

滯洪池無因次化水理計算之比較

余 濬

台灣省水利技師公會常務監事

一、前言

山坡地通常於開發前原本是茂密林木或草地，而在開發後卻做為社區、高爾夫球場、遊樂場、寺廟…等用途，因而使得地表不透水表面率提高，且因整地之影響，縮短原有集水區之集流時間，致使開發後之洪峰流量增加，當山坡地開發時，則降雨所增加的洪峰流量甚大，常導致下游地區之洪氾災害，因此有必要設置滯洪池或滯洪設施予以降低洪峰流量。有關滯洪池或滯洪設施其滯洪量之水理計算方法，在國內多採三角單位歷線法，其特點為忽略三角形入流量歷線之特徵值，並簡化其出流量歷線亦為三角形，因此其計算甚為簡便快速，而另外一種計算滯洪量之方法則為水庫法，係以水文平衡方程式逐步求算，其特點在於精確度較高，惟水理計算過程較為繁瑣，本文將水庫法水理計算予以無因次化，並將三角形入流量歷線之特徵值分為 $\alpha=1/6$ 、 $2/6$ 、 $3/6$ 、 $4/6$ 、 $5/6$ 等五種，分別求算其無因次化滯洪量，最後再與三角單位歷線法求算滯洪量之結果比較其差異。

二、三角單位歷線法

2.1 水理計算理論依據

三角單位歷線法〔水土保持技術規範，2003〕計算滯洪池之滯洪量，其水理計算甚為簡便，係設定滯洪池之入流量歷線為三角形，其尖峰入流量為 Q_p ，尖峰入流量到達時間為 T_p ，基期為 T_b ，滯洪池排放口之尖峰出流量為 q_p (必須不大於山坡地開發前之最大逕流量或法令

規定之允許排放量 q_0)，三角單位歷線法係簡化其出流量歷線亦為三角形，其圖形如下圖 2.1.1。由圖 2.1.1，斜線之面積即為滯洪池之滯洪量，因此

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{T_b \times Q_p}{2} - \frac{T_b \times q_p}{2} \\
 &= \frac{T_b}{2} (Q_p - q_p) \qquad (2.1.1)
 \end{aligned}$$

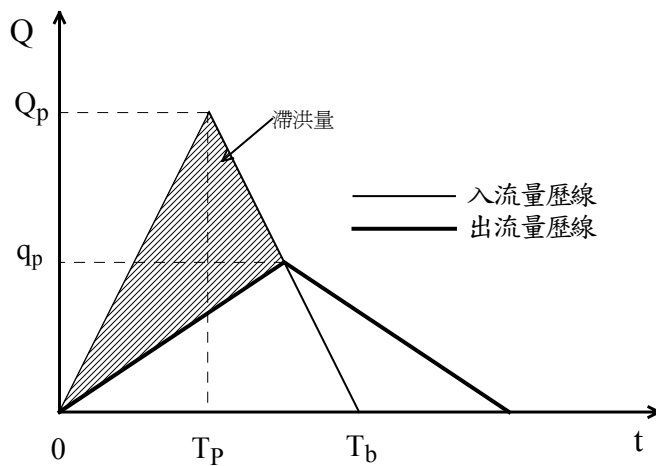


圖 2.1.1 滯洪池入流量及出流量歷線圖

上式中 S =滯洪量， Q_p =滯洪池之尖峰入流量， q_p =排放口之尖峰出流量， T_b =入流量歷線之基期。當 Q_p 與 q_p 之單位為 cms， T_b 之單位為 hr， S 之單位為 m^3 ，則(2.1.1)式為

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{T_b}{2} (Q_p - q_p) \times 3600 \\
 &= T_b (Q_p - q_p) \times 1800 \quad (m^3) \qquad (2.1.2)
 \end{aligned}$$

於設計滯洪池時，為安全起見，通常另加上餘裕量，滯洪量與餘裕量合計稱為蓄洪量，依『水土保持技術規範』[行政院農委會，2003]

規定，永久性滯洪池體積(永久性蓄洪量) V_{sd} ，需為滯洪量之 1.1 倍，亦即

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 1.1S \\ &= 1.1 \times T_b(Q_3 - Q_1) \times 1800 \end{aligned} \quad (2.1.3)$$

式中， V_{sd} ：永久蓄洪量 (m^3 ，立方公尺)

Q_3 ：重現期距 50 年開發後之洪峰流量 (cms，立方公尺/秒)

Q_1 ：重現期距 25 年開發前之洪峰流量 (cms，立方公尺/秒)

【註】此 Q_3 、 Q_1 係以無因次降雨強度公式所推求

T_b ：基期 (hr，小時)，基於安全考量，設計基期至少應採 1 小時以上之設計 (不足 1 小時者仍以 1 小時計算)。

至於施工中之臨時性滯洪池體積(臨時性蓄洪量) V_{sd} ，則需為臨時滯洪量之 1.2 倍，亦即

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 1.2S \\ &= 1.2 \times T_b(Q_2 - Q_1) \times 1800 \end{aligned} \quad (2.1.4)$$

式中， V_{sd} ：臨時蓄洪量 (m^3 ，立方公尺)

Q_2 ：重現期距 50 年開發中之洪峰流量 (cms，立方公尺/秒)

Q_1 ：重現期距 25 年開發前之洪峰流量 (cms，立方公尺/秒)

