

國立臺灣大學生物資源暨農學院

生物環境系統工程學研究所

碩士論文

Department of Bioenvironmental Systems Engineering

College of Bioresources and Agriculture

National Taiwan University

Master Thesis

透過式調整型防砂壩經營管理及土砂密實度之縮尺

試驗研究

Sustainable Management Investigation for Through-Type

Adjustable Check Dam Considering Soil Compactness: a

Small-Scale Experimental Approach

夏佳宏

Chia-Hung Hsia

指導教授：廖國偉 教授

Advisor：Professor Kuo-Wei Liao

中華民國 112 年 7 月

July 2023



口試委員會審定書



國立臺灣大學碩士學位論文 口試委員會審定書

MASTER'S THESIS ACCEPTANCE CERTIFICATE
NATIONAL TAIWAN UNIVERSITY

透過式調整型防砂壩經營管理及土砂密實度之縮尺試驗研究

Sustainable Management Investigation for Through-Type Adjustable
Check Dam Considering Soil Compactness: a Small-Scale
Experimental Approach

本論文係夏佳宏(學號 R10622024)在國立臺灣大學生物環境系統工程學系、所完成之碩士學位論文，於民國 112 年 07 月 31 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明。

The undersigned, appointed by the Department / Institute of Bioenvironmental Systems Engineering on 31th July 2023 have examined a Master's thesis entitled above presented by HSIA, CHIA HUNG (student ID: R10622024) candidate and hereby certify that it is worthy of acceptance.

口試委員 Oral examination committee:

廖國偉
(指導教授 Advisor)

范正成

李錦育

系主任/所長 Director:

廖國偉
范正成
李錦育
李心龍

誌謝



在台大生工所碩士班的這段時光中，我深深感謝那些給予我幫助與支持我的人們。首先，要特別感謝我的指導教授廖國偉老師，給予我很大的自主權，使我能夠探索自己喜愛的領域和目標，並給予我寶貴的建議，讓我在學術與生涯規劃上有更清楚的方向。

能完成碩士論文這項任務，也非常感謝研究所的學長姐 John、尹婷、楨智、筱柔在學術知識方面及生活上的指導與幫助，您們的分享使我受益匪淺，也謝謝同屆的好友浚哲、嘉揚、思叡、暉珉、祥玲、品樺，以及學弟妹們，伯軒、宗祐、楷倫、冠余、語晞的協助，才能順利完成室內渠槽試驗及數值模擬。

最後的碩士論文口試，感謝廖教授在我遇到困難時，不厭其煩地與我討論並給予建議，也在口委教授台大生工系名譽教授范老師、屏科水保系李老師的建議下，發現本研究可以再加強、精進的地方。

此外，也要特別感謝我的家人，感謝爸爸媽媽一路上的支持，無論是在加入籃球校隊還是未來生涯規劃上，您們的陪伴是我最大的動力。同時，也要感謝哥哥和校隊隊友子惇，您們在我迷惘的時候分享經驗和幫助，讓我更加堅定前進的決心。

最後，我要衷心感謝所有在我碩士就讀過程中陪伴過我的家人、朋友們，是您們的陪伴和支持讓我走過了這段人生中重要的歲月，在未來的道路上，會懷念起這段美好的回憶，成為更有價值的人，感謝您們，您們都是我的貴人，我永遠感激不盡！

摘要

為更深入瞭解透過式調整型防砂壩在影響範圍內土砂運移情況和對保全對象的影響，本研究使用縮尺模型進行實驗模擬土砂運移趨勢，並與 HEC-RAS 數值模擬進行驗證，以確保這兩種研究方法的準確性。首先，通過第一組試驗與數值模擬的驗證，確保了縮尺模型的準確性。其次，由於目前對於縮尺模型土砂密實度的相關研究文獻較少，本研究的第二組試驗將有助於補足相關的研究內容，使用不同土砂乾單位重代表不同土砂密實度，希望能夠找到其與透過式調整型防砂壩影響範圍內土砂沖淤變化之間的關係。透過這些研究，可以確保防砂壩的有效運作，同時最大限度地減少對保全對象的不良影響。

探討本研究廊仔溪 HEC-RAS 數值模擬結果，當遇到大坑雨量站 25 年重現期的一日暴雨量 572mm 以及保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑臨界最大沖刷或淤積深度達 1m 作為面臨特定事件或土砂狀況時，必須考慮調降或調升調整型防砂壩的措施。當操作者在遇到特定情況時，可參考經營管理與操作矩陣，根據「防砂壩上游影響範圍內的淤砂坡度」和「下游保全對象的沖刷深度」這兩個因素，在對應矩陣中找到相應的數值，以確定所需的預鑄塊調降支數。

根據室內渠槽試驗結果，保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑淤積量為 42.26 平方公尺，平均淤積深度為 1.75 公尺，然而數值模擬顯示淤積量為 51.57 平方公尺，平均淤積深度為 2.07 公尺，兩者的平均淤積深度之間存在著 15.46% 的差異，兩者間存在的差異，主要是由於 HEC-RAS 數值模型和室內渠槽試驗在上游可沖刷土砂深度的不同所致。這種差異可以被視為數值模擬和實驗模型之間可接受的誤差範圍。此外，本研究也證明了 HEC-RAS 數值模型以及經營管理與操作矩陣的準確性和可靠性。

土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗結果顯示，夯實上游土砂確實會使土砂的運移變得更加困難，夯實後的土砂具有較大的乾單位重和密實度，因此在



水流作用下更難被沖刷或運移。相較之下，未夯實的上游土砂具有較小的乾單位重和密實度，更容易受到水流的影響。除此之外，夯實上游土砂對補充下游 5K+065 第二固床工沖刷坑土砂是不利的。夯實上游土砂使得對保全對象的土砂補充變得困難。因此，在數值模擬和縮尺試驗中，建議都需要考慮乾單位重此一重要的物理性質。

關鍵字：HEC-RAS、經營管理與操作矩陣、縮尺模型、土砂密實度

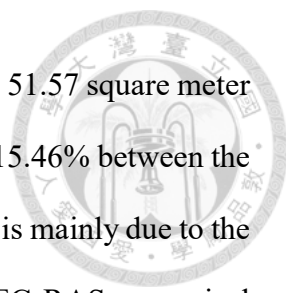
Abstract



In order to better understand the migration of soil and sand movement in the through-type adjustable check dams and its impact on the the downstream protection objects. This study used reduced-scale model to simulate the trend of soil and sand migration and verified it with the HEC-RAS numerical simulation to ensure the accuracy of these two methods. Firstly, through the first set of tests and numerical simulations, this study can ensure the accuracy of the reduced-scale model. Secondly, since there is less literature about the sand compactness of the reduced-scale model. The second set of tests in this study will help to complement this research by using different dry unit weight to represent different sand compactness in the hope of finding the relationship between the through-type adjustable check dams. Through this study, the effective operation of through-type adjustable check dams can be ensured while minimizing the negative effects on the protection targets.

The HEC-RAS numerical simulation results of Buzi stream shows that when meet the 25-year retron period of the maximum daily rainfall of 572mm at Dakeng rainfall station and the critical maximum scour or silt depth of the 5K+065 scouring pit reached 1m. It is necessary to consider lowering or raising the adjusting blocks of the through-type adjustable check dams. When the operator encounters a specific situation, the operator can refer to the management and operation matrix and find the corresponding values based on the two factors " upstream sand deposition slope " and " the sand erosion depth of downstream protection target facility " to determine the number of adjusting blocks that need to be reduced.

According to the results of reduced scale model experiment, the siltation volume of the 5K+065 scouring pit is 42.26 square meter and the average siltation depth is 1.75



meter, but the numerical simulation shows that the siltation volume is 51.57 square meter and the average siltation depth is 2.07 meter. There is a difference of 15.46% between the average siltation depth of these two research methods. The difference is mainly due to the difference in the scouring depth of sand in the upstream of HEC-RAS numerical simulation and reduced scale model experiment. This difference can be considered as an acceptable error between the numerical simulation and reduced scale model experiment. In addition, this study also proof the accuracy and reliability of the HEC-RAS numerical simulation and the management and operation matrix.

The results of the soil compactness test on the effect of the through-type adjustable check dams showed that compacting the upstream soil does make the migration of soil more difficult. The compacted soil has a higher dry unit weight and compactness, so it's more difficult to be scoured or transported by water. In contrast, the uncompacted upstream soil has smaller dry unit weight and compactness, thus more vulnerable to the effects of water. In addition, compacting the upstream soil has negative effect to the siltation of the 5K+065 scouring pit. Compacting the upstream soil makes it difficult to replenish the soil of the protection target. Therefore, it is suggested that this important physical property of dry unit weight needs to be considered in both numerical simulation and reduced-scale model.

Keywords : HEC-RAS, Management and operation matrix, Reduced-scale model, Soil compactness

目錄



口試委員會審定書	I
誌謝	II
摘要	III
Abstract.....	V
目錄	VII
圖目錄	IX
表目錄	XVI
符號說明表	XVIII
第一章 緒論	1
1.1 研究動機	1
1.2 研究流程	2
1.3 論文大綱	4
第二章 文獻回顧	6
2.1 調整型防砂壩特點	6
2.2 國內外調整型防砂壩成果	6
2.3 防砂壩沖淤模擬-縮尺模型	8
2.4 小結	10
第三章 現況調查	12
3.1 重點調查對象	12
第四章 研究方法	20
4.1 不同情境下的 HEC-RAS 數值模擬步驟	20
4.2 HEC-RAS 數值模擬	28
4.3 室內渠槽試驗	76

4.4 土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗	99
第五章 結果與討論	119
5.1 室內渠槽試驗	119
5.2 土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗	149
第六章 結論與建議	159
6.1 結論	159
6.2 建議	162
參考文獻	163



圖目錄



圖 1-1 本研究主要保全對象現況調查照片	2
圖 1-2 研究流程圖	3
圖 3-1 廊仔溪集水區位置	13
圖 3-2 重點調查對象里程分布圖(水土保持局，2020)	13
圖 3-3 旱溪分區現況調查照片	14
圖 3-4 廊仔溪 5K+120 防砂壩現況上游周圍調查照片	16
圖 3-5 廊仔溪 5K+120 防砂壩現況調查照片	17
圖 3-6 廊仔溪各年份河道縱斷面圖(水土保持局，2021)	18
圖 3-7 廊仔溪下游 5K+065 至 5K+050	19
圖 4-1 原始地貌示意圖	22
圖 4-2 Step1 示意圖	22
圖 4-3 Step2 示意圖	23
圖 4-4 Step3 示意圖	23
圖 4-5 Step4 示意圖	23
圖 4-6 Step5 示意圖	24
圖 4-7 Step6 示意圖	24
圖 4-8 Step7 示意圖	24
圖 4-9 縮尺試驗 Step1~7 照片	25
圖 4-10 縮尺試驗 Step1~7 照片(續)	26
圖 4-11 縮尺試驗 Step1~7 照片(續)	27
圖 4-12 縮尺試驗 Step1~7 照片(續)	28
圖 4-13 5K+120 調整型防砂壩竣工圖縱剖面資料	29
圖 4-14 HEC-RAS 模型中調整型防砂壩及保全對象位置圖	29

圖 4-15 5K+065 第二固床工下游沖刷坑橫剖面圖.....	30
圖 4-16 調整型防砂壩上游影響範圍淤砂坡度計算.....	31
圖 4-17 105 年 DEM 中 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑.....	32
圖 4-18 試驗步驟一調降後各重現期流量模擬地形剖面圖.....	33
圖 4-19 調整型防砂壩上游地形剖面圖.....	33
圖 4-20 調整型防砂壩下游地形剖面圖.....	34
圖 4-21 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑.....	34
圖 4-22 試驗步驟一與原始地形剖面圖比較.....	36
圖 4-23 5K+065 第二固床工下游沖刷坑地形剖面圖比較.....	37
圖 4-24 試驗步驟二調升後各重現期流量模擬地形剖面圖.....	38
圖 4-25 調整型防砂壩上游地形剖面圖.....	39
圖 4-26 調整型防砂壩下游地形剖面圖.....	39
圖 4-27 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑.....	40
圖 4-28 試驗步驟一與試驗步驟二地形剖面圖比較.....	42
圖 4-29 試驗步驟一與試驗步驟二 5K+065 第二固床工.....	43
圖 4-30 調整型防砂壩上游影響範圍淤砂坡度計算.....	44
圖 4-31 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑.....	45
圖 4-32 試驗步驟三調降後各重現期流量模擬地形剖面圖.....	46
圖 4-33 調整型防砂壩上游地形剖面圖.....	46
圖 4-34 調整型防砂壩下游地形剖面圖.....	47
圖 4-35 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑.....	47
圖 4-36 試驗步驟二與試驗步驟三地形剖面圖比較.....	49
圖 4-37 試驗步驟二與試驗步驟三 5K+065 第二固床工.....	50
圖 4-38 試驗步驟四調升後各重現期流量模擬地形剖面圖.....	51
圖 4-39 調整型防砂壩上游地形剖面圖.....	52

圖 4-40 調整型防砂壩下游地形剖面圖.....	52
圖 4-41 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑.....	53
圖 4-42 試驗步驟三與試驗步驟四地形剖面圖比較.....	55
圖 4-43 試驗步驟三與試驗步驟四 5K+065 第二固床工.....	56
圖 4-44 調整型防砂壩上游影響範圍淤砂坡度計算.....	57
圖 4-45 5K+065 第二固床工下游沖刷坑地形剖面圖比較.....	57
圖 4-46 試驗步驟五調降後各重現期流量模擬地形剖面圖.....	59
圖 4-47 調整型防砂壩上游地形剖面圖.....	59
圖 4-48 調整型防砂壩下游地形剖面圖.....	60
圖 4-49 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑.....	60
圖 4-50 試驗步驟四與試驗步驟五地形剖面圖比較.....	62
圖 4-51 試驗步驟四與試驗步驟五 5K+065 第二固床工.....	63
圖 4-52 試驗步驟六調升後各重現期流量模擬地形剖面圖.....	64
圖 4-53 調整型防砂壩上游地形剖面圖.....	64
圖 4-54 調整型防砂壩下游地形剖面圖.....	65
圖 4-55 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑.....	65
圖 4-56 試驗步驟五與試驗步驟六地形剖面圖比較.....	67
圖 4-57 試驗步驟五與試驗步驟六 5K+065 第二固床工.....	68
圖 4-58 調整型防砂壩上游影響範圍淤砂坡度計算.....	69
圖 4-59 5K+065 第二固床工下游沖刷坑地形剖面圖比較.....	69
圖 4-60 試驗步驟七調降後各重現期流量模擬地形剖面圖.....	70
圖 4-61 調整型防砂壩上游地形剖面圖.....	71
圖 4-62 調整型防砂壩下游地形剖面圖.....	71
圖 4-63 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑.....	72
圖 4-64 試驗步驟六與試驗步驟七地形剖面圖比較.....	74

圖 4-65 試驗步驟六與試驗步驟七 5K+065 第二固床工.....	75
圖 4-66 多功能水槽設備配置圖	76
圖 4-67 馬達設備圖	77
圖 4-68 蜂巢整流設備圖	78
圖 4-69 不鏽鋼實驗渠道設備圖	79
圖 4-70 尺規設備圖	80
圖 4-71 抽水幫浦設備圖	81
圖 4-72 實驗控制點設置圖	83
圖 4-73 歷年廊仔溪河道縱剖面圖	85
圖 4-74 大坑雨量站（代號：C0F970）位序法雨型百分比分布圖	86
圖 4-75 大坑雨量站（代號：C0F970）25 年重現期設計雨型	86
圖 4-76 廊仔溪 5K+350 上游集水區 1cm 超滲降雨量之單位歷線	88
圖 4-77 廊仔溪 5K+350 重現期 50 年之流量歷線	89
圖 4-78 旱溪重現期 50 年之逕流歷線	89
圖 4-79 多功能水槽流量與馬達頻率率定曲線圖	90
圖 4-80 縮尺可調式防砂壩模型	91
圖 4-81 木工設備圖	92
圖 4-82 鐵架設備圖	93
圖 4-83 廊仔溪表面粒徑分布曲線	94
圖 4-84 廊仔溪表面粒徑分布曲線圖	98
圖 4-85 蜂巢整流設備圖	100
圖 4-86 高、低水墩實驗渠道設備圖	101
圖 4-87 尺規設備圖	102
圖 4-88 實驗控制點設置圖	103
圖 4-89 多功能水槽流量與馬達頻率率定曲線圖	105

圖 4-90 本試驗第一、第二固床工圖	107
圖 4-91 高、低水墩詳細尺寸及放置於實驗渠道圖	108
圖 4-92 高、低水墩詳細尺寸及放置於實驗渠道圖(續)	109
圖 4-93 廊仔溪 5K+120 防砂壩周圍土壤分布圖(水土保持局，2020)	111
圖 4-94 夯實試驗圖	112
圖 4-95 含水量與乾單位重量曲線	113
圖 4-96 試驗渠道進行夯實圖	114
圖 4-97 無夯實試驗圖	116
圖 5-1 試驗渠道原始 DEM 模型	120
圖 5-2 試驗渠道控制點座標之原點位置	120
圖 5-3 試驗步驟一上游淤砂坡度的平均值為 5.2%	121
圖 5-4 試驗步驟一(Q50L4)結果之 DEM 模型	123
圖 5-5 試驗步驟一(Q50L4)結果之沖刷坑橫剖面圖	123
圖 5-6 試驗步驟一(Q50L4)結果之試驗渠道地形剖面圖	123
圖 5-7 試驗步驟一(Q50L4)與原始 DEM 相減之高程差圖	123
圖 5-8 試驗步驟二上游淤砂坡度的平均值為 4.2%	124
圖 5-9 試驗步驟二(Q25U4)結果之 DEM 模型	125
圖 5-10 試驗步驟二(Q25U4)結果之沖刷坑橫剖面圖	126
圖 5-11 試驗步驟二(Q25U4)結果之試驗渠道地形剖面圖	126
圖 5-12 試驗步驟二(Q25U4)與試驗步驟一(Q50L4)相減之高程差圖	126
圖 5-13 試驗步驟三(Q25L5)結果之 DEM 模型	128
圖 5-14 試驗步驟三(Q25L5)結果之沖刷坑橫剖面圖	128
圖 5-15 試驗步驟三(Q25L5)結果之試驗渠道地形剖面圖	129
圖 5-16 試驗步驟三(Q25L5)與試驗步驟二(Q25U4)相減之高程差圖	129
圖 5-17 試驗步驟四(Q25U5)結果之 DEM 模型	130

圖 5-18 試驗步驟四(Q25U5)結果之沖刷坑橫剖面圖	131
圖 5-19 試驗步驟四(Q25U5)結果之試驗渠道地形剖面圖	131
圖 5-20 試驗步驟四(Q25U5)與試驗步驟三(Q25L5)相減之高程差圖	131
圖 5-21 試驗步驟五上游淤砂坡度的平均值為 3.3%.....	132
圖 5-22 試驗步驟五(Q25L4)結果之 DEM 模型	134
圖 5-23 試驗步驟五(Q25L4)結果之沖刷坑橫剖面圖	134
圖 5-24 試驗步驟五(Q25L4)結果之試驗渠道地形剖面圖	134
圖 5-25 試驗步驟五(Q25L4)與試驗步驟四(Q25U5)相減之高程差圖	134
圖 5-26 試驗步驟六(Q25U4)結果之 DEM 模型	135
圖 5-27 試驗步驟六(Q25U4)結果之沖刷坑橫剖面圖	136
圖 5-28 試驗步驟六(Q25U4)結果之試驗渠道地形剖面圖	136
圖 5-29 試驗步驟六(Q25U4)與試驗步驟五(Q25L4)相減之高程差圖	136
圖 5-30 試驗步驟七上游淤砂坡度的平均值為 2.8%.....	137
圖 5-31 試驗步驟七(Q25L3)結果之 DEM 模型	139
圖 5-32 試驗步驟七(Q25L3)結果之沖刷坑橫剖面圖	139
圖 5-33 試驗步驟七(Q25L3)結果之試驗渠道地形剖面圖	139
圖 5-34 試驗步驟七(Q25L3)與試驗步驟六(Q25U4)相減之高程差圖	140
圖 5-35 試驗步驟一至七連續變化 DEM 結果	142
圖 5-36 室內渠槽試驗各步驟第二固床工下游沖刷坑橫斷面圖(一)	143
圖 5-37 室內渠槽試驗各步驟第二固床工下游沖刷坑橫斷面圖(二)	144
圖 5-38 數值模擬各步驟第二固床工下游沖刷坑橫斷面圖(一)	145
圖 5-39 數值模擬各步驟第二固床工下游沖刷坑橫斷面圖(二)	146
圖 5-40 5K+120 防砂壩上游土砂平均坡度	149
圖 5-41 (沖刷前)夯實上游土砂之 DEM 模型	151
圖 5-42 (沖刷前)夯實上游土砂之沖刷坑橫剖面圖	151

圖 5-43 (沖刷前)夯實上游土砂之試驗渠道地形剖面圖	151
圖 5-44 (沖刷後)夯實上游土砂之 DEM 模型	152
圖 5-45 (沖刷後)夯實上游土砂之沖刷坑橫剖面圖	152
圖 5-46 (沖刷後)夯實上游土砂之試驗渠道地形剖面圖	152
圖 5-47 (沖刷前)夯實上游土砂與(沖刷後)夯實上游土砂之高程差圖	152
圖 5-48 5K+120 防砂壩上游土砂平均坡度.....	153
圖 5-49 (沖刷前)無夯實上游土砂之 DEM 模型	155
圖 5-50 (沖刷前)無夯實上游土砂之沖刷坑橫剖面圖	155
圖 5-51 (沖刷前)無夯實上游土砂之試驗渠道地形剖面圖	156
圖 5-52 (沖刷後)無夯實上游土砂之 DEM 模型	156
圖 5-53 (沖刷後)無夯實上游土砂之沖刷坑橫剖面圖	156
圖 5-54 (沖刷後)無夯實上游土砂之試驗渠道地形剖面圖	157
圖 5-55 (沖刷前)無夯實上游土砂與(沖刷後)無夯實上游土砂之高程差圖	157
圖 5-56 (沖刷後)夯實上游土砂與(沖刷後)無夯實上游土砂之高程差圖	158
圖 5-57 夯實、無夯實之乾單位重與土砂沖刷量關係圖	158

表目錄



表 3-1 調查分區名稱對應里程區位表.....	13
表 4-1 調整型防砂壩經營管理與操作矩陣.....	22
表 4-2 經營管理操作矩陣：試驗步驟一.....	32
表 4-3 試驗步驟一各重現期淤積量與平均高程模擬結果.....	35
表 4-4 試驗步驟二各重現期淤積量與平均高程模擬結果.....	41
表 4-5 經營管理操作矩陣：試驗步驟三.....	45
表 4-6 試驗步驟三各重現期淤積量與平均高程模擬結果.....	48
表 4-7 試驗步驟四各重現期淤積量與平均高程模擬結果.....	54
表 4-8 經營管理與操作矩陣：試驗步驟五.....	58
表 4-9 試驗步驟五各重現期淤積量與平均高程模擬結果.....	61
表 4-10 試驗步驟六各重現期淤積量與平均高程模擬結果.....	66
表 4-11 經營管理與操作矩陣：試驗步驟七.....	70
表 4-12 試驗步驟七各重現期淤積量與平均高程模擬結果.....	73
表 4-13 大坑雨量站（代號：C0F970）一日暴雨頻率分析結果表(單位：mm)...	86
表 4-14 研究範圍集水區集流時間表.....	87
表 4-15 單位歷線洪峰流量推估表.....	88
表 4-16 廊仔溪集水區各重現期之洪峰流量表.....	89
表 4-17 台中廊仔溪平均流量與縮尺試驗平均流量對照表.....	90
表 4-18 馬達與實驗流量對應表.....	91
表 4-19 廊仔溪泥砂代表粒徑尺寸.....	94
表 4-20 台中廊仔溪平均流量與縮尺試驗平均流量對照表.....	97
表 4-21 現地泥沙粒徑分佈表.....	99
表 4-22 試驗流量與馬達赫茲對照表.....	105

表 4-23 不同含水量之試驗土砂夯實試驗.....	113
表 4-24 無夯實試驗土砂含水量與乾單位重量.....	117
表 4-25 台中廊仔溪平均流量與縮尺試驗平均流量對照表.....	118
表 5-1 經營管理與操作矩陣：試驗步驟一.....	122
表 5-2 經營管理與操作矩陣：試驗步驟三.....	127
表 5-3 經營管理與操作矩陣：試驗步驟五.....	133
表 5-4 步驟七經營管理與操作矩陣.....	138
表 5-5 室內渠槽試驗與數值模擬針對 5K+065 第二固床工下游沖刷坑結果分析	148
表 5-6 經營管理與操作矩陣：夯實試驗.....	150
表 5-7 經營管理與操作矩陣：無夯實試驗.....	154
表 6-1 經營管理操作矩陣.....	160

符號說明表



符號	說明
H_e	壩體有效高度
S_o	原溪床坡度
S_e	計畫淤砂坡度
S	溪床坡度
T_c	集流時間
L	逕流長度
H	集水區高程差
Q_p	洪峰流量
A	流域面積
Re	超滲雨量
T_p	開始漲水至洪峰發生之時間
D	單位降雨延時
T_b	發生洪峰流量至歷線終端之時間
L_m	模型長度尺寸
L_p	原型(實際)長度尺寸
λ	幾何縮尺比例
v_m	模型速度尺寸
v_p	原型(實際)速度尺寸
g_m	模型重力加速度
g_p	原型重力加速度
Q_m	實驗模型流量
Q_p	原型(實際)流量尺寸
t_m	縮尺實驗之流量基期
t_p	原型之流量基期
τ_c	泥沙運動的臨界剪力
d	底床粒徑
ρ_s	水之密度
ρ	泥沙顆粒密度
y	水深
S_c	渠道坡度
λ_d	泥砂顆粒縮尺比例



第一章 緒論

1.1 研究動機

防砂壩是一種廣泛應用的工程方法，旨在減少水流的速度和能量，從而減少沖蝕作用，控制水流、穩定流心，以防止河道的縱向和橫向沖蝕，調整淤砂坡度、維持兩岸穩定性，防止岸壁崩塌和土砂沖刷，保護下游保全對象，進而降低產生土石流的潛在風險。然而，溪流中的土砂運移是一個動態的過程，現有的防砂壩結構往往難以適應溪床土砂的變化。為解決此問題，近年來透過式調整型防砂壩概念興起，旨在強調藉由壩體透過動態評估與人為調整策略來經營管理河道中的土砂，目的在藉由調整過程，使河川漸趨回復自然平衡狀態。調整型防砂壩可以滿足溪流在不同時期的需求，並通過調整土砂運移量來保持河道上下游的土砂平衡，例如：宜蘭德荃橋調整型防砂壩、高雄東庄溪可調整型 H 型鋼梳子壩。在傳統的防砂壩結構中，土砂往往會在壩體上游淤積，導致下游缺乏土砂供應，進而引起河道變窄、侵蝕等問題。透過採用透過式防砂壩，從而調節土砂的運移，這將助於確保河道的穩定性和安全性，同時減少對下游環境及保全對象的不良影響，如圖 1-1 所示。然而，由於實際應用案例的時間較短且資料量有限，目前尚缺乏相關的管理和操作規則。因此，為了更深入地瞭解透過式調整型防砂壩在影響範圍內土砂運移情況和對保全對象的影響，本研究使用縮尺寸模型進行實驗模擬土砂運移趨勢，並與 HEC-RAS 數值模擬進行驗證，以確保這兩種研究方法的準確性。

在實驗室中，將現實的防砂壩依縮尺比例縮小，藉此減少水流運動的尺度，同時保持流體的動力學行為和現地情況的相似性。縮尺模型為一種可靠的方法，可以在實驗室中模擬真實環境下的水流運動情況，進而推估現地防砂壩影響範圍內上下游的土砂沖刷和淤積情況。通過第一組試驗與數值模擬的驗證，確保了縮尺模型的準確性。由於目前對於縮尺模型土砂密實度的相關研究文獻較少，本研究的第二

組試驗將有助於補足相關的研究內容。透過不同土砂乾單位重代表不同土砂密實度，希望能夠找到其與透過式調整型防砂壩影響範圍內土砂沖淤變化之間的關係。這將有助於更好地理解透過式調整型防砂壩在不同土砂條件下的效果。第二組試驗，透過對上游土砂進行有夯實與無夯實的試驗，來研究不同土砂乾單位重對土砂沖淤的影響。通過分析試驗結果，希望能夠找出土砂密實度與透過式調整型防砂壩影響範圍內土砂沖淤變化之間的關係。

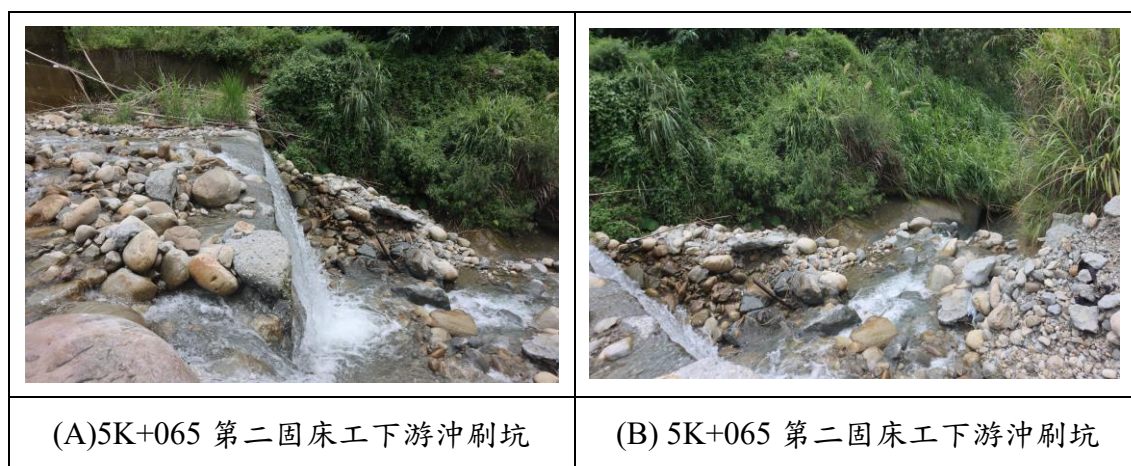


圖 1-1 本研究主要保全對象現況調查照片

1.2 研究流程

本研究的主要目的在於透過縮尺實驗與 HEC-RAS 數值模擬的前後驗證，以確保這兩種研究方法的可靠性，並製定相關的管理和操作規則，與進一步探討土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗。經現況調查後確立廊仔溪 5K+065 第二固床工下游冲刷坑為主要保全對象，本研究廣泛收集相關文獻，目的為瞭解當前專家學者對國內外調整型防砂壩特點與研究成果的最新資料，以及利用縮尺模型進行防砂壩沖淤模擬的設計建議。

透過對文獻的綜合整理，更加完整的瞭解目前常見的調整型防砂壩之優缺點，並深入分析管理和操作原則如何有效改善 5K+065 第二固床工下游冲刷坑的土砂問題。本研究採用縮尺實驗，並選擇廊仔溪集水區作為研究區域，收集現地的雨量、河川徑流量、泥沙粒徑、土砂乾單位重、含水量等數據，作為實驗參數設計的基礎，

並根據實驗縮尺比例進行計算，建立室內渠槽試驗與土砂密實度對透過式調整型防砂壩的影響試驗。於各實驗結束後，拍攝照片，將這些收集到的照片匯入 Agisoft Metashape 軟體，用以建立在該實驗條件下高精度的數值高程模型(DEM)。讀取 Agisoft Metashape 匯出的 DEM 檔案，並透過 Matlab 將其轉換為數值矩陣，以進行前後實驗 DEM 高程的加減運算。經過與 HEC-RAS 數值模型結果的比較，可以分析得到的結果與室內渠槽試驗之間的差異。確保兩研究方法的準確性後，再進行土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗，比較有無夯實上游土砂之不同土砂乾單位重對於透過式調整型防砂壩影響範圍內土砂沖淤變化之間的關係。土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗的試驗佈置與試驗內容皆與室內渠槽試驗有相同及相異之處以符合需求，將在後續內文中提及，第二組試驗的目的是瞭解土砂密實度對透過式調整型防砂壩的影響，以提供更好的工程設計和防洪措施，希望能夠得出不同土砂密實度和透過式調整型防砂壩影響範圍內土砂沖淤變化之間的關係，從而為相關領域的研究和實際應用提供更專業的參考資料，本研究流程圖，如圖 1-2 所示。

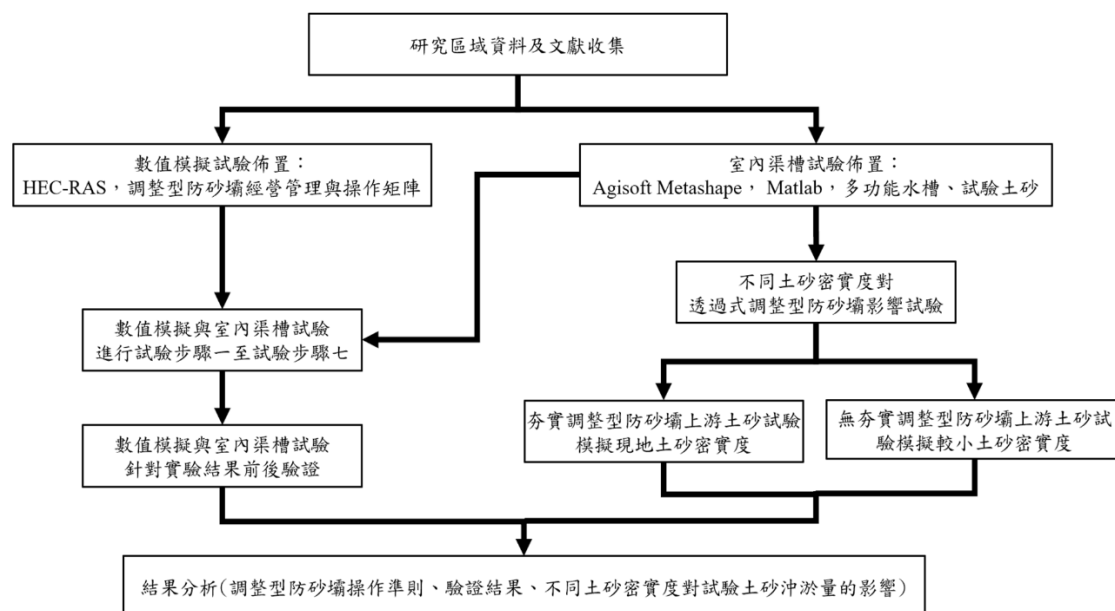


圖 1-2 研究流程圖



1.3 論文大綱

本研究將分為六個章節，每個章節將細分為多個節與小節，以便更完整的呈現研究內容。以下為各章節之重點內容整理：

第一章、緒論

介紹了透過式調整型防砂壩經營管理及土砂密實度之縮尺試驗研究的動機和目的、試驗流程及設定，統整出本論文之大綱。

第二章、文獻回顧

整理有關調整型防砂壩特點、國內外調整型防砂壩使用情形、縮尺模型模擬防砂壩、土砂沖淤之相關文獻，彙整與本研究相關之內容並做出小結。

第三章、現況調查

進行現況調查，以確定該研究地區存在的問題及需求，以便制定相應的解決方案和措施。

第四章、研究方法

本研究分兩部份試驗，首先，透過縮尺試驗與數值模型相互驗證兩研究方法的準確性，室內渠槽試驗參照 HEC-RAS 數值模擬步驟進行試驗，其次，於「111 年度創新研究計畫期末聯合審查暨成果發表會」中委員建議，應將土砂密實度納入防砂壩調整策略考量因素當中，因此針對土砂密實度對透過式調整型防砂壩的影響進行試驗，兩縮尺試驗皆利用 Agisoft Metashape 將照片建立成 3D 模型，進而生成數值高程模型 (DEM)。最後，由 Matlab 分析前後實驗步驟之 DEM 高程差，以進行兩縮尺試驗之結果分析。

第五章、結果與討論

依據試驗結果，探討 HEC-RAS 數值模型與室內渠槽試驗驗證結果，以及土砂密實度對透過式調整型防砂壩試驗之影響結果分析。

第六章、結論與建議

根據試驗結果進行總結，同時提出經營管理依據與後續研究建議事項。



第二章 文獻回顧



2.1 調整型防砂壩特點

2.1.1 陳樹群(2019)

探討如何調整上游的調整型防砂壩。透過室內渠槽試驗，比較不同調降防砂壩方式對於台灣恆春東門溪上下游河床變化及土砂運移量之影響，主要結論如下：

1. 建議逐次移除預鑄橫桿，以穩定控制土砂流出量，藉由水流來運移上游淤積土砂，避免危害下游滯洪池。
2. 在調降壩體初期時有較大的土砂運移量，使得壩體上下游河床坡度變化亦較大，而隨著調降次數增加，土砂運移量及上下游河床坡度已趨近不變，達到上下游河床之平整化。
3. 本研究建議在每次進行壩體調降時，每次拆除一橫桿為等距下降，但其土砂運移量並非等量，初始調降時土砂運移量變化較大，之後調整之土砂流出量呈現遞減狀態。

2.2 國內外調整型防砂壩成果

2.2.1 行政院農業委員會水土保持局臺南分局(2021)

東庄溪是高雄市桃源區的土石流潛勢溪流，集水面積為 397 公頃。在 2018 年 8 月，東庄溪上游新建了一座調整型梳子壩搭配 H 型鋼橫桿，可隨上游來砂量調整壩體鋼橫桿。然而，2020 年調查發現上下游壩皆已淤滿，已無法承受下次大型土砂事件來襲。於 2020 年 8 月 19 日執行東庄溪壩體調整作業，將全數橫桿移除。該計畫建議在乾季拆除防砂設施，待隔年大型雨量事件到來時再重新放置橫向構造物。在施工時可以利用現有的道路，同時保留溪流中的巨石和潭區，不對溪床進行整平，並且回拋大塊石頭，避免工程對棲地造成劇烈影響，破壞生態恢復的速度。



2.2.2 行政院農業委員會水土保持局臺中分局(2021)

該報告指出自 94 年以來，河道內堆積了大量的土砂，而廊仔溪上游 5K+120 防砂壩已有植被覆蓋，顯示出河道淤積的嚴重程度。此淤積土砂嚴重影響了河道土砂的收支平衡，因此需要進行適度的調節，以恢復河道自然的土砂運移，並以不影響上、下游保全對象的安全為前提。因此，提出了調整型防砂壩的設計，旨在適度調節河道的輸砂量，提升防砂構造物的永續性，並減少工程對溪流生態的破壞，以保持河道泥砂量的均衡性和溪流生態的連續性。預期成果希望透過增加常流時的輸砂量，以自然力運移上游淤積土方，恢復河道土砂的收支平衡，並保持河道的穩定。此防砂壩使用之預鑄塊具施工方便省成本的優勢，視土砂運移情況安裝或拆除，採取滾動式調整河道土砂。

2.2.3 行政院農業委員會水土保持局臺北分局(2018)

位於台七甲線德荃橋上游處的溪流渠道受到豪雨崩塌土砂下移的影響，造成坑溝沖刷擴大、土砂阻礙河道，危及德荃橋及台七甲線通行安全。為解決此問題，規劃使用調整型防砂壩，可配合下游段的沖淤情況進行壩高調整，避免上游壩體攔阻土砂，使下游土砂補注量不足，進而造成溪床刷深、構造物基礎掏空等情形。調整型防砂壩以開口壩體搭配活動式 RC 調整塊組合而成，不僅具有較經濟的建造成本，還能降低施工的難度。為保障德荃橋等重要保全對象，規劃設置主壩及調節式壩，以攔截並調整土砂下移量，增加該河段防洪減災的能力。

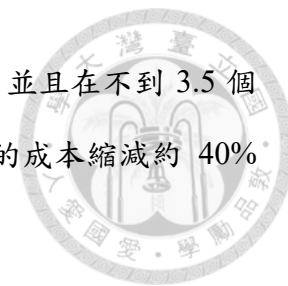
2.2.4 Drown(2017)

由法國開發的預鑄混凝土砌塊製成的蓄水池，也被稱為「French Dam」。該系統使用預鑄混凝土砌塊來建造或修復大壩、引水渠道、發電站和其他水利設施。

「French Dam」系統的開發是為了更有效率且低成本的興建或維修水利基礎設施。

「French Dam」原型是由六塊重達 27,000 磅的混凝土砌塊組成，每塊預鑄塊尺寸為 8 英尺 x 8 英尺，這些砌塊彼此堆疊，形成一個整體結構，總長度為 24 英尺，

高度為 16 英尺。該預鑄塊首先在工廠製作，然後運送到現場，並且在不到 3.5 個小時的時間內組裝完成。與現澆混凝土相比，預鑄混凝土砌塊的成本縮減約 40% 至 60%，工程所需之工期縮減了約 40%。



2.2.5 行政院農業委員會水土保持局(2021)

日本扇澤防砂壩是日本首座可調式鋼製橫桿防砂壩，建於 1998 年，最初為一座混凝土狹縫壩，於 2007 年為作試驗，在混凝土狹縫處安裝鋼製橫桿，此設計在雨季時安裝鋼製橫桿，以封閉防砂壩，可有效攔截上游土砂。在乾季時，透過大型機具拆除鋼製橫桿，使防砂壩打開，並能有效補充下游土砂。施工流程的細節包括在預計安裝鋼管的位置增設混凝土凹槽，接著再放置保麗龍，以避免土砂阻塞於凹槽和鋼管之間，造成拆除及安裝上的困難。

2007 年，為進行試驗，安裝鋼製橫桿。2011 年的測試結果證實了鋼製橫桿的有效性，因融雪後水流帶著土砂和岩石已被成功攔阻，防砂壩的三個開口均有土砂及石塊，且鋼管沒有變形的跡象。在 2012 年拆除鋼製橫桿後，上游堆積的土砂能夠中央的開口自然流出。2014 年，也是扇澤防砂壩第三次裝上鋼製橫桿，顯示其有效性。綜上所述，扇澤防砂壩的試驗成果，總共安裝三次、拆除兩次，過程都很順利，在安裝或拆除鋼製橫桿的過程中，能夠控制上游土砂的沉積或將土砂自然運移至下游。這項工程在日本的防洪和土砂管理方面具有重要的學術價值，並為其他國家提供了具價值的參考。

2.3 防砂壩沖淤模擬-縮尺模型

在防砂壩的沖淤模擬中，縮尺模型在水利工程領域得到廣泛應用。該方法利用比例原理，在實驗室中將現實中的防砂壩等水利設施縮小比例進行建模，通過減少水流運動的尺度，降低實驗的難度，同時可以保持流體的動力學行為和現實情況的相似性。因此，縮尺模型是一種可靠的方法，可以在實驗室中模擬真實環境下的水流運動情況，從而預測防砂壩上下游的土砂沖刷和淤積情況。



2.3.1 陳樹群(2016)

野溪土砂災害不斷的增加，威脅到下游的保全對象。現有的防砂壩結構難以應對溪床土砂環境的變化，因此，如何有效的經營管理防砂壩成為當前的重點課題。為了解決現有防砂壩難以調整的缺點，該研究提出了一種可根據不同狀況進行調整的模組化防砂壩，以滿足溪流在不同時期的需要。該研究以惠蓀林場蘭島溪的兩個開口型防砂壩為基礎，分別觀察了已淤滿的梳子壩降低中間兩支墩柱的土砂調整及河相演變，以及建造一座模組化鋼管壩的攔阻土砂及漂流木功能，同時詳細記錄了土砂變化趨勢，並制定了相對應的壩體調整方案。因此，我們必須將防砂壩的觀念從單純建造轉變為經營管理，並隨著河道砂量的變化進行調整，以保持基本的土砂平衡並減少對環境的損害。該研究提出了「會呼吸的防砂壩」概念，以滿足溪流在不同時期的需求，並強調常態性經營管理防砂壩的重要性，最終仍需以回歸自然野溪為原則。最後，我們可以透過惠蓀林場蘭島溪的兩座開口型防砂壩案例來驗證這種調整的必要性及有效性。

2.3.2 Armanini, & Larcher(2001)

開口式防砂壩是一種在中央部分設有開口的防砂壩，其開口通常設有柵欄，可以調節土砂的排放。開口式防砂壩可以攔截較粗的物質，而讓較細粒的沉積物通過。開口式防砂壩其中的兩類，即格柵壩和梳子壩。格柵壩具有寬大的開口，其主要目的是過濾砂石和原木，滯留效果是對於較大的顆粒進行篩分。梳子壩則是基於一個完全不同的標準，其具有一個或多個狹窄、垂直的開口，從大壩的底部一直延伸到頂部。通過回水效應來增加泥沙的運輸速度。

該研究實驗不同的梳子壩開口寬度，有兩種不同的情況，若開口是「寬的」，則縫隙內的臨界速度會小於輸送速度，因此在狹縫中保持超臨界狀態，以產生與上游相同的土砂輸送能力，能夠避免沉積物的累積。相反，如果開口是「狹窄的」，

相應的臨界速度就會高於輸送速度，在狹窄處會有一個臨界流，沉積物相對較容易累積。總結來說，針對不同的河道狀況，如流速、水量、泥沙含量等，可以進行開口寬度大小的調整，以最大效用發揮梳子壩的效果，同時減少不必要的維護成本和環境破壞。

2.3.3 Chiu(2021)

該研究結合了實驗室的縮尺實驗和現地調整，於蘭島溪觀測調整防砂壩引起的河道形態變化。颱風和豪雨事件在蘭島溪造成了大規模的土石流，為了調節上下游土砂，建造了一座防砂壩。然而該防砂壩於完工後過3年就已填滿，於是進行了一系列的縮尺實驗，用以開發防砂壩的拆除方法。研究區分為三個階段，並將其應用在蘭島溪的防砂壩拆除當中，第一階段是拆除防砂壩中央塊體，以保持河道中心為沖刷較深處。第二階段是擴大防砂壩開口，增加上游土砂的釋放，同時減少曲流的生成。第三階段是完全拆除防砂壩，使河道恢復到自然狀態。於蘭島溪防砂壩縮尺試驗當中，根據防砂壩尺寸以及實驗結果，選擇了兩個階段進行試驗。試驗第一部分透過拆除中央的塊體和擴大開口來結合第一和第二階段，河道變窄並加深，形成了明顯的沖刷平台。試驗第二部分採用，第三階段完全拆除防砂壩，逐漸擴寬了河道且並無引起任何坡腳沖刷。由於蘭島溪本身地質形態不佳，仍需再進行一些較小的調整，但調整後的防砂壩整體相較調整前的狀態更加穩定。該研究開發的防砂壩拆除試驗成功實際應用於現地，考慮到未來可能發生的氣候和地質災害，於蘭島溪防砂壩中間部分安裝了一座可調式鋼管壩，以根據河道需求進行適當的調整。

2.4 小結

依據調整型防砂壩特點之文獻蒐集，透過室內渠槽試驗的結果，可得出以下結論，逐步拆除預鑄橫桿用以控制土砂流出量，藉由水流運移上游淤積土砂，以避免過量土砂對下游保全對象的危害。初期的調降階段，土砂運移量較大，導致上下游河床坡度變化明顯；然而，隨著調降次數增加，土砂運移量和上下游河床坡度逐漸

趨於穩定，逐步實踐河床的平整化。這些研究結果為調整型防砂壩的經營管理與操作矩陣，提供了重要的參考依據。

高雄東庄溪上游的調整型梳子壩搭配 H 型鋼橫桿、台中廬仔溪上游的防砂壩調整、宜蘭台七甲線德荃橋上游的調整型防砂壩，旨在恢復河道的土砂平衡，保護上、下游的保全對象，並減少對生態環境的破壞。此類之調整型防砂壩具有較低的建造成本和施工難度且可根據河道的土砂量調整壩體，並在適當的時機進行拆除和重新放置，增加該河段的防洪及減災能力，確保其功效和永續性。在國外，法國開發的預鑄混凝土塊被廣泛應用於水利設施的建造和修復，稱為「French Dam」。這種系統能夠有效地興建或維修大壩、引水渠道、發電站等水利設施，並且相對於現澆混凝土具有更低的成本和較短的工期。扇澤防砂壩是日本首座可調式鋼製橫桿防砂壩，通過安裝或拆除鋼製橫桿，在雨季時有效攔截上游土砂，乾季時則補充下游土砂，在防洪和土砂管理方面具有重要的參考價值。綜合以上論述，國內外的調整型防砂壩案例都展示了該技術提供了有效的解決方案，以因應土砂淤積、河道侵蝕和洪災等問題，同時保護重要的基礎設施和生態系統。

透過惠蓀林場蘭島溪的兩個開口型防砂壩案例，驗證了防砂壩隨著河道砂量變化進行調整的重要性。該研究也提出了「會呼吸的防砂壩」概念，強調常態性經營管理防砂壩之必要性，並回歸自然野溪的原則。另一個國外文獻探討了不同開口寬度的梳子壩對土砂運移的影響。結果顯示，根據河道狀況，調整開口寬度有助於最大限度地發揮梳子壩的效果，同時減少維護成本和環境破壞。最後一篇文獻將既有的蘭島溪防砂壩中央改成一座可調式鋼管壩，可依據河川需求進行合適的修正。綜合以上論述，調整型防砂壩設計之原則，應注重經營管理策略且開口寬度的適當調整及結構更換可提高防砂壩效果並減少沉積物的過量累積。

第三章 現況調查



本研究為更加瞭解廊仔溪 5K+120 防砂壩上下游集水區存在的潛在問題和災害，並深入了解目前的現地狀況。本研究將以廊仔溪 5K+120 防砂壩及其上下游區域為重點，進行現況調查和後續分析工作。調查項目包括崩塌地的分布情形、土石流潛勢溪流特徵、野溪坑溝狀況、道路安全性，以及水土保持構造物設施調查和保全對象之選定等。

根據現況調查和分析的結果，本研究將進行 5K+120 防砂壩上下游集水區現況問題的分析 and 說明。這將有助於深入瞭解本研究選定之研究範圍的潛在問題，並為制定相應的災害防治措施和保護措施提供科學依據。

3.1 重點調查對象

本研究廊仔溪集水區位置，如圖 3-1 所示，根據集水分區的劃分，將調查重點從上游到下游分為三個區域：旱溪區域，廊仔溪防砂壩區域和廊仔溪下游區域。具體的區域名稱及其對應的里程位置，如表 3-1 所示，研究區域重點調查對象里程分布圖，如圖 3-2 所示。

根據上述劃分，將重點調查上述三個區域的相關問題。在旱溪區域，我們將調查該區域匯入廊仔溪的旱溪的情況，包括水流情況、泥沙輸移等。在廊仔溪防砂壩區域，重點關注廊仔溪 5K+120 處的防砂壩，對其結構、功能和維護情況進行調查。在廊仔溪下游區域，將調查該區域範圍從 5K+120 至 5K+065 的廊仔溪下游情況，包括水文特徵、河岸穩定性等。

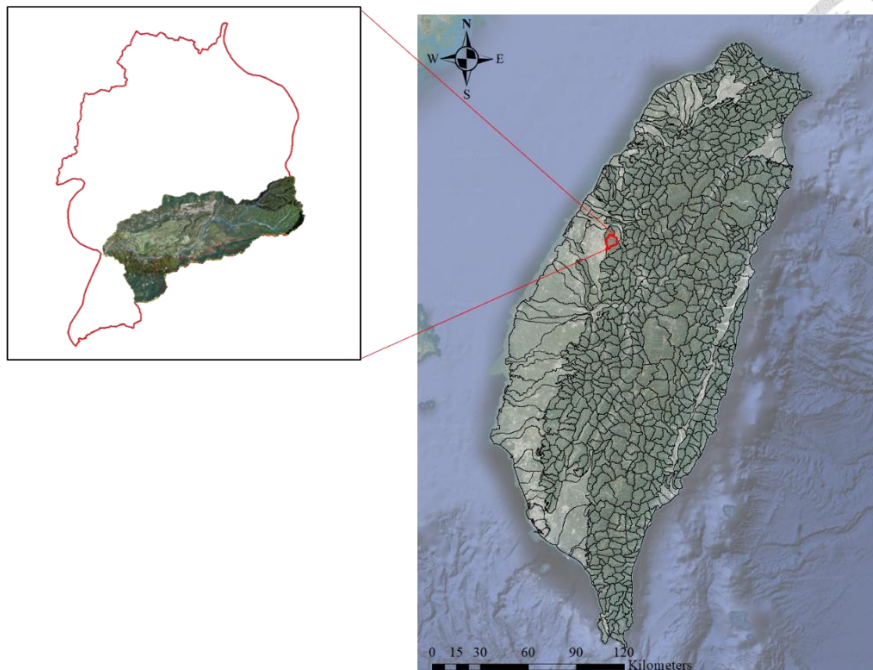


圖 3-1 廊仔溪集水區位置

表 3-1 調查分區名稱對應里程區位表

分區名稱	里程區位
旱溪	於 5K+270 匯入廊仔溪
廊仔溪防砂壩	5K+120
廊仔溪下游	5K+120~5K+65

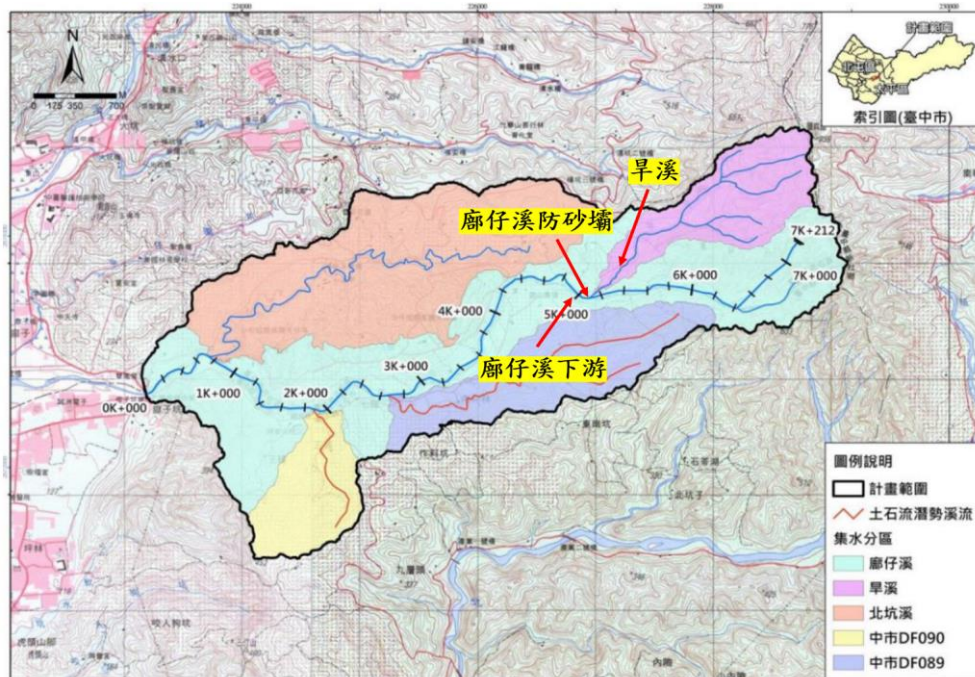


圖 3-2 重點調查對象里程分布圖(水土保持局，2020)



