

## 滯洪池設置對降低南科周邊地區淹水潛勢之分析

陳金諾<sup>1</sup> 蔡智恆<sup>1</sup> 蔡長泰<sup>2</sup>

關鍵詞： 滯洪池、地文性淹水模式、河系洪流演算模式、淹水潛勢。

### 摘要

滯洪池設置將影響南科周邊地區淹水潛勢及排水路出流洪峰水位與稽延。本文以地文性淹水模式結合地理資訊系統與河系洪流演算模式，探討五種重現期距年二日暴雨下，南科特定區及和順寮之滯洪池設置前後淹水潛勢、周邊排水路出流水位歷線。演算結果比較顯示，滯洪池設置後淹水面積及體積均顯著減少，但重現期距50年以上降雨，淹水面積減少較不明顯。周邊排水路出流歷線在重現期距2年降雨，洪峰消減及稽延均明顯；高於重現期距2年降雨，洪峰稽延明顯，洪峰消減不明顯。且滯洪池設置量多寡及設置位置，亦明顯影響周邊排水路洪峰消減及稽延。

## ANALYSIS ON EFFECT OF DETENTION-POND ON REDUCTION OF FLOODING POTENTIAL AROUND THE TAINAN SCIENTIFIC BASE INDUSTRIAL PARK

Ching-Nuo Chen Chih-Heng Tsai Chang-Tai Tsai

Department of Hydraulics and Ocean Engineering  
National Cheng-Kung University  
Tainan, Taiwan 70101, R.O.C.

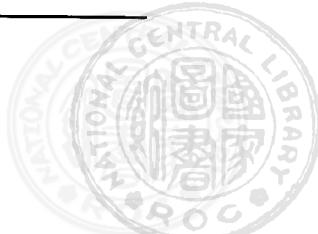
*Key Words:* detention-pond, physiographic inundation model, flood routing model for channel network, flooding potential.

### ABSTRACT

The detention-ponds sited on the lowland give an influence on flooding potential as well as peak-flow stage and time lag to peak. This paper studies the effect of detention-ponds on flooding potential in two-day floods for the five return period-floods. The investigations on outflow of drainages around the Tainan Scientific Base Industrial Park (TSBIP) include the reduction on flooding volume, area, peak-flow stage, and time lag to peak in the drainage system related to the Tainan Science-based Industrial Park catchment. The hydrologic and physiographic parameters in the river basin are analyzed with the assistance of GIS. Then a physiographic inundation model and a flood routing model for channel network are utilized to estimate the effect after detention-ponds are sited. Comparison of simulated results indicates that inundated area and volume are decreased after detention-ponds sited; however, there is no apparent decrease in inundated areas in return-period-flood greater than or equal to 50-year. Not only the peak-flow reduction but also time lag to peak are apparent in return-period-flood 2-year, but peak-flow reduction is unapparent in return-period-flood greater than 2-year. Moreover, peak flow stage and time lag

<sup>1</sup> 國立成功大學水利及海洋工程研究所博士後研究員

<sup>2</sup> 國立成功大學水利及海洋工程研究所教授



to peak in the drainage system are influenced by numbers of detention-ponds and location where they are sited.

## 一、前 言

集水區土地利用型態由低密度使用之農業用地轉變成高密度開發之工商業用地時，由於地表不透水面積增加、入滲量減少以及地表糙率改變，將造成集水區內地表逕流量增加、原有之蓄洪能力消失，以致嚴重影響區域排水及河道負載，且集水區之淹水潛勢亦會隨之改變。為避免因開發所增加之地表逕流量造成下游地區之淹水災害，可藉由工程設施調節限制流出開發區外之逕流量不得高於開發前之逕流量。凡具有降低洪峰流量、遲滯洪峰到達時間或增加入滲等功能之設施稱之為滯洪設施，包括滯洪壩或滯洪池等 [1]。

滯洪池之容積與出流口之形式、尺寸將影響滯洪池之蓄洪量以及進入下游之洪水量。滯洪池之蓄洪容積計算方法，較簡化者為計算蓄洪容積時，不考慮出流口形式，且出流量以線性計算 [2]；較複雜之計算方法，則須先求得集水區之入流歷線，設定滯洪池之出流口形式及尺寸，再就滯洪池之水位與蓄洪體積之關係，求得最適之蓄洪容積及出流口形式 [3]。滯洪池之出流口形式與尺寸為滯洪池滯洪效益之重要影響因子 [4]，近年來國內外對滯洪池出流口形式之研究，普遍以圓形、狹長式矩形及複合型（煙函狀）出流口作為探討對象，此三種出流口之滯洪效益以圓形出流口較高 [4,5,6]。然上述滯洪池之設計均只針對滯洪效益—洪峰消減量、遲滯洪峰到達時間、蓄洪容積及出流口特性，較少針對滯洪池設置後，對集水區地表淹水潛勢之改變進行研究。

計算滯洪池之蓄洪容量時，需先推求滯洪池之入流量，即集水區地表逕流量。集水區若有實測之流量資料，則可採單位歷線分析 [7]；若無實測之流量資料，通常採合理化公式 (Rational formula) 推估。雖然公式中之逕流係數係依據集水區之水文及地文特性而定，但逕流係數通常為集水區全區地文特性之平均，無法直接反應集水區局部地文特性之改變，且若集水區內有多種土地利用型態或地文特性，則逕流係數之代表性便會降低。因此本文應用地文性淹水模式 [8] 結合地理資訊系統，以迅速簡便處理集水區龐大之水文及地文資料。地文性淹水模式將集水區切割為若干計算格區，各格區內各有其土地利用型態等地文因子與降雨資料，可利用地理資訊系統處理分析各格區內之地文資料及水文資料，以避免用平均逕流係數計算所導致之誤差。而滯洪池設置後，集水區內排水路及河道之洪流傳播過程亦會隨之改變。主支流及排水路交匯而成之水系之洪流傳播過程將比單一河流之洪流傳播過程複雜，本文亦將建立河系洪流演算模式 [9] 加以模擬。

本文以鹽水溪集水區為研究對象，根據不同重現期距年之二日暴雨，利用地文性淹水模式與河系洪流演算模式，進行鹽水溪集水區內南科特定區及和順寮之滯洪池設置前後之淹水潛勢分析、淹水體積統計以及周邊排水路出

流水位歷線之探討。

## 二、地文性淹水模式

地文性淹水模式依集水區地形地貌及水系，利用地理資訊系統將集水區劃分為若干格區，各格區內之水文、地文資料，亦利用地理資訊系統分析運算而得。降雨逕流在集水區之傳播過程中，每一格區之水位變化應滿足水流連續方程式，如式(1)所示 [8]：

$$A_{si} \frac{dh_i}{dt} = P_{ei}(t) + \sum_k Q_{i,k}(h_i, h_k) \quad (1)$$

式中， $t$  = 時間； $A_{si}$  =  $i$  格區水面之水表面積； $h_i$  =  $i$  格區之水面高程； $h_k$  =  $k$  格區之水面高程； $P_{ei}$  =  $i$  格區單位時間之有效降雨體積 (有效降雨強度  $\times i$  格區的面積)，有效降雨量以美國水土保持局所建立之曲線值法 (curve number method) 計算之，其中總有效降雨量為  $P' = (P - 0.2S)^2 / (P + 0.8S)$ ，式中， $P$  為總降雨量 (mm)、 $S$  為潛在最大滯流量 (mm) 即  $S = 25400 / CN - 254$ ，式中  $CN$  為 curve number 之值 [7]； $Q_{i,k}$  = 由  $k$  格區 (相鄰於  $i$  格區) 流進  $i$  格區之流量。各格區間之水流交換可視格區交接處之狀況選擇適當之流量律，分述如下：