【註】此 Q_2 、 Q_1 係以無因次降雨強度公式所推求

T_b ：基期 (hr，小時)，基於安全考量，設計基期至少應採 1 小時以上之設計 (不足 1 小時者仍以 1 小時計算)。

另『台北市山坡地開發建築基地規劃設計技術規範』〔台北市政府工務局，1989〕規定永久性蓄洪量 V_{sd} ，需為滯洪量之 1.2 倍，且 Q_p 為重現期距至少為 20 年之開發後洪峰流量 Q ， q_p 則為重現期距 5 年

之開發前洪峰流量 q ，採尖峰入流量到達時間 $T_p=0.5T_b$ ，當 T_p 單位為分鐘，代入(2.1.1)式得滯洪量 S

$$\begin{aligned} S &= \frac{T_b}{2}(Q_p - q_p) \\ &= T_p(Q - q) \times 60 \\ &= 60QT_p(1 - \frac{q}{Q}) \quad (\text{m}^3) \end{aligned} \quad (2.1.5)$$

式中， S ：滯洪量 (m^3 ，立方公尺)

Q ：重現期距 20 年開發後之洪峰流量 (cms，立方公尺/秒)

q ：重現期距 5 年開發前之洪峰流量 (cms，立方公尺/秒)

【註】此 Q 、 q 係以台北市降雨(暴雨)強度公式所推求

T_p ：尖峰入流量到達時間 (min，分鐘)【註】規定採用 $T_p=15$ 分鐘

至於永久蓄洪量 V_{sd} 則為

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 1.2S \\ &= 1.2 \times 60QT_p(1 - \frac{q}{Q}) \quad (\text{m}^3) \end{aligned} \quad (2.1.6)$$

2.2 無因次化水理計算理論依據

前節以三角單位歷線法求算滯洪池之滯洪量，其方法原本即已簡便，若進一步予以無因次化，所能增加之方便性實為有限，主要乃作為分析與比較之用〔余濬，2001〕。

【方法 1】

利用(2.1.1)式之 $S = \frac{T_b}{2}(Q_p - q_p)$ ，將其等號兩側皆除以 $Q_b T_b$ 得，

$$\frac{S}{Q_p T_b} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{q_p}{Q_p}\right) \quad (2.2.1)$$

將滯洪池排放口尖峰出流量 q_p 與滯洪池尖峰入流量 Q_p 之比值定義為無因次參數 Q^* ，亦即

$$Q^* = \frac{q_p}{Q_p} \quad (2.2.2)$$

以及無因次參數 \hat{S} 為，

$$\hat{S} = \frac{S}{Q_p T_b} \quad (2.2.3)$$

將(2.2.2)式及(2.2.3)式代入(2.2.1)式得

$$\hat{S} = \frac{1}{2} (1 - Q^*) \quad (2.2.4)$$

(2.2.4)式中之 $(1 - Q^*)$ ，稱為洪峰消減度(Peak attenuation)，由(2.2.4)式可知 \hat{S} 僅與 Q^* 有關。

【方法 2】

同樣利用(2.1.1)式之 $S = \frac{T_b}{2} (Q_p - q_p)$ ，將其等號兩側改為皆除以 $Q_p T_p$ 得，

$$\frac{S}{Q_p T_p} = 0.5 \frac{T_b}{T_p} \left(1 - \frac{q_p}{Q_p}\right) \quad (2.2.5)$$

同前【方法 1】定義無因次參數 Q^* 為，

$$Q^* = \frac{q_p}{Q_p} \quad (2.2.6)$$

另再定義三角形入流量歷線特徵值為 α ，

$$\alpha = \frac{T_p}{T_b} \quad (2.2.7)$$

以及無因次參數 $\$$ 為，

$$\$ = \frac{S}{Q_p T_p} \tag{2.2.8}$$

將(2.2.6)式、(2.2.7)式及(2.2.8)式代入(2.2.5)式得

$$\$ = \frac{0.5(1-Q^*)}{\alpha} \tag{2.2.9}$$

此外可再將入流量歷線及出流量歷線予以無因次化，定義

$$\dot{Q} = \frac{Q}{Q_p} \tag{2.2.10}$$

$$\dot{q} = \frac{q}{Q_p} \tag{2.2.11}$$

$$\dot{T} = \frac{t}{T_p} \tag{2.2.12}$$

因此滯洪池之三角單位歷線法無因次入流量及出流量歷線可繪成下圖 2.2.1，

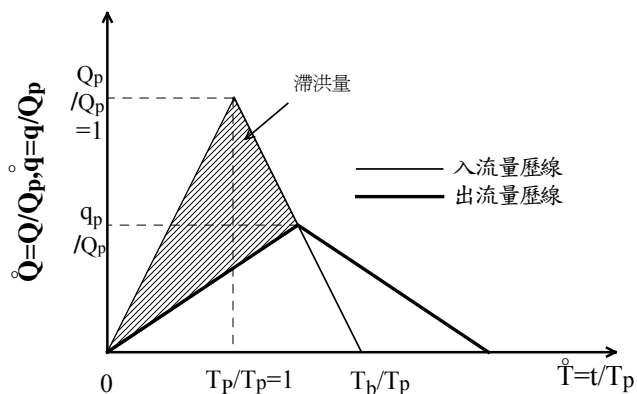


圖 2.2.1 三角單位歷線法無因次入流量及出流量歷線圖

茲以三角形入流量歷線特徵值分別為 $\alpha = \frac{1}{6}, \frac{2}{6}, \dots, \frac{5}{6}$ 為例，其無因次入流量歷線及出流量歷線如圖 2.2.2 所示。

