



基隆河員山子分洪水工模型試驗（第一年）
Hydraulic Model Test of Yuan-Shan-Tzu Flood
Diversion , Kee-Lung River (I)



主辦機關：經 濟 部 水 利 署

執行機關：經濟部水利署水利規劃試驗所

中華民國九十一年十月

基隆河員山子分洪水工模型試驗（第一年）
Hydraulic Model Test of Yuan-Shan-Tzu Flood
Diversion , Kee-Lung River (I)

主辦機關：經 濟 部 水 利 署

執行機關：經濟部水利署水利規劃試驗所

中華民國九十一年十月

目 錄

摘要	0-1
一、前言	0-1
二、資料蒐集與分析	0-1
三、員山子分洪工程概述	0-2
四、定床水工模型試驗	0-2
五、模型檢驗	0-3
六、原基本設計案試驗結果與分析	0-3
七、修改案與建議案試驗結果與分析	0-4
八、綜合分析與檢討	0-5
結論與建議	0-7
一、結論	0-7
二、建議	0-8
第一章 前言	1-1
一、計畫緣起	1-1
二、計畫目的	1-3
三、計畫研究構想	1-3
四、計畫目標	1-5
五、計畫工作項目	1-5
第二章 資料收集與分析	2-1
一、集水區概況	2-1
二、洪水量分析	2-1
三、輸砂量分析	2-17

第三章	員山子分洪工程概述	3-1
一、	原基本設計案	3-1
二、	修改案	3-7
第四章	定床水工模型試驗	4-1
一、	模型試驗範圍	4-1
二、	模型試驗流量	4-1
三、	模型比例尺決定	4-1
四、	模型建造	4-1
五、	模型用砂	4-4
六、	供水與加砂設備	4-4
第五章	模型檢驗	5-1
一、	檢驗項目與方法	5-1
二、	檢驗結果與檢討	5-3
第六章	原基本設計案試驗結果與分析	6-1
一、	試驗結果	6-1
二、	檢討分析	6-19
第七章	修改案與建議案試驗結果與分析	7-1
一、	試驗結果	7-1
二、	檢討分析	7-30
第八章	綜合分析與檢討	8-1
一、	原基本設計案	8-1
二、	修改案	8-1
三、	建議案	8-2

附錄一、參考文獻-----	A-1
附錄二、第一次期中簡報會議紀錄-----	A-2
附錄三、第一次期中簡報審查意見及辦理情形表 -----	A-5
附錄四、第二次期中簡報會議紀錄-----	A-7
附錄五、第二次期中簡報審查意見及辦理情形表 -----	A-12
附錄六、期末簡報會議紀錄-----	A-17
附錄七、期末簡報審查意見及辦理情形表 -----	A-21
附錄八、基隆河員山子分洪工程計畫水工模型試驗及細 部設計辦理情形檢討會議紀錄 -----	A-25
附錄九、員山子現場低水量糙度率定試驗結果 -----	A-27
附錄十、模型相似定律-----	A-29
附錄十一、模型建造過程說明-----	A-33
附錄十二、尾水控制斷面流速量測結果 -----	A-40
附錄十三、隧道水理與程式設計-----	A-41
附錄十四、壓克力糙率檢驗-----	A-46
附錄十五、基隆河員山子分洪工規劃原設計案之考察意 見（山本光男）-----	A-47
附錄十六、工作人員名單-----	A-51

表 目 錄

表 2-1 基隆河流域各控制點歷年最大三日暴雨量	2-5
表 2-2 不同再發生年最大三日暴雨比較表	2-6
表 2-3 基隆河流域各控制點地文特性與稽延時間值	2-12
表 2-4 基隆河流域各控制點單位歷線	2-13
表 2-5 不同重現期距年洪峰流量比較表	2-14
表 2-6 員山子分洪堰址不同重現期距年之最大三日暴雨量	2-18
表 2-7 員山子分洪堰址不同重現期距年之洪水量	2-18
表 2-8 各重現期距年洪峰流量之輸砂量(懸浮載)	2-20
表 2-9 各重現期距年洪峰流量之含砂濃度(懸浮載)	2-20
表 2-10 懸浮載與底床載粒徑分界推算表	2-20
表 2-11 基隆河員山子上游河段河床質粒徑分布	2-20
表 4-1 模型試驗流量	4-2
表 4-2 定床模型與實體間水理特性之比例關係	4-2
表 5-1 基隆河員山子分洪水工模型試驗區各斷面之曼寧糙率係數	5-2
表 5-2 基隆河員山子分洪水工模型試驗區(斷面 124-2)尾水位	5-5
表 5-3 定床模型糙率係數檢驗結果($Q_5=837\text{cms}$)	5-5
表 5-4 定床模型糙率係數檢驗結果($Q_{100}=1502\text{cms}$)	5-6
表 5-5 基隆河流域各控制點各重現期距年洪峰流量	5-9
表 5-6 未種小石子模型試驗區河道各斷面平均水位	5-11
表 5-7 基隆河員山子分洪水工模型試驗區各斷面平均水位 (M)($Q_5=837\text{cms}$)	5-11
表 5-8 基隆河員山子分洪水工模型試驗區各斷面平均水位 (M)($Q_{100}=1502\text{cms}$)	5-12
表 5-9 流量 $Q_{100}=1502\text{cms}$ 河道水位敏感度分析	5-12
表 5-10 納莉颱風河道洪峰水位檢驗結果	5-15
表 5-11 定床模型河道糙率檢驗之卡曼數($Q_5=837\text{cms}$)	5-15
表 5-12 定床模型河道糙率檢驗之卡曼數($Q_{100}=1502\text{cms}$)	5-15
表 5-13 流量 $Q_5=837\text{cms}$ 模型試驗區之卡曼數	5-16
表 5-14 流量 $Q_{100}=1502\text{cms}$ 模型試驗區之卡曼數	5-16
表 5-15 模型河道各河段之糙率係數	5-17
表 6-1 基隆河員山子分洪水工模型試驗分洪量結果	6-2
表 6-2 基隆河員山子分洪水工模型試驗各斷面平均水位(m)	6-2

表 6-3	基隆河員山子分洪水工模型試驗隧道內各斷面平均水位(m)-	6-3
表 6-4	分洪堰下游 (Sta.0k+065) 至隧道 Sta.0k+400 處數值與試驗值 之水位 -----	6-14
表 6-5	基隆河員山子分洪水工模型試驗隧道內各斷面壓力水頭---	6-14
表 6-6	分洪量為 1176 cms 時側流堰下游各斷面之福祿數表-----	6-15
表 7-1	基隆河員山子分洪水工模型試驗分洪量結果-----	7-2
表 7-2	基隆河員山子分洪水工模型試驗各斷面平均水位(m)-----	7-6
表 7-3	基隆河員山子分洪水工模型試驗隧道內各斷面平均水位(m)	7-6
表 7-4	基隆河員山子分洪水工模型試驗隧道內各斷面壓力水頭(m)	7-7
表 7-5	重現期距 200 年流量時各斷面之福祿數表-----	7-7
表 7-6	矩形放水孔口流量係數表-----	7-16
表 7-7	分洪堰流量係數表-----	7-16
表 7-8	員山子上游段 200 年重現期距洪水過程表-----	7-27
表 7-9	加砂試驗數據表-----	7-28
表 7-10	河道及分洪工程各斷面淤積高度(修改案)-----	7-31
表 7-11	河道及分洪工程各斷面淤積高度(建議案)-----	7-31

圖 目 錄

圖 1-1：基隆河員山子分洪水工模型試驗區範圍	1-2
圖 1-2：模型試驗區域範圍	1-4
圖 2-1：基隆河分洪堰址上游集水區範圍圖	2-2
圖 2-2：基隆河流域概況及水文站、流量控制點位置圖	2-3
圖 2-3：關渡控制點最大三日暴雨頻率分析結果	2-7
圖 2-4：中山橋控制點最大三日暴雨頻率分析結果	2-8
圖 2-5：五堵控制點最大三日暴雨頻率分析結果	2-9
圖 2-6：員山子控制點最大三日暴雨頻率分析結果	2-10
圖 2-7：基隆河流域無因次累積雨型百分比	2-15
圖 2-8：基隆河流域三日暴雨設計雨型	2-16
圖 2-9：基隆河介壽橋輸砂率定曲線	2-21
圖 2-10：石英球在空氣及水中之沉速	2-22
圖 2-11：卡爾曼常數 K 與含砂量 Q_s 之關係	2-23
圖 3-1：基隆河員山子分洪工程平面佈置圖	3-2
圖 3-2：攔河堰及排砂道佈置圖	3-3
圖 3-3：進水結構分洪堰斷面圖	3-4
圖 3-4：進水結構佈置圖	3-5
圖 3-5：消能池佈置圖	3-6
圖 3-6：進水結構修正案佈置圖	3-8
圖 3-7：員山子分洪結構位置圖	3-9
圖 3-8：基隆河斷面 125-8 建議斷面	3-10
圖 3-9：基隆河斷面 125-9 建議斷面	3-11
圖 3-10：基隆河斷面 126 建議斷面	3-12
圖 3-11：基隆河斷面 126-1 建議斷面	3-13
圖 3-12：防砂壩設計圖	3-14
圖 4-1：頭水箱供水量率定曲線	4-5
圖 5-1：尾水控制斷面(124-2))流量與水位關係	5-7
圖 5-2：流量 1502cms 時，河道糙率調整前後之水位	5-13
圖 5-3：流量 837cms 時，河道糙率調整前後之水位	5-13
圖 5-4：河道糙率調整後之水位與納莉颱風洪峰水位比較圖	5-18
圖 6-1：原設計案之河道及分洪工程各斷面量測位置示意圖	6-4
圖 6-2-1：河道各斷面水位	6-5
圖 6-2-2：河道各斷面水位	6-6
圖 6-2-3：河道各斷面水位	6-7
圖 6-3：河道縱斷面水位	6-8
圖 6-4-1：分洪結構各斷面水位	6-9

圖 6-4-2：分洪結構各斷面水位	6-10
圖 6-4-3：分洪結構各斷面水位	6-11
圖 6-5：分洪堰至分洪隧道入口段於各重現期距年流量時之縱斷面水位	6-12
圖 6-6：分洪堰至分洪隧道入口段之數值分析與試驗值水位比較 ($Q_5=837\text{cms}$ ；分洪量 513cms)	6-16
圖 6-7：分洪堰至分洪隧道入口段之數值分析與試驗值水位比較 ($Q_{100}=1502\text{cms}$ ；分洪量 1091cms)	6-16
圖 6-8：分洪堰至分洪隧道入口段之數值分析與試驗值水位比較 ($Q_{200}=1620\text{cms}$ ；分洪量 1176cms)	6-17
圖 6-9：隧道壓力量測位置示意圖	6-18
圖 6-10：5 年重現期距流量分洪流向圖	6-20
圖 6-11：20 年重現期距流量分洪流向圖	6-21
圖 6-12：50 年重現期距流量分洪流向圖	6-22
圖 6-13：100 年重現期距流量分洪流向圖	6-23
圖 6-14：200 年重現期距流量分洪流向圖	6-24
圖 7-1：建議案佈置圖	7-3
圖 7-2：修改案之河道及分洪工程各斷面量測位置示意圖	7-4
圖 7-3-1：河道各斷面水位	7-8
圖 7-3-2：河道各斷面水位	7-9
圖 7-3-3：河道各斷面水位	7-10
圖 7-4：河道縱斷面水位	7-11
圖 7-5-1：分洪結構各斷面水位	7-12
圖 7-5-2：分洪結構各斷面水位	7-13
圖 7-6：分洪堰至隧道入口段於各重現期距年流量時之縱斷面水位	7-14
圖 7-7：5 年重現期距流量分洪流向圖	7-17
圖 7-8：20 年重現期距流量分洪流向圖	7-18
圖 7-9：50 年重現期距流量分洪流向圖	7-19
圖 7-10：100 年重現期距流量分洪流向圖	7-20
圖 7-11：200 年重現期距流量分洪流向圖	7-21
圖 7-12：200 年重現期距(建議案) 流量分洪流向圖	7-22
圖 7-13：分洪堰率定方程式	7-29
圖 7-14：河道各斷面淤積情形	7-32
圖 7-15：分洪結構各斷面淤積情形	7-33
圖 7-16：河道各斷面淤積情形(建議案)	7-34
圖 7-17：分洪結構各斷面淤積情形(建議案)	7-35

照 片 目 錄

照片 4-1：加砂供應設備-----	4-6
照片 4-2：水—砂攪拌儲蓄池-----	4-6
照片 6-1：基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_5=837$ cms 之上游流況 -----	6-25
照片 6-2：基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_5=837$ cms 之側流堰流 況 -----	6-25
照片 6-3：基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_5=837$ cms 之攔河堰下 游流況 -----	6-26
照片 6-4：基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_{200}=1620$ cms 之上游 流況 -----	6-26
照片 6-5：基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_{200}=1620$ cms 之側流 堰流況 -----	6-27
照片 6-6：基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_{200}=1620$ cms 之攔河 堰下游流況 -----	6-27
照片 7-1：修改案 $Q_5=837$ cms 攔河堰上游及進水結構之流況-----	7-23
照片 7-2：修改案 $Q_5=837$ cms 矩形段、第一及第二漸變段流況-----	7-23
照片 7-3：修改案 $Q_{200}=1620$ cms 攔河堰上游及進水結構之流況 -----	7-24
照片 7-4：修改案 $Q_{200}=1620$ cms 矩形段、第一及第二漸變段流況 ---	7-24
照片 7-5：建議案 $Q_{200}=1620$ cms 攔河堰上游及進水結構之流況 -----	7-25
照片 7-6：建議案 $Q_{200}=1620$ cms 矩形段、第一及第二漸變段流況 ---	7-25
照片 7-7：修改案試驗、彎道(斷面 125-4)凸岸淤積情形-----	7-36
照片 7-8：修改案試驗、分洪堰上游淤積情形 -----	7-36
照片 7-9：修改案試驗、攔河堰上游淤積情形(水流由右往左流) -----	7-37

照片 7-10：修改案試驗、攔河堰下游淤積情形 -----	7-37
照片 7-11：建議案試驗、彎道(斷面 125-4)淤積情形 -----	7-38
照片 7-12：建議案試驗、分洪堰上游淤積情形 -----	7-38
照片 7-13：建議案試驗、攔河堰上游淤積情形(水流由右往左流)-----	7-39
照片 7-14：建議案試驗、攔河堰下游淤積情形 -----	7-39

摘要

一、前言

基隆河員山子分洪工程位於台北縣瑞芳鎮，由於每年豐水期間均造成基隆河沿岸之汐止、五堵等地區嚴重水患。政府為儘速解決基隆河沿岸中、下游地區淹水災害問題，乃積極推動基隆河治理計畫，該計畫中之員山子分洪工程擬於九十年代完成規劃設計，並於九十三年底完工達成分洪功效。由於本工程進水結構(分洪堰、束縮段、隧道入口)、分洪隧道內部、出水結構及出口海域水理狀況極為複雜，倘若水流挾帶大量漂浮物(如貨櫃、大型浮木等)堵塞隧道進水口處，該水理甚難以模式解析。故成立本計畫進行水工模型試驗，藉以探討攔河堰、分洪隧道進、出水口水理現象、隧道分洪效能及分洪對海域之影響等，以提供設計單位之設計參考。

本計畫研究構想係探討攔河堰矩形放水孔口、側流堰及分洪堰於各重現期距年洪峰流量時其水理現象與分洪效能、隧道通洪能力、河道沖淤及側流堰下游靜水池(兼沈砂池)之淤積情形，並藉由修改試驗改善其水理狀況。

二、資料蒐集與分析

基隆河員山子分洪地點擇定於台北縣瑞芳鎮瑞柑里瑞柑新村上游之基隆河主流上，分洪地點擬築一長 30 公尺高 8 公尺之低型攔河堰，攔蓄員山子上游集水區面積約 91.2 平方公里之洪水，經分洪進入直徑 12 公尺之隧道後排至東海。基隆河發源於台北縣平溪鄉菁桐山，幹流長約 86.4 公里，流域面積約 491 平方公里。自預定分洪堰址上游有新寮溪、灰窯溪、芋蔴林溪、東勢格溪等支流匯入，主流長約 20 公里。集水區內地形變化複雜，除沿河道兩岸有少數台地之外，其餘皆為高山及丘陵地形，植生相當茂密。分洪堰址處河道之平均坡度約為 1/90，自灰窯溪以上河段之平均坡度約為 1/50，下游段平均坡度較緩約為 1/160。

員山子分洪堰址之洪水量分析乃將其最大三日暴雨頻率分析結果與基隆河流域設計雨型，代入單位歷線推算其各重現期距年洪峰流量，結果為重現期距 200 年、100 年、50 年、25 年、20 年、10 年、5 年、2 年其洪峰流量分別為 1620cms、1502cms、1375cms、1233cms、1186cms、1022cms、837cms、524cms。輸砂量分析結果其各重現期距懸浮載含砂濃度為 6380ppm、5610ppm、4830ppm、4040ppm、3790ppm、2990ppm、2190ppm、1110ppm。

三、員山子分洪工程概述

本工程基本設計案內容主要分為攔河堰、分洪堰上游結構、進水口結構及出水口結構四部份做說明，(一)攔河堰為長 30 公尺、高 8 公尺，其下方設置 2 孔長 9 公尺、高 2.5 公尺之放水孔口；(二)分洪堰上游結構包括一長 186 公尺、高 2.5 公尺之側流堰。攔河堰右側銜接一長 20 公尺、高 9 公尺之排砂道，其下方設置 2 孔長 6 公尺、高 3 公尺之閘門式排砂孔口。側流堰下游面為分洪靜水池兼沈砂池寬度由 186 公尺漸變至 80 公尺，平均池長為 128 公尺；(三)進水結構包括一圓弧形臥箕式分洪堰長 80 公尺、高 3 公尺。其下游為一長 85 公尺，寬由 80 公尺束縮至 15 公尺之束縮段，該段坡度為 0.1，束縮角為 45.86° 。束縮段末端銜接一長 20 公尺、寬 15 公尺、高 12 公尺之矩形段，該段坡度為 0.1。矩形段末端銜接一漸變段長 30 公尺、寬 15 公尺、高 12 公尺之矩形斷面漸變為直徑 12 公尺之圓形斷面，該段坡度為 0.1。漸變段末端銜接一分洪隧道長 2,452 公尺、內徑 12 公尺，坡度為 0.01；(四)出水結構包括分洪隧道末端之漸變段，該段由直徑 12 公尺之圓形斷面漸變至寬 12 公尺、高 12 公尺之矩形斷面，長度 10 公尺再漸變至寬 25 公尺、高 12 公尺，長度 53m，採 7° 漸擴角度之矩形斷面。漸變段末端銜接一陡槽段，該段水平長度 27.35 公尺，寬度由 25 公尺漸變 35 公尺，陡槽坡度為 45° ，該段底部高程由 21.35 公尺降至 -6 公尺。陡槽段末段為一消能池長 56.35 公尺、寬 35 公尺、高 21 公尺，池底高程為 -6 公尺。

由於原基本設計案河道與分洪工程之水理狀況尚有改善空間，經會議決定僅作河道及進水結構局部修改（本文稱修改案），其內容分為：(一)進水結構修改，乃分洪堰之設計維持不變其下游之束縮段長 85 公尺，寬由 80 公尺束縮至 20 公尺，該段坡度為 0.1，束縮角為 45.86° 。束縮段末端銜接一矩形段長 20 公尺、寬 20 公尺、高 12 公尺，該段坡度為 0.1。矩形段末端銜接兩個漸變段分別長 30 公尺與 20 公尺，第一漸變段寬由 20 公尺漸變至 12 公尺，高度皆為 12 公尺之矩形漸變斷面，該段坡度為 0.1。第二漸變段為寬與高皆為 12 公尺之矩形斷面漸變為直徑 12 公尺之圓形斷面，該段坡度為 0.01。第二漸變段末端銜接一分洪隧道長 2,432 公尺、內徑 12 公尺，坡度為 0.01；(二)側流堰上游河道修改，乃將側流堰上游至斷面 126-1 河道疏浚為坡度 0.01，且一號防砂壩位置由距斷面 126 下游 15 公尺處移至其上游 95 公尺處。

四、定床水工模型試驗

本模型試驗水流特性為明渠流，屬福祿數定律控制，就模型比例尺設計及選定除了考慮幾何、運動及動力相似性外，亦須考量模型試驗範圍、試驗場地限制、供(量、迴)水設施、上下游水頭落差、儀器量測最

小水深及模型用砂等因素，因此決定採用 1/50 等比模型。模型試驗區域範圍，河道地形部分為基隆河斷面 124-2 至斷面 127 之間，全長約 1793 公尺，即攔河堰址(斷面 125-3)上游約 1169 公尺，下游約 624 公尺，分洪工程部分為攔河堰起至分洪隧道入口 300 公尺處止，長度約為 500 公尺。本模型河道建造係採定床，分洪工程經考量模型隧道流況可視化及原型體之糙率大小等則採壓克力製作。試驗之流量分為清水-定量流試驗與濁水-變量流試驗，前者係探討本工程之分洪效能與隧道通洪能力，後者為探討河道與分洪工程之淤積情形。

本模型加砂試驗依基隆河員山子分洪規劃設計報告之粒徑分析結果，懸浮載採用粒徑 0.1mm 之砂，底床載用粒徑 4mm 之小礫石。本加砂試驗係模擬重現期距 200 年之變量流況且防砂壩淤滿後，其下游河道及各分洪工程之淤積情形，因此加砂地點乃選定防砂壩址下游處。

五、模型檢驗

定床模型檢驗項目主要有二項，一為模型糙率檢驗，另一為紊流現象檢驗。糙率檢驗分為糙率係數檢驗法與水位檢驗法兩種，紊流現象檢驗乃計算模型河道之卡曼數，倘若大於 100 方屬紊流情況。

河道糙率係數檢驗結果為：流量 $Q_5=837\text{cms}$ 及 $Q_{100}=1502\text{cms}$ 時，未種小石子之糙率係數分別為 0.042 及 0.040，經種植小石子調整後分別為 0.054 及 0.052 與現況較為接近。**河道水位檢驗結果：** $Q_5=837\text{cms}$ 時，未種植小石子情況下除尾水控制斷面(斷面 124-2)水位較接近數值，越往上游各斷面水位試驗值越小於數值。河道經種植小石子後，除斷面 125-3、126-1、126-3 之水位試驗值與數值相差 20~30 公分，其餘各斷面兩者皆甚為接近。 $Q_{100}=1502\text{cms}$ 時，河道未經種植情況下各斷面之水位試驗值變化趨勢與上相同。河道經種植調整後。除斷面 125-1、125-3、126、126-3 之水位試驗值與數值相差約 20 公分，其餘各斷面兩者皆甚為接近。**納莉颱風洪峰水位驗證結果：**由於只取得現場斷面 125、斷面 125-1 及斷面 125-2 洪峰水位資料，經本模型檢驗斷面 125 與斷面 125-2 之試驗值與現場洪峰水位值較為接近，斷面 125-1 試驗值略小於現場量測值，故本模型該段與現況應屬吻合。**河道紊流現象檢驗結果：**模型各河段之卡曼數大於 100 甚多，故屬紊流情形與現況相符。

六、原基本設計案試驗結果與分析

原基本設計案業經試驗結果顯示：**(一)分洪量：**由於流心偏攔河堰，造成重現期距大於 5 年之洪水時攔河堰發生溢流情形，因此重現期距 200 年洪水之放流量(444cms)遠大於規劃之 310cms，分洪量則小於規劃之 1310cms；**(二)各斷面平均水位：**攔河堰上游受迴水影響較大之範圍約至

斷面 126-1，分洪堰上游水位隨流量增加而增加，水位變動較小。分洪堰至隧道入口處則因束縮段之水躍現象及進水口處之瓶頸效應水位變動較大，隧道內部水位隨分洪量增加而增加；(三)流速與流向：由於水流流心在斷面 125-4 較偏左岸，故左岸流速較大，通過攔河堰後水流之流速分布較均勻且沿兩側防洪牆平行流動。靜水兼沉砂池左岸流速大於右岸（流速分布較不均勻），且其右岸明顯出現回流現象。分洪堰下游由於交叉波、衝擊波及水躍等現象流速及流向變化較大。

七、修改案與建議案試驗結果與分析

修改案與建議案試驗結果顯示：(一)分洪量：修改案試驗水流流心偏往排砂道方向，且進行重現期距 50 年以上洪水試驗時會造成攔河堰局部少量溢流。重現期距 200 年洪水之放流量(389cms)雖大於原規劃之 310cms，但明顯小於原基本設計案之放流量。建議案試驗改變河道水流流心約至靜水兼沉砂池中心，故當進行重現期距 200 年洪水試驗時攔河堰與排砂道皆不發生溢流，放流量為 334cms 較接近原規劃量。然由於攔河堰與排砂道處之側流堰發生局部回流，經側流堰加高為八公尺（該段長度 15 公尺）阻擋回流後，放流量為 322cms，更接近原規劃之放流量；(二)各斷面平均水位：攔河堰上游迴水範圍約至防砂壩下游的斷面 126 處止，該段各斷面平均水位隨流量增加而增加。建議案調整水流流心，使得該段各斷面平均水位明顯降低（在相同重現期距 200 年流量時）。分洪堰上游水位隨流量增加而增加，各斷面水位變動較小。分洪堰至矩形段入口處則因束縮段之水躍現象、交叉波、衝擊波等之影響，水位變動較大，第一及第二漸變段內水位於重現期距 100 年以上之分洪量下會產生封頂的現象，隧道內部水位隨分洪量增加而增加；(三)流速與流向：修改案水流流心在斷面 125-4 稍偏左岸，故流速較大，通過攔河堰後流速分布較均勻且沿兩側防洪牆平行流動。由於水流流向排砂道方向且沿靜水兼沉砂池左側防洪牆流動，因此靜水兼沉砂池左岸流速大於右岸（流速分布不均勻），且右岸發生回流現象（回流強度較原基本設計案為弱），分洪堰下游由於交叉波、衝擊波及水躍等現象流速及流向變化較大。建議案之靜水兼沉砂池內水流流心約沿中心流動且兩岸水流較平順，流速分布較均勻。束縮段內水流流心沿中心流動且平順，流速分佈均勻，兩岸無衝擊波或交波現象發生；(四)加砂試驗結果：修改案與建議案試驗結果顯示：河道直線段部分淤積較均勻，彎道部分係因螺旋流（二次流）作用，凸岸淤積較嚴重。由於本工程之側流堰佈置係為彎段，濁水沿側流堰流向攔河堰(斷面 125-3)時，因螺旋流作用（河道底部水流由凹岸流向凸岸），所以攔河堰左孔口上游（左岸）淤積較嚴重。靜水兼沉砂池內則沿中心往兩側呈帶狀淤積（中間高，兩側低），左岸防洪牆附近淤積量甚少。修改案之靜水兼沉砂池內淤砂量約為總加

砂量之 0.125。建議案乃因調整流心造成大量濁水流向隧道（分洪量增加），因此靜水兼沉砂池內淤砂量較修改案為大，其淤砂量約為總加砂量之 0.197。

八、綜合分析與檢討

各案水理試驗成果說明如下表：

	水理試驗情形
原 基 本 設 計 案	(1) 分洪量：由於流心流向攔河堰，造成重現期距大於 5 年之洪水時攔河堰發生溢流情形，因此重現期距 200 年洪水之放流量(444cms)遠大於規劃之 310cms。 (2) 流況： A. 原基本設計案未考慮現場河床高程與本工程底床設計高度之接續問題，進而造成側流堰上游（斷面 125-4）處，因地形關係產生斜水躍，使得側流堰與靜水兼沉砂池內流態極為紊亂。 B. 流心較偏攔河堰造成溢流，進而使得靜水兼沉砂池左岸速度較快，右岸產生回流現象易造成不均勻性淤砂。 C. 束縮段內於小流量時會發生衝擊波及交波現象，大流量時則其下游處發生水躍。 D. 矩形段於大流量時發生瓶頸效應，形成近臨界流況。 E. 隧道內部為超臨界流況。
修 改 案	(1) 分洪量：由於流心由原先流往攔河堰變成流往排砂道方向，故進行重現期距 50 年以上洪水試驗時會造成攔河堰局部少量溢流。重現期距 200 年洪水之放流量(389cms)雖大於原規劃之 310cms，但明顯小於原基本設計案之放流量(444cms)。 (2) 流況： A. 由於側流堰上游河道斷面加寬及坡度減緩，使得水流流進斷面 125-4 及側流堰時，水面較平順。 B. 流心偏往排砂道，造成攔河堰頂部發生局部少量溢流，進而使得靜水兼沉砂池內左岸速度較快，右岸發生回流，但強度減弱。 C. 束縮段內於小流量時會發生衝擊波及交波等現象，大流量時其下游處則發生水躍。 D. 矩形段及漸變段內當分洪量大時會產生封頂之壓力流況。隧道內部為亞臨界流況。

建議案	(1) 分洪量：由於防洪牆外移改變河道流心從排砂道約至靜水兼沉砂池中心，故當進行重現期距 200 年洪水試驗時攔河堰與排砂道皆不發生溢流，放流量為 334cms 較接近原規劃量。然由於水流由靜水兼沉砂池中央擴散至兩側邊壁時造成左岸較靠近攔河堰與排砂道處之側流堰局部回流，經側流堰加高為八公尺（該段長度 15 公尺）阻擋回流後，放流量為 322cms，更接近原規劃之放流量。 (2) 流況： A. 水流流進斷面 125-4 及側流堰時，水面較平順，但因防洪牆外移造成斷面 125-4 寬度減小，所以流速增加（表面平均流速約 15m/s，底部平均流速約為 9m/s 左右）。 B. 靜水兼沉砂池內因流心調整約至中央，所以右岸無回流現象，左岸較靠近排砂道位置，因水流由中心擴散至邊壁時，造成少量回流。 C. 束縮段內無衝擊波及交波等現象，但大流量時其下游處會發生水躍。 D. 矩形段與漸變段當分洪量大時會發生封頂之壓力流況，隧道內部為近乎壓力流況。
-----	--

結論與建議

一、結論

- (一) 原基本設計案水流流心偏往攔河堰，造成攔河堰於重現期距 5 年以上之洪水發生溢流。修改案試驗水流流心偏往排砂道，造成攔河堰於重現期距 50 年以上之洪水發生少量溢流，故分洪效果未達預期目標。
- (二) 建議案試驗成果顯示：經調整攔河堰上游左側防洪牆位置，流心由排砂道方向調向約靜水兼沉砂池中央，且攔河堰與排砂道於重現期距 200 年洪水時不發生溢流（此時放流量為 334cms）。然由於水流由靜水兼沉砂池中央擴散至兩側邊壁時造成左岸較靠近攔河堰與排砂道處之側流堰局部回流，經側流堰加高為八公尺（該段長度 15 公尺）阻擋回流後，放流量為 322cms，較接近原規劃之放流量(310cms)。
- (三) 原基本設計案因河道水流進入側流堰時流況極為紊亂湍急，且流心偏向攔河堰造成溢流及靜水兼沉砂池右岸回流（易造成泥沙無法全面性均勻淤砂）等現象，經過修改案改善水流進入側流堰流況及建議案改善攔河堰溢流、靜水兼沉砂池右岸回流和束縮段交叉波、衝擊波發生現象，惟進水口之矩形段及第一、二漸變段封頂之壓力流況尚無法改善。
- (四) 修改案試驗結果顯示：攔河堰設置後迴水範圍約至防砂壩下游斷面 126 處，防砂壩上游河道幾乎不受迴水效應影響。
- (五) 本模型隧道壓力量測顯示，隧道底部壓力水頭較高，左、右兩側壓力水頭較低。因左岸水流超高現象，故左岸之壓力水頭較右岸為高，其差異隨分洪流量增加而稍微增加。
- (六) 修改案與建議案試驗結果顯示：重現期距 200 年洪水之分洪時，分洪堰上游為亞臨界流，分洪堰下游起至水躍發生位置前為超界流，水躍發生處之下游至矩形段入口處之上游為亞臨界流，矩形段、第一及第二漸變段內為壓力流況，隧道內部分別為接近臨界流況與亞臨界流。
- (七) 修改案加砂試驗結果顯示：河道部分直線段淤積較均勻，彎道處凸岸明顯淤積，攔河堰左孔口之上游較易淤積，另外須注意孔口磨損現象。分洪工程之靜水兼沉砂池淤積量約為 12.5%，各斷面量測結果由中心往兩側淤積（中間高，兩側低）。束縮段與隧道內部無淤積情形，

- 但因大量懸浮載及少量底床載通過隧道，故須注意隧道磨損之現象。
- (八) 建議案加砂試驗結果顯示：河道部分直線段淤積較均勻，彎道處凸岸明顯淤積，攔河堰左孔口之上游較易淤積。分洪工程之靜水兼沉砂池淤積量約為 19.7% 較修改案之淤砂量為高，各斷面量測結果由中心往兩側淤積（中間高，兩側低）。束縮段與隧道內部無淤積情形，但仍有大量懸浮載及少量底床載通過隧道。

二、建議

- (一) 為避免攔河堰溢流、靜水兼沉砂池右岸回流及束縮段右岸產生衝擊波和交叉波等現象，建議調整攔河堰上游左岸防洪牆位置，以利調整流心往側流堰中心方向沿中心線往下游流動。
- (二) 本建議案於重現期距 200 年流量試驗結果顯示：放流量為 334cms 稍大於原規劃之 310cms，建議側流堰下游之直線段局部加高之可行性，減少自靜水池往河道之溢流量，或修改矩形放水孔口尺寸及外型，以符原規劃之放流量。
- (三) 修改案與建議案於重現期距 200 年洪水分洪時，束縮段下游至矩形段入口處發生水躍現象，進而造成矩形段下游、第一及第二漸變段產生封頂之壓力流況，建議調整束縮段、矩形段、第一及第二漸變段坡度之可行性。維持以上各段之設計高程，局部加高矩形段、第一及第二漸變段頂部高程，以避免因水躍產生封頂之壓力流況或延長第一漸變段長度，使水流動能增加，以避免壓力流況產生。

第一章 前言

一、計畫緣起

基隆河員山子分洪工程位於台北縣瑞芳鎮(參見圖 1-1)，由於每年豐水期間均造成基隆河沿岸之汐止、五堵等地區嚴重水患。政府為儘速解決基隆河沿岸中、下游地區淹水災害問題，乃積極推動基隆河治理計畫，該計畫中之員山子分洪工程擬於九十年底規劃設計完成，並於九十三底完工達成分洪功效。本計畫係於基隆河本流員山子(台北縣瑞芳鎮瑞柑里瑞柑新村)處設一座高 8 公尺、長 30 公尺之低型攔河堰，以攔蓄員山子以上 91.2 平方公里集水區之洪水。攔河堰下方設兩孔口，長 9 公尺、高 2.5 公尺之矩形放水孔口，藉以排放 310 秒立方公尺之流量至下游。攔河堰前右側設長 186 公尺、高 2.5 公尺之側流堰，當洪水超過 310 秒立方公尺時，310 秒立方公尺以上之洪水由側流堰溢流分洪。側流堰下游分別設置一靜水池兼沈砂池和一座銜接攔河堰高 9 公尺、長 20 公尺之排砂道(閘門式排砂孔口為兩處，長 6 公尺、高 3 公尺)，藉以進行消能、沈砂及排砂。靜水池末端設置一長 80 公尺、高 3 公尺之圓弧形臥箕式分洪堰，分洪堰下游銜接一長 85 公尺之束縮段，寬度由 80 公尺束縮至 15 公尺(原基本設計寬為 15 公尺，修改設計為寬 20 公尺)。束縮段下游銜接一長 20 公尺、寬 15 公尺、高 12 公尺之矩形段(矩形段之修改設計為長 20 公尺、寬 20 公尺、高 12 公尺)。矩形段下游銜接一長 30 公尺之漸變段(漸變段之修改設計分為兩段，一段為長 30 公尺之 20 公尺 $\times$ 12 公尺漸變至 12 公尺 $\times$ 12 公尺矩形漸變斷面，另一段為長 20 公尺之 12 公尺 $\times$ 12 公尺矩形斷面漸變至直徑 12 公尺之圓形斷面)將洪水導入直徑 12 公尺之分洪隧道後排入東海。由於本工程進水結構(分洪堰、束縮段、隧道入口)、分洪隧道內部、出水結構及出口海域水理狀況極為複雜，倘若水流挾帶大量漂浮物(如貨櫃、大型浮木等)堵塞隧道進水口處，該水理甚難以模式解析。故成立本計畫進行水工模型試驗，藉以探討攔河堰、分洪隧道進、出水口水理現象、隧道分洪效能及分洪對海域之影響等，以提供設計單位之設計參考。

二、計畫目的

本計畫目的係擬藉水工模型試驗，研究探討基本設計案基隆河員山子分洪工程之攔河堰矩形放水孔口、側流堰及分洪堰分別於各重現期距年洪峰流量時，其水理現象與通洪能力。並藉由修改試驗，分析比較其水理現象與通洪能力之異同，另外亦探討各重現期距年洪峰流量下隧道分洪效能及分洪對海域之影響等，藉此將試驗研究成果提供設計單位辦理細部設計之參考。

三、計畫研究構想

本計畫分兩年進行(第一年執行期間為90年1月1日至91年6月30日；第二年執行期間為90年12月1日至91年9月30日)，第一年工作內容為依據基本設計案之分洪工程構造物(攔河堰、側流堰、排砂道、分洪堰、分洪隧道進、出口及分洪隧道等)尺寸及現場攔河堰上游約1169公尺、下游約624公尺之地形，配合航照圖及現場地形圖，以1/50之模型比例尺(等比)塑造。本計畫第一年模型試驗區域範圍如圖1-2所示，河道部分為攔河堰上游約1169公尺、下游約624公尺(基隆河斷面124-2至斷面127)，分洪工程部分為攔河堰起至分洪隧道入口300公尺處止，長度約為500公尺。模型試驗流量將分別採用定量流與變量流兩種，模擬各重現期距年洪峰流量之分洪試驗則採定量流清水試驗，模擬某場暴雨之分洪量則採變量流濁水試驗。另外根據現場採集之泥沙作粒徑分析後，決定模型試驗用砂，模擬河道之加砂試驗，藉此研究探討攔河堰矩形放水孔口、側流堰及分洪堰於各重現期距年洪峰流量時其水理現象與分洪效能、隧道通洪能力、河道沖淤及側流堰下游靜水池(兼沈砂池)之淤積情形。

第二年工作內容為依照第一年水理試驗成果，以1/100之比例尺塑造，調整邊界條件，探討本工程進水結構(分洪堰、束縮段、隧道入口)、分洪隧道內部、出水結構及出口海域水理現象。

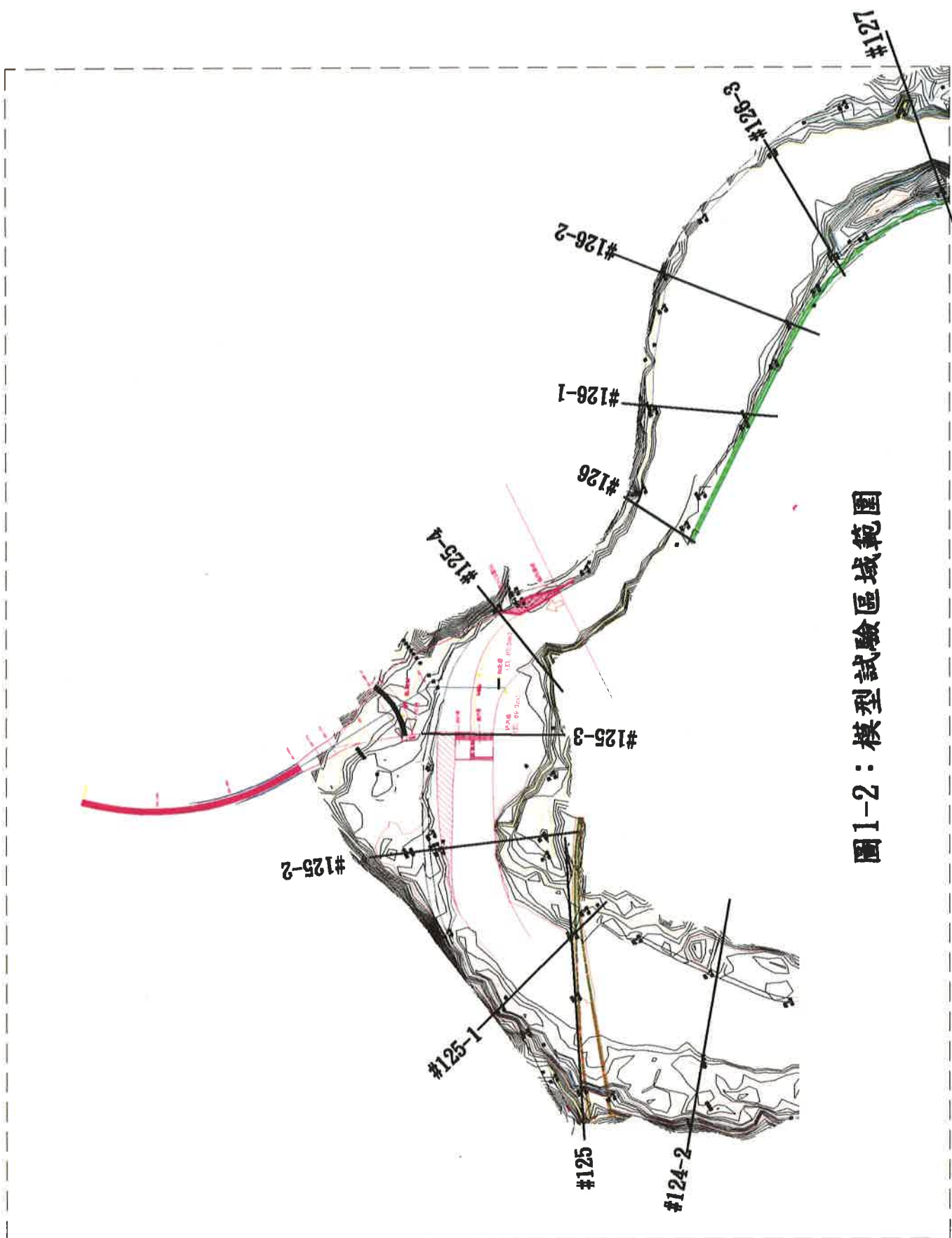


圖1-2：模型試驗區域範圍

四、計畫目標

本計畫（第一年）主要目標為探討基本設計案之分洪工程其分洪效能，。並藉由修改試驗比較分析，將試驗研究成果提供設計單位辦理細部設計之參考。預期成果如下所列：

- (1) 探討各分洪構造物於不同重現期距年洪峰流量下之分洪效能及其水理現象。
- (2) 修改試驗對分洪效能的提昇及改善水理狀況之探討。

五、計畫工作項目

為達成計畫目標及預期成果，擬定下列之工作項目：

- (1) 相關資料蒐集與分析，包含本計畫區之水文分析成果、基本設計之分洪工程內容、國內外研究孔口流與堰流等之相關研究與現地地形圖等。
- (2) 進行攔河堰矩形放水孔口、側流堰、分洪堰等之放流量試驗。
- (3) 進行修改試驗。
- (4) 報告撰寫。

第二章 資料蒐集與分析

本計畫資料蒐集內容包含模型試驗區域及基隆河流域之集水區概況、洪水量資料及輸砂量等資料，供模型試驗之依據，各項資料內容如下所述：

一、集水區概況

基隆河員山子分洪地點擇定於台北縣瑞芳鎮瑞柑里瑞柑新村上游之基隆河主流上，分洪地點擬築一長 30 公尺高 8 公尺之低型攔河堰，攔蓄員山子上游集水區面積約 91.2 平方公里之洪水，經分洪進入隧道後排至東海海域。基隆河發源於台北縣平溪鄉菁桐山，幹流長約 86.4 公里，流域面積約 491 平方公里。自預定分洪堰址上游有新寮溪、灰窯溪、芋蔴林溪、東勢格溪等支流匯入，主流長約 20 公里，分洪堰址上游集水區範圍如圖 2-1 所示。集水區內地形變化複雜，除沿河道兩岸有少數台地之外，其餘皆為高山及丘陵地形，植生相當茂密。分洪堰址處河道之平均坡度約為 1/90，自灰窯溪以上河段之平均坡度約為 1/50，下游段平均坡度較緩約為 1/160。

二、洪水量分析

本計畫洪水量分析資料擷取自基隆河整體治理計畫(草案 90 年 11 月)與基隆河員山子分洪工程規劃設計報告(91 年 2 月)，內容如下所述：

(一) 基隆河整體治理計畫報告之洪水量分析：

1. 水文站與流量控制點

基隆河流域鄰近區域內之雨量站與水位流量站，經蒐集整理後記錄年限較完整者，雨量站(記錄年限至民國八十九年)共八站，皆屬於自記雨量站，而水位流量站(記錄年限至民國八十九年)有五堵與介壽橋二站，其於基隆河流域之分佈位置如圖 2-2 所示。

為推求基隆河整個河道之洪水量，於基隆河本流與重要支流匯流處之前或後設置流量控制點，由上游至下游分別有貂領、員山子、深澳、暖暖江橋、暖暖、五堵、保長坑溪合流處、過港、社後、中山橋與關渡共十一站，並依分水嶺界劃分各流量控制點之集水區域，其分佈情況如圖 2-2 所示。

五堵水位流量站之位置並不相同於五堵流量控制點，其位於五堵流量控制點下游約 2.5 公里處，而介壽橋水位流量站位於員山子流量控制點下游約 2.1 公里處。

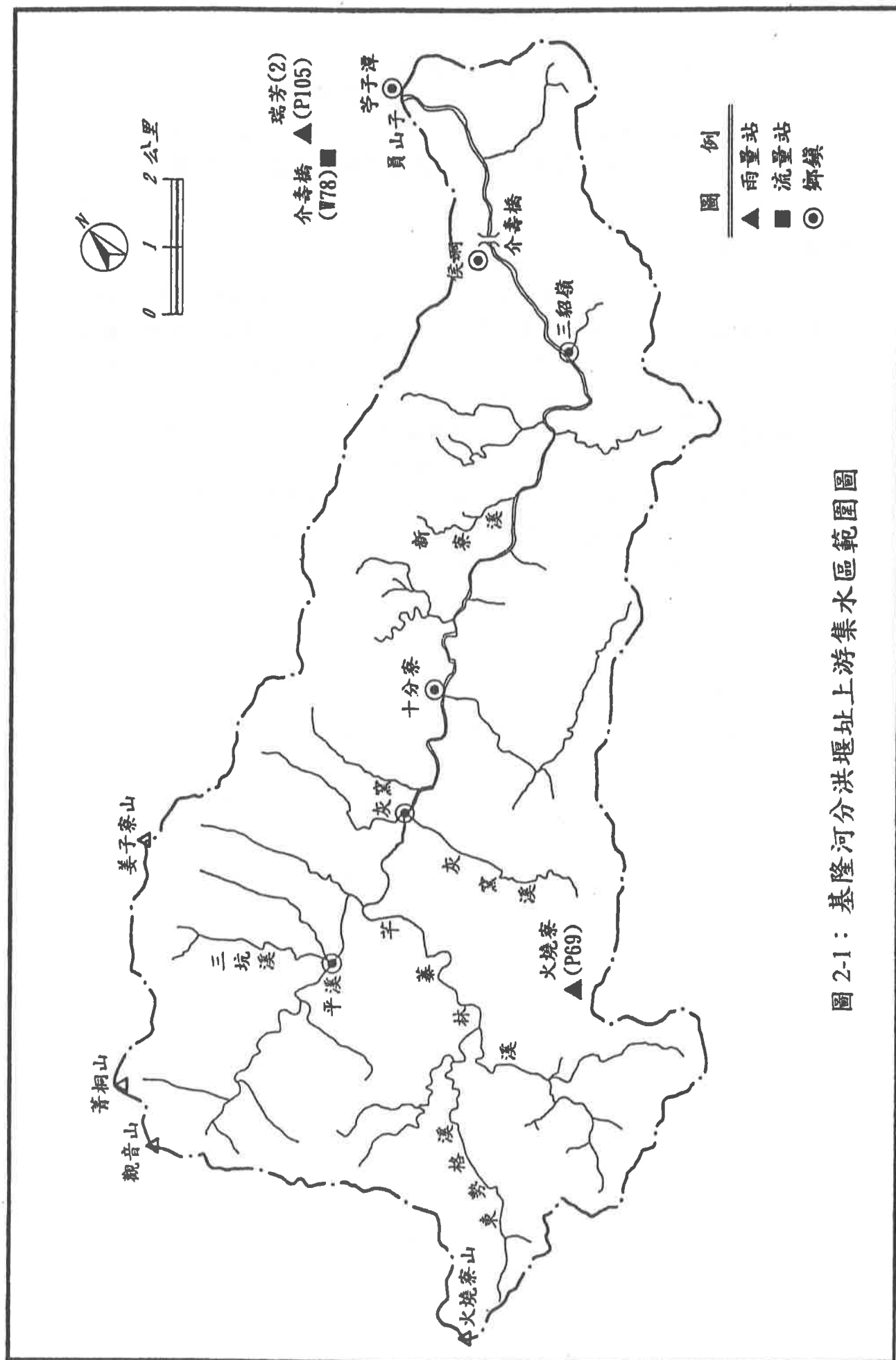


圖 2-1：基隆河分洪堰址上游集水區範圍圖

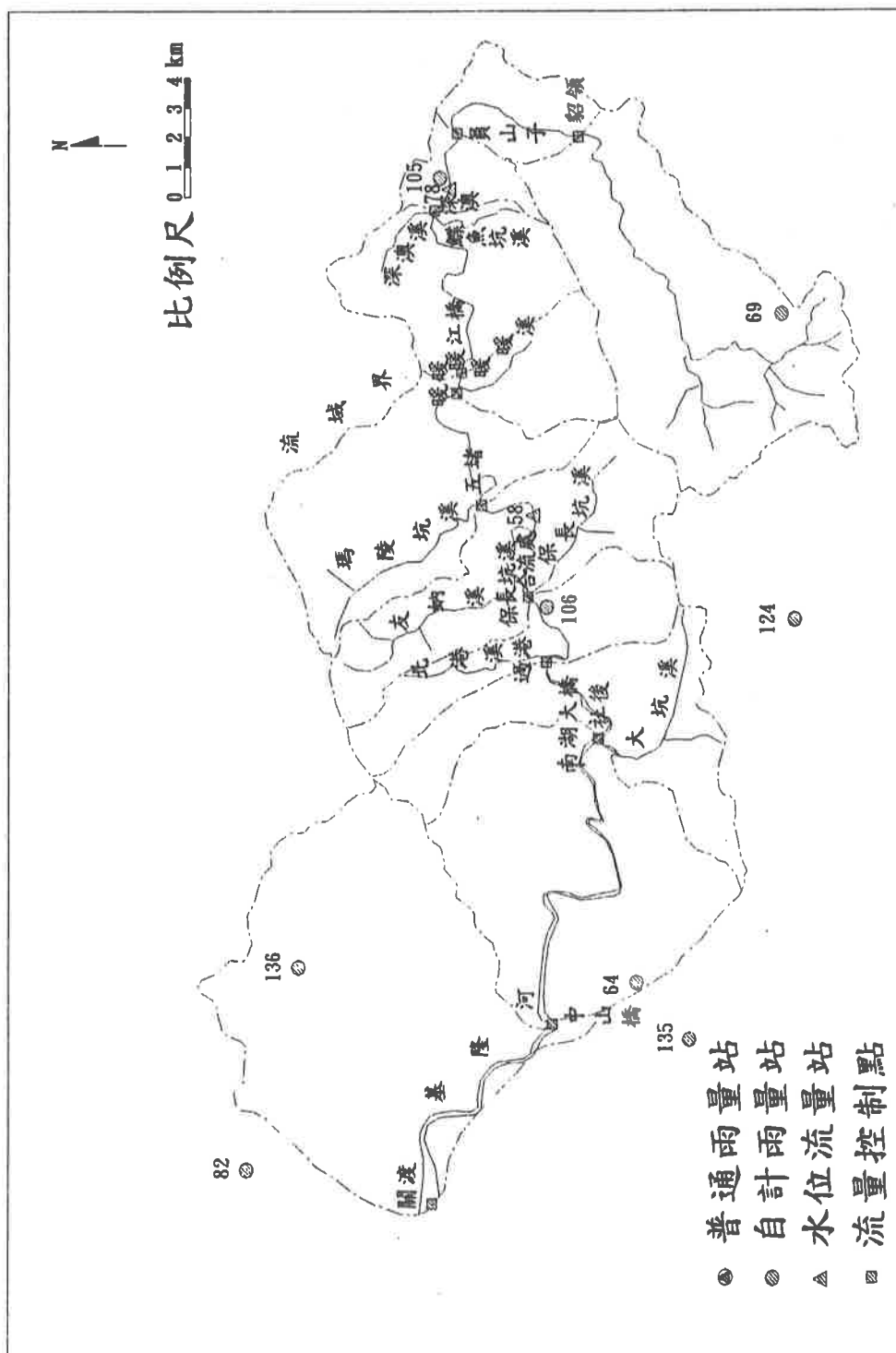


圖 2-2：基隆河流域概況及水文站、流量控制點位置圖

2、降雨量分析

(A)歷年流域平均最大三日暴雨

民國八十七年「基隆河員山子分洪計畫可行性檢討，環境影響調查專題報告」中，歷年流域平均最大三日暴雨已分析至民國八十六年，本次分析沿用其分析成果，另補充分析民國八十九年之最大三日暴雨。計算流域平均降雨量之方法，本文採用 1. Briggs(1974)所提出之最小曲率法(Minimum Curvature)、2.一般性克利金法(Ordinary Kriging)及 3.最接近法(Nearest Neighbor)三種方法加以計算，並取此三種方法之平均值作為計算結果。表 2-1 為員山子、五堵、中山橋與關渡控制點，經計算得民國八十九年最大三日暴雨量，合併以往分析結果所得之歷年最大三日暴雨量成果，單位為 mm，民國八十七年最大三日暴雨量發生時間為民國八十七年十月十四日至十六日。

(B)三日暴雨頻率分析

將歷年流域平均最大三日暴雨量成果以常用之 Log Pearson Type III 法作頻率分析，可得各控制點不同再發生年之三日暴雨量，如表 2-2，成果如圖 2-3 至圖 2-6 所示。圖中空心圓為引用 Weibull 法計算再發生年後點繪於圖上之資料點，用於檢核頻率分析之正確性，顯示各站頻率分析結果除了在高再發生年處，由於統計上之不確性因素較大，使 Log Pearson Type III 法與 Weibull 法兩者差異稍明顯外，其餘則相當一致。各控制點再發生年 100 年之三日暴雨量分別為員山子 807mm、五堵 756mm、中山橋 667mm 及關渡 727mm。

3.單位歷線分析

(A)無因次歷線

本次分析係採民國九十年四月「員山子分洪可行性規劃報告」推估五堵與介壽橋水位流量站之無因次歷線，其降雨開始至逕流一半體積之時間 T_s 分別為 5.37 小時及 3.60 小時。然五堵水位流量站之位置較接近基隆河集水區流域之中間地區，而介壽橋水位流量站之位置偏於基隆河上游地區，故本文依流域之相似性以五堵水位流量站之無因次歷線作為基隆河流域之代表無因次歷線，以作為推演其它控制點單位歷線之用。

稽延時間與地文因子之關係常用 $T_{lag} = a(LL_{ca}/S^{1/2})^b$ 算式作推估，其中

表2-1: 基隆河流域各控制點歷年最大三日暴雨

單位: mm

年 (民國)	關渡	中山橋	五堵	員山子
1	337	318	258	225
2	269	286	307	330
3	288	274	244	210
4	267	269	288	310
5	136	136	142	145
6	276	286	292	305
7	341	381	396	428
8	311	310	237	210
9	426	436	386	380
10	203	199	193	186
11	208	217	219	230
12	252	255	311	331
13	376	396	389	410
14	321	335	397	450
15	479	547	646	760
16	93	109	131	160
17	194	218	243	280
18	309	305	265	260
19	456	450	434	420
20	250	264	326	370
21	473	461	440	430
22	211	218	258	275
23	298	318	377	410
24	222	213	213	210
25	118	115	118	117
26	277	276	266	265
27	167	163	175	178
28	238	240	227	220
29	302	307	288	280
30	131	131	125	122
31	159	179	194	210
32	369	356	349	340
33	193	207	199	190
34	121	127	128	130
35	41	41	41	41
36	185	201	234	255
37	348	328	297	270
38	82	88	83	83
39	193	207	265	300
40	153	130	127	118
41	139	135	187	190
42	406	385	339	320
43	71	67	65	58
44	321	288	223	200
45	346	333	351	354
46	209	196	233	250
47	180	168	164	156
48	303	274	239	200
49	326	326	349	360
50	150	167	166	166

年 (民國)	關渡	中山橋	五堵	員山子
51	321	321	358	375
52	457	398	359	300
53	159	145	132	120
54	239	248	250	260
55	388	385	406	415
56	593	583	676	750
57	588	569	560	545
58	872	791	691	692
59	328	280	577	325
60	354	302	338	384
61	359	285	277	302
62	487	409	525	569
63	392	324	416	422
64	301	238	287	329
65	239	237	198	183
66	480	474	572	675
67	676	504	570	600
68	370	332	335	341
69	260	257	273	294
70	351	318	282	269
71	328	233	237	278
72	159	178	207	218
73	286	258	301	340
74	255	249	274	323
75	499	413	413	456
76	847	809	966	970
77	387	397	575	627
78	375	372	429	512
79	289	250	337	400
80	258	269	518	424
81	239	177	268	380
82	118	124	216	190
83	314	261	288	383
84	140	127	193	219
85	353	307	380	407
86	258	286	294	367
87	631	614	610	641
88	248	228	225	246
89	580	554	674	758

表 2-2：不同再發生年最大三日暴雨比較表 單位：mm

控制點	分析年次	200年	100年	50年	20年	10年	5年	2年
關渡	59年	740	690	620	530	475	390	257
	77年	771	720	663	580	507	423	283
	87年	743	696	643	564	496	416	281
	89年	780	727	669	584	510	426	286
中山橋	59年	700	655	600	520	460	385	260
	77年	697	654	607	536	472	399	273
	87年	676	636	592	524	465	395	272
	88年	699	656	608	536	473	400	274
	89年	712	667	618	543	479	404	276
五堵	59年	680	640	590	520	465	390	264
	77年	773	720	664	580	507	423	284
	87年	754	707	656	578	510	430	293
	89年	812	756	695	606	529	442	297
員山子	59年	750	700	640	550	480	400	264
	77年	815	758	697	605	527	438	289
	87年	799	749	694	610	536	450	302
	89年	868	807	741	643	559	464	306

附註：

- 1.民國 59 年分析成果係採民國元年至 58 年三日暴雨量資料分析，摘自經濟部水資會「台北地區防洪計畫檢討報告」附錄。
- 2.民國 77 年分析成果係採民國元年至 76 年三日暴雨量資料分析，摘自台灣省水利局民國 77 年之「基隆河治理規劃檢討報告」。
- 3.民國 87 年分析成果係採民國元年至 86 年三日暴雨量資料分析，摘自台灣省水利處民國 87 年之「基隆河員山子分洪計畫可行性檢討，環境影響調查專題報告」。

