初始水損設定為 10mm (卑南溪治理規劃檢討報告)、基流量為 11mm(張楨驩, 2001), 其他參數設定如表 1、表 2。運動波法利用門檻值方式將集水區劃分成數個子集水區進行分析計算, 而子集水區劃分之數目多寡常頗具爭議性。歐信宏 (2000) 利用參數優選法及最佳子集水區劃分進行研究, 發現於其研究試區劃分 5~9 個子集水區為其最佳。故本研究區之子集水區劃分乃依據上述原理進行劃分(圖 11)。

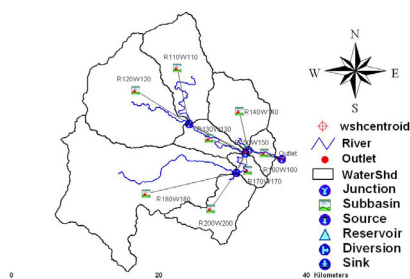


圖 11. 門檻值之集水區劃分結果

Figure 11. The result of applying thresholds on delineating watershed.

3. 模式校驗

為探討合理化修正模式及運動波法分析結果之優劣, 以峰值誤差 EQ_p (error in peak discharge) 及峰值到達時刻誤差 ET_p (error in time to peak discharge) 為模式校驗之標準(王如意、鄭思蘋、鄭士仁, 2000)。而模式校正後所得之流量歷線茲以效率係數 CE (Coefficient Efficiency) 作為檢驗模式模擬結果之優劣(周乃昉、吳嘉文, 2001)。其各項計算分述如下:

(1) 峰值誤差 (EQ_p)

$$EQ_p(\%) = \frac{Q_{p,est} - Q_{p,obs}}{Q_{p,obs}} \times 100\% \quad (19)$$

式中, $Q_{p,est}$: 模式推估之洪峰流量(m^3/s);

$Q_{p,obs}$: 觀測之洪峰流量(m^3/s)。

當 EQ_p 為正值時, 表示模式推估之洪峰流量大於觀測之洪峰流量; 而 EQ_p 為負值

時, 表示模式推估值小於觀測值。

(2) 峰值到達時刻誤差 (ET_p)

$$ET_p = T_{p,est} - T_{p,obs} \quad (20)$$

式中, $T_{p,est}$: 推估之洪峰到達時刻(hr);

$T_{p,obs}$: 觀測之洪峰到達時間(hr)。

ET_p 絕對值愈小, 表示模式洪峰到達時刻之估算愈準確。

(3) 效率係數 (CE)

$$CE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n [Q_0(i) - Q_c(i)]^2}{\sum_{i=1}^n [Q_0(i) - \bar{Q}_0(i)]^2} \quad (21)$$

式中: Q_0 = 觀測流量(cms);

Q_c = 模式推估流量(cms);

\bar{Q}_0 = 觀測流量平均值(cms)

當 CE 值愈趨近於 1 時, 表示模擬結果與實際資料愈密合, 精確度愈高。

結果與討論

一、運動波法及合理化修正模式比較

分析結果分別以峰值流量誤差 (EQ_p) 及峰值到達時刻誤差 (ET_p) 進行模式校驗討論 (表 3), 在峰值流量誤差 (EQ_p) 部分, 若以峰值流量誤差場次相比, 合理化修正模式共有五場模擬效果較運動波法為優, 僅啓德、奇比及桃芝等三場颱風(圖 16、圖 17、圖 19)較低, 可知於峰值流量誤差部分合理化修正模式模擬效果較運動波法為佳。再深入探討發現, 於高流量下合理化修正模式模擬效果較運動波法佳。峰值到達時刻誤差 (ET_p) 部分, 合理化修正模式與運動波法兩者間並無明顯差異, 除奇比颱風差異較大外(-4 小時), 其他場次洪峰到達時間誤差皆在 ± 2 個小時以內, 故兩模式於洪峰到達時間之模擬尚稱良好。

表 1. 子集水區漫地流平面相關參數
Table 1. Parameters of overland-flow plane for each subbasin.

