

堰塞湖引致災害防治對策之研究(2/3)

第二年研究成果報告

Study on the Disaster Mitigation Strategies for
Landslide Dams(2/3)



經濟部水利署水利規劃試驗所

中華民國九十二年十二月

堰塞湖引致災害防治對策之研究(2/3)

第二年研究成果報告

Study on the Disaster Mitigation Strategies for
Landslide Dams(2/3)

主辦機關：經濟部水利署水利規劃試驗所

執行機關：國立交通大學防災工程研究中心

中華民國九十二年十二月



目 錄

目錄.....	I
圖目錄.....	IV
表目錄.....	XIII
摘要.....	摘-1
Abstract.....	Abstract-1
結論與建議.....	結-1

第一章 緒 論

1.1 前言.....	1-1
1.2 委託工作內容與範圍.....	1-2
1.2.1 第一年工作項目及內容.....	1-2
1.2.2 第二年預計工作項目及內容.....	1-3
1.2.3 第三年預計工作項目及內容.....	1-4
1.3 工作目標.....	1-5
1.4 第二年計畫執行流程.....	1-8

第二章 前人研究成果與第二年研究驗證案例簡介

2.1 天然壩潰決既有研究成果簡介.....	2-1
2.1.1 水文、水理、輸砂既有研究成果簡介.....	2-1
2.1.2 天然壩穩定分析與潰決模擬既有研究成果簡介.....	2-3
2.2 災害危險度及危害潛勢分析既有研究成果簡介.....	2-5
2.3 天然壩壓迫河道對河川型態改變及河道變遷既有研究成果簡介.....	2-7
2.4 上游來砂對堰塞湖存在年限影響既有研究成果簡介.....	2-7
2.5 第二年研究驗證案例簡介-68年草嶺堰塞湖.....	2-14
2.5.1 基本資料.....	2-14
2.5.2 水文資料.....	2-15

2.5.3 地文資料.....	2-22
2.6 88年草嶺堰塞湖及桃芝、納莉風災對堰塞湖之影響.....	2-25
 第三章 災害評估研究與模型庫系統建立	
3.1 天然壩潰決數值模型.....	3-1
3.1.1 天然壩潰決模擬.....	3-1
3.1.2 天然壩潰口變化與潰壩流出流量分析.....	3-37
3.2 災害危險度與危害潛勢分析.....	3-106
3.2.1 SOBEK 模式理論.....	3-106
3.2.2 淹水災害危險度分析.....	3-112
3.2.3 危害潛勢分析.....	3-130
3.2.4 發生土石流之可能性及影響.....	3-133
3.2.5 上游迴水淹沒對邊坡穩定之影響.....	3-135
 第四章 堰塞湖與河川型態相互影響關係	
4.1 GSTARS 模式理論.....	4-1
4.1.1 流線與流管.....	4-1
4.1.2 迴水演算.....	4-1
4.1.3 輸砂演算.....	4-2
4.2 交大二維模式理論.....	4-4
4.3 天然壩壓迫主河道對河川行態之改變及河道變遷.....	4-11
4.3.1 天然壩之輸砂公式優選.....	4-11
4.3.2 天然壩形成後下游河川沖淤變化模擬.....	4-13
4.3.3 天然壩形成後長期河道變遷模擬.....	4-15
4.3.4 天然壩二維局部流場變化.....	4-17
4.4 上游來砂對堰塞湖存在年之影響.....	4-50
4.4.1 天然壩上游崩塌區之調查.....	4-50
4.4.2 天然壩經過颱風洪後來砂量之估算.....	4-52
 第五章 現有研究成果檢視與未來工作執行說明.....	
5.1 第一年研究成果補充與說明.....	5-1
5.1.1 堰塞湖形成後作業流程與評估事項.....	5-1
5.1.2 GIS 界面中堰塞湖形成潛勢分析程式之撰寫.....	5-1



5.2 本年度（第二年）研究成果檢討與建議.....	5-10
5.2.1 成果檢討與結論.....	5-10
5.2.2 建議.....	5-12
5.3 未來（第三年）工作執行說明.....	5-14
5.3.1 堰塞湖處理及防治對策研擬.....	5-14
5.3.2 防災輔助決策系統之開發.....	5-15
5.3.3 防救災計畫之編製.....	5-15

參考文獻

附錄 A 報告審查意見研辦與說明

附錄 B 第一年計畫研究成果摘要

附錄 C 模式庫使用手冊

附錄 D 堰塞湖形成後作業流程與評估事項

附錄 E 本計畫研究小組成員

圖 目 錄

圖 1.1 本計畫整體工作執行構想圖(第一年).....	1-6
圖 1.2 本計畫整體工作執行構想圖(第二、三年).....	1-7
圖 1.3 第二年計畫執行流程圖.....	1-9
圖 2.1 溢頂沖刷引致壩頂高程隨時間之變化.....	2-5
圖 2.2 草嶺堰塞湖 200 年重現期距之洪水，延時 2 小時之淹水潛勢.....	2-6
圖 2.3 九份二山堰塞湖 20 年重現期距之洪水，延時 0.5 小時之淹水潛勢。(資料來源：九二一集集大地震後續短期研究之山崩土石堰塞湖河川下游淹水潛勢分析及緊急應變措施規劃，2000).....	2-6
圖 2.4 桶頭水文站實測懸浮質與流量關係圖.....	2-10
圖 2.5 民國 68 年草嶺水潭水位變化圖(資料來源：草嶺山崩記, 1979).....	2-17
圖 2.6 民國 68 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩潰決過程壩頂高程變化示意圖(沿溢流水路切縱剖面，虛線部分係為自行推測).....	2-18
圖 2.7 民國 68 年清水溪與濁水溪匯流口之水位歷線(資料來源：草嶺山崩記, 1979).....	2-19
圖 2.8 清水溪 80 年與 67 年之粒徑 D50 之比較.....	2-21
圖 2.9 民國 68 年草嶺溢流水路縱斷面圖(資料來源：草嶺山崩記).....	2-22
圖 2.10 民國 68 年草嶺崩塌區河道之橫斷面資料(潰口至下游 120m)(資料來源：草嶺山崩記, 1979).....	2-23
圖 2.11 民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料(潰口下游 150 至 300m).....	2-23
圖 2.12 民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料(潰口下游 400 至 600m).....	2-23
圖 2.13 民國 16、65、69 年草嶺崩塌區剖面簡化疊合圖(洪如江等，	



1994)	2-25
圖 2.14 桶頭(2)水文站上游集水區分布概況.....	2-27
圖 2.15 桃芝颱風 7 月 30 日桶頭測站流量資料推估草嶺溢流口之流量..	2-27
圖 2.16 納莉颱風於 9 月 18~19 日桶頭測站流量資料推估草嶺溢流口之 流量 (圖 2.14~2.16 資料來源：清水河流域緊急應變計畫與防災對策之 專題報告)	2-28
圖 2.17 民國 89 年草嶺崩積區泥沙顆粒粒徑採樣地點示意圖	2-29
圖 2.18 民國 90 年及 89 年崩塌區之粒徑組成分佈圖	2-29
圖 2.19 民國 89 年試區泥沙顆粒平均粒徑組成分佈曲線	2-30
圖 3.1 天然壩破壞方式一壩頂溢流破壞示意圖(高橋·匡, 1988).....	3-2
圖 3.2 天然壩破壞方式一邊坡破壞示意圖(高橋·匡, 1988).....	3-3
圖 3.3 天然壩破壞方式一溯源沖刷破壞示意圖(高橋·匡, 1988).....	3-4
圖 3.4 民國 68 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面圖(台灣省水利 局, 民國 68 年)(沿溢流水路切縱剖面, 虛線部分係為自行合理推測).....	3-5
圖 3.5 依圖 3.4 剖面以 PCSTABL 分析結果圖(滿水位)	3-7
圖 3.6 以 FLAC 軟體分析民國 68 年草嶺潭初始縱剖面之網格圖	3-9
圖 3.7 當水位為 509 公尺時之靜力平衡邊界條件圖	3-11
圖 3.8 當水位為 509 公尺時之穩態滲流邊界條件圖	3-11
圖 3.9 以 FLAC 分析之流程圖	3-12
圖 3.10 天然壩體內之孔隙水壓力分佈圖 (當水位為 509 公尺時)	3-13
圖 3.11 天然壩體內之塑性狀態分佈圖 (當水位為 509 公尺時)	3-13
圖 3.12 天然壩體內之有效應力分佈圖 (當水位為 509 公尺時)	3-14
圖 3.13 當水位為 526 公尺時之靜力平衡邊界條件圖	3-15
圖 3.14 當水位為 526 公尺時之穩態滲流邊界條件圖	3-16
圖 3.15 天然壩體內之孔隙水壓力分佈圖 (當水位為 526 公尺時)	3-16
圖 3.16 天然壩體內之塑性狀態分佈圖 (當水位為 526 公尺時)	3-17

圖 3.17 天然壩體內之有效應力分佈圖 (當水位為 526 公尺時)	3-17
圖 3.18 溢流後造成第二次沖刷之縱剖面網格圖	3-18
圖 3.19 溢流後造成第二次沖刷之靜力平衡邊界條件圖 (水位為 512 公尺時)	3-19
圖 3.20 溢流後造成第二次沖刷之穩態滲流邊界條件圖 (水位為 512 公尺時)	3-19
圖 3.21 溢流後造成第二次沖刷之孔隙水壓力分佈圖 (當水位為 512 公尺時)	3-20
圖 3.22 溢流後造成第二次沖刷之塑性狀態分佈圖 (當水位為 512 公尺時)	3-20
圖 3.23 溢流後造成第二次沖刷之有效應力分佈圖 (當水位為 512 公尺時)	3-21
圖 3.24 溢流後造成第三次沖刷之縱剖面網格圖	3-22
圖 3.25 溢流後造成第三次沖刷之靜力平衡邊界條件圖 (水位為 499 公尺時)	3-22
圖 3.26 溢流後造成第三次沖刷之穩態滲流邊界條件圖 (水位為 499 公尺時)	3-23
圖 3.27 溢流後造成第三次沖刷之孔隙水壓力分佈圖 (當水位為 499 公尺時)	3-23
圖 3.28 溢流後造成第三次沖刷之塑性狀態分佈圖 (當水位為 499 公尺時)	3-24
圖 3.29 溢流後造成第三次沖刷之有效應力分佈圖 (當水位為 499 公尺時)	3-24
圖 3.30 溢流後造成第四次沖刷之縱剖面網格圖	3-25
圖 3.31 溢流後造成第四次沖刷之靜力平衡邊界條件圖 (水位為 487 公尺時)	3-26
圖 3.32 溢流後造成第四次沖刷之穩態滲流邊界條件圖 (水位為 487 公尺時)	3-26

尺時)	3-26
圖 3.33 溢流後造成第四次沖刷之孔隙水壓力分佈圖 (當水位為 487 公尺時)	3-27
圖 3.34 溢流後造成第四次沖刷之塑性狀態分佈圖 (當水位為 487 公尺時)	3-27
圖 3.35 溢流後造成第四次沖刷之有效應力分佈圖 (當水位為 487 公尺時)	3-28
圖 3.36 溢流後造成第五次沖刷之縱剖面網格圖	3-29
圖 3.37 溢流後造成第五次沖刷之靜力平衡邊界條件圖 (水位為 474 公尺時)	3-29
圖 3.38 溢流後造成第五次沖刷之穩態滲流邊界條件圖 (水位為 474 公尺時)	3-30
圖 3.39 溢流後造成第五次沖刷之孔隙水壓力分佈圖 (當水位為 474 公尺時)	3-30
圖 3.40 溢流後造成第五次沖刷之塑性狀態分佈圖 (當水位為 474 公尺時)	3-31
圖 3.41 溢流後造成第五次沖刷之有效應力分佈圖 (當水位為 474 公尺時)	3-31
圖 3.42 溢流後造成第六次沖刷之縱剖面網格圖	3-32
圖 3.43 溢流後造成第六次沖刷之靜力平衡邊界條件圖 (水位為 463 公尺時)	3-33
圖 3.44 溢流後造成第六次沖刷之穩態滲流邊界條件圖 (水位為 463 公尺時)	3-33
圖 3.45 溢流後造成第六次沖刷之孔隙水壓力分佈圖 (當水位為 463 公尺時)	3-34
圖 3.46 溢流後造成第六次沖刷之塑性狀態分佈圖 (當水位為 463 公尺時)	3-34

圖 3.47 溢流後造成第六次沖刷之有效應力分佈圖 (當水位為 463 公尺時)	3-35
圖 3.48 壩頂溢流後造成最終縱剖面之網格式圖	3-36
圖 3.49 案例 B1~B3 上游邊界條件	3-41
圖 3.50 案例 B1~B3 下游邊界條件	3-41
圖 3.51 案例 C1~C3 上游邊界條件	3-42
圖 3.52 案例 C1~C3 下游邊界條件	3-42
圖 3.53 68 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面圖	3-45
圖 3.54 88 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面圖	3-45
圖 3.55 68 年茱迪颱風上游入流歷線	3-46
圖 3.56 民國 90 年桃芝納莉颱風上游入流歷線	3-47
圖 3.57 方案 A1 各斷面發生洪峰時之水位	3-54
圖 3.58 方案 A2 各斷面發生洪峰時之水位	3-58
圖 3.59 方案 A3 各斷面發生洪峰時之水位	3-62
圖 3.60 晴天潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖	3-63
圖 3.61 方案 B1 各斷面發生洪峰時之水位	3-67
圖 3.62 方案 B2 各斷面發生洪峰時之水位	3-71
圖 3.63 方案 B3 各斷面發生洪峰時之水位	3-75
圖 3.64 100 年洪水潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖	3-76
圖 3.65 方案 C1 各斷面發生洪峰時之水位	3-80
圖 3.66 方案 C2 各斷面發生洪峰時之水位	3-84
圖 3.67 方案 C3 各斷面發生洪峰時之水位	3-88
圖 3.68 200 年洪水潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較	3-89
圖 3.69 方案 D 各斷面發生洪峰時之水位	3-93
圖 3.70 方案 E 各斷面發生洪峰時之水位	3-97
圖 3.71 方案 F 各斷面發生洪峰時之水位	3-101
圖 3.72 68 年潰壩流量歷線	3-103



圖 3.73 68 年潰壩潰口變化.....	3-103
圖 3.74 89 年桃芝納莉颱風，潰口流量歷線	3-104
圖 3.75 89 年桃芝納莉颱風，潰口變化	3-104
圖 3.76 89 年上游 100 年洪水，潰口流量歷線	3-105
圖 3.77 89 年上游 100 年洪水，潰口變化	3-105
圖 3.78 晴天潰壩(Q0)、100 年 (Q100) 及 200 年 (Q200) 重現期距與 之洪流歷線(0.5hr).....	3-113
圖 3.79 晴天潰壩、 100 年及 200 年重現期距之洪流歷線(1 hr)3-.....	3-113
圖 3.80 民國 68 年草嶺潰壩經由 BREACH 模式所得之洪流歷線.....	3-114
圖 3.81 FLDWAV 模式與 SOBEK 模式堰塞湖下游水位高程之比較.....	3-125
圖 3.81 (續) FLDWAV 模式與 SOBEK 模式堰塞湖下游水位高程之比 較.....	3-125
圖 3.82 200 年重現期距，延時 0.5 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析	3-126
圖 3.83 100 年重現期距，延時 0.5 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析	3-126
圖 3.84 晴天潰壩，延時 0.5 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析	3-127
圖 3.85 200 年重現期距，延時 1 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析 ...	3-127
圖 3.86 100 年重現期距，延時 1 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析 ...	3-128
圖 3.87 晴天潰壩，延時 1 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析	3-128
圖 3.88 68 年草嶺歷史潰壩流量重現，對下游之危險潛勢分	3-129
圖 3.89 桶頭橋至龍門大橋間河段漫淹情況	3-131
圖 3.90 龍門大橋下游河段 (左岸越堤)	3-131
圖 3.91 鯉南社區河段 (左岸越堤)，百家春至泉州寮 (右岸越堤)	3-131
圖 3.92 泉州寮河段 (右岸越堤)	3-132
圖 3.93 鯉魚社區至鯉魚大橋河段 (左岸越堤)	3-132
圖 3.94 南雲大橋下游河段 (右岸越堤)	3-132
圖 4.1 流管基本概念圖.....	4-3



圖 4.2 流量歷線圖.....	4-4
圖 4.3 桃芝納莉颱風洪歷線之底床高程	4-23
圖 4.4 81 年底床模擬至 89 年不同流管數之比較圖	4-24
圖 4.5 不同非平衡輸砂參數模擬結果之比較圖	4-25
圖 4.6 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第一階段).....	4-26
圖 4.7 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第二階段).....	4-27
圖 4.8 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第三階段).....	4-28
圖 4.9 200 年頻率之底床高程 (溢流口至距溢流口斷面 10Km 處)	4-29
圖 4.9 200 年頻率之底床高程 (距溢流口斷面 10Km 處至匯流口) (續)	
.....	4-30
圖 4.10 100 年頻率之底床高程 (溢流口至距溢流口斷面 10Km 處)	4-31
圖 4.10 100 年頻率之底床高程(距溢流口斷面 10Km 處至匯流口) (續)	
.....	4-32
圖 4.11 長期模擬(十年)底床變化圖 (溢流口至距溢流口斷面 10Km 處)	
.....	4-33
圖 4.11 長期模擬(十年)底床變化圖 (距溢流口斷面 10Km 處至匯流口)	
(續)	4-34
圖 4.12 計算河道格網配置圖	4-35
圖 4.13 計算河道底床高程變化圖	4-35
圖 4.14 模擬案例流速向量分佈圖 (steady) (全段) (1/3).....	4-36
圖 4.14 模擬案例流速向量分佈圖 (steady) (上游段) (2/3).....	4-36
圖 4.14 模擬案例流速向量分佈圖 (steady) (下游段) (3/3).....	4-37
圖 4.15 模擬案例流線分佈圖 (steady) (全段) (1/3)	4-37
圖 4.15 模擬案例流線分佈圖 (steady) (上游段) (2/3).....	4-38
圖 4.15 模擬案例流線分佈圖 (steady) (下游段) (3/3).....	4-38
圖 4.16 模擬案例水面等高線分佈圖 (steady) (全段)	4-39
圖 4.17 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 4Hrs) (全段) (1/3).....	4-39



圖 4.17 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 4Hrs) (上游段) (2/3)	4-40
圖 4.17 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 4Hrs) (下游段) (3/3)	4-40
圖 4.18 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 4Hrs) (全段) (1/3)	4-41
圖 4.18 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 4Hrs) (上游段) (2/3)	4-41
圖 4.18 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 4Hrs) (下游段) (3/3)	4-42
圖 4.19 模擬案例水面等高線分佈圖 (unsteady 4Hrs) (全段)	4-42
圖 4.20 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 8Hrs) (全段) (1/3)	4-43
圖 4.20 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 8Hrs) (上游段) (2/3)	4-43
圖 4.20 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 8Hrs) (下游段) (3/3)	4-44
圖 4.21 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 8Hrs) (全段) (1/3)	4-44
圖 4.21 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 8Hrs) (上游段) (2/3)	4-45
圖 4.21 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 8Hrs) (下游段) (3/3)	4-45
圖 4.22 模擬案例水面等高線分佈圖 (unsteady 8Hrs) (全段)	4-46
圖 4.23 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 16Hrs) (全段) (1/3)	4-46
圖 4.23 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 16Hrs) (上游段) (2/3)	4-47
圖 4.23 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 16Hrs) (下游段) (3/3)	4-47
圖 4.24 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 16Hrs) (全段) (1/3)	4-48
圖 4.24 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 16Hrs) (上游段) (2/3)	4-48
圖 4.24 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 16Hrs) (下游段) (3/3)	4-49
圖 4.25 模擬案例水面等高線分佈圖 (unsteady 16Hrs) (全段)	4-49
圖 4.26 921 地震後清水溪流域之崩塌面積分佈圖	4-51
圖 4.27 桃芝颱風後清水溪流域之增加崩塌面積分佈圖	4-52
圖 4.28 布倫 (Brune) 囚砂曲線圖	4-53
圖 5.1 形成堰塞湖所需最小土方量分析	5-2
圖 5.2 河道橫斷面示意圖	5-3
圖 5.3 可能滑落土石之坡度示意圖	5-3



圖 5.4 土石滑落與填平區塊示意圖	5-4
圖 5.5 橫斷面計算之累積土方高度	5-4
圖 5.6 地理資訊系統(ArcView3.2)展示可能形成堰塞位置	5-6
圖 5.7 地理資訊系統(ArcView3.2)之堰塞湖形成潛勢查詢畫面	5-7
圖 5.8 堰塞湖形成潛勢分析之交談式視窗介面一	5-8
圖 5.9 堰塞湖形成潛勢分析之交談式視窗介面二	5-8



表 目 錄

表 2-1 草嶺堰塞湖年輸砂推估一覽表	2-11
表 2-2 濁水河流域地震後崩塌分布統計 (蔡等,2002)	2-13
表 2-3 阿里山與草嶺雨量測站於 68 年 8 月 19-25 日之降雨量 (mm) .	2-15
表 2-4 民國 68 年草嶺水潭水位變化及推估蓄水量	2-16
表 2-5 清水溪 80 年與 67 年河床質代表粒徑之比較表	2-20
表 2-6 清水溪各斷面河床質平均粒徑及代表粒徑成果表 (67 年)	2-21
表 3-1 FLAC 分析中所須輸入之彈塑性參數	3-8
表 3-2 FLDWAV 模擬方案	3-40
表 3-3 BREACH 模擬方案	3-46
表 3-4 方案 A1 (晴天潰壩, 潰壩延時 0.5 小時)之水理成果	3-51
表 3-4(續)方案 A1 (晴天潰壩, 潰壩延時 0.5 小時)之水理成果	3-52
表 3-4(續)方案 A1 (晴天潰壩, 潰壩延時 0.5 小時)之水理成果	3-53
表 3-5 方案 A2 (晴天潰壩, 潰壩延時 1.0 小時)之水理成果	3-55
表 3-5(續)方案 A2 (晴天潰壩, 潰壩延時 1.0 小時)之水理成果	3-56
表 3-5(續)方案 A2 (晴天潰壩, 潰壩延時 1.0 小時)之水理成果	3-57
表 3-6 方案 A3 (晴天潰壩, 潰壩延時 3 小時)之水理成果	3-59
表 3-6(續)方案 A3 (晴天潰壩, 潰壩延時 3 小時)之水理成果	3-60
表 3-6(續)方案 A3 (晴天潰壩, 潰壩延時 3 小時)之水理成果	3-61
表 3-7 方案 B1 (100 年洪水, 潰壩延時 0.5 小時)之水理成果	3-64
表 3-7(續)方案 B1(100 年洪水, 潰壩延時 0.5 小時)之水理成果	3-65
表 3-7(續)方案 B1(100 年洪水, 潰壩延時 0.5 小時)之水理成果	3-66
表 3-8 方案 B2(100 年洪水, 潰壩延時 1.0 小時)之水理成果	3-68
表 3-8(續)方案 B2(100 年洪水, 潰壩延時 1.0 小時)之水理成果	3-69
表 3-8(續)方案 B2(100 年洪水, 潰壩延時 1.0 小時)之水理成果	3-70
表 3-9 方案 B3(100 年洪水, 潰壩延時 3.0 小時)之水理成果	3-72



表 3-9(續)方案 B3(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-73
表 3-9(續)方案 B3(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-74
表 3-10 方案 C1(200 年洪水，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果.....	3-77
表 3-10(續)方案 C1(200 年洪水，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果.....	3-78
表 3-10(續)方案 C1(200 年洪水，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果.....	3-79
表 3-11 方案 C2(200 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果.....	3-81
表 3-11(續)方案 C2(200 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果.....	3-82
表 3-11(續)方案 C2(200 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果.....	3-83
表 3-12 方案 C3(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-85
表 3-12(續)方案 C3(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-86
表 3-12(續)方案 C3(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-87
表 3-13 方案 D(晴天潰壩，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-90
表 3-13(續)方案 D(晴天潰壩，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-91
表 3-13(續)方案 D(晴天潰壩，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-92
表 3-14 方案 E(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-94
表 3-14(續)方案 E(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-95
表 3-14(續)方案 E(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-96
表 3-15 方案 F(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-98
表 3-15(續)方案 F(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-99
表 3-15(續)方案 F(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果.....	3-100
表 3-16 SOBEK 模擬案例.....	3-114
表 3-17 100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (0.5hr).....	3-116
表 3-17(續)100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (0.5hr).....	3-117
表 3-17(續)100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (0.5hr).....	3-118



表 3-18 100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (1.0hr)	3-119
表 3-18(續)100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (1.0hr)	3-120
表 3-18(續)100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (1.0hr)	3-121
表 3-19 SOBEK 與 FLDWAV 模式 200 年重現期距潰壩流量與水位比較 (0.5hr)	3-122
表 3-19(續) SOBEK 與 FLDWAV 模式 200 年重現期距潰壩流量與水位 比較 (0.5hr)	3-123
表 3-19(續) SOBEK 與 FLDWAV 模式 200 年重現期距潰壩流量與水位 比較 (0.5hr)	3-124
表 4-1 草嶺崩坍區粒徑組成(現場勘查概估值)	4-20
表 4-2 1000 年重現期距尖峰流量各大斷面流速變化比較表 (數值模擬 vs.水工模型)	4-22
表 4-3 921 地震前後清水溪上游流域之崩塌情況	4-51
表 4-4 草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位：百萬立方公尺)	4-53
表 4-5 草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位：百萬立方公尺)	4-54



摘要

一、計畫目標與工作範圍

台灣地處板塊接觸帶，地震頻繁，而降雨多集中於颱風季，且常以暴雨型態出現，尤因地質脆弱，故經常發生因暴雨或地震引起之地滑、崩塌及土石流，其嚴重者會堵塞河道形成堰塞湖，其中以 1999 年九月二十一日集集地震所引發的草嶺及九份二山堰塞湖最具代表性。形成堰塞湖的土體，往往會引起上游迴水淹沒及可能潰決造成下游洪水氾濫等二次災害，因此評估堰塞湖天然壩安定性，研擬具體之防治對策及原則，並對其存廢問題作一深入探討，為重要之研究課題。天然壩形成、潰決過程及所引發之土石流及挾砂洪水的運動過程複雜，涉及科學領域廣泛。目前台灣地區僅有少數介紹堰塞湖災害案例成果，理論分析和定量評估研究不足。

為落實堰塞湖的預報、監測、預警與緊急疏散體系，本計畫擬以堰塞湖形成機制與類型出發，分析天然壩穩定性，並考慮破壞機制形成對主河下游之土石流洪水等二次災害之研究，堰塞湖處理可能引致災害防治對策的研擬，並制訂救災避難具體作業模式。國立交通大學防災工程研究中心（以下簡稱本中心）接受經濟部水利署水利規劃試驗所委託執行本專業服務工作，依合約特提出本期末報告，以供審查及未來工作依據。

本計畫為三年之延續性計畫，第一年研究堰塞湖之基本特性、現有堰塞湖現況成因探討、調查及監測資料分析、基本資料資料庫建



構。第二年則研究災害評估模式庫系統建立及探討堰塞湖與河川型態相互影響作用。第三年則以第二年所開發的天然壩潰決模式進行案例分析，並對其處理及防治對策的研擬，並編制救災計畫。本報告書為第二年計畫之研究成果。

二、天然壩潰決模擬

依據 Schuster(1995)統計，在 202 個天然壩破壞案例中，有 197 個係因壩頂溢流而破壞，約佔破壞總數之 97%，故壩頂溢流破壞是堰塞湖天然壩破壞之最主要因素。為能模擬天然壩因壩頂溢流而破壞之潰決過程，本研究以多用途套裝地工分析軟體 FLAC 模擬民國 68 年草嶺潭堰塞湖潰決之過程。在分析的策略上，首先以同年 8 月 16 日下午 4 時首次觀測之水位為初始水位（509 公尺），隨著萊迪颱風所帶來大量的豪雨，使水位上升至壩頂溢流之 526 公尺，藉以探討水位上升至壩頂溢流之變化前、後對天然壩體的影響。

當水位為 509 公尺時，由分析結果（孔隙水壓力、塑性狀態、有效應力等）與根據草嶺山崩記之記載，於此水位時之壩體僅有部份洪水經由土石壩內滲漏流出，並未產生太大的沖刷現象，因此，壩體尚屬穩定狀態；然而，當水位上升至 526 公尺時，其上升之滲流作用使得天然壩體之孔隙水壓力與降伏區域明顯地增加，而有效應力趨近於 0 之分佈亦明顯地擴大，此意謂著當水位上升至溢頂時，若任何接近滲流出口處之有效應力趨近於 0 時，土石如同接近浮動，可能會被溢流水沖刷逐漸帶走表面的堆積土石，其連鎖效應將進而造成溢流水位之快速下降，甚至對壩體產生急速的沖刷。



由於所模擬之堰塞湖的坍方潰決並非一次全面崩潰，而係分段潰決，是故，移除溢頂水位時分析所得的有效應力趨近於 0 的區域用以模擬成第一次沖刷尚屬合理的假設；當移除此區域後所形成的新斷面即可做為下一階段的分析剖面，因此，本研究的過程即是如此反覆的進行模擬，直到天然壩體全面的崩潰，亦即清水溪上堆積的土石大部份流失，而河谷幾乎恢復原狀。

三、災害評估之研究及水理、輸砂模式之模擬

堰塞湖潰決引致災害之危險程度及危害範圍，係根據天然壩形成之大小、形狀、地質組成及現有之水文資料，評估天然壩於形成後短時間內可能潰壩對下游地區安全威脅進行潰壩模擬演算，對可能發生災害之地區提出因應對策；此外，對於長時間存在之天然壩區之安全，如壩體之穩定性、上下游河道變遷之影響，進行現場監測與數值模擬，以供相關研擬防範措施之參考。

就水文水理數值模式而言，對於短延時之洪水波或潰壩波之洪水水位演算，大多以定床模式模擬之，由於只解水流連續及動量方程式，因此在數值處理上較單純。如要考慮河床之沖淤變化，則需進一步利用動床模式。對於堰塞湖形成後之水理、輸砂數模之研採需克服之因素包括：1.河床陡峻而存在亞臨界流與超臨界流共存之流況；2.床質粒徑大，既有輸砂公式之適用性問題；3.複雜之流況及床質粒徑組成條件下之床質啟動機制不清等，均是堰塞湖之形成後對數值模擬之挑戰。於研究上，分成二個主軸進行模擬：一為堰塞湖潰決後潰壩波向下游傳播之洪水及淹水模擬，屬於定床模擬；另一為堰塞湖對下游河



道沖淤影響，屬於動床模擬。

本研究(第二年)將對水理及輸砂之數模運用於堰塞湖形成後之模式選取及提供應變措施，並將應變措施分為：(一)短期之潰壩問題及潰壩波越堤之堤內淹水；(二)長期之河道穩定問題及對下游河道泥砂之影響等不同時程之問題進行模擬分析。以下就所研選模式之理由概略說明：

1. 短期潰壩問題之模擬：FLDWAV 模式係根據水庫蓄水量及壩體結構之潰口程度計算潰壩後之流量，再依動力波理論模擬壩體潰壞後洪水波於下游河道中的傳播情形；BREACH 模式係根據蓄水庫之溢流潰口破壞過程加以模擬，以提供更完善之潰壩過程之洪流歷線及潰口形狀隨時間變化行況。模擬所得之潰壩波流量可供 SOBEK 進行下游河道淹水模擬，其針對 921 地震後，草嶺堰塞湖模擬方案，如摘表 1 及摘表 2 所示，為 FLDWAV 模式與 BREACH 模式模擬方案。其中，FLDWAV 模式以清水溪民國 88 年量測斷面，模擬 200 年重現期距之洪水入流入堰塞湖蓄水區，且延時 0.5 小時之洪水位模擬結果，如摘圖 1 所示。其他不同案例模擬結果於文中 3.1.2 小節有詳加說明。此外，針對堰塞湖壩體潰口處之潰口形狀及潰口洪流量，利用 BREACH 模式進行模擬，模擬案例 G 表示模擬民國 68 年萊迪颱風之情況；H 表模擬民國 90 年桃芝納莉颱風之情況；I 表示上游 100 年重現期距之洪水入流情況。模擬結果，如摘圖 2 及摘圖 3 所示，為模擬民國 68 年草嶺堰塞湖之潰口處流量歷線及潰口形狀隨時間之變化情形。

摘表 1 FLDWAV 模擬方案

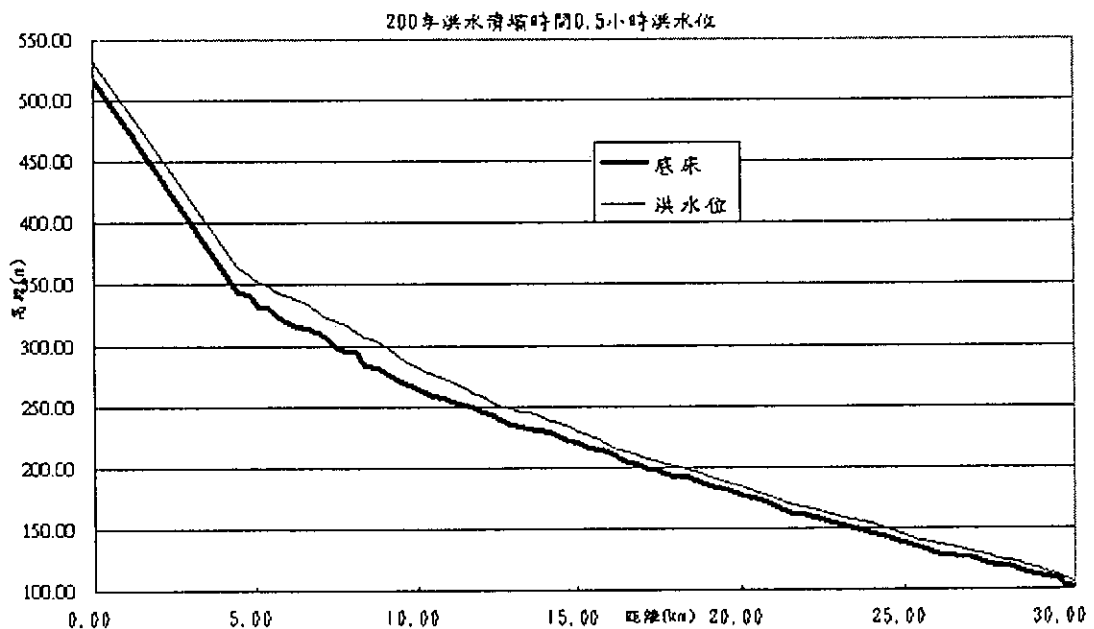
重現期距年及壩體高度 潰壩延時	晴天 潰壩	100 年 (壩高 22m)	200 年 (壩高 22m)	晴天 潰壩	100 年 (壩高 70m)	200 年 (壩高 70m)
0.5 小時	A1	B1	C1	No	No	No
1.0 小時	A2	B2	C2	No	No	No
3.0 小時	A3	B3	C3	D	E	F

註：1. B1 案例為上游 100 年重現期距之入流量（入蓄水庫），壩高 22 公尺，延時 0.5 小時。2. No: 壩高 70 公尺，潰壩延時 0.5 小時及 1.0 小時，於測試時模式無法收斂，因此不加以模擬。

摘表 2 BREACH 模擬方案

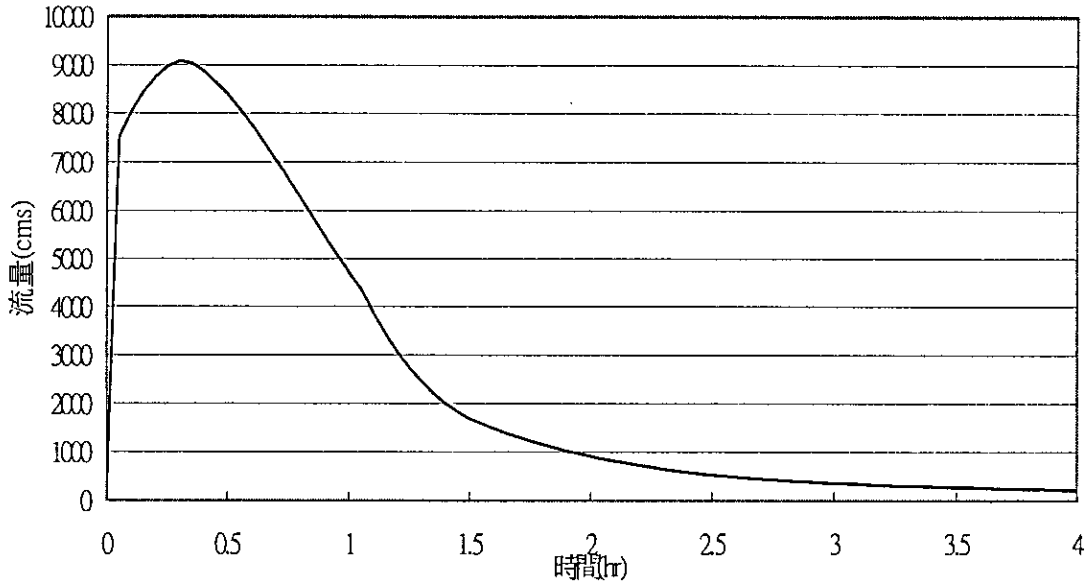
上游入流量 模擬年份	茱迪颱風	桃芝納莉 颱風	100 年重現 期距洪水
68 年	G		
89 年		H	I

註：案例編號 G 表示 BREACH 模式模擬民國 68 年茱迪颱風洪之情況；H 表模擬民國 90 年桃芝、納莉颱風洪之情況；I 表示上游 100 年重現期距之洪水入流情況。

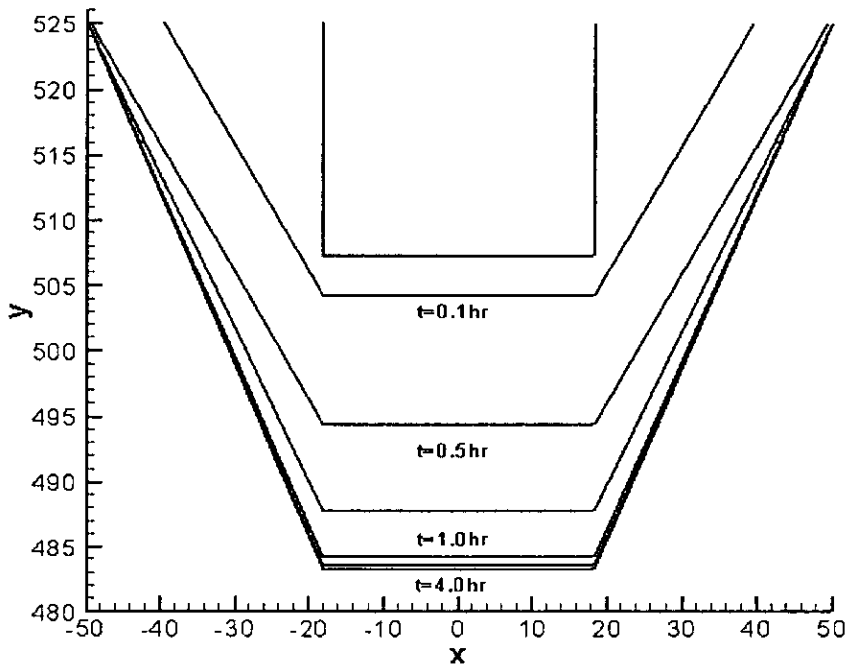


摘圖 1 FLDWAV 模式模擬 200 年重現期距之洪水，延時 0.5 小時之洪水位

68年模擬結果



摘圖 2 68 年潰壩流量歷線



摘圖 3. 68 年潰壩潰口變化

2. 潰壩波越堤之堤內淹水模擬：SOBEK 模式係利用 FLDWAV 及 BREACH 模式所得之潰壩洪水波之流量進行河道模擬，主要用於探討堤防潰決、河道洪水越堤、或堤內地區因排水不及造成之淹水災害。演算結果藉由 SOBEK 之 Netter 圖層呈現，得知淹水區域

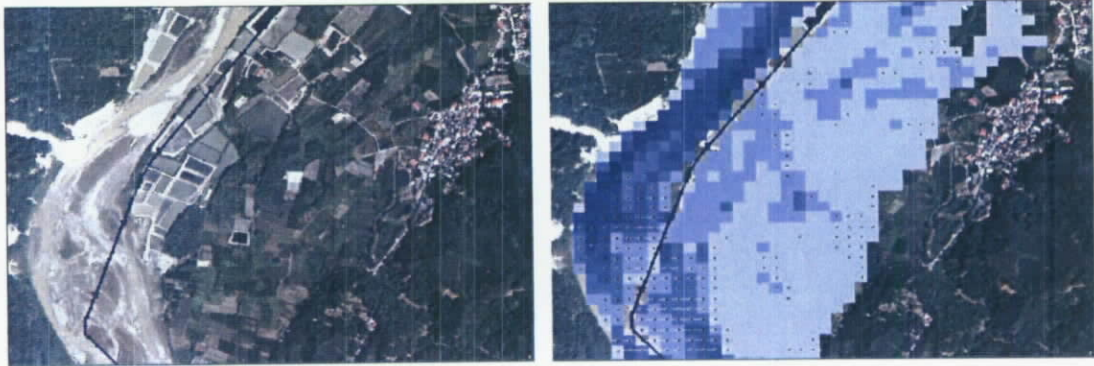
範圍及高程，推求得淹水深度，以供清水溪下游之淹水危險度及危害潛勢分析，其模擬案例如摘表 3 所示。模擬結果如摘圖 4 至摘圖 6 所示 FLDWAV 為 200 年重現期距延時 0.5 小時之潰壩洪峰流量下游堤內淹水情況。其它模擬方案之結果於內文中 3.2 小節，有詳細說明。

摘表 3 根據 FLDWAV 及 BREACH 模式之洪流歷線結果進行模擬

案例	延時 0.5(hr)	延時 1.0 (hr)	備註
100 年重現期距之洪流量	*	*	FLDWAV
200 年重現期距之洪流量	*	*	FLDWAV
晴天潰壩	*	*	FLDWAV
68 年潰壩洪流量	-	-	BREACH

註：FLDWAV 模式模擬者係壩高為 22 公尺之草嶺堰塞湖（*表示有模擬案例，-表無模擬案例）

3. 長期河道模擬：對河道長距離之洪水位或長期河床變遷之模擬，一般均採用一維模式，而對局部複雜流場之瞭解，才利用二維甚或三維模式。由於堰塞湖常形成於中、上游河道，其河床坡度較陡且床質粒徑大，往往形成超臨界流與亞臨界流共存之流況，在數值處理上頗為困難。就動床模式而言，絕大多數僅能適用於亞臨界流況，GSTARS 模式係準變量流 (quasi-steady) 模式，可模擬跌水及水躍等過程之水理及輸砂，因此本研究擬採用之，此外，GSTARS 模式可針對單場或連續數場颱風進行短期沖淤模擬，而此一成果可供堰塞湖壩體安定分析之依據，本計畫之模擬案例如摘表 4 所示，模擬結果如摘圖 7 所示，為根據 89 年量測之斷面底床，模擬未來十年於清水河流域之底床變化趨勢，其它模擬案例結果於 4.3.2 小節，有詳細之說明。