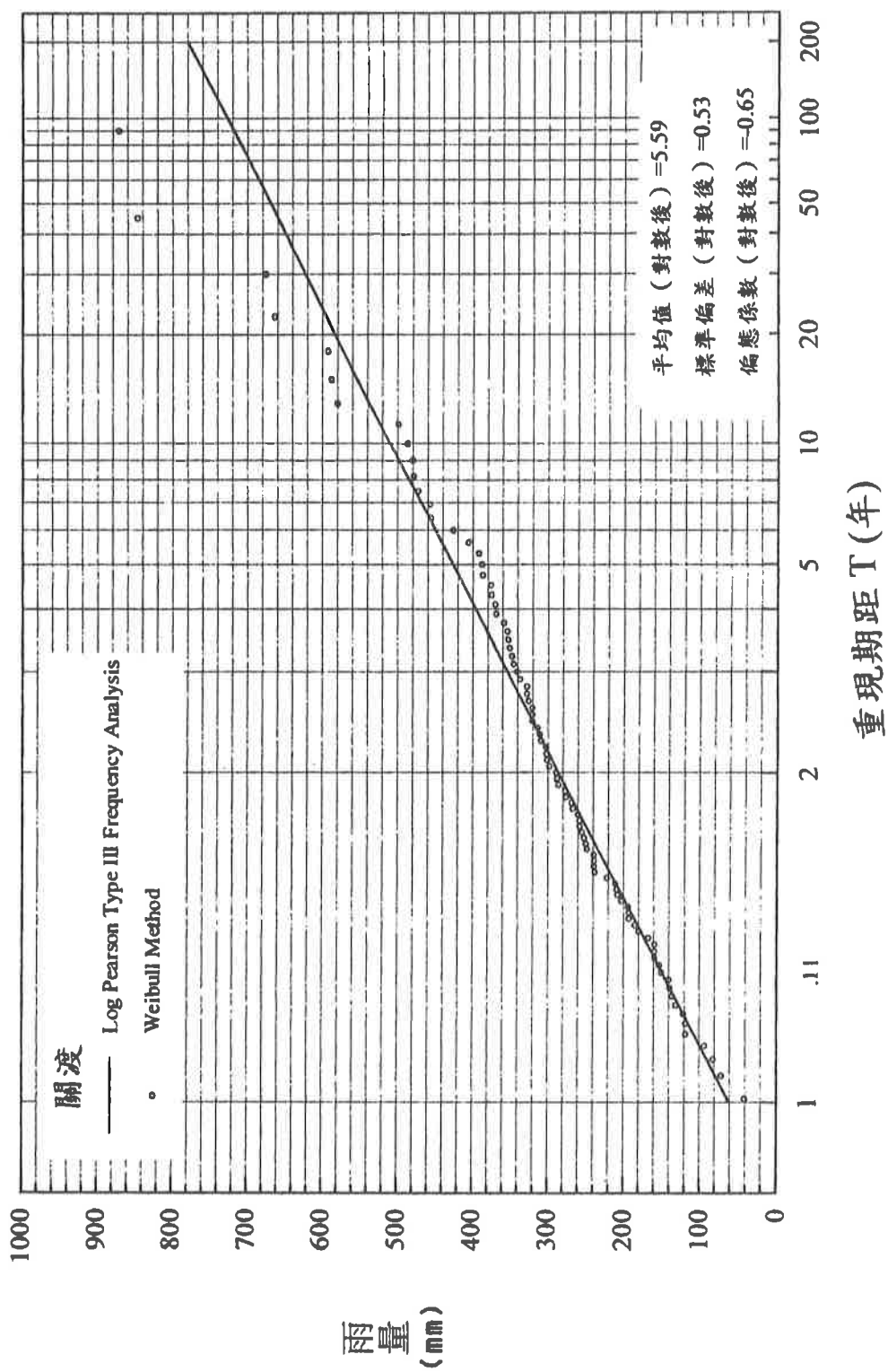


圖 2-3：關渡控制點最大三日暴雨頻率分析結果

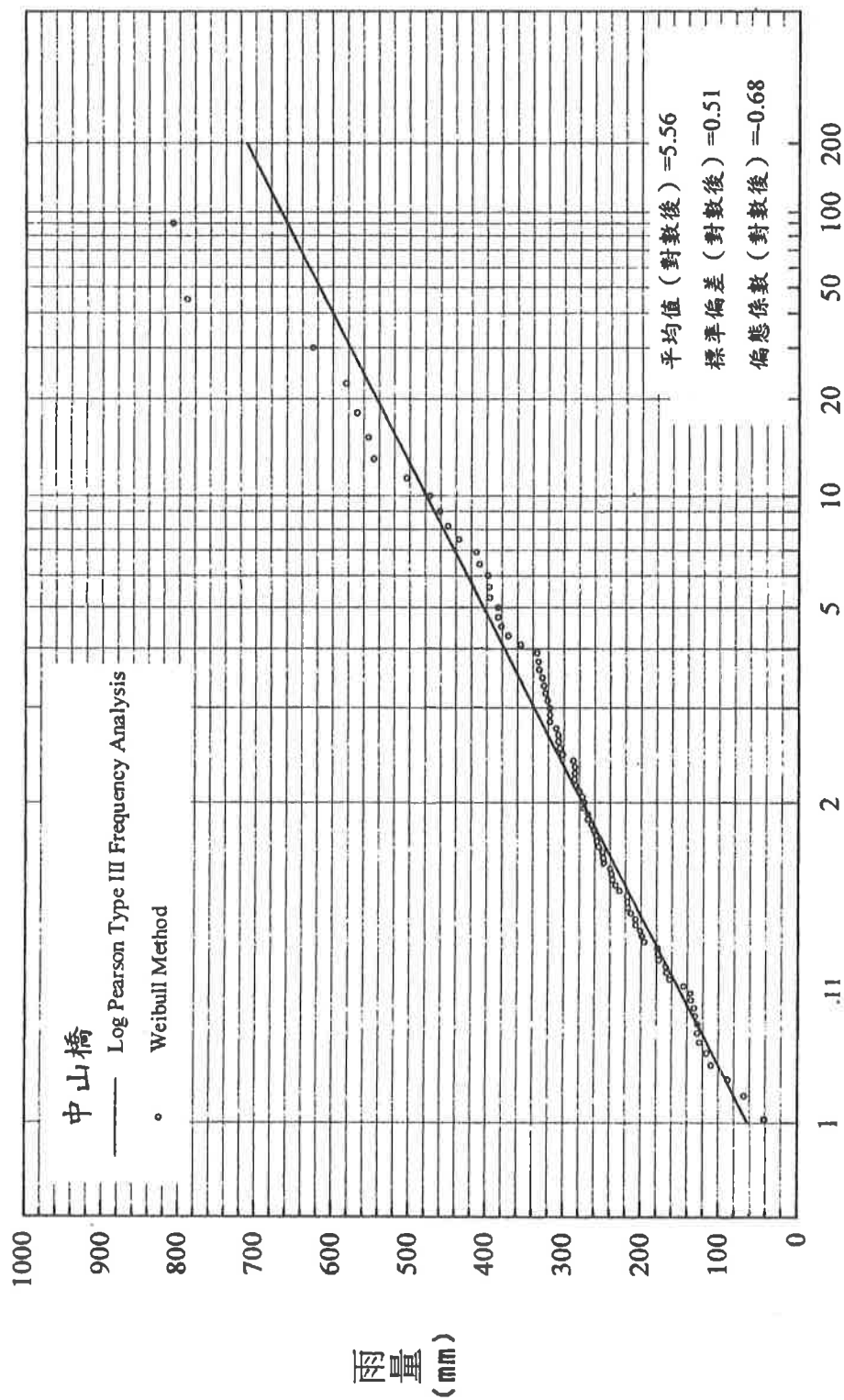


圖 2-4：中山橋控制點最大三日暴雨頻率分析結果

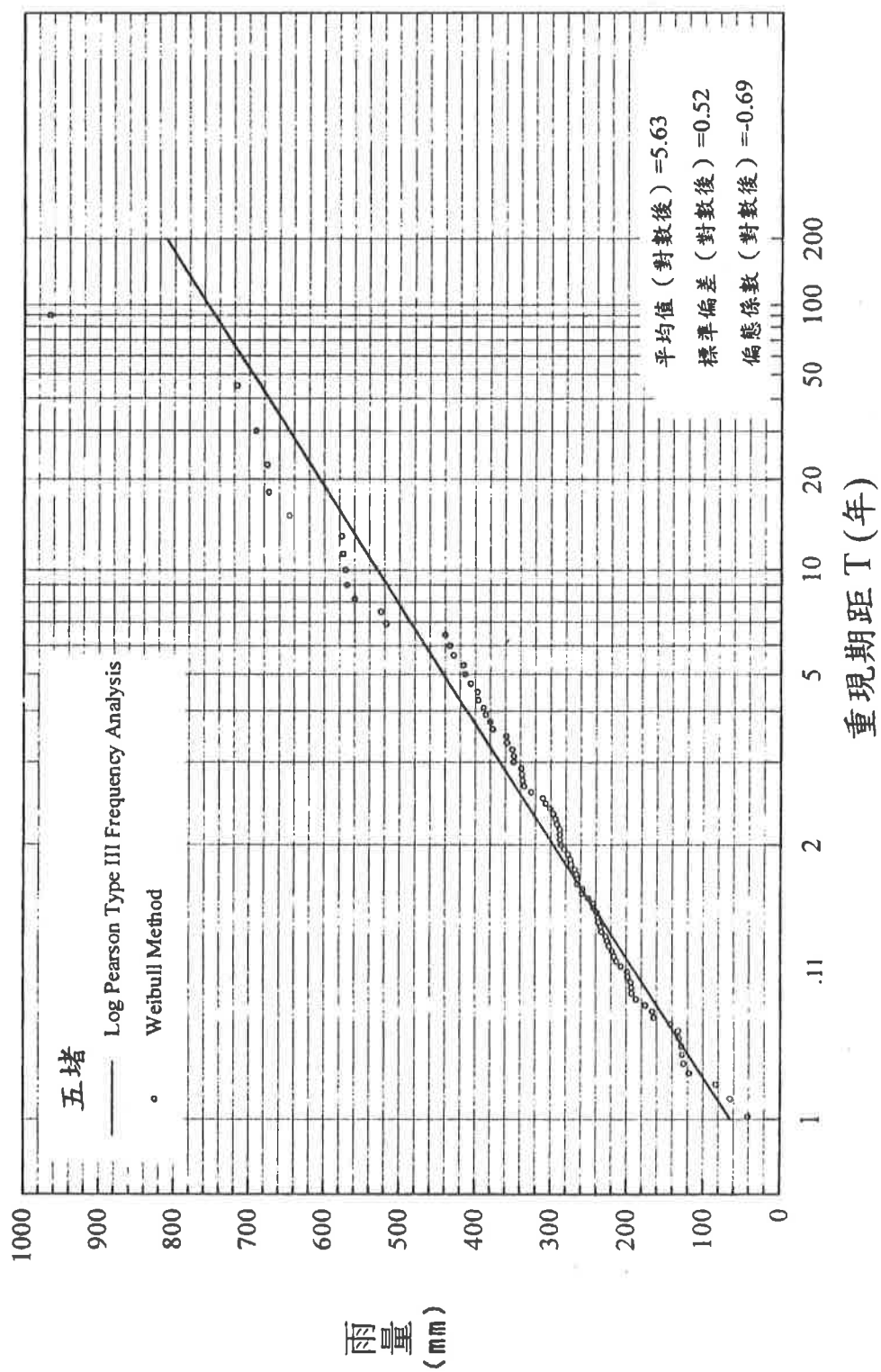


圖 2-5：五堵控制點最大三日暴雨頻率分析結果

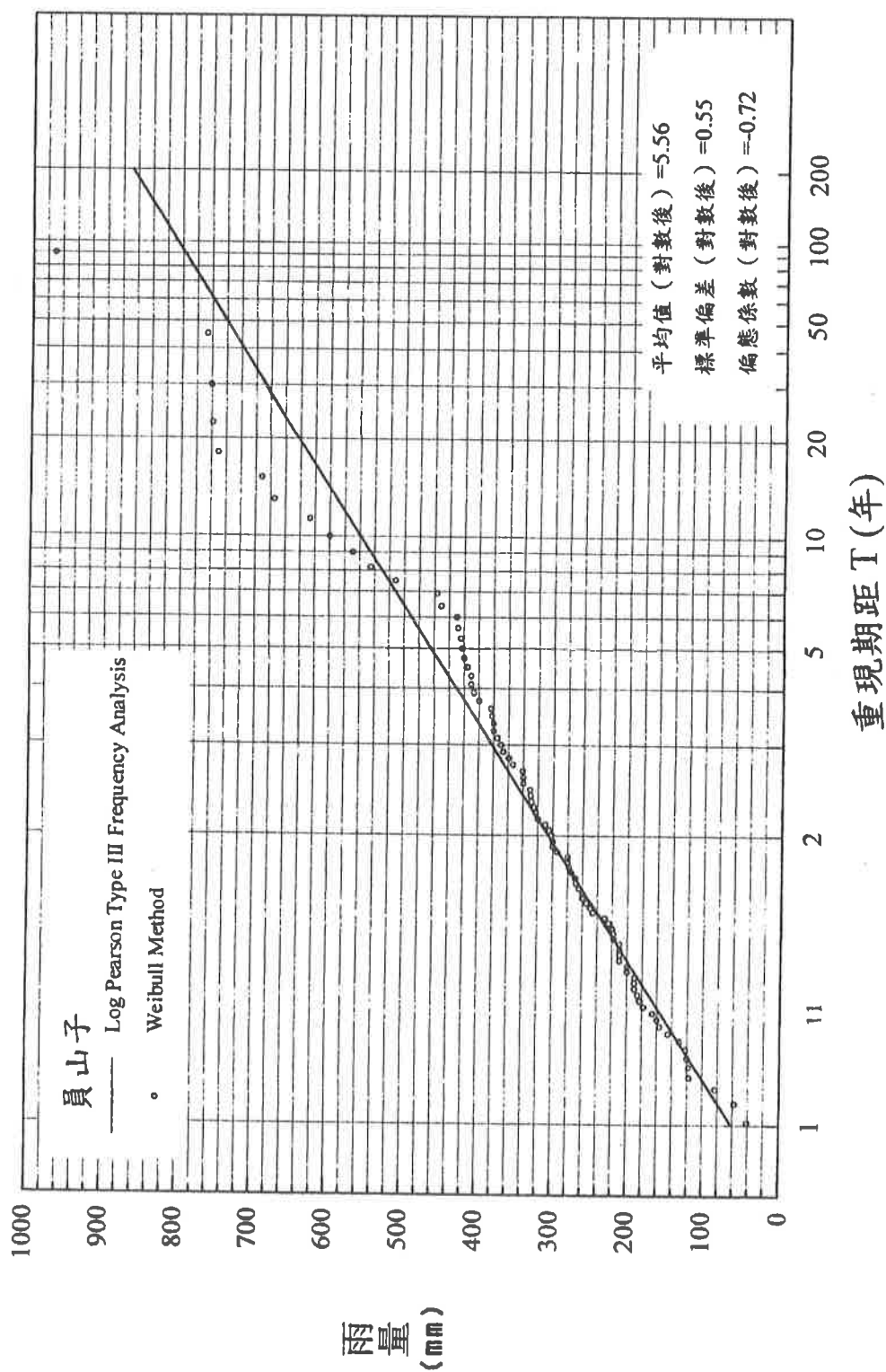


圖 2-6：員山子控制點最大三日暴雨頻率分析結果

T_{lag} 為稽延時間(降雨中心至逕流一半之時間)， L 為水文站至集水區最遠點之主流河川距離， L_{ca} 為水文站至最接近集水區重心之主流河川距離， S 為主流河川平均坡度， a 和 b 為待定係數。根據五堵與介壽橋水位流量站分析無因次歷線之結果，並由地形圖上量取地文因子，代入上式解出 a 和 b ，最後得基隆河流域稽延時間之關係式為 $T_{lag} = 0.53(LL_{ca}/S^{1/2})^{0.366}$ 。

(B) 單位歷線

由無因次歷線推演同流域不同控制點之單位歷線，需先決定各控制點之地文特性及稽延時間，如表 2-3 所示，其中稽延時間為將表 2-3 中地文因子代入前述稽延時間關係式所得之結果，另列之基流量本文引用民國七十七年「基隆河治理規劃檢討報告」之採用值。將表 2-3 之各參數代入前節五堵站無因次歷線，推演關渡、中山橋、五堵與員山子控制點之單位歷線，成果如表 2-4 所示。

4、降雨雨型分析

一般流域雨型型態主要分成前進型、集中型、延後型與 U 型等型態，而判別流域之代表雨型型態常用無因次法(范和王，1998)。本文引用無因次法分析基隆河流域之降雨雨型型態，其中流域平均時雨量之計算方法同前，颱風暴雨資料從民國七十六年至八十九年，共有 37 場颱風暴雨，結果如圖 2-7 所示。圖中水平軸為無因次時間， T 為各場暴雨之降雨延時，垂直軸為各場暴雨累積降雨對總量之百分數，顯示基隆河流域降雨雨型型態屬於略往前之集中型。

河川高水治理規劃中，為考量洪峰流量推算之正確性與安全性，常引用位序法來推求設計雨型(台灣省水利局，1982)。計算颱風暴雨資料數與推算降雨雨型型態相同，而時雨量之計算方法亦同，所得之各場颱風暴雨七十二小時之各時間位序降雨百分數，依位序方法重新排列其位置，可得基隆河流域三日設計雨型，如圖 2-8 所示，降雨峰值為 10.77%。

5、洪水量分析

利用不同控制點之最大三日暴雨頻率分析結果與基隆河流域設計雨型，代入單位歷線可推算出各控制點不同再發生年之洪峰流量如表 2-5，其中降水損失本文採用 3.3mm/hr。各控制點 100 年發生一次之洪峰流量分別為關渡 4830cms、中山橋 3690cms、五堵站 2540cms 與員山子 1520cms。

表 2-3：基隆河流域各控制點地文特性與稽延時間值

控制點	關渡	中山橋	五堵	員山子
集水面積 (km ²)	485.41	381.92	180.66	89.94
稽延時間 T_{lag} (小時)	9.62	8.44	4.54	2.85
L (公里)	82.98	74.83	40.74	22.45
L_{ca} (公里)	36.30	31.35	19.79	13.56
$S \times 10^{-3}$	1.20	1.49	5.30	9.40
基流量 (cms)	165	134	70	31

表 2-4：基隆河流域各控制點單位歷線

關渡		中山橋		五堵		員山子	
時間 t (hr)	流量 Q (cms)	時間 t (hr)	流量 Q (cms)	時間 t (hr)	流量 Q (cms)	時間 t (hr)	流量 Q (cms)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.69	0.68	1.49	0.61	0.84	0.51	0.56	0.38
3.37	16.50	2.98	14.70	1.68	12.30	1.12	9.24
5.06	67.10	4.47	59.80	2.52	50.20	1.68	37.60
6.75	122.00	5.96	109.00	3.36	91.10	2.23	68.30
8.43	145.00	7.45	129.00	4.20	108.00	2.79	80.90
10.12	133.00	8.94	119.00	5.04	99.70	3.35	74.70
11.81	106.00	10.43	94.00	5.88	78.90	3.91	59.10
13.49	75.60	11.92	67.30	6.72	56.50	4.47	42.30
15.18	50.60	13.41	45.10	7.56	37.80	5.03	28.30
16.87	32.50	14.90	28.90	8.40	24.30	5.58	18.20
18.55	20.20	16.39	18.00	9.24	15.10	6.14	11.30
20.24	12.30	17.88	11.00	10.08	9.22	6.70	6.90
21.93	7.43	19.37	6.62	10.92	5.55	7.26	4.16
23.61	4.45	20.86	3.96	11.76	3.32	7.82	2.49
25.30	2.65	22.35	2.36	12.60	1.98	8.38	1.48
26.99	1.58	23.84	1.40	13.44	1.18	8.93	0.88
28.67	0.94	25.33	0.84	14.28	0.70	9.49	0.53
30.36	0.56	26.82	0.50	15.12	0.42	10.05	0.31
32.05	0.34	28.31	0.30	15.96	0.25	10.61	0.19
33.73	0.20	29.80	0.18	16.80	0.15	11.17	0.11
35.42	0.12	31.29	0.11	17.64	0.09	11.73	0.07
37.11	0.07	32.78	0.07	18.48	0.06	12.28	0.04
38.79	0.05	34.27	0.04	19.32	0.03	12.84	0.03
40.48	0.03	35.76	0.02	20.16	0.02	13.40	0.02
42.17	0.02	37.25	0.02	21.00	0.01	13.96	0.01
43.85	0.01	38.74	0.01	21.84	0.01	14.52	0.01
45.54	0.01	40.23	0.01	22.68	0.00	15.08	0.00
47.23	0.00	41.72	0.00	23.52	0.00	15.63	0.00
48.91	0.00	43.21	0.00	24.36	0.00	16.19	0.00
50.60	0.00	44.70	0.00	25.20	0.00	16.75	0.00
52.29	0.00	46.19	0.00	26.04	0.00	17.31	0.00
53.97	0.00	47.68	0.00	26.88	0.00	17.87	0.00
55.66	0.00	49.17	0.00	27.72	0.00	18.43	0.00
57.35	0.00	50.66	0.00	28.56	0.00	18.98	0.00
59.03	0.00	52.15	0.00	29.40	0.00	19.54	0.00
60.72	0.00	53.64	0.00	30.24	0.00	20.10	0.00
62.41	0.00	55.13	0.00	31.08	0.00	20.66	0.00
64.09	0.00	56.62	0.00	31.92	0.00	21.22	0.00
65.78	0.00	58.11	0.00	32.76	0.00	21.78	0.00
67.47	0.00	59.60	0.00	33.60	0.00	22.33	0.00
69.15	0.00	61.09	0.00	34.44	0.00	22.89	0.00

表 2-5：不同重現期距年洪峰流量比較表 單位：cms

控制點	集水面積 km ²	分析 年次	200 年	100 年	50 年	20 年	10 年	5 年	2 年
關渡	485.41	59 年	4000	3780	3400	2910	2610	2150	1430
		77 年	4180	3910	3600	3180	2770	2310	1560
		87 年	4110	3810	3480	2990	2570	2070	1230
		89 年	5200	4830	4420	3820	3300	2710	1730
中山橋	381.92	59 年	3200	3000	2760	2400	2120	1780	1210
		77 年	3170	3000	2770	2460	2150	1830	1270
		87 年	3110	2900	2670	2320	2010	1640	1000
		89 年	3950	3690	3400	2960	2590	2150	1390
五堵	180.66	59 年	2300	2100	1940	1670	1470	1210	820
		77 年	2630	2450	2220	1910	1650	1330	830
		87 年	2260	2100	1940	1680	1450	1190	740
		89 年	2730	2540	2330	2010	1750	1440	940
員山子	89.94	59 年	1000	900	820	710	620	520	340
		77 年	1090	990	910	780	680	560	360
		87 年	1070	1000	920	790	690	560	340
		89 年	1640	1520	1390	1200	1040	850	550

附註：

1. 民國 59 年分析成果係摘自經濟部水資會「台北地區防洪計畫檢討報告」附錄，其中關渡、中山橋與員山子採用單位歷線法分析之成果，五堵站則以民國元年至 58 年之歷年最大瞬時洪峰流量以 Log Pearson3 Type III 法推導而得。
2. 民國 77 年分析成果係採用單位歷線法分析之成果，其單位歷線引用民國 59 年「台北地區防洪計畫檢討報告」之結果，摘自台灣省水利局民國 77 年之「基隆河治理規劃檢討報告」。
3. 民國 87 年分析成果係用單位歷線法分析之成果，其單位歷線引用民國 59 年「台北地區防洪計畫檢討報告」之結果，摘自台灣省水利局民國 87 年之「基隆河員山子分洪計畫可行性檢討，環境影響調查專題報告」。

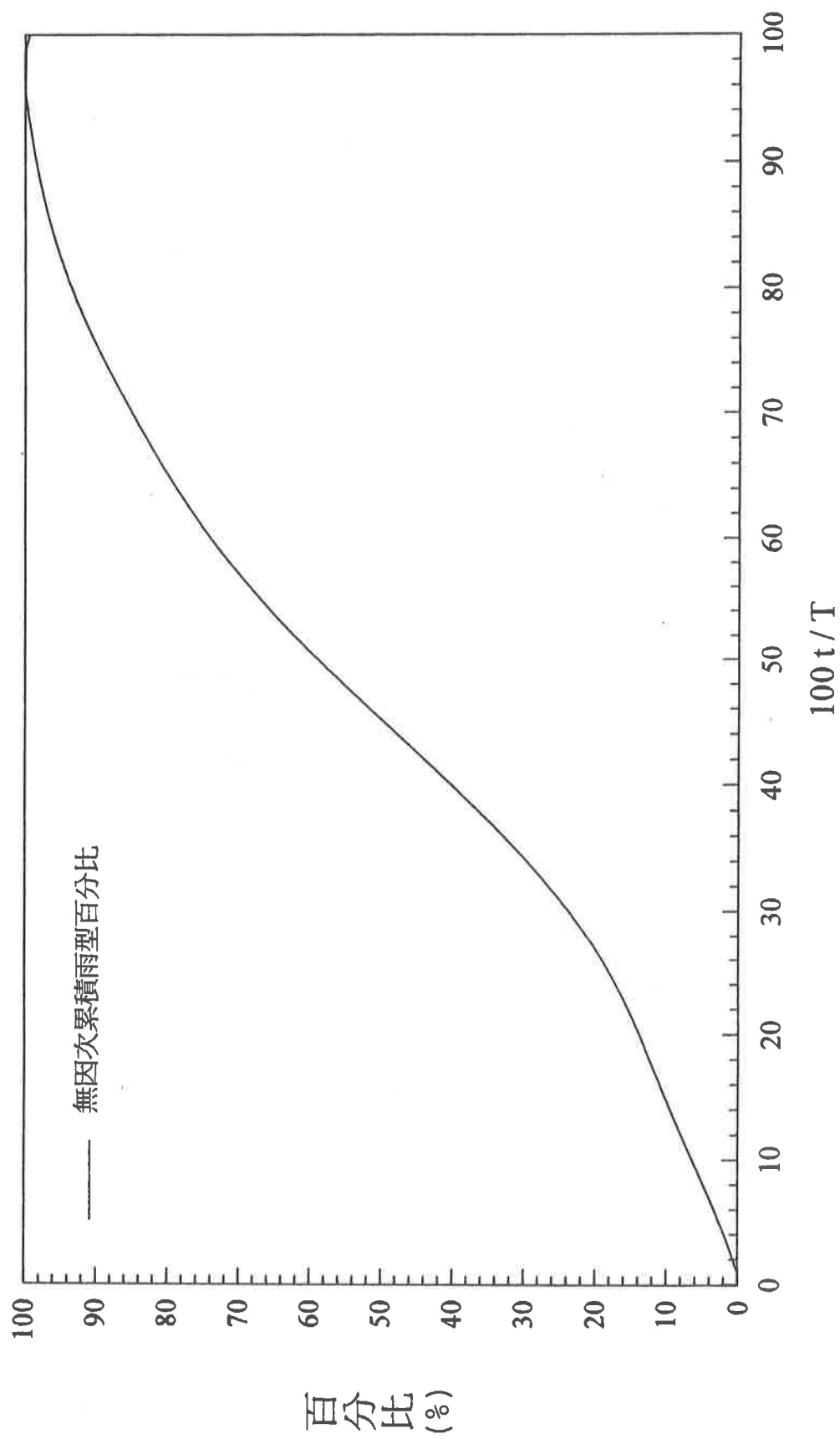


圖 2-7：基隆河流域無因次累積雨型百分比

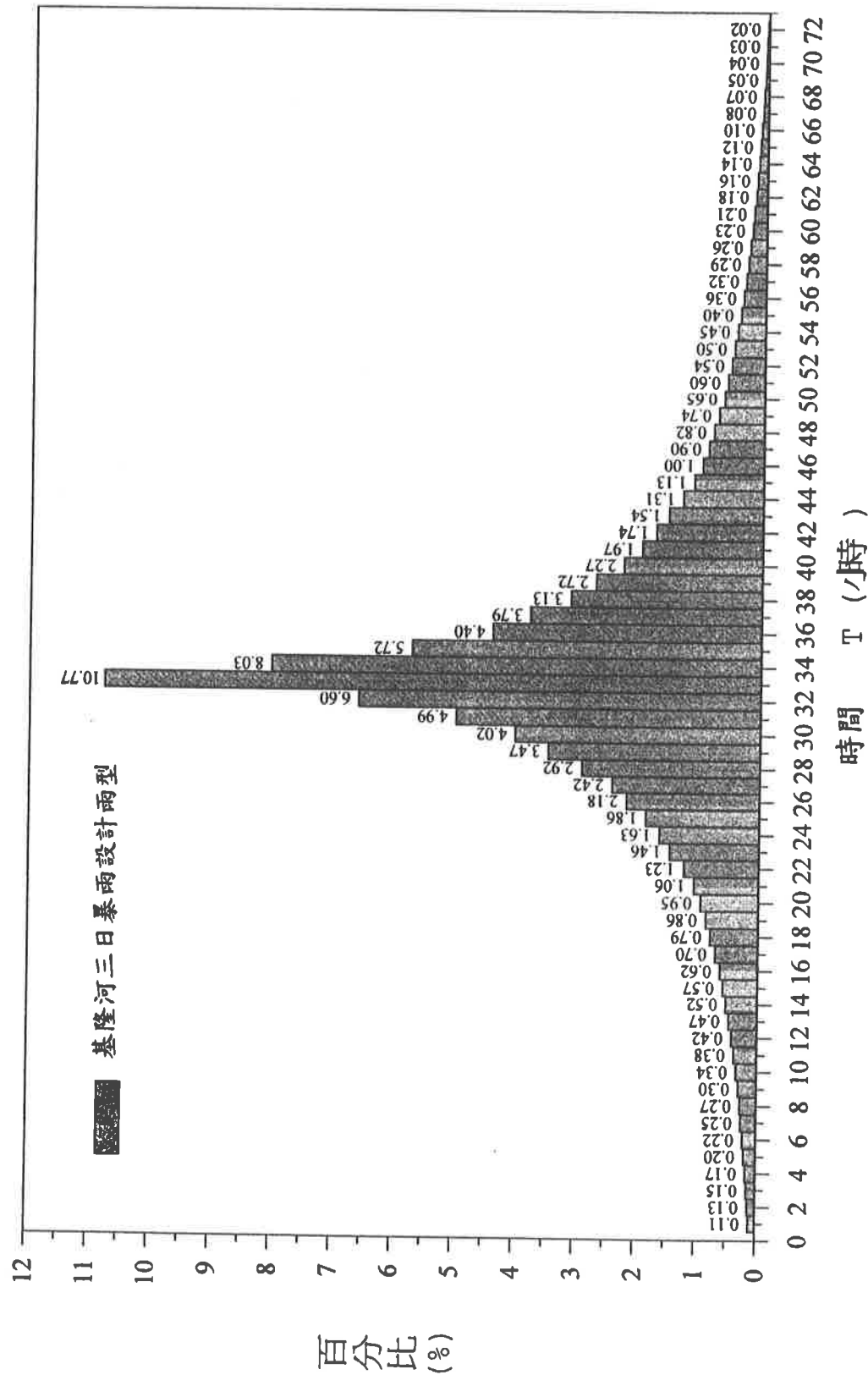


圖 2-8：基隆河流域三日暴雨設計雨型

(二)基隆河員山子分洪工程規劃設計報告之洪水量分析：

1、三日暴雨頻率分析

分析係採二參數對數常態法、三參數對數常態法及對數皮爾遜 III 型法等對員山子分洪堰址進行各重現期距之最大三日暴雨量分析，結果如表 2-6 所示。

2、單位歷線

歷線係採民國 90 年 4 月『員山子分洪可行性規劃報告』中，以五堵流量站之無因次歷線推求員山子降雨一小時，超滲雨量 10mm 之單位歷線，如表 2-4 所示。

3、降雨雨型分析

雨型係採民國 90 年 4 月『員山子分洪可行性規劃報告』中，以位序法推求之基隆河流域設計雨型，如圖 2-8 所示，降雨峰值為 10.77%，發生在第 33 小時。

4、洪水量分析

洪水量分析係利用員山子分洪堰址之最大三日暴雨頻率分析結果與基隆河流域設計雨型，代入單位歷線推算其各重現期距年之洪峰流量結果如表 2-7 所示，其中降水損失本文採用 3.3mm/hr。本計畫水工模型試驗流量則採該分析之結果，其中重現期距 200 年洪峰流量修正為 1620cms，其它各重現期距年洪峰量則維持不變。

三、輸砂量分析

基隆河流域鄰近區域內之雨量站與水位流量站，經蒐集整理後記錄年限較完整者，雨量站有六站，水位流量站有兩站。其中介壽橋水位流量站位於員山子流量控制點下游二點一公里處，為最接近員山子流量控制點之水位流量站。

本文引用此站實測之日流量與日輸砂量（懸浮載）資料來分析員山子流量控制點之日輸砂量（懸浮載），以供模型加砂試驗參考。介壽橋水位流量站日流量與日輸砂量（懸浮載）記錄年限為民國七十年至八十九年，其中日流量包括平時日流量與暴雨期間日流量資料，日輸砂量（懸浮載）則以實測之含砂濃度(ppm)經換算求得。

表 2-6：員山子分洪堰址不同重現期距年之最大三日暴雨量

單位：mm

分析方法	分析年次 民 國	重現期距(年)							SSE	SE
		200	100	50	25	20	10	2		
二參數對數常態	1~89	1043	923	807	695	659	551	293	51025	24.22
二參數對數常態	1~89	980	882	784	687	656	557	300	53924	25.04
皮爾遜 III 型分佈	1~89	976	884	789	694	662	562	297	54319	25.13
對數皮爾遜 III 型	1~89	855	797	733	662	638	556	306	102253	34.48
極端值一型分佈	1~89	1016	915	814	713	680	576	303	47866	23.46

表 2-7：員山子分洪堰址不同重現期距年之洪水量

單位：cms

分析方法	分析年次民國	再發生年							
		200	100	50	25	20	10	5	2
皮爾遜 III 型分佈	1~89	1618	1502	1375	1233	1186	1022	837	524

(一)輸砂率定曲線

依據基隆河員山子分洪工程規劃設計報告針對介壽橋水位流量站址，將實測之流量與懸浮載輸砂量資料皆轉成自然對數值點繪於圖形上（如圖 2-9 所示），並以多項式統計迴歸得率定曲線方程式為：

$$\ln Q_s = 0.1437(\ln Q)^2 + 0.5874(\ln Q) + 1.5133 \quad (2-1)$$

相關係數 R 為 0.93。其中 Q_s 為日輸砂量（懸浮載）（噸/日）， Q 為流量（cms）。

(二)各重現期距年洪峰流量之輸砂量與含砂濃度

依據 2-1 式之輸砂率定曲線方程式，將其各重現期距年洪峰流量帶入，推估其輸砂量如表 2-8 所示，將其輸砂量轉成含砂濃度之結果如表 2-9 所示。

(三)各重現期距年洪峰流量之臨界粒徑

本文依據基隆河員山子分洪工程規劃設計報告之研究，基隆河員山子分洪堰址處之各重現期距年洪峰流量之臨界粒徑（懸浮載與底床載之粒徑分界）採 Rouse Number ($Z=w/ku^*$)【 w ：沉降速度(如圖 2-10 所示)； k ：卡爾曼常數(如圖 2-11 所示)； u^* ：摩擦速度= $\sqrt{gRS_f}$ 】為分界，愛因斯坦(Einstein)認為 $Z=5$ 時底床載占大多數，與懸浮載之比例為 4：1，若不考慮此機率問題，則單一粒徑在固定流況下運動時，非懸浮載即底床載，故當 $Z>5$ 時則假設沒有懸浮載存於水體，此時之輸砂量完全為底床載。因此以 $Z=5$ 為懸浮載與底床載之粒徑分界，分析之結果如表 2-10 所示。

(四)基隆河員山子上游河段河床質粒徑分佈

基隆河員山子上游河段河床質粒徑分佈如表 2-11 所示。

表 2-8：各重現期距年洪峰流量之輸砂量（懸浮載）

重現期距（年）	流量(cms)	輸砂量(噸/日)
200	1620	893085
100	1502	728108
50	1375	574765
25	1233	430635
20	1186	388834
10	1022	264055
5	837	158681
2	524	50274

表 2-9：各重現期距年洪峰流量之含砂濃度（懸浮載）

重現期距 (年)	200	100	50	25	20	10	5	2
洪峰流量 (cms)	1620	1502	1375	1233	1186	1022	837	524
含砂濃度 (ppm)	6380	5610	4830	4040	3790	2990	2190	1110

表 2-10：懸浮載與底床載粒徑分界推算表

洪峰流量 (cms)	含砂量 (Kg/m ³)	卡爾曼 常數(K)	堰址處水 力半徑(R)	能量坡度 (S _f)	沉降速度 (m/s)	臨界粒徑 (mm)
1620	6.38	0.24	7.20	0.003674	0.611	7.0
1502	5.60	0.25	6.90	0.004061	0.655	7.5
1375	4.84	0.27	6.70	0.004124	0.703	9.1
1186	3.79	0.28	6.30	0.004110	0.706	9.2
1022	2.99	0.30	6.00	0.003988	0.727	9.5
837	2.19	0.32	5.60	0.003990	0.749	10
524	1.11	0.36	4.80	0.003683	0.749	10

附註：本表來源基隆河員山子分洪工程規劃設計報告。

表 2-11：基隆河員山子上游河段河床質粒徑分布

採樣 斷面	平均 粒徑 (mm)	代表粒徑(mm)									最大 粒徑 (mm)	砂質 含量 (%)
		D ₁₀	D ₂₀	D ₃₀	D ₃₅	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₅	D ₇₅	D ₉₀		
壩址	210.72	5.5	18	40	57	87	165	286	380	527	620	9
126-1 下游 40m	170.74	2.5	12.5	26.5	34	45	73.6	140	232	574	880	14.2
126-3	149.57	3.4	13.2	27	35	47.8	84	174	253	390	530	12.2

附註：本表來源基隆河員山子分洪工程規劃設計報告。

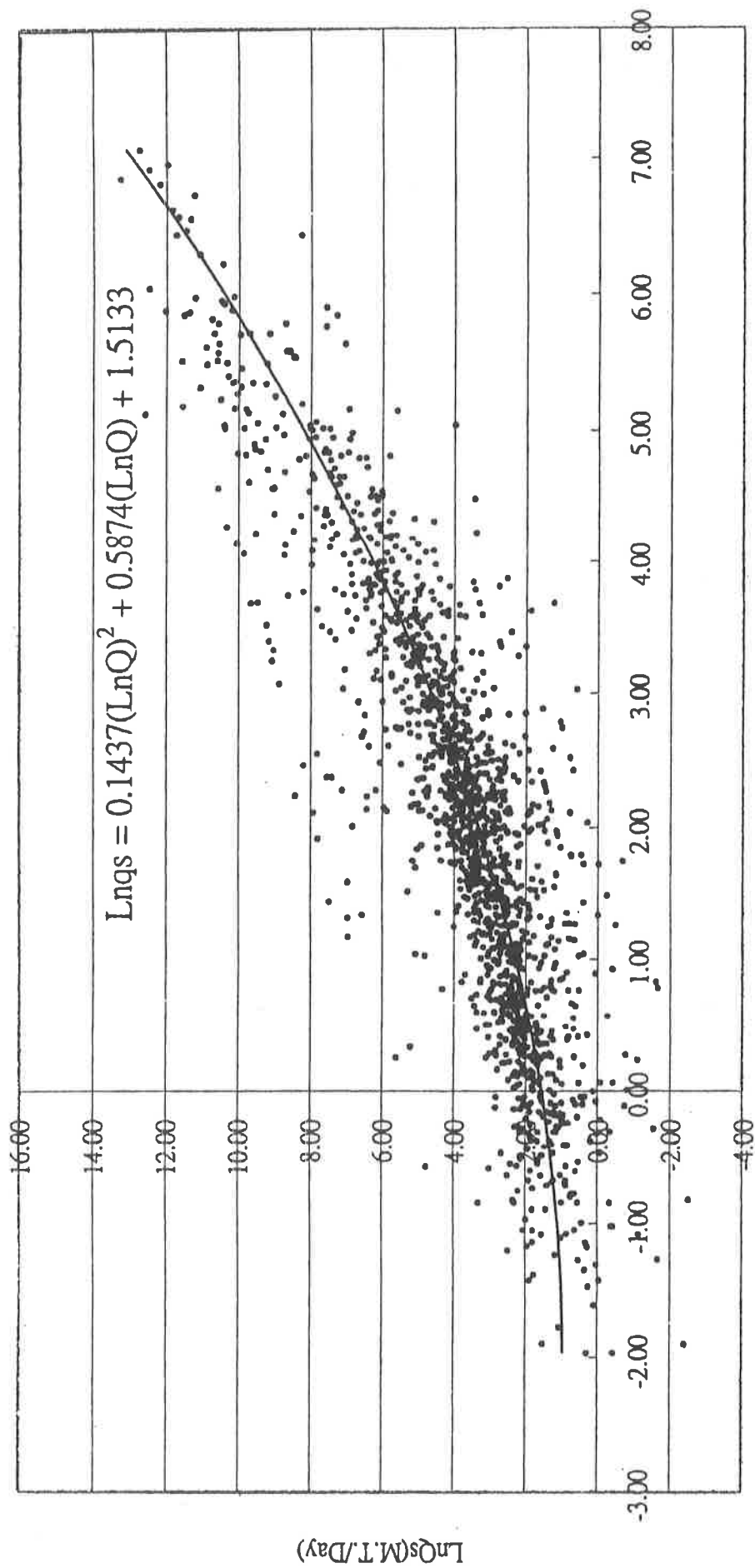


圖 2-9：基隆河介壽橋輸砂率定曲線
(民國70年至89年)

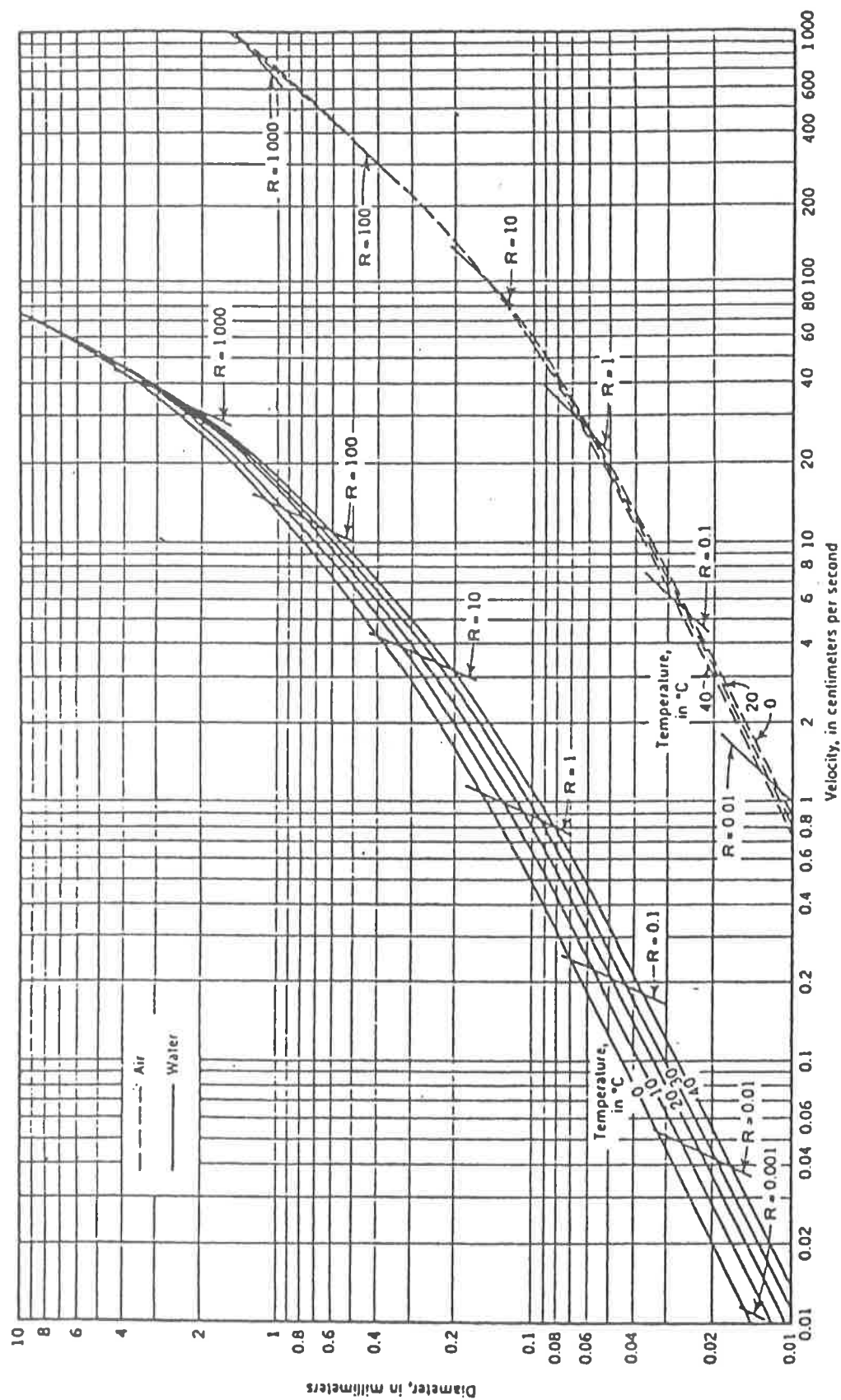


圖 2-10：石英球在空氣及水中之沉速(Rouse, 1937)

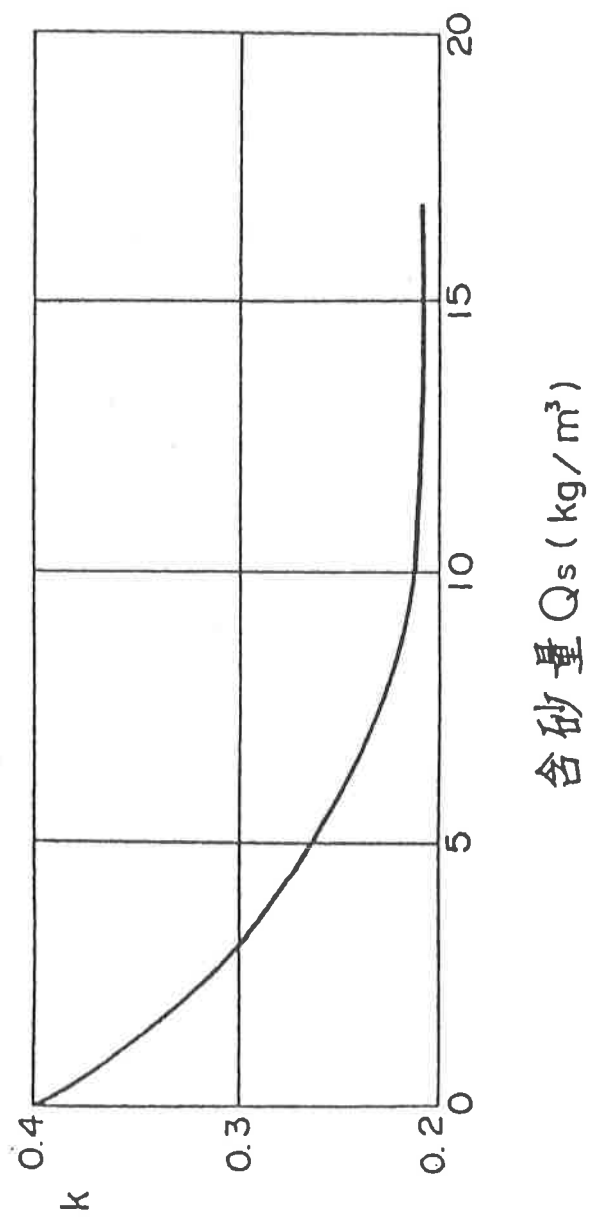


圖 2-11 : 卡爾曼常數 K 與含砂量 Q_s 之關係

第三章 員山子分洪工程概述

本章係為述明員山子分洪工程之基本設計內容，主要分為攔河堰、分洪堰上游結構、進水口結構及出水口結構四部份，由於原基本設計案河道與分洪工程之水理狀況尚有改善空間，經會議決定將河道及進水口結構作局部修改（本文稱修改案），其內容分別如下所述。

一、原基本設計案

(一)攔河堰

攔河堰長 30 公尺、高 8 公尺，堰頂高程為 68 公尺，其下方設置 2 孔長 9 公尺、高 2.5 公尺之放水孔口，孔底高程 60 公尺。攔河堰下游面為一靜水池長 26.5 公尺、寬 30 公尺，池底高程為 60 公尺。靜水池末端設置一尾檻，高度為 1 公尺，尾檻下游設置潛孔階梯式魚道。

(二)分洪堰上游結構

分洪堰上游結構包括一側流堰長 186 公尺、高 2.5 公尺，堰頂高程為 62.5 公尺。攔河堰右側銜接一排砂道長 20 公尺、高 9 公尺，其頂部高程為 69 公尺，排砂道下方設置 2 孔長 6 公尺、高 3 公尺之閘門式排砂孔口，排砂道下游為一靜水池長 26.5 公尺、寬 20 公尺，池底高程為 60 公尺，靜水池末端設置一尾檻，高度為 0.5 公尺。側流堰下游面為分洪靜水池兼沈砂池寬度由 186 公尺漸變至 80 公尺，平均池長為 128 公尺，池底高程為 60 公尺。

(三)進水結構

進水結構包括一圓弧形臥箕式分洪堰長 80 公尺、高 3 公尺，堰頂高程為 63 公尺。分洪堰下游為一束縮段長 85 公尺，寬由 80 公尺束縮至 15 公尺，該段坡度為 0.1，束縮角為 45.86° 。束縮段末端銜接一矩型段長 20 公尺、寬 15 公尺、高 12 公尺，該段坡度為 0.1。矩形段末端銜接一漸變段長 30 公尺、寬 15 公尺、高 12 公尺之矩形斷面漸變為直徑 12 公尺之圓形斷面，該段坡度為 0.1。漸變段末端銜接一分洪隧道長 2,452 公尺、內徑 12 公尺，坡度為 0.01。

(四)出水結構

出水結構包含分洪隧道末端之漸變段，該段由直徑 12 公尺之圓形斷面漸變至寬 12 公尺、高 12 公尺之矩形斷面，長度 10 公尺再漸變至寬 25 公尺、高 12 公尺，長度 53m，採 7° 漸擴角度之矩形斷面。漸變段末端銜接一陡槽段，該段水平長度 27.35 公尺，寬度由 25 公尺漸變 35 公尺，陡槽坡度為 45° ，該段底部高程由 21.35 公尺降至 -6 公尺。陡槽段末段為一消能池長 56.35 公尺、寬 35 公尺、高 21 公尺，池底高程為 -6 公尺。以上各段請參照圖 3-1 至圖 3-5 所示

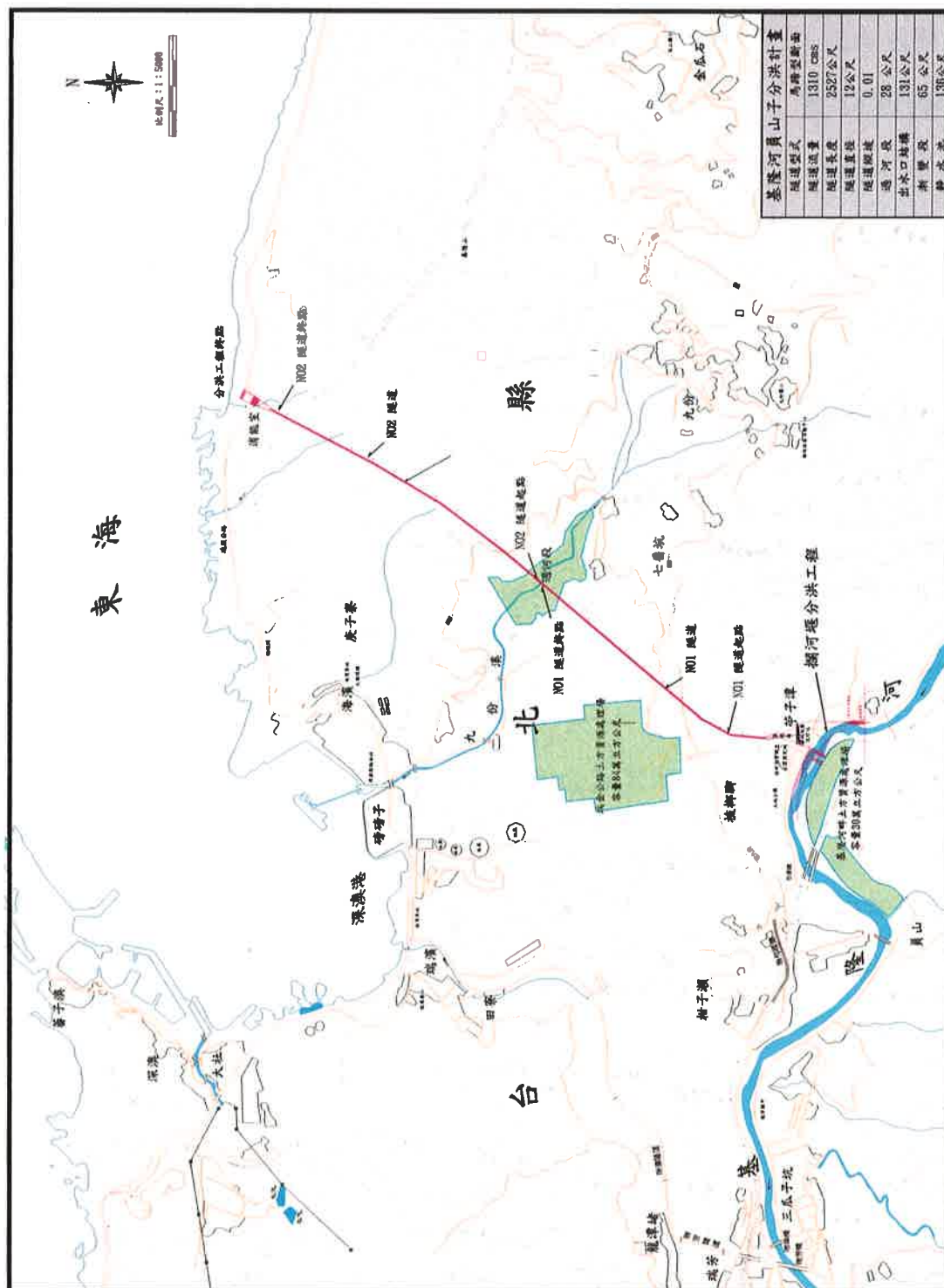


圖 3-1 基隆河員山子分洪工程平面佈置圖

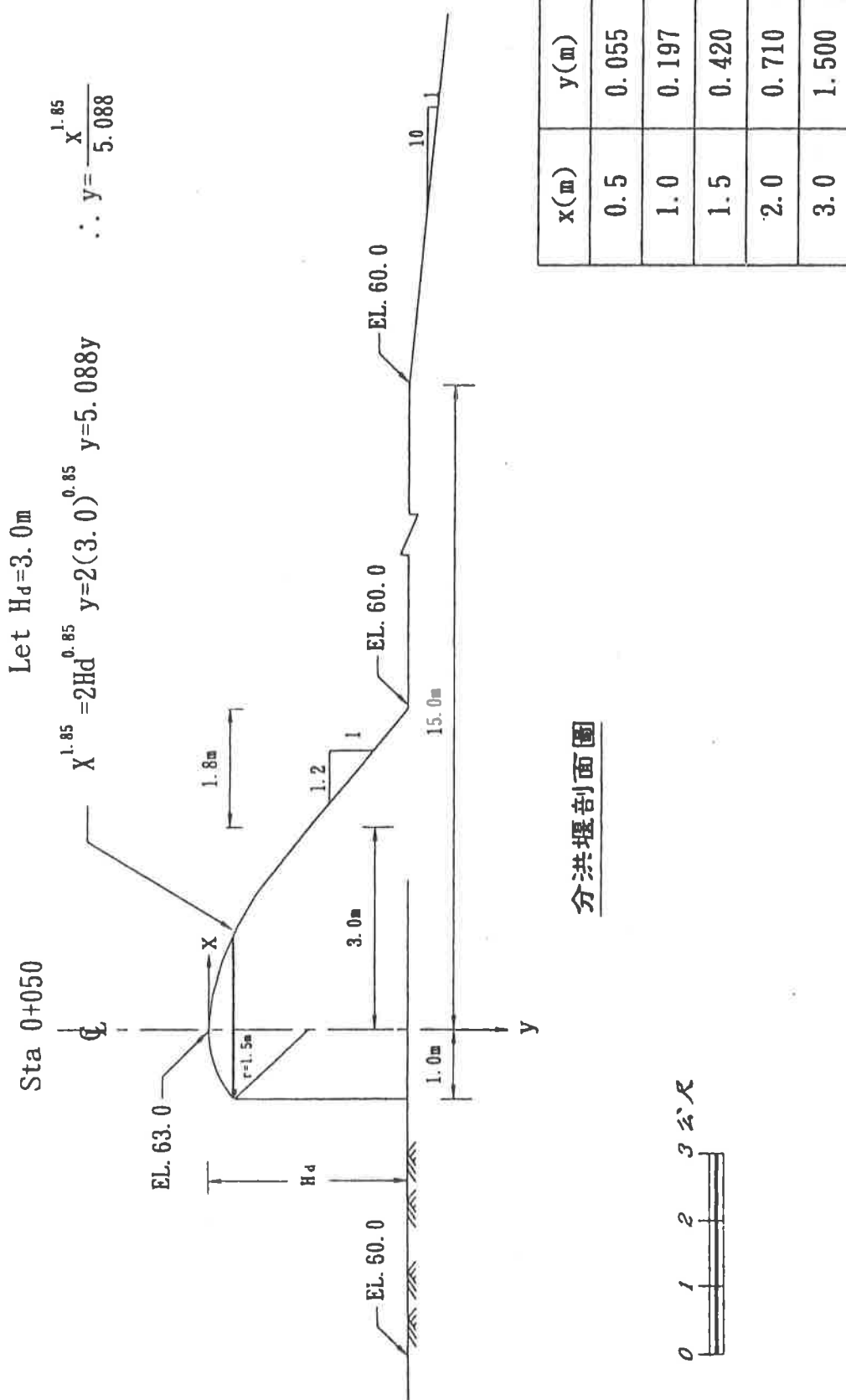


圖 3-3 進水結構分洪堰斷面圖

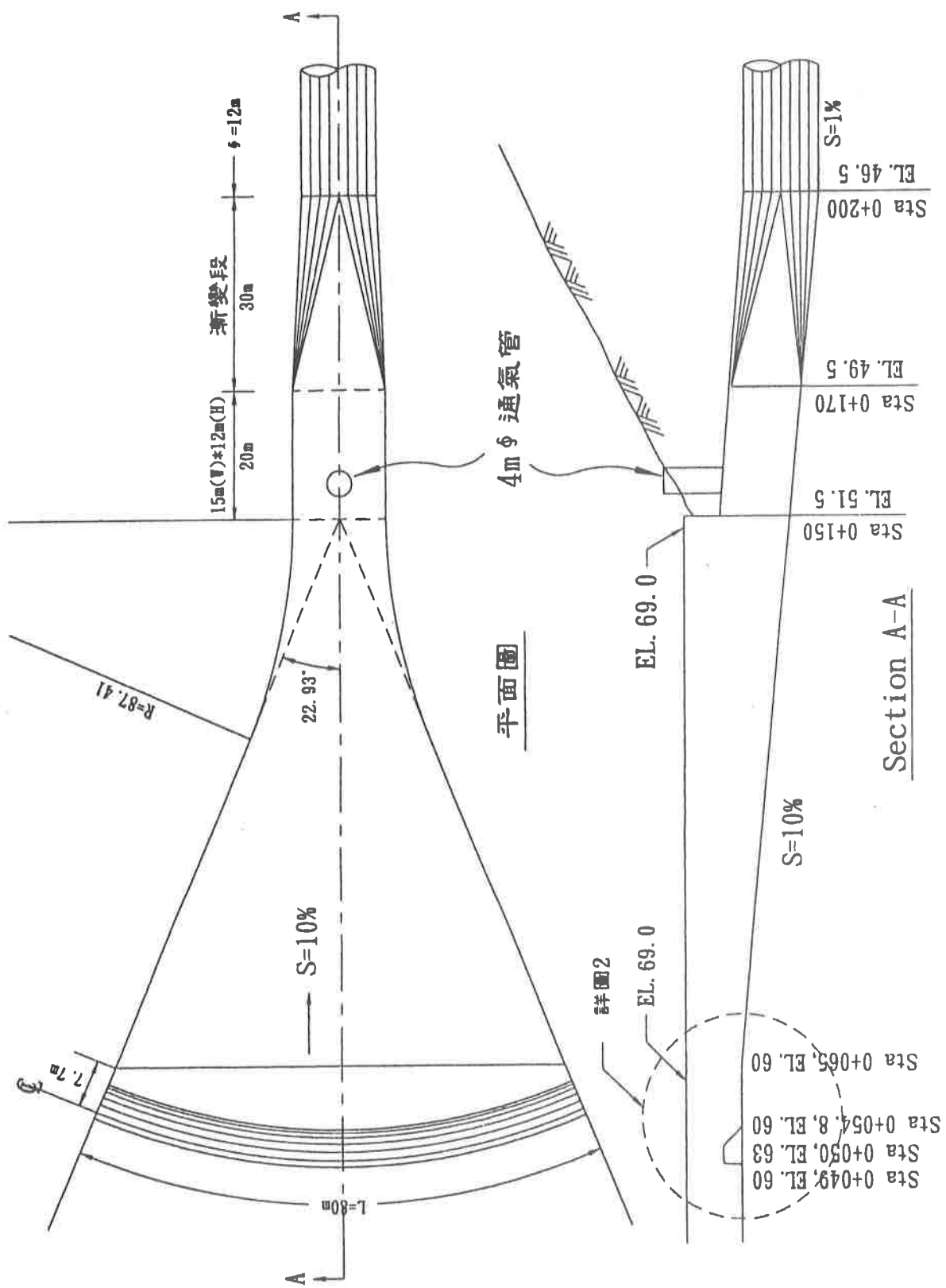
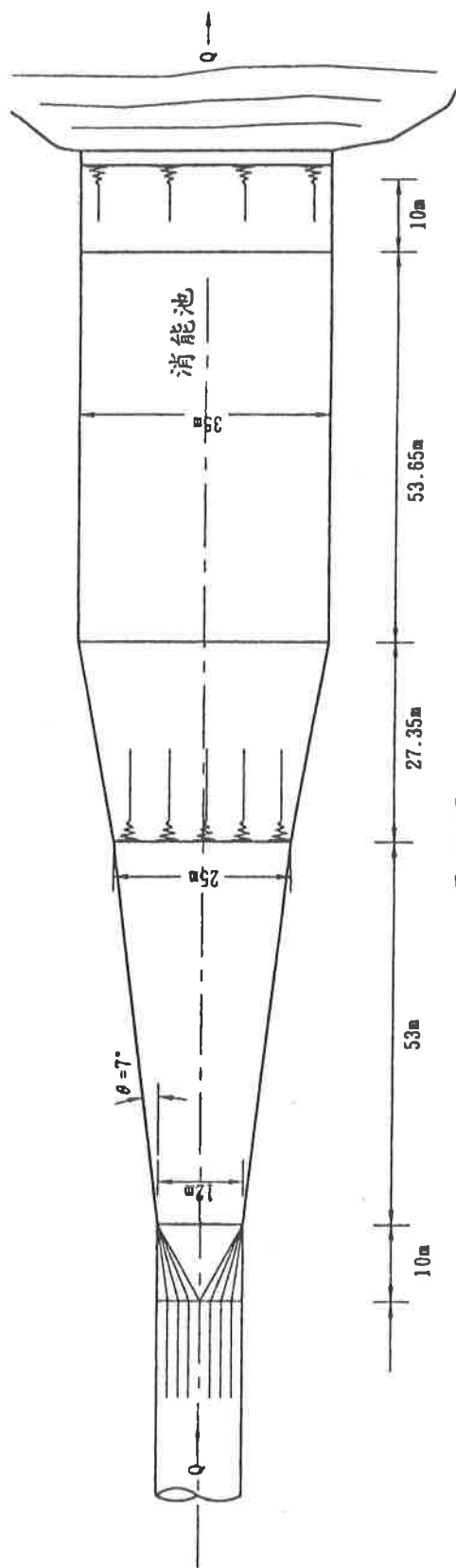


