



# 八掌溪河道平衡及改善方案研擬

## Channel Stability and Improvement Alternatives for Pa-Chang River

主辦機關：經濟部水利處

執行機關：經濟部水利處水利規劃試驗所

受託單位：國立交通大學土木工程學系

計畫主持人：

楊錦釗（國立交通大學土木工程學系教授）

研究人員：

謝進南（財團法人水利研究發展中心研究員）

謝慧民（財團法人水利研究發展中心副研究員）

連和政（國家高速電腦中心助理研究員）

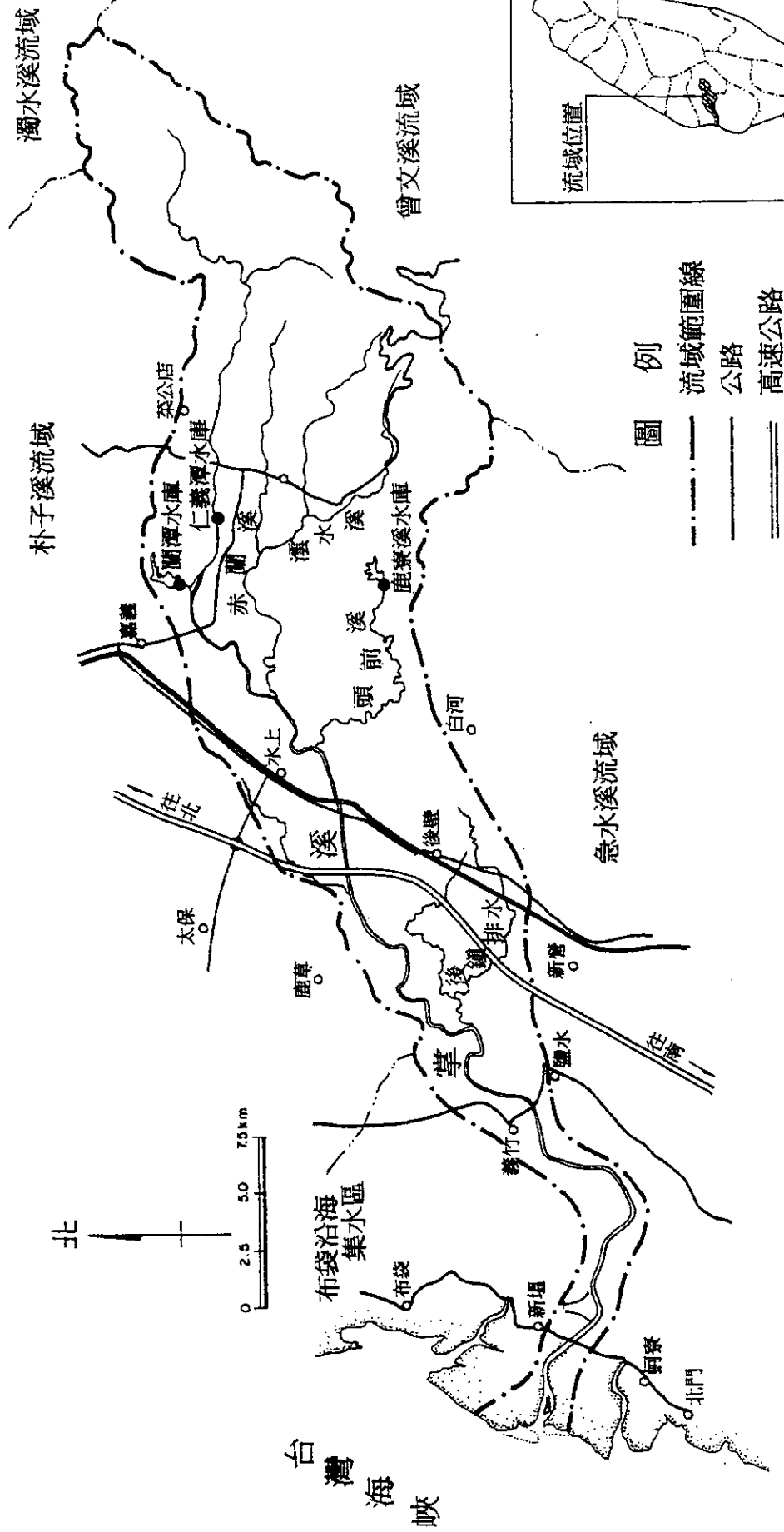
研究助理：

洪夢祺、許至璉、謝德勇、曾春渾

（國立交通大學土木工程學系研究生）

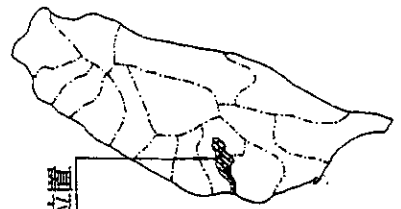
中華民國八十九年十一月

# 八掌溪流域概況圖



- 圖例
- 流域範圍線
  - 公路
  - ==== 高速公路

流域位置



台灣海峽

布袋沿海集水區

北

0 2.5 5.0 7.5 km

# 目 錄

目 錄 .....	i
表目錄 .....	iv
圖目錄 .....	vi
摘 要 .....	xiv
結論與建議 .....	xvi
第一章 前言 .....	1-1
1.1 計畫緣起及目的 .....	1-1
1.2 計畫範圍及工作項目 .....	1-2
第二章 流域概況 .....	2-1
2.1 地理位置 .....	2-1
2.2 地形地質 .....	2-1
2.3 人文概況 .....	2-2
2.4 氣象水文 .....	2-2
2.5 水資源利用 .....	2-3
2.6 治理規劃沿革 .....	2-4
2.7 上游集水區泥砂產量 .....	2-6
第三章 河川特性 .....	3-1
3.1 河道縱坡降變化 .....	3-1
3.2 河道沖淤比較 .....	3-2
3.3 河床質縱斷變化 .....	3-2
3.4 泥岩河床之沖刷 .....	3-3

第四章	水文分析.....	4-1
4.1	基本資料.....	4-1
4.2	流量站洪峰頻率分析.....	4-2
4.3	暴雨頻率分析.....	4-3
4.4	降雨—逕流分析.....	4-3
4.5	分析成果比較檢討.....	4-4
第五章	河道沖淤趨勢模擬分析.....	5-1
5.1	概述.....	5-1
5.2	模式選用.....	5-1
5.3	模擬成果分析.....	5-4
第六章	河道穩定方案之探討.....	6-1
6.1	河段概述.....	6-1
6.2	仁義潭攔河堰下游分流演算.....	6-2
6.3	固床工成效之探討.....	6-3
6.3.1	NETSTARS 模式參數檢定.....	6-4
6.3.2	現有固床工對河道長期沖淤平衡之影響.....	6-5
6.3.3	賀伯颱風再現洪水對固床工之影響.....	6-7
6.3.4	計畫固床工對河道長期沖淤平衡之影響.....	6-8
6.4	固床工安定性之探討.....	6-9
6.5	小結.....	6-11
第七章	固床工水理之探討.....	7-1
7.1	模式簡介.....	7-1
7.2	固床工水理之模擬.....	7-1

7.3 小結 .....	7-6
第八章 固床工數量之檢討 .....	8-1
8.1 河道沖刷與固床工成效之回顧 .....	8-1
8.2 方案評析 .....	8-2
8.3 小結 .....	8-3
附錄一、參考文獻 .....	A-1
附錄二、工作人員名單 .....	A-6
附錄三、重要公文函件與審查意見處理情形 .....	A-7
附錄四、凝聚性沉滓傳輸模式 .....	A-17
附錄五、經驗法輸砂推算式之推演 .....	A-32

## 表 目 錄

表 2.1	八掌溪流域雨量站站況表.....	2-9
表 2.2	八掌溪水水位流量站站況表.....	2-10
表 2.3	仁義潭攔河堰上游集水區土地權屬統計表.....	2-10
表 2.4	仁義潭攔河堰上游集水區私有山坡地利用統計表.....	2-11
表 2.5	仁義潭攔河堰上游集水區泥沙產量推估表.....	2-11
表 3.1	八掌溪河床質分析成果表 (76 年採樣) .....	3-5
表 3.2	仁義潭攔河堰下游河段深水槽之高程變化表.....	3-6
表 4.1	八掌溪流域歷年最大二日暴雨量紀錄表 (義竹站民國 20-87 年) .....	4-5
表 4.2	義竹流量站歷年洪峰流量記錄表 (民國 39-87) .....	4-6
表 4.3	軍輝橋流量站歷年洪峰流量記錄表 (民國 59-87) .....	4-7
表 4.4	觸口流量站歷年洪峰流量記錄表 (民國 56-87) .....	4-8
表 4.5	八掌溪流量站洪峰頻率分析成果表.....	4-9
表 4.6	八掌溪流域最大二日暴雨頻率比較表.....	4-9
表 4.7	八掌溪洪峰流量比較表 (無因次曲線法) .....	4-10
表 5.1	軍輝橋站上游泥砂輸入邊界條件表.....	5-6
表 5.2	赤蘭溪側入流泥砂輸入邊界條件表.....	5-6
表 5.3	觸口橋上游泥砂輸入邊界條件表.....	5-7
表 6.1	八掌溪檢定的曼寧 $n$ 值與河床變化表.....	6-13
表 6.2	八掌溪斷面粒徑資料表.....	6-14
表 6.3	八掌溪側流對應斷面位置及子集水區資料表.....	6-15

表 6.4	溫妮颱風過後八掌溪沖刷河段完成的固床工一覽表.....	6-15
表 6.5	八掌溪沖刷河段尚未設置的計畫固床工一覽表.....	6-16
表 7.1	八掌溪固床工佈置方案流速比較表.....	7-7

## 圖目錄

圖 1.1	八掌溪流域河道概況圖.....	1-5
圖 2.1	八掌溪流域水文站分布圖.....	2-12
圖 3.1	八掌溪河道實測沖淤變化.....	3-7
圖 3.2	仁義潭攔河堰下游河段深水槽高程變化.....	3-9
圖 4.1	八掌溪義竹站無因次曲線.....	4-11
圖 4.2	八掌溪義竹站單位歷線.....	4-12
圖 4.3	八掌溪流域稽延時間與地文因子關係曲線.....	4-13
圖 4.4	八掌溪流域二日暴雨時間雨量分配型態圖.....	4-14
圖 4.5	八掌溪義竹站洪峰流量頻率曲線圖.....	4-15
圖 4.6	八掌溪軍輝橋站洪峰流量頻率曲線圖.....	4-16
圖 4.7	八掌溪觸口站洪峰流量頻率曲線圖.....	4-17
圖 5.1	軍輝橋 61 年至 87 年六小時平均流量.....	5-14
圖 5.2	赤蘭溪 61 年至 87 年測入流六小時平均流量.....	5-15
圖 5.3	頭前溪 61 年至 87 年測入流六小時平均流量.....	5-16
圖 5.4	菁寮排水 61 年至 87 年測入流六小時平均流量.....	5-17
圖 5.5	義竹站 61 年至 87 年測入流六小時平均流量.....	5-18
圖 5.6	吳鳳橋 61 年至 87 年測入流六小時平均流量.....	5-19
圖 5.7	不同上游入砂量對下游河道沖淤之影響.....	5-20
圖 5.8	依推定上游入砂量 (20%) 預估軍輝橋下游河床高程變化趨勢圖.....	5-21
圖 5.9	依推定上游入砂量 (20%) 預估軍輝橋下游河床沖淤變化	



趨勢圖.....	5-22
圖 5.10 八掌溪軍輝橋至河口之河床沖淤預測 (27 年後) .....	5-23
圖 5.11 八掌溪軍輝橋以下 59 年至 84 年實測河道沖淤變化 .....	5-24
圖 5.12 不同入砂量對吳鳳橋上游沖淤變化之影響 .....	5-25
圖 5.13 依推定上游入砂量(25%)預估吳鳳橋上游河道高程變化趨勢圖.....	5-26
圖 5.14 依推定上游入砂量(25%)預估吳鳳橋上游河床沖淤變化趨勢圖.....	5-27
圖 5.15 八掌溪 101-103 號大斷面圖 .....	5-28
圖 5.16 八掌溪 103-105 號大斷面圖 .....	5-29
圖 6.1 八掌溪仁義潭攔河堰下游河段水位 .....	6-17
圖 6.2 八掌溪仁義潭攔河堰下游河段流速分布 .....	6-18
圖 6.3 仁義潭攔河堰下游斷面編號 100 之流量輸砂量率定曲線...	6-19
圖 6.4 八掌溪民國 84-87 年河床最低點模擬與實測比較圖 .....	6-19
圖 6.5 八掌溪義竹站民國 84-87 年河床最低點模擬成果圖 .....	6-20
圖 6.6 八掌溪軍輝橋民國 84-87 年河床最低點模擬與實測比較圖 .....	6-20
圖 6.7 八掌溪道將圳攔河堰民國 84-87 年河床最低點模擬與實測比較圖.....	6-21
圖 6.8 八掌溪心上橋斷面民國 84-87 年河床最低點模擬與實測比較圖.....	6-21
圖 6.9 八掌溪第 100 斷面民國 84-87 年河床最低點模擬與實測比較圖.....	6-22
圖 6.10 八掌溪軍輝橋民國 84-87 年流量模擬與實測比較圖 .....	6-22
圖 6.11 八掌溪義竹站民國 84-87 年流量模擬與實測比較圖 .....	6-23

圖 6.12 八掌溪軍輝橋民國 84-87 年水位模擬與實測比較圖 .....	6-23
圖 6.13 八掌溪規劃之固床工位置 .....	6-24
圖 6.14 八掌溪規劃之固床工高程圖 .....	6-24
圖 6.15 八掌溪民國 87 年未設固床工十年後模擬河床最低點變化 圖 .....	6-25
圖 6.16 八掌溪民國 87 年未設固床工義竹站十年後模擬河床變化 圖 .....	6-25
圖 6.17 八掌溪民國 87 年未設固床工軍輝橋十年後模擬河床變化 圖 .....	6-26
圖 6.18 八掌溪民國 87 年未設固床工道將圳攔河堰十年後模擬河 床變化圖 .....	6-26
圖 6.19 八掌溪民國 87 年未設固床工心上橋十年後模擬河床變化 圖 .....	6-27
圖 6.20 八掌溪民國 87 年未設固床工第 100 斷面十年後模擬河床 變化圖 .....	6-27
圖 6.21 八掌溪軍輝橋十年流量歷線圖 .....	6-28
圖 6.22 八掌溪義竹站十年流量歷線圖 .....	6-28
圖 6.23 八掌溪現況固床工十年後模擬河床最低點變化圖 .....	6-29
圖 6.24 八掌溪現況固床工義竹站十年後模擬河床變化圖 .....	6-29
圖 6.25 八掌溪現況固床工軍輝橋十年後模擬河床變化圖 .....	6-30
圖 6.26 八掌溪現況固床工道將圳攔河堰十年後模擬河床變化圖 ...	6-30
圖 6.27 八掌溪現況固床工心上橋十年後模擬河床變化圖 .....	6-31
圖 6.28 八掌溪現況固床工第 100 斷面十年後模擬河床變化圖 .....	6-31
圖 6.29 八掌溪現況固床工 18 號後十年間模擬河床最低點變化圖 .	6-32

圖 6.30 八掌溪現況固床工 18 號十年後模擬河床變化圖 .....	6-32
圖 6.31 八掌溪現況固床工 7 號後十年間模擬河床最低點變化圖 ...	6-33
圖 6.32 八掌溪現況固床工 7 號十年後模擬河床變化圖 .....	6-33
圖 6.33 八掌溪現況固床工 6 號後十年間模擬河床最低點變化圖 ...	6-34
圖 6.34 八掌溪現況固床工 6 號十年後模擬河床變化圖 .....	6-34
圖 6.35 八掌溪現況固床工 5 號後十年間模擬河床最低點變化圖 ...	6-35
圖 6.36 八掌溪現況固床工 5 號十年後模擬河床變化圖 .....	6-35
圖 6.37 八掌溪現況固床工 4 號後十年間模擬河床最低點變化圖 ...	6-36
圖 6.38 八掌溪現況固床工 4 號十年後模擬河床變化圖 .....	6-36
圖 6.39 八掌溪現況固床工 3 號後十年間模擬河床最低點變化圖 ...	6-37
圖 6.40 八掌溪現況固床工 3 號十年後模擬河床變化圖 .....	6-37
圖 6.41 八掌溪現況固床工軍輝橋賀伯颱風重現流量歷線圖 .....	6-38
圖 6.42 八掌溪現況固床工義竹站賀伯颱風重現流量歷線圖 .....	6-38
圖 6.43 八掌溪現況固床工賀伯颱風重現河床最低點變化圖 .....	6-39
圖 6.44 八掌溪現況固床工義竹站賀伯颱風重現河床變化圖 .....	6-39
圖 6.45 八掌溪現況固床工軍輝橋賀伯颱風重現河床變化圖 .....	6-40
圖 6.46 八掌溪現況固床工道將圳攔河堰賀伯颱風重現河床變化 圖 .....	6-40
圖 6.47 八掌溪現況固床工心上橋賀伯颱風重現河床變化圖 .....	6-41
圖 6.48 八掌溪現況固床工第 100 斷面賀伯颱風重現河床變化圖 ...	6-41
圖 6.49 八掌溪計畫固床工十年後模擬河床最低點變化圖 .....	6-42
圖 6.50 八掌溪計畫固床工義竹站十年後模擬河床變化圖 .....	6-42
圖 6.51 八掌溪計畫固床工軍輝橋十年後模擬河床變化圖 .....	6-43

圖 6.52 八掌溪計畫固床工道將圳攔河堰十年後模擬河床變化圖 ...	6-43
圖 6.53 八掌溪計畫固床工心上橋十年後模擬河床變化圖 .....	6-44
圖 6.54 八掌溪計畫固床工第 100 斷面十年後模擬河床變化圖 .....	6-44
圖 6.55 八掌溪計畫固床工 18 號後十年間下游河床最低點變化圖 .	6-45
圖 6.56 八掌溪計畫固床工 18 號十年後下游河床變化圖 .....	6-45
圖 6.57 八掌溪計畫固床工 17 號後十年間下游河床最低點變化圖 .	6-46
圖 6.58 八掌溪計畫固床工 17 號十年後下游河床變化圖 .....	6-46
圖 6.59 八掌溪計畫固床工 16 號後十年間下游河床最低點變化圖 .	6-47
圖 6.60 八掌溪計畫固床工 16 號十年後下游河床變化圖 .....	6-47
圖 6.61 八掌溪計畫固床工 15 號後十年間下游河床最低點變化圖 .	6-48
圖 6.62 八掌溪計畫固床工 15 號十年後下游河床變化圖 .....	6-48
圖 6.63 八掌溪計畫固床工 14 號後十年間下游河床最低點變化圖 .	6-49
圖 6.64 八掌溪計畫固床工 14 號十年後下游河床變化圖 .....	6-49
圖 6.65 八掌溪計畫固床工 13 號後十年間下游河床最低點變化圖 .	6-50
圖 6.66 八掌溪計畫固床工 13 號十年後下游河床變化圖 .....	6-50
圖 6.67 八掌溪計畫固床工 12 號後十年間下游河床最低點變化圖 .	6-51
圖 6.68 八掌溪計畫固床工 12 號十年後下游河床變化圖 .....	6-51
圖 6.69 八掌溪計畫固床工 11 號後十年間下游河床最低點變化圖 .	6-52
圖 6.70 八掌溪計畫固床工 11 號十年後下游河床變化圖 .....	6-52
圖 6.71 八掌溪計畫固床工 10 號後十年間下游河床最低點變化圖 .	6-53
圖 6.72 八掌溪計畫固床工 10 號十年後下游河床變化圖 .....	6-53
圖 6.73 八掌溪計畫固床工 9 號後十年間下游河床最低點變化圖 ...	6-54
圖 6.74 八掌溪計畫固床工 9 號十年後下游河床變化圖 .....	6-54

圖 6.75 八掌溪計畫固床工 8 號後十年間下游河床最低點變化圖 ...	6-55
圖 6.76 八掌溪計畫固床工 8 號十年後下游河床變化圖 .....	6-55
圖 6.77 八掌溪計畫固床工 7 號後十年間下游河床最低點變化圖 ...	6-56
圖 6.78 八掌溪計畫固床工 7 號十年後下游河床變化圖 .....	6-56
圖 6.79 八掌溪計畫固床工 6 號後十年間下游河床最低點變化圖 ...	6-57
圖 6.80 八掌溪計畫固床工 6 號十年後下游河床變化圖 .....	6-57
圖 6.81 八掌溪計畫固床工 5 號後十年間下游河床最低點變化圖 ...	6-58
圖 6.82 八掌溪計畫固床工 5 號十年後下游河床變化圖 .....	6-58
圖 6.83 八掌溪計畫固床工 4 號後十年間下游河床最低點變化圖 ...	6-59
圖 6.84 八掌溪計畫固床工 4 號十年後下游河床變化圖 .....	6-59
圖 6.85 八掌溪計畫固床工 3 號後十年間下游河床最低點變化圖 ...	6-60
圖 6.86 八掌溪計畫固床工 3 號十年後下游河床變化圖 .....	6-60
圖 6.87 八掌溪計畫固床工 2 號後十年間下游河床最低點變化圖 ...	6-61
圖 6.88 八掌溪計畫固床工 2 號十年後下游河床變化圖 .....	6-61
圖 6.89 八掌溪計畫固床工 1 號後十年間下游河床最低點變化圖 ...	6-62
圖 6.90 八掌溪計畫固床工 1 號十年後下游河床變化圖 .....	6-62
圖 6.91 八掌溪現況固床工粒徑恢復為 79 年十年後模擬河床最低 點變化圖.....	6-63
圖 6.92 八掌溪現況固床工粒徑恢復為 79 年義竹站十年後模擬河 床變化圖.....	6-63
圖 6.93 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 18 號後十年間模擬河床最 低點變化圖.....	6-64
圖 6.94 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 18 號十年後模擬河床變化 圖.....	6-64

圖 6.95 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 7 號後十年間模擬河床最低點變化.....	6-65
圖 6.96 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 7 號十年後模擬河床變化圖.....	6-65
圖 6.97 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 6 號後十年間模擬河床最低點變化.....	6-66
圖 6.98 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 6 號十年後模擬河床變化圖.....	6-66
圖 6.99 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 5 號後十年間模擬河床最低點變化.....	6-67
圖 6.100 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 5 號十年後模擬河床變化圖.....	6-67
圖 6.101 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 4 號後十年間模擬河床最低點變化.....	6-68
圖 6.102 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 4 號十年後模擬河床變化圖.....	6-68
圖 6.103 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 3 號後十年間模擬河床最低點變化.....	6-69
圖 6.104 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 3 號十年後模擬河床變化圖.....	6-69
圖 7.1 八掌溪仁義潭蘭河堰至道將圳蘭河堰間河道網格圖.....	7-8
圖 7.2 八掌溪沖刷段河道無固床工流場圖.....	7-9
圖 7.3 八掌溪沖刷段河道無固床工斷面平均流速分布圖.....	7-10
圖 7.4 八掌溪沖刷段河道現況固床工流場圖.....	7-11
圖 7.5 八掌溪沖刷段河道現況固床工斷面平均流速分布圖.....	7-12

圖 7.6	八掌溪沖刷段河道無固床工與現況固床工斷面平均流速分布比較圖.....	7-13
圖 7.7	八掌溪沖刷段河道計畫固床工流場圖.....	7-14
圖 7.8	八掌溪沖刷段河道計畫固床工斷面平均流速分布圖.....	7-15
圖 7.9	八掌溪沖刷段河道無固床工與計畫固床工斷面平均流速分布比較圖.....	7-16
圖 7.10	八掌溪沖刷段河道現況固床工與計畫固床工斷面平均流速分布比較圖.....	7-17
圖 8.1	八掌溪固床工對河道穩定之成效.....	8-5
圖 8.2	八掌溪固床工不同設置方案對河道沖淤之影響.....	8-6
圖 A4.1	農地黏性土之臨界推移力與塑性指數之關係.....	A-30
圖 A4.2	農地黏性土之臨界推移力與黏土含有率之關係.....	A-30
圖 A4.3	德州黏性土之臨界推移力與與塑性指數之關係.....	A-31
圖 A4.4	不同電解質濃度其臨界沖刷剪應力與 SAR 關係圖.....	A-31

## 摘 要

八掌溪發源於阿里山之奮起湖，蜿蜒西向注入台灣海峽，幹流全長約 81 公里，流域面積約 475 平方公里。根據河道斷面測量資料顯示，自仁義潭攔河堰下游(斷面 100.1)至斷面 92 間約 5 公里河段，河床表層之卵礫石層遭採掘，致使下層泥岩裸露，歷經賀伯颱風與溫妮颱風兩次洪水沖刷，深槽已下降十餘公尺。本計畫旨在全盤探討八掌溪河道之沖淤情形，瞭解河道長期之沖淤平衡，並檢討仁義潭攔河堰下游沖刷段河道規劃設置固床工之成效，提供未來工程改善之參考。

研究結果顯示自軍輝橋以下整個河段而言，河道屬淤積狀態，仁義潭攔河堰上游至觸口橋河段底床變化情形，全河段平均刷深 2.5 公尺左右，屬於沖刷型河川。分流方案若北河道深槽浚深至南河道深槽相同之高程，分流後河道之平均流速約 5.5m/s，河道平均流速降為現況之 80%。

民國 76 年仁義潭攔河堰興建完成至 84 年間，尋常洪水因為水工結構物（仁義潭攔河堰與心上橋）之跌水或斷面束縮，造成河道底床局部沖刷，河道形成明顯坡降轉折，而洪水並帶走表層砂礫保護層使得泥岩裸露，接著賀伯颱風和溫妮颱風連續兩次的大洪水，將坡降轉折的底床下切使其恢復平順的坡降，這樣的沖刷現象似為溯源沖刷；因此，若仁義潭攔河堰下游基腳處需特別保護，已避免再次發生溯源沖刷。

另探討規劃設置固床工之成效發現，現況固床工對斷面 97（心上橋下游約 300 公尺處）下游河道沖刷能力之降低有其成效，未來若能



儘速完成斷面 99（心上橋上游約 750 公尺處）上游的固床工設置，對於河道沖刷能力之降低也有明顯效果。但若發生賀伯颱風再現洪水，則斷面 94（心上橋下游約 1,700 公尺處）上游之平均流速仍遠大於河床質臨界啟動速度甚多，河道再次發生嚴重沖刷之潛勢仍然存在。

# 結論與建議

## 壹、結論

八掌溪河道縱坡降大致以軍輝橋為轉折點，下游河床較為平緩，上游河床則較為陡峻，比較 78 年與 84 年前後兩次之測量成果，顯示在上游段自斷面 92 至仁義潭攔河堰下游之河段，平均河床高下降 2 至 14 公尺不等，主要原因除河床砂石超量採取外，仁義潭攔河堰攔阻上游來砂，加上本河段坡度陡峻，岩盤又為易受沖蝕之泥岩，以致河床日益刷深下降。一般河川在尋求自然平衡穩定之情況下，河道必須經歷長期之沖淤變化，漸趨平衡，邁向穩定狀態，為一長時間之演變過程，長期之沖淤演變將使仁義潭攔河堰下游段持續沖刷，而再往下游至河口段將造成淤積，使仁義潭攔河堰至河口之河床坡降趨向平緩。為防制河床之沖降，確保防洪構造物及河防之安全，本研究八掌溪之河道進行河道長期沖淤趨勢、仁義潭攔河堰下游分流方案、沖刷段固床工成效等項目進行分析，結論如后：

### 一、軍輝橋下游及仁義潭攔河堰上游河段沖淤趨勢：

八掌溪自軍輝橋以下至河口之預測未來 27 年河床沖淤變化情形，自軍輝橋至赤蘭溪匯流附近（大約斷面 76）之河段呈現淤積現象，大約淤高 0 至 3.8 公尺；赤蘭溪匯流至斷面 51（大約頂潭與高速公路中間）呈沖刷現象，河床刷深 0 至 1.5 公尺；斷面 51 至河口之河床則呈淤積現象，大約淤高 0.3 至 2.5 公尺；自軍輝橋以下整個河段而言，河道屬淤積狀態。仁義潭攔河堰上游至觸口橋河段底床變化情形，全河段平均刷深 2.5 公尺左右，屬於沖刷型河川，但在吳鳳橋上游 102 號與

104 號斷面有淤積情形產生，尤其是 104 號斷面淤積約 5 公尺左右，究其原因為仁義潭攔河堰設置後抬高下游水位，造成流速減緩，泥砂在此落淤。

## 二、道將圳攔河堰至仁義潭攔河堰間分流演算：

分流演算，南河道現況坡降與深槽寬維持不變，北河道深槽浚深至南河道深槽相同之高程，斷面 96 至斷面 100 之流速明顯下降，分流後河道之平均流速約 5.5m/s，河道平均流速降為現況之 80%。流速為河川輸砂能力(Sediment transport capacity)之重要指標，通常，輸砂能力隨著流速之 2.5 至 4.5 次方成正比，泥砂顆粒較細次方指數較小，粗顆粒則指數較大。假設指數為 3，則分流後之河道輸砂能力為現況之 $(0.8)^3$ ，亦即輸砂能力降為現況之 1/2。

## 三、沖刷段固床工成效之探討：

沖刷段現況河床若不加以任何穩定措施，則河床將持續下降，並危及堰體安全，河道也必須防止側向土體崩落，而軍輝橋下游至河口段之河道則因上游過度沖刷挾帶之大量泥砂於此淤積而使得河床抬高，此將不利洪水宣洩而造成氾濫，固床工成效分析結果如下：

1. 沒有固床工保護的情形模擬長期河床沖淤趨勢，發現上游仍然繼續沖刷，下游淤積也大，上游河床底部降到約 50 公尺才出現平衡條件。
2. 現況固床工保護下模擬長期河床沖淤趨勢，上游仍有沖刷但已趨緩，下游淤積仍大，心上橋下游固床工可能收到成效了，而除了仁義潭攔河堰下游第一座固床工有危險外，其餘固床工安全無慮。

3. 現況固床工保護下模擬賀伯颱風洪水之河床變動，對照實際刷深 5 至 10 公尺的情形，顯見固床工保護在短期洪水事件已收到成效。
4. 假設規劃之十八座固床工均已完成，預測長期的河床變動趨勢，成果顯示在穩定河床上已有初步成效，但應特別注意的是固床工損壞的問題，而 1 號、5 號、11 號與 14 號固床工可能有破壞之虞，其餘固床工安全應無慮，但其中 4 號固床工仍需注意未來沖刷發展。
5. 比較現況固床工與規劃固床工均已設置兩種條件下，對河道長期沖淤趨勢之影響可發現現況固床工保護下，沖刷段仍有沖刷但已趨緩，但軍輝橋下游淤積仍大，而規劃固床工均設置後，沖刷段沖刷更小，且軍輝橋下游淤積更小。
6. 比較現況固床工對賀伯颱風再現洪水與長期沖淤趨勢之差異可發現，兩者對河道的沖淤趨勢相同，但長期模擬之沖淤量均較賀伯颱風再現洪水之沖淤量大。
7. 河床加入顆粒有助於固床工的穩定，固床工設置與河床粒徑變粗均有助於河床的穩定，河床質變粗可能有助於改善下游嚴重淤積的現象，未來下游淤積達一定程度應清淤疏浚以增加河道納洪能力、降低洪水位。

四、現況固床工對斷面 97 下游河道沖刷能力之降低有其成效，未來若能儘速完成斷面 99 上游的固床工設置，對於河道沖刷能力之降低也有明顯效果。但若發生賀伯颱風再現洪水，則斷面 94 上游之平均流速仍遠大於河床質臨界啟動速度甚多，河道再次發生嚴重沖刷

之潛勢仍然存在。

五、民國 76 年仁義潭攔河堰興建完成至 84 年間，尋常洪水因為水工結構物（仁義潭攔河堰與心上橋）之跌水或斷面束縮，造成河道底床局部沖刷，河道形成明顯坡降轉折，而洪水並帶走表層砂礫保護層使得泥岩裸露，接著賀伯颱風和溫妮颱風連續兩次的大洪水，將坡降轉折的底床下切使其恢復平順的坡降，這樣的沖刷現象似為溯源沖刷；因此，若仁義潭攔河堰下游基腳處需特別保護，以避免再次發生溯源沖刷。

## 貳、建議

- 一、固床工下游基腳處流速因固床工而局部加速，可能引起基腳掏刷而導致固床工損壞之問題，因此在往後之施工與養護上值得注意。
- 二、若與目前規劃之 18 座固床工對河床穩定之功能性比較，設不失其原規劃之原則下，似可考慮扣除 8 號、10 號及 12 號 3 座固床工，將可減少近 20% 之工程經費。
- 三、因河川改道或流向明顯改變，造成之沖刷問題，應視實際情況再加檢討。
- 四、建議固床工設置及治理可兼顧生態之考量（如設置魚道等）。

# 第一章 前言

## 1.1 計畫緣起及目的

八掌溪為台灣省主要河川之一，發源於阿里山之奮起湖，蜿蜒西向，流經嘉義縣、市、台南縣界注入台灣海峽，幹流全長約 81 公里，流域面積約 475 平方公里。據民國 84 年河道斷面測量資料，自仁義潭攔河堰下游(斷面 100.1)至斷面 92 間約 5 公里河段，河床表層之卵礫石層被採掘一空，致使下層泥岩裸露，遭受嚴重沖刷，河床已下降十餘公尺。現有堤防基礎已裸露可見，岌岌可危。為維護河防安全，水利處乃成立本計畫，研究改善對策，以穩定河床，防止河床繼續下降。

八掌溪河道縱坡降大致以軍輝橋為轉折點，下游河床較為平緩，上游河床則較為陡峻。根據民國 84 年之斷面測量成果，斷面 82 至軍輝橋之河床平均坡降約為 1/950，軍輝橋至吳鳳橋之河床平均坡降約為 1/87。依據民國 59 年至 84 年實測河道沖淤變化結果，及賀伯颱風後之測量結果，顯示在上游段自斷面 82 至道將圳攔河堰下游(斷面 88)河段，河床呈現淤積現象；斷面 92 至仁義潭攔河堰下游之河段，河床沖降嚴重，平均河床高下降 2 至 14 公尺不等，主要原因除河床砂石超量採取外，吳鳳橋下游興建仁義潭攔河堰攔阻了上游之砂石下移，致砂石來源驟減，加上本河段坡度陡峻，底床地質又為易受沖蝕之泥岩，以致河床日益刷深下降。

八掌溪上游集水區之泥砂產量減少，又有仁義潭攔河堰之阻攔，使其下游水流之含砂量減低，而緊接攔河堰下游約 5 公里之河段坡陡(約 1.5%)，流速湍急，且河床之地質為易受沖蝕之泥岩，加上攔河堰本身

所形成之底床高差，類此種種原因使仁義潭攔河堰下游河段產生嚴重刷深，對該河段防洪構造物之安全造成嚴重之威脅。一般河川在尋求自然平衡穩定之情況下，河道必須經歷長期之沖淤變化，漸趨平衡，邁向穩定狀態，為一長時間之演變過程。因此，仁義潭攔河堰下游河床將繼續其固有之沖淤變化，直到上游集水區泥砂入流量與下游河道之輸砂能力相互平衡而趨於穩定。長期之沖淤演變將使仁義潭攔河堰下游段持續沖刷，而再往下游至河口段將造成淤積，使仁義潭攔河堰至河口之河床坡降趨向平緩。為防制河床之沖降，確保防洪構造物及河防之安全，必須進行八掌溪之河道穩定分析，推估河床之穩定坡度，據以研擬改善措施。

本計畫旨在全盤探討八掌溪河道之沖淤情形，瞭解河道長期之沖淤平衡，研擬穩定河床之改善方案，提供未來改善工程之參考依據。

## 1.2 計畫範圍及工作項目

本計畫八掌溪河道沖淤研究之範圍自河口至觸口橋，如圖 1.1，全長約 60 公里，主要工作項目及內容如下：

### 一、資料蒐集、整理與分析

1. 仁義潭攔河堰上游集水區概況。
2. 八掌溪流域水文資料，包括雨量站及流量站紀錄。
3. 八掌溪歷年河道斷面測量資料。
4. 八掌溪河床質採樣分析資料。
5. 相關規劃報告、資料等。

## 二、現場調查

1. 河道現況踏勘，包括河道穩定性、河道表面狀況、防洪構造物、跨河構造物等。
2. 河床嚴重沖刷位置，刷深情況等。
3. 仁義潭攔河堰上游集水區調查。
4. 必要時，作河床質採樣分析。

## 三、水文分析

1. 暴雨頻率分析。
2. 洪水頻率分析
  - (1) 流量站洪峰流量分析。
  - (2) 降雨—逕流歷線分析。

## 四、水理分析

1. 河道水理演算，採用網狀河系模式。
2. 河道斷面資料，採用民國 84 年測量成果。

## 五、集水區泥砂產量推估

1. 採美國萬用土壤沖蝕公式(USLE)，推估仁義潭攔河堰上游集水區之泥砂產量。
2. 台灣西部河川輸砂量經驗公式概估比對

## 六、輸砂分析

1. 採用 HEC-6、NETSTARS 輸砂模式，作河道沖淤分析。
2. 泥岩底床沖刷初步探討。

## 七、河床沖淤現況檢討

1. 以歷年河道斷面測量資料，分析河床之沖淤情況，包括河床高



程、坡度之變化。

2. 檢討仁義潭攔河堰對河道沖淤之影響。
3. 探討八掌溪長期之河道沖淤情形。

#### 八、改善對策研擬

1. 探討原規劃固床工設置地點之合宜性。
2. 其他河床穩定及河防安全之保護措施。

#### 九、研究報告編撰

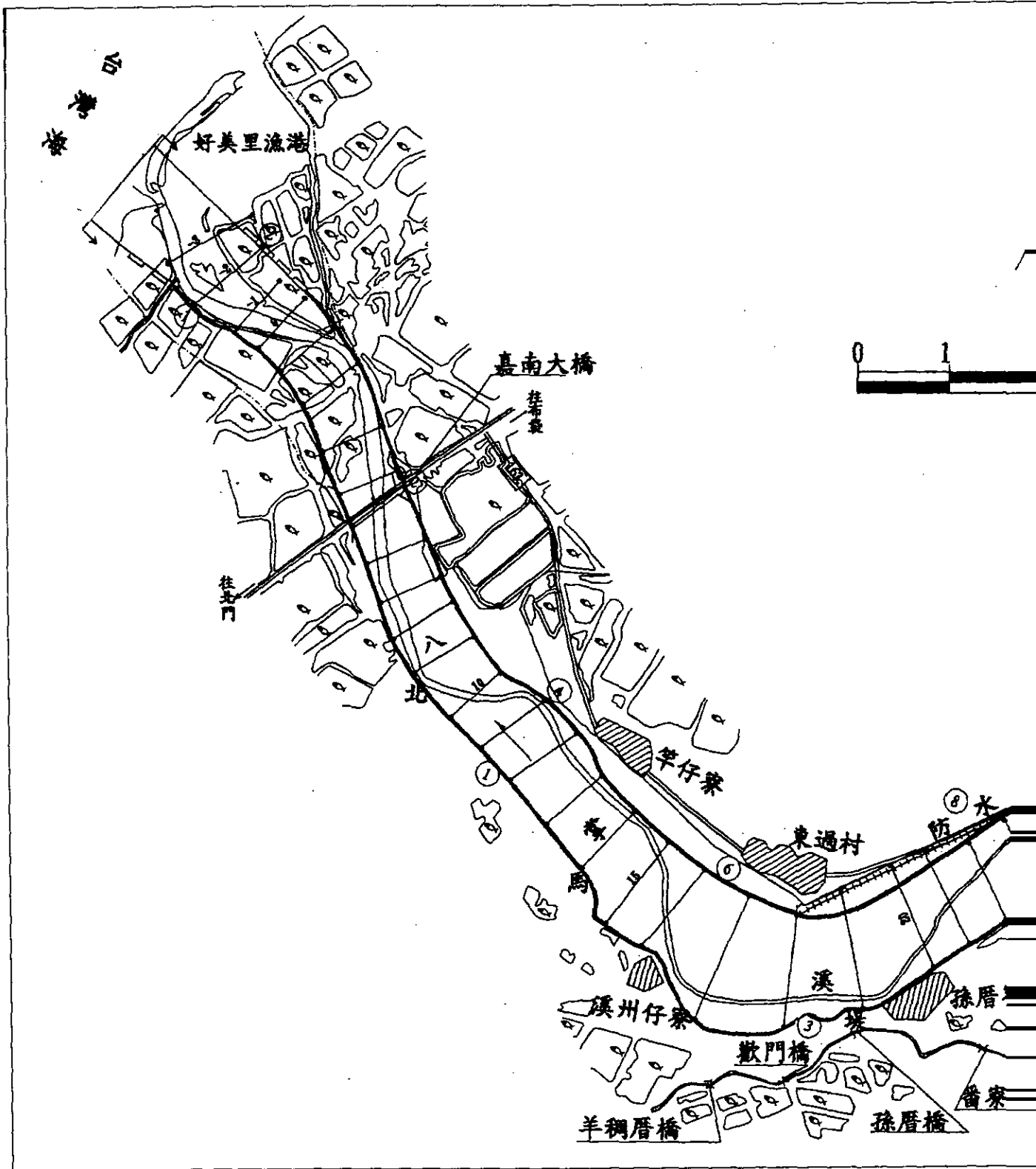
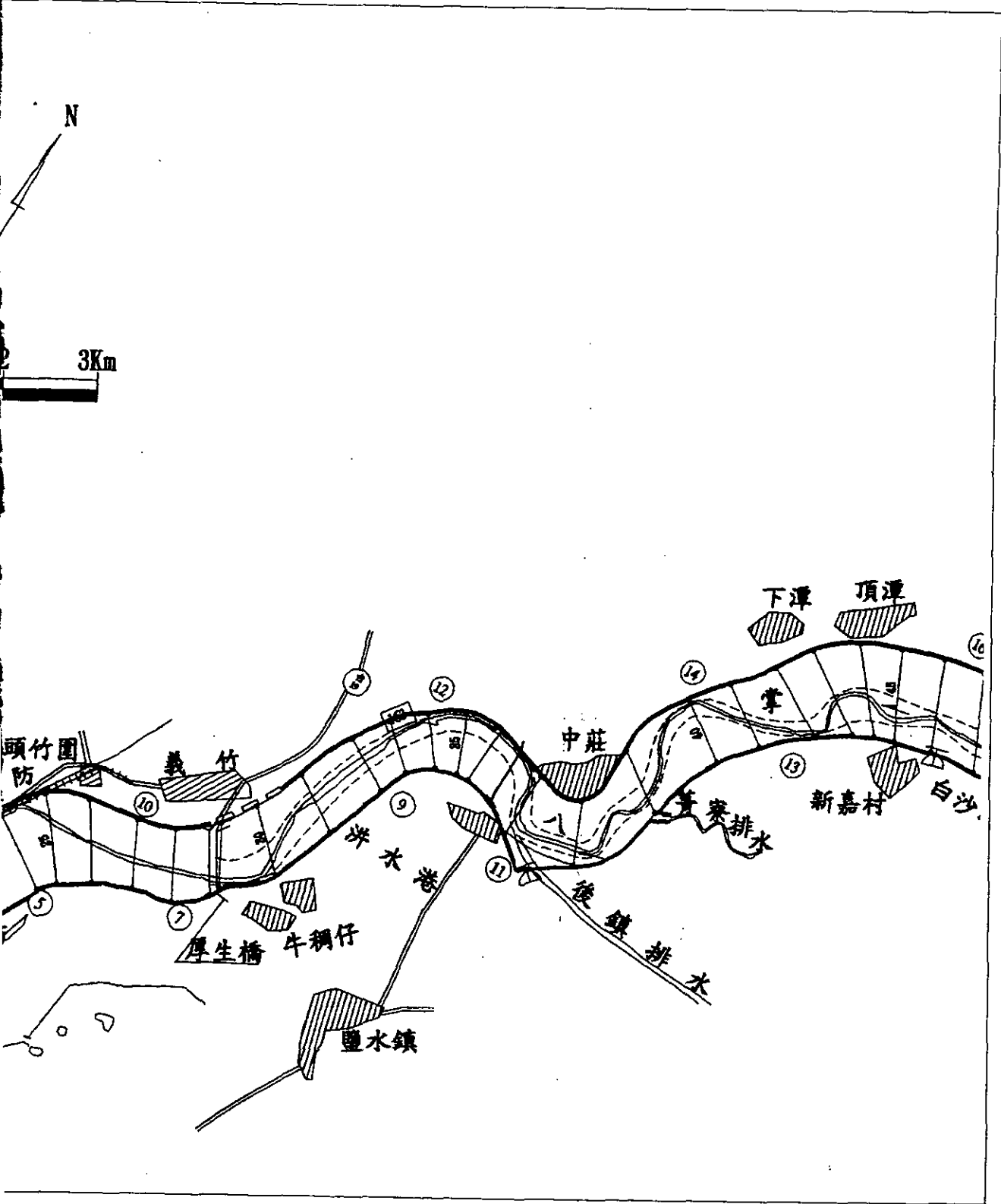
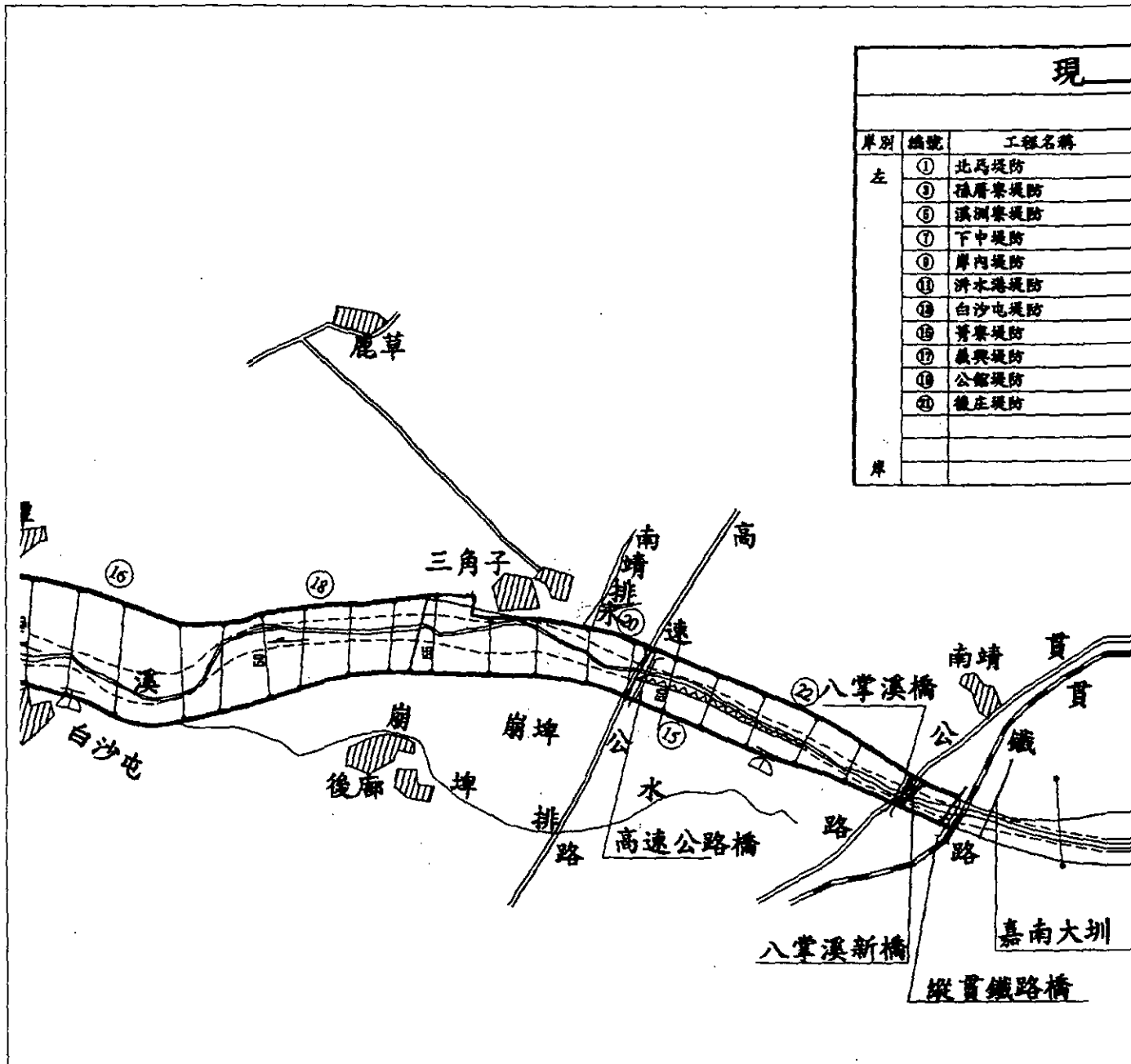


圖 1.1 八掌溪流



概况圖 (一)



現		
岸別	編號	工程名稱
左	①	北馬堤防
	②	孫厝寮堤防
	③	溪洲寮堤防
	④	下中堤防
	⑤	岸內堤防
	⑥	濟水港堤防
	⑦	白沙屯堤防
	⑧	菁寮堤防
	⑨	義興堤防
	⑩	公館堤防
	⑪	樓庄堤防
	⑫	
	⑬	
	⑭	
	⑮	
	⑯	
	⑰	
	⑱	
	⑲	

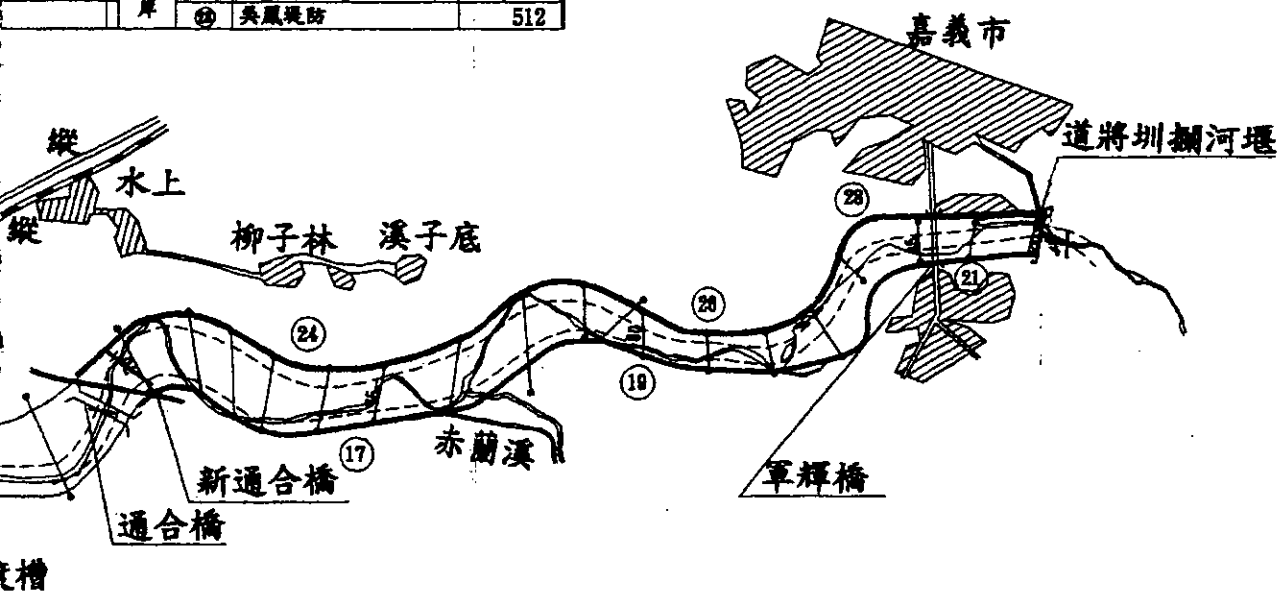
圖 1.1 八掌溪流域河

# 防洪工程設施一覽表

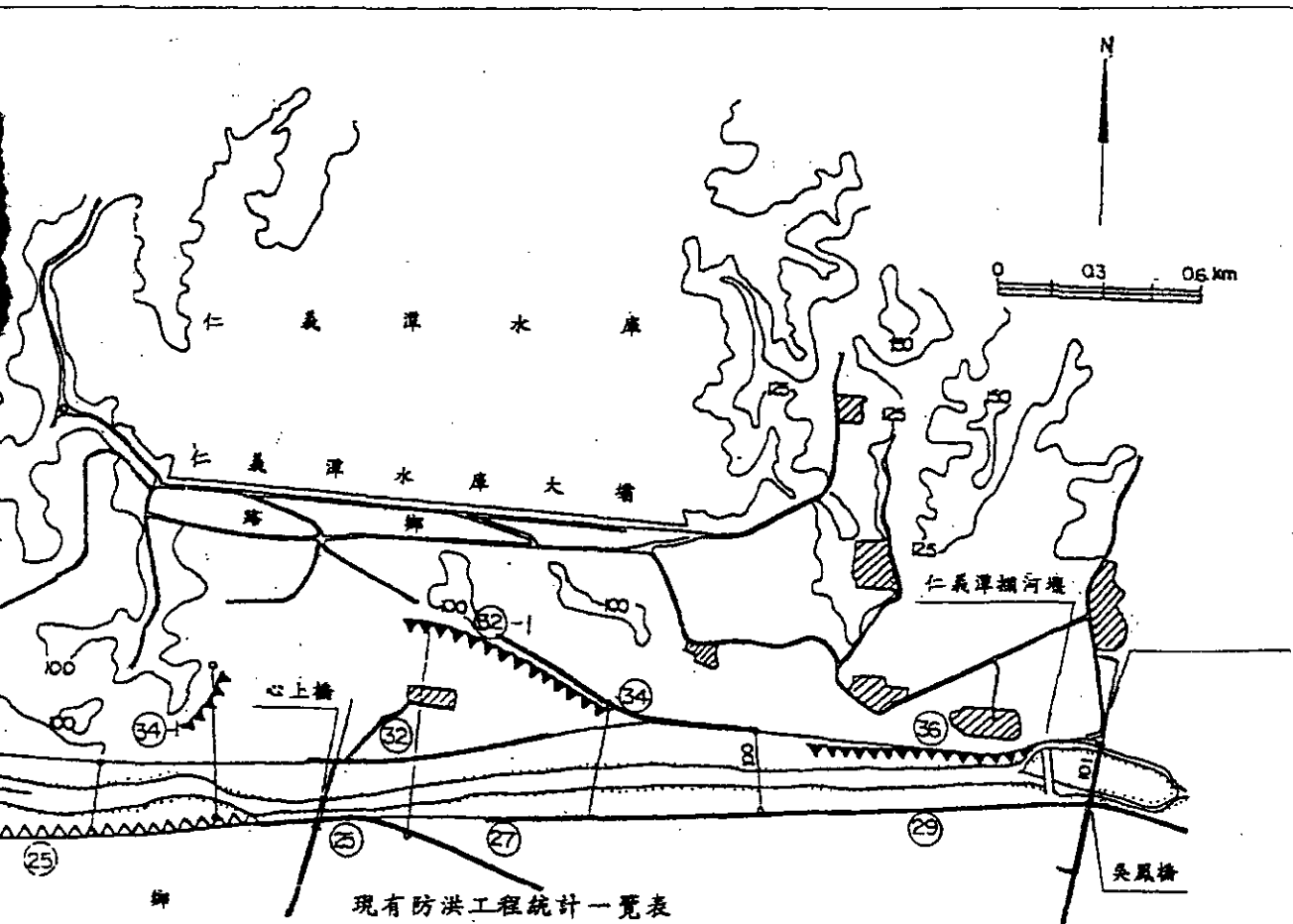
## 八掌溪

長度(m)	岸別	編號	工程名稱	長度(m)	
7,466	右	①	新堀堤防	4,472	
4,670		②	官順堤防	2,000	
1,710		③	通路子堤防	2,400	
1,968		④	順竹園堤防	3,200	
2,700		⑤	義竹堤防	3,238	
2,836		⑥	五間厝堤防	3,100	
5,540		⑦	下潭堤防	3,060	
7,806		⑧	頂潭堤防	3,100	
3,913		⑨	中寮堤防	2,190	
1,800		⑩	三角子堤防	1,984	
985		⑪	南埔堤防	3,163	
		⑫	內溪洲堤防	3,684	
		⑬	潮內堤防	1,868	
		⑭	吳鳳堤防	512	
		岸			

圖 例	
——	現有堤防
- - - -	計畫低水流路
——	水道治理計畫線
△△△△	計畫低水護岸
⊓	閘水門
≡	橋樑
⊗	攔河堰



道概況圖 (二)



現有防洪工程統計一覽表

岸別	編號	工程名稱	工程內容		岸別	編號	工程名稱	工程內容	
			堤防 (m)	護岸 (m)				堤防 (m)	護岸 (m)
左岸	⑲	公砂堤防	205		右岸	⑳	湖內堤防	350	
	㉑-1	龍庄護岸		560		㉒	吳鳳堤防	512	
	㉑	復庄堤防	995			㉓-1	彌陀護岸		56
	㉒	富墩堤防	2,814			㉔	忠義堤防	1,750	
	㉓	金蘭堤防	830			㉕	內兜堤防	656	972
	㉔	仁義堤防	1,150			㉖	竹山護岸	900	150
	㉕	仁義潭導流堤	500			㉗	新橋護岸		654

待建防洪工程統計一覽表

岸別	編號	工程名稱	工程內容	
			堤防 (m)	護岸 (m)
右岸	㉘	金蘭護岸		1,300
左岸	㉙	吳鳳堤防延長	1,200	

道概況圖 (三)

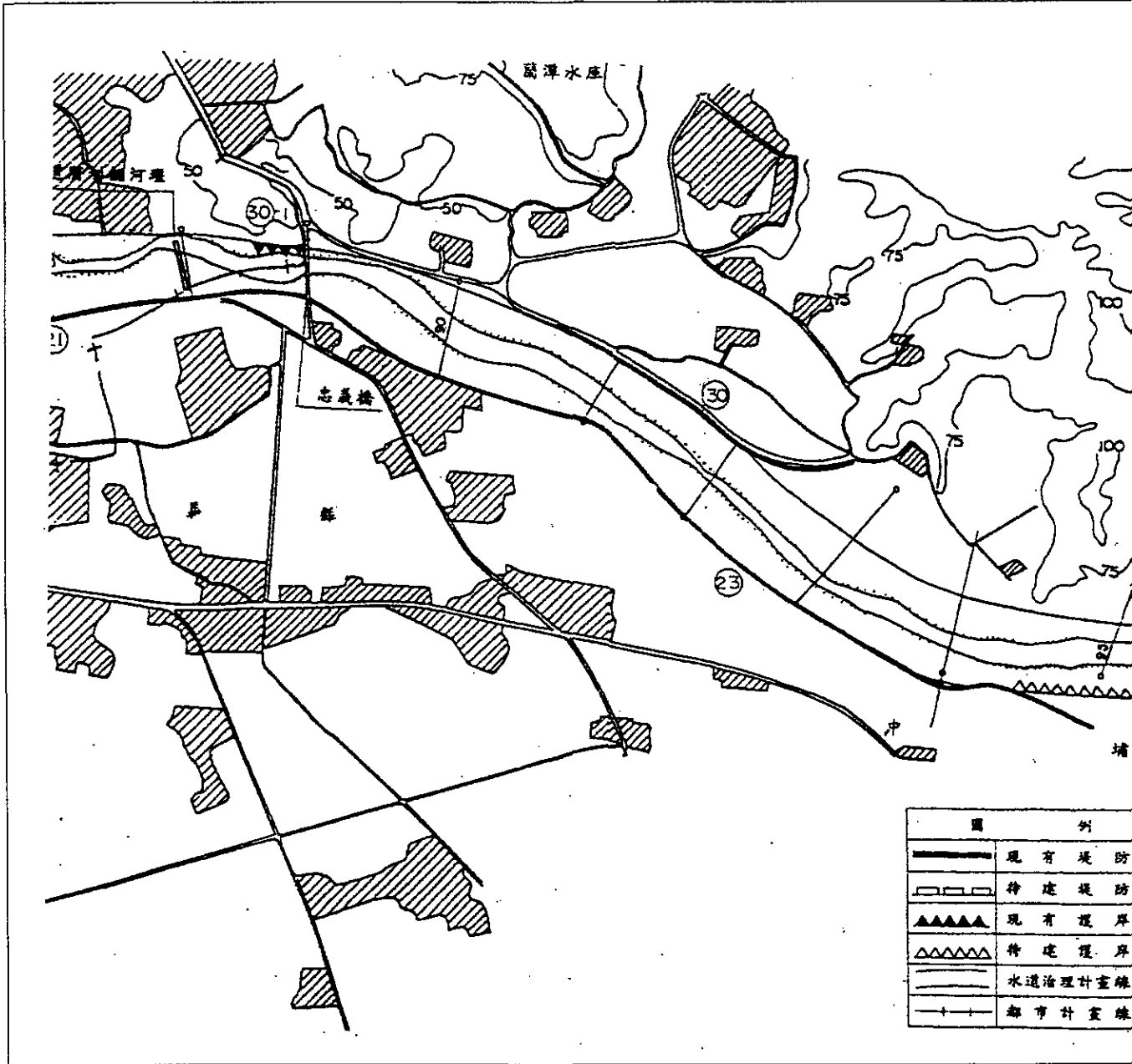


圖 1.1 八掌溪流域

## 第二章 流域概況

### 2.1 地理位置

八掌溪流域位於台灣南部嘉義縣、市和台南縣交界之處，北鄰朴子溪流域，東接曾文水庫上游集水區，南鄰急水溪流域，西臨台灣海峽，流域總面積 474.74 平方公里。

八掌溪主流發源於嘉義縣東面之奮起湖山，標高 1,940 公尺。主要支流有二，支流赤蘭溪發源於中崙山（1,285 公尺），於水上鄉忠和村中庄附近匯入，另一支流頭前溪於白河鎮蓮潭里北埔附近匯入主流。往下游，經南靖、菁寮、義竹、新塢向西流入台灣海峽，幹流全長 80.86 公里，上游陡峻，下游平緩，河床平均坡降約 1/42。流域中下游有南靖、崩埤、鹿草、菁寮、後鎮等排水分別於兩岸注入八掌溪本流。

### 2.2 地形地質

八掌溪流域形狀呈東西向狹長型，東面之山區大多屬阿里山山脈西麓丘陵，面積達 183.60 平方公里，約佔流域總面積 40%，西部為嘉南隆起海岸平原，整個流域之地勢自東向西傾斜。

流域上游東側及東南側部份地質大多屬於上新世，由頁岩、砂質頁岩或泥岩之錦水頁岩及相當地層所組成。東側中埔及觸口附近則為現代沖積層及更新世之礫石土台地堆積而成。東北側大多屬上新世之頁岩、砂質頁岩及泥岩組成。中埔西南側則為上新世及更新世之砂岩、泥岩或頁岩之頭崙山層及相當地層所組成。流域中下游地區均屬現代



沖積層，因此區內平原地區或鄰近丘陵及台地之表面常覆有沖積礫石層及土、砂層，區內並有觸口斷層分布其間。流域之表土大多為崩積土、石質土及黃壤土，屬酸性至強酸性土壤。

## 2.3 人文概況

八掌溪流域行政區域分屬嘉義市，嘉義縣竹崎鄉、番路鄉、中埔鄉、水上鄉、鹿草鄉、義竹鄉及布袋鎮和台南縣東山鄉、後壁鄉、新營市、鹽水鎮、白河鎮、學甲鎮及北門鄉等。流域內有縱貫鐵路、高速公路貫穿南北，省道、縣道公路縱橫交錯，境內及聯外交通都非常便利。流域人口約六十餘萬人，約有40%為農業人口，因流域水資源有限，尚有部份地區採三年輪作；農產品以稻米、甘蔗、花生、蔬菜及煙草等為主，山區則以竹類、檳榔、龍眼、柑桔及芒果為大宗。沿海地區魚塢養殖區聞名全省，臨海之鹽田亦負盛名。流域內亦散佈有糖廠、紙廠及中小規模工廠。

## 2.4 氣象水文

北迴歸線橫過本流域，氣候屬亞熱帶海洋性，高溫多濕。依區內中埔氣象站之資料顯示，年平均氣溫為21.9°C，月平均氣溫以7月26.8°C為最高，其中最高氣溫為35.5°C；1月之平均氣溫15.4°C為最低，其中最低氣溫為5.4°C。流域平均年蒸發量約1,156公厘，全年日平均蒸發量約為3.15公厘，以7月日平均蒸發量4.40公厘為最大，12月日平

均蒸發量 1.90 公厘為最小。

八掌溪流域平均年雨量約為 2,286 公厘。雨量之空間分佈，沿海地區雨量較少，往上游山區而逐漸遞增，暴雨中心大多集中在山地，尤以阿里山等山區為最。季節性之雨量變化，每年 5 月至 9 月間雨量最多，10 月起至翌年 2 月雨量最少，3 月起雨量即逐漸增加。每年 7 至 9 月颱風導致之豪雨，持續降雨日數約 2 至 6 日不等，相應於流域降雨情況，八掌溪河川流量之變化，自每年 11 月起至翌年 3 月為枯水期，4 月以後逐漸增加，5 月起至 10 月止為豐水期，平均年逕流量約為 7.27 億立方公尺。

流域內設有雨量站 40 站，各站站況如表 2.1 所示，其中嘉義站(P13)最早於民前 11 年設立。水位流量站計有 5 站（表 2.2），其中義竹站設於民國 32 年為最早，吳鳳橋站因仁義潭攔河堰之興建，於 75 年終止觀測。水文站分布狀況如圖 2.1 所示。

## 2.5 水資源利用

本流域平均年逕流量約 7.27 億立方公尺，流域內農田灌溉面積約 7,000 公頃，年灌溉需水量約 7,400 萬立方公尺。但因全年雨量分配不均，可資利用之逕流量約 1.41 億立方公尺。引取川流水利用者大多為農田水利會及自來水公司，河川水權登記以農田水利會居多，其中嘉南水利會佔 70%，引水口亦大多在台南縣及嘉義縣轄區內。

流域內為蓄豐濟枯，建有仁義潭、蘭潭及鹿寮埤三座水庫。仁義潭水庫位於嘉義縣番路鄉，為八掌溪右側之離槽水庫，蓄水容量 3200 萬

立方公尺，有效容量 2,864 萬立方公尺，主要目標為公共給水、工業用水及支助鄰近灌區救旱用水，水庫自民國 76 年開始營運，年供水量約 5,520 萬立方公尺。水庫引取八掌溪水流，6 月至 9 月須保留下游 5CMS 之基流量，10 月須保留下游 4CMS 之基流量，八掌溪流量超過 100CMS 時不取水，流量介於 50CMS 至 100CMS 時，引取引水道設計流量一半之水量，即 12.5CMS。

蘭潭水庫係位於嘉義市，蓄水容量 950 萬立方公尺，有效容量 935 萬立方公尺，其主要標的為公共給水。鹿寮埤水庫位於嘉義縣水上鄉，蓄水容量 378 萬立方公尺，有效容量 357 萬立方公尺，主要目標為工業用水，供應南靖糖廠之用水。

另據 67 年河川調蓄潛能調查報告，流域內可能水庫壩址有二，一為八掌溪觸口上游北岸約 800 公尺處，另一為支流赤蘭溪上游中埔鄉鹽館附近。前者之目標以嘉義市區公共給水為主，後者之目標為防洪及嘉南水利會頂圳一帶灌區補給灌溉用水。

## 2.6 治理規劃沿革

八掌溪河川治理於民國 19 年曾有概略之計畫，當時除了岸內護岸工程之外，流域尚無任何治理工程。至民國 26 年始擬定治理初步計畫，惟因日據時期，又逢二次世界大戰，經費無著，僅有民國 24 年完成下潭堤防及民國 29 年完成溪州寮堤防和過路子堤防等零星工程，以應迫切之需。終戰後，台灣百廢待興，在有限之財力下，流域之治理工作仍偏重工程養護及災害修復等應急措施。

隨著經濟之迅速發展，水利工程之質與量逐漸提昇，治理方針亦由據點而轉變為整個區段之系統治理。因此，水利處於民國 48 年及 59 曾辦理河道斷面測量和河床質採樣分析，治導工作亦以新建堤防工程與歲修加高加強現有防洪設施並重，期能更有效保障河道兩岸居民、土地以及鐵公路之安全。

八掌溪治理規劃於民國 60 年開始辦理，下游段自河口至軍輝橋(斷面 86) 約 45 公里，於民國 71 年完成，上游段自軍輝橋至仁義潭攔河堰約 8 公里，於 74 年完成，75 年 10 月提出八掌溪治理基本計畫(自河口至吳鳳橋)，於 76 年奉經濟部核定公告。78 年完成八掌溪集水區防洪整體規劃，計畫範圍包括八掌溪自河口至觸口橋及支流赤蘭溪，同年編妥八掌溪治理工程實施計畫。自民國 79 年至 84 年，於六年國建計畫中依治理工程實施計畫陸續完成兩岸大部份防洪工程，尚未完成者僅心上橋至斷面 83 間河段及厚生橋下游頭竹圍堤防河段。其間，76 年曾辦理河道斷面測量及河床質採樣分析，84 年亦再次施測河道斷面。

近年來，因部份上游河段河床日益刷深，流路變遷，且沿岸土地利用型態已改變，為配合社區發展與需求，水利規劃試驗所乃於 84 年重新檢討八掌溪治理基本計畫，尤其是防洪工程尚未完成之兩河段：吳鳳橋(斷面 101) 至斷面 82 及厚生橋下游頭竹圍堤防河段；並於 85 年完成八掌溪軍輝橋段之低水治理規劃，俾供日後河川管理及工程計畫實施之依據。

八掌溪現有防洪工程約有堤防 11 萬公尺，護岸 1 萬公尺。但民國 85 年賀伯颱風肆虐後，八掌溪自道將圳攔河堰(斷面 88) 至仁義潭攔河堰間(斷面 100.1) 河段，深槽遭刷深 5 至 10 公尺；座落於斷面 95

及 97 兩座混凝土塊固床工被沖失；心上橋（斷面 97 上游）亦被沖失；附近金蘭堤防及金蘭護岸被沖毀；仁義潭攔河堰靜水池受損，堰上下游河床高差達 25 公尺，宛如瀑布。為穩定此段河床，防制河床繼續下降，水利處曾提出整治構想。其內容包括（1）斷面 88 至 94 河床坡度已趨平緩，不另佈設固床工，僅就現有兩座加以補強；（2）斷面 94 至仁義潭攔河堰間河道，佈設固床工已調整其坡降自 1/80 降為 1/400，並建議兩個方案，方案一佈設 13 座固床工，上下游落差 2 公尺，方案二佈設 5 座固床工，落差 5 公尺；每座固床工寬 80 至 100 公尺，固床工堰頂水深（50 年洪水）3 至 4 公尺。本計畫將就此治理方案檢討其水理現象。

## 2.7 上游集水區泥砂產量

八掌溪自仁義潭攔河堰上游之集水區，面積約 99.81 平方公里，集水區內地質脆弱，地勢陡峻，河道狹窄，野溪甚多，溪陡流急，遇雨極易造成土壤沖蝕流失。集水區泥砂主要來源為農地、林地、崩坍地、道路之沖蝕。前台灣省水土保持局（民國 78 年）利用美國墾務局輸砂公式  $Q_s = KA^{-0.229}$ ，並依據曾文水庫之輸砂數據檢定 K 值為 89.08（ $Q_s$  單位為  $ac\text{-ft}/mile^2$ ，A 單位為  $mile^2$ ），以推估仁義潭攔河堰上游集水區之泥砂產量，所推得之年泥砂產量約為 180 萬立方公尺。本計畫依集水區之土地利用，採用美國萬用土壤沖蝕公式（Universal Soil Loss Equation，簡稱 USLE）推估仁義潭攔河堰上游集水區之泥砂產量，並以台灣西部河川輸砂量經驗公式概估比較。

仁義潭攔河堰上游集水區之土地權屬包括林班地、國有原野地、省縣鄉公有地、機關團體用地、私有地等，如表 2.3 所示，林班地（含區外保安林 207 公頃）計有 5,596 公頃，面積最大，約佔集水區之 56.1%；其次為私有地 2,622 公頃，約佔集水區之 26.3%；國有原野地 1,073 公頃，約佔集水區之 10.7%；省縣鄉公有地 240 公頃，約佔集水區之 2.4%；機關團體用地 450 公頃，約佔集水區之 4.5%。因此，本集水區除林班地外，私有地及國有原野地兩者佔大部分，約佔集水區非林班地面積之 79%。私有山坡地及機關團體用地均已開發利用，其土地利用情形如表 2.4 所示，以種植竹木之面積 1,257 公頃為最多，果樹面積 1,107 公頃次之，以甘蔗、雜作為主之農作物面積 358 公頃，其他建物、道路、墓地等 112 公頃。

依集水區之土地利用情形，採用美國萬用土壤沖蝕公式估算集水區之年土壤流失量：

$$T = R_m \times K_m \times LS \times C \times P$$

式中，T=土壤流失率，ton/ha/yr，

$R_m$  = 降雨沖蝕指數，mj-mm / ha-hr-yr，

$K_m$  = 土壤沖蝕指數，ton-ha-hr / ha- mj-mm，

LS = 地形因子 = L × S，

L = 坡長因子 =  $(l/22.13)^{1/2}$ ，

l = 坡長，m，

S = 坡度因子 =  $65.4\sin^2\theta + 4.56\sin\theta + 0.0654$ ，

$\theta$  = 坡度，

C = 作物管理因子，

P = 水土保持處理因子。

參考水土保持手冊（81 年），本集水區之  $R_m$  值約為 20,000， $K_m$  值約為 0.045，其他相關參數及估算結果依土地利用列如表 2.5。依此推估集水

區年泥砂產量約為 99.5 萬噸，與水土保持局所估之 180 萬立方公尺(約為 216 萬噸，假設泥砂單位重為 1.2 噸/立方公尺)相較，僅為其 46%。

另依據台灣西部河川輸砂量經驗公式推估：

$$\begin{aligned}\text{平均年輸砂量 } Q_s &= 0.009A^{0.852} \\ &= 0.009(99.81)^{0.852} \\ &= 45.5 \text{ 萬噸/年}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{包絡線 } (Q_s)_{\max} &= 0.02A^{0.852} \\ &= 101 \text{ 萬噸/年}\end{aligned}$$

式中， $Q_s$  = 輸砂量，萬噸/年，

$A$  = 集水區面積，平方公里。

本計畫估算之集水區年泥砂產量 99.5 萬噸與台灣西部河川經驗公式所推估之上限值 101 萬噸則頗為一致。

表 2.1 八掌溪流域雨量站站況表

站名	站號	經辦單位	記錄時間		備註
			開始年月	終止年月	
奮起湖	p1	阿里山林場	40年1月	75年	
大湖山	2	水利局	42年1月	繼續	自記
公田	3	水利局	民前9年11月	34年4月	
牛埔子	4	南靖糖廠	38年1月	繼續	
鞭子腳	5	南靖糖廠	37年7月	繼續	
頂六(1)	6	嘉南水利會	35年4月	繼續	
山子頭	7	水利會	4年7月	34年11月	
中埔(1)	8	林業試驗所	21年1月 36年1月	34年11月 繼續	
中埔(2)	9	嘉南水利會	35年4月	75年	
同仁	10	南靖糖廠	36年1月	繼續	
頂六(2)	11	南靖糖廠	38年4月	繼續	
公館	12	南靖糖廠	38年1月	繼續	
嘉義	13	台南農林改良場	11年1月	73年	
柳子林	14	南靖糖廠	38年1月	繼續	
番子林	15	南靖糖廠	38年1月	繼續	
海豐厝	16	烏樹林糖廠	29年1月	繼續	
南清	17	南靖糖廠	3年1月	繼續	
下麻	18	嘉南水利會	20年4月	繼續	
後壁	19	嘉南水利會	35年5月	繼續	
菁寮(2)	20	烏樹林糖廠	29年1月	繼續	
菁寮(3)	p21	烏樹林糖廠	29年1月	34年11月	
菁寮(1)	22	嘉南水利會	20年4月	72年	
大掘	23	嘉南水利會	35年1月 39年1月	36年12月 繼續	
下半年	24	南靖糖廠	36年1月	繼續	
後堀(1)	25	嘉南水利會	20年4月	繼續	
後堀(2)	26	南靖糖廠	38年1月	繼續	
仕安	27	嘉南水利會	20年4月	繼續	
義竹(2)	28	岸內糖廠	35年1月	繼續	
義竹(1)	29	嘉南水利會	20年4月	繼續	
下中	30	嘉南水利會	20年4月	繼續	
過路	31	嘉南水利會	20年4月	繼續	
過路子	32	岸內糖廠	35年5月	繼續	
鹿寮溪	33	台糖嘉義總廠	28年9月	繼續	
中埔(3)	36	菸酒公賣局	48年1月	繼續	
內埔	37	青果運銷合作社	54年8月	繼續	
嘉義(2)	38	嘉南水利會	33年1月	繼續	
嘉義農專	39	嘉義農專	41年1月	繼續	
小公田(2)	40	水利局	55年12月	繼續	
小公田	41	水利局	56年	繼續	
仁義潭	42	水利局	70年	76年	



表 2.2 八掌溪水位流量站站況表

溪系	溪別	站名	流域面積 (km <sup>2</sup> )	設站 年月	備註
八掌溪	八掌溪	觸口	83.15	55年7月	自記,史蒂芬牌A-35浮筒型類比式
八掌溪	八掌溪	吳鳳橋	98.5	70年5月	自記,K式浮筒型類比式,民國75年 終止觀測
八掌溪	八掌溪	軍輝橋	118.88	59年1月	自記,史蒂芬牌A-35浮筒型類比式
八掌溪	八掌溪	義竹	441.02	32年1月	原屬普通站,民國58年8月25日改為 自記,史蒂芬牌A-35浮筒型類比式
八掌溪	赤蘭溪	赤蘭溪橋	101.09	59年1月	自記,原名常盤橋站,簡易Y.S.型

表 2.3 仁義潭攔河堰上游集水區土地權屬統計表

土地權屬別	面積 (公頃)	佔總面積百分比 (%)
林班地 (含保安林)	5596	56.1
國有原野地	1073	10.7
省有地	151	1.5
縣有地	38	0.4
鄉有地	51	0.5
機關團體用地	450	4.5
私有地 (山坡地)	2384	23.9
私有平地及其他	238	2.4
合計	9981	100

資料來源：水土保持局 (78), 仁義潭水庫攔河堰上游集水區保育調查規劃報告

表 2.4 仁義潭攔河堰上游集水區私有山坡地利用統計表

土地利用別	面積 (公頃)	佔總面積 (%)	備註
竹木	1257	44.3	以杉木為主
果樹	1107	39.1	以雜果為主
農作物	358	12.6	以甘蔗雜作為主
其他	112	4	以建、道、雜、墓為主
合計	2834	100	