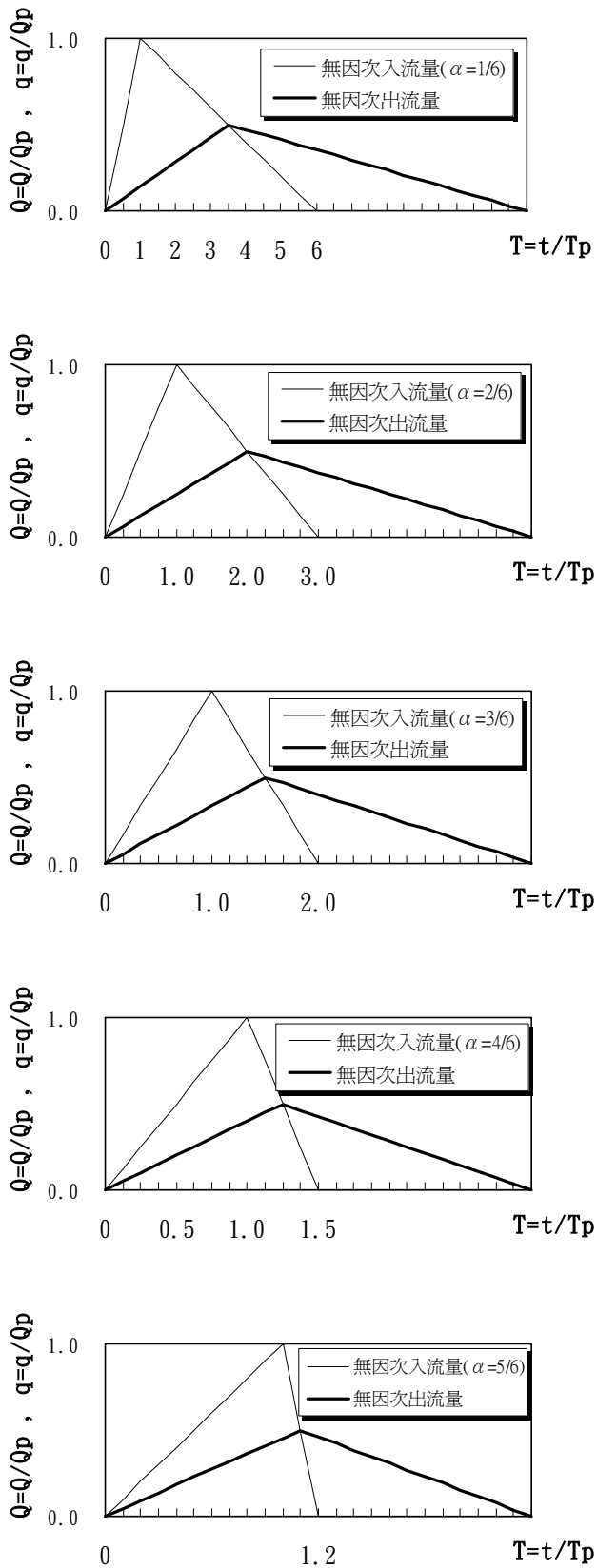


圖 2.2.2 三角形無因次入流量及出流量歷線圖

三角單位歷線法無因次求得之滯洪量為 (2.2.9) 式 $S = \frac{0.5(1-Q^*)}{\alpha}$,

將 α 值代入得 ,

$$(1) \text{ 當 } \alpha = 1/6 \text{ 時, } S = 3.0(1 - Q^*) \quad (2.2.13)$$

$$(2) \text{ 當 } \alpha = 2/6 \text{ 時, } S = 1.5(1 - Q^*) \quad (2.2.14)$$

$$(3) \text{ 當 } \alpha = 3/6 \text{ 時, } S = (1 - Q^*) \quad (2.2.15)$$

$$(4) \text{ 當 } \alpha = 4/6 \text{ 時, } S = 0.75(1 - Q^*) \quad (2.2.16)$$

$$(5) \text{ 當 } \alpha = 5/6 \text{ 時, } S = 0.60(1 - Q^*) \quad (2.2.17)$$

三、水庫法

3.1 水理計算理論依據

水庫法係考慮當入流量歷線已知時，流入滯洪池之水量，經由排放口控制出流量，使得最大之出流量不超出允許之排放量，其水理演算則依據水文平衡方程式為之，而排放口之流量求算，當排放口為孔口時則分為堰流及潛流兩種狀況計算。水文平衡方程式為

$$\frac{dS}{dt} = Q - q \quad (3.1.1)$$

式中，

S : 滯洪池滯洪量， $S = f(y)$

Q : 滯洪池流入量

q : 滯洪池排放口排放量

上式採中央差分法計算，則

$$S(t+\Delta t) = S(t) + [(Q(t+\frac{\Delta t}{2}) - q(t+\frac{\Delta t}{2}))\Delta t] \quad (3.1.2)$$