摘圖 4 桶頭橋至龍門大橋間河段漫淹情況



摘圖 5 龍門大橋下游河段（左岸越堤）



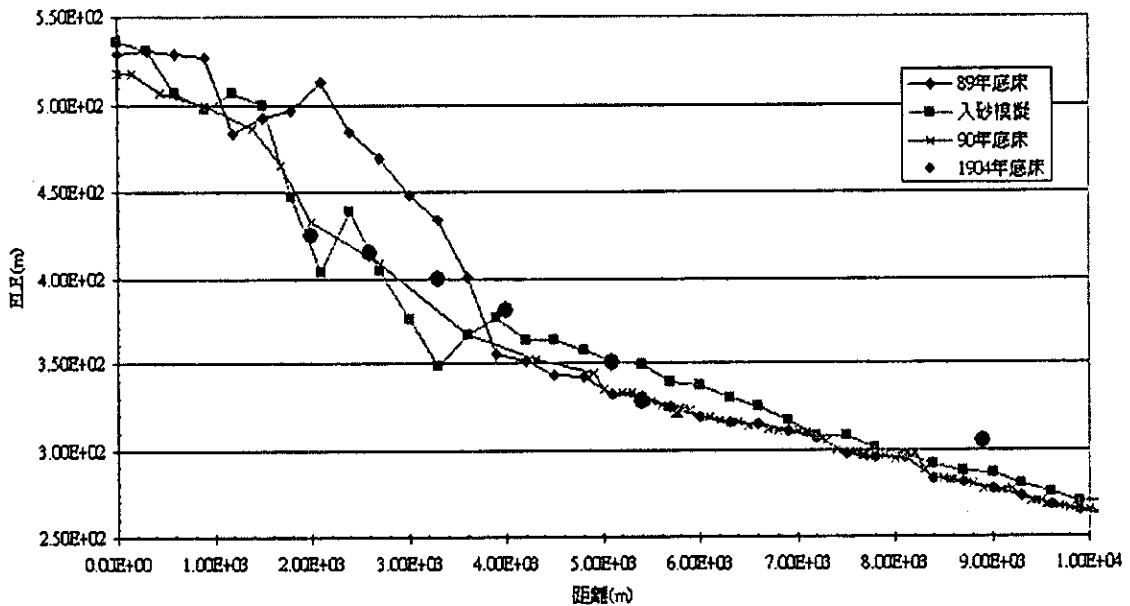
摘圖 6 泉州寮河段（右岸越堤）



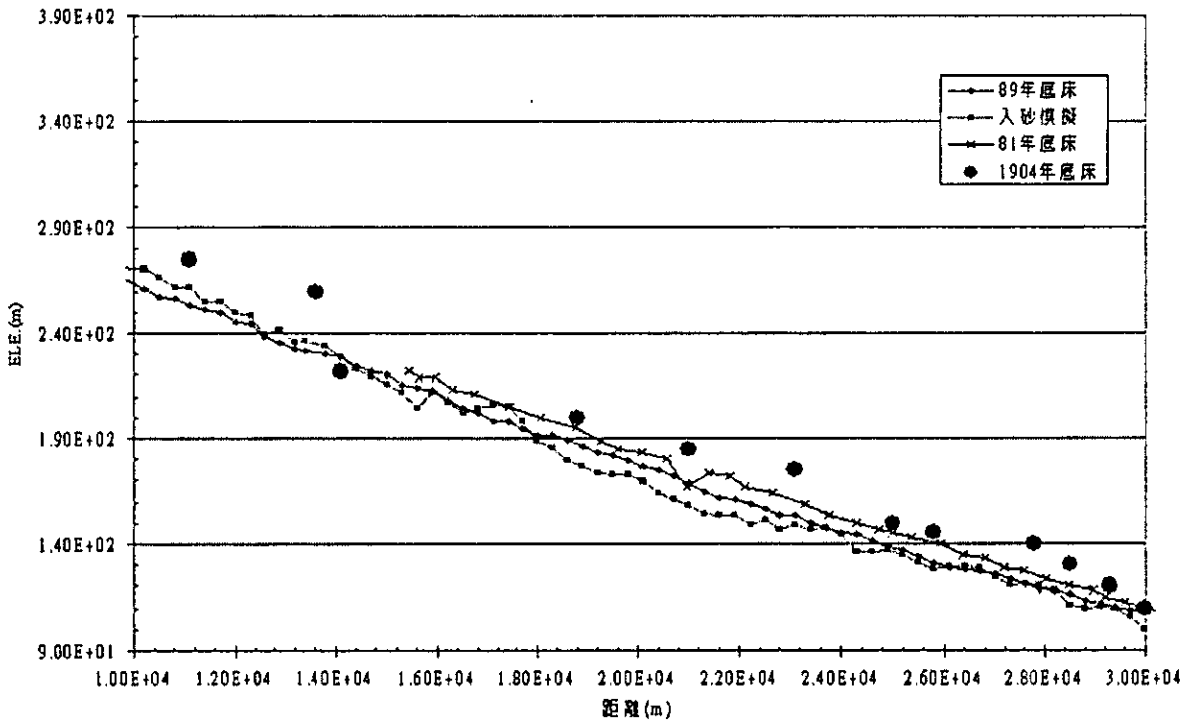
摘要 4 GSTARS 模式模擬案例

案例	清水冲刷	加入輸砂量	備註
桃芝、納莉颱風洪流量	*	-	選擇合適之輸砂公式，與90年底床高程之比較，並驗證之
100年重現期距之流量	*	*	
200年重現期距之流量	*	*	
81年底床斷面-長期模擬(1)	-	*	80至89年歷史颱風洪資料，結果與89年底床之比較
89年底床斷面-長期模擬(2)	*	*	80至89年歷史颱風洪資料，假設可重現，並進行預測模擬
68年潰壩洪流量	*	-	可供 STABLE 模式進行壩體穩定性分析

註：*表示有模擬案例，-表無模擬案例



摘要 7 89年底床模擬未來十年之底床變化情形



摘圖 7 (續) 89 年底床模擬十年後之變化情形

4. 河道局部沖淤模擬：目前較常用的二維動床模式，幾無一個模式能適用於超臨界流與亞臨界流共存之流況，因此本計畫擬進行交大二維動床模式之模擬分成兩個部分探討，一為定床模擬，一為動床模擬，模擬堰塞湖壩體上、下游附近局部流場變化及沖淤情形。

根據目前模式之測試成果，在天然壩潰壩模擬方面，對下游河道之危險及危害潛勢分析，建議可直接利用 BREACH 模式模擬潰口處之洪水出流歷線，然後利用 SOBEK 模式進行潰壩波之河道演算及溢堤後之堤內地區淹水模擬。目前水利署已建立全台 DTM 資料，因此，當堰塞湖（天然壩）形成後，可於短時間內取得 SOBEK 模式所分析之 DTM 資料進行分析，並根據 DTM



之資料經度 (如 40m*40m)，可以短時間內可初步進行堰塞湖下游之淹水危險及危害潛勢分析。

五、上游來砂對堰塞湖存在年限影響

根據 89 年「草嶺崩坍之處理對策評估」報告指出，依據布倫因 (Brune) 砂曲線估算堰塞湖淤滿約需 24 年，如摘表 5 所示。根據地震前後於桶頭橋測站所得之懸浮載資料迴歸公式比較，地震後之懸浮載約高於地震前 6.7 倍。因此，堰塞湖之淤積年限之推估，如摘表 6 所示，為假設蓄水為維持在 540 公尺，且每年總輸砂量 1,480 萬立方公尺所得之結果，則草嶺堰塞湖約 3 年淤滿。

摘表 5 草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位：百萬立方公尺)

年期	蓄水容量 (C)	年逕流量 (I)	C/I	因砂率	年懸浮質輸砂量	年推移質輸砂量	總淤積量	淤積後容量	淤積比率
1-10	45.402	378.69	0.12	0.9	1.765	0.441	20.302	25.10	45%
11-20	25.1	378.69	0.066	0.833	1.765	0.441	19.112	5.99	87%
21-25	5.989	378.69	0.016	0.543	1.765	0.441	5.597	0.39	99%

(資料來源：草嶺崩坍之處理對策評估)

摘表 6 草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位：百萬立方公尺)

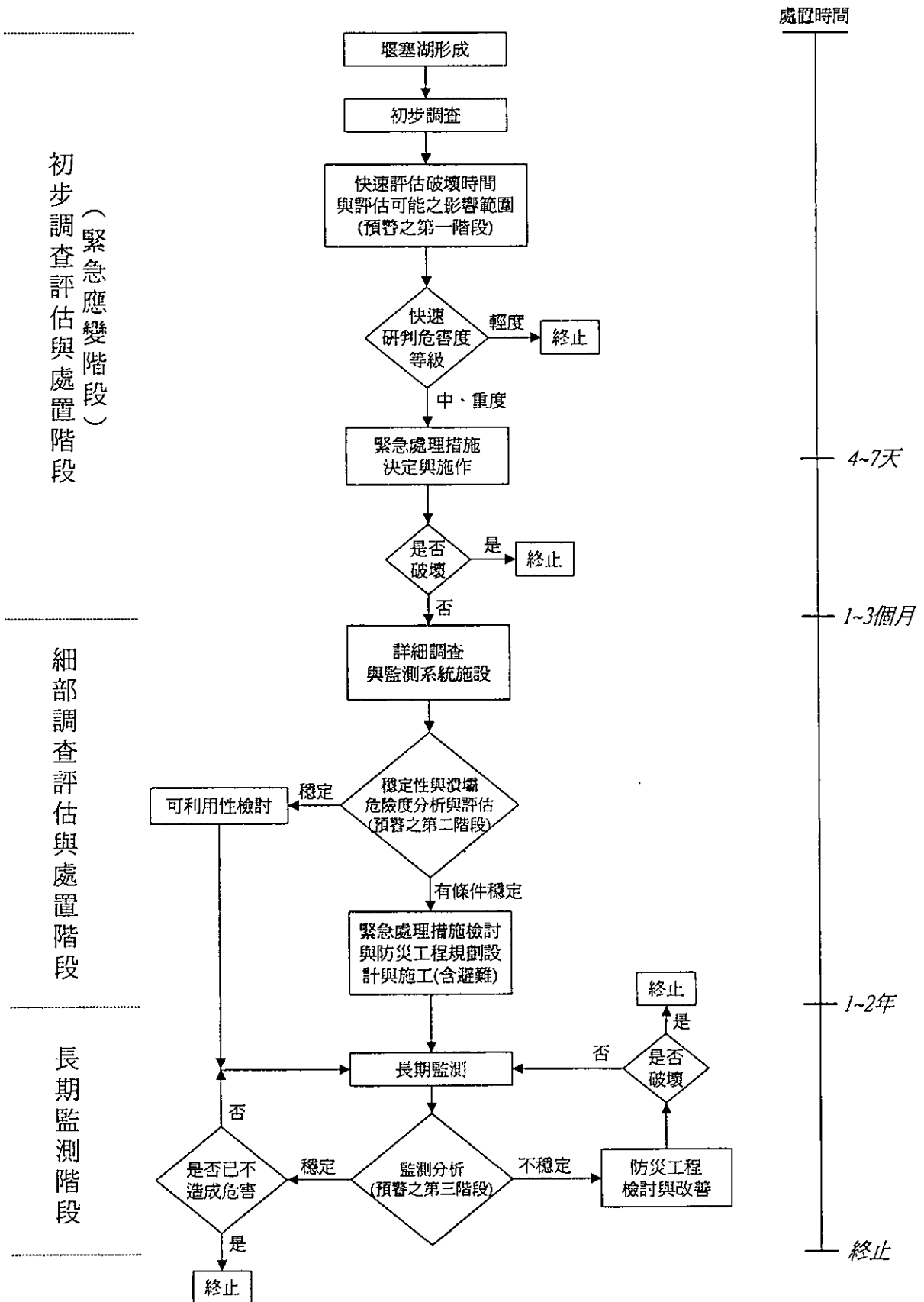
年期 (年)	蓄水容量 (C)	年逕流量 (I)	C/I	因砂率	年懸浮質輸砂量	年推移質輸砂量	總淤積量	淤積後容量	淤積比率
1	45.4	378.69	0.12	0.9	11.83	2.95	13.3	32.1	29%
2	32.1	378.69	0.08	0.9	11.83	2.95	13.3	18.8	59%
3	18.8	378.69	0.05	0.9	11.83	2.95	13.3	5.5	88%



根據 90 年草嶺堰塞湖測量成果，溢流口高程刷降至約 523 公尺，庫底平均高程約為 519 公尺，在 921 後二年期間內，堰塞湖淤積約 1960 萬立方公尺即每年淤積 980 萬立方公尺，此一實測淤積量較摘表 6 之推估值為小，除了壩址處年輸砂量推估可能有誤差外，主要原因為溢流口之高程刷降約 17 公尺，因蓄水庫容大減，因砂率隨之減少，但該表並未反應此一事實。總而言之，對於堰塞湖形成後之推估，經過颱風所帶來之洪水推估上游來砂量，需考慮到上游集水區是否有大量崩塌情況，並配合含砂量測量，以期有較客觀之推估。

六、堰塞湖形成後作業流程

本計畫第一年研究已整理初步之堰塞湖形成後作業流程與評估事項，而在本年度工作除持續進行該流程之校核與改繪外，亦配合時間因素檢討其處理程序，並同時加強評估事項之說明與具體作為。堰塞湖形成後建議之作業流程如摘圖 8，完整說明見本報告附錄 D。



摘圖 8 堰塞湖形成後建議作業順序流程圖



Abstract

This project aims to develop an analytical approach for study the stability of landslide dams, and propose the disaster mitigation strategies for the dams. The impact of a landslide dam failure on the downstream of a river will also be evaluated. This study will be finished in three years. This report summarizes the research results of the second year's study. The major results include disaster assessment, development of numerical models for dam failure analysis and hydraulic analysis, interaction analysis between landslide dam and river pattern, and establishment of user manuals for numerical models.

STABILITY AND DAM-BREAK PROCESS ANALYSES

Numerical analyses were used to assess stability of landslide dam and dam break process, which were performed by PCSTABL and FLAC computer programs. The stability of a given landslide dam was checked by PCSTABL program firstly. Then, we used FLAC program to gain the total stress and pore water pressure distribution in the landslide dam, and the effective stress in the dam could be calculated. The zones of approximate zero effective stress of landslide dam were assumed to carry away by overtopping water. Then, a new dam shape was obtained. The new shape of the dam would be adopted as the initial shape of next calculation. Repeatedly, the overtopping failure process of landslide dam could thus be performed. The Tsaoling landslide dam in 1979 was used to perform the ideas mentioned above in this research.

DAMAGE EVALUATION STUDY AND HYDRAULIC AND SEDIMENT TRANSPORT SIMULATIONS

The dangerous degree and potential damage resulted from the collapse of natural dam is based on the size, shape, and geologic composition of the natural dam, and the hydrologic data. Two major actions should be considered. One is



to evaluate the downstream security problem due to dam-break flood wave, and the other is to evaluate the long-term safety problem of the dam site and the bed evolution of downstream channel.

From the viewpoint of hydraulic modeling, fixed-bed numerical model is usually adopted for the simulation of flood wave or dam-break wave. If the river bed evolution is required, then the mobile-bed model should be used. For hydraulic and sediment transport modeling for the barrier lake located in the upstream reach of a river, there are several difficulties need to be overcome: (1) the existence of the mixed flow regime of supercritical and subcritical flows due to the steep channel slope; (2) the applicability of the existing sediment transport formula for large bed materials; and (3) the initiation mechanism of the bed material under the complicated hydraulic and large size gradation conditions. In this study the numerical simulations are divided into two parts: the fixed-bed flood and inundation simulations due to the collapse of the natural dam, and downstream mobile-bed simulation to evaluate the short-term and long-term variations of the channel bed.

SHORT-TERM DAM-BREAK FLOW SIMULATION

FLDWAV model is one of the most popular models in the world. The model can simulate the propagation of the dynamic wave in complex channel network by assuming the size, shape, and duration of the natural dam. BREACH model, on the other hand, tries to simulate the local evolution of the breach based on modified bed-load transport formula. In FLDWAV simulations, several cases are considered with different combinations of dam-break durations and upstream inflows of the Tsaoling barrier lake formed during 921 earthquake in 1999. Note that FLDWAV simulation fails for the cases with short-duration of dam collapse. In BREACH simulations, dam breach processes are simulated on the basis of Tsaoling barrier lakes formed in 1979 and 1999,



respectively, and different upstream inflow conditions.

Dam-break flood wave usually results in high water stage along the downstream channel, which may exceed the height of the levees. In this study, SOBEK model is used to simulate water stage in the channel as well as the inundation depth and area in the protected area of the dikes. Inflow in the upstream boundary of SOBEK model is supplied by the simulated outflow from the breach of the natural dam by FLDWAV and BREACH models. Different breach durations and upstream inflow conditions are considered in FLDWAV model, and the simulated breach outflow of Tsao-lin dam formed in 1979 obtained by BREACH is considered.

LONG-TERM RIVER SIMULATION

For long-distance flood flow or long-term bed evolution simulations, one dimensional numerical models are usually adopted. On the other hand, two- or three-dimensional models are usually used for the investigation of the local flow phenomena. Most of the mobile-bed models are only suitable for subcritical flow conditions. GSTARS model is a quasi-steady model with the capability of dealing with flow and sediment transport computation for the cases of hydraulic-jump flow. Hence, GSTARS model is adopted in this study to simulate short-term and long-term bed variations after the formation of a natural dam. Downstream bed variations of Tsao-lin dam under the short-term upstream inflows (flood due to Toraji and Nari typhoons, 100-yr and 200-yr floods) and long-term upstream inflows (historical floods occurred in 1991-2000) are considered in the study.

LOCAL SCOUR AND DEPOSITION SIMULATION

The bed evolution of the breach and the adjacent channel of it is at least 2-D phenomena, and hence the use of 2-D mobile-bed model is required. However, no existing commercial code can deal with the cases with steep



channel slopes. The 2-D finite-analytic mobile-bed model developed by NCTU now is under revising and testing.

According to the simulation results and experience obtained in this study, the strategy of choosing proper numerical hydraulic models can be proposed. For the dam-break process, BREACH model is suitable for the simulation of the breach development and the outflow at the breach. SOBEK model can be used to simulate the propagation of the dam-break wave and the possible inundation damage in the protected area. The simulation by SOBEK model can be executed in a quick way because the DTM data of Taiwan area is available now. For long-term bed evolution simulation, GSTARS model is suitable because of its numerical simplicity and applicability for the mixed flow regimes usually occurred in the upstream reach.

IMPACT OF UPSTREAM SEDIMENT INFLOW ON THE LIFETIME OF BARRIER LAKE

The lifetime of a barrier lake has two meanings: the duration time of the existence of the natural dam, and the time of filling up with sediment in the lake. The latter may be important for the possible water resources utilization of the lake. The function of the lake depends on the initial storage of the lake and the incoming sediment rate. Massive landslide often occurs after the earthquake and this will cause large amount of sediment transport rate in the channel. According to the measured suspended sediment data at Tong-tou station, suspended sediment rate significantly increases by 6.7 times of the original one after 921 Earthquake. Hence, the lifetime of Tsao-lin lake due to deposition is estimated only three years. In summary, to evaluate the lifetime of the barrier lake, landslide survey in the upstream basin and measurement of suspended load in the river provide the necessary information for the analysis.

FLOWCHARTS ESTABLISHMENT



Finally, we bring up some flow charts and suggest useful methods and measurements of investigation ,construction, and maintenance when landslide dam occurs according to internal and external experiences.



結論與建議

一、結論

(一)災害評估研究與模型庫系統建立

1. 本研究試圖以大地工程之觀點來模擬天然壩體最常見的溢流潰決機制；經過多階段的沖刷過程可合理地用來模擬民國 68 年草嶺潭堰塞湖分段式潰決之機制，因此，使用 FLAC 軟體來分析模擬，不論是應用在本研究上或程式撰寫與使用上都是非常地方便與靈活。
2. BREACH 模式為一物理機制為背景的模式，因此許多參數必須經過檢定，而其中以壩體形狀之假設最為敏感。因此如何正確地假設壩體將會很直接地影響到模擬之結果。
3. 根據 FLDWAV 模式於模擬 921 地震後之草嶺堰塞湖壩體高度 70 公尺、潰壩時間 0.5 小時之情況下，在河川坡度變化較激烈的地方會產生數值無法收斂之情況，因此在假設潰壩時間時應該考慮模式本身之限制來做合理之假設。
4. 堰塞湖下游淹水潛勢分析係根據 BREACH 或 FLDWAV 模式不同案例之潰壩分析所得之潰壩流量，帶入 SOBEK 模式之 1D2D 河道之上游邊界條件進行演算，模擬結果經由數值高程、正射影像資料或流域土地利用狀況套疊，展示其淹水區域範圍，繼而進行淹水潛勢分析。



5. 根據 SOBEK 模式所得之淹水災害危險度分析，係根據變量流計算所得之結果，於全流域之展示為動化過程，因此，於報告中所展示出為某一時刻之洪水淹水範圍。
6. 利用 SOBEK 模式所得之結果於危害潛勢分析上，建議配合現有土地利用及經濟活動之價值，此一方面之研究需要更多之人力與現地勘查並配合地理資訊系統建立完整之資料，方能進行估算出其危害潛勢分析。

(二)堰塞湖與河川型態相互影響關係

1. 堰塞湖下游河道變遷分為短期和長期分析，利用 GSTARS2.1 模式進行模擬，上游入流量是由實測資料推估，而其相對水位及上游入砂量並沒有實測資料，只能依假設推得，另下游邊界之水位由曼寧公式推估之，已推求河床之短、長期變遷。
2. 根據 GSTARS2.1 模式之擬似定量流計算預測未來河床變遷，因潰壩時流量產生劇變發生時間短，應以變量流模式模擬，故所得結果在壩區部份不盡理想。在壩區以下河床沖淤變化，經檢定結果相當接近實測情況，可作為預測河道變遷之參考。
3. 交大二維模式現階段已完成定床水理定量流及變量流之測試工作，目前持續為進行河道動床測試與驗證中。
4. 堰塞湖形成後，其壽命（淤滿所需時間）之長短除於初始庫容有關外，其上游來砂量亦為關鍵所在，如其上游集水區因地震而產生大量之崩塌或土石鬆動，則來砂量將大為增加，其數量與集水區之地



文、水文條件有關，須賴充分之基本資料及分析模式，方有較客觀之推估，而本計畫在草嶺堰塞湖部分已獲得一些經驗。另天然壩潰決過程是否會產生土石流，與壩體下游面坡度有關，如達發生土石流之條件，則須進行土石流演算。

(三)其他成果

1. 本計畫第一年工作中已整理初步之堰塞湖形成後作業流程與評估事項，而在本年度工作除持續進行該流程之校核與改繪外，亦配合時間因素檢討其處理程序，並同時加強評估事項之說明與具體作為。相關成果足供第三年研究參考。
2. 對於本年度計畫相關分析之模式與程式，其基本原理與分析流程、初步調查階段與詳細調查階段分析參數之選定以及使用注意事項等均涵括在模式庫使用手冊中，同時對於每個分析模式均以實際案例解說模式或程式內容，讓未來分析人員均能了解並做好分析與評估工作。

二、建議

1. 以本年度所發展之分析架構，可提供第三年度後續工作之基礎，亦即以民國 88 年 921 地震在草嶺、九份二山所形成之堰塞湖為例，以可能潰決之假設條件為依據，進行案例分析與模擬，並完成天然壩潰決危險度分析、危害度分析與危害度潛勢區。



2. 雖然 FLDWAV 模式可以模擬超臨界流及亞臨界流之混合流場，但發現若潰壩時間太極端而產生太大流量時，其於混合流場會產生無法收斂之情況，因此對於潰壩時間、斷面形狀，底床坡度等必須做一合適之假設及檢討，或改用其他模式。
3. 因各河川之適合參數並不相同，必須檢定依最符合實際情況之參數作為未來預測之依據，在 GSTARS 模式中之參數敏感度須作多次檢定，如輸砂公式、流管數、非平衡輸砂參數等。而上游入砂量對於結果影響相當大，其測站之實測資料，根據不同流域之水文資料進行校正、補遺及延伸等方法推估輸砂量，並進行測試。
4. 交大二維模式於草嶺天然壩區之模擬河段之斷面幾何形狀改變甚大，致使案例模擬時需採用較為密佈之格網進行演算，使得總體模擬時間增長，未來可就改善模式執行效率方向努力。
5. 根據目前成果，在天然壩潰壩模擬方面，可利用 BREACH 模式模擬潰口處之出流歷線，然後利用 SOBEK 模式進行潰壩波之河道演算及溢堤後之堤內地區淹水模擬。
6. 目前水利署已建立全台 DTM 資料，當堰塞湖（天然壩）形成後，可於短時間內取得 SOBEK 模式所分析之 DTM 資料進行分析，並根據 DTM 之資料精度（如 40m*40m），可以短時間內可初步進行堰塞湖下游之淹水危險及危害潛勢分析。



第一章 緒 論

1.1 前言

台灣地區降雨多集中於颱風季，且常以暴雨型態出現，由因地質脆弱，故經常發生因暴雨或地震引起之地滑、崩塌及土石流，其嚴重者會堵塞河道形成堰塞湖，其中以 1999 年九月二十一日集集地震所引發的草嶺及九份二山堰塞湖最具代表性。形成堰塞湖的土體，往往會引起上游迴水淹沒及可能潰決造成下游洪水氾濫等二次災害，因此評估堰塞湖天然壩安定性，研擬具體之防治對策及準則，並對其存廢問題作一深入探討，為重要之研究課題。

天然壩形成、潰決過程及所引發之土石流及挾砂洪水的運動過程複雜，涉及科學領域廣泛。目前台灣地區僅有少數介紹堰塞湖災害案例成果，理論分析和定量評估研究不足。本研究目的是以堰塞湖形成機制與類型出發，分析天然壩穩定性，並考慮破壞機制形成對主河下游之土石流洪水等二次災害之研究，堰塞湖處理可能引致災害防治對策的研擬，並制訂救災避難具體作業模式。

經濟部水利署水利規劃試驗所鑒於國內以往對於堰塞湖之成因、預測、及堰塞湖形成後之監測、預警及處理尚無有系統之研究，自九十一年至九十三年研擬委辦“堰塞湖引致災害防治對策之研究”計畫，其中第一年度計畫已依採購法經由公開評審，由國立交通大學防災工程研究中心(以下簡稱本中心)執行此研究案，而第二年度計畫亦經水利規劃試驗所認可，由本中心延續承辦此研究案。本期末報告書即針對第二年度計畫合約所列內



容提出，主要研究災害評估模式庫系統建立及探討堰塞湖與河川型態相互影響作用。

本報告書於第一章介紹本計畫委託工作內容與範圍，並說明計畫執行構想與流程。第二章介紹跟本年度研究內容相關之前人研究成果，同時介紹本年度驗證之案例。第三章與第四章詳列本年度工作範圍之研究成果；其中第三章說明天然壩潰決之數值模型與潰壩後災害危險度與危害潛勢分析，第四章說明堰塞湖與河川型態相互影響關係，包括天然壩壓迫主河道對河川型態之影響及河道變遷，以及檢討上游來砂對堰塞湖存在年限影響等。第五章針對第一年研究成果作一補充與說明，並提出本年度成果檢討與建議，接著說明第三年工作執行內容。附錄 A 整理期中報告時審查意見之研辦情形；附錄 B 列出第一年計畫研究成果之摘要；附錄 C 為模式庫使用手冊，其係針對本年度研究所需之程式與模式說明基本原理、分析流程，並舉一實例說明；附錄 D 整理堰塞湖形成後之作業流程與評估事項；最後附錄 E 列出本計畫研究小組成員。

1.2 委託工作內容與範圍

1.2.1 第一年工作項目及內容

- (一) 國內外文獻之蒐集
- (二) 堰塞湖之類型及形成原因分析
 - (1) 堰塞湖形成原因探討及天然壩分類。
 - (2) 堰塞湖形成預測及預警設施研討。
- (三) 現有堰塞湖現況成因探討及既有處理方式探討及建議



針對現有堰塞湖調查資料及監測系統資料分析，並對堰塞湖工程處理方式進行探討及建議。

(四) 堰塞湖處理地理資訊系統規劃

(1) 地理資訊系統軟硬體需求規劃。

(2) 基本資訊系統規劃。

- 水文資料蒐集分析及建置。
- 地形資料蒐集分析及建置。
- 地質資料蒐集分析及建置。
- 衛星航空照片圖資料蒐集分析及建置。
- 交通系統資料蒐集分析及建置。
- 社經資料蒐集分析及建置。
- 水利設施資料蒐集分析及建置。
- 安全監測資料蒐集分析及建置。

(五) 第一年研究成果報告

1.2.2 第二年預計工作項目及內容

(一) 災害評估研究及模型庫系統建立

(1) 建構天然壩潰決之數值模型。

本數值模式應考慮天然壩穩定分析、管湧、滲流、地下水流及溢流溯源沖刷等。

(2) 災害危險度及危害潛勢分析方法建立。

(3) 天然壩潰決數值模型，危險、危害度分析方法測試。

(二) 堰塞湖與河川型態相互影響關係

(1) 探討天然壩壓迫主河道對河川型態之改變及河道變



遷。

(2)分析上游來砂對堰塞湖存在年限之影響。

(三) 模式庫使用手冊編撰

(四) 第二年研究成果報告

1.2.3 第三年預計工作項目及內容

(一) 以第二年度所發展天然壩潰決模式進行案例分析

以草嶺潭、九份二山堰塞湖為案例，以可能潰決之假設條件為依據進行案例分析，完成天然壩潰決分析及危險、危害度區等級劃分。

(二) 處理及防治對策研擬

以前項分析案例為例，研擬處理及防治對策方案，並依據安全性、經濟性、技術性、環境生態、政治性及其他等項目來進行方案比較。

(三) 編制救災計畫（以草嶺新潭及九份二山為案例）

救災計畫應朝救災分區的劃分、救災體制編訂、災害影響區基本資料（如水文、地質、社經環境、交通系統等等）調查分析、災前應急準備規劃、避災疏散規劃（如避災疏散組織體系架構及任務、避災疏散道路規劃、避災場地、災後搶救規劃）及防災知識宣導、教育。

(四) 案例庫建置及技術轉移

(1)地理資訊系統整合介面開發

將第二年所發展的天然壩潰決數值模式整合於地理資訊系



統，以利於使用者應用。

(2)以九份二山堰塞湖及草嶺新潭為案例建置。

(3)技術轉移及教育訓練。

(4)系統使用手冊編撰。

(五)舉辦研討會。

(六)第三年研究成果報告及總報告。

1.3 工作目標

本計畫為三年之延續性計畫，第一年研究堰塞湖之基本特性：現有堰塞湖現況成因探討、調查及監測資料分析：基本資料資料庫建構。第二年則研究災害評估模式庫系統建立及探討堰塞湖與河川型態相互影響作用。第三年則以第二年所開發的天然壩潰決模式進行案例分析，並對其處理及防治對策的研擬，並編制救災計畫。本中心擬定之整體計畫執行架構如圖 1.1 與圖 1.2 所示。

委託工作分期執行構想與研究流程

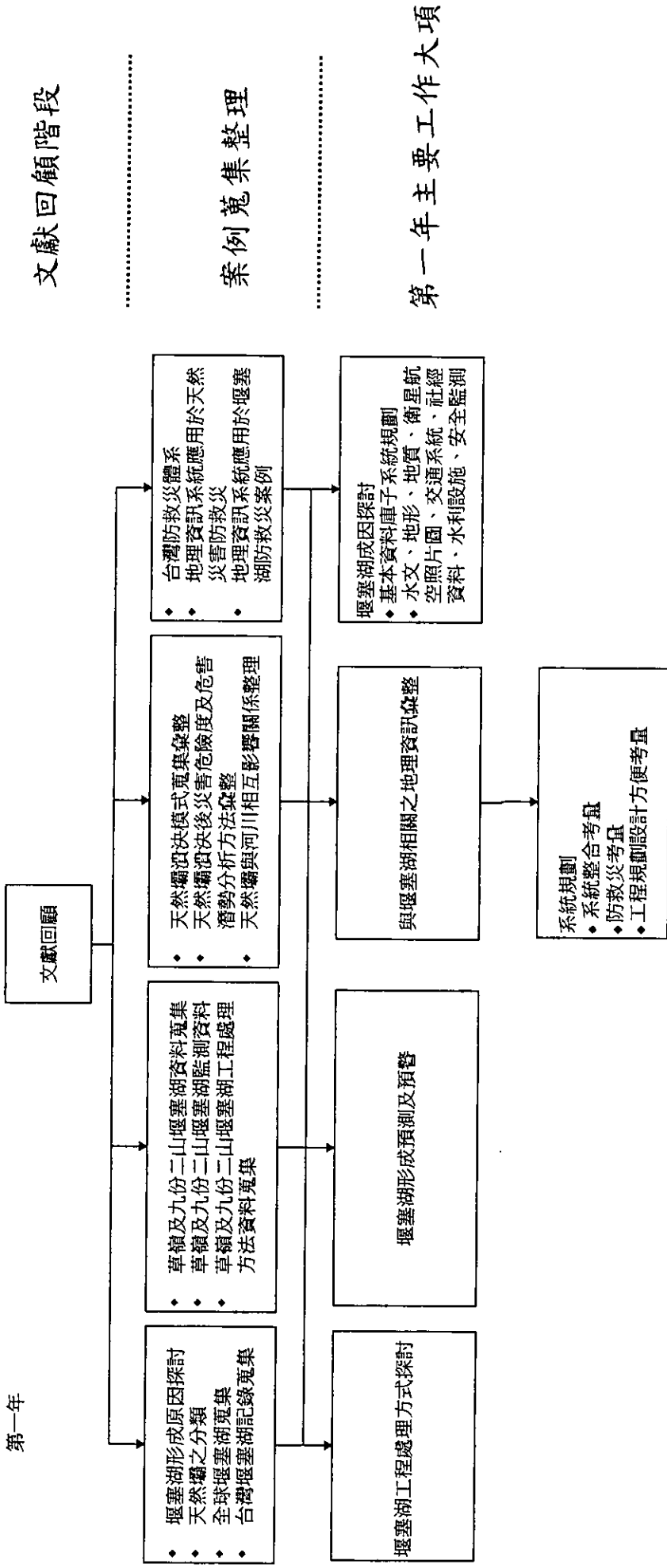


圖 1.1 本計畫整體工作執行構想圖(第一年)

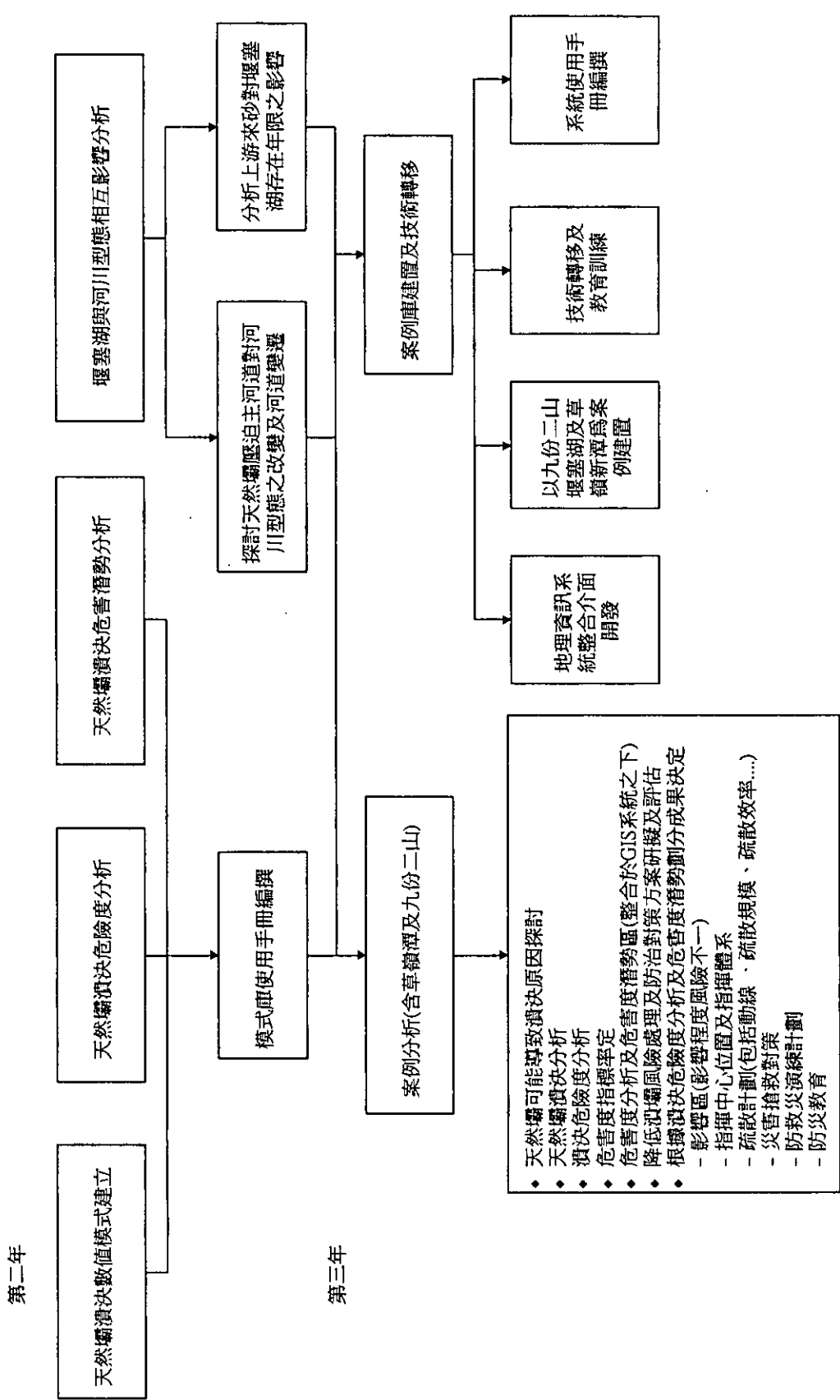


圖 1.2 本計畫整體工作執行構想圖(第二、三年)



1.4 第二年計畫執行流程

本年度工作之計畫執行流程如圖 1.3。工作重點為探討堰塞湖與河川型態相互影響作用及災害評估模式庫系統建立。本計畫首先探討堰塞湖與河川型態相互影響分析，並透過數值研選與分析上游來砂對堰塞湖存在年限之影響，分為兩條平行進行之工作軸線分別進行分析工作。其一為探討天然壩對河川型態之改變及河道變遷，主要考量堰塞湖攔砂對下游河道沖刷之影響與堰塞湖潰決對下游河道變遷之影響。另一為天然壩潰決數值模式建立後，分析潰壩波未越堤與越堤的狀況下其危險度與危害潛勢。其後進行模式庫使用手冊編撰之工作。

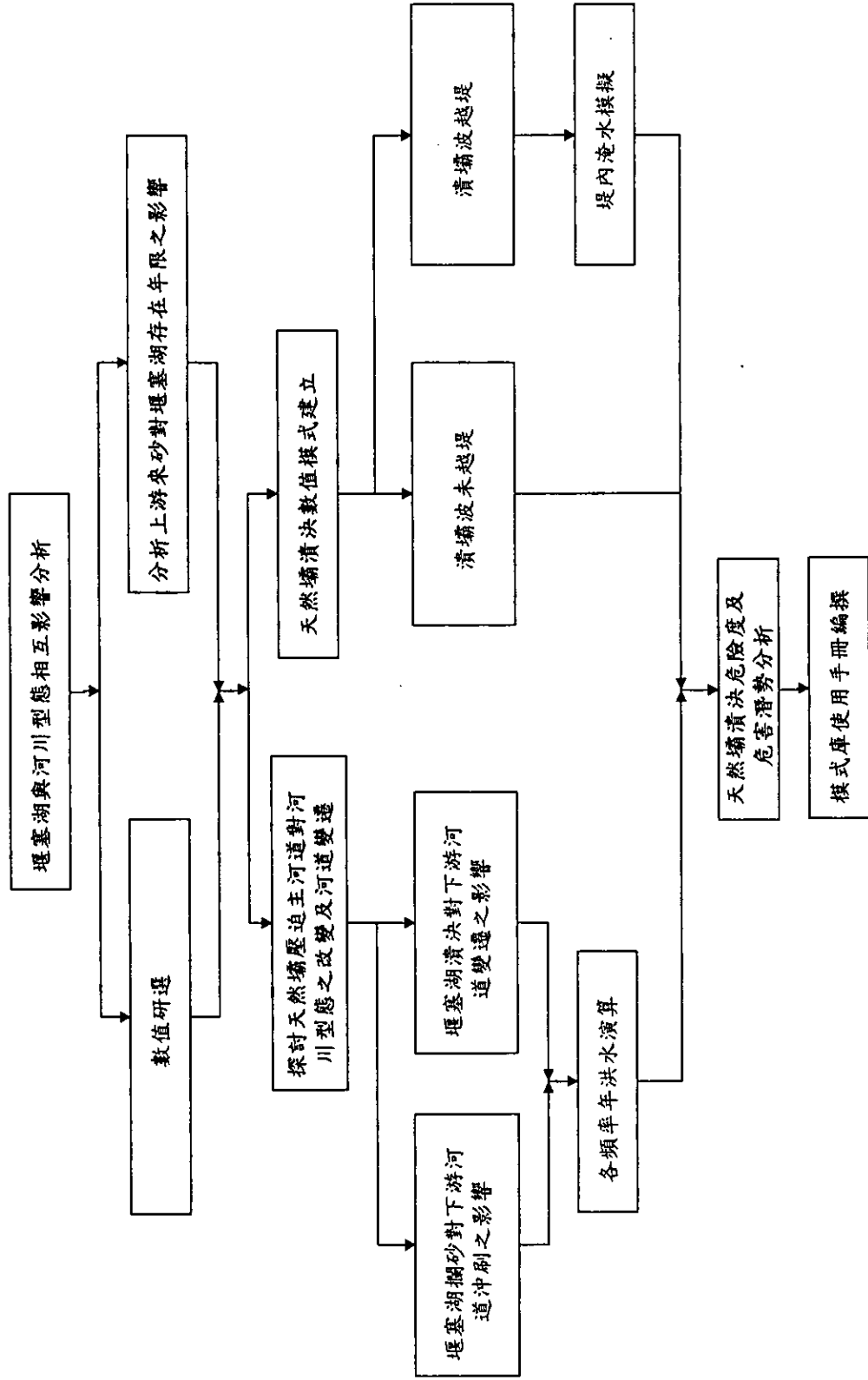


圖 1.3 第二年計畫執行流程圖



第二章 前人研究成果與第二年研究驗證案例簡介

本章針對本年度研究範圍中前人既有之研究成果進行整理並作簡介，同時對於本年度研究之驗證案例資料作一概略介紹。本章於 2.1 節中簡介天然壩潰決相關既有之研究成果，包括水文、水理、輸砂研究成果與天然壩穩定性分析與潰決模擬成果；2.2 節簡介災害危險度及危害潛勢分析既有研究成果；2.3 節簡介天然壩壓迫河道對河川型態改變及河道變遷既有研究成果；2.4 節簡介上游來砂對堰塞湖存在年限影響既有研究成果。2.5 節與 2.6 節則針對第二年研究驗證案例作一簡單介紹；其中 2.5 節說明 68 年草嶺潭堰塞湖相關資料，2.6 節則針對 88 年草嶺潭堰塞湖及桃芝、納莉風災對堰塞湖之影響作一摘要說明。

