

## 水庫上限對枯水期缺水風險之分析

鄭文明

(水利技師)

### 摘 要

本研究提出一方法及研究分析步驟，評估水庫防洪操作在不同之上限水位下，對枯水期間之缺水風險。本研究之工作方法首先蒐集之歷史颱風期間之水庫洪水入流歷線，及一些相關水利設施資料，藉由蒙地卡羅模擬法合成大量之流量歷線資料，放入水庫防洪操作模擬模式，得到防洪操作結束之水庫水位，並以此作為枯水期水庫優化調配之起始水位，接著由水庫優化調配模式，計算枯水期間之供水缺水指數，再經由風險分析之方法，估算得不同水庫上限下水庫之供水風險結果，以瞭解水庫上限對枯水期缺水風險之影響。本研究將上述分析步驟，應用於大漢河流域供水系統以彰顯本模式之實用性。

**關鍵詞：**水庫上限，優化調配模式，風險分析

### Abstract

We propose a methodology and analytic process to assess the risk of water supply from reservoir of different upper limit in the drought period. In order to achieve goal of research of the risk analysis, first we collect the discharge data of flood events of typhoon into the reservoir to generate a large number of hydrograph by Monte Carol simulation method. These large numbers of hydrograph get into the input of the real time flood operation. After using the real time flood operation simulation model, the result of water level of reservoir is used to be the initial condition to the water distribution optimization model. By the optimization we could calculate the result of water supply (shortage index, SI). By above methodology and risk analysis we estimate the risk of shortage in different upper limit sets. In order to show how useful of this research process, we apply this methodology and analytic process to water supply system in Dahan creek basin.

**Keywords :** upper limit, optimization model, risk analysis.

#### 一、前言及研究目的

台灣河川多急流且坡度陡峭，大部分降雨又集中於夏秋兩季，尤其以颱風及短期暴雨常在水庫集水區降下強度頗大之雨量，雖然水庫能攔蓄洪水而加以調配，唯水庫攔蓄洪水之機制乃依靠水庫操作規線上限；冬季時降雨量減少，水庫攔蓄水量不足時，則會造成枯水期供水有限增加缺水風險。因此，如何計算水庫規線上限值，對於枯水期之缺水風險是本研究之主要目標。

本研究主要提出一方法論，分析不同之水庫防洪上限，對枯水期水庫供水需水點之缺水風險，並由研究結果計算得不同水庫防洪上限，對枯水期水庫供水需水點之缺水風險，以瞭解水庫上限對枯水期之缺水風險。

#### 二、文獻回顧

在供水可靠度及風險研究方面，國內之研究林佳珍(1995)利用馬可夫鏈法模擬水庫之操作運轉，引用入流量移轉機率矩陣，直接推求在某特定水庫容量及需水量下，水庫長期操作運轉之供水可靠度及缺水風險，進而求得水庫容量－供水可靠度－出水量(Storage-Reliability-Yield)之關係曲線，以供設計水庫容量時之決策參考。周乃昉等(1998)以線性規劃法建立南部地區地表水與地下水聯合運用模式，假設水質穩定下，根據不同的水文狀況，考慮不同的水資源調配策略進行水量調配模擬，以瞭解在不同的水資源調配策略下實際配水的情形並比較其供水可靠度之差異。徐年盛、魏志

強(2003)針對水庫防洪運轉規則進行水庫系統缺水情況之影響分析，並利用決策分析方式決定颱風事件來臨與否所造成未來枯水期間之缺水風險，文中之防洪運轉規則乃指洪水來臨前之防洪運轉起始水位相關規定。實例研究區域為大漢河流域之石門水庫，研究結果顯示豐水期末水庫防洪運轉起始水位愈高愈能將蓄水留存庫中，以供枯水期使用並有效降低缺水之風險。郭振泰、徐年盛等(2006)利用混和整數線性規劃，採逐案優選之方式，配合最小切集法求得台灣北部地區水源及集供水系統之關鍵管路，評估其供水系統之供水可靠度，此外還考慮豪大雨事件、地震事件及人為事件發生時供水系統可能發生破壞的情況，在適度條件下計算分析破壞機率。林宥成(2006)考慮因傳統二元分類法為考慮實際運用水權及水量等因素，提出一採用混和整數線性規劃結合最小切集法，以實際流量、需水量條件，考慮水量之豐枯及水權大小及水庫操作規則等各條件影響下，求解水資源多元系統之可靠度(multi-state system)。郭振泰、徐年盛等(2006)利用遺傳演算法，求得天花湖水庫之最佳操作規線，並利用脆弱度(vulnerability)、可靠度(reliability)及彈性度(resiliency)三種指標，和原來之規線作比較，結果顯示遺傳演算法所求得之規線，配合合成流量模擬，得到之水庫脆弱度優於原有規線，但供水可靠度及彈性度則劣於原規線。徐年盛等(2007)利用混和整數線性規劃優選

模式，評估水庫供水系統中未來需水量增加之情況下，淨水場擴充對系統供水可靠度之影響，並將此模式應用於台灣新竹地區，評估寶山水庫及寶二水庫和擴充淨水場下，對新竹地區農業及公共供水可靠度之影響。

國外之研究，Klemes(1967)利用隨機水庫入流量，直接計算資料於有限期間下，水庫供水之可靠度，並將此方法應用於實際研究區域，經由電腦運算求解。Klemes(1969)提出以水庫供水失敗年數、供水失敗期長及供水於需水者之缺水量，作為水庫操作可靠度之判斷，並依上述三個準則，利用Moran(1954)提出之不連續近似連續分布，及Gould(1961)提出之轉移機率方法，分別地計算水庫之供水事件確定性、供水時間確定性及供水量基準確定性。Levin(1969)考慮水庫供水可靠度以水庫洩洪量最小為操作目標，考慮水庫水位蓄存下溢流之風險，透過馬可夫決策程序，得到以時間、水位及系統其他可獲得之訊息作為放水規則函數之方程式。Wurbs及Cabezas(1987)以經濟分析之觀點，利用期望值概念，分析洪水損失，以及水文模擬之方式計算供水不足所造成之年缺水損失，再加上水庫打折供水操作之年成本，得到水庫防洪及供水操作之年總損失，並將此方法應用於美國德州中部Waco城之Waco水庫。Rodolfo等(1990)以滿足多目標水庫供水及下游洪水防護為管理目標，提出風險規避之方法，如操作政策使系統失敗可能性最小，以符合入流臨界之限制。Howe

