行政院農業委員會水土保持局

與您一起打拼

行政院農業委員會水土保持局
南投市中興新村光華路6號
https://www.swcb.gov.tw

大規模崩塌衍生之堰塞壩之危險程度量化分級研究　成果報告書　111年度　行政院農業委員會水土保持局

SWCB-111-050

大規模崩塌衍生堰塞壩之危險程度量化分級研究

成果報告書



行政院農業委員會水土保持局 編印
中華民國 111年 12月

計畫編號：**SWCB-111-050**

大規模崩塌衍生堰塞壩之危險程度量化分級研究

Study on risk degree classification of landslide dam triggered by large-scale landslides

（成果報告書）

執 行 單 位：國立屏東科技大學

執 行 期 間：111 年 01 月 18 日至 111 年 12 月 31 日

計畫主持人 ：陳昆廷 助理教授

共同主持人 ：吳建宏 教授

行政院農業委員會水土保持局　編印

中華民國 111 年 12 月

（本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考）

大規模崩塌衍生堰塞壩之危險程度量化分級研究

摘要

位於山區河道兩側之大規模崩塌潛勢區域，受地震或降雨事件誘發後，土體於崩塌過程中進入河道，因河寬狹窄加上崩塌土體體積充足，極易阻塞河道而形成堰塞壩，堰塞壩壽命相當短暫，當壩體潰壞時，壩後水體混合壩體材料向下游移動，造成洪峰流量驟然增加，威脅河道兩側居民生命財產安全，因此災害規模較上游迴水災害更為嚴重，為了降低堰塞壩所造成之二次災害，需將堰塞壩危險程度進行分級，以期了解堰塞壩形成後可能帶來之危害，目前國內外對於大規模崩塌形成堰塞壩之危險程度評估方法為將既有堰塞壩案例資料之蓄水體積、壩體材料、壩體高度等參數進行描述性準則分級，再由不同分級定出「極高危險、高危險、中危險、低危險」或是「極嚴重、嚴重、較嚴重、一般」或是「重度、中度、輕度」等不同危險級別，惟目前國內外對於堰塞壩之危險程度仍缺乏相關量化方法或標準進行分級，無法合理評估堰塞壩危險程度，導致堰塞湖緊急防救災對策無法順利執行。因此，為解決大規模崩塌衍生堰塞壩危險程度量化分級之難題，本計畫擬延續 110 年度創新研究計畫「大規模崩塌衍生之堰塞壩災害潛勢區位及其壩體規模預測研究」之研究內容，藉由評估壩

體高度與壩體規模之研究成果，配合統計方法與堰塞壩案例資料，進行堰塞壩危險程度量化與分級，最終建立堰塞壩危險程度量化分級之方法，作為相關單位進行堰塞壩危險性評估與防救災對策研擬之參考依據。

關鍵詞：大規模崩塌、堰塞壩、堰塞湖、危險程度

Study on risk degree classification of landslide dam triggered by large-scale landslides

Abstract

The formation of landslide dam and landslide-dammed lake, the landslide dam is mainly caused by earthquake or rainfall, resulting in the landslide or rock avalanche, the landslide mass causes the river channel to be completely or partially blocked, and a dam is formed. The upstream discharge cannot flow downstream smoothly and stays behind the dam to accumulate and form a landslide-dammed lake. With the influence of climate change, landslide dam has gradually become a regular natural disaster, and when dam failure, it may cause harm to the residents downstream. However, landslide dams typically occur in remote mountainous regions, the basic information that can be obtained on landslide dams during their initial emergence is highly limited owing to climate, terrain, and traffic factors, making it difficult to perform emergency risk assessments of landslide dams. In this study, focusing on the establishment of prediction methods for formation and geometry of landslide dam triggered by large-scale landslides, combined with laboratory experiments, numerical simulation and field cases. By analysing the existing laboratory experimental data, field survey data, and numerical simulation results in combination, a critical threshold value for landslide dam formation is determined. In addition, a dam scale can also be evaluated based on the critical threshold value. Based on the above

results, statistical methods and landslide dam case data were combined to quantify and classify landslide dam hazards, and to establish an assessment method. The research results of the study can be used as a reference for the relevant government units to evaluate the risk of landslide dams and to develop the disaster early warning plans for landslide dam hazards.

Keywords: large-scale landslides, landslide dam, landslide-dammed lake, risk degree

目次

摘要.....I

Abstract..... III

表次.....VII

圖次..... VIII

第一章　緒論 1-1

第一節　計畫緣起與目的 1-1

第二節　計畫工作項目 1-3

第三節　計畫執行架構與工作進度 1-5

第二章　研究方法 2-1

第一節　崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗方法.....2-1

第二節　崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗方法 2-9

第三節　堰塞壩相關參數定義修正與堰塞壩實際案例資料持續蒐集 2-23

第四節　大規模崩塌形成堰塞壩之危險程度量化分級.....2-23

第三章　結果與討論 3-1

第一節　精進大規模崩塌形成堰塞壩之壩體規模預測方法 3-1

第二節　堰塞壩相關參數定義修正與堰塞壩實際案例資料持續蒐集 3-33

第三節　建立大規模崩塌形成堰塞壩之危險程度量化分級 3-62

第四章　結論與建議 4-1

結論 4-1
建議 4-2
參考文獻.....參-1
附錄.....附錄-1
附錄一、期初審查會議紀錄暨回覆辦理情形 附錄-1
附錄二、期中報告書面審查意見暨回覆辦理情形 附錄-7
附錄三、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形 附錄-15
附錄四、崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗影像
紀錄.....附錄-19

表次

表 2-1 崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗組數表.....2-3
表 2-2 接觸型態.....2-18
表 3-1 1 顆與 3 顆塊體運動距離實驗結果(單位 CM).....3-2
表 3-2 坡度 60°、斜坡長 100 CM 條件下之數值模擬結果.....3-2
表 3-3 數值模擬值與室內實驗值比對結果.....3-4
表 3-4 76 組崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗結果列表.....3-18
表 3-5 大規模崩塌相關參數列表.....3-34
表 3-6 堰塞壩相關參數列表.....3-35
表 3-7 堰塞湖相關參數列表.....3-36
表 3-8 堰塞壩沿河道方向剖面相關參數列表.....3-37
表 3-9 台灣歷年堰塞壩案例列表(本計畫整理，統計至 2022 年 11 月 15 日).....3-40
表 3-10 9 處現場實際案例之無因次分析結果表.....3-64
表 3-11 87 組設置不同參數與條件之無因次分析結果表.....3-65

圖次

圖 1-1 本計畫整體研究流程圖.....1-6

圖 1-2 計畫預定執行進度.....1-7

圖 2-1 物理模型室內實驗渠道配置圖.....2-3

圖 2-2 物理模型室內實驗之尺寸說明.....2-4

圖 2-3 模擬崩塌塊體之實驗鋁塊.....2-4

圖 2-4 室內實驗流程圖.....2-5

圖 2-5 室內實驗相關量測參數示意圖(修改自 CHEN ET AL., 2021).....2-7

圖 2-6 利用 IMAGEJ 進行邊坡殘存體積之投影面積圈繪.....2-9

圖 2-7 高精度雷射測距儀量測堆積河道塊體固定斷面之厚度與長度.....2-9

圖 2-8 雙圓盤在剛體牆壓縮下的變化。(A)$T=T_0$；(B)$T=T_1=T_0+\Delta T$ ； (C)$T=T_2=T_0+2\Delta T$ (CUNDALL AND STRACK, 1979).....2-11

圖 2-9 圓盤碰撞後位移計算圖 (CUNDALL AND STRACK，1979).....2-14

圖 2-10 塊體接觸時與共平面的幾何關係 (CUNDALL, 1988).....2-16

圖 2-11 兩塊體接觸時的共平面位置 (CUNDALL, 1988).....2-18

圖 2-12 三維離散元素法計算循環.....2-19

圖 2-13 數值模擬與室內試驗結果情形比對示意圖.....2-23

圖 2-14 壩體沿河道方向剖面示意圖.....2-26

圖 3-1 1 顆塊體運動距離數值模擬配置圖.....3-3

圖 3-2 9732-40-86.9-10 數值模擬與室內實驗結果比對 3-7
圖 3-3 9732-40-86.9-21 數值模擬與室內實驗結果比對 3-7
圖 3-4 12386-40-125.2-10 數值模擬與室內實驗結果比對.....3-8
圖 3-5 12386-40-125.2-21 數值模擬與室內實驗結果比對.....3-8
圖 3-6 12386-50-110.9-10 數值模擬與室內實驗結果比對.....3-9
圖 3-7 12386-50-110.9-21 數值模擬與室內實驗結果比對.....3-9
圖 3-8 12386-50-149.2-10 數值模擬與室內實驗結果比對.....3-10
圖 3-9 12386-50-149.2-21 數值模擬與室內實驗結果比對.....3-10
圖 3-10 12386-60-168.7-10 數值模擬與室內實驗結果比對.....3-11
圖 3-11 12386-60-168.7-21 數值模擬與室內實驗結果比對.....3-11
圖 3-12 模擬塊體坡面滑動之示意圖.....3-12
圖 3-13 模擬塊體坡面滑動之示意圖.....3-14
圖 3-14 模擬結果與理論值對照.....3-14
圖 3-15 RAYLEIGH DAMPING 測試結果 3-15
圖 3-16 CONTACT DAMPING 有無阻尼對於滑動之影響.....3-16
圖 3-17 CONTACT DAMPING 在碰撞後之能量折減表現.....3-17

圖 3-18 不同實驗組數下，崩塌最小堆積高度變化與河道寬度變化之關係 3-25
圖 3-19 不同實驗組數下，塊體崩塌前後孔隙率變化與河道寬度變化之關係 3-30
圖 3-20 不同實驗組數下，崩塌體積、河道堆積體積與邊坡殘存體積之關係 3-31
圖 3-21 無因次堰塞壩形成評估方法成果圖.....3-32
圖 3-22 無因次壩體規模預測方法成果圖.....3-33
圖 3-23 大規模崩塌相關參數示意圖.....3-34
圖 3-24 堰塞壩相關參數示意圖.....3-35
圖 3-25 堰塞湖相關參數示意圖.....3-36
圖 3-26 堰塞壩沿河道方向剖面相關參數示意圖.....3-38
圖 3-27 台灣與世界堰塞壩案例之誘發原因對比圖(修改自 PENG AND ZHANG, 2012).....3-39
圖 3-28 台灣與世界堰塞壩案例之破壞型態對比圖(修改自 COSTA AND SUHUSTER, 1988) 3-39
圖 3-29 9 處現場實際案例之無因次化堰塞壩危險評估指標結果 3-63
圖 3-30 87 組設置不同參數與條件之無因次分析結果 3-64
圖 3-31 87 組測試值之 3 級分區結果.....3-70
圖 3-32 87 組測試值之 4 級分區結果.....3-70
圖 3-33 9 處堰塞壩現場實際案例之 3 級分區結果 3-71
圖 3-34 9 處堰塞壩現場實際案例之 4 級分區結果 3-71
附錄圖 1 實驗組別 3539-40-72.51-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-19

附錄圖 2 實驗組別 3539-40-72.51-21。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-19
附錄圖 3 實驗組別 3539-40-104.65-10。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-19
附錄圖 4 實驗組別 3539-40-104.65-21。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-19
附錄圖 5 實驗組別 3539-50-86.41-10。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-20
附錄圖 6 實驗組別 3539-50-86.41-21。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-20
附錄圖 7 實驗組別 3539-50-124.71-10。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-20
附錄圖 8 實驗組別 3539-50-124.71-21。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-20
附錄圖 9 實驗組別 3539-60-97.69-10。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-21
附錄圖 10 實驗組別 3539-60-97.69-21。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-21
附錄圖 11 實驗組別 3539-60-140.99-10。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-21
附錄圖 12 實驗組別 3539-60-140.99-21。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-21
附錄圖 13 實驗組別 6193-40-78.7-10。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-22

附錄圖 14 實驗組別 6193-40-78.7-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-22
附錄圖 15 實驗組別 6193-40-78.7-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-22
附錄圖 16 實驗組別 6193-40-110.8-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-22
附錄圖 17 實驗組別 6193-40-110.8-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-23
附錄圖 18 實驗組別 6193-40-110.8-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-23
附錄圖 19 實驗組別 6193-50-93.8-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-23
附錄圖 20 實驗組別 6193-50-93.8-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-23
附錄圖 21 實驗組別 6193-50-93.8-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-24
附錄圖 22 實驗組別 6193-50-132.1-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-24
附錄圖 23 實驗組別 6193-50-132.1-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-24
附錄圖 24 實驗組別 6193-50-132.1-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-24
附錄圖 25 實驗組別 6193-60-106.0-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-25

附錄圖 26 實驗組別 6193-60-106.0-21。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-25

附錄圖 27 實驗組別 6193-60-106.0-32。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-25

附錄圖 28 實驗組別 6193-60-149.3-10。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-25

附錄圖 29 實驗組別 6193-60-149.3-21。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-26

附錄圖 30 實驗組別 9732-40-86.9-10。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-26

附錄圖 31 實驗組別 9732-40-86.9-21。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-26

附錄圖 32 實驗組別 9732-40-86.9-32。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-26

附錄圖 33 實驗組別 9732-40-119.0-10。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-27

附錄圖 34 實驗組別 9732-40-119.0-21。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-27

附錄圖 35 實驗組別 9732-40-119.0-32。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-27

附錄圖 36 實驗組別 9732-50-103.6-10。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-27

附錄圖 37 實驗組別 9732-50-103.6-21。(A)側視圖；(B)

俯視圖 附錄-28

附錄圖 38 實驗組別 9732-50-103.6-32。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-28
附錄圖 39 實驗組別 9732-50-103.6-43。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-28
附錄圖 40 實驗組別 9732-50-141.9-10。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-28
附錄圖 41 實驗組別 9732-50-141.9-21。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-29
附錄圖 42 實驗組別 9732-50-141.9-32。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-29
附錄圖 43 實驗組別 9732-60-117.1-10。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-29
附錄圖 44 實驗組別 9732-60-117.1-21。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-29
附錄圖 45 實驗組別 9732-60-117.1-32。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-30
附錄圖 46 實驗組別 9732-60-160.4-10。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-30
附錄圖 47 實驗組別 9732-60-160.4-21。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-30
附錄圖 48 實驗組別 9732-60-160.4-32。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-30
附錄圖 49 實驗組別 12386-40-93.1-10。(A)側視圖；(B)
俯視圖 附錄-31

附錄圖 50 實驗組別 12386-40-93.1-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-31

附錄圖 51 實驗組別 12386-40-93.1-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-31

附錄圖 52 實驗組別 12386-40-125.2-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-32

附錄圖 53 實驗組別 12386-40-125.2-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-32

附錄圖 54 實驗組別 12386-40-125.2-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-32

附錄圖 55 實驗組別 12386-40-125.2-43。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-33

附錄圖 56 實驗組別 12386-40-125.2-54。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-33

附錄圖 57 實驗組別 12386-50-110. 9-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-33

附錄圖 58 實驗組別 12386-50-110.9-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-34

附錄圖 59 實驗組別 12386-50-110.9-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-34

附錄圖 60 實驗組別 12386-50-110.9-43。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-34

附錄圖 61 實驗組別 12386-50-110.9-54。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-35

附錄圖 62 實驗組別 12386-50-149.2-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-35
附錄圖 63 實驗組別 12386-50-149.2-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-35
附錄圖 64 實驗組別 12386-50-149.2-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-36
附錄圖 65 實驗組別 12386-50-149.2-43。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-36
附錄圖 66 實驗組別 12386-50-149.2-54。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-36
附錄圖 67 實驗組別 12386-60-125.4-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-37
附錄圖 68 實驗組別 12386-60-125.4-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-37
附錄圖 69 實驗組別 12386-60-125.4-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-37
附錄圖 70 實驗組別 12386-60-125.4-43。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-38
附錄圖 71 實驗組別 12386-60-125.4-54。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-38
附錄圖 72 實驗組別 12386-60-168.7-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-38
附錄圖 73 實驗組別 12386-60-168.7-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-39

附錄圖 74 實驗組別 12386-60-168.7-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-39

附錄圖 75 實驗組別 12386-60-168.7-43。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-39

附錄圖 76 實驗組別 12386-60-168.7-54。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-39

第一章　緒論

第一節　計畫緣起與目的

位於山區河道兩側之大規模崩塌潛勢區域，受地震或降雨事件誘發後，土體於崩塌過程中進入河道，因河寬狹窄加上崩塌土體體積充足，極易阻塞河道而形成堰塞壩(Landslide dam)，當堰塞壩上游水流持續供應，水流則於壩後方蓄積形成堰塞湖(Barrier lake)。堰塞壩原為崩塌土砂與河道交互作用下之自然現象，但是由於壩體上游迴水可能造成保全對象淹沒，以及壩體破壞後可能導致下游保全對象受到洪水或土石流災害，堰塞湖防災減災已成為全球極為重視之研究課題(Costa and Schuster 1988；Peng and Zhang 2012；Chen et al., 2015；Shrestha and Nakagawa 2016；Jiang et al., 2017；Chen et al., 2019；Zhou et al., 2019；Shen et al., 2020；Liu et al., 2021；Wu et al., 2022)。

堰塞壩壽命相當短暫，根據 Costa and Schuster(1988)統計資料顯示，堰塞壩一天內潰壩佔 27%，十天內潰壩佔 50%，半年內潰壩佔 80%，一年內潰壩佔 85%，由此可知，壩體極易於短時間內發生潰決。當壩體潰壞時，壩後水體混合壩體材料向下游移動，造成洪峰流量驟然增加，威脅河道兩側居民生命財產安全，因此災害規模較上游迴水災害更為嚴重，為了降低堰塞壩所造成之二次災害，在壩體形成初期，壩體穩定性和潰決流量評估這兩項危險性評估工作必須在最短時間內完成，其中，堰塞壩規模形狀是重要之相關評估參數(Ermini and Casagli 2003；Korup 2004；Chen et al., 2014；Dong et al., 2009；Dong et al., 2011；Tacconi Stefanelli et al., 2016；Tacconi Stefanelli et al., 2018；Meng et al., 2021)。惟因大規模崩塌潛勢區域發生位置可能位

於人員機具無法快速抵達之偏遠山區，無法於第一時間內取得堰塞壩規模形狀相關參數，致使堰塞湖緊急危險性評估難以執行，亦無法合理評估壩體破壞之可能形式，導致堰塞湖緊急防救災對策無法順利執行。因此，若能於堰塞壩未形成前，藉由大規模崩塌潛勢區位範圍圖資預測可能形成堰塞壩之潛勢區位，提前評估堰塞湖危險性與研擬相關防救災對策，將能大大提升堰塞壩之防救災應變能力。因此，本計畫於第一年採用室內實驗方法結合數值模擬方法，進行大規模崩塌潛勢區位能否形成堰塞壩災害潛勢區位之預測，並評估形成後之壩體規模，最後分別建立無因次化之堰塞壩災害潛勢區位預測方法與無因次壩體規模預測方法。由無因次堰塞壩形成評估方程式可知，當河道寬度與崩塌水平運動距離為 0 時，可判斷無法形成堰塞壩；而當河道寬度與崩塌水平運動距離不為 0 時，則可評估崩塌最小堆積高度；由無因次壩體規模評估方程式可知，當判斷大規模崩塌能形成堰塞壩後，即可藉由崩塌體積與無因次堰塞壩形成評估方程式初步預測最大壩體規模(王宗暐等人，2021；Chen et al., 2021；Liu et al., 2021；吳念懷等人，2022)。

當堰塞壩形成與否以及壩體規模能初步評估後，需進一步對於堰塞壩危險程度進行分級，以期了解堰塞壩形成後可能帶來之危害，目前國內外對於大規模崩塌形成堰塞壩之危險程度評估方法為將既有堰塞壩案例資料之蓄水體積、壩體材料、壩體高度等參數進行描述性準則分級，再由不同分級定出「極高危險、高危險、中危險、低危險」或是「極嚴重、嚴重、較嚴重、一般」或是「重度、中度、輕度」等不同危險級別(經濟部水利署水利規劃試驗所，2004；Cui et al., 2009；Xu et al., 2009；Yang et al., 2013)。

但國內外目前對於堰塞壩相關參數定義有所不同，例如堰塞壩範圍、堰塞湖定義、壩體長度與壩體寬度等，都有明顯差異，例如沿河道水平方向之壩體有文獻定義為壩體寬度，另有文獻則定義為壩體長度。**若在堰塞壩基本資料收集上無法進行統一或是同一標準，將導致資料引用或是後續分析上出現極大誤差**；此外，堰塞壩危險程度分級在使用上差異甚大，例如壩體高度 25m、蓄水體積 $1x10^6$ m^3 之堰塞湖，不同評估方法則會產生中度危險等級(經濟部水利署水利規劃試驗所，2004)與低度危險等級(Cui et al., 2009；Xu et al., 2009)之差異。**描述性準則雖可於堰塞壩形成初期進行危險程度快速評估，但是相關參數定義並不明確，並缺乏相關數據驗證，亦沒進行準確性分析，因此實用性與準確性仍待商榷，此外，由於沒有明確之無因次量化關係分析，評估結果會因地域性不同而有高危險低估之結果。**

目前國內外對於堰塞壩之危險程度仍缺乏相關量化方法或標準進行分級，無法合理評估堰塞壩危險程度，導致堰塞湖緊急防救災對策無法順利執行。因此，為解決大規模崩塌衍生堰塞壩危險程度量化分級之難題，本計畫擬延續 110 年度創新研究計畫「大規模崩塌衍生之堰塞壩災害潛勢區位及其壩體規模預測研究」之研究內容，藉由評估壩體高度與壩體規模之研究成果，結合室內實驗方法與數值模擬方法，持續精進大規模崩塌潛勢區位形成堰塞壩之壩體規模預測方法；配合統計方法與堰塞壩案例資料，進行堰塞壩危險程度量化與分級，最終建立堰塞壩危險程度量化分級之方法，結合水土保持局現有堰塞湖災害調查、監測與處置技術指引(草案)，提供相關修正與建議，作為相關單位進行堰塞壩危險性評估與防救災對策研擬之參考依據。

第二節　計畫工作項目

本計畫於今年度規劃：1.精進大規模崩塌形成堰塞壩之壩體規模預測方法、2.崩塌形成堰塞壩之室內物理模型實驗、3.堰塞壩相關參數定義修正與堰塞壩實際案例資料持續蒐集、以及 4.建立大規模崩塌形成堰塞壩之危險程度量化分級等四個工作項目，說明如下：

一、精進大規模崩塌形成堰塞壩之壩體規模預測方法

本計畫延續第一年之成果，持續精進大規模崩塌形成堰塞壩之壩體規模預測方法。由第一年成果可知，3DEC 之室內實驗模擬結果與物理模型室內實驗結果相近，並可應用於實際案例進行模擬，因此本計畫持續設計不同崩塌位置、崩塌體積及河道寬度條件進行實驗，並提取殘餘坡面崩塌體積與堆積河道壩體體積，進行崩塌塊體體積與河道堆積體積、壩體高度與河道寬度間之無因次分析，以彌補第一年物理模型室內實驗成果之不足。

二、崩塌形成堰塞壩之室內物理模型實驗

本計畫考量崩塌塊體體積、崩塌落高、邊坡坡度及河道寬度等四種參數進行室內實驗，模擬邊坡塊體崩落至河道之堆積情形，並量測堆積後之塊體體積以及壩體尺寸，進一步建構相關參數與壩體尺寸、規模之定性關係，並進行相關實驗結果分析，藉由相關變數之實驗成果，精進大規模崩塌形成堰塞壩之壩體規模預測方法。

三、堰塞壩相關參數定義修正與堰塞壩實際案例資料持續蒐集

為期能將堰塞壩相關參數與國際接軌，本計畫擬參考國外經驗與文獻進行修正，藉由圖與表之方式呈現，將大規模崩塌形成堰塞壩之相關參數明確定義，作為日後堰塞壩發生時進行相關參數調查、收集、量測之參考依據。此外，本計畫將持續進行堰塞壩實際案例資料

蒐集與獲取，此成果將有助於釐清台灣堰塞壩形成、潰壞與致災機制，其內容包括形成位置、形成類型、誘發原因、潰壞型態等基礎數據，作為後續台灣堰塞壩特性分析之參考。

四、建立大規模崩塌形成堰塞壩之危險程度量化分級

根據本計畫前一年之相關研究成果，結合無因次壩體高度量化評估方法以及無因次壩體規模預測方法，能獲取堰塞壩壩體規模，當河道坡度固定時，壩體規模越大，壩體最大蓄水體積將增大；當固定壩體規模時，河道坡度越陡，壩體最大蓄水體積將減小；因此可將壩體規模與壩體最大蓄水量進行無因次測試分析，進一步藉由河道坡度之調整，量化出壩體規模、壩體最大蓄水量與河道坡度間之關係，建立無因次化之堰塞壩危險評估指標，再通過統計分析方法將無因次化之堰塞壩危險評估指標進行分級，以明確量化危險程度。最後藉由本計畫已收集之堰塞壩案例資料相互驗證，確定可行性，最終建立大規模崩塌形成堰塞壩之危險程度量化分級。

第三節　計畫執行架構與工作進度

一、計畫整體執行架構

本計畫延續第一年成果，進一步將大規模崩塌形成堰塞壩相關參數明確定義，同時精進大規模崩塌形成堰塞壩之壩體規模預測方法，並從壩體高度、壩體體積、蓄水體積等參數，建立無因次化之堰塞壩危險評估指標，再由指標進行危險程度分級，未來即可藉由本計畫成果進行大規模崩塌形成堰塞壩危險程度量化分級，進一步強化大規模崩塌形成堰塞壩之防災減災應變能力。整體研究流程如圖 1-1 所示。

二、計畫工作進度

本計畫依水土保持局 111 年度創新研究計畫相關規定辦理，已於 111 年 3 月 11 日繳交期初工作執行計畫書、7 月 15 日繳交期中報告書、11 月 18 日繳交期末報告書、12 月 26 日繳交成果報告書，執行規劃如圖 1-2。

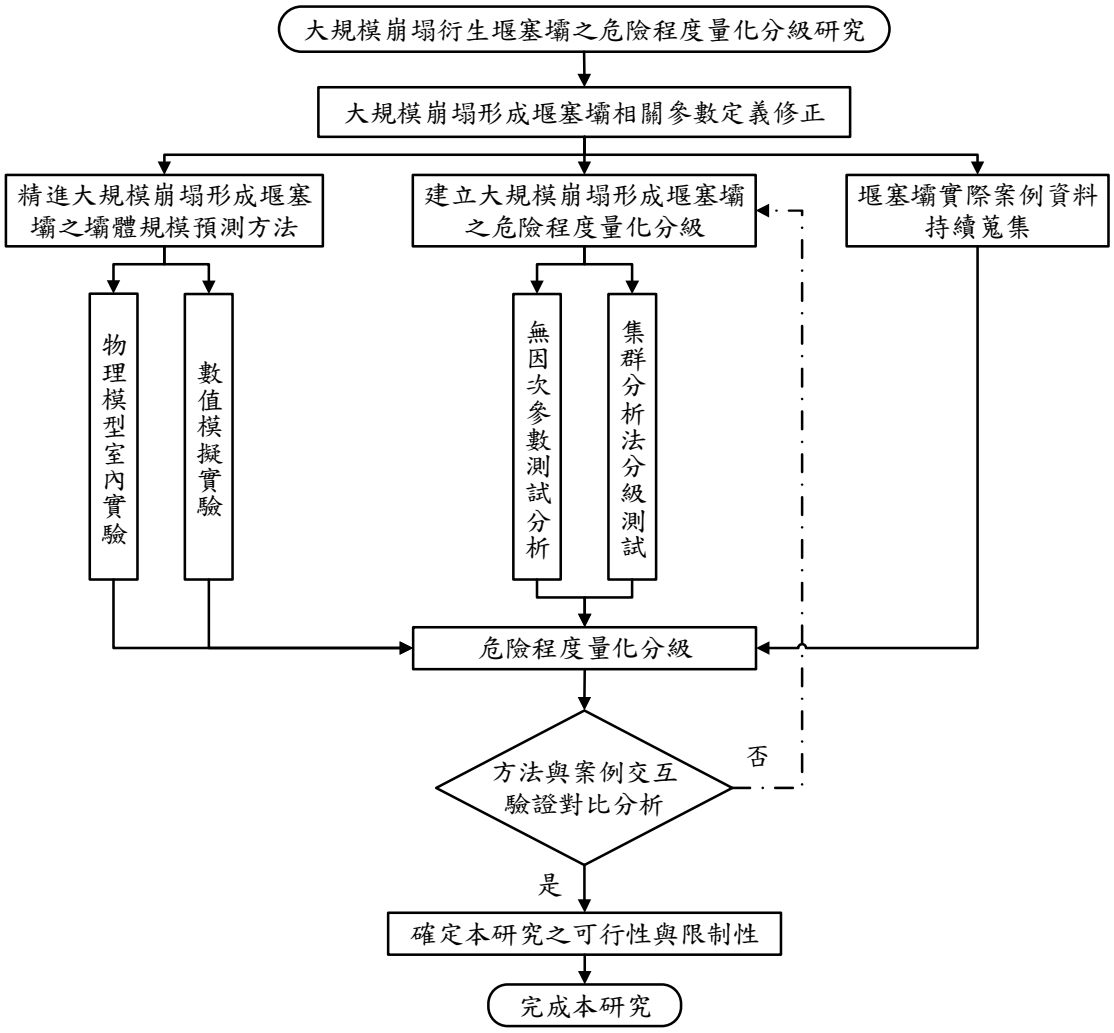


圖 1-1 本計畫整體研究流程圖

工作項目	年	111 年										完成度(%)	工作比重(%)
	月	1~3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
精進大崩塌規模形成堰塞壩之壩體規模預測方法	預定進度											100	25
	實際進度											100	
崩塌形成堰塞壩之室內物理模型實驗	預定進度											100	25
	實際進度											100	
堰塞壩相關參數定義與修正堰塞壩實際案例資料蒐集持續進行	預定進度											100	20
	實際進度											100	
建立大規模崩塌形成堰塞壩之危險量程度化分級	預定進度											100	20
	實際進度											100	
階段報告	預定進度	期初報告				期中報告				期末報告	成果報告	100	10
	實際進度	期初報告				期中報告				期末報告	成果報告	100	

圖 1-2 計畫預定執行進度

第二章　研究方法

第一節　崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗方法

一、實驗目的與假設條件

本計畫實驗目的為延續第一年之成果，持續精進大規模崩塌形成堰塞壩之壩體規模預測方法。由第一年成果可知，3DEC 之室內實驗模擬結果與物理模型室內實驗結果相近，並可應用於實際案例進行模擬，因此本計畫持續設計不同崩塌位置、崩塌體積及河道寬度條件進行實驗，並提取殘餘坡面崩塌體積與堆積河道壩體體積，進行崩塌塊體體積與河道堆積體積、壩體高度與河道寬度間之無因次分析，以彌補第一年物理模型室內實驗成果之不足。

對於崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗方法，其相關假設說明如下：

(一) 由於現地主流河道之地形地貌變化甚大，與水流流向和岩層走向之相對關係有關，山區主流河道斷面主要以 V 型與 U 型河谷為主(Zhao et al., 2019；Oppikofer et al., 2020)，亦有近似矩形或不規則型，為簡化主流河道之地形，本計畫將主流河道設置為矩形渠道，以利不同河道寬度 B_W 條件之改變。

(二) 為避免河道水流作用影響崩塌塊體堆積於河道之過程，本計畫不考慮河道水流侵蝕之條件，並將主流河道坡度設置為水平，設定崩塌塊體含水量為 0，以利崩塌塊體堆積型態之觀察。

(三) 崩塌塊體堆積於河道時，塊體必須能完全堵塞河道，若無法完全堵塞河道，則崩塌塊體堆積型態將不列入實驗結果。

(四) 為避免崩塌塊體在運動過程中產生崩解，影響堆積體積量測，無法與數值模擬結果進行比對，本計畫採用鋁塊作為崩塌塊體，其密度為 2.7 g/cm^3，單位重為 27 kN/m^3，內摩擦角為 24°，近似崩塌塊體(Park and Adachi, 2002；Do and Wu, 2020)。

根據上述假設條件，觀察崩塌塊體堆積於河道之過程，並改變不同崩塌塊體體積V_L、崩塌落高H_L、邊坡坡度θ_S及河道寬度B_W之實驗參數，分析不同實驗參數下，崩塌塊體堵塞河道形成堰塞壩之壩體規模，進而探討河道寬度B_W與崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$、堰塞壩壩體高度$H_{D_{\min}}$與河道寬度B_W間之關係，進而將其無因次化，使其室內實驗結果更具一般性，而非僅適用於特定之案例，以作為現地評估大規模崩塌能否形成堰塞壩之方法。

二、實驗配置與實驗條件

本計畫之室內實驗設置，使用兩座壓克力渠道架設，一座為模擬崩塌運動過程之矩形渠道，長度為 310 cm，寬度為 30 cm，高度為 50 cm，坡度可調整 40°~60°之渠道，與崩塌塊體堆積之渠道垂直銜接，渠道上方設置可以移動之擋板，在上方可放置模擬崩塌之鋁塊材料(圖 2-1)。崩塌塊體堆積之平面渠道長度為 200 cm，寬度為 150 cm，在渠道兩側位置設置插槽，可以放置長度 150 cm，高度 50 cm 之擋板來改變不同河道寬度B_W，最大可調整至 142 cm(圖 2-2)。本計畫採用 3.2 cm x 3.2 cm x 3.2 cm 立方體之鋁塊模擬崩塌塊體(圖 2-3)，可與數值模擬實驗方法相互結合。本計畫架設三台高速攝影機，分別設置於崩塌塊體堆積渠道之正前方(正視)、崩塌塊體堆積渠道之正上方(俯視)以及兩個渠道銜接位置(側視)，用來記錄不同河道寬度變化下之崩

塌塊體堆積形狀。相關實驗變數分別為 1 組崩塌土體體積V_L、3 組邊坡坡度θ_S、2 組崩塌底部斜面長以及至少 2 組河道寬度B_W變化(表 2-1)，並進行相關實驗結果分析，藉由相關變數之實驗成果，精進大規模崩塌形成堰塞壩之壩體規模預測方法。

表 2-1 崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗組數表

崩塌體積 V_L (cm^3)	邊坡坡度 θ_S (degree)	崩塌底部斜面長 (cm)	崩塌底部落高 (cm)	崩塌水平距離 L_L (cm)	河道寬度 B_W (cm)
3539	40	100	64.3	86.4	10, 21
		150	96.4	124.7	
	50	100	76.6	72.5	
		150	114.9	104.6	
	60	100	86.6	56.4	
		150	129.9	81.4	



圖 2-1 物理模型室內實驗渠道配置圖

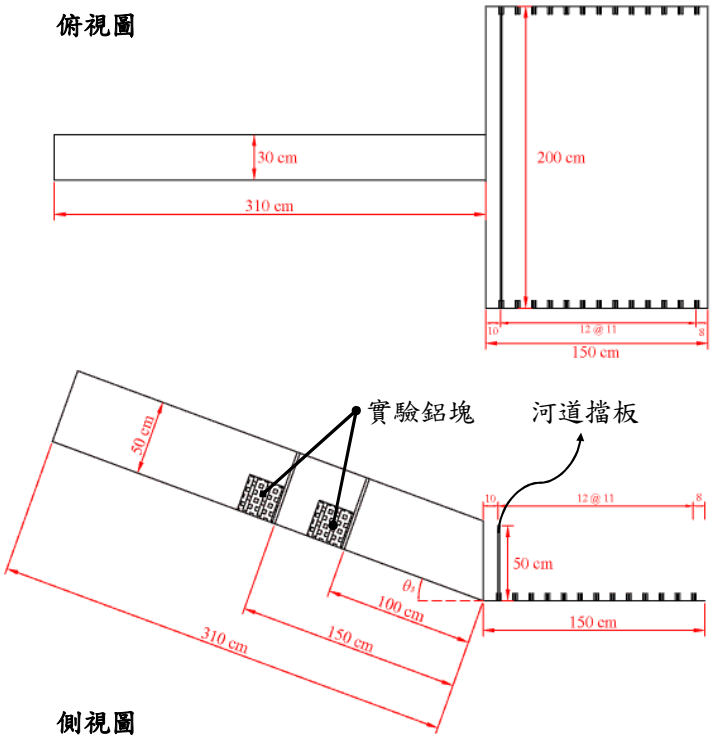


圖 2-2 物理模型室內實驗之尺寸說明

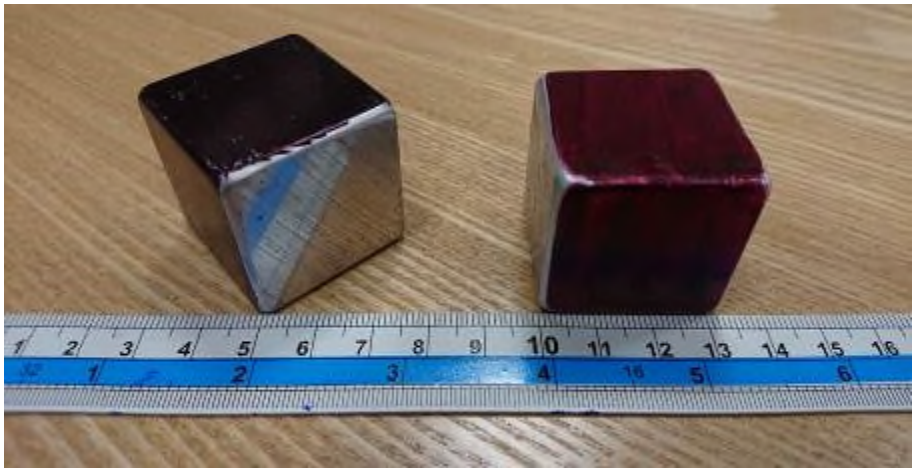


圖 2-3 模擬崩塌塊體之實驗鋁塊

三、實驗流程

本計畫實驗步驟說明如下(圖 2-4)：

(一) 將實驗與儀器設備準備齊全，包括高精度雷射測距儀、電子秤、計時器、攝影機、鋼尺、捲尺、氣泡水平尺、實驗記錄本及實驗鋁塊等。

(二) 於崩塌塊體堆積之渠道正前方、正上方及右側處架設實驗所需之三台攝影機以拍攝實驗完整過程。

(三) 將崩塌塊體運動過程之渠道坡度調整至實驗條件，固定實驗條件之崩塌塊體落高並設置擋板，接著將實驗鋁塊置入崩塌塊體運動過程之渠道，完成崩塌塊體運動過程之渠道布設。

(四) 完成崩塌塊體運動過程之渠道布設後，於崩塌塊體堆積之渠道架設所需河道寬度之擋板，開啟計時器及攝影機後，將崩塌塊體之擋板抽離，使實驗鋁塊滑落至崩塌塊體堆積之渠道，記錄實驗鋁塊於不同河道寬度條件下於擋板之堆積形狀。

重覆上述實驗步驟，記錄不同實驗條件下之實驗結果，並將攝影機攜回室內工作室後進行資料讀取與整理，依實驗名稱、日期及組別予以命名及分類，並儲存置於電腦作業平台，以利後續數據分析。

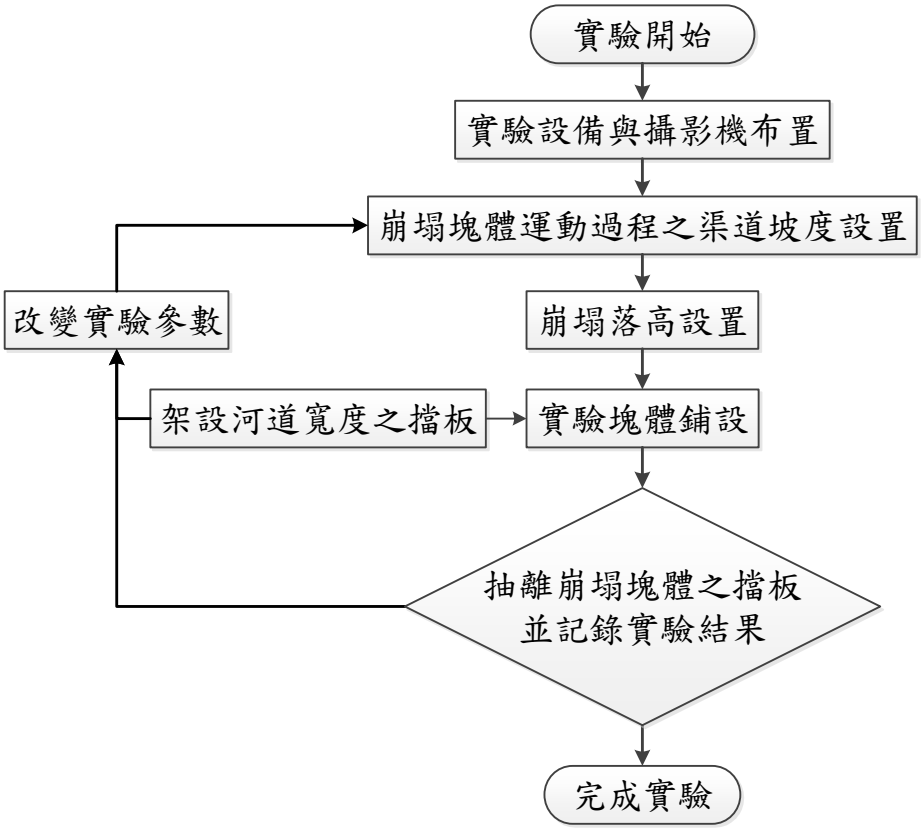


圖 2-4 室內實驗流程圖

四、實驗參數

(一) 崩塌土體體積V_L

當崩塌塊體體積V_L越大時，運動距離越大，能形成堰塞壩之規模越大(Scheidegger, 1973；Hsü, 1975；Costa and Schuster 1988)。因此本計畫根據前期成果，新增 1 組 3539 cm^3(108 塊)之崩塌塊體體積V_L。

(二) 邊坡坡度θ_S及崩塌土體落高

崩塌塊體起始位置所具備之位能，會經崩落後轉換為高速之動能而向下運移，所具備之位能即為崩塌落高H_L，其主要受崩塌塊體頂部至邊坡坡趾之斜面距離S_L與邊坡坡度θ_S影響而有所改變，因此本計畫分別固定兩種崩塌塊體底部斜面長及三種邊坡坡度θ_S，觀察不同崩塌落高H_L條件下，崩塌土體堵塞河道形成堰塞壩之情形。其中，崩塌塊體底部斜面長分別為 100 cm 及 150 cm。為使崩塌塊體能自然滑落並堆積至河道，邊坡坡度θ_S須大於實驗鋁塊之內摩擦角，因此分別設置 40°、50°及 60°之邊坡坡度θ_S。

(三) 河道寬度B_W

本計畫所定義之河道寬度B_W為兩岸邊坡坡趾間之距離，即河道底部寬度，改變河道寬度B_W為觀察崩塌塊體堆積於不同河道寬度B_W之條件下，形成堰塞壩壩體規模之情形。在壩體必須能完全堵塞河道條件下，記錄不同河道寬度B_W所形成之堰塞壩壩體規模，以利後續

