

連續防砂壩之水理特性研究

Study on Hydraulic Characteristic of Series of Sabo Dams

國立臺灣大學農業工程學研究所碩士

國立臺灣大學農業工程學研究所教授

兼水工試驗所研究員

潘建中

黃宏斌

Jian-Jung Pan

Hung-Pin Huang

摘要

本研究主要探討單一與連續防砂壩在淤滿過程中之水理特性。研究中以防砂壩溢口堰流公式之推導為基礎，由因次分析，求得流量修正係數之無因次參數，配合定床水槽試驗加以分析探討，以求得在不同壩距或有效壩高時，隨上游坡度之改變，流量與水深之關係及水理之變化。

本研究使用兩座梯形溢口防砂壩從事水槽試驗。試驗項目分壩上游未淤滿及全淤滿二類，底床坡度在0.012到0.022共三種，流量為0.0115到0.0427cms各六種，壩距為3至7公尺三種。

經分析90組有效數據後知，防砂壩未淤滿時，以寬頂堰流公式求算流量；淤滿時以曼寧公式求算會較合宜。全淤滿時上游壩壩翼束縮將影響水位產生壅高，其影響距離隨坡度之增加會有很快速的縮小。全淤滿時當兩座壩間之壩距加長時，下游壩之上游水深會漸次增大，最後將趨向正常水深。此時若以曼寧公式演算所求之流量會低估。於本研究之試驗範圍，在不同壩距下，可分別以水深之函數修正之。未淤滿時由於未列入各項損失，單一防砂壩之流量若以理論寬頂梯形堰流公式演算會有高估，本研究建議可以水深與堰高之函數修正之。

關鍵詞：防砂壩，水理特性，連續防砂壩。

ABSTRACT

The object of this study was to explore the hydraulic characteristic of unique and series of Sabo dams during depositing process. Based on derivation of weir formula for Sabo dam, this study collected dimensionless parameters of flow discharge by dimensional analysis as well as the data from rigid-bed flume experiments to explore the relationship between flow discharge and its depth with different dam distances, lengths and upstream slopes.

This study used two dams with trapezoidal spillway in flume experiment. There were two types of deposit conducted in flume experiment. One was potential deposit. The other was full deposit. Three slopes ranging from 0.012 to 0.022, six discharges from 0.0115 to 0.0427 cms.

Distances between two dams was designed as three, five and seven meters.

After analyzing 90 sets of available data, the following results can be obtained. For Sabo dams, broad-crested weir formula would be more convenient in condition of potential deposit; while Manning's formula in condition of full deposit. In condition of full deposit, the local rising of water profile would be occurred by contraction of both sides of dam wings. And, the effect distance would be less significant fast with slope. When distance between two dams changed longer in case of full deposit, the water depth after lower dam site would be increased to normal depth. And the flow discharge calculated by Manning's formula could be smaller. In this study, the correction factors functioned of water depth could be suggested to modify the formula in different dam distance. For neglecting some loses, the flow discharge of unique Sabo dam calculated by theoretical broad-crest weir formula would get higher value. In this study, the correction factors functioned of the ratio of water depth and weir height could be suggested to modify the theoretical formula. When dam distance existed, the modification could be smaller. The modification equation for 3 meter's dam distance could be improved by some correction factors functioned of the ratio of water depth and weir height.

Keywords : Sabo dam, Hydraulic characteristic, Series of sabo dams.

一、前言

台灣由於地形陡峻變化多端，地質條件脆弱不穩定，坡面土砂易因崩塌、滑落而下移。由於河川比降大，流量變化亦大，每逢颱風豪雨，往往挾帶大量土砂下移，造成河槽變徙無常，對下游水庫及河岸居民造成危害。因此，為攔蓄砂石，減緩河床坡降以防止縱橫向沖蝕；並能對流心加以控制，避免流心隨意變動；保護兩岸坡腳，防止崩坍、地滑等目的，興建防砂壩為水土保持常用之方法，然又因坡陡砂多，興建高壩所攔蓄之砂石仍然有限且風險、成本亦高，是以連續防砂壩便應運而生。

防砂壩之水理設計，在溢洪口斷面設計，一般係以水土保持手冊所列之壩上游無淤積時，底床坡度為水平之銳緣堰公式計算。其並未考慮壩上游底床坡度、壩溢口厚度、壩興建後淤積高度之變化，連續防砂壩更因壩與壩之間距造成水理之改變，為了一窺此水理變化之因子，尋求合理之水理設計乃為本試驗研究之探討重點。