和Smith(1994)利用水文模擬評估供水成本之可靠度，以及假設市場評估法(Contingent valuation methods)量測都市供水系統需求可靠度，在目標函數為最低投資及期望損失條件下，得到最佳之供需可靠度，並將此評估模式應用於美國科羅拉多之三個城鎮。Vogel等(1995)考慮水庫供水系統之供水可靠度及彈性度，利用雙態馬可夫模式(Two-state Markov Model)結合水庫蓄水、可靠度及出流量間之關係為分析理論基礎，以提供瞭解蓄水、出流、可靠度及彈性度間之取舍關係。Ostfeld(2001)利用分析供水系統之儲蓄、傳輸特性及序率模擬之可靠度區塊圖(Reliability Block Diagram, RBD)中之機率，定量化系統之供水可靠度。Tolson等(2001)利用一階可靠度法(First-Order Reliability Method, FORM)計算水工供水系統中各節點之供水可靠度以及管路容量可靠度，並和蒙地卡羅法(Monte Carlo Simulation, MCS)所得之結果相互比較，得到一階可靠度法結果接近蒙地卡羅法結果之結論，並將此方法推廣於水資源調配網路(Water Distribution Network, WDN)以可靠度為基礎之最佳化研究。Wurbs(2005)利用水權分析套裝軟體(Water Rights Analysis Package, WRAP)，分析模擬美國德州23條河川流域河流及水庫供配水系統，並利用模擬結果分析各流域系統水庫在各超越機率下之儲水量以及主要城市供水系統之供水可靠度。Archfield和Vogel(2005)由河流之歷史流量資料，利用移動區塊拔靴法(Moving-Blocks Bootstrap

Method)，計算水庫穩態情況下月可靠出水量可靠度，並將此評估模式應用於美國中部及西部 25 個水庫，評估其平均穩態下月可靠度 (Average Steady-State Monthly Reliability) 及穩態下月可靠度之標準偏差 (Standard Deviation of the Steady-State Monthly Reliability)，並將其用以迴歸方式求取可靠度和水庫特性間之關係。

### 三、研究步驟及方法

本研究蒐集歷年颱風事件水庫入流歷線資料，將及整理分析得到事件樣本得到入流歷線重要參數，即各事件之尖峰流量、歷線基期、尖峰流量到達時間對基期長度之比例，接著將入流歷線重要參數作機率分佈檢定選定適合機率分佈，利用蒙地卡羅法 (Monte Carlo Simulation) 重新合成流量歷線，放入水庫防洪操作模擬模式，得到水庫出流歷線及防洪操作結束水庫水位，並以此作為枯水期間水庫優化調配模式之起始條件，計算枯水期間水庫供水情形，再利用風險分析方法，計算水庫上限對枯水期間供水之缺水風險。茲將研究步驟繪如圖 1 所示，並將上述研究方法詳述如後。

#### 3.1 流量歷線之合成方法

為產生足夠且包含極端事件之流量歷線樣本，本研究先利用蒙地卡羅法 (Monte Carlo Simulation) 重新產生合成新的流量歷線，計算枯水期間水庫供水情形，再利用風險分析方法，計算水庫上限對枯水期間供水之缺水風險。

關於洪水事件流量歷線合成模式，利用機率以及隨機變數產生之概念最早是由 Salis 及 Sechi(1990) 提出，其合成方式採用月逕流迴歸方程式，假設流量歷線為包含逕流體積及尖峰流量之三角歷線。一般而言，構成一洪水事件之流量歷線，主要之參數有尖峰流量 (peak flow)、基流量 (base flow)、暴雨逕流體積 (storm runoff volume)、洪峰到達時間 (time to peak) 及流量歷線延時 (duration)，由於台灣地區每逢颱風侵襲時，降雨造成之水庫入流量大於基流量甚多，故本研究在合成颱風事件流量歷線時，忽略基流量於流量歷線之影響。

本研究在合成颱風事件流量歷線，所考慮之參數有尖峰流量、洪峰到達時間及流量歷線延時，並且在利用隨機變數產生時，假設各參數之間為相互獨立且互不影響。本研究為合理地簡化流量歷線以便於合成，參考 Bertoli 及 Moisello(1993) 之建議假設流量歷線僅有一上升段及下降段，來構成整個流量歷線如圖 2 所示，其中歷線上升段以冪次方程式 (power expression) 來近似；歷線下降段部分則以指數方程式 (exponential expression) 來趨近。由上兩式作為近似流量歷線上升段及下降段函數，以及尖峰流量、洪峰到達時間及流量歷線延時，配合隨機變數合成流量歷線，作為水庫防洪模擬操作之入流歷線。茲將尖峰流量、洪峰到達時間、流量歷線延時利用隨機變數之產生方法，以及歷線上升段冪次  $n$  及下降段係數  $k$  計算方式

詳述如後。

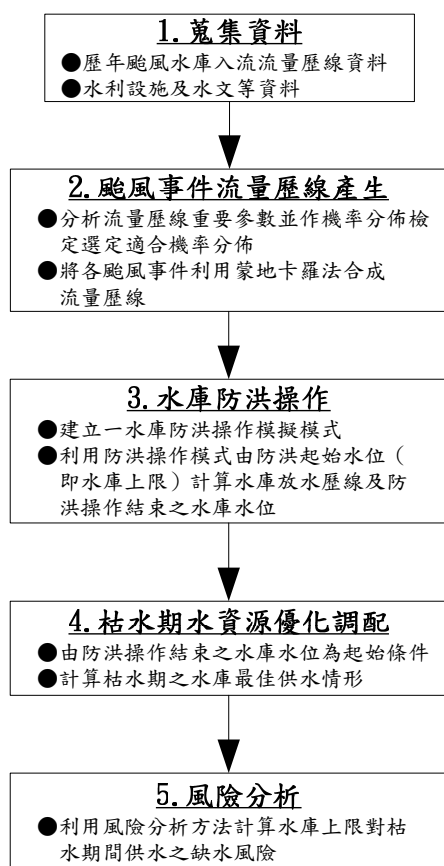


圖 1 研究步驟示意圖

### 3.1.1 尖峰流量、洪峰到達時間及流量歷線延時產生方式

由所蒐集之颱風事件水庫入流歷線資料，挑選出各場流量歷線構成重要參數尖峰流量  $q_p$ 、洪峰到達時間  $t_p$  及流量歷線延時  $t_d$ ，經由點繪法及誤差指標值  $SE$  判斷適合之機率分布函數選取後，再由亂數產生 0 到 1 間浮點數，代入適合之機率分布函數中，重新產生尖峰流量、洪峰到達時間及流量歷線延時，合成新的流量歷線。茲將統計分布、點繪法、機率分布選用準則以及尖峰流量、洪峰到達時間及流量歷線延時產生方式詳述如下。

#### 1. 統計分布

統計分布種類甚多，本研究挑選一般常見之機率分布，選用常態分布 (Normal distribution)、對數常態分布 (log-Normal distribution)、皮爾遜第三型分布 (Pearson type III distribution)、對數皮爾遜第三型分布 (log-Pearson type III distribution) 及極端值一型分布 (extreme value type I)，來作為流量歷線參數合成之候選機率分布函數，再由其中挑選流量歷線參數最適合之機率分布。