2.1 天然壩潰決既有研究成果簡介

2.1.1 水文、水理、輸砂既有研究成果簡介

茲將草嶺潭及九份二山天然壩潰決有關水文、水理與輸砂研究中近期之既有研究成果概略說明如下：

1. 經濟部水利處 (2000) 『草嶺崩塌之處理對策評估』，針對崩塌區溢流水道進行水理輸砂模式運算，其一維定床模式選用美國 BOSS 公司所發展之 HEC-RAS 模式，進行 2、5、10、20、50 及 100 年洪水頻率模擬；溢流水道沖淤模擬則採用 HEC-6 模式，進行不同輸砂公式之適用性，並採用 Ackers-White 輸砂公式計算成果作為沖淤趨勢之參考。在潰壩方面，採用美國氣象局之 FLDWAV 模式進行模擬，並設計晴天潰壩及 20 年重現期距洪水頻率兩種方案，潰壩延時分別為 2、4、6、10 小時進行模擬。



2. 國家地震工程研究中心 (2000) 『九二一集集大地震後續短期研究之山崩土石堰塞湖河川下游淹水潛勢分析及緊急應變措施規劃』，潰壩方面中採用美國氣象局之 DAMBRK 模式進行模擬，下游因潰壩導致淹水採用 FLO-2D 有限差分模式進行模擬演算，經由一維潰壩演算所得之土堤溢頂處，為二維模式之上游邊界條件。
3. 農委會水土保持局 (2001) 『九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫』，針對崩塌地下游區域分析潰壩災害影響範圍，其方法係利用有限體積法 (FVM) 做潰壩水流及其淹水區之模擬；此外，亦利用一維水理模式之 HEC-RAS 模式進行模擬演算。
4. 經濟部水利署 (2002) 『草嶺堰塞湖長期水資源規劃總報告』，針對草嶺堰塞湖溢流水道及下游河道進行數值模擬，該報告利用二維定床及動床模式進行模擬，於定床方面採用具有超臨界流功能之 HIVEL2D 模式，模擬河槽之局部變化，二維動床則採用交大土木系楊錦釗教授所發展之二維動床模式，水理部分僅能模擬亞臨界流，輸砂具有模擬非均勻沉澱及懸浮載及河床載分離演算之功能。於定床方面採用具有超臨界流功能之 HIVEL2D 模式及亞臨界流之 TABS-2 (RMA2) 模式，模擬河槽之局部變化。此外，亦使用 NETSTARS 進行模擬，並採用 Yang 氏公式推估沖淤趨勢。在潰壩方面中採用美國氣象局之 DAMBRK 模式進行模擬，並設計晴天潰壩及 1000 年重現期距洪水頻率兩種方案，潰壩延時分別為 1、2、4 小時進行模擬。於 『草嶺堰塞湖長期水資源規劃總報告』之 『草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析專題報告』中潰壩方面，採用 FLDWAV 模式進行模擬，並設計 100 年及 1000 年重現期距洪水頻率兩種方案，延時時間為 1、2、4 小時進行模擬，採用 32 個河道斷面。



5. 經濟部水利署 (2002) 『清水溪流域緊急應變計畫與防災對策專題報告』，採用美國 BOSS 公司所發展之 HEC-RAS 模式進行模擬。

2.1.2 天然壩穩定分析與潰決模擬既有研究成果簡介

1. 經濟部水利處 (2000) 『草嶺崩塌之處理對策評估』，針對 88 年草嶺潭堰塞湖崩塌土體堆積之河岸邊坡發生局部滑動的可能性作探討，利用 PCSTABL 對未浸水之邊坡進程式分析；其中材料之強度參數乃採假設方式，以摩擦角 20 度，凝聚力則採用 10kpa、30kpa 及 50kpa 以進行本坍方土體之穩定分析。由分析結果顯示，在常時及暴雨時，本坍方土體大致處於安定狀態，但在地震時，在較低凝聚力的狀況下，坍方土體之安全係數即小於規範中所規定的安全係數。
2. 國家地震工程研究中心 (2000) 『九二一集集大地震後續短期研究之草嶺大崩山之後續研究』，利用 PCSTABL 針對天然壩(倒交山)之穩定性進行分析，分析參數採用現場採樣土樣，以等重量替代法觀念於實驗室進行試驗，所得分析參數單位重為 15kN/m^3 ，凝聚力 7kN/m^2 ，摩擦角 31° ，滲透係數 10^{-4}cm/sec ，並利用滲流分析所得之地下水位進行邊坡穩定分析，分析結果安全係數 1.30，無大規模深層滑動狀況。
3. 農委會水土保持局 (2001) 『九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫』，以最主要的壩體剖面進行天然壩穩定性的分析，並將縱剖面線於轉折點處分割成三個剖面，分別利用 PCSTABL 程式進行邊坡穩定分析作業，並

以圓弧破壞面及修正 Janbu 法分析。分析時以崩塌前之地面作為破壞分析界限，水位面則以 89 年 5 月份(堰塞湖溢流)所觀測得之地下水位面為計算基準，分析使用強度參數凝聚力取 0，摩擦角 26.8° 。分析結果壩體尚屬穩定狀態，若地下水位面能有效降低，各剖面將更形安全。另外若設定內摩擦角為 22° ，邊坡排水能力不足，地下水位上升，則 FS 可能降低至 1.04，不夠安全的規範，應加以處理。

4. 農委會水土保持局 (2001)『九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫』，利用縮尺寸水工模型試驗方式，提出天然壩之潰決機制與壩型之相關性如下：
 - a. 當壩堆積高與堆積長比為 1:10 時屬矮長型天然壩，模型試驗之破壞特徵為：
 - ① 溢流於坡趾劇烈沖刷；
 - ② 溯源沖刷漸次往上游發展；
 - ③ 發展至坡頂後溢流引起層蝕；
 - ④ 天然壩潰決歷程與壩體縱剖面之形態變化單純。
 - b. 壩堆積高與堆積長比為 1:4 高長型天然壩，其模型試驗之破壞歷程與矮長型相似。
 - c. 壩堆積高與堆積長比為 1:2 屬高短型天然壩，其模型試驗之破壞特徵為：
 - ① 壩體下游坡趾滲流造成管湧；
 - ② 坡趾崩塌引發溯源沖刷漸次往上游發展；
 - ③ 發生整體滑動而潰決；
 - ④ 天然壩潰決歷程與壩體縱剖面形狀之改變劇烈。
5. 葉等人 (2003) 於草嶺天然壩現地採砂，並根據模型 1:200 之比率配比於室內試驗水槽模擬壩頂溢流試驗，其利用上游穩定之入流量 (0.005CMS) 進行壩頂溢流試驗，觀測壩頂溢流沖刷過程隨時間之變化，其結果如圖 2.1 所示，可供壩體潰決模擬分析之參考。

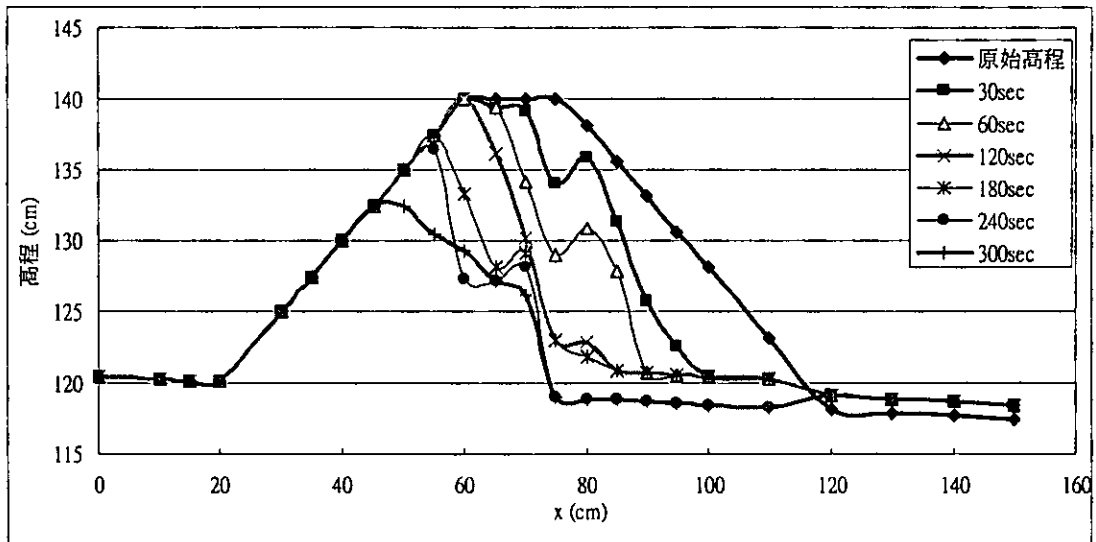


圖 2.1 溢頂沖刷引致壩頂高程隨時間之變化

2.2 災害危險度及危害潛勢分析既有研究成果簡介

1. 國家地震工程研究中心 (2000) 『九二一集集大地震後續短期研究之山崩土石堰塞湖河川下游淹水潛勢分析及緊急應變措施規劃』，僅作下游淹水潛勢分析 (淹水災害危險度)，針對草嶺及九份二山堰塞湖，於草嶺堰塞湖利用 120*120DTM 網格資料進行分析，配合一維潰壩分析結果，對下游淹水潛勢分析採用 20 年及 100 年之重現期距洪水，及潰壩延時為 2、6、10 小時進行模擬，其結果如圖 2.2 所示，為草嶺堰塞湖 200 年重現期距之洪水，延時 2 小時之淹水潛勢。於九份二山堰塞湖利用 40*40DTM 網格資料進行分析，配合一維潰壩分析結果，對下游淹水潛勢分析採用 2、10 及 20 年之重現期距洪水，及潰壩延時為 0.5、1 小時進行模擬，其結果如圖 2.3 所示，為九份二山堰塞湖 20 年重現期距之洪水，延時 0.5 小時之淹水潛勢。
2. 農委會水土保持局 (2001) 『九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫』，利用有限體積法 (FVM) 模擬九份二山下中興橋至萬榮橋間之淹水範圍。

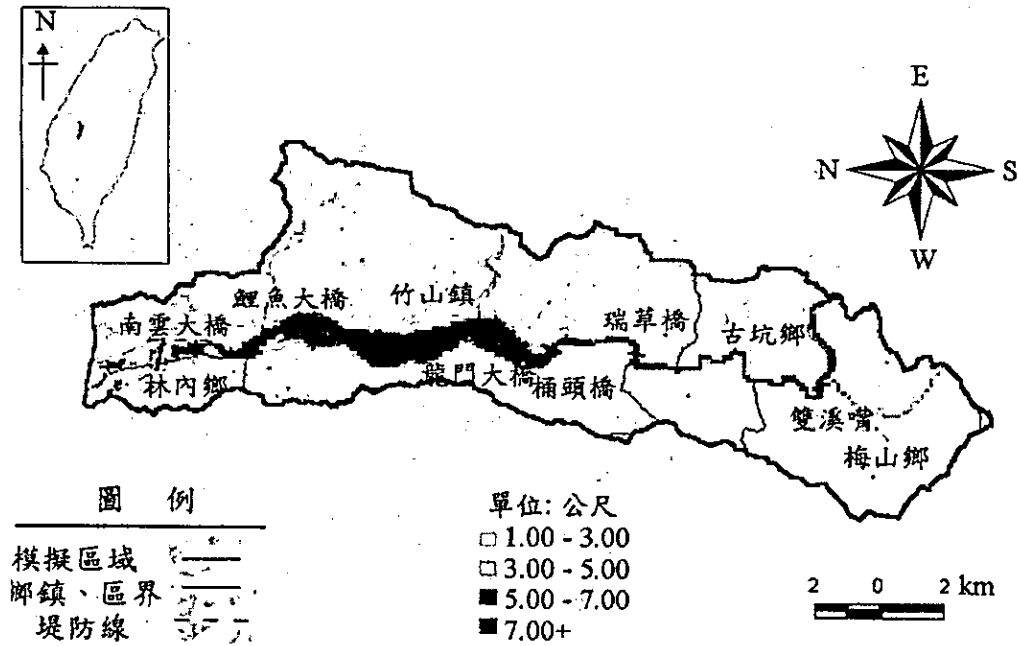


圖 2.2 草嶺堰塞湖 200 年重現期距之洪水，延時 2 小時之淹水潛勢

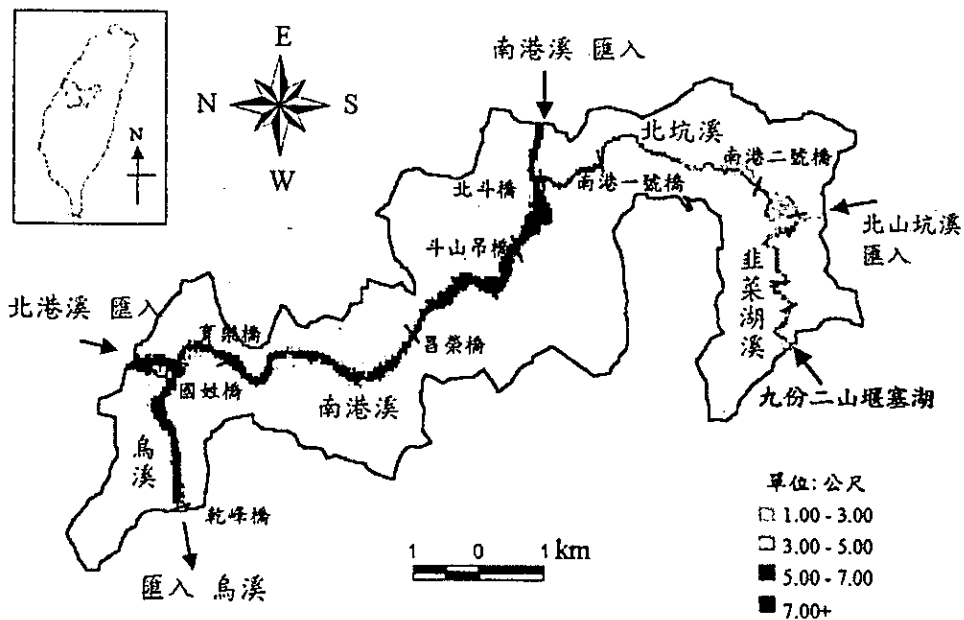


圖 2.3 九份二山堰塞湖 20 年重現期距之洪水，延時 0.5 小時之淹水潛勢。
 (資料來源：九二一集集大地震後續短期研究之山崩土石堰塞湖河川下游淹水潛勢分析及緊急應變措施規劃，2000)



2.3 天然壩壓迫河道對河川型態改變及河道變遷既有研究成果簡介

1. 農委會水土保持局 (2001) 『九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫』，針對崩塌地下游區域進行二維定床與動床水工模型試驗，其成果可供數模驗證之用。
2. 經濟部水利署 (2002) 『草嶺堰塞湖長期水資源規劃總報告』中，針對草嶺堰塞湖溢流水道及下游河道進行數值模擬，該報告利用一維 NETSTARS 進行清水溪河道模擬，在短時間之颱風模擬，採各頻率年洪水加以模擬；長時間模擬則利用近十年 (81-90 年) 歷史資料進行模擬，各渠段有不同沖淤趨勢，其長期河道之結論呈現下刷之趨勢。此該報告曾試圖以溢流道入口上游 500 公尺至生毛樹溪匯流處約 6 公里長之河段為研究範圍，擬進行二維動床模擬；此一河段地形變化劇烈，為亞臨界流與超臨界流共存支流況，現有之二維動床模式難以處理，因此改以二維定床模擬予以定性水理分析。此外，該報告另進行上述 6 公里長河段之不等比定床及動床模型試驗，探討在不同頻率洪水下之河道沖淤改變趨勢，其成果可供日後二維動床數模驗證之用。

2.4 上游來砂對堰塞湖存在年限影響既有研究成果簡介

草嶺堰塞湖形成之初，由於蓄水量可觀，從水資源利用角度，須分析其淤滿之年限，俾供相關規劃之需。根據『草嶺崩坍之處理對策評估』報告，桶頭站及草嶺堰塞湖壩址處之年輸砂量如表 2-1 所示，係採用地震前桶頭站之 67 年至 87 年之實測懸移質紀錄，該表中欄位 (1) 為桶頭水位站之年流量；欄位 (2) 為桶頭站透過懸移質率定曲線，求得歷年之懸移質，



欄位 (3) 為利用面積比求得之堰塞湖懸移質年輸砂重量，經除以 1.3 公噸 / 立方公尺之比重假設，求得欄位 (4) 之懸移質年輸砂量體積，再以推移質體積為懸移質體積之 25% 之假設，求得欄位 (5) 推移質體積，將欄位 (4) 與欄位 (5) 合計得欄位 (6) 之堰塞湖年輸砂量，最後將欄位 (6) 除以堰塞湖集水區面積得欄位 (7) 之集水區年沖蝕深度。結果顯示自民國 48 年至 87 年壩址之平均年輸砂量約為 221 萬立方公尺，集水區年沖蝕深度約為 13.6 公厘。

為評估 921 地震後，桶頭站及草嶺堰塞湖壩址輸砂量改變之情形，「草嶺堰塞湖資料補充調查及複核分析」專題報告以桶頭站自民國 44 年至 89 年之實測懸質紀錄估計桶頭站懸移質輸砂量與流量之關係曲線，如圖 2.4 所示，縱軸代表日懸移質輸砂量。首先將桶頭站由民國 44 年起至 88 年 921 地震發生後為止之資料描繪於圖 2.4，可得關係曲線（圖 2.4 下方直虛線）如下：

$$\text{Log}_{10}Q_{ss}=2.238 \text{ Log}_{10}Q - 0.613 \quad (2.1)$$

其中 Q_{ss} = 日懸移質輸砂量（公噸／日）；

Q = 流量（立方公尺／秒，CMS）。

然後將 921 地震後起至 89 年 12 月底為止之資料亦點繪於圖 2.4 上，比較後發現地震後之懸浮質輸砂量幾乎都高於地震前之關係曲線，可推論 921 地震在本流域所造成的新崩坍地會提高河川的輸砂量。地震後的資料另迴歸出一條關係曲線（圖 2.4 上方直虛線）如下：

$$\text{Log}_{10}Q_{ss}=2.238 \text{ Log}_{10}Q + 0.212 \quad (2.2)$$



經比較(2.1)與(2.2)式在相同流量所求出的日懸移質輸砂量，地震後的懸移質約為地震前的 6.7 倍，如假設此一比較值適用於全流域，則自 921 地震以來，堰塞湖壩址之年輸砂量將達 1,480 萬立方公尺。

堰塞湖形成之初，開闢之緊急溢洪口底部，標高 540 公尺，此一標高以下之蓄水體積約 4,500 萬立方公尺。經桃芝、納莉颱風後，民國 90 年 11 月測量之結果，溢流口高程約刷降為 523 公尺，而蓄水量僅剩 135 萬立方公尺。根據前後兩次測量成果，在二年期間內，堰塞湖淤積約 1,960 萬立方公尺，平均每年 980 萬立方公尺，如考慮大量之懸移質流經溢流口而未沉淤在湖區內，則壩址處之年輸砂量將較 980 萬立方公尺為多，此可由桶頭站懸移質較 921 地震前多出約 6.7 倍得於印證。因此，對於堰塞湖形成後，上游來砂量之推估，在考慮上游集水區亦有大量崩塌情況下，宜有較保守之估計。

921 地震除造成草嶺地區大規模崩坍外，清水溪上游(石鼓盤溪及阿里山溪)亦有多處新崩坍地產生。於清水河流域崩塌處，大多集中於石鼓盤溪流域，崩坍土方如堆積於河道中，則會被溪水逐漸帶往下游。阿里山溪流域內之崩塌地多為表層剝蝕，崩坍土方不多；石鼓盤溪流域內則多為大規模崩落，並且當地居民表示當雨量稍豐時，石鼓盤溪常會有泥流及土石流發生。故石鼓盤溪應為未來影響堰塞湖蓄水體積及清水溪下游河道變遷之主要流域之一。表 2-2 所示為蔡等人(2002)利用通用土壤流失公式計算地震前後之土壤沖蝕量，於清水河流域地震後之沖蝕量地震前沖蝕量之比值為 3.25。

在九份二山堰塞湖方面，根據民國 91 年「烏河流域聯合整體治理規劃期中報告」，921 地震後南港溪及眉溪上游野溪產砂量大增，每於颱風發生

於河道坡度轉折處或野溪匯入主河道處產生淤積情況，其中南港溪自觀音橋（眉溪匯流處）至國姓橋（北港溪匯流處）止，河道蜿蜒於叢山中，河床常見岩盤裸露，河道偶有側向侵蝕，惟對位居高處之聚落、公路較無影響，河段內之北坑溪九份二山崩積潭經積極治理，其土石量並未下移影響至烏溪本流。

九份二山堰塞湖上游潛在來砂量主要以崩塌地為主要來源，於韭菜湖溪上游存在少量崩塌地，其產生之土砂量將可能淤積於堰塞湖內。另一方面，根據九二一震災系列調查（一）「崩塌地調查與治理規劃」報告，根據地形圖、航照圖、現勘結果，及土石流流出量公式估算，於韭菜湖溪河段土石流災害之土砂量可達 45 萬立方公尺之產量，其中包括堰塞湖壩體所產生之土石流災害。

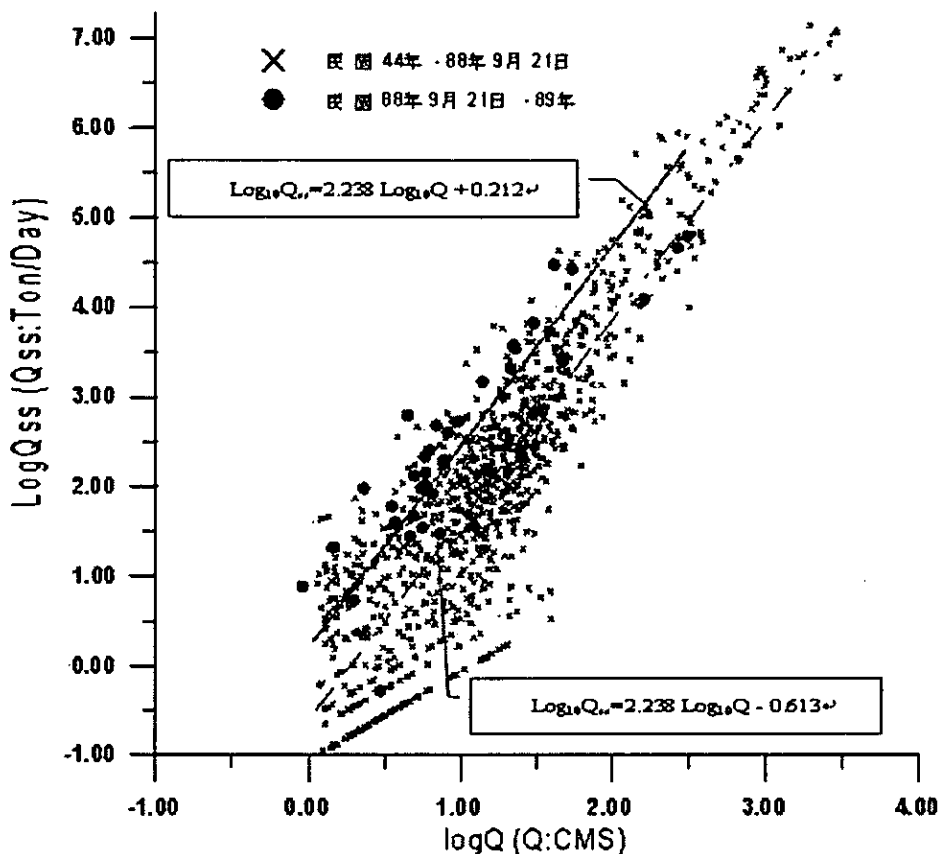


圖 2.4 桶頭水文站實測懸浮質與流量關係圖



表 2-1 草嶺堰塞湖年輸砂推估一覽表

	(1)	(2)	(3)		(4)	(5)	(6)	(7)
	桶頭 2 站流量	桶頭 2 站	堰塞湖懸移質年輸砂量		堰塞湖推移質	堰塞湖	集水區年沖蝕深度	
		懸移質輸砂量			年輸砂量	年輸砂量		
	cmsd	百萬噸/年	百萬噸/年	百萬立方公尺/年	百萬立方公尺/年	百萬立方公尺/年	公厘/年	
48	8,323	4.81	3	2.31	0.58	2.89	17.8	
49	7,416	5.53	3.46	2.66	0.66	3.32	20.5	
50	4,795	0.91	0.57	0.44	0.11	0.55	3.4	
51	6,708	3.96	2.47	1.9	0.48	2.38	14.7	
52	9,043	11.9	7.43	5.72	1.43	7.15	44.1	
53	4,049	0.19	0.12	0.09	0.02	0.12	0.7	
54	7,435	5.46	3.41	2.62	0.66	3.28	20.2	
55	8,519	3.8	2.37	1.82	0.46	2.28	14.1	
56	4,889	1.41	0.88	0.68	0.17	0.85	5.2	
57	6,416	0.76	0.48	0.37	0.09	0.46	2.8	
58	5,832	2.2	1.37	1.06	0.26	1.32	8.2	
59	4,933	2.44	1.52	1.17	0.29	1.46	9	
60	5,643	1.56	0.97	0.75	0.19	0.93	5.8	
61	11,566	6.67	4.17	3.21	0.8	4.01	24.8	
62	6,230	0.81	0.51	0.39	0.1	0.49	3	
63	7,750	1.6	1	0.77	0.19	0.96	5.9	
64	8,914	2.8	1.75	1.35	0.34	1.68	10.4	
65	10,156	10.17	6.35	4.89	1.22	6.11	37.7	
66	9,188	4.33	2.71	2.08	0.52	2.6	16.1	



67	9,361	3.88	2.43	1.87	0.47	2.33	14.4
68	10,728	25.36	15.84	12.19	3.05	15.23	94.1
69	4,244	7.08	4.42	3.4	0.85	4.25	26.3
70	7,160	2.3	1.44	1.11	0.28	1.38	8.5
71	5,646	0.84	0.53	0.4	0.1	0.51	3.1
72	7,769	1.42	0.89	0.68	0.17	0.85	5.3
73	5,888	0.58	0.36	0.28	0.07	0.35	2.2
74	7,617	2.26	1.41	1.09	0.27	1.36	8.4
75	6,157	2.41	1.51	1.16	0.29	1.45	8.9
76	6,118	1.56	0.97	0.75	0.19	0.93	5.8
77	5,316	3.94	2.46	1.89	0.47	2.37	14.6
78	6,790	4.46	2.72	2.09	0.52	2.62	16.2
79	9,552	4.45	2.78	2.14	0.53	2.67	16.5
80	3,206	0.27	0.17	0.13	0.03	0.16	1
81	8,909	2.8	1.75	1.35	0.34	1.68	10.4
82	4,103	0.22	0.14	0.1	0.03	0.13	0.8
83	7,085	2.05	1.28	0.98	0.25	1.23	7.6
84	4,695	0.41	0.25	0.2	0.05	0.24	1.5
85	6,093	6.47	4.04	3.11	0.78	3.89	24
86	7,327	0.89	0.56	0.43	0.11	0.54	3.3
87	8,691	2.09	1.3	1	0.25	1.25	7.7
平均	7,016	3.67	2.3	1.77	0.44	2.21	13.6

註 1：(2) 桶頭 2 站之懸移值輸砂量按集水面積比例估算而得。摘自「草嶺堰塞湖長期水資源規劃-草嶺潭堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析專題報告」。



表 2-2 濁水河流域地震後崩塌分布統計 (蔡等,2002)

集水區名稱	沖蝕量計算 (ton/yr)		
	地震前	地震後	震前/震後
濁水溪	124,104,000	270,109,000	2.18
陳有蘭溪	125,092,000	221,266,000	1.77
清水溪	165,705,000	537,990,000	3.25
東埔蚋溪	67,505,000	100,940,000	1.5



2.5 第二年研究驗證案例簡介-68 年草嶺堰塞湖

草嶺崩坍地位於濁水溪支流清水溪之上游，距清水溪與濁水溪匯流點約 27 至 30 公里處，根據此處之山崩歷史記載，分別於民國前 47 年、民國 30 年嘉義大地震、民國 68 年連日豪雨、以及 89 年 921 地震，均發生崩坍堵塞河道形成天然水潭。因此，以民國 68 年 8 月 14 日之崩山堆積河道形成堰塞湖（天然水潭）當時量測或觀測所得水文、地文資料作為模擬時之依據。

2.5.1 基本資料

根據民國 68 年『草嶺山崩記』記載，草嶺於民國 68 年 8 月 14 日上午 4 點左右產生第三次的崩山，右岸舊崩積土開始小規模之崩落，堆積在舊草嶺壩潰決遺跡上並堵塞河谷蓄水，至上午 6 點左右，右岸之崩積土再度大量崩落而完全堵塞河道形成一堰塞湖；連日豪雨所造成之天然壩高度約 90 公尺、頂部寬（橫跨河道長）約 110 公尺、頂長約 100 公尺，底部長約 1,000 公尺，堰塞湖長度約 3.4 公里，蓄水量約 4 千萬立方公尺，該水潭水位至 8 月 15 日起，因連續降雨而逐漸升高，於 8 月 23 日 5 點半左右水位即升至壩體頂部（標高約 525.75 公尺）開始溢流；8 月 24 日 11 點 20 分土體開始崩潰，至 25 日完全潰決，歷時約 12 個小時，因為堰塞湖的形成正處於雨季，因此僅維持十天的壽命。於災害方面，由於洪水沖擊，下游之桶頭橋、瑞草橋及若干道路均告沖毀。所幸有關單位於 8 月 15 日崩山後即全面警戒，日夜防範，疏遷居民，故未釀成巨災。



2.5.2 水文資料

(一) 降雨

民國 68 年 8 月 23 日中度颱風`萊迪`所引進之西南氣流影響發生豪雨，以阿里山雨量測站所測得之降雨量為 478.7mm 為最多(8 月 23 日至 24 日)如表 2-3 所示。於表 2-3 中可見天然壩之水潭形成後，上游每天均降雨，至 24 日豪雨集中 9 時至 12 時之間，上游進流量大增。

表 2-3 阿里山與草嶺雨量測站於 68 年 8 月 19-25 日之降雨量 (mm)

日期	19	20	21	22	23	24	25
阿里山	3.5	8.3	31.4	58.0	153.9	478.7	91
草嶺	3.0	5.0	8.0	45.0	104.5	232.8	51.5

資料來源：草嶺山崩記，68 年

(二) 水潭內水位變化及潰決過程

洪水位於 8 月 23 日凌晨 3 時溢過土壩之最低溢流點而開始溢流，但在水位還未從土石壩頂溢流時已有部份蓄水經由土石壩內滲漏流出，23 日溢洪缺口寬約 10 公尺、水深約 1 公尺、流速約 2 公尺/秒，溢流量約 30 立方公尺/秒，經實地勘查溢流洪水對土石壩並未產生太大的沖刷現象；然而，因中度颱風萊迪之影響(23 日在台北東北方約 300 公里之海面)，帶來大量的豪雨，上游洪水流入量陡增，使潭內水位急速上升，24 日上午 10 點 30 分之水位已超過警戒水位 3.59 公尺(警戒水位為 524.66 公尺)，土石壩已有潰決之虞，終於在 24 日 11 點 20 分因無法負荷大量極速上升的水壓及溢流所產生的衝擊，壩體逐漸崩潰。

在水位變化方面，水潭形成後，於 8 月 22 日水位達到當時警戒水位(524.66 公尺)，當日至 18 時水位以每小時 5 公分之上升速度蓄水於水潭，

於 8 月 24 日 7 時至 11 時，以每小時 30~50 公分水位上升速度蓄水（標高 528.36 公尺）。於 8 月 24 日 11 點 20 分開始潰決，其水位與蓄水量之變化情況，如表 2-4 所示。

表 2-4 民國 68 年草嶺水潭水位變化及推估蓄水量

時間	水位 (m)	蓄水量 $10^3 M^3$	備註
16 日 16:00	509.3		
17 日 18:00	513.65		
18 日 18:00	517.65	26,300	
19 日 18:00	522.45	30,900	
20 日 18:00	521.83	30,450	
21 日 17:00	523.14	31,850	
22 日 06:00	524.02	32,800	
22 日 12:00	524.29	33,110	
22 日 16:00	524.72	33,600	超過警戒水位
22 日 20:00	525.17	34,080	
22 日 24:00	525.52	34,500	
23 日 04:00	525.79	34,790	開始溢流
23 日 10:00	526.12	35,120	
23 日 16:00	526.29	35,320	
23 日 20:00	526.28	35,310	
23 日 24:00	526.21	35,200	
24 日 04:00	526.15	35,150	
24 日 06:00	526.21	35,200	
24 日 07:00	526.45	35,500	
24 日 08:00	526.95	36,100	
24 日 09:00	527.5	36,700	
24 日 10:00	527.87	37,100	
24 日 10:30	528.25	37,500	
24 日 11:00	528.36	37,700	11:20 潰決
24 日 11:30	524.77	33,680	
24 日 11:50	520.37	29,000	
24 日 14:30	498		
24 日 16:30	485		

資料來源：草嶺山崩記，68 年

茲整理表 2-4 資料繪製水位高程變化如圖 2.5。

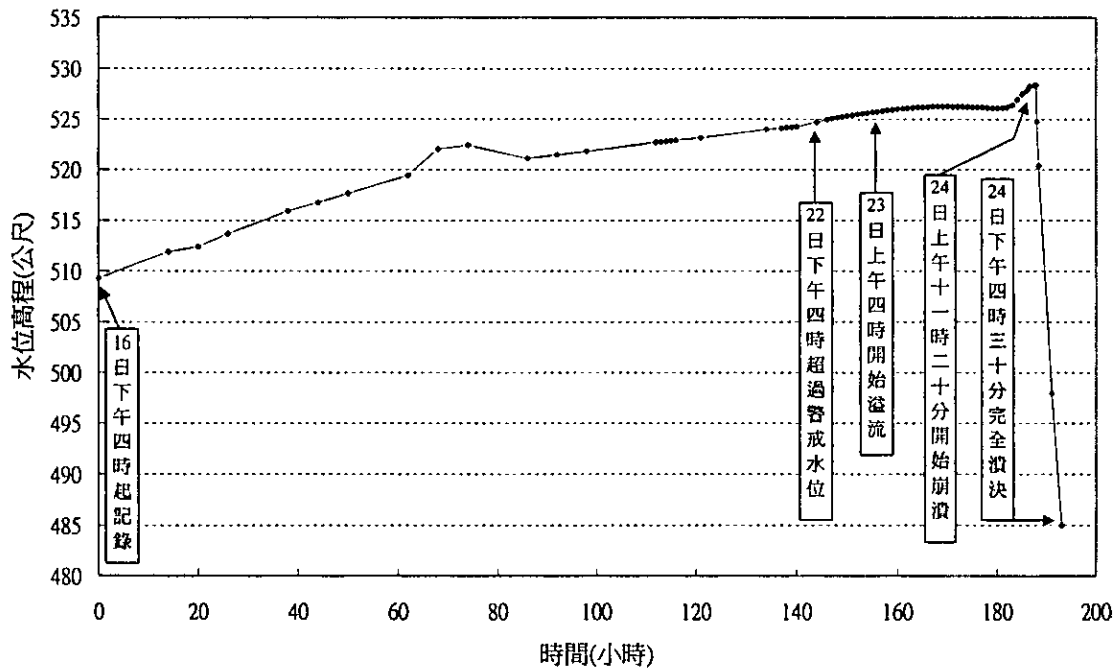


圖 2.5 民國 68 年草嶺水潭水位變化圖
(資料來源：草嶺山崩記, 1979)

於潰口之水位變化，根據水位觀測紀錄記載如下：

1. 8月24日10點30分，水位超過警戒水位3.59公尺（警戒水位為524.66公尺），相當於528.17公尺；
2. 11點根據草嶺警戒中心向第四工程處報告水位為528.38公尺
3. 11點25分劇降至525.67公尺，顯示天然壩體土壤水分已達飽和開始流失；
4. 11點50分再降13.2公尺；
5. 14點30分再降8.95公尺；
6. 14點30以後土石壩全面崩潰，河心變化分為兩股，停止觀測。

依據上述之潰決過程，茲依據天然壩區之縱剖面資料展示潰決過程中壩頂水位高程之改變，如圖 2.6 所示。

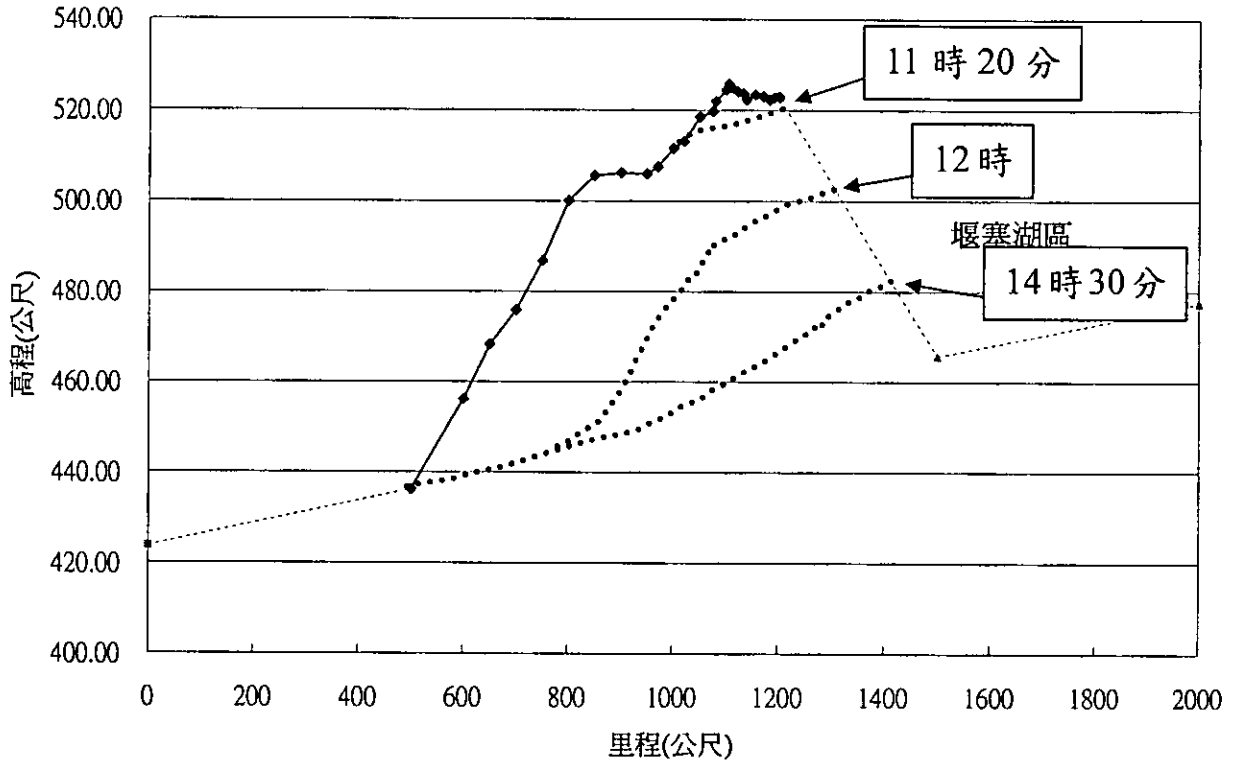


圖 2.6 民國 68 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩潰決過程壩頂高程變化示意圖
(沿溢流水路切縱剖面，虛線部分係為自行推測)

根據上述水位變化紀錄研判，此次天然壩崩潰情形，並非一次全面性崩潰，係分段潰決，無形中調節洪水量之流出，因而降低洪峰流量。

(三) 上下游邊界條件

依據『草嶺山崩記』對土壩潰決之流量歷線之假定條件為土壩全部潰決，延時 0.5 小時之極端事件分析，且採用瞬時單位歷線分析得其尖峰流量為 23,000CMS。其下游邊界條件採用水位歷線如圖 2.7 所示。

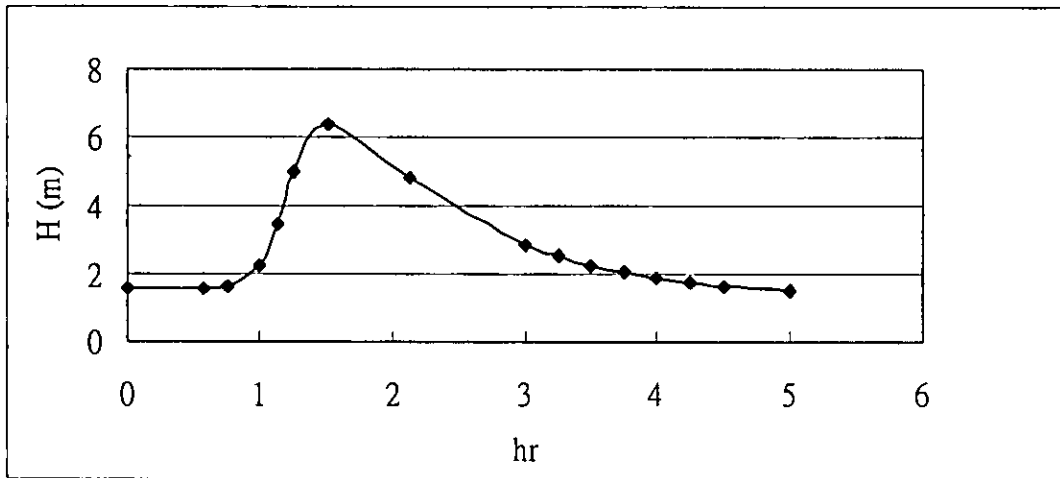


圖 2.7 民國 68 年清水溪與濁水溪匯流口之水位歷線
(資料來源：草嶺山崩記, 1979)

