計畫編號：111 保發-8.1-保-01-06-001(5)

透過式調整型防砂壩土砂運移之經營管理與操作

Sustainable management and operation on sand movement of through-type adjustable check dam

(成果報告)

執 行 單 位：國立臺灣大學生物環境系統工程學系

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

計畫主持人 ：廖國偉 教授

行政院農業委員會水土保持局　編印

中華民國 111 年 11 月

（本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考）

摘要

為減緩溪床坡度、防止縱橫向沖蝕、控制流心、穩定兩岸坡腳、抑止土石流出，興建防砂壩為目前國內外普及的工程方法。然而溪流的土砂運移為一個動態的過程，傳統、封閉與固定形式的防砂壩自然地、難以達到上述設定的目標。可在不同時間依據土砂運移量變化進行調整，同時又可以保持河道土砂平衡穩定以及溪流生態之連續性的可調整型防砂壩，已受到各界關注的焦點。雖然各界對於調整型防砂壩的設置已存有相當的共識，然而目前多數的研究的重點在於透過的形式(如開口的長、寬與高等)對於壩體鄰近下游土砂的影響，且因為已實際施作的案例則因時間尚短，資料量過少無法建立管理與操作規則。因此，本計畫擬藉由縮尺寸模型實驗與二維數值模擬推估土砂運移的趨勢，進而計算合理的防砂壩調整週期，除可延長防砂壩的使用壽命外、更重要地，嘗試提出的調整型防砂壩之經營管理與操作模式，希望可確保經由防砂壩調整下之土砂運移，對於上下游水保設施有明確的助益並確保下游保全對象的安全性。

關鍵詞：透過式、調整型、動態、永續、管理與操作

Abstract

In order to slow down the slope of the stream bed, prevent vertical and horizontal erosion, control the flow center, stabilize the slope foot on both banks, and prevent the outflow of soil and rock, the construction of check dams is currently a popular engineering method. However, the migration of soil and sand in streams is a dynamic process, and traditional, closed and fixed check dams are naturally difficult to achieve the goals mentioned above. Adjustable check dams, which can be adjusted at different times according to changes in soil and sand migration, while maintaining the stability of river soil and sand balance and the continuity of stream ecology, have attracted attention among researchers. Although there is a considerable consensus on the setting of adjustable check dams, most of the current research focuses on the influence of the form of opening (such as the length, width and height of the opening) on the soil and sand adjacent to the downstream of the dam body, and the implementation, management and operation rules cannot be established due to the short time and the amount of data. Therefore, this project intends to estimate the trend of soil and sand migration by means of reduced-scale model experiments and two-dimensional numerical simulation, and then calculate a reasonable adjustment period of check dams. It is hoped that the management and operation mode of the adjustment-type sand check dam can ensure the migration of soil and sand, which will definitely help the upstream and downstream water conservation facilities and ensure the safety of the

downstream protection objects.

Keywords: through-type, check dam, dynamic, sustainable management

目錄

摘要.....i
Abstract.....ii
目錄.....iv
表目錄.....vi
圖目錄.....viii
第 1 章 前言.....1
1.1 緣起與目的.....1
1.2 工作項目.....2
第 2 章 工作執行方法.....10
2.1 背景.....10
2.2 工作執行方法.....12
2.3 相關文獻蒐集.....13
第 3 章 集水區現況調查.....17
3.1 現況調查.....17
第 4 章 經營管理與操作矩陣提出.....25
4.1 經營管理與操作矩陣說明.....25
第 5 章 HEC-RAS 模式介紹與參數設定.....35
5.1 HEC-RAS 2D 模式介紹.....36
5.2 控制方程式.....36
5.3 數值方法.....39
5.4 模式相關參數設定.....41

第 6 章 HEC-RAS 模擬結果與討論 59
6.1 整體模擬結果成效分析 59
6.2 細部操作及流量選擇說明 77
6.3 降霸操作安全性模擬 126
6.4 調整策略模擬成果提出 151
第 7 章 室內渠槽試驗結果 157
7.1 試驗佈置 157
7.2 試驗內容 161
7.3 試驗結果與討論 178
7.4 渠槽試驗與數值模擬結果驗證分析 193
第 8 章 工作進度與交付項目 199
8.1 計畫甘特圖 199
8.2 計畫交付項目 200
參考文獻 202
附錄一 第一次審查意見與回覆 205
附錄二 期中審查意見與回覆 209
附錄三 期末審查意見與回覆 210

表目錄

表 1.1 國內調整型防砂壩成果摘要 4
表 1.2 國內調整型防砂壩成果摘要(續) 5
表 1.3 國內調整型防砂壩成果摘要(續) 6
表 3.1 調查項目表 17
表 4.1 經營管理與操作矩陣 27
表 4.2 經營管理與操作矩陣情境模降步驟 1 調降 29
表 4.3 經營管理與操作矩陣情境模降步驟 3 調降 31
表 4.4 經營管理與操作矩陣情境模降步驟 5 調降 33
表 5.1 大坑雨量站一日暴雨頻率分析成果表(單位:mm) 42
表 5.2 廊仔溪集流時間推估表 44
表 5.3 單位歷線洪峰流量推估表 45
表 5.4 各重現期洪峰流量推估結果 46
表 5.5 模擬土砂粒徑表 49
表 5.6 Wu et al's 適用範圍數據表 51
表 5.7Van Rijn 適用範圍數據表 51
表 6.1 各步驟調整後 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面資料彙整 76
表 6.2 Step1 管理與操作矩陣 85
表 6.3 Step1 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果 89
表 6.4 Step2 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果 94
表 6.5 Step3 管理與操作矩陣 97
表 6.6 Step3 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果 101
表 6.7 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果 106

表 6.8 Step5 管理與操作矩陣 109
表 6.9 Step5 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果 113
表 6.10 Step6 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果 118
表 6.11 Step7 管理與操作矩陣 121
表 6.12 Step7 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果 125
表 6.13 經營管理與操作矩陣 126
表 6.14 升壩後造成的保全對象最大沖刷深度結果 152
表 6.15 經營管理與操作矩陣 153
表 6.16 降壩後造成的保全對象最大沖刷深度結果 155
表 7.1 現地平均流量與縮尺平均流量對照表 165
表 7.2 現地泥砂粒徑分布 167
表 7.3 試驗流量與馬達赫茲對應表 169
表 7.4 現地泥砂粒徑分布 173
表 7.5 數值模擬與縮尺渠槽試驗 5K+065 固床工下游沖刷坑沖淤模擬結果 198
表 8.1 本計畫之甘特圖 199
表 8.2 工作項目與經費表 200

圖目錄

圖 1.1 預鑄混凝土防砂壩在國內目前應用的情形.....6
圖 1.2 預鑄混凝土防砂壩(French Dam)國外實際應用情形.....7
圖 2.1 工作流程圖 13
圖 3.1 里程分布圖 18
圖 3.2 集水區上游調查照片 20
圖 3.3 防砂壩上游調查照片 21
圖 3.4 防砂壩現況調查照片 22
圖 3.5 防砂壩下游調查照片 23
圖 4.1 廊仔溪 5K+120 調整型防砂壩平面設計圖.....25
圖 4.2 5K+120 調整型防砂壩現地照片 26
圖 4.3 原始地形模擬示意圖.....28
圖 4.4 步驟 1 調降模擬示意圖.....29
圖 4.5 步驟 2 調升模擬示意圖.....30
圖 4.6 步驟 3 調降模擬示意圖.....31
圖 4.7 步驟 4 調升模擬示意圖.....32
圖 4.8 步驟 5 調降模擬示意圖.....33
圖 5.1 網格節點和邊示意圖.....39
圖 5.2 大坑雨量站位序法雨型分布圖 42
圖 5.3 大坑雨量站 25 年重現期設計雨型 43
圖 5.4 廊仔溪 5K+350 上游集水區一公分超滲降雨量之單位歷線 ..45
圖 5.5 廊仔溪 5K+350 重現期 25 年之流量歷線.....46
圖 5.6 旱溪重現期 25 年之流量歷線 47

圖 5.7 廊仔溪取樣點之粒徑分布圖 48
圖 5.8 DEM 圖資與網格繪製結果 53
圖 5.9 Google 衛星圖與網格繪製結果.....53
圖 5.10 邊界條件之變量流設定界面 54
圖 5.11 歷年地形剖面圖 55
圖 5.12 於 DEM 模型上建立之防砂壩 56
圖 5.13 調整型防砂壩之剖面高程設定 56
圖 5.14 廊仔溪模擬之流速結果 57
圖 6.1 操作管理矩陣模擬流程 59
圖 6.2 原始地形與本輪操作後地形之縱剖面對比 60
圖 6.3 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比.....61
圖 6.4 Step1 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.....62
圖 6.5 Step1、Step2 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比 63
圖 6.6 Step2 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.....64
圖 6.7 Step2、Step3 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比 65
圖 6.8 Step3 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.....66
圖 6.9 Step3、Step4 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比 67
圖 6.10 Step4 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.....68
圖 6.11 Step4、Step5 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比 69
圖 6.12 Step5 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.....70
圖 6.13 Step5、Step6 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比.....71
圖 6.14 Step6 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.....72
圖 6.15 Step6、Step7 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比.....73
圖 6.16 原始地形、Step1 與 Step3 下游沖刷坑剖面線對比.....74
圖 6.17 原始地形、Step3 與 Step7 下游沖刷坑剖面線對比.....75
圖 6.18 原始地形、Step5 與 Step7 下游沖刷坑剖面線對比.....75
圖 6.19 5K+120 調整型防砂壩竣工圖縱剖面資料.....77
圖 6.20 模型中防砂壩建構位置.....78
圖 6.21 5K+0.65 固床工沖刷坑橫剖面.....79
圖 6.22 擋土牆位置空拍圖(點 1：4K+350 擋土牆，點 2：4K+200 擋土牆).....80
圖 6.23 擋土牆位置剖面圖.....80
圖 6.24 擋土牆之現地照片.....81
圖 6.25 4K+350 擋土牆於模型中的橫剖面.....82
圖 6.26 4K+200 擋土牆於模型中的橫剖面.....82
圖 6.27 防砂壩上游坡度影響範圍坡度計算.....84
圖 6.28 原始地形中 5K+065 固床工沖刷坑.....85
圖 6.29 STEP1 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖.....86
圖 6.30 壩體上游剖面圖.....86
圖 6.31 壩體下游剖面圖.....87
圖 6.32 5K+065 固床工下游沖刷坑.....87
圖 6.33 4K+350 擋土牆.....88

圖 6.34 4K+200 擋土牆.....88
圖 6.35 STEP2 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖.....90
圖 6.36 壩體上游剖面圖.....91
圖 6.37 壩體下游剖面圖.....91
圖 6.38 5K+065 固床工下游沖刷坑.....92
圖 6.39 4K+350 擋土牆.....92
圖 6.40 4K+200 擋土牆.....93
圖 6.41 防砂壩上游坡度影響範圍坡度計算.....95
圖 6.42 5K+065 沖刷坑地形結果.....96
圖 6.43 STEP3 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖.....98
圖 6.44 壩體上游剖面圖.....98
圖 6.45 壩體下游剖面圖.....99
圖 6.46 5K+065 固床工下游沖刷坑.....99
圖 6.47 4K+350 擋土牆.....100
圖 6.48 4K+200 擋土牆: 100
圖 6.49 STEP2 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖.....102
圖 6.50 壩體上游模擬圖.....103
圖 6.51 壩體下游模擬圖.....103
圖 6.52 5K+065 固床工下游沖刷坑.....104
圖 6.53 4K+350 擋土牆.....104
圖 6.54 4K+200 擋土牆.....105
圖 6.55 防砂壩上游坡度影響範圍坡度計算.....107
圖 6.56 5K+065 沖刷坑地形結果.....108
圖 6.57 STEP2 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖.....110

圖 6.58 壩體上游剖面圖 110
圖 6.59 壩體下游模擬圖 111
圖 6.60 5K+065 固床工下游沖刷坑 111
圖 6.61 4K+350 擋土牆 112
圖 6.62 4K+200 擋土牆 112
圖 6.63 STEP6 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖 114
圖 6.64 壩體上游剖面圖 115
圖 6.65 壩體下游剖面圖 115
圖 6.66 5K+065 固床工下游沖刷坑 116
圖 6.67 4K+350 擋土牆 116
圖 6.68 4K+200 擋土牆 117
圖 6.69 防砂壩上游坡度影響範圍計算 119
圖 6.70 5K+065 沖刷坑地形結果 120
圖 6.71 STEP6 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖 122
圖 6.72 壩體上游剖面圖 122
圖 6.73 壩體下游剖面圖 123
圖 6.74 5K+065 固床工下游沖刷坑 123
圖 6.75 4K+350 擋土牆 124
圖 6.76 4K+200 擋土牆 124
圖 6.77 上游淤砂坡度「低」，下游沖刷深度「高」沖淤前後縱剖面 127
圖 6.78 固床工下游沖刷坑橫剖面 127
圖 6.79 4K+350 擋土牆橫剖面 128
圖 6.80 4K+200 擋土牆橫剖面 128

圖 6.81 上游淤砂坡度「低」，下游沖刷深度「中」沖淤前後縱剖面 129
圖 6.82 固床工下游沖刷坑橫剖面 129
圖 6.83 4K+350 擋土牆橫剖面 130
圖 6.84 4K+200 擋土牆橫剖面 130
圖 6.85 上游淤砂坡度「低」，下游沖刷深度「低」沖淤前後縱剖面 131
圖 6.86 固床工下游沖刷坑橫剖面 131
圖 6.87 4K+350 擋土牆橫剖面 132
圖 6.88 4K+200 擋土牆橫剖面 132
圖 6.89 上游淤砂坡度「中」，下游沖刷深度「高」沖淤前後縱剖面 133
圖 6.90 固床工下游沖刷坑橫剖面 134
圖 6.91 4K+350 擋土牆橫剖面 134
圖 6.92 4K+200 擋土牆橫剖面 135
圖 6.93 上游淤砂坡度「中」，下游沖刷深度「中」沖淤前後縱剖面 136
圖 6.94 固床工下游沖刷坑橫剖面 137
圖 6.95 4K+350 擋土牆橫剖面 137
圖 6.96 4K+200 擋土牆橫剖面 138
圖 6.97 上游淤砂坡度「中」，下游沖刷深度「低」沖淤前後縱剖面 139
圖 6.98 固床工下游沖刷坑橫剖面 140
圖 6.99 4K+350 擋土牆橫剖面 140

圖 6.100 4K+200 擋土牆橫剖面 141
圖 6.101 上游淤砂坡度「高」，下游沖刷深度「高」沖淤前後縱剖面 142
圖 6.102 固床工下游沖刷坑橫剖面 143
圖 6.103 4K+350 擋土牆橫剖面 143
圖 6.104 4K+200 擋土牆橫剖面 144
圖 6.105 上游淤砂坡度「高」，下游沖刷深度「中」沖淤前後縱剖面 145
圖 6.106 固床工下游沖刷坑橫剖面 146
圖 6.107 4K+350 擋土牆橫剖面 146
圖 6.108 4K+200 擋土牆橫剖面 147
圖 6.109 上游淤砂坡度「高」，下游沖刷深度「低」沖淤前後縱剖面 148
圖 6.110 固床工下游沖刷坑橫剖面 149
圖 6.111 4K+350 擋土牆橫剖面 149
圖 6.112 4K+200 擋土牆橫剖面 150
圖 7.1 渠道相關配置圖 157
圖 7.2 馬達設備圖 158
圖 7.3 蜂巢整流設備架設圖 159
圖 7.4 尺規儀器圖 159
圖 7.5 本計畫之分析標的物位置示意圖 162
圖 7.6 廊仔溪縱向沖淤變化圖 162
圖 7.7 表面粒徑分布曲線圖 167
圖 7.8 多功能渠槽流量與馬達頻率率定曲線圖 168

圖 7.9 試驗設備圖 170
圖 7.10 上游斜坡鐵架設備圖 172
圖 7.11 廊仔溪粒徑分布曲線 172
圖 7.12 經營管理操作矩陣調整步驟 174
圖 7.13 不同的調降 Step1-7 試驗照片 174
圖 7.14 不同的調降 Step1-7 試驗照片(續) 175
圖 7.15 不同的調降 Step1-7 試驗照片(續) 176
圖 7.16 不同的調降 Step1-7 試驗照片(續) 177
圖 7.17 試驗前之實驗渠道原始模型 178
圖 7.18 第一次調降結果(Step1,Q50)DEM 模型 180
圖 7.19 第一次調降結果(Step1,Q50)沖刷坑橫剖面 180
圖 7.20 第一次調降結果(Step1,Q50)河道縱剖面 180
圖 7.21 第二次調降結果(Step2,Q25)DEM 模型 182
圖 7.22 第二次調降結果(Step2,Q25)沖刷坑橫剖面 182
圖 7.23 第二次調降結果(Step2,Q25)河道縱剖面 182
圖 7.24 第三次調降結果(Step3,Q25)DEM 模型 184
圖 7.25 第三次調降結果(Step3,Q25)沖刷坑橫剖面 184
圖 7.26 第三次調降結果(Step3,Q25)河道縱剖面 184
圖 7.27 第四次調降結果(Step4,Q25)DEM 模型 186
圖 7.28 第四次調降結果(Step4,Q25)沖刷坑橫剖面 186
圖 7.29 第四次調降結果(Step4,Q25)沖刷坑橫剖面 186
圖 7.30 第五次調降結果(Step5,Q25)DEM 模型 188
圖 7.31 第五次調降結果(Step5,Q25)沖刷坑橫剖面 188
圖 7.32 第五次調降結果(Step5,Q25)沖刷坑橫剖面 188

圖 7.33 第六次調降結果(Step6,Q25)DEM 模型 190
圖 7.34 第六次調降結果(Step6,Q25)沖刷坑橫剖面 190
圖 7.35 第六次調降結果(Step6,Q25)沖刷坑橫剖面 190
圖 7.36 第七次調降結果(Step7,Q25)DEM 模型 192
圖 7.37 第七次調降結果(Step7,Q25)沖刷坑橫剖面 192
圖 7.38 第七次調降結果(Step7,Q25)沖刷坑橫剖面 192
圖 7.39 各調整步驟之連續變化 DEM 結果..... 194
圖 7.40 縮尺渠槽試驗各調降步驟下游沖刷坑剖面圖 195
圖 7.41 數值模擬各調降步驟下游沖刷坑剖面圖 196

第1章 前言

河溪治理工程之防砂壩，雖然能夠抑制上游之土砂、保護上游坡面之坡腳、減緩河床，卻也可能造成下游沖淤問題。近年來由於氣候變遷、極端降雨事件發生頻繁，再加上生態保育和永續經營意識抬頭，傳統固定不變的防砂壩已漸漸被調型防砂壩取代。正因如此，在適當時機做出合理的防砂壩調整策略將成為未來的重要課題。

依據水土保持技術規範第 4 條：「集水區之治理係為保育水土資源、涵養水源、防治沖蝕、崩塌、地滑、土石流、洪水及土砂災害，並以淨化水質、維護自然生態環境為目的。」也就是說，防砂壩設計趨勢應朝向河川的永續經營為目標，而非只有防治土砂災害的功效。

本計畫期望透過數值模擬與縮尺模型的方式，評估不同調整型防砂壩的操作策略對河川土砂沖淤帶來的影響，最終藉由研究成果歸納出適合調整型防砂壩之經營管理與操作規則，提供河川管理單位更完整的永續經營參考依據。

1.1 緣起與目的

為減緩溪床坡度、防止縱橫向沖蝕、控制流心、穩定兩岸坡腳、抑止土石流出，興建防砂壩為目前國內外普及的工程方法。然而溪流的土砂運移為一個動態的過程，傳統、封閉與固定形式的防砂壩自然地難以達到上述設定的目標。當固定形式的防砂壩設置於自然變動的溪流中時，一段時間後經常導致下游土砂平衡失去穩定，造成下游溪

床掏刷、護岸破壞失效等問題，打破了溪床自然演變的循環。因此可在不同時間依據土砂運移量變化進行調整，同時又可以保持河道土砂平衡穩定以及溪流生態之連續性的可調整型防砂壩，已受到各界關注的焦點，透過性調整型防砂壩可能成為今後的主流設計方向之一。雖然各界對於調整型防砂壩的設置已存有相當的共識，然而目前多數的研究的重點在於透過的形式(如開口的長、寬與高等)對於壩體鄰近下游土砂的影響，且因為已實際施作的案例則因時間尚短，資料量過少無法建立管理與操作規則。因此，為深入了解透過式調整型防砂壩在流域內的土砂運移情形(非僅壩體附近) ，本計畫擬藉由縮尺寸模型實驗與二維數值模擬推估土砂運移的趨勢，進而計算合理的防砂壩調整週期，除可延長防砂壩的使用壽命外、更重要地，嘗試提出的調整型防砂壩之經營管理與操作模式，希望可確保經由防砂壩調整下之土砂運移，對於上下游水保設施有明確的助益並確保下游保全對象的安全性；本計畫嘗試將調整型防砂壩在時間與空間的管理概念轉為落地應用的技術。

本計畫擬利用縮尺模型實驗與數值模擬探討透過式調整型防砂壩於實務操作時對其上下游土砂運移的影響，並據以制定操作週期以及相關的經營管理策略，提供未來相關設施參考。

1.2 工作項目

本計畫之實施依所規劃的 5 個重要工作項目，分別敘述如下。

1.2.1 資料收集選定分析溪流

如前述，目前透過式調整型防砂壩在台灣已有許多研究與案例，

例如蘭島溪二號橋梳子壩(陳樹群教授)、宜蘭德荃橋調整型防砂壩(台北分局)、高雄東庄溪可調型 H 型鋼梳子壩(台南分局)、知本溪調整型鋼構壩調整案例(許中立教授)、廓仔坑溪防砂壩改善工程(台中分局)，詳如表 1.1。調整型防砂壩的目的之一在於恢復河道土砂運移的功能，因此，選定集水區時，該集水區目標河道土砂生產及流出量是否顯著為關鍵的觀察項目，例如該河道是否為土石流潛勢溪流或具不穩定土砂等。因此，本計畫初期將先進行集水區崩塌地調查、利用歷年 DEM 資料或 UAV 等工具蒐集各溪流的崩塌地個數、崩塌地面積、溪流長度、坡度與坡向等資料作為選定分析溪流的依據。除此之外，恢復河道土砂運移的目的之一在於避免因上游攔阻過多土砂導致下游沖刷、進而影響水保設施的安全(如護岸)。因此，集水區調查時，下游構造物是否具有沖刷情形也是觀察與選定溪流時的參考依據。本計畫雖然是以數值模型和縮尺模型的方式進行研究，但最終目標是希望能夠應用在實際調整型防砂壩案例上。因此，將選擇台灣既有調整型防砂壩的河道進行分析，事前評估可能遭遇的挑戰，提供未來操作的依據。同時台灣目前的研究資料多以鋼管調整型防砂壩為主，不過，預鑄混凝土調整型防砂壩在工程的應用亦已逐漸受到注意，目前國內外已經有一些案例，圖 1.1 與圖 1.2 所示。因此，本團隊將選取具有不穩定土砂潛勢的集水區、且已建造預鑄混凝土調整型防砂壩的河道進行研究。例如：台中廓仔溪因既有防砂壩構造物，造成上游土砂淤積嚴重，中下游溪床沖刷的情形，規劃以預鑄混凝土調整型防砂壩改善上述狀況，該項工程已經完工，不過，台中分局期望未來可以進一步找出適當之經營調整週期，改善未來溪流的土砂收支平衡。又如東庄溪土砂防治二期工程，雖然此工程採用鋼骨作為橫桿的材料，不過該工程的

鋼骨安裝並非使用強力螺栓固定，調整時係採用直接拆除，在工法上與預鑄混凝土、調節式鋼管均略有差異，計畫執行時將持續探討三者(預鑄混凝土、鋼管與鋼骨)之間的優缺點。東庄溪土砂防治二期工程在拆除橫桿進行調整後，設立了 4 個採樣站，針對棲地結構變化、水深流速、河床質、植被、水質與生態進行調查，結果顯示下游淤積處的粒徑明顯細化，但對於下游沖刷是否具有明顯的改善則須更長時間的觀察。本計畫將針對目前台灣已施作的河道進行綜合評估並選定最適合分析的集水區作為研究目標。根據上述，選定分析溪流至少考量以下因素

1. 是否為土石流潛勢溪流
2. 集水區防砂壩上游淤砂坡度穩定程度
3. 集水區防砂壩下游沖刷程度
3. 是否具有完整的土砂歷史資料(如不同時期 DEM 圖資)
4. 流域下游是否有沖刷現象工作執行方法與步驟

表 1.1 國內調整型防砂壩成果摘要

地點	分局/作者	材料	面對問題	成效	未來/改善方向
南投蘭島溪	陳樹群特聘教授	鋼	1. 壩體上游泥沙淤積，迫使水流趨向蜿蜒，造成左右擺盪向兩側邊坡沖刷。 2. 防砂壩下游泥沙補充不足，造成河床沖刷及壩基護岸掏空。 3. 防砂壩易造成生物棲地分割。	1. 可因應不同時期的防砂量。 2. 保持河道泥砂量之均衡性。 3. 溪流生態之連續性。 4. 易於清淤，土砂資源再利用。 5. 延長防砂壩使用年限。	

表 1.2 國內調整型防砂壩成果摘要(續)

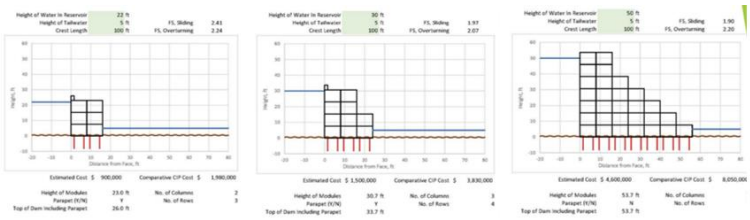
花蓮阿夜溪	花蓮分局	鋼、混凝土、廢輪胎	上游系列防砂壩穩固了河床，但造成土砂移動不平衡，致下游河道淘刷，既有護岸基礎掏空而傾倒。	1. 造成上游河川深槽線降低。 2. 採用廢輪胎，調整防砂壩高度較方便且快速。	1. 鋼管柱間距選取不易，若要在其他河段新建此壩，需進行河床粒徑調查，調整鋼管和輪胎密度。 2. 對於河床粒徑較大地區，應用限制較多，有待改善。
宜蘭德荃橋	台北分局	混凝土	1. 上游集水區崩塌造成土砂下移致生災害。 2. 德荃橋下游處淤積嚴重，粒料無法排除而阻塞河道，造成災害。	1. 壩體攔阻下移料源，強化防洪減災能力 2. 調整德荃橋下游河道，強化輸砂效能。 3. 符合生態工程設計原則	
高雄東庄溪	臺南分局	鋼	1. 下游保全對象眾多，防砂壩淤滿後，細粒料及漂流木運移至下游。 2. 東庄溪崩塌地約 10 處，崩塌面積合計約 4.7 公頃，集水區有大量不穩定土砂。	109 年 8 月壩體調整作業將全數橫材移除，一個月後上游土砂下移，下游淤積面粒徑明顯細化。	壩體橫桿拆除工程，須盡量減低對溪床的破壞，機具的選用和施工方法需做評估。
台東知本溪	林務局	鋼	1. 莫拉克颱風後，大量的崩落土砂料源逐漸往下運移，導致中、下游河床淤積嚴重，危及知本溪下游保全對象的安全 2. 興建防砂壩後，上游段開始淤積，下游段出現沖刷。	1. 經調查發現，如果工程進行時機配合生物類群的季節性變化，對於溪流生物干擾不大。 2. 以調整型防砂壩作為設計基礎，保全下游，同時方便日後經營調整。	對於是否能穩定的抵擋洪水及有效的攔阻調節淤積泥砂與控制下游河道淤砂變化，需要持續的監控與滾動檢討。

表 1.3 國內調整型防砂壩成果摘要(續)

嘉義阿里山巴沙娜橋	南投分局	鋼	1. 巴砂娜橋上游為高敏感崩塌區位每逢豪雨後，常流水會因河道分布塊石，呈左右擺盪，間接影響兩岸基礎穩定。 2. 既有固床工下游刷深，使右岸原護岸基礎掏空，有倒塌疑慮。	4. 治理工程，提升土砂攔阻率，有效維持曾文水庫庫容量。 5. 有效保全下游，達到『保土蓄水』及『防砂調節』功能，保護道路橋梁、兩岸農地及下游聚落安全。	
台東庫濃溪	臺東分局	鋼	6. 既有防砂壩皆淤滿 7. 既有壩體皆呈現壩上游淤積/壩下游淘空 8. 下游新金峰橋橋墩基礎露出	1. 上游土砂量有效盤點與治理，達到有效攔阻並確保橋梁安全。 2. 調整型防砂壩，可觀察野溪輸砂情形，調整防砂壩開口型式。	
台中廓仔溪	臺中分局	混凝土	1. 土砂運移失衡，上游土砂淤積趨勢明顯。 2. 中下游溪床沖刷明顯，既有構造物淘空。	以混凝土預鑄式調整型之工法，長期觀測並分階段排砂，觀察土砂運移情形。	對於防砂壩調整開口後，影響河川斷面與土砂變遷的結果，還需要持續的監控與修正。



圖 1.1 預鑄混凝土防砂壩在國內目前應用的情形



來源:
https://www.fdepower.com/hydropower/french-dam/
https://www.osti.gov/servlets/purl/1364133

Dam Head	CIP Cost	Precast Cost	Cost Savings (approx.)
22'	$1,980,000	$900,000	~60%
30'	$3,830,000	$1,500,000	~60%
50'	$8,050,000	$4,600,000	~40%

Table 7 - Summary of Results (CIP vs Precast, 100' Crest Length)



工廠澆置的預鑄塊



現場實驗



實際案例

圖 1.2 預鑄混凝土防砂壩(French Dam)國外實際應用情形

1.2.2 建立二維水理模型並驗證其準確性

目前市面上水理分析軟體相當多，其中有些成本相對不高，或較容易取得，例如 FLO-2D、SOBEK 兩種軟體主要是用來做洪水演算，SWMM 通常用在都市用水的模擬，HEC-RAS 2D 無論一維與二維則常用來做河道的演算。其中 FLO-2D 與 SOBEK 均是付費軟體，普及性相對較差，SWMM 也較不適合用在河道模擬，目前初步評估的結果，HEC-RAS 2D 似為較理想的工具。另外，隨著電腦運算能力的提升，水理分析模式已由較簡單的一維問題逐漸發展到更為複雜的二維及三維問題；因此，本計畫將以 HEC-RAS 2D 二維的方式進行分析。

1.2.3 透過式調節型防砂壩縮尺試驗

本計畫將利用台灣大學水工試驗所多功能水槽進行防砂壩對河道沖淤影響的模擬。縮尺試驗模型的範圍設定為調節型防砂壩與其鄰近河道，試驗的目的有二:

1. 評估防砂壩各種開口型式對於壩體鄰近河道的影響

2. 試驗結果將用於數值模型之校正。因為多功能水槽受限於空間過小，無法模擬集水區較大範圍的沖淤現象，待數值模型驗證完成後，將利用二維水理軟體建立集水區整體的模型進行分析，進一步掌握流域土砂收支情形。試驗方面需要準備調整型防砂壩模型、可調整坡度之矩形水槽、試驗土砂等。模擬時將考慮不同河道坡度與不同重現期距洪峰流量情況下，防砂壩對於河道內土砂運移的影響。預計利用試驗時的照片以 Agisoft Metashape 產出 DEM 資料，再利用 Matlab 分析沖蝕前後的地形變化，計算沖蝕量、繪製等高線等。

1.2.4 模擬選定溪流於設定情境下之土砂運移

本團隊希望透過不同雨量、流量找出研究區域內防砂壩之經營調整策略。透過不同的流量與土砂沖淤狀況，進行防砂壩的模擬調整，觀測調整前後的土砂運移結果。上述的目的在於歸納出防砂壩的調整模式的規則以及一些細節上的設計與調整，本計畫將根據模擬及實驗結果，總結出土砂隨不同流量與不同防砂壩調整模式下的沖淤情形，結合研究成果，歸納出不危害下游保全對象，同時具永續經營理念之最適合的調整方案。

1.2.5 提出經營管理與操作規則

本計畫將根據前述分析結果，彙整經營管理與操作模式，提供未來設計者、經營者之依據參考。先前期初報告中本計畫規劃以「下游沖刷程度」與「上游集水區來砂量」兩個因子做調整的依據，其中「下游沖刷程度」為橫軸與「上游集水區來砂量」縱軸，建立出經營管理與操作矩陣。但以實務上的觀點來看，並無一個明確的參數範圍來界定穩定期、消減期、高峰期，因此本團隊考量實務上之可行性，決定將原先初步擬定之經營管理操作矩陣之縱軸「上游集水區來砂量」更改為「防砂壩上游影響範圍內之淤砂坡度數值作」，唯其坡度之明確數值仍需驗證求得。橫軸之下游沖刷程度高、中、低則以「下游保全對象區域內之最大沖刷深度」作為判定，如>1.3m:高、0.8m~1.3m:中、<0.8m:低。上述參數數值範圍會因應用於不同之集水區及野溪而有所變動。

本團隊所提出的調整型防砂壩之經營管理與操作，係以維持下游保全對象安全為原則，於每次壩體淤滿時，依照不同河道上游淤砂坡度，以及下游沖刷深度進行調整，並在最終階段達成減緩河床坡度，穩定土砂平衡之功效。

透過式調整型防砂壩雖然已經受到重視，但仍未十分普及，也還有許多細節需要更多的研究支持，例如如何判定河川的適用性、如何界定防砂壩淤砂坡度及下游沖刷深度的高中低之範圍、如何確認調整型防砂壩的功效、如何經營管理與操作調整型防砂壩等，這些都是本計畫研究的重點也均為本計畫創新的地方。

第2章 工作執行方法

2.1 背景

因為本計畫係第一年(次)提出，非水保局內之延續計畫，今年所提計畫主要係探討透過式調整型防砂壩土砂運移之經營管理與操作。透過式調整型防砂壩在國內產官學各界，均已引起廣泛的注意，已有多年研究的成果，且水保局許多分局也已經施作於部分的溪流之中。對於這個主題，本團隊過去累積的經驗，應可提供足夠的執行基礎。因此，以下的說明分為兩大部分，第一個部分(A)說明本團隊過去與今年所提計畫(透過式調整型防砂壩土砂運移之經營管理與操作)相關累積的工作內容與成果；第二個部分(B)說明本團隊關於這個主題整理的相關文獻。如下說明。

A.本計畫將進行縮尺試驗與數值模擬分析

本團隊已多次利用多功能水槽進行水工試驗並據以建立數值模型，進行後續的分析，以下僅列出部分計畫提供委員參考 。

A.1 本團隊去年(110)執行水保局創新研究計畫中，提出「氣泡柔性工法對水保工程減緩沖刷效能之可行性評估」成果報告，探討該工法對於解決或減緩下游沖刷問題的可行性。氣泡柔性工法可減輕對生態景觀之衝擊，在確保安全無虞的條件下，同時符合生態平衡。計畫執行時首先建立縮尺寸模型進行水工試驗，並進行最佳設計。模擬的對象為寒溪(翻社坑溪)之寒溪壩，寒溪壩曾遭遇 2016 年梅姬颱風與 2019 年米塔颱風襲擊，颱風期間導致河道下游刷深，故選取為此次計劃案分析的對象。進行時利用臺灣大學水工試驗所之多功能渠槽進行縮尺試驗，同時以 FLOW-3D 進行數值模擬，評估氣泡工法對於減低

沖刷坑深度與範圍(或量體) 的成效，並將試驗結果，彙整分析後提出氣泡工法設計原則，以作為未來實際工程上之參考依據。

A.2 本團隊曾與日本德島大學進行學術合作計畫，該項計畫的研究目標為:(1)通過試驗和人工智慧研究提出具複雜基礎橋梁的沖刷公式。日本和台灣的橋梁基礎通常很複雜。在這種情況下沖刷深度的評估非常重要。因此，根據試驗結果，提出沖刷深度準確的預測公式以利工程設計。(2)由於全球氣候變化,工程設計需回應複合災害的威脅。在考慮地震和洪水事件的不確定性，提出了一種機率概念的設計流程。本計畫亦 於日本德島大學藉由多功能水槽試驗探討各因子對沖刷深度之影響。經由以上計畫，共培育 6 名碩士生，發表 8 篇 SCI 論文。

B.本團隊根據所收集的文獻整理相關的資訊作為後續進行的參考，以下僅舉其中兩個案例略作說明。

B.1「調整型防砂壩之技術研發與應用」(行政院農委會水土保持局、陳樹群特聘教授主持)。為同時滿足野溪減緩土砂災害及其生態連續的需求，固定不變的防砂壩結構已難以應付劇變的溪床土砂環境，隨著流域產砂量之改變而調整防砂壩之結構，維護各時期基本輸砂平衡，並同時減少防砂壩對河溪環境之損害及生態廊道之阻斷。隨著來砂量之改變而調整防砂壩結構的概念，稱為「會呼吸的防砂壩」。此研究結合防砂壩類型蒐集、防砂壩現地調查、土砂量變動概念 模式以及土砂運移公式推導，推求坡度變化對於河床質粒徑以及輸砂量的影響，說明當淤積造成河床坡度減半之後，輸砂量將減為四分之一。此研究利用歷史航拍影像分析以及無人飛行載具(UAV)地 形測量，分析七個研究試區(德荃橋、東庄溪、阿夜溪、蘭島溪、南山溪、三台山及寒溪)之流域產砂量變動以及河床地形變動，探討防砂壩的調整

與興建如何影響溪流之土砂平衡情形。

B.2「集水區土砂調節新思維以廊仔溪 5K+120 防砂壩改善為例」(行政院農委會水土保持局調整型防砂壩新思維計畫) 該項計畫的研究目標為： (1)、規劃調整型防砂壩及整流工程，使上游土砂適量運移至下游，期能改善土砂失衡之問題。 (2)、長期監測土砂運移變化，針對調整型防砂壩開口形式及土砂運移情形進行模擬，以逐年平衡土砂失衡之課題。 (3)、調整型防砂壩開口後預期可提供 2500m3 土砂至下游，期能恢復溪床生態多元性、達到土砂收支平衡，回歸自然野溪。 (4)、期能以廊仔溪為 整治案例，改變河道整治傳統思維，以自然共生之設計理念為主軸，恢復生態多元與 自然河道為目標。

2.2 工作執行方法

本計畫執行過程中將以廊仔溪壩址附近之大坑雨量測站(**C0F970**)之降雨資料、現地河床之粒徑分布、竣工圖與地形測量圖等作為縮尺實驗、數值模型之參數設定如流量、底床粒徑、河床坡度、縮尺模型之比例等，另透過蒐集相關調整型防砂壩之文獻，進行調整策略之設計詳細流程如圖 2.1，最後提出調整型防砂壩經營管理與操作規則。

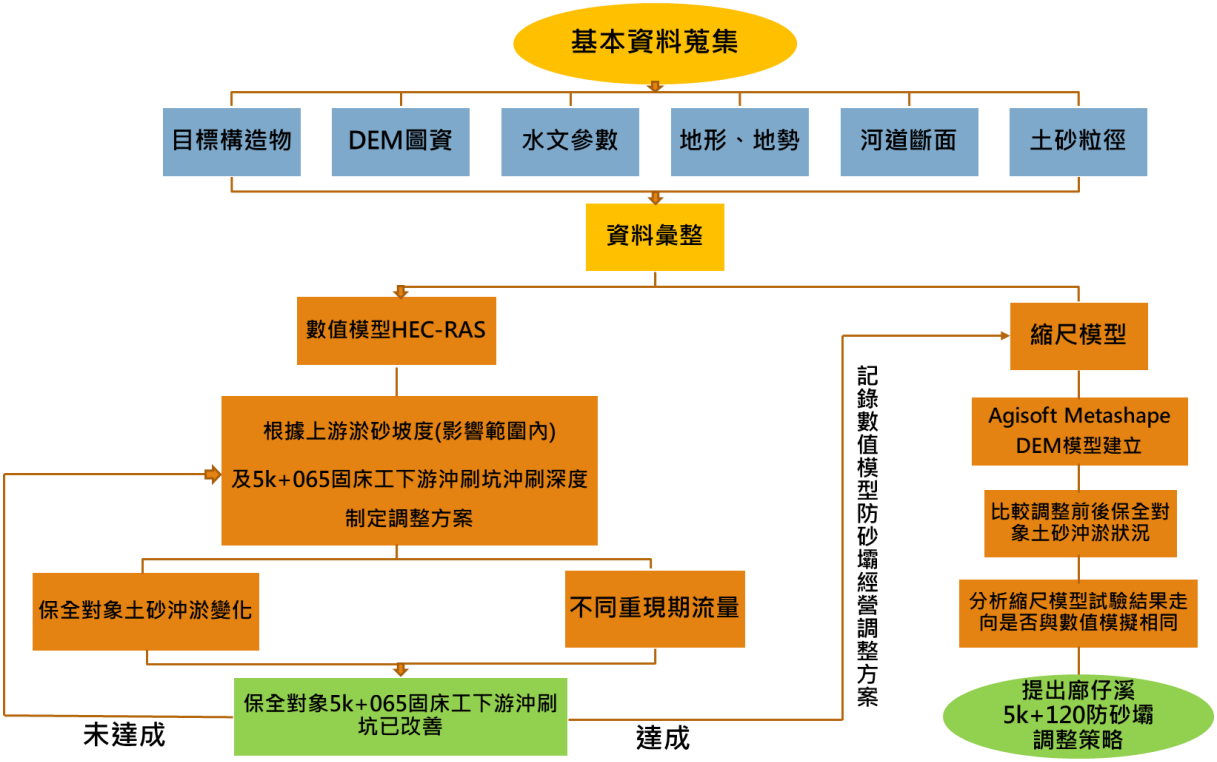


圖 2.1 工作流程圖

2.3 相關文獻蒐集

透過蒐集整理國內外專家學者相關的文獻資料，包含調整型防砂壩特點、國內外調整型防砂壩成果等進行文獻分類，作為本次計畫研究基礎。

2.3.1 調整型防砂壩特點

2.3.1.1 陳樹群(2021)

防砂壩隨著土砂量的逐年減少，其負面特質也逐漸顯露，壩體直接阻斷河川棲地中的縱向連續性，造成河川型態及生態棲地成為片斷不相連的區塊。其次防砂壩上游的泥砂攔阻及下游的壩高落差，使下游河床泥砂補充不足，同時加劇河道下切的能量，壩體基座常因水流

沖擊而形成嚴重淘刷及溪床沖蝕。

調整型防砂壩打破固定的防砂壩概念，因應不同時期的輸砂量變化而調整型態以適應社會和氣候變化的演變並滿足不同時期的防砂、防災及生態需求。

2.3.2 國內外調整型防砂壩成果

2.3.2.1 水土保持局臺南分局-高雄東庄溪可調整型 H 型鋼梳子壩(2018)

2018 年 8 月於東庄溪上游新建一座調整型鋼構壩設計為梳子壩搭配可調式 H 型鋼橫桿之設計，可隨上游來砂量調整壩體鋼構橫桿，透過性結構製造棲地連續性及流況多樣性，以達生態延續性。

2020 年考量上下游壩皆已淤滿，已無庫容攔阻下次大型土砂事件來襲，水土保持局台南分局於 2020 年 8 月 19 日執行東庄溪壩體調整作業，調整方案為將全數橫材移除。由於東庄溪土砂來源豐富，使 H 型鋼中淤滿塊石及細粒料土砂，且多處彎曲及銹蝕磨損，故無法以直接抽取鋼材之方式調整，最後以熱切割將 H 型鋼一次性取出，調整前後沖刷深度最大達到 2.44m。

2.3.2.2 水土保持局臺中分局-廊仔溪 5K+120 防砂壩(2021)

2021 年台中廊仔溪規劃以預鑄混凝土調整型防砂壩改善既有防砂壩構造物，造成上游土砂淤積嚴重，中下游溪床沖刷的情形。現階段將長期監測土砂運移變化，針對調整型防砂壩開口形式及土砂運移情 形進行模擬，未來調整型防砂壩開口預期可提供 2500 m^3 土砂至下游，期能恢復溪床生態多元性、達到土砂收支平衡，回歸自然野溪。

2.3.2.3 Peter Drown-The French Dam (2017)

2016 年 French Development Enterprises, LLC、GEI Consultants 和 Oldcastle Precast 三家公司，在美國能源部的支持下，宣布成功建造了「French Dam」的第一個原型。顯著縮短防砂壩施工時間和成本。「French Dam」原型是由六個 27,000 磅的混凝土 8' x 8' 砌塊組成，相互連接形成一個 長 24' x 高 16' 的整體結構。首先於工廠製作預鑄混凝土砌塊，運送至現場後，只要不到 3.5 小時就能組裝完成。

「French Dam」以預鑄的形式交付給水電站，可以添加到新的或現有的水電大壩、水控制系統和發電廠。「French Dam」取代了傳統的大壩施工方法，顯著縮短了工程工期，亦能輕鬆擴展防砂壩之容量和功能，這種標準化和模塊化可以在施工過程的所有階段節省資金。

2.3.3 水理模式進行防砂壩土砂沖淤模擬

2.3.3.1 詹勳全(2017)

以 CCHE-2D 河道二維沖淤水理模式針對宜蘭縣大同鄉碼崙溪進行清疏成效分析，先透過模式參數檢定，比對模擬颱洪事件前後與 DTM 實測底床高程變化，擇定適切之模式參數，再以檢定完成後合理參數進行不同清疏方案之模擬分析，探討模擬洪水事件後清疏方案之底床高程變化，透過水理模式的預測結果，實務單位可有效進行河道整治工程之效益評估。

2.3.3.2 葉克家(2009)

以濁水溪為例，進行 CCHE1D、CCHE2D 模式之引進與應用研究，針對模式功能等進行概述與回顧比較，分年進行如大範圍河道沖

淤變化、水工建造物上下游局部沖淤變化、河道岸壁沖刷及側向變遷等之數模研究。在濁水溪大範圍河道沖淤變化、集集堰上下游局部沖淤模擬中，CCHE1D、CCHE2D 模式有良好之模擬結果，檢定驗證與實測大斷面相比趨勢相近，且具有使用迅速、介面友善、易上手之特性，說明模式頗有實用價值。

2.3.4 縮尺模型進行防砂壩沖淤模擬

2.3.4.1 陳樹群(2019)

針對東門溪進行現地調查及分析，並進行封閉型防砂壩調降對上下游河床影響之縮尺渠槽模型試驗，探討不同調降壩體方式對土砂運移量及上下游河床變化的影響性，以作為土砂管理之參考。歸納出逐次移除二號壩 4 支預鑄橫桿，穩定控制土砂流出量，同時藉由水流來運移上游淤積土砂之調整方案。

2.3.4.2 王傳益(2010)

以七家灣溪一號壩為參考，進行防砂壩壩體移除之縮尺模型試驗，研究主要控制參數為流量、坡降、壩體拆除位置及大小等四項，分別利用槽偏量、河床穩定性、沖刷深度大小及位置評估分析防砂壩壩體移除前後後之橫向穩定性、縱向穩定性、最大沖刷深度及位置。結果得出各種移除方案實施後防砂壩上游大多呈現沖刷之現象，下游則漸次回淤而趨於穩定，最大沖刷深度位置多半集中於河道凹岸及鄰近拆壩位置上游處。

第3章 集水區現況調查

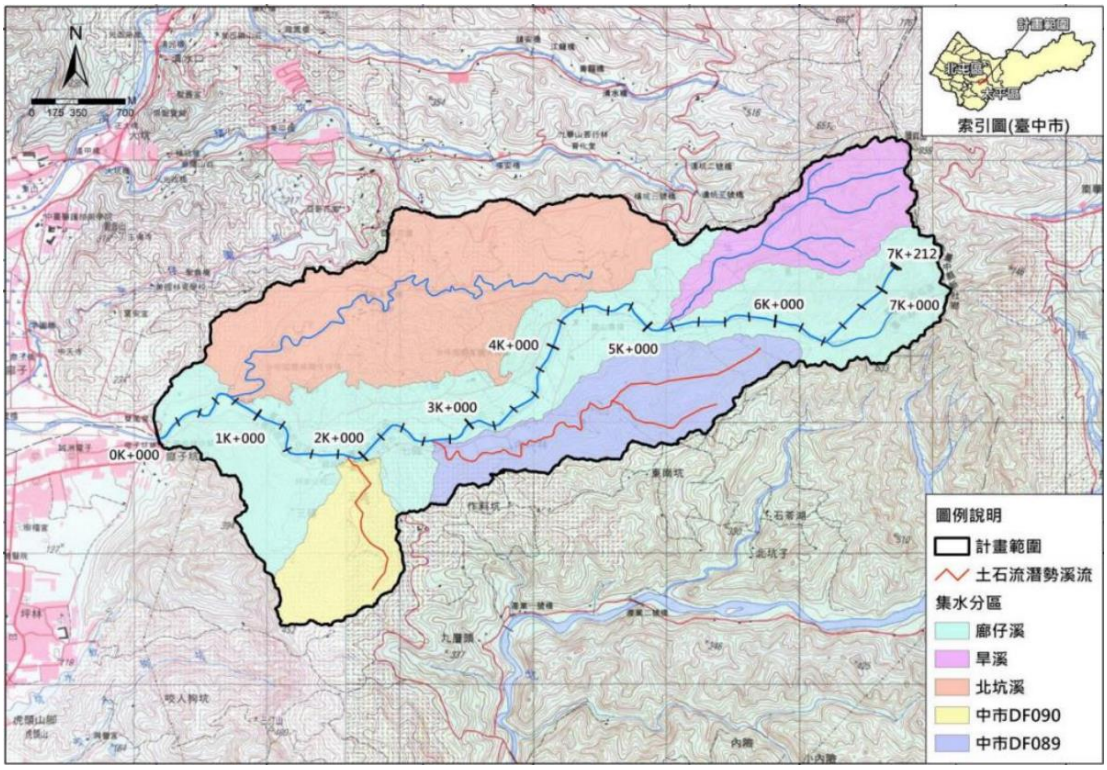
本計畫為掌握廊仔溪 5K+120 防砂壩上下游集水區之潛在問題及災害，瞭解現況問題，本計畫將以廊仔溪 5K+120 防砂壩及上下游為重點進行調查分析，調查項目包含區內之崩塌地、土石流潛勢溪流、野溪坑溝、道路、水土保持構造物與保全對象等，依據調查與分析結果進行集水區現況問題分析與說明，做為後續分析之參考。

3.1 現況調查

本區調查重點主要包含廊仔溪防砂壩及其上下游、旱溪。本計畫依區內現況水系分布情形，大致將本區由上游至下游區分為旱溪、廊仔溪 5K+120 防砂壩、廊仔溪下游，各詳分區表 1.1 所示，里程分布圖如圖 3.1 所示。

表 3.1 調查項目表

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



資料來源:廊仔溪中上游集水區(廊仔以上)整體治理調查規劃成果報告書

圖 3.1 里程分布圖

3.1.1 旱溪分區

自廊仔溪里程與旱溪匯流口起，有零星裸露可見雜草生長，於衛星影像等大尺度影像中不易辨識，如圖 3.2 照片 2 中所示，沿途往上游發現溪床則有土砂堆積情形，部份的近岸邊坡陡峭處有裸露情形，如圖 3.2 照片 3 及照片 4。整體而言狀況大致穩定，溪床上有較大粒徑土砂堆積情形。

3.1.2 廊仔溪防砂壩

5K+120 至無名橋，於 5K+120 處，目前防砂壩及其副壩，構造物現況良好無明顯破壞情形，如圖 3.4 照片 17 及照片 18，但防砂壩下游處有明顯落差，落差處有岩盤出露，如圖 3.5 照片 27 及照片 28，其下游面沖刷劇烈，為地質敏感區應持續掌握之後的狀況。自

5K+120 往上游到無名橋間，設有連續固床工，河床有土砂堆積且有植生覆蓋狀況，兩岸植生良好，現況大致呈穩定，如圖 3.2 照片 6 及照片 8，其間可見有土砂堆積情形明顯，兩側灘地有高莖植物生長，如圖 3.2 照片 5 及照片 7。坡面可見有植生恢復，整體而言狀況穩定。

3.1.3 廊仔溪下游

5K+65 至 5K+120 沿途往上游到防砂壩，於 5K+65 處溪段溪幅較窄，此溪段溪床多有岩盤出露，溪床有沖刷情形，如圖 3.5 照片 30 及照片 31，於 5K+120 下游可發現固床工有摩損情形，且下游土砂沖刷嚴重，如圖 3.5 照片 27 及照片 28，此溪段溪床多有岩盤出露，溪床有沖刷情形，為崩坍地潛勢區需多加留意。

	
照片 1　5K+270 匯流口現況	照片 2　防砂壩上游旱溪現況
	
照片 3　旱溪左岸現況	照片 4　旱溪邊坡崩坍
	
照片 5 廊仔溪上游現況	照片 6　廊仔溪潛壩現況良好
	
照片 7　5K+340 廊仔溪上游現況	照片 8　廊仔溪固床工上游現況

資料來源:本計畫調查

圖 3.2 集水區上游調查照片

	
照片 9　主壩現況	照片 10　左岸壩翼現況
	
照片 11　右岸壩翼現況	照片 12　主壩上游土砂狀況
	
照片 13　主壩上游土砂狀況	照片 14　主壩上游土砂狀況
	
照片 15　防砂壩上游左岸崩坍	照片 16　防砂壩上游右岸崩坍

資料來源:本計畫調查

圖 3.3 防砂壩上游調查照片

	
照片 17　主壩現況良好	照片 18　副壩現況良好
	
照片 19　防砂壩靜水池現況良好	照片 20　調整型預鑄塊現況良好
	
照片 21 右岸壩翼現況良好	照片 22　左岸壩翼現況良好
	
照片 23　防砂壩上游土砂狀況	照片 24　備用預鑄塊現況良好

資料來源:本計畫調查

圖 3.4 防砂壩現況調查照片

	
照片 25　副壩下游土砂狀況	照片 26　副壩到固床工之土砂
	
照片 27　5K+065 固床工下游沖刷	照片 28　固床工下游河道現況
	
照片 29　5K+070 河道現況	照片 30　5K+070 左岸近岸崩坍
	
照片 31　5K+050 左岸近岸崩坍	照片 32　5K+050 河道現況

資料來源:本計畫調查

圖 3.5 防砂壩下游調查照片

第4章 經營管理與操作矩陣提出

4.1 經營管理與操作矩陣說明

本計畫根據先前文獻蒐集彙整，設計出針對廊仔溪之「經營管理與操作矩陣」，其目的在於提供未來調整型防砂壩設計者、經營者作為依據參考。以下將針對矩陣概念進行說明。

廊仔溪 5K+120 調整型防砂壩為一座具有三處溢口調整型開口，且每個開口相同，具有 5 支調整型預鑄塊可進行調整，如圖 4.1 所示。因此本團隊透過現場勘查及情況模擬，設計出針對本調整型防砂壩之經營管理與操作矩陣，每次調整為三處溢口同時調降相同支數，其預鑄塊最大調整數量即設定為 5 支，最低降低操作則為 1 支。5K+120 調整型防砂壩現地照片如圖 4.2 所示。

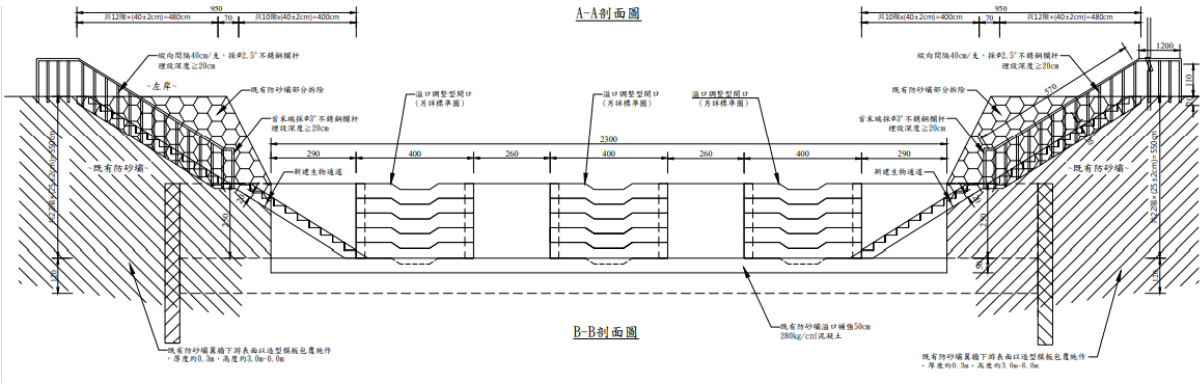


圖 4.1 廊仔溪 5K+120 調整型防砂壩平面設計圖

資料來源：水土保持局台中分局「廊仔溪上游 4K 附近災害復建工程」



圖 4.2 5K+120 調整型防砂壩現地照片

表 4.1 為經營管理與操作矩陣，本團隊規劃以「防砂壩上游影響範圍內之淤砂坡度」、「下游保全對象之沖刷深度」此二因子作為調整依據，分別分以高、中、低三個區間，希望經營者可以方便且直觀地透過當下防砂壩的現狀，去做矩陣的對應。例如:當目前狀況防砂壩上游淤砂波度為「低」，下游保全對象區之沖刷深度為「高」，則代表下游需要更多的土砂補注，但上游並沒有相對應的土砂補注量，因此查考本計畫之矩陣，應該將防砂壩調降最大值，也就是 5 支的數量，希望透過降壩的調整使上游土砂能夠順利運移至下游。

縱軸「防砂壩上游影響範圍內之淤砂坡度」其數值的高低代表著防砂壩上游土砂淤積量的多寡，也意味著當管理者調降壩體時，會補注到防砂壩下游區段的土砂量多寡，一旦忽略此數值而過度調降，可能會直接地影響下游保全對象的安全，導致土砂災害的產生；相對地，過低的調降也可能會影響下游保全對象及河道的安全，導致掏刷、掏空的狀況發生。

橫軸「下游保全對象之沖刷深度」其數值則較為直觀，直接地表示目前下游保全對象的沖淤狀況，當此因子屬於「高」的階段，則代表防砂壩下游需要更多的土砂補注量，經營者可能就需要調降更多的預鑄塊，使土砂能夠順利的下移；相對地，若此因子屬於「低」的階段，則代表下游保全對象並無掏刷的狀況，需要注意不要過度的調降，避免過量土砂淤積造成危害。

其中縱橫軸中高、中、低的明確數值範圍將在後續章節中於數值模型分析及縮尺試驗驗證提出。上述參數數值範圍也會因應用於不同之集水區及野溪而有所變動。

表 4.1 經營管理與操作矩陣

經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高	中	低
上游淤砂坡度(影響範圍內)	低	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

以下圖 4.3 至圖 4.8 將以示意圖方式進行情境模擬，說明經營管理與操作矩陣概念。假設廊仔溪 5K+120 調整型防砂壩上游已淤滿，且淤砂坡度為「高」，下游保全對象沖刷程度也為「高」如圖 4.3 所示。

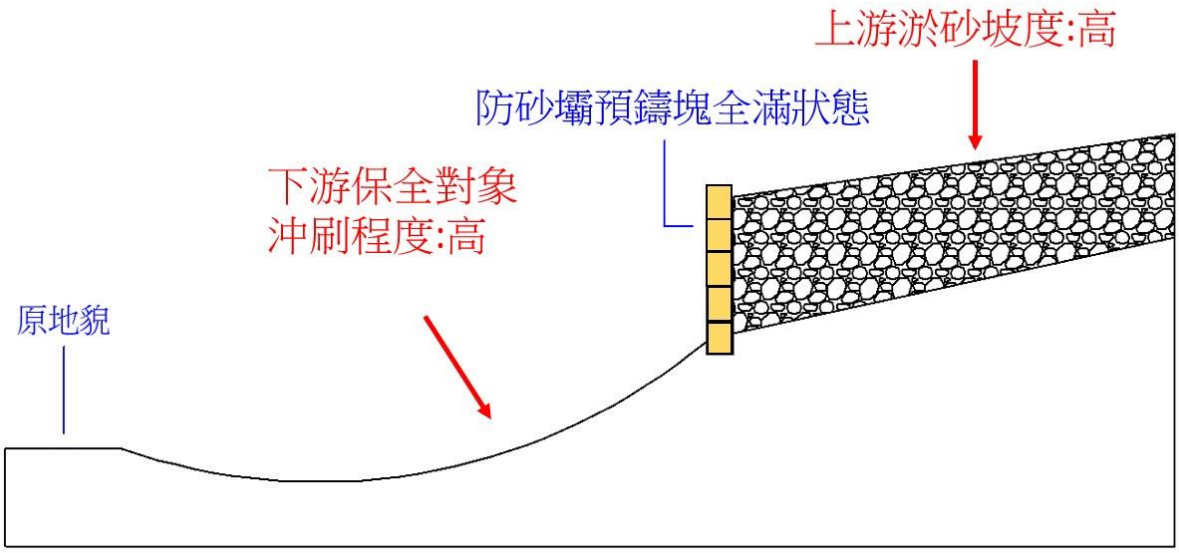


圖 4.3 原始地形模擬示意圖

此一現地狀況對照矩陣後為壩高降低 3 支預鑄塊，如表 4.2 粗體字所示，經調降後使防砂壩上游部分土砂運移至下游，減緩沖刷現象，如圖 4.4 所示。

表 4.2 經營管理與操作矩陣情境模降步驟 1 調降

經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高	中	低
上游淤砂坡度(影響範圍內)	低	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高	**壩高降低 3 支**	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

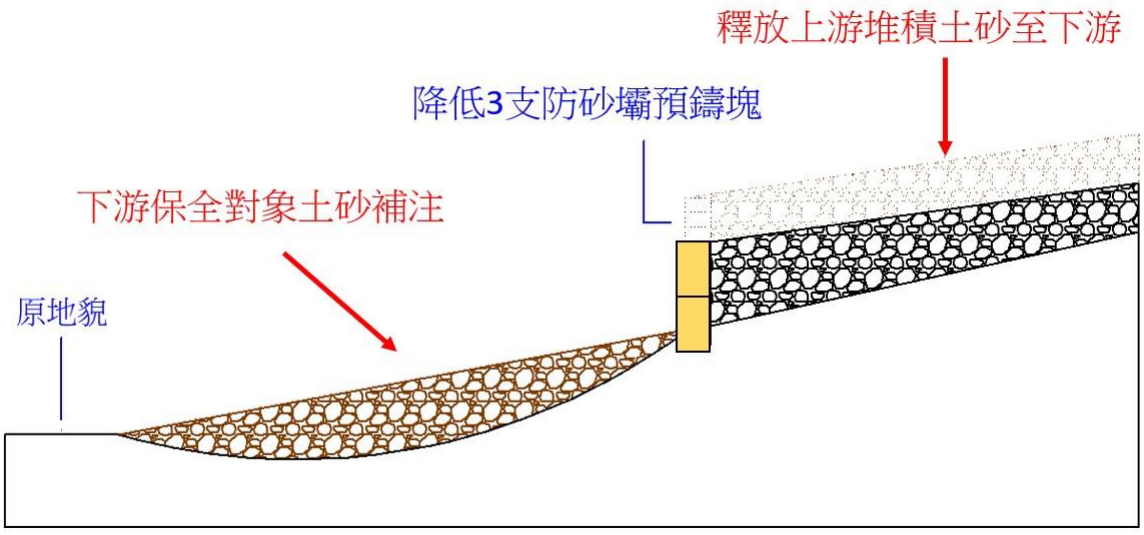


圖 4.4 步驟 1 調降模擬示意圖

當下游土砂填補充足或是遇到超過特定雨量的豪雨事件後，再次將防砂壩預鑄塊升回至 5 支的原始高度，使其發揮攔阻土砂的作用，直到防砂壩再度淤滿或是遇到超過特定雨量的豪雨事件，如圖 4.5 所示，假設此時現地狀況上游淤砂坡度為「高」，下游保全對象沖刷程度為「中」。

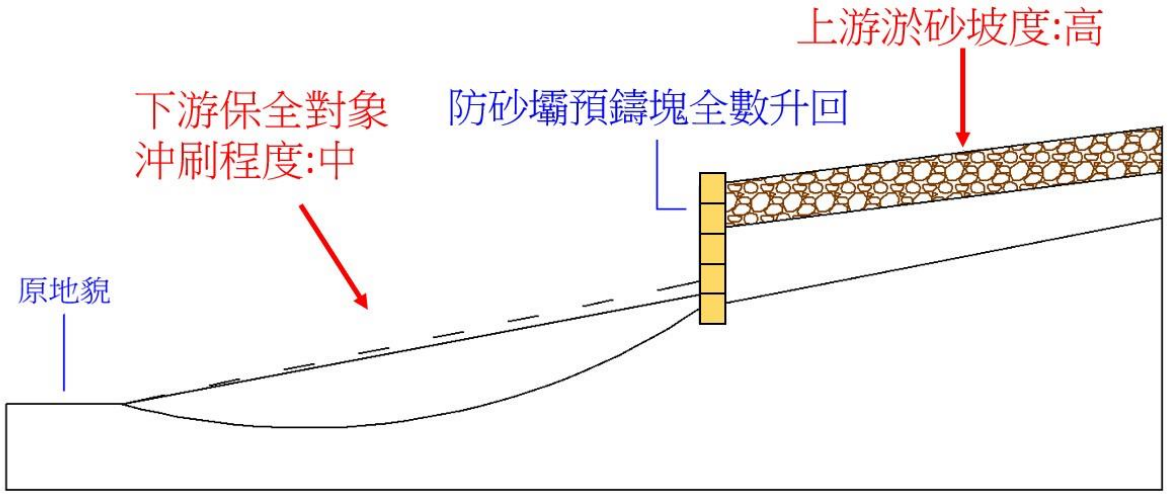


圖 4.5 步驟 2 調升模擬示意圖

此時現地狀況上游淤砂坡度為「高」，下游保全對象沖刷程度為「中」，對照矩陣後為壩高降低 2 支預鑄塊，如表 4.3 粗體字所示，經調降後使防砂壩上游部分土砂運移至下游，減緩沖刷現象，如圖 4.6 所示。

表 4.3 經營管理與操作矩陣情境模降步驟 3 調降

經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高	中	低
上游淤砂坡度(影響範圍內)	低	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支
	高	壩高降低 3 支	**壩高降低 2 支**	壩高降低 1 支

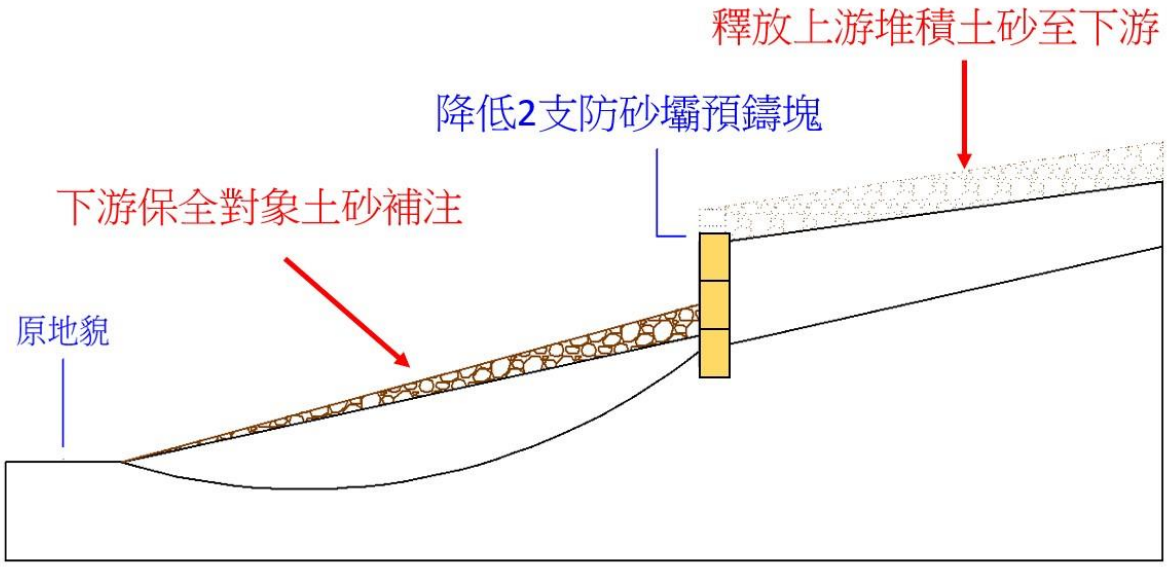


圖 4.6 步驟 3 調降模擬示意圖

當下游土砂填補充足或是遇到超過特定雨量的豪雨事件後，再次將防砂壩預鑄塊升回至 5 支的原始高度，使其發揮攔阻土砂的作用，直到防砂壩再度淤滿或是遇到超過特定雨量的豪雨事件，如圖 4.7 所示，假設此時上游淤砂坡度為「低」，下游保全對象沖刷程度為「低」

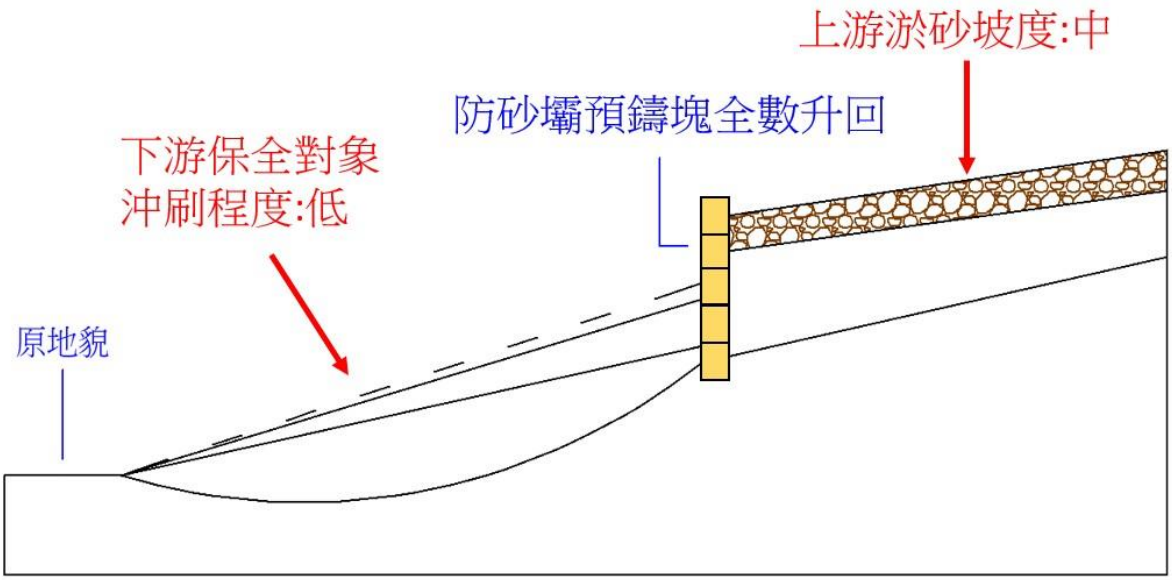


圖 4.7 步驟 4 調升模擬示意圖

此時現地狀況上游淤砂坡度為「中」，下游保全對象沖刷程度為「低」，對照矩陣後為壩高降低 2 支預鑄塊，如表 4.4 粗體字所示，經調降後使防砂壩上游部分土砂運移至下游，減緩沖刷現象，如圖 4.8 所示，最終上下游幾乎成為連續坡段，達到土砂收支平衡的效果。

表 4.4 經營管理與操作矩陣情境模降步驟 5 調降

經營管理與操作矩陣		5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度		
		高	中	低
上游淤砂坡度(影響範圍內)	低	壩高降低 5 支	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支
	中	壩高降低 4 支	壩高降低 3 支	**壩高降低 2 支**
	高	壩高降低 3 支	壩高降低 2 支	壩高降低 1 支

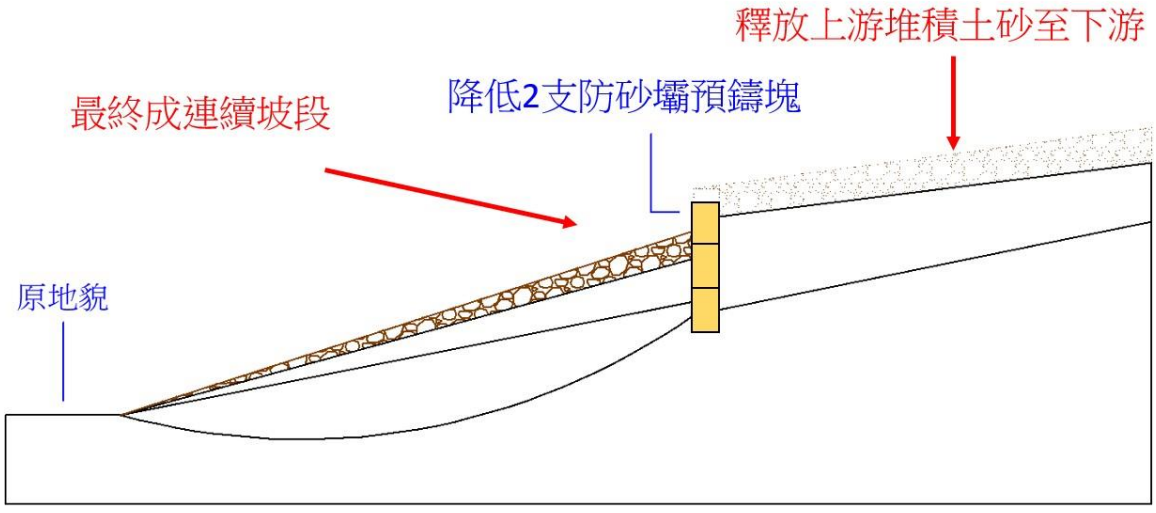


圖 4.8 步驟 5 調降模擬示意圖

本團隊將透過後續章節的數值模型分析及縮尺試驗驗證，提出整體的調整型防砂壩操作流程。以維持下游保全對象安全為原則，於每次壩體淤滿或是遇到特定豪雨事件後，依照不同河道上游淤砂坡度，以及下游沖刷深度進行降壩調整。再接續模擬找出再次調升壩體的豪雨事件臨界值，經過反覆的升降壩操作，在最後階段達成減緩河床坡度，穩定土砂平衡之功效。

本團隊整理出以下幾個調整型防砂壩經營管理與操作的核心問題，並且將於後續章節最終彙整出這些問題之解方，提供管理者與經營者更有效的經營管理流程。

1. 遇到甚麼事件或土砂狀況要將防砂壩調降?
2. 需要將防砂壩調降多少預鑄塊?
3. 在調降之後，遇到甚麼事件或土砂狀況需要將防砂壩升回?
4. 如何確保調降後面對 50 年以下重現期洪水仍然安全?

