

# 行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

## 非直交明渠匯流研究

計畫編號: NSC 87-2211-E-032-023

執行期限: 86年08月01日至87年01月31日

主持人: 許中杰 淡江大學水資源及環境工程學系

e-mail [hsucc@ew001.ew.tku.edu.tw](mailto:hsucc@ew001.ew.tku.edu.tw)

### 一、中文摘要

本文以質量、動量守恆原理推導交匯角  $\theta = 45^\circ$  及  $60^\circ$  且支、主渠渠寬比為 0.46, 0.72, 1.00 之一維性明渠匯流模式探討交匯處上、下游水深比受流量比、交匯角  $\theta$  及渠寬比與主渠下游福祿數之影響並應用實驗資料驗證及與  $\theta = 75^\circ$  及  $90^\circ$  之研究結論作進一步之比較與分析。一維模式可將水深比表示為流量比、交匯角  $\theta$  及渠寬比與主渠下游福祿數之三次多項式方程式，其解析解與實驗數值相當吻合。另外，更應用實驗資料分析交匯處之三維性流況。本文發現流量比愈小迴流區範圍愈大。若在同一流量比下，隨著渠寬比愈小，其迴流區範圍愈大。同一渠寬比下，當流量比愈大則斷面平均流向角愈小，當流量比相同時，其平均流量角隨著渠寬比愈小而愈大。主渠上游與支渠上游水深會受支流所造成阻滯現象而使水位壅高。研究內容將包含(1) 非等寬交匯明渠流一維解析模式之推導與分析、(2) 非等寬交匯明渠流實驗及 (3) 與去年度計劃  $\theta = 75^\circ$  及  $90^\circ$  之研究結論作進一步之比較與分析。

關鍵詞：水深比，流量比，流向角

### Abstract

This study presents an analytical approach for solving both the upstream-to-

downstream depth ratio,  $Y$ , and the energy loss through junctions of equal-width subcritical flows over horizontal beds, based on three experimental test setups with junction angles,  $\theta$  being  $45^\circ$  and  $60^\circ$ . Under a known discharge ratio,  $Q$ , between upstream and downstream of main channel and appropriate downstream boundary condition,  $Y$  is computed using a third degree polynomial function. The energy loss through the junction is expressed as a function of  $Q$ , downstream Froude number,  $F_{rd}$ , and  $Y$ . For subcritical flow, it is found that the energy loss increases with increasing  $\theta$  and  $F_{rd}$  and  $Y$  increases with increasing  $\theta$  and with increasing  $F_{rd}$ . The results of the analytical approach are found to be in fairly good agreement with the experimental data and the data of other studies.

Keywords: discharge ratio, depth ratio, flow angle.

### 二、緣由與目的

一維性水面線演算於交匯流處，一般皆假設於交匯處無能量損失或匯流處主渠上、下游及支流上游水位相同，但

除非主支流阻滯現象不明顯，否則其主渠上、下游水位將不相等。此現象主要是主渠流受支渠流影響於交匯處下游形成迴流區，使得有效通水斷面收縮並造成水位變化。但由於在迴流區斷面之流況不易量測，因此交匯流產生之水位與能量變化未能得一明確之定論。

關於交匯明渠流研究的文獻，首見於Taylor (1944) [1]，該文以理論推演動量方程式建立一維性之水深壅高預測模式，並以交匯角 $45^\circ$ 的等渠寬匯流實驗資料來驗證，結果顯示其理論預測模式在較小的交匯角 ( $45^\circ$ ) 時有較好之預測結果，而在較大的交匯角 ( $135^\circ$ ) 時則其實驗值有較大之誤差。同時，該文亦指出此項偏差是由於較大的交匯角度在渠流匯合後於下游處速度分佈發生扭曲。Best and Reid (1984) [2]研究等渠寬且福祿數介於 $0.1 \sim 0.3$ 間的交匯明渠流，該研究以施放染料於迴流區中，藉由垂向攝影的方式取時間平均來決定迴流區的長度及寬度。其結果顯示迴流區的寬度及長度隨著主、支渠交匯角度及支渠流所佔之流量比兩者之增加而加大，但其迴流區形狀指數 (迴流區之最大寬度與最大再觸長度之比) 則大約為維持一定值。Hager (1987) [3]針對Best and Reid (1984) [2]的迴流區寬度加以討論。該文以忽略主渠下游束縮段的能量損失及令流場中水面皆平行於渠槽底床的假設，分別推演能量方程式及動量方程式，進而建立一預測迴流區寬度的理論模式。其結果顯示於交匯角較小 ( $15^\circ$ 、 $45^\circ$ ) 時，預測值和Best and Reid (1984) [2]的結果差異不大，但在交匯角較大 ( $70^\circ$ 、 $90^\circ$ ) 時，兩者的結果差異則明顯變大。誤差之主因可能是該文中假設交匯渠流於交匯介面處之流向角和主、支渠交匯角度相等不甚合理。事實上，就真實渠流的三維性流況而言，迴流區的形狀不易量測，染料的施放技巧及迴流區邊界流場紊亂不穩的特性，都將影響觀測結果與分析。

