

壹、前言

集集大地震造成台灣地區地殼之大幅變動、土石鬆動、岩層不穩定，導致土石流發生之臨界累積雨量和臨界降雨強度大幅下降，亦即土石流發生機率較集集地震發生前增加許多。且集集大地震所造成之潛在崩塌地提供了土石流大量之基材，加上台灣地區特殊之地文及水文條件，堆積層較古老、地質脆弱、地形陡峻、地震頻繁，土層淺薄、岩層膠結不良，且位在西太平洋颱風路徑上，夏秋季常有颱風、豪雨產生，帶來高強度降雨及高累積雨量，造成表層土壤沖刷流失或崩塌地滑，土砂下移至下游居住密集區常致生重大災情。

溪頭地區位處濁水溪上游北勢溪源頭部之集水範圍，為台灣相當重要之森林集水區。相關研究及調查結果顯示，溪頭地區溪谷之土石遷移程度低，主要河道上寬下窄，及溪頭之主要設施均位於中、下游之沖積扇上，若土石繼續下移易會造成百姓身家性命財產之損失。故需在有限之經費內進行災害之整治規劃，如何達成有效之災害管理，實為工程之一大挑戰。且進行大規模治山防災工程易造成森林原有面貌之破壞、地貌粗糙化及密實化的林地，經過施工機具開挖之後土石快速鬆動，堆積組成重新分佈，實可謂滿目瘡痍。流經山體之水路系統遭受阻塞或破壞、截斷舊有之水流脈；新水脈逐漸衍生並取代舊有流路，此一現象對於山坡地災害之發生機制有著很重要之影響。

本研究將對於坡地災害之機制進行研究，由於土石流在不同條件下之機制具有相當大之差異性，故將土石流災害區分為發生段、流動段、及堆積段，分別進行相關之學理研究，發展一完整之土石流發生機制之研究，對於災害致生之原因更加以瞭解，以提供工程設計時之參考，減少對環境之衝擊及降低災害發生之機率，藉以增加溪頭地區坡地穩定與遊客安全。

貳、研究目的

民國九十年七月三十日，桃芝（TORAJI）颱風在呂宋島東方海面生成後以西北轉北北西之方向移動（桃芝颱風侵台路徑如圖 2-1-1 所示），朝台灣東部陸地接近，於 7 月 30 日 0 時 10 分左右登陸花蓮秀姑巒溪口，在台灣中部及東部帶來豐沛雨量。本研究區內之溪頭三號坑溪由於桃芝颱風所帶來之豐沛降雨誘發下（降雨延時為 20 小時，累積降雨量為 614.7mm，最大降雨強度為 107.4mm/hr），造成大量土石方宣洩而下，造成溪頭地區重大之土石流災情，本研究盼藉由此次土石堆積之情形，探討土石流發生、流動、及堆積之特性，分析土石流致災之因素，並將堆積區之長度、體積等資料做一有系統之整理及討論，並與前人之土石流堆積公式相互比較，藉以建立一套較為完整且實用之土石流運動機制。

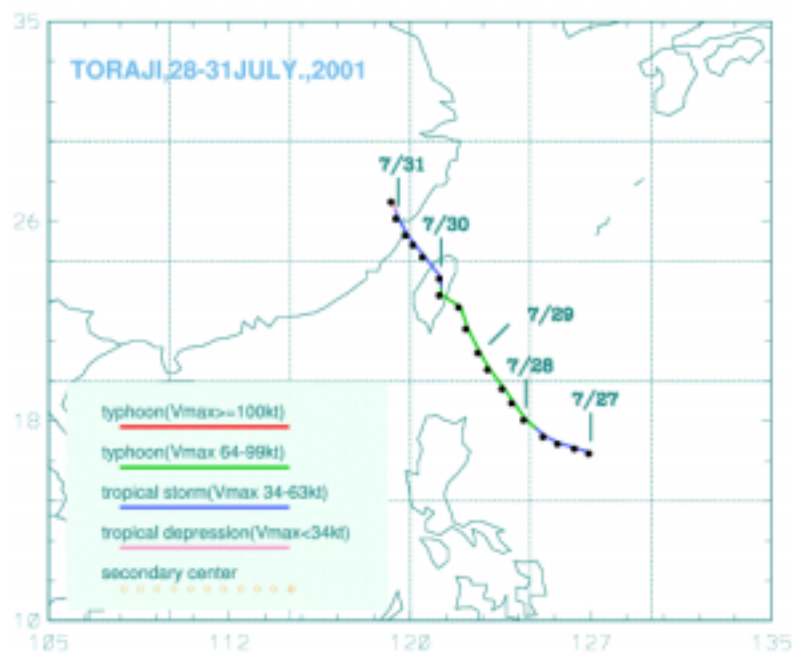


圖 2-1-1 桃芝颱風侵台路徑圖（資料來源：中央氣象局）

參、研究區域概況

3.1 溪頭地區之地理環境

3.1.1 地理位置

台大實驗林溪頭營林區位於本實驗林西部，主要溪流為濁水溪流域之支流北勢溪。本區南北長約 10 公里，東西寬由北而南漸次展開，約 2~4.6 公里間，轄 1-6 林班。行政區為南投縣鹿谷鄉內湖村，集水區面積約 2488 公頃。因 1-6 溪頭林班地受災最為嚴重，故此整合型研究計畫-坡地災害之發生機制，即以溪頭集水區為調查重點區，圖 3-1-1 為研究區域地理位置圖。

3.1.2 氣候與水文

由溪頭氣象站可知，平均氣溫以一、二月最低，七、八月最高；海拔一千公尺以下地區，甚少降至冰點以下。全年可依降雨之情形，劃分為乾季與雨季，自十月至翌年四月為乾季，其餘月份為雨季，降雨集中於夏季，佔全年總降雨量約 80%。本區氣候上屬於熱帶濕潤氣候和熱帶重濕氣候之交替型態，亦即呈現夏季高溫多雨，冬季乾燥之氣候特徵。

3.1.3 地形、地質及土壤

溪頭地區地形上為三面環山之谷地，地勢由南向北傾斜。主體建物大都位於鳳凰山脈西側山麓上，主要聯絡道路為延平溪頭公路(投 151 縣道)，沿北勢溪右岸蜿蜒而上達溪頭。本區地質以砂岩為主，與砂質頁岩相互交疊而成層狀。在土壤特性方面，北勢溪沿岸多屬砂質壤土。在險峻地區，土壤深度較淺，緩斜地區則土層深厚，且存有腐植質。溪頭鄰近地區之主要斷層為陳有蘭溪斷層及其鄰近斷層。斷層亦對地形造成顯著影響，陳有蘭溪谷即沿主要斷層發育而成，反應出斷層岩盤破碎，形成明顯之差異侵蝕現象。桃芝颱風在桃芝坑造成大面積之山崩(921 時即有小規模之山崩)，其位置即為斷層所通過之位置，此亦反應斷層在此區域所造成之敏感地質條件。

集集大地震(1999/09/21)造成台灣中部嚴重之災情，在溪頭地區亦觸發大規模之山崩。主要崩坍地點包括：1. 鳳凰山脈西側－如米堤坑、土地公崙坑、三號坑、二號坑、一號坑、鹿寮坑等；及 2. 嶺頭山脈北側－如巨石坑、桃芝坑、流籠坑及救國坑。大量崩坍土石堆置於野溪之上游，這些土石即成為日後發生土石流之主要土石來源。集集地震之後，桃芝颱風(2001/07/31)，在台灣中部及東部帶來大量豪雨，在溪頭地區，三小時內雨量高達 400mm 以上，最大降雨強度高達 150mm/小時，在豪雨之沖刷之下，土石順流而下，形成土石流，在園區內達 11 處土石流之多。園區內之主要溪流，幾乎全部發生土石流，造成園區房舍、飲水、供電、排水系統、道路之嚴重損害。不但造成溪頭遊樂區無法開放，遊客無法入園遊憩，間接也影響鹿谷鄉觀光產業之收入，間接社會損失龐大。

3.1.4 崩塌地分佈及現況

溪頭地區之主要土石流溪谷，共有 17 條，分別為：米堤坑、三號坑、二號坑、一號坑、鹿寮坑、神木坑、巨石坑、流籠坑、救國坑及入園道路之和平橋、

奮鬥橋、尚進橋、正義橋、大孝橋及大仁橋等野溪；而上游地區有大量土石堆置，尚未形成土石流之野溪河谷者有桃芝坑及土地公崙坑。17 條土石流溪谷之總集水面積為 1516.7 公頃，崩塌面積超過 135.8 公頃。這些土石流溪谷之坡度均陡，上游坡度介於 55~30 度之間，中、下游之坡度介於 37~20 度之間，較平緩者下游之坡度可降至 10 度以下。因此，未來如果有豪雨，這些堆積土石將可能往下游移動，造成下游房舍、設施之重大損害，甚至危及人員傷亡。

3.1.5 溪頭致災原因探討

溪頭地處古老堆積層、地質脆弱、地形陡峻，土層淺薄、岩層膠結不良，經過 921 地震後，導致地殼大幅變動，各岩層均不穩定，加上近年幾個颱風造成之豪大雨量，常造成表層土壤沖刷流失或崩塌地滑，土砂沖往下游民宅田地密集區域，造成重大災害。相關研究指出，當累積雨量達 150 公厘以上或每小時降雨強度大於 40 公厘時，土石流發生之可能性將大為增加。

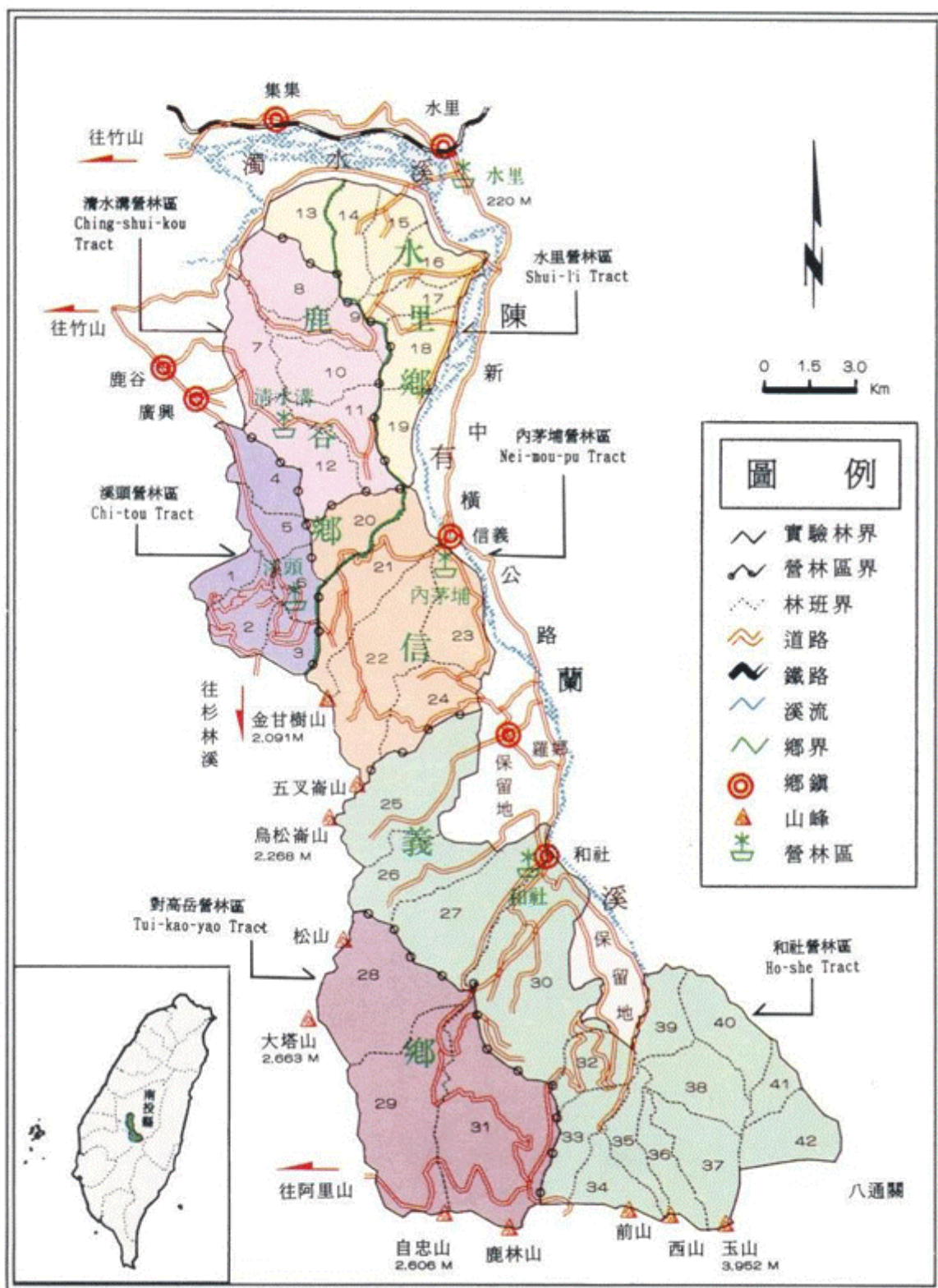


圖 3-1-1 研究區域地理位置圖

肆、文獻回顧

由於土石流之發生段、流動段、及堆積段其基本物理性質不同，故本研究將土石流致災之機制分成土石流發生段之顆粒篩選機制、土石流流動段之顆粒搬運機制、土石流堆積段之土石堆積機制三部分來分別討論。由於溪頭之研究區域內在桃芝颱風所提供之豐沛雨量誘發下，致生土石流災害，為詳盡探討此次致災之原因，故本研究再引入國外學者之數值模擬程式 FLO-2D，進行溪頭在桃芝颱風所發生之土石流模擬，藉由參數之推求及輸入，模擬出土石流之堆積範圍，與實際土石流之淹沒範圍比較，驗證此一模式與現地土石流淹沒之範圍相符。本研究就以這四個部分分別詳述如下。

4.1 土石流發生段之顆粒篩選機制

事實上，土石流在流動時之實際流態，真正在現地直接觀察到之案例極少，主要是因不容易事先掌握土石流在何時何地發生，且因土石流之威脅性極大，現地觀測需冒極大之風險。近年來，由於攝影器材及監測系統之普及發達，再加上對土石流現地堆積物之觀測，才得以初步瞭解到土石流之實際流況。在土石流各項特性之中，和一般河川輸砂恰好相反之處在於土石流流動時，先端呈湧浪狀，並有大粒徑礫石聚集流動之現象，而土石流在脫水堆積後，觀察其堆積垂直剖面，則有大顆粒在上層，小顆粒在下層之粒徑篩分現象。為探討此一差異之原因，進而瞭解土石流物理及運動機制。

因為土石流發生時會產生巨型礫石向前及向上集中之現象(如圖 4-1-1、4-1-2 所示)，故這些聚集之巨石對攻擊目標物產生相當大之破壞性，為造成土石流災情如此嚴重之主要原因之一，故本研究對此現象做一探討及分析，希望能建立出粒徑篩分之物理機制，藉以降低土石流之攻擊能力，進而減少土石流所造成之災害及損傷。由於國內外對粒徑篩分現象之相關研究已有相當長足之成果，雖然應用在土石流上之研究極為缺乏，但若將其他領域之相關研究應用到土石流之顆粒篩選機制上，對機制之建立有著一定之幫助，故對於相關之前人研究應作一完整且詳盡之瞭解及分析。

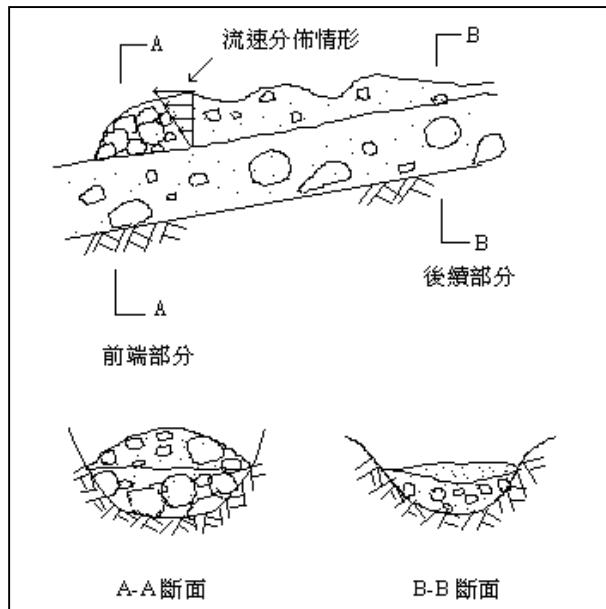


圖 4-1-1 巨礫集中之示意圖（資料來源：水土保持手冊）



圖 4-1-2 土石流堆積部垂直粒徑分佈（洪如江攝）

製藥學、礦物學等領域常應用之粒徑篩分現象（Size segregation）有以下之特點：（1）垂直震動混和粒徑時，大顆粒會往上移動，形成粒徑篩分。（2）目前已知粒徑篩分最主要之參數為體積，但其發生之物理機制，目前仍有不同之說法。（3）國外文獻中提及此一現象又名「Brazil-nut effect」，且早已被廣泛研究。（4）目前多應用在農業、礦業、製藥業領域之工業製程中。由以上之發現，土石流流動時及其堆積物有大顆粒在上、小顆粒在下之特性，似因土石流流動之紊流強度所產生之上下波動，造成粒徑篩分之結果，故本研究希望藉由對粒徑篩分現象（Size segregation）之瞭解以推求紊流上下波動之速度，並推求土石流之流速及水位一些難以量測之數據。關於粒徑篩分現象（Size segregation）之前人研究如下所述：

4.1.1 粒徑篩分現象之實驗

J.C. Williams（1976）是近年來首幾位對粒徑篩分現象進行廣泛之文獻蒐集以及實驗之學者，起初其研究粒徑篩分現象之動機開始於在工業包裝及膠囊藥丸

之製程中，由於顆粒（Particles）會傾向粒徑篩分，故希望能瞭解其機制，以避免其發生。在其研究中，Williams認為粒徑篩分現象之發生，僅要顆粒與顆粒間有剪力存在即可，例如：顆粒進行垂直震動，或將顆粒滾筒中進行旋轉，甚至將不同粒徑之顆粒倒成一堆(Pour into a heap)，都會發生粒徑篩分現象。另外，在粒徑篩分中，粒徑大小之不同，為最重要之因素，密度影響較小，無論是滾筒還是震動，若粒徑比差異越大，分離之速度越快且分離量越多。Williams嘗試針對在垂直震動混和粒徑時，大顆粒向上移動直到浮出表面之現象提出解釋，他認為在垂直震動時，一開始由於大顆粒較小顆粒重力大，故其下方之壓力較大，此時沒有顆粒能夠填入大顆粒下方之空隙，但若大顆粒因震動而向上抬升些微之距離，此壓力易造成小顆粒去填滿其下方之空隙，故 Williams認為，甚至密度越高、重量越重之大顆粒，其向上移動越容易。另一方面，在 Williams之論文中也提到 Campbell and Bridgwater (1973) 進行實驗以證明粒徑篩分現象，Campbell and Bridgwater 將混和粒徑倒入與水平成某一傾斜角度之圓桶內，旋轉後，發現粒徑篩分之現象，其實驗材料分別為平均粒徑 $100\ \mu\text{m}$ ~ $1000\ \mu\text{m}$ 之間之肥料與砂（利用肥料與砂所做出來之結果類似），無論是肥料還是砂只要大顆粒與小顆粒之粒徑比(Diameter ratio)略大於 1(約為 1.2)，分離率(Segregation coefficient, 分離出大顆粒之重量與全部大顆粒之重量之比值)即馬上升至 40%左右，但粒徑比到了 4.3 以上，分離率即停留在 80%左右，不會再往上升。若大、小顆粒之平均粒徑在 $500\ \mu\text{m}$ 左右，分離率即穩定，不隨平均粒徑增大而增大，但若平均粒徑小於 $500\ \mu\text{m}$ ，分離率即迅速下降，惟平均粒徑在 $100\ \mu\text{m}$ ，還是可量測到粒徑分離之現象。最後，在此小粒徑下，若加入佔全重量 2%之水，會減少分離率 70%~10%。由 Campbell and Bridgwater 之實驗，可發現粒徑篩分現象在微小粒徑中也易於發生，是一非常敏感且常見之物理現象。最後 Williams 亦引用 Scout and Bridgwater (1975) 之實驗，粒徑比越大，粒徑篩分之速率越快，且成冪次增加。

