

混合粒徑輸砂量估算之研究

謝孟荃^[1] 黃宏斌^[2]

摘 要 過去對於輸砂量模式之研究大多探討均勻粒徑之沉澱運移，對於混合粒徑者甚少討論。因此，本研究則採用混合粒徑進行輸砂量試驗並觀察試驗過程中泥砂運移現象，發現混合粒徑渠床對於不同水流作用會產生不同程度之分選或遮蔽效應。

本研究取 $\sigma = 1.5$ 當作均勻與混合粒徑之判斷標準，將本研究所從事 $\sigma = 2.54$ 之 25 組渠槽試驗數據，並配合目前國內外渠槽資料中 $\sigma > 1.5$ 之混合粒徑試驗 283 組資料，共 308 組混合粒徑試驗數據，重新迴歸分析討論，以推得一考慮單寬流量、坡度及粒徑分佈因子之臨界流量與沉澱運移模式：

$$\frac{q_c}{\sqrt{(\frac{\rho_s}{\rho} - 1)gD^3}} = 1.349 \cdot (S)^{-0.807} \cdot (D_g)^{-0.182} \cdot (\sigma)^{0.116}$$
$$\frac{q_s}{q - q_c} = 3.174 \cdot (S)^{2.134} \cdot (D_g)^{-0.248} \cdot (\frac{h}{D})^{0.513} \cdot (\sigma)^{1.335}$$

式中：

q_c =臨界流量 (cms/m)； D_g =無因次沉澱粒徑參數； S =坡度；

σ =泥砂粒徑分佈因子； q_s =推移質輸砂量 (cms/m)； h =水深 (m)；

q =流量 (cms/m)； D =泥砂粒徑 (m)

經與前人輸砂量模式進行驗證比較，可知本研究所推導出之輸砂量模式，無論在均勻或混合粒徑試驗資料上，較其他各家輸砂模式更吻合試驗數據，因此，利用本研究所推導之輸砂模式對均勻或混合粒徑均可以普遍提供良好之推估結果。

關鍵詞：混合粒徑、渠槽試驗、輸砂量。

Estimation of Mixed-Grain Sediment Discharge

Meng-Chyung Shieh^[1] Hung-Pin Huang^[2]

ABSTRACT Most experts have discussed the uniform-grain sediment transport models but few have analyzed the mixed-grain sediment transport models. Therefore, this study used mixed-grain as the material to carry out a sediment transport flume experiment and observe the motion of sediment in the process of the experiment. We could find mixed-grain in the channel-bed showed a different sorting or hiding phenomenon in the different flow discharges.

This study selected standard deviation $\sigma = 1.5$ to separate uniform-grain from mixed-grain. According to the 25 experimental data that is standard deviation

[1] 行政院農業委員會水土保持局建設組規劃設計科技士(通訊作者)
Associate Specialist, Soil and Water Conservation Bureau, Council of Agriculture, Executive Yuan, Nantou 540, Taiwan, R. O. C. (Corresponding Author)
E-mail:mcshieh@mail.swcb.gov.tw

[2] 國立台灣大學生物環境系統工程學系教授兼水工試驗所特約研究員
Professor, Department of Bioenvironmental Systems Engineering and Hydrotech Research Institute, National Taiwan University, Taipei 106, Taiwan, R. O. C.



$\sigma = 2.54$ of this study and 238 existing flume data that is standard deviation $\sigma > 1.5$ collected from home and abroad, we derived the models for critical discharge and sediment transport conducting unit effective flow discharge, slope and gradation coefficient by multiple regression analysis.

$$\frac{q_c}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)gD^3}} = 1.349 \cdot (S)^{-0.807} \cdot (D_g)^{-0.182} \cdot (\sigma)^{0.116}$$

$$\frac{q_s}{q - q_c} = 3.174 \cdot (S)^{2.134} \cdot (D_g)^{-0.248} \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0.513} \cdot (\sigma)^{1.335}$$

in which,

q_c = critical discharge (cms/m) ; S = slope, σ = gradation coefficient,

D_g = dimensionless grain parameter, q_s = sediment transport discharge (cms/m) ,

q = flow discharge (cms/m) , D = sediment grain (m), h = water depth (m)

After verification and comparison, the model of this study matched more closely with the experiment data of both uniform and mixed grain than the existing sediment transport models. Therefore, using the sediment transport model derived in this study could provide a reasonable result for estimating uniform or mixed grain sediment transport.

Key Words: mixed grain size, flume experiment, sediment discharge.

一、前言

台灣地理環境特殊、山高坡陡、河短流急，再加上颱風、豪雨頻繁等特徵，造成集水區上游常發生嚴重之沖蝕或崩塌，大量泥砂下移常造成災害。為減少泥砂所產生之災害，政府常在集水區內構築防砂壩、固床工、護岸等水土保持措施保護下游居民，而這些工程在設計之前都需要先瞭解上游坡面崩塌和河道輸砂量兩大泥砂來源。一般坡面泥砂估算已有許多專家學者和模式提出；而河道輸砂量之估算則較少有適合國內之地理特性者。

目前國內一般工程設計對於輸砂量估算多使用國外學者專家所推導之公式，但由於國外輸砂模式是以緩坡細顆粒之試驗範圍為主，除了在估算後常有低估現象外，對於陡坡粗顆粒之上游集水區河道輸砂現象是否合乎學理，亦有待研究。此外，國外學者專家大都採用均勻粒徑從事試驗，所推導出公式對於非均勻粒徑之天然河道當然無法準確推估。因此，本研究藉渠槽試驗嘗試推導適合台灣地理特性之混合粒徑輸砂量估算模式。

二、前人研究

過去對於河道或渠槽推移質沉澱運移估算模式之研究大多探討均勻粒徑沉澱運移估算模式，近年來，

開始有學者針對非均勻粒徑沉澱運移估算模式進行分析討論，茲就列舉和本研究較相關或常用之均勻粒徑輸砂量模式與非均勻粒徑輸砂量模式說明如下：

1. 均勻粒徑輸砂量模式

河道或渠槽之推移質沉澱運移估算模式甚多，但多數模式之試驗或適用條件多屬細顆粒沉澱或適用於緩流情況者，目前雖無法準確推估台灣上游河道之輸砂量，但其理論依據、模式型態及其在沉澱運移基本描述方式，仍具有相當價值。針對其推導之理論、背景及試驗範圍，本研究將其分為四類討論：

(1) 剪力型：

早期泥砂運移分析大部分受到 Du Boys 之影響，他認為渠床剪應力是發生沉澱之主要作用力，並依理論推導出以渠床剪應力形式表示之輸砂模式 (1879)。Meyer-Peter and Müller (1948) 同樣認為渠床剪應力是發生沉澱之主要作用力，並從事渠槽試驗探討水流剪應力對泥砂運移之影響，並推導得到此一輸砂模式，其模式在歐洲曾被廣泛應用。於 1984 年 Smart 認為 Meyer-Peter and Müller (1948) 之輸砂公式在坡度超過 0.03 時很明顯低估，於是從事坡度高達 20 % 之渠槽試驗，並配合 Meyer-Peter and Müller (1948) 部分試驗資料，重新迴歸

得此考慮阻力及粒徑分佈影響之輸砂公式。

(2) 有效流量型：

Schoklitsch (1962) 發現天然河川常常僅水深較深之主槽才有泥砂運移，認為以剪應力做為泥砂顆粒起動之標準並不合適，因為天然河川之床底平均剪應力分佈並不均勻，建議應採用單寬流量為參數來描述泥砂運動。因此，Schoklitsch 採用 Gilbert (1914) 水槽試驗資料及收集其他學者之渠槽試驗數據資料，提出考慮有效單寬流量之輸砂公式。在 1987 年 Bathurst 認為陡坡礫石河川之水面經常晃動較為激烈，水深量測頗為困難，而野外實測資料通常僅有流量、輸砂量及水面寬度等數據，再比較諸家臨界起動及推移質公式後，認為以考慮單寬流量、不用剪應力（水深）之 Schoklitsch 模式最適合用於推估山區河流輸砂量。因此，建議使用 Schoklitsch 之輸砂公式並根據所收集到較新之渠槽試驗資料重新迴歸修正得到新臨界起動流量公式。黃宏斌 (1992) 以何智武於 1983 年所完成之試驗資料為基礎，配合本身所做渠槽試驗數據，重新分析探討輸砂模式，並求得簡化之起動流量與沉滓運移模式，經過驗證比較後，發現所得到之輸砂模式在推估台灣山區河川輸砂量時較 Schoklitsch 輸砂模式吻合。另外，由於該輸砂公式為一簡化形式，使用上比較方便、簡單，因而曾被水土保持技術規範列為台灣野溪輸砂量推估模式。

(3) 序率型：

Einstein (1950) 係由 Du Boys 相似之理論出發，首先觀察已知粒徑之砂粒，按一定之步驟與長度移動，任何時間之運行速率可視砂粒之數目而異，每顆砂粒在已知單位時間移動之機率假設可用運行速率、粒徑與相對重量表示之，顆粒直徑與沉降速度之比等於移動之時間，同樣之機率亦可用推動之水力與泥砂阻力之比表示，因而推導出以力學觀點結合泥砂跳動與機率概念之輸砂模式。

(4) 水流功率型：

Bagnold (1980) 認為推移質在運動時主要是以躍移的形式運動，並收集世界各地天然河川與試驗渠槽資料加以點繪推移質輸砂率與平均流速及泥砂粒徑的關係圖，分析得到推移載單寬輸砂率與河川功率之關係式。而 1984 年 Yang,

C. T. 將單位水重之位能耗損率

$$\frac{dy}{dt} = \frac{dx}{dt} \frac{dy}{dx} = uS \text{ 視為平均流速與能量坡降乘積，稱為單位水流功率，並透過泥砂推移主要發生在紊流條件下，進一步推導出單位水流功率之基本型式為 } \log C = M + N \log \frac{uS}{\omega_s}$$

，式中 M 與 N 為與水流及泥砂特性有關之無因次參數，再以試驗資料迴歸出無因次參數，進而推導出泥砂濃度與單位水流功率之輸砂公式。

上述各學者之輸砂量公式則列如表 1 所示：

上述均勻粒徑輸砂量模式中，有些模式是由理論推導得到；有些則為利用渠槽試驗資料分析得到，茲將其模式之試驗範圍列如表 2。

2. 混合粒徑輸砂量模式

對於均勻粒徑輸砂量之研究已有許多專家學者進行分析討論，且其成果相當豐富；近年來，開始有專家學者投入非均勻混合粒徑之輸砂量研究。目前關於混合粒徑輸砂模式之探討依其模式型態可分為兩類，分別為利用有效流量形式及採用無因次輸砂率方式估算。本研究考量試驗儀器設備及觀測數據取得難易程度，將採用有效流量形式來估算混合粒徑輸砂模式，故蒐集目前相關之有效流量型估算公式，如陳耀彬 (1990)、李振耀 (1993)、蘇志強 (1995)、吳益裕 (1999) 及李偉哲 (2002) 等人，茲就依其發表順序說明如下：

陳耀彬 (1990) 進行湍流混合礫石渠槽試驗，採用中值粒徑 $D_{50} = 15mm$ 從事渠槽試驗，利用所得試驗數據修正何智武 (1983) 所建立之均勻粒徑輸砂公式，並且一併修正臨界起動流量公式。於 1993 年李振耀亦採用中值粒徑 $D_{50} = 15mm$ 進行渠槽試驗，並配合陳耀彬之室內試驗數據，加入粒徑分佈因子 (σ) 重新迴歸建立輸砂模式。蘇志強 (1995) 之研究考量主要為陡坡湍流，從事坡度大於 2 % 之渠槽試驗，探討相同平均粒徑 (D_m) 下，不同粒徑分佈因子 (σ) 對輸砂率之影響，相較於陳耀彬、李振耀之公式為一較簡化計算之公式。而吳益裕在 1999 年則延伸蘇志強之渠槽試驗，採用相同平均粒徑 (D_m)，從事粒徑分佈因子 (σ) 更大之試驗，並配合蘇志強試驗數據，建立符合混合粒徑之輸砂模式。於 2002 年李偉哲在從事均勻與混合粒徑渠槽試驗時，發現兩者之最大差異在於是否受到護甲層之影響，由於護甲層之保護，