數據之分析。

室內實驗相關量測參數如圖 2-5 所示。

五、崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$

堰塞壩形成條件中，崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$必須能跨越河道至對岸坡面，才可能阻斷河道形成堰塞壩(Costa and Schuster 1988；Chen et al., 2019；Oppikofer et al., 2020；Chen et al., 2021)。因此崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$需大於崩塌塊體趾部至坡趾之之水平距離L_L與河道寬度B_W之和，即$L_{\text{run-out}}>L_L+B_W$，而崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$為崩塌水平距離$L_L$與崩塌塊體水平運動距離$B_{\max}$之和，即$L_{\text{run-out}}=L_L+B_{\max}$(圖 2-5)。

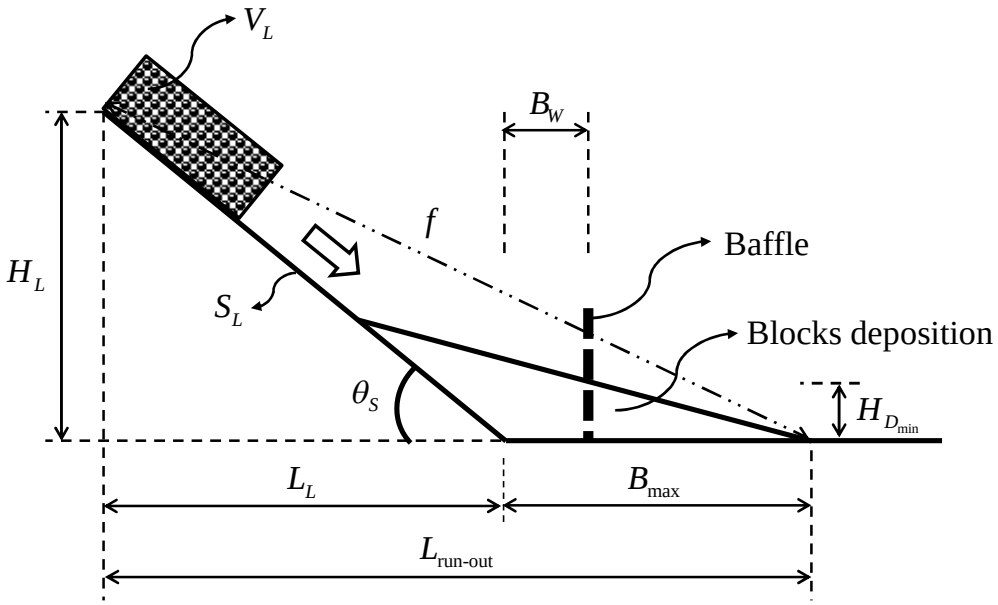


圖 2-5 室內實驗相關量測參數示意圖(修改自 Chen et al., 2021)

崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$可表示為等價摩擦係數f與崩塌落高H_L間之關係式(Heim, 1932)：

$$L_{\text{run-out}}=\frac{H_L}{f} \tag{2-1}$$

Okura et al. (2000)提出當崩塌塊體自斜面滑動至平面後停止之整個過程，其等價摩擦係數 f 與邊坡坡度 θ_S 及摩擦係數 $\tan\phi$ 有關，ϕ 為內摩擦角，塊體之動能會因與平面接觸碰撞後而產生垂直方向損失，此時等價摩擦係數 f 可表示為：

$$f = \frac{\tan\theta_s \tan\phi}{\sin\theta_s + (1-\cos\theta_s)\tan\phi} \tag{2-2}$$

因此可利用式(2-2)計算實驗鋁塊在不同邊坡坡度 θ_S 條件下之等價摩擦係數 f 。

六、崩塌塊體量測

每組崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗施作完成，除量測壩體高度外，亦分別量測邊坡殘存體積 V_R 與堰塞壩壩體體積 V_D，邊坡殘存體積 V_R 為量測堆積坡面上塊體之上、中、下段堆積厚度，並利用 Image J 進行投影面積圈繪(圖 2-6)，最後利用堆積厚度與實際面積之乘積獲得邊坡殘存體積 V_R 。

堰塞壩壩體體積 V_D 為利用高精度雷射測距儀量測堆積河道塊體固定斷面之厚度與長度，以圖 2-7 為例，量測每個斷面點位之厚度與線段長度並記錄之，最後利用斷面法求得堰塞壩壩體體積 V_D 。

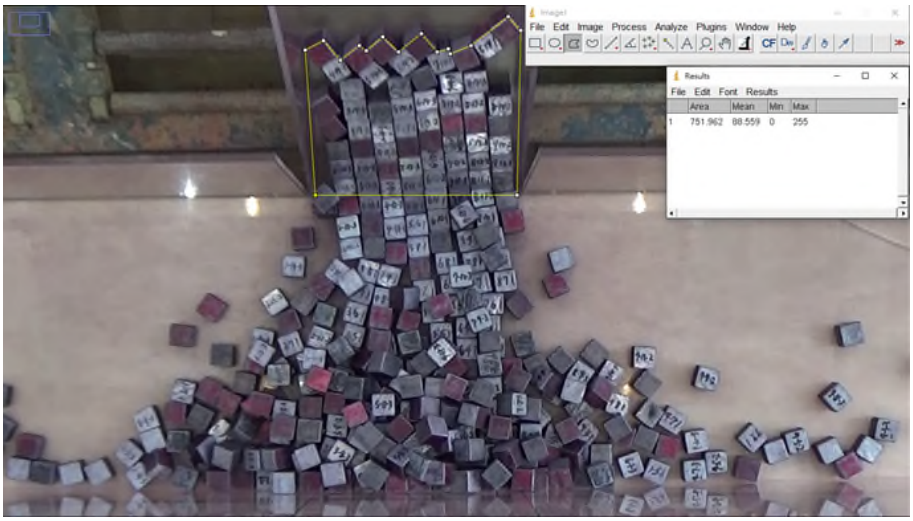


圖 2-6 利用 ImageJ 進行邊坡殘存體積之投影面積圈繪

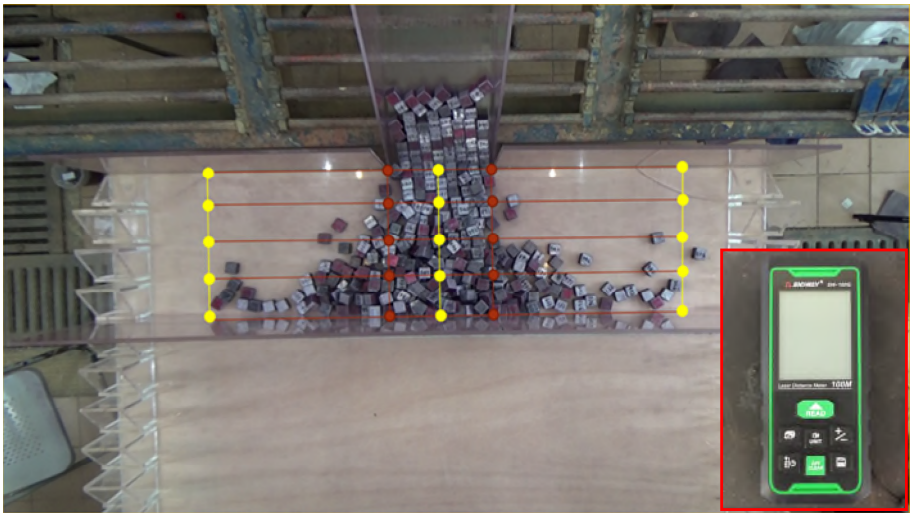


圖 2-7 高精度雷射測距儀量測堆積河道塊體固定斷面之厚度與長度

第二節 崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗方法

由第一年成果可知，3DEC 之室內實驗模擬結果與物理模型室內實驗結果相近，並可應用於實際案例進行模擬，因此本計畫使用 3DEC 進行堰塞壩壩體規模之精進。離散元素法(Discrete Element Method, DEM)是模擬非連續體運動之一種動態數值分析方法，計算過程中以不連續面切割塊體並且透過接觸判定，描述塊體間之接觸行為。Cundall and Strack (1979)所提出之 DEM (Discrete Element Method)，

描述圓與球體之間的碰撞模擬，之後由此延伸出三維可變形多邊形塊分析岩石力學之問題並應用在邊坡滑動研究。基於 Discrete Element Method 理論基礎而發展出之 3DEC (Three-Dimensional Distinct Element Code)，此軟體可用於分析土壤、岩石、地下水、結構支撐及砌體等大地工程問題(Cundall, 1988)，3DEC 可模擬由不連續面所切割而成之塊體群體，在靜態或動態荷重下所受到之影響及其反應(Wu and Hsieh, 2021)。

一、三維離散元素法計算原理

(一) 塊體接觸理論

在計算粒子運動表現時主要考量牛頓第二運動定理運用在圓盤上接觸時，接觸力以及位移的關係。在圓盤接觸時會根據牛頓第二運動定律計算所受到的力，並以此力計算運動情形。當假設為剛體時該圓盤的形變能量會轉變為運動，因此在模擬時並不需要量測其變形，並在模擬時允許塊體稍微穿透，並利用很小的穿透來代替在塊體接觸時的變形行為。

圖 2-8 說明了在起初假設時的設置，以此介紹在計算時如果決定力以及位移。在圖 2-8(a)中有 x 以及 y 兩圓並將其夾在牆中，在此處假設所有物體皆為剛體，牆壁會以等速度 v 向兩圓擠壓，在開始前的初速度為 $t=t_0$，在此時牆對圓盤，以及圓盤對圓盤之間有接觸但接觸力為 0。經過 Δt 時間後(圖 2-8(b))，牆開始朝圓盤中心移動而該距離為 $v\Delta t$，在 $t_1=t_0+\Delta t$ 產生接觸點 A 及 C，此時在 A 及 C 在 t_1 時的位移變化為 $\Delta n=v\Delta t$ 受力為：

$$\Delta F_n=K_n(\Delta n)_{t1}=k_n v\Delta t \tag{2-3}$$

其中 K_n 為正向彈性係數，ΔF_n 代表在垂直向增加的力。

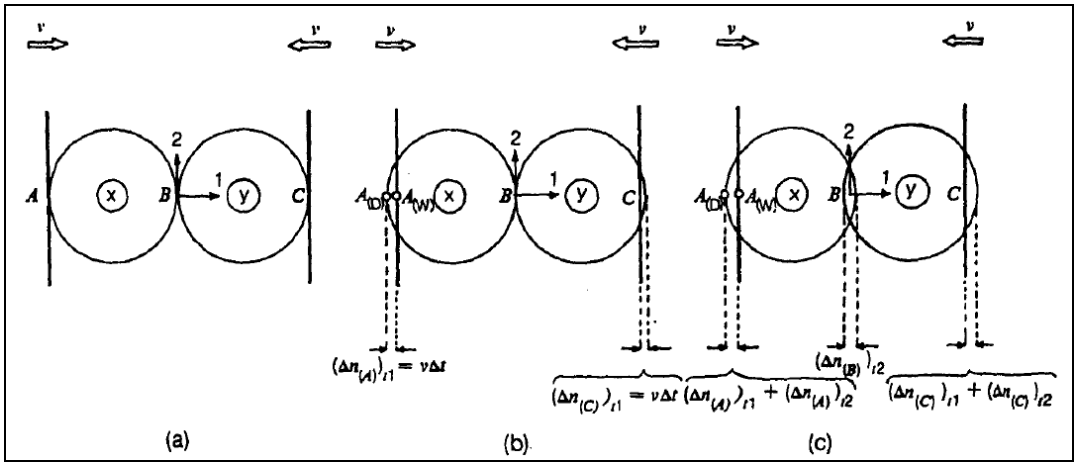


圖 2-8 雙圓盤在剛體牆壓縮下的變化。(a)$t=t_0$；(b)$t=t_1=t_0+\Delta t$；(c)$t=t_2=t_0+2\Delta t$ (Cundall and Strack, 1979)

在此時產生的力 $F_{(X)1}$ 與 $F_{(y)1}$ 代表圓盤 x 跟 y 在 $t_1=t_0+\Delta t$ 時的力並以圖上 1 的方向為正向，因此：

$$F_{(X)1}=k_n(\Delta n)_{t1},\ F_{(y)1}=-k_n(\Delta n)_{t1} \tag{2-4}$$

並用獲得的力所產生之加速度，運用在牛頓第二運動定律上：

$$a_{x1}=F_{(X)1}/m_{(X)},\ a_{y1}=F_{(X)1}/m_{(y)} \tag{2-5}$$

其中 a_{x1} 以及 a_{y1} 分別代表圓盤 x 及 y 在 1 方向上的加速度，此外 $m_{(X)}$及 $m_{(y)}$分別代表圓盤 x 與 y 的質量。由式(2-5)所得的加速度可以作成在 $t_1=t_0+\Delta t$ 至 $t_2=t_0+2\Delta t$ 間的接觸速度：

$$V_{x1(t2)}=[F_{(X)1}/m_{(X)}]\Delta t,\ V_{y1(t2)}=[F_{(X)1}/m_{(y)}]\Delta t \tag{2-6}$$

A、B、C 三點在接觸後 t2=t0+2Δt 時的相對位移為：

$$(\Delta_{n(A)})_{t2}=(v-[F_{(x)1}/m_{(x)}]\Delta t)\Delta t \tag{2-7}$$

$$(\Delta_{n(B)})_{t2}=([F_{(x)1}/m_{(x)}]\Delta t-[F_{(y)1}/m_{(y)}])\Delta t \tag{2-8}$$

$$(\Delta_{n(C)})_{t2}=([F_{(y)1}/m_{(y)}]\Delta t-[-v])\Delta t \tag{2-9}$$

其中 $\Delta_{n(A)}$、$\Delta_{n(B)}$、$\Delta_{n(C)}$受壓為正值。

在計算時會不停重複以上步驟，將受力所對應之位移，透過式

(2-4)計算造成的合力，並以牛頓第二運動定律(式(2-5))獲得位移，下面將進一步解釋位移的計算。

在此說明兩圓盤在二維空間中碰撞後的位移情形(圖 2-9)，其中兩圓盤坐標分別為 $x_i=(x_1,x_2)$以及 $y_i=(y_1,y_2)$，合力所產生的速度分量分別為 $x_v=(x_{v1},x_{v2})$以及 $y_v=(y_{v1},y_{v2})$，此時所產生的角速度為$\theta_{v(x)}$及$\theta_{v(y)}$，並將逆時針方向定為正值，圓盤的半徑分別為 $R_{(x)}$、$R_{(y)}$；質量為 $m_{(x)}$、$m_{(y)}$；點位 $P_{(x)}$、$P_{(y)}$為兩圓盤接觸時間邊界。當兩圓盤接觸時，兩圓盤中心點距離 D 會小於兩圓盤半徑和，即：

$$D<R_{(x)}+R_{(y)} \tag{2-10}$$

若符合上述條件，在圖 2-9 之 C 點的相對位移可根據兩圓接觸邊界 $P_{(x)}$、$P_{(y)}$來獲得，而在此處的單位向量 e_i 則可以根據圓盤 x 與 y 獲得：

$$e_i=(y_i-x_i)/D=(\cos\alpha,\sin\beta) \tag{2-11}$$

法線向量可表示為 $t_i=(e_2,-e_1)$，此時 $P_{(x)}$與 $P_{(y)}$的相對速度可以表示為 X_{vi}：

$$X_{vi}=(x_{vi}-x_{yi})-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)})t_i \tag{2-12}$$

法線方向的相對速度(n)與切線方向的相對速度(s)以 X_i、e_i、t_i 可以表示：

$$n=X_ie_i=(x_{vi}-y_{vi})e_i-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)})t_ie_i=(x_{vi}-y_{vi})e_i \tag{2-13}$$

$$s=X_it_i(x_{vi}-y_{vi})t_i-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)})t_it_i=(x_{vi}-y_{vi})t_i-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)}) \tag{2-14}$$

在這位置的切線位移Δn 以及Δs 為：

$$\Delta n=(n)\Delta t=[(x_{vi}-y_{vi})e_i]\Delta t \tag{2-15}$$

$$\Delta s=(s)\Delta t=[x_{vi}-y_{vi})t_i-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)}]\Delta t \tag{2-16}$$

在這邊所增加的相對位移可以推算出正向力ΔF_n 以及剪切力ΔF_s：

$$\Delta F_n=k_n \Delta n=k_n[(x_{vi}-y_{vi})e_i]\Delta t \quad (2\text{-}17)$$

$$\Delta F_s= k_s \Delta s=k_s[x_{vi}-y_{vi})t_i-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)}]\Delta t \quad (2\text{-}18)$$

最後在每一個時階(time step)時的ΔF_n以及ΔF_s會計算出應施加在圓盤上的正向力 F_n及剪切力 F_s，並根據前一個時階的結果來計算下一個時階即：

$$(F_n)_N=(F_n)_{N-1}+\Delta F_n;\ (F_s)_N=(F_s)_{N-1}+\Delta F_s \quad (2\text{-}19)$$

其中 F_s為根據庫倫摩擦定理，並可根據式(2-20)檢驗是否大於$(F_s)_{max}$，若結果大於$(F_s)_{max}$則採用$(F_s)_{max}$作為當個時階的 F_s：

$$(F_s)_{max}=F_n\tan\phi_u+c \quad (2\text{-}20)$$

在上述分析中式(2-17)、式(2-18)中力產生的位移中速度 x_{vi}、$\theta_{v(x)}$可以根據下方公式獲得。

在此假設在時間 t_N時作用在圓盤 x 上作用的力以及動量可以將區間Δt分成由$t_{N-1/2}$至$t_{N+1/2}$來討論，根據牛頓第二運動定律表示成：

$$m_{(x)}a_i=\sum F_{(x)i} \quad (2\text{-}21)$$

$$I_{(x)}\theta_{a(x)}=\sum M_{(x)} \quad (2\text{-}22)$$

其中$I_{(x)}$代表在圓盤 x 上的轉動慣量，在Δt的模擬期間將a_i以及$\theta_{a(x)}$視為常數，並根據式(2-23)以及式(2-24)進一步推算速度：

$$(x_{vi})_{N+1/2}=(x_{vi})_{N-1/2}+[\sum F_{(x)i}/m_{(x)}]_N\Delta t \quad (2\text{-}23)$$

$$(\theta_{v(x)})_{N+1/2}=(\theta_{v(x)})_{N-1/2}+[\sum M_{(x)}/I_{(x)}]_N\Delta t \quad (2\text{-}24)$$

由上述推導出的公式可以計算出下一個時階所需的速度，並以此計算再下一個時階的速度。

$$(x_i)_{N+1}=(x_i)_N+(x_{vi})_{N+1/2}\Delta t \quad (2\text{-}25)$$

$$(\theta_{(x)})_{N+1}=(\theta_{(x)})_N+(\theta_{v(x)})_{N+1/2}\Delta t \quad (2\text{-}26)$$

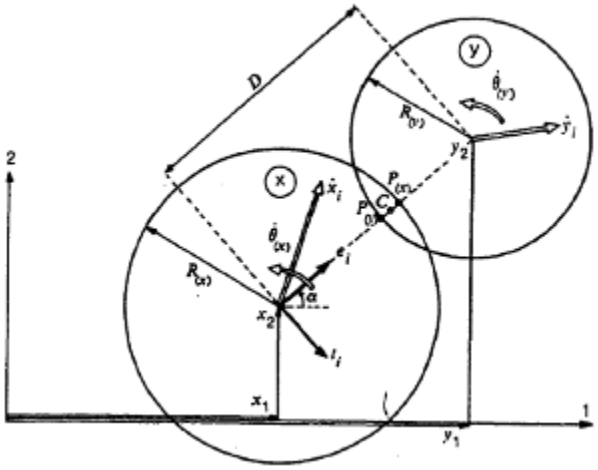


圖 2-9 圓盤碰撞後位移計算圖(Cundall and Strack，1979)

Cundall (1988)進一步提出由二維的圓盤，三維的球狀進而衍生出三維多面體判定。在三維接觸判定時可以計算任意形狀的兩個塊體之間的接觸，無論是凸多邊形還是凹多邊形，另外也可以顯示接觸時的幾何和物理特性。分離元素法可以模擬三維不連續塊體間的交互作用。塊體具有任意形狀，並且可以與任何其他塊交互滑動或轉動，均不受限制。因此需要一種快速的方法來判別接觸時塊體幾何和物理特性。接觸時應考慮不同的面，邊或頂點以及不同方向。

判別兩相鄰塊體首先須要先考慮所有的接觸方式，在三維空間下有許多的接觸方式，每個塊體都有頂點、邊、面，而每個頂點、邊、面又必須與另一個塊體的頂點、邊、面進行接觸判定。簡單假設，當有 A 以及 B 兩個塊體要接觸時，A 塊體有 v_A 個頂點、e_A 個邊以及 f_A 個面，B 塊體有 v_B 個頂點、e_B 個邊以及 f_B 個面，那麼兩個塊體間所有的接觸型態有：

$$n = (v_A + e_A + f_A)(v_B + e_B + f_B) \tag{2-27}$$

若假設 A 塊體及 B 塊體都是立方體則接觸的數目有：

$$n = (8+12+6)(8+12+6) = 676 \tag{2-28}$$

然而實際上其實不需要這麼多種接觸判定，有些接觸判定可以歸類成同一類，所以說只有點對面還有邊對邊兩種接觸需要加以判別，其他接觸型態可以用下列方法替代：

1.點-點接觸：可以認為是三個以上的角-面接觸在同一個位置上

2.點-邊接觸：可以認為是兩個點-面接觸型態同時發生

3.邊-面接觸：可以認為兩個塊體間有兩個邊-邊接觸

4.面-面接觸：可以認為是三個以上之邊-邊接觸或三個以上角-面接觸

在進行替代後兩塊體間的接觸型態數目為：

$$n = v_A \cdot f_B + e_A \cdot f_B + v_B \cdot f_A + e_B \cdot f_A \tag{2-29}$$

$$n = 8 \cdot 6 + 12 \cdot 6 + 8 \cdot 6 + 12 \cdot 6 = 240 \tag{2-30}$$

以 A、B 兩立方塊體為例可能接觸型態的數目就降至 240 次。

雖然接觸種類數目已經簡化了，但在接觸判定時還是有些難度，例如在頂點對面的判定中除了要確定塊體 A 的頂點位於塊體 B 的面的上方或下方，同時還要確定塊體 A 的角是否會在塊體 B 的面的範圍內，此時就需要一點時間做接觸判定。此外在某些接觸型態下接觸時的單位向量很難去定義出來，例如在邊-邊、頂點-邊、頂點-頂點接觸，而且當兩塊體之間的接觸型態轉變後接觸面的單位向量不一定可由漸變方式做轉變，為了解決這個問題，所以提出新的接觸判定方法。

為解決判定接觸型態上的問題，可將問題分成兩個部分來解決：(1)定義一個共同平面，此平面存在於兩塊體之間；(2)再分別對兩塊體接觸時形成的共平面的接觸情形作判斷。共平面就像是一個平板懸掛在兩接觸塊體間(圖 2-10)，而此平板會因塊體的接觸而旋轉改變方向，當兩塊體接觸，該平板會就會被兩塊體夾住並限制在某一角度。

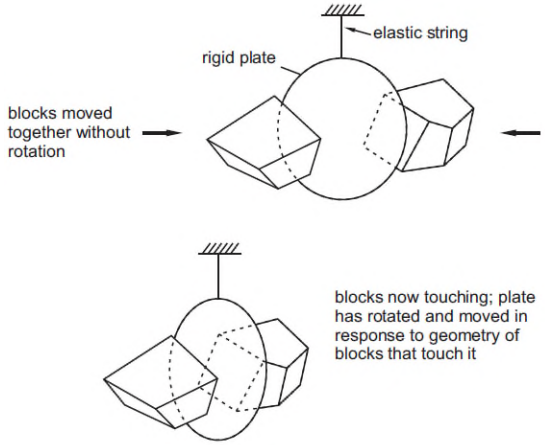


圖 2-10 塊體接觸時與共平面的幾何關係 (Cundall, 1988)

有了這個方法，不論塊體的形狀與方向如何，該平板的位置就能決定塊體間的滑動面，共同平面判斷接觸型態有以下優點：

1. 在判斷時與需要判別點共同平面的接觸情形即可，接觸型態可經由計算共同平面與點的接觸數目來決定。

2. 判別接觸型態的次數與塊體的角數呈線性關係。因為只需要去判斷塊體 A 與塊體 B 的點與共同平面的接觸情形，所以判斷次數可以簡化為：

$$n = v_A + v_B \tag{2-31}$$

若以上面 A、B 塊體為例，可將判斷次數由 240 次簡化為 16 次。

3. 不需特別判斷兩塊體是否在接觸範圍內，如果兩個塊體均共平面接觸，那兩個塊體就是互相接觸，若兩個塊體不接觸，則各自的共平面也不會接觸。

4. 不需特別去找出兩個塊體接觸時的單位法向量，當共平面形成時，其法向量就是塊體接觸時的單位法向量。

5. 當共平面被定義出來之後，法向量不連續的問題也隨之解決，因為該平面旋轉時是以連續性方式在變動，因此若塊體旋轉也會造成法向量有連續性的變化。

6. 當計算未接觸塊體之間的距離時，只需將兩塊體與共同平面間的距離相加即可得到。

共平面的建立可以簡化並加快判別接觸型態的速度，但當共同平面移動或轉動時將會使共同平面與最近的點之間的距離減少或保持不變，因此必須定義出計算共同平面位置的方法及準則。共同平面的位置決定於兩塊體間的距離，其位置需將與其最近的點之間的距離最大化，當兩塊體重疊時，共同平面與重疊量最大的點間之距離則需最小化(圖 2-11)。

當兩個塊體還未接觸到彼此時，共平面位置會位於兩個塊體的質心連線中點上，單位法向量則是在質心的連線方向上，共平面位置可以下式表達：

$$C_i = \frac{A_i + B_i}{2} \tag{2-32}$$

$$n_i = \frac{Z_i}{|Z_i|} \tag{2-33}$$

其中：Z_i=B_i-A_i；n_i=共同平面之單位法向量；C_i=共同平面之參考位置向量；A_i=塊體 A 之質心位置向量；B_i=塊體 B 之質心位置向量。

為了最大化共平面與最近點之距離，或者最小化重疊點的距離，共平面會藉由移動與轉動來符合上述條件的位置。

因不同接觸型態會有不同的力學行為，因此判斷接觸型態非常重要。在面-邊接觸後的力學行為就與面-面接觸後是不同的，在岩石力學中，面-面的接觸通常被視為節理，此時應力較力而言更為重要，在面-面接觸時，為了使用壓力-位移關係式，必須找出其接觸面積，而在 3DEC 中，面-面接觸可以替換成角-面接觸或是邊-邊接觸，而兩種型態的判斷可藉由與共平面接觸的點數目來決定(表 2-2)。

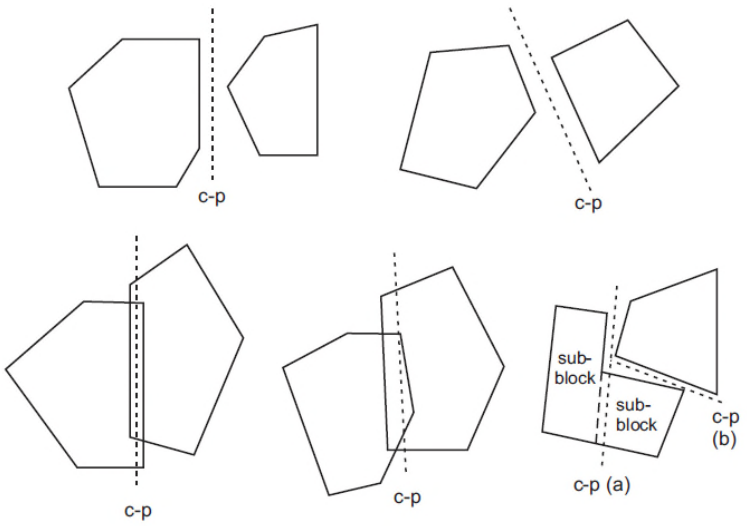


圖 2-11 兩塊體接觸時的共平面位置 (Cundall, 1988)

表 2-2 接觸型態

塊體的頂點與共平面的接觸數目		接觸型態
塊體 A	塊體 B	
0	0	無接觸
1	1	點-點
1	2	點-邊
1	>2	點-面
2	1	邊-點
2	2	邊-邊
2	>2	邊-面
>2	1	面-點
>2	2	面-邊
>2	>2	面-面

(二) 計算步驟

3DEC 採動態計算法，以有限差分法來處理塊體之運動方程式，在每個運算時階中皆使用運動方程式以及材料參數進行計算，在計算時會以前一個時階所得出之力作為下一個時階之移動或轉動依據，進而計算出新塊體位置，再由新位置透過運動方程式得出新之接觸力，

以此形成一個計算循環(圖 2-12)。

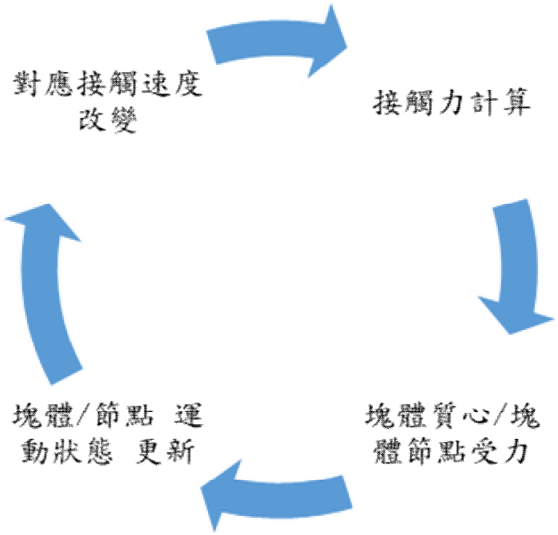


圖 2-12 三維離散元素法計算循環

(三) 接觸力計算

由於兩塊體間共平面之單位法向量即為塊體接觸面之單位法向量 n_i，因此兩塊體間之接觸力將沿著接觸面法向方向以及剪切方向作用。以剛體而言，兩塊體間之接觸力速度可以由下式表示：

$$V_i = x_i^B + e_{ijk}\omega_j^B\left(C_k - B_k\right) - x_i^A - e_{ijk}\omega_j^A\left(C_k - A_k\right) \tag{2-34}$$

其中，A_i、B_i、C_i 分別為塊體 A 與塊體 B 新之位置向量，以及共平面 C 之位置向量；x_i^A 與 x_i^B 為塊體 A 與塊體 B 之速度向量；ω_j^A 與 ω_j^B 為相對應角速度之向量；e_{ijk} 為轉換張量，其中 i、j、k 可為數字 1 到 3。

對於剛性塊體其次接觸的位移量可利用兩接觸塊體之相對速度求得：

$$\Delta U_i = V_i \Delta t \tag{2-35}$$

然後沿著共平面可以將求到的位移量分解成正向位移以及剪力

位移量，其中正向位移量為：

$$\Delta \mathrm{U}^{n} = \Delta U_i n_i \tag{2-36}$$

剪力位移量為：

$$\Delta \mathrm{U}_i^{s} = \Delta U_i - \Delta U_j n_i n_j \tag{2-37}$$

在共平面上之單位法向量在每個運算後都必須重新計算，在考慮共平面旋轉下，接觸面之剪力應該修正為：

$$F_i^s = F_i^s - e_{ijk} e_{kmn} F_j^s n_m^{\ old} n_n \tag{2-38}$$

其中，$n_m^{\ old}$ 為前一個計算時階中共平面之單位向量。

接著在次接觸面上的位移來計算接觸力，正向力將壓力假設為正，則接觸面上之正向力變化為：

$$\Delta \mathrm{F}^{\mathrm{n}} = -K_n \Delta U^n A_c \tag{2-39}$$

接觸面上的剪力變化為：

$$\Delta \mathrm{F}_{\mathrm{i}}^{\mathrm{s}} = -K_s \Delta U_i^s A_c \tag{2-40}$$

其中，K_n 為接觸面之正向勁度；K_s 為接觸面之剪切勁度；A_c 為次級接觸面積，該面積大小為共平面範圍內次級塊體三角面積之 1/3，對於面-面接觸則是 1/2 之三角面積。

在下一個時間的計算中，次級接觸面上的正向力與剪切力為：

$$F^n = F^n + \Delta F^n \tag{2-41}$$

$$F_i^s = F_i^s + \Delta F_i^s \tag{2-42}$$

塊體 A 對於塊體 B 之次級接觸力為：

$$F_i = -\left(F^n n_i + F_i^s \right) \tag{2-43}$$

對於剛體，次級接觸力加上原先作用在塊體形心上之力即可得到下一個時階之力量與彎矩：

$$F_i^A = F_i^A - F_i \tag{2-44}$$

$$M_i^A = M_i^A - e_{ijk}\left(C_j - A_j\right)F_k \tag{2-45}$$

其中，C_j 為次級接觸之位置向量。塊體 B 之力量與彎矩可以用同一個方法求得：

$$F_i^B = F_i^B - F_i \tag{2-46}$$

$$M_i^B = M_i^B - e_{ijk}\left(C_j - B_j\right)F_k \tag{2-47}$$

黏性阻尼(Viscous damping)主要是針對靜態或穩態(steady-state)問題時可以使用，目標是盡可能地吸收垂直向的能量。

$$F = c\dot{x} \tag{2-48}$$

其中 c 為黏滯阻尼係數，單位為 N s/m。

Rayleigh damping 為 Bathe and Wilson 在 1976 年所提出，主要是應用在減少系統自然震動，在有限元素分析動態分析中 Rayleigh damping 的阻尼 C 可以由質量(Mass)以及勁度(Stiffness)來決定：

$$C = \alpha M + \beta K \tag{2-49}$$

其中：α 為質量阻尼常數，β 為勁度阻尼常數。

質量阻尼在較低的頻率中有比較好的效果，而勁度阻尼則是在較高的角頻率中有比較好的效果(Bathe and Wilson, 1976)。

而 local damping 是使用在靜態分析，contact damping 可以針對不同接觸判定時的勁度進行設定，在 3DEC 中，接觸判定可以對點對點、點對線、線對面以及面對面，此外可以對垂直勁度(normal stiffness)

以及剪力勁度(shear stiffness)分別設定。

二、數值模擬實驗

根據物理模型室內實驗組數設置，建立 3DEC 數值模型，模擬中假設室內模型厚度為 5mm，每一個滑動塊體設為剛體，且體積為 3.2 cm x 3.2 cm x 3.2 cm，並透過試誤法找出正向彈性模數(1×10^9 Pa/m)與剪切彈性模數(1×10^9 Pa/m)，模擬堆疊塊體滑動過程並觀察崩落後堆積情形，可對特定塊體設定觀察點，記錄其滑動時的速度與位移變化，以便進一步與室內實驗結果比對。

在模擬時將鋁塊密度設為 2.7 g/cm^3、壓克力板的密度為 1.170 g/cm^3，摩擦係數為 0.445，以此進行模擬(圖 2-13)。在數值模擬方面分兩個部分進行；第一部分為以單一塊體之數值模擬去尋找最接近之值，第二部分則是以此結果來對照實驗結果。在第一部分中，由於第一年之數值模擬中並未考量到阻尼(damping)問題，導致塊體消能主要以摩擦來控制，因此從第一年結果可知，塊體在分布上較室內實驗結果廣，因此希望藉由增加阻尼之方法使模擬更能夠貼近實際情形。

在阻尼選定方面，目前選定 local damping，因為 local damping 適合使用在塊體滑落模擬中(Cundall，1987)，local damping 主要會在各個塊體無論在摩擦或者碰撞時會對其接觸力進行一定折減，因此在滑動方面與理論值相比有些差異。

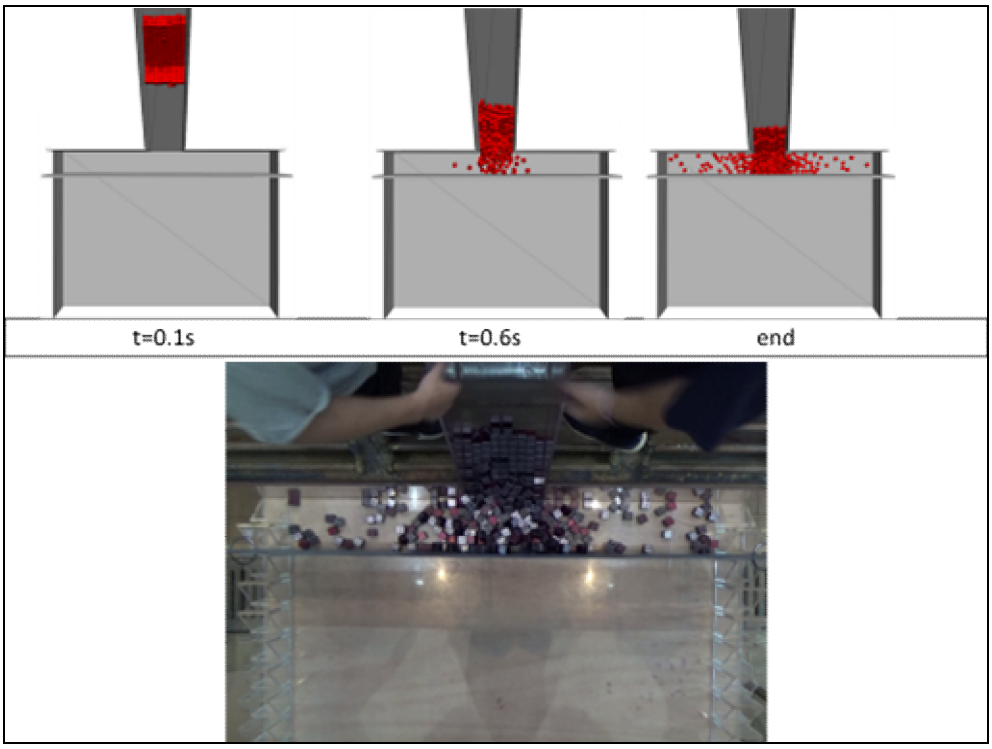


圖 2-13 數值模擬與室內試驗結果情形比對示意圖

第三節 堰塞壩相關參數定義修正與堰塞壩實際案例資料持續蒐集

為期能將堰塞壩相關參數與國際接軌，本計畫擬參考國外經驗與文獻進行修正，藉由圖與表之方式呈現，將大規模崩塌形成堰塞壩之相關參數明確定義，作為日後堰塞壩發生時進行相關參數調查、收集、量測之參考依據。此外，本計畫將持續進行堰塞壩實際案例資料蒐集與獲取，此成果將有助於釐清台灣堰塞壩形成、潰壞與致災機制，其內容包括形成位置、形成類型、誘發原因、潰壞型態等基礎數據，作為後續台灣堰塞壩特性分析之參考。

第四節 大規模崩塌形成堰塞壩之危險程度量化分級

根據本計畫前一年之相關研究成果，結合無因次壩體高度量化評估方法以及無因次壩體規模預測方法，能獲取堰塞壩壩體規模，當河

道坡度固定時，壩體規模越大，壩體最大蓄水體積將增大；當固定壩體規模時，河道坡度越陡，壩體最大蓄水體積將減小；因此可將壩體規模與壩體最大蓄水量進行無因次測試分析：

$$\frac{V_D}{V_{W_{\max}}} \tag{2-48}$$

式中，V_D 為壩體規模(壩體體積)，$V_{W_{\max}}$ 為壩體最大蓄水量。

藉由河道坡度之增加，崩塌最小堆積高度將逐漸減小，因此間接使得壩體最大蓄水體積與壩體最大蓄水深度減小，因此可將崩塌最小堆積高度與壩體最大蓄水深度間進行無因次測試分析：

$$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}} \tag{2-49}$$

式中，$H_{W_{\max}}$ 為壩體最大蓄水深度，$H_{D_{\min}}$ 為崩塌最小堆積高度。

建立無因次化之堰塞壩危險評估指標後，再通過集群分析法將不同河道坡度下之危險程度進行分級，集群分析方法為將相似事物進行歸類，可將事物按照某種特性區分成多個集群(羅積玉，1990；黃俊英，1998)。本計畫為將集群尚不明確之無因次化參數進行分類，由集群分割明確量化危險程度，最後藉由本計畫已收集之堰塞壩案例資料相互驗證，尋找最合適之堰塞壩危險程度集群分割，確定可行性，最終建立大規模崩塌形成堰塞壩之危險程度量化分級。

受不同河道地形影響，形成之堰塞壩形狀與量體亦不相同，目前國內外以考慮 U 形、V 形之河道地形為主(Zhao et al., 2019；Oppikofer et al., 2020；Zhou et al., 2022)。本計畫在已知崩塌最小堆積高度 $H_{D_{\min}}$、河道坡度 θ_r、壩體下游面坡度 ϕ_d 條件下，可分別推導出 U 形、V 形之

堰塞壩壩體體積V_D與壩體最大蓄水量$V_{W_{\max}}$，進一步可藉由推導出之堰塞壩壩體體積V_D與壩體最大蓄水量$V_{W_{\max}}$，建立無因次化之堰塞壩危險評估指標。

由圖 2-14 可知，壩體下游底部寬度W_d、壩體上游底部寬度W_u、壩體底部寬度W_D分別為：

$$W_d = \frac{H_{D\min}}{\tan(\phi_d - \theta_r)} \tag{2-49}$$

$$W_u = \frac{H_{D\min}}{\tan(\phi_u + \theta_r)} \tag{2-50}$$

$$W_u + W_d = W_D \tag{2-51}$$

而壩體上游面坡度ϕ_u可由河道坡度θ_r、壩體下游面坡度ϕ_d間之關係獲得(Chen et al., 2014)：

$$\phi_u = 2.308\phi_d\theta_r^{-0.739} \tag{2-52}$$

U 形河道之壩體體積$V_{D□}$可表示為：

$$V_{D□} = \frac{H_{D\min} W_D L_{D_{Top}}}{2} \tag{2-53}$$

式中，$L_{D_{Top}}$為壩體頂部長度。

V 形河道之壩體體積$V_{D□}$可表示為：

$$V_{D□} = \frac{H_{D\min} W_D L_{D_{Top}}}{4} \tag{2-54}$$

而壩體最大蓄水量$V_{W_{\max}}$可由ΔACE利用河道坡度θ_r、及崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$先計算出$\overline{CE}$：

$$\overline{CE} = \frac{H_{D\min}}{\tan\theta_r} \tag{2-55}$$

可將 U 形河道之壩體最大蓄水量$V_{W_{\max}}$表示為：

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{2}\left[\frac{H_{D\min}}{\tan(\theta_r)} - W_u\right] H_{D\min} L_{D_{Top}} \\ &= \frac{(H_{D\min})^2 L_{D_{Top}}}{2\tan(\theta_r)} - \frac{W_u H_{D\min} L_{D_{Top}}}{2} \end{aligned} \tag{2-56}$$