圖 3-4 進水結構佈置圖



通氣管, 4吋 ϕ $Q=1,310\text{cms}$, 出水口水位EL.11.86m
 $V \doteq 4.8\text{m/s}$

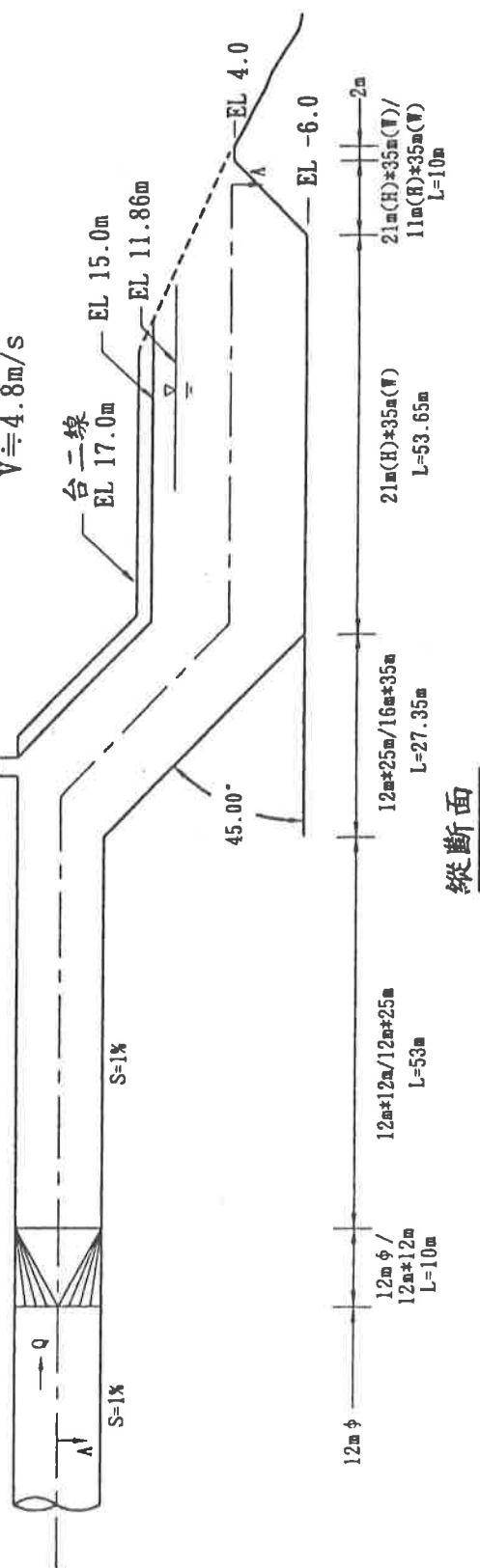


圖 3-5 消能池佈置圖

二、修改案

本案攔河堰、分洪堰上游結構及出水結構皆維持原基本設計案，修改部分僅為進水結構與側流堰上游河道兩部分，內容如下所述：

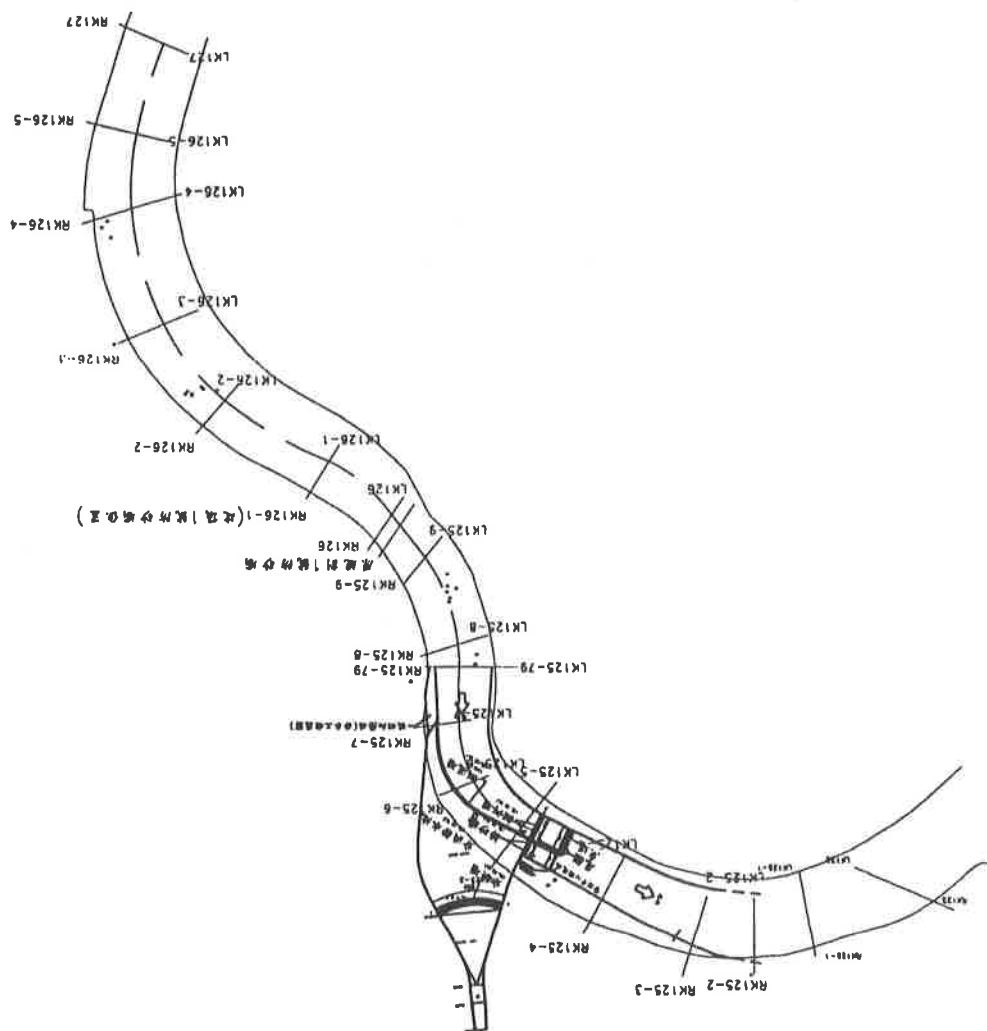
(一)進水結構

分洪堰之設計維持不變其下游之束縮段長 85 公尺，寬由 80 公尺束縮至 20 公尺，該段坡度為 0.1，束縮角為 45.86° 。束縮段末端銜接一矩形段長 20 公尺、寬 20 公尺、高 12 公尺，該段坡度為 0.1。矩形段末端銜接兩個漸變段分別長 30 公尺與 20 公尺，第一漸變段寬由 20 公尺漸變至 12 公尺，高度皆為 12 公尺之矩形漸變斷面，該段坡度為 0.1。第二漸變段為寬與高皆為 12 公尺之矩形斷面漸變為直徑 12 公尺之圓形斷面，該段坡度為 0.01。第二漸變段末端銜接一分洪隧道長 2,432 公尺、內徑 12 公尺，坡度為 0.01，如圖 3-6 所示。

(二)側流堰上游河道

本案河道部分之修改乃將側流堰上游至斷面 126-1 河道疏浚為坡度 0.01（各斷面位置及疏浚深度如圖 3-7~圖 3-11），且一號防砂壩（如圖 3-12 所示）位置由距斷面 126 下游 15 公尺處移至其上游 95 公尺處。

圖 3-7 員山子分洪結構位置圖



水平比例尺 1 : 800
 垂直比例尺 1 : 200

圖例

現況河道
 疏浚河道
 水道治理計畫
 用地範圍線
 建議斷面

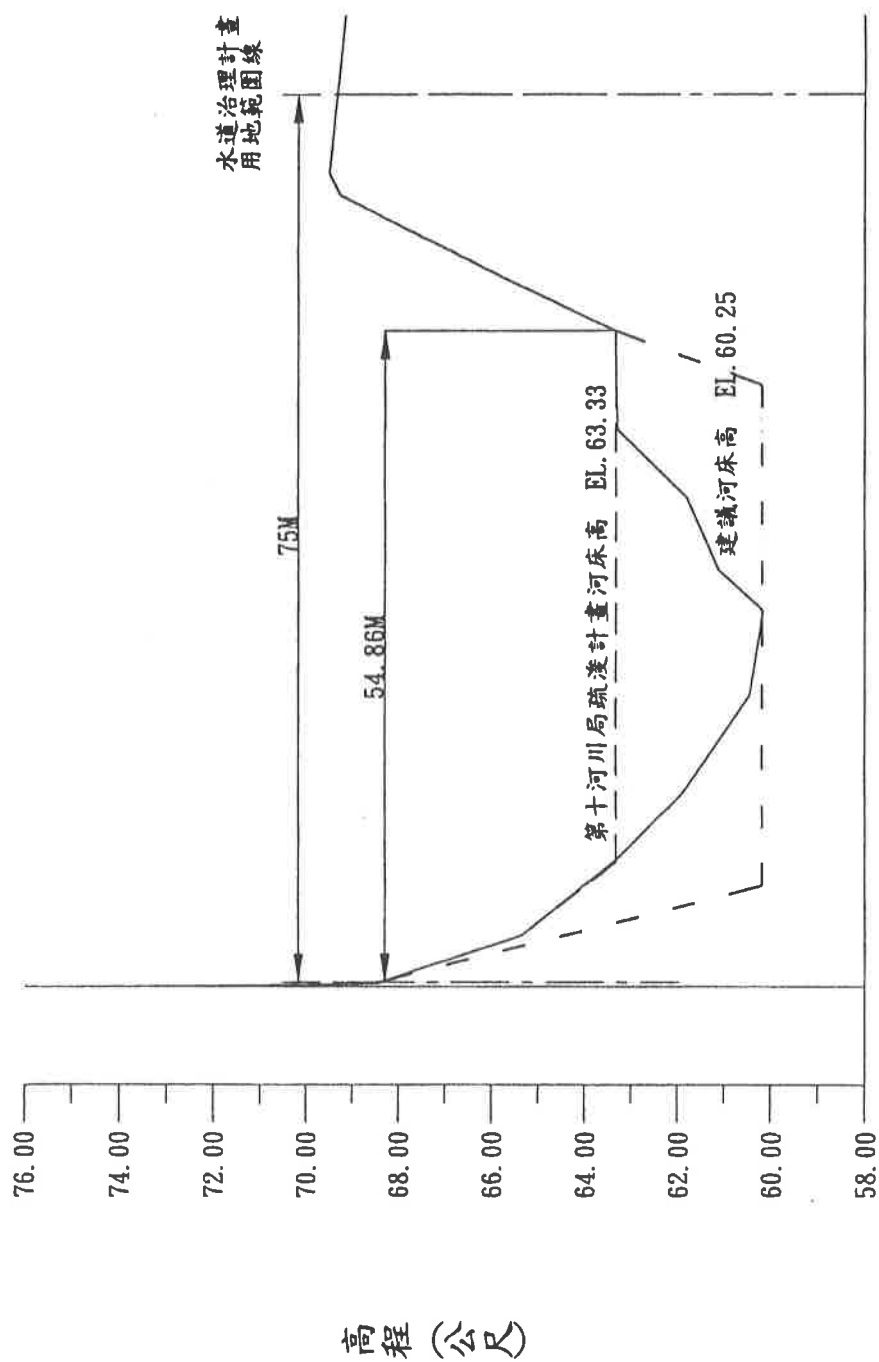


圖3-8 基隆河斷面125-8建議斷面

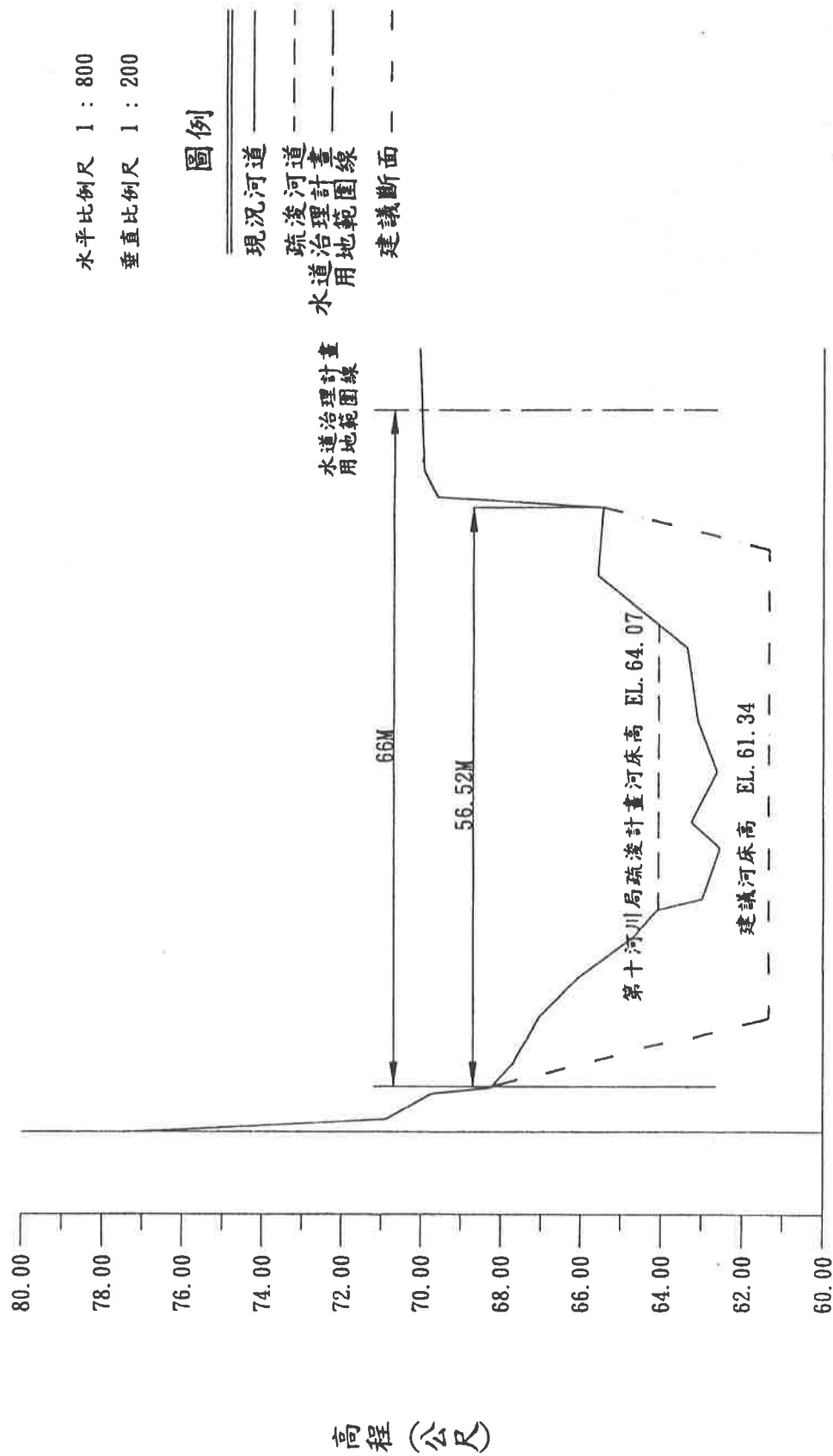


圖 3-9 基隆河斷面 125-9 建議斷面

水平比例尺 1 : 800
 垂直比例尺 1 : 200

圖例

—— 現況河道
 —— 疏浚河道
 - - - 水道治理計畫
 - - - 用地範圍線
 - - - 建議斷面

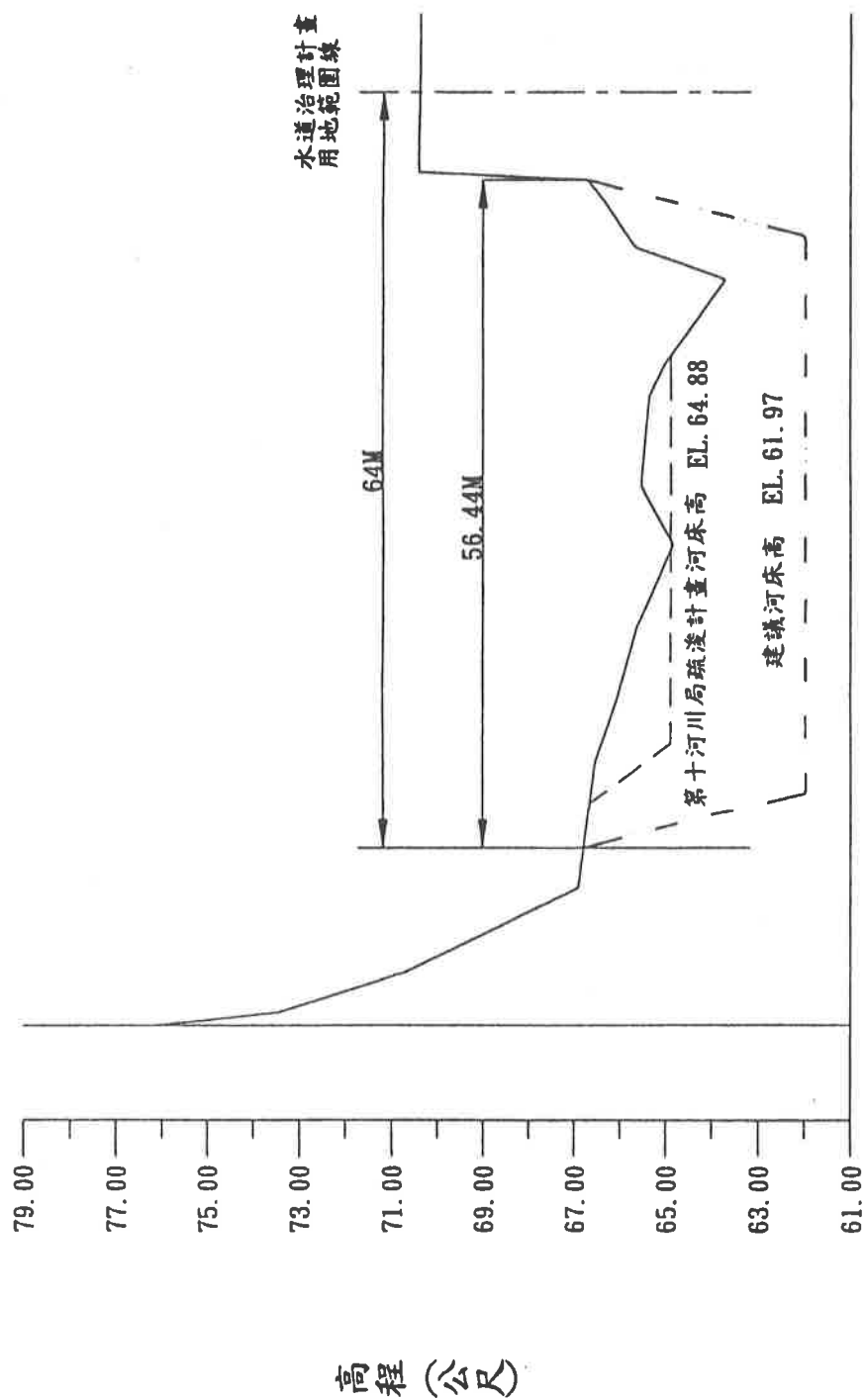


圖 3-10 基隆河斷面126建議斷面

水平比例尺 1 : 800

垂直比例尺 1 : 200

圖例

現況河道

疏浚河道

水道治理計畫

用地範圍線

建議斷面

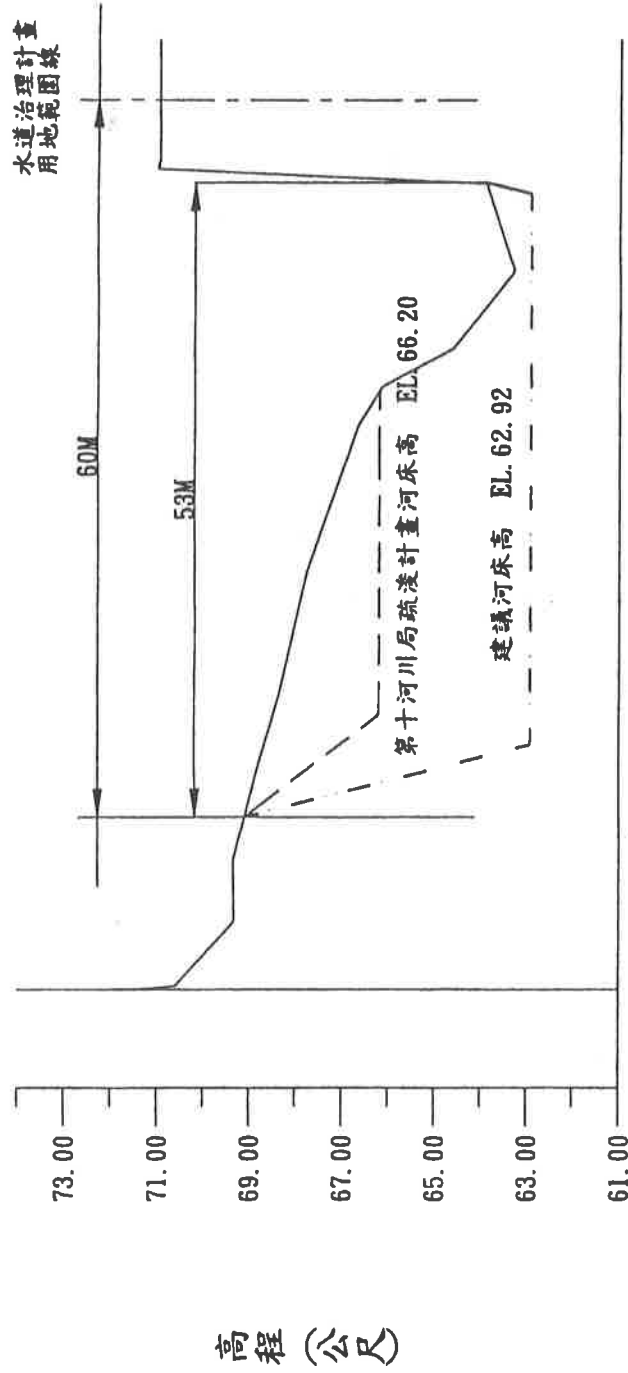


圖 3-11 基隆河斷面 126-1 建議斷面

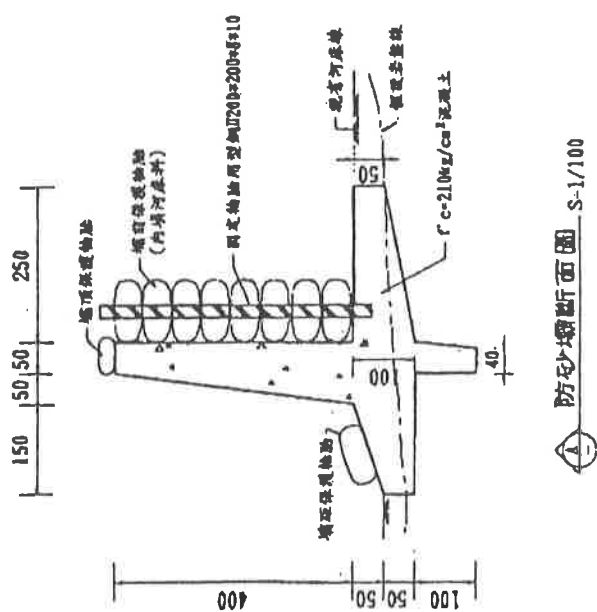
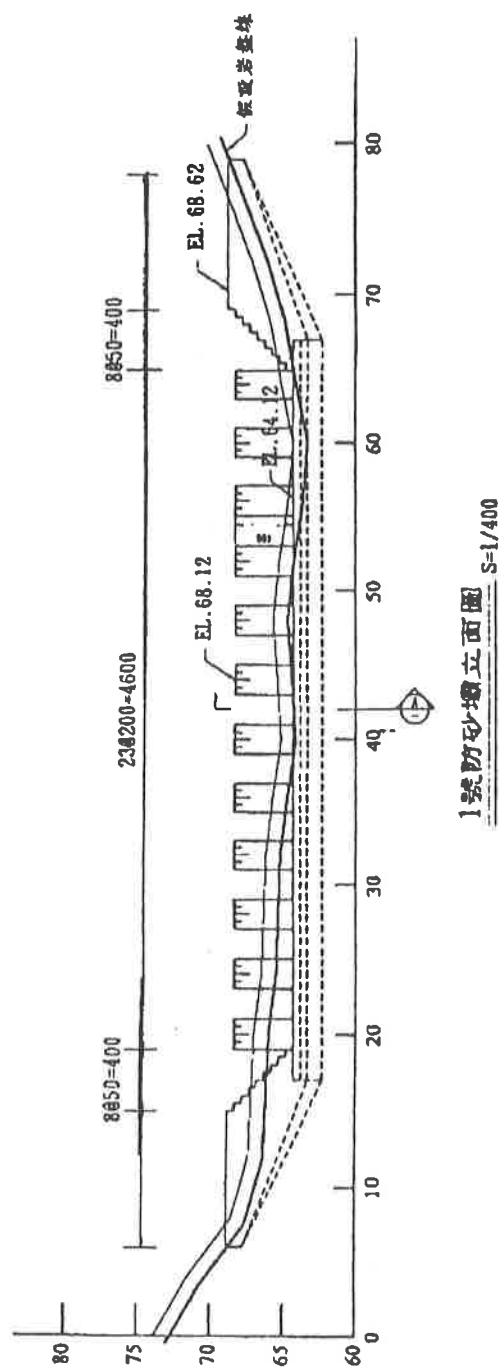


圖 3-12 防砂壩設計圖

第四章 定床水工模型試驗

本章係為介紹本計畫定床模型之試驗範圍、建造過程、比例尺、試驗流量及設備等，說明如下。

一、模型試驗範圍

本計畫模型試驗區域範圍如圖 1-2 所示，模擬河道地形部分為基隆河斷面 124-2 至斷面 127 之間，全長約 1793 公尺，即攔河堰址(斷面 125-3)上游約 1169 公尺，下游約 624 公尺，分洪工程部分為攔河堰起至分洪隧道入口 300 公尺處止，長度約為 500 公尺。本計畫模型試驗之尾水控制斷面選定下游之 124-2 斷面。

二、模型試驗流量

各重現期距年洪峰流量轉換成本模型試驗流量如表 4-1 所示。本計畫採定床模型試驗，模型試驗流量選定五組，包括重現期距 200 年、100 年、50 年、20 年、5 年，其流量分別為 1620cms、1502cms、1375cms、1186cms、837cms。

三、模型比例尺決定

水工模型試驗著重模型之水流情形必須與現場實際之原體水流情況相似，為達此目的，模型設計時除了要求模型與原體須滿足幾何相似性及運動相似性外，模型與原體相對應力之比例必須完全相等，即是滿足動力相似性，方能由模型試驗反求原體之受力情形。

本計畫模型比例尺設計及選定除了考慮上述相似性外，經考量模型試驗範圍、試驗場地限制、供(量、迴)水設施、上下游水頭落差、儀器量測最小水深及模型用砂等因素，決定採用等比模型比例尺(L_r)為 1：50。模型試驗水流特性為明渠流，故屬福祿數定律控制。模型與原體各項比例尺關係如表 4-2 所示(推導參見附錄十)。

四、模型建造

本計畫模型建造過程分河道地形建造及分洪工程建造兩部分，其說明如下(參見附錄十一)：

(一)河道地形部分：本計畫水工模型試驗範圍，河道部分為基隆河斷面 124-2~斷面 127，全長為 1793 公尺。

(1)外業測量：

依據本計畫執行區域及模型試驗範圍需求，於現地進行地形測量供內業之需。

表 4-1：模型試驗流量

模型試驗	流量(cms)		重現期距(年)
	實體	模型	
定床試驗	1620	0.091	200
	1502	0.085	100
	1375	0.077	50
	1186	0.067	20
	837	0.047	5

表 4-2：定床模型與實體間水理特性之比例關係

項目	水平比尺	垂直比尺	水位比尺	水力半徑比尺	坡度比尺
比尺關係	X	Y	Y	Y	$X^{-1}Y$
比尺	1/50	1/50	1/50	1/50	1

項目	通水面積比尺	流速比尺	流量比尺	糙率係數比尺	雷諾數比尺
比尺關係	XY	$Y^{1/2}$	$XY^{3/2}$	$X^{-1/2}Y^{2/3}$	$Y^{3/2}$
比尺	1/2500	1/7.071	1/17677	1/1.92	1/353.6

項目	時間比尺	粒徑比尺	輸砂量比尺		
比尺關係	$XY^{-1/2}$	$X^{-1}Y^2$	$X^{-1/2}Y^3$		
比尺	1/7.071	1/50	1/17677		

(2)內業作業：

依據模型試驗場地大小及模型試驗區域範圍，經會議決定適當模型比尺，將所測之地形圖依據比尺進行套圖與供、量、迴水設備配置作業，以利模型建造。

(3)模型試驗場地網格設置：

為使模型建造正確符合現地地形，乃將套配完成之模型佈置圖於模型試驗場地設置網格，以利完成圖上之等高線於試驗場地描繪作業。

(4)模型試驗場地等高線與邊界線描繪：

本計畫模型建造乃依現地等高線高程縮小比尺建造，故需將套配完成之模型佈置圖上的等高線、模型邊界線配合網格於試驗場地進行描繪。

(5)等高線建造：

等高線建造前須完成試驗場地等高線描繪與各等高線經縮比後之設計高度計算作業，爾後僱請專業特殊技工依據各等高線之設計高度進行等高線磚砌建造工作。

(6)地形鋪設：

地形鋪設乃由專業技工與僱請之特殊技工，將建造完之等高線間隙鋪設礫石，鋪設時除依等高線變化趨勢並配合航照圖與現地相片，以求模型建造精確。

(7)地形建造：

本計畫河道模型試驗係採定床，故於地形鋪設完成後在其表面鋪設薄層水泥砂漿並進行河道表面防漏處理。

(8)模型邊界建造：

河道地形建造完成後，乃將先前於試驗場地描繪完成之邊界線依河道地形建造適當高度之邊界牆。

(9)邊界防漏處理：

模型邊界牆建造完成後於其底部進行防漏處理，本模型之防漏處理乃採防漏膠漆為底層，塗刷於磚砌水泥砂漿飾面之邊界牆上，再以牛皮氈塗刷於膠漆上達成防漏功效。

(10)供、量、迴水設備建造：

本設備俟河道模型與邊界牆建造完成後，依模型佈置圖上各設備之相關位置建造，其尺寸大小乃依據模型試驗之各重現期距年洪峰流量、所需量水時間、河道模型上、下游高度等決定其尺寸大小。

(二)分洪工程部分：本計畫分洪工程業依基本設計內容，將其各分洪構造物以 1/50 模型比例尺採壓克力製作。計畫分洪工程模擬之範圍為攔河堰、排砂道、側流堰、分洪堰至分洪隧道入口 300 公尺處止，全長為 500 公尺。

五、模型用砂

本計畫模型加砂試驗乃模擬河道懸浮載及底床載於河道運行之水理現象及其淤積分佈情形。為考量懸浮載能懸浮於水中，底床載能於河床上運移，業依基隆河員山子分洪規劃設計報告之粒徑分析結果為本模型加砂之依據，本模型懸浮載採用粒徑 0.1mm 之砂，該粒徑略小於 0.14mm ($7/50=0.14$ 、參閱表 2-10) (模型加砂粒徑比尺參閱附錄十之河床質粒徑比尺)，底床載用粒徑 4mm 之小礫石，該粒徑略大於防砂壩址處(斷面 126-1)之平均粒徑 3.41mm ($170.74/50=3.41$ 、參閱表 2-11)。本加砂試驗乃模擬重現期距 200 年之變量流況且防砂壩淤滿後，其下游河道及各分洪工程之淤積情形，因此加砂地點乃選定防砂壩址下游處。

六、供水與加砂設備

供水設備為兩支大供水管及頭水箱與梯形堰，頭水箱供水量率定曲線結果如圖 4-1 所示、最大供水量約為 0.22cms。

本加砂設備如照片 4-1、4-2 所示，該設備係用於定量流之懸浮載加砂試驗，試驗時先將預定之含砂濃度於大型水-砂攪拌儲蓄池進行調配後，再藉由抽水馬達抽送至定水頭加砂器排入試驗河道中。儲蓄池及加砂器內部各設置一部攪拌器，避免泥砂沉澱影響含砂濃度。變量流試驗係因濃度調配不易，則採人工於河道上進行加砂。

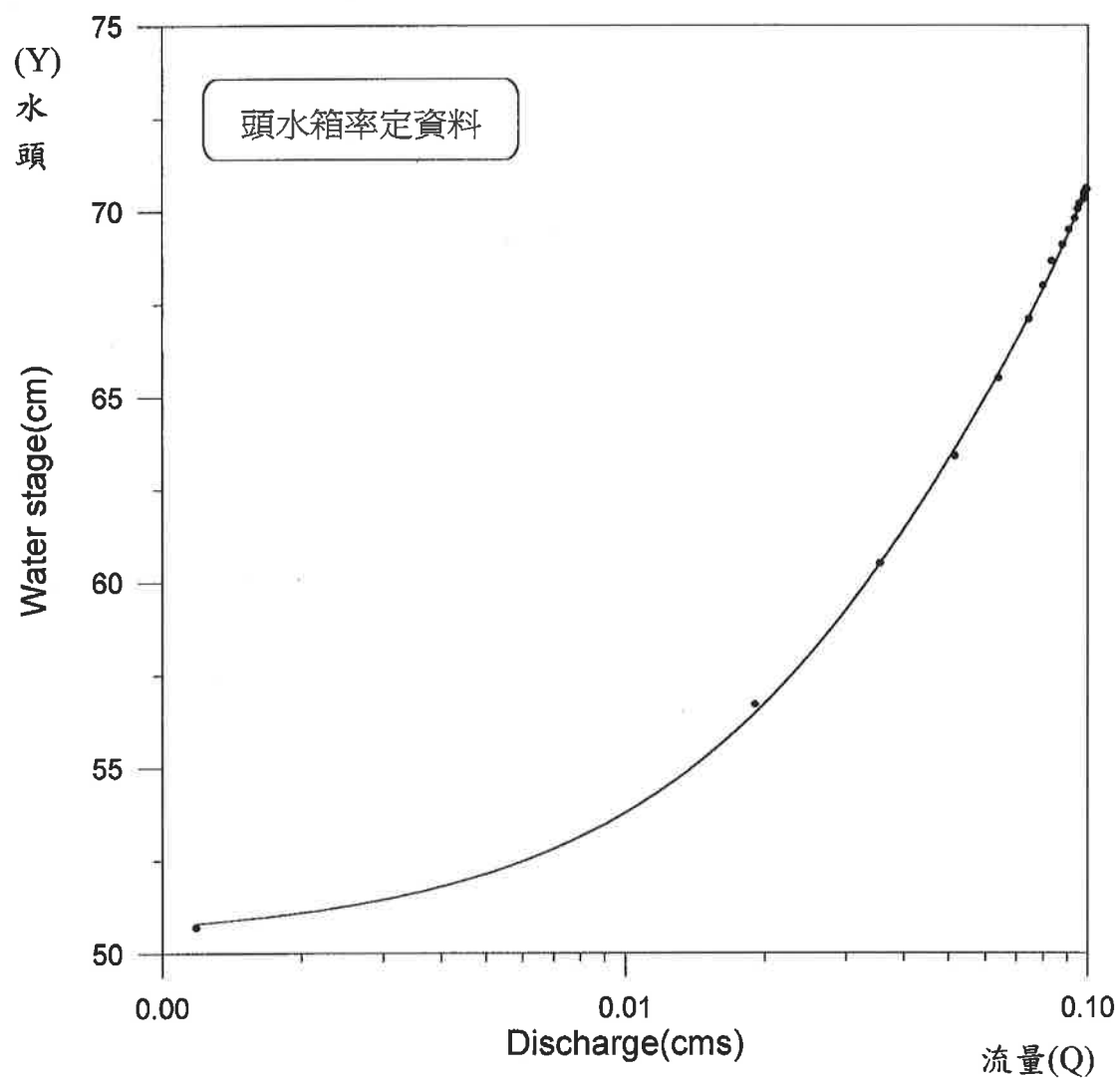


圖 4-1：頭水箱供水量率定曲線
 $(Y=50.36+368.03Q-2713.14Q^2+10702.7Q^3)$



照片 4-1 加砂供應設備



照片 4-2 水—砂攪拌儲蓄池

第五章 模型檢驗

水工模型試驗除了要求模型與原型體滿足幾何相似性，水流情況符合運動相似律及動力相似律外，河道模型之糙率須符合原型體天然河道之糙率，方能藉由模型試驗模擬現況之水理。然而天然河川大多屬紊流，為確保模型之流況為紊流情形，卡曼數之檢定工作甚為重要，如此水工模型試驗結果較為精確。本計畫定床模型之檢驗與校正過程如下所述。

定床模型檢驗

(一)檢驗項目與方法

本計畫定床模型檢驗項目主要有二項：一為模型糙率檢驗，另一為紊流現象檢驗。

1、糙率檢驗

天然河道水流阻力大致可分為顆粒糙率及形狀糙率兩部分，前者係由切力引起，後者為如床面形態等所引起之壓差而造成。基隆河員山子現地係為卵石、礫石及巨石等之河床，該河床不易形成沙丘，故水流阻力主要以顆粒糙度為主。本計畫河道模型採定床試驗，故河道糙率以河床表面之顆粒大小為主。然計畫試驗區域範圍內缺乏糙率係數及大流量之水位紀錄等資料供模型糙率及水位檢驗之依據，故模型糙率檢驗（曼寧糙率係數）係採現地量測河道表面之粒徑大小，以 Strickler(1927)公式：

$$n = \frac{d^{\frac{1}{6}}}{21.1} \quad (5-1)$$

式中 d ：顆粒粒徑(公尺)

估算試驗區域內各斷面及區間之糙率係數，如表 5-1 所示。

定床模型糙率之檢驗除了糙率係數檢驗，比較模型河道之糙率係數是否與現況相近外，另一為河道之水位檢驗。水位檢驗由於缺乏現場實測之大流量-水位資料，故以數值模式演算結果作比較，數值模式演算時則輸入現況河道之橫斷面大小、河道內構造物形式及各斷面之糙率係數等進行水理演算，並將結果與模型試驗之水位做比較。倘若模型河道之糙率太小，則需逐次於模型河道上種植經縮比後之石子調整糙率，直至模型河道與現況之糙率相近為止，此時再將糙率調整完成後之模型河道各斷面水位與數值做比較，是否接近合理範圍。

表 5-1：基隆河員山子分洪水工模型試驗區各斷面之曼寧糙率係數

河段	曼寧糙率係數	
	主深槽	洪水平原
124-2	0.047	0.051
125	0.047	0.051
125-1	0.047	0.051
125-2	0.047	0.051
125-3	0.048	0.052
125-4	0.048	0.052
126	0.048	0.052
126-1	0.054	0.058
126-2	0.057	0.06
126-3	0.055	0.06
127	0.055	0.06

2、紊流現象檢驗

一般天然河道大多屬紊流現象，為了確保水工模型經縮比後仍能於模型河道內產生紊流情形，故須進行紊流現象檢驗。模型之流況是否屬紊流可藉由卡曼數(Karman Number)作檢定，若模型之糙率採小石子鋪設，則卡曼數須大於 100 方屬紊流情況。卡曼數之定義及公式如下所述：

$$N_K = \frac{K\sqrt{gRS}}{\nu} \quad (5-2)$$

式中

N_K ：卡曼數

g ：重力加速度

R ：水力半徑

S ：能量坡降或渠道坡度

ν ：水之運動粘滯係數

$$\sqrt{gRS}：\text{剪力速度(Shear velocity)} = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}}$$

K ：相當砂粒之糙率高度，可藉由下式求得：

$$0.093 \frac{R^6}{n} = 2.0 \log \frac{R}{K} + 2.35 \quad (5-3)$$

式中：

R ：水力半徑

n ：曼寧糙率係數

(二)檢驗結果與檢討

1.糙率檢驗結果

定床模型糙率檢驗及調整過程中，首先進行糙率係數之初步估驗與調整，再配合數值模式之水理演算結果進行模型河道全面性水位檢定與糙率修正，直至模型與原型體之糙率與水位相近為止。本計畫糙率檢驗分：糙率係數檢驗法、水位檢驗法兩種，所選用之尾水位與檢驗流量分別如下所述。

(1) 糙率係數檢驗法

本計畫定床模型糙率係數檢驗先以未種植小石子檢定河道各斷面糙率係數，再以現地量測河床表面之粒徑大小，經縮比後種植於模型河道調整糙率。該階段之模型檢驗中心以第 124-2 斷

面與第 127 斷面之試驗資料為分析依據。計畫試驗區域各斷面位置如圖 1-2 所示。尾水水位、檢驗流量與檢驗結果如下：

尾水水位：

由於模型試驗區內缺乏大流量-水位等資料供作模型試驗參考，故乃以數值模式之水理演算結果作為模型尾水位控制，本階段模型試驗尾水控制斷面選定 124-2，其流量-水位關係如表 5-2 及圖 5-1 所示，流量與水位率定方程式如下：

$$\ln H = 0.0494 \ln Q + 3.742 \quad (5-4)$$

式中：

H ：水位(m)； Q ：流量(cms)

檢驗流量：

為求模型試驗精確及在高、低流量均能反映實際情形，本階段選定大、小各一組之檢驗流量進行河道糙率檢驗。大流量為 $Q_{100}=1502\text{cms}$ ，小流量為 $Q_5=837\text{cms}$ ，其尾水水位分別為 60.62m 與 58.73m。

檢驗結果：

本階段河道糙率檢驗包括未種小石子與種小石子兩種，檢驗結果如表 5-3 與表 5-4 所示。流量為 $Q_5=837\text{cms}$ 時，未種小石子之河道糙率係數為 0.042，種植小石子後河道糙率係數為 0.054。流量 $Q_{100}=1502\text{cms}$ 時，未種小石子之河道糙率係數為 0.040，種植小石子後河道糙率係數為 0.052。由以上兩種流量之試驗結果顯示：河道未種植小石子時，糙率明顯偏小，種植小石子後模型試驗區內之糙率係數與現況甚為接近。

(2) 水位檢驗法

本階段河道模型之水位檢驗乃配合數值模式對試驗區段之水理演算結果進行全面性分析，另外亦採去(90)年 9 月之納莉颱風洪峰水位資料作為水位檢驗之依據。計畫試驗區域各斷面位置如圖 1-2 所示，各斷面水位均須量測，量測時每斷面均量測五至六點取其平均值作為平均水位。數值模式演算過程、尾水水位、檢驗流量及檢驗結果分別如下所述：

數值演算過程：

本計畫之數值演算模式採 HEC-RAS 進行基隆河全段水理演算，該模式各項資料如下所述：

(A) 斷面資料：

水理演算斷面 1~斷面 123 採本所員山子分洪可行性規劃報告(90 年 4 月)水理演算之斷面，其中斷面 1~42 採民國 89 年本署第十河川局實測斷面資料，斷面 43~46 採用民國 87 年北區水資源局實測斷面資料，斷面 47~73 採用「基隆河治理工程期初實施計畫」

表 5-2：基隆河員山子分洪水工模型試驗區(斷面 124-2)尾水位

重現期距(年)	流量(cms)	水位(m)
200	1620	60.92
100	1502	60.62
50	1375	60.30
20	1186	59.78
5	837	58.73

表 5-3：定床模型糙率係數檢驗結果 ($Q_5=837\text{cms}$)

試驗情形		未種小石子	種小石子
斷面	水力特性		
124-2	水位 (m)	58.62	58.87
	通水面積 (m^2)	217.80	230.24
	濕周 (m)	86.5	94
	水力半徑 (m)	2.51	2.45
	平均流速 (m/s)	3.84	3.64
	能量水頭 (m)	59.37	59.54
127	水位 (m)	76.8	77.6
	通水面積 (m^2)	152.55	214.29
	濕周 (m)	64.25	66
	水力半徑 (m)	2.37	3.24
	平均流速 (m/s)	5.48	3.91
	能量水頭 (m)	78.33	78.38
平均值	通水面積 (m^2)	185.18	222.27
	濕周 (m)	75.38	80
	水力半徑 (m)	2.46	2.78
	斷面間距 (m)	1793	1793
	能量坡降	0.0106	0.0105
	曼寧糙率係數	0.042	0.054

表 5-4：定床模型糙率係數檢驗結果 ($Q_{100}=1502\text{cms}$)

試驗情形		未種小石子	種小石子
斷面	水力特性		
124-2	水位 (m)	60.5	60.71
	通水面積 (m^2)	349.37	374.22
	濕周 (m)	114.3	122.4
	水力半徑 (m)	3.06	3.05
	平均流速 (m/s)	4.30	4.01
	能量水頭 (m)	61.44	61.53
127	水位 (m)	77.4	78.55
	通水面積 (m^2)	220.22	306.46
	濕周 (m)	71.5	75.25
	水力半徑 (m)	3.08	4.07
	平均流速 (m/s)	6.82	4.90
	能量水頭 (m)	79.77	79.77
平均值	通水面積 (m^2)	284.80	340.43
	濕周 (m)	92.9	98.82
	水力半徑 (m)	3.06	3.44
	斷面間距 (m)	1793	1793
	能量坡降	0.0104	0.0101
	曼寧糙率係數	0.040	0.052

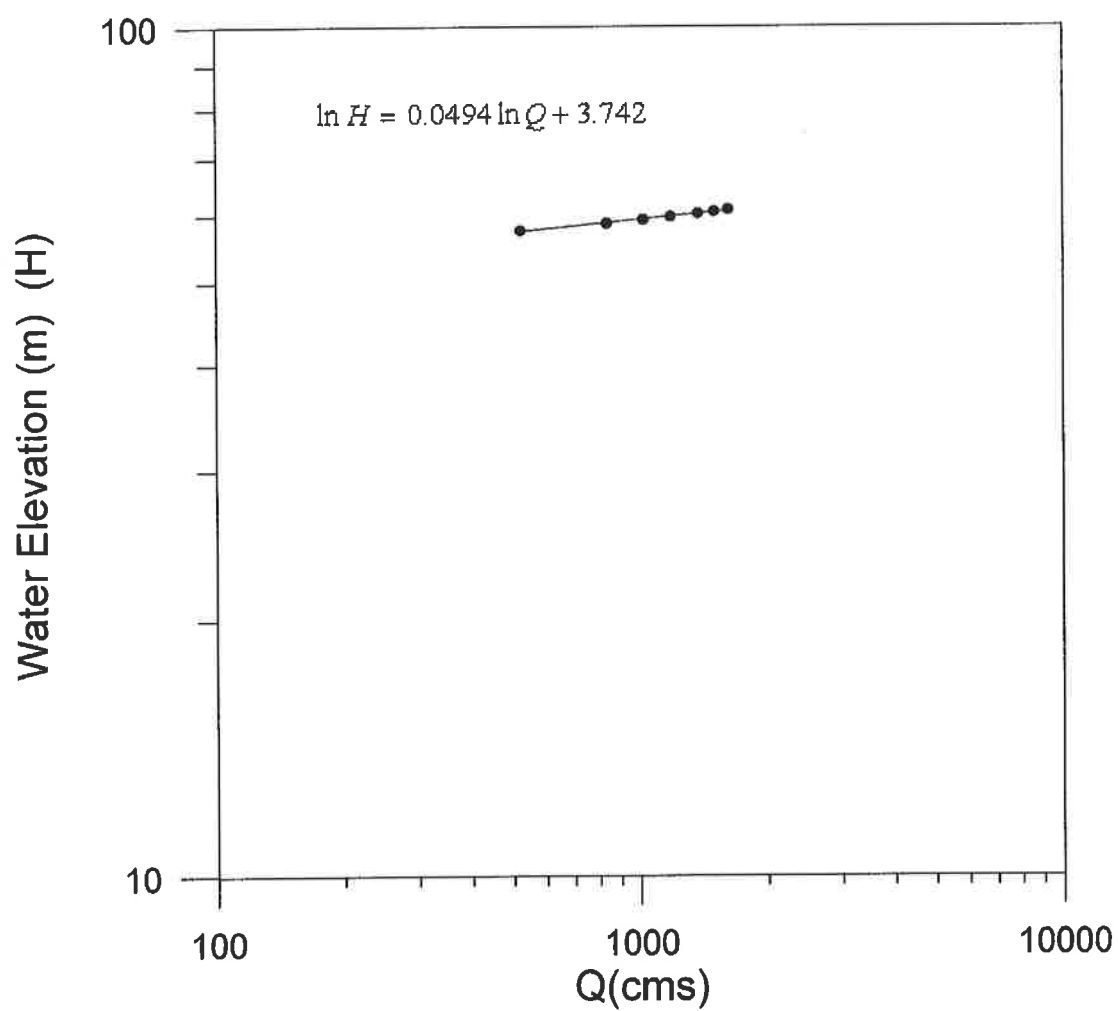
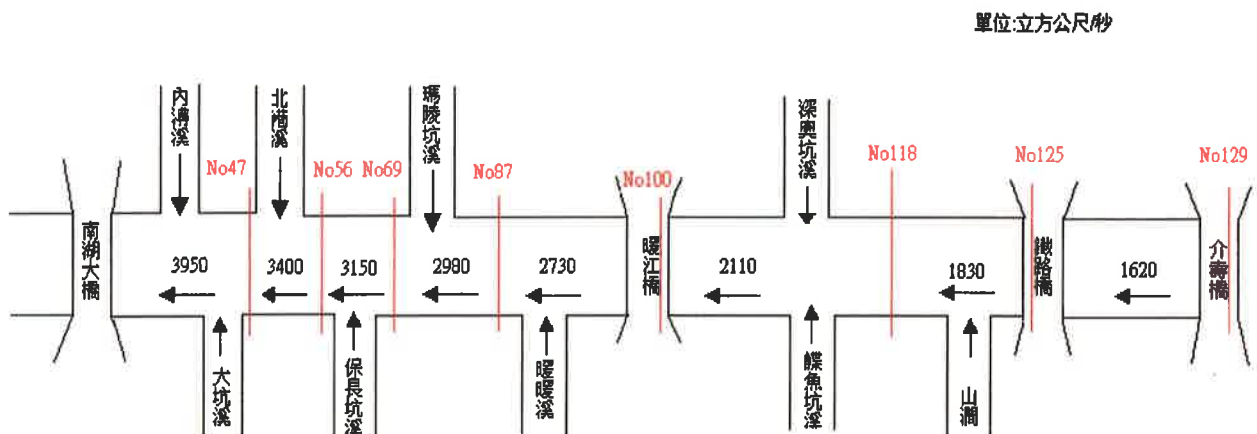


圖5-1:尾水控制斷面(124-2)流量與水位關係

北區水資源局河道疏浚計畫断面資料，断面 74~122 採水利署河川勘測隊實測断面資料，断面 123~129 採本所河川規劃課於九十年初實測断面資料。

(B)計畫洪水量：

本階段水位檢驗採分洪前計畫洪水量為水理演算流量，並依據經濟部水利署基隆河整體治理計畫（草案）(90 年 11 月)各控制點各重現期距年洪峰流量（如表 5-5 所示）為主。基隆河採重現期距 200 年之洪峰流量為計畫洪水量，各河段河道計畫流量分配如下圖所示。



(C)起算水位：

本階段起算水位採本所員山子分洪可行性規劃報告(90 年 4 月)水理演算起算水位，即為淡水河口潮位 4.00 公尺，淡水河断面 12(關渡)之計畫洪水位 5.93 公尺為起算水位。

(D)糙率係數：

本階段糙率係數選定分別依據 77 年已核定「基隆河治理規劃檢討報告」(基隆河断面 1~断面 124，如下表所示)及現場實測之粒徑大小推估糙率係數(基隆河断面 124-2~断面 127)(如表 5-1 所示)。

基隆河各河段河道糙率係數表

河 段	断面 1~ 断面 35		断面 36~ 断面 43		断面 44~ 断面 70		断面 71~ 断面 117		断面 118~ 断面 124	
糙率	主深槽	高灘	主深槽	高灘	主深槽	高灘	主深槽	高灘	主深槽	高灘
係數	0.018~ 0.025	0.03~ 0.035	0.025	0.035	0.03	0.03	0.04	0.04	0.045	0.045

尾水水位：

本階段模型試驗之控制断面(断面 124-2)尾水水位同於糙率係數檢驗法之尾水水位，其流量-水位率定方程式與(5-4)式相同。

表 5-5：基隆河流域各控制點各重現期距年洪峰流量

控制站	集水區面積	Q ₂₀₀	Q ₁₀₀	Q ₅₀	Q ₂₀	Q ₁₀	Q ₅	Q ₂
	km ²	(cms)	(cms)	(cms)	(cms)	(cms)	(cms)	(cms)
關渡	490.77	5200	4830	4420	3820	3300	2710	1730
中山橋	401.07	3950	3690	3400	2960	2590	2150	1390
南湖大橋	351.67	3640	3400	3130	2720	2370	1970	1270
社後	314.45	3400	3170	2920	2530	2210	1830	1190
過港	274.19	3150	2930	2700	2330	2040	1680	1090
保長坑溪	247.12	2980	2770	2540	2200	1920	1580	1030
五堵	208.31	2730	2540	2330	2010	1750	1440	940
八堵	153.12	2200	2060	1890	1630	1420	1160	760
暖江橋	142.67	2110	1970	1800	1560	1350	1110	720
四腳亭	118.84	1880	1760	1610	1390	1210	990	640
深澳(魚坑)	113.12	1830	1710	1570	1350	1170	960	620
員山子	91.2	1620	1520	1390	1200	1040	850	550

檢驗流量：

本階段模型試驗檢驗流量乃採 $Q_{100}=1502\text{cms}$ 與 $Q_5=837\text{cms}$ ，其尾水水位分別為 60.62m 與 58.73m。

檢驗結果：

模型試驗之水位與數值模式之演算水位結果如表 5-6 至表 5-8 與圖 5-2 至圖 5-3 所示，試驗結果顯示： $Q_5=837\text{cms}$ 時，未種植小石子情況下除尾水控制斷面（斷面 124-2）水位較接近水理演算值，越往上游各斷面之水位試驗值越小於水理演算值。河道經種植小石子後，除斷面 125-3、126-1、126-3 之水位試驗值與水理演算值相差 20~30 公分，其餘各斷面兩者皆甚為接近。 $Q_{100}=1502\text{cms}$ 時，未種植小石子情況河道各斷面之水位試驗值變化趨勢與上相同。河道經種植小石子後。除斷面 125-1、125-3、126、126-3 之水位試驗值與水理演算值相差約 20 公分，其餘各斷面兩者皆甚為接近。另外本文亦進行河道水位之敏感度分析，分析之方法分別採數值模式演算及模型試驗兩種，其結果如表 5-7 至表 5-9 所示。從數值模式演算結果顯示：自第 124-2 斷面至第 127 斷面曼寧糙度係數減少與增加 0.005 會造成斷面 125-3 以上各斷面水位下降或上升約在約在 30 公分以內。從模型試驗結果顯示：流量為 1502cms 時，將尾水控制斷面（斷面 124-2）之水位調降 44 公分，則斷面 124-2 至斷面 126-1 因受尾水調降影響，斷面之水位會下降，越往上游下降之幅度會變小，斷面 126-2 至斷面 127 之水位幾乎不受尾水調降影響。倘若將尾水控制斷面之水位抬昇約 90 公分，將造成斷面 124-2 上游各斷面水位抬昇，越往上游抬昇之幅度越小，斷面 127 之水位約抬昇 40 公分左右。

納莉颱風洪峰水位於本模型之檢驗結果

本計畫河道模型之水位檢驗除採數值分析結果為依據外，另外亦採模型試驗區內發生大流量之洪峰水位作為本河道模型之水位檢驗，諸如民國 90 年 9 月中旬之納莉颱風洪峰水位。然而納莉颱風造成基隆河員山子現地道路及河道護岸嚴重受損，故洪峰水位取得不易，經由當地戶訪及現勘取得之洪峰水位資料為斷面 125、斷面 125-1 及斷面 125-2，其餘斷面因邊坡嚴重坍塌及道路和河道護岸損壞無法量測正確之洪峰水位。

表 5-6：未種小石子模型試驗區河道各斷面平均水位(m)

斷面 \ 水位	$Q_5=837\text{cms}$		$Q_{100}=1502\text{cms}$	
	試驗值	水理演算值	試驗值	水理演算值
124-2	58.62	58.73	60.5	60.62
125	60.10	60.54	61.90	61.90
125-1	61.58	62.71	63.45	63.63
125-2	62.03	64.03	63.85	65.18
125-3	63.45	64.50	64.46	65.75
125-4	65.85	66.13	66.8	67.13
126	67.57	68.44	68.63	70.18
126-1	68.84	70.70	69.55	72.16
126-2	72.10	72.53	73.15	73.84
126-3	74.41	75.53	75.45	76.69
127	76.80	77.58	77.40	78.72

表 5-7：基隆河員山子分洪水工模型試驗區各斷面平均水位 (m) ($Q_5=837\text{cms}$)

斷面 \ 組別	I	II	III	IV
124-2	58.87	58.73	58.64	58.80
125	60.71	60.54	60.50	60.59
125-1	62.72	62.71	62.71	62.71
125-2	64.10	64.03	63.90	64.15
125-3	64.78	64.50	64.21	64.74
125-4	66.15	66.13	65.97	66.31
126	68.57	68.44	68.44	68.48
126-1	70.40	70.70	70.49	70.87
126-2	72.71	72.53	72.53	72.53
126-3	75.32	75.53	75.33	75.71
127	77.60	77.58	77.40	77.76

附註：I 為模型試驗結果。

II 為水理演算值，糙率係數(n)與表 5-1 相同。

III 為水理演算值，糙率係數(n)較表 5-1 小 0.005。

IV 為水理演算值，糙率係數(n)較表 5-1 大 0.005。

表 5-8：基隆河員山子分洪水工模型試驗區各斷面平均水位 (m) ($Q_{100}=1502\text{cms}$)

組別 斷面	I	II	III	IV
124-2	60.71	60.62	60.53	60.71
125	61.71	61.90	61.86	62.04
125-1	63.42	63.63	63.63	63.63
125-2	65.20	65.18	65.01	65.34
125-3	65.98	65.75	65.39	66.02
125-4	67.20	67.13	66.91	67.42
126	70.41	70.18	69.83	70.45
126-1	72.08	72.16	72.02	72.35
126-2	73.85	73.84	73.84	73.84
126-3	76.91	76.69	76.42	76.96
127	78.55	78.72	78.56	78.99

附註：組別說明與表 5-7 相同。

表 5-9：流量 $Q_{100}=1502\text{cms}$ 河道水位敏感度分析

斷面	水理演算值(水位：m)	尾水調降(水位：m)		尾水抬昇(水位：m)	
		試驗值 (m)	下降幅度 (m)	試驗值 (m)	抬昇幅度 (m)
124-2	60.62	60.18	-0.44	61.52	+0.90
125	61.90	61.50	-0.40	62.79	+0.89
125-1	63.63	63.20	-0.43	64.44	+0.81
125-2	65.18	64.86	-0.32	65.80	+0.62
125-3	65.75	65.40	-0.35	66.40	+0.65
125-4	67.13	66.84	-0.29	67.73	+0.60
126	70.18	69.88	-0.30	70.71	+0.53
126-1	72.16	71.98	-0.18	72.59	+0.43
126-2	73.84	73.78	-0.06	74.29	+0.45
126-3	76.69	76.82	+0.13	77.05	+0.36
127	78.72	78.64	-0.08	79.12	+0.40

附註：本表「-」表示水位下降，「+」表示水位抬昇。

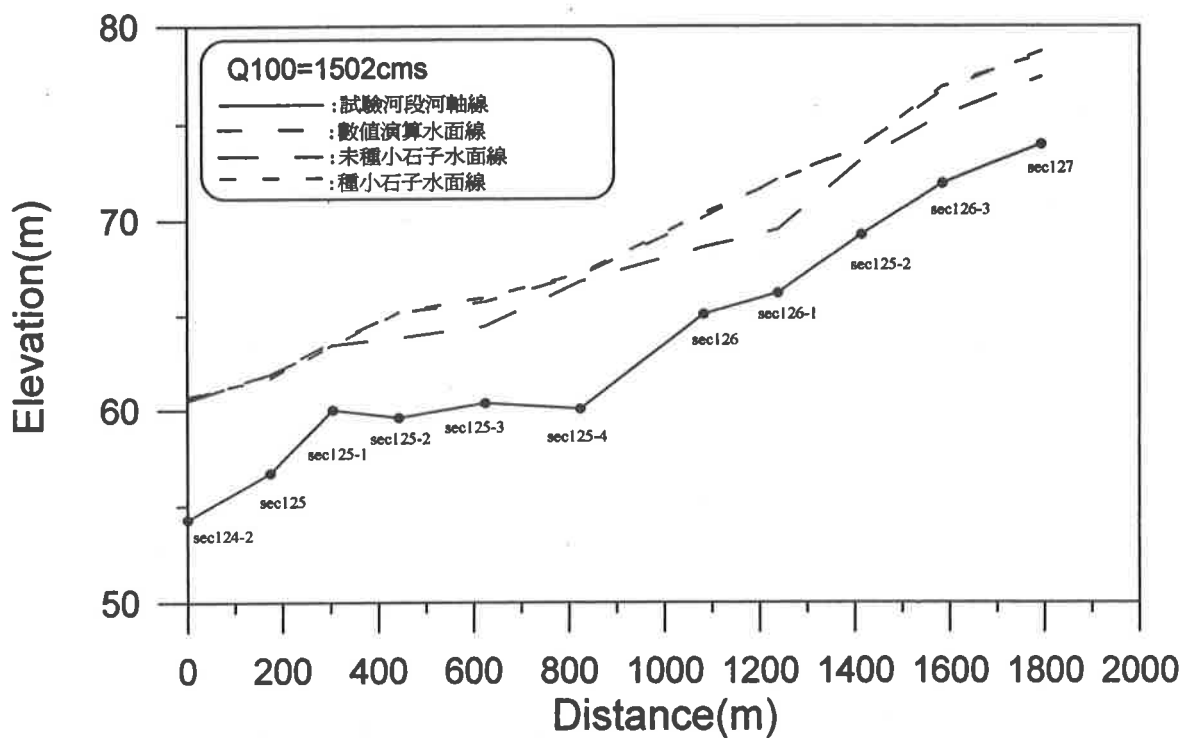


圖5-2:流量1502cms 時河道糙率調整前後之水位

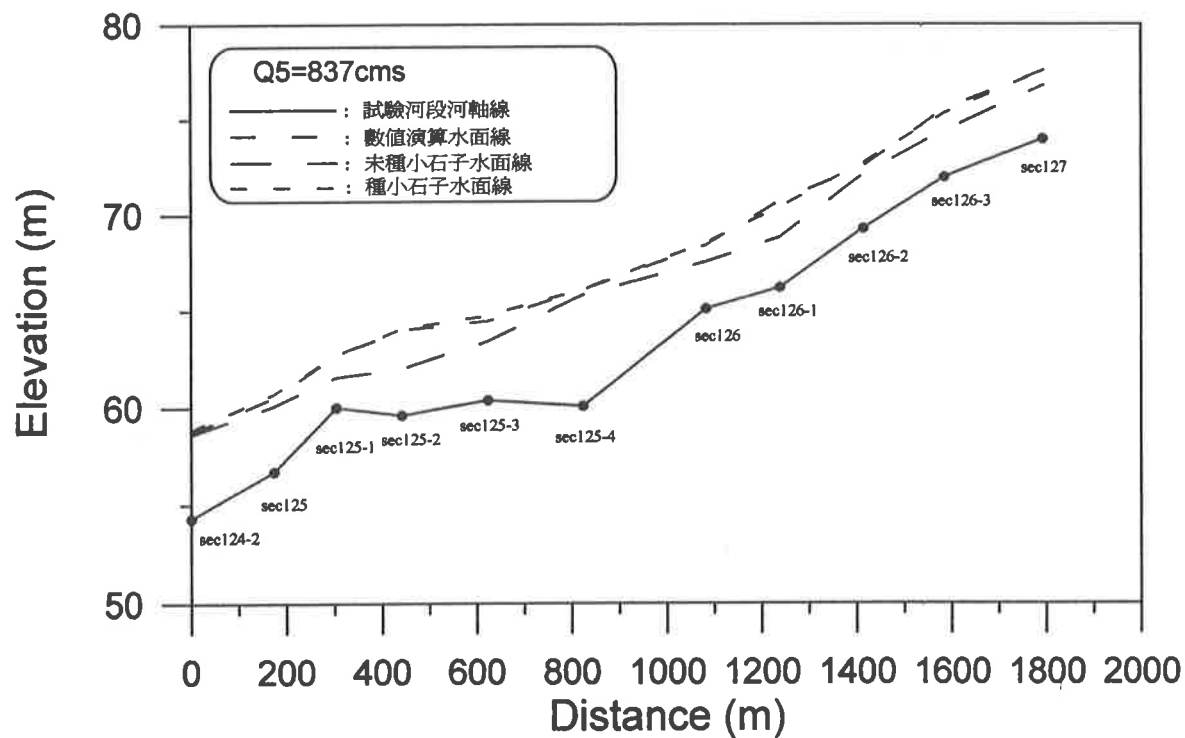


圖5-3:流量837cms 時,河道糙率調整前後之水位

納莉颱風之洪水量分析結果：採皮爾遜 III 型分佈分析最大三日暴雨為 964.67mm，配合基隆河設計雨型將其帶入單位歷線法演算結果洪峰流量為 1751cms。其尾水水位及檢驗結果分別如下所述：