1. 若格區與格區間之水流交換無局部障礙物，則視為漫地式的流動，可應用平均阻力公式 (例如曼寧公式等)，計算流過兩格區交界面上之流量。以  $i$  格區而言，由  $k$  格區流至  $i$  格區之流量為 [8,10]：

$$\frac{\partial Q_{i,k}}{\partial h_i} < 0, Q_{i,k} = \frac{h_k - h_i}{|h_k - h_i|} \cdot \Phi(\bar{h}_{i,k}) \cdot \sqrt{|h_k - h_i|} \quad (2)$$

$$\frac{\partial Q_{i,k}}{\partial h_i} > 0, Q_{i,k} = \Phi(\bar{h}_{i,k}) \cdot \sqrt{|h_k - h_i|} \quad (3)$$

$\bar{h}_{i,k}$  為  $i$  格區與  $k$  格區交界處之水位，可由二格區水位線性內插得之；而  $\Phi(h)$  為：

$$\Phi(h) = \frac{\frac{1}{n} AR^{2/3}}{\sqrt{\Delta x}} \quad (4)$$

$\Delta x = i, k$  兩格區之中心距； $n$  = 兩格區交界處之曼寧糙率係數，亦可由兩格區之曼寧糙率係數加權平均得之； $A$  = 兩格區交界處之通水面積； $R$  = 兩格區交界處之水力半徑。

2. 若格區與格區之間以道路、堤防、田埂或岸壁等為交界，則可將交界視為寬頂堰，以堰流公式計算兩格區間之流量。若以  $h_k > h_i$  之情形而言，可分為自由堰流及潛沒堰流兩種形式 [11]：



a. 自由堰流  $(h_i - Z_w) < \frac{2}{3}(h_k - Z_w)$

$$Q_{i,k} = \mu_1 b \sqrt{2g} (h_k - Z_w)^{3/2} \quad (5)$$

b. 潛沒堰流  $(h_i - Z_w) \geq \frac{2}{3}(h_k - Z_w)$

$$Q_{i,k} = \mu_2 b \sqrt{2g} (h_i - Z_w)(h_k - h_i)^{1/2} \quad (6)$$

以上二式中， $Z_w$  = 堤頂高程，即交界處之路面、堤頂或地面高程； $b$  = 堤頂之有效寬度，相當於相鄰兩格區之分界長； $g$  = 重力加速度； $\mu_1$ 、 $\mu_2$  分別為自由堰流及潛沒堰流之堰流係數， $\mu_1 = 0.36 \sim 0.57$ ， $\mu_2 = 2.6 \mu_1$  [11]。本文採  $\mu_1 = 0.45$ ， $\mu_2 = 1.17$ 。

本文以顯式有限差分法離散化式(1)，可得 [12]：

$$h_i^{j+1} = h_i^j + \frac{\left( \sum_k Q_{i,k}^j + P_{ei}^j \right)}{A_i^j} \cdot \Delta t \quad (7)$$

式中，上標  $j$  表示  $t^j$  時刻之已知物理量；上標  $j+1$  表示  $t^{j+1}$  時刻之未知格區水位； $\Delta t$  為演算時距。因此，以起始  $t^1$  時刻之各格區水位為起始條件（若格區內無水流，則水位即為底床高程），利用式(7)與降雨資料並配合格區內之水文、地文資料，相鄰格區間之交換流量則以適當之流量公式計算（如式(2)至(6)），即可求得  $t^j$  時刻各格區之水位。以此類推，則各格區之水位歷線即可求得。

### 三、河系洪流演算模式

河道及排水路之洪水波可視為一維緩變量流，迪聖凡南 (de Saint-Venant) 所導出之明渠一維緩變量流之連續方程式及動量方程式可表示為 [9]：

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_l - q_o \quad (8)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \left( \frac{\partial y}{\partial x} + S_f \right) = q_l V_l - q_o \left( \frac{Q}{A} \right) \quad (9)$$

$x$  = 沿主流方向之距離座標； $q_l$  = 單位河段長之側向進流量； $q_o$  = 單位河段長之溢岸流量； $y$  = 水深； $z$  = 底床高程； $S_f$  = 摩擦坡度； $V_l$  = 側向進流在主流方向之速度分量。

以有限差分法之線性完全隱式法，將式(8)及式(9)離散化為一組線性聯立差分式：

$$a_{1i} Q_i^{j+1} + a_{2i} y_i^{j+1} + a_{3i} Q_{i+1}^{j+1} + a_{4i} y_{i+1}^{j+1} = c_i \quad (10)$$

$$b_{1i} Q_i^{j+1} + b_{2i} y_i^{j+1} + b_{3i} Q_{i+1}^{j+1} + b_{4i} y_{i+1}^{j+1} = d_i \quad (11)$$

式(10)、式(11)分別為連續方程式及動量方程式之差分式。

$a$ 、 $b$ 、 $c$ 、 $d$  為  $t = t^j$  時之水力條件所組成之已知函數； $Q_i^{j+1}$ 、

$y_i^{j+1}$ 、 $Q_{i+1}^{j+1}$ 、 $y_{i+1}^{j+1}$  則為  $t = t^{j+1}$  時之流量及水深，為欲求得之未知數。

由於河系是由多條主支流與排水路交匯而成，當有支流或排水路進入主流時，在主、支流交匯處之流況較為複雜。如圖 1 所示，於主流之  $m$  斷面及  $m+1$  斷面間有支流或排水路匯入，此支流之最下游斷面為  $NT$  斷面。假設由  $t^j$  時間至  $t^{j+1}$  時間，水力條件之改變不大，則：

$$(Q_m^{j+1} + Q_{NT}^{j+1} - Q_{m+1}^{j+1}) \Delta t = \Delta V \quad (12)$$

式中， $\Delta V$  為匯流區在  $\Delta t$  內之體積增量。若  $NT$  斷面相當接近匯流處，則：

$$\Delta V \approx \left[ \frac{1}{4} (B_m^{j+1} + B_{m+1}^{j+1}) \cdot (y_m^{j+1} + y_{m+1}^{j+1}) - \frac{1}{4} (B_m^j + B_{m+1}^j) \cdot (y_m^j + y_{m+1}^j) \right] \Delta x_m \quad (13)$$

$\Delta x_m$  為  $m$  斷面和  $m+1$  斷面之間距； $B$  為斷面資料。若水面寬度在  $\Delta t$  內之變化不大，則由式(12)及式(13)可得：

$$a_{1m} Q_m^{j+1} + a_{2m} y_m^{j+1} + a_{3m} Q_{m+1}^{j+1} + a_{4m} y_{m+1}^{j+1} + a_{5m} Q_{NT}^{j+1} = c_m \quad (14)$$