#### 2. 點繪法

常用之檢定觀測樣本資料機率分布為  $X^2$  檢定，其基本架構為計算樣本發生機率與所假設分布之理論機率值之差異，以確定所假設之機率分布是否合理，但以  $X^2$  檢定法僅適於排除不合適之機率分布，卻無法提供精確標準以決定最適切之機率分布 (McCuen, 1998)，所以如果希望確定觀測樣本資料所隸屬之機率分布，則需將觀測樣本資料以機率點繪 (probability plotting) 方式表示，再觀察觀測樣本資料與所假設機率分布間之差距。當某些觀測樣本資料點與機率分布理論值差異過大時，雖假設之機率分布可通過  $X^2$  檢定，但仍不宜採用其機率分布。

本研究參考過去之相關研究，將觀測樣本資料與事件發生機率之相關性加以聯結，如將  $n$  個觀測樣本資料由大到小排列，將最大值指定為  $m = 1$  次大值指定為  $m = 2$ ，其他依此類推即最小值指定為  $m = n$ ，由統計理論知當  $n$  很大時，第  $m$  大值之超越機率 (exceedence probability) 為

$$P(X \geq x_m) = \frac{m}{n} \quad (1)$$

不過由上式知，於  $m = n$  時發生機率為 1，與實際不符即不合理之情況，因此衍生出許多修正之公式，其通用之修正公式如下(Stedinger et al., 1993)

$$P(X \geq x_m) = \frac{m-b}{n+1-2b} \quad (2)$$

其中  $b$  為係數，Hazen 建議  $b = 0.5$ ，Weibull 建議  $b = 0$ ，Cunnane 建議  $b = 0.44$ ，Chegodayev 建議  $b = 0.3$ ，Blom 建議  $b = 0.375$ ，Tukey 建議  $b = 0.33$ 。

### 3. 機率分布選用準則

為探討各類機率分布之適用性，本研究選用 SE 誤差指標值進行研判，以作為選用機率之基準，茲將誤差指標 SE 之定義說明及方程式詳列如下：

$$SE = \left[ \frac{\sum (x_i - \hat{x}_i)^2}{n} \right]^{1/2} \quad (3)$$

其中  $n$  為觀測資料數； $x_i$  為第  $i$  個觀測樣本資料； $\hat{x}_i$  為利用點繪公式計算第  $i$  個觀測樣本累積機率，再由選用之統計分布估算對應該累積機率之值  $\hat{x}_i$ 。由上述之 SE 誤差指標，判斷觀測資料於各機率分布之情況，選出觀測資料最適合之機率分布，以作為合成資料時之選用機率分布。

### 4. 尖峰流量產生

由歷史各颱風事件之尖峰流量，經由上述 SE 誤差指標值，挑選最適用之累積機率分布函數，再由隨機變數

產生器產生 0 到 1 間之亂數並令其等於機率值，代入所挑選之累積機率分布函數，求得所對應之尖峰流量  $q_p$  以供合成流量歷線使用。

### 5. 洪峰到達時間及流量歷線延時產生

洪峰到達時間之產生方式和尖峰流量產生方式相同，也是歷史各颱風事件之洪峰到達時間，經 SE 誤差指標值及相關係數挑選最佳累積機率分布函數，由隨機變數產生器產生機率值後代入累積機率分布函數，得到所對應之洪峰到達時間  $t_p$ ；流量歷線延時之產生，為確保其結果能大於洪峰到達時間，符合實際流量歷線之物理機制，在此利用歷史資料洪峰到達時間  $t_p$  與流量歷線延時  $t_d$  之比率  $\eta$  如下式所示，並假設  $\eta$  之機率分布為 Beta 分布，由隨機變數產生器產生 0 到 1 間之亂數並令其等於機率值，代入 Beta 分布中推求比率  $\eta$ ，最後將之前已產生之洪峰到達時間  $t_p$  除以比率  $\eta$  即可得到流量歷線基期  $t_d$ 。

$$\eta = \frac{t_p}{t_d} \quad (4)$$

### 3.1.2 洪水歷線上升段及下降段合成方式

由 Bertoli 及 Moisello(1993)之建議假設流量歷線僅有一上升段及下降段，歷線上升段以幕次方程式(power expression)來表示如下式所示

$$q_t = q_p \left( \frac{t}{t_p} \right)^n \quad (5)$$

歷線下降段部分則以指數方程式(exponential expression)來表示如下。

$$q_t = q_p \times \exp\left(-\frac{t-t_p}{k}\right) \quad (6)$$

其中  $q_t$  為  $t$  時刻之流量； $q_p$  為尖峰流量； $t_p$  為洪峰到達時間； $n$  為歷線上升段之幕次； $k$  為下降段之遞減係數。在上升段之幕次方程式中尖峰流量  $q_p$ 、洪峰到達時間  $t_p$ 、幕次係數  $n$  及下降段之遞減係數  $k$  於歷史上各場流量歷線皆不盡相同，其中尖峰流量  $q_p$ 、洪峰到達時間  $t_p$  可以利用上述選用適當之機率分布以及隨機變數方式來產生，而上升段幕次係數  $n$  及下降段之遞減係數  $k$ ，為影響上升段及下降段曲線非線性之程度即洪水上升及下降之速度，本研究為簡化流量歷線合成之複雜性，乃參考 Bertoli 及 Moisello 之建議，將係數  $n$  及  $k$  訂為常數，令其等於其所屬流域於各洪水事件之平均值，而各洪水事件  $n$  及  $k$  之計算方式詳述如下。

由各歷史洪水歷線，以圖 2 之形式將上升段之部分由式(5)，於起始時刻  $t=0$  到洪峰到達時間  $t=t_p$  對時間積分，得到歷線上升段之逕流體積（圖 4 中上升段下陰影部分面積。中上升段下陰影部分面積），如下式所示。

$$V_1 = \int_0^{t_p} q_p \left(\frac{t}{t_p}\right)^n dt = \frac{q_p t_p}{n+1} \quad (7)$$

其中  $V_1$  為歷線上升段之逕流體積，由於  $V_1$  為已知之歷史事件逕流體積，故可利用上式推求歷線上升段之幕次  $n$ ，再由各場次之歷線上升段之幕次計算所屬流域之平均歷線上升段幕次，配合式(7)作為合成流量歷線上升段之依據；同理，以圖 2 之形式將下

降段之部分由式(6)，於起始時刻  $t=t_p$  到洪峰到達時間  $t=\infty$  對時間積分，得到歷線下降段之逕流體積（圖 2 中下降段下空白部分面積），如下式所示。

$$V_2 = \int_{t_p}^{\infty} q_p \times \exp\left(-\frac{t-t_p}{k}\right) dt = q_p k \quad (8)$$

其中  $V_2$  為歷線下降段之逕流體積，而  $V_2$  為歷史事件已知之逕流體積，故可利用上式推求歷線下降段遞減係數  $k$ ，再由各場次之歷線下降段之幕次計算所屬流域之平均歷線下降段遞減係數，配合式(8)作為合成流量歷線下降段之依據。