Ahmad and Smalley (1973) 將平均粒徑為 $500\ \mu\text{m}$ ~ $600\ \mu\text{m}$ 之乾砂，填入高 8 吋，內徑 3 吋與震動裝置連結之圓桶中，為簡化其實驗之複雜性，其僅使用單一大顆粒（共有直徑 24mm、17mm 以及 8mm 三種圓球體），放入砂床中，量測在垂直簡諧運（震）動下，大顆粒浮出表面之時間。本研究檢視其實驗數據發現：（1）大顆粒初始位置在圓桶底部之中央比在壁邊更快上昇；（2）在固定之震動加速度下，震動頻率越快，大顆粒上昇時間越長，且呈冪次增加，時間增加之斜率隨震動頻率增加而增加；（3）在固定之震動頻率下，震動加速度越快，大顆粒上昇時間越短，且呈冪次減少，但時間減少之斜率隨震動加速度增加而減少；（4）大顆粒之初始深度越深，大顆粒上昇時間越長，但其速度和深度並非為線性關係，換句話說，大顆粒越接近表面，其上昇速度越快；（5）大顆粒與小顆粒之粒徑比越大，上昇所需時間越短，且似呈冪次減少，惟呈冪次減少之現象並不明顯，僅在高震動頻率低震動加速度時較易觀測得知；（6）不同密度之大顆粒，其上昇所需時間差異不大，僅在震動頻率為 100sec^{-1} 時，有密度越高，上昇所需時間越多之傾向，惟其時間差距並不多；（7）不同形狀之大顆粒對上昇時間幾乎沒有顯著性之影響。

4.1.2 粒徑篩分現象之機制

在探討粒徑篩分現象之成因機制方面，主要分為兩派不同方向之研究，其中一派認為粒徑篩分現象主要因為大顆粒與小顆粒之間局部之幾何關係（Local geometry）所致，由於大顆粒下方之孔隙較大，在大顆粒向上移動時，小顆粒容易填入大顆粒下方之空隙，但小顆粒全部同時由大顆粒下方空隙出來之機率較小，故造成大顆粒在多次震動下，不斷地往表面移動（如圖 4-1-3 所示）。另外一派則是認為當垂直震動強度超越臨界震動強度時，顆粒本身會產生一對流現象（如圖 4-1-4、4-1-5 所示），且大顆粒會隨著對流圈（Convection roll）向上移動，當大顆粒移動至表面後，因體積較大，無法再進入對流圈向下，故一直留在表層。茲將上述兩種機制分述如下：

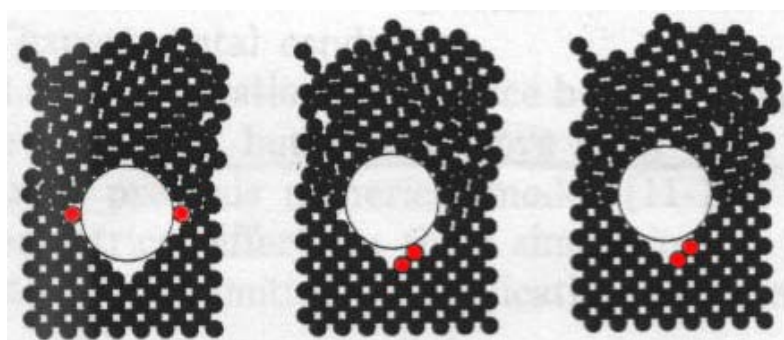


圖 4-3 小顆粒進入大顆粒下方空隙之過程（資料來源 ref.[4]）

（1）局部幾何關係（Local geometry）導致粒徑篩分

Rosato（1986）年利用蒙地卡羅法（Monte Carlo algorithm）以模擬垂直震動下粒徑篩分現象，他認為小顆粒之可動性（Mobility）較高，當混和粒徑垂直震動時，大顆粒下方易被小顆粒塞住，經反覆運動後，造成大顆粒向表面上昇。他假設粒徑篩分「僅」和其形狀因子有關，故粒徑篩分現象主要之控制因子為粒徑比。在相同之粒徑比之下，由於小顆粒塞入大顆粒下方之機率是固定的，故大顆粒向上昇之速率亦為一定值。除粒徑比之外，Rosato還認為震幅亦為粒徑篩分之一重要參數，且震幅和分離之時間更是有絕對之關係（震幅越大，分離越快）。

在 Rosato 之後，Jullien and Meakin（1993）找出圓球顆粒發生粒徑篩分現象之臨界粒徑比（Critical ratio）。Jullien and Meakin 之模式假設無限大之接觸摩擦力、完全非彈性碰撞、不連續垂直震動，並忽略慣性力、聯體運動（雪崩、對流、浮力等）等影響，其研究結果發現臨界粒徑比和顆粒之安息角有關，在二維系統下，安息角從 30 度到 60 度，臨界粒徑比由 2.993 到 12。不過，Jullien and Meakin 認為若為有限之摩擦力，已堆積顆粒間會產生聯體運動（Collective motions），即可能會較接近聯體的性質，產生對流運動之現象，且聯體運動會使安息角降低，連帶地使臨界粒徑比降低，若在三維系統中，此值會低到 1.5 甚至是以下。

Duran et al.（1993）推導出大顆粒與小顆粒之間幾何關係方程式，並利用頻閃觀測儀（Stroboscopic photos），觀測大顆粒向上移動之現象。Duran et al 認為一般微小粒狀物質遭受到遠大於其門檻震幅時，即會產生對流現象，但在僅受到

略微震動影響下，粒徑篩分現象主要還是由於大顆粒與小顆粒之間局部之幾何關係所致。Duran et al 還進行二維及三維粒徑篩分現象之實驗，發現在所有之震動週期下，僅在粒徑比大於臨界值(二維臨界粒徑比=12.9;三維臨界粒徑比=2.78)時，粒徑篩分才會發生，而且粒徑比越大，僅要微小之震幅即可發生粒徑篩分，但粒徑比小時，即需要較大之震幅。在應用頻閃觀測儀方面，Duran et al 將大顆粒塗成白色，觀察粒徑比等於 16 及 2 時之狀況，結果發現，粒徑比等於 16 時，大顆粒向上昇幾乎是連續的(在震動加速度時為 1.1 倍臨界震動加速度時);粒徑比等於 2 時，大顆粒向上昇是不連續地，故其向上昇之速度較慢，就算在其震動加速度時為 1.2 倍臨界震動加速度時亦復如此，其中 Duran et al 所稱之對流臨界震動加速度為 1.1~1.2g。

(2) 對流 (Convection connection) 引發粒徑篩分

與討論局部幾何關係導致粒徑篩分同一時期，Rátkai(1976)即進行顆粒受到震動即會產生對流現象之實驗(如圖 3 所示)，認為顆粒可藉由震動變成有流體之性質。實驗利用高度為 66mm、底面積為 90mm 之圓桶，底下連結一約為圓桶底面積 10 分之 1 或 5 分之 1 之震動版(直徑為 28mm 或 40mm)，桶中填入直徑 0.8~1mm 之塑膠球，並觀測在不同頻率，0.93mm、1.88mm 以及 3.80mm 三種震幅下，顆粒對流之情形。研究結果發現，在震動平台大小以及頻率相同之情況下，震幅越大，顆粒向上對流之速度越大;在震動平台大小以及震幅相同之情況下，震動頻率越大，其向上昇之速度亦越大，但到了一最大值後，又開始往下降，即有一產生最大上昇對流速率之尖峰頻率，Rátkai 認為此一現象是由於當震動頻率增大，大顆粒向上昇之速度會增大，因為此時對流之型態為層流(Laminar flow)，但是若震動頻率繼續增大，大於某臨界值後，對流之型態變為亂流(Turbulent flow)，反而因震動頻率越大，亂流越影響顆粒向上昇之速度，故顆粒向上昇之速度會越慢。

Taguchi (1992) 利用數值模式模擬顆粒在垂直震動下，所產生對流之現象。Taguchi 認為對流是接近表面之區域性之現象，如果震動之強度越大，那對流之現象即會越明顯，深度也越深，並提出一對流臨界震動加速度(Critical acceleration amplitude) 如右式：
$$\Gamma_c = \frac{bw_0^2}{g} \quad (1)$$

其中， Γ_c ：臨界加速度； b ：震幅(m)； w_0 ：角速度(rad/sec)； g ：重力加速度(m/sec²)，並說明臨界震動加速度大於 0.9~1.2 之間，才會發生對流現象。Taguchi 認為對流之發生，是由於震動之加速度大於重力，故顆粒被震盪至最高點而要向下時，將會發生自由落體，故能自由移動，但由於水平方向還是有邊界之存在，所以顆粒碰到邊界後又彈回來，只好往中央移動，且又由於因為有下邊界，所以中央之顆粒不能向下流，故只好向上流，進而形成對流。若震動之加速度小於重力，Taguchi 認為顆粒皆會被擠壓在容器之底部，故不會發生對流。最後，Taguchi 認為邊界對對流現象之影響巨大，若邊界顆粒和邊界間沒有摩擦力，那模擬之結果會與和實驗之結果相反。

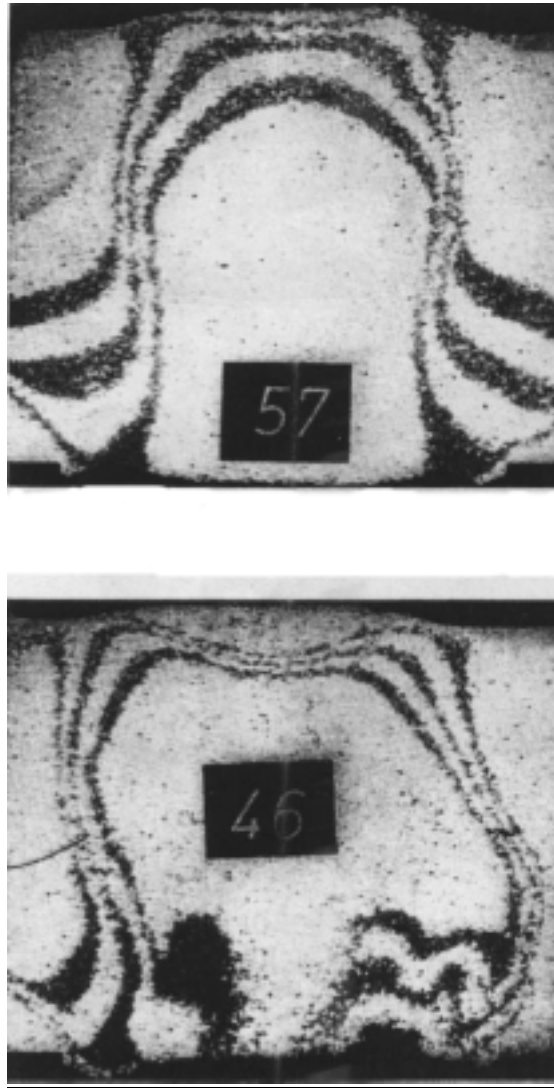


圖 4-1-4 垂直震動下顆粒產生對流現象

(上圖為層流流況，下圖為亂流流況，資料來源 ref.[6])

Knight et al. (1994) 是第一位進行實驗證明顆粒對流現象將導致粒徑篩分之學者，其利用直徑 35mm 之垂直玻璃圓桶，將其放在磁振機上，填入直徑 2mm 玻璃珠做為小顆粒，其每震動一次中間即隔一秒，震動之模式為 30Hz 之 sine 波，震動之加速度為 7g。Knight et al. 將不同直徑之大顆粒（直徑分別等於 19、6 及 2mm）放入小顆粒中進行實驗，發現在相同條件之震動下，此三種粒徑上昇之速度都差不多，但 2mm 到了最上面之後，其又會因為對流現象而掉下來，但 19 及 6mm 則因體積較大，無法再隨對流之流徑向下，故會一直留在頂層。另外，Knight et al. 亦進行一圓錐形容器之粒徑篩分實驗（如圖 4 所示），發現大顆粒在圓錐體之中央隨著對流圈向下，但由於對流圈在靠近圓錐壁向上之區域太薄，所以不會跟著已著色之小顆粒向上，故強烈地證明，粒徑篩分和對流現象有關。Knight et al. 在實驗中發現越接近頂端，向上昇之速度（Rise velocity）越快，但和粒徑比無關，也就是說，在同一震動加速度下，不同之粒徑比，從同一深度開始，其向上昇之速度是差不多的，但在對流圈中，向下移動的速度（在容器之牆邊）比向上昇的速度（在容器之中心）更快，又向上昇之速度和大顆粒與表面之

距離較相關（和大顆粒與容器底部之距離相比）。Knight et al.實驗亦發現大顆粒在相同之深度，若震動加速度越大，其向上昇之速度越快（震動次數也越少即可將大顆粒分離），若是震動加速度不足，對流深度無法到達大顆粒之深度，即可能無法發生粒徑篩分，或是大顆粒恰好在對流圈所能到之臨界深度，即需要震動很多次，大顆粒才會上昇，但亦有越到上面速度越快之現象。

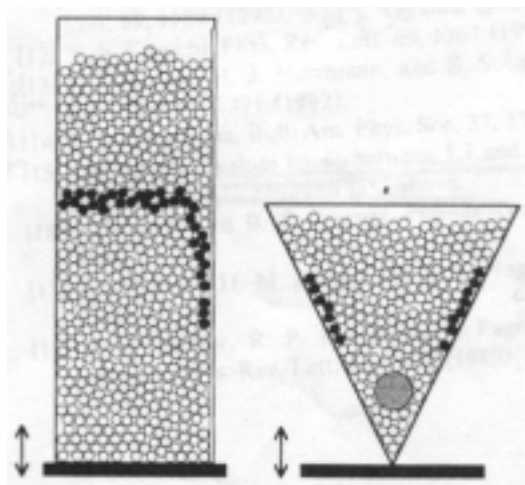


圖 4-1-5 不同容器下之粒徑篩分實驗（資料來源 ref.[8]）

Pöschel and Herrmann (1995) 利用分子動力法 (Molecular dynamics algorithm) 進行對流引發粒徑篩分之模擬，主要證明在只要對流現象出現，且對流深度能到達大顆粒所在之位置，即會引發粒徑篩分，但其會有一個時間延遲 (Lag)，即大顆粒無論其粒徑比多少，皆會延遲 30sec 左右再往上昇，且其往上昇時會有一浮沈之現象 (Whale effect)，但粒徑比越大，大顆粒浮沈之現象越不明顯。Pöschel and Herrmann 數值模擬發現，在震幅固定之情況下，會有一對流臨界發生頻率 (如圖 4-1-6 所示)，且對流隨震動之強弱呈指數型衰減。

曾 (2003) 亦進行與 Knight et al. 相似之實驗，惟和 Knight et al. 不同的是，曾 認為粒徑篩分啟動之震動強度門檻隨粒徑比之增大而減小，且到達頂端後越不容易隨著對流現象而下降，且大顆粒密度越輕，越易向上昇起。另外，其實驗亦發現上昇之速度成冪次關係。

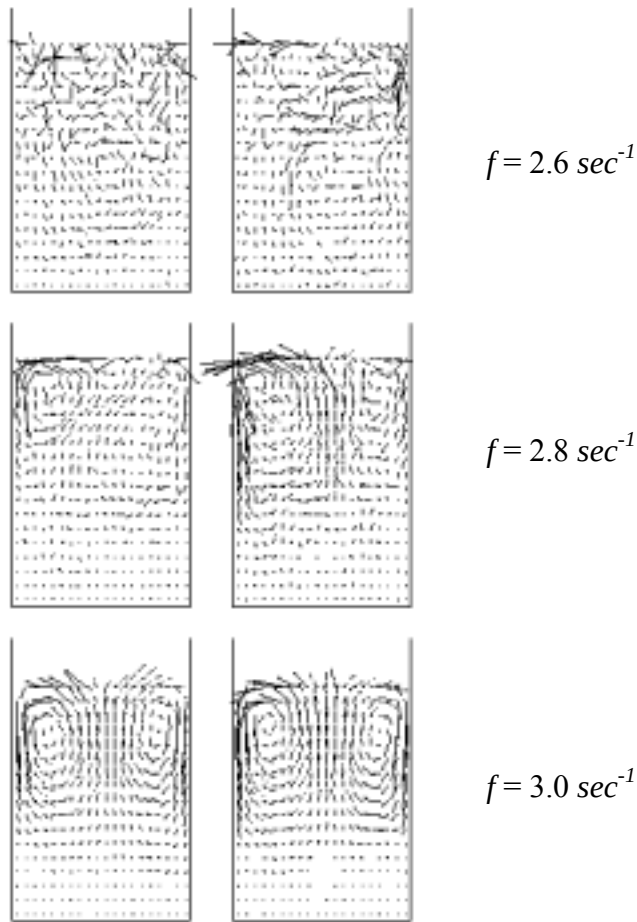


圖 4-1-6 模擬不同震動強度（相同震幅）下之對流現象（資料來源 ref.[9]）

4.2 土石流流動段之顆粒搬運機制

由於土石流流動段之顆粒搬運機制相當複雜，故本研究先進行泥沙之搬運輸砂量估算機制之建立，集水區上游若發生沖蝕或崩塌，泥砂下移常造成下游居民身家性命之損失。為降低泥砂下移所產生之災害，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泥砂崩塌來源和渠道之輸砂量，尤其是輸砂量估算更顯重要。

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，若將其用於估算台灣陡坡粗顆粒之渠道輸砂恐有學理上不適合之處。除此之外，國外學者專家大都採用均勻粒徑從事試驗，所推導出的公式對於自然河川非均勻粒徑無法推估很準確。因此，本研究嘗試推導台灣陡坡渠槽非均勻粒徑之輸砂量估算模式。

4.2.1 均勻粒徑輸砂量公式

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沈澱或適用於緩流情況者，目前雖對於台灣上游河道具有粗顆粒及陡坡特性之湍流河道難以適用，但其理論依據、模式型態及其在沉澱運移基本上描述方式，對於湍流河道運移理論之研究上，仍具有相當之價值，故針對其所持理論、背景及試驗範圍各異，大概區分為四類：

- 1、剪力型：Du Boys、Meyer-Peter & Muller、Smart... 等人
- 2、有效流量型：Schoklitsch、Bathurst、何-黃氏公式... 等人
- 3、序率型：Einstein ...
- 4、水流功率型：Bagnold、Yang, C. T. ... 等人

針對上述輸砂量公式分別說明如下：

4.2.2 輸砂量公式-剪力型

(1) Du Boys (1879)

$$q_s = \Psi_D \cdot \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$$

q_s 為輸砂量
 Ψ_D 為依泥砂改變之係數
 τ_0 為渠底剪應力
 τ_c 為泥砂開始移動之臨界推移力

Du Boys 認為渠床剪應力是發生沉澱之主要作用力，因而推導出以渠床剪應力形式表示的輸砂模式。

(2) Meyer-Peter & Muller (1948)

$$\frac{q_s}{\sqrt{g[\rho_s/(\rho-1)]D_m^3}} = 8 \left[\left(\frac{K_s}{K_r} \right)^{3/2} \tau_* - \tau_{*c} \right]^{3/2}$$

$K_s = \frac{1}{n_b}$, 底床之之阻力係數
 $K_r = \frac{26}{D_{90}^{1/6}}$ 砂粒之阻力係數
 $\frac{K_s}{K_r}$ = 砂波阻力修正因子
 $\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D_m}$, 無因次剪應力
 $\tau_{*c} = 0.047$, 無因次臨界剪應力

Meyer-Peter & Muller 同樣認為渠床剪應力是發生沉澱之主要作用力，並經由坡度 0.004 變化至 0.02，有效粒徑則從 0.4mm 到 30mm 之渠槽實驗，分析實驗數據而得此輸砂模式。

(3) Smart (1984)

$$\phi = 4 \left[\left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} S^{0.6} \frac{u}{u_o} \tau_*^{0.5} (\tau_* - \tau_{*c}) \right]$$

$\tau_{*c} = \tau_{*cr} \cos \alpha (1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \beta})$
 τ_{*cr} 為 Shield Diagram 臨界剪應力
 $\alpha = \tan^{-1} S$
 $\beta = 33^\circ$, 淹沒之河床安息角
 $\phi = \frac{q_s}{\sqrt{g(\rho_s/\rho-1)D_m^3}}$
 $\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D_m^3}$

Smart 認為 Meyer-Peter & Muller (1948)之輸砂公式在坡度超過 0.03 時很明顯低估，於是以試驗坡度高達 20%之渠槽試驗結果配合 Meyer-Peter & Muller 部分資料，迴歸得此考慮阻力及粒徑分佈影響之輸砂公式。