式(14)即為匯流區之連續方程式差分式。又由能量方程式，可知：

$$h_m^{j+1} + \frac{(V_m^{j+1})^2}{2g} = h_{m+1}^{j+1} + \frac{(V_{m+1}^{j+1})^2}{2g} + \bar{S}_{f_m} \cdot \Delta x_m + k_m \left| \frac{(V_{m+1}^{j+1})^2}{2g} - \frac{(V_m^{j+1})^2}{2g} \right| \quad (15)$$

$$h_{NT}^{j+1} + \frac{(V_{NT}^{j+1})^2}{2g} = h_{m+1}^{j+1} + \frac{(V_{m+1}^{j+1})^2}{2g} + \bar{S}_{f_{NT}} \cdot \Delta x_{NT} + k_{NT} \left| \frac{(V_{m+1}^{j+1})^2}{2g} - \frac{(V_{NT}^{j+1})^2}{2g} \right| \quad (16)$$

$\bar{S}_{f_m} = S_{f_m}$  與  $S_{f_{m+1}}$  的平均值； $\bar{S}_{f_{NT}} = S_{f_{m+1}}$  與  $S_{f_{NT}}$  的平均值； $\Delta x_{NT}$  為  $NT$  斷面和第  $m+1$  斷面之間距； $k_m = m$  斷面和  $m+1$  斷面間之渦流損失係數； $k_{NT} = NT$  斷面和  $m+1$  斷面間之渦流損失係數。而速度頭可表為：



圖 1 主流與支流或排水路交匯示意圖



$$\frac{(V^{j+1})^2}{2g} = F^2(y^j - y^{j+1}) + \left( \frac{Q}{gA^2} \right)^j \cdot \left( Q^{j+1} - \frac{Q^j}{2} \right) \quad (17)$$

$F$  表福祿數， $F^2 = \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3}$ ， $\alpha$  為能量修正係數。將式(17)

分別代入式(15)及式(16)，可得能量方程式之差分式：

$$b_{1m} Q_m^{j+1} + b_{2m} y_m^{j+1} + b_{3m} Q_{m+1}^{j+1} + b_{4m} y_{m+1}^{j+1} = d_m \quad (18)$$

$$b_{1NT} Q_{NT}^{j+1} + b_{2NT} y_{NT}^{j+1} + b_{3NT} Q_{m+1}^{j+1} + b_{4NT} y_{m+1}^{j+1} = d_{NT} \quad (19)$$

將式(10)、式(11)之主流連續方程式、動量方程式之差分式與式(14)、式(18)、式(19)之匯流處連續方程式及能量方程式差分式聯立求解，並配合上下游邊界條件－上游邊界條件為主流上游端之流量歷線或水深歷線，下游邊界條件為主流下游端之水深歷線或水深－流量率定曲線，即可求得主支流各斷面之流量與水深。

#### 四、地理資訊系統之應用

本文應用地理資訊系依據集水區之高程、坡度等地形資料，將集水區劃分為若干格區。各格區之平均高程為格區內數值高程(DTM)點之平均(坡地之精度為  $40\text{ m} \times 40\text{ m}$ ，鹽水溪主流之精度為  $5\text{ m} \times 5\text{ m}$ )，而地表糙率、入滲係數、建蔽率(不透水面積比)等屬性資料則根據格區內之土地利用型態、土壤狀況等基本資料以面積加權方式求得。

##### 4.1 研究區域

鹽水溪集水區位於台灣西南部，如圖 2 所示。主流發源於臺南縣龍崎鄉大坑尾中央山脈南部低山地帶，上游有那拔林溪、虎頭溪排水等二支流，以大坑尾為分水嶺，向西分流至豐化橋上游處匯成鹽水溪主流，下游則有鹽水溪排水於河口前匯入。流域上游有鹽水埤及虎頭埤二水庫。鹽水溪幹流全長約 41.3 公里，流域面積約 343.2 平方公里。鹽水溪水系除了鹽水溪主流外，主要支流為那拔林溪、虎頭溪排水、鹽水溪排水(亦稱嘉南大圳排水路)、大洲排水等所組成。大洲排水系統包括座駕排水、三舍排水、大社排水及新市排水等排水支線，大洲排水幹線於南科園區西南側匯入鹽水溪。鹽水溪排水系統包括看西排水、安順寮排水、六塊寮排水及曾文溪排水等排水支線，鹽水溪排水幹線於四草附近匯入鹽水溪出海。

鹽水溪集水區平原地區之淹水現象與全流域之地形地貌及土地利用息息相關。鹽水溪河道兩岸土地開發利用情形、鹽水溪集水區之土地利用如圖 3 所示，地表土地利用情形大多為農業與魚塭用地、村落與零星工廠。

##### 4.2 計算域之格區佈置

利用數值高程(DTM)資料，以 Arc View 之空間分析(spatial analysis)、水文模組(hydrologicmodel)及其物件導向程式語言(Avenue)，進行河流集水區劃分分析，可描繪

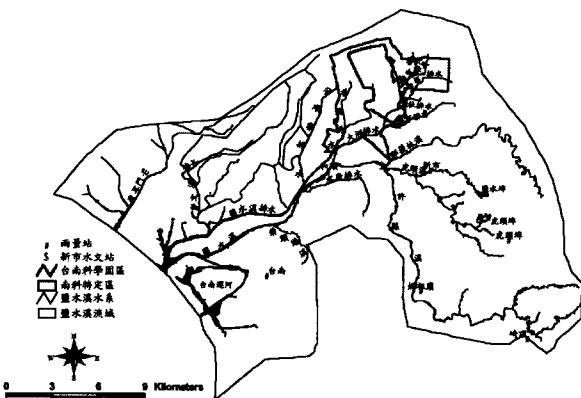


圖 2 鹽水溪集水區

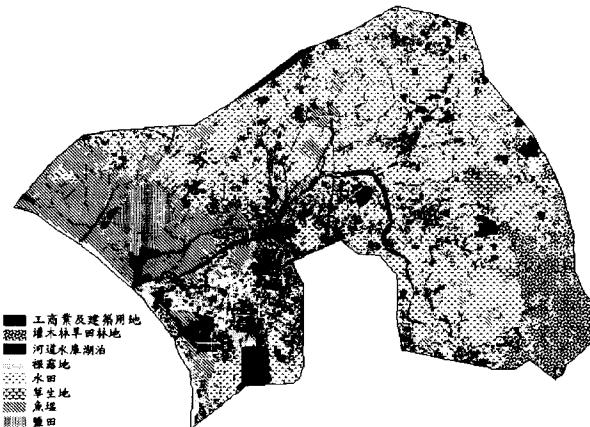


圖 3 鹽水溪集水區土地利用圖

出研究區域水系中各大小支流之子集水區，並進一步劃分出各子集水區內之計算格區 [13]。每一個子集水區之河流或排水路兩側均各為一格區，河流及排水路亦為一格區，需依實際測量資料給定河寬。集水區格網初步劃分完成後，再套疊鐵路及公路，鐵路及公路均視為格區邊界。本研究研究區域共劃分為 4891 個格區，如圖 4 所示。地表糙率如表 1 所示，可配合圖 3 之土地利用圖，建蔽率之則可依各格區內建築物所佔面積與格區面積之比求得。