子集水區 編號	面積 (A)KM ²	主流長 L (m)	漫地流長度 W (m)	坡度 (m/m)	地表 粗糙係數
R120W120	85.82	11762.50	1358.71	0.091	
R110W110	139.95	15553.30	3196.30	0.115	
R140W140	58.66	3015.00	1863.49	0.168	
R130W130	15.84	11939.70	972.77	0.168	
R150W150	0.33	572.50	154.39	0.307	0.4
R160W160	28.11	5522.70	990.35	0.118	
R170W170	14.25	7260.40	773.34	0.119	
R200W200	52.64	1892.00	1058.95	0.082	
R180W180	232.54	21660.80	2973.84	0.061	

表 2. 子集水區主要集水區渠道之參數
Table 2. Parameters of main channel for each subbasin.

子集水區 編號	渠道長度 (m)	渠道坡度 (m/m)	渠道形狀	渠道曼寧 係數	底床寬度 (m)	邊坡坡降 V : H
R120W120	11762.50	0.0536			700	
R110W110	15553.30	0.0720			700	
R140W140	3015.00	0.0561			700	
R130W130	11939.70	0.0205			700	
R150W150	572.50	0.0192	梯形	0.038	700	1 : 3
R160W160	5522.70	0.0083			700	
R170W170	7260.40	0.0101			150	
R200W200	1892.00	0.0470			150	
R180W180	21660.80	0.0467			150	

表 3. 合理化修正模式與運動波法之模擬結果比較

Table 3. Summaries for the GRAPH and kinematic wave model simulated results.

颱風名稱	艾美 (80.07.18)	耐特 (80.10.01)	肯特 (84.08.30)	瑪姬 (88.06.05)	啓德 (89.07.08)	奇比 (90.06.22)	尤特 (90.07.04)	桃芝 (90.07.30)
實測洪峰流量(cms)	2270	833	1680	1630	525	815	1440	2350
合理化修正模式 峰值誤差(%)	11.06%	50.06%	21.61%	12.88%	43.05%	39.88%	-25.83%	-23.83%
運動波法 峰值量誤差(%)	-17.97%	97.48%	24.76%	22.88%	15.24%	29.45%	-27.78%	-12.43%
實測洪峰時間(hr)	37	9	25	33	34	35	34	9
合理化修正模式峰 值到達時刻誤差(hr)	1	-2	1	0	-2	-4	0	0
運動波法峰值到達 時刻誤差(hr)	0	-2	0	-2	-1	-4	-1	-1

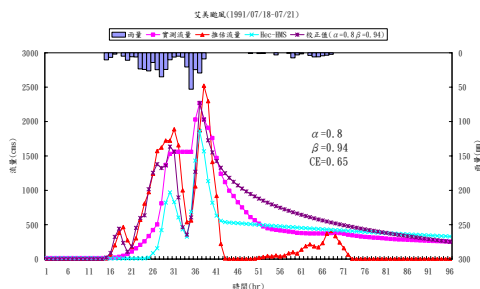


圖 12. 艾美颱風流量歷線模擬

Figure 12. Simulation of hydrograph for Amy typhoon.

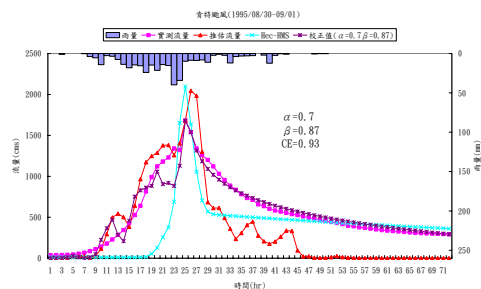


圖 14. 肯特颱風流量歷線模擬

Figure 14. Simulation of hydrograph for Kent typhoon.

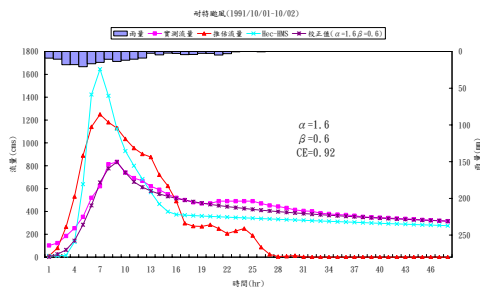


圖 13. 耐特颱風流量歷線模擬

Figure 13. Simulation of hydrograph for Nat typhoon.