防砂壩之溢洪道斷面設計，在已知設計洪水量下，必需瞭解流量與水深之關係。流量與水深之關係多以堰流公式表示，最早，Weisbach氏於1855年導出矩形銳緣全寬堰之理論流量公式後，Francis (1815)、Swiss S.I.A. (1926)、Rehbock (1929)、

Kindsvater and Carter (1957)、I.M.F.T. (1969) 和 H.R.S. (1975) 分別以水槽試驗針對不同堰高、堰寬與水深提出修正。矩形銳緣束縮堰則有 Hamilton Smith (1886) 與 Kindsvater and Carter (1956) 分別提出修正。在寬頂堰方面有 Bazin (1896)、Woodburn (1932)、Doeringsfeld and Barker (1941)、Tracy (1957)、Kikkawa, Ashida and Tsuchiya (1961)、Govinda and Muralidhar (1963)、Singer (1964)、Crabbe (1974) 分別探討不同溢口厚度、堰高、堰寬與水深之流量修正係數。而林傳茂，黃宏斌 (1994) 根據臺灣現有之防砂壩製作縮尺模型，發現在堰溢口上有臨界水深存在。以上各學者均針對單一堰之形式考量，對於下游堰因受上游堰影響，其流量修正係數，是否仍與單一堰時相同，仍為一嶄新課題。

二、理論推導

現今防砂壩溢口多為梯形，而文獻中大多為矩形溢口，是以，必須另以理論推導，其可分為：

(一) 梯形銳緣堰

梯形銳緣堰假設其堰板甚薄摩擦損失可忽略，其射流速度可由伯努利定理推得為：

$$V = \sqrt{2g(y + \frac{V_a^2}{2g})} \quad (1)$$

其中 V_a 為接近速度，通常可忽略不計。

而通過銳緣堰單位高度之流量為

$$dQ_c = VdA = \sqrt{2gy}xdy \quad (2)$$

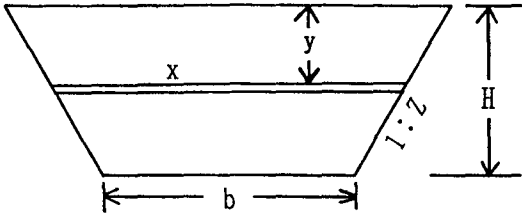


圖 1. 梯形堰口水面寬與水深之關係

依據圖 1 之相似三角形定理，有

$$\begin{aligned} x &= 2ZH\left(\frac{H-y}{H}\right) + b \\ &= 2ZH(H-y) + b \end{aligned} \quad (3)$$

可推得通過梯形斷面之流量為

$$\begin{aligned} Q_c &= \int dQ_c \\ &= \int_0^H \sqrt{2gy} [2Z(H-y) + b] dy \\ &= \frac{2}{15} (5b + 4ZH) \sqrt{2g} H^{3/2} \end{aligned} \quad (4)$$

此即目前水土保持手冊中防砂壩溢口設計之流量公式。

(一) 梯形寬頂堰

由於寬頂堰之推導原理在於堰之溢口上會出現臨界水深，因此，根據臨界流理論有

$$\begin{aligned} Q_c &= \sqrt{gDA} \\ &= \left[g \frac{(1+my_c)y_c}{(1+2my_c)} \right]^{1/2} b(1+my_c)y_c \\ &= (0.5 + \frac{0.5}{1+2my_c})^{1/2} (1+my_c) \cdot \sqrt{gby_c^3} \end{aligned} \quad (5)$$

式中， $m=z/b$ 。

y_c 可由伯努利公式，並假設無能量損耗之情形下求得

$$\frac{V_a^2}{2g} + H = \frac{V_c^2}{2g} + y_c \quad (6)$$

$$V = \frac{Q}{A} = \sqrt{gD} = \left[g \frac{(b+zy_c)y_c}{b+2zy_c} \right]^{1/2} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \frac{V_a^2}{2g} + H &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(b+zy_c) \cdot y_c}{(b+2zy_c)} + y_c \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(1+my_c)y_c}{(1+2my_c)} + y_c \end{aligned} \quad (8)$$

取 $V_a = 0$ ，並展開之，得

$$5my_c^2 + (3-4mH)y_c - 2H = 0 \quad (9)$$

$\therefore y_c > 0$ ，解之得

$$y_c = \frac{-(3-4mH) + \sqrt{(3-4mH)^2 + 40mH}}{10m} \quad (10)$$

另在林傳茂之碩士論文中發現，在防砂壩模型溢口上有臨界水深存在，因此，防砂壩在水理上，應定義為寬頂堰，而非銳緣堰。

本研究中，防砂壩模型尺寸取 $z=0.5$ ， $b=0.7$ m，所以 $m=0.714$ ，得

$$y_c = \frac{-(3-2.856H) + \sqrt{(3-2.856H)^2 + 28.56H}}{7.14} \quad (11)$$

$$Q_c = (0.5 + \frac{0.5}{1+1.428y_c})^{1/2} (1+0.714y_c) \sqrt{gby_c^3} \quad (12)$$