第5章 HEC-RAS 模式介紹與參數設定

隨著電腦運算能力的提升，水理數值模型演算涵蓋的範圍已由早期較簡單的一維模式，逐漸發展至更為複雜的二維以及三維空間模式，雖然數值模式具有計算時間短、人力成本較少之優點仍需以取得容易及輸入資料完整性為主要原則；然而對於目標較小的問題如本計畫案，仍有些因素並不容易完全掌握如防砂壩地形，雨量資料及水文條件等，因此建立的數值模型需要進行驗證，驗證所需的資料則由先前渠槽試驗取得。

本計畫擬採用 HEC-RAS 2D 建立數值模型，HEC-RAS 2D 可執行一維定量流與一維跟二維的變量流模擬，也可做動床輸砂計算、水溫和水質傳輸模擬等等(賴桂文，2016)。原先 HEC-RAS 2D 常用於一維水理分析模型，2016 年延伸出二維水理演算模式，讓模擬範圍不受限於河道內，模擬所需的資料，例如洪峰流量，通常可進行頻率分析取得該項資料。綜合上述，HEC-RAS 2D 雖具有優點，仍需透過相關試驗數據進行驗證；為求土砂經營管理與操作原則之最佳設計參數，本計畫研擬以驗證後之縮尺模型，進行觀測土砂經營管理與操作原則防砂壩下游之沖刷與淤積之變化，避免縮尺試驗不良的規劃耽擱研究時程。透過最佳之設計參數組合，如較保守的調整策略、各種不同尺寸的土砂、依降雨量調整的流量大小等，選擇維持上下游河道土砂平衡效果較好的組合，作為下階段縮尺試驗製作模型的依據。

5.1 HEC-RAS 2D 模式介紹

HEC-RAS 2D 是一款水動力演算模式，由美國陸軍兵工團水文工程中心（HEC）研發出的河川分析系統軟體，其主要的控制方程式為連續方程、動量方程與擴散波方程，並以有限體積法為處理空間離散之數值方法，其中可處理問題包含分析河川，河斷面計算，一維及二維非穩態水流計算，輸砂運移計算，水質分析等。

5.2 控制方程式

5.2.1 質量守恆方程式

假設流動為不可壓縮，非穩態的質量守恆(連續)方程式如下所示:

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (hu)}{\partial x}+\frac{\partial (hv)}{\partial y}=q \qquad \textbf{(式 5. 1)}$$

上式中，t 是時間，u、v 為 x、y 坐標方向的流體速度，q 是源流(涵流)，將上述連續方程，以向量形式表示可得方程式如下所示:

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\nabla\cdot(hV)=q \qquad \textbf{(式 5. 2)}$$

上式中， $V=(u,v)$為 x、y 坐標方向的流體速度，∇ 是由∇=$\left(\frac{\partial}{\partial x},\frac{\partial}{\partial y}\right)$給出的梯度算子，將上式在邊界法向量 n 的水平方向積分，利用高斯散度定理可得方程式的積分形式如下所示:

$$\frac{\partial}{\partial t}\iiint_{\Omega} d\Omega+\iint_{S}(V\cdot n)dS=Q \qquad \textbf{(式 5. 3)}$$

上式中，體積區域 Ω 代表流體佔據的三維體積，n 是垂直於邊界 S 的單位向量。在這樣的條件下，體積 Ω 將表示一個有限體積單元，將依據底層地形的資訊來計算積分。

5.2.2 動量方程式

當水平尺度遠大於垂直尺度時，體積守恆代表垂直速度很小。Navier-Stokes 的垂直動量方程可以用來證明壓力幾乎為靜水壓力。在沒有斜壓梯度(密度非定值)、強風、非靜水壓、條件下動量方程是適用的。垂直速度及垂直導數是可以被忽略的(質量守恆及動量守恆)，可得到淺水方程如下所示:

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}-f_c v = -g\frac{\partial z_s}{\partial x}+\frac{1}{h}\frac{\partial}{\partial x}\left(v_{t,xx}h\frac{\partial u}{\partial x}\right)+\frac{1}{h}\frac{\partial}{\partial y}\left(v_{t,yy}h\frac{\partial u}{\partial y}\right)-\frac{\tau_{b,x}}{\rho R}+\frac{\tau_{s,x}}{\rho h} \quad \textbf{(式 5. 4)}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}+f_c u = -g\frac{\partial z_s}{\partial y}+\frac{1}{h}\frac{\partial}{\partial x}\left(v_{t,xx}h\frac{\partial v}{\partial x}\right)+\frac{1}{h}\frac{\partial}{\partial y}\left(v_{t,yy}h\frac{\partial v}{\partial y}\right)-\frac{\tau_{b,y}}{\rho R}+\frac{\tau_{s,y}}{\rho h} \quad \textbf{(式 5. 5)}$$

5.2.3 擴散波假設

曼寧公式用於估計底部摩擦。如果對流動的物理假設進一步的約束，則正壓壓力梯度和底部摩擦之間的關係可以從動量方程的擴散波形中獲得。然而，必須注意的是，這種關係只能在比之前研究的更一般的動量方程更窄的範圍內應用。在本節所述的條件下，可

以使用擴散波方程代替動量方程。在隨後的部分中將看到，相應的模型變成了一個方程模型，稱為淺水方程的擴散波近似 (DSW)。

上述描述了動量的液壓系統。以下將討論將轉向解的公式和數值方法。將水力半徑和表面橫截面積表示為水面高程 H 的函數勢力於計算的，如 R= R(H)、A=A(H)。在淺摩擦和重力控制的流動中，動量方程的非穩態、平流、紊流和科氏項可以被忽略以得到簡化版本的方程式如下所示：

$$\frac{n^2}{R^{\frac{4}{3}}}\ |V|V = -\nabla z_s$$

(式 5. 6)

上式中，V 為速度向量，R 為水力半徑，$-\nabla z_s$為水面高程梯度，n 為曼寧粗糙度係數，將方程式兩邊開根號，方程式可以重新排列成更經典的形式如下所示:

$$V = -\frac{R^{\frac{2}{3}}}{n} \cdot \frac{\nabla z_s}{|\nabla z_s|^{\frac{1}{2}}}$$

(式 5. 7)

當速度由正壓梯度和底部摩擦之間的平衡決定時，動量的擴散波形可以代替完整的動量方程，相應的方程組實際上可以簡化為一個方程模型。直接替換質量守恆方程中動量方程的擴散波近似，得到經典的擴散波方程：

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \nabla \cdot (\beta \nabla z_s) + q$$

$$where: \beta = \frac{R^{\frac{2}{3}} h}{n|\nabla z_s|^{\frac{1}{2}}}$$

(式 5. 8)

5.3 數值方法

5.3.1 網格和雙網格(Grid and Dual Grid)

為了能有效地利用 HEC-RAS 2D 的數值方法，會將區域細分為不重疊的多邊形以形成網格。二維方程式的網格不會是結構化甚至需要正交的，若全部或部分網格中有正交的存在，就可以提高數值方法的計算速度。由於二階導數項和變量之間關係的微分性質，使雙網格是必要的；除了常規網格之外，還可以對微分方程進行數值建模。下圖 5.1 中，網格的節點和邊用點及實線表示；雙重網格的節點和邊用十字及虛線表示。然而，在數值模擬的情況下，是無法將網格擴展到無限大。因此，透過在邊界邊緣的中心添加對偶節點以及沿著邊界連接邊界對偶節點的對偶節點來截斷對偶網格。

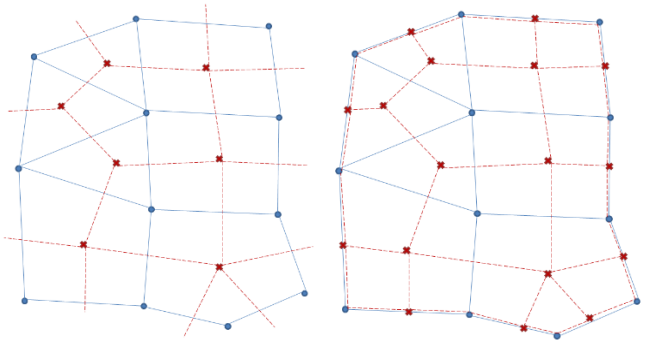


圖 5.1 網格節點和邊示意圖

5.3.2 亞網格測探(Subgrid Bathymetry)

在許多情況下，數值模型的網格會因為數據太密集而無法直接使用。在這之中必須使用相對粗略的計算網格來模擬流體，但這種情況下會產生矛盾，因為在計算中應該結合精細的地形特徵。而 HEC-RAS 2D 裡的解決方案是子網格測深方法。計算網格的網格包

含一些額外的資訊，例如水力半徑、體積和橫截面積，這些資訊可以從水深測量中事先計算出來。雖然會失去高分辨率的細節，但有足夠的資訊可用，因此可以通過質量守恆來解釋精細的水深測量，另外有效地使用較粗的網格來計算表面高程的空間變異性。

5.3.3 網格速度(Cell Velocity)

當前速度是垂直於面上計算而來的。然而，網格平均速度在一些計算中是必要的。在(式 5. 9 中，網格速度是使用 Perot 的方法計算的：

$$V_i = \frac{1}{Ai} + \sum_{\kappa \in \mathrm{K}(i)} \triangle x_{i\,,\,\kappa} L_\kappa (u_\mathrm{N}) \kappa = 0 \qquad \text{(式 5. 9)}$$

式中$x_{i\,,\,\kappa}$是網格中心(i)的中心到邊緣中心(κ)的距離，L_κ是面(κ)的長度。因為這個方法是經過驗證的，因此所有的加速度項都可以在外部反覆運算開始之前計算出來而不需要更新。

5.3.4 Shallow-Water Equations(SWE)淺水方程

SWE 表示體積和動量守恆，而 HEC-RAS 2D 中解 SWE 有兩種方法：歐拉-拉格朗日法（ELM-SWE）和歐拉法（EM-SWE)。除了處理加速度和壓力梯度的方式外，其餘方程式是相似的。使用有限體積近似對連續性方程進行離散化。在 ELM-SWE 方程式中，使用半拉格朗日方法來離散動量方程中的加速度項，雖然這種方法具有在長時間裡保持穩定的優點，但會產生過多的動量數值擴散，加上實驗室的規模需要一直保持動量守恆，導致模擬中產生不准確的結果。出於這個原因，提供了另一種歐拉 SWE 方程式 (EM-SWE)

動量方程是在面上計算的，但水面高程是在網格上計算的。這種交錯的網格使得正壓梯度非常適合利用簡單的兩點模板。此外，半隱式處理為(式 5. 10)：

$$g\nabla \mathrm{H} \cdot n_k = g\frac{\partial {z_s}^{n+\theta}}{\partial N} \quad \textbf{(式 5. 10)}$$

因 $\mathbf{H^{n+\theta}} = (1-\boldsymbol{\theta})\mathbf{H^{n}} + \boldsymbol{\theta}\mathbf{H^{n+1}}$，由於隱式加權，正壓梯度由兩部分組成，一個具有權重θ的隱式項和一個具有權重 (1-θ) 的顯式項，使用相鄰網格水面高程計算水面的面法線梯度。在 EM-SWE 模型中，正壓梯度項的處理與 ELM-SWE 模型類似。該項式使用上述兩點模板在計算面上計算的，並半隱式地處理水位。該項式可以寫為(式 5. 11)

$$g\nabla z_S \cdot n_f = g\frac{h_f}{\overline{h_f}}\frac{\partial {z_s}^{n+\theta}}{\partial N} \quad \textbf{(式 5. 11)}$$

EM-SWE 中的壓力梯度項與 ELM-SWE 的不同之處在於包含了 Kramer , Stelling (2008) 之後的比率。值得注意的是，由於 HEC-RAS 2D 使用亞網格測深，因此此處計算的該因子與 Kramer , Stelling (2008)中的計算方式不同，這種方式在 HEC-RAS 2D 中使用的效果較好。

5.4 模式相關參數設定

HEC-RAS 2D 在流量設定中，入流的部分可輸入定量流或變量流，出流的部分可設定出流寬度與坡度，模擬集水區內水文事件的水流分布情形。

5.4.1 設計雨型

參考經濟部水利署歷年各延時降雨及頻率分析資料網站，以大坑(C0F970)雨量站為主要依據，整理不同重現期下最大一日暴雨量，如表 5.1，結果較接近對數皮爾遜三型分布。與廊仔溪集水區之設計降雨分配型態，如圖 5.2，設計不同重現期下的降雨事件。以 25 年重現其為例，將一日暴雨量 636.9mm 乘上雨型分布百分比，可得如圖 5.3 之設計之 25 年重現期降雨組體圖。

表 5.1 大坑雨量站一日暴雨頻率分析成果表(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

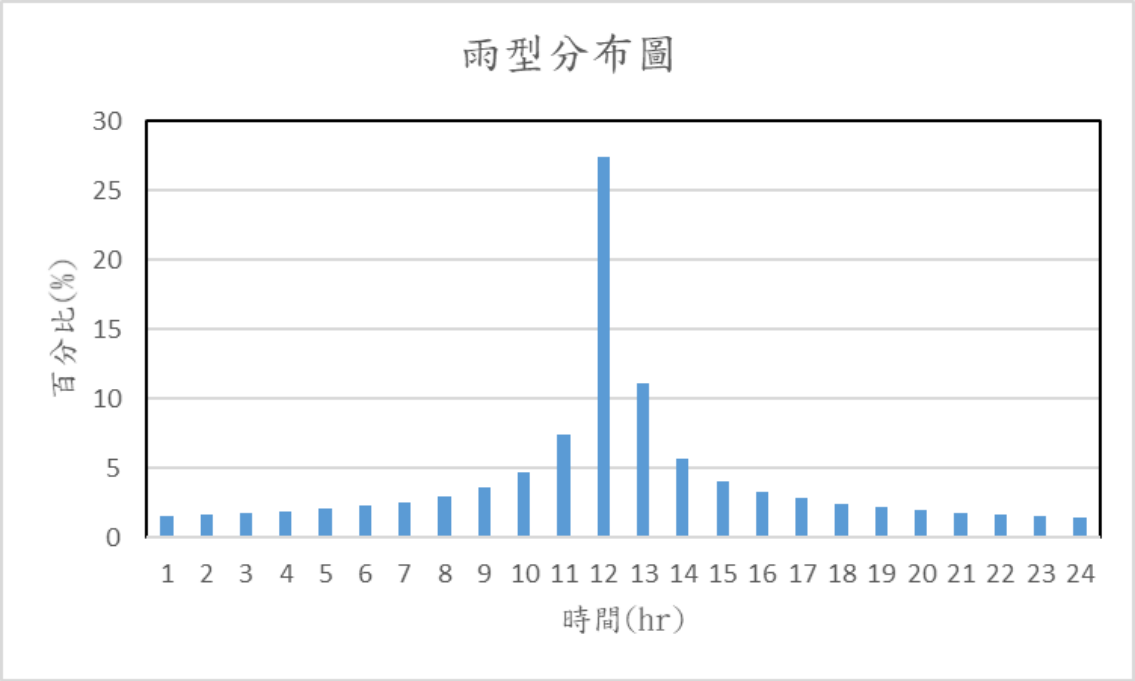


圖 5.2 大坑雨量站位序法雨型分布圖

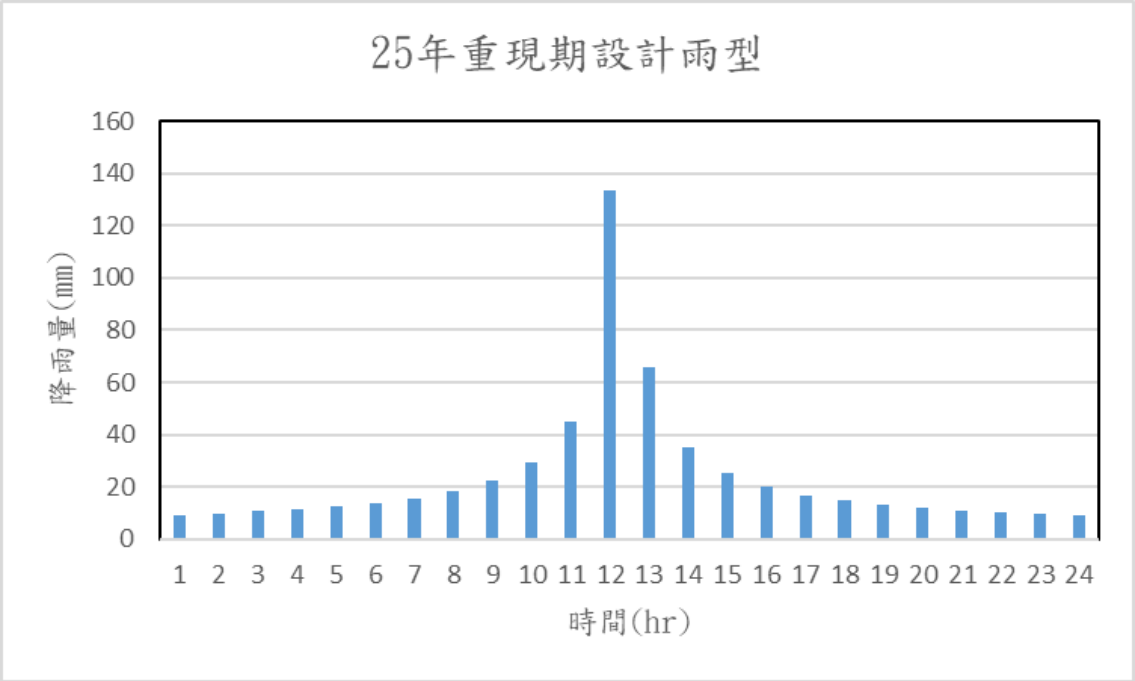


圖 5.3 大坑雨量站 25 年重現期設計雨型

5.4.2 單位歷線計算

參考水土保持手冊(106 版)，調查篇中三角形單位歷線計算方法，採用「加州公路局公式」進行集流時間推估，如(式 5. 12，其公式說明如下：

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{H}\right)^{0.385} \quad \text{(式 5. 12)}$$

式中，Tc 為集流時間(hr)；L 為集水區內排水路最上游點至控制點之水平距離(km)；H 為集水區內排水路最上游點至控制點之高程差(m)。

表 5.2 廊仔溪集流時間推估表

集水區	集水面積 A(ha)	流路長 L(m)	高程差 H(m)	集流時間 (min)
廊仔溪 5K+350 上游	114.63	1862	215	14
旱溪	106.03	1821	254	13.28

依據美國水土保持局所提，在單位降雨延時內，單位超滲降雨 Re 所產生的三角形單位歷線，可依下列公式計算，並得到如表 5.3 之洪峰流量及圖 5.4 之單位歷線。

$$\mathrm{Qp} = 0.208 \times \mathrm{A} \times \left(\frac{\mathrm{Re}}{TP}\right)$$

$$\mathrm{TP} = \mathrm{D} / 2 + 0.6 \times \mathrm{TC}$$

$$\mathrm{Tb} = 2.67\mathrm{TP} \quad \text{(式 5. 13)}$$

式中，Qp：洪峰流量(cms)

A：流域面積(km2)

Re：超滲降雨量(mm)

Tp：開始漲水至洪峰發生之時間(hr)

Tc：集流時間(hr)

D：單位降雨時間(hr)，須與雨型單位刻度一致

Tb：洪峰流量發生至歷線終端之時間(hr)

表 5.3 單位歷線洪峰流量推估表

集水區	A 集水面積(km2)	Re 超滲降雨量(mm)	D 單位降雨時間(hr)	Tp 洪峰發生時間(hr)	Tb 洪峰流量發生至歷線終端之時間(hr)	Qp 洪峰流量(cms)
廊仔溪 5K+350 上游	114.63	10	0.5	0.19	0.51	12.608
旱溪	106.03	10	0.5	0.19	0.47	12.608

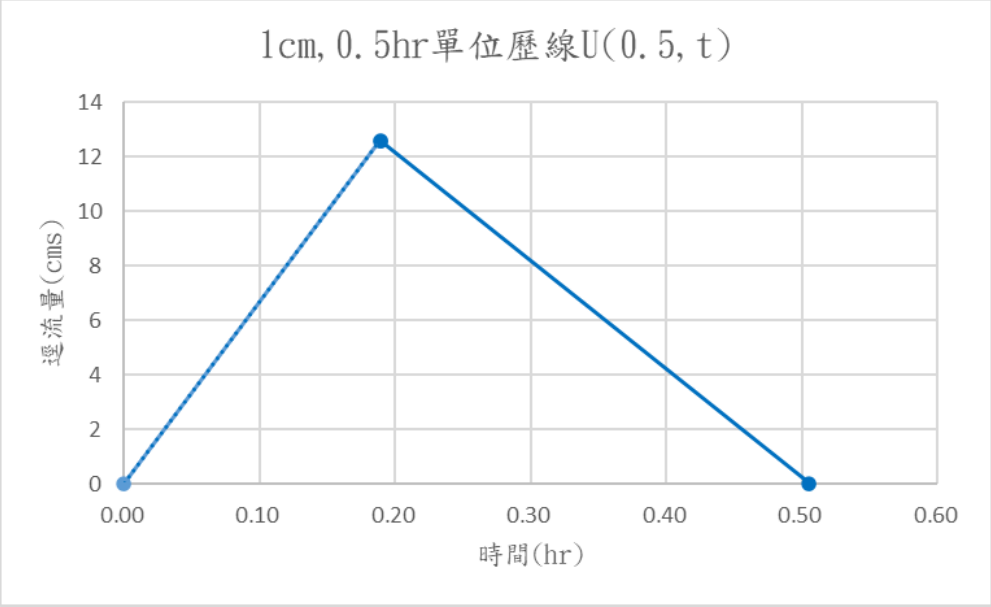


圖 5.4 廊仔溪 5K+350 上游集水區一公分超滲降雨量之單位歷線

5.4.3 單位歷線疊加計算逕流歷線

利用上述步驟求得不同重現期之降雨行分布與單位歷線相乘疊加，可推算廊仔溪集水區各重現期洪峰流量，如表 5.4。集水區之逕流歷線，如下圖 5.5、圖 5.6。

表 5.4 各重現期洪峰流量推估結果

集水區	集水面積 (ha)	1.11 年	2 年	5 年	10 年	25 年	50 年	100 年	200 年	500 年
廊仔溪 5K+350	114.63	11.27	18.79	27.43	32.92	41.52	50.23	60.86	79.76	103.69
旱溪	106.03	9.84	17.82	26.01	31.21	39.39	49.54	61.51	75.64	98.33

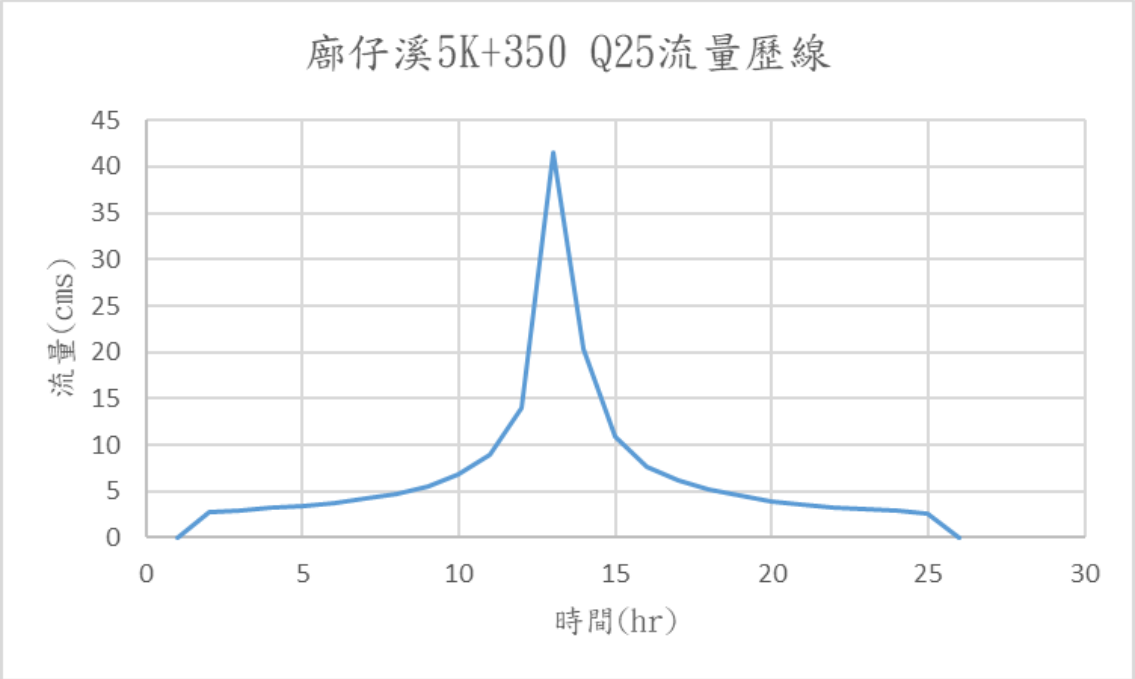


圖 5.5 廊仔溪 5K+350 重現期 25 年之流量歷線

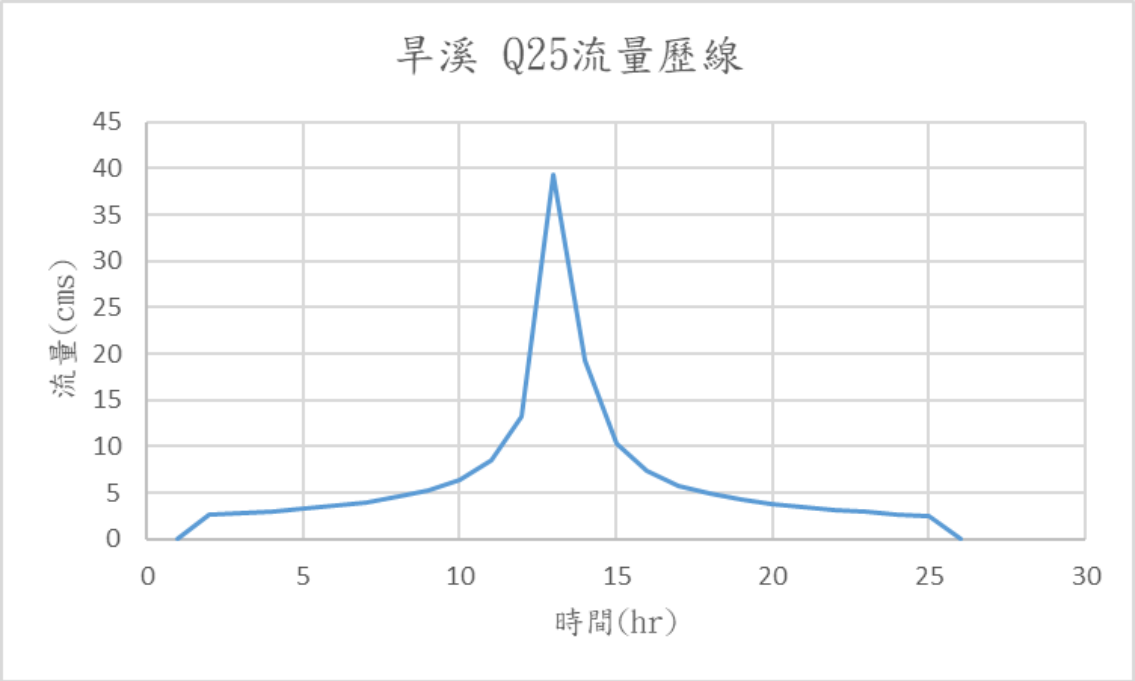


圖 5.6 旱溪重現期 25 年之流量歷線

5.4.4 泥砂沖刷設定

HEC-RAS 2D 在輸砂沖刷模式設定中，可藉由設定土砂粒徑、土砂分布範圍、水流含砂量等參數，模擬不同類型之土砂狀況，亦可針對不同的土砂沖淤情境，選用適合之輸砂公式，模擬河道土砂之沖刷、搬運及堆積等狀態。

5.4.4.1 土砂基本參數設定

依照 HEC-RAS 2D 土砂粒徑通過百分比格式輸入，以 32mm、64mm、128mm、256mm、512mm 作為代表粒徑。同時，參考水土保持技師公會蔡明波(2020)「廊仔溪中上游集水區（廊仔橋以上）整體治理調查規劃成果報告書」，選用旱溪與廊仔溪交會口之採樣坑資料圖 5.7，內插求得各代表粒徑之通過百分比，其代表粒徑大小與所占百分比於表 5.5 所示。

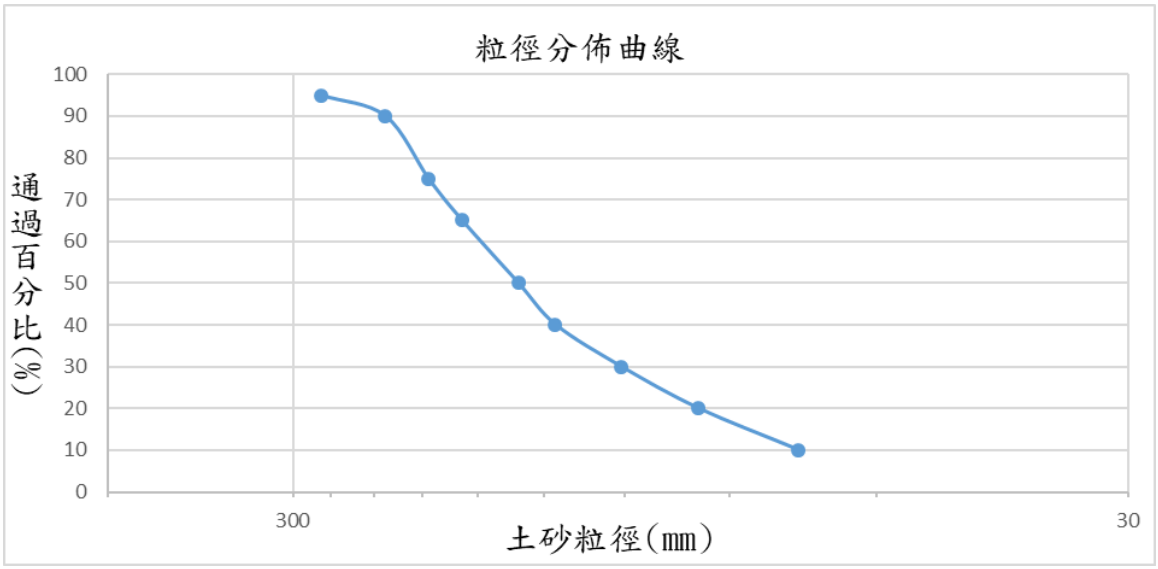


圖 5.7 廊仔溪取樣點之粒徑分布圖

表 5.5 模擬土砂粒徑表

代表粒徑 (mm)	通過百分比(%)
32	0
64	9
128	33
256	93
512	100

5.4.4.2 水流含砂量

HEC-RAS 2D 在水流含砂量可分為四種輸入方式，分別為 Rating curve、Sediment load series、Equilibrium load 以及 Clear water (no sediment)，以下分別說明。

Rating curve：

Rating curve 是以泥沙運移率(tons/day)或水中含砂濃度(mg/l)作為輸入，並可輸入不同粒徑土砂佔比，作為含砂水流入流之設定。

Sediment load series：

Sediment load series 以泥沙運移率(tons/day)作為輸入， 同時可輸入土砂粒徑分布。不同於 Rating curve，Sediment load series 可隨時間輸入不同泥沙運移率，使模擬狀況更精確。

Equilibrium load：

軟體自動依據流量大小和底床級配計算入流邊界的土砂輸送能力作為水流含砂量，在土砂資料不足，或是初次建模驗證時，能快速模擬出水流含砂量的變化。

Clear water (no sediment)：

Clear water (no sediment)指入流邊界處的水流含砂濃度為零，模擬清水流在河道內的土砂運移。

本計模擬廊仔溪 5K+120 防砂壩河段，為初次建模模擬，同時較缺乏完整之土砂含量資料，故選擇 Equilibrium load 作為水流含砂量輸入，若未來獲得完整之水流含砂量資料時，可再加以驗證。

5.4.4.3 輸砂公式選定

河床中泥砂的沖淤行為，造成河川形貌上的變化，且結構物調整後沖淤行為的變化為本計畫關注之重點。HEC-RAS 2D 模式中，輸砂公式的使用通常採用 Wu et al's、Van Rijn 及 Soulsby-van Rijn。河床載的運動機制有滾動(Rolling)、滑動(Sliding)、跳躍(Saltation)這三種型態。

Wu et al's：

此輸砂公式考量到非均勻輸砂的傳輸中，會因為粒徑不同而有相互隱藏及顯露的作用，因此加入隱顯參數(hiding and exposure factor)的應用。河床載部分，Wu et al's(2000)參考 Meyer-Peter and Mueller (1948)及 Engelund and Fredsoe (1976)提出無因次非均勻質河床載傳輸率，並透過大量實驗室、實測資料進行比較及調整後提出經驗公式。而懸浮載部分，Wu et al's(2000)結合 Bagnold (1966)的概念將底床泥砂傳輸率應用在河道傳輸功率中，並且結合現地資料比對，提出無因次懸浮載傳輸率公式。下表 5.6 為此公式之適用範圍。

表 5.6 Wu et al’s 適用範圍數據表

試驗參數	參數範圍
泥砂粒徑(mm)	0.01~250mm
流速(m/s)	0.086~28.7
能量坡降	1/13605 ~ 1/27
水深(m)	0.01~17.5m

Van Rijn：

此輸砂公式針對單一顆粒所受之外力，推導其運動軌跡方程式，且根據不同流況與運動機制進行計算，如跳躍(Saltation)高度，跳躍時水平分速度等參數，再進一步將輸砂率以無因次參數推出。下表 5.7 為此公式之適用範圍數據表。

表 5.7Van Rijn 適用範圍數據表

試驗參數	參數範圍
泥砂粒徑(mm)	0.2~2
流場福祿數	<0.9
水深(m)	>0.1

Soulsby-van Rijn：

Soulsby-van Rijn 公式是將 van Rijn (1993) 泥沙輸送模型進行修正，並將臨界深度之平均流速與粒子間的隱藏、顯露作用校正因子相乘，進而推導出總輸砂率之公式於 1997 年提出。本公式之適用性問題，相關文獻中並無較明確之範圍限定。

本計畫試區為廊仔溪 5K+120 防砂壩河段，該河段之流速為 3~15(m/s)，該區段土砂之平均粒徑為 146.27mm，水深範圍介於 0.5~2 公尺。因此根據輸砂公式之適用範圍數據表，本次研究所選擇之輸砂公式為 Wu et al’s 所提出之輸砂方程式，該公式所適用之參數範圍符合本計畫之試區需求，且 Wu et al’s 方程式為各大水理輸砂分析軟體中常使用之輸砂方程式，包含 SRH-2D、CCHE2D 及本計畫所選用之 HEC-RAS 2D。

5.4.5 模型建置設定

HEC-RAS 2D 建立河道沖刷之數值模擬，模型設定可區分為四個階段進行參數輸入與調整，而四個階段分別為基礎設定、幾何模型網格與邊界條件設定、人工構造物設定、輸出資料設定，以下為各階段之分述：

5.4.5.1 基礎設定：

該階段為指定一些基本參數，如單位設定、地理座標系統、DTM 圖層資料等，以使後續模擬具有一致性的標準。而此次數值模擬單位設置採用 SI 制，地理座標系統為橫麥卡托二度分帶 TM2（TWD97，中央經線 121 度），目前 DTM 圖資為內政部 105 年 1*1 公尺網格數值地形模型(DEM)資料。

5.4.5.2 幾何模型網格：

於 DTM 底圖上建立幾何模型網格，設定網格大小，HEC-RAS 2D 中網格代表計算單元，因此可在河道中心線、堤防、防砂壩等邊界區域、增加網格密度，以獲得更完整的模擬結果，同時也可在邊界處設定特徵線，提高品質增加模式穩定性。

本模擬網格範圍劃定在廊仔溪 4K+540 至 5K+540 之河段，包含 4K+560 毀損防砂壩區域嚴重沖淤段，以及上游旱溪匯流口。網格大小以 3 公尺 x3 公尺為主，防砂壩周圍約 10 公尺之區域則採用 1 公尺 x1 公尺，加強土砂結果呈現，如下圖 5.8 為 DEM 圖資與網格劃定之結果，圖 5.9 為衛星空拍圖與網格範圍。

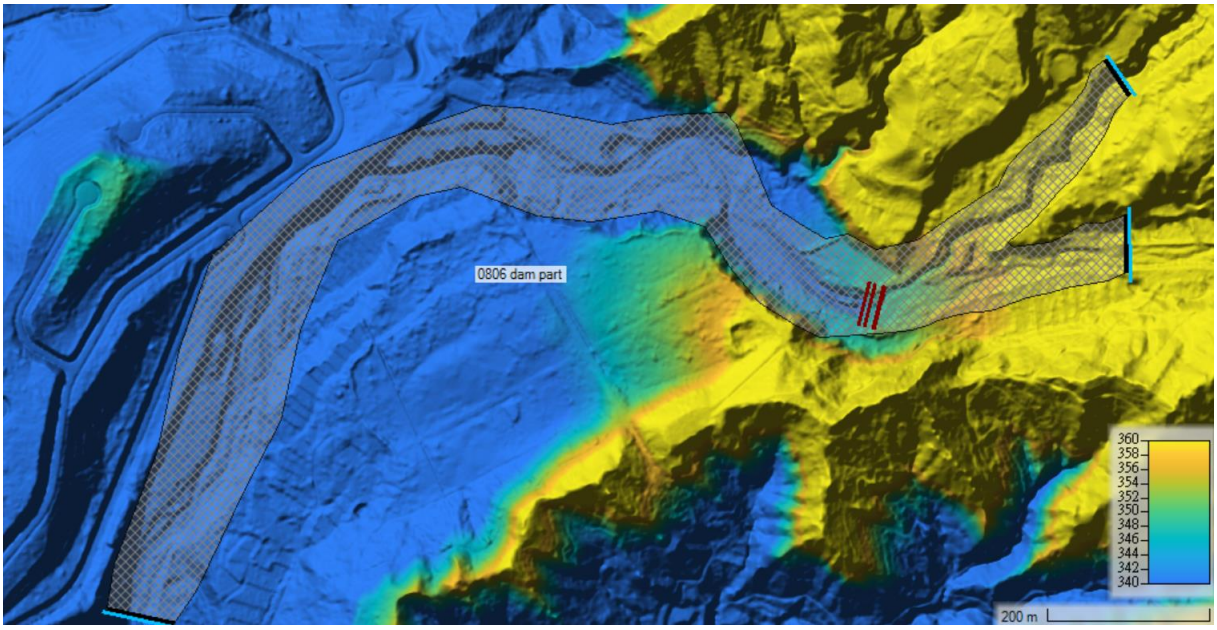


圖 5.8 DEM 圖資與網格繪製結果



圖 5.9 Google 衛星圖與網格繪製結果

5.4.5.3 邊界條件：

邊界條件設定位置如圖 5.8、圖 5.9 藍色線段所示，入流邊界條件選在廊仔溪 5K+540 以及旱溪匯流口上游約 350 尺處，為變量入流 Unsteady flow analysis，分別輸入兩個子集水區之 Q5、Q10、Q25、Q50 之洪峰流量歷線，如圖 5.10。出流邊界則選在廊仔溪 4K+540 處，並參考水土保持技師公會蔡明波(2020)「廊仔溪中上游集水區（廊仔橋以上）整體治理調查規劃成果報告書」，廊仔溪歷年地形剖面調查之結果，如圖 5.11，設定出流河床坡度為 0.04。

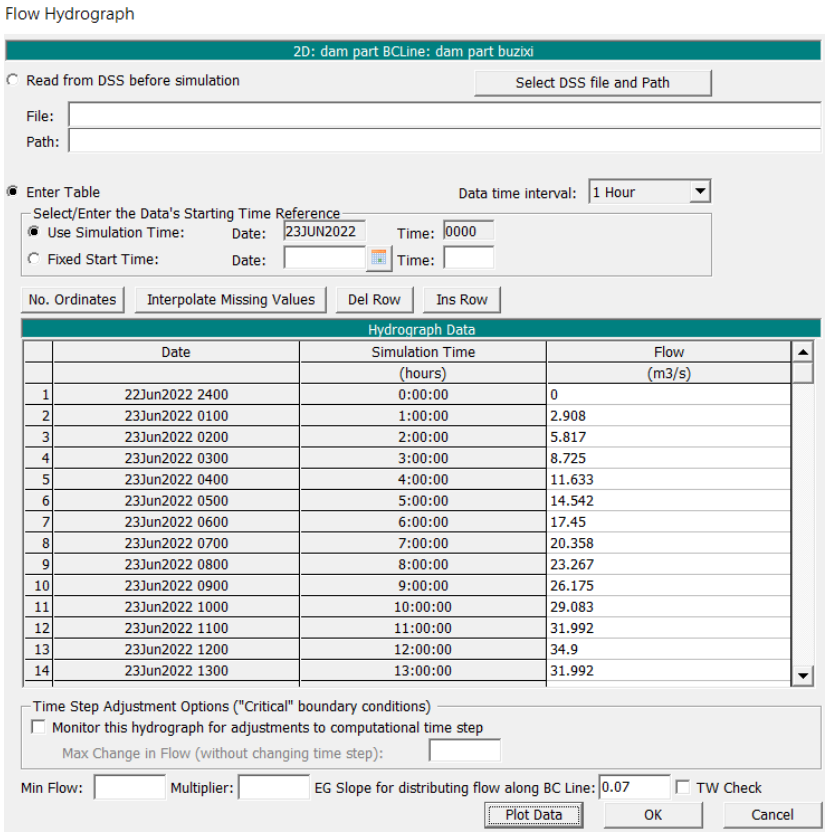


圖 5.10 邊界條件之變量流設定界面

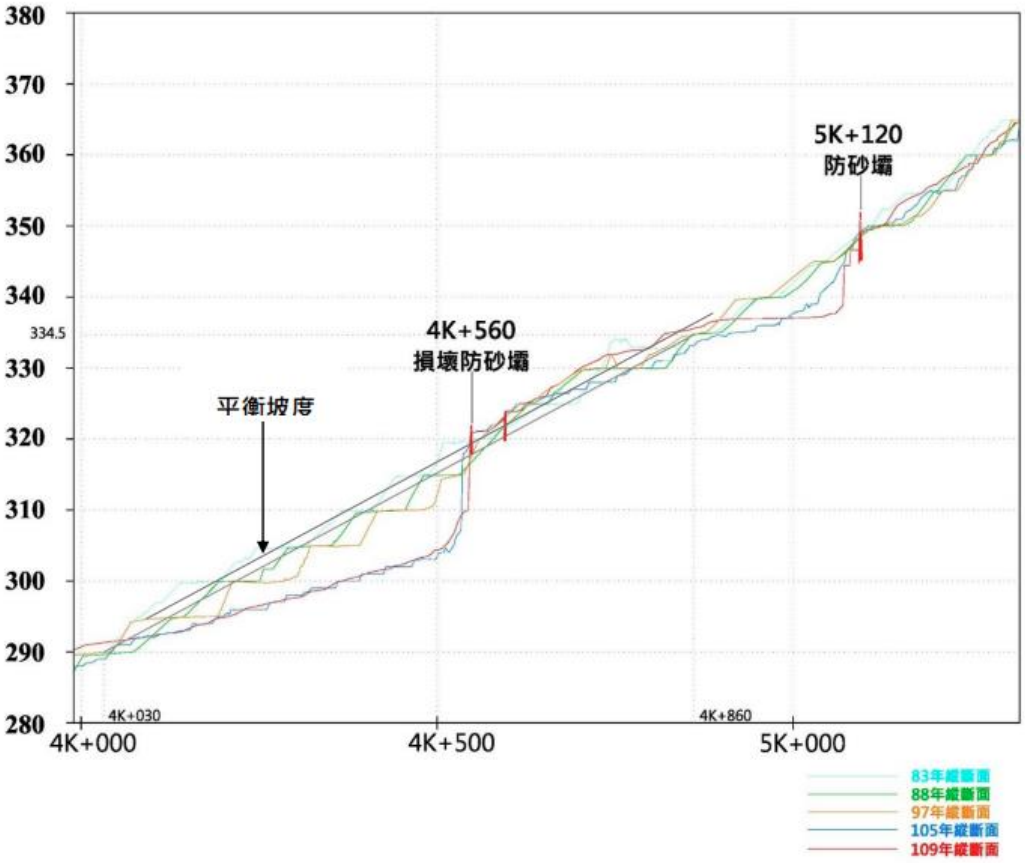


圖 5.11 歷年地形剖面圖

5.4.5.4 人工構造物設定：

於 HEC-RAS 2D 模型中建立防砂壩、固床工、堤防等構造物，可透過新增地形圖層的方式，直接在 DEM 資料上進行編輯，如圖 5.12，並可自由輸入各段面高程數值，建構如開口壩、梳子壩、斜坡堤防等較複雜之構造物，如圖 5.13。

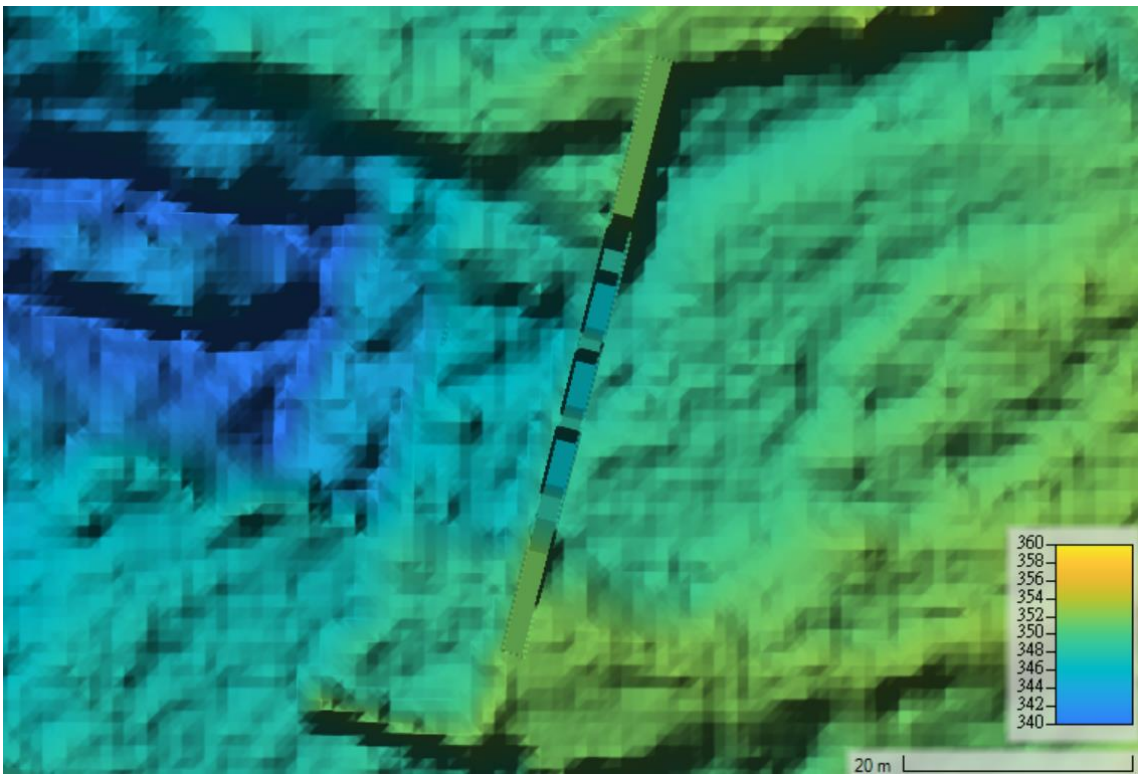


圖 5.12 於 DEM 模型上建立之防砂壩

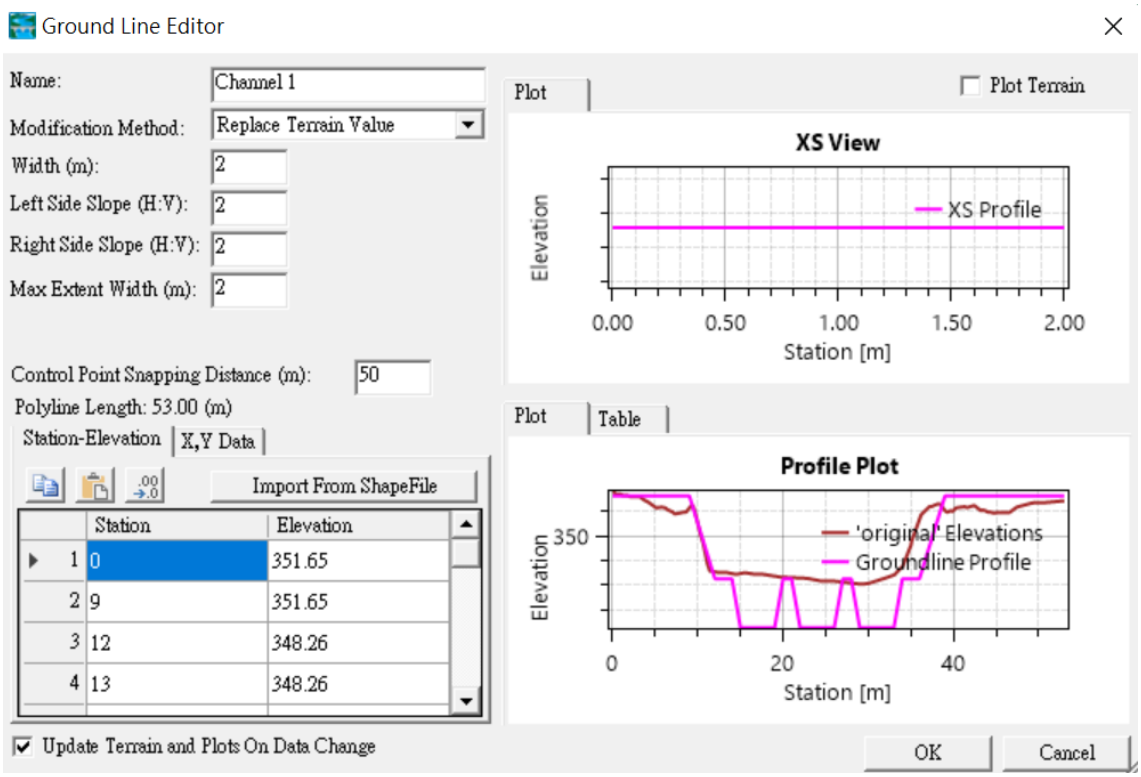


圖 5.13 調整型防砂壩之剖面高程設定

5.4.5.5 輸出資料設定：

該處設定系主要為，數值模擬結果輸出資料設定。首先選擇資料的計算時間(Computation interval)，由於廍仔溪模擬之流速結果約在 2-10m/s 之區間，如圖 5.14，為確保計算結果之連續性，計算時間不可小於水流通過網格(3 公尺x3 公尺)的時間，故設定每 0.5 秒產生一筆計算資料以利觀察其變化情形。結果呈現時間(Hydrograph/Mapping Output interval)則設定為 10 分鐘，即可大致呈現水流及輸砂之變化情形。其次在數據輸出資料性質上，可依據所需勾選泥砂濃度、水流水理資料等資料。

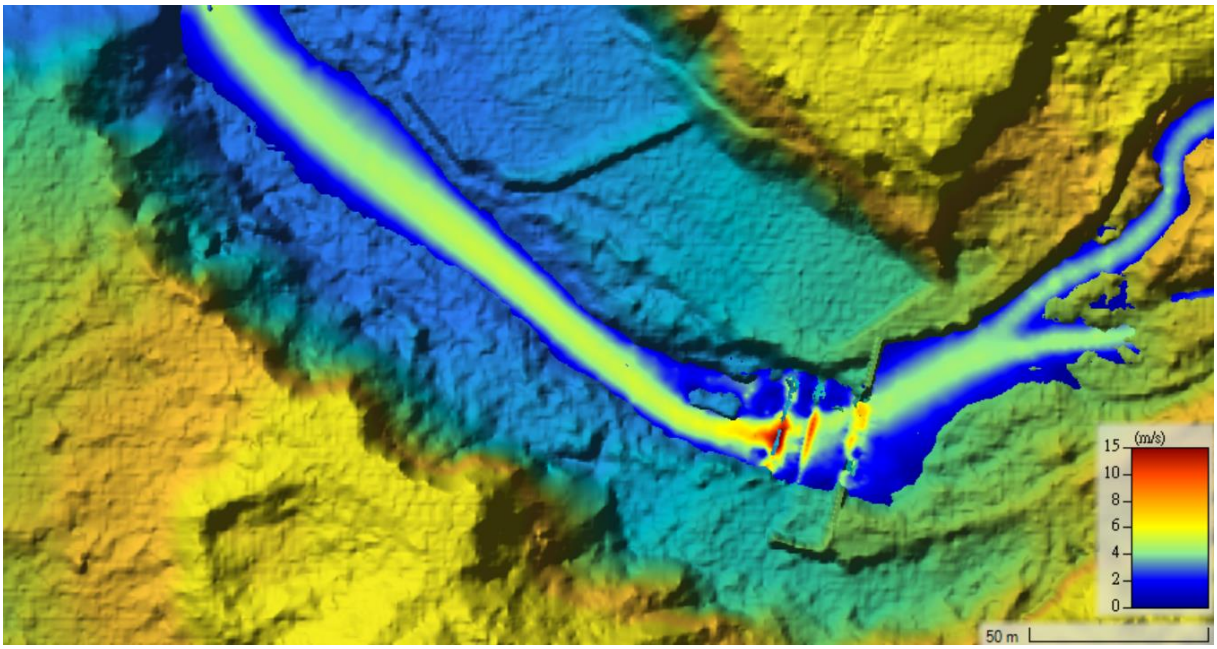


圖 5.14 廍仔溪模擬之流速結果

第6章 HEC-RAS 模擬結果與討論

6.1 整體模擬結果成效分析

6.1.1 各步驟結果前後對比

本節將會針對操作管理矩陣進行模擬分析，由 105 年 1*1 公尺 DEM 地形資料開始，每次依照各步驟地形狀況進行防砂壩預鑄塊調整，總共進行 7 步驟調整，由原本下游沖刷程度高至低，上游影響範圍內淤砂坡度中(5.5%)到低(2.7%)，如下方矩陣，圖 6.1 所示，最終達右上角河川土砂沖淤平衡。

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<341.2)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7)
上游淤砂坡度(影響範圍內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支 Step 3、4	壩高降低 4 支 Step 5、6	壩高降低 3 支 Step 7
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支 Step 1、2	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 6.1 操作管理矩陣模擬流程

以下為各步驟結果呈現，將每一步操作後經過洪水事件的地形模擬與上一步驟之地形進行對比。

6.1.1.1 Step1：

地形：105 年 1*1 DEM 資料

防砂壩：防砂壩預鑄塊調降 4 支

流量：50 年重現期洪水

圖 6.2 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%，且下游產生淤積。

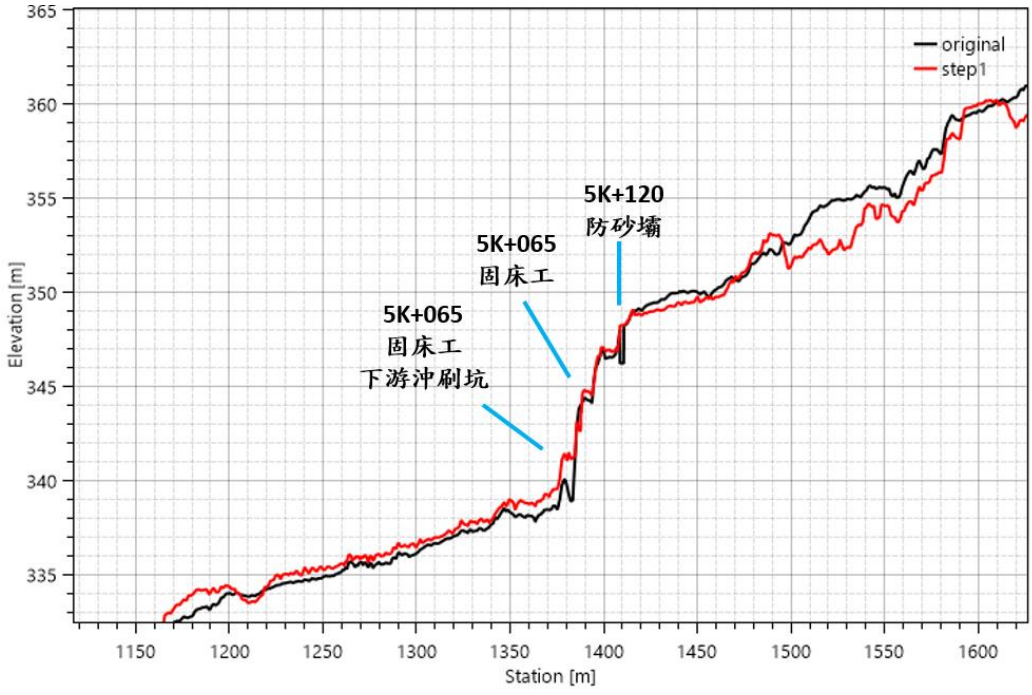


圖 6.2 原始地形與本輪操作後地形之縱剖面對比

圖 6.3 為原始地形與本輪操作後地形，5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比，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 固床工下游沖刷坑剖面線。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 固床工下游沖刷坑沖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 1.45 公尺，經過本步驟調降後防砂壩上游土砂有順利填補至沖刷坑。

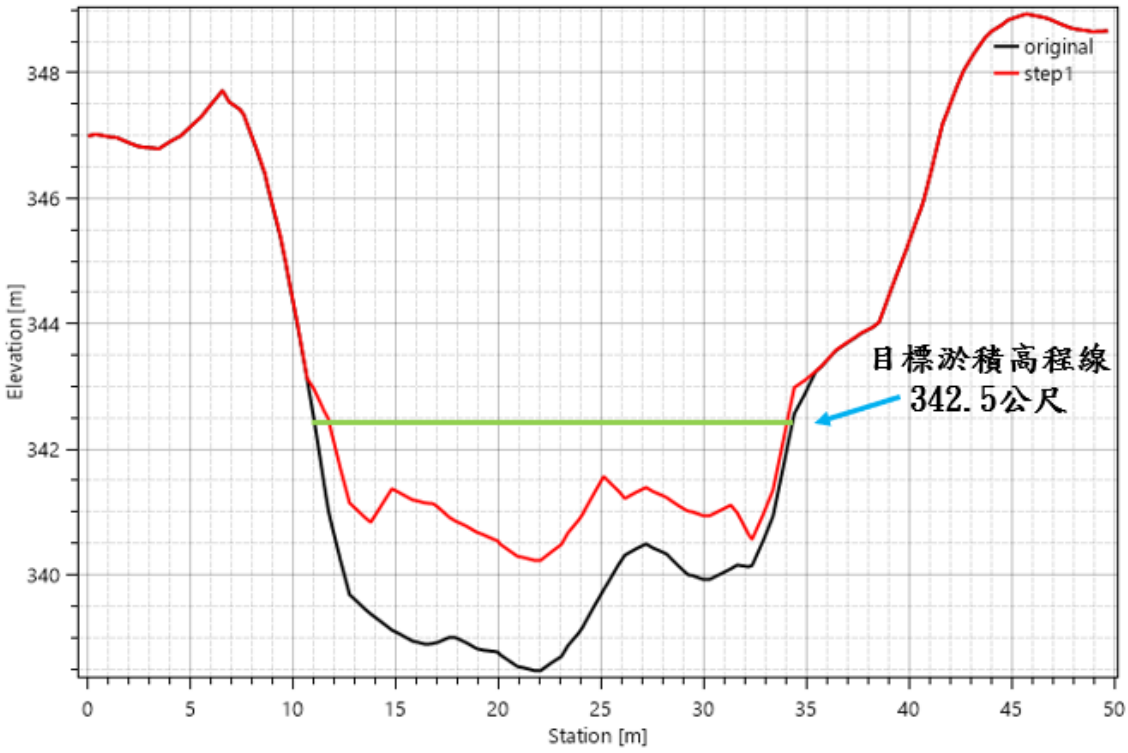


圖 6.3 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比

6.1.1.2 Step2：

地形：Step1 調整後經過 50 年重現期洪水事件之地形

防砂壩：預鑄塊全數升回

流量：25 年重現期洪水

圖 6.4 為 Step1 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 Step1 調整後經過 50 年重現期洪水事件之地形；紅色線為本步驟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%，並無明顯改變。壩體下游因為防砂壩阻攔土砂的緣故，而有些許沖刷的現象，且緊鄰 5K+065 固床工下游的落差處，有產生約 3 公尺的沖刷，與現地勘查結果相符，緊鄰固床工的落差處會有掏刷現象。