使得細顆粒不易被起動，一旦若護甲層遭破壞時，細顆粒將會大量流失，因此，利用本身從事之渠槽試驗數據，再配合所收集到之前人試驗數據建立輸砂模

式。茲將上述各學者之輸砂量公式列如表 3，各模式之試驗範圍列如表 4 所示。

表 1 均勻粒徑輸砂量模式一覽表

Table 1 Uniform sediment transport models

型態	研究者	推移質沉澱運移模式	參數說明
剪力型	Du Boys (1879)	$q_s = \Psi_D \cdot \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$	q_s 為單寬輸砂量(Kg/ sec / m) τ_0 為渠底剪應力 Ψ_D 為依泥砂改變之係數 τ_c 為泥砂臨界剪應力
	Meyer-Peter & Müller (1948)	$\frac{q_s}{\sqrt{g[\rho_s / (\rho - 1)]D_m^3}} = 8 \left[\left(\frac{K_s}{K_r} \right)^{3/2} \tau_* - \tau_{*c} \right]^{3/2}$	q_s 為單寬輸砂量(cms/m) $\frac{K_s}{K_r}$ 為砂波阻力修正因子 $K_s = \frac{1}{n_b}$ 為底床之阻力係數 $\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D_m}$ 為無因次剪應力參數 $K_r = \frac{26}{D_{90}^{1/6}}$ 為砂粒之阻力係數 $\tau_{*c} = 0.047$ 為無因次臨界剪應力
	Smart (1984)	$\phi = 4 \cdot \left[\left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} S^{0.6} \frac{u}{u_*} \tau_*^{0.5} (\tau_* - \tau_{*c}) \right]$	$\phi = \frac{q_s}{\sqrt{g(\rho_s / \rho - 1)D_m^3}}$ 為無因次輸砂強度參數 q_s 為單寬輸砂量(cms/m) $\tau_{*c} = \tau_{*cr} \cos a \left(1 - \frac{\tan a}{\tan \beta} \right)$ S 為坡度 τ_{*cr} 為 Shields Diagram 泥砂臨界剪應力 u 為平均速度 $a = \tan^{-1} S$ u_* 為剪力速度 $\beta = 33^\circ$ 為淹沒之河床安息角
有效流量型	Schoklitsch (1962)	$q_s = \frac{2.5}{\rho_s / \rho} S^{3/2} (q - q_c)$ $q_c = 0.26 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)^{5/3} \frac{D_{40}^{3/2}}{S^{7/6}}$	q_s 為單寬輸砂量(Kg/ sec / m) ρ_s 為泥砂密度 q 為單寬流量(cms/m) ρ 為水流密度 q_c 為臨界起動流量(cms/m)
	Bathurst (1987)	$q_s = \frac{2.5}{\rho_s / \rho} S^{3/2} (q - q_c)$ $\frac{q_c}{g^{1/2} D_{50}^{3/2}} = 0.15 S^{-1.12}$	q_s 為單寬輸砂量(Kg/ sec / m) q 為單寬流量(cms/m) q_c 為臨界起動流量(cms/m)
	何黃公式 (1992)	$q_c = 1.259 \times 10^{-7} D_g^{1.56} S^{-1.0}$ $q_s = 0.4383 \cdot S^{1.41} \cdot (q - q_c)$	q_s 為單寬輸砂量(cms/m) D_g 為無因次沉澱粒徑參數 q 為單寬流量(cms/m) $D_g = D / [v^2 / (\rho_s / \rho - 1)g]^{1/3}$ q_c 為臨界起動流量(cms/m)

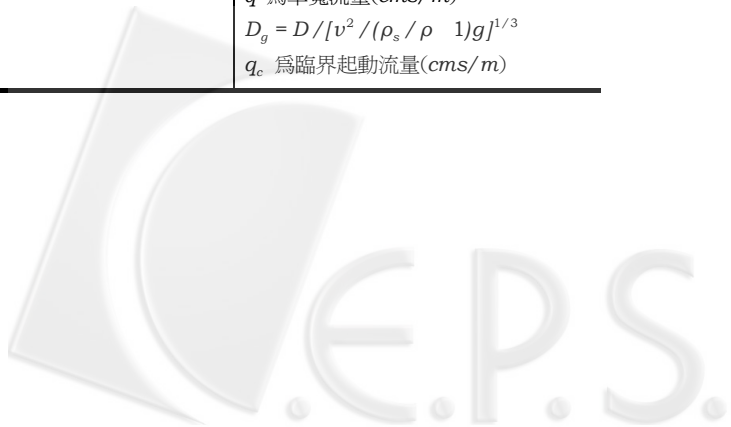


表 1 均勻粒徑輸砂量模式一覽表 (續)

Table 1 Uniform sediment transport models (continued)

型態	研究者	推移質沉澱運移模式	參數說明
序率型	Einstein (1950)	$P = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B, \omega^{-1}/\eta_0}^{B, \omega^{-1}/\eta_0} e^{-t^2} dt = \frac{A, \phi_E}{1 + A, \phi_E}$	P 為泥砂運移機率(%) A. or B. = f(flow · D) 為綜合參數 $\phi_E = \frac{q_s}{\sqrt{g(\rho_s/\rho - 1)D_{35}^3}}$ 為Einstein無因次輸砂強度參數 $\psi = \frac{(Y_s - Y)D_{35}}{\tau} = \frac{1}{\tau_*}$ 為Einstein無因次水流參數 $\eta_0 = f(Re^*)$ 為泥砂跳動變異係數
水流 功率型	Bagnold (1980)	$i_b = (i_b)_s \left[\frac{\omega - \omega_0}{\omega - \omega_0}_s \right]^{2/3} \left(\frac{h}{h_s} \right)^{-2/3} \left(\frac{D}{D_s} \right)^{-1/2}$	i_b 為單寬輸砂率(kg/ sec / m) $(\omega - \omega_0)_s = 0.5 \text{kgm}^{-1} \text{s}^{-1}$ $(i_b)_s = 0.1 \text{kg/ sec / m}$ h 為水深 ω 為水流功率 $h_s = 0.1 \text{m}$ ω_0 為臨界水流功率 $D_s = 0.0011 \text{m}$
	Yang, C. T. (1984)	$\log C_i = 6.681 - 0.633 \log \frac{u, D_i}{v} - 4.816 \log \frac{u_c}{\omega_s}$ $C_i = \sum_{i=1}^n f_i C_i + (2.784 - 0.305 \log \frac{u, D_i}{v} - 0.282 \log \frac{u_c}{\omega_s}) \log \left(\frac{u S}{\omega_s} - \frac{u_c S}{\omega_s} \right)$ <p>當 $1.2 < \frac{u, D_{50}}{v} < 70$ $\frac{u_c}{\omega_s} = \frac{2.5}{\log(\frac{u, D_i}{v}) - 0.06} + 0.66$</p> <p>當 $70 \geq \frac{u, D_{50}}{v}$ $\frac{u_c}{\omega_s} = 2.05$</p>	C_i 為第i級泥砂粒徑濃度(ppm) D_i 為第i級泥砂粒徑 ω_s 為泥砂之沉速 f_i 為第i級泥砂粒徑重量百分比 C_t 為泥砂總濃度(ppm) u_c 為泥砂臨界起動速度

表 2 均勻粒徑輸砂量模式之試驗範圍表

Table 2 Experiment ranges of uniform sediment transport models

參數	學者	MPM (1948)	Schoklitsch (1962)	Smart (1984)	何黃公式 (1992)
粒徑 (mm)		0.4~30.0	0.3~7.0	2.0~10.5	2.0~25.0
坡度		0.0004~0.02	0.002~0.031	0.03~0.20	0.01~0.10
水深 (m)		0.01~1.20	0.025~0.150	0.01~0.09	0.014~0.224
單寬流量 (cms/m)		0.004~2.3	0.00054~0.0337	0.025~0.150	0.009~0.184
單寬輸砂量 (cms/m)		$8.9 \times 10^{-8} \sim 1.6 \times 10^{-3}$	$2.3 \times 10^{-6} \sim 5.8 \times 10^{-4}$	$2.3 \times 10^{-6} \sim 5.8 \times 10^{-4}$	$9.1 \times 10^{-6} \sim 7.1 \times 10^{-4}$

由於目前對於混合粒徑輸砂量所從事之渠槽試驗資料甚少，所推導出之模式是否能完全適用值得商榷。陳耀彬（1990）開始從事混合礫石試驗並推導出混合粒徑輸砂模式，採用 1 種中值粒徑、1 種泥砂粒徑分佈因子從事 52 組試驗迴歸得到輸砂模式，對於台灣上游野溪泥砂礫石分佈差異極大之特性，該試驗組

數可能過少恐無法反應；李振耀（1993）分析粒徑分佈因子對輸砂量之影響，採用 2 種不同中值粒徑及 2 種泥砂粒徑分佈因子進行試驗，並配合陳耀彬試驗資料迴歸得到輸砂模式，推估上雖比陳耀彬模式好，但試驗資料仍顯不足反應粒徑分佈因子對輸砂量之影響；蘇志強（1995）從事陡坡湍流輸砂試驗，以粒徑



分佈因子適度反應混合床砂分散度對輸砂量所造成之影響，試驗雖針對粒徑粗細考量使用 2 種不同中值粒徑及 3 種不同之粒徑分佈因子，該模式利用本身所從事 108 組試驗數據進行迴歸得到，試驗資料範圍仍顯不夠廣，仍有待進一步修正。吳益裕 (1999) 以蘇志強模式為基礎，將砂石之非均勻度提高，從事 4 種不同粒徑分佈因子之渠槽試驗，將其試驗資料配合蘇志強試驗數據以修正蘇志強模式中之係數及影響因子指數，該模式是由多種不同徑分佈因子之渠槽試驗所得，雖可以反應粒徑分佈因子對輸砂量與泥砂隱蔽效應之影響，但所推導出輸砂模式係由 234 組渠槽試驗

建立，試驗組數資料似乎仍顯不夠；李偉哲 (2002) 根據本身試驗資料並配合國內外均勻與混合試驗資料共 717 組進行迴歸分析，所得模式之相關係數雖略低，但其為一較完整之輸砂量模式。

有鑑於目前混合粒徑試驗資料仍不夠廣泛，因此，本研究將以各專家學者之混合粒徑試驗為基礎，補足尚未從事之混合粒徑範圍輸砂試驗，藉由更多試驗資料數據並與各輸砂模式一併分析比較，以期能推導更適合台灣上游天然野溪之混合粒徑輸砂量估算模式。

表 3 混合粒徑輸砂量模式一覽表

Table 3 Mixed-grain sediment transport models

研究者	推移質沉滓運移模式	參數說明
陳耀彬 模式 (1990)	$q_s = 2.685 \times 10^{-4} (q - q_c)^{1.373} S^{0.43} D_g^{0.26-1.49} \left(\frac{h}{D}\right)^{-(4.3 \times 10^{-4} D_g^{1.10} + 1.429)} \times D_g^{1.5}$ $\frac{q_c}{\sqrt{g(\rho_s / \rho - 1) D^3}} = -97.05 D_g^{-0.5} \log S - 278.63 D_g^{-0.74}$	q_s 為單寬輸砂量(cms/m) q 為單寬流量(cms/m) q_c 為臨界起動流量(cms/m)
李振耀 模式 (1993)	$q_s = 0.636 (q - q_c)^{0.88} S^{1.66} \sigma^{1.23}$ $\frac{q_c}{\sqrt{g(\rho_s / \rho - 1) D^3}} = -119.82 D_g^{-0.5} \log S - 343.99 D_g^{-0.74}$	q_s 為單寬輸砂量(cms/m) q 為單寬流量(cms/m) q_c 為臨界起動流量(cms/m) σ 為泥砂粒徑分佈因子
蘇志強 模式 (1995)	$q_s = 1.13 (q - q_c) S^{1.55} \sigma^{0.84} \frac{q_c}{\sqrt{g(\rho_s / \rho - 1) D_m^3}} = 0.225 S^{-1.04}$	q_s 為單寬輸砂量(cms/m) q 為單寬流量(cms/m) q_c 為臨界起動流量(cms/m)
吳益裕 模式 (1999)	$q_s = 1.048 (q - q_c) S^{1.52} \sigma^{0.842} \frac{q_c}{\sqrt{g(\rho_s / \rho - 1) D_m^3}} = 0.061 S^{-1.343}$	q_s 為單寬輸砂量(cms/m) q 為單寬流量(cms/m) q_c 為臨界起動流量(cms/m)
李偉哲 模式 (2002)	$\frac{q_s}{q} = 38.092 \times D_g^{-0.458} \times S^{3.56} \times \left(\frac{h}{D_s}\right)^{2.4}$ $q_c = 6.176 \times 10^{-8} \times D_g^{1.16} \times S^{-1.64}$ $D_s = D_{s0} + \delta \cdot \sigma$	q_s 為單寬輸砂量(cms/m) q 為單寬流量(cms/m) q_c 為臨界起動流量(cms/m) D_s 為泥砂代表粒徑 δ 為待定係數