其中， Q_c ：理論流量， y_c ：臨界水深， b ：堰口水深， g ：重力加速度， H ：堰上游水面至堰口之高度

由於銳緣堰上之水流為射流，其臨界水深只知發生在堰口附近，不易直接求得，流量僅能由射流理論計算。寬頂堰則由於在溢口上有臨界水深出現，但其發生位置卻不易求得。雖然如此，臨界流理論仍然得以應用，以求得流量與堰口上游水深之關係。而在理論推導過程中均假設其趨近流速為零，並忽略堰口摩擦損失，為使理論與事實相符，流量公式可以下式表示：

$$Q = C_d Q_c \quad (13)$$

$$C_d = f\left(\frac{H}{P}, \frac{H}{L}\right) \quad (14)$$

C_d 為流量修正係數，其中 H/P 為修正趨近流速， H/L 為修正摩擦損失之因子。本研究之堰口厚度 L 為定值。

三、因次分析

對於堰流量之求算，在理論公式無法精確計算者，可以因次分析證明其實驗研究之正確性。本研究假設連續防砂壩之寬頂梯形堰流量公式之主要影響之主要因子有，單位寬度流量 q 、重力加速度 g 、壩上游水深 h ；流體特性，流體質量密度 ρ 、動力黏滯係數 μ 及壩之幾何因子壩高 p 、壩溢洪口寬 b 、臨近渠寬 B 、溢洪口兩側邊坡降 Z ，壩距 L 與壩上游河床降 S 等，其關係式如下：

$$q = f_i(h, \rho, g, \mu, P, b, B, Z, S, L) \quad (15)$$

以 ρ 、 g 、 h 為基本項，依白金漢 π 定理可得

無因次參數群：

$$\frac{q}{\sqrt{gh^{3/2}}} = f_2\left(\frac{\rho\sqrt{gh^{3/2}}}{\mu}, \frac{h}{P}, \frac{h}{B}, \frac{h}{b}, z, S, \frac{h}{L}\right) \quad (16)$$

將右邊第三、四項合併可得

$$C_d = \frac{q}{\sqrt{gh^{3/2}}} = f_3\left(\frac{\rho\sqrt{gh^{3/2}}}{\mu}, \frac{h}{P}, \frac{h}{L}, \frac{b}{B}, \frac{h}{b}, z, S\right) \quad (17)$$

$$\frac{\rho\sqrt{gh^{3/2}}}{\mu} : \text{水流雷諾數}$$

h/L : 水深與壩距比

h/b : 水深與溢口寬比值

h/P : 壩上游水深與壩高比

b/B : 束縮比項

其中， C_d 為無因次流量修正係數。

在明渠水流中，雷諾數之影響不大，而且本試驗採用固定壩之型式， B 、 b 及 Z 均為定常數，故(17)式可簡化為：

$$C_d = \frac{q}{\sqrt{gh^{3/2}}} = f_4\left(\frac{h}{P}, \frac{P}{L}, S\right) \quad (18)$$

亦即流量修正係數與壩上游水深 h 、壩高 P 、壩距 L 與壩上游坡度 S 有關，此可做為試驗設計之參考。

四、水槽試驗

在理論寬頂梯形堰流量公式推導中，係假設水流之趨近流速為零所得之理論公式，但實際上水流在靠近堰時之趨近流速並非為零，再加上邊壁效應，黏滯效應等損失，是以在理論公式推求流量時必需乘上一修正係數，以避免理論與實際之不相合，本研究配合水槽試驗以修正理論流量公式，其試驗設備、試驗佈置和試驗程序分別如下：

(一)試驗設備

本研究之水槽試驗，係使用台灣大學水工試驗所之多功能水槽，該水槽長36.3公尺，寬1公尺，深1.15公尺。水面剖線，以WH-206S砂面測定器量測水深，精度0.5mm，可經由A/D卡輸入個人電腦中以自動記錄量測數據。

實驗以相同設計尺寸之寬頂梯形防砂壩模型兩座，其壩寬1.0公尺，溢洪道底寬0.7公尺，壩高0.24公尺，壩溢洪口兩側邊坡坡降1:0.5，最大壩溢洪口水深0.15公尺，壩面上、下游坡度1:0.2，溢洪道厚度0.1公尺。