V 形河道之之壩體最大蓄水量$V_{W_{\max}}$可表示為：

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{2}\left[\frac{H_{D\min}}{\tan(\theta_r)} - W_u\right] H_{D\min} L_{D_{Top}} \frac{1}{2} \\ &= \frac{(H_{D\min})^2 L_{D_{Top}}}{4\tan(\theta_r)} - \frac{W_u H_{D\min} L_{D_{Top}}}{4} \end{aligned} \tag{2-57}$$

而壩體最大蓄水水深$H_{W_{\max}}$可表示為：

$$H_{W_{\max}} = \overline{BE}\sin\theta_r = \left[\frac{H_{D_{\min}}}{\tan\theta_r} - \frac{H_{D_{\min}}}{\tan(\phi_u + \theta_r)}\right]\sin\theta_r \tag{2-58}$$

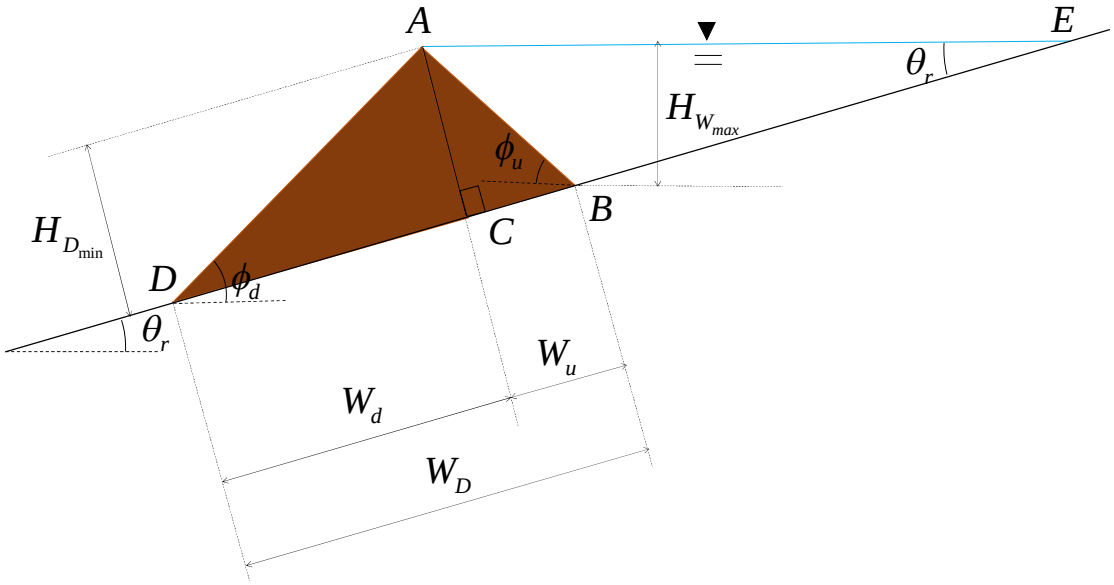


圖 2-14 壩體沿河道方向剖面示意圖

第三章　結果與討論

第一節　精進大規模崩塌形成堰塞壩之壩體規模預測方法

一、物理模型室內實驗數值模擬測試

在進行物理模型室內實驗數值模擬前，先藉由物理模型室內實驗分別將 1 顆與 3 顆 3.2 cm × 3.2 cm × 3.2 cm 之塊體，在坡度 60°條件下，沿斜坡長 100 cm 處進行滑落實驗測試(圖 3-1)，由室內實驗結果(表 3-1)可知，1 顆與 3 顆之移動距離介於 77.4cm~120.9cm 之間，以這個結果為基準，進一步在室內實驗數值模擬下，給予不同強度之阻尼，模擬塊體之移動距離，由實驗模擬結果(表 3-2)可知，在滑動起始位置、坡度設置相同下，由於在 3DEC 中並無法設定一個隨機數，也就是說相同位置點之重複模擬多次均會得到相同答案，因此在阻尼係數測試時，將坡面上之塊體放置在同樣高度但是不同位置下進行模擬，在模擬時下方底板距離最大值為 2m，所以當塊體滑動超過 2m 將不予計算，在每組阻尼測試 9 組，並取平均來比較。由結果可知，當局部阻尼(local damping)設定為 0.15 至 0.20 時，塊體滑動距離與實際值較為相近，但若取 0.20 時，有時候無法模擬出最大滑動距離，因此最後選定 0.15 為設定參數值，並進一步與多塊體之實驗結果做比對。

表 3-1 1 顆與 3 顆塊體運動距離實驗結果(單位 cm)

60°-斜坡長 100 cm (有擋板，3 顆從左到右)	水平運動距離 B_{max} (cm)		
第 1 組	77.4	101	104
第 2 組	92.5	120.9	89.6
第 3 組	69.9	81.8	88.2
60°-斜坡長 100 cm (無擋板，1 顆)	水平運動距離 B_{max} (cm)		
第 1 組	87		
第 2 組	90		
第 3 組	85.9		

表 3-2 坡度 60°、斜坡長 100 cm 條件下之數值模擬結果

組數		局部阻尼(local damping)										
		0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
1	水平運動距離 B_{max} (cm)	1.66	1.81	1.60	1.02	0.87	0.75	0.53	0.53	0.36	0.27	0.19
2		>2.00	>2.00	>2.00	1.16	0.89	0.82	0.56	0.61	0.48	0.25	0.19
3		>2.00	>2.00	1.9	0.96	0.83	0.95	0.54	0.44	0.34	0.25	0.20
4		>2.00	1.63	1.33	1.28	0.94	0.75	0.55	0.65	0.31	0.31	0.20
5		>2.00	1.6	>2.00	1.00	0.87	0.73	0.84	0.77	0.37	0.25	0.23
6		>2.00	1.38	1.29	1.14	0.85	0.71	0.60	0.59	0.34	0.26	0.23
7		>2.00	1.61	1.65	0.94	0.91	0.97	0.78	0.64	0.49	0.26	0.24
8		>2.00	1.81	1.75	1.20	0.84	0.75	0.95	0.73	0.45	0.26	0.26
9		>2.00	1.56	1.72	1.26	0.82	0.69	0.55	0.47	0.35	0.26	0.26
平均		>2.00	1.63	1.61	1.11	0.87	0.79	0.66	0.60	0.39	0.26	0.22

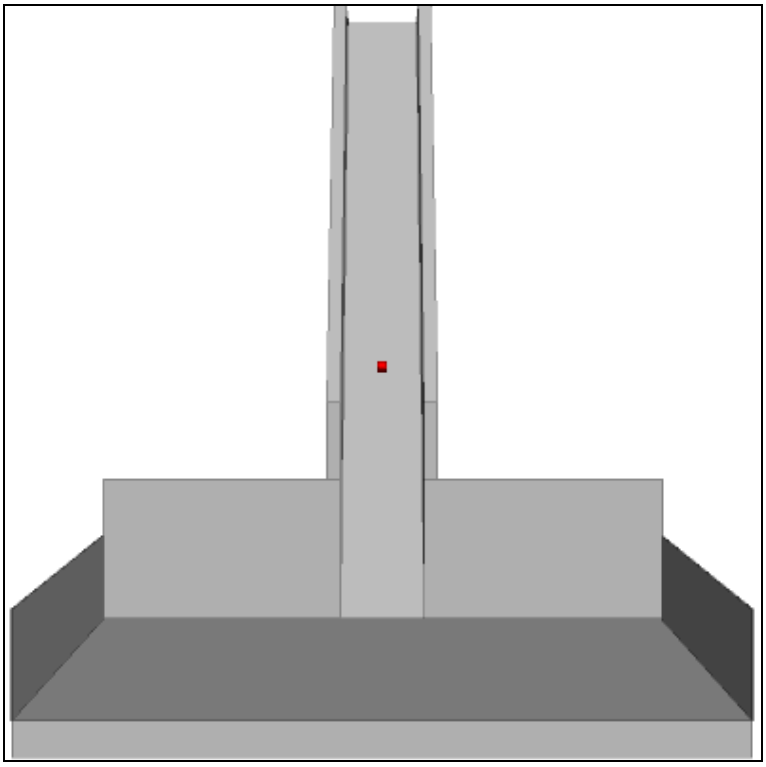


圖 3-1 1 顆塊體運動距離數值模擬配置圖

二、數值模擬實驗結果

本計畫延續第一年室內實驗成果，挑選孔隙率分布較為連續之組別進行進一步驗證，在模擬結束後分別以 image J 進行體積量測，在河道堆積體積V_D量測時，以每 5cm 為一個單位切割出不同斷面，透過計算兩個斷面間之平均進而推測出該斷面平均面積，再將各個斷面乘以斷面寬度並加總，即可得到河道堆積體積V_D。同理，在量測邊坡殘存體積V_R時，取位於邊坡上 1/3 以及 2/3 處之斷面，並量測其斷面面積，再乘以坡面寬度以獲取邊坡殘存體積V_R。最終將數值模擬值與室內實驗值進行比對(表 3-3)，由結果可知，不論是數值模擬或室內實驗，當河寬增加時，其孔隙率會隨之增加，進一步影響到河道堆積體積與邊坡殘存體積之變化。

表 3-3 數值模擬值與室內實驗值比對結果

組數	編號	崩塌水平距離 L_L (cm)	崩塌塊體水平運動距離 B_{max} (cm)	崩塌最小堆積高度 $H_{D_{min}}$ (cm)	河道堆積體積 V_D (cm^3)	邊坡殘存體積 V_R (cm^3)	崩塌孔隙率 n (%)
16 室內實驗	9732-40-86.9-10	103.6	70.2	12.5	5282	10636	33.6
16 數值模擬				8	6187	8312	32.9
17 室內實驗	9732-40-86.9-21	103.6	70.2	8.8	7862	7573	38.7
17 數值模擬				6.3	8667	5916	33.3
30 室內實驗	12386-40-125.2-10	149.2	101.1	15.8	5888	15593	31.2
30 數值模擬				15.9	6333	11420	30.2
31 室內實驗	12386-40-125.2-21	149.2	101.1	8.5	9481	8616	34.9
31 數值模擬				9.3	9058	8928	31.1
35 室內實驗	12386-50-110.9-10	93.1	100.3	19.3	9072	7312	24
35 數值模擬				18.9	6812	9025	21.8
36 室內實驗	12386-50-110.9-21	93.1	100.3	10.5	13238	4949	32
36 數值模擬				11.8	11871	6511	32.6
40 室內實驗	12386-50-149.2-10	125.2	135.0	13.4	5635	11115	26.1
40 數值模擬				17.6	7792	8627	24.6
41 室內實驗	12386-50-149.2-21	125.2	135.0	12.8	12728	5783	33.1
41 數值模擬				13.5	12917	5119	31.3
50 室內實驗	12386-60-168.7-10	97.4	140.8	13.6	7671	6267	30.9
50 數值模擬				10	5484	10767	23.8
51 室內實驗	12386-60-168.7-21	97.4	140.8	12	14483	5312	37.4
51 數值模擬				9.2	9880	8132	31.2

組數第 16、17 組為塊體體積 9,732 cm^3、坡度 40°、起始位置 86.9 cm，河道寬度分別為 10 cm 以及 21 cm 之結果(圖 3-2~圖 3-3)。由圖 3-2 結果對照圖可知，當模擬窄河道時，塊體堆積範圍會與實際實驗結果非常接近，此外僅些許塊體滑落至壩外，在最小堆積高度上大約差一顆塊體之大小，在可接受範圍內。由河道堆積體積與邊坡殘存體

積之結果來看，在此模擬中，較多塊體滑落至河道中，與室內實驗相符，整體孔隙率差異變化介於 0.6%~7.1%。圖 3-3 結果對照圖可知，塊體在較靠近擋板時，數值模擬結果之擴散情形較室內實驗小，河道堆積體積仍與實驗結果相差 5.4%，僅為顆粒彈跳遠近之誤差；另從圖 3-3 中可知，位於邊坡上之塊體在數值模擬結果中排列較實驗緊密，因此造成邊坡殘存體積值相差 1657 cm^3。

組數第 30、31 組為塊體體積 12,386 cm^3、坡度 40°、起始位置 125.2 cm，河道寬度分別為 10 cm 以及 21 cm 之結果(圖 3-4~圖 3-5)。由圖 3-4 結果對照圖可知，室內實驗結果之塊體分布與數值模擬結果非常相似，兩者最小堆積高度幾乎相同，皆在一個塊體大小範圍內，在河道堆積體積值也十分接近，僅相差 500 cm^3 左右，可以說明在河道堆積情形十分類似。然而在邊坡殘存體積值差異較大，最大相差 4173 cm^3，因室內實驗結果之坡面頂端位置塊體排列較數值模擬結果鬆散，因此造成邊坡殘存體積差異較大。圖 3-5 結果對照圖可知，數值模擬在塊體滑落至河道後向兩側運移量較少，因此河道堆積體積值與邊坡殘存體積值誤差較大，且整體塊體排列較為緊密，因此孔隙率較實驗值小，僅最小堆積高度之差異較小，只有 0.8 cm 之誤差。

組數第 35、36 組為體積 12,386 cm^3、坡度 50°、起始位置 110.9 cm，河道寬度分別為 10 cm 以及 21 cm 之結果(圖 3-6~圖 3-7)。由圖 3-6 結果對照圖可知，室內實驗時較多塊體滑落至河道兩側，導致數值模擬結果之河道堆積體積值較室內實驗結果小，因此孔隙率相差介於 0.6%~2.2%。由圖 3-7 結果對照圖可知，塊體崩塌後之分布與室內實驗結果接近，但在室內實驗中有更多塊體滑落至兩側，因此造成室內實驗的最小堆積高度較數值模擬結果低，但仍在一顆塊體範圍內。

組數第 40、41 組為塊體體積 12,386 cm^3、坡度 50°、起始位置 149.2 cm，下方河道寬度分別為 10 cm 以及 21 cm 之結果(圖 3-8~圖 3-9)。由圖 3-8 結果對照圖可知，數值模擬時之塊體滑落後排列較緊密，也沒有向兩側擴散，孔隙率相差 1.5%。圖 3-9 結果對照圖可知，河道堆積體積值與邊坡殘存體積值分布十分相同，在最小堆積高度上也差異一顆塊體範圍內，數值模擬與室內實驗結果中均能看到少數塊體滑至河道堆積體積外側。

組數第 50、51 組為塊體體積 12,386 cm^3、坡度 60°、起始位置 168.7 cm 時下方河道寬度分別為 10 cm 以及 21 cm 之結果(圖 3-10~圖 3-11)。由圖 3-10 結果對照圖可知，數值模擬時塊體都擠在邊坡下方，塊體無法往兩側移動，因此導致孔隙較為緊密。圖 3-11 之數值模擬結果與圖 3-10 相似，多數塊體停留在邊坡下方，因此造成河道堆積體積較少，相差 4603 cm^3、邊坡殘存體積較多，相差 2820 cm^3，在最小堆積高度上則差異一顆塊體。

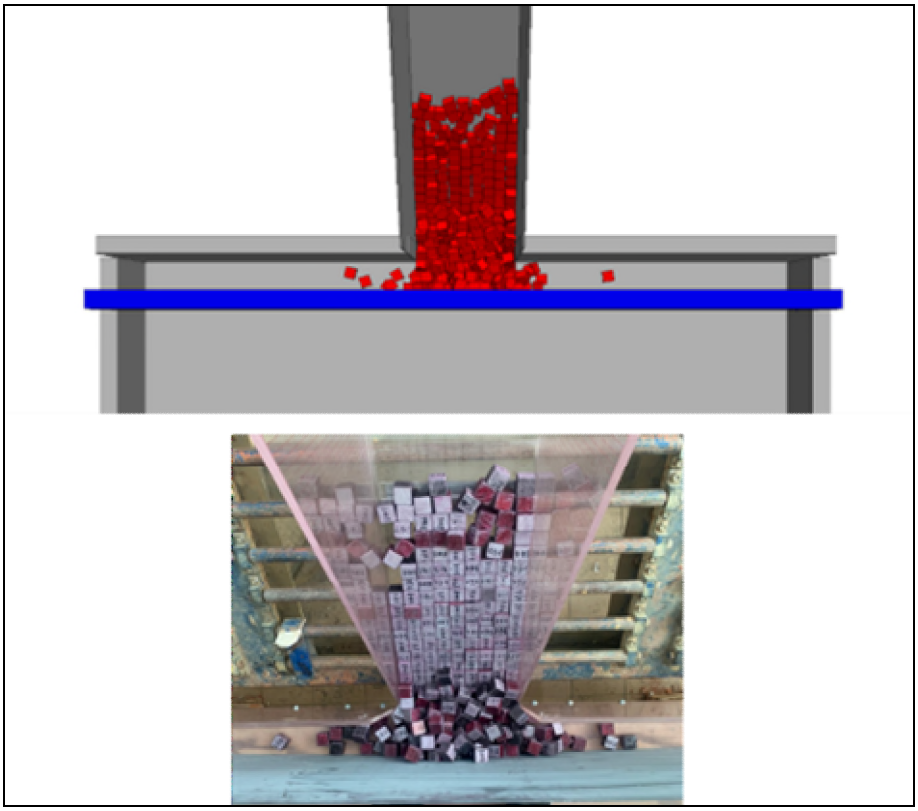


圖 3-2 9732-40-86.9-10 數值模擬與室內實驗結果比對

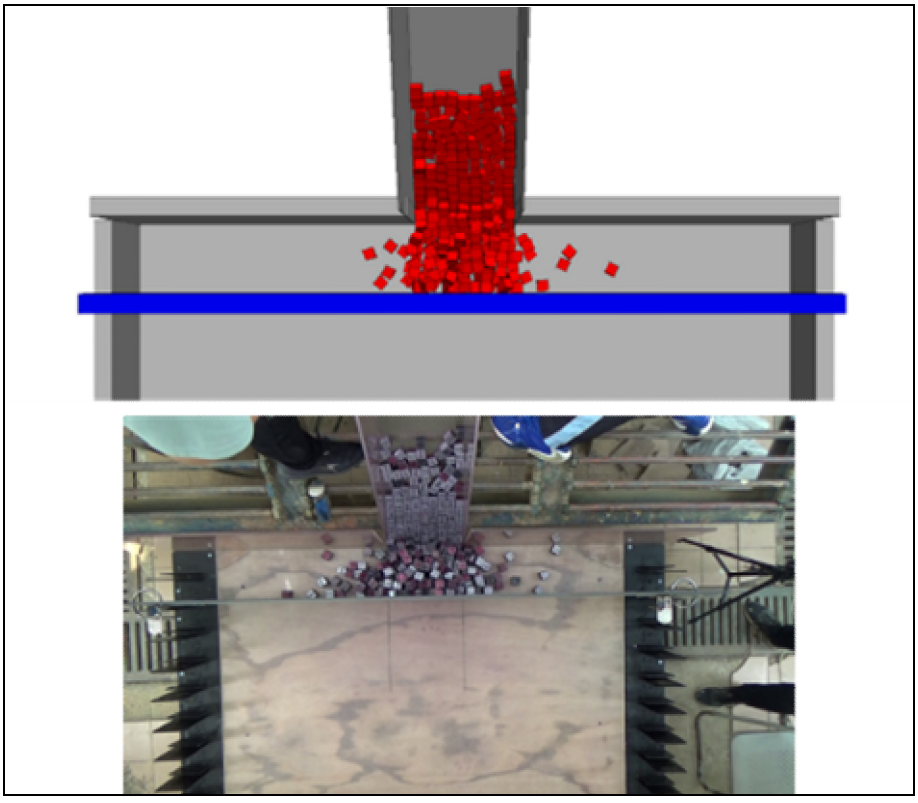


圖 3-3 9732-40-86.9-21 數值模擬與室內實驗結果比對

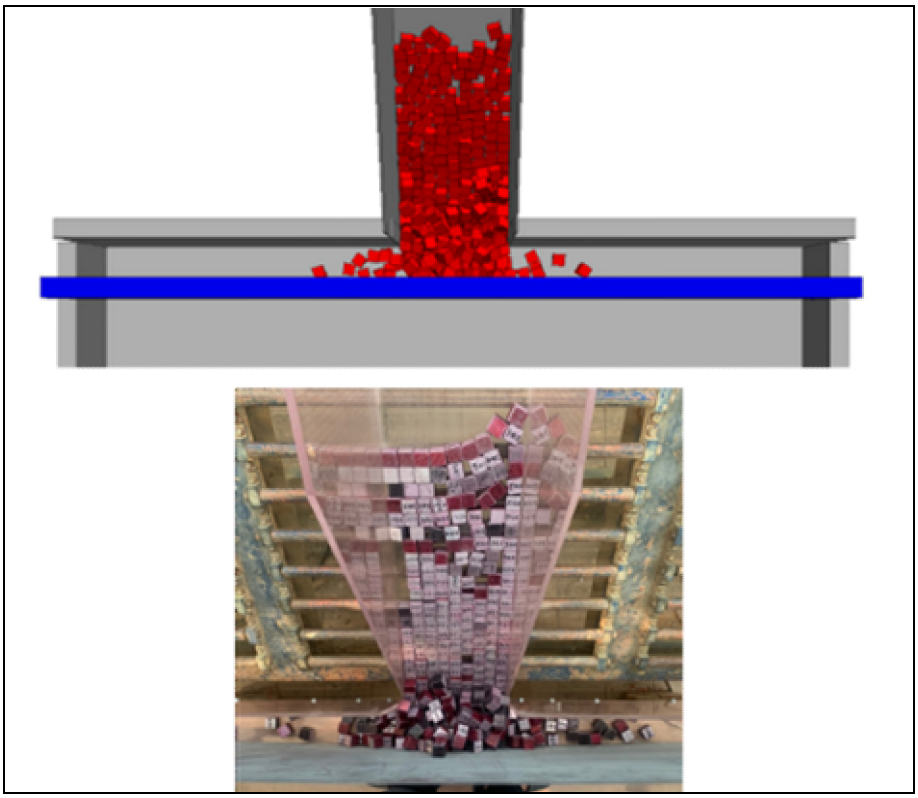


圖 3-4 12386-40-125.2-10 數值模擬與室內實驗結果比對

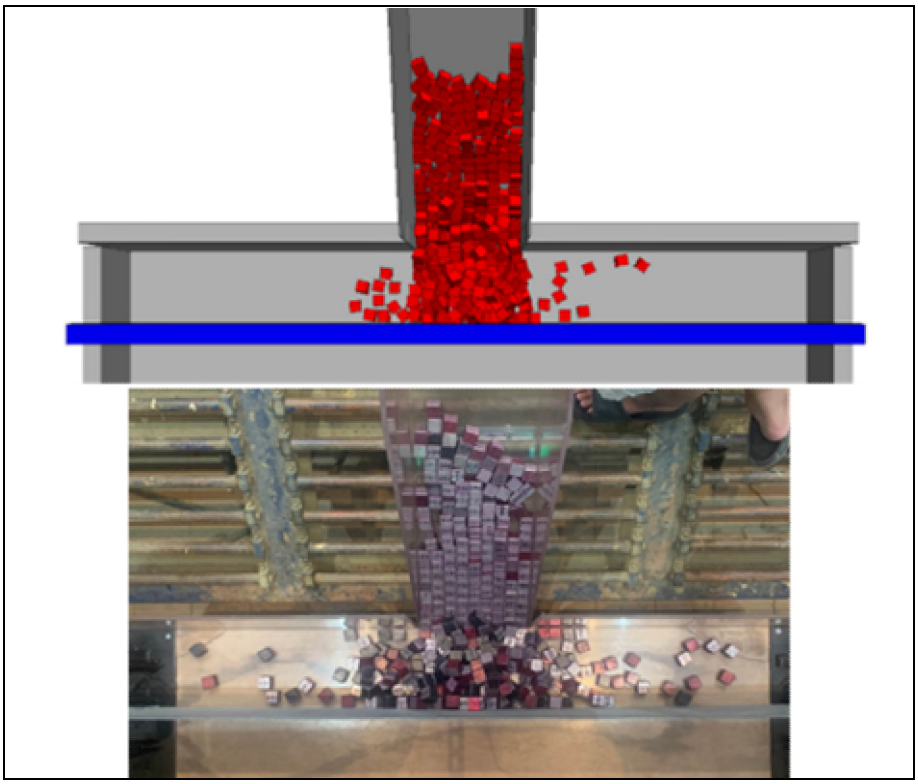


圖 3-5 12386-40-125.2-21 數值模擬與室內實驗結果比對

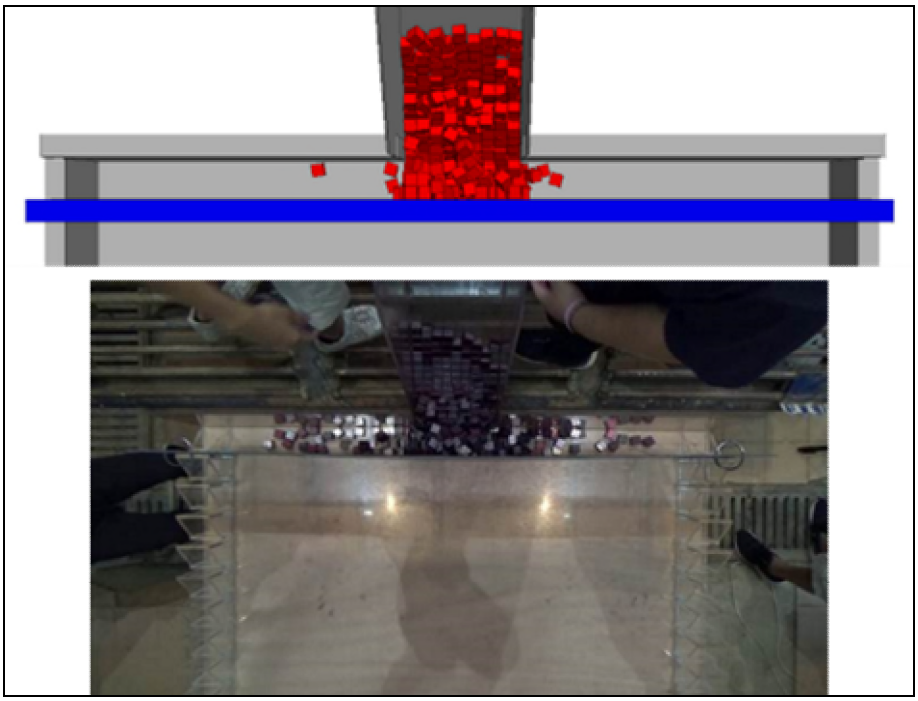


圖 3-6 12386-50-110.9-10 數值模擬與室內實驗結果比對

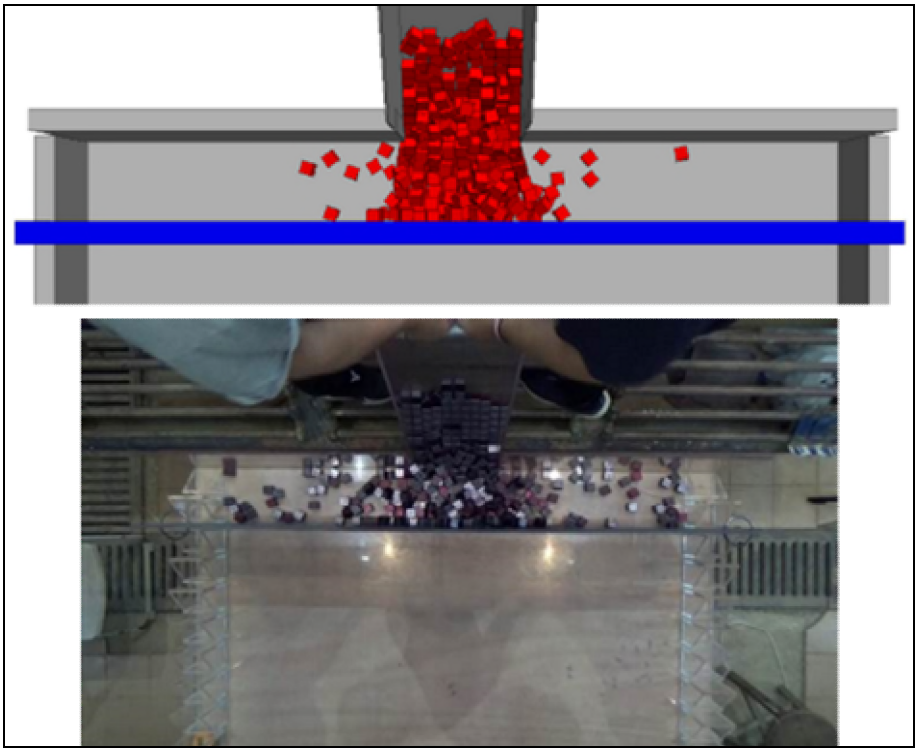


圖 3-7 12386-50-110.9-21 數值模擬與室內實驗結果比對

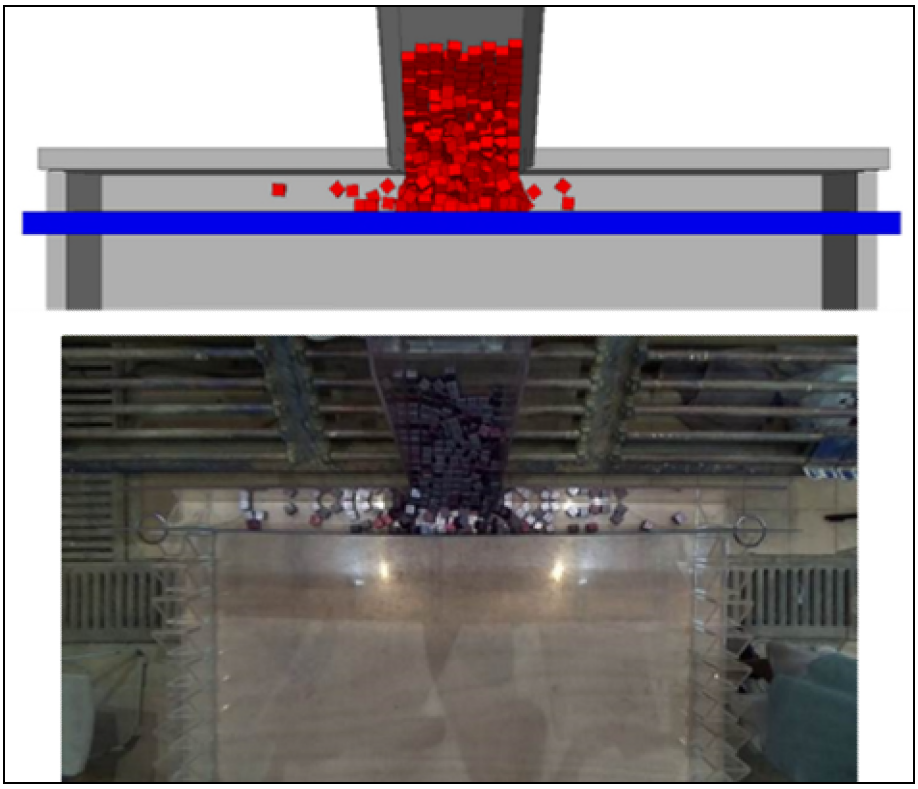


圖 3-8 12386-50-149.2-10 數值模擬與室內實驗結果比對

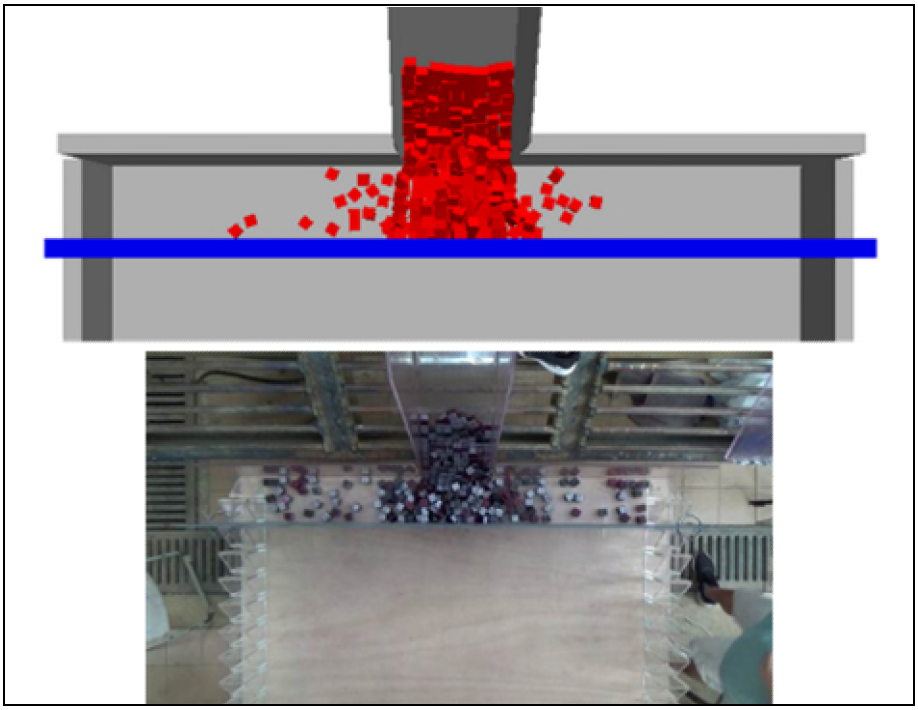


圖 3-9 12386-50-149.2-21 數值模擬與室內實驗結果比對

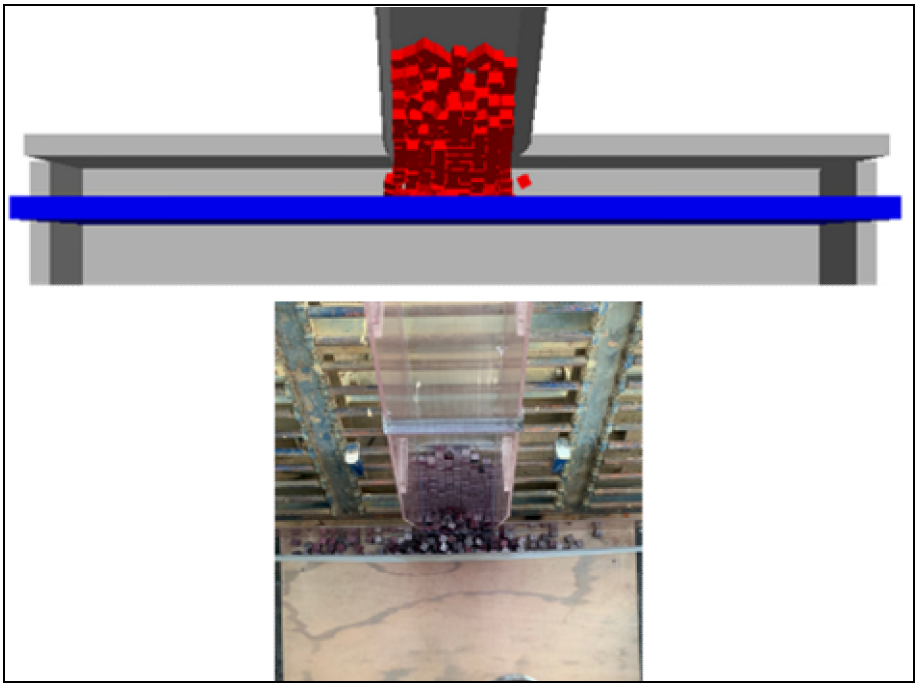


圖 3-10 12386-60-168.7-10 數值模擬與室內實驗結果比對

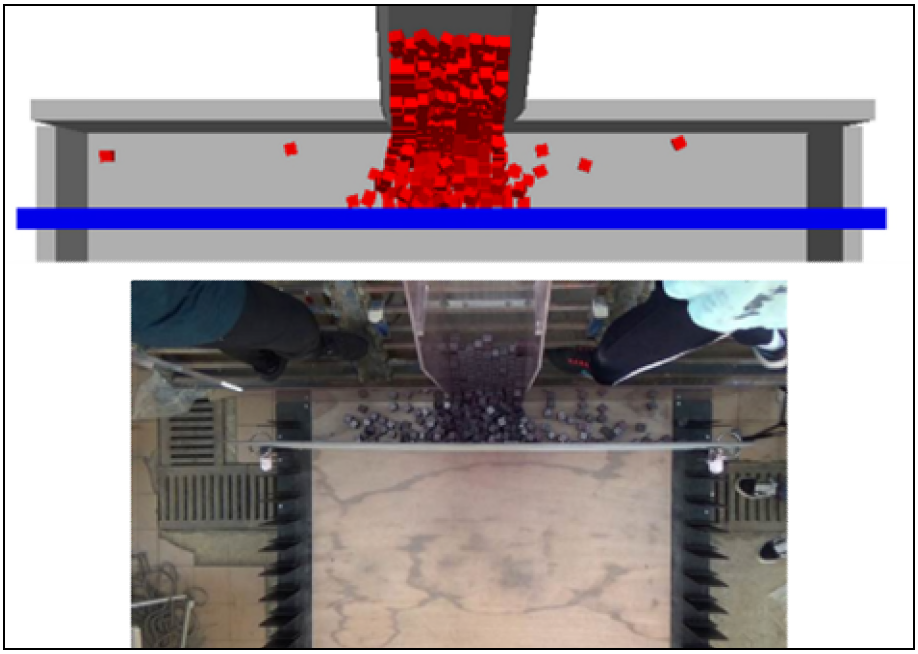


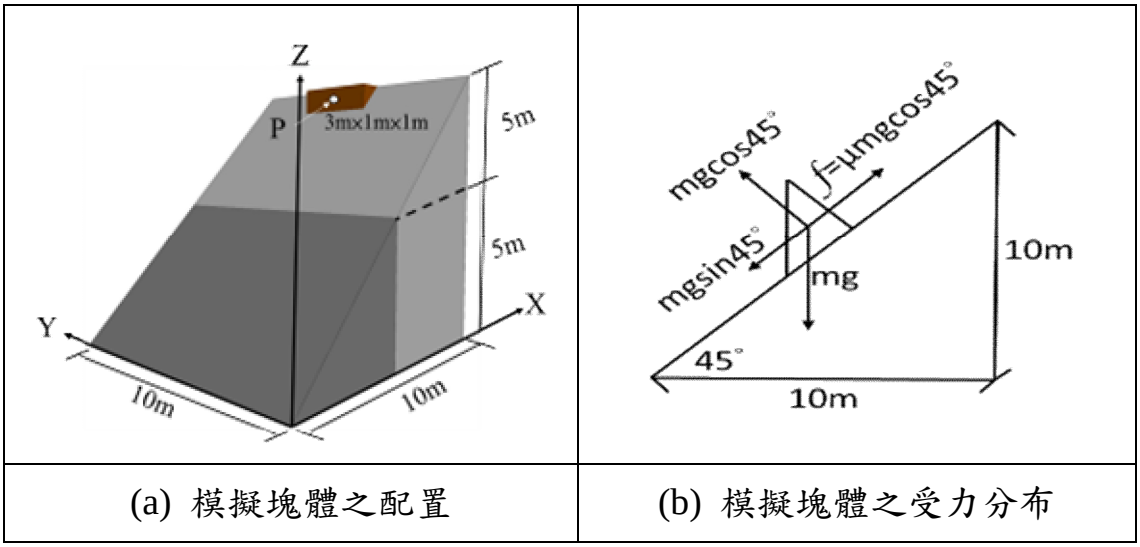
圖 3-11 12386-60-168.7-21 數值模擬與室內實驗結果比對

由於在模擬時所得到之結果與室內實驗結果有所差異，所以需進一步探討在模擬過程中之行為。在數值模擬運算時主要分成兩個計算，一是將塊體視為接觸摩擦並以摩擦力為主控，另一個則是以碰撞

為主控。

對於摩擦主控之模擬可以使用簡單斜坡滑動來探討，對此設定一個坡度 45°斜坡，並放置塊體使其滑落，透過計算實際值與模擬值即能知道若以摩擦主控之差異為何。

首先探討在理論情況下塊體滑動時之運動情形，在模型設計時設置一個長寬高皆為 10m 之斜坡，並在上面放置一個塊體(圖 3-12(a))，將下方塊體固定住，只有上方塊體(咖啡色)可以滑動，在模型參數設定則是將上半淺灰色塊體的摩擦角設定為 0°、下方深灰色塊體之摩擦角設為 30°，因此在模擬時可分為三個階段，第一階段為塊體沿著 45°坡面滑動，其間受到 30°摩擦力作用；第二階段為沿著 45°坡面滑動，期間不受任何摩擦力作用；最後離開坡面以自由落體形式掉落，其受力分布如圖 3-12(b)所示。



(a) 模擬塊體之配置　　(b) 模擬塊體之受力分布

圖 3-12 模擬塊體坡面滑動之示意圖

在垂直方向所受的力 Fz 可表示為：

$$F_z = m \times a_1 = \sin 45° (mg \sin 45° - \tan 30° mg \cos 45°) \quad (3\text{-}1)$$

所以在第一階段時所受到的加速度 a_{z1} 為：

$a_{z1} = \sin 45°((-10)\times\sin 45° - \tan 30°\times(-10)\times\cos 45°) = -2.1135\ (m/s^2)$。

在第一階段垂直向的速度$V_{z1} = \mathrm{V}_0 - 2.1135\times t$，$\mathrm{V}_0$=0 m/s，則垂直方向滑動距離為$5 = \frac{1}{2}\times(-2.1135)\times t_1^2$，因此可以推得在第一階段時之滑動時間為$t_1 = 2.175$ (sec)。第一階段結束時，垂直方向速度為-4.596 m/s。

當塊體滑動至第二階段位置時(圖 3-13(a))，即下方深灰色的區域時，塊體不會受到擦摩擦力影響。此階段的垂直向加速度為 a_{z2} 為5m/s，此時的初始速度為 V_{z1}=-4.596m/s，在第二階段時垂直方向之力為：

$$\mathrm{F} = m\times a_{z2} = \sin 45° mg \sin 45° \tag{3-2}$$

可以計算出垂直方向之加速度為$a_{z2} = -5m/s^2$，當外塊體在垂直方向滑動距離 S_{z2} 為 5m，即能藉由式 3-3 計算出塊體在第二階段滑動時所需的時間。

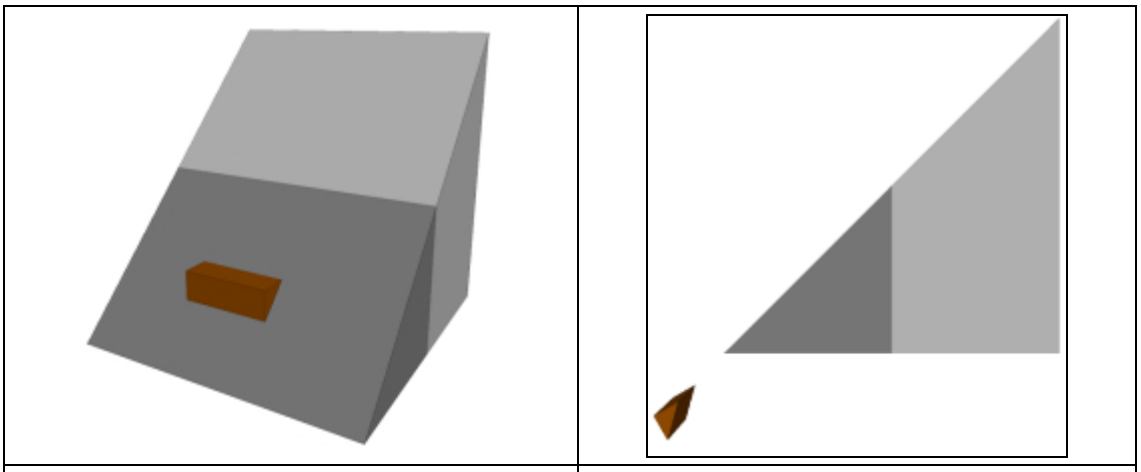
$$S_{z2} = V_{z1}\times t_2 + \frac{1}{2}a_{z2}t_2^2 \tag{3-3}$$