#### 五、結果與討論

應用地文性淹水模式並依據鹽水溪集水區之水文分析結果，以重現期距 2 年、10 年、50 年、100 年及 200 年之二日暴雨，進行鹽水溪集水區臺南科學園區開發現況以及於南科特定區與和順寮之低窪易積水區設置滯洪池後之淹水潛勢分析，並利用河系洪流演算模式模擬周邊排水路之出流水位歷線，並探討之。

##### 5.1 模式驗證

本文先以地文性淹水模式模擬 2000 年碧利斯颱風所造成台南科學園區之淹水現象。碧利斯颱風發生時台南科學



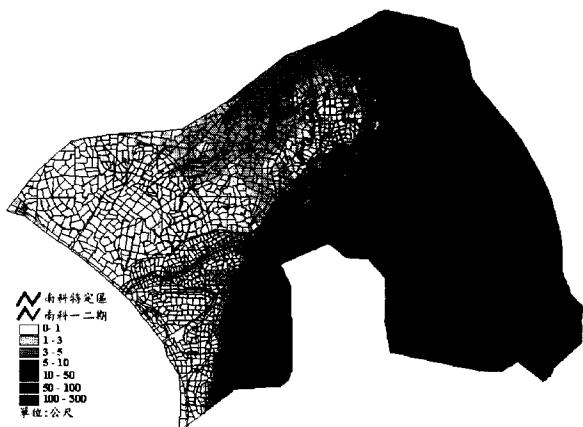


圖 4 鹽水溪集水區之計算格區與格區平均高程

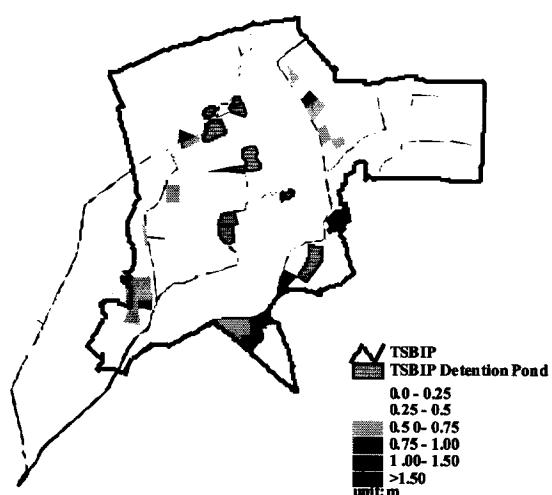


圖 5 碧利斯颱風台南科學園區之最大淹水深度

表 1 各土地利用下漫地流之地表糙率係數值 [14]

土地利用	曼寧 $n$ 值
濃密草地	0.40 ~ 0.50
牧草地	0.30 ~ 0.40
草地	0.25
藍草 (六月禾) 草地	0.20 ~ 0.50
稀疏植物覆蓋	0.05 ~ 0.13
裸露黏壤土	0.01 ~ 0.03
混凝土或瀝青混凝土	0.05 ~ 0.15
水深 < 0.25 尺	0.10 ~ 0.15
水深 > 0.25 尺	0.05 ~ 0.10
水田	0.10
旱作地	0.35
果園	0.40
綠地	0.20
樹林	0.30
矮林	0.35
建築區	0.10

園區之滯洪池已有部分興建完成。將颱風期間最大淹水深度之模擬結果，如圖 5 所示；水利規劃試驗所依水文收支平衡演算分析所得之結果，如圖 6 所示 [15]。由圖 5 與圖 6 之比較顯示，本文淹水模擬之結果與水利規劃試驗所分析之淹水區域相當吻合，且淹水深度亦接近。

進一步將地文性淹水模式所演算之地表逕流結果，作為河系洪流演算之邊界條件，進行鹽水溪主流及排水路之河系洪流演算，並將水位歷線與逕流歷線模擬結果與新市水文站之水位與流量觀測結果相比較，如圖 7 及圖 8 所示。模擬結果之比較顯示，水位與流量演算值能合理地模擬洪峰水位、洪峰發生時刻以及洪流傳播過程。

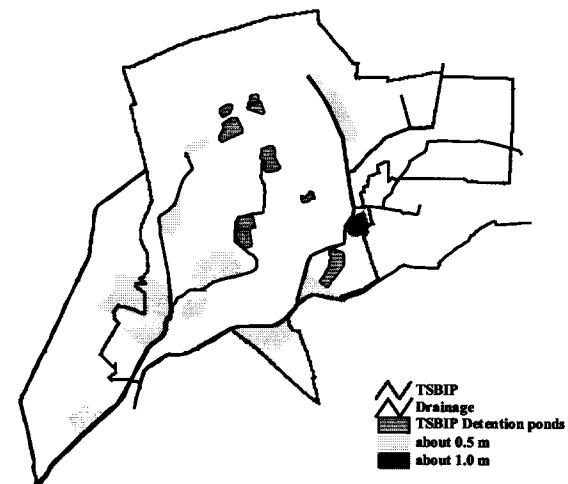


圖 6 水利規劃試驗所 1999 年分析之淹水區域圖

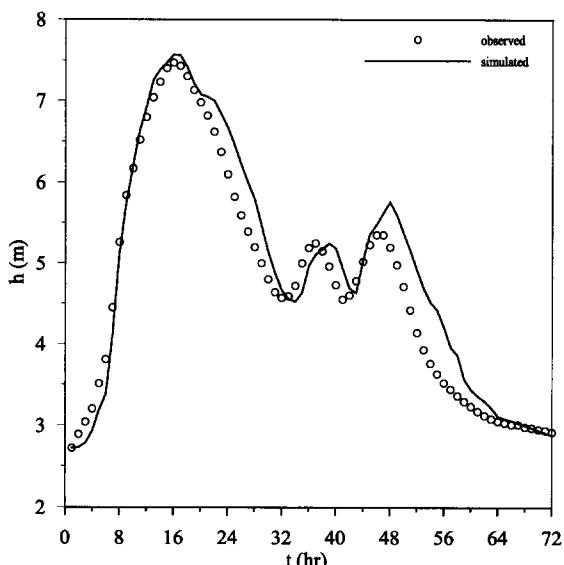


圖 7 新市水文站之水位歷線演算結果比較 (碧利斯颱風)



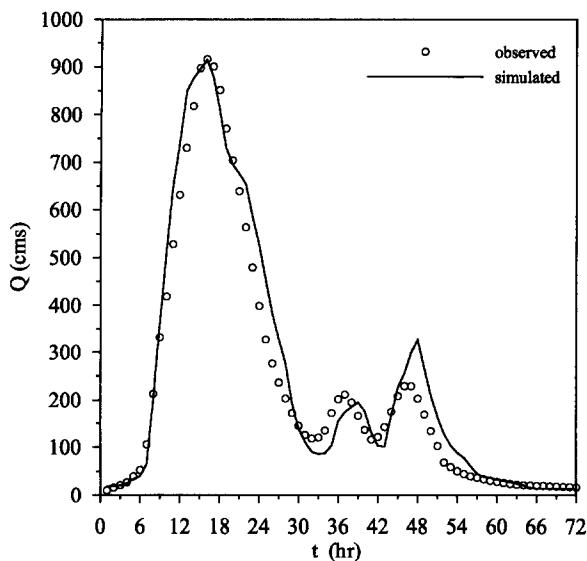


圖 8 新市水文站之流量歷線演算結果比較 (碧利斯颱風)