(二)試驗佈置

本研究之連續防砂壩佈置主要考慮壩上游之淤積高度、底床坡度、兩壩之間距和流量相互間之變化。試驗項目可分壩上游未淤滿和壩上游淤滿兩種試驗佈置：

1.壩上游未淤滿狀態

將壩距固定為三公呎，壩上游面為空庫或半淤情況時，試驗佈置為：壩上游底床坡度為0.012到0.022共三種坡度，流量為0.0115到0.0344cms共六種。

2.壩上游全淤滿狀態

壩上游為淤滿狀態，探討壩距對水理因子之影響，改變兩座防砂壩之壩距為3公尺、5公尺和7公尺三種，壩上游底床坡度介於0.012到0.022共三種坡度，流量則介於0.0115到0.0427cms之間各六種。

(三)試驗程序

本研究試驗渠段為15公尺，其操作程序如下：

- 1.以三合板構築壩上游之底床坡度，並以步進馬達配合，使壩上游底床平均坡度合於試驗之坡度。
- 2.將尾水閘和手控進水閘門全開，以電腦設定流量。
- 3.待水面剖線穩定後，以砂面測定器量測縱斷面水面剖線並記錄堰口束縮對邊壁影響之距離。
- 4.改變流量，重覆2~3步驟，至所有流量測試完成。
- 5.改變坡度，重覆1~4步驟，至所有坡度測試完成。
- 6.改變淤積高度或壩距，重覆1~5步驟，直到所有流況試驗完成。

五、結果與討論

經由90組之水槽試驗觀測結果，可就連續防砂壩之水面剖線、壩上游底床坡度、壩距和淤積高度對水理因子之影響，以及理論寬頂梯形堰流量公式之適用性探討等項加以分析討論如下：

(一)連續防砂壩之水面剖線

防砂壩建於渠道中，壩上游之水面剖線將受流量、上游底床坡度、有效壩高和壩翼束縮影

響。由於壩上游淤滿後，屬於渠道流；而未淤滿時，屬於堰流，其水面剖線各有不同，因此，依不同之壩淤積狀態可分為未淤滿狀態和淤滿狀態。

1. 未淤滿狀態

本試驗之底床坡度均較試驗流量之臨界渠坡為大，屬於陡坡。圖2為為兩壩之壩距在3公尺時壩上游面為未淤滿各底床坡度之水面剖線，受壩翼束縮影響在壩上游面影響區內水位壅高形成 S_1 曲線，經上游壩壩上溢洪口形成水舌跌落到由下游壩翼束縮而形成之壅高水塘內。當壩距為3公尺，底床坡度在0.012到0.022之間，由下游壩迴水產生之水深仍大於該流量之臨界水深，而且兩壩之間並無水躍之情形出現，只有在水舌撞擊水面處會產生激烈之水位擾動，兩壩間之水流流經下游壩之溢洪口形成跌水。因此可知壩之溢洪口區段間存在臨界水深。

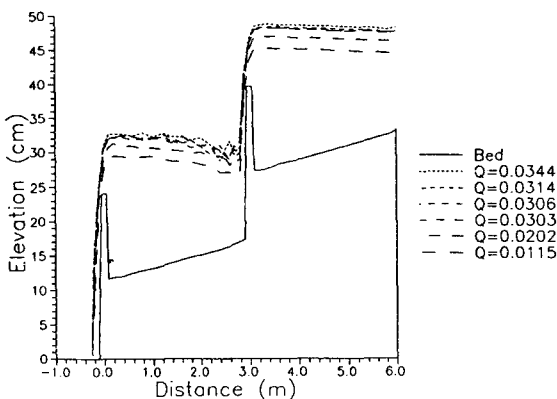


圖 2. 連續防砂壩之水面剖線 ($L = 3m, P = 0.12m$)

2. 淤滿狀態

壩上游全淤滿後，壩上游面即形成一超臨界渠坡之矩形渠道，上游壩之壩上游迴水影響區將較未淤滿時減少很多，下游壩與上游壩間之水塘亦不再存在，但是，壩翼束縮所影響之水面擾動幅度則較大。

兩壩之壩距在3、5和7公尺時，壩上游面全淤滿後各種淤積坡度之水面剖線圖如圖3。水流在試驗段前之水面幾乎為水平，水面由 H_2 曲線變成 S_2 ；曲線進入試驗段，此時有一臨界水深出現。在上游壩之溢洪口附近水位由於壩翼之束縮影響

使水位有壅高現象，經由上游壩之溢洪口跌落到下游壩之壩上游淤砂區域中。由於水流位能之釋放，使流速加快，水深降低到比正常水深還低，形成 S_3 曲線，再流經下游壩之溢洪口以跌水而跌落。因此，在溢洪口上之水面剖線分別為 S_2 和 S_3 曲線，此時並未有臨界水深產生。