可知$t_2 = 0.7668$(sec)，塊體在第二階段滑動後之最終速度 V_{z2}=-4.596+(-5)×0.7667=-8.43(m/s)。

當塊體滑動最後以自由落體形式掉落時(圖 3-13(b))，則$a_{z3} = g = -10m/s^2$，$V_{z3} = \mathrm{V}_{z2} - 10\times(t - t_2 - t_1)$，$S_{z3} = -10 - \frac{1}{2}\times 10\times(t - t_2 - t_1)^2$。

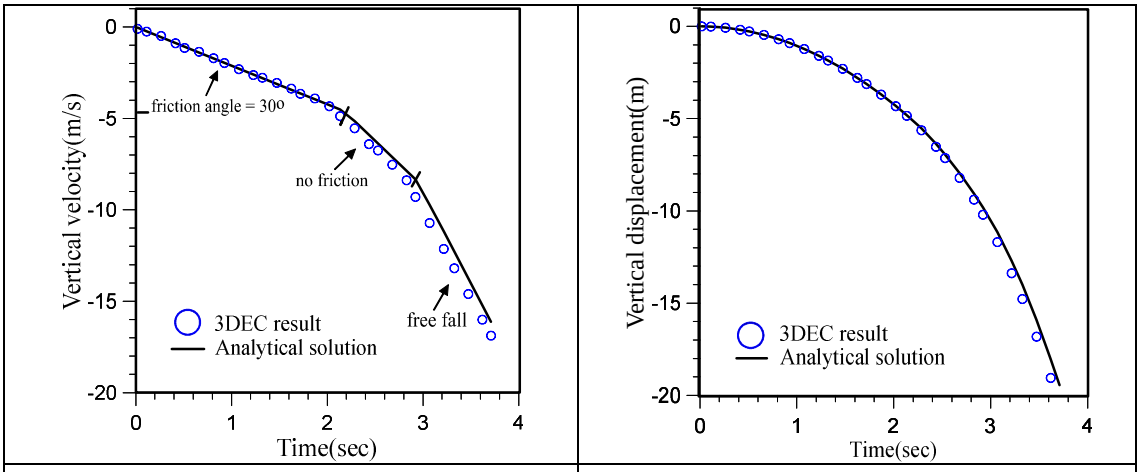
從模擬結果中，可以看到在第一階段塊體滑動與實際值相同，然而在進入第二階段以及第三階段時開始有所偏移(圖 3-14(a))，但是從位移圖中看起來差異並不大，推測為紀錄點設置時之位置與理論位置稍有偏差，所以導致在進入每個階段時都會稍有偏移，在模擬結束時

(t = 3.7sec)時理論值與實際值之差異約為 5%。因此對於摩擦力之可靠度驗證是與實際值接近，對此再進一步探討在塊體接觸時之接觸判斷，以及接觸後能量折減後與實際值之差異。



(a) 塊體滑落至第二階段　　(b) 塊體進入自由落體

圖 3-13 模擬塊體坡面滑動之示意圖



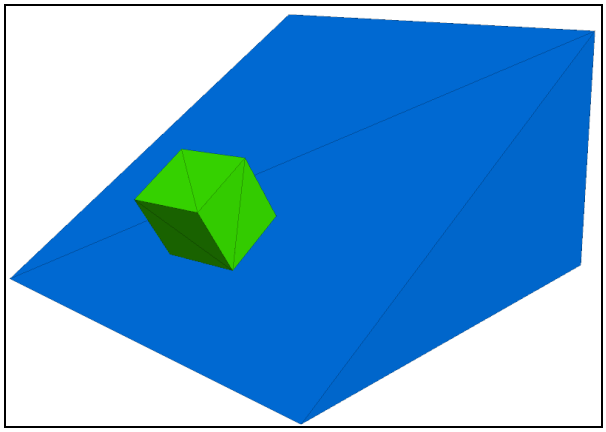
(a) 塊體滑落至第二階段　　(b) 塊體進入自由落體

圖 3-14 模擬結果與理論值對照

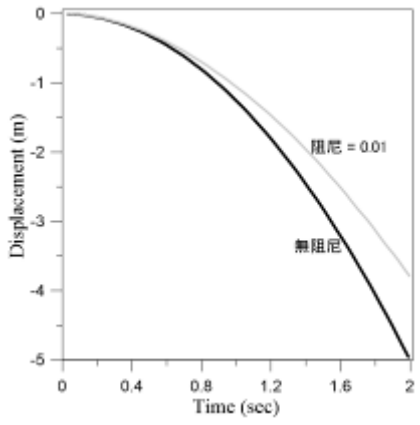
對於碰撞主控之模擬則需分兩部分探討。塊體在接觸時遵守牛頓第二運動定理，但是在模擬時是以完全彈性碰撞來表示其運動過程，對此需要加上阻尼使塊體在每次碰撞時會有能量損失，使模擬結果更貼近實際情形。在 3DEC 中阻尼有以下幾種：Viscous damping、Rayleigh damping、Local damping、以及 Contact damping。

由於 viscous 跟 local damping 主要是針對靜態分析，因此在模擬時不使用。在動態分析時主要會以 Rayleigh damping 以及 contact damping 來比較。

首先在 Rayleigh damping 方面，需要知道該節點在接觸時之面積、節點勁度以及上方滑動塊體質量。以一簡單模型(圖 3-15(a))做測試，上方塊體面積為 3.4m^2、勁度為 1x10^7、體積為 5.78m^3，密度為 2000kg/m^3，所得頻率為 8.6 cycle/second，並將此帶入模型中，以阻尼值 0.01 與沒有阻尼時比較其差異。結果如圖 3-15(a)所示，在模擬時只有觀察在垂直方向位移變化，從結果來看，當塊體滑動 2 秒時，沒有阻尼之塊體在垂直方向上移動 4.95 公尺，當加上 0.01 之 Rayleigh damping 後塊體在同樣時間內移動 3.79 公尺，少了 23.4%，也就是說在此設置下，塊體在滑動過程中的能量耗損就有 23.4%，此結果說明 Rayleigh damping 之使用會使塊體在滑動過程中有速度折減情況發生，但是在模擬中，主要是希望能降低減少碰撞時之能量。因此改用 contact damping 進行測試。



(a) Rayleigh damping 簡易測試



(b) 阻尼有無對滑動影響

圖 3-15 Rayleigh damping 測試結果

在使用 contact damping 時需要考慮 Betaffn、Betaffs、Betavvn、Betavvs、Betaven、Betaves、Betavfn、Betavfs、Betaeen、Betaees、Betaefn、Betaefs 等參數，參數意義是在 3DEC 中接觸判定衍生而來，接觸判定分為面對面、點對點、點對邊、點對面、邊對邊、邊對面對於垂直向以及水平向之阻尼設定，由於此處僅需對於垂直作用力作折減，不考慮水平剪力，所以將上述參數分別設為 0.01 與 0，並進行 Rayleigh 相同之滑動測試，結果顯示(圖 3-16)其在滑動時垂直方向位移為相同。

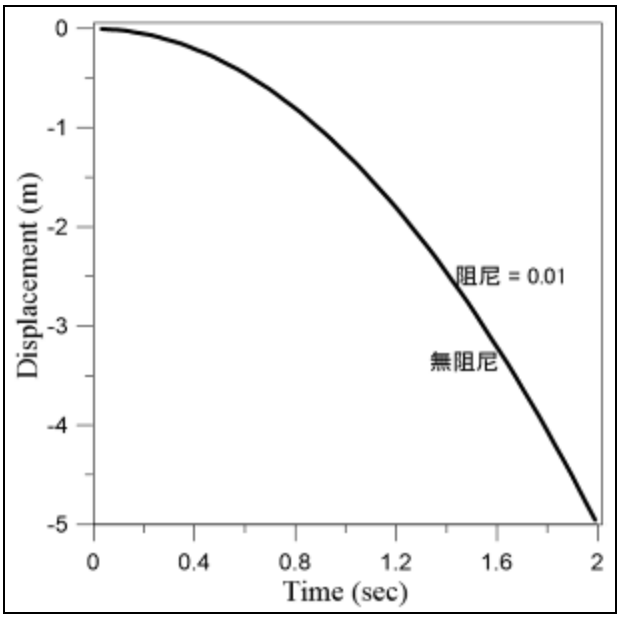
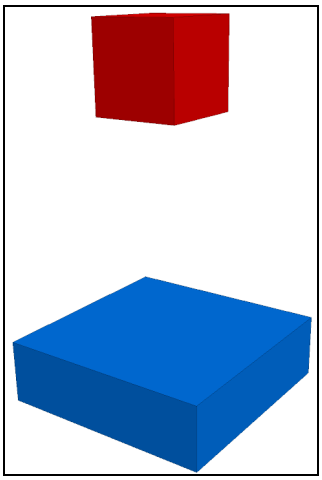


圖 3-16 contact damping 有無阻尼對於滑動之影響

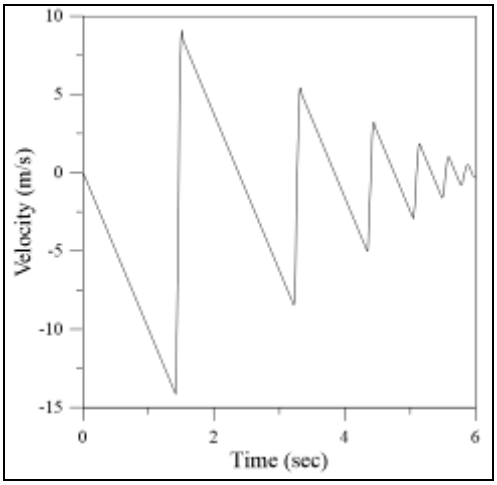
在確定 contact damping 在滑動時並無任何能量損耗後，下一步則是檢驗 contact damping 在碰撞後之能量折減表現，對此另外設置一簡易模型，上方塊體為 4 m × 4 m × 4 m，模擬塊體由高度 10m 垂直落下(圖 3-17(a))，並撞擊到下方大小為 10 m × 10 m × 3m 塊體，觀測其撞擊後之最高速度來驗證 contact damping 在撞擊後之折減情形。若阻尼設定在 0.01 時，塊體在撞擊前最高速度為-14.14m/s，撞擊後(圖 3-17(b))之彈起最高速度為 9.09m/s，從結果可知，在此設置下可以達

到當初所預期之效果，在滑動時並不會對塊體有所影響，但是在碰撞時才會對塊體能量有所折減。

綜整上述可知，3DEC 在計算摩擦損耗時有較好之表現，若是模擬滑動主控之類型能得到較好結果，但若是模擬碰撞主控，所得之結果會差異較大。



(a) 垂直落下撞擊測試



(b) contact damping 0.01 結果

圖 3-17 contact damping 在碰撞後之能量折減表現

第二節　崩塌形成堰塞壩之室內物理模型實驗

三、室內實驗結果

本計畫今年度完成 22 組崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗，結合去年所完成之 54 組，共計 76 組室內實驗結果。實驗組數編號按照崩塌塊體體積V_L、邊坡坡度θ_S、崩塌落高H_L及河道寬度B_W之順序排列，即$V_L-\theta_S-H_L-B_W$。其實驗組數與量測結果列於表 3-4。

表 3-4 76 組崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗結果列表

組數	編號	崩塌水平距離 L_L (cm)	崩塌塊體水平運動距離 B_{max} (cm)	崩塌最小堆積高度 $H_{D_{min}}$ (cm)	河道堆積體積 V_D (cm^3)	邊坡殘存體積 V_R (cm^3)	崩塌孔隙率 n (%)
1	3539-40-72.51-10	86.4	58.56	4.1	1970.4	3803.6	39
2	3539-40-72.51-21	86.4	58.56	4.0	3570.1	1675.0	33
3	3539-40-104.65-10	124.7	84.51	3.6	1533.1	4176.1	38
4	3539-40-104.65-21	124.7	84.51	3.6	5626.4	1945.6	53
5	3539-50-86.41-10	72.5	78.15	5.6	2750.3	2529.5	33
6	3539-50-86.41-21	72.5	78.15	4.9	3838.2	1578.2	35
7	3539-50-124.71-10	104.6	112.78	7.8	2200.6	2964.2	31
8	3539-50-124.71-21	104.6	112.78	6.4	5338.9	1306.8	47
9	3539-60-97.69-10	56.4	81.51	5.8	3216.4	1745.5	29
10	3539-60-97.69-21	56.4	81.51	6.4	5338.9	633.4	41
11	3539-60-140.99-10	81.4	117.63	9.1	3380.9	1935.1	33
12	3539-60-140.99-21	81.4	117.63	6.1	7510.8	325.1	55
13	6193-40-78.7-10	93.8	63.54	8.9	3474.4	4736.4	25
14	6193-40-78.7-21	93.8	63.5	5.9	6019.5	3574.1	35
15	6193-40-78.7-32	93.8	63.5	5.3	7546.3	2547.7	39
16	6193-40-110.8-10	132.1	89.5	4.8	1532.9	6647.5	24
17	6193-40-110.8-21	132.1	89.5	5.4	6482.8	3183.8	36

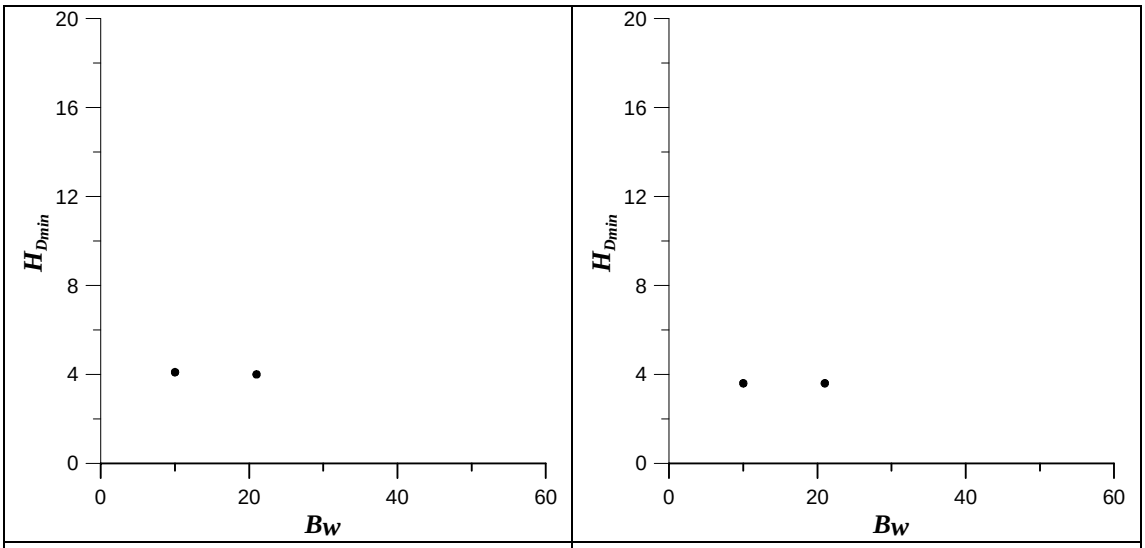
組數	編號	崩塌水平距離 L_L (cm)	崩塌塊體水平運動距離 B_{max} (cm)	崩塌最小堆積高度 $H_{D_{min}}$ (cm)	河道堆積體積 V_D (cm^3)	邊坡殘存體積 V_R (cm^3)	崩塌孔隙率 n (%)
18	6193-40-110.8-32	132.1	89.5	5.1	6920.4	3187.3	39
19	6193-50-93.76-10	78.7	84.8	11.5	4478.2	3054.5	18
20	6193-50-93.76-21	78.7	84.8	5.0	5865.1	1993.2	21
21	6193-50-93.76-32	78.7	84.8	6.0	9035.5	296.2	34
22	6193-50-132.1-10	110.8	119.4	5.8	3613.7	4438.0	23
23	6193-50-132.1-21	110.8	119.4	6.5	5994.5	2464.3	27
24	6193-50-132.1-32	110.8	119.4	5.3	9013.4	0.00	31
25	6193-60-106-10	61.2	88.4	12.0	4843.1	3022.8	21
26	6193-60-106-21	61.2	88.4	10.0	7610.4	1610.0	33
27	6193-60-106-32	61.2	88.4	6.7	9199.2	632.7	37
28	6193-60-149.3-10	86.2	124.6	14.0	4170.7	4439.2	28
29	6193-60-149.3-21	86.2	124.6	7.0	7933.3	2185.7	39
30	9732-40-86.9-10	103.6	70.2	12.5	5888.7	8760.7	34
31	9732-40-86.9-21	103.6	70.2	8.8	10478.2	5385.0	39
32	9732-40-86.9-32	103.6	70.2	3.2	12569.4	3974.2	41
33	9732-40-119-10	141.9	96.1	8.6	6859.0	9135.6	39
34	9732-40-119-21	141.9	96.1	5.1	12423.0	5445.2	46
35	9732-40-119-32	141.9	96.1	6.2	9831.3	8194.3	46
36	9732-50-103.6-10	86.9	93.7	14.0	6007.1	7890.5	30
37	9732-50-103.6-21	86.9	93.7	12.7	8999.3	4926.3	30
38	9732-50-103.6-32	86.9	93.7	7.2	11275.4	2697.1	30
39	9732-50-103.6-43	86.9	93.7	7.0	12763.5	2163.4	35
40	9732-50-141.9-10	119.0	128.3	14.8	6889.5	7868.9	34
41	9732-50-141.9-21	119.0	128.3	7.3	10845.2	4137.4	35
42	9732-50-141.9-32	119.0	128.3	6.0	13143.2	2082.4	36
43	9732-60-117.1-10	67.6	97.7	18.3	8226.8	6936.2	36
44	9732-60-117.1-21	67.6	97.7	13.5	11013.4	4993.4	39
45	9732-60-117.1-32	67.6	97.7	6.1	13525.2	2307.0	39
46	9732-60-160.4-10	92.6	133.8	18.5	5508.3	5893.3	15

組數	編號	崩塌水平距離 L_L (cm)	崩塌塊體水平運動距離 B_{max} (cm)	崩塌最小堆積高度 $H_{D_{min}}$ (cm)	河道堆積體積 V_D (cm^3)	邊坡殘存體積 V_R (cm^3)	崩塌孔隙率 n (%)
47	9732-60-160.4-21	92.6	133.8	9.1	7427.9	4614.4	19
48	9732-60-160.4-32	92.6	133.8	9.8	10168.4	2163.9	21
49	12386-40-93.1-10	110.9	75.2	17.3	6858.0	7995.9	17
50	12386-40-93.1-21	110.9	75.2	9.4	12372.5	6267.5	34
51	12386-40-93.1-32	110.9	75.2	6.3	15172.4	4724.8	38
52	12386-40-125.2-10	149.2	101.1	15.8	6384.5	11606.3	31
53	12386-40-125.2-21	149.2	101.1	8.5	10902.4	8120.5	35
54	12386-40-125.2-32	149.2	101.1	4.8	16127.2	3954.6	38
55	12386-40-125.2-43	149.2	101.1	4.8	20721.7	2848.0	47
56	12386-40-125.2-54	149.2	101.1	4.2	26044.2	1237.1	55
57	12386-50-110.9-10	93.1	100.3	19.3	9072.1	7312.4	24
58	12386-50-110.9-21	93.1	100.3	10.5	13238.9	4949.8	32
59	12386-50-110.9-32	93.1	100.3	10.5	14520.0	3716.1	32
60	12386-50-110.9-43	93.1	100.3	7.7	18496.5	1731.3	39
61	12386-50-110.9-54	93.1	100.3	5.0	20014.6	308.7	39
62	12386-50-149.2-10	125.2	135.0	13.4	5635.8	11115.2	26
63	12386-50-149.2-21	125.2	135.0	13.4	12728.1	5783.3	33
64	12386-50-149.2-32	125.2	135.0	9.7	15698.5	3841.3	37
65	12386-50-149.2-43	125.2	135.0	6.9	20434.9	1249.5	43
66	12386-50-149.2-54	125.2	135.0	5.5	25832.0	636.0	53
67	12386-60-125.4-10	72.4	104.6	18.3	6933.7	8412.3	19
68	12386-60-125.4-21	72.4	104.6	24.7	12710.0	5080.5	30
69	12386-60-125.4-32	72.4	104.6	9.1	13436.3	4211.1	30
70	12386-60-125.4-43	72.4	104.6	9.7	15340.3	2446.2	30
71	12386-60-125.4-54	72.4	104.6	9.1	17480.3	2065.2	37
72	12386-60-168.7-10	97.4	140.8	13.6	7671.2	10254.8	31
73	12386-60-168.7-21	97.4	140.8	12.0	14483.6	5312.9	37
74	12386-60-168.7-32	97.4	140.8	11.2	17425.1	2765.8	39
75	12386-60-168.7-43	97.4	140.8	11.0	17386.7	3141.8	40

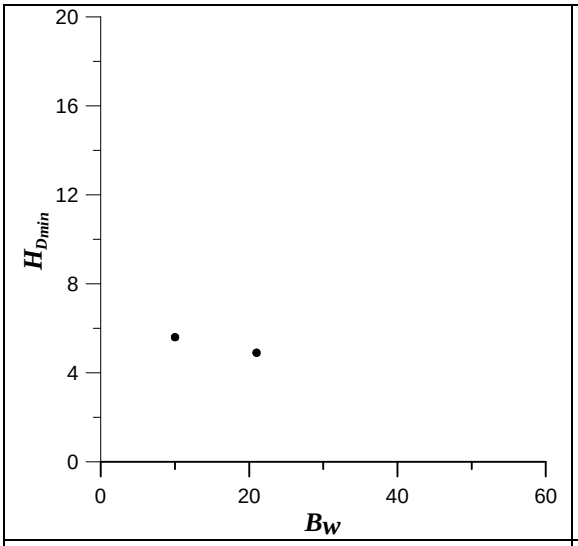
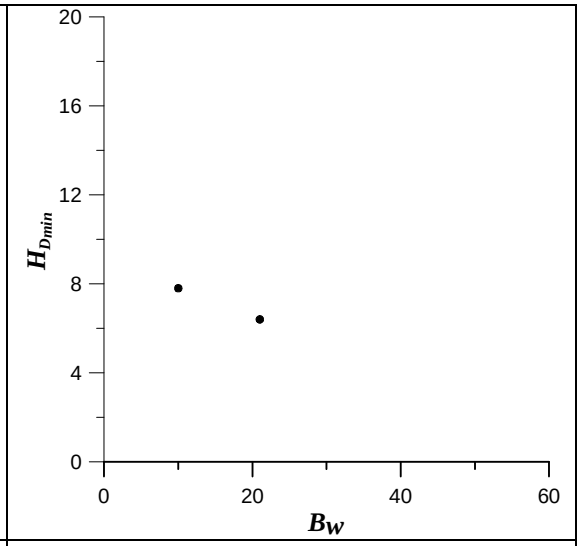
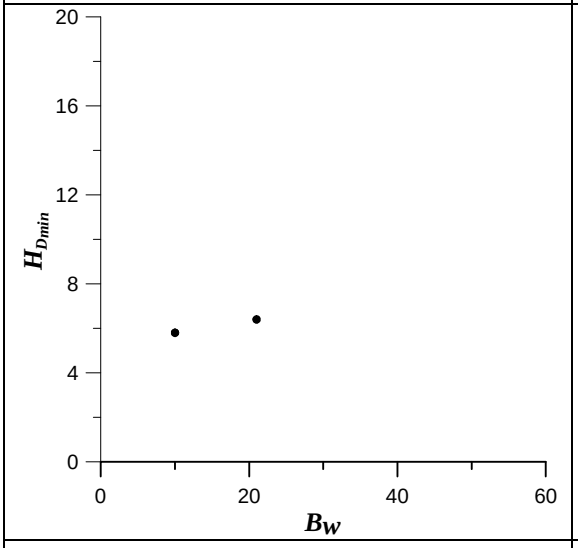
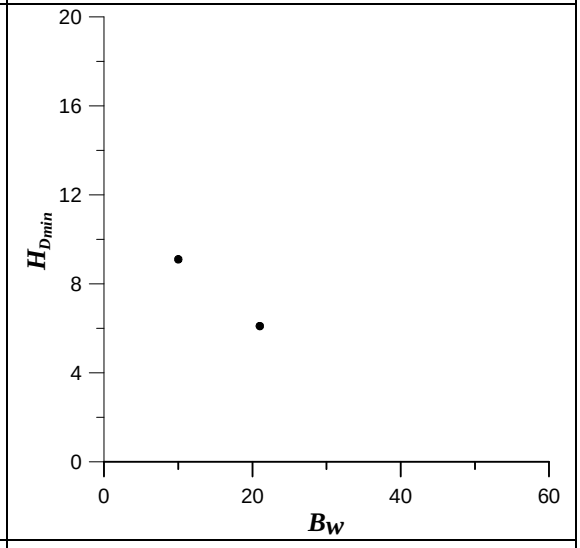
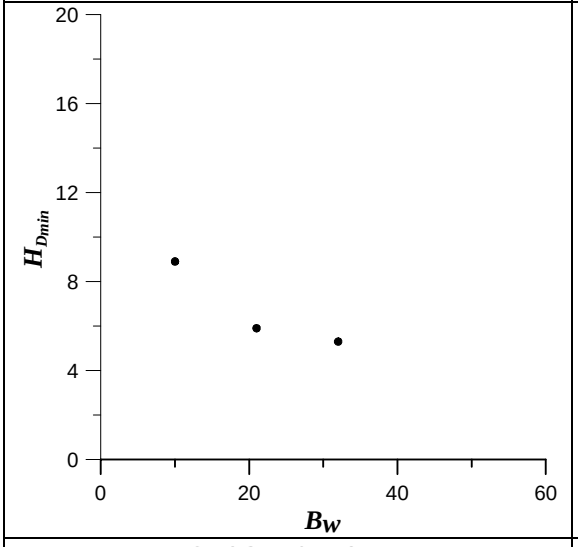
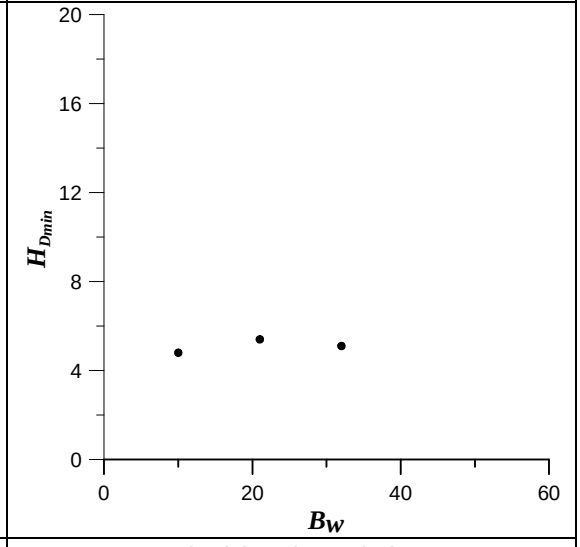
組數	編號	崩塌水平距離 L_L (cm)	崩塌塊體水平運動距離 $B_{\max}$ (cm)	崩塌最小堆積高度 $H_{D_{\min}}$ (cm)	河道堆積體積 V_D (cm^3)	邊坡殘存體積 V_R (cm^3)	崩塌孔隙率 n (%)
76	12386-60-168.7-54	97.4	140.8	7.0	22447.8	2787.4	51

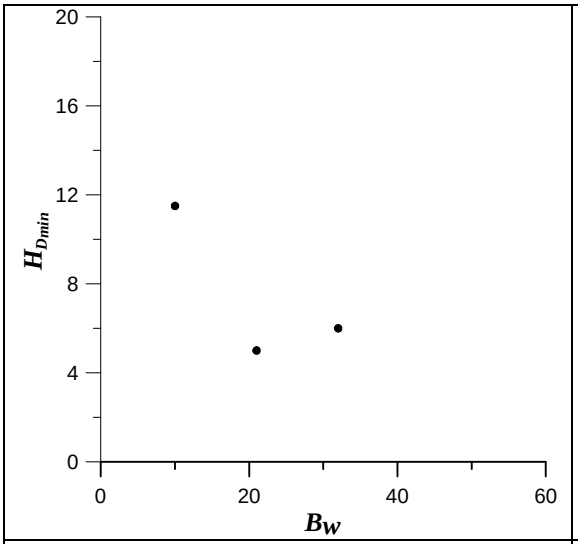
(一) 壩體高度變化

根據表 3-2 之實驗量測結果，相同崩塌塊體體積V_L與邊坡坡度θ_S條件下，隨著河道寬度B_W增加，崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$隨之減小；而在固定河道寬度B_W時，隨著崩塌塊體體積V_L增加，崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$亦隨之增大(圖 3-18)，與 Chen et al. (2021)使用渥太華標準砂之實驗結果規律相符，表示河道寬度B_W、崩塌土體體積V_L及塊體崩塌水平運動距離$B_{\max}$能影響崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$之變化。

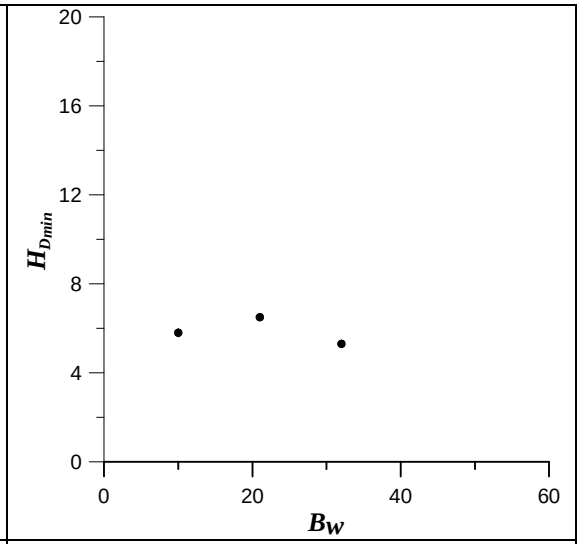


3539-40-72.51	3539-40-104.65

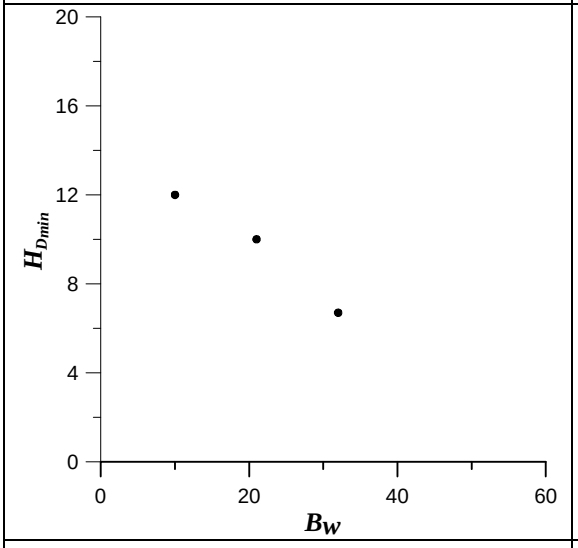
	
3539-50-86.41	3539-50-124.71
	
3539-60-97.69	3539-60-140.99
	
6193-40-78.7	6193-40-110.8



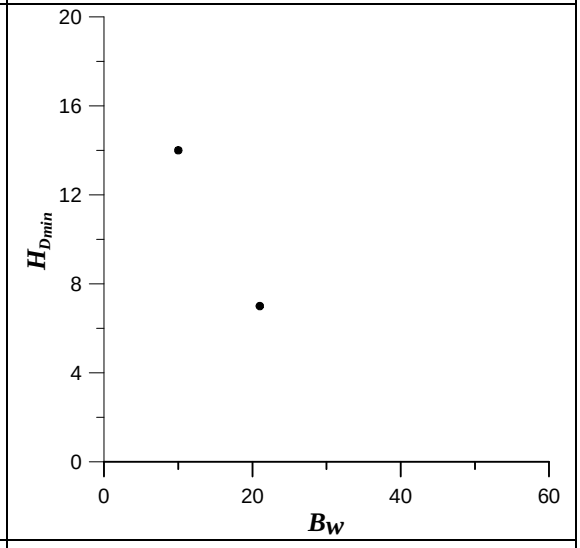
6193-50-93.8



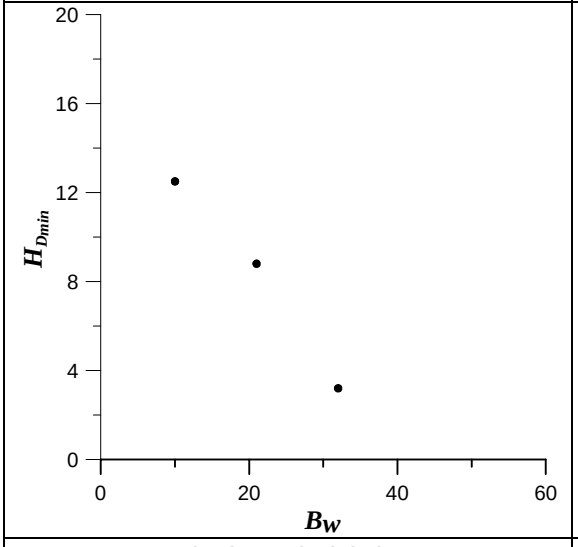
6193-50-132.1



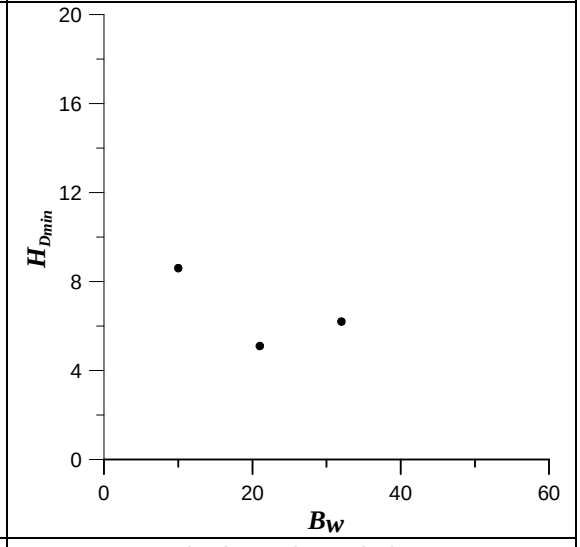
6193-60-106.0



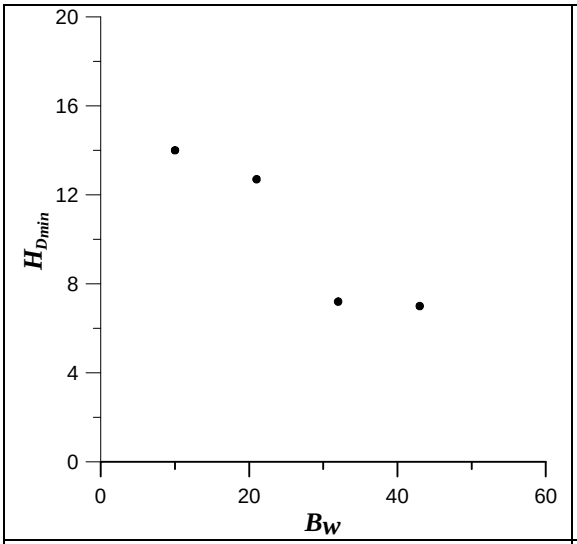
6193-60-149.3



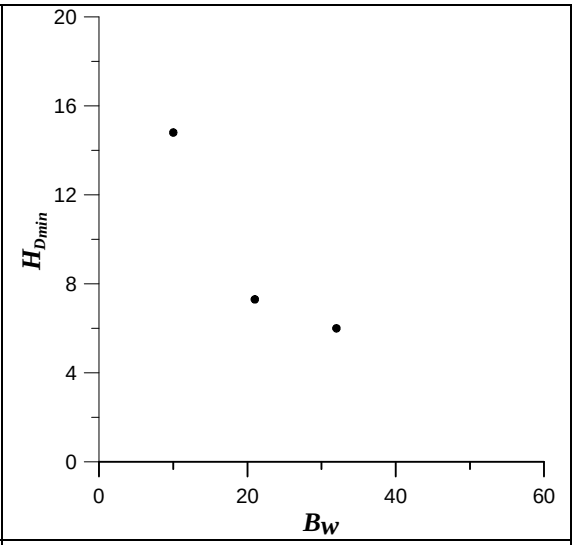
9732-40-86.9



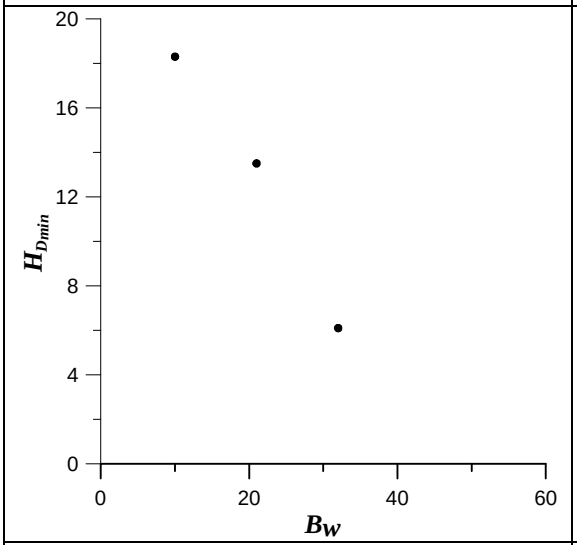
9732-40-119.0



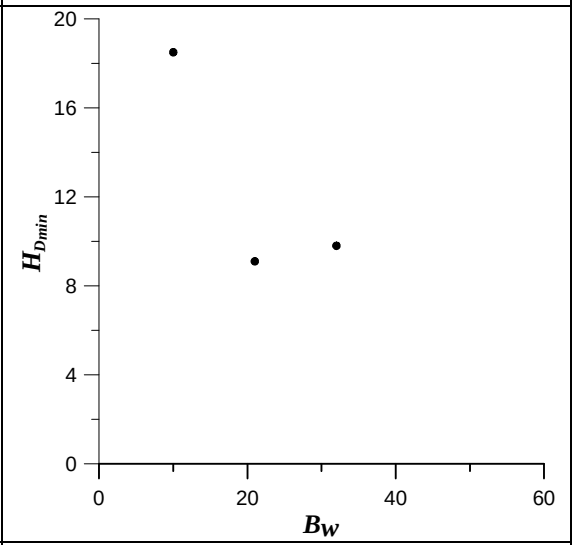
9732-50-103.6



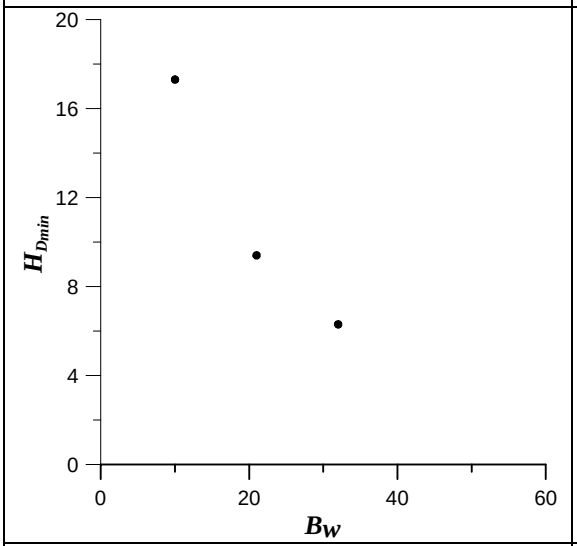
9732-50-141.9



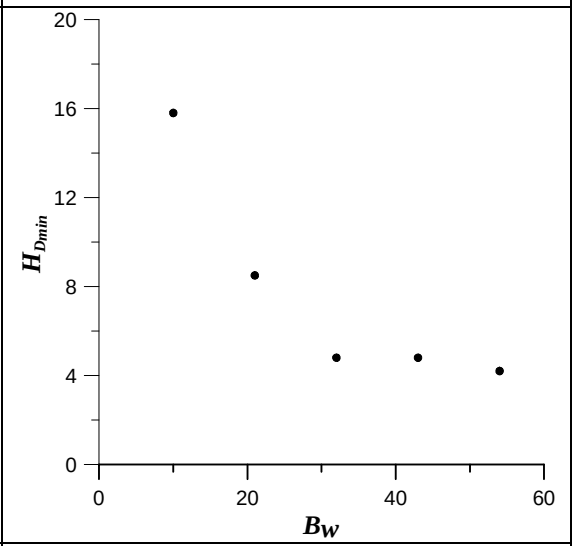
9732-60-117.1



9732-60-160.39



12386-40-93.1



12386-40-125.2

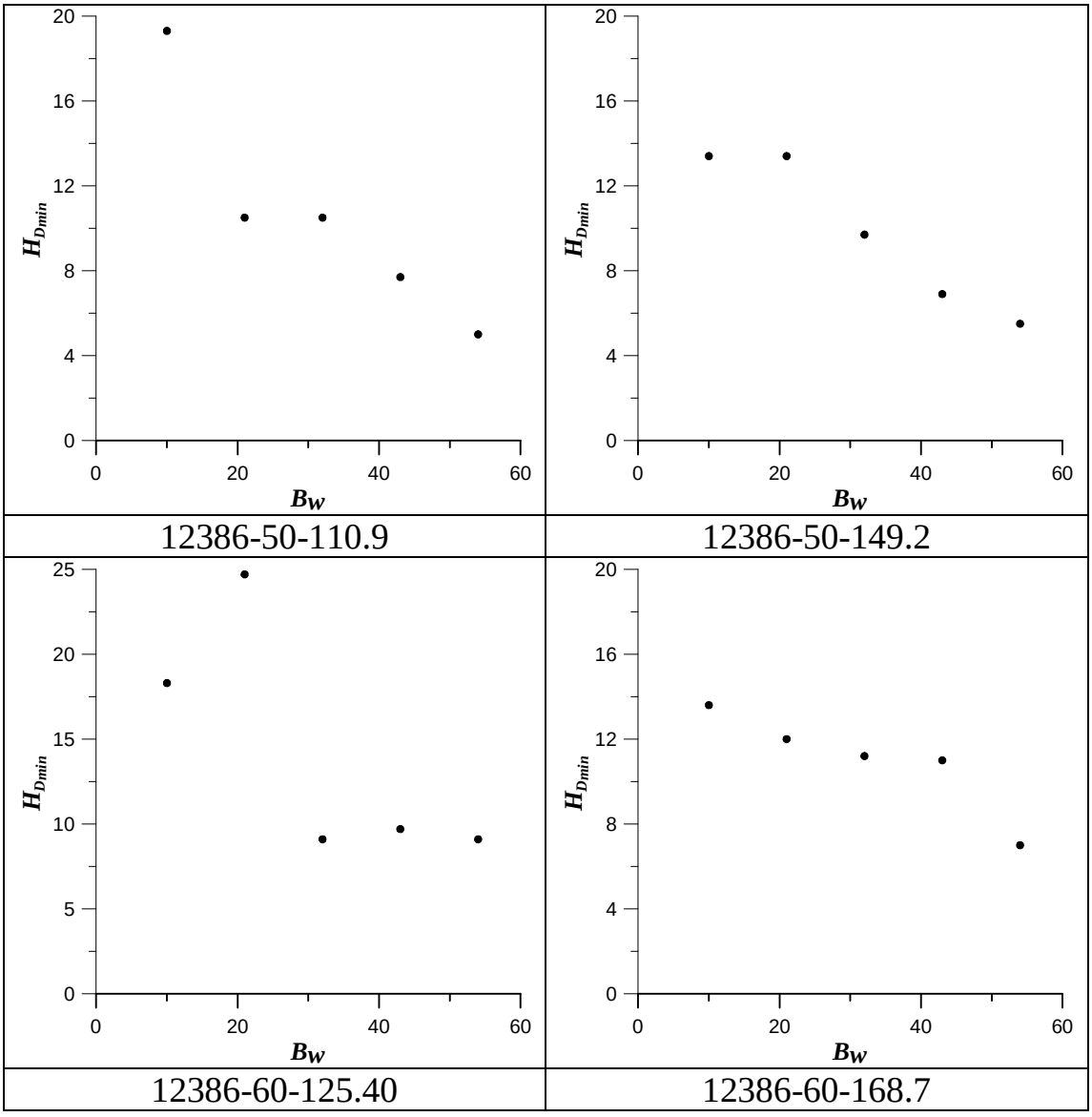


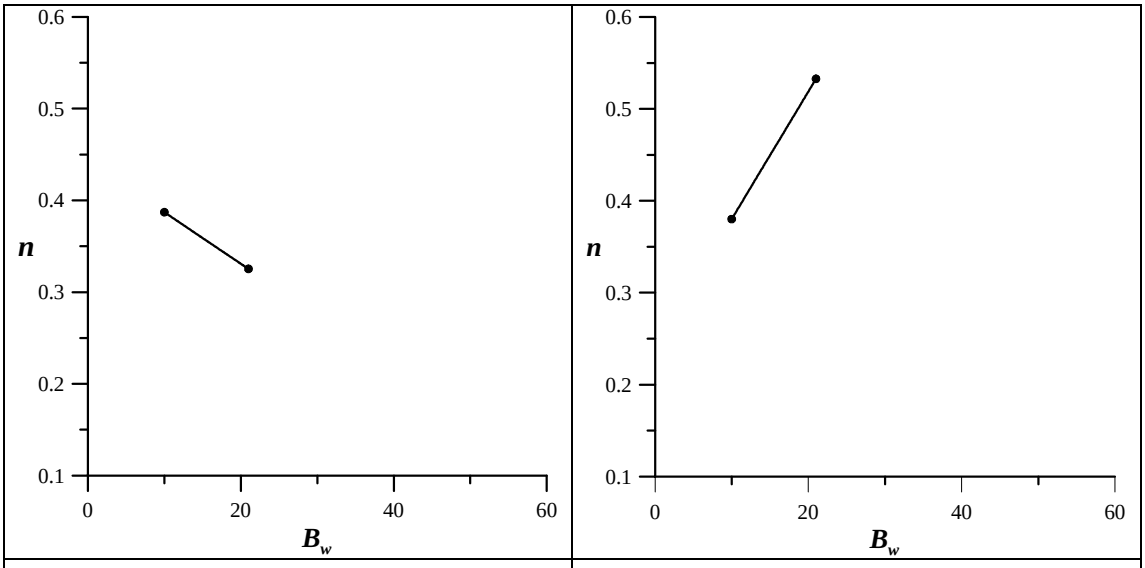
圖 3-18 不同實驗組數下，崩塌最小堆積高度變化與河道寬度變化之關係

(二) 體積變化

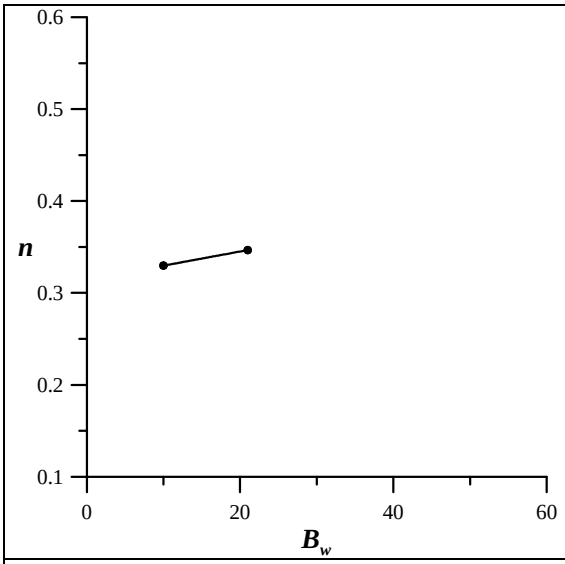
崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗中，崩塌塊體體積V_L堆積於河道後，可區分為河道堆積體積V_D與邊坡殘存體積V_R，由於崩塌塊體崩落後，不論是河道堆積體積V_D與邊坡殘存體積V_R，孔隙率n均會增加，因此可將崩塌後之孔隙率n進行計算：