4.2.3 輸砂量公式-有效流量型

(1) Schoklitsch (1962)

$$q_s = \frac{2.5}{\frac{\rho_s}{\rho}} S^{3/2} (q - q_c)$$

$$q_c = 0.26 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)^{5/3} \frac{D^{3/2}}{S^{7/6}}$$

q_s 為推移質

ρ_s 砂粒之密度

ρ 為水之密度

q 為單寬流量

q_c 為臨界起動流量

S 為坡度

D 為泥砂粒徑

Schoklitsch 發現天然河川常常僅水深較深之主槽有泥砂運移，認為以剪應力做為泥砂顆粒起動之標準並不合適，建議應採用單寬流量為參數，因此，Schoklitsch 收集他人已完成之實驗數據資料，推導出考慮有效單寬流量之輸砂公式。

(2) Bathurst (1987)

$$q_s = \frac{2.5}{\frac{\rho_s}{\rho}} S^{3/2} (q - q_c)$$

$$\frac{q_c}{g^{1/2} D^{3/2}} = 0.15 S^{-1.12}$$

q_s 為推移質

ρ_s 砂粒之密度

ρ 為水之密度

q 為單寬流量

q_c 為臨界起動流量

S 為坡度

Bathurst 以礫石所做之水槽試驗及卵石資料，比較諸家臨界起動及推移質公式後，認為以考慮單寬流量、不用剪應力之 Schoklitsch (1962) 輸砂公式推估質最適合於山區河流。因此，建議使用 Schoklitsch (1962) 之輸砂公式並根據較新之水槽資料修改其臨界起動流量公式。

(3) 何-黃氏公式 (1992)

$$q_c = 1.259 \times 10^{-7} D_g^{1.56} S^{-1.0}$$

$$q_s = 0.4383 S^{1.41} (q - q_c)$$

q_s 為輸砂量

q 為單寬流量

q_c 為臨界起動流量

D_g 為無因次沉無因次沉滓

S 為坡度

黃宏斌教授以何智武於 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(1962)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，因而被水土保持技術規範列為台灣野溪輸砂量推估使用公式。

4.2.4 輸砂量公式-序率型

Einstein (1950)

$$P = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_*\psi - \frac{1}{\eta_0}}^{B_*\psi - \frac{1}{\eta_0}} e^{-t^2} dt = \frac{A_*\phi}{1 + A_*\phi}$$

Einstein 係由 Du Boys(1879)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定可用運行速率，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公式。

4.2.5 輸砂量公式-水流功率型

(1) Bagnold (1980)

$$i_b = (i_b)_* \left\{ \frac{\omega - \omega_0}{(\omega - \omega_0)_*} \right\}^{2/3} \left(\frac{h}{h_*} \right)^{-2/3} \left(\frac{D}{D_*} \right)^{-1/2}$$

i_b = 單寬輸砂率

$$(i_b)_* = 0.1 \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-1}$$

ω = 單位面積之水流功率

ω_0 = 泥沙顆粒起動水流功率

$$(\omega - \omega_0)_* = 0.5 \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-1}$$

$$h_* = 0.1 \text{ m}$$

$$D_* = 0.0011 \text{ m}$$

$$\omega_0 \approx 290 D_*^{2/3} \log(12 h/D)$$

Bagnold 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。

(2) Yang, C. T.(1984)

$$\log C_i = 6.681 - 0.633 \log \frac{u_* D_i}{v} - 4.816 \log \frac{u_*}{\omega_s} + \left(2.784 - 0.305 \log \frac{u_* D_i}{v} - 0.282 \log \frac{u_*}{\omega_s} \right) \log \left(\frac{u_s}{\omega_s} - \frac{u_c s}{\omega_s} \right)$$

$$C_t = \sum_{i=1}^n f_i C_i$$

$$\text{當 } 1.2 < \frac{u_* D_{50}}{v} < 70, \quad \frac{u_c}{\omega_s} = \frac{2.5}{\log \left(\frac{u_* D_i}{v} \right) - 0.06} + 0.66$$

$$\text{當 } 70 \leq \frac{u_* D_{50}}{v}, \quad \frac{u_c}{\omega_s} = 2.05$$

ω_s = 泥砂顆粒沈速

f_i = 第*i*級粒徑重量百分率

C_i = 第*i*級粒徑濃度 (ppm)

C_t = 總濃度 (ppm)

Yang, C. T. 將單位水重之位能耗損率 $\frac{dy}{dt} = \frac{dx}{dt} \frac{dy}{dx} = uS$ 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。

4.2.6 混合粒徑輸砂量公式

上述所述之各公式皆為探討均勻粒徑下之輸砂量，然而對於非均勻混合粒徑下之輸砂量討論有陳耀彬(1990)、李振耀(1993)、蘇志強(1995)、李偉哲(2002)等人做過初步分析：

(1) 陳耀彬模式 (1990)

$$q_s = 2.685 \times 10^{-4} (q - q_c)^{1.373} S^{0.43 D_g^{0.26} - 1.49} \left(\frac{h}{D_g} \right)^{-(4.3 \times 10^{-4} D_g^{1.10} + 1.429)} \times D_g^{1.5}$$
$$\frac{q_c}{\sqrt{g[(\rho_s / \rho) - 1] D^3}} = -97.05 D_g^{-0.5} \log S - 278.63 D_g^{-0.74}$$

q_s 為輸砂量

q 為單寬流量

q_c 為臨界起動流量

D_g 為無因次沈澱粒徑參數

陳耀彬(1990) 進行湍流非均勻礫石渠槽試驗，用以修正何智武(1983)所建立之輸砂公式，並且一併修正臨界起動流量公式。

(2) 李振耀模式 (1993)

$$q_s = 0.636 (q - q_c)^{0.88} S^{1.66} \sigma^{1.23}$$
$$\frac{q_c}{\sqrt{g[(\rho_s / \rho) - 1] D^3}} = -119.82 D_g^{-0.5} \log S - 343.99 D_g^{-0.74}$$

李振耀(1993)延伸陳耀彬(1990)之室內試驗，加入考慮粒徑分佈因子(σ)，建立其輸砂模式。

(3)蘇志強模式 (1995)

$$q_s = 1.13(q - q_c)S^{1.55}\sigma^{0.84}$$

$$\frac{q_c}{\sqrt{g(\rho_s / \rho)D_m^3}} = 0.225S^{-1.04}$$

蘇志強(1995)之研究考量主要為陡坡湍流，其經驗式坡度以大於 2 %之資料建立，仍探討粒徑分佈因子(σ)對輸砂率之影響，相較於李振耀(1993)之公式為一較簡化計算之公式。

(4)李偉哲模式 (2002)

$$q_c = 6.176 \times 10^{-8} \times D_g^{1.16} \times S^{-1.64}$$

$$\frac{q_s}{q} = 38.092 \times D_g^{-0.458} \times S^{3.56} \times \left(\frac{h}{D_s}\right)^{2.4}$$

$$D_s = D_{50} + \alpha \cdot \sigma$$

李偉哲(2002)分析均勻與非均勻混合粒徑輸砂量時，發現兩者之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，考量護甲作用建立其輸砂模式。

台灣集水區河川內泥砂粒徑分佈相當廣，雖已有學者考慮到粒徑分佈因子，然資料甚少，所推導出公式是否能完全適用值得商榷，因此，本研究將針對不同混合粒徑進行渠槽實驗，並與其他學者模式一併分析比較，以期能推導更適合台灣之輸砂公式。

4.3 土石流堆積段之土石堆積機制

回顧國內、外土石流堆積機制之相關研究，大約可歸納為三大部分：第一部分是土石流堆積形狀作為研究重心；第二部分則以土石流堆積特性為重點；第三部分是土石流之淤積量作為研究重點；本文即以此三部分加以概論。

4.3.1 奧田節夫 (1973)

以質點動力學之觀點為出發點，假設土石流先端部之流量不變，以土石流流動距離計算其堆積長度L，所得公式如下：

$$L = \frac{1}{2k} \log \left[1 + \frac{kU_0^2}{g(\mu \cos \theta - \sin \theta)} \right]$$

式中，L：土石流之堆積長度 (m)；k：抵抗係數；

U_0 ：流速初速度(m/sec)； μ ：動摩擦係數； θ ：流動段坡度。

4.3.2 高橋保 (1979)

根據質量不減原理與動量平衡之觀點誘導出土石流下游堆積之長度公式堆積長度之經驗式如下：（圖 4-3-1 為高橋保實驗土石流停止示意圖）

$$L = \frac{F^2}{G}$$

$$F = U_u \cos(\theta_u - \theta_d) \left\{ 1 + \frac{[(\sigma - \rho)C_{du}k_a + \rho] \cos \theta_u}{2[(\sigma - \rho)C_{du} + \rho]} \frac{gh_u}{U_u^2} \right\}$$

$$G = \frac{(\sigma - \rho)g \cdot C_{du} \cdot \cos \theta_d \tan \phi_m}{(\sigma - \rho)C_{du} + \rho} - g \cdot \sin \theta_d$$

式中，L：土石流之堆積長度（m）； ρ ：水之密度(g/cm³)；

σ ：砂礫密度(g/cm³)； θ_u ：上游流路坡度(°)；

θ_d ：下游流路坡度(°)； K_a ：主動土壓係數 ≈ 0.5 ；

ϕ_m ：土石流動摩擦角； C_{du} ：土石流於流動過程中之土砂體積濃度； U_u ：上游流路土石流之平均流速。

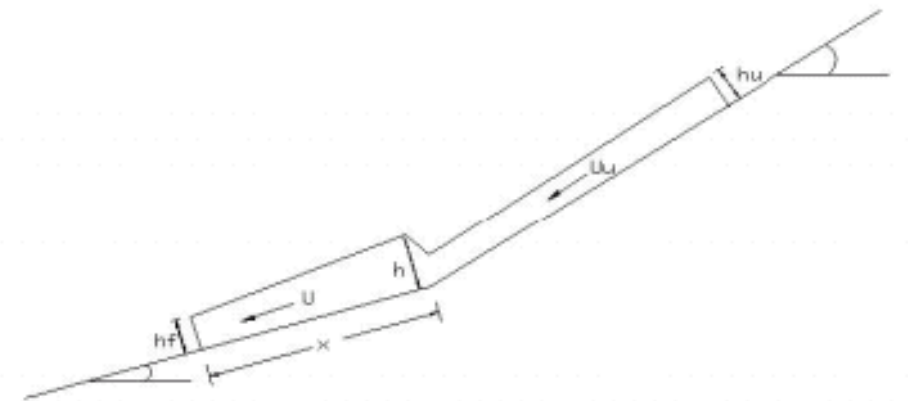


圖7 高橋保 (1979) 土石流停止示意圖

4.3.3 池谷浩 (1982)

針對日本小豆島所發生之土石流調查之歷史資料，迴歸出該地區土石流堆積長度之經驗式：

$$\log L = 0.42 \cdot \log(V \cdot \tan \theta_u) + 0.935$$

式中，L：土石流之堆積長度（m）；V：土石流之流出量（m³）；

θ_u ：流動部坡度（°）。

4.3.4 中村太士、新谷融 (1983)

認為土石流堆積部之形狀因子（ $R=B/L$ ）與分散角之正切函數（ $\tan \theta$ ）成雙對數關係，關係如下：

$$\log(B/L) = 0.69 \cdot \log(\tan \theta_u) - 0.165$$

式中，L：土石流之堆積長度（m）；B：土石流之堆積寬度（m）；

θ_u ：上游流路坡度（°）。

4.3.5 林成偉（1991）

依質量不減與動量平衡理論修正土石流堆積長度，並修正係數 A_0 由土石流之流速推估之，並以渠槽試驗結果檢驗其適用性。

1. 寬度與長度： $B = 41.74 + 0.2X_m$

2. 擴張度與各因子： $B/B_u = 3.48 - 0.04(\theta_u - \theta) + 1.29C_d - 1.67D_{s0} + 0.08(U_m/U_*)$

3. 堆積體積與堆積面積： $V = 15.20 \times A^{0.68}$

4. 形狀比與堆積平均厚度： $R = 0.30 \times 10^{0.30T}$

式中，B：土石流之堆積寬度（m）； X_m ：土石流之堆積長度（m）；

B_u ：試驗渠道之寬度（m）；T：堆積平均厚度（m）；

U_m ：平均流速（m/sec）； θ_u ：上游流路坡度（°）。

4.3.6 吳政達（1994）

以動量方程式為基礎，加入一摩擦阻力因子，依混合流層模式所推導出土石流堆積長度理論式：

$$L_f = \frac{[U_0^2 \cos(\theta_u - \theta_d)]^2}{2g \left[\frac{(\rho_s - \rho) C_d \cos \theta_u \tan \alpha}{\rho_d} - (1 - A) \sin \theta_u \right]}$$

$$A = -1.897 + 1.18 \frac{C_m}{C_d} + 0.41 \left(\frac{\tan \theta_u}{\tan \theta_u + \tan \theta_d} \right)$$

其公式內

於試驗過程中，因考慮土石流細粒材料扮演重要角色，於試料中添加火力發電廠燃煤之煤灰，以增加溶液之比重，並依試驗之實際數據中，求出土石流堆積長度之經驗式：

$$\ln \frac{L_f}{h_0} = 1.014 + 0.535 \ln \left(\frac{U_0^2}{\frac{\rho_s - \rho}{\rho_d} g d_s} \right) - 2.09 \left(\frac{\tan \theta_u}{\tan \theta_u + \tan \theta_d} \right) - 0.03 \ln \left(\frac{C_m}{C_d} \right)$$

式中， L_f ：土石流之堆積長度（cm）； U_0 ：土石流流速（cm/sec）；

θ_u ：上游流路坡度（°）； θ_d ：下游流路坡度（°）；

ρ_s ：土石密度（g/cm³）； ρ ：液體密度（g/cm³）；

ρ_d ：土石流密度（g/cm³）； C_d ：土石流體積濃度；

C_m ：土石流極限體積濃度；A：修正係數。

4.3.7 蔡元芳（1999）

欲推導出三個特徵長度之估算，利用了高橋保（1979）之研究推估土石流之堆積

長度，藉由試驗資料迴歸出堆積段中心軸之平均淤砂坡度公式進而推求堆積寬度及堆積厚度。

1.堆積體積： $V = \alpha L_c B_m Z_0$

其公式

$$\alpha \approx 2C_T C_L \sqrt{\pi} \operatorname{erf}\left(\frac{1}{2\sqrt{2}C_T}\right) \left[\frac{\sqrt{\pi}}{2} \left(1 - \frac{3}{2}C_L^4\right) \operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2}C_L}\right) + \frac{C_L}{2\sqrt{2}} (1 + 3C_L^2) e^{-0.5C_L^2} \right]$$

2.堆積長度：與高橋保相同

$$B_m \approx \frac{1 + \tan\gamma \tan\theta_2}{\tan\gamma - \tan\theta_2} \times \frac{V}{\alpha L_c^2}$$

3.堆積寬度：

$$Z_0 \approx \frac{\tan\gamma - \tan\theta_2}{1 + \tan\gamma \tan\theta_2} L_c$$

4.堆積厚度：

式中， L_c ：土石流之堆積長度（cm）； B_m ：土石流之堆積寬度（cm）；

Z_0 ：土石流之堆積長度（cm）； α ：體積係數；

C_L ：扇狀地縱斷面分佈係數； C_T ：扇狀地橫斷面分佈係數；

$\tan\gamma$ ：土石流中心軸平均淤砂坡度。

4.4 FLO-2D 之介紹

4.4.1 FLO-2D 之適用環境

FLO-2D 為二維洪水災害模擬模式，此模式適用於都市淹水、洪水平原管理、工程風險設計、不規則形狀河道水理演算、橋樑涵洞水理演算，可以處理漫地流、都市水文，泥流及土石流。

4.4.2 FLO-2D 之控制方程式

本研究採用 FLO-2D 模式模擬二維土石流，以求解土石流 x 軸方向之平均速度 u ，y 軸方向之平均速度 v ，和水深 h 等變數。上述 u ， v 及 h 等三個變數需要三個控制方程式才能求解，再加上模擬土石流（非牛頓流體）所需之流變方程式，共四組方程式，列出如下：

1. 連續方程式：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hV_x)}{\partial x} + \frac{\partial(hV_y)}{\partial y} = i \quad (1)$$

其中， i ：賸餘降雨強度（Excess rainfall intensity）； t ：時間

2. 二維運動方程式（動力波方程式）

$$S_{fx} = S_{0x} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} \right) - \frac{V_y}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial y} \right) - \frac{1}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial t} \right) \quad (2)$$

$$S_{fy} = S_{0y} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial y} \right) - \frac{V_x}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial x} \right) - \frac{1}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial t} \right) \quad (3)$$

其中， S_{0x} ， S_{0y} ：床底坡降； S_{fx} ， S_{fy} ：摩擦坡降； g ：重力加速度

3. 流變方程式

$$\tau_y = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad \eta = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (4)$$

其中， η ：動力粘滯係數（Dynamic viscosity）；

τ_y ：降伏剪應力（Yield stress）；

C_v ：沉澱體積濃度（Sediment concentration）。

4.4.3 FLO-2D 之限制與假設

FLO-2D 之限制條件為：（1）穩定流、（2）靜水壓力分佈、（3）差分的時間間隔內為穩態流（steady flow）、（4）規則的渠道斷面形狀及渠道糙度、（5）一個網格點只有一個高程及糙度及（6）定床模式（rigid bed model），由於定床模式之限制，所以本模式無法模擬冲刷及淤積。

FLO-2D 雖有以上的限制條件，但由國立台灣大學生物環境系統工程學系（2002）所做的土石流境況模擬之成果可得知，若僅對下游堆積段進行模擬，發現土石流流至下游所堆積範圍和深度與歷史資料是相符的。故本研究希望能將 FLO-2D 運用到三號坑溪土石流堆積上，探討其適用性。

伍、研究方法

5.1 土石流發生段之顆粒篩選機制

由前人研究可發現，關於引發粒徑篩分現象之成因，有兩派不同之方向，且其對粒徑篩分現象之定性描述，有些部分甚至互相矛盾，故本研究將利用前人文獻實驗之結果，探討不同機制之合理性，並設計簡易之實驗，以驗證不同機制之正確性。

本研究利用一邊長為 35cm 之中空透明壓克力正方體進行實驗，並將其填入直徑 2cm 之保力龍球至 25cm 之高度，作為本實驗之小顆粒，而大顆粒則為直徑為 5cm（漆成綠色）及 7cm（漆成紅色）之保力龍球。將上述兩種不同直徑之大顆粒置於桶底中央後，再以人力進行震動，以定性比較不同直徑之大顆粒上昇之速度。本研究實驗裝置如圖 6 所示。

為求每次震動之初始位置相同，實驗開始時，先將綠球和紅球同時放置於桶底壁邊中央（如圖 5-1-1），並盡量要求實驗操作者，每一次震動之震幅相同，且在同一組實驗中，每一次震動之頻率固定。震動後，每組實驗皆紀錄下先上昇球之顏色、時間、另外一顆球上昇之時間以及總震動次數等值。



圖 5-1-1 實驗裝置圖

5.2 土石流流動段之顆粒搬運機制

5.2.1 維度分析

與河道輸砂有關之物理量有：水流密度 ρ ；泥砂密度 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 ；粒徑分佈因子 $\sigma = \frac{D_{84.1}}{D_{15.9}}$ 。

今以單寬輸砂量(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數：

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

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：

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

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 $\frac{v^2}{gD^3}$

之倒數 $\frac{gD^3}{v^2}$ 可化為下式：

$$\frac{gD^3}{v^2} = \frac{D^3}{(v^2/g)}$$

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

$$D_g = D / [v^2 / (\rho_s / \rho - 1)g]^{1/3}$$

因此，無因次參數函數關係式可為：

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

在沉滓運移量之渠槽中，水之流量 q 及臨界流量 q_c 亦依相同之基本物理量而變化，可以得到相似的無因次參數函數關係式：

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

$$\frac{q_c}{\sqrt{gD^3}} = f_4\left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{h}{D}, D_g, S, \sigma\right)$$

因(3-5)及(3-6)兩式之等號右邊函數中所包含之參數相同，故左邊可合併為沉滓運移量與水之流量比值之形式，而可以改寫成下式：

$$\frac{q_s}{q} = f_5\left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{h}{D}, D_g, S, \sigma\right)$$

對推移質之運移而言，流量 q 需大於臨界起動流量 q_c 才有輸砂量 q_s 產生，則(3-8)應改寫成下列之無因次參數函數關係式：

$$\frac{q_s}{q - q_c} = f_6\left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{h}{D}, D_g, S, \sigma\right)$$