表 4 混合粒徑輸砂量模式之試驗範圍表

Table 4 Experiment ranges of mixed-grain sediment transport models

參數	陳耀彬 (1990)	李振耀 (1993)	蘇志強 (1995)	吳益裕 (1999)	李偉哲 (2002)
粒徑 (mm)	3~25	3~25	2.4~38.1	1.2~50.2	1.2~43.0
坡度	0.015~0.106	0.03~0.09	0.02~0.08	0.02~0.08	0.01~0.05
水深 (m)	0.015~0.086	0.047~0.085	0.027~0.088	0.050~0.107	0.019~0.110
單寬流量 (cms/m)	0.01~0.08	0.06~0.11	0.04~0.14	0.04~0.01	0.01~0.09
單寬輸砂量 (cms/m)	6.4x10 ⁻⁷ ~ 3.7x10 ⁻⁴	2.3x10 ⁻⁴ ~ 3.2x10 ⁻³	4.6x10 ⁻⁵ ~ 4.6x10 ⁻³	1.3x10 ⁻⁴ ~ 6.2x10 ⁻³	5.8x10 ⁻⁷ ~ 5.4x10 ⁻⁴

三、研究方法

1. 維度分析

根據何智武 (1983) 「湍流渠槽沉滓運移特性之研究」博士論文指出與河道輸砂有關之物理量有：水流質量密度 ρ ；泥砂質量密度 ρ_s ；重力加速度 g ；泥砂粒徑 D ；水力半徑 R ；能量坡降 S ；流體運動黏滯度 ν ，本研究為探討混合粒徑對輸砂量之影響，特加入粒徑分佈因子 $\sigma = \sqrt{\frac{D_{84.1}}{D_{15.9}}}$ 分析。

今取單寬輸砂量 (q_s) 為應變數，其他各物理量為自變數，可表示為下列函數關係式：

$$q_s = f(\rho, \rho_s, g, D, R, \nu, S, \sigma) \dots\dots\dots(1)$$

根據柏金漢 (Buckingham) π 定理進行維度分析，並取 ρ, D, g 為基本物理量，可得下列六組無因次參數群：

$$\pi_1 = \frac{q_s}{\sqrt{gD^3}}; \pi_2 = \frac{\rho_s}{\rho}; \pi_3 = \frac{R}{D};$$

$$\pi_4 = \frac{\nu^2}{gD^3}; \pi_5 = S; \pi_6 = \sigma$$

據此，可將(3-1)式改為下列無因次參數函數關係式：

$$\frac{q_s}{\sqrt{gD^3}} = f_1\left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{R}{D}, \frac{\nu^2}{gD^3}, S, \sigma\right) \dots\dots\dots(2)$$

若在寬廣渠槽中，水力半徑 R 可以利用水深 h 代替，而將 R/D 改寫為 h/D ，又 $\frac{\nu^2}{gD^3}$ 之倒數 $\frac{gD^3}{\nu^2}$ 可化為下式：

$$\frac{gD^3}{\nu^2} \equiv \frac{D^3}{(\nu^2/g)} \dots\dots\dots(3)$$

將上式之右項乘以 $\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)$ 再開立方，定義為無因次沉滓粒徑參數 (D_g)：

$$D_g = \frac{D}{\left[\nu^2/(\rho_s/\rho - 1)g\right]^{1/3}} \dots\dots\dots(4)$$

因此，無因次參數函數關係式可為：

$$\frac{q_s}{\sqrt{gD^3}} = f_2\left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{h}{D}, D_g, S, \sigma\right) \dots\dots\dots(5)$$

同理，單寬臨界流量 q_c 亦可以得到類似之無因次參數函數關係式：

$$\frac{q_c}{\sqrt{gD^3}} = f_3\left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{h}{D}, D_g, S, \sigma\right) \dots\dots\dots(6)$$

對泥砂運移而言，水之流量 q 需大於臨界起動流量 q_c 才有輸砂量 q_s 產生，則可改寫成下列之無因次參數函數關係式：

$$\frac{q_s}{q - q_c} = f_4\left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{h}{D}, D_g, S, \sigma\right) \dots\dots\dots(7)$$

式中 ($q - q_c$) 稱為沉滓運移之有效流量，(7)式為有效流量型式之輸砂公式表示法。

2. 沉滓起動估算

沉滓開始移動時之流量條件常被稱為沉滓運移之臨界條件，目前已有許多專家學者提出不同之沉滓起動臨界條件之判定標準，由於大部分沉滓起動之判定標準都利用均勻粒徑求得，對於混合粒徑則無一套完整之判定標準，因此，本研究採用 Yalin (1973) 均勻粒徑之判定標準估算沉滓起動之臨界條件，Yalin 以泥砂起動之顆粒數目決定沉滓運移之臨界條件，並且，定義無因次沉滓起動參數 ϵ_c 作為衡量起動之判定標準。

$$\epsilon_c = \frac{N}{(\Omega/D^2)} \cdot \frac{1}{t} \cdot \sqrt{\frac{\rho D}{\gamma_s}} = \frac{N}{\Omega t} \cdot \sqrt{\frac{\rho D^5}{\gamma_s}} \dots\dots\dots(8)$$

式中：

- Ω ：觀測斷面積(m^2) γ_s ：泥砂重量密度(N/m^3)
- t ：時間區段(sec) N ：泥砂沉滓運移個數
- ρ ：水流密度(kg/m^3) D ：泥砂顆粒粒徑(m)

本研究考量方便及有效率於試驗過程中能夠較容易觀測泥砂起動，觀測時間不宜選擇太短及太長，因此將觀測時間選定為 60 秒，在觀測斷面積為 5.28 平方公尺 (長 8.8 公尺、寬 0.6 公尺之試驗段)，取 $\epsilon_c = 10^{-7}$ 作為衡量起動之計算依據，觀測渠床上起動之沉滓個數達到 N 個時之流量即為粒徑 D 之臨界流量。

3. 沉滓運移

沉滓運移試驗為在試驗渠槽中鋪上混合粒徑，調整不同坡度，量測臨界流量後，再選取數組大於臨界



流量之水流流量進行輸砂量試驗。

研究方法為改變上游加砂量，使之長時間與下游所稱之砂量相等，即為輸砂平衡狀態。當到達輸砂平衡時，則記錄當時之流量、水位和輸砂量。

另外，對試驗結果進行初步分析時，若發現在某一坡度下所選取流量範圍過於集中，則加大流量範圍再從事試驗，並與前人研究進行比較，以瞭解輸砂量變化之趨勢。

四、試驗渠槽

1. 試驗渠槽儀器

本研究之試驗渠槽位於台大安康水工模型試驗場，為一循環式鋼架試驗渠槽，主要配備如圖 1 及照片 1，渠槽相關資料如下：

- (1) 渠槽：包含試驗段、頭水箱、尾水箱和沉砂池等四部分，試驗段長 10 公尺，寬 60 公分，高 80 公分。
- (2) 流量：由步進馬達控制，最大單寬流量為

0.24cms/m。

- (3) 坡度範圍：由步進馬達控制，坡度最大可達 20 %（精度 1 公釐）。

2. 試驗材料

試驗材料有市售之七釐石、二分石及六分石，並將七釐石、二分石及六分石依不同比例配成混合粒徑之沉滓運移之試驗材料。

本研究混合粒徑分佈曲線及其基本性質如下所示：

3. 試驗設計

下表 6 為本研究所蒐集到之國內專家學者之混合粒徑輸砂量試驗資料，圖 3 為其所採用之粒徑分佈曲線。本研究在考量國內現有混合粒徑輸砂試驗之中值粒徑、坡度及粒徑分佈因子後，決定採用上述配比之混合粒徑，在定量均勻流下，配合 0.02、0.03、0.05 及 0.06 等四種渠床坡度，且選取 6 種大於臨界流量之水流流量進行渠槽試驗。本研究試驗條件如表 7 所示。

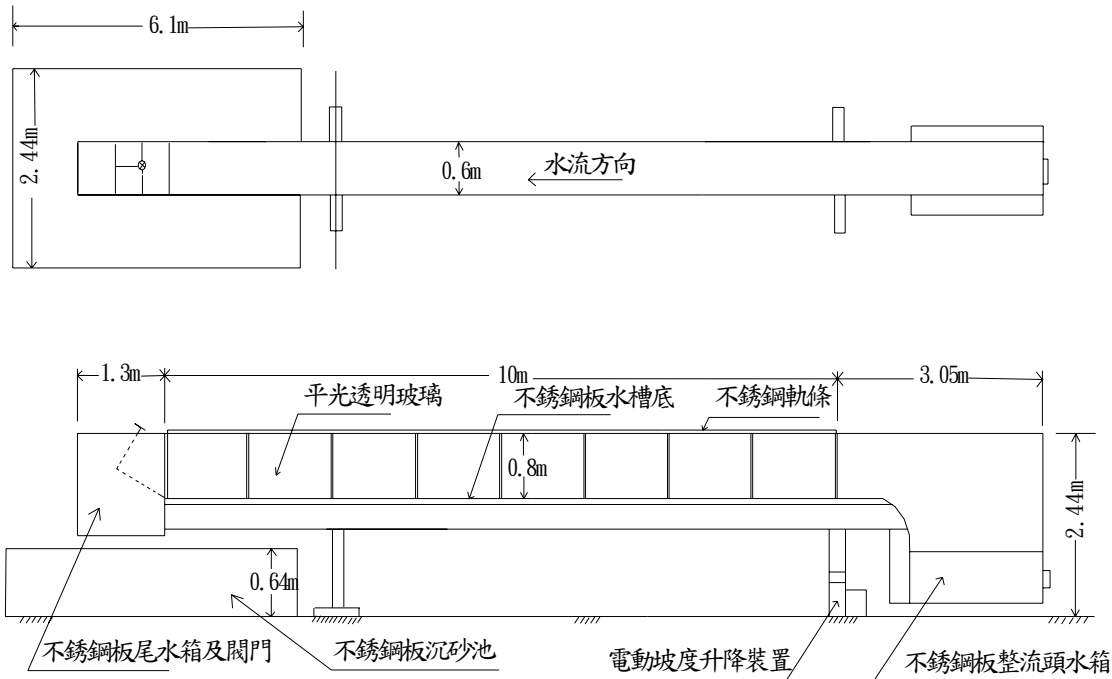
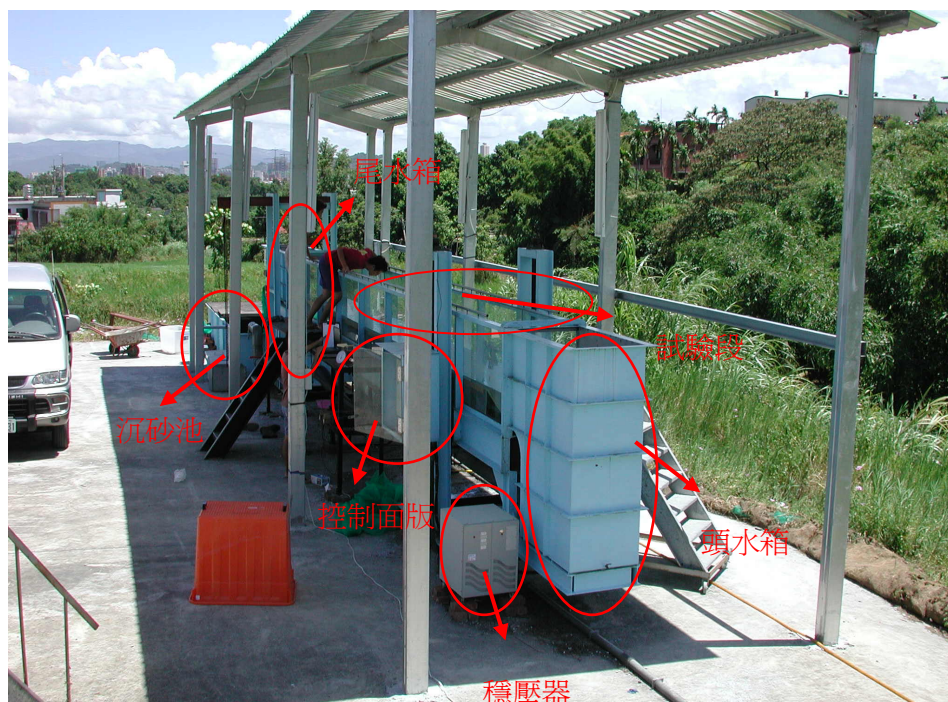


圖 1 渠槽平面圖

Fig.1 Illustration of experiment flume





照片 1 試驗渠槽

Pic.1 Photograph of experiment flume

4. 試驗步驟

(1) 渠槽佈置

開始試驗前，需先佈置渠槽。全長 10 公尺之渠槽可分三部分，依序為：

- A. 上游定床段：長 60 公分，高 0.2 公尺，主要作用為穩定流場，避免水流直接衝擊河床，破壞流場，也可使加砂時之礫石落在此定床上，以避免直接撞擊動床，對試驗段而言，此加砂可視為上游來砂。
- B. 動床段（試驗段）：長 8.8 公尺，高 0.2 公尺，上鋪試驗用之混合礫石。
- C. 下游定床段：長 60 公分，高 0.2 公尺。

(2) 臨界流量 (q_c) 試驗

- A. 將混合礫石平鋪於渠槽試驗段內，上下游均以定床加以連接，鋪設長度約 8.8 公尺，厚度約 20 公分。
- B. 將渠槽調整至所需坡度。
- C. 開啓流量，待流量穩定後，於試驗段上、中、下游同時觀測，其礫石有無起動，若無則慢慢加大流量，直至滿足(10)式之礫石起動個數後，再記錄其臨界流量 (q_c)。