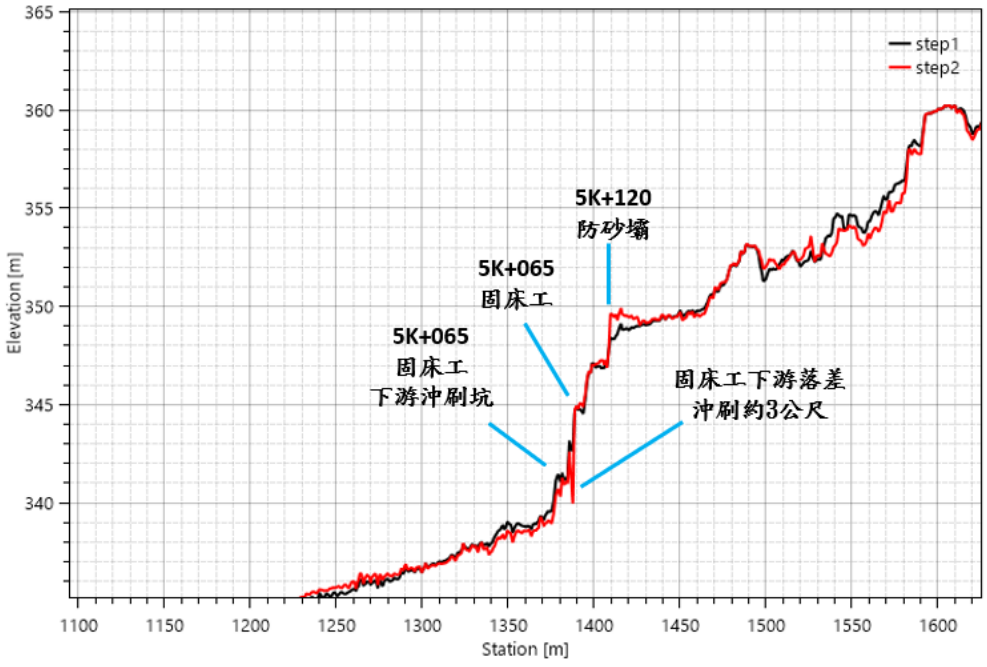


圖 6.4 Step1 調整後經過 50 年重現期洪水事件之地形與本輪操作後地形之縱剖面對比

圖 6.5 為 Step1 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 固床工下游沖刷坑剖面線對比，圖中黑色線為 Step1 調整後經過 50 年重現期洪水事件之沖刷坑剖面線；紅色線為本步驟將壩升回後，經過 25 年重現期洪水後的之沖刷坑剖面線。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，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。

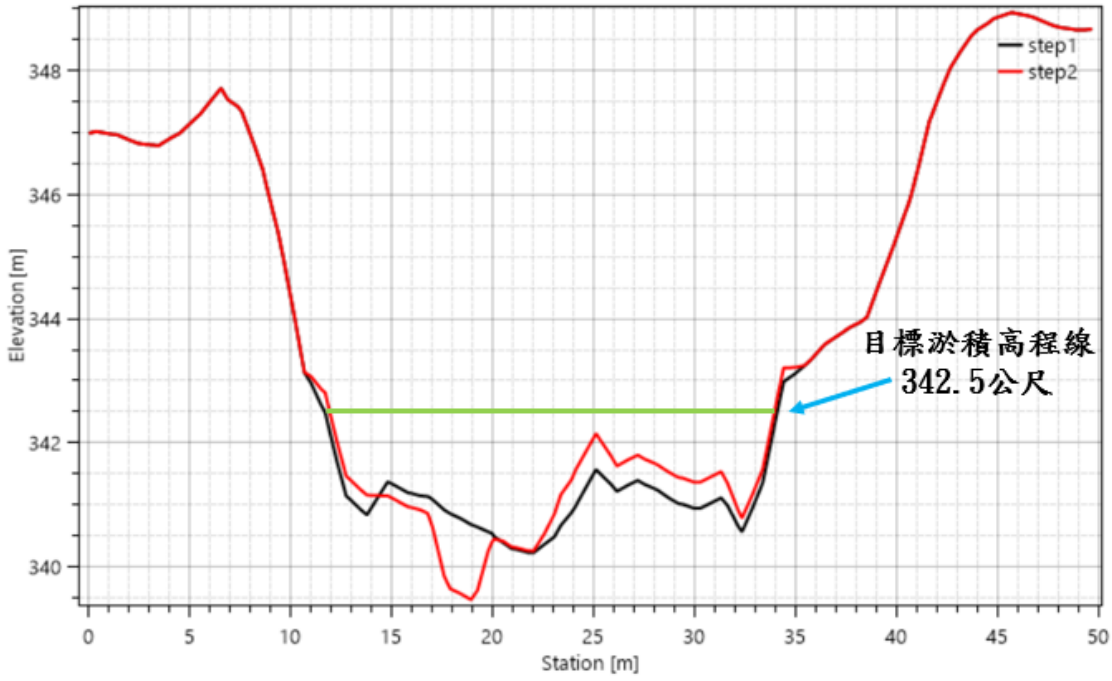


圖 6.5 Step1、Step2 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比

6.1.1.3 Step3：

地形：Step2 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形

防砂壩：防砂壩預鑄塊調降 5 支

流量：25 年重現期洪水

圖 6.6 為 Step2 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，圖中黑色線為 Step2 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形；紅色線為本步驟將壩調降 5 支後，經過 25 年重現期洪水後的地形，可以看到防砂壩上游土砂順利下移，影響範圍內的淤沙坡度由原先 4%降低為 3.6%，且防砂壩下游上一步造成的沖刷的現象有被下移的土砂補回，緊鄰 5K+065 固床工下游落差處之明顯沖刷也有被回填約 1 公尺。

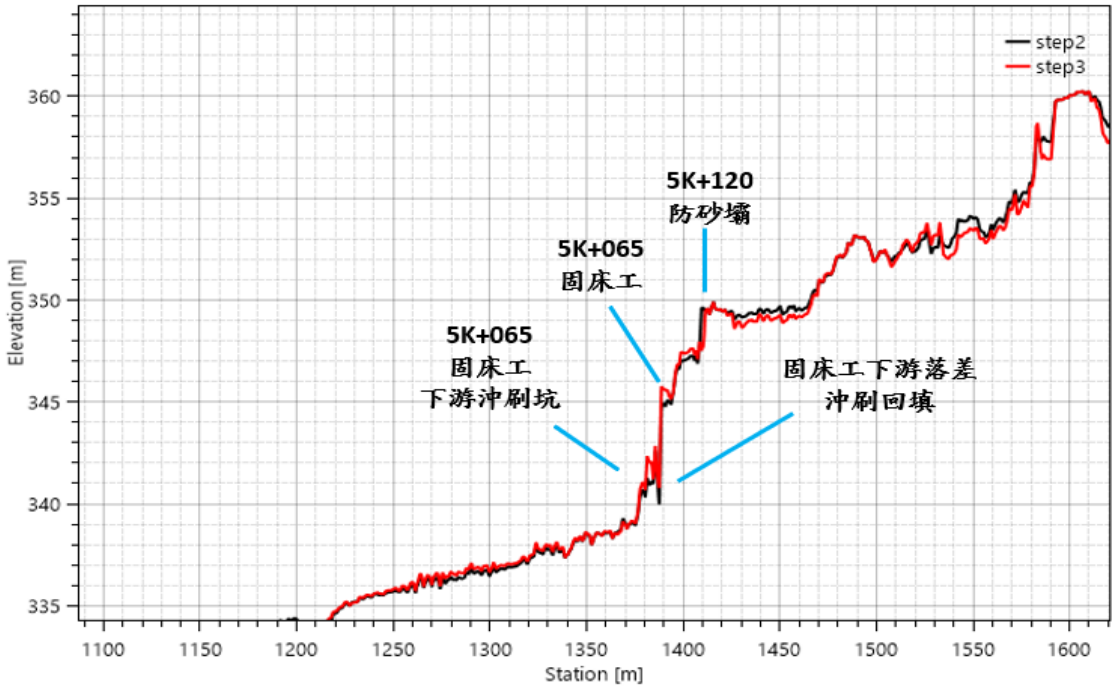


圖 6.6 Step2 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與本輪操作後地形之縱剖面對比

圖 6.7 為 Step2 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，5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比，圖中黑色線為 Step2 調整後經過 25 年重現期洪水事件之沖刷坑剖面線；紅色線為本步驟將壩調降 5 支後，經過 25 年重現期洪水後的沖刷坑剖面線。可以看出整體沖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 2.01 公尺，經過本步驟調降後防砂壩上游土砂有順利填補至沖刷坑。

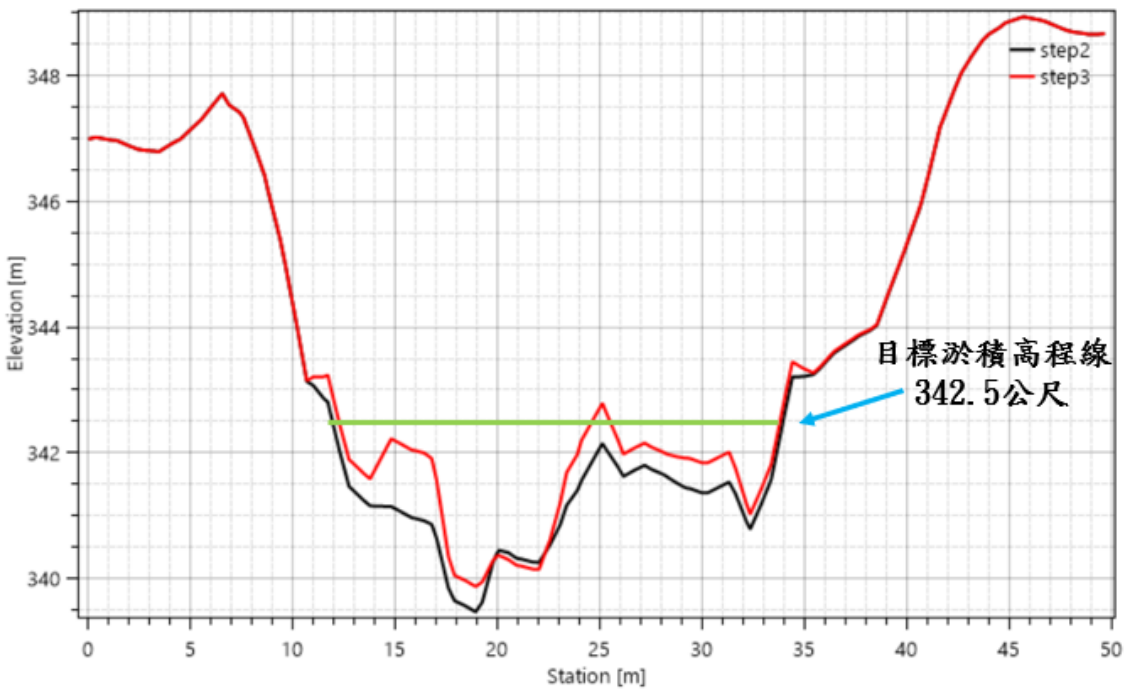


圖 6.7 Step2、Step3 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比

6.1.1.4 Step4：

地形：Step3 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形

防砂壩：防砂壩預鑄塊全數升回

流量：25 年重現期洪水

圖 6.8 為 Step3 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，圖中黑色線為 Step3 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形；紅色線為本步驟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%，而緊鄰 5K+065 固床工的下游落差處有約 2 公尺的沖刷產生，下游因為升壩的關係，整體也呈現些許沖刷現象。

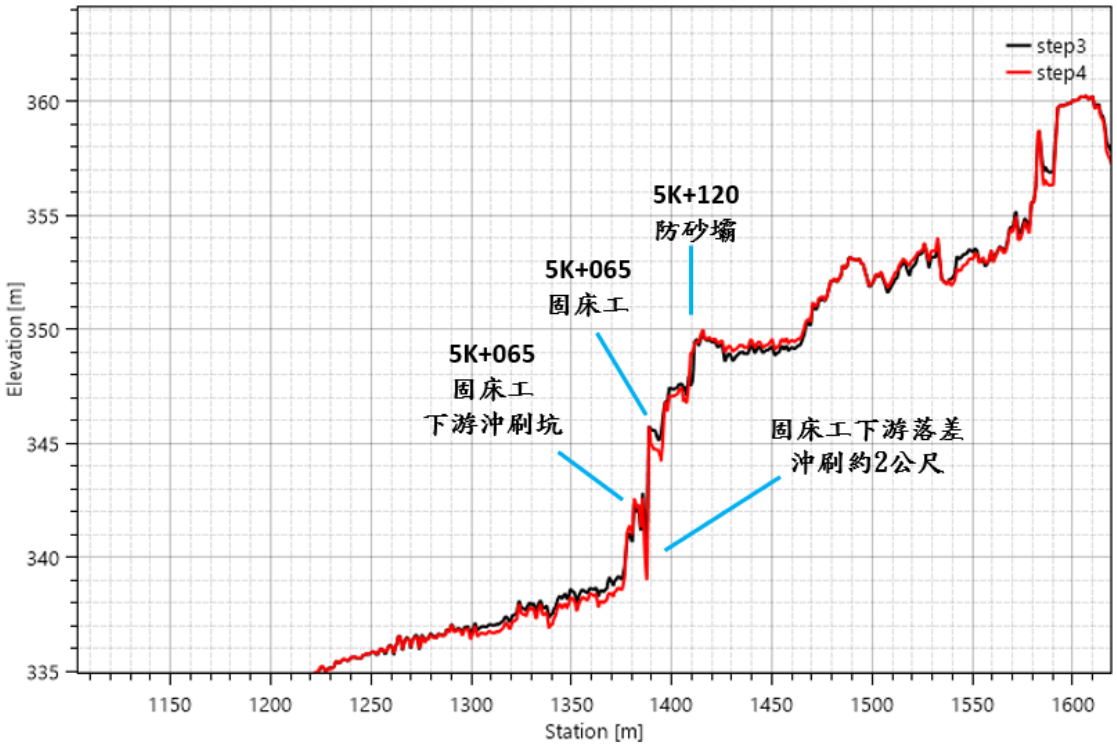


圖 6.8 Step3 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與本輪操作後地形之縱剖面對比

圖 6.9 為 Step3 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，5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比，圖中黑色線為 Step3 調整後經過 25 年重現期洪水事件之沖刷坑剖面線；紅色線為本步驟將壩升回後，經過 25 年重現期洪水後的沖刷坑剖面線。可以觀察到由於升壩造成壩體上游土砂淤積的緣故，本斷面有些許沖刷的現象，河道平均高程由原本的 341.63 公尺降低到 341.5 公尺，斷面淤積量較上一步降低了 1.77 平方公尺。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 Step2 即使升壩仍然造成淤積，本輪的升壩操作，符合預期使下游沖刷坑產生些許沖刷，河道平均淤積深度降低 0.13 公尺。

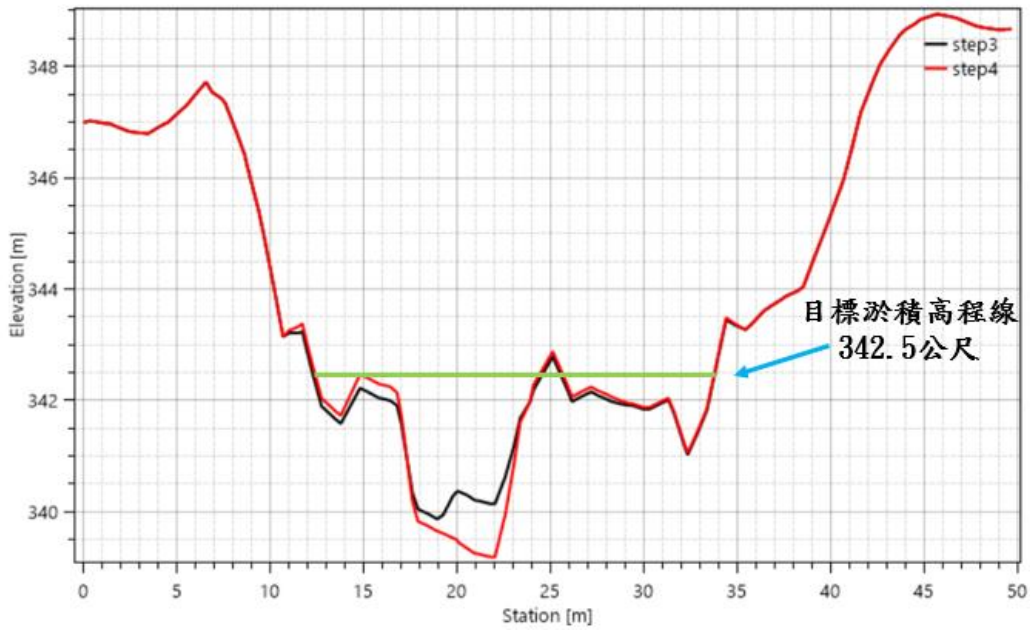


圖 6.9 Step3、Step4 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比

6.1.1.5 Step5：

地形：Step4 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形

防砂壩：防砂壩預鑄塊調降 4 支

流量：25 年重現期洪水

圖 6.10 為 Step4 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 Step4 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形；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%，而防砂壩下游區段也有產生淤積，但緊鄰 5K+065 固床工下游落差處仍有沖刷產生，回填現象不明顯。

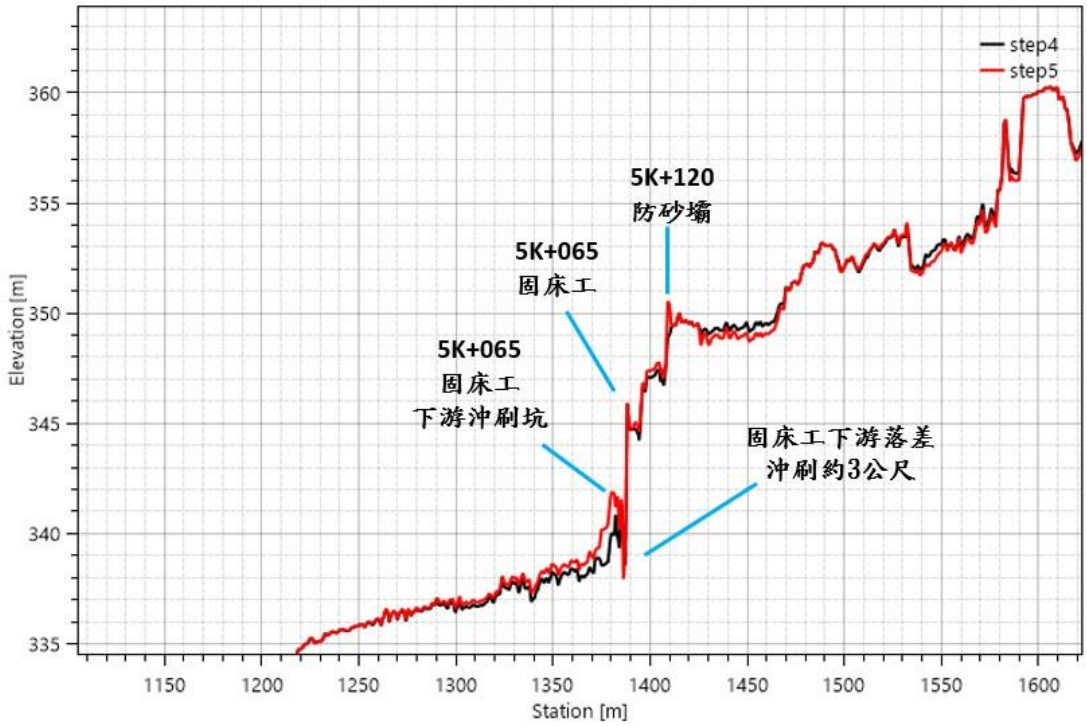


圖 6.10 Step4 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與本輪操作後地形之縱剖面對比

圖 6.11 為 Step4 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，5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比，圖中黑色線為 Step4 調整後經過 25 年重現期洪水事件之沖刷坑剖面線；紅色線為本步驟將壩調降 4 支後，經過 25 年重現期洪水後的沖刷坑剖面線。可以看出相較於上一步，本步驟調降壩體對沖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，平均淤積深度由上一步的 1.85 公尺上升至 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沖刷坑斷面。

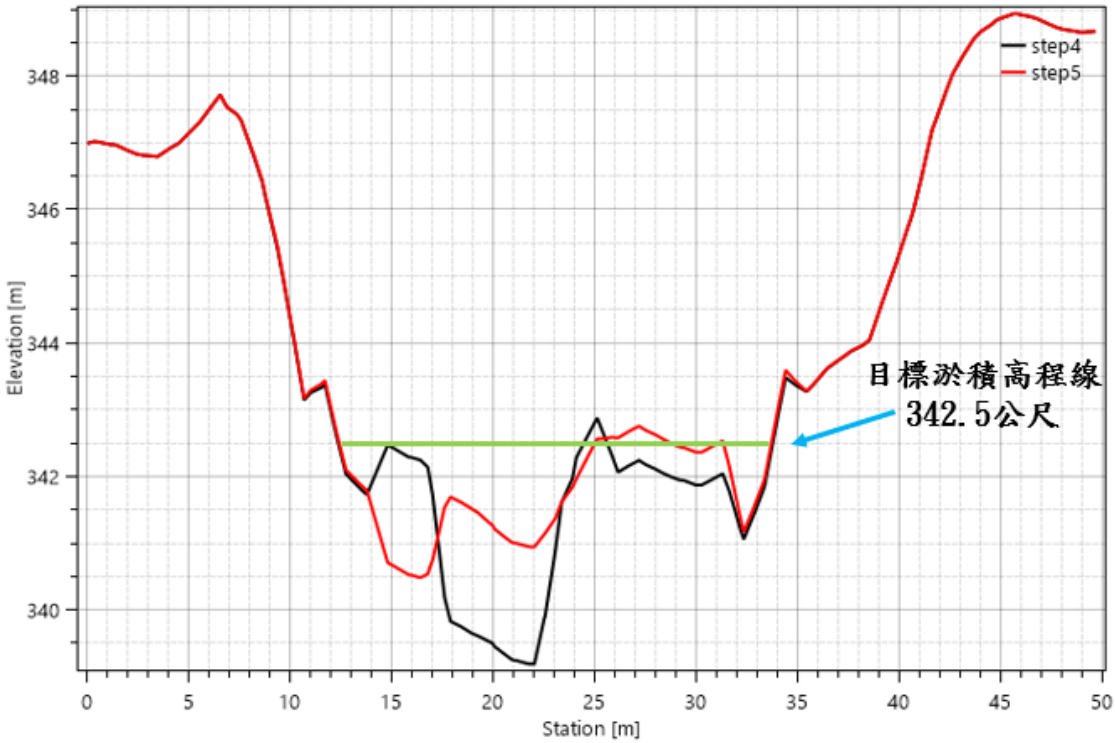


圖 6.11 Step4、Step5 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比

6.1.1.6 Step6：

地形：Step5 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形

防砂壩：防砂壩預鑄塊全數升回

流量：25 年重現期洪水

圖 6.12 為 Step5 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，圖中黑色線為 Step5 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形；紅色線為本步驟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%，與先前步驟的坡度變化比較可以看出上游淤砂波度漸漸達到收斂的現象。防砂壩下游也因為生壩的關係，整體區段皆有沖刷趨勢，且緊鄰 5K+065 固床工的下游落差處有約 4 公尺的沖刷產生。

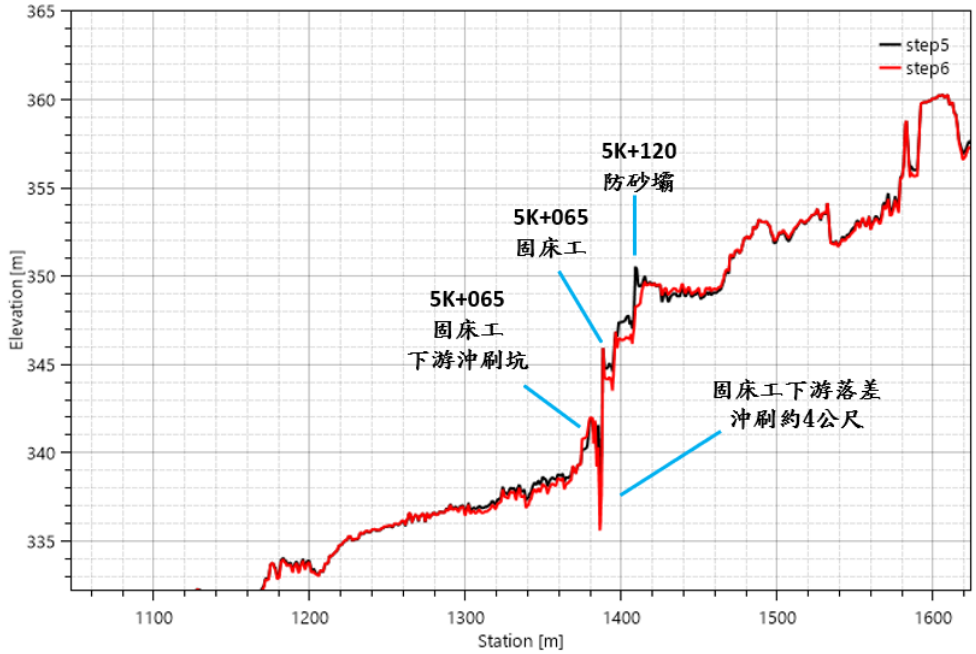


圖 6.12 Step5 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與本輪操作後地形之縱剖面對比

圖 6.13 為 Step5 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，5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比，圖中黑色線為 Step5 調整後經過 25 年重現期洪水事件之沖刷坑剖面線；紅色線為本步驟將壩升回後，經過 25 年重現期洪水後的沖刷坑剖面線。

可以觀察到由於升壩造成壩體上游土砂淤積的緣故，本斷面有些許沖刷的現象，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。

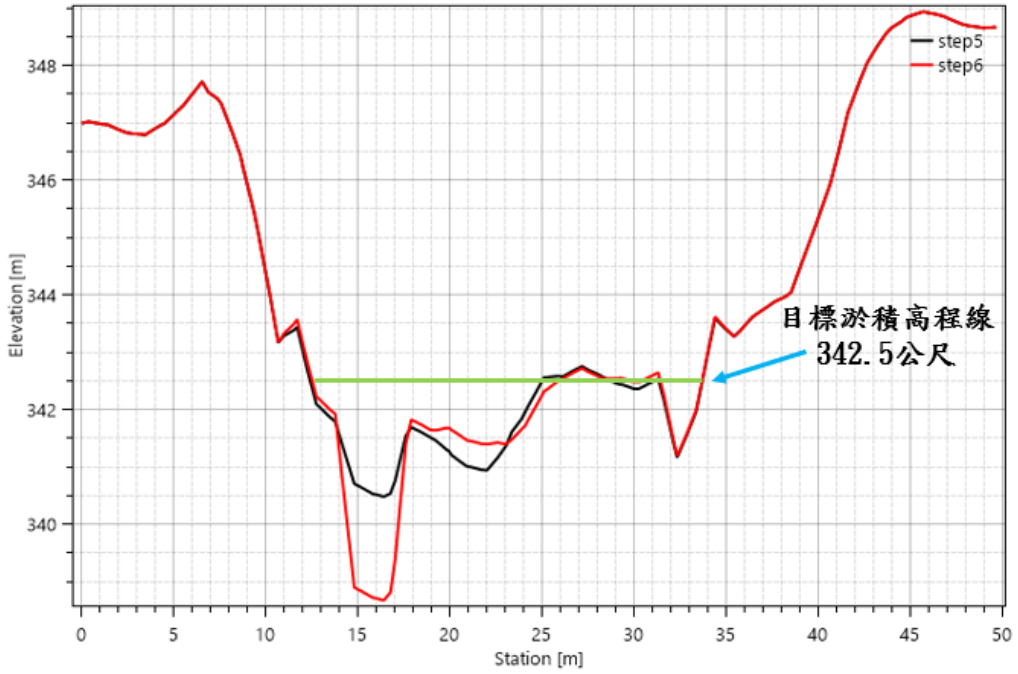


圖 6.13 Step5、Step6 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比

6.1.1.7 Step7：

地形：Step6 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形

防砂壩：防砂壩預鑄塊調降 3 支

流量：25 年重現期洪水

圖 6.14 為 Step6 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，圖中黑色線為 Step6 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形；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，影響範圍內的淤沙坡度由原先 2.8%降低為 2.7%，上游淤砂波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沖刷有明顯的回填現象，土砂回填效果良好，緊鄰固床工下游的沖刷改善，回填約 3 公尺。

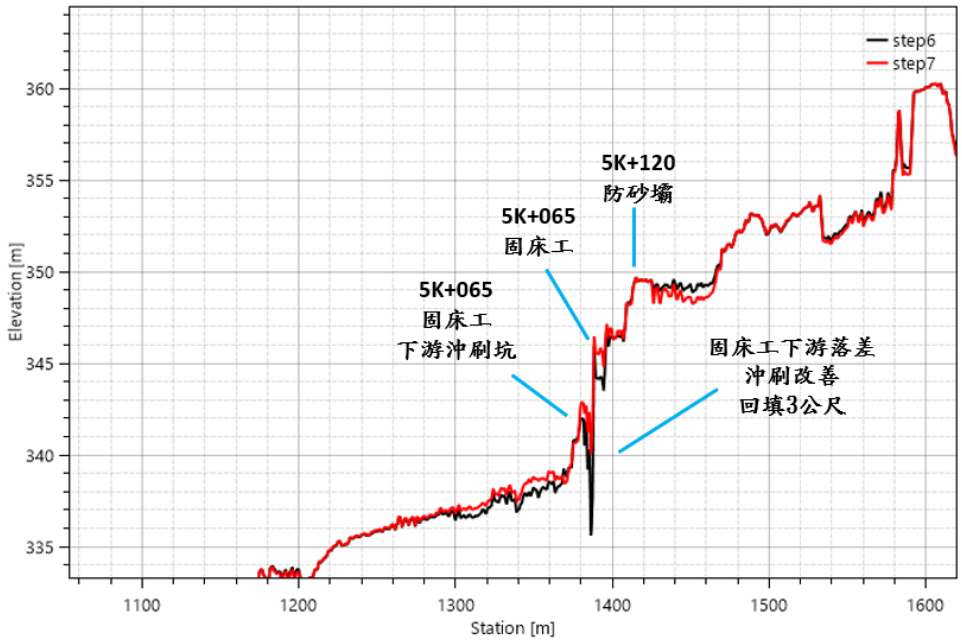


圖 6.14 Step6 調整後經過 25 年重現期洪水事件之地形與本輪操作後地形之縱剖面對比

圖 6.15 為 Step6 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，5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比，圖中黑色線為 Step6 調整後經過 25 年重現期洪水事件之沖刷坑剖面線；紅色線為本步驟將壩調降 3 支後，經過 25 年重現期洪水後的沖刷坑剖面線。可以觀察出本步驟與上一步沖淤現象有明顯改善，降低防砂壩後始土砂順利下移至沖刷坑，使上一步的沖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 2.52 公尺。斷面平均高程由上一步的 341.49 公尺上升至 342.17 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。

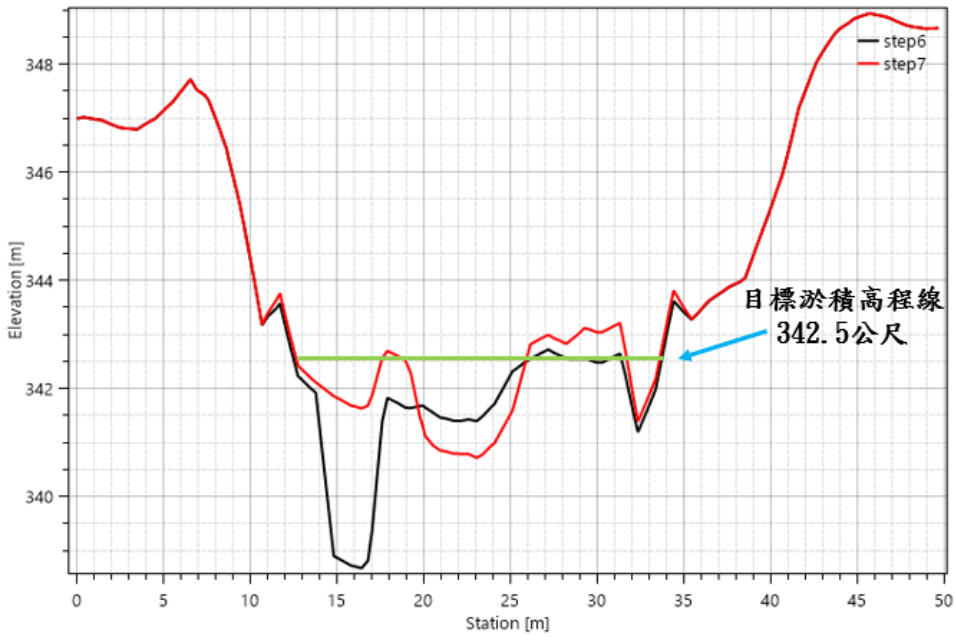


圖 6.15 Step6、Step7 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面線對比

6.1.2 調降階段之步驟結果呈現比對

以下針對調降防砂壩的步驟(Step1、Step3、Step5、Step7)與原始地形進行對比，觀察每階段降壩於 5K+065 固床工下游沖刷坑的土砂淤積情形及與最終結果比對。

圖 6.16、圖 6.17 與圖 6.18 為原始地形、最終結果(Step7)與各階段降壩的淤積對比。圖 6.16 中，綠色線為最終結果，最終總淤積量為 59.53 平方公尺，紅色線為首次調降 4 支預鑄塊的結果，淤積量為 33.58 平方公尺。圖 6.17 中之紅色線為第二次調降，本次操作為調降 5 支預鑄塊，淤積量為 46.33 平方公尺。圖 6.18 中之紅色線為第三次調降，第三次調降為降低 4 支預鑄塊，淤積量為 52.37 平方公尺。

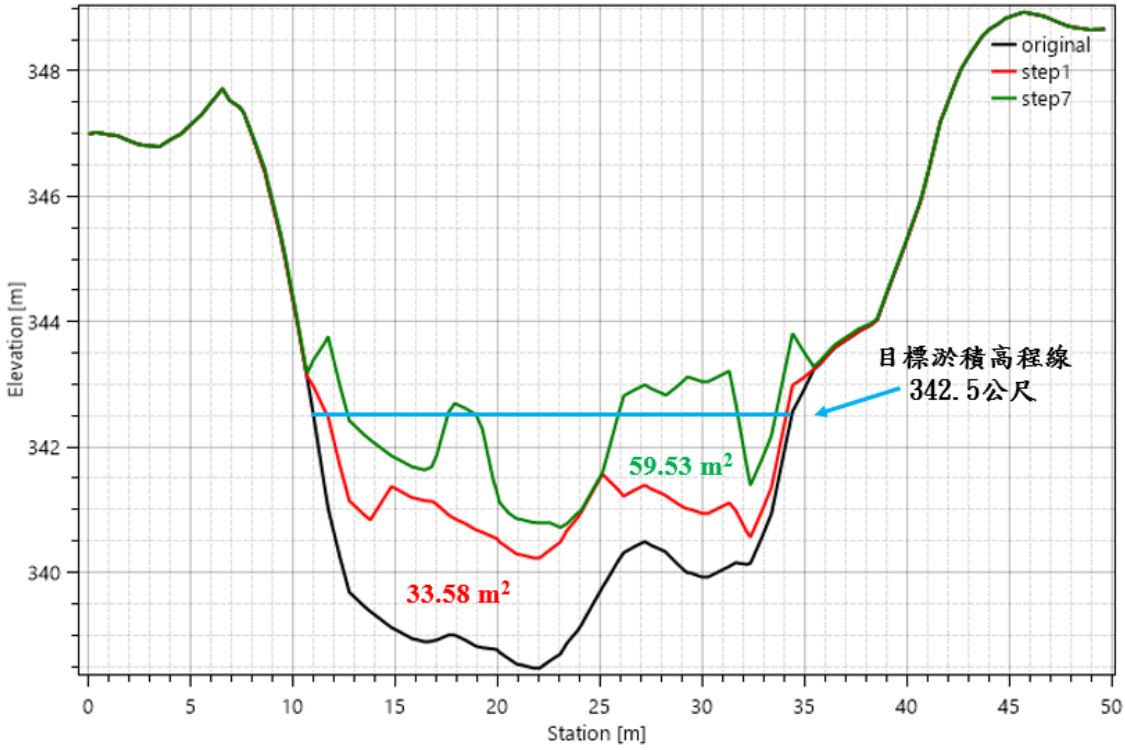


圖 6.16 原始地形、Step1 與 Step3 下游沖刷坑剖面線對比

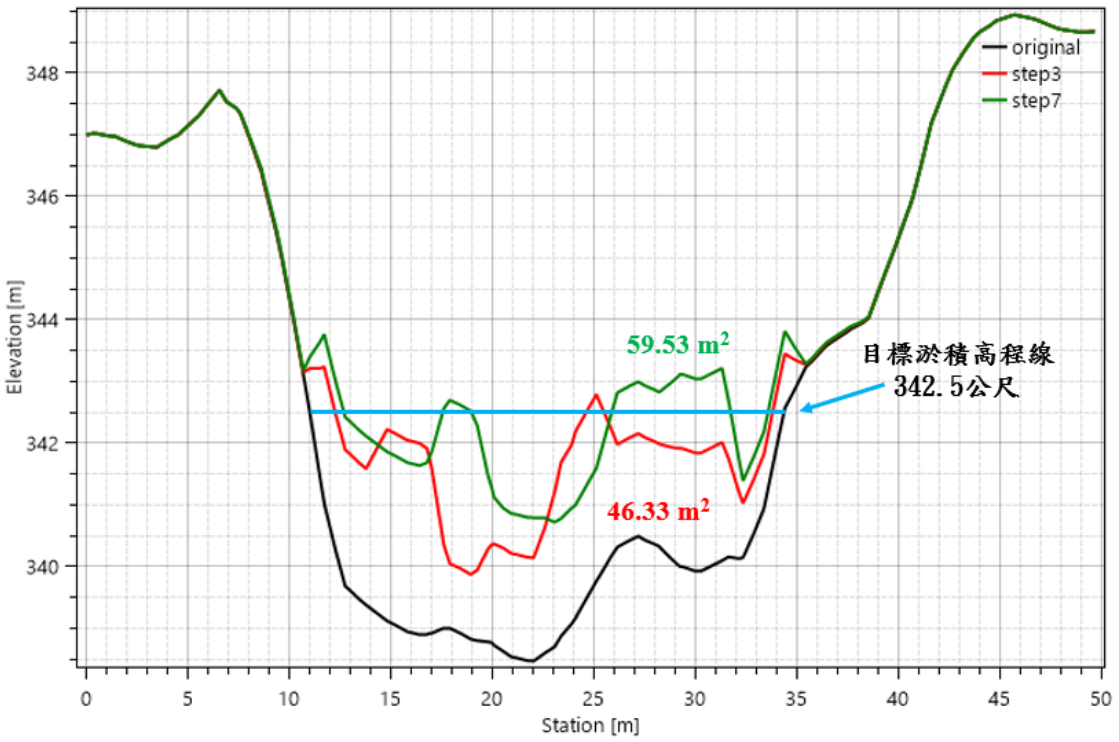


圖 6.17 原始地形、Step3 與 Step7 下游沖刷坑剖面線對比

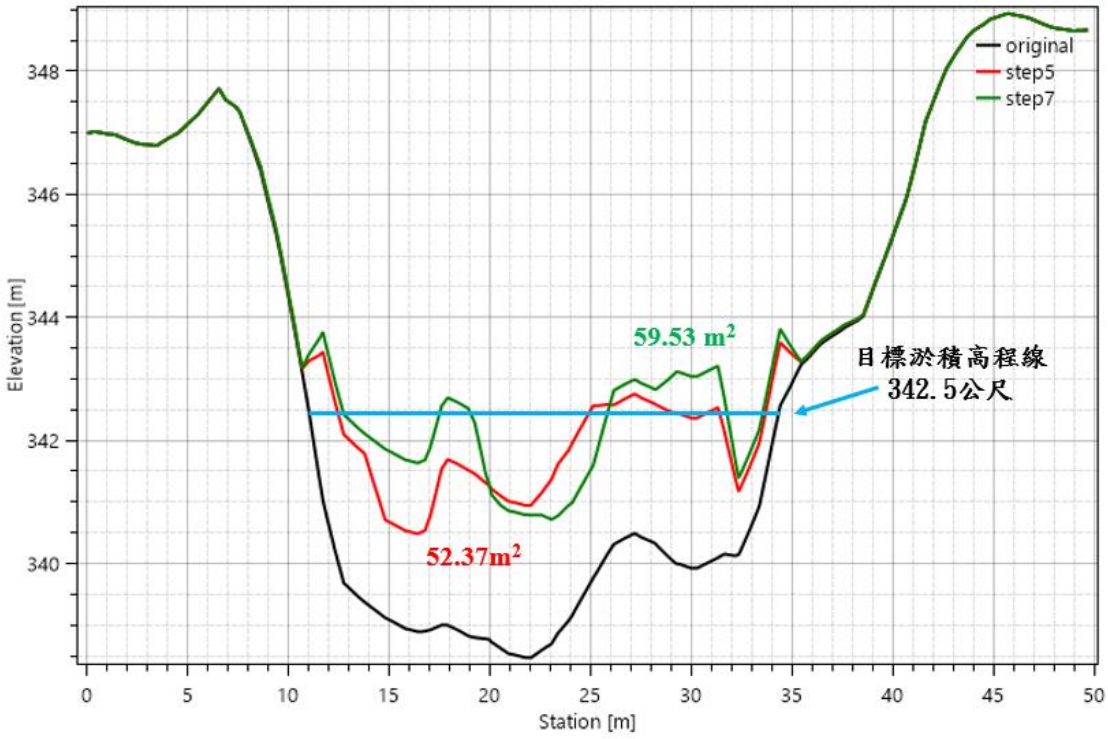


圖 6.18 原始地形、Step5 與 Step7 下游沖刷坑剖面線對比

由上述說明中可以看出淤積的結果經過逐步的升降操作，漸漸達到收斂、變化減緩的趨勢，整體河道達到土砂收支平衡的狀態，且下游沖刷坑逐漸淤積達目標高程線。下表 6.1 為各步驟調整後的平均高程、平均沖刷深度、平均淤積深度、總淤積量、與上一步之相差量等資料彙整。

表 6.1 各步驟調整後 5K+065 固床工下游沖刷坑剖面資料彙整

	平均高程 (m)	平均沖刷深度(m)	平均淤積深度(m)	總淤積量 (m^2)	與上一步之相差量	每次降壩之相差量
原始地形	339.65	2.85	0	0		
Step1 (降 4 支)	341.08	1.42	1.43	33.58	+33.58	+33.58
Step2 (升壩)	341.20	1.30	1.55	36.03	+2.45	
Step3 (降 5 支)	341.63	0.87	1.98	46.33	+10.29	+12.75
Step4 (升壩)	341.50	1.00	1.85	44.55	-1.77	
Step5 (降 4 支)	341.87	0.63	2.22	52.37	+7.82	+6.04
Step6 (升壩)	341.69	0.81	2.04	48.89	-3.48	
Step7 (降 3 支)	342.17	0.33	2.52	59.53	+10.64	+7.16

6.2 細部操作及流量選擇說明

本章節將針對防砂壩及保全對象的模型建置、淤沙影響範圍之選取，以及各調整步驟之設計洪水事件進行進一步說明。

6.2.1 防砂壩及保全對象建置

原地形 DEM 為 105 年 1 公尺*1 公尺 DEM，為了於模型中建立 5K+120 調整型防砂壩及其下游固床工，將比對該壩完成時之竣工圖進行繪製，如圖 6.19。經過竣工圖比對後，發現壩頂之高程低於地表，表示 5K+120 調整型防砂壩若建於此 DEM 呈現淤滿狀態，如下圖 6.20 所示。

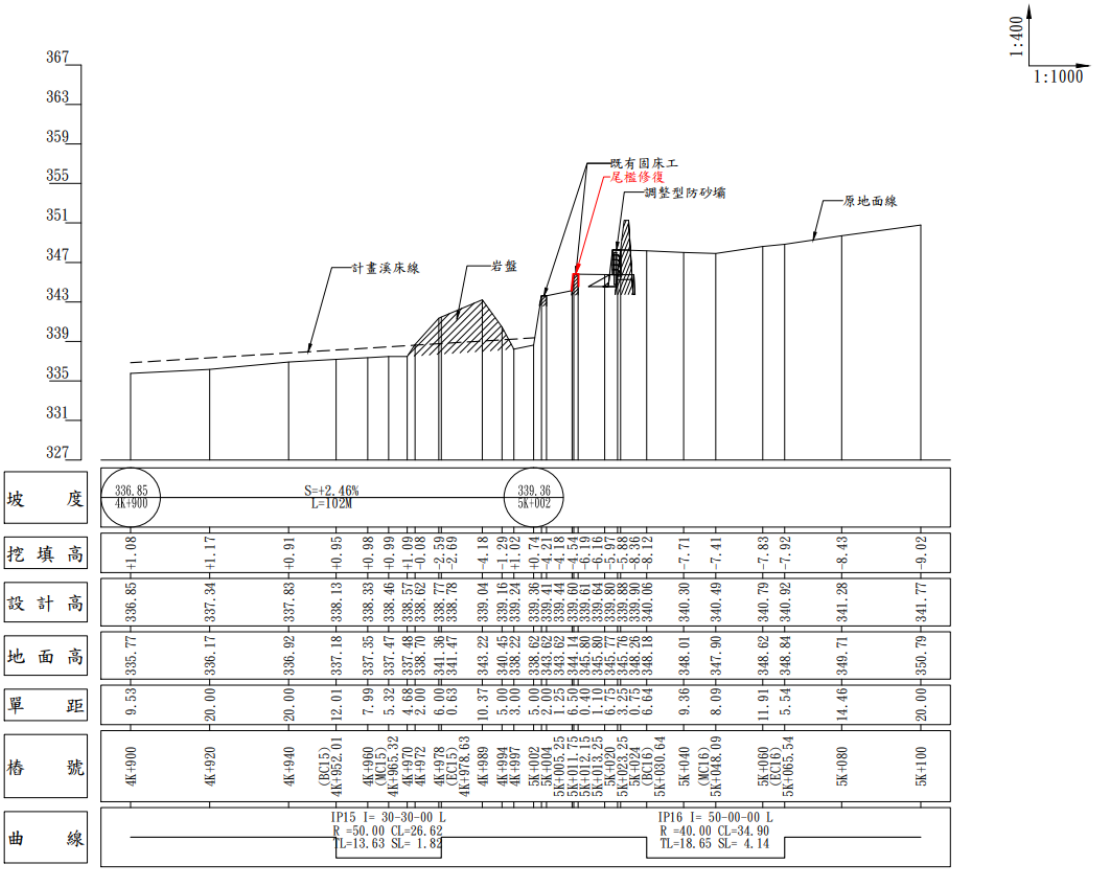


圖 6.19 5K+120 調整型防砂壩竣工圖縱剖面資料

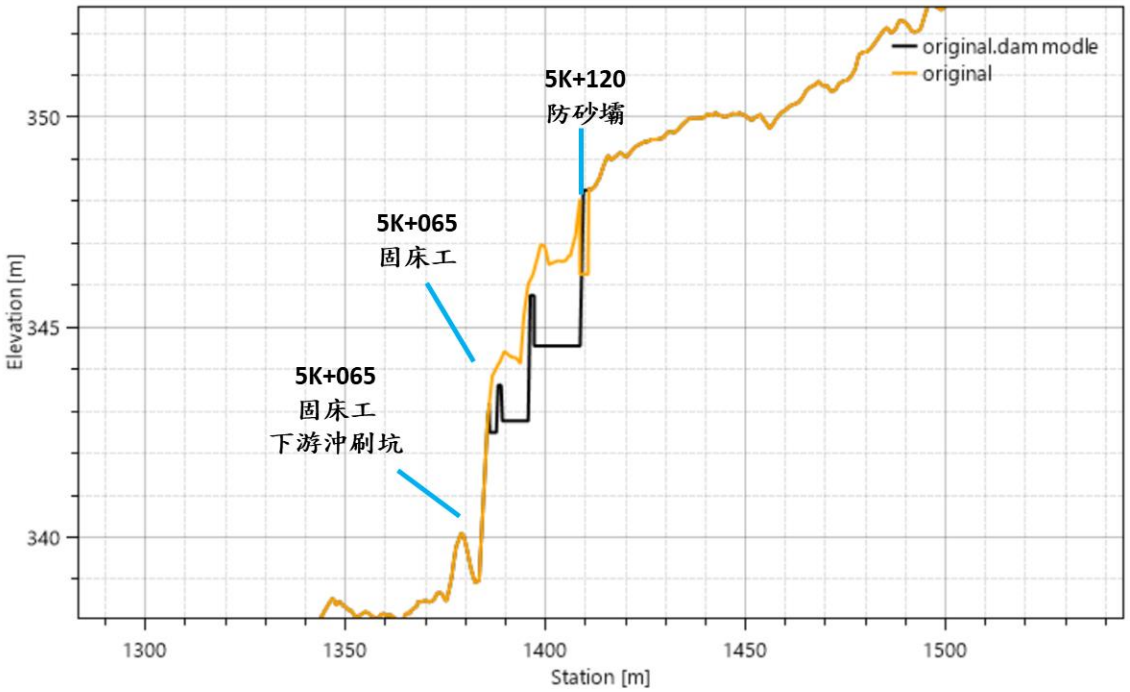


圖 6.20 模型中防砂壩建構位置

本次模擬將選定 5K+065 固床工下游的沖刷坑為保全對象，希望可以將土砂填回，沖刷坑於縱剖面、橫剖面如下圖 6.21 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，故預期沖刷坑可以回填至固床工基礎，設定目標淤積高程為 342.5 公尺。

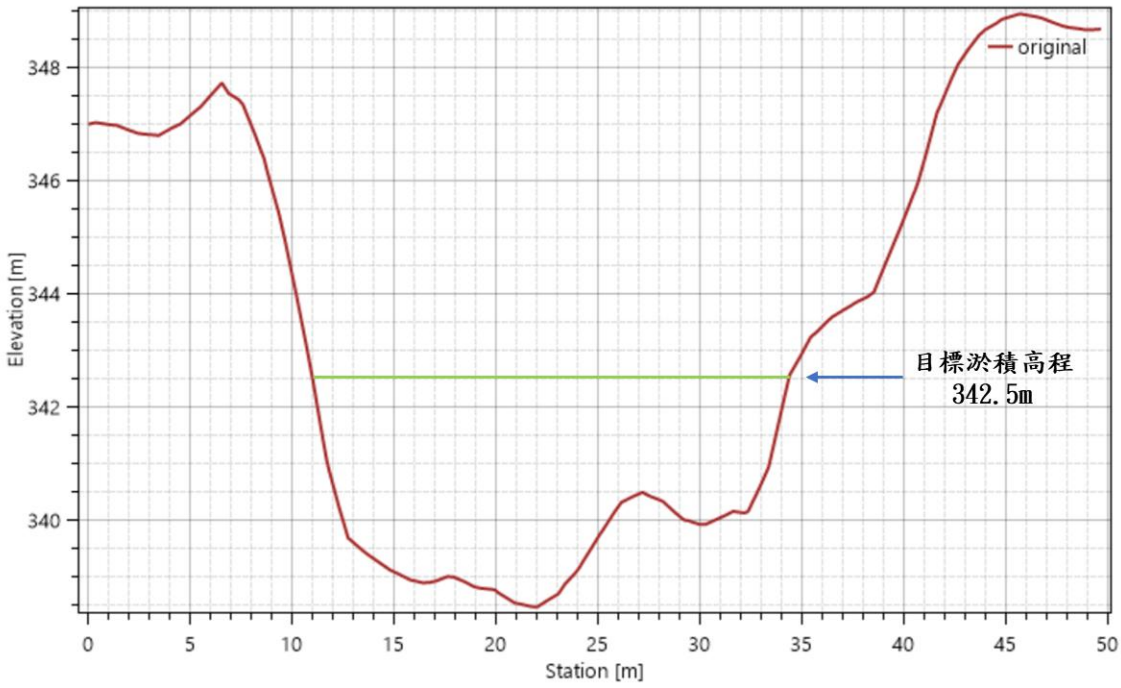


圖 6.21 5K+0.65 固床工沖刷坑橫剖面

保全對象也包含下游 4K+350 擋土牆，及 4K+200 擋土牆，目的是為了判斷調降操作對於防砂壩下游之擋土牆、護岸在經歷洪水時是否會造成過量的淤積而影響安全。且該兩座擋土牆具有基礎掏空、傾倒的狀況，也希望透過調整操作防砂壩，提供該地足夠的土砂料源補注。上述兩座擋土牆的位置如下圖 6.22 點 1、點 2。現地照片如下圖 6.24，以及模型中的橫剖面，如下圖 6.25、圖 6.26。

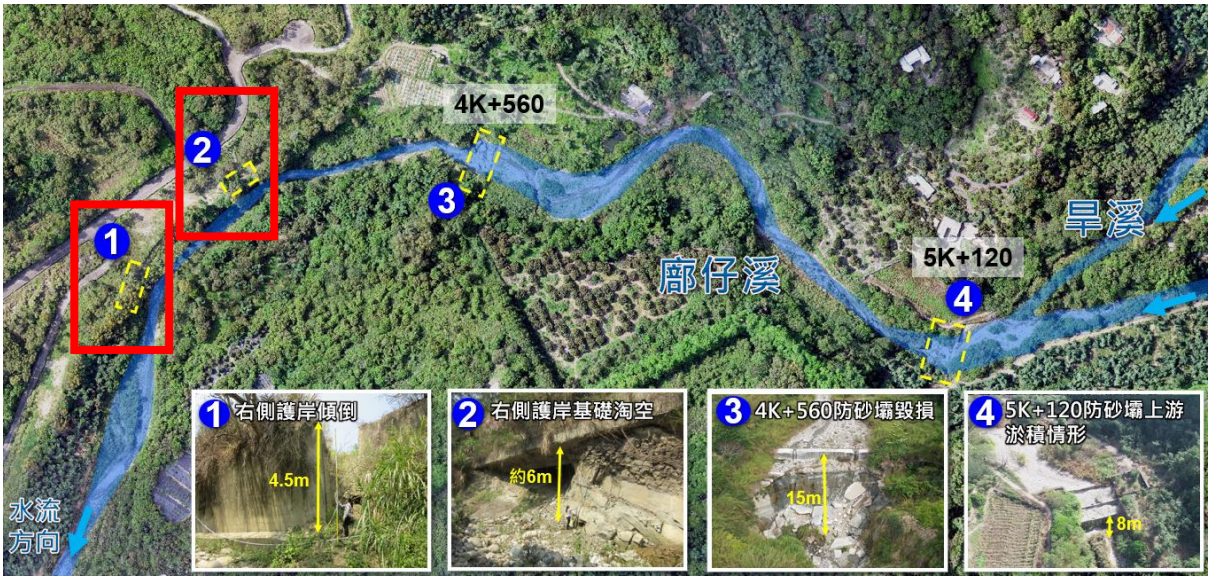


圖 6.22 擋土牆位置空拍圖(點 1：4K+350 擋土牆，點 2：4K+200 擋土牆)

資料來源：110 年水土保持台中分局「集水區土砂調節新思維-以廊仔溪 5K+120 防砂壩改善為例」簡報資料

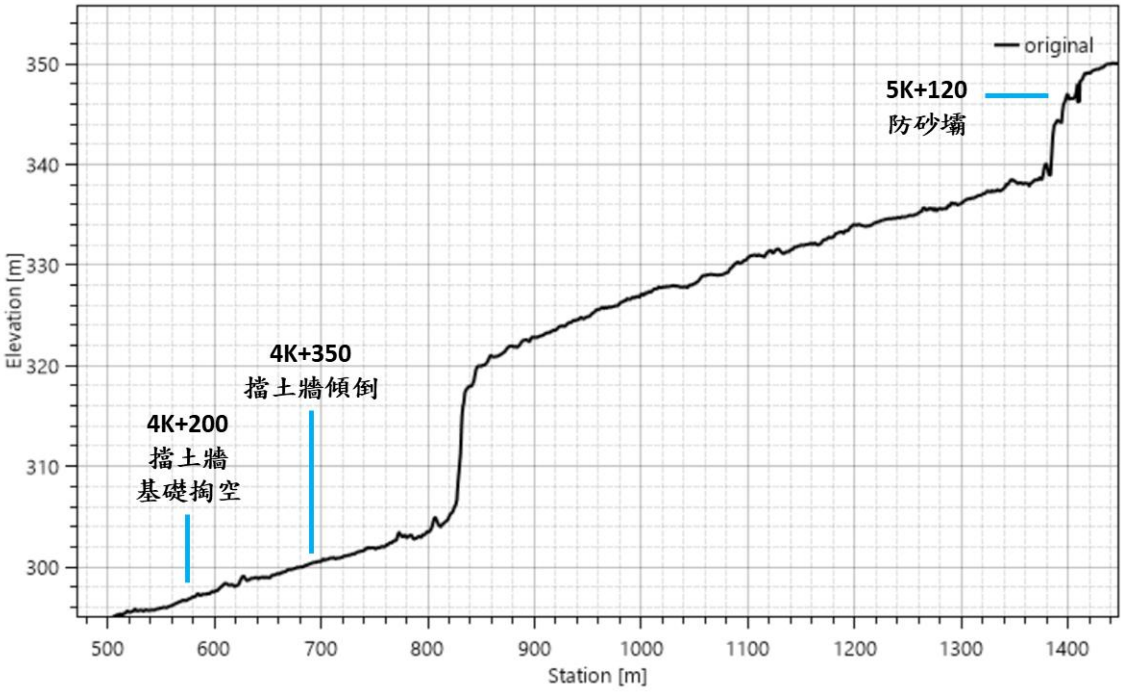


圖 6.23 擋土牆位置剖面圖



(A) 4K+350 右岸擋土牆基礎淘空



(B) 4K+200 右岸擋土牆傾倒

圖 6.24 擋土牆之現地照片

資料來源：廊仔溪中上游集水區(廊仔橋以上)整體治理調查規劃

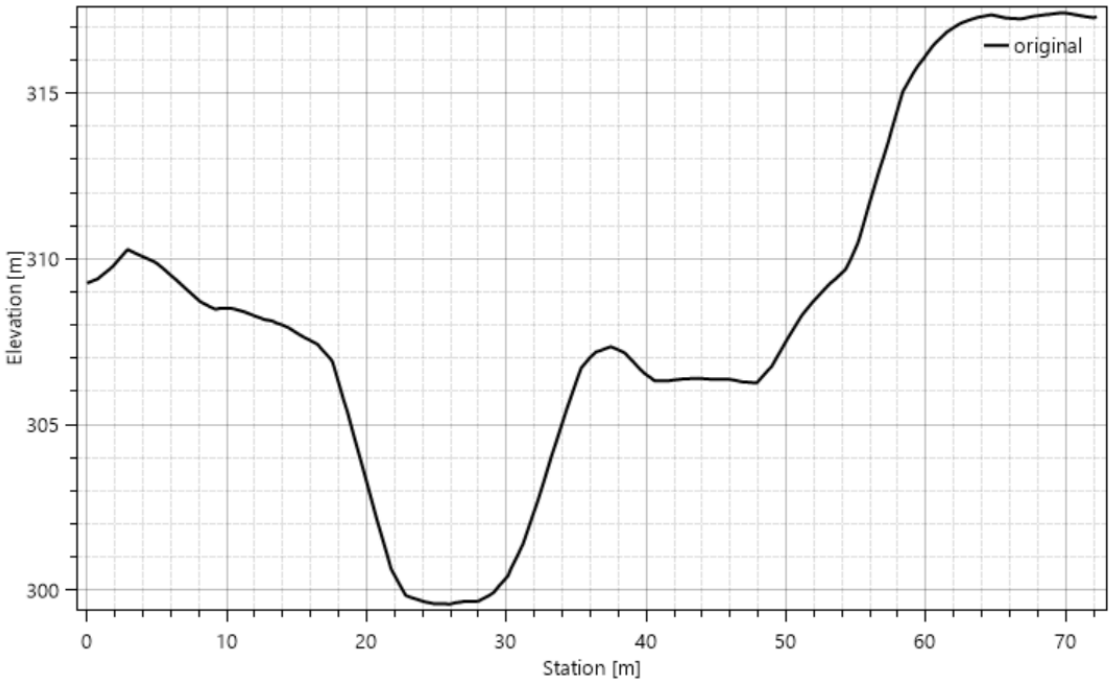


圖 6.25 4K+350 擋土牆於模型中的橫剖面

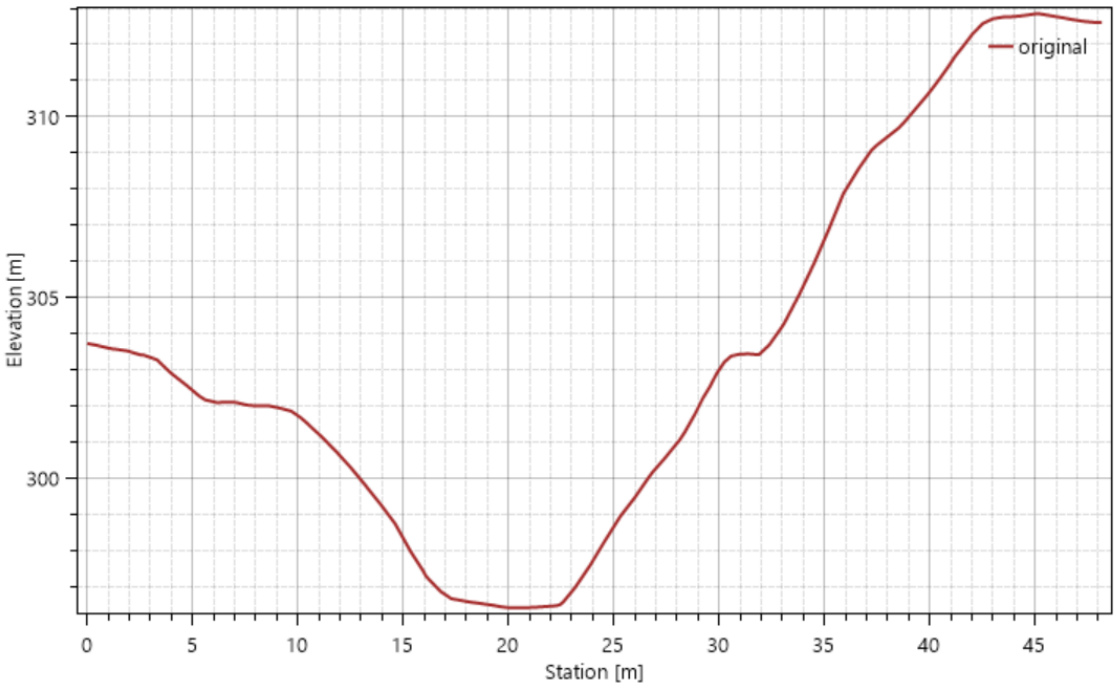


圖 6.26 4K+200 擋土牆於模型中的橫剖面

6.2.2 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「下游保全對象區域內之最大沖刷深度」之高、中、低數值範圍界定，本計畫參考水土保持手冊(2017)中之防砂壩影響範圍(ℓ)推估公式，如下。

$$\ell = \frac{H_e}{S_o - S_e}$$

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。

6.2.3 STEP1

參照 105 年 DEM 地形資料，依照上游坡度和下游沖刷量，參考矩陣進行調整。上游坡度採用以下控制點計算，如圖 6.27。

上游坡度：

(1410，348.26)、(1544，355.23)

S=(355.23-348.26)/134 = 6.97/134 = 0.052 約 5.2%

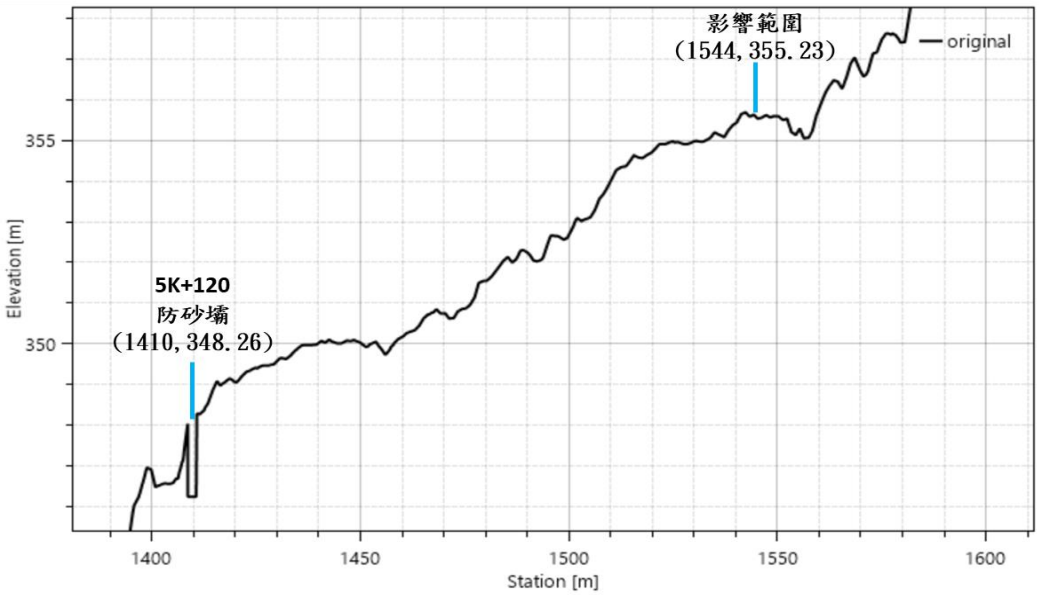


圖 6.27 防砂壩上游坡度影響範圍坡度計算

下游沖刷深度：

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。如下圖 6.28 及表 6.2 粗體字所示。

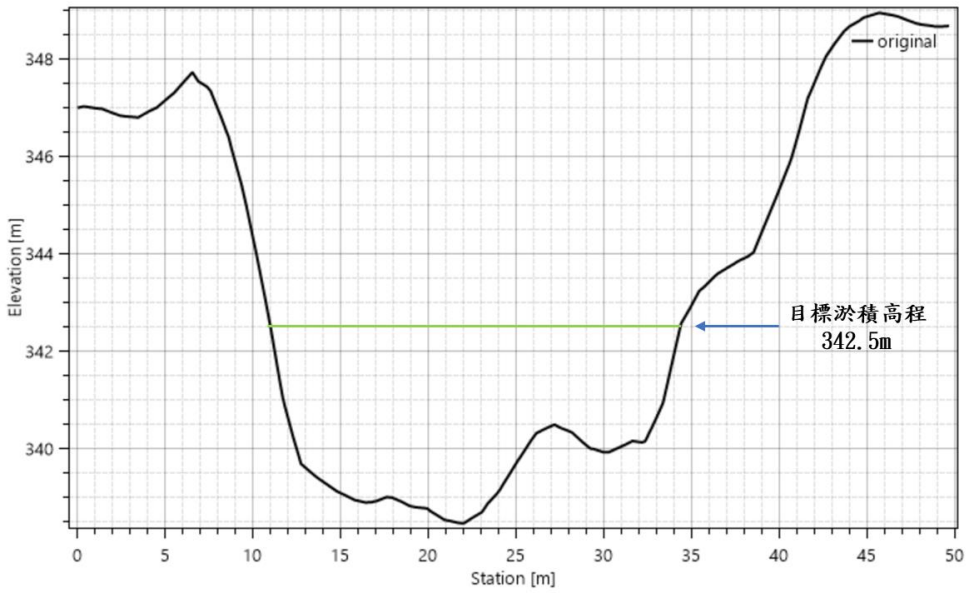


圖 6.28 原始地形中 5K+065 固床工沖刷坑

表 6.2 Step1 管理與操作矩陣

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**	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