式中 $(q - q_c)$ 稱為沉滓運移之有效流量，(3-9)式為有效流量型式之輸砂公式表示法。

5.2.2 沉滓起動

在渠槽試驗中，沉滓移動之開始流況常被稱為沉滓運移之臨界條件，針對此沉滓運移之臨界條件已有許多專家學者提出不同的量測判定標準。本研究採用

Yalin(1973)以觀測泥砂起動顆粒數目決定沉滓運移之臨界條件，Yalin 定義無因次沉滓起動參數 ε_c 作為衡量起動情況之用。

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

Ω : 觀測斷面積 γ_s : 泥砂密度
 t : 時間區段 N : 沉滓移動個數
 ρ : 水流密度 D : 沉滓粒徑

本研究取 $\varepsilon_c = 10^{-8}$ 為計算依據，觀測時間為 600 秒，觀測斷面積為 5.28 平方公尺，由此決定起動之沉滓個數，得到臨界起動流量之大小。

5.2.3 沉滓運移

沉滓運移試驗為在試驗渠槽中鋪上混合粒徑，先在不同坡度下，量測臨界起動流量，再選取數組大於臨界起始流量之水流進行輸砂量試驗，亦即觀測有效流量下輸砂量之變化。

試驗方法為動態改變上游加砂量，使之最終與下游輸砂量相等，即達平衡狀態，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，則加大或降低流量再從事試驗，並與前人研究進行比較，以瞭解輸砂量變化之趨勢。

5.2.3 渠槽試驗

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 5-2-1、5-2-2，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)。

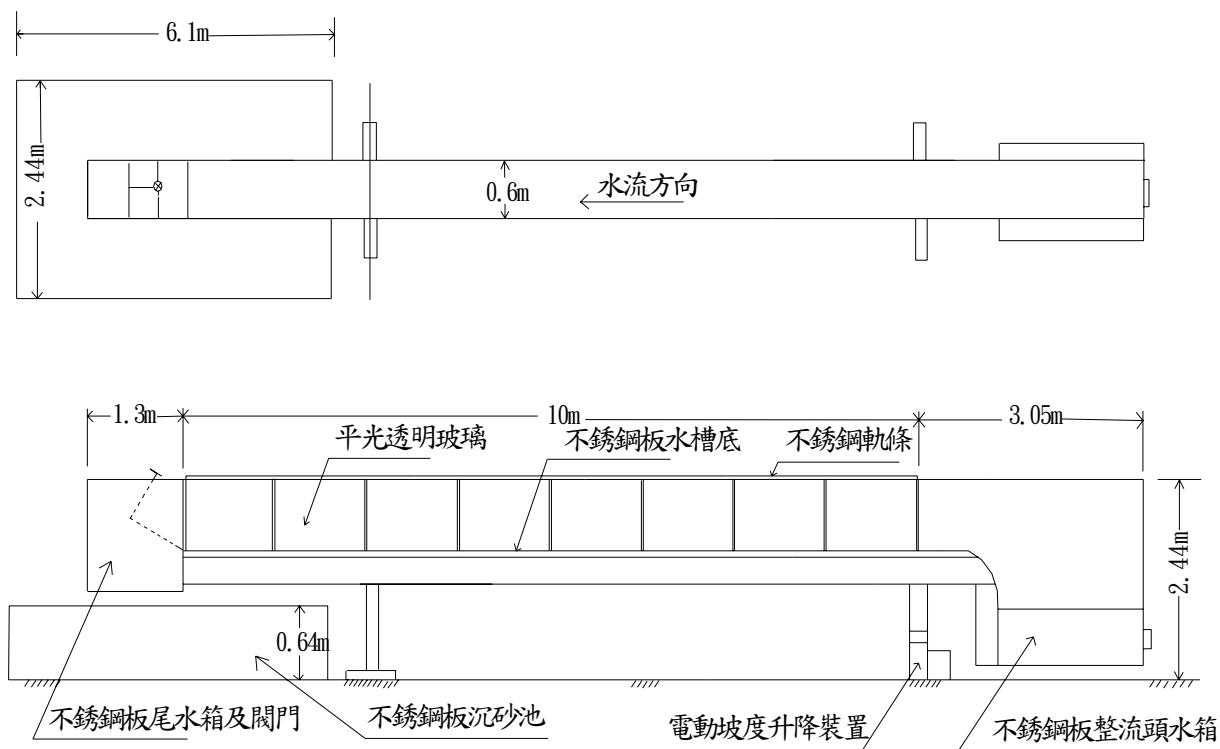


圖 5-2-1 實驗渠槽示意圖



圖 5-2-2 試驗渠槽之實際照片

使用之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礫石，作為推估非均勻混合粒徑之輸砂量估算模式之材料，其混合粒徑分佈曲線及基本性質如表 5-2-1 及圖 5-2-3 所示：

表 5-2-1 本試驗混合粒徑基本性質

	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_g	2.54

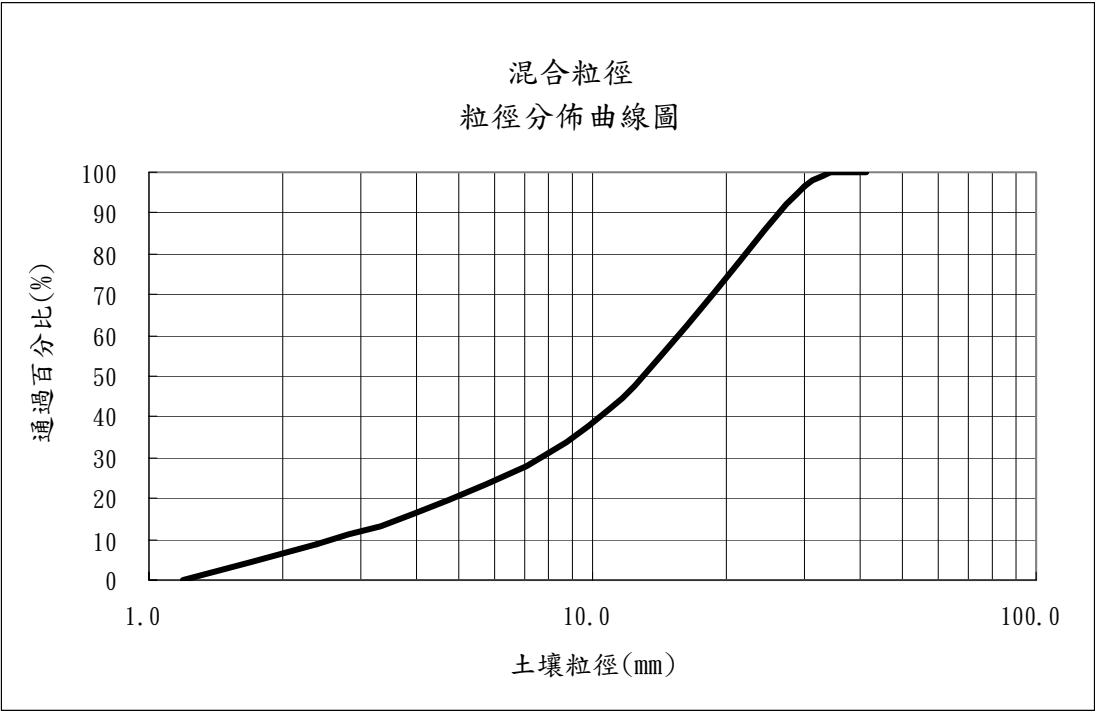


圖 5-2-3 本試驗混合粒徑之分佈曲線圖

下表 5-2-2 為國內現有非均勻粒徑輸砂量試驗資料，圖 5-2-4 為其各學者所採用之粒徑分佈曲線。試驗設計主要是考量國內現有非均勻粒徑輸砂量試驗範圍之中值粒徑、坡度及粒徑分佈因子後，決定採用上述混合粒徑，在水流情況為定量均勻流下，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，本研究試驗條件如表 5-2-3 所示。

表 5-2-2 國內現有非均勻粒徑輸砂量試驗資料

	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
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(2004)	1.2~41.6	13.74	2.54	2~6	0.02~0.10

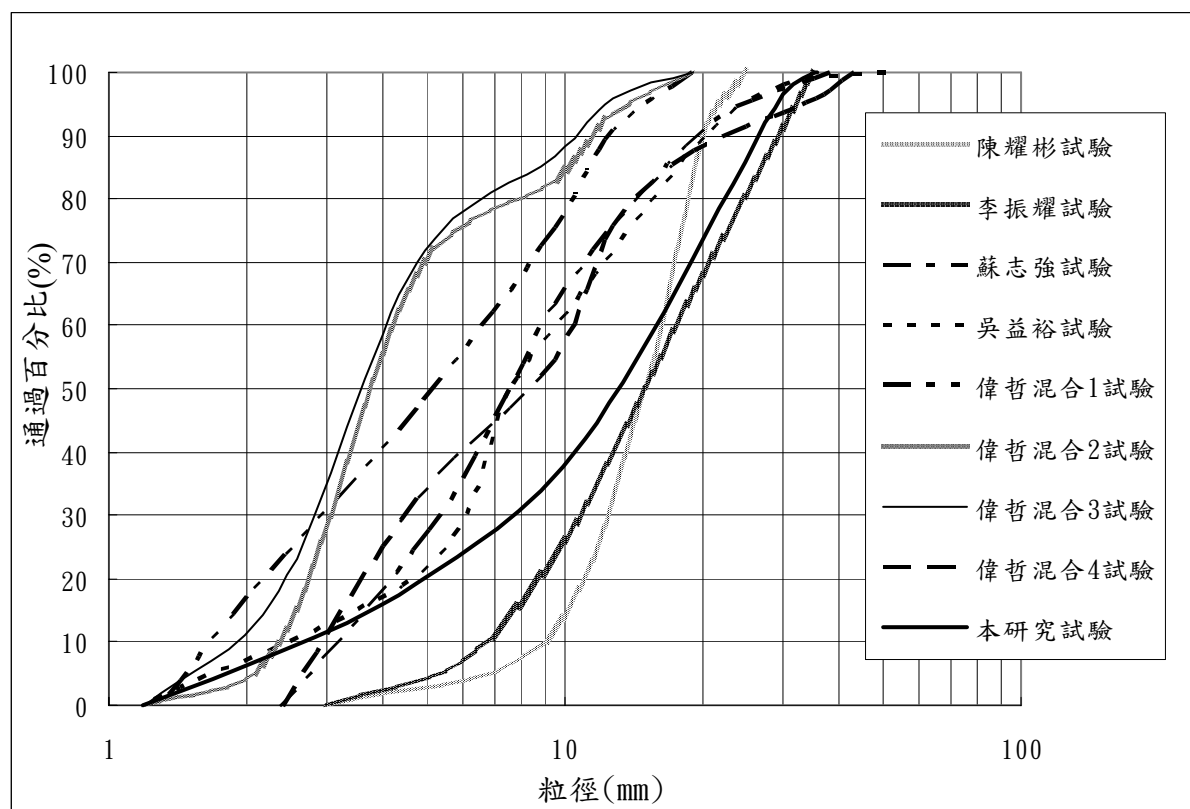


圖 5-2-4 國內各學者試驗所採用之粒徑分佈曲線圖

表 5-2-3 混合粒徑試驗坡度與流量對照表

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
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

試驗步驟

(1)渠槽佈置：

開始試驗前，需先對渠槽進行佈置，於全長 10 公尺之渠槽共分三部分，依序為：

- a、上游定床段：長 0.6 公尺，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 0.6 公尺，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、開啟流量，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，直至礫石起動，並記錄其臨界流量（ 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 5-2-5 所示。

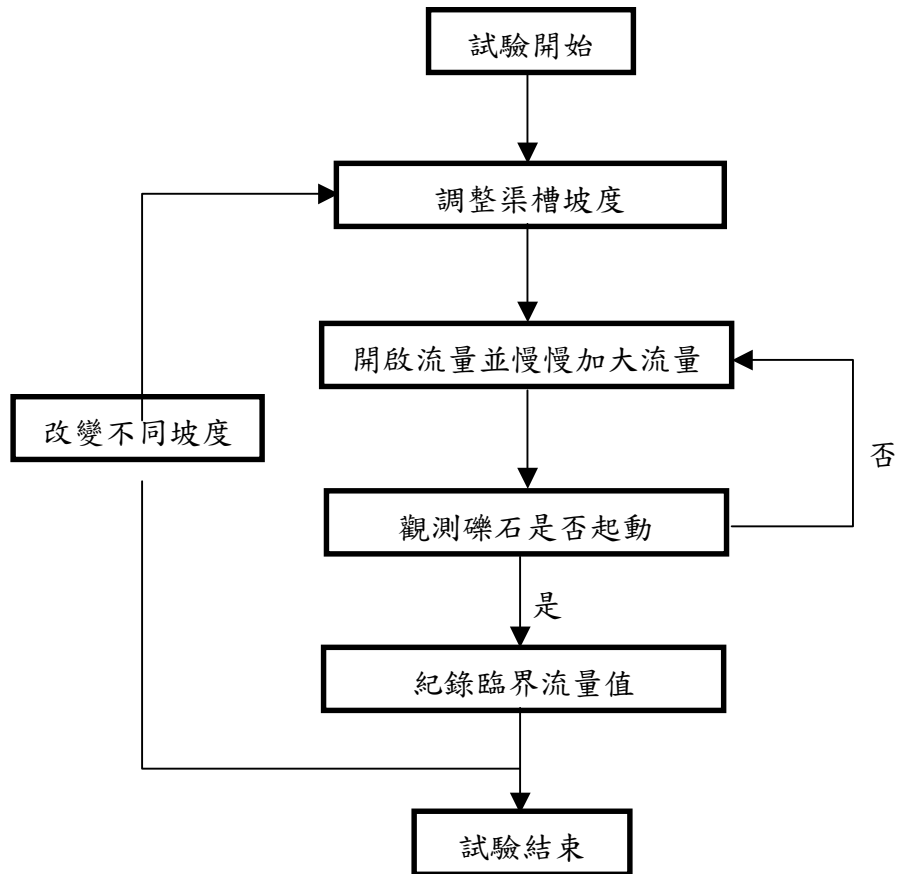


圖 5-2-5 臨界流量 (q_c) 試驗流程圖

(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，在上游動床起端處添加經何-黃氏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輸砂量並秤重。
- 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，則動態增加或減少上游加砂量。
- e、待加砂量與輸砂量相差不超過 10%，即認定達輸砂穩定平衡狀態，即停止試驗並進行水深量測，取試驗段上、中、下游三處，每處各取左、右岸兩點，共計六點水深資料。
- f、取其穩定時段內之輸砂量平均值作為該粒徑、坡度及流量等條件下之輸砂量之數據。
- 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 5-2-6 所示。

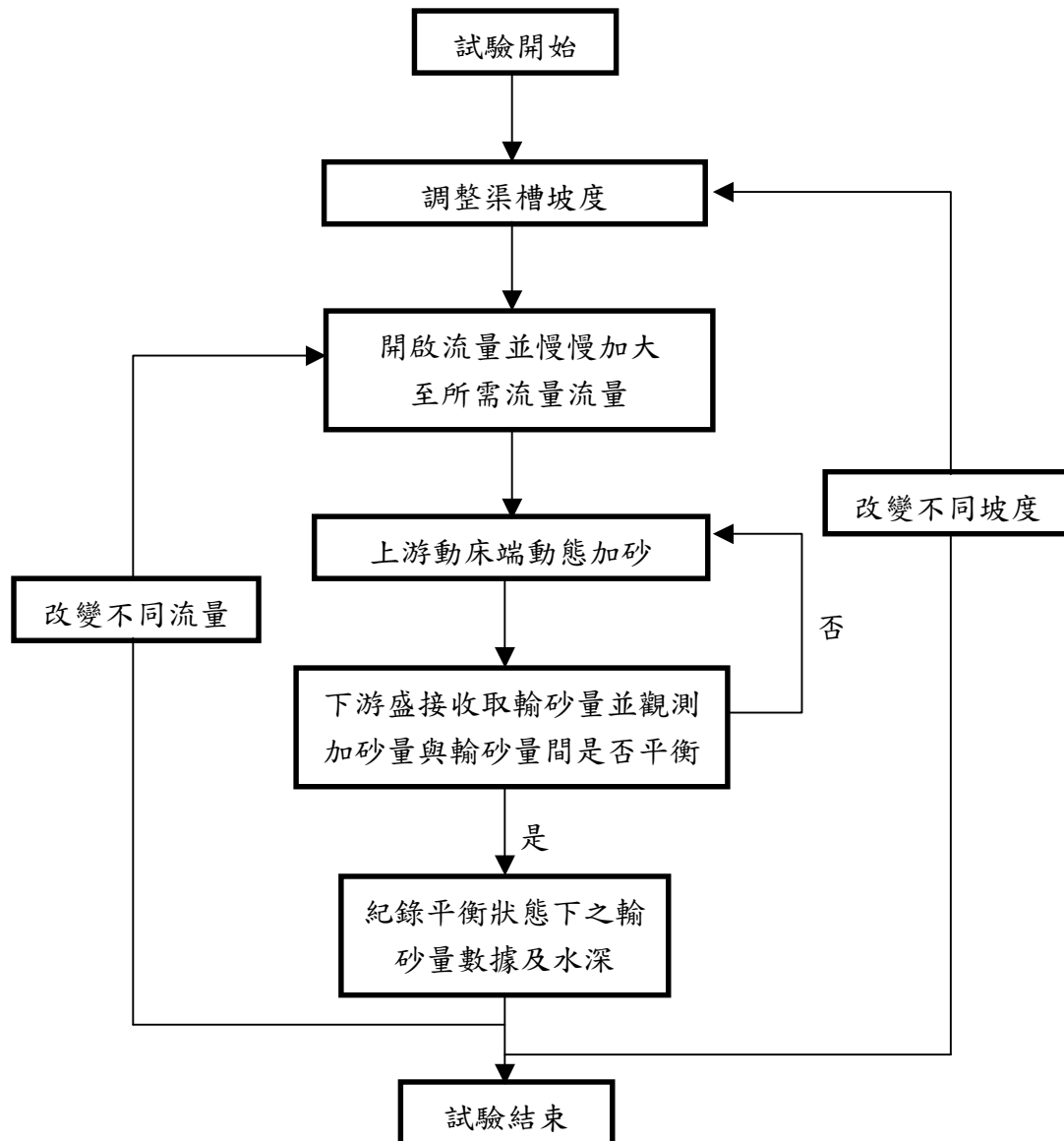


圖 5-2-6 輸砂量流量 (q_s) 試驗流程圖

5.3 土石流堆積段之土石堆積機制

為了瞭解土石流發生後，土石淤積於堆積段，利用渠槽模型試驗後，探討土石流堆積機制之關係式。本研究之試驗材料為市售之三釐石。粒徑大小主要分佈於8 號篩和30 號篩之間，土壤真比重 $G_s=2.681$ ， $D_{50}=1.68\text{mm}$ ； $D_m=1.64\text{mm}$ ， $D_{84.1}=2.15\text{mm}$ ， $D_{15.9}=1.21\text{mm}$ ，標準偏差 $\sigma_g=(D_{84.1}/D_{15.9})^{0.5}=1.33$ 。

本試驗採用兩組流動段坡度 θ_u (6° 、 9°)、一組堆積段坡度 $\theta_d = \frac{\theta_u}{2}$ (3° 、 6°)及藉著流量之變化與不同速率之輸砂量產生數個體積濃度 C_d 下對堆積段之影響。利用台灣大學安康農場之水工模型進行試驗工作，渠槽大致可分成給水設備、貯泥段、流動段及堆積段四個部分，如圖5-3-1 所示：

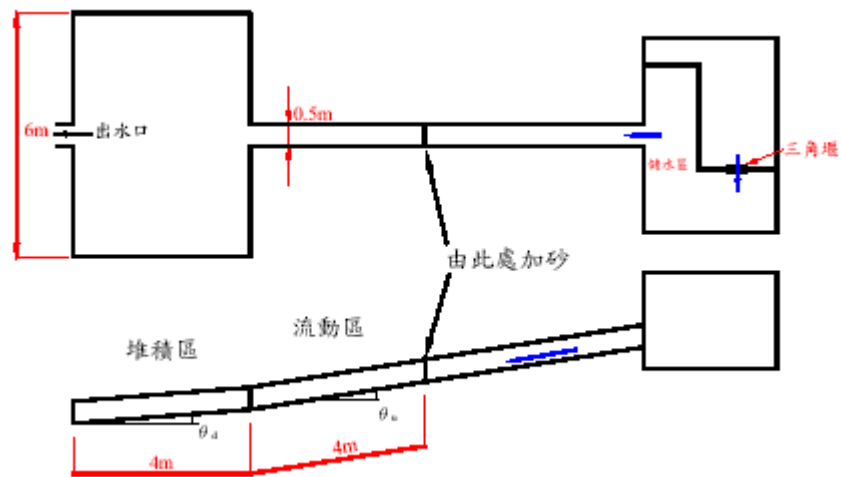


圖 5-3-1 試驗渠道示意圖

1.給水設備

採用三角堰來提供水量，堰角為 90° 、控制水頭高度 H 來決定流量，直角三角堰公式如下：

$$Q = \left(\frac{8}{15}\right) \times C \times \tan \theta \times H^{2.5}$$

$$C = \left[0.553 + 0.0195 \tan \theta + \cot \theta \times \left(0.005 + \frac{0.00106}{H}\right)\right]$$