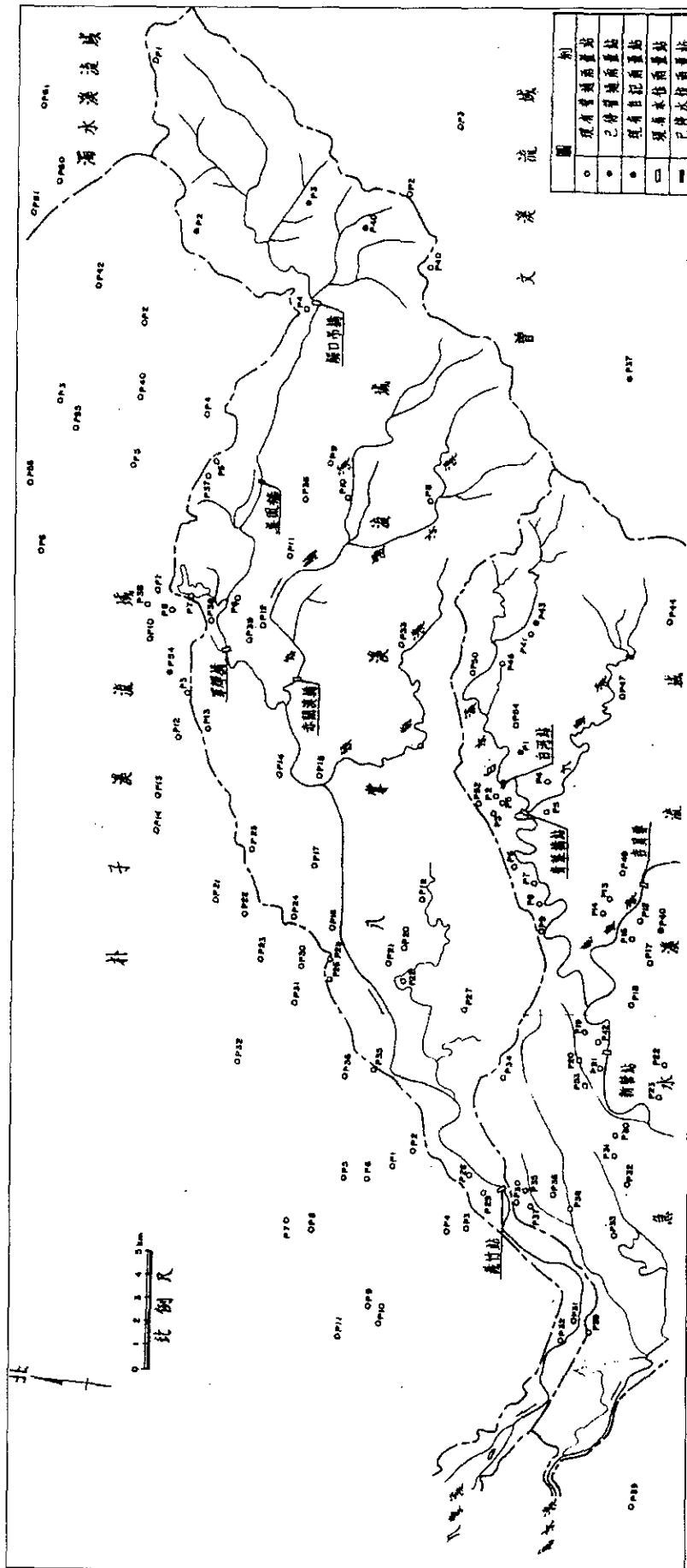
資料來源：水土保持局 (78)，仁義潭水庫攔河堰上游集水區保育調查規劃報告

表 2.5 仁義潭攔河堰上游集水區泥沙產量推估表

土地利用別	(1) 面積 (ha)	(2) 坡長 (m)	(3) 坡度 $\theta$ (%)	(4) 地形因 子LS	(5) 作物管 理因子C	(6) 水土保持 處理因子 P	(7) 土壤流失率 (ton/ha/yr)	(8) 年泥沙產量 (1) * (7) (ton/yr)
林地	6853	80	45	24.6	0.004	0.9	79.7	546211
草生地	1313	30	25	5.78	0.03	1	156.1	204959
果樹	1107	25	20	3.7	0.04	1	133.2	147452
甘蔗、雜作	358	25	20	3.7	0.06	1	199.8	71528
其他	350	10	10	0.78	0.1	1	70.2	24570
合計	9981							994720

註：降雨沖蝕指數  $R_m=20000\text{mj-mm/ha-hr-yr}$

土壤沖蝕性指數  $K_m=0.045\text{ton-ha-hr/ha-mj-mm}$



資料來源：八掌溪集水區治山防洪整體治理規劃計畫--中下游防洪工程規劃報告79年。

圖 2.1 八掌溪流域水文站分布圖

## 第三章 河川特性解析

八掌溪發源於阿里山奮起湖，經山區至觸口出山谷，如同一般河川，上游陡峻，水流湍急，往下游坡降漸趨平緩，河岸兩旁地勢低平，茲依基本資料調查成果，分析敘述八掌溪之河川特性如下。

### 3.1 河道縱坡降變化

八掌溪河道曾分別於民國 48 年（斷面 0 至 101）、59 年（斷面 0 至 86，72 年補測斷面 86 至 101）、76 年（斷面 0 至 117）及 84 年（斷面 0 至 117）辦理斷面測量，歷次測量所得各斷面之平均河床高程繪成河床縱斷剖面圖如圖 3.1。大體而言，八掌溪河道縱坡變化大致以軍輝橋為轉折點，上游河床陡峻，平均坡降大於 1/100，下游河床平緩，平均坡降小於 1/1,000。

依據民國 84 年斷面測量資料，沖刷嚴重之仁義潭攔河堰下游河段，仁義潭攔河堰（斷面 100.1）至斷面 94，河床平均坡降約 1/55；斷面 94 至道將圳攔河堰（斷面 88），河床平均坡降約 1/625；道將圳攔河堰至軍輝橋（斷面 86），河床平均坡降約 1/350；軍輝橋至斷面 82，河床平均坡降約 1/1,000。

道將圳攔河堰上游至仁義潭攔河堰下游間河道經過賀伯與溫妮兩次洪水沖刷，河道坡降變化甚劇。道將圳攔河堰至 94 號斷面間平均坡降於賀伯颱風前為 1/350，賀伯颱風後及溫妮颱風後均為 1/320；94 號斷面至心上橋間平均坡降於賀伯颱風前為 1/50，賀伯颱風後為 1/80，

而溫妮颱風後則為 1/100；心上橋至仁義潭攔河堰下游間平均坡降於賀伯颱風前為 1/200，賀伯颱風後為 1/150，而溫妮颱風後則為 1/110。

### 3.2 河道沖淤比較

根據民國 48 年、59 年、76 年及 84 年四次斷面測量資料，點繪各斷面平均高程之縱剖面圖示如圖 3.1。自民國 48 年至 59 年 11 年間，軍輝橋（斷面 86）至河口之河床沖淤互見，約在 1 公尺以內，其中河口至斷面 54 沖淤互見，此河段淨沖刷約 140 萬立方公尺，斷面 54 至斷面 78 之河段呈淤積現象，淤積量約 150 萬立方公尺，斷面 78 至斷面 86 之河段呈沖刷現象，沖刷量約 130 萬立方公尺，亦即軍輝橋至河口整個河段在 11 年間河道沖刷約 120 萬立方公尺。自 59 年至 76 年，軍輝橋以下至河口河道亦沖淤互見，其變化大都在 1 公尺內。自 76 年至 84 年，軍輝橋以下至嘉南大圳渡槽（斷面 66）之河段呈淤積現象，約在 1 至 3 公尺間；嘉南大圳渡槽至河口段則沖淤互見，其變化約在 1 至 2 公尺內。上游段道將圳攔河堰至仁義潭攔河堰，自民國 48 年至 76 年 28 年間大約刷深 4 至 6 公尺；民國 76 年仁義潭攔河堰開始操作後，至民國 84 年 8 年內，道將圳攔河堰上游附近稍有淤積，往上游至仁義潭攔河堰間河段約沖刷 4 公尺左右。

### 3.3 河床質縱斷變化

八掌溪河床質粒徑組成，曾於民國 48 年（斷面 0 至 88）、59 年（斷

面 0 至 88) 及 76 年 (斷面 0 至 117) 施作採樣分析。59 年資料顯示，自斷面 70 以下至河口，河床質均屬細砂，粒徑皆小於 2.4mm，平均粒徑介於 0.11mm 至 0.71mm；斷面 70 至 79，粗顆粒逐漸增加，平均粒徑介於 0.34mm 至 27.58mm；斷面 79 至 85，河床質皆屬粗顆粒，平均粒徑介於 27.58mm 至 48.51mm 間；斷面 86 至 88，平均粒徑更大，介於 56.48mm 至 140.18mm。

依據 76 年河床質採樣分析資料 (表 3.1)，道將圳攔河堰 (斷面 88) 至河口間之河床質皆以細砂為多，平均粒徑介於 0.1~0.35mm；自道將圳攔河堰往上游至仁義潭攔河堰 (斷面 100.1) 間，細砂、礫石混雜其中，河床質平均粒徑介於 10~106mm；再往上游仁義潭攔河堰至觸口橋 (斷面 117)，則以礫石居多，河床質平均粒徑介於 42~173mm 之間。與 59 年河床質資料相較，自道將圳攔河堰以下至斷面 70，其河床質平均粒徑明顯地變小了，自礫石河床變為砂質河床，此河段大致位於八掌溪河床坡降自陡轉緩之交接處附近，通常都會有河床淤積之現象。

### 3.4 泥岩河床之沖淤

八掌溪自軍輝橋 (斷面 86) 至吳鳳橋 (斷面 101) 河段，為嘉南地區主要砂石來源之一。以往砂石採取未能作有效管理，河床遭受無限制採挖，最近資料顯示，自仁義潭攔河堰下游至斷面 92 間約五公里河段，河床表層之卵礫石層被採掘一空，致使下層泥岩裸露，極易受沖蝕之泥岩不堪湍急水流之嚴重沖刷，十年間河床下降十餘公尺。

圖 3.2 及表 3.2 顯示，道將圳攔河堰至仁義潭攔河堰間河段之深水

槽高程，自民國 76 年及歷經賀伯颱風（85 年）、溫妮颱風（86 年）後之變化，尤其是斷面 94 至仁義潭攔河堰（下游）間約 3.7 公里河段變化最為顯著。民國 76 年仁義潭攔河堰興建完成，仁義潭水庫開始營運操作。自 76 年起至 84 年（賀伯颱風前），八年間該河段深槽平均下降約 6 公尺，最深處達 20 公尺；85 年賀伯颱風後，該河段深槽平均再下降 5 公尺左右，最深處達 13 公尺；86 年溫妮颱風前後又平均下降 4 公尺，最深處有 8 公尺。因此，自 76 年至 86 年該河段深槽已平均刷深 15 公尺，與原規劃設計之計畫河床高比較，已比計畫河床高程平均低了 19 公尺左右，可見此河段沖刷之嚴重性。

根據現地勘查，初步判斷河床泥岩含大部分之粉土（粒徑介於 0.002~0.062mm），遇水則岩體變為鬆軟，抵抗沖刷之凝聚力（Strength of cohesive bond binding the particles）減弱，極易遭受水流沖刷，本研究擬以凝聚性沉滓之運移行為模擬該河段之沖刷現象，作定性分析探討。

表 3.1 八掌溪河床質分析成果表 (76 年採樣)

單位：mm

斷面 編號	平均 粒徑	D <sub>10</sub>	D <sub>35</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>65</sub>	D <sub>75</sub>	D <sub>90</sub>	D <sub>max</sub>	砂質含量 (%)
4	0.14	0.04	0.06	0.07	0.09	0.1	0.2	7.5	100
8	0.16	0.03	0.05	0.07	0.1	0.14	0.6	6	100
12	0.14	0.05	0.07	0.08	0.1	0.23	0.38	7	100
16	0.12	0.04	0.06	0.07	0.08	0.1	0.16	27	99.9
20	0.13	0.05	0.07	0.08	0.09	0.12	0.2	23	99.9
24	0.21	0.13	0.2	0.27	0.3	0.32	0.42	5	100
28	0.11	0.05	0.09	0.12	0.14	0.5	0.9	5	100
32	0.11	0.06	0.07	0.08	0.08	0.095	0.15	2.5	100
36	0.12	0.06	0.07	0.08	0.09	0.12	0.17	10	99.7
40	0.12	0.06	0.07	0.08	0.09	0.1	0.17	10	99.7
44	0.12	0.06	0.07	0.08	0.09	0.1	0.18	10	99.8
48	0.09	0.05	0.07	0.08	0.09	0.09	0.13	18	99.9
52	0.07	0.05	0.07	0.08	0.08	0.09	0.12	5	100
56	0.17	0.07	0.08	0.1	0.13	0.15	0.3	6	100
60	0.12	0.07	0.08	0.09	0.1	0.12	0.2	5	100
64	0.16	0.06	0.07	0.09	0.1	0.13	0.29	10	99.9
68	0.13	0.07	0.08	0.09	0.1	0.12	0.17	10	99.9
72	0.15	0.06	0.08	0.09	0.1	0.13	0.2	20	99.5
76	0.1	0.04	0.06	0.07	0.09	0.11	0.18	2.3	100
80	0.13	0.09	0.78	0.13	0.15	0.16	0.18	3	100
84	0.09	0.06	0.7	0.12	0.13	0.13	0.14	5	100
88	10.88	0.23	0.6	2	3	6	20	152	65.1
92	106.54	3.8	13	24	50	85	227	600	20.8
96	57.74	4	17	32	56	80	176	400	22.6
100	22.23	0.4	1.1	6.5	23	31	75	450	47.1
104	128.19	3	10	65	140	230	380	700	27.1
108	142.96	20	47	100	245	320	600	900	12.8
112	34.19	0.2	0.6	8	22	37	90	254	44
116	39.29	0.1	5	13	30	55	152	800	30.7

資料來源：水利處，八掌溪集水區治山防洪整體治理規劃計畫—中下游防洪工程規劃報告，79 年。



表 3.2 仁義潭攔河堰下游河段深水槽之高程變化表

斷面 編號	累距 (M)	深槽高程 (M)					備註
		75年 原規劃	76年 測量	84年(賀伯 颱風前)	85年賀伯 颱風後	86年溫妮 颱風後	
88	0	35.00	33.42	33.56	—	33.56	道將圳攔河堰 上游
89	420	35.00	34.45	35.41	—	35.41	忠義橋
90	960	37.63	36.82	35.97	—	35.98	
91	1500	41.17	37.30	36.26	—	36.33	
92	1970	45.61	40.45	37.15	—	42.28	
93	2445	50.42	43.40	39.31	—	41.59	
94	2903	56.07	48.12	39.93	41.82	42.62	
95	3420	61.38	56.40	52.61	49.65	41.58	
96	3930	66.50	60.46	60.57	55.70	54.97	
97	4270	72.35	71.50	61.46	56.55	58.80	心上橋下游 315M
98	4860	83.82	81.93	80.67	67.95	62.88	
99	5350	92.17	87.57	87.19	81.84	73.70	
100	5845	102.12	95.07	89.64	86.10	80.12	
100.1	6575	112.00	112.00	90.00	90.00	89.00	仁義潭攔河堰 下游
		114.00	113.31	112.91	113.70	113.31	仁義潭攔河堰 上游
101	6725	115.00				114.77	吳鳳橋

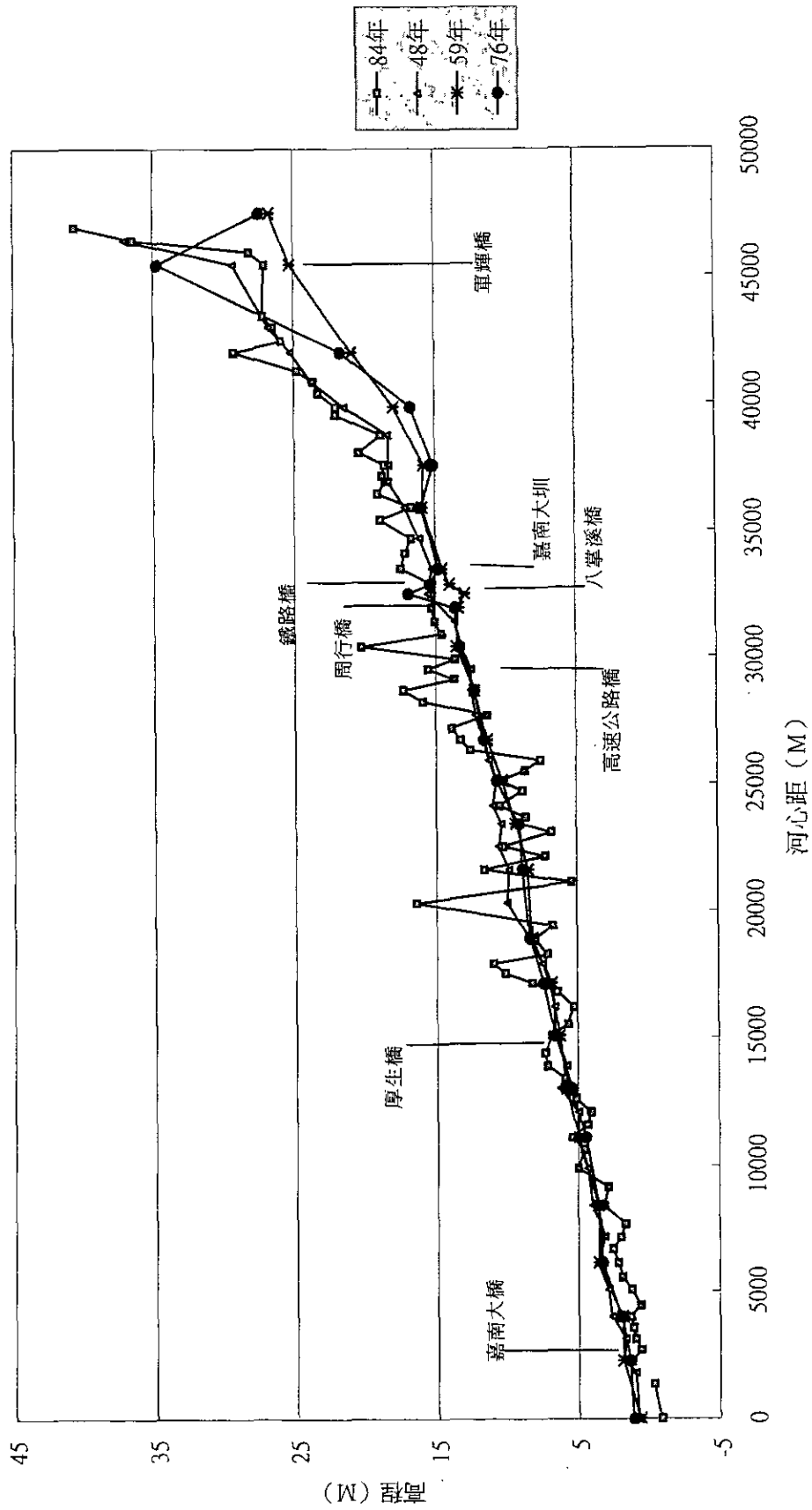


圖 3.1 八掌溪河道實測沖淤變化(1/2)

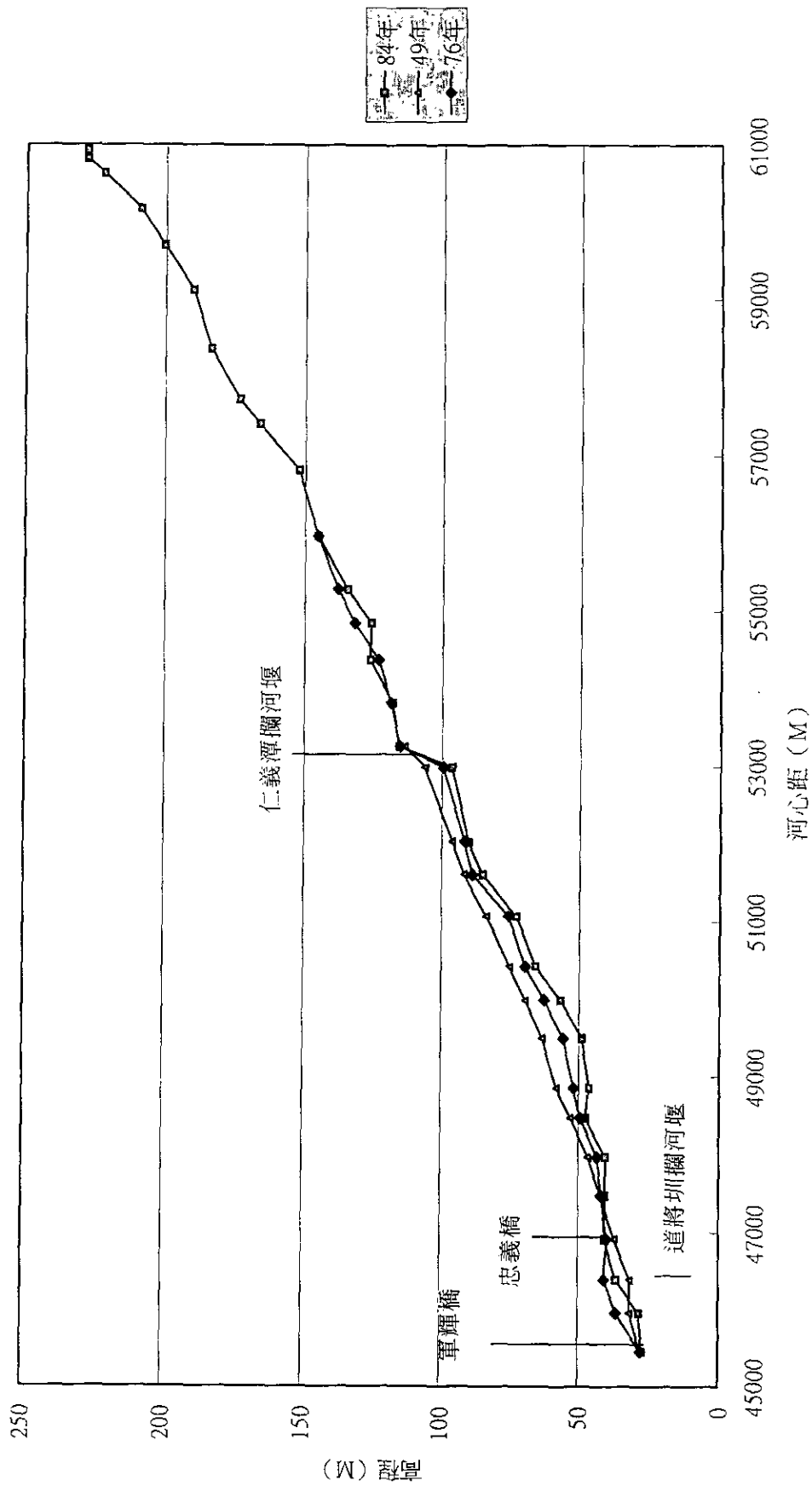


圖 3.1 八掌溪河道實測沖淤變化(2/2)

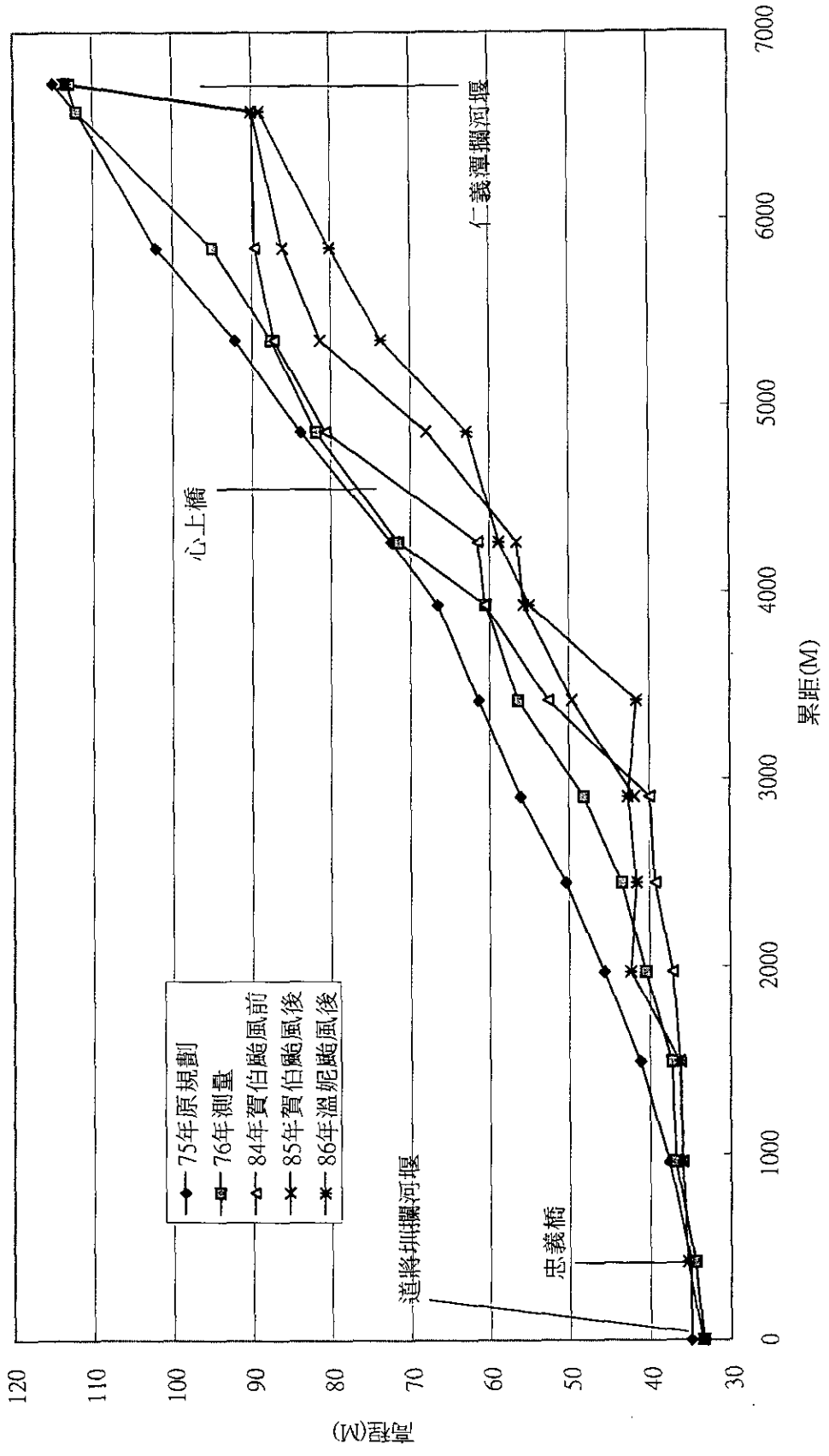


圖 3.2 仁義潭攔河堰下游河段深水槽高程變化

## 第四章 水文分析

### 4.1 基本資料

八掌溪流域洪水量之推定，曾分別於民國 60 年、77 年及 83 年進行水文分析，每次之分析方法皆相同，僅水文紀錄分析年限逐次增長。民國 60 年之暴雨頻率分析採用義竹站 20~58 年之紀錄，流量站洪峰流量頻率分析採義竹站紀錄並以相關法（與曾文溪東口站長紀錄之相關）推補增長紀錄；77 年之暴雨頻率分析增長紀錄為 20~75 年；83 年之暴雨頻率分析則增長紀錄為 20~82 年，流量站洪峰流量頻率分析則採義竹站 39~82 年之流量紀錄。

八掌溪所採用水文分析之方法，其流量站洪峰流量頻率分析採對數皮爾遜第三型分布（Log Pearson Type III Distribution）；降雨—逕流轉換模式採義竹站無因次曲線推導之單位歷線（圖 4.1、圖 4.2），其中稽延時間採義竹站與觸口站之稽延時間—地文因子關係線（圖 4.3），滲漏損失採 2 公厘/時。暴雨頻率分析採最大二日暴雨量及對數皮爾遜第三型分布；降雨型態採鄰近朴子河流域嘉義站三場暴雨推導所得之兩型（圖 4.4）。

八掌溪治理基本計畫採用 50 年洪峰流量為計畫洪水量，該流量係依據民國 60 年水文分析之成果。為求整個八掌溪流域工程數據之一致性，本計畫水文分析之各種方法將沿用以往所採用方法，而最大二日暴雨量紀錄補充延伸為 20~87 年紀錄（表 4.1），義竹流量站紀錄增長為 39~87 年紀錄（表 4.2），並增加軍輝橋與觸口兩流量站之洪峰流量（表 4.3、表 4.4）頻率分析。

## 4.2 流量站洪峰頻率分析

八掌溪設於義竹、軍輝橋及觸口等三處流量站，其歷年觀測所得之最大瞬時流量如表 4.2~表 4.4 所示。義竹站之觀測紀錄為民國 39 年至 87 年，其間獨缺民國 74 年，分析紀錄年限共 48 年，集水面積 441.02 平方公里，最大洪峰流量為 5,980CMS (48 年 8 月 8 日)，最小洪峰流量 140CMS (39 年 7 月 26 日)。軍輝橋站觀測紀錄為民國 59 年至 87 年，共 29 年紀錄，集水面積 122.25 平方公里，最大洪峰流量為 1,650CMS (85 年 8 月 1 日)，最小洪峰流量 213CMS (82 年 6 月 9 日)。觸口站之觀測紀錄為民國 56 年至 87 年，其間民國 74、76、77 及 82 至 87 年從缺，共 23 年紀錄，集水面積 83.15 平方公里，最大洪峰流量為 2,510CMS(79 年 8 月 20 日)，最小洪峰流量 44CMS(81 年 8 月 30 日)。

將各流量站歷年最大洪峰流量數據以韋伯點繪法 (Weibull plotting position) 點繪於機率紙上，並依據對數皮爾遜第三型分布進行洪峰流量頻率分析，各站分析所得之頻率曲線及觀測數據分別示如圖 4.5~圖 4.7。表 4.5 顯示義竹、軍輝橋及觸口站各頻率之洪峰流量，八掌溪原規劃之流量亦列表於表內以作比較。本計畫分析之成果，義竹站 25 年洪峰流量與原規劃流量相符，但大於 25 年洪水 (50 年、100 年等) 之流量較原規劃高，而小於 25 年洪水 (5 年、10 年等) 之流量則較原規劃低，以 2~100 年各頻率流量比較，兩者之平均差異 (Root mean square) 為 22.3%；軍輝橋及觸口兩站之流量自 2 年至 100 年頻率皆比原規劃流量為高，軍輝橋站平均差異為 31.7%，觸口站之平均差異則達 93.7%。本計畫洪峰頻率分析所採用之資料，義竹站 48 年紀錄、軍輝橋站 29 年紀錄、觸口站 23 年紀錄，可見分析成果之誤差隨紀錄之增長而減低，

通常流量站之流量分析，其紀錄愈長則分析成果愈可靠，本研究分析符合此一趨勢。

### 4.3 暴雨頻率分析

本計畫採用義竹站自民國 20 年至 87 年歷年最大二日暴雨量（表 4.1），共 68 年紀錄，依對數皮爾遜第三型分布進行暴雨頻率分析，本次分析結果及歷次分析成果並列於表 4.6。表中比較，2 年至 100 年之二日暴雨量隨著分析紀錄之增長而遞減，以 50 年暴雨為例，二日暴雨自 613.1 公厘（39 年紀錄）減為 601.7 公厘（56 年紀錄）、579 公厘（63 年紀錄）至 559 公厘（68 年紀錄）。比較本研究與原規劃 2 至 100 年之暴雨量，兩者之平均差異為 7.2%，本研究分析成果偏低。

### 4.4 降雨—逕流分析

降雨—逕流分析採用原規劃之分析方法，單位流量歷線以義竹站無因次曲線推導，稽延時間利用義竹站與觸口站之稽延時間—地文因子關係線，降雨之滲漏損失採 2 公厘/小時，降雨雨型採嘉義站三場暴雨推導所得之雨型。唯一不同的是，暴雨量採用本計畫暴雨頻率分析之成果。依此計算義竹站及軍輝橋站各頻率之洪峰流量示如表 4.7。由於各頻率暴雨量低於原規劃雨量，其相應之洪峰流量亦偏低，義竹站 50 年洪峰流量 3,200CMS 低於原規劃之 3,580CMS，軍輝橋站 50 年洪峰流量 1,080CMS 低於原規劃之 1,200CMS。比較 2 年至 100 年之洪峰流量，義竹站與原規劃之平均差異為 9.4%，軍輝橋站於原規劃之平均差異為 8.3%。此數據顯示，暴雨量 7.2% 之誤差可導致軍輝橋站洪峰流量

8.3%之誤差，義竹站流量則是 9.4%，亦即雨量誤差轉換為流量時，其誤差擴大，且隨集水面積之增加而增加。

#### 4.4 分析成果比較檢討

本計畫對洪水量之分析分別採用流量站流量頻率分析及無因次曲線法兩種方法。前者因流量紀錄長度不足，分析成果與原規劃流量相差甚大；後者分析成果較原規劃流量偏低，義竹站約低 9.4%，軍輝橋站約低 8.3%，為顧及八掌溪流域工程數據之一致性，以及河防安全計，本計畫沿用原規劃之各頻率流量。



表 4.1 八掌溪流域歷年最大二日暴雨量紀錄表 (義竹站民國 20-87 年)

年份 (民國)	發生日期 (月/日)	暴雨量 (mm)	備註
20	4/17-4/18	222.51	
21	8/1-8/2	560.94	
22	6/30-7/1	392.26	
23	7/19-7/20	634.01	
24	8/6-8/7	178.16	
25	8/1-8/2	125.69	
26	8/5-8/6	220.83	
27	8/4-8/5	177.2	
28	6/11-6/12	288.64	
29	8/30-8/31	219.36	
30	6/14-6/15	214.13	
31	8/9-8/10	354.54	
32	6/6-6/7	65.63	
33	6/23-6/24	178.96	
34	7/31-8/1	571.71	
35	9/25-9/26	182.11	
36	6/21-6/22	139.73	
37	9/5-9/6	227.27	
38	7/28-7/29	193.73	
39	7/26-7/27	327.57	
40	5/14-5/15	263.19	
41	7/17-7/18	328.32	
42	8/16-8/17	456.07	
43	9/9-9/10	105.95	
44	8/28-8/29	310.92	
45	9/16-9/17	480.68	
46	6/17-6/18	207.58	
47	7/22-7/23	213.02	
48	8/7-8/8	431.93	
49	7/31-8/1	350.62	
50	8/6-8/7	303.97	
51	7/22-7/23	277.62	
52	7/16-7/17	325.08	
53	8/25-8/26	98.48	
54	8/18-8/19	368	
55	6/9-6/10	255.17	
56	7/10-7/11	249.19	
57	6/10-6/11	211.92	
58	9/26-9/27	210.15	
59	9/6-9/7	291.91	
60	6/6-6/7	251.1	
61	6/5-6/6	227.7	
62	8/24-8/25	127.74	
63	6/2-6/3	173.15	
64	8/16-8/17	381.61	
65	7/3-7/4	307.78	
66	7/25-7/26	523.2	
67	8/18-8/19	179.57	
68	8/24-8/25	292.19	
69	8/27-8/29	284.8	
70	9/2-9/3	424.43	
71	7/29-7/30	317.06	
72	8/23-8/24	165.28	
73	5/27-5/28	134.48	
74	6/25-6/26	132.54	
75	8/25-8/26	129.1	
76	7/27-7/28	211.67	
77	8/12-8/13	260.98	
78	9/11-9/12	379.05	
79	8/19-8/20	288.71	
80	7/29-7/30	260.51	
81	7/7-7/8	272.1	
82	5/26-5/27	184.6	
83	8/3-8/4	295	
84	6/8-6/9	255	
85	7/31-8/1	291	
86	6/30-7/1	319	
87	6/7-6/8	240	

表 4.2 義竹流量站歷年洪峰流量記錄表 (民國 39-87 年)

年份 (民國)	發生日期 (月/日)	最大瞬時流量 (cms)
39	7/26	140
40	6/15	233
41	7/18	446
42	8/17	158
43		156
44	9/1	347
45		1560
46		730
47	7/23	326
48	8/8	5980
49	8/1	3080
50	8/8	3160
51	8/6	1040
52	9/11	1620
53	6/3	237
54	8/19	2100
55	6/11	1080
56	7/12	2040
57	6/11	1200
58	9/27	1030
59	9/7	1120
60	9/19	830
61	6/6	662
62	8/24	428
63	6/2	884
64	8/17	1740
65	7/4	1160
66	7/26	1490
67	8/2	520
68	8/25	902
69	8/28	1440
70	9/3	1360
71	7/30	704
72	8/24	533
73	7/4	470
74		
75	8/22	681
76	7/28	610
77	8/14	1020
78	9/13	1750
79	8/20	848
80	7/31	662
81	8/31	1160
82	5/27	365
83	8/12	490
84	6/9	235
85	8/1	2040
86	8/7	682
87	6/9	685

表 4.3 軍輝橋流量站歷年洪峰流量記錄表 (民國 59-87 年)

年份 (民國)	發生日期 (月/日)	最大瞬時流量 (cms)
59	9/7	772
60	9/23	499
61	6/14	842
62	5/18	252
63	6/18	593
64	8/3	1510
65	7/4	629
66	8/22	1070
67	8/2	440
68	8/24	695
69	8/28	949
70	9/3	890
71	7/30	777
72	6/3	304
73	7/3	263
74	8/23	563
75	8/22	734
76	7/27	847
77	8/14	887
78	9/12	790
79	8/20	379
80	7/30	550
81	8/31	966
82	6/9	213
83	8/8	676
84	6/8	310
85	8/1	1650
86	8/7	604
87	6/8	630

表 4.4 觸口流量站歷年洪峰流量記錄表 (民國 56-87 年)

年份 (民國)	發生日期 (月/日)	最大瞬時流量 (cms)
56	7/11	1450
57	6/10	198
58	9/27	965
59	9/7	851
60	9/23	678
61	6/14	908
62	5/18	256
63	6/18	564
64	8/3	844
65	7/5	490
66	8/22	583
67	8/2	431
68	8/24	395
69	8/28	760
70	9/3	700
71	7/30	570
72	8/30	244
73	7/3	567
74		
75	8/22	509
76		
77		
78	9/13	1200
79	8/20	2510
80	7/30	60
81	8/30	44
82		
83		
84		
85		
86		
87		

表 4.5 八掌溪流量站洪峰頻率分析成果表

單位：cms

流量站 分析記錄年限 再發生年	觸口		軍輝橋		義竹		
	56-81年 (本計畫)	原規劃	59-87年 (本計畫)	原規劃	39-87年 (本計畫)	39-82年	原規劃
1.11	156	161	327	212	287	311	599
2	602	364	645	476	804	827	1,390
5	1,091	556	960	727	1,577	1,432	2,150
10	1,367	675	1,162	883	2,226	1,844	2,620
20	1,586	788	1,347	1,030	2,945	2,234	3,050
25	1,646	827	1,404	1,080	3,194	2,356	3,190
50	1,806	918	1,575	1,200	4,019	2,724	3,580
100	1932	1020	1739	1330	4930	3079	3960
200	2031	1110	1897	1450	5934	3422	4320

資料來源：水利處，八掌溪治理規劃報告（下游段）71年。

八掌溪治理規劃報告（上游段）74年。

八掌溪集水區治山防洪整體治理規劃計畫--中下游防洪工程規劃報告79年。

八掌溪治理規劃檢討報告（頭竹圍河段）85年。

表 4.6 八掌河流域最大二日暴雨頻率比較表

單位：mm

分析年（民國） 分析記錄年限 再發生年	60（原規劃）	77	83	88（本計畫）
	20-58年	20-75年	20-82年	20-87年
1.11	131.5	136.8	139	143
2	259.6	254.3	253	256
5	381.6	370.6	363	362
10	458	445.3	433	427
20	527.8	514.8	498	487
25	549.7	536.4	519	505
50	613.1	601.7	579	559
100	674.1	664.9	638	611
200	731.6	726.8	695	660

資料來源：水利處，八掌溪治理規劃報告（下游段）71年。

八掌溪集水區治山防洪整體治理規劃計畫--中下游防洪工程規劃報告79年。

八掌溪治理規劃檢討報告（頭竹圍河段）85年。

表 4.7 八掌溪洪峰流量比較表 (無因次曲線法)

單位 : cms

控制站 再發生年	軍輝橋		義竹	
	60年 (原規劃)	88年 (本計畫)	60年 (原規劃)	88年 (本計畫)
2	476	460	1,390	1,310
5	727	680	2,150	1,990
10	883	820	2,620	2,380
20	1,030	940	3,050	2,730
25	1,080	970	3,190	2,850
50	1,200	1,080	3,580	3,200
100	1,330	1,200	3,960	3,550

資料來源：水利處，八掌溪治理規劃報告(下游段) 71年。

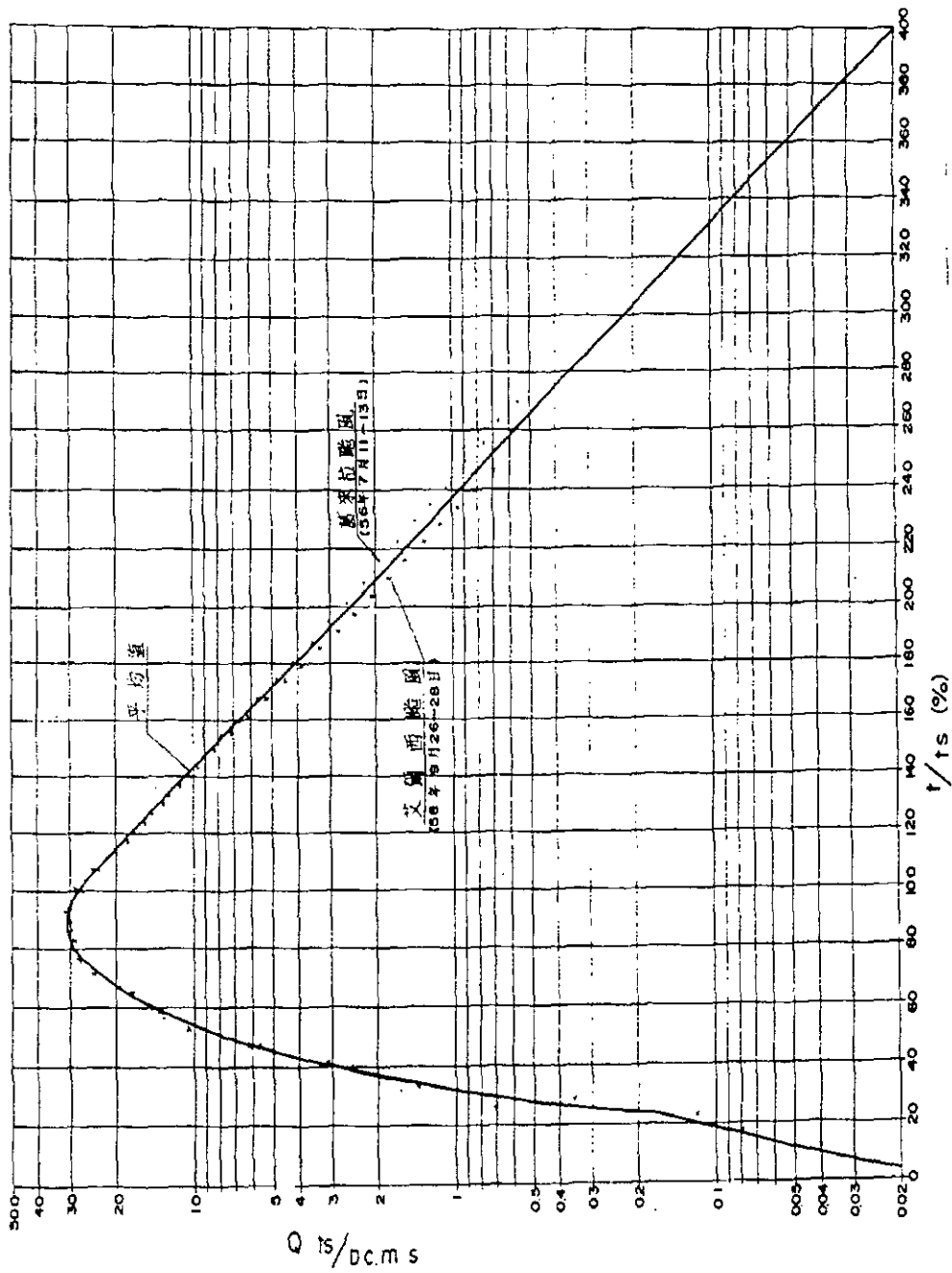


圖 4.1 八掌溪義竹站無因次曲線

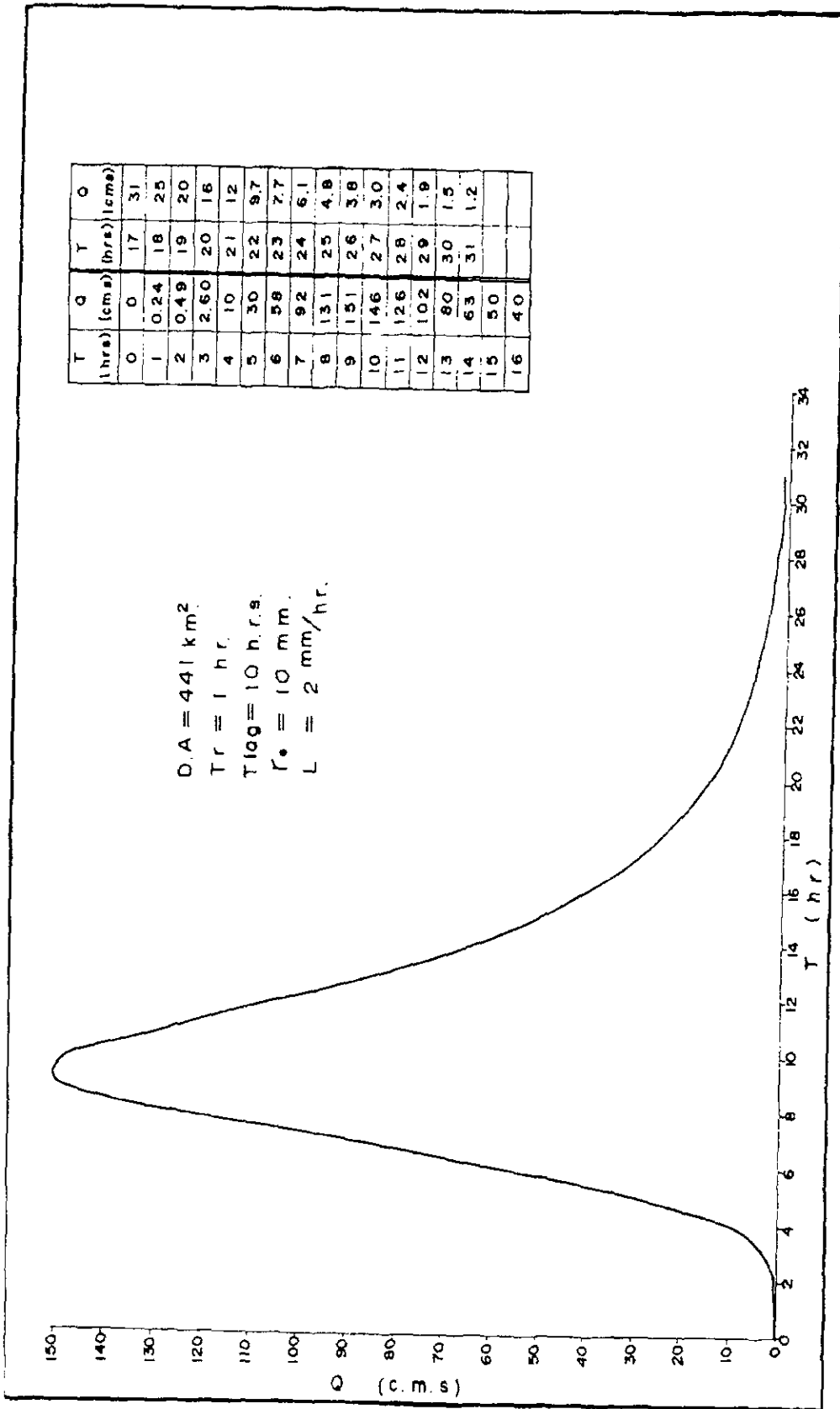


圖 4.2 八掌溪義竹站單位歷線



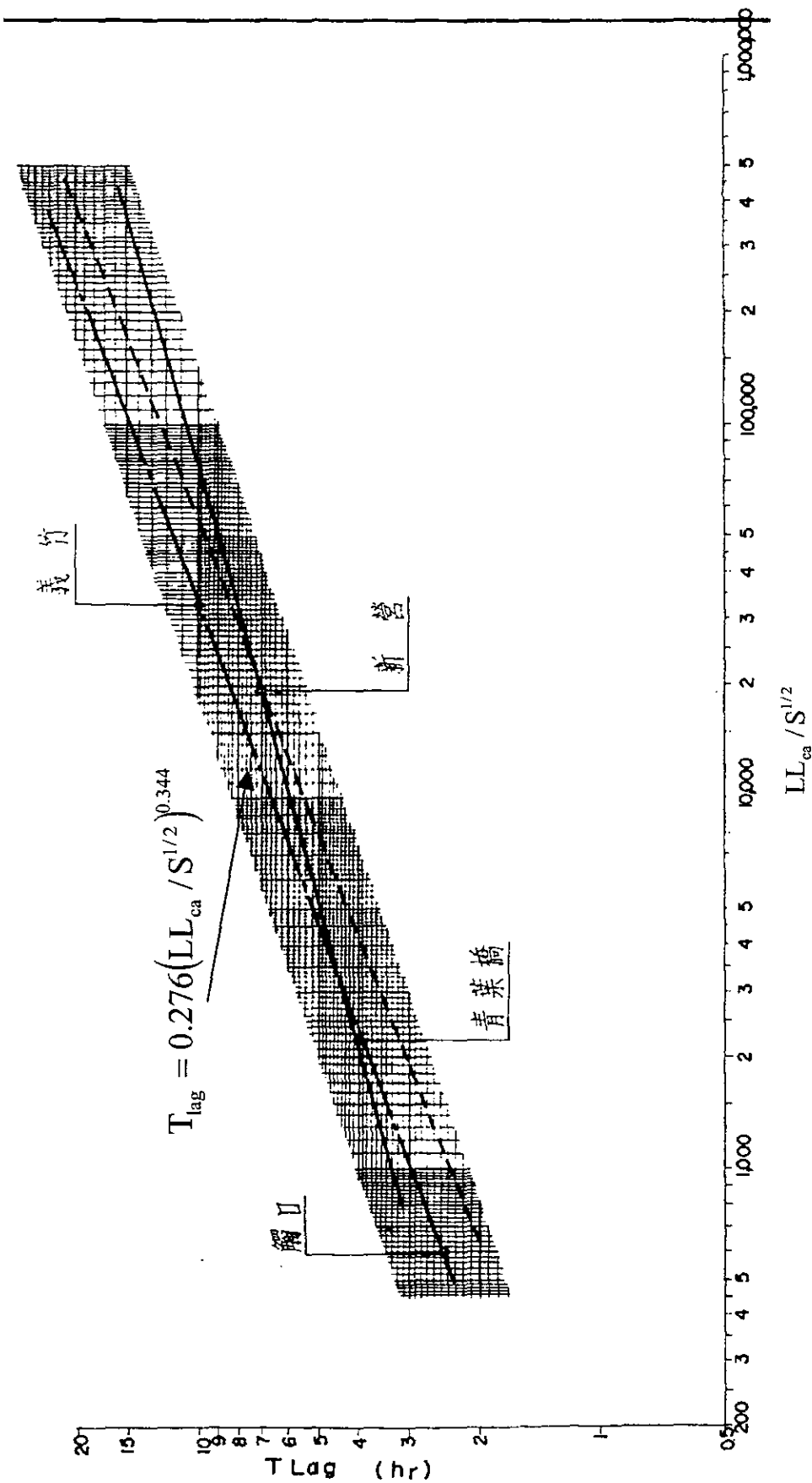


圖 4.3 八掌溪流域稽延時間與地文因子關係曲線

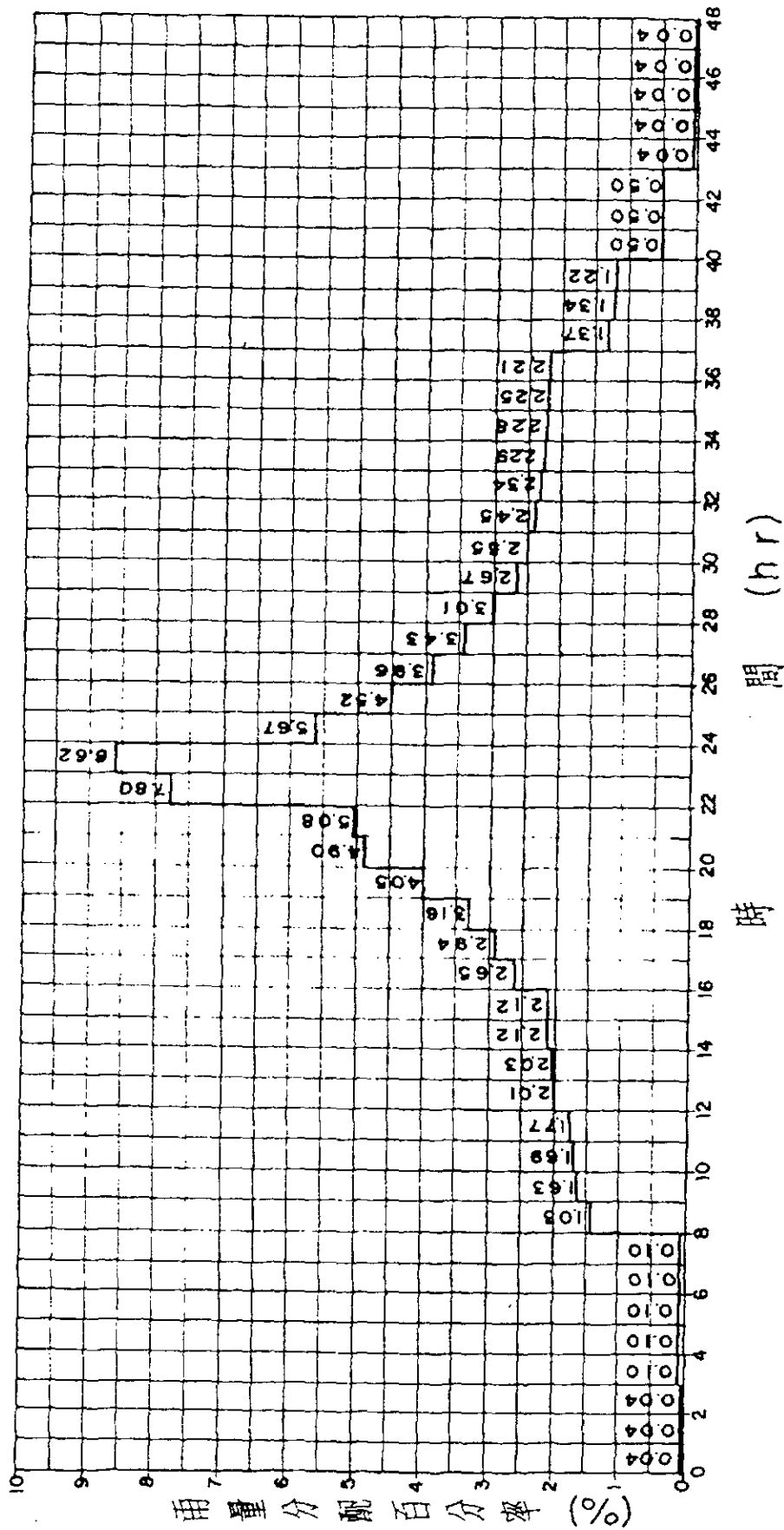
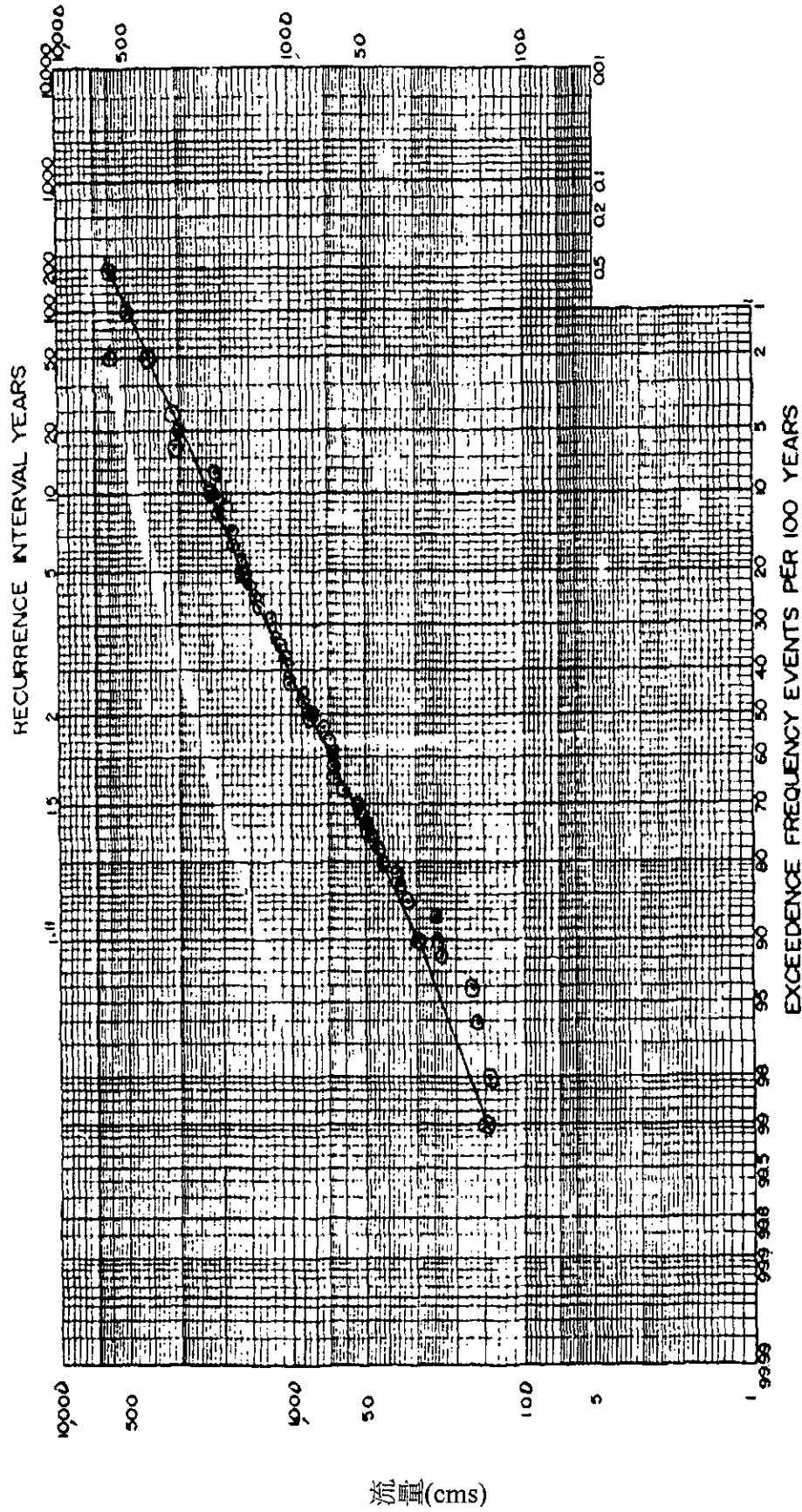


圖 4.4 八掌溪流域二日暴雨時間雨量分配型態圖

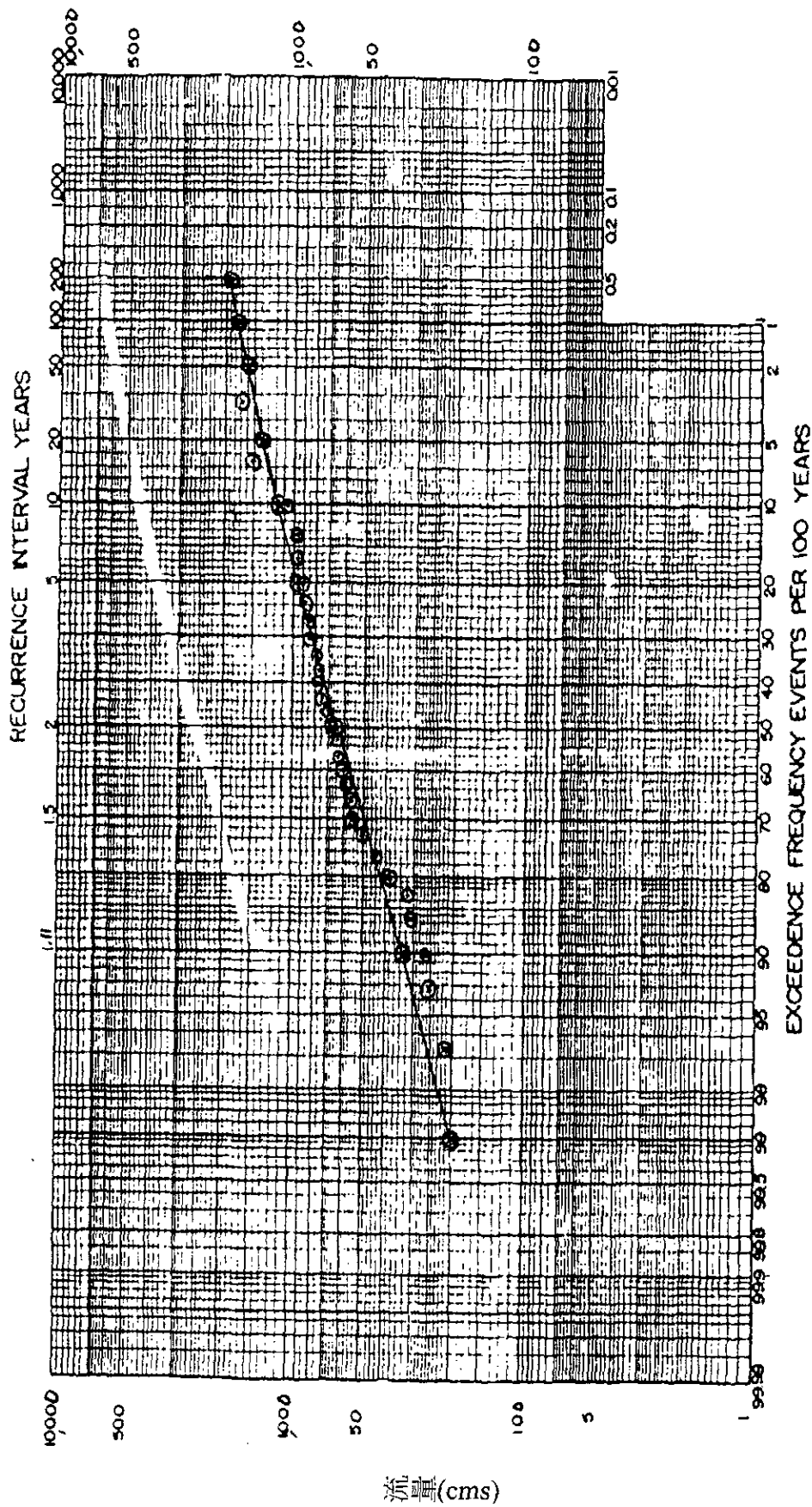
重現期距 (年)



每百年發生超越該流量之次數

圖 4.5 八掌溪義竹站洪峰流量頻率曲線圖

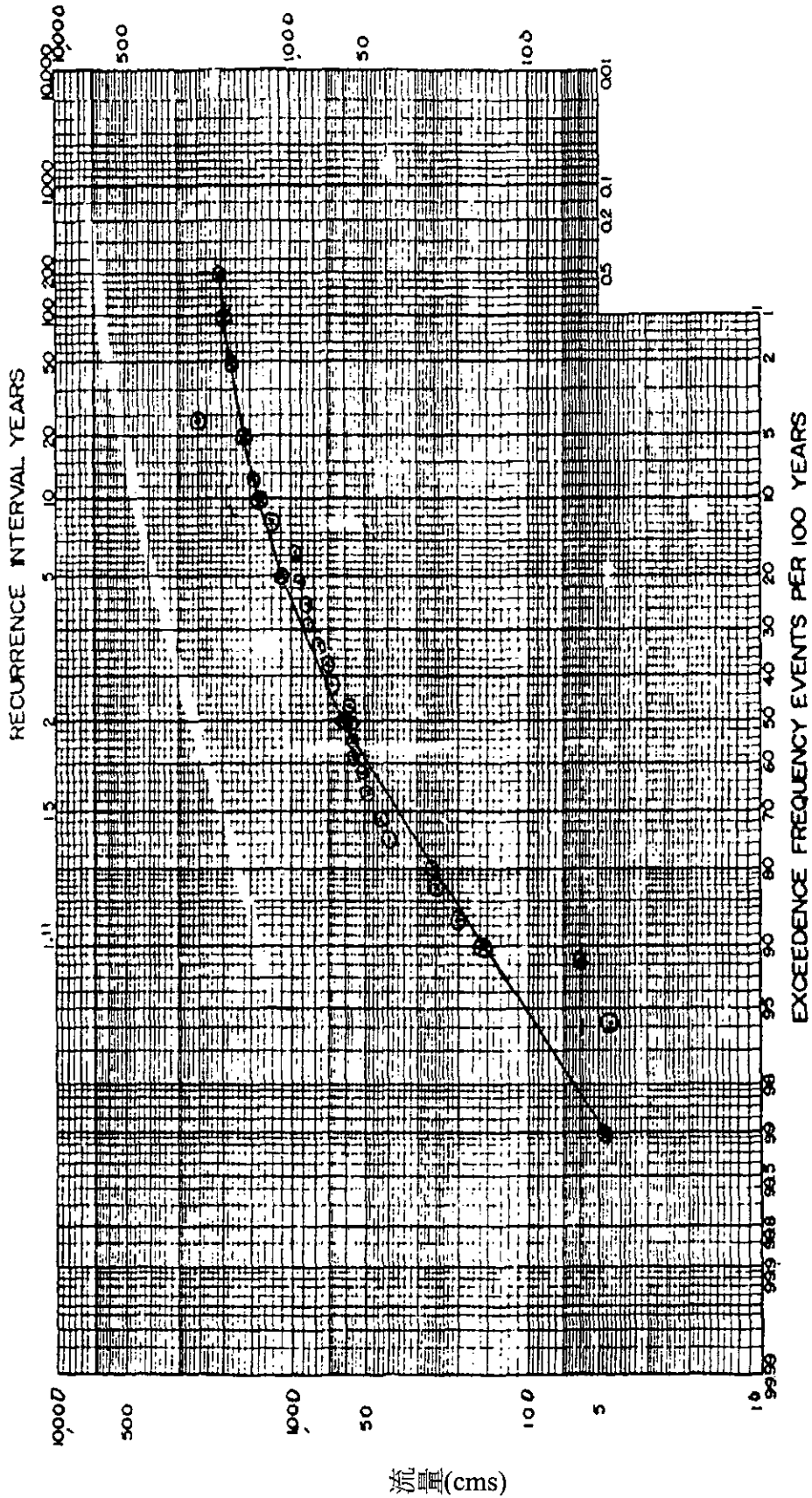
重現期距 (年)



每百年發生超越該流量之次數

圖 4.6 八掌溪軍輝橋站洪峰流量頻率曲線圖

重現期距 (年)



每百年發生超越該流量之次數

圖 4.7 八掌溪觸口站洪峰流量頻率曲線圖

## 第五章 河道沖淤趨勢模擬分析

### 5.1 概述

八掌溪河道之水理及輸砂分析因河道坡降、河床質組成不同而使用不同模式進行模擬分析。河口至道將圳攔河堰及仁義潭攔河堰至觸口橋兩河段之沖淤分析採用美國陸軍工程師團之 HEC-6 沖淤模式；道將圳攔河堰至仁義潭攔河堰間河段之坡陡流急且底床為泥岩，河床質粒徑細小易受沖蝕，採用擬似二維之 NETSTARS 模式；仁義潭攔河堰下游河段之分流水理演算採用網狀河系水理模式。

本章將探討自觸口橋至河口間河段，除沖刷段（道將圳攔河堰至仁義潭攔河堰）外之河道沖淤趨勢。

### 5.2 模式選用

HEC-6 模式係美國陸軍工程師團水文工程中心之 William A. Thomas 所建立之一維擬似定常流動床模式，可應用於河川與水庫的輸砂模擬，並可模擬水庫中沈泥(silt)之沖淤行為。

該模式乃應用一維水流能量方程式，以標準步推法進行迴水演算，求得基本水理參數，如水深、水面寬、水面坡降，並求得摩擦損失與形狀損失等參數。求得水理參數後，將底床分為數個粒徑區間，分別計算各粒徑區間的輸砂量，再加總得斷面總輸砂量。本模式可選用之輸砂公式包含：Meyer Peter & Muller(1948)、Toffaletti(1969)、Yang's streampower(1973)等十二種輸砂公式供使用者選擇，並可由使用者自行

輸入。

在應用模式時，需注意模式之基本功能及其限制，茲簡述如下。模式基本功能包含：模擬河川長時間的沖淤現象、模擬水庫長時間的沖淤現象、模擬水庫淤積現象及疏濬之影響以及模擬主流與側流交會等功能；而模式之限制包含下列幾點：無法模擬蜿蜒河道、局部沖刷河道、無法模擬邊坡沖刷和河寬變化之功能及模擬時應避免流速急劇變化，且模式並未考慮密度流、二次流與床形之影響，此外，模式無法模擬超臨界流與感潮河段。

在使用 HEC-6 模式模擬河床長期沖淤變化時，需具備河道斷面形狀、斷面間距、底床泥砂組成與粗糙度、上游泥砂輸入量、上游流量歷線與下游水理邊界條件等資料，茲將資料處理方式分述如下：

#### 1.斷面幾何資料：

斷面幾何資料包含斷面形狀、斷面間距等，模式使用單位為英制，因此需先對幾何資料進行單位換算，此外，斷面特性尚有曼寧  $n$  值，因為河道大斷面僅民國 84 年有完整資料，本研究採用此次測量作為河道沖淤趨勢模擬之輸入資料。

#### 2.底床粒徑資料：

底床粒徑組成採用處 79 年「八掌溪集水區治山防洪整體治理規劃計畫—中下游防洪工程規劃報告」中之 76 年河床質採樣資料，詳表 3.1。

#### 3.上游流量歷線：

流量歷線採用義竹站 61 年至 87 年逐時流量資料；由於軍輝橋至義竹站間集水區面積變化相當大，其間有赤蘭溪、頭前溪、菁寮排水三大支流，因此必須考慮支流之影響，由於支流流量觀測僅赤蘭溪設有

常盤橋站，且觀測資料有限，本研究針對軍輝橋與義竹流量站流量紀錄以比面積法推求比面積指數，再依據各控制點之集水面積及義竹站流量歷線推算各控制點之流量歷線。

由於 HEC-6 為一維擬似定常流動床模式，模擬時段內流量變化不宜過大，但若使用日流量記錄時，則高流量造成之底床變化現象將無法顯現，因此，在使用該流量記錄時，先對流量取六小時平均流量後再代入模擬，各支流六小時平均流量歷線如圖 5.1 至 5.6 所示。

#### 4. 下游水位資料：

模式下游邊界條件之給定，採用處 79 年之「八掌溪集水區治山防洪整體治理規劃計畫—中下游防洪工程規劃報告」中，各頻率年流量及其相對水位所得之流量—水位率定曲線。

#### 5. 上游泥砂輸入資料：

對於河川自然沖淤現象之模擬，上游邊界泥砂輸入量扮演相當重要的角色，而資料取得卻相當困難，八掌溪流域雖有長期的含砂濃度觀測資料，但由於受限於實際觀測技術之困難，各流量站含砂濃度記錄僅有低流量之含砂濃度值，卻無高流量之含砂濃度記錄，且上游泥砂輸入之粒徑分布資料也付之闕如，資料之不完整更使得模擬工作更加困難。

為求得上游泥砂輸入邊界條件，本研究根據經驗法求得之各溪上游第一河段各頻率對應之流量—輸砂量，並往 1.11 年以下之流量延伸，各溪得到其流量—輸砂量率定曲線；而砂石輸入粒徑組成之決定，則仍採經驗法之方式，假設底床為單一粒徑均勻床質，並依各頻率年流量之水理狀況求得該粒徑之輸砂量，並重複此步驟，可求得各粒徑之



輸砂量，進而求得各粒徑所占之百分比；由於三大支流中僅有赤蘭溪有河床質調查資料可資利用，因此泥砂邊界條件僅考慮主流與赤蘭溪側入流，泥砂輸入邊界條件詳如表 5.1 至表 5.3 所示。

### 5.3 模擬成果分析

前述實際河川之沖淤模擬，上游泥砂輸入量與粒徑分布曲線無法正確地決定，且水文站之含砂濃度記錄中之含砂濃度，有相當高之比例為沖洗載 (wash load)，因此，本研究以經驗公式計算出之泥砂輸送量乘以幾組固定百分比作為上游泥砂輸入量，模擬數組底床剖面變化情形，以便作為模式驗證工作之用。

#### 一、軍輝橋下游河段

由圖 5.7 可以看出八掌溪底床變化情形，在離開上游數個斷面後，各百分比入砂量造成之底床沖淤趨勢均一致，且沖淤深度差別不大，但上游端數個斷面，各個百分比入砂量造成之底床沖淤變化趨勢與沖淤變化量並不一致，因此，將上游端數個斷面之底床沖淤變化情形與 59 年至 84 年實測沖淤變化情形比較，可看出上游泥砂輸入量為經驗法之 20% 時，模擬結果之上游數個斷面底床沖淤變化情形與實測結果相近。

經由上述之驗證，上游端及支流赤蘭溪泥砂輸入量即可推定為經驗法推估量之 20%，依此模擬下游底床高程隨時間之變化情形如圖 5.8 及圖 5.9 所示。圖 5.10 顯示預測 27 年後八掌溪自軍輝橋以下至河口之河床沖淤變化情形，自軍輝橋至赤蘭溪匯流附近（大約斷面 76）之河段呈現淤積現象，大約淤高 0 至 3.8 公尺；赤蘭溪匯流處至斷面 51（大

約頂潭與高速公路中間)呈沖刷現象，河床刷深 0 至 1.5 公尺；斷面 51 至河口之河床則呈淤積現象，大約淤高 0.3 至 2.5 公尺；自軍輝橋以下整個河段而言，河道屬淤積狀態。另圖 5.11 顯示八掌溪自軍輝橋至河口之河床從民國 59 年至 84 年間之實測沖淤變化，供作參考，在此期間，軍輝橋至斷面 51 呈淤積現象；斷面 51 至後鎮排水匯流處下游（大約斷面 36）及厚生橋（斷面 30）至河口兩河段呈沖刷現象，河床大約下降 0 至 1.5 公尺，此河段河床下降係地層下陷所致。

## 二、仁義潭攔河堰上游河段

由圖 5.12 為仁義潭攔河堰上游底床變化情形，各百分比入砂量造成之底床沖淤趨勢均一致，上游端泥砂輸入量即可推定為經驗法推估量之 25%，依此模擬下游底床高程隨時間之變化情形如圖 5.13 及圖 5.14 所示。圖 5.13 顯示預測 27 年後八掌溪吳鳳橋上游至觸口橋河段，全河段平均刷深 2.5 公尺左右，屬於沖刷型河川，但在吳鳳橋上游 102 號與 104 號斷面有淤積情形產生，尤其是 104 號斷面淤積約 5 公尺左右，究其原因為仁義潭攔河堰設置後抬高上游水位，造成流速減緩，泥砂在此落淤，且由圖 5.15 與圖 5.16 可看出 102 與 104 正處於底床坡降減緩，河幅突擴處，因此泥砂容易在此沉降，造成底床升高的主因。

表 5.1 軍輝橋站上游泥砂輸入邊界條件表

流量(cms)	2.83	106	212	476	727	882	1,029	1,329
輸砂能力(ton/day)	11,021	24,371	42,690	104,551	154,171	176,121	196,101	263,430
10%	1,102	2,437	4,269	10,455	15,417	17,612	19,610	26,343
20%	2,204	4,874	8,538	20,910	30,834	35,224	39,220	52,686
25%	2,755	6,093	10,673	26,138	38,543	44,030	49,025	65,858
30%	3,306	7,311	12,807	31,365	46,251	52,836	58,830	79,029
VFS極細砂	0.59	0.48	0.46	0.41	0.39	0.38	0.38	0.36
FS細砂	0.14	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.25
MS中砂	0.14	0.13	0.13	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
CS粗砂	0.07	0.07	0.08	0.09	0.09	0.09	0.09	0.1
VCS極粗砂	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07
VFG極細礫	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04
FG細礫	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
MG中礫	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CG粗礫	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VCG極粗礫	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VFS : 0.062-0.125    FS : 0.125-0.25    MS : 0.25-0.5    CS : 0.5-1.0    VCS : 1.0-2.0  
 VFG : 2.0-4.0    FG : 4.0-8.0    MG : 8.0-16.0    CG : 16.0-32.0    VCG : 32.0-64.0  
 UNIT : mm

表 5.2 赤蘭溪側入流泥砂輸入邊界條件表

流量(cms)	2.83	94	188	432	663	807	939	1,109
輸砂能力(ton/day)	11,801	26,890	62,311	188,250	252,221	239,071	220,501	201,140
10%	1,180	2,689	6,231	18,825	25,222	23,907	22,050	20,114
20%	2,360	5,378	12,462	37,650	50,444	47,814	44,100	40,228
25%	2,950	6,723	15,578	47,063	63,055	59,768	55,125	50,285
30%	3,540	8,067	18,693	56,475	75,666	71,721	66,150	60,342
VFS極細砂	0.45	0.43	0.40	0.41	0.34	0.34	0.35	0.35
FS細砂	0.26	0.26	0.26	0.23	0.25	0.25	0.25	0.25
MS中砂	0.13	0.14	0.15	0.14	0.16	0.16	0.16	0.15
CS粗砂	0.08	0.08	0.09	0.09	0.10	0.10	0.10	0.10
VCS極粗砂	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.07	0.07	0.07
VFG極細礫	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05	0.05	0.04	0.04
FG細礫	0.01	0.01	0.01	0.02	0.03	0.03	0.03	0.02
MG中礫	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
CG粗礫	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VCG極粗礫	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VFS : 0.062-0.125    FS : 0.125-0.25    MS : 0.25-0.5    CS : 0.5-1.0    VCS : 1.0-2.0  
 VFG : 2.0-4.0    FG : 4.0-8.0    MG : 8.0-16.0    CG : 16.0-32.0    VCG : 32.0-64.0  
 UNIT : mm

表 5.3 觸口橋上游泥砂輸入邊界條件表

流量(cms)	4.98	18.0	89.9	183	413	767	894	937
輸砂能力(ton/day)	252	2,199	25,871	79,540	200,503	288,940	34,787	369,073
10%	25.2	219.9	2,587	7,954	20,050	28,894	34,787	36,907
15%	37.8	329.9	3,881	11,931	30,075	43,341	52,181	55,361
20%	50.4	439.8	5,174	15,908	40,101	57,788	69,574	73,815
25%	63.0	549.8	6,468	19,885	50,126	72,235	86,968	92,268
VFS極細砂	0.244	0.244	0.245	0.246	0.248	0.2501	0.2497	0.2495
FS細砂	0.206	0.204	0.202	0.201	0.2008	0.2011	0.2009	0.2008
MS中砂	0.165	0.161	0.157	0.155	0.1535	0.1528	0.1527	0.1527
CS粗砂	0.15	0.158	0.167	0.172	0.1764	0.1775	0.1774	0.1774
VCS極粗砂	0.106	0.105	0.103	0.102	0.1015	0.1013	0.1013	0.1013
VFG極細礫	0.074	0.074	0.074	0.073	0.0727	0.0722	0.0724	0.0725
FG細礫	0.028	0.028	0.027	0.026	0.0235	0.0221	0.0225	0.0226
MG中礫	0.001	0.002	0.002	0.002	0.0016	0.0014	0.0015	0.0015
CG粗礫	0.025	0.025	0.023	0.023	0.0219	0.0214	0.0215	0.0215
VCG極粗礫	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VFS : 0.062-0.125    FS : 0.125-0.25    MS : 0.25-0.5    CS : 0.5-1.0    VCS : 1.0-2.0  
 VFG : 2.0-4.0    FG : 4.0-8.0    MG : 8.0-16.0    CG : 16.0-32.0    VCG : 32.0-64.0  
 UNIT : mm