$$n=\frac{(V_D+V_R)-V_L}{(V_D+V_R)}\times 100\% \quad (3\text{-}4)$$

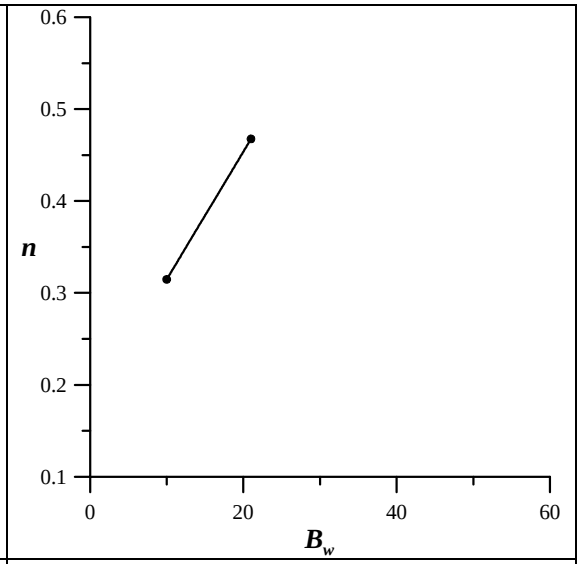
由孔隙率n計算結果與河道寬度B_W進行對比可知(表 3-4)，相同崩塌塊體體積V_L與邊坡坡度θ_S條件下，隨著河道寬度B_W增加，崩塌後孔隙率n隨之增加；而在固定河道寬度B_W時，較大崩塌落高H_L之孔隙率n均大於較小崩塌落高H_L之組數(圖 3-19)，表示由於較大崩塌落高H_L所產生之位能-動能轉換比較小崩塌落高H_L所產生之位能-動能轉換大，崩塌塊體運動較遠，擴散較大，因而形成較大之孔隙率n。因此可確定崩塌塊體形成堰塞壩之河道堆積體積V_D隨河道寬度增加而增加，邊坡殘存體積V_R隨河道寬度增加而減少(圖 3-20)。



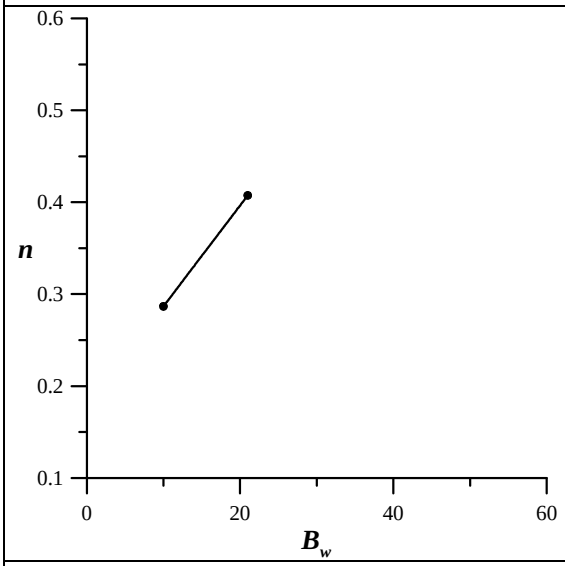
3539-40-72.51	3539-40-104.65



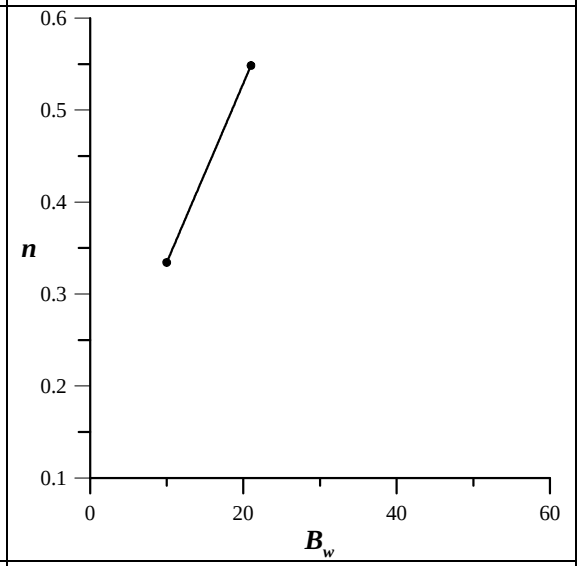
3539-50-86.41



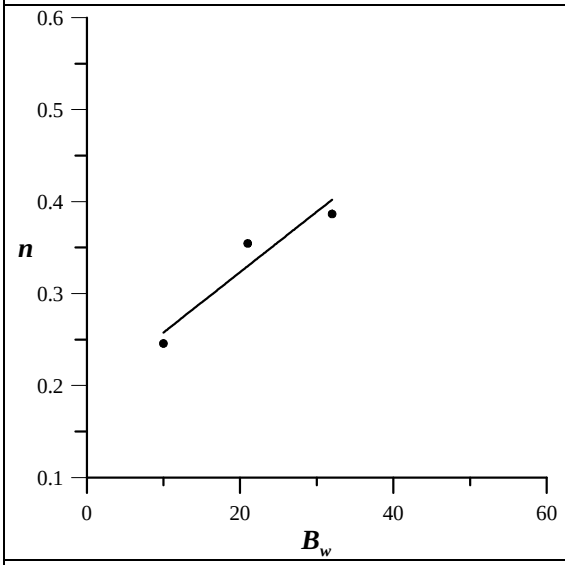
3539-50-124.71



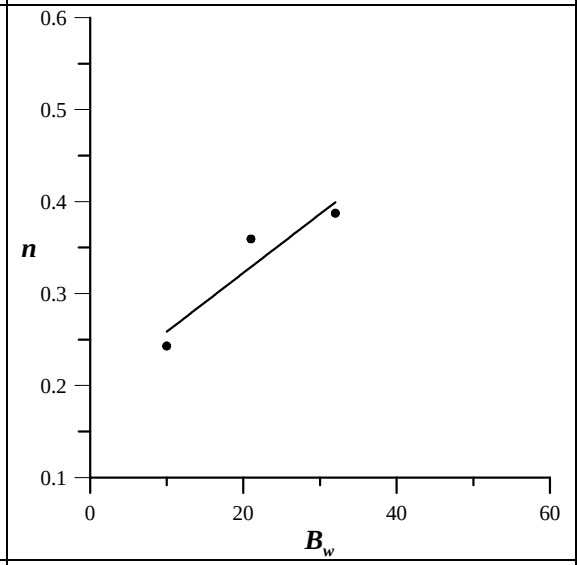
3539-60-97.69



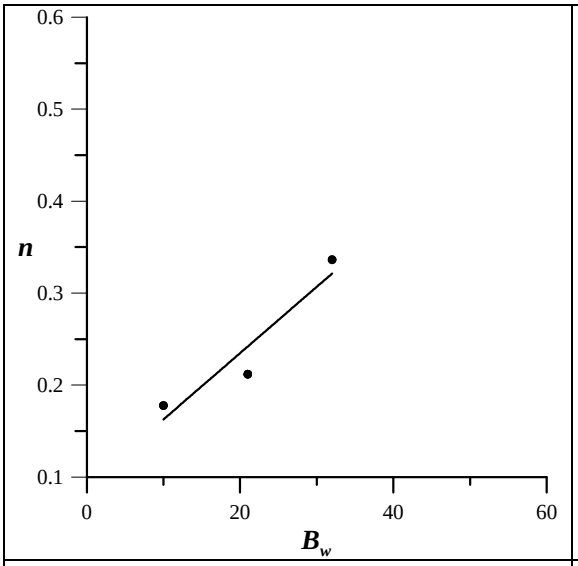
3539-60-140.99



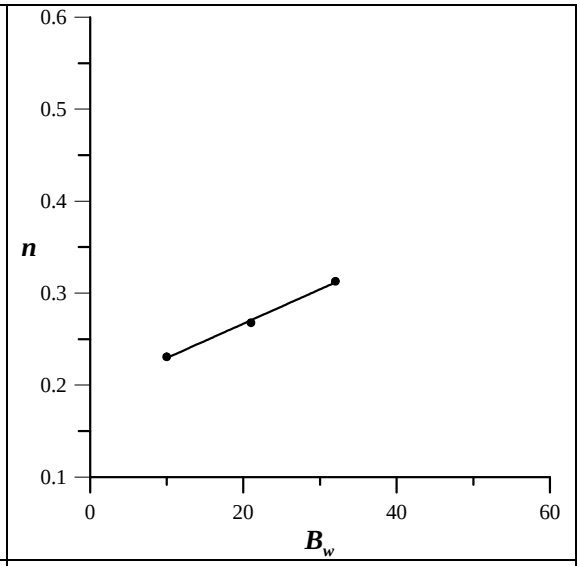
6193-40-78.7



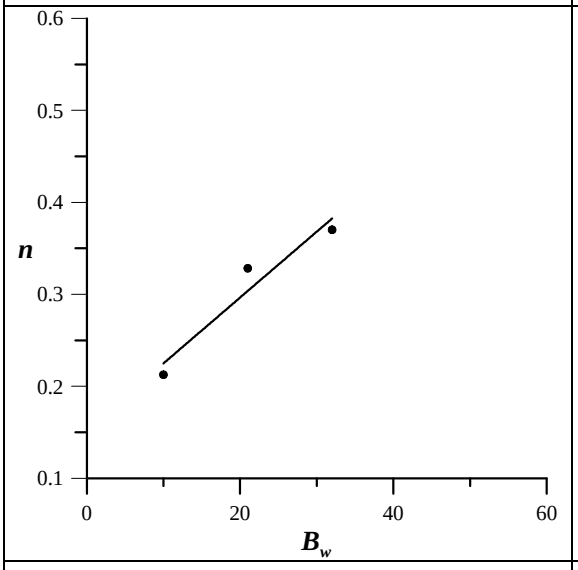
6193-40-110.8



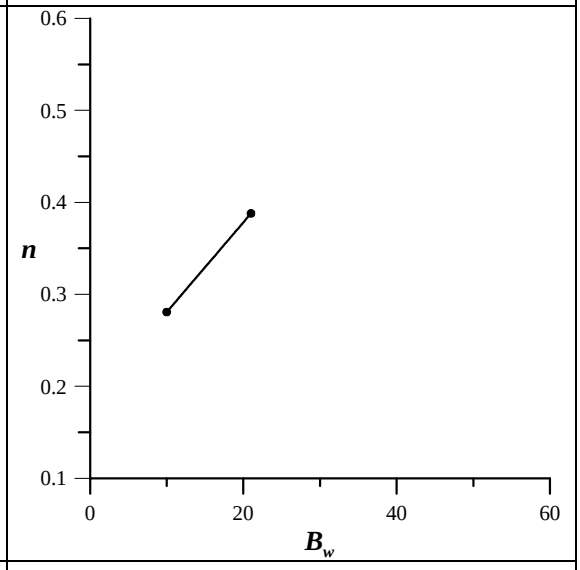
6193-50-93.8



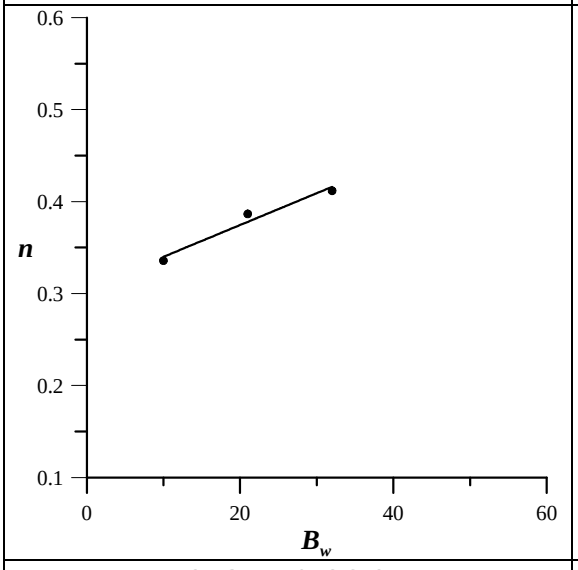
6193-50-132.1



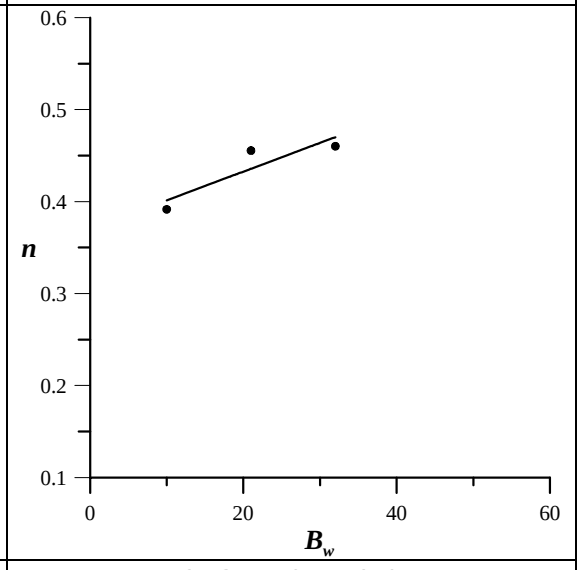
6193-60-106.0



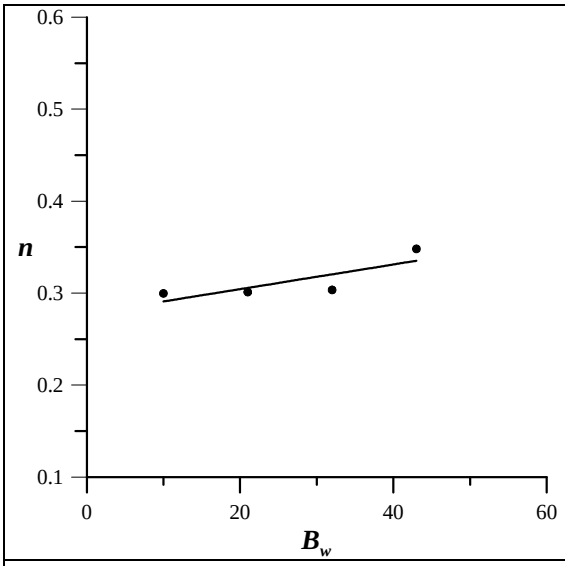
6193-60-149.3



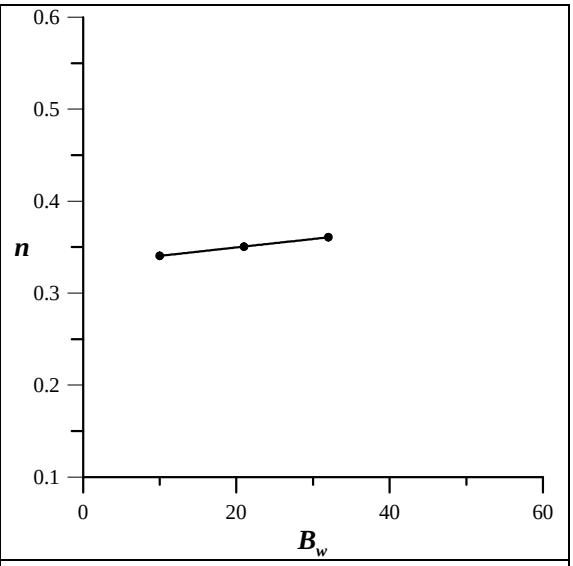
9732-40-86.9



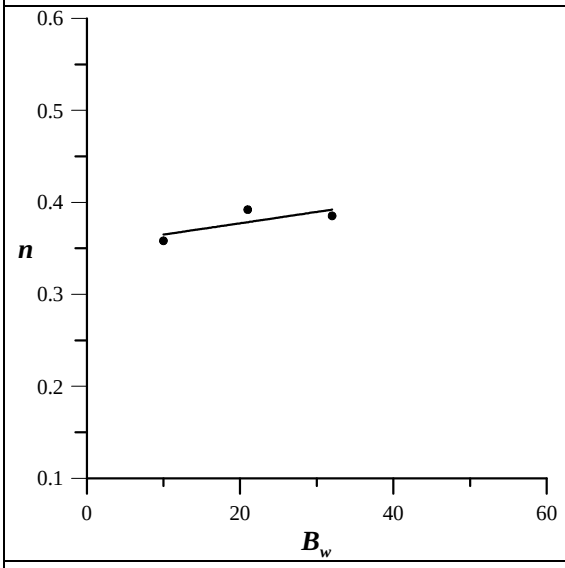
9732-40-119.0



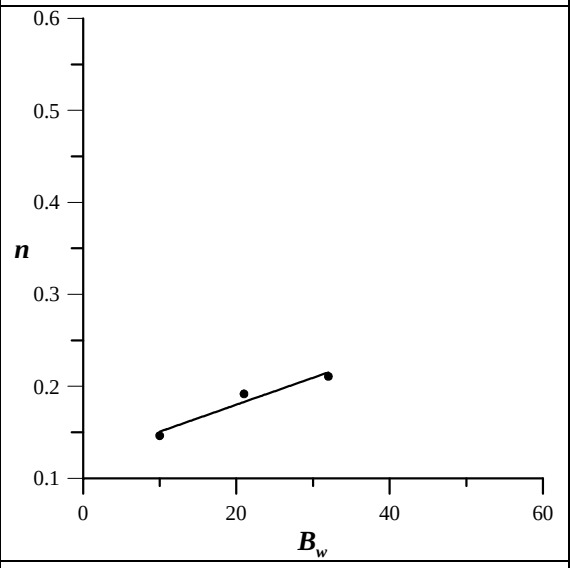
9732-50-103.6



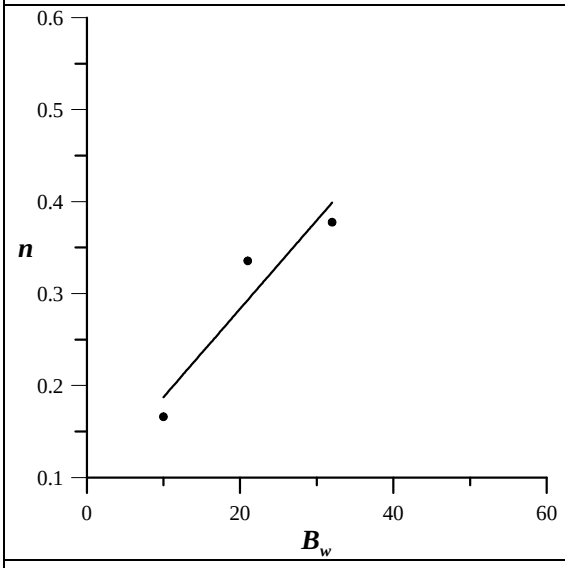
9732-50-141.9



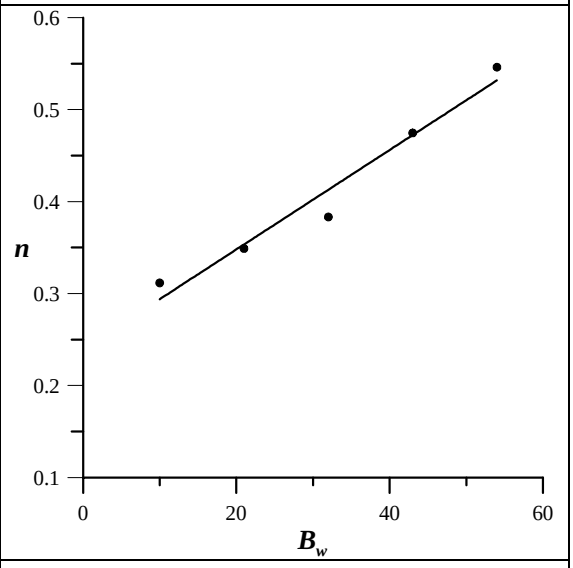
9732-60-117.1



9732-60-160.39



12386-40-93.1



12386-40-125.2

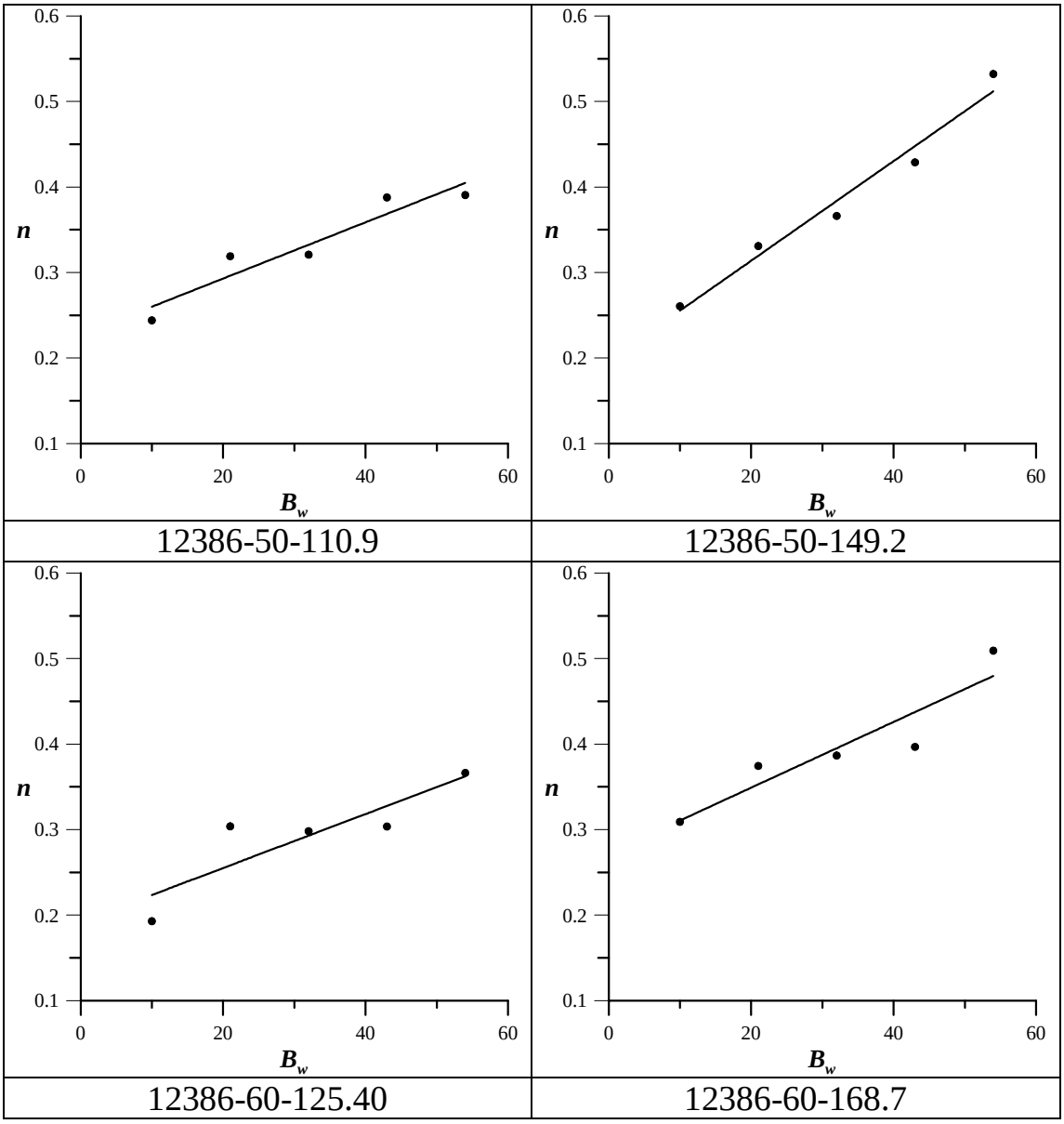


圖 3-19 不同實驗組數下，塊體崩塌前後孔隙率變化與河道寬度變化之關係

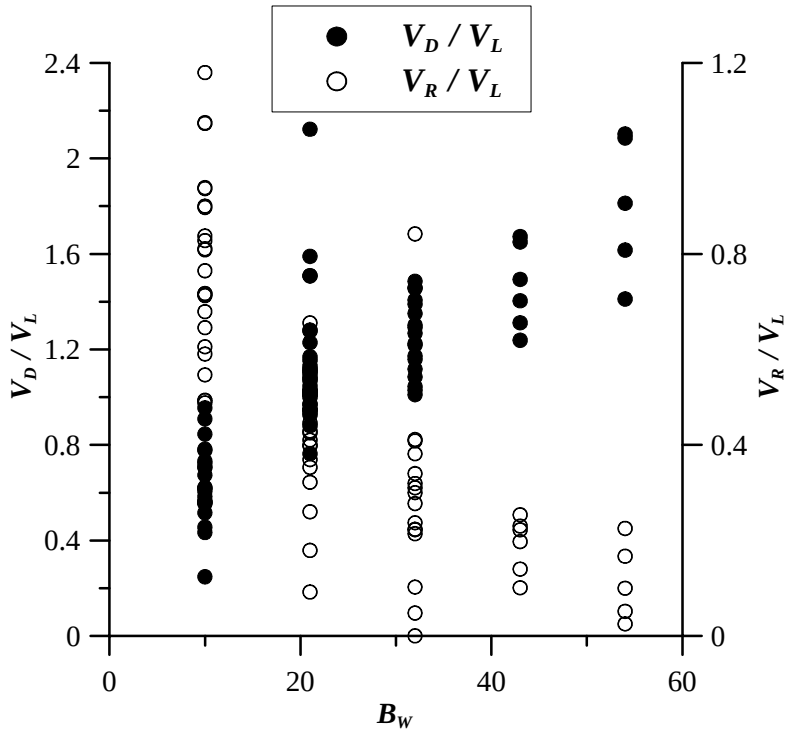


圖 3-20 不同實驗組數下，崩塌體積、河道堆積體積與邊坡殘存體積之關係

四、無因次堰塞壩形成評估方法

綜整去年度與今年度之室內實驗與數值模擬實驗結果，結合 Chen et al. (2021)成果可知，對於土砂材料、實驗鋁塊以及堰塞壩現場案例，崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$與河道寬度B_W之比值、崩塌水平運動距離$B_{\max}$與河道寬度B_W間之比值，皆能獲得相似之趨勢，當河道寬度B_W越大，因崩塌水平運動距離$B_{\max}$有限，因此崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$隨河道寬度B_W增大而減小，當$H_{D_{\min}}$為於 0，即表示崩塌土體無法到達河道對岸形成堰塞壩，最終可結合去年度與今年度成果建立一無因次堰塞壩形成評估方法(圖 3-21)，其評估方程式為$H_{D_{\min}} = 1.652 B_W e^{\left(-5.591 \frac{B_W}{B_{\max}}\right)}$，相關係數為 0.91。

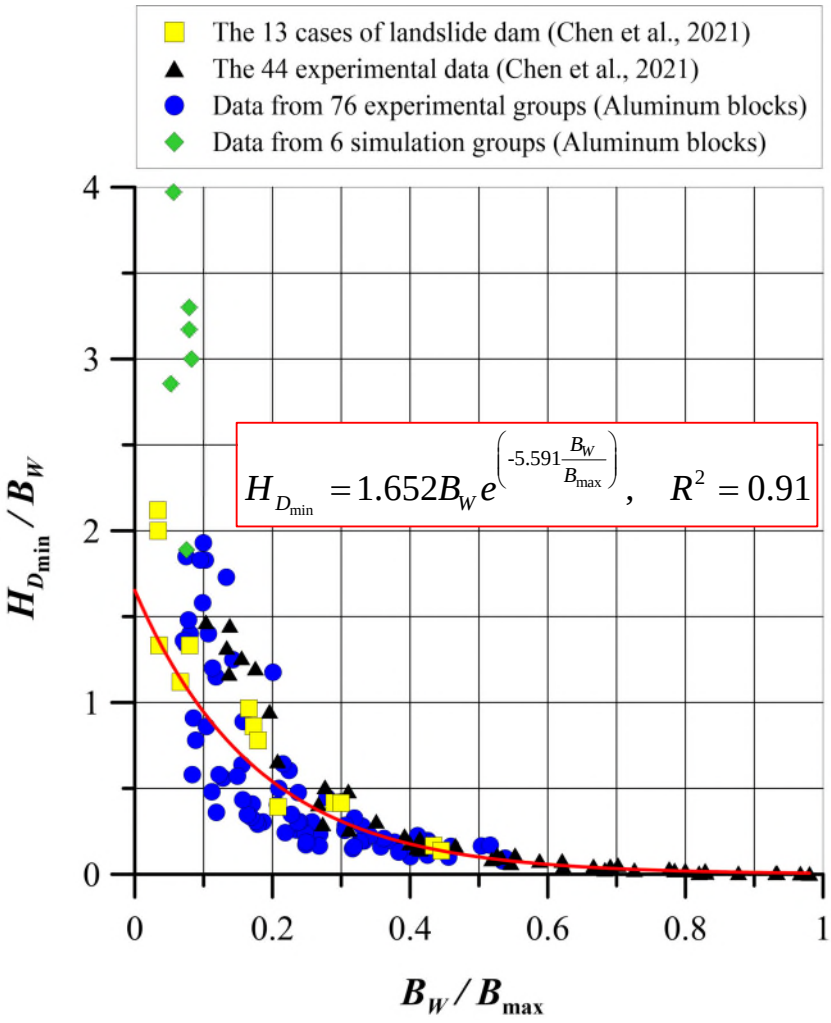


圖 3-21 無因次堰塞壩形成評估方法成果圖

五、無因次壩體規模預測方法

綜整去年度與今年度之室內實驗結果，當河道寬度B_W越大，崩塌最小堆積高度$H_{D_{min}}$隨之減小，崩塌塊體形成堰塞壩之河道堆積體積V_D隨河道寬度增加而增加，邊坡殘存體積V_R隨河道寬度增加而減少。因此可結合崩塌最小堆積高度$H_{D_{min}}$與河道寬度B_W之比值，進一步建立河道堆積體積V_D與崩塌塊體體積V_L之比值與崩塌最小堆積高度$H_{D_{min}}$與河道寬度B_W之比值間的關係，即無因次壩體規模預測方法(圖

3-22)，其評估方程式為 $V_D = 0.746 V_L \frac{H_{D_{\min}}}{B_W}^{(-0.367)}$ ，相關係數為 0.74。

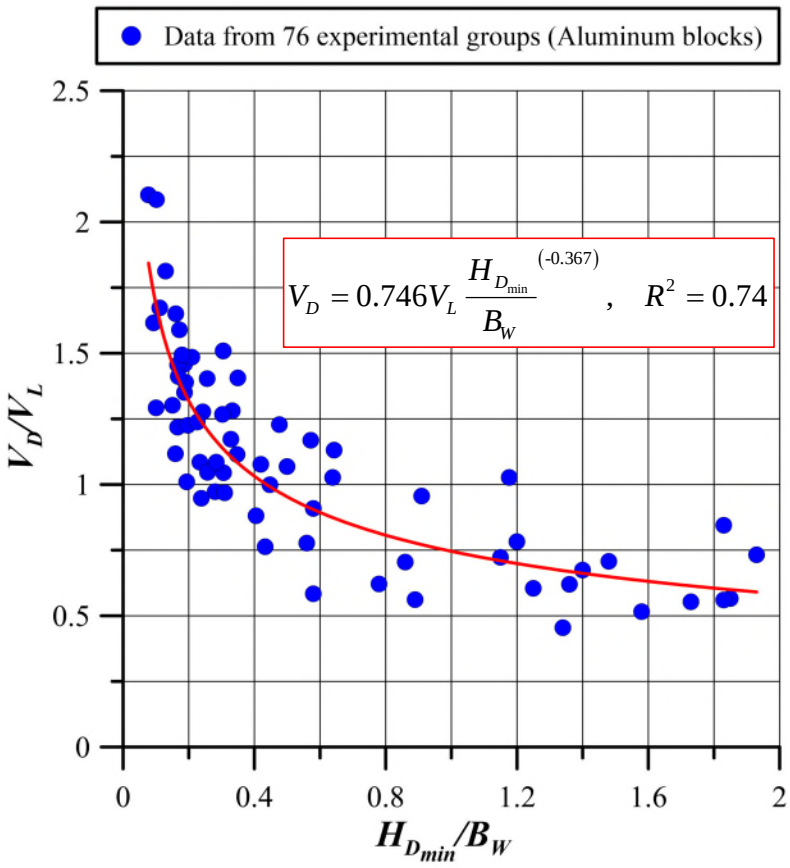


圖 3-22 無因次壩體規模預測方法成果圖

第二節　堰塞壩相關參數定義修正與堰塞壩實際案例資料持續蒐集

一、堰塞壩相關參數定義修正

本計畫參考國外經驗與文獻進行修正，藉由圖與表之方式呈現，將大規模崩塌形成堰塞壩之相關參數明確定義，作為日後堰塞壩發生時進行相關參數調查、收集、量測之參考依據。本計畫分別建立大規模崩塌、堰塞壩、堰塞湖(表 3-5~表 3-8)相關參數與對照圖(圖 3-23~圖 3-26)。

表 3-5 大規模崩塌相關參數列表

名稱	符號	定義	文獻
崩塌面面積	A_{LA}	崩塌裸露之範圍 (圖 3-23)	Fan et al., 2014
崩塌面寬度	W_{LA}	崩塌面最大寬度 (圖 3-23)	Tacconi Stefanelli et al., 2018
崩塌面長度	L_{LA}	崩塌面最大長度 (圖 3-23、圖 3-24)	Tacconi Stefanelli et al., 2018
崩塌面高度	H_{LA}	崩塌面最大深度 (圖 3-24)	Tacconi Stefanelli et al., 2018
壩頂長度	$L_{D_{Top}}$	堰塞壩頂部長度，垂直河道方向 (圖 3-23、圖 3-25)	本計畫
壩底長度	$L_{D_{Bottom}}$	堰塞壩底部長度，垂直河道方向 (圖 3-23、圖 3-25)	本計畫
壩體底部寬度	W_D	堰塞壩寬度，平行河道方向 (圖 3-23、圖 3-25、圖 3-26)	Dong et al., 2014；Tacconi Stefanelli et al., 2018；Zhou et al., 2019；Fan et al., 2020；Oppikofer et al., 2020；Shen et al., 2020

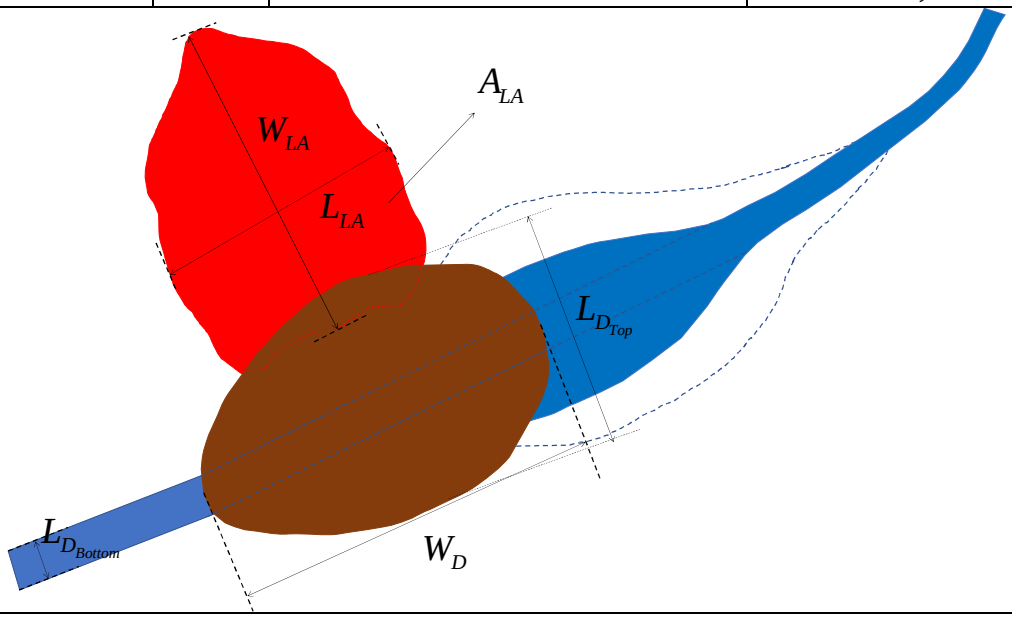


圖 3-23 大規模崩塌相關參數示意圖

表 3-6 堰塞壩相關參數列表

名稱	符號	定義	文獻
壩體最大高度	$H_{D_{max}}$	壩體最低點至最高點之高度 (圖 3-22)	Liao et al., 2019； Fan et al., 2020 Oppikofer et al., 2020；
壩體最小高度（崩塌最小堆積高度）	$H_{D_{min}}$	壩體最低點至溢流點之高度 (圖 3-22、圖 3-24)	Dong et al., 2014； Tacconi Stefanelli et al., 2018； Liao et al., 2019； Nian et al., 2020； Shen et al., 2020； Chen et al., 2021
崩塌面長度	L_{LA}	崩塌面最大長度 (圖 3-21、圖 3-22)	Tacconi Stefanelli et al., 2018
崩塌面高度	H_{LA}	崩塌面最大深度 (圖 3-21、圖 3-22)	Tacconi Stefanelli et al., 2018
崩塌體體積	V_L	$\frac{\pi}{6}W_{LA}L_{LA}H_{LA}$ (圖 3-22)	Fan et al., 2014