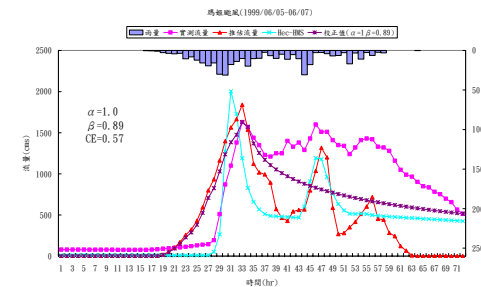


圖 15. 瑪姬颱風流量歷線模擬

Figure 15. Simulation of hydrograph for Maggie typhoon.

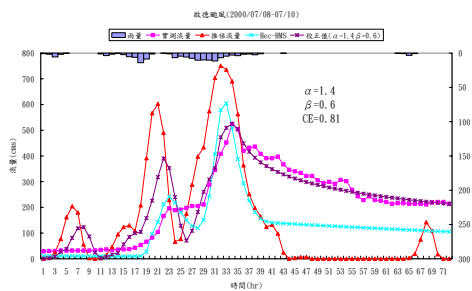


圖 16. 啓德颱風流量歷線模擬

Figure 16. Simulation of hydrograph for Kai-Tai typhoon.

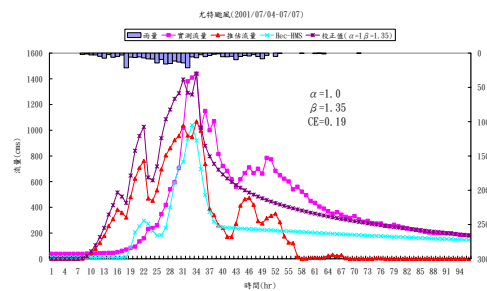


圖 18. 尤特颱風流量歷線模擬

Figure 18. Simulation of hydrograph for Utor typhoon.

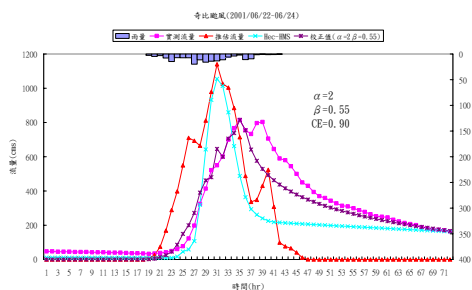


圖 17. 奇比颱風流量歷線模擬

Figure 17. Simulation of hydrograph for Chebi typhoon.

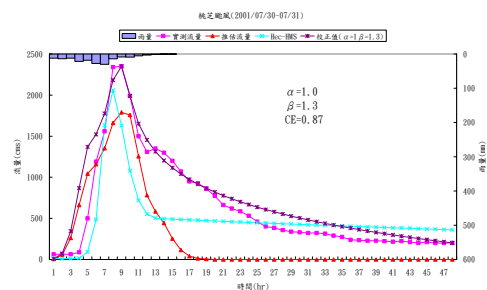


圖 19. 桃芝颱風流量歷線模擬

Figure 19. Simulation of hydrograph for Toraji typhoon.

二、GRAPH 校正模擬

1. α 、 β 校正

集流時間與集水區的地文因子及降雨強度有關，一般集流時間計算只考慮集水區地文因子，其假設每場颱風暴雨之集流時間均相等，實際上，每場颱風暴雨之集流時間不僅與集水區內地文因子有關，其降雨強度愈大，則集流時間愈短(林莉莉, 1992)。因此集流時間會隨降雨強度大小具有時變性而造成模擬時洪峰到達時間之誤差，故乘上一洪峰到達時間修正係數(α)進行校正， α 可影響流量歷線之形狀，所牽涉因子包含洪峰到達時間及洪峰流量，可反應出集水區內之地文特性。 α 可顯示集水區內涵養水源之能力， α 與 1 之值差的愈多，代表流量歷線中洪峰與雨峰差距愈大，集水區內之涵養水源能力