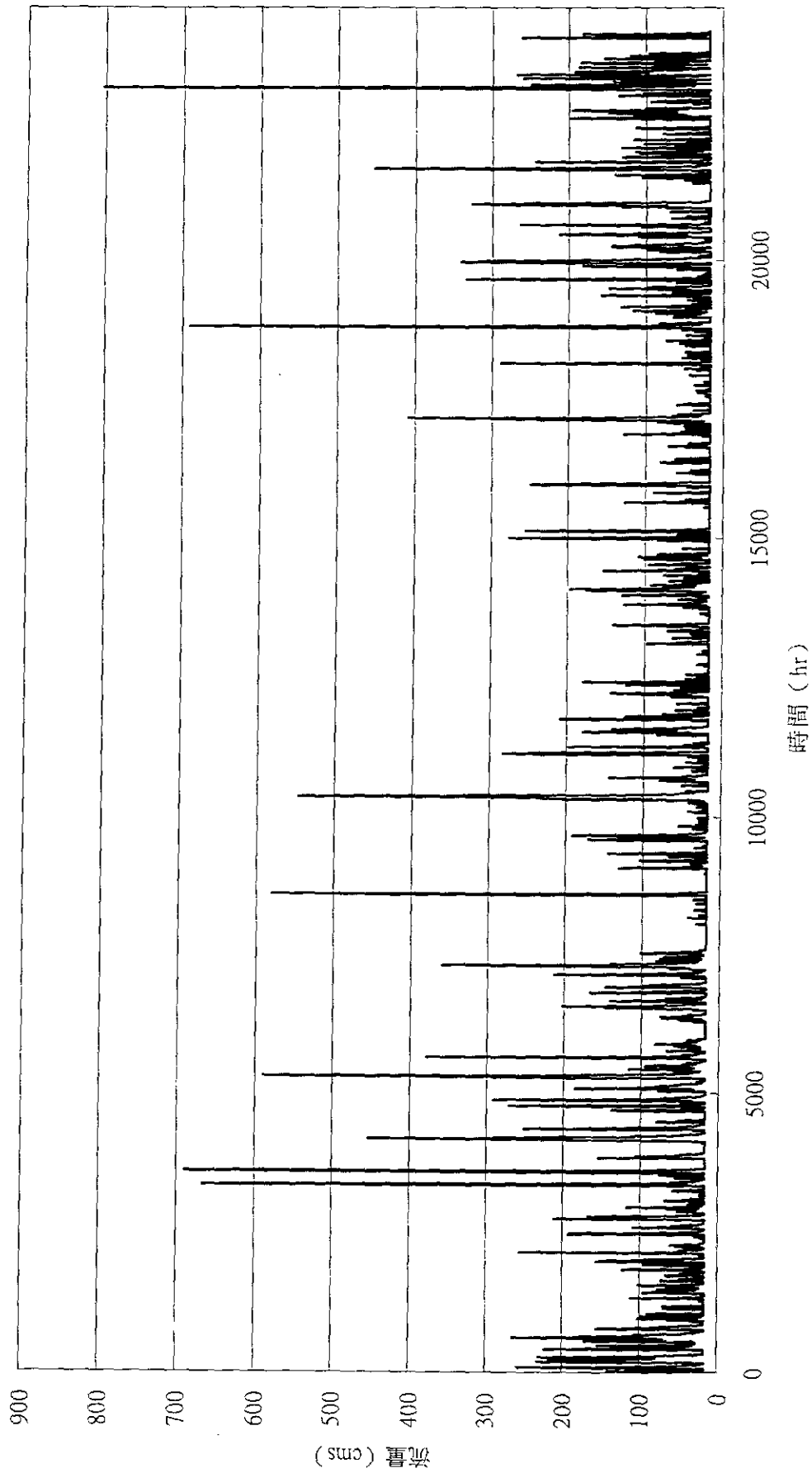


圖 5.1 單輝橋 61 年至 87 年六小時平均流量

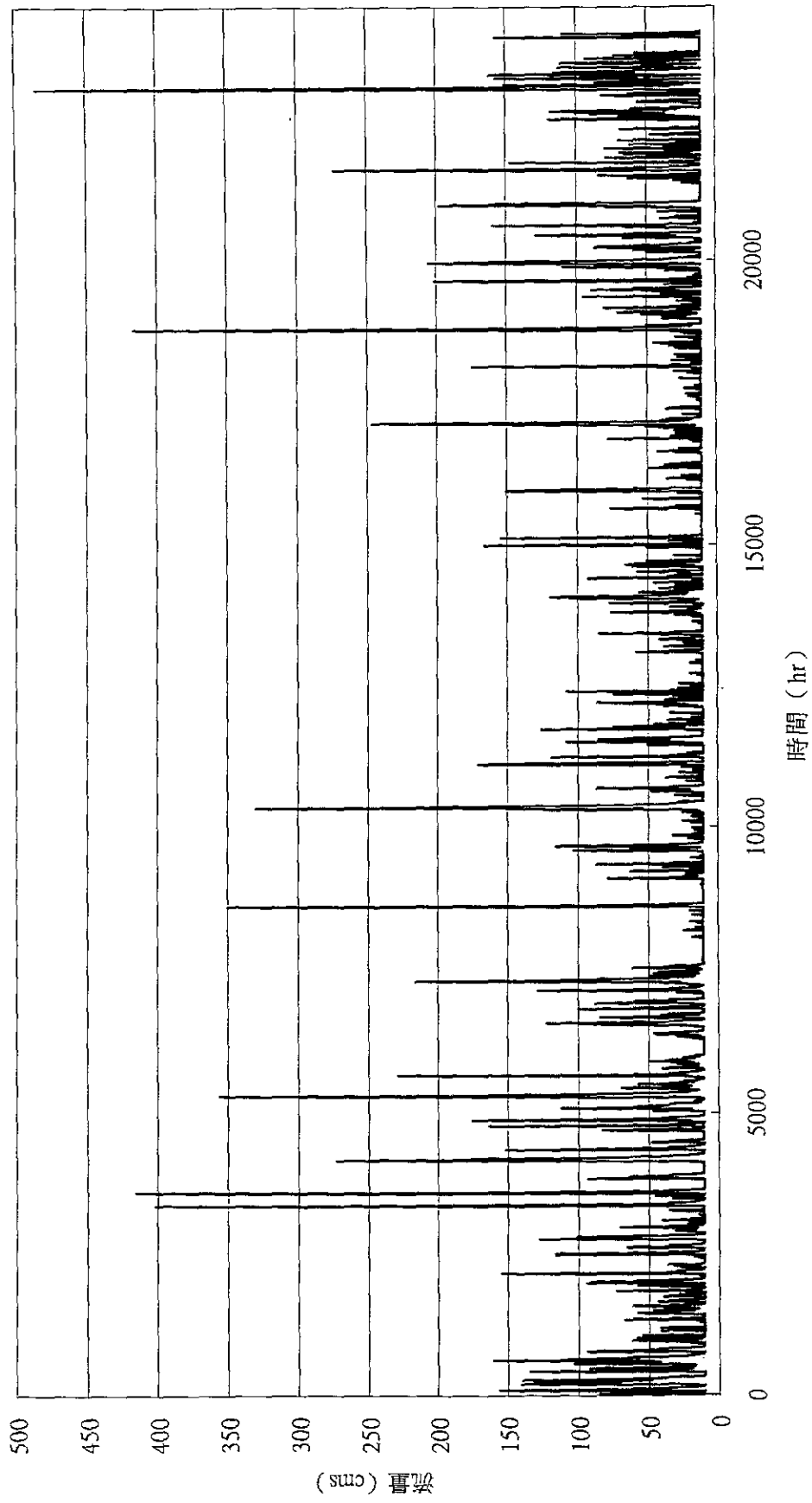


圖 5.2 赤欄溪 61 年至 87 年測入流六小時平均流量

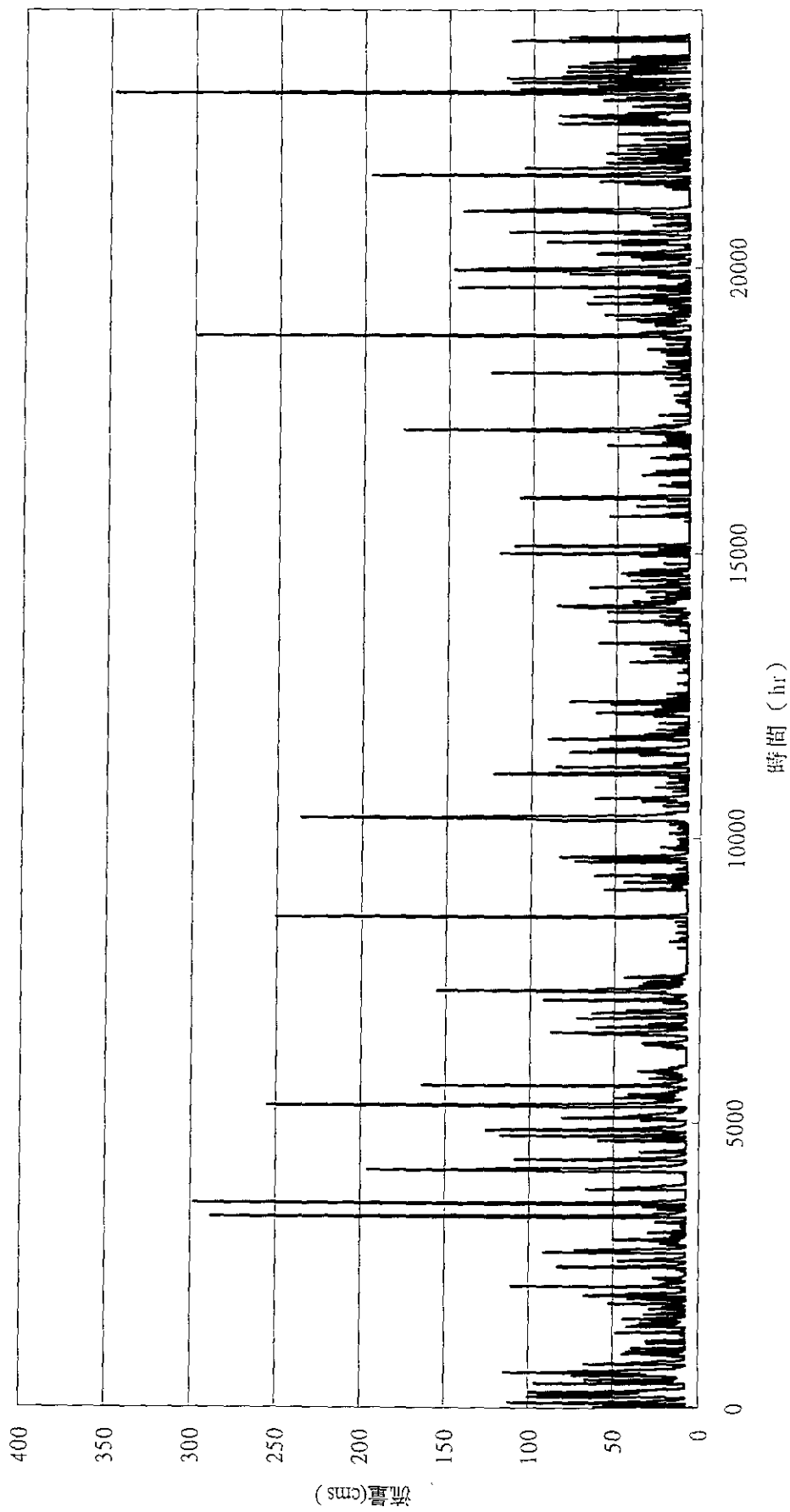


圖 5.3 頭前溪 61 年至 87 年測入流六小時平均流量

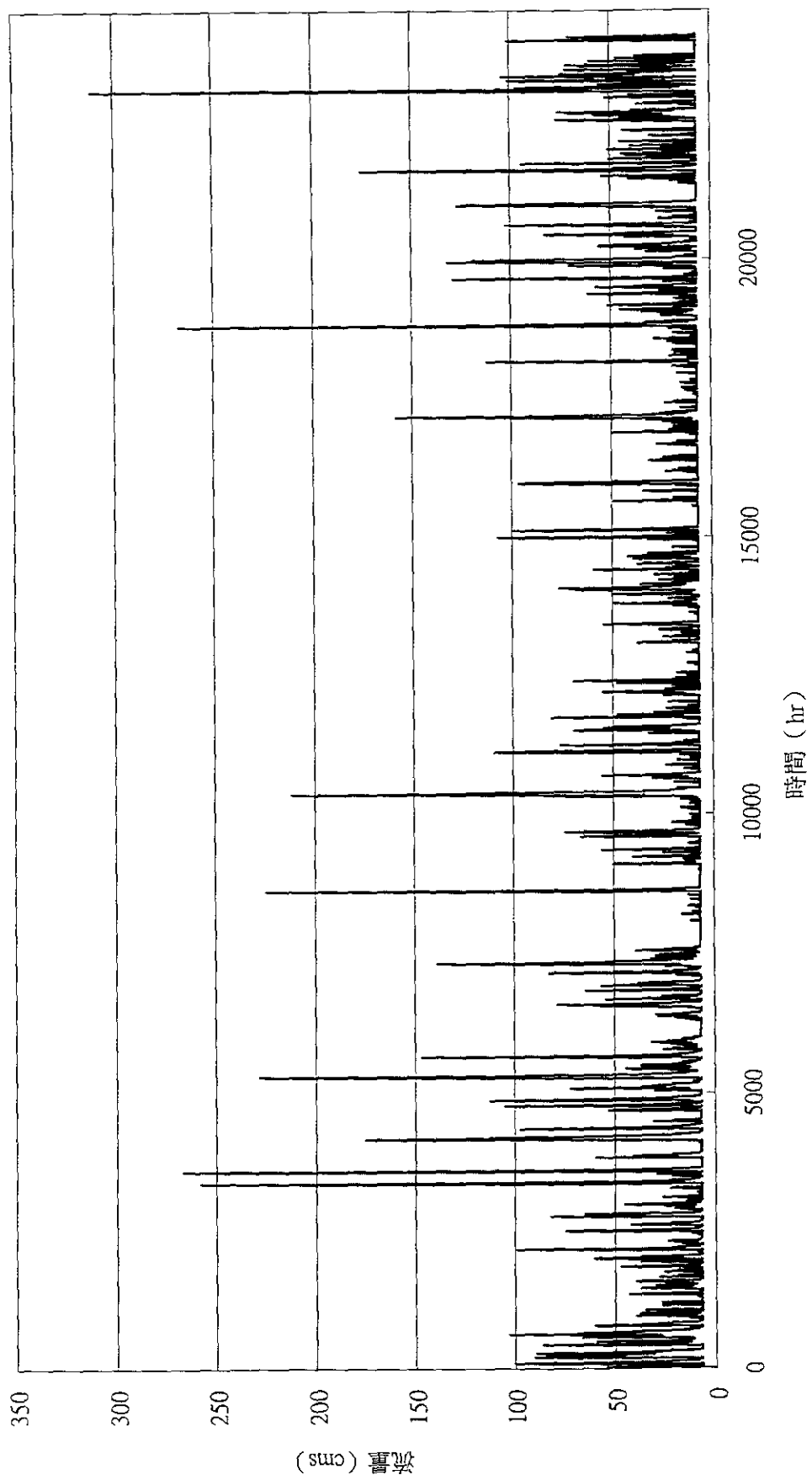


圖 5.4 菁寮排水 61 年至 87 年測入流六小時平均流量



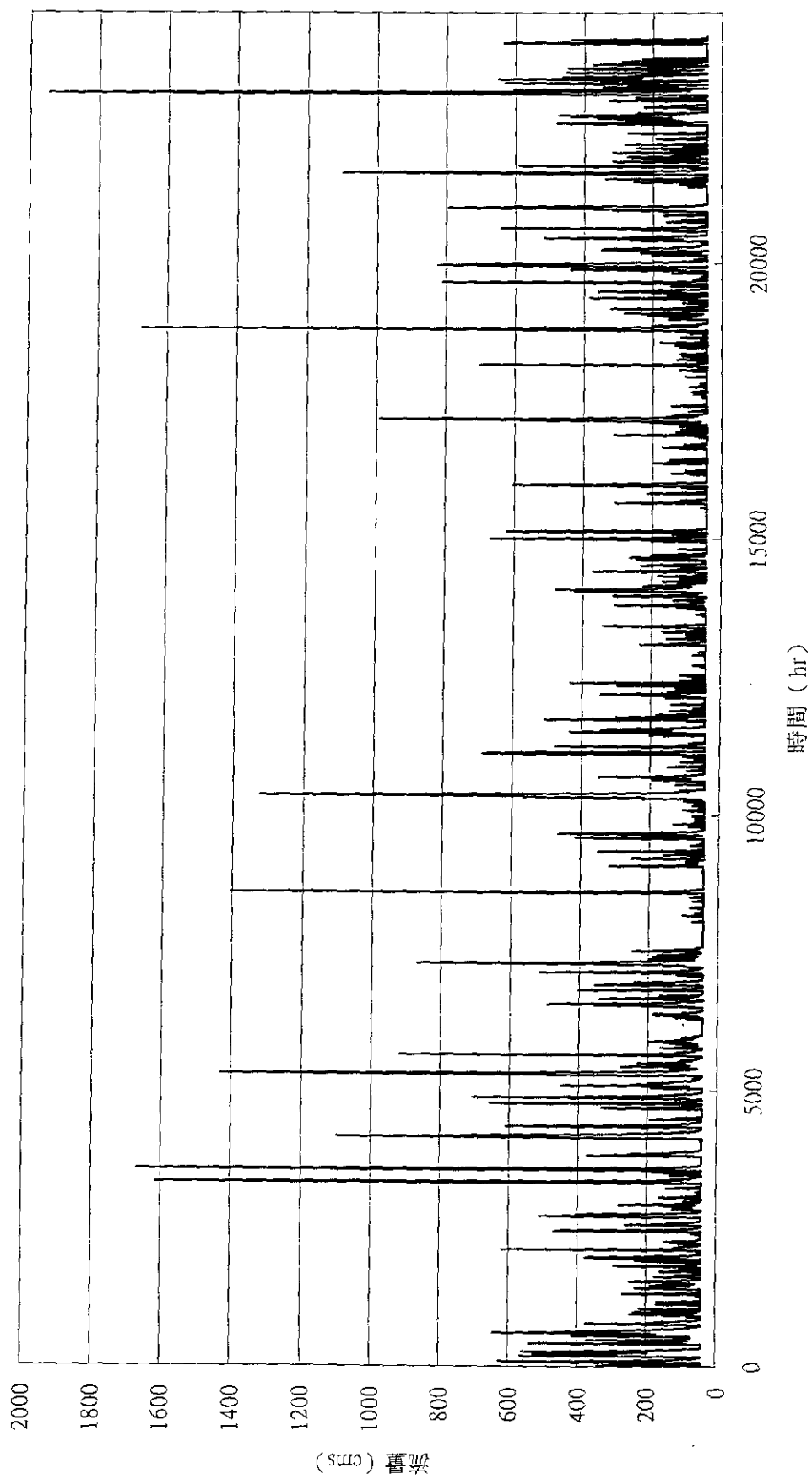


圖 5.5 義竹站 61 年至 87 年測入流六小時平均流量

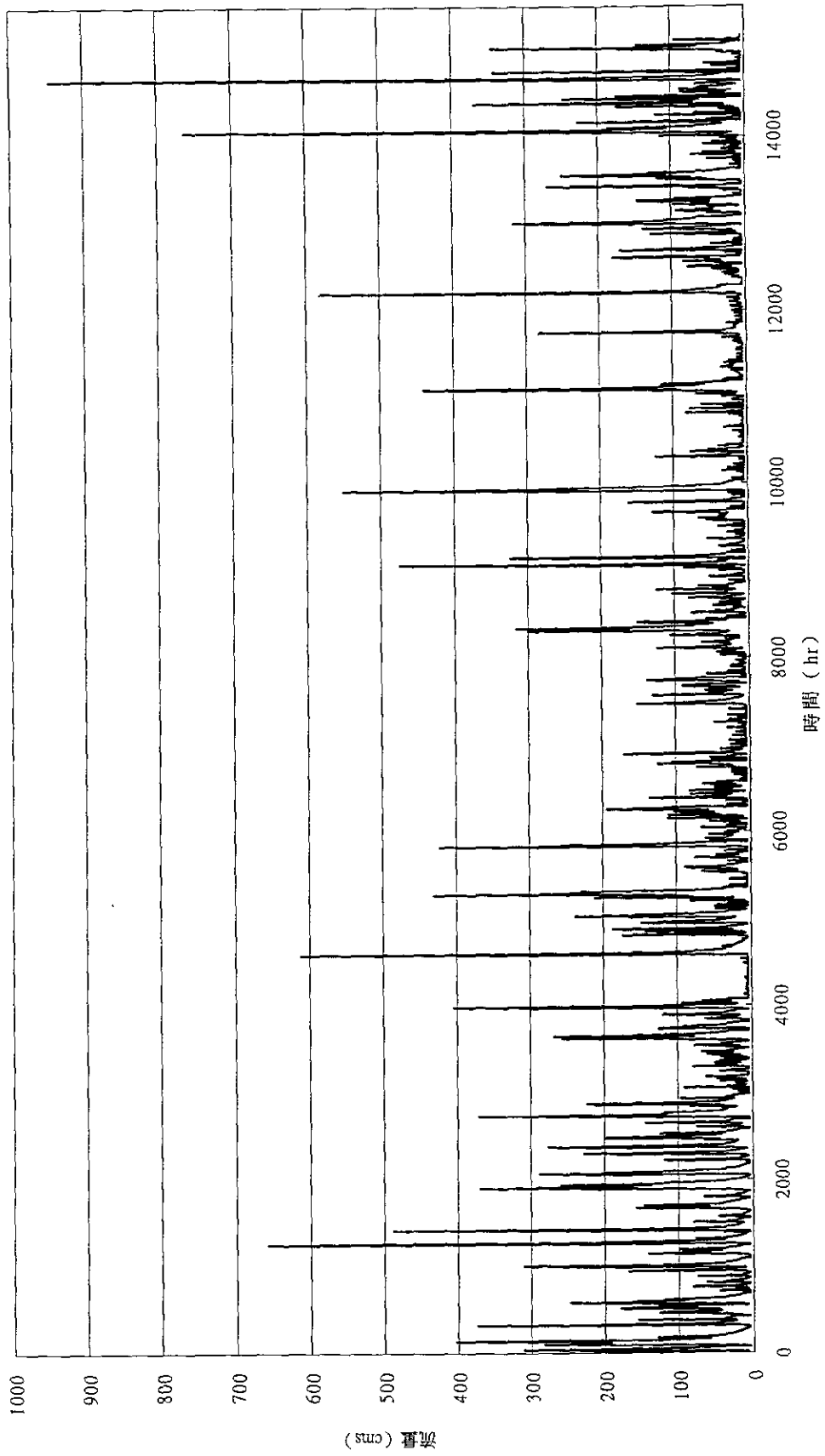


圖 5.6 吳鳳橋 61 年至 87 年測入流六小時平均流量

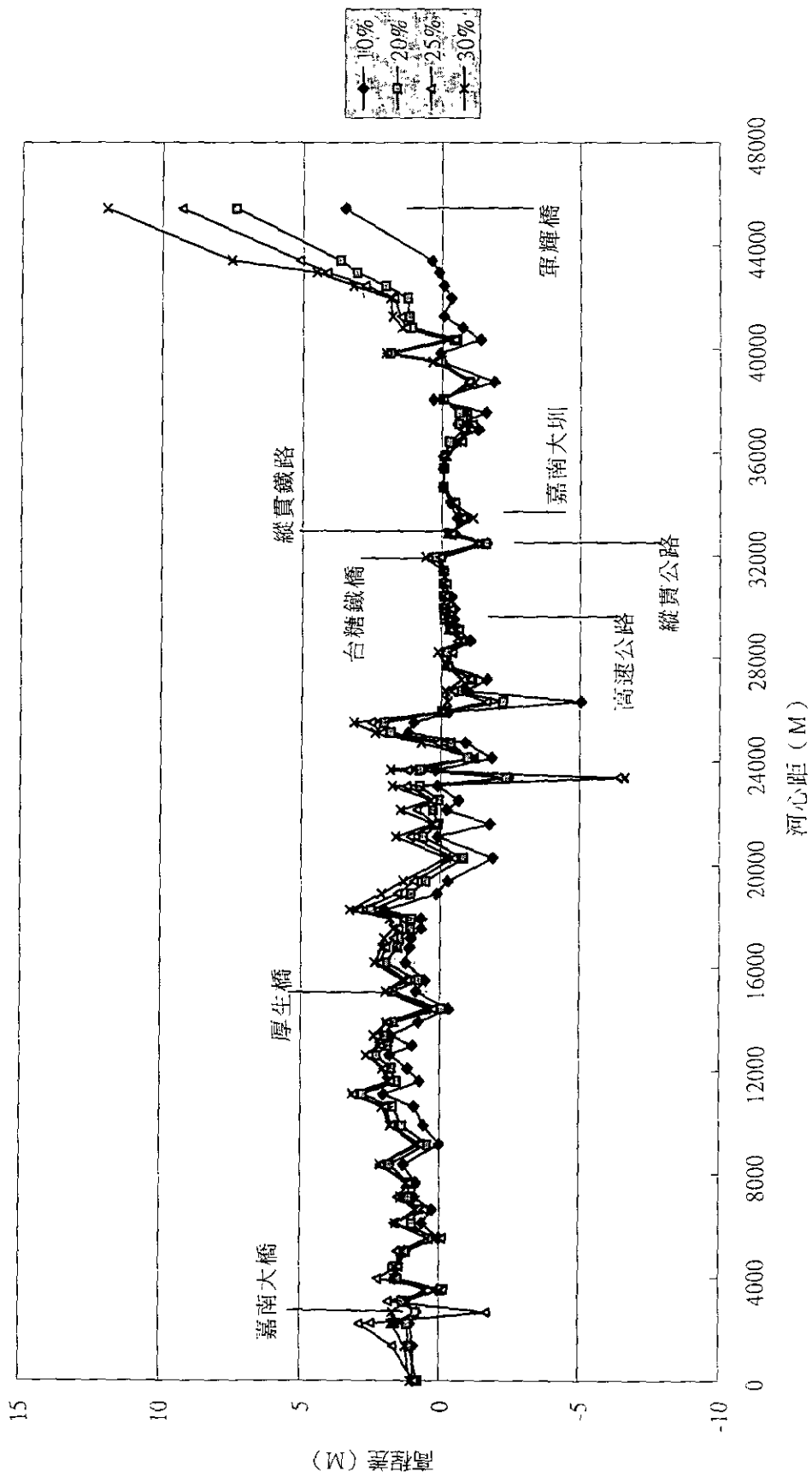


圖 5.7 不同上游入砂量對下游河道沖淤之影響

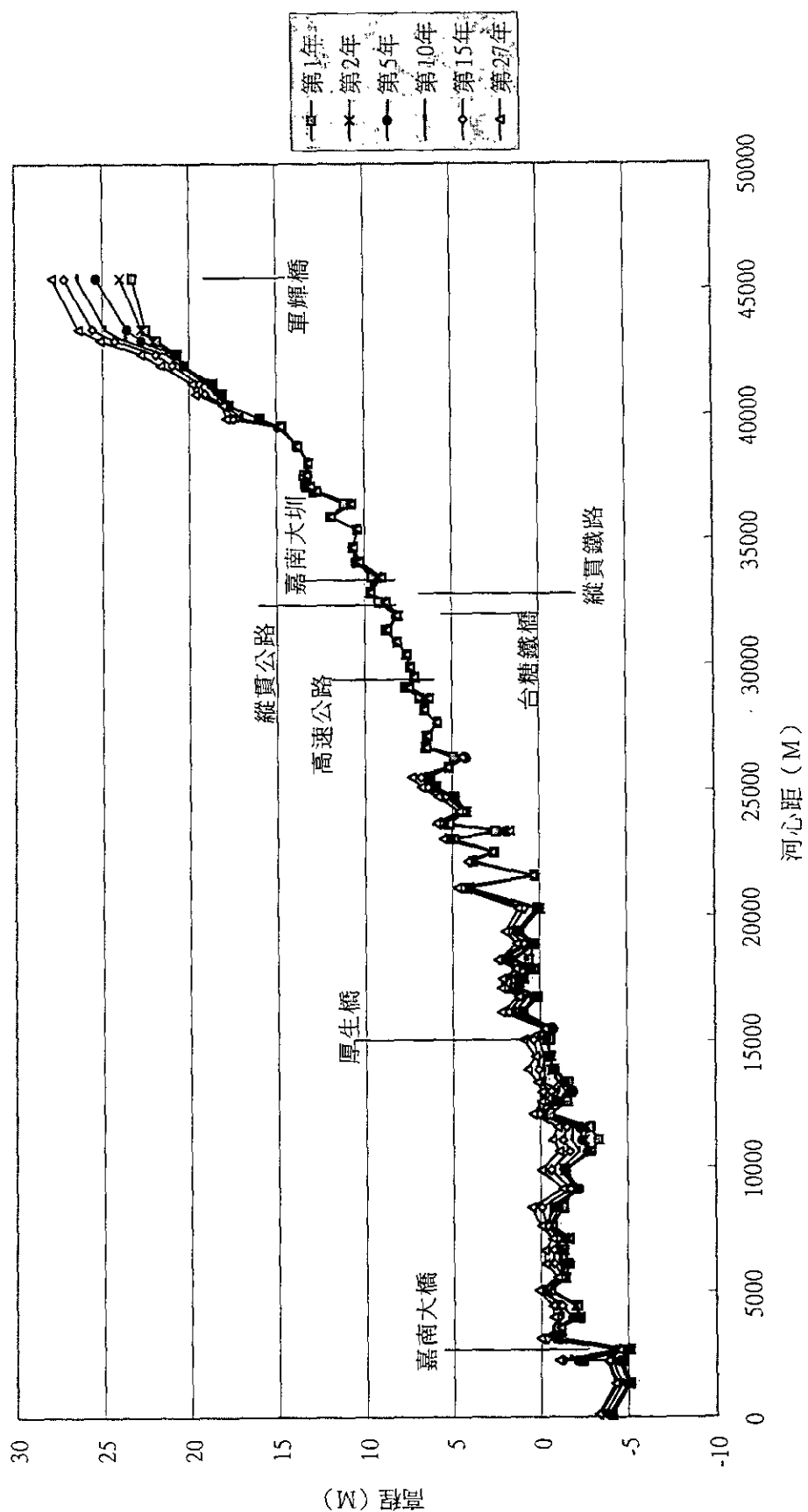
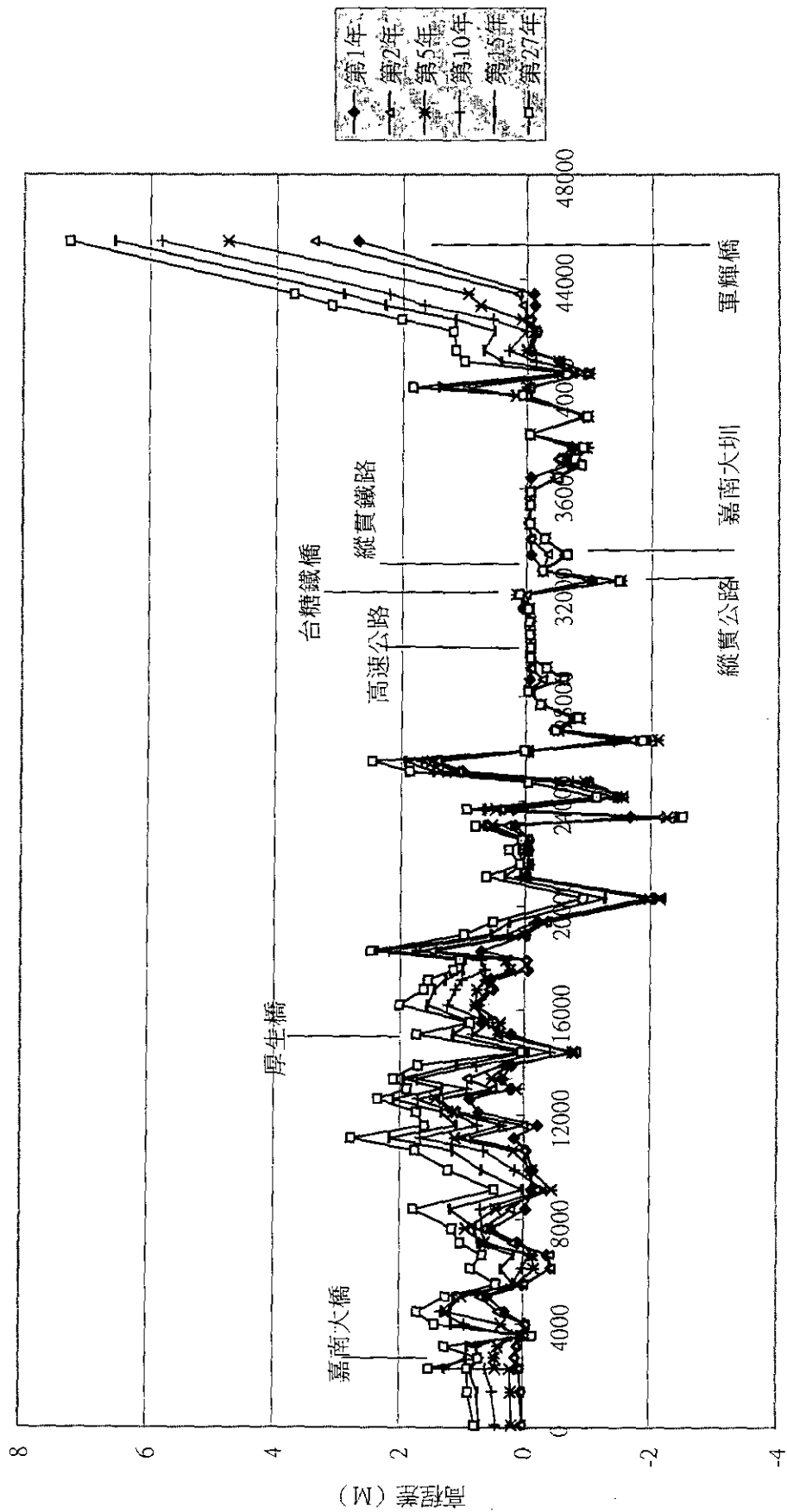


圖 5.8 依推定上游入砂量 (20%) 預估車輝橋下游河床高程變化趨勢圖



河心距 (M)

圖 5.9 依推定上游入砂量 (20%) 預估軍輝橋下游河床沖淤變化趨勢圖

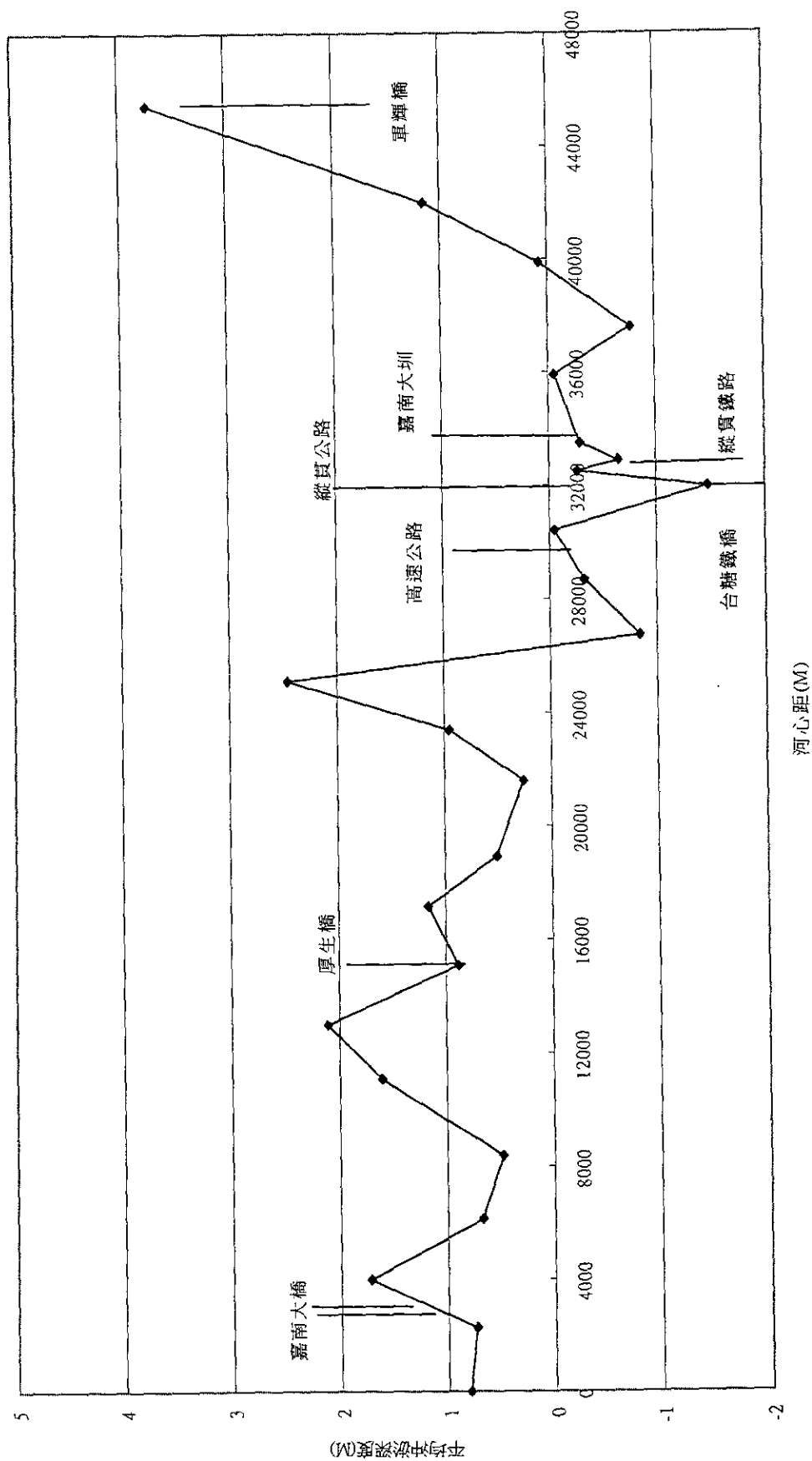
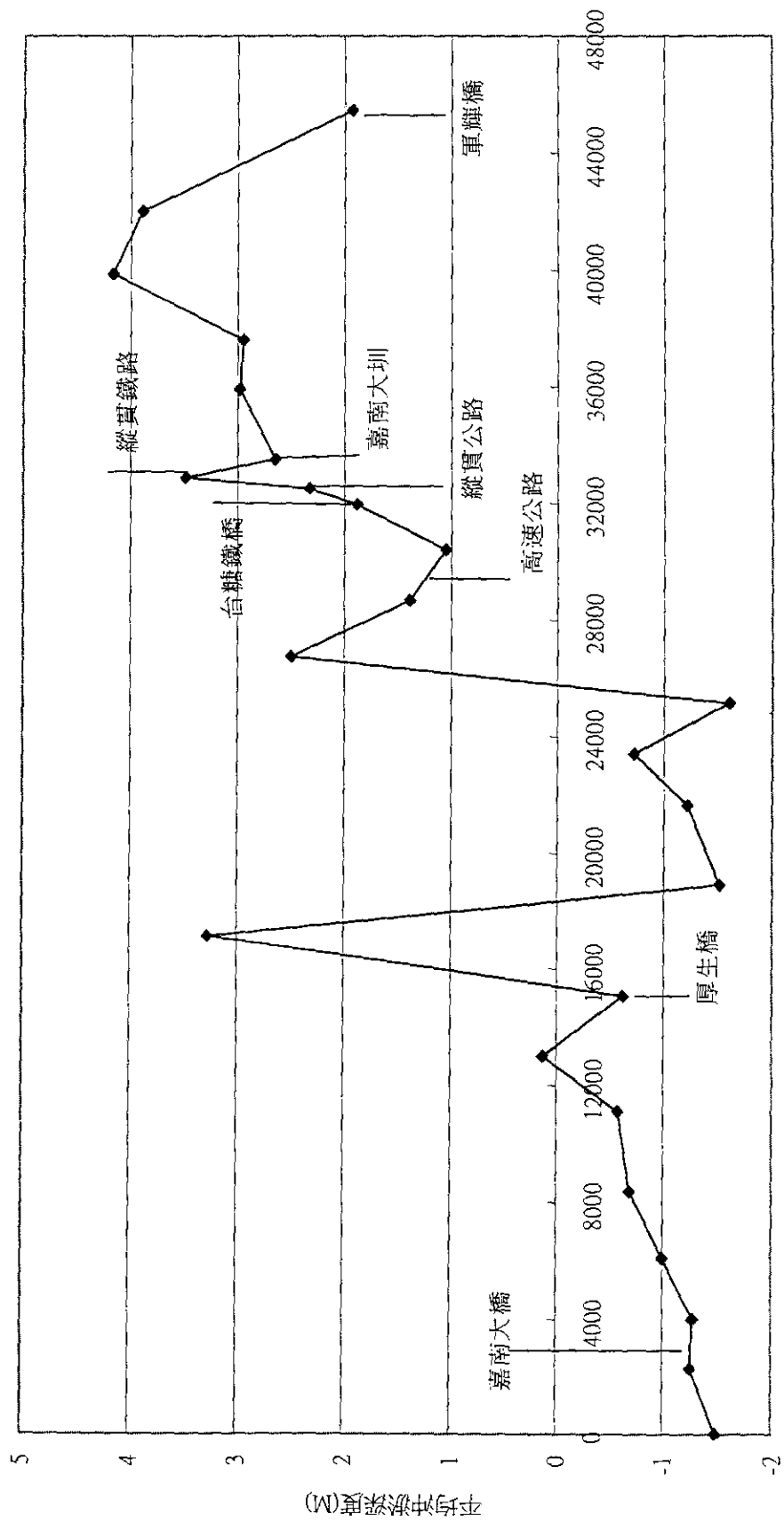


圖 5.10 八掌溪軍輝橋至河口之河床沖淤預測 (27 年後)



河心距(M)

圖 5.11 八掌溪單輝橋以下 59 年至 84 年實測河道沖淤變化

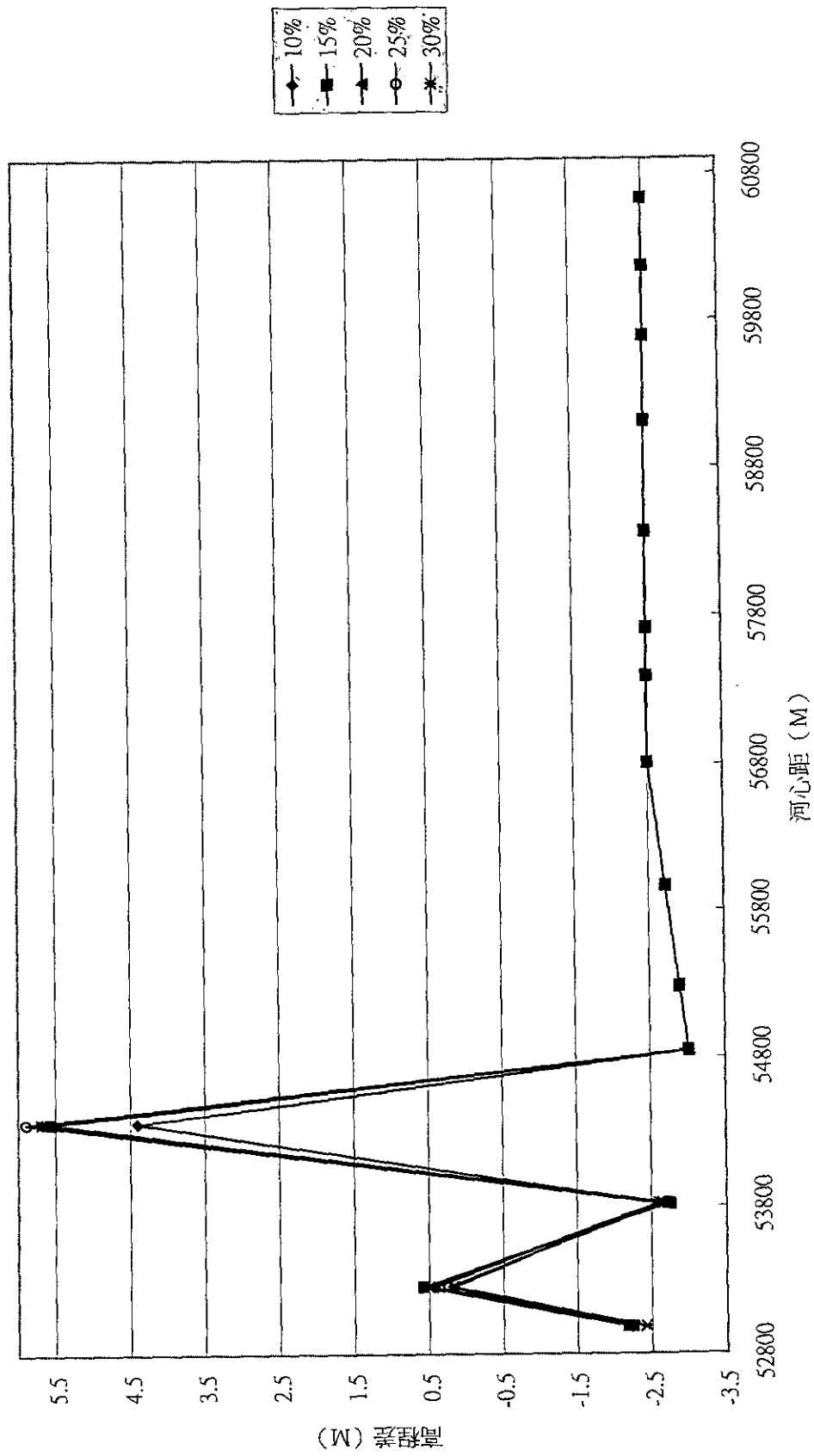


圖 5.12 不同入砂量對吳鳳橋上游沖淤變化之影響



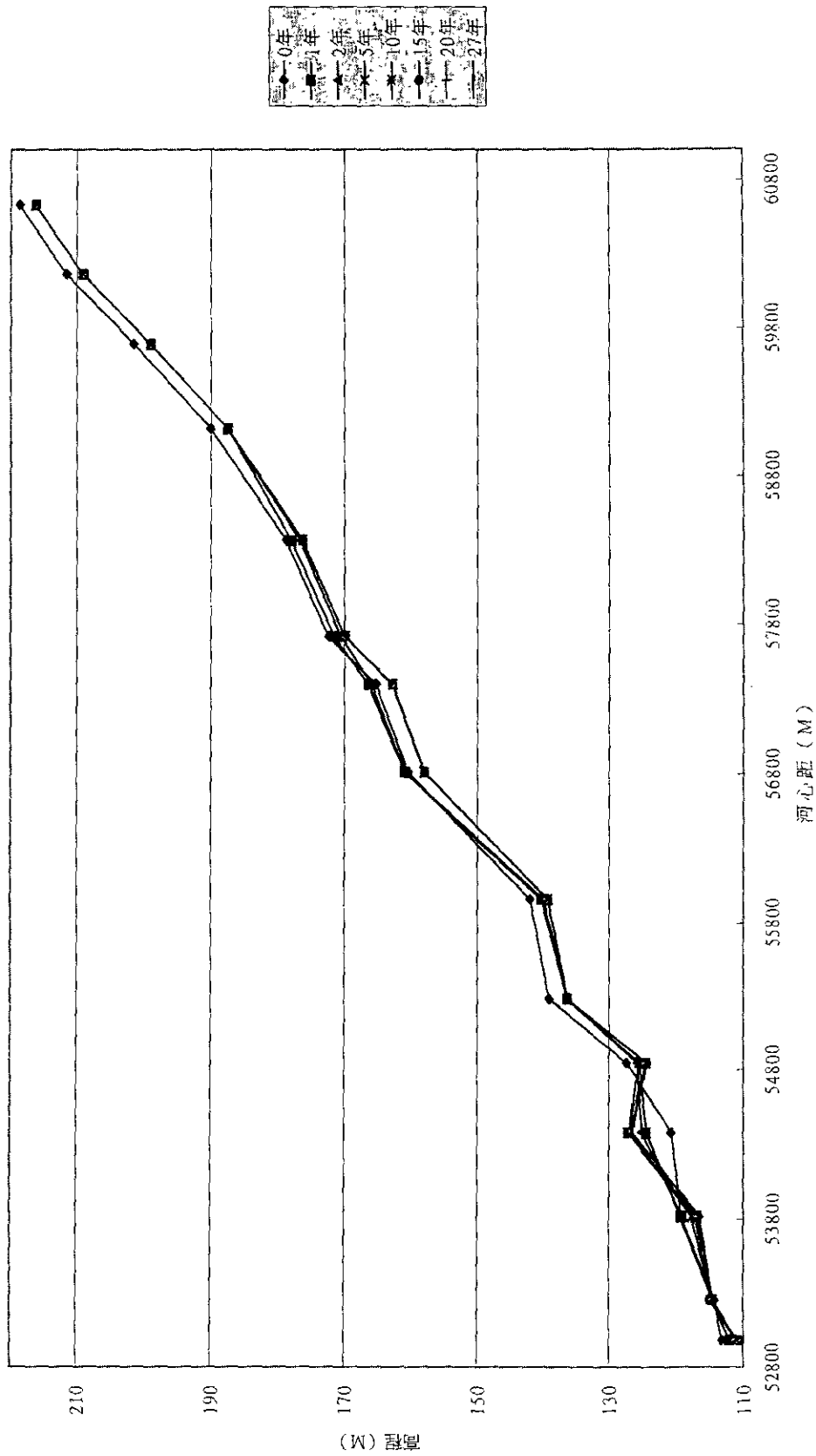


圖 5.13 依推定上游入砂量(25%)預估吳鳳橋上游河道高程變化趨勢圖

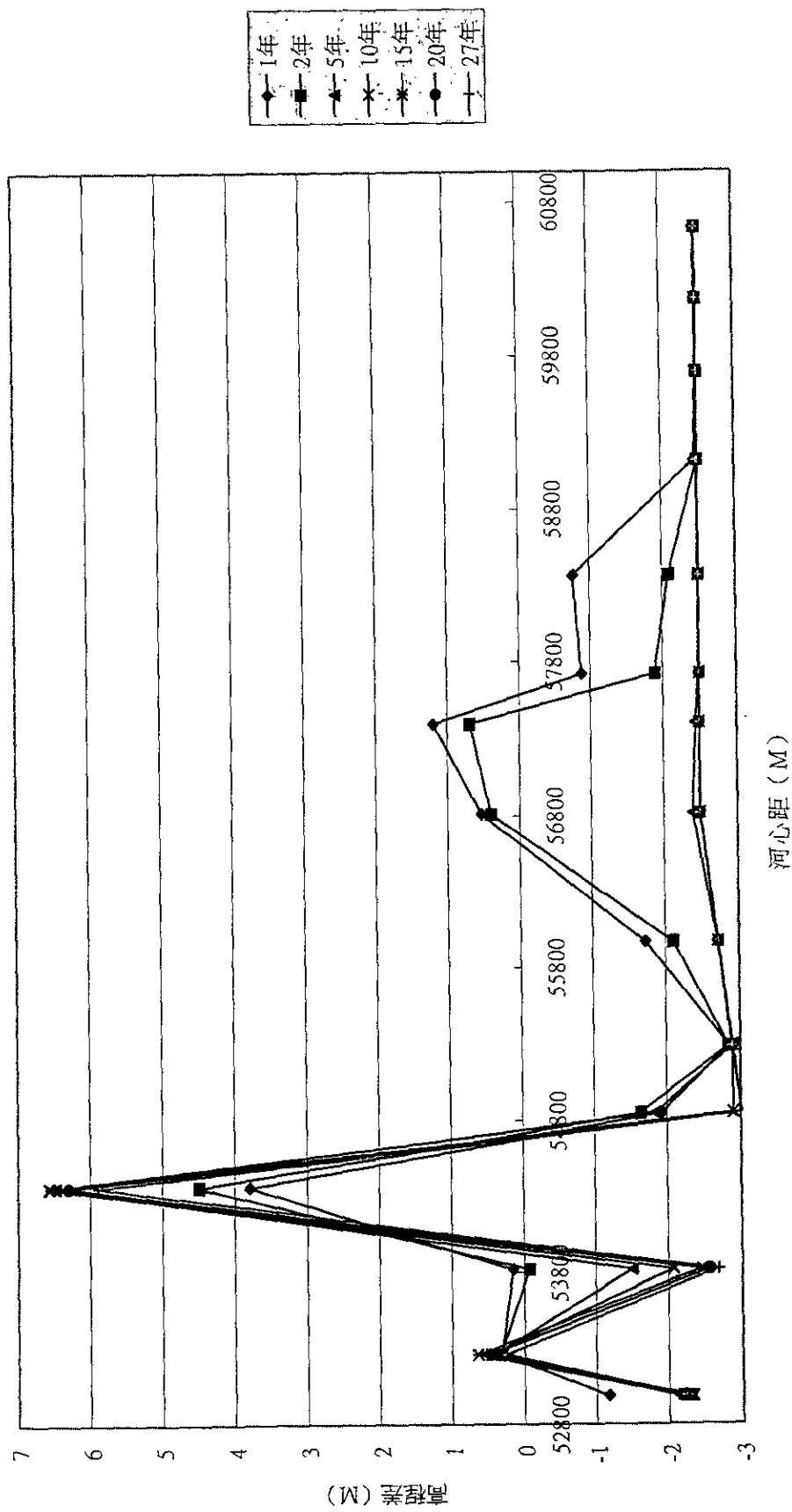
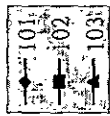
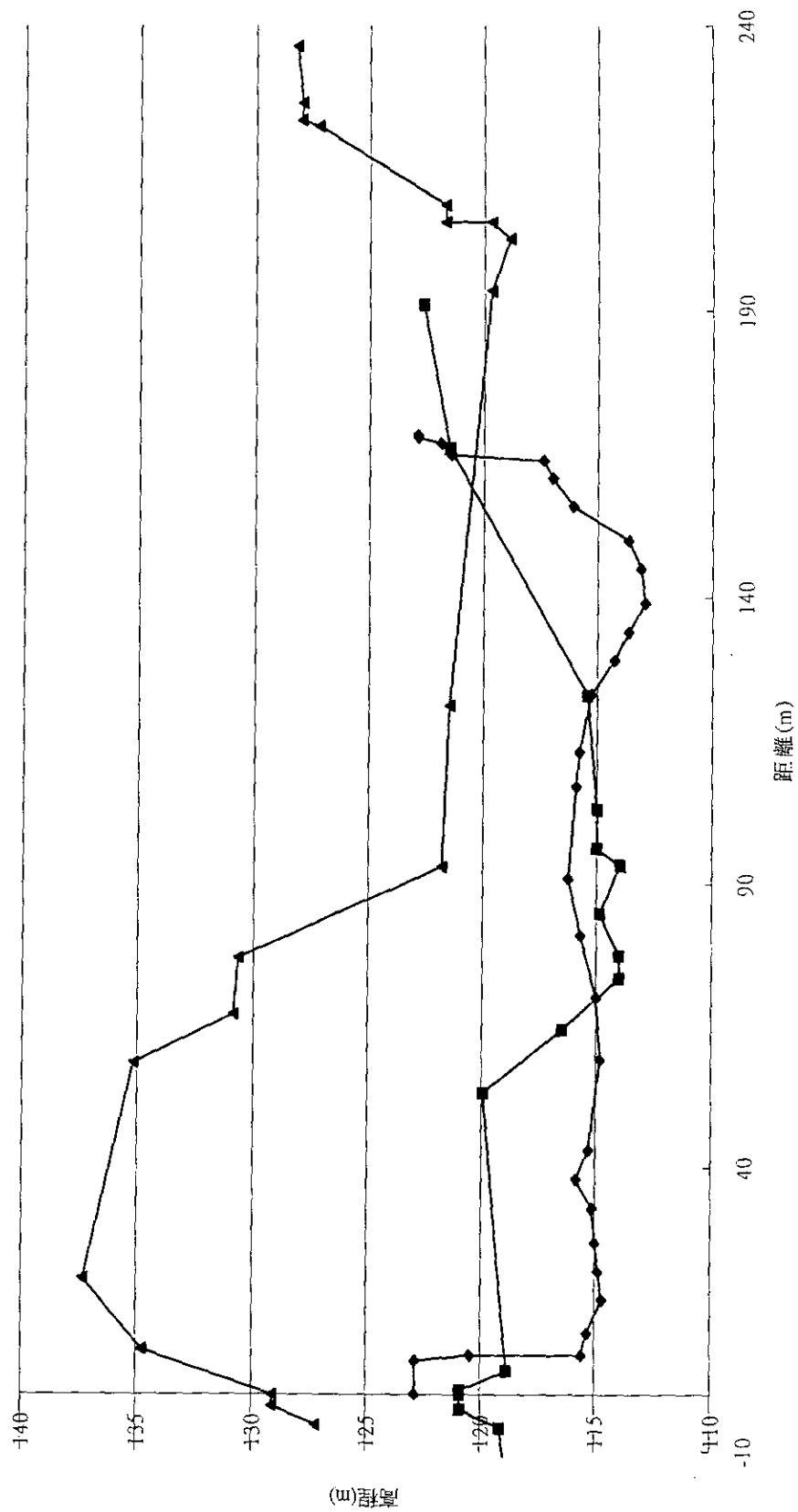


圖 5.14 依推定上游入砂量(25%)預估吳鳳橋上游河床沖淤變化趨勢圖

101-103



(三) 距離

圖 5.15 101-103 號大斷面圖

103-105底床

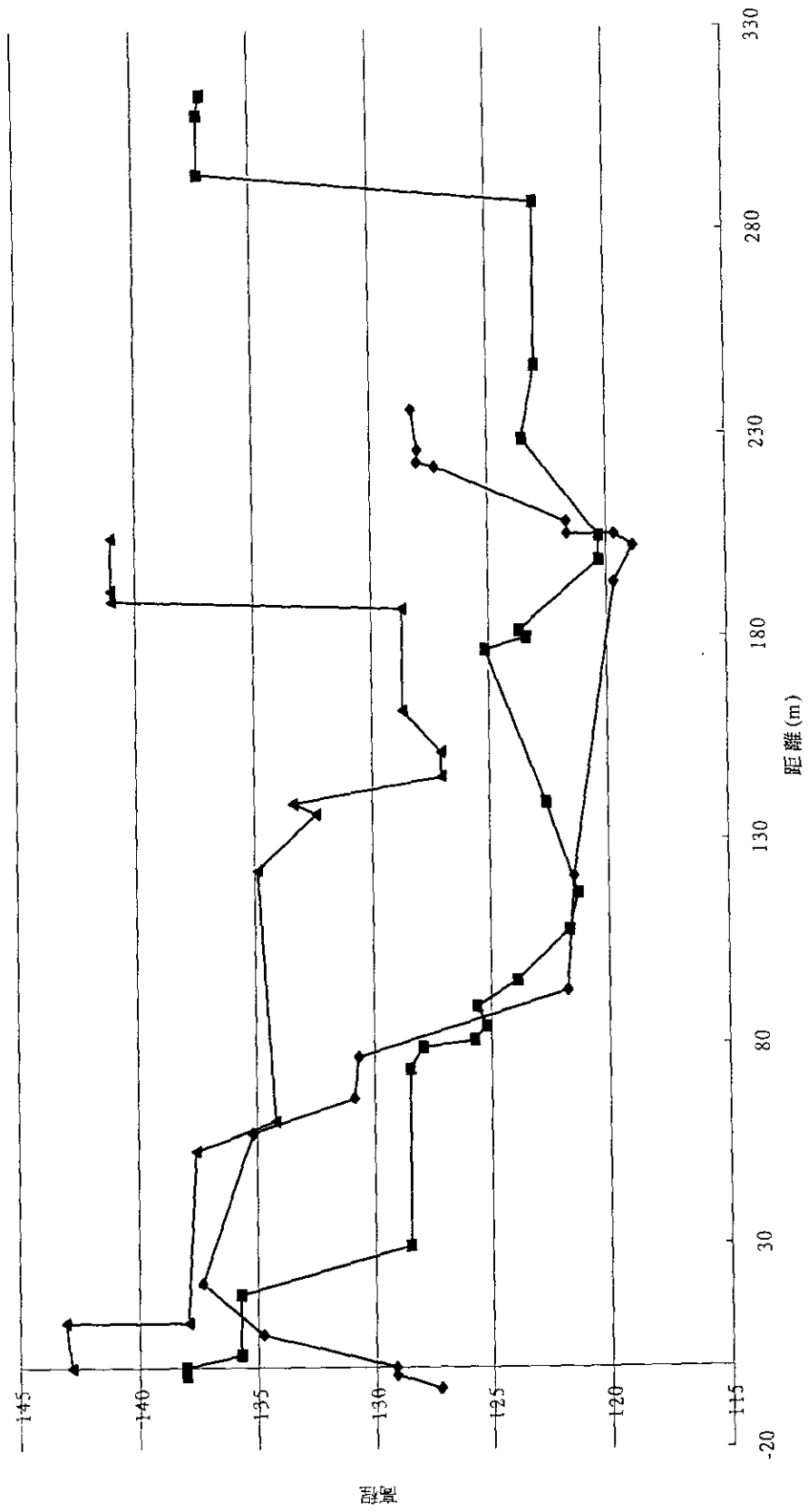


圖 5.16 103-105 號大斷面圖

## 第六章 河道穩定方案之探討

### 6.1 河段概述

79 年「八掌溪集水區治山防洪整體治理規劃計畫—中下游防洪工程規劃報告」中分析，軍輝橋至吳鳳橋間河道長 8,071 公尺，河床平均坡降 1/90，有效河寬 125 至 264 公尺，河床質組成大致為細砂，礫石混雜其中，河床質平均粒徑約在 10mm 至 106mm 間，而 59 年至 76 年間，該河段底床沖淤互現。而依據民國 84 年斷面測量資料，沖刷嚴重之仁義潭攔河堰下游河段，仁義潭攔河堰（斷面 100.1）至斷面 94，河床平均坡降約為 1:55；斷面 94 至道將圳攔河堰（斷面 88），河床平均坡降約為 1:625；道將圳攔河堰至軍輝橋（斷面 86），河床平均坡降約為 1:357。

自民國 72 年起仁義潭攔河堰上游即有沖刷情況，仁義潭攔河堰建置後（約在民國 76 年完工），下游朔源沖刷更為嚴重，近幾年在攔河堰附近則呈現嚴重淤積填滿的情況，根據第五河川局在溫妮颱風後的調查結果發現，自軍輝橋以上呈現沖刷（沖刷段定義在仁義潭攔河堰至道將圳攔河堰間），軍輝橋以下則呈現淤積，從賀伯颱風及溫妮颱風過後，仁義潭攔河堰下游河床發生遽降，主深水槽最大沖刷深度達 15 公尺，在斷面編號 100 處則有 10 公尺刷深，下游的心上橋也在賀伯颱風之後毀壞。因沖刷段河川陡峻，常有超臨界流流況發生，對河床穩定及水位變化造成很大的影響，所以此流域需選擇具有模擬沖刷淤積能力的 NETSTARS 模式來模擬此河段的水理變化及未來的可能沖刷情形，及改善方案的評估與檢討。將分 NETSTARS 模式參數檢定、現

有固床工加入長期沖淤模擬、現況河床賀伯颱風再現洪水模擬、計畫固床工加入長期沖淤模擬及固床工長期穩定性檢討等項目說明。

## 6.2 仁義潭攔河堰下游分流演算

### 一、分流佈置

仁義潭攔河堰下游河段於斷面 96 至斷面 100 間原河道分成兩股流，76 年仁義潭攔河堰興建完成開始運作，水利處為考量仁義潭大壩之安全，遂將北流河道封閉，將水流集中於南河道，此節將評估北河道重新啟用以減緩河床沖刷之可行性。

從圖 3.2 可看出仁義潭下游河段深槽（即南河道）自 76 年至 86 年溫妮颱風後之變化情形，河道深槽最大刷深處約有 15 公尺左右，因此，考慮分流時演算時，北河道若不做浚深工程，則水流仍無法通過北河道。本節擬定分流方案，北河道深槽浚深至南河道相同高程，流量採用軍輝橋站賀伯颱風洪峰流量 1,650cms 之定量流（steady state）模擬，並與現況河道之水理狀況做一比較分析。

### 二、結果分析

圖 6.1 為分流與現況之河道水位縱向剖面比較圖，圖 6.2 則為分流與現況之斷面平均流速比較圖。

現況斷面斷面 96 之水流速度約有 8.6m/s 左右，在斷面 100 處之水流速度約有 9.9m/s 左右，而斷面 97 與斷面 99 流速也有 3~7m/s，整個河段平均流速約 7m/s。

分流演算，南河道現況坡降與深槽寬維持不變，北河道深槽浚深至

南河道深槽相同之高程，從圖中可看出斷面 96 至斷面 100 之流速明顯下降，分流後河道之平均流速約 5.5m/s。

分流後，河道平均流速降為現況之 80%。流速為河川輸砂能力 (Sediment transport capacity) 之重要指標，通常，輸砂能力隨著流速之 2.5 至 4.5 次方成正比，泥砂顆粒較細次方指數較小，粗顆粒則指數較大。假設指數為 3，則分流後之河道輸砂能力為現況之  $(0.8)^3$ ，亦即輸砂能力降為現況之 1/2，因此，開鑿北河道利用分流以減緩沖刷，仍有待進一步之探討。

### 6.3 固床工成效之探討

目前八掌溪斷面資料有民國 78、84 年大斷面測量及 85、86 年沖刷淤積段斷面測量資料，為了河床穩定在沖刷段原規劃了十八座固床工，由第五河川局編列預算分年度執行固床工的設置，因此在 87 年開始陸續在仁義潭攔河堰下游設置一座固床工及心上橋下游設置五座固床工，沖刷段現已設置六座固床工，而規劃中尚未設置計有 12 座，期使平衡淤砂坡度在心上橋下游達 1/400、心上橋上游達 1/300。然而八掌溪最大沖刷發生在 84 至 87 年間，此乃沖刷段的河床質受泥岩質岩盤泡水便脫落變成河床質及仁義潭攔河堰入砂量減少而變細，岩盤裸露風化，期間大洪水之沖刷力大（如賀伯及溫妮），帶起了許多岩盤組成顆粒，又因沖刷段陡峻，河床深槽不斷刷深，造成兩岸堤防高懸，軍輝橋下游河床也產生嚴重的泥砂堆積，因此規劃建造固床工除了具有囚住上游砂穩定河床的功能外，也可防止下游的不當淤積，究其成效如何，以下將分析之。

### 6.3.1 NETSTARS 模式參數檢定

八掌溪流域上中游段由於沖淤特性明顯，因此應採用具有河床沖淤計算能力的模式來計算較能反應水理變化，目前採用 NETSTARS 模式作為河道洪水預報工具。本檢定採用民國 84 年實測資料當起始斷面起算，以 84 至 86 年間的洪水事件為模擬時間段，下游採義竹站實測水位，上游採仁義潭攔河堰推估流量為邊界條件進行模擬，並以 85、86 年實測斷面取代 84 年部分斷面（即 87 年修正斷面）作為成果比較的參考依據，在檢定初始，先放入治理規劃報告建議的曼寧  $n$  值（詳如表 6.1）及用上游清水沖刷的條件進行水理輸砂量試算，粒徑在斷面編號 88 至 100 間採用 87 年採樣分析成果替代民國 76 年的資料，斷面編號 88 以下則採用民國 76 年實測資料，詳細資料如表 6.2 所示。計算並考慮八掌溪支流匯入，由 GIS 水文分析功能將八掌溪支流分八個子集水區，目前先以軍輝橋實測流量按面積（詳表 6.3，軍輝橋上游面積為 114.967 平方公里）加權及降雨比重調整各側流量推估值，利用義竹站實測流量紀錄作為檢測資料。下游地區雨量較少，上游地區雨量較多，所以流域面積大不見得逕流量即大，因此調整後發現依面積權重所得流量歷線在赤蘭溪支流流量需乘上 0.2；其他流域流量則乘上 0.1，在義竹站匯集流量才與實測值相接近，因此暫用此成果當側流推估資料進行水理輸砂的計算。在上游輸砂量推估方面，利用斷面編號 100 Yang's 公式算得的輸砂量與流量關係，迴歸出率定曲線為  $Q_s = 14.014Q^{0.8014}$ ，其中  $Q_s$  單位為 tons/day， $Q$  單位為 CMS，作為上游入砂邊界條件（如圖 6.3 所示），調整實際從仁義潭攔河堰下來的量，約只有率定曲線算出的 10% 左右，因此檢定出仁義潭攔河堰的流量輸



砂量率定曲線為  $Q_s=1.4014Q^{0.8014}$ 。其他的參數檢定成果為：可沖刷最大粒徑倍數為 0.7 (最大粒徑為 32mm)、流管數=5、用楊氏輸砂公式算總輸砂量、定量流迴水演算 (變量流演算因上游太陡而發散)。模擬結果如下：縱斷面河床最低點比較如圖 6.4 所示，所取得斷面上游坡度陡、落差大，沖刷段計算沖淤有不正常的變化情形，因此在斷面編號 95-96 及 97-98 間各內插一個斷面可使所得結果較佳，而斷面編號 69 下游因無新實測資料 (仍用民國 84 年資料) 因此無法比較差異性，由成果看出上游沖刷較嚴重，下游大部分均呈現淤積狀況，未來影響八掌溪設計洪水位及計畫堤頂高程甚大，然而下游淤積是否如此嚴重，仍需最新實測斷面資料來驗證。橫斷面變化列出義竹、軍輝橋、道將圳攔河堰、心上橋斷面、斷面編號 100 如圖 6.5 至 6.9 所示，其心上橋及斷面編號 100 模擬結果與實測較接近，軍輝橋及道將圳攔河堰附近當時為整理河段斷面變化較大，非模擬所能得到，不過在賀伯颱風後軍輝橋附近河床似乎淤積嚴重，後來因低水治理開挖清淤，且完工後也未發生較大洪水，所以未來趨勢是否為模擬情況仍待檢驗，因此模擬成果僅供參考。就模擬結果趨勢而言，此段可能有再度淤積直到平衡為止的可能，除非附近河段也進行相關治理才可能改變趨勢。流量歷線比較如圖 6.10 至 6.11 所示，分別為義竹站及軍輝橋站，因為用定量流迴水演算模擬，尖峰流量位置有所偏差，不過大致趨勢吻合。水位歷線比較如圖 6.12 所示，代表站為軍輝橋，然因有部分水位紀錄係推估值誤差較大。

### 6.3.2 現有固床工對河道長期沖淤平衡之影響

經濟部水利處規劃在八掌河流域沖刷段佈置十八座固床工如圖

6.13 及圖 6.14 所示，心上橋上游固床工目前已設置一座（如箭頭有標示寬度處），心上橋下游固床工已設置五座，據第五河川局稱下游這五座成效良好，此六座固床工相對河川累距及編號情形整理如表 6.4 所示，其餘規劃尚未設置的固床工相對資料整理如表 6.5 所示。在處理固床工加入斷面資料時，先採用斷面點間線性內插程式求得河川固床工位置的內插斷面，再將設計高程及寬度適度套入反應在修正斷面上，如此有些斷面需開挖，有些斷面則要填土，因此在 87 年修正斷面河床增加了 12 個斷面，一個固床工有前後兩個斷面，上游斷面設定不可沖刷，下游斷面設定可以沖刷，目的在了解長期洪水後固床工是否仍安全，即檢討現有的設計固床工埋入深度是否足夠，可作為日後設置固床工分析的參考。為了解設置固床工的成效，利用 87 年修正斷面資料為起始條件，整理 84-86 年間三年的水位流量資料加上此水位流量資料去除賀伯颱風後的兩次資料計約 10 年，作為長期沖淤趨勢模擬的邊界條件。

在完全沒有固床工保護的情形，執行長期（先定為十年）的河床變動趨勢，發現上游仍然繼續沖刷，下游淤積也大。其模擬結果如下：縱斷面河床最低點比較如圖 6.15 所示，在上游河床底部降到約 50 公尺才出現平衡條件，但可能在這個過程中許多的河中構造物將被破壞，橫斷面變化列出義竹、軍輝橋、道將圳攔河堰、心上橋斷面、斷面編號 100 如圖 6.16 至 6.20 所示，義竹站、軍輝橋未來有淤積的趨勢，道將圳攔河堰、心上橋及斷面編號 100 是沖刷的，沖刷平衡後仁義潭攔河堰如未倒塌，則將形成一個落差 50 公尺的大瀑布，水力發電效益可評估。這樣的景觀是一個人為加天然條件造成的。軍輝橋及義竹站模擬的流量歷線如圖 6.21 至 6.22 所示，共 3926 小時的模擬時間。

在現況固床工保護的情形，執行長期的河床變動趨勢，發現上游沖刷仍有但已趨緩，下游淤積仍大。其模擬結果如下：縱斷面河床最低點比較如圖 6.23 所示，在上游河床底部出現不一致的沖淤，有些斷面沖刷仍大，有些則趨緩，在心上橋上游可能有許多的河中構造物將被破壞（包括仁義潭攔河堰下游第一座固床工在內），橫斷面變化列出義竹、軍輝橋、道將圳攔河堰、心上橋斷面、斷面編號 100 如圖 6.24 至 6.28 所示，義竹站、軍輝橋淤積情況與未設固床工結果相近，道將圳攔河堰、斷面編號 100 是沖刷的，道將圳沖刷與未設固床工相同，斷面編號 100 可能再沖刷七公尺，但其間的心上橋斷面反而是淤積的，可見其下游固床工可能收到成效了。檢討這六座固床工長期洪水期間的沖淤狀況如圖 6.29 至 6.40 所示。固 18 號床工因下游沒有保護工，長年河床是下降沖刷的趨勢，約降低九公尺，如基礎深度不足將倒塌進而影響更上游的河床穩定；7 號固床工則沖刷不多，有淤積的趨勢；6 號固床工則有淤積的趨勢，然淤積一定高程後也會適度調整平衡坡度造成適當的沖刷；5 號固床工也有淤積的趨勢；4 號固床工則沖刷淤積互現，最大沖刷深度 2.7 公尺(接近設計埋入深度 3 公尺)，橫斷面變化較不規則；3 號固床工則有淤積的趨勢。因此除了仁義潭攔河堰下游第一座固床工有危險外，其餘固床工安全無慮。

### 6.3.3 賀伯颱風再現洪水對現況固床工之影響

在現況固床工保護的情形，利用民國八十五年賀伯颱風洪水事件執行短期的河床變動趨勢，有些斷面沖淤變化很大，有些則無明顯變化。軍輝橋及義竹站模擬的流量歷線如圖 6.41 至 6.42 所示，模擬時間

共 120 小時。在下游義竹站最大洪水量約 2250 CMS，接近 10 年頻率 (2620 CMS) 洪水，在中上游軍輝橋最大洪水量約 1400 CMS，接近 200 年頻率 (1450 CMS) 洪水，可見此場颱風降雨多集中在上游山區。其模擬結果如下：縱斷面河床最低點比較如圖 6.43 所示，上游河床沖淤變化較大，橫斷面變化列出義竹、軍輝橋、道將圳攔河堰、心上橋斷面、斷面編號 100 如圖 6.44 至 6.48 所示，義竹站幾乎沒有變化，軍輝橋淤積情況較為嚴重，道將圳攔河堰沖刷情況嚴重，斷面編號 100 沖刷約 1.5 公尺，心上橋斷面淤積約 1.5 公尺，對照以前刷深 5-10 公尺的情形，顯見固床工保護在短期洪水事件可能收到成效了。

#### 6.3.4 計畫固床工對河道長期沖淤平衡之影響

在現況固床工保護加上假設計畫固床工也已完成的情形下（即十八座固床工均設置於民國 87 年修正斷面內，內插斷面方法同前所述，共增加 36 個內插斷面反應固床工的存在），預測長期的河床變動趨勢，發現上游沖刷仍有但已趨緩很多，下游淤積無明顯擴大的現象。其模擬結果如下：縱斷面河床最低點比較如圖 6.49 所示，在上游河床底部呈現規劃中的階梯分布，固床工下游側沖刷後仍會回淤，這在穩定河床上已有初步成效，應特別注意的是固床工損壞的問題，如基腳流失，側翼掏空傾倒等，埋入深度是否足夠等問題。橫斷面變化列出義竹、軍輝橋、道將圳攔河堰、心上橋斷面、斷面編號 100 如圖 6.50 至 6.54 所示，除了道將圳攔河堰是沖刷（規範其可沖刷深度為堰高）以外，其餘最終均淤積，對照現況長期模擬案，發現計畫固床工均設置可能收到更好的成效。檢討這十八座固床工長期洪水期間的沖淤狀況如圖 6.55 至 6.90 所示。18 號固床工，長年河床是沖淤互現的趨勢，最大刷

深 2.2 公尺，比設計埋入深度（3 公尺）小，安全無慮；17 號固床工是沖淤互現，最大刷深 2.5 公尺，比設計埋入深度小，安全無慮；16 號固床工是淤積的趨勢，固床工安全無慮；15 號固床工也是淤積的趨勢，固床工安全無慮；14 號固床工有沖刷的趨勢，最大沖刷深度 5.5 公尺，大於埋入深度，應加強埋入深度及保護；13 號固床工則沖淤互現，最大刷深 1 公尺，固床工安全無慮；12 號固床工是淤積的趨勢，固床工安全無慮；11 號固床工是沖刷後再淤積，最大沖刷深度達 6 公尺，大於埋入深度，應加強埋入深度及保護；10 號固床工是淤積的趨勢，固床工安全無慮；9 號固床工是淤積的趨勢，固床工安全無慮；8 號固床工是沖刷後再淤積，最大沖刷深度 2.5 公尺，小於埋入深度，固床工安全無慮；7 號固床工是淤積的趨勢，固床工安全無慮；6 號固床工是淤積的趨勢，固床工安全無慮；5 號固床工是沖刷後再淤積，最大沖刷深度達 4.5 公尺，大於埋入深度，應加強埋入深度及保護；4 號固床工有沖刷的趨勢，最大沖刷深度 1.8 公尺，小於埋入深度，仍需注意其發展；3 號固床工則沖淤互現，最大刷深 1.9 公尺，固床工安全無慮；2 號固床工是淤積的趨勢，固床工安全無慮；1 號固床工有沖刷的趨勢，最大沖刷深度 4.8 公尺，大於埋入深度，應加強埋入深度及下游保護工。因此除了 1、5、11 及 14 號固床工外，其餘固床工安全應無慮，其中 4 號固床工仍需注意未來沖刷發展。

#### 6.4 固床工安定性之探討

由 6.3 節分析可看出計畫固床對長期河道沖淤穩定有實質之幫助，但賀伯颱風再現洪水之流速仍高出臨界啟動流速甚多，且模擬發

現固床工基腳局部加速可能導致固床工之損壞，因此固床工安定性有待進一步之探討。

在現況固床工保護的情形及恢復斷面編號 88-100 間的粒徑分布為民國 76 年實測資料，預測長期的河床變動趨勢，發現上游所設置的六座固床工均慢慢讓河床底抬昇回淤，但下游出現沖淤變化較大的情況（非全面淤積）。其模擬結果如下：縱斷面河床最低點比較如圖 7.91 所示，上游斷面仍有少量沖刷。橫斷面變化在義竹站如圖 7.92 所示，淤積情況較前述案例增加。檢討這六座固床工長期洪水期間的沖淤狀況如圖 7.93 至 7.104 所示。18 號固床工因河床顆粒變粗，長年河床是上升淤積的趨勢與前述案例沖刷情形大不相同；5-7 號固床工則有淤積的趨勢，然淤積一定高程後也會適度調整平衡坡度造成適當的沖刷；4 號固床工則沖刷淤積互現，最大沖刷深度縮小到 1.0 公尺（小於設計埋入深度 3 公尺）；3 號固床工則有淤積的趨勢。因此河床加入顆粒有助於固床工的穩定，固床工設置與河床粒徑變粗均有助於河床的穩定，河床質變粗可能有助於改善下游嚴重淤積的現象，否則只設置固床工，下游的嚴重淤積仍然要有配套措施因應，才不致洪水時期河水漫溢（目前現勘下游河口至西濱大橋間有嚴重淤積，甚至河床高程高過附近田區高程，此處都市排水已發生困難，抽水機、水閘門損壞時，晴天也可能會淹水，此點效應在防洪上不可輕忽）。未來下游淤積達一定程度應清淤疏浚以增加河道納洪能力、降低洪水位。