綜合上述方法，經由隨機變數配合分布機率決定尖峰流量  $q_p$ 、洪峰到達時間  $t_p$  及流量歷線延時  $t_d$ ，代入流量歷線上升段幕次方程式（幕次  $n$  由歷史流量歷線求出），以及歷線下降段指數方程式（遞減係數  $k$  由歷史流量歷線推求），得到合成洪水事件之流量歷線，作為水庫防洪模擬操作之輸入流量，在不同之水庫上限下（防洪起始水位），經由防洪模擬操作後得到防洪操作後水庫水位，並以此為優化調配之水庫起始水位，計算枯水期間水庫之缺水風險。

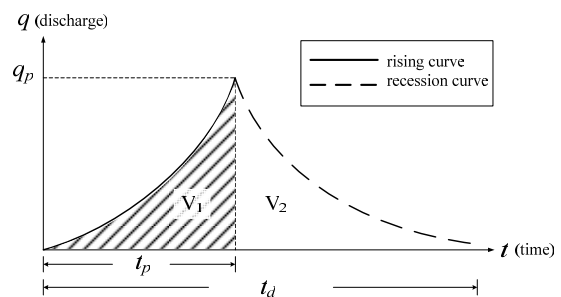


圖 2 合成歷線示意圖

### 3.2 防洪操作模擬

本研究之水庫防洪操作模擬，採水文演算的概念模式為水文方程式 (Hydrologic equation)，即連續方程式：

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (9)$$

實際在使用時採下式差分形式：

$$\frac{I_t + I_{t+1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2} = \frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} \quad (10)$$

上式中， $I_t$  為  $t$  時刻水庫入流量； $I_{t+1}$  為  $t+1$  時刻水庫入流量； $Q_t$  為  $t$  時刻水庫放流量； $Q_{t+1}$  為  $t+1$  時刻水庫放流量； $S_t$  為  $t$  時刻水庫的蓄水量； $S_{t+1}$  為  $t+1$  時刻水庫的蓄水量； $\Delta t$  為演算時距，若演算時距過短則增加演算之繁複性。一般而言，演算時距應採等於或小於水流流過演算河段間距之時間，其可適當表示出流歷線之變化，本研究因此採用  $\Delta t=1$  小時 (張景忠，1997；郭振泰等，2000)。依照水庫防洪運轉規則，配合上述水庫演算，得到水庫之出流歷線以及防洪操作結束後之水位，並以此為枯水期優化調配模式之起始條件，計算水庫在枯水期間供配水結果以評估缺水風險。

### 3.3 優化調配模式

本研究所建立估算地表水資源量優選模式乃利用 Tu et al. (2003) 及蔡嘉訓 (2003) 之模式為主體修改而成。此模式可考慮多水庫聯合運用及規線之操作，且於進行每一旬之配水工作時乃利用優選方式以處理多水庫聯合操

作之特性。本研究之水庫系統中基本假設有三點，一為考慮水庫庫面蒸發損失；二為忽略水庫發電措施；以及最後假設每一箭線均為單一流向且為正值。

本研究利用網流架構建立水資源系統優化調配模式 (旬優選模式) 之架構，將水資源系統轉化為水庫節點、用水節點、取水口節點、入流節點與一般節點等五種節點類型，然後利用水庫蓄水、保留水量、水庫溢流以及河道與管線輸水等箭線型式將系統之節點聯結並予以編號以組成一個網流架構圖。關於詳細之模式建立及方程式內容，請見其論文在此不再贅述。

### 3.4 風險分析理論

在水利工程設計及分析方面，設計量及系統輸出是數個系統參數之函數，而這些系統參數又無法全數地確切定量，所以不確定性分析工作是用以定義系統輸出之不確定性特性作為系統模式及序率參數之不確定性之函數，並且提供了正式且具有系統之架構來量化和系統輸出相關之不確定性，此外，不確定性分析也提供設計者有效的理解每一序率參數對於整個不確定系統輸出之貢獻。

早期之研究僅限於學術研究，直至 1976 年美國 Teton Dam 發生結構失敗，致使美國政府於 1978 年開始要求進行水資源系統規劃與分析時，除了成本與效益分析外，必須考慮設計上的風險與不確定性因素 (Eisel, 1979)。關於水資源管理與規劃方面之風險分



析問題可分為 (Haimes, 1981)：(1)地下水污染方面；(2) 點源與非點源污染地上水體；(3) 自來水淨水場處理飲用水不當；(4)酸雨問題；(5) 水庫壩體結構破壞；(6) 乾旱與缺水問題。茲將風險分析方法介紹如後。

工程系統中，結構物的可靠度 (reliability)  $P_s$  為抗阻 (resistant) 及載重 (load) 之關係式可定義為，當結構物的抗阻  $R$  大於所承受的載重  $L$  之機率在數學上可表示如下式。

$$P_s = P(L \leq R) \quad (11)$$

其中  $P(\bullet)$  代表機率，所以失敗機率－風險 (risk)  $P_f$  定義為失敗當載重  $L$  大於抗阻  $R$  發生的機率，故風險 (risk) 在數學上可表示為如下式：

$$P_f = P(L > R) = 1 - P_s \quad (12)$$

在水利設計上，抗阻及載重是隨機變數之頻率方程式，即

$$L = g(X_L) = g(X_1, X_2, \dots, X_m) \quad (13)$$

$$R = h(X_R) = h(X_{m+1}, X_{m+2}, \dots, X_n) \quad (14)$$

其中  $X_1, X_2, \dots, X_n$  為隨機變數； $g(X_L)$  為載重函數； $h(X_R)$  為抗阻函數，將(11)及(12)改寫如下式：

$$P_s = P(g(X_L) \leq h(X_R)) \quad (15)$$

$$P_f = P(g(X_L) > h(X_R)) = 1 - P_s \quad (16)$$

在實際應用  $p_s = p(g(X_L) \leq h(X_R))$  計算可靠度及風險時，可利用作業函數 ( performance function ) 即