尾水水位：

由於納莉颱風洪峰流量大於 1620cms，不適用(5-4)式之流量-水位率定方程式調整尾水，故本階段乃將模型試驗之控制斷面(斷面 124-2)尾水水位採試誤調整，當調整為 64.80m 時，斷面 125 之水位恰好符合現況

檢驗結果：

河道模型斷面 125、斷面 125-1 及斷面 125-2 之試驗值與現場該斷面之洪峰水位如表 5-10 與圖 5-4 所示。斷面 125 與斷面 125-2 兩值較為接近，斷面 125-1 試驗值略小於現場量測值，故本模型該段與現況應屬吻合。

2、紊流現象檢驗結果

紊流現象檢驗結果如表 5-11~表 5-14 所示，在不同流量情形下，模型各河段之卡曼數均大於 100 甚多，故均屬紊流情形與現況相符。

3、檢驗結果與檢討

(1) 糙率係數檢驗法之結果：

本計畫模型河道之糙率係數檢驗採兩種流量($Q_5=837\text{cms}$ 、 $Q_{100}=1502\text{cms}$)，且僅選兩個斷面(斷面 124-2 與斷面 127)之水力試驗資料作為分析的依據，可能不具充分之代表性，但此法用於河道初步檢驗與河道糙率調整之檢驗甚為方便，只是結果較為粗略。另外本文亦分析模型河道各斷面之糙率係數結果如表 5-15 所示，模型河道斷面 124-2 至斷面 125-3 各河段之糙率係數與主深槽相近，斷面 125-3 至斷面 127 各河段之糙率係數值介於主深槽與洪水平原之糙率係數值，該結果應屬合理。

(2) 水位檢驗法之結果：

本模型水位檢驗法採數值模式之演算結果及納莉颱風之洪峰水位為依據，過程雖屬複雜，但可全面性分析模型試驗區內之水力特性，檢驗之結果亦涵蓋整個試驗區域範圍較具充分之代表性。

表 5-10：納莉颱風河道洪峰水位檢驗結果

斷面	現場量測水位(m)	河道洪峰水位試驗值(m)
124-2	-	64.8
125	65.385	65.35
125-1	65.79	65.48
125-2	66.89	66.77

附註：「-」表示現場無量測資料。

表 5-11：定床模型河道糙率檢驗之卡曼數($Q_5=837\text{cms}$)

試驗情況	未種小石子	種小石子
實體能量坡度	0.0106	0.0105
模型能量坡度	0.0106	0.0105
實體曼寧糙率係數	0.042	0.054
模型曼寧糙率係數	0.021	0.028
實體水力半徑 (m)	2.46	2.78
模型水力半徑 (m)	0.0492	0.0555
模型相當糙率高度 (m)	0.0336	0.0827
模型卡曼數	2429.8	6338.9

表 5-12：定床模型河道糙率檢驗之卡曼數($Q_{100}=1502\text{cms}$)

試驗情況	未種小石子	種小石子
實體能量坡度	0.0102	0.0101
模型能量坡度	0.0102	0.0101
實體曼寧糙率係數	0.040	0.052
模型曼寧糙率係數	0.021	0.027
實體水力半徑 (m)	3.06	3.44
模型水力半徑 (m)	0.0612	0.0688
模型相當糙率高度 (m)	0.0373	0.0813
模型卡曼數	2980.6	6811.4

表 5-13：流量 $Q_5=837\text{cms}$ 模型試驗區之卡曼數

河段	模型能量坡度	模型水力半徑 (m)	模型曼寧糙率係數	模型相當糙率高度 (m)	模型卡曼數
124-2~125	0.0114	0.044	0.0248	0.051	3580.6
125~125-1	0.0153	0.038	0.0252	0.049	3760.1
125-1~125-2	0.0071	0.050	0.0248	0.055	3284.6
125-2~125-3	0.0048	0.061	0.0253	0.065	3516.3
125-3~125-4	0.0086	0.057	0.0261	0.067	4709.8
125-4~126	0.0101	0.060	0.0274	0.078	6102.1
126~126-1	0.0153	0.046	0.0272	0.066	5553.1
126-1~126-2	0.0162	0.048	0.0281	0.072	6404.8
126-2~126-3	0.0108	0.059	0.0298	0.094	7478.0
126-3~127	0.0114	0.057	0.0298	0.092	7473.5

表 5-14：流量 $Q_{100}=1502\text{cms}$ 模型試驗區之卡曼數

河段	模型能量坡度	模型水力半徑 (m)	模型曼寧糙率係數	模型相當糙率高度 (m)	模型卡曼數
124-2~125	0.0087	0.060	0.0244	0.058	4210.4
125~125-1	0.0148	0.050	0.0245	0.053	4586.5
125-1~125-2	0.0087	0.062	0.0241	0.056	4153.2
125-2~125-3	0.0047	0.081	0.0241	0.065	4059.4
125-3~125-4	0.0064	0.074	0.0269	0.084	7004.1
125-4~126	0.0126	0.067	0.0275	0.083	7636.4
126~126-1	0.0125	0.061	0.0274	0.079	6954.5
126-1~126-2	0.0165	0.061	0.0287	0.088	8826.2
126-2~126-3	0.0105	0.073	0.0297	0.107	9314.6
126-3~127	0.0103	0.076	0.0305	0.117	10297.4

表 5-15：模型河道各河段之糙率係數

河段	流量 837cms	流量 1502cms
124-2~125	0.047	0.046
125~125-1	0.048	0.047
125-1~125-2	0.047	0.046
125-2~125-3	0.048	0.046
125-3~125-4	0.050	0.051
125-4~126	0.052	0.052
126~126-1	0.052	0.052
126-1~126-2	0.054	0.055
126-2~126-3	0.057	0.057
126-3~127	0.057	0.058

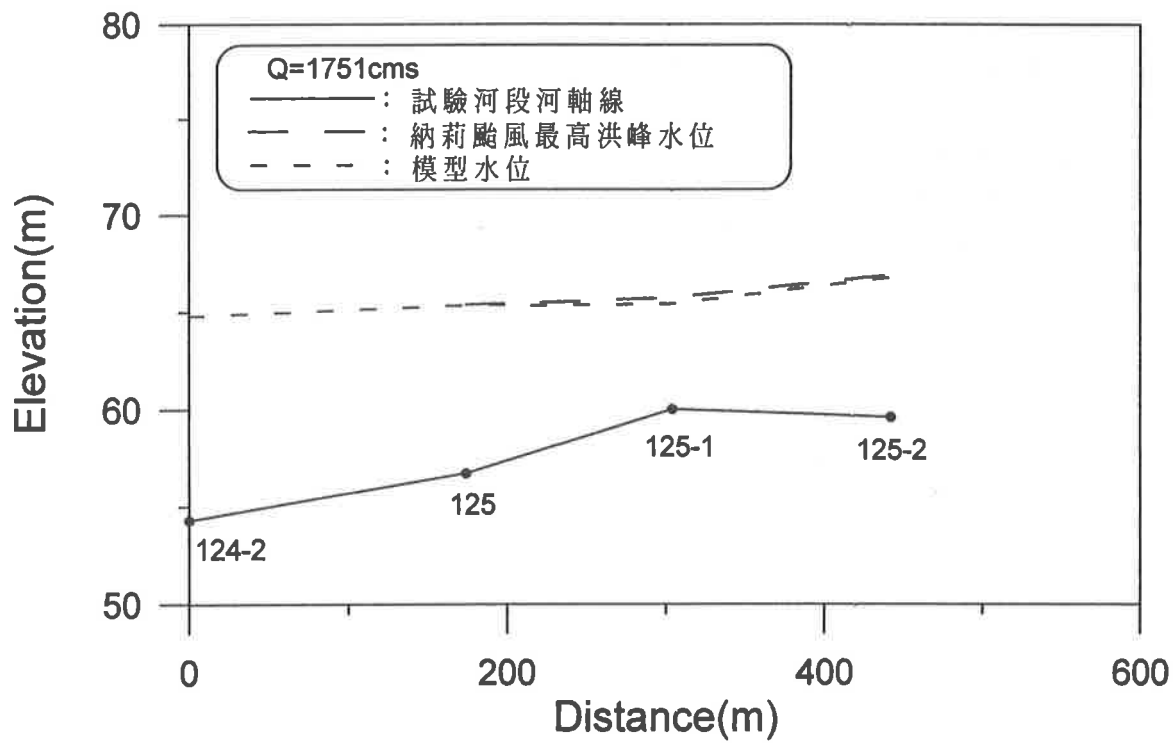


圖 5-4:河道糙率調整後之水位與納莉颱風洪峰水位比較圖

(3) 紊流現象（卡曼數）檢驗之結果：

本模型於不同流量下之流況均屬紊流。

(4) 定床模型經由糙率與紊流現象檢驗與校正，且配合數值模式相互驗證比較，應可充分反應實際情況。

(5) 本模型尾水控制斷面為斷面 124-2，為確保尾水開門之迴水效應不影響控制斷面，進而造成無法正確模擬現況，因此針對該斷面進行流速量測（詳如附錄十二所示）。其結果顯示尾水控制斷面之流況屬完全發展流不受迴水影響。

第六章 原基本設計案試驗結果與分析

本計畫係採定床模型試驗，模擬各重現期距年洪峰流量下之分洪情況及水理現象等。試驗之流量採定量流（Steady Flow）試驗，流量選定為五組，包括重現期距 200 年、100 年、50 年、20 年、5 年，其流量分別為 1620cms、1502cms、1375cms、1186cms 及 837cms，試驗結果與分析如下所述。

一、試驗結果

1、分洪量結果

本階段採定量流試驗，試驗流量及分洪流量之結果如表 6-1 所示，由於原基本設計案試驗顯示，水流之流向較偏向攔河堰而非側流堰之中心，故當進行重現期距大於 5 年以上之流量試驗，會造成攔河堰之溢流現象。因此當重現期距為 200 年流量時，試驗顯示通過攔河堰之放流量大於原規劃之 310cms。

2、各斷面平均水位

水位量測之斷面分為河道部分及分洪工程部分（進水口上部結構及隧道內部），河道部分從上游斷面 127 至下游斷面 124-2（如圖 1-2 所示），分洪工程部分：進水口上部結構從斷面 A(Sta.0k+010)至 O(Sta.0k+150)；隧道部分則量測 Sta.0k+170、Sta.0k+200、Sta.0k+300、Sta.0k+400 四個斷面（如圖 6-1 所示）。本試驗河道尾水之控制斷面為斷面 124-2，其流量-水位關係式為 $\ln H = 0.0494 \ln Q + 3.742$ ，試驗時根據通過攔河堰之流量經由上式求得 124-2 之水位，再調整尾水水位以符現況。

水位量測結果：河道部分試驗結果為水位隨流量增加而增加，在相同流量下彎段河道其外岸水位明顯較高（如表 6-2 及圖 6-2-1 至圖 6-2-3 所示）。由於基隆河上游河道坡度較陡，攔河堰（斷面 125-3）上游受迴水影響較大之範圍約至斷面 126-1（如圖 6-3 所示）。分洪工程部分試驗結果為分洪堰上游水位隨流量增加而增加，水位變動較小。分洪堰至隧道入口處則因束縮段之水躍現象及進水口處之瓶頸效應水位變動較大，隧道內部水位隨分洪量增加而增加（如表 6-3 及圖 6-4-1 至圖 6-4-3 與圖 6-5 所示）。

表 6-1：基隆河員山子分洪水工模型試驗分洪量結果

重現期距	200 年 (1620cms)	100 年 (1502cms)	50 年 (1375cms)	20 年 (1186cms)	5 年 (837cms)
放流量	444cms	411cms	353cms	339cms	324cms
分洪量	1176cms	1091cms	1022cms	847cms	513cms

表 6-2：基隆河員山子分洪水工模型試驗各斷面平均水位(m)

重現期距 斷面	200 年 (1620cms)	100 年 (1502cms)	50 年 (1375cms)	20 年 (1186cms)	5 年 (837cms)
河道部分					
124-2	57.04	56.82	56.40	56.29	56.15
125	60.13	60.07	60.02	59.76	59.81
125-1	61.77	61.71	61.65	61.41	61.54
125-2	61.95	61.90	61.81	61.80	61.78
125-3 (攔河堰)	68.30	68.24	67.47	66.97	66.01
125-4	66.37	65.90	65.47	65.35	64.55
126	72.34	71.98	71.44	70.47	69.70
126-1	73.63	73.24	72.81	72.28	71.05
126-2	74.96	74.65	74.28	73.88	73.15
126-3	77.93	77.79	77.66	77.10	75.73
127	79.41	79.27	79.04	78.76	77.90
分洪工程部分					
A	65.84	65.87	65.63	65.49	64.86
B	65.71	65.80	65.70	65.56	64.92
C	66.00	65.89	65.78	65.40	64.98
D	66.24	66.20	66.18	65.81	65.17
E (分洪堰)	66.23	66.18	65.95	65.73	65.05
F	62.06	62.00	61.94	61.60	61.14
G	62.58	62.03	61.21	60.88	60.30
H	62.60	62.26	60.31	60.09	59.25
I	63.41	63.17	60.20	59.1	58.45
J	63.59	63.26	61.97	58.23	57.49
K	63.62	63.15	61.91	57.67	56.67
L	62.92	62.83	61.44	58.51	55.93
M	61.92	61.59	60.85	57.99	56.09
N	60.37	60.00	59.67	56.87	55.42
O	60.40	59.55	59.18	57.18	55.42

表 6-3：基隆河員山子分洪水工模型試驗隧道內各斷面平均水位(m)

重現期距 斷面	200 年 (1620cms)	100 年 (1502cms)	50 年 (1375cms)	20 年 (1186cms)	5 年 (837cms)
Sta0K+170	56.5	56	56	54.5	52
Sta0K+200	56.5	55.7	55.4	54.75	51.5
Sta0K+300	55.55	54.95	54.2	54.05	51.25
Sta0K+400	54.75	54.05	53.2	53	50.45

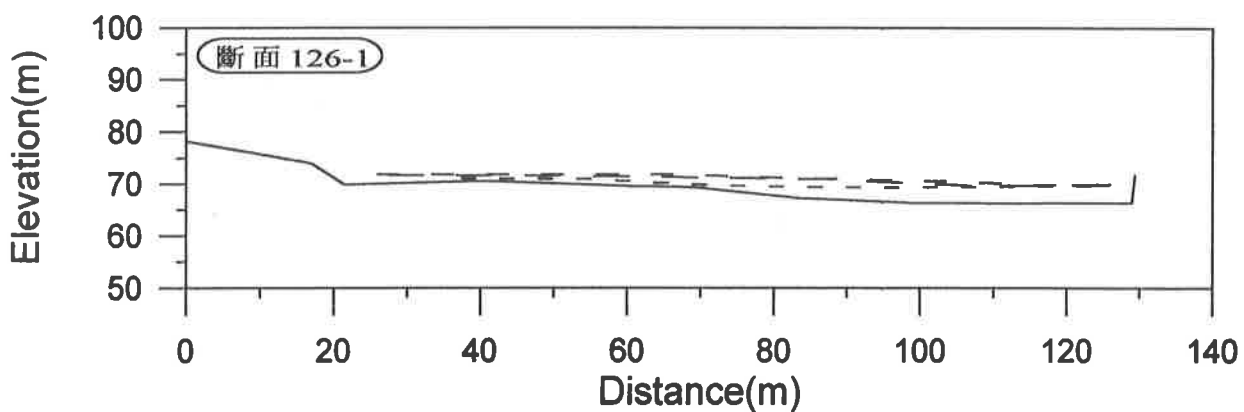
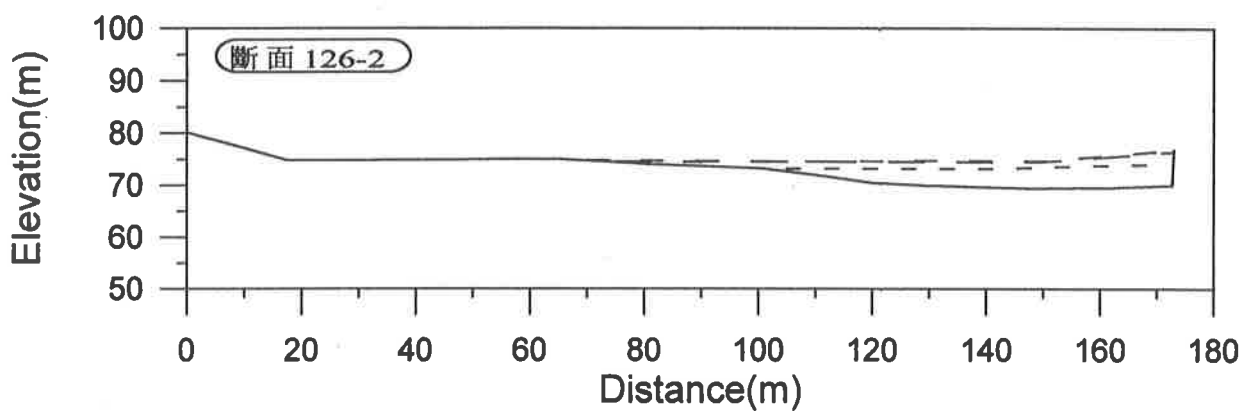
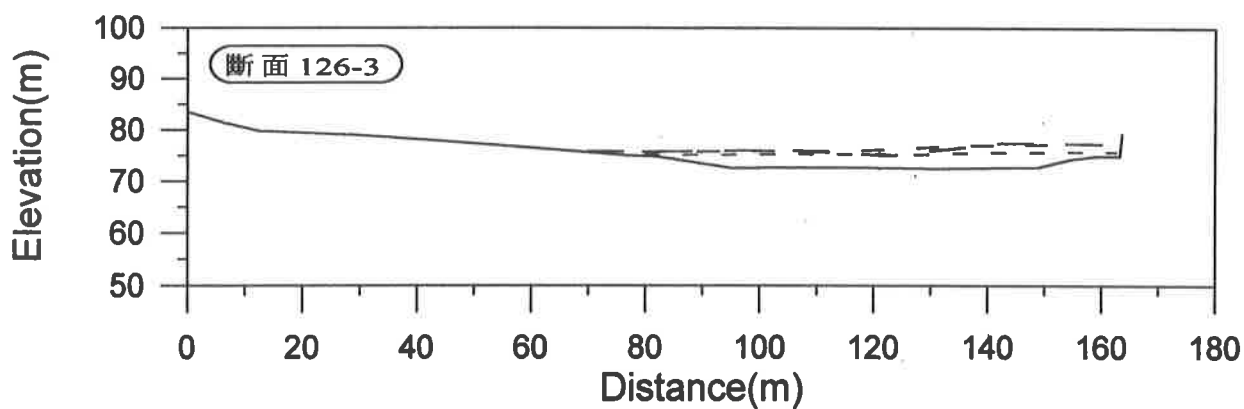
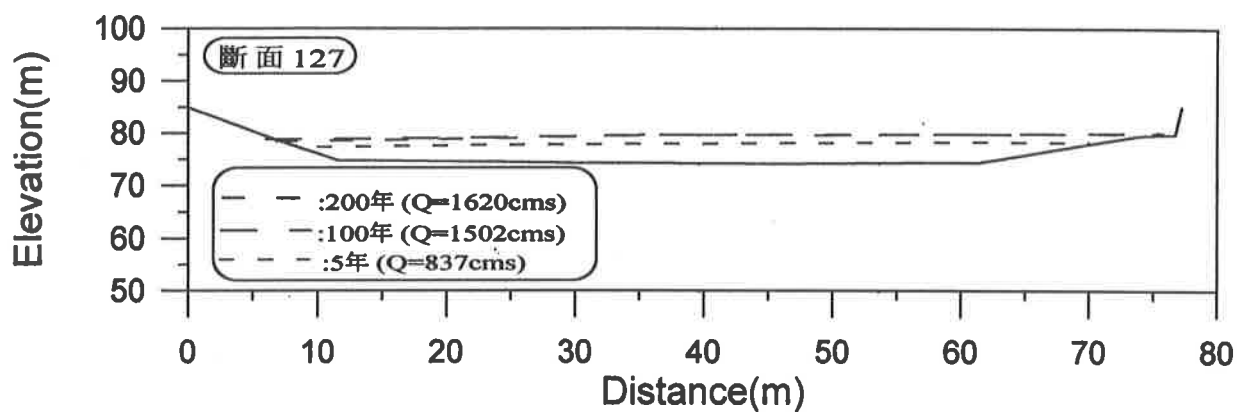


圖 6-2-1: 河道 各 斷面 水位

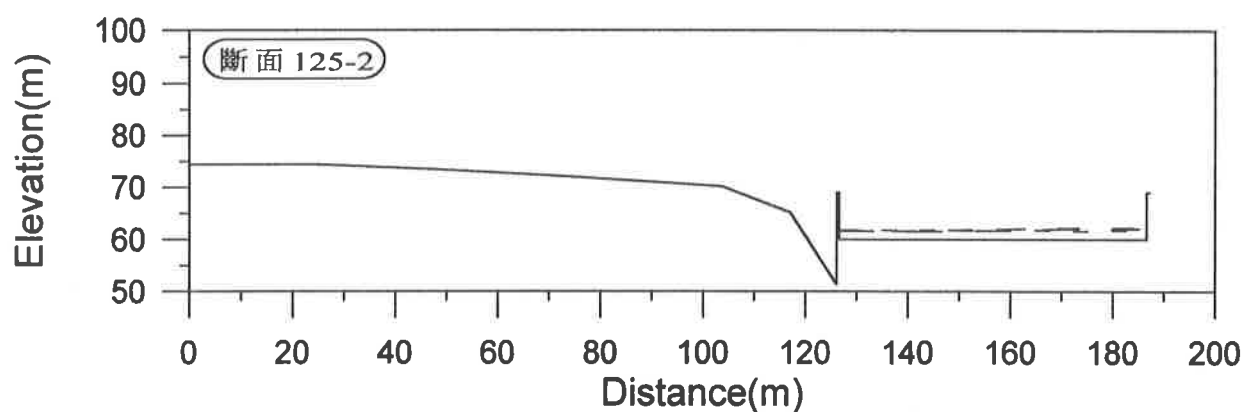
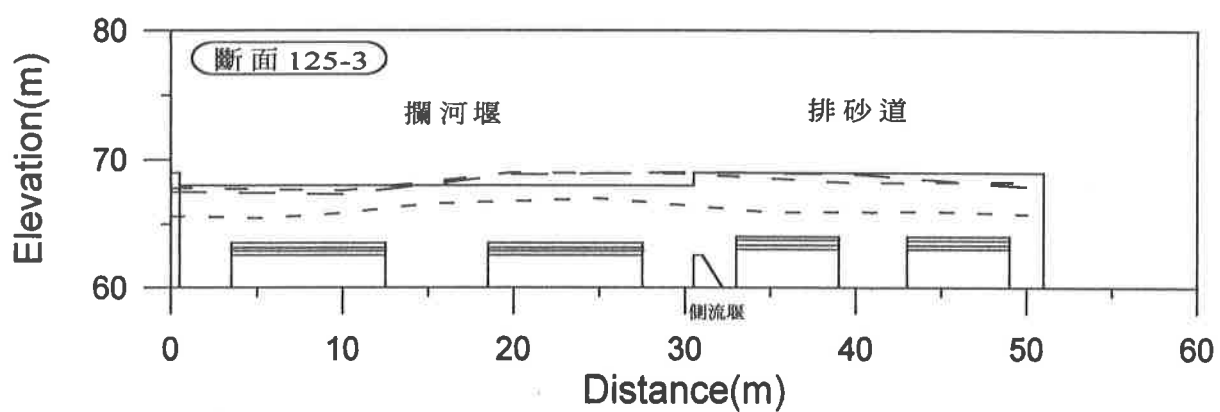
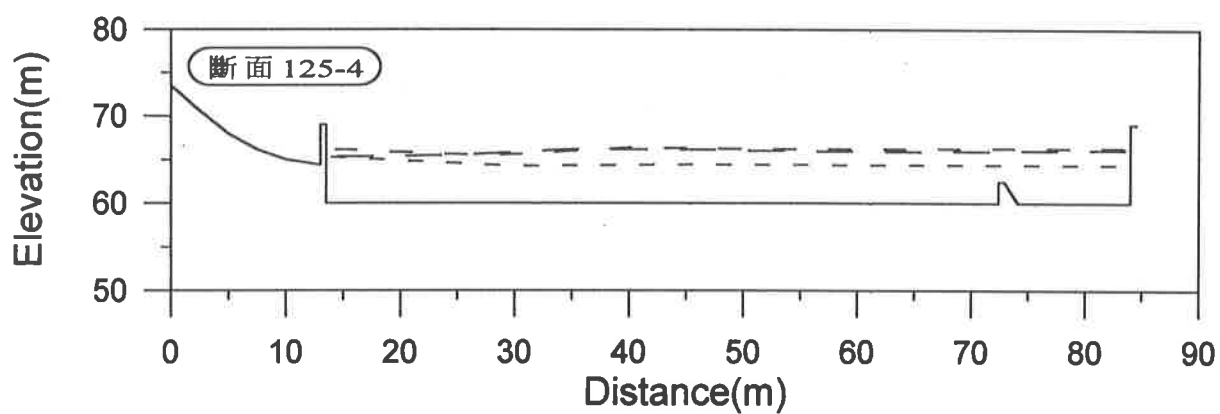
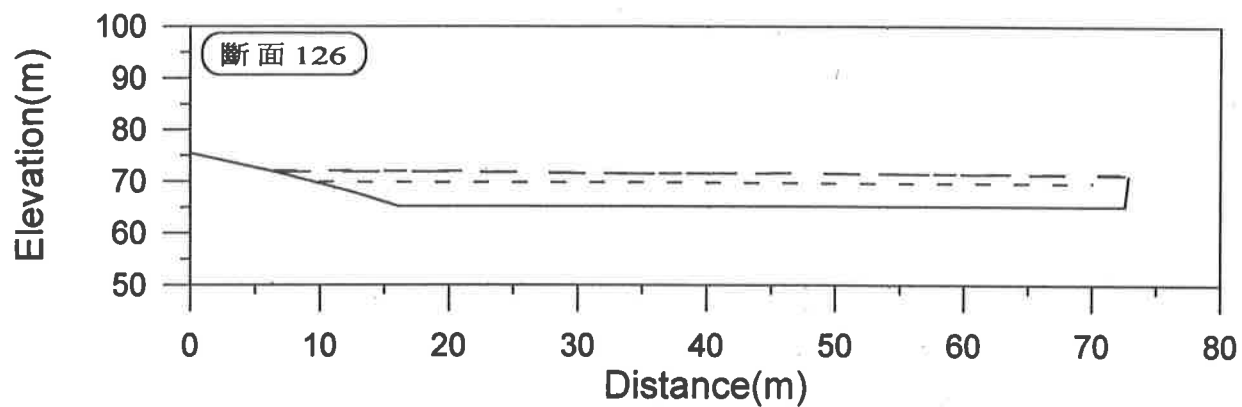


圖 6-2-2 : 河道各斷面水位

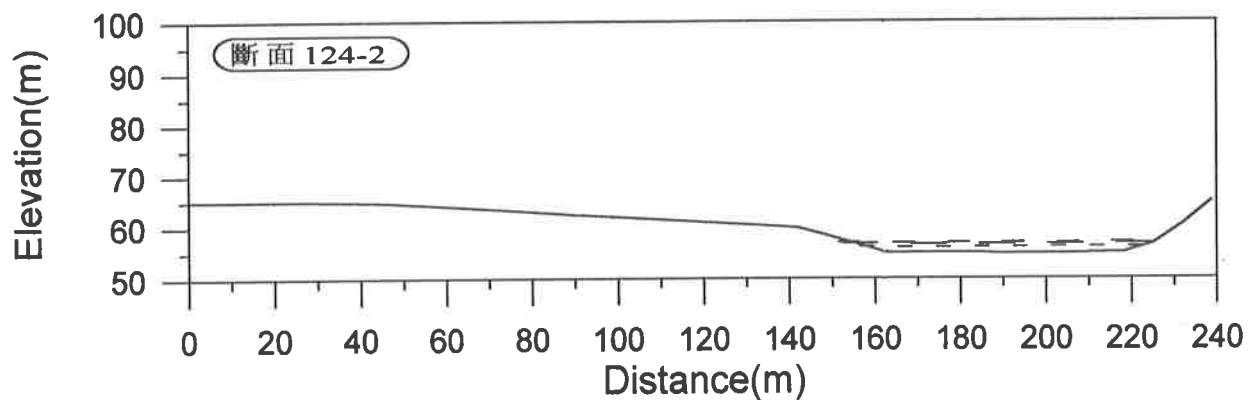
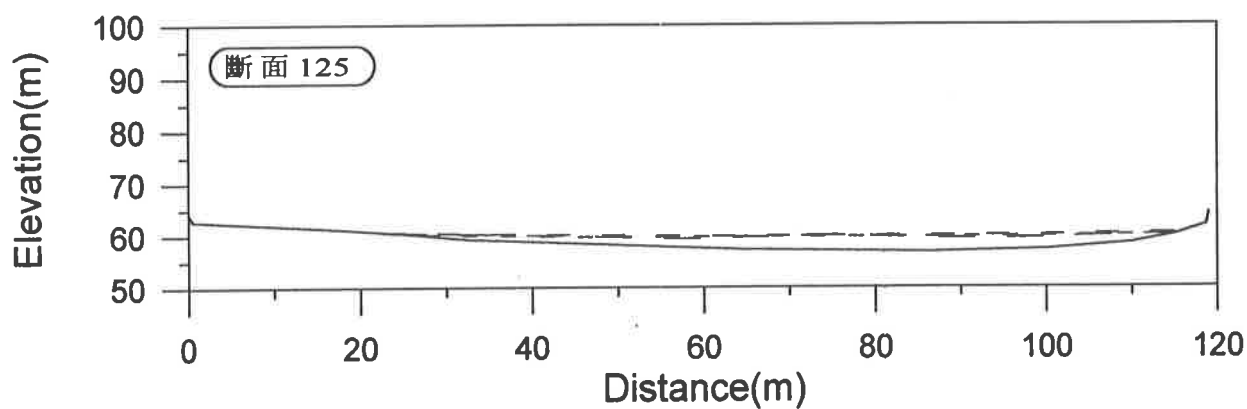
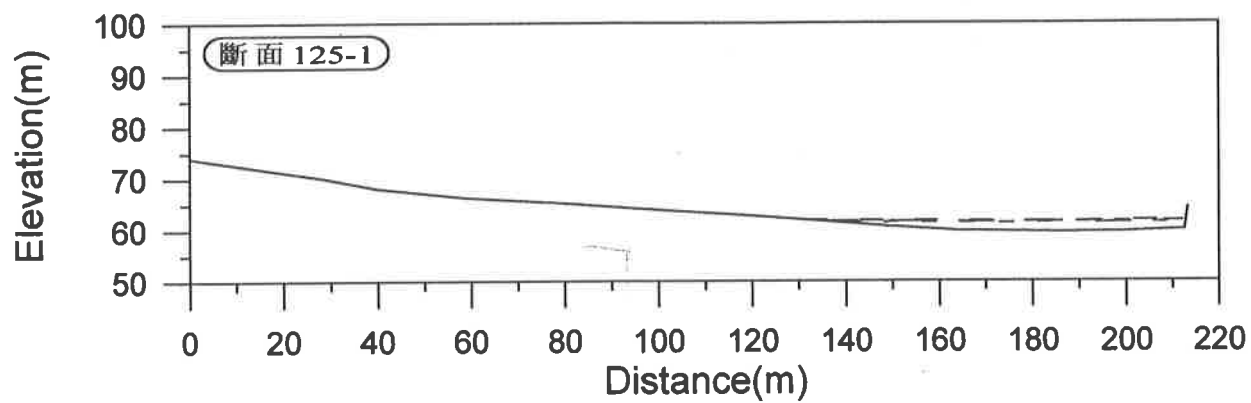


圖 6-2-3:河道 各 斷面水位

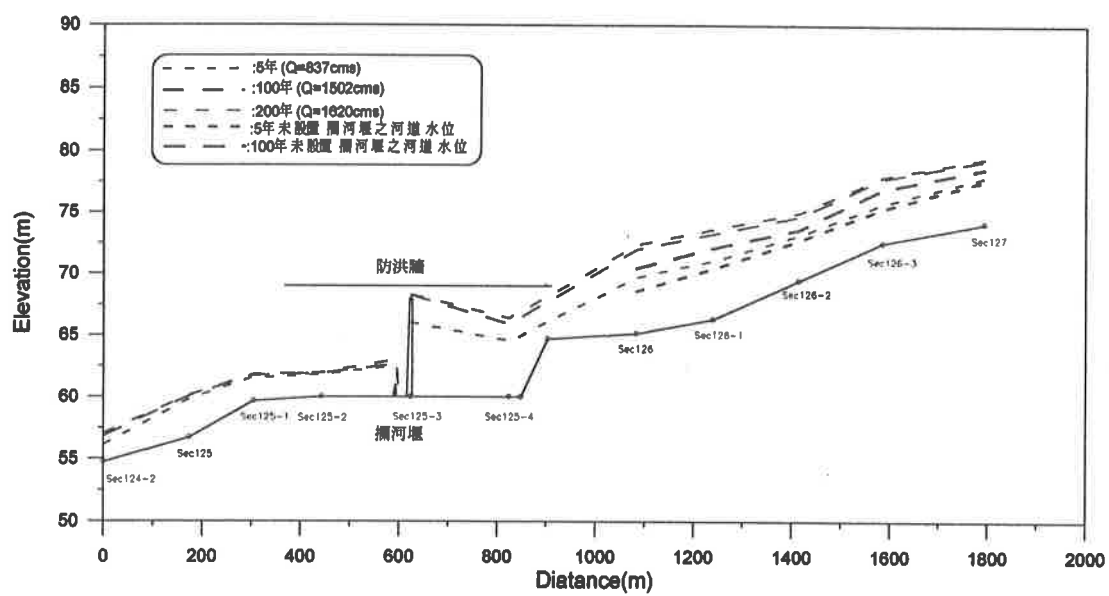


圖 6-3 河道縱斷面水位

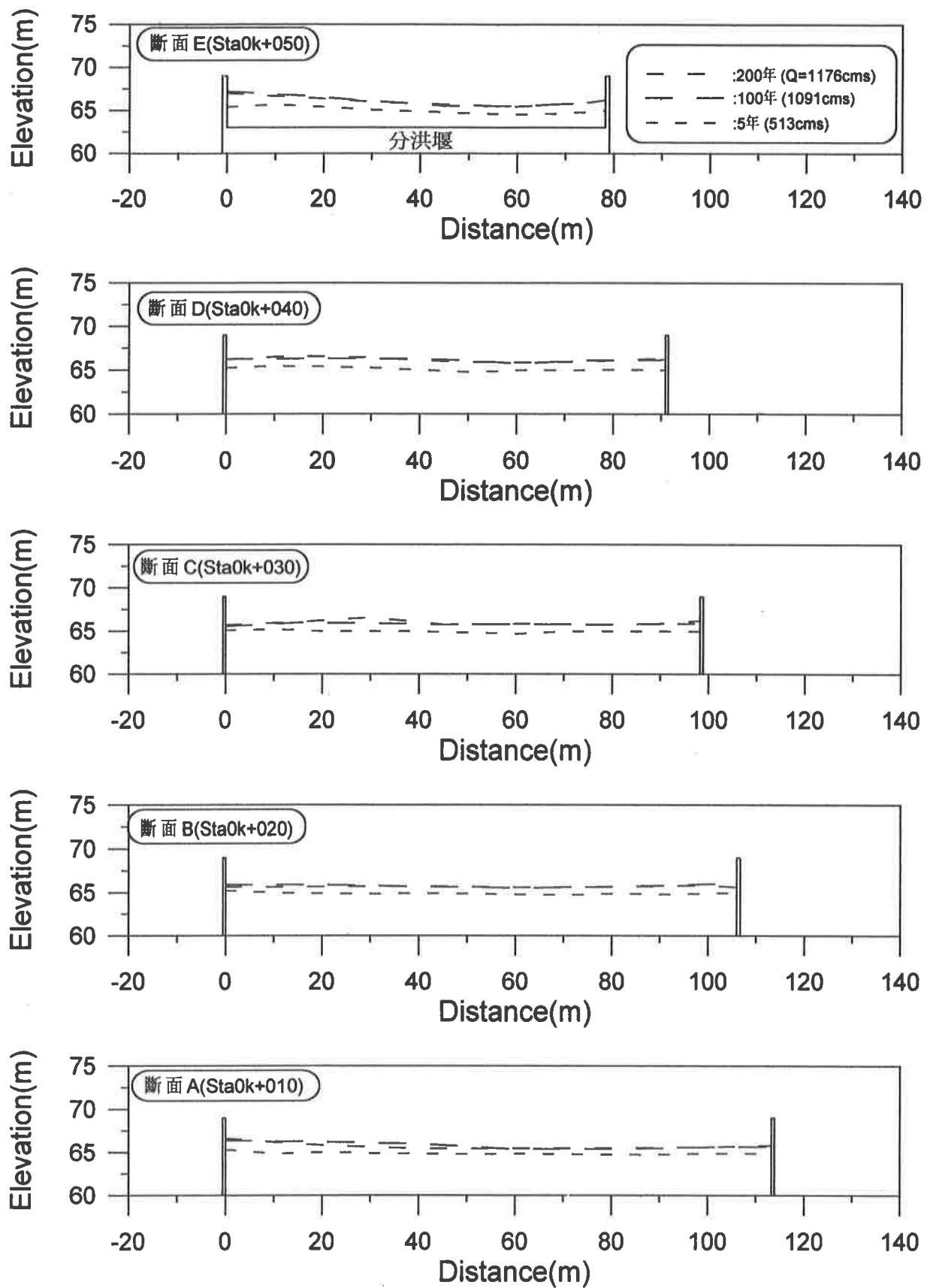


圖 6-4-1 :分洪結構各 斷面水位

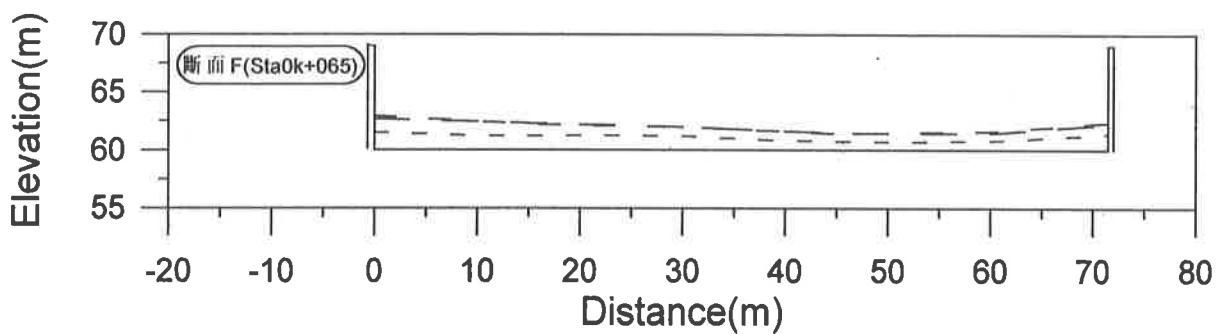
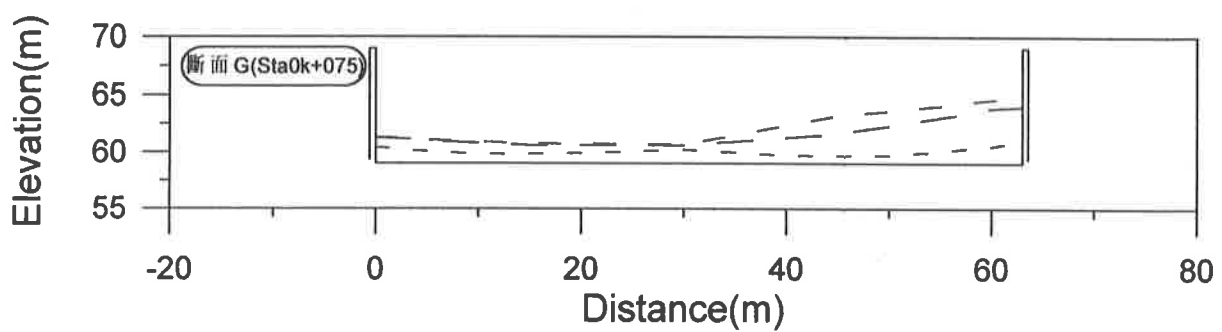
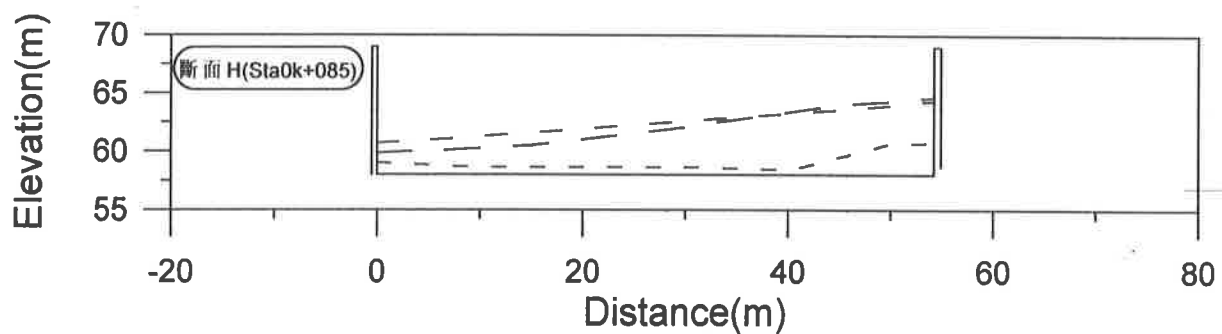
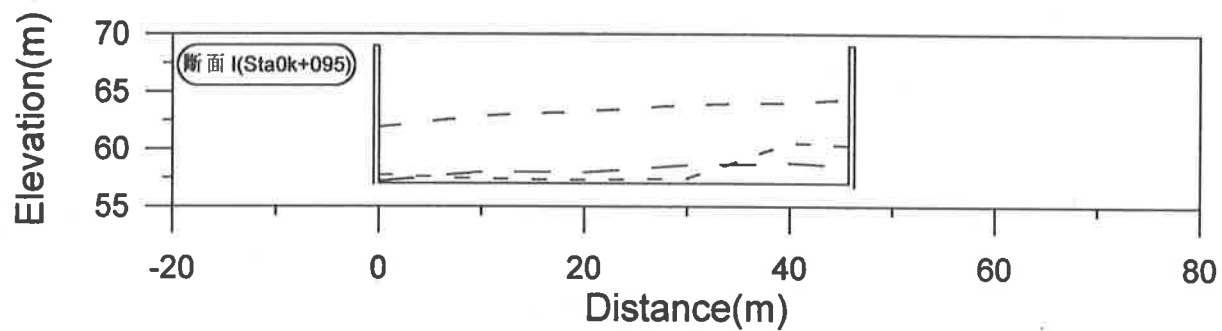
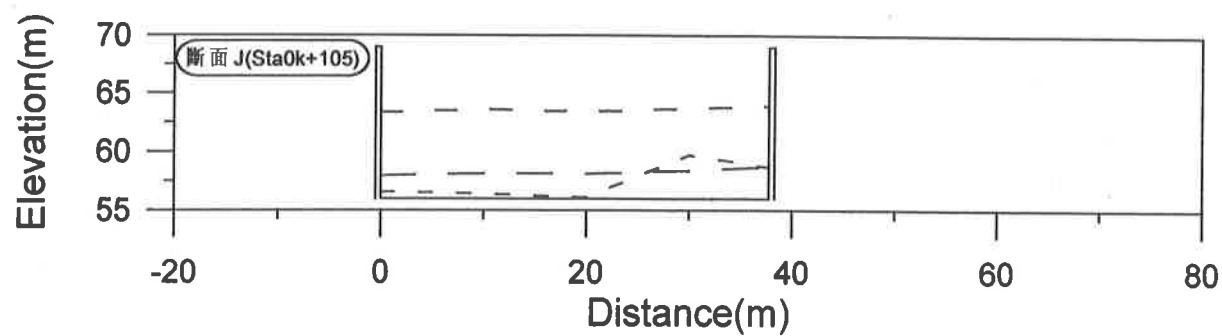


圖 6-4-2 : 分洪結構各斷面水位

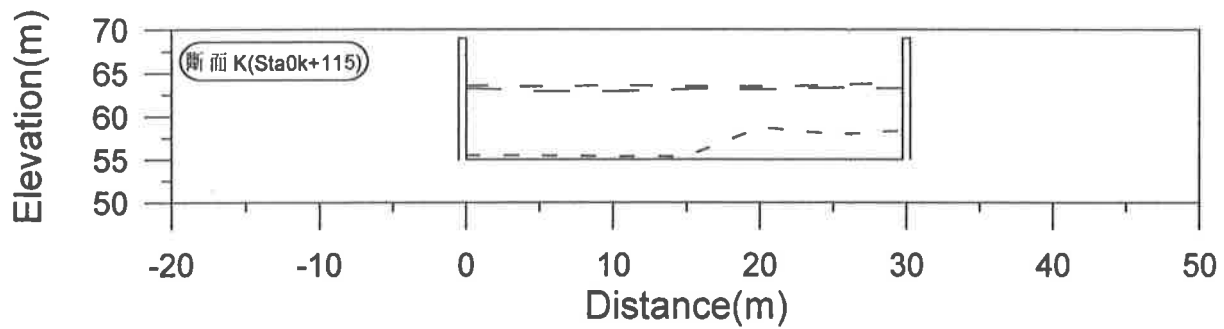
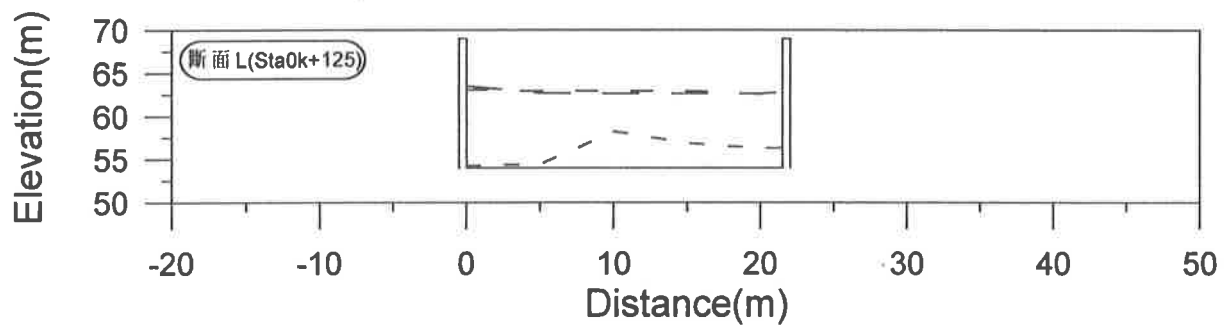
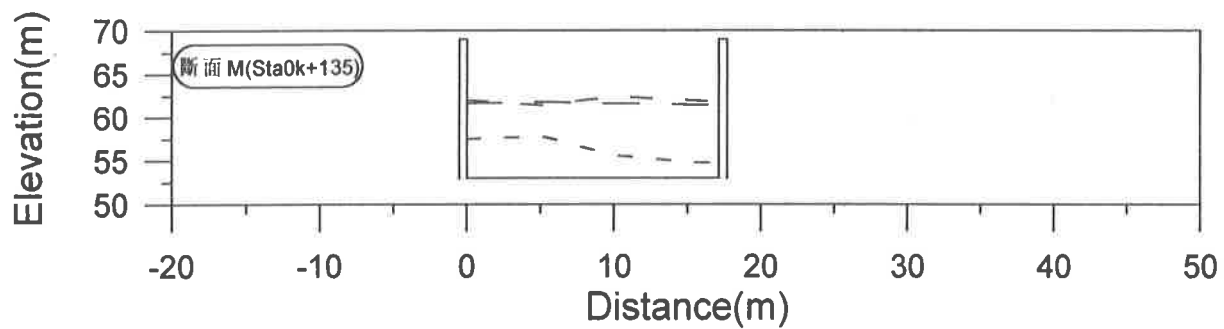
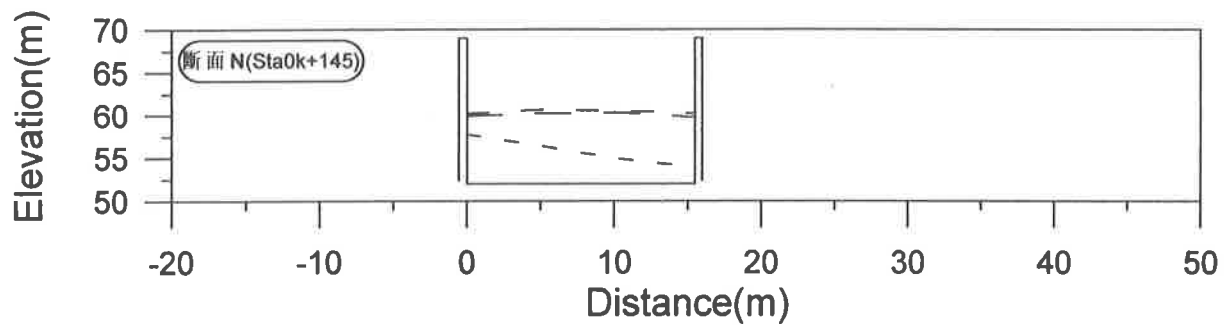
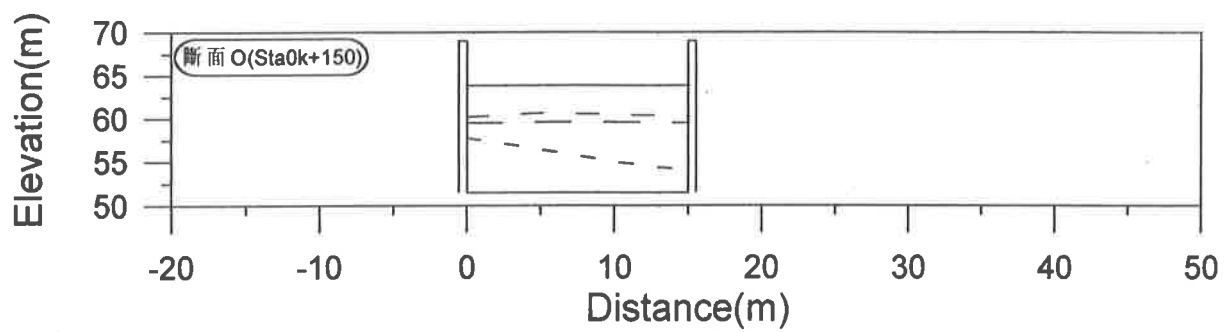


圖 6-4-3 :分洪結構各断面水位

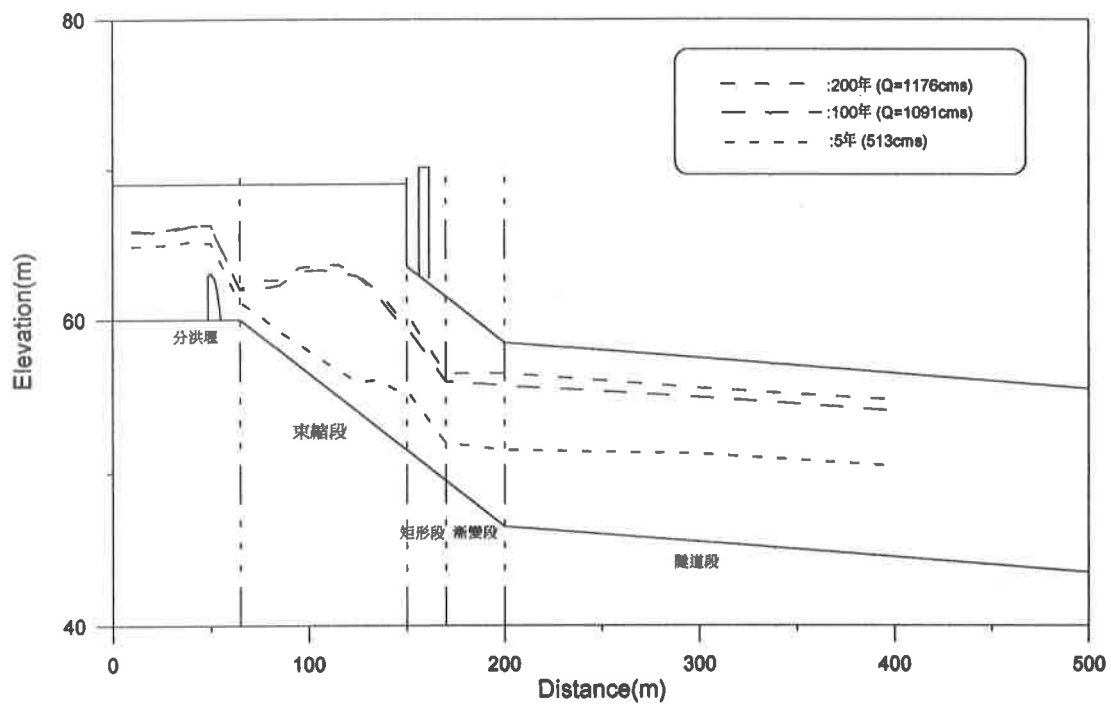


圖 6-5 分洪堰至分洪隧道入口段於各重現期距年流量時之縱斷面水位

3、隧道水理演算與試驗結果比較

本階段乃比較重現期距為 5 年、100 年及 200 年之分洪情形下，隧道內部水位試驗值與數值之差異，結果顯示：由於本數值模式只考慮摩擦能損與渦流能損，對於動量變化及水流兩側邊牆之反作用力等因素並無考慮，因此對於水躍能損及瓶頸效應較無法模擬。本模式模擬分洪流量較小時束縮段（無明顯水躍現象）水位之數值與試驗值較為接近，分洪量大時因束縮段產生水躍現象及矩形段入口處之瓶頸效應等，各段（束縮段、矩形段、漸變段、隧道內部）水位之數值與試驗值差異較大，數值明顯小於試驗值(如表 6-4 及圖 6-6 至圖 6-8 所示)，本模式理論與程式請參閱附錄十三。

4、隧道內部壓力水頭

本階段依據各重現期距年分洪流量下，量測隧道斷面 Sta.0k+200 、Sta.0k+300 、Sta.0k+400 之壓力水頭，量測位置如圖 6-9 所示（隧道正下方底部之測點命名為中，左右各 45 度之測點命名為左與右）。本試驗壓力量測乃採電子式壓力計，量測範圍為水頭 6 公尺以內，精度為正負 1mm。試驗結果顯示：隧道內部之壓力水頭隨分洪量增加而增加，相同分洪流量及斷面隧道正下方底部（中）之壓力水頭明顯高於左、右兩側點，由於本隧道工程入口處為一彎曲段，因隧道水位之超高現象影響，左側點之壓力水頭略高於右側點(如表 6-5 所示)。

5、分洪工程側流堰下游各斷面之福祿數

本階段只探討重現期距 200 年之分洪情形下（分洪量為 1176cms），分洪工程各斷面之福祿數，從試驗數據經計算結果顯示：分洪堰（斷面 E、Sta.0k+050）上游斷面 A 至斷面 E 流況為亞臨界流，分洪堰下游斷面 F（Sta.0k+065）至斷面 G（Sta.0k+075）流況為超臨界流，斷面 G 至斷面 H 因發生水躍現象，所以斷面 H（Sta.0k+085）至斷面 N 流況為亞臨界流。斷面 O（矩形段入口處、Sta.0k+150），因瓶頸效應緣故，其流況為接近臨界流況，矩形段至隧道內部流況則為超臨界流(如表 6-6 所示)。

表 6-4：分洪堰下游（Sta.0k+065）至隧道 Sta.0k+400
處數值與試驗值之水位(m)

斷面位置	斷面編號	200 年 (1620cms)		100 年 (1502cms)		5 年 (837cms)	
		試驗值	數值	試驗值	數值	試驗值	數值
Sta.0k+065	F	62.06	62.06	62.00	62.00	61.14	61.14
Sta.0k+075	G	62.58	61.05	62.03	60.96	60.30	60.06
Sta.0k+085	H	62.60	60.17	62.26	60.06	59.25	59.08
Sta.0k+095	I	63.41	59.41	63.17	59.28	58.45	58.17
Sta.0k+105	J	63.59	58.82	63.26	58.77	57.49	57.34
Sta.0k+115	K	63.62	58.57	63.15	58.35	56.67	56.64
Sta.0k+125	L	62.92	58.88	62.83	58.53	55.93	56.10
Sta.0k+135	M	61.92	59.65	61.59	59.01	56.09	55.58
Sta.0k+145	N	60.37	59.75	60.00	58.83	55.42	54.84
Sta.0k+150	O	60.40	58.71	59.55	58.03	55.42	54.30
Sta.0k+170		56.5	55.34	56	54.89	52	51.99
Sta.0k+200		56.5	55.20	55.7	54.52	51.5	50.78
Sta.0k+300		55.55	54.01	54.95	53.39	51.25	49.84
Sta.0k+400		54.75	52.87	54.05	52.30	50.45	48.90

表 6-5：基隆河員山子分洪水工模型試驗隧道內各斷面壓力水頭(m)

組別 斷面	200 年 (1620cms)			100 年 (1502cms)			50 年 (1375cms)			20 年 (1186cms)			5 年 (837cms)		
	左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右
量測位置															
Sta0K+200	6.55	8.90	6.50	6.15	9.10	6.95	5.50	8.25	5.90	4.50	8.25	4.70	2.70	5.30	2.00
Sta0K+300	6.75	9.55	6.90	6.45	9.00	6.20	6.35	8.25	6.20	5.10	7.00	4.70	3.00	4.75	2.60
Sta0K+400	7.15	8.90	6.40	6.15	8.90	5.90	5.50	8.00	5.00	4.50	6.75	4.45	2.60	4.60	2.40

表 6-6：分洪量為 1176cms 時側流堰下游各斷面之福祿數表

斷面位置	斷面編號	200 年 (1620cms)
		福祿數
Sta0k+010	A	0.23
Sta0k+020	B	0.26
Sta0k+030	C	0.26
Sta0k+040	D	0.26
Sta0k+050	E	0.83
Sta0k+065	F	1.78
Sta0k+075	G	1.08
Sta0k+085	H	0.7
Sta0k+095	I	0.5
Sta0k+105	J	0.47
Sta0k+115	K	0.49
Sta0k+125	L	0.65
Sta0k+135	M	0.82
Sta0k+145	N	0.86
Sta0k+150	O	0.94
Sta0k+170		1.35
Sta0k+200		1.13
隧道內之水深為 10m， $y_c=10.30\text{m}$ ， $y_n=7.75\text{m}$		

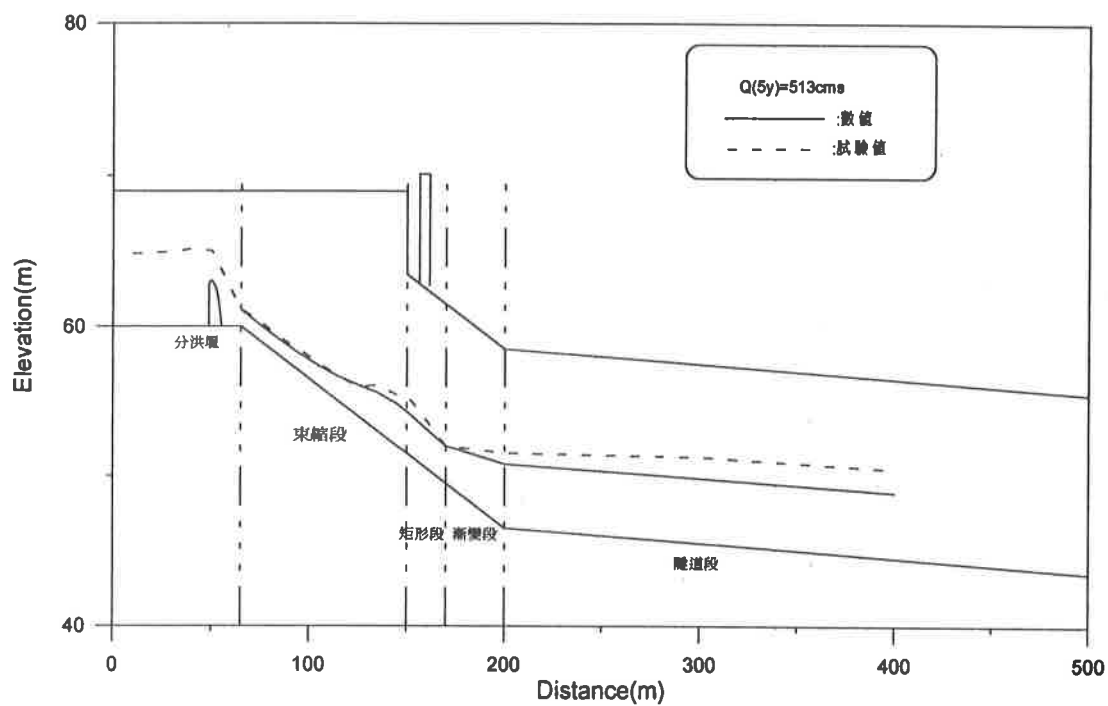


圖 6-6：分洪堰至分洪隧道入口段之數值分析與試驗值水位比較
($Q_5=837\text{cms}$ ；分洪量 513cms)