## 6.5 小結

綜觀以上之分析，現況河床若不加以任何穩定措施，則河床將持續下降，以致仁義潭攔河堰將成為一個落差 50 公尺之大瀑布，並危及堰體安全，河道也必須防止側向土體崩落，而軍輝橋下游至河口段之河道則因上游過度沖刷挾帶之大量泥砂於此淤積而使得河床抬高，此將不利洪水宣洩而造成氾濫，因此，必須實施有效之改善方案，茲將現況河床、現有固床工、計畫固床工等成效總結如下：

1. 沒有固床工保護的情形模擬長期河床沖淤趨勢，發現上游仍然繼續沖刷，下游淤積也大，上游河床底部降到約 50 公尺才出現平衡條件。
2. 現況固床工保護下模擬長期河床沖淤趨勢，上游仍有沖刷但已趨緩，下游淤積仍大；心上橋上游可能有許多的河中構造物將被破壞（包括仁義潭攔河堰下游第一座固床工在內），義竹站、軍輝橋淤積情況與未設固床工結果相近，道將圳沖刷與未設固床工相同，斷面編號 100 可能再沖刷 7 公尺，但心上橋斷面反而是淤積的，可見心上橋下游固床工可能收到成效，而除了仁義潭攔河堰下游第一座固床工有危險外，其餘固床工安全無慮。
3. 現況固床工保護下模擬賀伯颱風洪水之河床變動，上游河床沖淤變化較大，義竹站幾乎沒有變化，軍輝橋附近淤積情況較為嚴重，道將圳攔河堰下游處沖刷情況嚴重，對照實際刷深 5 至 10 公尺的情形，顯見固床工保護在短期洪水事件可能收到成效。
4. 假設規劃之十八座固床工均已完成，預測長期的河床變動趨勢，發現上游階梯分布固床工之下游側，沖刷後仍會回淤但已趨緩，顯示在穩定河床上已有初步成效，應特別注意的是固床工損壞的問題；下游除了道將圳攔河堰是沖刷（規範其可沖刷深度為堰高）以外，其餘最終均淤積。對照現況長期模擬案，發現計畫固床工均設置可

- 能收到更好的成效，而 1、5、11 及 14 號固床工可能有破壞之虞，其餘固床工安全應無慮，但其中 4 號固床工仍需注意未來沖刷發展。
5. 比較現況固床工與規劃固床工均已設置兩種條件下，對河道長期沖淤趨勢之影響可發現現況固床工保護下，沖刷段仍有沖刷但已趨緩，但軍輝橋下游淤積仍大，而規劃固床工均設置後，沖刷段沖刷更小，且軍輝橋下游淤積更小。
  6. 比較現況固床工對賀伯颱風再現洪水與長期沖淤趨勢之差異可發現，兩者對河道的沖淤趨勢相同，但長期模擬之沖淤量均較賀伯颱風再現洪水之沖淤量大。
  7. 若在現況固床工保護下並恢復斷面編號沖刷段的粒徑分布（76 年實測資料），預測長期的河床變動趨勢，發現上游所設置的六座固床工均慢慢讓河床底抬昇回淤，但下游出現沖淤變化較大的情況而非全面淤積。因此河床加入顆粒有助於固床工的穩定，固床工設置與河床粒徑變粗均有助於河床的穩定，河床質變粗可能有助於改善下游嚴重淤積的現象，未來下游淤積達一定程度應清淤疏浚以增加河道納洪能力、降低洪水位。



表 6.1 八掌溪檢定的曼寧 n 值與河床變化表(續)

断面編號	里距(M)	曼寧n值	81年深槽(M)	87年深槽(M)	深槽變化量(M)
65	33971	0.038	9.61	9.61	-
66	34351	0.038	9.38	9.38	-
67	34972	0.038	10.25	10.25	-
68	35582	0.038	10.39	10.39	-
69	36168	0.038	10.16	12.07	1.91
70	36888	0.038	11.65	11.43	-0.22
71	37384	0.038	10.93	17.31	6.38
715	37655	0.038	11.93	17.44	5.51
72	37928	0.042	13.30	15.31	2.01
73	38414	0.042	13.54	15.48	1.94
74	38629	0.042	13.85	15.96	2.11
75	39067	0.042	12.97	16.65	3.68
76	39569	0.042	14.44	10.05	-4.39
77	40246	0.042	14.40	18.25	3.85
78	41029	0.042	15.71	17.81	2.10
79	41345	0.042	18.34	19.88	1.54
80	41875	0.042	18.30	21.11	2.81
81	42331	0.042	18.39	21.51	3.12
82	42754	0.042	20.14	21.60	1.46
83	43480	0.042	20.47	21.15	0.68
84	43933	0.042	21.72	23.43	1.71
85	44466	0.042	22.31	21.51	-0.80
86	44917	0.042	20.29	18.22	-2.07
87	45451	0.042	23.21	23.21	0.00
88	45953	0.042	33.56	33.66	0.10
89	46392	0.045	35.41	35.89	0.48
90	46917	0.045	35.82	35.87	0.05
91	47471	0.045	36.27	36.42	0.15
92	47961	0.045	37.14	41.65	4.51
93	48468	0.045	39.32	41.64	2.32
94	48856	0.045	39.92	42.85	2.93
95	49492	0.045	41.70	41.70	0.01
955	49740	0.045	51.70	53.33	1.64
96	49987	0.045	60.57	55.09	-5.48
97	50419	0.045	61.46	58.76	-2.70
974	50734	0.045	66.46	61.13	-5.33
98	51068	0.045	70.41	62.79	-7.62
99	51604	0.045	86.30	66.00	-20.30
100	52029	0.045	89.64	75.04	-14.60

表 6.2 八掌溪斷面粒徑資料表

斷面編號	D <sub>20</sub>	D <sub>35</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>65</sub>	D <sub>75</sub>	D <sub>90</sub>	D <sub>max</sub>	平均粒徑 (mm)
4	0.04	0.06	0.07	0.09	0.10	0.20	7.50	0.14
8	0.03	0.05	0.07	0.10	0.14	0.60	6.00	0.16
12	0.05	0.07	0.08	0.10	0.23	0.38	7.00	0.14
16	0.04	0.06	0.07	0.08	0.10	0.16	27.00	0.12
20	0.05	0.07	0.08	0.09	0.12	0.20	23.00	0.13
24	0.13	0.20	0.27	0.30	0.32	0.42	5.00	0.21
28	0.05	0.09	0.12	0.14	0.50	0.90	5.00	0.11
32	0.06	0.07	0.08	0.08	0.10	0.15	2.50	0.11
36	0.06	0.07	0.08	0.09	0.12	0.17	10.00	0.12
40	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.17	10.00	0.12
44	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.18	10.00	0.12
48	0.05	0.07	0.08	0.09	0.09	0.13	18.00	0.09
52	0.05	0.07	0.08	0.08	0.09	0.12	5.00	0.07
56	0.07	0.08	0.10	0.13	0.15	0.30	6.00	0.17
60	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.20	5.00	0.12
64	0.06	0.07	0.09	0.10	0.13	0.29	10.00	0.16
68	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.17	10.00	0.13
72	0.06	0.08	0.09	0.10	0.13	0.20	20.00	0.15
76	0.04	0.06	0.07	0.09	0.11	0.18	2.30	0.10
80	0.09	0.12	0.13	0.15	0.16	0.18	3.00	0.13
84	0.06	0.10	0.12	0.13	0.13	0.14	5.00	0.09
86(軍輝橋)	0.14	0.16	0.18	0.22	0.28	0.50	3.00	0.36
87	0.07	0.10	0.13	0.16	0.18	0.26	3.00	0.20
88(道將圳 攔河堰)	0.17	0.25	0.40	0.62	1.20	10.00	152.00	10.17
92	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.08	0.50	0.05
96	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.08	0.50	0.05
100	0.01	0.02	0.03	0.05	0.06	0.09	0.70	0.06

註：道將圳攔河堰下游為 76 年採樣，上游為 87 年採樣。

資料來源：台灣省省水利局，「八掌溪集水區至山洪整體治理規劃計畫—中下游防洪工程規劃報告」，79 年 1 月。

水利規劃試驗所，「沖降型河川之河道穩定試驗研究」，88 年 7 月。

表 6.3 八掌溪側流對應斷面位置及子集水區資料表

流域編號	對應河川側入流之斷面編號	流域平均高程(M)	流域面積(m <sup>2</sup> )	河流長度(M)	河流n值	漫地流長度(M)	地表n值
1	86	90.7	20532800	7640	0.038	2835	0.2
3	54	16.27	13113600	3638	0.028	1859	0.1
4	60	22.26	31068800	11917	0.028	3108	0.1
5	65	33.22	16910400	11750	0.028	2856	0.1
6	40	13.99	19664000	7005	0.028	2054	0.1
7	69	109.89	61169600	21337	0.038	3020	0.2
8	77	258.51	123040000	22820	0.048	4007	0.3
10	35	20.05	43144000	13874	0.028	3260	0.1

表 6.4 溫妮颱風過後八掌溪沖刷河段完成的固床工一覽表

固床工編號	斷面編號	累距(m)	頂高程(m)	寬度(m)	可沖刷否
NO.3	9162	49714	49.3	120.5	可
	9161	49734	52	120.5	不可
NO.4	9152	49964	52.3	120.5	可
	9151	49984	55	120.5	不可
NO.5	9142	50214	55.3	80	可
	9141	50234	58	80	不可
NO.6	9132	50434	58.3	80	可
	9131	50454	61	80	不可
NO.7	9122	50684	61.3	80	可
	9121	50704	64	80	不可
心上橋	9120	50734	64.5	80	不可
NO.18	9012	52704	89.01	99	可
	9011	52724	91.01	99	不可

表 6.5 八掌溪沖刷河段尚未設置的計畫固床工一覽表

固床工編號	斷面編號	累距(m)	頂高程(m)	寬度(m)	可沖刷否
No.1	9182	49214	44	120.5	可
	9181	49234	46	120.5	不可
No.2	9172	49464	46.3	120.5	可
	9171	49484	49	120.5	不可
No.8	9112	50914	64.91	99	可
	9111	50934	66.91	99	不可
No.9	9102	51095	67.32	99	可
	9101	51115	69.32	99	不可
No.10	9092	51276	69.73	99	可
	9091	51296	71.73	99	不可
No.11	9082	51457	72.14	99	可
	9081	51477	74.14	99	不可
No.12	9072	51638	74.55	99	可
	9071	51658	76.55	99	不可
No.13	9062	51819	76.96	99	可
	9061	51839	78.96	99	不可
No.14	9052	52000	79.37	99	可
	9051	52020	81.37	99	不可
No.15	9042	52181	81.78	99	可
	9041	52201	83.78	99	不可
No.16	9032	52362	84.19	99	可
	9031	52382	86.19	99	不可
No.17	9022	52543	86.6	99	可
	9021	52563	88.6	99	不可