3.1.1 旱溪分區

由旱溪分區現況調查照片，可觀察到以下情況，旱溪自廊仔溪 5K+270 處匯流，如圖 3-3(A)所示，匯流口上游處可見零星雜草生長及樹木，如圖 3-3(B)所示，再往上游走一段距離後，可見旱溪左岸出現邊坡崩坍的現象，如圖 3-3(C)(D)所示，然而現勘人員所能到達最上游處固床工工程結構完整且狀況良好，如圖 3-3(E)(F)所示。



圖 3-3 旱溪分區現況調查照片

3.1.2 廊仔溪 5K+120 防砂壩

根據廊仔溪 5K+120 防砂壩現況上游周圍調查照片，可觀察到以下情況，從上游朝防砂壩方向觀察，主壩、左岸壩翼、右岸壩翼結構完整且狀況優良，如圖 3-4(A)(B)(C)所示。然而，防砂壩上游周圍推測防砂壩中間位置開口全開，故上游左岸和右岸邊坡存在崩坍現象，如圖 3-4(E)(F)所示。近距離觀察廊仔溪 5K+120 防砂壩本體，包括主壩、第一固床工、調整型預鑄塊，狀況皆良好代表防砂壩結構完整且運行效果好，如圖 3-5(A)(B)(C)(D)(E)(F)所示。



	
(A) 廊仔溪 5K+120 防砂壩主壩	(B) 廊仔溪 5K+120 防砂壩左岸壩翼
	
(C) 廊仔溪 5K+120 防砂壩右岸壩翼	(D) 廊仔溪 5K+120 防砂壩上游 周圍土砂狀況
	
(E) 廊仔溪 5K+120 防砂壩上游 邊坡崩坍	(F) 廊仔溪 5K+120 防砂壩上游左岸 邊坡崩坍

圖 3-4 廊仔溪 5K+120 防砂壩現況上游周圍調查照片

	
(A) 廊仔溪 5K+120 防砂壩現況良好	(B) 廊仔溪 5K+120 防砂壩第一固床工 現況良好
	
(C) 調整型預鑄塊現況良好	(D) 廊仔溪 5K+120 防砂壩 右岸壩翼現況良好
	
(E) 廊仔溪 5K+120 防砂壩 左岸壩翼現況良好	(F) 備用調整型預鑄塊現況良好

圖 3-5 廊仔溪 5K+120 防砂壩現況調查照片



3.1.3 廊仔溪下游 5K+065 至 5K+050

由廊仔溪 5K+120 透過式調整型防砂壩，向下游現勘，可觀察到以下情況，於第二固床工下方的溪床出現了嚴重的沖刷，岩盤露出現象嚴重，由於此處為本次現況調查所發現最嚴重的沖刷位置，將此處選定為本研究的保全對象稱為 5K+065 固床工下游沖刷坑，如圖 3-7(A)(B)所示。繼續向下游前進，推測因 5K+065 沖刷嚴重，土砂持續沖刷，觀察到 5K+055 處存在邊坡崩坍現象，5K+050 也存在土砂不穩定的狀況，如圖 3-7(C)(D)(E)(F)所示。

以上所述情況是以當天目視所觀察到情況進行描述，為確保本研究的準確性和客觀性。根據本研究採用之 105 年廊仔溪 1*1 公尺 DEM，如圖 3-6 所示，於廊仔溪各年份河道縱斷面圖，105 年縱斷面可見 5K+120 防砂壩下游處有較嚴重的沖刷坑。這些問題的解決方式，需要進一步的試驗和結果分析，以製定相應的保護措施，以確保河道的穩定性及連續性。

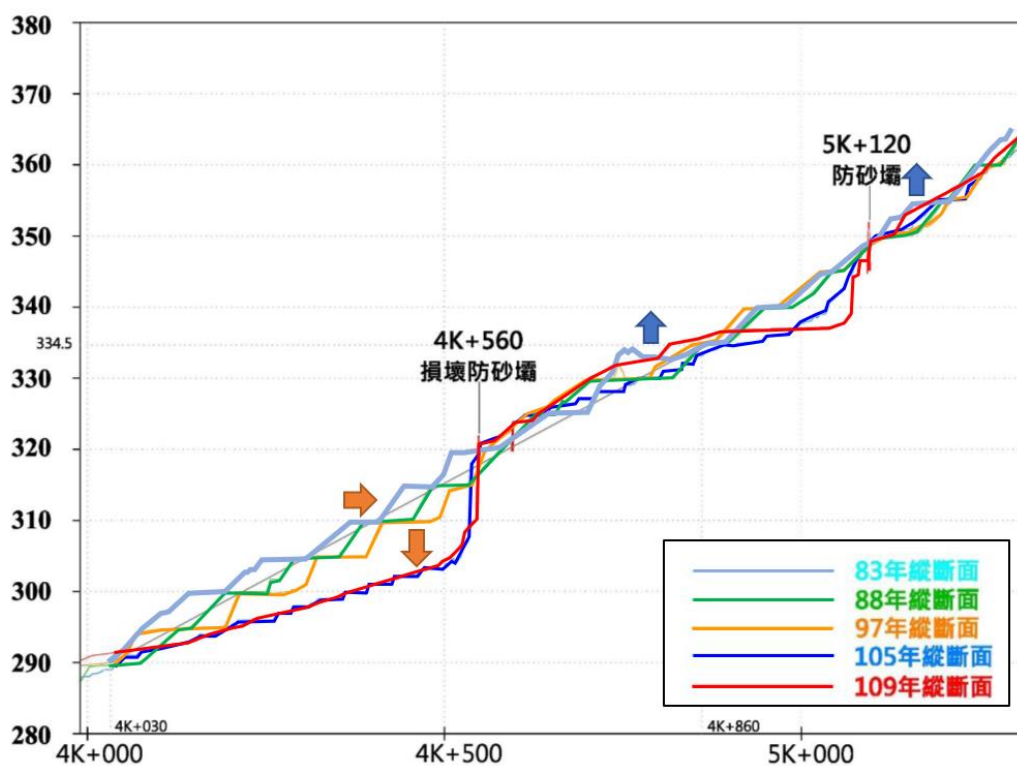


圖 3-6 廊仔溪各年份河道縱斷面圖(水土保持局，2021)



圖 3-7 廊仔溪下游 5K+065 至 5K+050

第四章 研究方法



本研究分兩部份試驗，首先，透過縮尺試驗與數值模型相互驗證兩研究方法的準確性，室內渠槽試驗參照不同情境下的 HEC-RAS 數值模擬步驟進行試驗，其次，於「111 年度創新研究計畫期末聯合審查暨成果發表會」中委員建議，應將土砂密實度納入防砂壩調整策略考量因素當中，因此針對土砂密實度對透過式調整型防砂壩的影響進行試驗，兩縮尺試驗皆利用水工試驗所多功能水槽進行試驗，透過 Agisoft Metashape 將實驗照片匯出成 3D 模型，進而產製數值高程模型 (DEM)，分析保全對象沖刷坑橫剖面圖及試驗渠道地形縱剖面圖。最後，由 Matlab 分析前後實驗步驟之 DEM 高程差，以更進一步分析室內渠槽試驗及土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗之結果。

4.1 不同情境下的 HEC-RAS 數值模擬步驟

本次室內渠槽試驗由於地形限制，DEM 無法完整模擬現地狀況，且相關參數與 HEC-RAS 數值模型有異，故不會以目標區域土砂沖淤量的絕對數字作為比較，改以觀測縮尺試驗依照與數值模型相同的調整步驟後，結果之趨勢是否與數值模型相同。本人先前與李嘉揚同學於 2022 年共同執行水保局創新型研究計畫「透過式調整型防砂壩土砂運移之經營管理與操作」，於該計畫期間共同發想調整型防砂壩矩陣初步概念，詳細矩陣後續應用與操作規則請見李嘉揚(2023)。本研究將針對調整型防砂壩矩陣初步概念以數值模擬與縮尺試驗進行相互驗證。

調整型防砂壩經營管理與操作矩陣，縱軸為「防砂壩上游影響範圍內之淤砂坡度」，依坡度可分為淤砂坡度高、中、低，橫軸為「5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度」，依沖刷深度可分為沖刷程度高、中、低，如表 4-1 所示，詳細數據及數值模擬各步驟位在矩陣位置，如表 4-1 所示。參考廊仔溪現況調查結果，上游集水區土砂量豐富，且下游沖刷程度高之情境，以改善 5K+065 第二固床工後之沖刷坑沖刷情形為現階段之目標，以下圖示作為調整型防砂壩操作情境之說明，調整型防砂



壩上游淤砂坡度及下游冲刷深度現況，如圖 4-1 所示；Step1 為調降 4 支調整塊後，使防砂壩內部份土砂運移至下游，減緩下游保全對象冲刷坑程度，如圖 4-2 所示；Step2 再次將防砂壩調升 4 支調整塊恢復原有高度，使其發揮攔阻土石之功能，直到淤滿，此時下游冲刷深度仍為高，如圖 4-3 所示；Step3 為再次調降 5 支調整塊後，使防砂壩內部份土砂運移至下游，使下游保全對象土砂堆積，如圖 4-4 所示；Step4 將防砂壩調升回原有高度，使其發揮攔阻土石之功能，直到淤滿，此時上游淤砂坡度為低，下游冲刷深度為中，如圖 4-5 所示；Step5 為調降 4 支調整塊，使防砂壩內部份土砂運移至下游，使下游保全對象土砂堆積，如圖 4-6 所示；Step6 將防砂壩調升 4 支調整塊恢復原有高度，使其發揮攔阻土石之功能，直到淤滿，此時上游淤砂坡度為低，下游冲刷深度為低，如圖 4-7 所示；Step7 為調降 3 支調整塊，達到減緩下游保全對象冲刷坑程度目的，此時上下游土砂達成平衡，不需再做調整，如圖 4-8 所示。

室內渠槽試驗按照 step1~7 之實驗照片，如圖 4-9、圖 4-10、圖 4-11、圖 4-12 所示。

表 4-1 調整型防砂壩經營管理與操作矩陣



經營管理與操作矩陣		下游保全對象冲刷深度		
		高	中	低
上游淤砂坡度 (影響範圍內)	低	調降 100%預鑄塊	調降 80%預鑄塊	調降 60%預鑄塊
	中	調降 80%預鑄塊	調降 60%預鑄塊	調降 40%預鑄塊
	高	調降 60%預鑄塊	調降 40%預鑄塊	調降 20%預鑄塊

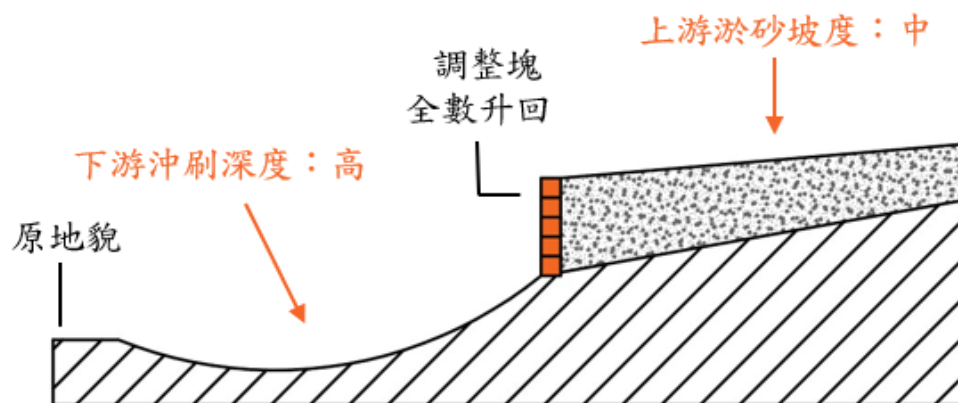


圖 4-1 原始地貌示意圖

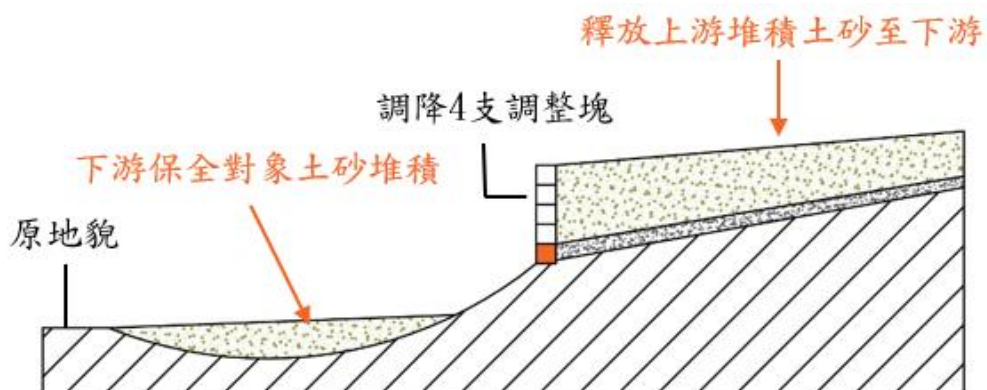


圖 4-2 Step1 示意圖

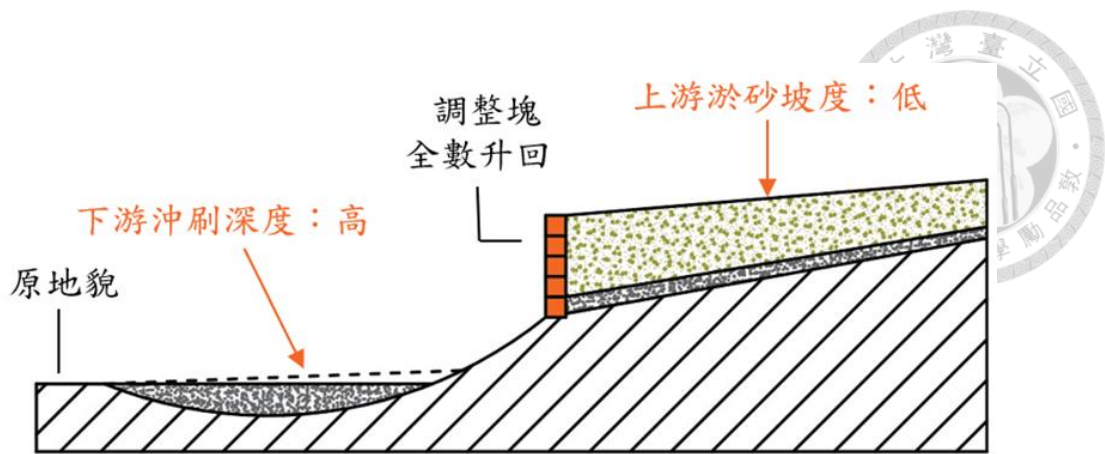


圖 4-3 Step2 示意圖

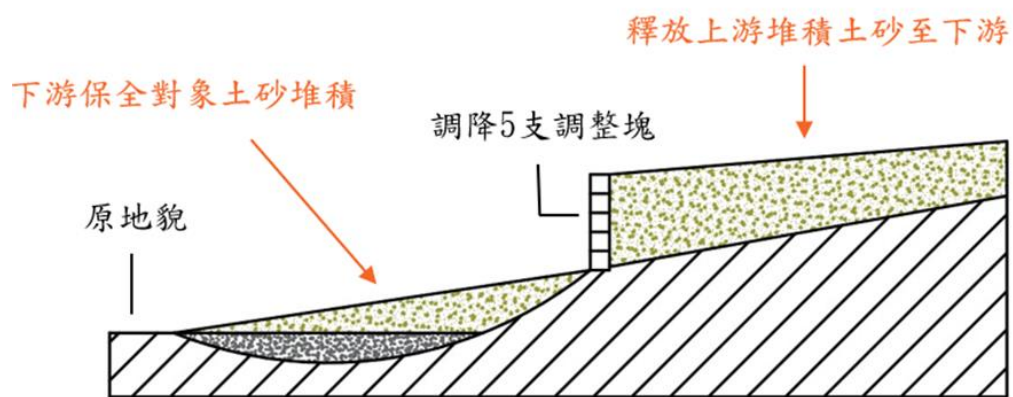


圖 4-4 Step3 示意圖

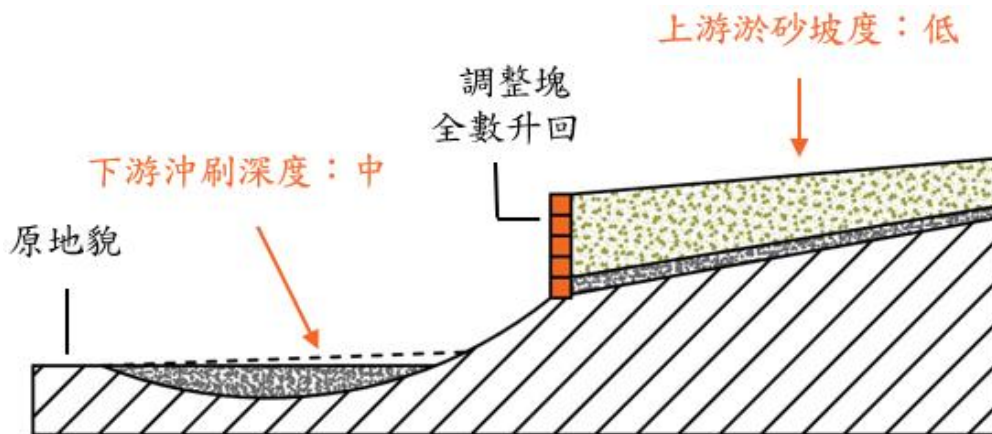


圖 4-5 Step4 示意圖

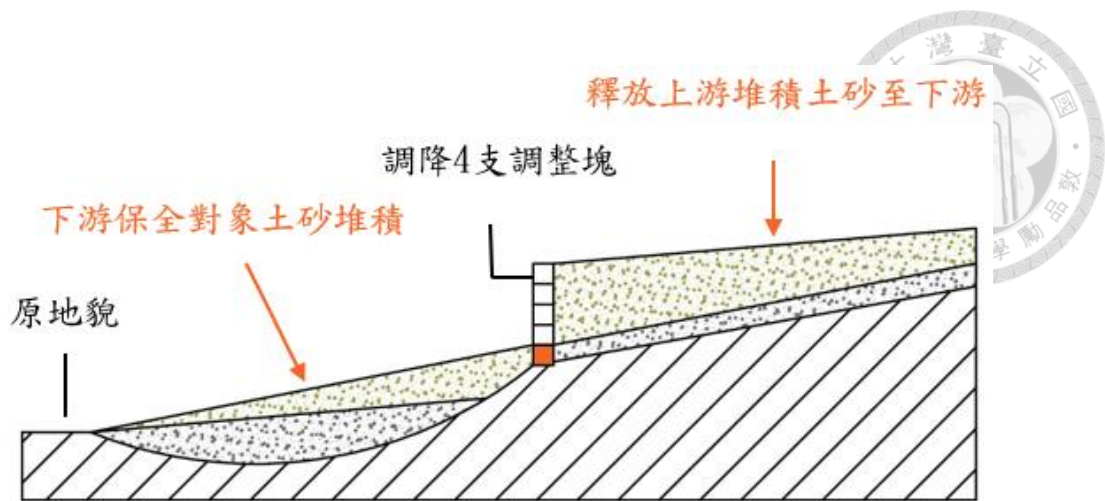


圖 4-6 Step5 示意圖

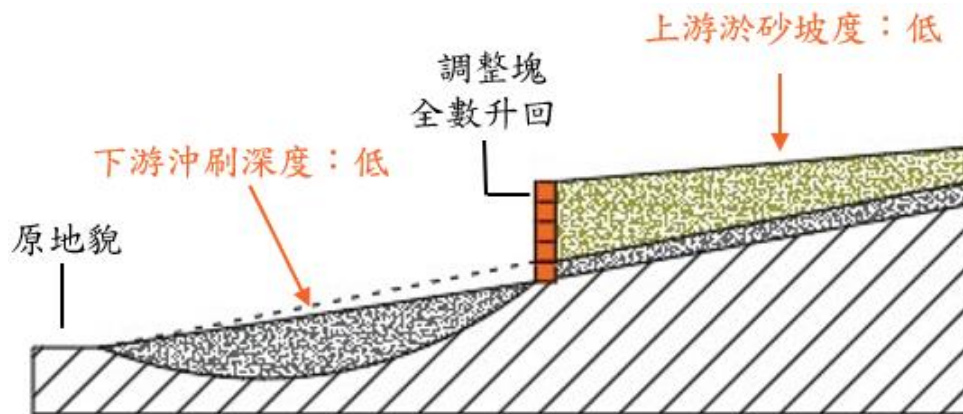


圖 4-7 Step6 示意圖

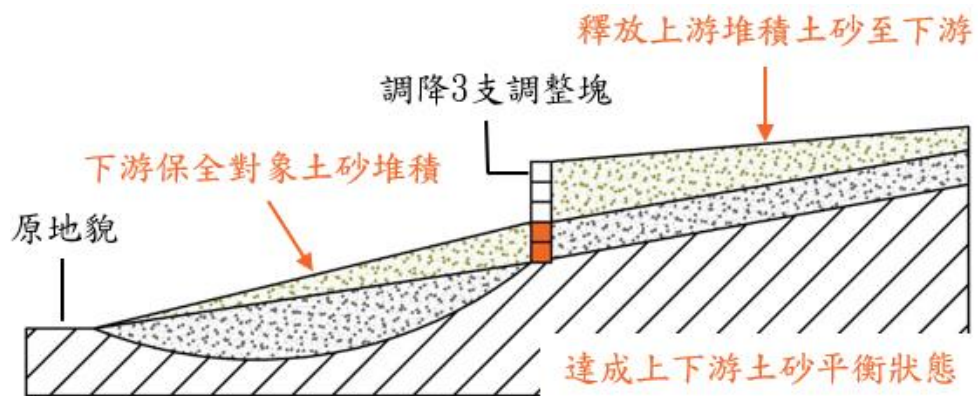


圖 4-8 Step7 示意圖



(A) Step1 : Q_{50} 之平均流量壩高降低 4 支



(B) Step2 : Q_{25} 之平均流量壩高調升 4 支

圖 4-9 縮尺試驗 Step1~7 照片



(C) Step3 : Q_{25} 之平均流量壩高降低 5 支



(D) Step4 : Q_{25} 之平均流量壩高調升 5 支

圖 4-10 縮尺試驗 Step1~7 照片(續)



(E) Step5 : Q_{25} 之平均流量壩高降低 4 支



(F) Step6 : Q_{25} 之平均流量壩高調升 4 支

圖 4-11 縮尺試驗 Step1~7 照片(續)



(G) Step7： Q_{25} 之平均流量壩高降低3支

圖 4-12 縮尺試驗 Step1~7 照片(續)

4.2 HEC-RAS 數值模擬

4.2.1 不同情境下的 HEC-RAS 數值模擬各步驟結果前後對比與細部操作及流量選擇說明

本節進一步說明調整型防砂壩和保全對象於 HEC-RAS 模型中的建置、調整型防砂壩淤砂影響範圍，以及各調整步驟之設計洪水事件。將透過地形來呈現每一步驟的操作結果，並比較其與上一步驟的地形之間的差異。這將有助於提高試驗結果的效益及可靠性。

4.2.1.1 透過式調整型防砂壩及保全對象選定

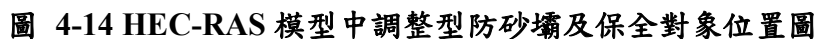
原地形為 105 年 1 公尺*1 公尺 DEM，為了於 HEC-RAS 模型中建立 5K+120 透過式調整型防砂壩及其下游固床工，將比對竣工圖進行繪製，如圖 4-13 所示。

0 透過式調整型防

所示。



參考資料：廊仔溪上游 4K 附近災害復建工程竣工圖



本研究模擬將選定 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑作為保全對象，希望可將土砂補充於該處，沖刷坑橫剖面，如圖 4-15 所示。由橫剖面可以看出沖刷坑最低高程僅 338.5 公尺，而對照竣工圖可得第二固床工高程為 343.62，固床工高約 1.1 公尺，希望沖刷坑可以回填至固床工基礎，將目標設定為淤積高程 342.5 公尺。

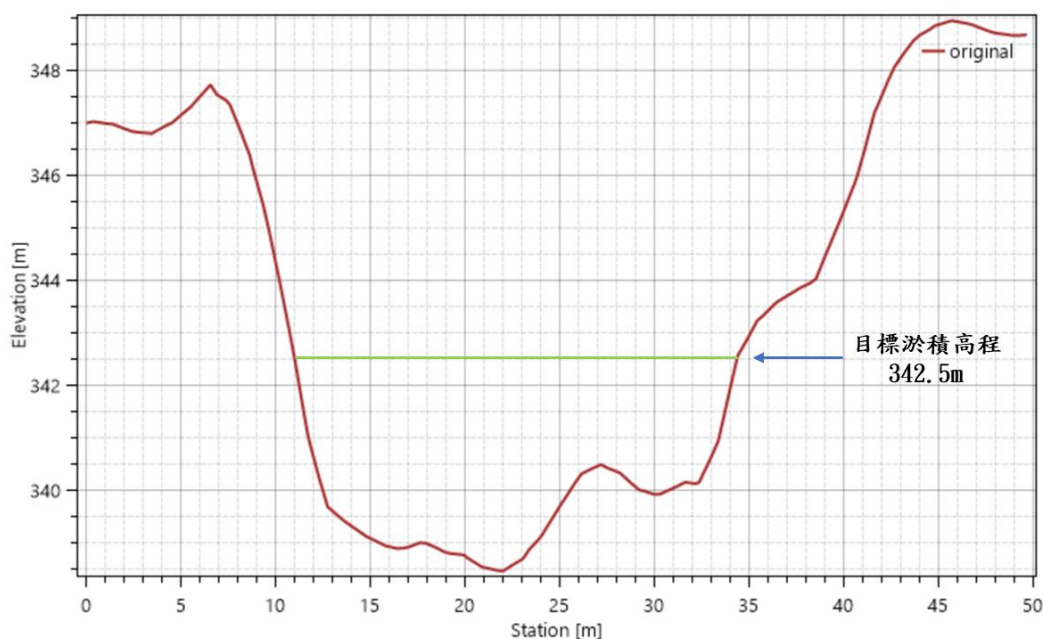


圖 4-15 5K+065 第二固床工下游沖刷坑橫剖面圖

4.2.1.2 調整型防砂壩影響範圍

本計畫中提出的經營管理操作矩陣之縱軸「防砂壩上游影響範圍內之淤砂坡度」及橫軸「5K+065 下游沖刷坑之沖刷深度」之高、中、低數值範圍界定，本計畫參考行政院農委會(2017)中之防砂壩影響範圍(ℓ)推估公式，如式 4-1。

$$\ell = \frac{H_e}{S_o - S_e} \quad \text{式 4-1}$$

式中， H_e =壩體有效高度； S_o =原溪床坡度； S_e =計畫淤砂坡度。本計畫試區之壩體有效高為 4 公尺；原溪床坡度為 7%；計畫淤砂坡度為 4%，代入後得到防砂壩之影響範圍為 134 公尺。



(1) 試驗步驟一

參照 105 年 DEM 地形資料，依照上游坡度和下游沖刷量，參考經營管理與操作矩陣進行調整。上游坡度採用以下控制點計算，如式 4-2 及圖 4-16 所示。

(1410, 348.26)、(1544, 355.23)

$$S = \frac{355.23 - 348.26}{134} = \frac{6.97}{134} = 0.052 = 5.2\%$$

式 4-2

式中，S=溪床坡度。

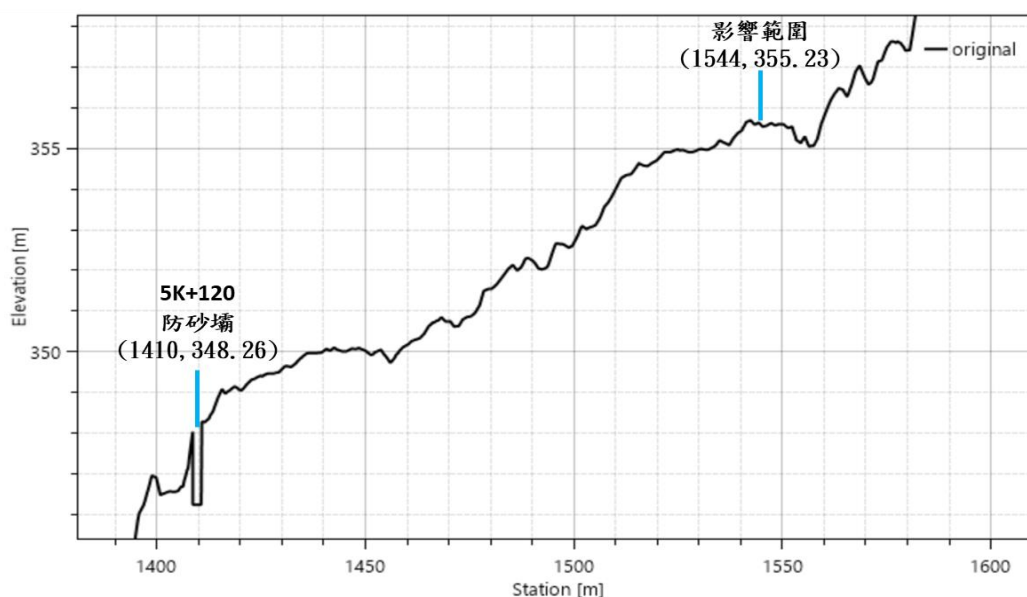


圖 4-16 調整型防砂壩上游影響範圍淤砂坡度計算

下游保全對象固床工沖刷坑，沖刷平均高程為 339.65 公尺，以調整防砂壩第二固床工為基準，沖刷深度約為 2.85 公尺，對應矩陣為高沖刷程度，因此選擇壩高調降 4 支。如圖 4-17 及表 4-2 粗體字所示。以原始地形，調降 4 支調整塊，模擬不同重現期之流量，並以 Q10、Q25、Q50、Q100 為主要分析，如圖 4-18、圖 4-19、圖 4-20、圖 4-21 所示。

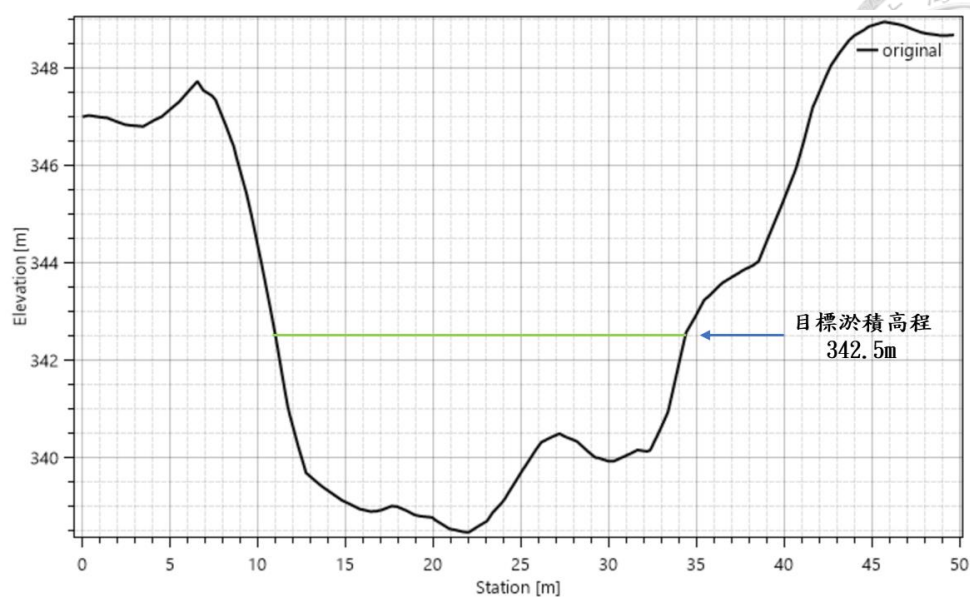


圖 4-17 105 年 DEM 中 5K+065 第二固床工下游之冲刷坑

表 4-2 經營管理操作矩陣：試驗步驟一

經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游冲刷坑冲刷深度		
		高 冲刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 冲刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 冲刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響 範圍 內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支 (Step 1)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

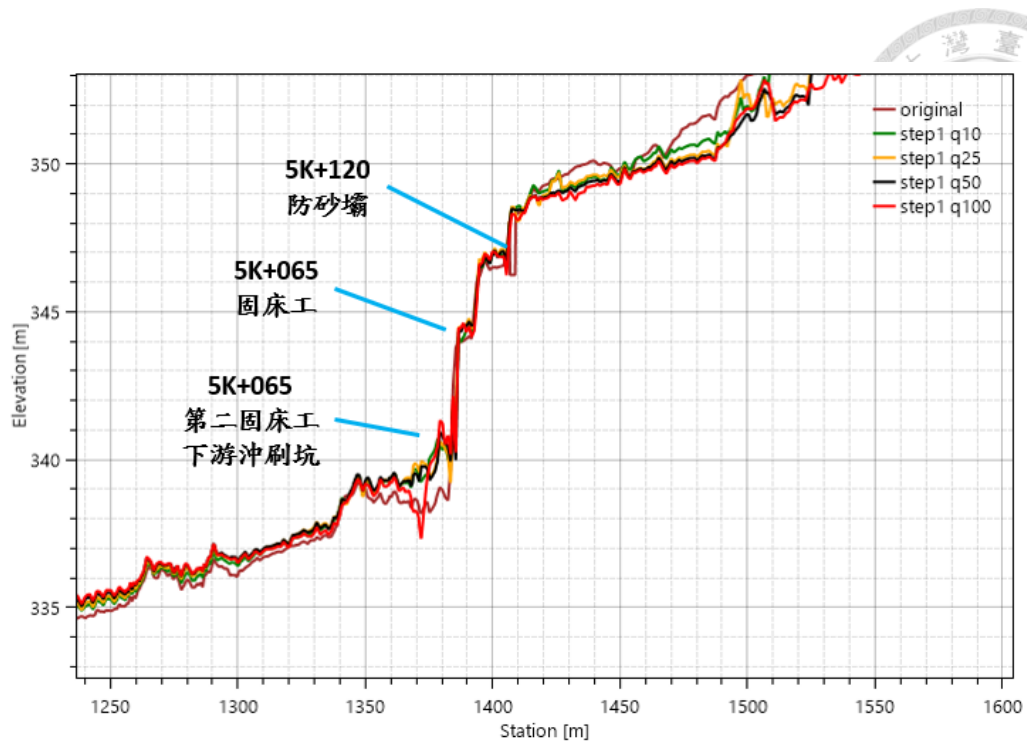


圖 4-18 試驗步驟一調降後各重現期流量模擬地形剖面圖

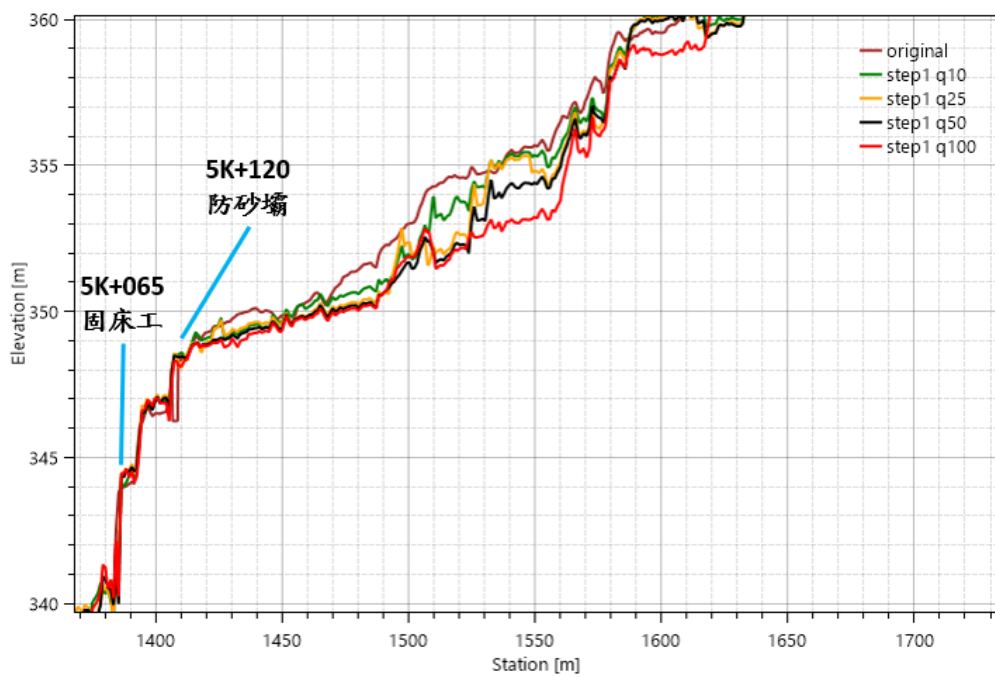


圖 4-19 調整型防砂壩上游地形剖面圖

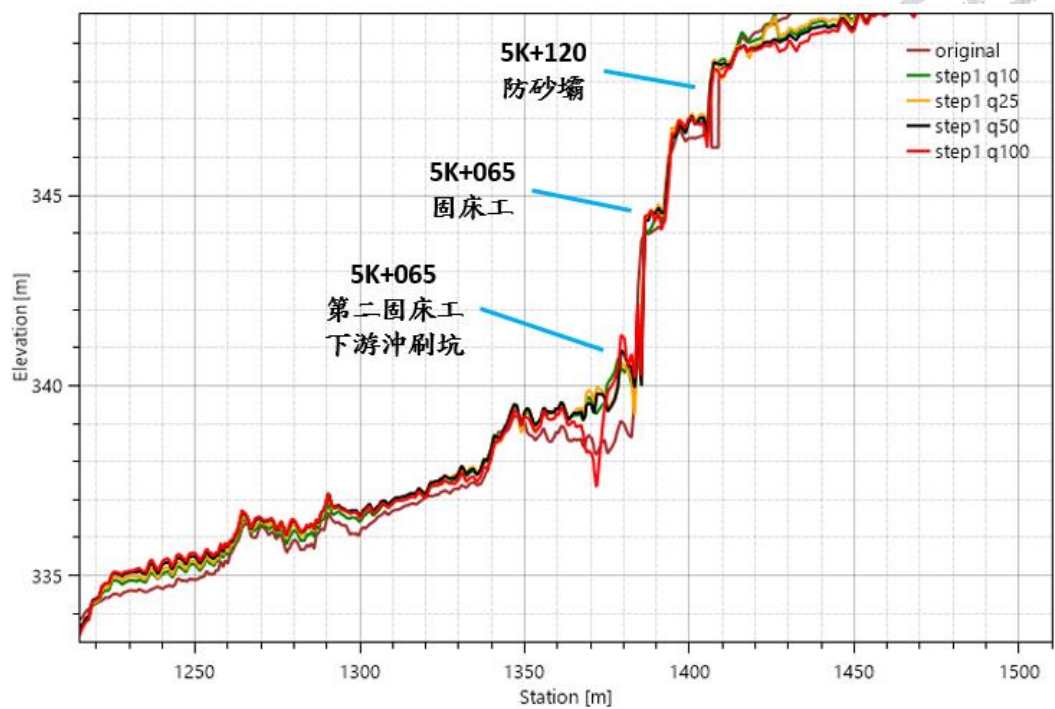


圖 4-20 調整型防砂壩下游地形剖面圖

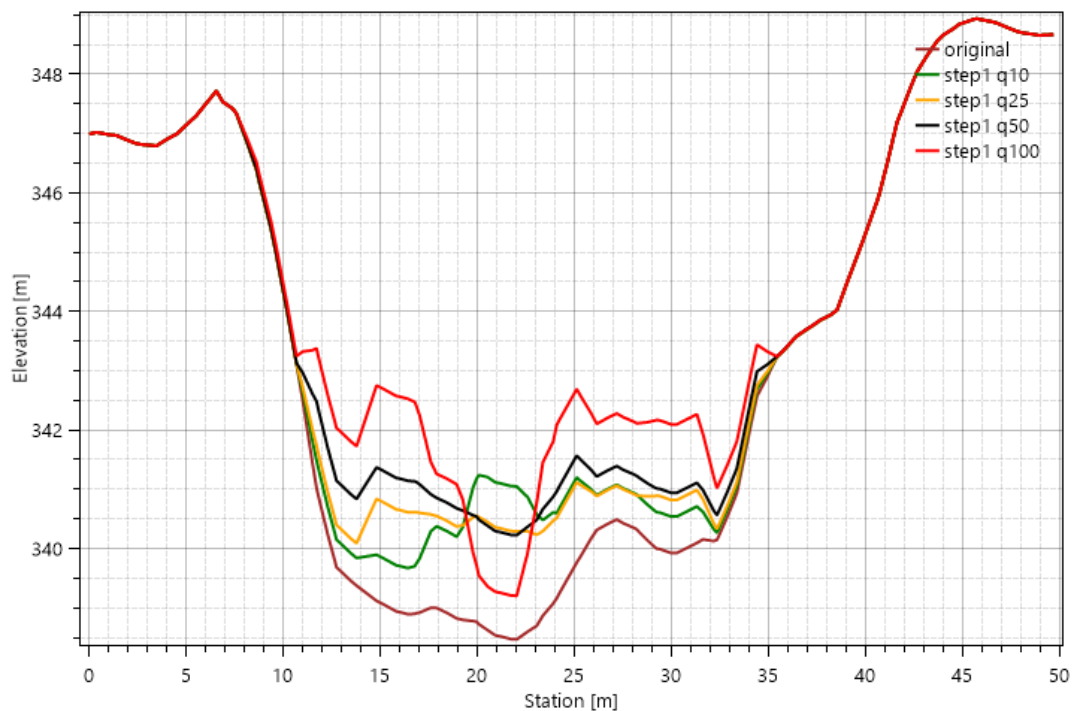


圖 4-21 5K+065 第二固床工下游之冲刷坑

以 5K+065 固床工下游冲刷坑來看，各重現期之淤積量與平均高程如表 4-3 所示。Q100 雖然帶來的土砂量大，但強大的流水造成河道流心位置冲刷明顯，有下刷嚴重的問題。而 Q50 年所帶來的土砂量充足，且相對穩定。且以防砂壩設計使

用安全為考量，希望能以 50 年重現期災害為安全標準，故選擇遇到 50 年重現期豪雨後，進行防砂壩的調升工作。

表 4-3 試驗步驟一各重現期淤積量與平均高程模擬結果

	冲刷坑断面 土砂總量 (平方公尺)	冲刷坑淤積量 (平方公尺)	冲刷坑平均高程 (公尺)
原始地形	17040.12		339.65
Q1.11	17045.06	4.942334	339.9005
Q2	17050.9	10.7752	340.0973
Q5	17059.23	19.10578	340.4797
Q10	17063.7	23.58193	340.6896
Q25	17065.93	25.81062	340.7545
Q50	17073.71	33.58363	341.0808
Q100	17089.19	49.0658	341.7421
Q200	17093.85	53.73177	341.8725
Q500	17100.81	60.69077	342.1767

圖 4-22 為原始地形與本輪操作後地形之縱剖面對比，圖中黑色線為原始地形，且將防砂壩調降 4 支預鑄塊。紅色線為第一步調降後經過 50 年重現期之洪水後的地形，可以看到土砂順利的下移，上游影響範圍內坡度明顯降低，坡度由原先 5.2%降低到 4.2%，試驗步驟一後坡度降低 19%且下游產生淤積。

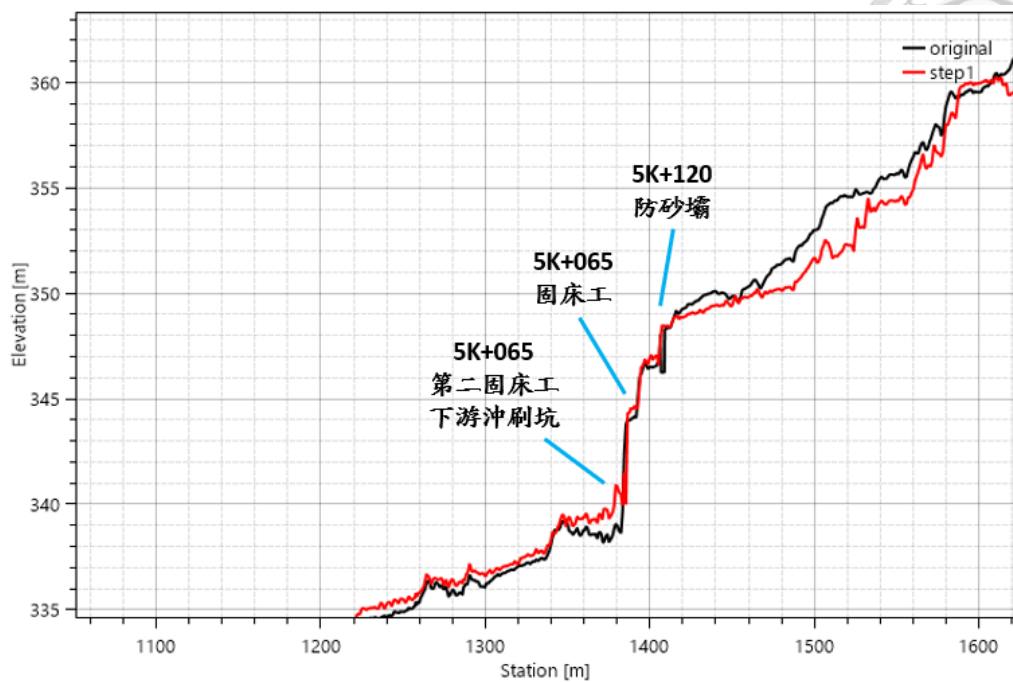


圖 4-22 試驗步驟一與原始地形剖面圖比較

圖 4-23 為原始地形與本輪操作後地形，5K+065 固床工下游冲刷坑剖面線對比，圖中黑色線為原始地形，紅色線為第一步調整且經過 50 年重現期洪水之 5K+065 固床工下游冲刷坑剖面線。可以看到相較於原始地形，淤積量有明顯增加，此斷面淤積量較原始地形增加了 33.58 平方公尺。本計畫設定之預期回填高程為 342.5 公尺，因此經本步驟調整後，5K+065 固床工下游冲刷坑冲刷之平均高程由原先 339.65 公尺上升至 341.08 公尺，河道平均淤積深度約為 1.43 公尺，經過本步驟調降後防砂壩上游土砂有順利填補至冲刷坑。

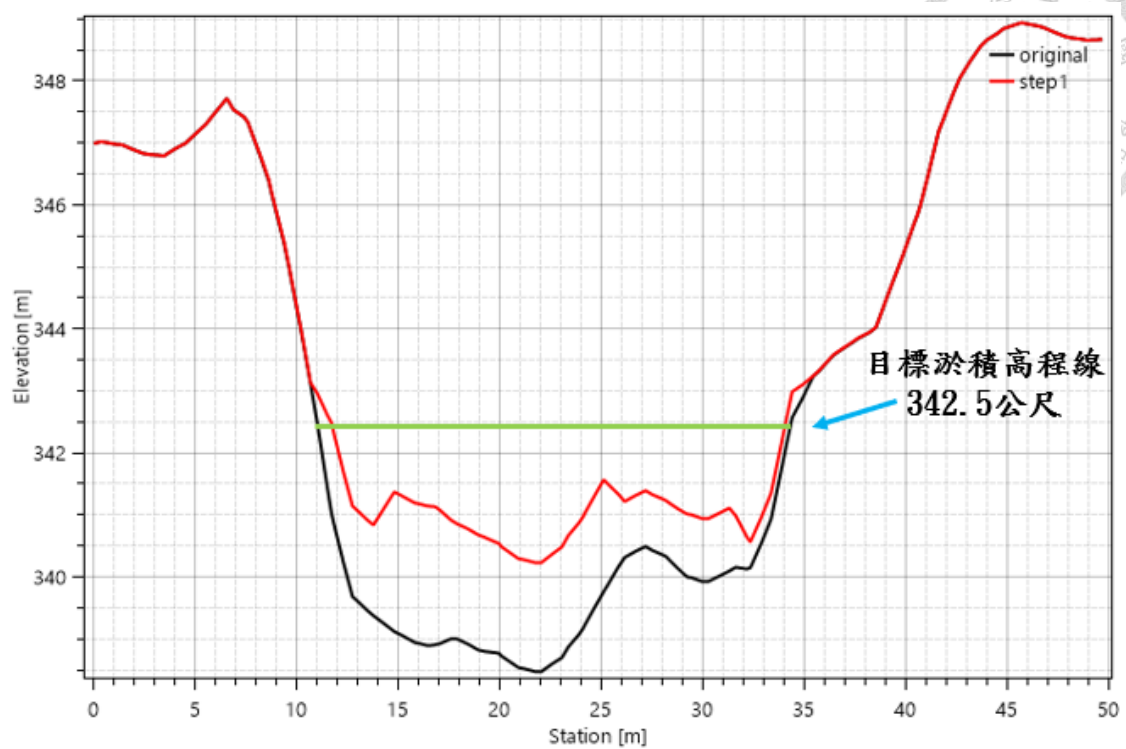


圖 4-23 5K+065 第二固床工下游沖刷坑地形剖面圖比較

(2) 試驗步驟二

接續上一步結論，最終我們以 Q50 作為試驗步驟一調降後進行升壩的臨界值。因此本步驟將以原始地形降四支調整塊且經過 Q50 洪水後的地形，並且將防砂壩預鑄塊全數升回後，進行所有流量(Q1.11~500)的測試，尋找再次降壩的臨界值洪水。本此以 Q10、Q25、Q50、Q100 為主要分析，如圖 4-24、圖 4-25、圖 4-26、圖 4-27 所示。