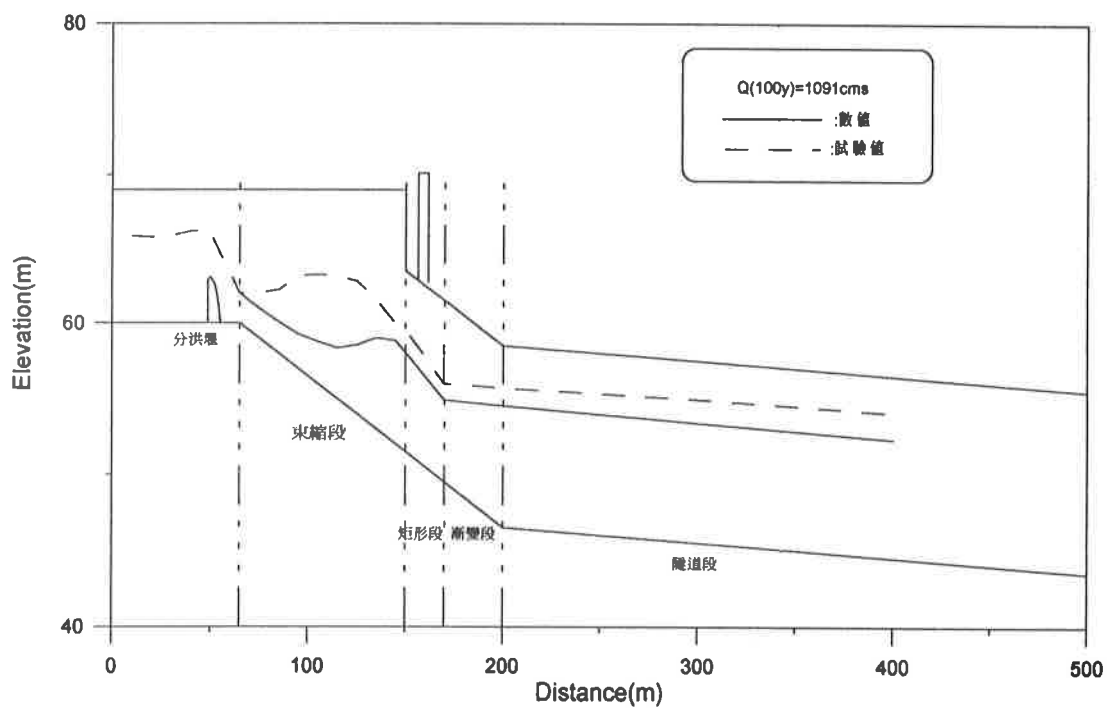


圖 6-7：分洪堰至分洪隧道入口段之數值分析與試驗值水位比較
($Q_{100}=1502\text{cms}$ ；分洪量 1091cms)

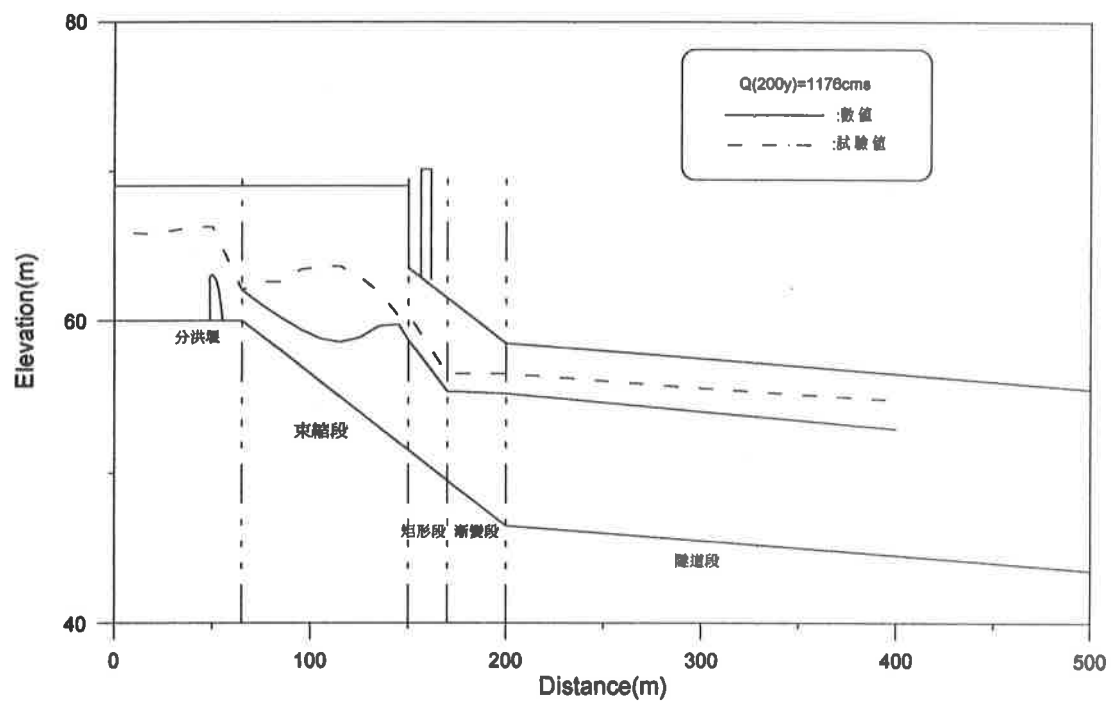


圖 6-8：分洪堰至分洪隧道入口段之數值分析與試驗值水位比較
($Q_{200}=1620\text{cms}$ ；分洪量 1176cms)

隧道標準斷面

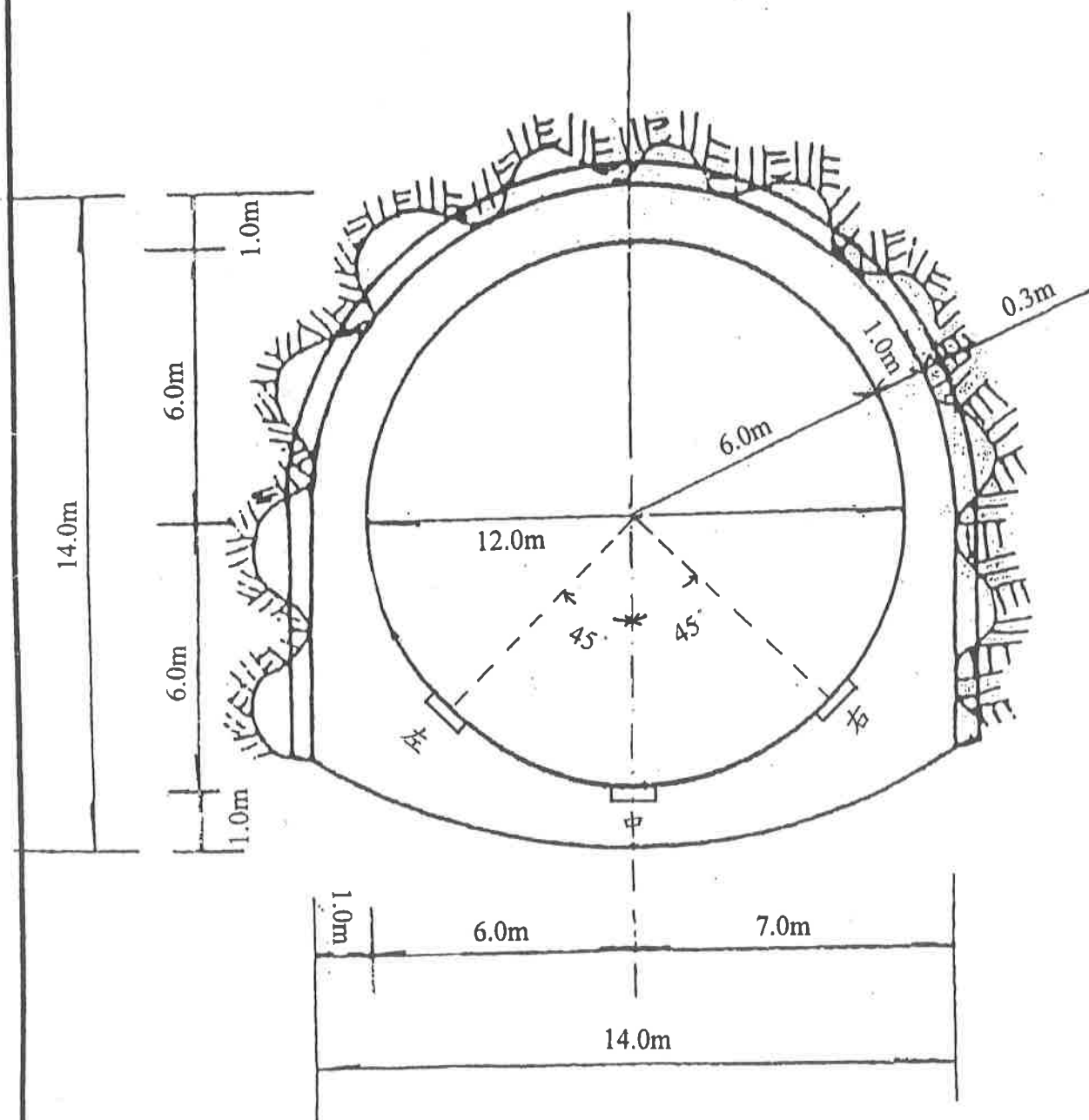


圖 6-9：隧道壓力量測位置示意圖

6、流速與流向

本階段乃針對各重現期距年分洪情形下量測河道與分洪工程各斷面之流速及其流向，河道與分洪工程量測之斷面位置如圖 6-1 所示。本試驗係以電磁式二維流速儀進行各斷面流速量測。試驗結果顯示：由於原基本設計案水流之流心在斷面 125-4 較偏左岸，因此左岸流速較大，通過攔河堰後斷面 125-2 水流之流速分布較均勻且沿兩側防洪牆平行流動。由於水流較偏左岸流動之緣故，流心往攔河堰及排砂道方向流動而非均勻流向側流堰，因此靜水兼沉砂池左岸流速大於右岸（流速分布較不均勻），且其右岸明顯出現回流現象。分洪堰下游在小流量時斷面 H 至斷面 L 右岸之流速稍大於左岸，流向較偏右岸，斷面 M 至斷面 Q 左岸流速稍大於右岸，流向較偏左岸。大流量時斷面 G 至斷面 I 右岸之流速稍大於左岸，流向較偏右岸，斷面 I 下游流速分布較均勻，流向大都沿中心線方向平行流動(如圖 6-10 至圖 6-14 及照片 6-1 至照片 6-6 所示)。

二、檢討分析

由於原基本設計案水流流心在斷面 125-4 較偏左岸，且往攔河堰及排砂道方向流動，造成重現期距 5 年以上流量，攔河堰及排砂道會發生溢流現象。由於水流流向分佈不均勻，靜水兼沉砂池內會產生右岸回流現象，因此原基本設計案有修改之必要性。

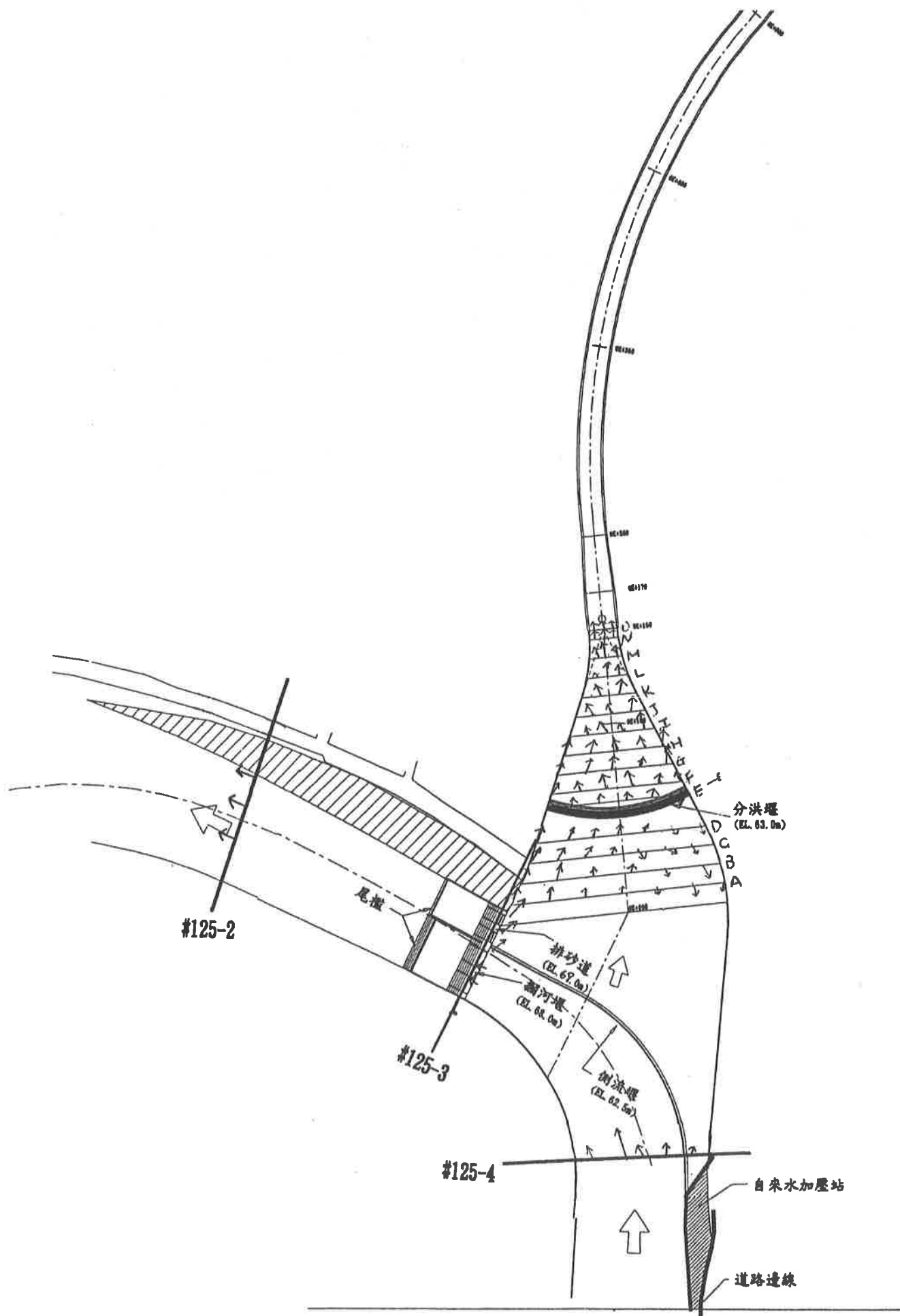


圖 6-10：5 年重現期距流量分洪流向圖

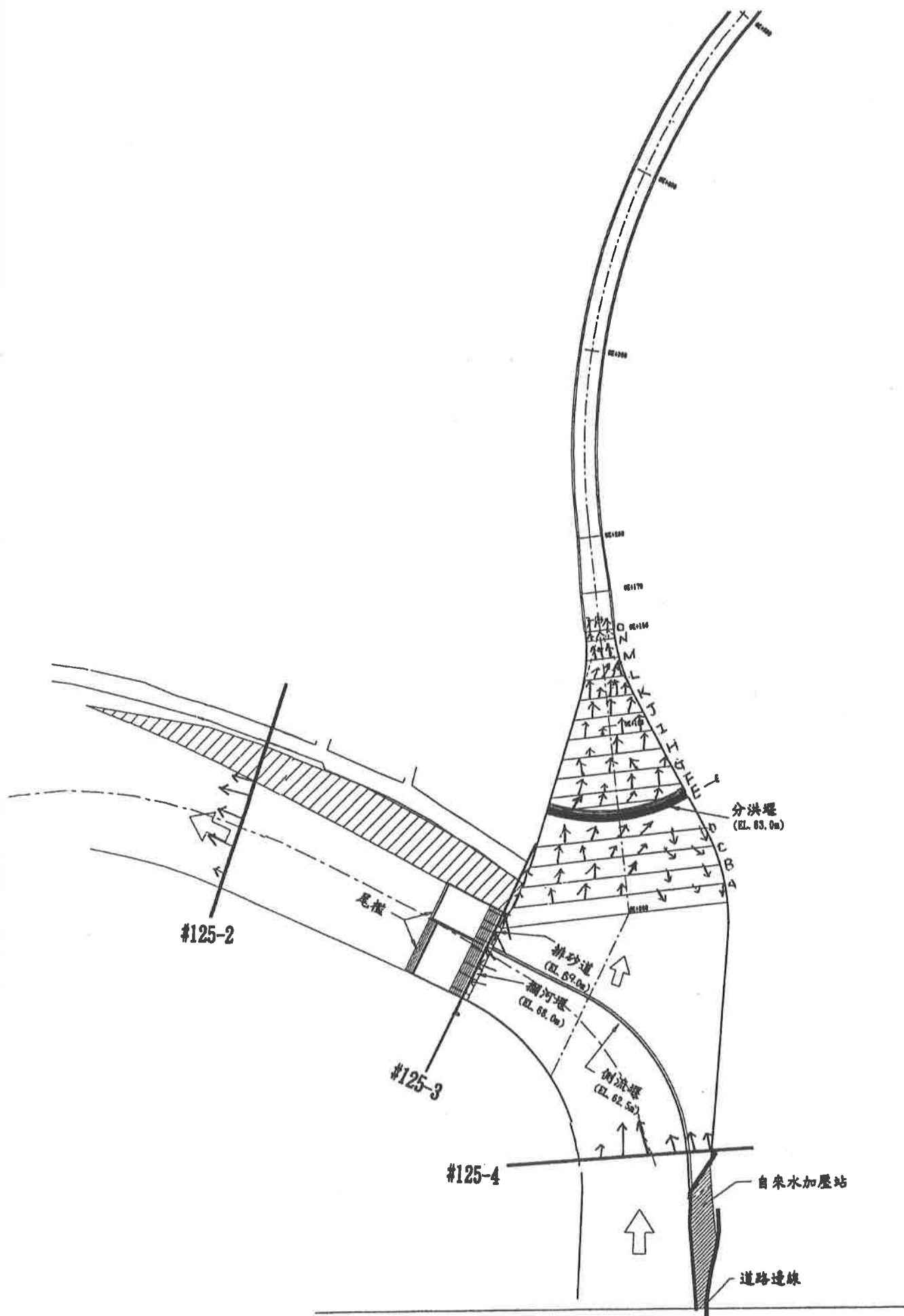


圖 6-11：20 年重現期距流量分洪流向圖

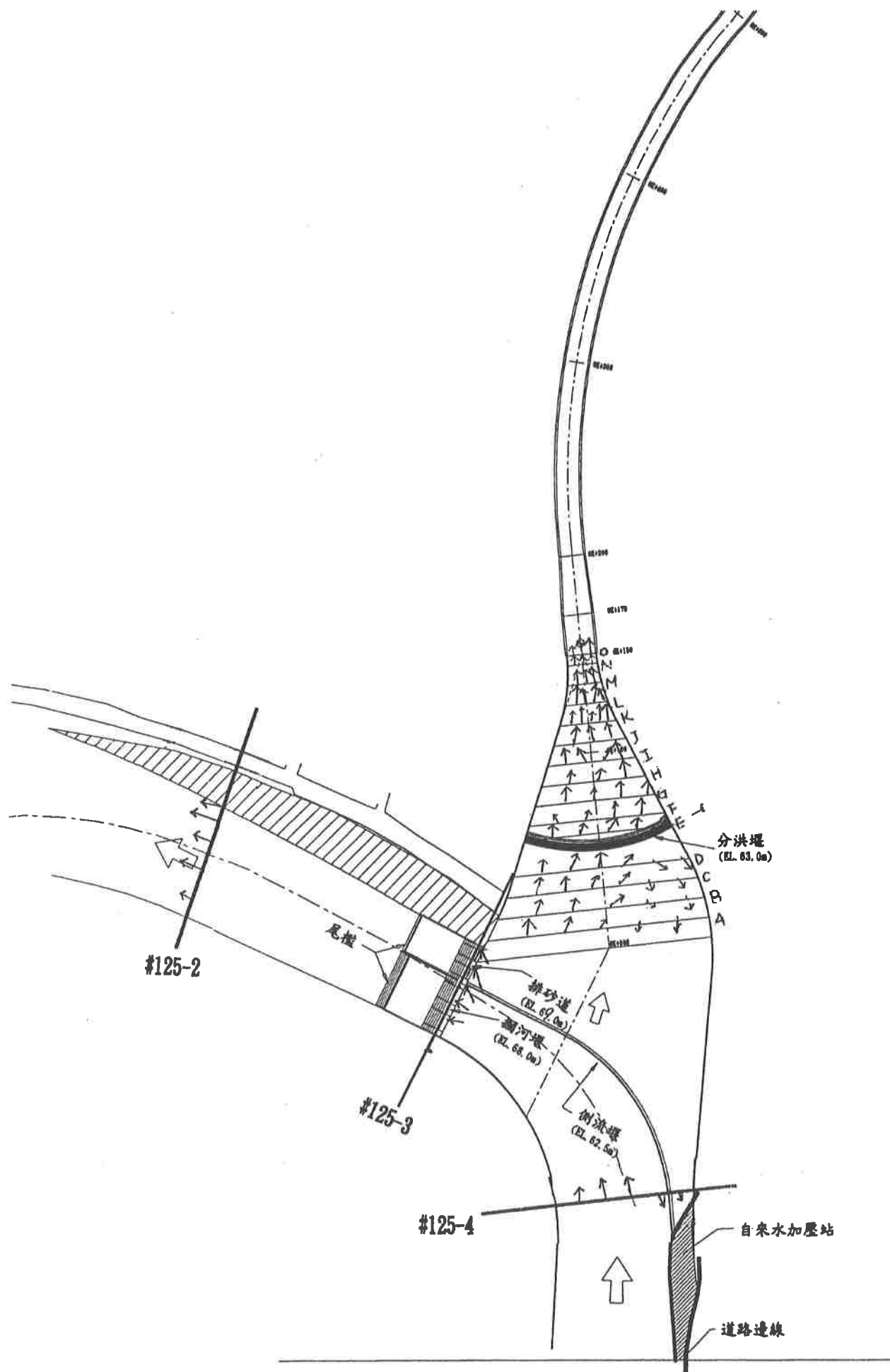


圖 6-12：50 年重現期距流量分洪流向圖

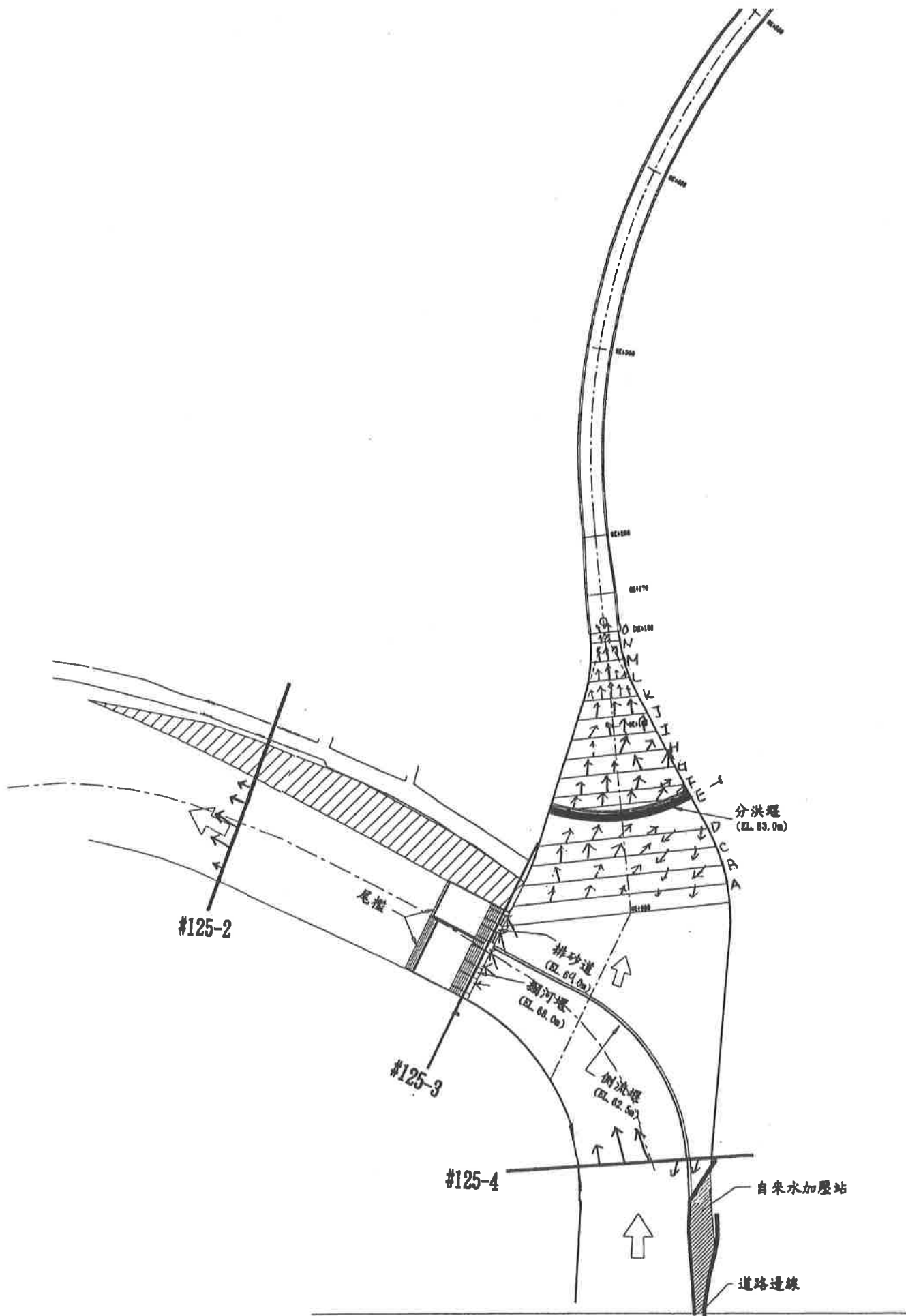


圖 6-13：100 年重現期距流量分洪流向圖

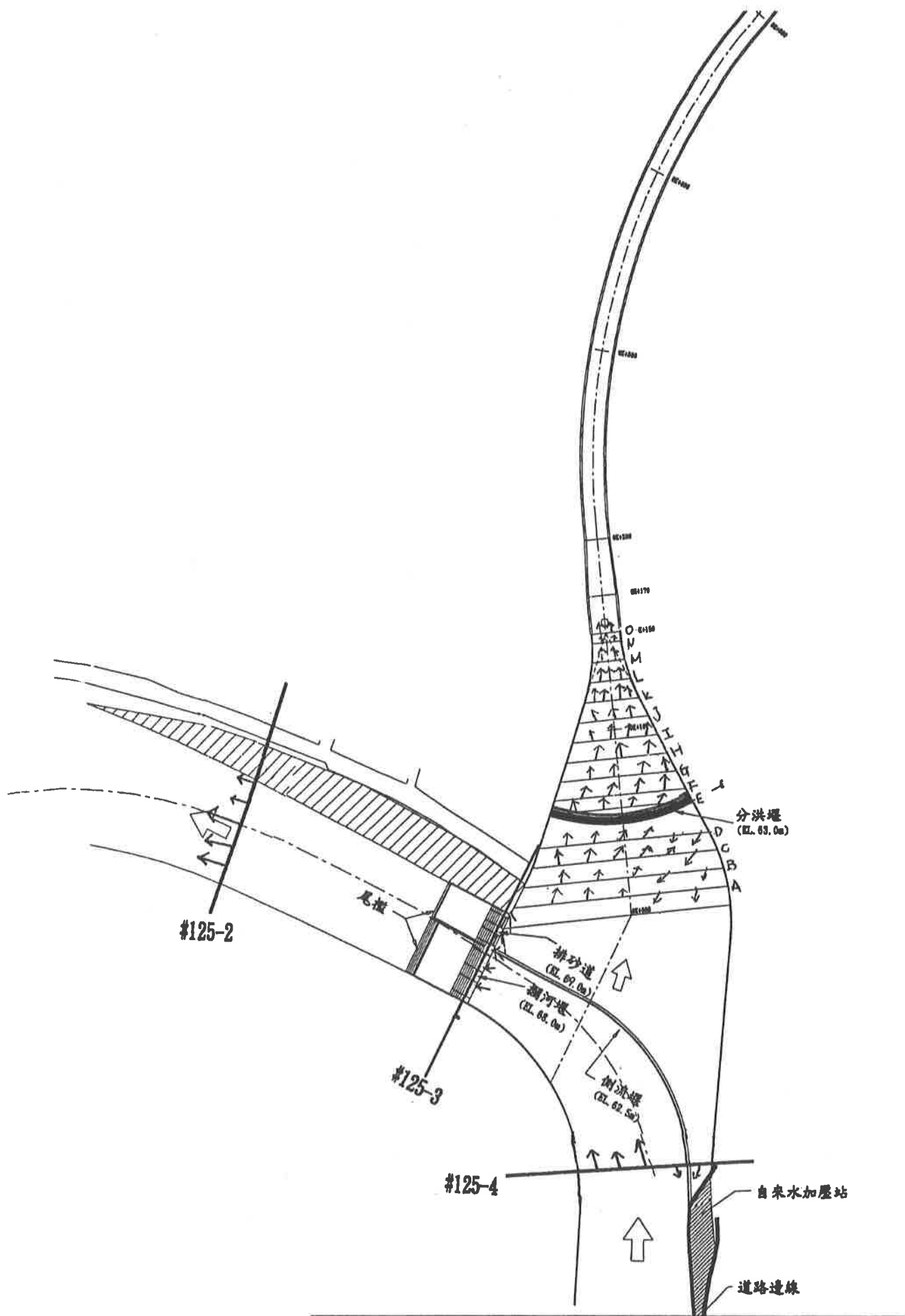


圖 6-14：200 年重現期距流量分洪流向圖



照片 6-1 基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_5=837 \text{ cms}$ 之上游流況



照片 6-2 基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_5=837 \text{ cms}$ 之側流堰流況



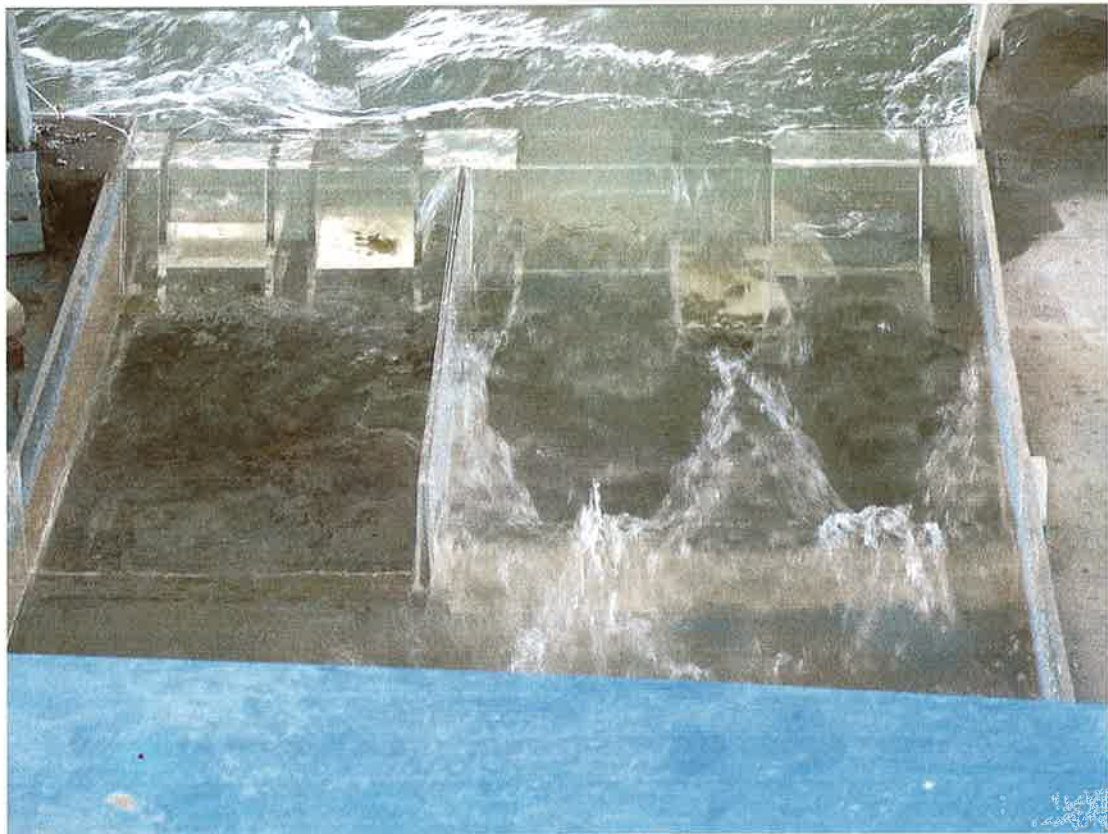
照片 6-3 基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_5=837 \text{ cms}$ 之攔河堰下游流況



照片 6-4 基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_{200}=1620 \text{ cms}$ 之上游流況



照片 6-5 基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_{200}=1620 \text{ cms}$ 之側流堰流況



照片 6-6 基隆河員山子分洪水工模型試驗於 $Q_{200}=1620 \text{ cms}$ 之攔河堰下游流況

第七章 修改案與建議案試驗結果與分析

由於原基本設計案經試驗後，河道與分洪工程之水力狀況未達預期，經會議決議局部修改進水結構之尺寸(將矩形段入口寬度由 15 公尺改為 20 公尺及改變漸變段形式等，詳如圖 3-6 所示)及側流堰上游河道地形(將側流堰上游河道坡度疏浚為 0.01 等，詳如圖 3-7~圖 3-11 所示)(本文稱修改案)，進行其分洪水理試驗。另外在維持修改案佈置下局部修改攔河堰上游左側防洪牆之位置(如圖 7-1 所示)(本文稱建議案)，進行其分洪水理試驗。試驗之流量採定量流清水試驗及變量流加砂試驗，定量流試驗流量選定為五組，包括重現期距 200 年、100 年、50 年、20 年、5 年，其流量分別為 1620cms、1502cms、1375cms、1186cms 及 837cms，變量流試驗流量選定重現期距 200 年洪水，試驗結果與分析如下所述。

一、試驗結果

1、分洪量結果

本階段採定量流試驗，試驗流量及分洪流量之結果如表 7-1 所示，由於側流堰上游河道斷面加寬及坡度減緩($S=0.01$)，使得水流流進斷面 125-4 及側流堰時，水面較為平順(原基本設計案該處產生斜水躍)，然而水流之流向較偏向排砂道而非側流堰之中心(原基本設計案水流流向較偏攔河堰)，故當進行重現期距大於 50 年以上之流量試驗，造成攔河堰之局部少量溢流現象。因此當重現期距為 200 年流量試驗結果顯示：通過攔河堰之放流量為 389cms 大於原規劃之 310cms (原基本設計案放流量為 444cms)。由於水流流心較偏排砂道，為使流心能於側流堰中心，另進行一建議案試驗，其佈置如圖 7-1 所示，本案係將攔河堰上游左側防洪牆往右移動，經調整水流流心後重現期距 200 年流量試驗結果顯示：流心偏向約側流堰中心且攔河堰與排砂道無溢流現象產生，此時放流量為 334cms，較接近原規劃之放流量。

2、各斷面平均水位

水位量測斷面分為河道及分洪工程兩部分(進水口上部結構及隧道內部)，河道部分從上游斷面 127 至下游斷面 124-2(如圖 1-2 所示)，分洪工程部分：進水口上部結構為從斷面 A(Sta.0k+010)至 H(Sta.0k+150)；隧道部分則量測 Sta.0k+170、Sta.0k+200、Sta.0k+300、Sta.0k+400 四個斷面(如圖 7-2 所示)。本試驗河道尾水之控制斷面為斷面 124-2，其流量-水位關係式為 $\ln H = 0.0494 \ln Q + 3.742$ ，試驗時根據通過攔河堰之流量經由上式求得 124-2 之水位，再調整尾水水位以符現況。

表 7-1：基隆河員山子分洪水工模型試驗分洪量結果

重現期 距	200 年 建議案	200 年 (1620cms)	100 年 (1502cms)	50 年 (1375cms)	20 年 (1186cms)	5 年 (837cms)
放流量	334cms	389cms	380cms	371cms	353cms	328cms
分洪量	1286cms	1231cms	1122cms	1004cms	833cms	509cms

附註：建議案僅做乙組重現期距 200 年流量試驗，其餘為修改案試驗成果。

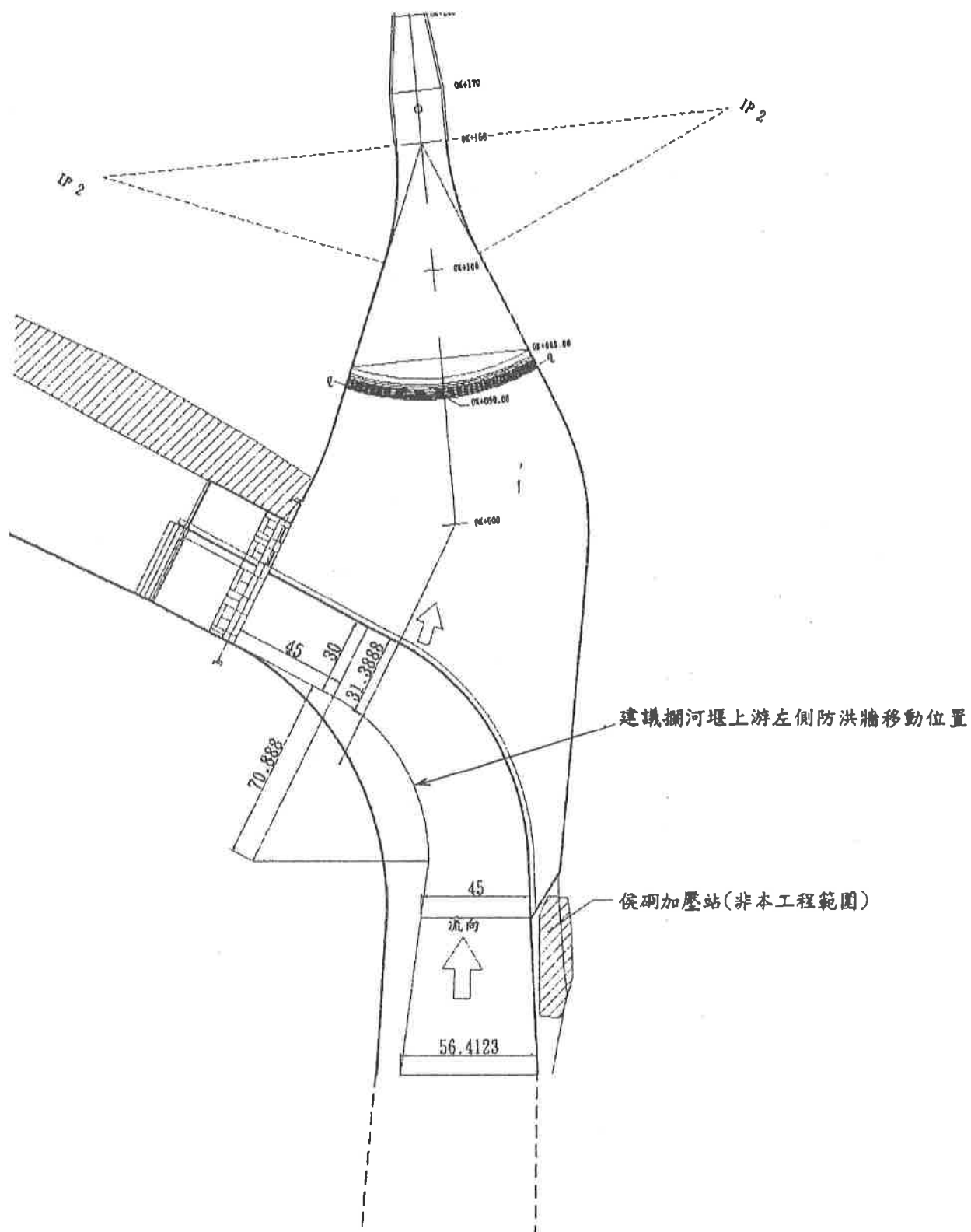


圖 7-1：建議案佈置示意圖

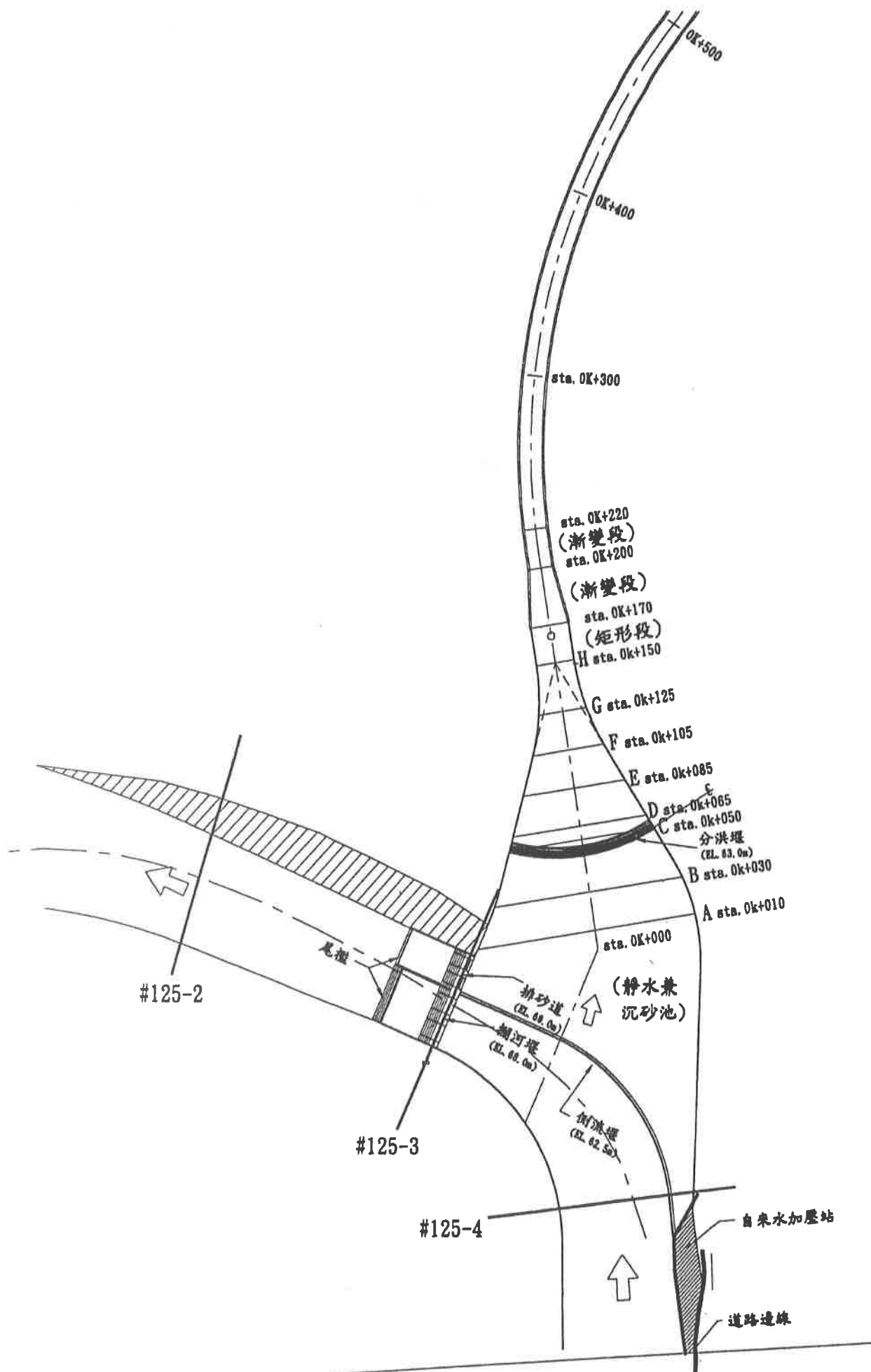


圖 7-2：修改案與建議案之河道及分洪工程各斷面量測位置示意圖

水位量測結果：河道部分試驗結果為水位隨流量增加而增加，在相同流量下彎段河道之外岸水位明顯較高(如表 7-2 及圖 7-3-1 至圖 7-3-3 所示)。由於防砂壩下游至側流堰上游之河道坡度疏浚為 0.01 且斷面加寬及加深，故攔河堰上游迴水之範圍約至防砂壩下游的斷面 126 處止，該段各斷面平均水位隨流量增加而增加(如圖 7-4 所示)，由於建議案調整水流流心之效果，使得該段各斷面平均水位明顯降低(在相同重現期距 200 年流量時)。分洪工程部分試驗結果為分洪堰上游水位隨流量增加而增加，各斷面水位變動較小。分洪堰至矩形段入口處則因束縮段之發生水躍現象(重現期距大及等於 100 年流量時會發生)、交叉波(Cross wave)、衝擊波(Shock wave)等之影響，水位變動較大，第一及第二漸變段內水位於重現期距 100 年以上之分洪量下會產生封頂的現象，隧道內部水位隨分洪量增加而增加(如表 7-3 及圖 7-5-1 至圖 7-5-2 與圖 7-6 所示)。

3、隧道內部壓力水頭

本階段依據各重現期距年流量分洪情形下，量測隧道斷面 Sta.0k+300、Sta.0k+400 之壓力水頭。試驗結果顯示：隧道內部之壓力水頭隨分洪量增加而增加，在相同分洪流量及斷面時隧道正下方底部(中)之壓力水頭明顯高於左、右兩側點，由於本隧道工程入口處為一彎曲段，因隧道水位之超高現象影響，左側點之壓力水頭略高於右側點，其差異大小隨分洪流量增加而增加(如表 7-4 所示)。

4、分洪工程側流堰下游各斷面之福祿數

本階段只探討重現期距 200 年流量之分洪情形下，修改案與建議案之分洪工程各斷面福祿數。從試驗數據經計算結果顯示：兩案之分洪堰(斷面 C、Sta.0k+050)上游斷面 A 至斷面 C 流況皆為亞臨界流，分洪堰下游斷面 D (Sta.0k+065) 至斷面 F (Sta.0k+105) 流況皆為超臨界流，斷面 F 至斷面 G 因發生水躍現象，所以斷面 G (Sta.0k+125) 至斷面 H (Sta.0k+150) 流況皆為亞臨界流。由於兩案之矩形段至第二漸變段間為壓力流況無法推求其福祿數大小及判別其流況。修改案之隧道流況近似臨界流，建議案之隧道流況為亞臨界流(如表 7-5 所示)。

表 7-2：基隆河員山子分洪水工模型試驗各斷面平均水位(m)

重現期距 斷面	200 年 建議案	200 年 (1620cms)	100 年 (1502cms)	50 年 (1375cms)	20 年 (1186cms)	5 年 (837cms)
河道部分						
124-2	56.21	56.65	56.55	56.52	56.39	56.18
125	59.89	60.09	60.03	60.02	59.95	59.83
125-1	61.65	61.75	61.72	61.70	61.67	61.62
125-2	61.72	61.90	61.85	61.82	61.73	61.65
125-3 (攔河堰)	66.33	67.93	67.80	67.76	66.98	65.96
125-4	65.33	66.36	65.97	65.70	65.05	64.79
126	65.32	65.59	65.32	65.22	65.07	65.19
126-1	71.64	71.66	71.36	71.12	70.84	70.43
126-2	74.93	75.00	74.86	74.53	74.37	73.48
126-3	77.80	77.79	77.70	77.52	76.97	75.65
127	79.79	79.79	79.48	79.17	78.74	77.88
分洪工程部分						
A	66.54	66.40	66.30	66.14	65.67	65.19
B	66.72	66.38	66.32	66.16	65.73	65.20
C (分洪堰)	66.36	66.24	66.10	65.92	65.66	64.99
D	62.30	62.13	62.03	61.78	61.43	60.96
E	60.90	60.62	60.45	60.06	59.62	58.96
F	59.74	59.43	58.92	58.70	58.16	57.14
G	61.97	61.64	59.22	57.81	56.78	55.78
H	62.44	61.80	61.29	56.86	55.68	54.52

表 7-3：基隆河員山子分洪水工模型試驗隧道內各斷面平均水位(m)

重現期距 斷面	200 年 建議案	200 年 (1620cms)	100 年 (1502cms)	50 年 (1375cms)	20 年 (1186cms)	5 年 (837cms)
Sta0K+170	61.50	61.50	61.50	53.75	53.00	52.00
Sta0K+200	58.50	58.50	58.50	53.25	52.50	50.50
Sta0K+300	56.85	56.15	55.55	54.85	54.00	51.40
Sta0K+400	56.15	55.45	54.50	53.80	52.50	50.50

表 7-4：基隆河員山子分洪水工模型試驗隧道內各斷面壓力水頭(m)

重現期距 斷面	200 年 建議案			200 年 (1620cms)			100 年 (1502cms)			50 年 (1375cms)			20 年 (1186cms)			5 年 (837cms)		
量測位置	左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右	左	中	右
Sta0K+300	9.30	10.15	8.75	8.90	9.95	8.35	8.25	9.50	7.85	6.95	8.30	6.55	6.20	7.60	5.85	3.95	4.90	3.50
Sta0K+400	9.80	10.60	9.10	9.10	10.10	8.60	8.25	9.50	7.85	6.95	8.25	6.51	5.90	7.35	5.50	4.20	5.00	3.75

表 7-5：重現期距 200 年流量時側流堰下游各斷面之福祿數表

斷面位置	斷面編號	修改案	建議案
		福祿數	
Sta0k+010	A	0.214	0.216
Sta0k+030	B	0.248	0.239
Sta0k+050	C	0.861	0.852
Sta0k+065	D	1.780	1.657
Sta0k+085	E	2.030	1.521
Sta0k+105	F	1.77	1.503
Sta0k+125	G	0.722	0.708
Sta0k+150	H	0.594	0.567
Sta0k+300		0.99	0.821
Sta0k+400		0.908	0.694

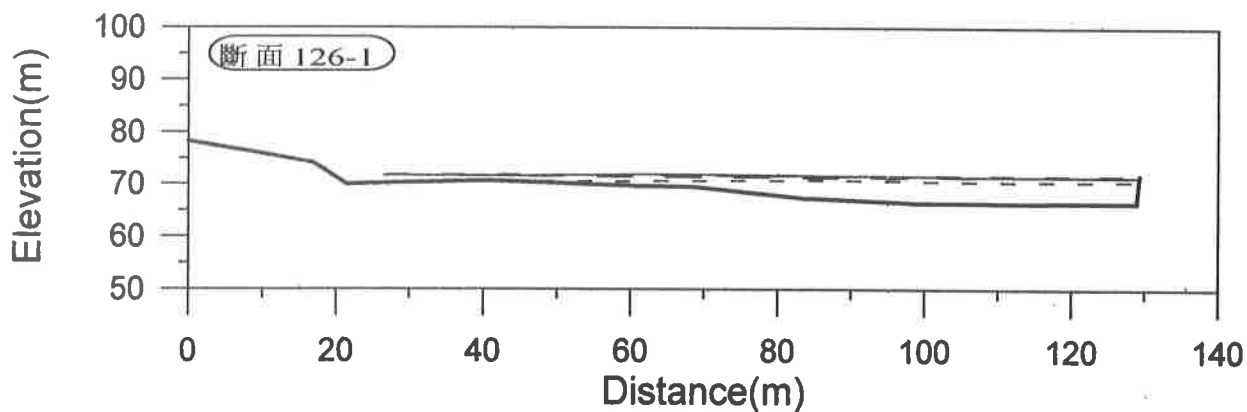
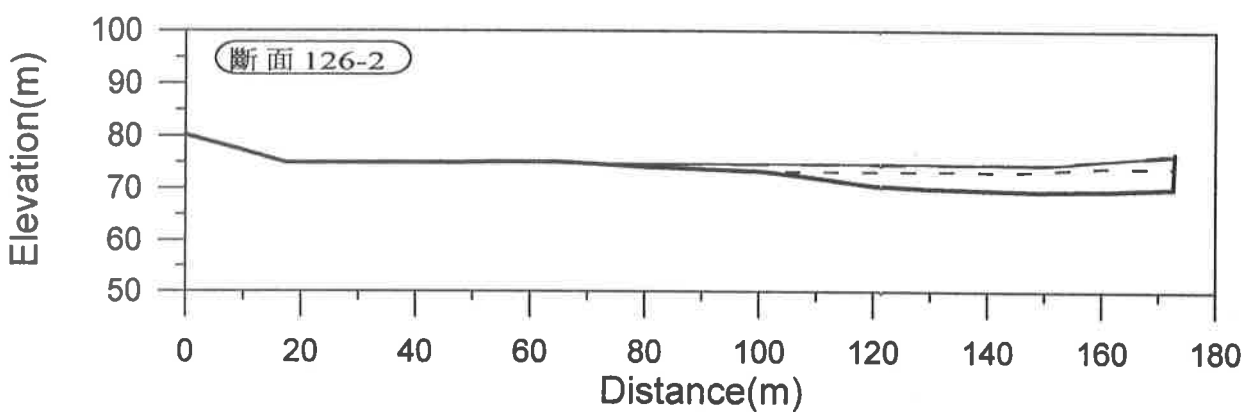
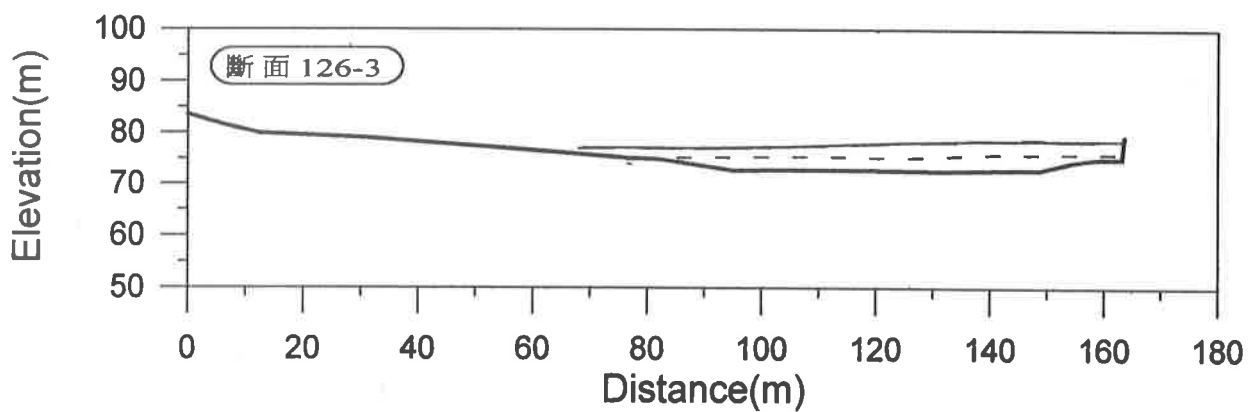
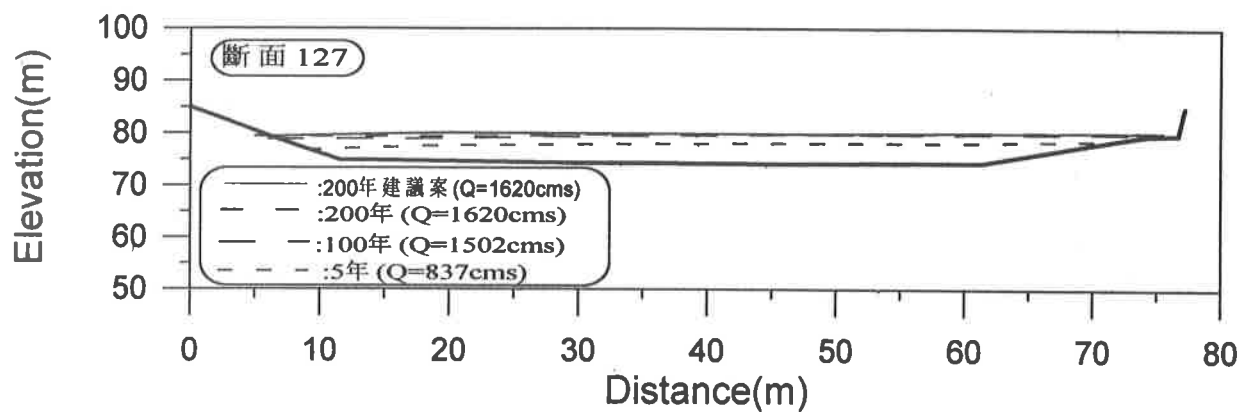


圖 7-3-1: 河道各斷面水位

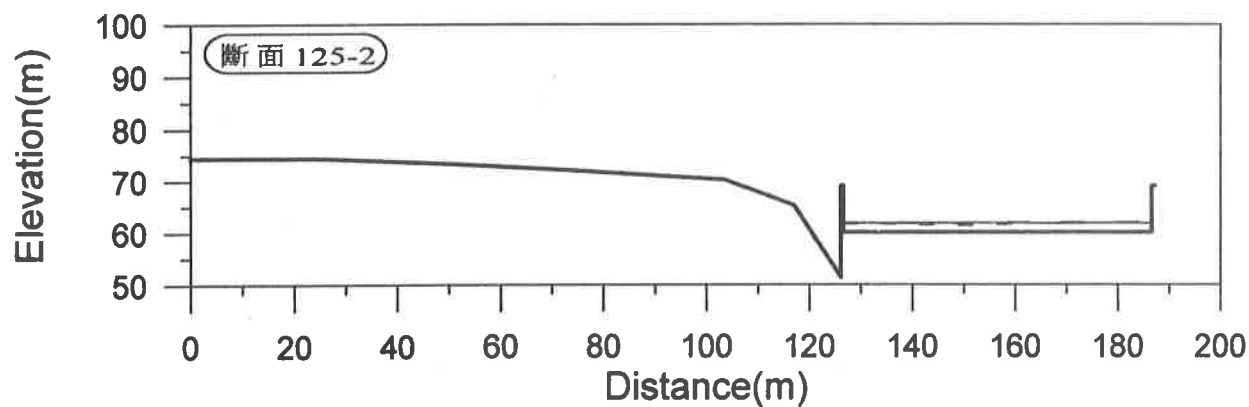
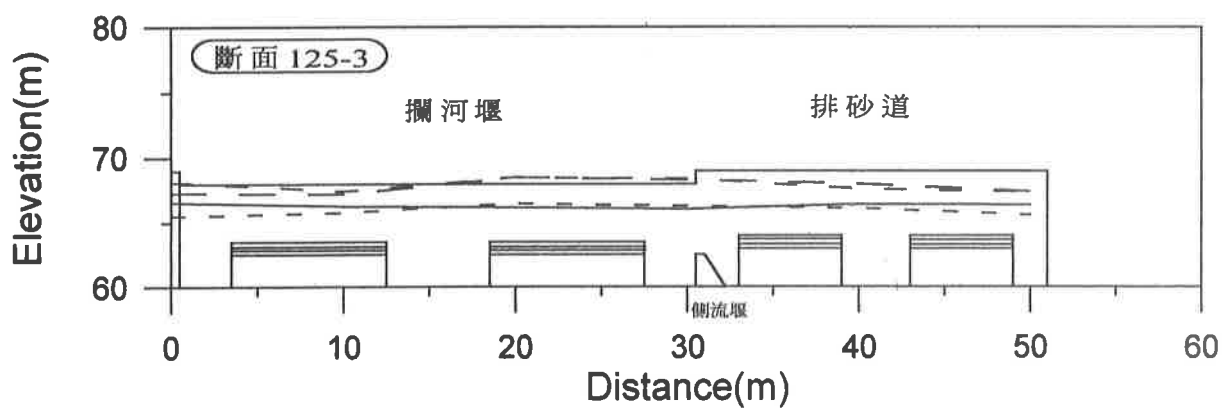
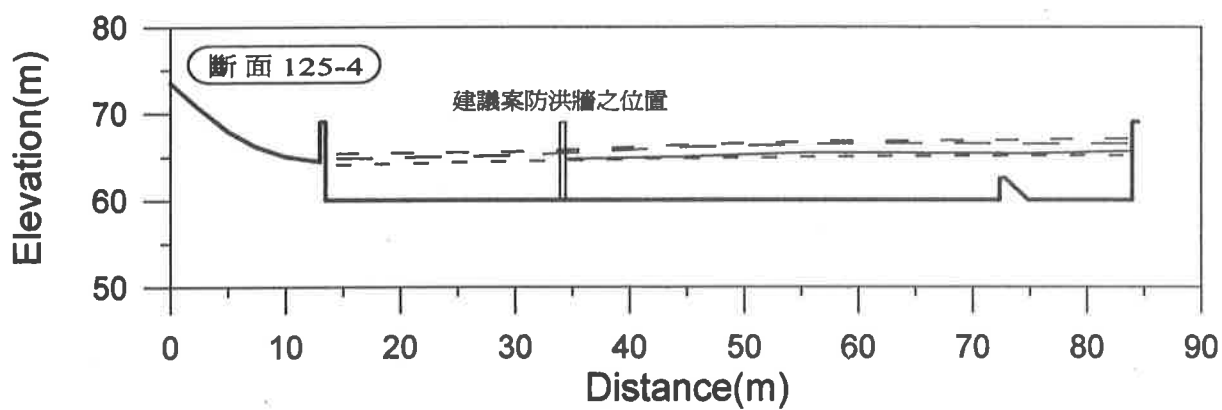
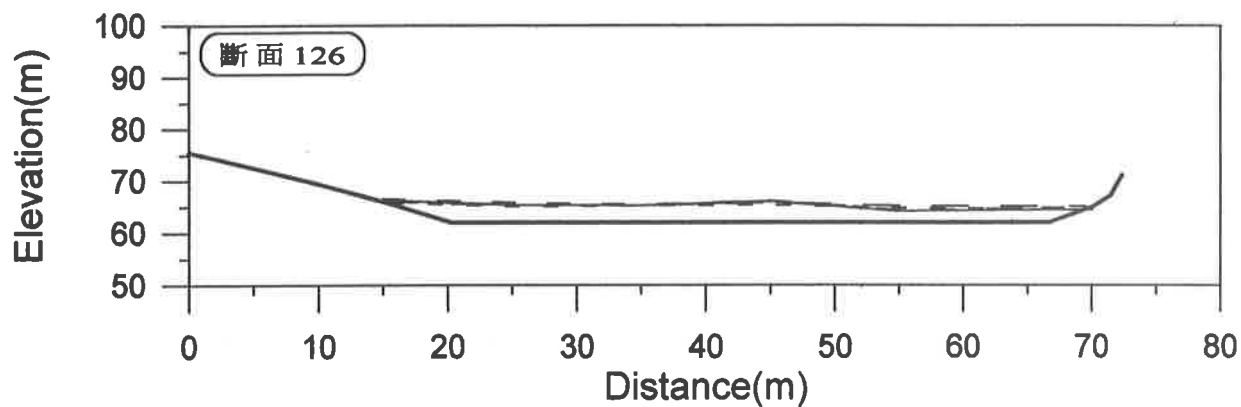