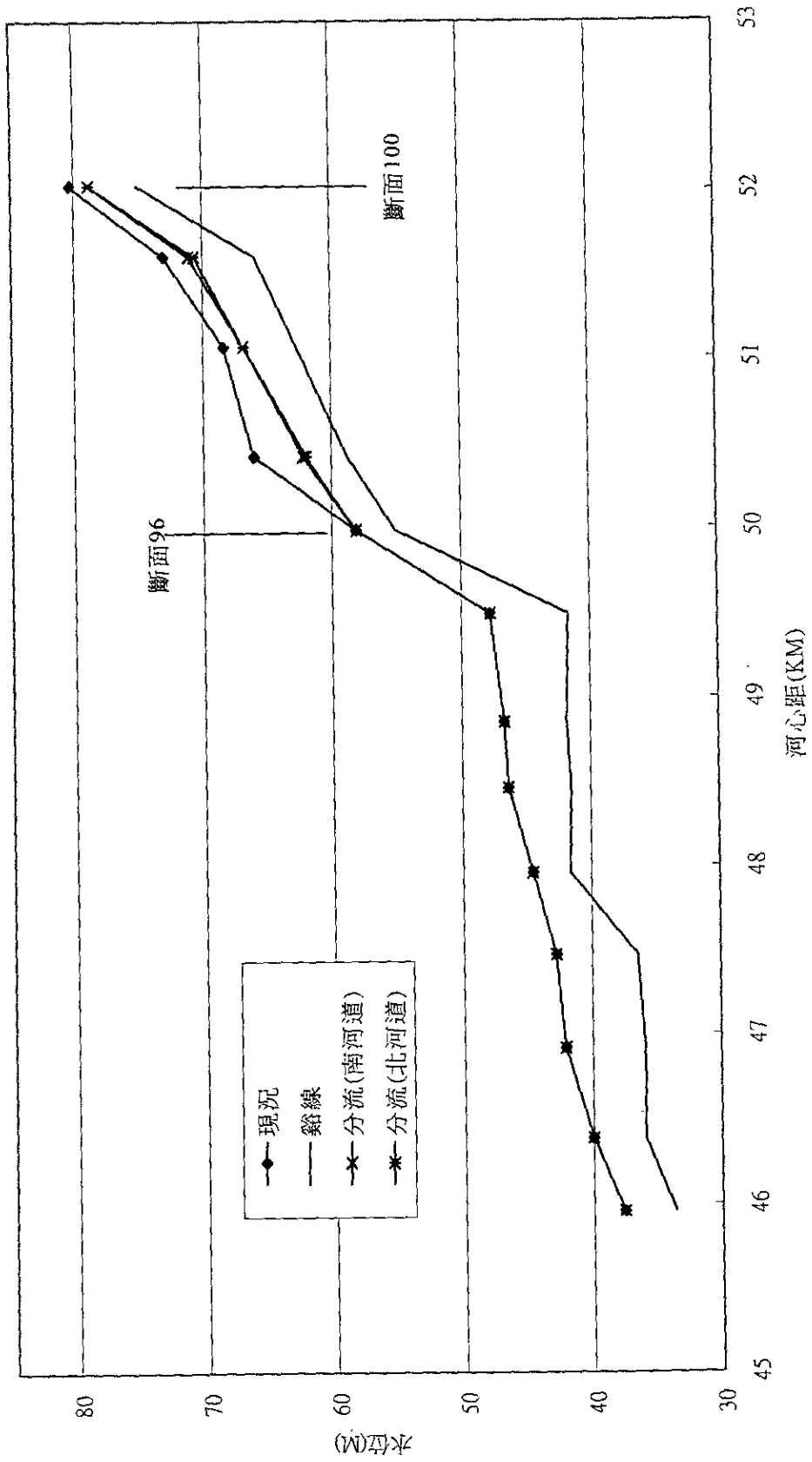


圖 6.1 八掌溪仁義潭攔河堰下游河段水位

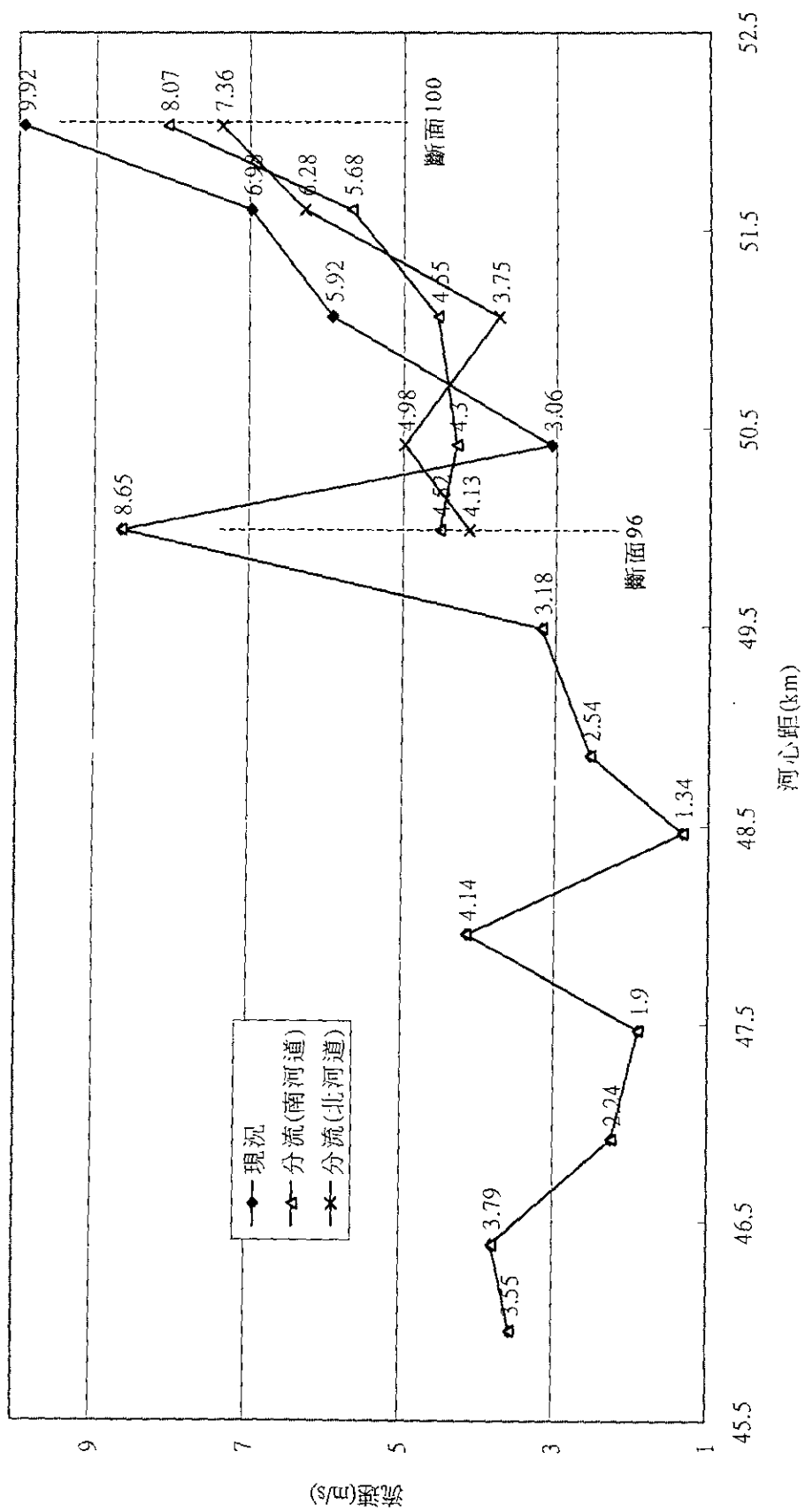


圖 6.2 八掌溪仁義潭攔河堰下游河段流速分布

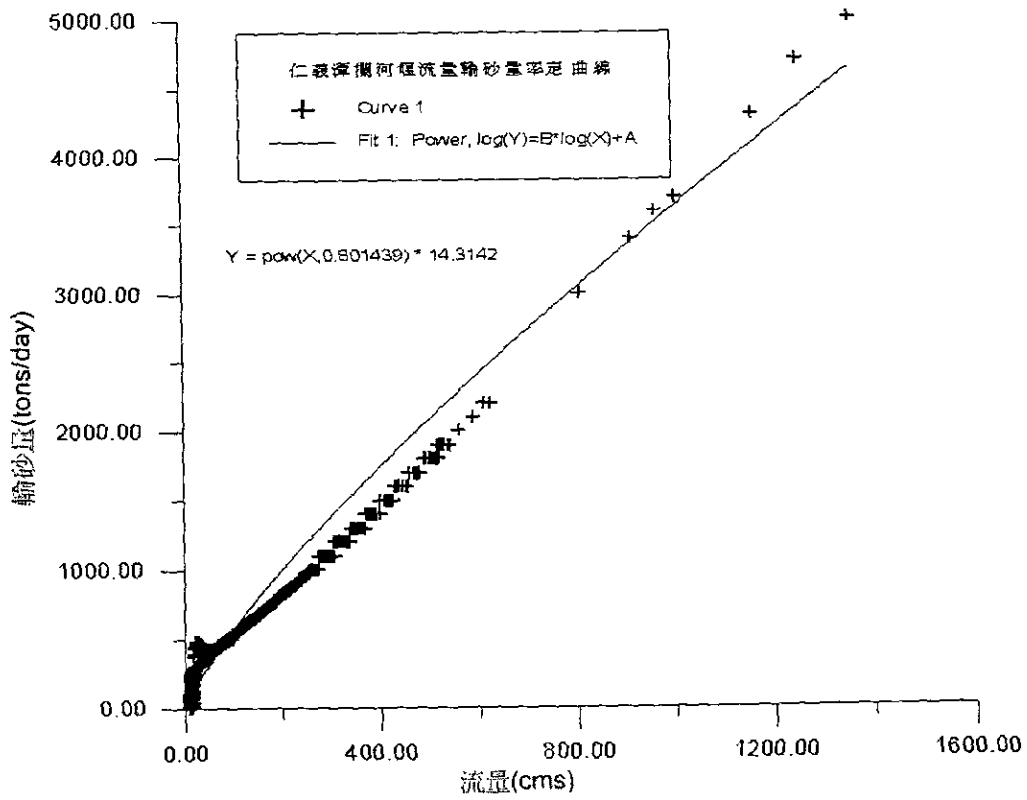


圖 6.3 仁義潭攔河堰下游斷面編號 100 之流量輸砂量率定曲線

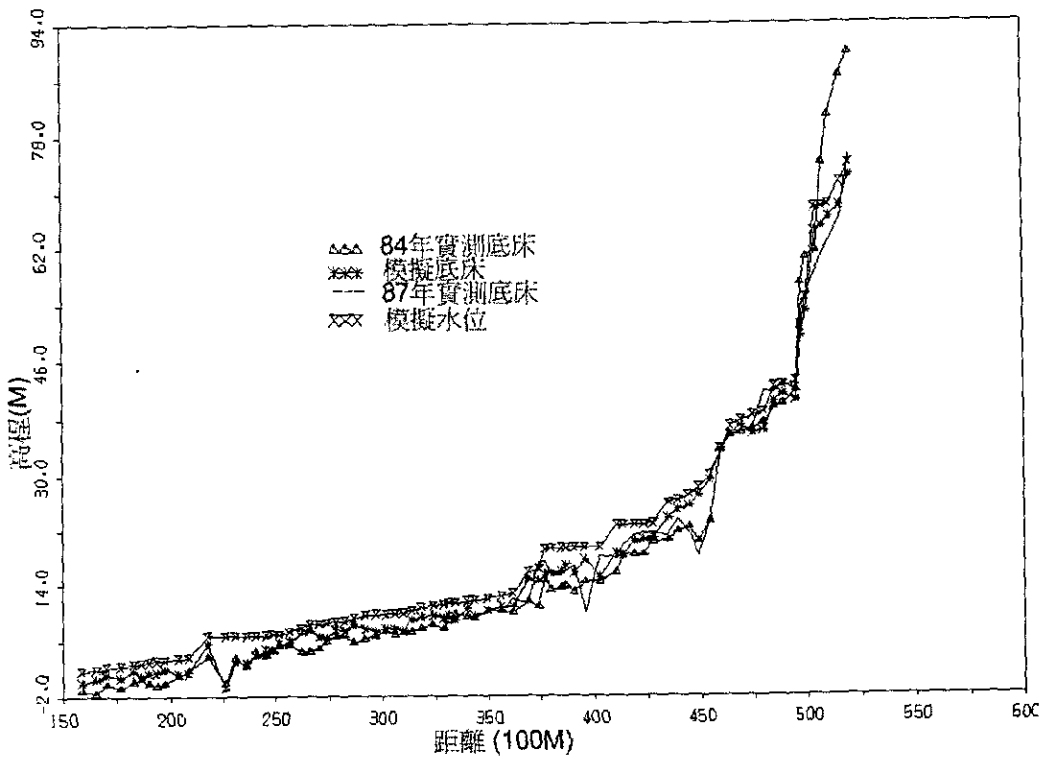


圖 6.4 八掌溪民國 84-87 年河床最低點模擬與實測比較圖

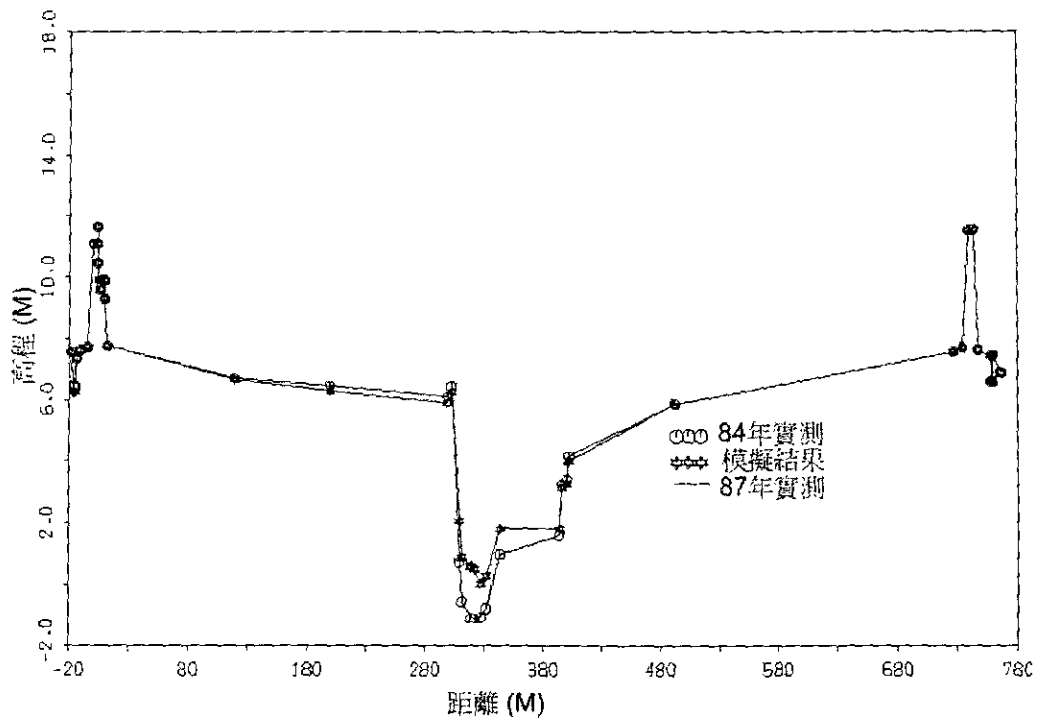


圖 6.5 八掌溪義竹站民國 84-87 年河床最低點模擬成果圖

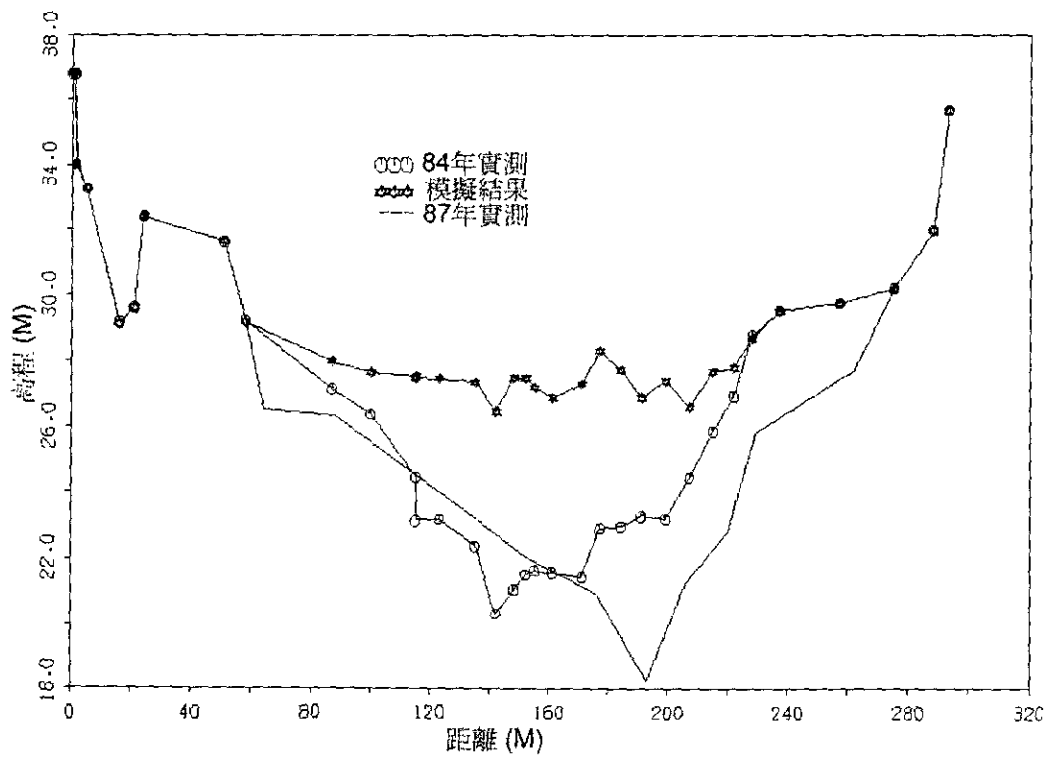


圖 6.6 八掌溪軍輝橋民國 84-87 年河床最低點模擬與實測比較圖



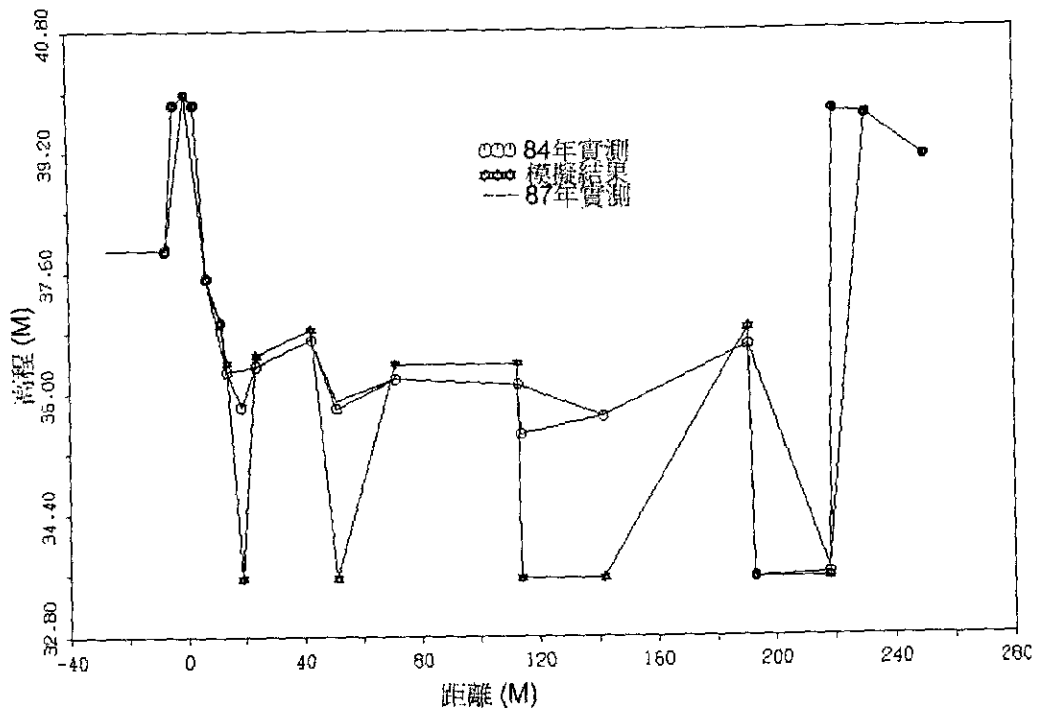


圖 6.7 八掌溪道將圳攔河堰民國 84-87 年河床最低點模擬與實測比較圖

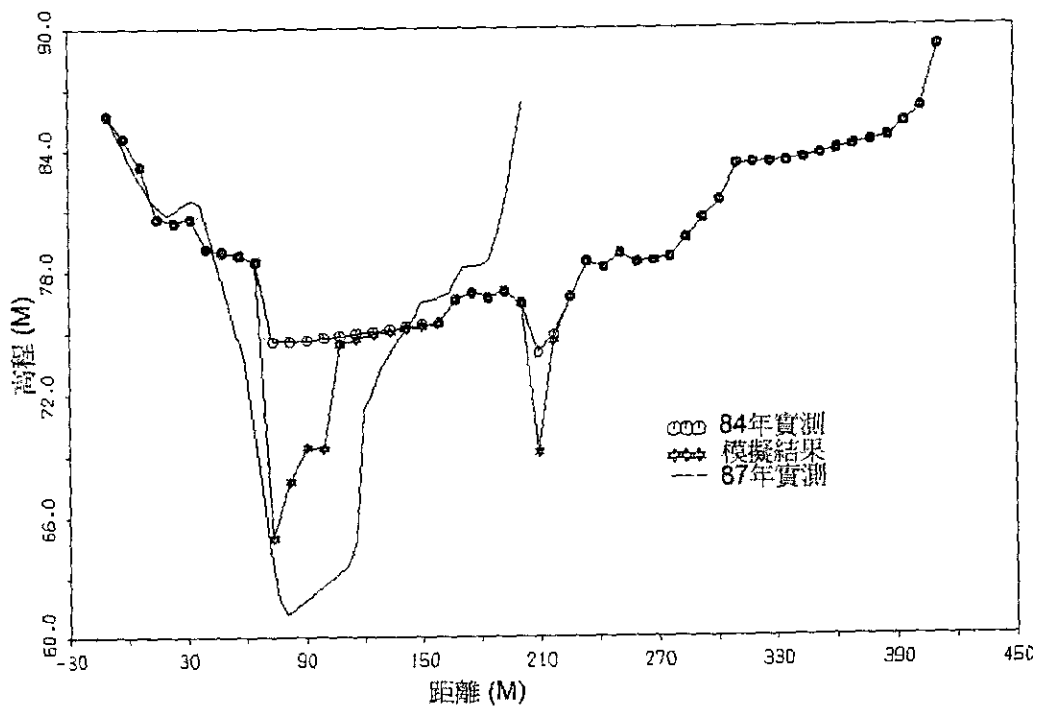


圖 6.8 八掌溪心上橋斷面民國 84-87 年河床最低點模擬與實測比較圖

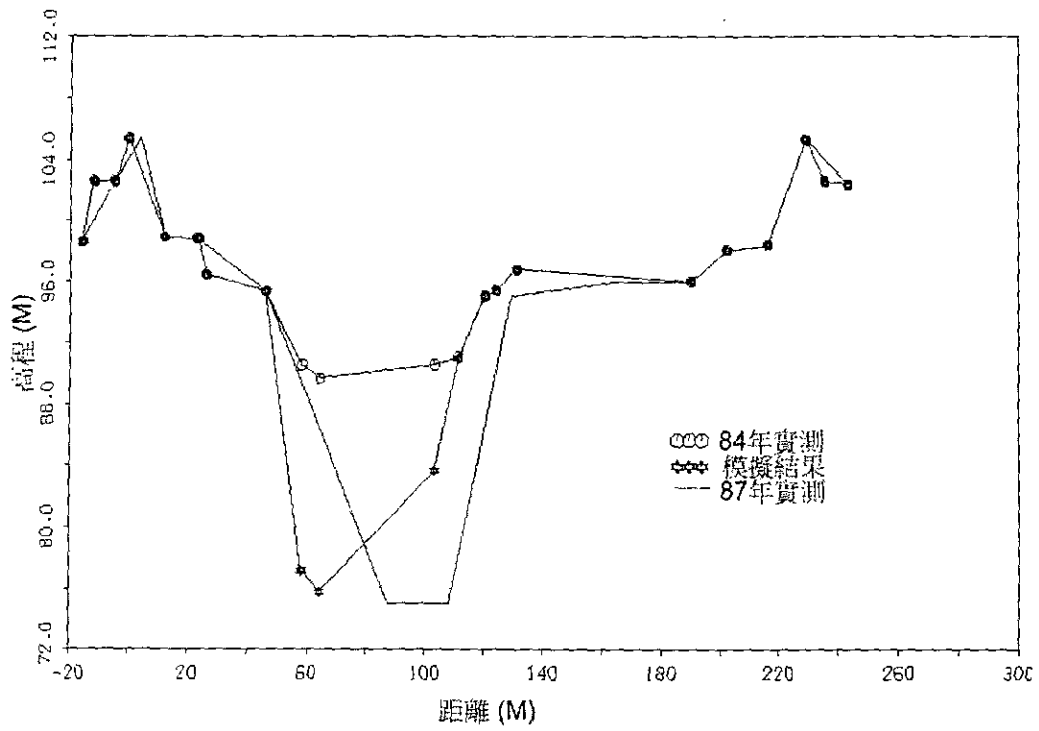


圖 6.9 八掌溪第 100 断面民國 84-87 年河床最低點模擬與實測比較圖

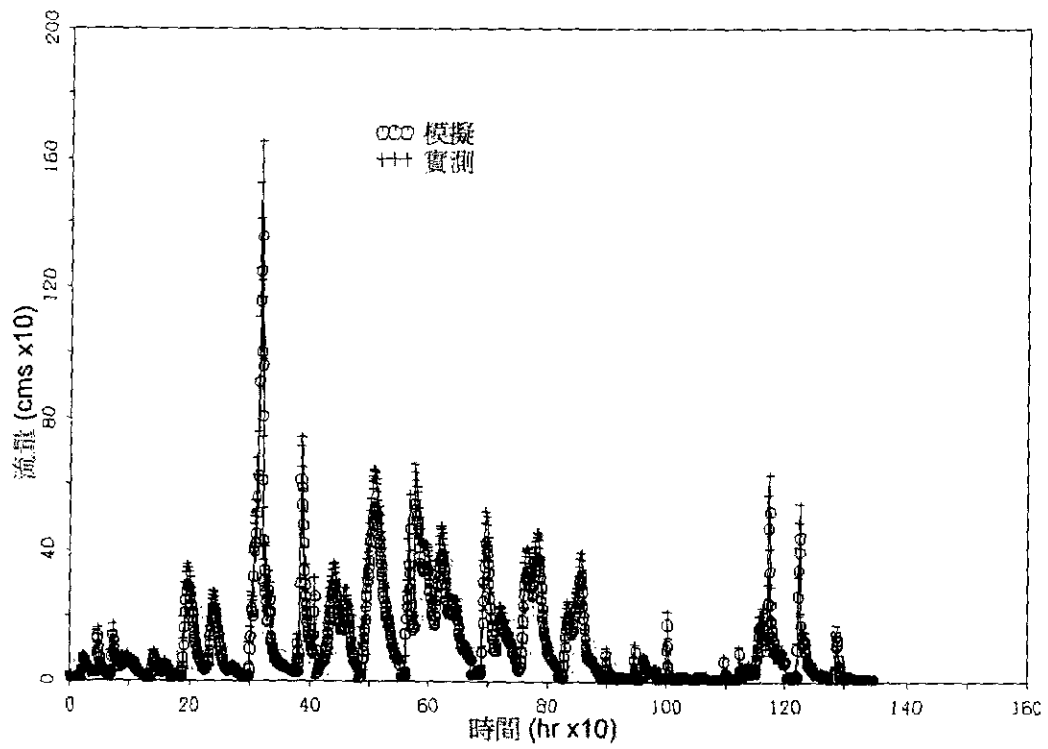


圖 6.10 八掌溪軍輝橋民國 84-87 年流量模擬與實測比較圖

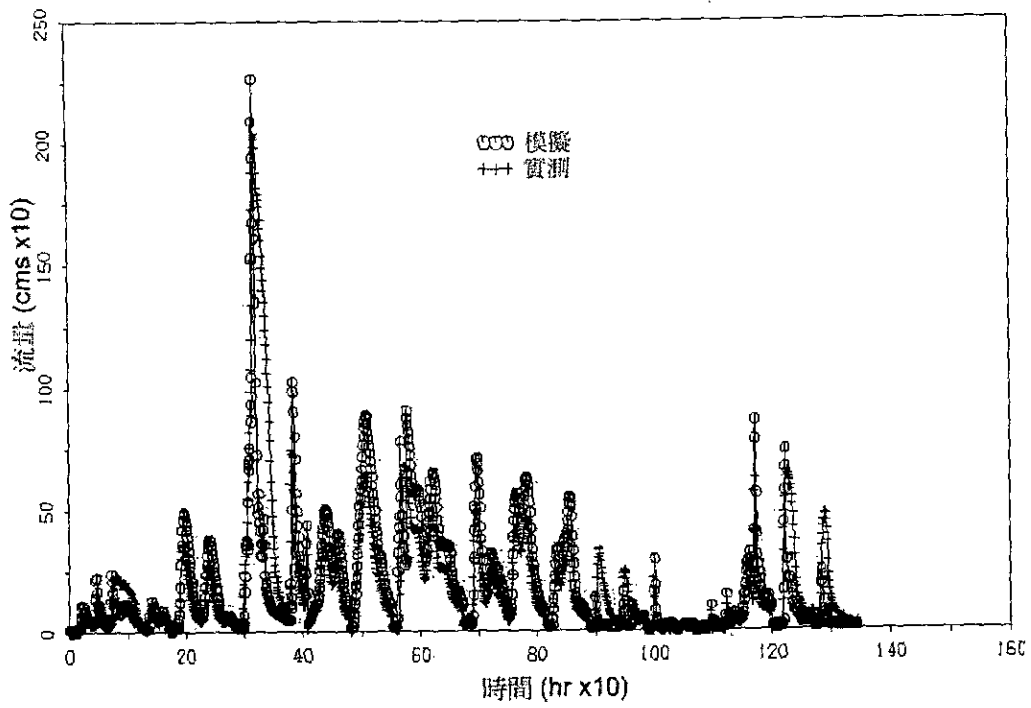


圖 6.11 八掌溪義竹站民國 84-87 年流量模擬與實測比較圖

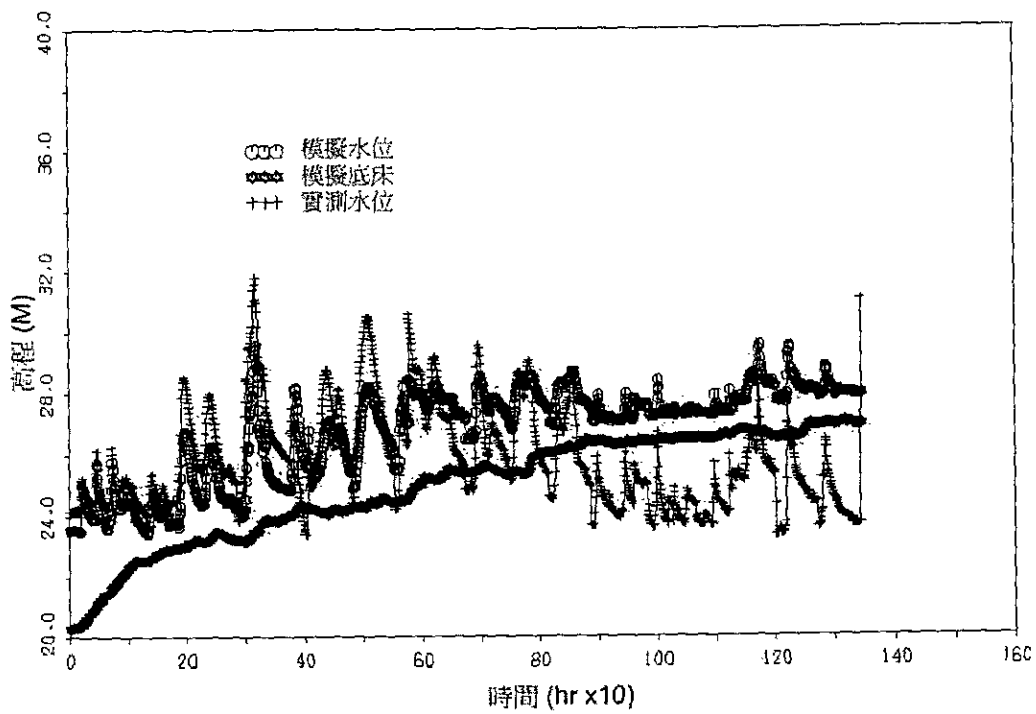


圖 6.12 八掌溪軍輝橋民國 84-87 年水位模擬與實測比較圖

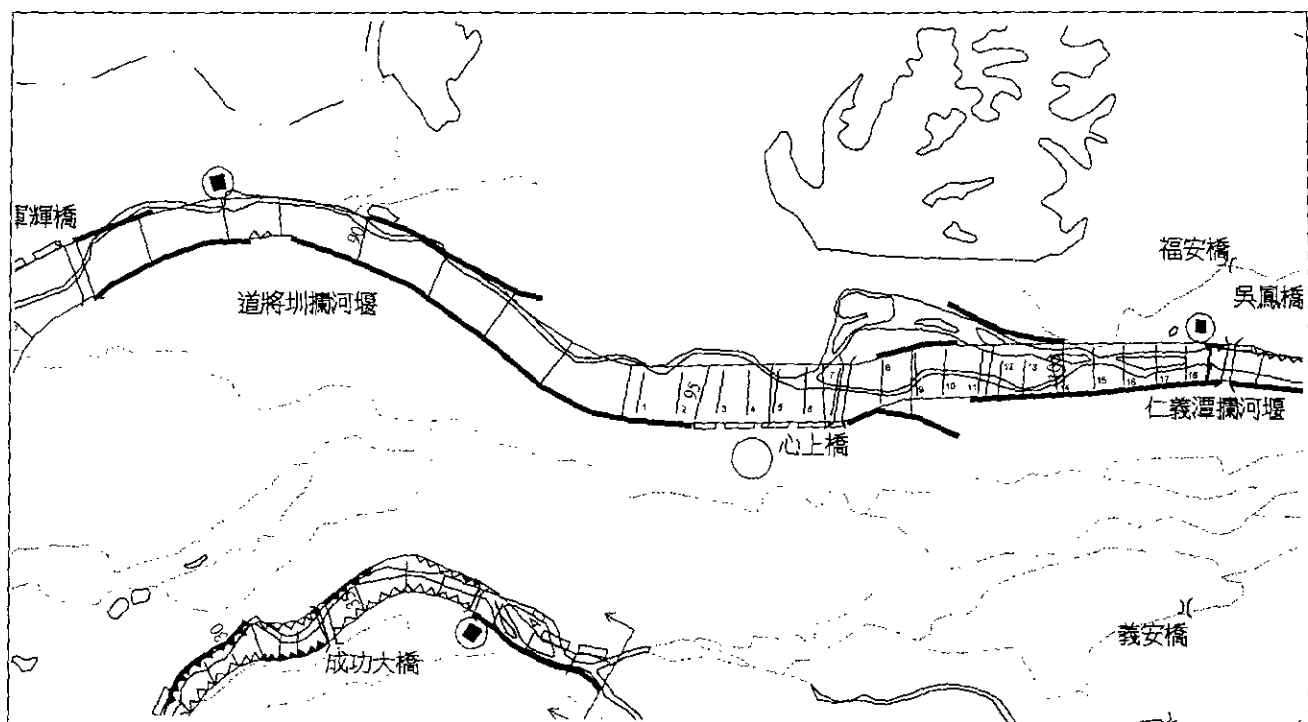


圖 6.13 八掌溪規劃固床工位置圖

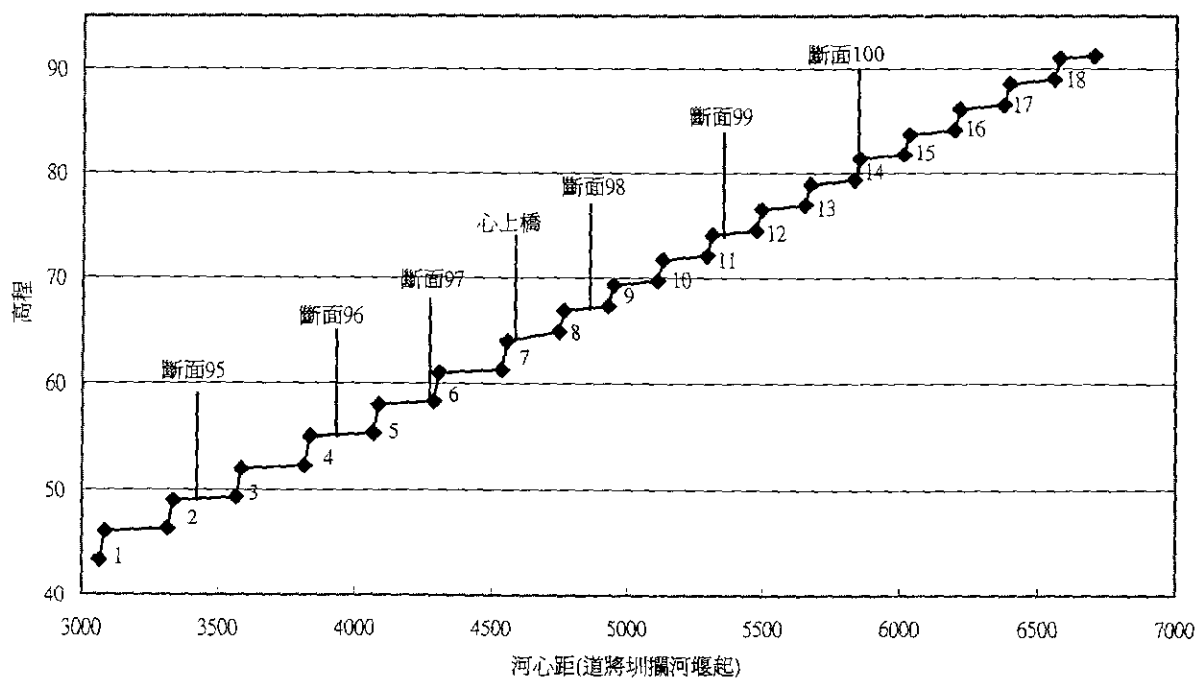


圖 6.14 八掌溪規劃固床工高程圖

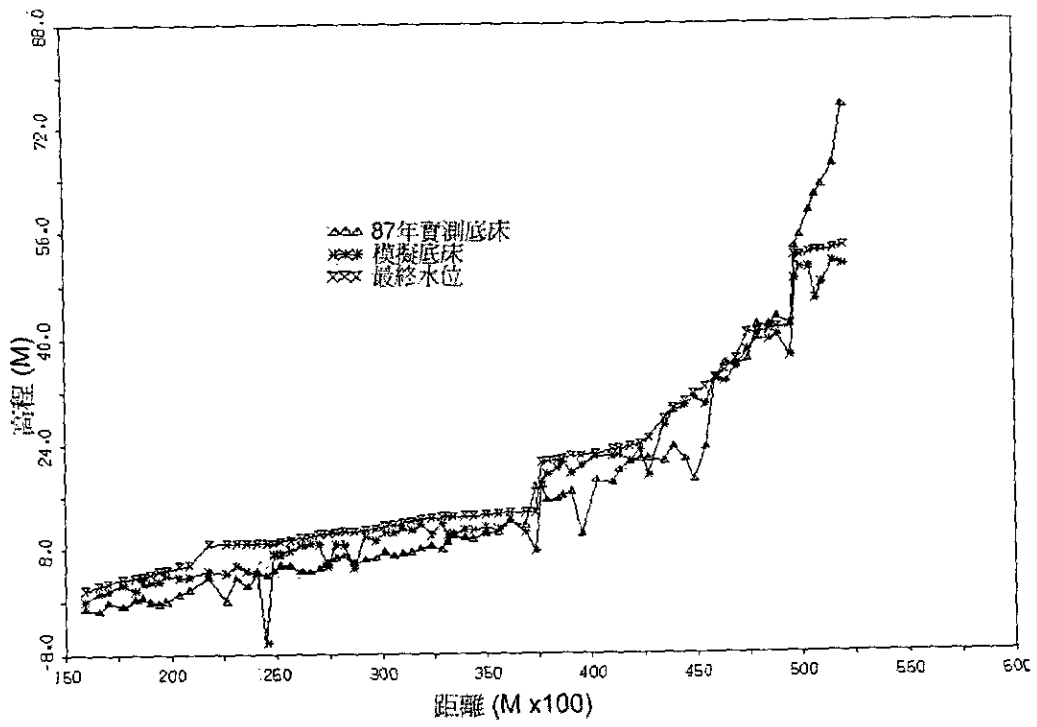


圖 6.15 八掌溪民國 87 年未設固床工十年後模擬河床最低點變化圖

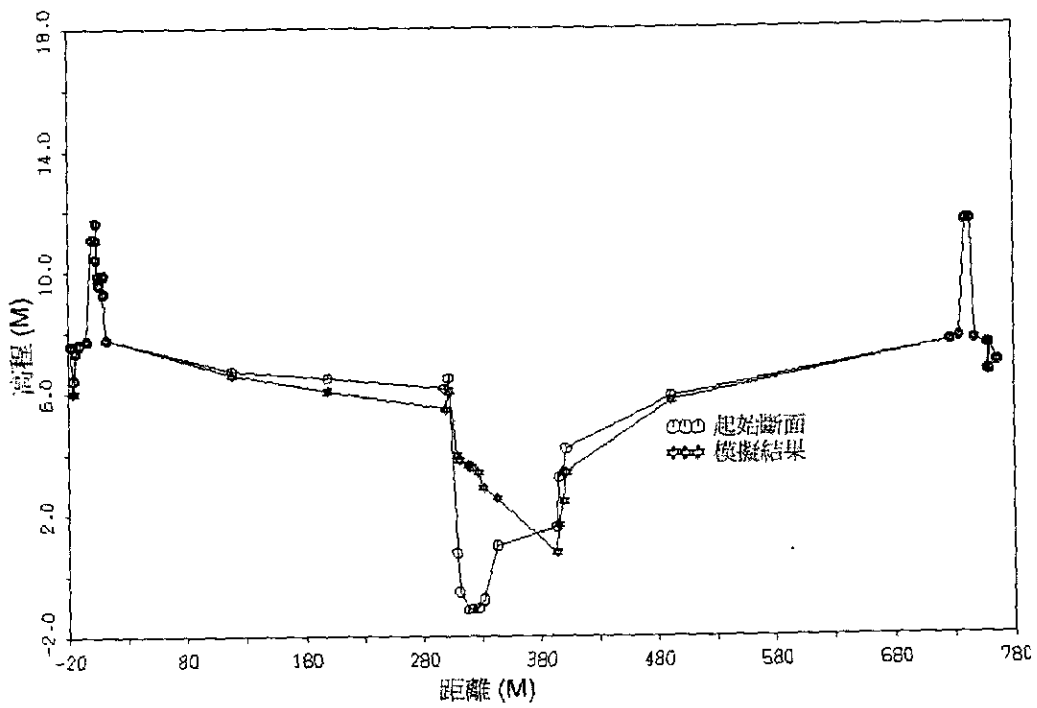


圖 6.16 八掌溪民國 87 年未設固床工義竹站十年後模擬河床變化圖

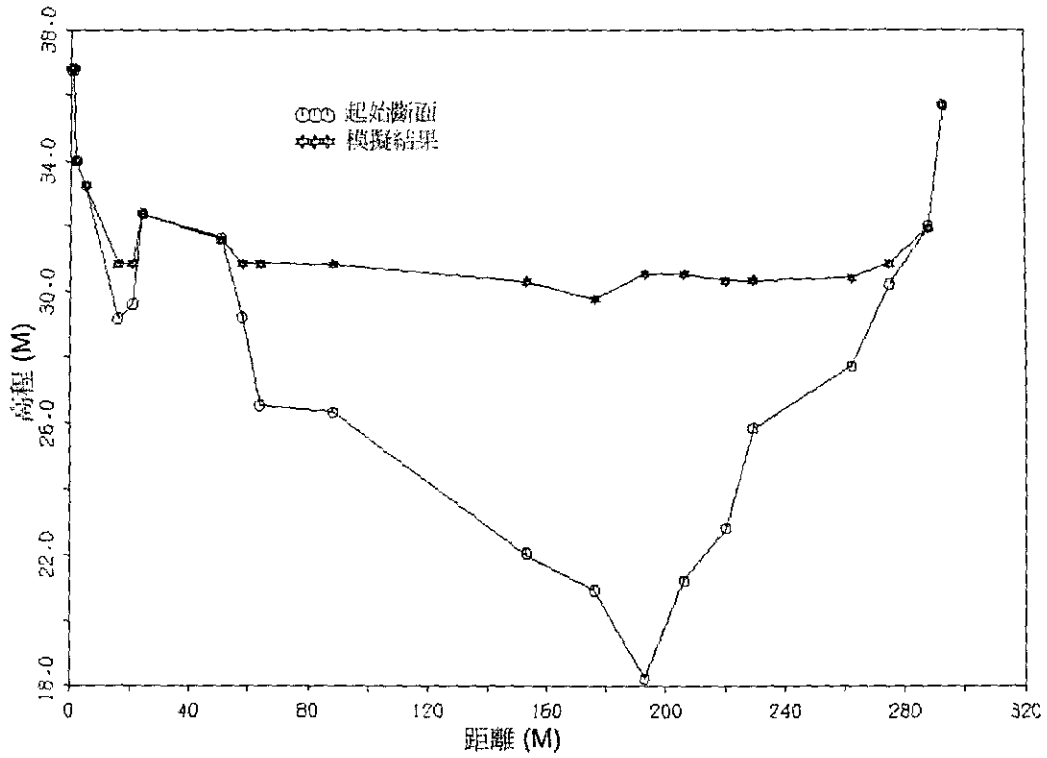


圖 6.17 八掌溪民國 87 年未設固床工軍輝橋十年後模擬河床變化圖

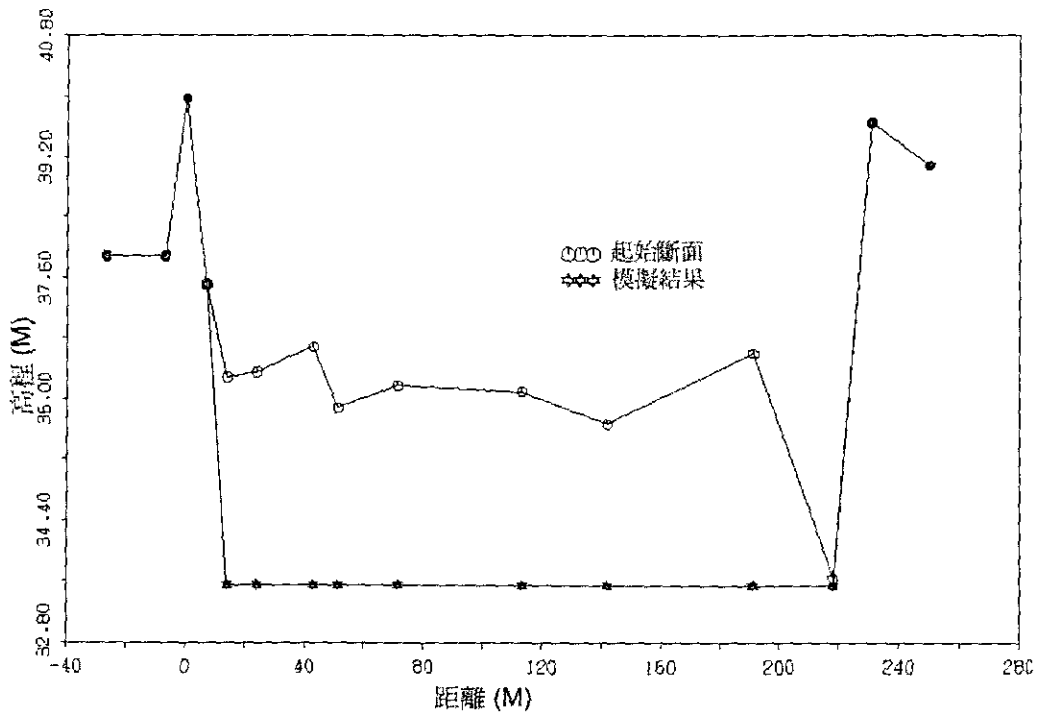


圖 6.18 八掌溪民國 87 年未設固床工道將圳攔河堰十年後模擬河床變化圖

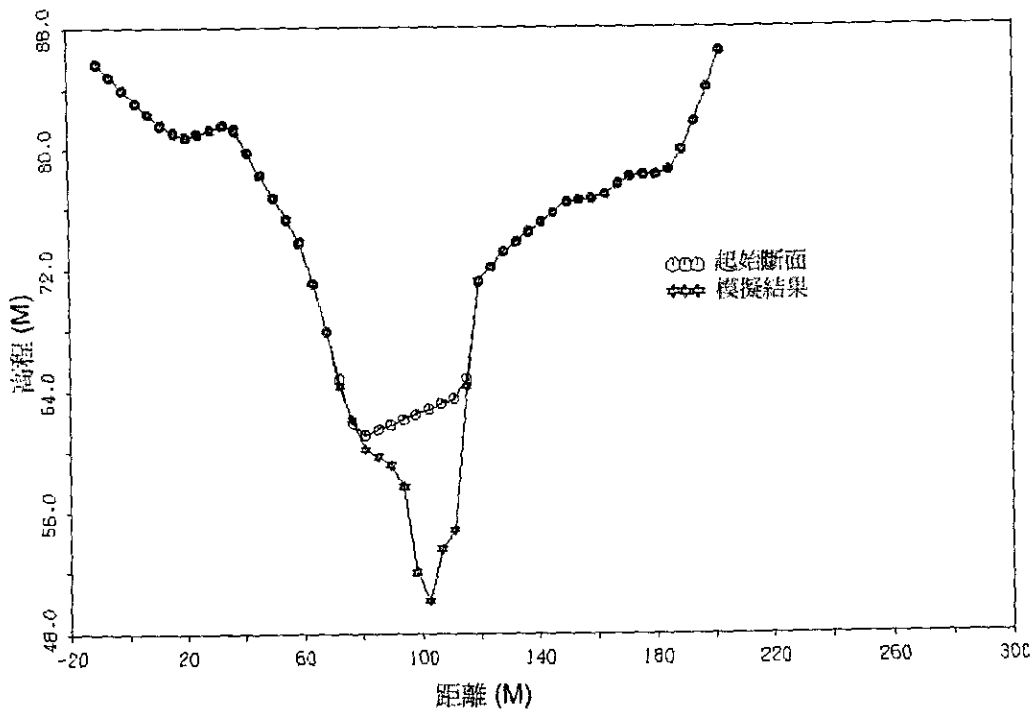


圖 6.19 八掌溪民國 87 年未設固床工心上橋十年後模擬河床變化圖

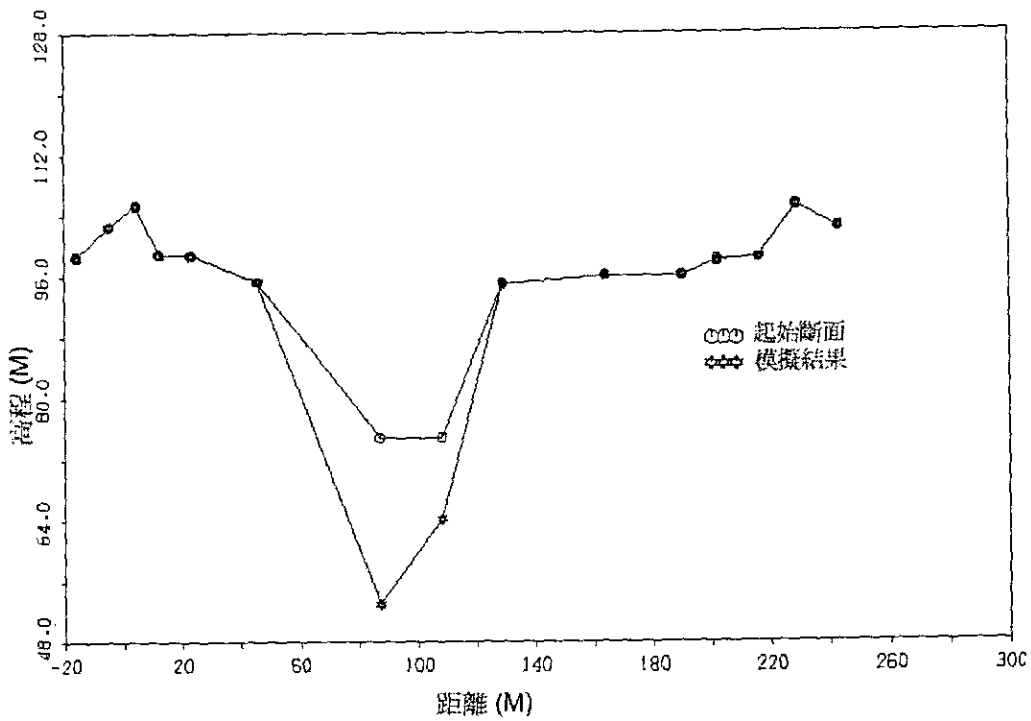


圖 6.20 八掌溪民國 87 年未設固床工第 100 斷面十年後模擬河床變化圖

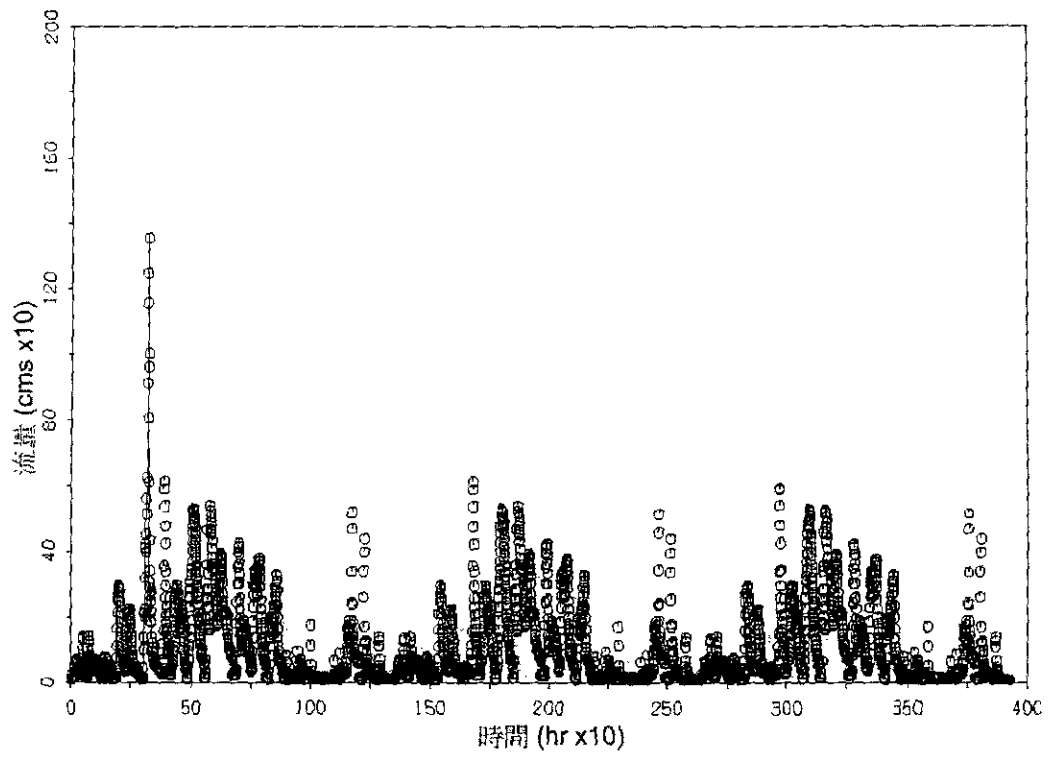


圖 6.21 八掌溪軍輝橋十年流量歷線圖

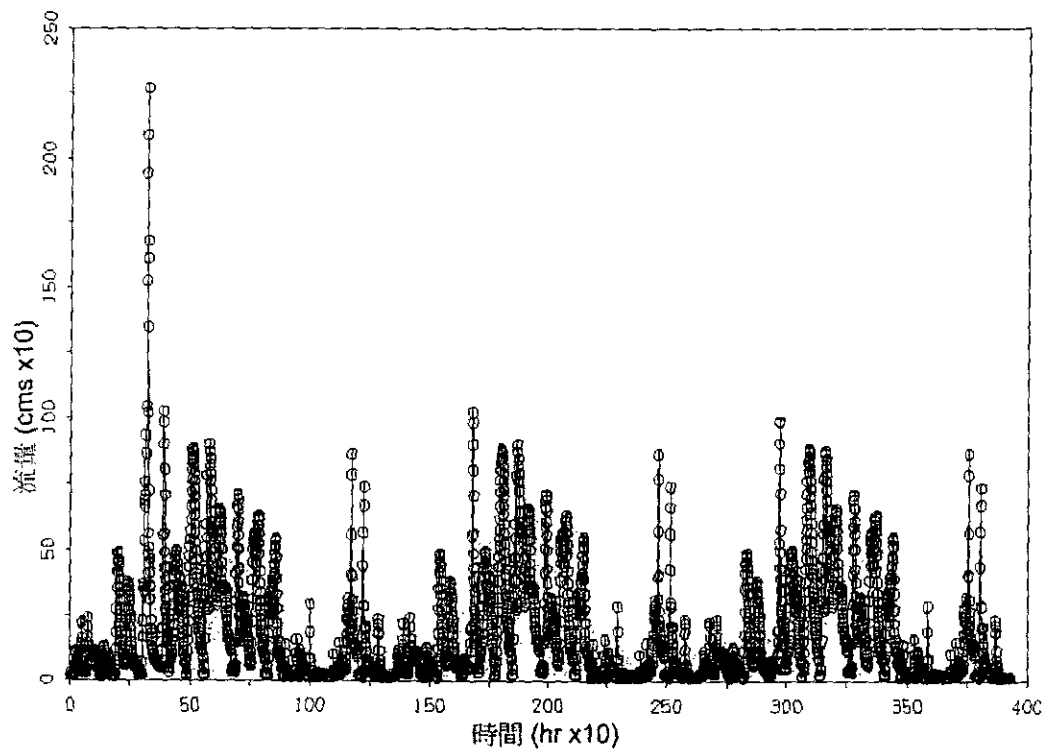


圖 6.22 八掌溪義竹站十年流量歷線圖



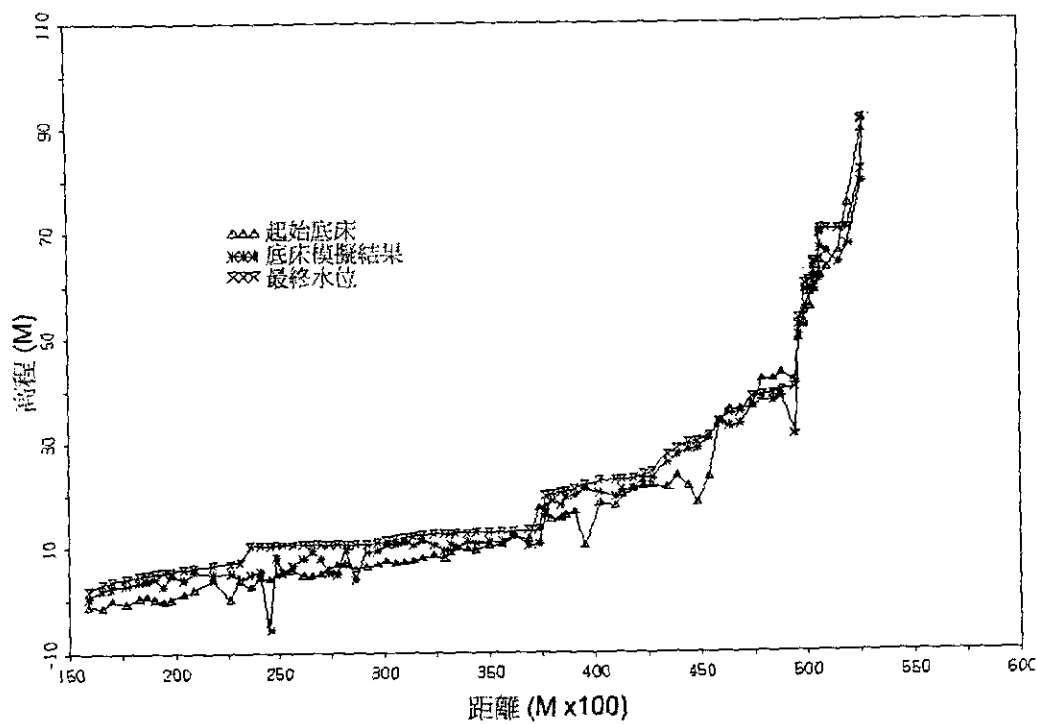


圖 6.23 八掌溪現況固床工十年後模擬河床最低點變化圖

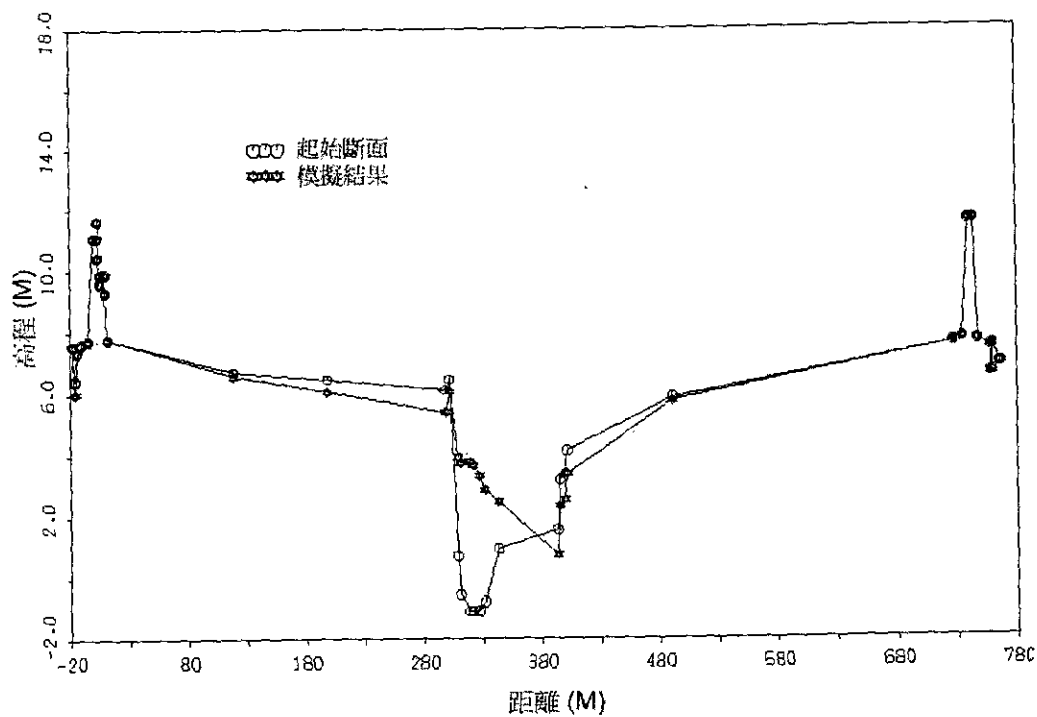


圖 6.24 八掌溪現況固床工義竹站十年後模擬河床變化圖

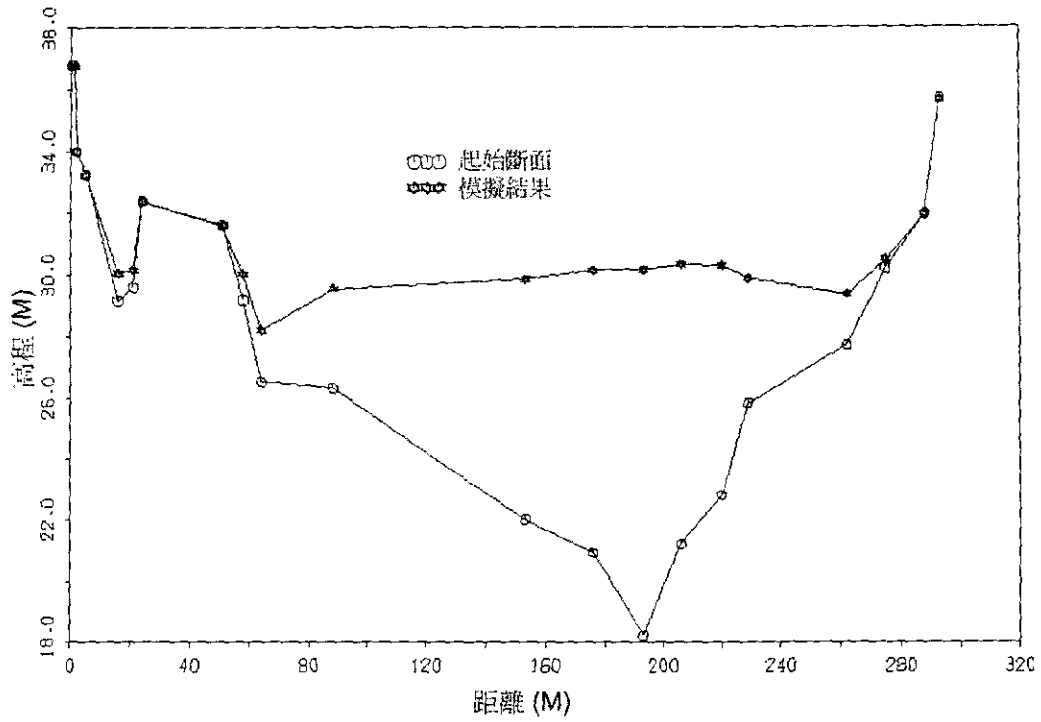


圖 6.25 八掌溪現況固床工軍輝橋十年後模擬河床變化圖

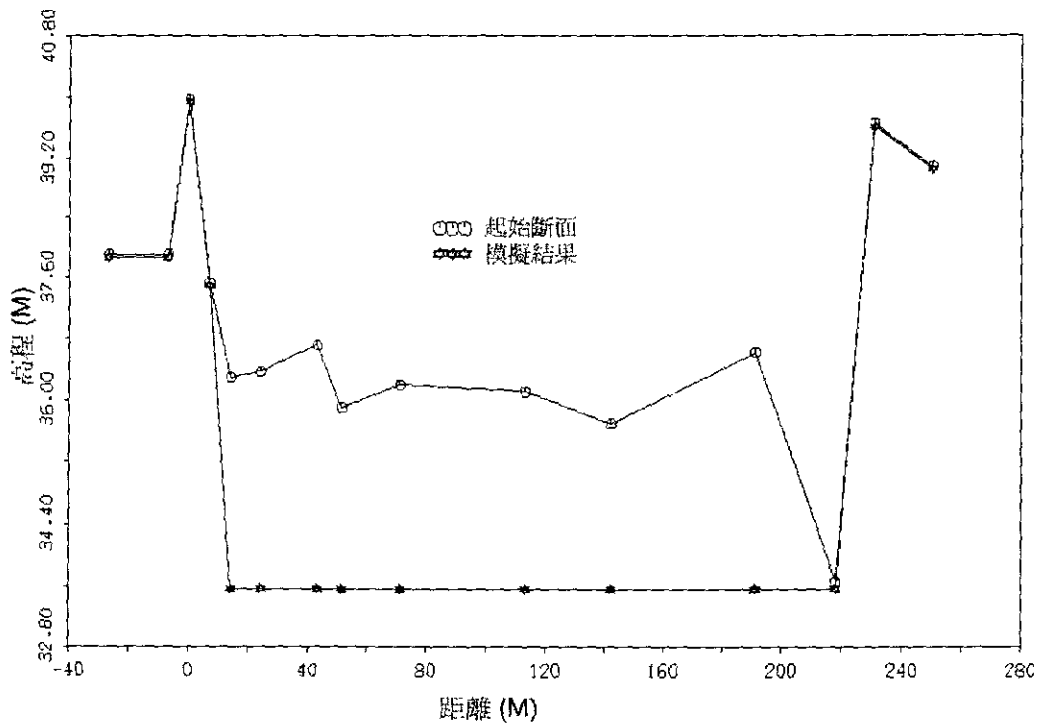


圖 6.26 八掌溪現況固床工道將圳攔河堰十年後模擬河床變化圖

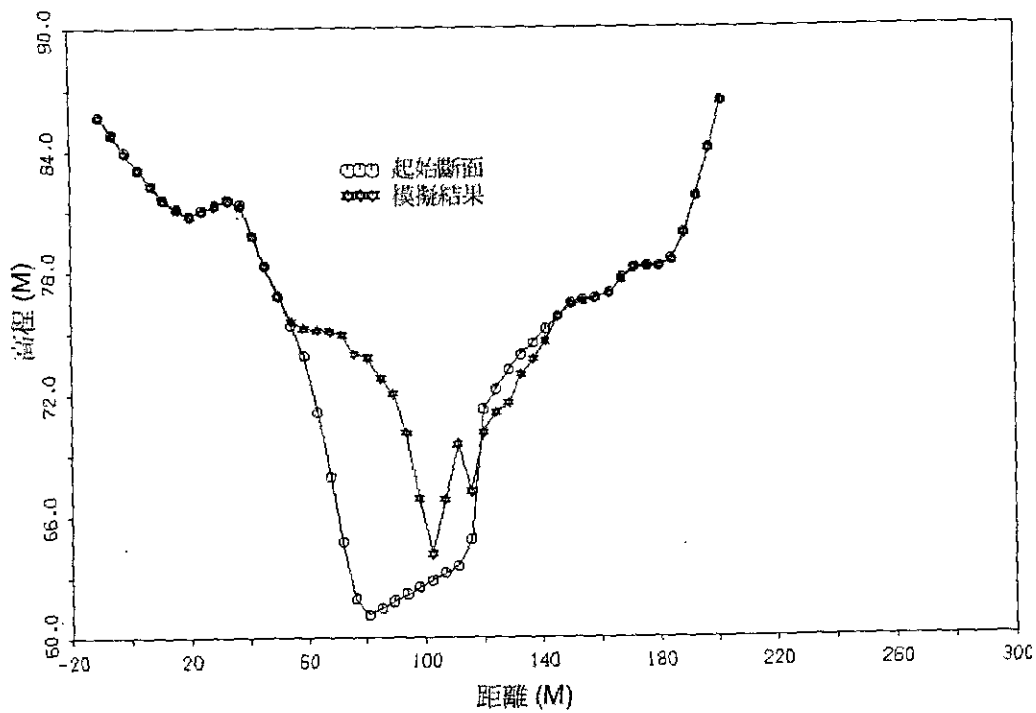


圖 6.27 八掌溪現況固床工心上橋十年後模擬河床變化圖

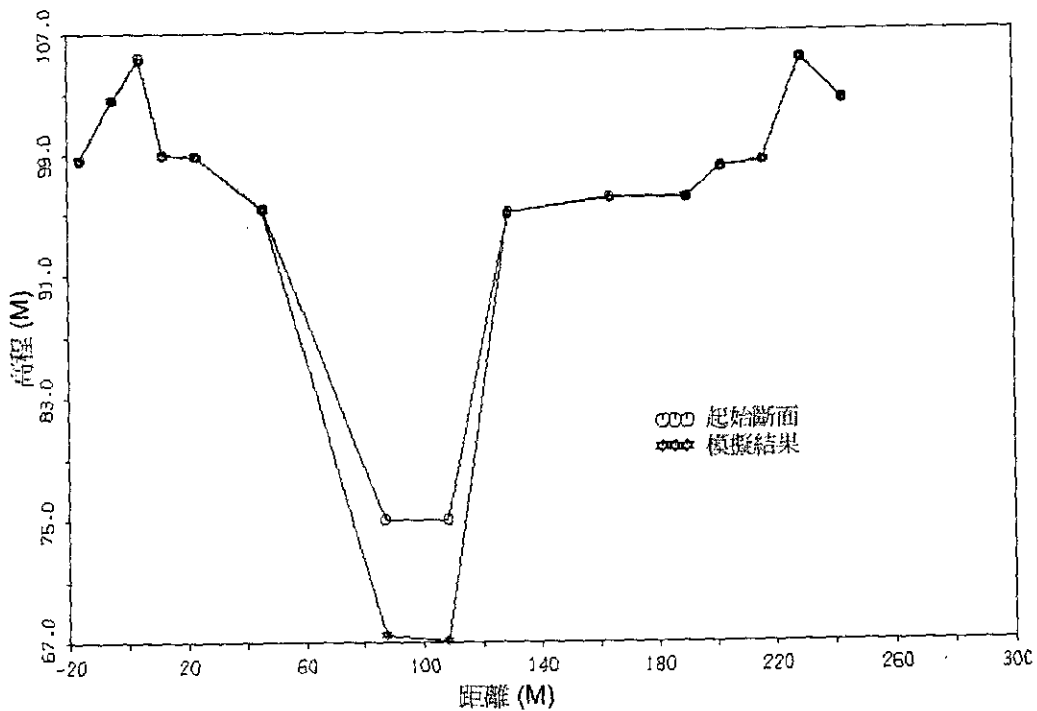


圖 6.28 八掌溪現況固床工第 100 断面十年後模擬河床變化圖

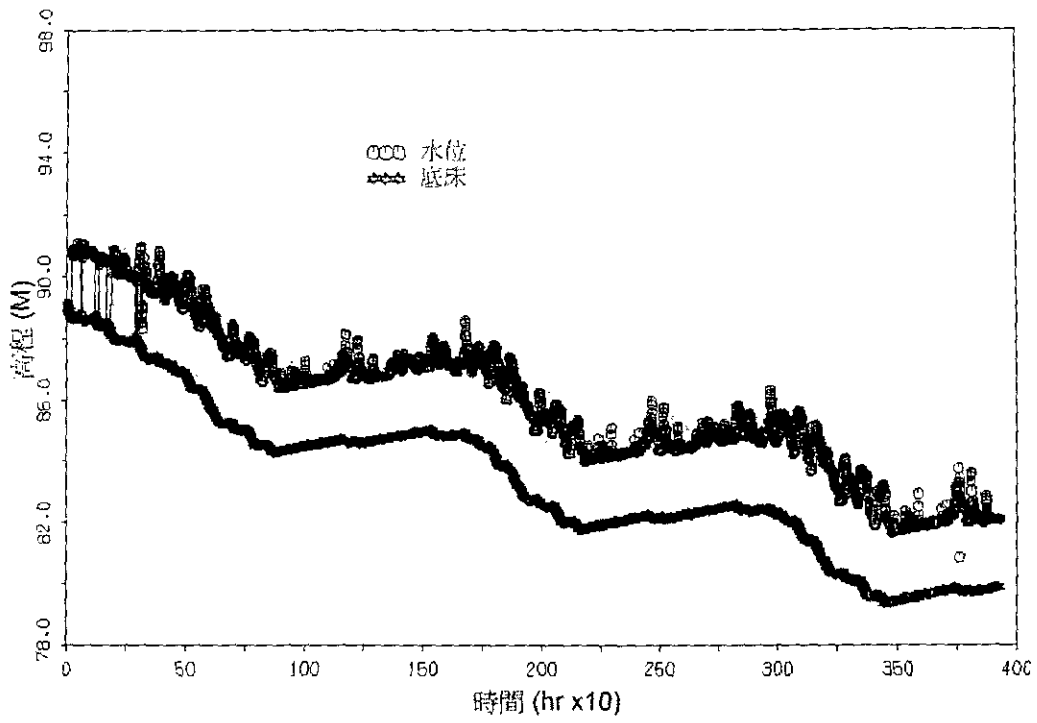


圖 6.29 八掌溪現況固床工 18 號後十年間模擬河床最低點變化圖

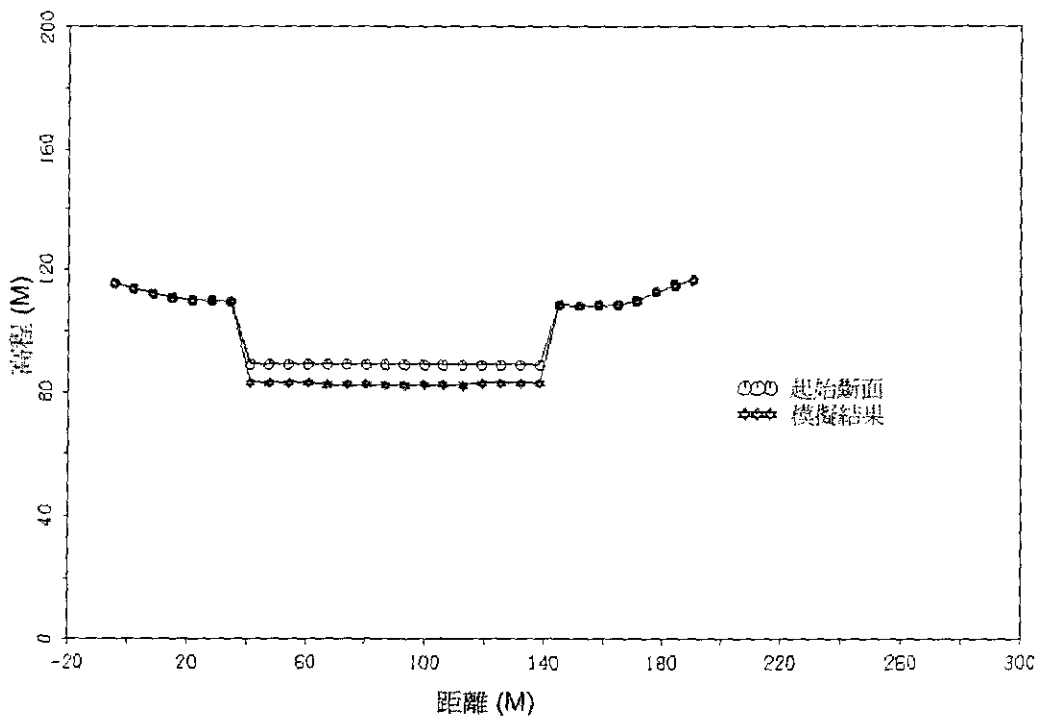


圖 6.30 八掌溪現況固床工 18 號十年後模擬河床變化圖

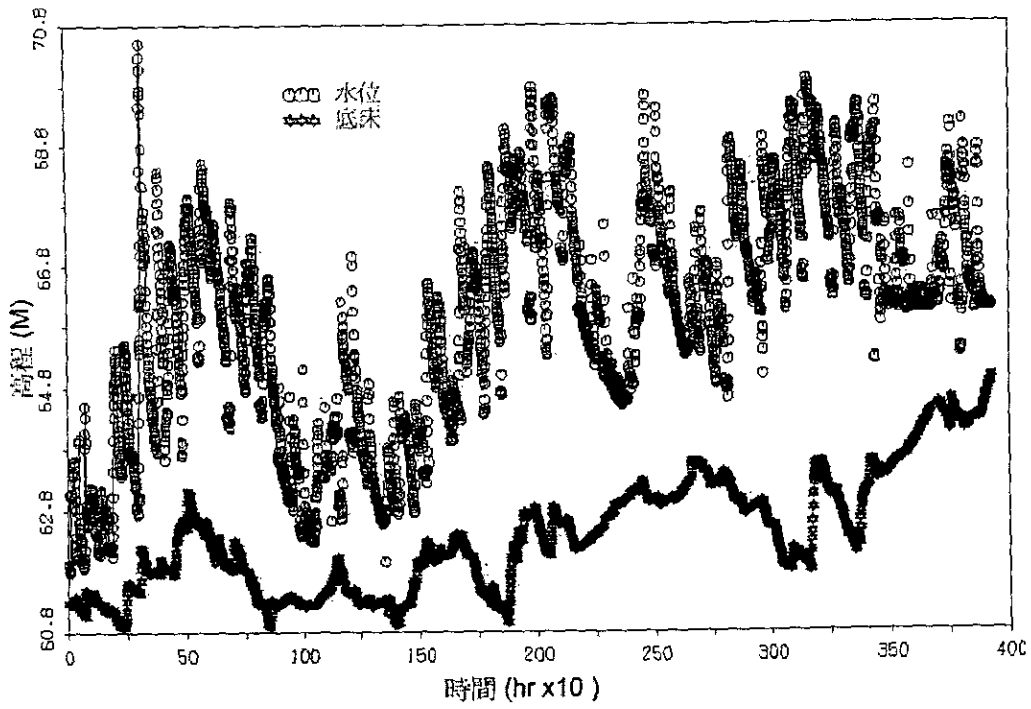


圖 6.31 八掌溪現況固床工 7 號後十年間模擬河床最低點變化圖

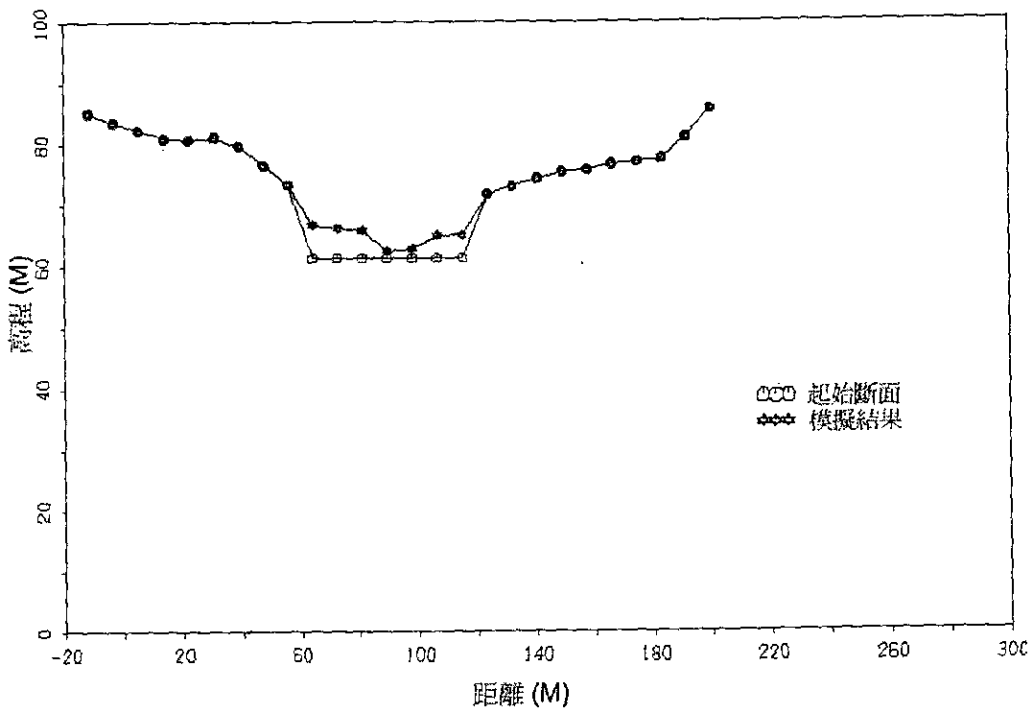


圖 6.32 八掌溪現況固床工 7 號十年後模擬河床變化圖

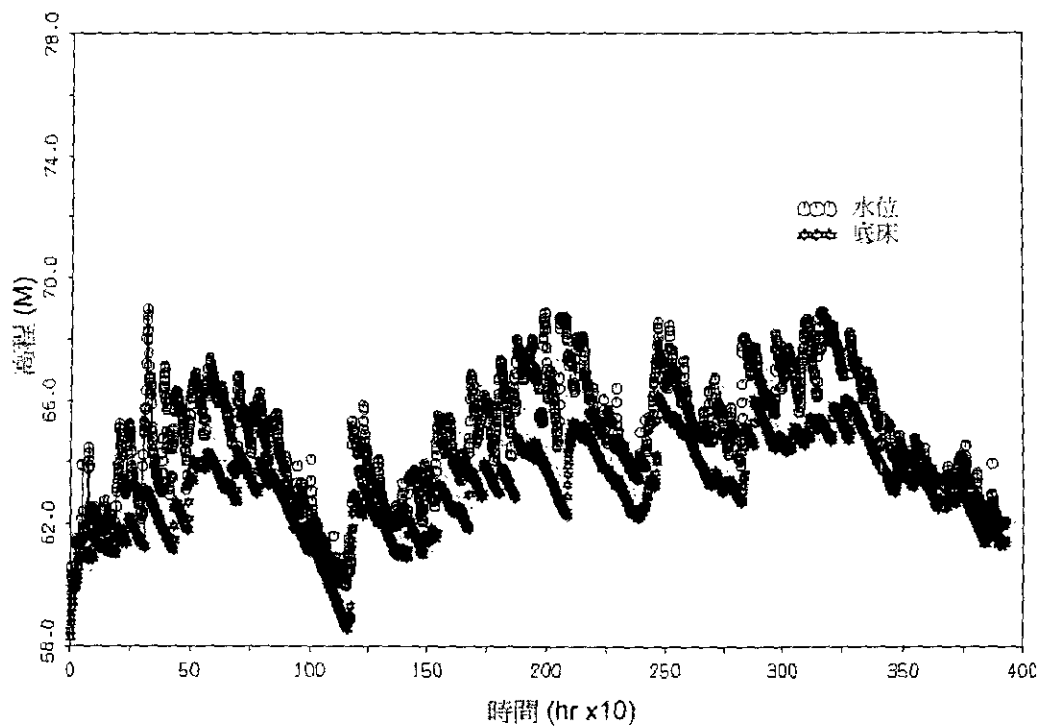


圖 6.33 八掌溪現況固床工 6 號後十年間模擬河床最低點變化圖

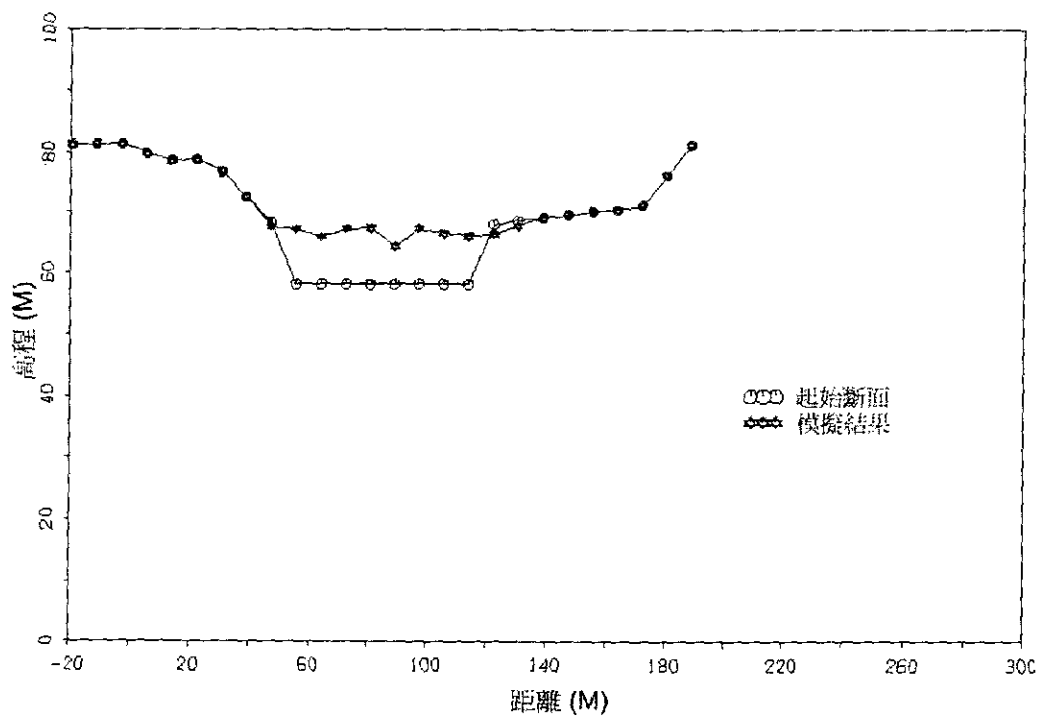


圖 6.34 八掌溪現況固床工 6 號十年後模擬河床變化圖

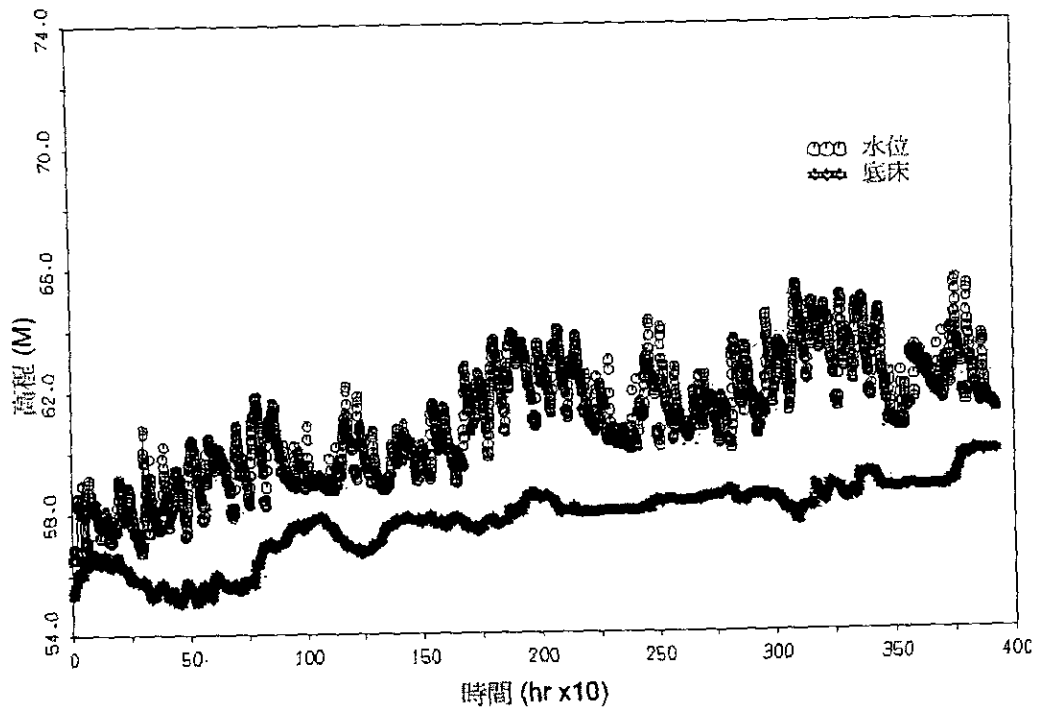


圖 6.35 八掌溪現況固床工 5 號後十年間模擬河床最低點變化圖

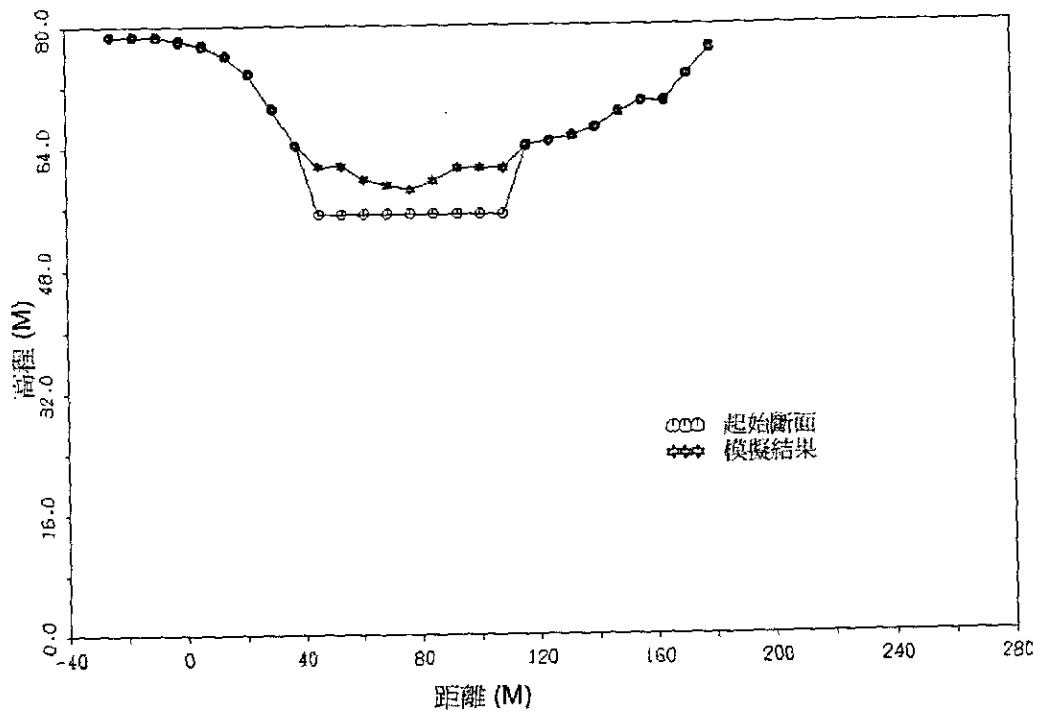


圖 6.36 八掌溪現況固床工 5 號十年後模擬河床變化圖

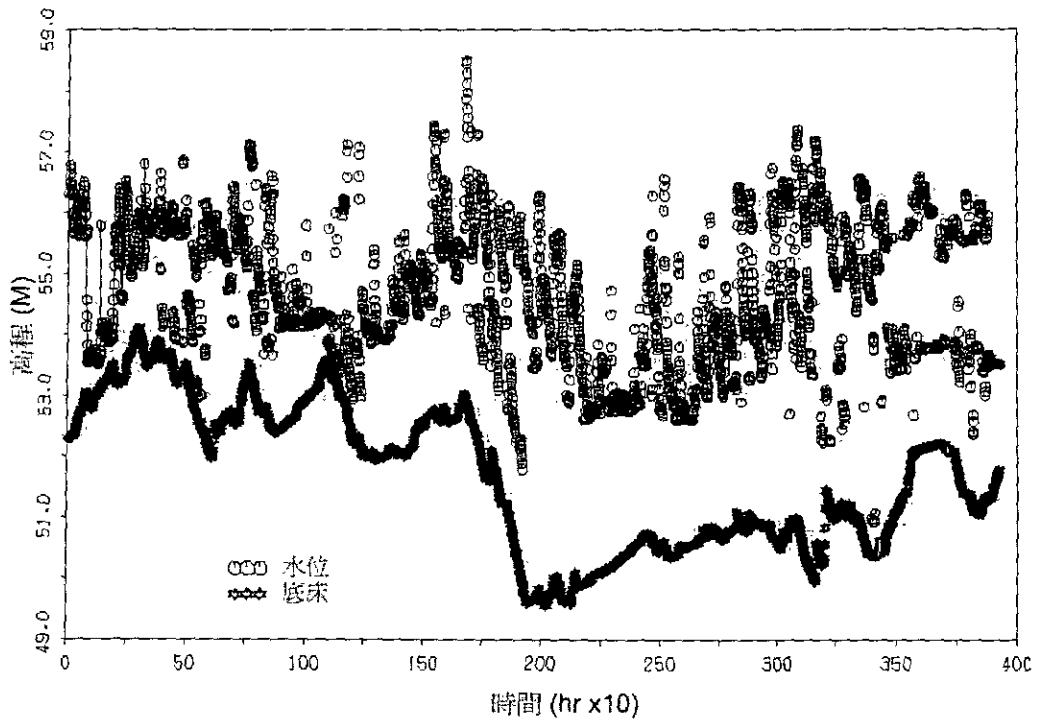


圖 6.37 八掌溪現況固床工 4 號後十年間模擬河床最低點變化圖

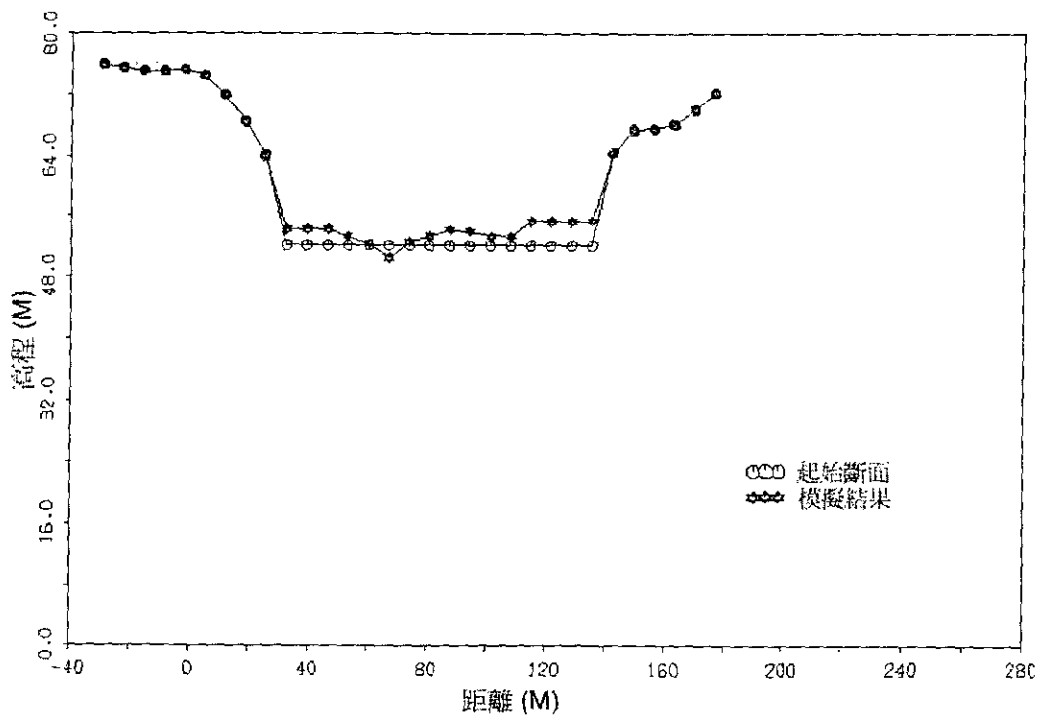


圖 6.38 八掌溪現況固床工 4 號十年後模擬河床變化圖



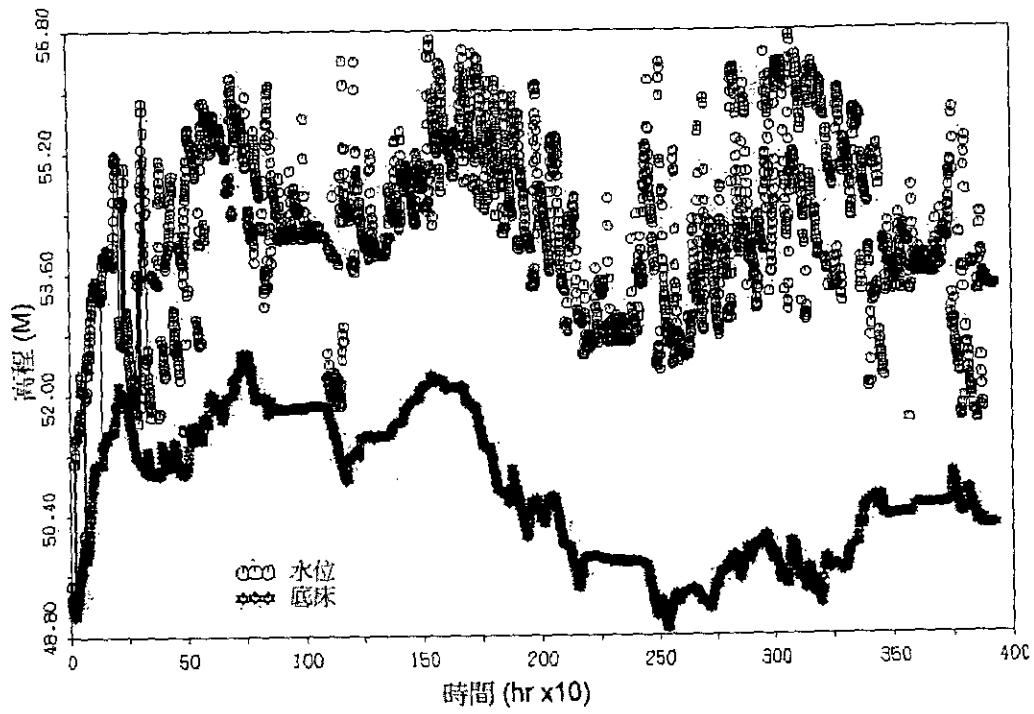


圖 6.39 八掌溪現況固床工 3 號後十年間模擬河床最低點變化圖

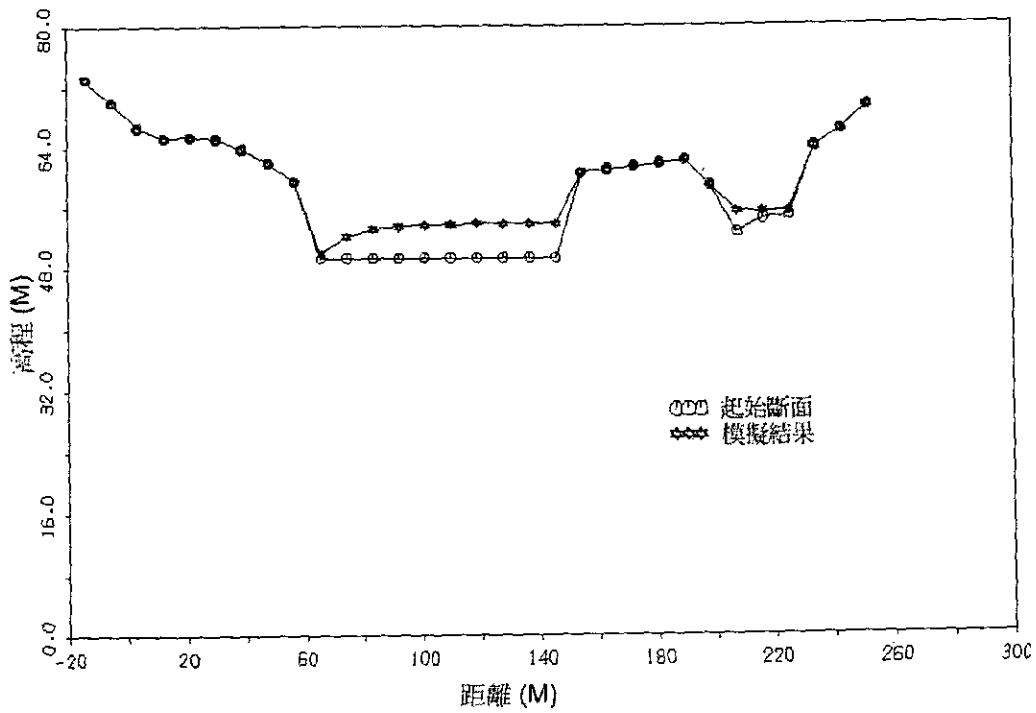


圖 6.40 八掌溪現況固床工 3 號十年後模擬河床變化圖

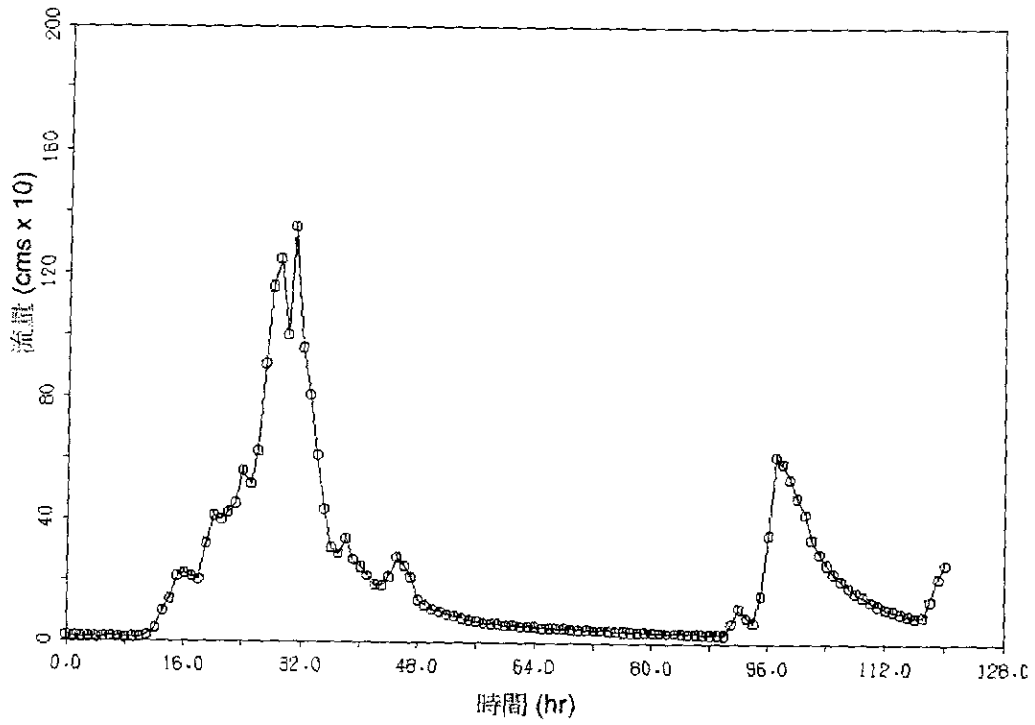


圖 6.41 八掌溪現況固床工軍輝橋賀伯颱風重現流量歷線圖

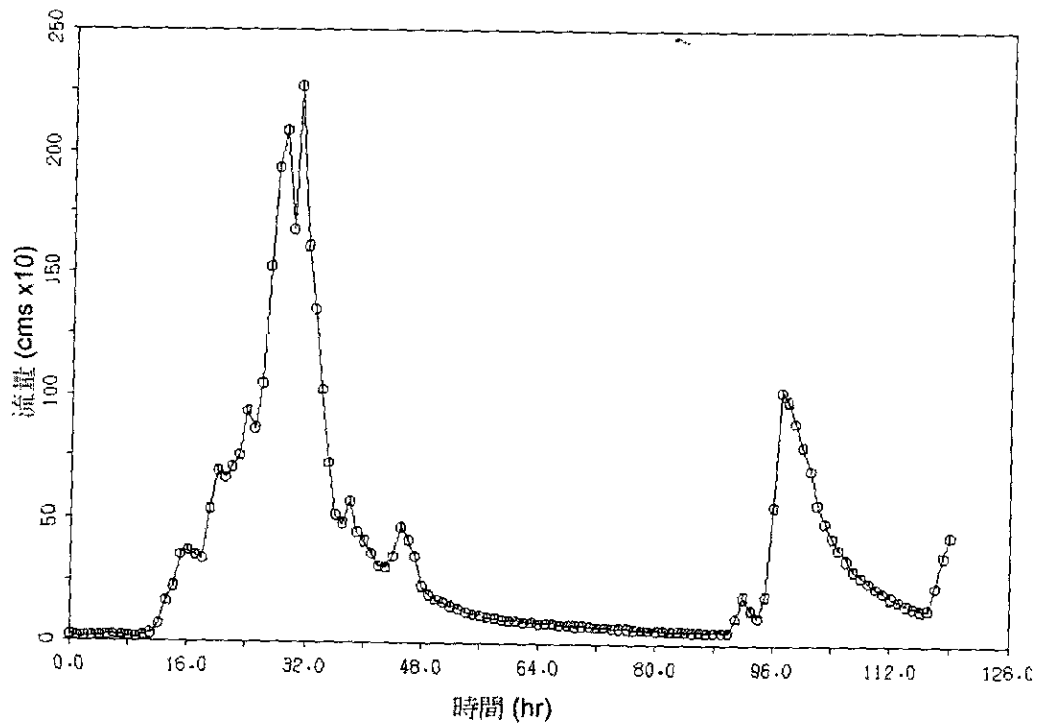


圖 6.42 八掌溪現況固床工義竹站賀伯颱風重現流量歷線圖

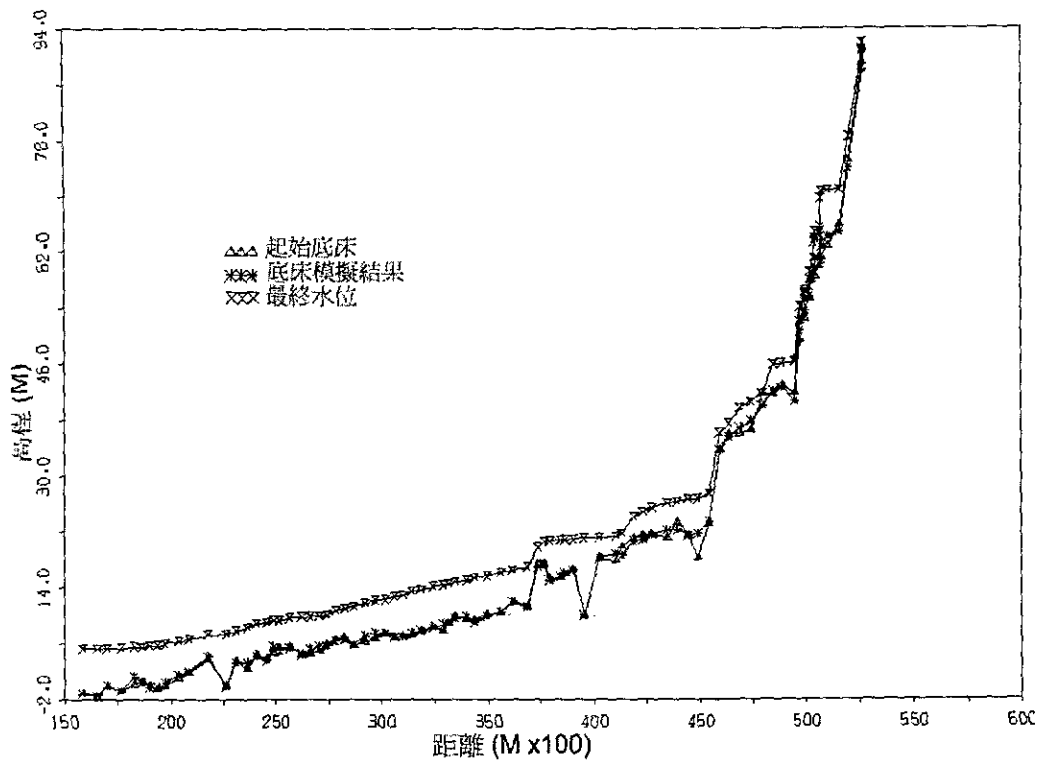


圖 6.43 八掌溪現況固床工賀伯颱風重現河床最低點變化圖

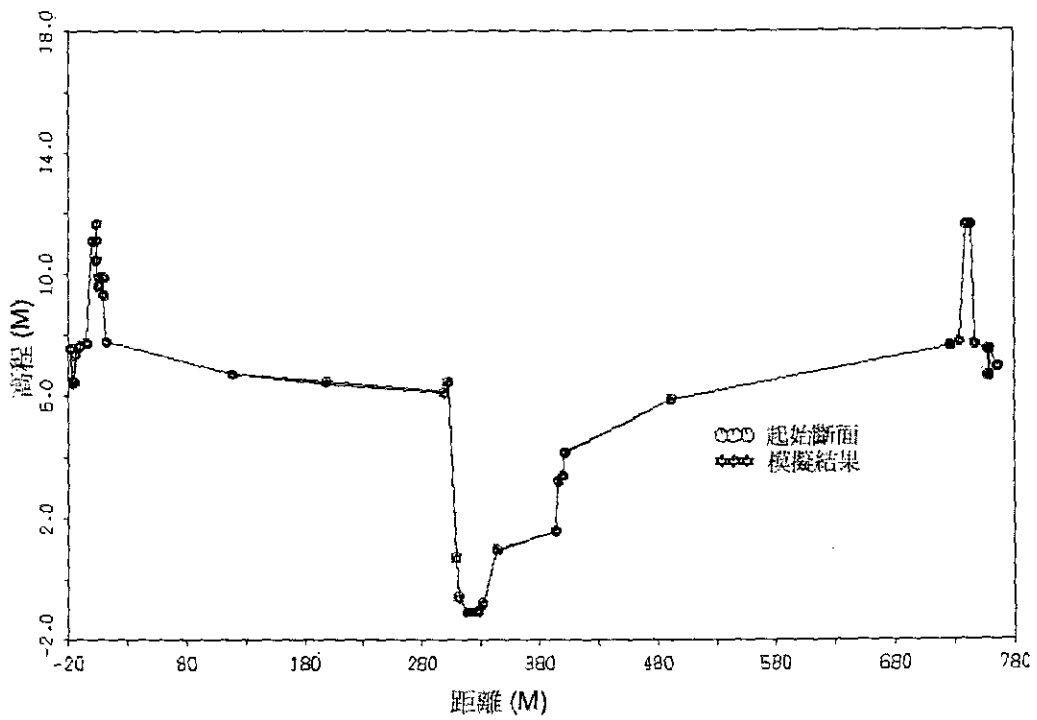


圖 6.44 八掌溪現況固床工義竹站賀伯颱風重現河床變化圖

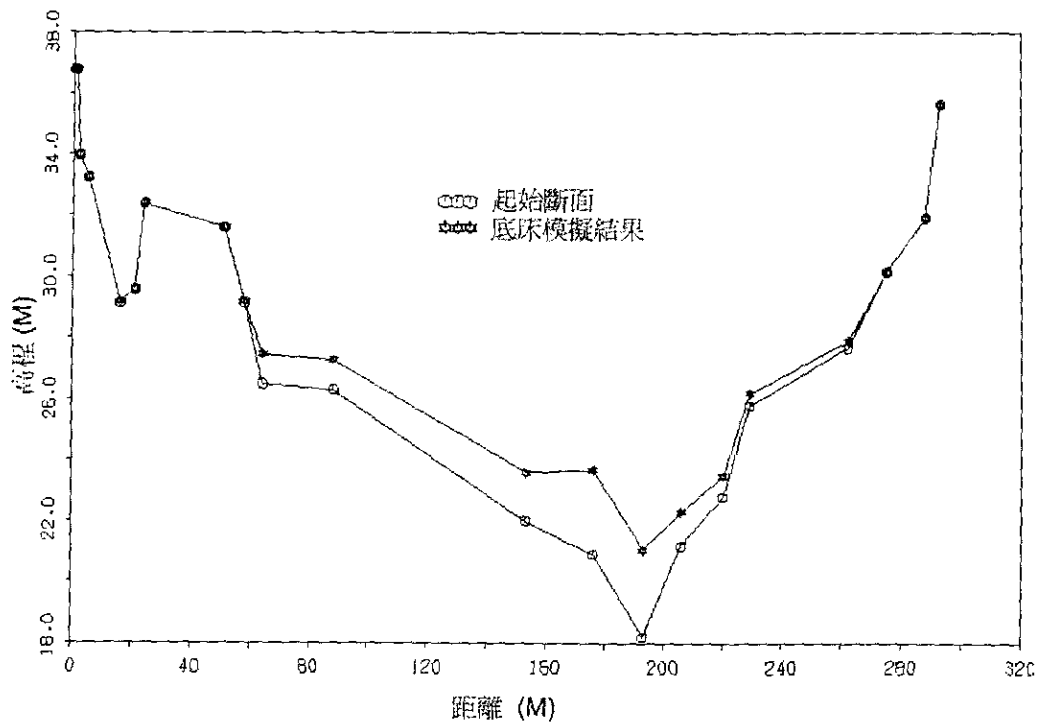


圖 6.45 八掌溪現況固床工軍輝橋賀伯颱風重現河床變化圖

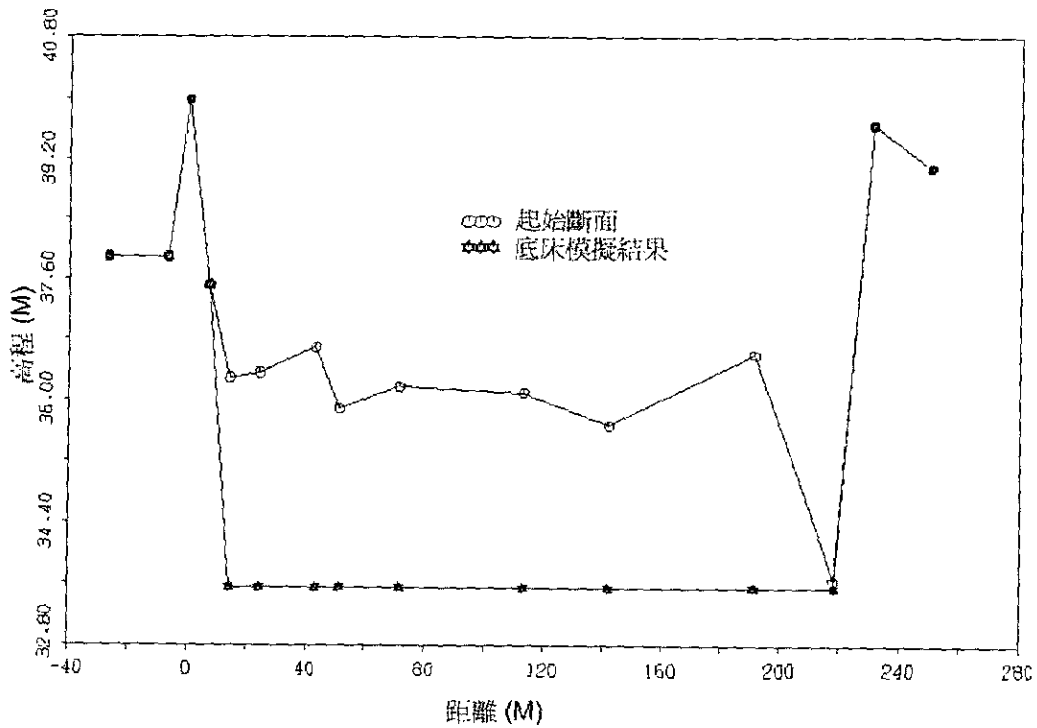


圖 6.46 八掌溪現況固床工道將圳攔河堰下游處賀伯颱風重現河床變化圖

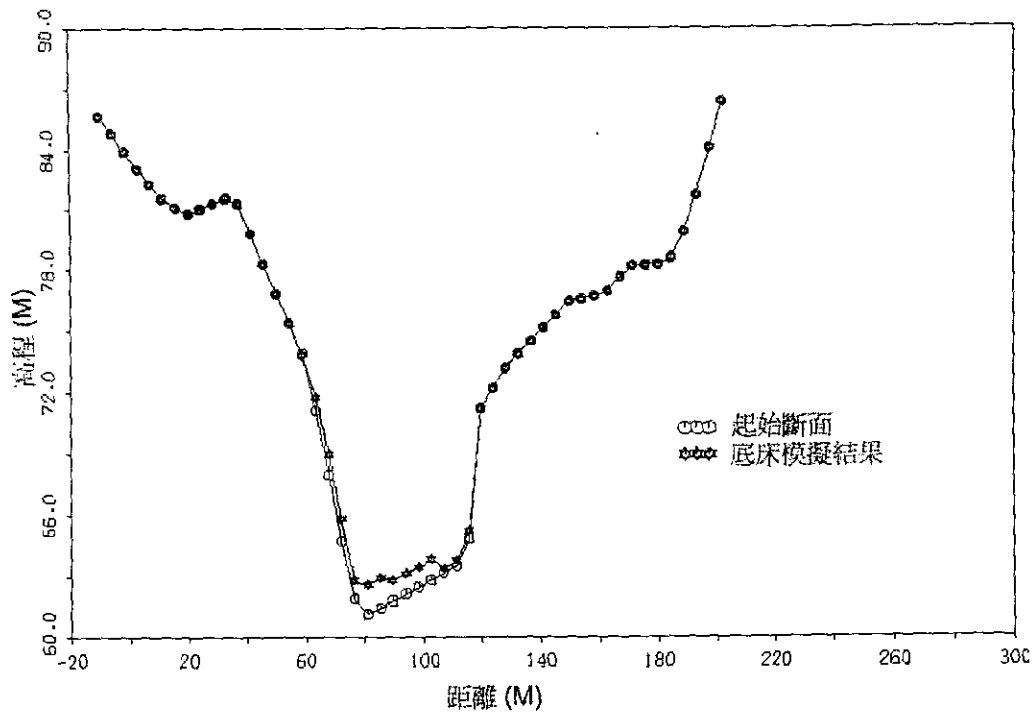


圖 6.47 八掌溪現況固床工心上橋賀伯颱風重現河床變化圖

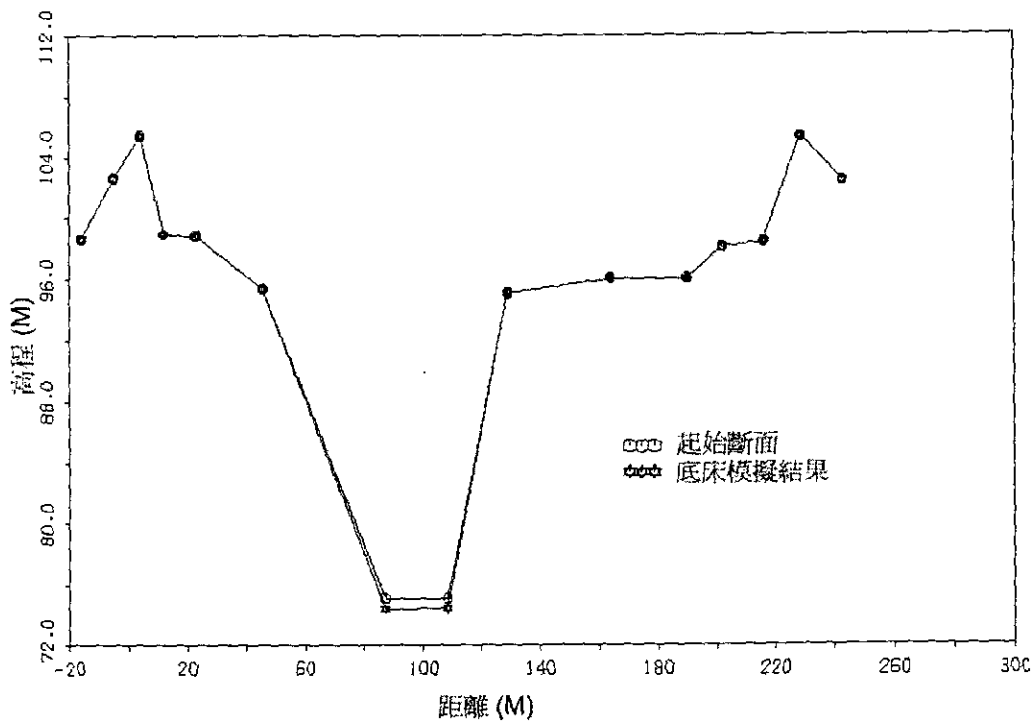


圖 6.48 八掌溪現況固床工第 100 斷面賀伯颱風重現河床變化圖

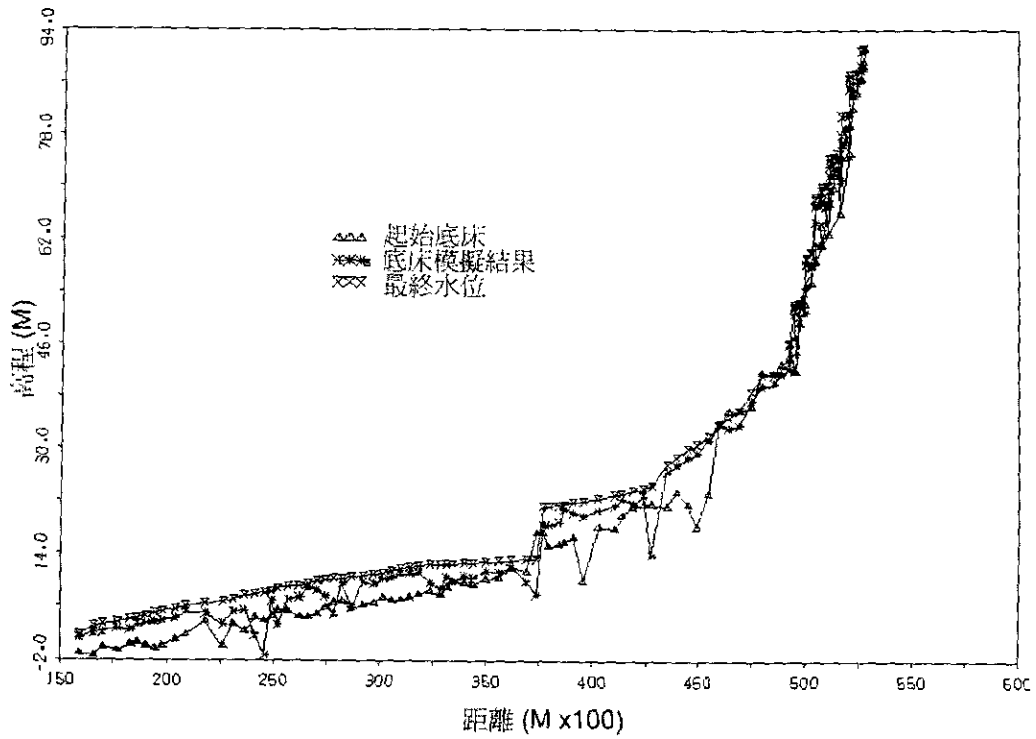


圖 6.49 八掌溪計畫固床工十年後模擬河床最低點變化圖

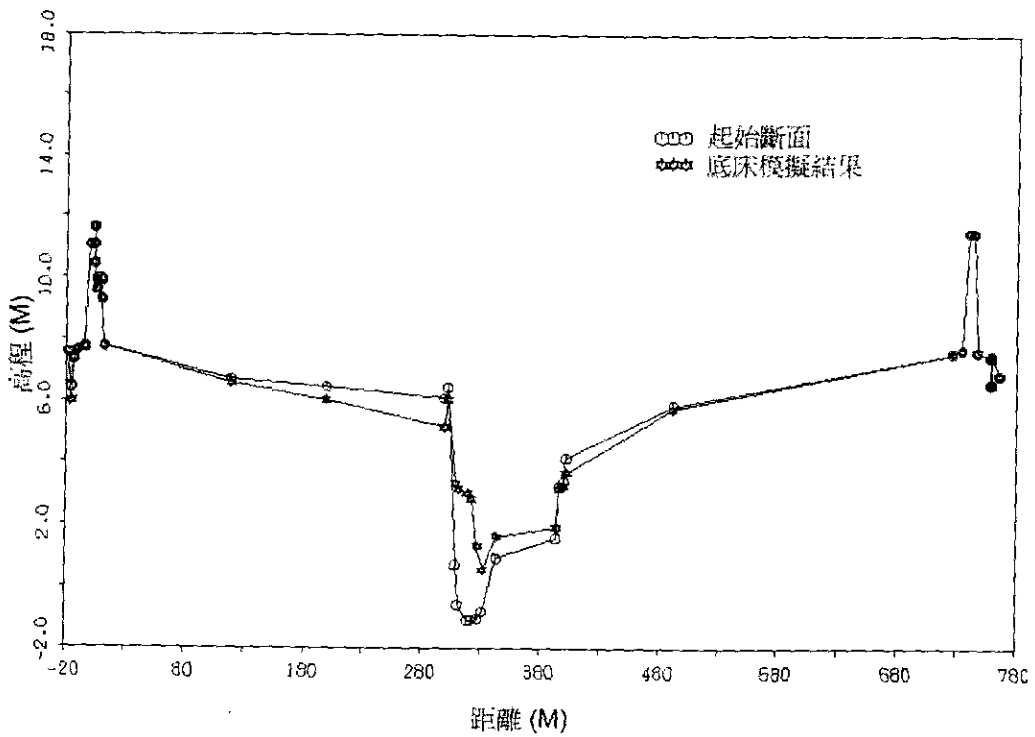


圖 6.50 八掌溪計畫固床工義竹站十年後模擬河床變化圖

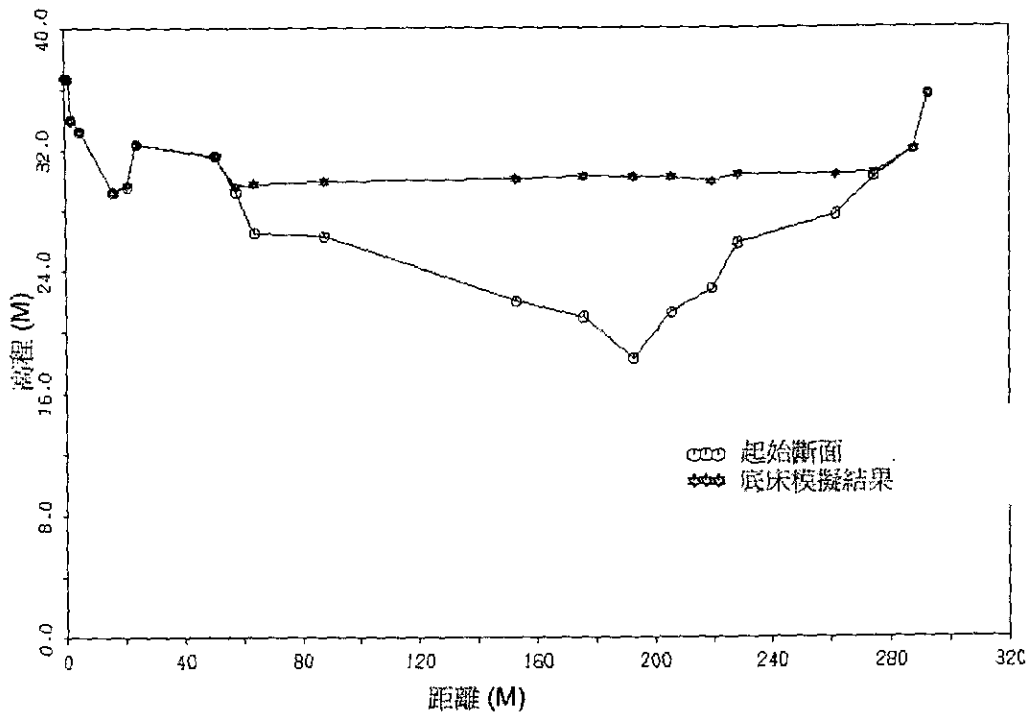


圖 6.51 八掌溪計畫固床工軍輝橋十年後模擬河床變化圖

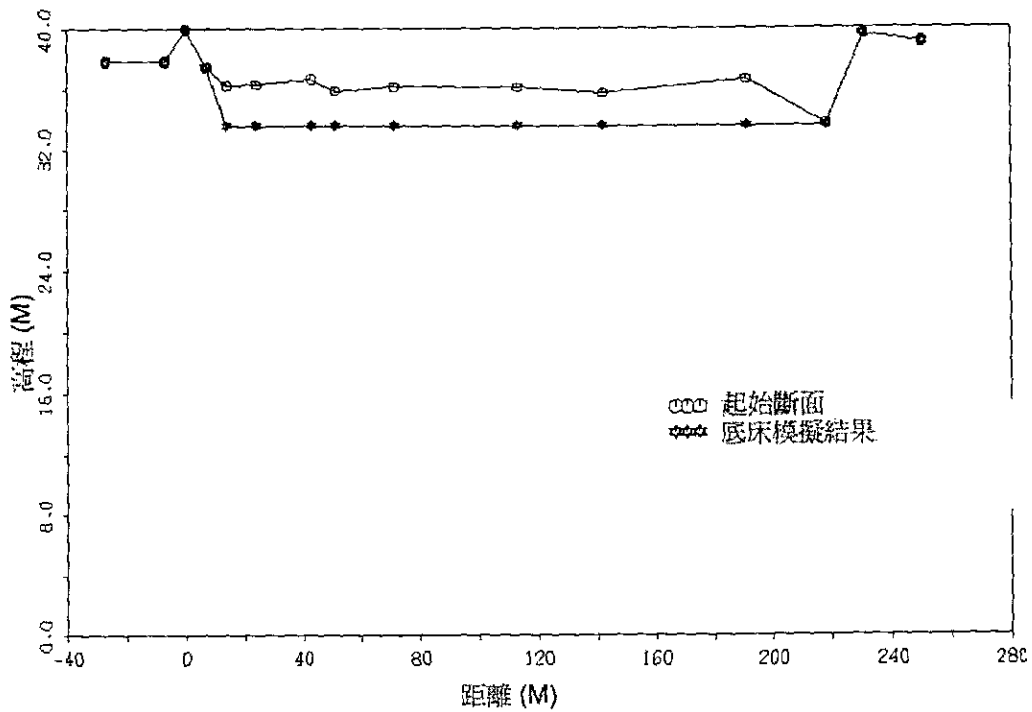


圖 6.52 八掌溪計畫固床工道將圳攔河堰下游處十年後模擬河床變化圖

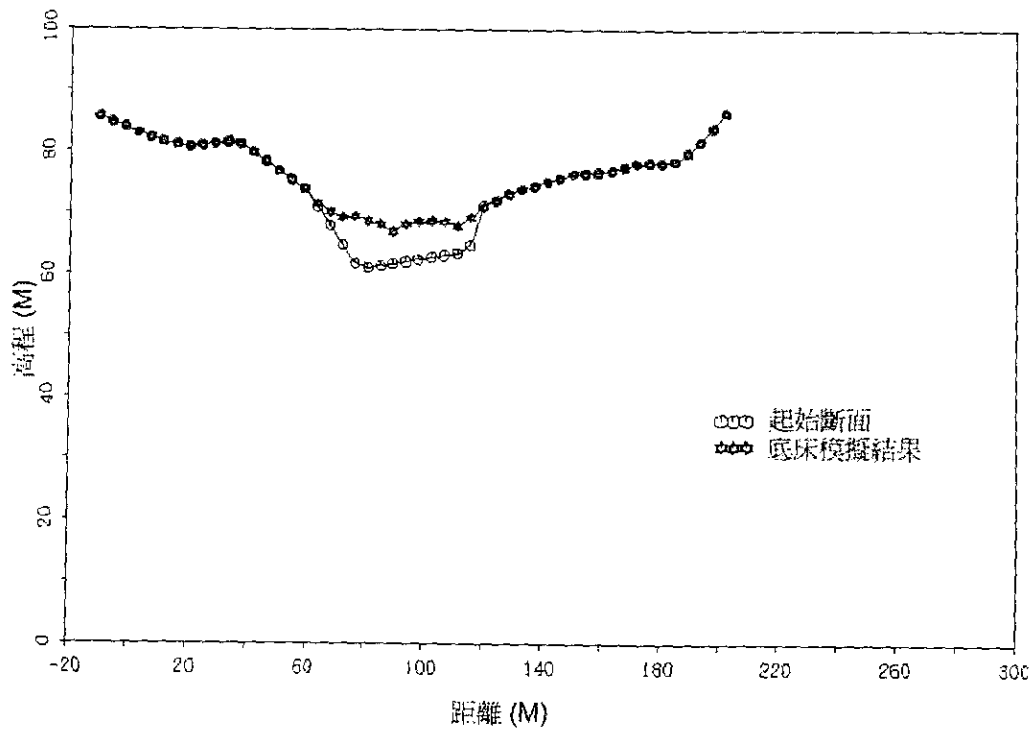


圖 6.53 八掌溪計畫固床工心上橋十年後模擬河床變化圖

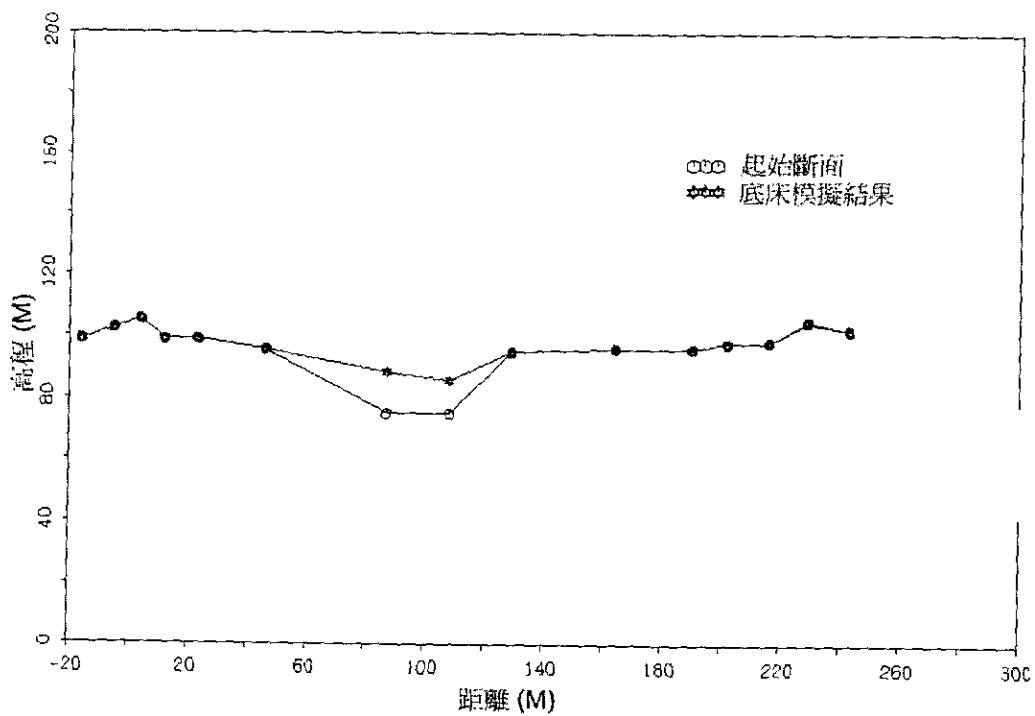


圖 6.54 八掌溪計畫固床工第 100 斷面十年後模擬河床變化圖



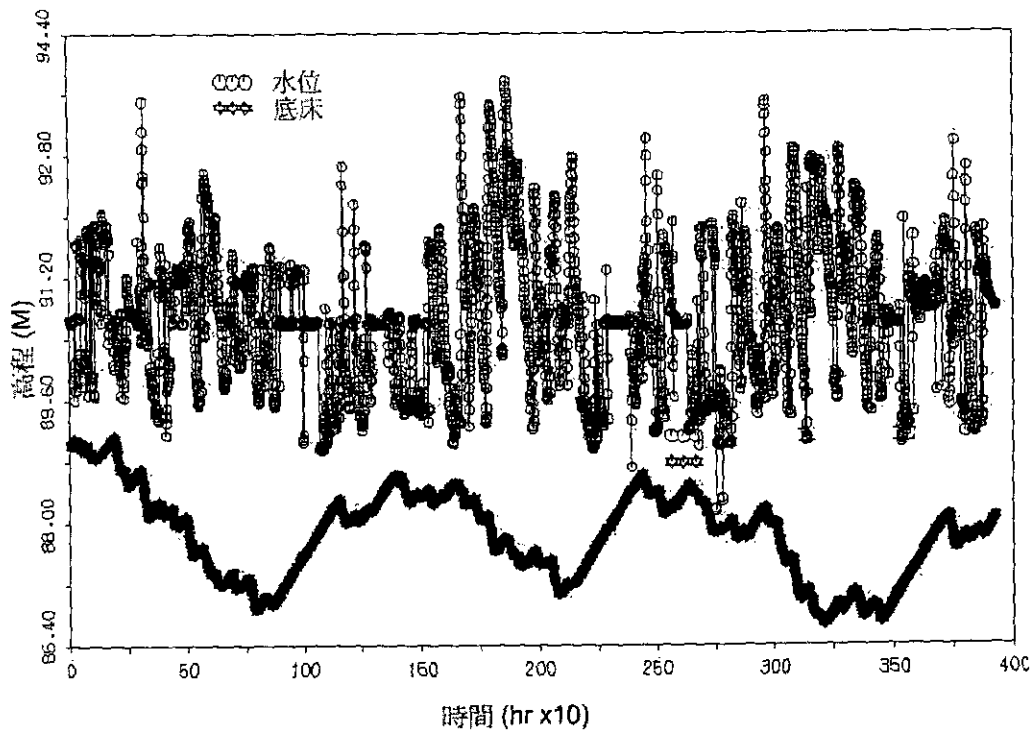


圖 6.55 八掌溪計畫固床工 18 號後十年間下游河床最低點變化圖

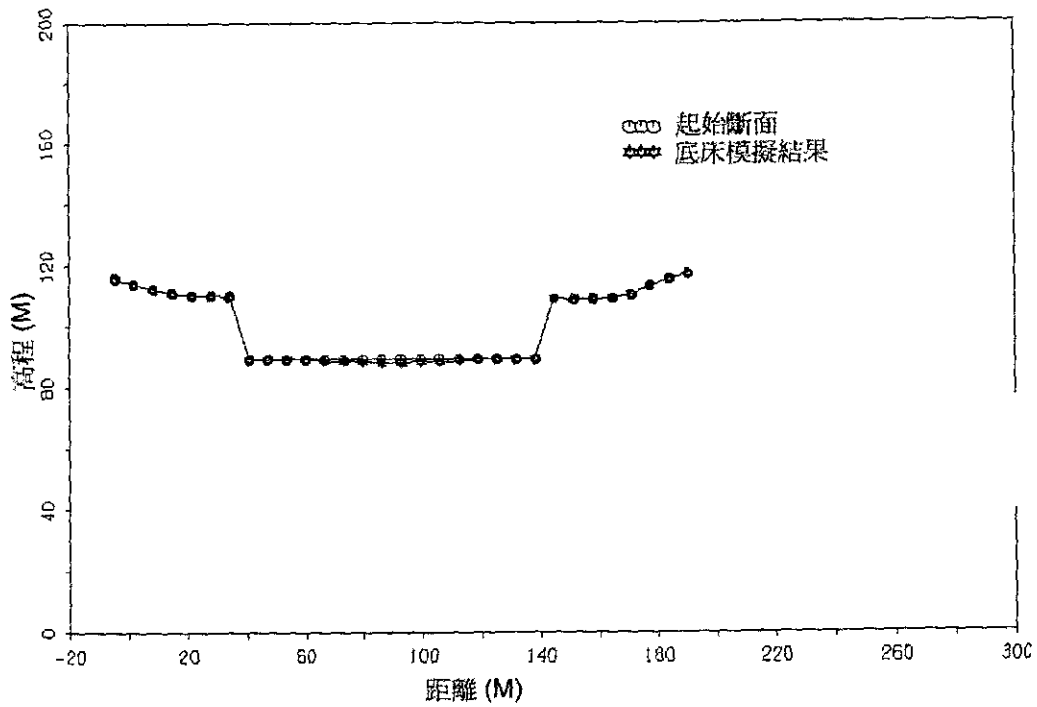


圖 6.56 八掌溪計畫固床工 18 號十年後下游河床變化圖

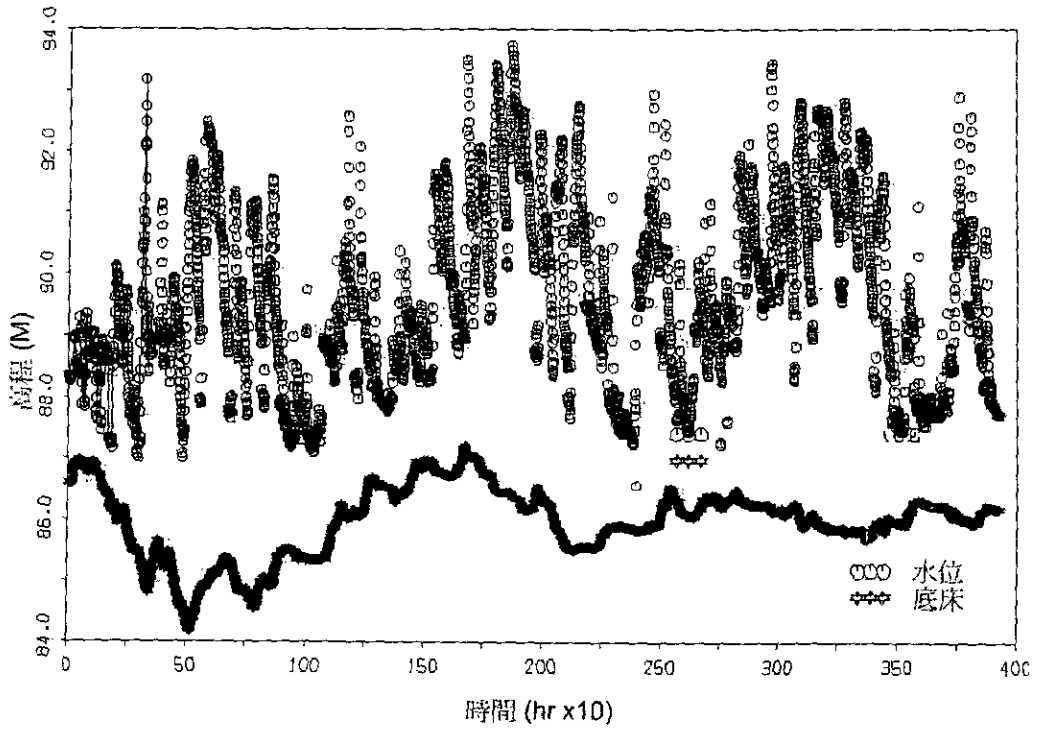


圖 6.57 八掌溪計畫固床工 17 號後十年間下游河床最低點變化圖

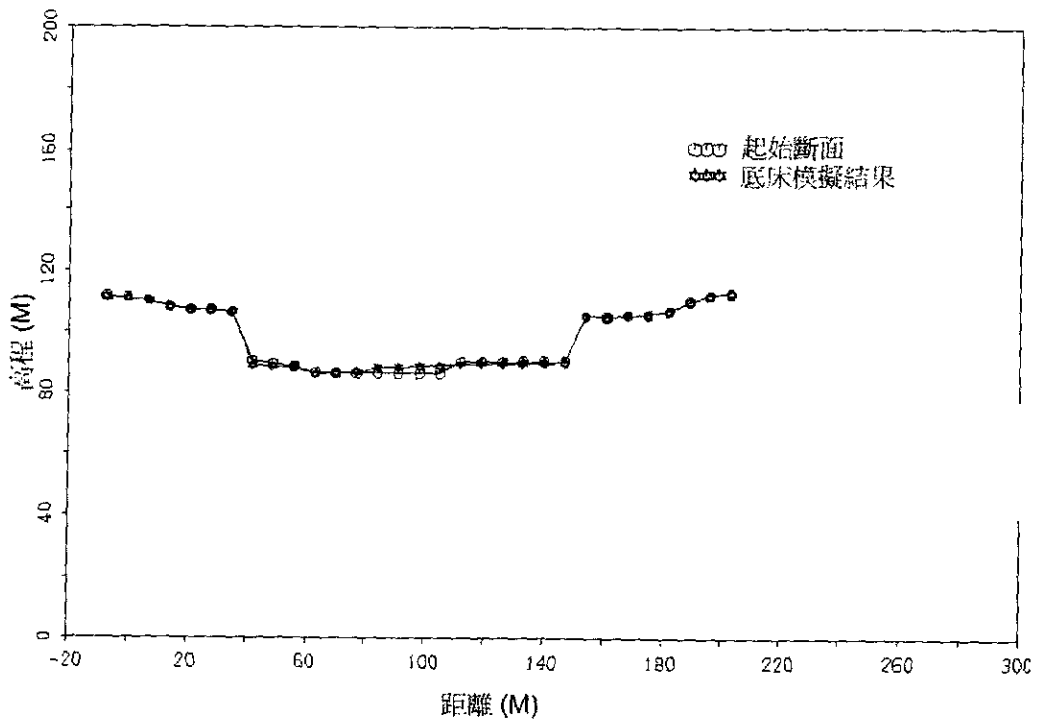


圖 6.58 八掌溪計畫固床工 17 號十年後下游河床變化圖

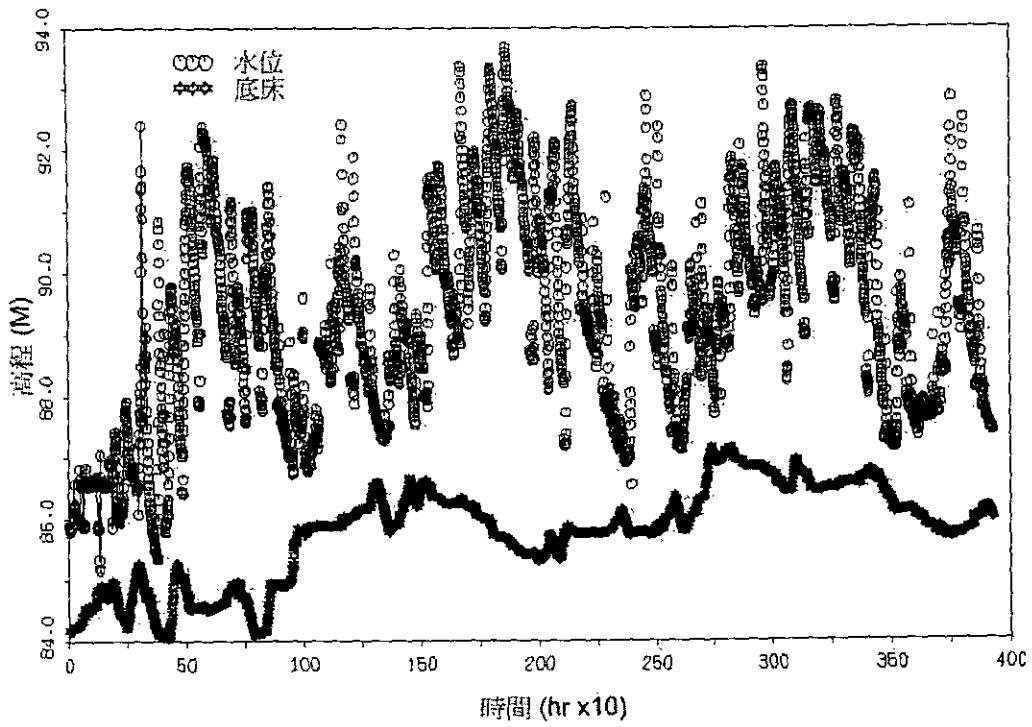


圖 6.59 八掌溪計畫固床工 16 號後十年間下游河床最低點變化圖

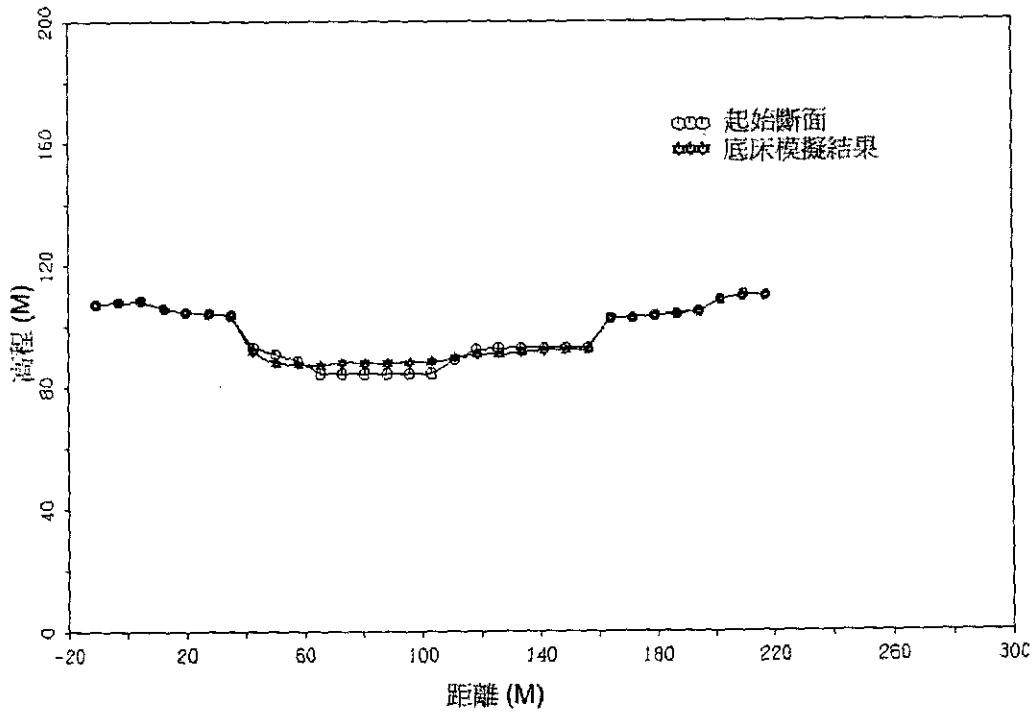


圖 6.60 八掌溪計畫固床工 16 號十年後下游河床變化圖

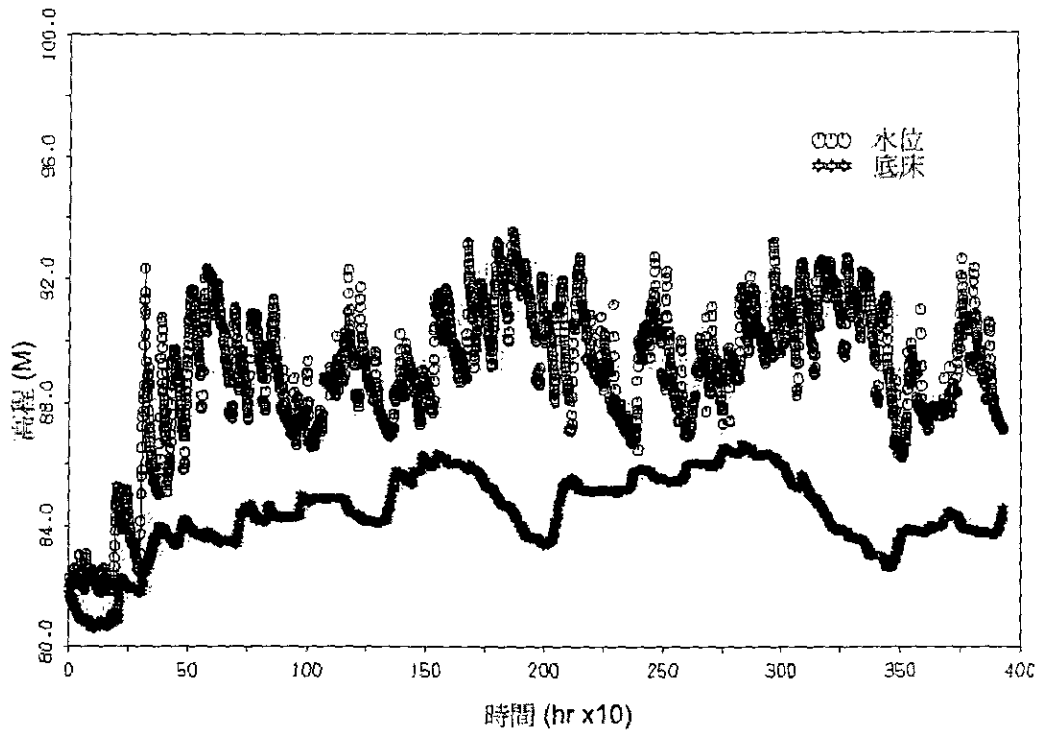


圖 6.61 八掌溪計畫固床工 15 號後十年間下游河床最低點變化圖

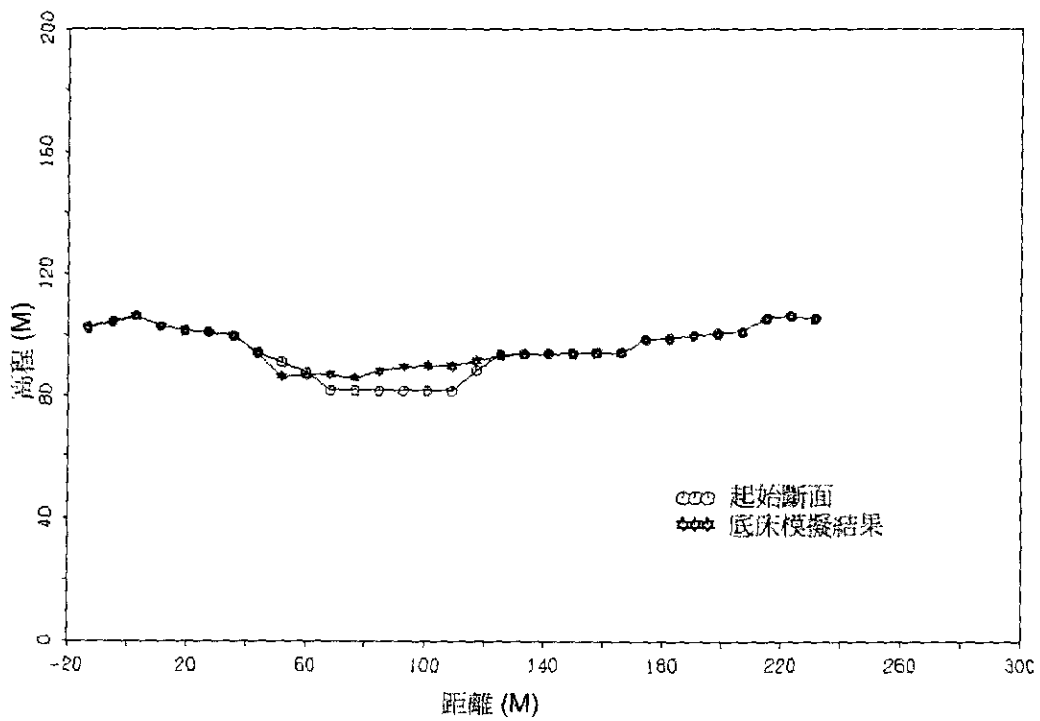


圖 6.62 八掌溪計畫固床工 15 號十年後下游河床變化圖

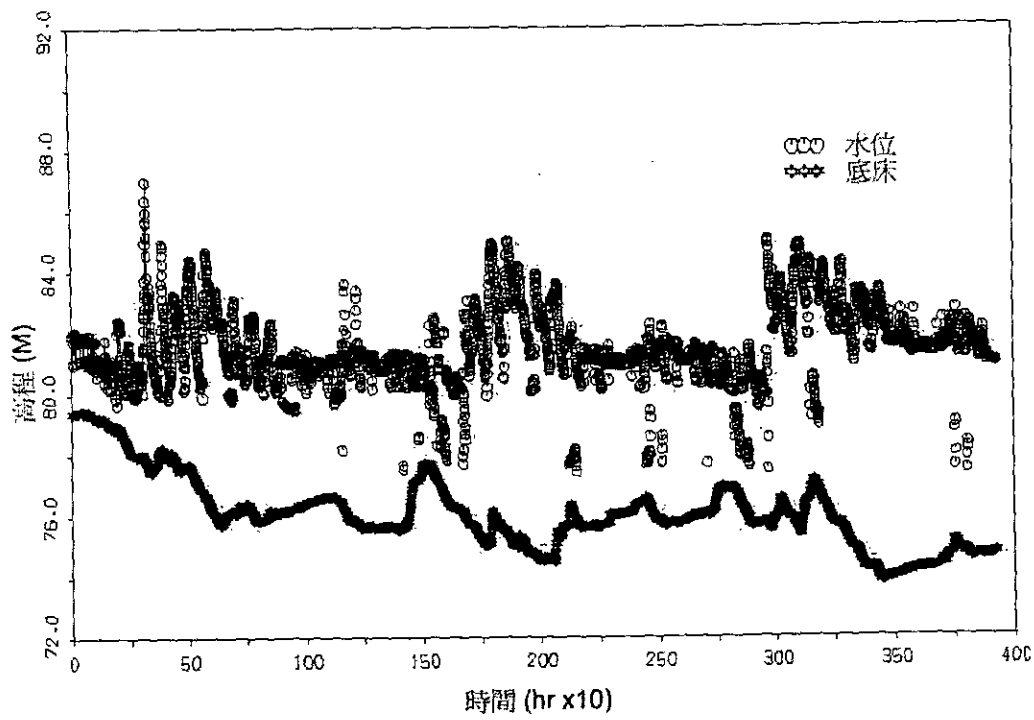


圖 6.63 八掌溪計畫固床工 14 號後十年間下游河床最低點變化圖

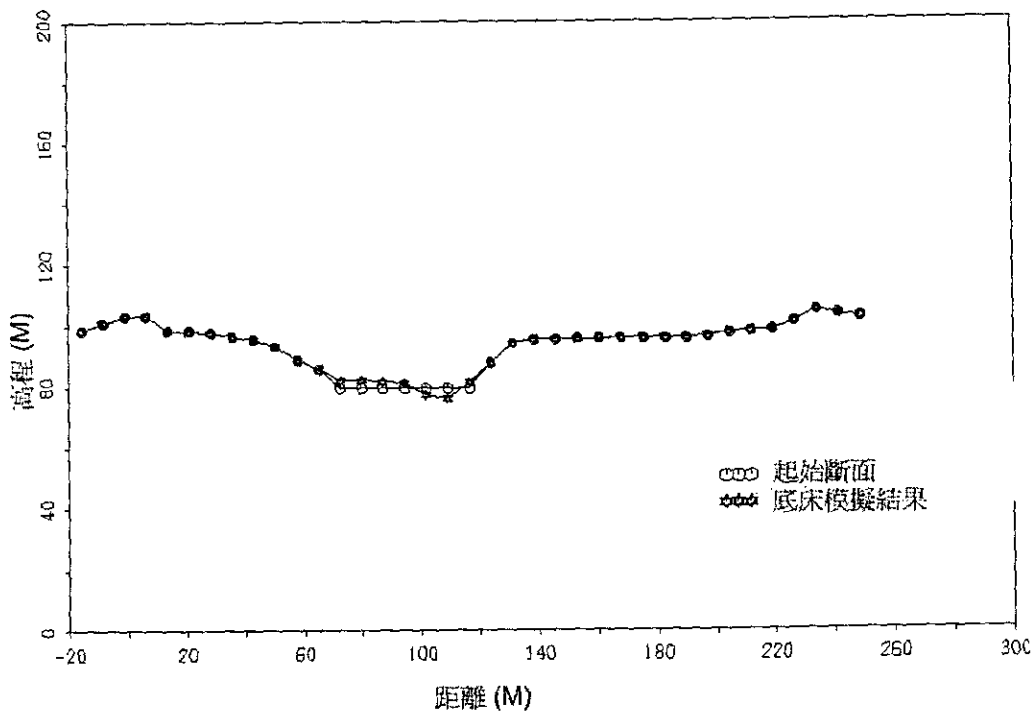


圖 6.64 八掌溪計畫固床工 14 號十年後下游河床變化圖

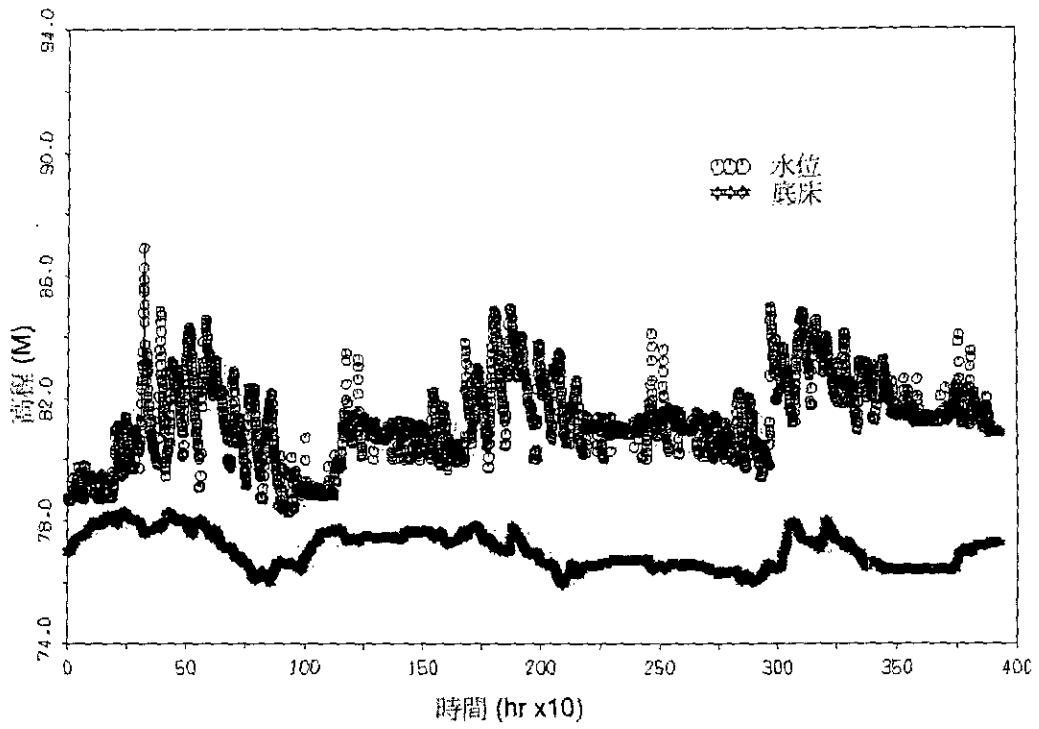


圖 6.65 八掌溪計畫固床工 13 號後十年間下游河床最低點變化圖

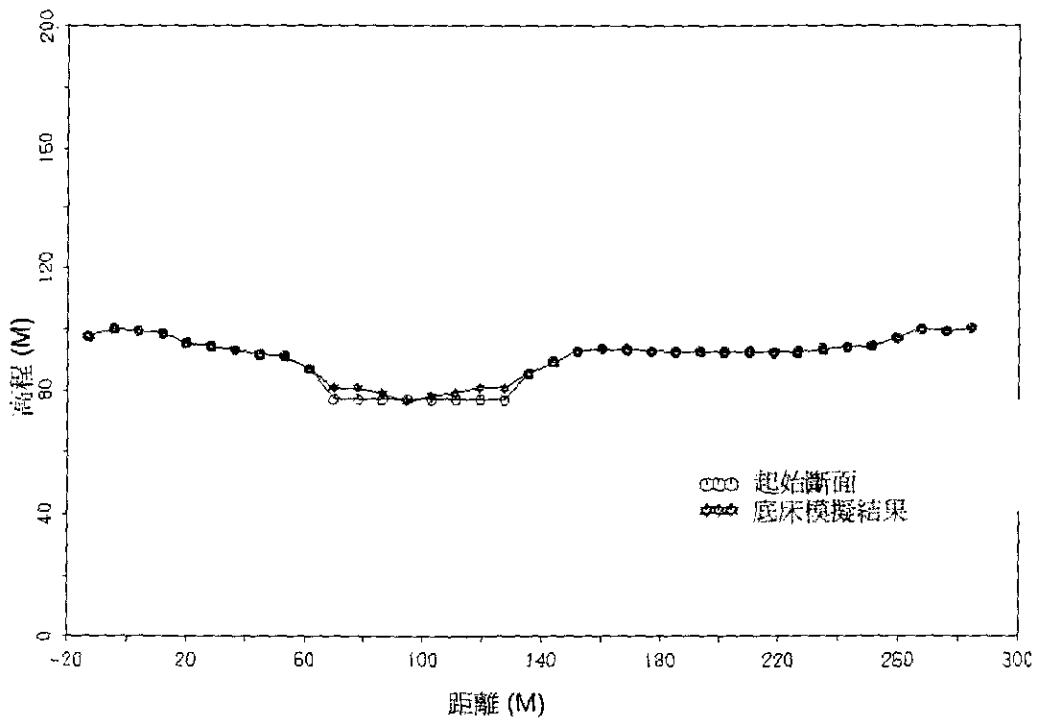


圖 6.66 八掌溪計畫固床工 13 號十年後下游河床變化圖

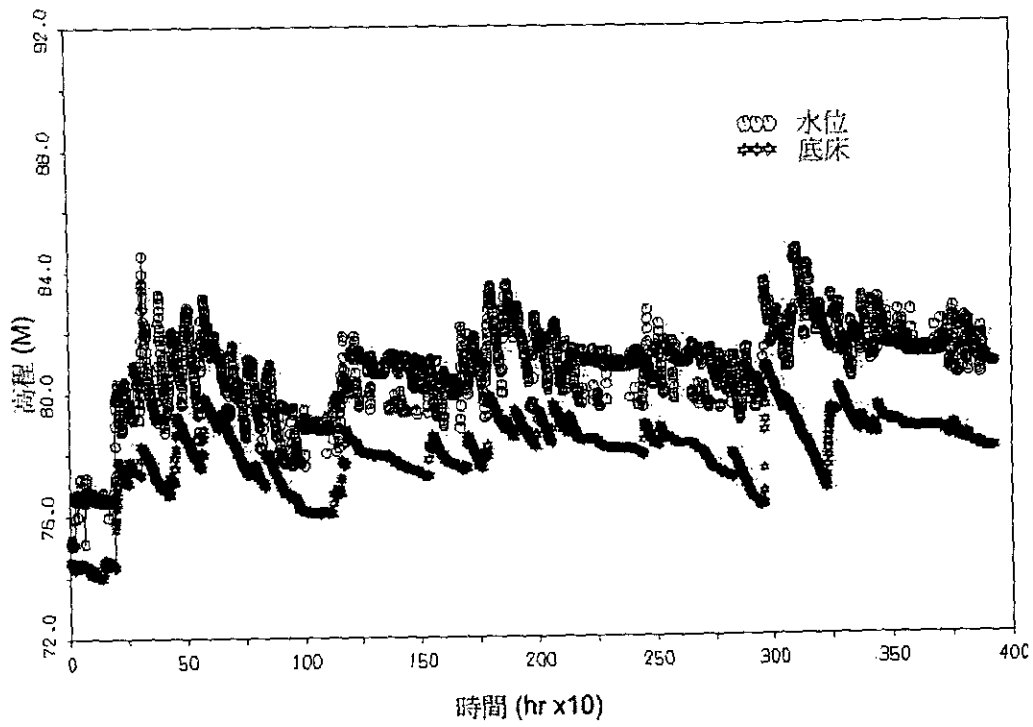


圖 6.67 八掌溪計畫固床工 12 號後十年間下游河床最低點變化圖

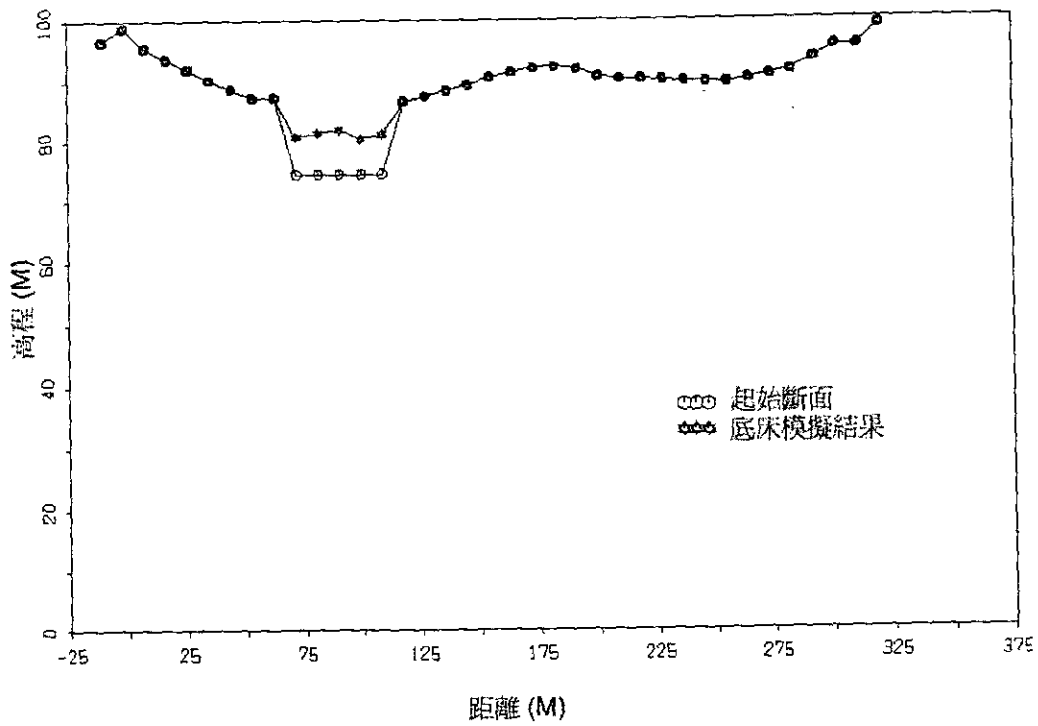


圖 6.68 八掌溪計畫固床工 12 號十年後下游河床變化圖

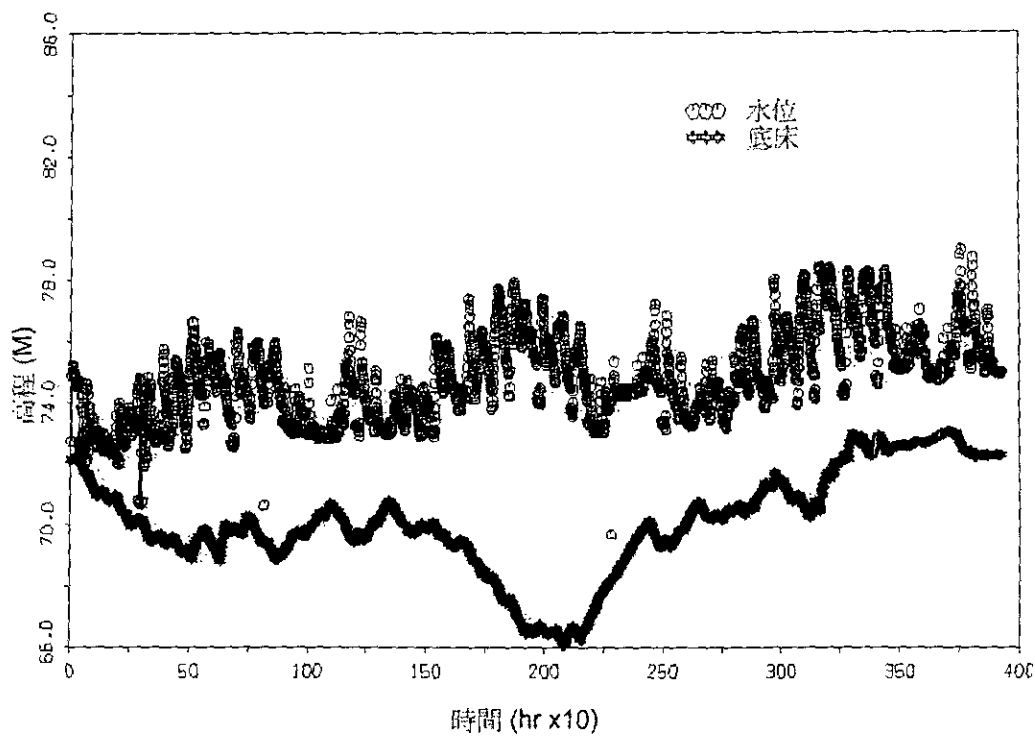


圖 6.69 八掌溪計畫固床工 11 號後十年間下游河床最低點變化圖

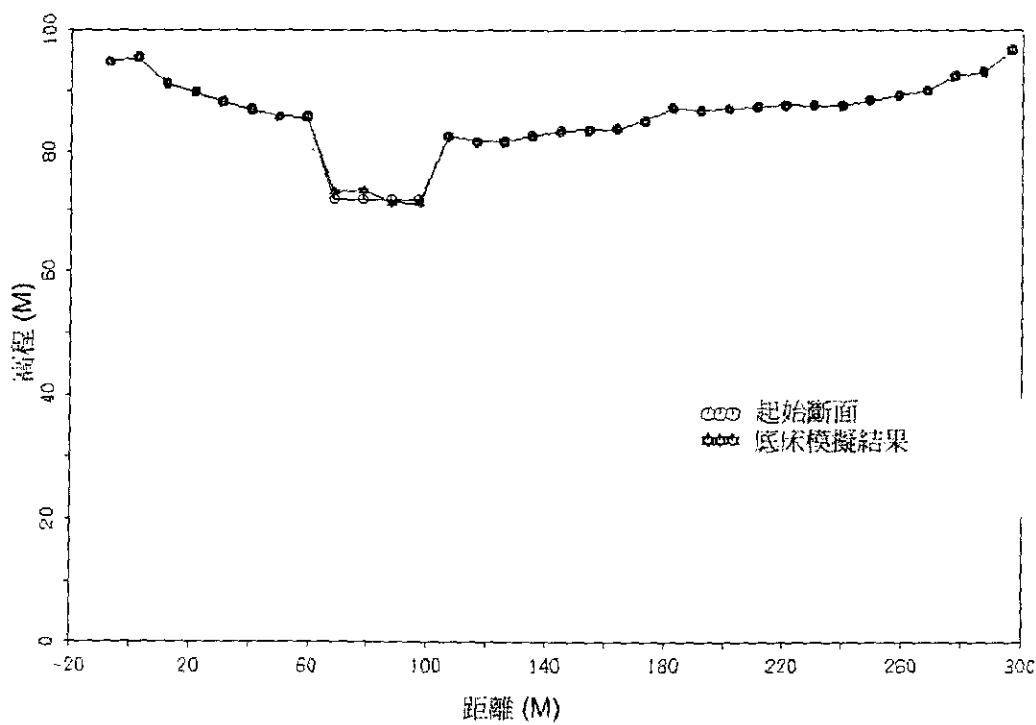


圖 6.70 八掌溪計畫固床工 11 號十年後下游河床變化圖