D. 改變坡度，重複 B、C 步驟。

E. 臨界流量 (q_c) 試驗流程如圖 4 所示。

表 5 本研究混合粒徑基本性質

Table 5 Basic properties of mixed-grain sediment in this study

	粒徑 (mm)
D ₁₀ (mm)	2.68
D ₂₀ (mm)	4.91
D ₃₀ (mm)	7.66
D ₄₀ (mm)	10.41
D ₅₀ (mm)	13.74
D ₆₀ (mm)	17.23
D ₇₀ (mm)	20.72
D ₈₀ (mm)	24.21
D ₉₀ (mm)	27.70
D _{max} (mm)	41.60
D _{15.9} (mm)	3.98
D _{84.1} (mm)	25.64
D _m (mm)	14.67
σ	2.54

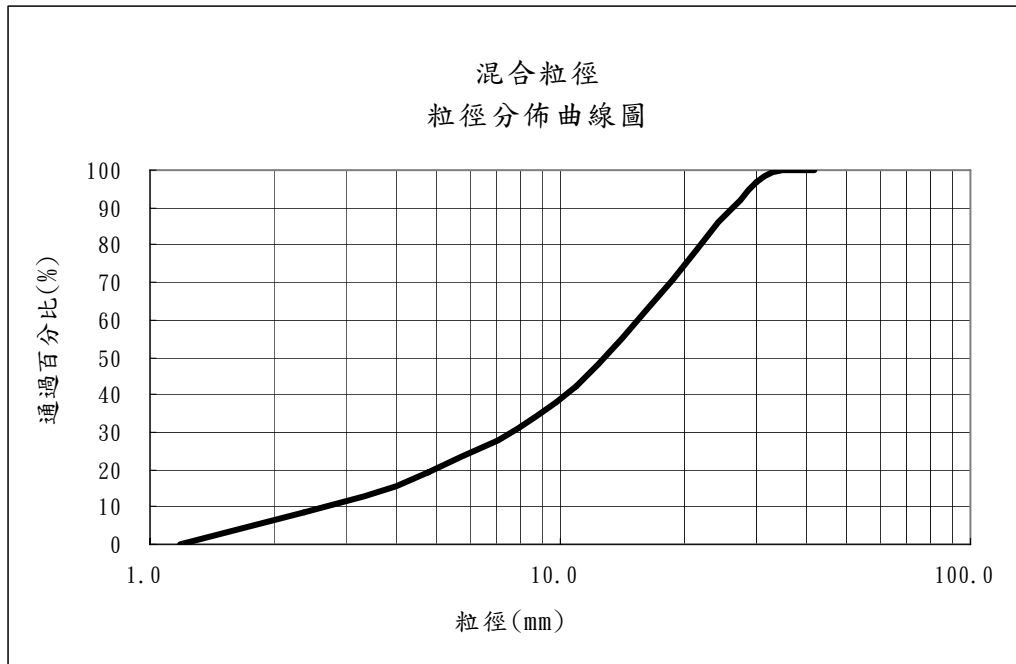


圖 2 本研究混合粒徑之分佈曲線

Fig.2 Mixed-grain sediment grain size distribution curve in this study

表 6 本研究所蒐集之國內現有混合粒徑輸砂試驗資料

Table 6 Experiment ranges of mixed-grain sediment transport in Taiwan

學者	參數	粒徑範圍 (mm)	D_{50} (mm)	$\sigma = \sqrt{\frac{D_{84}}{D_{16}}}$	坡度 (%)	流量範圍 (cms/m)
陳耀彬 (1990)		3~25	15	1.5	1.5~10.6	0.01~0.08
李振耀 (1993)		3~35	15	1.9	3~9	0.06~0.11
		3~35	16.5	1.1	3.4~7.2	0.08~0.09
蘇志強 (1995)		2.4~38.1	7.5	2.0	2~8	0.04~0.14
		2.4~38.1	7.5	1.5		
吳益裕 (1999)		1.18~50.5	7.5	3.0	2~8	0.04~0.14
李偉哲 (2002)		1.3~19.0	5.22	2.42	1~5	0.01~0.09
		1.2~19.1	4.02	1.94		
		1.2~19.1	3.83	2.00		
		2.4~43.0	8.45	2.32		
謝孟荃 (2005)		1.2~41.6	13.74	2.54	2~6	0.02~0.10

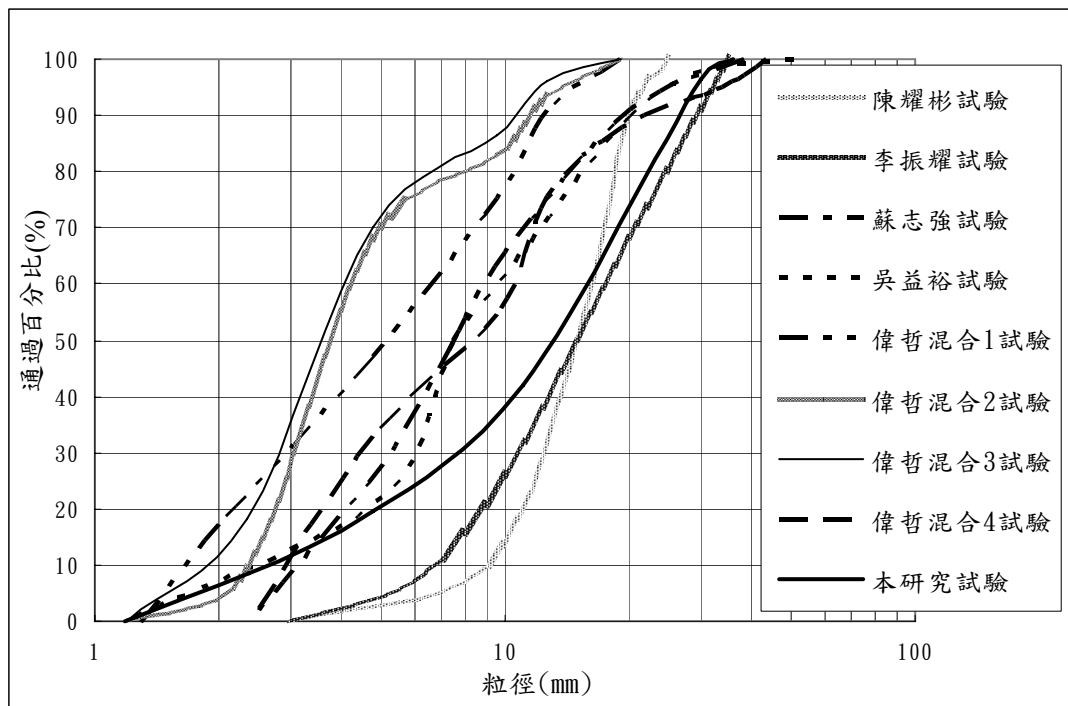


圖 3 國內各學者試驗所採用之粒徑分佈曲線圖

Fig.3 Grain size distribution curve of each researcher in Taiwan

表 7 混合粒徑試驗坡度與流量對照表

Table 7 Unit flow discharge and slope of this experiment

坡度	單寬流量 (cms/m)						
S=0.02	0.056	0.062	0.076	0.084	0.090	0.095	—
S=0.03	0.055	0.058	0.062	0.065	0.068	0.070	0.081
S=0.05	0.030	0.036	0.039	0.044	0.045	0.046	—
S=0.06	0.021	0.025	0.028	0.032	0.036	0.041	—

(3) 輸砂量 (q_s) 試驗

- A. 將混合礫石平鋪於渠槽試驗段內，上下游均以定床加以連接，鋪設長度約 8.8 公尺，厚度約 20 公分。
- B. 將渠槽調整至所需坡度。
- C. 先以小於臨界流量之流量將礫石加以潤濕，再調整至所需流量，待水流平穩後，在上游動床頭端添加經何黃公式初步計算之加砂量；並在下游處每隔 1 分鐘以尼龍紗網盛接收取之泥砂量並秤重。
- D. 觀察試驗段之表面水位變化及加砂量與輸砂量間變化，若水位起伏劇烈或加砂量與輸砂

量相差甚多時，則酌量增加或減少上游加砂量。

- E. 待加砂量與輸砂量相差不超過 5%，即認定達輸砂穩定平衡狀態，此時即停止試驗並進行水深量測。由於試驗時水深變化激烈，因此，量測試驗段上、中、下游三處，每處各取左、右兩側水深，共計六點資料平均獲得水深。
- F. 取其穩定時段內之輸砂量平均值作為該粒徑在該坡度及流量等條件下之輸砂量值。
- G. 改變流量，重複 C、D、E、F 步驟。
- H. 改變坡度，重複 B、C、D、E、F 步驟。
- I. 輸砂量 (q_s) 試驗流程如圖 5 所示。

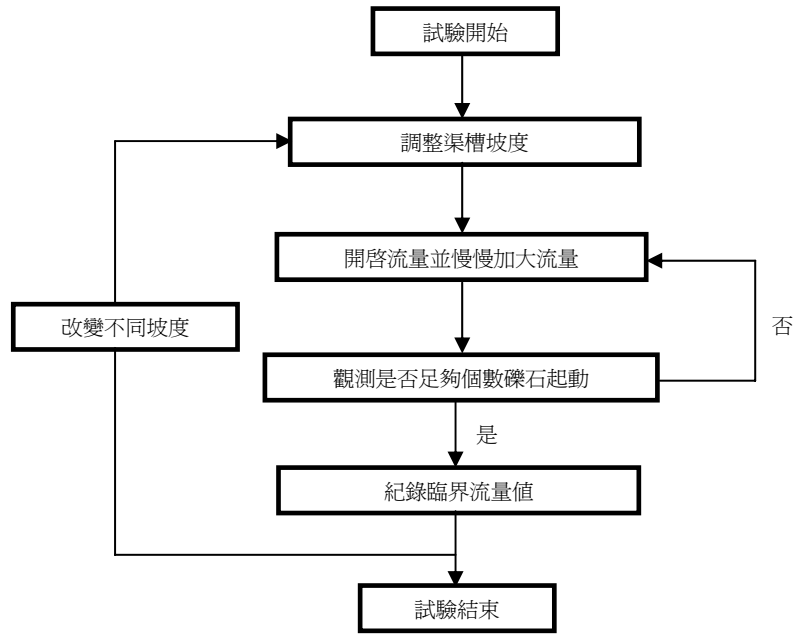


圖 4 臨界流量 (q_c) 試驗流程圖

Fig.4 Flow chart of critical discharge experiment

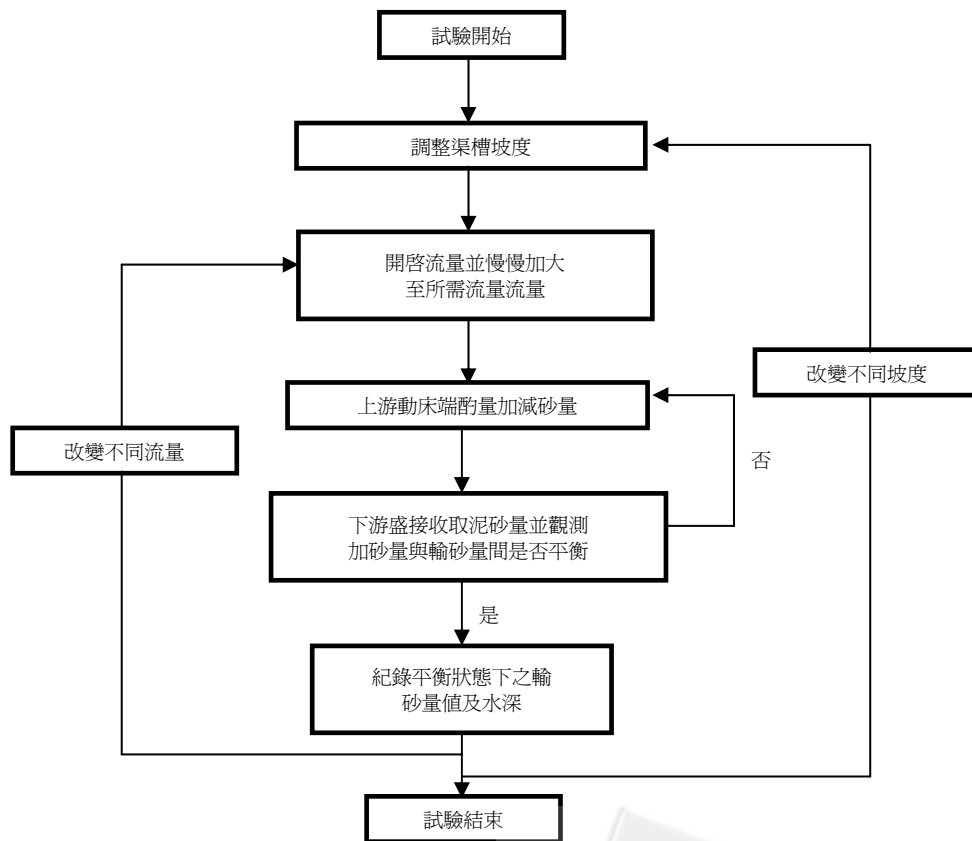


圖 5 輸砂量 (q_s) 試驗流程圖

Fig.5 Flow chart of sediment discharge experiment



五、結果與討論

依據試驗設計完成混合粒徑輸砂試驗 25 組, 再配合收集相關均勻和混合粒徑輸砂試驗資料, 共計 798 組渠槽試驗數據, 茲將試驗過程中之觀察與試驗結果作一系列分析探討:

1. 混合粒徑試驗觀測結果

本研究採用之加砂方式與其他學者固定上游加砂量不同。試驗之初可能有下列兩種情形: 當上游加砂量少於下游承接砂量時, 表示加砂量小於水流之挾砂量, 於是水流開始淘刷河床, 因此必須酌量增加上游加砂量, 使得 $q_{s(out)}/q_{s(in)}$ 能逐漸趨近於相同; 相反地, 當上游加砂量大於下游承接砂量時, 表示水流無法帶走所有上游移來之泥砂, 於是泥砂便逐漸淤積於渠床上, 因此酌量減少上游加砂量, 使得 $q_{s(out)}/q_{s(in)}$ 值逐漸趨近於穩定。

在試驗過程中可發現, 當流量較小且上游加砂量不足時, 水流僅能帶走較小粒徑之泥砂, 大部分較粗粒徑因起動機率偏低, 而停留在床面上。隨著水流繼續作用, 渠床中粗顆粒逐漸發展成為砂壟, 而水流越過砂壟後, 會繼續淘刷下游面之渠床泥砂, 使之逐漸發展成沖刷坑。試驗初期可以明顯發現整個渠槽形成此一連續之結構乃是上游泥砂來源不足、河床面為淘刷型態之不穩定狀態, 因此, 當上游加砂量增加時, 水流所挾帶泥砂可能會填滿沖刷坑或急遽淘刷砂壟底部之細小粒徑, 破壞整個結構, 使 $q_{s(out)}/q_{s(in)}$ 逐漸趨近於相同, 達到平衡輸砂狀態。

另外, 當渠槽坡度較陡、流量較大且上游加砂量過多時, 試驗過程中可以發現河床上混合粒徑中粗顆粒較細顆粒突出床面而首先直接受到水流作用, 進而對其背水面和下層的細小顆粒產生遮蔽保護作用。但隨著上游動態加砂量改變下, 水流在流過粗顆粒時, 易在背水面產生漩渦、紊流、震盪, 使細小顆粒發生激烈抖動, 使得混合粒徑中粗顆粒隨著時間而不穩定, 容易被水流所帶動, 造成細顆粒得不到粗顆粒之遮蔽保護作用而運移, 逐漸使 $q_{s(out)}/q_{s(in)}$ 趨於穩定, 床面平整且試驗達到平衡輸砂狀態。

2. 均勻與混合粒徑輸砂量之探討

從事野溪整體規劃與設計過程中, 需要估計或調查泥砂運移量以獲得更高之工程品質。若無法從事河

床載運移量調查時, 一般工程師則大多採用何黃輸砂公式或國外其他學者專家所推導之輸砂公式估算輸砂量, 尤其是在推估台灣上游野溪輸砂量時, 常採用何黃輸砂公式計算其輸砂量。使用何黃輸砂公式之原因為其是一簡化之起動流量與沉滓運移量模式, 計算使用上非常方便、簡單, 但因其公式是利用均勻粒徑試驗數據分析探討而得, 以此公式推估天然野溪混合粒徑輸砂量, 則會有差異產生, 因此, 下圖 6 為將從事混合粒徑渠槽試驗之陳耀彬 (1990)、李振耀 (1993)、蘇志強 (1995)、吳益裕 (1999)、李偉哲 (2002) 及本研究之試驗條件代入何黃公式估算輸砂量再與各學者和本研究之渠槽試驗所獲得之輸砂量數據進行分析比較。

由下圖可知在低輸砂量下, 實測輸砂量與利用何黃式估算比值大多差異在 0.2~5 倍之間, 表示利用何黃公式估算低輸砂量有一定之準確性; 但在高輸砂量狀況下, 實測輸砂量與利用何黃式估算比值大多超過 5 倍, 甚至高達 20~30 倍, 差異性極為顯著, 因此, 利用目前常使用之輸砂量公式在推估混合粒徑之上游野溪輸砂量時, 恐有不適用之處。

Little and Mayer (1976) 指出當 $\sigma > 1.5$ 時, 河床粒徑分佈粗細差異大, 較容易形成護甲層; 相反地, 當 $\sigma < 1.5$ 時, 河床粒徑大小相似, 在不同水流強度下, 均難以形成護甲層。因此, 本研究取 $\sigma = 1.5$ 當作均勻與混合粒徑之判斷標準, 並收集目前渠槽試驗中 $\sigma > 1.5$ 之混合粒徑試驗數據, 再配合本研究 ($\sigma = 2.54$) 試驗結果共 308 組水槽試驗資料, 分析探討利用何黃輸砂公式計算輸砂量之估算值與渠槽試驗之實測值間差異之最主要影響因素。

將輸砂量實測值 (q_{sm}) 與推估值 (q_{sp}) 之比 ($\frac{q_{sm}}{q_{sp}}$), 與坡度 (S)、無因次沉滓粒徑參數 (D_g)、粒徑分佈因子 (σ)、相對潛度 (h/D) 進行迴歸分析, 可得到下列之結果:

$$\frac{q_{sm}}{q_{sp}} = 45.422 \times S^{1.27} \times D_g^{-0.23} \times \sigma^{0.81} \times \left(\frac{h}{D}\right)^{0.0014} \dots (9)$$

$$R^2=0.82$$

於(9)式中, 相對潛度 (h/D) 項之影響不大可予以忽略, 因此, (11)式改為如下式所示:

$$\frac{q_{sm}}{q_{sp}} = 54.872 \times S^{1.28} \times D_g^{-0.23} \times \sigma^{0.81} \dots (10)$$

$$R^2=0.82$$



由(10)式可知，輸砂量實測值(q_{sm})與推估值(q_{sp})之差異隨著坡度、粒徑分佈因子增加而差異性大，其中以坡度之影響最大，亦即坡度稍微改變時，其差異

較為明顯；另外，當粒徑分佈因子固定時，輸砂量實測值(q_{sm})與推估值(q_{sp})之差異隨著無因次沉滓粒徑參數增加而差異性變小。

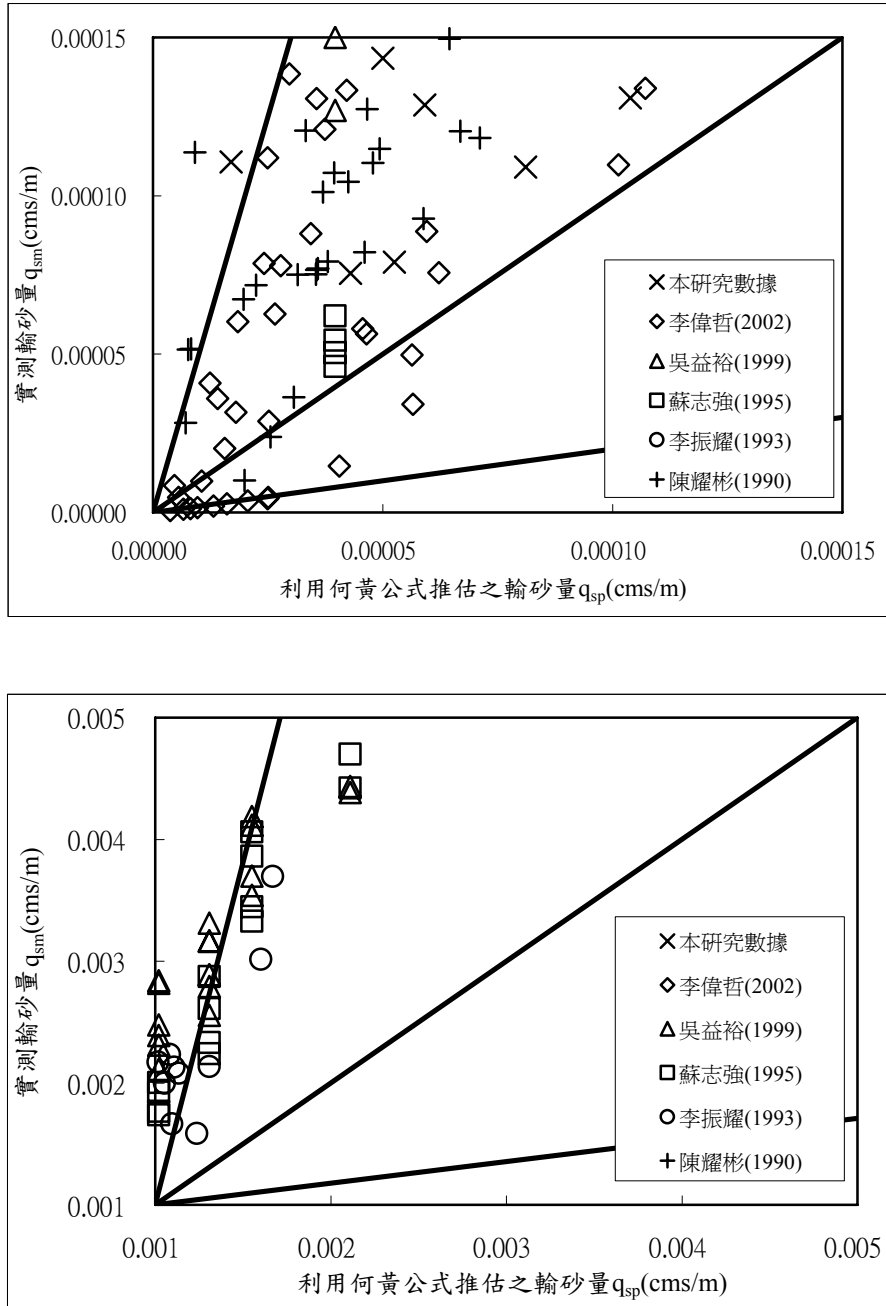
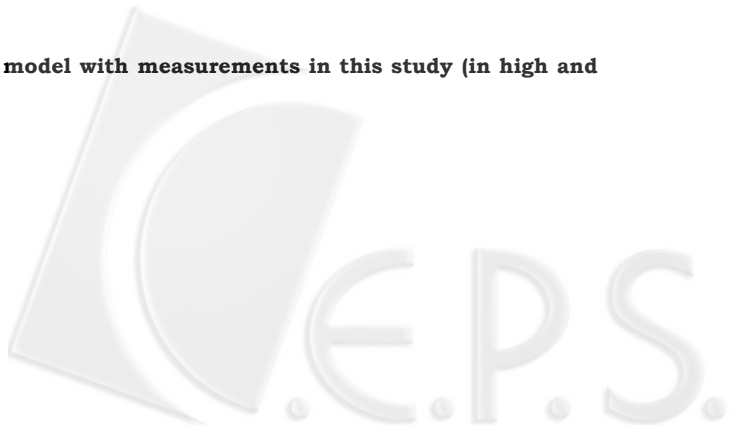


圖 6 推估與實測輸砂量比較(在高、低輸砂量下)

Fig.6 Comparison between estimates by Ho-Huang model with measurements in this study (in high and low sediment discharge)



3. 輸砂模式之建立

本研究採用有效流量型態之輸砂量公式，以單寬流量 (q)、坡度 (S)、相對潛度 (h/D)、無因次沉滓參數 (D_g) 和粒徑分佈因子 (σ) 建立沉滓運移模式及臨界流量模式。

在臨界流量 (q_c) 方面，利用(8)式之無因次沉滓起動參數 $\varepsilon_c = 10^{-7}$ 作為衡量起動情況之計算依據，在觀測斷面積為 5.28 平方公尺、觀測時間為 60 秒及沉滓粒徑以中值粒徑 (D_{50}) 代入計算泥砂起動之沉滓個數如下：

$$N = \varepsilon_c \cdot \Omega t \cdot \sqrt{\frac{r_s}{\rho D^5}}$$

$$= 10^{-7} \cdot 5.28 \cdot 60 \cdot \sqrt{\frac{2650 \cdot 9.81}{1000 \cdot (0.01374)^5}}$$

$$\approx 7$$

在逐漸增大水流強度下，以目視法觀測渠槽中之泥砂顆粒，當渠槽中泥砂由靜止到大約有 7 顆近似中值粒徑之泥砂顆粒起動時流量，定義為臨界流量。

本研究採用一種混合粒徑在四種不同坡度下試驗所測得之單位渠寬臨界流量試驗值如下表 8 所示。從表中可以得知，當坡度愈大，臨界起動流量愈小，亦即使泥砂起動所需之流量愈小。