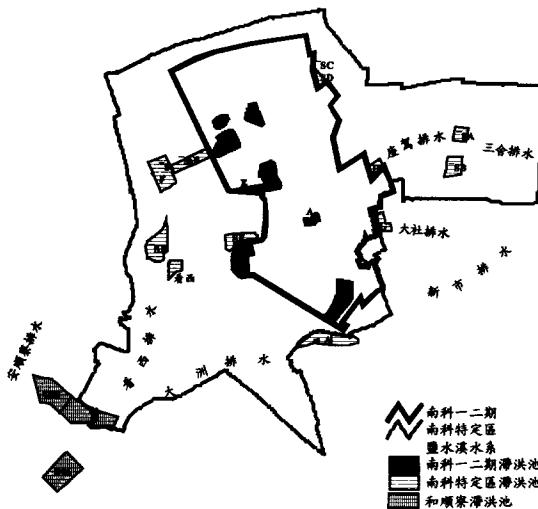


圖 9 南科一二期、南科特定區及和順寮滯洪池位置分佈

## 5.2 淹水潛勢分析與比較

經濟部水利署水利規劃試驗所針對鹽水溪集水區進行水文資料分析 [16]，利用等雨量線法求算流域平均年最大一、二日暴雨量，以極端值第一型分佈之結果較佳。本文採用二日暴雨之分析結果並配合鹽水溪集水區之雨型分佈，作為模擬演算之降雨條件。各降雨條件均配合鹽水溪河口平均高潮位 1.03 公尺作為下游邊界條件進行模擬演算。

台南科學園區位於大洲排水及鹽水溪排水地勢低漒地區，開發方式係以填土禦水以消除水患。南科一期開發基地內設置 A、B、C、D 四座滯洪池，南科二期開發基地設置 E、F 二座滯洪池，如圖 9 所示。滯洪池相關設計如表 2 所示 [17]。依據五種不同重現期距年之二日暴雨模擬演算，則不同重現期距年之二日暴雨所造成之最大淹水深度分佈圖，以重現期距年 2 年、10 年 100 年為例，分別如圖 10、圖 12 及圖 14 所示。

由於南科一二期之開發方式為填土禦水，南科特定區之地勢相對南科一二期而言便較低，而南科特定區將陸續開發，因此南科特定區內排水路旁地勢較低窪區以及和順寮亦將設置滯洪池。另亦規劃周邊排水路改善工程，本文以 2003 年 8 月之情況為演算條件，彼時排水路改善工程部分已完工。計畫區域內所設之滯洪池面積、容積詳細資料如表 3 [16]。依據五種不同重現期距年之二日暴雨模擬演算，則南科特定區及和順寮滯洪池佈設後不同重現期距年之二日暴雨所造成之最大淹水深度分佈圖，以重現期距年 2 年、10 年 100 年為例，分別如圖 11、圖 13 及圖 15 所示。

比較南科開發現況與南科特定區及和順寮內佈設滯洪池後之淹水情形，由圖可知，南科特定區與和順寮內佈設滯洪池後，特定區滯洪池周圍及和順寮滯洪池周圍之淹水範圍及深度明顯變小。重現期距 2 年之降雨條件下，南科特定區內佈設特 C、特 D、大社滯洪池 (G) 與座駕滯洪池

表 2 南科一、二期滯洪池面積、容積一覽表 (開發現況)

滯洪池名稱／代號	集水面積 (ha)	滯洪池		
		計畫容量 ( $10^4 m^3$ )	平均有效深度 (m)	估算面積 (ha)
台南科學工業園區	一期 A 池	A	100	13.2
	一期 B 池	B	325	37.9
	一期 C 池	C	107	13.7
	一期 D 池	D	200	38.0
	二期 E 池	E	254	49.7
	二期 F 池	F	108	33.8

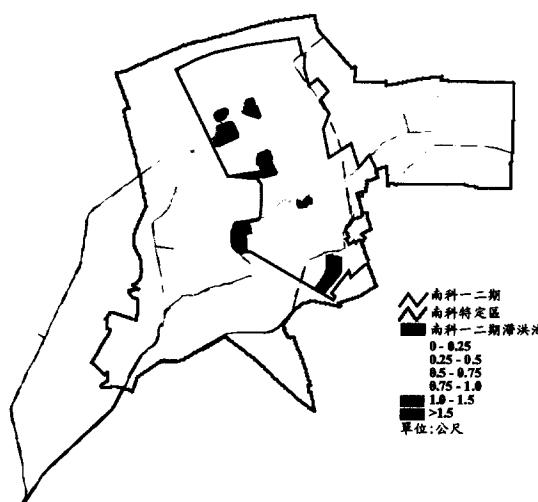


圖 10 南科開發現況之最大淹水深度 (重現期距 2 年)



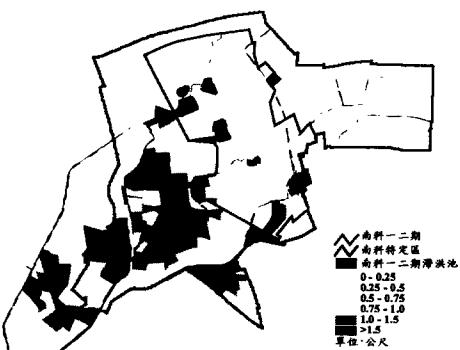
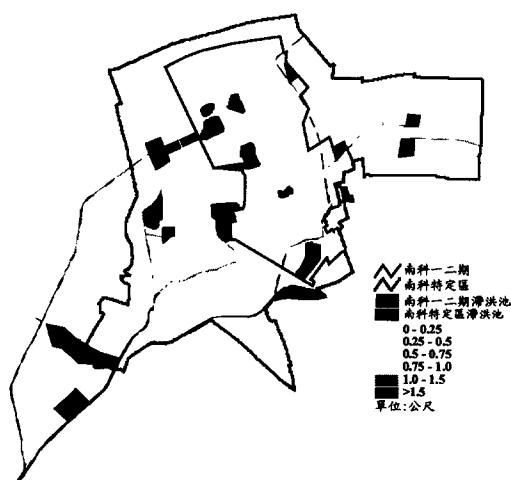


圖 11 南科特定區及和順寮滯洪池設置後之最大淹水深度  
(重現期距 2 年)