以原始地形，調降 4 支(-2 公尺)，模擬不同重現期之流量，並以 Q10、25、50、100 為主要分析，如下圖 6.29、圖 6.30、圖 6.31、圖 6.32、圖 6.33、圖 6.34。

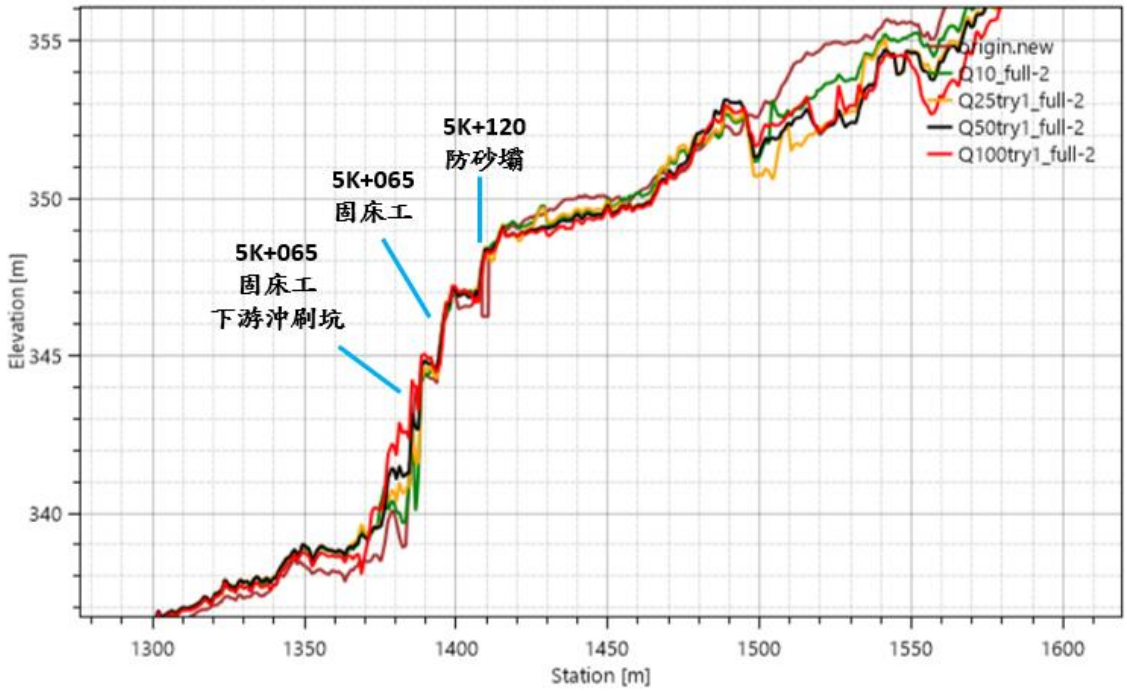


圖 6.29 STEP1 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖

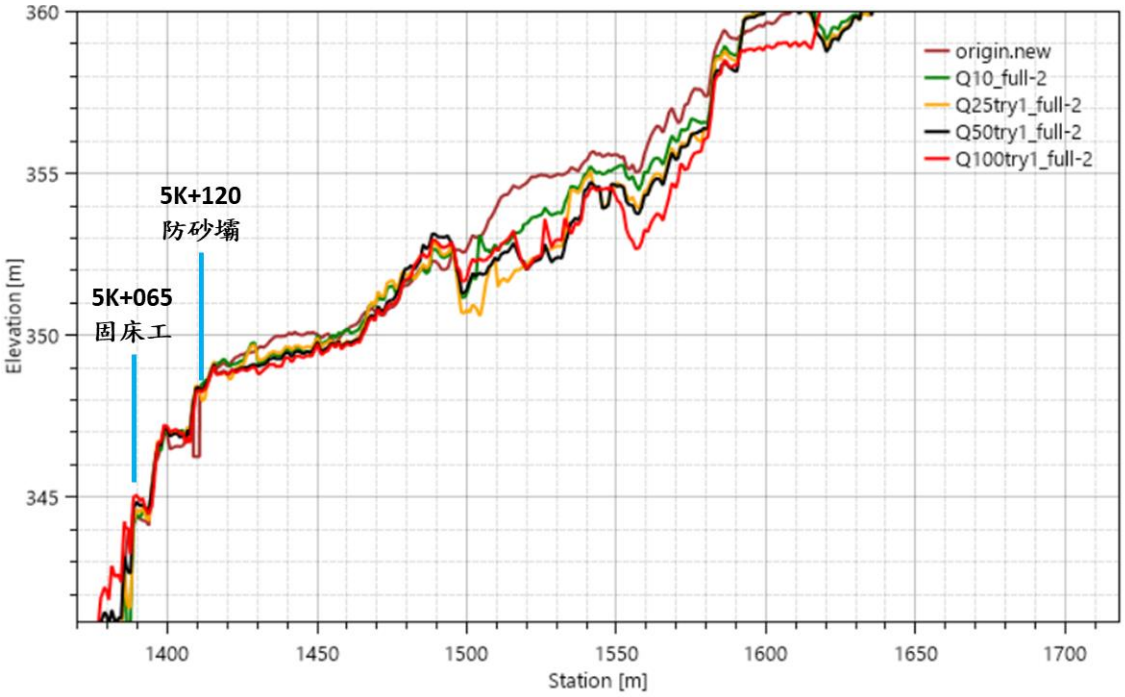


圖 6.30 壩體上游剖面圖

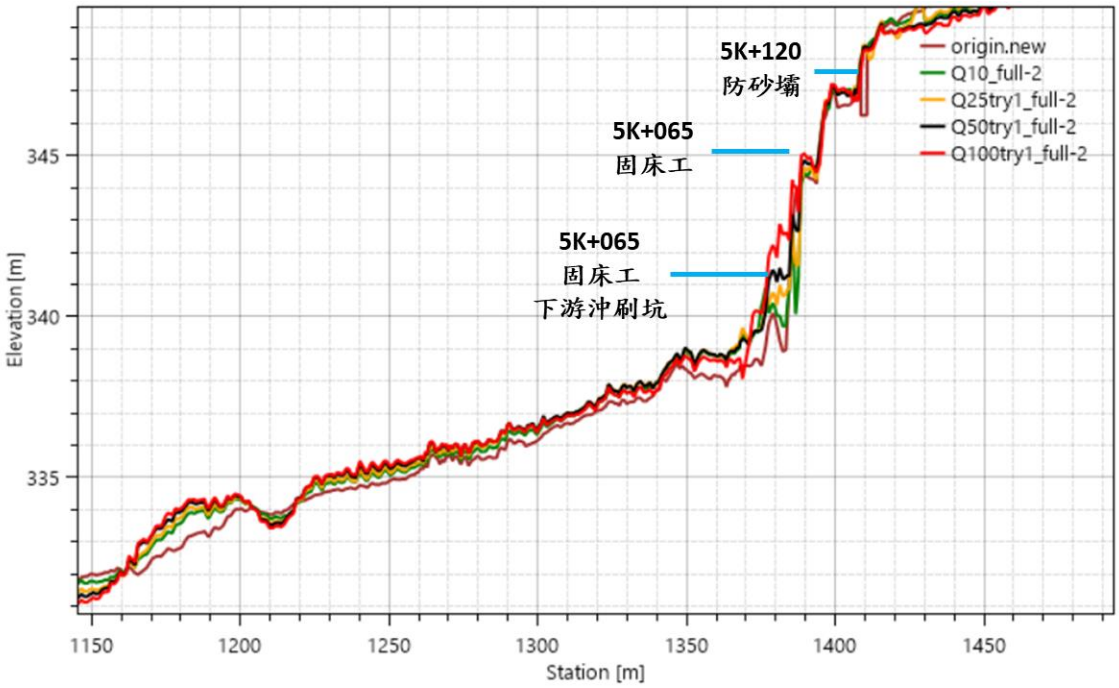


圖 6.31 壩體下游剖面圖

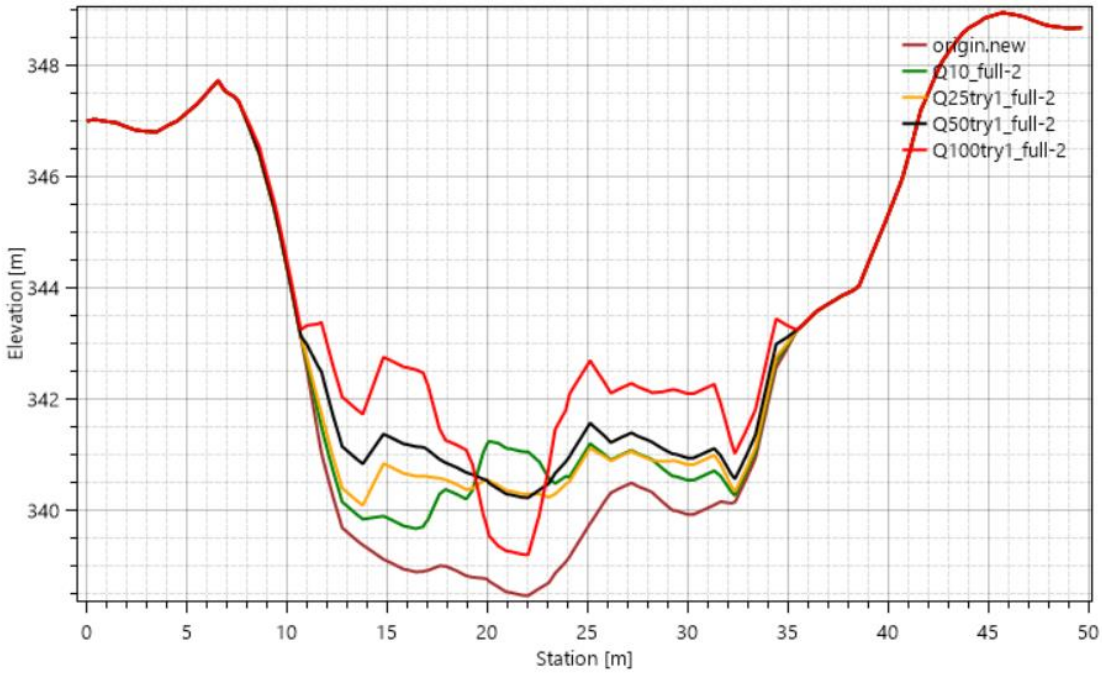


圖 6.32 5K+065 固床工下游沖刷坑

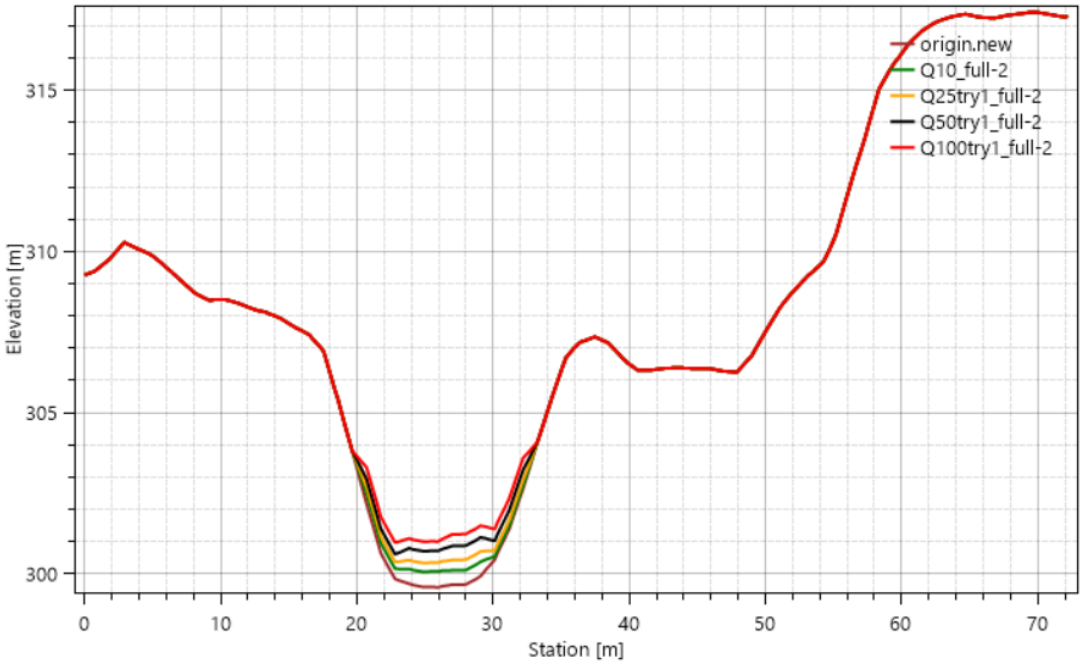


圖 6.33 4K+350 擋土牆

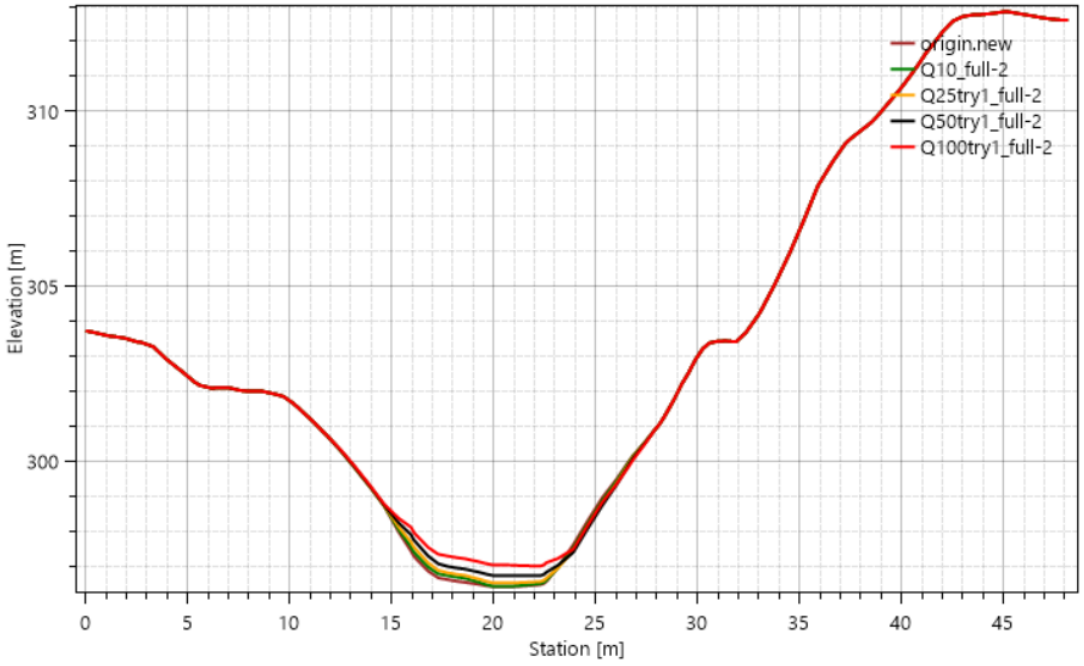


圖 6.34 4K+200 擋土牆

以 4K+200 擋土牆、4K+350 擋土牆此二保全對象來看，各重現期流量之淤積深度皆未超過擋土牆高度，本次調降操作並不會對下游這兩個擋土牆造成土砂災害的風險。

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下表 6.3。Q100 雖然帶來的土砂量大，但強大的流水造成河道流心位置沖刷明顯，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 6.3 Step1 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果

	土砂總量 (平方公尺)	淤積量 (平方公尺)	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

6.2.4 STEP2

接續上一步結論，最終我們以 Q50 作為 STEP 1 調降後進行升壩的臨界值。因此本步驟將以原始地形降四根預鑄塊(-2m)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、25、50、100 為主要分析，如下圖 6.35、圖 6.36、圖 6.37、圖 6.38、圖 6.39、圖 6.40。

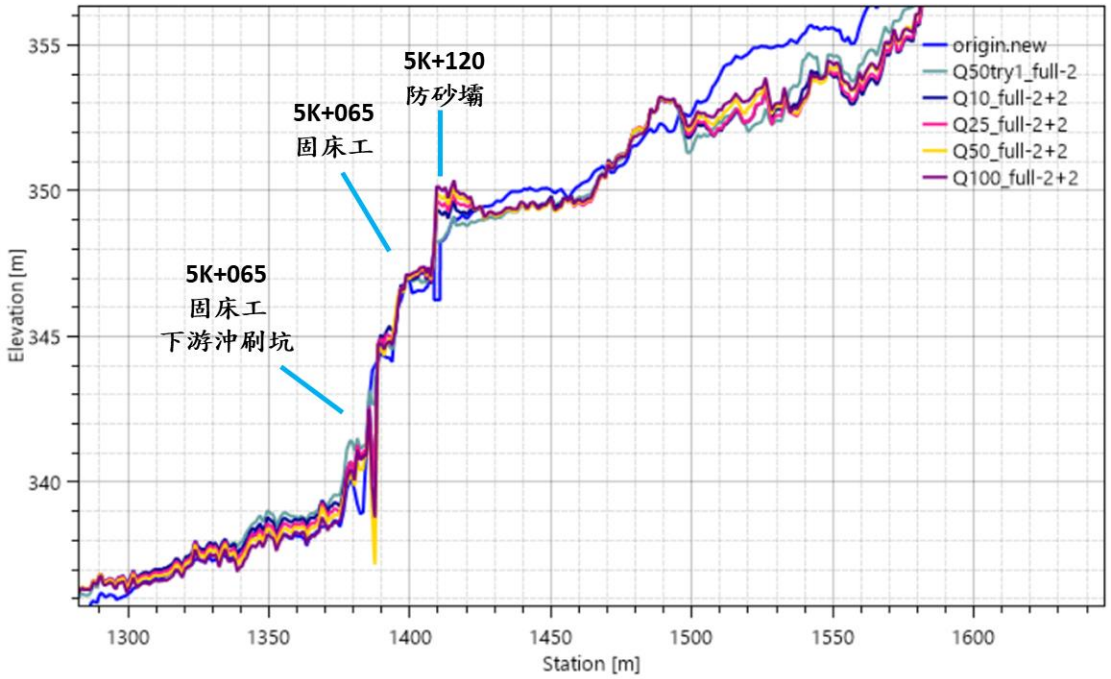


圖 6.35 STEP2 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖

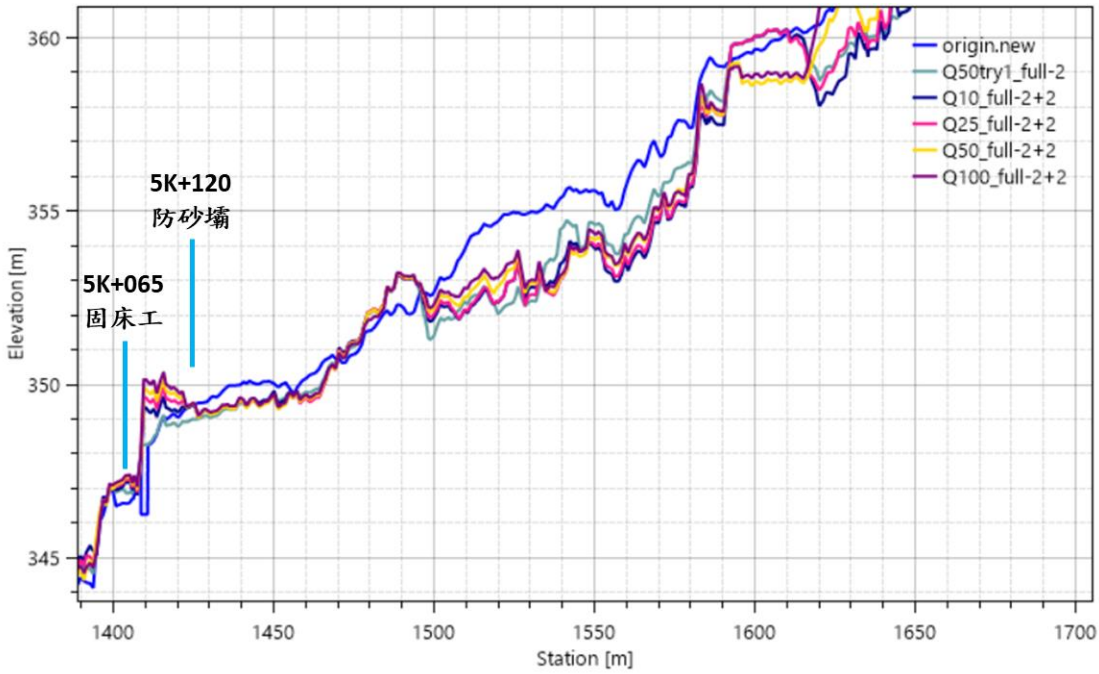


圖 6.36 壩體上游剖面圖

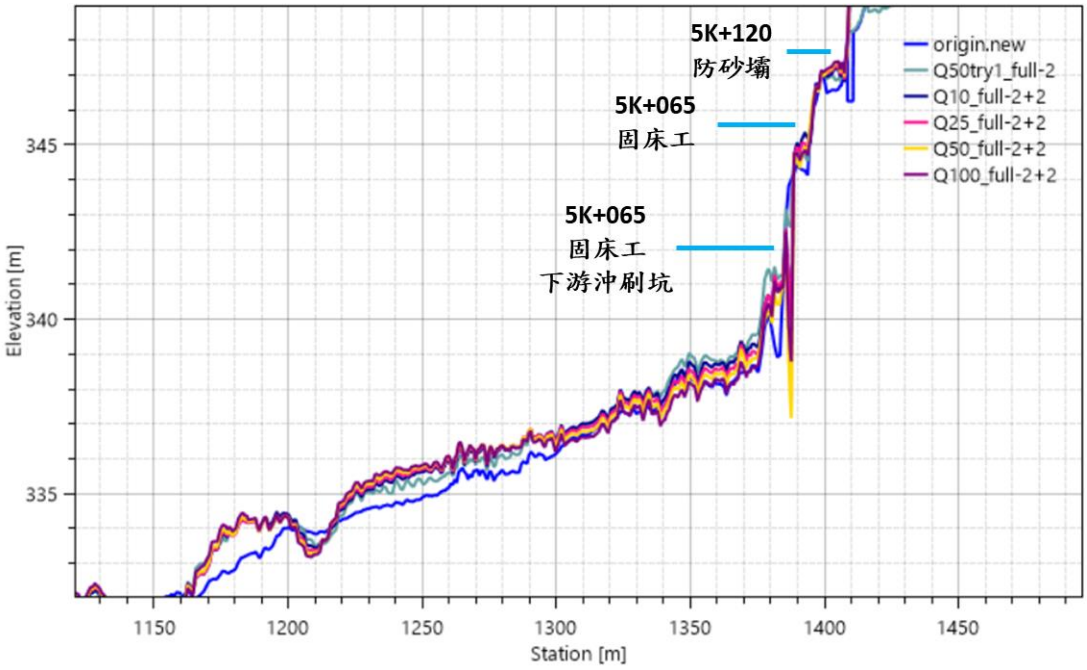


圖 6.37 壩體下游剖面圖

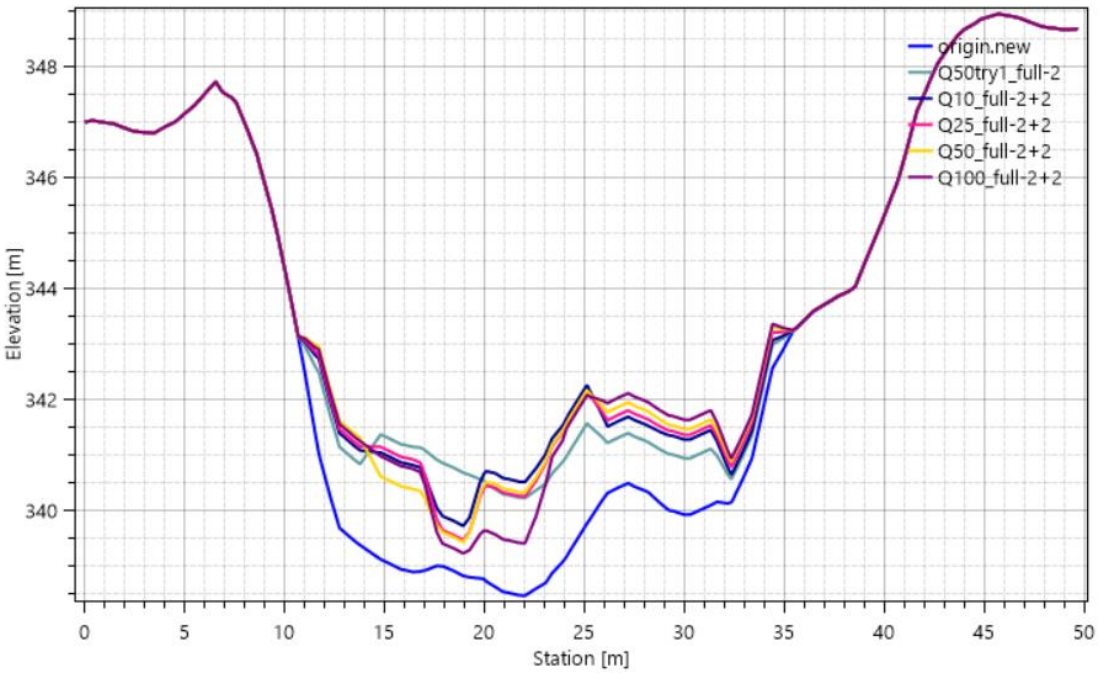


圖 6.38 5K+065 固床工下游沖刷坑

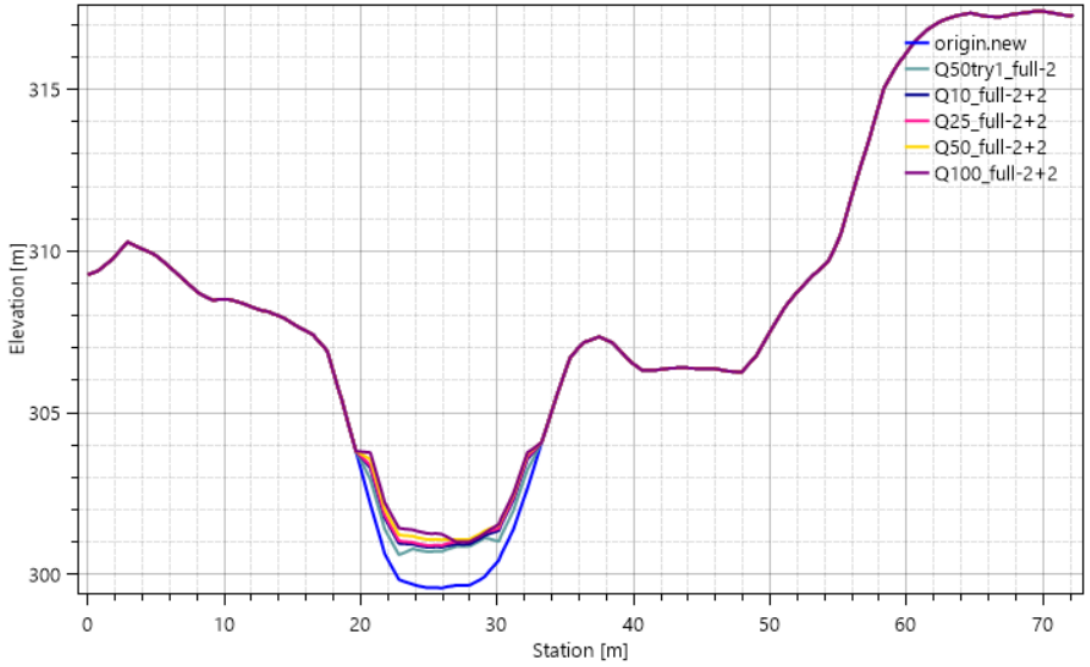


圖 6.39 4K+350 擋土牆

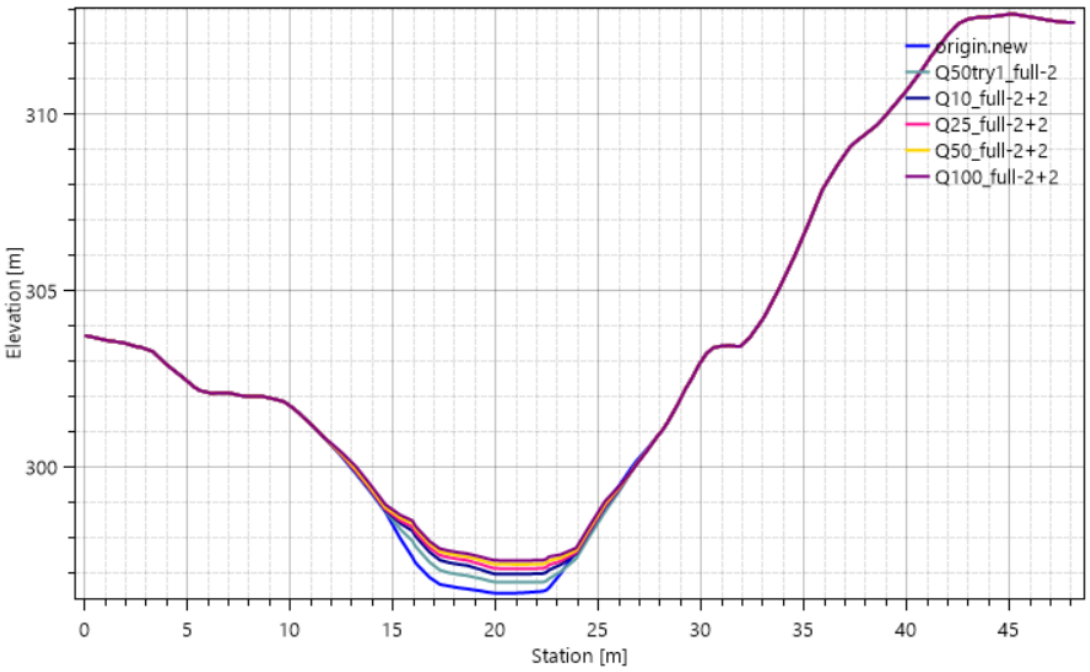


圖 6.40 4K+200 擋土牆

以 4K+200 擋土牆、4K+350 擋土牆此二保全對象來看，Q25 淤積深度約 1.5 公尺，本次調升操作並不會對下游兩個擋土牆造成土砂災害風險。

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下，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 以內洪水造成之沖淤變化差異不大，Q25 與 Q50 之最深沖刷深度高程皆為 339.5 公尺、沖刷深度約 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沖刷，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 6.4 Step2 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果

	土砂總量 (平方公尺)	淤積量 (平方公尺)	平均高程 (公尺)
Step1 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

6.2.5 STEP3

接續上一步結論，最終我們以 Q25 作為 STEP 2 調升後進行降壩的臨界值。因此本步驟將以上一步升壩 (origin -2m +2m)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，如圖 6.27。

上游坡度：

(1410，348.26)、(1544，353.92)

S=(353.92-348.62)/134 = 5.3/134 = 0.040 約 4%

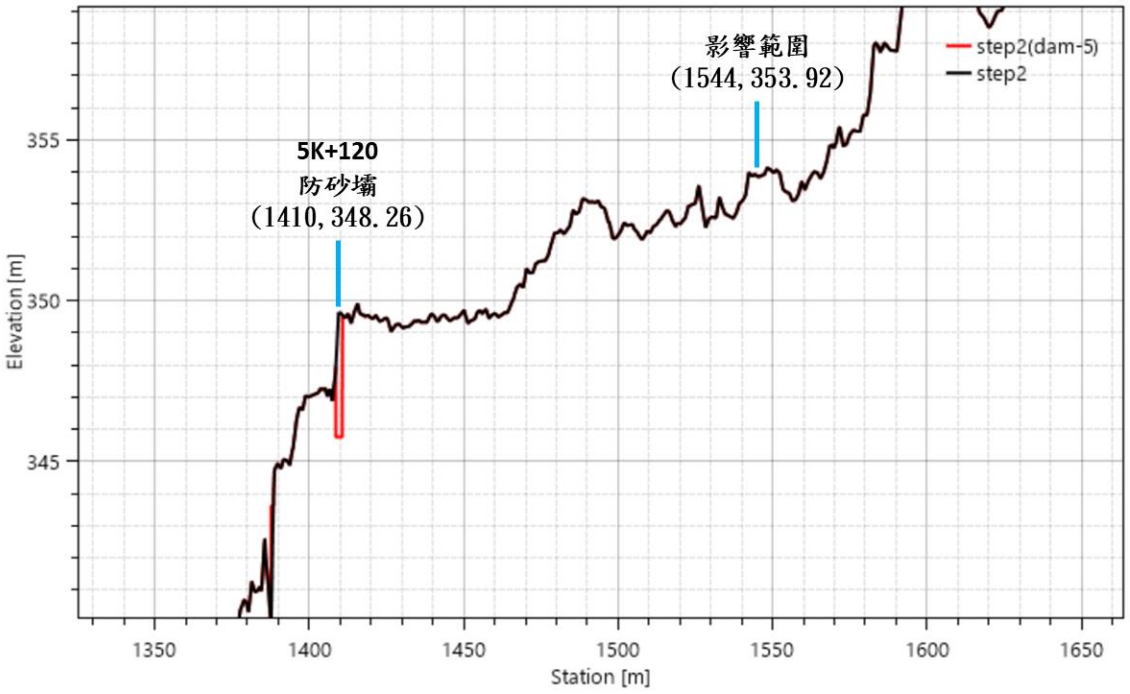


圖 6.41 防砂壩上游坡度影響範圍坡度計算

下游沖刷深度：

依照 5K+065 固床工下游沖刷坑斷面，計算淤積面積為 36.035 平方公尺，平均沖刷深度約為 1.3 公尺，如圖 6.42。

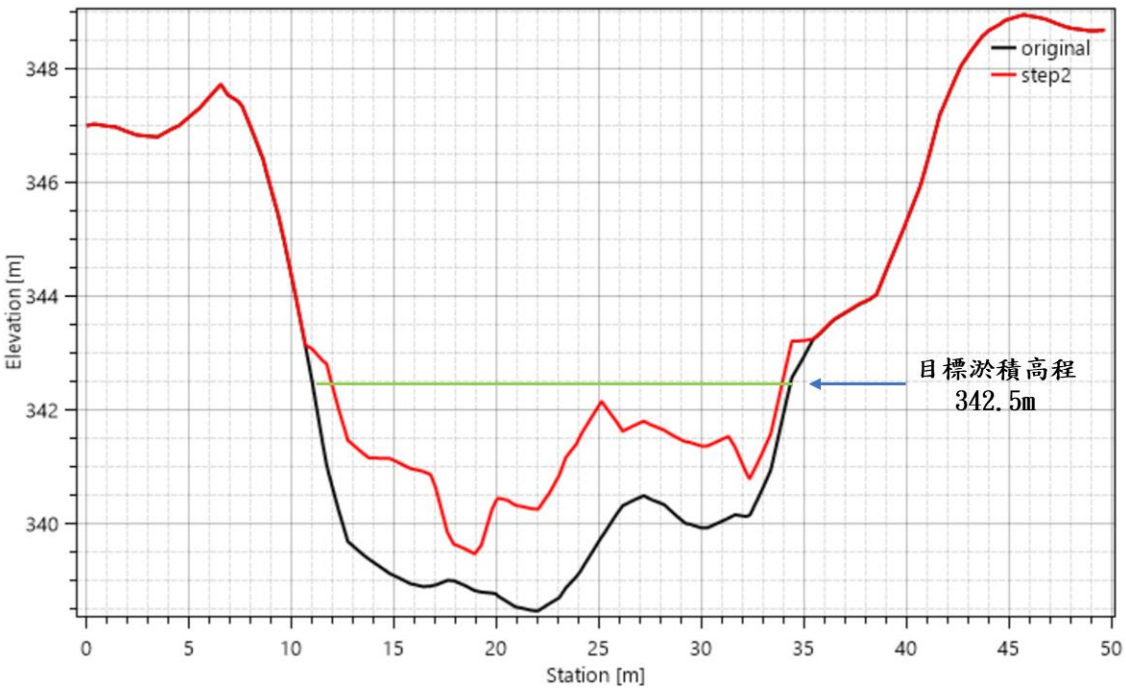


圖 6.42 5K+065 沖刷坑地形結果

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高，選擇調降五支預鑄塊進行調整，如下表 6.5 所示。

表 6.5 Step3 管理與操作矩陣

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	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 STEP2 調整後經過 Q25 之地形結果，調降 5 支(-2.5 公尺)，模擬不同重現期之流量，並以 Q10、25、50、100 為主要分析，如下圖 6.43、圖 6.44、圖 6.45、圖 6.46、圖 6.47、圖 6.48。

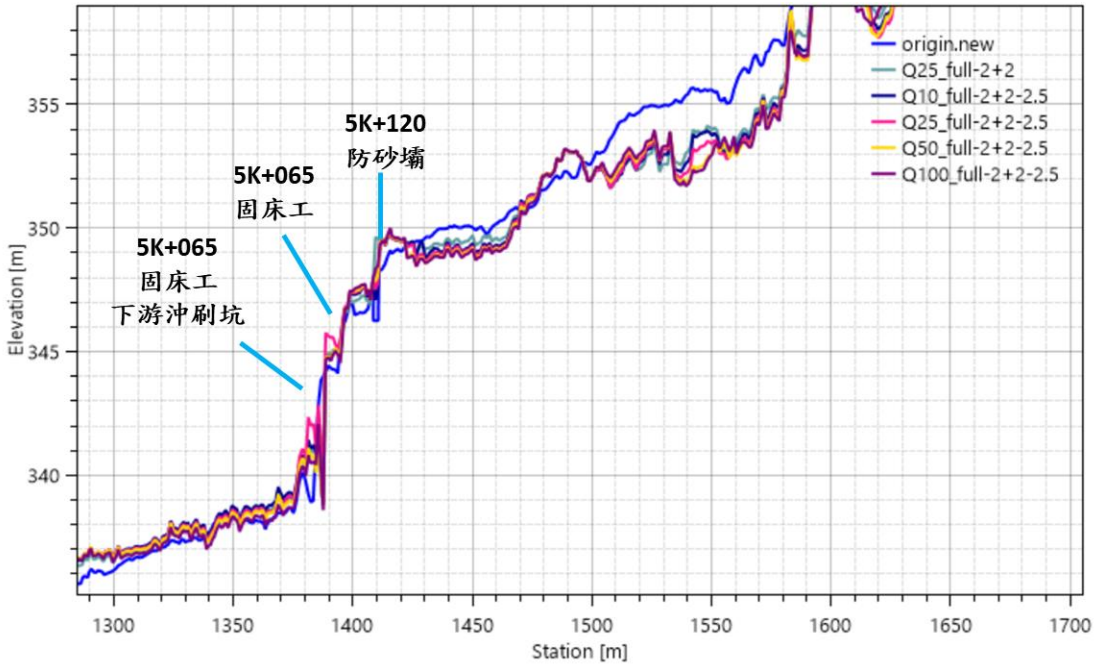


圖 6.43 STEP3 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖

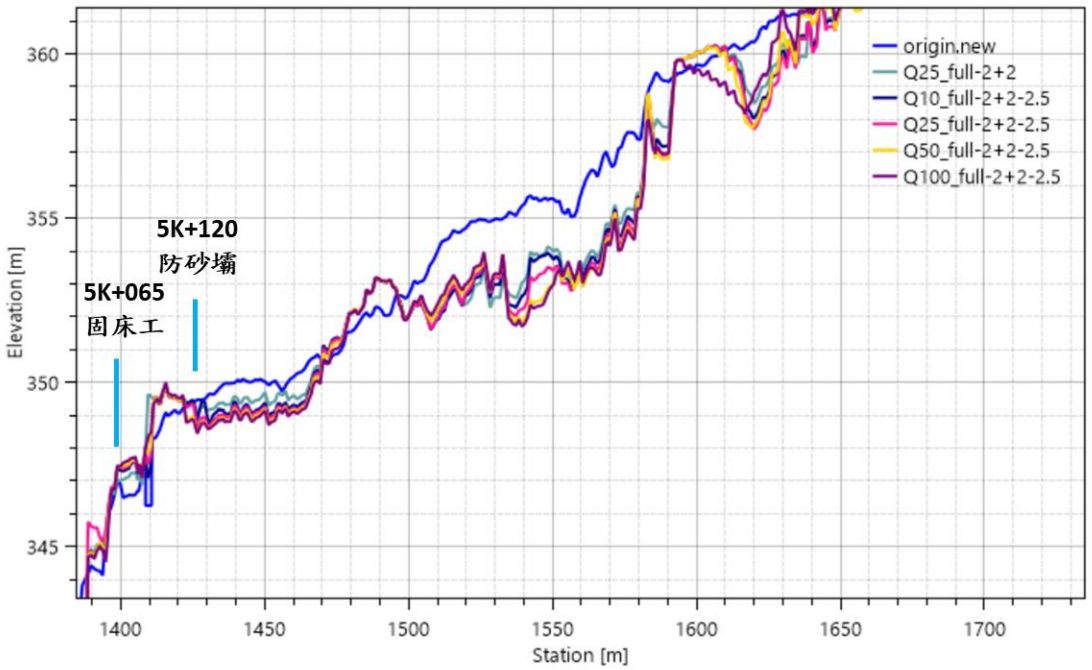


圖 6.44 壩體上游剖面圖

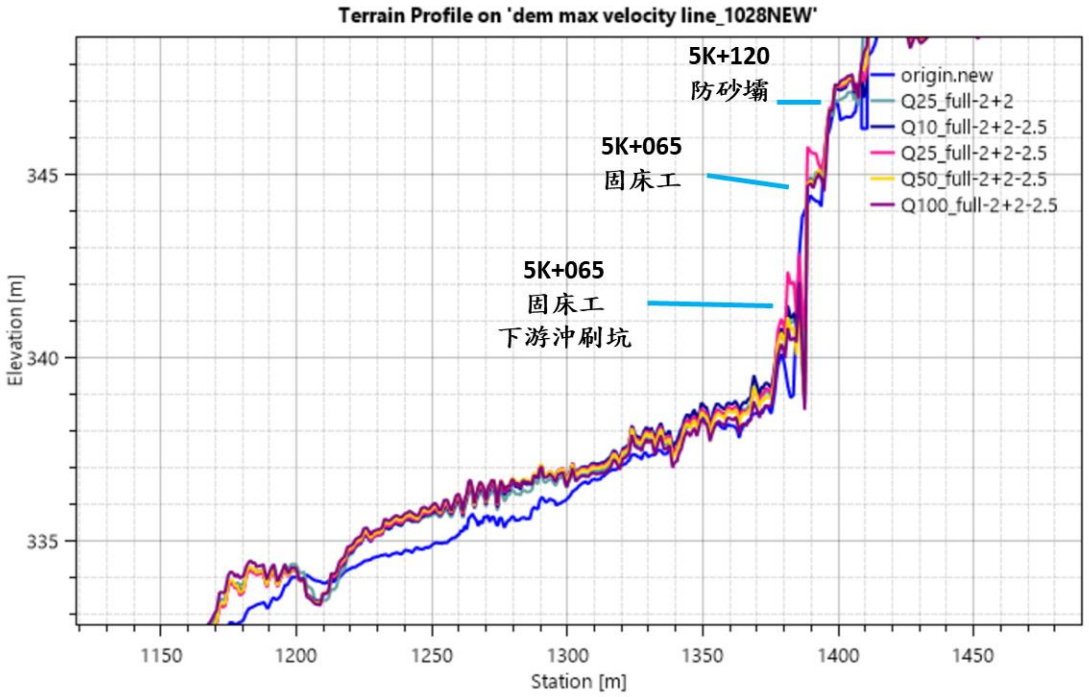


圖 6.45 壩體下游剖面圖

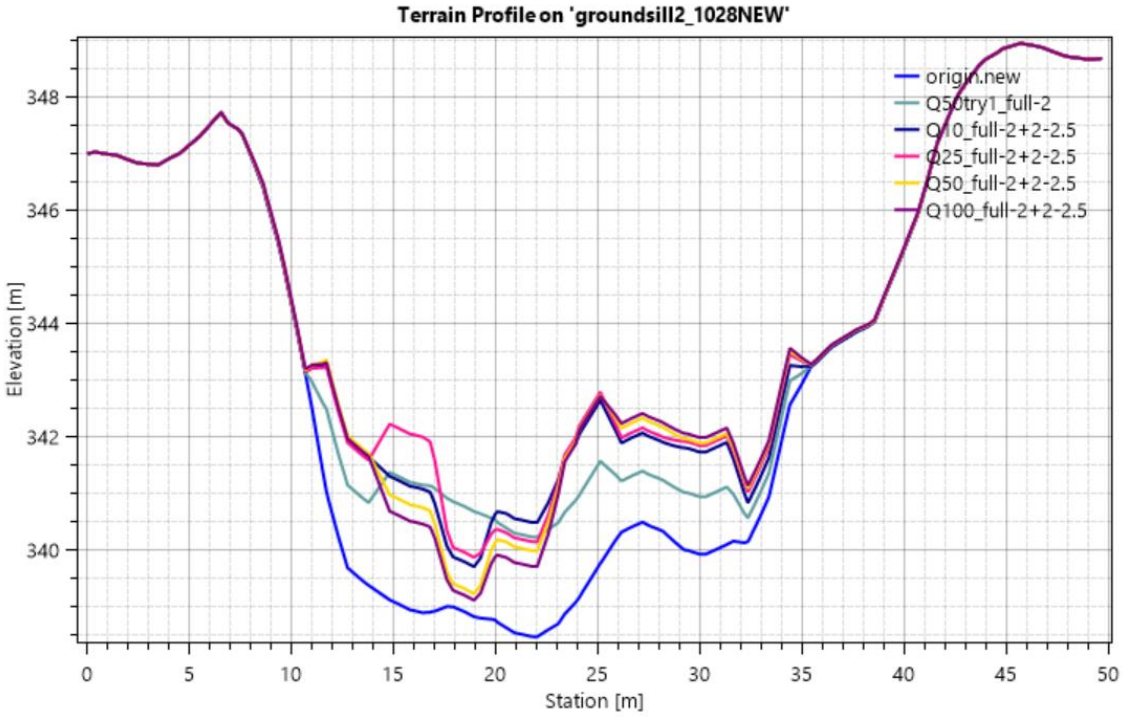


圖 6.46 5K+065 固床工下游沖刷坑

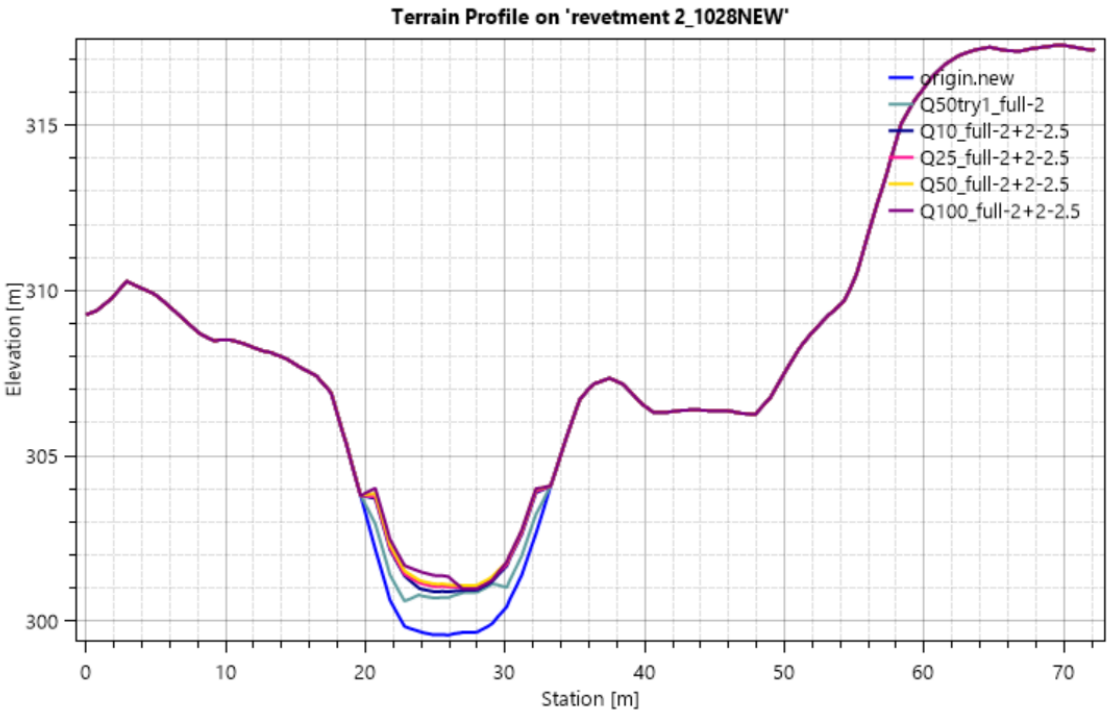


圖 6.47 4K+350 擋土牆

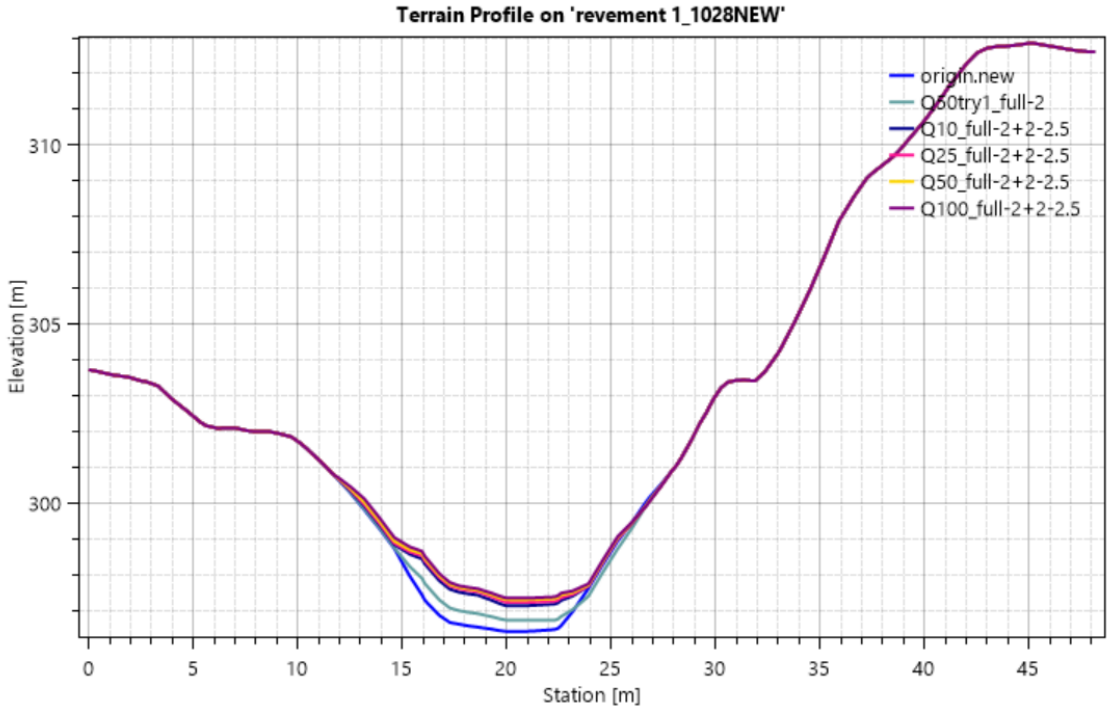


圖 6.48 4K+200 擋土牆:

以 4K+200 擋土牆、4K+350 擋土牆此二保全對象來看，Q25 淤積深度約 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 固床工下游沖刷坑來看，各重現期之淤積量與平均高程如下表 6.6。Q100 和 Q50 差異淤積量不大，河道斷面平均高程約 341.3 公尺、沖刷深度 1.2 公尺，且對河道流心刷深。而 Q25 最大沖刷深度之高程約 339.9 公尺、沖刷深度 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 6.6 Step3 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果

	土砂總量 (平方公尺)	淤積量 (平方公尺)	平均高程 (公尺)
Step2 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

6.2.6 STEP4

接續上一步結論，最終我們以 Q25 作為 STEP 3 調降後的升壩臨界值。因此本步驟將使用上一步降壩 5 支且經過 Q25 洪水之地形(origin-2+2-2.5)，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 6.49、圖 6.50、圖 6.51、圖 6.52、圖 6.53、圖 6.54。

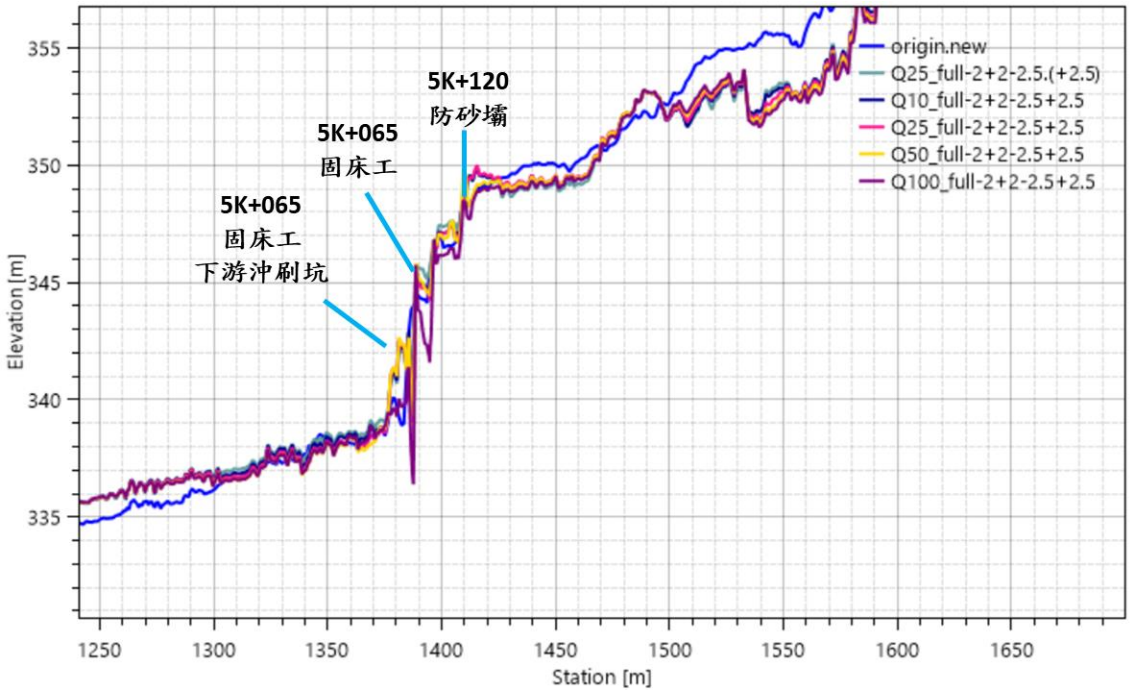


圖 6.49 STEP2 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖

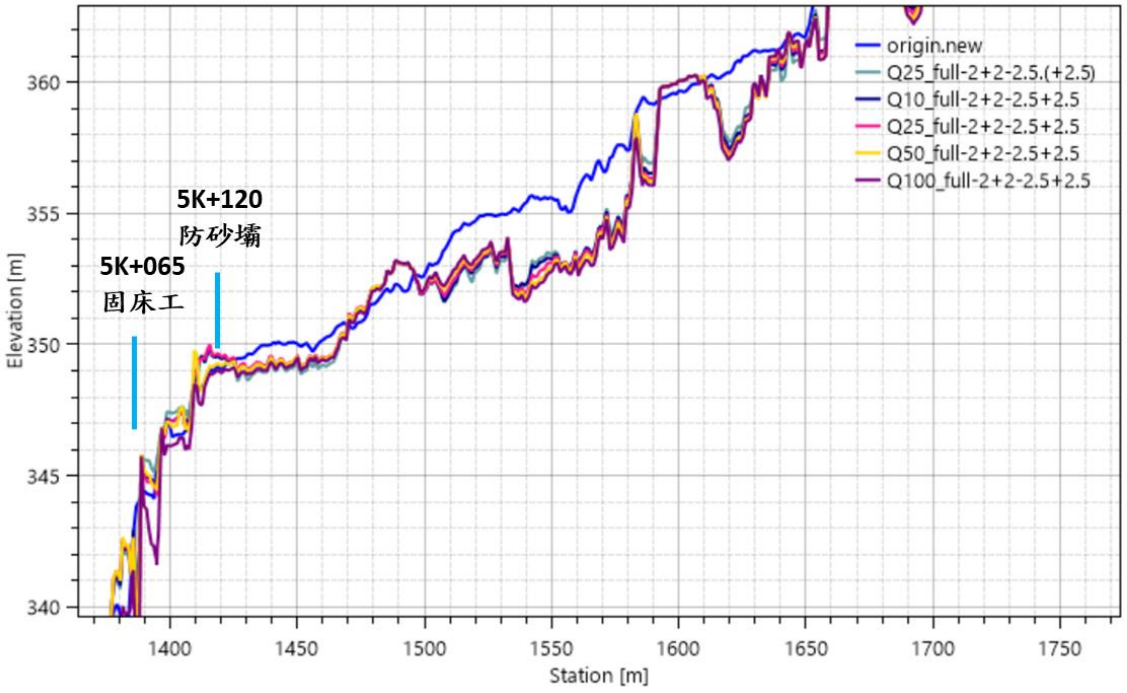


圖 6.50 壩體上游模擬圖

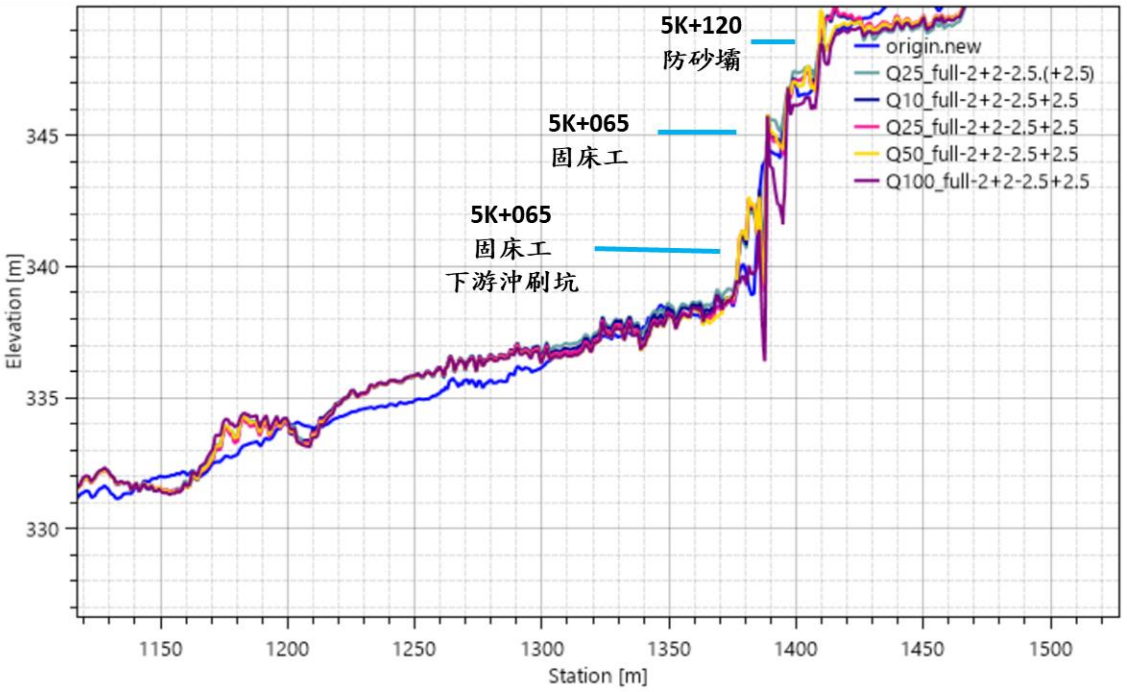


圖 6.51 壩體下游模擬圖

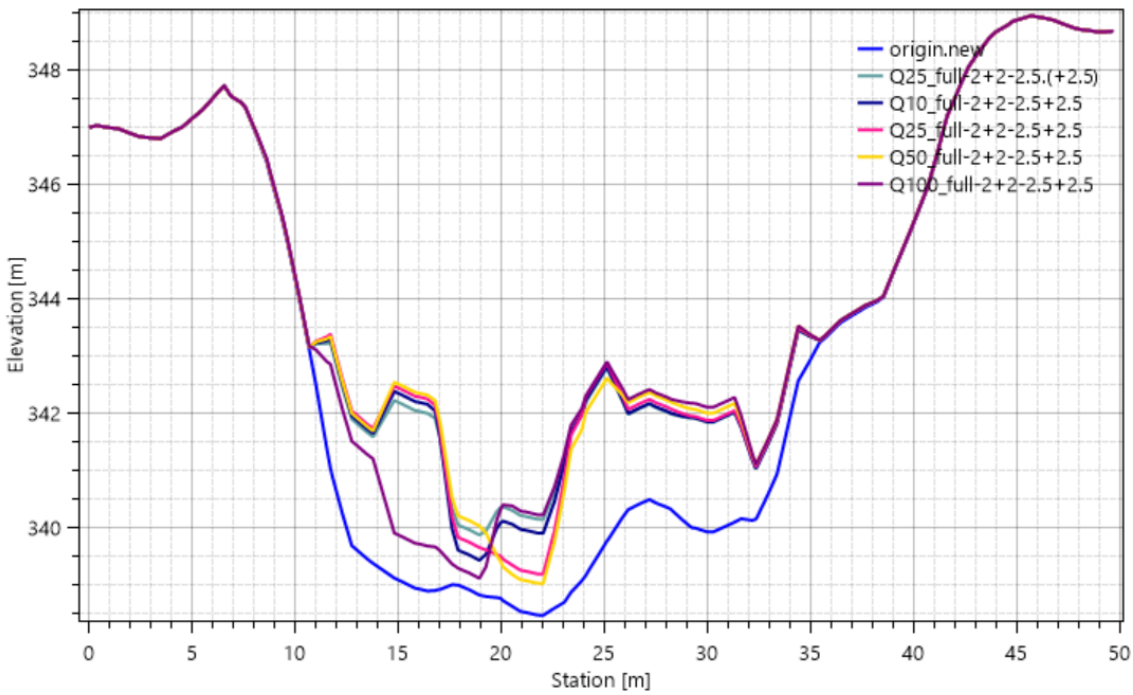


圖 6.52 5K+065 固床工下游沖刷坑

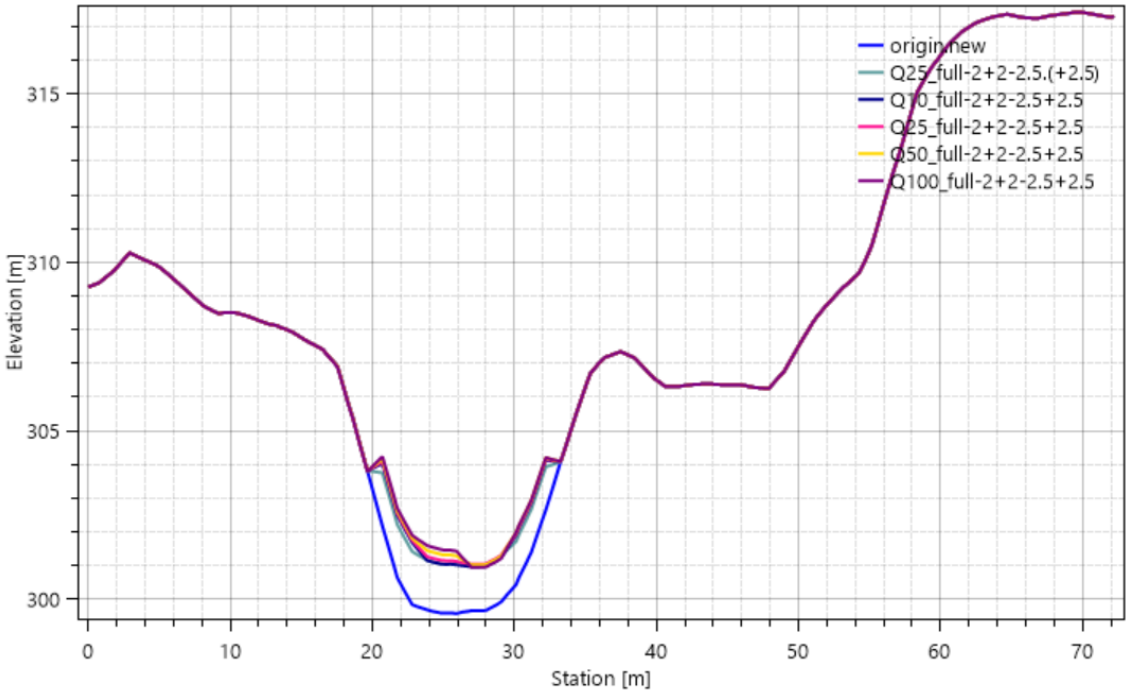


圖 6.53 4K+350 擋土牆

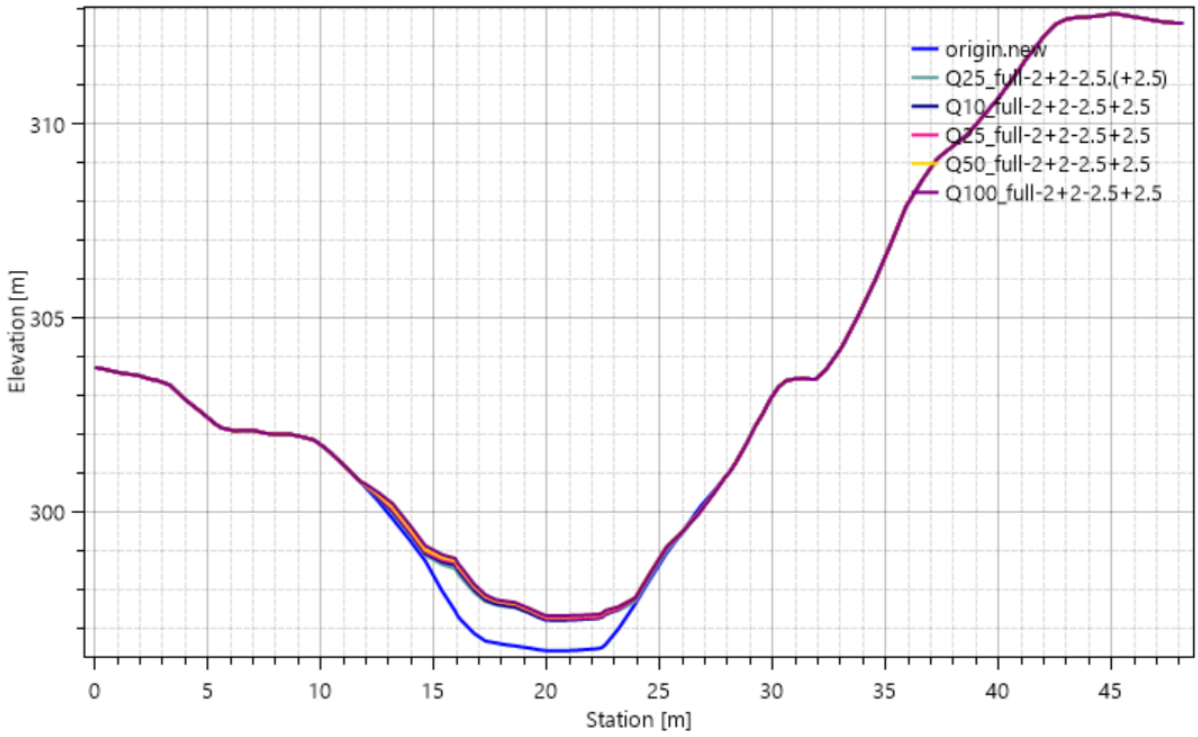


圖 6.54 4K+200 擋土牆

以 4K+350 擋土牆、4K+200 擋土牆此二保全對象來看，Q25 淤積深度約 1.8 及 1 公尺，本次調降操作並不會對下游這兩個擋土牆造成土砂災害的風險。