當水流流量大於臨界流量時，便有輸砂現象產生，本研究在定量均勻流下，配合 0.02、0.03、0.05 及 0.06 等四種渠床坡度，並選取 6 種大於臨界起動流量之水流進行渠槽試驗，由試驗結果可發現當流量、坡度增加時，輸砂量亦會隨之增加。

(1) 臨界流量 (q_c) 實測值與推估值分析

臨界流量定義為泥砂顆粒由靜止到起動瞬間時之流量，亦即開始要產生輸砂量時之流量，由於無法很準確觀測臨界流量，因此，許多專家學者便不再從事臨界流量試驗，而是改由利用輸砂量試驗外差得到臨界流量推估值。其作法為先定

義「參考輸砂量」，所謂「參考輸砂量」為一可以量測且非常小之輸砂量，再由輸砂量試驗數據趨勢線延伸交於「參考輸砂量」時所對應之流量定義為臨界流量。

由本研究所採用之 Yalin 均勻粒徑無因次沉滓起動參數 $\varepsilon_c = 10^{-7}$ 計算泥砂起動之沉滓個數為 7 顆中值粒徑 (D_{50}) 泥砂，若將此在觀測時間為 60 秒下所得 7 顆中值粒徑泥砂換算成輸砂量 q_s ，作為本研究之「參考輸砂量」依據。再取自然對數值可得此時之參考輸砂量為 $\ln(q_s) \approx -13$ ，圖 7 至圖 10 為不同坡度下之單寬輸砂量與單寬流量之對數關係圖。

利用 $\ln(q_s) = A \cdot \ln(q) + B$ 求取不同坡度下之迴歸方程式，將無因次沉滓起動參數 $\varepsilon_c = 10^{-7}$ 之參考輸砂量 $\ln(q_s) \approx -13$ 代入該方程式中，求得不同坡度之臨界流量推估值，其推求結果如表 9。

由表 9 可知，隨坡度增加，臨界流量推估值亦有減小趨勢，符合泥砂運移之物理性質。

由於臨界起動流量之定義為泥砂顆粒由靜止到有泥砂顆粒起動瞬間時之流量，亦即若有一顆泥砂開始移動，此時之流量便是臨界起動流量，但在渠槽中要觀測此現象實屬困難，因此，大部分專家學者若只討論高流量下輸砂變化現象，其量測常採用由輸砂量渠槽試驗獲得不同坡度輸砂量趨勢線延伸交於輸砂量等於零所對應流量稱之臨界流量；若只討論小流量下輸砂特性，為確保輸砂量試驗所設定之流量大於臨界流量，才會進行臨界流量觀測試驗。因此，本研究除利用臨界流量試驗以獲得臨界流量試驗值外，亦藉由不同坡度輸砂量趨勢線延伸交於輸砂量等於零之流量以得到臨界流量（如圖 11），其推估結果如下表 10 所示：

表 8 各坡度之臨界流量 (q_c) 試驗值

Table 8 Measurements of critical discharge in different slope

試驗材料	S	D_{50} (m)	D_g	σ	q_c (cms/m)
混合粒徑	0.02	0.0137	347	2.54	0.0382
	0.03	0.0137	347	2.54	0.0291
	0.05	0.0137	347	2.54	0.0198
	0.06	0.0137	347	2.54	0.0152

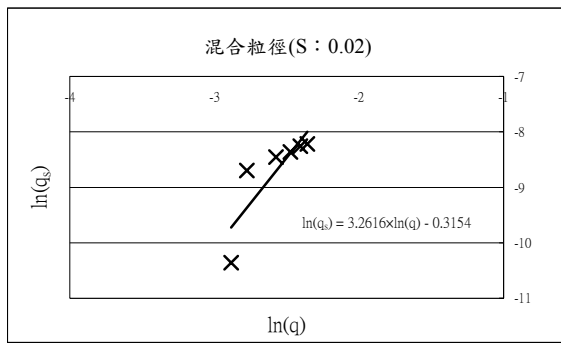


圖 7 S=0.02 時之輸砂量與流量關係

Fig.7 Relationship between logarithmic sediment discharge and logarithmic unit flow discharge(S=0.02)

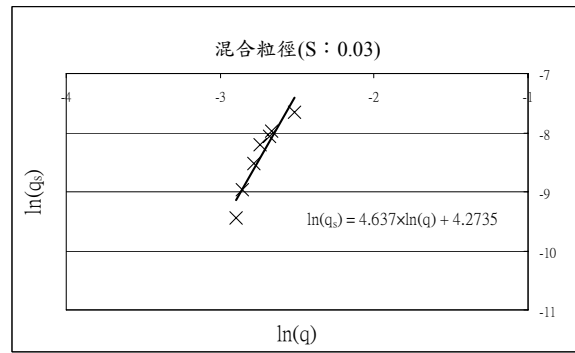


圖 8 S=0.03 時之輸砂量與流量關係

Fig.8 Relationship between logarithmic sediment discharge and logarithmic unit flow discharge(S=0.03)

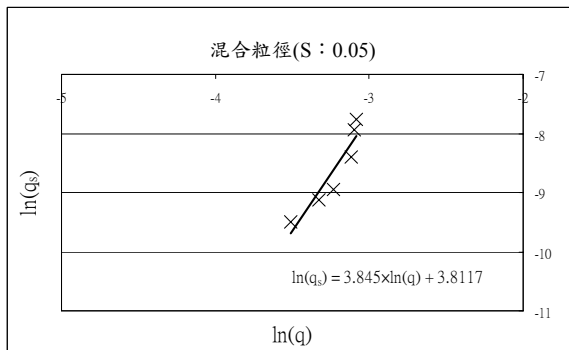


圖 9 S=0.05 時之輸砂量與流量關係

Fig.9 Relationship between logarithmic sediment discharge and logarithmic unit flow discharge(S=0.05)

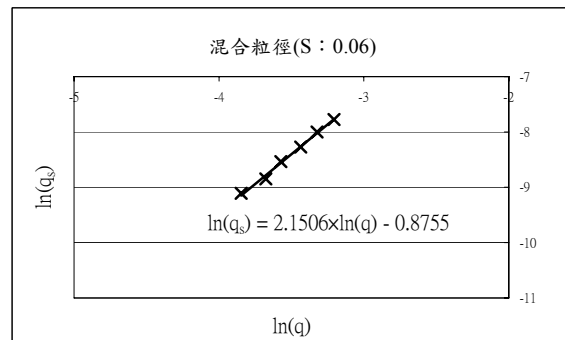


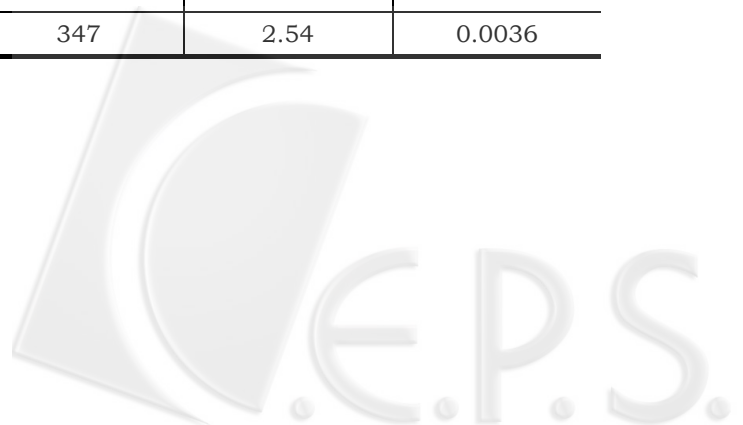
圖 10 S=0.06 時之輸砂量與流量關係

Fig.10 Relationship between logarithmic sediment discharge and logarithmic unit flow discharge(S=0.06)

表 9 各坡度之臨界流量 (qc) 推估值

Table 9 Estimates of critical discharge in different slope

試驗材料	S	D ₅₀ (m)	D _g	σ	q _c (cms/m)
混合粒徑	0.02	0.0137	347	2.54	0.0241
	0.03	0.0137	347	2.54	0.0205
	0.05	0.0137	347	2.54	0.0126
	0.06	0.0137	347	2.54	0.0036



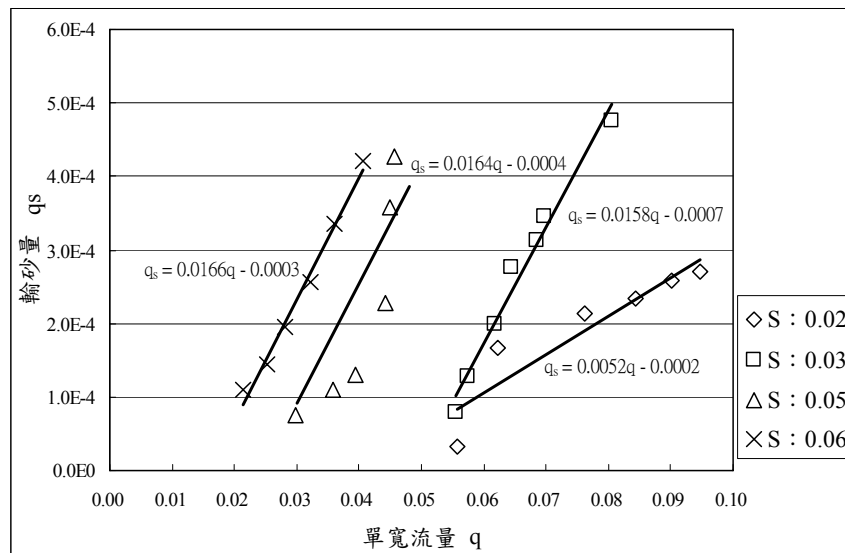


圖 11 不同坡度下之輸砂量與流量變化關係

Fig.11 Relationship between sediment discharge and unit flow discharge

表 10 利用輸砂量變化趨勢延伸得到之臨界流量 (qc)

Table 10 Critical discharge by extending the regression of sediment discharge

試驗材料	S	D ₅₀ (m)	D _g	σ	qc (cms/m)
混合粒徑	0.02	0.0137	347	2.54	0.0385
	0.03	0.0137	347	2.54	0.0443
	0.05	0.0137	347	2.54	0.0244
	0.06	0.0137	347	2.54	0.0181

由本研究不同坡度輸砂量試驗外差所獲得之臨界流量與臨界流量試驗所量測之臨界流量比較, 除 S=0.03 之臨界流量值差異較大外, 其他坡度之臨界流量值頗為接近, 顯示本研究所從事之臨界流量試驗具有一定之可靠度。若再由臨界流量實測值與推估值分析比較, 可發現臨界流量實測值均比利用 Yalin 均勻粒徑判定標準所估算之臨界流量推估值大, 且隨坡度增加, 實測值與推估值間差異性愈明顯, 這說明混合粒徑之臨界起動流量高於均勻粒徑臨界起動流量, 而利用 Yalin 均勻粒徑之判定標準估算混合粒徑沉澱起動會有誤差產生, 且在坡度大之情況下, 誤差值愈為明顯, 因此, 為使 Yalin 臨界起動判定標準符合混合粒徑則需要進一步修正。

(2) 臨界流量模式之建立

由(6)式知, 臨界流量($\frac{q_c}{\sqrt{gD^3}}$)為(ρ_s / ρ)、

S、D_g、σ 及 (h/D) 之函數, 可將(6)式寫為下列之模式型式表示:

$$\frac{q_c}{\sqrt{(\frac{\rho_s}{\rho}-1)gD^3}} = K_1 \cdot (S)^a \cdot (D_g)^b \cdot (\frac{h}{D})^c \cdot (\sigma)^d \quad (11)$$

式中待定係數與指數 K₁、a、b、c、d 需由試驗數據加以確定, 因此, 收集國內外從事臨界流量試驗資料並配合本研究單一混合粒徑在不同坡度下之 4 組數據, 共 60 組渠槽試驗資料依(11)式進行迴歸分析, 可得下列臨界流量模式:

$$\frac{q_c}{\sqrt{(\frac{\rho_s}{\rho}-1)gD^3}} = 0.841 \cdot (S)^{-0.807} \cdot (Dg)^{-0.185} \cdot (\frac{h}{D})^{0.028} \cdot (\sigma)^{0.116}$$

R²=0.61

..... (12)
在上式中可發現相對潛度 (h/D) 影響較



小，可能原因為臨界流量試驗之水深量測誤差大且其相較於泥砂粒徑而言微小，導致所計算得到之相對潛度 (h/D) 值小，為求模式簡化，忽略相對潛度 (h/D) 之影響，可將模式改寫為：

$$\frac{q_c}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho}-1\right)gD^3}} = 1.349 \cdot (S)^{-0.807} \cdot (D_g)^{-0.182} \cdot (\sigma)^{0.116}$$

.....(13)