式中， $Q(t+\frac{\Delta t}{2}) = 0.5 [Q(t+\Delta t) + Q(t)]$

$$q(t+\frac{\Delta t}{2}) = 0.5 [q(t+\Delta t) + q(t)]$$

Δt ：計算時間

當排放口為孔口時排放量 q 計算公式如下〔下水道雨水調整池技術基準(案)，昭和 59 年；調節池之計畫與設計，昭和 63 年〕：

(1) 當 $y \leq 1.2 L$ 時(即堰流狀況)：

$$q = C_1 \times B \times y^{1.5} \quad (3.1.3)$$

(2) 當 $y \geq 1.8L$ 時(即潛流狀況)：

$$q = C_2 \times B \times L [2g(y - 0.5L)]^{0.5} \quad (3.1.4)$$

(3) 當 y 介於 $1.2 L$ 與 $1.8 L$ 之間時，則以 y 值為 $1.2 L$ 及 $1.8 L$ 時之流出量利用線內差求得，即：

$$q_1 = C_1 \times B \times (1.2L)^{1.5}$$

$$q_2 = C_2 \times B \times L \times (2.6gL)^{0.5}$$

$$q = q_1 + \frac{(q_2 - q_1) \times (y - 1.2L)}{0.6L} \quad (3.1.5)$$

以上各式中， y 為水深， B 為孔口寬度， L 為孔口高度，堰流流量係數 C_1 值一般在 $1.7 \sim 1.8$ 之間(通常採用 $C_1 = 1.767$)，潛流流量係數 C_2 則與孔口型式有關，鐘形孔口之 C_2 值介於 $0.85 \sim 0.90$ 之間，非鐘形孔口之 C_2 值約 0.60 (通常採用 $C_2 = 0.60$)。

滯洪池其水位與容量關係可以下式表示之

$$S = A_0 \times y^c \quad (3.1.6)$$

式中 S :滯洪池滯洪量, y :滯洪池水深(水面至排放口底), A_0 ,

c :滯洪池形狀係數, 當滯洪池池壁垂直時 $c=1$, A_0 為滯洪池之面積。

當滯洪池之面積變化為定值時, 亦即滯洪池之邊坡為垂直時, $c=1$, 其水位與容量關係可以下式表示之

$$S = A_0 \times y \quad (3.1.7)$$

於此種情況時, 通常由於用地、地形及地質之限制, 或者考慮工程經濟效益等因素, 滯洪池之滯洪水深為某一定值 H_1 (即排水井高度), 再利用(3.1.4)式, 以水深 $y = H_1$, 先行求算得孔口寬度 B 與高度 L , 此時之孔口排放量 q_p , 必須小於等於滯洪池之允許排放量 q_0 , 此亦即 $q_p \leq q_0$ 。當 B 、 L 已知時, 則先假設一滯洪池面積 A_0 , 然後以(3.1.2)式演算, 演算時起始 $t=0$, 滯洪量為 $S(t)=0$, 經演算結果若有 $q > q_p$, 則表示滯洪池面積 A_0 太小, 須重新假設一較大 A_0 值演算, 若最大之 $q < q_p$, 則表示滯洪池面積 A_0 太大, 須重新假設一較小 A_0 值演算, 如此一直演算至 $q < q_p$ 且 q 非常接近 q_p 或 $q = q_p$, 則該 A_0 值即為正確之滯洪池面積, A_0 乘上 H_1 即為滯洪池所需之滯洪量, 亦即滯洪量 $S = A_0 \times H_1$ 。最後滯洪量再加上餘裕量即為蓄洪量。

3.2 無因次化水理計算理論依據

由於水庫法計算滯洪量較三角單位歷線法為精準, 惟計算過程繁瑣, 因此若能予以無因次化 [Akan, 1989; 1990], 則可以節省設計時間, 且可與無因次三角單位歷線法作一比較。水庫法演算所依據之水平衡方程式為 (3.1.1) 式之

$$\frac{dS}{dt} = Q - q \quad (3.2.1)$$

式中,

- S：滯洪池滯洪量
Q：滯洪池入流量
q：滯洪池排放口排放量

滯洪池其水位與容量關係為 (3.1.6) 式之

$$S = A_0 \cdot y^c \quad (3.2.2)$$

式中，

- S：滯洪池滯洪量
y：滯洪池水深(水面至排放口底)
 A_0 ，c：滯洪池形狀係數(當滯洪池池壁垂直時 $c = 1$ ， A_0 為滯洪池之面積)

至於滯洪池排放口之排放量 q，當排放口高度甚小時， $y_0 \doteq y$ ，其排放量計算式如下：

$$q = K \cdot y_0^a \doteq K \cdot y^a \quad (3.2.3)$$

式中 q：滯洪池排放口之排放量， y_0 ：滯洪池水位至排放口中心高，K 與 a：排放口之形狀係數。(1)當排放口為孔口時， $K = k_0 \cdot a_0 (2g)^{0.5}$ ， k_0 為孔口流量係數， a_0 為孔口面積，g 為重力加速度(=9.8m/s²)，而 $a = 0.5$ ；(2)當排放口為堰時， $K = k_w \cdot W (2g)^{0.5}$ ， k_w 為堰流流量係數，W 為堰寬，而 $a = 1.5$ 。

將(3.2.2)式和(3.2.3)式代入(3.2.1)式，可得

$$\frac{dS}{dt} = Q - \frac{K}{A_0^x} S^x \quad (3.2.4)$$

式中， $x = \frac{a}{c}$

同前之無因次參數 (2.2.8) 式 $S = \frac{S}{Q_p T_p}$ ，(2.2.10) 式 $\dot{Q} = \frac{Q}{Q_p}$ ，

(2.2.11) 式 $\dot{q} = \frac{q}{Q_p}$ ，(2.2.12) 式 $\dot{T} = \frac{t}{t_p}$ ，將之代入(3.2.4)式並整理