愈高。若 $\alpha < 1$ ，乃代表洪峰到達時間較雨峰為快，其原因可分為兩種，一為因量測實際洪峰到達時間不易，過快進行量測所造成。另一原因乃是集流時間估算之誤差所致。由圖 20 可知， α 與降雨強度呈現負相關，其迴歸式為 $\alpha = 9.3688I^{-0.648}$ ， $R^2=0.611$ ，效率係數不高主要原因乃降雨強度較低時，洪峰流量易受地表覆蓋因子等影響所導致。

模擬結果顯示洪峰流量修正係數(β)介於 0.55~1.35 之間(表 4)。由於 β 為洪峰流量之校正，而一般水文模式推估皆為清水流，若水中夾砂量愈高，模式所推估與實測流量相較之下，明顯降低。 β 除為洪峰流量之校正係數外，亦可顯示含砂水流之含砂濃度，可做為河道輸砂之重要指標。模擬結果發現僅有尤特及桃芝兩場颱風呈現低估現象，其餘皆屬高估，其原因為本集水區為處

於卑南溪上游，因森林覆蓋良好，土地開發鮮少，故集水區內涵養水資源能力較佳，使大多數降雨迅速滲透於地下形成地表下逕流，地表逕流不易快速匯集，導致模式呈現高估之現象。低估之兩場颱風暴雨乃屬 921 大地震後所發生流量較大之事件，因 921 大地震後，土質鬆軟，水中挾砂量增高，導致模式推估時產生低估(圖 18、圖 19)。雖啓德及奇比颱風亦為 921 大地震後之颱風暴雨，因屬較低流量型態且該集水區涵養水源較佳，導致模擬結果呈現高估(圖 16、圖 17)。將模擬推估所得之 β 值及相關參數進行迴歸分析，發現 β 與 Q_p 呈正相關(圖 21)，其迴歸方程式為 $\beta = 0.021 \times Q_p^{0.5156}$ 。

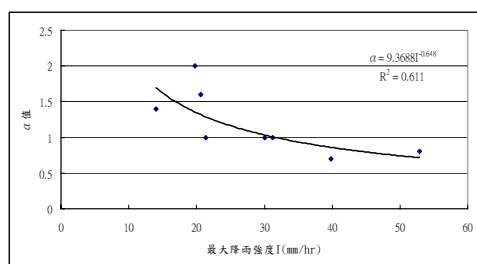


圖 20. α 值與最大降雨強度關係圖

Figure 20. Relationship between α -value and maximum of rainfall intensity.

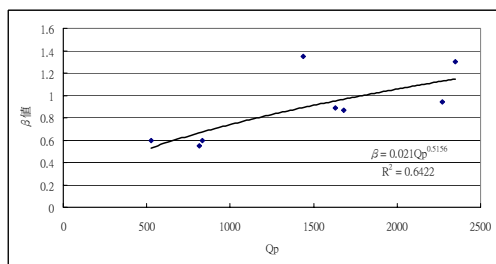


圖 21. β 值與最大洪峰量關係圖

Figure 21. Relationship between β -value and maximum of peak flows.

2. 模式校驗結果

茲以效率係數 (CE) 作為檢驗模式模擬結果之優劣。結果顯示合理化修正模式推估流量歷線對於單峰及雙峰型暴雨模擬成效較

佳(圖 12~圖 19)，其效率係數介於 0.87~0.93 之間(表 4)。其中奇比颱風雖為雙峰型暴雨，但因降雨持續且分布均勻，故雖為雙峰型暴雨，其效率係數仍高達 0.90，但在近十二年歷史資料中，僅有一場颱風暴雨屬於雙峰型，故仍有待模擬多場雙峰型暴雨事件後，再進行討論較具合理性。多峰型颱風暴雨事件中，模擬效果不佳多因前期降雨或降雨分佈不均所導致，如艾美及啓德颱風(圖 12、圖 16)，其效率係數 (CE) 僅有 0.65 及 0.81。若颱風暴雨事件再受退水段零星降雨影響，則模擬效果更加不良，如尤特及瑪姬颱風(圖 18、圖 15)，其主要原因為模式對於集水區內之降雨反應過於靈敏，若降雨無法持續供應時，將導致第二洪峰或後續洪峰無法即時抬升，造成後續模擬之誤差。