其中， $\theta=45^\circ$ ； H ：水頭高度（m）；

2.流動段

為長度900cm、寬度50cm 及高度40cm 之磚頭所砌成，於貯泥區與流動段交接處有一閘門可控制土石流啟動時機；

3.堆積段

以一個長度400cm、寬度600cm 組成之平台，於堆積平台底部描繪20cm×20cm 之網格以便觀察及測量土石流堆積形狀。

本研究將分別建立 6° 與 9° 之斜坡之渠道，圖5-3-2 及圖5-3-3 分別為渠道建造前與建造後。



圖5-3-2 實驗渠道現場照片（還未建造渠道）



圖5-3-3 實驗渠道現場照片（已建造渠道）

實驗步驟可分為下面所述之 6 項：

1. 將攝影機架設於適當並可觀看整個試驗過程之處。
2. 控制三角堰水位之高低來維持一個穩定流量，並且由上游往下游沖。
3. 於實驗開始之際，視水量大小將砂均勻（1~2 kg/sec）且持續地倒入渠槽內，並按下馬錶開始計時。
4. 渠道內之水與砂混合成土石流狀，以銅管於渠槽出口處取其 C_d 值及堆積最大深度。
5. 待堆積段之堆積長度及寬度不再改變，停止供應水與砂，結束馬錶計時以計算總水量與砂量。
6. 以攝影機錄下整個沖積段之過程，將影片重新播放來推估堆積長度、堆積寬度及渠道之流速。

5.4 以 FLO-2D 模擬研究區域之溪頭三號坑

5.4.1 區域概況

1. 現地調查之探勘

為瞭解本研究區三號坑溪致災原因及破壞情形，而到現地進行地質地貌調查、地形測量和粒徑採樣等工作，希望藉由正確的地文和水理資料，作為理論實驗驗證之依據。由於三號坑溪在土石流災害後，因沖刷與堆積，造成河道地形有部份已遭改變。現地測量是利用全球衛星定位系統(GPS)及全站式經緯儀(TSS)等儀器，來進行地形測量。

2. 明坑挖掘

為充分瞭解三號坑溪土石材料之特性，需於該研究區進行現地試坑，並於試坑位置進行現地密度及篩分析試驗，以求得土石材料之粒徑分佈曲線及物理特性，作為後續整治或模擬的依據。因台大實驗林委託中華顧問工程司為三號坑溪整治計劃的規劃設計單位，該單位曾對三號坑溪地區做現地試坑，故蒐集其試驗報告與資料，作為本次研究的依據。

3. 河床表面粒徑調查分析

在河床表面粒徑調查，以實地調查方式放置比例尺拍攝現場情形。根據河床表面粒徑調查分析結果可推求曼寧粗糙係數(n)之值，所推求之曼寧 n 值為 0.04。

5.4.2 FLO-2D 所需資料及工作流程

本研究利用 FLO-2D 軟體做土石流境況模擬，將其流下土石量堆積厚度和溢流範圍與歷史資料相比對，希望能呈現民國 90 年 7 月 31 日桃芝颱風時，大量的雨水所造成土石的流動時之沖淤情況，作為其他土石流溪流模擬的依據。為完成上述工作，必先蒐集模擬區域之基本地文、水文及歷史文獻等資料，其中 DTM 之更新及泥砂資料之蒐集皆需至現場，做現地測量及現地泥砂採樣才能取得。

5.4.3 模擬區域之劃定

由於本研究為模擬土石流之境況，故模擬區域之範圍應以集水區範圍並加上土石流危險範圍為主，土石流危險範圍之推估依「水土保持技術規範」第三百十

三條第三項：「土石流：其危險範圍之劃定方式，首先決定危險區之頂點 A，其以山谷之出口、扇狀地之頂點，或坡度十度為頂點；其次由 A 點依據土石流最大擴展角度（一百零五度）向下游劃出一扇狀區域；最後以扇狀區內坡度二度之等坡度線 B 作為土石流之到達邊界，則該扇形區與線 B 所涵括之範圍，即為土石流之危險範圍」，將扇狀堆積區劃出後，再去除扇狀區中土石流不可能淹沒之區域，如丘陵、小山等界外區域，即為本計畫研究區域，如圖 5-4-1。

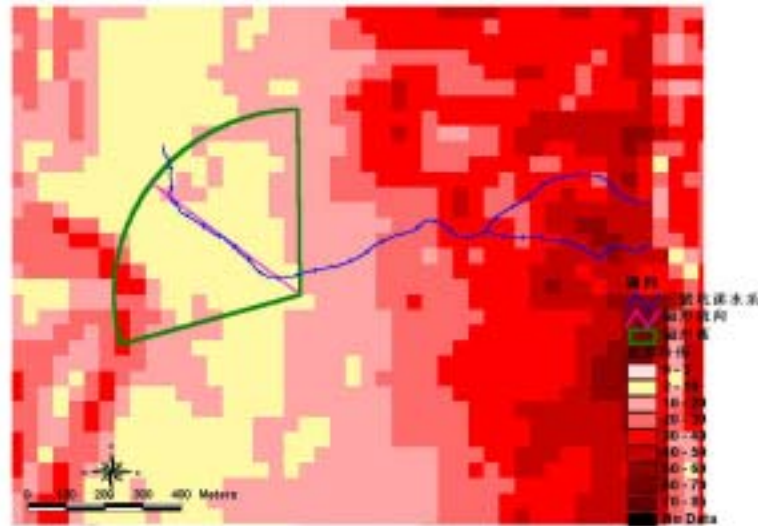


圖 5-4-1 三號坑溪 2~10 度扇形區域範圍

1. DTM 建置

由於 FLO-2D 需輸入 DTM 以模擬二維土石流，故 DTM 資料之正確與否遂成為模擬準確與否之重要關鍵，本研究為建立境況模擬地理資訊系統（GIS）資料庫，向國立中央大學太空遙測中心取得此集水區於民國 69 年建置之 40m×40m 數值地形模型（DTM）。由於 DTM 資料年代久遠，為求正確之模擬成果，於民國 92 年 2 月 28 日和 3 月 1 日曾到現地做細部地形測量加以補遺，用以更新 DTM 資料。本區域於修正後之 3D 數值地形資料如圖 5-4-2。

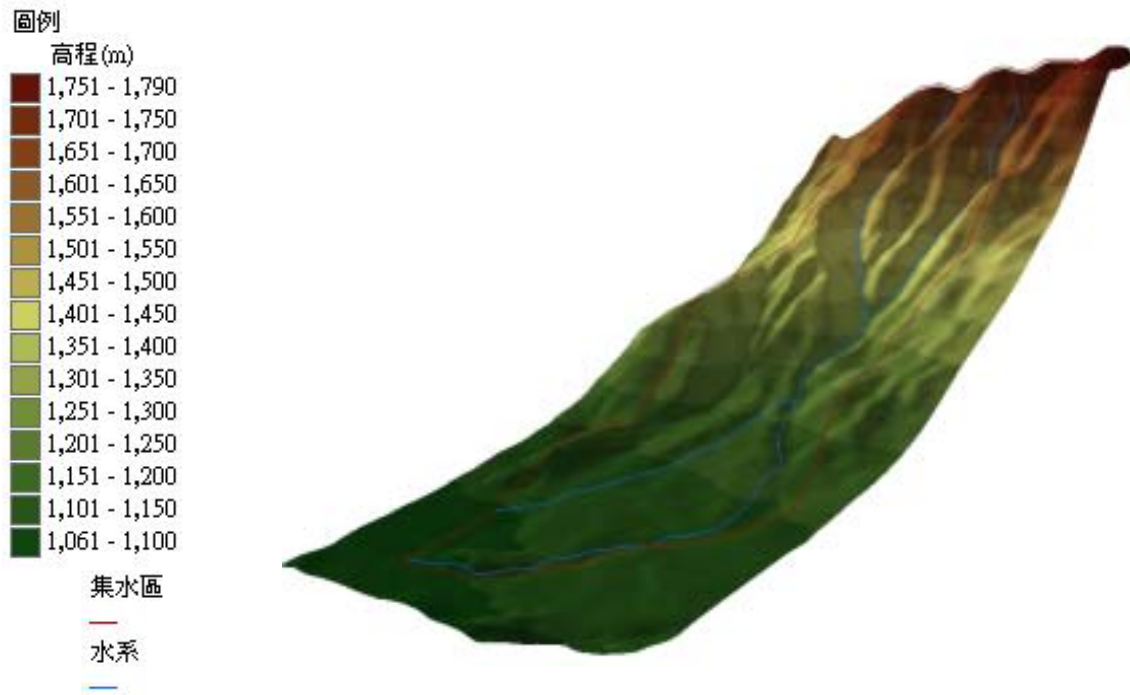


圖 5-4-2 溪頭三號坑溪 3D 數值地形資料圖

2. 水文資料之統計

(1) 雨量

本研究之雨量資料，蒐集高程與三號坑溪相仿之溪頭雨量站，溪頭雨量站位於森林巷溪頭林營區（鳳凰山瞭望臺旁），故足以代表三號坑溪集水區桃芝颱風。

(2) 流量歷線

FLO-2D 模式需給定入流點及入流歷線，故應用單位流量歷線於各集水區指定之入流點，如：溪流之會流口、集水點等。由降雨組體圖之雨量乘以單位流量歷線即可求得流量歷線，本研究三號坑溪屬於南投縣屬鹿谷鄉之工作範圍，其境內無流量站之設置，故蒐集同屬濁水河流域之龍神橋流量站之單位流量歷線資料。

(3) 出流點與入流點地理位置之選定

FLO-2D 程式中入流點之選定原則為配合入流歷線推算之合理性，故入流點定為各集水區域模擬河段之最上游端點。故取上游南北坑溪匯流處兩點和土石流衝破蛇籠護床工之溢流點一點，作為本研究之三個入流點。

3. 分析參數之決定

(1) 曼寧粗糙係數

本研究將現地表面粒徑調查分析之結果，代入各家學者推求曼寧 n 值的方式比較，取平均值 $n=0.04$ 。

(2) 土砂比重

現地泥砂調查可獲得土砂比重，本研究參閱中華顧問工程司之土力試驗報告，土砂比重由土粒比重試驗得值為 2.67。

(3) 漫地流層流阻力係數

層流阻力係數 K 其值和坡度、形狀及植生有關，範圍在 24 至 50,000 之間。本研究 K 值採用 FLO-2D 使用手冊建議參數 “被侵蝕的裸露泥土—被侵蝕的壤

土”之 K 值範圍平均值 300。

(4) 黏滯性阻力係數 (η)、黏滯性降伏應力 (τ_y)

本研究直接採用詹錢登 (1997) 於南投縣出水溪採樣，進行室內流變試驗之數據： η 值之係數 (coefficient) 及指數 (exponent) 分別為 0.00462 及 11.24； τ_y 值之係數 (coefficient) 及指數 (exponent) 分別為 0.811 及 13.72。

(5) 土石流體積濃度 (CD)

依據水土保持技術規範第七十三條第一款規定得知，土石流體積濃度之估算以理論推估為主，其合理值應介於 0.3~0.9 C^* 之間 (C^* =溪床上土石流堆積物之體積濃度)，三號坑之 $C^*=0.62$ (中華顧問公司，2002)，故合理值應介於 0.186~0.558 之間。由於三號坑溪床縱斷面坡度變化很大，本研究取流動段與堆積段之平均值 0.391。

六、結果與討論

6.1 土石流發生段之顆粒篩選機制

6.1.1 不同機制之比較

認為由局部幾何關係而導致粒徑篩分之學者，認為粒徑篩分是否發生是由粒徑比控制；而認為由對流引發粒徑篩分之學者，則是認為震動強度才是引發粒徑篩分最重要之因子，故實有必要對這兩種不同之機制進行比較分析，並利用實際之實驗驗證其合理性。綜觀前人研究，本研究發現 Ahmad and Smalley 進行之實驗最為完整，故以其實驗結果，分別比較上述兩派學者之推論如表 6-1-1。

表 6-1-1 不同機制之比較

	Ahmad and Smalley 實驗結果	局部幾何關係 (Local geometry)	對流 (Convection connection)
大顆粒初始位置	在圓桶底部之中央 比在壁邊更快上昇	位置無影響	同 <u>Ahmad and Smalley</u>
固定震動加速度， 震動頻率越快（即 震幅越小）	大顆粒上昇時間越 長	同 <u>Ahmad and Smalley</u>	通常僅直接考慮震 動加速度，故無法比 較
固定震動頻率，震 動加速度越快（即 震幅越大）	大顆粒上昇時間越 短	同 <u>Ahmad and Smalley</u>	同 <u>Ahmad and Smalley</u>
速度和深度為	幕次關係	不隨深度改變	同 <u>Ahmad and Smalley</u>
粒徑比越大	上昇所需時間越 短，且似呈幕次減 少	同 <u>Ahmad and Smalley</u>	上昇所需時間一樣
不同密度之大顆粒	上昇所需時間差異 不大	同 <u>Ahmad and Smalley</u>	同 <u>Ahmad and Smalley</u>
不同形狀之大顆粒	對上昇時間幾乎沒 有顯著性之影響。	依其理論應有影響	同 <u>Ahmad and Smalley</u>

表 6-1-1 中，第二項以及第三項之實驗，Ahmad and Smalley 主要在討論震幅對大顆粒篩分速率之影響。由於對流之形成和震動加速度有較直接之關連，故一般認為對流引發粒徑篩分之學者，僅直接討論並比較震動加速度對大顆粒篩分速率之影響，故無法得知表 6-1-1 中第二項所述，固定震動加速度，震動頻率越快對顆粒引發對流之影響。另外，根據式 (1)，震動加速度為震幅與頻率之函數，即震動加速度、震幅及頻率並不互相獨立，故能否如表 6-1-1 第二項般探討，仍值得商榷。

根據表 6-1-1，認為局部幾何關係而導致粒徑篩分與 Ahmad and Smalley 實驗結果共有 3 項矛盾之處，而考慮對流之學者僅有 1 項，而且由 Campbell and Bridgwater 之實驗，發現粒徑篩分現象在粒徑比為 1.2 時即可明顯觀測，此實驗結果與 Duran et al. 所推導之三維臨界粒徑比 2.78 差異甚多，再者，由表 6-1-1 第一項之實驗結果，大顆粒置於中心之上昇速率較快，直接驗證顆粒經震動所產生之對流方向，故本研究初步認為粒徑篩分似較接近由對流現象所引發。

雖然以對流機制來解釋粒徑篩分現象似較合理，惟針對粒徑比是否會影響大顆粒上昇速率仍有爭議，Knight et al. 之實驗結果發現粒徑比並不顯著影響大顆粒上昇之時間，此一結果明顯和早期 Ahmad and Smalley、Scoot and Bridgwater 及 Campbell and Bridgwater 之實驗結果矛盾，甚至和後期曾亦有所不同，本研究初

步認為其原因可能為 Pöschel and Herrmann 所提出，粒徑比越大，大顆粒浮沈之現象越不明顯，故造成大粒徑較易上昇至表面。

6.1.2 簡易實驗結果

由於 Knight et al.認為粒徑比並不影響大顆率上昇速率，且與前人之研究相互矛盾，為瞭解是否粒徑比對上昇速率之影響，本研究進行簡易實驗 30 組。實驗結果發現，在震動頻率小於 2.11sec^{-1} 時（共 20 組），每組皆是粒徑比較大之紅球先上昇，頻率與紅球上昇之時間如圖 6-1-1 所示，由圖 6-1-1 可清楚發現頻率越大（震動加速度越大），紅球昇至表面之速度有越快之趨勢。另外，在震動頻率大於 2.11sec^{-1} 時（共 10 組），紅球與綠球幾乎同時上昇至表面 2 組、綠球先上昇至表面 3 組、紅球先上昇至表面 2 組，最後 3 組則是震動至實驗操作者力氣用盡，無法繼續維持同等之震動頻率，紅球與綠球皆無法篩出。若將震動頻率大於 2.11sec^{-1} 成功之 7 組數據加入震動頻率小於 2.11sec^{-1} 時之 20 組數據共同分析之（如圖 6-1-2 所示），將難以看出震動頻率與大顆粒上昇速度之關係。初步推測震動頻率變大，粒徑篩分現象即變得不再規律之原因，可能如 Rátkai 所述，震動強度大於某臨界值，對流之型態變為亂流所致。實驗中亦發現當某一大顆粒被篩出後，若持續震動，其又會往下沉，此現象似如大顆粒被對流圈帶至表面，又隨對流圈向下沉，並與 Pöschel and Herrmann 所說大顆粒浮沈之現象類似。由簡易實驗之結果發現用對流解釋粒徑篩分現象應為可行，不過粒徑比的確與大顆粒篩分之速率相關，故應修正其部分理論，將更符合真實之狀況。

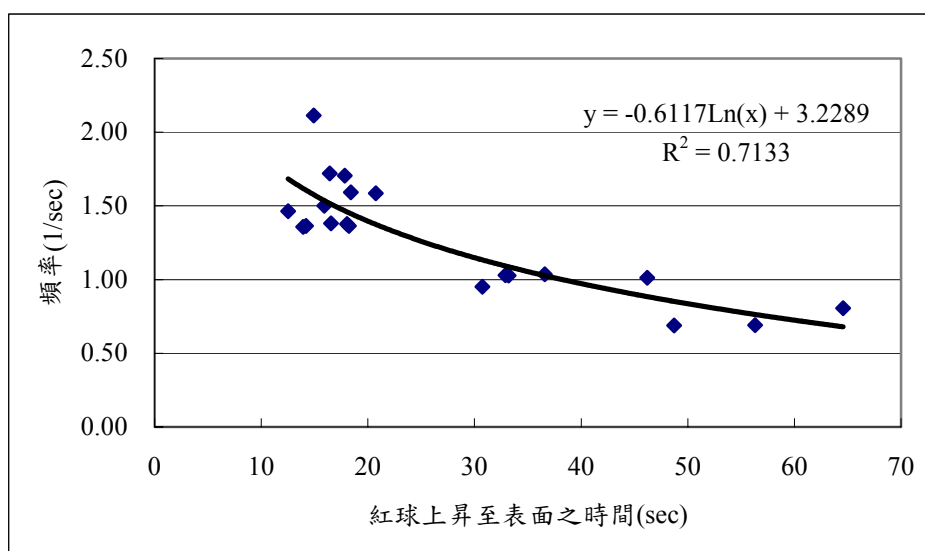


圖 6-1-1 震動頻率小於 2.11sec^{-1} 時頻率與紅球上昇時間關係圖

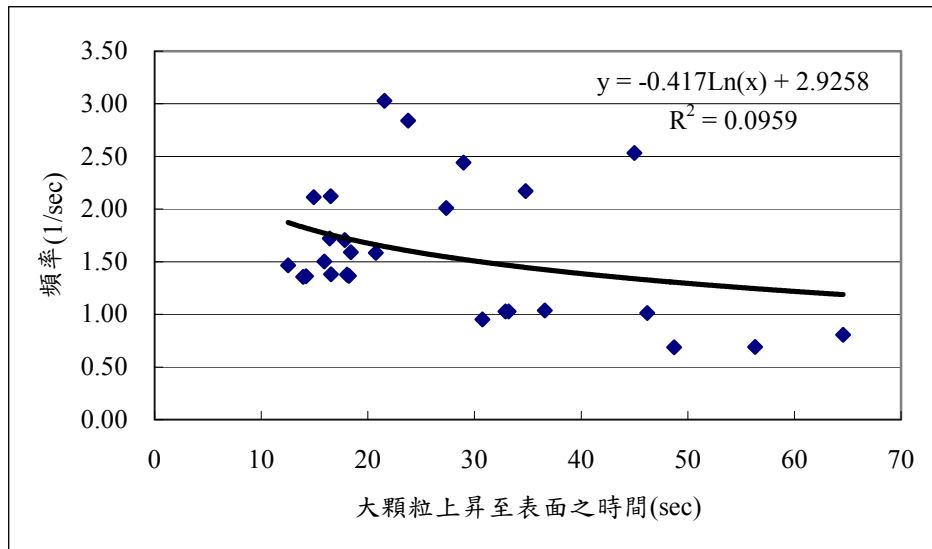


圖 6-1-2 所有成功之實驗組數頻率與紅球上昇時間關係圖

6.2 土石流流動段之顆粒搬運機制

依據試驗設計完成混合粒徑輸砂量渠槽試驗 25 組，配合收集相關文獻 773 組輸砂量資料，合計 798 組渠槽試驗資料，茲將試驗過程中所觀察發現與各項試驗結果作一系列分析探討：