之，得到

$$\frac{dS}{d\dot{T}} = \dot{Q} - P \cdot S^x \quad (3.2.5)$$

式中， $P = (K/Q_p) \cdot (Q_p \cdot t_p/A_0)^x$

(3.2.5) 式中之 $P \cdot S^x$ 以 \dot{q} 代之，因此(3.2.5)式可寫成

$$\frac{dS}{d\dot{T}} = \dot{Q} - \dot{q} \quad (3.2.6)$$

當(3.2.6)式求解時，其差分方程式可寫成，

$$\frac{S_j - S_{j-1}}{\Delta T} = 0.5(Q_j + Q_{j-1}) - 0.5P(S_j^x + S_{j-1}^x) \quad (3.2.7)$$

式中 ΔT 為電腦計算之時間增量，由於(3.2.7)式中 Q_j ， Q_{j-1} 及 S_{j-1} 已知，僅 P 與 S_j 未知，因此若給予某一 P 值，則 S_j 可予求解，起始值之 $S_{j-1} = 0$ ， $\Delta \dot{T}$ 至少採用 $\Delta \dot{T} = 0.01$ 。

當滯洪池之排放口為孔口時，其 $a=0.5$ ，若滯洪池之池壁為垂直時，則(3.2.2)式 $S = A_0 \cdot y^c$ 中之 $c=1$ ，因此 $x = \frac{a}{c} = 0.5$ ， P 分別選用 $P=0.2, 0.4, 0.6 \cdots 3.4$ ，利用 Newton iterative 法求解(3.2.7)式，即可得出 S 與 Q^* 之值。當滯洪池入流量歷線為三角形時，茲以不同三角形入流量歷線特徵值 $\alpha = \frac{1}{6}, \frac{2}{6}, \cdots, \frac{5}{6}$ 為例， P 與 S 關係如表 3.2.1 與圖 3.2.1， P 與 Q^* 關係如表 3.2.2 與圖 3.2.2 所示〔余濬，2001〕。

表 3.2.1 水庫演算法無因次 P 與 α 關係表

| α | P | | | | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0.2 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 |
| 1/6 | 1.893 | 1.283 | 0.917 | 0.683 | 0.525 | 0.415 | 0.335 | 0.280 | 0.240 |
| 2/6 | 1.096 | 0.827 | 0.641 | 0.508 | 0.410 | 0.336 | 0.280 | 0.236 | 0.201 |
| 3/6 | 0.784 | 0.626 | 0.507 | 0.417 | 0.346 | 0.291 | 0.247 | 0.212 | 0.183 |
| 4/6 | 0.615 | 0.509 | 0.426 | 0.358 | 0.304 | 0.260 | 0.224 | 0.194 | 0.169 |
| 5/6 | 0.508 | 0.432 | 0.369 | 0.317 | 0.273 | 0.237 | 0.207 | 0.181 | 0.159 |

| α | P | | | | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| | 2.0 | 2.2 | 2.4 | 2.6 | 2.8 | 3.0 | 3.2 | 3.4 | |
| 1/6 | 0.194 | 0.166 | 0.144 | 0.125 | 0.110 | 0.098 | 0.087 | 0.078 | |
| 2/6 | 0.173 | 0.150 | 0.131 | 0.116 | 0.103 | 0.091 | 0.082 | 0.074 | |
| 3/6 | 0.159 | 0.139 | 0.123 | 0.109 | 0.098 | 0.088 | 0.079 | 0.071 | |
| 4/6 | 0.149 | 0.131 | 0.117 | 0.104 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.069 | |
| 5/6 | 0.141 | 0.125 | 0.111 | 0.100 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 | |

表 3.2.2 水庫演算法無因次 P 與 Q^* 關係表

| α | P | | | | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0.2 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 |
| 1/6 | 0.275 | 0.453 | 0.575 | 0.661 | 0.725 | 0.773 | 0.810 | 0.836 | 0.857 |
| 2/6 | 0.209 | 0.364 | 0.480 | 0.570 | 0.640 | 0.696 | 0.740 | 0.776 | 0.806 |
| 3/6 | 0.177 | 0.316 | 0.427 | 0.516 | 0.588 | 0.647 | 0.696 | 0.735 | 0.769 |
| 4/6 | 0.157 | 0.285 | 0.391 | 0.479 | 0.551 | 0.612 | 0.663 | 0.705 | 0.741 |
| 5/6 | 0.143 | 0.263 | 0.365 | 0.451 | 0.523 | 0.584 | 0.636 | 0.680 | 0.718 |

| α | P | | | | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| | 2.0 | 2.2 | 2.4 | 2.6 | 2.8 | 3.0 | 3.2 | 3.4 | |
| 1/6 | 0.881 | 0.897 | 0.909 | 0.920 | 0.929 | 0.936 | 0.944 | 0.950 | |
| 2/6 | 0.830 | 0.852 | 0.869 | 0.883 | 0.895 | 0.906 | 0.916 | 0.925 | |
| 3/6 | 0.796 | 0.821 | 0.840 | 0.858 | 0.872 | 0.885 | 0.895 | 0.906 | |
| 4/6 | 0.770 | 0.797 | 0.818 | 0.838 | 0.854 | 0.869 | 0.879 | 0.890 | |
| 5/6 | 0.749 | 0.778 | 0.801 | 0.820 | 0.839 | 0.855 | 0.867 | 0.880 | |