圖 7-3-2: 河道各斷面水位

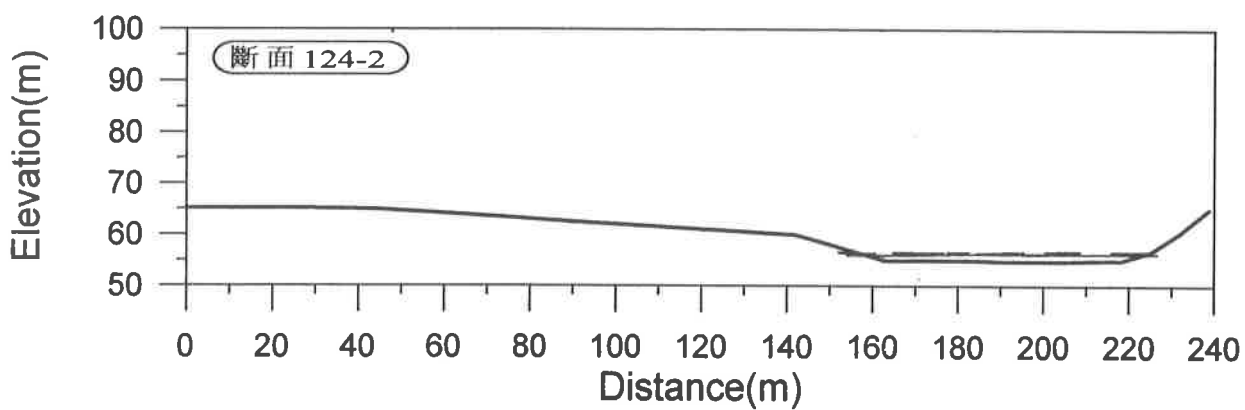
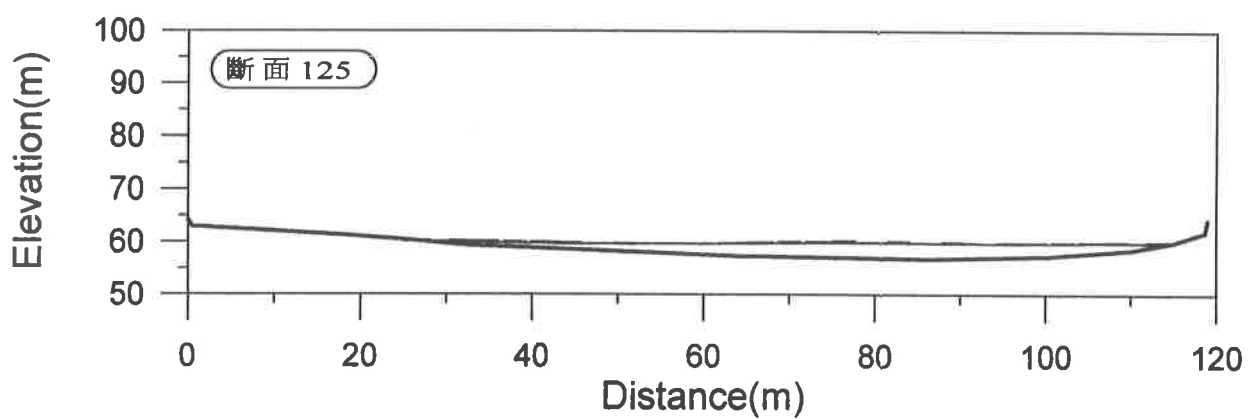
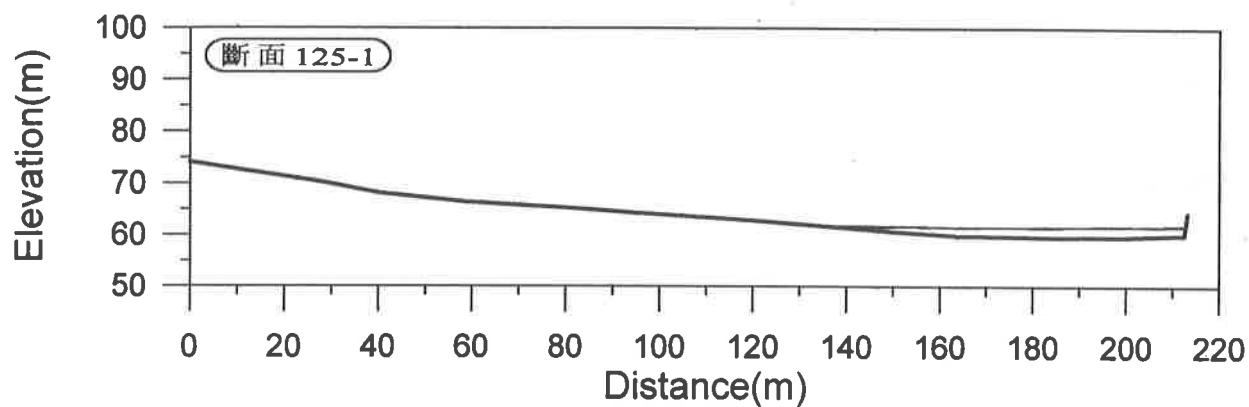


圖 7-3-3:河道 各 斷面水位

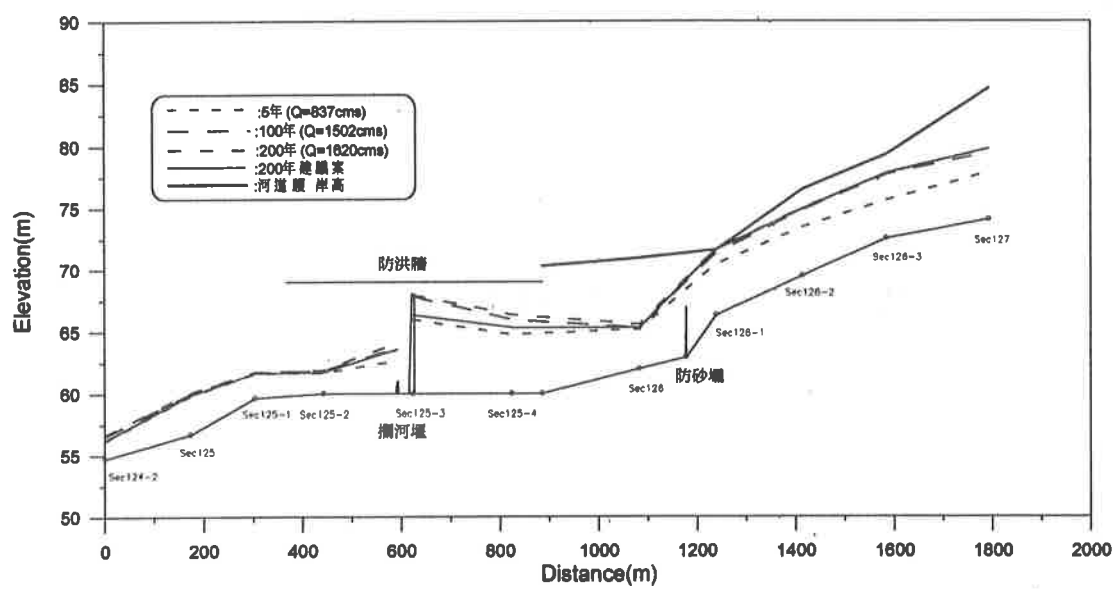


圖 7-4 河道縱斷面水位

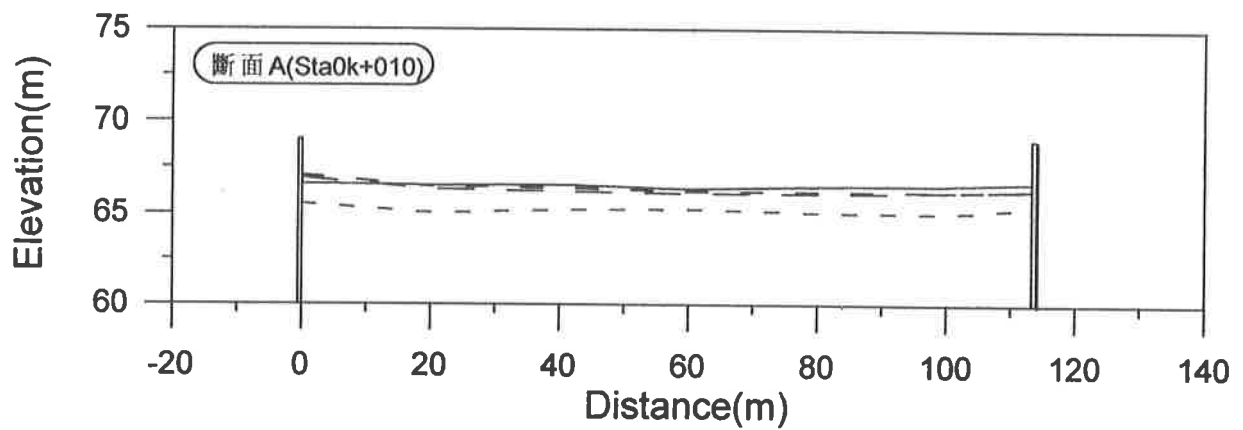
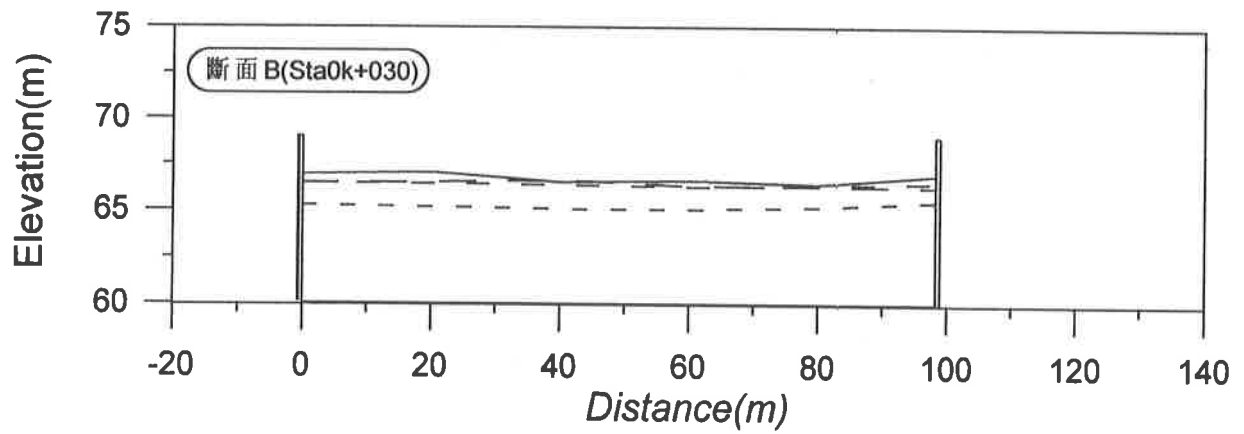
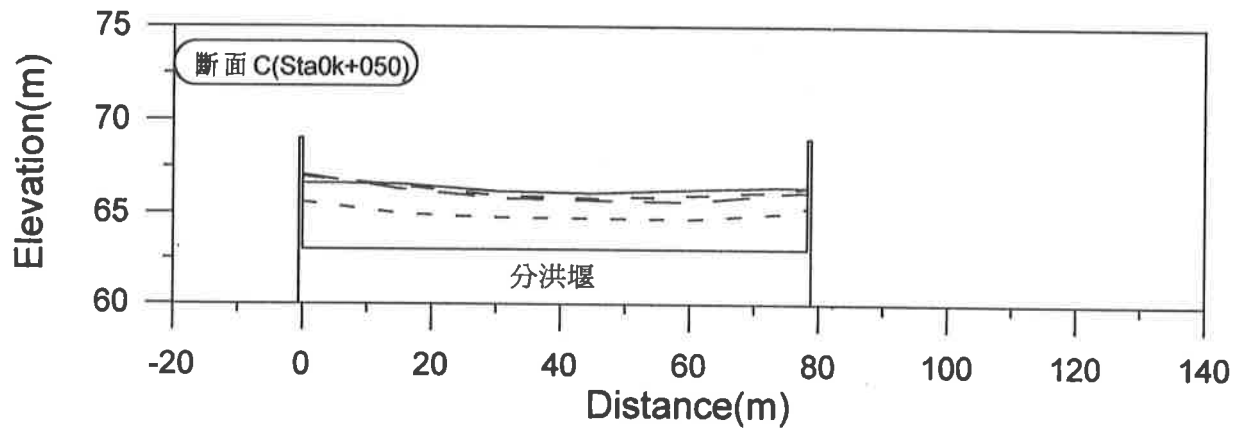
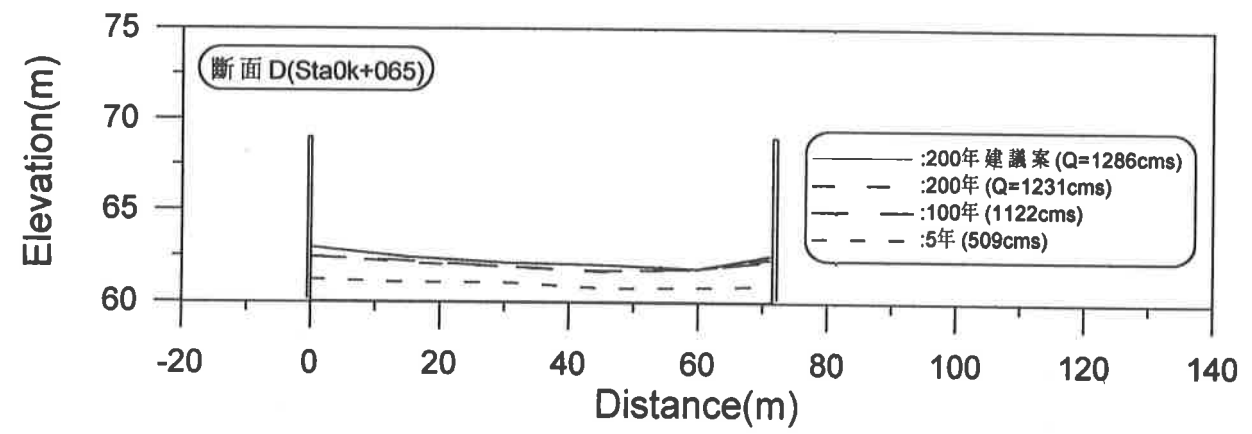


圖 7-5-1:分洪結構各斷面水位

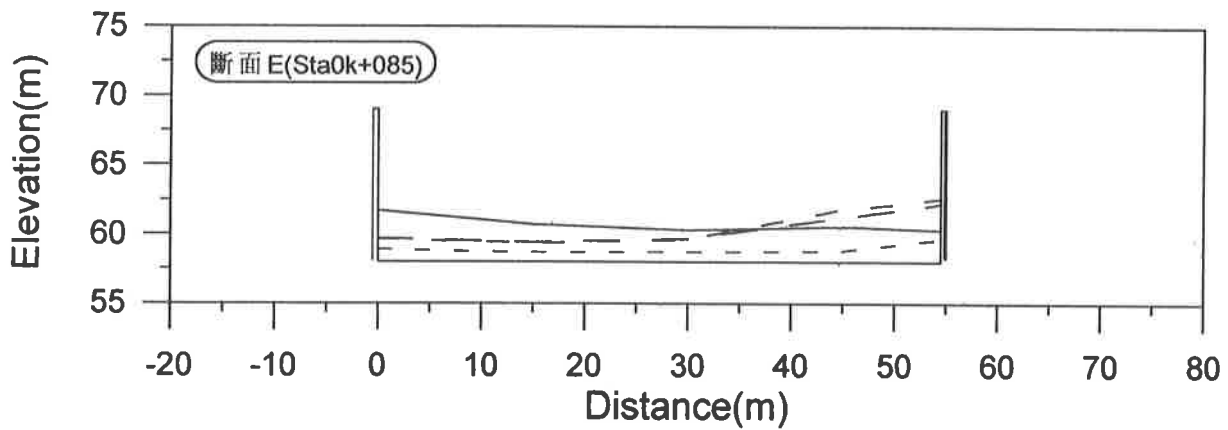
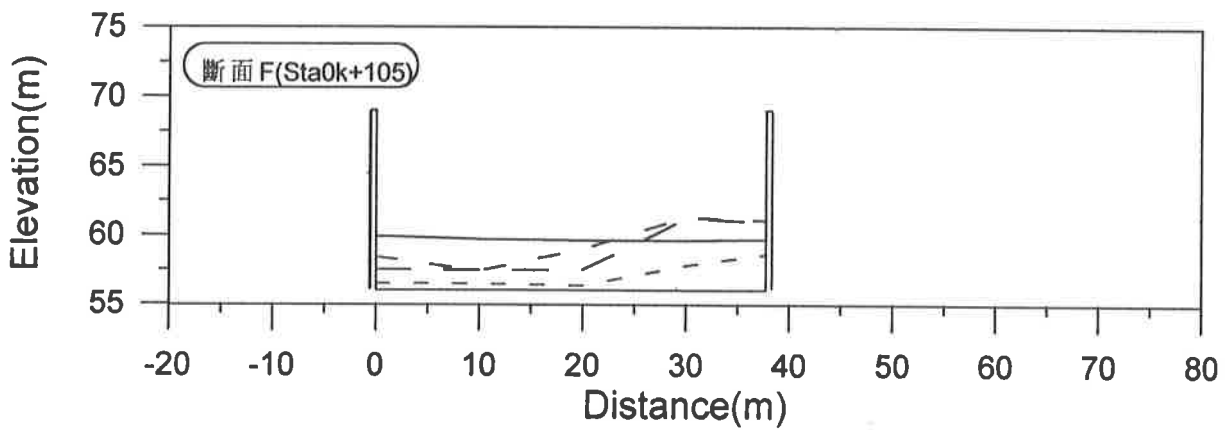
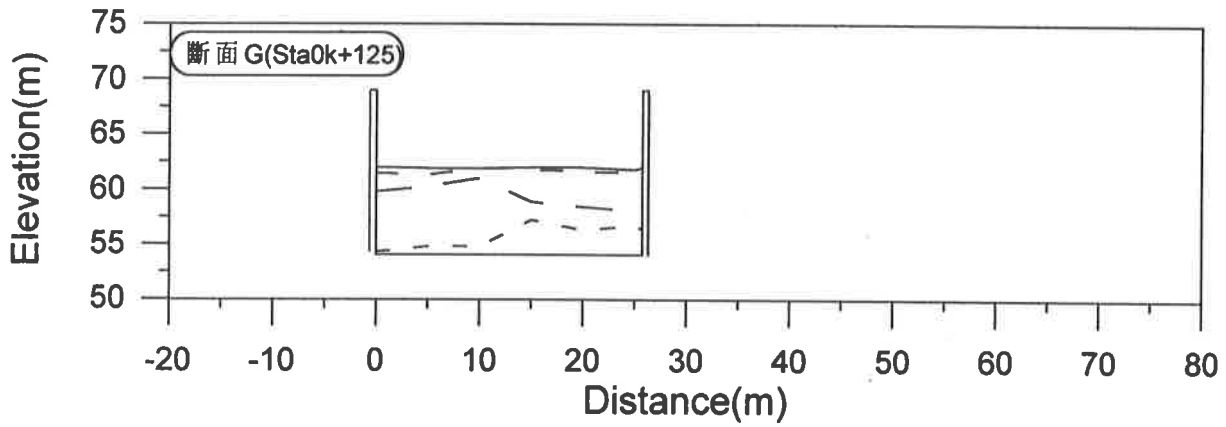
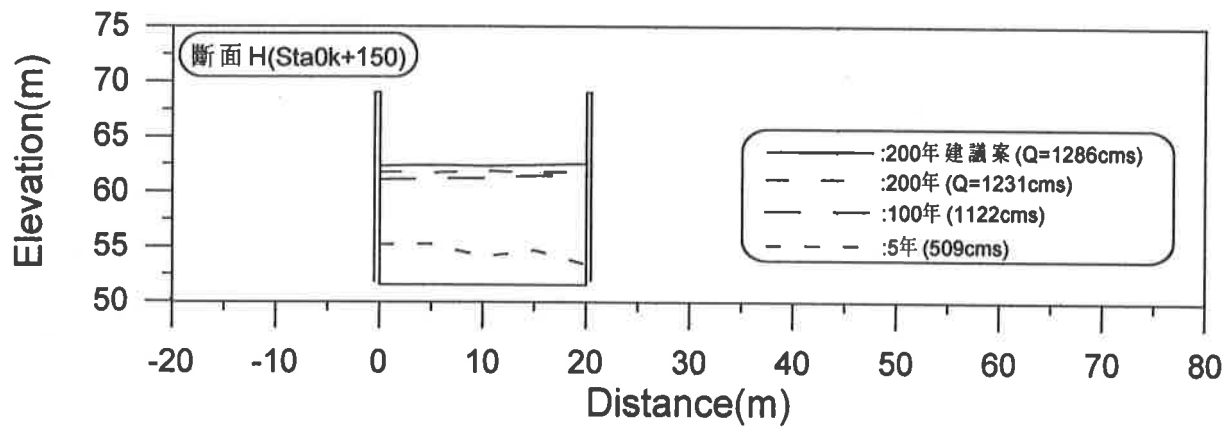


圖 7-5-2:分洪結構各斷面水位

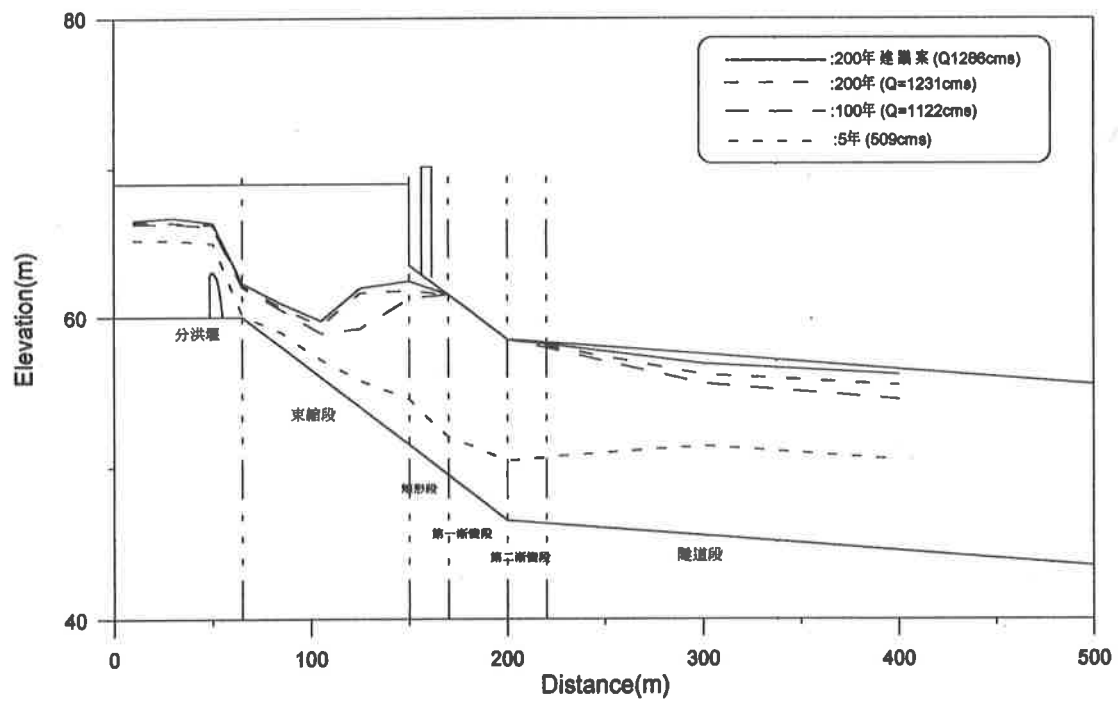


圖 7-6 分洪堰至分洪隧道入口段於各重現期距年流量時之縱斷面水位

5、流速與流向

本階段乃針對各重現期距年流量之分洪情形下量測河道與分洪工程各斷面之流速及其流向。試驗結果顯示：由於修改案水流流心在斷面 125-4 稍偏左岸，因此左岸流速較大，通過攔河堰後斷面 125-2 水流之流速分布較均勻且沿兩側防洪牆平行流動。由於水流流向排砂道方向且沿靜水兼沉砂池左側防洪牆流動，因此靜水兼沉砂池左岸流速大於右岸（流速分布不均勻），且右岸發生回流現象（回流強度較原基本設計案為弱）。分洪堰下游在小流量時斷面 D 至斷面 G 右岸之流速稍大於左岸，流向較偏右岸，此時右岸產生衝擊波，斷面 H 左岸流速稍大於右岸，流向較偏左岸。大流量時斷面 D 至斷面 G 右岸之流速稍大於左岸，流向較偏右岸，此時右岸衝擊波高度越高，斷面 G 下游流速分布較均勻，流向大都沿中心線方向平行流動（如圖 7-7 至圖 7-11 及照片 7-1 至照片 7-4 所示）。

由於修改案水流於束縮段內流心較偏右岸且產生衝擊波與交叉波等現象，經建議案試驗結果顯示：靜水兼沉砂池內水流流心約沿中心流動且兩岸水流較平順，流速分布較均勻。束縮段內水流流心約沿中心流動且平順，流速分佈均勻，兩岸無衝擊波或交波現象發生，惟束縮段下游銜接矩形段入口處發生水躍（如圖 7-12 及照片 7-5 至照片 7-6 所示）。

6、攔河堰孔口與分洪堰流量係數

修改案於重現期距 50 年以上之流量試驗時，攔河堰會發生少量溢流現象，故攔河堰孔口之流量係數乃採重現期距 5 年、20 年、50 年及建議案之數據來分析。攔河堰孔口之流量係數與分洪堰之流量係數分別依據孔口為自由流況下之流量方程式： $q = C_d h \sqrt{2gy_1}$ （單寬流量）；式中

C_d ：自由流況時之流量係數； h ：孔口高度； y_1 ：孔口上游面水深。與

分洪堰為自由流況下之流量方程式： $Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} L H^{3/2}$ ；式中 C_d ：分洪堰流量係數； L ：分洪堰長度； H ：分洪堰堰上水頭。計算之結果如表 7-6 與表 7-7 所示。攔河堰之矩形放水孔口流量係數範圍為 0.667~0.674 間，根據 Franke and Valentin (1969) 及 Rajaratnam and Subramanya (1976) 之研究流量係數之範圍介於 0.58 至 0.68 之間，本係數應屬合理。分洪堰之流量係數稍大於 Rehbock 公式 $C_d = 0.611 + 0.075 \frac{H}{P}$ （ P ：堰之高度）

表 7-6：矩形放水孔口流量係數表

重現期距	5 年	20 年	50 年	200 年建議案
放流量(cms)	328	353	371	334
流量係數 C_d	0.674	0.670	0.668	0.667

表 7-7：分洪堰流量係數表

Q (cms)	H (m)	H/P	C_d	Rehbock 公式
509	1.99	0.663	0.767	0.660
833	2.66	0.886	0.812	0.677
1004	2.92	0.973	0.851	0.684
1122	3.10	1.033	0.870	0.688
1231	3.24	1.080	0.893	0.692
1286	3.36	1.120	0.883	0.695

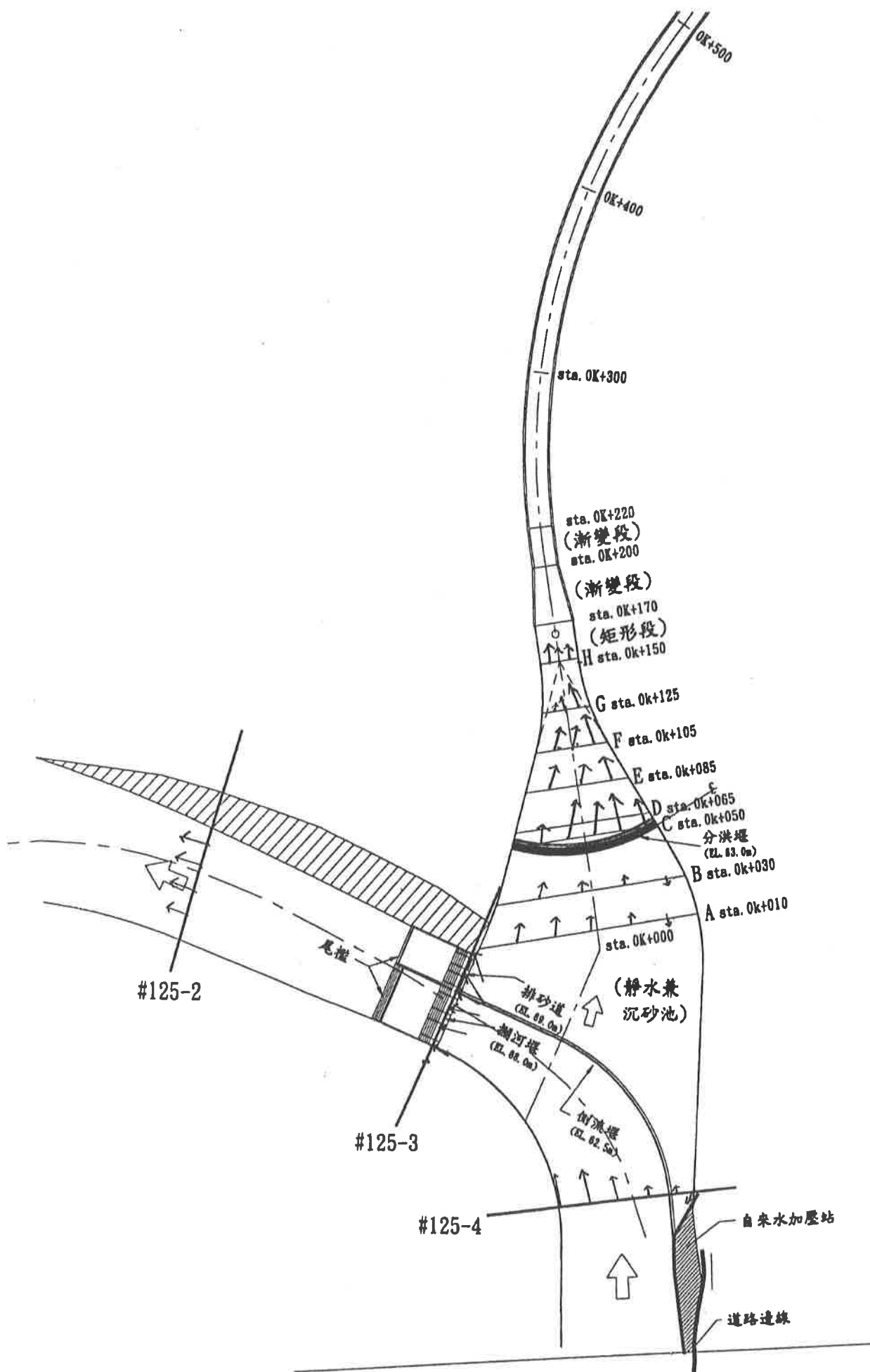


圖 7-7：5 年重現期距流量分洪流向圖

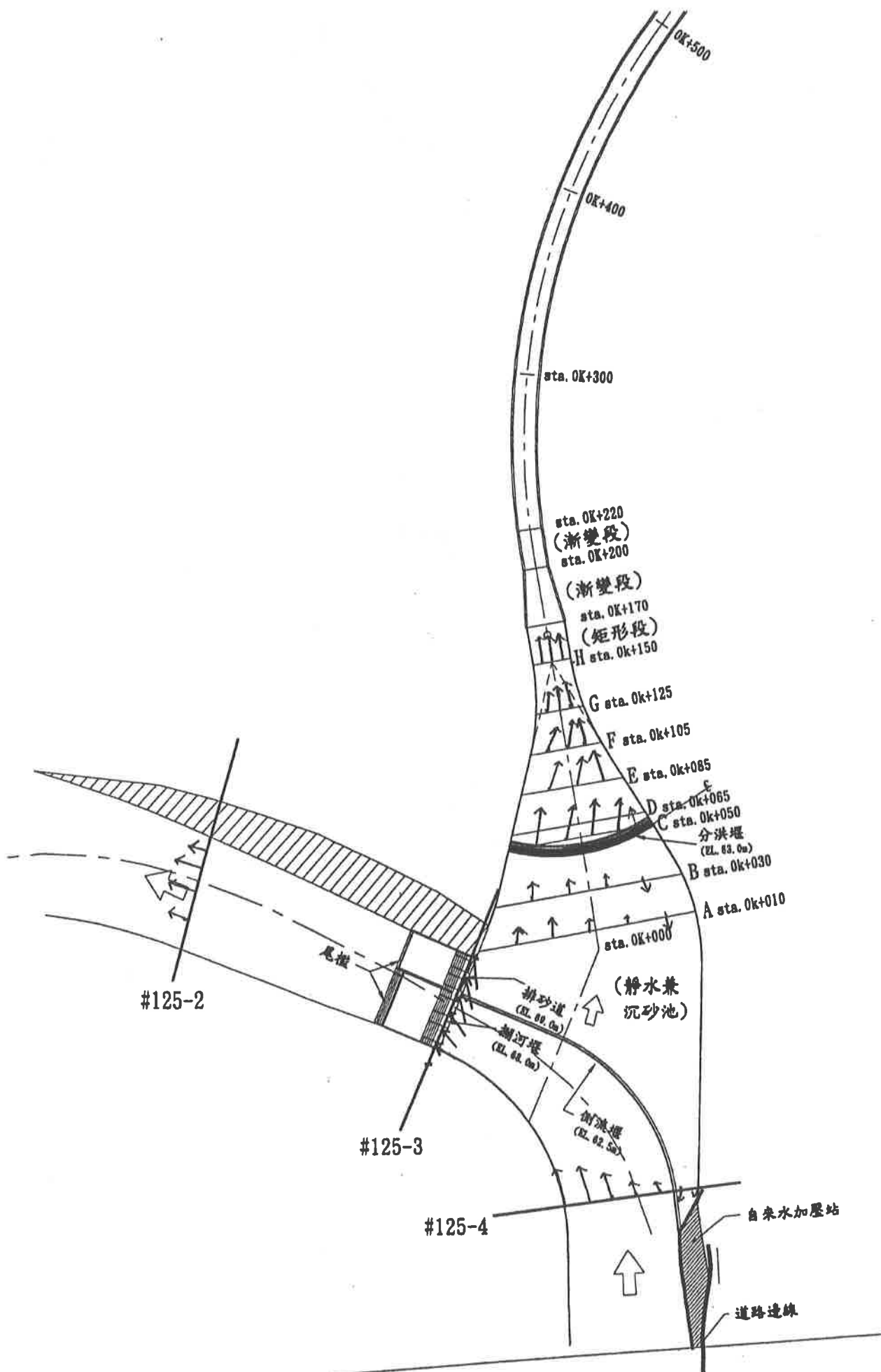


圖 7-8：20 年重現期距流量分洪流向圖

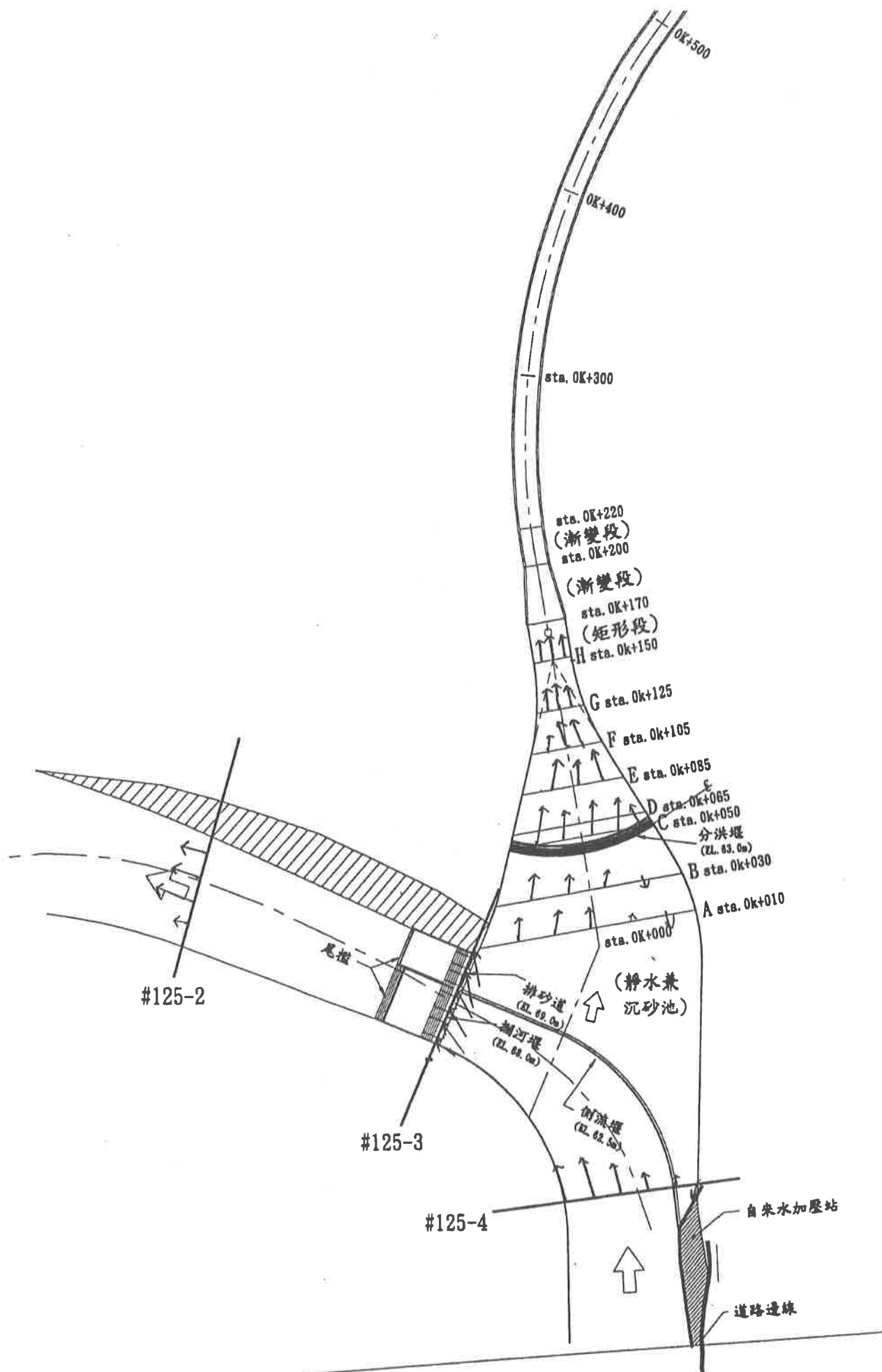


圖 7-9：50 年重現期距流量分洪流向圖

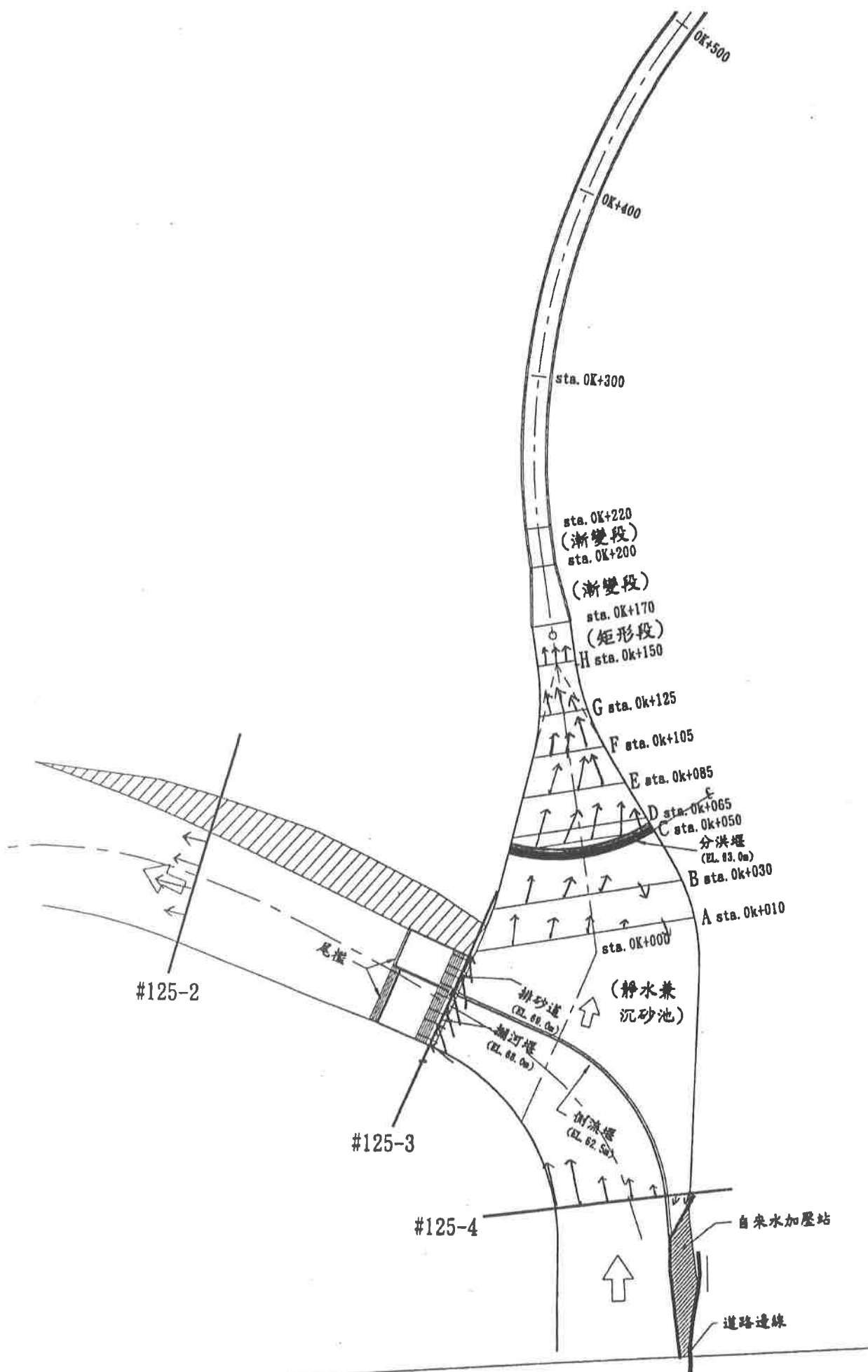


圖 7-10：100 年重現期距流量分洪流向圖

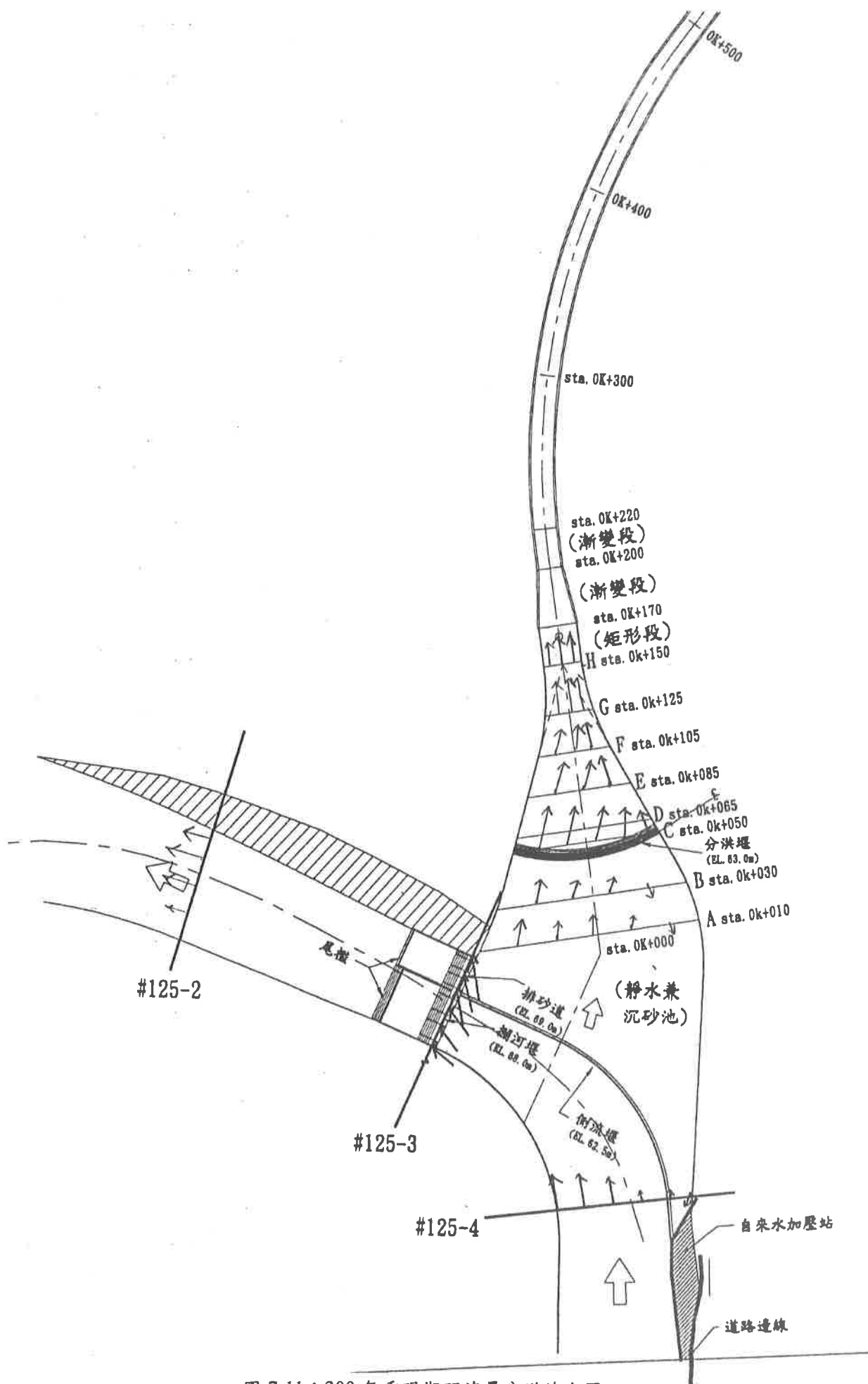


圖 7-11：200 年重現期距流量分洪流向圖

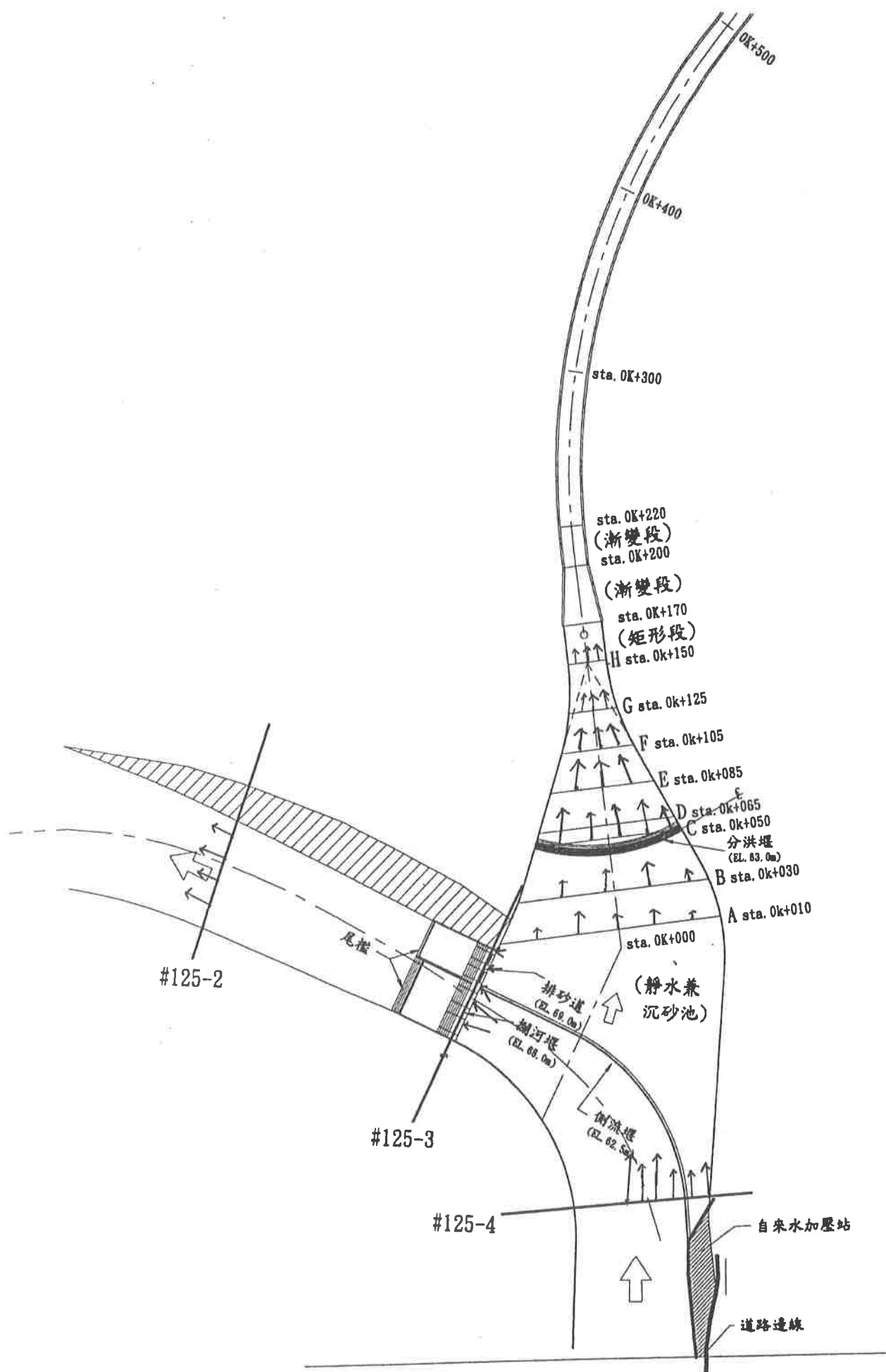
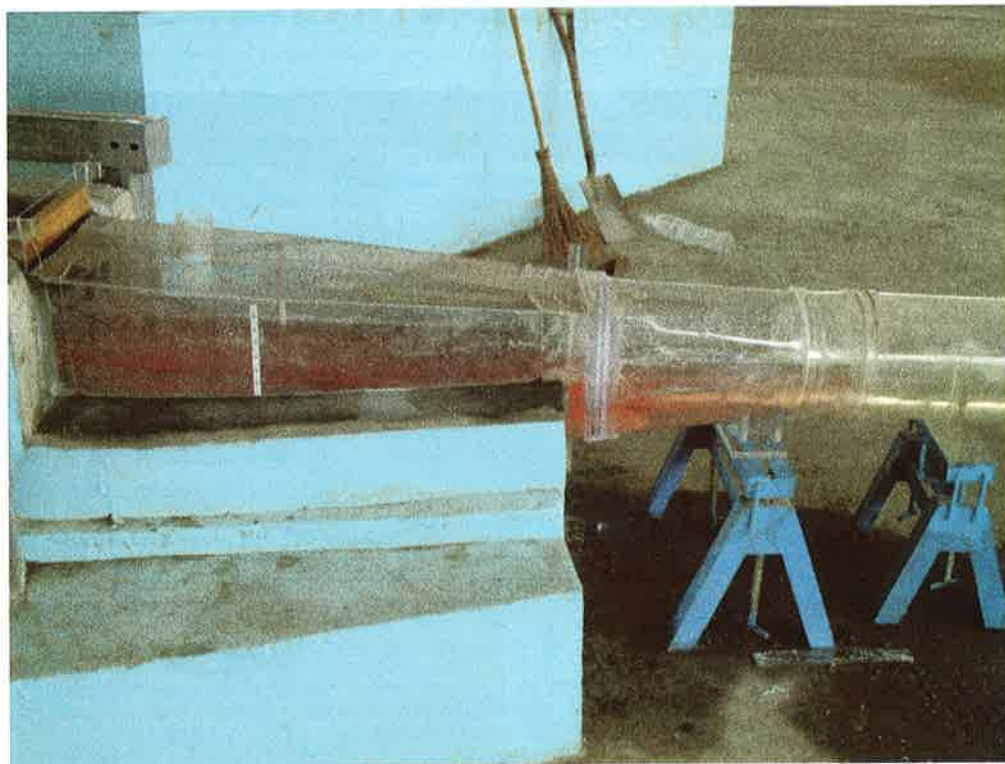


圖 7-12：200 年重現期距流量（建議案）分洪流向圖



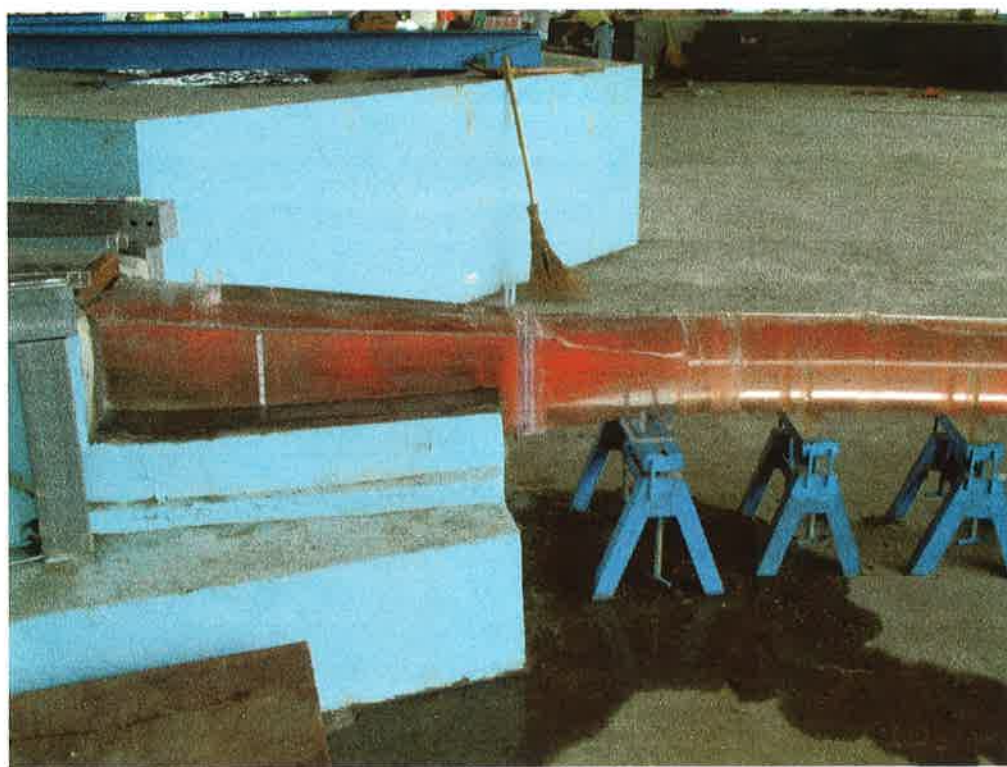
照片 7-1：修改案 $Q_5=837\text{cms}$ 攔河堰上游及進水結構之流況



照片 7-2：修改案 $Q_5=837\text{cms}$ 矩形段、第一及第二漸變段流況



照片 7-3：修改案 $Q_{200}=1620\text{cms}$ 攔河堰上游及進水結構之流況



照片 7-4：修改案 $Q_{200}=1620\text{cms}$ 矩形段、第一及第二漸變段流況



照片 7-5：建議案 $Q_{200}=1620\text{cms}$ 攔河堰上游及進水結構之流況



照片 7-6：建議案 $Q_{200}=1620\text{cms}$ 矩形段、第一及第二漸變段流況

之計算值，主因為 Rehbock 公式乃依據銳緣堰(Sharp-crested weir)試驗得出，本工程分洪堰為臥箕式堰，該堰迎水面較圓滑，因此在相同堰上水頭時流量較銳緣堰為高，故流量係數稍大。本試驗分洪堰之流量係數隨堰上水頭增加而增加，其範圍為 0.767 至 0.893 間。

7、分洪堰率定曲線

本階段乃將原基本設計案、修改案及建議案試驗之分洪流量 (Q) 與分洪堰堰上水頭 (H) 取迴歸分析得分洪堰率定方程式：

$$Q = 141.885 \times H^{1.811} \text{ (如圖 7-13 所示)}$$

8、加砂試驗結果

本階段模型加砂試驗乃模擬河道發生大洪水時，懸浮載及底床載於河道運行之水理現象及淤積分佈情形。懸浮載採用粒徑 0.1mm 之砂 (相當現場 5mm 之小礫石)，底床載採用 4mm 之小礫石 (相當現場 20cm 之卵石)。試驗方案則選修改案與建議案，試驗流量採重現期距 200 年洪水過程之變量流 (如表 7-8 所示)。加砂地點乃選定防砂壩址下游處，主要是探討防砂壩淤滿後，其下游最嚴重之淤積情形。

本試驗各時段懸浮載及底床載加砂量係採基隆河員山子上游懸浮載及底床載總量之率定曲線 $Q_s = 2.005 \times 10^{-4} \times Q^{1.326}$ (Q_s ：懸浮載及底床載總量 cms； Q ：流量 cms) 關係換算模型各時段之加砂總量，模型各時段懸浮載量與底床載量採 4：1 之關係 (如表 7-9 所示)。經修改案試驗結果顯示：河道斷面 126 平均淤積高度為 1.27 公尺且較均勻。斷面 125-4 位於彎道下游處，由於水流流心偏左岸 (凹岸) 流動造成右岸 (凸岸) 淤積較為嚴重，平均淤積高度為 1.68 公尺。攔河堰 (斷面 125-3) 上游 7 公尺處左岸淤積較為嚴重，係因水流流經彎道時底部流速由凹岸向凸岸 (左岸) 流動，故大量底床載淤積於此，平均淤積高度為 1.46 公尺。攔河堰下游斷面 125-2 平均淤積高度為 0.76 公尺且較均勻，惟該斷面仍有大量底床載淤積於此，故攔河堰孔口須注意卵石磨損情形。分洪工程之靜水兼沉砂池由於水流流心偏向左岸造成右岸回流現象，因此淤砂受回流流向所致，造成斷面 A 至斷面 C 約沿中心往兩側呈帶狀淤積 (中間高，兩側低)，左岸防洪牆附近淤積量甚少，平均淤積高度分別為 2.02 公尺、2.38 公尺及 1.23 公尺。束縮段則無淤積情形。隧道內部無淤積情形，但仍有大量懸浮載及少量底床載流經隧道，故須注意隧道內部之磨損。另外本試驗結果顯示：一場重現期距 200 年洪水經過後，本工程之靜水兼沉砂池淤積大量之懸浮載及底床載，淤積量約為總加砂量之 0.125

表 7-8：員山子上游段 200 年重現期距洪水過程表

時間 (hr)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
流量 (cms)	0	2	6	14	23	34	46	61	77	94
時間 (hr)	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
流量 (cms)	114	138	170	209	251	300	356	424	510	615
時間 (hr)	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
流量 (cms)	750	952	1303	1606	1620	1420	1150	925	750	630
時間 (hr)	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
流量 (cms)	506	420	352	295	244	201	165	136	113	92
時間 (hr)	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
流量 (cms)	74	59	45	33	22	13	6	3	1	0

附註：本表為巨廷顧問公司提供。

表 7-9：加砂試驗數據表

時間(hr)	流量 (cms)	模型 時間 (min)	模型 流量(cms)	現場輸 砂量 (cms)	模型輸砂量 (cms)	時段內 加砂量 (Kg)	懸浮載 (Kg)	底床載 (Kg)
1	0	8.48	0	0	0	0	0	0
2	2	16.97	0.0001	0.0005	2.84E-08	0.038	0.030	0.008
3	6	25.45	0.0003	0.0021	1.22E-07	0.164	0.131	0.033
4	14	33.94	0.0007	0.0066	3.75E-07	0.507	0.405	0.102
5	23	42.42	0.0013	0.0128	7.25E-07	0.979	0.783	0.196
6	34	50.91	0.0019	0.0215	1.22E-06	1.645	1.316	0.329
7	46	59.93	0.0026	0.0321	1.82E-06	2.456	1.965	0.491
8	61	67.88	0.0034	0.0467	3.75E-06	3.571	2.857	0.714
9	77	76.36	0.0043	0.0636	2.64E-06	4.863	3.891	0.972
10	94	84.85	0.0053	0.0828	4.69E-06	6.336	5.069	1.267
11	114	93.33	0.0064	0.1070	6.06E-06	8.183	6.547	1.636
12	138	101.82	0.0078	0.1379	7.80E-06	10.543	8.434	2.109
13	170	110.31	0.0096	0.1818	1.03E-05	13.902	11.121	2.781
14	209	118.79	0.0118	0.2391	1.35E-05	18.281	14.625	3.656
15	251	127.28	0.0141	0.3048	1.72E-05	23.306	18.645	4.661
16	300	135.76	0.0169	0.3861	2.18E-05	29.523	23.618	5.905
17	356	144.25	0.0201	0.4845	2.74E-05	37.044	29.635	7.409
18	424	152.74	0.0239	0.6109	3.46E-05	46.708	37.366	9.342
19	510	161.22	0.0288	0.7804	4.41E-05	59.668	47.734	11.934
20	615	169.70	0.0347	1.0003	5.66E-05	76.481	61.184	15.297
21	750	178.19	0.0424	1.3015	7.36E-05	99.503	79.602	19.901
22	952	186.68	0.0538	1.7856	0.00010	136.51	109.21	27.300
23	1303	195.16	0.0737	2.7072	0.00015	206.97	165.58	41.39
24	1606	203.65	0.0908	3.5721	0.00020	273.10	218.48	54.62
25	1620	212.13	0.0916	3.6135	0.00020	276.26	221.02	55.24
26	1420	220.62	0.0803	3.0342	0.00017	231.97	185.58	46.39
27	1150	229.10	0.0630	2.2019	0.00012	168.34	134.67	33.67
28	925	237.59	0.0523	1.7187	9.72E-05	131.40	105.12	26.28
29	750	246.07	0.0424	1.3015	7.36E-05	99.503	79.602	19.901
30	630	254.56	0.0356	1.0328	5.84E-05	78.964	63.171	15.793
31	506	263.04	0.0286	0.7723	4.37E-05	59.048	47.238	11.810
32	420	271.53	0.0237	0.6033	3.41E-05	46.124	36.899	9.224
33	352	280.01	0.0199	0.4773	2.70E-05	36.493	29.195	7.298
34	295	288.50	0.0166	0.3776	2.14E-05	28.872	23.098	5.774
35	244	296.98	0.0138	0.2936	1.66E-05	22.448	17.958	4.490
36	201	305.47	0.0113	0.2270	1.28E-05	17.359	13.887	3.472
37	165	313.96	0.0093	0.1747	9.89E-06	13.362	10.690	2.672
38	136	322.44	0.0077	0.1352	7.65E-06	10.341	8.273	2.068
39	113	330.93	0.0064	0.1058	5.99E-06	8.088	6.471	1.617
40	92	339.41	0.0052	0.0805	4.56E-06	6.158	4.927	1.231
41	74	347.90	0.0041	0.0603	3.41E-06	4.614	3.691	0.923
42	59	356.38	0.0033	0.0447	2.53E-06	3.417	2.733	0.684
43	45	364.87	0.0025	0.0312	1.77E-06	2.385	1.908	0.477
44	33	373.35	0.0018	0.0206	1.17E-06	1.581	1.265	0.316
45	22	381.84	0.0012	0.0120	6.84E-07	0.923	0.739	0.184
46	13	390.32	0.0007	0.0060	3.40E-07	0.459	0.367	0.092
47	6	398.81	0.0003	0.0021	1.22E-07	0.164	0.131	0.033
48	3	407.29	0.0001	0.0008	4.87E-08	0.065	0.052	0.013
49	1	415.78	0.00005	0.0002	1.13E-08	0.015	0.012	0.003
50	0	424.26	0	0	0	0	0	0