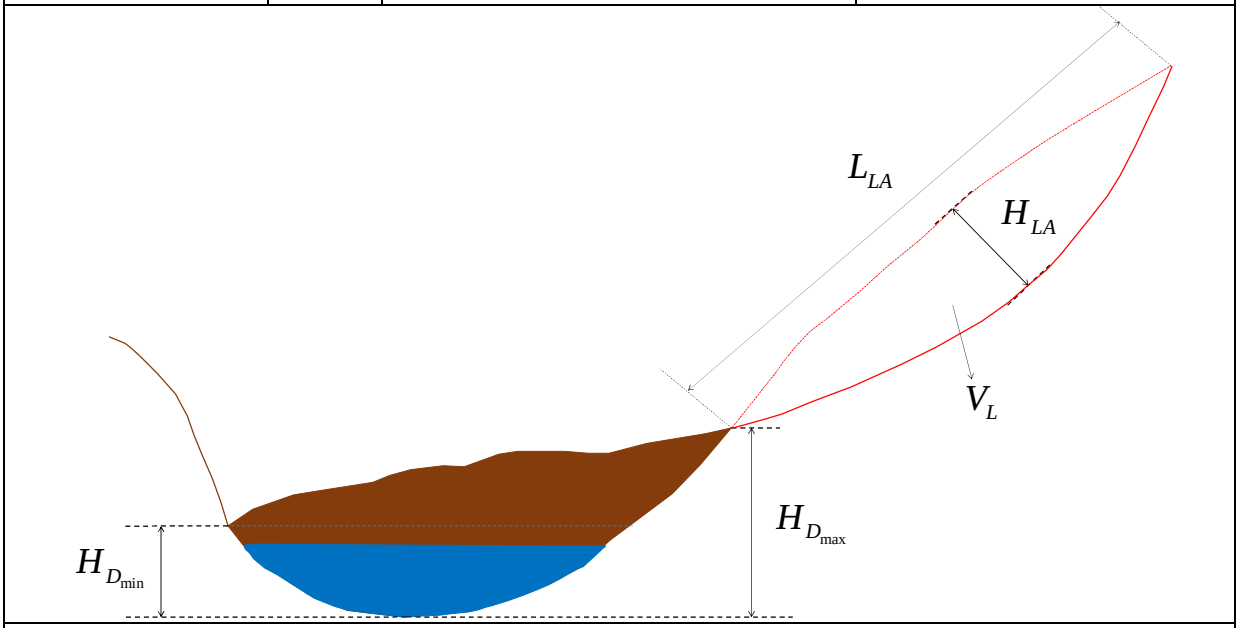


圖 3-24 堰塞壩相關參數示意圖

表 3-7 堰塞湖相關參數列表

名稱	符號	定義	文獻
壩頂長度	$L_{D_{Top}}$	堰塞壩頂部長度，垂直河道方向 (圖 3-23、圖 3-25)	本計畫
壩底長度	$L_{D_{Bottom}}$	堰塞壩底部長度，垂直河道方向 (圖 3-23、圖 3-25)	本計畫
壩體底部寬度	W_D	堰塞壩寬度，平行河道方向 (圖 3-23、圖 3-25、圖 3-26)	Dong et al., 2014；Tacconi Stefanelli et al., 2018；Zhou et al., 2019；Fan et al., 2020；Oppikofer et al., 2020；Shen et al., 2020
壩體體積	V_D	堵塞河道之崩塌體積 (圖 3-24)	Zhou et al., 2019；Shen et al., 2020
最大蓄水量	$V_{W_{max}}$	壩體最小高度位置所能蓄積之水體體積 (圖 3-24)	Korup, 2005；Zhou et al., 2019；Shen et al., 2020

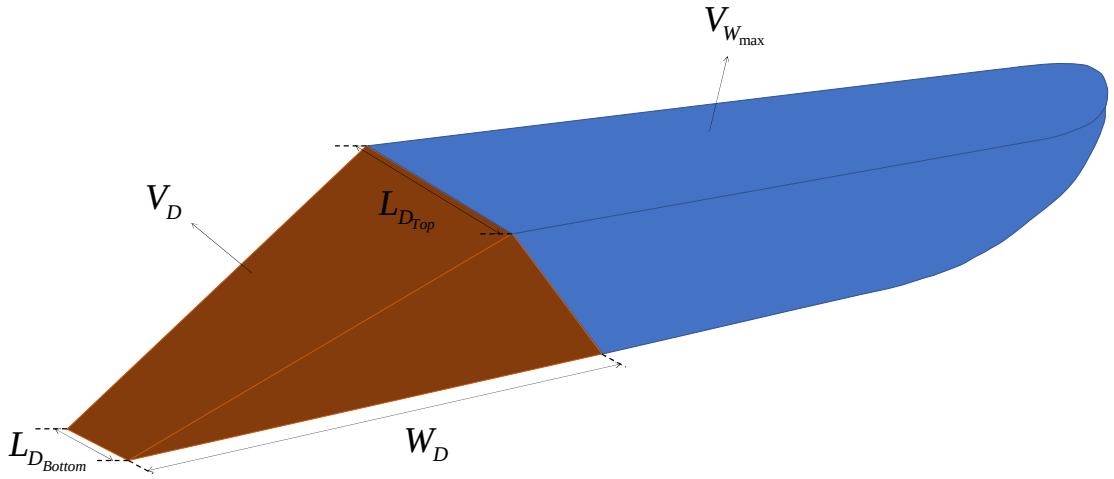


圖 3-25 堰塞湖相關參數示意圖

表 3-8 堰塞壩沿河道方向剖面相關參數列表

名稱	符號	定義	文獻
目前蓄水深度	H_W	現況水位高程與前期河道壩體上游底部高程之差值 (圖 3-26)	Yang et al., 2013
最大蓄水深度	$H_{W_{\max}}$	壩體最小高度位置高程與壩體上游底部高程之差值(圖 3-26)	Fan et al., 2020
目前蓄水量	V_W	現況水位高度位置所能蓄積之水體體積 (圖 3-26)	Dong et al., 2014
壩體最小高度(崩塌最小堆積高度)	$H_{D_{\min}}$	壩體最低點至溢流點之高度 (圖 3-24、圖 3-26)	Dong et al., 2014；Tacconi Stefanelli et al., 2018；Liao et al., 2019；Nian et al., 2020；Shen et al., 2020；Chen et al., 2021
壩體底部寬度	W_D	堰塞壩寬度，平行河道方向(圖 3-23、圖 3-25、圖 3-26)	Dong et al., 2014；Tacconi Stefanelli et al., 2018；Zhou et al., 2019；Fan et al., 2020；Oppikofer et al., 2020；Shen et al., 2020
壩體下游底部寬度	W_d	堰塞壩下游面方向之寬度(圖 3-26)	Chen et al., 2014
壩體上游底部寬度	W_u	堰塞壩上游面方向之寬度(圖 3-26)	Chen et al., 2014
河道坡度	θ_r	堰塞壩所在位置之河道平均坡度 (圖 3-26)	Kuo et al., 2011；Chen et al., 2014
壩體下游面坡度	ϕ_d	壩體下游坡趾之坡度 (圖 3-26)	Kuo et al., 2011；Chen et al., 2014
壩體上游面坡度	ϕ_u	壩體上游坡趾之坡度 (圖 3-26)	Kuo et al., 2011；Chen et al., 2014

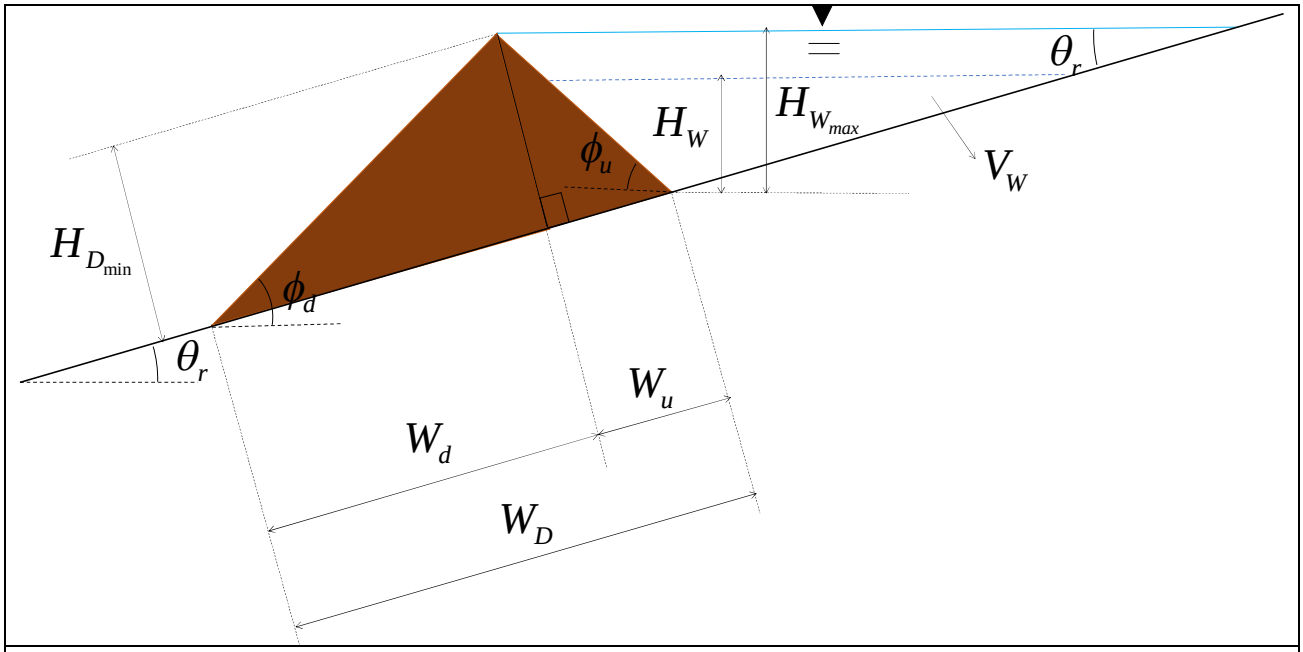


圖 3-26 堰塞壩沿河道方向剖面相關參數示意圖

二、堰塞壩實際案例資料更新

本計畫蒐集台灣自 1862-2022 年之堰塞壩案例(表 3-9)，目前已有 96 筆紀錄，今年共增加 4 處，其中有坐標記錄共計 63 筆，另與 Peng and Zhang(2012)統計之世界案例進行比較，由比較結果可知，台灣堰塞壩之主要誘發原因皆與世界案例相同，以降雨及地震為主(圖 3-27)，53 筆為降雨誘發(55.2%)，26 筆為地震誘發(27.1%)，17 筆資料誘發原因為未知(17.7%)，與台灣歷年統計資料相比，大約 50%之堰塞湖為降雨誘發，地震則為 30%左右。

對於台灣堰塞壩之破壞型態而言，參考 Costa and Suhuster(1988)之分類，其破壞型態可分為溢流破壞(Overtopping)、管湧破壞(Piping)、邊坡破壞(Slope failure)及工程控制(Physically controlled)等四種，台灣堰塞壩資料有紀錄破壞型態共 71 筆，其中溢流破壞 53 筆、滲流破壞 7 筆、工程控制 12 筆、未分類則有 25 筆。由圖 3-28 可知，台灣堰塞壩破壞型態與歷年統計資料相同，受台灣颱風降雨事件頻仍

影響，以溢流破壞佔多數，約佔 55%，滲流破壞與工程控制各約佔 7%和 15%。

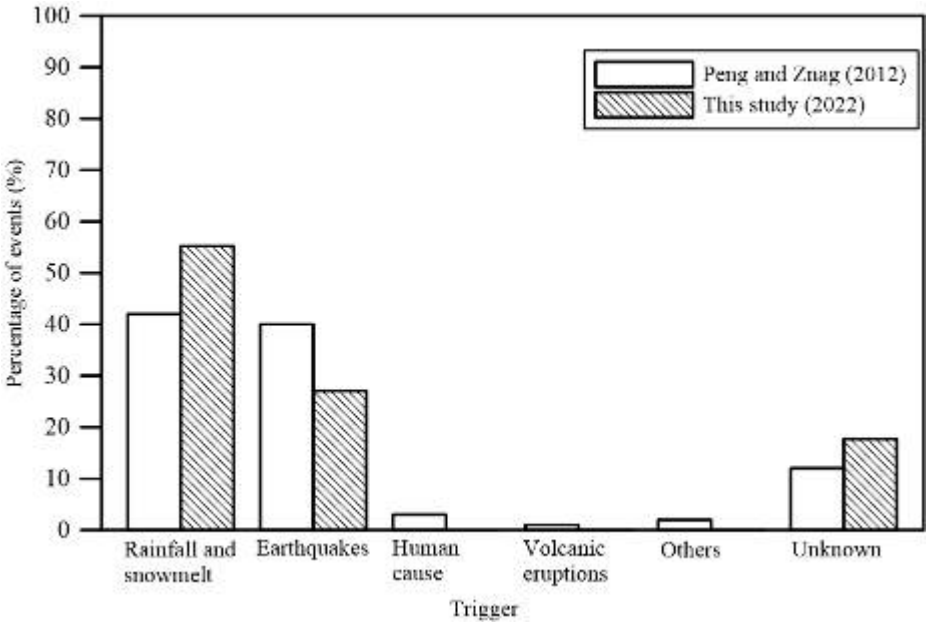


圖 3-27 台灣與世界堰塞壩案例之誘發原因對比圖(修改自 Peng and Zhang, 2012)

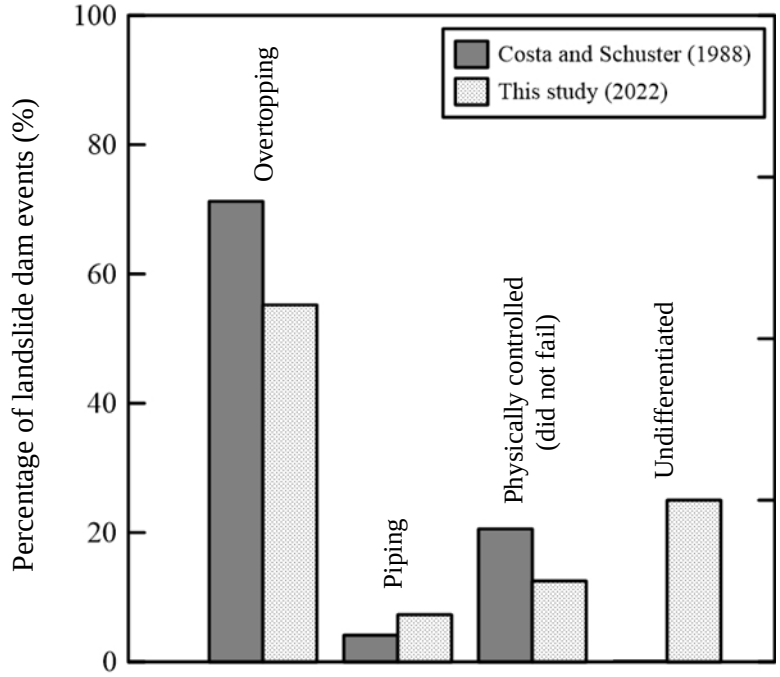


圖 3-28 台灣與世界堰塞壩案例之破壞型態對比圖(修改自 Costa and Suhuster, 1988)

表 3-9 台灣歷年堰塞壩案例列表(本計畫整理，統計至 2022 年 11 月 15 日)

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
1	1862	草嶺堰塞湖	雲林縣古坑鄉草嶺村清水溪	水利用地	217140	2607800	地震	崩塌	-	-	-	-	溢流破壞	陳樹群，1999
2	1941	草嶺堰塞湖	雲林縣古坑鄉草嶺村清水溪	水利用地	217140	2607800	地震	崩塌	70	-	-	-	溢流破壞	陳樹群，1999
3	1942	草嶺堰塞湖	雲林縣古坑鄉草嶺村清水溪	水利用地	217140	2607800	降雨	崩塌	100	-	-	150,000,000	溢流破壞	陳樹群，1999
4	1973	知本堰塞湖	-	林班地	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類	陳天健等人，2005
5	1977	立霧溪托博澗	花蓮縣立霧溪支流托博澗溪	林班地	291490	2672174	未分類	崩塌	35	-	15	420,000	溢流破壞	簡桐煙，1978
6	1979	草嶺堰塞湖	雲林縣古坑鄉草嶺村清	水利用地	217140	2607800	降雨	崩塌	90	-	-	40,000,000	溢流破壞	陳樹群，

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
			水溪											1999
7	1993	丹大溪	南投縣信義鄉丹大事業區第 39、40 林班	林班地	-	-	未分類	未分類	20	50,000	25	290,000	未分類	水利規劃試驗所，2004
8	1999	九份二山(澀仔坑溪)	南投縣國姓鄉南港村、韭菜湖溪及澀仔坑溪匯流處	水利用地	235607	2649034	地震	順向坡崩塌	50	70,000,000	450	800,000	未破壞(仍存在)	陳樹群，1999
9	1999	九份二山(韭菜湖溪)	南投縣國姓鄉南港村、韭菜湖溪及澀仔坑溪匯流處	水利用地	235607	2649034	地震		-		-	1,300,000	未破壞(仍存在)	陳樹群，1999
10	1999	大安溪內灣段	台中線卓蘭鎮內灣與上新交界處大	-	-	-	地震	斷層	10	-	-	-	工程控制	陳樹群，1999

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
			安溪中游											
11	1999	頭汴坑溪龍寶橋	-	-	-	-	地震	斷層	5	6,000	-	-	工程控制	水利規劃試驗所，2004
12	1999	沙漣河	-	-	-	-	地震	斷層	-	-	-	-	工程控制	陳樹群，1999
13	1999	草嶺堰塞湖	雲林縣古坑鄉草嶺村清水溪	水利用地	217140	2607800	地震	順向坡崩塌	上游處 50	126,000,000	600	46,000,000	工程控制	陳樹群，1999
14	1999	頭汴坑溪一江橋	台中縣大里溪上游頭汴坑溪一江橋上游約 500m 處	-	-	-	地震	崩塌	50	1,870,000	150	-	工程控制	陳樹群，1999
15	1999	旱溪	台中縣大里	-	-	-	地震	未分類	6	18,000	-	-	工程	陳樹

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
			溪支流旱溪，觀音橋至南陽橋間。										控制	群，1999
16	1999	石盤溪a	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	溢流破壞	陳樹群，1999
17	1999	石盤溪b	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	溢流破壞	陳樹群，1999
18	1999	生毛樹溪	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	溢流破壞	陳樹群，1999
19	1999	雪山坑溪a	台中縣和平鄉達觀村雪山花園農場處、大安溪支流雪山坑	-	-	-	地震	未分類	15	-	50	160,000	溢流破壞	陳樹群，1999

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
			溪											
20	1999	雪山坑溪 b	台中縣和平鄉達觀村雪山花園農場處、大安溪支流雪山坑溪	-	-	-	地震	未分類		-	-	-	溢流破壞	陳樹群，1999
21	2000	東埔蚋溪	南投縣竹山鎮東南方，濁水溪支流東埔蚋溪	-	-	-	降雨	未分類	15	36,000	-	-	溢流破壞	水利規劃試驗所，2004
22	2000	大粗坑溪	台北縣瑞芳鎮侯硐國小東方約 700 公尺，侯硐大粗坑溪	-	-	-	降雨	未分類	4	-	-	-	溢流破壞	水利規劃試驗所，2004

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
23	2002	立霧溪	中橫公路秀富隧道口	林班地	-	-	地震	未分類	-	5,000	-	-	未分類	水利規劃試驗所，2004
24	2002	新武呂溪	台東縣海端鄉利稻地區，新武呂溪碧山隧道到霧鹿隧道間的河谷上	林班地	-	-	降雨	未分類	30	450,000	-	-	溢流破壞	水利規劃試驗所，2004
25	2005	知本溪堰塞湖(2005)	台東縣卑南鄉知本溪上游、距知本溫泉橋約 7 公里	林班地	247496	2508576	未分類	崩塌	19	46,000	22	383,000	溢流破壞	林務局臺東林區管理處，2006
26	2006	大鹿林道	新竹縣五峰鄉竹東事業區第 16 及	林班地	-	-	降雨	未分類	10	-	25	60,000 (50,000)	未分類	大紀元，2006

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
			32 林班頭前溪上游上坪溪支流爺巴堪溪，大鹿林道六公里處											
27	2006	龍泉溪堰塞湖	台東縣海端鄉關山事業區第 3 林班、秀姑巒溪支流龍泉溪	林班地	268357	2563242	地震	崩塌	40	480,000	64	1,000,000	溢流破壞	林務局臺東林區管理處，2006
28	2007	大崙溪堰塞湖	臺東縣海端鄉臺東林區管理處所轄之關山事業區第 39 林班地	林班地	256290	2558846	未分類	崩塌	8	-	30	80,000	滲流破壞	林務局臺東林區管理處，2007

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
29	2007	布唐布那斯溪	高雄市桃源區復興里	水利用地	228472	2565783	降雨	土石流	-	-	60	-	溢流破壞	Capart et al., 2010
30	2008	合流坪堰塞湖	南投縣信義鄉合流坪段濁水溪左岸山坡地	水利用地	250144	2631138	未分類	崩塌	30	300000	100	1,100,000	溢流破壞	林務局，2008
31	2008	塔羅灣溪堰塞湖	南投縣仁愛鄉精英村廬山溫泉	山坡地	269274	2658494	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類	經濟部中央地質調查所，2008
32	2009	木瓜溪銅門堰塞湖	花蓮縣光復鄉銅門村	林班地	295464	2654413	地震	崩塌	20	225,000	60	110,000	溢流破壞	林務局花蓮林區管理處，2009
33	2009	和社溪	南投縣	水利用	236897	2606984	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流	陳昆廷

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
		堰塞湖(頭坑野溪流出)		地									破壞	等人，2010
34	2009	郝馬戛班溪(神木村)堰塞湖	南投縣	山坡地	233539	2599109	降雨	未分類	-	-	48	-	溢流破壞	陳昆廷等人，2010
35	2009	沙里仙溪堰塞湖	南投縣信義鄉東埔村	林班地	242445	2603951	降雨	崩塌	-	-	-	-	溢流破壞	陳昆廷等人，2010
36	2009	曾文溪支流後堀溪	台南市南化區關山里	水利用地	210929	2565595	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞	陳昆廷等人，2010
37	2009	小林村堰塞湖	高雄縣甲仙鄉	山坡地	213934	2563350	降雨	崩塌	50	5,700,000	220	-	溢流破壞	Kuo et al., 2013

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
38	2009	旗山溪(那瑪夏鄉)堰塞湖	高雄縣那瑪夏鄉	林班地	224648	2579876	降雨	土石流	9.3	2,400,000	170	1,850,000	溢流破壞	陳昆廷等人，2010
39	2009	旗山溪一溪堰塞湖	高雄縣那瑪夏鄉	林班地	223071	2576621	降雨	土石流	-	-	50	-	溢流破壞	林務局屏東林區管理處，2010
40	2009	荖濃溪(寶來村)堰塞湖	高雄縣	山坡地	218829	2556195	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞	陳昆廷等人，2010
41	2009	拉克斯溪(梅蘭村)堰塞湖	高雄縣	山坡地	233788	2569444	降雨	崩塌	-	-	58	-	滲流破壞(仍存在)	陳昆廷等人，2010
42	2009	寶來溪	高雄縣	山坡地	235771	2561705	降雨	崩塌	-	-	33	-	溢流	陳昆廷

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
		(寶山村)堰塞湖											破壞	等人，2010
43	2009	荖濃溪(梅山村)堰塞湖	高雄縣	山坡地	241664	2581740	降雨	崩塌	-	-	-	-	溢流破壞	陳昆廷等人，2010
44	2009	荖濃溪(梅山口)堰塞湖	高雄縣	山坡地	231845	2574083	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞	陳昆廷等人，2010
45	2009	荖濃溪(復興村)堰塞湖	高雄縣	山坡地	229583	2568557	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞	陳昆廷等人，2010
46	2009	士文溪(春日鄉)堰	屏東縣春日鄉	林班地	218931	2477193	降雨	崩塌	31	890,000	170	1,220,000	溢流破壞	林務局屏東林區管理

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
		塞湖												處，2010
47	2009	口社溪堰塞湖	屏東縣三地門鄉、沙卡蘭溪大社段	山坡地	219298	2524191	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞	陳昆廷等人，2010
48	2009	汝仍溪(牡丹村)堰塞湖	屏東縣牡丹鄉牡丹水庫上游	水利用地	228588	2453341	降雨	未分類	-	-	64	-	溢流破壞	陳昆廷等人，2010
49	2009	太麻里溪(包盛社)堰塞湖	台東縣金峰鄉歷坵村	林班地	231030	2497710	降雨	崩塌	8	2,567,300	400	5,330,000	溢流破壞	林務局臺東林區管理處，2010
50	2009	布唐布那斯溪	高雄市桃源區復興里	水利用地	228472	2565784	降雨	土石流	10	-	90	700,000	溢流破壞	經濟部水利署，2013

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
51	2009	油車寮堰塞湖	嘉義縣梅山鄉太和村油車寮地區	山坡地	220030	2603482	降雨	崩塌	-	-	-	-	未分類	張世松，2012
52	2009	陶賽溪堰塞湖	花蓮縣秀林鄉富世村立霧溪事業區第 46 林班地原有之陶賽溪堰塞湖	林班地	298249	2680999	地震	崩塌	18	540,000	75	105,000	溢流破壞	林務局花蓮林區管理處，2010
53	2010	旗山溪(那瑪夏鄉)堰塞湖	高雄市那瑪夏區達卡努瓦	林班地	224801	2579682	降雨	土石流	-	-	95	-	溢流破壞	林務局屏東林區管理處，2013
54	2012	和社溪堰塞湖(頭坑野溪流	南投縣信義鄉同富村	水利用地	237019	2607144	降雨	土石流	8.3	982,800	40	72,500	溢流破壞	本研究

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
		出)												
55	2012	布唐布那斯溪	高雄市桃源區復興里	水利用地	228472	2565784	降雨	土石流	-	-	160	-	未分類	許中立與葉師杏，2013
56	2012	旗山溪一溪堰塞湖	高雄縣那瑪夏鄉	林班地	223071	2576621	降雨	土石流	-	-	110	-	溢流破壞	林務局屏東林區管理處，2013
57	2012	眉溪堰塞湖	南投縣仁愛鄉台 14 線埔霧公路 74.5-75km 處	山坡地	261563	2656508	降雨	崩塌	14	300,700	-	-	溢流破壞	本研究
58	2012	互助堰塞湖	南投縣仁愛鄉互助村	山坡地	244967	2661230	降雨	崩塌	10	-	13	-	溢流破壞	本研究
59	2012	二溪堰	高雄市那瑪	林班地	222254	2576866	降雨	土石流					溢流	本研究

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
		塞湖	夏區達卡努瓦										破壞	
60	2013	鹿谷堰塞湖	南投鹿谷清水溝溪上游	山坡地	229963	2625414	地震	崩塌	12	20,000	15	10,000	滲流破壞	本研究
61	2014	瓦黑爾溪堰塞湖	花蓮縣秀林鄉富世村立霧溪事業區第 54 林班地與第 60 林班地	林班地	299068	2676000	未分類	崩塌	10	82,000	70	9,500	溢流破壞	林務局花蓮林區管理處，2014
62	2014	哈伊拉羅溪堰塞湖	南投信義鄉巒大事業區國有林班地	林班地	256368	2607543	未分類	崩塌	30	-	-	1,050,000	溢流破壞	陳昆廷，2015
63	2014	郡大溪(丹大溪)堰塞湖	南投縣信義鄉丹大事業區第 17 林班	林班地	262329	2625644	未分類	崩塌	-	-	-	130,000	溢流破壞	陳昆廷，2015
64	2015	平廣溪	新北市新店	山坡地	302361	2753636	降雨	土石流	-	5,000	-	-	工程	水土保

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
		堰塞湖 (1)	區廣興里										控制	持局，2015b
65	2015	平廣溪堰塞湖 (2)	新北市新店區廣興里	山坡地	300035	2752601	降雨	土石流	-	5,000	-	-	工程控制	水土保持局，2015b
66	2015	逮魚堀溪堰塞湖	新北市坪林區大林里	山坡地	321552	2757838	降雨	崩塌	-	-	-	-	溢流破壞	水土保持局，2015a
67	2015	南勢溪堰塞湖	北 107 鄉道 8.8k 處，下方南勢溪左岸邊坡崩塌	山坡地	302474	2745921	降雨	崩塌	3	-	20	6,000	溢流破壞	自由時報，2015
68	2015	塔次基里溪堰塞湖	立霧溪事業區第 64 及 77 林班交界處	林班地	293385	2673665	降雨	崩塌	20	-	12	111,600	溢流破壞	林務局花蓮林區管理處，2015

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
69	2016	萬里溪堰塞湖	花蓮縣萬里溪上游	林班地	-	-	地震	崩塌	-	-	-	2,500	滲流破壞	中央通訊社，2016
70	2016	泰源南溪堰塞湖	臺東縣東河鄉尚德村七塊厝	山坡地	273509	2538291	降雨	崩塌	-	18,900	-	-	工程控制	水土保持局，2016a
71	2016	霞雲溪堰塞湖	桃園市復興區霞雲里	山坡地	287739	2744467	未分類	崩塌	-	-	-	2,660	工程控制	水土保持局，2016b
72	2016	松風溪堰塞湖	台東紅葉村松楓橋	山坡地	257879	2533904	地震	崩塌	-	-	-	-	滲流破壞	水土保持局台東分局，2016
73	2017	東埔蚋溪堰塞湖	南投縣鹿谷鄉竹林村	山坡地	224659	2623034	降雨	崩塌	10	-	-	8,000	溢流破壞	水土保持局，2017

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
74	2018	宜蘭石頭溪堰塞湖	宜蘭縣大同鄉	山坡地	295153	2718040	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞	小飛，2019
75	2019	烏牛欄溪堰塞湖	臺中市豐原區東陽里	山坡地	226320	2679306	降雨	崩塌	-	-	-	-	未分類	水土保持局，2019
76	2021	台東大南溪堰塞湖	臺東卑南鄉東興村大南溪上游 12 公里處	林班地	245668	2513943	未分類	崩塌	20	-	-	25,000	滲流破壞	林務局臺東林區管理處，2021
77	2021	桃園大曼溪堰塞湖	新竹林區管理處轄大溪事業區 35 林班	林班地	291055	2729718	未分類	崩塌	20	-	-	15,000	滲流破壞	自由時報，2021
78	2021	哈拉灣溪堰塞湖	花蓮縣玉里鎮樂合里	山坡地	286113	2579600	地震	崩塌	7.18	-	-	19,173	未分類	水土保持局，2021

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
79	2021	新竹尖石堰塞湖	竹 60 線 31K 處邊坡	山坡地	279099	2723585	降雨	崩塌	12	96,000	50	100,000	工程控制	本研究
80	2022	五十溪堰塞湖	宜蘭縣員山鄉湖西村五十溪上游	林班地	314880	2739120	降雨	崩塌	5	28,000	6	2,600	溢流破壞	林務局羅東林區管理處，2022
81	2022	豐坪溪堰塞湖	花蓮縣卓溪鄉立山村瑞穗林道 12K 附近下方豐坪溪	林班地	276082	2599370	未分類	崩塌	13	53,679	45	75,232	溢流破壞	林務局花蓮林區管理處，2022
82	2022	東勢坑堰塞湖	基隆市暖暖區	山坡地	325670	2774859	降雨	崩塌	3	2,500	10	600	溢流破壞	水土保持局，2022

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
83	2022	鵠鵠崙堰塞湖	新北市汐止區	山坡地	320155	2771718	降雨	崩塌	4	79,000	15	875	溢流破壞	水土保持局，2022
84	-	石鼓盤溪	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008
85	-	加走寮溪	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008
86	-	馬武窟溪	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008
87	-	三棧南溪	-	-	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008
88	-	南橫梅蘭一號橋	-	-	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
89	-	坪溪湖溪	-	-	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008
90	-	大甲溪久良屏溪	-	-	-	-	降雨	土石流	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008
91	-	大甲溪阿邦溪	-	-	-	-	降雨	土石流	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008
92	-	神木村出水溪	-	-	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008
93	-	上坪溪	-	-	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008
94	-	環山	-	-	-	-	未分類	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式	參考文獻
95	-	鴛鴦湖	-	-	-	-	未分類	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008
96	-	雙連埤	-	-	-	-	未分類	未分類	-	-	-	-	未分類	陳等人，2008

第三節　建立大規模崩塌形成堰塞壩之危險程度量化分級

一、無因次化之堰塞壩危險評估指標

由第二章第四節所建立之壩體規模與壩體最大蓄水量比值(式 2-48)，以及崩塌最小堆積高度與壩體最大蓄水深度比值(式 2-49)，可完成無因次化之堰塞壩危險評估指標。由無因次化比值分析可知，當河道坡度之增加，崩塌最小堆積高度將逐漸減小，因此間接使得壩體最大蓄水體積與壩體最大蓄水深度減小。

本計畫使用堰塞壩現場實際案例資料較為完整之案例進行分析，包括草嶺堰塞湖(1999/9/21)、龍泉溪堰塞湖(2006/7/15)、小林村堰塞湖(2009/8/8)、士文溪(春日鄉)堰塞湖(2009/8/8)、拉克斯溪(梅蘭村)堰塞湖(2009/8/8)、陶賽溪堰塞湖(2009/12/31)、鹿谷堰塞湖(2013/6/2)、瓦黑爾溪堰塞湖(2014/3/10)、台東大南溪堰塞湖(2021/3/26)等 9 處現場實際案例(表 3-10)，由分析結果可知(圖 3-29)，9 處案例之無因次化比值，存在一拋物線趨勢。為了進行堰塞壩危險程度量化，需先釐清拋物線趨勢，因此利用第二章第四節所推導出 U 形、V 形之堰塞壩壩體體積V_D與壩體最大蓄水量V_W，建構不同壩趾坡度、河道坡度、壩體體積在 U 形、V 形河道條件下，壩體最大蓄水體積與壩體最大蓄水深度之變化，共計設定 87 組測試值(表 3-11)，由結果可知(圖 3-30)，不論是 U 形、V 形河道或是改變壩趾坡度、河道坡度、壩體體積條件，無因次化之堰塞壩危險評估指標皆呈現由初始較陡峭而逐漸變緩之拋物線形式，而左上角點位較為集中，其物理意義為蓄水深度越接近壩體高度，蓄水體積越大，表示 X 軸之值越小，Y 軸之值越大，則堰塞壩越具危險性。隨著 X 軸之值增大，點位越趨

於分散，其物理意義為在不同坡度條件下，隨著坡度增加，蓄水深度逐漸降低，因此 X 軸之值越大，Y 軸之值越小，此外，因坡度增加，當壩體體積越大，蓄水體積仍無法增加，因此 X 軸之值越大，Y 軸之值越小，則堰塞壩因蓄水體積小，或是壩體高度矮，相對較為安全。

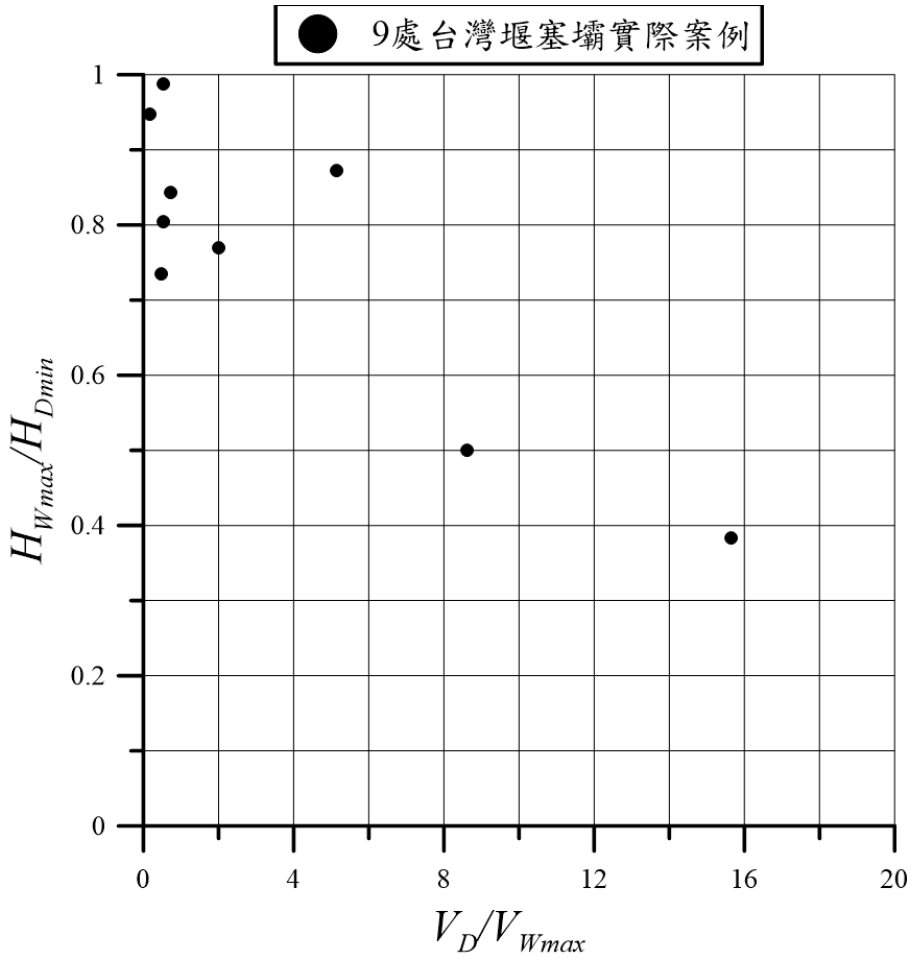


圖 3-29 9 處現場實際案例之無因次化堰塞壩危險評估指標結果

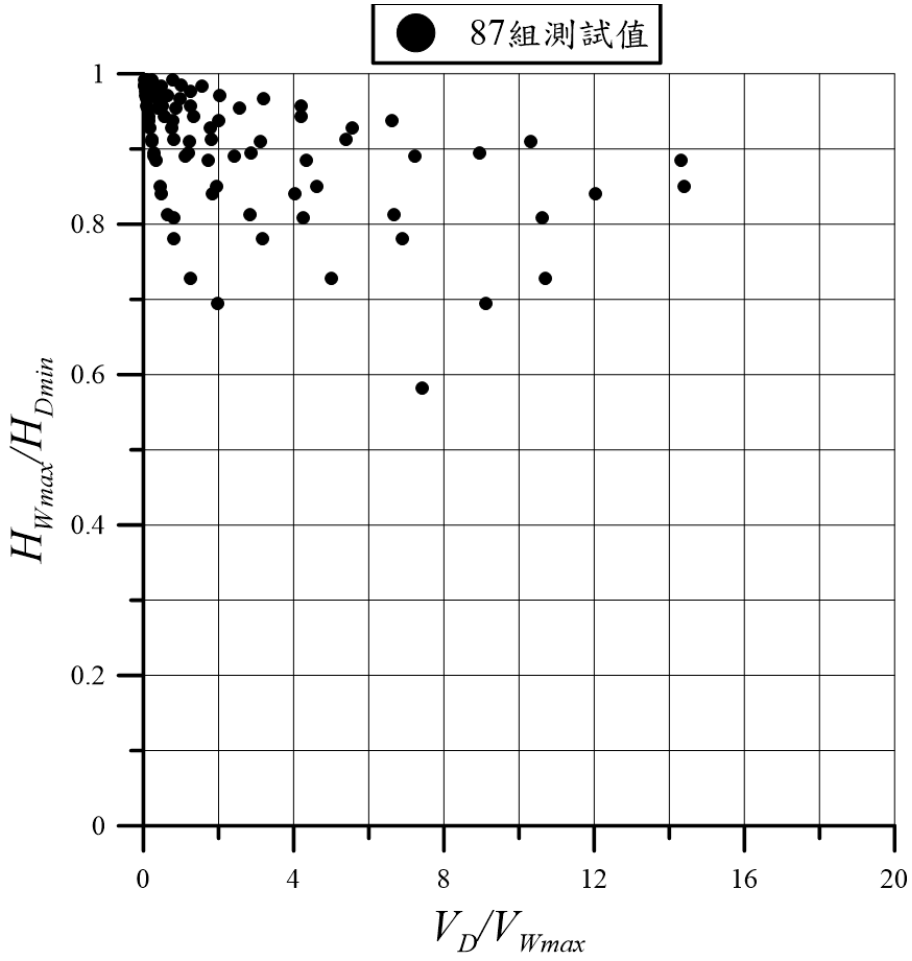


圖 3-30 87 組設置不同參數與條件之無因次分析結果

表 3-10 9 處現場實際案例之無因次分析結果表

編號	名稱	壩體最小高度 $H_{D_{\min}}$ (m)	蓄水深度 $H_{W_{\max}}$ (m)	壩體體積 V_D (m^3)	蓄水量 $V_{W_{max}}$ (m^3)	$\frac{V_D}{V_{W_{\max}}}$	$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}}$
1	草嶺堰塞湖(1999)	50.0	40.2	25,000,000	46,000,000	0.543	0.804
2	龍泉溪堰塞湖	40.0	29.4	480,000	1,000,000	0.480	0.735
3	小林村堰塞湖	50.0	49.4	5,700,000	10,720,000	0.532	0.987
4	拉克斯溪(梅蘭村)堰塞湖	70.2	27.0	5,024,332	321,178	15.643	0.384
5	士文溪(春日鄉)堰塞湖	31.0	26.1	890,000	1,220,000	0.730	0.843
6	陶賽溪堰塞湖	18.0	15.7	540,000	105,000	5.143	0.872
7	鹿谷堰塞湖	12.0	9.2	20,000	10,000	2.000	0.769

編號	名稱	壩體最小高度 $H_{D_{\min}}$ (m)	蓄水深度 $H_{W_{\max}}$ (m)	壩體體積 V_D (m^3)	蓄水量 $V_{W_{max}}$ (m^3)	$\frac{V_D}{V_{W_{\max}}}$	$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}}$
8	瓦黑爾溪堰塞湖	10.0	5.0	82,000	9,500	8.632	0.500
9	台東大南溪堰塞湖	89.5	84.9	749,597	4,336,544	0.173	0.948

表 3-11 87 組設置不同參數與條件之無因次分析結果表

編號	壩體上游面坡度 ϕ_u (˚)	河道坡度 θ_r (˚)	壩體最小高度 $H_{D_{\min}}$ (m)	理論壩體體積 V_D (m^3)	理論最大蓄水量 $V_{W_{max}}$ (m^3)	最大蓄水深度 $H_{W_{\max}}$ (m)	$\frac{V_D}{V_{W_{\max}}}$	$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}}$
1	20	0.5	38.1	200000	4070686	37.3	0.049	0.977
2	20	1	38.1	200000	1985184	36.4	0.101	0.954
3	20	2	38.0	200000	942274	34.7	0.212	0.913
4	20	2.6	37.8	200000	701525	33.7	0.285	0.890
5	20	4	37.4	200000	420502	31.4	0.476	0.841
6	20	6	36.3	200000	246295	28.3	0.812	0.780
7	20	8	34.9	200000	158978	25.4	1.258	0.729
8	20	16	22.6	200000	26932	13.1	7.426	0.582
9	30	0.5	48.0	200000	6515779	47.3	0.031	0.985
10	30	1	48.0	200000	3207637	46.6	0.062	0.971
11	30	2	47.9	200000	1553315	45.2	0.129	0.944
12	30	2.6	47.9	200000	1171424	44.4	0.171	0.928
13	30	4	47.6	200000	725649.4	42.5	0.276	0.894
14	30	6	47.0	200000	449312	40.0	0.445	0.851
15	30	8	46.2	200000	310806	37.5	0.643	0.812
16	30	16	40.1	200000	101346	27.9	1.973	0.695
17	45	0.5	63.2	200000	11358865	62.7	0.018	0.991
18	45	1	63.2	200000	5628996	62.2	0.036	0.983
19	45	2	63.2	200000	2763625	61.1	0.072	0.967
20	45	2.6	63.1	200000	2102171	60.4	0.095	0.958
21	45	4	62.9	200000	1330067	59.0	0.150	0.937
22	45	6	62.6	200000	851436	56.9	0.235	0.910