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下表 6.7。由於本步驟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，相較上一步皆產生沖刷的現象，且 Q25 事件為 50 年以下重現期洪水事件中，產生最大沖刷量的事件，因此我們將以 Q25 洪水做為下一步降壩操作之臨界值。

表 6.7 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果

	土砂總量 (平方公尺)	淤積量 (平方公尺)	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

6.2.7 STEP5

接續上一步的結論，最終我們以 Q25 作為 STEP 4 調升後，再次調降防砂壩預鑄塊的臨界值。因此本步驟將使用上一步之升壩且經過 Q25 洪水之地形(origin-2+2-2.5)，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，如圖 6.55。

上游坡度:

(1410，348.26)、(1544，352.68)

S=(352.68-348.26)/134 = 4.42/134 = 0.033 約 3.3%

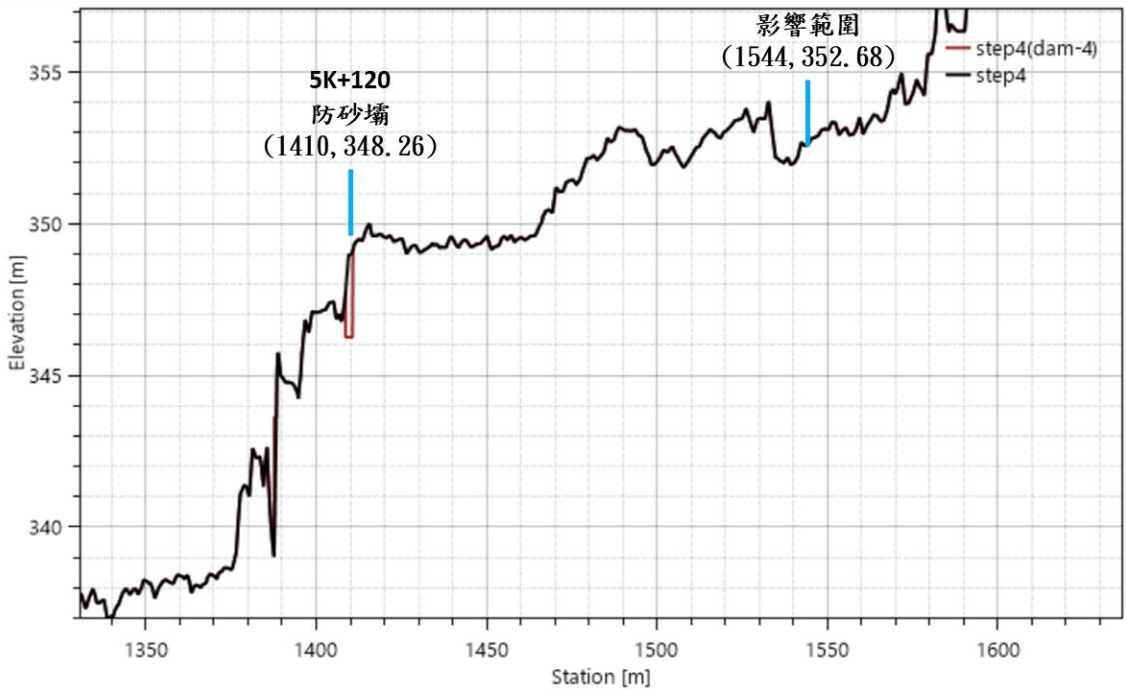


圖 6.55 防砂壩上游坡度影響範圍坡度計算

下游沖刷深度：

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 6.56。

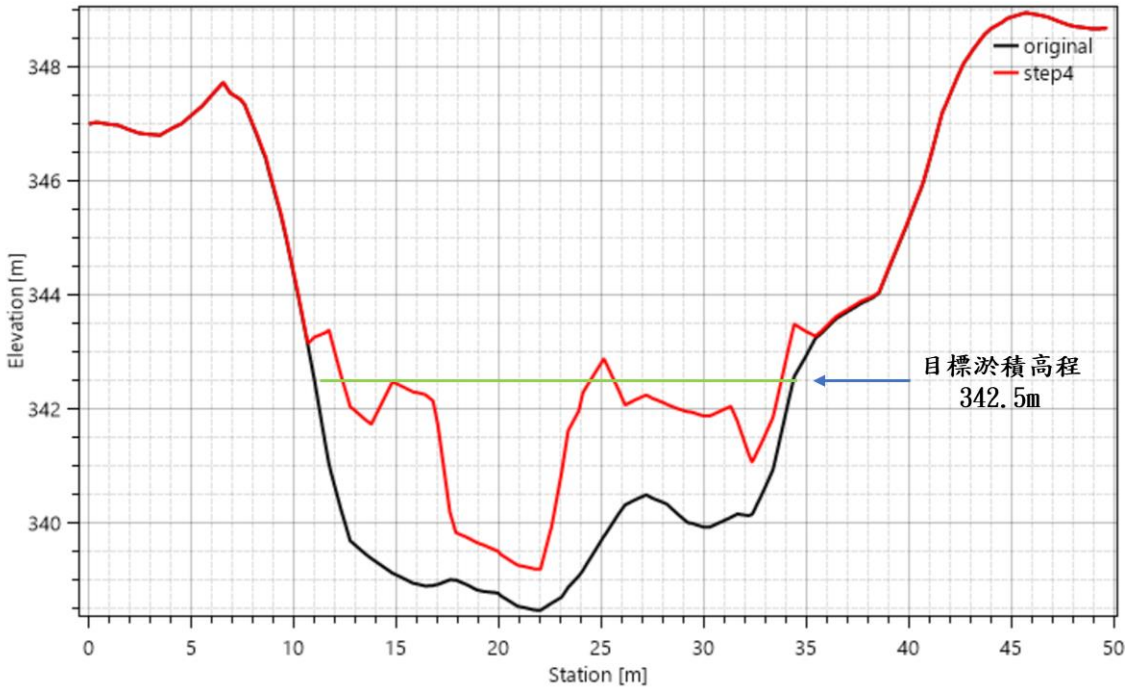


圖 6.56 5K+065 沖刷坑地形結果

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 6.8。

表 6.8 Step5 管理與操作矩陣

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	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，如下圖 6.57、圖 6.57、圖 6.58、圖 6.59、圖 6.60、圖 6.61、圖 6.62 所示。

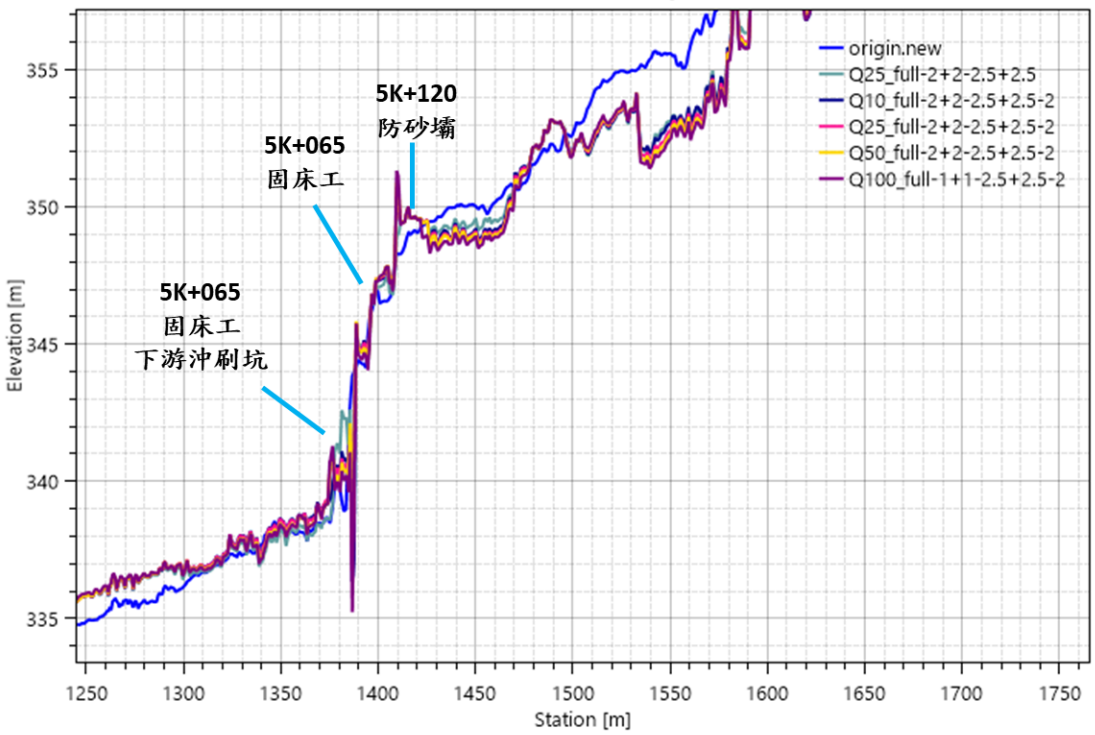


圖 6.57 STEP2 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖

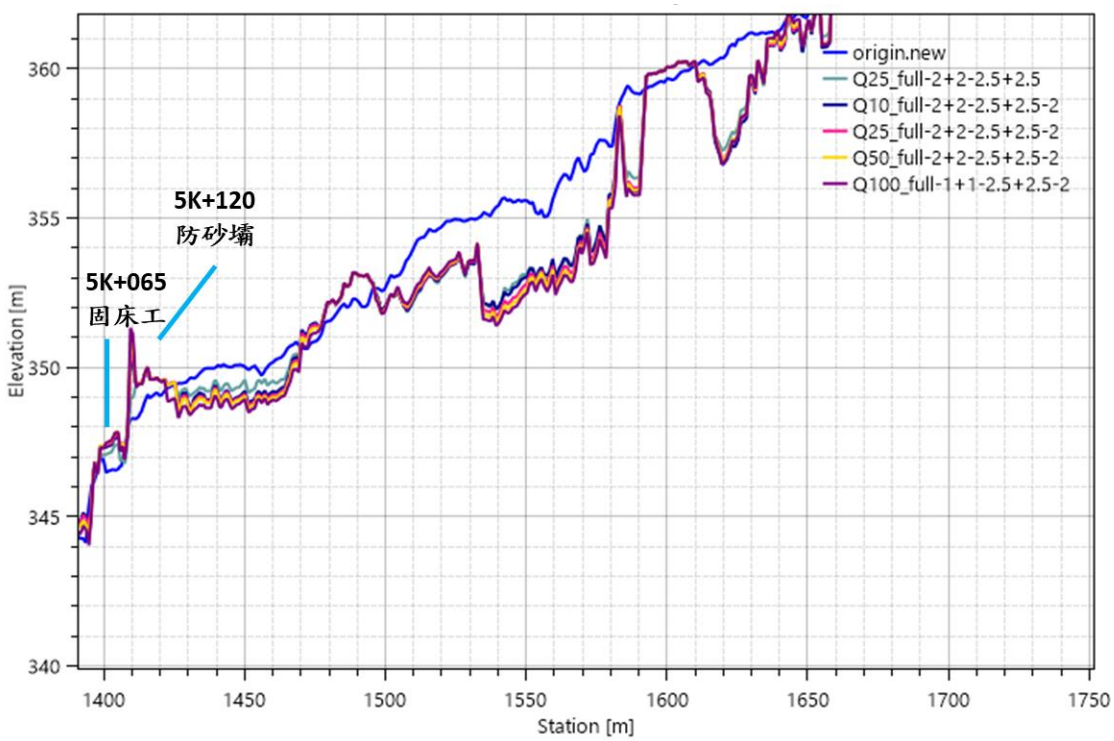


圖 6.58 壩體上游剖面圖

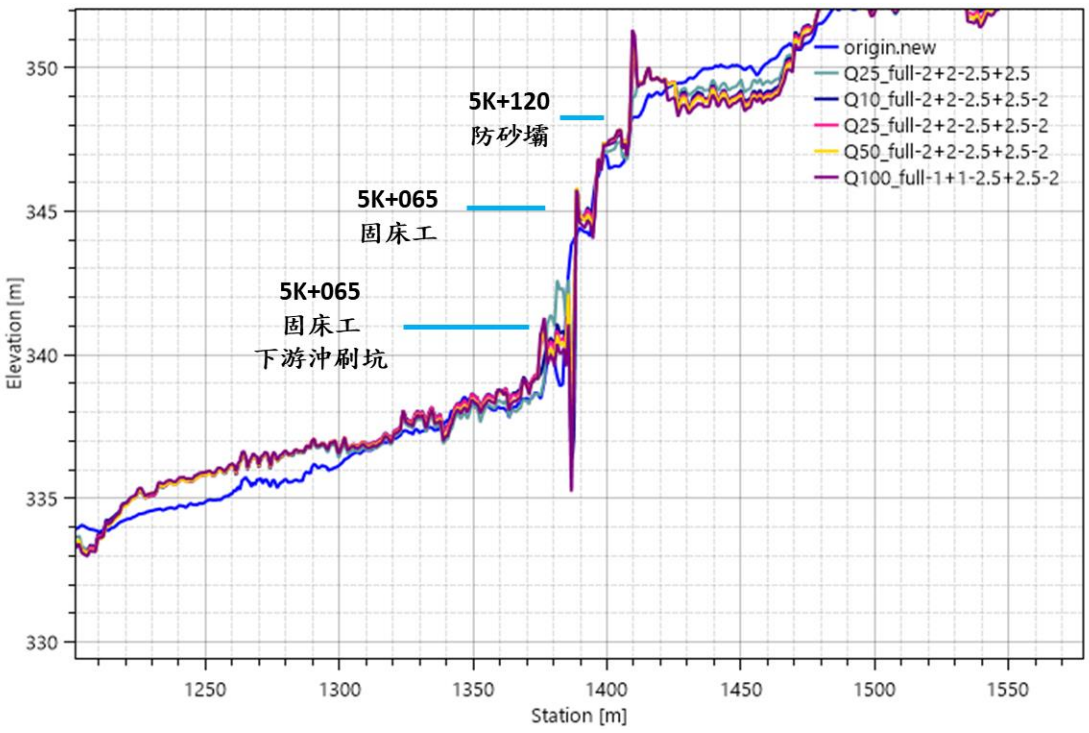


圖 6.59 壩體下游模擬圖

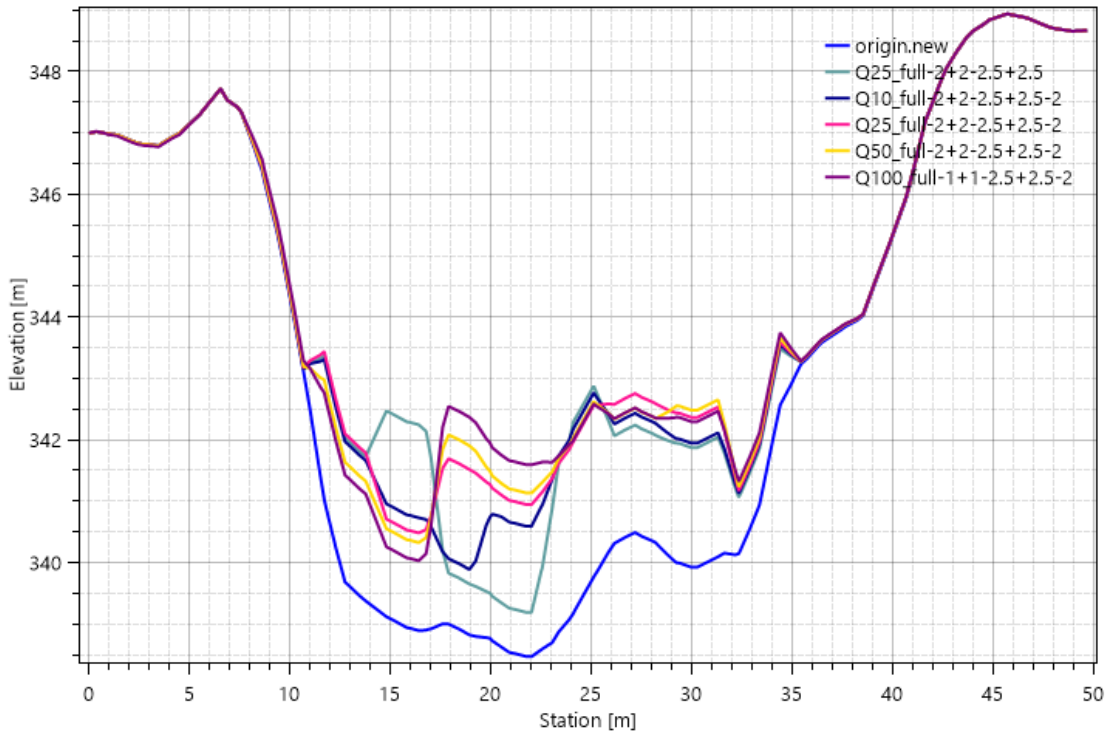


圖 6.60 5K+065 固床工下游沖刷坑

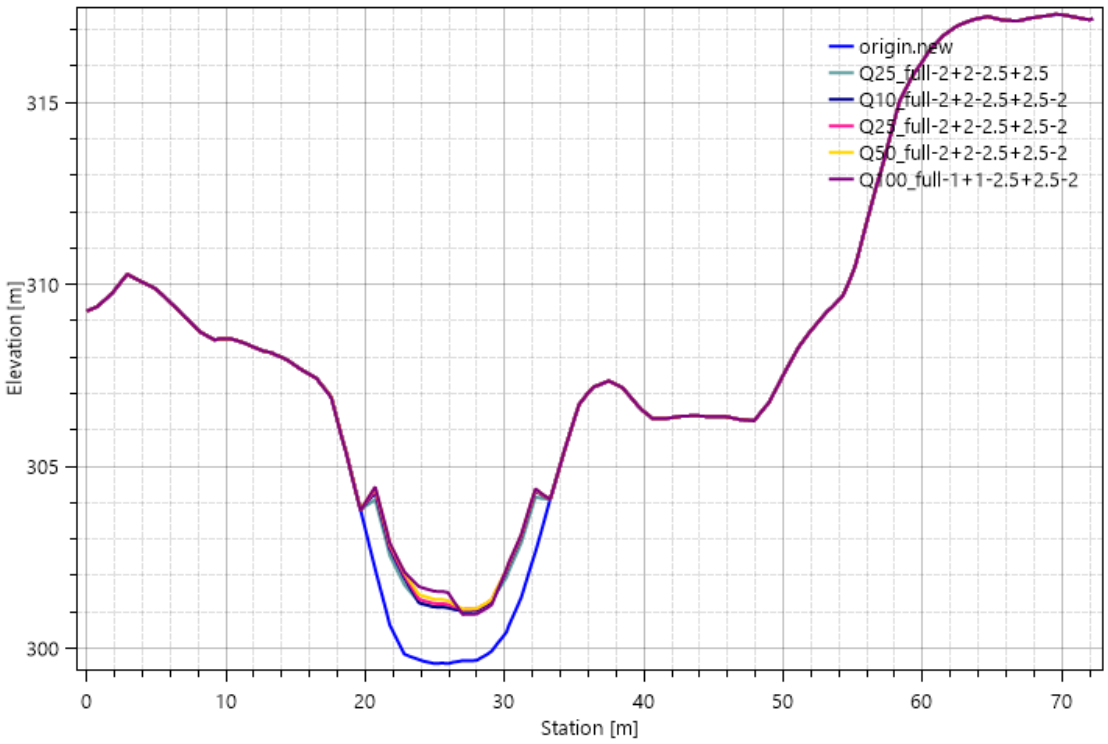


圖 6.61 4K+350 擋土牆

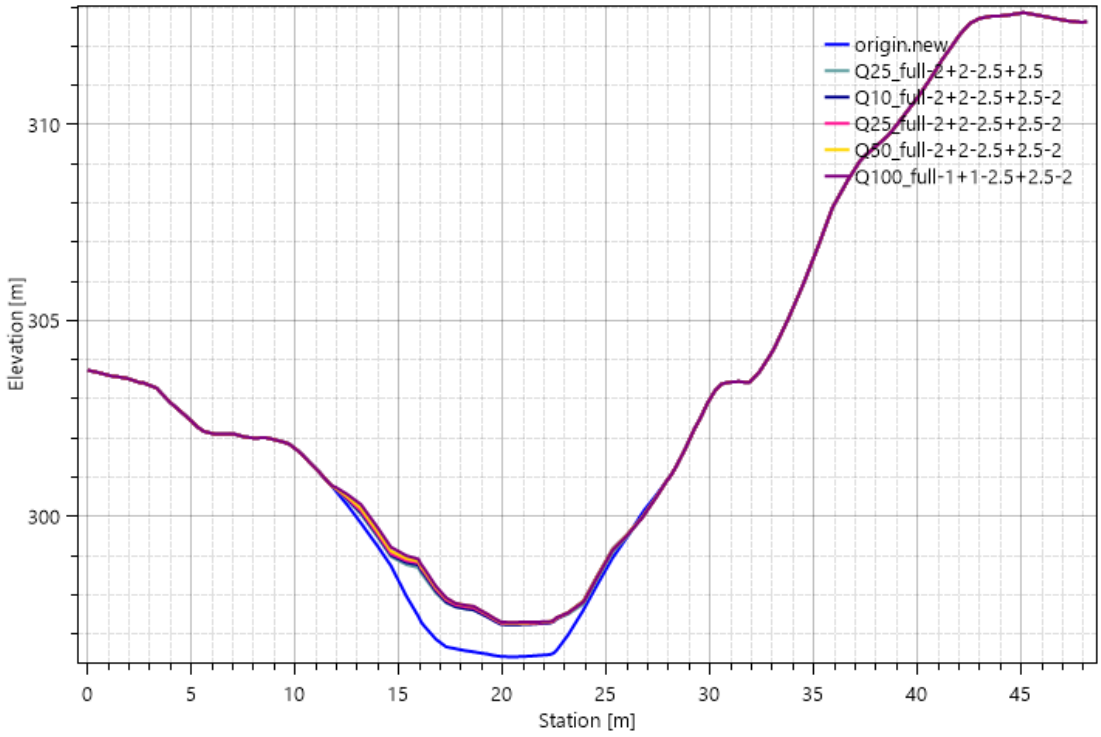


圖 6.62 4K+200 擋土牆

以 4K+200 擋土牆、4K+350 擋土牆此二保全對象來看，Q25 淤積深度約 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的風險。

以 5K+065 固床工下游沖刷坑來看，下表 6.9 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 6.9 Step5 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果

	土砂總量 (平方公尺)	淤積量 (平方公尺)	平均高程 (公尺)
Step4 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

6.2.8 STEP6

接續上一步結論，最終我們以 Q25 作為 STEP 5 調降後的升壩臨界值。因此本步驟將使用上一步降壩 4 支且經過 Q25 洪水之地形(origin-2+2-2.5+2.5-2)，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 6.63、圖 6.64、圖 6.65、圖 6.66、圖 6.67、圖 6.68。

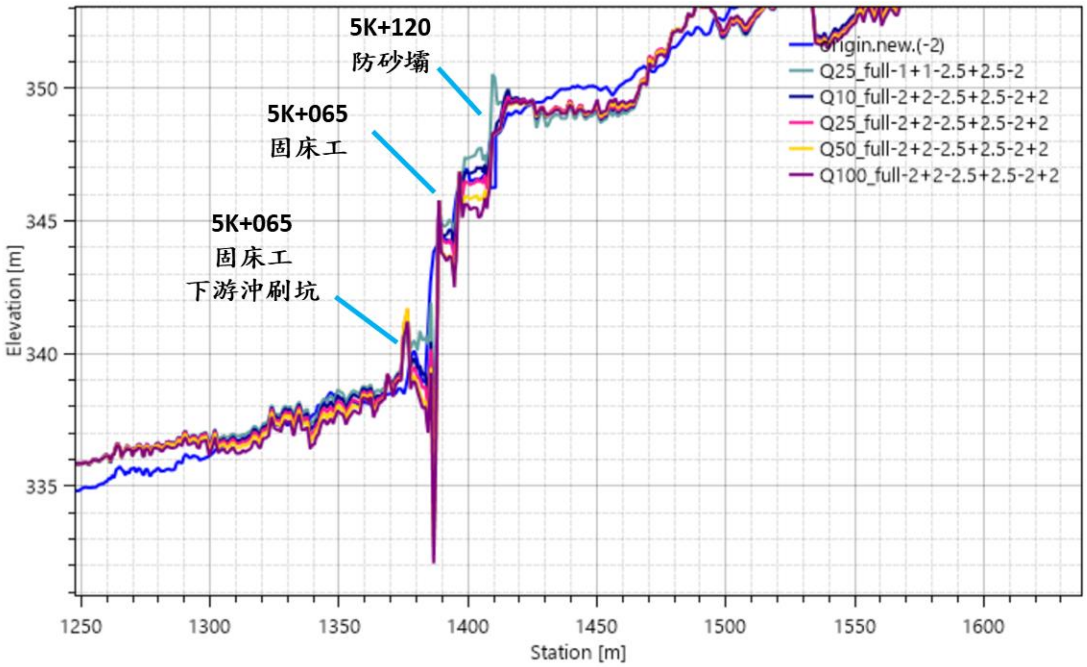


圖 6.63 STEP6 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖

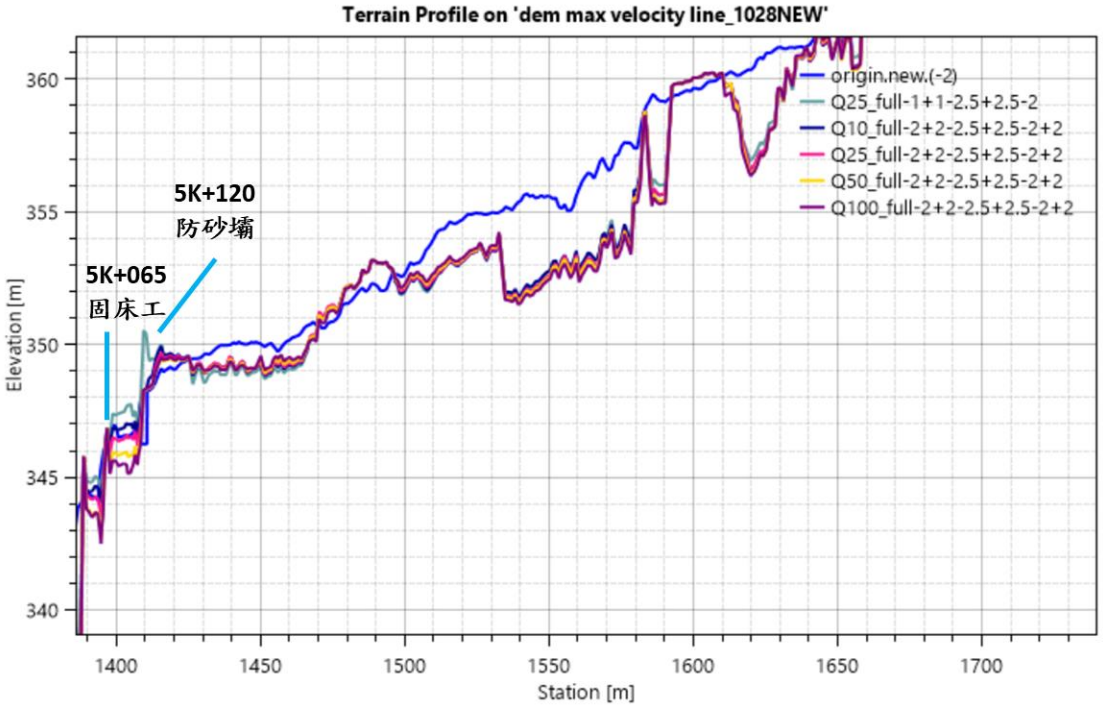


圖 6.64 壩體上游剖面圖

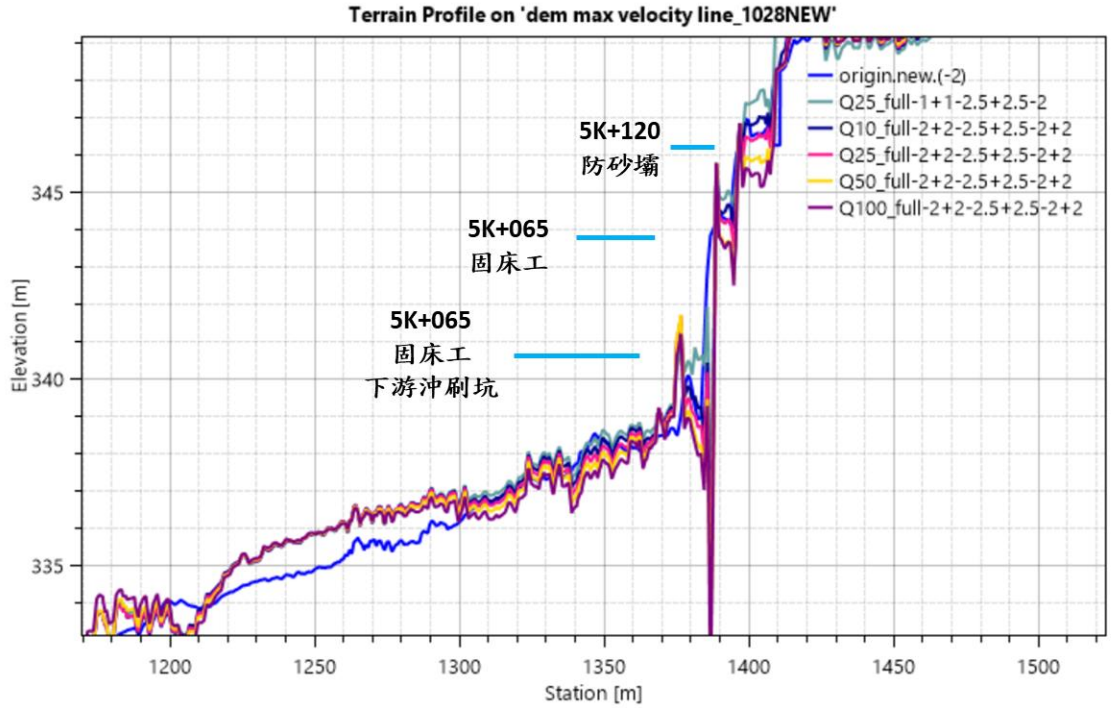


圖 6.65 壩體下游剖面圖

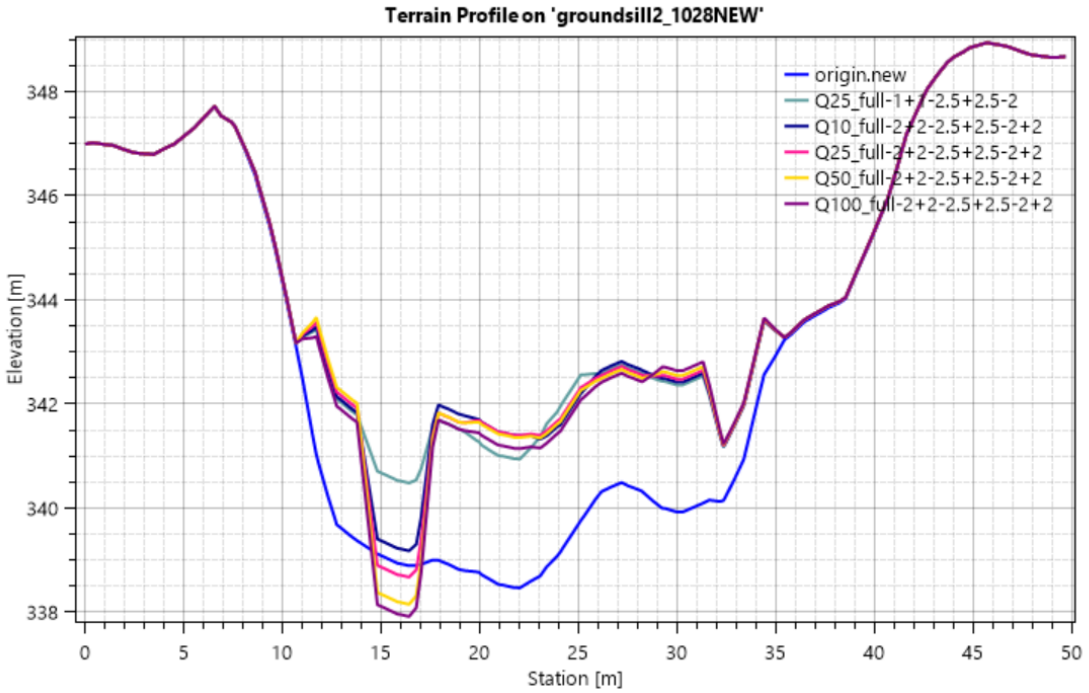


圖 6.66 5K+065 固床工下游沖刷坑

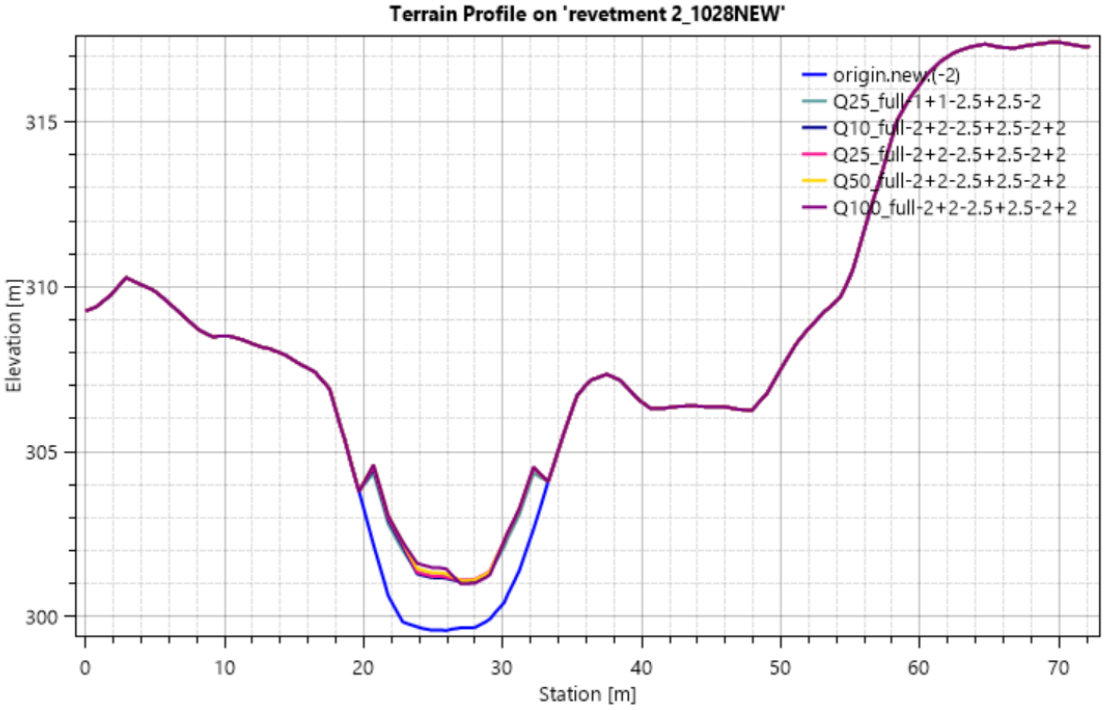


圖 6.67 4K+350 擋土牆

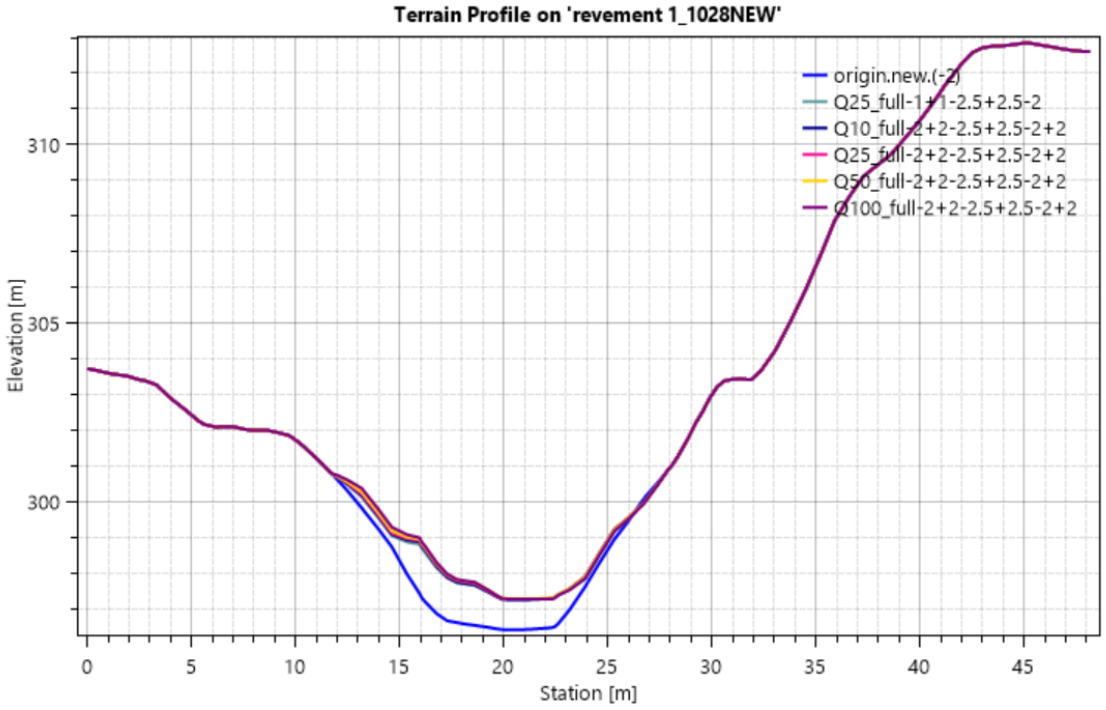


圖 6.68 4K+200 擋土牆

以 4K+350 擋土牆、4K+200 擋土牆此二保全對象來看，Q10 至 Q100 的淤積深度皆在 1.5 到 2 公尺之間，故本次調降操作並不會對下游這兩個擋土牆造成土砂災害的風險。

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下表 6.10。由於本步驟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 6.10 Step6 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果

	土砂總量(平方公尺)	淤積量(平方公尺)	平均高程
Step5 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

6.2.9 STEP7

接續上一步的結論，最終我們以 Q25 作為 STEP 6 調升後，再次調降防砂壩預鑄塊的臨界值。因此本步驟將使用上一步之升壩且經過 Q25 洪水之地形(origin-2+2-2.5+2-2)，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。參考管理與操作矩陣判斷調降支數，如圖 6.69。

上游坡度：

(1410，348.26)、(1544，352.05)

S=(352.05-348.26)/134 = 4.42/134 = 0.028 約 2.8%

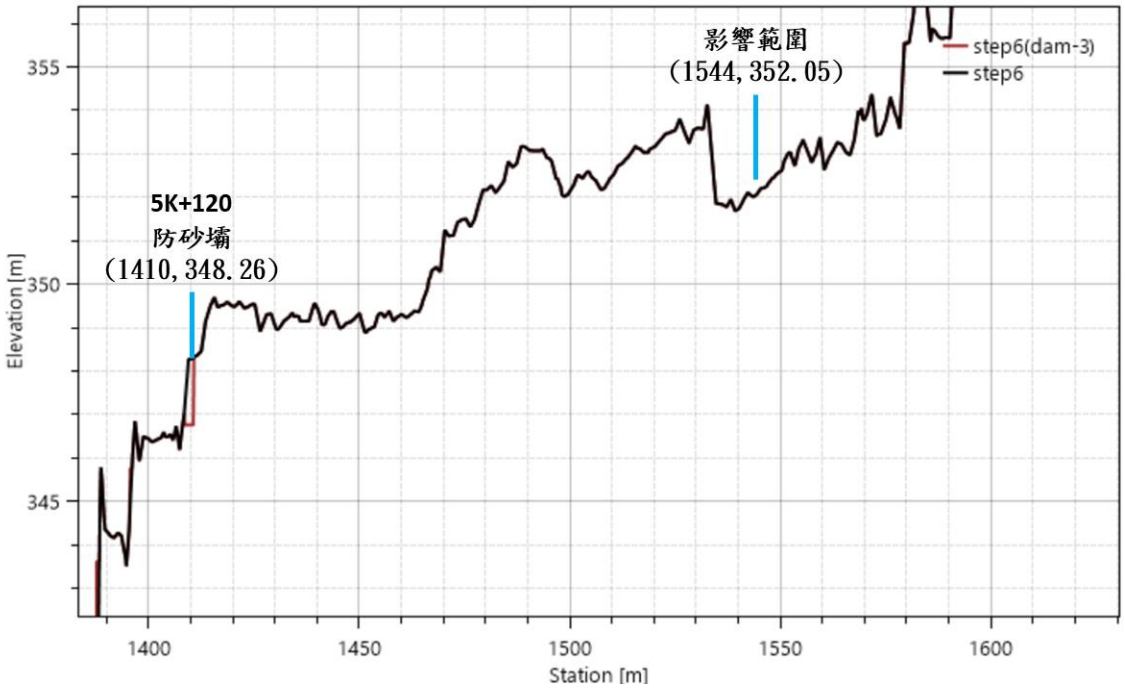


圖 6.69 防砂壩上游坡度影響範圍計算

平均淤積深度:

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 6.70。

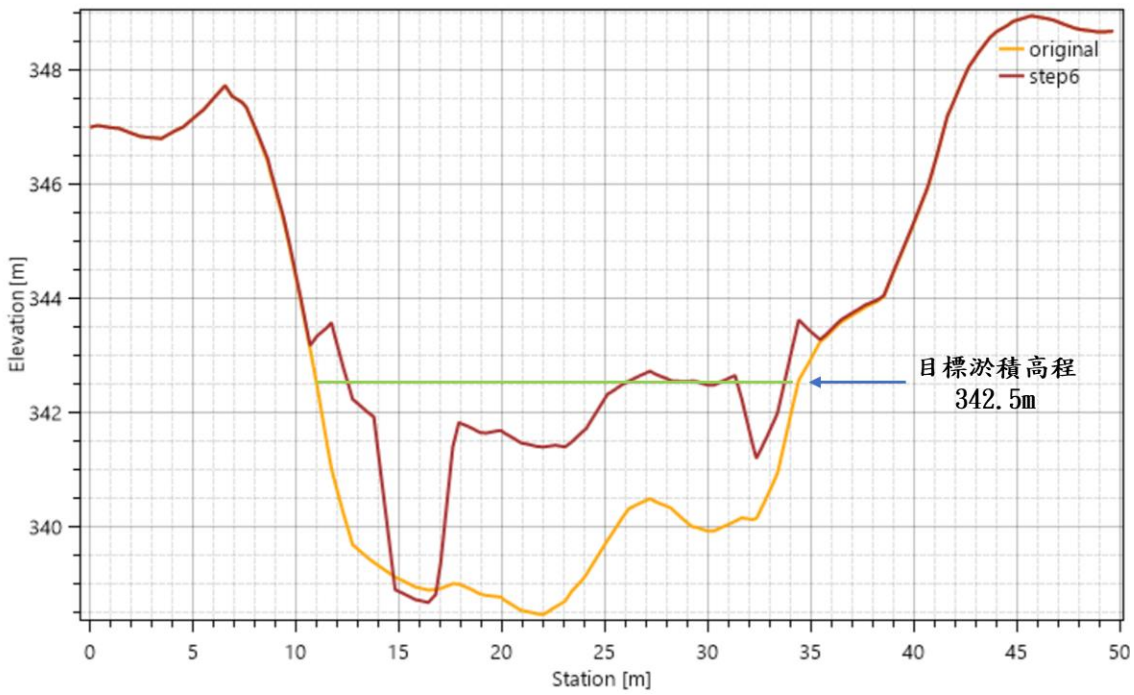


圖 6.70 5K+065 沖刷坑地形結果

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低，選擇調降三支預鑄塊進行調整，如表 6.11。

表 6.11 Step7 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

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，如下圖 6.71、圖 6.72、圖 6.73、圖 6.74、圖 6.75、圖 6.76 所示。

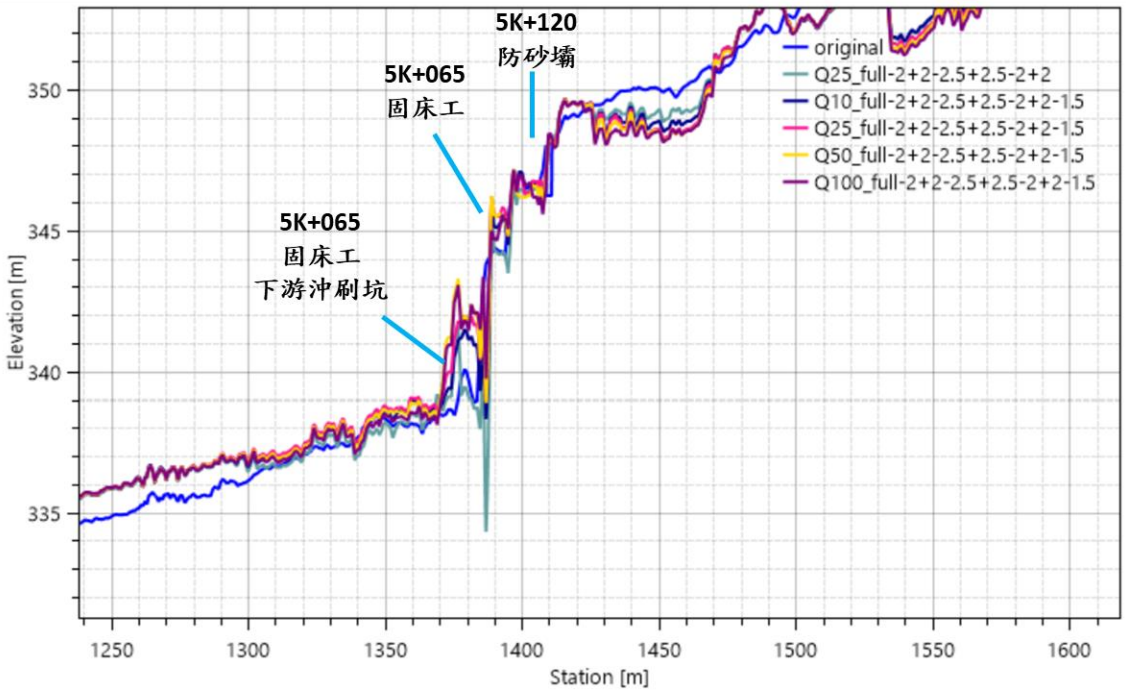


圖 6.71 STEP6 調降後各重現期流量模擬縱剖面圖

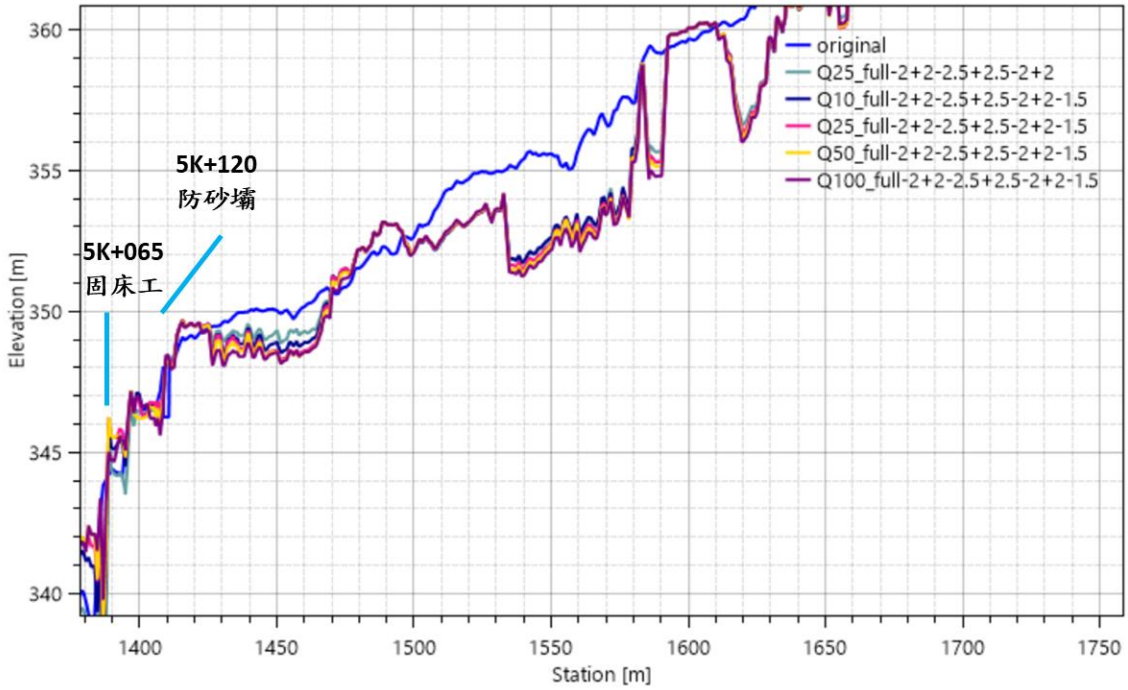


圖 6.72 壩體上游剖面圖

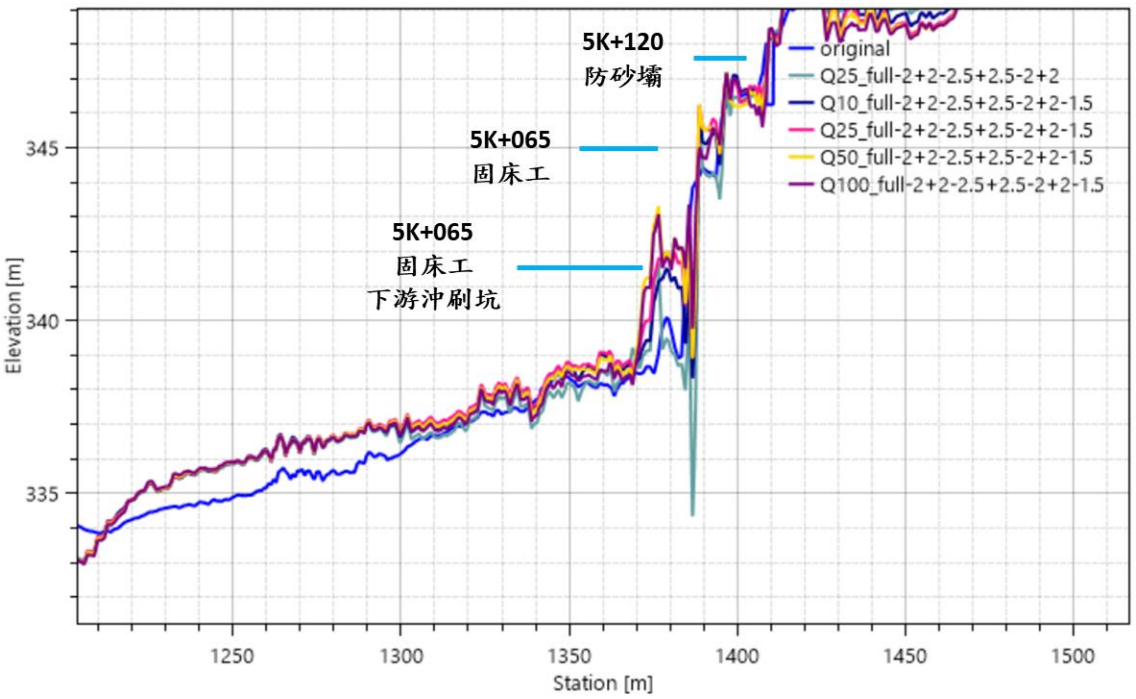


圖 6.73 壩體下游剖面圖

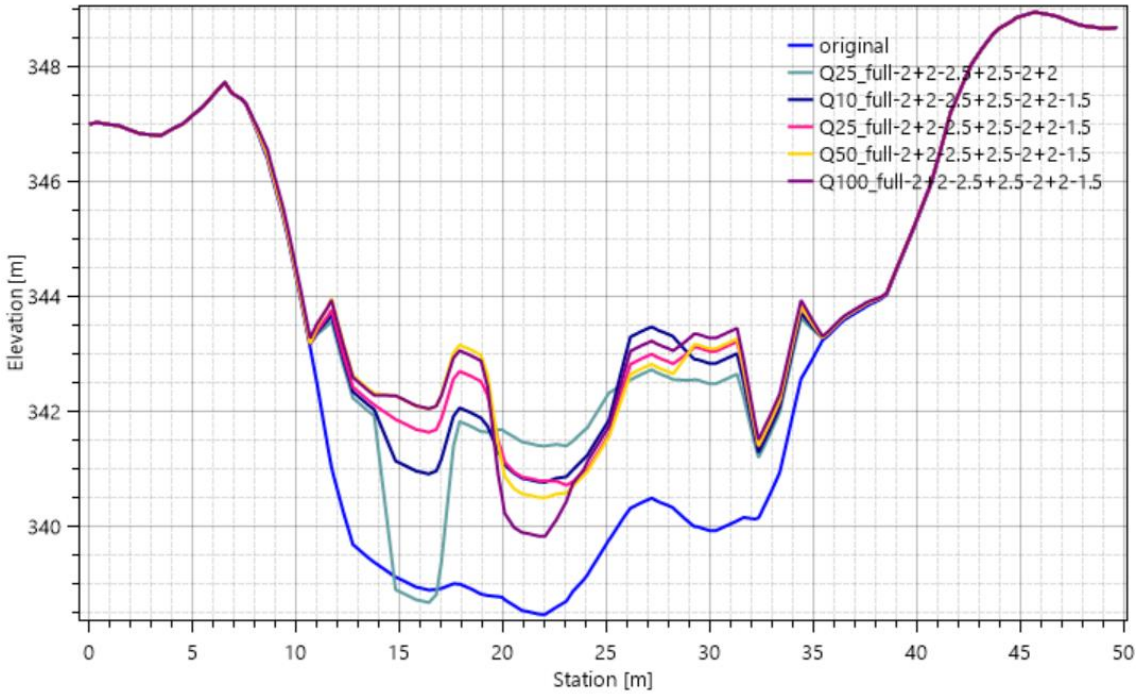


圖 6.74 5K+065 固床工下游沖刷坑

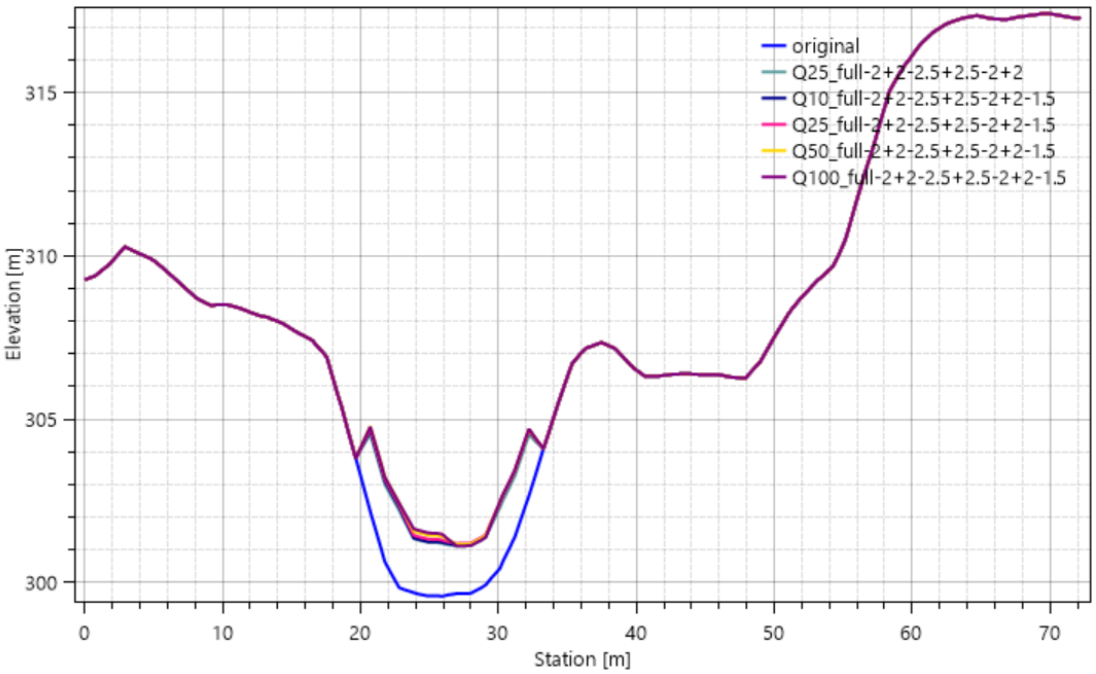


圖 6.75 4K+350 擋土牆

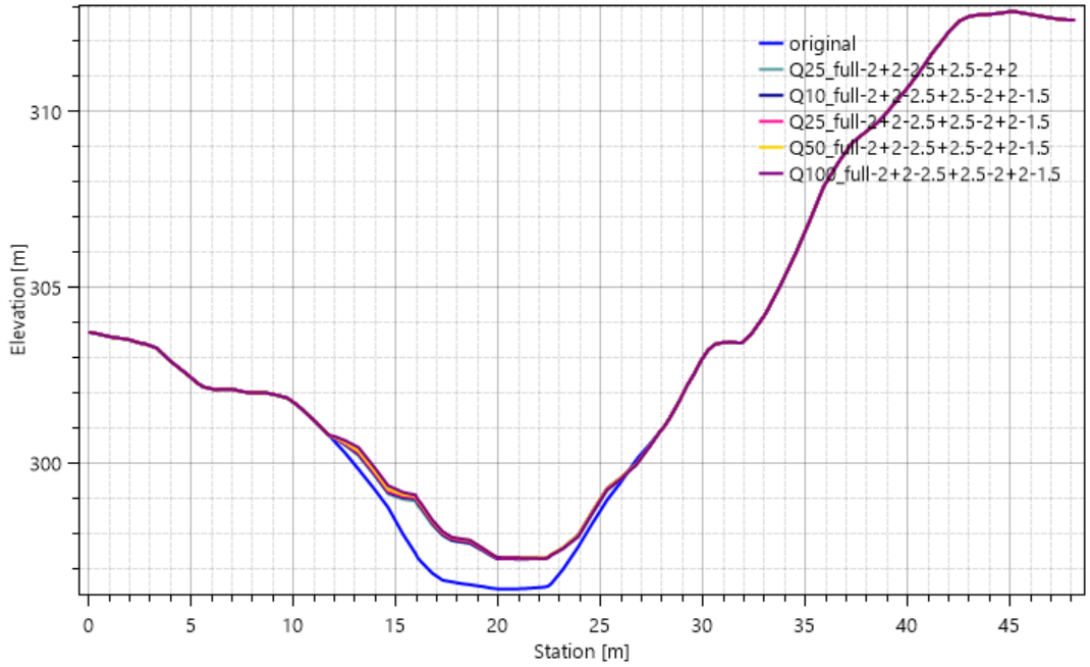


圖 6.76 4K+200 擋土牆

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 固床工下游沖刷坑來看，下表 6.12 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，對河道土砂沖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 6.12 Step7 各重現期之淤積量與平均高程模擬結果

	土砂總量 (平方公尺)	淤積量 (平方公尺)	平均高程
Step6 調整後 Q25 的地形結果	17084.67		341.6865
Q1.11	17085	2.546163	341.7661
Q2	17086.38	3.27561	341.8376
Q5	17085.52	4.681506	341.9154
Q10	17085.96	7.833787	342.0639
Q25	**17092.49**	**10.64052**	**342.1721**
Q50	17092.22	12.10859	342.1685
Q100	17093.16	12.52491	342.13
Q200	17090.96	11.42082	342.1001
Q500	17095.8	13.4756	342.2048

6.3 降霸操作安全性模擬

除了前述章節之模擬步驟外，本團隊也針對經營管理與操作矩陣中，九種上下游土砂變化進行模擬，期望能因應廊仔溪未來不同河道狀況，確保在利用經營管理與操作矩陣調整防砂壩時，能維持下游保全對象的安全性。

本章節將利用 HEC-RAS 2D 之地形編輯功能，建構經營管理與操作矩陣中九種調降土砂狀況，如下表 6.13，以 50 年重現期設計降雨強度之洪峰流量進行模擬，並透過下游 5K+065 固床工下游沖刷坑、4K+350 擋土牆，以及 4K+200 擋土牆三處保全對象作為安全性分析依據，結果如下。

表 6.13 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

6.3.1 上游淤砂坡度「低」，下游沖刷深度「高」

設定上游影響範圍內淤砂坡度約為 3%，下游沖刷深度約為 1.3 公尺，設定流量為 Q50 洪水事件進行模擬，結果如下圖 6.77 至 圖 6.80。圖中黑色線為原始設定地形，紅色為 Q50 洪水事件後的地形變化。由下游三處保全對象來看，斷面平均淤積深度皆小於 1 公尺，顯示 Q50 洪水事件並不會對本次調降期間造成太大的威脅。