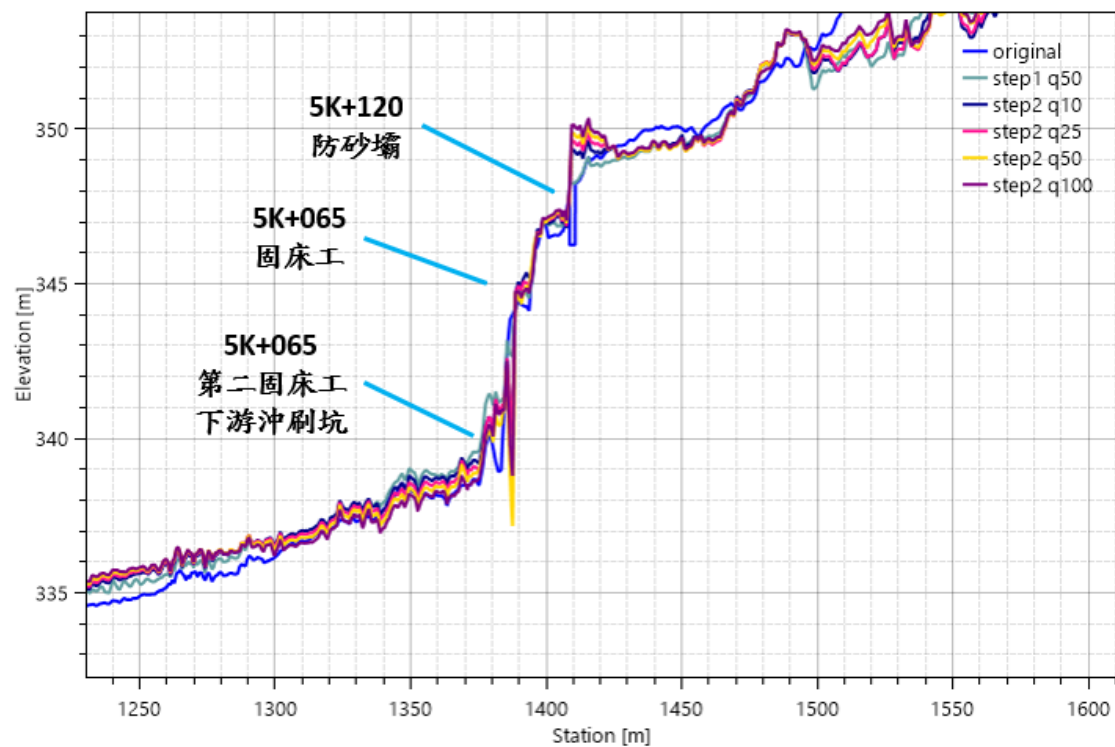


圖 4-24 試驗步驟二調升後各重現期流量模擬地形剖面圖

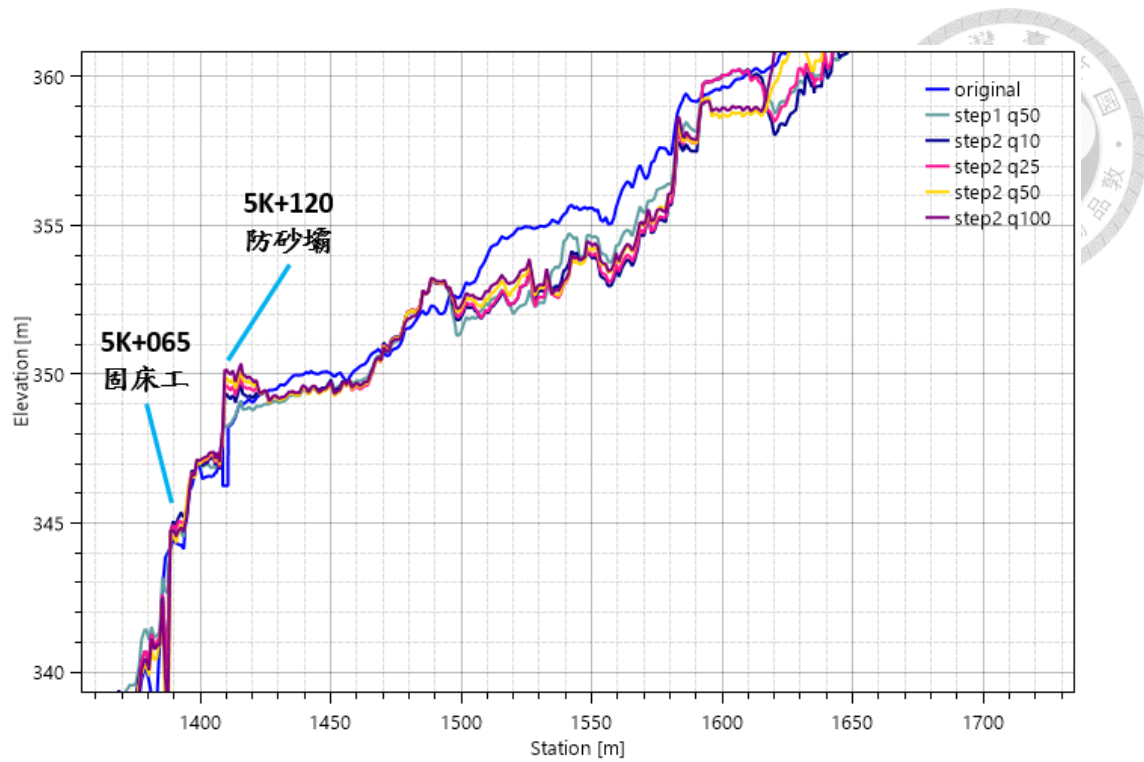


圖 4-25 調整型防砂壩上游地形剖面圖

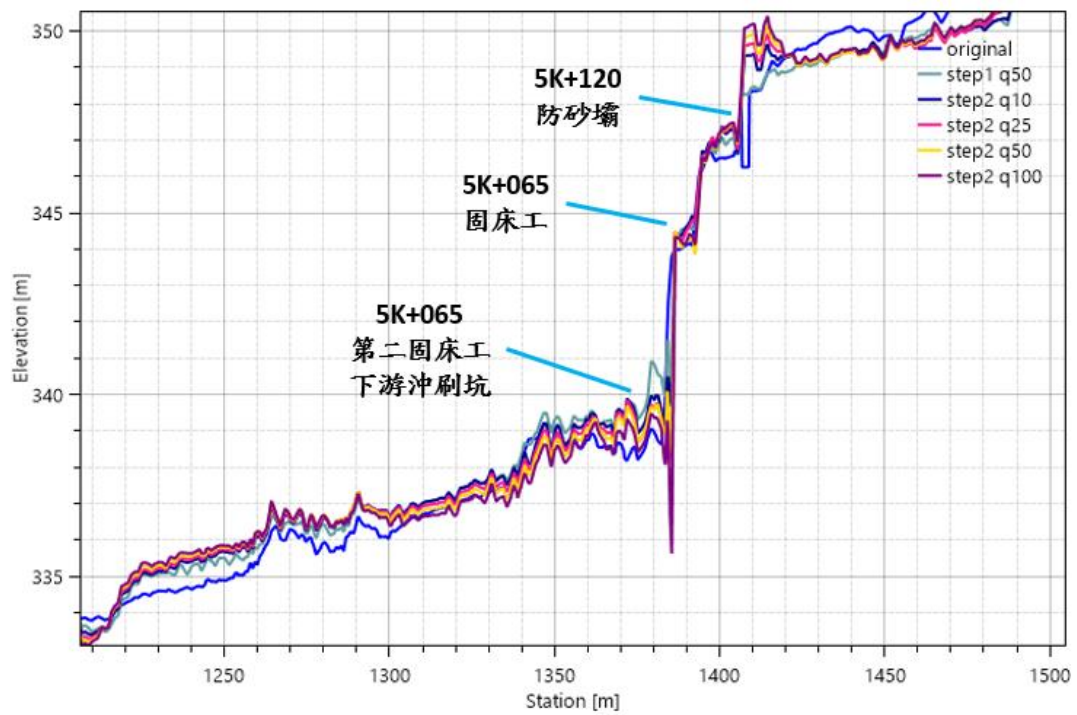


圖 4-26 調整型防砂壩下游地形剖面圖

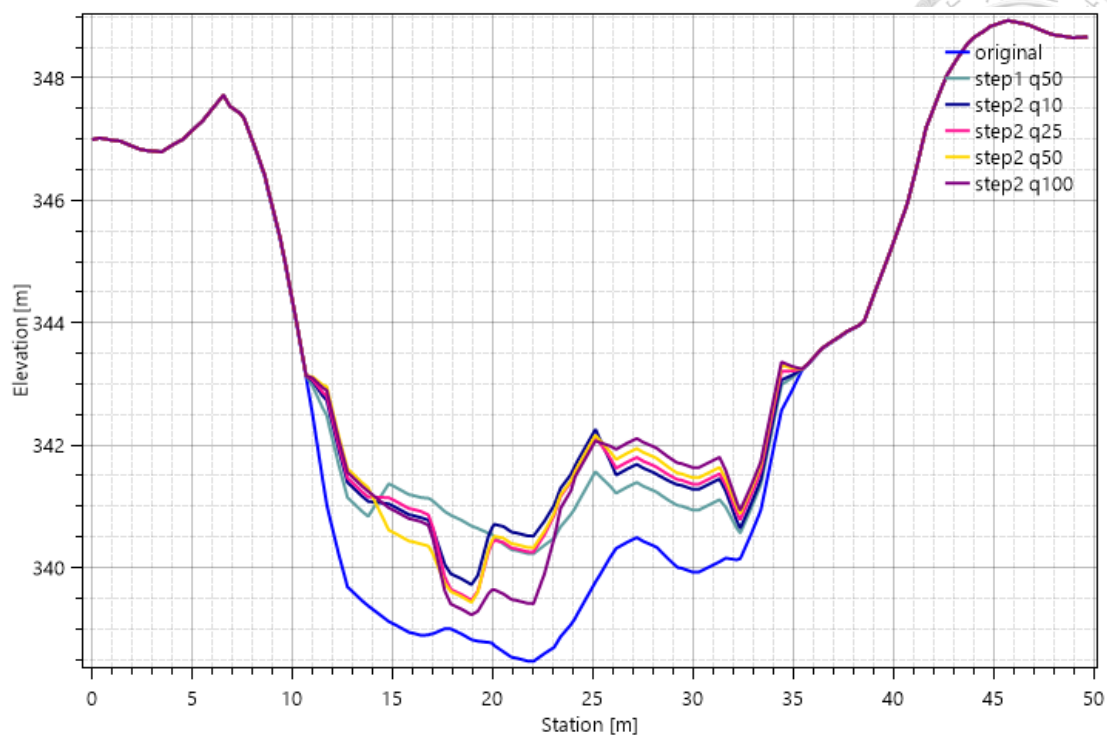


圖 4-27 5K+065 第二固床工下游之冲刷坑

以 5K+065 固床工下游冲刷坑來看，各重現期之淤積量與平均高程如表 4-4 所示，由於原先上游淤滿之土砂量大，即使為升壩的狀態，洪水依然會帶來些許土砂補注量。Q50 以內洪水造成之冲淤變化差異不大，Q25 與 Q50 之最深冲刷深度高程皆為 339.5 公尺、冲刷深度約 3 公尺。但以縱剖面圖來看，可以發現 Q50 以上洪水對於固床工的落差點有一個明顯的冲刷，判斷為 Q50 洪水對於固床工基礎會造成掏刷風險，因此我們將以 Q25 洪水做為下一步降壩操作之臨界值。

表 4-4 試驗步驟二各重現期淤積量與平均高程模擬結果

	冲刷坑断面 土砂總量 (平方公尺)	冲刷坑淤積量 (平方公尺)	冲刷坑平均高程 (公尺)
試驗步驟一調整後 經 Q50 的地形結果	17073.71		341.08
Q1.11	17075.03	1.327897	341.1482
Q2	17075.85	2.14818	341.1933
Q5	17076.19	2.480044	341.195
Q10	17076.34	2.634996	341.1977
Q25	17076.16	2.450886	341.204
Q50	17076.32	2.611755	341.2038
Q100	17074.65	0.940684	341.0381
Q200	17077.37	3.661226	341.2146
Q500	17080.95	7.243982	341.3792

圖 4-28 為試驗步驟一調整後經過 50 年重現期洪水事件之地形與本輪操作後地形之縱剖面對比，圖中黑色線為試驗步驟一調整後經過 50 年重現期洪水事件之地形；紅色線為試驗步驟二將防砂壩預鑄塊全數升回後，經過 25 年重現期洪水後的地形，可以看出防砂壩上游因為將壩體調升的關係而有淤砂的現象，上游影響範圍內坡度由原先 4.2%降為 4%，試驗步驟二後坡度僅降低 4.7%，並無明顯改變。壩體下游因為防砂壩阻攔土砂的緣故，而有些許冲刷的現象，且緊鄰 5K+065 固床工下游的落差處，與現地勘查結果相符有些許掏刷現象。

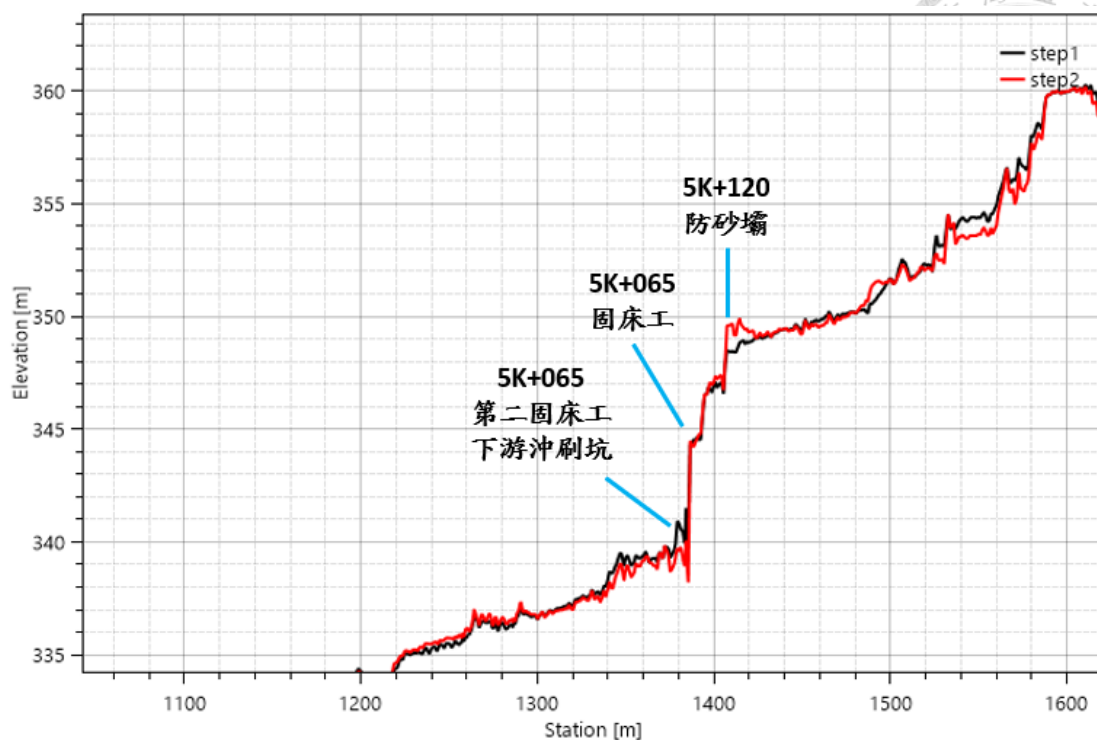


圖 4-28 試驗步驟一與試驗步驟二地形剖面圖比較

圖 4-29 為試驗步驟一調整後經過 50 年重現期洪水事件之地形與本輪操作後地形，5K+065 固床工下游冲刷坑剖面線對比，圖中黑色線為試驗步驟一調整後經過 50 年重現期洪水事件之冲刷坑剖面線；紅色線為試驗步驟二將壩升回後，經過 25 年重現期洪水後的之冲刷坑剖面線。可以看出由於升壩造成壩體上游土砂淤積的緣故，土砂下移不明顯，但平均高程仍由上一步的 341.08 公尺，上升為 341.2 公尺，河道平均淤積深度約為 1.55 公尺推論是由於原先上游淤滿之土砂量大，因此即使為升壩的狀態，洪水依然會帶來些許土砂補注量。

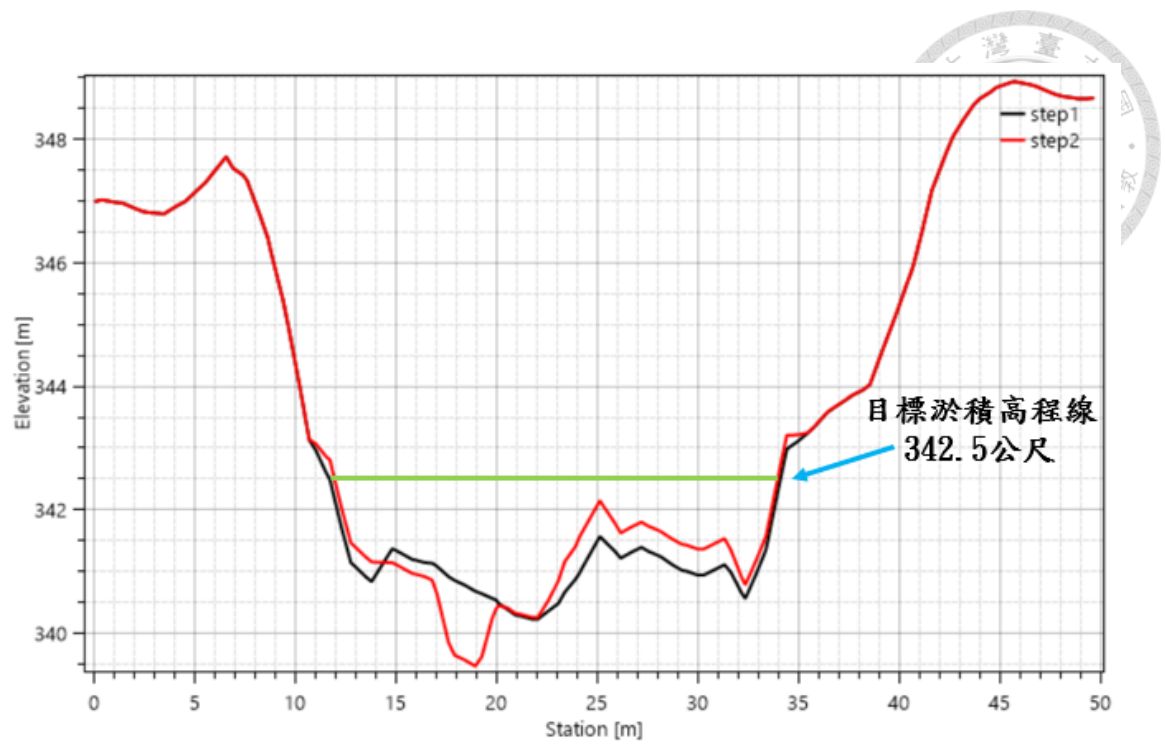


圖 4-29 試驗步驟一與試驗步驟二 5K+065 第二固床工

下游冲刷坑地形剖面圖比較



(3) 試驗步驟三

接續上一步結論，最終我們以 Q25 作為試驗步驟二調升後進行降壩的臨界值。因此試驗步驟三將以上一步升壩且經過 Q25 洪水後之地形結果，對照矩陣做降壩操作後，進行所有流量(Q1.11~500)的測試，尋找再次升壩的臨界值洪水。參考矩陣進行調整，如式 4-3、圖 4-30 所示。

(1410, 348.26)、(1544, 353.92)

$$S = \frac{353.92 - 348.26}{134} = \frac{5.66}{134} = 0.042 = 4.2\%$$

式 4-3

式中，S=溪床坡度。

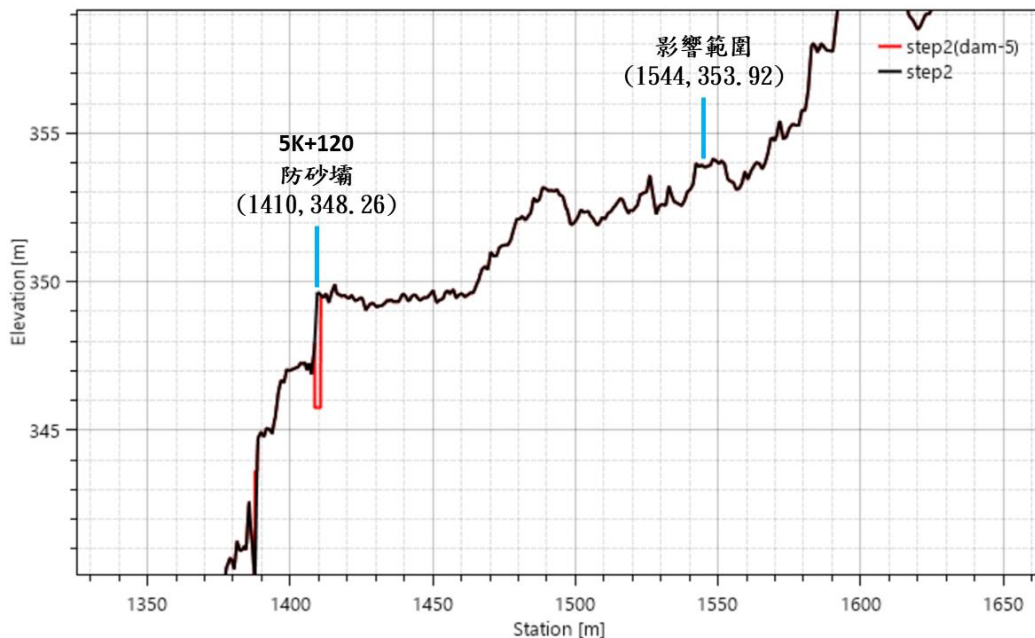


圖 4-30 調整型防砂壩上游影響範圍淤砂坡度計算

依照 5K+065 固床工下游冲刷坑斷面，計算淤積面積為 36.035 平方公尺，平均冲刷深度約為 1.3 公尺，如圖 4-31 所示。

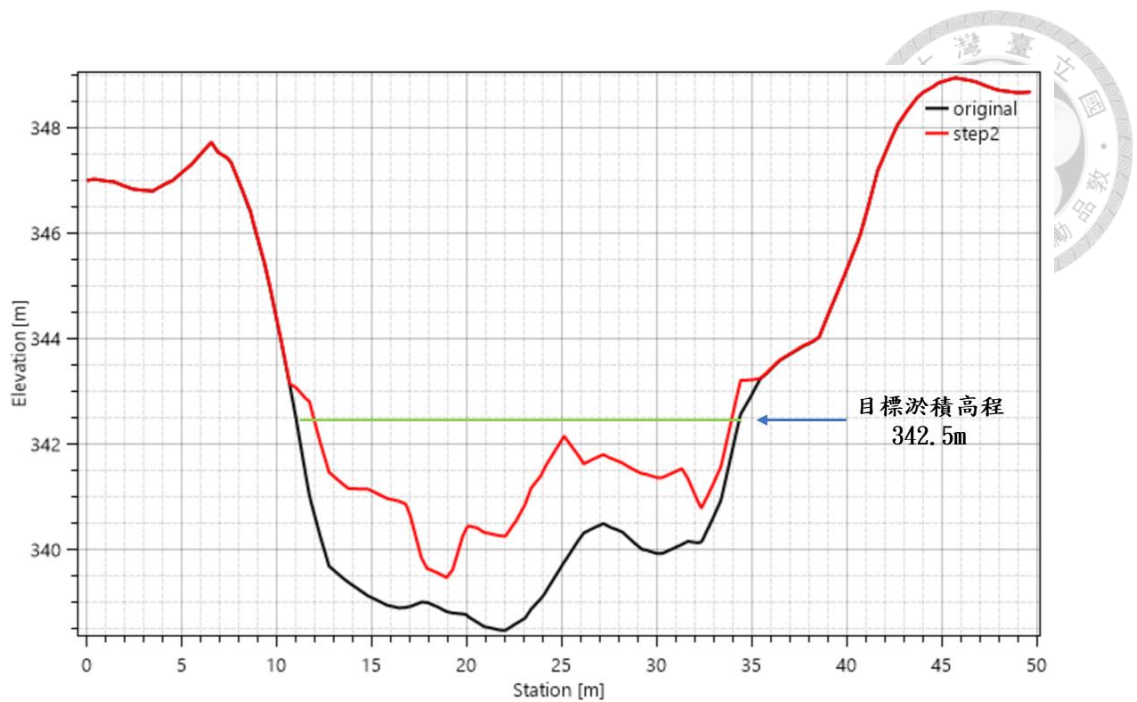


圖 4-31 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑

參考經營管理與操作矩陣，上游淤砂坡度設定為低，下游沖刷深度設定為高，選擇調降五支預鑄塊進行調整，如表 4-5 所示。

表 4-5 經營管理操作矩陣：試驗步驟三

經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高 沖刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響 範圍 內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支 (Step 3)	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

以試驗步驟二調整後經過 Q25 之地形結果，調降 5 支調整塊，模擬不同重現期之流量，並以 Q10、25、50、100 為主要分析，如圖 4-32、圖 4-33、圖 4-34、圖 4-35 所示。

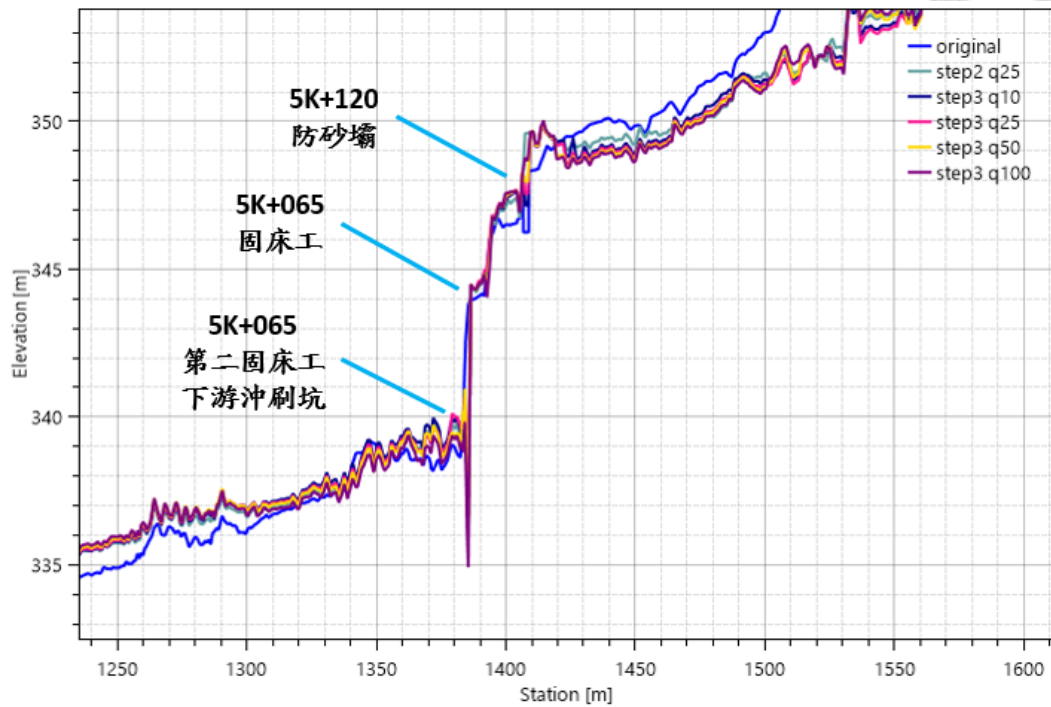


圖 4-32 試驗步驟三調降後各重現期流量模擬地形剖面圖

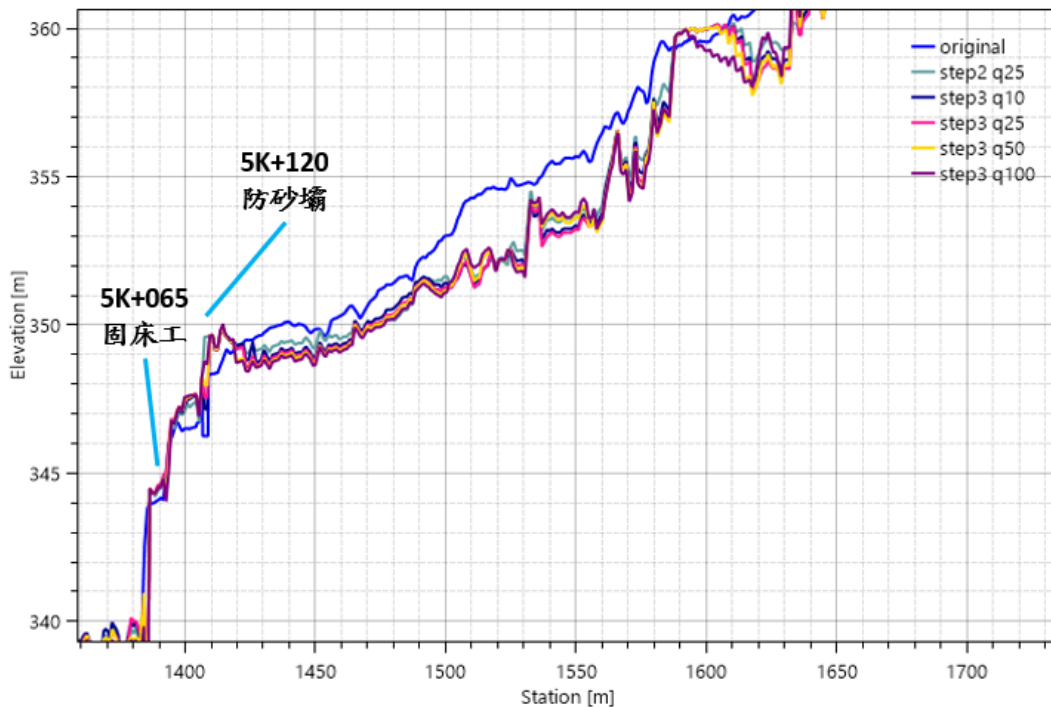


圖 4-33 調整型防砂壩上游地形剖面圖

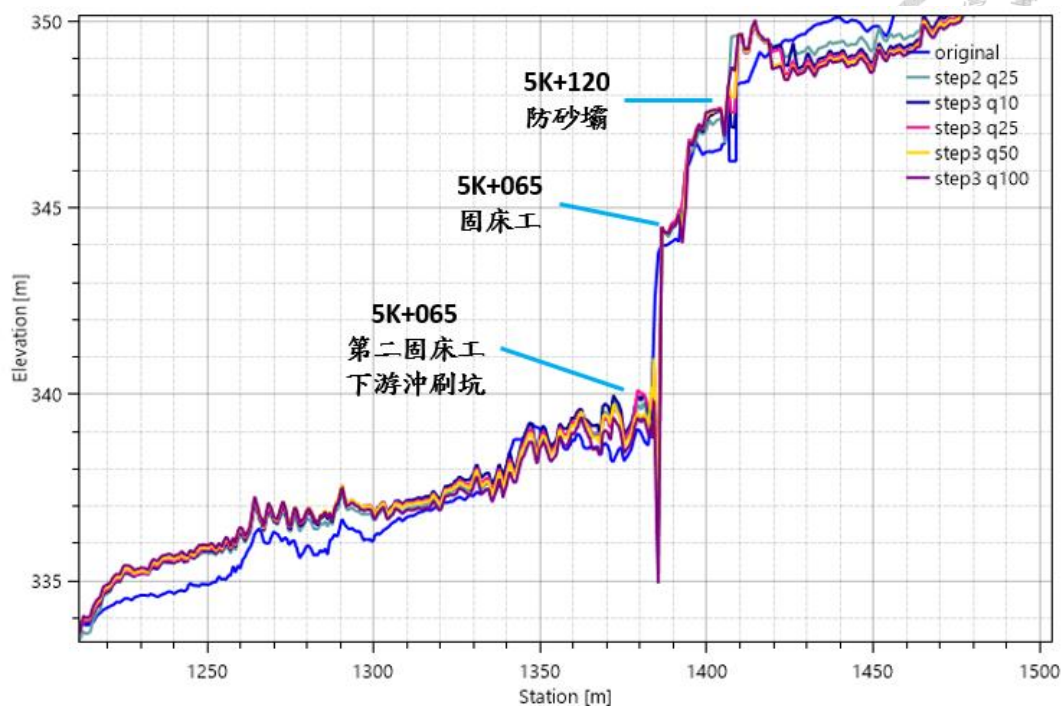


圖 4-34 調整型防砂壩下游地形剖面圖

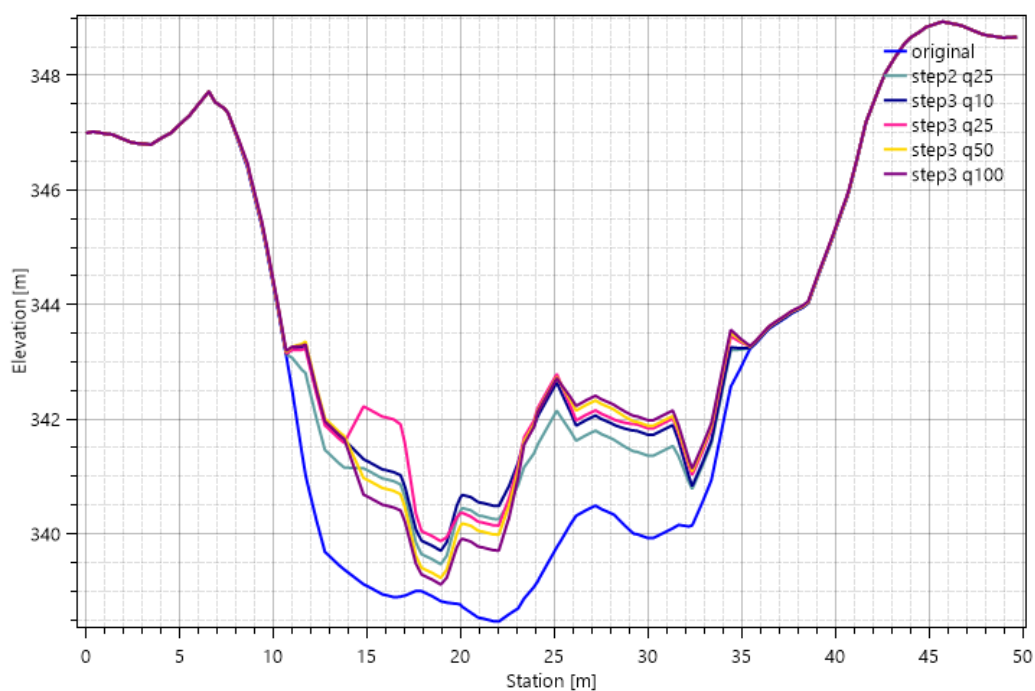


圖 4-35 5K+065 第二固床工下游之冲刷坑

以 5K+065 固床工下游冲刷坑來看，各重現期之淤積量與平均高程如表 4-6 所示。Q100 和 Q50 差異淤積量不大，河道斷面平均高程約 341.3 公尺、冲刷深度 1.2 公尺，且對河道流心刷深。而 Q25 最大冲刷深度之高程約 339.9 公尺、冲刷深度

2.6 公尺。淤積的效果最佳，因此選擇遇到 25 年重現期豪雨後，進行防砂壩的調升工作。

表 4-6 試驗步驟三各重現期淤積量與平均高程模擬結果

	冲刷坑断面 土砂總量 (平方公尺)	冲刷坑淤積量 (平方公尺)	冲刷坑平均高程 (公尺)
試驗步驟二調整後 Q25 的地形結果	17076.15		341.20
Q1.11	17078.39	2.236994	341.2708
Q2	17081.24	5.0788585	341.396
Q5	17082.12	5.97347	341.4297
Q10	17082.89	6.733864	341.4831
Q25	17086.45	10.29187	341.627
Q50	17081.91	5.749095	341.3772
Q100	17080.47	4.317942	341.3913
Q200	17076.69	0.529729	341.1599
Q500	17077.52	1.363709	341.1964

圖 4-36 為試驗步驟二調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與試驗步驟三操作後地形之縱剖面對比，圖中黑色線為試驗步驟二調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形；紅色線為試驗步驟三將壩調降 5 支後，經過 25 年重現期洪水後的地形，可以觀察到經試驗步驟三調整策略，土砂順利下移，防砂壩上游影響範圍內之淤砂坡度由原先 4% 降至 3.6%，試驗步驟三後坡度降低 10%，緊鄰 5K+065 固床工下游落差處之冲刷有冲刷加深的潛勢。

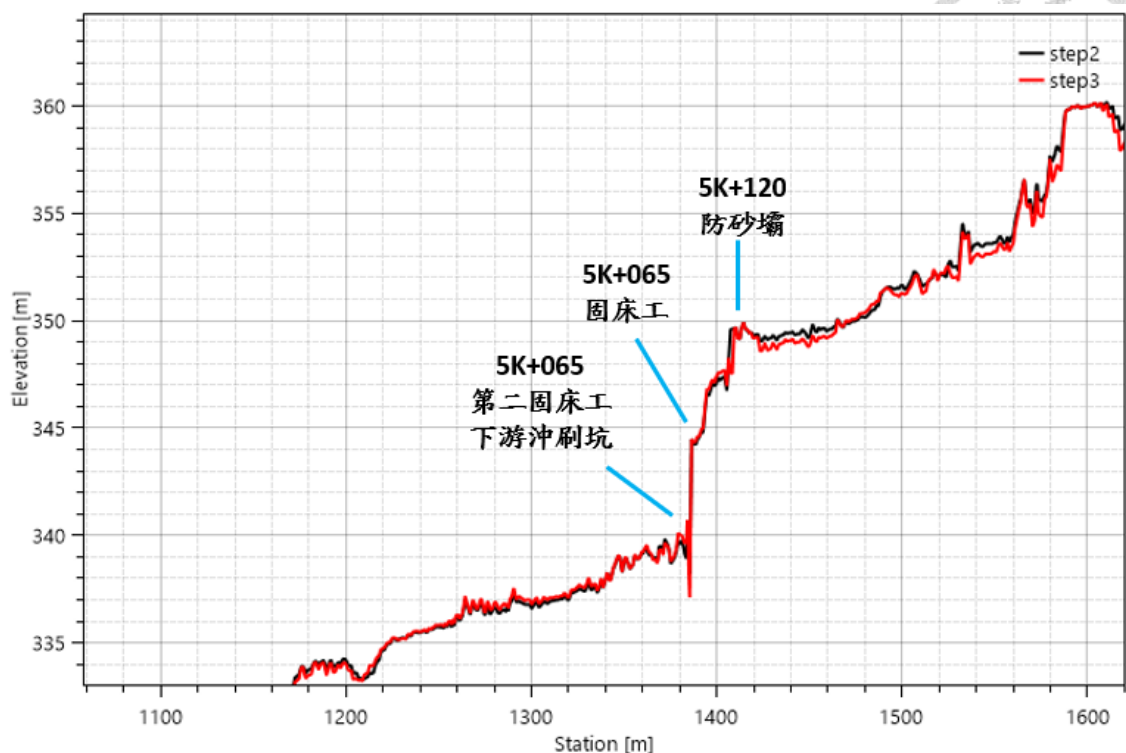


圖 4-36 試驗步驟二與試驗步驟三地形剖面圖比較

圖 4-37 為試驗步驟二調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與試驗步驟三操作後地形，5K+065 固床工下游冲刷坑剖面線對比，圖中黑色線為試驗步驟二調整後經過 25 年重現期洪水事件之冲刷坑剖面線；紅色線為本步驟將壩調降 5 支後，經過 25 年重現期洪水後的冲刷坑剖面線。可以看出整體冲刷坑在降壩後有預期的淤積表現，此斷面較上一步增加了 10.29 平方公尺的淤積量，平均高程由原先 341.2 公尺上升至 341.63 公尺，平均淤積深度上升至 1.98 公尺，經試驗步驟三調降後防砂壩上游土砂有順利填補至冲刷坑。

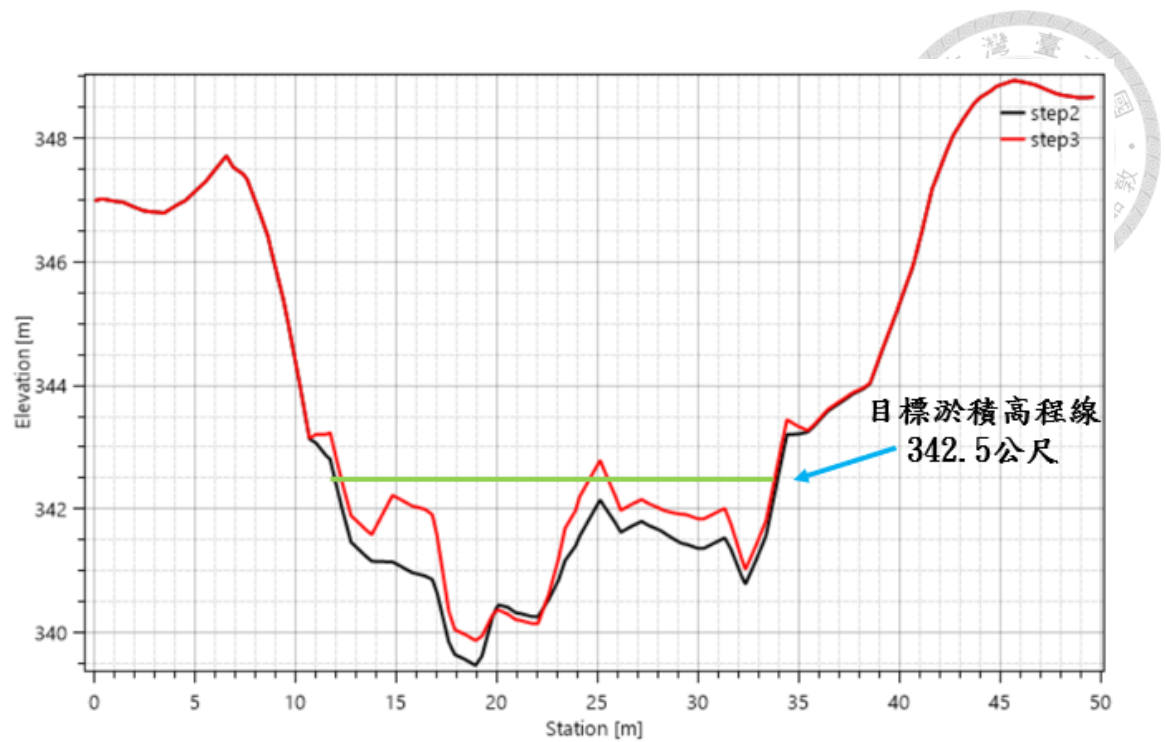


圖 4-37 試驗步驟二與試驗步驟三 5K+065 第二固床工

下游冲刷坑地形剖面圖比較

(4) 試驗步驟四

接續上一步結論，最終我們以 Q25 作為試驗步驟三調降後的升壩臨界值。因此試驗步驟四將使用上一步降壩 5 支且經過 Q25 洪水之地形，將防砂壩預鑄塊全部升回後，進行所有流量(Q1.11~500)的測試，找出再次降壩的臨界值，本次以 Q10、Q25、Q50、Q100 為主要分析，如圖 4-38、圖 4-39、圖 4-40、圖 4-41 所示。

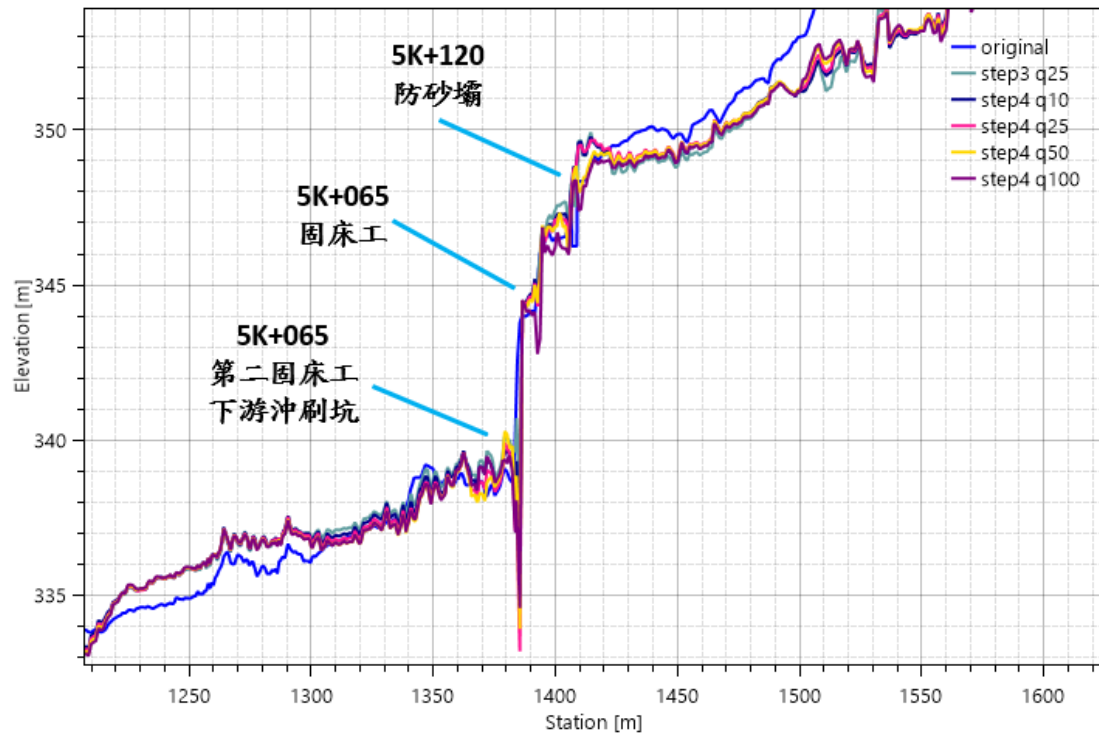


圖 4-38 試驗步驟四調升後各重現期流量模擬地形剖面圖

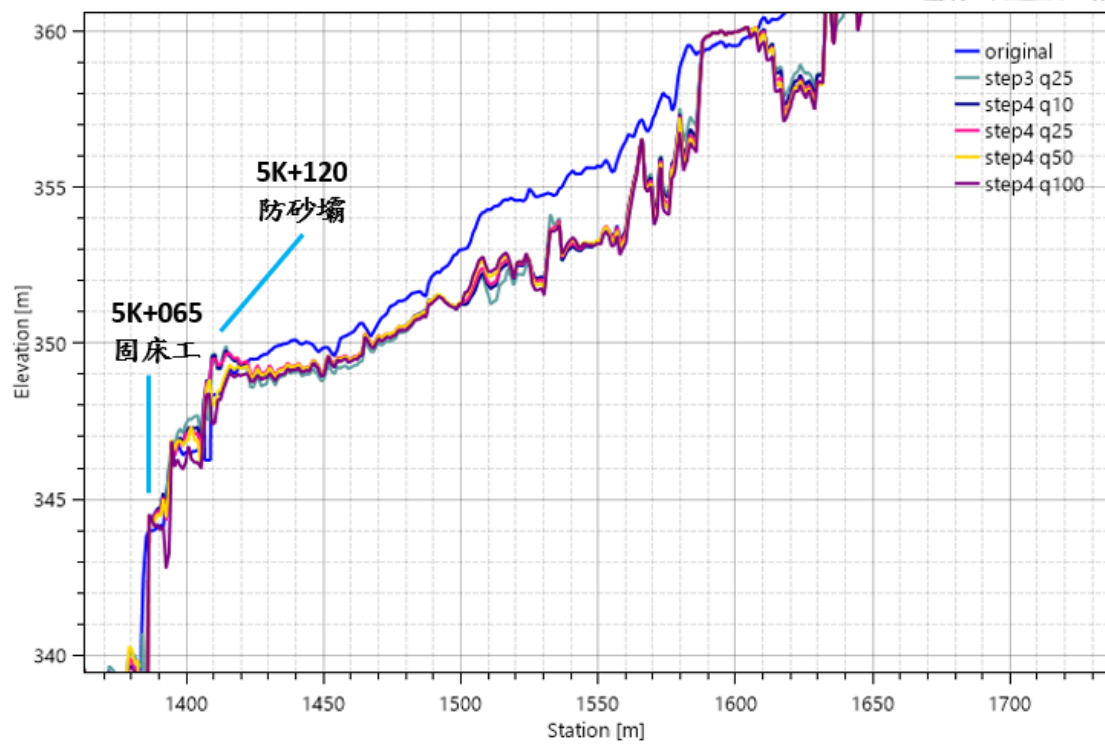


圖 4-39 調整型防砂壩上游地形剖面圖

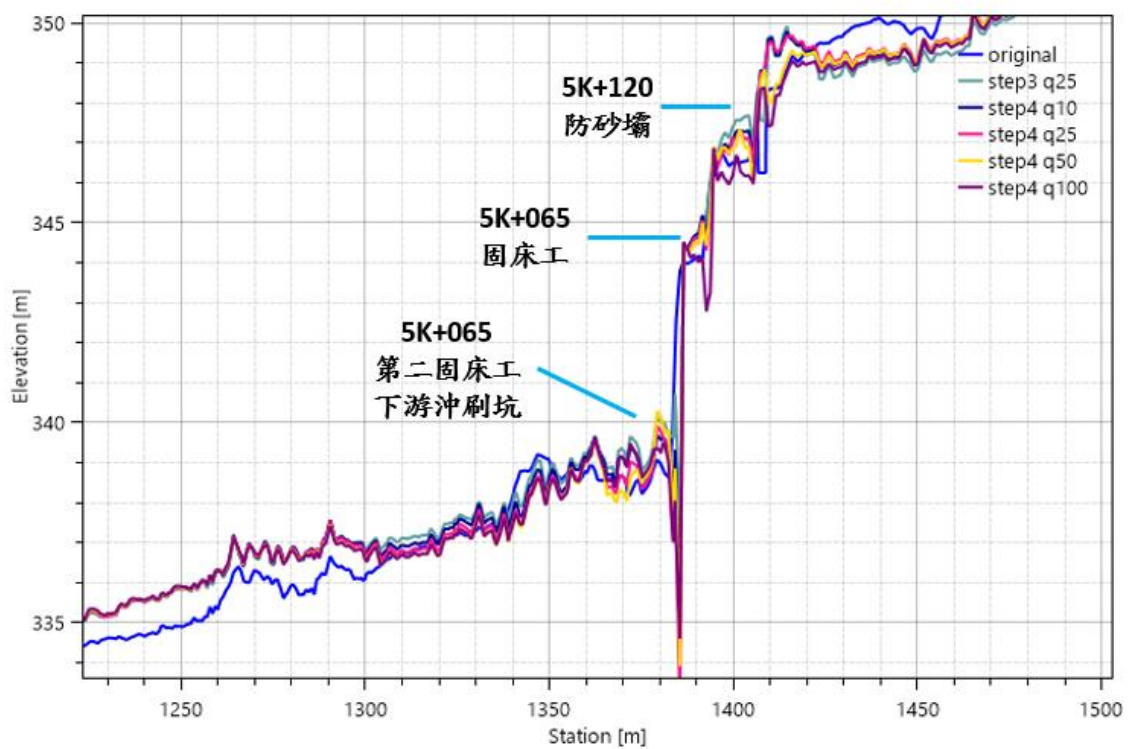


圖 4-40 調整型防砂壩下游地形剖面圖

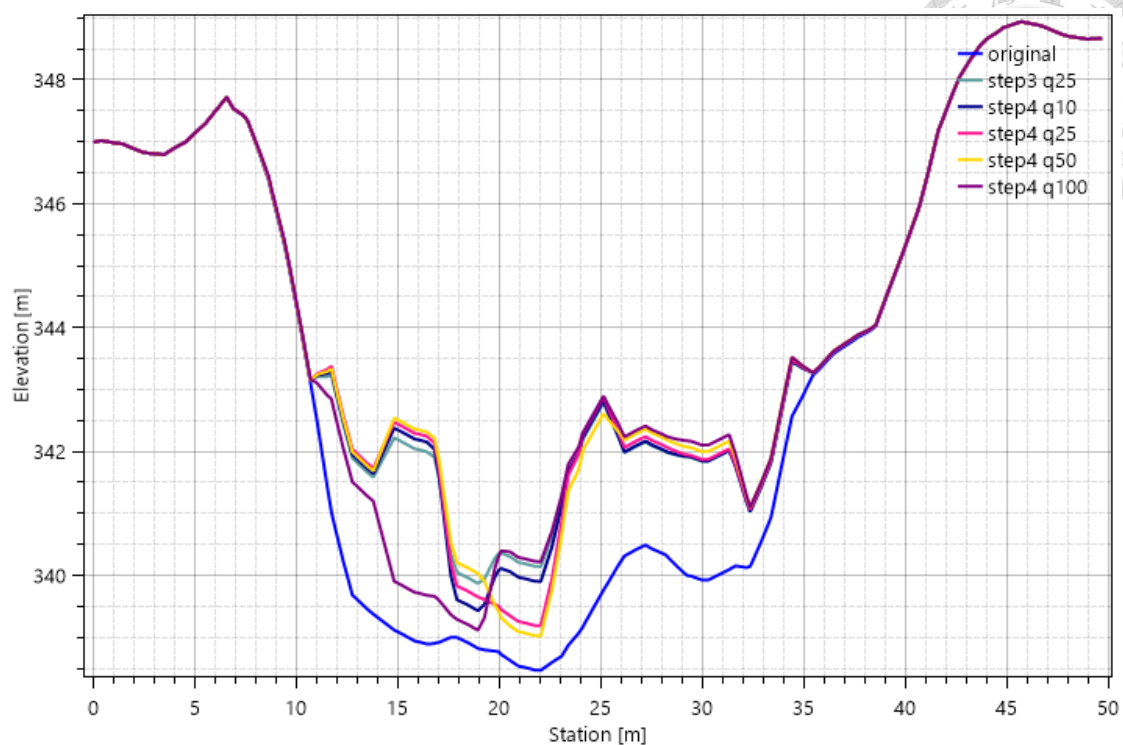


圖 4-41 5K+065 第二固床工下游之冲刷坑

以 5K+065 固床工下游冲刷坑來看，各重現期之淤積量與平均高程如表 4-7 所示。由於試驗步驟四是將防砂壩預鑄塊全數調升，因此可以看到經過各洪水事件後，相較上一步皆產生冲刷的現象，且 Q25 事件為 50 年以下重現期洪水事件中，產生最大冲刷量的事件，因此我們將以 Q25 洪水做為下一步降壩操作之臨界值。

表 4-7 試驗步驟四各重現期淤積量與平均高程模擬結果

	冲刷坑断面 土砂總量 (平方公尺)	冲刷坑淤積量 (平方公尺)	冲刷坑平均高程 (公尺)
原始地形	17086.45		341.627
Q1.11	17086.02	-0.42579	341.6461
Q2	17085.76	-0.69078	341.6073
Q5	17085	-1.4433	341.5081
Q10	17085.46	-0.99276	341.5924
Q25	17084.67	-1.77438	341.4962
Q50	17085.25	-1.20108	341.5103
Q100	17079.11	-7.33829	341.2153
Q200	17081.51	-4.93355	341.3978
Q500	17085.2	-1.24646	341.5099

圖 4-42 為試驗步驟三調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與試驗步驟四操作後地形之縱剖面對比，圖中黑色線為試驗步驟三調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形；紅色線為試驗步驟四將防砂壩預鑄塊全數升回後，經過 25 年重現期洪水後的地形。可以看到防砂壩上游因為將壩體調升的關係而有淤砂的現象，坡度由原先 3.6%降為 3.3%，試驗步驟四後坡度降低 8.3%，而緊鄰 5K+065 固床工的下游落差處有約 5 公尺的冲刷產生，下游因升壩的關係，整體也呈現些許冲刷現象。