R²=0.61

經由迴歸所得臨界流量模式之相關係數 R² 值稍顯偏低，僅有 0.61，主要原因在於臨界流量試驗資料太少，且各學者對於臨界起動流量之判定標準不一，造成資料點在分佈上無法呈現較規則之趨勢，導致相關係數偏低之結果。

(3) 推移質沉滓運移模式之建立

由(7)式可知，推移質沉滓運移量 $\left(\frac{q_s}{q-q_c}\right)$ 為 S、D_g、(h/D) 及 σ 之函數，可將(7)式寫為下列之表示：

$$\frac{q_s}{q-q_c} = K_2 \cdot (S)^{a'} \cdot (D_g)^{b'} \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{c'} \cdot (\sigma)^{d'} \dots\dots\dots(14)$$

式中待定係數與指數 K₂、a'、b'、c'、d' 需由試驗數據加以確定，因此，將所收集到之國內外渠槽試驗資料進行篩選，僅選擇 σ > 1.5 之混合粒徑試驗數據依(14)式進行迴歸分析，可得到

混合粒徑沉滓運移模式：

$$\frac{q_s}{q-q_c} = 3.174 \cdot (S)^{2.134} \cdot (D_g)^{-0.248} \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0.513} \cdot (\sigma)^{1.335}$$

.....(15)

R²=0.86

4. 輸砂量推估模式之比較

在定量均勻水流下，採用混合粒徑並配合不同渠床坡度進行渠槽試驗，再與國內外試驗資料進行迴歸分析，建立輸砂量推估模式，為進一步瞭解輸砂模式之適用性，將本研究所建立之輸砂模式與相關文獻中之各家輸砂模式，進行輸砂量推估值和實測值之分析比較。

(1) 輸砂量試驗數據分析比較

由於本研究採用混合粒徑進行渠槽試驗，故在輸砂量試驗數據分析方面，僅針對混合粒徑試驗資料進行比較。目前所收集到有關混合粒徑試驗資料有：陳耀彬 (1990)、李振耀 (1993)、蘇志強 (1995)、吳益裕 (1999)、李偉哲 (2002) 及本研究 (2005) 等，但各學者試驗條件均不相同，因此，為求能夠瞭解輸砂量變化情形，將所收集的試驗資料依坡度予以分組，探討在固定坡度下，隨著不同混合粒徑大小，單寬輸砂量與單寬流量之關係，呈現如圖 12~15。

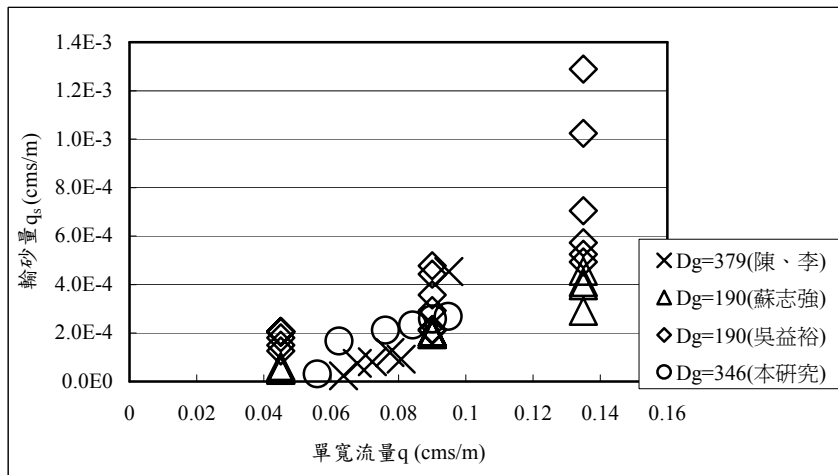
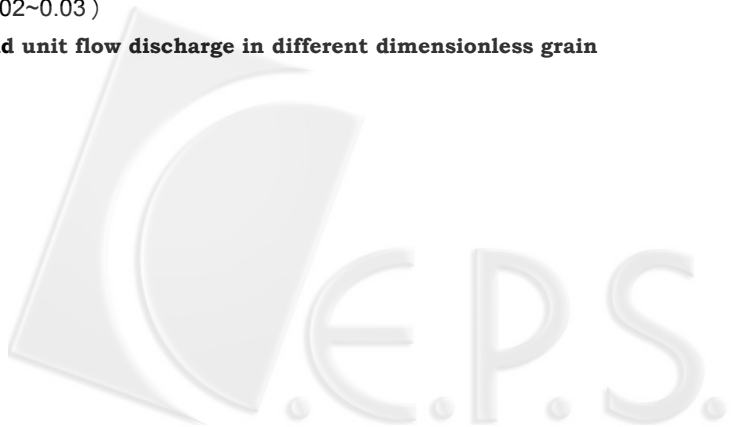


圖 12 不同 D_g 下之單寬輸砂量與單寬流量關係 (S : 0.02~0.03)

Fig.12 Relationship between sediment discharge and unit flow discharge in different dimensionless grain parameter(S: 0.02~0.03)



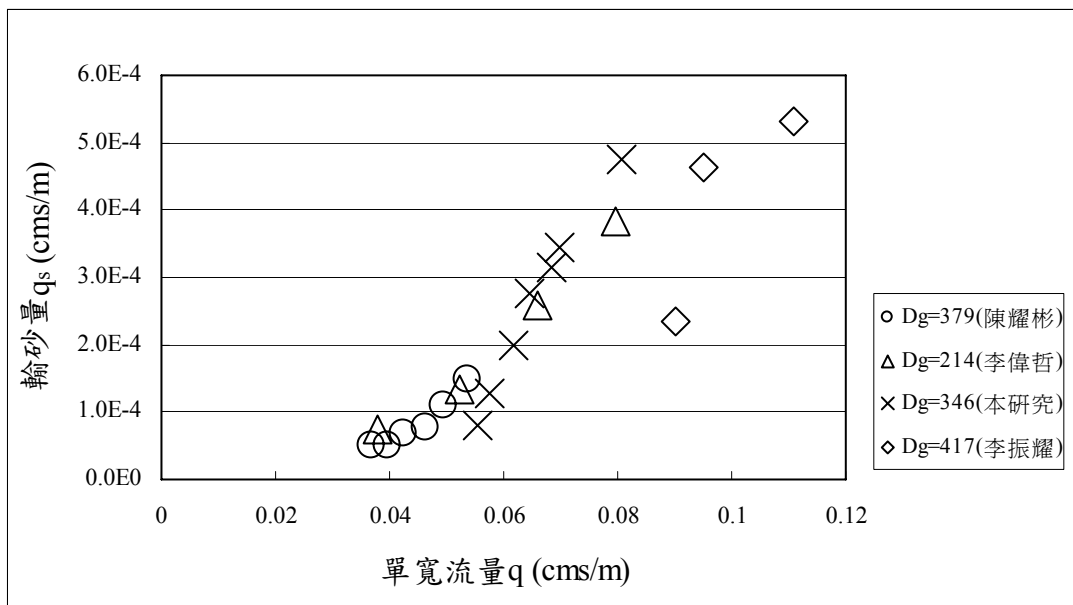


圖 13 不同 D_g 下之單寬輸砂量與單寬流量關係 (S : 0.03~0.04)

Fig.13 Relationship between sediment discharge and unit flow discharge in different dimensionless grain parameter(S: 0.03~0.04)

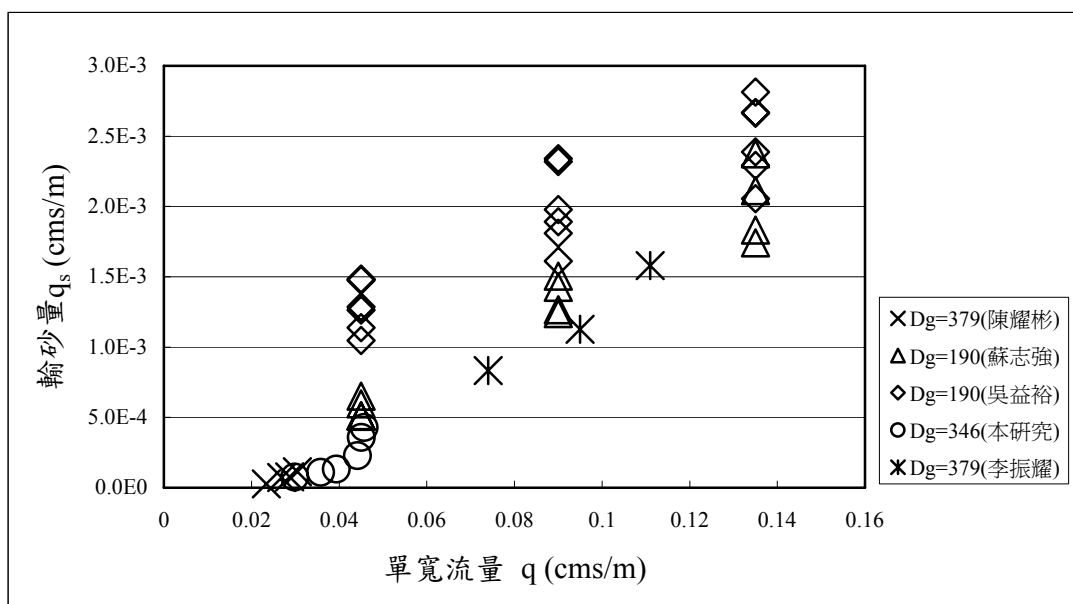


圖 14 不同 D_g 下之單寬輸砂量與單寬流量關係 (S : 0.05~0.06)

Fig.14 Relationship between sediment discharge and unit flow discharge in different dimensionless grain parameter(S: 0.05~0.06)



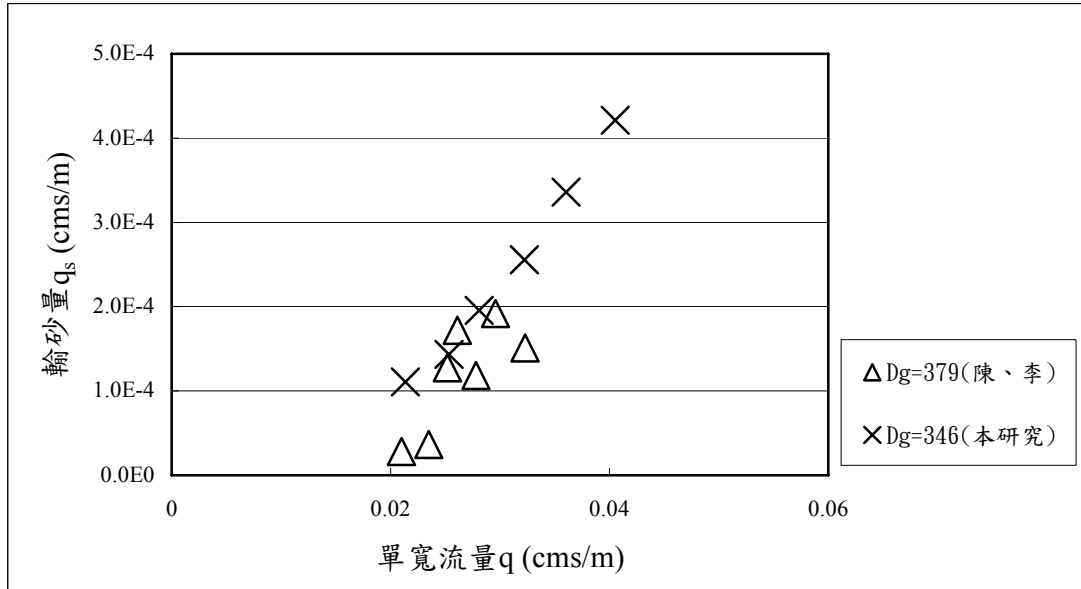


圖 15 不同 D_g 下之單寬輸砂量與單寬流量關係 ($S: 0.06 \sim 0.07$)

Fig.15 Relationship between sediment discharge and unit flow discharge in different dimensionless grain parameter ($S: 0.06 \sim 0.07$)

由圖 12 至 15 中可觀察到在某一坡度下，當固定流量時，無因次沉滓參數 (D_g) 愈大者，其輸砂量愈低，造成此現象原因應為流量尚未到達粗顆粒之起動流量以及遮蔽效應之關係，造成其輸砂量比細顆粒輸砂量來得低。另外，由圖中亦可發現當坡度愈小時，隨流量增加，粗顆粒輸砂量與細顆粒輸砂量差異愈大且細顆粒輸砂量均大於粗顆粒輸砂量，這代表在坡度小時，粗顆粒所形成之護甲層尚未被增大之水流破壞，在流量大且未到達粗顆粒之起動流量時，仍有抑制輸砂量產生之效用，才會使差異性愈大；當坡度愈大時，隨流量增加，粗顆粒輸砂量趨勢比細顆粒輸砂量劇烈，並且，在高流量下，粗顆粒輸砂量遠大於細顆粒輸砂量，造成此現象原因為粗顆粒被起動後，護甲層即遭破壞，細顆粒因得不到粗顆粒之遮蔽保護，而大量被水流攜帶離開，輸砂量大增。