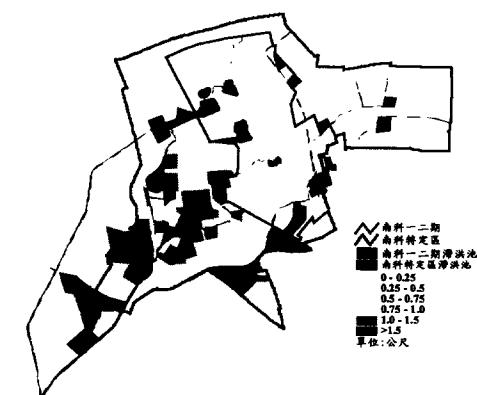
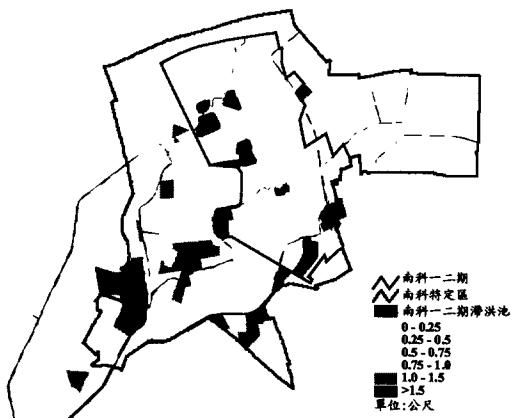


圖 15 南科特定區及和順寮滯洪池設置後之最大淹水深度  
(重現期距 100 年)

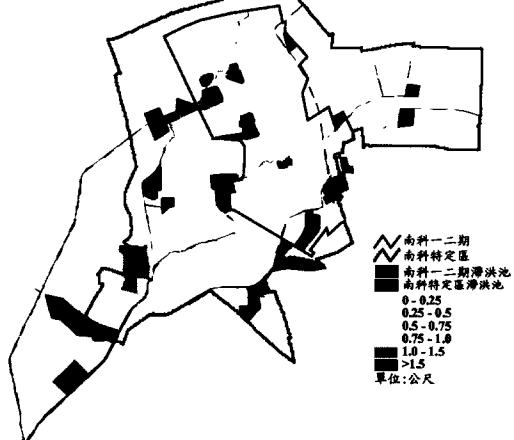


表 3 南科特定區及和順寮滯洪池面積、容積一覽表

滯洪池名稱／代號	集水面積 (ha)	滯洪池		
		計畫容量 ( $10^4 m^3$ )	平均有效深度 (m)	估算面積 (ha)
大社滯洪池	G	160	20.8	4.2
座駕滯洪池	H	165	22.1	4.5
座駕排水區滯洪池	特 A	88	10.9	2.5
台南科學工業園區特定區	三舍排水區滯洪池	特 B	116	12.4
	大洲排水區滯洪池	特 C	50	6.2
	西善中排二排水滯洪池	特 D	48	6.1
	鹽水溪排水區滯洪池	特 E	220	63.2
	安順寮排水區滯洪池	特 F	368	76.6
	新市擴大都市計畫區滯洪池	新 A	185	50.0
和順寮區內滯洪池	和 A	192	15.0	2.0
和順寮區外滯洪池	和 B	-	70.0	2.0
				35.00

圖 13 南科特定區及和順寮滯洪池設置後之最大淹水深度  
(重現期距 10 年)



(H) 及和順寮內佈設和 A、和 B 滯洪池，因此大社排水與座駕排水及和順寮滯洪池周圍之淹水範圍明顯減少。整體而言，南科特定區與和順寮內佈設設置洪池後，南科周邊地區之淹水面積減少約 76%。重現期距 10 年之降雨條件下，安順寮排水左岸有大面積之積水現象，但因安順寮排水上游及附近地區設置和 A、和 B 滯洪池後，大範圍之淹水明顯減少；特 E、特 F 與看西滯洪池之設置亦明顯減少看西排水上游集水區之淹水。整體而言，南科特定區與和順寮內佈設設置洪池後，南科周邊地區之淹水面積減少約 41%。重現期距 100 年之降雨條件下，因南科特定區滯洪池之設置，安順寮排水、看西排水、大洲排水、座駕排水、大舍排水及新市排水之周圍地區之淹水面積之減少較不明顯，但淹水深度仍有明顯之減少。整體而言，南科特定區與和順寮內佈設設置洪池後，南科周邊地區之淹水面積僅減少約 6%。

由淹水潛勢圖之比較可看出南科特定區與和順寮滯洪池設置後，淹水範圍及淹水深度均減少，為瞭解滯洪池施設後對附近地區地表淹水體積之改善情況，本文進一步依據發生最大淹水深度之淹水潛勢分析圖，進行不同淹水深度之淹水體積減少量之統計，統計結果如表 4 所示。

表 4 之負值表示淹水體積增加。由表 4 可知南科特定區因滯洪池之設置，其鄰近地區之淹水深度及總淹水體積都有明顯之減少。由淹水潛勢圖之比較及表 4 可知，低重現期距年（小於 50 年）之淹水面積及淹水體積，在滯洪池設置後均有明顯減少（重現期距 2 年之淹水面積減少量約 76%；重現期距年 10 年之淹水面積減少量約 41%）；而高重現期距年（大於或等於 50 年）之淹水面積之減少較不明顯（重現期距 50 年、100 年及 200 年之淹水面積減少量分別約 9%、6%、5%），但淹水體積減少量卻有明顯增加。而淹水深度低於 50 公分之淹水體積減少量並不明顯，甚至可能增加，此乃因滯洪池設置前高於 50 公分淹水深度地區在滯洪池設置後淹水深度減少至 50 公分以下之故。因此在低重現期距年降雨條件下，滯洪池設置後之效益為淹水面積、淹水體積均明顯減少，而在高重現期距年降雨條件下，滯洪池設置後之主要效益為淹水體積之減少，尤其是淹水深度大於 50 公分之淹水地區。

### 5.3 滯洪池設置前後周邊排水路下游水位之比較

由圖 9 可知，南科特定區內各排水路集水區均佈設滯洪池，各排水路集水區所佈設之滯洪池如表 5 所示。為瞭解滯洪池設置後對排水路水位之影響，本文由河系洪流演算模式模擬不同重現期距年之二日暴雨各排水路滯洪池設置前後之水位歷線，並比較滯洪池設置處之排水路最下游處之水位歷線，演算結果如圖 16 至圖 20 所示。

由圖可知，滯洪池設置之位置及降雨條件不同，洪峰消減量與洪峰稽延現象亦有所不同。洪峰消減量愈大可降低之河道水位愈多，愈能減少因開發所增加之地表逕流量之負載；洪峰稽延時間愈長愈能減緩下游之洪水災害。滯洪池設置後各排水路均有明顯之洪峰稽延現象，而洪水位（洪峰消減量）在重現期距 2 年之降雨條件下，各排水路最下游處之水位均有明顯下降（新市排水、大社排水、三舍排水、座駕排水、看西排水之洪峰水位下降量分別約為 56 cm

表 4 南科特定區及和順寮滯洪池設置後淹水體積減少量  
(單位： $10^3 m^3$ )

淹水深度 (cm) 重現期距(年)	0-25	25-50	50-75	75-100	100-150	>150	合計
2	114	587	481	242	49	154	1530
10	131	929	1099	1513	2249	1037	6958
50	-90	767	391	1180	3472	1876	7596
100	154	-90	481	460	3592	3057	7654
200	-484	1154	743	1150	3219	4658	10440

表 5 南科特定區各排水路集水區所佈設之滯洪池

排水路名稱	滯洪池名稱	滯洪容積 ( $10^4 m^3$ )
新市排水	新 A	50.0
大社排水	G	20.8
三舍排水	特 B	12.4
座駕排水	特 A、H	33.0
看西排水	特 E、特 F	139.8