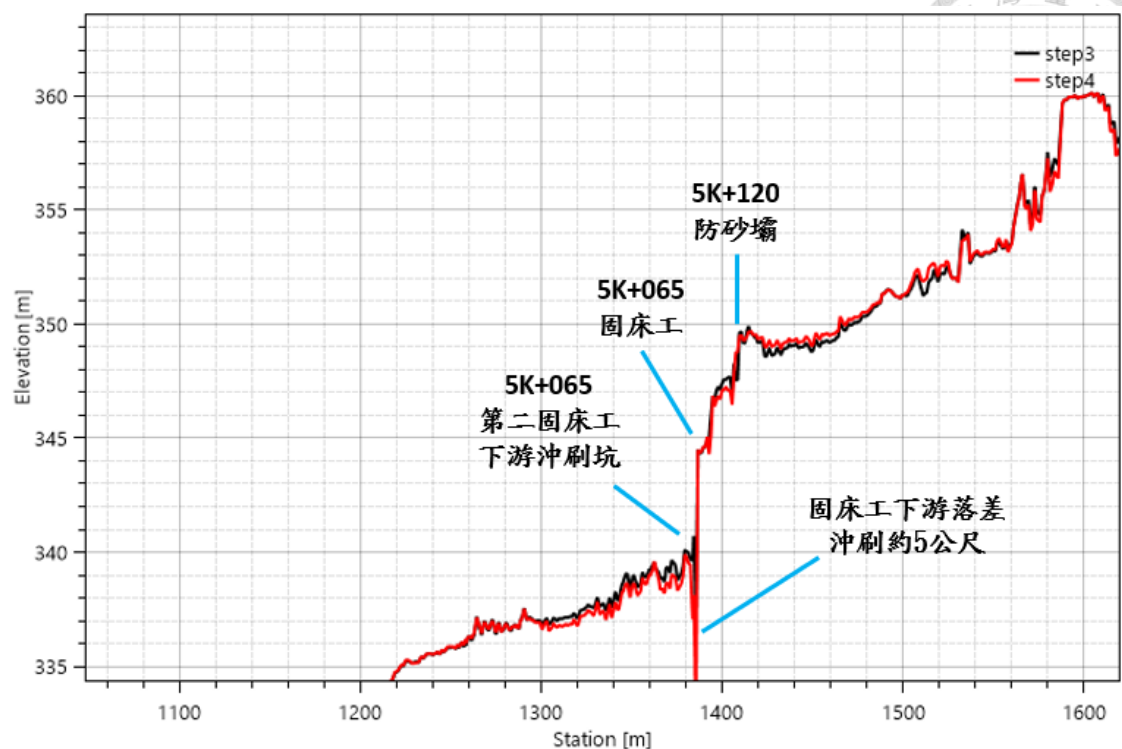


圖 4-42 試驗步驟三與試驗步驟四地形剖面圖比較

圖 4-43 為試驗步驟三調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與試驗步驟四操作後地形，5K+065 固床工下游冲刷坑剖面線對比，圖中黑色線為試驗步驟三調整後經過 25 年重現期洪水事件之冲刷坑剖面線；紅色線為試驗步驟四將壩升回後，經過 25 年重現期洪水後的冲刷坑剖面線。可以觀察到由於升壩造成壩體上游土砂淤積的緣故，本斷面有些許冲刷的現象，河道平均高程由原本的 341.63 公尺降低到 341.5 公尺。可以觀察到經過前幾步的操作，原先防砂壩上游淤滿的過量土砂量已經清淤許多，因此相較於試驗步驟二即使升壩仍然造成淤積，本輪的升壩操作，符合預期使下游冲刷坑產生些許冲刷，河道平均淤積深度降低 0.13 公尺。

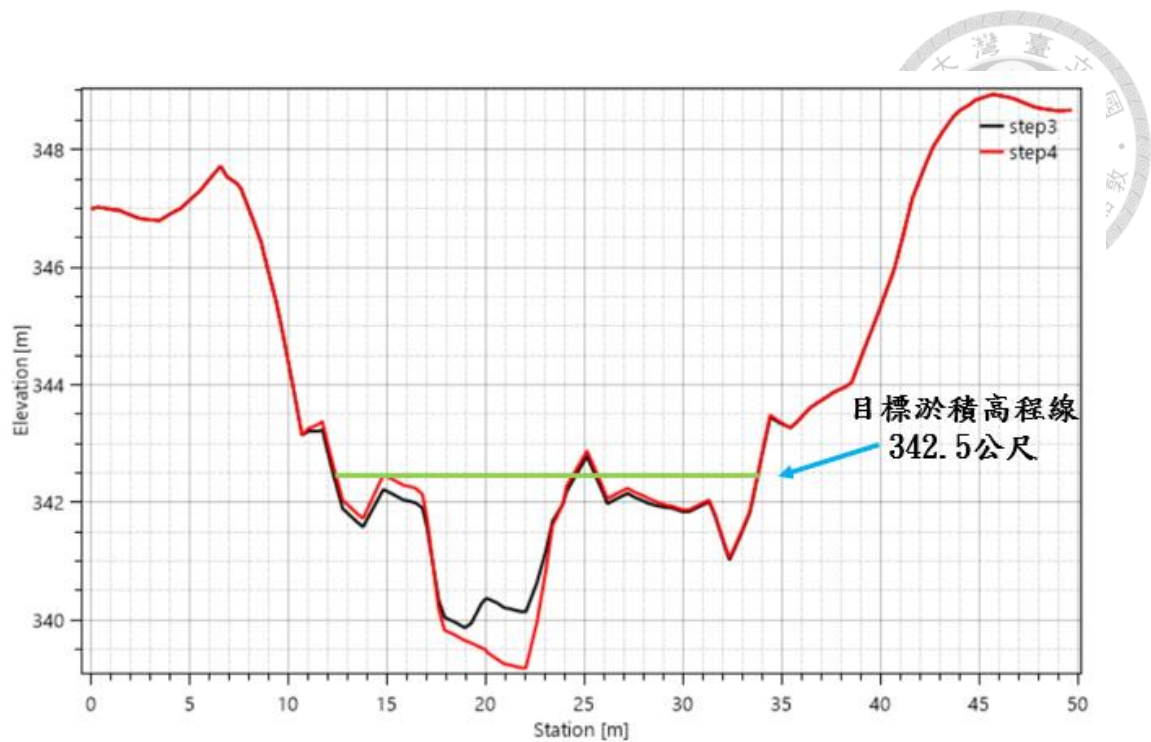


圖 4-43 試驗步驟三與試驗步驟四 5K+065 第二固床工

下游冲刷坑地形剖面圖比較

(5) 試驗步驟五

接續上一步的結論，最終我們以 Q25 作為試驗步驟四調升後，再次調降防砂壩預鑄塊的臨界值。因此試驗步驟五將使用上一步之升壩且經過 Q25 洪水之地形，對照矩陣判斷其調降支數，並且將防砂壩調降後，進行所有流量(Q1.11~Q500)的測試，尋找再次升壩的臨界值洪水。參考矩陣進行調整，如式 4-4、圖 4-44 所示。

(1410, 348.26)、(1544, 352.68)

$$S = \frac{352.68 - 348.26}{134} = \frac{4.42}{134} = 0.033 = 3.3\% \quad \text{式 4-4}$$

式中，S=溪床坡度。

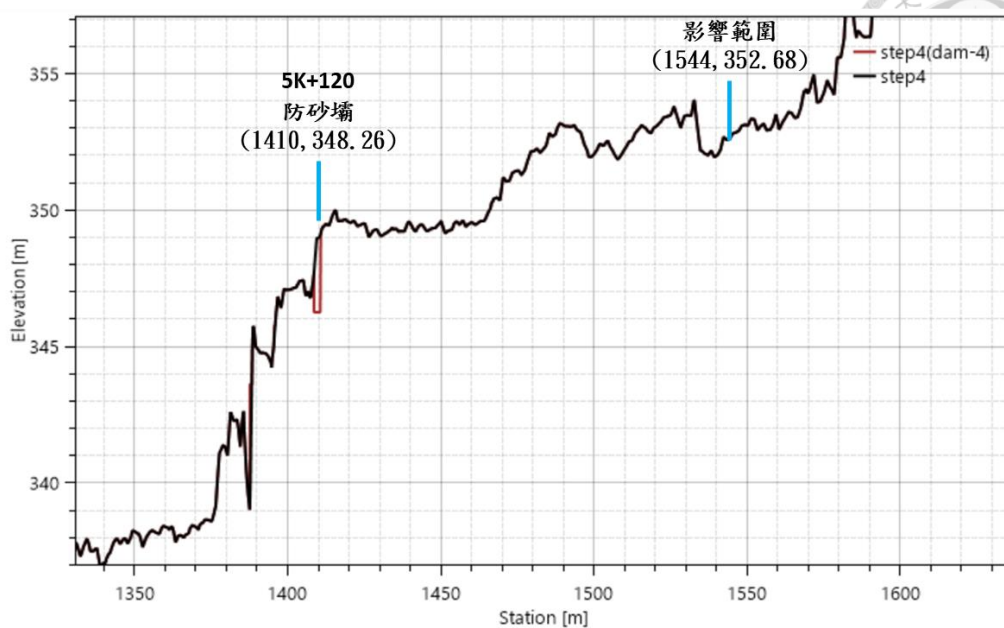


圖 4-44 調整型防砂壩上游影響範圍淤砂坡度計算

依照 5K+065 固床工下游沖刷坑斷面，計算淤積面積為 44.552 平方公尺，平均沖刷深度約為 1 公尺，如圖 4-45 所示。

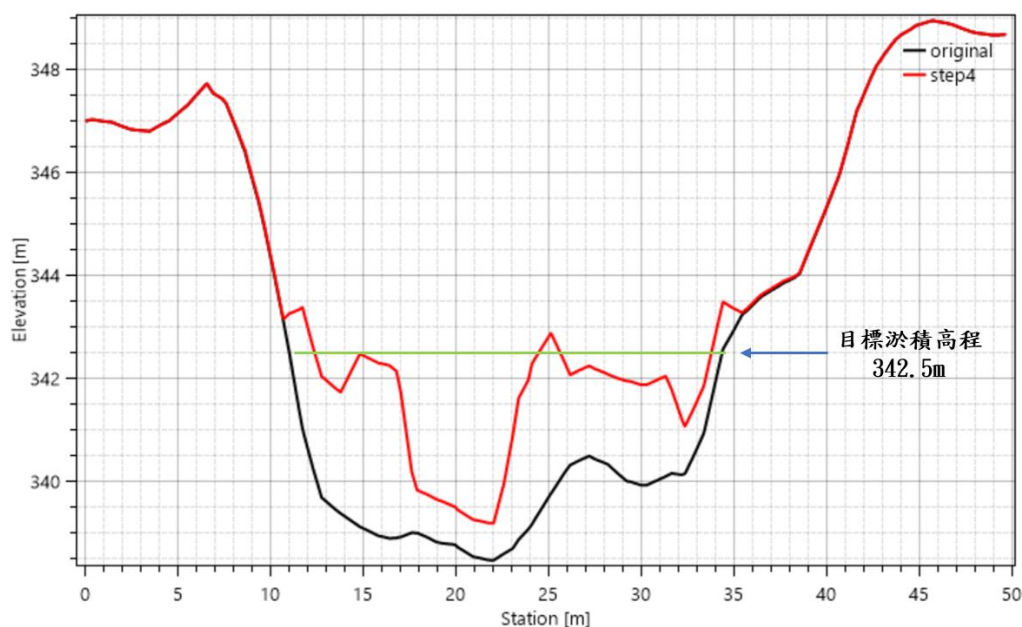


圖 4-45 5K+065 第二固床工下游沖刷坑地形剖面圖比較

參考管理與操作矩陣，上游淤砂坡度設定為低，下游沖刷深度設定為中，選擇調降四支預鑄塊進行調整，如表 4-8 所示。

表 4-8 經營管理與操作矩陣：試驗步驟五



經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高 沖刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響 範圍 內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支 (Step 5)	壩高降低 3 支
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

將防砂壩調降後進行所有流量(Q1.11~Q500)的測試，並以 Q10、25、50、100 為主要分析，如圖 4-46、圖 4-47、圖 4-48、圖 4-49 所示。

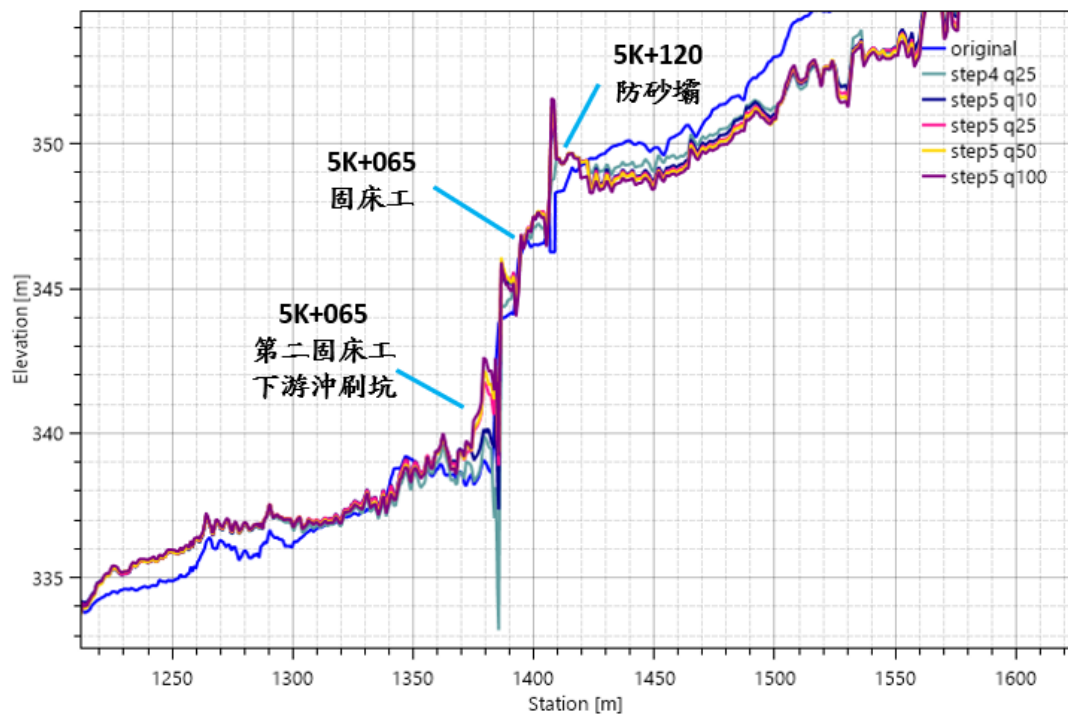


圖 4-46 試驗步驟五調降後各重現期流量模擬地形剖面圖

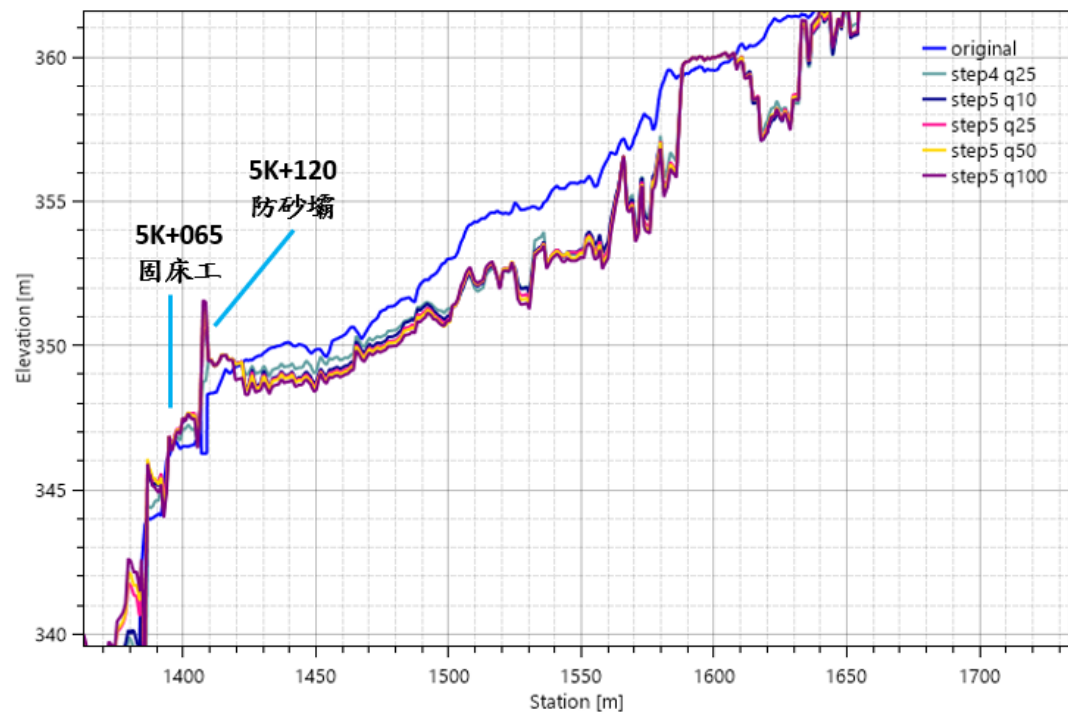


圖 4-47 調整型防砂壩上游地形剖面圖

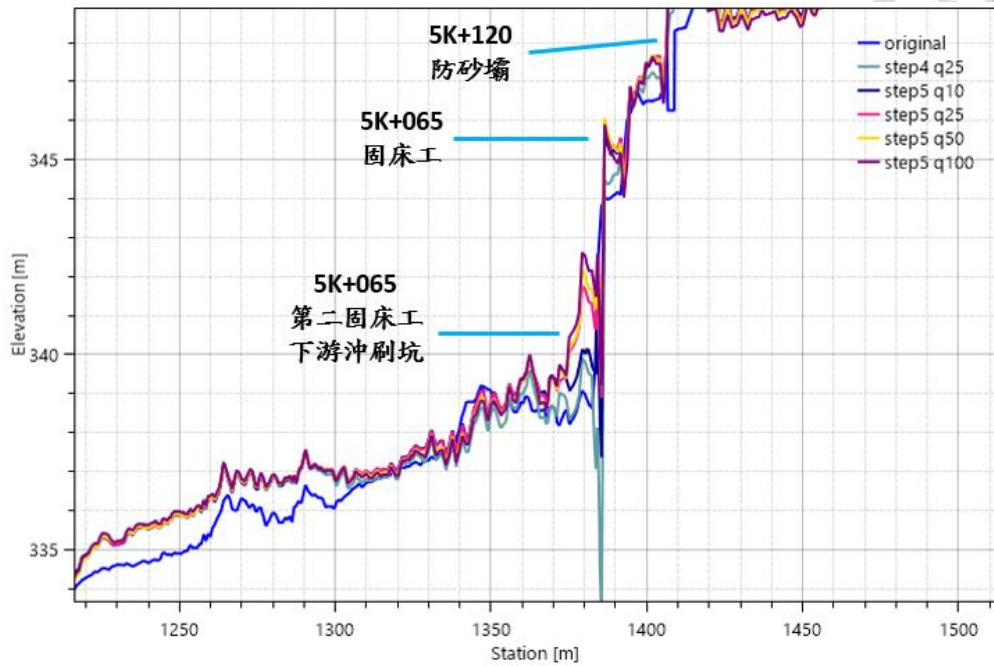


圖 4-48 調整型防砂壩下游地形剖面圖

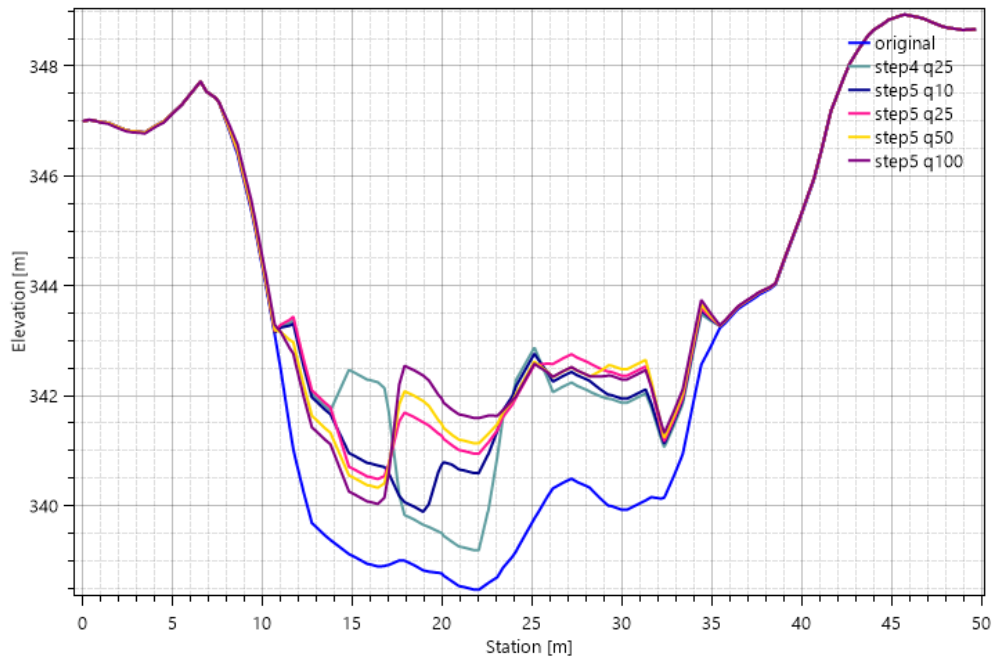


圖 4-49 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑

以 5K+065 固床工下游沖刷坑來看，表 4-9 為本次調整後沖刷坑橫斷面沖淤面積比較，可以看到 50 年重現期以內洪水中，Q25 流量能將最多的上游土砂運送至下游沖刷坑，對下游帶來較好的回填效果，故選擇 Q25 發生流量事件之地形結果進行下一步模擬。

表 4-9 試驗步驟五各重現期淤積量與平均高程模擬結果

	冲刷坑断面 土砂總量 (平方公尺)	冲刷坑淤積量 (平方公尺)	冲刷坑平均高程 (公尺)
試驗步驟四調整後 Q25 的地形結果	17084.67		341.4962
Q1.11	17085	0.323603	341.5442
Q2	17086.38	1.703397	341.5904
Q5	17085.52	0.842631	341.5666
Q10	17085.96	1.282619	341.5854
Q25	17092.49	7.81769	341.8704
Q50	17092.22	7.543224	341.8082
Q100	17093.16	8.48244	341.8364
Q200	17090.96	6.289775	341.7057
Q500	17095.8	11.12147	341.9422

圖 4-50 為試驗步驟四調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與本輪操作後地形之縱剖面對比，以圖中黑色線為試驗步驟四調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形；紅色線為試驗步驟五將壩調降 4 支後，經過 25 年重現期洪水後的地形，可以觀察到防砂壩上游土砂，因為降壩的操作而有向下運移的趨勢，坡度由原先 3.3%降低為 2.9%，試驗步驟五後坡度降低 12%，防砂壩下游溪段整體呈現淤積現象，且防砂壩下游上一步造成的冲刷的現象有被下移的土砂補回，緊鄰 5K+065 固床工下游落差處亦有明顯土砂回填現象。

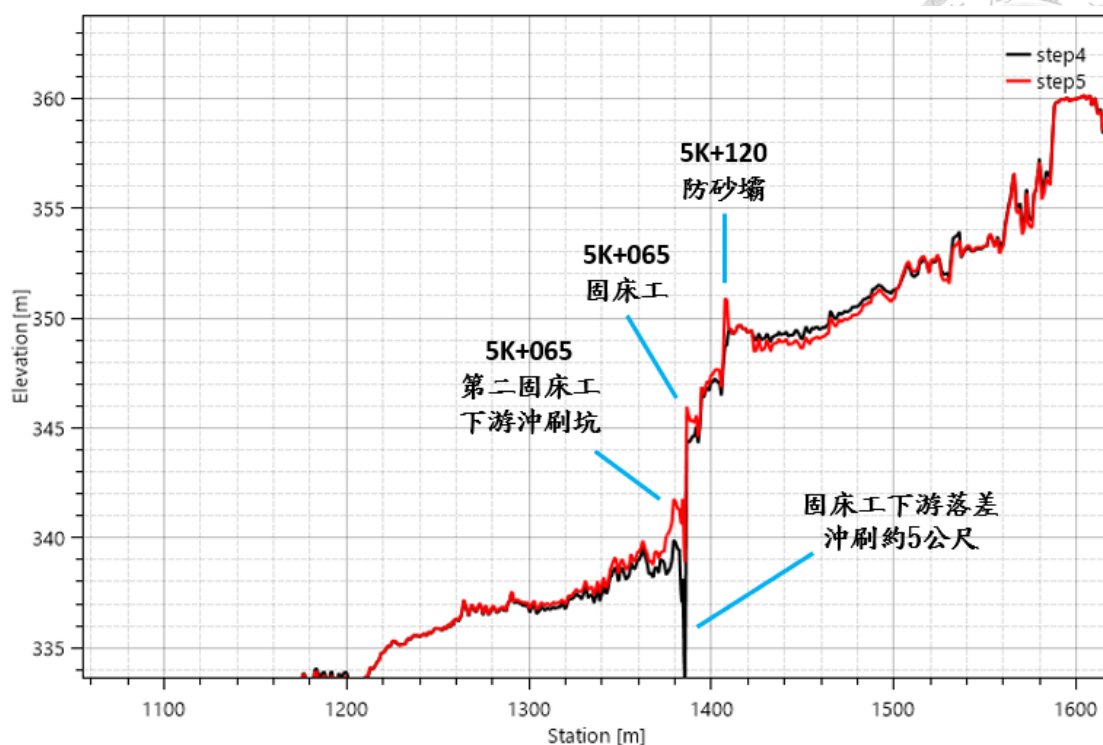


圖 4-50 試驗步驟四與試驗步驟五地形剖面圖比較

圖 4-51 為試驗步驟四調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與經試驗步驟五操作後地形，5K+065 固床工下游冲刷坑剖面線對比，圖中黑色線為試驗步驟四調整後經過 25 年重現期洪水事件之冲刷坑剖面線；紅色線為本步驟將壩調降 4 支後，經過 25 年重現期洪水後的冲刷坑剖面線。可以看出相較於上一步，試驗步驟五調降壩體對冲刷坑的填補有良好的效果，平均高程由上一步的 341.5 公尺上升至 341.87 公尺，平均淤積深度上升至 2.22 公尺，經過本步驟調降後防砂壩上游土砂有順利填補至此冲刷坑斷面。

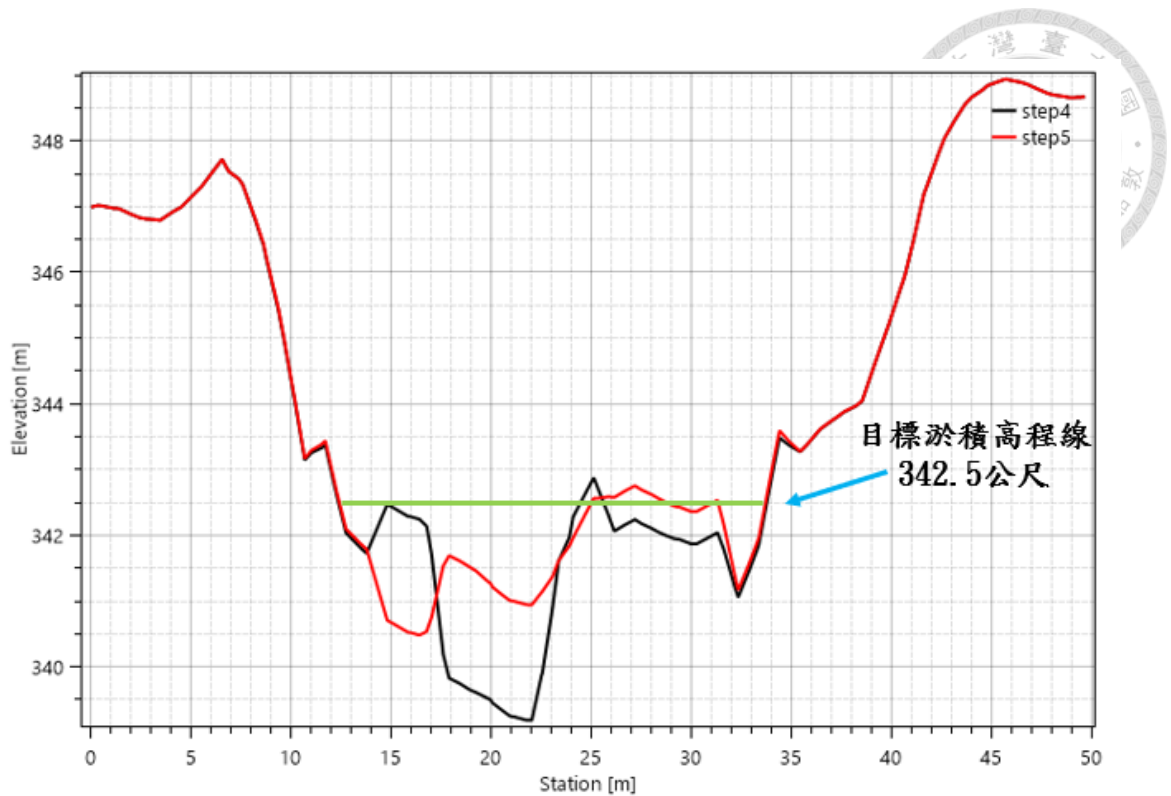


圖 4-51 試驗步驟四與試驗步驟五 5K+065 第二固床工

下游沖刷坑地形剖面圖比較

(6) 試驗步驟六

接續上一步結論，最終我們以 Q25 作為試驗步驟五調降後的升壩臨界值。因此試驗步驟六將使用上一步降壩 4 支且經過 Q25 洪水之地形，將防砂壩預鑄塊全部升回後，進行所有流量(Q1.11~500)的測試，找出再次降壩的臨界值，本次以 Q10、25、50、100 為主要分析，如圖 4-52、圖 4-53、圖 4-54、圖 4-55 所示。

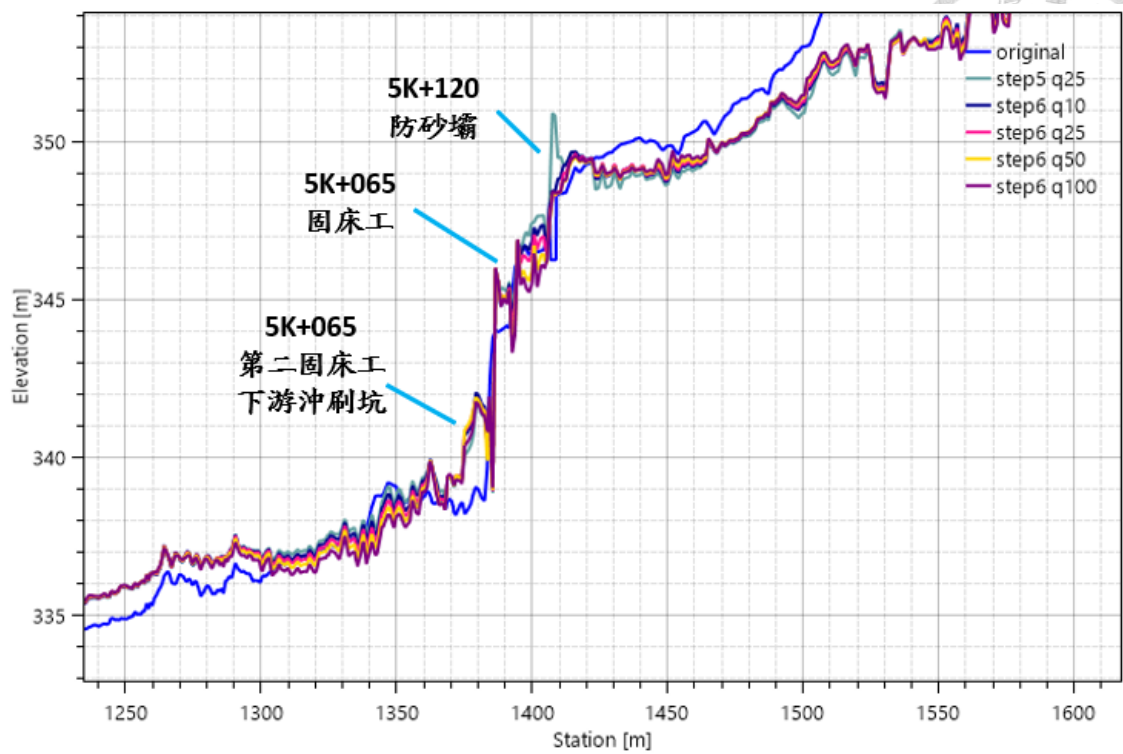


圖 4-52 試驗步驟六調升後各重現期流量模擬地形剖面圖

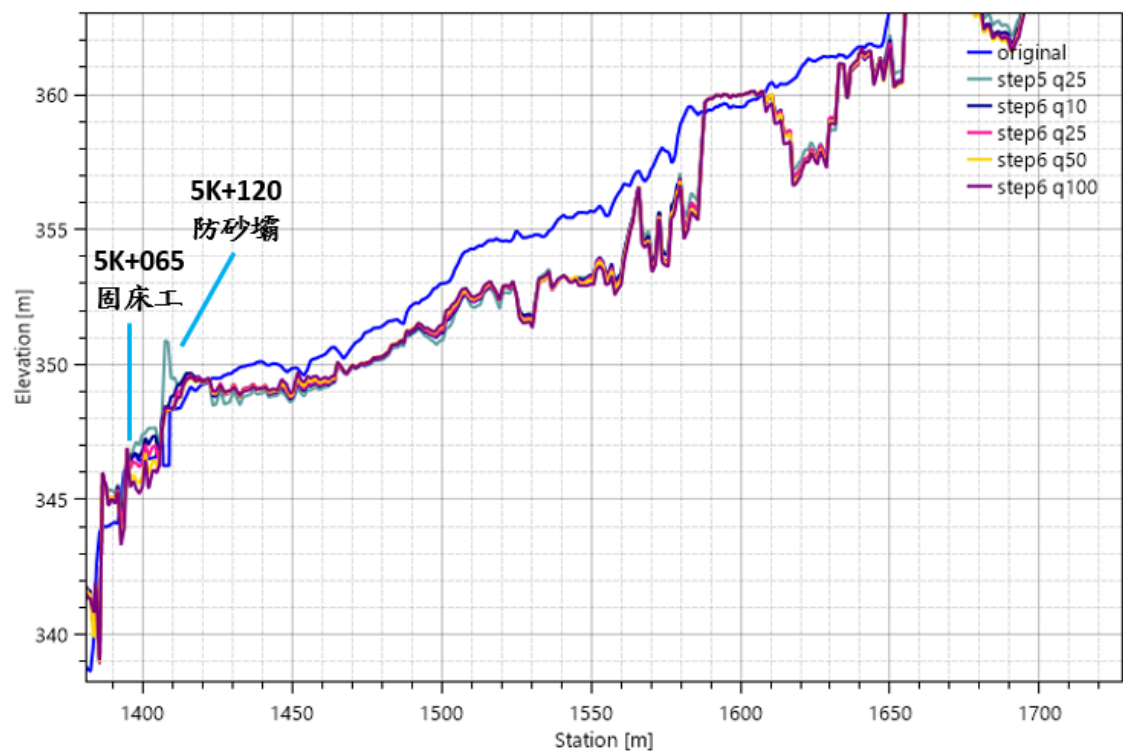


圖 4-53 調整型防砂壩上游地形剖面圖

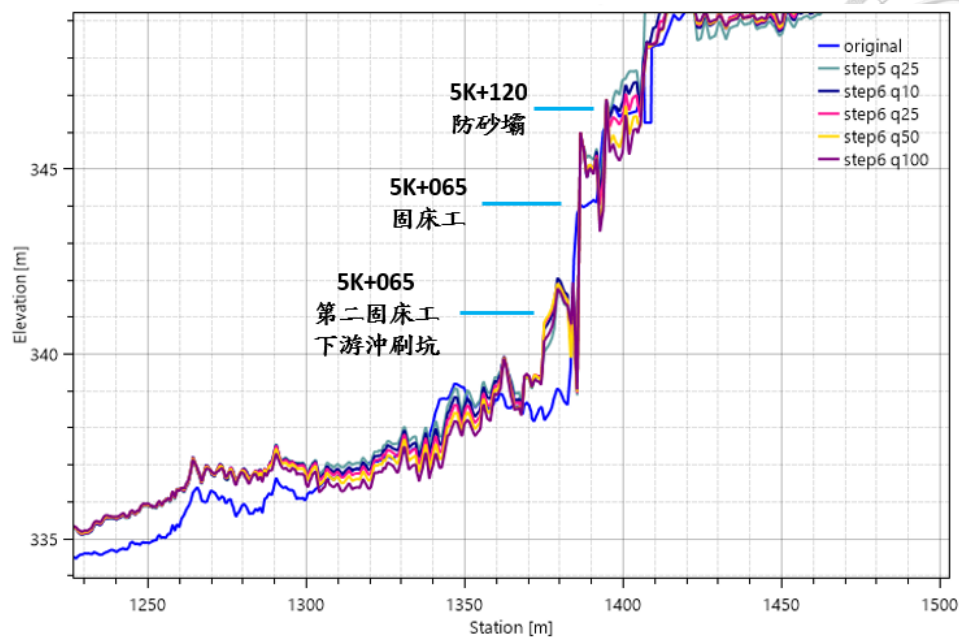


圖 4-54 調整型防砂壩下游地形剖面圖

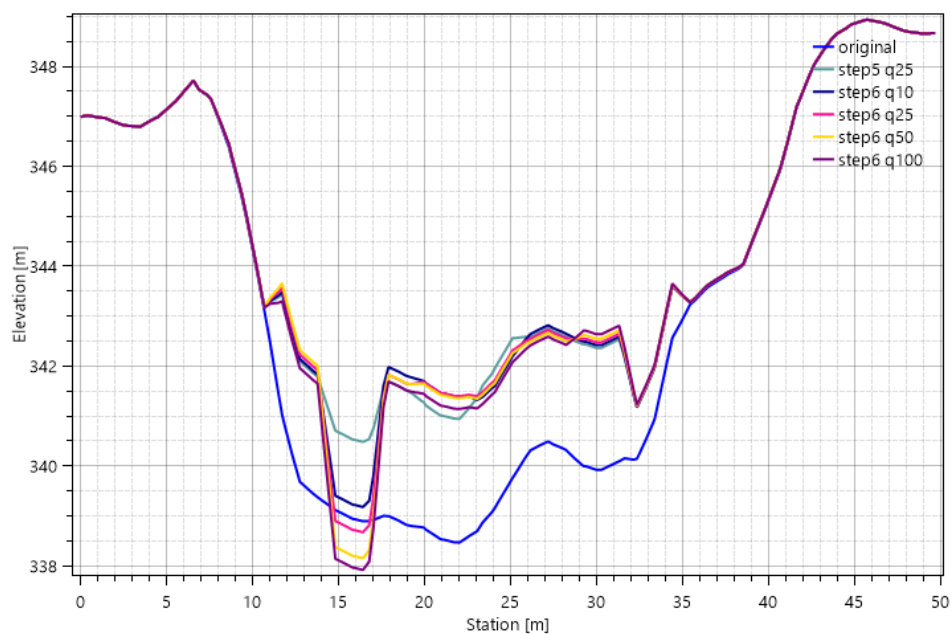


圖 4-55 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑

以 5K+065 固床工下游沖刷坑來看，各重現期之淤積量與平均高程如表 4-10 所示。由於試驗步驟六是將防砂壩預鑄塊全數調升，因此可以看到經過各洪水事件後，皆與上一步有產生沖刷的現象，且 Q25 事件為 50 年以下重現期洪水事件中，沖刷變化較明顯之流量，因此我們將以 Q25 洪水做為下一步降壩操作之臨界值。

表 4-10 試驗步驟六各重現期淤積量與平均高程模擬結果

	冲刷坑断面 土砂總量 (平方公尺)	冲刷坑淤積量 (平方公尺)	冲刷坑平均高程 (公尺)
試驗步驟五調整 後 Q25 地形結果	17092.49		341.8704
Q1.11	17091.23	-1.2624	341.7469
Q2	17090.82	-1.66971	341.7326
Q5	17090.12	-2.37125	341.7577
Q10	17090.37	-2.12345	341.7661
Q25	17089.01	-3.48257	341.6865
Q50	17087.55	-4.94171	341.6571
Q100	17084.33	-8.15884	341.4939
Q200	17080.69	-11.8004	341.3729
Q500	17077.61	-14.877	341.1911

圖 4-56 為試驗步驟五調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與試驗步驟六操作後地形之縱剖面對比，圖中黑色線為試驗步驟五調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形；紅色線為試驗步驟六將防砂壩預鑄塊全數升回後，經過 25 年重現期洪水後的地形。可以看到防砂壩上游因為將壩體調升的關係而有些許淤砂的現象，上游影響範圍內坡度由原先 2.9%降為 2.8%，試驗步驟六後坡度僅降低 3.4%，與先前步驟的坡度變化比較可以看出上游淤砂坡度漸漸達到收斂的現象，緊鄰 5K+065 固床工的下游落差處約 5 公尺的冲刷消失，逐漸趨於上下游土砂平衡。防砂壩下游也因為升壩的關係，整體區段有些微冲刷的趨勢。

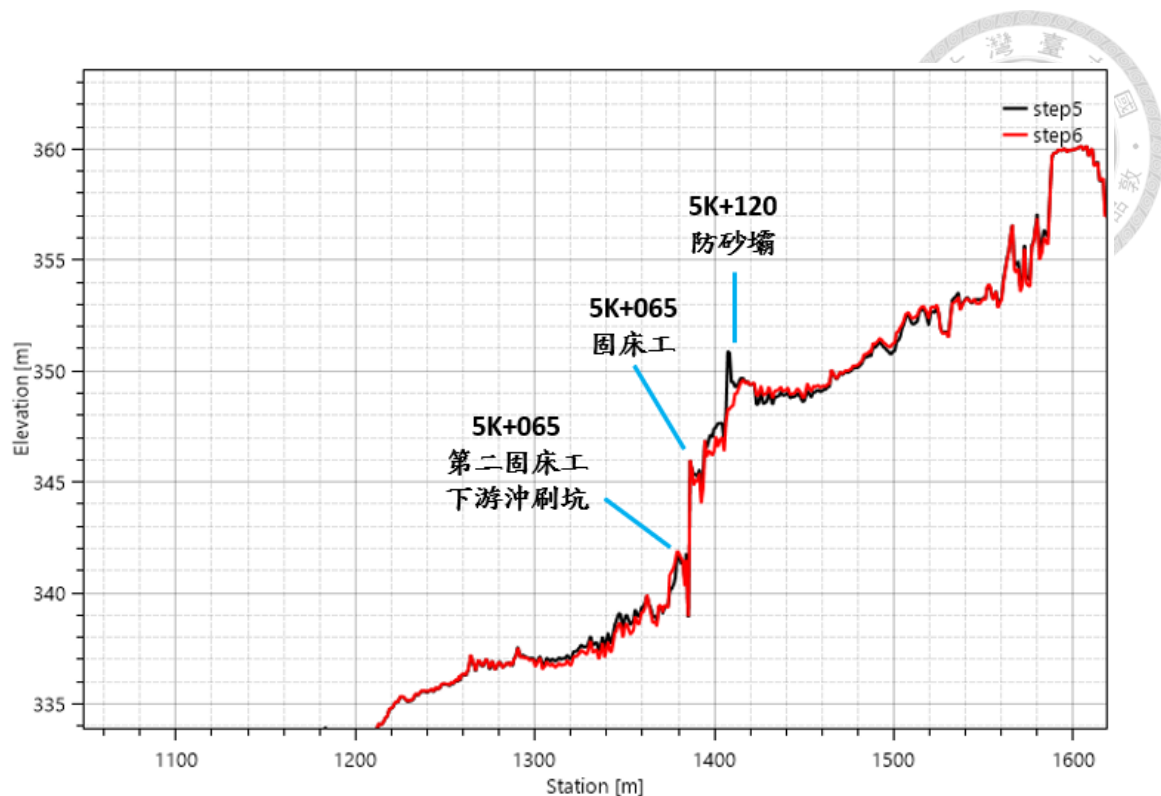


圖 4-56 試驗步驟五與試驗步驟六地形剖面圖比較

圖 4-57 為試驗步驟五調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與試驗步驟六操作後地形，5K+065 固床工下游冲刷坑剖面線對比，圖中黑色線為試驗步驟五調整後經過 25 年重現期洪水事件之冲刷坑剖面線；紅色線為試驗步驟六將壩升回後，經過 25 年重現期洪水後的冲刷坑剖面線。

可以觀察到由於升壩造成壩體上游土砂淤積的緣故，本斷面有些許冲刷的現象，且流心偏向左岸，河道平均高程由原本的 341.87 公尺降低到 341.69 公尺，斷面淤積量較上一步降低了 3.48 平方公尺，平均淤積深度降低至 2.04 公尺。

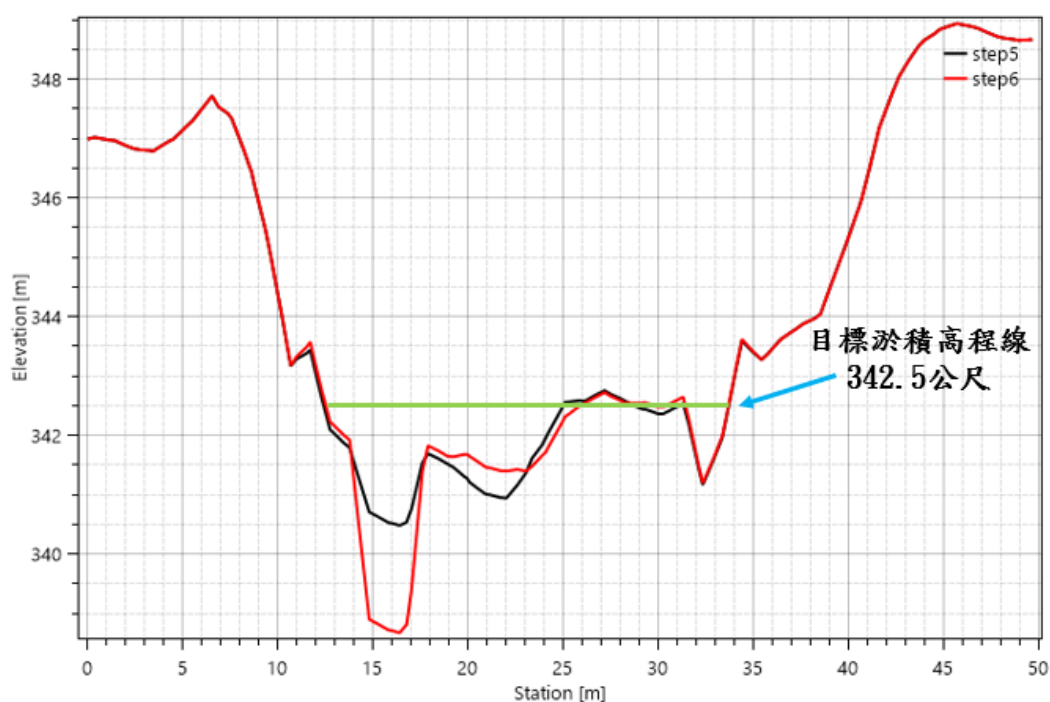


圖 4-57 試驗步驟五與試驗步驟六 5K+065 第二固床工

下游冲刷坑地形剖面圖比較

(7) 試驗步驟七

接續上一步的結論，最終我們以 Q25 作為試驗步驟六調升後，再次調降防砂壩預鑄塊的臨界值。因此試驗步驟七將使用上一步之升壩且經過 Q25 洪水之地形，對照矩陣判斷其調降支數，並且將防砂壩調降後，進行所有流量(Q1.11~Q500)的測試，尋找再次升壩的臨界值洪水。參考經營管理與操作矩陣判斷調降支數，如式 4-5、圖 4-58 所示。

(1410, 348.26)、(1544, 352.05)

$$S = \frac{352.05 - 348.26}{134} = \frac{3.79}{134} = 0.028 = 2.8\%$$

式 4-5

式中，S=溪床坡度。

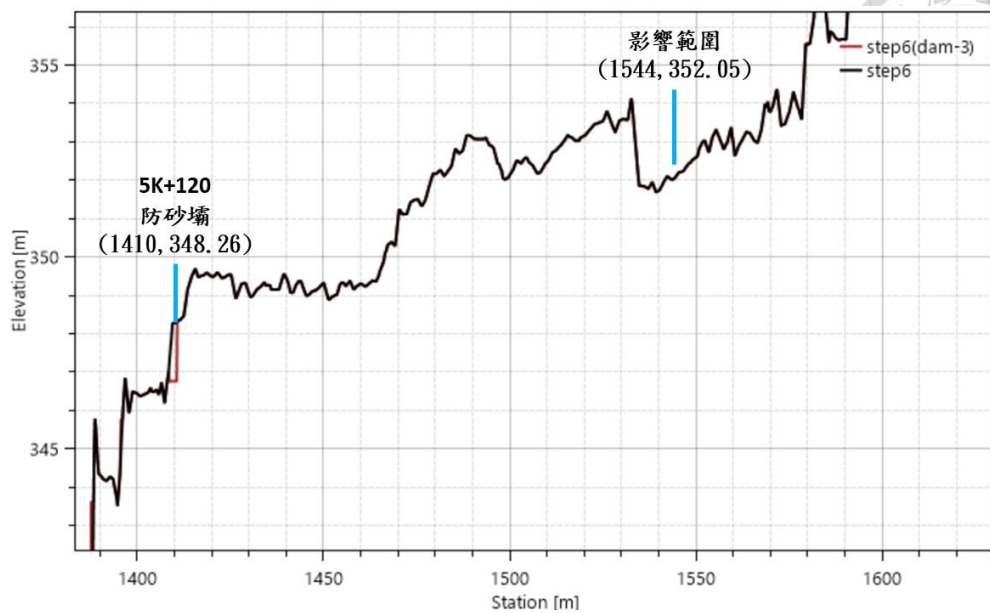


圖 4-58 調整型防砂壩上游影響範圍淤砂坡度計算

依照 5K+065 固床工下游沖刷坑斷面，計算淤積面積為 48.89 平方公尺，平均沖刷深度約為 0.8 公尺，如圖 4-59 所示。

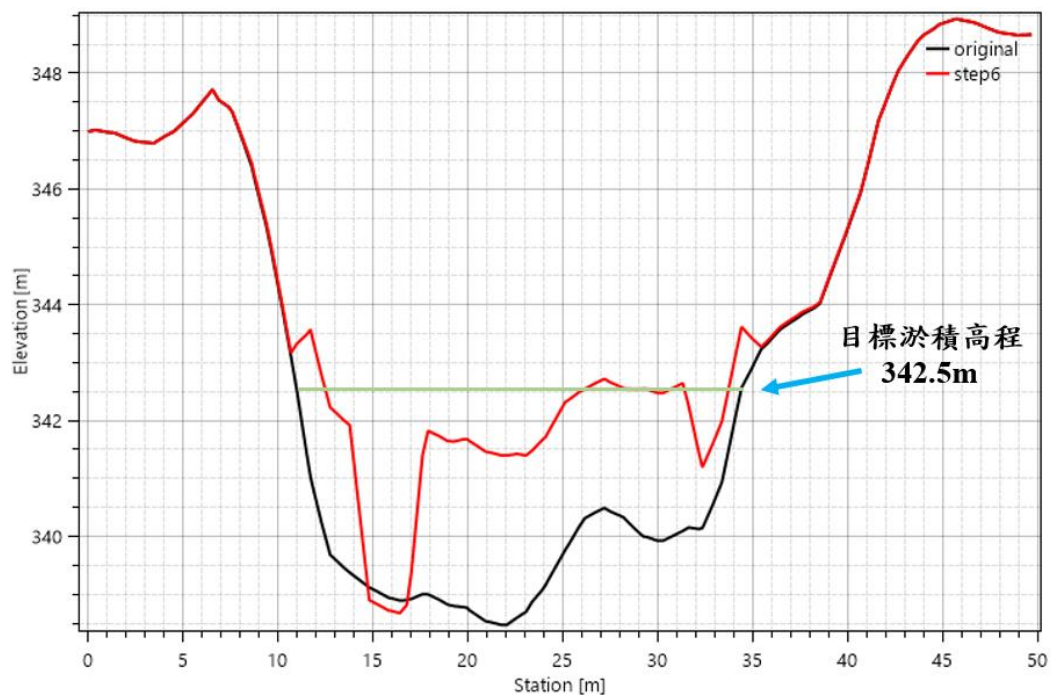


圖 4-59 5K+065 第二固床工下游沖刷坑地形剖面圖比較

參考經營管理與操作矩陣，上游淤砂坡度設定為低，下游沖刷深度設定為低，選擇調降三支預鑄塊進行調整，如表 4-11 所示。

表 4-11 經營管理與操作矩陣：試驗步驟七



經營管理與操作矩陣		下游沖刷深度		
		高 沖刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響 範圍 內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支 (Step 7)
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

將防砂壩調降後進行所有流量(Q1.11~Q500)的測試，並以 Q10、25、50、100 為主要分析，如圖 4-60、圖 4-61、圖 4-62、圖 4-63 所示。