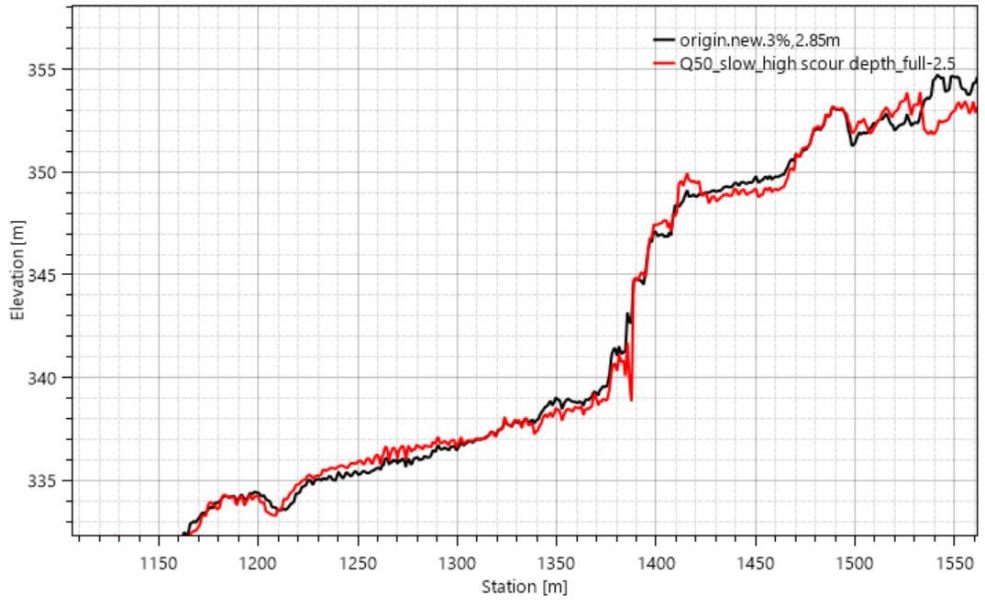


圖 6.77 上游淤砂坡度「低」，下游沖刷深度「高」沖淤前後縱剖面

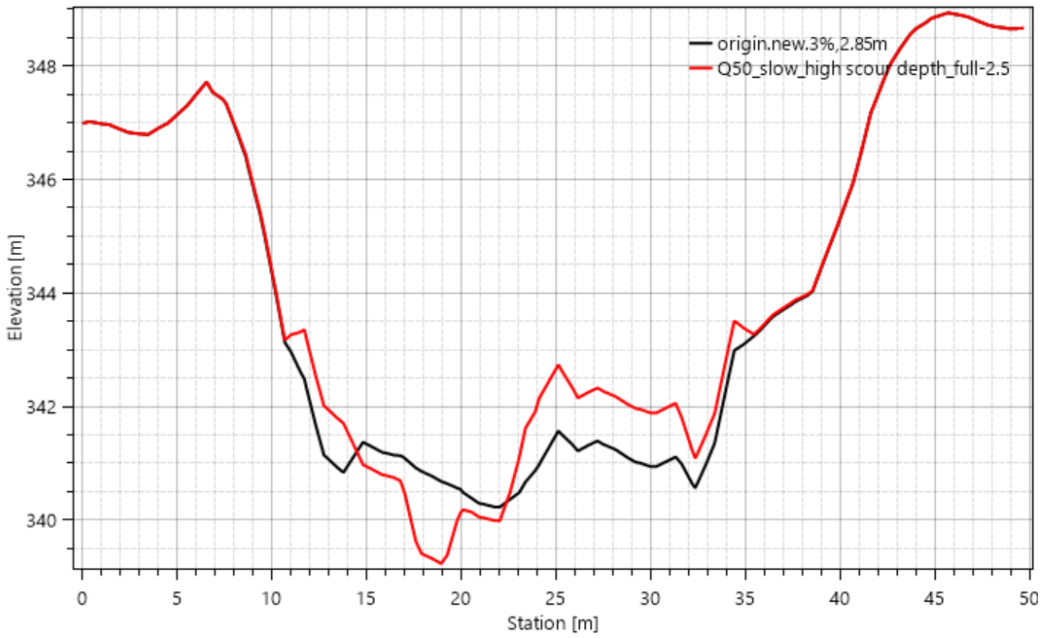


圖 6.78 固床工下游沖刷坑橫剖面

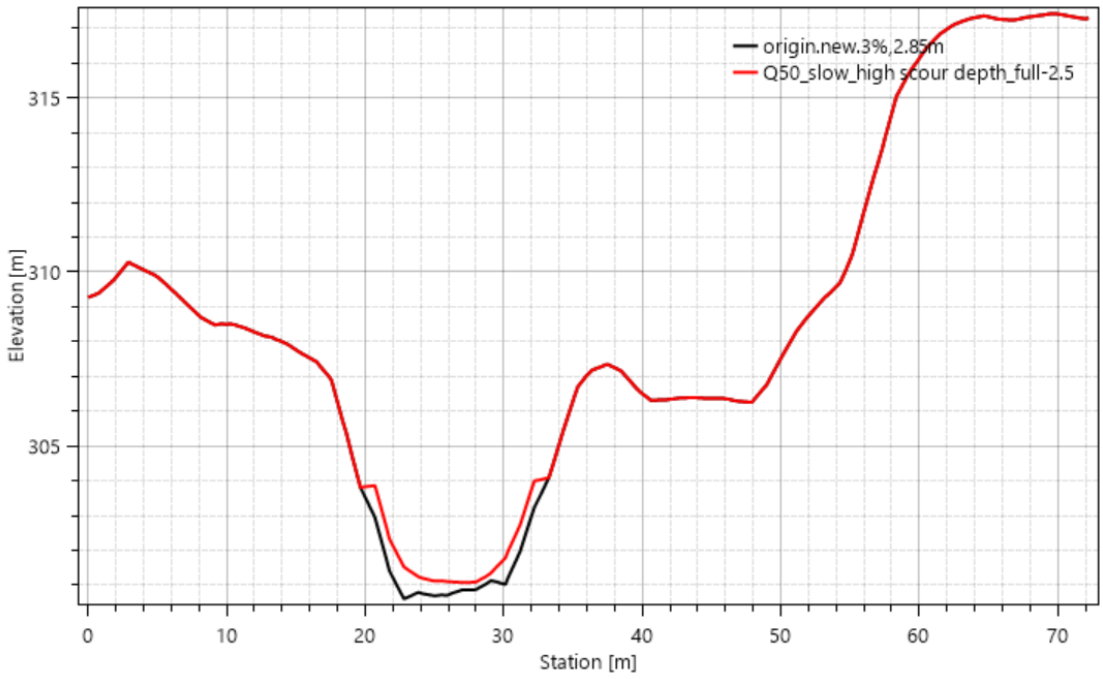


圖 6.79 4K+350 擋土牆橫剖面

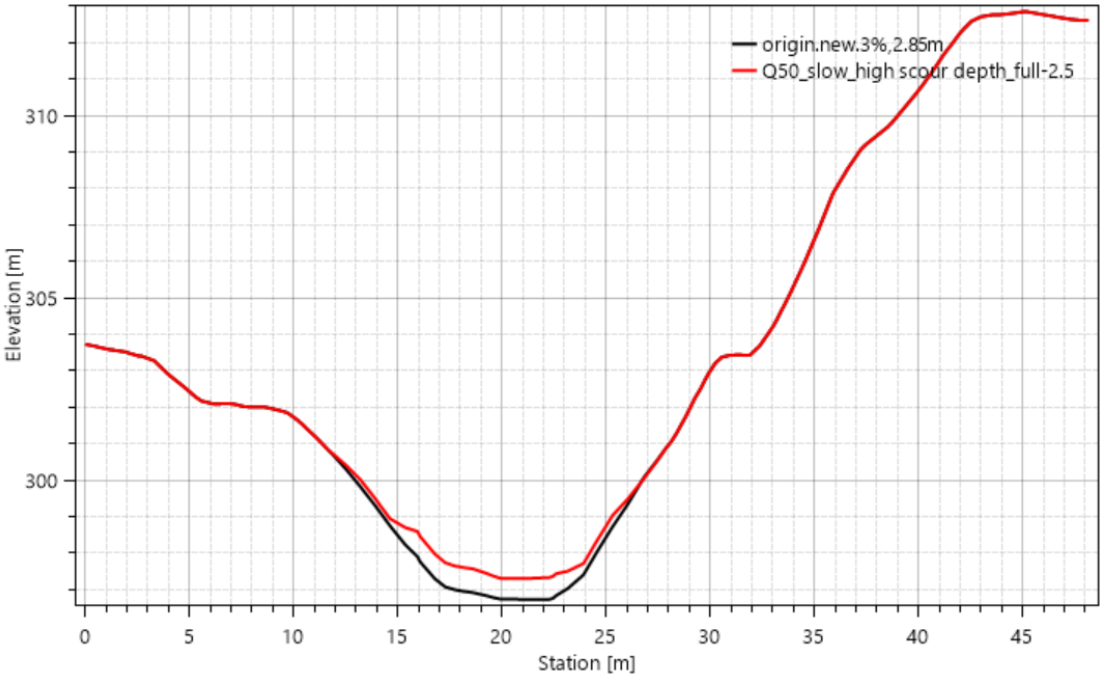


圖 6.80 4K+200 擋土牆橫剖面

6.3.2 上游淤砂坡度「低」，下游沖刷深度「中」

設定上游影響範圍內淤砂坡度約為 3%，下游沖刷深度約為 1 公尺，設定流量為 Q50 洪水事件進行模擬，結果如下圖 6.81 至圖 6.84。圖中黑色線為原始設定地形，紅色為 Q50 洪水事件後的地形變化。由下游三處保全對象來看，斷面平均淤積深度皆小於 1 公尺，顯示 Q50 洪水事件並不會對本次調降期間造成太大的威脅。

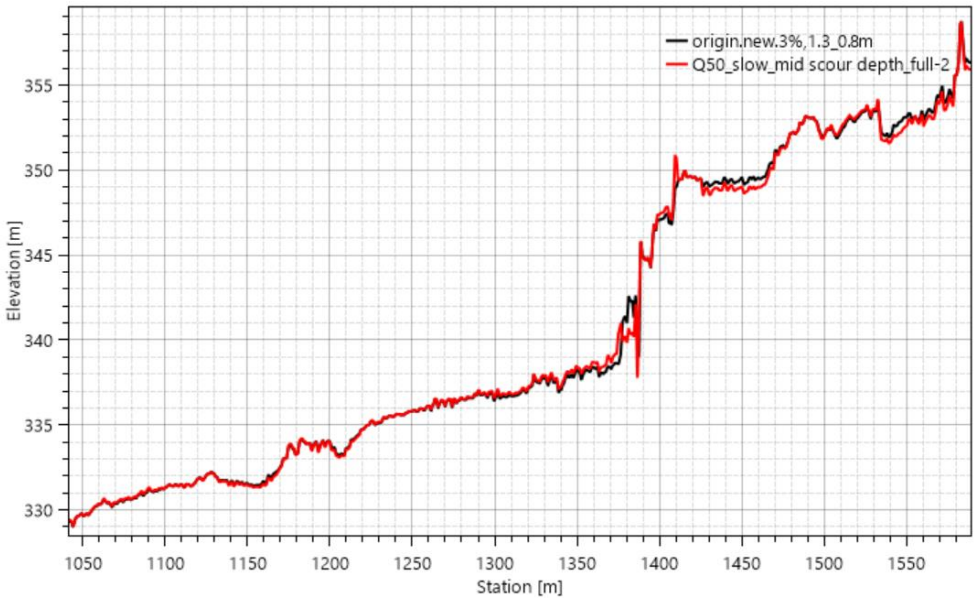


圖 6.81 上游淤砂坡度「低」，下游沖刷深度「中」沖淤前後縱剖面

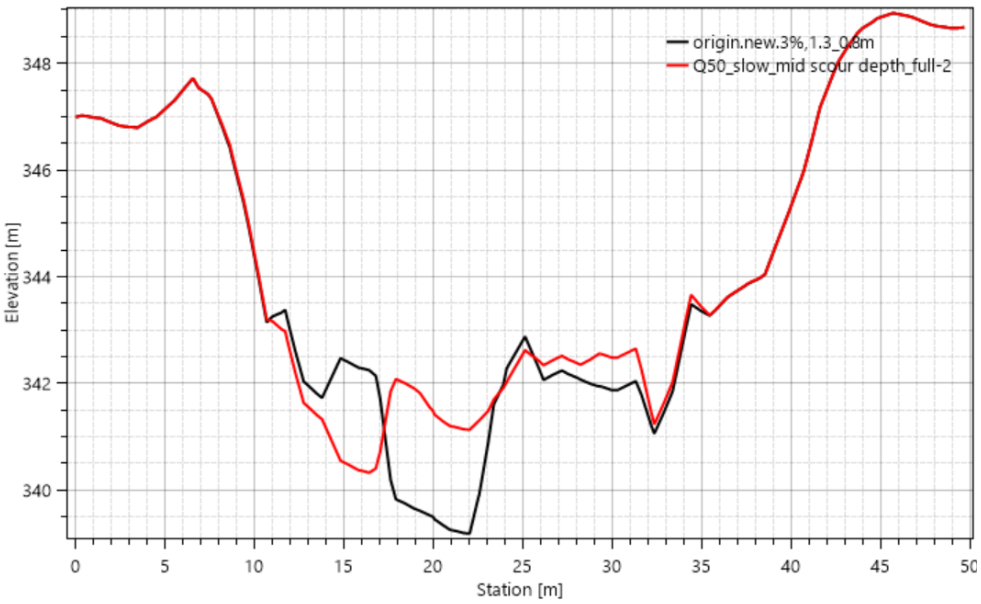


圖 6.82 固床工下游沖刷坑橫剖面

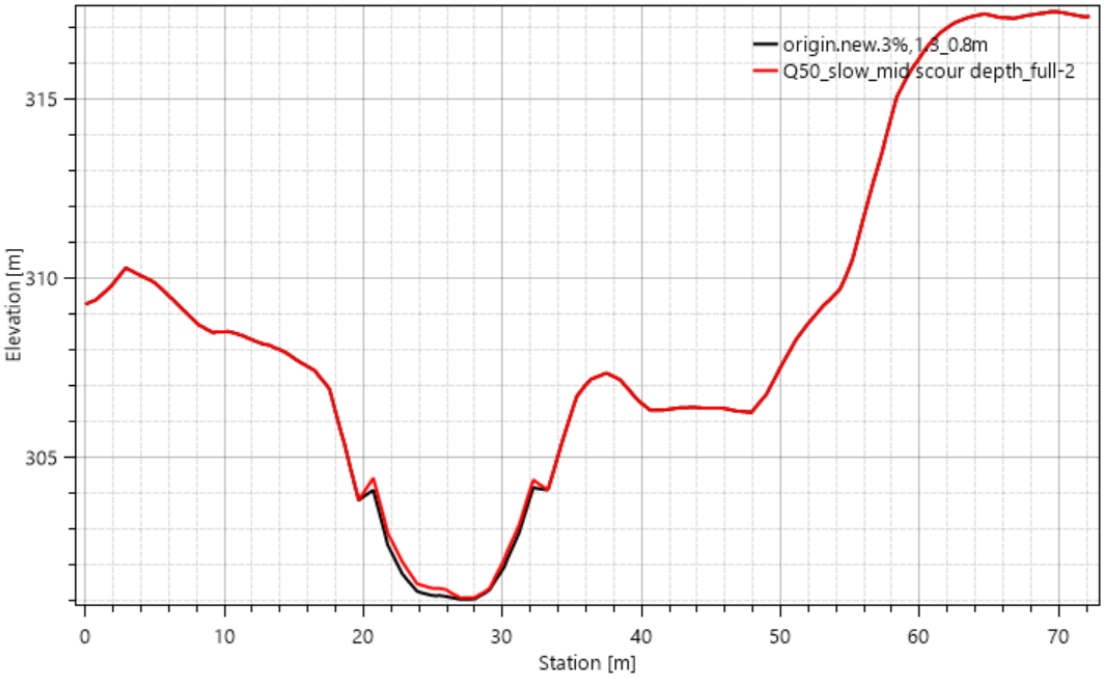


圖 6.83 4K+350 擋土牆橫剖面

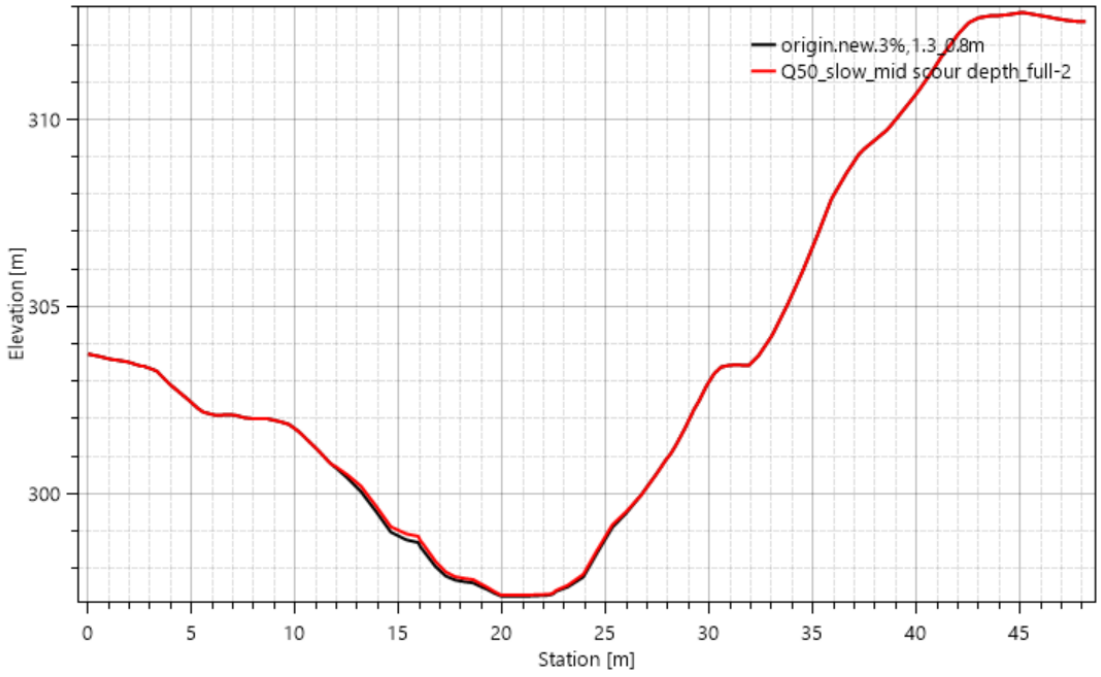


圖 6.84 4K+200 擋土牆橫剖面

6.3.3 上游淤砂坡度「低」，下游沖刷深度「低」

設定上游影響範圍內淤砂坡度約為 3%，下游沖刷深度約為 0.8 公尺，設定流量為 Q50 洪水事件進行模擬，結果如下圖 6.85 至圖 6.88。圖中黑色線為原始設定地形，紅色為 Q50 洪水事件後的地形變化。由下游三處保全對象來看，斷面平均淤積深度皆小於 1 公尺，顯示 Q50 洪水事件並不會對本次調降期間造成太大的威脅。

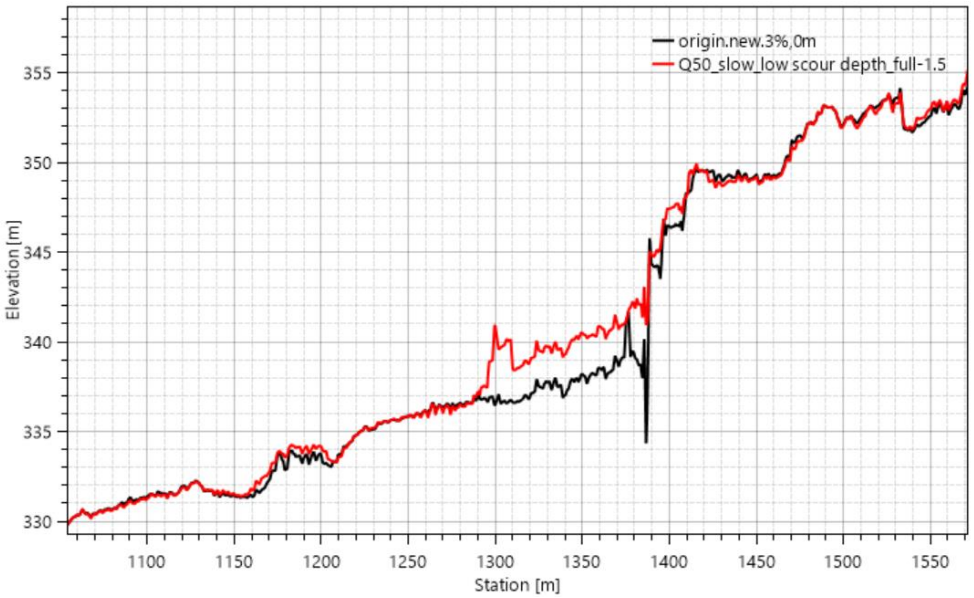


圖 6.85 上游淤砂坡度「低」，下游沖刷深度「低」沖淤前後縱剖面

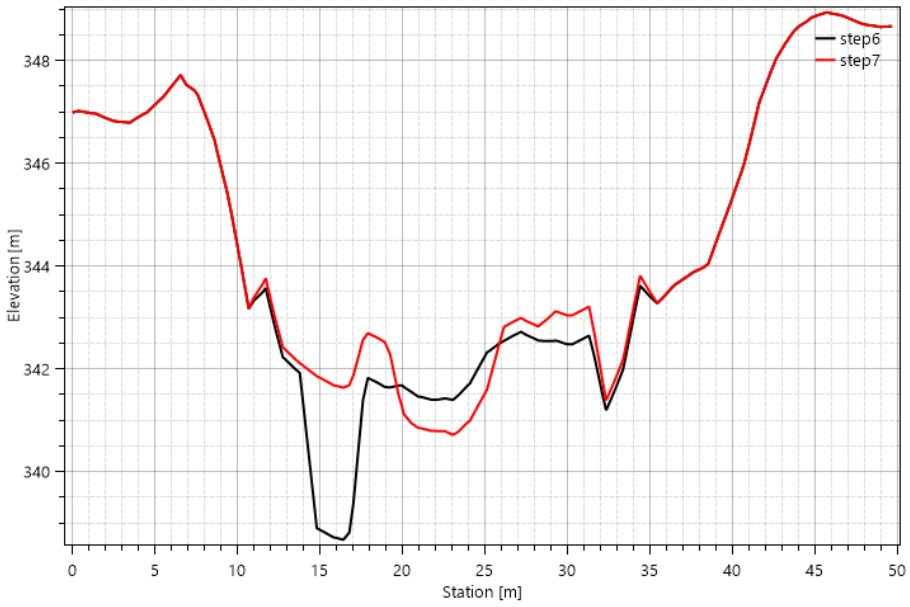


圖 6.86 固床工下游沖刷坑橫剖面

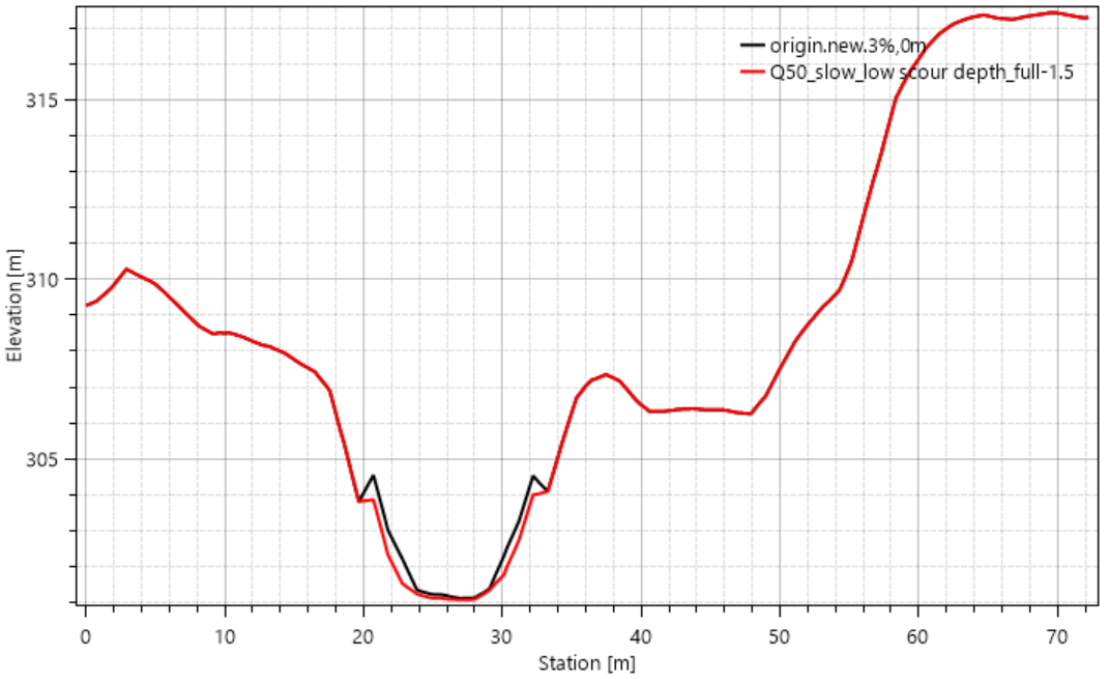


圖 6.87 4K+350 擋土牆橫剖面

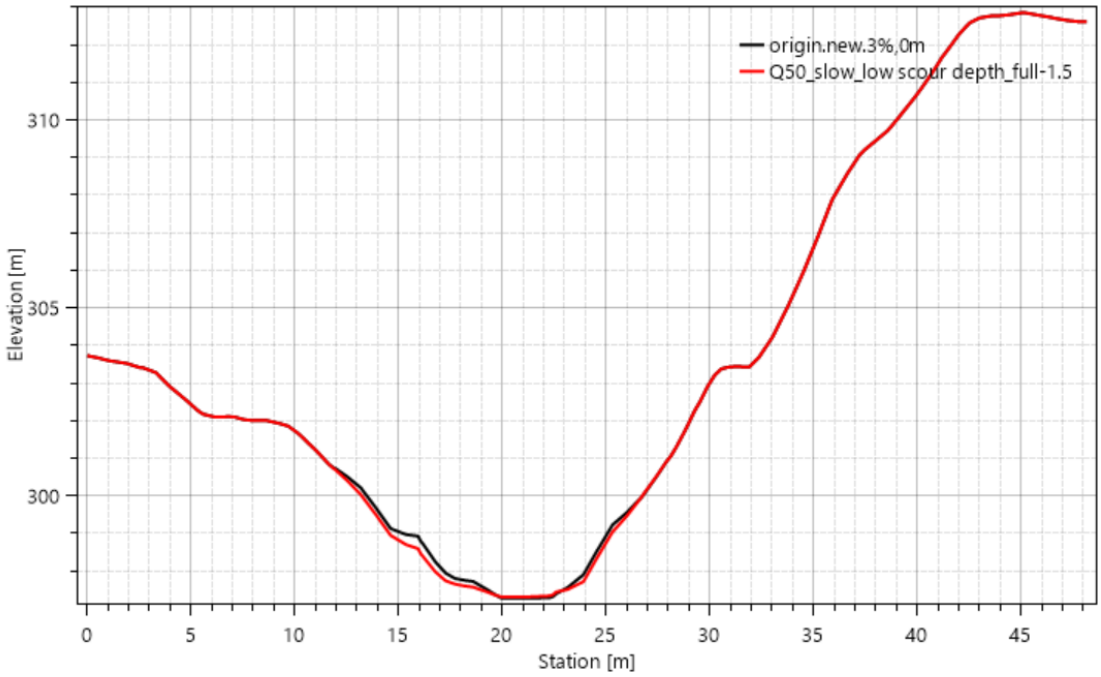


圖 6.88 4K+200 擋土牆橫剖面

6.3.4 上游淤砂坡度「中」，下游沖刷深度「高」

設定上游影響範圍內淤砂坡度約為 5%，下游沖刷深度約為 2.85 公尺，設定流量為 Q50 洪水事件進行模擬，結果如下圖 6.89 至圖 6.90。圖中黑色線為原始設定地形，紅色為 Q50 洪水事件後的地形變化。由下游三處保全對象來看，除了固床工下游沖刷坑淤積較為明顯，約為 1.4m，其餘擋土牆淤積量皆小於 1 公尺，顯示 Q50 洪水事件會使上下游土砂較明顯變動，但整體而言產生下游土砂災害的風險並不高。

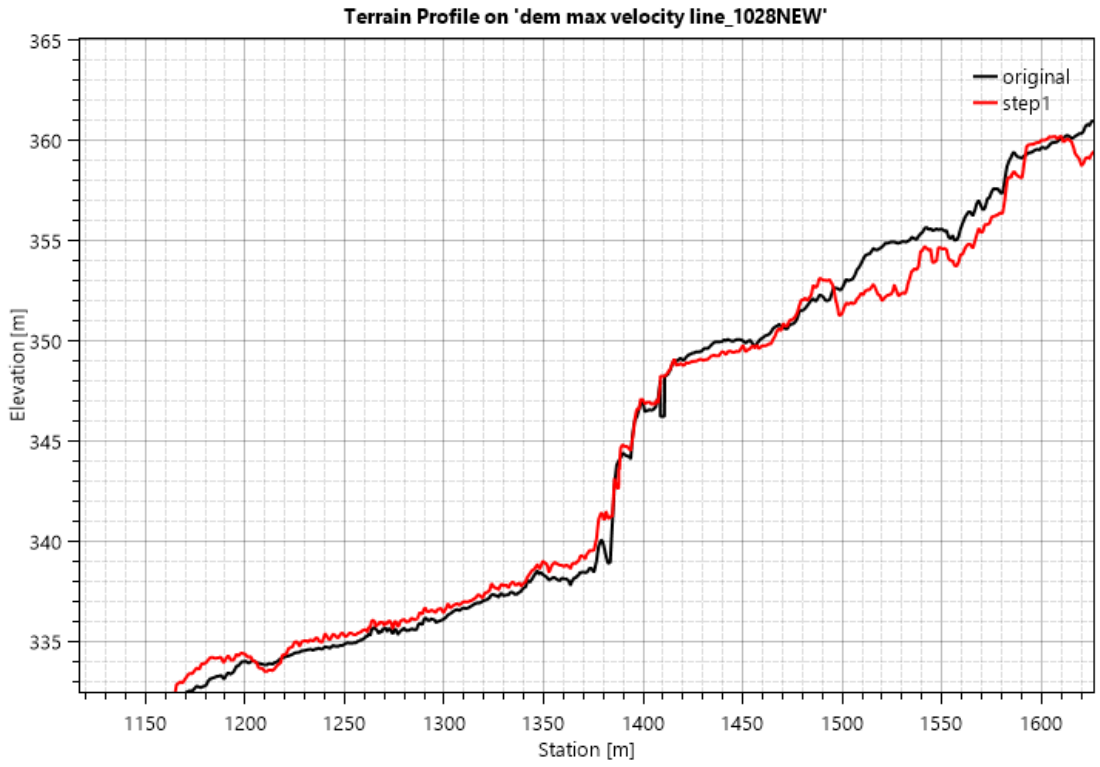


圖 6.89 上游淤砂坡度「中」，下游沖刷深度「高」沖淤前後縱剖面

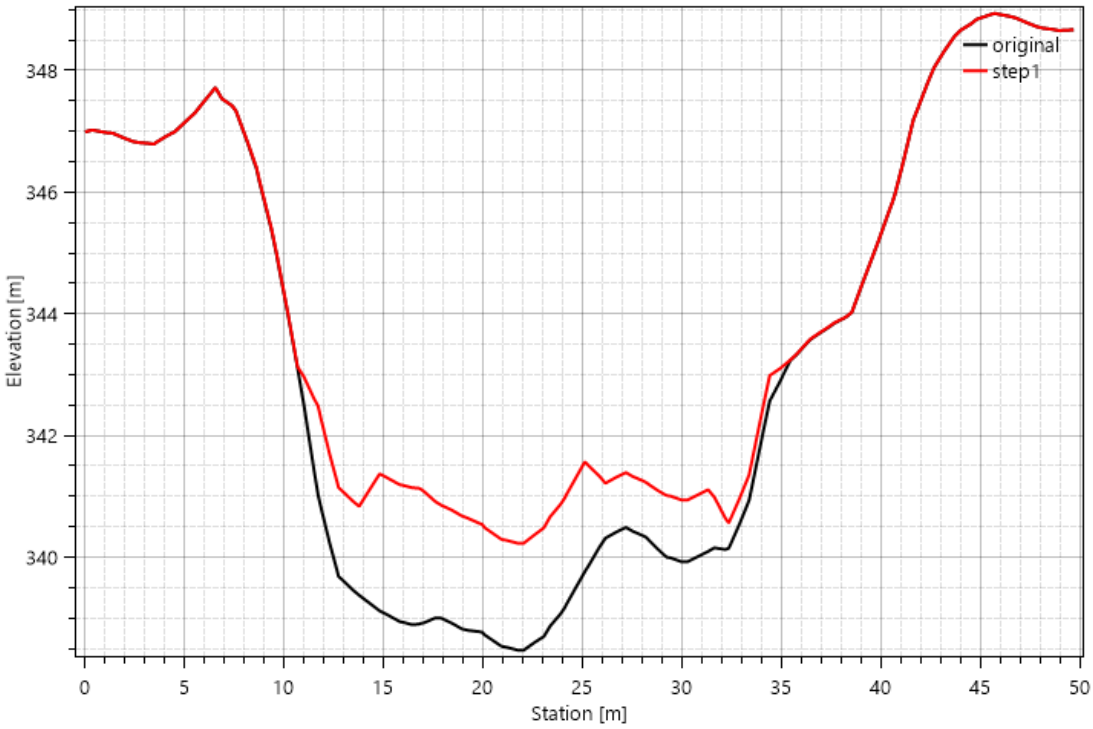


圖 6.90 固床工下游沖刷坑橫剖面

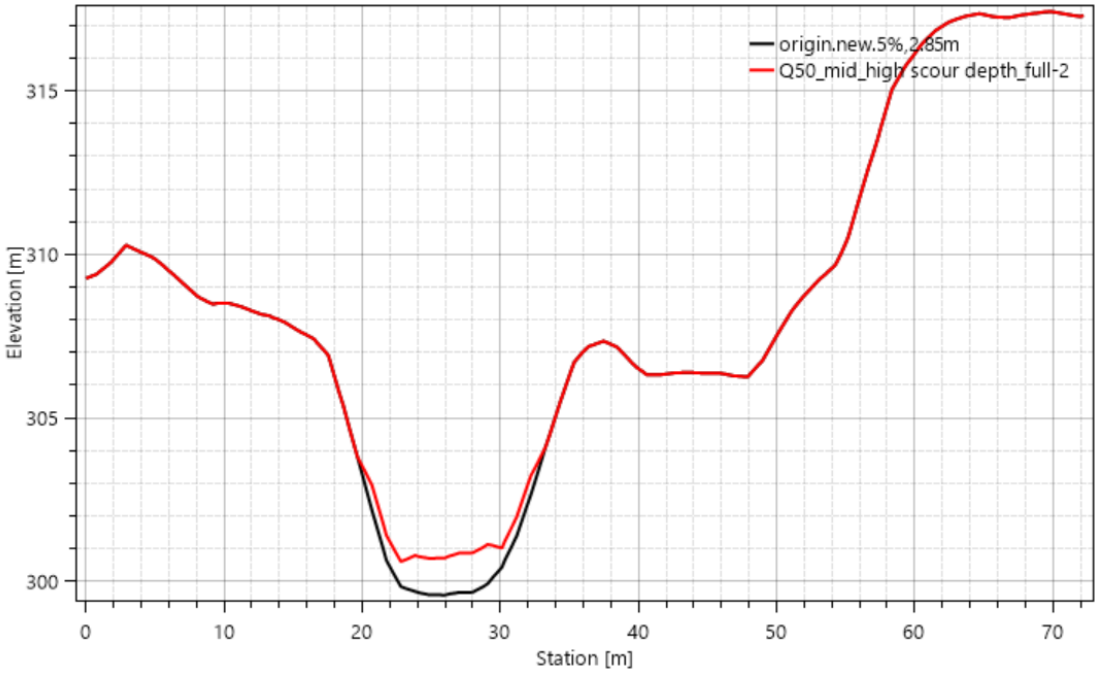


圖 6.91 4K+350 擋土牆橫剖面

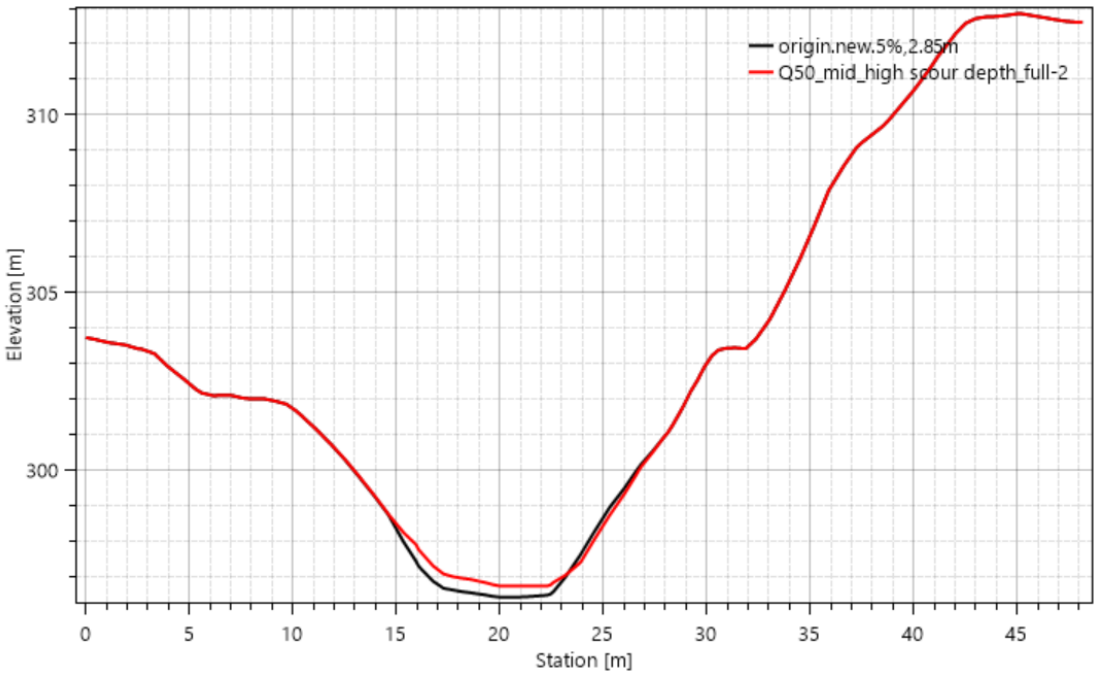


圖 6.92 4K+200 擋土牆橫剖面

6.3.5 上游淤砂坡度「中」，下游沖刷深度「中」

設定上游影響範圍內淤砂坡度約為 5%，下游沖刷深度約為 1 公尺，設定流量為 Q50 洪水事件進行模擬，結果如下圖 6.93 至圖 6.96。圖中黑色線為原始設定地形，紅色為 Q50 洪水事件後的地形變化。由下游三處保全對象來看，除了固床工下游沖刷坑淤積較為明顯，約為 1.5m，其餘擋土牆淤積量皆小於 1 公尺，顯示 Q50 洪水事件會使上下游土砂較明顯變動，但整體而言產生下游土砂災害的風險並不高。

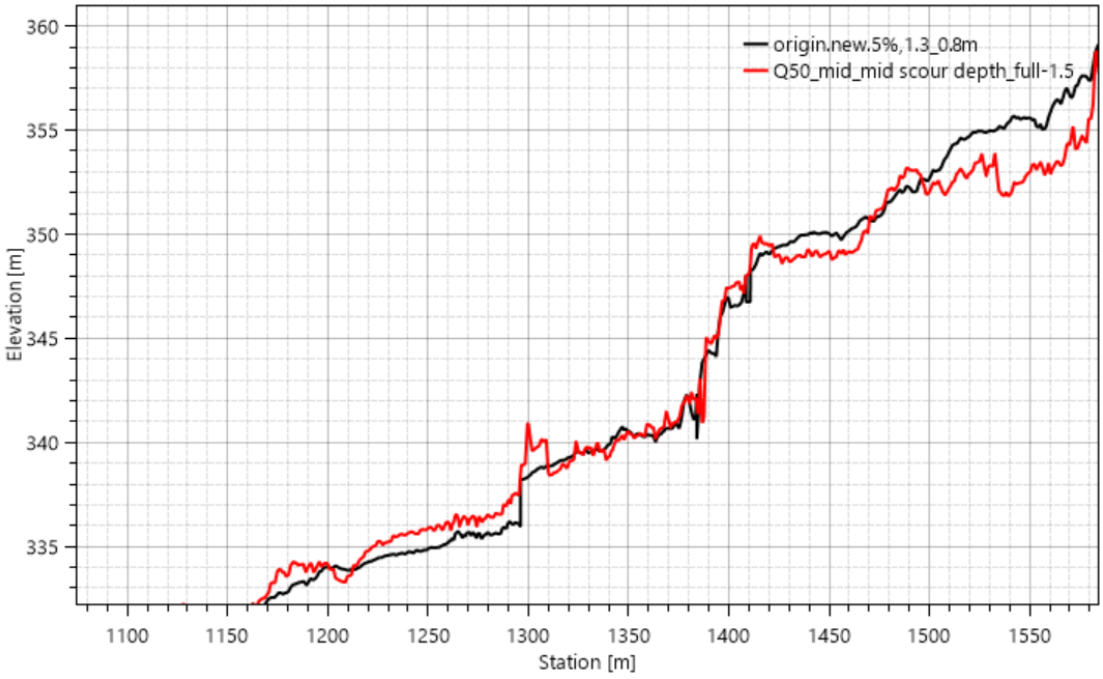


圖 6.93 上游淤砂坡度「中」，下游沖刷深度「中」沖淤前後縱剖面

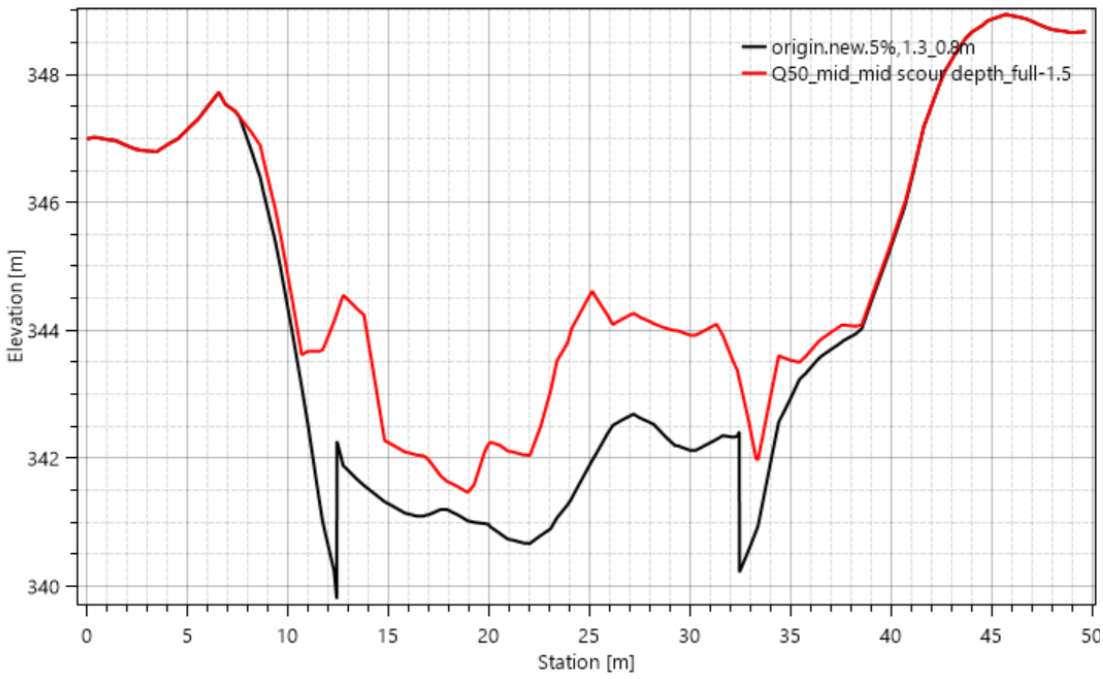


圖 6.94 固床工下游沖刷坑橫剖面

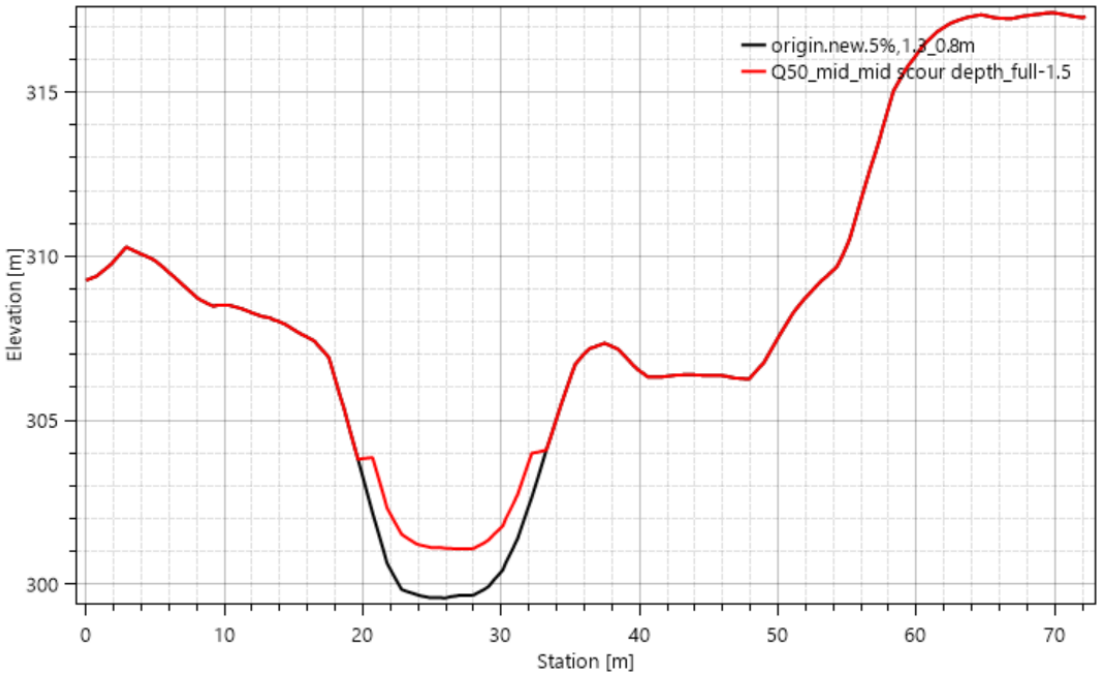


圖 6.95 4K+350 擋土牆橫剖面

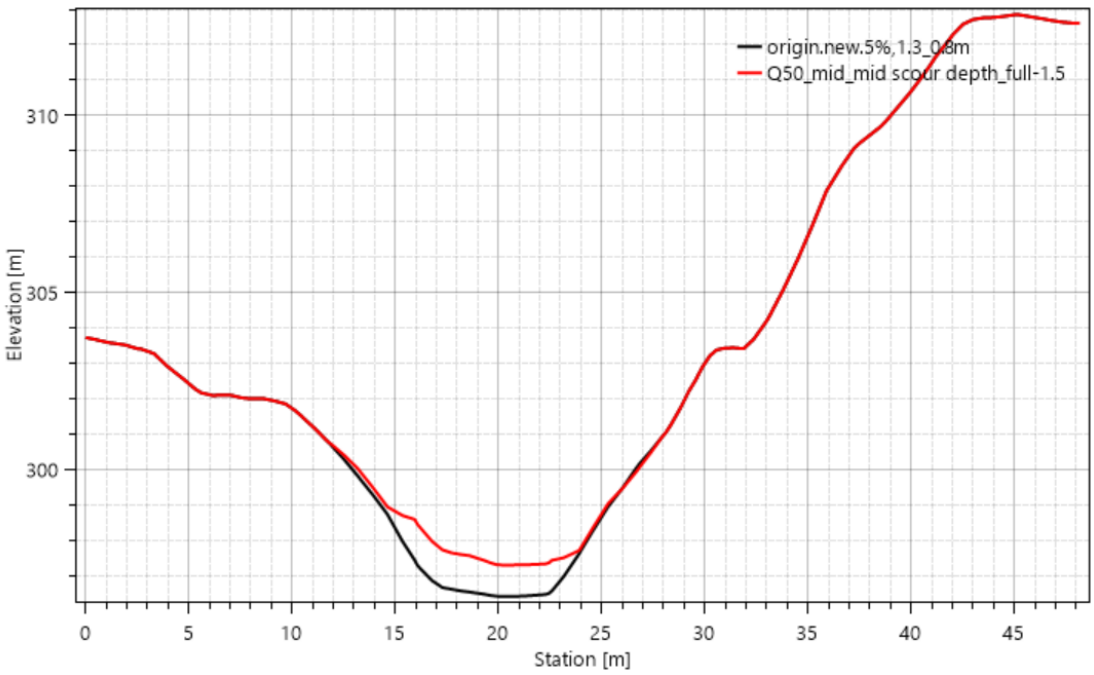


圖 6.96 4K+200 擋土牆橫剖面

6.3.6 上游淤砂坡度「中」，下游沖刷深度「低」

設定上游影響範圍內淤砂坡度約為 5%，下游沖刷深度約為 0.5 公尺，設定流量為 Q50 洪水事件進行模擬，結果如下圖 6.97 至圖 6.100。圖中黑色線為原始設定地形，紅色為 Q50 洪水事件後的地形變化。由下游三處保全對象來看，除了固床工下游沖刷坑淤積較為明顯，約為 1.5m，其餘擋土牆淤積量皆小於 1 公尺，顯示 Q50 洪水事件會使上下游土砂較明顯變動，但整體而言產生下游土砂災害的風險並不高。

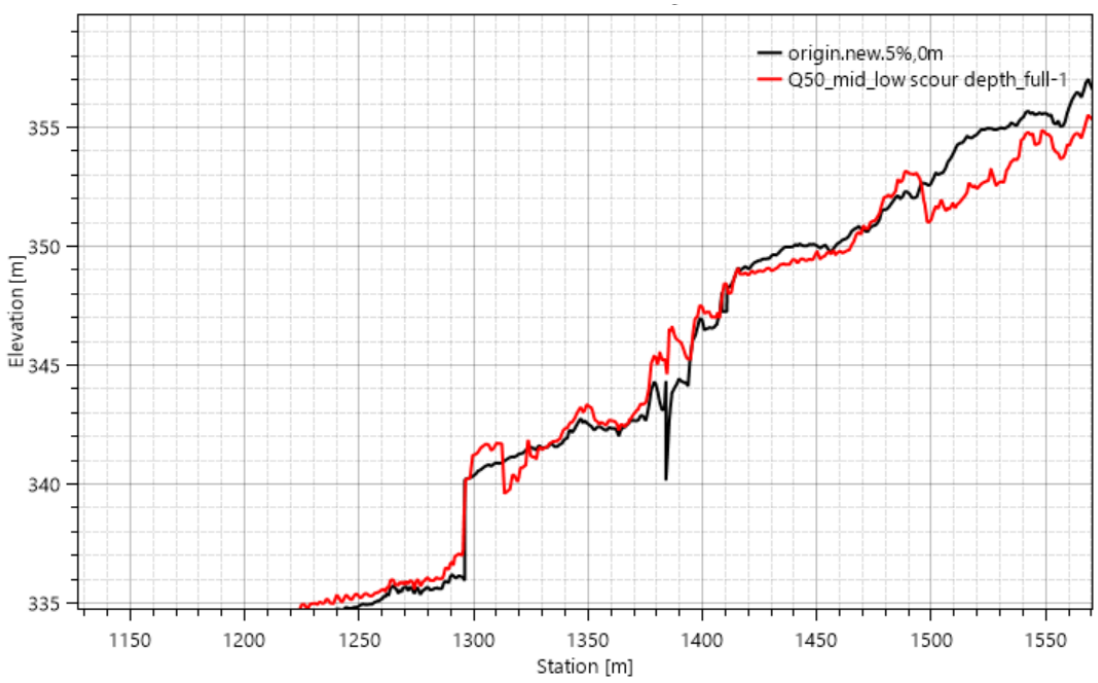


圖 6.97 上游淤砂坡度「中」，下游沖刷深度「低」沖淤前後縱剖面

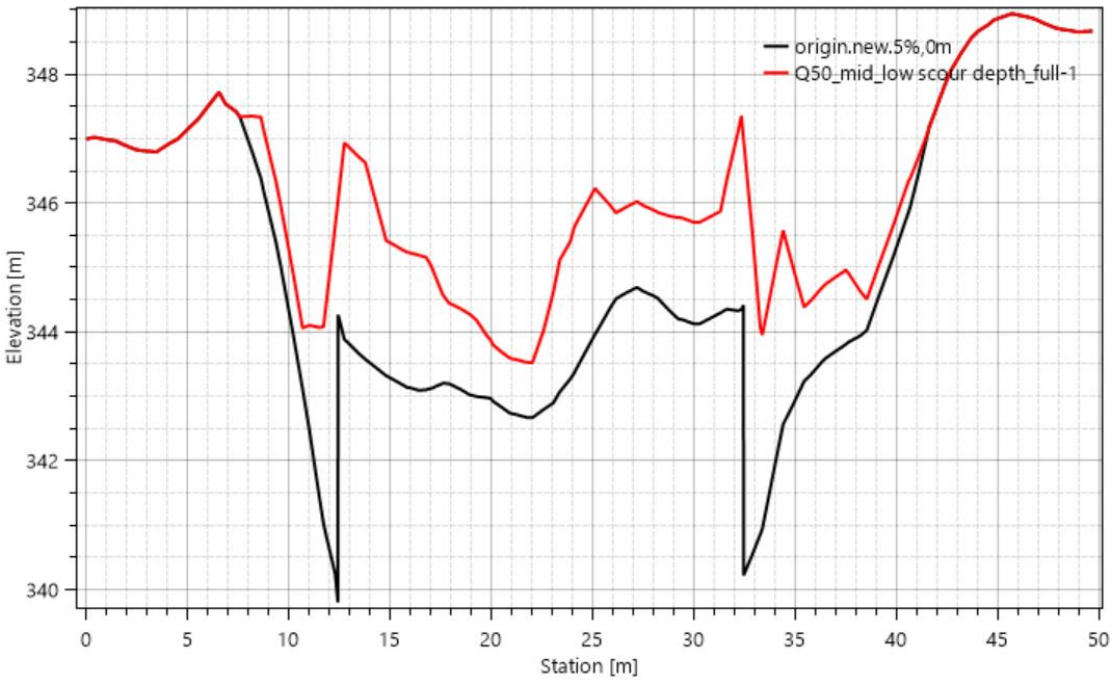


圖 6.98 固床工下游沖刷坑橫剖面

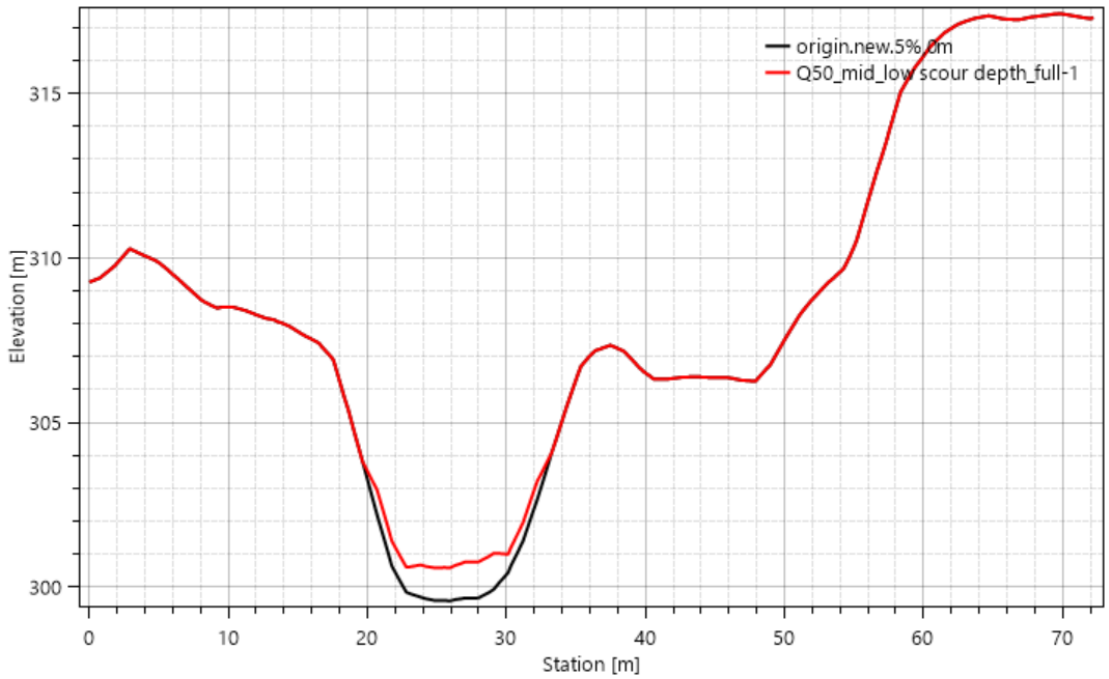


圖 6.99 4K+350 擋土牆橫剖面

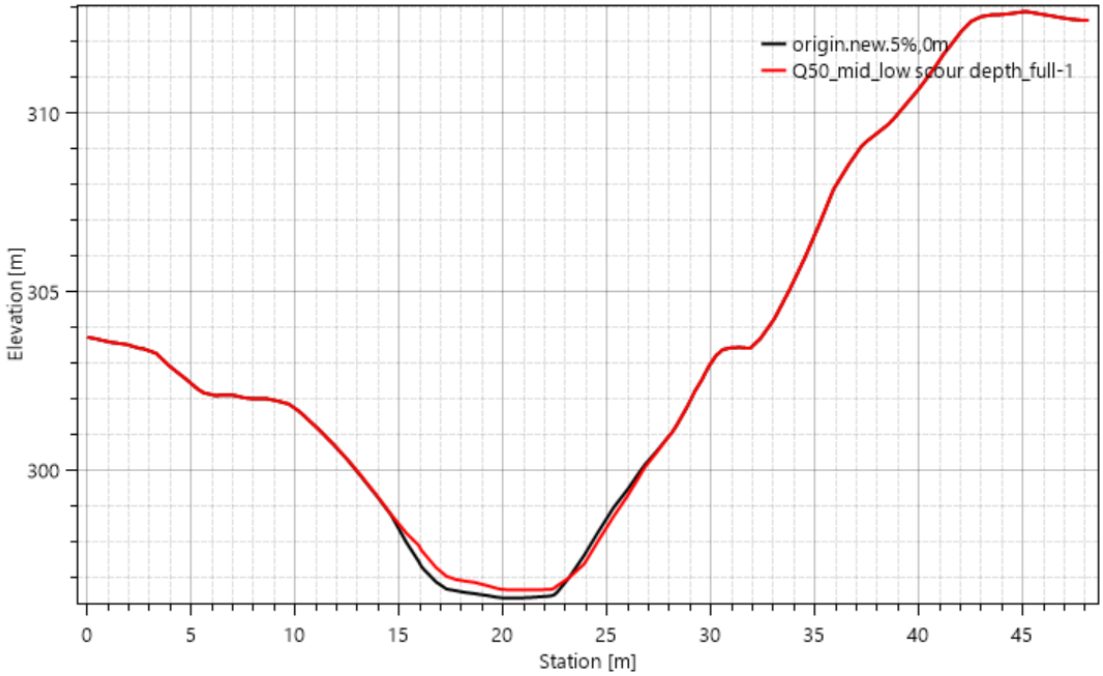


圖 6.100 4K+200 擋土牆橫剖面

6.3.7 上游淤砂坡度「高」，下游沖刷深度「高」

設定上游影響範圍內淤砂坡度約為 7%，下游沖刷深度約為 2.85 公尺，設定流量為 Q50 洪水事件進行模擬，結果如下圖 6.101 至圖 6.104。圖中黑色線為原始設定地形，紅色為 Q50 洪水事件後的地形變化。由下游三處保全對象來看，除了固床工下游沖刷坑淤積較為明顯，約為 1.5m，其餘擋土牆淤積量皆小於 1 公尺，顯示 Q50 洪水事件會使上下游土砂較明顯變動，但整體而言產生下游土砂災害的風險應該不高。

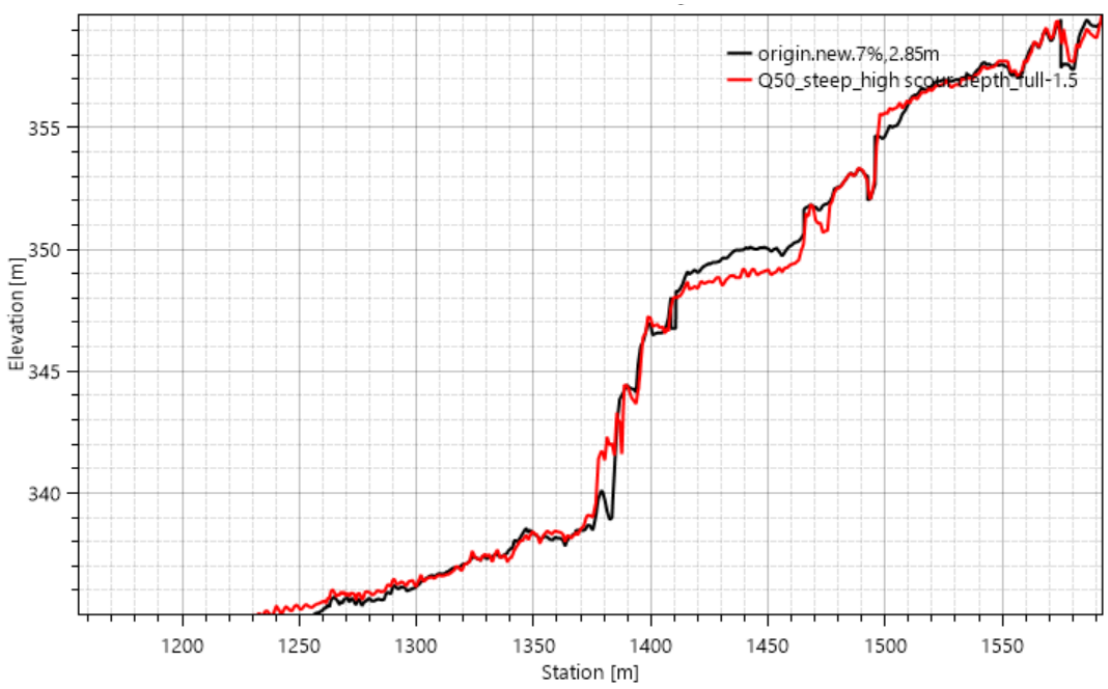


圖 6.101 上游淤砂坡度「高」，下游沖刷深度「高」沖淤前後縱剖面

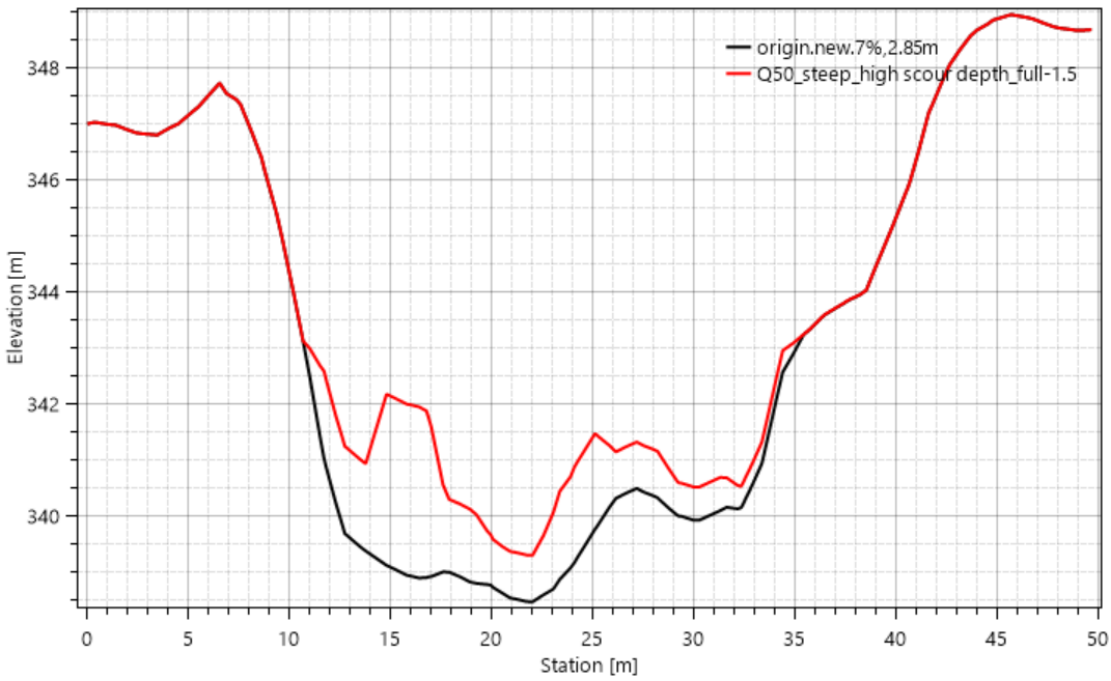


圖 6.102 固床工下游沖刷坑橫剖面

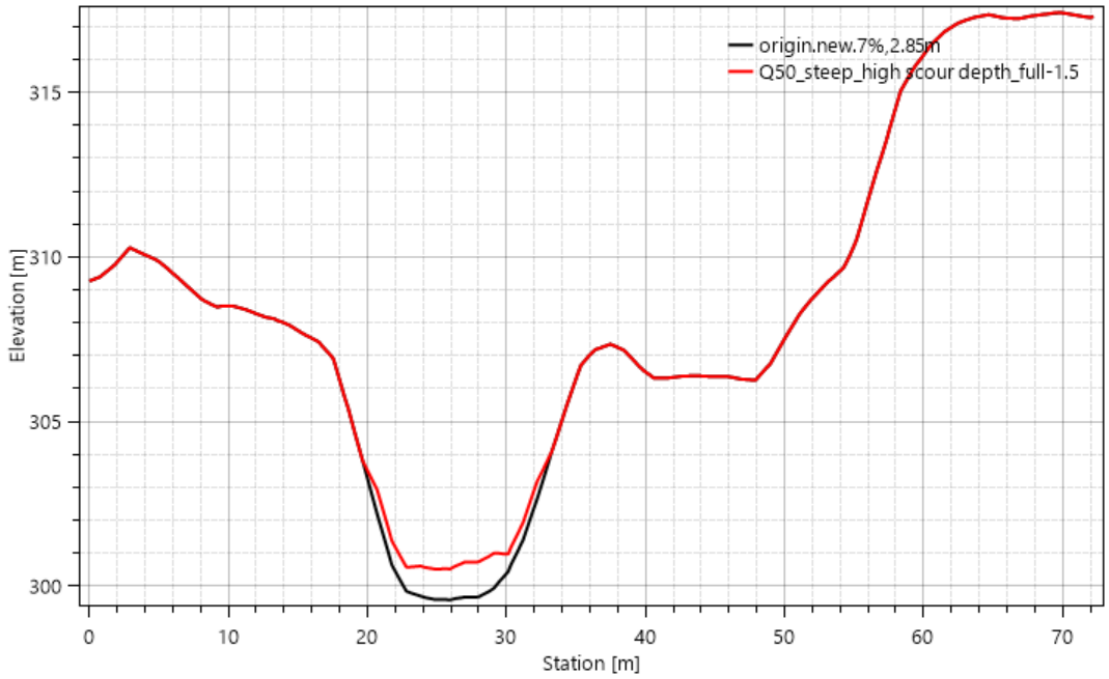


圖 6.103 4K+350 擋土牆橫剖面

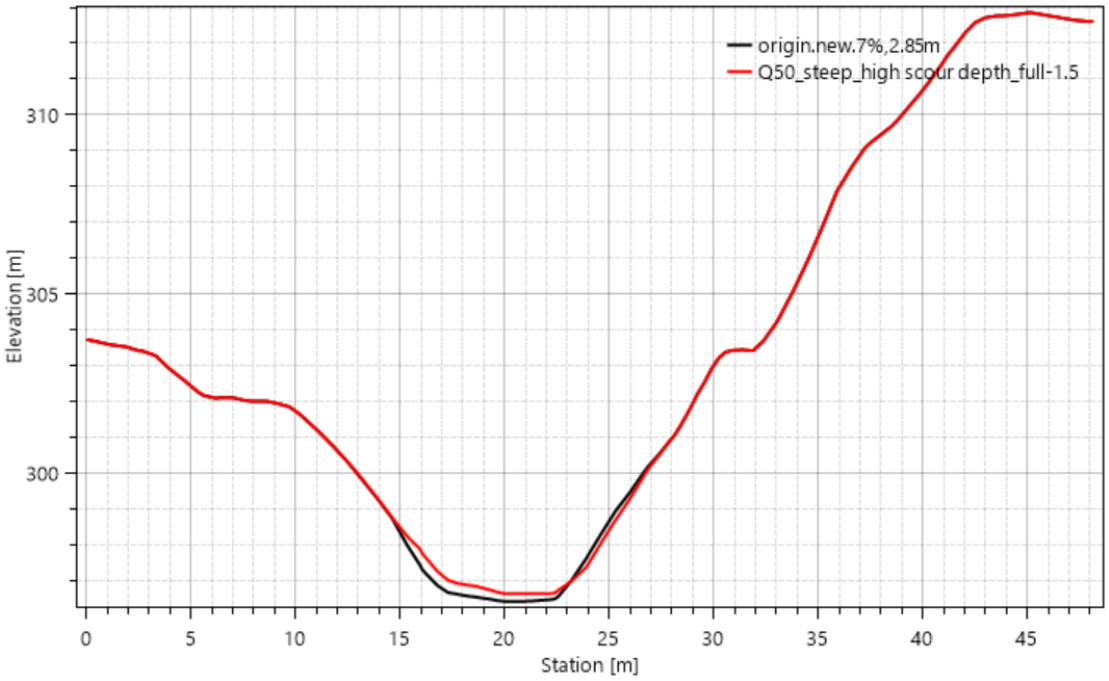


圖 6.104 4K+200 擋土牆橫剖面

6.3.8 上游淤砂坡度「高」，下游沖刷深度「中」

設定上游影響範圍內淤砂坡度約為 7%，下游沖刷深度約為 1 公尺，設定流量為 Q50 洪水事件進行模擬，結果如下至。圖中黑色線為原始設定地形，紅色為 Q50 洪水事件後的地形變化。由下游三處保全對象來看，斷面平均淤積深度皆小於 1 公尺，顯示 Q50 洪水事件並不會對本次調降期間造成太大的威脅。