$W(X) = W(X_L, X_R)$  改寫式 (15) 及式 (16)，其中  $X$  為基本隨機變數向量。由式(17)我們可以知道，當作業函數  $W(X) \geq 0$  時對應可靠度之機率，同樣地由式(17)當  $W(X) < 0$  時可對應風險之機率，所以  $W(X)=0$  稱為極限狀態函數 (Limit state function)，作為破壞與否之界定。

$$P_s = P(W(X_L, X_R) \geq 0) = P(W(X) \geq 0) \quad (17)$$

$$P_f = P(W(X_L, X_R) < 0) = P(W(X) < 0) = 1 - P_s \quad (18)$$

作業函數  $W(X)$  可表示如下諸式：

$$W_1(X) = R - L = h(X_R) - g(X_L) \quad (19)$$

$$W_2(X) = (R/L) - 1 = (h(X_R)/g(X_L)) - 1 \quad (20)$$

$$W_3(X) = \ln(R/L) - 1 = \ln(h(X_R)/g(X_L)) \quad (21)$$

式(19)為 (safe margin) 之概念，式 (20)及(21)則是以安全係數 (safe factor) 為表示之基礎概念。

在進行風險分析時，通常使用一可靠度指示值  $\beta$  稱為可靠度指數，經由作業函數在各隨機變數計算之結果，轉換成工程風險分析中之可靠度。可靠度指數之概念第一次是由 Cornell(1969) 所提出，接著 Ang 及 Cornell(1974) 將其正式提出，可靠度指數  $\beta$  定義為工作函數之平均值除以標準偏差，如下式所示：

$$\beta = \frac{\mu_w}{\sigma_w} \quad (22)$$

其中  $\mu_w$  及  $\sigma_w$  分別為工作含數之平均值和標準偏差。由上式於工作函數  $W(X)$  假設適當之機率密度函數

(PDF)，則可靠度機率可計算如下：

$$P_s = 1 - F_w(0) = 1 - F_w(-\beta) \quad (23)$$

其中  $F_w(\bullet)$  為工作函數  $W$  之累積機率密度函數(CDF)， $W'$  為正規化之工作函數，即  $W' = (W - \mu_w) / \sigma_w$ ，實務上一般設工作函數  $W$  之累積機率密度函數為常態分佈，故可靠度  $P_s$  及風險度  $P_f$  可表示如下：

$$P_s = 1 - \Phi(-\beta) = \Phi(\beta) \quad (24)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (25)$$

本研究挑選入流歷線之重要序率參數包括尖峰流量、洪峰到達時間及洪峰到達時間與流量歷線延時之比率，經由蒙地卡羅法大量重新合成入流歷線，經水庫防洪模擬操作後之水位，再由優化調配模式計算供水結果，經上述風險分析之方法設定門檻抗阻值計算不同水庫上限下之供水風險。

## 四、模式應用

### 4.1 區域概述

本研究以台灣大漢溪流域石門水庫為研究區域。大漢溪位於台灣北部地區，為淡水河系三大主要支流之一，且為淡水河支流中之最長者。大漢溪發源處為海拔 3,536 m 之品田山，主流長度為 126 km，流域面積為 1,163 km<sup>2</sup>。淡水河系三條主要支流相對位置為大漢溪在南、新店溪居中、基隆河在北。大漢溪於流經台北縣三峽後進入台北盆地，於江子翠與新店溪匯合

後乃稱為淡水河，於關渡再納入基隆河，最後於淡水注入台灣海峽。

石門水庫位於大漢溪上游。水庫完工於 1964。水庫集水面積為 763.40 km<sup>2</sup>，佔大漢溪流域面積 65.64%。石門水庫是一座多目標水庫，主要功能為防洪、灌溉、發電、給水與觀光。水庫之壩高、正常蓄水滿水位以及呆水位標高分別為 252.10、245.0 以及 195 m。水庫正常蓄水滿水位容量約為 252.00 mcm，有效容量則約為 236.00 mcm。在洪水季節期間，水庫可供利用之防洪空間約為 26 mcm。石門水庫目前為北區水資源局所管理和營運。石門水庫水源主要可供作農業及公共用水。

### 4.2 水庫入流歷線之合成

本研究蒐集由 1996 年到 2004 年共 23 場颱風事件石門水庫入流歷線資料，將及整理分析得到事件樣本得到入流歷線重要參數，即各事件之尖峰流量  $q_p$ 、尖峰流量到達時間  $t_p$  及歷線基期  $t_d$  對基期長度之比例  $\eta$ （即  $t_p / t_d = \eta$ ），接著將尖峰流量  $q_p$  及尖峰流量到達時間  $t_p$  分別計算平均值及標準偏差配合各種點繪法，製作各參數在常態分布(ND)、對數常態分布(LND)、皮爾森三型分布(PT3)、對數皮爾森三型分布(LPT3)、修正皮爾森三型分布(PT3')、對數修正皮爾森三型分布(LPT3')及極端值分布(EX)，計算誤差指標值 SE（如圖 3 及圖 4 所示，未列出者在圖之範圍之外）及相關係數以判斷最適合之機率分布函數用來合成水庫入流歷線，相關計算結果列如

表 1 所示。

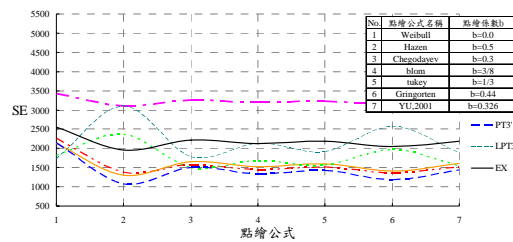


圖 3 石門水庫入流歷線尖峰流量於各機率分布及點繪公式計算之機率紙誤差指標 SE 結果

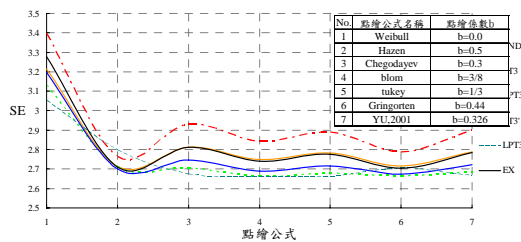


圖 4 石門水庫入流歷線尖峰流量到達時間於各機率分布及點繪公式計算之機率紙誤差指標 SE 結果

表 1 石門水庫入流歷線參數機率分布計算結果

	尖峰流量	尖峰流量到達時間
平均值	6728.19043	46.90909
標準偏差	7848.49854	15.11829
偏態係數	1.91173	0.92552
修正偏態係數	2.80457	1.37897
最佳機率分布	皮爾森三型	對數皮爾森三型
誤差指標值 SE	1070.91052	2.66228
最佳點繪結果之相關係數	0.994482	0.98685

由圖 3 及表 1 可知，石門水庫入流歷線尖峰流量最佳統計分布為皮爾森三型分布（SE=1070.91052、相關係數為 0.994482），圖 4 為其所對應之機率點繪；圖 4 及表 1 顯示洪峰到達時間最佳統計分布為對數皮爾森三型分布（SE=2.66228、相關係數為 0.98685），圖 5 為其所對應之機率點繪。上述參數在求得其最佳之分布函數後，由隨機變數產生器產生 0 到 1 間之亂數並令其等於機率值，代入其所對應之最佳機率分布產生新的參數。

歷線基期部分，參考 Bertoli 及

Moisello(1993)建議由蒐集資料之尖峰流量到達時間及歷線基期對基期長度之比例  $\eta$ ，來計算 Beta 分布之參數（ $\alpha$  及  $\beta$ ），再由隨機變數產生器產生 0 到 1 間之亂數並令其等於機率值，代入 Beta 分布中推求比率  $\eta$ ，最後將之前已產生之洪峰到達時間除以比率  $\eta$  即可得到流量歷線基期。