結論與建議

本研究採用兩種降雨-逕流模式進行流量歷線模擬，發現合理化修正模式於推估流量歷線時，模式尚未進行 α 及 β 校正時，於時間序列上與運動波法尚無較大差異，但於推估最大洪峰流量部分，則仍以合理化修正模式較居優勢。反觀運動波法，模擬結果不僅不如合理化修正模式，模式於推估前更需給定許多參數進行建置，若無實測資料，則需仰賴有經驗之工程師依據實際現況進行參數給定。因此，在運用及研究上不易實行。故可知合理化修正模式可較簡易及精確模擬出本集水區之流量歷線。

合理化修正模式進行校正後，模擬結果發現單峰型及雙峰型降雨模擬效果較佳，對於多峰型颱風暴雨，則因前期降雨、後期零星降雨及模式敏感度過高等因素，導致模擬結果與實測流量差異較大。因此未來若能將所得之結果與集水區內之地文水文資訊進行多變量分析，求出其最具代表性之方程式並建置於系統中，應能提升颱風暴雨之模擬準確性，可供未來做為預警系統建置之參考。

表 4. 暴雨流量歷線之校正係數

Table 4. Correction coefficients for each storm hydrograph.

颱風名稱	艾美 (80.07.18)	耐特 (80.10.01)	肯特 (84.08.30)	瑪姬 (88.06.05)	啓德 (89.07.08)	奇比 (90.06.22)	尤特 (90.07.04)	桃芝 (90.07.30)
實測洪峰流量(cms)	2270	833	1680	1630	525	815	1440	2350
最大降雨強度(mm/hr)	52.88	20.62	39.78	31.18	13.99	19.72	21.39	30.08
α 校正係數	0.8	1.6	0.7	1.0	1.4	2.0	1.0	1.0
β 校正係數	0.94	0.6	0.87	0.89	0.6	0.55	1.35	1.3
CE(效率係數%)	0.65	0.92	0.93	0.57	0.81	0.90	0.19	0.87
歷線形狀	多峰型	單峰型	單峰型	多峰型	多峰型	雙峰型	多峰型	單峰型

參考文獻

1. 王如意、易任 (1992), 「應用水文學」上冊, 國立編譯館出版, pp.410。
2. 王如意、鄭思蘋、鄭士仁 (2000), 「水文模式參數推估及降雨損失之估計」, 第十一屆水利工程研討會論文集, pp.L65-L70。
3. 林莉莉 (1992), 「台灣上游集水區洪峰流量的產生、特性和計算方法之研究」, 國立中興大學水土保持學研究所碩士論文。
4. 周乃昉、吳嘉文 (2001), 「利用水位訊息改善分佈型水筒模式之研究」, 海峽兩岸森林水文學與集水區永續經營學術研討會論文集, pp.20-30。
5. 張楨驩 (2001), 「以歷史流量推估卑南溪河川生態基流量之研究」, 國立中興大學水土保持學研究所碩士論文。
6. 廖依玲 (2003), 「基隆河流域降雨-逕流模式建置之研究」, 國立中興大學水土保持學研究所碩士論文。
7. 歐信宏 (2000), 「HEC-HMS 降雨-逕流模式應用之研究」, 國立成功大學水利及海洋工程學系碩士論文。
8. 經濟部水利署第八河川局 (2003) 「卑南溪治理規劃檢討報告(初稿)」。
9. USACE,2000 「“Geospatial Hydrologic Modeling Extension HEC-GeoHMS, User’s Manual”」, US Army Corps of Engineering, Davis, California, USA.
10. USACE,2000b, 「“Hydrologic Modeling System, HEC-HMS Technical Reference Manual”」, US Army Corps of Engineering, Davis, California, USA.
11. USACE,2001, 「“Hydrologic Modeling System, User’s Manual”」, US Army Corps of Engineering, Davis, California, USA.

94年10月15日 收稿
94年11月13日 修改
94年11月28日 接受

水土保持學報 37(4) : 349-362 (2005)

Journal of Soil and Water Conservation, 37(4) : 349-362 (2005)