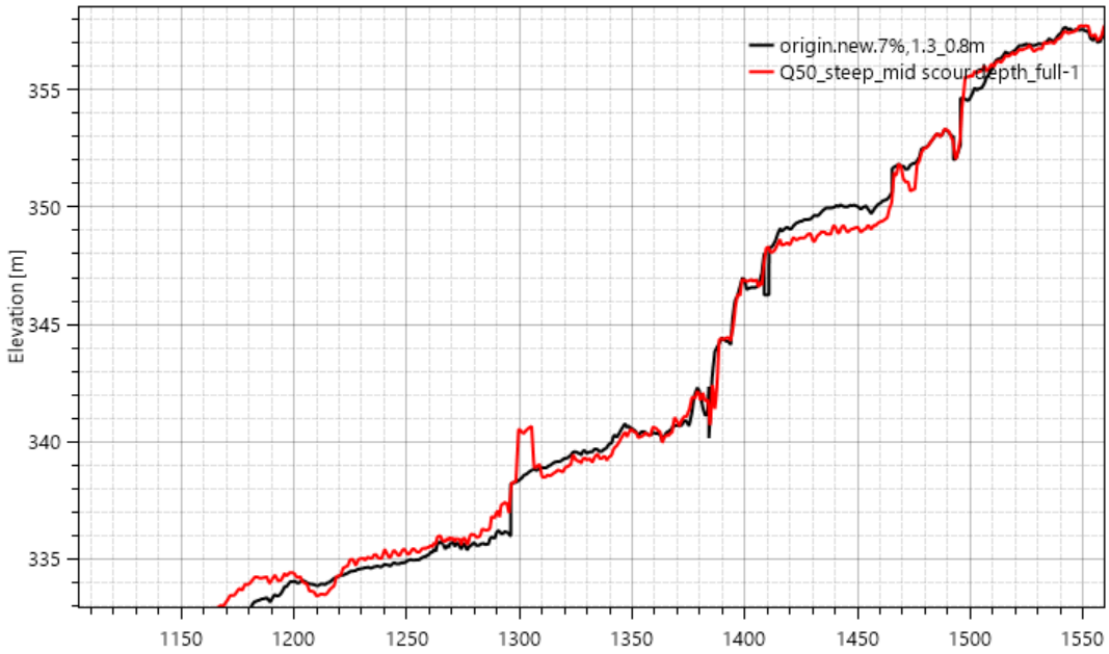


圖 6.105 上游淤砂坡度「高」，下游沖刷深度「中」沖淤前後縱剖面

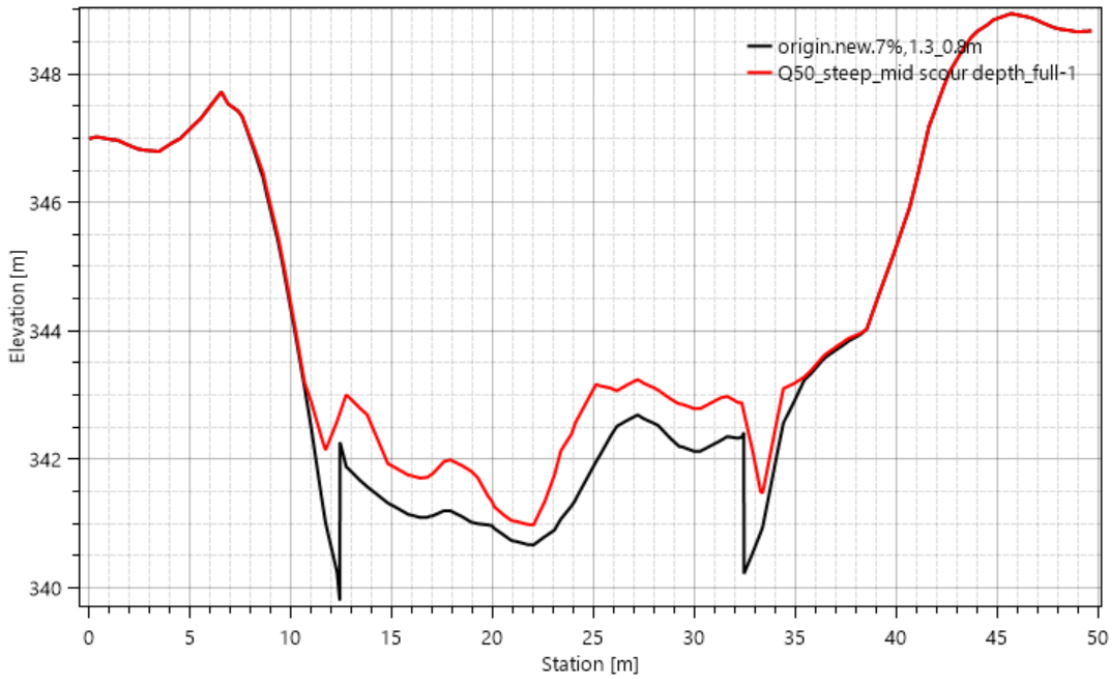


圖 6.106 固床工下游沖刷坑橫剖面

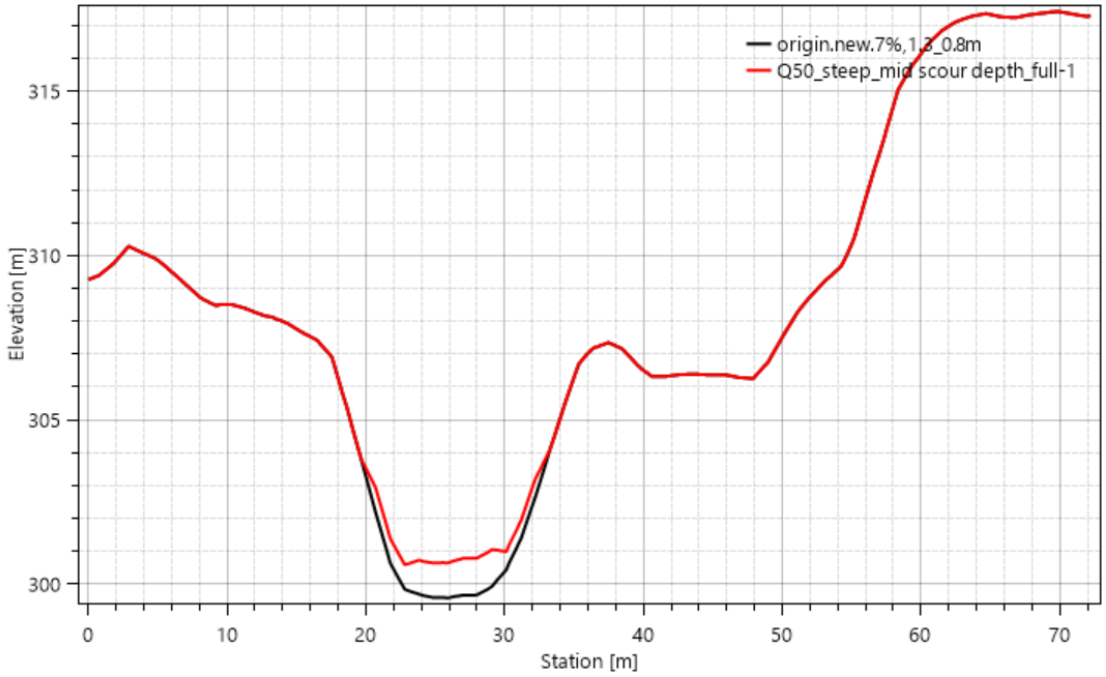


圖 6.107 4K+350 擋土牆橫剖面

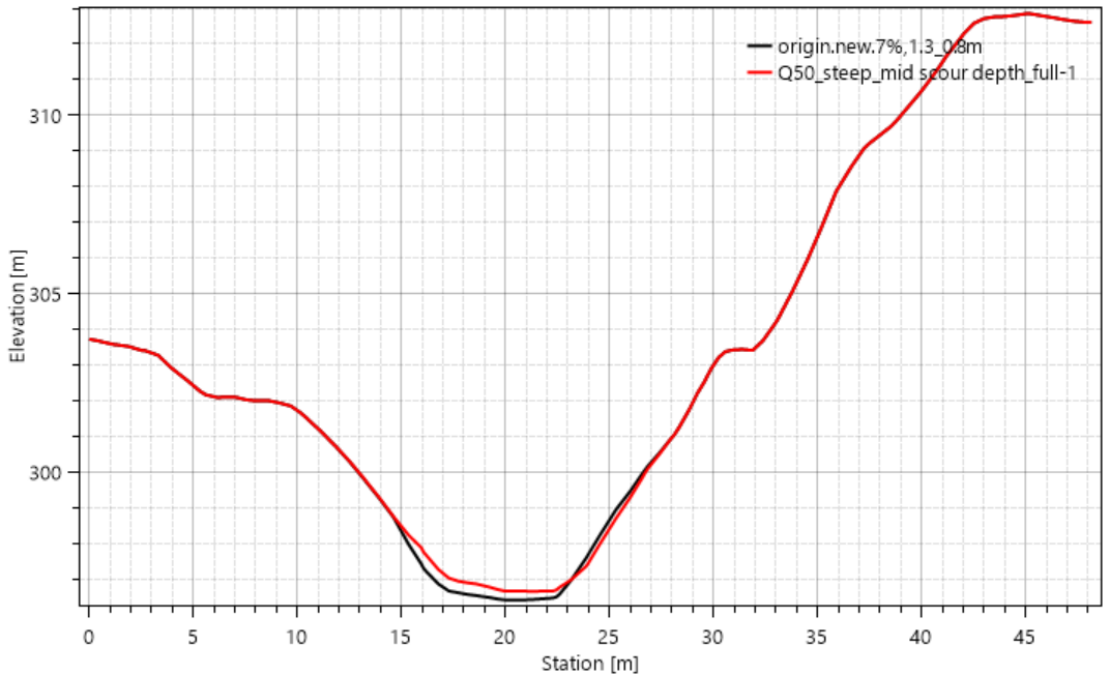


圖 6.108 4K+200 擋土牆橫剖面

6.3.9 上游淤砂坡度「高」，下游沖刷深度「低」

設定上游影響範圍內淤砂坡度約為 7%，下游沖刷深度約為 0.5 公尺，設定流量為 Q50 洪水事件進行模擬，結果如下圖 6.109 至圖 6.112。圖中黑色線為原始設定地形，紅色為 Q50 洪水事件後的地形變化。由下游三處保全對象來看，除了固床工下游沖刷坑淤積較為明顯，接近 2m，其餘擋土牆淤積量皆小於 1 公尺，顯示 Q50 洪水事件會使上下游土砂較明顯變動，但整體而言產生下游土砂災害的風險應該不高。。

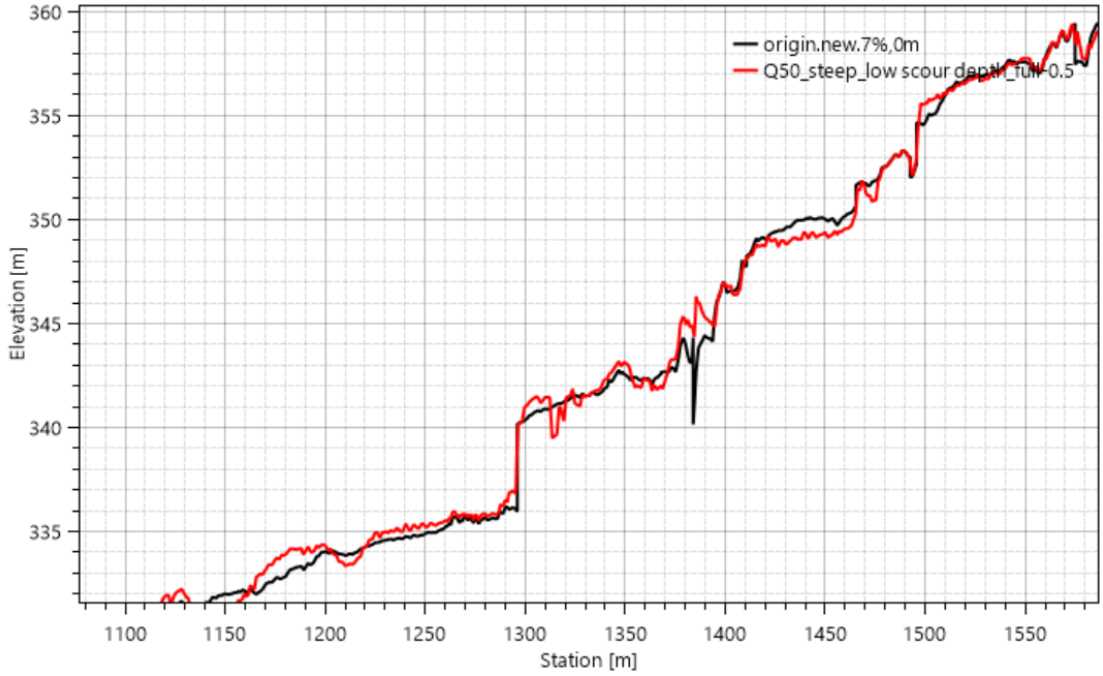


圖 6.109 上游淤砂坡度「高」，下游沖刷深度「低」沖淤前後縱剖面

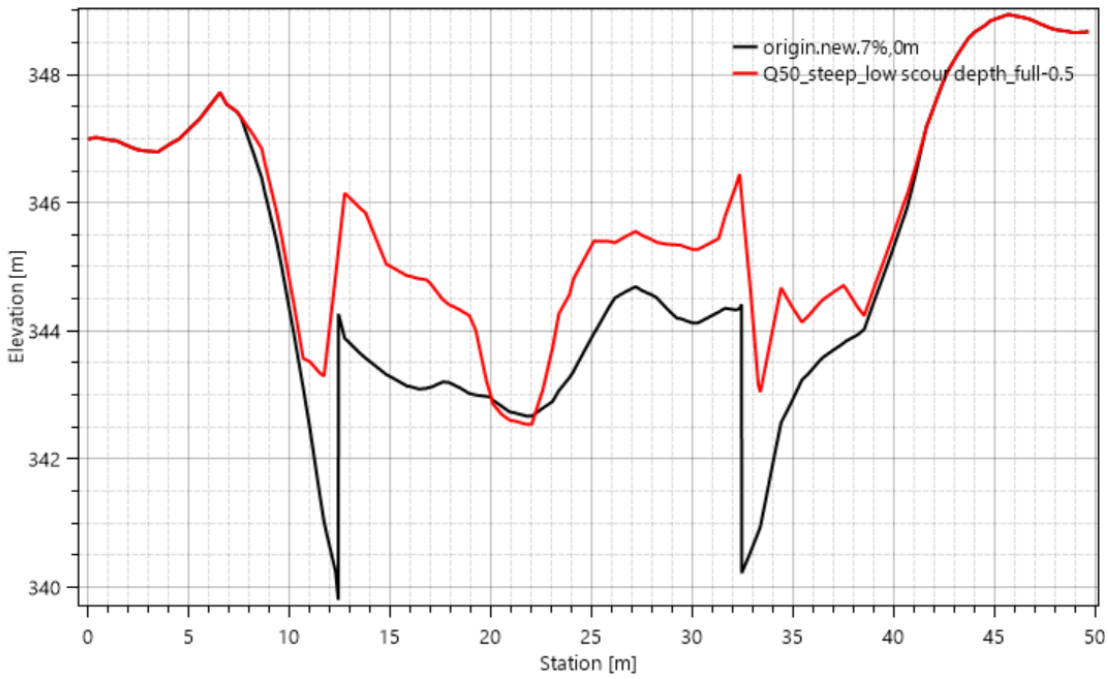


圖 6.110 固床工下游沖刷坑橫剖面

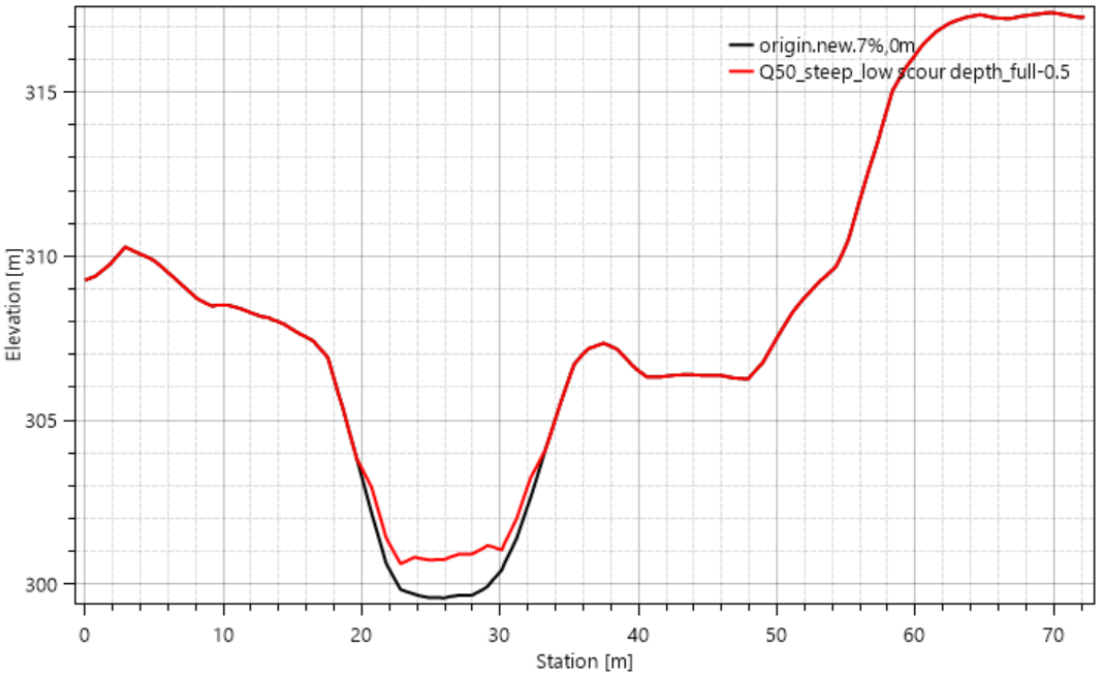


圖 6.111 4K+350 擋土牆橫剖面

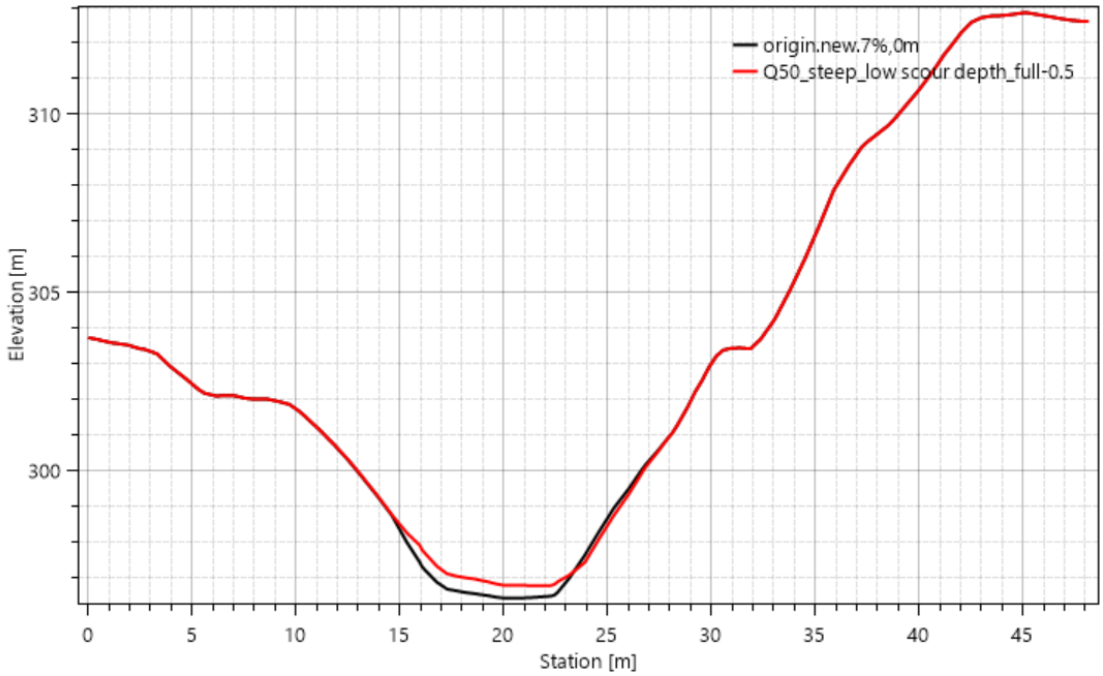


圖 6.112 4K+200 擋土牆橫剖面

綜合來看，不管是哪一種調降策略，面對 50 年重現期設計降雨強度之洪峰流量時，下游土砂的淤積變化大致都能維持在 2 公尺以內，由此可知，因壩體調降增加土砂災害風險的機率並不高。同時，由這九種模擬結果可以發現，上游坡度越陡，或下游沖刷深度約低，都會導致 5K+065 工床工下游沖刷坑淤積量增加，與操作矩陣的理念相符，在坡度陡，沖刷程度低的條件下，降壩導致土砂災害的風險較大。因此後許可再針對此條件進行近一步的模擬，評估更適合的調降策略。

6.4 調整策略模擬成果提出

本節將透過先前的模擬結果彙整出最終的防砂壩調整策略成果，本團隊依據**4.1 經營管理與操作矩陣說明**提到以下幾個調整型防砂壩經營管理與操作的核心問題，並且提出這些問題之解方，提供管理者與經營者更有效的經營管理流程。

1. 遇到甚麼事件或土砂狀況要將防砂壩調降?
2. 需要將防砂壩調降多少預鑄塊?
3. 在調降之後，遇到甚麼事件或土砂狀況需要將防砂壩升回?
4. 如何確保調降後面對 50 年以下重現期洪水仍然安全?

6.4.1 遇到甚麼事件或土砂狀況要將防砂壩調降?

根據數值模擬三次調升步驟(Step2、Step4、Step6)的模擬結果，每次升壩後，若經歷 25 年重現期以上之洪水事件，上下游土砂會產生較明顯變化，因此設定 25 年重現期設計降雨強度之洪峰流量為臨界調降標準。考量現行雨量站普及，且實務上一日暴雨量較容易使決策者進行判定，因此以本次廊仔溪模擬為例，可採用大坑雨量站 25 年重現期之一日暴雨量 572mm 作為調降判斷依據。然而由於 25 年重現期之一日暴雨量發生頻率較低，考量到未達該降雨量標準但下游仍產生嚴重沖刷的情形，本團隊再透過彙整每次升壩後造成的保全對象最大沖刷深度結果，如表 6.14 所示，三次升壩分別造成的最深沖刷深度為 1.23 公尺、0.97 公尺、1.81 公尺，因此設定臨界最大沖刷深度為 1 公尺，作為第二種調降判斷依據。

表 6.14 升壩後造成的保全對象最大沖刷深度結果

	升壩操作造成保全對象的最深沖刷深度	臨界最大沖刷深度
Step2	1.23 公尺	設定為 1 公尺
Step4	0.97 公尺	
Step6	1.81 公尺	

因此本團隊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」，提供決策者作為參考依據。

6.4.2 需要將防砂壩調降多少預鑄塊?

根據先前數值模型結果，本團隊之經營管理與操作矩陣中的調降支數，可以達到預期的土砂平衡成果，因此決策者可以直接參考經營管理與操作矩陣，依據現地「防砂壩上游影響範圍內之淤砂坡度」、「下游保全對象之沖刷深度」兩個因子，對應矩陣即可得到預鑄塊調降支數，經營管理與操作矩陣如下表 6.15。

表 6.15 經營管理與操作矩陣

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	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

6.4.3 在調降之後，遇到甚麼事件或土砂狀況需要將防砂壩升回?

根據數值模擬四次調降步驟(Step1、Step3、Step5、Step7)的模擬結果，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，除第一次調降狀況因為上游防砂壩為完全淤滿狀態，有較多的土砂淤積，所以判斷需要較大的降雨事件才能充分降土砂帶至下游，其餘狀況皆為 25 年重現期洪水即可使上下游產生明顯的土砂變化。因此本團隊考量安全原則，設定 25 年重現期設計降雨強度之洪峰流量為臨界調降標準，同『(1)遇到甚麼事件或土砂狀況要將防砂壩調降?』採用大坑雨量站 25 年重現期之一日暴雨量 572mm 作為調升判斷據。同時，也增加臨界最大淤積深度，如表 6.16 所示，可以觀察到四次降壩操作造成的保全對象最大淤積深度分別為 2.25 公尺、1.08 公尺、1.85 公尺、2.95 公尺，因此考量安全原則設定 1 公尺作為第二種調升判斷依據。

表 6.16 降壩後造成的保全對象最大沖刷深度結果

	降壩操作造成保全對象的最深淤積深度	臨界最大淤積深度
Step1	2.25 公尺	設定為 1 公尺
Step3	1.08 公尺	
Step5	1.85 公尺	
Step7	2.95 公尺	

因此本團隊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」，提供決策者作為參考依據。

6.4.4 如何確保調降後面對 50 年以下重現期洪水仍然安全?

根據水土保持手冊(2017)中工程篇之工程設計原則，各種處理單元包括防砂壩、整流工程、堤防、護岸、丁壩等之設計標準，以採用 50 年重現期設計降雨強度之洪峰流量為原則。因此本團隊將經營管理與操作矩陣中，9 種不同情境對應的調降方式，於 HEC-RA 2D 中進行模擬，並通過 50 年重現期洪水的測試。詳細請參照 **6.3 降霸操作安全性模擬**。

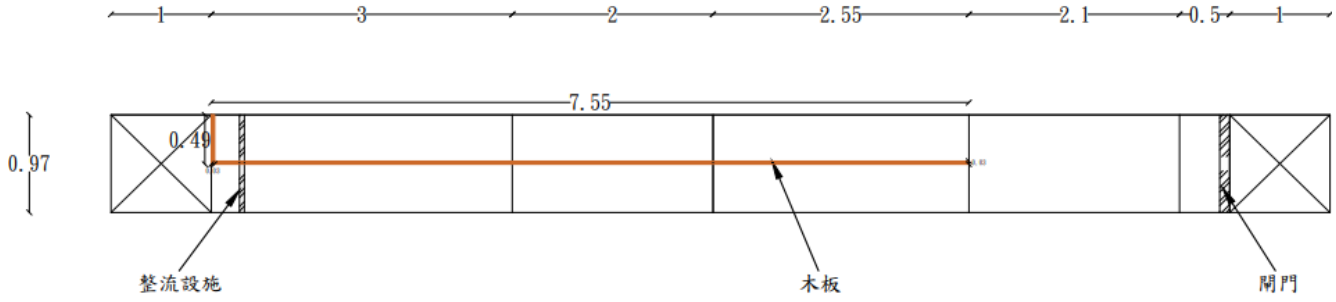
第7章 室內渠槽試驗結果

7.1 試驗佈置

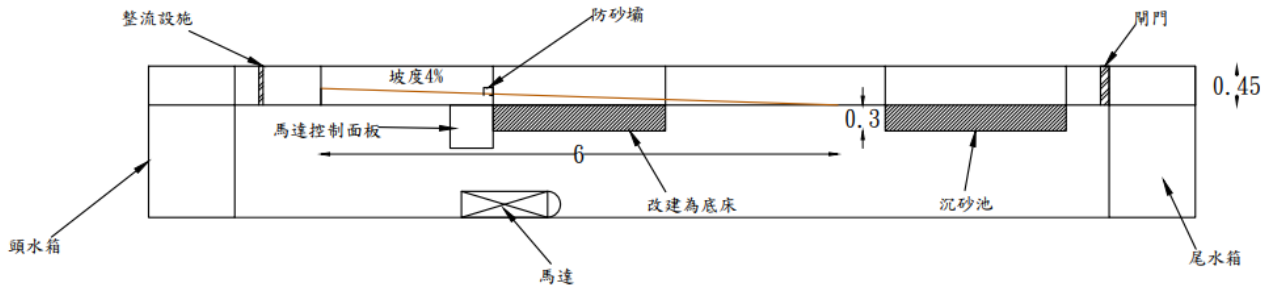
本團隊將利用臺灣大學水工試驗所的多功能渠槽，進行室內縮尺試驗，渠槽相關設計與資料如下：

7.1.1 渠槽設備

本次試驗採用之多功能渠槽，其可分為頭水箱、尾水箱、試驗段、沉砂池等四部分，其相關配置圖如圖 7.1 所示，此渠槽為一循環式之渠道，透過渠槽底部馬達來進行控制流量，流量大小可透過渠槽側邊之馬達控制面板來進行調整，如圖 7.2 所示。



(A)俯視圖 (unit:m)



(B)側視圖 (unit:m)

圖 7.1 渠道相關配置圖



(A)離心式抽水泵浦



(B)頻率控制系統

圖 7.2 馬達設備圖

7.1.2 試驗儀器

本團隊將採用相關儀器，進行實驗數據之量測，如下：

(一)蜂巢整流設備

本次選用之渠槽雖為一循環式之渠槽，將尾水箱之水流抽取至頭水箱時，水流流出時常出現亂流且流況較複雜，為減少渦流之影響，故在試驗段上游設置一以直徑 1.2cm 粗型吸管製成之整流設備，如圖 7.3，使流場均勻，以利水流平順進入實驗區段。



圖 7.3 蜂巢整流設備架設圖

(二)尺規

用以確認淤積及沖刷深度，於實驗每一小時於第二固床工下游10cm 處用尺規工具確認土砂沖淤狀態，也可以作為三維建模準確性之驗證。

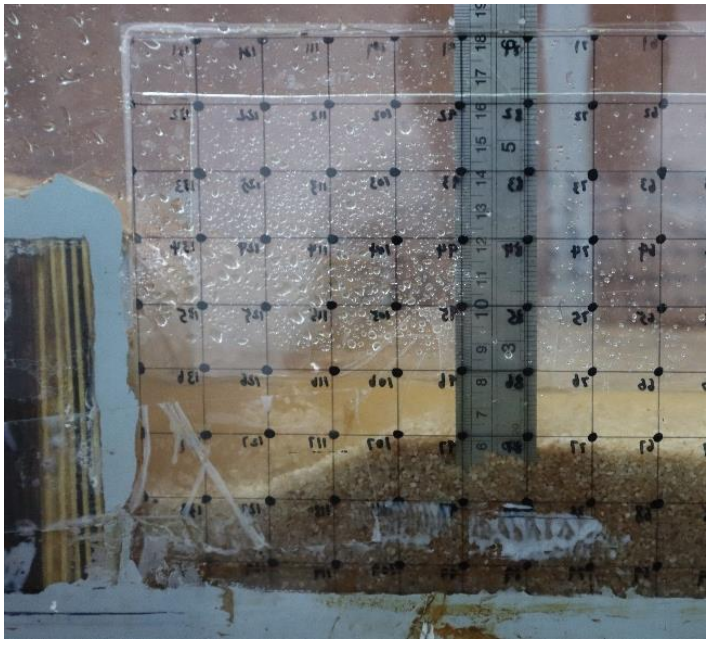


圖 7.4 尺規儀器圖

7.1.3 Agisoft Metashape

本團隊將採用 Agisoft Metashape 進行建置 3D 立體模型，以分析該調整策略下防砂壩調整前後，針對本團隊主要設定之保全對象第二固床工下游的沖刷坑 DEM 變化。

Agisoft Metashape 為三維模型重建之軟體，透過強大的照片自動辨識校列功能，無須對目標物件進行編碼，或特定要求的拍攝條件，即可利用相片之重疊性，簡單且快速地建立具有色彩和紋理的 3D 模型。其主要操作流程如以下六個步驟：

1. 匯入照片(Add photos)
2. 校正相片位置(Align photos)
3. 於相片標記控制點，並依序輸入每一個控制點的座標值 (x,y,z)
4. 相片位置重新校正(Align photos)
5. 建立產生密集點雲圖(Dense cloud)，並將不需要的部分刪除
6. 利用密集點雲圖及設置邊界條件，建立數值高程模型 (Digital Elevation Model, DEM)

7.2 試驗內容

7.2.1 目標設施選定

本團隊將選取具有不穩定土砂潛勢的集水區、且已建造預鑄混凝土調整型防砂壩的河道進行研究。其中又以台中廊仔溪 5K+120 區域為近期 2021 年完工之預鑄混凝土調整型防砂壩，標的位置如圖 7.5。同時藉由水土保持局台中分局提供之縱向沖淤變化圖，如圖 7.6，可見 105 年起溪床有明顯下刷情形，推測為構造物影響無法持續向上游侵蝕，因而向下刷深。舊有 4K+560 防砂壩與下游落差更高達 15 公尺。故預計以台中廊仔溪 5K+120 防砂壩與 5K+065 第一及第二固床工作為此次模型建置之目標水土保持設施，透過縮尺試驗去了解針對本團隊設定之保全對象第二固床工下游沖刷坑，在何種調適策略下能有效改善其沖刷狀況。



圖 7.5 本計畫之分析標的物位置示意圖

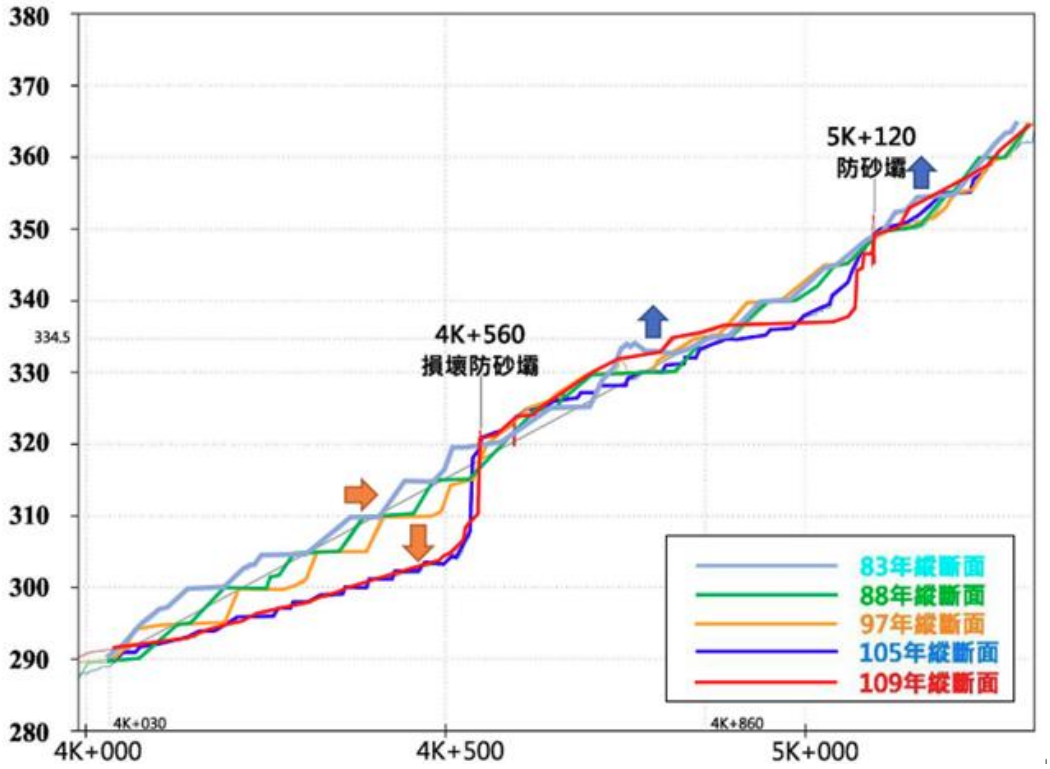


圖 7.6 廊仔溪縱向沖淤變化圖

7.2.2 實驗縮尺比例

本團隊將利用臺灣大學水工試驗所的多功能渠槽，如圖 7.1 所示，進行縮尺寸模型試驗。本團隊參考廊仔溪防砂壩之施工設計圖，為了使縮尺寸模型完整呈現目標水土保持設施之形式，且考量多功能水槽之高度約 0.45 公尺，考慮到實驗可能較大流量時有水流溢出，因此留下 0.15 公尺作為保留空間，而現地 5K+120 防砂壩至下游 4K+750 區段之高度落差約 15 公尺，為了能夠清楚模擬上下游一定長度河段之土砂沖淤情形，故幾何縮尺比例將採用 1/50，作為本縮尺寸模型的設計依據，如防砂壩預鑄塊之寬度為 8 公分，試驗土砂之選擇也將依據現地河川粒徑分佈，進行等比例縮放、調配。透過 105 年廊仔溪 1*1 公尺 DEM，建立渠槽配置設計圖，調整出符合現地之河道波度。因本次水工模型試驗所探討之水流現象，其物理機制為以重力主導，故本次模型將採用福祿數相似，推估各實驗之參數值，如下：

7.2.2.1 長度縮尺

由於考量渠槽高度及上下游高差，故以渠槽高度扣掉保留高度(0.3 公尺)除以現地高差(15 公尺)作為本次長度縮尺之比例。

$$\frac{L_m}{L_p} = \frac{0.30}{15} \approx \frac{1}{50} = \lambda \qquad \textbf{(式 7-1)}$$

上式中L_m：模型長度尺寸；L_p：原型長度尺寸；λ：幾何縮尺比例

7.2.2.2 速度縮尺

因採用福祿數相似原理，可推求速度縮尺比例(λ_v)，如下式：

$$F_{r_m} = F_{r_p}$$

$$\rightarrow \frac{v_m}{\sqrt{g_m L_m}} = \frac{v_p}{\sqrt{g_p L_p}} \quad ; \because g_m = g_p$$

$$\rightarrow \frac{v_m}{v_p} = \frac{\sqrt{L_m}}{\sqrt{L_p}} = \lambda_v = \lambda^{1/2} \quad \textbf{(式 7-2)}$$

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。

7.2.2.3 流量縮尺

流量透過速度(v)與斷面積(A)相乘而得，故透過已知速度縮尺比例(λ_v)與幾何縮尺比例(λ)進行縮尺計算流量縮尺比例(λ_Q)，如下式：

$$Q = Av \quad ; \because A\text{為長度尺寸之平方，故}A = L^2$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \frac{{L_m}^2 v_m}{{L_p}^2 v_p} = \lambda^2 \cdot \lambda_v = \lambda^{5/2} = \lambda_Q \quad \textbf{(式 7-3)}$$

上式中Q_m：模型流量尺寸；Q_p：原型流量尺寸

並依據 **5.4.3 單位歷線疊加計算逕流歷線**分析取得重現期距為Q_{25}、Q_{50}年之平均流量(因實驗條件限制故無法以洪峰流量作試驗，改用實驗條件許可之Q_{25}、Q_{50}平均流量)，透過流量縮尺比例(λ_Q)換算出各縮尺平均流量，如下表 7.1 所示。

表 7.1 現地平均流量與縮尺平均流量對照表

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

7.2.2.4 時間縮尺

因採用福祿數相似原理，可推求時間縮尺比例(λ_t)，如下式：

$$F_{r_m} = F_{r_p}$$

$$\rightarrow \frac{v_m}{\sqrt{g_m L_m}} = \frac{v_p}{\sqrt{g_p L_p}} \quad ; \because g_m = g_p$$

$$\rightarrow \frac{v_m}{v_p} = \frac{\sqrt{L_m}}{\sqrt{L_p}} = \lambda_v = \lambda^{1/2}$$

$$\rightarrow \frac{t_m}{t_p} = \frac{\frac{L_m}{v_m}}{\frac{L_p}{v_p}} = \frac{L_m}{L_p} \cdot \frac{v_p}{v_m} = \lambda \cdot \lambda^{-1/2} = \lambda^{1/2} = \lambda_t \qquad \textbf{(式 7-4)}$$

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

7.2.2.5 泥砂粒徑縮尺

泥砂粒徑可透過泥砂起動相似可以 Shields(1936)所建議之底床顆粒起動參數關係來建立，利用相似律原理，Shields 參數無因次臨界剪應力(τ_c^*)其在原型與模型應相同，故可得下式：

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

$$\rightarrow \lambda_d = {\lambda_y}^2 {\lambda_L}^{-1} \lambda_{(\rho_s-\rho)}\lambda_\rho \qquad \textbf{(式 7-5)}$$

τ_c為泥砂起動之臨界剪力，d 為底床粒徑，ρ_s、ρ分別為水與泥砂顆粒之密度，y 為水深，S_0為渠道坡度S_0 = y/L。在等比條件下，在模型水流與泥砂顆粒之密度與原型相同情況，泥砂顆粒縮尺比例(λ_d)將與幾何縮尺比例相同。

$$\lambda_d = {\lambda_y}^2 {\lambda_L}^{-1} \lambda_{(\rho_s-\rho)}\lambda_\rho = \lambda \qquad \textbf{(式 7-6)}$$

依據廊仔溪表面粒徑分布曲線如圖 7.7 示採用內插法 $D_{12.5}$、$D_{37.5}$、$D_{62.5}$、$D_{87.5}$與泥砂顆粒縮尺比例(λ_d)可推算出泥砂粒徑之縮尺大小，如下表 7.2 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。

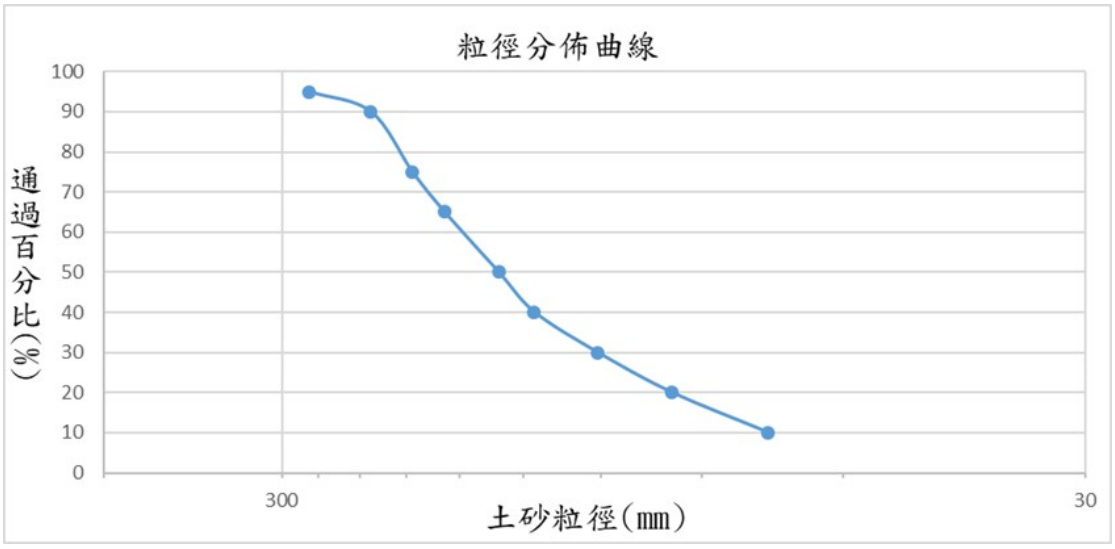


圖 7.7 表面粒徑分布曲線圖

表 7.2 現地泥砂粒徑分布

代表粒徑	泥砂粒徑(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

7.2.3 實驗配置

7.2.3.1 流量

如圖 7.8 下所示，為渠槽率定曲線，可透過計算出的Q_m，利用渠槽之率定曲線取得所需之馬達頻率，以作為後續實驗使用，而計算結果如下表 7.3 所示，因實驗條件限制無法模擬Q_{25}及Q_{50}之洪峰流量故採用Q_{25}及Q_{50}之平均流量，經縮尺比例計算後Q_{25}之縮尺流量為 0.000777cms 依馬達率定曲線換算後為 6.84Hz，Q_{50}之縮尺流量為 0.001012cms 依馬達率定曲線換算後為 7.014Hz。

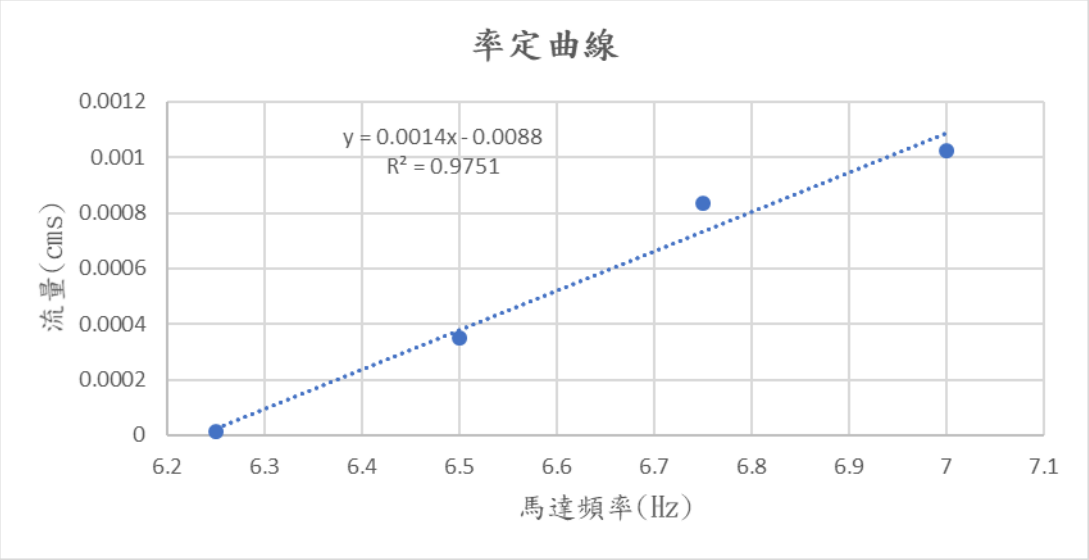


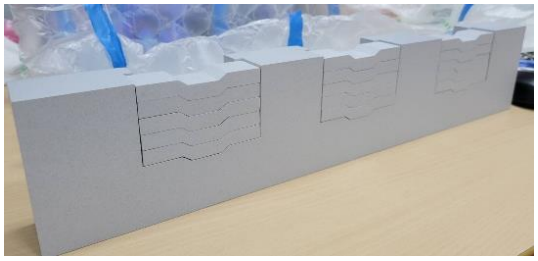
圖 7.8 多功能渠槽流量與馬達頻率率定曲線圖

表 7.3 試驗流量與馬達赫茲對應表

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

7.2.3.2 實驗模型尺寸(調整型防砂壩、木工固床工、木工、鐵架)

本實驗採用縮尺比例(λ)為 1/50 進行縮尺試驗，將搭配廊仔溪 5K+120 防砂壩與 5K+065 第一及第二固床工之竣工圖，製作壓克力縮尺防砂壩模型如圖 7.9(A)，壩體長、寬、高分別為 46cm、4cm、9cm，且調整式預鑄塊之長、寬、高為 8cm、2.4cm、1cm，及由木工製作的第一及第二固床工如圖 7.9(B)，第一固床工長、寬、高分別為 23cm、3cm、16cm，第二固床工長、寬、高分別為 15.5cm、3cm、12cm。由於渠槽之寬度為 0.97m，利用木板將實驗渠道一分為二隔出寬為 0.46m 符合本團隊所需之實驗渠道，圖 7.9(C、D)為木板之加工照片，圖 7.9(E)為將木板放入實驗渠道之完工圖。



(A) 壓克力縮尺防砂壩模型



(B) 木工第一及第二固床工



(C) 木板之加工照片



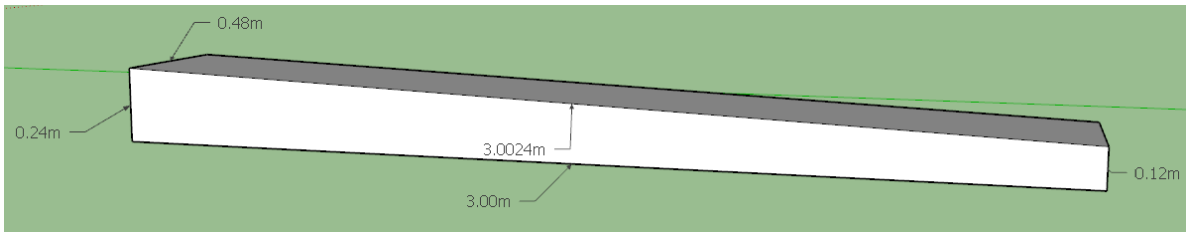
(D)木板之加工照片



(E) 木板放入實驗渠道之完工圖

圖 7.9 試驗設備圖

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 7.10(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 7.10(B)所示，上游鐵架高 24cm 如圖 7.10(C)所示，下游鐵架高 12cm 如圖 7.10(D)所示，圖 7.10(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 7.10 上游斜坡鐵架設備圖

7.2.3.3 粒徑

依據廊仔溪表面粒徑分布曲線如示圖 7.11 採用內插法 $D_{12.5}$、$D_{37.5}$、$D_{62.5}$、$D_{87.5}$ 與泥砂顆粒縮尺比例(λ_d)可推算出泥砂粒徑之縮尺大小。由表 7.4 可知本實驗之粒徑介於 1.61mm 至 4.56mm，D_{60}、D_{50}、D_{10} 分別為 3.58mm、3.22mm、1.49mm，其均勻係數為 2.402，本團隊之實驗用砂選定為 2mm-4mm 大小之間的粒徑土砂。

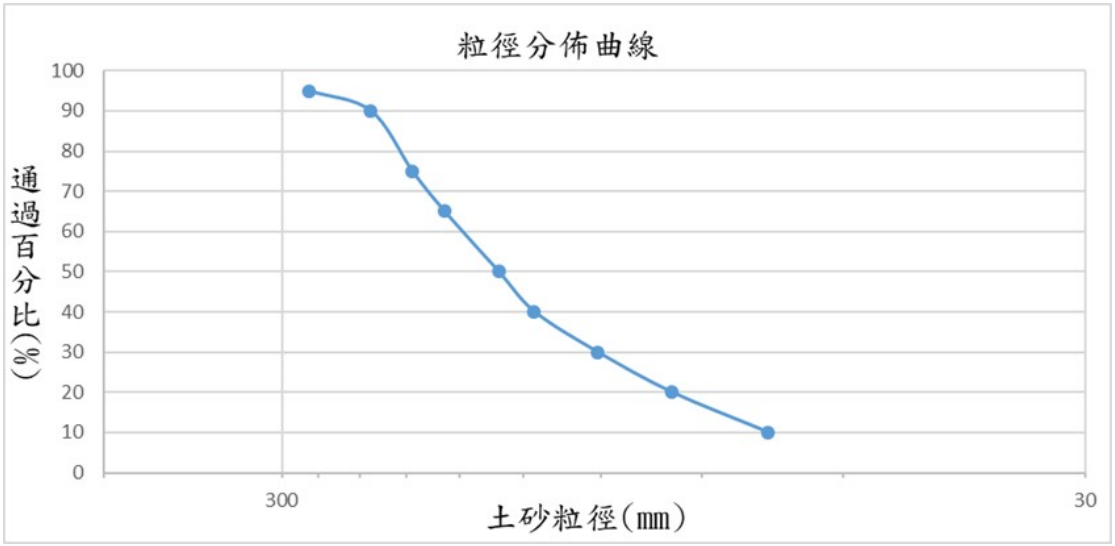


圖 7.11 廊仔溪粒徑分布曲線

表 7.4 現地泥砂粒徑分布

代表粒徑	泥砂粒徑(m)	縮尺粒徑(mm)
D12.5	0.08	1.61
D37.5	0.014	2.79
D62.5	0.018	3.68
D87.5	0.023	4.56

7.2.3.4 試驗時間

防砂壩淤滿後，下游沖刷速率會漸漸減緩，沖刷程度趨於穩定，土砂沖淤分布幾乎不再改變，沖淤之特徵已大致形成，故為確認該沖淤狀況達穩定階段。本研究將以第二固床工下游沖刷坑距第二固床工最遠的水平距離位置(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm)，當連續 1 次測量變化結果小於 7%，即認定該試驗條件下，沖刷坑已達試驗平衡。

7.2.4 不同情境模擬試驗

本計畫考量原先初步擬定之經營管理操作矩陣之縱軸為「上游集水區來砂量」(穩定期、消減期、高峰期)之界定標準無法有明確定義，因此將其改為「防砂壩上游淤砂坡度(影響範圍內)」數值作為縱軸，依坡度分為高、中、低，如>7%:高、4%m~7%m:中、<4%:低，橫軸以 5K+065 固床工下游沖刷坑沖刷深度高、中、低作為最為判定標準，如>1.3m:高、0.8m~1.3m:中、<0.8m:低。

縮尺模型實驗預計以圖 7.12 依照數值模型調整方式，分別模擬其情境進行不同的調降 Step1-7 試驗照片分別如圖 7.16，由於縮尺

模型地形限制，DEM 無法模擬如真實現地之 DEM 狀況，故驗證方式，將不會以土砂沖淤量的絕對數字作為比較，將改以分析縮尺模型試驗結果走向是否與數值模擬相同。

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<341.2)	中 沖刷深度 0.8~1.3m (高程 341.2~341.7)	低 沖刷深度<0.8m (高程>341.7)
上游淤砂坡度(影響範圍內)	低 (<4%)	壩高降低 5 支 Step 3、4	壩高降低 4 支 Step 5、6	壩高降低 3 支 Step 7
	中 (4%~7%)	壩高降低 4 支 Step 1、2	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 7.12 經營管理操作矩陣調整步驟



(A)Step1: Q_{50}平均流量調整塊降 4 支

圖 7.13 不同的調降 Step1-7 試驗照片



(B) Step2: Q_{25}平均流量調整塊升 4 支



(C) Step3: Q_{25}平均流量調整塊降 5 支

圖 7.14 不同的調降 Step1-7 試驗照片(續)



(D) Step4: Q_{25}平均流量調整塊升 5 支



(E) Step5: Q_{25}平均流量調整塊降 4 支

圖 7.15 不同的調降 Step1-7 試驗照片(續)



(F)Step6: Q_{25}平均流量調整塊升 4 支



(G) Step7: Q_{25}平均流量調整塊降 3 支

圖 7.16 不同的調降 Step1-7 試驗照片(續)

7.3 試驗結果與討論

7.3.1 各步驟試驗結果前後對比

本章節將依經營管理與操作矩陣，根據不同的情境進行分析，考慮上游影響範圍內淤砂坡度及下游保全對象沖刷程度情境，並參考 HEC-RAS 2D 數值模擬結果分為下列七步驟之調整方式。

參考內政部 105 年 1*1 公尺 DEM 地形數值模型，建構實驗渠道原始模型如圖 7.17 所示，模型座標原點設為下游實驗段的左岸(位於第二固床工下游 79.5cm，具調整型防砂壩下游水平距離為 94cm)，x 軸為往上游方向，負方向為實驗段下游；y 軸為垂直水流方向，z 軸為河床高程，以下將利用實驗渠道 DEM 模型、5K+065 第二固床工下游沖刷坑、河道縱剖面線，針對各步驟調整方案進行說明。

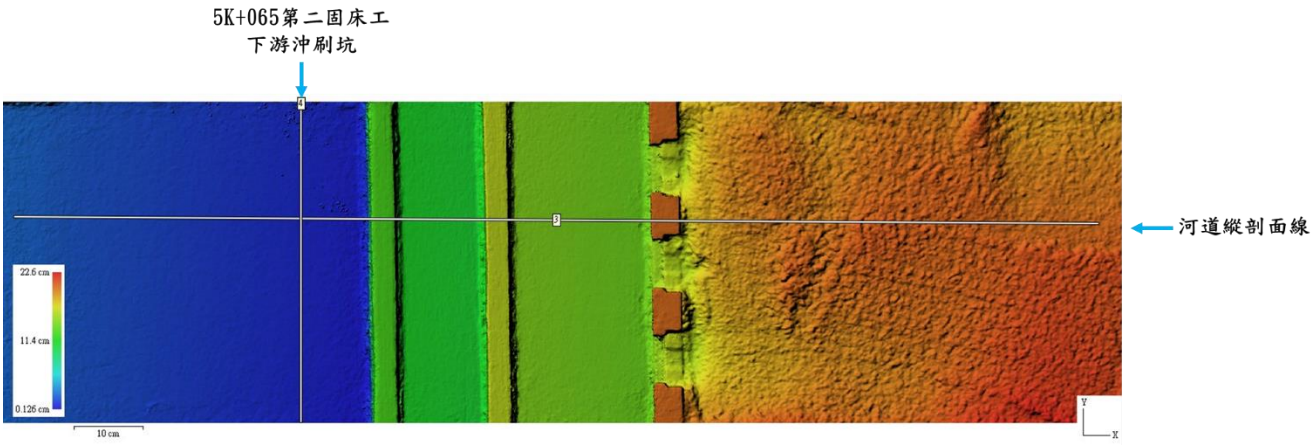


圖 7.17 試驗前之實驗渠道原始模型

7.3.1.1 Step1：

依照 HEC-RAS 數值模型 105 年之 DEM 其廊仔溪目前現地上游坡度為 5.2%，於調整型防砂壩上游實驗渠道鋪砂 12.22cm，上游影響範圍內的淤砂坡度為矩陣內的中，105 年之 DEM 中下游保全對象沖刷深度的高，故預計將縮尺調整型防砂壩壩高降低 4 支，針對保全對象第二固床工之下游約 6m 深之沖刷坑進行淤沙。以 Q50 流量沖刷 3.39 小時，並以第二固床工下游沖刷坑距第二固床工最遠的水平距離位置(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm)，當連續 1 次測量變化結果小於 7%，即認定該實驗條件下，沖刷坑已達實驗平衡。

由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 圖 B-1 可以分析，Q50 平均流量仍大，故防砂壩上游，沖刷現象明顯，雖第二固床工緊鄰下游處具跌水現象故沖刷稍明顯，不過團隊主要設定之第二固床工沖刷坑(第二固床工向下游 10cm 處)平均淤積狀況約為 7.81cm 如圖 C-1，第一及第二固床工均有土砂淤積的現象，且下游淤積狀況明顯如圖 D-1 所示，故以 Q50 平均流量調整型防砂壩霸高降低 4 支，可以有效補充保全對象第二固床工之下游沖刷坑深度及下游之土砂。

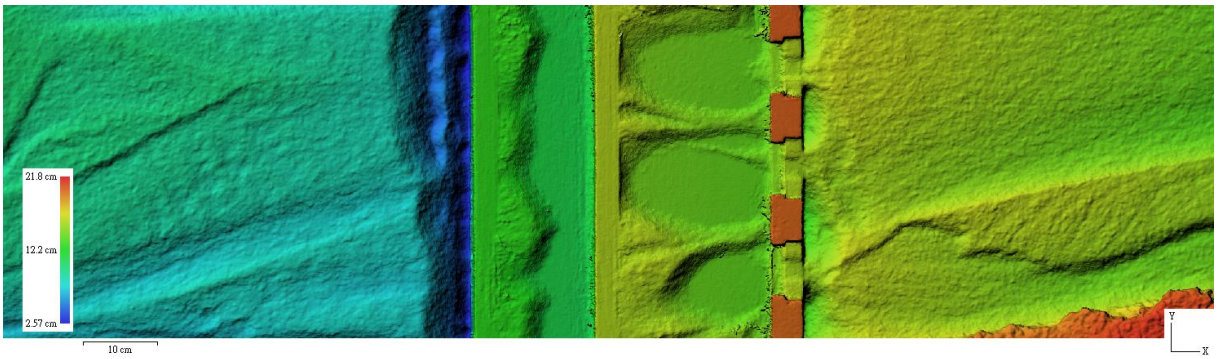


圖 7.18 第一次調降結果(Step1,Q50)DEM 模型

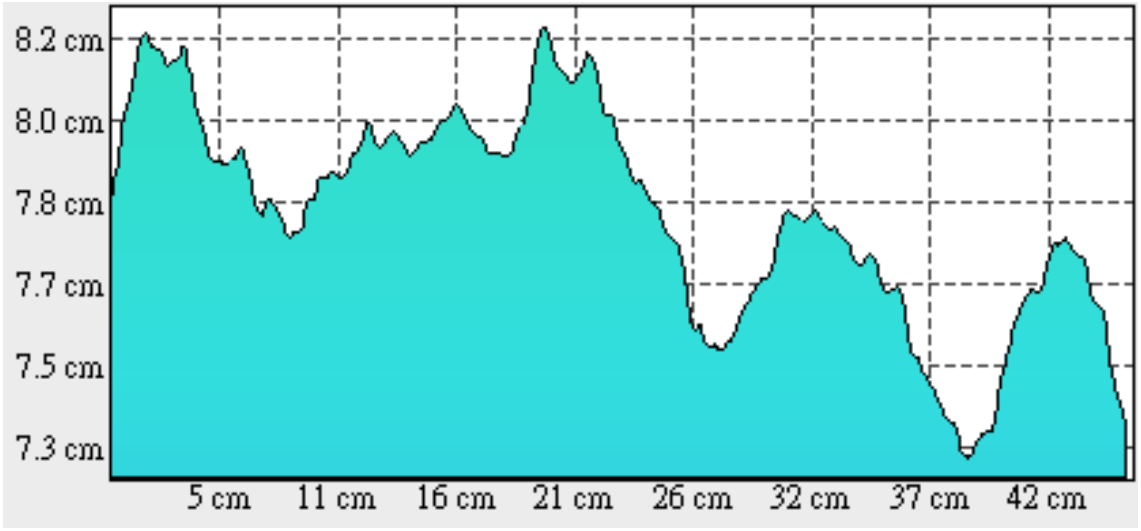


圖 7.19 第一次調降結果(Step1,Q50)沖刷坑橫剖面

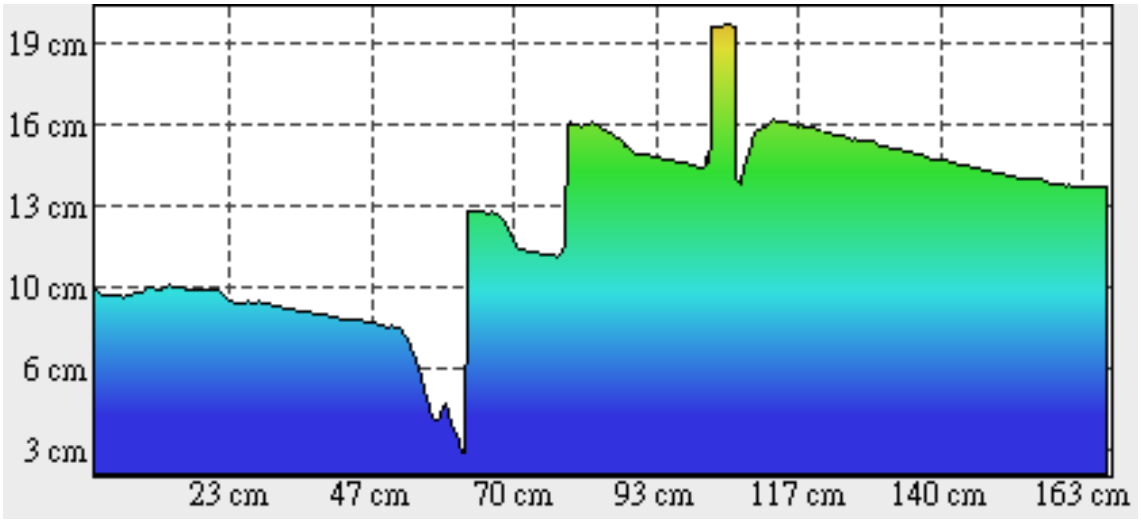


圖 7.20 第一次調降結果(Step1,Q50)河道縱剖面

7.3.1.2 Step2：

根據 HEC-RAS 數值模型 Q50 調整型防砂壩壩高降低 4 支模擬後的上游結果， (因實驗條件限制，無法於實驗中進行補砂，故按照 HEC-RAS 數值模型於流量 Q50 調整型防砂壩壩高降低 4 支的上游沖刷結果，取上游淤砂坡度之平均 4.2%，進行實驗渠道上游渠道高約 9.536 cm 的鋪砂)，因下游保全對象第二固床工之下游沖刷坑深度以補充 7.81cm，因此先將調整型防砂壩調升 4 支，並改以 Q25 平均流量沖刷 3.39 小時，以第二固床工下游沖刷坑距第二固床工最遠的水平距離位置(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm)，當連續 1 次測量變化結果小於 7%，即認定該實驗條件下，沖刷坑已達實驗平衡。

由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 圖 7.21 可以分析，Q25 平均流量調整型防砂壩壩高調升 4 支，上游土砂淤積狀況明顯(圖中紅色部分)，水流主要由上游右岸流經，由 DEM 圖 7.21 可以分析緊鄰調整型防砂壩之上游與上游左岸均有土砂堆積的現象，將有利下次防砂壩調降對下游進行補砂，雖團隊設定之第二固床工沖刷坑(第二固床工向下游 10cm 處)平均淤積約為 6.93cm 如圖 7.22 所示，與上一步(Q50 平均流量，調整型防砂壩高調降 4 支)淤砂高程減少 0.88cm，不過根據上游淤砂結果如圖 7.23，調整型防砂壩後淤積狀況明顯，故以 Q25 平均流量調整型防砂壩調升 4 支，可有效累積上游土砂淤積，更有效地再下次調整將更多上游土砂帶給保全對象第二固床工下游之沖刷坑以及更下游之河道沖刷處。