(四) 糙度係數

曼寧 n 值採 0.04。

(五) 河床質粒徑組成

清水溪河床質調查資料計有民國 67 年、80 年、89 年及 90 年四次，其中，民國 80 年共調查四座橋樑處之河床質，經與民國 67 年之資料比較，甚為接近，如表 2-5 及圖 2.8 所示，圖 2.8 為清水溪 80 年與 67 年之粒徑



D₅₀之比較，因此，可沿用民國 67 年之清水溪中下游河床質資料，如表 2-6，其平均粒徑約 86mm 至 180mm 之間，屬礫石河床。

民國 67 年之清水溪中下游河床質資料，如表 2-5，其平均粒徑約 86mm 至 180mm 之間，屬礫石河床。

表 2-5 清水溪 80 年與 67 年河床質代表粒徑之比較表

年別	断面號	Dm (mm)	代表粒徑 (mm)							
			D10	D20	D30	D40	D50	D65	D75	D90
80	2.1 (南雲大橋)	131.92	2.19	14.0	32.0	61.0	97.0	152.0	200.0	320.0
67	1	122.37	0.75	13.0	40.0	68.0	100.0	152.0	200.0	280.0
80	11.1 (鯉魚大橋)	107.16	0.98	12.0	27.0	48.0	79.0	119.0	160.0	255.0
67	11	106.34	1.09	7.3	29.0	56.0	83.0	130.0	169.0	254.0
80	24 (龍門大橋)	99.63	0.65	7.7	21.0	39.2	62.0	106.0	141.0	279.0
67	23	124.88	1.19	5.7	24.0	60.0	110.0	160.0	200.0	275.0
80	28.1 (桶頭橋)	148.69	1.19	37.0	71.0	111.0	140.0	198.0	245.0	360.0
67	28	168.94	2.38	23.0	62.0	109.0	140.0	200.0	250.0	400.0

資料來源：臺灣省水利局「濁水溪支流清水溪治理規劃報告」，86 年 1 月



表 2-6 清水溪各斷面河床質平均粒徑及代表粒徑成果表 (67 年)

斷面號	累距 (m)	Dm (mm)	代表粒徑 (mm)								4.76 mm 含量 (%)
			D10	D20	D30	D40	D50	D65	D75	D90	
01	0	122.4	0.75	13.00	40.00	68.0	100	152	200	280	15.5
03	1365	86.12	0.85	4.40	20.50	40.5	65	115	150	200	20.0
05	2311	95.06	1.19	8.90	28.00	50.0	76.2	122	158	220	17.5
07	3150	90.26	1.00	9.52	22.50	43.0	73	120	152	203	16.0
09	3984	109.3	0.85	9.52	31.00	62.0	90.	139.5	176	252	16.0
11	5052	106.3	1.09	7.30	29.00	56.0	83.	130.	169	254	18.0
13	6055	113.1	0.70	8.70	27.00	56.0	90	139.5	180	256	17.0
15	7100	88.98	1.50	11.00	24.50	42.0	63	110	140	220	16.0
17	8200	115.8	1.20	9.52	31.00	63.0	100	152	185	256	16.0
19	8950	145.9	0.80	12.00	44.00	91.00	132	195	235	310	16.0
21	9746	95.48	0.50	15.00	30.00	48.00	72	114	150	225	16.0
23	10736	124.9	1.19	5.70	24.00	60.00	110	160.	200	275	19.0
25	11580	130.6	0.90	9.00	30.00	70.00	118	180	210	290	17.0
27	12920	143.6	1.20	8.50	34.00	80.00	129	200	240	310	17.0
28	13710	168.9	2.38	23.00	62.00	105.0	140	200	250	400	12.0
29	14791	173.2	2.00	15.00	35.00	76.00	130	230	300	410	13.0

資料來源：臺灣省水利局「濁水溪支流清水溪治理規劃報告」

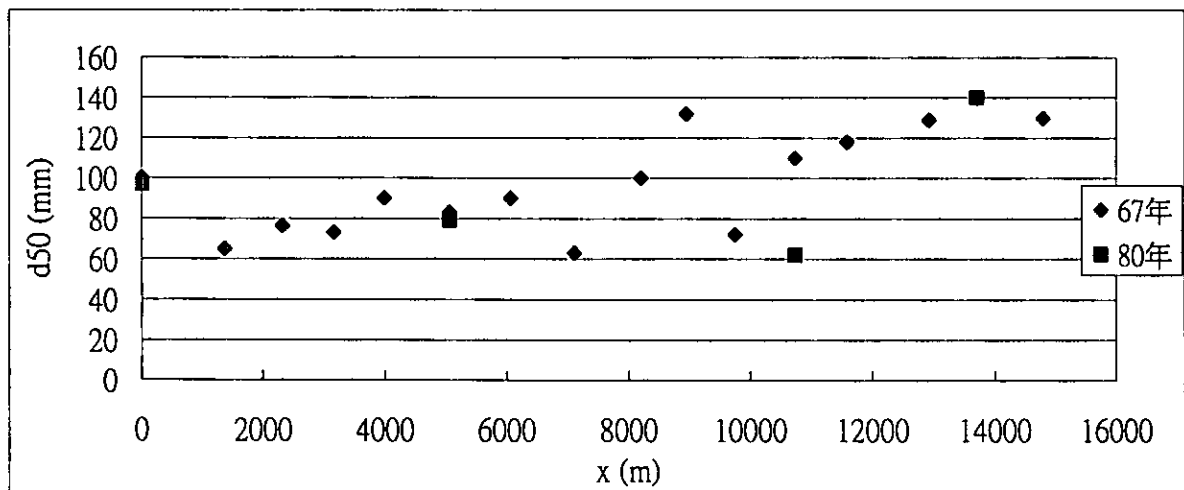


圖 2.8 清水溪 80 年與 67 年之粒徑 D₅₀ 之比較

2.5.3 地文資料

根據文獻資料所記載，潰壩前之相關地文資料整理如下：

(一) 縱斷面資料

水利局於天然壩壩區進行測量，獲得溢流水路縱斷面如圖 2.9 所示。壩體上游面(圖 2.9 左側)因完全浸沒於水面下，且因天然壩有隨時潰決之可能，故未能測量。

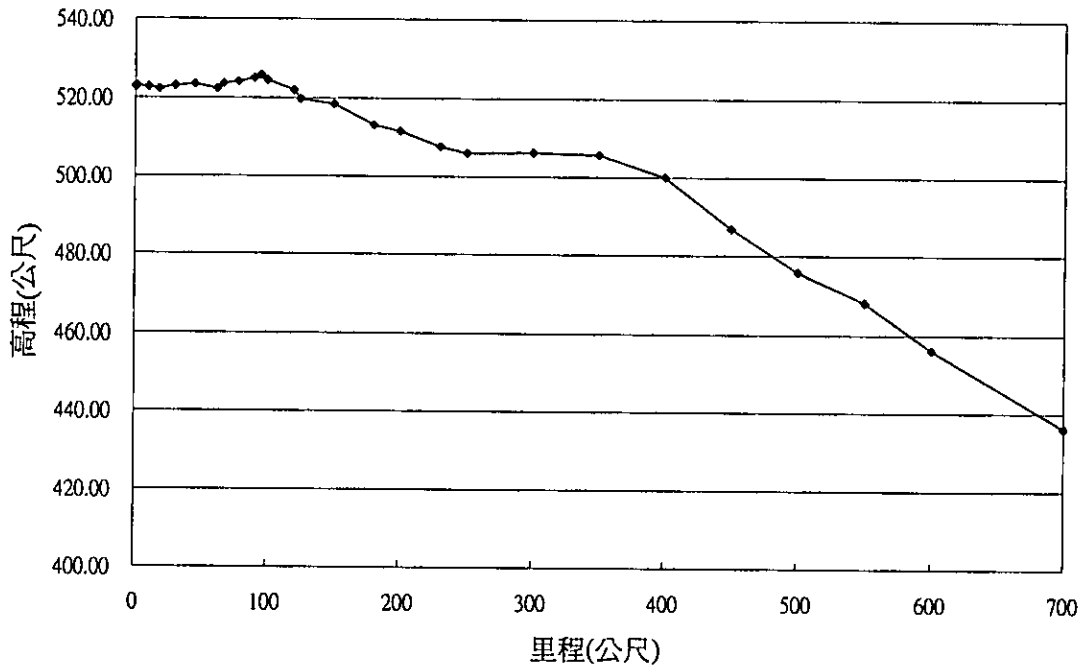


圖 2.9 民國 68 年草嶺溢流水路縱斷面圖 (資料來源：草嶺山崩記)

(二) 橫斷面資料

水利局於天然壩壩區進行測量，測得壩區上游至下游之橫斷面如圖 2.10 至圖 2.12 所示，量測長度為 600 公尺，共 12 個斷面。

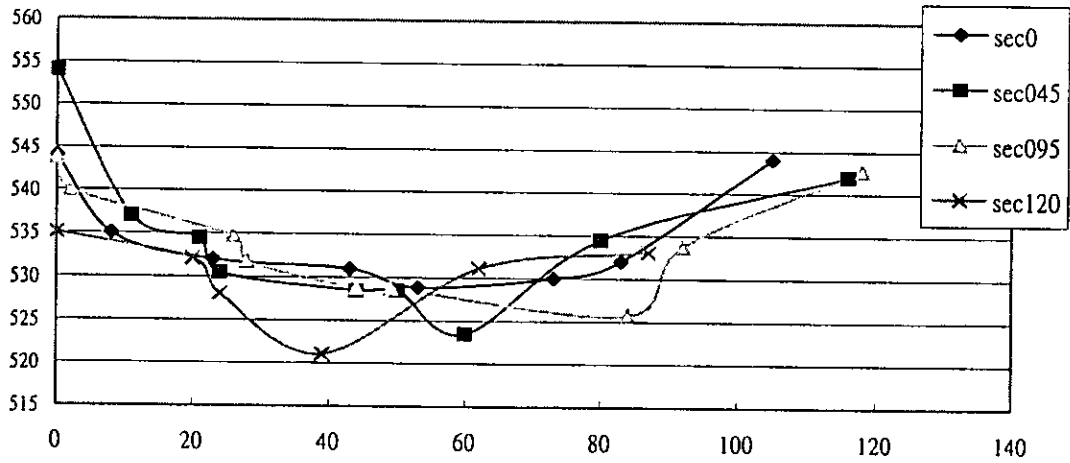


圖 2.10 民國 68 年草嶺崩塌區河道之橫斷面資料 (潰口至下游 120m)
(資料來源：草嶺山崩記, 1979)

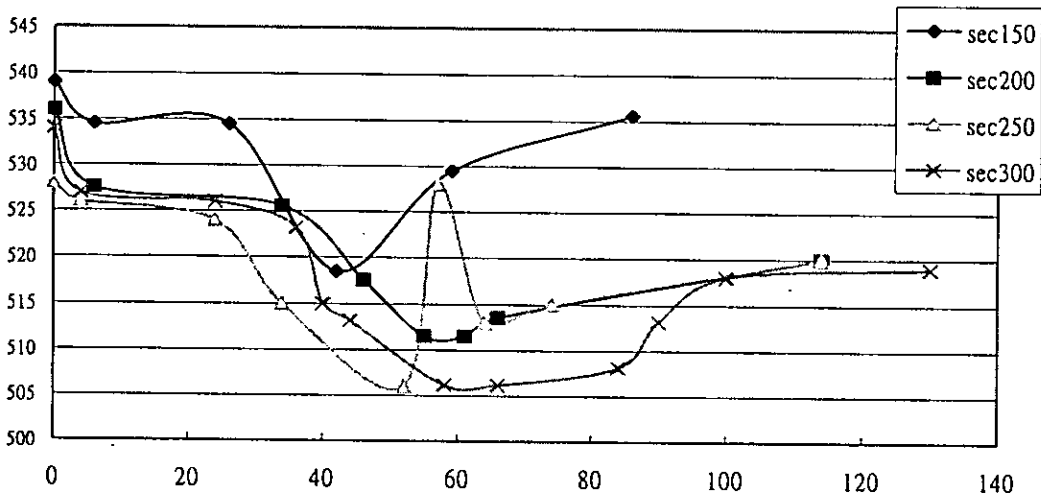


圖 2.11 民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料 (潰口下游 150 至 300m)

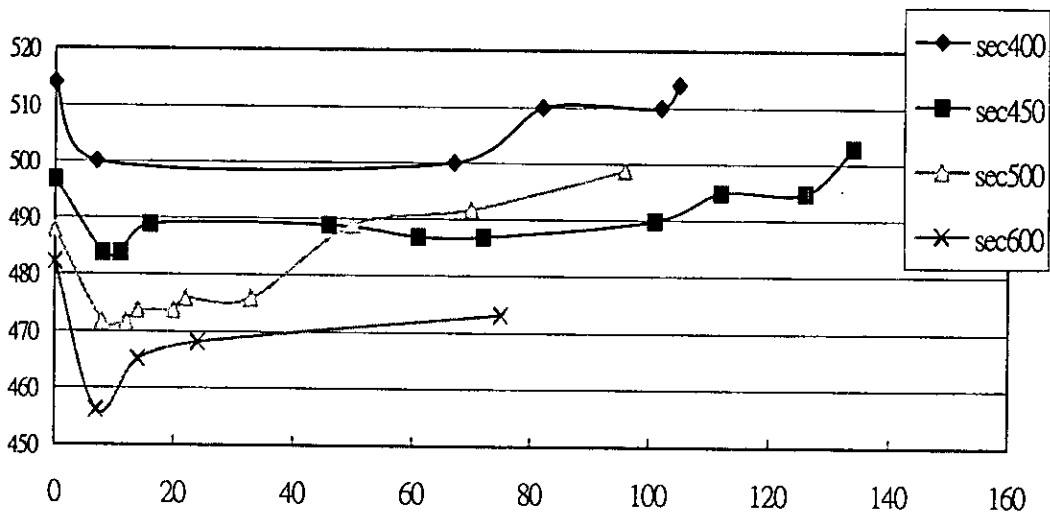


圖 2.12 民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料 (潰口下游 400 至 600m)



(三) 殘坡材料性質與穩定性

洪如江等人(1994)利用二維有限差分程式 FLAC 分析坍方邊坡之應力場，用以推求邊坡內之張力區及破壞起始臨界部位，分別針對民國 16 年、民國 30 年坍滑後、民國 31 年坍滑後及民國 68 年坍滑後之地形剖面進行彈塑性應力分析，材料強度遵循莫耳-庫倫破壞準則，選用材料參數參考洪如江(1982)“草嶺崩塌地工程地質之調查，岩石力學試驗報告”，列舉如下：卓蘭層岩石密度等於 2430 Kg/m³，剪力模數等於 2.64 GPa，統體體積模數等於 12.4 GPa，抗剪角等於 33 度，凝聚力等於 1.2 MPa，抗張強度等於 0.6 MPa；錦水頁岩密度等於 2660 Kg/m³，剪力模數等於 7.19 GPa，統體體積模數等於 12.4 GPa，抗剪角等於 33 度，凝聚力等於 0.32 MPa，抗張強度等於 0.16 MPa。民國 16 年剖面分析結果顯示，於民國前 50 年舊崩崖下方有局部安全係數較小區域存在；民國 30 年之剖面分析顯示，31 年坍方之崩崖附近之安全係數偏小；民國 16、30、31、68 年之剖面皆顯示最高段崩崖以上、在高程 1050 公尺到 1100 公尺的岩體內部有微張力區存在(如圖 2.13)，此部位之野外露頭為一茶園，在微張力區範圍內之節理開口較其上及其下部位顯著。

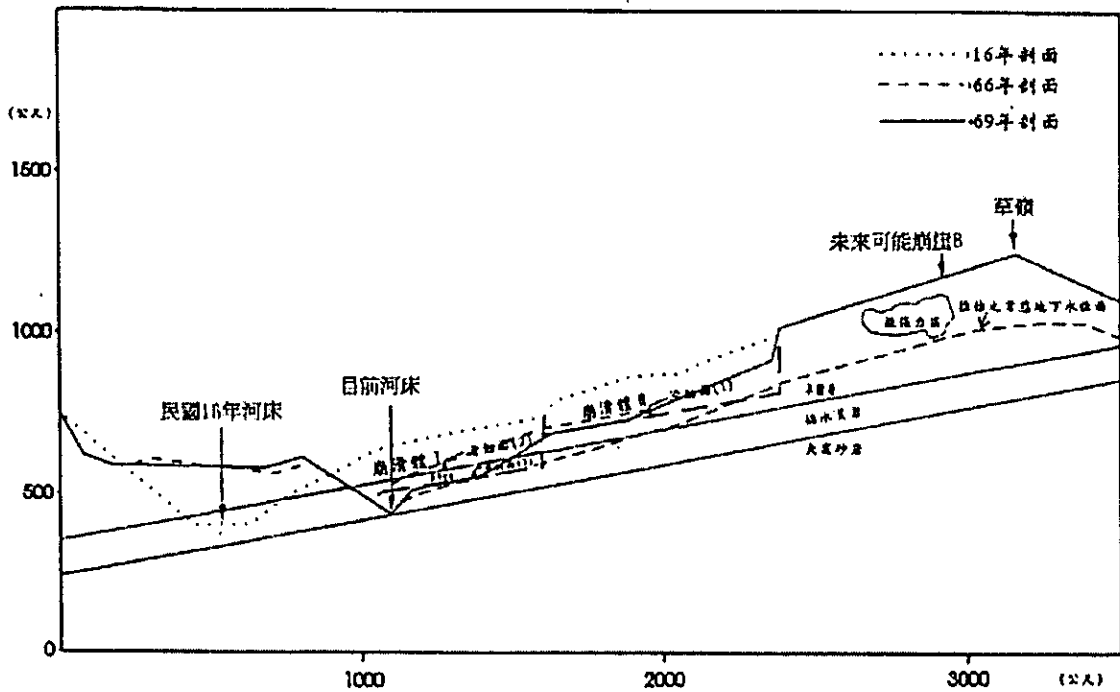


圖5 民國16、65、69年剖面簡化疊合圖

圖 2.13 民國 16、65、69 年草嶺崩塌區剖面簡化疊合圖
(洪如江等，1994)

2.6 88 年草嶺堰塞湖及桃芝、納莉風災對堰塞湖之影響

桃芝颱風自民國 90 年 7 月 28 日於花蓮秀姑巒溪口登陸起至 8 月 2 日止，停留約 5 日，且豪雨集中在 7 月 30 日，為台灣中南部山區及花蓮山區帶來豪雨，所造成之災害極為嚴重。

草嶺堰塞湖於 921 地震後，基本上水位約維持在標高 540 公尺左右，水深約 50 公尺，歷經桃芝颱風後，溢流道下切 8 公尺，及其後之納莉颱風及利其馬颱風後，其土體之潰口約降至 523 公尺，堰塞湖湖面因上游挾帶大量泥砂造成堰塞湖淤積現象。根據中興顧問公司於 90 年 12 月辦理壩區地形測量，其湖底平均高程約 519 公尺，蓄水量從 4500 萬立方公尺降至 135 萬立方公尺，蓄水量減少 97%，實際上已可視為一陡坡河川，壩體潰

決之風險甚低，集水區崩塌運移而下之大量泥沙，將對下游河道之變遷產生影響。

崩塌地形成後，其土壩頂部形成一天然溝槽，經水利署第四河川局將局部地形加以修整形成一緊急溢流道，經歷桃芝、納莉風災後原崩塌所形成之第二水潭約將 300 萬立方公尺之容量，先淤積後再被沖刷掉。且溢流口經測量被刷深 17~20 公尺，因此，堰塞湖壩體地形再次產生顯著之變化。

(一) 桃芝、納莉風災之水文條件

為瞭解堰塞湖的流量特性，根據『草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析專題報告』，於清水河流域利用桶頭(2)水文站之日流量紀錄，經由逕流量與集水面積比之方式，估算堰塞湖溢流口處之日流量，其推估公式如下：

$$Q_{\text{草嶺堰塞湖}} = Q_{\text{桶頭(2)}} \times \frac{A_{\text{草嶺堰塞湖}}}{A_{\text{桶頭(2)}}} \quad (2.3)$$

式中，桶頭(2)水文站之集水區面積約為 259.2 平方公里，堰塞湖集水區面積約為 161.9 平方公里；支流生毛樹溪之集水區面積約為 44.1 平方公里，圖 2.14 為桶頭(2)水文站上游集水區分布情形。

根據 91 年『清水河流域緊急應變計畫與防災對策之專題報告』中，對桃芝及納莉風災於桶頭測站分析之流量，利用流量面積法，推求堰塞湖潰口之入流歷線，為模式輸入之邊界條件。其分析結果如圖 2.15 及圖 2.16 所示。

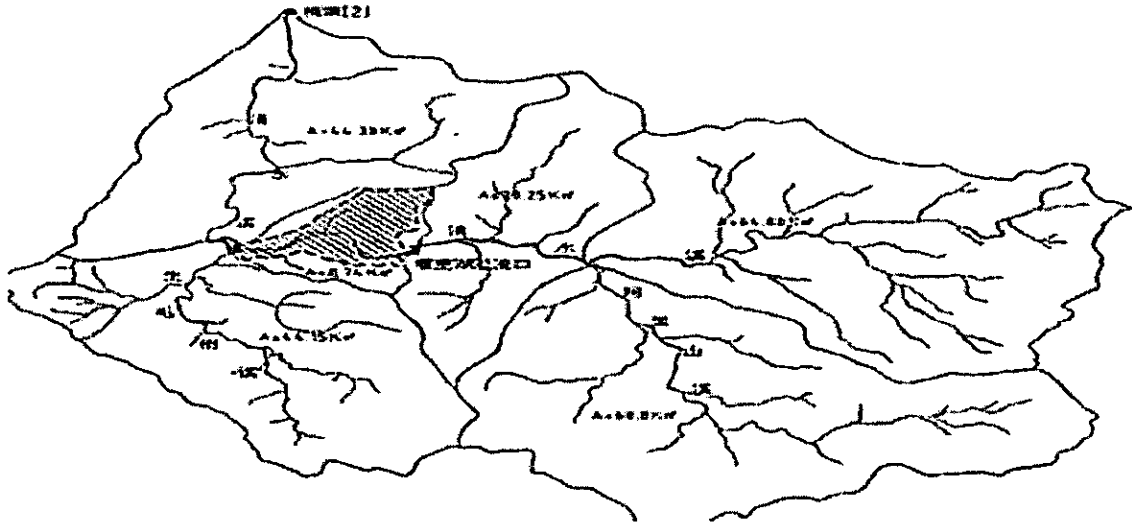


圖 2.14 桶頭(2)水文站上游集水區分布概況

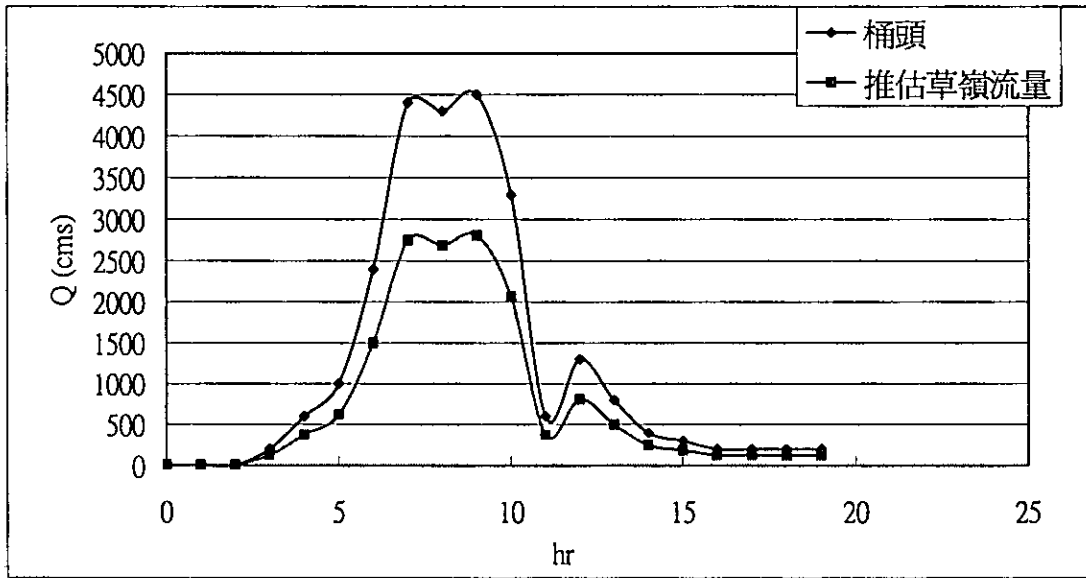


圖 2.15 桃芝颱風 7 月 30 日桶頭測站流量資料推估草嶺溢流口之流量

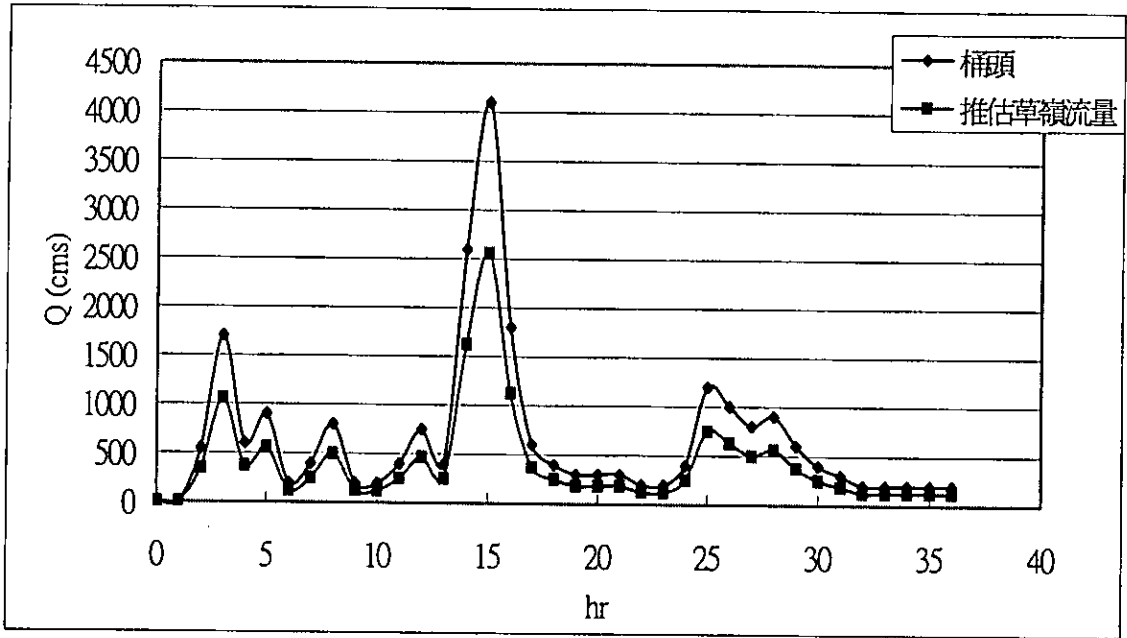


圖 2.16 納莉颱風於 9 月 18~19 日桶頭測站流量資料推估草嶺溢流口之流量
(圖 2.14~2.16 資料來源：清水河流域緊急應變計畫與防災對策之專題報告)

(二) 粒徑組成

於民國 89 年及 90 年針對草嶺崩坍區土石進行粒徑分析，前者之平均粒徑在 20mm 至 200mm 之間，其相關位置如圖 2.17 所示，後者之平均粒徑在 9.5mm 至 19mm 之間，其粒徑組成之比較如圖 2.18 所示。圖 2.19 為民國 89 年現場 8 個測孔泥沙顆粒粒徑之平均分布曲線；圖中顯示，中值粒徑 $D_{50} \approx 65 \text{ mm}$ ，標準偏差 $\sigma \approx 22$ ，粒徑分布極廣（經濟部水利署『草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析』報告，2002）。

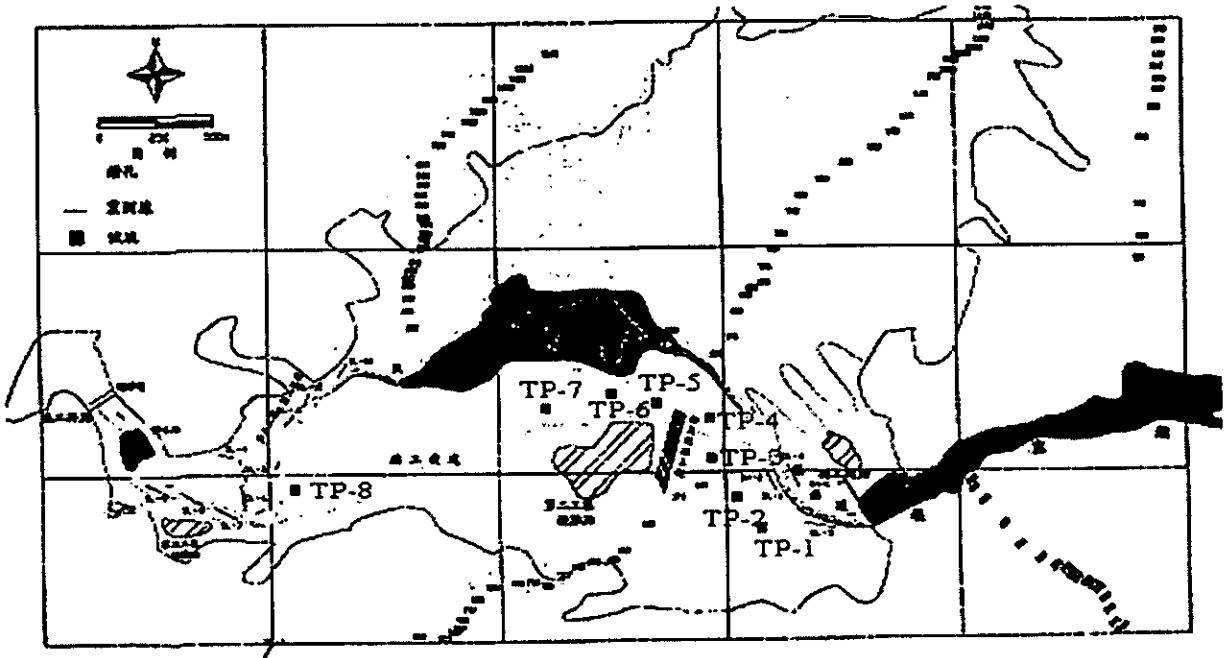


圖 2.17 民國 89 年草嶺崩積區泥沙顆粒粒徑採樣地點示意圖

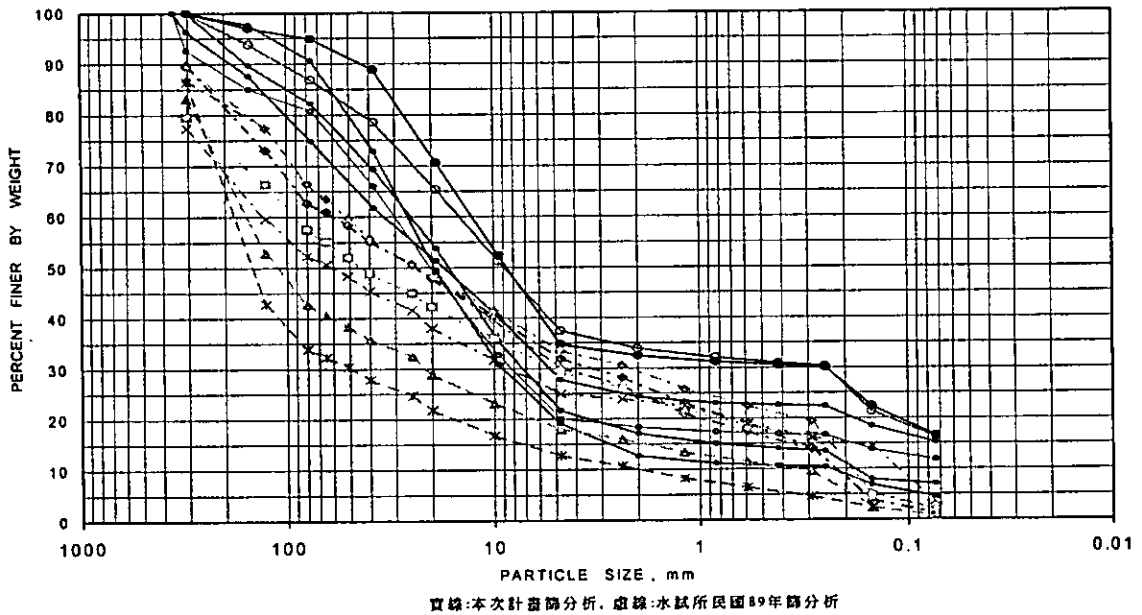


圖 2.18 民國 90 年及 89 年崩塌區之粒徑組成分佈圖

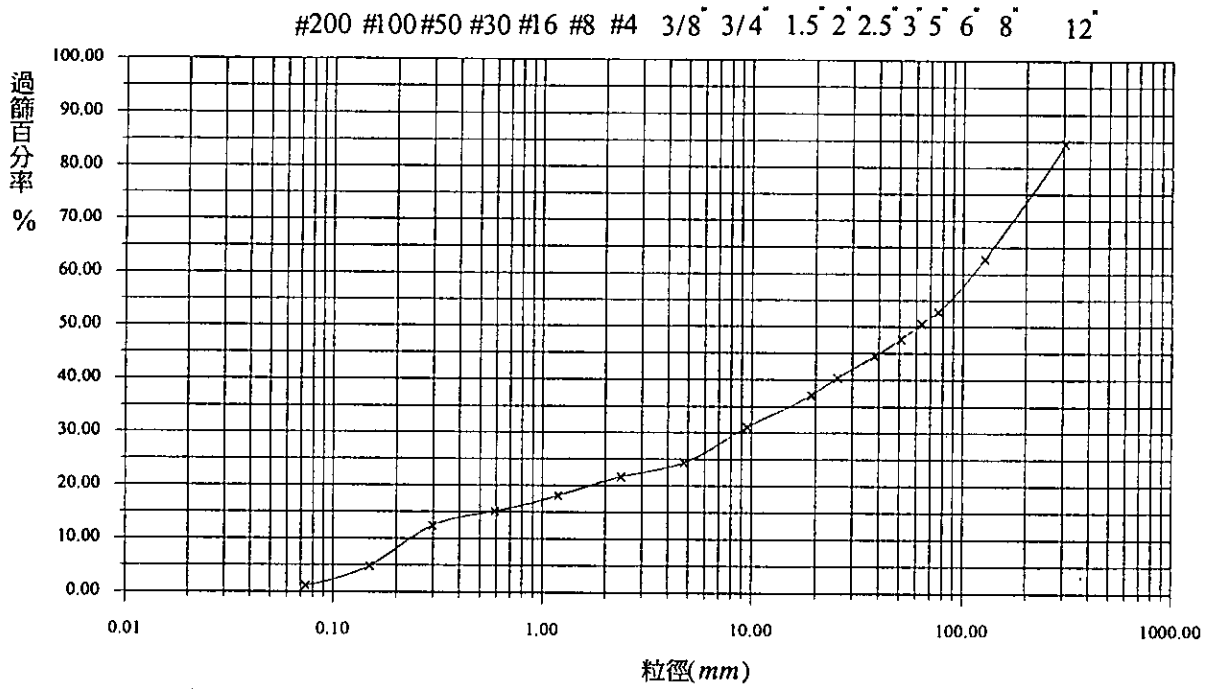


圖 2.19 民國 89 年試區泥沙顆粒平均粒徑組成分布曲線

(圖 2.17 至圖 2.19 資料來源：草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析報告，2002)



第三章 災害評估研究與模型庫系統建立

本章介紹堰塞湖引致災害之評估研究，同時建立災害評估模式庫系統，供爾後分析研究者參考。模擬區域先以草嶺潭天然壩壩址至濁水溪匯流口之清水溪流域為主，於 3.1 節說明天然壩潰決數值模型，包括天然壩潰決模擬與潰口變化以及潰壩流出流量分析；3.2 節則進行堰塞湖天然壩潰決時下游淹水之災害危險度與危害潛勢分析。分析案例基本資料與前人研究成果說明於第二章，分析所需模式庫之使用手冊則彙整說明於附錄 C。

3.1 天然壩潰決數值模型

3.1.1 天然壩潰決模擬

堰塞湖破壞係由溢流、壩體邊坡不穩定或溯源沖刷所引致。由目前所蒐集而得之現存研究成果而言，何種堆積情況其破壞機制為何之相關研究尚未完整建立，故在分析時宜同時檢核各種破壞機制發生之可能性。

以下說明堰塞湖各破壞機制之潰決模擬數值分析方式，並以民國 68 年草嶺潭堰塞湖天然壩為實例展示壩頂溢流破壞分析過程。

3.1.1.1 不同破壞機制下天然壩潰決過程與數模方式

3.1.1.1.1 壩頂溢流破壞

依據 Schuster(1995)統計，在 202 個天然壩破壞案例中，有 197 個係因壩頂溢流而破壞，約佔破壞總數之 97%，故壩頂溢流破壞是堰塞湖天然壩破壞之最主要因素。當壩體入流量大於滲流量時，湖水位將不斷升高，終

致水位超過壩頂而溢流。溢流之洪水將沖刷壩頂與壩體下游邊坡，使得壩體不斷變薄、變低，壩體形狀演進過程如圖 3.1。

對於壩型與天然壩因溢流是否導致破壞之關聯性現仍無相關研究可供參考，目前僅知較短之壩型有較有可能因溢流而在短時間內破壞，如 68 年草嶺潭堰塞湖於短期內潰決；而較長之壩型發生之可能性較低，如 88 年草嶺潭堰塞湖在歷經桃芝與納莉颱風後僅溢流口下刷約 8 公尺(中興工程顧問公司，2002)，至今仍未潰決。本研究嘗試以 FLAC 程式為工具，定性模擬壩頂因溢流而破壞之過程並獲得尚稱合理之成果，然壩型與溢流是否導致破壞之關聯性仍待未來研究者釐清。

為能模擬天然壩因壩頂溢流而破壞之潰決過程，本研究以 FLAC 作為分析工具，透過 FLAC 程式分析後所得之壩體應力與孔隙水壓力分佈，求出壩體有效應力趨近零之區塊，並假設溢頂後之水流將足以把壩體頂端與下游面有效應力趨近零區塊之土石淘刷帶走，而產生新的壩體幾何形狀。此形狀將成為下一次分析之初始剖面，並利用同樣之方式進行分析，如此反覆循環即可得到壩體因溢流沖刷而改變壩體形狀的演進過程。為能充分說明模擬方式，將於 3.1.1.3 節中以民國 68 年草嶺潭堰塞湖天然壩為實例，展示其分析過程。

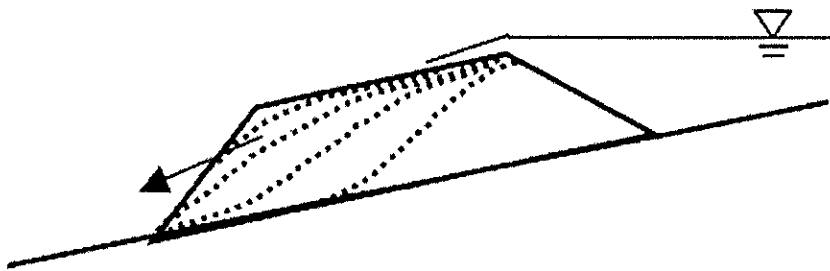


圖 3.1 天然壩破壞方式—壩頂溢流破壞示意圖(高橋·匡，1988)

3.1.1.1.2 邊坡穩定

壩體有較高透水性、較低強度時，雖水位上昇快速，然，流水亦隨之往下游及上方發展，當水位達一臨界值，壩體自身將產生一滑動面，於是驟然滑動潰決。此種破壞通常發生在壩體上、下游面陡峭之狀況，且在破壞過程中，滑動塊體滑出而導致壩高降低，湖水翻越壩頂而破壞(柴賀軍等，2001)。然而，堰塞湖天然壩在形成過程中由於崩落土石滑動撞擊河床表面而堆積成壩，壩體上、下游面邊坡通常小於崩落材料安息角甚多，故此種潰壩機制發生之機率並不高。邊坡失穩破壞示意如圖 3.2。

在檢核壩體邊坡之穩定性時，可以 PCSTABL 程式或 FLAC 程式為分析工具，輸入適當參數以進行分析，有關各程式之基本原理、分析流程請見附錄 C。在 3.1.1.3 節中，針對民國 68 年草嶺潭堰塞湖天然壩之穩定性，擬先透過 PCSTABL 加以檢核，再進行如 3.1.1.1.1 節所述壩頂溢流破壞之後續分析。

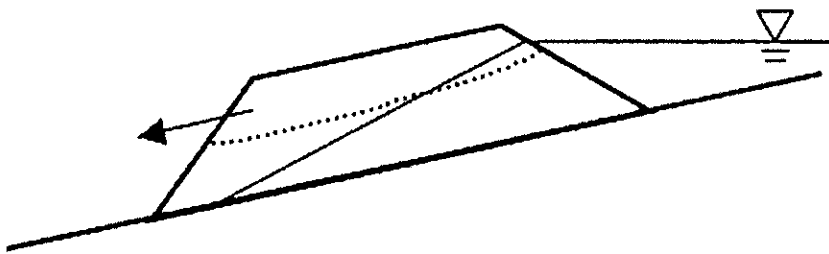


圖 3.2 天然壩破壞方式—邊坡破壞示意圖(高橋·匡，1988)

3.1.1.1.3 溯源沖刷

若天然壩壩體有較高之滲透性，在水位顯著上前即有滲流水出現在壩體下游坡面。如土體強度不足，則滲流水出現時將發生部份壩體滑動流失。隨著時間進行，滑動面將朝向上游發展，直至壩頂而潰決。溯源沖刷破壞

示意如圖 3.3。

對於人工土石壩而言，美國破壞之人工土石壩有近四成是由於壩基土體或壩體土體滲透變形成引致，而中國大陸由於壩體滲漏引致管湧土壤流失而破壞之比例約佔 23%(秦榮昱等，1996)。然，根據統計世界上堰塞湖天然壩發生溯源沖刷破壞之案例僅佔不到 3%(Schuster, 1995)，可能係由於堰塞湖天然壩其組成土體所含之大型塊石較多，不易被滲流水所帶走，且壩體組成物質可能砂質土與粘土交雜，較不具備管湧的條件。