(2) 各家輸砂模式之推估比較

本研究採用有效流量來表示輸砂量大小，在討論各家輸砂模式差異時，僅選擇相關文獻中之有效流量型態之各家輸砂模式，如 Schoklitsch 模式 (1962)、陳耀彬模式 (1990)、何黃公

式 (1992)、李振耀模式 (1993)、蘇志強模式 (1995)、吳益裕模式 (1999)、李偉哲模式 (2002) 及本研究之 (15) 式進行推估值和實測值之比較分析。

利用渠槽試驗條件代入各家輸砂模式所得輸砂量推估值與所收集到輸砂量實測值之比值 (discrepancy ratio, DR 值)，介於 0.5 及 2.0 之資料個數百分比與 DR 值之平均值，進行統計分析，其結果列如表 12 中。當表中之百分比 (%) 愈高，且 DR 值之平均值 (mean) 愈接近 1 時，表示該模式與資料間之吻合程度愈佳。

表 11 是利用所收集到之渠槽試驗數據推估之結果，茲將各家推估情形及適用範圍逐一討論如下：

- A. Schoklitsch 模式 (1962)：對於均勻粒徑實驗數據推估情形較好，但對非均勻粒徑資料推估不理想。
- B. 陳耀彬模式 (1990)：對大部分試驗資料推估情況不是很好，導致推估較各家輸砂模式差之原因可能為其臨界流量公式僅以較粗之顆粒試驗資料迴歸分析而得，進而使其輸砂模式對其他渠槽資料有高估之結果。



表 11 各家輸砂模式推估值與實測值之分析比較表

Table 11 Comparison between estimates with measures of sediment transport models collected in this study

輸砂量模式			Schoklitsch (1962)		陳耀彬模式 (1990)		何黃公式 (1992)		李振耀模式 (1993)		蘇志強模式 (1995)		吳益裕模式 (1999)		李偉哲模式 (2002)		本研究之 (15)式	
渠槽資料	D_{50} (mm)	σ	%	mean	%	mean	%	mean	%	mean	%	mean	%	mean	%	mean	%	mean
Gilbert(1914)	7.0	1.12	93	1.23	44	3.42	96	1.08	38	4.85	85	1.47	89	1.50	87	1.59	82	1.22
	4.9	1.13	94	0.74	55	2.35	92	0.95	61	3.11	96	0.91	96	0.93	91	1.03	86	0.85
	3.2	1.13	89	0.69	69	1.47	94	0.82	79	2.67	97	0.80	100	0.83	95	0.86	93	0.76
	1.7	1.34	75	0.56	31	1.27	86	0.77	25	1.54	94	0.72	86	0.75	89	0.77	81	1.07
何智武(1983)	22.5	1.05	52	0.59	22	5.02	85	0.98	56	3.89	22	0.27	41	1.69	68	1.66	54	1.08
	12.5	1.10	80	1.23	20	3.12	100	1.03	23	1.63	71	1.01	63	1.72	83	1.58	76	1.23
	7.5	1.15	76	1.19	26	3.30	93	1.15	41	1.95	68	1.18	62	1.65	74	1.47	68	1.19
	3.5	1.22	89	1.39	68	1.41	97	0.94	37	1.28	79	1.60	77	1.70	91	1.26	76	1.04
陳耀彬(1990)	15	1.5	4	0.09	62	2.34	26	0.55	72	2.92	2	0.08	65	5.01	45	3.85	83	1.42
李振耀(1993)	15	1.9	94	0.69	94	0.77	76	0.41	100	1.01	94	0.99	100	1.25	96	0.87	98	1.06
	16.5	1.1	83	0.81	100	1.67	53	0.66	94	1.14	83	0.86	100	1.18	100	0.82	100	0.93
蘇志強(1995)	7.5	2.0	83	0.80	28	1.19	68	0.89	53	1.27	94	1.08	89	1.30	94	1.15	96	0.98
	7.5	1.5	94	0.76	39	1.09	79	0.74	69	1.08	94	0.97	100	1.09	88	1.08	94	0.94
吳益裕(1999)	7.5	3.0	50	0.52	28	0.36	46	0.45	23	0.44	88	0.84	94	1.01	92	0.91	100	1.15
李偉哲(2002)	5.22	2.42	50	0.64	50	1.24	50	0.84	25	1.24	75	1.04	75	1.20	100	1.06	75	0.95
	4.02	1.94	50	0.80	50	1.56	50	0.60	50	1.48	75	0.96	75	1.16	100	1.02	100	0.94
	3.83	2.00	75	0.84	75	1.74	75	0.96	25	1.26	75	0.88	75	1.04	100	0.94	75	1.03
	8.45	2.32	50	0.72	50	1.50	75	0.72	75	1.50	75	1.12	75	1.12	75	0.98	100	0.92
謝孟荃(2005)	13.74	2.54	84	0.89	52	1.07	76	0.81	52	1.66	86	0.98	92	0.92	88	0.95	96	1.01

- C. 李振耀模式 (1993)：推估情形比陳耀彬模式較佳，但對大部分試驗數據仍推估不好，導致推估不良之原因亦為其臨界流量公式僅以較粗之顆粒試驗資料迴歸分析而得，造成其輸砂模式對其他渠槽資料有高估之結果。
- D. 蘇志強模式 (1995)：除粒徑分佈因子 $\sigma > 2.0$ 之資料推估稍差外，其餘推估均勻及混合粒徑試驗資料均甚佳。
- E. 吳益裕模式 (1999)：其輸砂模式是延伸蘇志強模式而得，從事 $\sigma > 2.0$ 渠槽試驗，以獲得更可靠之推估依據，其推估無論在均勻或混合粒徑試驗資料上均有不錯之結果。
- F. 李偉哲模式 (2002)：模式之建立是由均勻及混合粒徑試驗資料迴歸而得，由上表可發現，其推估均勻或混合粒徑均較上述輸砂模式佳。

本研究考慮粒徑分佈因子對輸砂量之影響，僅選擇 $\sigma > 1.5$ 之混合粒徑試驗數據進行迴歸，而推導出此輸砂模式，對於所收集到之均勻粒徑輸砂量數據推估上雖不較李偉哲模式推估良好，但推估結果也有一定準確性；另外，對於混合粒徑推估上，本研究所推估之輸砂模式較其他各家輸砂模式更吻合試驗數據資料，因此，利用本研究所推導之輸砂模式對均勻或混合粒徑均可以普遍提供良好之推估結果。

六、結 論

本研究主要針對混合粒徑進行渠槽實驗，以期能藉由更多試驗數據資料推導出更適合台灣天然河川之混合粒徑輸砂量估算模式，茲將本研究所獲得之成果整理如下：



1. 由試驗過程中可發現混合粒徑在不同水流作用下會發生分選作用，亦即細顆粒會被水流挾帶離開後，留下不易帶走之粗顆粒，或者細顆粒受到粗顆粒之遮蔽保護，而無法被水流帶走，對於相同來砂量在不同水流作用下，渠床會產生不同程度之分選或遮蔽現象。
2. 利用均勻粒徑輸砂模式估算天然野溪混合粒徑輸砂量，則會有差異產生，分析混合粒徑試驗實測值與利用均勻輸砂模式估算值之差異時，可得下列之結果：

$$\frac{q_{sm}}{q_{sp}} = 54.872 \times S^{1.28} \times D_g^{0.23} \times \sigma^{0.81}$$

q_{sm} 為混合粒徑試驗實測值(cms/m)

q_{sp} 為利用均勻粒徑輸砂模式計算之推估值(cms/m)

由上式可知，輸砂量實測值(q_{sm})與推估值(q_{sp})之差異隨著坡度、粒徑分佈因子增加而差異性大；隨著無因次沉滓粒徑參數增加而差異性變小，其中以坡度之影響最大。

3. 根據本研究試驗資料與國內外從事輸砂量試驗資料數據進行篩選，僅選擇 $\sigma > 1.5$ 之混合粒徑試驗數據式進行輸砂模式之推導，可得：
臨界流量模式：

$$\frac{q_c}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)gD^3}} = 1.349 \cdot (S)^{-0.807} \cdot (D_g)^{-0.182} \cdot (\sigma)^{0.116}$$

推移質沉滓運移模式：

$$\frac{q_s}{q - q_c} = 3.174 \cdot (S)^{2.134} \cdot (D_g)^{-0.248} \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0.513} \cdot (\sigma)^{1.335}$$

4. 本研究採用 Yalin 均勻粒徑無因次沉滓起動參數 $\varepsilon_c = 10^{-7}$ 作為衡量泥砂起動情況之依據而得到臨界流量實測值，經分析後發現本研究臨界流量實測值具有一定之可靠度，再與 $\varepsilon_c = 10^{-7}$ 所計算之臨界流量推估值進行分析比較，發現混合粒徑之臨界起動流量高於均勻粒徑臨界起動流量，而利用 Yalin 均勻粒徑之判定標準估算混合粒徑沉滓起動會有誤差產生，且在坡度大之情況下，誤差值愈為明顯，因此，為使 Yalin 臨界起動判定標準符合混合粒徑則需要進一步修正。
5. 考慮粒徑分佈因子對輸砂量之影響，僅從所收集之相關試驗資料中篩選 $\sigma > 1.5$ 之混合粒徑試驗數據進行迴歸分析，推導出本研究之輸砂模式，此模式對於所收集到之均勻粒徑輸砂量數據推估上雖不

較李偉哲模式推估良好，但推估結果似乎也有一定準確性；另外，對於混合粒徑輸砂量推估則較其他各家輸砂模式更吻合渠槽試驗數據資料，因此，利用本研究推導之輸砂模式對均勻或混合粒徑均可以普遍提供良好之推估結果。

參考文獻

1. 何智武 (1983)，「湍流渠槽沉滓運移特性之研究」，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文。
2. 何智武、黃宏斌 (1983)，「台灣上游湍流河道之輸砂模式研究」，中華水土保持學報，14(2):95-106。
3. 黃宏斌 (1993)，「上游泥砂來源與河道沖淤之關係探討」，八十二年度農業工程研討會，pp.217-231。
4. 李振耀 (1993)，「非均勻礫石在超臨界流之運移研究」，國立中興大學土木工程學研究所碩士論文。
5. 李偉哲 (2002)，「湍流渠槽之輸砂量模式研究」，國立台灣大學生物環境系統工程研究所碩士論文。
6. 吳益裕 (1999)，「陡坡渠道混合沉滓運移機制之研究」，國立中興大學土木工程學研究所博士論文。
7. 徐江、王兆印 (2003)，「山區河流階梯-深潭的發育及其穩定河床的作用」，泥沙研究，No.5。
8. 陳耀彬 (1990)，「陡坡渠槽輸砂特性之試驗研究」，國立中興大學水土保持學研究所碩士論文。
9. 黃宏斌 (1992)，「陡坡水槽之輸砂量模式研究」，台灣水利，40(1)：44-51。
10. 錢寧、萬兆惠 (1991)，「泥沙運動力學」，科學出版社，pp.184-296。
11. 蘇志強 (1995)，「混合礫石渠槽輸砂率研究」，國立中興大學土木工程學研究所碩士論文。
12. Bathurst, J. C., W. H. Graf and H. H. Cao. (1987), "Bedload Discharge Equations for Steep Mountain Rivers," *Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers*, John Wiley & Sons Ltd., pp. 453-476.
13. Einstein, H. A. (1950), "The Bed-load Function for Sediment Transport in Open Channel Flows," *Tech. Bull. 1026*, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service.
14. Graf, W. H. (1971), *Hydraulics of Sediment*

- Transport, McGraw-Hill, New York, pp. 135-136.
15. Little, W. C. and R. G. Mayer. (1976), "Stability of Channel Beds by Armoring," *J. Hydraul. Div.*, ASCE, 102(11):1647-1661.
16. Meyer-Peter, E. and R. Müller. (1948), "Formulae for Bedload Transport," *Trans. Intern. Assoc. Hyd. Res.*, 2nd. Meeting, Stockholm, pp. 39-65.
17. Parker, G., P. C. Klingeman and D. G. McLean. (1982), "Bedload and Size Distribution in Paved Gravel-bed Streams," *J. Hydraul. Div.*, ASCE, 108(4): 544-571.
18. Simons D. B. and F. Sentürk. (1977), "Sediment Transport Technology," *Water Resources Publications Fort Collins, Colorado 80522, USA.*
19. Smart, G. M. (1984), "Sediment Transport Formula for Steep Channels," *J. Hydraul. Engrg.*, ASCE, 110(3):267-276.
20. Solari L. and G. Parker. (2000), "The Curious Case of Mobility Reversal in Sediment Mixtures," *J. Hydraul. Engrg.*, ASCE, 126(3):185-197.
-

2005年3月22日 收稿

2006年6月28日 修正

2007年6月21日 接受

(本文開放討論至2008年6月30日)