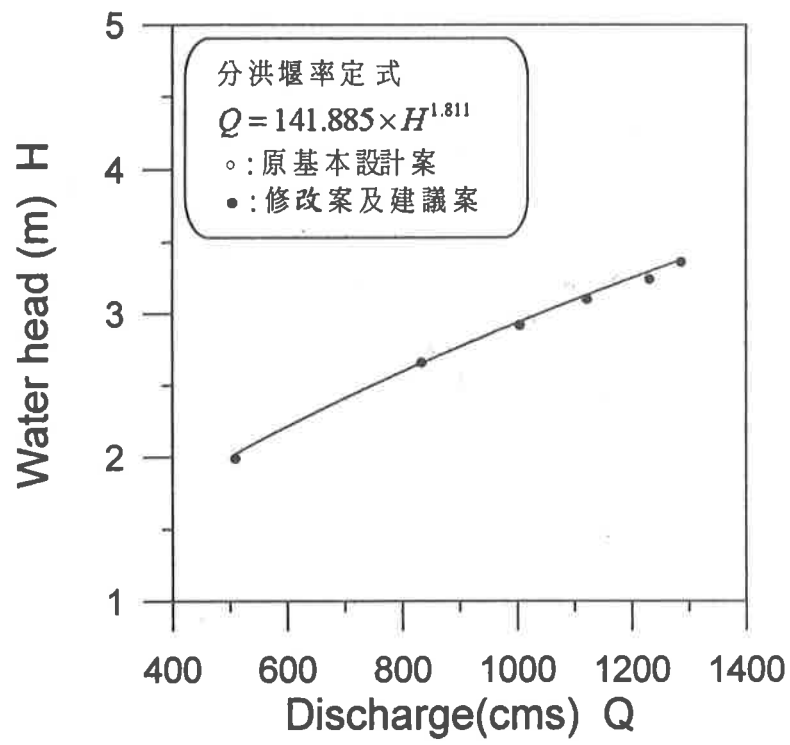


圖 7-13：分洪堰率定方程式

左右。以上結果請參閱表 7-10、圖 7-14 與 7-15、照片 7-7 至 7-10 所示。

建議案試驗結果顯示：河道斷面 126 平均淤積高度為 1.52 公尺且較均勻。斷面 125-4 由於左岸防洪牆右移調整流心至河道中央，使得流（向）速分布較均勻，所以河道淤積較平均，平均淤積高度為 2.43 公尺。攔河堰（斷面 125-3）上游 8 公尺處左岸淤積較為嚴重，平均淤積高度為 1.47 公尺。斷面 125-2 平均淤積高度為 0.56 公尺且較均勻。由於靜水兼沉砂池內水流之流心調整約至中央，造成大量懸浮載與底床載流經沉砂池時淤積於中央，進而使得水流重新調整其流（向）心往兩側。因此斷面 A 與斷面 B 約沿中心往兩側呈帶狀淤積，惟流心重新調整後左岸速度較大，故淤積量較少，平均淤積高度分別為 3.02 公尺及 2.16 公尺。斷面 C 平均淤積高度為 0.87 公尺。束縮段與隧道內部皆無淤積情形，但仍有大量懸浮載及少量底床載流經隧道，故須注意隧道內部之磨損。本試驗靜水兼沉砂池淤積大量之懸浮載及底床載，淤積之量約為總加砂量之 0.197 左右。以上結果請參閱表 7-11、圖 7-16 與 7-17、照片 7-11 至 7-14 所示。

二、檢討分析

由修改案試驗結果得知，水流於河道進入側流堰時，流況平順無水躍等現象發生，但因流心偏往排砂道造成攔河堰於重現期距 50 年以上之洪水時發生局部少量溢流，且靜水兼沉砂池右岸有較弱強度之回流及束縮段內右岸有衝擊波、交叉波及其下游銜接矩形段入口處產生水躍等現象。為解決以上之問題，經由調整攔河堰上游左岸防洪牆位置（建議案），得以避免攔河堰溢流、靜水兼沉砂池右岸回流及束縮段內右岸有衝擊波和交叉波等現象。惟矩形段、第一及第二漸變段因水躍產生封頂形成壓力流況無法改善。

另外建議案業經試驗結果顯示：放流量為 334cms，然因水流由靜水兼沉砂池中央擴散至兩側邊壁時，造成左岸較靠近攔河堰與排砂道處之側流堰局部回流，經側流堰加高為 8 公尺（該段長度為 15 公尺；如圖 7-1 所示）阻擋回流後，攔河堰之放流量為 322cms，更接近原規劃之放流量（310cms）。

表 7-10：河道及分洪工程各斷面平均淤積高度(修改案)

河道部分				
斷面	126	125-4	距攔河堰上游約 7 公尺	125-2
平均淤積高度(m)	1.27	1.68	1.46	0.76
分洪工程部分				
斷面	A	B	C	D
平均淤積高度(m)	2.02	2.38	1.23	0

表 7-11：河道及分洪工程各斷面平均淤積高度(建議案)

河道部分				
斷面	126	125-4	距攔河堰上游約 8 公尺	125-2
平均淤積高度(m)	1.52	2.43	1.47	0.56
分洪工程部分				
斷面	A	B	C	D
平均淤積高度(m)	3.02	2.16	0.87	0

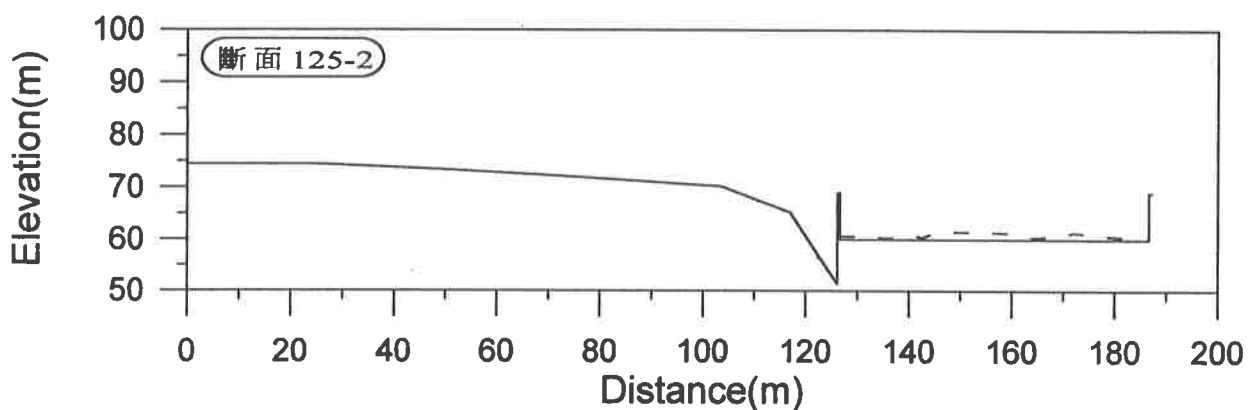
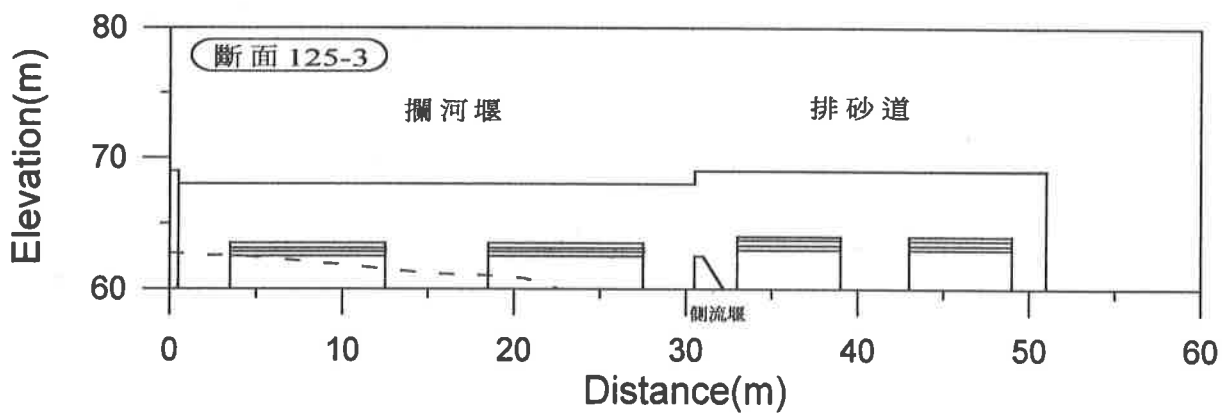
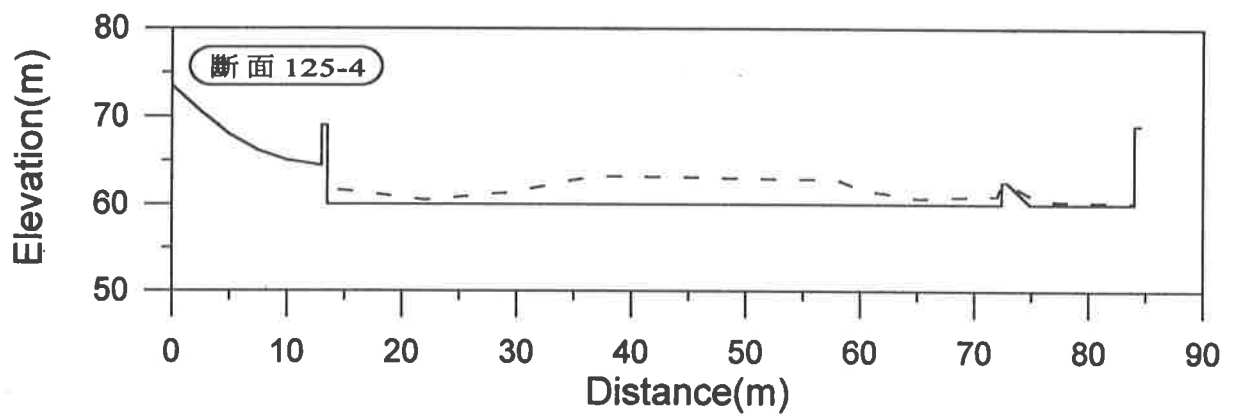
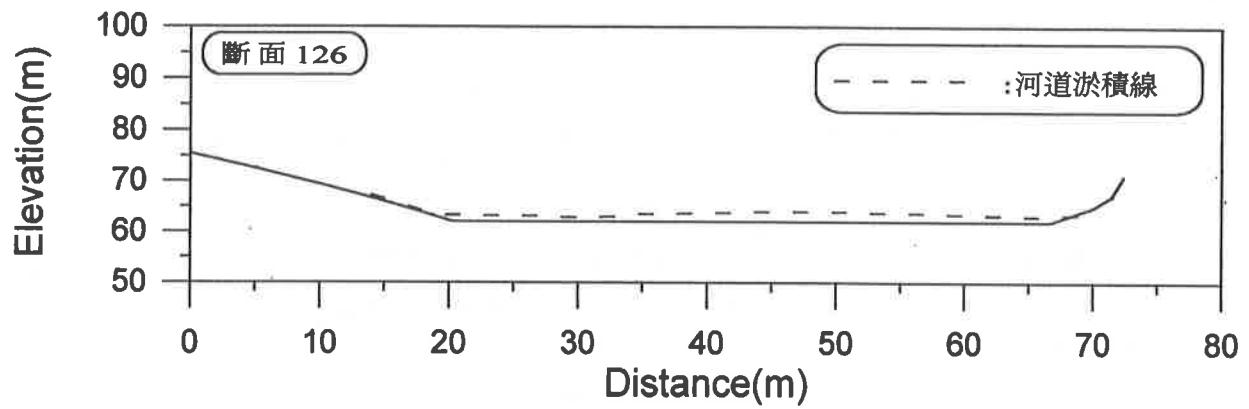


圖 7-14: 河道各斷面淤積情形 (修改案)

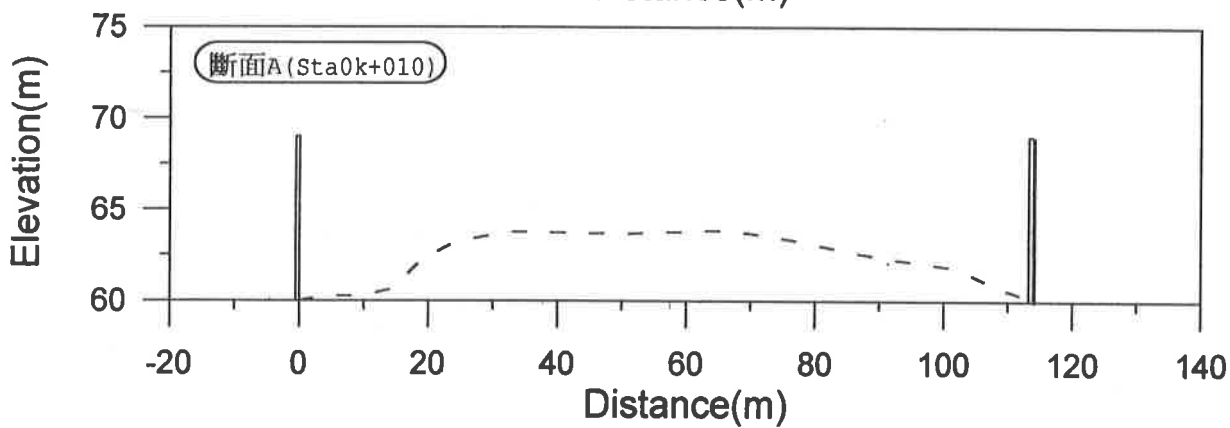
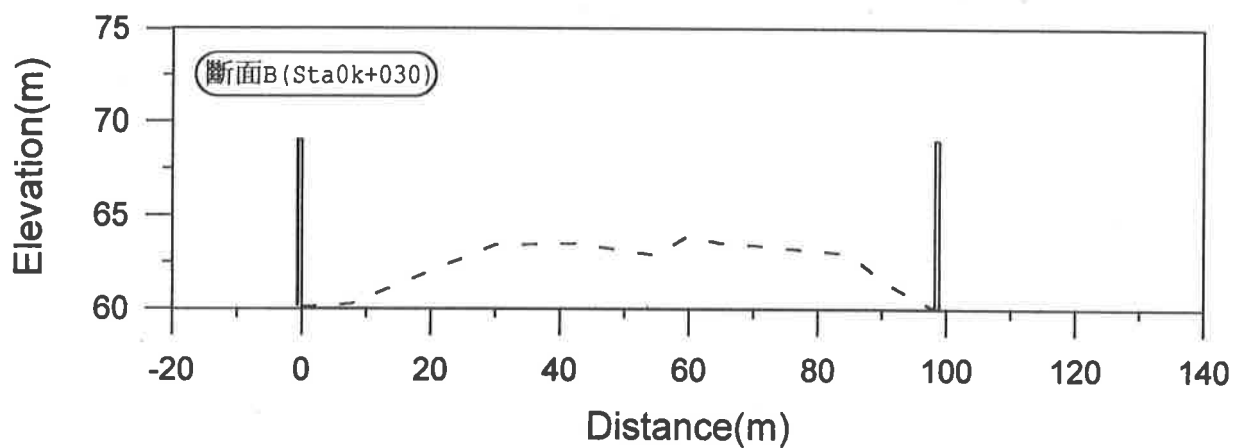
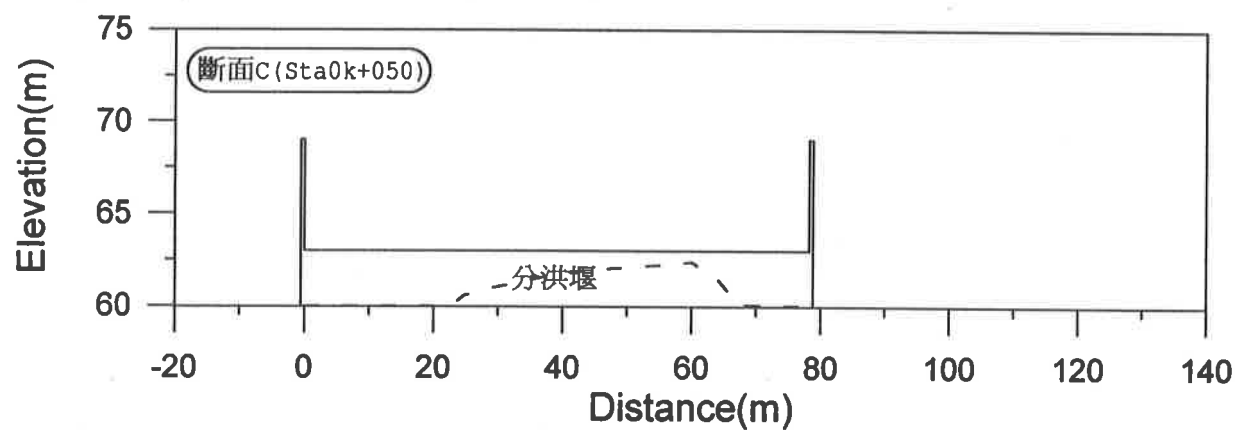
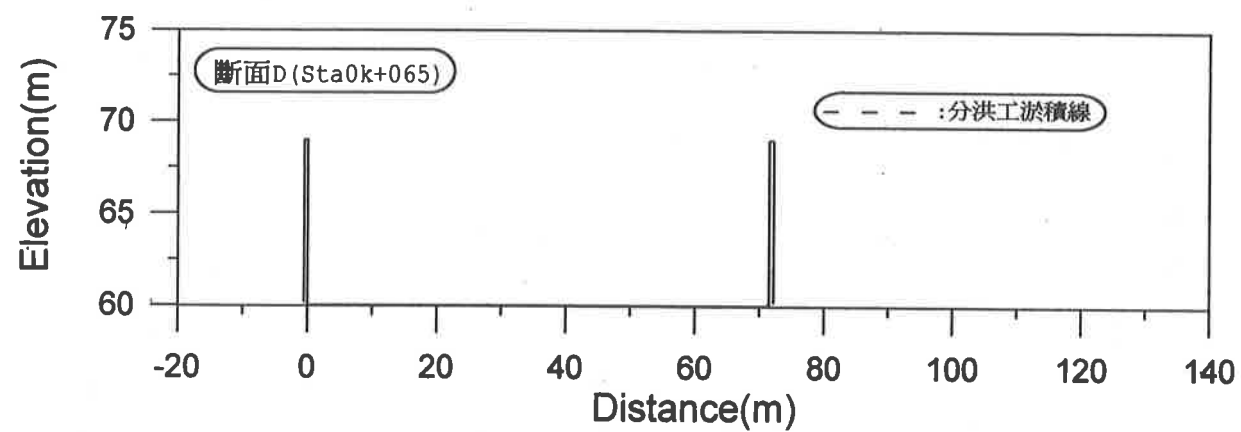


圖7-15:分洪結構各斷面淤積情形(修改案)

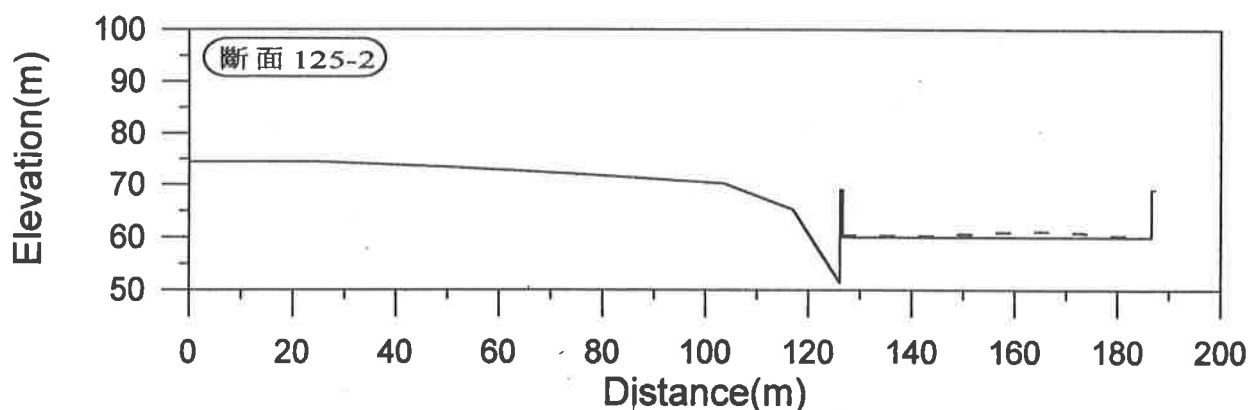
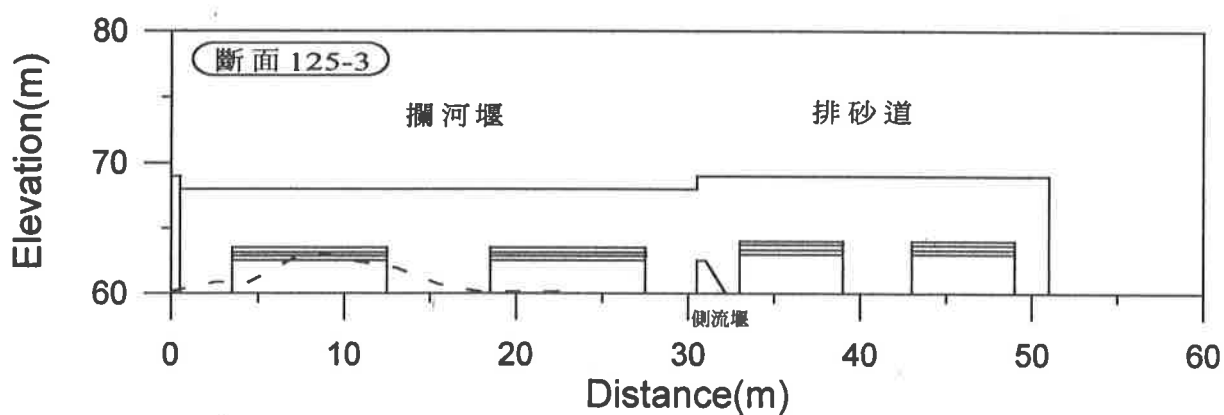
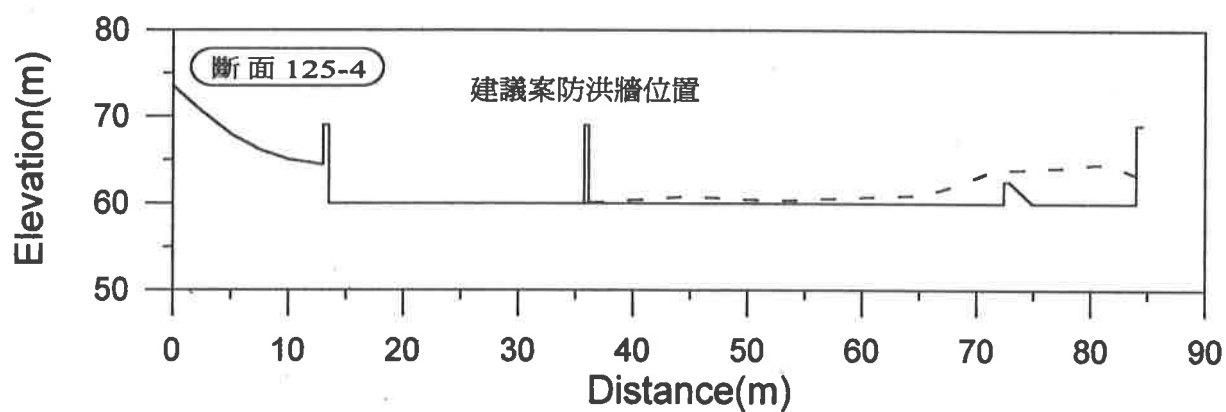
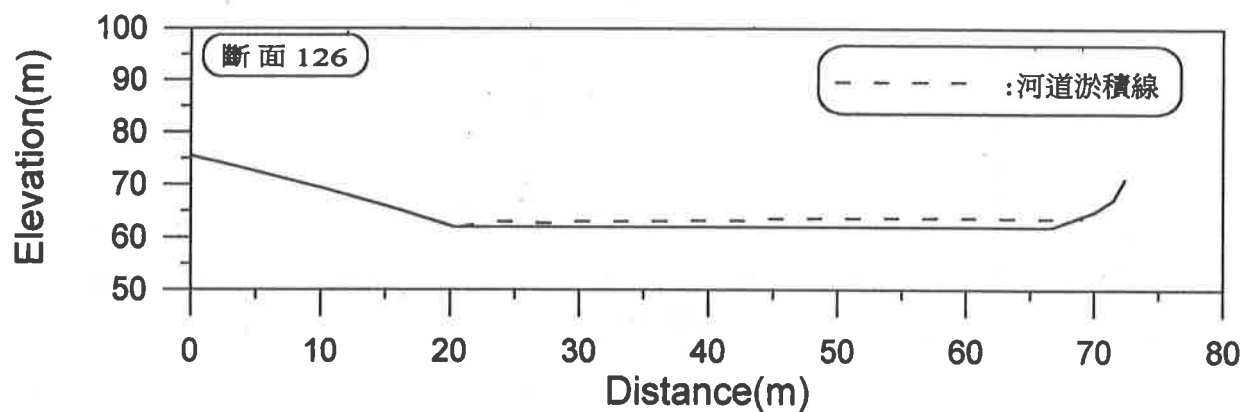


圖7-16: 河道各斷面淤積情形(建議案)

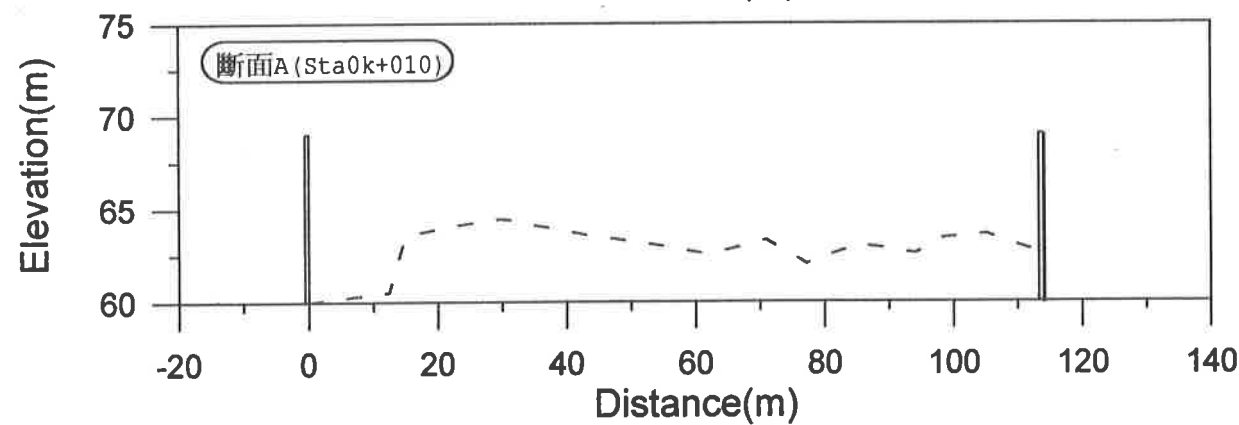
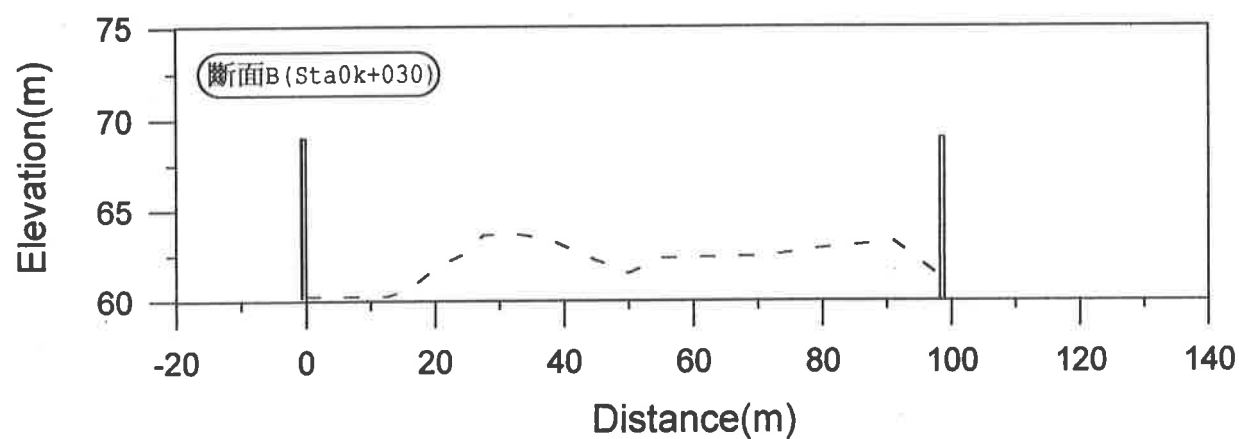
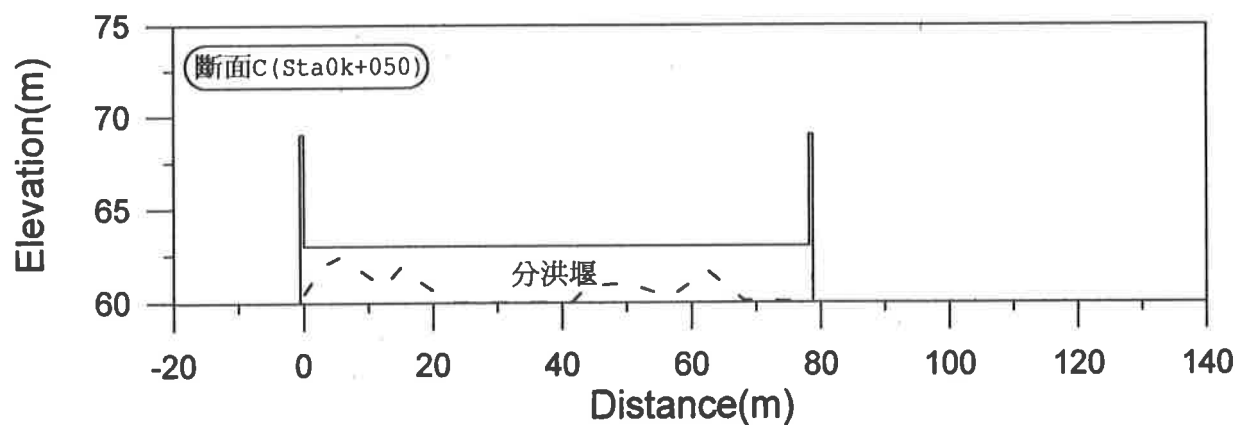
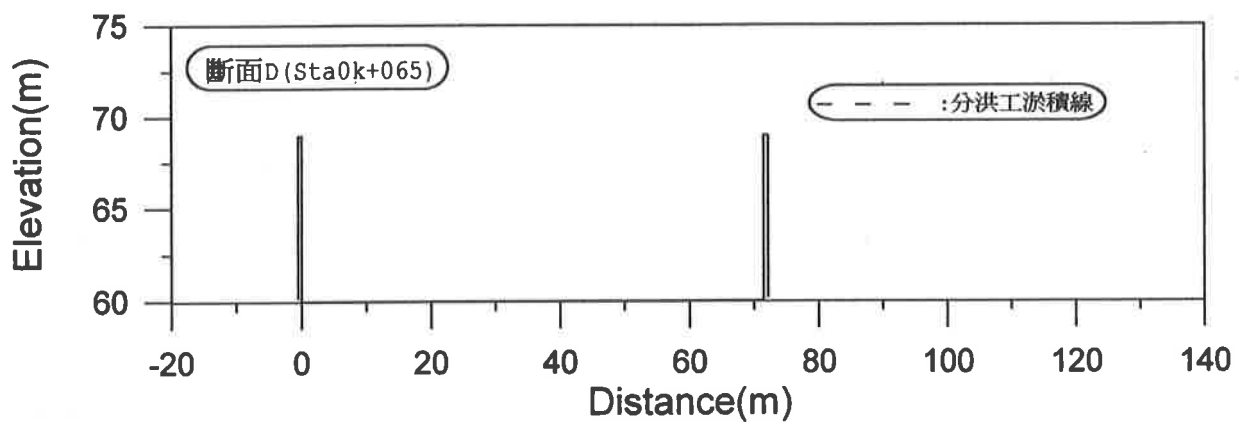


圖7-17:分洪結構各断面淤積情形(建議案)



照片 7-7：修改案試驗、彎道（斷面 125-4）凸岸淤積情形



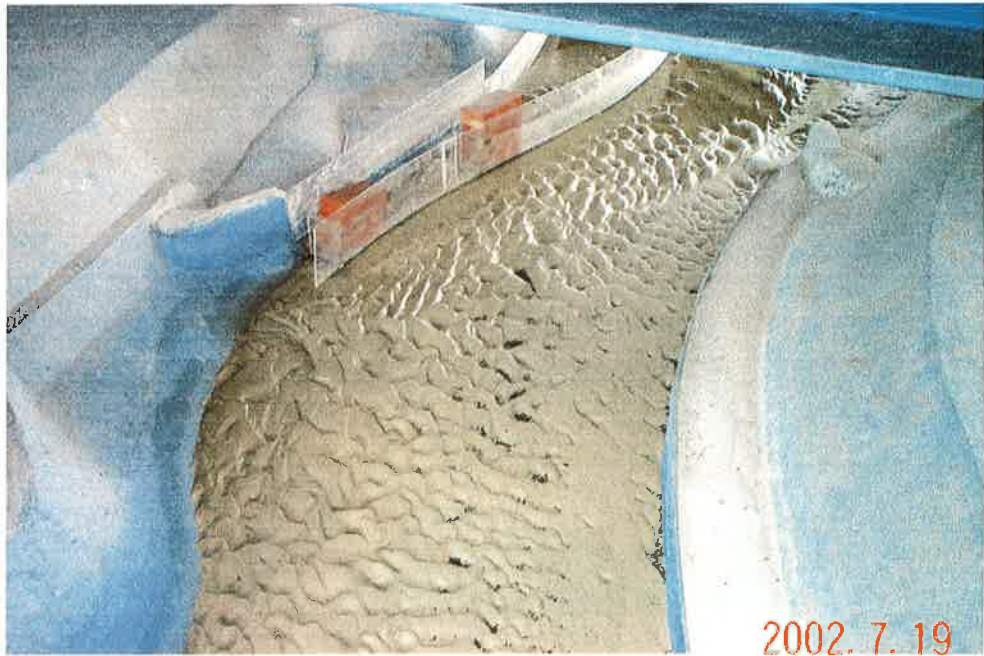
照片 7-8：修改案試驗、分洪堰上游淤積情形



(9)邊界防漏處理



(10)供、量、迴水設備建造



照片 7-11：建議案試驗、彎道（斷面 125-4）淤積情形



照片 7-12：建議案試驗、分洪堰上游淤積情形



照片 7-13：建議案試驗、攔河堰上游淤積情形（水流由右往左流）



照片 7-14：建議案試驗、攔河堰下游淤積情形

第八章 綜合分析與檢討

本章乃根據原基本設計案、修改案與建議案之水理試驗成果做綜合分析與檢討，藉此將各案試驗成果提供有關單位設計之參考，說明如下所述：

一、原基本設計案

各項工程佈置如圖 1-2 及圖 3-1~圖 3-5 所示。試驗成果：

- (1) 分洪量：如表 6-1 所示，由於流心流向攔河堰，造成重現期距大於 5 年之洪水時攔河堰發生溢流情形，因此重現期距 200 年洪水之放流量(444cms)遠大於規劃之 310cms。
- (2) 流況：
 - A. 原基本設計案未考慮現場河床高程與本工程底床設計高度之接續問題，進而造成側流堰上游（斷面 125-4）處，因地形關係產生斜水躍，使得側流堰與靜水兼沉砂池內流態極為紊亂。
 - B. 流心較偏攔河堰造成溢流，進而使得靜水兼沉砂池左岸速度較快，右岸產生回流現象易造成不均勻性淤砂。
 - C. 束縮段內於小流量時會發生衝擊波及交波現象，大流量時則其下游處發生水躍。
 - D. 矩形段於大流量時發生瓶頸效應，形成近臨界流況。
 - E. 隧道內部為超臨界流況。

二、修改案

本案攔河堰、分洪堰上游結構及出水結構皆維持原基本設計案，修改部分為：進水結構(如圖 3-6 所示)及側流堰上游河道至斷面 126-1 疏浚為坡度 0.01(如圖 3-7~圖 3-11 所示)。試驗成果：

- (1) 分洪量：如表 7-1 所示，由於流心由原先流往攔河堰變成流往排砂道方向，故進行重現期距 50 年以上洪水試驗時會造成攔河堰局部少量溢流。重現期距 200 年洪水之放流量(389cms)雖大於原規劃之 310cms，但明顯小於原基本設計案之放流量(444cms)。
- (2) 流況：
 - A. 由於側流堰上游河道斷面加寬及坡度減緩，使得水流流進斷面 125-4 及側流堰時，水面較平順。
 - B. 流心偏往排砂道，造成攔河堰頂部發生局部少量溢流，進而使得靜水兼沉砂池內左岸速度較快，右岸發生回流，但強度減弱。
 - C. 束縮段內於小流量時會發生衝擊波及交波等現象，大流量時其下游處則發生水躍。

- D. 矩形段及漸變段內當分洪量大時會產生封頂之壓力流況。隧道內部為亞臨界流況。

三、建議案

維持修改案之內容，僅修改攔河堰上游左側防洪牆位置，如圖 7-1 所示。另外亦局部修改側流堰高度為八公尺（靠近攔河堰與排砂道處），該段長度為十五公尺。試驗成果：

- (1) 分洪量：如表 7-1 所示，由於防洪牆外移改變河道流心從排砂道約至靜水兼沉砂池中心，故當進行重現期距 200 年洪水試驗時攔河堰與排砂道皆不發生溢流，放流量為 334cms 較接近原規劃量。然由於水流由靜水兼沉砂池中央擴散至兩側邊壁時造成左岸較靠近攔河堰與排砂道處之側流堰局部回流，經側流堰加高為八公尺（該段長度 15 公尺）阻擋回流後，放流量為 322cms，更接近原規劃之放流量。

(2) 流況：

- A. 水流流進斷面 125-4 及側流堰時，水面較平順，但因防洪牆外移造成斷面 125-4 寬度減小，所以流速增加（表面平均流速約 15m/s，底部平均流速約為 9m/s 左右）。
- B. 靜水兼沉砂池內因流心調整約至中央，所以右岸無回流現象，左岸較靠近排砂道位置，因水流由中心擴散至邊壁時，造成少量回流。
- C. 束縮段內無衝擊波及交波等現象，但大流量時其下游處會發生水躍。
- D. 矩形段與漸變段當分洪量大時會發生封頂之壓力流況，隧道內部為近乎壓力流況。

綜合以上各案試驗成果，原基本設計案因河道水流進入側流堰時流況極為紊亂湍急，且流心偏向攔河堰造成溢流及靜水兼沉砂池右岸回流等現象，因此河道與分洪工程之水理狀況尚有改善空間。業經修改案改善水流進入側流堰之流況及建議案改善攔河堰溢流、靜水兼沉砂池回流和束縮段交波、衝擊波產生現象。惟進水口之矩形段及第一、二漸變段封頂之壓力流況尚無法改善，須再行修改以符原規劃之流況。

附錄一

參 考 文 獻

- 1.『灌溉排水工程設計』，台灣省水利局，民國 71 年 8 月。
- 2.『水工模型試驗模型作業基本手冊』，經濟部水資源統一規劃委員會，民國 64 年 1 月。
- 3.易任編著『渠道水力學』，國立編譯館，民國 78 年 9 月。
- 4.蔡長泰、蔡智恆，『梯形寬頂堰堰流公式適用性之研究』，台灣水利第 45 卷 第 2 期，民國 86 年 6 月。
- 5.黃宏斌、許經昌，『溢流堰長度對防砂壩之流量影響研究』，85 年度農業工程研討會，民國 85 年。
- 6.『員山子分洪規劃檢討（初步評估）專題報告』，經濟部水利處，民國 89 年 11 月。
- 7.『基隆河員山子分洪可行性規劃報告』，經濟部水利處，民國 90 年 4 月。
- 8.『基隆河員山子分洪工程規劃設計報告』，經濟部水利處，民國 91 年 2 月。
- 9.Chow, V. T. (1961), "Open-Channel Hydraulics," McGraw-Hill Book Company.
- 10.Hager, W. H. and Schwalt, M., "Broad-crested Weir", Journal of Hydraulics and Drainage Engineering, Vol.120, No. 1, pp.13-25, 1994.
- 11.Ramamurthy, A. S., Tim, U. S., and Rao, M. V. J., "Characteristics of Square-edged and Round-nosed Broad-crested Weirs", Journal of Hydraulics and Drainage Engineering, Vol.114, No. 1, pp.61-73, 1988.
- 12.Rajaratnam, N. and Murahari, V., "Flow characteristics of sloping channel jumps", Proc., ASCE J. Hydraul. Div., Vol. 100, HY 1974, 737-740.
- 13.Kindsvater, C. E. (1944). "The hydraulic jump in sloping channels", Trans. ASCE, 109, 1107-1120.
- 14.Prabhata K. Swamee "Generalized Rectangular Weir Equations," Journal of Hydraulic Engineering, Vol.114, NO.8, 1998.

附錄二、第一次期中簡報會議紀錄

『基隆河員山子分洪水工模型試驗（第一年）』計畫

第一次期中簡報會議紀錄

一、開會時間：民國九十一年三月二十日（星期三）下午二時整

二、開會地點：水利規劃試驗所水工試驗課簡報室

三、主持人、謝所長勝彥

四、出席人員：

記錄：張家榮

(一)經濟部水利署 莊副工程司曜成

(二)經濟部水利署第十河川局 王添顏、江慶成工程司

(三)巨廷顧問公司 梁博士文盛

(四)聯合大地顧問公司 李元靖

(五)本所河川規劃課 吳益裕工程司

(六)本所水工試驗課 謝天元、張家榮、林明正、林華南、彭茂崧

主席致詞：

感謝與會人員參加本計畫之第一次期中簡報，我們先聽取簡報後
再至模型場地進行參觀，並於參觀後由相關單位與學者專家提供寶貴
意見進行討論。

五、討論：

成功大學水利及海洋工程學系 蔡教授長泰（書面意見）

- 1、河道糙率檢驗建議於現場作調查（低水量亦可），作適度比較。
- 2、因取 $Z=5$ 作為底床載與懸浮載之分界，則 $Z=5$ 所決定之粒徑為懸浮載之最大粒徑，故以 0.14mm 作為模型用砂可能偏大，以致於淤積。建議再斟酌取較小之懸浮載粒徑為模型用砂。

經濟部水利署 莊副工程司曜成

- 1、本計畫模型試驗區之全河道是否有布置防洪牆。

經濟部水利署第十河川局 王添顏、江慶成工程司

- 1、建議採本局 90 年 12 月最新量測基隆河全河段(斷面 1~斷面 134)之斷面資料以 HEC-RAS 作全段水理演算供模型試驗參考及水位驗證。
- 2、建議採納莉颱風之洪峰水位與流量資料驗證本河道模型。
- 3、本計畫河道模型是否有進行壓力量測工作。

本所河川規劃課 吳工程員益裕

- 1、建議以第十河川局測量之最新基隆河斷面資料採 HEC-RAS 水理演算，其結果供水工模型驗證。
- 2、河道之糙率係數會隨流量大小而變動，建議河道之糙率係數應該有一範圍值而非定值。

3、本模型放流量試驗可否有考慮貨櫃阻塞矩形放水孔口及隧道入口等情況之水理試驗。

4、建議模擬隧道最大之通洪能力及其水理特性，並將其試驗成果錄影或拍照供設計單位參考。

本所水工試驗課 謝正工程司天元

1、建議以納莉颱風之洪峰流量於本模型進行放流量試驗，並調整本模型之河道糙率，使河道模型之水位與現場相同，作為模型驗證之依據。

巨廷工程顧問有限公司 梁博士文盛

1、建議以納莉颱風之雨量資料推估員山子現場之洪峰流量供本模型進行放流量及驗證工作。

六、結論：

- 1、建議採用納莉颱風之洪峰水位與流量資料驗證本河道模型。
- 2、本報告河道水理演算之起算水位(淡水河口採 4 公尺)的出處須詳細交代。
- 3、建議至現場(模型試驗區)作低水位~流量之河道糙率試驗，其結果供模型作檢驗。
- 4、本計畫第二年之水工模型宜採動床試驗，其河道模型可採十河局最新量測之斷面資料建造。

七、散會：下午四時三十分

附錄三、第一次期中簡報審查意見及辦理情形表

『基隆河員山子分洪水工模型試驗（第一年）計畫』

第一次期中簡報會議審查意見及辦理情形

審 查 意 見	辦 理 情 形
經濟部水利署 莊副工程司 曜成 1、本計畫模型試驗區之全河道是否有布置防洪牆。	1、本計畫防洪牆佈置業依基本設計案佈置，防洪牆佈置範圍如圖 1-2 所示，約從斷面 125-1 至斷面 125-4 之間。
經濟部水利處第十河川局 王添顏、江慶成工程司 1、建議採局 90 年 12 月最新量測基隆河全河段(斷面 1~斷面 134)之斷面資料以 HEC-RAS 作全段水理演算供模型試驗參考及水位驗證。 2、建議採納莉颱風之洪峰水位與流量資料驗證本河道模型。 3、本計畫河道模型是否有進行壓力量測工作。	1、本水理演算建請本所河川規劃課進行並將演算結果供本模型水位驗證參考。 2、遵照辦理，結果詳如第五章模型檢驗。 3、本模型試驗有進行隧道內部壓力量測，結果詳如第六及第七章所示。
本所河川規劃課 吳工程員益裕 1、建議以第十河川局測量之最新基隆河斷面資料採 HEC-RAS 水理演算，其結果供水工模型驗證。 2、河道之糙率係數會隨流量大小而變動，建議河道之糙率係數應該有一範圍值而非定值。 3、本模型放流量試驗可否有考慮貨櫃阻塞矩形放水孔口及隧道入口等情況之水理試驗。 4、建議模擬隧道最大之通洪能力及其水理特性，並將其試驗成果錄影或拍照供設計單位參考。	1、遵照辦理，本水理驗算建請本所河川規劃課進行並將演算結果供本模型水位驗證。。 3、本模型試驗區上游業經調查尚無貨櫃堆置場，故試驗乃模擬大石是否堵塞孔口及隧道之加砂試驗。 4、遵照辦理。

審 查 意 見	辦 理 情 形
本所水工試驗課 謝正工程司天元 1、建議以納莉颱風之洪峰流量於本模型進行放流量試驗，並調整本模型之河道糙率，使河道模型之水位與現場相同，作為模型驗證之依據。	1、遵照辦理，結果詳如本文第五章模型檢驗。
巨廷工程顧問有限公司 梁博士文盛 1、建議以納莉颱風之雨量資料推估員山子現場之洪峰流量供本模型進行放流量及驗證工作。	1、建請貴公司儘速提送納莉颱風之洪峰流量資料供本模型驗證。業經驗證結果如第五章模型檢驗所示。
成功大學水利及海洋工程學系 蔡教授長泰（書面意見） 1、河道糙率檢驗建議於現場作調查（低水量亦可），作適度比較。 2、因取 $Z=5$ 作為底床載與懸浮載之分界，則 $Z=5$ 所決定之粒徑為懸浮載之最大粒徑，故以 0.14mm 作為模型用砂可能偏大，以致於淤積。建議再斟酌取較小之懸浮載粒徑為模型用砂。	1、遵照辦理。結果詳如附錄九所示。 2、遵照辦理，本模型加砂之懸浮載粒徑為考量能全部浮於水中，擬採用粒徑 0.1mm 之砂，該粒徑略小於 0.14mm。
結論 1、建議採用納莉颱風之洪峰水位與流量資料驗證本河道模型。 2、本報告河道水理演算之起算水位（淡水河口採 4 公尺）的出處須詳細交代。 3、建議至現場（模型試驗區）作低水位~流量之河道糙率試驗，其結果供模型作檢驗。 4、本計畫第二年之水工模型宜採動床試驗，其河道模型可採十河局最新量測之斷面資料建造。	1、遵照辦理。 2、遵照辦理。本水理演算淡水河口水位採 4 公尺，係依員山子分洪可行性規劃報及淡水河水工模型整建及台北防洪計畫績效驗證試驗報告內容所述。 3、遵照辦理。詳如附錄九所示 4、遵照辦理。

附錄四、第二次期中簡報會議紀錄

『基隆河員山子分洪水工模型試驗（第一年）』計畫

第二次期中簡報會議紀錄

一、開會時間：民國九十一年五月十日（星期五）上午九時三十分整

二、開會地點：水利規劃試驗所水工試驗課簡報室

三、主持人、謝所長勝彥

四、出席人員：

記錄：張家榮

- (一) 台灣大學水工試驗所 賴博士進松
- (二) 交通大學土木工程學系 楊教授錦釗
- (三) 成功大學水利及海洋工程學系 郭教授金棟
- (四) 淡江大學水資源暨環境工程學系 許教授中杰
- (五) 經濟部水利署 林副署長襟江
- (六) 經濟部水利署 謝副總工程司世傑
- (七) 經濟部水利署 曹正工程司華平
- (八) 經濟部水利署第十河川局 李課長戎威
- (九) 本所河川規劃課 陳正工程司春宏、吳工程員益裕
- (十) 本所水工試驗課、張課長耀澤、吳慶現、張家榮、林明正、
林華南、彭茂崧
- (十一) 巨廷工程顧問公司 許博士勝田
- (十二) 中興工程顧問公司

主席致詞：

感謝與會人員參加本計畫之第二次期中簡報，我們先聽取簡報後
再至模型場地進行參觀，並於參觀後由相關單位與學者專家提供寶貴
意見進行討論。

五、討論：

台灣大學土木工程學系 顏教授清連（書面意見）

- 1、模型試驗之設計及過程均合適。
- 2、依據試驗結果顯示，流況有三點應再加以檢討：
 - (A)分洪堰上游右側有甚大之迴流區，以致流量較集中與左側至中間部位，亦即分洪堰右側未能發揮預期功能，因此可能使水位抬高。
 - (B)由於流量較集中左側，水流越過分洪堰後，流向偏右，受到邊牆限制又折向左邊，使得隧道入口束縮段之流況受到干擾而成混亂。
 - (C)此種流況可能延續至隧道內，若隧道內之水流為超臨界流，則相當不利。
- 3、造成上述(A)項現象之原因可能是側流堰為彎曲且河道束縮所致，故建議可不設側流堰，讓分洪流量由分洪堰控制既可，或降低上游部分之側流堰高度。
- 4、為增加沖刷淤砂效率，可能需在排砂道上游加設一或二道深槽，操作時，使淤砂先集中在槽中，便於沖刷。相對地排砂道底床高程應調整。
- 5、分洪堰之走向有彎曲，對水理不利，若為超臨界流，更不利。

台灣大學水工試驗所 賴博士進松

- 1、彎道左右岸水位高度不同，試驗時應將左右岸之水位分別量測與 Hec-Ras 演算值比較。
- 2、採二維數值計算供物模參考。
- 3、試驗時須量測沉砂池流速，以便計算多少泥砂進入隧道。

交通大學土木工程學系 楊教授錦釗

- 1、兩年試驗計畫其成果如何與設計施工配合？建議慎思。
- 2、目前河道流況甚為複雜敏感，加入動床試驗後問題可能更多，如何減少泥沙入隧道之機率亦是未來考慮之重點。
- 3、沉砂池之設計似乎可以進一步改善，藉以消弭 Approach Velocity 之不穩定流況。
- 4、建議採二維模式稍作計算做為參考。
- 5、認同巨廷顧問有限公司目前提出之改善案。

成功大學水利及海洋工程學系 郭教授金棟

- 1、斷面 125-4 底床坡度太大，河寬又小，流況成為射流，產生反射，導致不連續水流偏左岸，右岸成迴流，攔河堰溢流水位不均，建議：
 - (A)斷面 125-4 右岸上游凸出岩盤拿掉。
 - (B)斷面 125-4 下游坡度應減緩，減緩流速，減低福祿數。
 - (C)加導流板使水流偏右，流態更均勻。
 - (D)側流堰高度應修改。
 - (E)尾檻未發揮功效，位置、高度需修訂。
- 2、試驗上之改進：
 - (A)報告中之河道糙率及各試驗斷面福祿數應更詳細交代。
 - (B)水位-流量率定曲線欠合理，請再詳細進一步檢討，建議用全或半對數點繪分析。
 - (C)壓力計容量太大則敏感度降低，應用較高敏感度同時靜壓與動壓分開表示。
 - (D)隧道水位之試驗值與數值相差甚大應檢討。

成功大學水利及海洋工程學系 蔡教授長泰（書面意見）

- 1、依目前試驗成果顯示，若 200 年洪水時，要分洪 1310cms，放流 310cms 則需加高攔河堰堰頂高程至 70 公尺以上，且需改進攔河堰孔口尺寸，或如檢討分析所述，佈置導流工。另應檢討側流堰、分洪堰及攔河堰孔口之流量係數。
- 2、矩形段當發生分洪超過 1000cms 時，有壅高問題，應檢討修正案分洪量 1295cms 時，斷面 O（矩形段入口處）是否發生水躍。
- 3、模型隧道之曼寧係數與設計是否相同。

淡江大學水資源暨環境工程學系 許教授中杰

- 1、建議分洪結構物採木板建造，模型河道採水泥砂漿建造。
- 2、斷面 125-4 河道坡度需修改，斷面 125-4 修改採流心對矩形段入口流心方式。
- 3、變量流試驗建議可不作，或調整其它試驗方法試驗。

經濟部水利署 林副署長襟江

- 1、上游 Approach Velocity 段須確認及調整。
- 2、攔河堰軸向方位調整之可能性。

經濟部水利署 謝副總工程司世傑

- 1、側流堰上游底床坡度大，請問十河局是否與現測結果符合。
- 2、本工程 93 年底完工，隧道部分就水工模型試驗成果是否再調整。
- 3、模型修正案試驗宜配合施工。
- 4、台二線須是否改道？

經濟部水利署 曹正工程司華平

- 1、設計上攔河堰放流量 310cms，應儘量維持此一原則，俾利下游之細部設計。
- 2、隧道流量為 1310cms，在進水結構考量水理下，不應產生滿管之流態，以便設計上安全之考量。
- 3、在斷面 127 附近有兩座防砂壩設計，應將下游座考慮佈置，可有利上游漸近水流均勻。
- 4、排砂道二排砂孔在兩百年流量試驗，是否有閉門關閉狀態。
- 5、攔河堰上游左岸改變流況可否以透水性類似丁壩調整。

經濟部水利署第十河川局 李課長戎威

- 1、河道上下游如何佈設需確定以供十河局疏浚參考。
- 2、攔河堰尾檻是否會遭受流石撞擊損毀。

本所河川規劃課 陳正工程司春宏

- 1、建議河道模型佈設防砂壩。
- 2、報告內應將設與未設攔河堰河道上游迴水影響繪於圖內，以便比較。
- 3、請聯合大地工程顧問公司提出後續工程修訂設計，以利水工模型試驗。

本所河川規劃課 吳工程員益裕

- 1、訂定修正案完成日期。
- 2、修正案束縮段坡度應改變。

巨廷工程顧問有限公司 許博士 勝田

簡報說明

中興工程顧問公司

- 1、 隧道於 1310cms 時之臨界坡度為 0.005，隧道施工管壁之糙率及坡度和試驗之水面線量測都應精準正確，否則易造成隧道內之流況改變或試驗誤差。
- 2、 排砂道是否用抗磨損結構，視試驗結果而定。

六、結論：

- 1、 儘速訂定試驗工作完成時程表並依實際需要調整工作進度表函報水利署。
- 2、 攔河堰之放流量須確保維持原設計之放流量。
- 3、 人工構造物設置於河道上，是否需花很多時間驗證模型糙率，有待再予探討。
- 4、 歸納專家學者之意見做適當處理並述明處理之情形
- 5、 請聯合大地及巨廷工程顧問公司儘速提送修正案設計圖供模型塑造及試驗。

七、散會：中午十二時三十分

附錄五、第二次期中簡報審查意見及辦理情形表

『基隆河員山子分洪水工模型試驗（第一年）計畫』

第二次期中簡報會議審查意見及辦理情形

審 查 意 見	辦 理 情 形
經濟部水利署 林副署長襟江 1、上游 Approach Velocity 段須確認及調整。 2、攔河堰軸向方位調整之可能性。	1、遵照辦理。 2、本建議建請巨廷顧問公司於修正設計時是否進行修改之參考。
經濟部水利署 謝副總工程司世傑 1、側流堰上游底床坡度大，請問十河局是否與現測結果符合。 2、本工程 93 年底完工，隧道部分就水工模型試驗成果是否再調整。 3、模型修正案試驗宜配合施工。 4、台二線須是否改道？	1、建請十河局參酌。 2、本修正試驗案業依巨廷工程顧問公司提出之修正設計案辦理，原則上將不修正隧道直徑，僅修正隧道入口之矩形段及束縮段尺寸。 3、遵照辦理。 4、建請聯合大地工程顧問公司參酌。
經濟部水利署 曹正工程司華平 1、設計上攔河堰放流量 310cms，應儘量維持此一原則，俾利下游之細部設計。 2、隧道流量為 1310cms，在進水結構考量水理下，不應產生滿管之流態，以便設計上安全之考量。 3、在斷面 127 附近有兩座防砂壩設計，應將下游座考慮佈置，可有利上游漸近水流均勻。 4、排砂道二排砂孔在兩百年流量試驗，是否有閉門關閉狀態。 5、攔河堰上游左岸改變流況可否以透水性類似丁壩調整。	1、遵照辦理。 2、遵照辦理。 3、遵照辦理。 4、本模型試驗當靜水兼沉砂池水位大於 63m 時，排砂道閉門則關閉。故兩百年流量試驗，靜水兼沉砂池水位已高於 63m，所以排砂道閉門關閉。 5、經模型試驗結果顯示：攔河堰上游左岸佈置透水性類似丁壩，流心稍往側流堰中心流動且攔河堰無溢流現象，惟靜水兼沉砂池右岸有回流現象。

審 查 意 見	辦 理 情 形
經濟部水利署第十河川局 李課長戎威 1、河道上下游如何佈設需確定以供十河局疏浚參考。 2、攔河堰尾檻是否會遭受流石撞擊損毀。	1、本修正試驗案業依巨廷顧問公司提出之修正設計圖（包含河道底床高程）修改模型後，進行水工模型試驗。經試驗後分洪達預期目標，則將模型佈置結果提供十河局疏浚參考。 2、本模型經加砂試驗結果顯示，除了大量懸浮載通過攔河堰，底床載(現場粒徑約 20cm)亦會通過攔河堰至下游，故尾檻有可能遭受撞擊。
本所河川規劃課 陳正工程司春宏 1、建議河道模型佈設防砂壩。 2、報告內應將設與未設攔河堰河道上游迴水影響繪於圖內，以便比較。 3、請聯合大地工程顧問公司提出後續工程修訂設計，以利水工模型試驗。	1、遵照辦理。 2、遵照辦理。 3、建請聯合大地工程顧問公司參酌。
本所河川規劃課 吳工程員益裕 1、訂定修正案完成日期。 2、修正案束縮段坡度應改變。	1、本計畫業已完成提送修正試驗進度表，函報水利署。 2、本修正案束縮段之修改業依巨廷顧問公司提送之修正設計圖辦理。
中興工程顧問公司 1、隧道於 1310cms 時之臨界坡度為 0.005，隧道施工管壁之糙率及坡度和試驗之水面線量測都應精準正確，否則易造成隧道內之流況改變或試驗誤差。 2、排砂道是否用抗磨損結構，視試驗結果而定。	1、遵照辦理。 2、建請細部設計時參辦。

審 查 意 見	辦 理 情 形
台灣大學土木工程學系 顏教授清連 (書面意見) 1、模型試驗之設計及過程均合適。 2、依據試驗結果顯示，流況有三點應再加以檢討： (A)分洪堰上游右側有甚大之迴流區，以至流量較集中與左側至中間部位，亦即分洪堰右側未能發揮預期功能，因此可能使水位抬高。 (B)由於流量較集中左側，水流越過分洪堰後，流向偏右，受到邊牆限制又折向左邊，使得隧道入口束縮段之流況受到干擾而成混亂。 (C)此種流況可能延續至隧道內，若隧道內之水流為超臨界流，則相當不利。 3、成上述(A)項現象之原因可能是側流堰為彎曲且河道束縮所致，故建議可不設側流堰，讓分洪流量由分洪堰控制既可，或降低上游部分之側流堰高度。 4、為增加沖刷淤砂效率，可能需在排砂道上游加設一或二道深槽，操作時，使淤砂先集中在槽中，便於沖刷。相對地排砂道底床高程應調整。 5、分洪堰之走向有彎曲，對水理不利，若為超臨界流，更不利。	2、建請巨廷工程顧問公司參辦。 3、本建議建請巨廷工程顧問公司於修正設計時之參考。 4、本建議建請巨廷工程顧問公司於修正設計時之參考。 5、本建議建請巨廷工程顧問公司於修正設計時之參考。
台灣大學水工試驗所 賴博士進松 1、彎道左右岸水位高度不同，試驗時應將左右岸之水位分別量測與 Hec-Ras 演算值比較。 2、採二維數值計算供物模參考。 3、試驗時須量測沉砂池流速，以便計算多少泥砂進入隧道。	1、遵照辦理，詳如第六及第七章之河道各斷面水位圖， 2、研究辦理。 3、遵照辦理，惟加砂試驗係採變量流，由沉砂池量測之流速推估入隧道之泥砂量實有困難。本文之加砂試驗有量測河道及沉砂池之淤砂量，以此來推估進入隧道之砂量較易及正確。