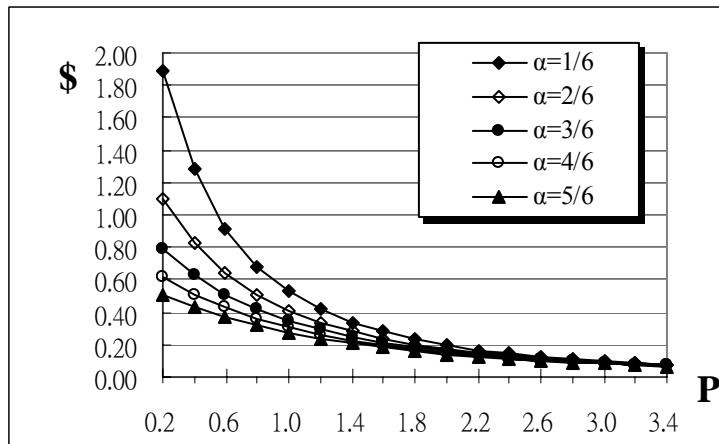


圖 3.2.1 水庫演算無因次 P 與 \$ 關係圖

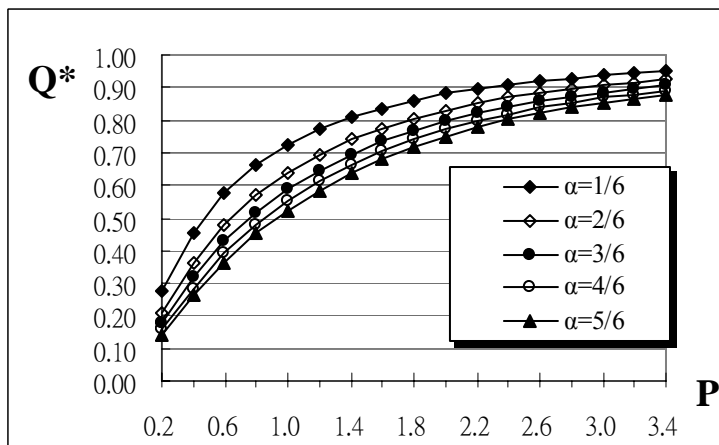


圖 3.2.2 水庫演算無因次 P 與 Q* 關係圖

為了與三角單位歷線法無因次之 $\$ = 0.5(1 - Q^*)/\alpha$ 做比較，可將表 3.2.1、表 3.2.2 之 \$ 與 Q^* 關係，以 \$ 為縱軸，以 $1 - Q^*$ 為橫軸，繪如圖 3.2.3 所示，圖中其最小二乘方迴歸直線公式如 (3.2.8) 式 ~ (3.2.12) 式。

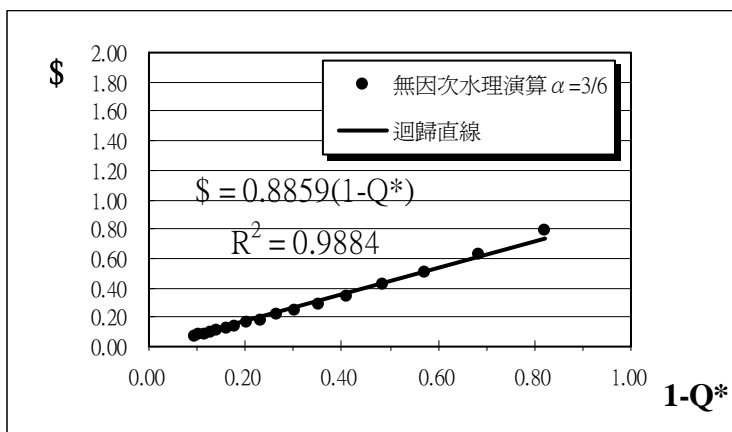
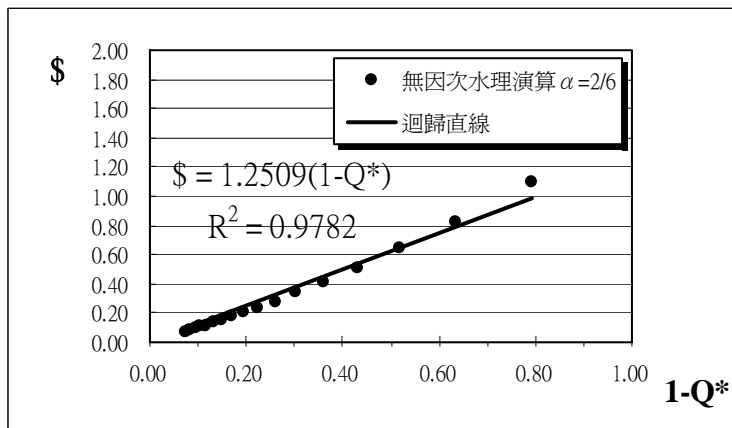
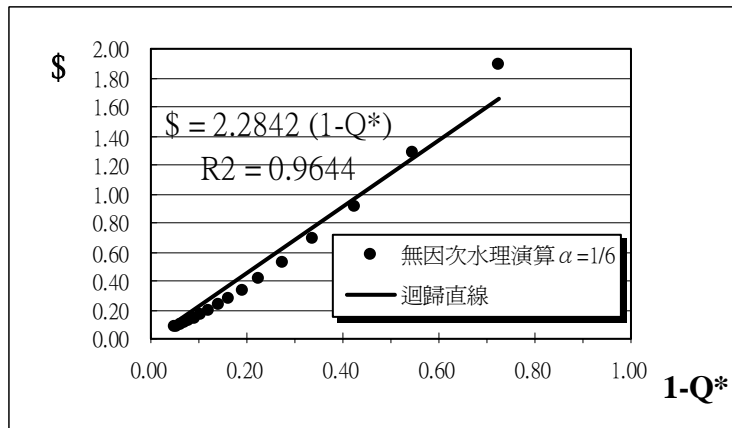