、74 cm、47 cm、68 cm、46 cm)，且水位歷線之形狀亦異於其他重現期距年，其主要原因為在重現期距 2 年之降雨過程中，滯洪池有足夠的蓄洪容積貯蓄地表逕流量，因此不但可稽延洪峰到達時間，亦可降低洪峰流量。重現期距 10 年、50 年、100 年及 200 年之水位歷線在新市排水、大社排水、座駕排水及看西排水有一相同特點，即洪峰稽延明顯，洪峰水位之降低量較不明顯。尤其在洪峰流量過後，入流歷線與出流歷線近乎重疊，其主要原因為地表逕流到達洪峰時滯洪池之蓄洪量亦到達飽和，滯洪池開始產生溢流，此時之入流約等於出流，水位下降量並不明顯。各排水路在重現期距 10 年、50 年、100 年及 200 年之洪峰稽延時間分別約為 2.2 至 4.6 小時、1.7 至 3.8 小時、1.3 至 2.6 小時及 1.1 至 2.4 小時。

看西排水之水位下降量在各重現期距年降雨下亦相當明顯，主原因為看西排水上游設置了較多滯洪池。三舍排水滯洪池之設置位置相對於其他排水路而言，其滯洪池設置處在較上游之位置，因此三舍排水於洪水歷線上升段有明顯之稽延現象，且洪峰稽延現象有別於其他排水路，水位下降量亦明顯。

## 六、結論

本文利用地文性淹水模式結合地理資訊系統及河系洪流演算模式，模擬演算南科特定區與和順寮內佈設滯洪池前後，對淹水潛勢、淹水體積及周邊排水路出流量之洪峰消減及洪峰稽延之影響，可歸納出以下結論：

- 南科特定區與和順寮內佈設滯洪池後，特定區滯洪池周圍及和順寮滯洪池周圍之淹水範圍及深度明顯變小。重現期距 2 年、10 年、50 年、100 年、200 年降雨之淹水面積減少量分別為 76%、41%、9%、6%、5%。