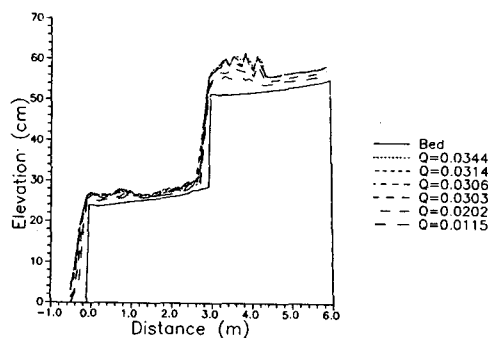


圖 3. 連續防砂壩之水面剖線 ($L = 3m, P = 0m$)

綜觀連續防砂壩之水面剖線主要受底床坡度所控制，本試驗之底床在試驗流量下為超臨界渠坡，水面剖線為 S 曲線系列，當壩上游面未淤滿時，上、下游壩之溢洪口區段上都有臨界水深產生，可以寬頂堰堰流公式推估壩上游水深與流量之關係；壩上游面淤滿時，臨界水深並未在溢洪口區段上出現，加上此時堰板高應視為零，因此，全淤滿狀態，在堰流理論或水理上，均不能以堰流公式推導，祇能以明渠水流之公式演算。

(二) 淤積坡度對水理因子之影響

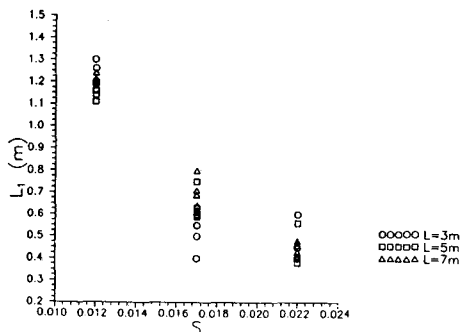


圖 4. 上游壩壩翼束縮邊壁影響距離與坡度之關係 ($P = 0m$)

壩上游面淤積坡度之改變，其水理變化主要為全淤時壩翼之束縮影響。壩翼之突出造成壩上

游渠道束縮而阻擋水流，使水位沿上游面產生壅高，束縮效應沿上游之影響距離在水流中央區較小，邊壁上則較大。圖 4 為上游壩之邊壁影響距離和坡度之關係圖，坡度在 0.012 時約在 1.2 公尺，坡度為 0.022 時為 0.42 公尺，其隨坡度之增加而快速縮短，且有趨於一定值之趨勢。下游壩則由於水流流速過快，在中央區並無水位壅高現象，僅有邊壁影響距離，如圖 5，影響距離約為 0.35 公尺與坡度之關係不大，但隨坡度有較集中之現象，因在壩翼之上游面有迴流水之死水區存在，僅與壩翼長度有關與流量之關係不大。

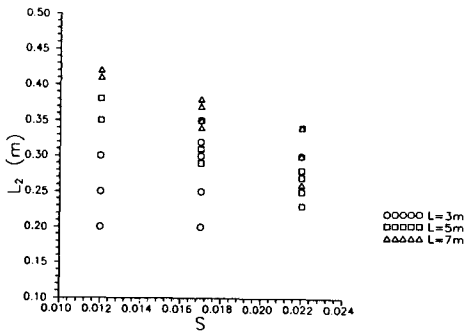


圖 5. 不同壩距時下游壩壩翼束縮邊壁影響距離與坡度之關係 ($P = 0m$)

(三) 壩距對水理因子之影響

壩距係指兩座防砂壩之距離。下游壩在不同壩距時受上游壩之影響其水理因子也會改變。在壩距為 3、5 和 7 公尺時，在壩上游淤滿情況下，隨壩距之增長水深會有增加之趨勢。因在渠道流中，在流量與渠底粗糙係數不變，於超臨界渠坡中，當水深低於正常水深時，水深將隨距離愈遠而水深愈大。

由於受到上游壩影響，下游壩壩翼束縮效應僅有邊壁影響距離，在中央區則沒有水位壅高現象，此時邊壁影響距離與壩距之關係如圖 6，坡度在 0.012 時影響距離隨壩距之加大而增大；坡度為 0.017 和 0.022 時則與壩距無關。底床坡度 0.012 時，水流流速隨壩距加長而減慢，邊壁死水區也會向上游發展；坡度為 0.017 和 0.022 時，流速雖然隨壩距加長會減慢，但因坡度變陡流速加快，使束縮之邊壁影響距離並不隨壩距而變，只受坡