圖 3.2.3 水庫法無因次滯洪量關係圖

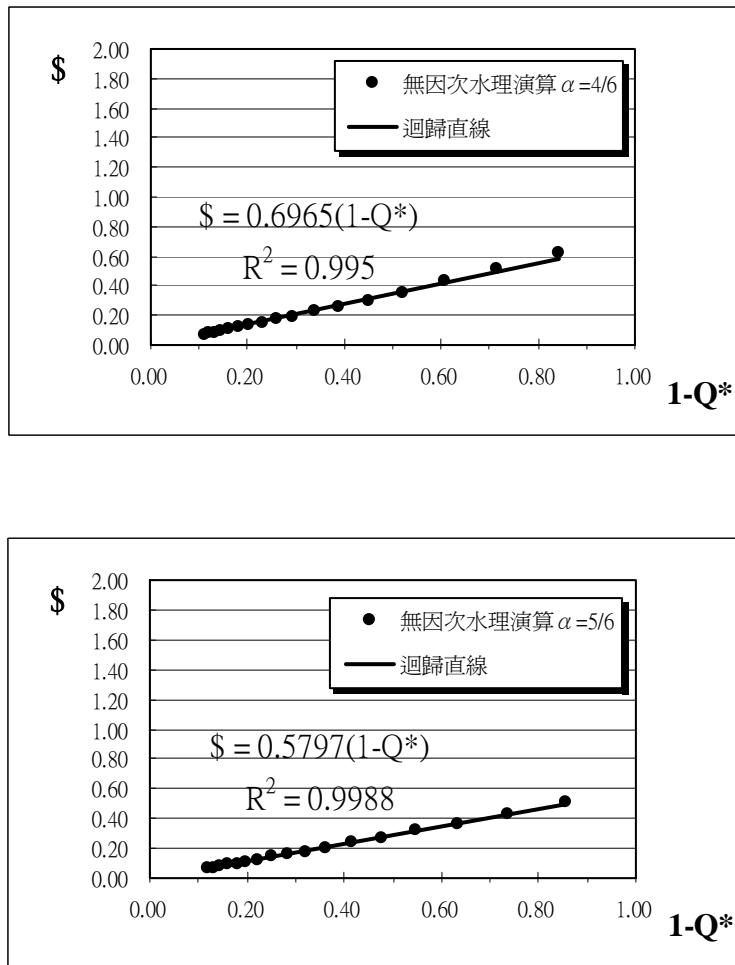


圖 3. 2. 3 (續)

(1)當時 $\alpha=1/6$,

$$\$ = 2.2842(1 - Q^*), \quad R^2 = 0.9644 \quad (3.2.8)$$

(2)當 $\alpha=2/6$ 時 ,

$$\$ = 1.2509(1 - Q^*), \quad R^2 = 0.9782 \quad (3.2.9)$$

(3)當 $\alpha=3/6$ 時 ,

$$\$ = 0.8859(1 - Q^*), \quad R^2 = 0.9884 \quad (3.2.10)$$

(4)當 $\alpha=4/6$ 時 ,

$$\$ = 0.6965(1 - Q^*), \quad R^2 = 0.9950 \quad (3.2.11)$$

(5) 當 $\alpha=5/6$ 時，

$$S=0.5797(1-Q^*), R^2=0.9988 \quad (3.2.12)$$

四、結論

4.1 當入流量歷線為同一形狀之三角形時，水庫法無因次求得之滯洪池滯洪量，可與三角單位歷線法無因次求得之滯洪量做一比較，茲將兩者無因次化求得之 \hat{S} ，比較如下：

(1) 當 $\alpha=1/6$ 時，以 (3.2.8) 式除以 (2.2.13) 式得比例為

$$R_{\alpha=1/6}=2.2842 \div 3.0=0.7614 \quad (4.1.1)$$

(2) 當 $\alpha=2/6$ 時，以 (3.2.9) 式除以 (2.2.14) 式得比例為

$$R_{\alpha=2/6}=1.2509 \div 1.5=0.8339 \quad (4.1.2)$$

(3) 當 $\alpha=3/6$ 時，以 (3.2.10) 式除以 (2.2.15) 式得比例為

$$R_{\alpha=3/6}=0.8859 \div 1.0=0.8859 \quad (4.1.3)$$

(4) 當 $\alpha=4/6$ 時，以 (3.2.11) 式除以 (3.2.16) 式得比例為

$$R_{\alpha=4/6}=0.6965 \div 0.75=0.9287 \quad (4.1.4)$$

(5) 當 $\alpha=5/6$ 時，以 (3.2.12) 式除以 (3.2.17) 式得比例為

$$R_{\alpha=5/6}=0.5797 \div 0.60=0.9662 \quad (4.1.5)$$

4.2 由 (4.1.1) 式 ~ (4.1.5) 式知，水庫法無因次求得之滯洪量小於三角單位歷線法求得之滯洪量，且當三角形入流量歷線特徵值 α 愈大時，水庫法無因次求得之滯洪量愈接近三角單位歷線法求得之滯洪量。