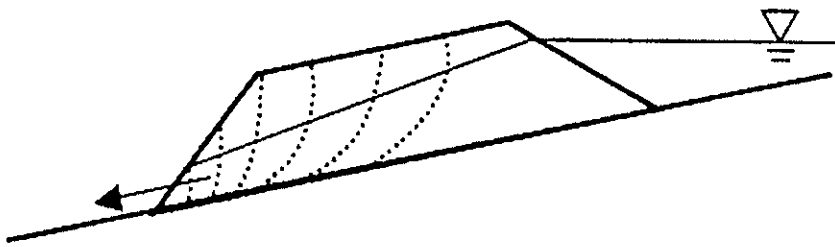


圖 3.3 天然壩破壞方式—溯源沖刷破壞示意圖(高橋·匡，1988)

在檢核是否有管湧引致溯源沖刷而破壞之可能時，可比較臨界水力坡降與出口水力坡降之值，若出口水力坡降值大於臨界水力坡降值，則有可能發生管湧而破壞。出口水力坡降可由分析或監測數據求得，臨界水力坡降(I_c)則通常利用土壤之浸水單位重 γ_b 與水單位重 γ_w 之比值來表示，其關係式為 $I_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} = \frac{G-1}{1+e}$ 。式中， G 為土壤顆粒比重， e 為現場土壤之孔隙比。因天然壩壩體組成屬崩積土，土壤性質差異較大，故臨界水力坡降在計算時宜保守為佳。

3.1.1.2 數模工具 PCSTABL 與 FLAC 程式理論

本研究將以 PCSTABL 與 FLAC 作為天然壩潰決過程模擬與分析之數



值程式工具。PCSTABL 分析程式已廣泛為國內工程界分析時使用，其邊坡穩定分析方法屬極限平衡法。堰塞湖形成時天然壩體邊坡之穩定性，即可利用此程式進行分析，並評估其產生滑動時的安全係數與破壞面的位置。而 FLAC 程式係利用外顯差分法來求解基本運動方程式，透過 FLAC 程式分析後可得壩體應力、位移與孔隙水壓力分佈等狀況。有關 PCSTABL 與 FLAC 程式詳細之基本原理、分析流程、參數選取方式以及分析上應注意事項均整理於附錄 C 模式庫使用手冊中，同時該手冊亦均以實例說明分析過程，供未來分析研究者參考。

3.1.1.3 民國 68 年草嶺堰塞湖天然壩潰決過程模擬

民國 68 年草嶺堰塞湖基本資料與潰決過程請詳參 2.5 節內容。圖 3.4 為民國 68 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面。在此先透過 PCSTABL 檢核壩體邊坡穩定性，再利用 FLAC 進行後續潰決模擬。

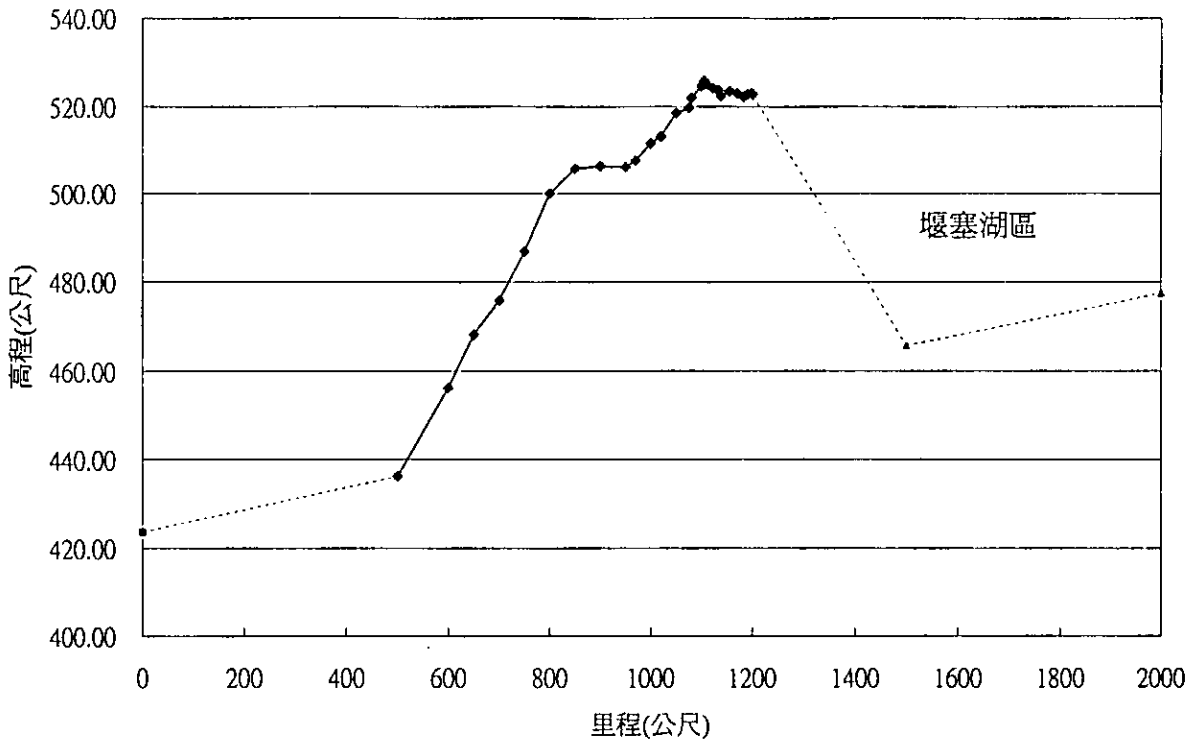


圖 3.4 民國 68 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面圖
(台灣省水利局，民國 68 年)
(沿溢流水路切縱剖面，虛線部分係為自行合理推測)

3.1.1.3.1 以 PCSTABL 檢核壩體邊坡穩定性

在民國 68 年案例中，草嶺潭堰塞湖天然壩係屬於壩頂溢流破壞之機制。在此先以 PCSTABL 檢核壩體邊坡之穩定性，以了解發生壩體邊坡不穩定破壞機制是否可能存在。分析時假設水位在地表面，堰塞湖區則為滿水位，如圖 3.5 所示。

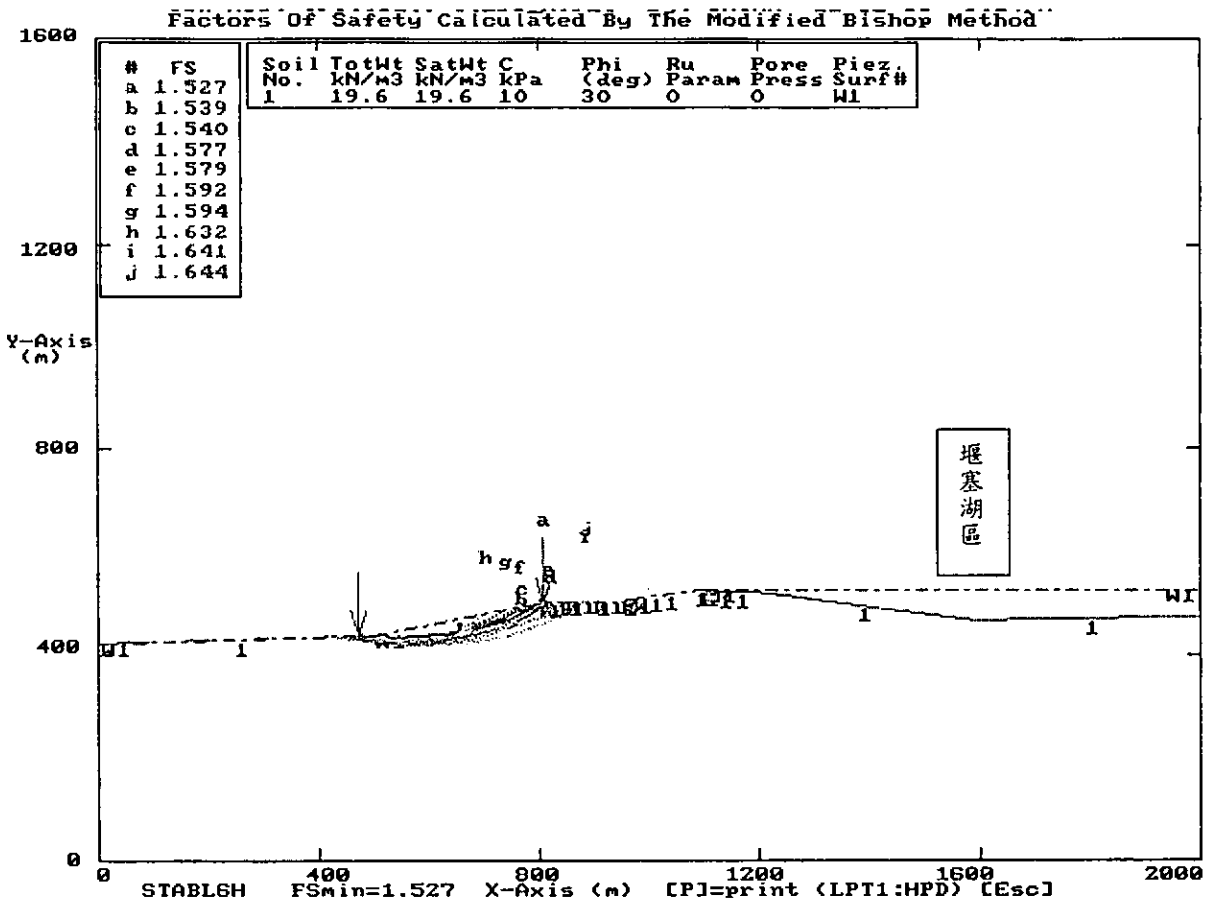


圖 3.5 依圖 3.4 剖面以 PCSTABL 分析結果圖(滿水位)

由圖中(x 軸與 y 軸比例相同)可知整體地形亦甚平緩，滑動安全係數為 1.53(假設 $c=10\text{kpa}$ ， $\phi=30^\circ$)，故由此推論因壩體邊坡不穩定而產生滑動，進而導致天然壩瞬間潰決之機制於本案例中並不存在，也因此，在下節中，將進行天然壩壩頂溢流破壞機制之模擬。

3.1.1.3.2 以 FLAC 程式模擬天然壩潰決之過程

如 2.5 節所述，民國 68 年草嶺潭堰塞湖形成時，壩體潰決並非一次全面崩潰，而係分段潰決(台灣省水利局，民國 68 年)，因此，以大地分析軟體 FLAC 是非常適合用來模擬此分段式的潰決模式，有關數值模擬之構想請參見 3.1.1.1 節。

(1)天然壩潰決之模擬

根據草嶺山崩記（台灣省水利局，民國 68 年），天然壩的縱斷面之測量結果如圖 3.4 所示；此圖之壩頂寬約 100 公尺，下游坡面坡降約呈 1:8(縱:橫)；由於堆積物係以舊崩山殘留土石之滑落所構成，故下游面疏鬆且泥濘不堪。

在使用 FLAC 軟體進行穩定分析前，首先要將圖 3.4 之剖面儘可能精確地描述出來，因此，本分析的網格統一採用 6231 個節點，其天然壩剛形成首次量測之水位（509 公尺）乃至壩頂溢流之水位（526 公尺）的剖面圖如圖 3.6 所示；若今假設崩積層的材料來自於卓蘭層，且材料強度遵循莫耳-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criterion)，則所須輸入之彈塑性參數，如表 3-1 所示。

在分析的策略上，係以民國 68 年 8 月 16 日下午 4 時首次觀測之水位為初始水位（509 公尺），隨著萊迪颱風所帶來大量的豪雨，使水位上升至壩頂溢流之 526 公尺（台灣省水利局，民國 68 年）；因此，本模擬首先即針對此兩種水位之變化，來探討對天然壩體之影響。

表 3-1 FLAC 分析中所須輸入之彈塑性參數

密度	剪力模數	統體模數	孔隙率	滲透係數	凝聚力	摩擦角
2000 kg/m ³	44 MPa	205.3 MPa	0.4	10 ⁻² m/sec	10 kPa	30°

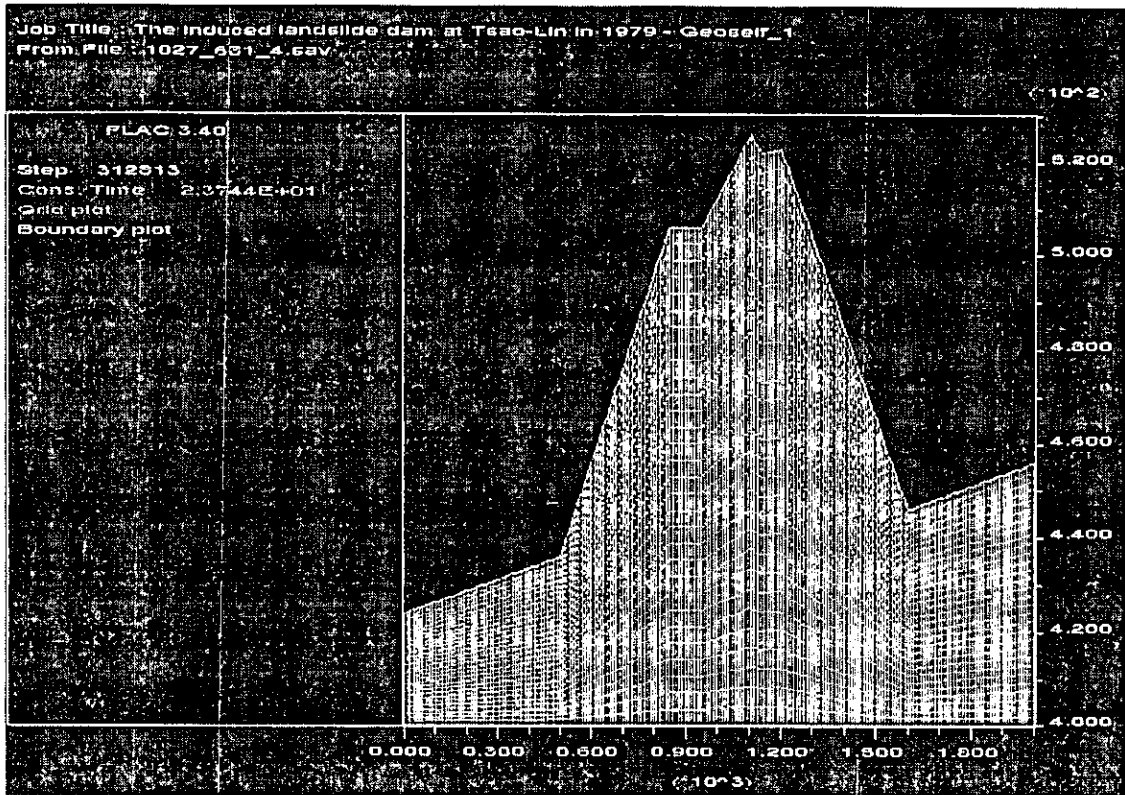


圖 3.6 以 FLAC 軟體分析民國 68 年草嶺潭初始縱剖面之網格圖

(2)首次觀測之水位的模擬結果（水位為 509 公尺時）

本研究係對天然壩體承受滲流作用下之穩定與滲流問題提出合理的分析模式，並以草嶺於民國 68 年 8 月 14 日第三次崩山所形成的堰塞湖為模擬對象；在分析條件中以同年 8 月 16 日下午 4 時首次觀測的 509 公尺為假設之初始水位，其後隨著萊迪颱風所帶來大量的豪雨，使水位上升至壩頂溢流之 526 公尺，藉以探討水位上升至壩頂溢流之變化前、後對天然壩體穩定性的影響。

當水位在 509 公尺時，於 FLAC 靜力平衡分析時之邊界束制條件如圖 3.7 所示；在此分析模型左右兩側固定其水平方向之位移（亦即只允許垂直

方向變位)與孔隙水壓力 (pore pressure)，而對底部則同時固定水平與垂直方向之位移；此外，為了模擬滲流，所有的階段均假設在下游處有一虛擬的水位為 456 公尺，因此，固定下游與上游間之自由面的孔隙水壓力 (如圖 3.7 中所示之 P)，並於滲流分析中，在下游與上游水位施加於網格邊界處給予飽和度 (saturation) 的固定 (亦即 $sat=1$)，其於 FLAC 穩態滲流分析時之邊界束制條件如圖 3.8 之 S 所示，而整體分析架構的流程圖如圖 3.9 所示。

圖 3.10、圖 3.11 與圖 3.12 分別表當水位為 509 公尺時之天然壩體內孔隙水壓力 (pp)、塑性狀態 (plasticity state) 與有效應力 (ex_2) 的分佈圖；根據草嶺山崩記之記載 (台灣省水利局，民國 68 年)，於此水位時之壩體僅有部份洪水經由土石壩內滲漏流出，並未產生太大的沖刷現象，因此，壩體尚屬穩定狀態。

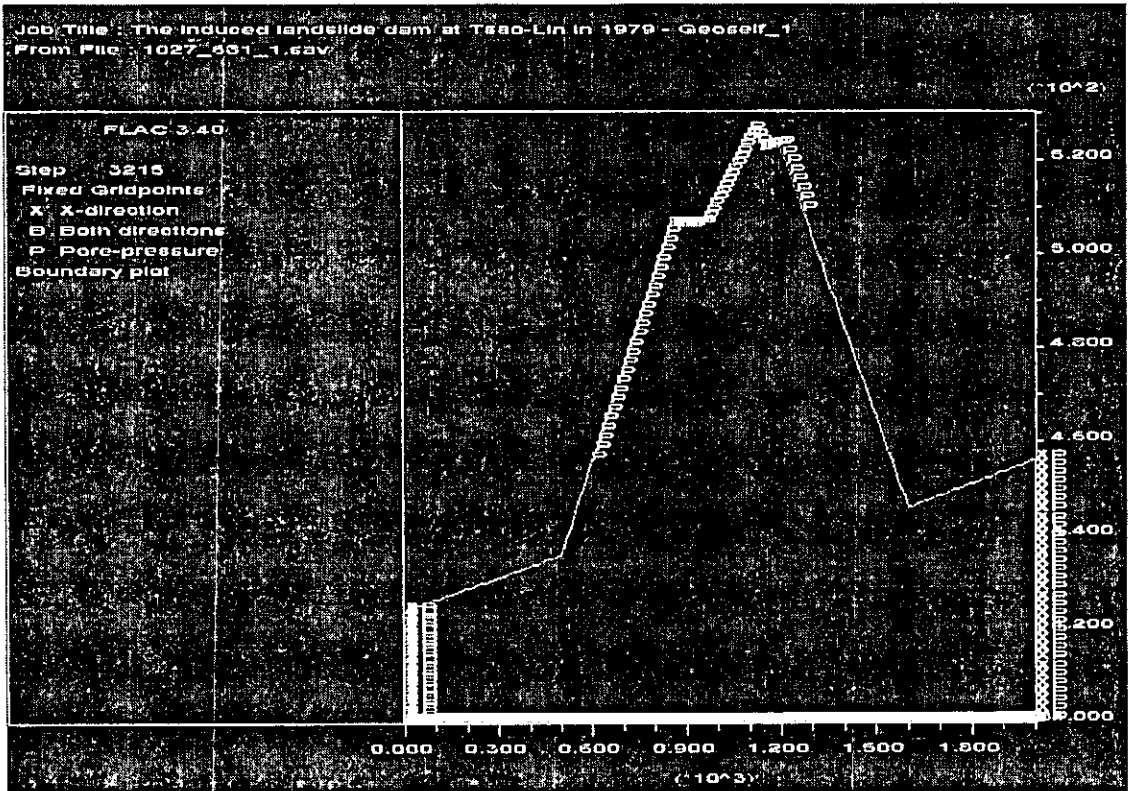


圖 3.7 當水位為 509 公尺時之靜力平衡邊界條件圖

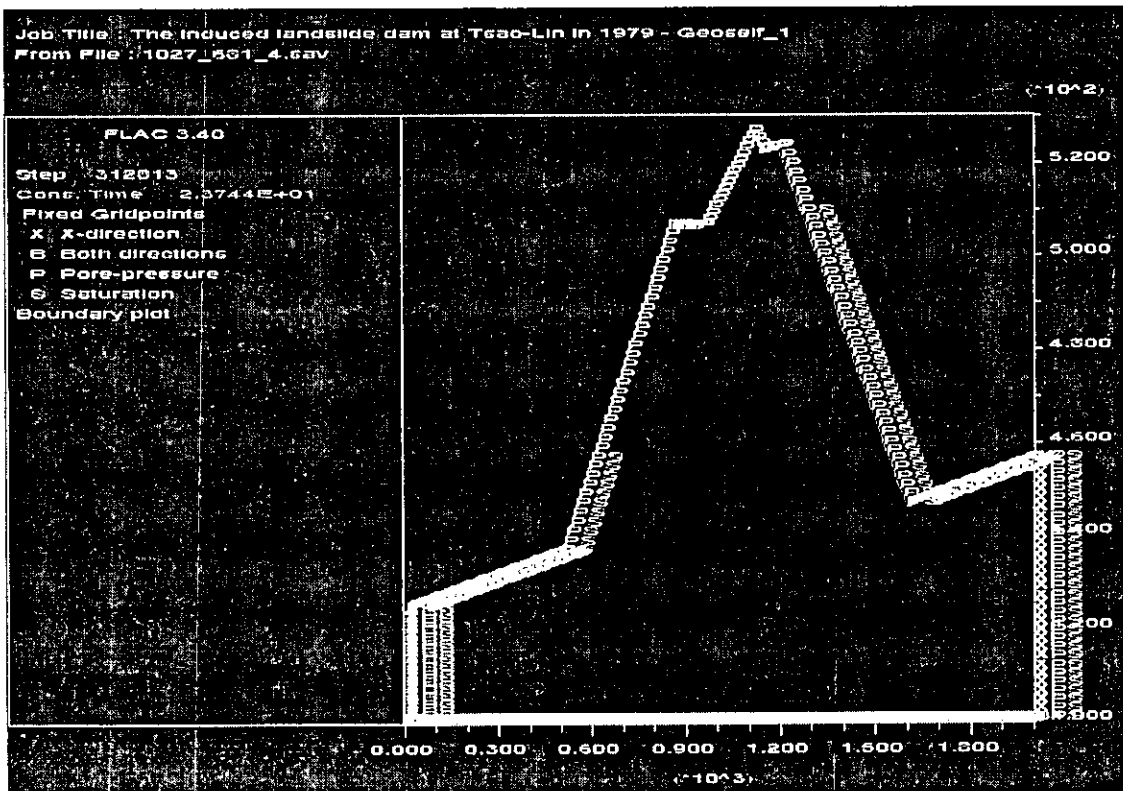


圖 3.8 當水位為 509 公尺時之穩態滲流邊界條件圖

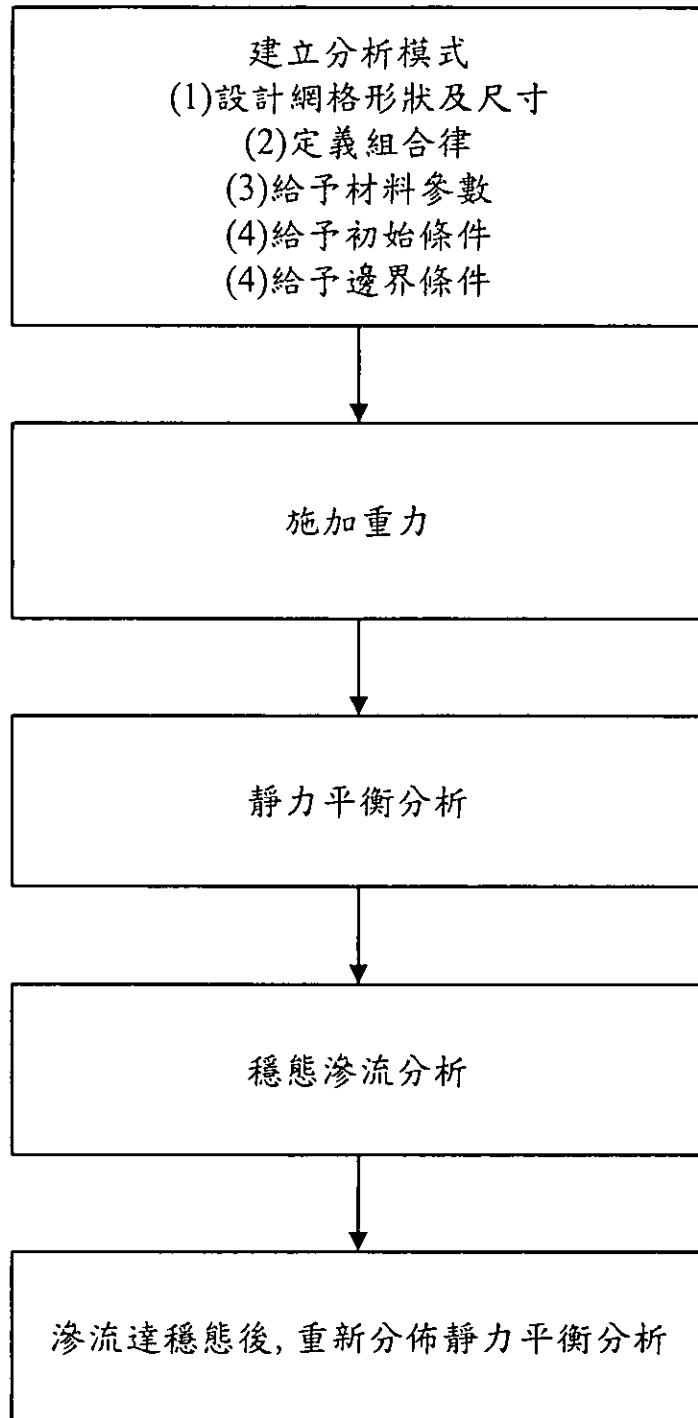


圖 3.9 以 FLAC 分析之流程圖

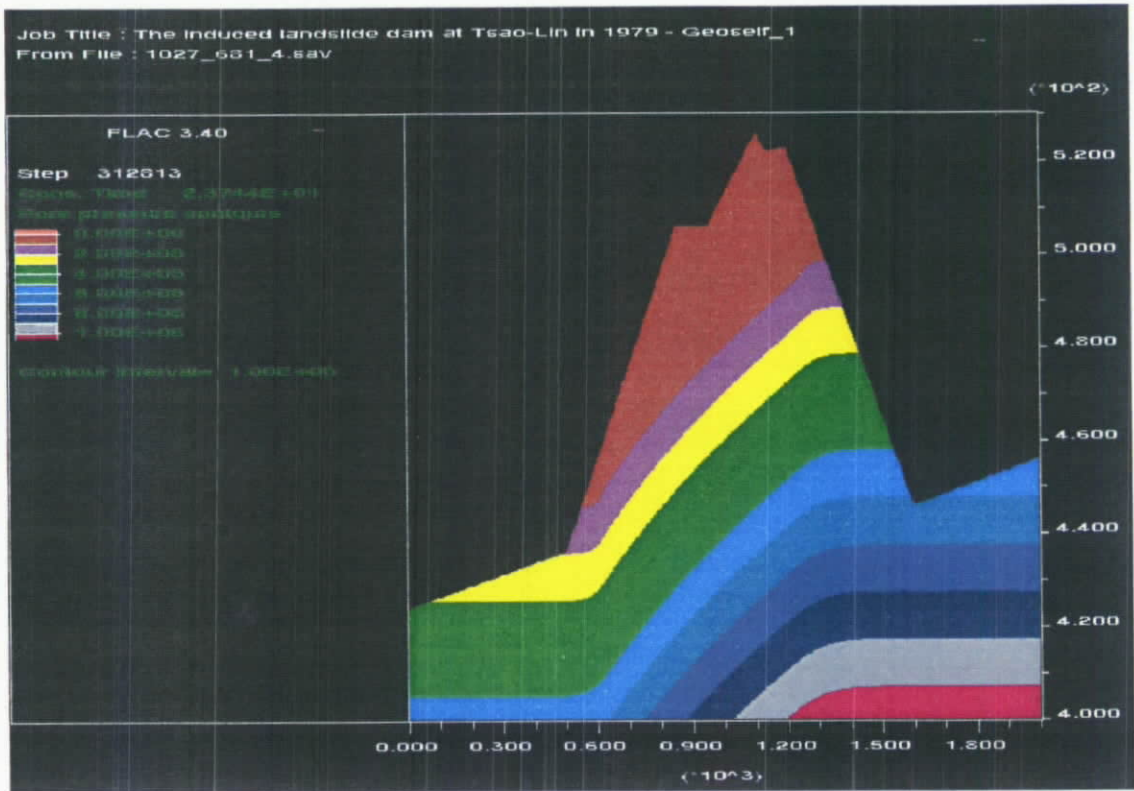


圖 3.10 天然壩體內之孔隙水壓力分佈圖 (當水位為 509 公尺時)

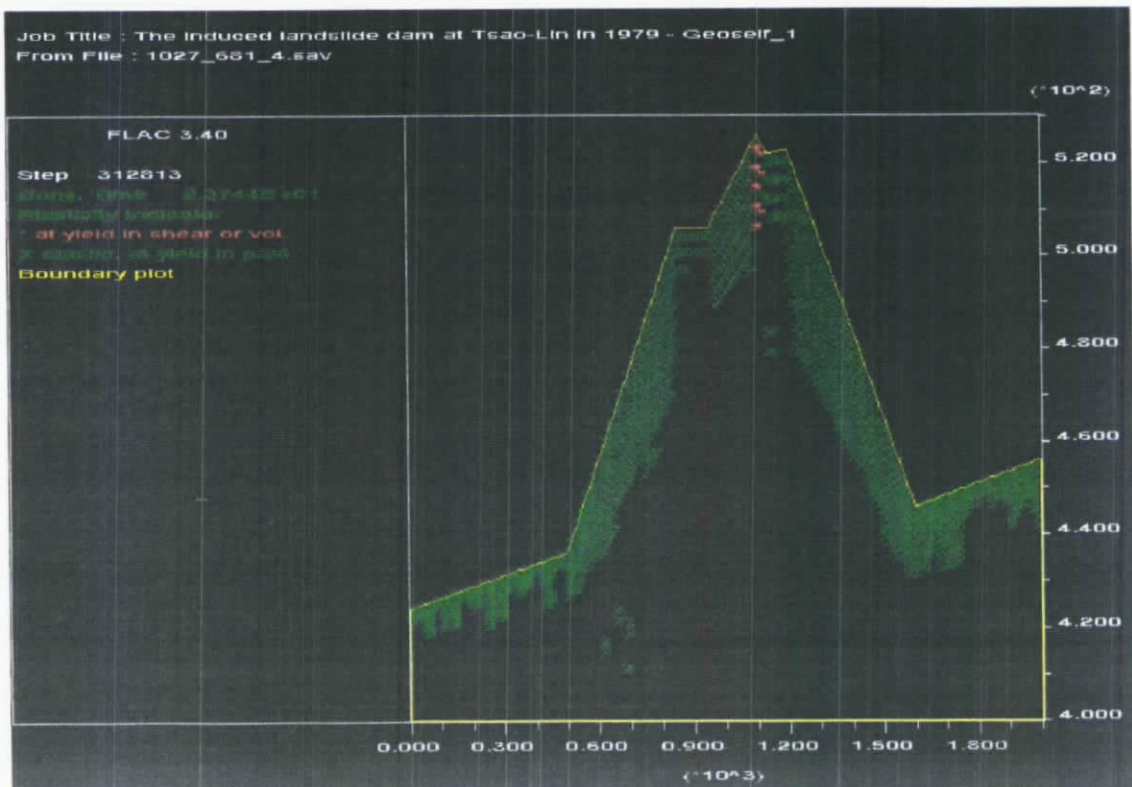


圖 3.11 天然壩體內之塑性狀態分佈圖 (當水位為 509 公尺時)

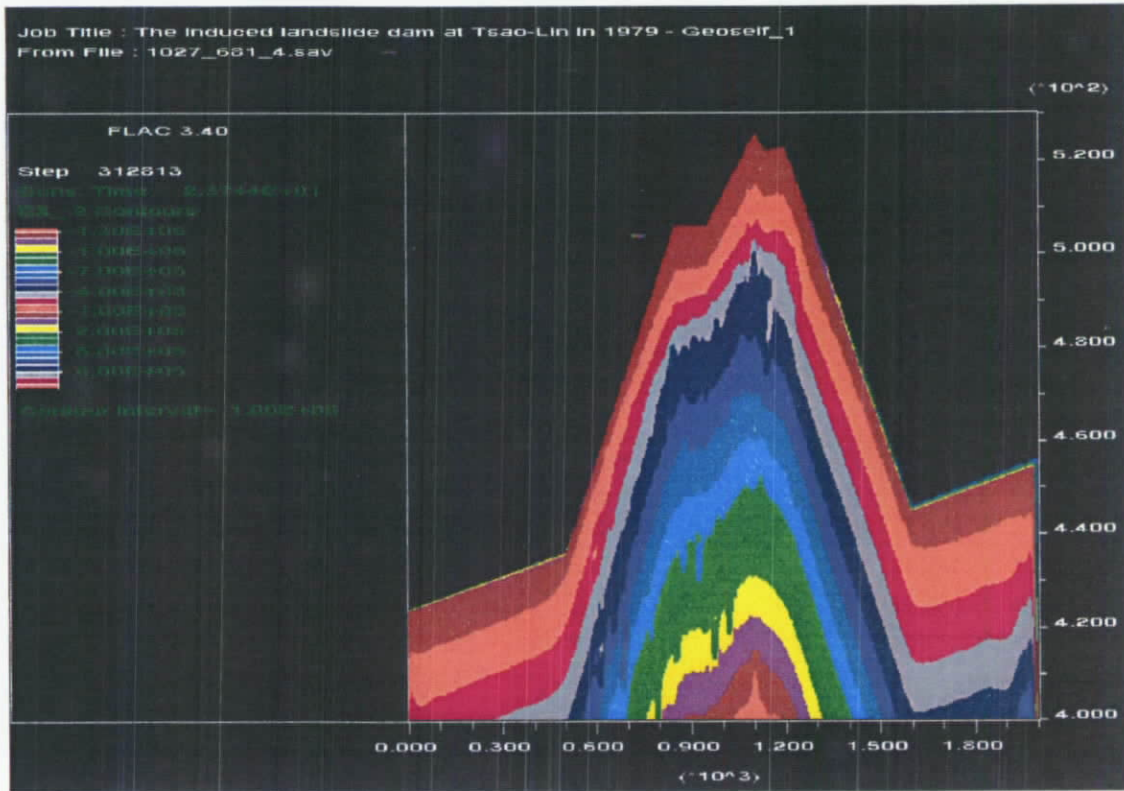


圖 3.12 天然壩體內之有效應力分佈圖（當水位為 509 公尺時）

(3)壩頂溢流後造成第一次沖刷之模擬結果（水位為 526 公尺時）

當水位達到溢頂之 526 公尺時，於 FLAC 分析模擬之靜力平衡與穩態滲流邊界束制條件，分別如圖 3.13 與圖 3.14 所示；此兩圖與圖 3.7 及圖 3.8 之差異處僅在上游水位處之固定孔隙壓力之邊界條件因水位之上升而移除；圖 3.15、圖 3.16 與圖 3.17 分別表水位溢頂時壩體之孔隙水壓力 (pp)、塑性狀態(plasticity state)與有效應力 (ex_2) 的分佈情形。

綜觀圖 3.10 與圖 3.15、圖 3.11 與圖 3.16、圖 3.12 與圖 3.17 發現，當上游水位由初始之 509 公尺上升至 526 公尺溢頂時，其水位上升之滲流作用使得天然壩體之孔隙水壓力明顯地增加（圖 3.10 與圖 3.15），且降伏區域亦明顯地增加（圖 3.11 與圖 3.16），而有效應力趨近於 0（約 0~100 kPa，負值表壓力）之分佈亦明顯地擴大（圖 3.12 與圖 3.17），此意謂著當水位

上升至溢頂時，若任何接近滲流出口處之有效應力趨近於 0 時，土石如同接近浮動，管湧機會大增，亦即可能會被溢流水沖刷逐漸帶走表面堆積土石，其連鎖效應將進而造成溢流水位之快速下降，難以避免對壩體產生急速沖刷；然而，根據草嶺山崩記之記載（台灣省水利局，民國 68 年），本堰塞湖之坍方潰決並非一次全面崩潰，而係分段潰決，是故，移除溢頂水位時分析所得的有效應力趨近於 0 的區域（圖 3.17，約 0~-100 kPa）模擬成第一次沖刷尚屬合理的假設；當移除此區域後所形成的新斷面即可做為下一階段的分析剖面，因此，本研究的策略即是如此反覆的進行模擬，直到天然壩體全面的崩潰，亦即清水溪上堆積的土石大部份流失，而河谷幾乎恢復原狀。

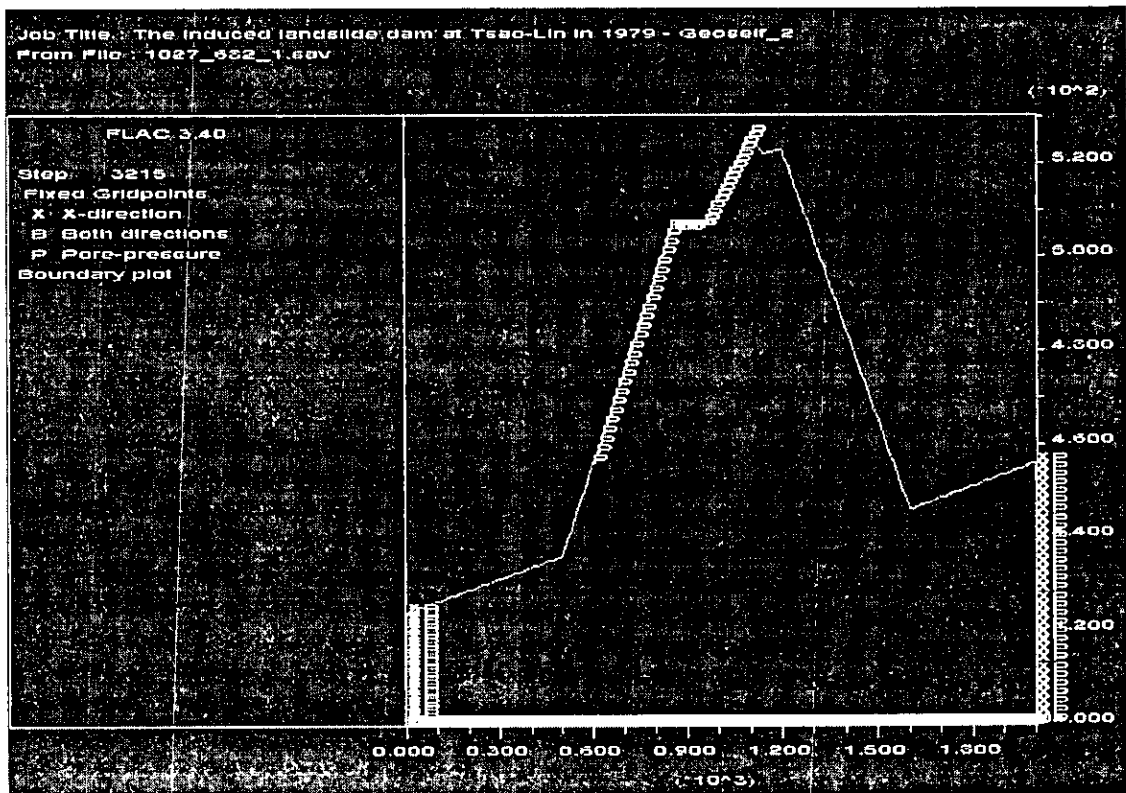


圖 3.13 當水位為 526 公尺時之靜力平衡邊界條件圖

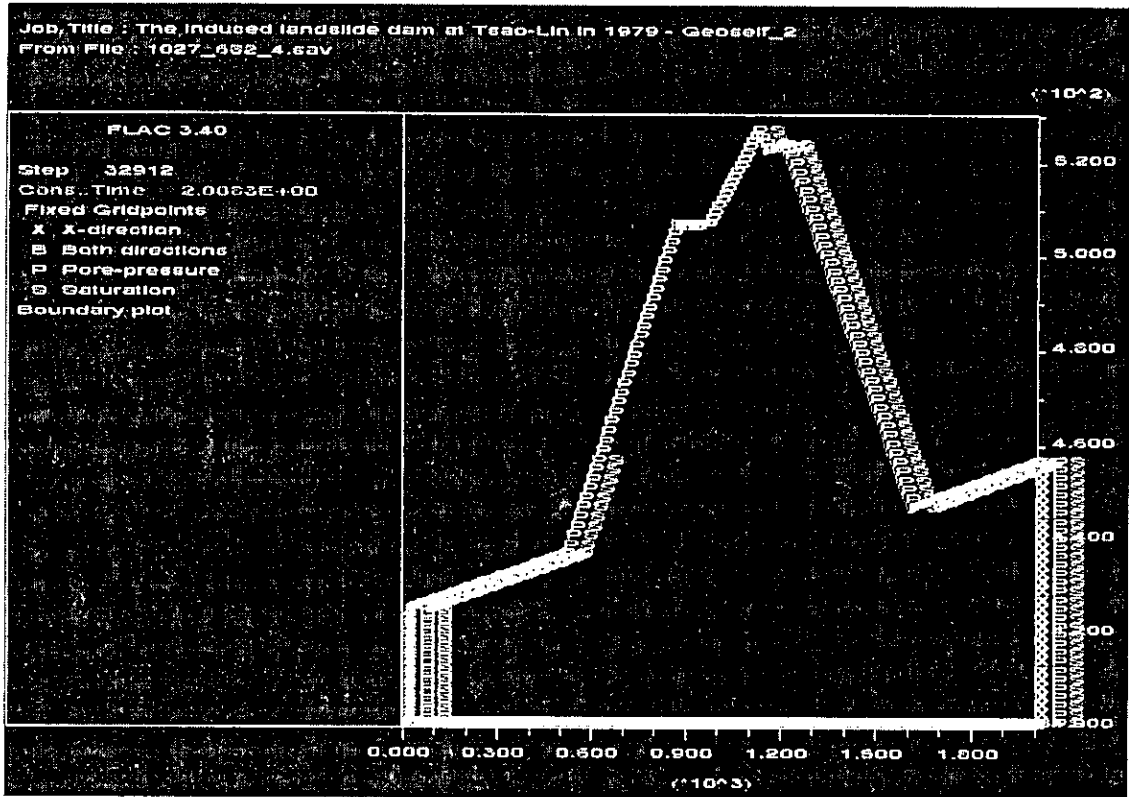


圖 3.14 當水位為 526 公尺時之穩態滲流邊界條件圖

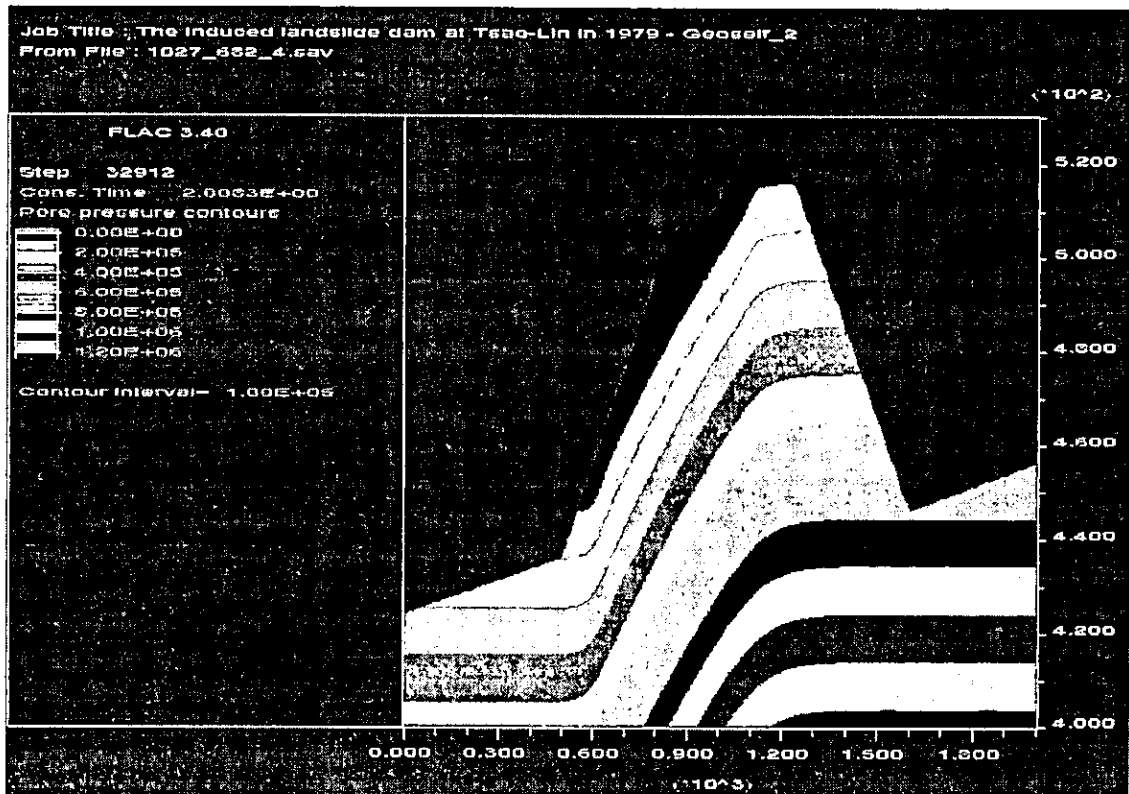


圖 3.15 天然壩體內之孔隙水壓力分佈圖 (當水位為 526 公尺時)