Ramamurthy et al. (1988) [4]強調須考慮支渠流傳遞至主渠流之動量。

該文量測支渠流邊牆之壓力差，結果顯示於支、主渠流量比在 $0.1 \sim 1.5$ 時，流向角為支、主渠流量比的正切函數。Ramamurthy et al. (1988) [4]亦由動量方程式推演上、下游水深比預測模式，該模式假設下游能量修正係數和流量比呈線性關係，且視主渠下游斷面為臨界流況而限制了模式之適用範圍。Hager (1989) [5]修正其Hager (1987) [3]之支渠側壁壓力項，令其等於支渠上游靜水壓力項乘上一修正係數，並假設主渠下游產生臨界流況進而推導主渠上游水深預測模式，經和其實驗值相較，於交匯角 $90^\circ$ 時水深比預測結果有高估的現象。

Hsu et al. (1998) [6]由動量、能量方程式推演主渠上、下游水深比之預測模式，並以實驗值驗證其主、支渠上游水深相等的假設，結果顯示其預測值於流量比大時，預測結果較實驗值略高，其原因可能是於所選取之最大束縮斷面處流況變化之差異性所引起。Hsu et al. (1998) [7]指出當交匯角或主渠下游段福祿數增大時，水深比與能量損失係數亦隨之增大，且水深比之最大值發生於 $Q = \cos \theta / (1 + \cos \theta)$ ，其中， $Q$ 為流量比及 $\theta$ 為交匯角。

本文之實驗於渠底水平且 $\theta = 45^\circ$ 及 $60^\circ$ 之矩型交匯流流槽進行，主渠渠寬為 $21.7\text{cm}$ 、 $30.0\text{cm}$ 與 $47.0\text{cm}$ 而支渠渠寬為 $21.7\text{cm}$ ，渠寬比範圍為 $0.46$ 、 $0.72$ 及 $1.00$ 。主、支渠上游流量分別介於 $0.00450$ 至 $0.01077\text{cms}$ 及 $0.00123$ 至 $0.00750\text{cms}$ ，主渠上、下游流量比為 $0.37$ 、 $0.50$ 、 $0.63$ 、 $0.77$ 與 $0.90$ 。交匯處下游四倍主渠渠寬處之福祿數約介於 $0.17$ 至 $0.35$ 。實驗之主要量測項目包含水深與縱向及側向流速。施測斷面分佈於交匯處上、下游共 $12$ 斷面；每一斷面依不同渠寬分別計有 $17$ 、 $19$ 與 $21$ 處垂向面，每一垂向面則根據水面下 $14\text{cm}$ 至距底床 $16\text{cm}$ 間水深均分為九個量測點。

### 三、一維性解析模式

本文作如下四點的基本假設：(a) 主、支渠渠槽的底床均為水平；(b) 主、支渠渠流上下游斷面為亞臨界均勻流；(c) 垂向壓力分佈為靜水壓分佈；及(d) 忽略控制體積內之摩擦力及摩擦能量損失。主渠上下控制斷面之連續方程式可表示為

$$Q_u + Q_b = Q_d \quad (1)$$

於主渠上下游斷面控制體積之主流向動量方程式為

$$-\beta_u \frac{Q_u^2}{Y_u W_u g} - \beta_b \frac{Q_b V_b \cos(\delta)}{g} + \beta_d \frac{Q_d^2}{Y_d \mu W_d g} = \frac{Y_u^2 W_u}{2} - \frac{Y_d^2 W_d}{2} \quad (2)$$

於支渠上下游斷面控制體積之連續方程式為

$$Q_b = V_t W_t Y_t \sin(\delta) \quad (3)$$

於支渠上下游斷面控制體積沿支渠流流向之動量方程式為

$$-\beta_b \frac{Q_b^2}{W_b Y_b g} + \beta_t \frac{Q_b V_t \cos(\varphi - \delta)}{g} = \frac{Y_b^2 W_b}{2} - \frac{Y_t^2 W_t \sin(\varphi)}{2} \quad (4)$$

式中， $Q$  = 流量； $V_t$  = 主支渠交匯斷面平均速度； $Y$  = 斷面平均水深； $W$  = 渠寬； $\mu$  = 交匯處下游迴流區之有效渠寬收縮係數； $g$  = 重力加速度； $\beta$  = 動量修正係數； $\varphi$  = 主、支渠交匯交角；及 $\delta$  = 交匯界面之平均流向角。其中，下標  $u, b, d$  分別表示主渠上游斷面、支渠上游斷面及主渠下游斷面，而下標  $t$  表示交匯斷面。令  $Y_t / Y_b = \lambda_1$  及  $Y_u / Y_b = \lambda_2$ ，更由資料知主渠上游平均水深、交匯界面之平均水深與支渠上游平均水深