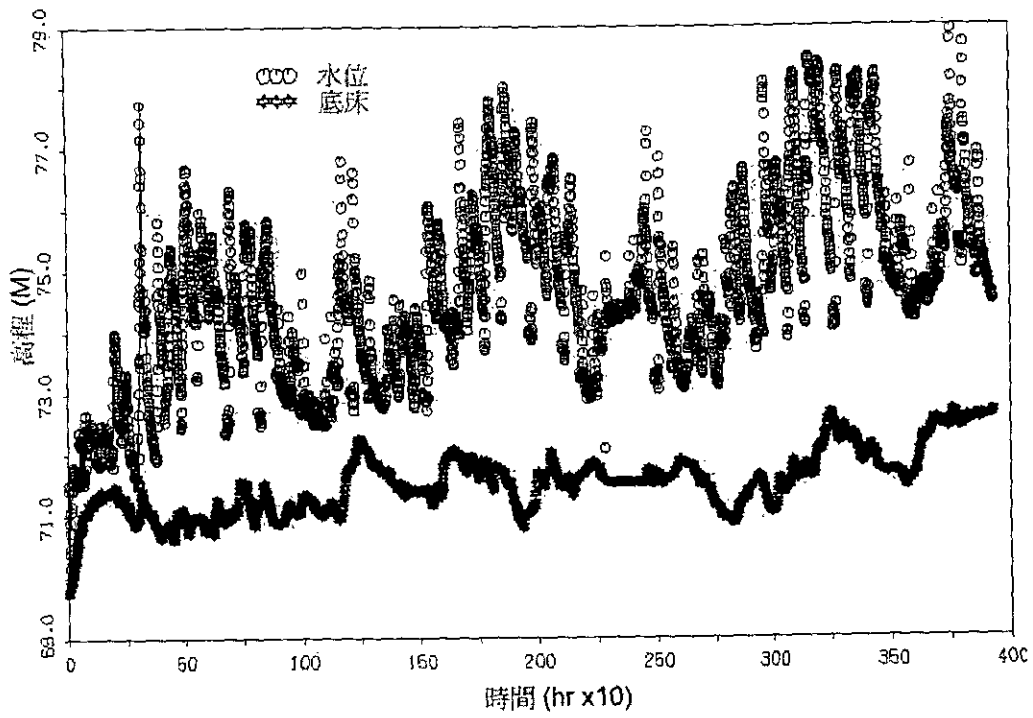


圖 6.71 八掌溪計畫固床工 10 號後十年間下游河床最低點變化圖

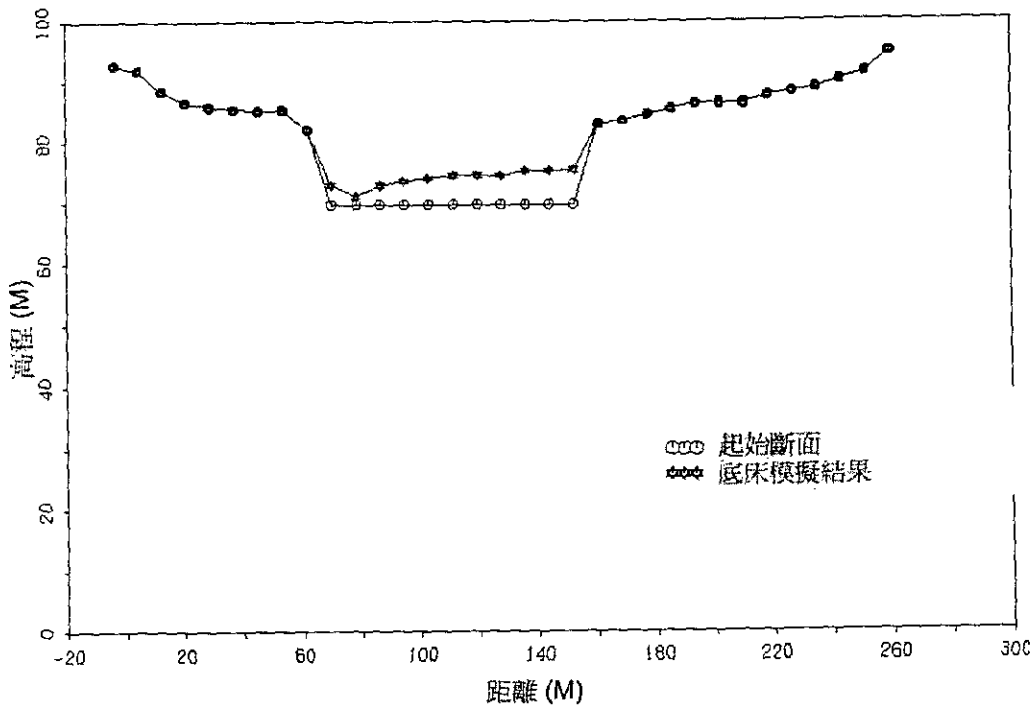


圖 6.72 八掌溪計畫固床工 10 號十年後下游河床變化圖

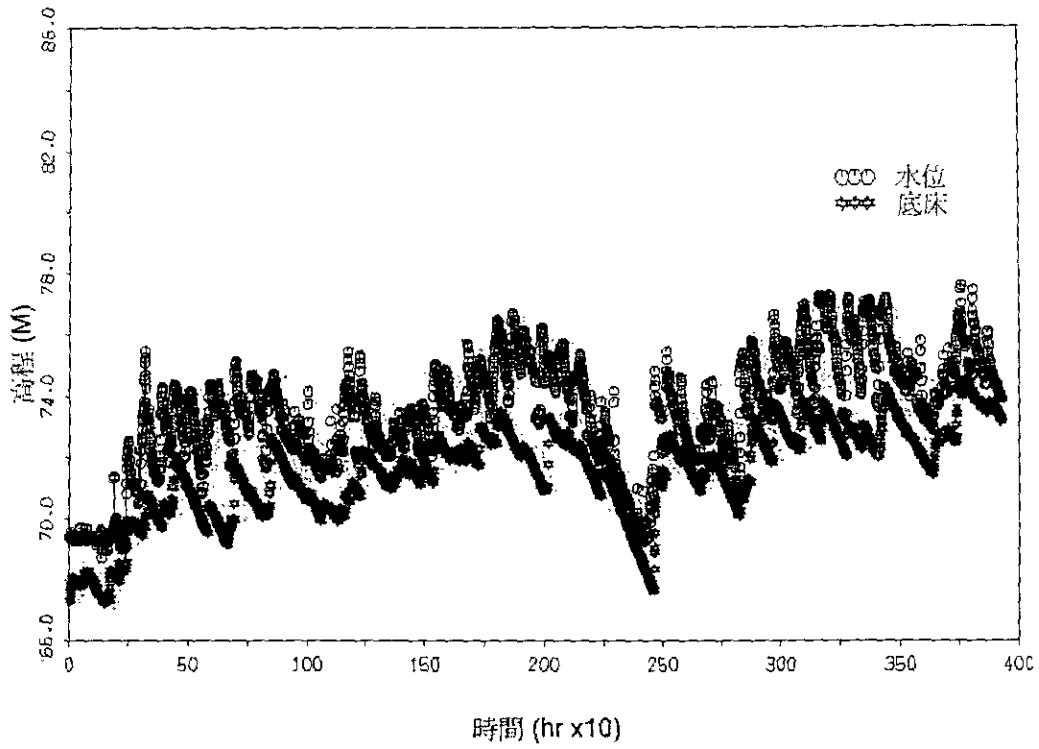


圖 6.73 八掌溪計畫固床工 9 號後十年間下游河床最低點變化圖

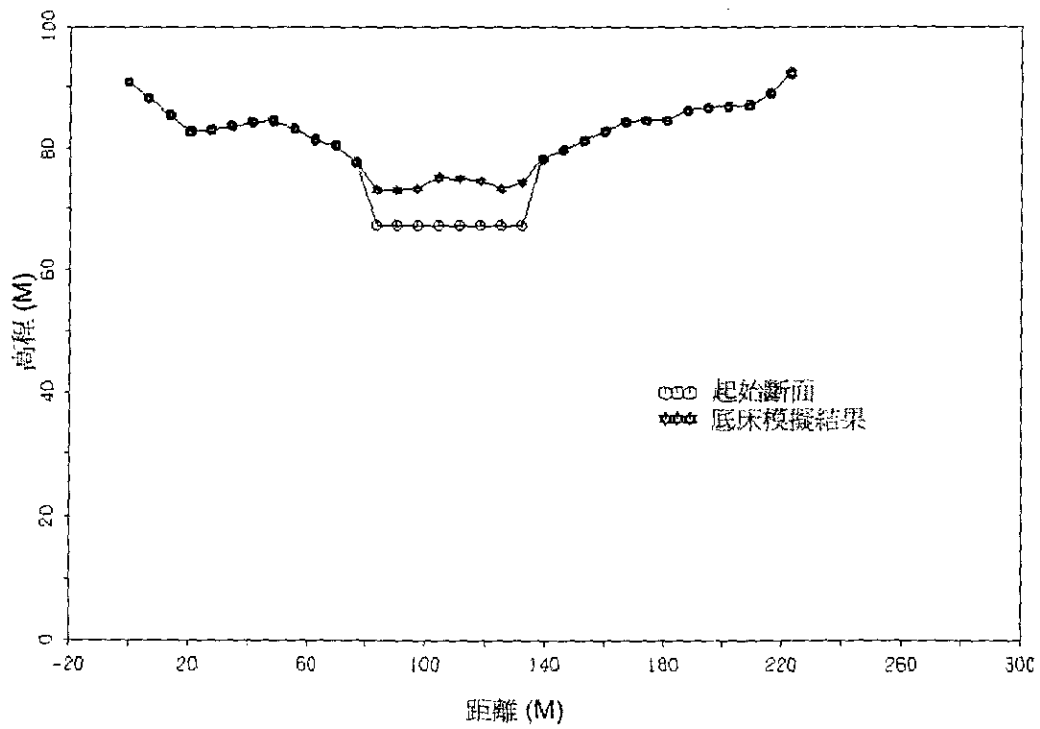


圖 6.74 八掌溪計畫固床工 9 號十年後下游河床變化圖

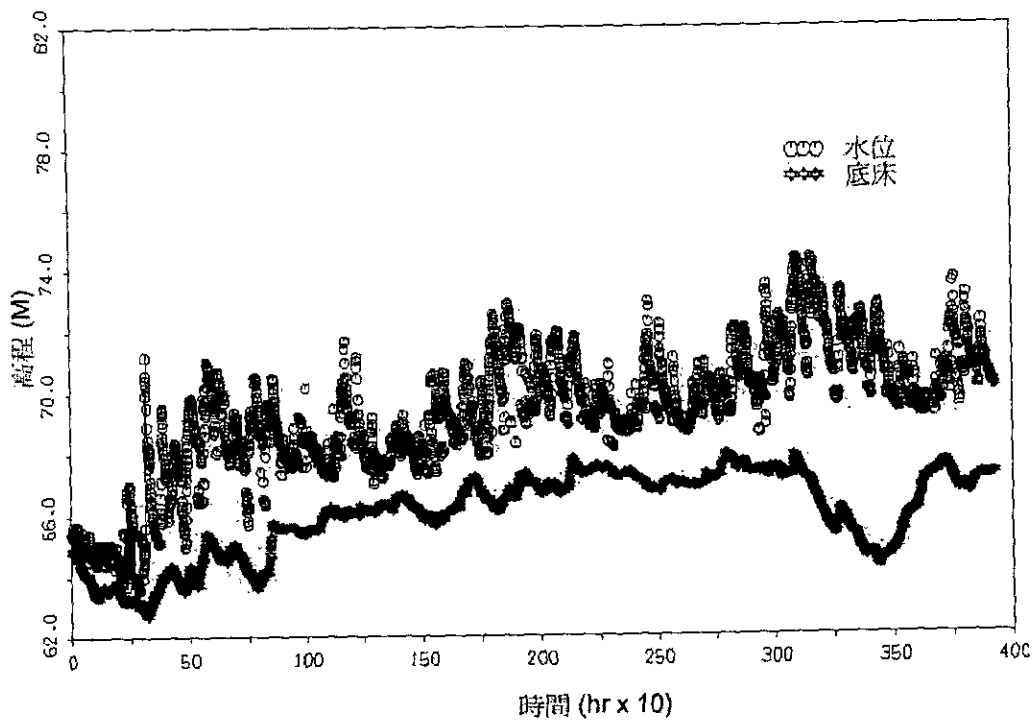


圖 6.75 八掌溪計畫固床工 8 號後十年間下游河床最低點變化圖

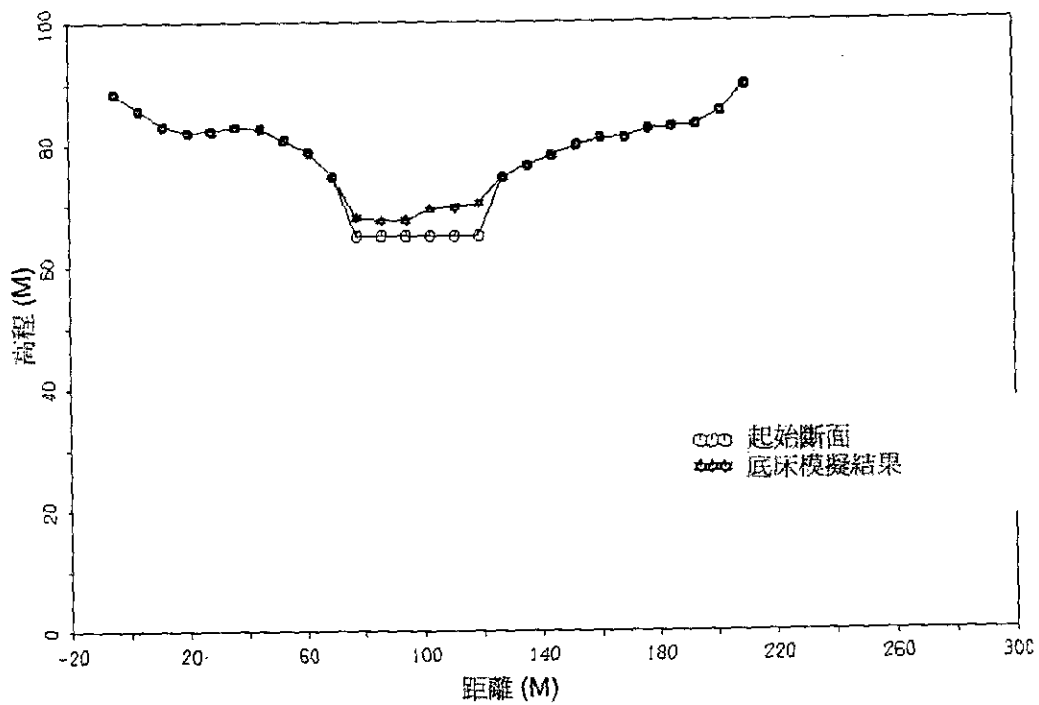


圖 6.76 八掌溪計畫固床工 8 號十年後下游河床變化圖

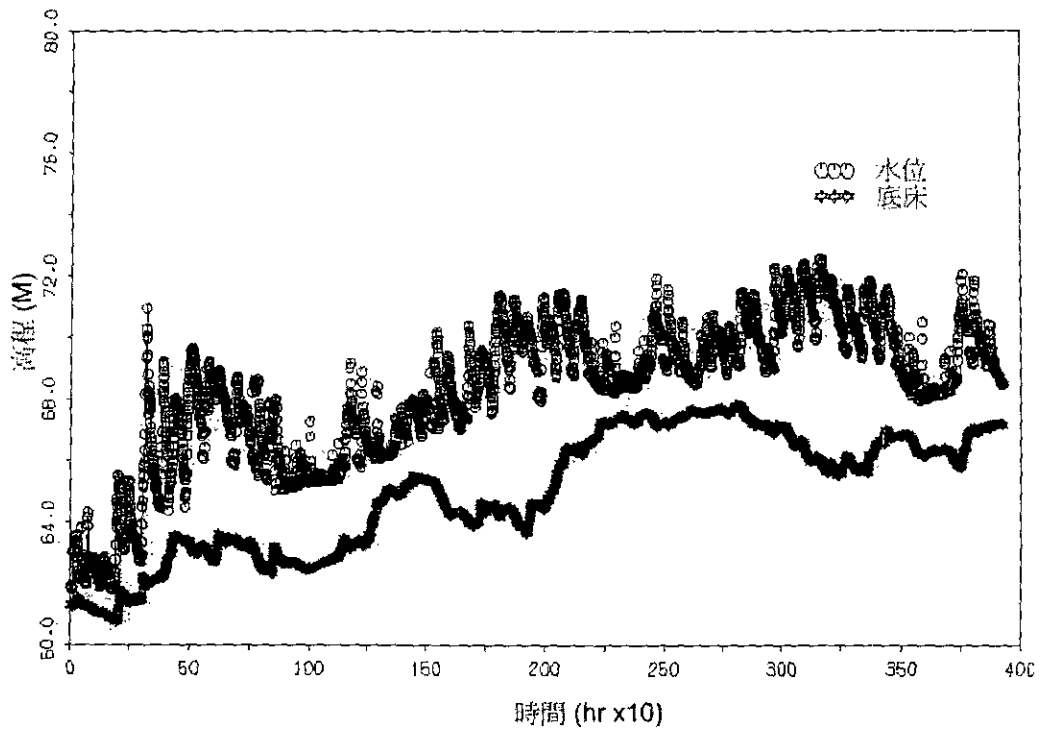


圖 6.77 八掌溪計畫固床工 7 號後十年間下游河床最低點變化圖

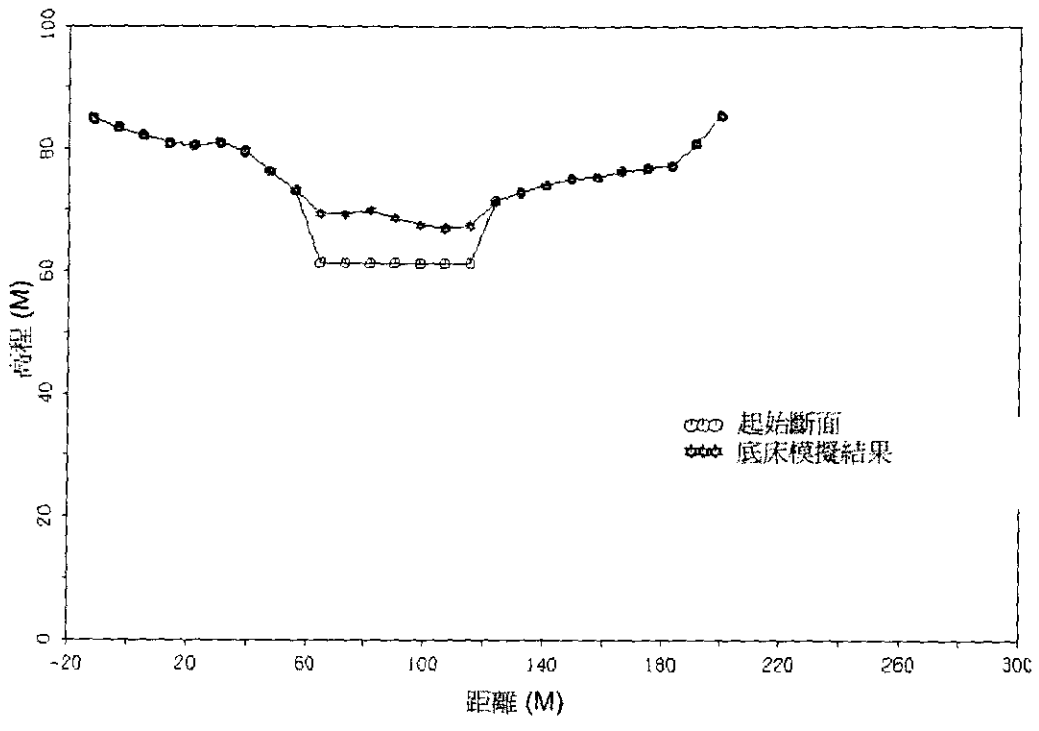


圖 6.78 八掌溪計畫固床工 7 號十年後下游河床變化圖

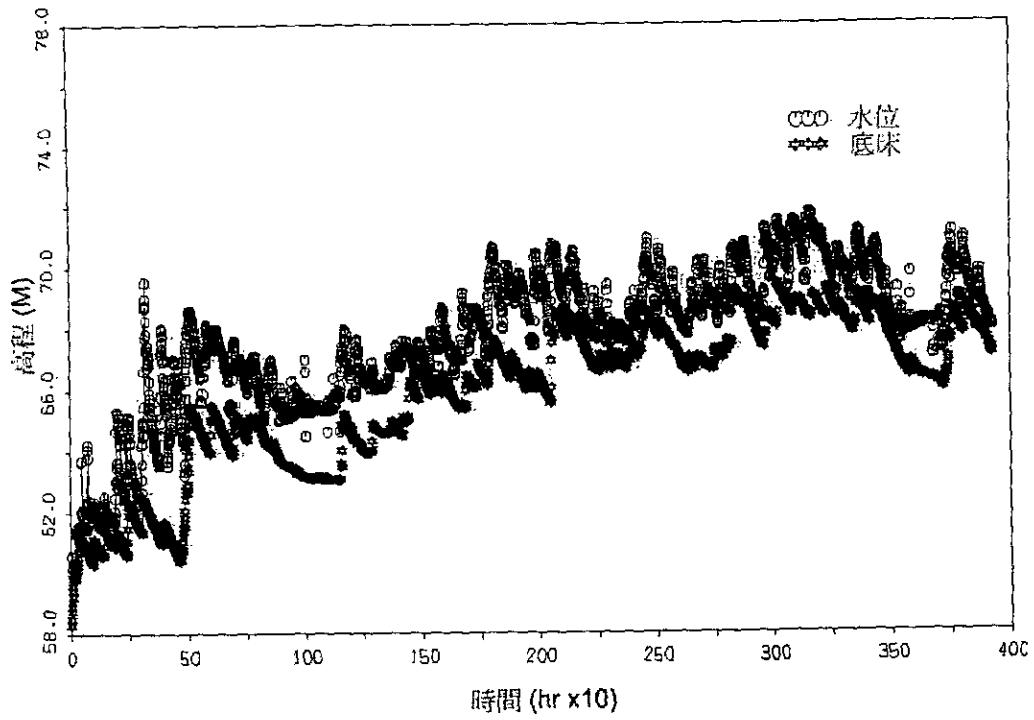


圖 6.79 八掌溪計畫固床工 6 號後十年間下游河床最低點變化圖

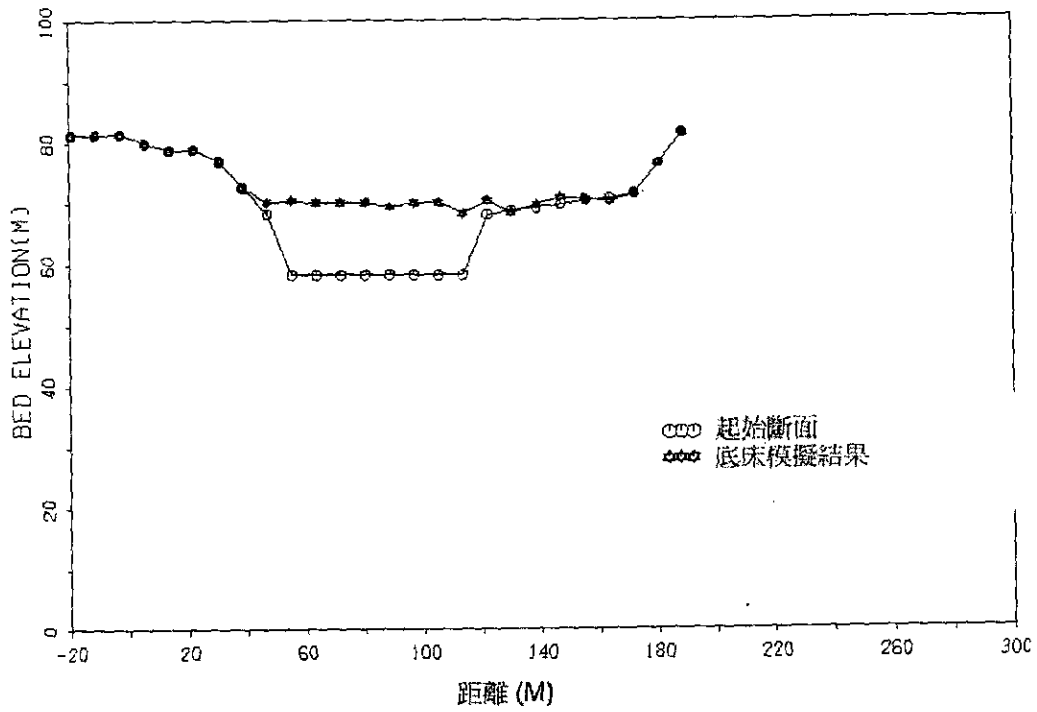


圖 6.80 八掌溪計畫固床工 6 號十年後下游河床變化圖

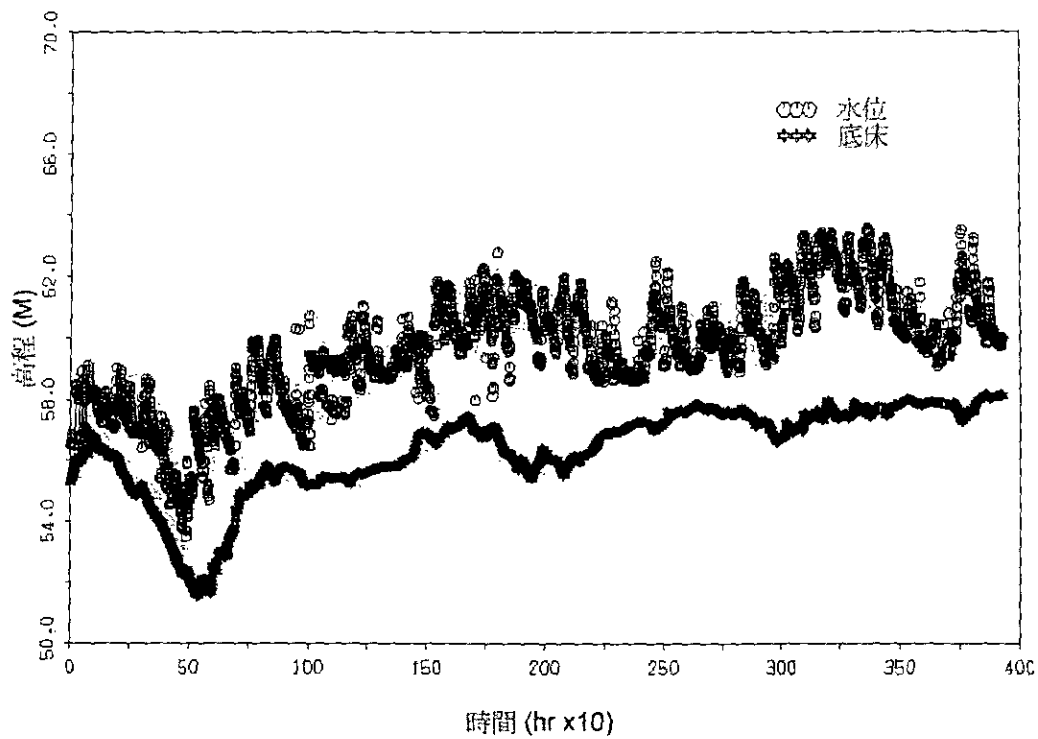


圖 6.81 八掌溪計畫固床工 5 號後十年間下游河床最低點變化圖

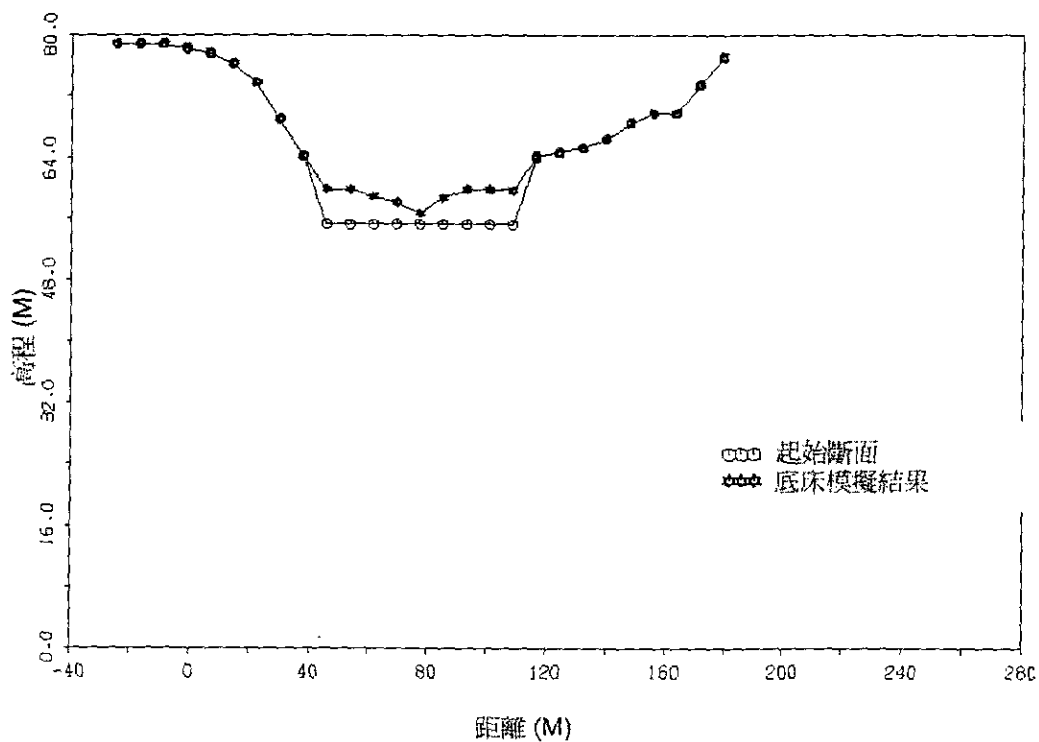


圖 6.82 八掌溪計畫固床工 5 號十年後下游河床變化圖

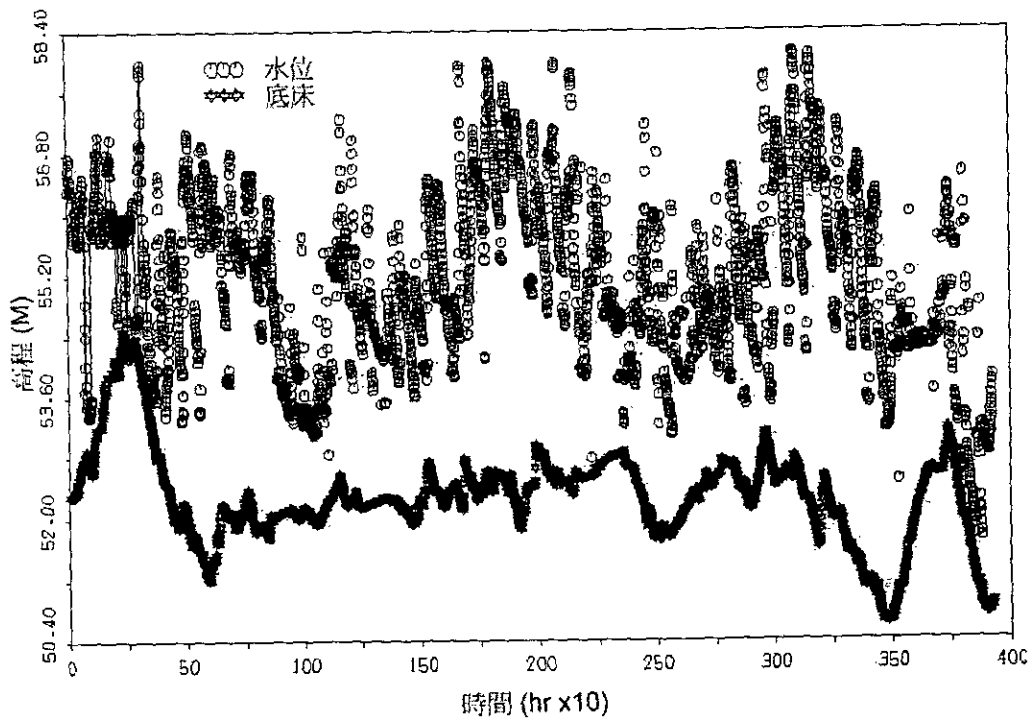


圖 6.83 八掌溪計畫固床工 4 號後十年間下游河床最低點變化圖

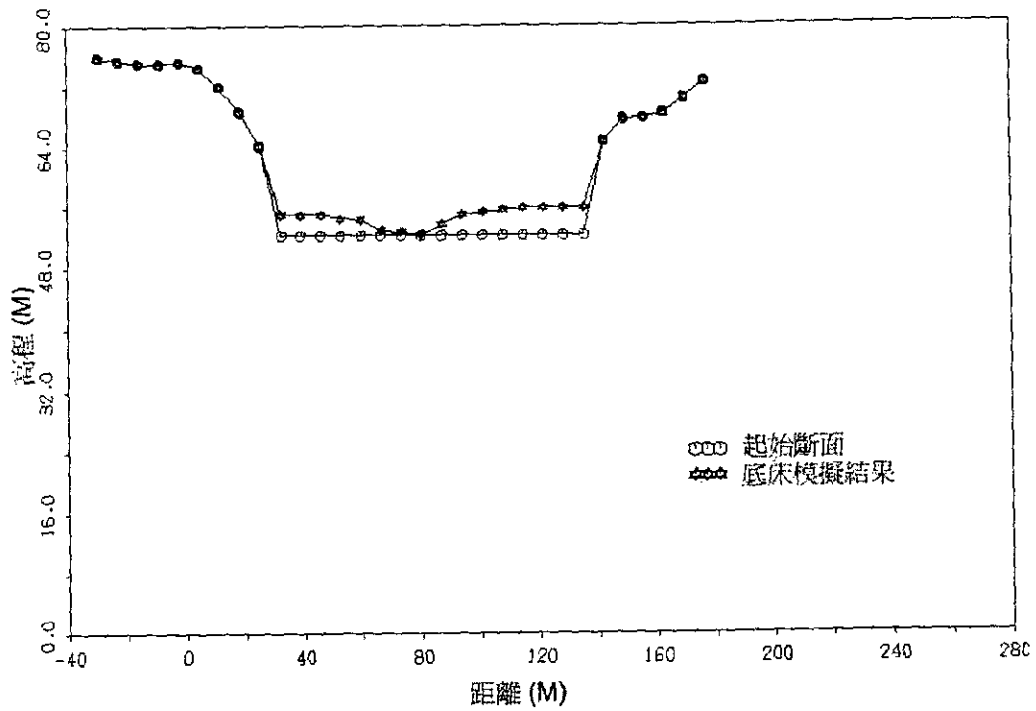


圖 6.84 八掌溪計畫固床工 4 號十年後下游河床變化圖

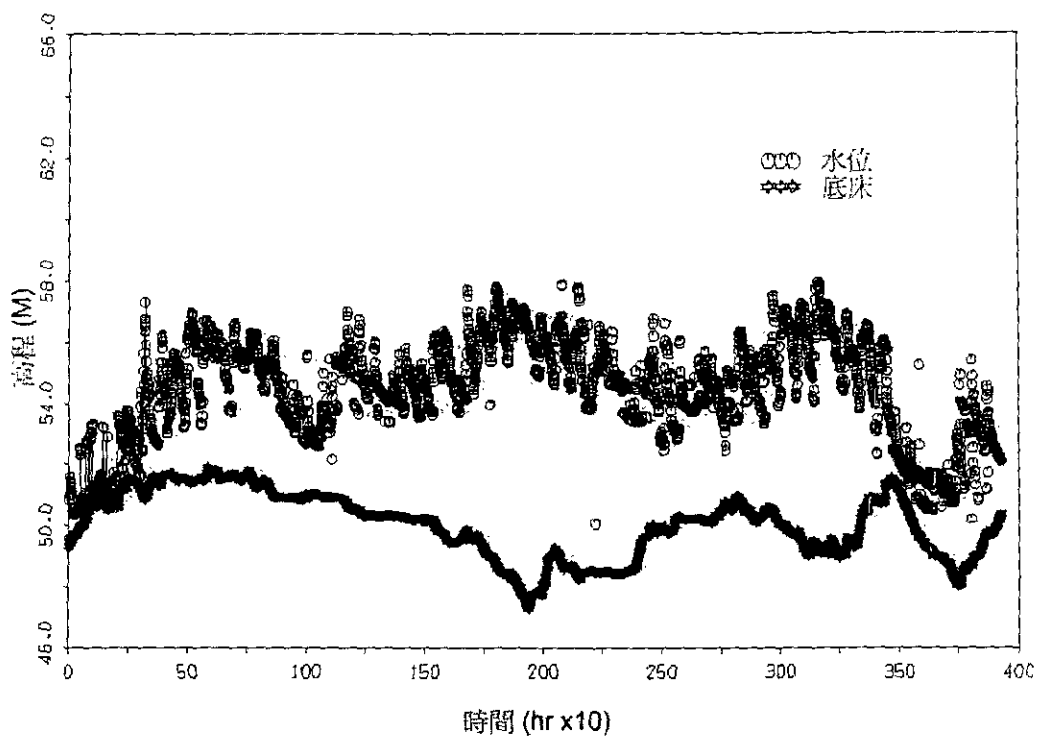


圖 6.85 八掌溪計畫固床工 3 號後十年間下游河床最低點變化圖

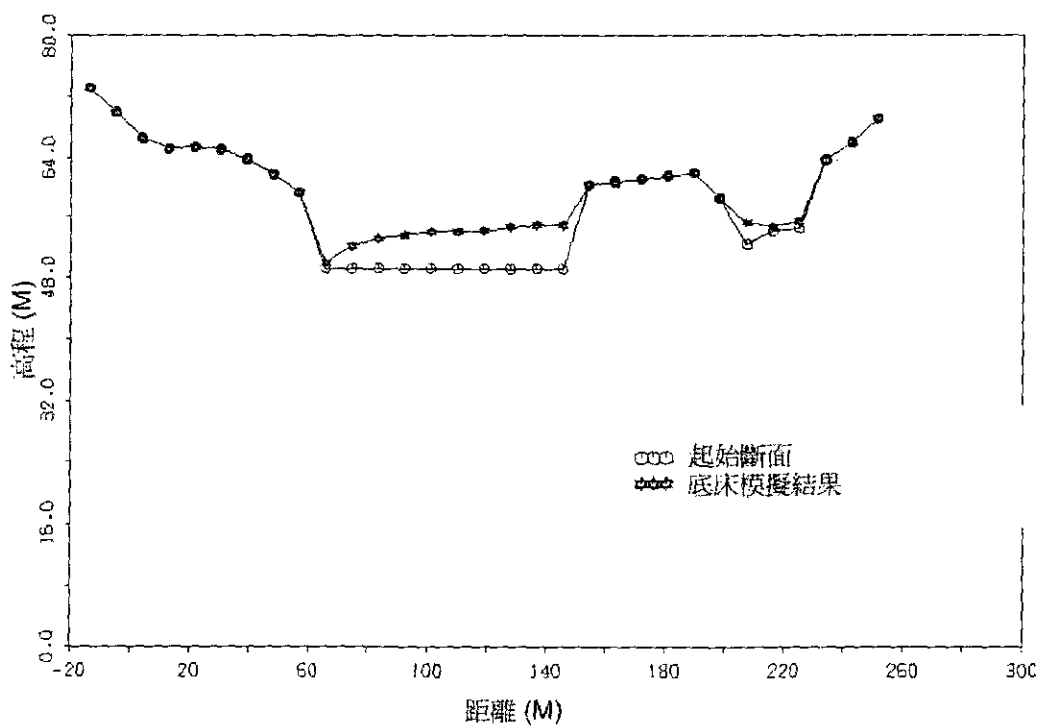


圖 6.86 八掌溪計畫固床工 3 號十年後下游河床變化圖



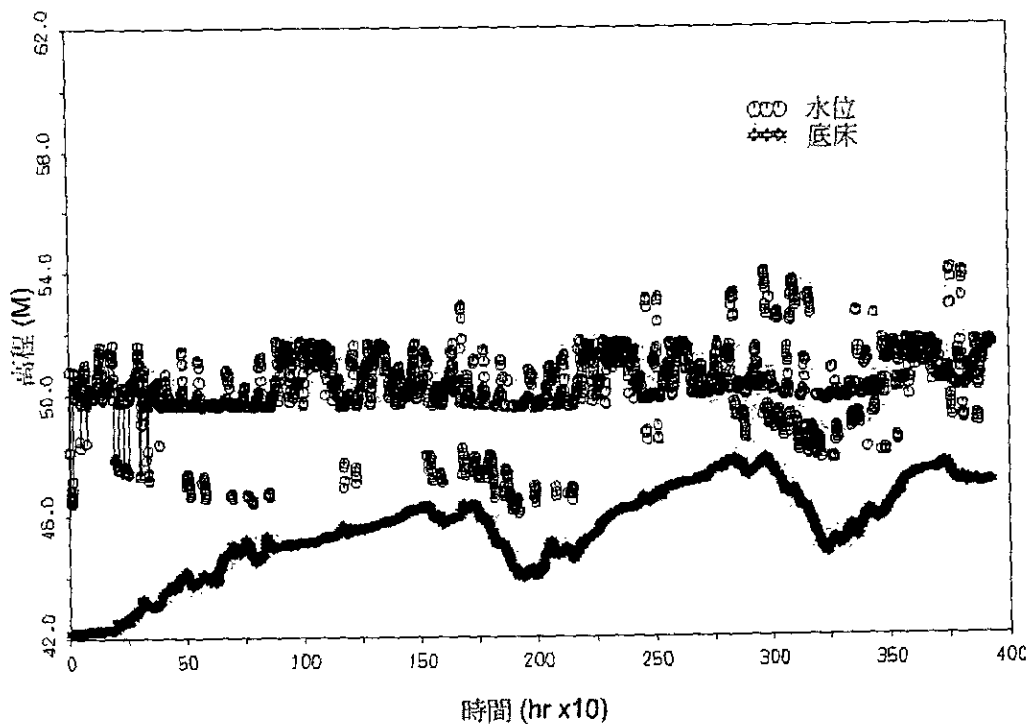


圖 6.87 八掌溪計畫固床工 2 號後十年間下游河床最低點變化圖

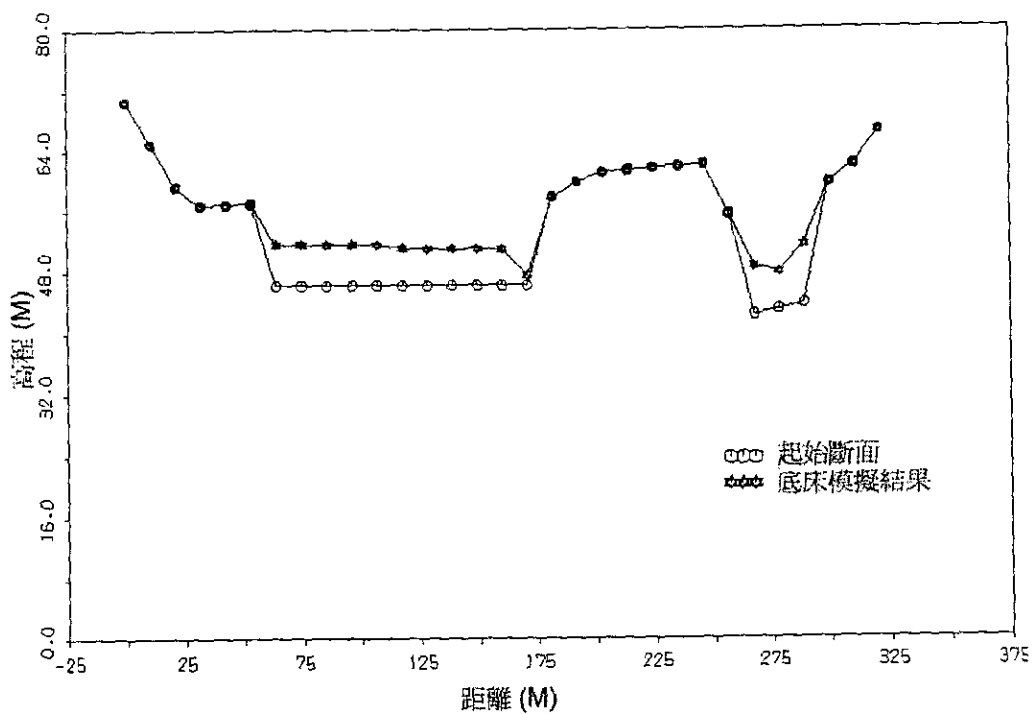


圖 6.88 八掌溪計畫固床工 2 號十年後下游河床變化圖

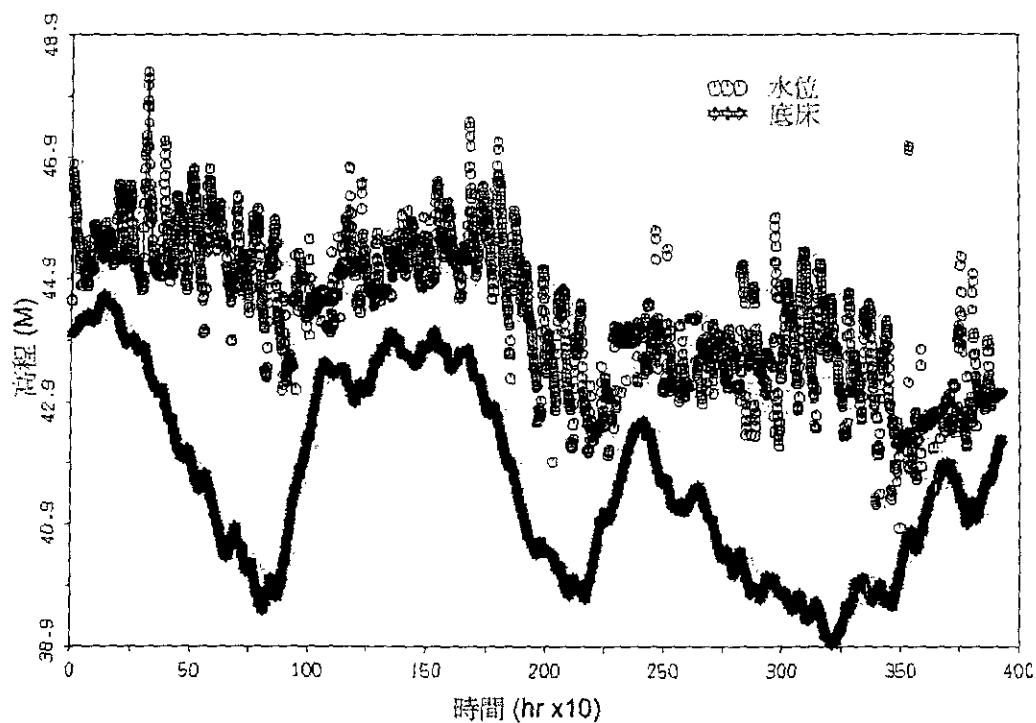


圖 6.89 八掌溪計畫固床工 1 號後十年間下游河床最低點變化圖

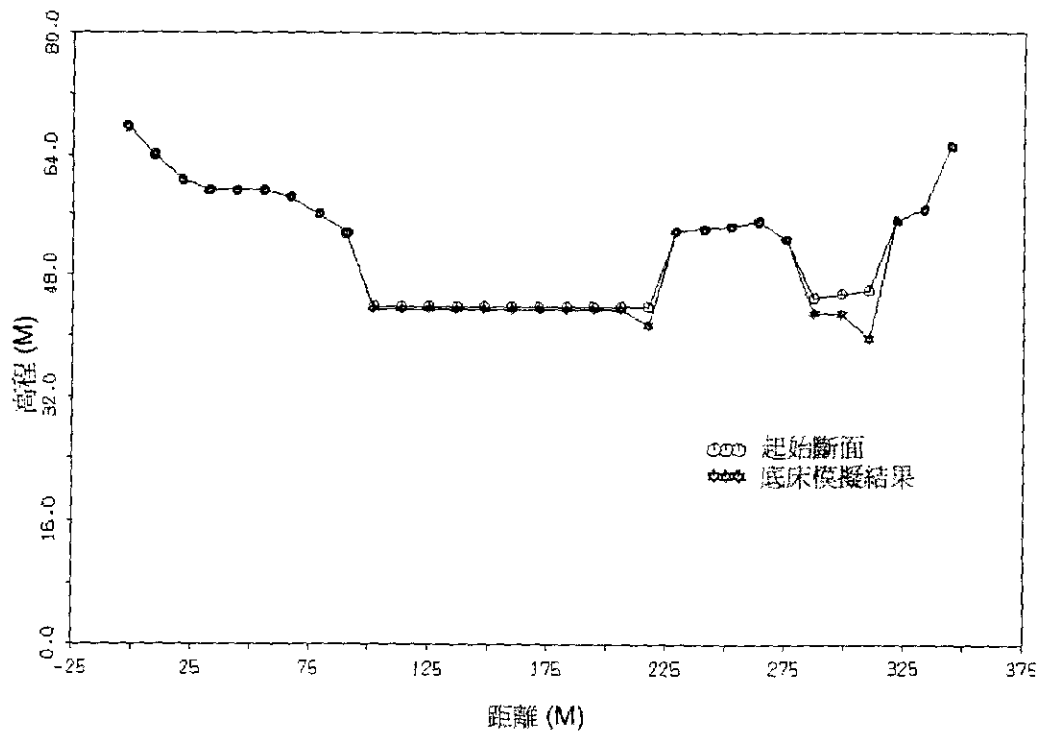


圖 6.90 八掌溪計畫固床工 1 號十年後下游河床變化圖

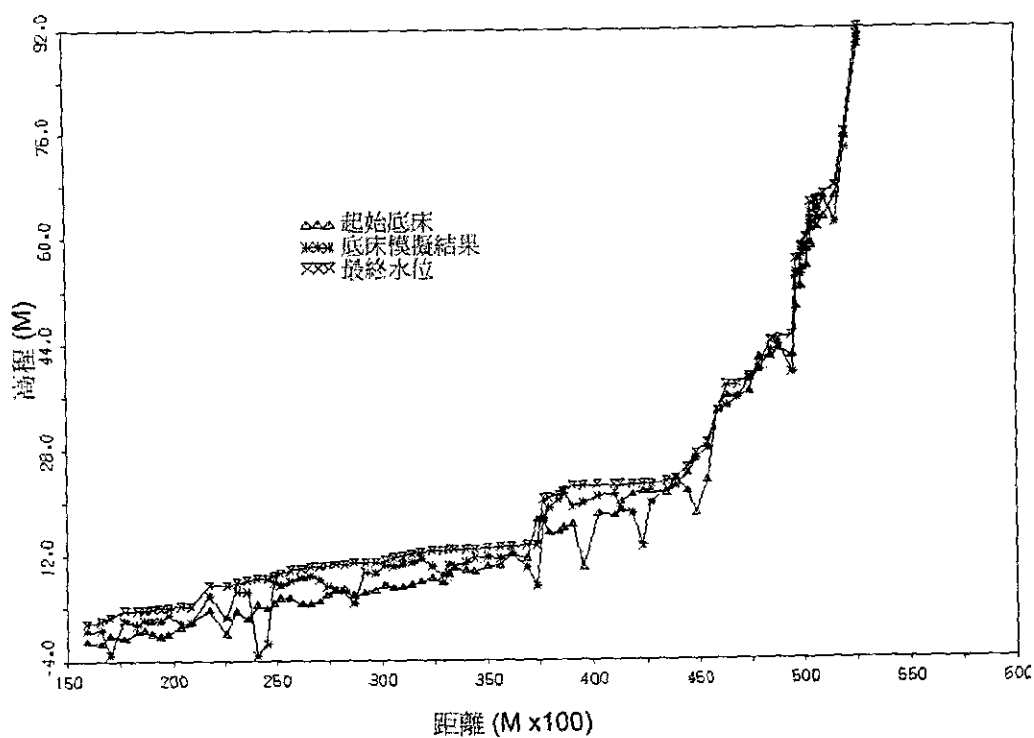


圖 6.91 八掌溪現況固床工粒徑恢復為 79 年十年後模擬河床最低點變化圖

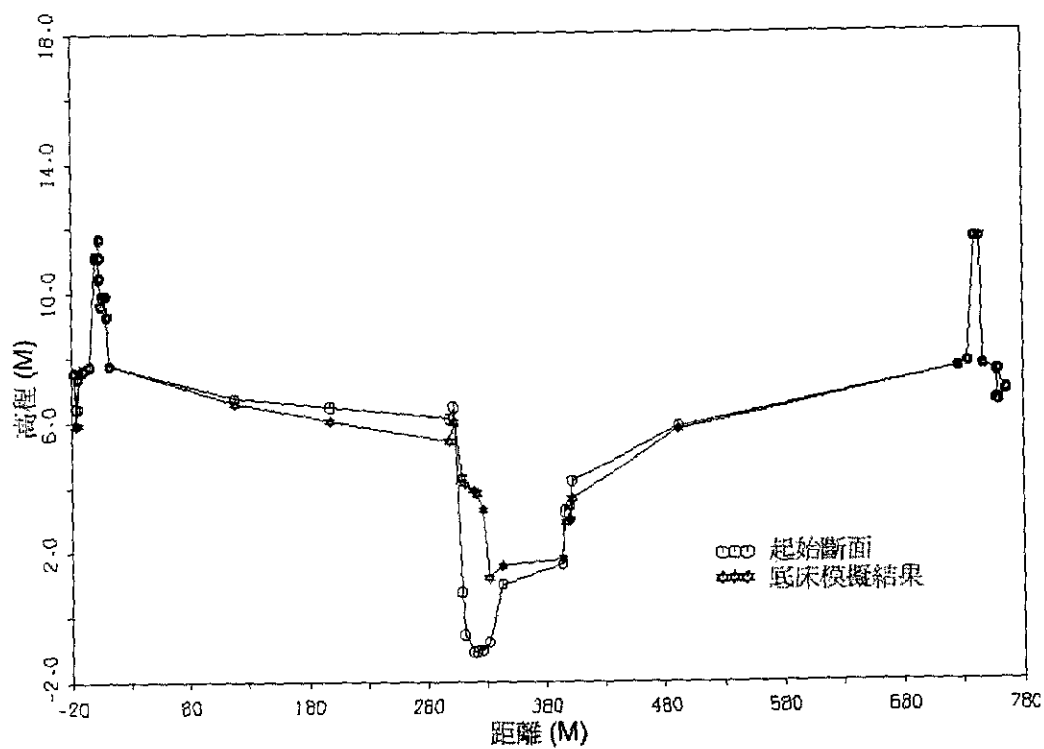


圖 6.92 八掌溪現況固床工粒徑恢復為 79 年義竹站十年後模擬河床變化圖

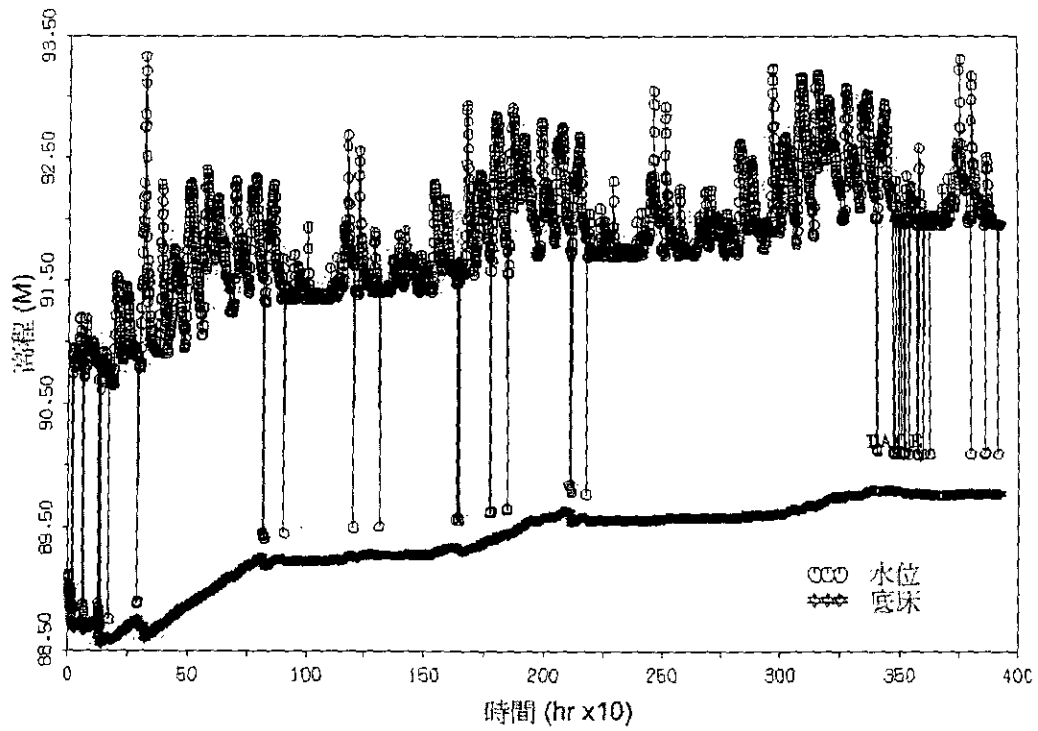


圖 6.93 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 18 號後十年間模擬河床最低點變化圖

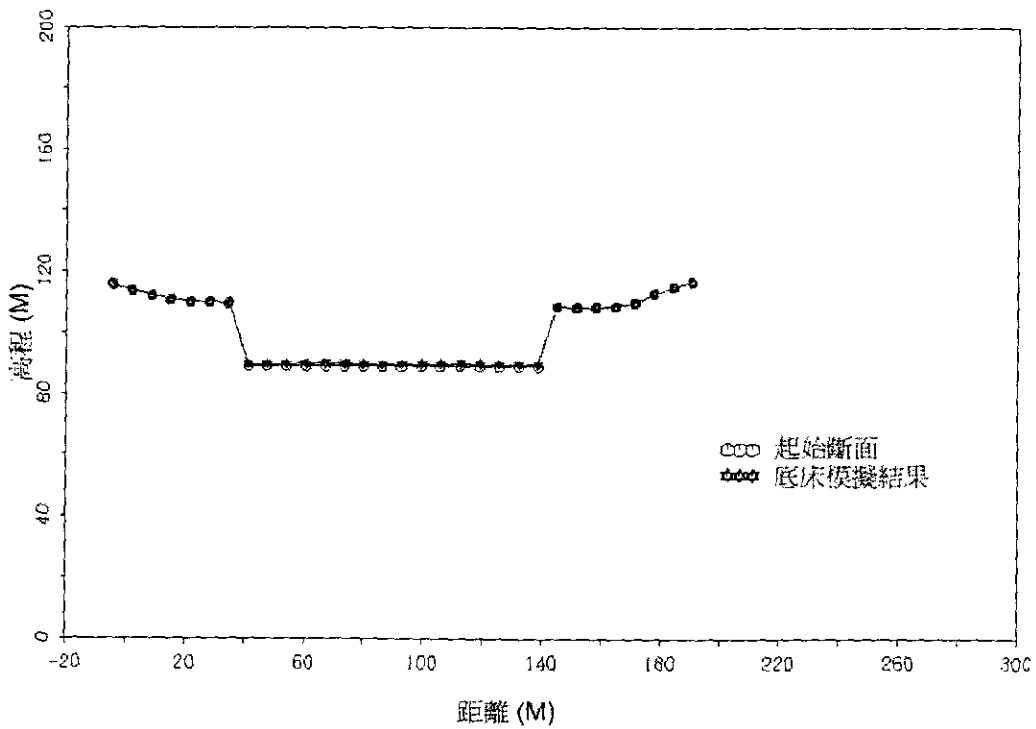


圖 6.94 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 18 號十年後模擬河床變化圖

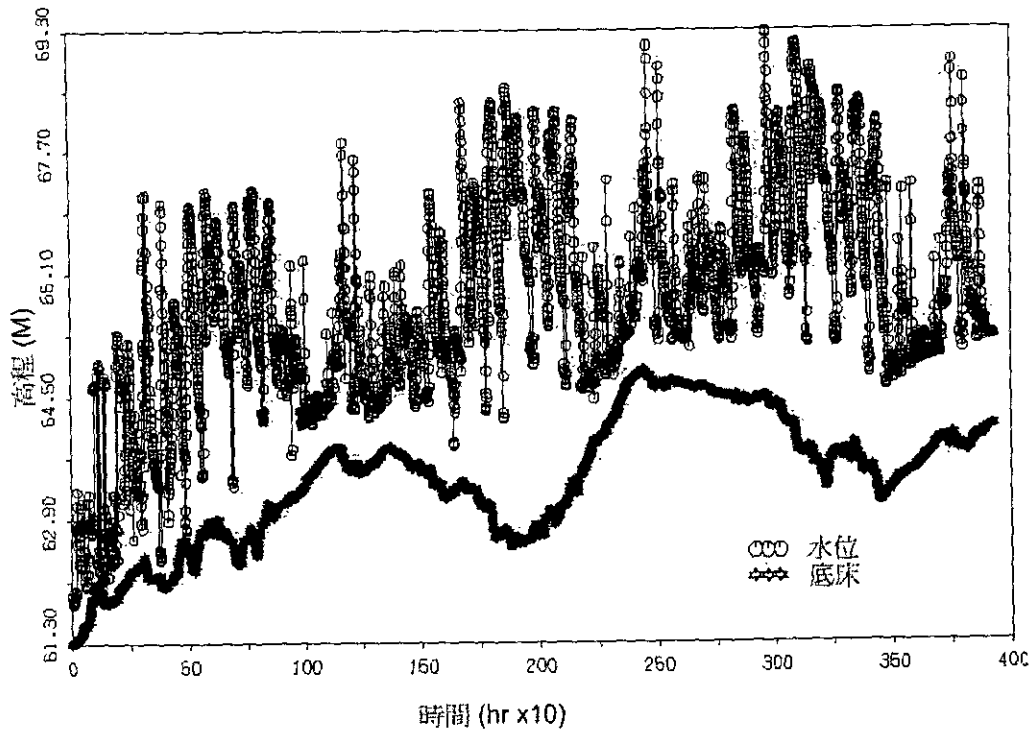


圖 6.95 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 7 號後十年間模擬河床最低點變化

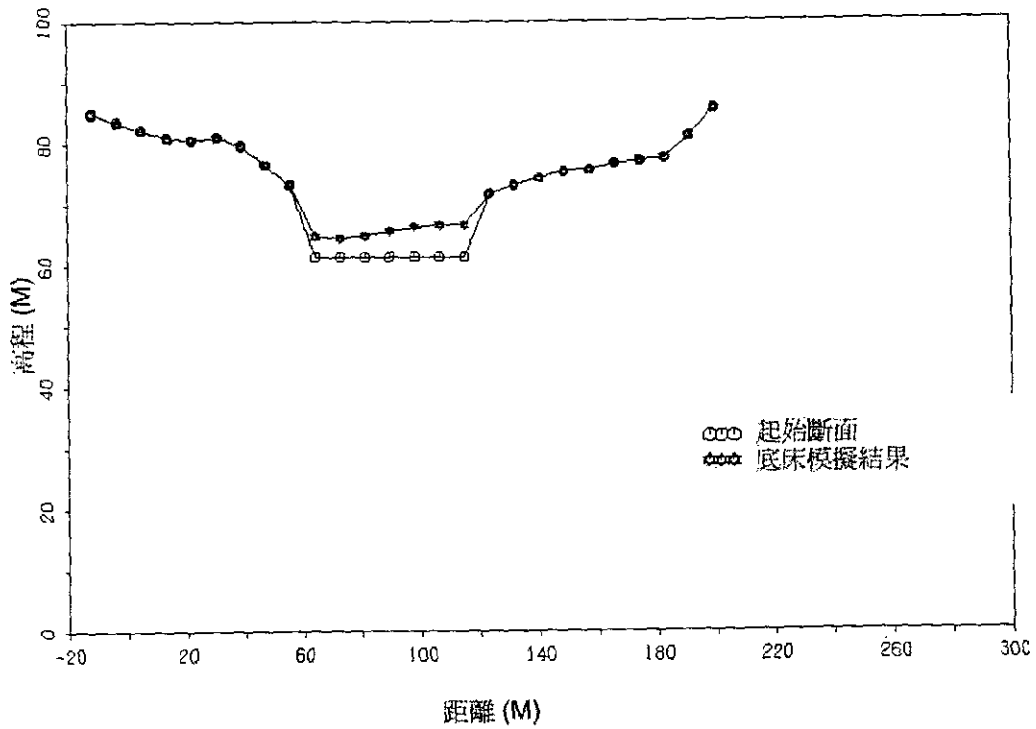


圖 6.96 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 7 號十年後模擬河床變化圖

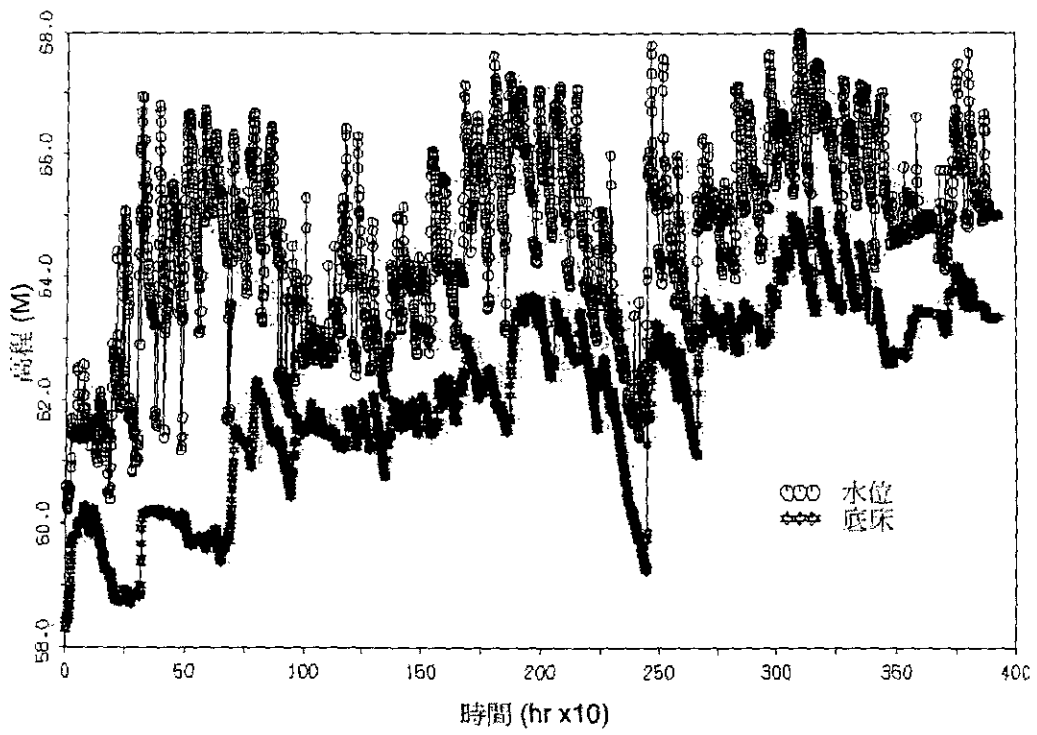


圖 6.97 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 6 號後十年間模擬河床最低點變化

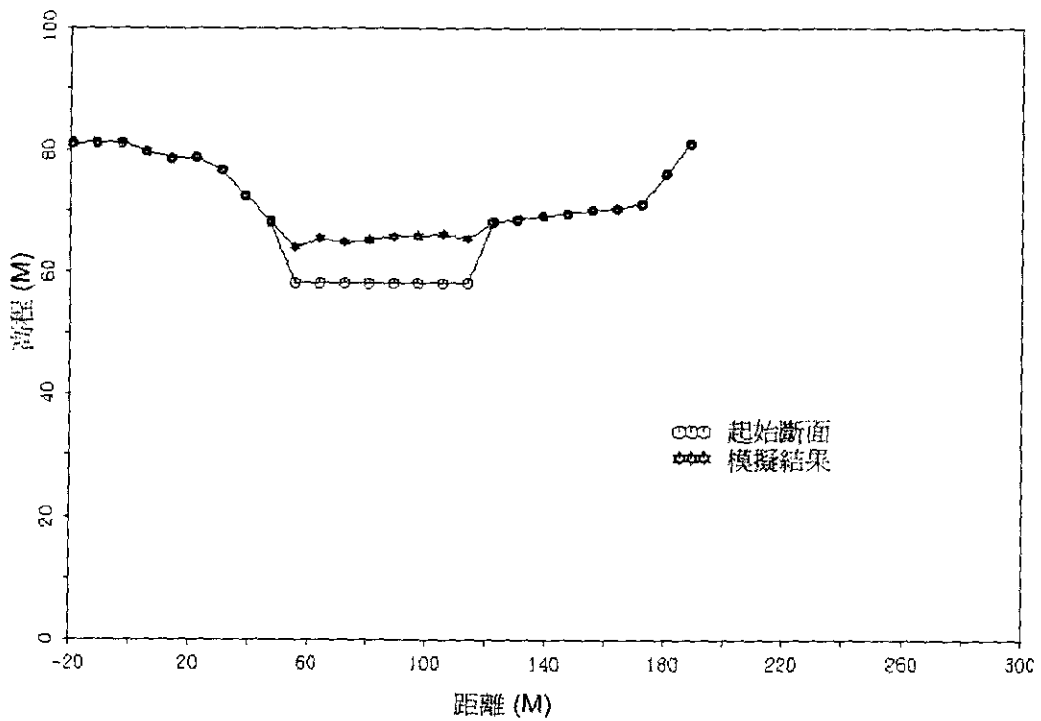


圖 6.98 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 6 號十年後模擬河床變化圖

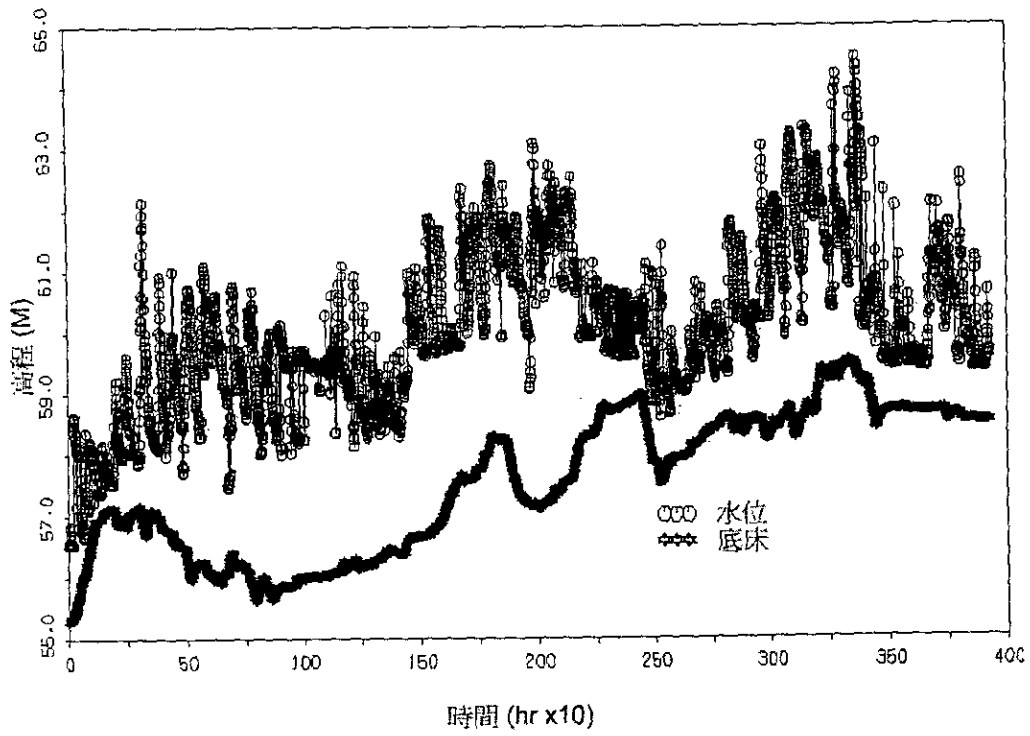


圖 6.99 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 5 號後十年間模擬河床最低點變化

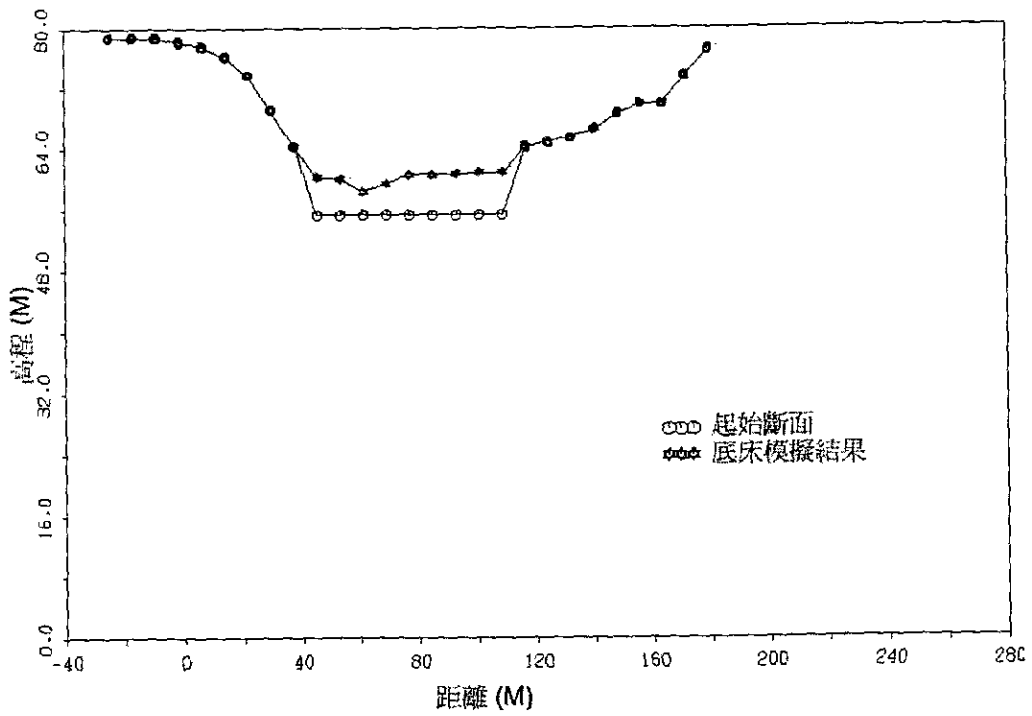


圖 6.100 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 5 號十年後模擬河床變化圖

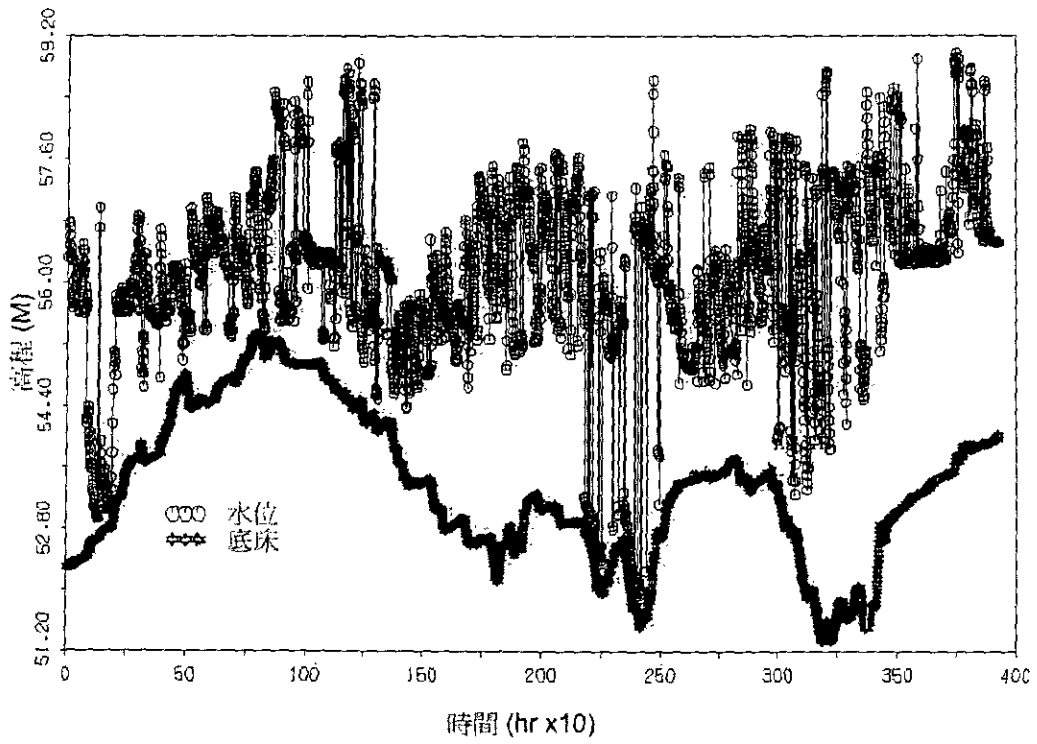


圖 6.101 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 4 號後十年間模擬河床最低點變化

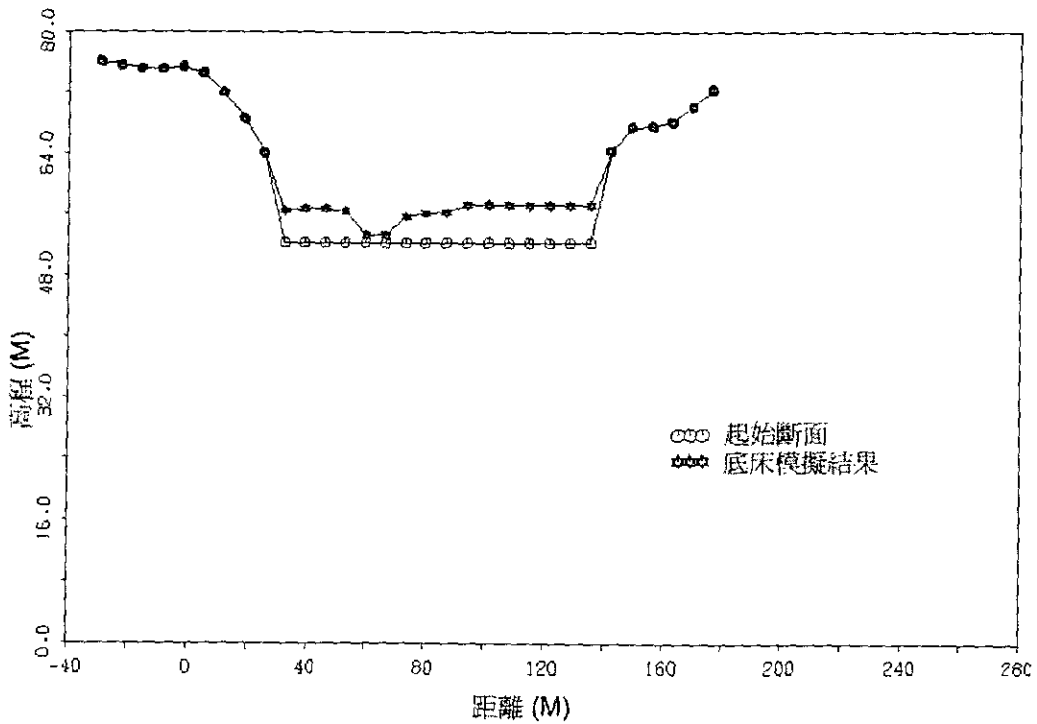


圖 6.102 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 4 號十年後模擬河床變化圖



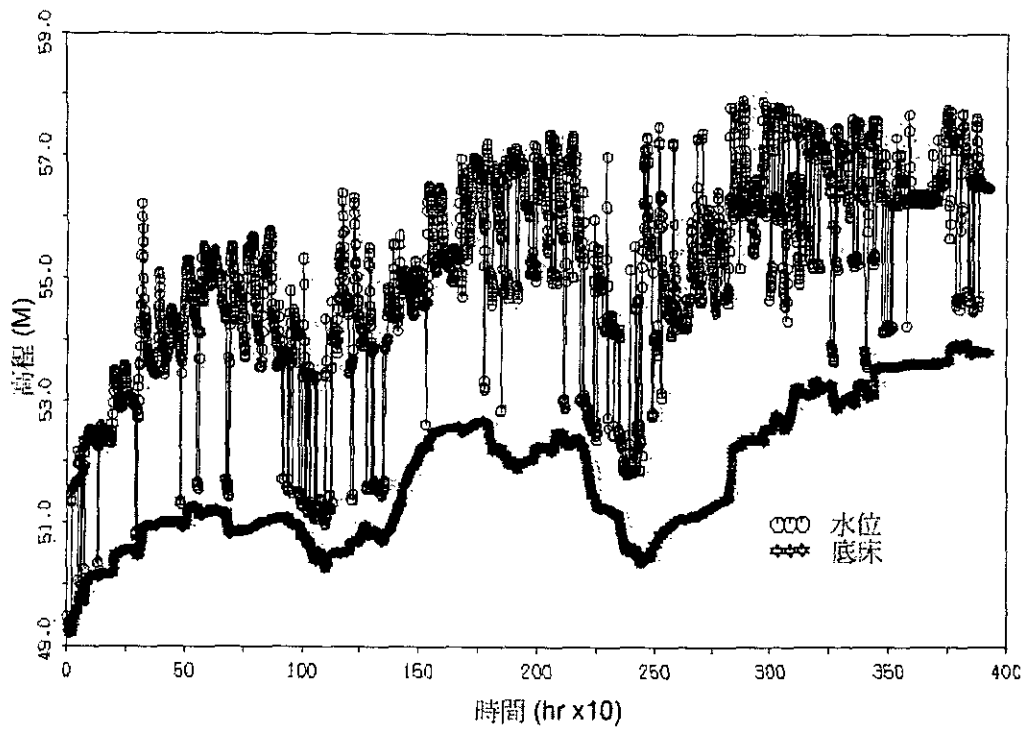


圖 6.103 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 3 號後十年間模擬河床最低點變化

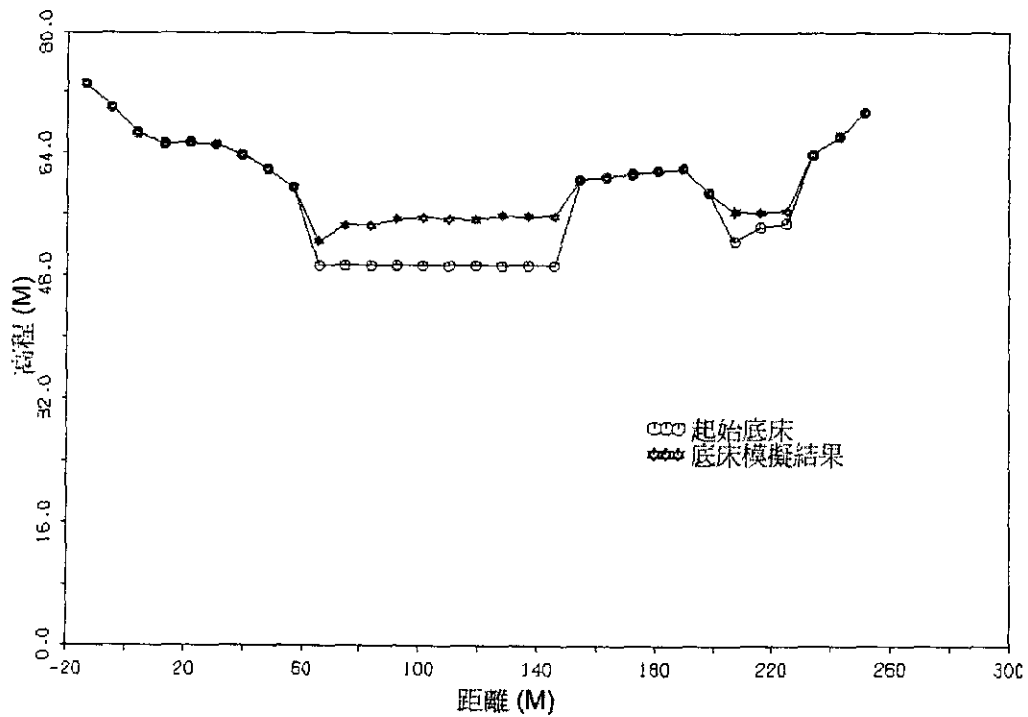


圖 6.104 八掌溪粒徑恢復為 79 年固床工 3 號十年後模擬河床變化圖

## 第七章 固床工水理之探討

### 7.1 模式簡介

本計畫所採用之二維數值模式之理論基礎詳如附錄四，此二維數值模式具有下列特點：

1. 本模式採用正交曲線座標系統（貼壁座標系統）之控制方程式，對於天然渠道堤線不規則變化之幾何形狀可沿著河道邊界建立計算格點，一方面除了可簡化邊界條件之處理以縮短模擬時間外，另一方面也可提高模擬之精確度。
2. 本模式之數值方法採用雙階分割操作趨近法（two-step split-operator Approach），將動量方程式分割成延散項和傳播項二個步驟方程式求解，第一步驟（延散步驟）為求解不含壓力梯度之動量方程式之暫時流速值（provisional velocity），第二步驟（傳播步驟）聯立只含壓力梯度及底床剪應力之動量方程式與連續方程式，求解修正後之流速值與最終壓力值。本演算法應用於明渠水流之演算，可使水利問題的模擬具有更高的彈性度與良好的收斂速度（Lien et al., 1999）。
3. 二維數值水理模擬可提供八掌溪斷面 100~94 間設置固床工後之局部流場詳細變化，有助於評估固床工設置成效之參考。

### 7.2 固床工水理之模擬

八掌溪仁義潭攔河堰至道將圳攔河堰間河道歷經賀伯及溫妮等強烈颱風之影響，沖刷嚴重，根據歷次河道斷面測量結果得知，此河段

的最大刷深量高達約 20 公尺，究其原因不難發現為該河段之河床泥岩裸露所致。陳（2000）曾以該河段的不擾動泥質粉砂岩土樣進行水工試驗，得知該河段河床質起動之臨界流速約在 3.3~3.5m/s。

由於該河段之原始坡降約為 1/80，河道深槽寬度變化在仁義潭攔河堰至斷面 95 間約為 50~100 公尺，在斷面 94 下游則增加為 160~340 公尺，因此在通水面積狹小及坡降陡峻的不利情形下，是造成斷面 94 上游河段持續刷深的主因。目前經濟部水利處第五河川局將於仁義潭攔河堰至斷面 94 間設置 18 座固床工，現已完成 6 座，藉以調整該河段的坡降至 1/400，以防制河道繼續刷深。因此，本研究計畫進行固床工設置前後之流場速度模擬，以了解當賀伯颱風再現之流況下該河段的沖刷潛勢。

#### 一、無固床工水理模擬

由仁義潭攔河堰至道將圳攔河堰之河道長度約為 6 公里，模擬範圍之格點佈置如圖 7.1 所示，格點數為 126×16，圖中顯示當 X 座標在 3000 公尺（即斷面 95）之上游採用較密的格網，可避免程式因流速太快而發散，上游邊界條件入流量選用賀伯颱風流量 1650cms，下游邊界條件為道將圳攔河堰之水位—流量率定曲線，曼寧係數為 0.045。

圖 7.2 為流速分佈圖，圖中顯示當在斷面 95 上游，由於河道寬度狹窄，計算格網較密且流速較快，不易看出河道內流速分佈情形，反之，在斷面 95 下游河道寬度增大，相對地流速也較為減慢。圖 7.3 是斷面平均流速圖，縱座標代表距道將圳攔河堰之河心累距（其對應於現場斷面編號請參閱表 6.5），其中斷面 100 至 99（即累距 5845~5350 公尺）的平均流速約在 9.8m/s，斷面 99 至 98 間（即累距 5350~4860 公尺）之平均流速則逐漸降至 7.0m/s，接著斷面 98 至 97 間（即累距

4860~4270 公尺) 之平均流速又再降至 6.2m/s。之後，由於河道寬度束縮，斷面 97 至 95 間 (即累距 4270~3420 公尺) 之平均流速則又逐漸增快至 11.1m/s。當水流流經斷面 95 下游，因河道寬度增加，流速也隨之減緩，只有在接近斷面 92 (即累距 1970 公尺) 處流速有些微升高的情形，大致說來，斷面 95 下游的平均流速皆小於泥質粉砂岩的臨界起動速度，因此該河段的沖刷機會大為降低。不過，在仁義潭攔河堰至斷面 95 之間，在無固床工保護之下，河道仍有持續刷深之潛勢。

## 二、現況固床工水理模擬

前述無固床工設置之水理模擬結果得知，斷面 94~100 之間若再次發生賀伯颱風之流量下，由於流速超出河床質臨界流速甚多，是為八掌溪嚴重沖刷之河段，因此經濟部水利處規劃在此沖刷段設置 18 座固床工如圖 6.13 所示，計畫將該河段之原始坡降為 1/80，期藉這 18 座固床工調整該河段的坡降降至 1/400，以減緩該河段的沖刷能力。目前規劃中的 18 座固床工中已完成 6 座，其中已完工的 18 號固床工位於心上橋上游，及 5 座 3 號、4 號、5 號、6 號與 7 號固床工位於心上橋下游，以下就目前已完工的現況 6 座固床工進行水理模擬，以了解這 6 座固床工對河床坡度減緩所產生的效益。上游邊界條件入流量仍選用賀伯颱風流量 1650cms，下游邊界條件為道將圳攔河堰之水位—流量率定曲線，曼寧係數為 0.045。

圖 7.4 為斷面 97 至斷面 94 之流速分佈圖，其中斷面 96~95 (即 X 座標軸 3600~3200 公尺) 間因河道寬度較窄，其平均流速值較其他位置來得大，同時在斷面 95 下游因河道寬度增大，相對地流速也較為減慢。圖 7.5 是現況 6 座固床工之斷面平均流速圖，縱座標代表距道將圳攔河堰之河心距，其中斷面 100.1 至 100 (即累距 6575~5845 公尺)