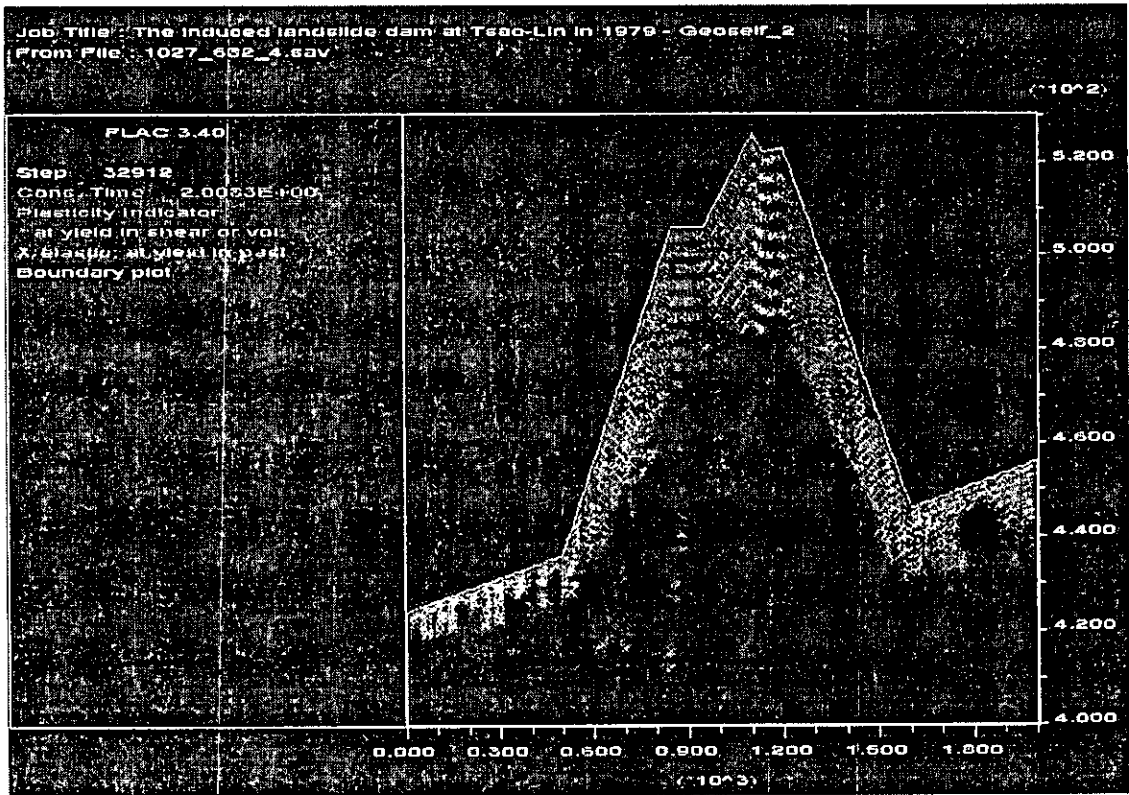


圖 3.16 天然壩體內之塑性狀態分佈圖 (當水位為 526 公尺時)

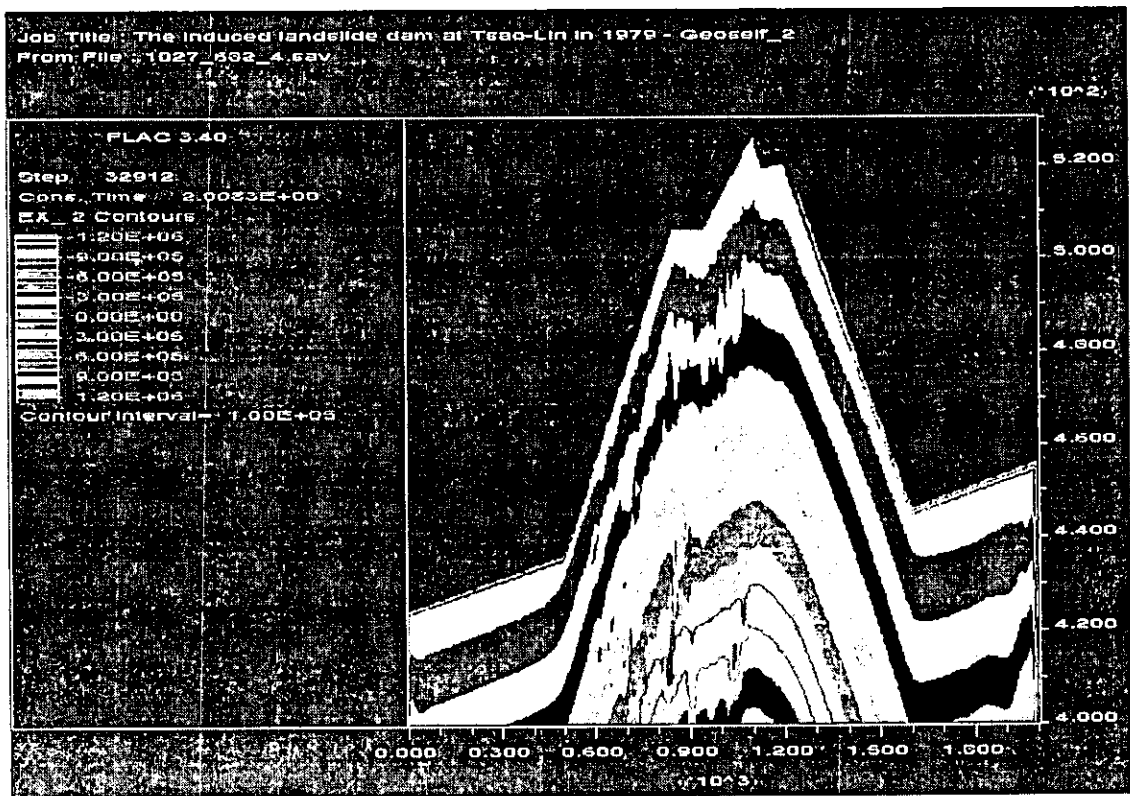


圖 3.17 天然壩體內之有效應力分佈圖 (當水位為 526 公尺時)

(4) 壩頂溢流後造成第二次沖刷之模擬結果 (水位為 512 公尺時)

由於第一次沖刷後所帶走之土石而形成之新斷面，其 FLAC 網格圖如圖 3.18 所示 (仍使用 6231 個節點)；此時上游之水位下降成 512 公尺，而下游仍固定保持一虛擬水位為 456 公尺以利滲流分析，其靜力平衡與穩態滲流之邊界束制條件如圖 3.19 與圖 3.20 所示，而孔隙水壓力、塑性狀態與有效應力分佈圖則分別示於圖 3.21、圖 3.22 與圖 3.23。

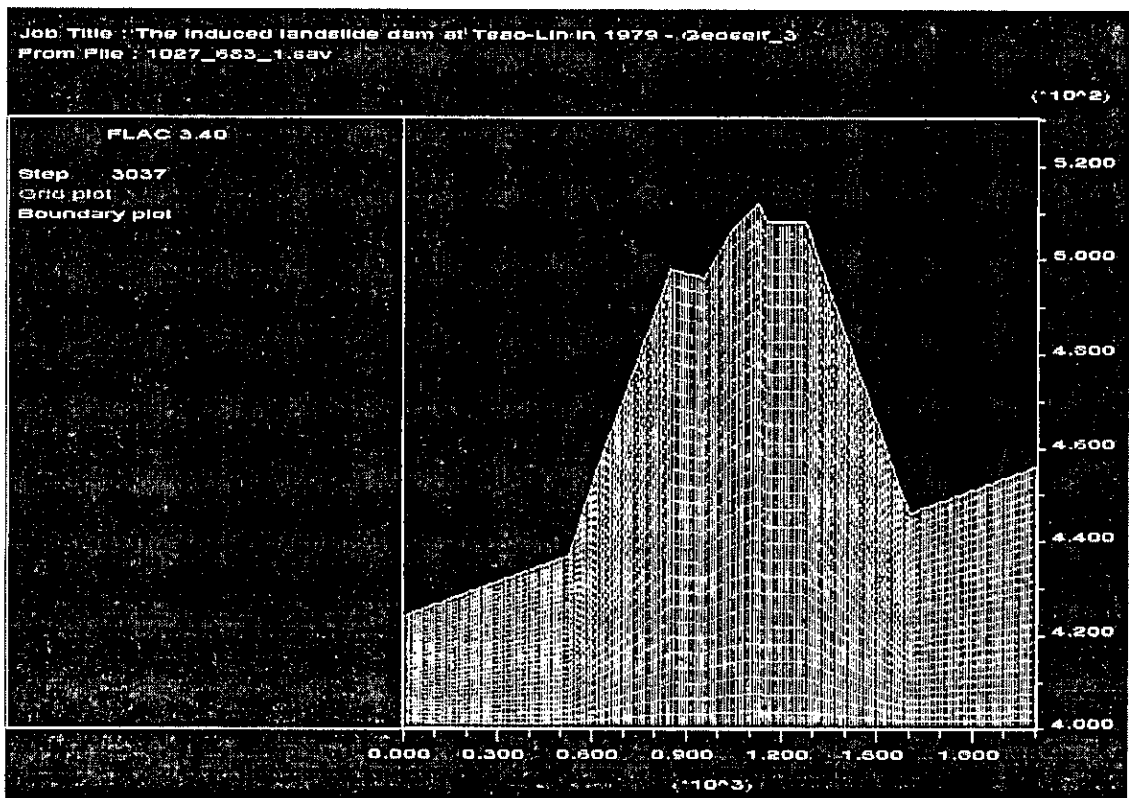


圖 3.18 溢流後造成第二次沖刷之縱剖面網格圖

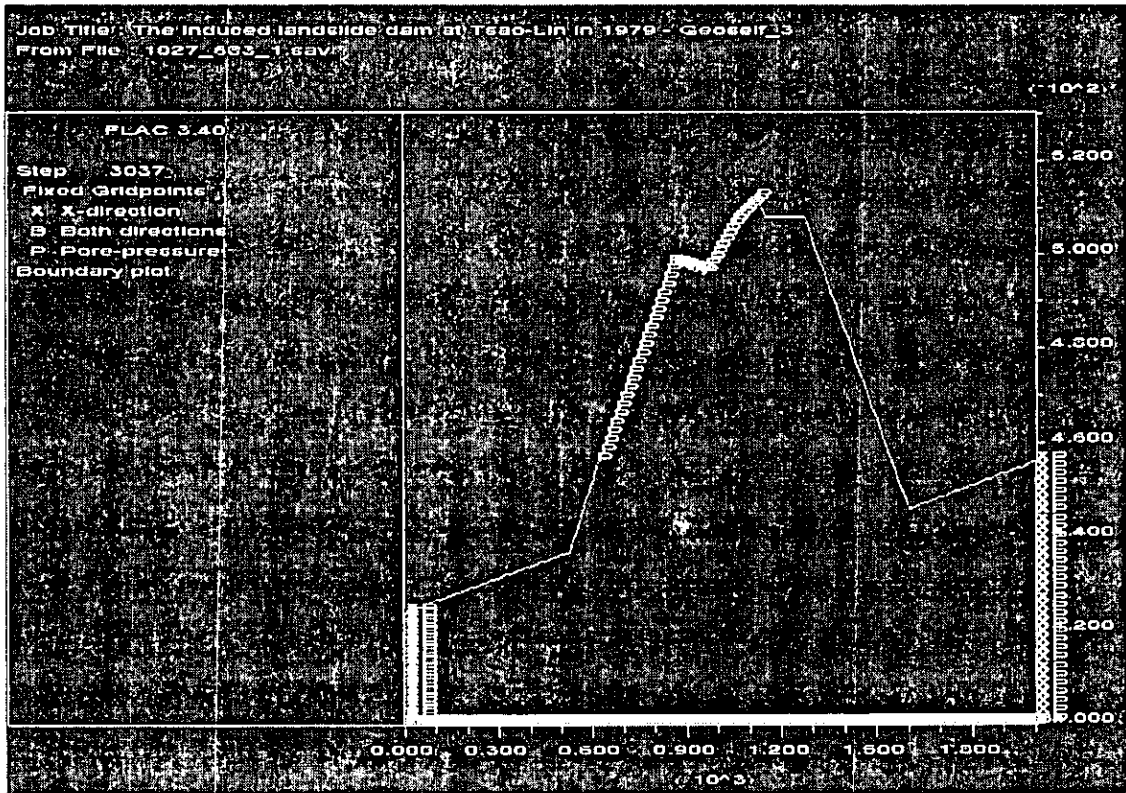


圖 3.19 溢流後造成第二次沖刷之靜力平衡邊界條件圖(水位為 512 公尺時)

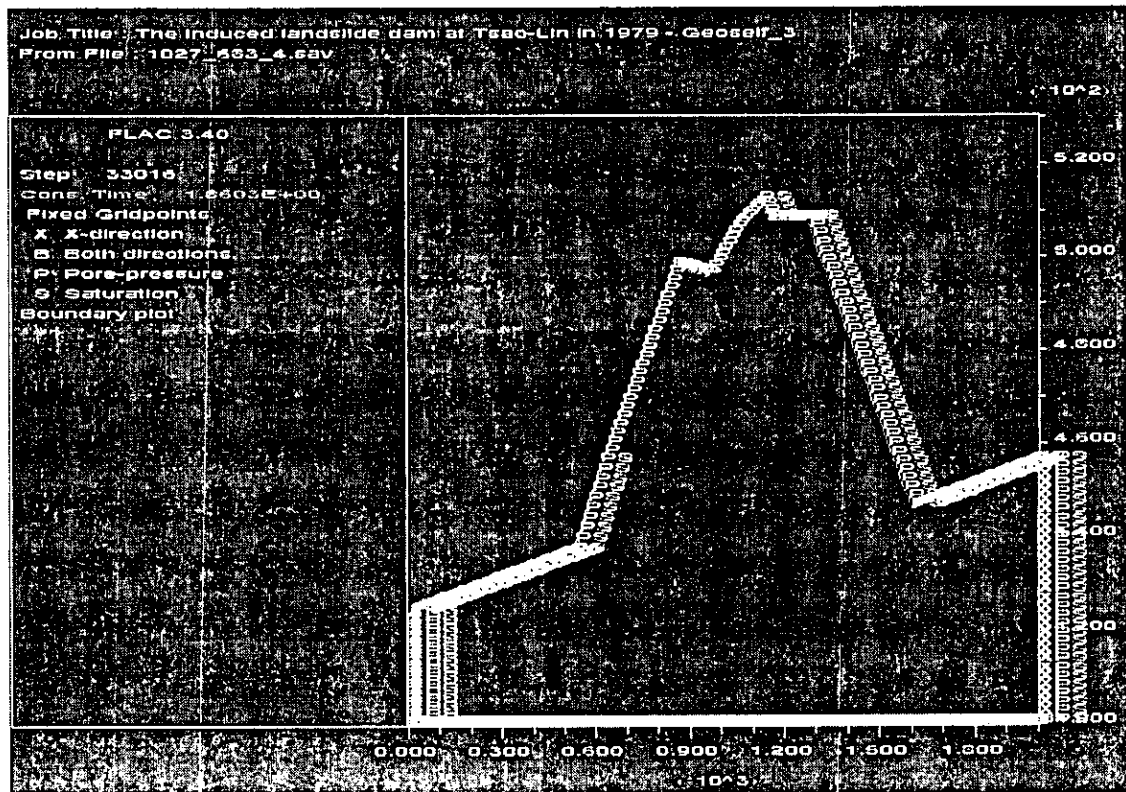


圖 3.20 溢流後造成第二次沖刷之穩態滲流邊界條件圖(水位為 512 公尺時)

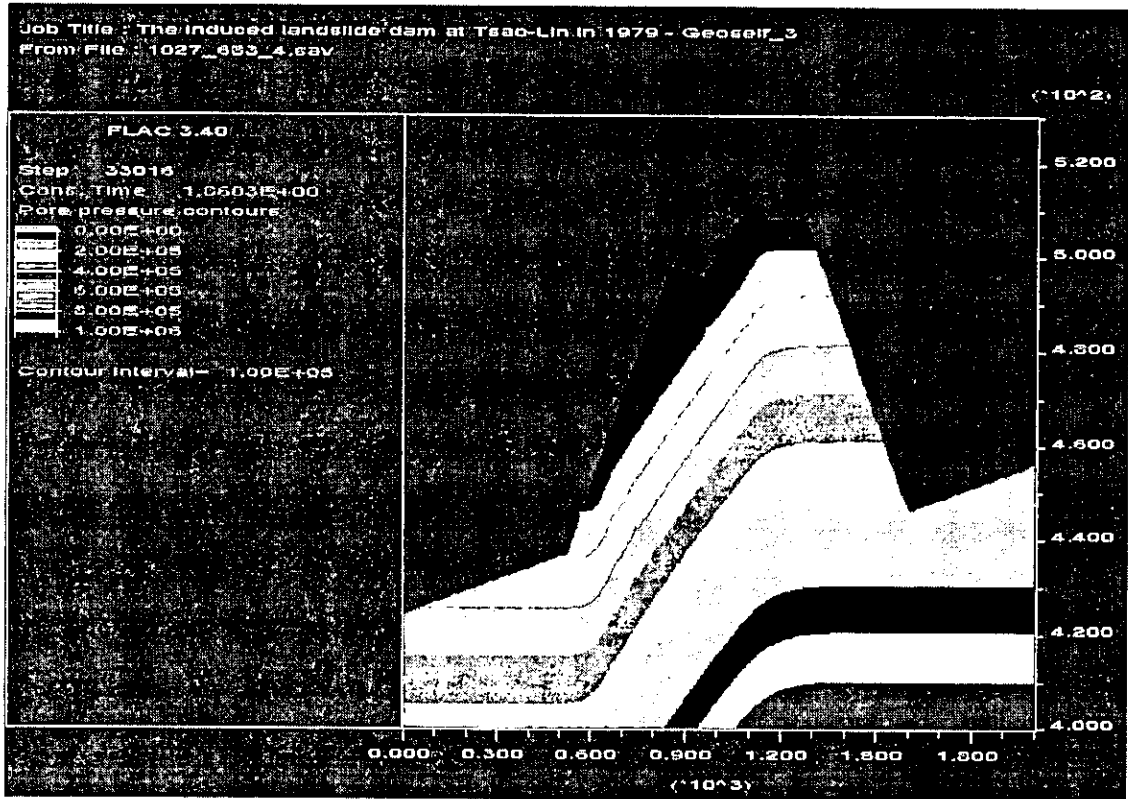


圖 3.21 溢流後造成第二次沖刷之孔隙水壓力分佈圖(當水位為 512 公尺時)

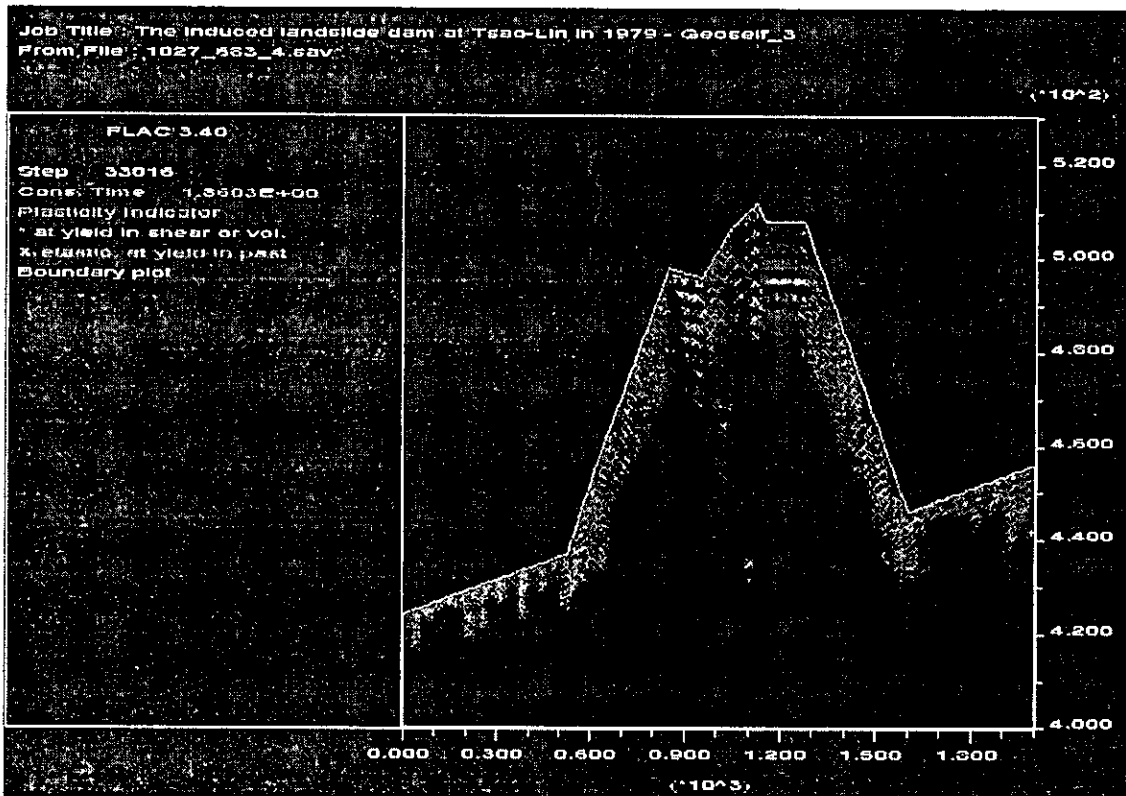


圖 3.22 溢流後造成第二次沖刷之塑性狀態分佈圖(當水位為 512 公尺時)

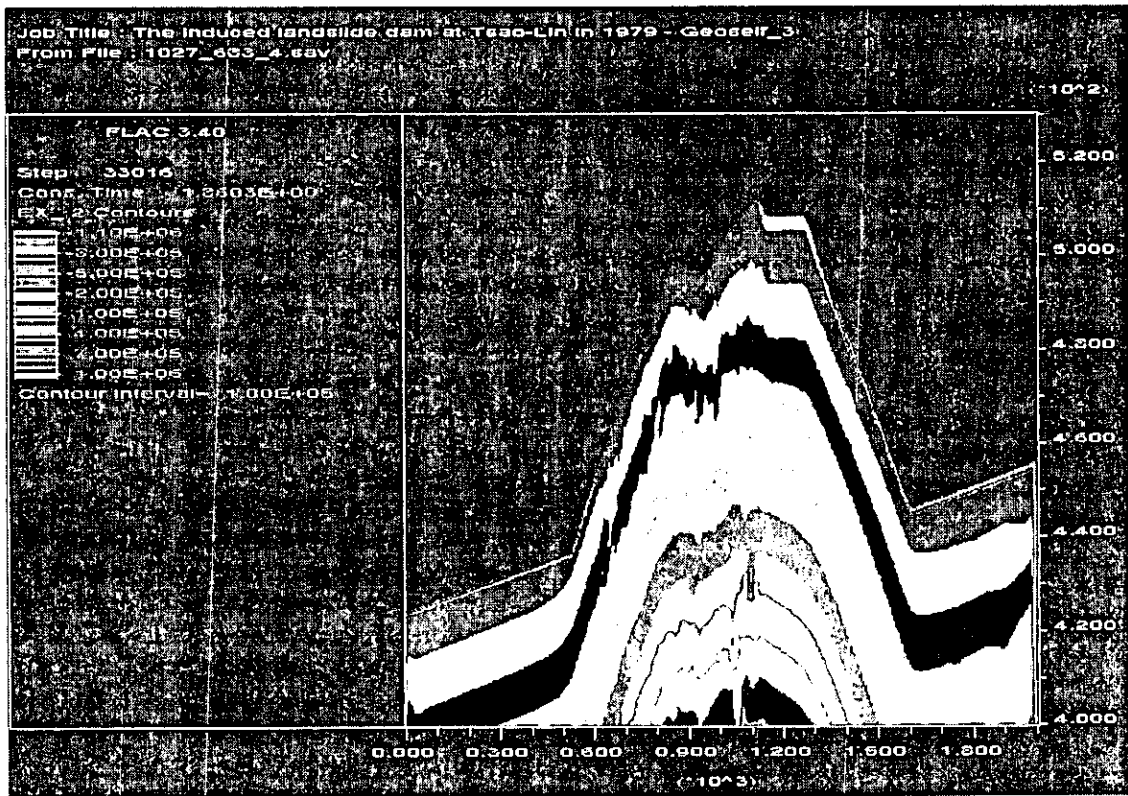


圖 3.23 溢流後造成第二次沖刷之有效應力分佈圖（當水位為 512 公尺時）

(5) 壩頂溢流後造成第三次沖刷之模擬結果（水位為 499 公尺時）

由第二次沖刷後所帶走之土石所形成之新斷面的網格圖如圖 3.24 所示（仍使用 6231 個節點）；此時上游之水位下降成 499 公尺（下游水位仍保持為 456 公尺），其靜力平衡與穩態滲流之邊界束制條件如圖 3.25 與圖 3.26 所示，而孔隙水壓力、塑性狀態與有效應力分佈圖則分別示於圖 3.27、圖 3.28 與圖 3.29。

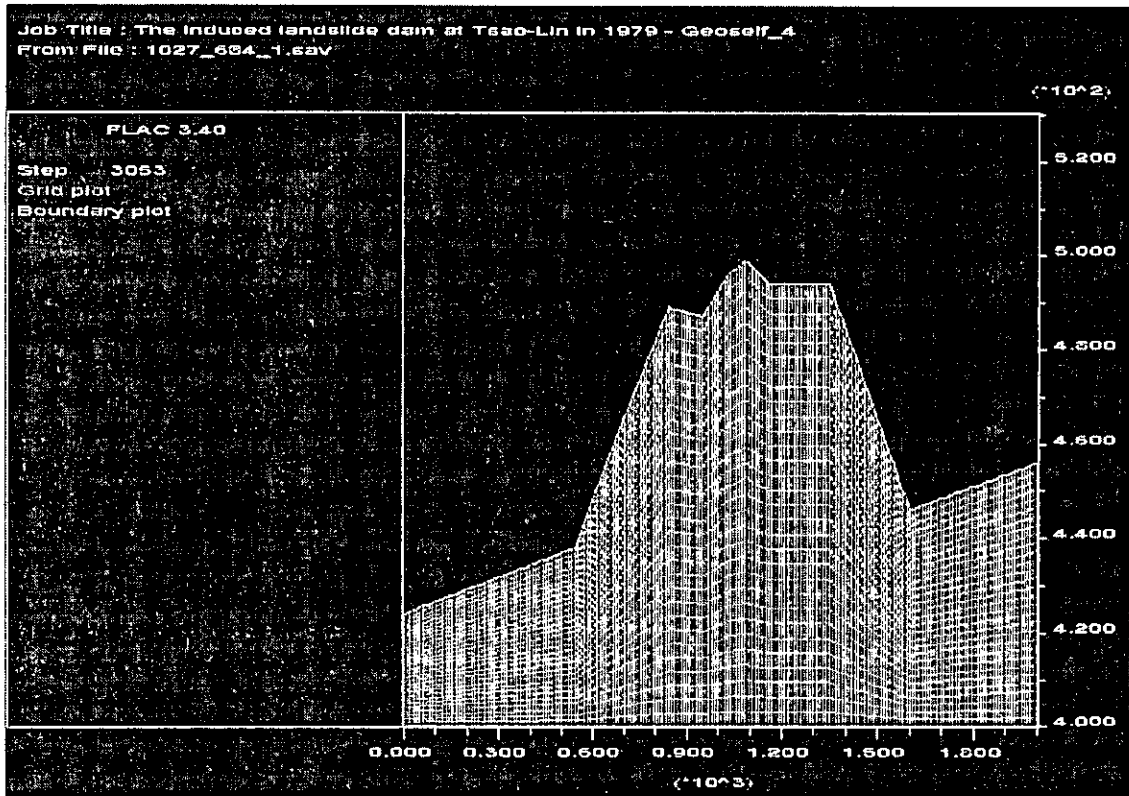


圖 3.24 溢流後造成第三次沖刷之縱剖面網格圖

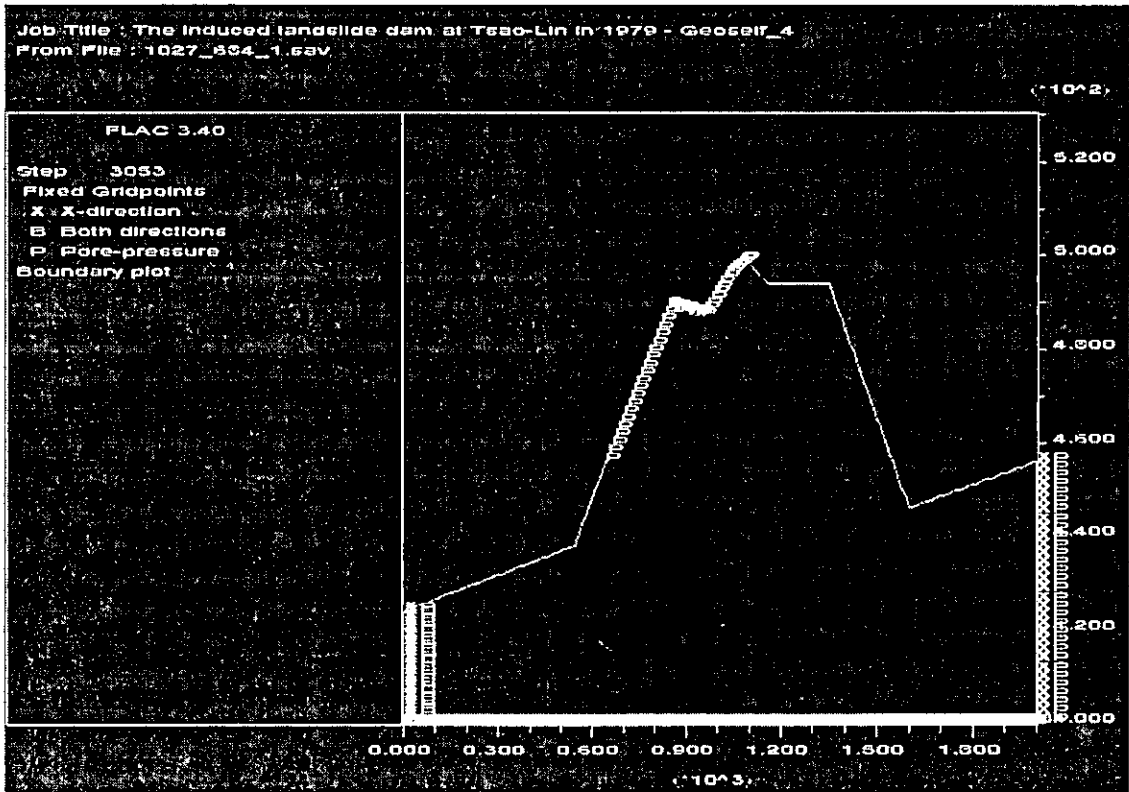


圖 3.25 溢流後造成第三次沖刷之靜力平衡邊界條件圖(水位為 499 公尺時)

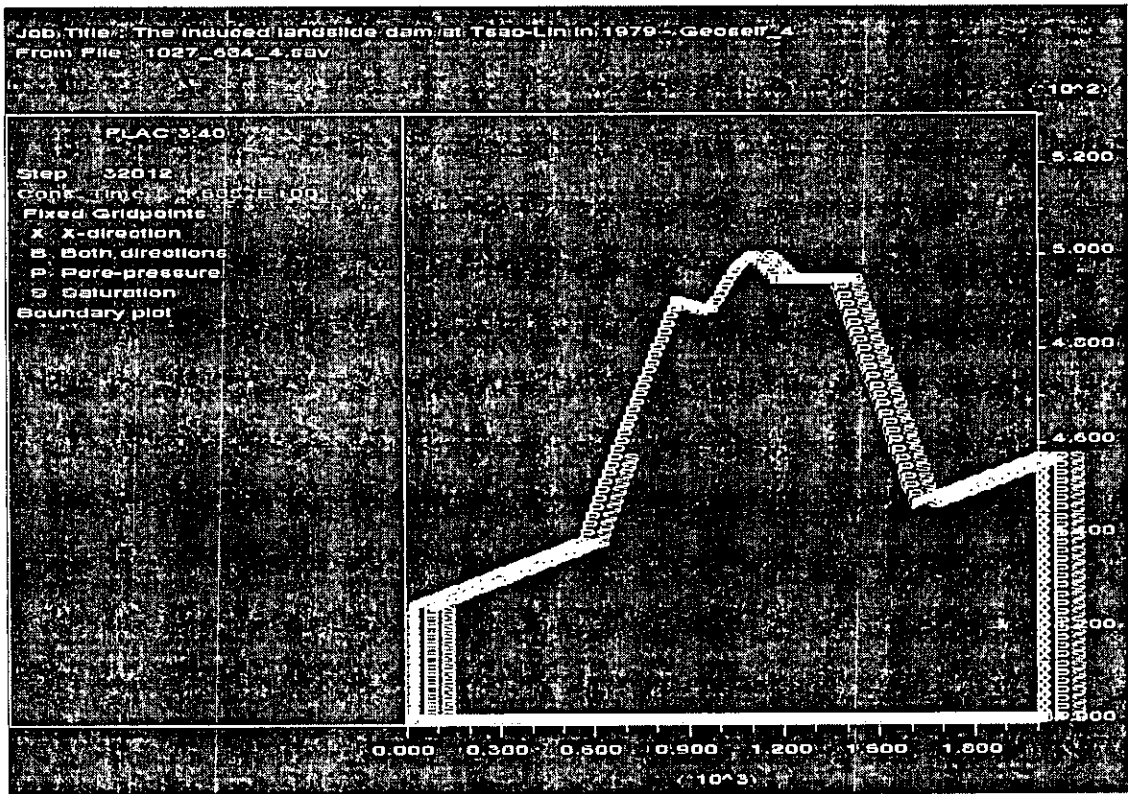


圖 3.26 溢流後造成第三次沖刷之穩態滲流邊界條件圖(水位為 499 公尺時)

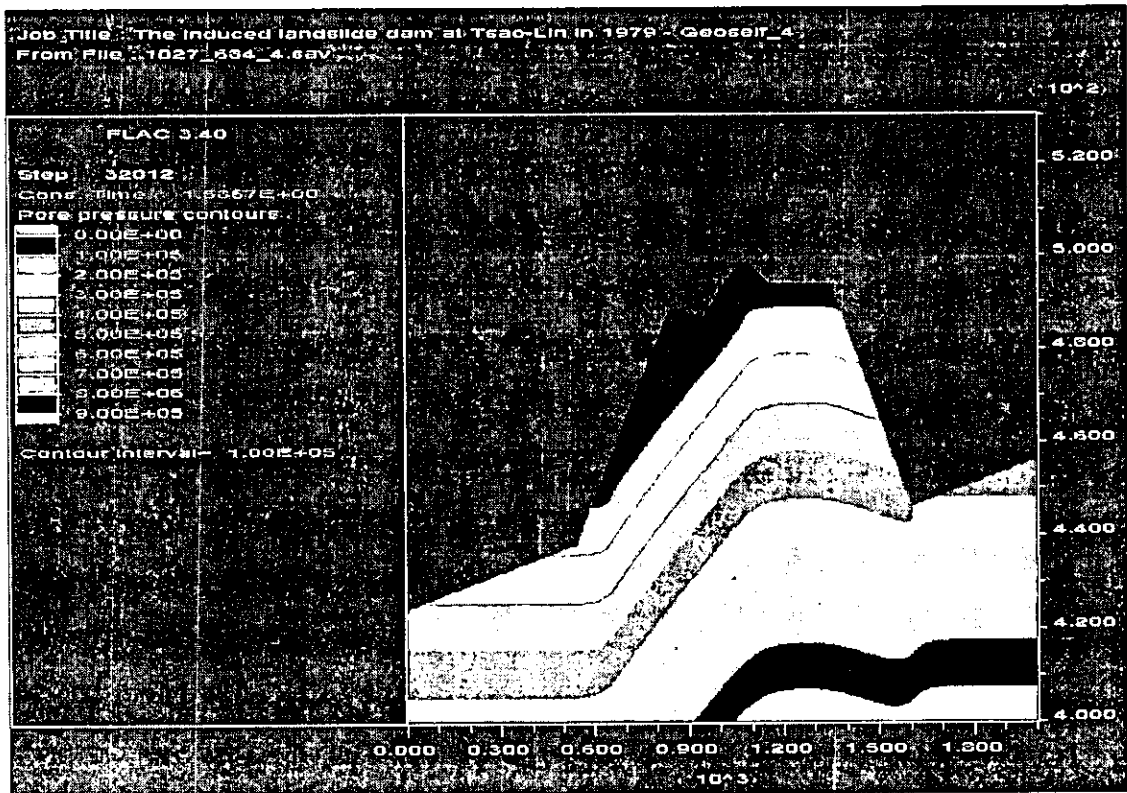


圖 3.27 溢流後造成第三次沖刷之孔隙水壓力分佈圖(當水位為 499 公尺時)

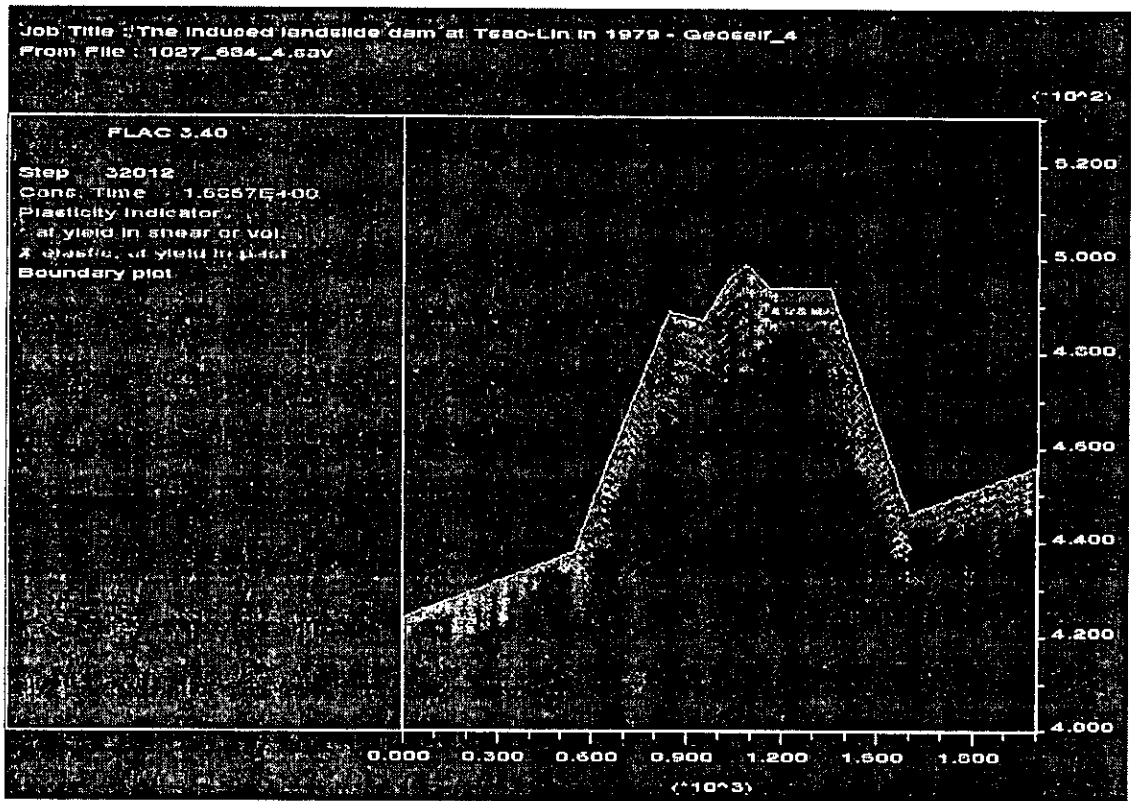


圖 3.28 溢流後造成第三次沖刷之塑性狀態分佈圖（當水位為 499 公尺時）

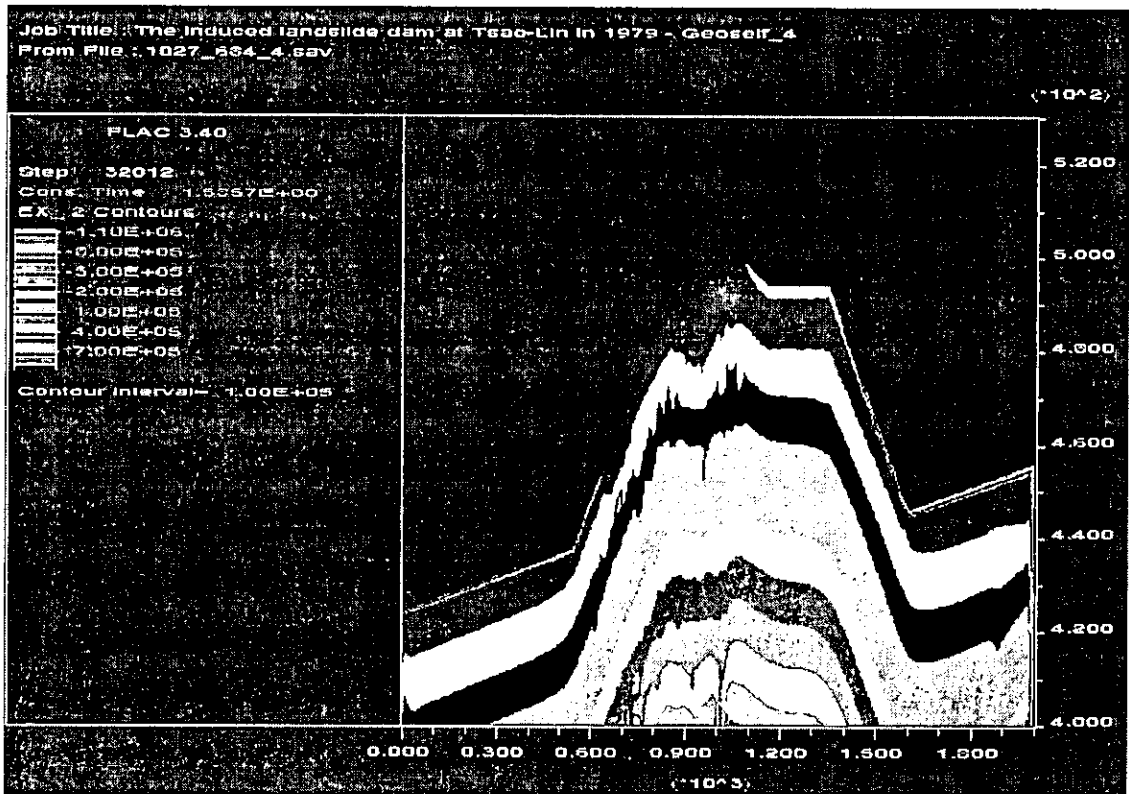


圖 3.29 溢流後造成第三次沖刷之有效應力分佈圖（當水位為 499 公尺時）

(6) 壩頂溢流後造成第四次沖刷之模擬結果 (水位為 487 公尺時)