審 查 意 見	辦 理 情 形
交通大學土木工程學系 楊教授錦釗 1、兩年試驗計畫其成果如何與設計施工配合？建議慎思。 2、目前河道流況甚為複雜敏感，加入動床試驗後問題可能更多，如何減少泥沙入隧道之機率亦是未來考慮之重點。 3、沉砂池之設計似乎可以進一步改善，藉以消弭 Approach Velocity 之不穩定流況。 4、建議採二維模式稍作計算做為參考。 5、認同巨廷顧問有限公司目前提出之改善案。	1、本計畫試驗期程業依工作進度表執行，其試驗成果乃配合施工設計單位要求及早舉辦會議發表及討論，以配合施工進度。 2、建請巨廷工程顧問公司參辦。 3、本沉砂池之設計業依巨廷顧問公司之設計為主，擬將此建議通知顧問公司，是否於修正試驗進行改善。 4、研究辦理。
成功大學水利及海洋工程學系 郭教授金棟 1、斷面 125-4 底床坡度太大，河寬又小，流況成為射流，產生反射，導致不連續水流偏左岸，右岸成迴流，攔河堰溢流水位不均，建議： (A)斷面 125-4 右岸上游凸出岩盤拿掉。 (B)斷面 125-4 下游坡度應減緩，減緩流速，減低福祿數。 (C)加導流板使水流偏右，流態更均勻。 (D)側流堰高度應修改。 (E)尾檻未發揮功效，位置、高度需修訂。 2、試驗上之改進： (A)報告中之河道糙率及各試驗斷面福祿數應更詳細交代。 (B)水位-流量率定曲線欠合理，請再詳細進一步檢討，建議用全或半對數點繪分析。 (C)壓力計容量太大則敏感度降低，應用較高敏感度同時靜壓與動壓分開表示。 (D)隧道水位之試驗值與數值相差甚大應檢討。	1、本建議建請巨廷工程顧問公司於修正案設計時考量，以利修正試驗時進行。 2、遵照辦理。

審 查 意 見	辦 理 情 形
成功大學水利及海洋工程學系 蔡教授長泰（書面意見） 1、依目前試驗成果顯示，若 200 年洪水時，要分洪 1310cms，放流 310cms 則需加高攔河堰堰頂高程至 70 公尺以上，且需改進攔河堰孔口尺寸，或如檢討分析所述，佈置導流工。另應檢討側流堰、分洪堰及攔河堰孔口之流量係數。 2、矩形段當發生分洪超過 1000cms 時，有壅高問題，應檢討修正案分洪量 1295cms 時，斷面 O（矩形段入口處）是否發生水躍。 3、模型隧道之曼寧係數與設計是否相同。	1、本建議建請巨廷工程顧問公司於修正案設計時考量。 2、本佈置分洪量 1295cms 時，斷面 O（矩形段入口處）發生瓶頸效應，矩形段末端與漸變段交接處則發生水躍，此時隧道內為亞臨界流況。 3、本模型壓克力糙率檢驗為 0.008，反應現況為 0.017 稍大於設計之 0.015。
淡江大學水資源暨環境工程學系 許教授中杰 1、建議分洪結構物採木板建造，模型河道採水泥砂漿建造。 2、斷面 125-4 河道坡度需修改，斷面 125-4 修改採流心對矩形段入口流心方式。 3、變量流試驗建議可不作，或調整其它試驗方法試驗。	1、本建議將供爾後水工模型建造參考。 2、本建議建請巨廷工程顧問公司於修正案設計時考量。 3、遵照辦理。
結論 1、儘速訂定試驗工作完成時程表並依實際需要調整工作進度表函報水利署。 2、攔河堰之放流量須確保維持原設計之放流量。 3、人工構造物設置於河道上，是否需花很多時間驗證模型糙率，有待再予探討。 4、歸納專家學者之意見做適當處理並述明處理之情形 5、請聯合大地及巨廷工程顧問公司儘速提送修正案設計圖供模型塑造及試驗。	1、遵照辦理。 2、遵照辦理。 3、遵照辦理。 4、遵照辦理。 5、請聯合大地及巨廷工程顧問公司辦理。

附錄六、期末簡報會議紀錄

『基隆河員山子分洪水工模型試驗（第一年）』計畫

期末簡報會議紀錄

一、開會時間：民國九十一年七月九日（星期二）下午二時整

二、開會地點：水利規劃試驗所水工試驗課簡報室

三、主持人：謝所長 勝彥（蔡副所長 正男代）

四、出席人員：

記錄：張家榮

- (一) 交通大學土木工程學系 楊教授錦釗
- (二) 成功大學水利及海洋工程學系 郭教授金棟
- (三) 成功大學水利及海洋工程學系 許教授時雄
- (四) 經濟部水利署 莊副工程司曜成
- (五) 本所河川規劃課 吳益裕工程司
- (六) 本所水工試驗課 張課長耀澤、吳慶現、張家榮、
林明正、林華南、張鴻昌、蕭孟福
- (七) 巨廷工程顧問公司 許博士勝田
- (八) 聯合大地工程顧問公司
- (九) 中興工程顧問公司

主席致詞：

感謝與會人員參加本計畫之期末簡報，我們先聽取簡報後再至模型場地進行參觀，並於參觀後由相關單位與學者專家提供寶貴意見進行討論。

五、討論：

交通大學土木工程學系 楊教授錦釗

- 1、修正案與建議案試驗結果較原基本設計案有明顯改善，值得肯定。
- 2、攔河堰上游左側防洪牆往右移之建議案，雖然可使流心往右偏移較為平順，但同時可能增加進入分洪隧道之含砂量，建議進一步探討。
- 3、模型壓克力管之糙率是否可代表原型體之糙率，建議進一步檢討分析，並請顧問公司提供相關文獻。
- 4、建議報告中應補列各次審查意見、辦理情形及參考文獻。
- 5、變量流之加砂試驗定量極不易，但可作定性參考。

成功大學水利及海洋工程學系 郭教授金棟

- 1、修正案與建議案之分洪結構設計已較原基本設計案之水流有明顯改善，水位較均勻，交叉波與衝擊波現象亦有改善。
- 2、束縮段坡度 0.1 可否改緩，俾使水流之福祿數減小，流況改善，漸變段亦同。
- 3、福祿數在漸變段及隧道內變化並不很順，大小變化不定，是否考量改善水位、流速量測方法。
- 4、漸變段水位較不穩定應加測水壓。
- 5、建議報告內之水位-流量關係圖採半對數或雙對數繪製較佳。
- 6、原型體與模型之 ϕ' 是否相等？不相等則附錄一之輸砂相似率不成立？

成功大學水利及海洋工程學系 許教授時雄

- 1、河川斷面資料採用不同機構與不同時間之測量資料持湊而成？此時間有數個颱風產生，測量斷面與現況是否有大幅度之變動，建議加以說明，以免影響檢驗成果。
- 2、建議案已大幅改善分洪之進水狀況，相當難得，惟僅造成矩形段下游及第一、二漸變段封頂且隧道內部接近臨界流況，就水理及工程而仍欠理想，建議再試驗加以探討改進。

成功大學水利及海洋工程學系 蔡教授長泰（書面意見）

- 1、注意模型圓管壓克力之糙率是否能反應原型體之流況。

淡江大學水資源暨環境工程學系 許教授中杰（書面意見）

- 1、本報告相當有水準，公家機關有此表現實在難得。
- 2、試驗可能仍有爭議性，如壓克力管之銜接、糙率等是否能真正表現隧道之實際狀況仍值探討。
- 3、進水口處應該還有改善空間，如第二漸變段再拉長一些如何？
- 4、很多圖表數據皆以計畫洪水量頻率之相當洪水量表示，但實際分洪量並非如此，建議以實際分洪量表示。

經濟部水利署 莊副工程司曜成

- 1、倘若攔河堰上游左側防洪牆往右移，可能造成水流進入測流堰之速度增加，河床是否作固床工？
- 2、靜水兼沉砂池沉砂量占整場加砂量之 0.125，其它砂量是否流入隧道內？

巨廷工程顧問有限公司 許博士 勝田

簡報說明

中興工程顧問公司

- 1、建議案於矩型段及第一、第二漸變段均有滿管現象，是否再進行修正試驗，以使細部設計工作有所依循。
- 2、由於基本設計仍待水工模型試驗驗證，細部設計及施工時程恐影響，建請擇期會商因應方法。
- 3、下列問題建請列入考量：
 - A、原設計分洪隧道漸變段，銜接 1% 隧道為突變，易產生穴蝕，試驗上請增加壓力之量測。
 - B、模型試驗中泥砂加砂建議符合現況河床的粒徑及上游來砂特性進行試驗，建議考量上游攔砂壩對輸砂量的影響。
 - C、上游輸砂量與上游河道整治型式有關，若河道整治採用混凝土鋪面，則試驗段反應現況；若採用原地形河床，則建議在在試驗上反應此一狀況。
 - D、在水工模型試驗中， n 值之設定極為重要，但因各種條件之限制而無法準確評估實際上之 n 值，因此建議考量可能之磨損、維修計畫及安全性等因素，經由工程判斷與評估，設定一合理之 n 值。
 - E、本河段及隧道內流況均為超臨界流，流況紊亂，建議加強實驗量測並量測較長之時距，並求取平均值計算擺動之偏差量。

六、結論：

- (一) 模型壓克力糙率能否代表原型體，請水工課研議改善。
- (二) 有關修正案與建議案試驗在矩形段與漸變段有封頂現象，及漸變段、隧道坡度是否宜再修正以改善流況等，請巨廷及聯合大地公司研討並儘速提供本所參辦。。
- (三) 各位專家學者及與會單位所提意見，請水工課研討儘速補充修正後簽報並於規定期限內完成試驗工作。
- (四) 如另有書面補充意見，請於一週內送本所彙辦。

七、散會：下午五時十分

附錄七、期末簡報審查意見及辦理情形表

『基隆河員山子分洪水工模型試驗（第一年）計畫』

期末簡報會議審查意見及辦理情形

審 查 意 見	辦 理 情 形
經濟部水利署 莊副工程司曜成 1、倘若攔河堰上游左側防洪牆往右移，可能造成水流進入測流堰之速度增加，河床是否作固床工？ 2、靜水兼沉砂池沉砂量占整場加砂量之 0.125，其它砂量是否流入隧道內？	1、經由本模型流速量測結果，重現期距 200 年流量試驗，水流進入斷面 125-4(側流堰上游)時，表面平均流速約為 15m/s，底床平均流速約為 9m/s，倘若該處為動床，此流速有可能造成底床沖刷，為保護河床應可設置固床工等。 2、其餘泥砂分為兩部分，一為通過隧道流入大海，另一為淤積於河道上。
交通大學土木工程學系 楊教授錦釗 1、修正案與建議案試驗結果較原基本設計案有明顯改善，值得肯定。 2、攔河堰上游左側防洪牆往右移之建議案，雖然可使流心往右偏移較為平順，但同時可能增加進入分洪隧道之含砂量，建議進一步探討。。 3、模型壓克力管之糙率是否可代表原型體之糙率，建議進一步檢討分析，並請顧問公司提供相關文獻。 4、建議報告中應補列各次審查意見、辦理情形及參考文獻。 5、變量流之加砂試驗定量極不易，但可作定性參考。	2、遵照辦理，本文已針對建議案進行加砂試驗，結果如第七章所示。 3、壓克力糙率檢驗結果如附錄十四所示。 4、遵照辦理。

審 查 意 見	辦 理 情 形
成功大學水利及海洋工程學系 郭教授金棟 1、修正案與建議案之分洪結構設計已較原基本設計案之水流有明顯改善，水位較均勻，交叉波與衝擊波現象亦有改善。 2、束縮段坡度 0.1 可否改緩，俾使水流之福祿數減小，流況改善，漸變段亦同。 3、福祿數在漸變段及隧道內變化並不很順，大小變化不定，是否考量改善水位、流速量測方法。 4、漸變段水位較不穩定應加測水壓。 5、建議報告內之水位-流量關係圖採半對數或雙對數繪製較佳。 6、原型體與模型之 ϕ' 是否相等？不相等則附錄一之輸砂相似率不成立？	2、建請巨廷工程顧問公司於基本設計時之參考。 3、遵照辦理。 4、遵照辦理，本文已針對漸變段進行壓力量測，惟因該段水流流況紊亂，壓力量變化大無法取得較穩定壓力值。 5、遵照辦理。 6、本模型之 ϕ' 與原型相等。
成功大學水利及海洋工程學系 許教授時雄 1、河川斷面資料採用不同機構與不同時間之測量資料持湊而成？此時間有數個颱風產生，測量斷面與現況是否有大幅度之變動，建議加以說明，以免影響檢驗成果。 2、建議案已大幅改善分洪之進水狀況，相當難得，惟僅造成矩形段下游及第一、二漸變段封頂且隧道內部接近臨界流況，就水理及工程而仍欠理想，建議再試驗加以探討改進。	1、本計畫水理演算乃採 HEC-RAS 進行，斷面資料則引用『基隆員山子分洪可行性規劃』報告之水理演算斷面。 2、遵照辦理。
成功大學水利及海洋工程學系 蔡教授長泰（書面意見） 1、注意模型圓管壓克力之糙率是否能反應原型體之流況。	1、模型壓克力糙率檢驗結果詳如附錄十四所示。

審 查 意 見	辦 理 情 形
淡江大學水資源暨環境工程學系 許教授中杰（書面意見） 1、本報告相當有水準，公家機關有此表現實在難得。 2、試驗可能仍有爭議性，如壓克力管之銜接、糙率等是否能真正表現隧道之實際狀況仍值探討。 3、進水口處應該還有改善空間，如第二漸變段再拉長一些如何？ 4、很多圖表數據皆以計畫洪水量頻率之相當洪水量表示，但實際分洪量並非如此，建議以實際分洪量表示。	2、本計畫模型壓克力糙率檢驗結果詳如附錄十四所示。模型壓克力管銜接等技術性問題敦請技術匠細心銜接加予克服。 3、建請巨廷工程顧問公司於基本設計時參考。 4、遵照辦理，且已更正。
中興工程顧問公司 1、建議案於矩型段及第一、第二漸變段均有滿管現象，是否再進行修正試驗，以使細部設計工作有所依循。 2、由於基本設計仍待水工模型試驗驗證，細部設計及施工時程恐影響，建請擇期會商因應方法。 3、下列問題建請列入考量： A、原設計分洪隧道漸變段，銜接 1% 隧道為突變，易產生穴蝕，試驗上請增加壓力之量測。 B、模型試驗中泥砂加砂建議符合現況河床的粒徑及上游來砂特性進行試驗，建議考量上游攔砂壩對輸砂量的影響。 C、上游輸砂量與上游河道整治型式有關，若河道整治採用混凝土鋪面，則試驗段反應現況；若採用原地形河床，則建議在在試驗上反應此一狀況。	1、矩形段及第一、二漸變段流況尚有改善空間，擬建請儘速召開會議決定進水口及消能室改善案，以利進行員山子分洪水工模型第二年計畫試驗。 2、建請依據附錄八『基隆河員山子分洪工程計畫水工模型試驗及細部設計辦理情形』檢討會議結論辦理。 3、以上建議將於第二年計畫試驗時列入考量。

審 查 意 見	辦 理 情 形
中興工程顧問公司 D、在水工模型試驗中，n 值之設定極為重要，但因各種條件之限制而無法準確評估實際上之 n 值，因此建議考量可能之磨損、維修計畫及安全性等因素，經由工程判斷與評估，設定一合理之 n 值。 E、本河段及隧道內流況均為超臨界流，流況紊亂，建議加強實驗量測並量測較長之時距，並求取平均值計算擺動之偏差量	
結論 1、模型壓克力糙率能否代表原型體，請水工課研議改善。 2、有關修正案與建議案試驗在矩形段與漸變段有封頂現象，及漸變段、隧道坡度是否宜再修正以改善流況等，請巨廷及聯合大地公司研討並儘速提供本所參辦。。 3、各位專家學者及與會單位所提意見，請水工課研討儘速補充修正後簽報並於規定期限內完成試驗工作。 4、如另有書面補充意見，請於一週內送本所彙辦。	1、遵照辦理，本模型壓克力糙率檢驗結果詳如附錄十四所示。 2、請巨廷及聯合大地公司辦理。 3、遵照辦理。

附錄八

基隆河員山子分洪工程計畫水工模型試驗及細 部設計辦理情形檢討會會議紀錄

一、 時間：九十一年八月八日下午二時三十分

二、 地點：水利規劃試驗所水工試驗室三樓會議室

三、 主持人：黃署長金山

記錄：莊曜成

四、 出席單位及人員：詳如出席人員名冊

五、 主席致詞：(略)

六、 報告事項：(略)

七、 討論事項：(略)

八、 結論：

(一) 以優先施作隧道，其次施作進水工及出水工之順序，
進行細部設計；先確定隧道之位置、高程後，即開始
進行隧道施工，以爭取時效。

(二) 中興顧問公司提出之進水口處及隧道曲率、路線初步
設計方案，目前水工試驗驗證成果尚可，原則同意中

興顧問公司繼續依所提方案完成細部設計，並請儘速依契約規定提送確定細部設計案以供水利署交由水利規劃試驗所進行水工試驗之驗證工作。

(三) 細部設計應以不變動在員山子流量每秒一、六二〇立方公尺時，分洪量為每秒一、三一〇立方公尺，放流量為每秒三一〇立方公尺為原則。

(四) 因進入隧道之懸浮質其粒徑分佈不確定性甚高，應以現行混凝土設計之最大耐磨強度進行設計，並於細部設計時提出說明。

(五) 中興公司所提各項修正案請併入細部設計調整，涉及契約調整部分依契約規定辦理，另各項細節問題請在不影響進度之前提下隨時提出。

(六) 有關保險細節問題，請水利署（工程事務組）協助第十河川局另行檢討辦理。

九、散會。

附錄九

員山子現場低水量糙度率定試驗結果

(當天流量(Q)為 4.99 cms)

試驗情形		断面 125-1 至断面 125-2 (攔河堰下游)	断面 126-3 至断面 127 (攔河堰上游)
断面	水力特性		
A1	通水面積(m ²)	7.565	12.99
	濕周(m)	8.23	13.72
	水力半徑(m)	0.919	0.946
	平均流速(m/s)	0.660	0.385
A2	通水面積(m ²)	11.835	6.15
	濕周(m)	13.45	5.985
	水力半徑(m)	0.879	1.027
	平均流速(m/s)	0.422	0.813
平均值	通水面積(m ²)	9.70	9.57
	濕周(m)	10.84	9.85
	水力半徑(m)	0.894	0.971
	断面間距(m)	47	95.7
	能量坡醬	0.0008	0.00277
	曼寧係數	0.051	0.098
	Bray 公式	0.072	0.095
	Strickler 公式	0.047	0.055

附註：紅色字體係表現場低水量糙率試驗值。

- (1) 本次現場試驗選定模型試驗區之上、下游各乙處，係因基隆河員山子現場目前正處於疏浚完工階段，已疏浚區為断面 125-1 至断面 127 (如圖示)。為求試驗精確，本現場試驗選定之兩處其主河道部分尚未翻動，其餘河段之主河道略有修改。

(2)根據 Bray(1979)利用加拿大艾伯塔的 67 條卵礫石河流資料得到最佳阻

力方程式為 $\frac{1}{f^2} = 1.36 \left(\frac{D}{d_{50}} \right)^{0.281}$ (D：水深) 及 Hey(1979)提出卵礫石河床水

流阻力關係 $\frac{1}{f^2} = 2.03 \log \left(\frac{aR}{3.5d_{84}} \right)$ ，可知低水深時河道糙率會變大，高水深

時河道糙率會偏小。本現場試驗結果顯示河道於低水量時其糙率係數比

本文採用 Strickler 公式概估此河段之糙率為大，此結果應屬合理。

(3)本文採用 Strickler 公式或 Manning-Strickler 公式估算河道糙率，係因該

公式經常用於估算河道之糙率，且本文此兩河段估算較現場低水量試驗

值為低應屬合理。

(4)本文亦將現場試驗資料帶入 Bray formula 推估其糙率，結果顯示下游段

之糙率值較現場試驗值為大，上游段則兩值較為接近。然此公式並非適

用所有河川，故採此公式推估糙率係為佐證之用。

附錄十

模型相似定律

水工模型試驗著重模型之水流情形必須與現場實際之原體水流情況相似，為達此目的，模型設計時除了要求模型與原體須滿足幾何相似性及運動相似性外，模型與原體相對應力之比例必須完全相等，即是滿足動力相似性，方能由模型試驗反求原體之受力情形。

然而就水工模型之河工模型試驗研究水流現象，原體係受慣性力與重力較其他諸如粘滯力、表面張力及彈性力等較為顯著，故動力相似律以福祿數定律為基準。

福祿數 $Fr = \frac{\text{慣性力}}{\text{重力}} = \frac{v}{\sqrt{gD}}$ (g : 重力加速度; D : 水力深度)

原型體與模型需滿足福祿數動力相似性：

$$\begin{aligned} F_r &= \frac{Fr_m}{Fr_p} = \frac{\frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}}}{\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}}} = 1 \quad (m: \text{代表模型}; p: \text{代表原型體}) \\ &\Rightarrow \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} = \frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} \\ &\Rightarrow \frac{V_m}{V_p} = \sqrt{\frac{g_m L_m}{g_p L_p}} = \sqrt{\frac{L_m}{L_p}} \end{aligned}$$

式中：

V_m : 模型水流平均流速 ; V_p : 原型體水流平均流速 ; L_m : 模型水力特性長度

L_p : 原型體水力特性長度 ; g_m : 模型之重力加速度 ; g_p : 原型體之重力加速度

本模型為等比模型其各參數比尺如下推導：

$$(1) \text{長度比尺：} L_r = \frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{50}$$

$$(2) \text{流速比尺：} V_r = \frac{V_m}{V_p} = \sqrt{\frac{g_m L_m}{g_p L_p}} = \sqrt{\frac{L_m}{L_p}} = \sqrt{L_r} = \frac{1}{7.071}$$

$$(3) \text{時間比尺：} T_r = \frac{T_m}{T_p} = \frac{\frac{L_m}{V_m}}{\frac{L_p}{V_p}} = \frac{L_m V_p}{L_p V_m} = \sqrt{L_r} = \frac{1}{7.071}$$

$$(4) \text{流量比尺：} Q_r = \frac{Q_m}{Q_p} = \frac{A_m V_m}{A_p V_p} = L_r^{\frac{5}{2}} = \frac{1}{17677} \quad (A: \text{通水面積})$$

$$(5) \text{糙率比尺：} N_r = \frac{N_m}{N_p} = \frac{\frac{L_m^{\frac{2}{3}} S_m}{V_m}}{\frac{L_p^{\frac{2}{3}} S_p}{V_p}} = L_r^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{1.92} \quad (S: \text{能量坡降})$$

$$(6) \text{河床質粒徑比尺：} D_{sr}$$

模型與原型體間河床質(包含懸浮載與底床載)粒徑比尺關係，主要是以沉滓初動相似律及臨界推移力相似關係來考慮，沉滓初動(Incipient Motion)意指沉滓介於靜止與移動之臨界狀態，其沉滓初動指標如下所示：

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{\gamma'_s D_s}$$

式中：

τ_0 ：底床剪應力； γ'_s ：浸沒沉滓之單位體積重 = $\gamma_s - \gamma$ (γ ：水體單位體積重)

D_s ：河床質顆粒粒徑； τ_* ：無因次剪力參數(沉滓初動指標)

沉滓初動指標可由水流對沉滓推移力 $F_D = \frac{\pi D_s^2 \tau_0}{4}$ 及沉滓本

身之安定力 $F_s = \frac{\pi D_s^3 \gamma_s}{6} \mu_s$ (μ_s : 沉滓顆粒與底床摩擦係數) 兩者關係求

得如下式：

$$\frac{F_D}{F_s} = \frac{3\mu_s}{2} \tau_* \dots \dots \dots (A)$$

假設模型與原型體之河床質顆粒摩擦係數相同，可得如下式：

$$\frac{\left(\frac{F_D}{F_s}\right)_m}{\left(\frac{F_D}{F_s}\right)_p} = \frac{(\tau_*)_m}{(\tau_*)_p} = 1 \dots \dots (B)$$

模型試驗時，倘若能使模型與原型體之沉滓出動指標保持相似，

則兩者間之輸砂特性應為相似。根據(B)式模型與原型體間河床質

粒徑比尺 D_{sr} 可推求如下：

$$\frac{(\tau_*)_m}{(\tau_*)_p} = \frac{(\tau_*)_m}{(\gamma'_s)_m (D_s)_m} = \frac{(\gamma'_s)_m (D_s)_m}{(\gamma'_s)_p (D_s)_p} = 1 \dots (C)$$

假設模型與原型體之浸沒沉滓單位體積重相同且為等比模型，則

$$D_{sr} = \frac{(D_s)_m}{(D_s)_p} = \frac{(\gamma'_s)_p (\gamma'RS)_m}{(\gamma'_s)_m (\gamma'RS)_p} = L_r = \frac{1}{50}$$

式中： R : 水力半徑； S : 能量坡降

$$(7) \text{ 雷諾數比尺: } Re_r = \frac{Re_m}{Re_p} = \frac{\frac{V_m L_m}{\nu_m}}{\frac{V_p L_p}{\nu_p}} = L_r^{\frac{3}{2}} = \frac{1}{353.6}$$

(8) 輸砂量比尺：本計畫選用 Meyer-Peter and Mueller 之輸砂公式推求

輸砂量比尺 Q_{sr} 。M.P.M 輸砂公式如下：

$$\phi = (4\phi' - 0.188)^{1.5}; \phi' = \mu\phi \dots (D)$$

$$q_s = \phi \sqrt{\Delta g D_m^3} \dots (E)$$

式中：

$$q_s : \text{單位寬度輸砂量} \left(\frac{m^3}{m-s} \right)$$

$$\phi : \text{輸砂參數} ; \mu = \left(\frac{C}{C'} \right)^{1.5} ; C = \frac{V}{\sqrt{RS}} ; C' = 18 \log \frac{12h}{D_{90}}$$

$$\phi : \text{水流參數} = \frac{h_s}{\Delta D_m} ; D_m : \text{河床質平均粒徑}(mm)$$

$$\Delta : \text{河床質浸沒相對密度} = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

$$\rho_s : \text{河床質之密度} ; \rho : \text{水之密度} ; \mu : \text{砂波係數(ripple factor)}$$

$$h : \text{水深} ; S : \text{能量坡降}$$

將(D)及(E)式合併得：

$$q_s = (4\phi' - 0.188)^{1.5} \sqrt{\Delta g D_m^3} \dots (F)$$

假設模型與原型體之輸砂特性滿足運動相似性，則

$$q_{sr} = \frac{(q_s)_m}{(q_s)_p} = \frac{\left[(4\phi' - 0.188)^{1.5} \sqrt{\Delta g D_m^3} \right]_m}{\left[(4\phi' - 0.188)^{1.5} \sqrt{\Delta g D_m^3} \right]_p} \dots (G)$$

再假設 $\mu_r = 1$; $\Delta_r = 1$; $g_r = 1$ 則

$$\text{單位寬度輸砂量比尺 } q_{sr} = \frac{(q_s)_m}{(q_s)_p} = \left(\frac{(D_m)_m}{(D_m)_p} \right)^{\frac{3}{2}} = L_r^{\frac{3}{2}}$$

$$\text{輸砂量比尺 } Q_{sr} = L_r^{\frac{5}{2}} = \frac{1}{17677}$$

附錄十一

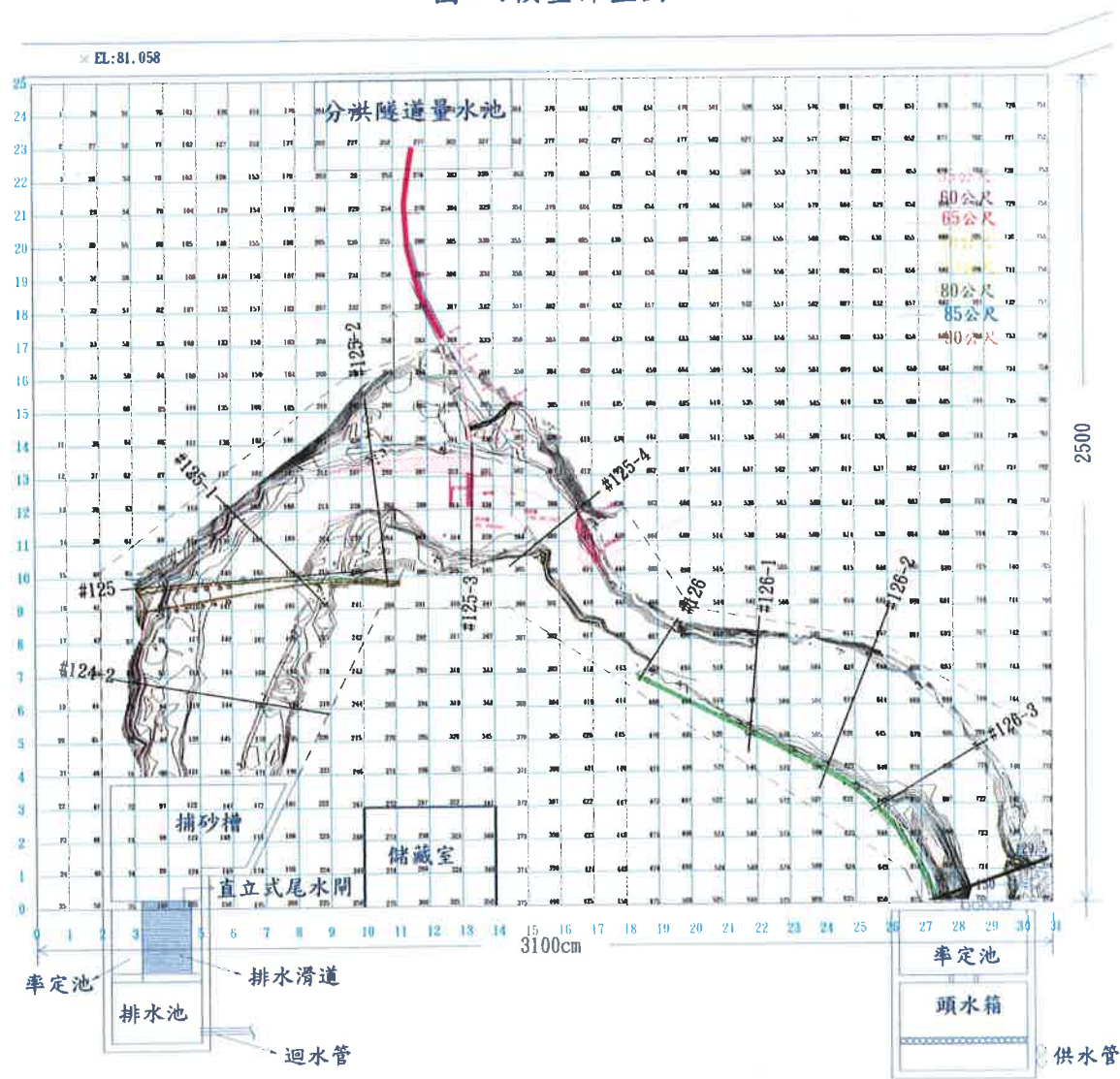
模型建造過程說明

本計畫模型建造過程分河道地形建造及分洪工程建造兩部分，其過程如下照片所示：

(一)河道地形建造過程：本計畫水工模型試驗範圍，河道部分為基隆河斷面124-2~斷面127，全長為1793公尺。建造過程及步驟如下：

- (1) 外業測量：依據本計畫執行區域及模型驗範圍需求，於現地進行地形測量供內業之需。
- (2) 內業作業：將所測之地形圖依據比尺進行套圖與供、量、迴水設備配置作業，以利模型建造。配置完成之圖行如下所示。

圖二：模型佈置圖





(3)模型試驗場地網格設置



(4)模型試驗場地等高線與邊界線描繪



(5)等高線建造



(6)地形鋪設



(7)地形建造



(8)模型邊界建造



(9)邊界防漏處理



(10)供、量、迴水設備建造

(二)分洪工程建造過程：本計畫分洪工程模擬之範圍為攔河堰、排砂道、側流堰、分洪堰至分洪隧道入口 300 公尺處止，全長為 500 公尺。其建造步驟如下所述：

(1) 內業作業：依據模型比例尺大小，將基本設計案之各分洪構造物尺寸進行縮比計算後，請專業壓克力模型製作之技工塑造。



(2) 模型平台建造：



(3) 分洪工程構造物之中心線設置：



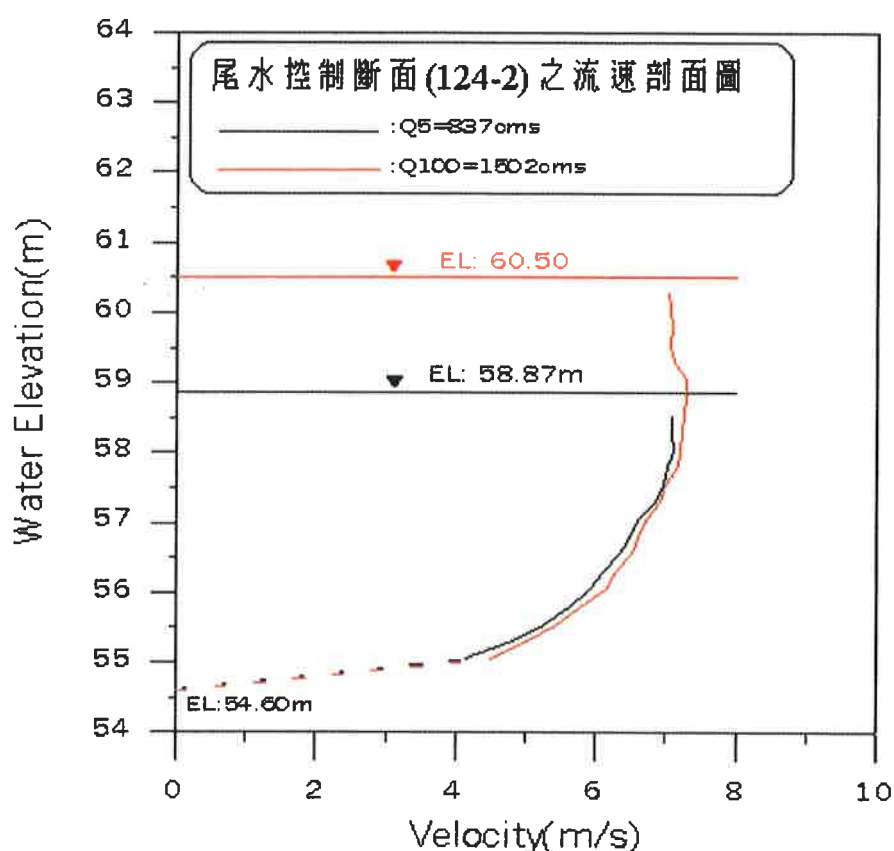
(4) 模型架設及安置：

附錄十二

尾水控制斷面流速量測結果

本模型為求試驗結果精確，且能充分反應現況水理，乃針對本模型之尾水控制斷面（斷面 124-2）進行流速量測，以確保該斷面流況不受尾水閘門之迴水影響，造成河道水理現象與現況不符。

流速量測乃採電磁式二維流速儀（型號 VM-801D），流速量測時乃由底床往水面逐漸量測，每次量測點之距離為 0.5 公分，相當現場 25(0.5*50) 公分。由於流速儀本身精度，故無法正確量測底床流速，其量測結果如下圖所示（斷面 124-2 之底床高程為 54.60 公尺）。



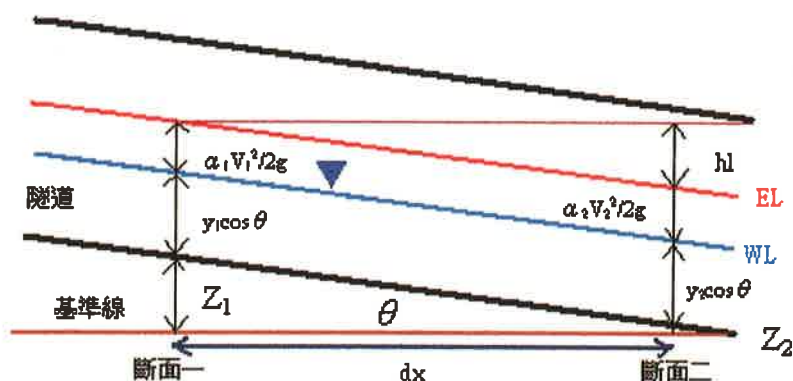
從圖上結果顯示：流量 $Q_{100} = 1502 \text{ cms}$ 於相同水深之流速略大於 $Q_5 = 837 \text{ cms}$ ，兩種流量之流速剖面呈現為拋物線型，故本模型之尾水控制斷面流況應不受尾水閘門之迴水影響。上圖虛線部分係因流速儀精度影響無法量測該區（現場約為 45 公分之水深）之流速，故乃假設邊界屬無滑移現象（Non-slip condition），底床流速為零。

附錄十三

隧道水理與程式設計

本工程之分洪隧道係為直徑（內徑）12 公尺之圓形斷面，厚度為 1 公尺之馬蹄形外形，隧道總長度為 2452 公尺(Sta.0K+200~Sta.2K+652)，隧道入口處銜接一 30 公尺之漸變段，出口處則銜接一 63 公尺之漸變段，以利將洪水經由隧道排至東海海域。

本計畫水工模型試驗範圍就分洪工程部分係為攔河堰起至分洪隧道入口 300 公尺處止（試驗之隧道長度為 300 公尺），全長為 500 公尺。然而為使模型試驗之隧道水理與現況相符。本文擬將模型試驗結果與隧道水理演算結果做比較，隧道之水理如下所述：



附註：(1)EL 表示總能量線；(2)WL 表示水面線。

斷面一與斷面二之能量水頭分別為：

$$H_1 = Z_1 + y_1 \cos \theta + \alpha_1 V_1^2 / 2g \quad (1)$$

$$H_2 = Z_2 + y_2 \cos \theta + \alpha_2 V_2^2 / 2g \quad (2)$$

式中

H ：能量水頭； Z ：位置水頭

$y \cos \theta$ ：壓力水頭； $\alpha V^2 / 2g$ ：速度水頭

依據能量方程式 $H_1 = H_2 + hl + he$ ， hl 與 he 分別為摩擦能損與渦流能損，其表示式為：

$$hl = \overline{Sf} \cdot ds \quad (3)$$

式中

$$\overline{Sf} = \frac{1}{2}(Sf_1 + Sf_2) \quad (\text{能量坡度})$$

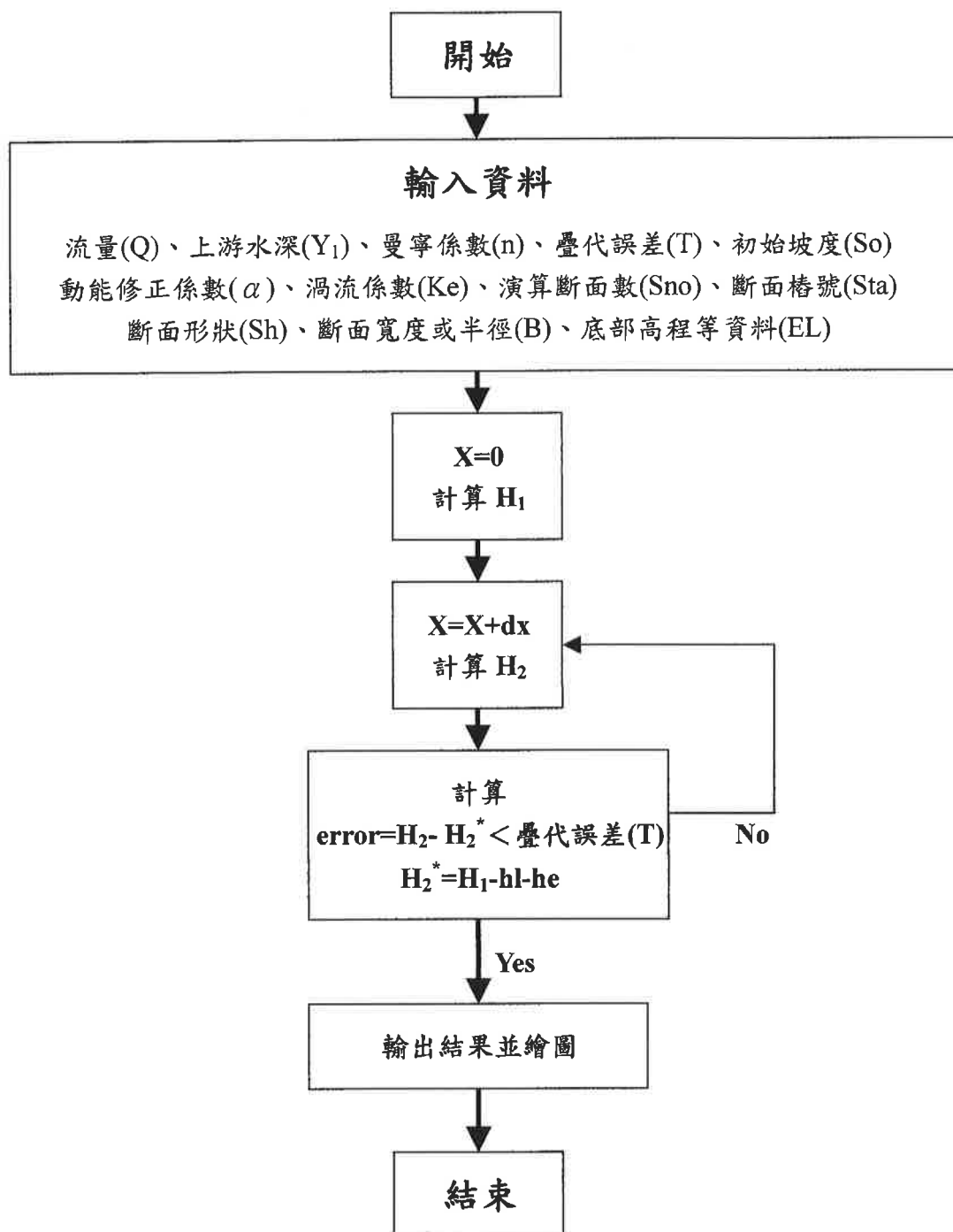
$$he = Ke \left| \frac{\alpha_1 V_1^2 - \alpha_2 V_2^2}{2g} \right| \quad (4)$$

式中

Ke ：渦流係數

當河道斷面漸縮時 K_e 值為 0~0.1，漸闊時 K_e 值為 0~0.2，突縮或突闊時 K_e 值為 0.5，規則時 K_e 值為 0。本文隧道水理乃根據上述之理論進行數值演算，數值演算之流程參見下圖。數值演算區域為分洪堰下游(Sta.0K+065)起至隧道末端之漸變段止(Sta.2K+715)。

隧道水理演算流程



隧道水理演算流程圖

(本程式為巨廷工程顧問股份有限公司提供)

```

! Program: Calculate Supercritical Profile
! 為計算超臨界流水面線程式，Slope>=10%，公制
! 渠道形狀:渠形,圓管
! Q流量，Y1上游水深，Fn曼寧n值，So渠坡，Torlance總能量容忍誤差
! Secno斷面數，CaseNo:方案數
! dsfdy=partial(Sf)/partial(y)=dSf/dy
! Z:Bed Elevation
! CR:圓半徑
! EdyCoe,因前後斷面流速差所引起能量損失eddyloss
PROGRAM CSP
Dimension A(150),SF(150),Y(150),B(150),X(150),R(150),V(150),WP(150),Z(150),H(150),CR(150), ChannelLType(150)
Character Discription*80
Integer SecNo,CaseNo
Real Y1,SFBAR,Q,error,Torlance,H1,H2,UQ,E,Ec,Yc,EdyCoe
CHARACTER FIN*20,FOUT*20
WRITE(*,*) ' INPUT FILENAME : '
READ(*,3) FIN
WRITE(*,*) ' OUTPUT FILENAME : '
READ(*,3) FOUT
3 FORMAT(A20)
OPEN(5,FILE=FIN,STATUS='OLD')
OPEN(6,FILE=FOUT)
ALPHA=1.
G=9.8
pi=3.1416
!-----
READ(5,*) CaseNo
Do k=1,CaseNo
READ(5, '(A80)') Discription
READ(5,*) Q,Y1,FN,TORLANCE,SO,SecNo,EdyCoe
Do i=1,SecNo
READ(5,*) ChannelLType(i),B(i),X(i),Z(i)
Enddo
Write(6, '(A80)') Discription
Write(6,*) '流量=',Q,'CMS', ' Manning=',FN
Write(6,*) 'Depth Vel Width Energy Ele Dis Err Fr Yc E Ec'
!-----設定角度
THTA=ATAN(SO)
SO=SO
SO=SIN(THTA)
COSTHT=COS(THTA)
COTTHT=1/TAN(THTA)
!-----計算上游第一個斷面能量
IF(ChannelType(1) .eq. 1)then
Y(1)=Y1*COSTHT
A(1)=Y(1)*B(1)
V(1)=Q/A(1)
WP(1)=B(1)+2*Y(1)
R(1)=A(1)/WP(1)
SF(1)=(Q*FN/(A(1)*R(1)**(2./3.)))**2
H(1)=Y1*COSTHT+Z(1)+V(1)**2/2/G
UQ=Q/B(1)
E=H(1)-Z(1)
Yc=( UQ**2/G)**(1./3.)
Ec=1.5*Yc
Fr=V(1)*(G*Y(1))**(-0.5)
Else
Y(1)=Y1
CR(1)=B(1)
theta=ACOS(1.0-Y(1)/CR(1)) !徑度
theta1=theta/pi*180 !角度
D2=(2*CR(1))**2
A(1)=D2/8*(2*theta.sin(2*theta)) !徑度
V(1)=Q/A(1)
WP(1)=CR(1)*2*theta
R(1)=A(1)/WP(1)
SF(1)=(Q*FN/(A(1)*CR(1)**(2./3.)))**2
H(1)=Y1*COSTHT+Z(1)+V(1)**2/2/G

```

```

Endif
!-----
Write (6,88) Y(1)/COSTHT,V(1),B(1),H(1),Z(1),X(1),error,Fr,Yc,E,Ec
!
!計算第二個斷面至下游之水理因子
!
Do j=2,Secno
DX=X(i)-X(i-1)
!.....設定角度.....

SO=(Z(i-1)-Z(i))/DX

THTA=ATAN(SO)
S0=S0
SO=SIN(THTA)
COSTHT=COS(THTA)
COTTHT=1/TAN(THTA)
!-----
Y(i)=Y(i-1)
DX=DX/COSTHT
!進行疊代,求出水深
Do j=1,500
IF (ChannelType(i) .eq. 1) then
A(i)=Y(i)*B(i)
V(i)=Q/A(i)
WP(i)=B(i)+2*Y(i)
R(i)=A(i)/WP(i)
Else
CR(i)=B(i)
if(y(i) .ge. 2*CR(i) ) then
y(i)=2*CR(i)
endif
theta=ACOS(1.0-Y(i)/CR(i)) !經度
theta1=theta/pi*180 !角度
D2=(2*CR(i))**2

A(i)=D2/8*(2*theta-sin(2*theta)) !經度
V(i)=Q/A(i)
WP(i)=CR(i)*2*theta
R(i)=A(i)/WP(i)

Endif
SF(i)=(Q*FN/(A(i)*R(i)**(2./3.)))**2
SFBAR=0.5*(SF(i)+SF(i-1))
H1=Y(i)*COSTHT+Z(i)+V(i)**2/2/G
H2=H(i-1)-DX*SFBAR*EdyCoe*abs((V(i)**2-V(i-1)**2))/2/G
error=(H1-H2)
!計算是否收斂.....
if (abs(error) .le. Torlance) then
goto 999
else
Fr2=V(i)**2/G/Y(i)
IF (ChannelType(i) .eq. 1) then
dsfdy=0.5*DX*SF(i)*R(i)*(2/A(i)-(B(i)+2*Y(i))/(A(i)**2*B(i)))
dy=error/(COSTHT*(1-EdyCoe)*Fr2+dsfdy)
y2=Y(i)-dy
Else
dsfdy=0.5*DX*SF(i)*R(i)*(2*CR(i)/A(i)-3*WP(i)/A(i)**2*(D2/8)*(2-2*cos(2*theta)))/(-CR(i)*sin(theta1))
dy=error/(COSTHT*(1-EdyCoe)*Fr2+dsfdy)
y2=Y(i)-dy
Endif
Y(i)=y2
endif
Enddo
!結束疊代
999 continue

```

```

H(i)=y(i)*COSTHT+Z(i)+V(i)**2/2/G
Fr=V(i)/(G*y(i))**0.5
E=H(i)-Z(i)
!計算臨界水深及比能
IF (ChannelType(i) .eq. 1) then
  UQ=Q/B(i)
  temp1=UQ**2/G
  Yc=(temp1)**(1./3.)
  Ec=1.5*Yc
Else
  ss1=Q**2/G

if (rr .eq. 0) then !判斷圓管臨界水力計算次數
  rr=rr+1
  Do L=1,12000
  Yy=Yy+0.001
  theta=ACOS(1.0-Yy/CR(i)) !徑度
  theta1=theta/pi*180
  Aa=D2/8*(2*theta-sin(2*theta))
  ss2=Aa**3/(2*CR(i)*sin(theta))
  err2=abs(ss1-ss2)/ss1
  if (err2 .le. 0.001) then
    Yc=Yy
    Vc=Q/Aa
    Ec=Yc+Vc**2/(2*G)
    goto 101
  endif
  Enddo
Endif !只計算一次圓管臨界水力
101 continue
  Yc=Yy
  Vc=Q/Aa
  Ec=Yc+Vc**2/(2*G)
Endif
!-----
Write (6,88) Y(i)/COSTHT,V(i),B(i),H(i),Z(i),X(i),error,Fr,Yc,E,Ec
88 Format(F6.3,1x,F6.2,1x,F6.2,2x,F6.2,1x,F6.2,2x,F7.2,2x,F6.4,2x,F6.2,1x,F5.2,1x,F5.2,1x,F5.2)
Enddo !sec

Enddo !case
STOP
END

```

壓克力糙率檢驗

表一、檢驗流量 837cms。									
位置 (sta.)	高程 (m)	水位 (m)		通水面積 (m ²)	能量坡降 (S _f)	d/r	$\alpha\beta^{2/3}$	n _p	n _m
		左	右						
300	45.5	52.8	52	67.32	0.00998	1.15	1.244	0.0176	0.0081
400	44.5	51.6	51.2	67.31		1.15			
1000	38.5	45.2	45.5	66.72	0.00976	1.14	1.218	0.0171	0.0079
1400	34.5	41.2	41.4	66.12		1.13			

附註：(1)彎線段：Sta.0k+300~Sta.0k+400、直線段：Sta.1k+000~Sta.1k+400

表二、檢驗流量 502cms。									
位置 (sta.)	高程 (m)	水位 (m)		通水面積 (m ²)	能量坡降 (S _f)	d/r	$\alpha\beta^{2/3}$	n _p	n _m
		左	右						
230	46.2	51.65	49.75	44.54	0.0117	0.75	0.721	0.0179	0.0083
500	43.5	50.05	48.05	50.96		0.92			
1000	38.5	43.45	43.70	45.78	0.0101	0.84	0.736	0.0175	0.0081
1500	33.5	38.60	38.70	46.38		0.85			

附註：(1)彎線段：Sta.0k+230~Sta.0k+500、直線段：Sta.1k+000~Sta.1k+500

(2)d：水深(m)；r：隧道半徑(m)

(3) $\alpha\beta^{2/3} = \frac{Q \times n}{S^{1/2} \times r^{8/3}}$ (S：能量坡降；r：隧道半徑(m)；Q：流量(cms))

(4)n_p：原型體糙率；n_m：模型糙率

壓克力檢驗結果

本檢驗係採 1/100 之壓克力隧道全模型為主體，檢驗段分為直線段與彎線段，探討此兩段之壓克力糙率變化。經試驗結果顯示：水流經彎線段時外岸有超高現象，因彎線段上游之漸變段束縮水流及隧道底床坡度由陡坡變緩坡所致，造成水流於彎線段內紊動情況較為劇烈且隧道中心位置之水位明顯高於左、右兩岸。直線段水流較為平順，兩岸及中心水位差距較小。經計算結果顯示：壓克力彎線段之糙率略大於直線段，小流量時，彎線段為 0.0083，直線段為 0.0081，兩者平均值為 0.0082。大流量時，彎線段為 0.0081，直線段為 0.0079，兩者平均值為 0.008。

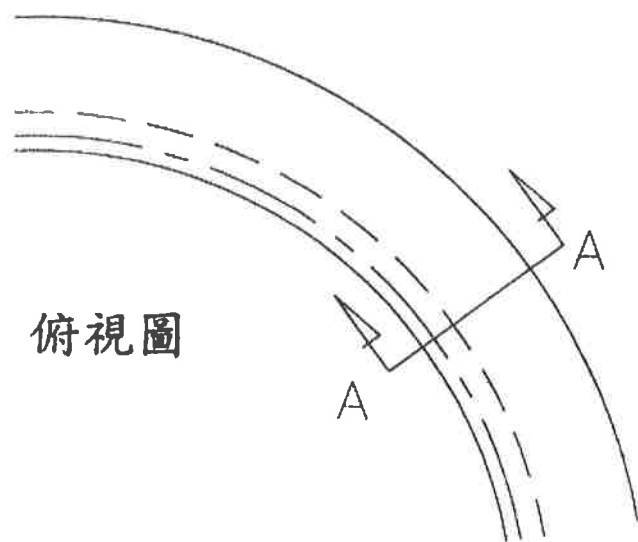
本(1/50)模型試驗隧道模擬範圍為彎線段部分，試驗時斷面之水位採平均水位，既為左岸、中心及右岸三點水位取平均。因洪水於彎線段流動時左岸有超現象，且中心位置水位明顯高於左、右兩岸，故用平均水位估算通水段面積時會有高估現象，進而造成計算壓克力之糙率有偏大趨勢。因此本次分析彎線段之壓克力糙率，通水面積則依管內左岸、中心及右岸實際水深估算較為精確。

附錄十五

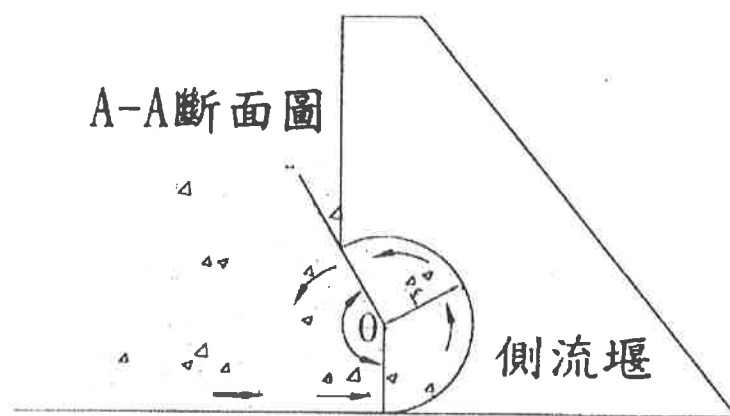
基隆河員山子分洪工規劃原設計案之考察意見

山本光男

1. 側流堰（橫越流堰）於亞臨界流狀態流況能發揮分流效果，於超臨界流狀態流況則無法如願達分流效果。
2. 原設計案側流堰堰頂標高為 EL.62.5 公尺，分洪堰堰頂標高為 EL.63.0 公尺。基隆河洪水量於分洪工處下游計畫放流量（310 秒立方公尺）以上時，側流堰成為潛堰狀態分流機能消失。
3. 本來期待側流堰有分洪效果，水工試驗結果，分洪係由設於分洪隧道流入口前面之溢流堰（分洪堰）來執行，這種情況之分洪堰能發揮所謂縱越流堰之機能。
4. 原設計之側流堰為潛堰狀態，分洪機能則無而導流效果能預期。但越過側流堰亂流將大量捲上流往基隆河浮游砂礫，流入靜水兼沉砂池。為減輕流入靜水兼沉砂池內之浮游砂礫、容易排砂及維護管理，宜謀求防止捲起砂礫流入之對策。
5. 捲上砂礫流入防止對策，可考慮胸牆（parapet）方式。沿著基隆河河床，以 $\frac{5\pi r}{6}$ 之開口圓形槽（r：浮游砂礫粒半徑之二倍左右）埋設於側流堰堰體內具有防止效果（參照另外附圖 1）。圓形槽之材料，採用市場販賣之高強度塑膠管、鋼管及特製鋼筋混凝土管（hennebique pipe）等。
6. 靜水兼沉砂池內之流況其偏流、倒流、迴流相當顯著，砂礫將是淤積偏頗。此外，原設計排砂道對池內淤積砂礫之自然排除是不可能，考慮機械排除，機械作業之通路是必要的，總之靜水兼沉砂池之維護管理係不容易的！
7. 分洪堰越流斜面趾部係水平底床，再以斜面與隧道入口連接。從分洪堰堰頂至隧道入口設同樣坡度斜面，如此斜面底床對流況應有所改善（如附圖 2）。
8. 將分洪堰往上游移動至排砂道附近設置的話，分洪流況亦可改善，側流堰越過水流產生二次流，自然排砂係有可能的（如附圖 3）。



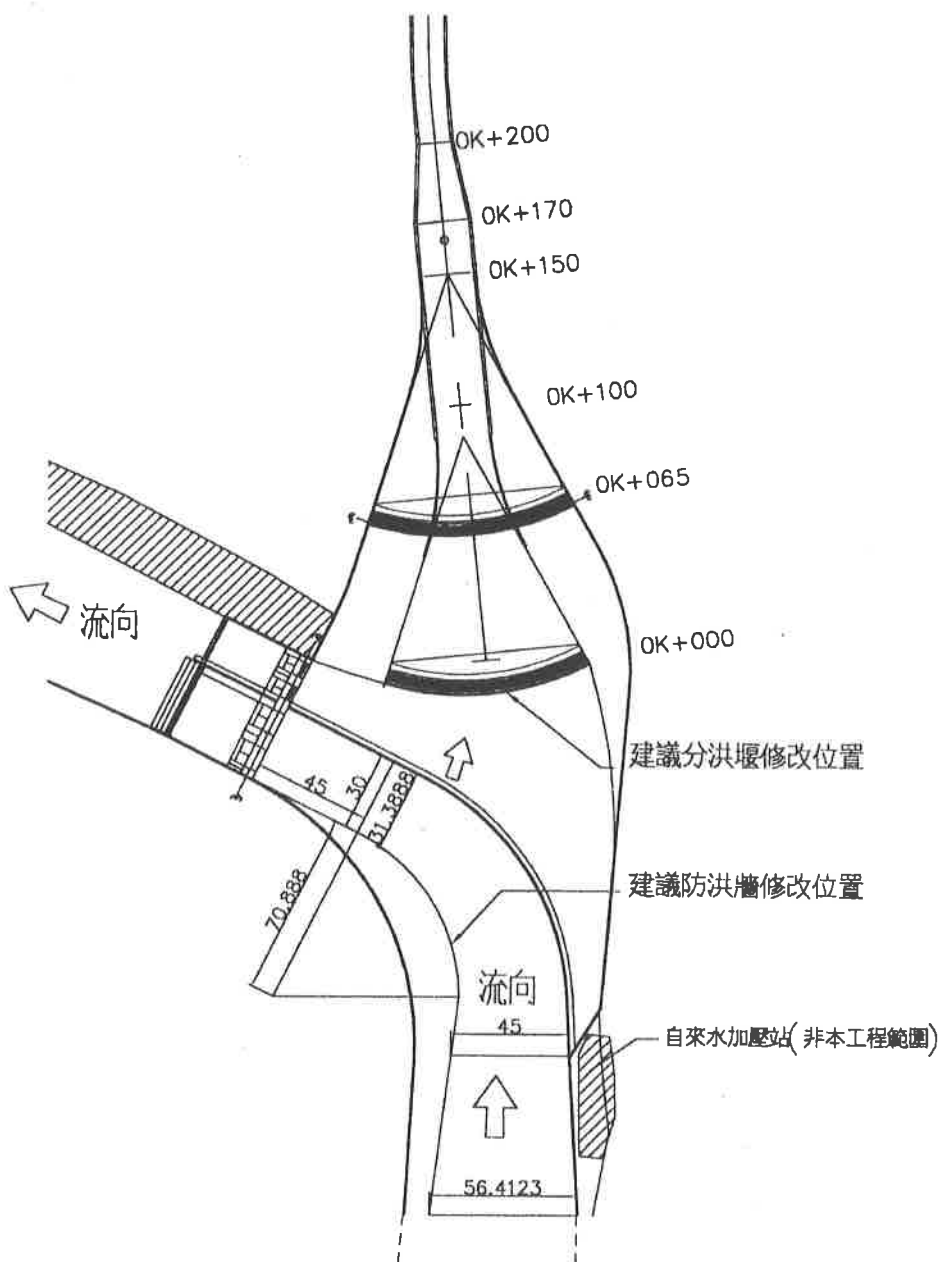
俯視圖



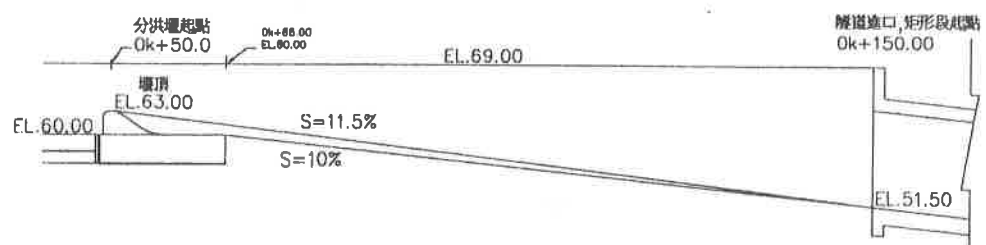
A-A斷面圖

側流堰

附圖1 $\theta=150^\circ$ 開口圓形槽制流概念圖



附圖2 分洪堰移往上游設置示意圖



附圖3 分洪堰至隧道入口修改同樣坡度示意圖

附錄十六、工作人員名單

職 位	姓 名	工 作 項 目
所 長	謝勝彥	工作方針指導、報告審核。
副 所 長	蔡正男	工作方針指導、報告審核。
課 長	張耀澤	工作方針指導、報告審核。
工 程 員	張家榮	計畫主辦、模型建造、編列試驗項目、試驗量測、成果分析、報告撰寫。
助理研究員	彭茂崧	計畫協辦、模型建造、試驗量測。
工 程 員	林明正	試驗量測、成果分析。
工 程 員	林華南	計畫協辦、模型建造、試驗量測。
技 工	鄭多燦	材料儀器請購、計畫經費整理與核銷。
技 工	賴明士	模型製作。
技 工	蕭孟福	模型建造，試驗人員調度。
臨時人員	張松基	模型建造、試驗量測、成果分析、加砂試驗等。
臨時人員	張瑞玉	文書、打字。
臨時人員	洪春暖	影印、資料整理。
臨時人員	楊金村	模型建造、試驗量測、加砂試驗等。
臨時人員	吳瓊珠	模型建造、試驗量測、成果分析、加砂試驗等。
臨時人員	邱淑貴	模型建造、試驗量測、成果分析、加砂試驗等。
臨時人員	吳慶賓	試驗量測、加砂試驗等。

書 名：基隆河員山子分洪水工模型試驗（第一年）
著 者：經濟部水利署水利規劃試驗所
出版機關：經濟部水利署水利規劃試驗所
地 址：台中縣霧峰鄉吉峰村中正路 1340 號
網 址：<http://210.69.15.10/>
電 話：(04)23304788
出版年月：民國九十一年十月
版 次：第一版
工 本 費：380 元
展 售 處：同出版機關

GPN：1009103851

GPN : 1009103851

工本費：380 元