編號	壩體上游面坡度 ϕ_u (°)	河道坡度 θ_r (°)	壩體最小高度 $H_{D_{\min}}$ (m)	理論壩體體積 V_D (m^3)	理論最大蓄水量 $V_{W_{max}}$ (m^3)	最大蓄水深度 $H_{W_{\max}}$ (m)	$\frac{V_D}{V_{W_{\max}}}$	$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}}$
23	45	8	62.0	200000	611537	54.9	0.327	0.885
24	45	16	58.2	200000	248741	47.1	0.804	0.808
25	20	0.5	29.5	200000	1059433	28.8	0.189	0.977
26	20	1	29.4	200000	516485.2	28.1	0.387	0.954
27	20	2	29.3	200000	244814	26.8	0.817	0.913
28	20	2.6	29.3	200000	182031	26.0	1.099	0.890
29	20	4	29.0	200000	108635	24.4	1.841	0.841
30	20	6	28.3	200000	63000	22.1	3.175	0.780
31	20	8	27.4	200000	40055	19.9	4.993	0.729
32	30	0.5	35.5	200000	1487973	34.9	0.134	0.985
33	30	1	35.5	200000	732416	34.4	0.273	0.971
34	30	2	35.4	200000	354492	33.4	0.564	0.944
35	30	2.6	35.4	200000	267210	32.8	0.748	0.928
36	30	4	35.2	200000	165258	31.5	1.210	0.894
37	30	6	34.8	200000	101959	29.6	1.962	0.851
38	30	8	34.4	200000	70163	27.9	2.851	0.812
39	30	16	30.7	200000	21914	21.3	9.127	0.695
40	45	0.5	43.9	200000	2178681	43.6	0.092	0.991
41	45	1	43.9	200000	1079617	43.2	0.185	0.983
42	45	2	43.9	200000	529953	42.4	0.377	0.967
43	45	2.6	43.9	200000	403044	42.0	0.496	0.958
44	45	4	43.8	200000	254864	41.0	0.785	0.937
45	45	6	43.6	200000	162946	39.6	1.227	0.910
46	45	8	43.3	200000	116825	38.3	1.712	0.885
47	45	16	41.2	200000	46890	33.3	4.265	0.808
48	20	0.5	70.7	2000000	4792655	69.0	0.417	0.977
49	20	1	70.6	2000000	2337230	67.4	0.856	0.954
50	20	2	70.4	2000000	1109292	64.3	1.803	0.913
51	20	2.6	70.2	2000000	825810	62.5	2.422	0.890
52	20	4	69.6	2000000	494871	58.6	4.041	0.841
53	20	6	68.3	2000000	289654	53.3	6.905	0.780

編號	壩體上游面坡度 ϕ_u (°)	河道坡度 θ_r (°)	壩體最小高度 $H_{D_{\min}}$ (m)	理論壩體體積 V_D (m^3)	理論最大蓄水量 $V_{W_{max}}$ (m^3)	最大蓄水深度 $H_{W_{\max}}$ (m)	$\frac{V_D}{V_{W_{\max}}}$	$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}}$
54	20	8	66.3	2000000	186725	48.3	10.711	0.729
55	30	0.5	83.0	2000000	6286818	81.8	0.318	0.985
56	30	1	83.0	2000000	3094983	80.6	0.646	0.971
57	30	2	82.9	2000000	1498878	78.2	1.334	0.944
58	30	2.6	82.8	2000000	1130451	76.8	1.769	0.928
59	30	4	82.5	2000000	700434	73.7	2.855	0.894
60	30	6	81.8	2000000	433916	69.5	4.609	0.851
61	30	8	80.8	2000000	300358	65.6	6.659	0.812
62	45	0.5	100.0	2000000	8519762	99.1	0.235	0.991
63	45	1	100.0	2000000	4222158	98.3	0.474	0.983
64	45	2	99.9	2000000	2073131	96.6	0.965	0.967
65	45	2.6	99.9	2000000	1577089	95.6	1.268	0.958
66	45	4	99.7	2000000	998154	93.4	2.004	0.937
67	45	6	99.3	2000000	639396	90.3	3.128	0.910
68	45	8	98.7	2000000	459676	87.4	4.351	0.885
69	45	16	94.6	2000000	188189	76.5	10.628	0.808
70	20	0.5	151.6	20000000	15994068	148.1	1.250	0.977
71	20	1	151.5	20000000	7801889	144.6	2.563	0.954
72	20	2	151.1	20000000	3706878	138.0	5.395	0.913
73	20	2.6	150.8	20000000	2762317	134.2	7.240	0.890
74	20	4	149.6	20000000	1660932	125.8	12.041	0.841
75	30	0.5	174.8	20000000	20007484	172.2	1.000	0.985
76	30	1	174.8	20000000	9850780	169.7	2.030	0.971
77	30	2	174.6	20000000	4772897	164.7	4.190	0.944
78	30	2.6	174.4	20000000	3601268	161.9	5.554	0.928
79	30	4	173.8	20000000	2234623	155.4	8.950	0.894
80	30	6	172.5	20000000	1388798	146.7	14.401	0.851
81	45	0.5	206.4	20000000	25793872	204.6	0.775	0.991
82	45	1	206.4	20000000	12783420	202.9	1.565	0.983
83	45	2	206.3	20000000	6278174	199.4	3.186	0.967
84	45	2.6	206.2	20000000	4776936	197.4	4.187	0.958

編號	壩體上游面坡度 ϕ_u (°)	河道坡度 θ_r (°)	壩體最小高度 $H_{D_{\min}}$ (m)	理論壩體體積 V_D (m^3)	理論最大蓄水量 $V_{W_{max}}$ (m^3)	最大蓄水深度 $H_{W_{\max}}$ (m)	$\frac{V_D}{V_{W_{\max}}}$	$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}}$
85	45	4	205.8	20000000	3025390	192.8	6.611	0.937
86	45	6	205.1	20000000	1940834	186.6	10.305	0.910
87	45	8	204.0	20000000	1398201	180.6	14.304	0.885

二、堰塞壩危險程度量化分級

本計畫欲建立堰塞壩危險程度量化分級，使用可進行集群分析之SPSS(Statistical Package for the Social Science)軟體予以分析資料，使用版本為 SPSS Statistics 20.0。藉由軟體內之 k-平均演算法(k-means clustering)，能將 87 組測試值劃分到 k 個聚類中，使得每個測試值都屬於離 k 最近均值對應之聚類，此聚類則可形成集群。

本計畫參考前人文獻之分級(經濟部水利署水利規劃試驗所，2004；Cui et al., 2009；Xu et al., 2009；Yang et al., 2013)，大多以分 3 級與 4 級為主，因此本計畫分別將 k 設定為 2 跟 3，可分別分級為「高度危險、中度危險、低度危險」3 級以及「高度危險、中高危險、中度危險、低度危險」4 級。

由 k 設定為 2 之結果顯示(圖 3-31)，$\frac{V_D}{V_{W_{\max}}}$之值，集群中心點位置分別為 1.28 與 9.08，$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}}$之值，集群中心點位置分別為 0.79 與 0.94，由 k 設定為 3 之結果顯示(圖 3-32)，$\frac{V_D}{V_{W_{\max}}}$之值，集群中心點位置分別為 0.95、5.46 與 11.31，$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}}$之值，集群中心點位置分別為 0.69、0.82 與 0.94。由分析結果可知，在高度危險分級中，$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}}$在 k=2 與 k=3

之分級結果相同，3 級之中度與 4 級之中高度分級結果，$\frac{H_{W_{\max}}}{H_{D_{\min}}}$ 僅相差 0.003；在高度危險分級中，$\frac{V_D}{V_{W_{\max}}}$ 在 k=2 與 k=3 之分級結果相差 0.33，3 級之中度與 4 級之中高度分級結果相差 3.62。另由圖 3-33 與圖 3-34 可知，分級結果套用至 9 處堰塞壩現場實際案例，能明確將 9 處堰塞壩進行危險程度之分級，由分級結果來看，3 級與 4 級並無明顯之差異，特別是在高度危險之區域。

綜整上述結果，由本計畫建立之無因次化堰塞壩危險評估指標，只需最小壩體高度、最大蓄水深度、壩體體積、最大蓄水體積即能估算堰塞壩危險評估，再通過集群分析法之結果，即可進行堰塞壩危險程度分級。

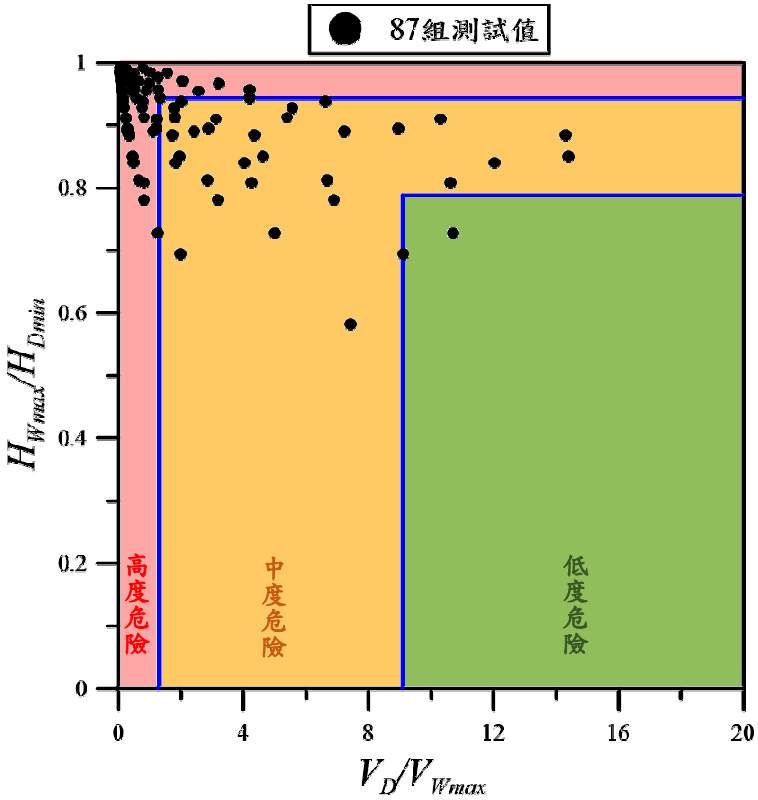


圖 3-31 87 組測試值之 3 級分區結果

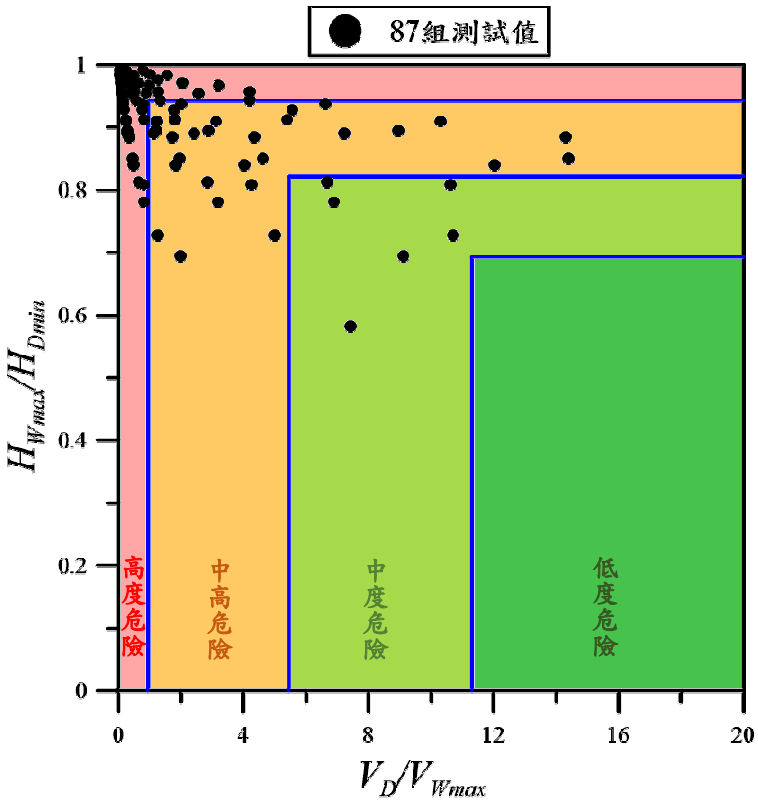


圖 3-32 87 組測試值之 4 級分區結果

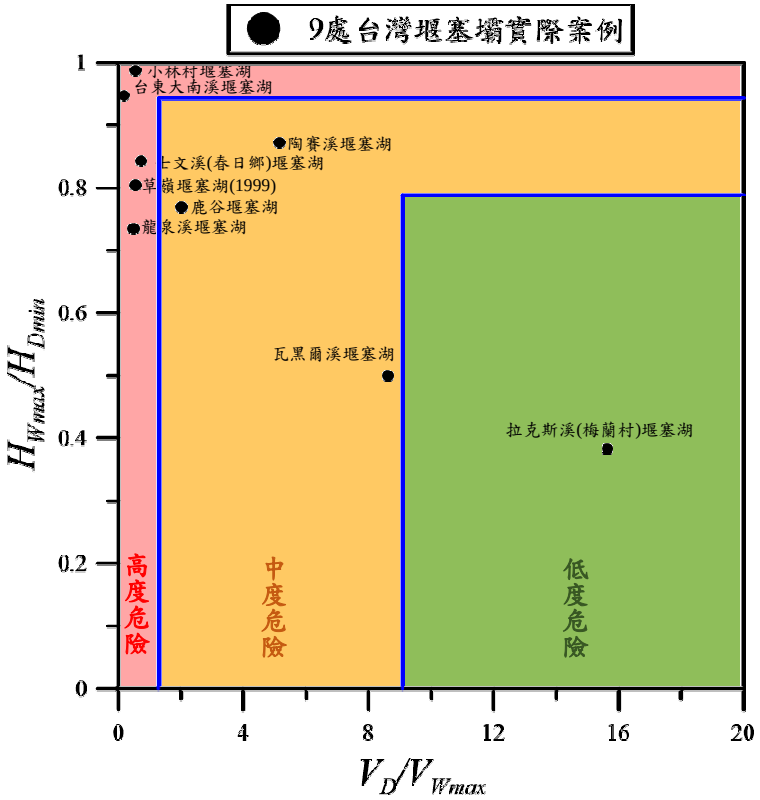


圖 3-33 9 處堰塞壩現場實際案例之 3 級分區結果

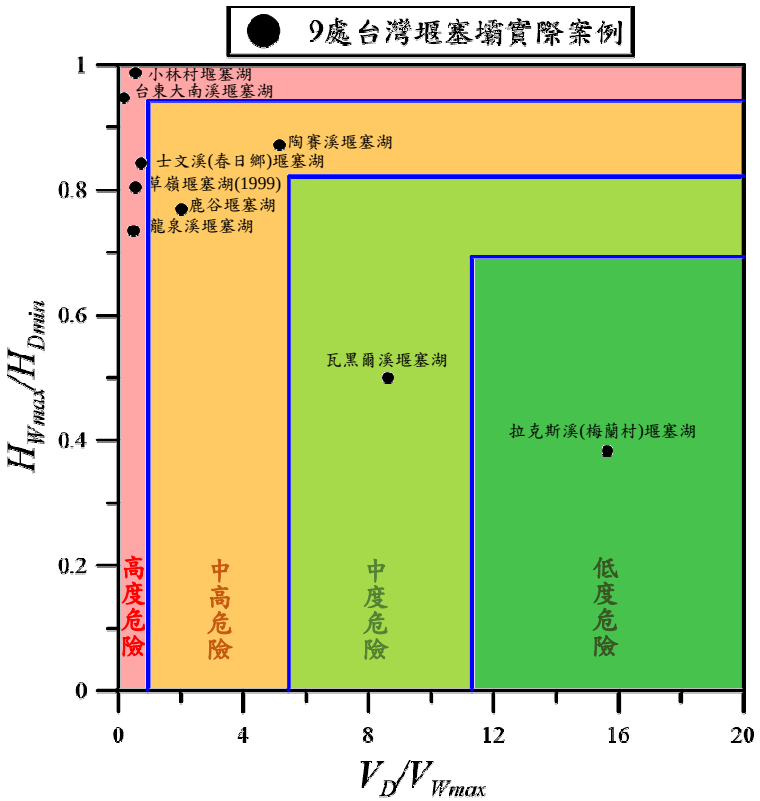


圖 3-34 9 處堰塞壩現場實際案例之 4 級分區結果

第四章　結論與建議

結論

1. 本計畫蒐集台灣自 1862-2022 年 96 筆之堰塞壩案例，由統計結果可知，以降雨及地震為主，受台灣颱風降雨事件頻仍影響，堰塞壩潰壞方式以溢流破壞為佔多數。
2. 本計畫統整去年度與今年度之室內實驗與數值模擬實驗成果，完善無因次堰塞壩形成評估方法與無因次壩體規模預測方法，相關係數雖無法達到 0.95 以上，但仍可提供估算之參考。
3. 本計畫建立無因次堰塞壩形成評估方法與無因次壩體規模預測方法之方程式，可提供預測河道兩岸大規模崩塌能否形成堰塞壩，以及形成後可能之壩高，並能進一步評估可能之規模，可作為堰塞壩防災對策研擬之參考。
4. 本計畫藉由壩體規模與壩體最大蓄水量比值，以及崩塌最小堆積高度與壩體最大蓄水深度比值，建立出無因次化之堰塞壩危險評估指標。由無因次化比值之物理意義可知，當河道坡度之增加，崩塌最小堆積高度將逐漸減小，因此間接使得壩體最大蓄水體積與壩體最大蓄水深度減小，可依此進一步量化分析危險程度。
5. 本計畫完成堰塞壩相關參數之修正，並與國際接軌，藉由圖與表之方式呈現，將大規模崩塌形成堰塞壩之相關參數明確定義，可

作為日後堰塞壩發生時，進行相關參數調查、收集、量測之參考依據。

6. 本計畫所推導出 U 形、V 形河道之堰塞壩壩體體積V_D與壩體最大蓄水量$V_{W_{\max}}$，可作為後續預測堰塞壩形成後，預估可能之最大蓄水量，作為堰塞壩緊急危險程度評估之參考依據。
7. 本計畫利用 U 形、V 形河道推導之結果，結合之無因次化之堰塞壩危險評估指標，使用 SPSS 軟體進行集群分析，完成堰塞壩危險程度 3 級與 4 級之分級，此成果能為堰塞壩緊急危險程度評估分級，釐清堰塞壩危險程度，大幅提升堰塞壩防災減災能力。

建議

1. 目前堰塞壩案例資料在紀錄上多有缺漏，建議未來若有堰塞壩產生，能使用本研究成果進行相關參數之紀錄，以利後續相關分析能更加明確。
2. 壩體最大蓄水量目前為假設最大值進行計算，若能已知現地河道流量或是不同重現期距下之河道流量，或許能將危險程度轉化為動態變化之危險程度評估與分級。
3. 本計畫之計算成果，建議後續可置入 BigGIS，提供即時解算，再搭配 BigGIS 其它功能，應可於短時間內獲得相當龐大之參數資訊量，有利於災時防災應變決策擬定之參考。

參考文獻

1. 大紀元，竹縣上坪溪新堰塞湖　珍珠颱風恐引發潰堤，https://www.epochtimes.com/b5/6/5/16/n1320320.htm，2006。
2. 小飛，石頭溪堰塞湖，https://68maps.com/p/taiwan-rockriverlake/tw。
3. 中央通訊社，花蓮萬里溪堰塞湖 因尼伯特颱風消失，https://tw.news.yahoo.com/%E8%8A%B1%E8%93%AE%E8%90%AC%E9%87%8C%E6%BA%AA%E5%A0%B0%E5%A1%9E%E6%B9%96-%E5%9B%A0%E5%B0%BC%E4%BC%AF%E7%89%B9%E9%A2%B1%E9%A2%A8%E6%B6%88%E5%A4%B1-021431968.html#goldenGate，2006。
4. 水土保持局，104 年杜鵑颱風重大土砂災例最速報，2015a。
5. 水土保持局，104 年蘇迪勒颱風重大土砂災例最速報，2015b。
6. 水土保持局，105 年尼伯特颱風重大土砂災例摘要報告，2016a。
7. 水土保持局，105 年其他重大土砂災例摘要報告，2016b。
8. 水土保持局，106 年 0601 豪雨重大土砂災例最速報，2017。
9. 水土保持局，108 年其他重大土砂災例最速報，2019。
10. 水土保持局，110 年玉里鎮樂合里哈拉灣溪山壁邊坡崩落最速報，2021。
11. 水土保持局，基隆市暖暖區東勢坑堰塞湖影響評估，2022。

12. 水土保持局，新北市汐止區鵲鵲崙堰塞湖影響評估，2022。
13. 水土保持局臺東分局，臺東縣延平鄉桃源村松風溪上游土砂災害調查，2016。
14. 王宗暐、吳念懷、李育展、陳昆廷、謝秉軒、吳建宏，“崩塌塊體堰塞河道之壩體規模評估分析”，第 25 屆水利工程研討會論文集，九月九~十日，成功大學，臺南，臺灣，2021。
15. 自由時報，南勢溪上游驚見堰塞湖 林務局：已在溢流中，https://news.ltn.com.tw/news/life/breakingnews/1413494，2015。
16. 自由時報，桃園復興大曼溪上游土崩 形成堰塞湖，https://news.ltn.com.tw/news/life/paper/1455993，2021。
17. 吳念懷、李育展、王宗暐、李明熹、吳建宏、陳昆廷，“大規模崩塌塊體在不同河寬條件下之堆積特性探討”，2022 岩盤工程暨工程地質研討會，五月五~六日，中央大學，桃園，臺灣，2022。
18. 林務局，以 3D 雷射掃描儀測繪巒大事業區第 180 林班崩塌地」，期末報告，2008。
19. 林務局花蓮林區管理處，木瓜溪事業區 19 林班崩塌區及堰塞湖防災計畫，成果報告，2009。
20. 林務局花蓮林區管理處，瓦黑爾溪堰塞湖調查評估報告(第一處)調查報告，成果報告，2014。

21. 林務局花蓮林區管理處，塔次基里溪堰塞湖災害調查（第二處）評估報告，成果報告，2015。
22. 林務局花蓮林區管理處，豐坪溪堰塞湖調查評估報告，2022。
23. 林務局屏東林區管理處，旗山溪（那瑪夏鄉）、士文溪（春日鄉）二處堰塞湖調查評估及短中長期處理對策研擬計畫，成果報告，2010。
24. 林務局屏東林區管理處，轄管流域堰塞潛勢調查監控及評估分析與對策研擬，成果報告，2013。
25. 林務局臺東林區管理處，大南溪上游堰塞湖緊急調查調查報告，成果報告，2021。
26. 林務局臺東林區管理處，大崙溪上游堰塞湖專案報告，成果報告，2007。
27. 林務局臺東林區管理處，太麻里溪包盛社堰塞湖緊急評估及全流域短中長期對策建議計畫，成果報告，2010。
28. 林務局臺東林區管理處，臺東縣知本溪上游堰塞湖緊急處理對策評估，成果報告書，2006。
29. 林務局臺東林區管理處，關山事業區第三林班地龍泉溪上游堰塞湖緊急評估及緊急對策建議，成果報告，2006。
30. 林務局羅東林區管理處，五十溪上游堰塞湖監測工作災害評估報

告，2022。

31. 張世松，碩士論文，嘉義縣油車寮崩塌地崩塌機制研究，國立中興大學，2012。
32. 許中立、葉師杏，“611 水災高雄市桃源區復興里災害成因分析”，坡地防災學報，第 12 卷，第 1 期，1-11 頁，2013。
33. 陳天健、王東銘、陳樹群、蘇群雅、林潤榮，“臺灣地區堰塞湖特性初步研究”，臺灣公共工程學刊，第 4 卷，第 2 期，1-8 頁，2008。
34. 陳天健、王香云、徐瑞麟、蘇群雅，“台東知本溪堰塞湖”，地工技術，第 106 期，87-92 頁，2005。
35. 陳昆廷，博士論文，堰塞湖天然壩潛勢區位判釋之研究，國立成功大學，2015。
36. 陳昆廷、臧運忠、郭玉樹、呂明鴻、謝正倫，“莫拉克颱風引致堰塞湖之案例分析”，中華防災學刊，第 2 卷，第 1 期，43-50 頁，2010。
37. 陳樹群，“堰塞湖潰決機制與減災工法研究”，中華水土保持學報，第 30 卷，第 4 期，299-311 頁，1999。
38. 黃俊英，多變量分析，中國經濟企業研究所，1998。
39. 經濟部中央地質調查所，辛樂克颱風廬山山崩現況調查報告，成

果報告，2008。

40. 經濟部水利署，布唐布那斯堰塞湖調查評估及對策研擬，成果報告，2013。
41. 經濟部水利署水利規劃試驗所，堰塞湖引致災害防治對策之研究，總報告，2004。
42. 簡桐煙，“立霧溪托博潤天然壩的處理經過”，台電月刊，第359 期，56-66 頁，1978。
43. 羅積玉，多元統計分析-方法與應用，科技圖書股份有限公司，1990。
44. A. E. Scheidegger, “On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides,” Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 5, No.4, pp. 231-236, 1973.
45. A. Heim, “Bergsturz und menschenleben,” Fretz und Wasmuth, Zurich, 1932.
46. B. B. Shrestha and H. Nakagawa, “Hazard assessment of the formation and failure of the Sunkoshi landslide dam in Nepal,” Natural Hazards, Vol. 82, No. 3, pp. 2029-2049, 2016.
47. C. K. Meng, K. T. Chen, Z. P. Niu, B. F. Di and Y. J. Ye, “Influence of internal structure on breaking process of short-lived landslide dams,” Frontiers in Earth Science, Vol. 9, 604635, 2021.

48. C. Tacconi Stefanelli, S. Segoni, N. Casagli and F. Catani, "Geomorphic indexing of landslide dams evolution," Engineering Geology, Vol. 208, pp. 1-10, 2016.
49. C. Tacconi Stefanelli, V. Vilímek, A. Emmer and F. Catani, "Morphological analysis and features of the landslide dams in the Cordillera Blanca, Peru," Landslides, Vol. 15, pp. 507-521, 2018.
50. D. Y. Shen, Z. M. Shi, M. Peng, L. M. Zhang and M. Z. Jiang, "Longevity analysis of landslide dams," Landslides, Vol. 17, pp. 1797-1821, 2020.
51. G. W. Zhao, Y. J. Jiang, J. P. Qiao, Z. J. Yang and P. P. Ding, "Numerical and experimental study on the formation mode of a landslide dam and its influence on dam breaching," Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 78, pp. 2519-2533, 2019.
52. H. Capart, J. P. C. Hsu, S. Y. J. Lai, and M. L. Hsieh, "Formation and decay of a tributary-dammed lake, Laonong River, Taiwan." Water Resources Research, Vol. 46, W11522, 2010.
53. H. M. Liao, X. G. Yang, G. D. Lu, J. Tao and J. W. Zhou, "Experimental study on the formation of landslide dams by fragmentary materials from successive rock slides," Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 79, pp. 1591-1604, 2019.

54. H. Wu, M. A. Trigg, W. Murphy and R. Fuentes, "A new global landslide dam database (RAGLAD) and analysis utilizing auxiliary global fluvial datasets," Landslides, Vol. 19, pp. 555-572, 2022.

55. J. E. Costa and R. L. Schuster, "The formation and failure of natural dams," Geological Society of America Bulletin, Vol. 100, pp. 1054-1068, 1988.

56. J. H. Wu and P. H. Hsieh, "Simulating the post failure behavior of the seismically-triggered Chiu-fen-erh-shan landslide using 3DEC," Engineering Geology, Vol. 287, 106113, 2021.

57. J. J. Dong, P. J. Lai, C. P. Chang, S. H. Yang, K. C. Yeh, J. J. Liao and Y. W. Pan, "Deriving landslide dam geometry from remote sensing images for the rapid assessment of critical parameters related to dam-breach hazards," Landslides, Vol. 11, pp. 93-105, 2014.

58. J. J. Dong, Y. H. Tung, C. C. Chen, J. J. Liao and Y. W. Pan, "Discriminant analysis of the geomorphic characteristics and stability of landslide dams," Geomorphology, Vol. 110, No. 3-4, pp. 162-171, 2009.

59. J. J. Dong, Y. H. Tung, C. C. Chen, J. J. Liao and Y. W. Pan, "Logistic regression model for predicting the failure probability of a landslide dam," Engineering Geology, Vol. 117, pp. 52-61, 2011.

60. K. J. Bathe and E. L. Wilson, “Numerical methods in finite element analysis.” Prentice Hall, Englewood Cliffs., 1976.

61. K. J. Hsü, “Catastrophic debris streams (Sturzstroms) generated by rockfalls,” Geological Society of America Bulletin, Vol. 86, pp. 129-140, 1975.

62. K. T. Chen, T. C. Chen, X. Q. Chen, H. Y. Chen and W. Y. Zhao, “An experimental determination of the relationship between the minimum height of landslide dams and the run-out distance of landslides,” Landslides, Vol. 18, pp. 2111-2124, 2021.

63. K. T. Chen, X. Q. Chen, G. S. Hu, Y. S. Kuo and H. Y. Chen, “Effects of river flow velocity on the formation of landslide dams,” Journal of Mountain Science, Vol. 16, No. 11, pp. 2502-2518, 2019.

64. K. T. Chen, Y. S. Kuo and C. L. Shieh, “Rapid geometry analysis for earthquake-induced and rainfall-induced landslide dams in Taiwan,” Journal of Mountain Science, Vol. 11, No. 2, pp. 360-370, 2014.

65. L. Ermini, and N. Casagli, “Prediction of the behaviour of landslide dams using a geomorphological dimensionless index,” Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 28, pp. 31-47, 2003.

66. M. Peng and L. M. Zhang, “Breaching parameters of landslide

dams," Landslides, Vol. 9, No. 1, pp. 13-31, 2012.

67. O, Korup, "Geomorphic hazard assessment of landslide dams in South Westland, New Zealand: fundamental problems and approaches," Geomorphology, Vol. 66, No. 1-4, pp. 167-188, 2005.
68. O, Korup, "Geomorphometric characteristics of New Zealand landslide dams," Engineering Geology, Vol. 73, pp. 13-35, 2004.
69. P. A. Cundall and O. D. L. Strack, "A discrete numerical model for granular assemblies," Geotechnique, Vol. 29, No.1, pp. 47-65, 1979.
70. P. A. Cundall, "Distinct element models of rock and soil structure," in Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics, Chapter 4, pp. 129-163. E. T. Brown, ed. London: George Allen and Unwin., 1987.
71. P. A. Cundall, "Formulation of a three-dimensional distinct element model—Part I.A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks," International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Vol. 25, pp. 107-116, 1988.
72. P. Cui, Y. Y. Zhu, Y. S. Han, X. Q. Chen, and J. Q. Zhuang, "The 12 May Wenchuan earthquake-induced landslide lakes: distribution

and preliminary risk evaluation," Landslides, Vol. 6, pp. 209-223, 2009.

73. Q. Xu, X. M. Fan, R Q. Huang, C. and Van Westen, "Landslide dams triggered by the Wenchuan Earthquake, Sichuan Province, south west China," Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 68, No. 3, pp. 373-386, 2009.
74. S. C. Chen, T. W. Lin and C. Y. Chen, "Modeling of natural dam failure modes and downstream riverbed morphological changes with different dam materials in a flume test," Engineering Geology, Vol. 188, pp. 148-158, 2015.
75. S. H. Park and T. Adachi, "Laboratory model tests and FE analyses on tunneling in the unconsolidated ground with inclined layers," Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 17, pp. 181-193, 2002.
76. S. H. Yang, Y. W. Pan, J. J. Dong, K. C. Yeh, and J. J. Liao, "A systematic approach for the assessment of flooding hazard and risk associated with a landslide dam," Natural Hazards, Vol. 65, No. 1, pp. 41-62, 2013.
77. T. K. Nian, H. Wu, D. Y. Li, W. Zhao, K. Takara and D. F. Zheng, "Experimental investigation on the formation process of landslide dams and a criterion of river blockage," Landslides, Vol. 17, pp. 2547-2562, 2020.

78. T. N. Do and J. H. Wu, "Verifying discontinuous deformation analysis simulations of the jointed rock mass behavior of shallow twin mountain tunnels," International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 130, 104322, 2020.
79. T. Oppikofer, R. L. Hermanns, V. U. Jakobsen, M. Böhme, P. Nicolet and I. Penna, "Forecasting dam height and stability of dams formed by rock slope failures in Norway," Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol. 20, No.11, pp. 3179-3196, 2020.
80. W. Liu, Y. X. Hu, S. M. He, J. W. Zhou and K. T. Chen, "A numerical study of the critical threshold for landslide dam formation considering landslide and river dynamics," Frontiers in Earth Science, Vol. 9, 651887, 2021.
81. X. Fan, A. Dufresne, S. Siva Subramanian, A. Strom, R. Hermanns, C. Tacconi Stefanelli, et al., "The formation and impact of landslide dams – State of the art," Earth-Science Reviews, Vol. 203, 103116, 2020.
82. X. G. Jiang, P. Cui, H. Y. Chen and Y. Y. Guo, "Formation conditions of outburst debris flow triggered by overtopped natural dam failure," Landslides, Vol. 14, pp. 821-831, 2017.
83. X. M. Fan, D. G. Rossiter, C. J. van Westen, Q. Xu and T. Gorum, "Empirical prediction of coseismic landslide dam formation," Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 39, pp. 1913-1926,

2014.

84. Y. Okura, H. Kitahara and T. Sammori, “Fluidization in dry landslides,” Engineering Geology, Vol. 56, pp. 347-360, 2000.
85. Y. S. Kuo, Y. C. Tsang, K. T. Chen and C. L. Shieh, “Analysis of landslide dam geometries,” Journal of Mountain Science, Vol. 8, pp. 544-550, 2011.
86. Y. S. Kuo, Y. J. Tsai, Y. S. Chen, C. L. Shieh, K. Miyamoto and T. Itoh, “Movement of deep-seated rainfall-induced landslide at Hsiaolin Village during Typhoon Morakot.” Landslides, Vol. 10, pp. 191-202, 2013.
87. Y. Zhou, Z. Shi, Q. Zhang, W. Liu, M. Peng and C. Wu, “3D DEM investigation on the morphology and structure of landslide dams formed by dry granular flows,” Engineering Geology, Vol. 258, 105151, 2019.
88. Y. Zhou, Z. Shi, Q. Zhang, W. Liu, M. Peng, C. Wu, “3D DEM investigation on the morphology and structure of landslide dams formed by dry granular flows,” Engineering Geology, Vol. 258, 105151, 2019.
89. Y. Zhou, Z. Shi, T. Qiu, S. Yu, Q. Zhang, D. Shen, “Experimental study on morphological characteristics of landslide dams in different shaped valleys,” Geomorphology, Vol. 400, 108081, 2022.

附錄

附錄一、期初審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
蘇苗彬委員：		
一	試驗採塊體滑落與崩積堆積量測，與現地實際情形有何差別應比較說明。	實驗條件與現地條件主要差別在於河道地形，相同體積量體，在不同河道地形條件下，將形成不同之壩體參數，因此本計畫分別考量U形、V形河道條件進行堰塞壩壩體體積與壩體最大蓄水量之計算推導，並與現地條件進行比對。相關內容請詳閱第二章第四節。
二	採用cundall的離散元素來模擬邊坡滑動與堆積，基本可行，如何評定危險程度應建立分級的方法。	危險程度分級為利用本計畫所建立之無因次堰塞壩危險評估指標進行分級，由初步分析結果可知，不論是現場實際

項次	審查意見	回覆辦理情形
		案例或是改變河道坡度條件，無因次化之堰塞壩危險評估指標皆呈現由初始較陡峭而逐漸變緩之拋物線形式，後續將能藉由統計分析方法進行危險程度分級。相關內容請詳閱第三章第四節。
三	表3-4 內容應力求完整明確，如草嶺堰塞湖的背景資料、九份二山並無溢流破壞，一江橋壩體高應無50 m，項目24之新武呂溪是否為崩塌堰塞30 m壩高等，應再檢查。	感謝委員指正，草嶺堰塞湖、九份二山堰塞湖相關內容已修正於表 3-8，而一江橋與新武呂溪相關文獻列於後。 一江橋：陳樹群，“堰塞湖潰決機制與減災工法研究”，中華水土保持學報，第 30 卷，第 4 期，299-311 頁，1999。 新武呂溪：經濟部水利署水利規劃試驗所，堰塞湖引致災害防治對策之研究，總報告，

項次	審查意見	回覆辦理情形
		2004。
陳清田委員：		
一	請說明影響堰塞壩規模之物理因子(或機制)，俾供預測模建置應用。預測模式模擬之可靠性如何驗證？	在本計畫中，考量影響堰塞壩規模之物理因子主要為崩塌體積、河道寬度、等價摩擦係數(崩塌運動距離)，上述之因子將進一步影響到壩體高度、壩體規模之變化，因此本計畫建立無因次堰塞壩形成評估方法以獲取堰塞壩形成後之壩體高度，再藉由無因次壩體規模預測方法獲取壩體規模，最後可通過無因次堰塞壩危險評估指標獲取危險程度，並可利用現場實際案例進行驗證，確保相關方法之可行性。
二	有關堰塞壩規模分級之適切	感謝委員指正，已補充相關文

項次	審查意見	回覆辦理情形
	性如何評估，建議強化文獻蒐集，俾供本研究執行之參考。	獻說明。相關內容請詳閱第三章第四節。
三	未有預定工作進度內容。	感謝委員指正，相關內容已補充於第一章第一節。
王承德委員：		
一	本工作執行計畫書之背景文獻資料目前蒐集尚稱完善，期許期中與期末報告能更臻完善。	感謝委員肯定，本計畫將持續更新與完善相關內容。
二	會形成堰塞壩之崩塌邊坡坡度之統計分析為何？因本室內實驗係自40度至60度，是否符合自然堰塞湖壩體形成之坡度，請考量。	以目前既有之堰塞壩案例可知，會形成堰塞壩之崩塌邊坡坡度從 24 度至 60 度皆有記錄，又以 50 度至 60 度之案例居多，此與材料物理性質有關，因此本計畫之室內實驗使用 40 度至 60 度，以符合大部分現場實際情形。
三	本報告書對於擬採用的數值	本計畫利用 3DEC 與室內實驗

項次	審查意見	回覆辦理情形
	模擬工具(3DEC)之原理與運算模式撰寫完善，惟3DEC 使用的參數，包括正向、剪向彈性模數、摩擦係數等之試誤，如何較符合室內實驗，確實有很大的挑戰。	結果交互比對驗證，進行相關參數率定，以符合室內實驗結果，惟室內實驗結果仍有其相關誤差，因此本計畫原則上仍以整體趨勢相符作為 3DEC 數值模擬之主要依據。
陳振宇委員：		
一	現行本局與林務之堰塞壩長寬等定義與水利署不同，如與國際接軌統一，應可行，惟建議須與本局防災中心及其委託團隊溝通確認。	感謝委員肯定，待本計畫相關成果完成後，將與本局防災中心及其委託團隊溝通確認。
二	有關歷年堰塞湖之迴水量體評估建議可使用Big GIS提供之功能進行估算。	感謝委員寶貴建議，後續將視堰塞壩案例情況，同步將 Big GIS 估算結果一併納入。
羅文俊委員：		

項次	審查意見	回覆辦理情形
一	P.2-1 最下方提及的問題，本年度的計畫可以解決哪些問題，完成哪些部分、未來的展望、預期成果等，建議補充。	感謝委員指正，相關內容已補充於第一章第一節。
二	建議可思考未來如何用實驗推估現地狀況。	本計畫為使室內實驗與數值模擬實驗結果能應用於現場實際情形，因此將相關參數進行無因次分析，無因次分析之優勢即是能將縮尺問題進行處理，因此本計畫之相關方法已可應用於現場推估。
技研小組(施佩昱)：		
一	研究方法之危險程度量化分級，請補充說明量化之依據、機制?	感謝委員指正，相關內容已補充於第二章第四節。
二	表3-4表頭遺失，請修正。	感謝委員指正，相關內容已補充於第三章第三節。

附錄二、期中報告書面審查意見暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
蘇苗彬委員：		
一	本計畫針對堰塞土體進行危險程度的量化分級，極有意義，可增加防災應變需求的評定，很有必要。	非常感謝委員肯定。
二	P1-1 中提及堰塞壩壽命相當短暫，應可再加強分類說明，文中的說明很重要可供各界參考。	感謝委員指正，相關內容已修正於 P1-1。
三	P2-1 的物理模型實驗，假設條件說明看來重點在是否崩塌會造成堰塞壩體，與危險程度量化有所差異，可以再思考精進。	P2-1 的物理模型實驗目的主要是為了精進去年度之成果，並增加實驗組數，使去年成果更加完善。當崩塌判斷能形成堰塞壩體後，壩體高度須能於短時間進行評估，方能提供壩體高度資訊進行危險程度量化，兩者之間相互關聯。

項次	審查意見	回覆辦理情形
四	P2-9 的離散元素與大崩產生堰塞的機制有所差異，尤其強降雨產生的崩塌有水流的作用，影響很大。	感謝委員指正，離散元素確實無法模擬強降雨條件下之大崩產生堰塞，但 3DEC 能輔助實驗結果，進行相關之驗證，因此仍有其必要性。
五	P3-19 等圖形顯示高度與寬度變化非致性，其相關性可能較複雜。	此結果主要為塊體尺寸之影響(3.2 cm x 3.2 cm x3.2 cm)，因此量測上會有多一塊或少一塊之情形，因此看起來會有變化非致性，實際上為受限塊體尺寸。
六	P3-25 圖的資料顯示變化很大，不太適合作成結論，應進一步討論其代表意義。	該圖主要顯示崩塌體積分別與河道堆積體積、邊坡殘存體積之關聯性，隨河道寬度增加，比值勢必有所變化，趨勢亦為一增一減，符合堆積之物理現象。
七	P3-32 起的表3-8 很好也很重	感謝委員指正，已補充每一個