產生完入流歷線重要參數後，接下來以冪次方程式來近似入流歷線上升段，以及以指數方程式來近似入流歷線下降段。水庫入流歷線上升段冪次方程式之冪次係數  $n$ ，由上述方式經歷史入流歷線資料，計算得石門水庫入流歷線冪次係數  $n = 2.83$ ；水庫入流歷線下降段指數方程式之遞減係數  $k$ ，由上述方式經歷史入流歷線資料，計算得石門水庫入流歷線遞減係數  $k = 16.42$ 。綜合上述計算方式得到合成水庫入流歷線之重要參數，合成大量之水庫入流歷線，再配合水庫防洪操作模擬模式，在不同水庫上限模擬得到防洪操作結束之水位，作為枯水期水資源優化調配模式之起始條件。

### 4.3 優化調配模式輸入資料及模式建立

本研究在進行優化調配模式計算估水期供水情況時，首先需將相關輸入資料整理以方便資料輸入模式，其相關資料則包括河川歷年流量資料、水庫蒸發資料、需水節點需水量資料（公共及農業需水點）、水利設施基本資料、輸水管線限制資料、淨水場資料等。蒐集整理完畢後，接著將其作為優化調配模式輸入檔，經電腦計算

枯水期供水情形，最後將供水結果經由風險分析方法計算得到水庫上限對枯水期之缺水風險。茲將大漢溪流域之優化調配模式建立過程說明如后。

### 4.3.1 系統架構

大漢溪流域系統架構為節點與箭線所組成。節點之組成包括水源入流點、水資源設施、需水節點與終點；箭線之組成則包括河川、管線及渠道。流域內之節點及箭線相關位置可繪如圖 5，茲將流域內之各元件說明如下。

#### 1. 水源入流點

水源入流點包括大漢溪（石門水庫入流量）、側流量（石門水庫至鳶山堰間流量）、三峽河共計 3 處。

#### 2. 水資源設施

現況水資源設施包括水庫、攔河堰及淨水場。其中，水庫有石門水庫；攔河堰有後池堰、鳶山堰、後村堰；淨水場有石門、平鎮、龍潭、大湳及板新等淨水場。

#### 3. 需水節點

用水節點包括公共用水點與灌溉用水點。其中，公共需水點有板新及石門需水點；灌溉需水點有石門、桃園及大漢溪上、下灌區。

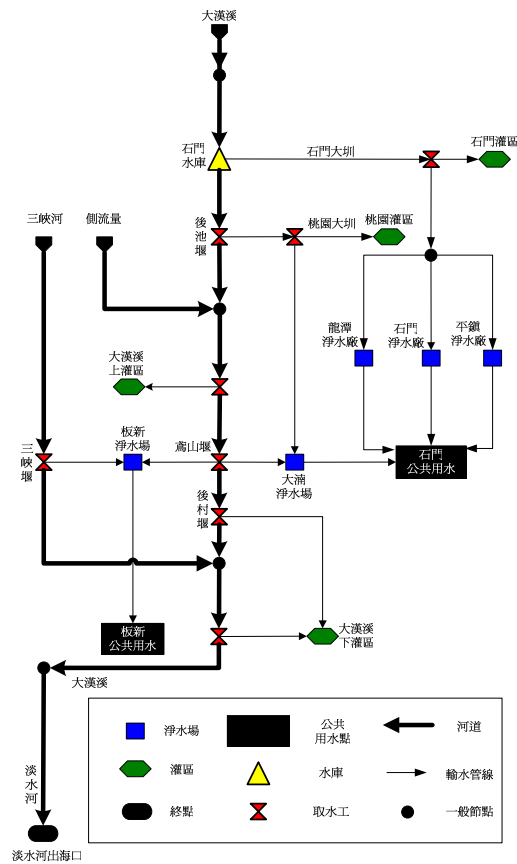


圖 5 大漢溪供水系統圖

### 4.3.2 模式輸入資料

本流域之模式輸入資料包括河川入流量、水庫基本資料、淨水場出水能力、需水量資料、河川生態基流量以及目標函數權重係數，茲分別說明如后。

#### 1. 河川入流量

大漢溪流域之河川入流量資料採 21 年（1974 年至 2004 年）資料。

#### 2. 水庫基本資料

本研究之石門水庫為依據現行運用規線及打折供水方式進行供水；石門水庫之月平均蒸發量為採用石門集水區內之歷年蒸發量記錄。

#### 3. 需水量資料

本研究所採用 2006 年期程公共用

水與灌溉用水，圖 6 為研究區域公共各及農業各需水點需水量。

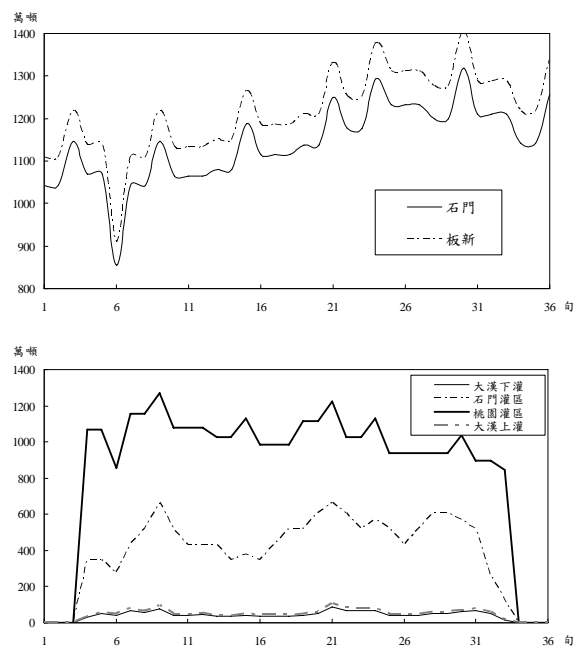


圖 6 研究區域公共各及農業各需水點需水量

#### 4. 淨水場出水能力

研究區域內之淨水場有石門、平鎮、龍潭、大湳及板新等 5 個淨水場。各淨水場之出水能力整理如表 2 所示。

表 2 研究區域各淨水場容量

大漢溪 (單位：萬 CMD)	石門、平鎮、 龍潭淨水場	大湳 淨水場	板新 淨水場	小計
	76.50	30.00	120.00	226.50

#### 5. 河川生態基流量

本研究採用 93 年之「台灣地區水資源開發綱領計畫」之河川生態基流量建議，其採用每 100 平方公里流域面積之河川生態基流量為 0.135cms。本流域內之大漢溪及新店溪之流域面積分別為 1155.10 及 872.57 平方公里，因此，本研究設定之生態基流量分別為 1.559 及、1.178cms。

### 五、結果與討論

本研究以大漢溪流域供水系統為

研究區域，計算石門水庫之水庫上限，對供水區域於枯水期之缺水風險，以下介紹風險分析時所選用之作業函數、風險計算抗拒(resistant)門檻值之設定方式，以及各水庫供水系統在枯水期缺水風險之計算結果。