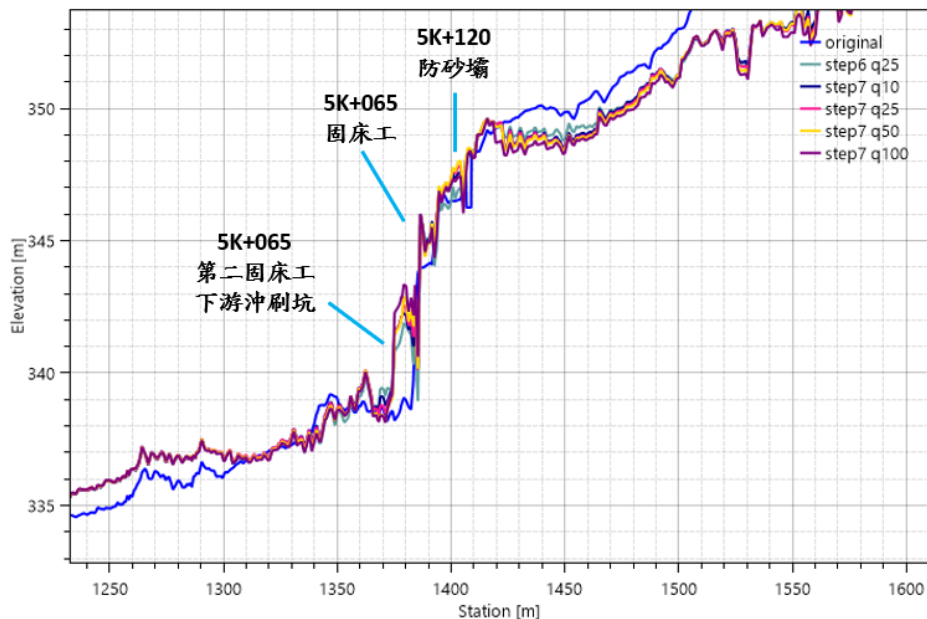


圖 4-60 試驗步驟七調降後各重現期流量模擬地形剖面圖

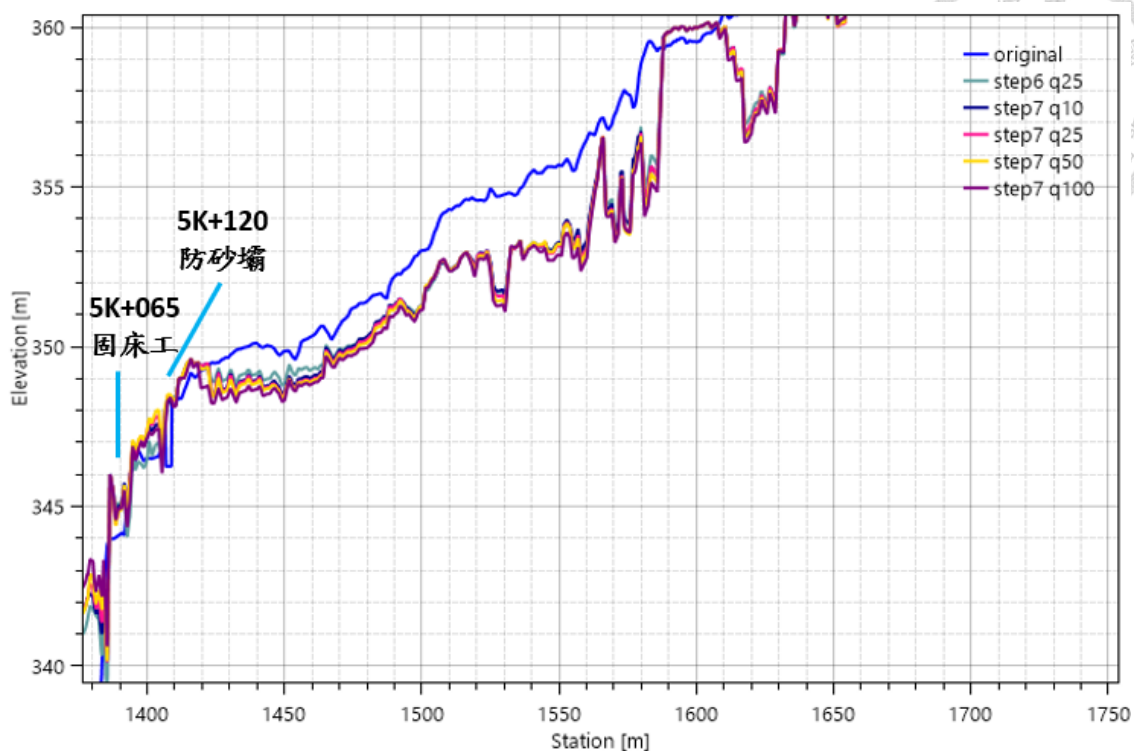


圖 4-61 調整型防砂壩上游地形剖面圖

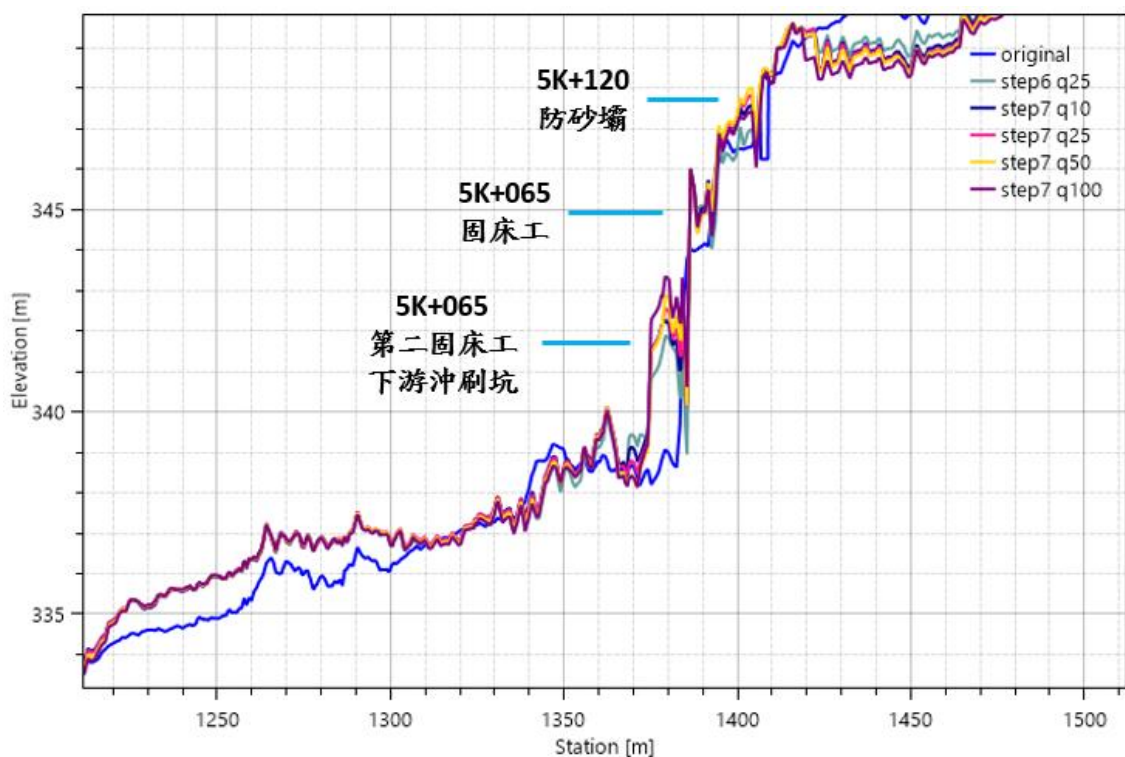


圖 4-62 調整型防砂壩下游地形剖面圖

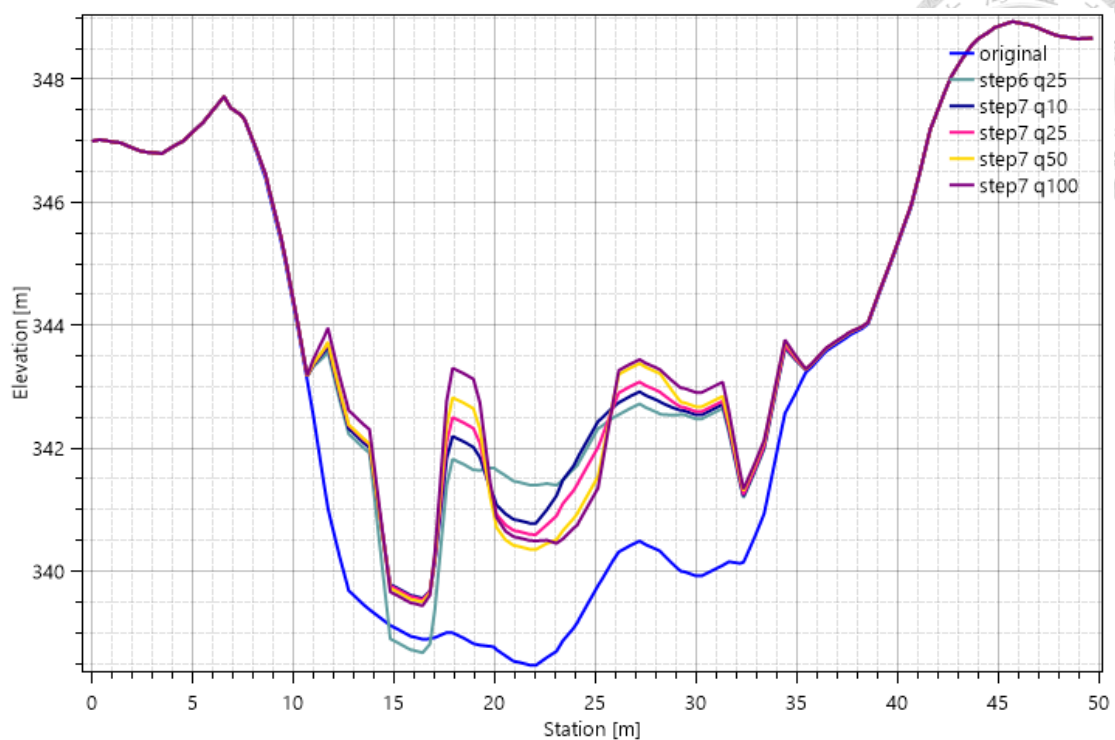


圖 4-63 5K+065 第二固床工下游之冲刷坑

以 4K+200 擋土牆、4K+350 擋土牆此二保全對象來看，各重現期淤積皆小於 1.5 公尺，本次調降操作並不會對下游擋土牆造成土砂災害風險。

以 5K+065 固床工下游冲刷坑來看，表 4-12 為本次調整後冲刷坑橫斷面冲淤面積比較，可以看到 50 年重現其以內之洪水中，Q25 流量淤砂幅度增加大，對下游帶來較好的回填效果，皆平均高程已上升至 342.17，距離目標淤積深度只剩 0.33 公尺，對河道土砂冲淤平衡帶來良好效果，故選擇 Q25 發生流量事件之地形結果為最終成果。

表 4-12 試驗步驟七各重現期淤積量與平均高程模擬結果

	冲刷坑断面 土砂總量 (平方公尺)	冲刷坑淤積量 (平方公尺)	冲刷坑平均高程 (公尺)
試驗步驟六調整後 Q25 的地形結果	17089.01		341.6865
Q1.11	17089.71	0.729171	341.6392
Q2	17091.1	2.094103	341.8322
Q5	17093.42	4.415561	341.8706
Q10	17091.9	2.893788	341.7826
Q25	17091.7	2.687026	341.7151
Q50	17091.65	2.644163	341.7513
Q100	17094.33	5.318218	341.8815
Q200	17092.02	3.011698	341.7689
Q500	17089.42	0.408757	341.7366

圖 4-64 為試驗步驟六調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與試驗步驟七操作後地形之縱剖面對比，圖中黑色線為試驗步驟六調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形；紅色線為試驗步驟七將壩調降 3 支後，經過 25 年重現期洪水後的地形，可以觀察到防砂壩上游土砂，因為降壩的操作而有向下運移的趨勢，影響範圍內的淤砂坡度由原先 2.8%降低為 2.7%，試驗步驟七後坡度僅降低 3.6%，上游淤砂坡度變化漸漸達到收斂，防砂壩下游區段也有產生些許淤積，且緊鄰 5K+065 固床工下游落差處先前產生的嚴重冲刷有明顯的回填現象，土砂回填效果良好。



圖 4-64 試驗步驟六與試驗步驟七地形剖面圖比較

圖 4-65 為試驗步驟六調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與試驗步驟七操作後地形，5K+065 固床工下游冲刷坑剖面線對比，圖中黑色線為試驗步驟六調整後經過 25 年重現期洪水事件之冲刷坑剖面線；紅色線為試驗步驟七將壩調降 3 支後，經過 25 年重現期洪水後的冲刷坑剖面線。可以觀察出本步驟與上一步冲刷現象有明顯改善，降低防砂壩後始土砂順利下移至冲刷坑，使上一步的冲刷現象有明顯的改善，流心漸漸回正，且有將斷面約 2 公尺的下切深度回補，斷面平均淤積深度由上一步 2.04 公尺上升至 2.07 公尺。斷面平均高程由上一步的 341.69 公尺上升至 341.72 公尺，經過七步驟的調整，最終結果與本計畫設定之斷面預期淤積高程 342.5 公尺相近。

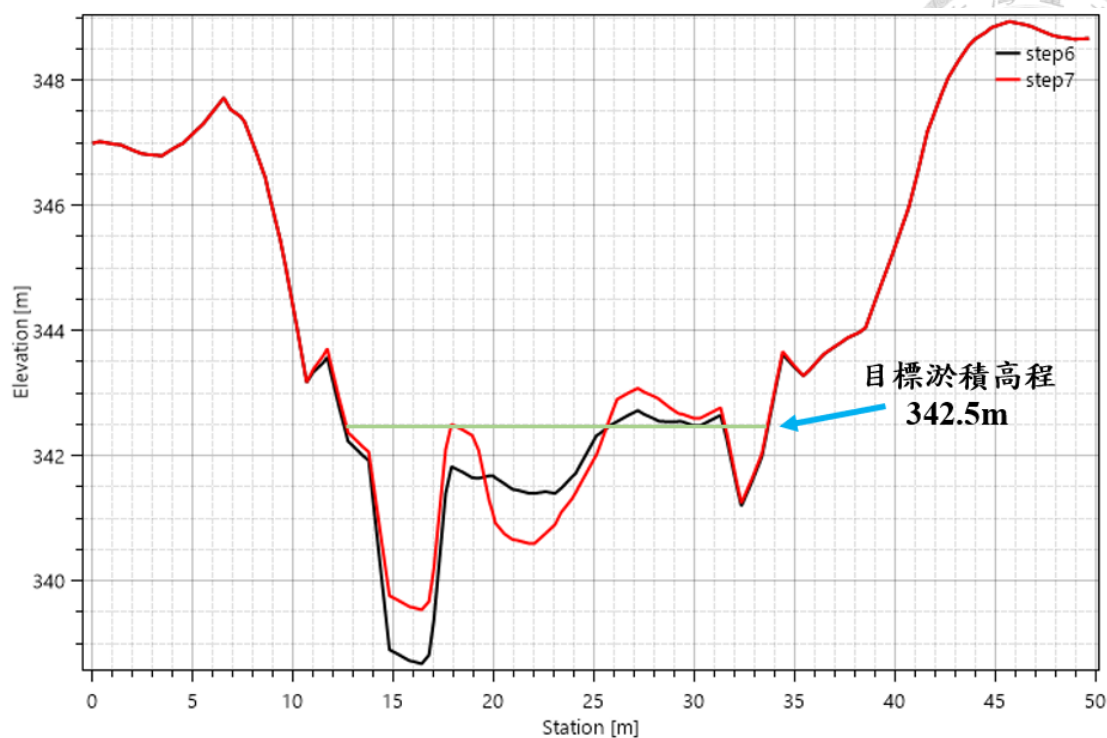


圖 4-65 試驗步驟六與試驗步驟七 5K+065 第二固床工

下游沖刷坑地形剖面圖比較

(8) 小結

通過前述試驗步驟一至七，本研究得到了不同情境下的 HEC-RAS 數值模擬各步驟結果。透過試驗結果可分析出奇數步驟(一、三、五、七)防砂壩調整塊調降時，上游影響範圍內淤砂坡度會下降較多，代表大量土砂由上游運移至下游，同時保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑有土砂淤積的現象。反之，試驗偶數步驟(二、四、六)防砂壩調整塊調升時，上游影響範圍內淤砂坡度會下降較少，同時下游的保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑也有些許土砂沖刷的現象。整體的試驗由步驟一至七的土砂變化逐漸收斂，接近土砂平衡狀態。

經過七個試驗步驟調整後，影響範圍內的淤砂坡度由原先 5.2%降低為 2.7%，減少 48%，保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均淤積深度為 2.07m，預計可以將沖刷填至 341.72 公尺，已接近目標淤積高程 342.5 公尺，也就是第二固床工的高程位置。



4.3 室內渠槽試驗

本研究利用台灣大學水工試驗所的多功能水槽，進行縮尺試驗、水槽相關規劃設計與詳細資料如下：

4.3.1 試驗佈置

將利用水工試驗所的水槽進行縮尺試驗，並主要分成兩個部分進行水槽試驗，分別為室內渠槽試驗，和土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗。

4.3.1.1 多功能水槽試驗設備配置

本研究採用之多功能水槽設備，包括頭水箱、整流設施、不鏽鋼實驗渠道、試驗段、沉砂池、尾水箱等六部分。此渠槽為一循環式渠道，可透過渠槽底部的離心式抽水浦來控制流量大小，並藉由渠槽側邊之頻率控制系統來進行調整，該設備如圖 4-66 與圖 4-67 所示。

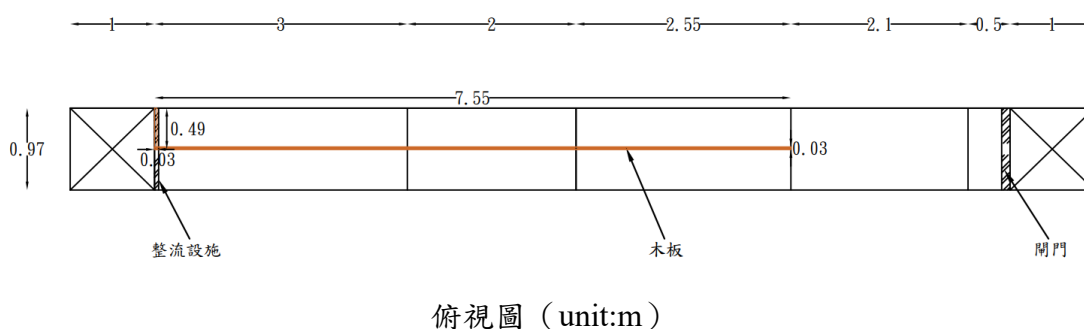
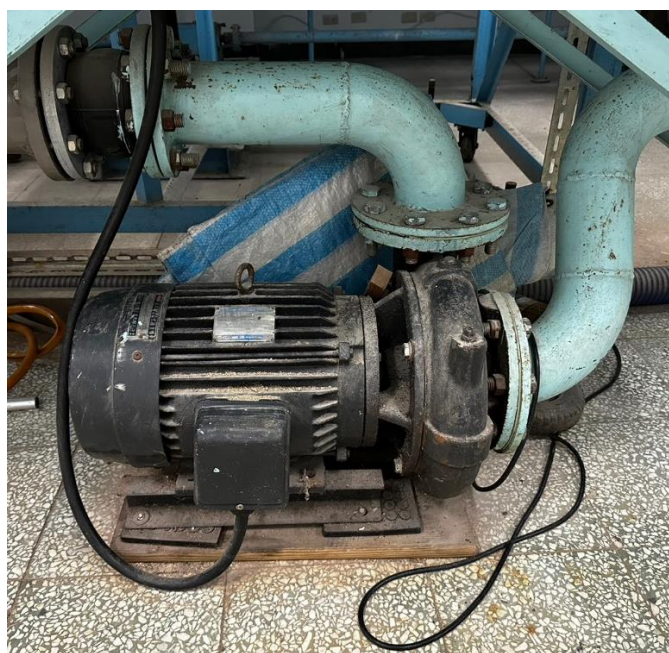


圖 4-66 多功能水槽設備配置圖



(A) 離心式抽水泵浦



(B) 頻率控制系統

圖 4-67 馬達設備圖



4.3.1.2 試驗設備與軟體

本研究將利用下列儀器及工具，進行實驗之相關數據量測。

(1)蜂巢整流設備

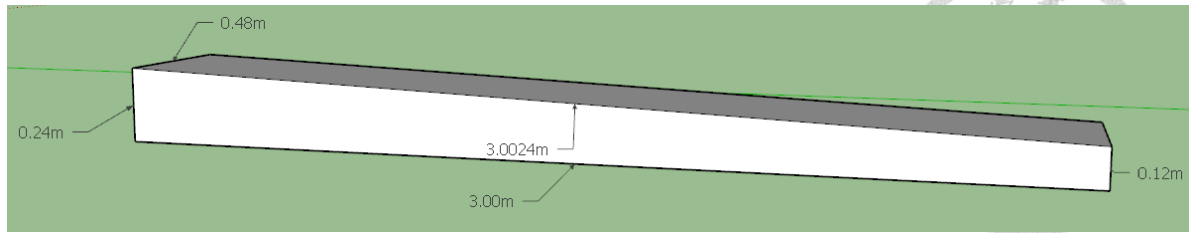
主要功用是改善由頭水箱進入實驗渠道的水流性質，減少渠道內的渦流和沖刷現象，使得水流在渠槽中均勻分布，減少水流流速差異，增加水流的穩定性。故在試驗段入口處設置一直徑 1.2cm 吸管製成的整流設備，如圖 4-68 所示。



圖 4-68 蜂巢整流設備圖

(2)不鏽鋼實驗渠道

由於 105 年廊仔溪 1*1 公尺 DEM，顯示 5K+120 防砂壩下游坡度為 4%，故設計一坡度為 4%之鐵架，示意圖如圖 4-69(A)所示，放置於防砂壩上游，預計將上游鐵架上之土砂補充至下游已達成上下游土砂平衡的狀態，鐵架長度為 3m 如圖 4-69(B)所示，上游鐵架高 24cm 如圖 4-69(C)所示，下游鐵架高 12cm 如圖 4-69(D)所示，圖 4-69(E)為將鐵架放入實驗渠道之完工圖。



(A)上游斜坡鐵架設計模型



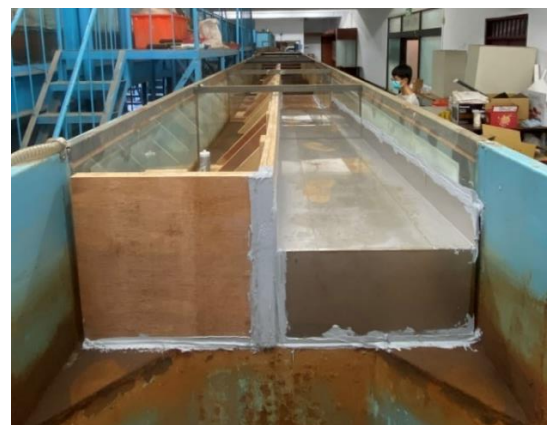
(C) 鐵架長度



(D) 上游鐵架高度



(E) 下游鐵架高度



(E)鐵架放入實驗渠道之完工圖

圖 4-69 不鏽鋼實驗渠道設備圖



(3)尺規

透過使用尺規工具，在實驗渠槽每小時量測第二固床工下游 10cm 處，可以確認沖刷坑是否處於平衡狀態及淤積與沖刷的程度，並同時用以驗證 Agisoft Metashape 三維建模之精度，該設備如圖 4-70 所示。



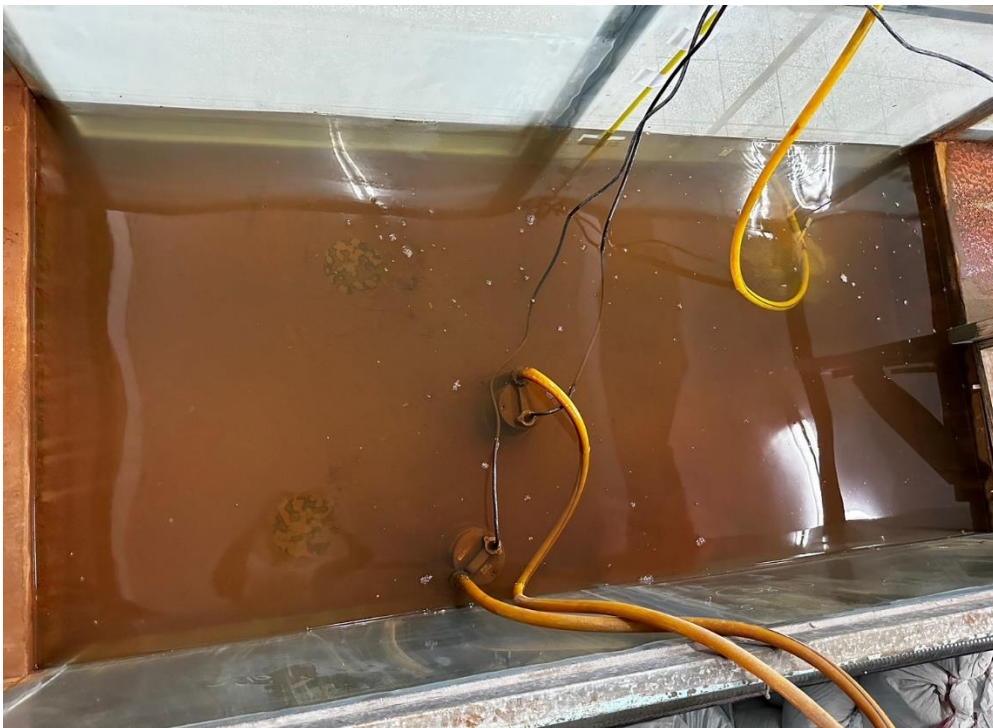
圖 4-70 尺規設備圖

(4)抽水幫浦

為維持多功能水槽之水循環，需要使用抽水幫浦。並依據不同流量的重現期距，在水槽內放入不同數量的抽水幫浦，透過將水由實驗渠槽之第二沉砂池抽到尾水箱，然後再通過管路將水供給回頭水箱，形成循環，該設備如圖 4-71 所示。



(A) 抽水幫浦儀器圖



(B) 實驗渠槽內的抽水幫浦

圖 4-71 抽水幫浦設備圖



(5)Agisoft Metashape

本研究將利用 Agisoft Metashape 建立高精度的 3D 模型，為分析不同調整策略下對上游淤砂坡度及第二固床工下游的沖刷坑沖刷深度的高程變化。

Agisoft Metashape 可用於三維建模，透過軟體強大自動匹配和對齊照片功能，且無須特定規格的拍攝條件，即可生成密集點雲，建立 3D 模型、點雲圖、正射影像等。其主要流程為以下五個步驟：

1. 收集照片(Collect photos)：使用數位相機來拍攝照片，確保針對目標區域的照片，具有不同的拍攝角度。
2. 匯入照片(Add photos)：將收集到的照片匯入 Agisoft Metashape，創建一個新的工作項目。
3. 校正相片位置(Align photos)：使用 Agisoft Metashape 的照片對齊功能來校正具重疊性之照片，確保圖像在三維空間的精確性。
4. 生成密集點雲圖(Dense cloud)：由稀疏點雲圖中提取更多的三維點，並形成一個連續的三維表面模型。
5. 輸出數值高程模型(Digital Elevation Model, DEM)：利用密集點雲圖及設置模型邊界條件，建立 DEM。

將照片匯入，使用對齊功能來校正照片的位置，為了進一步提高精度，可以在相片上標記控制點並輸入座標值，再次進行相片位置校正，因此本研究在透過式調整型防砂壩與實驗渠道上畫記控制點，如圖 4-72 所示。隨後，使用 Agisoft Metashape 的密集點雲生成，可進行部分不必要雲圖的刪除以提高精度，並利用密集點雲圖及設置模型邊界條件建立一個具高精度、連續性的三維表面模型。



(A) 第二固床工的控制點



(B) 實驗渠道右岸的控制點



(C) 實驗渠道左岸的控制點

圖 4-72 實驗控制點設置圖



(6) Matlab

本研究透過 Matlab 進行 DEM 高程的運算可以有效地實現地形分析和視覺化。藉由 DEM 數據的加減計算，可以得出有關地形高度變化的詳細資料，對於數據分析和實驗結果比較等應用具有重要的意義。此外，Matlab 作為一種先進技術計算軟體，還具有多種數值計算和矩陣運算等功能，可以進一步提高 DEM 高程運算的效率和精度。其主要流程為以下三個步驟：

1. 讀取由 Agisoft Metashape 匯出的 DEM 圖檔，將其轉換為數值矩陣。
2. 建立網格資訊，繪製 3D 等高線高程圖，使匯出的模型尺寸符合真實比例。
3. 對需要進行運算的 DEM 圖檔作加減運算，求得高程的變化資料。
4. 透過 x、y、z 軸的觀測角度，來選取最有效表達目標區域的高程變化圖。

4.3.2 試驗內容

4.3.2.1 目標設施選定

自 105 年起，台中廊仔溪部分河段已出現明顯的沖刷現象，其中以 5K+065 處第二固床工下游溪床土砂失衡現象特別嚴重。推測可能原因為防砂壩上游 5K+120 處淤積過多土砂，導致下游土砂供應不足，因此沖刷深度持續增加，如圖 4-73 所示。

為了改善主要土砂供需失衡處第二固床工下游沖刷坑之狀況，本研究選取了台中廊仔溪 5K+120 防砂壩以及 5K+065 處第一及第二固床工作為實驗目標設施。透過試驗，本研究旨在探討何種調整策略最能有效改善土砂供需失衡現象，特別是針對第二固床工下游沖刷坑的現況。

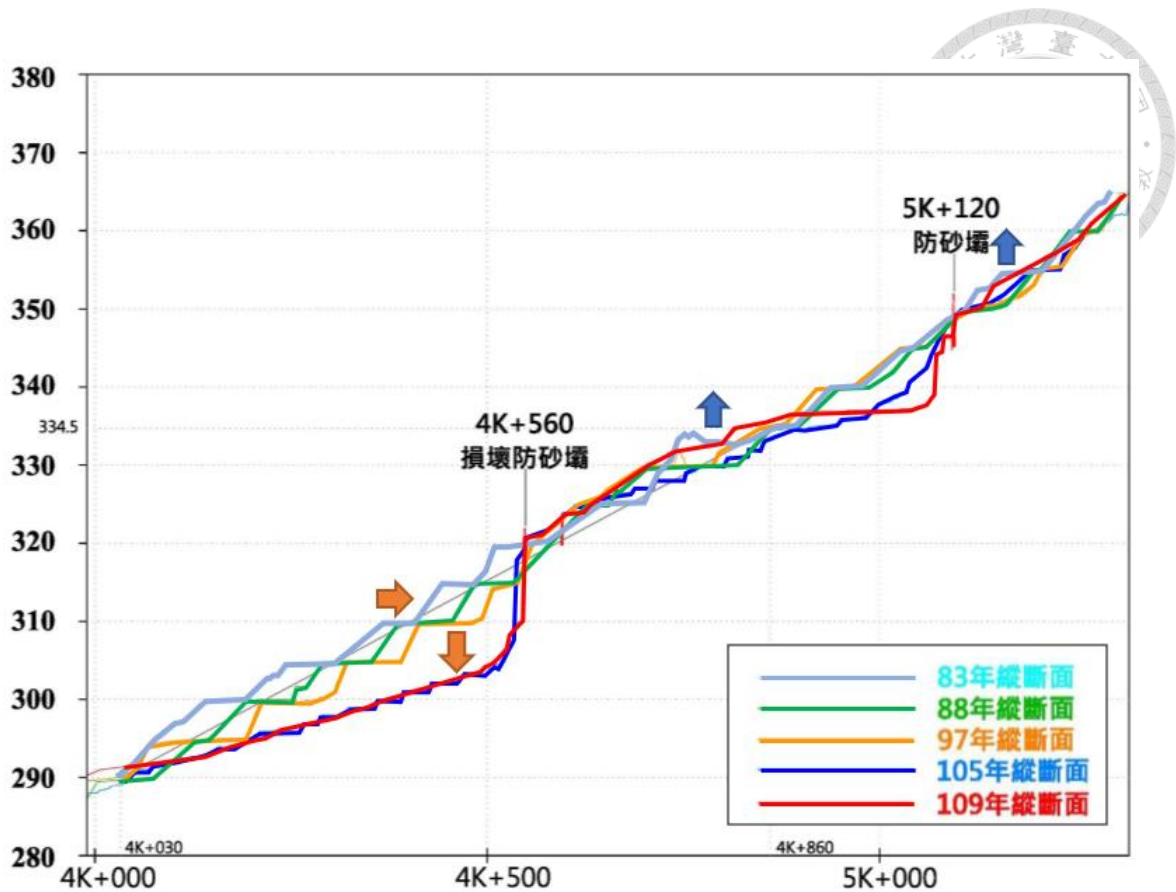


圖 4-73 歷年廊仔溪河道縱剖面圖

參考資料：集水區土砂調節新思維-以廊仔坑溪 5K+120 防砂壩改善為例

4.3.2.2 實驗參數設計

(1) 流量

根據經濟部水利署網站提供的歷年資料，本研究以大坑雨量站（代號：C0F970）作為主要依據，進行了不同重現期下最大一日暴雨量的分析。結果顯示，這些數據較接近對數皮爾遜三型分布，如表 4-13 所示。在廊仔溪集水區的設計降雨分配方面，本研究使用不同重現期下的降雨事件來進行設計。以 25 年重現期為例，將一日暴雨量 636.9mm 乘上雨型分布百分比，如圖 4-74 所示，以得到在該重現期下的降雨組體圖，如圖 4-75 所示。

表 4-13 大坑雨量站（代號：C0F970）一日暴雨頻率分析結果表(單位：mm)

重現期距(年)	1.11	2	5	10	20	25	50	100	200	500	SSE
一 常態	49.3	234.1	354.9	418.1	470.3	485.5	529.0	568.2	604.0	647.4	60.92
日 皮爾森第三類	85.1	201.9	333.8	424.3	511.4	539.0	623.9	707.9	791.4	901.5	35.79
暴 對數皮爾森第三類	105.8	190.8	308.9	410.9	529.6	572.0	719.1	892.6	1097.4	1426.2	34.82
雨 極端值第一類	75.6	210.5	337.4	421.4	502.0	527.5	606.3	684.4	762.3	865.1	41.45

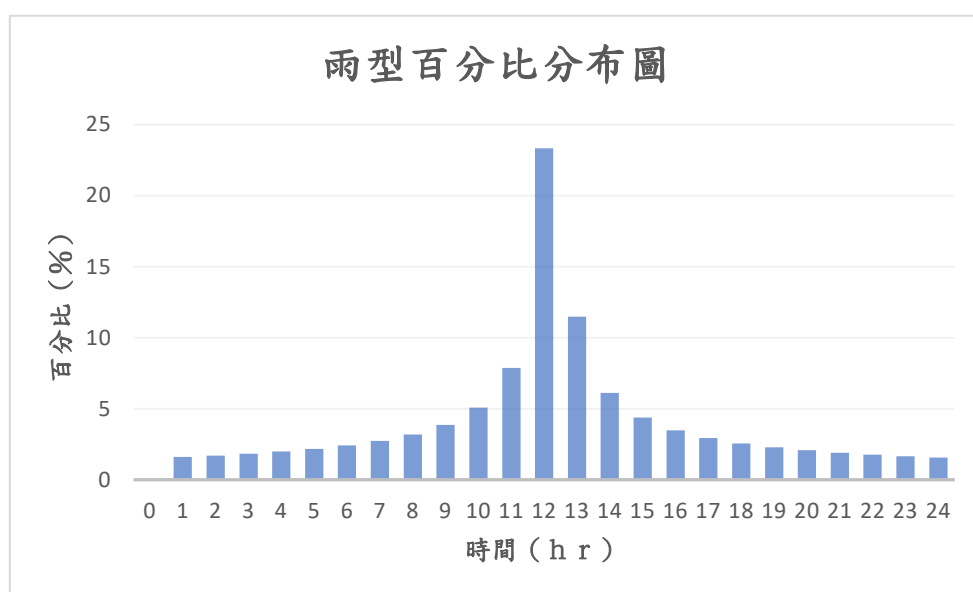


圖 4-74 大坑雨量站（代號：C0F970）位序法雨型百分比分布圖

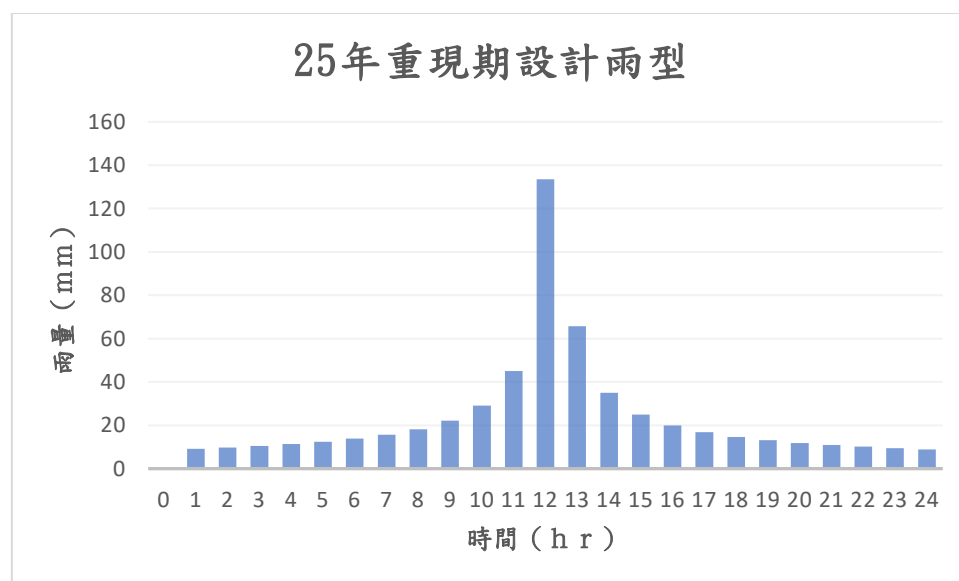


圖 4-75 大坑雨量站（代號：C0F970）25 年重現期設計雨型

根據行政農委會(2017)中，計算三角形單位歷線的方法使用「加州公路局公式」，該公式用於估算集流時間，如式 4-6。

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{H} \right)^{0.385}$$

式 4-6

式中， T_c 是集流時間(hr)； L 是逕流長度(km)； H 是集水區高程差(m)

表 4-14 研究範圍集水區集流時間表

研究範圍集水區	集水區面積 A(ha)	逕流長度 L(m)	高程差 H(m)	集流時間 (min)
廊仔溪 5K+350 上游	114.63	1862	215	14.74
旱溪	106.03	1821	254	13.48

參考美國水土保持局的文獻資料，單位降雨延時內，可以透過式 4-7 計算單位超滲降雨 (Re)，產生三角形單位歷線。此外，也可以由這些計算求得洪峰流量，如表 4-15 所示，及相對應的單位歷線圖，如圖 4-76 所示，

$$Q_p = 0.208 \times A \times \left(\frac{Re}{T_p} \right)$$

$$T_p = D/2 + 0.6 \times T_c$$

$$T_b = 2.67T_p$$

式 4-7

式中， Q_p 是洪峰流量(cms)； A 是流域面積(km²)； Re 是超滲雨量(mm)； T_p 是開始漲水至洪峰發生之時間(hr)； D 是單位降雨延時(hr)，需與雨型單位刻度一致； T_c 是集流時間(hr)； T_b 是發生洪峰流量至歷線終端之時間(hr)。

表 4-15 單位歷線洪峰流量推估表

研究範圍	A 流域	Re 超滲	D 單位降雨	Tp 洪峰	Tb 開始漲水 至洪峰發生之 時間(hr)	Qp 洪峰流量 (cms)
集水區	面積(ha)	雨量(mm)	延時(hr)	發生時間(hr)		
廊仔溪 5K+350 上游	114.63	10	0.0833	0.189	0.505	12.608
旱溪	106.03	10	0.0833	0.176	0.47	12.499

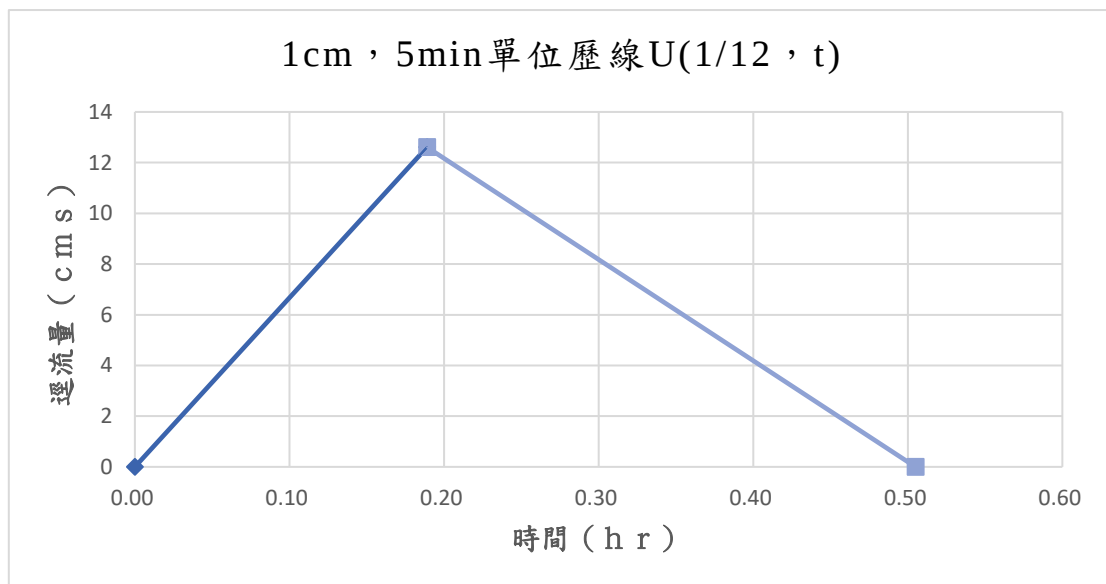


圖 4-76 廊仔溪 5K+350 上游集水區 1cm 超滲降雨量之單位歷線

利用上述步驟求得不同重現期之雨量的雨型百分比進而算出各重現期的設計降雨，扣除降雨損失後可得有效降雨，接下來與單位歷線相乘疊加，可計算出廊仔溪集水區各重現期之洪峰流量，如表 4-16 所示。可用以評估集水區的洪水風險，並制定相應的洪水防治措施。研究範圍集水區，以廊仔溪 5K+350、旱溪之 Q50 逕流歷線當作範例，如圖 4-77、圖 4-78 所示。

表 4-16 廊仔溪集水區各重現期之洪峰流量表



研究範圍	集水區	$Q_{1.11}$	Q_2	Q_5	Q_{10}	Q_{25}	Q_{50}	Q_{100}	Q_{200}	Q_{500}
集水區	面積(ha)									
廊仔溪 5K+350	114.63	11.27	18.79	27.43	32.92	41.53	52.23	64.86	79.76	103.69
旱溪	106.03	9.76	17.67	25.79	30.94	39.04	49.10	60.97	74.98	97.48

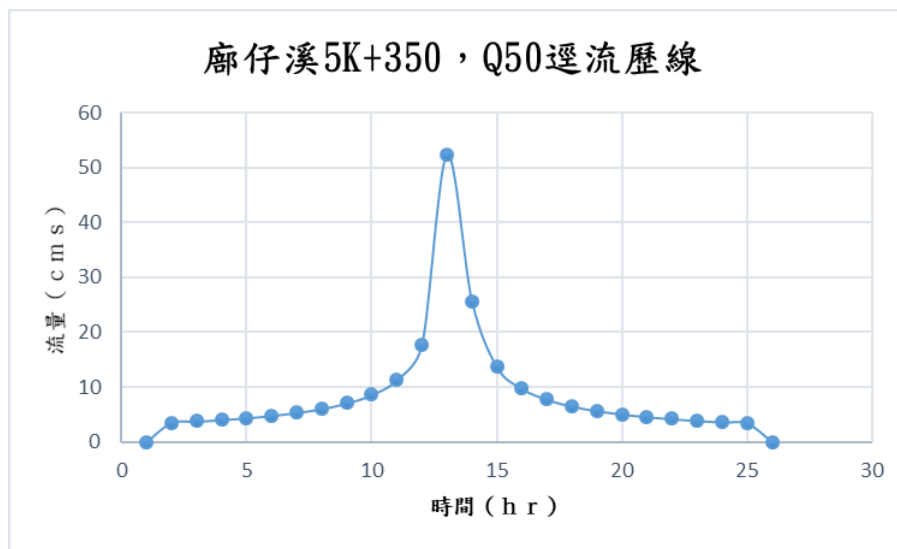


圖 4-77 廊仔溪 5K+350 重現期 50 年之流量歷線

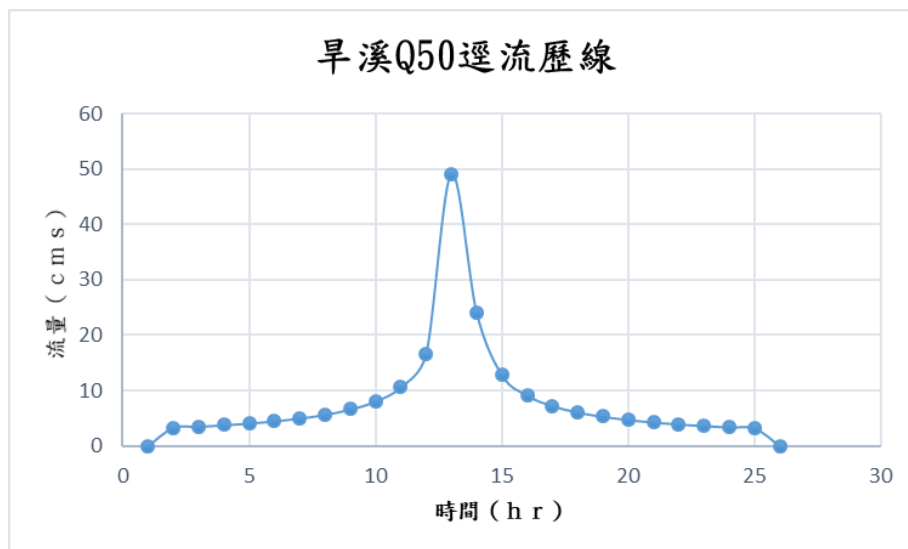


圖 4-78 旱溪重現期 50 年之逕流歷線

依據單位歷線疊加計算逕流歷線的方法，可以求得重現期距為 Q_{25} 、 Q_{50} 年的平均流量。由於實驗條件受限，無法以洪峰流量求得實驗數據，因此使用實驗條件允許的 Q_{25} 、 Q_{50} 年之平均流量。依照流量縮尺比例(λ_Q)來計算出縮尺的平均流量，將換算後的數據整理後，如下表 4-20 所示。

表 4-17 台中廬仔溪平均流量與縮尺試驗平均流量對照表

重現期距 (年)	平均流量 (cms)	縮尺平均流量 (cms)
Q_{25} (廬仔溪)	13.72798	0.000777
Q_{50} (廬仔溪)	18.02436	0.001012

圖 4-79 為渠槽率定曲線，結合計算出的縮尺試驗流量，可用來確定所需之馬達頻率，以供實驗參數設定使用，結果如下表 4-18 所示。

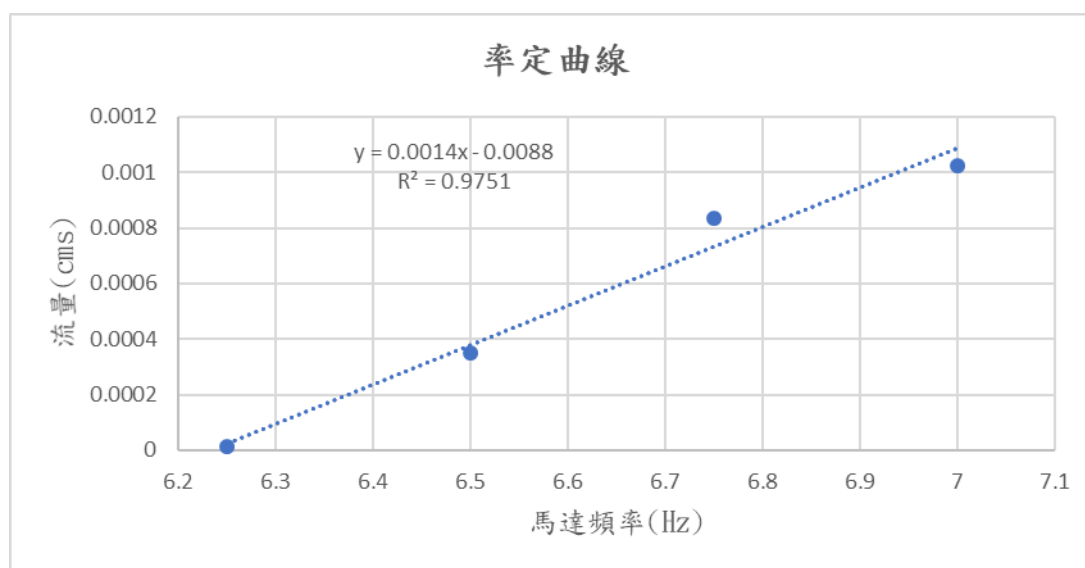


圖 4-79 多功能水槽流量與馬達頻率率定曲線圖

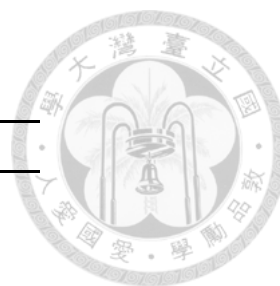
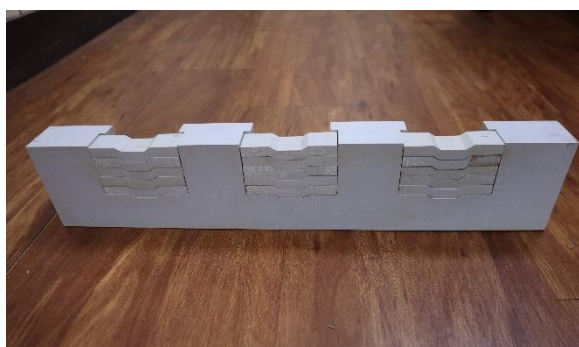


表 4-18 馬達與實驗流量對應表

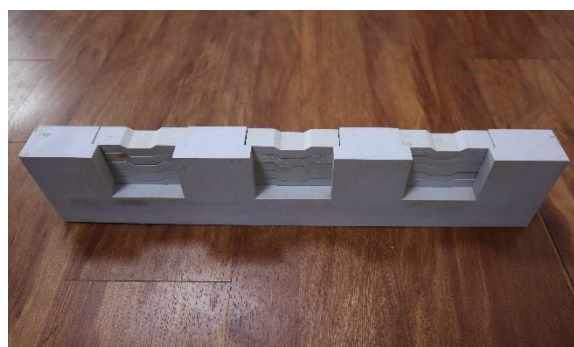
縮尺流量(cms)	馬達(Hz)
0.000011	6.25
0.000349	6.5
0.000777	6.84
0.001012	7.014

(2)縮尺模型尺寸

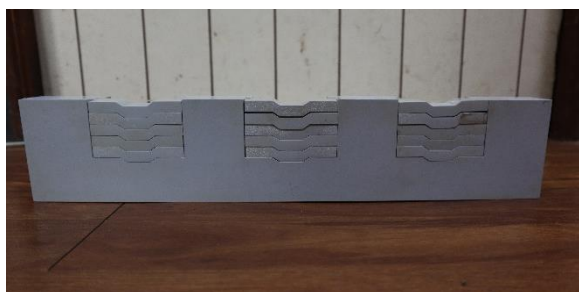
本研究為模擬 5K+120 防砂壩，使用幾何縮尺比例(λ) 1/50 製作壓克力縮尺可調式防砂壩模型如圖 4-80(A)(B)。該壩體之長、寬、高分別為 46cm、4cm、9cm，能夠反映真實防砂壩的尺寸特徵。此外，可調式防砂壩的預鑄塊亦為關鍵元件之一如圖 4-80(C)(D)，其長、寬、高分別為 8cm、2.4cm、1cm。透過調整預鑄塊的排列方式，我們能夠模擬防砂壩上下游不同調整情況下的變化，為相關工程提供有力的參考依據。



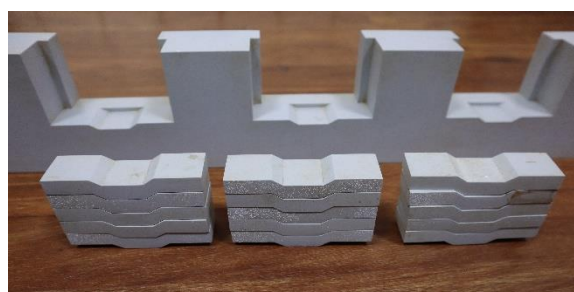
(A) 壓克力縮尺可調式防砂壩(正面)



(B) 壓克力縮尺可調式防砂壩(背面)



(C) 調整式預鑄塊(裝上)



(D) 調整式預鑄塊(卸下)

圖 4-80 縮尺可調式防砂壩模型

在模擬廊仔溪 5K+065 處的第一及第二固床工時，選擇了由木工製作的模型。第一固床工的長、寬、高分別為 23cm、3cm、16cm，而第二固床工的長、寬、高分別為 15.5cm、3cm、12cm，如圖 4-81(A)。為了符合本研究所需之實驗渠道，利用木板如圖 4-81(B)(C)，將實驗渠道一分為二，完工圖如圖 4-81(D)，隔出寬約為 0.46m 的渠槽，這樣做能夠更好地控制實驗條件，提高實驗結果的可靠性。



(A) 木製第一及第二固床工



(B) 渠槽分流用木製隔板(正面)



(C) 渠槽分流用木製隔板(背面)

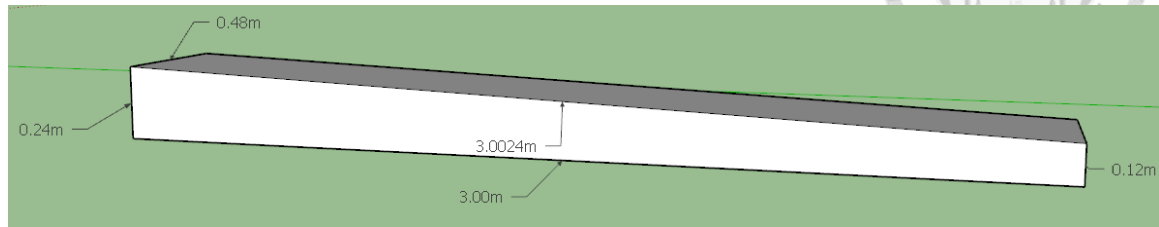


(D) 木工渠槽分流完工圖

圖 4-81 木工設備圖

105 年之廊仔溪 1*1 公尺 DEM 現地上游坡度為 5.2%，而 5K+120 防砂壩下游坡度為 4%。因此，設計一坡度為 4% 的鐵架放置於防砂壩上游，希望透過不同重現期之流量搭配不同防砂壩的開口型式，將上游土砂有效補充至下游，以達到上下游坡度同為 4% 的理想狀況。該鐵架長、寬分別為 3m、0.48m 如圖 4-82(A)，上游