6.2.1 上游加砂量與下游輸砂量隨時間之變化

本研究採用之試驗方式與其他學者固定上游加砂量從事試驗方式不同，改以觀察渠槽加砂量與輸砂量隨時間之變化，進而動態改變加砂量，因此，上游加砂量與下游輸砂量在試驗之初可能有下列兩種情形：當上游加砂量少於下游輸砂量時，表示加砂量不夠水流挾帶，於是水流開始淘刷河床，此時則動態增加上游加砂量，使得 $q_{s(out)}/q_{s(in)}$ 能逐漸趨近於相同；相反地，當上游加砂量多於下游輸砂量時，表示加砂量過大，水流無法挾帶走所有泥砂，於是泥砂便從上游往下游逐漸淤積於渠床上，此時則動態減少上游加砂量，使得 $q_{s(out)}/q_{s(in)}$ 亦能逐漸趨近穩定。

此外，對於利用混合粒徑從事試驗時，在不同水流作用下，不均勻砂床會發生分選作用，亦即在某一特定水流條件下，有些細顆粒會被水流挾帶離開，造成床面留下不易運移的粗顆粒，或者細顆粒受到粗顆粒隱蔽保護，而承受較少水流作用力，因此，對於上游相同來砂、在不同水流作用下，渠床則會產生不同程度的粗化與細化現象。

(1) 低水流強度下之粗化現象

觀測流量較小且上游加砂量不足之輸砂量試驗時，常常可以發現試驗初期水流僅能帶走加砂量與渠床中較細小粒徑的泥砂，大部分較粗粒徑起動機率偏低，不易運移而停留在床面上，形成床砂粗化，隨著水流繼續作用下，渠床中粗顆粒逐漸發展成為階梯，而水流越過階梯後，會繼續沖蝕淘刷下游面渠床，使之逐漸發展成深潭，試驗初期可以明顯發現整個渠槽形成階梯-深潭之結構。

階梯-深潭之系統是利用粗顆粒形成階梯增加水流阻力、深潭亦有消能作用，可以抑制輸砂量，但整個系統仍處於上游泥砂來源不足，河床面為沖蝕淘刷型態，不屬於穩定狀態下之平衡輸砂，所以當上游加砂量增加時，水流所挾帶泥砂可能會填滿深潭或水流可能會急遽淘刷階梯底部細小粒徑，造成整個階梯-深潭結構破壞，渠床被沖刷平整，使 $q_{s(out)} / q_{s(in)}$ 逐漸趨近於相同，達到平衡輸砂狀態。

(2) 高水流強度下之細化現象

觀測起始流量較大下之輸砂量試驗時，可以發現試驗初期水流強度過大而可以輕易使粗大顆粒運移，而在河床上非均勻混合粒徑中，粗顆粒往往容易突出床面而首先直接承受到水流作用，進而對其背水面和下層的細小顆粒產生遮蔽保護作用。另外，由於水流在流過粗顆粒時，易在產生背水面漩渦、紊流、震盪，使細小顆粒發生激烈抖動，更增加了粗顆粒的不穩定性，使得粗顆粒逐漸被水流挾帶離開，造成渠床細化現象，但隨著上游動態加砂量改變下， $q_{s(out)} / q_{s(in)}$ 將逐漸趨於穩定，床面平整且試驗達到平衡輸砂狀態。

因此，對於中值粒徑相同、粒徑分佈因子(σ)不同之泥砂而言，粒徑分佈因子(σ)較小時，泥砂顆粒較均勻，隨著粒徑分佈因子(σ)的增加，泥砂粒徑粗細差異愈大，非均勻度愈高，使得粗顆粒暴露於河床機率高，當水流流經粗顆粒時，粗顆粒承受了大部分的水流作用力並對細顆粒產生遮蔽保護作用，形成護甲層(armor layer)。所以在相同高水流強度條件下，混合礫石中粗顆粒的推移質輸砂量將高於同粒徑的均勻礫石；相反地，非均勻礫石中細顆粒卻比均勻礫石中細顆粒難以運移，需要較大的水流強度方可使之起動（如圖 6-2-1 所示）。

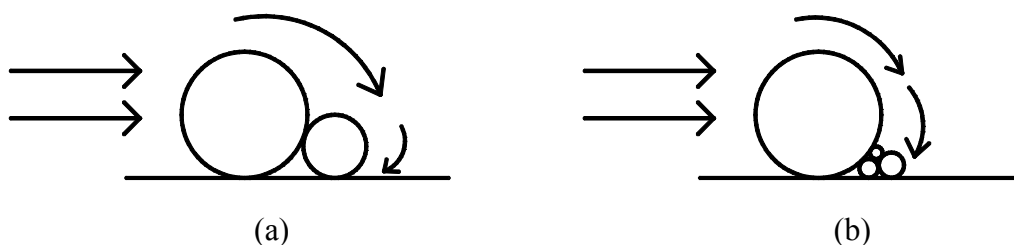


圖 6-2-1(a) 均勻粒徑中粗顆粒難以移動

(b) 非均勻粒徑中粗顆粒承受水流作用力並遮蔽保護細顆粒

6.2.2 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氏輸砂

公式或國外其他學者專家所推導之輸砂公式估算輸砂量，但何黃式輸砂公式與國外其他學者專家所推導之輸砂量公式大部分採用均勻粒徑、緩坡渠槽試驗分析所建立，圖 6-2-2 為將從事非均勻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(2004)之試驗條件代入何黃式公式估算輸砂量再與各學者和本研究之渠槽試驗所獲得的輸砂量數據進行分析比較，由圖中可知在低輸砂量下，估算值與實測值相異不大，表示利用何黃式公式估算時有一定的準確性；但在高輸砂量下，估算值與實測值差異性極大，因此，利用現行常使用之輸砂量公式在推估台灣陡坡非均勻粗顆粒之上游野溪輸砂量時，恐有不適用之處。

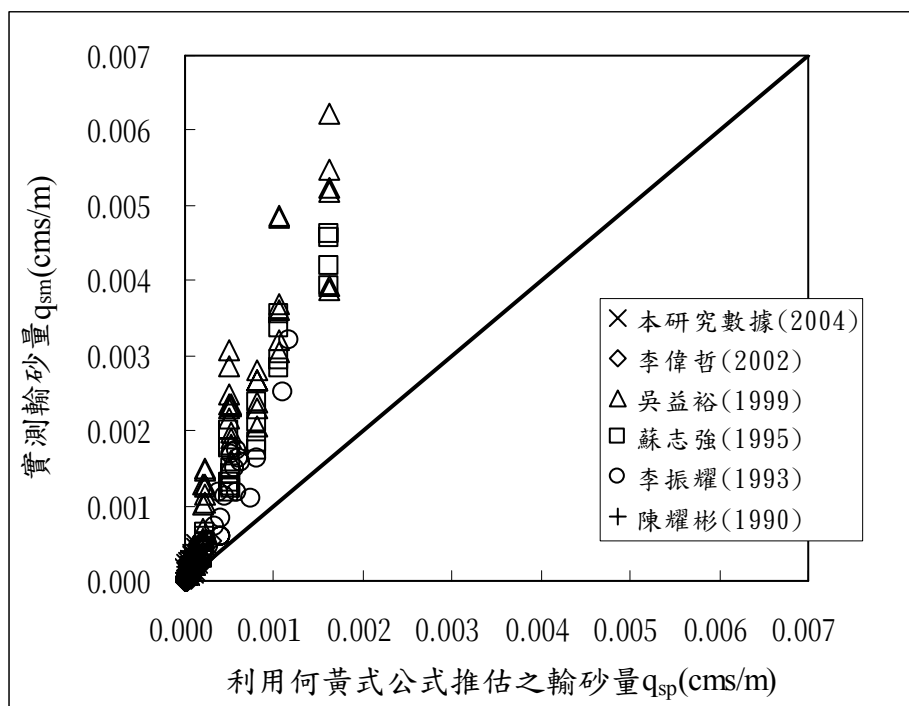


圖 6-2-2 推估與實測輸砂量比較

(1) 估算值與實測值差異性分析

何黃式輸砂公式為一簡化之起動流量與沉滓模式，計算使用上非常方便、簡單，因而常被用來推估台灣野溪輸砂量。但因其公式是利用均勻粒徑試驗數據分析探討泥砂運移量，用此公式推估天然野溪非均勻粒徑輸砂上，則會有差異性產生。

因此，採用 Little and Mayer(1976)的研究，該研究指出當 $\sigma > 1.5$ 時，河床粒徑分佈粗細差異大，較容易形成護甲層；相反，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，本研究將取 $\sigma = 1.5$ 當作均勻與混合粒徑之判斷標準，並收集目前渠槽試驗中 $\sigma > 1.5$ 之非均勻粒徑試驗數據，再配合本研究($\sigma = 2.54$)試驗結果共 308 組水槽試驗資料，分析探討利用何黃式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：

$$\frac{q_{sm}}{q_{sp}} = 45.422 \times S^{1.27} \times D_g^{-0.23} \times \sigma^{0.81} \times \left(\frac{h}{D}\right)^{0.0014} \quad R^2=0.82$$

在上式中，相對潛度(h/D)項之影響不大而予以忽略，可將(5-1)式改為下式表示：

$$\frac{q_{sm}}{q_{sp}} = 54.872 \times S^{1.28} \times D_g^{-0.23} \times \sigma^{0.81} \quad R^2=0.82$$

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，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，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。

探究其原因可能為坡度的增加，代表水流剪力強度增加，而對非均勻粒徑渠床而言，其粒徑分佈因子愈大表示泥砂粗細顆粒分佈廣，水流剪力強度增加時，會使粒徑分佈因子愈大之非均勻粒徑產生大量泥砂被水流挾帶離開渠床，造成輸砂量大增，但利用均勻粒徑輸砂公式則無法表現出此特性，造成當坡度及粒徑分佈因子愈大時，推估之誤差則愈大；另外，當無因次沉滓粒徑參數增加時，表示渠床上佈滿較粗顆粒的粒徑，而非均勻粒徑中的粗顆粒能遮蔽保護其背後細顆粒，除非流量大到使這些粗顆粒達到全面運移，泥砂會失去護甲作用導致輸砂量遽增，造成推估與實測間差異性愈大，否則隨無因次沉滓粒徑參數增大時，利用均勻粒徑輸砂公式推估與渠槽試驗實測值間的差異應為愈小。

6.2.3 水力特性對輸砂量之影響

水流強度大小為影響渠槽輸砂量之最主要因素，由參考文獻可知，各家輸砂量公式對水流強度所選取之水力參數並不一致，有以水流剪力方式表示、有效流量方式表示、機率方式表示及水流功率方式表示之。本研究根據渠槽試驗情況，決定採用以有效流量表示法呈現輸砂量公式，主要乃考量非均勻礫石渠床對於水深的量測容易產生誤差，導致水流剪力之估算上無法正確反應出當時之剪力大小；機率方法及水流功率方法計算上甚為複雜，因此，選用在渠槽試驗中，較易控制且量測穩定、方便之有效流量法表示輸砂量大小。

(1) 不同水力特性對輸砂量之影響

對於非均勻粒徑而言，單寬流量、坡度、粒徑分佈因子、相對潛度均可能對輸砂量造成影響，將本研究輸砂量試驗結果與單寬流量作圖如下所示，由圖中可發現，隨著渠槽坡度的不同，輸砂量隨單寬流量增加的變化趨勢亦不相同，在坡度小時，輸砂量隨單寬流量增加趨勢較小；在坡度大時，輸砂量隨單寬流量增加而變化劇烈，這說明了在同樣單寬流量下，坡度的增加會加大水流強度，使得泥砂受到較大的水流作用而產生運移，造成坡度愈大，輸砂量愈大的結果。

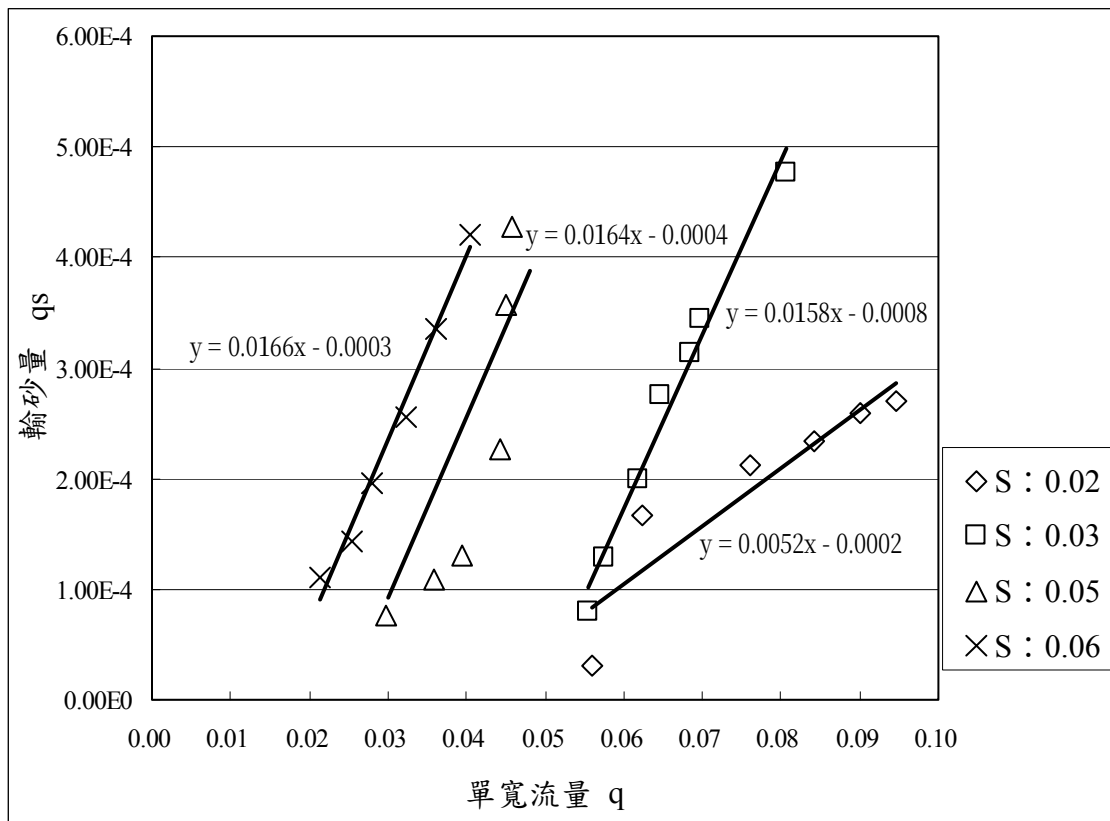


圖 6-2-3 推估與實測輸砂量比較

另外，由圖 6-2-3 亦可觀察到另一現象，坡度 $S=0.03$ 、 0.05 及 0.06 時之輸砂量變化相近與坡度 $S=0.02$ 時之輸砂量變化趨勢相差甚大，兩者間存在有不同物理特性影響其輸砂量變化，似乎可以將度 $S=0.02$ 區分為陡坡輸砂與緩坡輸砂之界限。

6.2.4 輸砂模式之建立

本研究採用有效流量型呈現輸砂量公式，以單寬流量(q)、坡度(S)及相對潛度(h/D)作為水流強度之代表，利用床砂之平均粒徑換算為無因次沉澱參數(D_g)，並加入粒徑分佈因子(σ)反應河床組成情形，建立輸砂模式及臨界起動流量模式。

(1) 臨界起動流量(q_c)試驗

利用無因次沉澱起動參數 $\varepsilon_c = 10^{-8}$ 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 600 秒下，計算泥砂起動之沉澱個數。

$$N = \varepsilon_c \cdot \Omega t \cdot \sqrt{\frac{\gamma_s}{\rho D^5}} = 10^{-8} \cdot 5.28 \cdot 600 \cdot \sqrt{\frac{2650 \cdot 9.81}{1000 \cdot (0.01374)^5}} = 7.3$$

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 10 顆泥砂顆粒起動瞬間時之流量，定義為臨界起動流量。

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起動流量試驗值如下表 6-2-1 所示，從表中可以得知，當坡度愈大，臨界起動流量愈小，即要使泥砂起動所需之流量愈小。

表 6-2-1 各坡度之臨界流量(q_c)試驗值

試驗材料	S	$D_{50}(m)$	D_g	σ	$q_c(\text{cms/m})$
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

(2) 輸砂量(q_s)試驗

當流量大於臨界起動流量時，便有輸砂量產生，本研究在水流情況為定量均勻流下，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，由試驗結果可發現隨流量、坡度增加時，輸砂量亦會隨之增加，其試驗數據資料如附表一所示。

(3) 臨界起動流量(q_c)實測值與推估值分析

臨界起動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瞬間之流量，由於無法很準確觀測臨界起動流量，因此，許多專家學者便不再從事臨界起動流量試驗，而是改由利用輸砂量試驗外差得到臨界起動流量推估值，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起動流量，其可解釋為逐漸增加流量下，當產生「參考輸砂量」時之流量即為臨界起動流量，由此推估方法便可以較方便得到臨界起動流量。

因此，對於本研究所採用之無因次沉滓起動參數 $\varepsilon_c = 10^{-8}$ 之參考輸砂量取自然對數，可得 $\ln(q_s) = -13$ 。將渠槽試驗結果之單寬輸砂量與單寬流量取自然對數作圖如圖 6-2-4、6-2-5、6-2-6 及 6-2-7 所示：

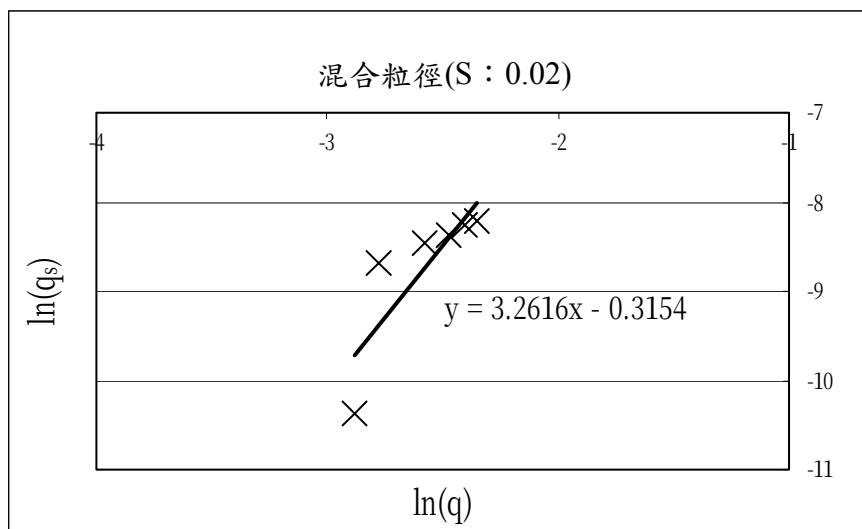


圖 6-2-4 輸砂量與流量關係圖(S=0.02)

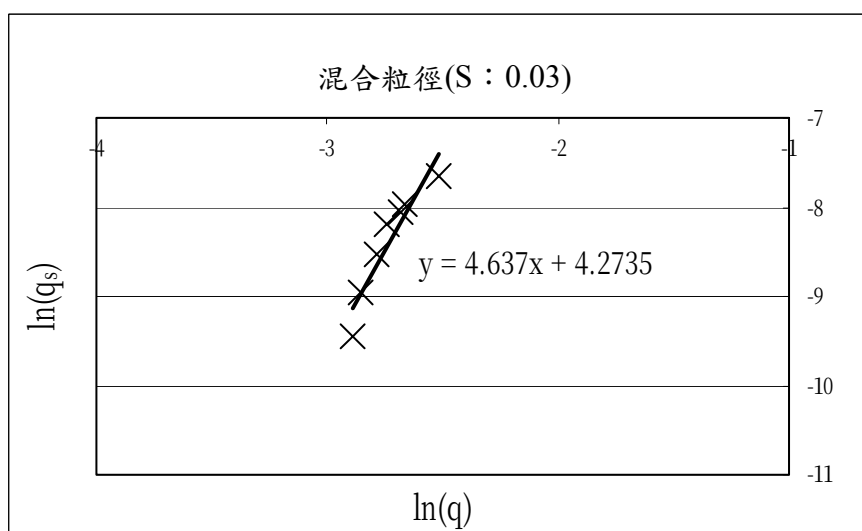
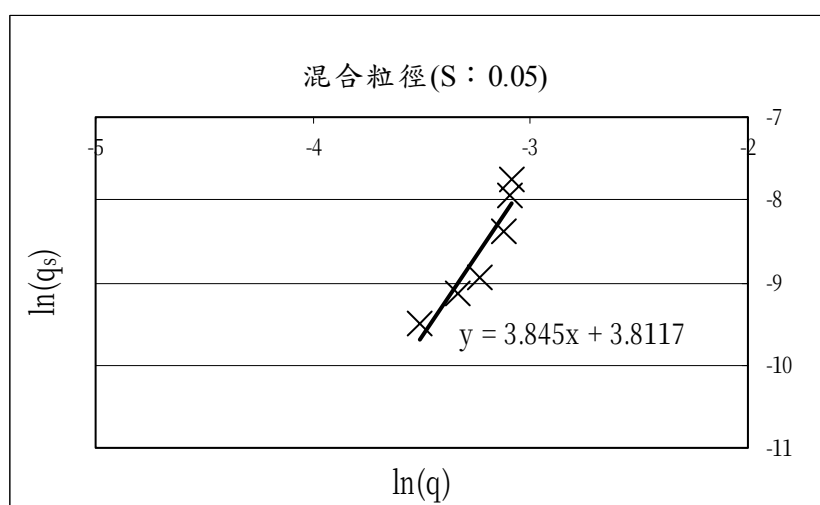