約略相等，即可假設  $\lambda_1 = \lambda_2 = 1$ 。令  $\bar{Y} = Y_u / Y_d$ ， $\bar{Q} = Q_u / Q_d$  及  $\bar{W} = W_b / W_d$ ，則式(2)至式(4)經整理後可得

$$\bar{Y}^3 - \left(1 + 2 \frac{\beta_u}{\alpha_u} \mu F_r\right) \bar{Y} + \frac{\beta_b}{\alpha_u} 2 \mu^2 F_r^2 \left( \frac{\beta_u}{\beta_b} \bar{Q}^2 + \frac{\beta_b}{\beta_b} \frac{(1-\bar{Q})^2}{\bar{W} \cos(\varphi)} - \frac{\beta_t}{\beta_b} \frac{(1-\bar{Q})^2 \sin^2(\varphi)}{\bar{W} \cos(\varphi)} \right) = 0 \quad (5)$$

其中， $\alpha$  = 能量修正係數；及  $F_r$  = 主渠下游斷面福祿數， $F_r$  可表示為：

$$F_r^2 = \alpha_u \frac{Q_u^2}{g \mu^2 W_d^2 Y_d^3} \quad (6)$$

於主支渠上下游斷面控制體積之能量方程式表示為

$$Q_u \left( Y_u + \alpha_u \frac{Q_u^2}{2g W_u^2 Y_u^3} \right) + Q_b \left( Y_b + \alpha_b \frac{Q_b^2}{2g W_b^2 Y_b^3} \right) = Q_d \left( Y_d + \alpha_d \frac{Q_d^2}{2g W_d^2 Y_d^3} \right) (1 + K_e) \quad (7)$$

上式中， $K_e$  能表示交匯流上、下游間之能量損失係數。經整理後，得

$$K_e = \frac{\bar{Y}^3 + \frac{\mu^2 F_r^2}{2} \left[ \frac{\alpha_u}{\alpha_d} \bar{Q}^2 + \frac{\alpha_b}{\alpha_d} \frac{(1-\bar{Q})^2}{\bar{W}^2} \right]}{\left(1 + \frac{F_r^2}{2}\right) \bar{Y}^3} \quad (8)$$

### 四、結果與討論

#### 等水位線

由分析可知主渠上游斷面、支渠上游斷面與主、支渠交匯處之斷面水深，相對於主渠下游斷面之平均水深皆有壅高的趨勢。由此可推論於渠道匯流流況下，因支流造成阻滯現象而使主渠上游水位壅高。並可知於迴流區內水位較

小，且在同一寬度比時，迴流區內水深之變化度會隨流量比增大而趨緩。此一現象表示當流量比增大主渠流受支渠流之阻滯減少而使迴流區的發展較不顯著。在於同一種流量比時，支渠流上游斷面水深壅高也隨著渠寬比增加而增加；若於同一渠寬比時，當流量比愈大則支渠上游斷面水位壅高情況愈趨緩和。

#### 斷面速度分佈

由資料知在同一渠寬下，當流量比較大時，主渠流受支渠流阻滯現象較小，因此主渠下游速度分佈較均勻；反之，當支渠流量變大時，阻滯現象將漸增，此時將造成主渠上游靠右岸加速通過。更由資料知當流量比較小將會使迴流區邊界範圍偏向渠道的左岸，而且其往下游之影響愈遠。當同一流量比下，隨著渠寬比愈小，主渠下游斷面流況不均勻現象愈明顯，且影響範圍愈遠。對於迴流區產生更是顯著，所以在渠寬比愈大時，將有助於下游渠道的均勻分佈。由迴流區內速度分佈可知迴流區為強烈之三維性流況，其會隨著水深變化、距交匯處距離的變化與距離渠道左岸的變化而改變，當接近底床時，隨著底床與流體間摩擦力增加造成速度減緩，所以迴流區發展不易而變小或消失。

#### 斷面能量與動量修正係數

由資料可知主渠上游動量修正係數、支渠上游動量修正係數、主渠下游動量修正係數與渠道交匯界面動量修正係數約略相等；而主渠上游能量修正係數、支渠上游能量修正係數、主渠下游能量修正係數與渠道交匯處能量修正係數也約為相等。當動量與能量修正係數