高為 0.24m 如圖 4-82(B)，下游高為 0.12m 如圖 4-82(C)，將鐵架放置實驗渠道中如圖 4-82(D)。



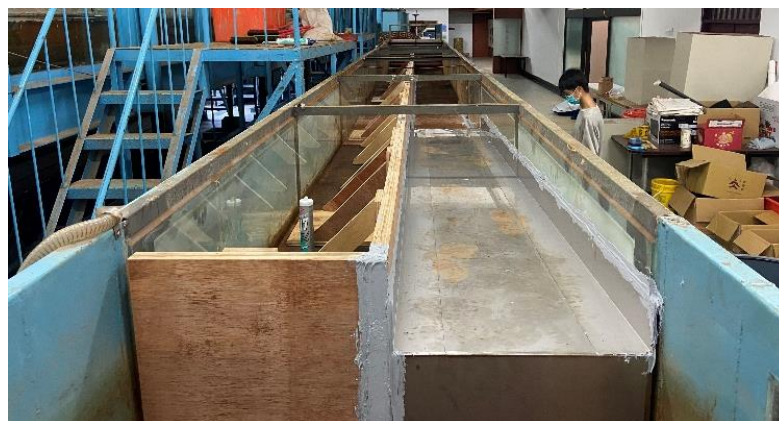
(A) 鐵架設計模型



(B) 上游鐵架高度



(C) 下游鐵架高度



(D) 實驗渠道內放置鐵架

圖 4-82 鐵架設備圖

(3)粒徑大小

依據行政院農業委員會水土保持局(2020)的資料，表面代表粒徑及平均粒徑一覽表，推算出廊仔溪表面粒徑分布曲線如圖 4-83 所示，其中根據泥沙粒徑縮尺比例可計算出實驗用砂之尺寸， D_{60} 、 D_{50} 、 D_{10} 、分別為 3.58mm、3.22mm、1.49mm，可求得均勻係數為 2.403，再利用內插法求得 $D_{12.5}$ 、 $D_{37.5}$ 、 $D_{62.5}$ 、 $D_{87.5}$ 泥沙粒徑縮尺大小，如表 4-19 可知本研究之粒徑尺寸介於 1.61~4.56mm，因此選定 2~4mm 粒徑之矽砂作為實驗用砂。

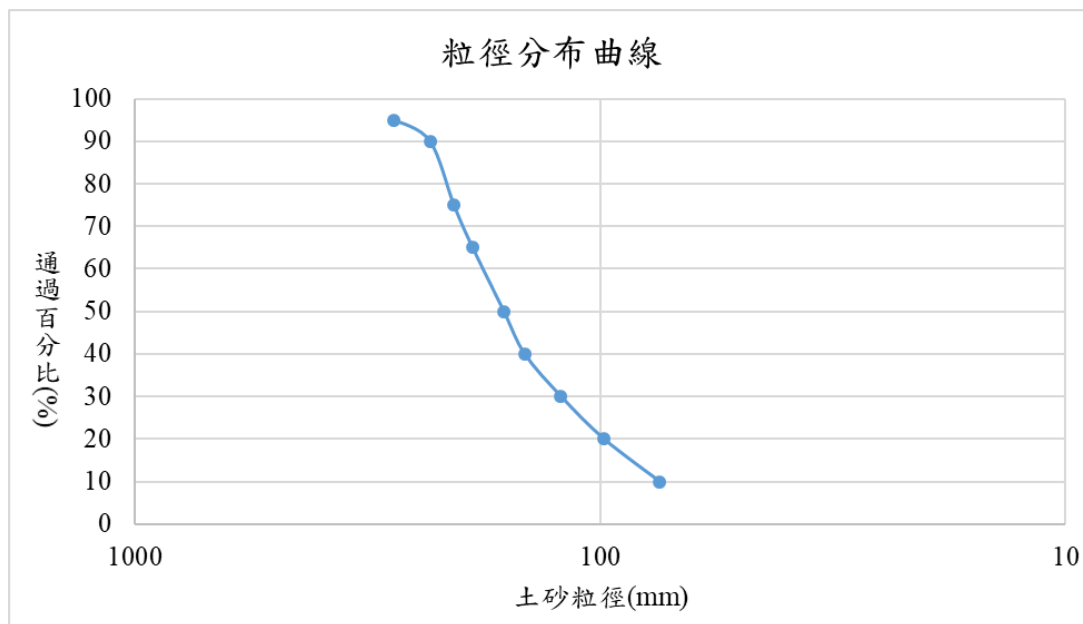


圖 4-83 廊仔溪表面粒徑分布曲線

表 4-19 廊仔溪泥沙代表粒徑尺寸

代表粒徑	泥沙粒徑(m)	縮尺粒徑(mm)
$D_{12.5}$	0.08	1.61
$D_{37.5}$	0.014	2.79
$D_{62.5}$	0.018	3.68
$D_{87.5}$	0.023	4.56



(4)試驗時間

HEC-RAS 數值模擬中，本研究使用台中廊仔溪流量基期為 24 小時的降雨資料。然而，為進行縮尺實驗，需要根據時間縮尺比例進行計算。根據計算，一次縮尺實驗的試驗時間約為 3.39 小時，相當於 204 分鐘。

試驗經過一段時間後，下游的沖刷速率會逐漸減緩，土砂的沖淤分布幾乎不再發生變化，並呈現出穩定的狀態，代表沖淤特徵已形成。為驗證土砂沖淤已達到穩定階段，本研究設定以距第二固床工下游水平距離 10cm 處為量測點，並於試驗期間每小時進行測量，當連續 2 次測量變化結果小於 5%，即認定該條件下，第二固床工下游之沖刷坑已達平衡。

4.3.2.3 實驗縮尺比例

(1)長度縮尺

由於考量渠槽高度及第二固床工下游沖刷坑深度，本研究以渠槽高度($L_m=0.3$ 公尺)除以沖刷坑現地高差($L_p=15$ 公尺)作為長度的縮尺比例。

$$\frac{L_m}{L_p} = \frac{0.3}{15} \approx \frac{1}{50} = \lambda \quad \text{式 4-8}$$

上式中 L_m ：模型長度尺寸； L_p ：原型(實際)長度尺寸； λ ：幾何縮尺比例。



(2)速度縮尺

本研究使用福祿數相似原理，透過推導式子，可以計算求出速度的縮尺比例 (λ_v) 。

$$\begin{aligned} F_{rm} &= F_{rp} \\ \rightarrow \frac{v_m}{\sqrt{g_m L_m}} &= \frac{v_p}{\sqrt{g_p L_p}} ; \because g_m = g_p \\ \rightarrow \frac{v_m}{v_p} &= \frac{\sqrt{L_m}}{\sqrt{L_p}} = \lambda_v = \lambda^{1/2} \end{aligned} \quad \text{式 4-9}$$

上式中 v_m ：模型速度尺寸； v_p ：原型(實際)速度尺寸； g_m ：模型重力加速度； g_p ：原型重力加速度。

(3)流量縮尺

依據流量的定義，流體於固定時間內通過垂直斷面的體積。也就是流量可由速度 (v) 與斷面積 (A) 相乘求得，因此流量縮尺比例 (λ_Q) 可透過速度縮尺比例 (λ_v) 與幾何縮尺比例來進行計算。

$$\begin{aligned} Q &= Av ; \because A \text{ 為長度的平方，故 } A = L^2 \\ \frac{Q_m}{Q_p} &= \frac{L_m^2 v_m}{L_p^2 v_p} = \lambda^2 \cdot \lambda_v = \lambda^{5/2} = \lambda_Q \end{aligned} \quad \text{式 4-10}$$

上式中 Q_m ：實驗模型流量； Q_p ：原型(實際)流量尺寸。

依據單位歷線疊加計算逕流歷線分析的方法，可以求得重現期距為 Q_{25} 、 Q_{50} 年的平均流量。由於實驗條件受限，無法以洪峰流量求得實驗數據，因此使用實驗條件允許的 Q_{25} 、 Q_{50} 年之平均流量。依照流量縮尺比例 (λ_Q) 來計算出縮尺的平均流量，將換算後的數據整理後，如下表 4-20 所示。

表 4-20 台中廊仔溪平均流量與縮尺試驗平均流量對照表

重現期距 (年)	平均流量 (cms)	縮尺平均流量 (cms)
Q_{25} (廊仔溪)	13.72798	0.000777
Q_{50} (廊仔溪)	18.02436	0.001012

(4)時間縮尺

採用福祿數相似原理，利用速度縮尺比例(λ_v)與幾何縮尺比例(λ)，可推導出時間縮尺比例(λ_t)：

$$\begin{aligned}
 F_{rm} &= F_{rp} \\
 \rightarrow \frac{v_m}{\sqrt{g_m L_m}} &= \frac{v_p}{\sqrt{g_p L_p}} \quad ; \quad \because g_m = g_p \\
 \rightarrow \frac{v_m}{v_p} &= \frac{\sqrt{L_m}}{\sqrt{L_p}} = \lambda_v = \lambda^{1/2} \\
 \rightarrow \frac{t_m}{t_p} &= \frac{\frac{L_m}{v_m}}{\frac{L_p}{v_p}} = \frac{L_m}{L_p} \cdot \frac{v_p}{v_m} = \lambda \cdot \lambda^{-1/2} = \lambda^{1/2} = \lambda_t
 \end{aligned}$$

式 4-11

上式中 v_m ：模型速度尺寸； v_p ：原型速度尺寸； g_m ：模型重力加速度； g_p ：原型重力加速度； t_m ：縮尺實驗之流量基期； t_p ：原型之流量基期。

HEC-RAS 數值模擬中，本研究使用台中廊仔溪流量基期為 24 小時的降雨資料。然而，為進行縮尺實驗，需要根據時間縮尺比例進行計算，根據計算一次縮尺實驗的試驗時間約為 3.39 小時，相當於 204 分鐘。



(5)泥沙粒徑縮尺

泥沙粒徑縮尺可透過 Shields(1936)所建議之底床顆粒起動參數關係來求得，利用相似原理，可得下式：

$$\begin{cases} \lambda_{\tau_c^*} = \frac{\lambda_{\tau_c}}{\lambda_{(\rho_s - \rho)} \lambda_g \lambda_d} = 1 \\ \tau_c^* = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho) g d} \\ \tau_c = \rho g R S_f = \rho g y S_0 \end{cases}$$

$$\rightarrow \lambda_d = \lambda_y^2 \lambda_L^{-1} \lambda_{(\rho_s - \rho)} \lambda_p$$

式 4-12

上式中 τ_c ：泥沙運動的臨界剪力； d ：底床粒徑； ρ_s ：水之密度； ρ ：泥沙顆粒密度； y ：水深； S_c ：渠道坡度。等比條件下，試驗水流和泥沙顆粒密度與現地相同狀況下，泥沙粒徑縮尺(λ_d)與幾何縮尺比例相同。

$$\lambda_d = \lambda_y^2 \lambda_L^{-1} \lambda_{(\rho_s - \rho)} \lambda_p = \lambda$$

式 4-13

依據廊仔溪表面粒徑分布曲線圖，如圖 4-84 所示，採用內插法 $D_{12.5}$ 、 $D_{37.5}$ 、 $D_{62.5}$ 、 $D_{87.5}$ 與泥沙顆粒縮尺比例(λ_d)可推算出泥沙粒徑之縮尺大小，如表 4-21 所示，依縮尺比例計算後本團隊之實驗用砂選定為 2mm-4mm 大小之間的粒徑土砂。

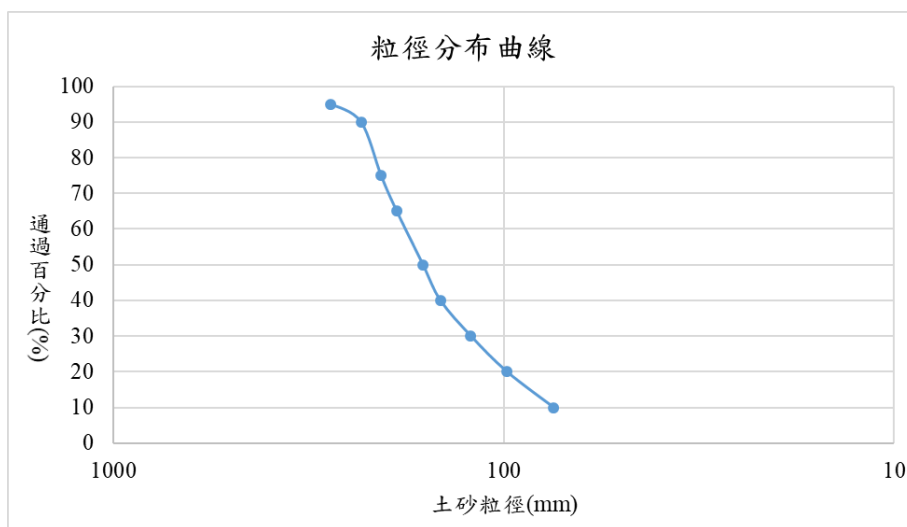


圖 4-84 廊仔溪表面粒徑分布曲線圖



表 4-21 現地泥沙粒徑分佈表

代表粒徑	泥沙粒徑(m)	縮尺粒徑(mm)
D12.5	0.080	1.61
D37.5	0.014	2.79
D62.5	0.018	3.68
D87.5	0.023	4.56

4.4 土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗

本研究利用台灣大學水工試驗所的多功能水槽，進行土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響之試驗、水槽相關規劃設計與詳細資料如下：

4.4.1 試驗佈置

本研究旨在利用水工試驗所的水槽進行縮尺試驗，探討上游試驗土砂的夯實與否對下游保全對象 5K+065 第二固床工沖刷坑的沖淤結果產生的影響。試驗目的是模擬真實現地環境中的水流沖刷現象，以評估夯實土砂對下游保全對象土砂運移的影響。

將進行兩種情境的試驗：一種是有夯實上游土砂的情境，另一種是無夯實上游土砂的情境。藉由這兩種情境的比較，可以評估夯實土砂對下游保全對象 5K+065 第二固床工沖刷坑的影響。

透過收集和分析試驗數據，本研究將評估夯實土砂對保全對象第二固床工下游沖刷坑深度和整體河道土砂趨勢的影響。評估指標包括沖刷坑的深度變化、試驗渠道的土砂沖淤變化等。

4.4.1.1 多功能水槽試驗設備配置

本研究所使用之多功能水槽試驗設備與室內渠槽試驗相同，如 4.3.1.1 所示。



4.4.1.2 試驗設備與軟體

本研究將運用多種儀器和工具來進行實驗數據的量測，這些器具將有助於收集必要數據以進行分析和評估。

(1)蜂巢整流設備

本試驗蜂巢整流設備功能與室內渠槽試驗相同，改善頭水箱進入實驗渠道時的水流，減少水流的湍流生成和試驗渠道內部的沖刷現象，如 4.3.1.2(1)所示。



圖 4-85 蜂巢整流設備圖

(2)實驗渠道

本次土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗為解決在室內渠槽試驗中對上游進行補砂的限制，決定拆除不鏽鋼實驗渠道，並改以高、低水墩的結構，如圖 4-86(A)(B)(C)所示。在中間渠道進行鋪砂，此設置能使上游土砂沖刷的深度不受限制，如圖 4-86(D)所示。此外，本次試驗還對渠道周圍進行了彈性水泥塗層的加固，用已增強整體結構，預防漏水問題的發生。



(A) 左邊為高水墩、右邊為低水墩



(B) 高水墩裝置於實驗渠道內



(C) 低水墩裝置於實驗渠道內
將調整型防砂壩置於其上



(D) 實驗渠道側視圖

圖 4-86 高、低水墩實驗渠道設備圖

(3)尺規

本試驗尺規功能與室內渠槽試驗相同，如 4.3.1.2(3)所示。試驗尺規設備圖如圖 4-87 所示。

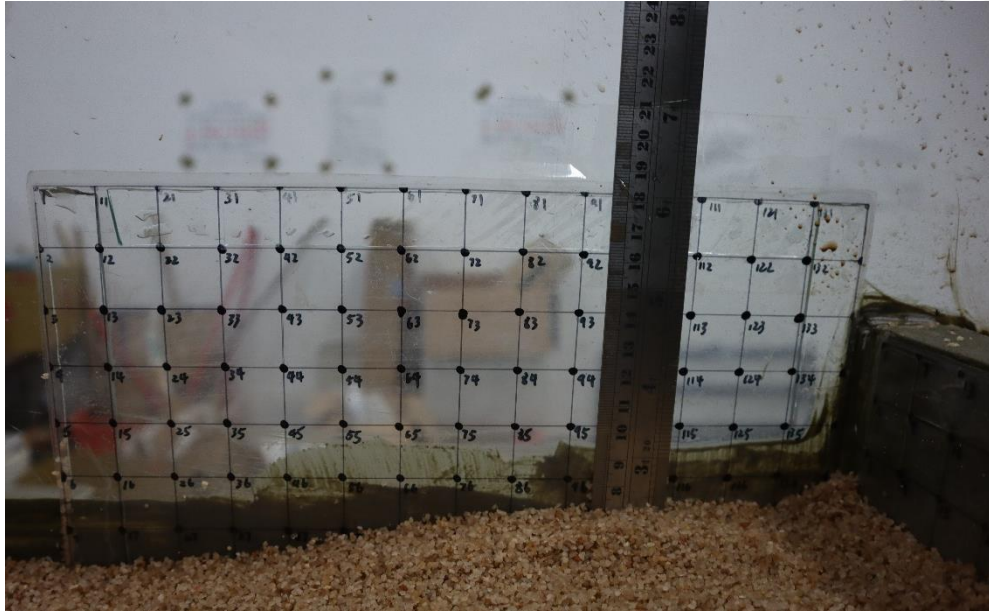


圖 4-87 尺規設備圖

(4)抽水幫浦

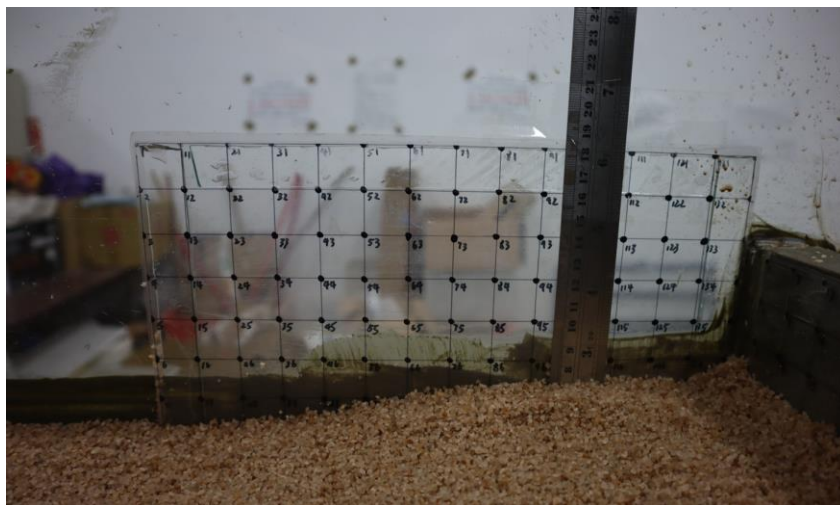
本試驗抽水幫浦與室內渠槽試驗相同，將水從實驗渠槽的第二沉砂池抽出，送入尾水箱，然後通過水管將水再次送回到頭水箱，實現多功能水槽之水循環。如 4.3.1.2(4)所示。

(5)Agisoft Metashape

本試驗中，使用 Agisoft Metashape 建立高精度的 DEM 模型，操作流程與室內渠槽試驗相同，如 4.3.1.2(5)所示。不同之處在於第二個固床工控制點的座標，為增加第二固床工下游沖刷坑可觀測深度，增高固床工所導致的，如圖 4-88 所示。



(A) 第二固床工的控制點



(B) 實驗渠道右岸的控制點



(C) 實驗渠道左岸的控制點

圖 4-88 實驗控制點設置圖

(6)Matlab

本試驗透過 Matlab 進行分析，目的在進行上游土砂夯實前後 DEM 高程差運算，進一步研究主要目標，第二固床工下游沖刷坑、整體河道土砂趨勢，並將結果數值化與可視化，有助於對夯實前後差異更深入的理解。Matlab 操作流程與室內渠槽試驗相同，如 4.3.1.2(6)所示。



4.4.2 試驗內容

4.4.2.1 目標設施選定

台中廊仔溪自 105 年起溪床掏刷現象明顯，特別是 5K+065 處的第二固床工下游沖刷坑土砂失衡問題嚴重。推測上游 5K+120 處防砂壩淤積土砂過多，導致下游土砂供應不足，加劇了沖刷深度。本研究選擇 5K+120 處防砂壩和 5K+065 處的第一、第二固床工進行實驗，探討有、無夯實上游土砂對下游保全對象土砂運移的影響，特別關注第二固床工下游的沖刷坑和整體河道的土砂運移趨勢。

4.4.2.2 實驗參數設計

(1) 流量

根據土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗的馬達率定曲線，如圖 4-89 所示，結合先前計算的 Q_m 值，如 4.3.2.3(3) 所示，可以確定本試驗所需之馬達頻率，以供試驗參數設定使用，如表 4-22 所示。由於實驗條件的限制，本研究無法透過洪峰流量來求得實驗數據。因此，本試驗選擇能夠有效帶動試驗上游夯實土砂的 Q_{100} 年平均流量來進行實驗。

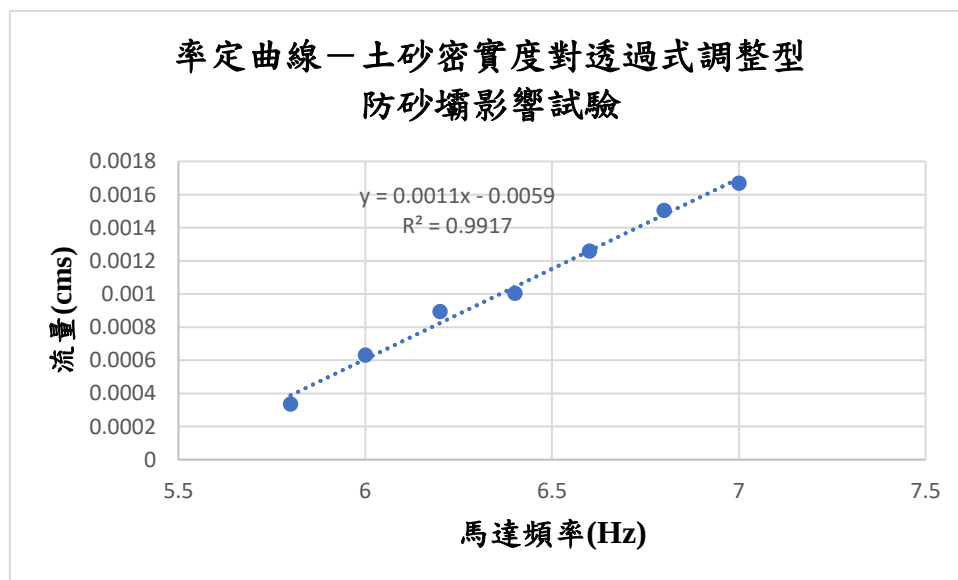


圖 4-89 多功能水槽流量與馬達頻率率定曲線圖

表 4-22 試驗流量與馬達赫茲對照表

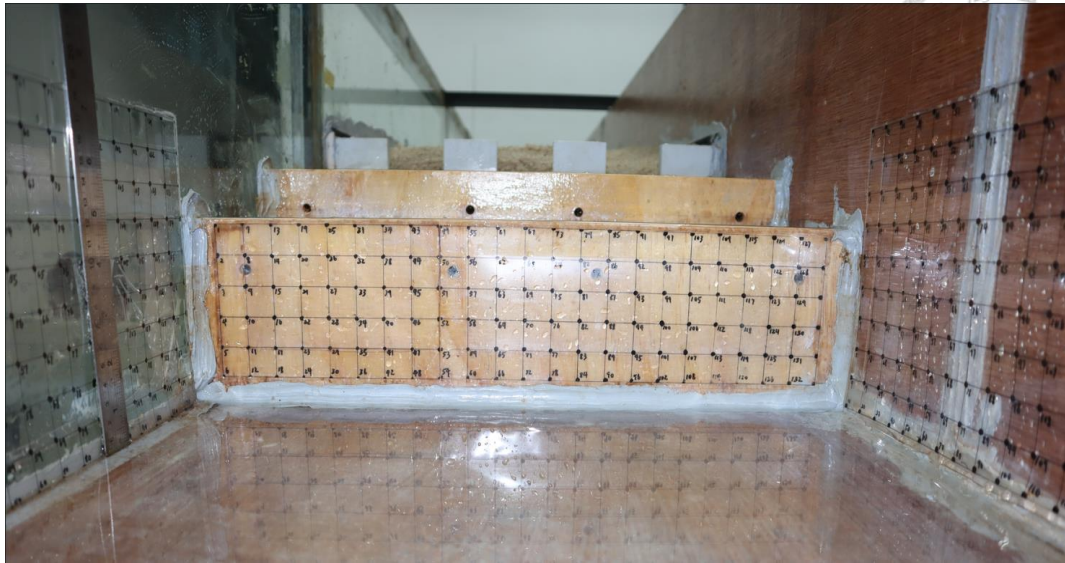


縮尺流量(cms)	馬達(Hz)
0.000336	5.8
0.000631	6
0.000894	6.2
0.001003	6.4
0.001259	6.6
0.001504	6.8
0.001668	7

(2)縮尺模型尺寸

土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗使用之縮尺防砂壩與室內渠槽試驗相同，如 4.3.2.2(2)所示。

在模擬台中廊仔溪 5K+065 處的第一及第二固床工時，本研究選擇了由木工製作的模型。相較於室內渠槽試驗，本試驗加高了第一固床工的高度為 18cm，其餘長、寬皆與室內渠槽試驗相同，而第二固床工的高度增加為 14cm，其餘長、寬皆與室內渠槽試驗相同。加高固床工高度是為了達到增加可模擬之下游沖刷深度的目的，由原本室內渠槽試驗的高程 12cm 增加為 14cm，透過增加固床工的高度，可以更精確的模擬下游保全對象之沖刷情況，使模型更貼近實際的河道環境，並提供更準確的試驗結果，如圖 4-90 所示。



(A) 室內渠槽試驗之第一、第二固床工



(B) 本試驗第一、第二固床工加高 2cm



(C) 本試驗第一、第二固床工(實驗渠道)

圖 4-90 本試驗第一、第二固床工圖

由於原先室內渠槽試驗的限制，無法在實驗中針對上游進行補砂，為克服此問題，土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗，決定拆除原有的不鏽鋼實驗渠道，並改用高、低水墩，詳細尺寸，如圖 4-91 (A)(B)(C)(D)、圖 4-92(E)(F)所示。於高、低水墩中間之實驗渠道進行鋪砂，此設置能使上游土砂沖刷的深度不受限制，而更準確地模擬現地真實情況下的沖刷現象，如圖 4-92(G)(H)(I)所示。



(A) 高水墩長約 48cm



(B) 高水墩寬 20cm



(C) 高水墩高 23cm



(D) 低水墩長 48cm

圖 4-91 高、低水墩詳細尺寸及放置於實驗渠道圖



(E) 低水墩寬 4cm



(F) 低水墩高 14cm



(G) 實驗渠道內之高水墩



(H) 實驗渠道內之低水墩



(I) 實驗渠道側視圖

圖 4-92 高、低水墩詳細尺寸及放置於實驗渠道圖(續)



(3)粒徑大小

根據行政院農業委員會水土保持局(2020)的資料，經泥沙粒徑的縮尺比例換算。經計算後，與室內渠槽試驗中使用相同之實驗用沙，選定 2~4mm 粒徑之矽沙作為實驗用砂。這樣的選擇使本研究能夠更準確地模擬台中廬仔溪的泥沙特性，如 4.3.2.2(3)所示。

(4)試驗時間

實驗時間與室內渠槽試驗制訂方式相同，如 4.3.2.2(4)所示。

(5)夯實試驗土砂乾單位重及含水量

本研究參考行政院農業委員會水土保持局(2020)，可得廬仔溪 5K+120 調整型防砂壩上游及結構物周圍土砂種類由崩積土和黃壤組成，如圖 4-93 所示。根據沈朝偉(2014)，文獻中敘述，這些崩積土大多為新崩坍，未經輾壓或壓實，所求得的崩積土乾單位重為 1844kg/m^3 。另一篇方世杰(1990)，該文獻透過兩次鑽探及明坑開挖，所求得的崩積土乾單位重為 1741.08kg/m^3 。選取兩篇文獻乾單位重平均後 1792.54kg/m^3 當作本試驗之崩積土乾單位重數值。

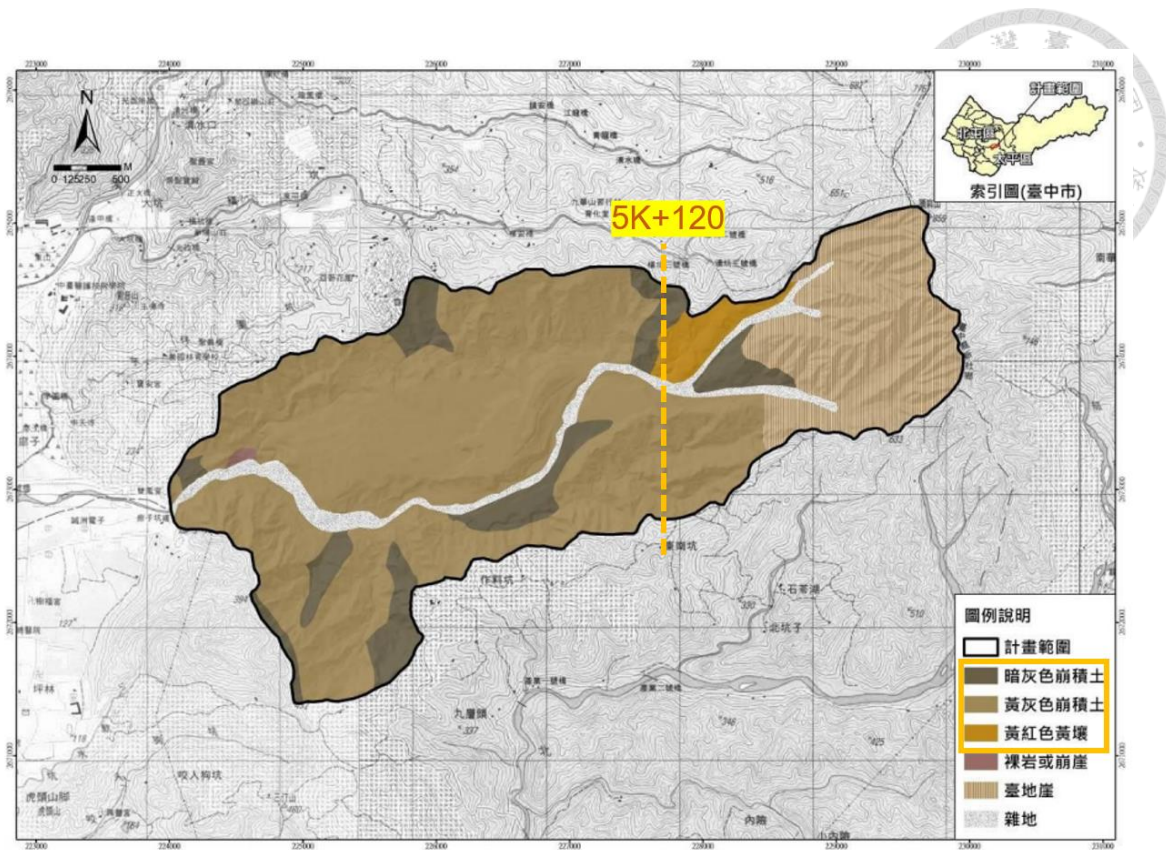


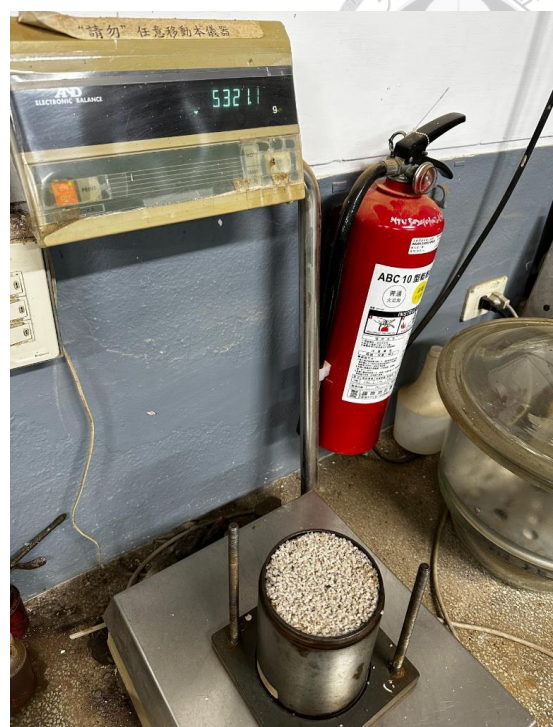
圖 4-93 廊仔溪 5K+120 防砂壩周圍土壤分布圖(水土保持局，2020)

依據林俐玲、游韋菁、蔡義誌(2004)，黃壤乾單位重為 1588kg/m^3 。本試驗將崩積土乾單位重 1741.08kg/m^3 與黃壤乾單位重 1588kg/m^3 取平均，以求得試驗所需之土砂乾單位重為 1690.25kg/m^3 。

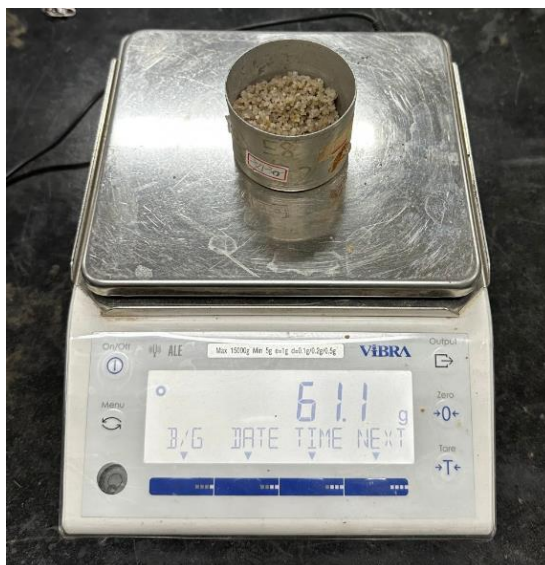
接下來進行夯實試驗，將試驗土砂分為三層依序倒入鐵模內，並對每層進行均勻敲擊五次。然後倒入下一層土砂，重複此步驟。夯實後，測量夯實後土砂的重量，如圖 4-94(B)所示，並取出一部分土砂進行二次稱重後，如圖 4-94(C)放入烘箱中烘乾，烘乾後再測量乾土砂的重量，如圖 4-94(D)。透過進行五組不同含水量土砂的夯實試驗，如表 4-23 所示，本研究可求出試驗土砂的含水量與乾單位重量曲線，如圖 4-95 所示。



(A) 本試驗使用之夯錘



(B) 夯實後(鐵模+濕土)重(g)



(C) 濕土重(g)



(D) 乾土重(g)

圖 4-94 夯實試驗圖

表 4-23 不同含水量之試驗土砂夯實試驗

	含水量(%)	乾單位重(kgf/m ³)
夯實試驗一	4.18	1483.06
夯實試驗二	4.5	1531.05
夯實試驗三	6.464	2082.86
夯實試驗四	16.375	1518.98
夯實試驗五	18.81	1394.06

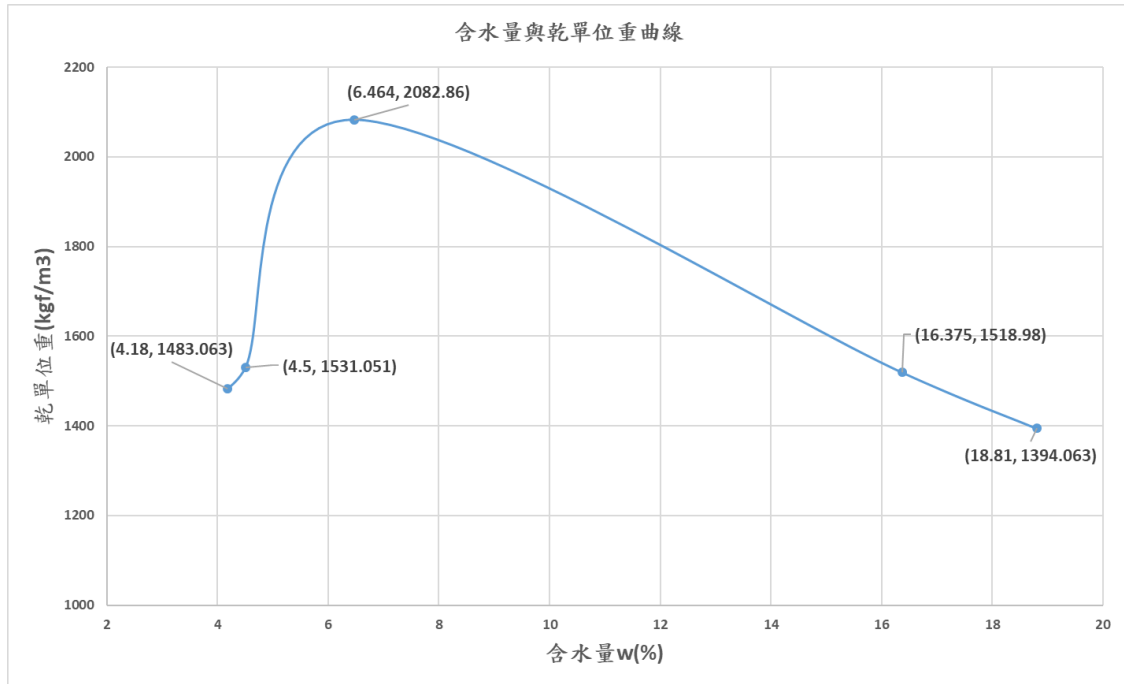


圖 4-95 含水量與乾單位重量曲線

將崩積土與黃壤乾單位重平均後，選定乾單位重 1690.25kg/m^3 為廊仔溪 5K+120 調整型防砂壩上游土砂之乾單位重，將此數值帶入曲線後可得若要與現地土砂性質相同，含水量須達 5.25%。綜上所述，本研究參考了相關學術文獻和行政機關的調查報告，針對廊仔溪 5K+120 調整型防砂壩周圍的土砂類型和乾密度進行分析，再根據學術文獻的數據以平均值計算，得出了本試驗所需的土砂乾單位重及含水量。

接下來將本試驗分三層進行夯實與加水至含水量 5.25%，以達到與現地土砂性質相同，夯實後上游上半部份土砂狀況，如圖 4-96(A)(C)所示，夯實後上游下半部份土砂狀況，如圖 4-96(B)(D)所示，可觀察出各階段夯實狀況。



(A) 試驗渠道進行夯實上半部份



(B) 試驗渠道進行夯實下半部份



(C) 夯實後上游上半部份土砂狀況



(D) 夯實後上游下半部份土砂狀況

圖 4-96 試驗渠道進行夯實圖

(6)無夯實試驗土砂乾單位重及含水量

接下來進行無夯實試驗，將試驗土砂翻攪後，於取樣點一、取樣點二的位置，測量無夯實土砂的重量，如圖 4-97(C)所示，接著放入烘箱中烘乾，烘乾後再測量乾土砂的重量，如圖 4-97(E)所示。透過取樣點一及取樣點二兩組實驗數據，可求出無夯實試驗土砂的含水量與乾單位重量，如表 4-24 所示，平均含水量為 4.24%、平均乾單位重為 1461.5kgf/m^3 。



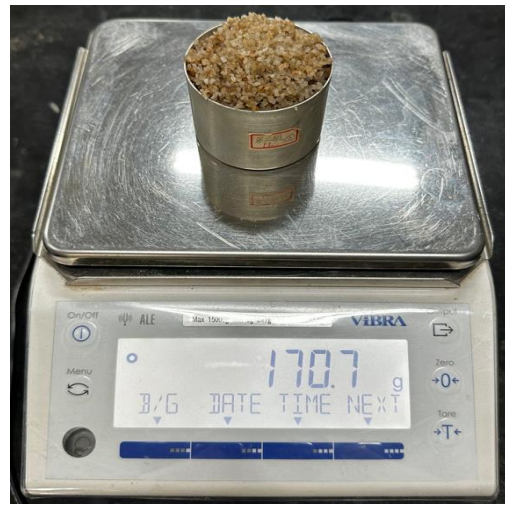
(A) 取樣點一於試驗渠道位置



(B) 取樣點二於試驗渠道位置



(C) 取樣點一濕土重



(D) 取樣點二濕土重



(E) 取樣點一乾土重



(F) 取樣點二乾土重

圖 4-97 無夯實試驗圖

表 4-24 無夯實試驗土砂含水量與乾單位重量

	含水量(%)	乾單位重(kgf/m ³)
取樣點一	3.586	1450
取樣點二	4.888	1473

4.4.2.3 實驗縮尺比例

(1)長度縮尺

本試驗長度縮尺與室內渠槽試驗相同，如 4.3.2.3(1)所示。

(2)速度縮尺

本試驗速度縮尺與室內渠槽試驗相同，如 4.3.2.3(2)所示。

(3)流量縮尺

根據單位歷線疊加計算逕流歷線分析的方法，我們可以得到重現期距為 Q_{25} 、 Q_{50} 、 Q_{100} 年的平均流量。由於實驗條件的限制， Q_{25} 和 Q_{50} 年的平均流量皆無法有效地沖刷夯實後的上游試驗土砂，因此在本試驗中我選擇使用台中廊仔溪 Q_{100} 年的平均流量。

依據與上一組試驗相同之流量縮尺比例，如 4.3.2.3(3)所示。經過換算後，可以整理出以下數據，如表所示：

表 4-25 台中廊仔溪平均流量與縮尺試驗平均流量對照表

重現期距 (年)	平均流量 (cms)	縮尺平均流量 (cms)
Q_{25} (廊仔溪)	13.72798	0.000777
Q_{50} (廊仔溪)	18.02436	0.001012
Q_{100} (廊仔溪)	22.41528	0.001268

(4)時間縮尺

HEC-RAS 數值模擬，採用台中廊仔溪的降雨資料作為流量基期，該基期的時間長度為 24 小時。縮尺實驗為驗證數值模擬，根據時間縮尺比例進行計算，如 4.3.2.3(4)所示。經計算後，一次縮尺實驗的試驗時間約為 3.39 小時，相當於 204 分鐘。

(5)泥沙粒徑縮尺

本試驗泥沙粒徑縮尺與室內渠槽試驗相同，如 4.3.2.3(5)所示。

第五章 結果與討論



5.1 室內渠槽試驗

本研究之室內渠槽試驗，將依據數值模擬中的試驗步驟一至試驗步驟七進行縮尺試驗。試驗結果將根據 Agisoft Metashape 生成的數值高程模型，包括沖刷坑橫剖面圖、試驗渠道地形剖面圖以及前後步驟相減之高程差圖，用於進一步的結果分析。

最後，將針對室內渠槽試驗與數值模擬的結果，比較保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均淤積深度之間的差異。透過本研究，期望能夠更深入了解縮尺試驗與數值模擬之間的異同。

5.1.1 各步驟試驗前後對比

第四章將參照經營管理與操作矩陣，對每階段調整後不同的 DEM 結果進行分析，考慮上游影響範圍內淤砂坡度以及下游保全對象沖刷坑淤積狀況，並參考 HEC-RAS 2D 數值模擬結果作為驗證，分為下列連續七步驟之調整策略。

根據內政部 105 年 1*1 公尺 DEM 地形數值模型，本研究設計之室內渠槽試驗經 Agisoft Metashape 匯成 DEM 圖像，如圖 5-1 所示，模型三維座標正方向分別為，x 軸正方向為試驗段上游，負方向為試驗段下游；y 軸以試驗上方為正方向；z 軸為河床高程，模型控制點座標之原點設置於下游左岸(位於第二固床工下游 79.5cm，距調整型防砂壩下游水平距離為 94cm)，如圖 5-2 所示，以下將利用各前、後步驟 DEM 高程差、5K+065 第二固床工下游沖刷坑之土砂變化、試驗渠道地形剖面圖，進行分析與說明。

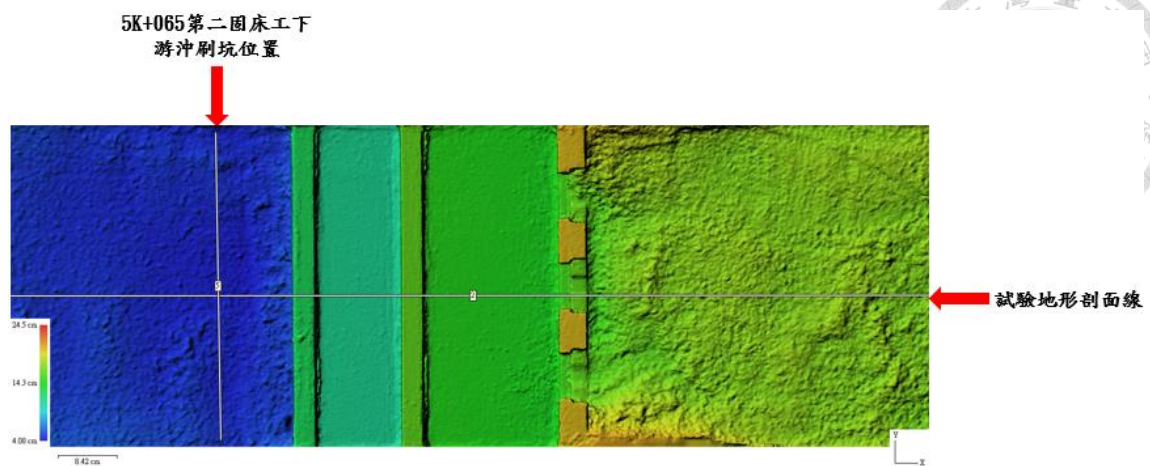


圖 5-1 試驗渠道原始 DEM 模型



圖 5-2 試驗渠道控制點座標之原點位置



5.1.1.1 試驗步驟一

根據內政部 105 年 1*1 公尺 DEM 數值高程模型，興建防砂壩上游影響範圍為 134m，此位置廊仔溪上游土砂平均坡度為 5.2%，如式 5-1、圖 5-3 所示。經縮尺比例計算後距離調整型防砂壩 2.68m，於渠槽試驗最上游處鋪砂 12.22cm

防砂壩控制點座標：(1410, 348.26)

上游控制點座標：(1544, 355.23)

$$S = \frac{355.23 - 348.26}{134} = \frac{6.97}{134} = 0.052 = 5.2\%$$

式 5-1

式中，S=溪床坡度。

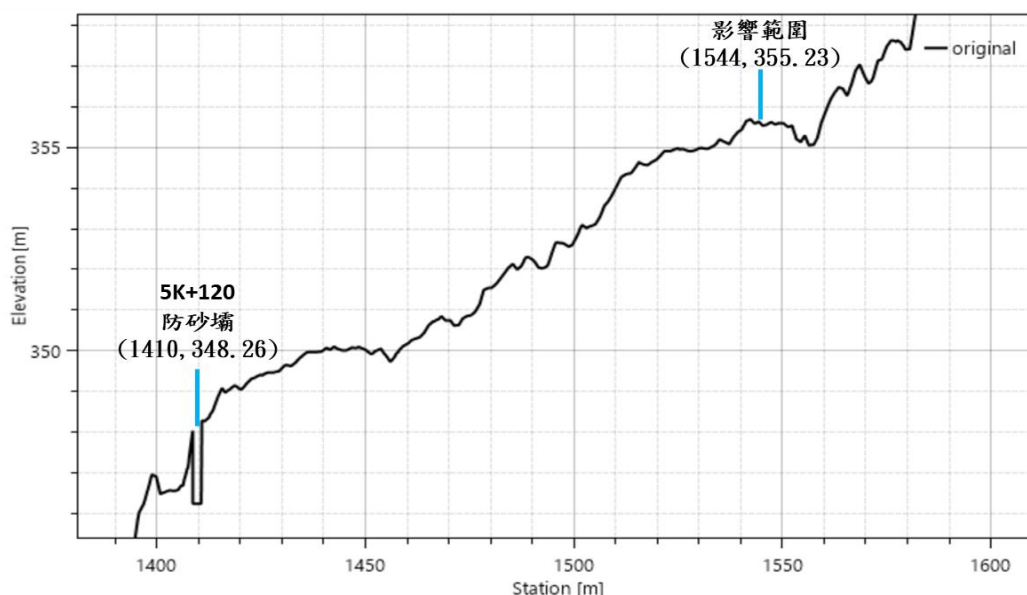


圖 5-3 試驗步驟一上游淤砂坡度的平均值為 5.2%

下游保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑，以第二固床工為基準，平均沖刷深度約為 2.85m，參照經營管理與操作矩陣，下游沖刷坑沖刷深度程度為高，上游淤砂坡度為縱軸中間位置，對應矩陣，如表 5-1 所示需將調整型防砂壩拆除四支調整塊，針對 5K+065 第二固床工下游平均 2.85m 深之沖刷坑進行淤砂。試驗將以 Q50 平均流量進行，試驗時間為 3.39 小時，並訂定第二固床工下游沖刷坑為觀測點(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm 處)，當連續 2 次測量變化結果小於 5%，即認定在該實驗條件下，試驗以達平衡狀態。

表 5-1 經營管理與操作矩陣：試驗步驟一



經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高 沖刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響 範圍 內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支 (Step 1)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

可以由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 模型，如圖 5-4 所示，分析出結果，因 Q50 平均流量較大且拆除四支調整塊，本研究之保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均高程增加為 8.05cm，沖刷坑橫剖面圖，如圖 5-5 所示；縱剖面，如圖 5-6 所示，可以發現第二固床工緊鄰下游處因跌水現象沖刷現象明顯，不過主要保全對象沖刷坑土砂淤積量有達到目標；與原始 DEM 相減之高程差圖，如圖 5-7 所示，可分析出上游土砂沖刷量大 DEM 呈現藍色分布，約減少 10-15cm，防砂壩下游包括固床工及主要保全對象淤積現象明顯，DEM 呈現紅色分布，約增加 5-10cm。因此以 Q50 平均流量配合調整型防砂壩拆除四支調整塊，此步驟可有效達到補充保全對象 5K+065 沖刷坑之土砂。

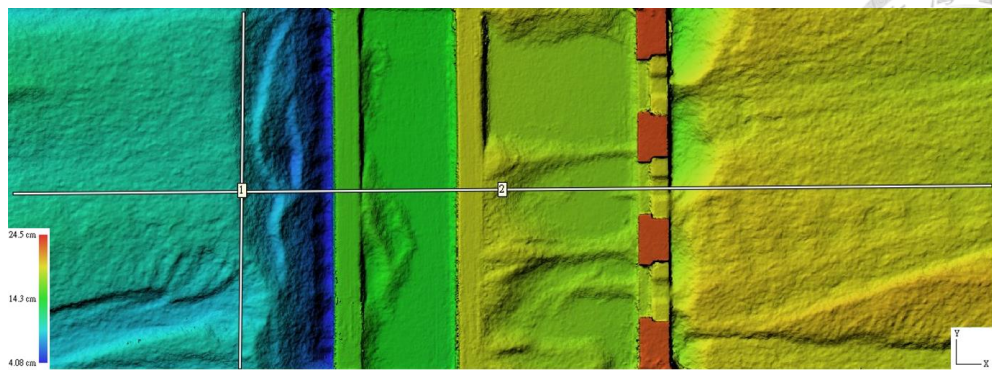


圖 5-4 試驗步驟一(Q50L4)結果之 DEM 模型



圖 5-5 試驗步驟一(Q50L4)結果之冲刷坑橫剖面圖

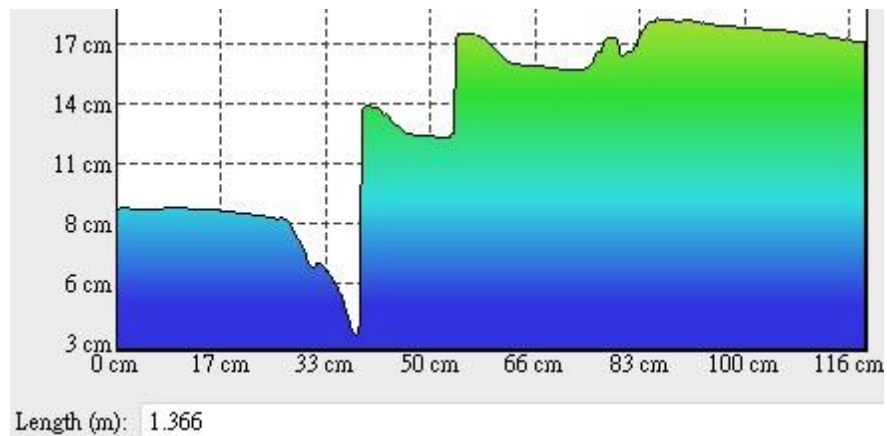


圖 5-6 試驗步驟一(Q50L4)結果之試驗渠道地形剖面圖

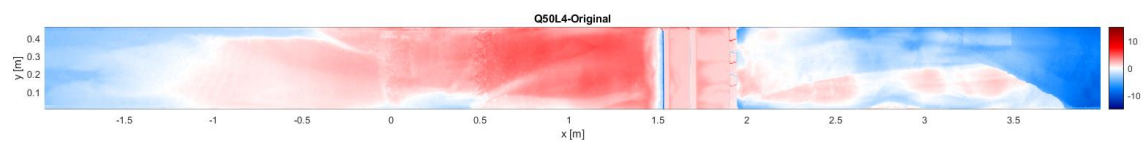


圖 5-7 試驗步驟一(Q50L4)與原始 DEM 相減之高程差圖



5.1.1.2 試驗步驟二

由於實驗條件的限制，無法在實驗中進行補砂。因此，根據 HEC-RAS 數值模擬的結果，步驟一試驗在 Q50 平均流量下調整型防砂壩拆除 4 支調整塊的上游沖刷結果，經計算後上游淤砂坡度的平均值為 4.2%，如式 5-2、圖 5-8 所示。參照這個結果，於渠槽試驗最上游處鋪砂 9.536cm。由於下游保護對象第二固床工下游沖刷坑高程已增加為 8.05cm，因此先將調整型防砂壩調升 4 支調整塊，試驗將改以 Q25 平均流量進行，試驗時間為 3.39 小時。並訂定第二固床工下游沖刷坑為觀測點(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm 處)，當連續 2 次測量變化結果小於 5%，即認定在該實驗條件下，試驗以達平衡狀態。

防砂壩控制點座標：(1410, 348.26)