圖 6-2-5 輸砂量與流量關係圖(S=0.03)



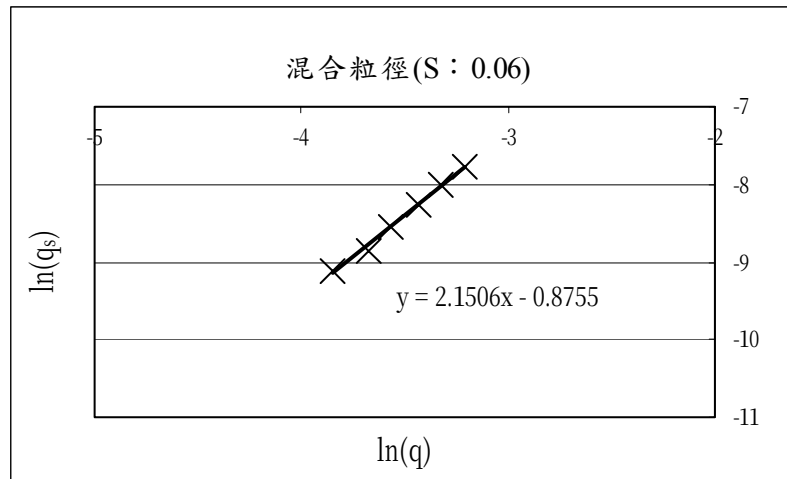


圖 6-2-7 輸砂量與流量關係圖(S=0.06)

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 $\varepsilon_c = 10^{-8}$ 之參考輸砂量 $\ln(q_s) = -13$ 代入該方程式中，求得不同坡度之臨界起動流量推估值，其推求結果如表 6-2-2。

表 6-2-2 各坡度之臨界流量(q_c)推估值

試驗材料	S	$D_{50}(m)$	D_g	σ	$q_c(\text{cms/m})$
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

由表 6-2-2 可知，隨坡度的增加，臨界起動流量推估值亦有減小趨勢，符合泥砂運移之物理性質；再由表 6-2-1 及 6-2-2 分析比較，可發現臨界起動流量實測值均比推估值大，且隨坡度增加，實測值與推估值間差異性愈大，觀測誤差愈大，其原因可能為利用目視法判斷實在是無法準確掌握泥砂起動所導致。

(4) 臨界起動流量模式之建立

臨界起動流量($\frac{q_c}{\sqrt{gD^3}}$)為(ρ_s/ρ)、S、 D_g 、 σ 及(h/D)之函數，可得到下列之

模式型式表示：

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

式中待定係數與指數 K_1 、 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起動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(5-3)式進行迴歸分析，可得下列臨界起動流量模式：

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

$$R^2=0.61$$

在上式中可發現相對潛度(h/D)影響較小，可能的原因為臨界起動流量試驗之水深較泥砂粒徑微小，而使相對潛度項影響值微弱，為求模式簡化，忽略相對潛度(h/D)項之影響，可將模式改寫為：

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

$$R^2=0.61$$

本研究乃採用單一礫石材料，亦即 ρ_s / ρ 可視為常數 2.65，假設水溫在 20 °C 時，當時流體運動黏滯度為 $\nu = 1.007 \times 10^{-6} (m^2 / sec)$ ，由於無因次沉滓粒徑參

數 $D_g = \frac{D}{[v^2 / (\rho_s / \rho - 1)g]^{1/3}}$ ，(5-5)式左項之 $\sqrt{(\frac{\rho_s}{\rho}-1)gD^3}$ 可換算為 $\nu \cdot D_g^{1.5}$ ，則可

以將(5-5)改寫為下式：

$$\frac{q_c}{\sqrt{(\frac{\rho_s}{\rho}-1)gD^3}} = 1.358 \times 10^{-6} \cdot (S)^{-0.807} \cdot (D_g)^{1.318} \cdot (\sigma)^{0.116}$$

$$R^2=0.61$$

經由迴歸所得臨界起動流量模式之相關係數 R^2 值稍顯偏低，僅有 0.61，主要原因在於臨界起動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，導致在迴歸臨界起動流量模式時，所求得之結果相關係數偏低。

(5) 推移質沉滓運移模式之建立

推移質沉滓運移量($\frac{q_s}{q - q_c}$)為 S 、 D_g 、 (h/D) 及 σ 之函數，可將上式改寫為下列

之表示： $\frac{q_s}{q - q_c} = K_2 \cdot (S)^{a'} \cdot (D_g)^{b'} \cdot (\frac{h}{D})^{c'} \cdot (\sigma)^{d'}$

式中待定係數與指數 K_2 、 a' 、 b' 、 c' 、 d' 需由試驗數據加以確定，因此，根據本研究 25 組渠槽試驗數據，並配合所收集到國內外從事輸砂量試驗 773 組資料，合計 798 組渠槽試驗資料，其試驗基本資料如表 6-2-3 所示。

表 6-2-3 國內外輸砂量試驗範圍資料

	D_{50} (mm)	$\sigma = \sqrt{\frac{D_{84}}{D_{16}}}$	坡度(%)	流量範圍 (cms/m)
Gilbert(1914)	7.0	1.12	0.7~2.9	0.05~0.16
	4.9	1.13	0.6~3.1	0.03~0.16
	3.2	1.13	0.7~2.5	0.02~0.10
	1.7	1.34	0.1~2.3	0.02~0.16
MPM(1948)	28.7	1.00	0.3~1.8	0.82~2.31
	5.2	1.00	0.3~2.3	0.06~0.23
	4.0	2.40	0.1~0.8	0.05~0.13
	2.7	2.33	0.27~0.28	0.10~0.22
	2.5	2.10	0.2~0.3	0.08~0.22
	1.4	2.82	0.2~0.3	0.04~0.17
	1.0	2.16	0.2~2.1	0.04~0.09
何智武(1983)	22.5	1.05	1~7	0.01~0.09
	12.5	1.10	1~10	0.01~0.12
	7.5	1.15	3~10	0.04~0.18
	3.5	1.22	3~10	0.02~0.14
Smart(1984)	10.6	1.22	1~20	0.03~0.15
	3.9	1.25	1~20	0.03~0.15
	3.6	3.25	2~20	0.03~0.15
	1.9	2.40	2~10	0.03~0.15
陳耀彬(1990)	15	1.5	1.5~10.6	0.01~0.08
李振耀(1993)	15	1.9	3~9	0.06~0.11
蘇志強(1995)	7.5	2.0	2~8	0.04~0.14
	7.5	1.5		
吳益裕(1999)	7.5	3.0	2~8	0.04~0.14
李偉哲(2002)	5.22	2.42	1~5	0.01~0.09
	4.02	1.94		
	3.83	2.00		
	8.45	2.32		
謝孟荃(2004)	13.74	2.54	2~6	0.02~0.10

將所有 798 組渠槽試驗資料進行迴歸分析，可得下列輸砂量模式：

$$\frac{q_s}{q - q_c} = 18.992 \cdot (S)^{2.077} \cdot (D_g)^{-0.492} \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0.480} \cdot (\sigma)^{0.481} \quad R^2=0.73$$

由於上式是將所收集到之 798 組渠槽試驗資料全部進行迴歸而得，其中包括

均勻與混合粒徑試驗資料，而均勻與混合粒徑泥砂運移機制不同，造成其輸砂量結果有所差異，將所有均勻與混合粒徑試驗數據進行迴歸則導致輸砂量模式之相關係數 R^2 值偏低，因此，將所收集之試驗資料進行篩選，僅選擇 $\sigma > 1.5$ 之 308 組混合粒徑試驗數據依上式進行迴歸分析，得到混合粒徑輸砂量模式：

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

$$R^2 = 0.86$$

6.3 土石流堆積段之土石堆積機制

土石流乃是泥沙、礫及巨石等物質與水之混合物受重力作用後所產生之流動體，常於下游溪谷處口等坡度較緩、寬度大之地點形成扇狀堆積地。其堆積段之坡度經過國內外之相關研究後發現約為 $3^\circ \sim 10^\circ$ 間，故本研究為了討論土石流堆積機制中之堆積長度，於台大安康試驗場搭設兩試驗渠道（堆積段坡度 3° 及 4.5° ），經由實驗之方式推估土石流堆積機制中之堆積長度，並導入泥沙體積濃度 Cd 、土石流流動速度 v 、及土石流流出量 V ，由於實驗所搭設之兩渠道 θ_u/θ_d 值（中上游流動段坡度/下游堆積段坡度）皆為固定常數，並無不同之數值可以相互比較藉以求得不同坡度比值間之關係，且實驗所使用之試驗基材為市售之三釐石，並無使用粒徑不同之基材於試驗中，故本次研究並無法將粒徑因子導入，但是在此次研究中已經導入土石流堆積機制中較為重要之因子，建立出一套較為基礎之堆積長度公式，以提供未來相關研究之基石。

表 6-3-1、6-3-2 為試驗之數據，經由迴歸分析可以推求出下列土石流堆積機制中堆積長度之公式：

$$L = 85.1138 \cdot Cd^{0.047} \cdot v^{(-0.074)} \cdot V^{0.358}$$

$$R^2 = 90.5\%$$

式中之 L ：堆積長度（m）

Cd ：泥沙體積濃度（%）

v ：土石流流動速度（m/s）

V ：土石流流出量（ m^3 ）

表 6-3-1 坡度 $6^{\circ} \rightarrow 3^{\circ}$ 之試驗數據

組別	$\theta u / \theta d$	Cd	v	V(Kg)	L(m)
1	2	0.3757	1.1000	14.18	255
2	2	0.3475	1.2270	30.73	310
3	2	0.5824	0.8969	5.09	145
4	2	0.5509	0.8186	5.64	150
5	2	0.2483	1.2685	41.09	320
6	2	0.4392	0.8837	12.73	220
7	2	0.4917	0.9009	10.55	200
8	2	0.2935	1.1811	41.82	290
9	2	0.1984	1.6575	100.00	360
10	2	0.5297	0.9788	3.27	135
11	2	0.4310	1.2000	7.09	140
12	2	0.3488	1.1194	13.36	220
13	2	0.3991	1.0067	6.36	168
14	2	0.6224	1.0000	3.09	125
15	2	0.2500	1.2097	16.00	220
16	2	0.1739	1.5424	27.64	255
17	2	0.4804	0.9836	4.18	130

表 6-3-2 坡度 $9^{\circ} \rightarrow 4.5^{\circ}$ 之試驗數據

組別	$\theta u / \theta d$	Cd	v	V(Kg)	L(m)
1	2	0.4334	1.6086	29.09	300
2	2	0.5776	1.4085	7.55	160.5
3	2	0.4872	1.5957	21.36	254
4	2	0.3926	1.7493	23.64	260
5	2	0.3005	1.7493	65.27	300
6	2	0.5277	1.0545	8.18	140
7	2	0.4500	1.6086	22.55	260
8	2	0.1977	2.3166	100.00	360
9	2	0.3484	1.8868	45.91	290
10	2	0.2444	2.1505	100.00	320
11	2	0.5208	0.9836	4.00	108
12	2	0.2923	1.2000	26.18	180
13	2	0.5547	0.7762	0.91	74
14	2	0.4221	1.1321	5.64	170
15	2	0.3581	1.4286	12.27	200
16	2	0.2496	1.8182	36.82	300
17	2	0.2008	1.7341	44.73	320

6.4 以 FLO-2D 模擬溪頭三號坑之結果

6.4.1 FLO-2D 模擬結果

將三號坑溪之實測資料代入 FLO-2D 中，由模擬結果發現其堆積深度比實際情形還淺，且堆積位置也與現地情形相差甚遠，而流速方面 FLO-2D 模擬結果亦過大，如表 6-4-1 與圖 6-4-1。探究原因為河床糙度太小或是土石流之黏滯性不夠大，造成土石流流速過大，無法停淤於實際的堆積區，而流至最下出流點處。

表 6-4-1 三號坑溪實際堆積情形與模擬結果之比較

	最大堆積深度(m)	鳳凰賓館之平均堆積深度	堆積位置	堆積範圍	流速分佈(m/s)
三號坑溪實際堆積情形	3.5	3.5	鳳凰賓館南側與林間停車場	主支流河道和河道外 20~100m	2.39~5.26
FLO-2D 模擬結果	1.8	0.7	全部堆積於最下游出流點(新大門)附近	主支流河道與兩河道之間絕大部份之面積	0.27~9.93



圖 6-4-1 三號坑溪初步模擬之最大堆積深度

6.4.2 敏感度分析 (sensitivity analysis)

本研究針對上述模擬結果與實際情形不符的原因，找到與河床糙度和土石流黏滯性相關的三個因子：土石流體積濃度 (CD)、曼寧粗糙係數 (n) 及漫地流層流阻力係數 (K)。藉由改變三個敏感性參數之值，帶入 FLO-2D 中，模擬結果探求一較符合實際情形之範圍。在經一系列之敏感度分析之後，發現三個參數中，以土石流體積濃度 (CD) 值的變化對結果影響最大，其次是曼寧粗糙係數 (n)，而漫地流層流阻力係數 (K) 值的改變對其結果並無任何明顯的影響，其分析結果如下。

1. 土石流體積濃度 (CD)

江永哲與林裕益 (1987) 根據水槽試驗結果，提出含石率愈大堆積長度與面積有遞減之勢。吳佳威 (2000) 也曾藉由水槽試驗提出土石流之堆積距離，有隨著泥砂體積濃度增高而降低之趨勢，也有隨著流動速度提高而增長之趨勢。在此固定其餘變因改變 CD 值，藉由代入不同的 CD 值 (0.39、0.58、0.7、0.75、0.8、0.82 和 0.85) 來探求其結果對堆積之範圍和深度及流速分佈之影響。

模擬結果將其堆積情形整理於表 6-4-2。針對三號坑溪主流取五個點：出流點 (新大門附近)、出流點到鳳凰賓館中間、鳳凰賓館南側、潛壩群附近、和溢流點附近，記錄其平均堆積深度，列於表 6-4-3 與圖 6-4-2 中。由模擬結果可知當 CD 值之愈大，其堆積範圍愈往上游、上游堆積深度逐漸增大，且流速亦因 CD 值之愈大而有減緩之情形，其原因可能是 CD 值之愈大土石流之含水量就愈小，在沒足夠水量的情形下土石流之間的碰撞和摩擦增加，進而造成整體動能損耗而停淤下來。而當 CD 值為 0.82 時，該堆積範圍與流速皆與實際值較為符合，但模擬之淤積深度 (14.32m) 與實測資料 (3.5m) 還是相差很大，其原因可能是因 FLO-2D 無法模擬土石流脫水情形，造成其堆積深度之模擬結果皆過大。

表 6-4-2 不同土石流體積濃度之模擬結果

土石流體積 濃度(C _D)	最大堆 積深度	堆積位置	堆積範圍	最大流速分 佈
三號坑溪實 際堆積情形	3.5	鳳凰賓館南側與林間 停車場	主支流河道和河道外 20~100m	2.39~5.26
0.39	1.8	全部堆積於最下游出 流點(新大門)附近	主支流河道與兩河道 之間絕大部份之面積	9.93
0.58	2.7	全部堆積於最下游出 流點(新大門)附近	主支流河道與兩河道 之間部份之面積	7.79
0.70	7.86	全部堆積於最下游出 流點(新大門)附近	主支流河道與兩河道 之間少部份之面積	5.05
0.75	13.5	全部堆積於最下游出 流點(新大門)附近	主支流河道與兩河道 之間少部份之面積	4.13
0.80	12.9	鳳凰賓館西側與林間 停車場	主支流河道和河道外 20~220m	3.13
0.82	14.32	鳳凰賓館西南側與林 間停車場	主支流河道和河道外 20~220m	2.8
0.85	20.47	鳳凰賓館北側、國民旅 社附近與林間停車場	主支流河道與兩河道 之間大部份之面積	2.33

表 6-4-3 平均堆積深度隨不同 CD 值和位置之變化情形

土石流體積 濃度(C _D)	平均堆積深度				
	1 出流點(新大 門附近)	2 出流點到鳳 凰賓館中間	3 鳳凰賓館南 側	4 潛壩群附近	5 溢流點附近
三號坑溪實 際堆積情形	0	0	3.5	1.5	1.5
0.39	1.71	0.76	0.55	0.41	0.44
0.58	2.53	1.15	0.89	0.78	0.6
0.7	7.46	2.81	1.8	1.35	1.4
0.75	12.77	4.81	2.94	1.95	2.3
0.8	4.35	9.31	10.1	3.31	3.84
0.82	0	4.12	11.97	4.18	4.96
0.85	0	0	5.33	8.42	9.06

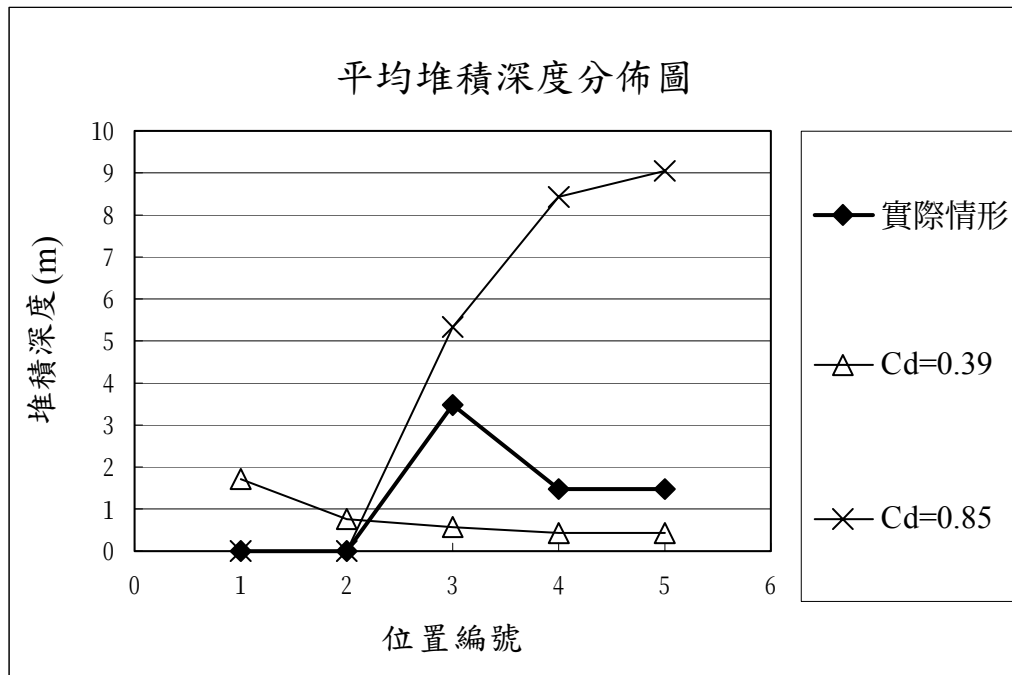


圖 6-4-2 不同 CD 值和位置之平均堆積深度分佈圖

2. 曼寧粗糙係數 (n)