相同地，由第三次沖刷後所帶走之土石所形成之新斷面的網格圖如圖 3.30 所示 (仍使用 6231 個節點)；此時上游之水位下降成 487 公尺 (下游水位仍保持為 456 公尺)，其靜力平衡與穩態滲流之邊界束制條件如圖 3.31 與圖 3.32 所示，而孔隙水壓力、塑性狀態與有效應力分佈圖則分別示於圖 3.33、圖 3.34 與圖 3.35。

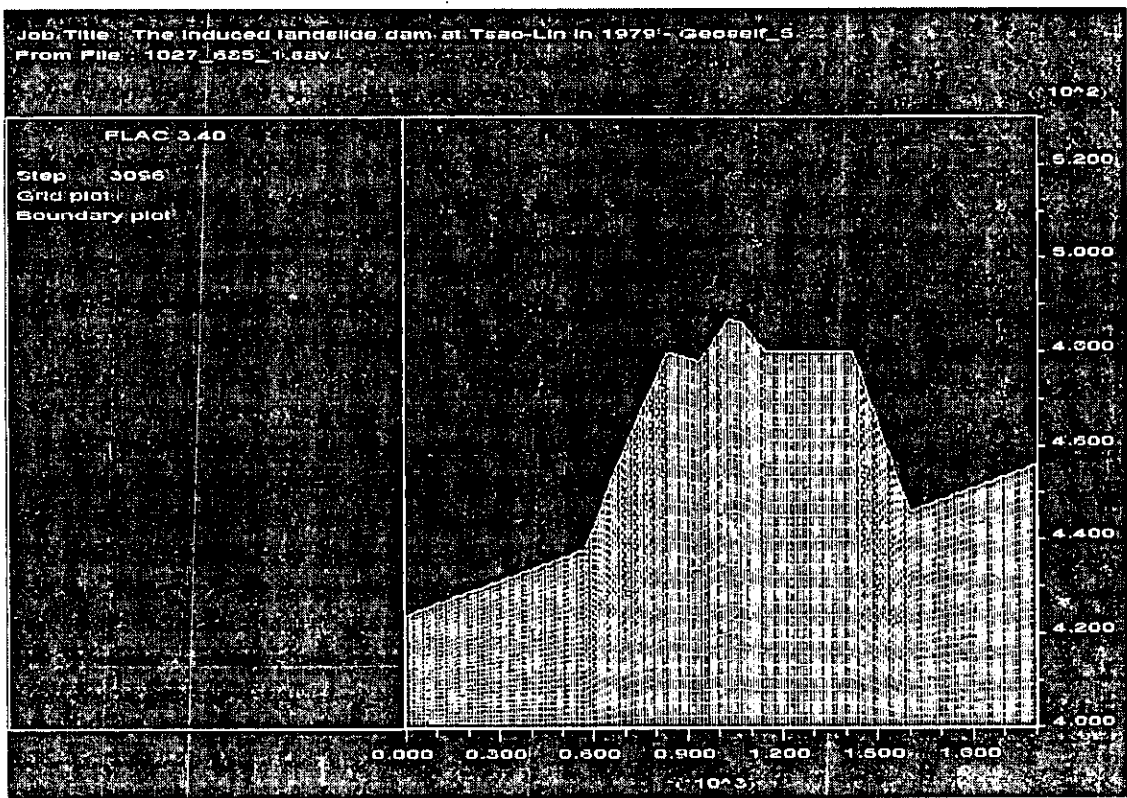


圖 3.30 溢流後造成第四次沖刷之縱剖面網格圖

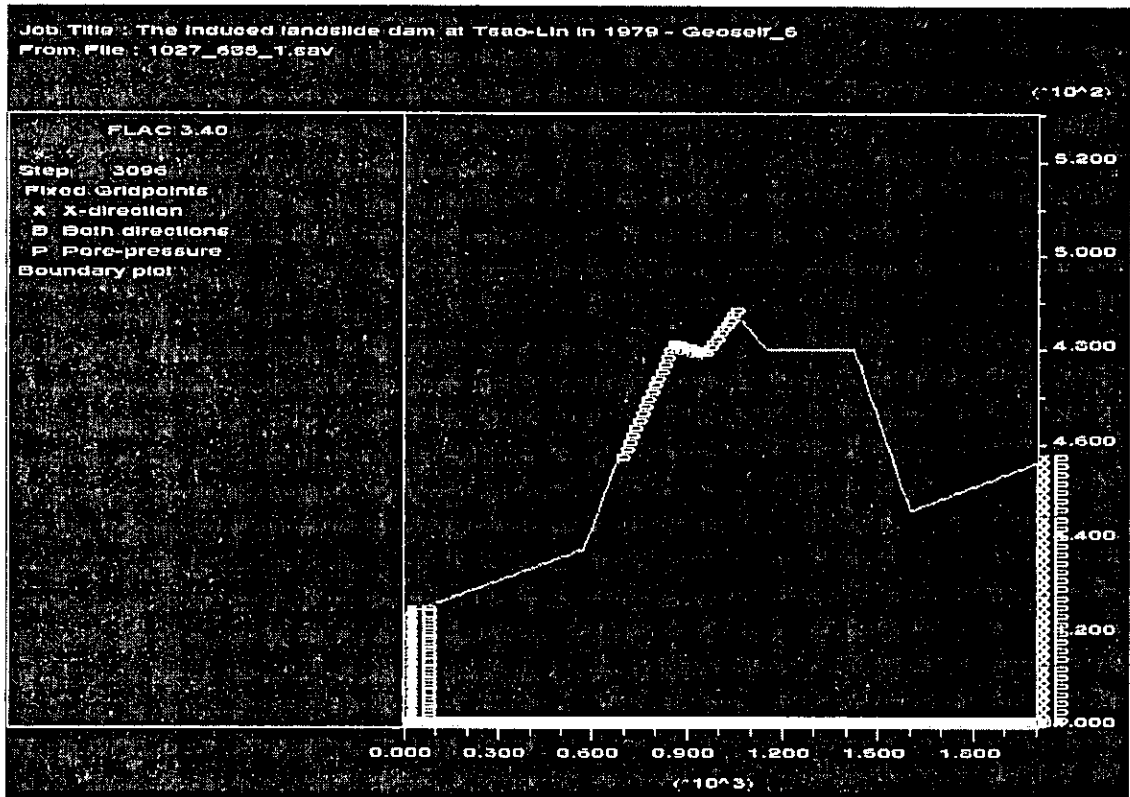


圖 3.31 溢流後造成第四次沖刷之靜力平衡邊界條件圖(水位為 487 公尺時)

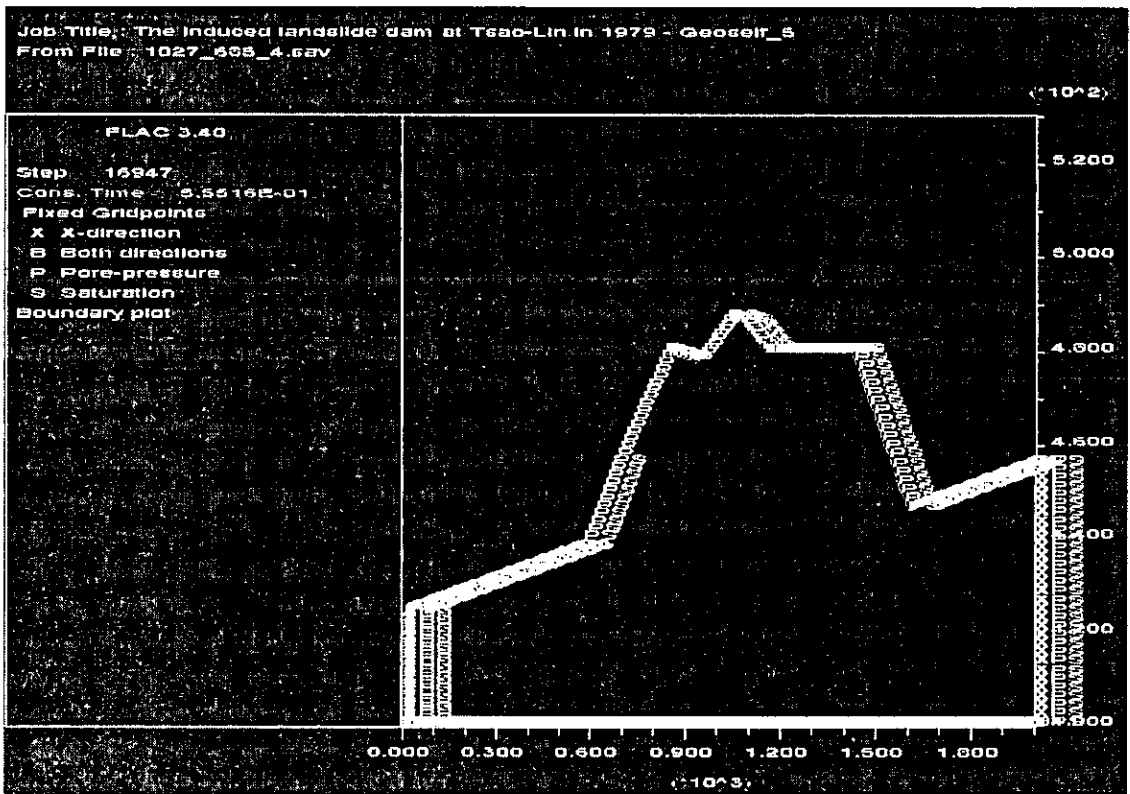


圖 3.32 溢流後造成第四次沖刷之穩態滲流邊界條件圖(水位為 487 公尺時)

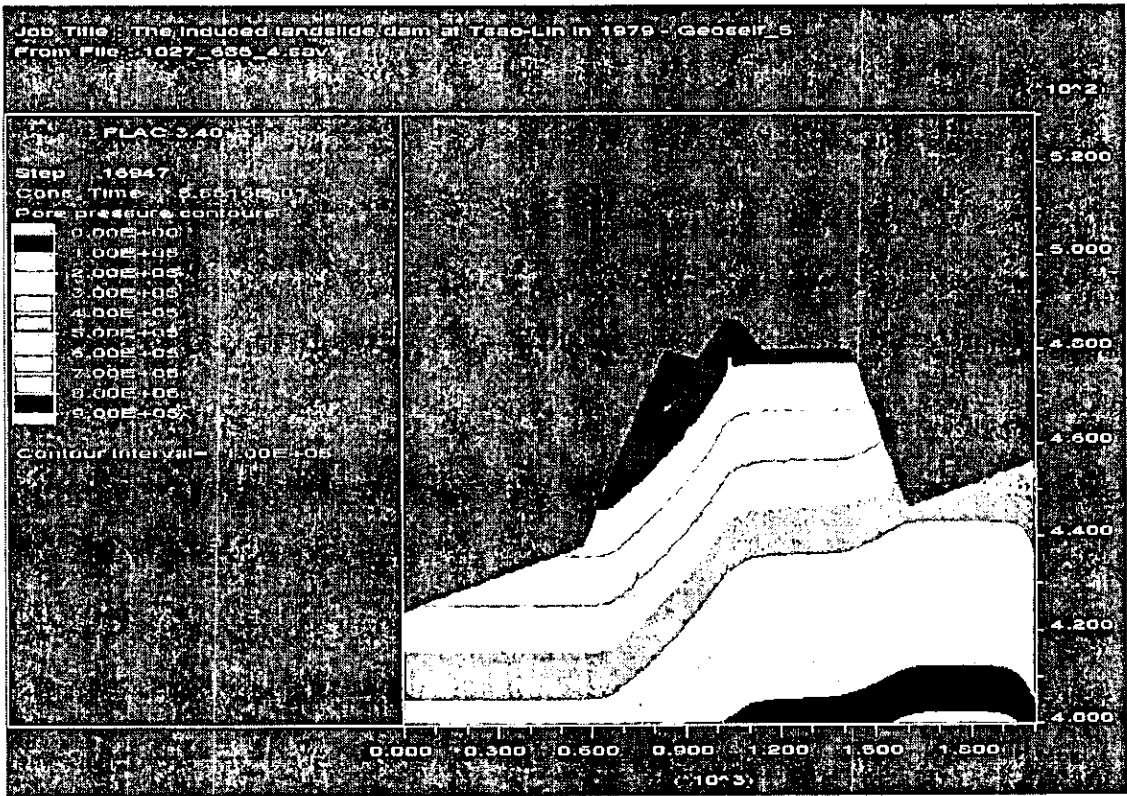


圖 3.33 溢流後造成第四次沖刷之孔隙水壓力分佈圖(當水位為 487 公尺時)

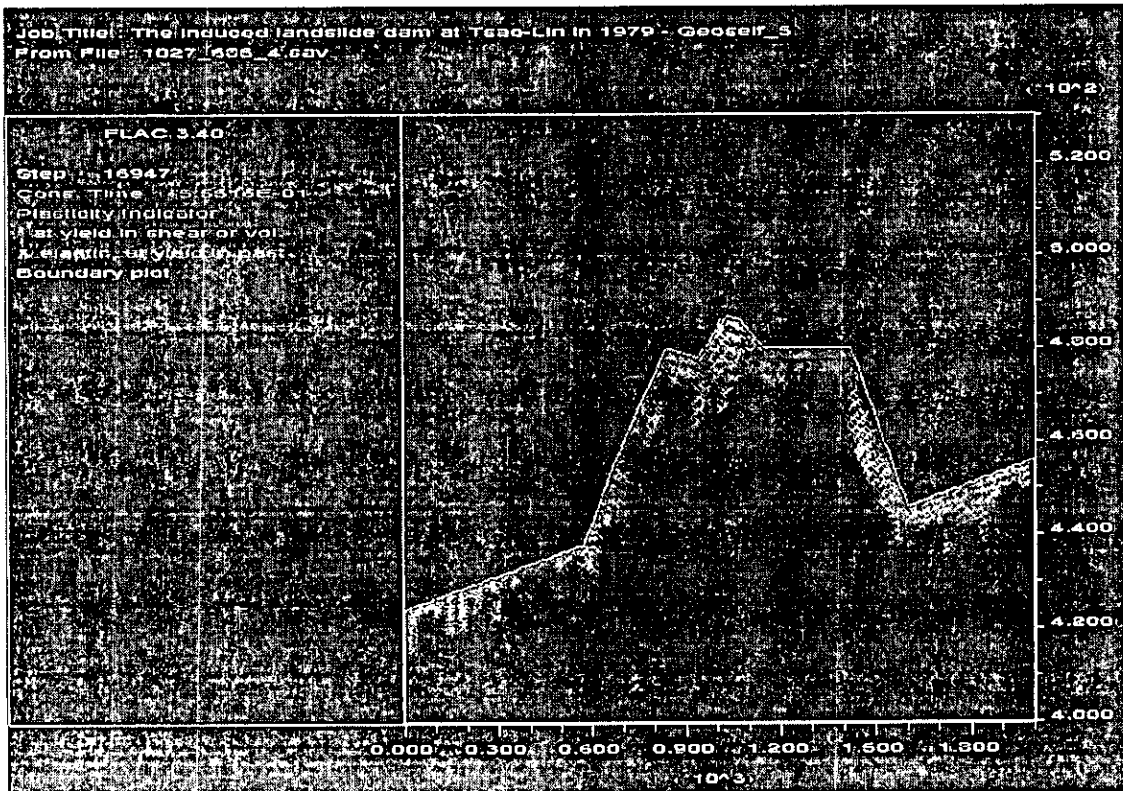


圖 3.34 溢流後造成第四次沖刷之塑性狀態分佈圖(當水位為 487 公尺時)

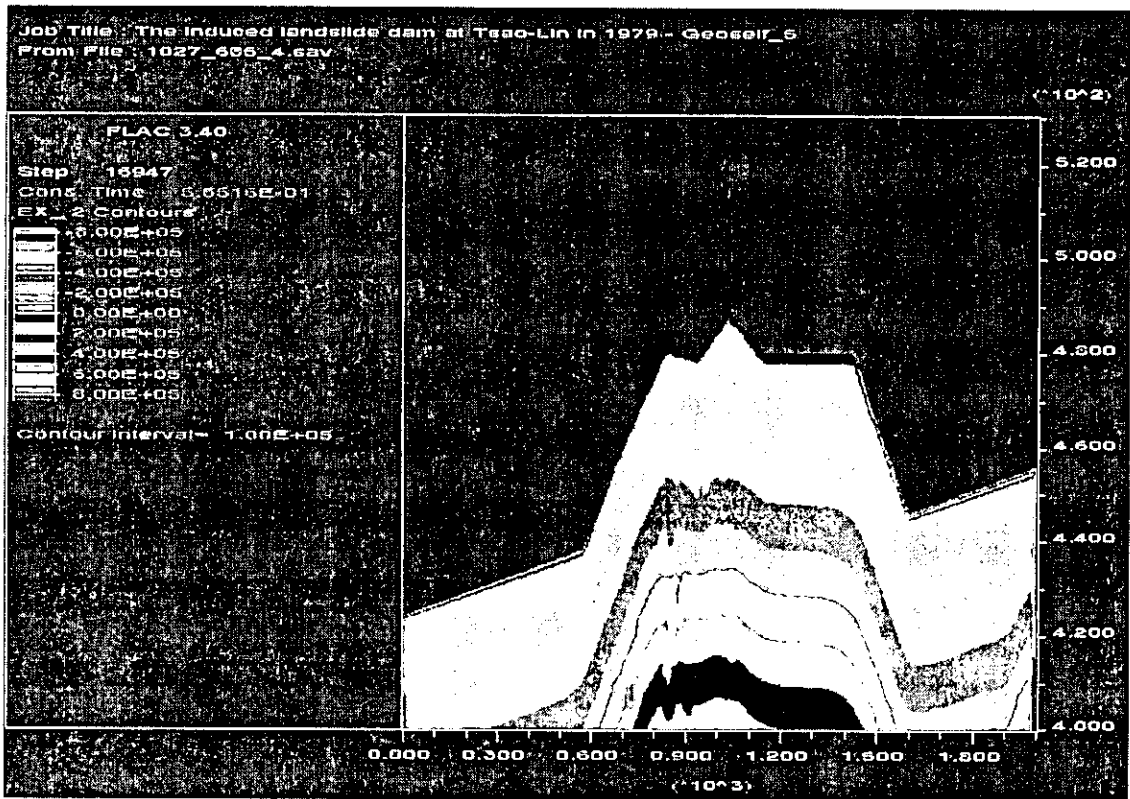


圖 3.35 溢流後造成第四次沖刷之有效應力分佈圖（當水位為 487 公尺時）

(7) 壩頂溢流後造成第五次沖刷之模擬結果（水位為 474 公尺時）

由第四次沖刷後所帶走之土石所形成之新斷面的網格圖如圖 3.36 所示（仍使用 6231 個節點）；此時上游之水位下降成 474 公尺（下游水位仍保持為 456 公尺），其靜力平衡與穩態滲流之邊界束制條件如圖 3.37 與圖 3.38 所示，而孔隙水壓力、塑性狀態與有效應力分佈圖則分別示於圖 3.39、圖 3.40 與圖 3.41。

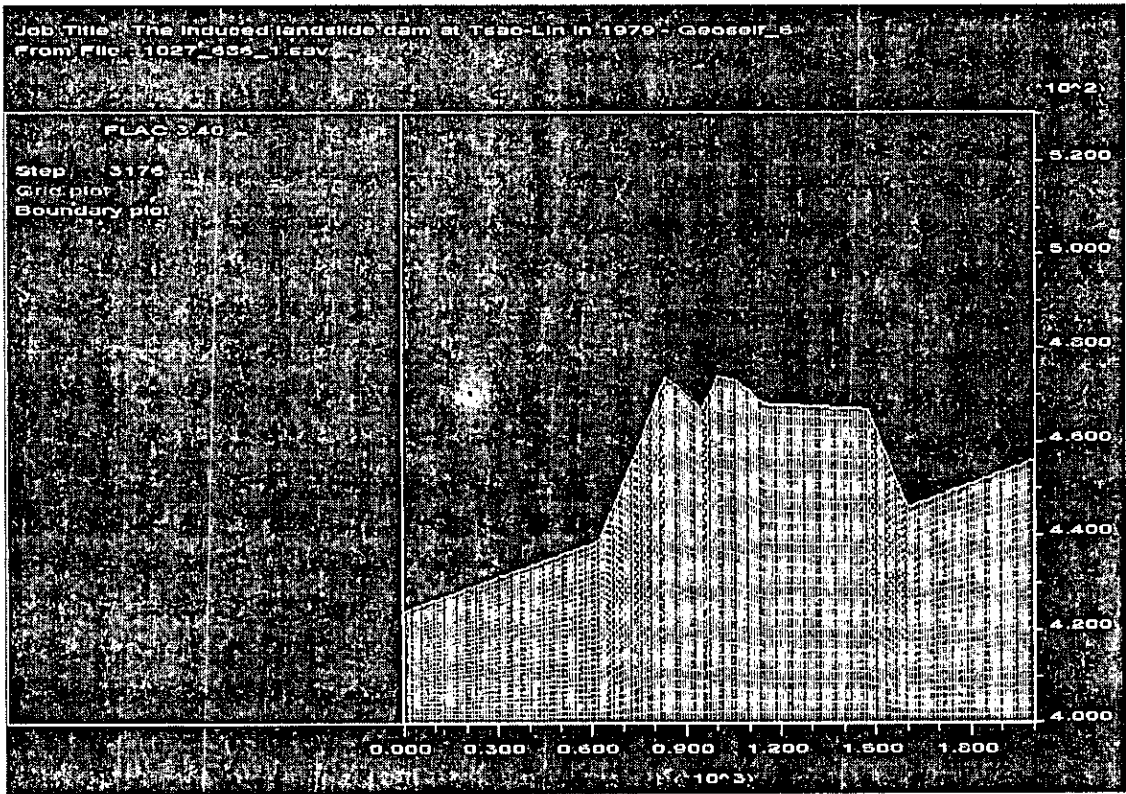


圖 3.36 溢流後造成第五次沖刷之縱剖面網格圖

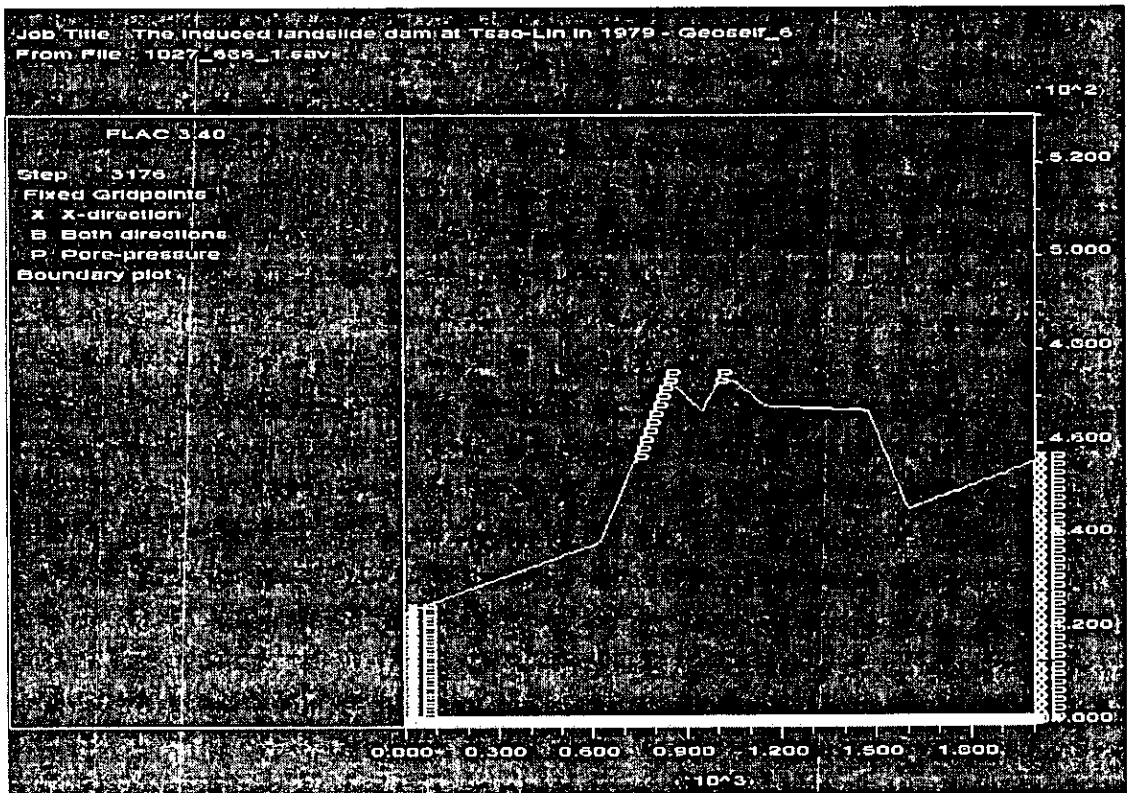


圖 3.37 溢流後造成第五次沖刷之靜力平衡邊界條件圖(水位為474公尺時)

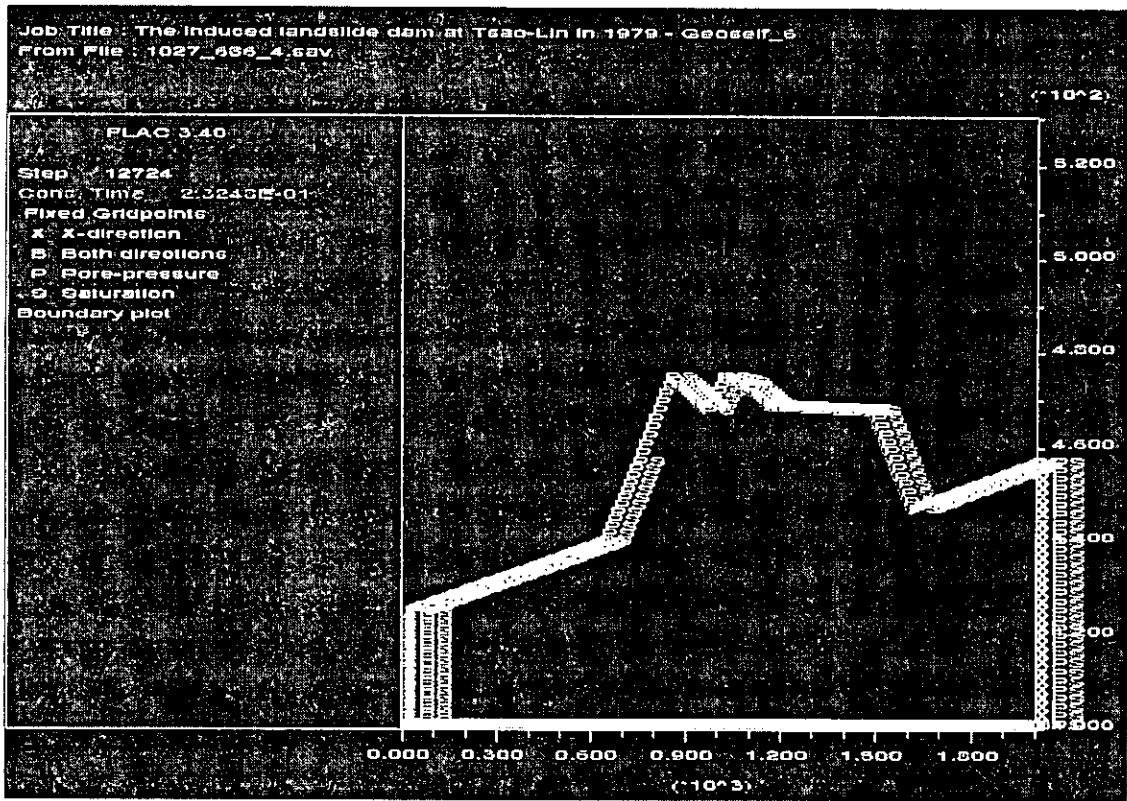


圖 3.38 溢流後造成第五次沖刷之穩態滲流邊界條件圖(水位為 474 公尺時)

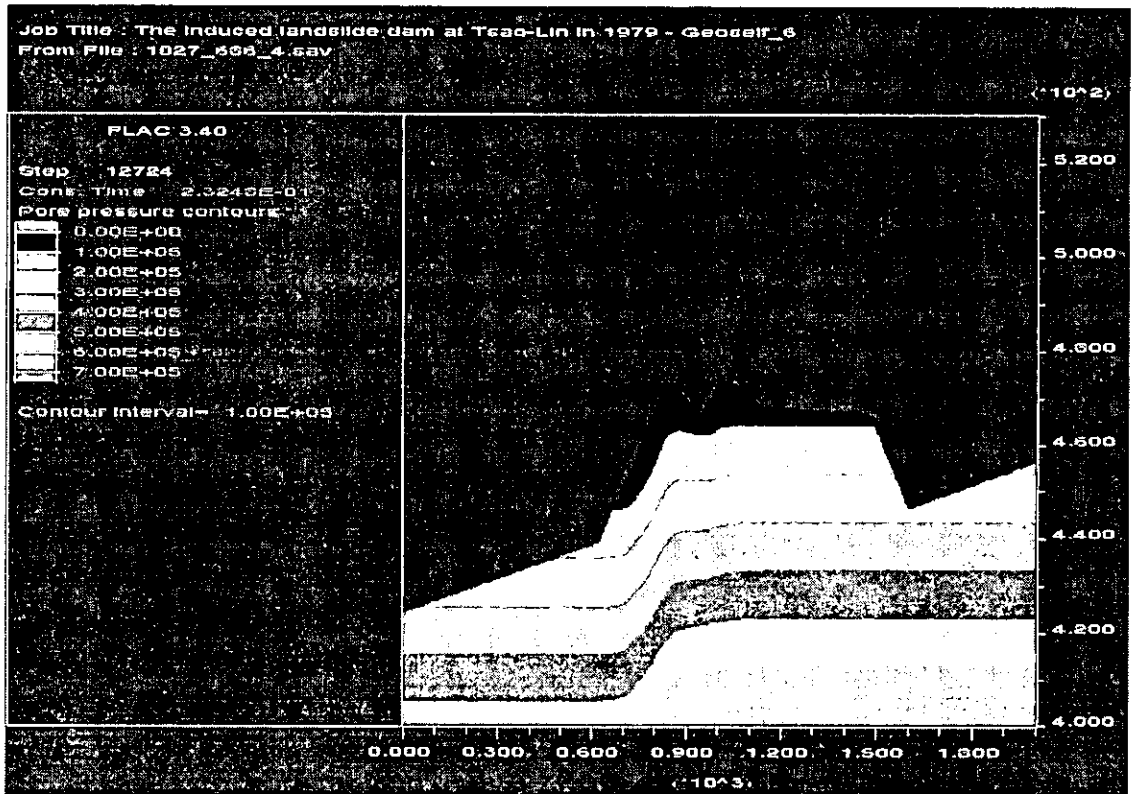


圖 3.39 溢流後造成第五次沖刷之孔隙水壓力分佈圖(當水位為 474 公尺時)

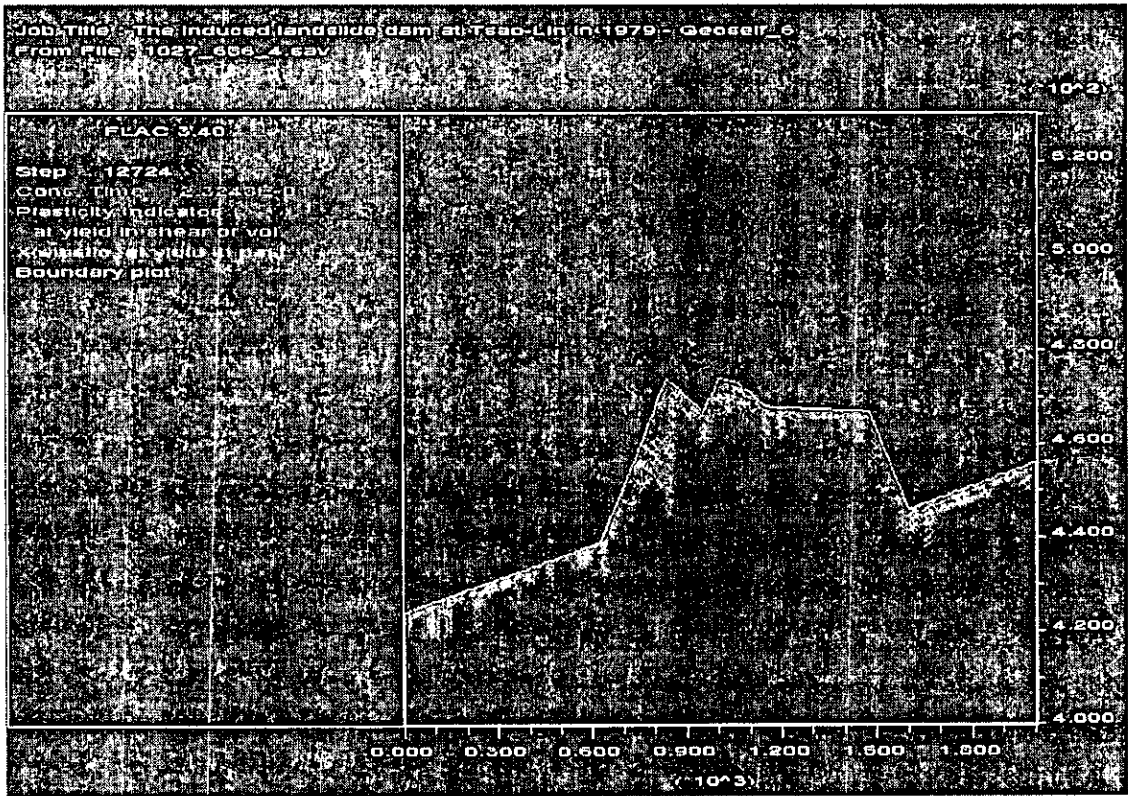


圖 3.40 溢流後造成第五次沖刷之塑性狀態分佈圖（當水位為 474 公尺時）

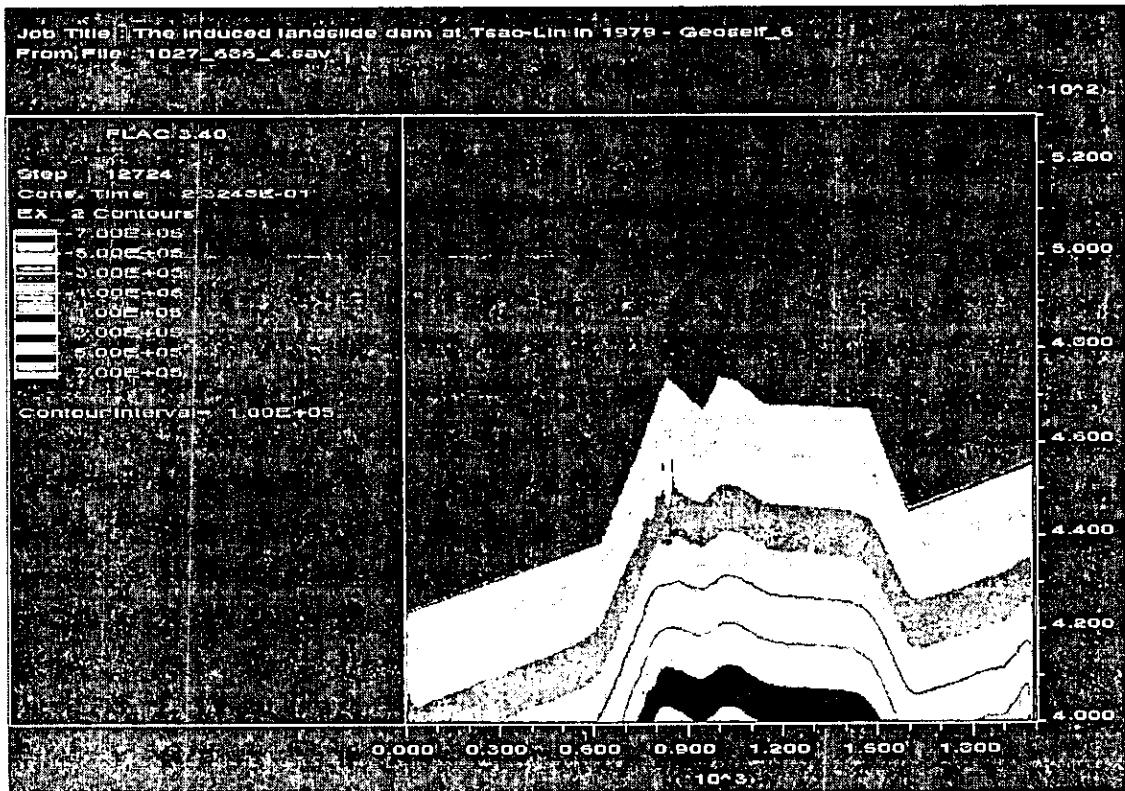


圖 3.41 溢流後造成第五次沖刷之有效應力分佈圖（當水位為 474 公尺時）

(8) 壩頂溢流後造成第六次沖刷之模擬結果 (水位為 463 公尺時)

由第五次沖刷後所帶走之土石所形成之新斷面的網格圖如圖 3.42 所示 (仍使用 6231 個節點)；此時上游之水位下降成 463 公尺 (下游水位仍保持為 456 公尺)，其靜力平衡與穩態滲流之邊界束制條件如圖 3.43 與圖 3.44 所示，而孔隙水壓力、塑性狀態與有效應力分佈圖則分別示於圖 3.45、圖 3.46 與圖 3.47。