上游控制點座標：(1544, 353.92)

$$S = \frac{353.92 - 348.26}{134} = \frac{5.66}{134} = 0.042 = 4.2\%$$

式 5-2

式中，S=溪床坡度。

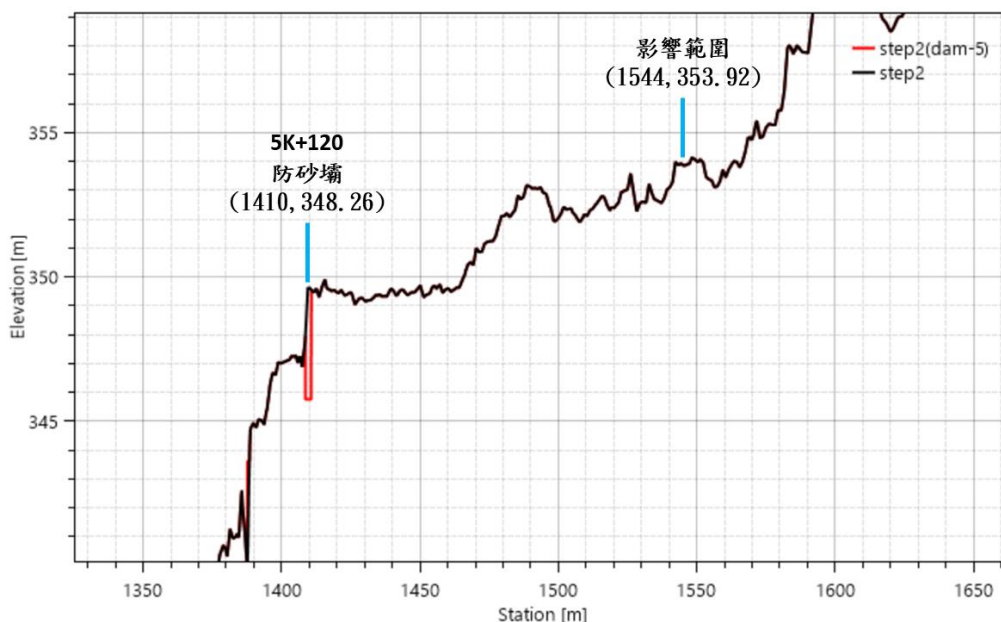


圖 5-8 試驗步驟二上游淤砂坡度的平均值為 4.2%

可以由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 模型，如圖 5-9 所示，分析出結果，因試驗流量為 Q25 平均流量且調升四支調整塊，致使本研究之保全對象 5K+065 第

二固床工下游沖刷坑平均高程減少為 5.15cm，沖刷坑橫剖面圖，如圖 5-10 所示；縱剖面，如圖 5-11 所示，可以發現除了第二固床工緊鄰下游處因跌水現象沖刷現象明顯，且主要保全對象沖刷坑高程與上一步驟 Q50L4 相比減少了 2.9cm，依縮尺比例換算後約為實際沖刷 1.45m；與試驗步驟一 DEM 相減之高程差圖，如圖 5-12 所示，可分析出上游土砂淤積量大 DEM 呈現紅色分布，約增加 5-10cm，防砂壩下游包括固床工及主要保全對象沖刷現象明顯，DEM 呈現藍色分布，約減少 0-5cm。Q25 平均流量及 Q50 平均流量皆可以有效補注上游土砂，不過分析後判斷 Q50 平均流量可能對於主要保全對象具有較大的掏刷風險，因此以 Q25 平均流量配合調整型防砂壩調升四支調整塊，此步驟可有效達到補注上游土砂及最少量的沖刷保全對象 5K+065 沖刷坑之土砂。

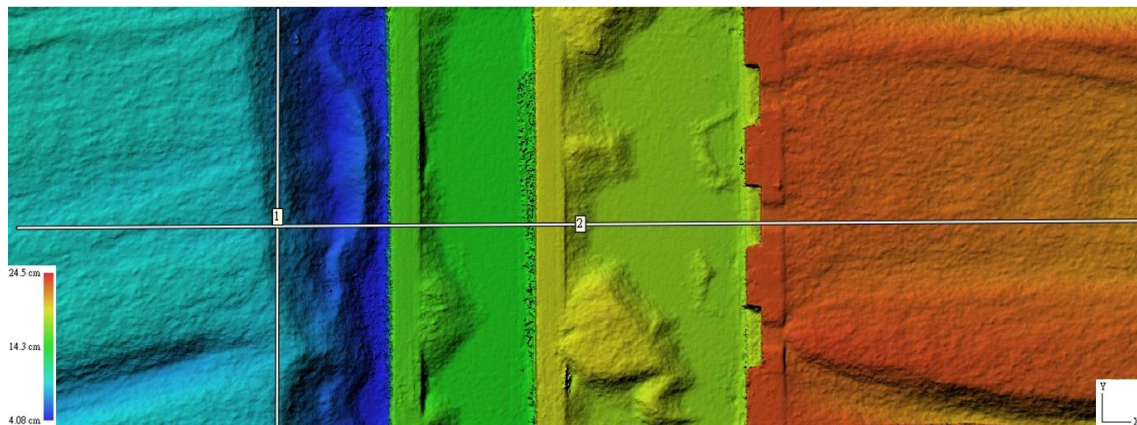


圖 5-9 試驗步驟二(Q25U4)結果之 DEM 模型



圖 5-10 試驗步驟二(Q25U4)結果之沖刷坑橫剖面圖

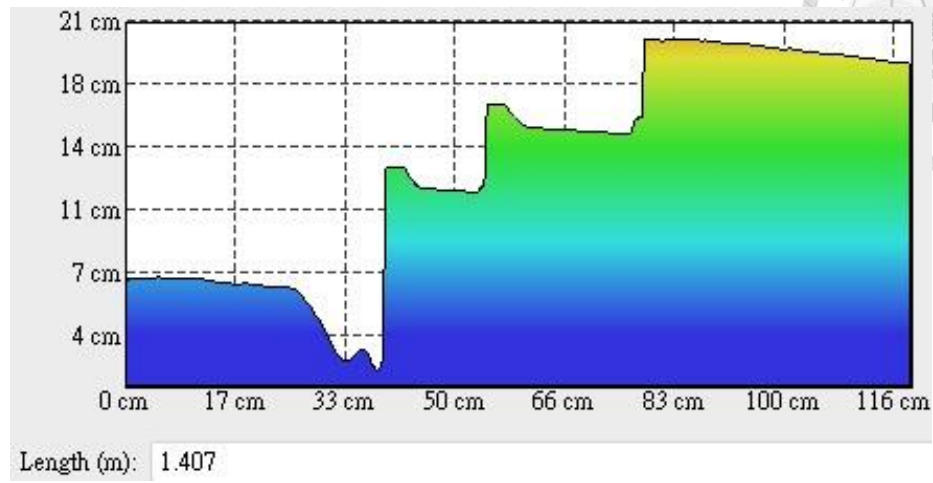


圖 5-11 試驗步驟二(Q25U4)結果之試驗渠道地形剖面圖

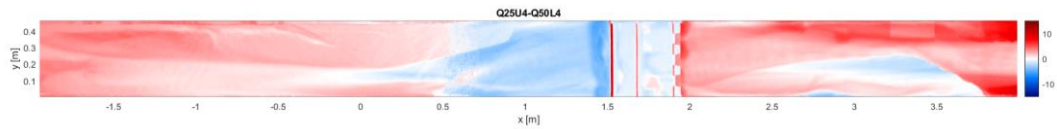


圖 5-12 試驗步驟二(Q25U4)與試驗步驟一(Q50L4)相減之高程差圖



5.1.1.3 試驗步驟三

根據上一步 HEC-RAS 數值模型 Q25 調整型防砂壩壩高調升 4 支模擬後的上游結果。進行實驗渠道上游的鋪砂，取數值模擬的結果上游影響範圍內坡度由原先 4.2%降為 4%，並無明顯改變。進行上游渠道高約 9 cm 的鋪砂。

參照經營管理與操作矩陣，下游沖刷坑沖刷深度程度為高，上游淤砂坡度為低，對應矩陣，如表 5-2 所示，需將調整型防砂壩拆除五支調整塊，針對 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑進行淤砂。試驗將以 Q25 平均流量進行，試驗時間為 3.39 小時，並訂定第二固床工下游沖刷坑為觀測點(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm 處)，當連續 2 次測量變化結果小於 5%，即認定在該實驗條件下，試驗以達平衡狀態。

表 5-2 經營管理與操作矩陣：試驗步驟三

經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高 沖刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響 範圍 內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支 (Step 3)	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

可以由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 模型，如圖 5-13 所示，分析出結果，因試驗流量為 Q25 平均流量且拆除五支調整塊，本研究之保全對象 5K+065 第二

固床工下游冲刷坑平均高程增加為 8.2cm，冲刷坑横剖面如圖 5-14 所示；縱剖面，如圖 5-15 所示，可以發現試驗步驟三可使主要保全對象冲刷坑土砂淤積量達到目標，與試驗步驟二(Q25U4)相比，冲刷坑高程增加了約 3.05cm，依縮尺比例換算後約為實際淤積 1.525m；與試驗步驟二 DEM 相減之高程差圖，如圖 5-16 所示，可分析出上游土砂冲刷量大 DEM 呈現藍色分布，約減少 5-10cm，防砂壩下游包括固床工及主要保全對象淤積現象明顯，DEM 呈現紅色分布，約增加 0-5cm。因此以 Q25 平均流量配合調整型防砂壩拆除五支調整塊，此步驟可有效達到補充保全對象 5K+065 冲刷坑之土砂。

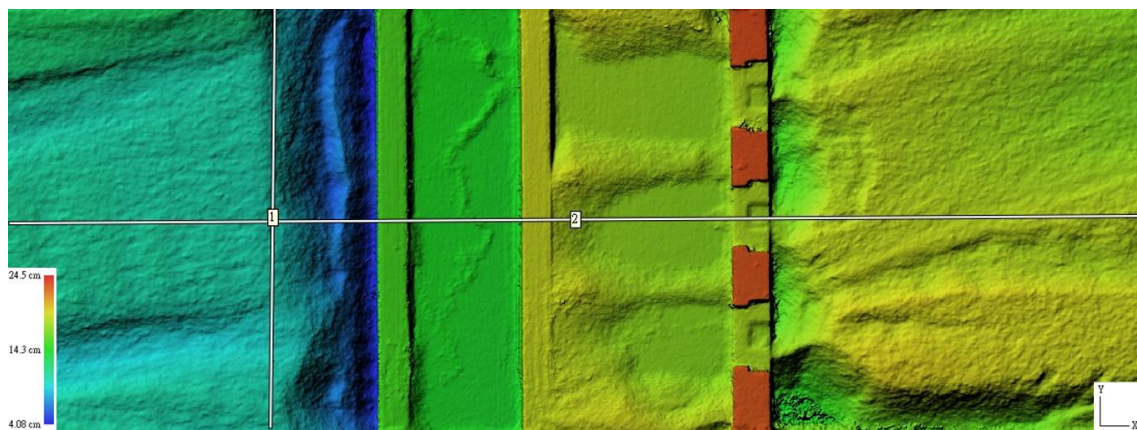


圖 5-13 試驗步驟三(Q25L5)結果之 DEM 模型



圖 5-14 試驗步驟三(Q25L5)結果之冲刷坑横剖面圖

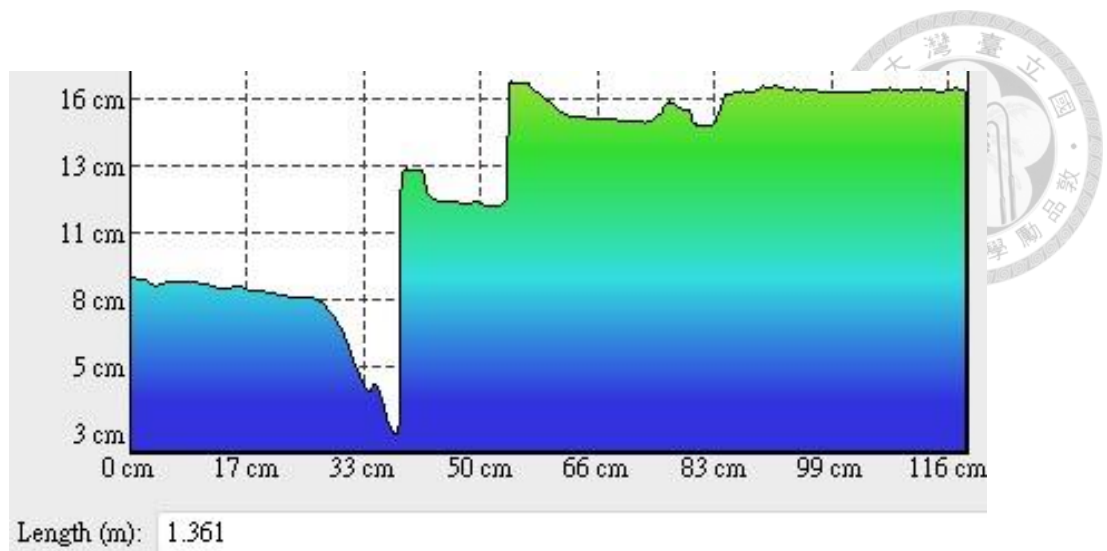


圖 5-15 試驗步驟三(Q25L5)結果之試驗渠道地形剖面圖

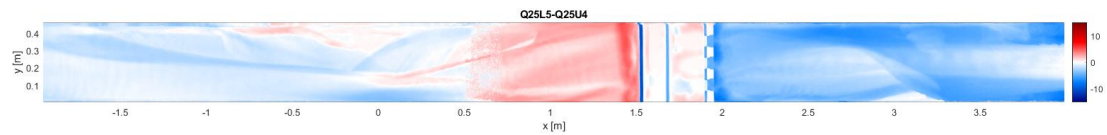


圖 5-16 試驗步驟三(Q25L5)與試驗步驟二(Q25U4)相減之高程差圖



5.1.1.4 試驗步驟四

根據上一步 HEC-RAS 數值模型 Q25 調整型防砂壩壩高拆除 5 支模擬後的上游結果。進行實驗渠道上游的鋪砂，取數值模擬的結果防砂壩上游影響範圍內之淤砂坡度由原先 4% 降至 3.6%，進行上游渠道高約 7.928 cm 的鋪砂。

由於下游保護對象第二固床工下游沖刷坑高程已增加為 8.2cm，因此先將調整型防砂壩調升 5 支調整塊，試驗將改以 Q25 平均流量進行，試驗時間為 3.39 小時。並訂定第二固床工下游沖刷坑為觀測點(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm 處)，當連續 2 次測量變化結果小於 5%，即認定在該實驗條件下，試驗以達平衡狀態。

可以由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 模型，如圖 5-17 所示，分析出結果，因試驗流量為 Q25 平均流量且調升五支調整塊，致使本研究之保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均高程減少為 6.35cm，沖刷坑橫剖面如圖 5-18 所示；縱剖面，如圖 5-19 所示，可以發現除了第二固床工緊鄰下游處因跌水現象沖刷現象明顯，且主要保全對象沖刷坑高程與上一步驟 Q25L5 相比減少了 1.85cm，依縮尺比例換算後約為實際沖刷 0.925m；與試驗步驟三 DEM 相減之高程差圖，如圖 5-20 所示，可分析出上游土砂淤積量大 DEM 呈現紅色分布，約增加 5-10cm，防砂壩下游包括固床工及主要保全對象沖刷現象明顯，DEM 呈現藍色分布，約減少 0-5cm。因此以 Q25 平均流量配合調整型防砂壩調升五支調整塊，此步驟可有效達到補注上游土砂及最少量的沖刷保全對象 5K+065 沖刷坑之土砂。

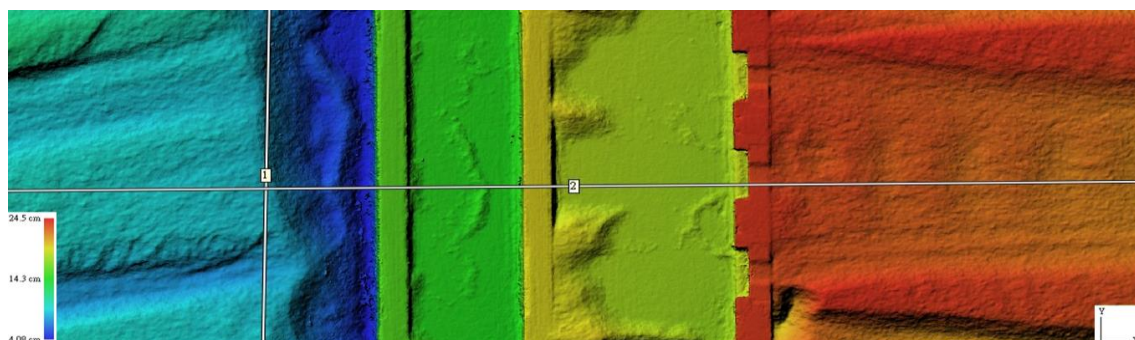


圖 5-17 試驗步驟四(Q25U5)結果之 DEM 模型



圖 5-18 試驗步驟四(Q25U5)結果之冲刷坑橫剖面圖

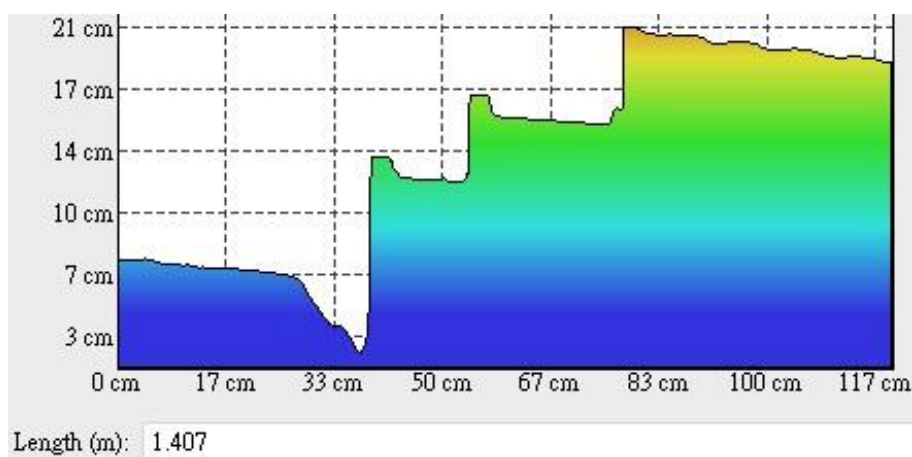


圖 5-19 試驗步驟四(Q25U5)結果之試驗渠道地形剖面圖

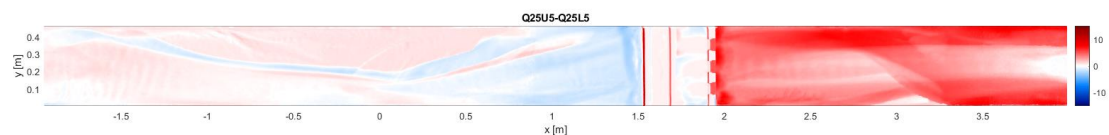


圖 5-20 試驗步驟四(Q25U5)與試驗步驟三(Q25L5)相減之高程差圖



5.1.1.5 試驗步驟五

根據上一步 HEC-RAS 數值模型 Q25 調整型防砂壩壩高調升 5 支模擬後的上游結果，如式 5-3、圖 5-21 所示。進行實驗渠道上游的鋪砂，取數值模擬的結果上游淤砂平均坡度 3.3%，進行上游渠道高約 7.124cm 的鋪砂。

防砂壩控制點座標：(1410, 348.26)

上游控制點座標：(1544, 352.68)

$$S = \frac{352.68 - 348.26}{134} = \frac{4.42}{134} = 0.033 = 3.3\%$$

式 5-3

式中，S=溪床坡度。

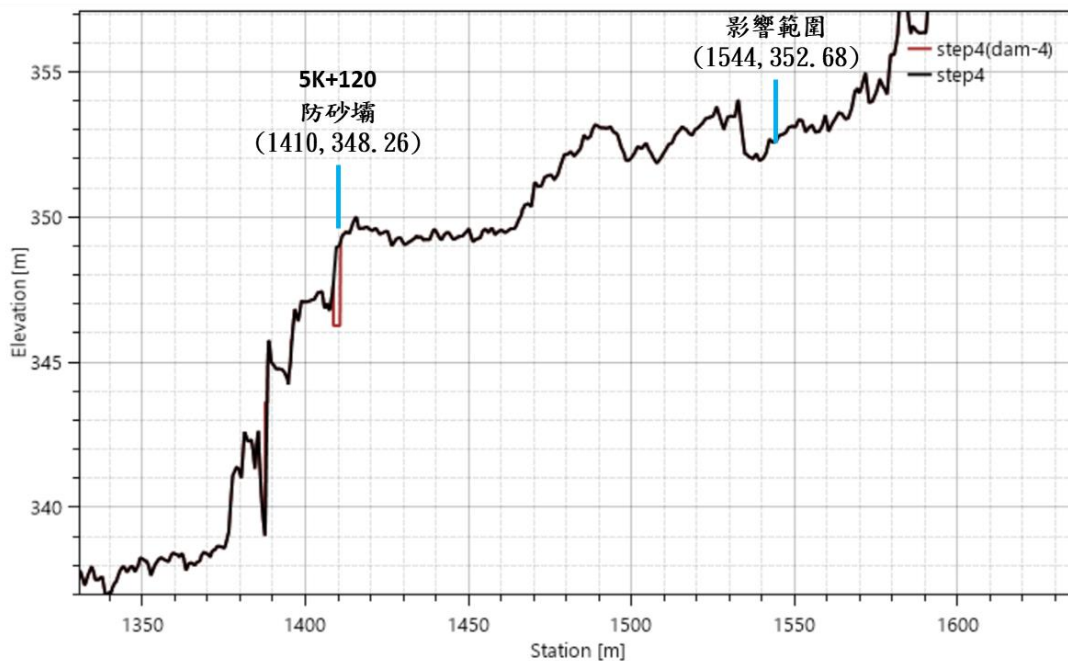


圖 5-21 試驗步驟五上游淤砂坡度的平均值為 3.3%

參照經營管理與操作矩陣，下游沖刷坑沖刷深度程度為中，上游淤砂坡度為低，對應矩陣，如表 5-3 所示，需將調整型防砂壩拆除四支調整塊，針對 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑進行淤砂。試驗將以 Q25 平均流量進行，試驗時間為 3.39 小時，並訂定第二固床工下游沖刷坑為觀測點(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm 處)，當連續 2 次測量變化結果小於 5%，即認定在該實驗條件下，試驗以達平衡狀態。

表 5-3 經營管理與操作矩陣：試驗步驟五

經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高 沖刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響 範圍 內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支 (Step 5)	壩高降低 3 支
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

可以由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 模型，如圖 5-22 所示，分析出結果，因試驗流量為 Q25 平均流量且拆除四支調整塊，本研究之保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均高程增加為 8.5cm，沖刷坑橫剖面如圖 5-23 所示；縱剖面，如圖 5-24 所示，可以發現試驗步驟五可使主要保全對象沖刷坑土砂淤積量達到目標，與試驗步驟四(Q25U5)相比，沖刷坑高程增加了約 2.5cm，依縮尺比例換算後約為實際淤積 1.25m；與試驗步驟四 DEM 相減之高程差圖，如圖 5-25 所示，可分析出上游土砂沖刷量大 DEM 呈現藍色分布，約減少 5-10cm，防砂壩下游包括固床工及主要保全對象淤積現象明顯，DEM 呈現紅色分布，約增加 0-5cm。因此以 Q25 平均流量配合調整型防砂壩拆除四支調整塊，此步驟可有效達到補充保全對象 5K+065 沖刷坑之土砂。

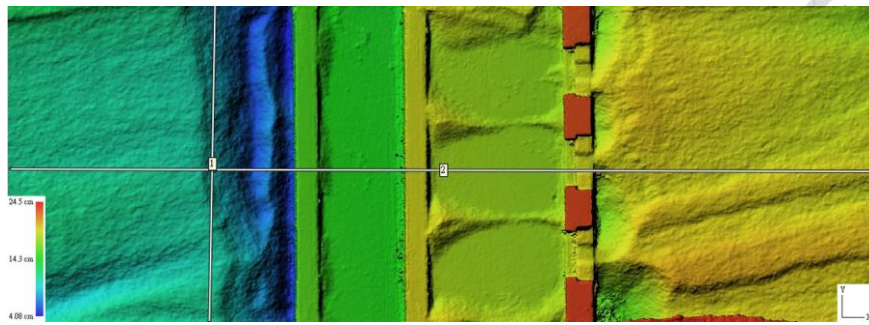


圖 5-22 試驗步驟五(Q25L4)結果之 DEM 模型



圖 5-23 試驗步驟五(Q25L4)結果之冲刷坑橫剖面圖

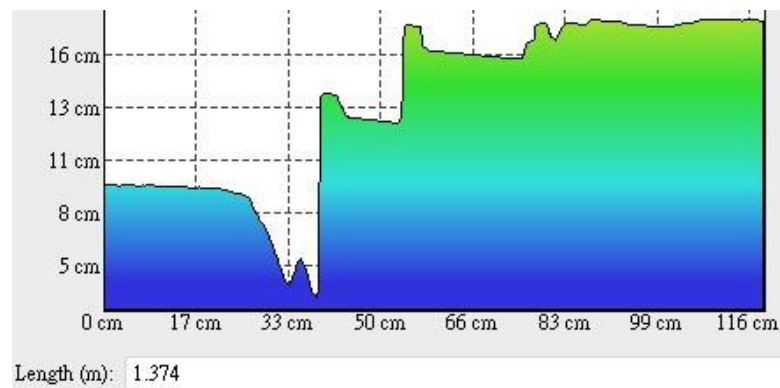


圖 5-24 試驗步驟五(Q25L4)結果之試驗渠道地形剖面圖

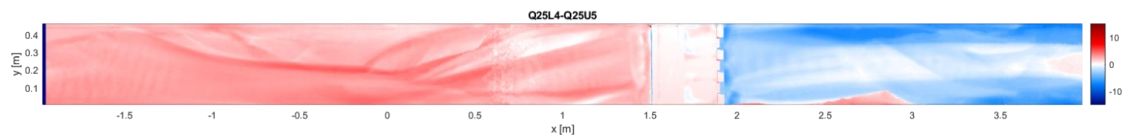


圖 5-25 試驗步驟五(Q25L4)與試驗步驟四(Q25U5)相減之高程差圖



5.1.1.6 試驗步驟六

根據上一步 HEC-RAS 數值模型 Q25 調整型防砂壩壩高拆除 4 支模擬後的上游結果，進行實驗渠道上游的鋪砂，取數值模擬的結果防砂壩上游影響範圍內之淤砂坡度由原先 3.3% 降至 2.9%，進行上游渠道高約 6.052 cm 的鋪砂。

由於下游保護對象第二固床工下游沖刷坑高程已增加為 8.5cm，因此先將調整型防砂壩調升 4 支調整塊，試驗將改以 Q25 平均流量進行，試驗時間為 3.39 小時。並訂定第二固床工下游沖刷坑為觀測點(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm 處)，當連續 2 次測量變化結果小於 5%，即認定在該實驗條件下，試驗以達平衡狀態。

可以由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 模型，如圖 5-26 所示，分析出結果，因試驗流量為 Q25 平均流量且調升四支調整塊，致使本研究之保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均高程減少為 6.85cm，沖刷坑橫剖面如圖 5-27 所示；縱剖面，如圖 5-28 所示，可以發現除了第二固床工緊鄰下游處因跌水現象沖刷現象明顯，且主要保全對象沖刷坑高程與上一步驟 Q25L4 相比減少了 2cm，依縮尺比例換算後約為實際沖刷 1m；與試驗步驟五 DEM 相減之高程差圖，如圖 5-29 所示，可分析出上游土砂淤積量大 DEM 呈現紅色分布，約增加 5-10cm，防砂壩下游包括固床工及主要保全對象沖刷現象明顯，DEM 呈現藍色分布，約減少 0-5cm。因此以 Q25 平均流量配合調整型防砂壩調升四支調整塊，此步驟可有效達到補注上游土砂及最少量的沖刷保全對象 5K+065 沖刷坑之土砂。

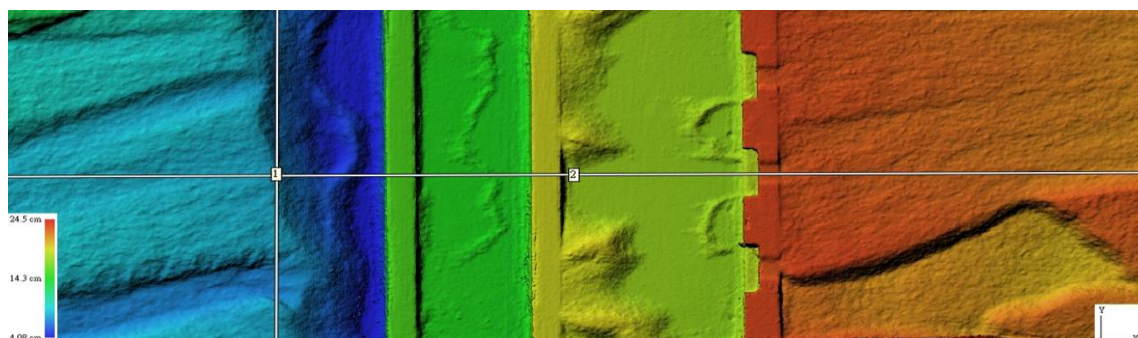


圖 5-26 試驗步驟六(Q25U4)結果之 DEM 模型

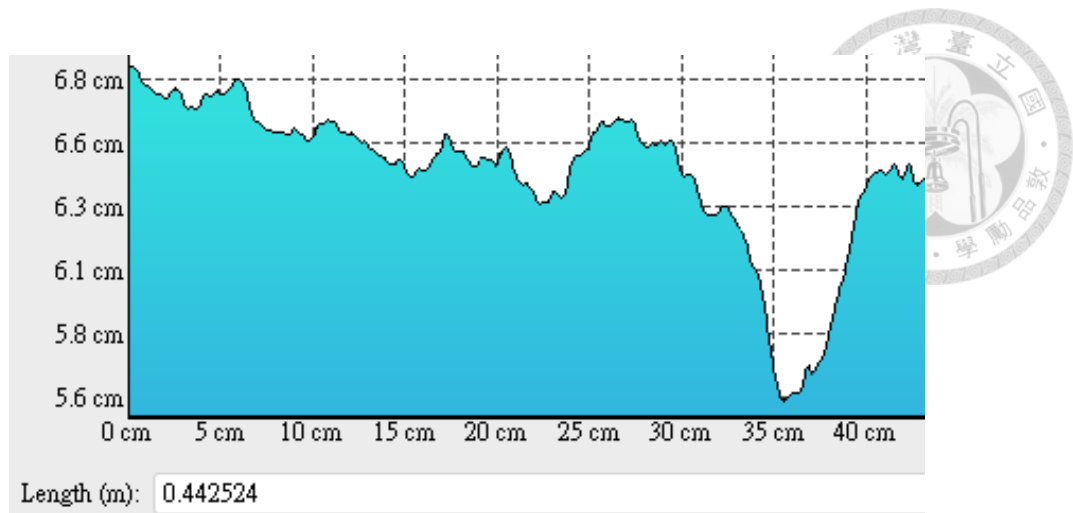


圖 5-27 試驗步驟六(Q25U4)結果之冲刷坑橫剖面圖

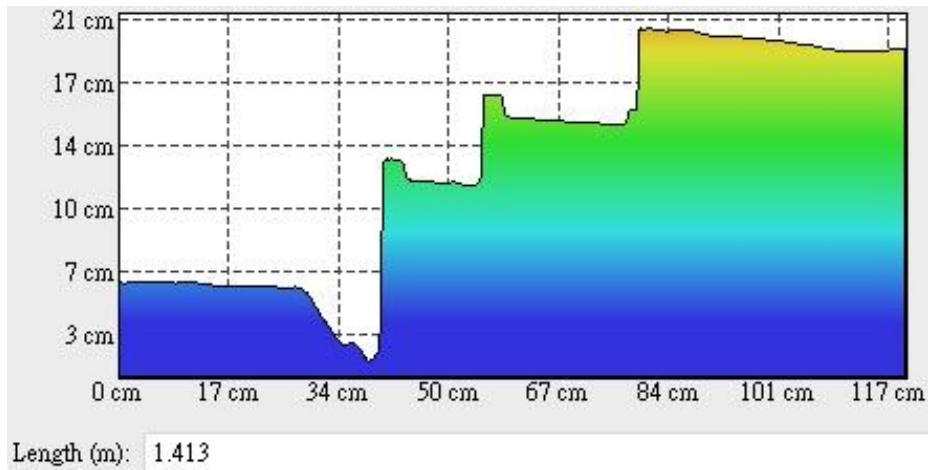


圖 5-28 試驗步驟六(Q25U4)結果之試驗渠道地形剖面圖

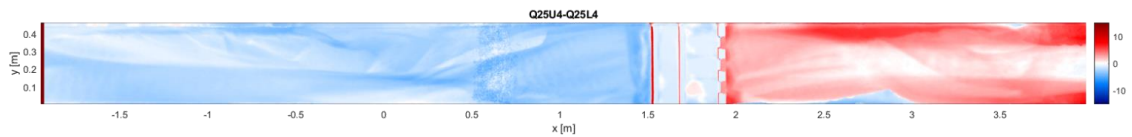


圖 5-29 試驗步驟六(Q25U4)與試驗步驟五(Q25L4)相減之高程差圖



5.1.1.7 試驗步驟七

根據上一步 HEC-RAS 數值模型 Q25 調整型防砂壩壩高調升 4 支模擬後的上游結果，如式 5-4、圖 5-30 所示。進行實驗渠道上游的鋪砂，取數值模擬的結果上游淤砂平均坡度 2.8%，進行上游渠道高約 5.784cm 的鋪砂。

防砂壩控制點座標：(1410, 348.26)

上游控制點座標：(1544, 352.05)

$$S = \frac{352.05 - 348.26}{134} = \frac{3.79}{134} = 0.028 = 2.8\%$$

式 5-4

式中，S=溪床坡度。

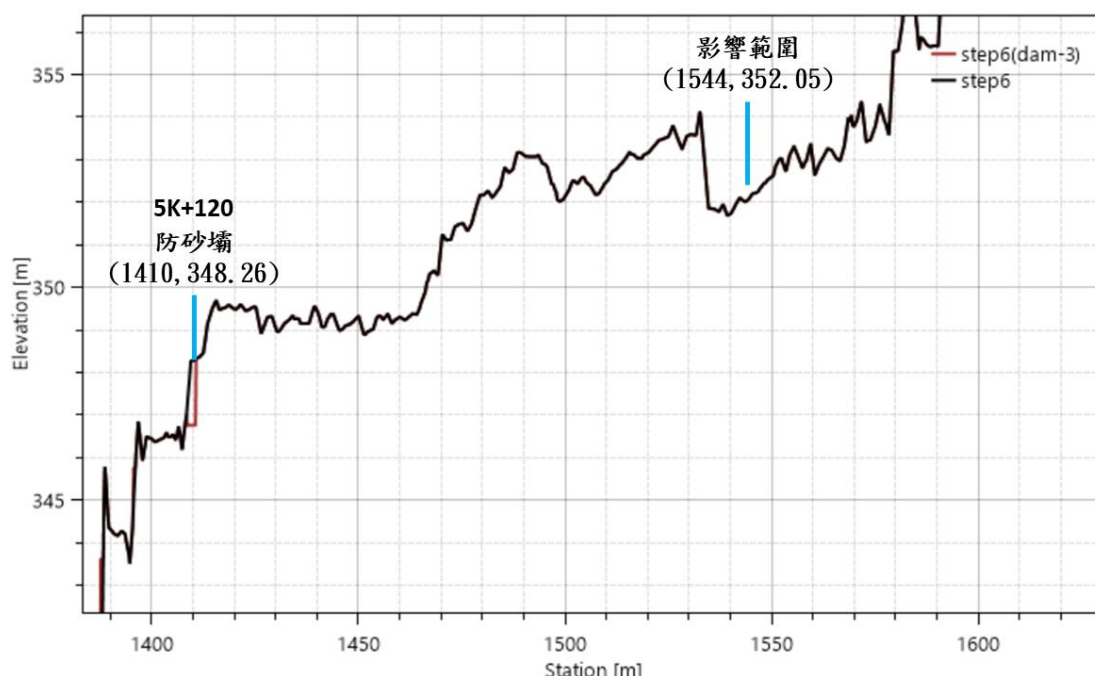


圖 5-30 試驗步驟七上游淤砂坡度的平均值為 2.8%

參照經營管理與操作矩陣，下游沖刷坑沖刷深度程度為低，上游淤砂坡度為低，對應矩陣，如表 5-4 所示，需將調整型防砂壩拆除三支調整塊，針對 5K+065 第二固床工下游之沖刷坑進行淤砂。試驗將以 Q25 平均流量進行，試驗時間為 3.39 小時，並訂定第二固床工下游沖刷坑為觀測點(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm 處)，當連續 2 次測量變化結果小於 5%，即認定在該實驗條件下，試驗以達平衡狀態。

表 5-4 步驟七經營管理與操作矩陣



經營管理與操作矩陣		下游沖刷深度		
		高 沖刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響 範圍 內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

可以由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 模型，如圖 5-31 所示，分析出結果，因試驗流量為 Q25 平均流量且拆除三支調整塊，本研究之保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均高程增加為 8cm，沖刷坑橫剖面如圖 5-32 所示；縱剖面，如圖 5-33 所示，可以發現試驗步驟七可使主要保全對象沖刷坑土砂淤積量達到目標，與試驗步驟六(Q25U4)相比，沖刷坑高程增加了約 1.5cm，依縮尺比例換算後約為實際淤積 0.75m；與試驗步驟六 DEM 相減之高程差圖，如圖 5-34 所示，可分析出上游土砂沖刷量大 DEM 呈現藍色分布，約減少 0-5cm，防砂壩下游包括固床工及主要保全對象淤積現象明顯，DEM 呈現紅色分布，約增加 0-3cm。因此以 Q25 平均流量配合調整型防砂壩拆除三支調整塊，此步驟可有效達到補充保全對象 5K+065 沖刷坑之土砂，且調整型防砂壩上下游土砂趨於平衡狀態。

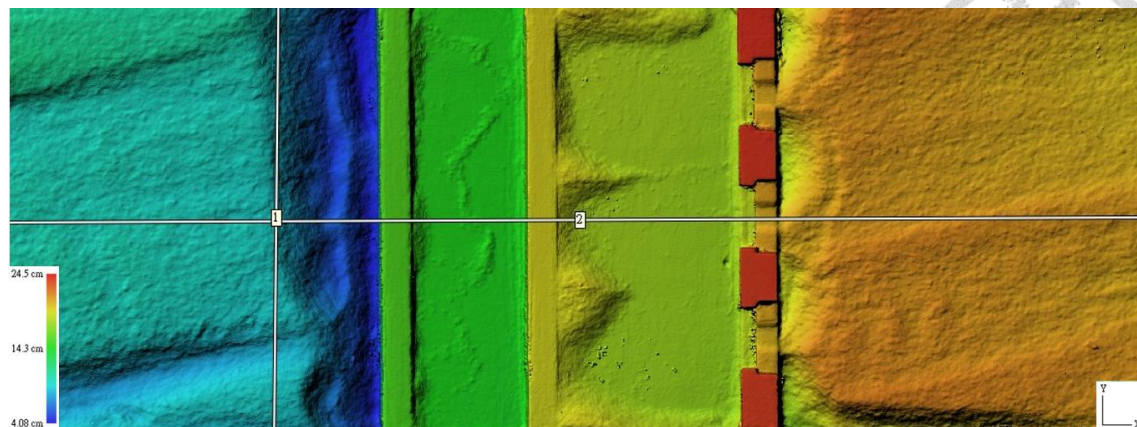


圖 5-31 試驗步驟七(Q25L3)結果之 DEM 模型

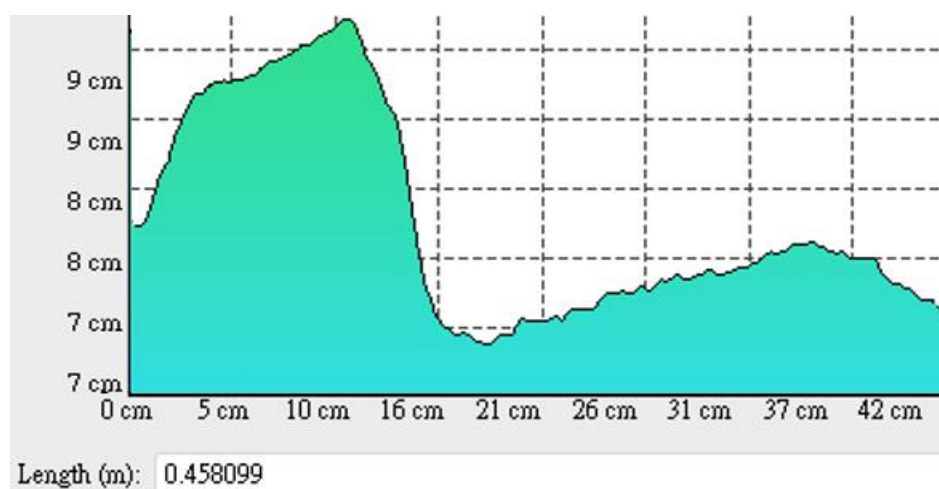


圖 5-32 試驗步驟七(Q25L3)結果之沖刷坑橫剖面圖

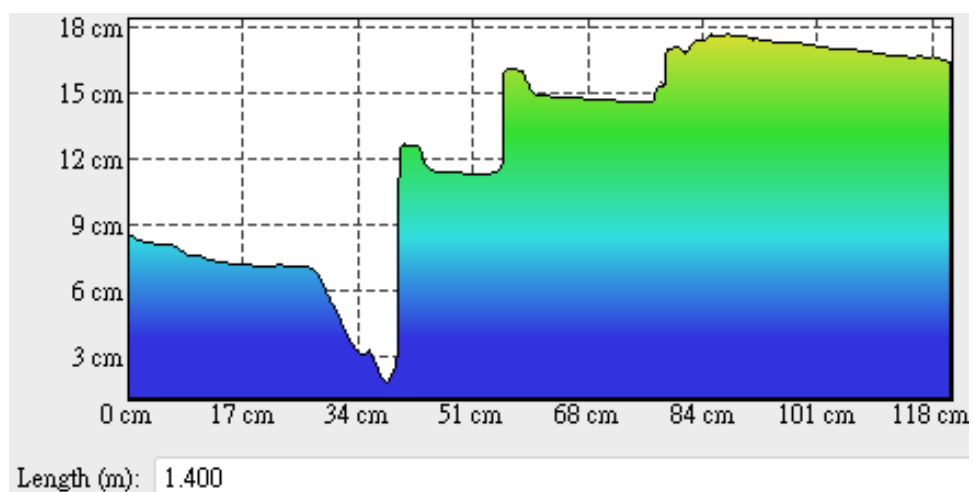


圖 5-33 試驗步驟七(Q25L3)結果之試驗渠道地形剖面圖

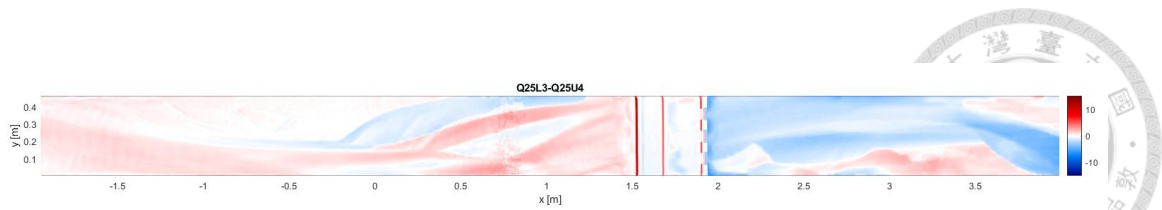


圖 5-34 試驗步驟七(Q25L3)與試驗步驟六(Q25U4)相減之高程差圖

5.1.1.8 小結

根據本研究的室內渠槽試驗結果分析試驗步驟一至七，於奇數步驟（一、三、五、七），當防砂壩調整塊調降時，上游會出現沖刷現象，同時下游的保全對象 5K+065 第二固床工下游會有土砂淤積的現象。反之，於偶數步驟（二、四、六），當防砂壩調整塊調升時，上游平均高程增加，產生土砂淤積現象，同時下游的保全對象 5K+065 第二固床工下游也會有些許土砂掏刷的現象。這些結果與數值模擬結果相符，且室內渠槽試驗從步驟一至七的土砂變化逐漸收斂，接近土砂平衡。

經過七個試驗步驟的調整後，保全對象 5K+065 第二固床工下游的沖刷坑平均淤積深度為 3.5cm，換算成實際尺度後為 1.75m，預計可以將保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑填至高程 341.4m，已接近目標淤積高程 342.5m，即第二固床工的高程位置。



5.1.2 室內渠槽試驗與數值模擬結果驗證分析

通過前述試驗步驟一至七，本研究得到了室內渠槽試驗的連續變化數值高程模型（DEM）結果，如圖 5-35 所示。可以分析出試驗奇數步驟(一、三、五、七)防砂壩調整塊拆除時，上游會產生沖刷現象，同時下游的保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑也會有土砂淤積的現象。相反來說，試驗偶數步驟(二、四、六)防砂壩調整塊調升時，上游平均高程增加、產生土砂淤積現象，同時下游的保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑也會有土砂掏刷的現象。整體的沖淤趨勢與數值模擬結果相符合，且試驗由步驟一至七的土砂變化逐漸收斂，接近土砂平衡狀態。

經過七個試驗步驟調整後，保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均淤積深度為 3.5cm，依縮尺比例換算後為實際淤積 1.75m，預計可以將保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑填至高程 341.4m，已接近目標淤積高程 342.5m，也就是第二固床工的高程位置，如圖 5-36、圖 5-37 所示。

與數值模擬的結果相比，室內渠槽試驗的淤積量約為 169.05 平方公分，依縮尺比例換算後實際淤積為 42.263 平方公尺，平均淤積深度為 1.75m，如圖所示。數值模擬的淤積量約為 51.57 平方公尺，平均淤積深度為 2.07m，如圖 5-38、圖 5-39 所示。就平均淤積深度而言，室內渠槽試驗與數值模擬結果，兩者之間存在 15.46% 的差異。

分析室內渠槽試驗與數值模擬結果不同的狀況，可能原因為數值模型與縮尺渠槽上游可沖刷之土砂深度不同。在數值模型中，上游河道可沖刷的土砂深度不受限制，但在室內渠槽試驗，受限於實驗限制，無法在實驗中針對上游進行補砂，導致數值模型的淤積量較室內渠槽試驗高出一些。以保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均淤積深度高出 0.32m，淤積量高出 9.307 平方公尺。

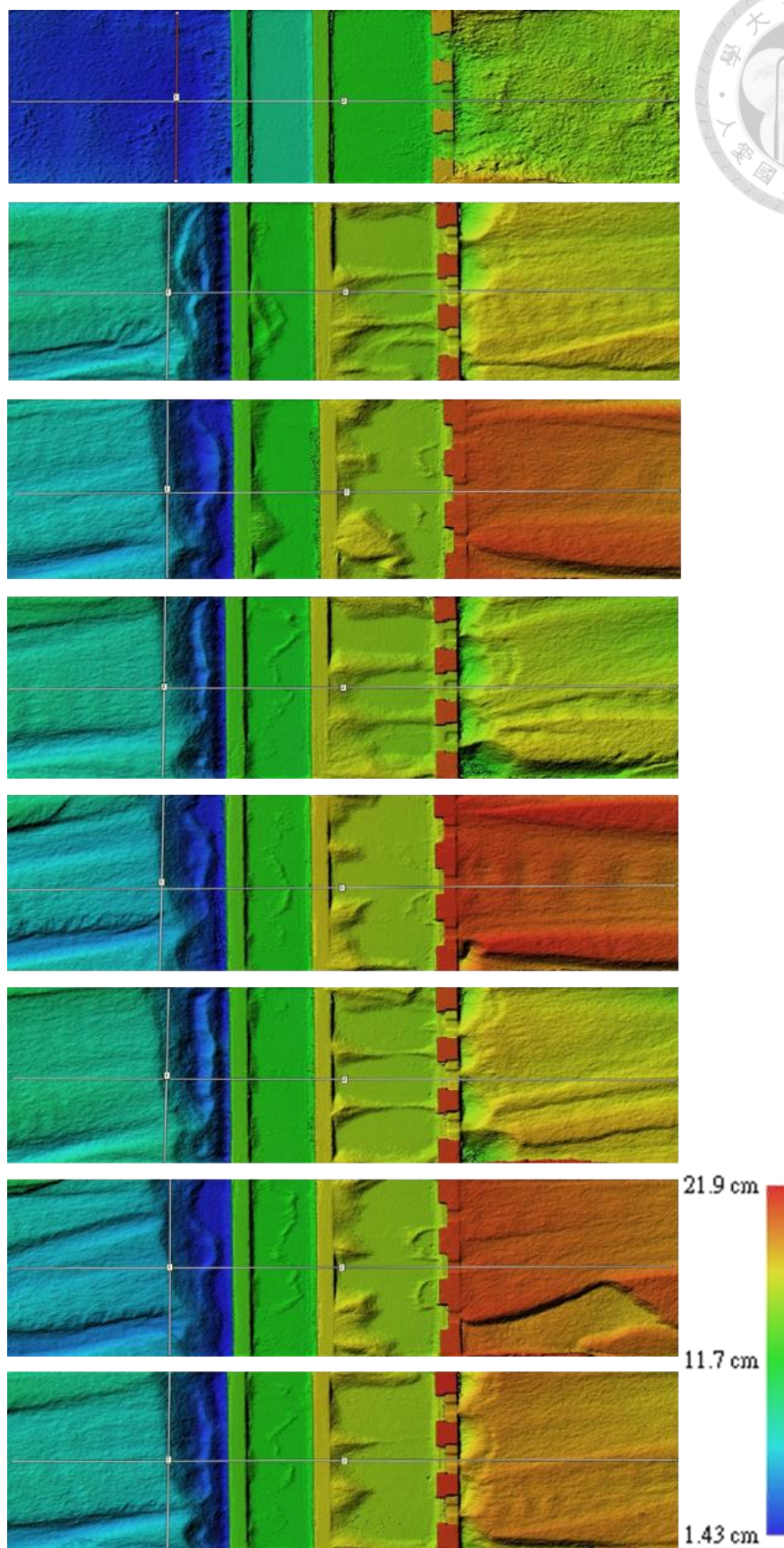
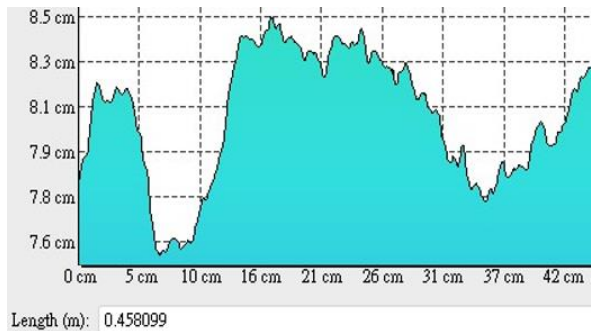


圖 5-35 試驗步驟一至七連續變化 DEM 結果



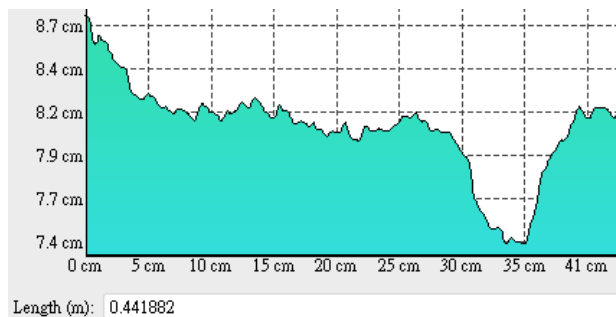
(a) 試驗原始 DEM，平均土砂高程 4.5cm，實際高程 2.25m



(b) 試驗步驟一拆除四支調整塊,與原始 DEM 相比平均淤積深度 3.55cm,實際增加 1.775m



(c) 試驗步驟二調升四支調整塊，與原始 DEM 相比平均淤積深度 0.65cm,實際增加 0.325m



(d) 試驗步驟三拆除五支調整塊,與原始 DEM 相比平均淤積深度 3.7cm,實際增加 1.85m

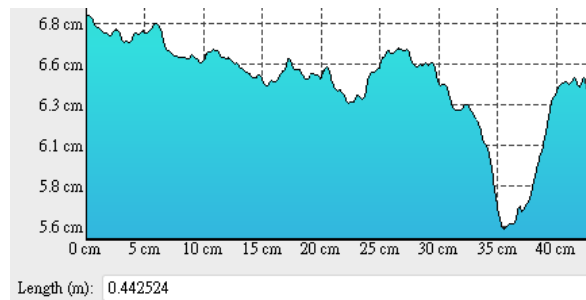
圖 5-36 室內渠槽試驗各步驟第二固床工下游沖刷坑橫斷面圖(一)



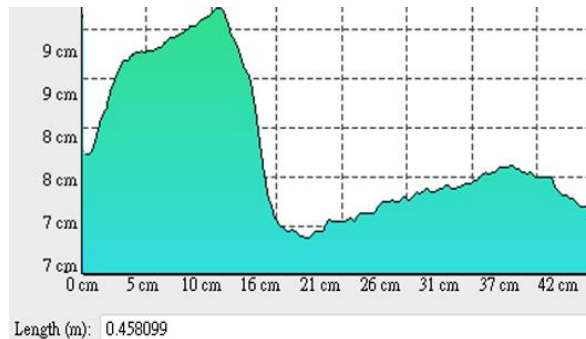
(e) 試驗步驟四調升五支調整塊，與原始 DEM 相比平均淤積深度 1.85cm,實際增加 0.925m