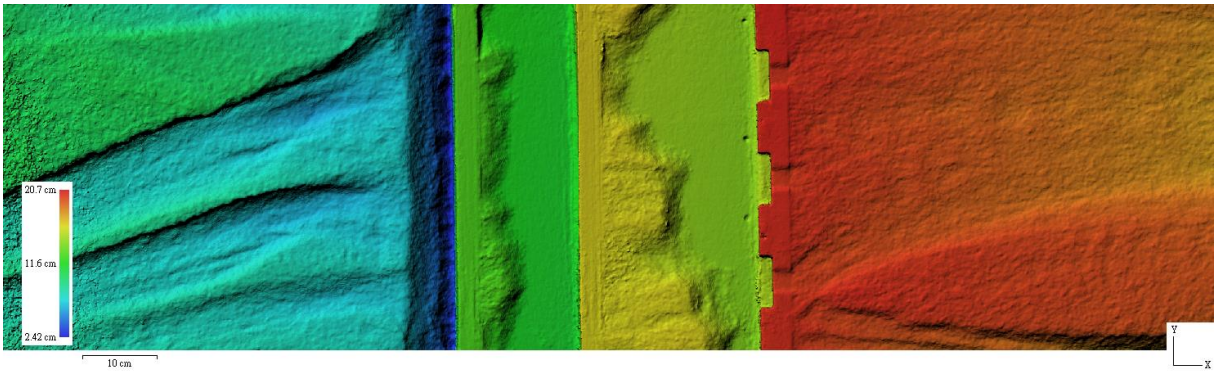


圖 7.21 第二次調降結果(Step2,Q25)DEM 模型

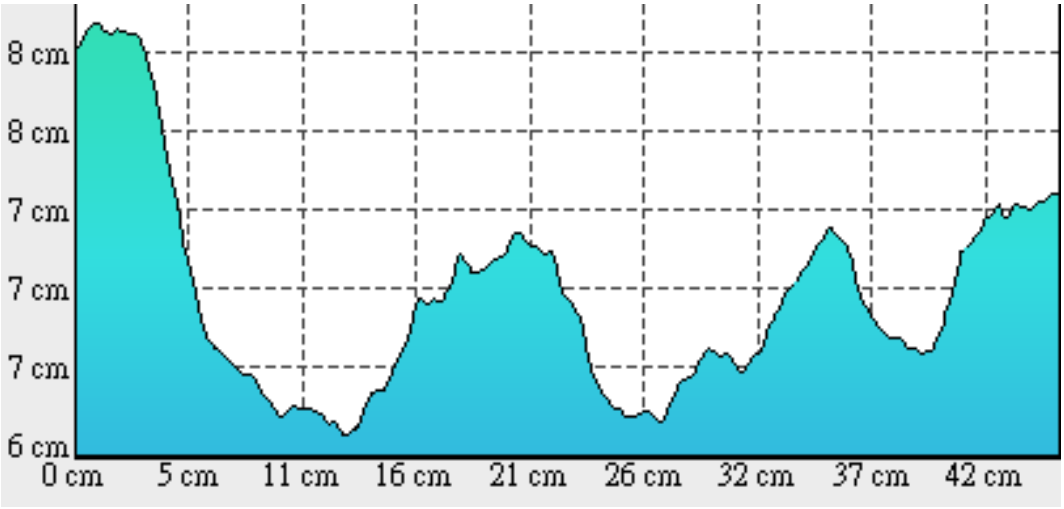


圖 7.22 第二次調降結果(Step2,Q25)沖刷坑橫剖面

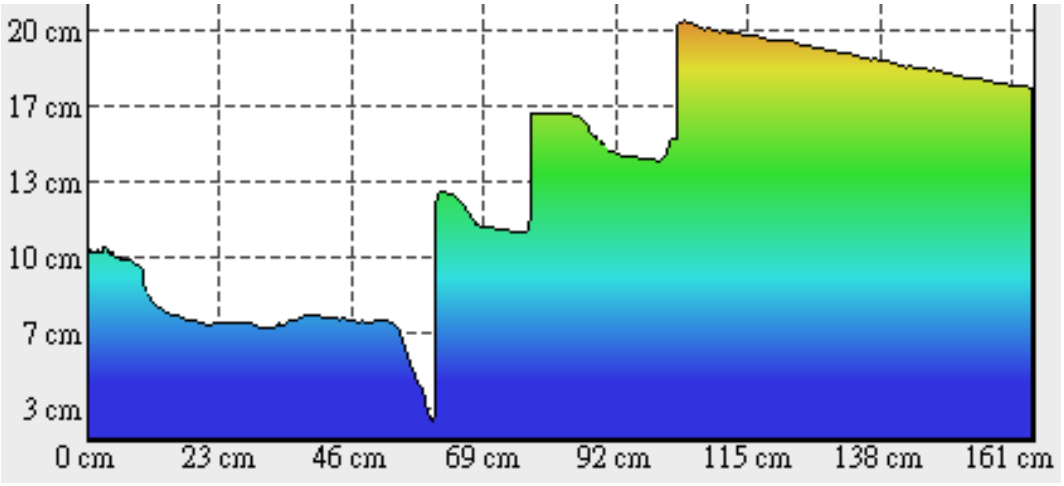


圖 7.23 第二次調降結果(Step2,Q25)河道縱剖面

7.3.1.3 Step3：

根據 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，取數值模擬結果上游淤砂坡度的平均 4%，進行上游渠道高約 9 cm 的鋪砂，目前上游影響範圍內淤砂增加，因此先將調整型防砂壩調降 5 支，並以 Q25 平均流量沖刷 3.39 小時，以第二固床工下游沖刷坑距第二固床工最遠的水平距離位置(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm)，當連續 1 次測量變化結果小於 7%，即認定該實驗條件下，沖刷坑已達實驗平衡。

由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 圖 7.24 可以分析，Q25 平均流量調整型防砂壩調降 5 支，上游土砂沖刷狀況明顯(圖中上游綠色部分，相較於 Q25 平均流量，調整型防砂壩調升 4 支部分已由紅轉綠)，由圖 7.26 之 DEM 可以分析第一及第二固床工土砂淤積現象明顯，團隊設定之第二固床工下游處跌水現象較第一步 Q50L4 緩和，第二固床工沖刷坑(第二固床工向下游 10cm 處)平均淤積狀況約為 10.9 cm 如圖 7.25 所示，與上一步(Q25 平均流量，調整型防砂壩調升 4 支)驟高程約增加 3.97 cm，故以 Q25 平均流量調整型防砂壩調降 5 支，可有效達成我們期望補充保全對象第二固床工之下游沖刷坑深度，且第一及第二固床工和在更下游渠道皆有土砂淤積現象。

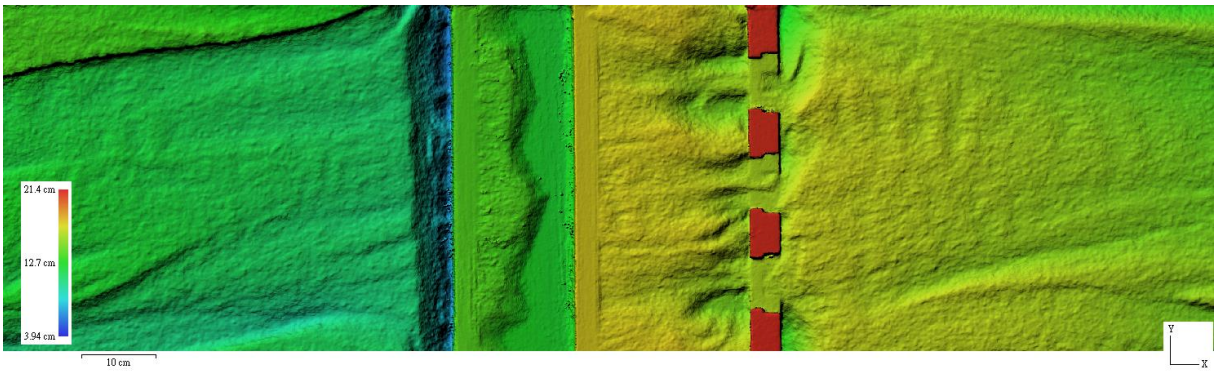


圖 7.24 第三次調降結果(Step3,Q25)DEM 模型

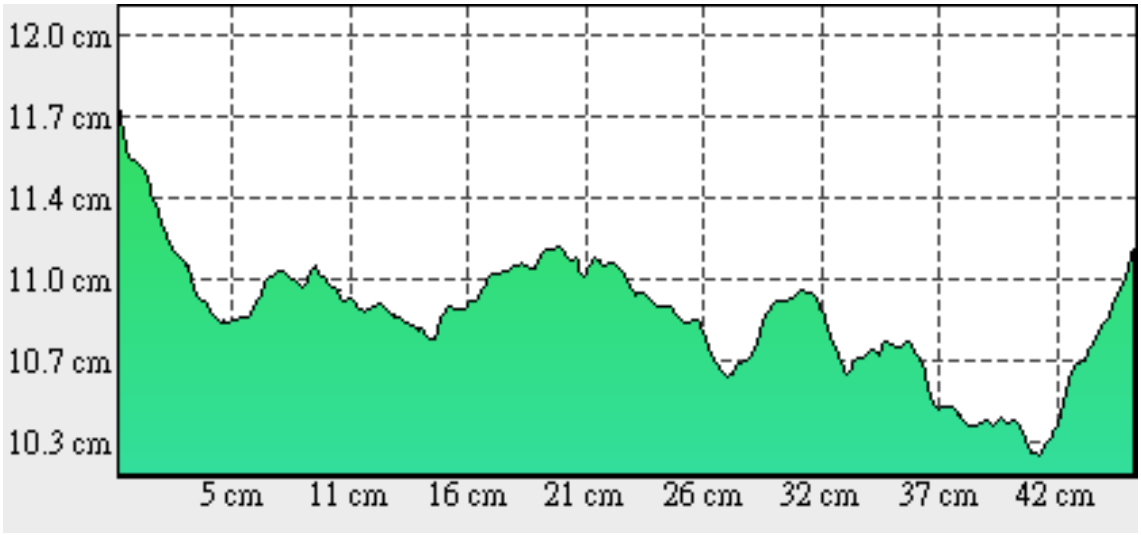


圖 7.25 第三次調降結果(Step3,Q25)沖刷坑橫剖面

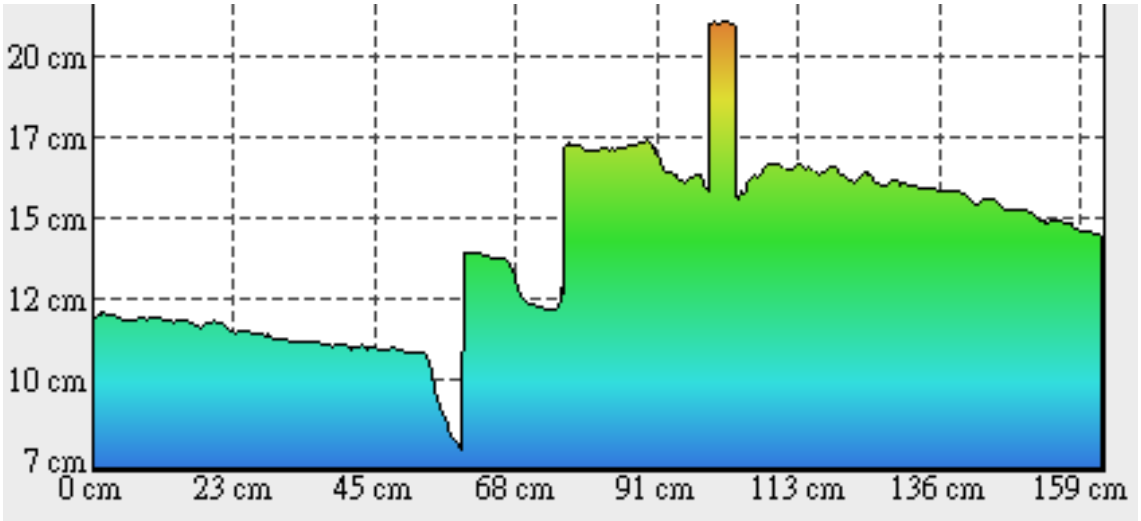


圖 7.26 第三次調降結果(Step3,Q25)河道縱剖面

7.3.1.4 Step4：

根據 HEC-RAS 數值模型 Q25 調整型防砂壩壩高調降 5 支模擬後的上游結果，進行實驗渠道鋪砂，取數值模擬結果上游淤砂坡度的平均 3.6%，進行上游渠道高約 7.928 cm 的鋪砂，因下游保全對象第二固床工之下游沖刷坑深度以補充 3.97cm，因此先將調整型防砂壩調升 5 支，並以 Q25 平均流量沖刷 3.39 小時，以第二固床工下游沖刷坑距第二固床工最遠的水平距離位置(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm)，當連續 1 次測量變化結果小於 7%，即認定該實驗條件下，沖刷坑已達實驗平衡。

由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 圖 7.27 可以分析，Q25 平均流量調整型防砂壩壩高調升 5 支，上游土砂淤積狀況明顯，水流主要由調整塊凹處流過，由 DEM 圖 7.27 以及圖 7.29 可以分析出調整型防砂壩上游土砂淤積狀況明顯(圖中紅色部分)，雖團隊設定之第二固床工沖刷坑(第二固床工向下游 10cm 處)淤積狀況為 5.83 cm 如圖 7.28 所示，與上一步(Q25 平均流量，調整型防砂壩調降 5 支)高程約減少 5.08 cm, 不過沖刷坑後之實驗渠道下游土砂淤積狀況明顯, 由上游土砂淤積現象可觀察出，下次調整可有利將上游土砂帶給保全對象第二固床工下游之沖刷坑。

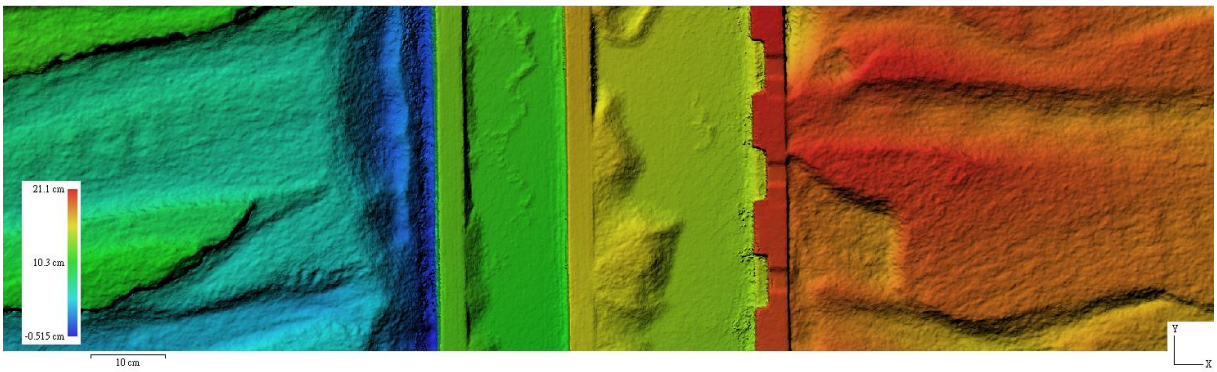


圖 7.27 第四次調降結果(Step4,Q25)DEM 模型

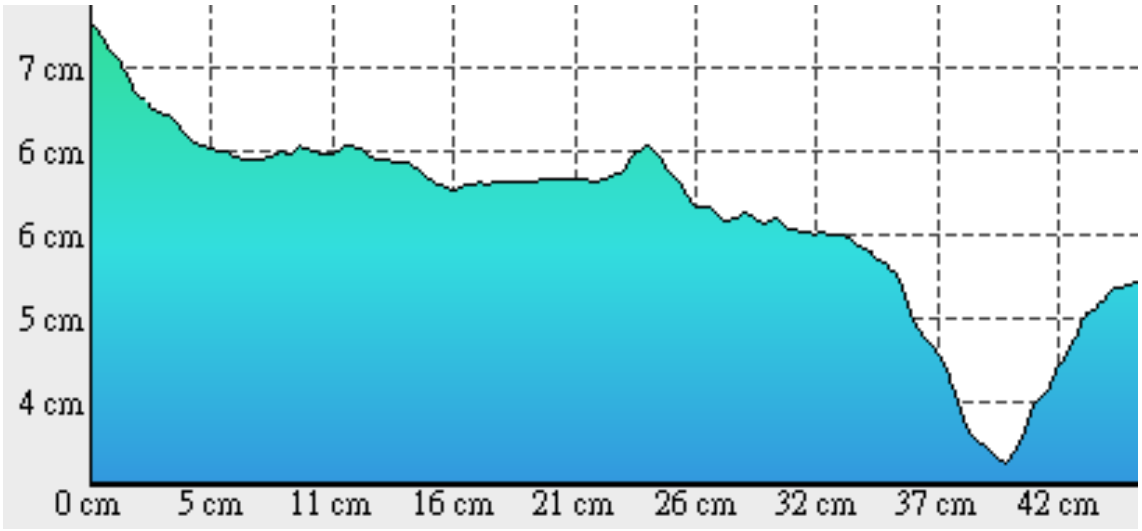


圖 7.28 第四次調降結果(Step4,Q25)沖刷坑橫剖面

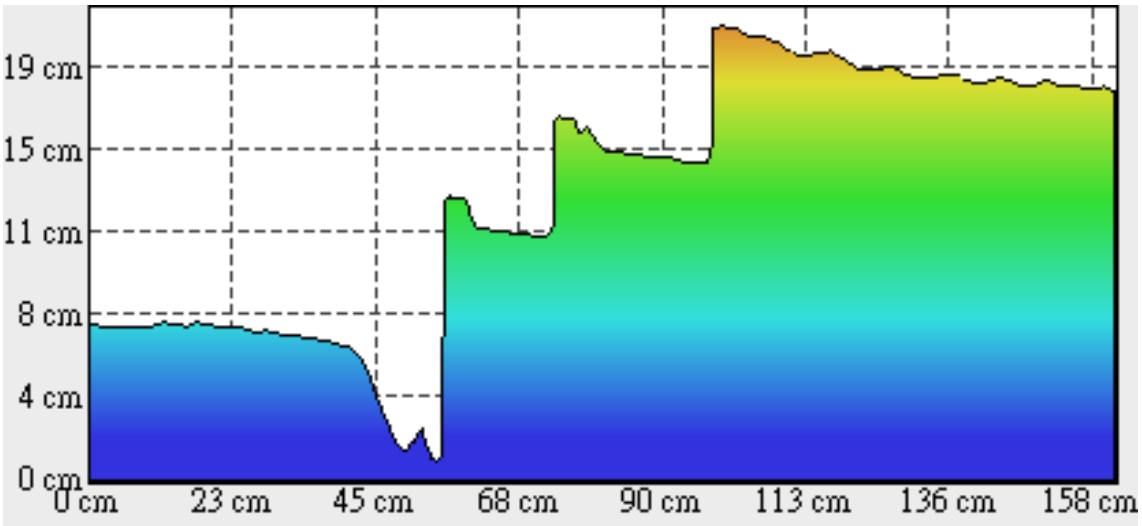


圖 7.29 第四次調降結果(Step4,Q25)沖刷坑橫剖面

7.3.1.5 Step5：

根據 HEC-RAS 數值模型 Q25 調整型防砂壩壩調升 5 支模擬後的上游沖刷結果，進行實驗渠道上游的鋪砂，取數值模擬結果上游淤砂坡度的平均 3.3%，進行上游渠道高約 7.124cm 的鋪砂，目前上游影響範圍內淤砂增加，因此先將調整型防砂壩調降 4 支，並以 Q25 平均流量沖刷 3.39 小時，以第二固床工下游沖刷坑距第二固床工最遠的水平距離位置(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm)，當連續 1 次測量變化結果小於 7%，即認定該實驗條件下，沖刷坑已達實驗平衡。

由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 圖 7.30 可以分析，Q25 平均流量調整型防砂壩調降 4 支，上游水流主要由右岸流至下游，故上游右岸沖刷狀況明顯(圖中為綠色部分，上游左岸為圖中右下角橘色部分)，由圖 7.32 可以看出團隊設定之第二固床工下游處跌水現象較上一步 Q25 平均流量，調整型防砂壩升 5 支以改善，第二固床工之沖刷坑(第二固床工向下游 10cm 處)平均淤積狀況約為 8.67 cm，與上一步(Q25 平均流量，調整型防砂壩升 5 支)高程約增加 2.84 cm 如圖 7.31 所示，故以 Q25 平均流量整型防砂壩調降 4 支，可有效補充保全對象第二固床工之下游沖刷坑深度，且沖刷坑下游土砂呈現淤積現象如圖 7.32。

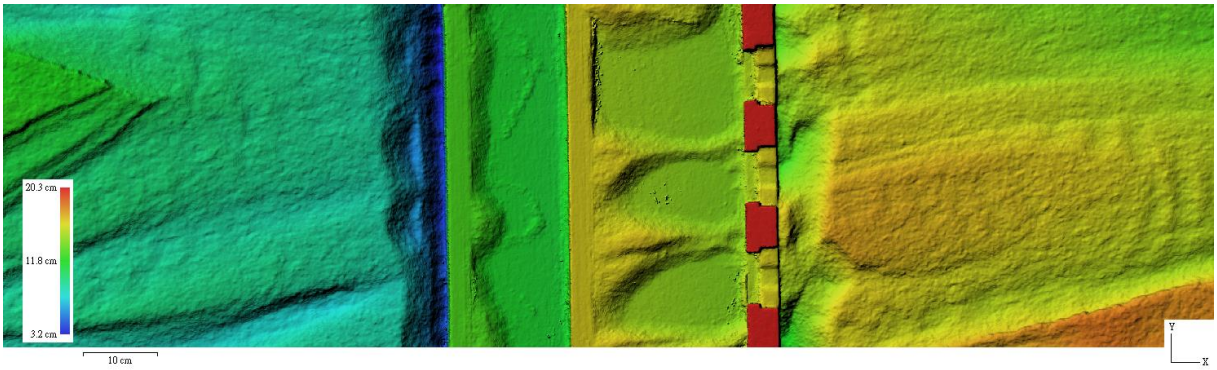


圖 7.30 第五次調降結果(Step5,Q25)DEM 模型

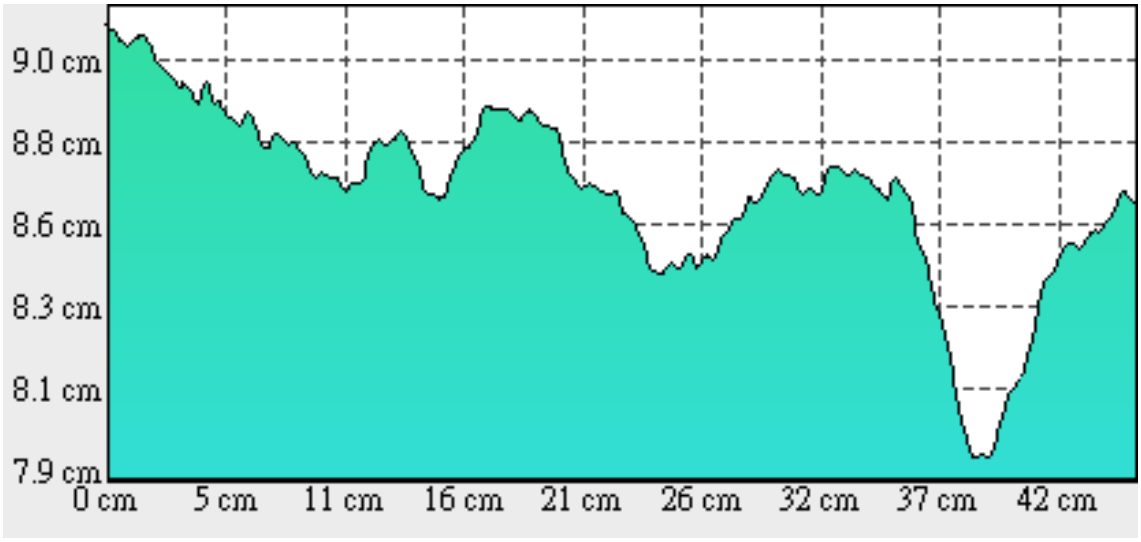


圖 7.31 第五次調降結果(Step5,Q25)沖刷坑橫剖面

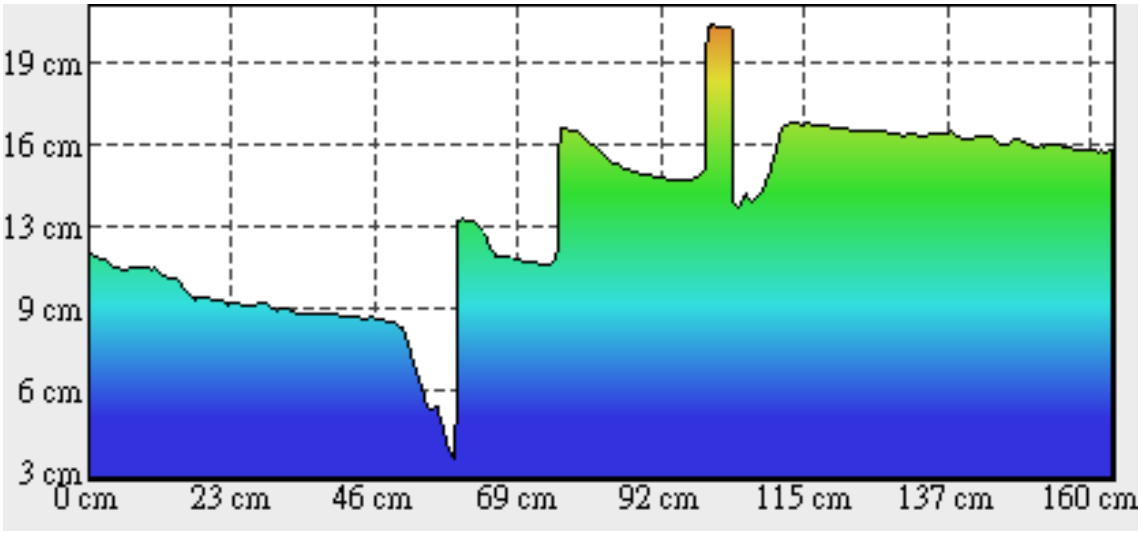


圖 7.32 第五次調降結果(Step5,Q25)沖刷坑橫剖面

7.3.1.6 Step6：

根據 HEC-RAS 數值模型 Q25 調整型防砂壩壩高調降 4 支模擬後的上游結果，進行實驗渠道鋪砂，取數值模擬結果上游淤砂坡度的平均 2.9%，進行上游渠道高約 6.052 cm 的鋪砂，因下游保全對象第二固床工之下游沖刷坑深度以補充 2.84cm，因此先將調整型防砂壩調升 4 支，並以 Q25 平均流量沖刷 3.39 小時，以第二固床工下游沖刷坑距第二固床工最遠的水平距離位置(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm)，當連續 1 次測量變化結果小於 7%，即認定該實驗條件下，沖刷坑已達實驗平衡。

由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 圖 7.33 可以分析，Q25 平均流量調整型防砂壩壩高調升 4 支，土砂主要淤積在距離調整型防砂壩上游 60cm 處，水流主要由調整塊凹處流經，由 DEM 圖 7.33 可以分析調整型防砂壩上游土砂淤積狀況(圖中黃綠色部分)，雖團隊設定之第二固床工(第二固床工向下游 10cm 處)平均淤積為 5.7 cm 如圖 7.34 所示，與上一步(Q25 平均流量，調整型防砂壩降 4 支)土砂高程約減少 2.97cm，不過由 DEM 圖 7.35 及圖 7.33 上游淤砂狀況,可以觀察出上游影響範圍內的土砂淤積狀況已趨於穩定，實驗土砂沖刷狀況已逐漸收斂。

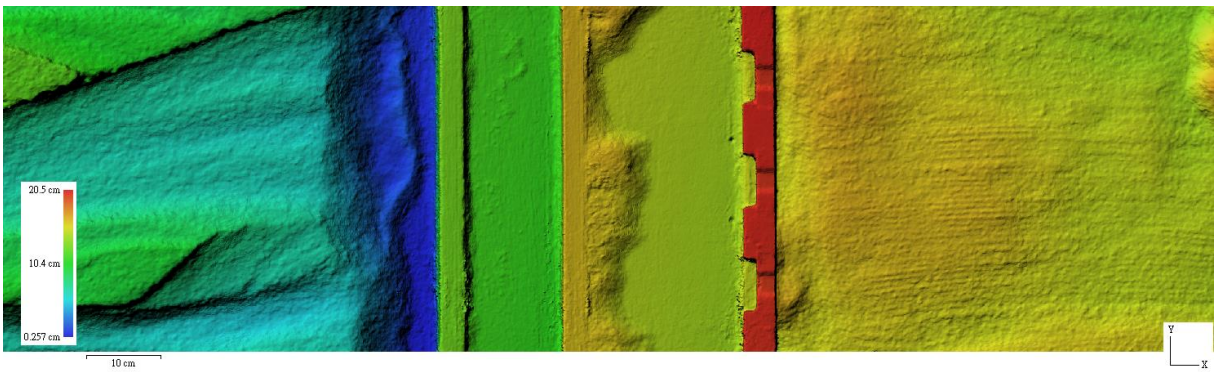


圖 7.33 第六次調降結果(Step6,Q25)DEM 模型

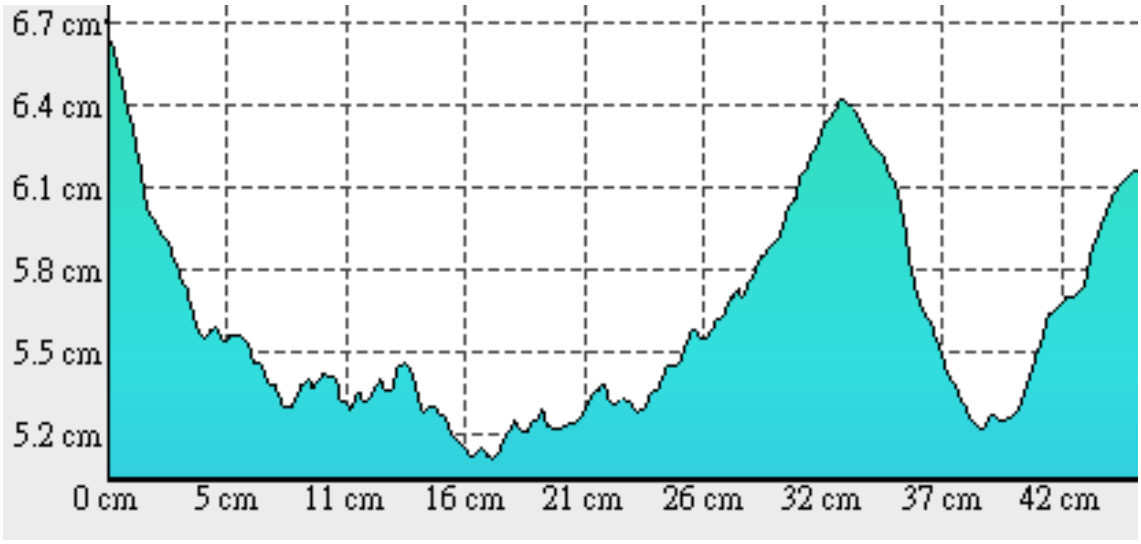


圖 7.34 第六次調降結果(Step6,Q25)沖刷坑橫剖面

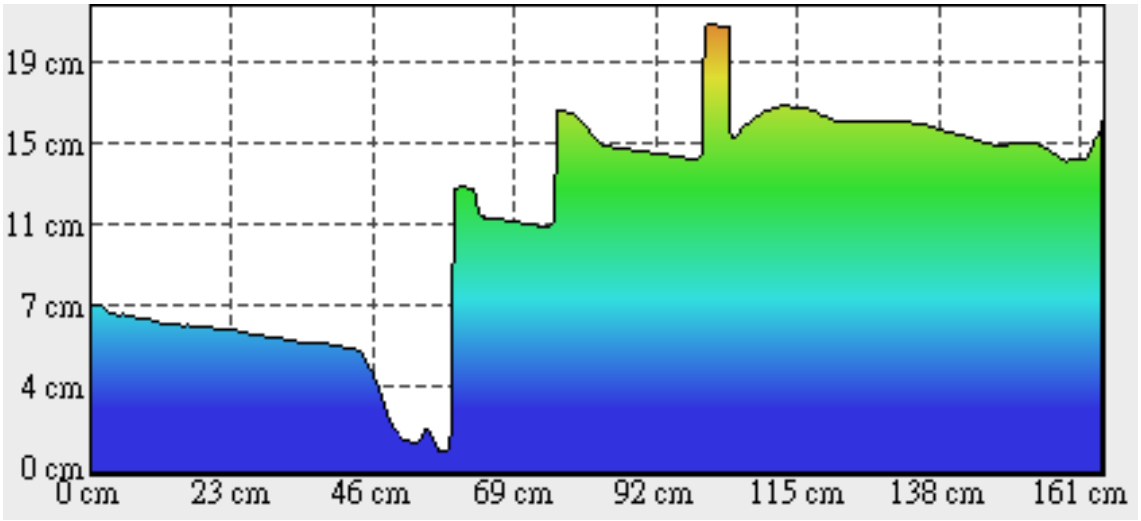


圖 7.35 第六次調降結果(Step6,Q25)沖刷坑橫剖面

7.3.1.7 Step7：

根據 HEC-RAS 數值模型 Q25 調整型防砂壩壩調升 4 支模擬後的上游沖刷結果，進行實驗渠道上游的鋪砂，取數值模擬結果上游淤砂坡度的平均 2.8%，進行上游渠道高約 5.784cm 的鋪砂，目前上游影響範圍內土砂仍有些微淤積現象，故先將調整型防砂壩調降 3 支，並以 Q25 平均流量沖刷 3.39 小時，以第二固床工下游沖刷坑距第二固床工最遠的水平距離位置(依縮尺比例計算後為第二固床工向下游 10cm)，當連續 1 次測量變化結果小於 7%，即認定該實驗條件下，沖刷坑已達實驗平衡。

由 Agisoft Metashape 匯出之 DEM 圖 7.36 可以分析，Q25 平均流量調整型防砂壩調降 3 支，上游水流主要由左岸流至下游，故上游左岸沖刷狀況較右岸明顯，第一及第二固床工皆有土砂淤積如圖 7.38 所示，第二固床工之沖刷坑(第二固床工向下游 10cm 處)平均淤積狀況約為 6.38 cm 如圖 7.37 所示，與上一步(Q25 平均流量，調整型防砂壩調升 4 支)高程約增加 0.68cm，故以 Q25 平均流量調整型防砂壩調降 3 支，針對本團隊設定之保全對象第二固床工之沖刷坑，實驗土砂淤積現象已逐漸收斂，故現階段調整型砂壩無須再進行進一步的調整。

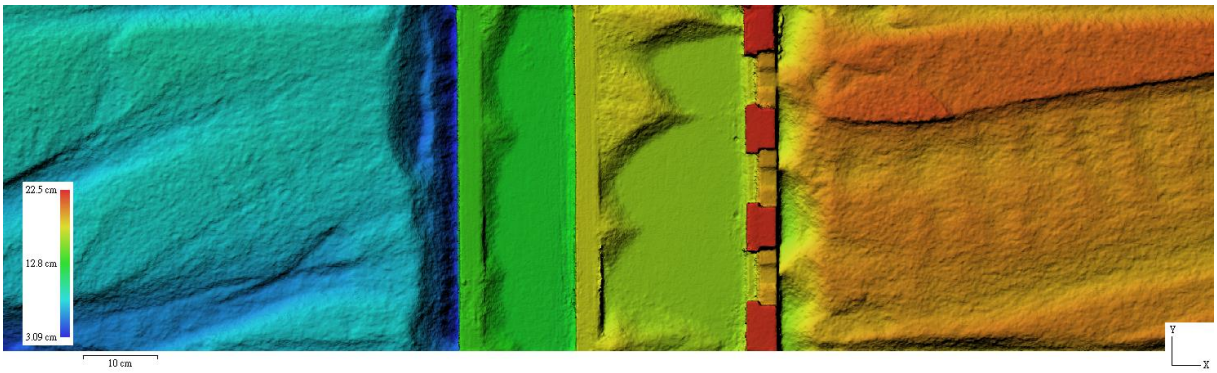


圖 7.36 第七次調降結果(Step7,Q25)DEM 模型

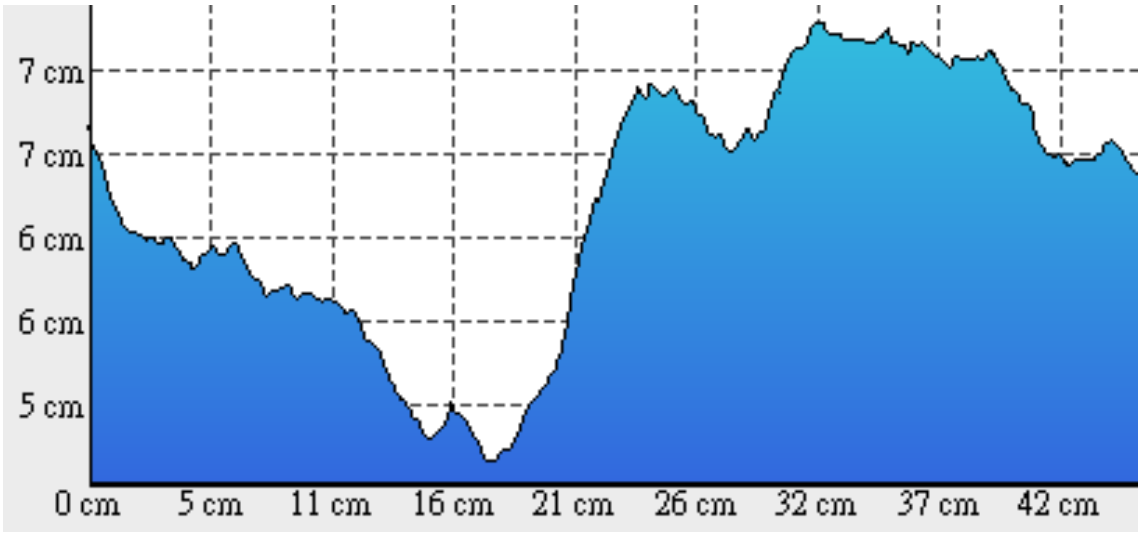


圖 7.37 第七次調降結果(Step7,Q25)沖刷坑橫剖面

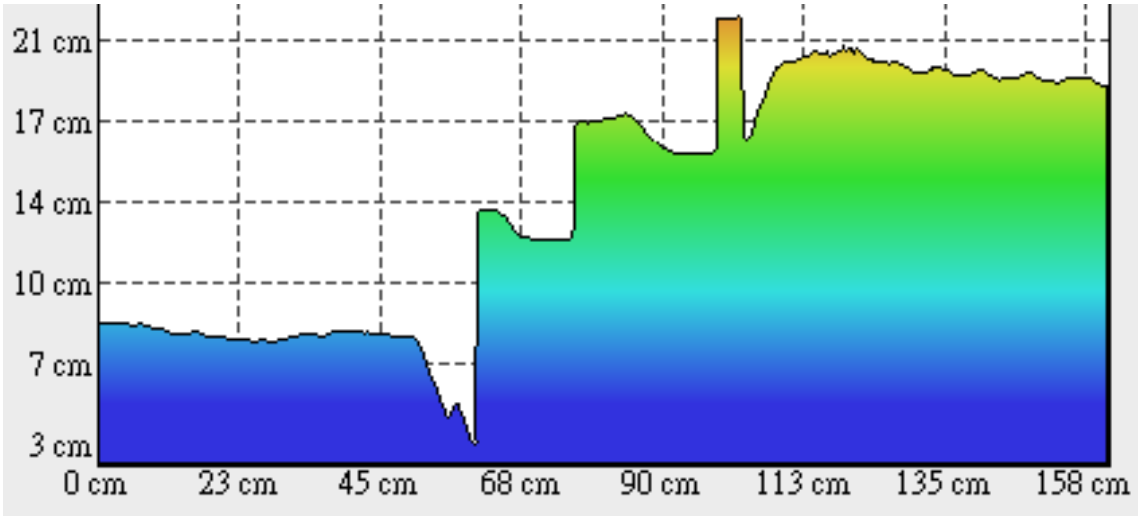


圖 7.38 第七次調降結果(Step7,Q25)沖刷坑橫剖面

7.4 渠槽試驗與數值模擬結果驗證分析

透過前述之試驗調整步驟，最終得到渠槽試驗之連續變化 DEM 結果如下圖 7.39，可看出每次壩體調降時，上游皆會發生沖刷，下游沖刷坑也有淤積回填。反之，當壩體調升時，上游平均高程增高，淤沙坡度降低，下游也會發生掏刷現象。整體沖淤趨勢與數值模擬相符，變化幅度也由第一步到第七步逐漸收斂，接近土砂平衡狀態。

而最終經過七步驟調整後，作為保全對象的 5K+065 第二固床工下游沖刷坑產生了平均 6.38 公分的淤積深度，如圖 7.40，換算為實際比例約為 3.19 公尺，預計可將沖刷填至 342.84 公尺，已十分接近目標淤積高程 342.5 公尺。

與數值模擬相比，數值模擬結果之最終淤積量約為 59.53 平方公尺，平均淤積深度為 2.52 公尺，如圖 7.41。渠槽試驗之淤積量為 267.96 平方公分，換算至實際淤積量約為 66.99 平方公尺，平均淤積深度為 3.19 公尺。兩者相差約 11.13%，推測可能原因為數值模型與縮尺渠槽可沖刷之土砂深度不同。在數值模型中，河道可沖刷的土砂深度不受限制，但在縮尺渠槽中會發現，當土砂夾帶量較少時，下由沖刷坑會刷深至渠槽底部，使掏刷深度受到限制，導致縮尺渠槽的模擬淤積量較數值模型高。

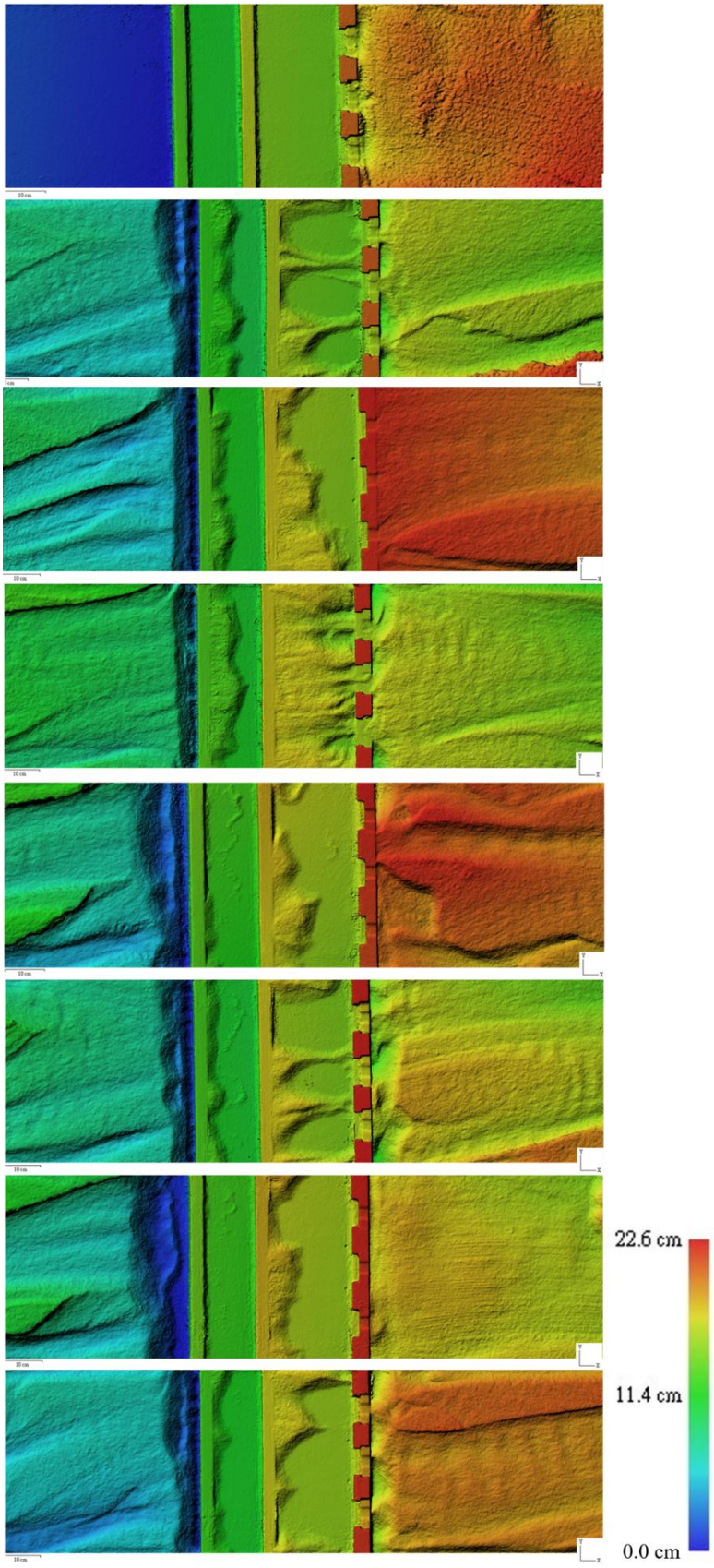
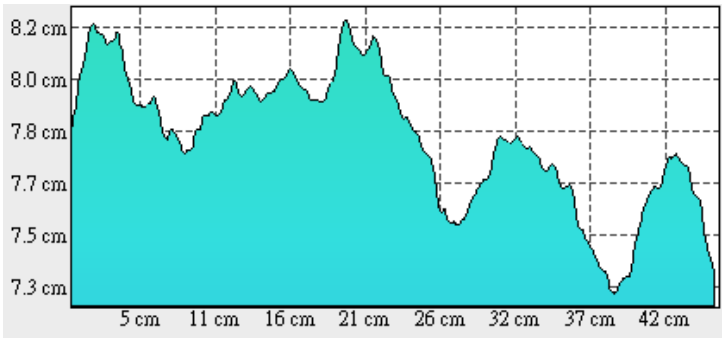
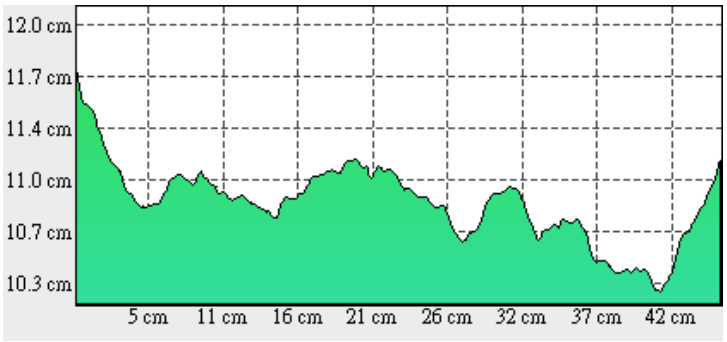


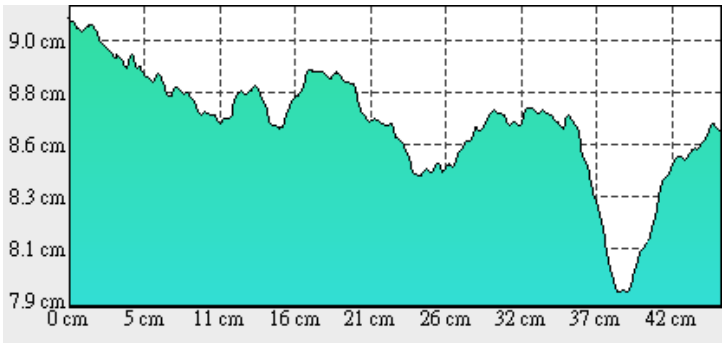
圖 7.39 各調整步驟之連續變化 DEM 結果



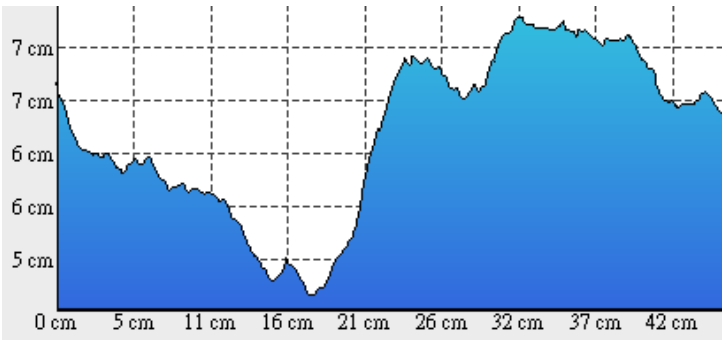
(a)第一次調降(Step1),平均淤積高度 7.81cm,實際高度 3.905m



(b)第二次調降(Step3),平均淤積高度 10.9cm,實際高度 5.450m

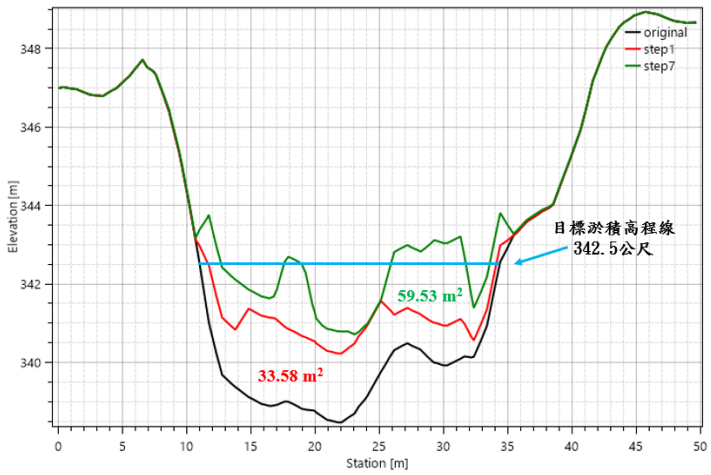


(c)第三次調降(Step5),平均淤積高度 8.67cm,實際高度 4.335m

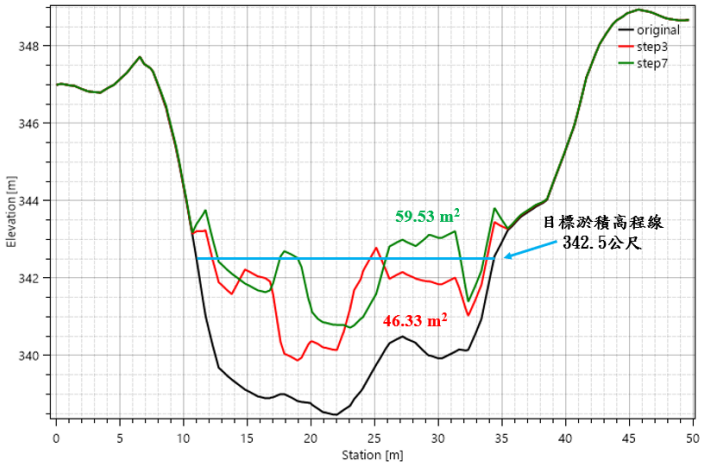


(d)第四次調降(Step7),平均淤積高度 6.38cm,實際高度 3.19m

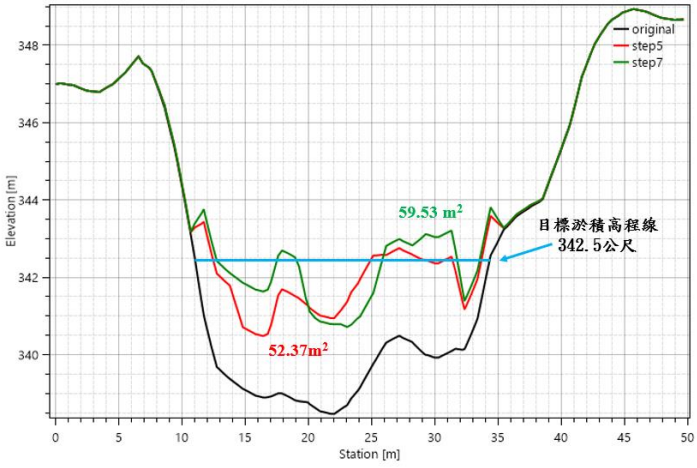
圖 7.40 縮尺渠槽試驗各調降步驟下游沖刷坑剖面圖



(a)第一次調降(Step1),淤積高度 1.43m



(b)第二次調降(Step3),淤積高度 1.98m



(c)第三次調降(Step5),淤積高度 2.22m、第四次調降(Step7),淤積高度 2.52m

圖 7.41 數值模擬各調降步驟下游沖刷坑剖面圖

下表 7.5 為數值模擬與縮尺渠槽試驗在 5K+065 固床工下游沖刷坑沖淤模擬結果比較，可以發現縮尺試驗的沖淤變化幅度相較數值模擬增強許多，特別是在升壩時下游沖刷的部分，推測是由於上游補砂的限制。本次實驗是在每次流量沖淤後，參考數值模擬結果之上游坡度進行鋪砂，但試驗期間長達三小時以上，試驗後期常會發生上游鋪砂見底，導致帶往下游土砂量減少之現象。後續或許可透過移除上游斜坡鐵架，增加鋪砂體積，減少下游沖刷程度。

此外，在前期的降壩步驟模擬(Step1、Step3)，數值模擬與縮尺渠槽試驗的差距較大。推測是由於本次縮尺試驗之原始地形下游沒有鋪砂，初始坡度為零，導致土砂容易停滯在固床工下游。直到試驗後期下游淤砂逐漸增加，形成一段穩定緩坡，土砂變得更容易向下游輸送，最終壩體調降之淤積變化量也與數值模擬較為接近。

表 7.5 數值模擬與縮尺渠槽試驗 5K+065 固床工下游沖刷坑沖淤模擬結果

	HEC-RAS 2D 數值模擬			縮尺渠槽試驗結果		
	總淤積量 (m^2)	平均淤積深度(m)	與上一步相差(m^2)	總淤積量 (m^2)	平均淤積深度(m)	與上一步相差(m^2)
原始地形	0	0		0	0	
Step1 (降 4 支)	33.58	1.43	+33.58	82.01	3.91	+82.01
Step2 (升壩)	36.03	1.55	+2.45	72.77	3.47	-9.24
Step3 (降 5 支)	46.33	1.98	+10.29	114.45	5.45	+41.68
Step4 (升壩)	44.55	1.85	-1.77	61.22	2.92	-53.23
Step5 (降 4 支)	52.37	2.22	+7.82	91.04	4.34	+29.82
Step6 (升壩)	48.89	2.04	-3.48	59.85	2.85	-31.19
Step7 (降 3 支)	59.53	2.52	+10.64	66.99	3.19	+7.14

第8章 工作進度與交付項目

8.1 計畫甘特圖

本計畫之甘特圖如表 8.1 所示，由表中可知，本計畫工作項目包含相關文獻蒐集、進行防砂壩縮尺模型試驗、期中報告書撰寫、建立數值 HEC-RAS 2D 模型、驗證數值模擬與縮尺模型的準確性、提出土砂經營管理與操作原則、期末報告書撰寫以及口頭報告既修正。除口頭報告既修正外，各項工作均如期完成。

表 8.1 本計畫之甘特圖

	一月	二月	三月	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月	十一月	十二月
相關文獻蒐集	■	■	■	■	■	■						
進行防砂壩縮尺模型試驗	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
期中報告書撰寫						■	■					
建立數值 HEC-RAS 2D 模型	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
驗證數值模擬與縮尺模型的準確性							■	■	■	■	■	
提出土砂經營管理與操作原則										■	■	
期末報告書撰寫										■	■	
口頭報告既修正												■

8.2 計畫交付項目

本計畫重要交付工作項目與經費如表 8.2 所示，重要工作項目計有資料收集選定分析溪流、進行透過式調節型防砂壩試驗、建立二維水理模型並驗證其準確性、模擬選定溪流於設定情境下之土砂運行以及提出經營管理與操作規則。各項目均已完成，經費若有剩餘，將全數繳回水保局。

表 8.2 工作項目與經費表

重要工作項目	工作數量				預算金額(千元)		實施地點
	單位	111/01 ~ 111/12	累計成果	本年度預定目標	水保局經費	其他經費	
資料收集選定分析溪流	式	1	100%	100%	50	0	臺大生工系研究室
進行透過式調節型防砂壩試驗	式	1	100%	100%	250	0	臺灣大學水工試驗所
建立二維水理模型並驗證其準確性	式	1	100%	100%	150	0	臺大生工系研究室
模擬選定溪流於設定情境下之土砂運行	式	1	100%	100%	150	0	臺大生工系研究室

提出經營管理與操作規則	式	1	100%	100%	125	0	臺大生工系研究室

參考文獻

1. 盧錫彥. (2012). 應用二維水理模式評估河道演變之研究。
2. 廖仲達, & 葉克家. (2006).水平二維動床模式於複式河槽洪水位壅高之研究(Doctoral dissertation)。
3. 葉克家, 陳弘凷, 王書益, 陳春宏,& 廖仲達. (2006).美國國家計算水科學及工程中心河道變遷模式之引進及應用研究。
4. 李豐佐, 黃聰憲, 賴進松, 林詠彬, & 張國鎮. (2017). 應用二維水理輸砂模式於橋墩沖刷之模擬分析探討. *農業工程學報, 63*(4), 65-78。
5. 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. *Journal of Chinese Soil and Water Conservation, 50*(2), 63-72。
6. 王傳益, 葉昭憲, 鄭人豪, 段紀湘,& 呂其倫. (2017). 防砂壩壩體移除之模型試驗-以七家灣溪一號壩為例。
7. 傅桂霖, 洪志祥, 林秉賢, 曾品潔, 鍾侑達, & 許惠綺. (2020). 一維土砂動床模式應用於莫拉克後嚴重土砂沖淤問題分析與調適策略之模式建立-以旗山溪為例. *土木水利, 47*(3), 36-47。
8. 吳亭燁, 李欣輯, 施虹如, 張駿暉, 劉哲欣, 林聖琪, & 蘇元. (2015). 山坡地及上游流域之土砂量推估與模擬。
9. 林書豪, 蔡易達, & 連惠邦. (2019). 山坡地保育治理於石門水庫集水區對土砂流失與生產之抑制成效分析. *水保技術, 13*(1), 36-49。
10. 蔡易達, & 連惠邦. (2014). 曾文溪上游集水區土砂運移計算及分

析. *水保技術*, *9*(2), 1-7。

11. 沈哲緯, 劉時宏, 陳毅青, 邱昱嘉, & 劉格非. (2016). 全臺流域集水區崩塌土砂收支研究與探討-以莫拉克颱風前後期間 (2008~2012 年) 為例. *農業工程學報*, *62*(3), 23-42。
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), 111-121。
13. 經濟部水利署(2020). 流域整體改善與調適規劃參考手冊。
14. 吳沛恩. (2018). 石門水庫集水區颱風事件下之山崩、土壤沖蝕及泥沙遞移特性。
15. 楊凱傑. (2016). 石門水庫集水區土壤沖蝕的地形因子分析。
16. 林建宏. (2010). 石門水庫集水區泥砂收支與遞移率之研究。
17. 陳子晴. (2017). 以水土保持觀點探討山坡地果樹專區劃設之研究。
18. 何謹余, 童慶斌, 王晉倫, & 林永峻. (2019). 多層級治理於氣候調適與減災融合決策上之研究-以新北市石碇區大崙山大規模崩塌潛勢區為例. *Journal of Chinese Soil and Water Conservation*, *50*(4), 166-177。
19. 詹勳全, 邱亮鈞, 彭振捷, 張承遠, & 郭炳榮. (2017). 應用二維水理輸砂模式評估野溪清疏成效之研究. *Journal of Chinese Soil and Water Conservation*, *48*(3), 113-126。
20. 賴桂文. (2016). HEC-RAS 2D 水理模式 2D 模組介紹及應用。
21. 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).

封面圖片參考：宜蘭德荃橋上游野溪防砂壩

https://scitechvista.nat.gov.tw/Article/c000003/detail?ID=24ce3f86-3f0d-4e72-a0c4-617f1dde5f06

附錄一 第一次審查意見與回覆

	審　查　意　見	意　見　回　覆
1	計畫結合小型物理模型試驗，2D 數值分析配合現場調查，符合計畫之需求。	感謝委員意見，本計畫將利用縮尺模型實驗與 HEC-RAS 2D 數值模擬探討透過式調整型防砂壩於實務操作時對其上下游土砂運移的影響，並據以制定相關的經營管理策略，提供未來相關設施作為參考依據。
2	建議繪製整個計畫之研究流程圖。	感謝委員意見，已更正於第二章第二節 圖 2.1 中。
3	請補充說明水工模型試驗之目的，主要控制參數為何。	感謝委員意見，縮尺渠槽模型目的為評估透過式調整型防砂壩調降策略，探討不同調降壩體方式對土砂運移量及下游河床變化的影響，以作為土砂管理之參考；且縮尺模型能較貼近真實的模擬防砂壩鄰近區段，因此我們將模擬 5k+120 防砂壩上下游作為縮尺模型試區，試驗結果將用於數值模型之校正。 主要控制參數為流量、上游來砂量、調整塊拆除及組裝等四項。
4	僅由一條廊仔溪之數值模擬結果要提出土砂經營管理與操作原則之相關建議，是否能用到所有河川。	感謝委員意見，不同調整型防砂壩工程結構物設計不同，調整策略會有差異，且不同河川上游來砂量及河道亦不同，調整策略也不同。雖然如此，可根據我們所提出的土砂經營管理與操作原則作為參考依據，因地制宜。
5	透過式調整型防砂壩是否可在水工模型試驗和 HEC-RAS 2D 數值模擬中完整呈現。	感謝委員意見，透過式調整型防砂壩可在縮尺模型及數值模擬中呈現。
6	縮尺模型是否考量運動相似或動力相似，採用因次分析找到關鍵因	感謝委員意見，本團隊會考量動力相似，速度縮尺將採用福祿數相似原理，

	子，粒徑設計對應之泥沙運移特性。	可推求速度縮尺比例。流量縮尺將透過已知速度縮尺比例與幾何縮尺比例進行縮尺計算流量縮尺比例。因次分析的部分將會在期中報告進行因次分析試算，來找到關鍵因子，對實驗進行合理的調整。
7	數值模型可用來驗証實驗模式建議比較試驗與數值結果。	感謝委員意見，將會進行試驗與數值結果之比較。
8	現場應用如何使用數值模式，如何由試驗找到關鍵因子，據以使用於現場。	感謝委員意見，數值模型的設定中包含許多參數的調整及律定，本團隊將採納委員意見，進行各樣參數調整分析，來找到影響數值實驗之關鍵因子，最終歸納出土砂經營管理與操作原則。
9	穩定期判定是現場應用關鍵因子，有何相關理論可應用。	感謝委員意見，依照 109 年「調整型防砂壩之技術研發與應用」穩定期意指不會再有大量土砂進入河道。高峰期、消減期、穩定期之界定需要藉由觀測土砂量、崩塌面積變化、河床粒徑及坡度變化、上下游河床之堆積與淘刷情形、試區之縱剖面高程變化情形等來評估其未來趨勢，並透過現地勘查後進行評斷。但以實務上的觀點來看，並無一個明確的參數範圍來界定穩定期、消減期、高峰期，因此本團隊考量實務上之可行性，決定將原先初步擬定之經營管理操作矩陣之縱軸「上游集水區來砂量」更改為「防砂壩上游影響範圍內之淤砂坡度數值作」，唯其坡度之明確數值仍需驗證求得。橫軸之下游沖刷程度高、中、低則以下游保全對象區域內之最大沖刷深度作為判定，如>2m:高、1m~2m:中、<1m:低，明確之範圍值仍需實驗及數值模型驗證。
10	工作項目列出蘭島溪二號橋等 5 處調整行防砂壩，做為收集研究對象，但工作執行方法僅將列入廊仔	感謝委員意見，因為工作時程的關係，本團隊最終將選取一座具有不穩定土砂

	溪壩， 蒐集研究廣度及代表性請予說明。	潛勢的集水區、且已建造預鑄混凝土調整型防砂壩的河道進行研究。而台中廊仔溪 5K+120 區域為近期 2021 年完工之預鑄混凝土調整型防砂壩。同時該河道具有溪床有明顯下刷情形，推測為構造物影響無法持續向上游侵蝕，因而向下刷深。舊有 4K+560 防砂壩與下游落差更高達 15 公尺。因此本團隊將以台中廊仔溪 5K+120 防砂壩作為此次計畫之目標水土保持設施。
11	調整型防砂壩操作方式在於溢洪口構件之靈活放置與移除，請一並探討構件接合拆除方法。	感謝委員意見，本團隊將採納委員意見，於期中報告中表 1.1 比較各式現有防砂壩之構件接合方式的優缺點。
12	調整防砂壩沖淤功能，除降低整座壩高外，建議納入開口面積調整效率研究。	感謝委員意見，由於本計畫目標設施為預鑄塊調整型防砂壩，本團隊會依照台中廊仔溪 5K+120 防砂壩製作縮尺寸模型，因此會以預鑄塊的放置和移除來進行開口面積的模擬。數值模型試驗亦會依造不同數量的預鑄塊調整後之情況，進行土砂分析模擬。
13	P20 實驗設計流量，以集水區 5-100 年重現期洪峰流量依據，流量場線變化是否納入實驗觀測土砂變化。	感謝委員意見，本團隊將會納入參考。

14	縮尺渠槽試驗，以廊仔溪河段，但 4K+560 落差達 15m， 依縮尺比例高差 0.5m，渠道模型，如何施作	感謝委員意見，本計畫主要探討 5K+120 調整型防砂壩經調整後上下游土砂之變化，受限於渠道大小，縮尺實驗將選定 5K+120 防砂壩至下游 4K+750 範圍，該區段之高度落差約 15 公尺為了能夠清楚模擬上下游一定長度河段之土砂沖淤情形，故幾何縮尺比例將採用 1/50，作為本縮尺寸模型的設計依據。

附錄二 期中審查意見與回覆

	審　查　意　見	意　見　回　覆
1	本計畫以縮尺模型及數值模擬等方式，輔以現場案例之環境資料探討透過式調整型防砂壩之最佳操作模式，為具實用性之研究，值得未來持續辦理。	感謝委員肯定，您的肯定是對本團隊最大的支持。
2	建議本計畫針對選定之案例，將水工縮尺模型、數值分析及現場調查資料之成果進行完整比對，同時探討三組資料間之異同分析；其中上述不同模型所得之經營管理操作原則亦有差別，建議進行交叉分析，以得到具體的成果，提供水保局參考。	感謝委員建議，團隊之數值模型為依據最新的 1 公尺*1 公尺 DEM(105 年)進行建置，盡可能模擬現地狀況，進行矩陣操作流程分析，再以縮尺模型試驗驗證操作趨勢，最終提出一套完整經營管理操作原則供管理者參考。
3	建議詳細說明本計畫中，不同個案所得之經營管理模式，如何推演至其它不同集水區操作，以利後續全台整體規劃。	感謝委員意見，本計畫目前為提供針對廊仔溪之經營管理模式，推演至其他集水區，仍需要大量的模擬及實驗工作，需要再作更進一步的詳細分析。但藉由本次計畫的模擬成果，套用於不同集水區的模擬工作可以依循本計畫流程與模式，提供不同試區的參考依據。
4	第二章工作執行方法提及本計畫為第一年，並非延續計畫，但 A.1 內文又敘明係執行(110)水土保持局創新研究計畫，請確認修正。	感謝委員建議，A.1 內文中為提到本團隊於去年(110) 有執行水保局創研究計畫「氣泡柔性工法對水保工程減緩沖刷效能之可行性評估」之相關經驗。可作為本計畫相關實驗基礎。
5	已屆期中階段，表 6-2 累計成果均標示為 0%，請依實際成果予以列明進度。	感謝委員建議，已於本報告中表 8.2 進行更正。

附錄三 期末審查意見與回覆

	審　查　意　見	意　見　回　覆
1	預鑄塊調整處有考慮流心擺動趨勢嗎？	感謝委員建議，本團隊目前沒有考慮流心擺動趨勢，但廊子溪調整型防砂壩具有三個調整開口，未來可將流心擺動納入試驗之考量因素。
2	調整費用與時機需跟多單位協調與民眾影響度評估。	感謝委員建議，本團隊將會納入參考，將於未來研究及實際使用時，針對調整費用與時機，和各單位及民眾進行合作與溝通。
3	建議要將上游調整後溪床刷深對上游構造物及保全對象的影響，不宜只針對下游構造物探討。	感謝委員建議，本團隊後續將持續分析調整後上游淤砂影響及構造物與保全對象之安全評估。
4	操作矩陣是非常創新實用的想法，希望在細部操作上能有更明確的說明（如現地監測方法及因應時機），作為後續維管參考。	感謝委員建議，本團隊目前預計是以遠端監視器配合人工現地調查的方式測量標的點之土砂沖淤深度，決定操作矩陣之調整策略，詳細矩陣操作流程可見第6.4節調整策略模擬成果提出。