曼寧 n 值即代表溪床之特質，如有無內面工、溪床內岩質是否平滑均勻、草生之疏密等。故若適當提高曼寧 n 值其對流速和堆積特性應有不錯之效果。

在此亦固定其餘變因只改變曼寧 n 值，將不同的曼寧 n 值 (0.04、0.06、0.08、0.1、0.2) 代入 FLO-2D 中，將模擬結果之數據整理於表 6-4-4 和圖 6-4-3 中。由最大堆積深度之模擬結果來看，當 n 從 0.04 增加到 0.2 時，隨著曼寧 n 值增大堆積位置有愈往上游移動的趨勢，且堆積深度也隨之漸漸加深，但影響有限；其堆積範圍則並未隨著曼寧 n 值的不同而有明顯改變，仍然堆積於下游出流點附近。流速分佈方面雖有明顯減緩之勢，卻無法使土石流停淤於鳳凰賓館南側，其影響力明顯不如改變土石流體積濃度的模擬結果。針對 FLO-2D 模擬結果所造成上述兩者差異的原因可能是，曼寧粗糙係數改變的是溪床粗糙度，在曼寧 n 值愈大時，只能使土石流底部的摩擦力增加，造成下層土石速度減緩而堆積；而土石流體積濃度包含的是土石流整個流體，當增大 CD 值，其黏滯性增大土石流整體流速會隨之減緩，使得改變土石流體積濃度影響之堆積深度和堆積範圍皆比改變曼寧 n 值來的大。

表 6-4-4 不同曼寧 n 值之模擬結果

曼寧粗糙 係數(n)	平均堆積深度					最大堆積 深度	最大流速 分佈
	1 出流點 (新大門 附近)	2 出流點到 鳳凰賓館 中間	3 鳳凰賓館 南側	4 潛壩群附 近	5 溢流點附 近		
三號坑溪 實際堆積 情形	0	0	3.5	1.5	1.5	3.5	2.39~5.26
0.04	1.71	0.50	0.55	0.41	0.44	1.8	9.93
0.06	1.94	0.52	0.61	0.46	0.49	2.06	7.58
0.08	2.16	0.60	0.66	0.54	0.66	2.29	6.34
0.1	2.36	0.68	0.74	0.67	0.75	2.51	5.74
0.2	3.20	0.96	0.95	0.87	0.91	3.43	3.8

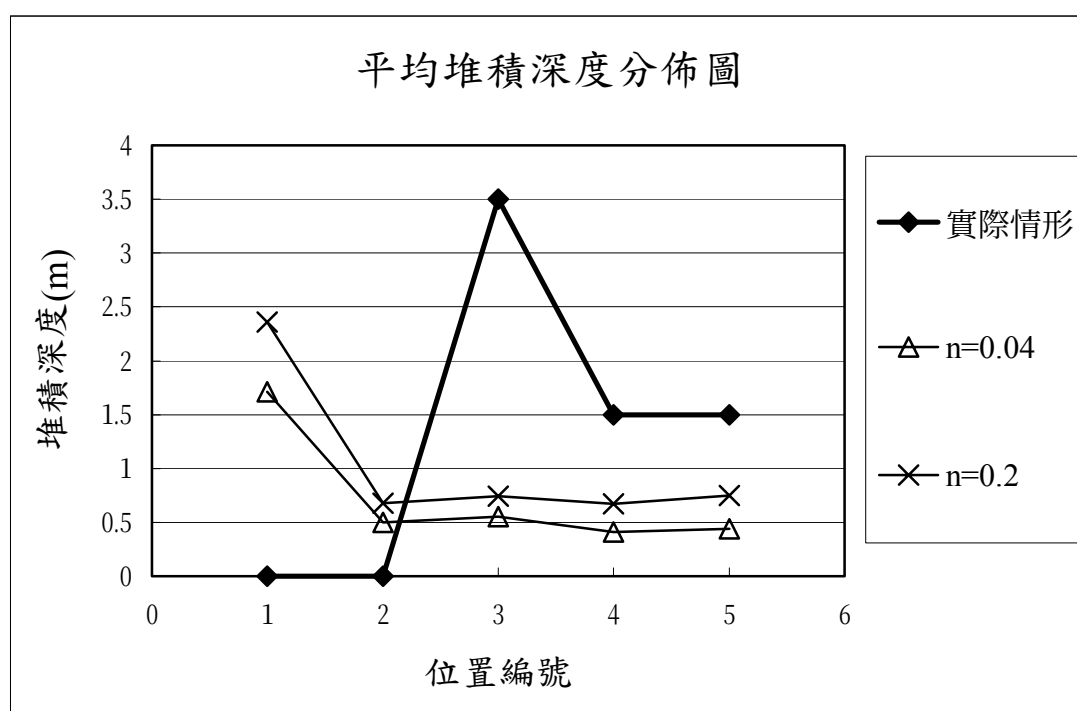


圖 6-4-3 不同曼寧 n 值和位置之平均堆積深度分佈圖

3.漫地流層流阻力係數 (K)

層流阻力係數 K 之值和坡度、形狀及植生有關。本研究比較現地河道表層植生之情形，固定其餘參數，將 K 值範圍定為 300~4000 來探討，並將模擬數據整理於表 6-4-5 中。由其結果可發現漫地流層流阻力係數 (K) 不論在堆積範圍、最大堆積深度和最大流速分佈皆對 FLO-2D 之模式無明顯之影響。

表 6-4-5 不同漫地流層流阻力係數之模擬結果

漫地流層流 阻力係數 (K)	最大堆 積深度	鳳凰賓館南 側之平均堆 積深度	堆積位置	堆積範圍	最大流速 分佈
三號坑溪實 際堆積情形	3.5	3.5	鳳凰賓館南側 與林間停車場	主支流河道和 河道外 20~100m	2.39~5.26
300	1.8	0.55	全部堆積於最 下游出流點(新 大門)附近	主支流河道與 兩河道之間絕 大部份之面積	9.93
500	1.79	0.55	全部堆積於最 下游出流點(新 大門)附近	主支流河道與 兩河道之間絕 大部份之面積	9.91
1000	1.8	0.55	全部堆積於最 下游出流點(新 大門)附近	主支流河道與 兩河道之間絕 大部份之面積	9.91
4000	1.78	0.55	全部堆積於最 下游出流點(新 大門)附近	主支流河道與 兩河道之間絕 大部份之面積	9.87

6.4.3 FLO-2D 模擬結果討論

1. 由溪頭三號坑溪之區域概況和災害歷史資料，對其致災原因做出下幾點的解釋：(1) 大量的土石材料；(2) 陡峻之地形；(3) 高強度之降雨；(4) 入滲發達；(5) 河床斷面不足。
2. 在經一系列之敏感度分析之後，發現三個參數中，以土石流體積濃度 (CD) 值的變化對 FLO-2D 模擬結果之影響最大，其次是曼寧粗糙係數 (n)，而漫地流層流阻力係數 (K) 值的改變對其結果並無任何明顯的影響。
3. 由溪頭三號坑溪之區域概況和災害歷史資料，對其致災原因做出下幾點的解釋：(1) 大量的土石材料；(2) 陡峻之地形；(3) 高強度之降雨；(4) 入滲發達；(5) 河床斷面不足。
4. 本模式在土石流模擬上渠道坡度及體積濃度是重要參數，尤其在體積濃度高於 50 (%) 時，模擬流速及深度皆會因而改變。
5. FLO-2D 雖然有一些限制，仍然是土石流模擬之良好工具，要取得良好之模擬結果，使用者如何決定正確的參數，仍有研究的空間。
6. FLO-2D 輸出的結果檔配合著座標，可輕易的與 GIS 軟體做適當之結合，並配合資料庫，運用於土石流災損評估及土石流模擬結果展示上。

柒、結論

1、土石流大顆粒在上，小顆粒在下之粒徑篩分現象可由垂直震動所誘發，而且粒徑篩分現象與大、小顆粒體積關係極為密切，與顆粒之重量及形狀之關係則較為薄弱。

2、本研究利用文獻之蒐集比對以及簡易實驗結果推測，粒徑篩分似由顆粒受到震動而產生之對流現象所導致，當震動加速度大於一臨界值時，粒徑篩分現象即有可能發生。

3、粒徑篩分現象除和震動加速度相關之外，與粒徑比也有絕對之關係，應再加入此項因子，使其更符合真實之狀況。

4、根據本研究之試驗數據再配合國內外前人研究試驗數據資料進行輸砂量模式推導，利用迴歸方式求得之輸砂量模式如下：

(a) 沈澱起動流量公式

$$q_c = 4.592 \times 10^{-8} \times (D_g)^{1.74} \times (S)^{-2.31} \times \left(\frac{h}{D}\right)^{0.0026}$$
$$R^2 = 0.83$$

(b) 沈澱運移量公式

$$\frac{q_s}{q - q_c} = 3.827 \times (D_g)^{-0.496} \times (S)^{3.14} \times (\sigma)^{0.93}$$
$$R^2 = 0.65$$

5、本研究利用一種非均勻混合粒徑在不同坡度下觀測流量與輸砂量之關係，發現非均勻混合粒徑由於粒徑分布廣泛，粗顆粒在流量小時，可以形成護甲層保護細顆粒，使得細顆粒不易被起動，但若流量持續增加到粗顆粒被沖走，護甲層遭破壞使得輸砂量遽增，與李偉哲(2002)所得之結論吻合。

6、由於目前對於非均勻混合粒徑試驗數據資料仍屬有限，而且台灣天然河川床砂組成多樣化，有細砂、卵石、礫石等，其粒徑分佈曲線常呈現雙峰型態，所以其輸砂量是否與本研究推導出的公式相同，有待多從事渠槽試驗以獲得更多資料，再更進一步分析研究。

7、土石流堆積長度對於居住於下游河谷低窪地之居民身家財產安全相當重要，本研究利用台大安康試驗場搭設試驗渠道，進行土石流堆積段之堆積長度之推求，得到以下之方程式：

$$L = 85.1138 \cdot Cd^{0.047} \cdot v^{(-0.074)} \cdot V^{0.358}$$

$$R^2 = 90.5\%$$

8、本年度嘗試以 FLO-2D 模式以模擬土石流發生時之運動形式，為了模擬土石流運動時之流變行為，以了解土石流流動之物理機制，在經一系列之敏感度分析之後，發現三個參數中，以土石流體積濃度（CD）值的變化對 FLO-2D 模擬結

果之影響最大，其次是曼寧粗糙係數（ n ），而漫地流層流阻力係數（ K ）值的改變對其結果並無任何明顯的影響。

參考文獻

土石流發生段之顆粒篩選機制

- [1] J.C. Williams, The segregation of Particulate Materials. A Review, Powder Technol., 15, 245 (1976)
- [2] K. Ahmad and I.J. Smalley, Observation of Particle Segregation in Vibrated Granular Systems, Powder Technol., 8, 69 (1973)
- [3] A. Rosato, K.J. Strandburg, F. Prinz and R.H. Swendsen, Monte Carlo Simulation of Particulate, Powder Technol., 49, 59 (1986)
- [4] R. Jullien and P. Meakin, Particle Size Segregation by Shaking in Two-Dimensional Disc Packings, Europhys. Lett., 22, 523 (1993)
- [5] J. Duran, J. Rajchenbach and E. Clément, Arching effect Model for Particle Size Segregation, Phys. Rev. Lett., 70, 2431 (1993)
- [6] G. Rátkai, Particle Flow and Mixing in Vertically Vibrated Beds, Powder Technol., 15, 187 (1976)
- [7] Y. -h. Taguchi, New Origin of a convective Motion: Elastically Induced Convection in Granular Materials, Phys. Rev. Lett., 69, 1367 (1992)
- [8] J.B. Knight, H.M. Jaeger and S.R. Nagel, Vibration-induced Size-Separation in Granular Media: The Convection Connection, Phys. Rev. Lett., 70, 3728 (1993)
- [9] T. Pöschel and H. J. Herrmann, Size Segregation and Convection, Europhys. Lett., 29, 123(1995)
- [10] 曾森煌，游繁結，土石流顆粒碰撞之模擬研究，國立中興大學博士論文，2003

土石流流動段之顆粒搬運機制

- [1] Graf, W.H., “Hydraulics of Sediment Transport”, 1971。
- [2] Simons, D.B.Senturk, F., “Sediment Transport Technology”, 1977。
- [3] 何智武(1983), “湍流渠槽沉澱運移特性之研究”, 國立台灣大學土木工程學研究所博士論文, 175p。
- [4] 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), pp.95-106。
- [5] 黃宏斌(1992), 陡坡水槽之輸砂量模式研究, 台灣水利, 41(4)pp.44-51。

- [6] 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。
- [7] 許浩堯、黃宏斌(1995)，上游河道之沖淤演算研究，中華水土保持學報，2f(4)，pp.293-301。
- [8] 邱智穎、黃宏斌(1995)，彎道泥砂沖淤之試驗研究，台灣水利，43(1)，pp.27-36
- [9] 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，142p。
- [10] 黃志強(1998)，陡坡渠槽非均勻礫石輸移機制之研究，國立中興大學土木工程學研究所碩士論文，104p。
- [11] 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學研究所碩士論文，68p。

土石流堆積段之土石堆積機制

- [1] 江永哲、林裕益（1987），“土石流堆積性狀之初步探討”，中華水土保持學報，第18 卷第2 期，第15-27 頁。
- [2] 吳政達（1994），“河道坡度對土石流堆積長度影響之研究”，國立中興大學水土保持學研究所碩士論文。
- [3] 何智武、蘇苗彬（1994），“土石流之形成與河道平衡之相關性研究（二）”，行政院國家科學委員會防災科技研究報告83-12 號，NSC83-0414-P005-008B。
- [4] 林成偉（1991），“流路坡度變化對土石流堆積特性之探討”，國立中興大學水土保持學研究所碩士論文。
- [5] 林國峰（1998），“土石流堆積區域劃定之研究”，國立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文。
- [6] 胡聖賢（2003），“溪投三號坑溪土石流堆積特性之調查與分析”，國立臺灣大學生物環境系統工程學研究所碩士論文。
- [7] 段錦浩、葉昭憲、吳建興（1994），“紅土台地崩坍地及野溪治理之研究（一）”，行政院國家科學委員會防災科技研究報告82-42 號，NSC82-0414-P005-042B。
- [8] 陳重光（1988），“土石流流速式之探討”，國立中興大學水土保持學研究所碩士論文。
- [9] 張立憲（1985），“土石流特性之討論”，中華水土保持學報，第16 卷第1 期，第135-141 頁。
- [10] 葉克家、連和政（1994），“土石流堆積模式之研究（I）”，行政院國家科學委員會防災科技研究報告82-43 號，NSC 82-0414-P009-003B。
- [11] 黃宏斌（1997），“土石流流速之研究”，第一屆土石流研討會論文集，第171-178 頁。
- [12] 游繁結、林成偉（1991），“土石流堆積特性之初步探討”，中華水土保

持學報，第22 卷第2 期，第1-20 頁。

- [13] 游繁結(1992)，“土石流堆積特性之探討(II) 土石流之堆積形態”，中華水土保持學報，第23 卷第1 期，第1-16 頁。
- [14] 游繁結(1993)，“土石流堆積特性之探討(III) 土石流重複堆積之特性”，中華水土保持學報，第24 卷第1 期，第45-53 頁。
- [15] 游繁結(1993)，“礫石層崩積土之土石流發生機制之研究”，行政院國家科學委員會防災科技研究報告82-24 號，NSC 82-0414-P005-040B。
- [16] 蔡元芳(1999)，“土石流扇狀地形狀特性之研究”，國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文。

FLO-2D

- [1] O'Brien, J. S.(1998),“A Short Course on Flood Hazard Simulation”, Cliff Lodge, Snowbird Resort Snowbird, Utah.
- [2] Takahashi, T.(1978), “Mechanical characteristics of debris flow”, J.Hydraulics Div, ASCE, Vol.104, No.8, pp. 1153-1169.
- [3] Takahashi, T. and Yoshida H.(1979), “Study on the Deposition of Debris Flow(1):Deposition due to Abrupt Change of Bed Slope”, Annuals of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Kyoto Japan, No.22, B-2, pp. 315-328.(in Japanese)
- [4] Takahashi, T.(1981), “Debris flow”, Ann. Rev. Fluid Mech. 13, pp.57-77.
- [5] 山口伊佐夫(1985),“防砂工程學”，國立台灣大學森林學系譯，台北，第 150-174 頁。
- [6] 小橋澄治(1979)，“土石流”，新砂防特集，第 20-21 頁。
- [7] 日本建設省河川局砂防部砂防課(1989)，“土石流危險溪流之土石流危險區域調查要領”。
- [8] 中華水土保持學會(1992)，“水土保持手冊-工程篇”，台灣省水土保持局暨中華水土保持學會，共 185 頁。
- [9] 中華顧問工程司(2002)，“溪頭森林遊樂區九二一地震後續復建工程委託規劃設計監造技術服務工作第一標”，規劃報告書(修正版)。
- [10] 江永哲、林裕益(1987)，“土石流堆積性狀之初步探討”，中華水土保持學報，第 18 卷，第 2 期，第 15-27 頁。
- [11] 行政院農業委員會(2000)，“水土保持技術規範”，行政院農業委員會。
- [12] 周必凡、李德基、羅德富、呂儒仁、楊慶溪(1991)，“泥石流防治指南”，科學出版社，北京，第 96-108 頁。
- [13] 林成偉(1991)，“流路坡度變化對土石流堆積特性之探討”，國立中興大學水土保持學系碩士論文。
- [14] 林炳森、馮賜陽、李俊明(1993)，“礫石層土石流發生特性之研究”，中華水土保持學報，第 24 卷，第 1 期，第 55-64 頁。
- [15] 國立台灣大學生物環境系統工程學系(2002)，“土石流災害境況模擬、災害

規模及災損之推估範例”，行政院農業委員會水土保持局。

- [16] 張石角(1983)，“台灣土石流災害”，洪水與泥砂災害學術研究會論文集，第 27-29 頁。
- [17] 張立憲(1985)，“土石流特性之探討”，中華水土保持學報，第 16 卷，第 1 期，第 135-141 頁。
- [18] 黃宏斌(1993)，“非飽和堆積層土石流發生之臨界角度與含水量之關係研究”，中華水土保持學報，第 24 卷，第 1 期，第 21-27 頁。
- [19] 黃宏斌(1993)，“日本之土石流研究回顧”，中華水土保持學報，第 24 卷，第 1 期，第 83-90 頁。
- [20] 黃宏斌、何智武、楊德良(1991)，“土石流之基本研究”，行政院國家科學委員會，報告編號 NSC80-0414-P002-07B。
- [21] 黃宏斌、何智武、楊德良(1991)，“土石流之基本研究(二)~流速模式探討”，行政院國家科學委員會，報告編號 NSC81-0414-P002-06-B。
- [22] 陳禮仁、謝正倫、吳輝龍編輯(1999)，“1999 年中日與土石流災害防治研討會論文集”，林業特刊第 63 號，台北市行政院農業委員會。
- [23] 陳璇(2002)，“溪頭地區山崩潛感圖製作研究”，國立臺灣大學土木工程研究所碩士論文。
- [24] 游繁結(1990)，“崩落型土石流之機制研究(II)-土石流衝擊力之探討”，行政院國家科學委員會防災科技研究報告，NSC79-0414-P005-04B。
- [25] 游繁結(1992)，“土石流堆積特性之探討(II)土石流之堆積形態”，中華水土保持學報，第 23 卷，第 1 期，第 1-16 頁。
- [26] 游繁結(1993)，“土石流堆積特性之探討(III)土石流重複堆積之特性”，中華水土保持學報，第 24 卷，第 1 期，第 45-53 頁。
- [27] 游繁結、林成偉(1991)，“土石流堆積特性之初步探討”，中華水土保持學報，第 22 卷，第 2 期，第 1-20 頁。
- [28] 游繁結、陳重光(1987)，“豐丘土石流災害之探討”，中華水土保持學報，第 18 卷，第 1 期，第 76-92 頁。
- [29] 游繁結、陳重光(1990)，“土石流之基礎研究(II)土石流流速之初步探討”，興大水土保持學報，22&22：115-142。
- [30] 游繁結、賴建信(1996)，“不同粒徑組成之土石流流動特性研究”，中華水土保持學報，第 27 卷，第 3 期，第 213-222 頁。
- [31] 詹錢登(2000)，“土石流概論”，土木防災系列 1，臺北市。
- [32] 蔡元芳(1999)，“土石流扇狀地形狀特性之研究”，國立成功大學水利及海洋工程學系博士論文。
- [33] 鄭瑞昌、江永哲(1986)，“土石流發生特性之初步研究”，中華水土保持學報，第 17 卷，第 2 期，第 50-69 頁。
- [34] 錢寧、萬兆惠(1991 版)，“泥沙運動力學”，科學出版社，第 435-447 頁，共

656 頁。

- [35] 謝正倫(1991)，“土石流災害危險範圍之分析與預測”，行政院國家科學委員會專題報告，NSC80-0410-E-006-029。
- [36] 謝正倫、蔡元芳、張東炯(1995)，“土石流沖淤過程之研究”，中華水土保持學報，第 26 卷，第 4 期，第 253-267 頁。
- [37] 謝正倫(2002)，“土石流潛勢溪流調查計畫”，國立成功大學防災研究中心。