(f) 試驗步驟五拆除四支調整塊,與原始 DEM 相比平均淤積深度 4.35cm,實際增加 2.175m

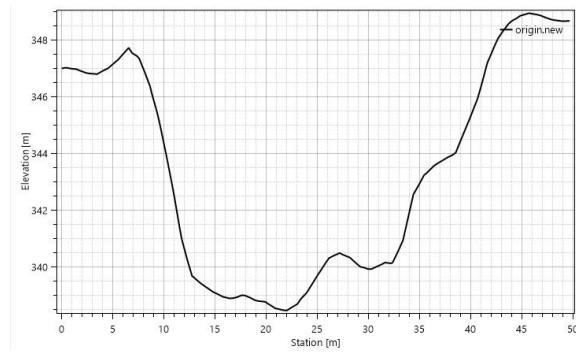


(g) 試驗步驟六調升四支調整塊，與原始 DEM 相比平均淤積深度 2.35cm,實際增加 1.175m

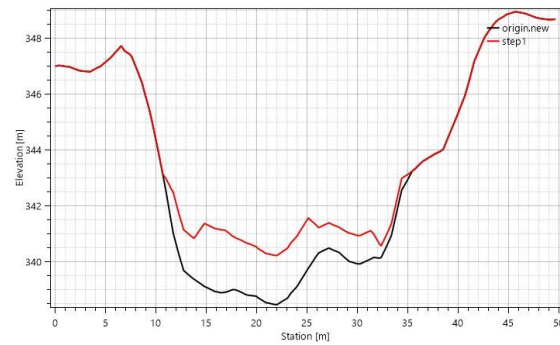


(h) 試驗步驟七拆除三支調整塊,與原始 DEM 相比平均淤積深度 3.5cm,實際增加 1.75m

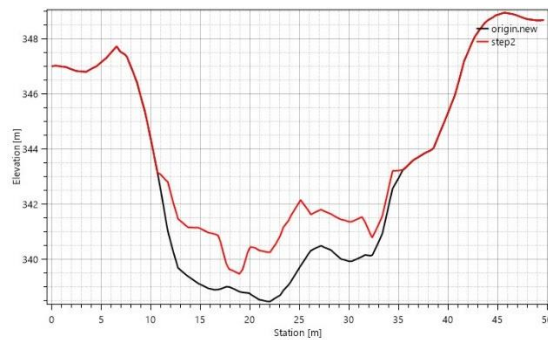
圖 5-37 室內渠槽試驗各步驟第二固床工下游沖刷坑橫斷面圖(二)



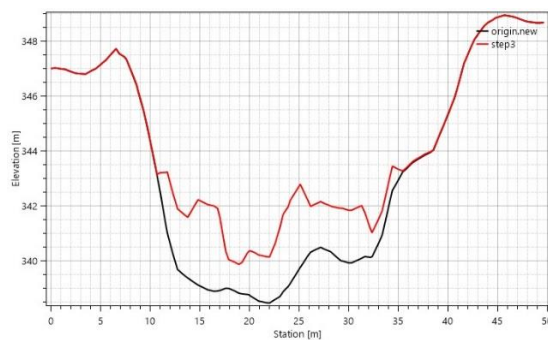
(a) 試驗原始 DEM，平均土砂高程 339.65m



(b) 試驗步驟一拆除四支調整塊，與原始 DEM 相比平均淤積深度 1.43m

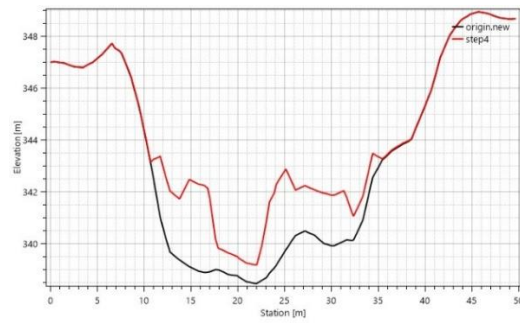


(c) 試驗步驟二調升四支調整塊，與原始 DEM 相比平均淤積深度 1.55m

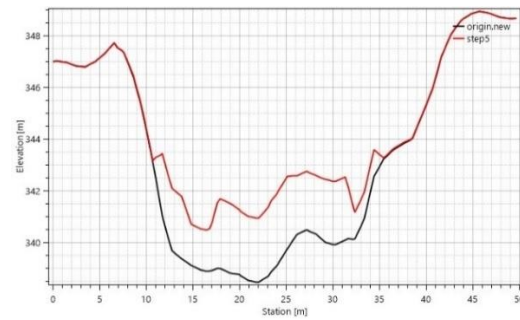


(d) 試驗步驟三拆除五支調整塊，與原始 DEM 相比平均淤積深度 1.98m

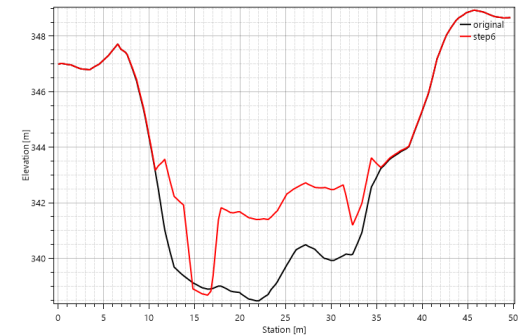
圖 5-38 數值模擬各步驟第二固床工下游沖刷坑橫斷面圖(一)



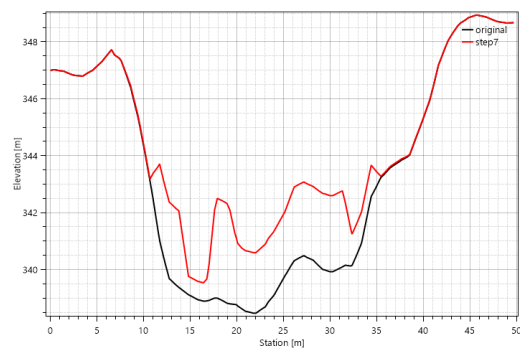
(e) 試驗步驟四調升五支調整塊，與原始 DEM 相比平均淤積深度 1.85m



(f) 試驗步驟五拆除四支調整塊，與原始 DEM 相比平均淤積深度 2.22m



(g) 試驗步驟六調升四支調整塊，與原始 DEM 相比平均淤積深度 2.04m



(h) 試驗步驟七拆除三支調整塊，與原始 DEM 相比平均淤積深度 2.07m

圖 5-39 數值模擬各步驟第二固床工下游冲刷坑橫斷面圖(二)



接下來，本研究將進行室內渠槽試驗與數值模擬針對 5K+065 第二固床工下游沖刷坑結果之分析。從表 5-5 可以觀察到，於偶數步驟(即調升防砂壩之調整塊)中，室內渠槽試驗與數值模擬之間存在較大的差異，推測可能原因是，調升調整塊至完全關閉的防砂壩，會導致上游土砂被壓實，雖仍存在上游土砂沖刷現象不過累積於上游並未移動至第二固床工下游沖刷坑中，且固床工下游已鋪設土砂，依照現地狀況下游鋪設坡度 4% 的土砂。因此，當上游土砂未能有效補充且固床工下游因水流持續沖刷時，造成室內渠槽試驗於偶數試驗步驟與數值模擬存在差異較大。接下來，本研究也將針對土砂密實度對透過式調整型防砂壩的影響進行更進一步的探討。

從整體趨勢進行分析，HEC-RAS 數值模擬與室內渠槽試驗在試驗奇數步驟中都顯示類似且大量的土砂淤積，試驗偶數步驟皆淤積較少土砂，走勢相同，將試驗步驟七淤積量進行計算，室內渠槽試驗淤積量為 42.26 平方公尺，平均淤積深度為 1.75m。數值模擬的淤積量為 51.57 平方公尺，平均淤積深度為 2.07m，兩者平均淤積深度存在 15.46% 的差異。

表 5-5 室內渠槽試驗與數值模擬針對 5K+065 第二固床工下游沖刷坑結果分析

	HEC-RAS 2D 數值模擬			室內渠槽試驗		
	平均淤積			平均淤積		
	淤積量 (m ²)	深度與原 始地形相 比(m)	與上一步 相差(m ²)	淤積量 (m ²)	深度與原 始地形相 比(m)	與上一步 相差(m ²)
原始 DEM	0	0		0	0	
試驗步驟一 (拆除 4 支)	33.58	+1.43	+33.58	42.87	+1.775	+42.87
試驗步驟二 (調升 4 支)	36.03	+1.55	+2.45	7.85	+0.325	-35.02
試驗步驟三 (拆除 5 支)	46.33	+1.98	+10.29	44.68	+1.85	+36.83
試驗步驟四 (調升 5 支)	44.55	+1.85	-1.77	22.34	+0.925	-22.34
試驗步驟五 (拆除 4 支)	52.37	+2.22	+7.82	48.3	+2	+25.96
試驗步驟六 (調升 4 支)	48.89	+2.04	-3.48	24.15	+1	-24.15
試驗步驟七 (拆除 3 支)	51.57	+2.07	+2.68	42.26	+1.75	+18.11



5.2 土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗

5.2.1 夯實調整型防砂壩上游土砂試驗

根據內政部 105 年 1*1 公尺 DEM 數值高程模型，興建防砂壩上游影響範圍為 134m，此位置廊仔溪上游土砂平均坡度為 5.2%，如式 5-5、圖 5-40 所示。經縮尺比例計算後距離調整型防砂壩 2.68m，於渠槽試驗最上游處鋪砂 12.22cm。

防砂壩控制點座標：(1410, 348.26)

上游控制點座標：(1544, 355.23)

$$S = \frac{355.23 - 348.26}{134} = \frac{6.97}{134} = 0.052 = 5.2\%$$

式 5-5

式中，S=溪床坡度。

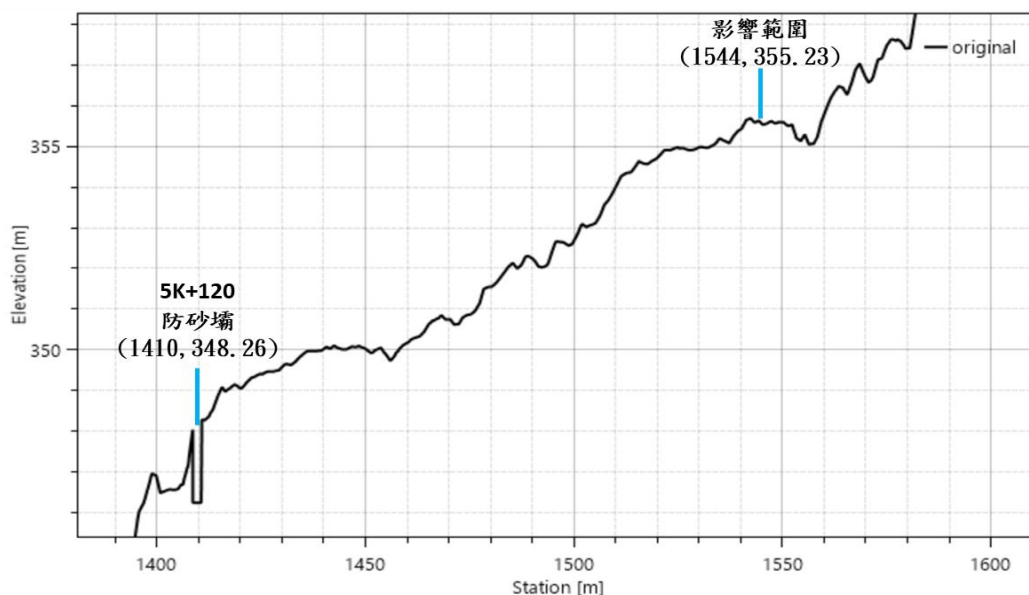


圖 5-40 5K+120 防砂壩上游土砂平均坡度

下游保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑，以第二固床工為基準，平均沖刷深度約為 2.85m，參照經營管理與操作矩陣，下游沖刷坑沖刷深度程度為高，上游淤砂坡度為縱軸中間位置，對應矩陣，如表 5-6 所示，需將調整型防砂壩拆除四支調整塊，觀察夯實調整型防砂壩上游土砂對 5K+065 第二固床工下游平均 2.85m 深之沖刷坑的影響以及整體土砂運移的狀況。試驗將以 Q100 平均流量進行，試驗時間

為 3.39 小時，並訂定第二固床工下游沖刷坑為觀測點(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm 處)，當連續 2 次測量變化結果小於 5%，即認定在該實驗條件下，試驗以達平衡狀態。

表 5-6 經營管理與操作矩陣：夯實試驗

經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高 沖刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響 範圍 內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支 (夯實試驗)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

可以由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 模型分析結果，因夯實上游土砂使得土砂補充至下游的量較少、Q100 平均流量較大且拆除四支調整塊，本研究之保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均高程減少 2cm，沖刷前夯實上游土砂之沖刷坑平均高程為 7cm，如圖 5-42 所示，沖刷後夯實上游土砂之沖刷坑平均高程為 5cm，如圖 5-45 所示；縱剖面，如圖 5-46 所示，可以發現第二固床工緊鄰下游處因跌水現象沖刷現象明顯，主要保全對象平均高程由 7cm 減少為 5cm，推測因夯實上游土砂使得土砂密實度增加，土砂運移現象降低，保全對象受水流沖刷影響較大；沖刷前與沖刷後 DEM 相減之高程差圖，如圖 5-47 所示，可分析出上游土砂於左岸沖刷量大 DEM 呈現藍色分布，約減少 5-10cm，防砂壩下游主要保全對象

冲刷现象明显，DEM 呈现蓝色分布，约减少 0-5cm。因此可推论将上游土砂夯實且以 Q100 平均流量配合調整型防砂壩拆除四支調整塊，此步驟相較無夯實調整型防砂壩上游土砂冲刷較多保全對象 5K+065 冲刷坑之土砂。

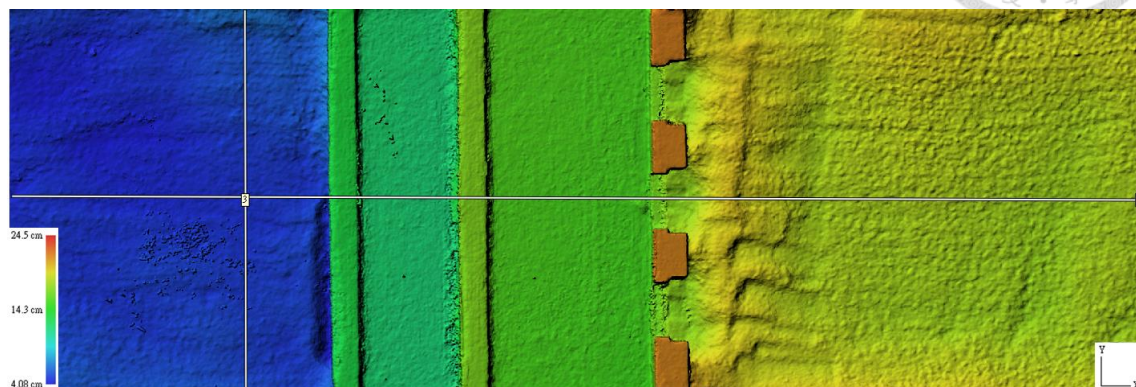


圖 5-41 (冲刷前)夯實上游土砂之 DEM 模型

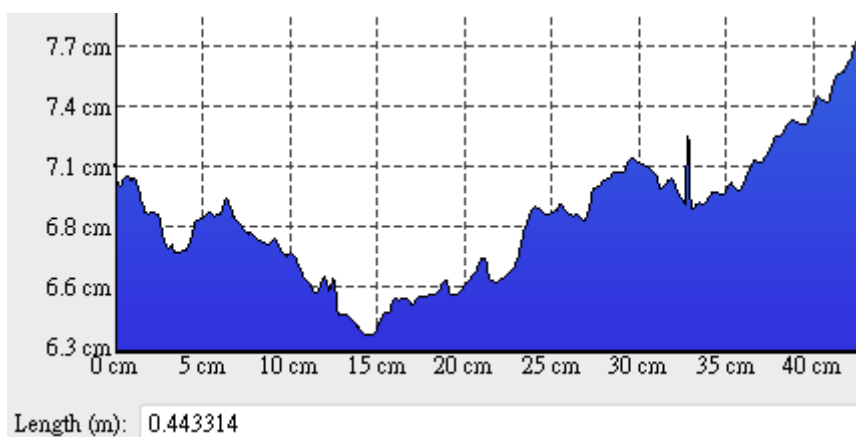


圖 5-42 (冲刷前)夯實上游土砂之冲刷坑横剖面圖

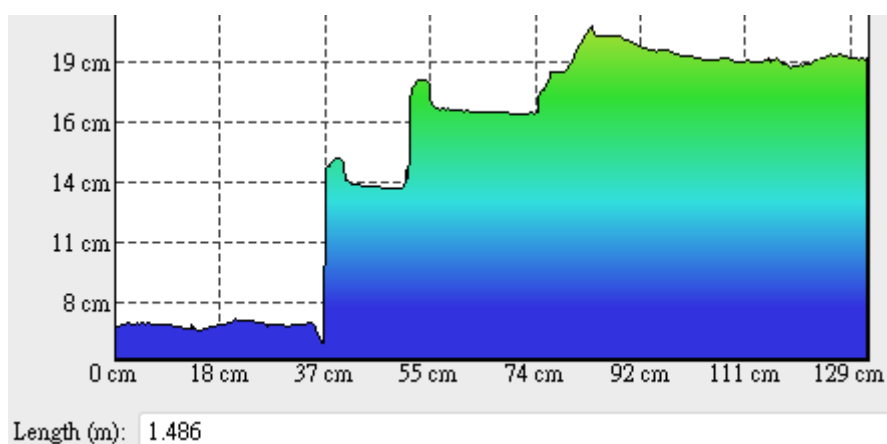


圖 5-43 (冲刷前)夯實上游土砂之試驗渠道地形剖面圖

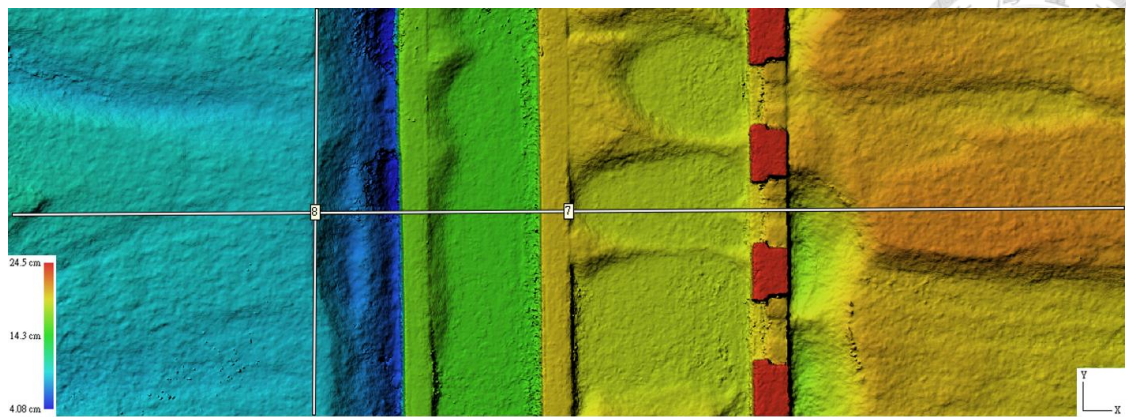


圖 5-44 (沖刷後)夯實上游土砂之 DEM 模型



圖 5-45 (沖刷後)夯實上游土砂之沖刷坑橫剖面圖

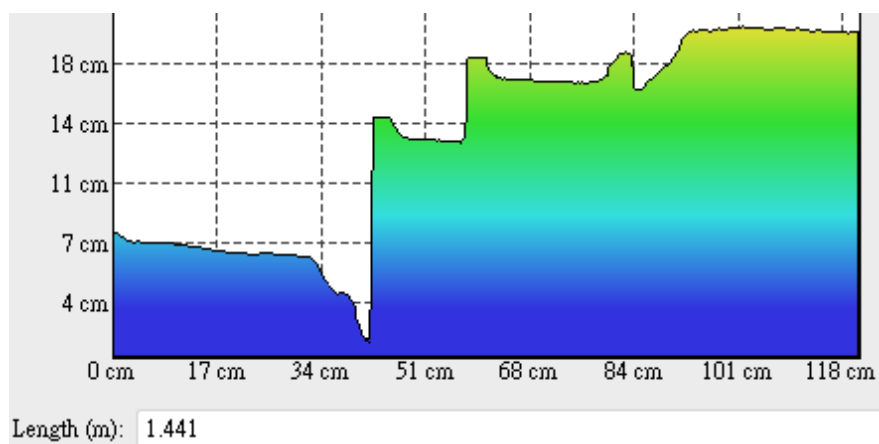


圖 5-46 (沖刷後)夯實上游土砂之試驗渠道地形剖面圖

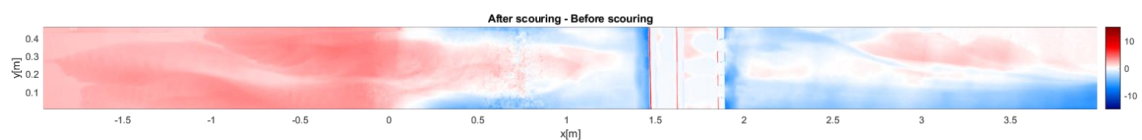


圖 5-47 (沖刷前)夯實上游土砂與(沖刷後)夯實上游土砂之高程差圖



5.2.2 無夯實調整型防砂壩上游土砂試驗

根據內政部 105 年 1*1 公尺 DEM 數值高程模型，興建防砂壩上游影響範圍為 134m，此位置廊仔溪上游土砂平均坡度為 5.2%，如式 5-6、圖 5-48 所示。經縮尺比例計算後距離調整型防砂壩 2.68m，於渠槽試驗最上游處鋪砂 12.22cm。

防砂壩控制點座標：(1410, 348.26)

上游控制點座標：(1544, 355.23)

$$S = \frac{355.23 - 348.26}{134} = \frac{6.97}{134} = 0.052 = 5.2\%$$

式 5-6

式中，S=溪床坡度。

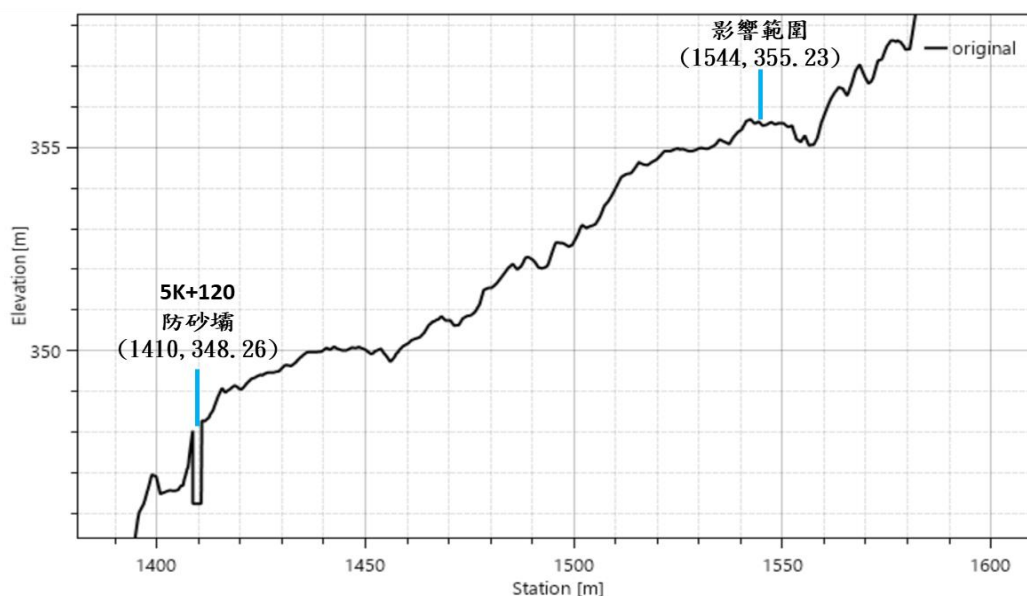


圖 5-48 5K+120 防砂壩上游土砂平均坡度

下游保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑，以第二固床工為基準，平均沖刷深度約為 2.85m，參照經營管理與操作矩陣，下游沖刷坑沖刷深度程度為高，上游淤砂坡度為縱軸中間位置，對應矩陣，如表 5-7 所示，需將調整型防砂壩拆除四支調整塊，觀察無夯實調整型防砂壩上游土砂對 5K+065 第二固床工下游平均 2.85m 深之沖刷坑的影響以及整體土砂運移的狀況。試驗將以 Q100 平均流量進行，試驗時間為 3.39 小時，並訂定第二固床工下游沖刷坑為觀測點(依縮尺比例計算後為第二

固床工向下游 10cm 處)，當連續 2 次測量變化結果小於 5%，即認定在該實驗條件下，試驗以達平衡狀態。

表 5-7 經營管理與操作矩陣：無夯實試驗

經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高 沖刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響 範圍 內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支 (無夯實試驗)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

可以由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 模型分析結果，因無夯實上游土砂使得土砂補充至下游的量相較有夯實上游土砂來得多、Q100 平均流量較大且拆除四支調整塊。本研究之保全對象 5K+065 第二固床工下游沖刷坑平均高程減少 1cm，沖刷前無夯實上游土砂之沖刷坑平均高程為 7cm，如圖 5-50 所示，沖刷後無夯實上游土砂之沖刷坑平均高程為 6cm，如圖 5-53 所示；縱剖面，如圖 5-54 所示，可以發現第二固床工緊鄰下游處因跌水現象沖刷現象明顯，主要保全對象平均高程由 7cm 減少為 6cm，推測土砂整體變動趨勢較夯實上游土砂增加，不過因 Q100 平均流量較大，保全對象受水流沖刷影響仍大，土砂淤積現象主要集中於保全對象下游，如圖 5-55 所示試驗渠道下游處紅色部份表示淤積現象。可由數據看出夯實上游土砂平均高程減少 2cm，換算為真實沖刷量為 1m；無夯實上游土砂平均高程減

少 1cm，換算為真實沖刷量為 0.5m；沖刷前與沖刷後 DEM 相減之高程差圖，如圖 5-55 所示，可分析出水流剛進入試驗渠道時，土砂於左岸沖刷量大且調整型防砂壩上游沖刷現象明顯 DEM 呈現藍色分布，約減少 0-10cm，DEM 下游主要保全對象具沖刷現象，DEM 呈現藍色分布，約減少 0-5cm。因此可推論無夯實上游土砂且以 Q100 平均流量配合調整型防砂壩拆除四支調整塊，此步驟相較有夯實調整型防砂壩上游土砂沖刷較少保全對象 5K+065 沖刷坑之土砂且整體土砂運移現象較明顯。最後可根據無夯實上游土砂與夯實上游土砂之高程差圖，如圖 5-56 所示，分析出保全對象與第二固床工下游於無夯實上游土砂相較於夯實上游土砂呈現淤積現象，DEM 呈紅色分布。

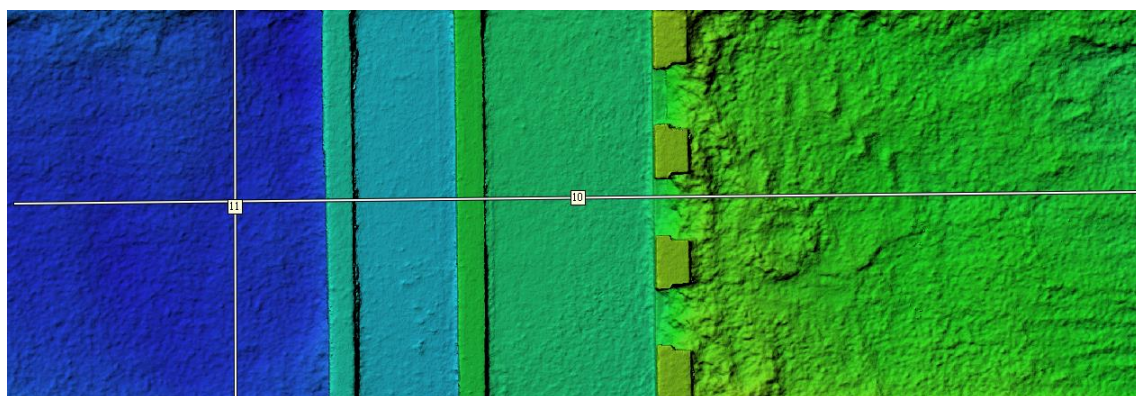


圖 5-49 (沖刷前)無夯實上游土砂之 DEM 模型

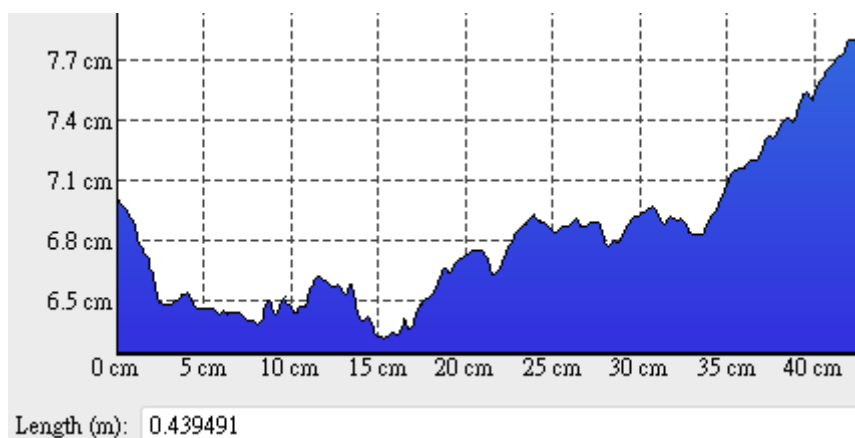


圖 5-50 (沖刷前)無夯實上游土砂之沖刷坑橫剖面圖

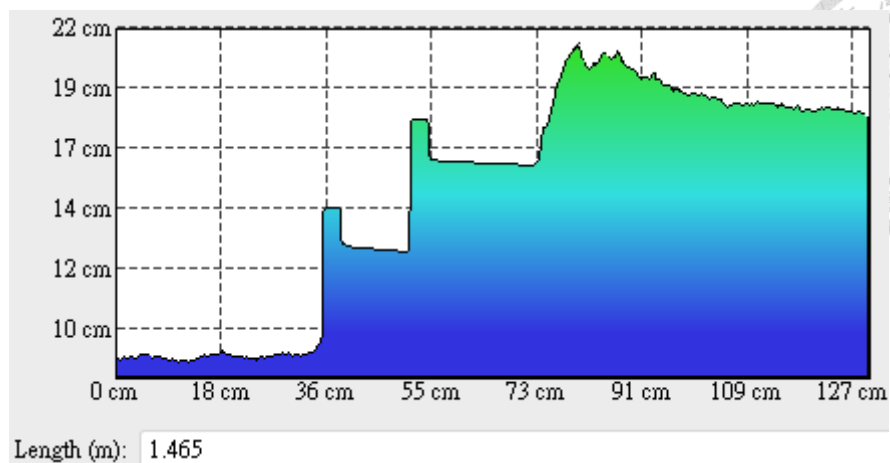


圖 5-51 (沖刷前)無夯實上游土砂之試驗渠道地形剖面圖

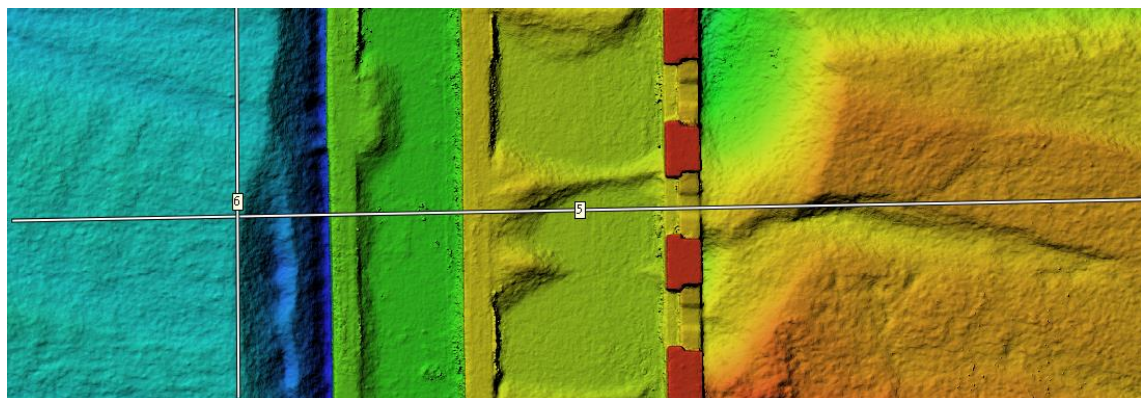


圖 5-52 (沖刷後)無夯實上游土砂之 DEM 模型

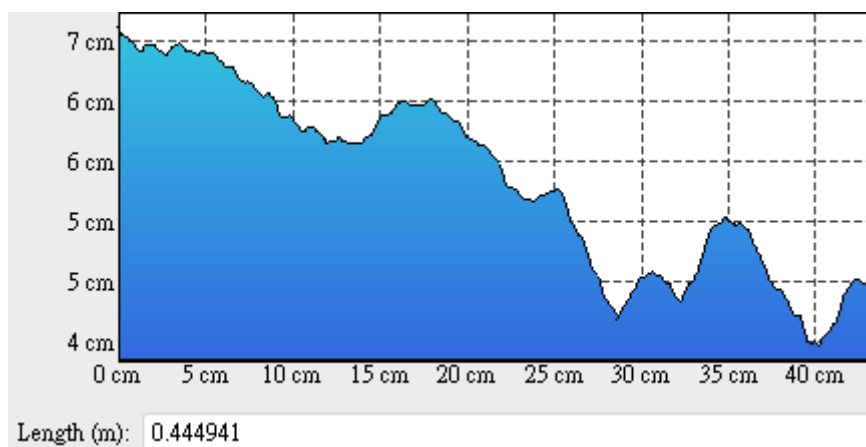


圖 5-53 (沖刷後)無夯實上游土砂之沖刷坑橫剖面圖

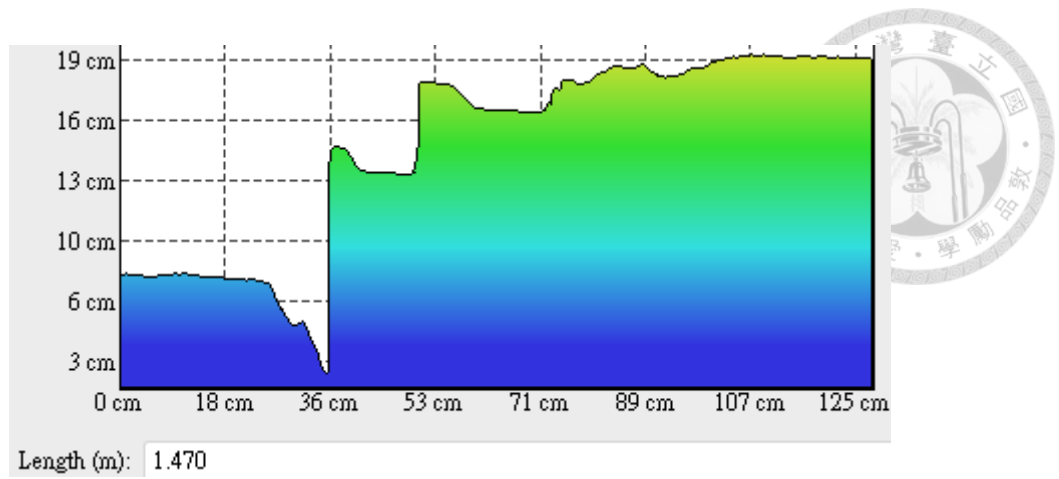


圖 5-54 (沖刷後)無夯實上游土砂之試驗渠道地形剖面圖

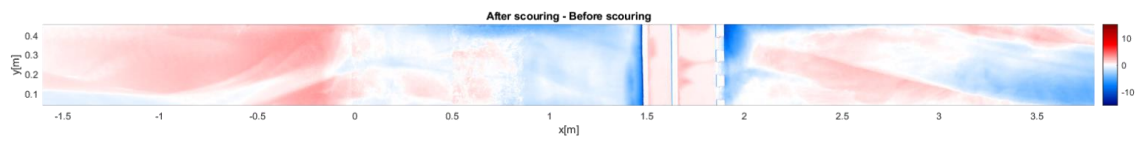


圖 5-55 (沖刷前)無夯實上游土砂與(沖刷後)無夯實上游土砂之高程差圖



5.2.3 乾單位重與土砂沖淤量之關係

土砂密實度對透過式調整型防砂壩影響試驗，可分為兩個部份，一為夯實調整型防砂壩上游土砂試驗、二為無夯實調整型防砂壩上游土砂試驗，將所求得的數據結果作整理，如圖 5-56 所示，此圖為無夯實上游土砂 DEM 減夯實上游土砂 DEM 之高程差圖，可分析出位於 5K+065 第二固床工下游沖刷坑的位置高程差圖呈紅色分布，代表無夯實上游土砂試驗相對於夯實上游土砂試驗於該位置沖刷較少土砂。詳細數據如圖 5-57 所示，有夯實上游土砂(乾單位重為 1690.25kg/m^3)於沖刷坑平均沖刷量為 2cm、無夯實上游土砂(乾單位重為 1461.5kg/m^3)於沖刷坑平均沖刷量為 1cm，推測因這兩次試驗皆採用 Q100 年之平均流量，故於 5K+065 第二固床工下游沖刷坑皆為沖刷，土砂淤積至更下游之試驗渠道。經本研究試驗後，結論為無夯實上游土砂相對於夯實上游土砂試驗整體土砂運移現象較為明顯且 5K+065 第二固床工下游沖刷坑沖刷較少，土砂經夯實後確實會造成土砂運移更加困難，且不易補充下游保全對象之土砂。

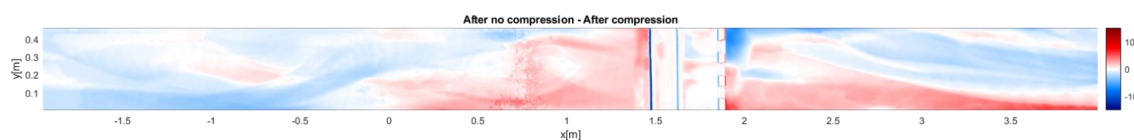


圖 5-56 (沖刷後)夯實上游土砂與(沖刷後)無夯實上游土砂之高程差圖

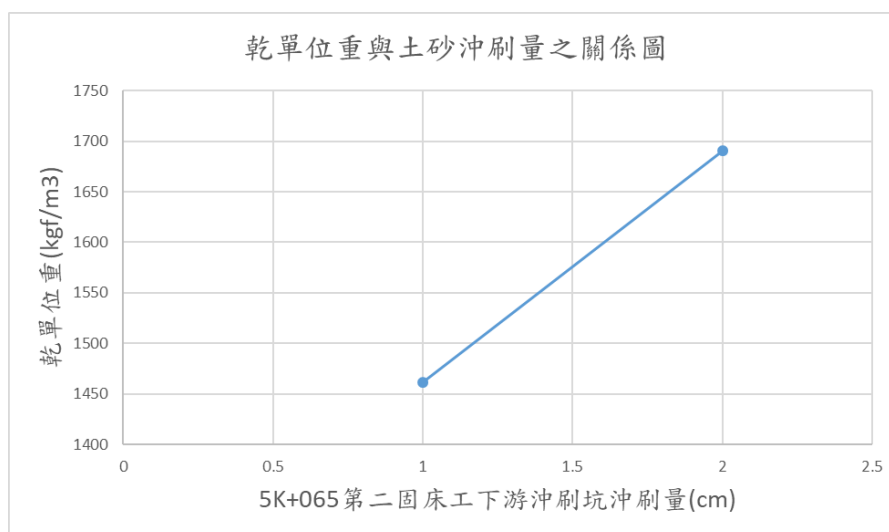


圖 5-57 夯實、無夯實之乾單位重與土砂沖刷量關係圖

第六章 結論與建議



6.1 結論

防砂壩可用來減少河流沖蝕和土石流風險的工程方法。然而，傳統的防砂壩難以應對土砂運移的動態變化。透過式調整型防砂壩可根據需要調節土砂運移，確保河道穩定和安全，同時減少對下游環境及保全對象的負面影響。

為了深入瞭解透過式調整型防砂壩對土砂運移和保全對象的影響，本研究使用縮尺模型與 HEC-RAS 數值模型進行相關研究。縮尺模型可在實驗室中模擬真實環境下的水流運動情況，並推估現地防砂壩影響範圍內土砂沖刷和淤積情況。本研究以縮尺模型的第一組試驗結果驗證數值模型的準確性。由於有關縮尺模型土砂密實度研究文獻有限，第二組試驗研究進一步針對不同土砂密實度討論對土砂沖淤的影響。透過分析試驗結果，找出土砂密實度與透過式調整型防砂壩影響範圍內土砂沖淤變化之間的關係，根據最終結果分析，能歸納出以下結論：

(1) 廊仔溪 5K+120 透過式調整型防砂壩的調降時機：升壩操作後造成保全對象最大沖刷深度達 1 公尺或超過 572mm 一日暴雨量。

根據數值模擬的結果，經過三次調升步驟（試驗步驟二、試驗步驟四、試驗步驟六），如果發生超過 25 年重現期以上的洪水事件，上下游的土砂會出現較明顯的變化。因此，本研究設定 25 年重現期設計降雨強度所對應的洪峰流量為臨界調降標準。考慮到目前雨量觀測站的普及程度，並且在實務上一日暴雨量較容易讓決策者進行判斷。因此，以本次廊仔溪 HEC-RAS 模擬為例，可以採用大坑雨量站 25 年重現期的一日暴雨量 572mm 作為判斷依據。然而，由於 25 年重現期的一日暴雨量發生頻率較低，考慮到即使未達到該降雨量標準，下游仍可能發生嚴重沖刷的情況。因此，本研究彙整每次升壩後導致的最大沖刷深度結果，分別為試驗步驟二導致的最深沖刷深度為 1.22m、試驗步驟四導致的最深沖刷深度為 0.96m、試驗步

驟六導致的最深沖刷深度為 1.81m。因此，本研究設定臨界最大沖刷深度為 1m，作為第二種調降之判斷依據。

因此本研究將每次降壩的依據判斷設定為「超過 572mm 一日暴雨量」或「升壩操作後造成保全對象最大沖刷深度達 1 公尺」，提供未來操作者作為參考依據。

(2) 廊仔溪 5K+120 透過式調整型防砂壩之調降預鑄塊數量準則

根據先前的 HEC-RAS 數值模型結果，經營管理與操作矩陣已經確定了預鑄塊的調降支數，這將有助於達到預期的土砂平衡成果。因此，操作者可以直接參考經營管理與操作矩陣，根據「防砂壩上游影響範圍內的淤砂坡度」和「下游保全對象的沖刷深度」這兩個因素，在對應矩陣中找到相應的數值，以確定所需的預鑄塊調降支數，經營管理與操作矩陣的詳細內容，如表 6-1 所示。

表 6-1 經營管理操作矩陣

經營管理與操作矩陣		5K+065 第二固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高 沖刷深度>1.3m (高程<341.2m)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7m)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7m)
上游淤 砂坡度 (影響範圍內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高 (>7%)	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

(3)廊仔溪 5K+120 透過式調整型防砂壩的調升時機：降壩操作後造成保全對象最大淤積深度達 1 公尺或超過 572mm 一日暴雨量。

根據 HEC-RAS 數值模擬的結果，本研究進行了四次防砂壩的調降步驟(試驗步驟一、試驗步驟三、試驗步驟五、試驗步驟七)，並觀察到每次降壩後再次升壩的調整臨界值重現期事件分別為 Q50、Q25、Q25、Q25 重現期之流量。在第一次調降中，由於上游防砂壩完全淤滿，土砂淤積較多，因此需要較大的降雨事件才能將土砂充分帶至下游。而其他情況下，只需 25 年重現期洪水即可觀察到明顯的土砂變化。本研究基於安全原則考量，設定 25 年重現期設計降雨強度之洪峰流量作為調升的臨界標準。具體而言，本研究選擇了大坑雨量站的 25 年重現期一日暴雨量 572mm 作為判斷是否需要進行防砂壩調升的依據。同時，也設定了臨界最大淤積深度，本研究彙整每次降壩操作導致的最大淤積深度分別為試驗步驟一的最深淤積深度 2.25m、試驗步驟三的最深淤積深度 1.08m、試驗步驟五的最深淤積深度 1.76m、試驗步驟七的最深淤積深度 0.86m。因此，基於安全原則，本研究設定 1m 作為第二種升壩判斷標準。

因此本研究將每次升壩的依據判斷設定為「超過 572mm 一日暴雨量」或「降壩操作後造成保全對象最大淤積深度達 1 公尺」，提供未來操作者作為參考依據。

(4) 室內渠槽試驗與 HEC-RAS 數值模擬結果驗證

由總體趨勢的分析中觀察到，在 HEC-RAS 數值模擬和室內渠槽試驗的奇數步驟中，呈現相似且大量的土砂淤積現象，而在偶數步驟中則淤積較少，兩者的走勢相同。針對試驗步驟七也就是試驗的最終結果，淤積量進行計算，室內渠槽試驗的淤積量為 42.26 平方公尺，平均淤積深度為 1.75 公尺。而數值模擬的淤積量則為 51.57 平方公尺，平均淤積深度為 2.07 公尺。兩者的平均淤積深度之間存在著 15.46% 的差異。兩者之間存在的差異，主要是因 HEC-RAS 數值模型與室內渠槽試驗在上游可沖刷之土砂深度的不同。在數值模型中，上游河道的土砂沖刷深度並未受到限制，而在室內渠槽試驗中，由於實驗限制，無法對上游河道進行土砂補充，

因此導致數值模型的淤積量稍高於室內渠槽試驗的結果。然而此誤差是在可以接受的範圍內，也藉由本研究證明 HEC-RAS 數值模型及經營管理與操作矩陣之準確性與可靠性。



(5) 乾單位重對試驗土砂沖淤量的影響

根據本研究的試驗結果，夯實上游土砂確實會使土砂運移變得更加困難，夯實後的土砂乾單位重較高，因此具有較大的密實度，使其在水流作用下更難被沖刷或運移。相比之下，無夯實上游土砂的乾單位重較低，具較小的密實度，較容易受到水流的影響。而對於下游的 5K+065 第二固床工之沖刷坑並不利，因夯實上游土砂使得針對保全對象的土砂補充變得困難，因此本研究認為不論是數值模擬或是縮尺試驗均需考慮乾單位重這項重要的物理性質。

6.2 建議

(1) 在 HEC-RAS 輸砂公式選定時，考慮土砂密實度

在使用 HEC-RAS 2D 模式時，可以選擇不同的輸砂公式，包括 Wu et al's、Van Rijn 和 Soulsby-van Rijn，儘管 HEC-RAS 使用手冊提供了各公式的適用範圍，但建議在將來可與考慮土砂密實度之縮尺實驗驗證數值模型結果後，作為最終選定輸砂公式的參考依據，並進行下一階段的數值模擬試驗。

(2) 建立更大型的實驗渠道

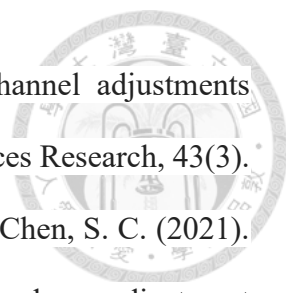
本研究若能夠擴大實驗渠道，即可模擬更下游的保全對象。具體而言，包括行政院農業委員會水土保持局臺中分局在臺中廊仔溪所提出嚴重沖淤段 4K+560 防砂壩，下游所面臨的落差達 15m 的問題，此狀況還呈現逐年加劇的趨勢。此外，也可關注上游大量土砂堆積段對保全對象可能造成的影響。

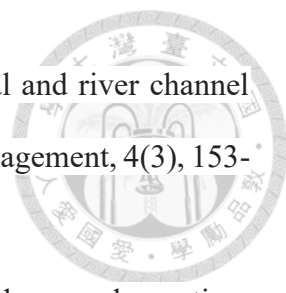
參考文獻



1. 王楨智(2022),「氣泡與水泡工法對於減緩壩體下游沖刷之探討」,國立臺灣大學碩士論文。
2. 王筱雯、郭偉丞、張家豪(2013),「七家灣溪拆壩後之河道演變模式」,中華水土保持學報,44(4),p271-281。
3. 行政院農業委員會 (2017),「水土保持手冊」,行政院農業委員會水土保持局。
4. 行政院農業委員會水土保持局(2020),「調整型防砂壩之技術研發與應用(3/3)成果報告書」。
5. 行政院農業委員會水土保持局(2021),「110 年臺中分局轄區重要治理區土砂高變動性調查評估及治理策略研擬成果報告書」。
6. 行政院農業委員會水土保持局臺中分局(2020),「109 年廊仔溪中上游集水區(廊仔坑橋以上)整體治理調查規劃成果報告書」。
7. 李嘉揚(2023),「以數值模型進行調整型防砂壩經營管理分析、操作矩陣應用與調整策略設計」,國立臺灣大學碩士論文。
8. 沈朝偉(2014),「力行產業道路五處崩塌地崩積層的試驗與研究」,私立朝陽科技大學碩士論文。
9. 林俐玲、游韋菁、蔡義誌(2004),「土壤中礫石含量對其飽和水力傳導度之影響」,中華水土保持學報,36(2),p157-168。
10. 倪勝火(2015)。土壤力學實驗手冊。國立成功大學土木工程學系。
11. 張喬亞(2013),「整合 HEC-RAS 與 FLO-2D 應用於典寶溪流域之淹水模擬」,國立成功大學碩士論文。
12. 陳樹群、安軒霈、林永欣(2016),「野溪高土砂災害之模組化防砂壩管理」,中華水土保持學報,47(3),p111-121。

- 
13. 劉宜君、許詠晴、邱渝方、李正鈞、廖雯慧、陳樹群(2019),「東門溪防砂壩調降對河床沖淤變化之影響」, 中華水土保持學報, 50(2), p63-72。
 14. 劉聖華(2007),「梨山崩積層內軟弱材料之力學行為」, 國立交通大學碩士論文。
 15. 賴明宏(2021),「夯實方式對土壤工程性質之影響」, 私立朝陽科技大學碩士論文。
 16. 謝孟修(2007),「崩積層之類併構岩材料力學行為與模式-以梨山地滑區為例」, 國立交通大學碩士論文。
 17. 蘇語乾(2021),「應用 UAV 空拍技術及 HEC-RAS 2D 水理模式於河川高灘地植生管理」, 國立臺灣大學碩士論文。
 18. Armanini, A., & Larcher, M. (2001). Rational criterion for designing opening of slit-check dam. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(2), 94-104.
 19. Armanini, A., Dellagiacoma, F., & Ferrari, L. (2005). From the check dam to the development of functional check dams. In *Fluvial hydraulics of mountain regions* (pp. 331-344). Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.
 20. Biddoccu, M., Opsi, F., Ferraris, S., Turconi, L., & Cavallo, E. Effects of soil management on runoff, soil erosion and landslides occurrence in vineyards.
 21. Cantelli, A., Paola, C., & Parker, G. (2004). Experiments on upstream-migrating erosional narrowing and widening of an incisional channel caused by dam removal. *Water Resources Research*, 40(3).
 22. Chang, H. H. (2008). Case study of fluvial modeling of river responses to dam removal. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(3), 295-302.
 23. Chen, S. C., Kokuryo, H., An, S. P., Lu, S. J., & Huang, H. K. (2014). Sediment trapping efficiency of modular steel check dam in laboratory experiment and field observation. In INTERPRAEVENT,

- 
24. Cheng, F., & Granata, T. (2007). Sediment transport and channel adjustments associated with dam removal: Field observations. *Water Resources Research*, 43(3).
25. Chiu, Y. F., Tfwala, S. S., Hsu, Y. C., Chiu, Y. Y., Lee, C. Y., & Chen, S. C. (2021). Upstream morphological effects of a sequential check dam adjustment process. *Earth Surface Processes and Landforms*, 46(13), 2527-2539.
26. Doyle, M. W., Stanley, E. H., & Harbor, J. M. (2002). Geomorphic analogies for assessing probable channel response to dam removal 1. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association*, 38(6), 1567-1579.
27. Doyle, M. W., Stanley, E. H., Orr, C. H., Selle, A. R., Sethi, S. A., & Harbor, J. M. (2005). Stream ecosystem response to small dam removal: Lessons from the Heartland. *Geomorphology*, 71(1-2), 227-244.
28. Drown, P., & French, B. (2017). *French Modular Impoundment: Final Cost and Performance Evaluation* (No. DOE-FDE-0007244). French Development Enterprises, LLC, North Billerica, MA (United States).
29. Ferrer-Boix, C., Martín-Vide, J. P., & Parker, G. (2014). Channel evolution after dam removal in a poorly sorted sediment mixture: Experiments and numerical model. *Water Resources Research*, 50(11), 8997-9019.
30. Fortugno, D., Boix-Fayos, C., Bombino, G., Denisi, P., Quinonero Rubio, J. M., Tamburino, V., & Zema, D. A. (2017). Adjustments in channel morphology due to land-use changes and check dam installation in mountain torrents of Calabria (southern Italy). *Earth Surface Processes and Landforms*, 42(14), 2469-2483.
31. Heller, V. (2011). Scale effects in physical hydraulic engineering models. *Journal of Hydraulic Research*, 49(3), 293-306.

- 
32. Katopodis, C., & Aadland, L. P. (2006). Effective dam removal and river channel restoration approaches. *International Journal of River Basin Management*, 4(3), 153-168.
33. O'Connor, J. E., Duda, J. J., & Grant, G. E. (2015). 1000 dams down and counting. *Science*, 348(6234), 496-497.
34. Wang, H. W., & Kuo, W. C. (2016). Geomorphic responses to a large check-dam removal on a mountain river in Taiwan. *River Research and Applications*, 32(5), 1094-1105.
35. Wentworth, C. K. (1922). A scale of grade and class terms for clastic sediments. *The journal of geology*, 30(5), 377-392.
36. Zemke, J. J., Enderling, M., Klein, A., & Skubski, M. (2019). The influence of soil compaction on runoff formation. A case study focusing on skid trails at forested andosol sites. *Geosciences*, 9(5), 204.