#### 5.1 作業函數之選定

在工程風險分析中進行風險值之計算前，首先判斷研究問題屬安全邊際或安全係數之概念，以選定適合研究問題之作業函數。

本研究所要瞭解之問題主要是設定缺水風險之抗拒值和不同變數影響下計算缺水結果間之風險值屬安全邊際之問題，即載重與抗拒間之差異程度之分布，故選定式(19)為計算風險值之作業函數，即  $W(X) = R - L = h(X_R) - g(X_L)$ 。

由不同變數影響下計算缺水結果，與設定缺水風險之抗拒值共同計算得工作函數之平均值  $\mu_w$  與標準偏差  $\sigma_w$ ，接著將其相除之得到可靠度指數  $\beta$ ，又實務上一般設工作函數  $W$  之累積機率密度函數為常態分布，故可靠度機率可計算  $P_s = 1 - F_w(0) = 1 - F_w(-\beta)$ ，其中  $F_w(\bullet)$  為工作函數  $W$  之累積機率密度函數 (CDF)， $W'$  為正規化之工作函數，即  $W' = (W - \mu_w) / \sigma_w$ ，故可靠度  $P_s$  及風險度  $P_f$ ，其中風險度  $P_f$  為 1 減去可靠度  $P_s$ 。

#### 5.2 抗拒門檻值之設定

本研究選用缺水指數 (Shortage Index, SI) 來表示缺水之程度與結果。缺水指數係美國陸軍工程師團水文工程中心 (Hydrologic Engineering Center, 1996, 1975) 提出，其指數應用缺水率平方來表示缺水造成對社會經濟之影響 (Hsu 1995, Hsu and Cheng 2002)，當缺水期間集中時缺水指數能反映連續缺水造成之傷害，即使是在相同之缺水率情況下。一般而言，缺水指數是由各年之缺水率來計算得之年缺水指數，本研究採用 Hsu and Cheng(2002) 定義修正之旬缺水指數 (MSI)，來計算各水庫上限及水庫入流歷線防洪操作後之枯水期供水結果，其旬缺水指數如式 (26) 所示，式中 MSI 為修正之旬缺水指數； $n$  為分析旬數； $DSt$  為第  $t$  旬之缺水量  $DDt$  為第  $t$  旬之需水量。

$$MSI = \frac{100}{n} \sum_{t=1}^n \left( \frac{DS_t}{DD_t} \right)^2 \quad (26)$$

完成定義枯水期供水結果計算方式後，接下來則是設定抗阻門檻值。門檻值設定之大小，將會影響風險值之計算結果，故在設定時需考慮需水點對缺水之容忍度，這樣門檻值之設定才能真正的反應缺水之風險。本研究根據各需水點對缺水忍受的程度，分別假設各需水點在各期間之期望缺水率，推求其所對應之旬缺水指數作為風險計算之抗阻門檻值。

本研究設定公共需水點對於缺水忍受度較農業需水點差，且每個公共需水點對於缺水忍受度也不同，故令石門公共需水點期望之各旬缺水率為 7%，其對應之旬缺水指數定為 0.50；

板新公共需水點期望之各旬缺水率為 3%，其對應之旬缺水指數為 0.09；農業需水點期望之各旬缺水率皆為 10%，其對應之旬缺水指數定為 1.00。

### 5.3 水庫供水系統在枯水期缺水風險計算結果

本研究利用蒙地卡羅法，產生颱風期間之水庫入流歷線，在各不同之水庫上限下，分別模擬 10,000 組枯水期之供水結果，接著利用風險分析的方法，計算得不同之水庫上限下枯水期之缺水風險。茲將石門水庫，在各不同水庫上限下枯水期之缺水風險結果說明如下。

本研究在計算石門水庫上限對需水點之缺水風險時，設定水庫上限為 235.0、237.5、240.0、242.5 及 245.0 公尺下，並配合上述抗阻門檻值之設定，計算枯水期需水點之缺水風險。

本研究將計算結果列如表 3 及表 4 所示，並將公共需水點及農業需水點枯水期缺水風險繪製如圖 7 及圖 8。由表 3 及圖 7 風險值計算結果可知，石門公共需水點枯水期之缺水風險則隨著石門水庫上限增加顯著減少，缺水風險由 75.6% 降至 30.0% 以下；板新公共需水點枯水期之缺水風險，起先隨著水庫上限之增加而減少由 7.8% 降至  $1.19 \times 10^{-5}$ % 趨近於零，之後隨著石門水庫上限增加至 240 公尺時缺水風險趨於定值，即水庫上限在超過 240 公尺時，對板新公共需水點枯水期缺水風險已無影響；農業需水點方面，表 4 及圖 8 為農業需水點枯水期之缺水風險，其風險值計算結果隨著水庫上限

增加而減少，各農業需水點趨勢大體而言一致，皆於水庫上限超過 240 公尺時降低幅度減緩，風險值幾乎降至 10.0% 以下。

表 3 石門水庫上限對公共需水點枯水期缺水風險之計算結果

水庫上限	公共需水點	
	石門	板新
235.0	0.755694	7.77E-02
237.5	0.688919	5.43E-04
240.0	0.54334	1.19E-07
242.5	0.391139	1.19E-07
245.0	0.299583	1.19E-07

表 4 石門水庫上限對農業需水點枯水期缺水風險之計算結果

水庫上限	農業需水點			
	大漢溪下游灌區	石門灌區	桃園灌區	大漢溪上游灌區
235.0	4.99E-01	5.64E-01	4.78E-01	4.53E-01
237.5	2.52E-01	3.41E-01	2.22E-01	1.98E-01
240.0	6.89E-02	1.05E-01	1.71E-02	1.20E-02
242.5	5.45E-02	7.47E-02	6.12E-03	6.65E-03
245.0	4.42E-02	5.94E-02	4.54E-03	6.56E-03

綜合上述結果，在考慮水資源最佳化調配以及枯水期缺水風險下，石門水庫上限變化對於上述需水點之枯水期缺水風險計算結果，由於石門水庫為大漢溪供水系統之主要水源，故石門水庫上限對於大漢溪供水系統枯水期缺水風險影響甚大，特別是石門公共需水點隨著水庫上限增加明顯降低，而板新公共需水點及其他各農業需水點，在水庫上限超過 240 公尺後，增加之水庫上限造成之缺水風險下降幅度趨緩，但農業需水點在水庫上限於 240 公尺之前，缺水風險下降幅度甚為明顯，可見石門水庫上限之變化，