於渠寬比愈小，主渠下游之均勻性愈差，此一現象表示渠寬比愈小影響下游愈遠。

#### 流向角

流向角表示支渠流於交匯界面之速度向量與主渠主流向之夾角，而平均流向角為一維模式中動量守恆之重要因素。在同一渠寬下，當流量比愈大則斷面平均流向角愈小；於同一渠寬比時，流量比愈大流向角愈小。當在相同流量比下，其平均流量角隨著渠寬比愈小而愈大。

#### 交匯偏折角

交匯偏折角定義為：交匯偏折角 = 渠道交匯角 - 流向角，其代表交匯界面支渠流受主渠流動量影響程度。在相同渠寬比時，當流量比愈大，偏向角愈大，即表示支渠流受主渠流影響較大。另外，在相同流量比時，當渠寬比較小，平均交匯偏折角愈小，支渠流受主渠流影響較小；反之，當渠寬比較大時，交匯偏折角較大，支渠流受主渠影響愈大。

#### 速度向量

在同一種渠寬比可知隨著流量比漸增，迴流區的強度逐漸降低。當流量比等於0.90時，幾乎沒有迴流區現象產生。另外，當渠寬比愈小時，主渠下游受支渠流阻礙作用愈明顯，而迴流區邊界將會從左岸向右岸分離愈遠；當主支渠寬相等時，其迴流區的發生將可減至最小。另外，接近水面之迴流區邊界離左岸較遠，反之，靠近底床迴流區邊界則靠近左岸。因此可知，迴流區為一強烈三維性流況，近渠底處之迴流區將較近水面之迴流區小。

### 一維模式

由實驗資料可知主渠上游動量修正係數比上主渠下游動量修正係數與支渠上游動量修正係數比上主渠下游動量修正係數皆趨近於1。因此本文假設此比值為1。

控制體積主渠下游斷面位於迴流區下游，則可令  $\mu = 1$ 。因此，式(5)可簡化如

$$\bar{V}' - \left(1 + 2 \frac{\beta_s}{\alpha_s} F_s^2\right) \bar{V} + 2 \frac{\beta_s}{\alpha_s} F_s^2 \left( \bar{Q}' + \frac{(1-\bar{Q})^2 \cos(\varphi)}{\bar{W}} \right) = 0 \quad (9)$$

而式(8)可簡化如

$$K_e = \frac{\bar{V}' + \frac{F_s^2}{2} \left[ \bar{Q}' + \frac{(1-\bar{Q})^2}{\bar{W}^2} \right]}{\left(1 + \frac{F_s^2}{2}\right) \bar{V}^2} - 1 \quad (10)$$

應用式(9)之一維模式與實驗值於不同渠寬比之上、下游水深比知其與實驗資料具有相似之趨勢，相對誤差最大約緊0.04。另外，應用式(10)之能量損失係數與實驗值之比較知能量損失係數最大可達於  $K_e = 0.026$ ，而且演算結果與實驗值之相對誤差最大約達於0.01。

### 五、結論

本文結論敘述如下：

1. 主渠上游平均水深、交匯處之平均水深與支渠上游平均水深接近相等。
2. 主渠上下游水深比隨流量比之增大及隨下游福祿數之減小而趨緩，而受交匯角之影響很輕微。
3. 迴流區之長度與主渠寬之比隨流量比及渠寬比變小而增大。
4. 迴流區之寬度與主渠寬之比隨交匯角及渠寬比變小及流量比之增大而變小。

5. 交匯斷面之流向角隨流量比與渠寬比之增大而變小。
6. 交匯斷面之偏折角會因流量比與渠寬比之增大而愈大。
7. 簡化一維模式解析解與實驗數值相當吻合。

### 六、參考文獻

1. Taylor, E.H. (1944). "Flow Characteristics at Rectangular Open-channel Junction," J. Hydr. Div., ASCE, 109, 893-912
2. Best, J.L. and Reid, I. "Separation Zone at Open-Channel Junctions." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 11, pp.1588-1594 (1984)。
3. Hager, W.H., Kasthuri, B. and Pundarikanthan, N.V. (1987). Discussion of "Separation Zone at Open-Channel Junctions." J. of Hydr. Engrg., ASCE, 110(11), 539-548.
4. Ramamurthy, A.S., Carballada, L.B. and Duc, M.T. "Combining Open Channel Flow at Right Angled Junctions." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 12, pp.1449-1460 (1988)。
5. Hager, W.H. (1989). "Transition Flow in Channel Junctions." J. of Hydr. Engrg., ASCE, 115(2), 243-259.
6. Hsu, C.C., Wu, F.S., and Lee, W.J. (1998). "Flow at A 90 Degree Equal-Width open-channel Junction." J. of Hydr. Engrg., ASCE
7. Hsu, C.C., Lee, W.J., and Chang, C.H. (1998) "Subcritical Open-Channel Junction Flow," Journal of Hydr. Engrg., ASCE, 124(8)