度之控制。

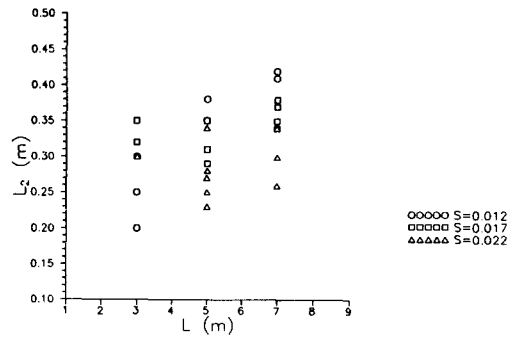


圖 6. 不同坡度下下游壩壩翼束縮邊壁影響距離與壩距之關係 ($P=0m$)

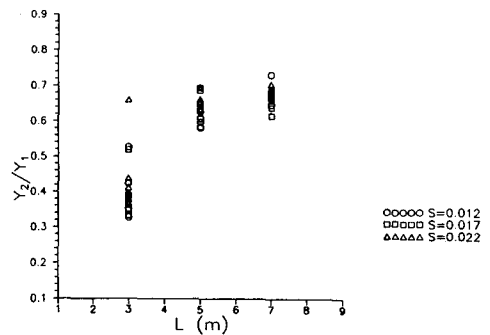


圖 7. 不同坡度下下游壩水深與上游壩水深比值與壩距之關係 ($P = 0m$)

圖 7 為下游壩水深與上游壩水深之比值與壩距之關係，水深的比值隨壩距的增加而急速增加，理論上，當壩距為無窮大時 Y_2/Y_1 應為 1。隨壩距之加長，水深會增加。因壩淤滿後，水流經上游壩溢洪口跌落，在兩壩間形成 S_3 水面剖線，水深將隨

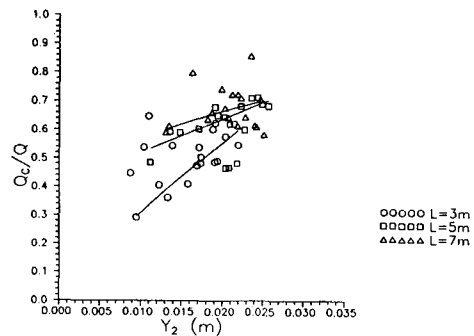


圖 8. 不同壩距下理論流量和控制流量比值與下游壩水深之關係 ($P = 0m$)

距離愈遠而愈大，趨近於正常水深。

圖 8 為在不同壩距時曼寧公式演算之流量與控制流量之比值與下游壩水深之關係，在不同壩距時流量之計算若以曼寧公式計算其與控制流量之修正係數為壩上游水深之函數可以下式表示：

壩距 3 公尺時

$$\frac{Q_c}{Q} = 14.45 Y_2^{0.834} \quad (19)$$

$$0.012 < S < 0.022$$

相關係數 $R^2 = 0.818$

壩距 5 公尺時

$$\frac{Q_c}{Q} = 2.56 Y_2^{0.355} \quad (20)$$

$$0.012 < S < 0.022$$

相關係數 $R^2 = 0.729$

壩距 7 公尺時

$$\frac{Q_c}{Q} = 1.706 Y_2^{0.241} \quad (21)$$

$$0.012 < S < 0.022$$

相關係數 $R^2 = 0.482$

其中， Q_c ：曼寧公式計算之流量 (cms)， Q ：控制流量 (cms)， Y_2 ：下游壩之上游水深 (m)， S ：底床坡度

(4) 固定壩距時，淤積高度對水理因子之影響

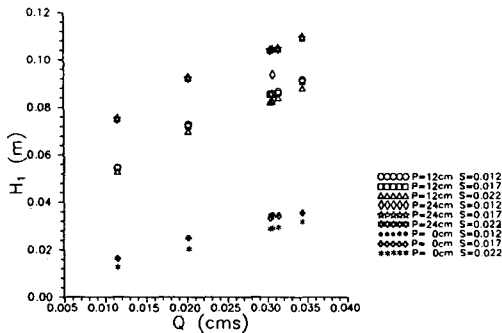


圖 9. 不同壩高、坡度上游壩水深與控制流量之關係 (L = 3m)

當壩距為 3 公尺，壩上游淤積高度增加將使有效壩高減少。圖 9 為在不同有效壩高時流量與上游壩水深之關係，隨有效壩高減小，水深會降低且呈現不同的曲線分布，同時坡度的變陡也愈明顯。在同一坡度、流量、壩上游為空庫時，水流受壩體之阻擋使水位上升而形成 S_1 曲線，此時流