參考文獻

- 王茂興(1989)“坡地雨水調節池設計概論”現代營建。
- 王茂興(1990)“雨水滯留池設計重點之探討”現代營建。
- 王茂興、傅新民、莊聿今(1993)“山坡地集水區滯留池之整體規劃研究”臺灣水利季刊，第41卷第2期。
- 台北市政府工務局(1989)，台北市山坡地開發建築基地規劃設計技術規範。
- 行政院農委會(2003)，水土保持技術規範。
- 朱世文、黃宏斌(1998)，“滯洪壩不同形狀開口之滯洪效益探討”，87年度農業工程研討會。
- 余濬、吳瑞賢(1995)，“滯留池節省容量之新設計方法探討”，84年度農業工程研討會，pp. 695-708。
- 余濬、吳瑞賢(2000)，“正方形出水孔口之滯洪池容量無因次化分析”，第11屆水利工程研討會，pp. K29-34。
- 余濬(2001)，“都市雨水下水道設計模式之研究”，中央大學土木研究所博士論文。
- 余濬(2004)，“水土保持技術規範一部分條文之探討與解析”，桃園縣93年度山坡地非農業使用之水土保持設施安全規定講習，桃園縣政府水務局，pp. 95-124。
- 余慶璋、吳瑞賢、余濬(1999)，“滯流池設計問題之探討”，第10屆水利工程研討會。
- 呂紹淵、黃材成、顏介皇(1992)，“山坡地開發調節池容量設計之研究”，第6屆水利工程研討會，pp. 205-216。
- 吳瑞賢、余濬(1996)，“台灣地區山坡地滯留池容量計算方法之比較研究”，臺灣水利季刊，第44卷第1期，pp. 53-63。

- 吳瑞賢、余濬(1996)，「滯留池節省容量及集中沈砂之設計方法探討」，中華水土保持學報，第 27 卷第 1 期，pp. 29-38。
- 林四川、余濬(2004)，內湖大湖山莊街調洪沉沙池規劃設計初步規劃報告，(台北市政府工務局養護工程處。
- 陳正炎、張三郎、陳蕃若、黃宏信(1998a)，「滯洪池滯洪容量理論解析之探討」，中華水土保持學報，第 29 卷第 2 期，pp. 115-126。
- 陳正炎、林致遠、藍令才、陳志成(1998b)，「矩形出流口式滯洪壩最小滯洪容積之研究」，興大工程學報，第 9 卷第 1 期，pp. 35-46。
- 陳正炎、盧昭堯、何智武、王傳益(1998c)，「矩形出流口式滯洪池滯洪容積之實驗研究」，中國土木水利工程學刊，第 10 卷第 4 期，pp. 795-802。
- 陳正炎、陳宗顯(2000)，「煙囪式出流口滯洪壩流量歷線特性之探討」，中華水土保持學報，第 31 卷第 1 期，pp. 27-36。
- 陳正炎、洪耀明(2001)，「雙出流口式滯洪壩滯洪水理特性之研究」，中華水土保持學報，第 32 卷第 3 期，pp. 187-197。
- 陳正炎、陳威甫、蔡宗翰(2002)，「視窗化滯洪池設計之研究」，中華水土保持學報，第 33 卷第 2 期，pp. 131-139。
- 莊聿今、王茂興(1991)，「山坡地雨水滯留池容量研究」中興工程，第 30 期。
- 黃宏斌、張三郎、吳正雄(1996)，「調節池設計之探討」，中華水土保持學報，第 27 卷第 1 期，pp. 39-46。
- 黃宏斌(1998)，「調節池孔口配置之水理特性研究」，台灣水利季刊，第 46 卷第 1 期。
- 黃書禮、黃美純(1985)「滯留池用地面積估算方法之研究及對土地使用規劃之應用」，工程環境會刊，第 6 期。

游進裕(1998),“合理法滯洪量設計方法與比較”,第9屆水利工程研討會, H61-H68。

游進裕、吳一新(1998),“水土資源開發計畫之輔助工具應用——合理法中滯洪量設計方法之評析”,中華水土保持學報,第29卷第2期, pp. 141-156。

鄭克聲、陳葦庭、葉惠中(1999),“坡地開發滯留池之水文設計探討”,台灣水利季刊,第47卷第4期。

藍令才(1997),“矩形出口滯洪壩水理特性之研究”,中興大學土木工程研究所碩士論文。

下水道雨水調整池技術基準(案)(昭和59年),日本下水道協會。

雨水貯留施設之計畫與設計(昭和61年),都市水文研究,山海堂。

調節池之計畫與設計(昭和63年),都市水文研究,山海堂。

Akan, A. O., Al-Muttair, F. F., and Al-Turbak, A. S. (1987), “Design Aid for Detention Basins,” Design of hydraulic structures Proc. Int. Symp. Colorado State University, pp.177-182.

Akan, A. O. (1989), “Detention Pond Sizing for Multiple Return Periods,” J. Hydr. Engrg., ASCE, 115(5), pp.650-664.

Akan, A. O. (1990), “Single-Outlet Detention-pond Analysis and Design,” J. Irrigation and Drainage Engrg., ASCE, 116(4), pp.527-536.

Wu . R . S . , and Yu , C . (1996), “Application of the Double Detention Pond to Solve Deluge of urban Storm Sewage, ” 10th congress of the Asia and Pacific Division of the IAHR.

Wu, R . S . , Yu, C , Liaw, S. L . , and Chen , C. H . (1998)“Urban Storm Sewage Design Using the Double Detention Pond Concept and a Modified Rational Formula Approach , ” 25th Annual Conference an

Water Resources Planning and Management, Chicago.