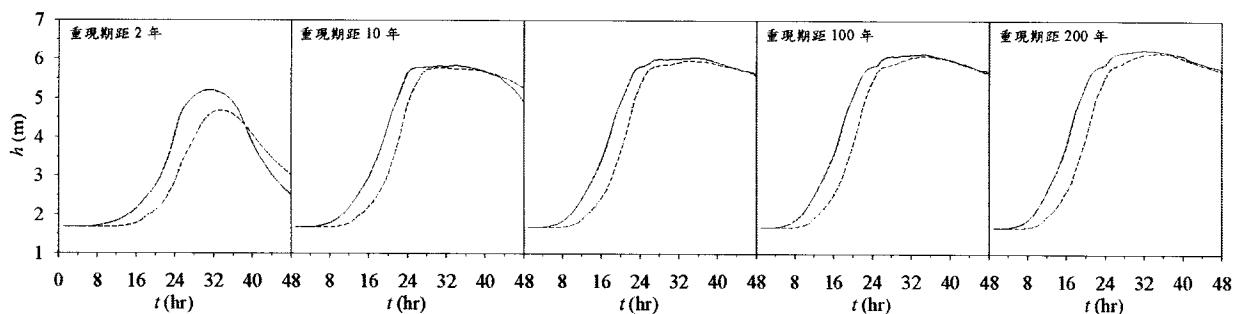


圖 16 南科特定區及和順寮滯洪池設置前後新市排水最下游處之水位歷線比較

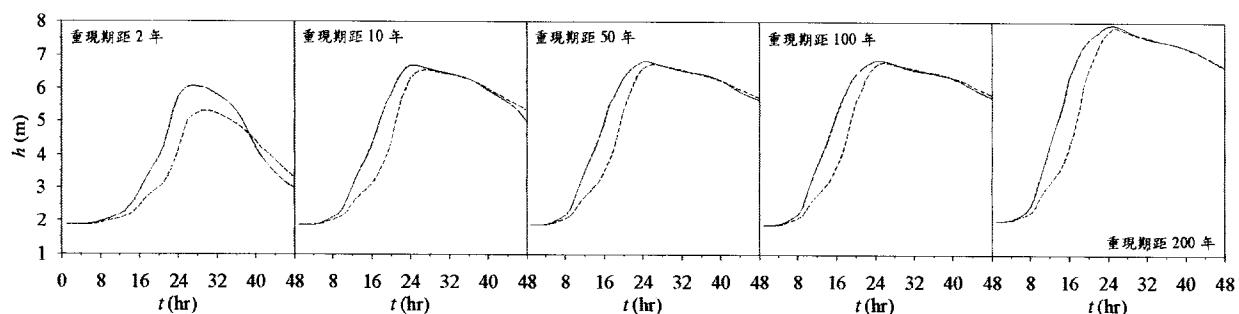


圖 17 南科特定區及和順寮滯洪池設置前後大社排水最下游處之水位歷線比較

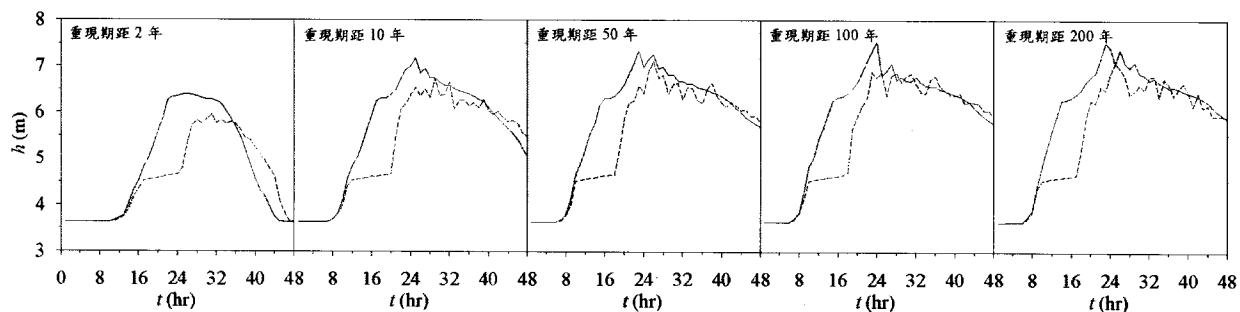


圖 18 南科特定區及和順寮滯洪池設置前後三舍排水最下游處之水位歷線比較

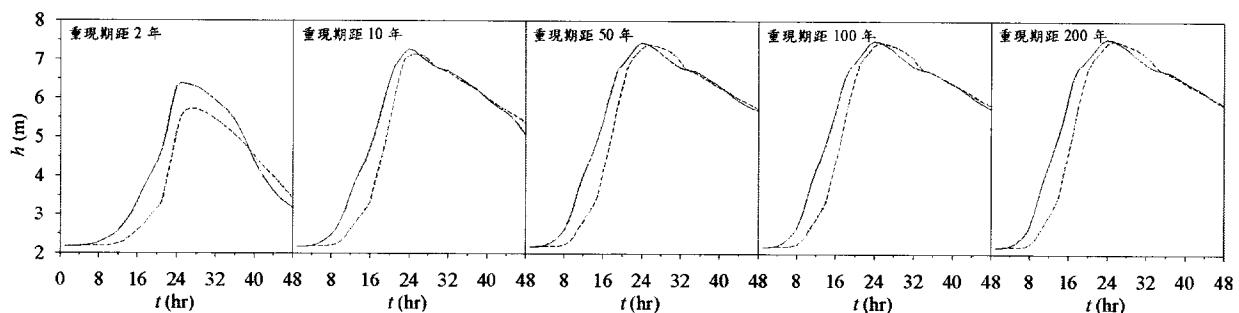


圖 19 南科特定區及和順寮滯洪池設置前後座駕排水最下游處之水位歷線比較

2. 低重現期距年（小於 50 年）之淹水面積與淹水體積，在滯洪池設置後均有明顯減少；而高重現期距年（大於等於 50 年）之淹水面積之減少較不明顯，但淹水體積減少量卻明顯增加。因此在低重現期距年降雨條件下，滯洪池設置後之效益為淹水面積、淹水體積均明顯減少；而在高重

現期距年降雨條件下，滯洪池設置後之主要效益為淹水體積之減少，尤其是淹水深度大於 50 公分之淹水地區。

3. 南科特定區與和順寮內佈設滯洪池後，周邊排水路之洪峰稽延現象明顯，且當滯洪池未達滿池溢流前對洪峰流量之消減及洪峰之稽延均有明顯效應。而滯洪池設置量之多寡



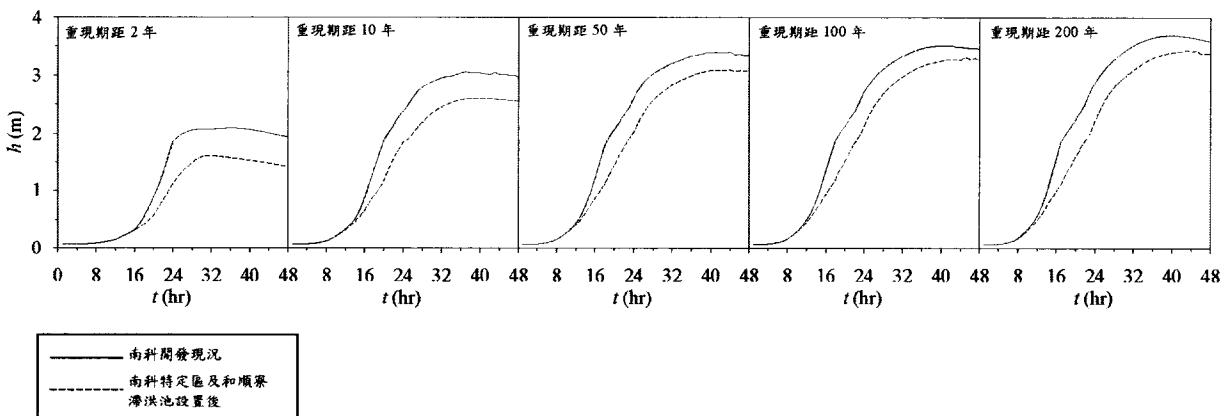


圖 20 南科特定區及和順寮滯洪池設置前後看西排水最下游處之水位歷線比較

及設置位置，亦將明顯影響周邊排水路洪峰之消減及稽延。

4. 滯洪池設置後，在重現期距 2 年之降雨（可視為常發性洪水）下，周邊排水路之洪峰消減及洪峰稽延均明顯，新市排水、大社排水、三舍排水、座駕排水、看西排水之洪峰水位下降量約為 56 cm、74 cm、47 cm、68 cm、46 cm；而高於重現期距 2 年之降雨下，周邊排水路之洪峰消減量較不明顯，主要效益為洪峰稽延，洪峰稽延時間在重現期距 10 年、50 年、100 年及 200 年之降雨下，分別約為 2.2 至 4.6 小時、1.7 至 3.8 小時、1.3 至 2.6 小時及 1.1 至 2.4 小時。

## 誌謝

本研究承蒙經濟部水利署水利規劃試驗所專題研究計畫—「鹽水溪及南科相關排水整體治理規劃檢討—洪流分析及淹水模擬、淹水潛勢分析」之支持，與水利署第六河川局規劃課資料提供及碩士班研究生張乃薇、陳仁炯、劉宗和於研究進行中之資料之整理，研究始得以順利完成，謹此一併致謝。

## 參考文獻

1. 中華水土保持學會，「水土保持技術規範」，第 157–159 頁 (2002)。
2. 黃書禮、黃美純，「滯留池用地面積估算方法之研究及對土地利用規劃之應用」，工程環境會刊，第六期，第 29–42 頁 (1985)。
3. 吳瑞賢、余濬，「滯留池節省容量及集中沉砂之設計方法探討」，中華水土保持學報，第二十七卷，第一期，第 29–38 頁 (1996)。
4. 江金鴻，「滯洪池洪峰消減率影響因子之研究」，國立屏東科技大學水土保持研究所碩士論文，屏東 (2002)。
5. 陳薈諾，「複合式出流口滯洪壩之水理特性初步研究」，國立中興大學土木工程研究所碩士論文，台中 (1998)。
6. Murthy, K.K., and Parkash, M.N., "On the dual

head-discharge characteristics of a modified chimney weir," *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 34, No. 4, pp. 502–516 (1996).

7. Chow, V.T., Maidment, D.R., and Mays, L.W., *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, United States, pp. 153–155 (1988).
8. 楊昌儒，「地文性淹水預報系統建構之研究」，國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文，台南 (2000)。
9. 蔡長泰、蔡智恆，「洪流演算模式 (FRLIF-模式) 之建立」，行政院國家科學委員會研究報告，NSC-83-0410-E006-036，台北 (1994)。
10. 楊昌儒、蔡智恆、蔡長泰，「應用地理資訊系統評估淹水災害損失」，中國土木水利工程學刊，第十卷，第一期，第 93–100 頁 (1998)。
11. 蔡長泰、蔡智恆，「梯形寬頂堰流公式適用性之研究」，台灣水利季刊，第四十五卷，第二期，第 29–45 頁 (1997)。
12. 陳薈諾、蔡智恆、蔡長泰，「集水區地文性土壤沖淤模式與地理資訊系統結合應用研究」，中國土木水利工程學刊，第十六卷，第三期，第 379–391 頁 (2004)。
13. 李欣遠，「集水區格網自動劃分之研究」，國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文，台南 (2000)。
14. 陳金諾，「洪水對河道沖淤及棲地影響之研究」，國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文，台南 (2006)。
15. 經濟部水資源局水利規劃試驗所，「台南科學園區完成區內外排水功能評估及改善計畫規劃報告」，台中 (1999)。
16. 經濟部水利署水利規劃試驗所，「台灣地區重要河川單位歷線模式應用研究—鹽水溪流域」，台中 (2003)。
17. 經濟部水利署水利規劃試驗所，「台南科學園區暨周邊水系整體防洪規劃報告」，台中 (2003)。

94 年 3 月 3 日 收稿  
96 年 3 月 8 日 修改  
96 年 4 月 9 日 接受