項次	審查意見	回覆辦理情形
	要，應就每一個案提出資料出處，並儘量完整說明各個案內容，如編號80以後實際的狀況。	案之出處，仍存在之案例亦增加說明，惟編號 84 以後之個案為蒐集文獻而得，由於坐標位置未知，無法判斷現在實際情況，相關資料已修正於表 3-9。
八	整體報告完整可行，可持續努力。	感謝委員肯定，本計畫將持續更新與完善相關內容。
羅文俊委員：		
一	P3-4~P3-6 提及之孔隙率差異建議以百分比表示，不宜用差異不大、孔隙率相近等敘述表示。	感謝委員指正，相關內容已修正於 P3-4~P3-6。
陳振宇委員：		
一	表3-8 彙整之臺灣歷年堰塞湖案例很有價值，惟內容應力求正確性，例如期初審查時委員提出的九份二山二個堰塞並	感謝委員指正，草嶺堰塞湖、九份二山堰塞湖相關內容已修正於表 3-9。

項次	審查意見	回覆辦理情形
	未有溢流破壞，宜修正。	
二	承上，2022年4月花蓮玉里事業區第27林班地豐坪溪堰塞湖案例，建議可補充。	感謝委員指正，相關內容已補充於表 3-9。
三	堰塞湖危險程度量化指標，目前儘考慮壩體規模及蓄水量，但壩體本身之安定性是否也是危險因子之一，後續是否納入考量？	在探討壩體本身安定性之前，需先釐清壩體規模與蓄水體積之間的關聯性，才能進一步量化危險程度，待危險程度完成量化後，才能進一步探討壩體安定性，為壩體自身安定性其實為一動態變化，無法以單一情況或數據進行描述，因此本計畫擬於明年度持續研究壩體安定性之相關課題。
技研小組(蔡宗賢)：		
一	依目前室內實驗成果與數值模擬兩者成果，僅能「定性」	感謝委員指正，相關內容已補充於 P3-11~ P3-17。

項次	審查意見	回覆辦理情形
	描述堰塞壩之運動特性，但仍無法具體說明數值模擬之準確度，建議說明造成兩者差異之可能誤差，該如何修正宜有說明。	
二	P.2-23，無因次量化時除了壩體規模與壩體最大蓄水量外，內文亦提及坡度亦有影響，但無因次項中並未提及坡度(亦為無因次)項，是否應納入；壩體最大蓄水深度與崩塌最小堆積高度之無因次項亦同。	坡度因子其實已經隱含在最小壩體高度之中，隨著河道越陡，最小壩體高度將逐漸降低，而最小壩體高度之降低，則進一步影響壩體最大蓄水深度與崩塌最小堆積高度。
三	P.3-15比對崩塌最小堆積高度與河寬之關係時，僅以兩點或三點來定性說明，較不具說服力，建議應增加試驗數據，較能看出其回歸統計特性。	會只呈現出兩點或三點來定性說明，其原因為更大之河道寬度，此量體下之崩塌塊體已無法阻塞河道形成堰塞壩，因此需改變其它量體，方能顯示

項次	審查意見	回覆辦理情形
	P.3-19體積變化亦同。	多點之定性說明；體積亦同。
四	P.3-29建議堰塞壩相關參數不宜將四張圖同時放置於一頁，且變數亦無說明(雖然P.3-26~P.3-28 有詳列)，建議能一頁一張圖並將變數名稱標註，俾利了解各變數物理意義。	感謝委員指正，相關內容已修正於表 3-5~表 3-8。
五	P.3-32，表3-8 彙整臺灣堰塞壩之資料，能否就本研究計畫之初步結論，評估是否與臺灣堰塞壩之破壞形式一致，例如從河寬、壩體高度等變數推論為何實際堰塞壩案例中有些是溢流破壞，有的則是滲流破壞。	由於堰塞壩壩體破壞過程與機制極為複雜，牽扯之因素甚多，至今為止，國內外尚未有學者能明確推論何者堰塞壩為溢流破壞或滲流破壞，以目前本計畫之成果亦無法進行推論，建議仍須透過後續相關研究來進一步釐清破壞機制。
六	P.4-1 初步結論第一點說明今年度數值模擬加入阻尼係數	感謝委員指正，相關內容已補充於 P3-11~ P3-17。

項次	審查意見	回覆辦理情形
	較貼近試驗成果，但本文中，兩者數據的比對並未作統計分析，就初步結果看，數值模擬仍與真實試驗有異，特別是在河道兩側之散落情形，數值模式似乎無法有效模擬，建議能提出可能誤差原因及預計如何修正。	

附錄三、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
一	顆粒體之形狀或大小對形成堰塞壩的條件，其差異性為何？	顆粒形狀或大小必定會影響到堰塞壩的形成，包括崩滑運動距離、孔隙變化、壩體高度等，惟影響這些關係中，還有很多研究問題須逐一釐清，無法單純從兩種顆粒變化而提出其差異性，值得後續深入研究探討。
二	如果可進一步搭載至BigGIS應對即時堰塞湖預警能有幫助。	感謝委員肯定，本計畫將持續更新與完善相關內容，以便未來能與 BigGIS 進行搭載。
三	建議針對危險度分級的依據和建議採用3級或4級或進行說明。	感謝委員建議，由今年度分析結果可以發現，不論是 3 級或 4 級，對於高度危險與中度危險變化不大，僅在低度危險有所差異，因此本研究會在後續增加測試組數後，將採用 3 級

項次	審查意見	回覆辦理情形
		或 4 級進行明確訂定。
四	以4級分區沒有在低度危險的測試值，其原因為何？	由於本研究今年度之規劃為將危險程度進行量化與劃分，特別是著重於高度危險與中度危險之區間，因此目前所使用之 87 組測試組數主要以實際案例集中之區段進行測試組數佈點，因此沒有低度危險的測試值出現。本研究會在後續增加測試組數後，將採用 3 級或 4 級進行明確訂定。
五	本研究透過數值模擬跟渠槽試驗建立堰塞湖相關無因次參數，有助於了解堰塞湖形成時壩體可能大小，惟目前實驗塊體與實際崩塌土塊仍有差距，建議未來能多增加實驗塊體大小，進一步釐清不同粒徑	感謝委員肯定，倘若本計畫能獲得後續計畫經費補助，將持續探討不同粒徑組成下，堰塞壩可能形成的壩高。

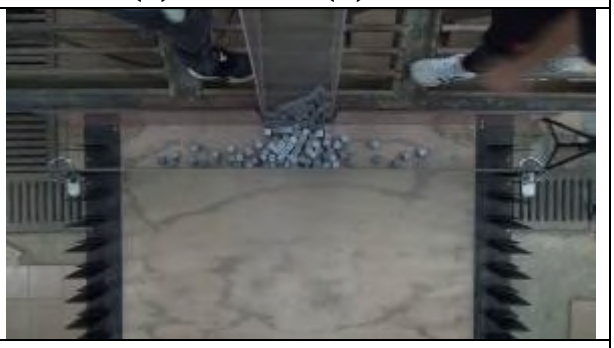
項次	審查意見	回覆辦理情形
	組成之堰塞壩可能形成的壩高。	
六	本研究成果可做為未來堰塞湖壩高的一個快速估算指標，請納入過往堰塞湖相關資料加以佐證，以期建立較具可信度無因次公式，可供未來局內使用。	感謝委員寶貴建議，由於過往堰塞湖相關資料受限於調查品質、資料完整度不佳與資料未統一等問題，目前能用來佐證之案例並不多，但以目前之成果，仍可提供使用，作為初步參考之依據。本計畫後續會持續針對堰塞湖進行調查與量測，逐步增加案例，俾期建立具可信度無因次公式，以供未來局內使用。

附錄四、崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗影像紀錄




(a) (b)

附錄圖 1 實驗組別 3539-40-72.51-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

(a) (b)

附錄圖 2 實驗組別 3539-40-72.51-21。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 3 實驗組別 3539-40-104.65-10。(a)側視圖；(b)俯視圖



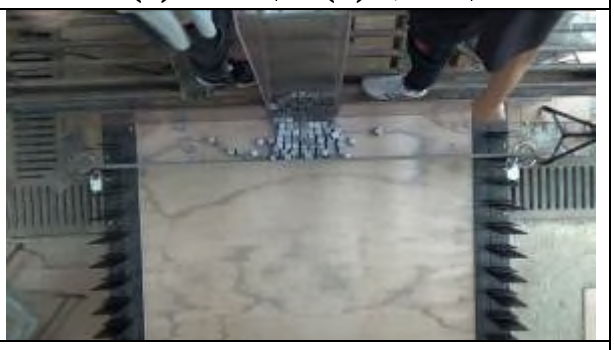

(a) (b)

附錄圖 4 實驗組別 3539-40-104.65-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



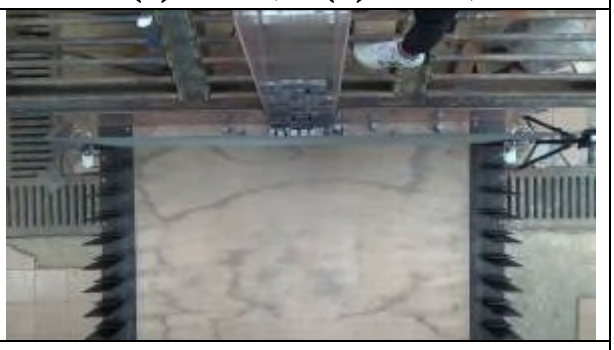

(a) (b)

附錄圖 5 實驗組別 3539-50-86.41-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

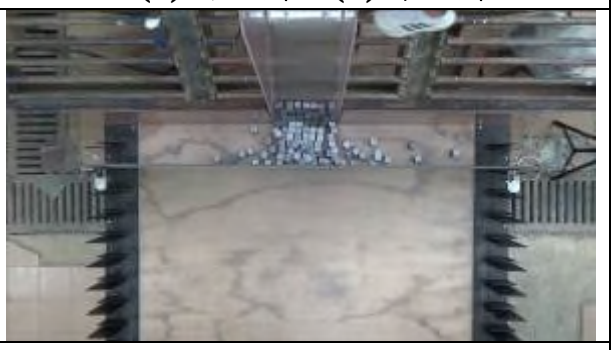
(a) (b)

附錄圖 6 實驗組別 3539-50-86.41-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

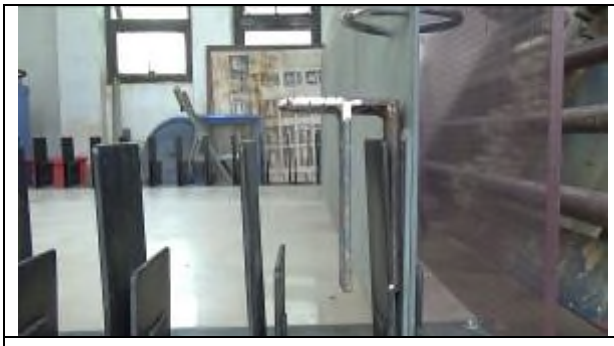
(a) (b)

附錄圖 7 實驗組別 3539-50-124.71-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

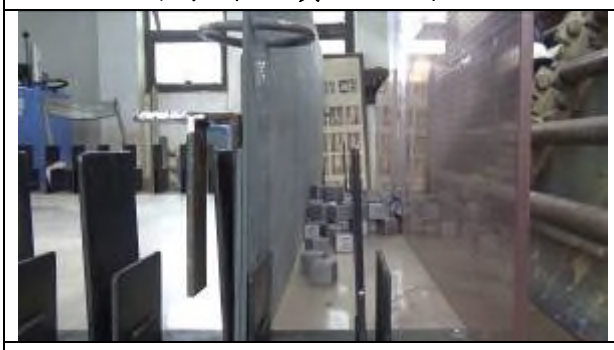
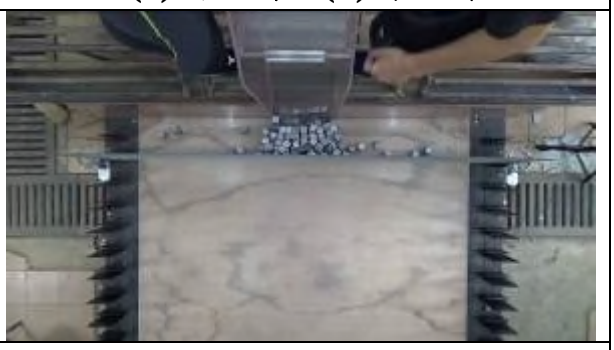
(a) (b)

附錄圖 8 實驗組別 3539-50-124.71-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



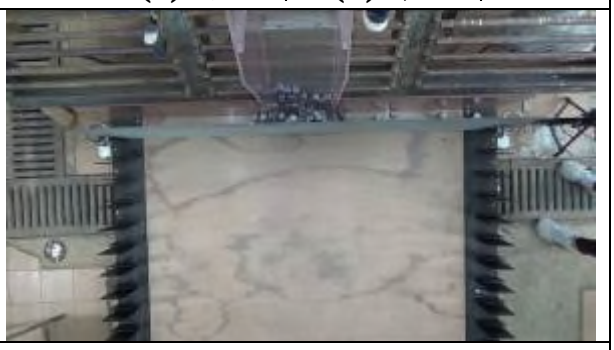

(a) (b)

附錄圖 9 實驗組別 3539-60-97.69-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

(a) (b)

附錄圖 10 實驗組別 3539-60-97.69-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

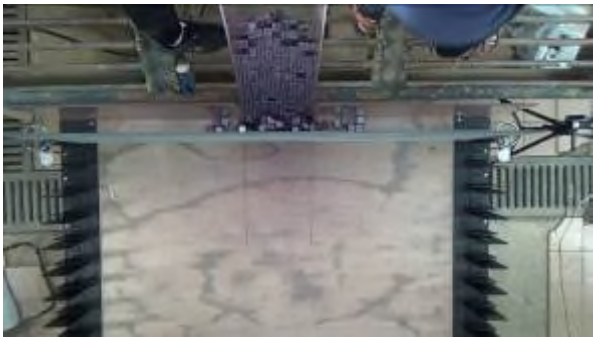
(a) (b)

附錄圖 11 實驗組別 3539-60-140.99-10。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 12 實驗組別 3539-60-140.99-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

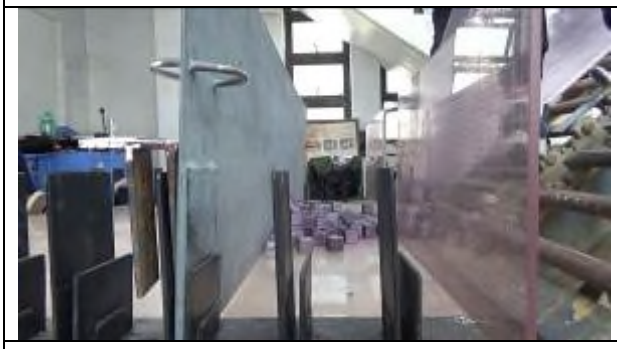
(a) (b)

附錄圖 13 實驗組別 6193-40-78.7-10。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 14 實驗組別 6193-40-78.7-21。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 15 實驗組別 6193-40-78.7-32。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 16 實驗組別 6193-40-110.8-10。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 17 實驗組別 6193-40-110.8-21。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 18 實驗組別 6193-40-110.8-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



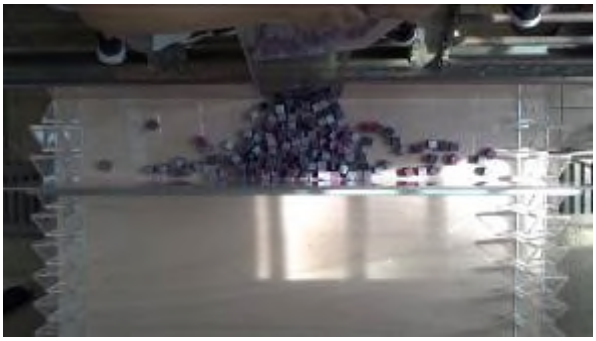

(a) (b)

附錄圖 19 實驗組別 6193-50-93.8-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

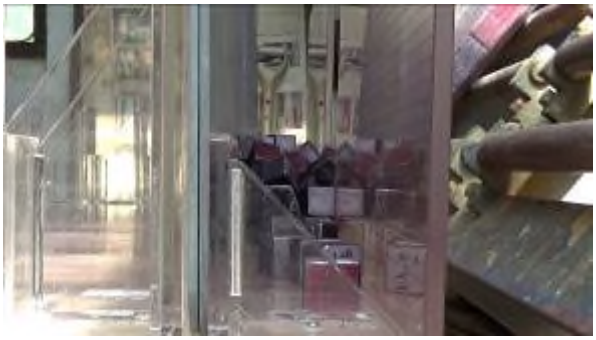



(a) (b)

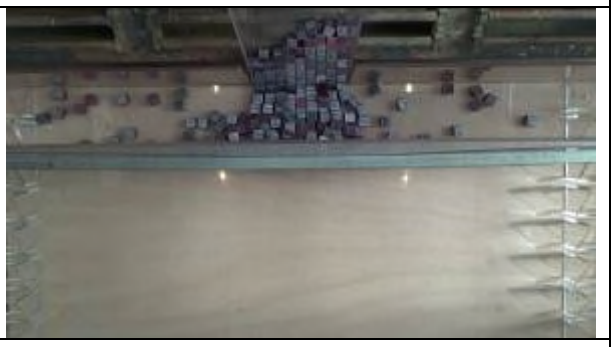
附錄圖 20 實驗組別 6193-50-93.8-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄圖 21 實驗組別 6193-50-93.8-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄圖 22 實驗組別 6193-50-132.1-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄圖 23 實驗組別 6193-50-132.1-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄圖 24 實驗組別 6193-50-132.1-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

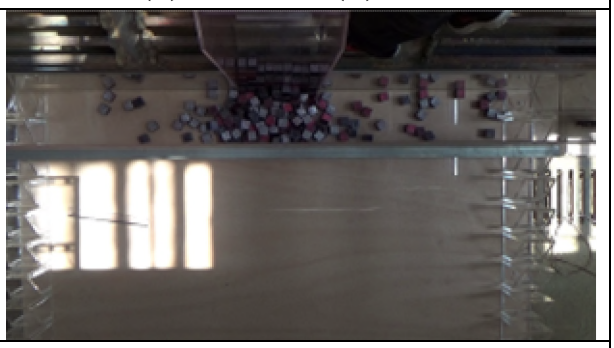


(b)

附錄圖 25 實驗組別 6193-60-106.0-10。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄圖 26 實驗組別 6193-60-106.0-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄圖 27 實驗組別 6193-60-106.0-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

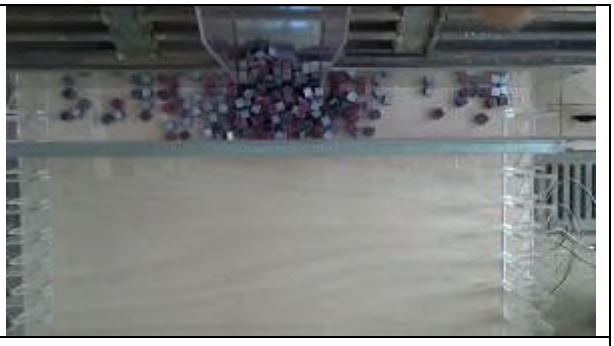


(a)



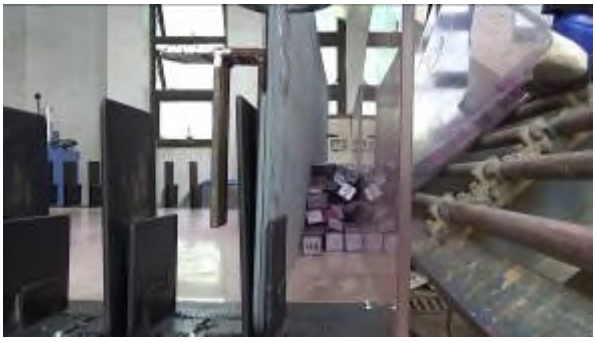
(b)

附錄圖 28 實驗組別 6193-60-149.3-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

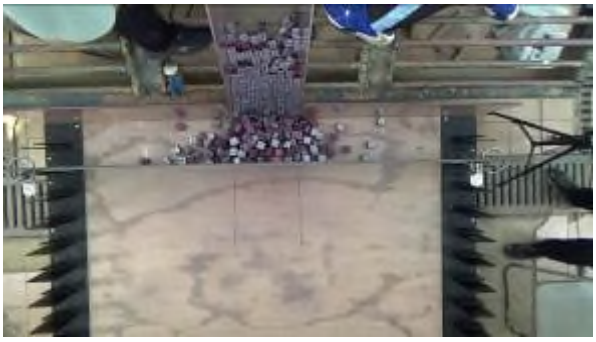
(a) (b)

附錄圖 29 實驗組別 6193-60-149.3-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



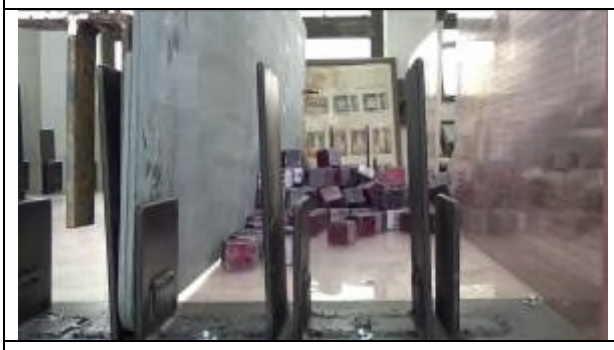

(a) (b)

附錄圖 30 實驗組別 9732-40-86.9-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

(a) (b)

附錄圖 31 實驗組別 9732-40-86.9-21。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 32 實驗組別 9732-40-86.9-32。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 33 實驗組別 9732-40-119.0-10。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 34 實驗組別 9732-40-119.0-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



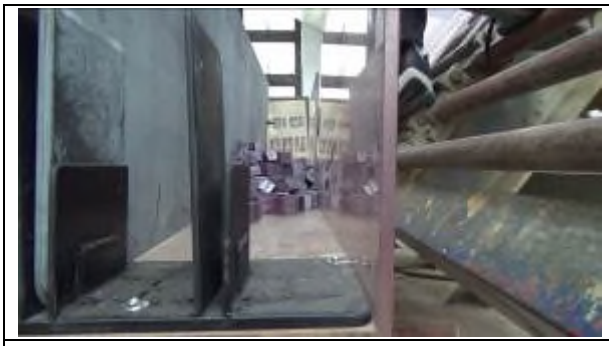

(a) (b)

附錄圖 35 實驗組別 9732-40-119.0-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



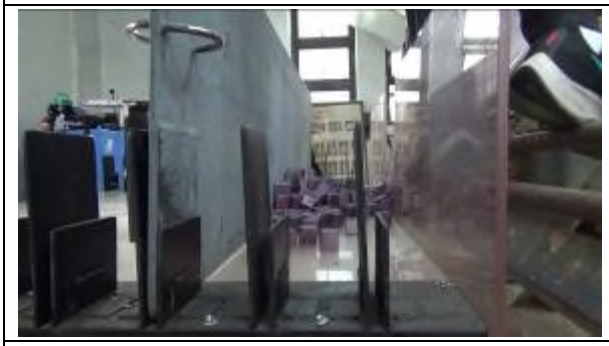

(a) (b)

附錄圖 36 實驗組別 9732-50-103.6-10。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 37 實驗組別 9732-50-103.6-21。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 38 實驗組別 9732-50-103.6-32。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 39 實驗組別 9732-50-103.6-43。(a)側視圖；(b)俯視圖

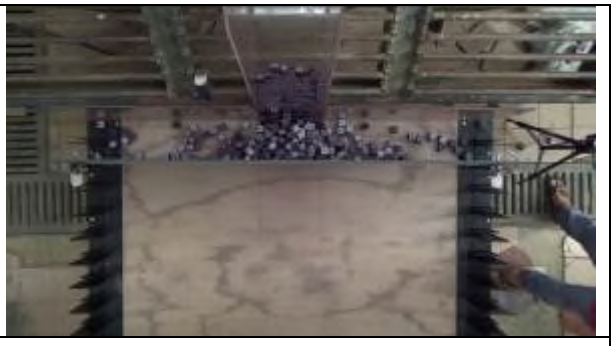



(a) (b)

附錄圖 40 實驗組別 9732-50-141.9-10。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄圖 41 實驗組別 9732-50-141.9-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄圖 42 實驗組別 9732-50-141.9-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

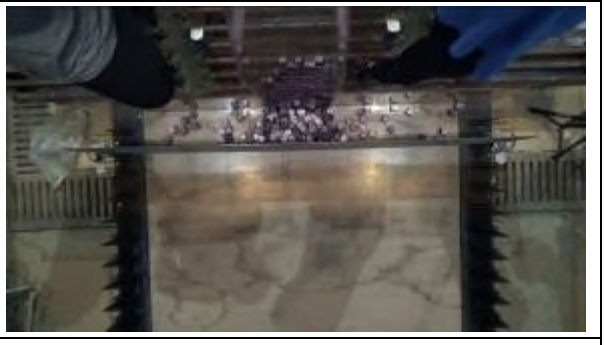


(b)

附錄圖 43 實驗組別 9732-60-117.1-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

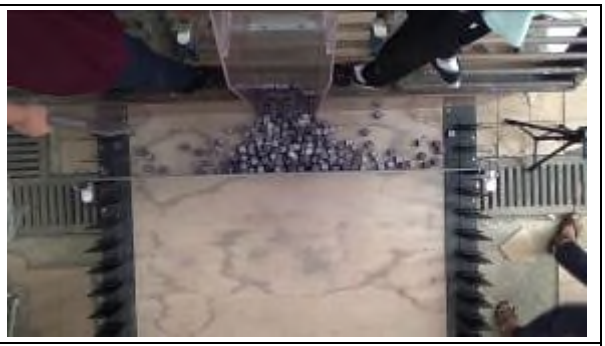


(a)



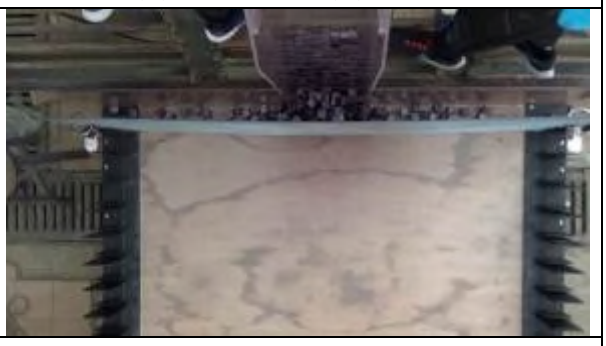
(b)

附錄圖 44 實驗組別 9732-60-117.1-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

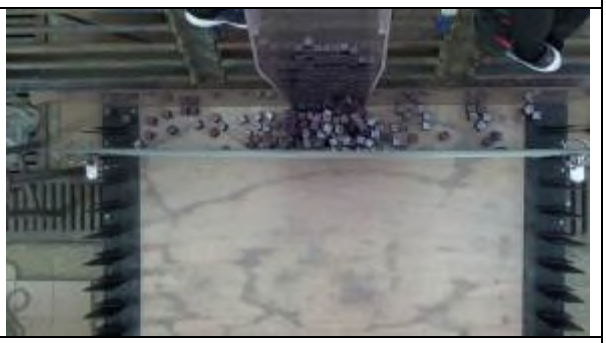
(a) (b)

附錄圖 45 實驗組別 9732-60-117.1-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

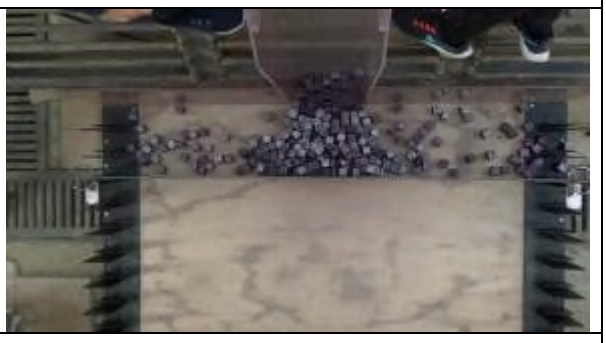
(a) (b)

附錄圖 46 實驗組別 9732-60-160.4-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

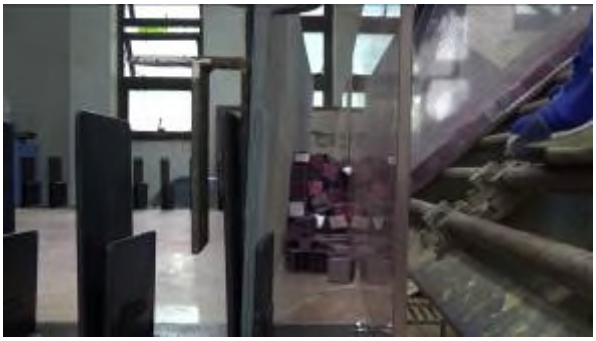
(a) (b)

附錄圖 47 實驗組別 9732-60-160.4-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

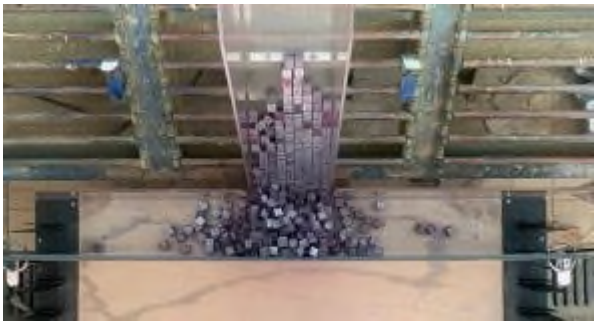



(a) (b)

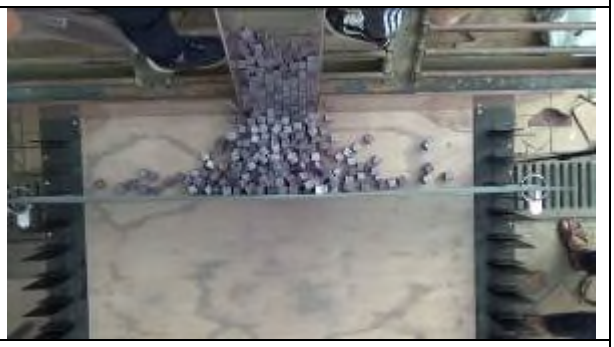
附錄圖 48 實驗組別 9732-60-160.4-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄圖 49 實驗組別 12386-40-93.1-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄圖 50 實驗組別 12386-40-93.1-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄圖 51 實驗組別 12386-40-93.1-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

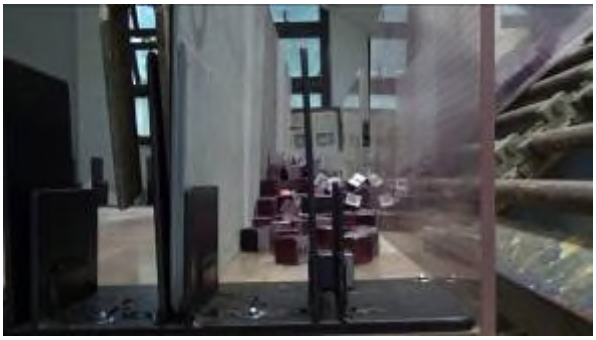


(a)



(b)

附錄圖 52 實驗組別 12386-40-125.2-10。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄圖 53 實驗組別 12386-40-125.2-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄圖 54 實驗組別 12386-40-125.2-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄圖 55 實驗組別 12386-40-125.2-43。(a)側視圖；(b)俯視圖

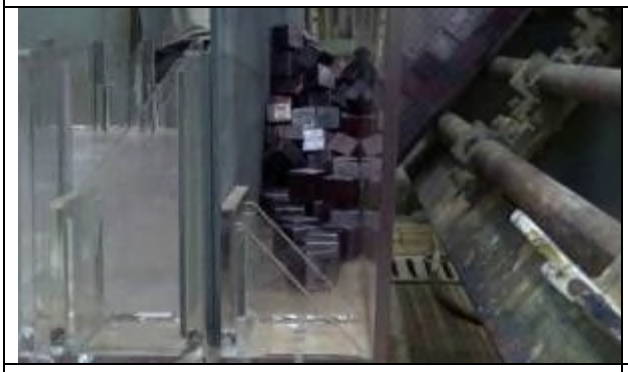


(a)



(b)

附錄圖 56 實驗組別 12386-40-125.2-54。(a)側視圖；(b)俯視圖

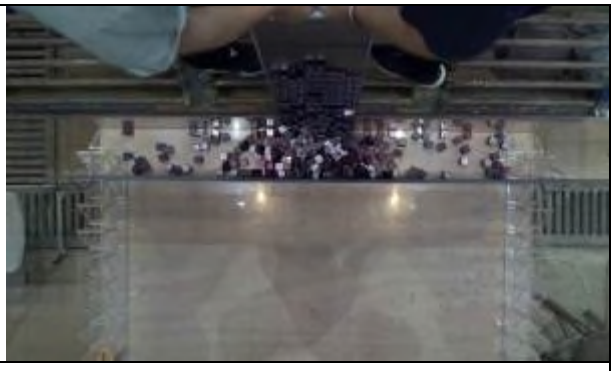


(a)



(b)

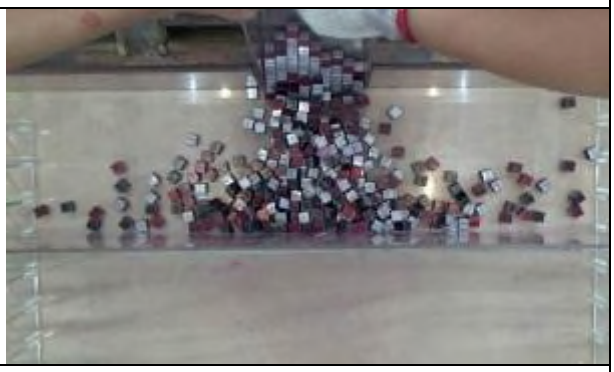
附錄圖 57 實驗組別 12386-50-110. 9-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄圖 58 實驗組別 12386-50-110.9-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

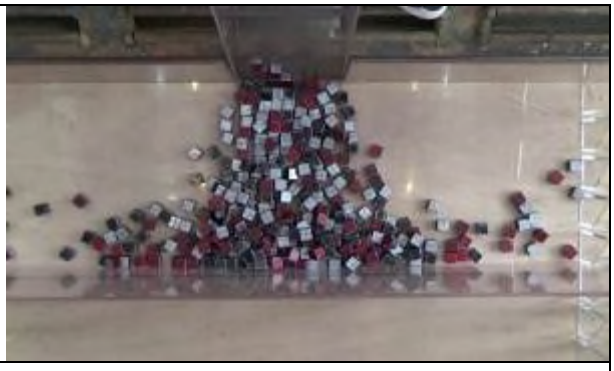
附錄圖 59 實驗組別 12386-50-110.9-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄圖 60 實驗組別 12386-50-110.9-43。(a)側視圖；(b)俯視圖

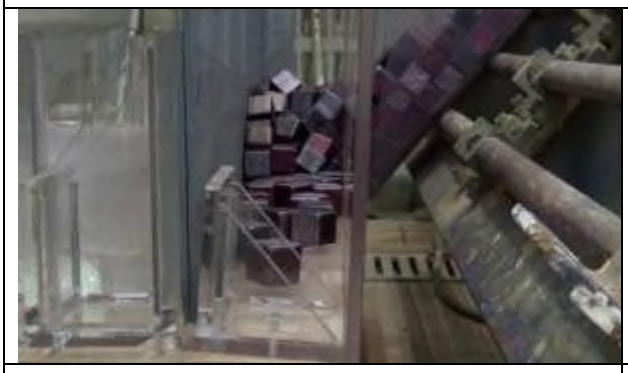


(a)

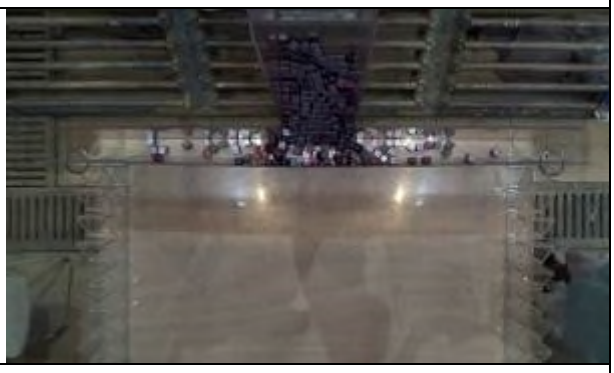


(b)

附錄圖 61 實驗組別 12386-50-110.9-54。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄圖 62 實驗組別 12386-50-149.2-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

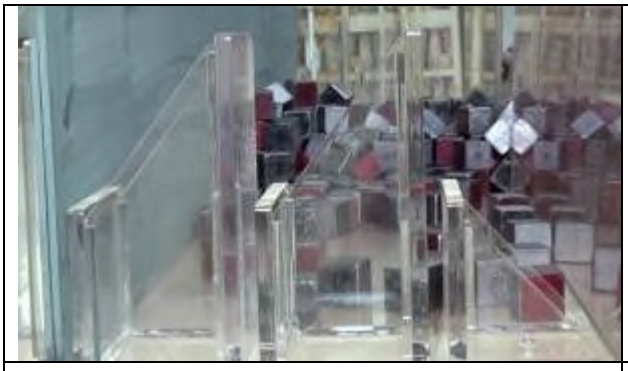


(a)



(b)

附錄圖 63 實驗組別 12386-50-149.2-21。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 64 實驗組別 12386-50-149.2-32。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 65 實驗組別 12386-50-149.2-43。(a)側視圖；(b)俯視圖

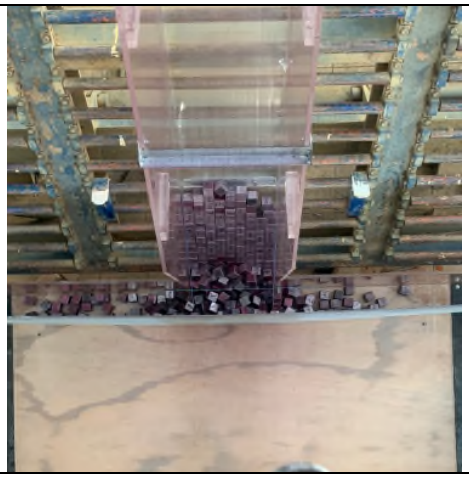



(a) (b)

附錄圖 66 實驗組別 12386-50-149.2-54。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄圖 67 實驗組別 12386-60-125.4-10。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

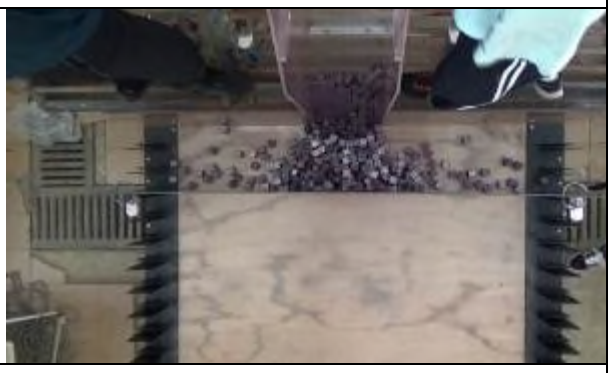


(b)

附錄圖 68 實驗組別 12386-60-125.4-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄圖 69 實驗組別 12386-60-125.4-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

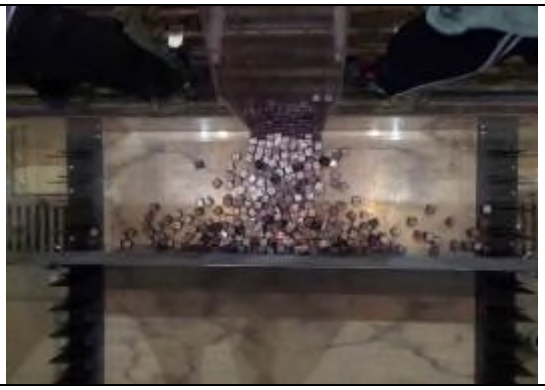


(b)

附錄圖 70 實驗組別 12386-60-125.4-43。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

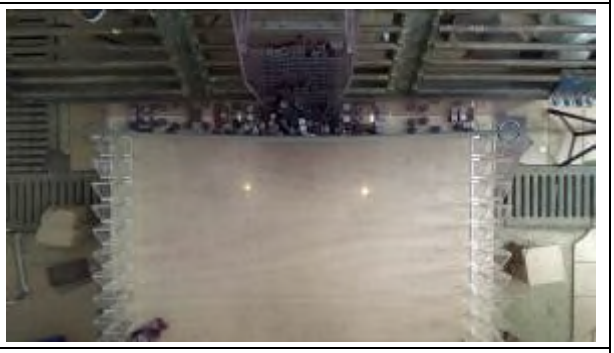


(b)

附錄圖 71 實驗組別 12386-60-125.4-54。(a)側視圖；(b)俯視圖

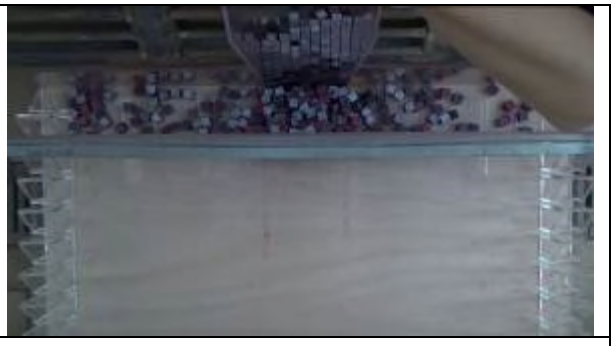


(a)



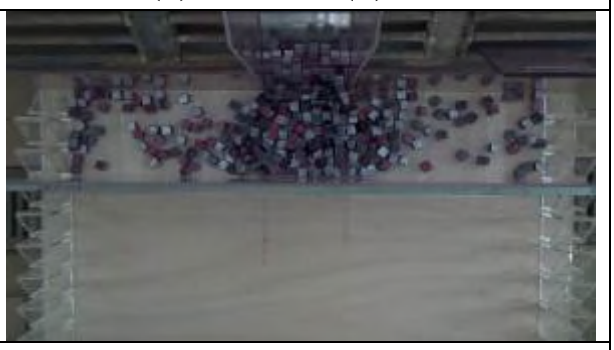
(b)

附錄圖 72 實驗組別 12386-60-168.7-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

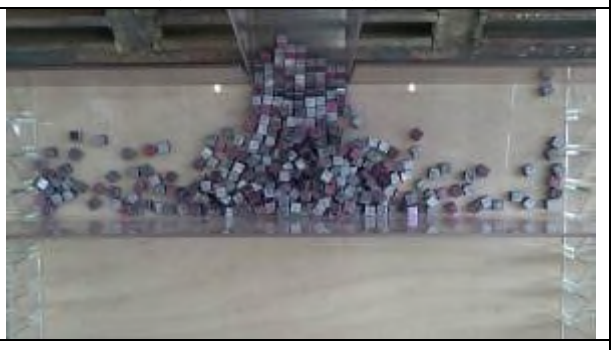
(a) (b)

附錄圖 73 實驗組別 12386-60-168.7-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

(a) (b)

附錄圖 74 實驗組別 12386-60-168.7-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

(a) (b)

附錄圖 75 實驗組別 12386-60-168.7-43。(a)側視圖；(b)俯視圖




(a) (b)

附錄圖 76 實驗組別 12386-60-168.7-54。(a)側視圖；(b)俯視圖