速很小，隨壩之淤積高度愈大，水流之比能將會降低，使水深減小，當淤積高度增加至全淤滿時，水深會降為正常水深。因此，當有效壩高愈大，近壩之水流流速愈慢，愈能符合堰流公式之假設水流近壩之趨近流速為零；當有效壩高減小，近壩之水流流速變快，此時近壩之水流流速已無法忽略，堰流公式需一修正係數才能使用。同樣地，下游壩亦有相同之情形，如圖 10。

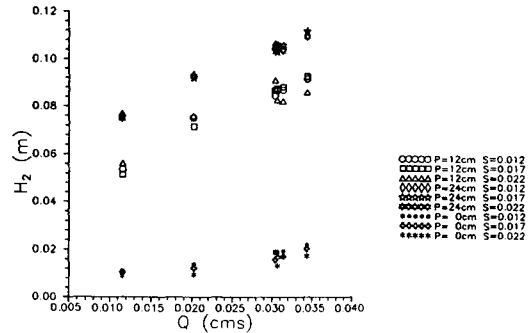


圖 10. 不同壩高、坡度下下游壩水深與控制流量之關係 (L = 3m)

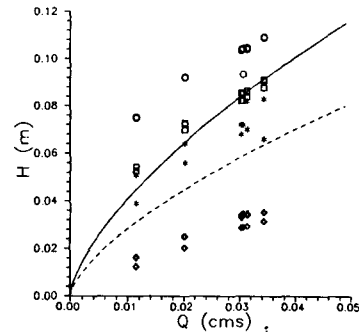


圖 11. 單一壩壩上游水深與流量之關係

圖 11 為上游壩在各種有效壩高之流量與水深（包括全淤時束縮段之水深）之關係，實線為寬頂堰之理論曲線，虛線為銳緣堰之理論曲線。發現在相同流量下，壩上游水深在空庫時為最大；全淤滿時，其水深主要受底床坡度所控制，在本研究範圍內，水深為最小。

(5) 理論寬頂梯形堰公式之適用性探討

圖 12 和圖 13 為上、下游壩未淤滿時控制流量與理論流量之比值和水深對有效壩高之比值之關

六、結 論

本研究使用兩座梯形溢口防砂壩，其壩高0.24公尺、溢洪口底寬0.7公尺、溢洪口厚度0.1公尺從事水槽試驗。試驗項目分壩上游未淤滿及全淤滿二類，一、未淤滿：固定壩距為3公尺，分別對壩上游空庫與半淤積時，使底床坡度在0.012到0.022共三種，流量為0.0115到0.0344cms共六種。二、全淤滿：變換壩距為3至7公尺三種，底床坡度在0.012至0.022之間共三種，流量則介於0.0115至0.0427cms之間共六種。

經分析90組有效數據後，主要結果如下：

- (一) 防砂壩未淤滿時，以寬頂堰流公式求算流量；淤滿時以曼寧公式求算會較合宜。
- (二) 壩上游水深，在壩上游淤滿之前，水深隨壩之淤積高度增加而減小，且在溢口上有臨界水深產生；在壩上游淤滿後，水深則主要受底床坡度控制。
- (三) 全淤滿時上游壩壩翼束縮將影響水位產生壅高，其對邊壁之影響距離大於中央區之影響距離，隨坡度之增加會有很快的縮小。對邊壁之影響距離有一極限值。
- (四) 全淤滿時當兩座壩間之壩距加長時，下游壩之上游水深會漸次增大，最後將趨向正常水深。此時若以曼寧公式演算所求之流量會低估。於本研究之試驗範圍，在不同壩距下，可分別以下式修正之

壩距3公尺時

$$\frac{Q_c}{Q} = 14.45 Y_2^{0.834}$$

壩距5公尺時

$$\frac{Q_c}{Q} = 2.56 Y_2^{0.355}$$

壩距7公尺時

$$\frac{Q_c}{Q} = 1.706 Y_2^{0.241}$$

其中， Q_c = 曼寧公式計算之理論流量 (cms)， Q = 控制流量 (cms)， Y_2 = 下游壩之上游水深 (m)