對於大漢溪流域之各需水點之枯水期缺水風險敏感度高。

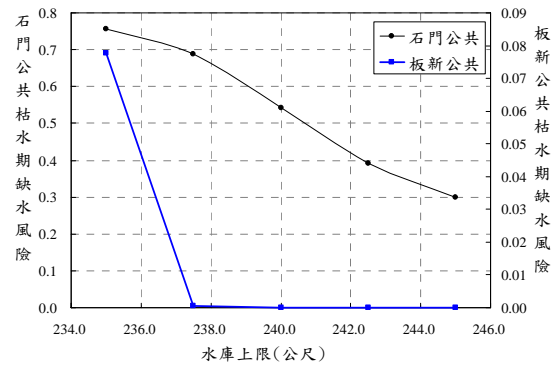


圖 7 石門水庫上限對需水點枯水期缺水風險之計算結果－公共需水點部分

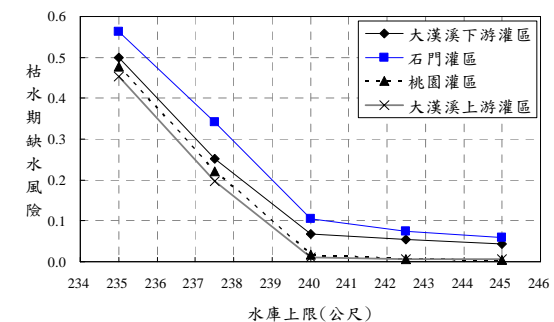


圖 8 石門水庫上限對需水點枯水期缺水風險之計算結果－農業需水點部分

## 六、結論

本研究蒐集歷史颱風期間之水庫洪水入流歷線，藉由蒙地卡羅模擬法合成大量流量歷線資料，置入水庫防洪操作模式，得到防洪操作結束之水庫水位，並以此作為水庫優化調配之起始水位，再由水庫優化調配模式，經由風險分析的方法，估算得不同水庫上限下水庫之缺水風險。完成上述分析方法、流程及各模組之建置後，將其應用於大漢溪流域之大漢溪石門水庫供水系統，分析及計算石門水庫上限對於供水系統枯水期之缺水風險之結果與影響得到以下結論。

石門水庫為大漢溪供水系統之水

源，對於需水點之枯水期缺水風險有顯著之影響，特別是對石門公共需水點之缺水風險，在水庫上限增加後有明顯之改善，不過其他的需水點在石門水庫上限超過 240 公尺後，缺水風險之變化則逐漸降低，尤其是板新公共需水點及各農業需水點，在水庫上限超過 240 公尺後，幾乎不再改變以及變化趨於平緩，不過大體而言各需水點，隨著石門水庫上限之增加，枯水期缺水風險獲得改善而逐漸減小，在水庫上限於 245 公尺時，各需水點有最低之枯水期缺水風險，反之在 235 公尺時，各需水點有最高之枯水期缺水風險。

### 參考文獻

1. 林佳珍(1995)，「馬可夫鏈在評估水庫容量風險性之應用」，成功大學水利及海洋工程學系碩士論文。
2. 周乃昉、黃義銘(1998)，「南部區域水資源調配模式之初步研究」，第九屆水利工程研討會論文集，第 D23-D33 頁。
3. 徐年盛、魏志強(2003)，「水庫防洪運轉規則對缺水風險之影響分析」，中華水資源管理學會，水資源管理 2003 研討會，第 8-1 到 8-13 頁。
4. 經濟部水利署北區水資源局(2006)，「北部地區水源及自來水系統最佳調配及可靠度分析」，台灣大學水工所。
5. 林宥成(2006)，水利設施多元系統可靠度之研究，台灣大學土木工程學系碩士論文。
6. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2006)，「提升台灣水資源運用效率之研究總報告」，台灣大學水工所。
7. 經濟部水資源局(2001)，「水文設計應用手冊」，台灣大學生物環境系統工程學系。
8. 許永佳(2001)，「水壩溢流之風險分析－以翡翠水庫為例」，台灣大學土木工程學系碩士論文。
9. 李光敦(2000)，「水文學」，五南圖書出版公司。
10. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2006)，「提升台灣水資源運用效率之研究(3/3)」，台灣大學水工所。
11. 魏志強(2007)，「多水庫系統最佳防洪操作之研究」，台灣大學土木工程學系博士論文。
12. Kuo, J.-T., Hsu, N.-S. and Chiu, S.-K., 2006. Optimization and risk analyses for rule curves of reservoir operation: application to Tien-Hua-Hu Reservoir in Taiwan. *Water Science & Technology*, 53(10): 317-325.
13. Kuo, J.-T., Yen, B.-C., Hsu, Y.-C. and Lin, H.-F., 2007. Risk Analysis for Dam Overtopping—Feitsui Reservoir as a Case Study. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(8): 955-963.
14. Nien-Sheng Hsu, W.-C.C., Wen-Ming Cheng, Chih-Chiang Wei, William W.-G. Yeh, 2008. Optimization and Capacity Expansion of a Water Distribution System. *Advances in Water Resources*, 31(5): 776-786.
15. Klemes, V., 1967. Reliability of water supply performed by means of a storage



- reservoir within a limited period of time. *Journal of hydrology*, 5: 70-92.
16. Klemes, V., 1969. Reliability estimates for a storage reservoir with seasonal input. *Journal of hydrology*, 7: 198-216.
  17. Levin, O., 1969. Optimal control of a storage reservoir during a flood season. *Automatica*, 5(1): 27-34.
  18. Wurbs, R.A. and Cabezas, L.M., 1987. Analysis of reservoir storage reallocations. *Journal of hydrology*, 92: 77-95.
  19. Soncini-Sessa, R., Zuleta, J. and Piccardi, C., 1990. Remarks on the application of a risk-averse approach to the management of 'El Carrizal' reservoir. *Advances in Water Resources*, 13(2): 76-84.
  20. Howe, C.W. and Smith, M.G., 1994. The value of supply reliability in urban water system. *Journal of environmental economic and management*, 26: 19-30.
  21. Vogel, R.M. and Bolognese, R.A., 1995. Storage-reliability-resilience-yield relations for over-year water supply systems. *Water Resources Research*, 31(3): 645-654.
  22. Ostfeld, A., 2001. Reliability analysis of regional water distribution systems. *Urban Water*, 3: 253-260.
  23. Tolson, B.A., Maier, H.R. and Simpson, A.R., 2001. Water Distribution Network Reliability Estimation Using the First-Order Reliability Method. World Water and Environmental Resources Congress 2001, Orlando, Florida, USA
  24. Wurbs, R.A., 2005. Modeling river/reservoir system management, water allocation, and supply reliability. *Journal of hydrology*, 300: 100-113.
  25. Archfield, S.A. and Vogel, R.M., 2005. Reliability of reservoir firm yield determined from the historical drought of record. World Water and Environmental Resources Congress 2005, Anchorage, Alaska.
  26. Bertoli, L. and Moisello, U., 1993. A regional model for estimating the probability distribution of routed peak discharges. *Journal of hydrology*, 153: 103-138.
  27. Chow, V. T., Maidment, D. R. and Mays L. W., 1988. *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, New York.