因設置 18 號固床工，而使得局部平均流速由 7.1m/s 增至 12.1m/s，斷面 100 至 99（即累距 5845~5350 公尺）的平均流速約在 9.4m/s，比無固床工時流速降低約 0.4 m/s，斷面 99 至 98 間（即累距 5350~4860 公尺）之平均流速則逐漸降至 7.7m/s，比無固床工時流速增加約 0.7 m/s，接著斷面 98 至 97 間（即累距 4860~4270 公尺）之平均流速又再降至 6.6m/s，比無固床工時流速增加約 0.4 m/s。之後，由於在心上橋下游已設置 5 座固床工及河道斷面束縮影響，斷面 97 至 95 間（即累距 4270~3420 公尺）之平均流速呈現震盪走高現象，振幅低點流速約從 6.8m/s 增至 8.4m/s，而振幅高點流速約從 8.3m/s 增至 10.7m/s，則振幅低點平均流速約比無固床工時平均流速降低約 1.0m/s。當水流流經斷面 95 下游，因河道寬度增加，流速也隨之減緩，只有在接近斷面 94（即累距 2903 公尺）處因流經固床工而使得流速局部加速外，大致說來，斷面 94 下游的平均流速皆小於河床質泥質粉砂岩的臨界起動速度。

此外，圖 7.6 與表 7.1 是現況 6 座固床工與無固床工之斷面平均流速比較圖，在斷面 97 之後即心上橋上游只設置 1 座固床工，並無明顯減緩該河段的流速，而心上橋下游所設置的 5 座固床工，則使得流速減緩有明顯的效果，約降低平均流速 1.0m/s。最後在斷面 94 下游至道將圳攔河堰間因距離固床工設置之地點較遠，所以現況 6 座固床工之流速變化與無固床工設置時之變化相同。

### 三、計畫固床工水理模擬

由上節現況 6 座固床工設置之水理模擬結果得知，因現階段在心上橋上游只設置 1 座固床工，使得斷面 97 上游之流速變化反而有增快之趨勢，然而計畫固床工係擬於心上橋上游設置 11 座，所以完整模擬計畫 18 座固床工之流場變化情形，有助於了解這 18 座固床工對河床

坡度減緩所產生的整體效益。上游邊界條件入流量仍選用賀伯颱風流量 1650 cms，下游邊界條件為道將圳攔河堰之水位—流量率定曲線，曼寧係數為 0.045。

圖 7.7 為斷面 100.1 至斷面 98 之流速分佈圖，圖中顯示當水流流經固床工時，因受跌流影響而使得流速有局部加快之現象。圖 7.8 是 18 座計畫固床工之斷面平均流速圖，縱座標代表距道將圳攔河堰之河心距，因水流流經固床工時受局部流速加快的影響，使得斷面平均流速呈現震盪的現象，其中斷面 100.1 至 100 間（即累距 4270~3420 公尺）之振幅低點流速約從 6.9m/s 增至 7.8m/s，而振幅高點流速約從 9.8m/s 增至 9.9m/s，斷面 100 至 99（即累距 5845~5350 公尺）之振幅低點流速約在 7.8m/s 附近，比無固床工時流速降低約 2.0m/s，而振幅高點流速約在 9.8m/s 附近震盪，斷面 99 至 98 間（即累距 5350~4860 公尺）之振幅低點流速約在 8.7m/s 附近，而振幅高點流速約在 10.6m/s 附近震盪，斷面 98 至 97 間（即累距 4860~4270 公尺）之振幅低點流速約在 7.5m/s 附近，而振幅高點流速約在 10.0m/s 附近震盪，最後，自斷面 97 下游之斷面平均流速變化約與現況 6 座固床工之流場變化相近。

此外，圖 7.9 與表 7.1 是計畫 18 座固床工與無固床工之斷面平均流速比較圖，大致說來，斷面 100.1~99 及斷面 97~95 間平均流速因固床工之設置有明顯減緩之趨勢，平均流速分別約降低 2.0m/s 及 1.0m/s；然而在斷面 99~97 及斷面 95~94 間之平均流速則因固床工之設置而稍微增快。圖 7.10 與表 7.1 是計畫 18 座固床工與現況 6 座固床工之斷面平均流速比較圖，由於現況固床工只於心上橋設置 1 座，欲降低河

道流速的效果有限，若能儘速完成斷面 99 上游的固床工，對於流速之降低成效頗大，可考慮優先辦理。

### 7.3 小結

一般說來，流速變化是為河川輸砂能力之重要指標，假設輸砂能力隨著流速之 3 次方成正比。若在賀伯颱風 1650cms 流量再現之情形下，則現況 6 座固床工在斷面 97~95 間之流速約降為無固床工設置之 88%，即設置固床工後之輸砂能力可降為設置前的  $0.68 (0.88^3)$  倍，若位於斷面 99 上游之計畫固床工完工後，流速約降為無固床工設置之 80%，即設置固床工後之輸砂能力可降為設置前的  $0.51 (0.8^3)$  倍。

由現況 6 座固床工集中在斷面 97 下游來看，對於河道沖刷能力之降低有其成效，未來若能儘速完成斷面 99 上游的固床工設置，對於河道沖刷能力之降低也有明顯效果，可考慮優先辦理。值得注意的是，若再次發生賀伯颱風 1650cms 之洪峰流量，則斷面 94 上游之平均流速仍遠大於河床質臨界啟動速度甚多，河道再次發生嚴重沖刷之潛勢仍然存在，值得進一步追蹤研究。

此外，由現況固床工與計畫固床工兩者來看，固床工下游基腳處流速因固床工而局部加速，可能引起基腳掏刷而導致固床工損壞之問題，因此在往後之施工與養護上值得注意。

表 7.1 八掌溪固床工佈置方案流速比較表

單位：距離(m) 流速(m/s)

距離	無固床工	現況	規劃	備註	距離	無固床工	現況	規劃	備註
6.308	-	7.49	7.24	17 號	5.018	7.21	7.87	10.54	11 號
6.284	-	7.76	7.46	17 號	4.950	6.94	7.53	7.59	11 號
6.260	-	8.15	7.75	17 號	4.880	6.81	7.28	7.80	10 號
6.236	-	8.75	8.16	17 號	4.809	6.83	7.23	9.89	10 號
6.211	-	9.74	8.76	18 號	4.739	6.86	7.24	7.56	10 號
6.187	-	12.11	9.82	18 號	4.671	6.86	7.24	8.42	9 號
6.163	-	9.63	7.60	18 號	4.637	6.88	7.24	10.03	9 號
6.139	-	9.69	7.68	17 號	4.572	6.85	7.21	7.57	9 號
6.114	-	9.75	7.83	17 號	4.510	6.77	7.15	8.41	8 號
6.090	-	9.79	8.05	17 號	4.479	6.71	7.10	10.03	8 號
6.066	-	9.81	8.39	17 號	4.419	6.59	6.97	7.25	8 號
6.042	-	9.87	8.96	17 號	4.360	6.41	6.78	7.37	7 號
6.017	-	9.93	9.91	17 號	4.303	6.24	6.55	8.11	7 號
5.993	-	9.94	7.75	17 號	4.275	6.12	6.44	9.25	7 號
5.969	-	9.94	7.79	16 號	4.219	5.98	6.30	5.70	7 號
5.945	-	9.94	7.88	16 號	4.159	6.02	6.42	5.83	6 號
5.920	-	9.89	8.06	16 號	4.092	6.31	6.94	6.47	6 號
5.896	-	9.88	8.37	16 號	4.056	6.58	7.42	7.07	6 號
5.872	-	9.81	8.84	16 號	4.016	7.02	8.31	8.14	6 號
5.848	-	9.64	9.60	16 號	3.974	7.69	6.78	6.69	6 號
5.835	9.74	9.56	10.26	16 號	3.925	8.92	6.98	6.92	5 號
5.811	9.70	9.44	7.78	16 號	3.873	9.17	7.56	7.52	5 號
5.787	9.68	9.40	8.04	15 號	3.817	9.61	8.87	8.83	5 號
5.761	9.64	9.37	8.41	15 號	3.761	10.05	7.77	7.75	5 號
5.734	9.62	9.35	9.02	15 號	3.702	10.49	8.27	8.26	4 號
5.721	9.62	9.35	9.47	15 號	3.640	10.70	8.91	8.89	4 號
5.693	9.60	9.33	7.72	15 號	3.578	10.75	10.56	10.55	4 號
5.664	9.60	9.36	7.90	14 號	3.515	10.47	8.31	8.31	4 號
5.633	9.62	9.42	8.23	14 號	3.454	9.04	8.30	8.29	3 號
5.601	9.64	9.42	8.66	14 號	3.393	8.51	8.85	8.85	3 號
5.568	9.67	9.46	9.39	14 號	3.328	8.33	10.73	10.75	3 號
5.533	9.70	9.53	10.83	14 號	3.264	7.18	8.40	8.19	3 號
5.496	9.69	9.54	8.63	14 號	3.201	5.83	7.29	7.08	2 號
5.458	9.64	9.61	8.98	13 號	3.140	4.63	6.37	6.03	2 號
5.417	9.48	9.59	9.50	13 號	3.080	3.76	5.66	7.54	2 號
5.373	9.16	9.55	10.84	13 號	3.021	3.23	5.11	4.93	2 號
5.327	8.98	9.51	8.89	13 號	2.962	2.95	4.68	4.38	1 號
5.279	8.80	9.37	8.97	12 號	2.904	2.89	4.24	4.07	1 號
5.227	8.52	9.12	9.33	12 號	2.846	2.98	7.79	7.73	1 號
5.172	8.18	8.84	11.53	12 號	2.786	2.85	3.30	3.27	1 號
5.113	7.81	8.49	8.65	12 號	2.718	2.54	2.63	2.62	1 號
5.051	7.40	8.08	9.15	11 號	2.655	2.13	2.10	2.10	1 號



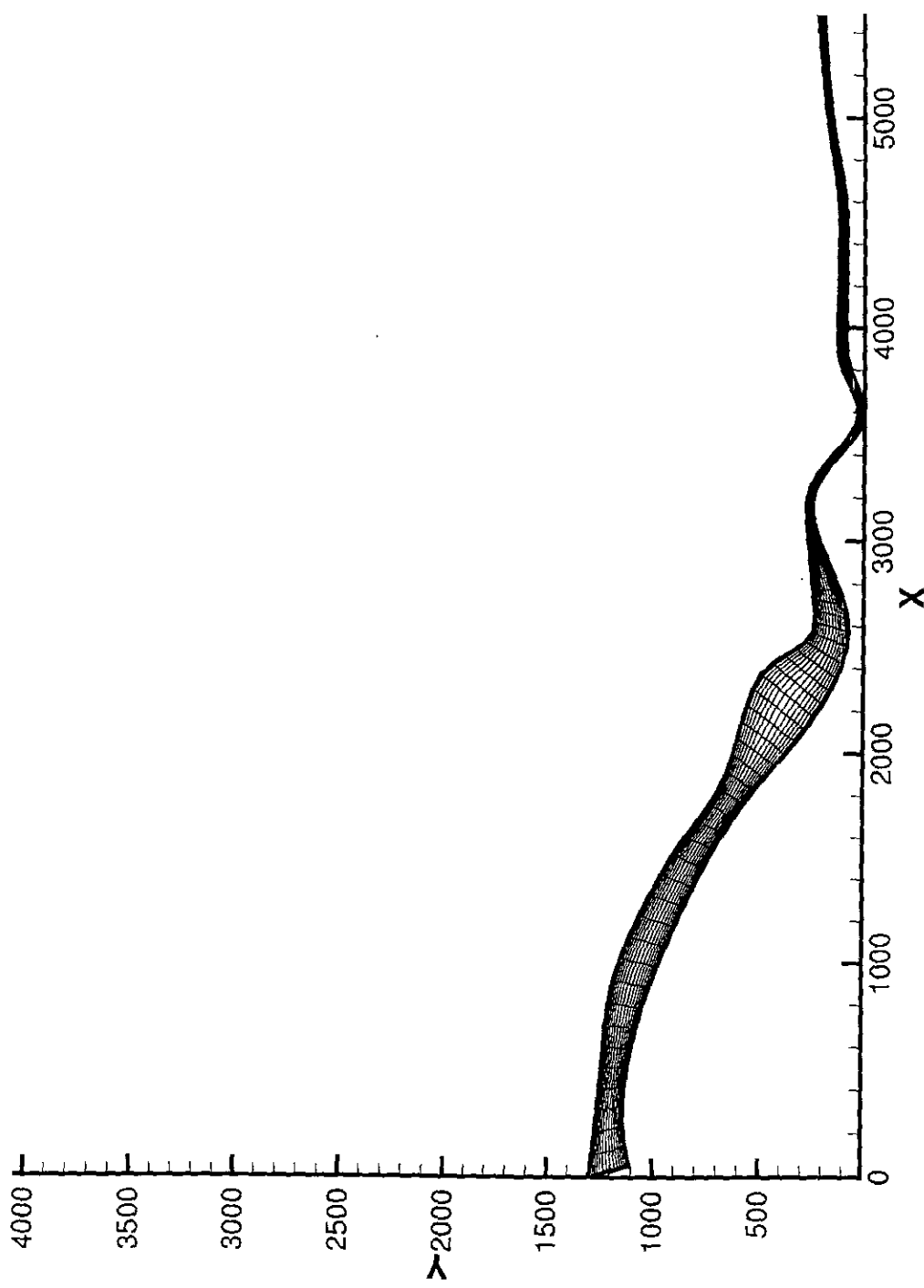


圖 7.1 八掌溪仁義潭蘭河堰至道將圳蘭河堰間河道網格圖

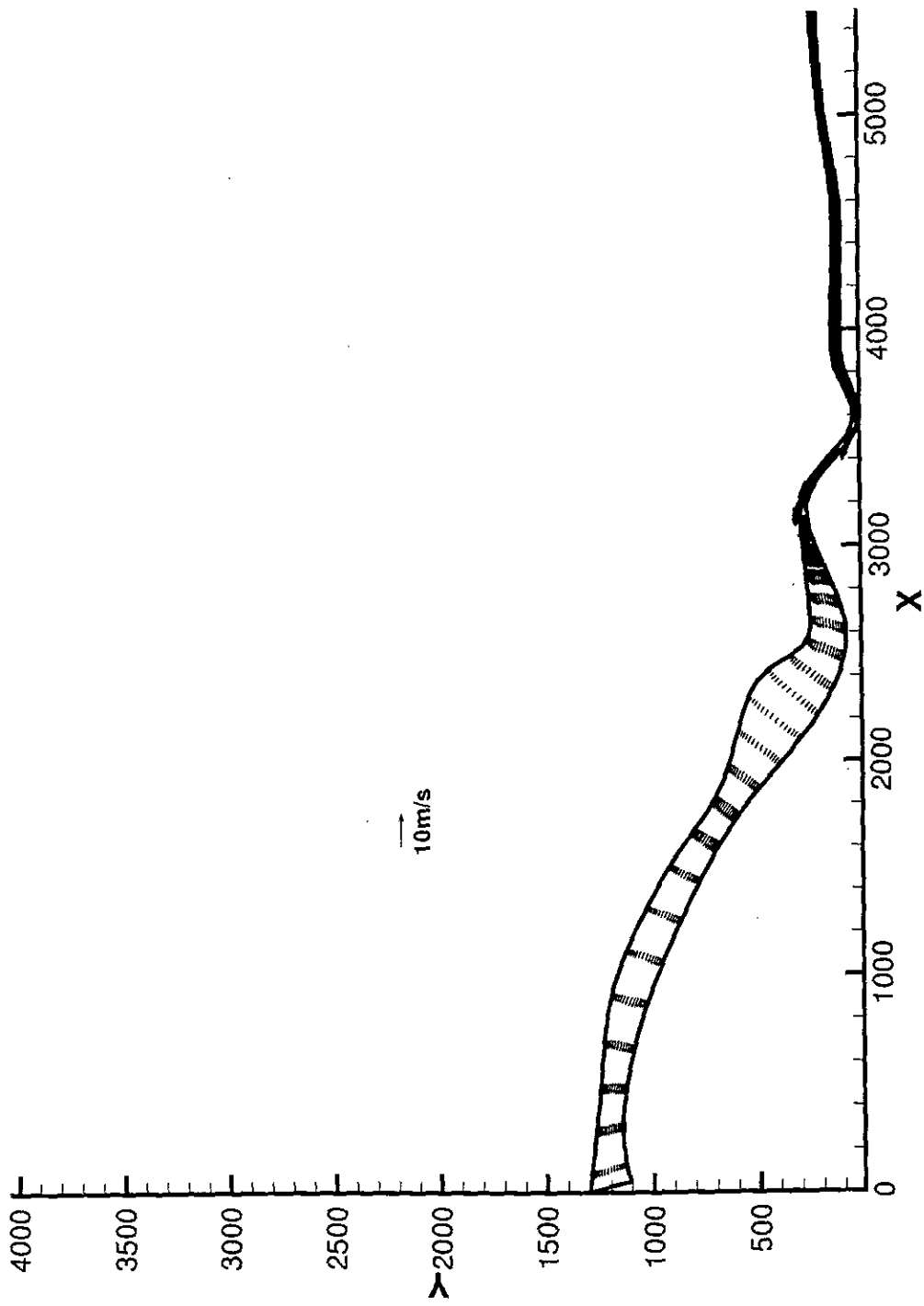


圖 7.2 八掌溪沖刷段河道無固床固床工流場圖

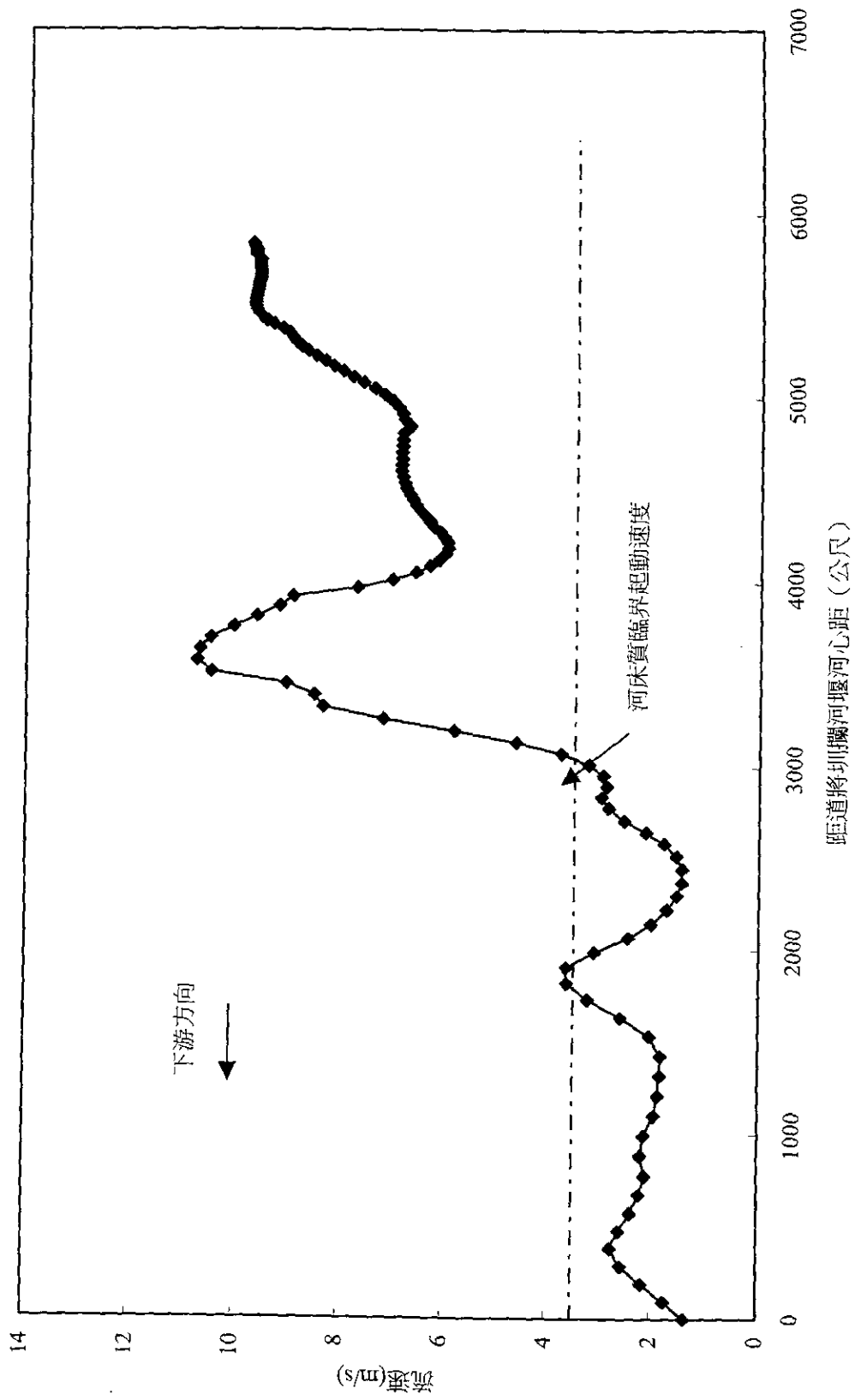


圖 7.3 八掌溪沖刷段河道無固床工斷面平均流速分布圖

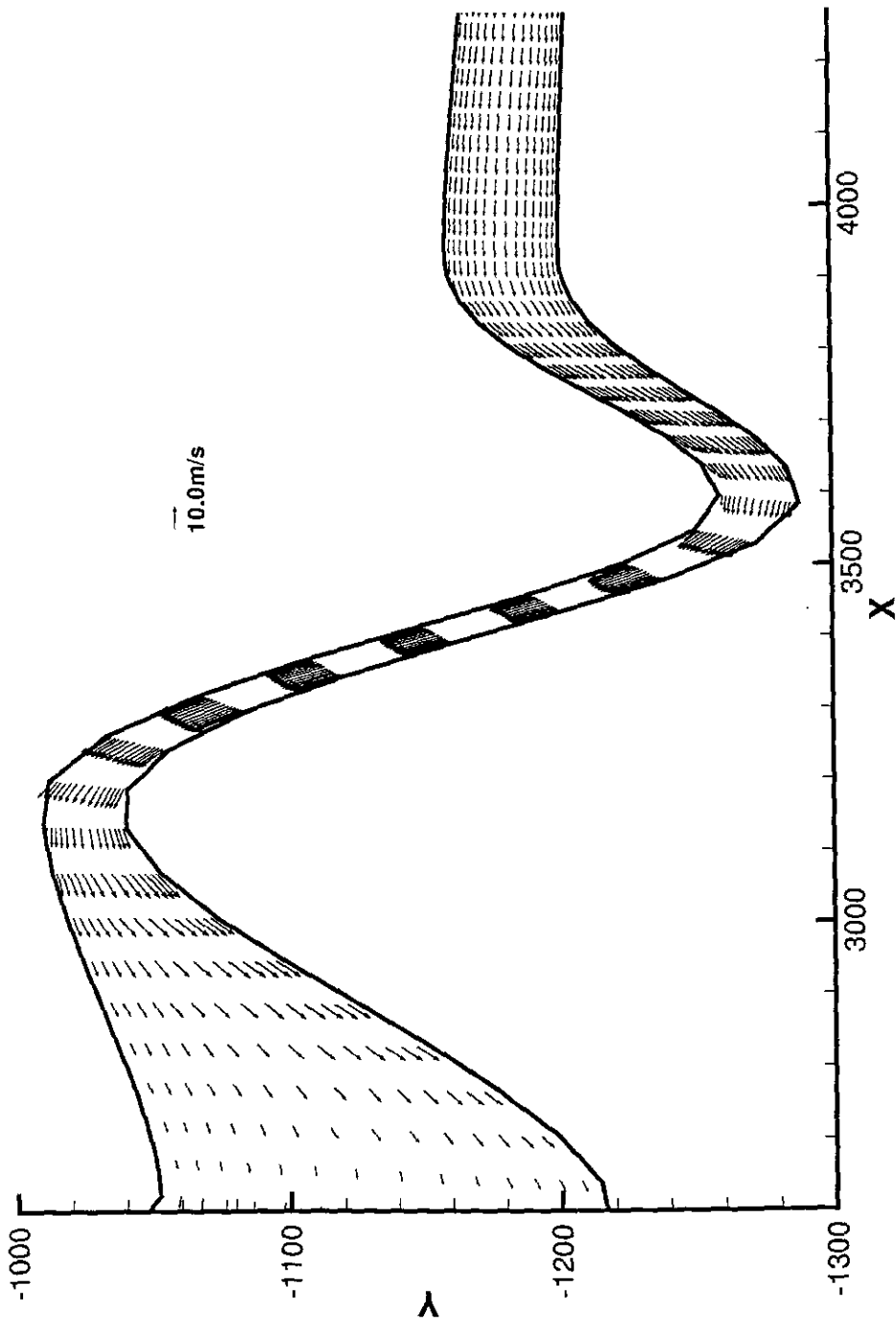


圖 7.4 八掌溪沖刷段河道現況固床工流場圖

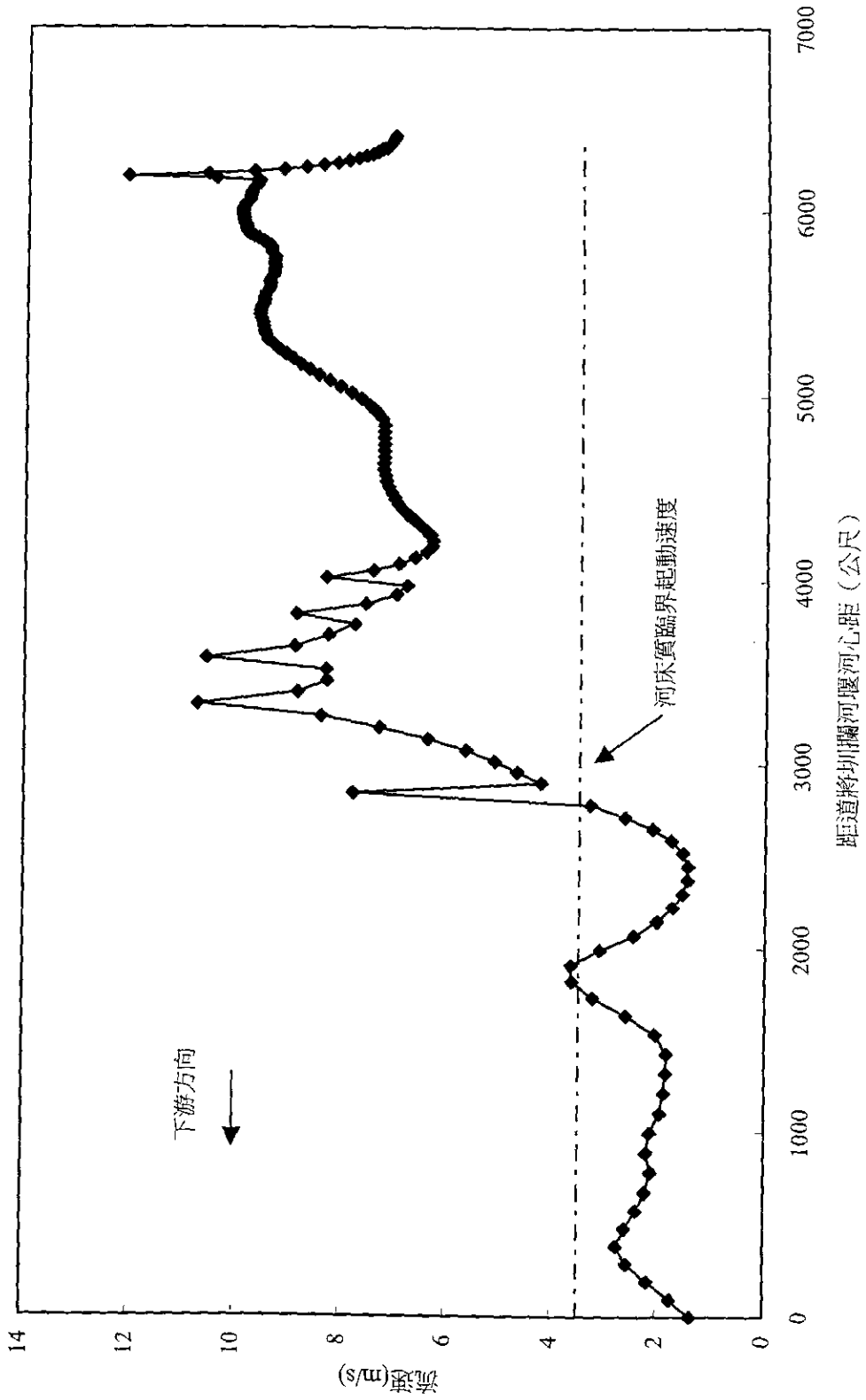


圖 7.5 八掌溪沖刷段河道現況固床工斷面平均流速分布圖

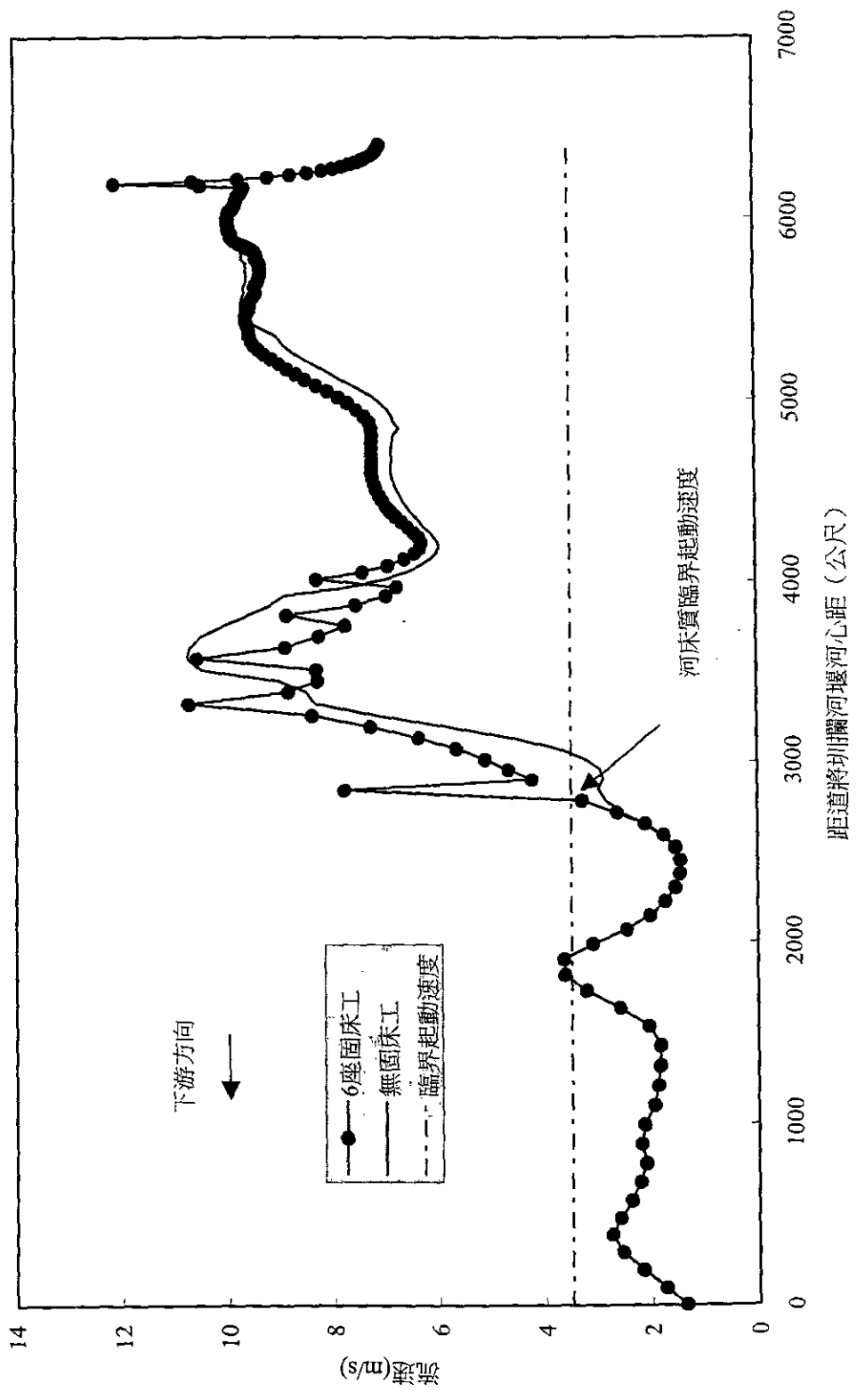


圖 7.6 八掌溪沖刷段河道無固床工與現況固床工斷面平均流速分布比較圖

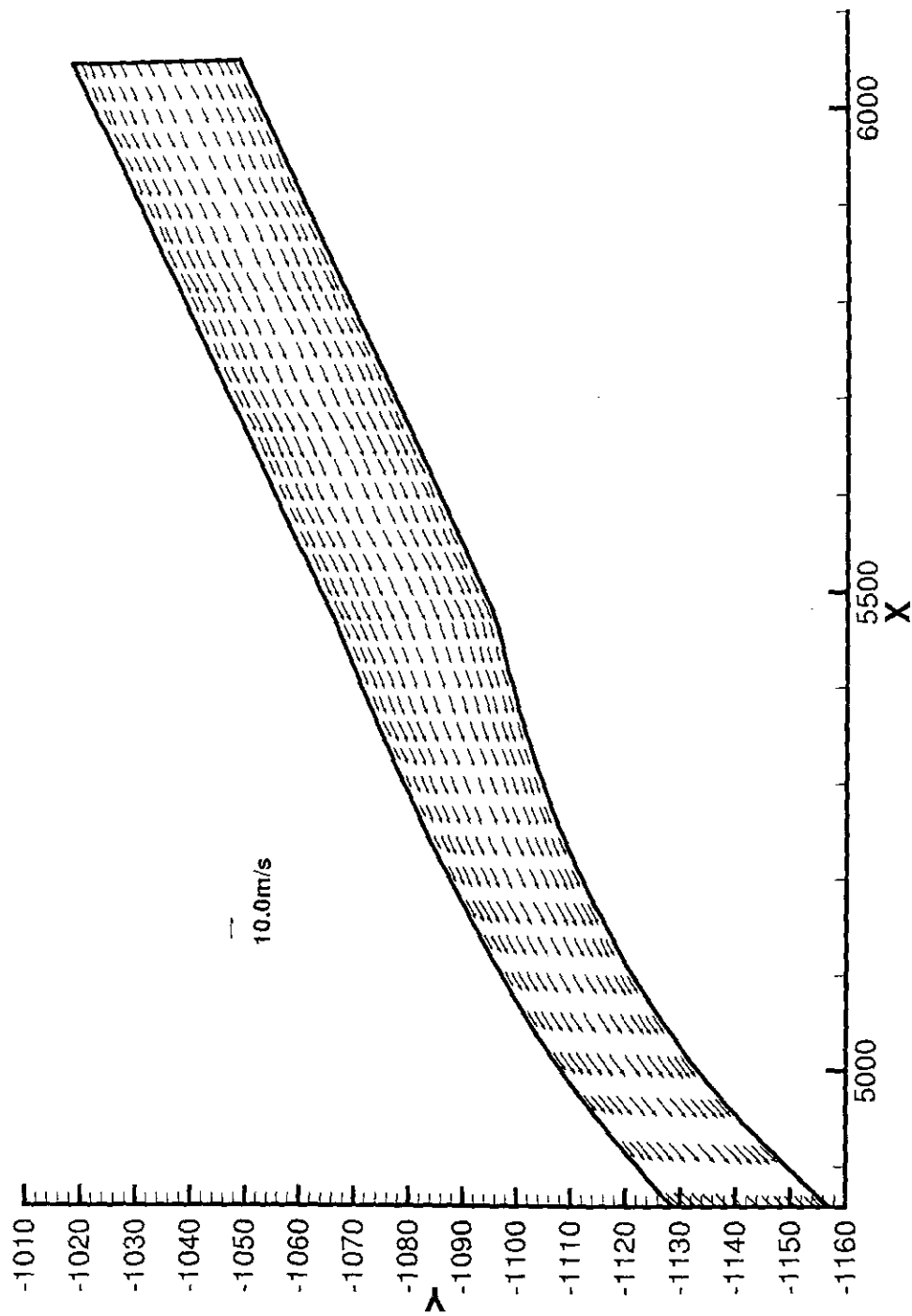


圖 7.7 八掌溪沖刷段河道計畫固床工流場圖

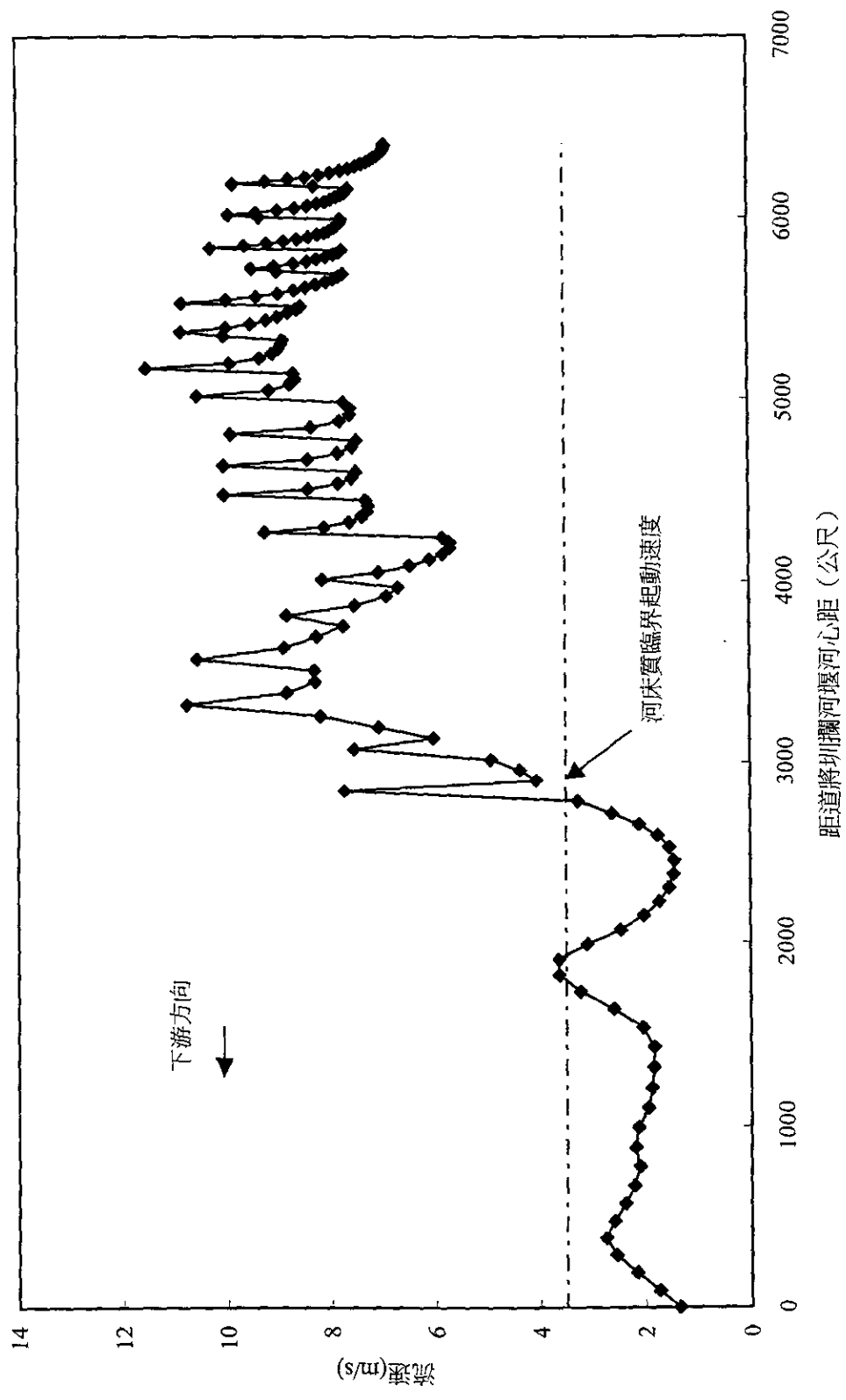


圖 7.8 八掌溪沖刷段河道計畫固床工断面平均流速分布圖



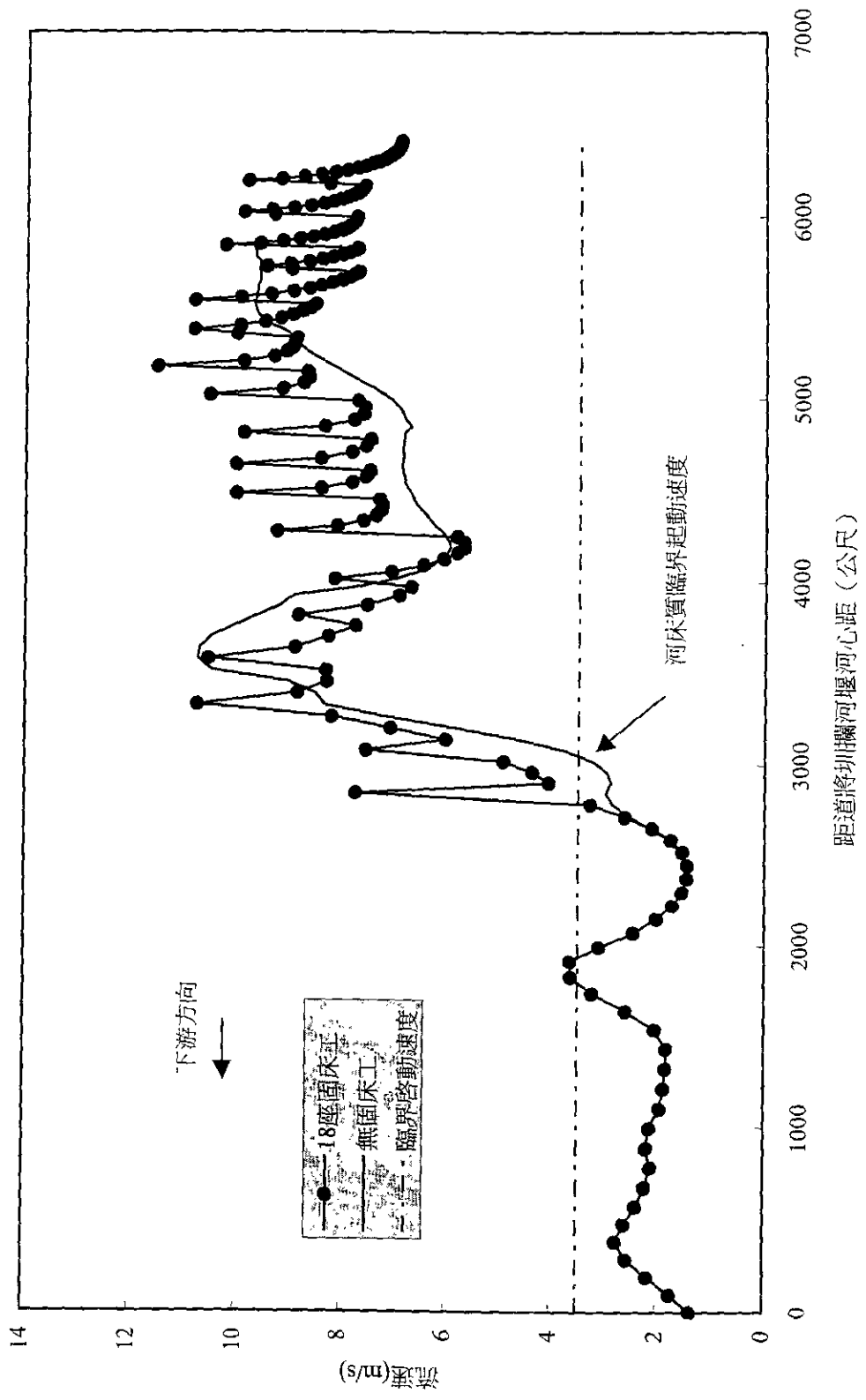


圖 7.9 八掌溪沖刷段河道無固床工與計畫固床工斷面平均流速分布比較圖

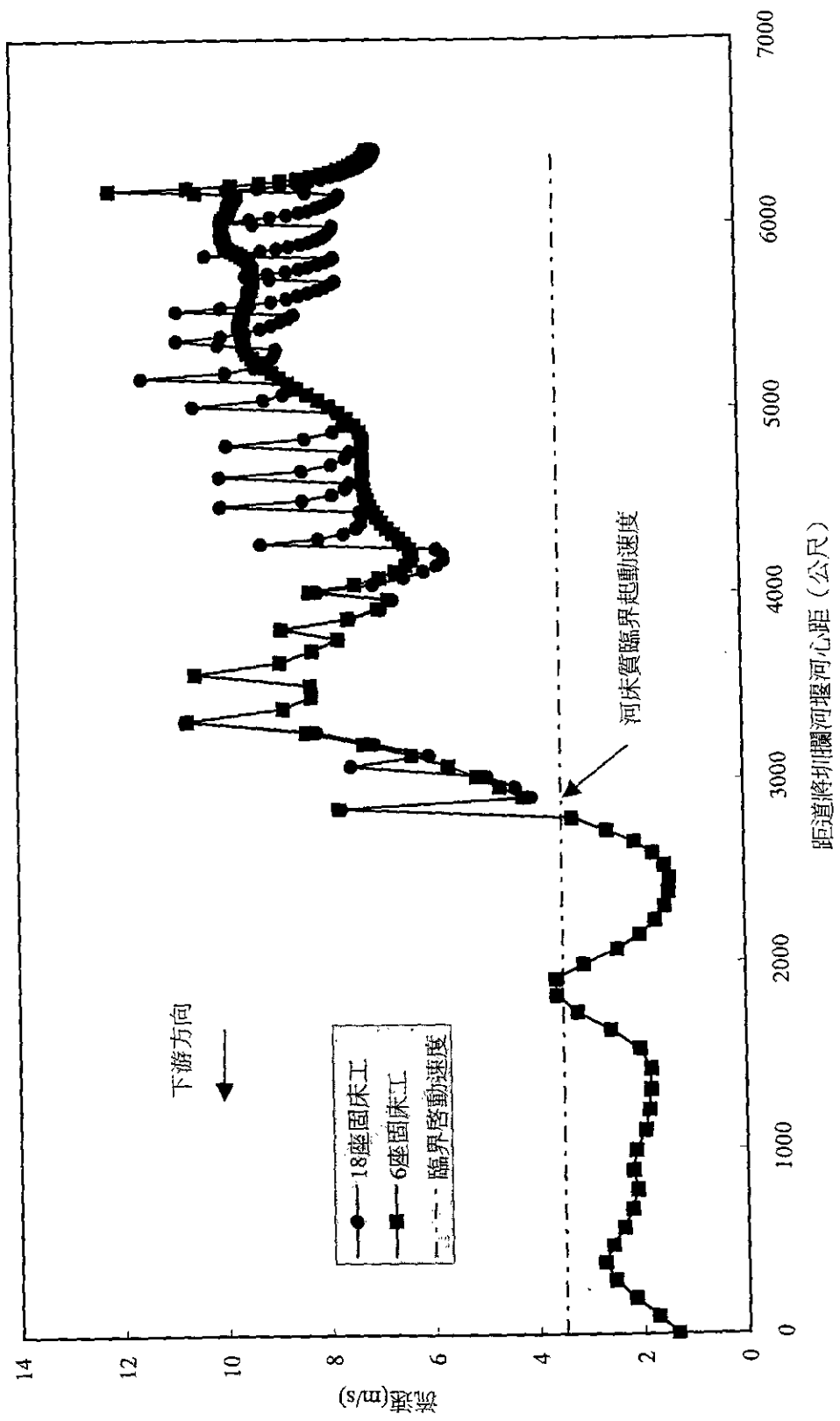


圖 7.10 八掌溪冲刷段河道現況固床工與計畫固床工斷面平均流速分布比較圖

## 第八章 固床工數量之檢討

### 8.1 河道沖刷與固床工成效之回顧

八掌溪河道為使河床穩定在沖刷段原規劃了十八座固床工，87年開始陸續在仁義潭攔河堰下游設置 1 座固床工及心上橋下游設置 5 座固床工，沖刷段現已設置 6 座固床工，而規劃中尚未設置計有 12 座，期使平衡淤砂坡度在心上橋下游達 1/400、心上橋上游達 1/300。