- (五) 由於未列入各項損失，單一防砂壩之流量若以理論寬頂梯形堰流公式演算會有高估，本研究建議可以下式修正

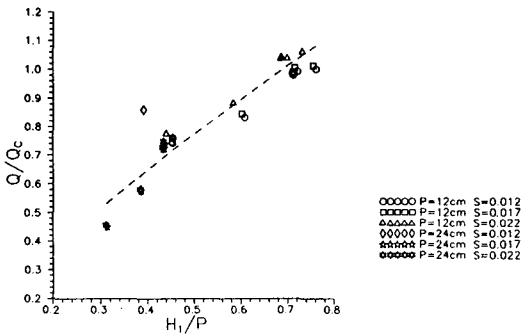


圖 12. 上游壩理論流量和控制流量比值與水深和壩高比值之關係

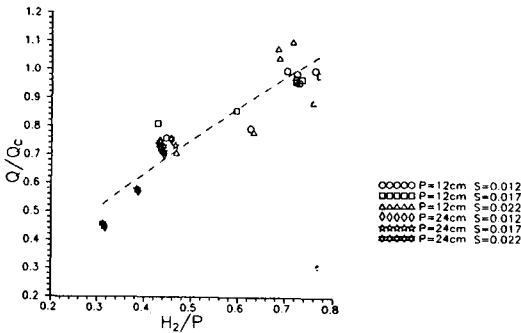


圖 13. 下游壩理論流量與控制流量比值與水深和壩高比值之關係

係圖，為使理論與實際相符合，上游壩即單一壩時其理論公式需一修正係數，可表示如下式

$$\frac{Q}{Q_c} = 1.346 \left(\frac{H_1}{P} \right)^{0.794} \quad (2)$$

$$0.012 < S < 0.022$$

$$\text{相關係數 } R^2 = 0.865$$

其中， Q ：控制流量 (cms)， Q_c ：理論流量 (cms)， H_1 ：上游壩上游水深 (m)， P ：有效壩高 (m)。

同樣地，在距離上游壩3公尺之下游壩流量修正係數可以下式表示：

$$\frac{Q}{Q_c} = 0.279 \left(\frac{H_2}{P} \right)^{0.766} \quad (3)$$

$$0.012 < S < 0.022$$

$$\text{相關係數 } R^2 = 0.849$$

$$\frac{Q}{Q_c} = 1.346 \left(\frac{H_1}{P} \right)^{0.794}$$

其中， Q_c = 理論流量 (cms)， H_1 = 上游壩上
游水深 (m)， P = 有效壩高 (m)

當壩距存在時，修正值會較小，當壩距為 3 公
尺時，修正式可為

$$\frac{Q}{Q_c} = 0.279 \left(\frac{H_2}{P} \right)^{0.766}$$

其中， H_2 = 下游壩上游水深 (m)

謝 誌

本研究計畫承蒙行政院農委會之鼎力支持與
經費補助 (計畫編號：84 科技 -2.10- 林 -12(2)) 謹
此致謝。

計畫執行期間，多承吳科長輝龍、張技正三
郎與陳技正禮仁費心指導；臺灣大學陳教授信
雄，中興大學何教授智武、段教授錦浩與游教授
繁結等之指正建議，均不勝感荷。本校水工所提
供場地及試驗設備及全所同仁之熱心幫忙，使試
驗得以順利進行；助理蔡佩珍，學長林傳茂、林
杰熙，同窗好友邱智穎與學弟許經昌、許浩堯、
鄭穎儒、鄭恆志，全力協助及惠賜卓見，特此併
致謝意。

參考文獻

1. 台灣省水土保持局、中華水土保持學會、行政
院農委會，"水土保持手冊"，民國 81 年 11
月。
2. 易任，"渠道水力學上、下冊"，東華書局，

民國 64 年 9 月。

3. 林務局，"台灣省早期防砂壩現況調查報告"，
農委會補助執行報告，民國 80 年 11 月。
4. 林傳茂，黃宏斌，"防砂壩之水理特性研究"，
中華水土保持學報，第二十五卷，第四期，民
國 83 年 12 月，231-237 頁。
5. 苟淵博，"流體因次分析與張量分析"，世界書
局，民國 64 年 9 月。
6. 黃宏斌，"植生渠道之粗糙係數研究 (二)"，
行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報
告，NSC81-0409-B-002-520，臺大農工所，民國
82 年 2 月。
7. Ackers, P. et al, Weirs and Flumes for Flow
Measurement, John Wiley & Sons Ltd., 1978.
8. Chow, V. T., Open-Channel Hydraulics, McGraw-
Hill, Inc., 1959.
9. Doeringsfeld, H. A., and Barker, C. L., Pressure
momentum theory applied to the broad crested, Trans.
A.S.C.E., Vol. 106, 1941, PP. 934 ~ 969.
10. French, Richard. H., Open-Channel Hydraulics, 2nd
ed., 1987.
11. Henderson, F. M., Open Channel Flow, Hsieh-Cheng
Book Store, 1966.
12. Kindsvater, C. E., and Carter, R. W., Discharge
Characteristics of rectangular thin-plate weirs, Proc.
A.S.C.E., Vol. 83, HY6, 1957, Paper 1453.

收稿日期：民國 84 年 7 月 3 日

接受日期：民國 84 年 7 月 18 日