由第六章之分析發現，現況河床若不加以任何穩定措施，則河床將持續下降，以致仁義潭攔河堰下游河床底部降到約 50 公尺才出現平衡條件，將危及堰體安全，河道也必須防止側向土體崩落；現況固床工保護下長期沖淤趨勢，心上橋上游可能有許多的河中構造物將被破壞（包括仁義潭攔河堰下游第一座固床工在內），100 號斷面可能再沖刷 7 公尺；而假設規劃之十八座固床工均已完成，發現上游階梯分布固床工之下游側，沖刷後仍會回淤但已趨緩，顯示在穩定河床上已有初步成效，應特別注意的是固床工損壞的問題。對照現況長期模擬案，發現計畫固床工均設置可能收到更好的成效，而固床工號碼 5、8、14、18 可能有破壞之虞，其餘固床工安全應無慮，但其中固床工號碼 15 仍需注意未來沖刷發展。

民國 76 年仁義潭攔河堰興建完成，由圖 3.2 顯示，斷面 94 上游至仁義潭攔河堰下游處，自 76 年起至 84 年（賀伯颱風前），八年間該河段深槽平均下降約 6 公尺，沖刷處集中在仁義潭攔河堰基腳下游處與心上橋兩河段，使得河道底床坡降形成數段明顯轉折，而沖刷深度最深達 20 公尺；85 年賀伯颱風後，該河段深槽平均再下降 5 公尺左右，

最深處達 13 公尺，而先前底床坡降形成明顯之轉折經過洪水沖刷後已較不明顯；86 年溫妮颱風前後又平均下降 4 公尺，最深處有 8 公尺，而先前底床坡降之明顯轉折經過洪水沖刷後幾乎已經消失，底床又恢復成一直線，但平均坡降由  $1/56$  減緩為  $1/82$ ；究其原因，76 年至 84 年間，尋常洪水因為水工結構物（仁義潭攔河堰與心上橋）之跌水或斷面束縮，造成河道底床局部沖刷，河道形成明顯坡降轉折，而洪水並帶走表層砂礫保護層使得泥岩裸露，接著賀伯颱風和溫妮颱風連續兩次的大洪水，將坡降轉折的底床下切使其恢復平順的坡降，這樣的沖刷現象似為溯源沖刷。

另從第七章對固床工水理之分析發現，現況 6 座固床工集中在斷面 97 下游來看，對於河道沖刷能力之降低有其成效，未來若能儘速完成斷面 99 上游的固床工設置，對於河道沖刷能力之降低也有明顯效果，但若再次發生賀伯颱風 1650cms 之洪峰流量，則斷面 94 上游之平均流速仍遠大於河床質臨界啟動速度甚多，河道再次發生嚴重沖刷之潛勢仍然存在，固床工對河道穩定之影響如圖 8.1 所示。

## 8.2 方案評析

由於固床工設置工程經費龐大，若能針對尚未設置之 12 座固床工評估其成效，對於作用明顯之固床工則優先設置，對於作用不明顯之固床工則可延後或取消設置，如此更能把握固床工設置之時效性，甚至可能降低整體河道穩定方案之工程經費，本章將對固床工設置數量作一評估。

從 8.1 節對河道沖刷與固床工水理之回顧，可發現仁義潭攔河堰跌水對河道穩定有相當重要之影響，而心上橋下游固床工大致已設置完成，因此本節固床工設置數量方案乃針對心上橋上游 8 號至 16 號固床工之設置成效作一檢討，方案一係扣除 8 號至 12 號整個河段之 5 座固床工，方案二係扣除 8、10、12、14、16 號 5 座固床工而採間格設置，並將兩方案之成效與 18 座規劃之固床工全部設置座一檢討比較，成果如圖 8.2。

方案一：扣除 8 至 12 號 5 座固床工

檢討這十三座固床工長期洪水期間的沖淤狀況，18 號、17 號固床工是下降的，16 號、15 號是升高的趨勢，14 號固床工有下降的趨勢，最大沖刷深度 7.4 公尺，大於埋入深度，應加強埋入深度及保護，13 號固床工則沖淤互現，而若未設 8 號至 12 號固床工，底床將嚴重下降。

方案二：扣除 8、10、12、14 及 16 號 5 座固床工

檢討這十三座固床工長期洪水期間的沖淤狀況，18 號、17 號固床工是下降的，而 1 至 13 號（8 號、10 號及 12 號未設）均是升高的趨勢，但 100 號斷面（14 號固床工處）則是下降的。

從以上之比較分析，顯然方案二間格設置之成效要比方案一之效果來得好，但 2 號、14 號固床工處則無論是方案一、方案二或是全部設置都會下降，因此需特別留意；若 8 號至 12 號固床工均未設置，則可能造成斷面 98 至斷面 100 間河床嚴重下降。

### 8.3 小結

固床工之對河道穩定之成效仍以十八座全部設置效果最為顯著，但仍需注意 2 號及 14 號固床工之安全問題，若以迫切性來看則以仁義潭下游處最為需要，若與目前規劃之 18 座固床工對河床穩定之功能性比較，設不失其原規劃之原則下，似可考慮扣除 8 號、10 號及 12 號 3 座固床工，將可減少近 20% 之工程經費。

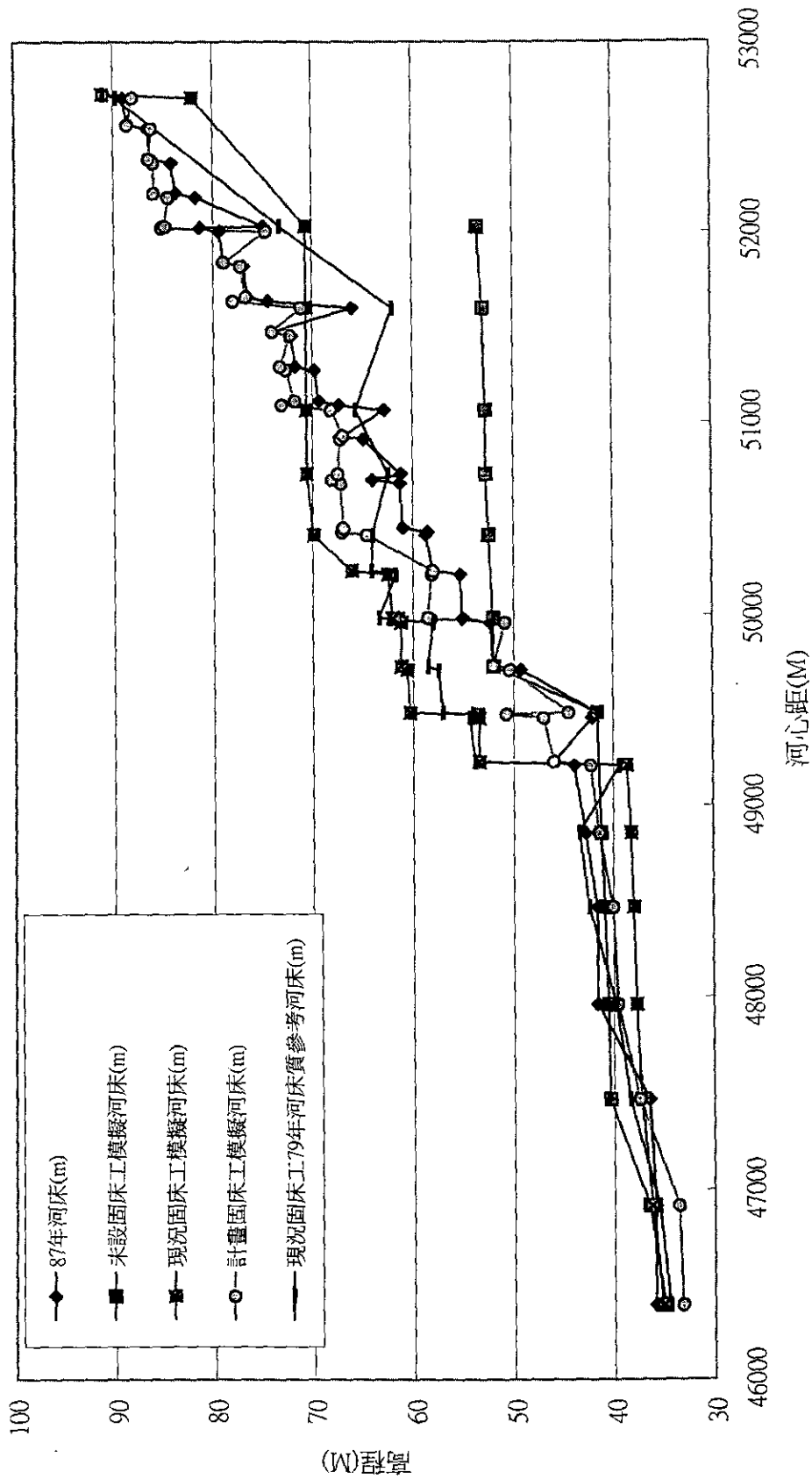


圖 8.1 八掌溪固床工對河道穩定之成效

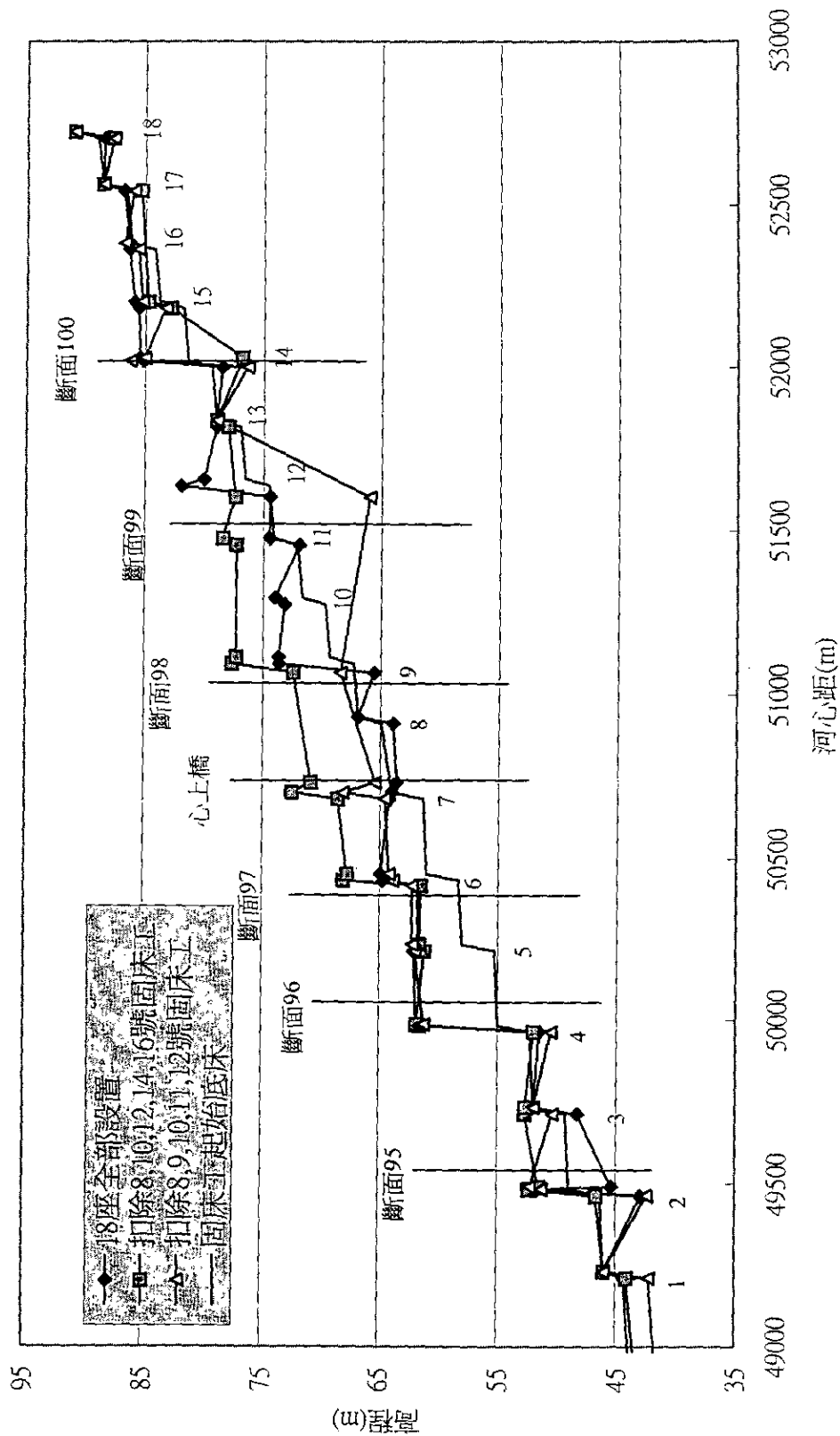


圖 8.2 八掌溪固床工不同設置方案對河道沖淤之影響



## 附錄一、參考文獻

1. 水利局 八掌溪治理規劃報告（下游段） 71年6月
2. 水利局 八掌溪治理規劃報告（上游段） 74年7月
3. 水利局 八掌溪治理規劃報告（下游段） 71年6月
4. 水利局規劃總隊 八掌溪治山防洪整體治理規劃計畫—中下游防洪工程規劃報告 79年1月
5. 水利局規劃總隊 八掌溪治理規劃檢討報告（頭竹圍河段） 85年7月
6. 水利局第五工程處 八掌溪（軍輝橋段）低水治理規劃報告 85年6月
7. 水利局第五工程處 八掌溪大斷面樁重測計畫報告 85年6月
8. 水利處規劃總隊 八掌溪上游段治理規劃檢討報告（吳鳳橋至斷面82河段） 86年9月
9. 水土保持局 仁義潭水庫攔河堰上游集水區保育調查規劃報告 78年12月
10. 王燦文 壩下游河道水流對細砂沉滓撿拾能力研究，台灣水利，23卷4期，pp. 24-31 64年4月
11. 宜蘭縣政府、巨廷工程顧問股份有限公司 蘭陽溪河川砂石採取評估 79年5月
12. 李鴻源等 台灣地區河系沖淤模式之發展與應用（一）—以淡水河系和大漢溪河系為應用對象，台大水工所試驗報告No.92 78年6月

13. 梁文盛、宋明晃 蘭陽溪河川砂石量評估，第六屆水利工程研討會論文集 81年7月
14. 楊錦釗 沖積河川非均勻質漂砂輸送之數值模擬，行政院國科會防災科技研究報告78-01號 79年7月
15. 楊錦釗 沖積河川之數值模接，沖積河川之穩定講習會 81年3月
16. 楊錦釗 輸砂數值模式不定性分析方法之探討，集水區泥砂產量與輸砂問題研習會 81年3月
17. 楊錦釗、李鴻源、蔡長泰、葉克家 河道輸砂數值模式之評估研究(三)，經濟部水資源統一規劃委員會建教合作研究成果報告(共三冊) 82年6月
18. 蔡長泰 沖積河川變量流之模擬，國立成功大學土木工程研究所博士論文 70年3月
19. 蔡長泰、沈學汶、王文江等 台灣河川沉滓運輸之分析(一)，經濟部水資會 80年7月
20. 蔡長泰、沈學汶、王文江等 台灣河川沉滓運輸之分析(二)，經濟部水資會 81年8月
21. 蔡長泰、沈學汶、王文江等 台灣河川沉滓運輸之分析(三)，經濟部水資會 82年7月
22. 顏清連、王如意、張守陽 沖積河流之沖淤力學與數值模擬，以濁水溪為應用對象(1)，行政院國科會防災科技研究報告74-65號 75年12月
23. Ashida and Egashira, "Mechanisms of Armoring Phenomena" Seminar 4, Armoring and Grain Sorting: Influence of the Basic Concept of bed Load phenomena, pp.1-7, IAHR.
24. Bennet, J.P. and Nodin, C. F., Simulation of Sediment Transport and Armoring, Hydrological Sciences Bulletin, XXII, pp.555-569, 1977.

25. Chang, C.H., Yang, J.C., and Tung, Y.K., Uncertainty analysis of sediment transportation model, *Stochastic Hydrology and Hydraulics*, Vol.7, No.4, 1993.
26. Chepil, W. S., The Use of Evenly Spaced Hemisphere to Evaluate Aerodynamics Forces on a Soil Surface, *American Geophysics Union, Transaction* 39, No.3, pp.397-404, 1958.
27. Coleman, N. L., A Theoretical and Experimental Study of Drag and Lift Forces Acting on a Sphere Resting on a Hypothetical Stream Bed, *Proceedings of the 12<sup>th</sup> Congress, International Association for Hydraulic Research*, Fort Collins, Colorado, pp.185-192, 1967.
28. Dietrich, W. E. and Smith, J.D., Bed Load Transport in a River Meander, *Water Resources Research*, Vol.20, Oct. 1984, No. 10.
29. Egiazaroff, "Calculation of Non-uniform Sediment Concentrations", *Proceedings ASCE*, Vol.91, No. HY4, pp-225-247, 1965.
30. Einstein, H. A., "The Bed Load Function for Sediment Transportation in Open Channel", *Technical Bulletin 1026*, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington D.C., 1950.
31. Fischer, H.B., List, E.J., Koh, R.C.Y., Imberger, J. and Brooks, N.H., *Mixing in Inland and Coastal Waters*, Academic Press, 1979.
32. Ikeda. S., *Sediment Transport and Sorting at Bends, River Meandering.*, *Water Resources Monograph* 12, 1989.
33. Ikeda. S., Incipient Motion of Sand Particles on Side Slopes, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 108, No. HY1, pp.95-114, 1982.
34. Iwagaki, Y., *Fundamental Study on Critical Tractive Force*, *Japan Society Civil Engineering proceedings*, 41, pp.1-21, 1956.
35. Karim, M.F., Holly, F.M. and Kennedy, J.F., "Bed Armoring Procedures in Alluvial and Application to the Missouri River", *IIHR Report No. 269*, December 1983.
36. Kikawa, K., Ikeda, S. and Kitagawa, A., "Flow and Bed Topography in Curved Open Channels", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*,

- 102, No. HY9, pp.1327-1342, 1976.
37. Lee, H.Y. and Odgaard, A.J., "Simulation of Bed Armoring in Alluvial Channels", *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 12, no.9, pp.794-801, 1986.
  38. Matthes, G.H., *Mississippi River Cutoffs*, ASCE Proceedings Vol.73, No.1, Paper 2923, 1947.
  39. Nelson, J.M. and Smith, J.D., *Evolution and Stability of Erodible Channel Beds, River Meandering*, Water Resource Monograph 12, 1989.
  40. Parker, G., "Selective Sorting and Abrasion of River Gravel I: Theory", *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 117, No.2, pp.131-149, 1991.
  41. Parker, G. and Andrews, E.D., *Sorting of Bed Load Sediment by Flow in Meander Bends*, *Water Resources Research*, September 1985.
  42. Peterson, M. S., *River Engineering*, Prentice-Hall, New Jersey, 1986.
  43. Peterson, M. S., *Hydraulic Aspects of Arkansas River Stabilization*, Water ways and Harbors Division, ASCE Proceedings, Vol. 89, No. WW4, November 1963.
  44. Rahuael, J.L., Holly F.M., Chollet, J.P, Belleudy, P.J. and Yang, G., "Modeling of Riverbed Evolution for Bedload Sediment Mixtures", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 115, No. 11, pp.1521-1542, November 1989.
  45. Rozvskii, I.L., *Flow of water in bends of open channels*, Israel Program for Scientific Translation, Jerusalem, Israel, 1961.
  46. Shen, H.W., ed., *River Mechanics*, Vol. I and II. Water Resources Publication, 1971.
  47. Shen, H.W. and Lu, J.Y., "Development and Prediction of Bed Armoring", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol.109, No.4, pp.611-629, April 1983.

48. Smith, J.D. and Mclean, S.R., A model for Flow in Meandering Streams, Water Resources Research, Vol.20, No. 10. Sept. 1984.
49. Simons, Li & Associates, Inc., Criteria for Channel and Hydraulic Structures on Sandy Soils, a report for the Urban Drainage and Flood Control District, Denver, Colorado. 1981.
50. Yang, J.C. and Wang, J.Y., "Coupled simulation of degradation of alluvial channel beds, by Inbo Park and S.C. Jain", Journal of Hydraulic Engineering, ACSE, 1989.
51. Yang, J.C., Chen, K.N., and Lee, H.Y., "The accurate computation for rapidly varied flow in open channel", International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol. 14, No.3, 1992.
52. Yang, J.C. and Chiu, K.P., "Use of characteristics method with cubic interpolation for unsteady flow computation", International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol.16, pp.329-345, 1993.

## 附錄二、工作人員名單

職 稱	姓 名	工 作 項 目	備 註
教授	楊錦釗	計畫綜理、指導	88年3月~90年2月
研究員	謝進南	計畫指導、水文分析	88年3月~90年2月
副研究員	謝慧民	河道穩定方案分析	89年4月~90年2月
助理研究員	連和政	固床工水理與安定性分析	89年5月~89年10月
博士生	洪夢祺	計畫聯絡、報告整理、長期 沖淤趨勢分析	88年3月~90年2月
博士生	許至聰	二維網格產生	89年5月~89年10月
博士生	謝德勇	二維模式指導	89年5月~89年10月
碩士生	曾春渾	長期沖淤趨勢分析	88年3月~90年2月

## 附錄三、重要公文函件及審查意見處理情形

### 一、期初座談會會議記錄

(一) 日期：88 年 3 月 31 日

(二) 文號：88 水規河字第 8807000045 號

(三) 主旨：檢送「八掌溪河道平衡及改善方案研擬」委託計畫期初座談會會議記錄一份，請查照。

(四) 會議記錄：

開會時間：88 年 3 月 25 日下午 2 時 0 分

開會地點：水利規劃試驗所會議室

主持人：謝勝彥

紀錄：陳玉鏡

出席人員：

交通大學：謝進南、吳祥禎

水利處：張震澤、林延郎、洪法瑾

第五河川局：陳明哲

水利規劃試驗所：楊舒震 陳玉鏡 李珮芸

(五) 討論：

單位	審查意見	處理情形
水利規劃 試驗所	八掌溪自仁義潭攔河堰以下河段，於民國 85、86 年經賀伯、溫妮二次颱風後，河床沖刷變化相當大，水理分析應用之斷面資料建議採用民國 84 年及其後數年施測之斷面資料，並尋求適合本溪特性之輸砂公式。	遵照辦理。

第五河川局	1. 吳鳳橋至觸口吊橋河段長約 6 公里，河床呈深刷狀態，建議本河段亦納入本研究計劃範圍。	遵照辦理。
	2. 仁義潭攔河堰下游由於賀伯、溫妮颱風肆虐，河床嚴重沖刷，本局已於該河段佈置十八座固床工，目前五座正興建中，請研究佈置是否適當，作為未來設計的參考依據。	遵照辦理。

(六) 結論：請利用第五河川局民國 84 年及其後數年施測之斷面資料，尋求適合本溪不同河段之合理輸沙公式，以利河道沖淤平衡的探討。

(七) 散會：下午四時



## 二、期中座談會會議記錄

(一) 日期：88 年 11 月 23 日

(二) 文號：經(88)水規河字第 8807000181 號

(三) 主旨：檢送本所八十八年度委託研究計畫-八掌溪河道平衡及改善方案研擬計畫期中報告審查會會議記錄乙份，請查照。

(四) 會議記錄：

開會時間：88 年 11 月 11 日上午十時 0 分

開會地點：第五河川局會議室

主持人：謝勝彥

紀錄：陳玉鏡

出席人員：

交通大學：謝進南、楊錦釗、賴宗賢

經濟部水利處：張震澤、陳耀彬

經濟部水利處第五河川局：陳明哲、吳宗賢

經濟部水利處水利規劃試驗所：楊舒雲、陳玉鏡

(五) 討論：

單位	審查意見	處理情形
水利處	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 於報告前面附加河道斷面平面位置圖使容易對照相關位置。</li> <li>2. 請提出有關河道穩定，改善相關工法之建議。</li> </ol>	<p>遵照辦理。</p> <p>河道穩定之建議已納入第八章及結論，而工法並非學術單位所長，現階段無具體之建議，爾後若有進一步資料再提供。</p>
第五河川局	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 若展延期限，可增加洪水期河床變化驗證。</li> <li>2. 模擬河床變化，於厚生橋河段以下為刷深現象，但此河段有地盤下陷情形，如何區分為地盤下陷或刷深現象。</li> </ol>	<p>參考辦理。</p> <p>增加地盤下陷各種下陷量(率)模擬下陷疊加情形，檢討未來沖淤趨勢分短期之變化量及趨勢。</p>

水利規劃 試驗所	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 可否模擬八掌溪未來可採取砂石量及河段。</li> <li>2. 本所水工試驗組於八掌溪上游河段採河床樣品做沖刷啟動速度試驗，可供參考。</li> </ol>	<p>經模擬軍輝橋至縱貫公路橋河段，未來 27 年間有刷深現象，但目前該河段挖取砂石請至第五河川局提供開挖斷面資料及位置，以供模擬採取砂石影響因素。</p> <p>蒐集參考。</p>
-------------	--	---

(六) 結論：

1. 請楊教授依各位之意見，於期末報告中修正補充。
2. 申請延期，請依委託研究契約規定辦理展延程序。

(七) 散會：十二時卅分

### 三、期末座談會會議記錄

(一) 日期：89 年 10 月 23 日

(二) 文號：經(89)水利規河字第 V890700236 號

(三) 主旨：檢送本所八十八年度委託研究計畫「八掌溪河道平衡及改善方案研擬」計畫期末報告審查會會議記錄乙份，請查照。

(四) 會議記錄：

開會時間：89 年 10 月 18 日上午十時 0 分

開會地點：第五河川局會議室

主持人：謝勝彥

紀錄：陳玉鏡

出席人員：

經濟部水利處：張震澤、蔡銘澤

經濟部水利處第五河川局：曾風和、侯明良、陳明哲

成功大學：詹錢登

交通大學：楊錦釧、謝進南、洪夢祺、曾春渾

經濟部水利處水利規劃試驗所：楊舒雲、陳玉鏡、林志翰、

陳春宏、郭德嫻

(五) 討論：

單位	審查意見	處理情形
水利處	<ol style="list-style-type: none"><li>1. 請附流域概況圖(含現況與規劃固床工及各斷面位置)。</li><li>2. 建議相關圖、表置於各章之後，以利對照。</li><li>3. 本計畫主旨在全盤檢討河道之沖淤平衡，研擬改善方案，提供未來工程改善之依據，可否就計畫固床工之位置及數量另立章節具體建議。</li></ol>	<p>遵照辦理(圖 1.1、圖 6.13 及圖 6.14)。</p> <p>遵照辦理。</p> <p>於第六章增加小節作心上橋上游固床工位置與數量之探討。</p>

<p>水利處 第五河川局</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 能否具體說明固床工下游面保護工深度，以利施工單位未來執行之依據。</li> <li>2. 請提出有關河道自然拓寬與施作固床工先後順序之建議及目前規劃中數量之檢討，以提供本局未來實施河道整治之參考。</li> <li>3. 圖 5.11 厚生橋至河口段間請補註地層下陷。</li> <li>4. 工法上可否作局部改善之建議。</li> <li>5. 有關仁義潭攔河堰下游落差太大，恐危及堰體結構，可否提出改善建議。</li> </ol>	<p>除了堰體結構穩定深度之考量外，1 號、5 號 11 號及 14 號固床工需特別考量河床下降之影響。</p> <p>就理論而言，全河段拓寬可增加通水斷面，降低流速，有利河道穩定。</p> <p>遵照辦理。(P.5-5)</p> <p>河道穩定之建議已納入第八章及結論，而工法並非學術單位所長，現階段無具體之建議，爾後若有進一步資料再提供。</p> <p>應優先施作堰體下游處之規劃固床工。</p>
<p>成功大學 詹教授錢登</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 集水區泥砂之產量水保局採墾務局公式得到 180 萬立方公尺，而本案使用通用土壤沖蝕公式得到 99.5 萬公噸，其間差異很大，但文中缺乏說明。請補充說明如何選取表 2.5 中作物管理因子及水土保持因子。</li> <li>2. 台灣西部河川輸砂量經驗公式之出處及背景請詳加說明。</li> </ol>	<p>水保局利用美國墾務局之經驗式，並單獨以曾文水庫之年輸沙量這唯一數據決定式中之參數值，依此經驗式估算之數值顯然非常粗略，僅供參考。本研究採用通用土壤沖蝕公式，式中各因子均參考水土保持手冊，依集水區之實際情況選定各因子之適當數值。其中，作物管理因子係依地上不同種類之植生，生育狀況，季節，露蓋程度而定，裸露地之作物管理因子為 1，林地則小於 1，可參考手冊中之表列數值；水土保持因子則視地面之坡度及坡長而定，坡度愈大則水土保持因子愈高，無任何水土保持處理或整地中，其值最大，亦即等於 1。</p> <p>台灣西部河川輸砂量經驗公式，係由經濟部水資源統一規劃委員會於 74 年度依據台灣河川實測之含沙量紀錄推估各河川之年輸沙量，據此推估值做迴歸分析而導出之經驗式，詳見參考文獻內經濟部水資源統一規劃委員會，「台灣西部河川輸砂量推估研究」，經濟部 74 年度研究發展專</p>

	<ol style="list-style-type: none"> <li>3. 河床泥砂分析模擬分析，一共採用三種不同之模式，各種不同模式之成果是否能相比較。模擬各河段所採用之泥砂粒徑為何，請列表說明。</li> <li>4. 利用調整上游入砂率百分比，來確定上游入砂量，是否可行，請再評估。另圖 5.7 中河心處，因河道最上游處入砂量增加，反而造成沖刷量增加 3-4 公尺，請補充說明。</li> <li>5. 上游入砂量、河道粒徑及幾何條件與分析模式選取的精度評估是本計畫成果準確與否的先決條件。</li> </ol>	<p>題，74 年 6 月。 遵照辦理。</p> <p>在沒有實測紀錄可資利用時，此法不失為入砂量推測之依據；根據第五河川局表示該河段河床下降係為沿海地區地層下陷所致。</p> <p>在沒有實測紀錄可資利用時，此法不失為入砂量推測之依據。</p>
<p>成功大學 宋博士長虹</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 建議補附八掌河流域及河川斷面位置說明圖，以利報告研閱。</li> <li>2. 本計畫流量頻率分析五十年再現期之流量較水利處民國六十年規劃採用值為低，為顧及工程數據之一致性與河防安全計仍沿用原規劃值，但對延長資料長度分析之必要性與可信度似有相違。</li> <li>3. 依圖 5.10 模擬檢定軍輝橋下游河段之河床變化結果與圖 5.11 實測沖淤資料比對，呈相反型態，建議加強說明其原因，另仁義潭攔河堰下游河床屬典型清水沖刷型態，報告中未見仁義潭攔河堰至軍輝橋河段檢定成果請說明。</li> <li>4. 因河床底質屬泥岩，原河床表面卵礫石層對河床護甲效應之分析與參數檢定模擬有否關係，請補充說明。</li> <li>5. 依分析顯示部分河段為超臨界流，模式如何處理，請補充說明。</li> </ol>	<p>如圖 1.1。</p> <p>理論上，記錄愈長，分析之結果愈可靠，但對公告治理計畫線之河川，水利處對水文數據之更新修正一向都非常保守，有其行政上之實際困難，此問題存在已久。</p> <p>根據第五河川局表示該河段河床下降係為沿海地區地層下陷所致。；仁義潭攔河堰下游約 25 公尺刷深，為了水理模擬能順利進行，則揮用其下游的第 100 號斷面作為邊界條件，至義竹段的檢定參見圖 6.4。</p> <p>模擬時採用新刷的河床粒徑，屬於泥岩顆粒模擬過程即發現護甲效應很弱，幾無作用，參數中可沖刷厚度受影響。</p> <p>觸口橋附近 116、117 兩段面為超臨界流，本研究未模擬。</p>

	<p>6. 第六章使用 NETSTARS 模式及第七章使用之數值模式不同，二者分析之結果是否一致，或 有其差異，請補充說明成果研 判及應用之原則。</p> <p>7. 圖 6.1 河心距標示單位是否有 誤請查校，另圖 5.15 及圖 5.16 座標單位請註明。</p>	<p>NETSTARS 模式乃檢討一維長期之 沖淤現象，而第七章二維模式則探討 固床工局部之水理狀況。</p> <p>已更正。</p>
<p>水利規劃 試驗所</p>	<p>1. 請於目錄前補附流域概況圖， 於目錄後增加摘要、結論與建 議。</p> <p>2. 請補附計畫河段河道平面圖。</p> <p>3. 第二章 2.6 節河道治理，請修改 為治理規劃沿革。</p> <p>4. 部份圖請放大，縱、橫座標請 修改以中文表示，有關數字超 過三位數以上者，請增加撇節 號。</p> <p>5. 報告內容，請以水利處立場撰 寫，有關水利處或水利規劃試 驗所等字請刪除。</p> <p>6. 報告中表之標題，部份欠「表」 字，請補充，使報告內容一致， 附表、目錄請一併配合修正。</p> <p>7. 水文分析部份 (1) 請補充水文站分布圖。 (2) P.19 第 4.3 節暴雨頻率分析 83~87 年之流域平均年最大 二日暴雨量計算過程及資 料(如徐昇氏圖、各雨量站 權度、各雨量站年最大二日 暴雨量等)。</p> <p>(3) 圖 4.1~至 4.4 請描繪清楚， 圖 4.5~4.7 縱軸標示不清 楚，請補充修改。</p> <p>(4) 義竹站與處口站之稽延時 間相關式，可否請補列於報 告中</p> <p>8. 第五章、第六章 (1) P.22 第 6 行模式無法模擬超 臨界流，而本計畫上游大部</p>	<p>流域概況如圖 1.1；摘要、結論與建 議以補附。</p> <p>如圖 6.13、6.14。</p> <p>已修正。</p> <p>已修正。</p> <p>已修正。</p> <p>已修正。</p> <p>已修正。</p> <p>如圖 2.1。</p> <p>延續水利處以往分析資料補充之 83~87 年資料係義竹(1)雨量站之最 大二月暴雨量記錄。</p> <p>已修正。</p> <p>已補列於圖 4.3。</p> <p>觸口橋附近 116、117 兩段面為超臨 界流，本研究未模擬。</p>

	<p>份河段為超臨界流之流況，如何模擬、應用，請於報告中補充說明。</p> <p>(2) P.22、P.23 使用 HEC-6 模式模擬河床長期沖淤變化，引用之上、下游邊界條件、輸入及輸出資料等，請以附錄方式補列於報告中。</p> <p>(3) P.68 表 6.4、表 6.5 固床工編號及固床工號碼，二者有何不同意義，斷面編號與原河道斷面號數字亦不同。「可否沖刷」是何種表示，請於表中備註說明各種名稱之定義。</p> <p>(4) P.96、P.97 圖 6.1、圖 6.2 之圖例主流、支流，請配合 P.27 報告內容修改為南河道、北河道。</p> <p>(5) P.28 第 6.3 節中第二行「而最新的斷面資料……水利規劃試驗所」等字句請刪除。</p> <p>(6) 請補附固床工位置圖。</p> <p>9. 請增加：附錄一參考文獻、附錄二工作人員名單、附錄三重要公文函件及審查意見處理情形表。</p> <p>10. 文字修正請依報告內容修改，封面請依本所規定樣式及顏色編排</p> <p>11. 誌謝請以附錄方式列於報告後面。</p> <p>12. 計畫緣起可再精簡敘述。</p> <p>13. P.21 請明確寫出本計畫採用之模式及其公式。</p> <p>14. P.23 上游泥砂入砂量之推估所採用之經驗法，請再詳細敘明。</p> <p>15. 道將圳攔河堰為 RC 構造物應為不沖不淤，但報告多所提及屬沖刷，請再查核。</p>	<p>由於輸入資料相當龐大，限於篇幅無法納入書面報告，將另收錄於電子檔。</p> <p>固床工號碼為規劃固床工由下游往上游編號與上游編號不同，斷面編號為程式執行所需，可對照原河道斷面編號。內採斷面中在固床工位置假設不同沖刷可淤積，其下游 20m 處的位置為可以沖刷表列以分別。</p> <p>已修正。</p> <p>已修正。</p> <p>如圖 6.13 及圖 6.14。</p> <p>遵照辦理。</p> <p>遵照辦理。</p> <p>遵照辦理。</p> <p>已修正。</p> <p>遵照辦理。</p> <p>已納入附錄五。</p> <p>攔河堰所經斷面應再增加，才能夠反應這種沖刷的現象(應在攔河堰下游處)而其上游應為淤積才對。本攔河</p>
--	--	---

	<p>16. 圖 3.9、圖 5.9 請補上單位及距離，另加標示斷面編號與重要地點。</p> <p>17. 請補充說明分流案平均流速可降至 80% 之分析方式。</p> <p>18. 報告中所述曼寧糙度請更正為主槽之曼寧糙度。</p> <p>19. 固床工成效探討中，所模擬水位與河床間之關係，請再查核並說明。</p> <p>20. 建議請於結論與建議章節中補充：  (1) 因河川改道或流向明顯改變，造成之沖刷問題，應視實際情況再加檢討。  (2) 建議床公之設置及治理可兼顧生態之考量（如設置於道等）。</p> <p>21. P.4 輸砂分析中請加入 NETSTARS 模式。</p>	<p>堰為 RC 結構在沖刷控制上是假設不可沖刷，可以淤積可能是堰高程給的不理想所致。</p> <p>已修正。</p> <p>現況與分流在斷面 96 至斷面 100 間之平均流速，係依各斷面之流速以相鄰斷面間之距離為權重所計算出之平均流速。再分流之情況下，圖 6.1 顯示主流與支流在各相對應斷面之流速大致相等。</p> <p>已修正。</p> <p>所劃出的的模擬水位非最高水位，而是最後的參考水位，因模擬時採之量流演算容易發散，因此採用迴水演算分析水位，低流量時在固床工下游就形同有跌水一樣，看起來才不會順暢。</p> <p>已列入。</p> <p>已修正。</p>
--	--	---

(六) 結論：

1. 本次簡報及期末報告原則認可。
2. 報告請依各與會學者及單位代表意見研議補充修正。
3. 請增列摘要、結論與建議。

(七) 散會：十二時十五分



## 附錄四、凝聚性沉滓傳輸模式

本計畫針對凝聚性沉滓之傳輸所採用之數值模式，其水理演算係直接求解水流連續方程式及動量方程式，求解之數值方法為近年來普遍應用之分割操作趨近法(Split-operator approach)。沉滓傳輸計算，可同時模擬非凝聚性沉滓及凝聚性沉滓之運移機制，包括各種不同凝聚性沉滓之沉積經驗式及沖刷經驗式。茲將水理及輸砂之理論基礎、及其控制方程式求解之數值方法分述如后。

### A4.1 水流控制方程式

假設流體性質之黏滯性(viscosity)不變及具有不可壓縮性(incompressible)，可將 Navier-Stokes 方程式作一適當之化簡；同時，透過座標系統轉換將直角座標系統方程式轉換為正交曲線座標(orthogonal curvilinear coordinate)系統方程式，及利用自由水面與底床之運動邊界條件將流體運動方程式作水深平均(depth-average)，則可推得水深平均二維正交曲線座標控制方程式，表示如下：

(1)水理子模式：

(a)水流連續方程式

$$h_1 h_2 \frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 \bar{u} d) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 \bar{v} d) = 0 \quad (\text{A.1})$$

(b)水流動量方程式

$\xi$  方向：

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u} \bar{v} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{v}^2$$

$$\begin{aligned}
&= -\frac{g}{h_1} \frac{\partial}{\partial \xi} (z_b + d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{11} d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{21} d) \\
&+ \frac{1}{\rho h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{21} - \frac{1}{\rho h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{22} + \frac{\tau_{s_1} - \tau_{b_1}}{\rho d}
\end{aligned} \tag{A.2}$$

$\eta$  方向：

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{u} \bar{v} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u}^2 \\
&= -\frac{g}{h_2} \frac{\partial}{\partial \eta} (z_b + d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{12} d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{22} d) \\
&+ \frac{1}{\rho h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{12} - \frac{1}{\rho h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{11} + \frac{\tau_{s_2} - \tau_{b_2}}{\rho d}
\end{aligned} \tag{A.3}$$

$$\text{式中， } \tau_{s_1} = \tau_{s_2} = 0 \tag{A.4}$$

$$\tau_{b_1} = C_f \rho \bar{u} (\bar{u}^2 + \bar{v}^2)^{1/2} \tag{A.5}$$

$$\tau_{b_2} = C_f \rho \bar{v} (\bar{u}^2 + \bar{v}^2)^{1/2} \tag{A.6}$$

$$T_{11} = \frac{1}{d} \int_{z_b}^{z_s} [2\mu \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} - \overline{\rho u^2} - \rho(\bar{u} - \bar{u})^2] dz \tag{A.7}$$

$$T_{22} = \frac{1}{d} \int_{z_b}^{z_s} [2\mu \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} - \overline{\rho v^2} - \rho(\bar{v} - \bar{v})^2] dz \tag{A.8}$$

$$T_{12} = T_{21} = \frac{1}{d} \int_{z_b}^{z_s} [\mu (\frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial \xi}) - \overline{\rho u v} - \rho(\bar{u} - \bar{u})(\bar{v} - \bar{v})] dz \tag{A.9}$$

以上諸式中， $t$ =時間； $\xi$ 、 $\eta$ =平面上兩正交曲線座標方向； $h_1$ = $\xi$ 方向轉換係數； $h_2$ = $\eta$ 方向轉換係數； $u$ = $\xi$ 方向速度； $v$ = $\eta$ 方向速度； $d$ =水深； $g$ =重力加速度； $\tau_{s_i}$ 、 $\tau_{b_i}$ =表面剪應力與底床剪應力在  $i$  方向之分量； $C_f$ =摩擦係數； $\mu$ =層流運動黏滯度；"—"=時間平均；"—"=水深平均。

(2) 輸砂控制方程式：

輸砂控制方程式將河道輸砂通量分離為非均勻質之懸浮載與河床載，包含某一粒徑之懸浮載質量守恆方程式、某一粒徑於作用層(active layer)之質量守恆方程式及整體河床輸砂之質量守恆方程式，分別表示如下：

(a)對某一粒徑懸浮載之質量守恆方程式

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \eta} = - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 Q_1 d) - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 Q_2 d) + \frac{S}{\rho d} \quad (\text{A.10})$$

$$Q_i = \bar{q}_i + \frac{1}{d} \int_{z_b}^{z_s} \rho (C - \bar{C})(u - \bar{u}) dz; \quad i = 1, 2 \quad (\text{A.11})$$

(b)對某一粒徑於作用層之質量守恆方程式

$$\rho_s (1-p) h_1 h_2 \frac{\partial (\beta E_m)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 q_{b_1}) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 q_{b_2}) + S - S_f = 0 \quad (\text{A.12})$$

(c)整體河床輸砂之質量守恆方程式

$$\rho_s (1-p) h_1 h_2 \frac{\partial z_b}{\partial t} \sum \left[ \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 q_{b_1}) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 q_{b_2}) + S \right] = 0 \quad (\text{A.13})$$

以上諸式中， $C$ =懸浮質濃度； $\rho_s$ =泥砂密度； $\beta$ =粒徑百分比； $z_b$ =河床高層； $p$ =孔隙率； $q_i$ = $i$ 方向某一粒徑之擴散通量； $E_m$ =作用層厚度(active-layer thickness)； $q_{b_i}$ = $i$ 方向某一粒徑之河床載通量； $S$ =懸浮載源(suspended-load source)； $S_f$ =作用層源(active-layer floor source)。

#### A4.2 輔助關係式

輸砂控制方程式中(A.10)至(A.13)式部份變數(如  $q_b$ ,  $S$  等)無法直接求解，必須配合輔助經驗公式方能求之，以下將逐一介紹各變

數之輔助關係式。

(1) 河床載通量 (bedload flux)  $q_b$

在本研究之凝聚性沈澱運移機制內，將不計算河床載，因為凝聚性沈澱的粒徑極小，加上當凝聚性沈澱以絮狀物落淤後，絮狀物彼此間膠結成黏性的底床，並不會產生顆粒跳動或是運移的行為，因此在凝聚性沈澱的模擬不考慮河床載，而在非凝聚性沈澱部分，非均勻質河床載通量之決定為一困難之工作。Van Rijn (1984a) 雖能計算河床載之運動軌跡，但對其通量之推估仍須藉助實驗資料。Van Rijn 係以泥砂之中值粒徑為代表粒徑來計算非均勻質砂之河床載體積通量。其後，Spasojevic & Holly (1990) 針對每一粒徑 ( $D_k$ )，將 Van Rijn 之公式稍加修正，而得其河床載通量：

$$q_b = q_b(D)_k = 0.053 \rho_s \sqrt{(s-1)gD_k} D_k \frac{T_k^{2.1}}{D_{*k}^{0.3}} \quad (\text{A.14})$$

式中， $D_{*k} = D_k \left[ \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3}$  = 無因次顆粒粒徑；

$$T_k = \frac{u_*^2 - (u_{*c})_k^2}{(u_{*c})_k^2} = \text{輸送參數；}$$

$$u_* = \frac{u\sqrt{g}}{c} = \text{有效河床剪力速度；}$$

$$c = 18 \log\left(\frac{12d}{3D_{90}}\right) = \text{顆粒蔡司係數；}$$

$$s = \frac{\rho_s}{\rho} = \text{砂比重；}$$

$\nu$  = 運動滯度；

$u_{*c}$  = 臨界剪力速度。

假設河床載運移僅發生在作用層內，因某粒徑在作用層內之粒徑百

分組成表示為  $\beta$ ，則某一粒徑之河床載通量為：

$$q_b = \beta q_b(D)_k \quad (\text{A.15})$$

上式的河床載通量，如考慮較小粒徑在水體中會形成懸浮載，可引入懸浮載與河床質載之比值  $\gamma$  (Van Rijn, 1984b)，則上式可進一步修正為：

$$q_b = (1 - \gamma) \beta q_b(D)_k \quad (\text{A.16})$$

式中，

$$\gamma = \begin{cases} 1 & \frac{u_*}{w_k} \geq 10 \\ 0.25 + 0.325 \ln\left(\frac{u_*}{w_k}\right) & 0.4 < \frac{u_*}{w_k} < 10 \\ 0 & \frac{u_*}{w_k} \leq 0.4 \end{cases} \quad (\text{A.17})$$

其中  $w_k$  為粒徑  $k$  之沉降速度。

一般非均勻之河床質，較細顆粒可能被隱藏在較粗顆粒之間，而較不易被水流帶動，故 Karim el al.(1987)提出一個簡單之經驗因子，稱之為隱藏因子(hiding factor,  $\zeta$ )，對河床載通量修正為：

$$q_b = (1 - \gamma) \zeta_k \beta q_b(D)_k \quad (\text{A.18})$$

式中， $\zeta_k = \left(\frac{D_k}{D_{50}}\right)^{0.85}$  (A.19)

## (2) 懸浮載源 (S)

懸浮載源是由懸浮質向下之通量與底床亂流剪力作用產生河床質向上之通量交互作用之結果。使懸浮質下移到河床表面，主要是受到重力的影響。懸浮質的沉降速度決定向下沈淤之通量，所以對某一粒徑  $k$  之懸浮質而言，其向下之通量可表為：

(a) 非凝聚性沈滓部分：

$$q_{di} = -\rho W_k C_{dk} \quad (\text{A.20})$$

式中， $\rho$  = 流體密度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$q_{di}$  = 輸砂向下之通量 ( $\text{kg/m}^2/\text{s}$ )

$w_k$  = 粒徑  $k$  之沉降速度 ( $\text{m/s}$ )

$$C_{dk} = [3.25 + 0.55 \ln(\frac{w_k}{\kappa u_*})] C_k \quad (\text{Lin, 1984});$$

$C_k$  : 粒徑  $k$  之深度平均濃度 ;

$\kappa$  : Von Karman 係數。

另一方面，床面沈澱成為懸浮質，主要受到底床之亂流作用所造成。Li (1986)，Bennett & Nordin (1977) 認為可以下列之經驗式表示，所以對某一粒徑  $k$  而言，河床質向上之通量可表為：

$$q_{ek} = \rho_s w_k C_{ek} \quad (\text{A.21})$$

式中， $q_{ei}$  = 輸砂向上之通量

$w_k$  = 粒徑  $k$  之上昇速度 (uplift speed)

$$C_{ek} = 0.015 \frac{D_k T_k^{1.5}}{a D_k^{0.3}} \quad (\text{Van Rijn, 1984b});$$

$a$  : 沙丘高度之一半。

Bennett & Nordin (1977)，與 Curwick & Philip (1986) 均認為懸浮載源應由此兩者相互作用而得，故由(A.20)及(A.21)式知，對某一粒徑  $k$  之懸浮載源可表為：

$$S_k = \rho w_k (\beta_k C_{ek} - C_{dk}) \quad (\text{A.22})$$

(b) 凝聚性沈澱部分：

$$\text{懸浮載源 } S = \beta_k S_e - S_d \quad (\text{A.23})$$

式中， $\beta_k$  為底床粒徑  $k$  的百分組成；

$S_e$  為沖刷的懸浮載源；

$S_d$  則為沈降的懸浮載源。

沈積經驗式有下列四種：

1. 原本非凝聚性沈澱的沈降速度計算當粒徑小於 0.0001m 時，可用史塔克斯定理 (Stokes' law) 計算，但在凝聚性沈澱計算沈降速度時，建議加以修正，利用絮結因子 (flocculation factor)  $F$  將單粒子之沈降速度做修正 (Migniot 1989)。

史塔克斯定理 (Stokes' law) 算出之沈降速度為：

$$W_s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{gD^2}{18\nu} \quad (\text{A.24})$$

式中， $W_s$ ：沈降速度 (m/s)

$\rho_s$ ：粒子的密度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$\rho$ ：水的密度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$D$ ：粒子的直徑 (m)

$\nu$ ：運動黏滯度 ( $\text{m}^2/\text{s}$ )

根據 Migniot (1989) 提出凝聚性沈澱之凝聚性作用，其沈降速度會比單一粒徑的還大，故需修正其沈降速度，式子如下：

$$W_{s,agg} = F \times W_{s,part} \quad (\text{A.25})$$

式中， $W_{s,agg}$ ：絮結後之沈降速度 (m/s)

$W_{s,part}$ ：利用史塔克斯定理算出之沈降速度 (m/s)

$F$ ：結絮因子 (flocculation factor) =  $250D^{-1.8}$  ( $D$  的單位為  $\mu\text{m}$ )

再配合 Krone (1962) 提出之輸砂經驗式：

$$S_d = P \times W_s \times C_k \quad (\text{A.26})$$

式中， $P$  = 沈降因子， $P = 1 - \tau_b / \tau_{cr}$ ，當  $\tau_b$  大於  $\tau_{cr}$  時則  $P = 0$ 。

$\tau_b$ ：底床剪應力， $\tau_{cr}$ 為沈降的臨界剪應力

$C_k$ =粒徑 k 之深度平均濃度；

2.Ziegler (1994) 認為沈降速度與代表粒徑 (Burban et al. 1990) 有關，而將沈降速度作修正，其修正的主要意義在於沈滓經膠結作用而形成絮狀物，而此時絮狀物的粒徑大小為未知，因此採用代表粒徑  $d_m$  做為懸浮絮狀物的代表粒徑，其迴歸出  $d_m$ 、濃度與剪應力有關(Lick and Lick 1988；Gailani et al. 1991)，沈降速度經驗式如下：

$$d_m = \left( \frac{\alpha_o}{C_k G_s} \right)^{1/2} \quad (\text{A.27})$$

式中， $\alpha_o$ ：實驗得來的常數，細粒黏性沈滓在清水中= $10^{-8} \text{ gm}^2/\text{cm}^3\text{-s}^2$

$d_m$ ：代表粒徑 (cm)

$G_s$ ：流體剪應力 (fluid shear stress (dyne/cm<sup>2</sup>))

$C_k$ ：粒徑 k 之深度平均濃度；

$$W_s = a d_m^b \quad (\text{A.28})$$

式中， $a = B_1 (C_1 G_s)^{-0.85}$  (A.29)

$$b = -[0.8 + 0.5 \log(C_1 G_s - B_2)] \quad (\text{A.30})$$

$B_1 = 9.6 \times 10^{-4}$ 、 $B_2 = 7.5 \times 10^{-6}$ ，兩者均實驗迴歸值

$W_s$ ：沈降速度 (settling speed (cm/s))

將修正之沈降速度  $W_s$  再配合 Krone (1962) 提出之輸砂經驗式代入(A.24)式以得到沈積速率，同樣當  $\tau_b$  大於  $\tau_{cr}$  時則  $P=0$ 。

3.Shrestha (1996) 利用 Krone (1962) 所做之實驗資料迴歸，並提出沈滓剪力速率的概念來顯示凝聚性沈滓聚結沈降的作用，得到適當的關係式，式子如下：



$$S_d = B(G_r)C^{n(G_r)}\left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_{cd}}\right) \quad (\text{A.31})$$

其中  $B(G)$  與  $n(G)$  均是平均剪力速率的實驗表示式，由實驗中得來，這也有條件沈降的機率式  $(1 - \tau_b / \tau_{cd})$ ，其中  $\tau_{cd}$  乃根據 Krone (1962) 於美國三藩市 (San Francisco Bay) 港灣的沈降，其值範圍限制於  $0.078 \text{ N/m}^2$  之以下，當  $\tau_{cd}$  設定太大時會超出適用範圍。

平均剪力速率 (average shear rate  $G_r$ ) 從下列關係式得到：

$$G_r = \sqrt{\frac{\bar{u}\tau_b}{\mu d}} \quad (\text{A.32})$$

式中， $\bar{u}$ ：平均速度 (m/s)

$d$ ：水深 (m)

$\tau_b$ ：底床剪應力 ( $\text{N/m}^2$ )

$\mu$ ：絕對黏滯度 ( $\text{N's/m}^2$ )

實驗關係式  $B(G_r)$  和  $C(G_r)$  都是  $G$  的函數：

$$B(G_r) = \exp(-4.20706 + 0.1465G_r) \quad (\text{A.33})$$

$$C(G_r) = 1.1075 + 0.0386G_r \quad (\text{A.34})$$

4. Mehta & Partheniades (1975) 認為凝聚性沈降在沈降時，經一長時間的落淤，在水中懸浮的沈降濃度會達到平衡，稱此平衡值為平衡濃度，並利用統計的方法，將實驗數據歸納發現，平衡濃度除以起始濃度與底床應力除以臨界剪應力再減 1 的關係為對數常態 (log-normal) 的關係，依序導出沈降關係式如下：

$$S_d = -C_o(1 - C_{eq}^*) \frac{0.434}{\sqrt{2\pi}\sigma_2 t} e^{-\tau^2/2} \quad (\text{A.35})$$

式中，
$$C_{eq}^* = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{y_a} e^{-w^2/2} dw \quad (\text{A.36})$$

$$y_a = \frac{1}{\sigma_1} \log \left[ \frac{(\tau_b^* - 1)}{(\tau_b^* - 1)_{50}} \right] \quad (\text{A.37})$$

w : 虛變數

$\sigma_1$  : 標準偏差 (值等於 0.49)

$\tau_b^*$  : 等於  $\tau_b / \tau_{cr}$ ,  $\tau_b$  為底床剪應力,  $\tau_{cr}$  為臨界剪應力

$(\tau_b^* - 1)_{50}$  : 為  $C_{eq}^*$  與  $(\tau_b^* - 1)$  呈對數常態分佈之  $(\tau_b^* - 1)$  的幾何平均, 為  $\tau_{cr}$  的函數

$$T = \frac{1}{\sigma_2} \log [t / t_{50}] \quad (\text{A.38})$$

式中,  $\sigma_2$  :  $C_{eq}^*$  與  $t/t_{50}$  之對數常態分佈的標準偏差

$t_{50}$  : 當沈澀沈降了 50% 的時間

而  $\sigma_2$  與  $t_{50}$  又和  $\tau_b^*$  有關, 關係式如下:

$$\log t_{50} = \begin{cases} 2.0 + \tau_b^* & \text{for } \tau_b^* \leq 1.5 \\ 3.5 - 0.001 \tau_b^* & \text{for } \tau_b^* > 1.5 \end{cases} \quad (\text{A.39})$$

$$\sigma_2 = \begin{cases} 0.2 + 0.4 \tau_b^* & \text{for } \tau_b^* \leq 1.0 \\ 0.6 - 0.02 \tau_b^* & \text{for } \tau_b^* > 1.0 \end{cases} \quad (\text{A.40})$$

而沖刷經驗式有下列三種:

1. Partheniades 於 1962 年提出之沖刷經驗式。

$$Se = M' \left( \frac{\tau_b}{\tau_{ce}} - 1 \right) \quad ; \quad \tau_b > \tau_{ce} \quad (\text{A.41})$$

式中,  $\tau_b$  : 底床剪應力 ( $\text{N/m}^2$ )

$\tau_{ce}$  : 臨界沖刷剪應力 ( $\text{N/m}^2$ ), 可根據土壤中的塑性指數、黏土含量、孔隙比以圖 A.1、圖 A.2、及圖 A.3 求得, 或是根據底床土體之鈉離子吸附比值 (Sodium adsorption ratio, SAR) 值及含水量、水體含鹽類之濃度值以圖 A.4 求

得，再予以平均。

$M'$ ：沖刷係數，根據實驗而定，(Partheniades (1965) 實驗之平均值定為  $0.0015\text{kg/m}^2/\text{s}$ 、TABS-2 中定  $0.002\text{kg/m}^2/\text{s}$ )，

2.根據 Mehta & Partheniades 於 1979 年再懸浮實驗結果得之，經驗式如下：

$$S_e = C_s \beta \exp(-\beta t) \quad ; \quad \tau_{ce} > \tau \quad (\text{A.43})$$

式中， $C_s$ ： $7500 \times \tau_b + 3000$ . ppm.， $\tau_b$  為底床剪應力 ( $\text{N/m}^2$ )

$$\beta : 3.6 \times 10^{-6} \quad (\text{s}^{-1})$$

$C_s$  和  $\beta$  均是有因次的係數。

3.除了表層沖刷之外，根據 Ariathurai (1974) 塊狀剝蝕的沖刷經驗式：

$$S_e = \frac{\rho_L \times F_d}{d \times \Delta t} \quad \text{當 } \tau > \tau_s \quad (\text{A.44})$$

式中， $F_d$ ：可沖刷的深度，可用作用層厚度輸入 (m)

$d$ ：水深 (m)

$\Delta t$ ：時間間距 (secs)

$\rho_L$ ：溼密度 (bulk density,  $\text{kg/m}^3$ )，可由土壤含水量及孔隙比求得。

$\tau_s$ ：發生塊狀剝蝕的臨界沖刷剪應力 ( $\text{N/m}^2$ )

(3)作用層厚度 ( $E_m$ )

沖刷現象發生時，根據 Bennet & Nordin (1977) 之研究， $E_m$  可以下式表示：

$$E_m = -C(z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (\text{A.45})$$

式中， $C$  為數值參數。

當河床表面接近護甲條件時 (armored condition)，作用層厚度接

近零，在這種情況下，可用 Borah et al. (1982) 所提出護甲層之厚度 (armored-layer thickness)，予以修正：

$$E_m = -C(z_b^{n+1} - z_b^n) + \frac{1}{\sum_{k=m}^K \beta_k} \frac{D_m}{1-p} \quad (\text{A.46})$$

式中， $D_m$ ：不產生移動的最小顆粒粒徑。另外，作用層在淤積期間可定義為：

$$E_m^{n+1} = E_m^n + (z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (\text{A.47})$$

#### (4) 作用層源 ( $S_r$ )

作用層源係由於母層 (active stratum) 頂面之升降而產生，當其下降時，

$$S_r = -\rho_s(1-p) \frac{\partial}{\partial t} [\beta_s(z_b - E_m)] \quad (\text{A.48})$$

式中， $\beta_s$  為作用層粒徑百分比，如母層之厚度增加，及其頂面上升時，(A.48) 式中之  $\beta_s$  則改為  $\beta$ 。

### A4.3 數值方法

水流控制方程式求解之數值方法係採用雙階分割操作趨近法 (Two-step split-operator approach)，將控制方程式分割成延散 (Dispersion) 步驟及傳播 (Propagation) 步驟兩個步驟進行求解。首先，延散步驟求解動量方程式中之移流項 (Convection terms) 與擴散項 (Diffusion terms)，利用有限體積法 (Finite volume) 採隱式差分法將動量方程式離散化，再以雙掃法 (Double sweep) 求解流速變量之中間值；其次，傳播步驟聯立求解僅含壓力項與底床剪應力項之動量方程式及連續方程式，採半隱式差分法 (ADI) 求解水深變量及流速變量。

輸砂控制方程式求解之數值方法係採用結合演算法，以半隱式差分聯立求解控制方程式。因其中懸浮載之質量守恆方程式依物理特性可分割為移流暨反應項(Advection-reaction terms)及擴散項(Diffusion terms)二部分，故輸砂方程式之結合演算步驟，首先將懸浮載質量守恆之移流暨反應項與作用層質量守恆方程式、整體河床輸砂質量守恆方程式聯立，利用 Newton-Raphson 迭代法求解；然後，將所得各變數之中間值再與懸浮載質量守恆方程式之擴散項反覆迭代，直至收斂為止。

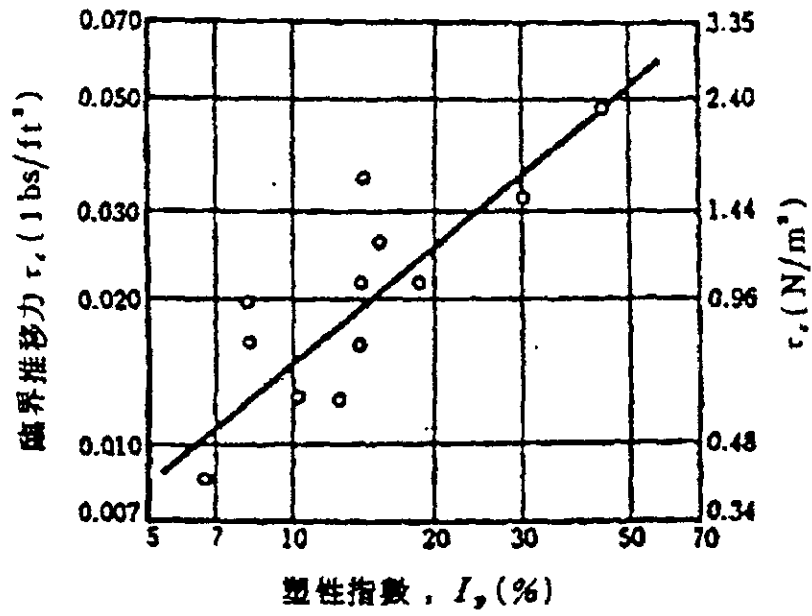


圖 A.1 農地黏性土之臨界推移力與塑性指數之關係

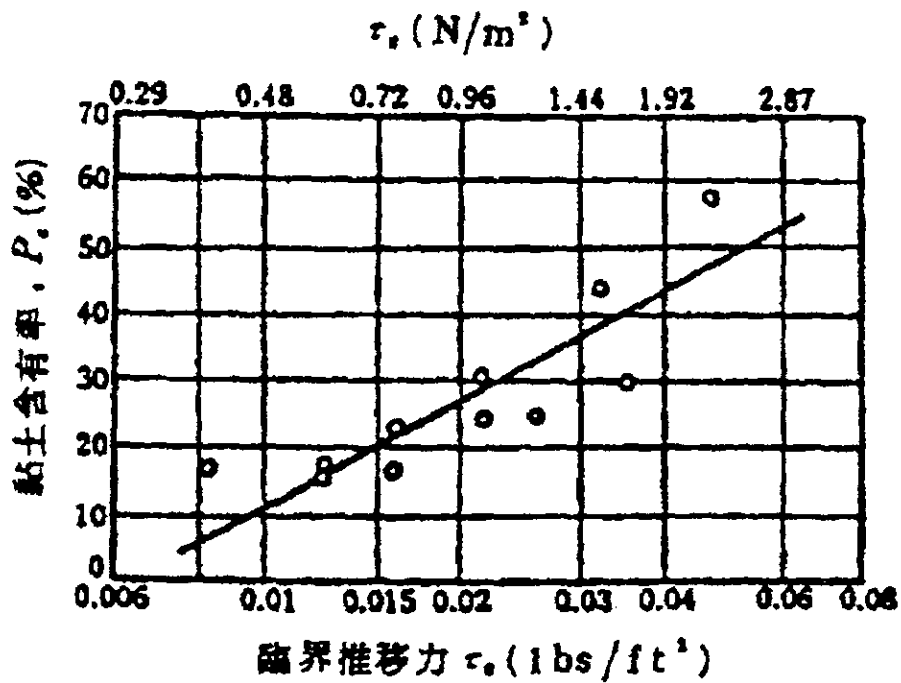


圖 A.2 農地黏性土之臨界推移力與黏土含有率之關係

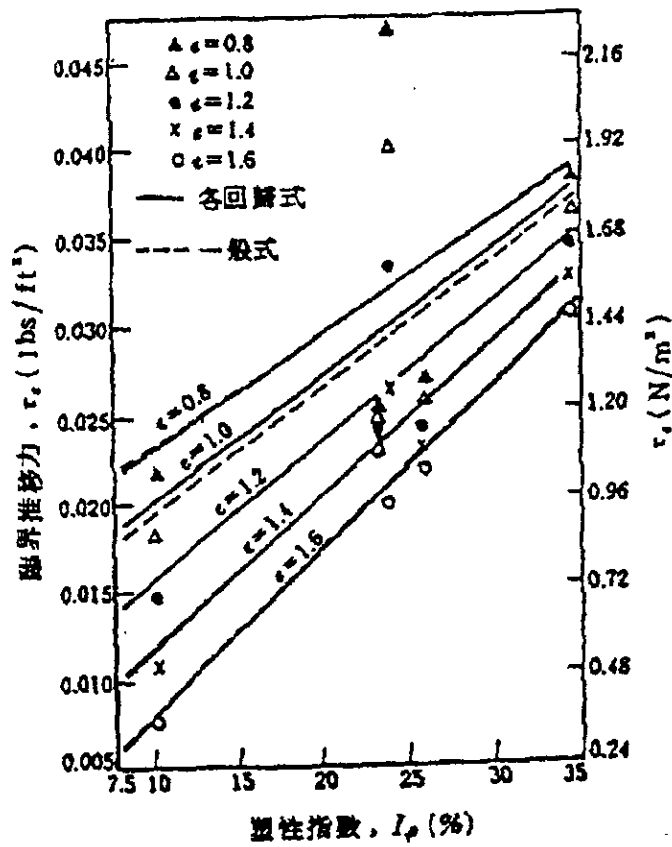


圖 A.3 德州黏性土之臨界推移力與與塑性指數之關係

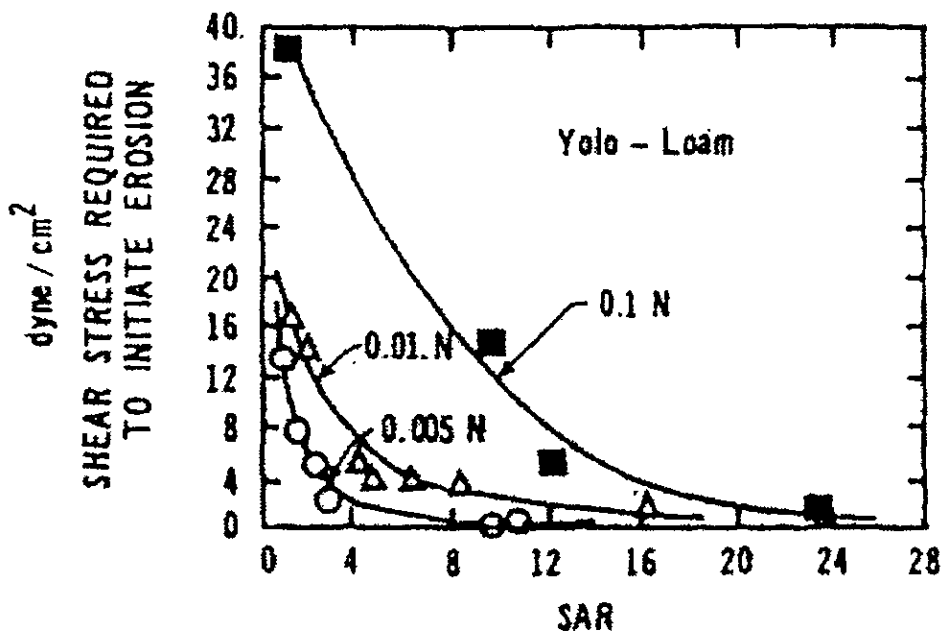


圖 A.4 不同電解質濃度其臨界沖刷剪應力與 SAR 關係圖

## 附錄五、經驗法輸砂推算式之推演

### 1. 輸砂量之推估

河川河床質(bed material load)之輸送包括接近河床之推移質(bed load)及其上部水流中之懸浮質(suspended load)。水流中亦挾帶有粒徑微小之粉土與黏土，稱為 wash load，因其顆粒甚小，一般無法沉澱。wash load之輸送量端視集水區內之粉土與黏土量而定，而河床質之輸砂量則視河川之泥沙輸送能力及河床與海岸之泥砂量而定，河川之輸砂量又與河床質之粒徑大小息息相關。因此何段中之輸砂量係各不同粒徑輸送量之總和，以下列公式表示之：

$$Q_s = W \sum P_i (q_{bi} + q_{si}) \quad (\text{A.49})$$

式中， $Q_s$  = 某河段之總輸砂量

$W$  = 河寬

$P_i$  = 某粒徑佔河床質之百分比

$q_{bi}$  = 單位寬度內該粒徑之推移量

$q_{si}$  = 單位寬度內該粒徑之懸浮輸送量

推移質之輸送量係採用 Meyer-Peter and Muller 之沉滓輸送公式推估。

$$q_{bi} = \frac{12.85}{\rho \gamma_s} (T_o - T_c)^{1.5}$$
$$T_c = F^* (\gamma_s - \gamma) d_{si} \quad (\text{A.50})$$

式中， $q_{bi}$  = 單位寬度內該粒徑之推移量

$T_c$  = 該粒徑之推移質移動之臨界拖曳力

$\rho$  = 水之密度

$\gamma_s$  = 河床質之比重

$\gamma$  = 水之比重

$d_s$  = 河床質之粒徑

$F^*$  = Shield's factor (0.03-0.06)

$$T_o = \frac{f_o}{8} \rho V^2$$



$$f_0 = \frac{8gn}{1.49^2 R^{1/3}} \quad (\text{A.51})$$

式中， $T_0$ =河床剪應力

$f_0$ =Darcy-Weisbach摩擦係數

$V$ =河流平均速度

$g$ =重力加速度

$n$ =Maning's摩擦係數

$R$ =斷面之水力半徑

公式(3)中之 $n$ 僅代表河床表面之摩擦係數，其數值約為河川總摩擦係數之60%~90%，而採用之數值則視河床表面形狀而異。

懸浮質輸送量則採用愛因斯坦(Einstein)公式推估，該公式係懸浮質濃度剖線與流速剖線積分而得。懸浮質濃度剖線可以下列公式表示之：

$$\frac{C}{C_a} = \left( \frac{Y-y}{y} \frac{a}{Y-a} \right)^z \quad (\text{A.52})$$

式中， $C$ =於水深 $y$ 之懸浮質濃度

$C_a$ =於水深 $a$ 之懸浮質濃度

$y$ =剖線上之某一深度

$a$ =剖線上鄰河床之底層厚度

$Y$ =水深

而

$$Z = \frac{W}{KU}$$

$$U_* = \left( \frac{T}{\rho} \right)^{1/2} \quad (\text{A.53})$$

式中， $W$ =粒徑之沉降速度

$U_*$ =剪力速度

$K$ =Von Karman常數(0.4)

$T$ =河床之總剪應力

$\rho$ =水之密度

水流速度剖線係假設為對數分佈，所採用公式如下：

$$\frac{U_c}{U_*} = B + 2.5 \ln \left( \frac{e}{n_s} \right) \quad (\text{A.54})$$

式中， $U_e$ =於距河床 $e$ 高度之平均流速

$U^*$ =剪力速度

$B$ =常數

$e$ =距河床之高度

$n_s$ =河床粗糙度

懸浮質之輸送量即由流速與懸浮質濃度積分而得。

$$q_{si} = C_a U \int_a^y \left[ B + 2.5 \ln \left( \frac{e}{n_s} \right) \right] \left( \frac{Y-e-a}{e(Y-a)} \right)^z de \quad (\text{A.55})$$

而愛因斯坦將剖線鄰河床底層厚度 $a$ 處之懸浮質濃度與推移質輸送量間之關係訂定如下：

$$q_{bi} = 11.6 C_a U_* a \quad (\text{A.56})$$

一般而言，懸浮質輸送量之演算中採用下列之數值：

a. Shield's factor  $F^* = 0.047$ 。

b.  $n$ 值採0.01至0.06或採用  $n = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$ ， $D_{90}$ 單位為公尺。

c. 剖線鄰河床底層厚度 $a$ 通常採用河床質之 $D_{90}$ 或 $D_{65}$ 之兩倍。

## 2. 河床沖淤平衡之探討：

為求得某段河川泥沙輸送能力之一般關係式，可採用Meyer-Peter and Muller推移載輸送公式及愛因斯坦懸移載公式，依據河段內河床直粒徑分佈及可能發生之水理狀況推算河床質載輸砂量，再以各流況下之輸砂量、流速及水深（水力深度）作迴歸分析，求得下列輸砂關係式：

$$Q_s = a D^b V^c W \quad (\text{A.57})$$

式中， $Q_s$ =河川輸砂量

$D$ =水力深度

$V$ =流速

$W$ =河寬

$a$ 、 $b$ 、 $c$ =迴歸係數

依據各河段之輸砂量關係式及各河段不同流量之水理因素可推算期河床載輸砂量，再將不同流量及其相對應之河床載輸砂量，作迴歸分析可得各河段之河床載率定曲線：

$$Q_s = \alpha Q^\beta \quad (A.58)$$

式中， $Q$ =河川流量

$\alpha$ 、 $\beta$ =回歸係數

由各河段之輸砂量率定曲線代入各頻率年之洪水歷線，可推求各河段在不同頻率年洪水之河床載輸砂量，將各頻率年之輸砂量一期發生機率相加，其總和即為該河段年平均輸砂量。