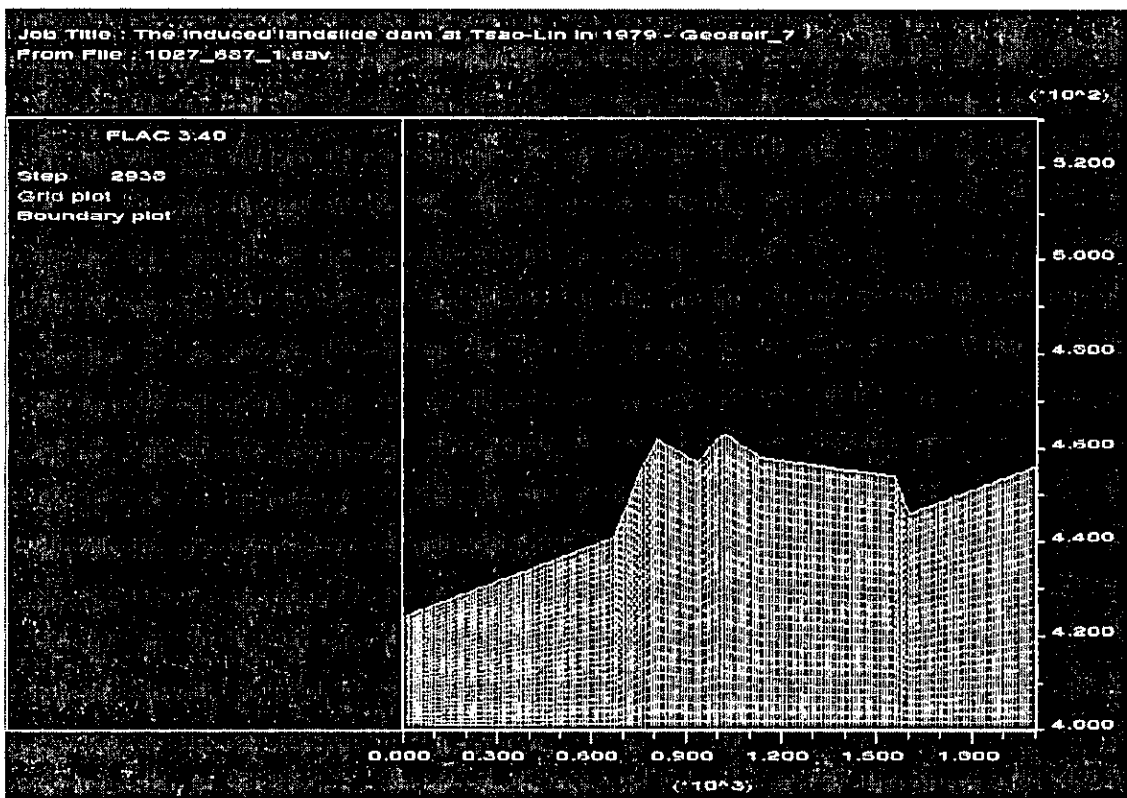


圖 3.42 溢流後造成第六次沖刷之縱剖面網格圖

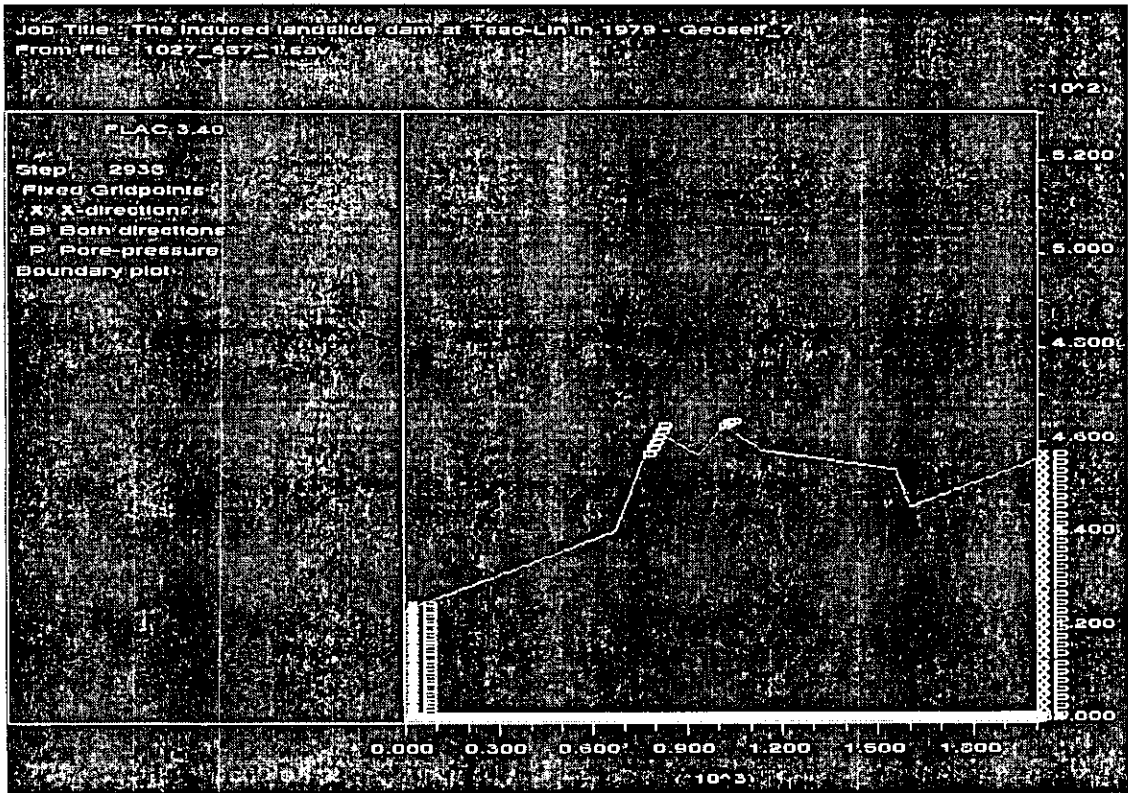


圖 3.43 溢流後造成第六次沖刷之靜力平衡邊界條件圖(水位為 463 公尺時)

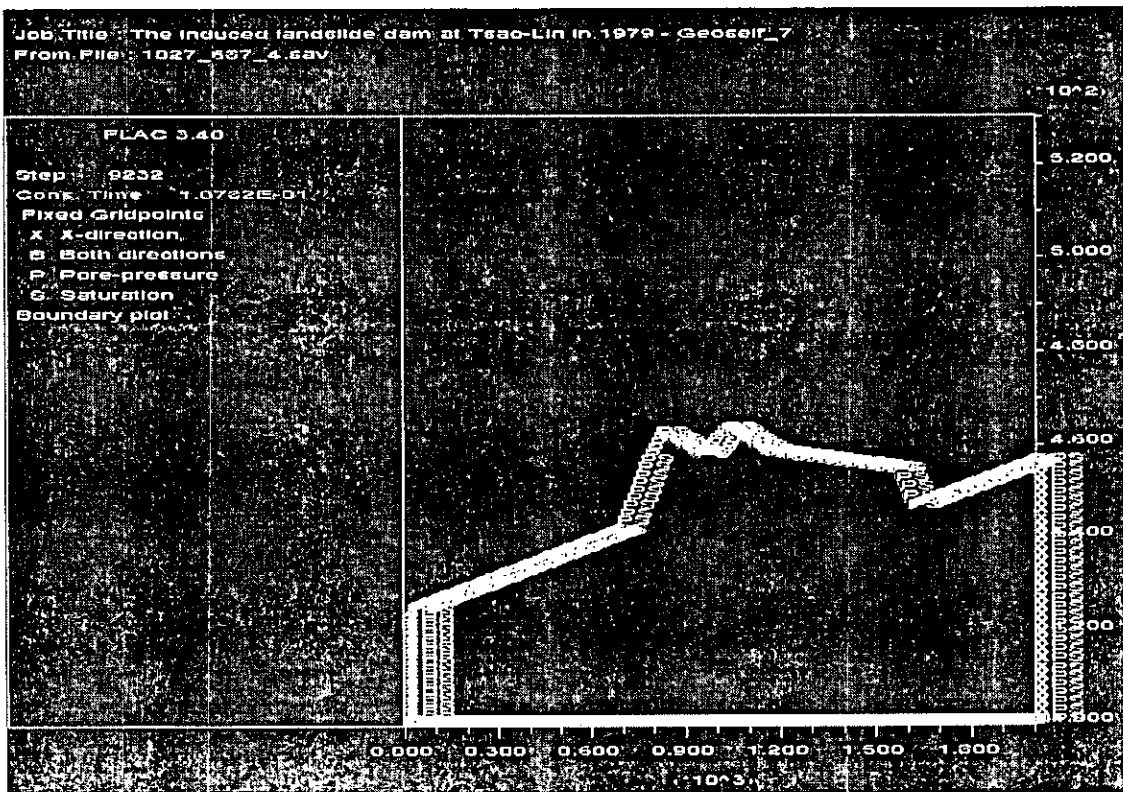


圖 3.44 溢流後造成第六次沖刷之穩態滲流邊界條件圖(水位為 463 公尺時)

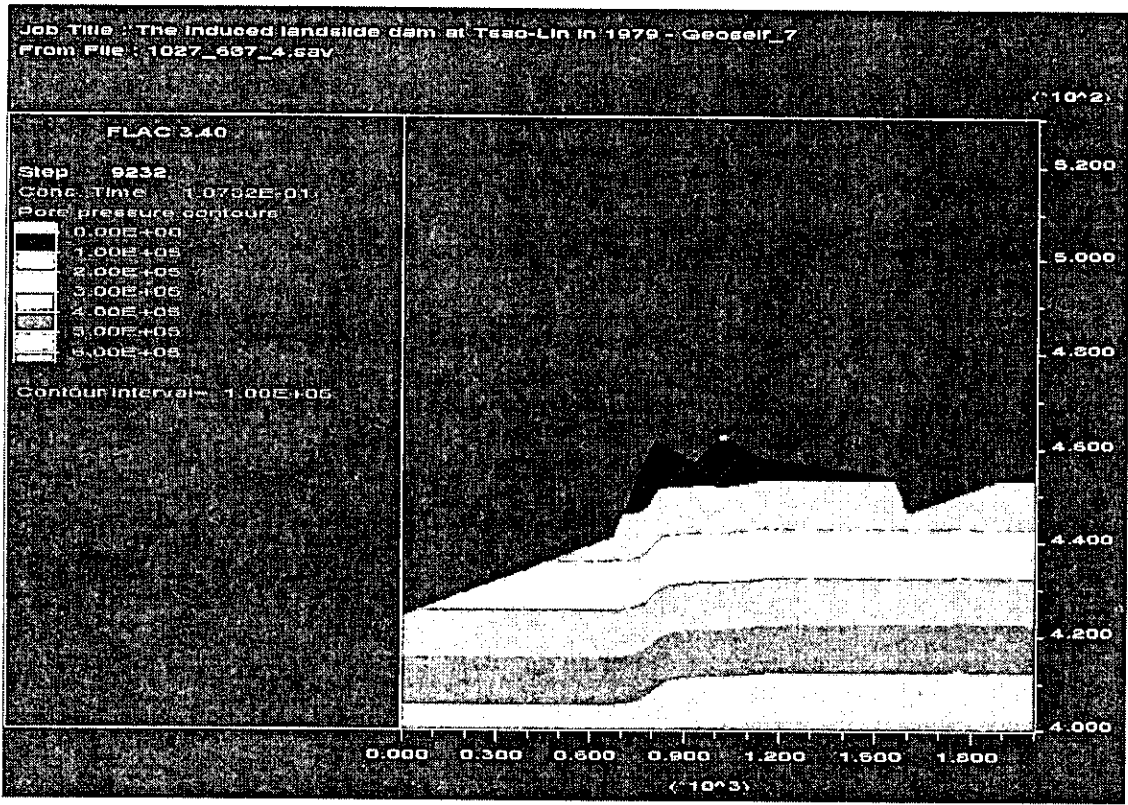


圖 3.45 溢流後造成第六次沖刷之孔隙水壓力分佈圖(當水位為 463 公尺時)

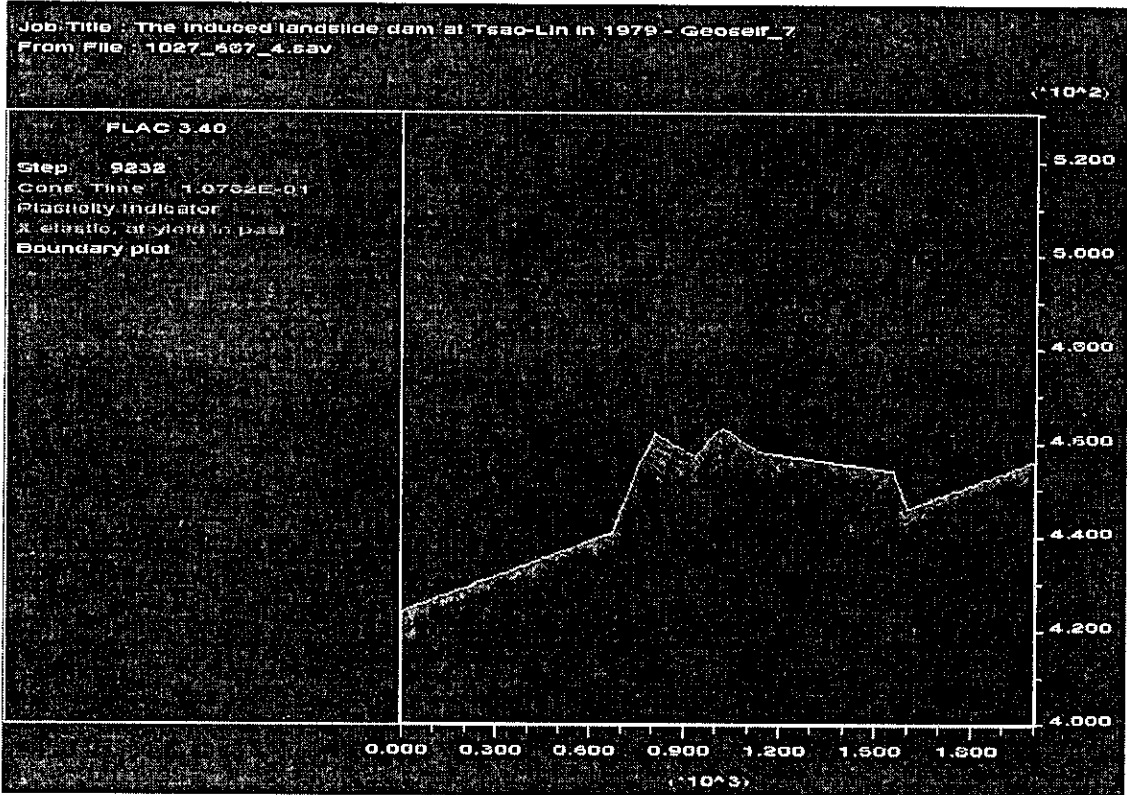


圖 3.46 溢流後造成第六次沖刷之塑性狀態分佈圖 (當水位為 463 公尺時)

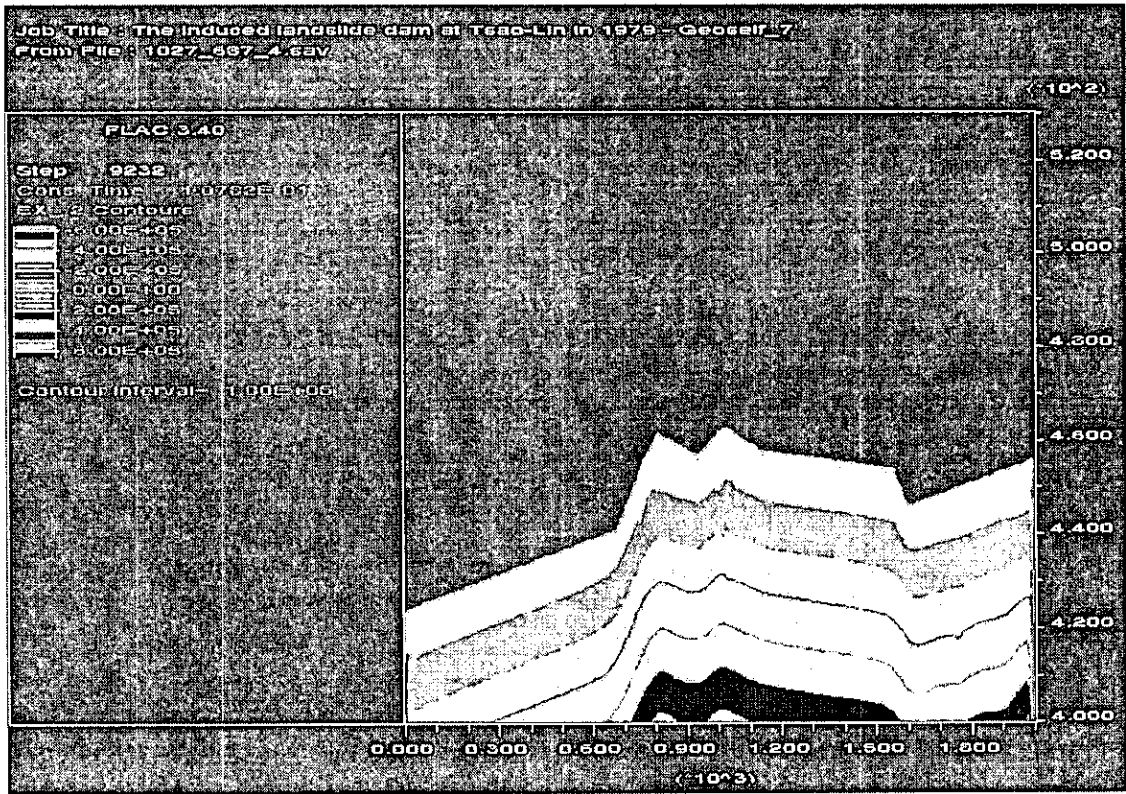


圖 3.47 溢流後造成第六次沖刷之有效應力分佈圖（當水位為 463 公尺時）

(9) 壩頂溢流後造成第七次沖刷之縱剖面（全面潰決）

同樣地，將圖 3.44 之溢流後造成有效應力趨近於 0 的區域移除所得的新斷面係屬第七次沖刷之縱剖面，其 FLAC 網格圖如圖 3.48 所示；由此網格圖可看出，事實上，天然壩體之標高已低於所有模擬過程中所假設之下游虛擬水位（456 公尺），因此，可合理地推斷經過七次的沖刷後，河谷幾乎已恢復原狀，天然壩體全面潰決。

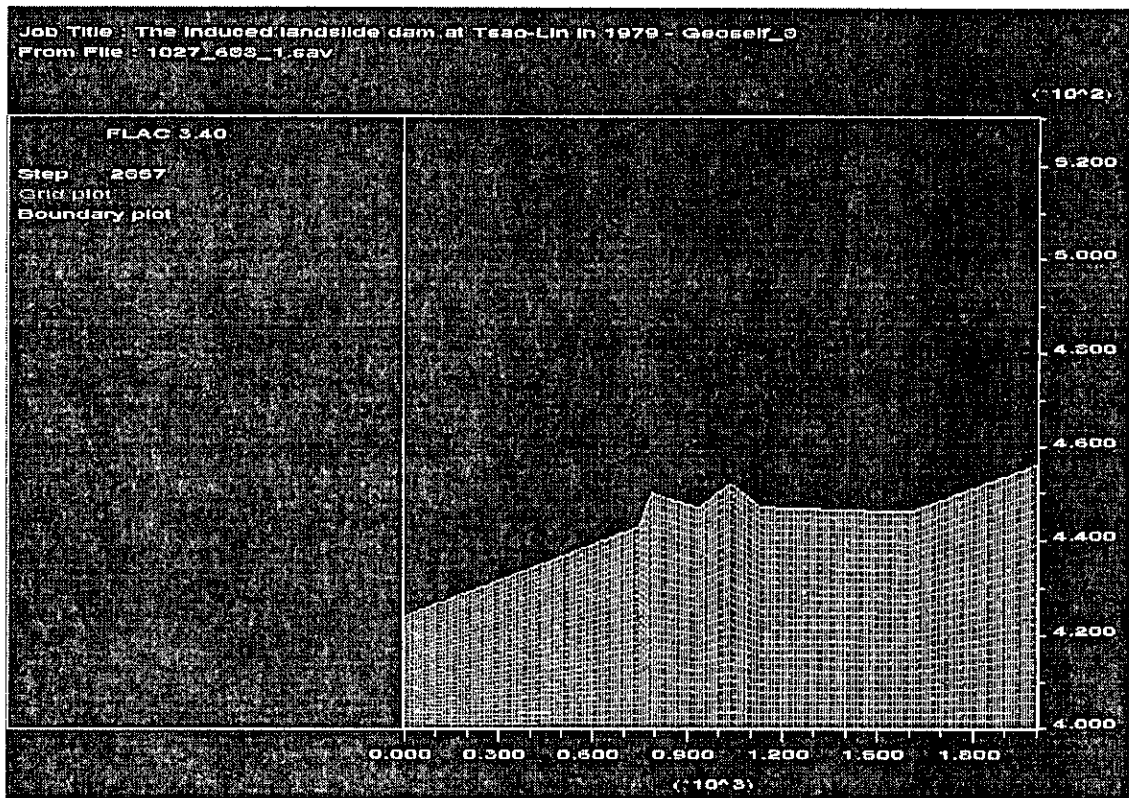


圖 3.48 壩頂溢流後造成最終縱剖面之網格圖

本研究試圖以大地工程的觀點來模擬天然壩體溢流所造成潰決之機制；經過多階段的沖刷過程可合理地用來模擬民國 68 年草嶺潭堰塞湖分段式潰決之機制，因此，使用 FLAC 軟體來分析模擬，不論是應用在本研究上或程式撰寫與使用上都是非常地方便與靈活。



3.1.2 天然壩潰口變化與潰壩流出流量分析

3.1.2.1 FLDWAV 模式與 BREACH 模式理論

FLDWAV 模式為結合 DWOPER 及 DAMBEK 模式之優點而成，於 80 年代中期由 Fread 及 Lewis 發展並完成測試。DWOPER 模式為一河川模擬演算模式，發展於 70 年代初期並在 80 年代初期加強其功能，使其能更普遍的運用於複雜之河川外貌，例如：不規則的地形、粗糙度的變化、側向流之有無、流向轉換、橋樑導致河槽斷面擴縮、閘門和水壩操作及風浪影響等。其功能限制為無法用於超臨界流流況、亞臨界流與超臨界混合流況及潰壩分析。DAMBRK 模式為一河川模擬演算模式，發展於 70 年代中期，被廣泛的運用於即時潰壩的洪水預報，廣為工程界所採用。程式主要內容包括三部分：

1. 描述潰壩時壩體潰口之大小尺寸與時序之關係。
2. 依據水庫入流歷線、水庫蓄水特性、溢洪道出流量及下游河段尾水位等資料，估算因潰壩水流溢出之流量歷線。
3. 利用河川變量流理論，演算洪水波往下游河道傳播之情形。

FLDWAV 模式在潰壩分析部分和動力波演算部分採用與 DAMBRK 模式相同原理之計算方法。潰壩分析以溢流堰理論為基礎，根據水庫蓄水量及壩體結構之潰口程度計算潰壩後之流量。在河道演算部分，改良 DAMBRK 模式僅能使用單一河川之缺點，成為可適用於多河川級序之複雜河川系統，以動力波理論模擬潰壩後洪水波之傳播情形。FLDWAV 模式並完成美國 Teton 壩等數個潰壩分析及密西西比河等多個河川系統之測試。



BREACH 模式在 1991 年由 Fread 修改完成，可模擬天然滑落或人造之土石壩潰壩時，潰口隨時間變化及出流流量歷線。其演算方法主要為結合上游入流歷線、水庫演算、堰流公式、曼寧公式、輸砂公式(Meyer-Peter and Muller 公式)及考慮壩體組成(D_{50} 、 C 、 φ 、 γ)以疊代方式求解潰決之流量歷線及潰口隨時間之變化。

(一) 潰口變化

FLDWAV 模式假設壩體破壞時，裂縫之形狀分為三角形、矩形、或梯形等三種。壩體潰口係從壩頂開始潰裂而面積假設係隨潰壩延時呈線性變化。潰壩延時則為壩體完全或部分崩潰所需之時間。

(二) 水庫出流歷線演算

影響水庫出流歷線之因素有四個：潰口形狀、潰壩延時、水庫水位及入流歷線。

在決定潰口形狀之後，即應決定潰壩延時。一般而言，土石壩與重力壩之潰壩時間較長，而拱壩所需時間較短，由於潰壩時間影響洪水波之速度、流量及水位，故潰壩之破壞延時需作一合理之選擇。水庫水位及入流歷線則係根據設計條件直接輸入模式。

當壩體之破壞情決定後，可依據當時水庫蓄水情況，再利用寬頂堰或孔口流公式計算水庫之溢流量，作為河川變量流演算之上游邊界條件。FLDWAV 模式中潰壩溢流量歷線之計算主要利用水庫之貯蓄演算法，並考



慮下游尾水對溢流量之影響。

(三) 下游洪水演算

FLDWAV 模式係以動力波來模擬潰壩後洪水波之形成及波傳至下游的情況，由於程式內對其輸入之河道斷面資料點數有所限制，需把原始斷面數據加以簡化。本計畫將原始不規則斷面簡化成多邊形斷面，然後每個斷面選用具有代表性之高程與水面寬關係輸入程式中，使簡化後之斷面與原始不規則斷面在相同水位情況下，具有相近之通水面積。至於規則化斷面代表性點之多寡則視選擇需要而定。本研究採用 10 點，即為每個斷面輸入 10 個高程及其所對應之水面寬。

3.1.2.2 分析方法與測試

(一) FLDWAV 模式模擬案例說明

先前已於期中報告中完成蓄水位 525 公尺、壩底 519 公尺，潰壩時間 1.0 小時，上游入流歷線 100 年及 200 年之重現期距洪水及民國 90 年桃芝颱風之模擬。為模擬更接近實際且更保守之情況，本次將潰壩延時縮短到 0.5hr，測試 FLDWAV 模式可模擬之壩體為，壩頂高 540 公尺、壩底 519 公尺(壩高 22m)；同時模擬壩頂高 540 公尺、壩底 470 公尺(壩高 70m)之情況，模擬案例如表 3-2。

各方案共同假設：

(1) 壩頂高程： 540 m

(2) 潰壩時湖水位： 540 m



- (3) 潰壩頂寬： 160 m
- (4) 潰壩底寬： 40 m
- (5) 潰口斜率： 1 V : 1.4 H
- (6) 曼寧係數： 0.035
- (7) 潰壩型式：溢頂潰壩
- (8) 斷面數量：89 個（斷面間距：300 公尺，不包含天然壩體）
- (9) 描述斷面點數： 10 個（底床寬所對應之高程，採用 89 年河道斷面資料）
- (10) 總模擬長度： 30.3 km（潰口至濁水溪匯流處）

表 3-2 FLDWAV 模擬方案

重現期距年 及壩體高度 潰壩延時	晴天 潰壩	100 年 (壩高 22m)	200 年 (壩高 22m)	晴天 潰壩	100 年 (壩高 70m)	200 年 (壩高 70m)
0.5 小時	A1	B1	C1	No	No	No
1.0 小時	A2	B2	C2	No	No	No
3.0 小時	A3	B3	C3	D	E	F

備註：若將壩體加高至 70 公尺，潰壩延時 0.5 小時及 1.0 小時，因潰壩程度過於激烈，模式無法收斂。

邊界條件

上游邊界條件為入流量，下游邊界條件為水位歷線，採台灣省水利局民國 86 年「濁水溪支流清水溪治理規劃報告」中，迴歸各重現期距年及其相對水位所得之流量—水位率定曲線。並將洪峰流量到達時間設計在潰壩延時之終點，以模擬最極端之情況。如圖 3.49~圖 3.52

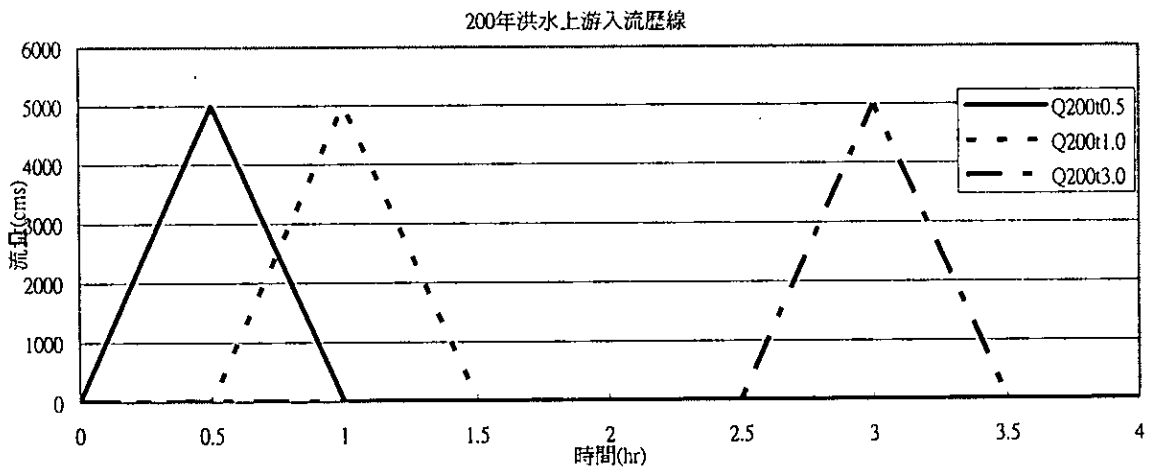


圖 3.49 案例 B1~B3 上游邊界條件

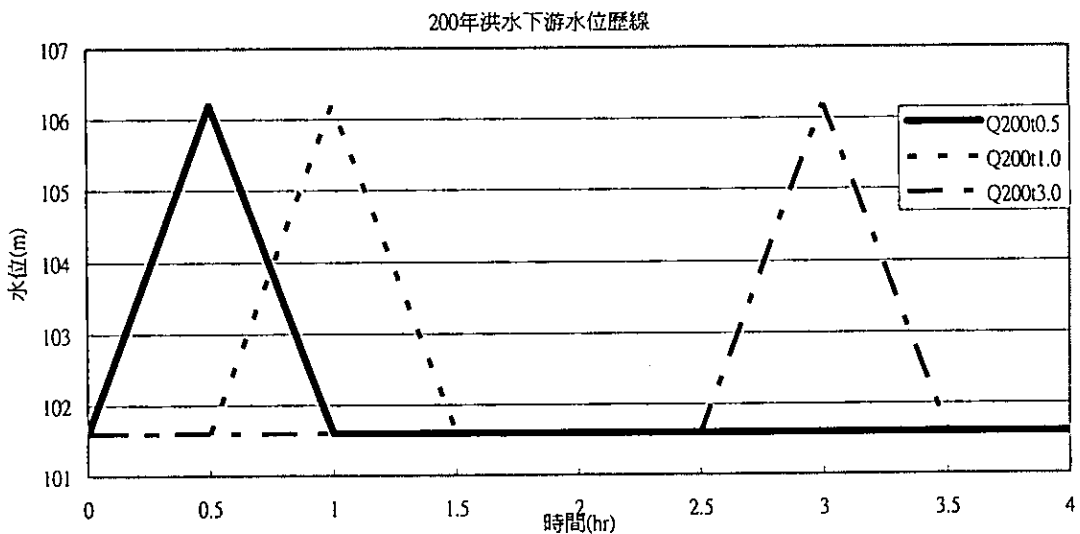


圖 3.50 案例 B1~B3 下游邊界條件

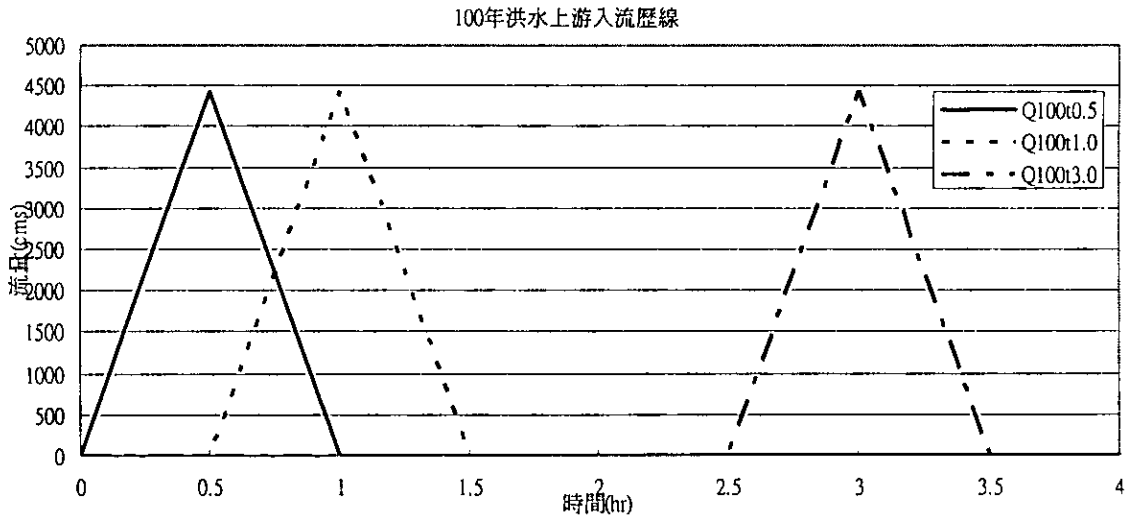


圖 3.51 案例 C1~C3 上游邊界條件

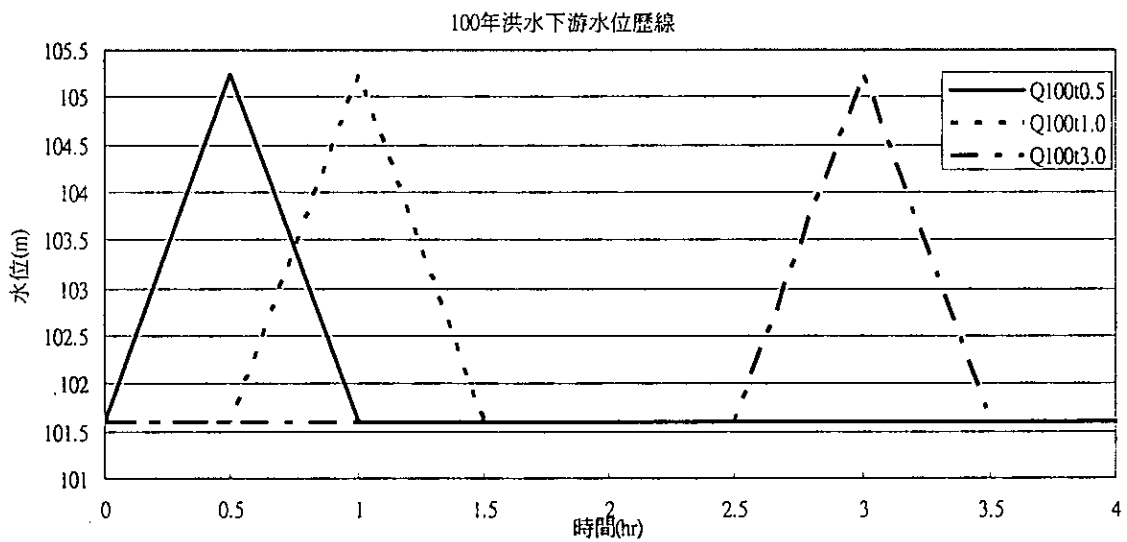


圖 3.52 案例 C1~C3 下游邊界條件

(二) BREACH 模式之模擬案例

BREACH 模式為一模擬潰口變化及流量歷線之模式，本計畫以此模式來模擬潰口變化，以補 FLDWAV 模式無法模擬之部分，並以 68 年『草嶺崩山記』之資料來檢定相關之係數，並將此係數供作 89 年模擬之用，來探討潰壩時潰口之變化，以及檢討 FLDWAV 模式之假設是否合理。模擬案例



如表 3-3 所示。

68 年潰壩模擬假設：

由於 68 年資料有限，因此依既有資料自行設計壩體形狀。如圖 3.53

- (1) 壩頂高程：525.75 m
- (2) 壩底高程：465 m
- (3) 壩體上游面坡度：1：5 (垂直：水平)
- (4) 壩體下游面坡度：1：8 (垂直：水平)
- (5) 潰壩時湖水位：526.1 m
- (6) 壩頂最大寬度：110 m
- (7) 壩底最大寬度：110 m
- (8) 曼寧係數：0.035
- (9) 潰壩型式：溢頂潰壩
- (10) 中值粒徑 D50：80mm
- (11) 土壤黏性強度 C：0.1 kg/cm²
- (12) 摩擦角 φ ：30.0°



89 年潰壩模擬各方案共同假設：

壩體假設為民國 88 年 921 地震剛形成時之形狀，如圖 3.54。

- (1) 壩頂高程：540 m
- (2) 壩底高程：470 m
- (3) 壩體上游面坡度：1：11 (垂直：水平)
- (4) 壩體下游面坡度：1：45 (垂直：水平)
- (5) 潰壩時湖水位：540 m
- (6) 壩頂最大寬度：160 m
- (7) 壩底最大寬度：40 m
- (8) 曼寧係數：0.035
- (9) 潰壩型式：溢頂潰壩
- (10) 中值粒徑 D_{50} ：80mm
- (11) 土壤黏性強度 C ：0.1 kg/cm²
- (12) 摩擦角 φ ：30.0°

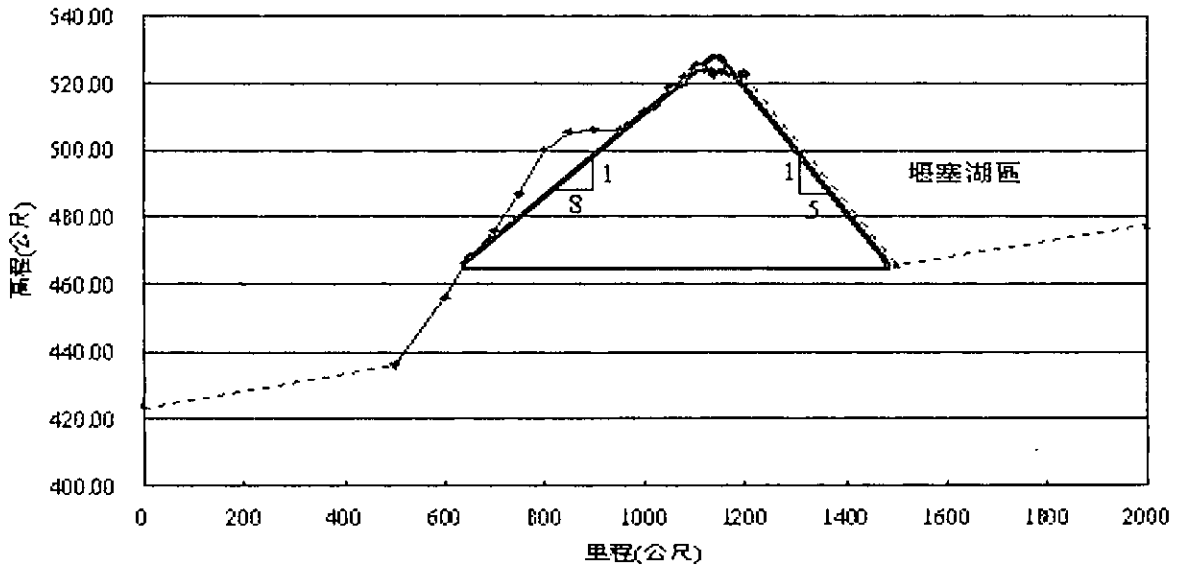


圖 3.53 68 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面圖

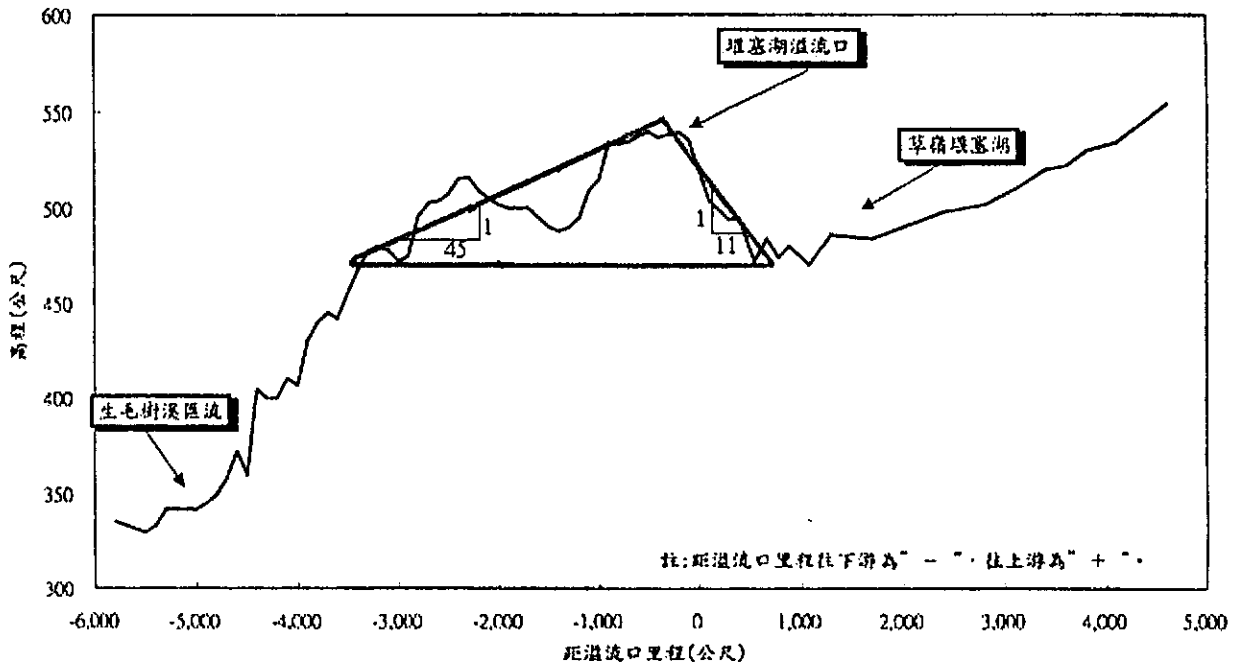


圖 3.54 88 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面圖

表 3-3 BREACH 模擬方案

上游入流量 模擬年份	茱迪颱風	桃芝納莉颱風	100 年洪水
68 年	G	-	-
89 年	-	H	I

註：案例編號 G 表示 BREACH 模式模擬民國 68 年茱迪颱風洪之情況；H 表模擬民國 90 年桃芝、納莉颱風洪之情況；I 表示上游 100 年重現期距之洪水入流情況。

邊界條件

68 年潰壩案例，上游之入流量歷線為茱迪颱風之實測資料，如圖 3.55；89 年之案例則根據 91 年清水河流域緊急應變計畫與防災對策之專題報告中，對桃芝及納莉風災於桶頭測站分析之流量，利用流量面積法，求出堰塞湖潰口之入流歷線，為模式輸入之邊界條件。其分析結果如圖 3.56 所示。

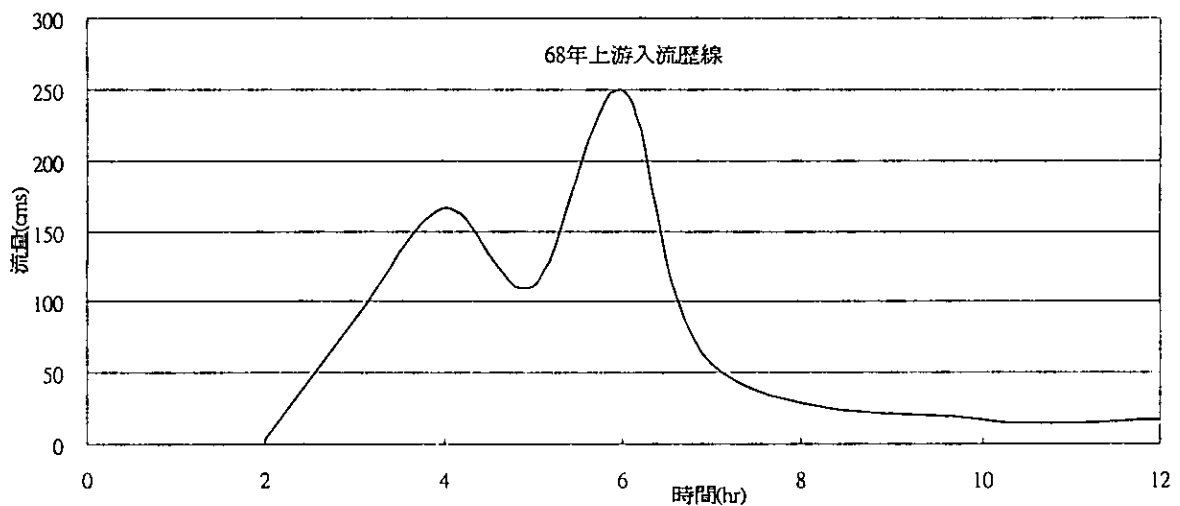


圖 3.55 68 年茱迪颱風上游入流歷線

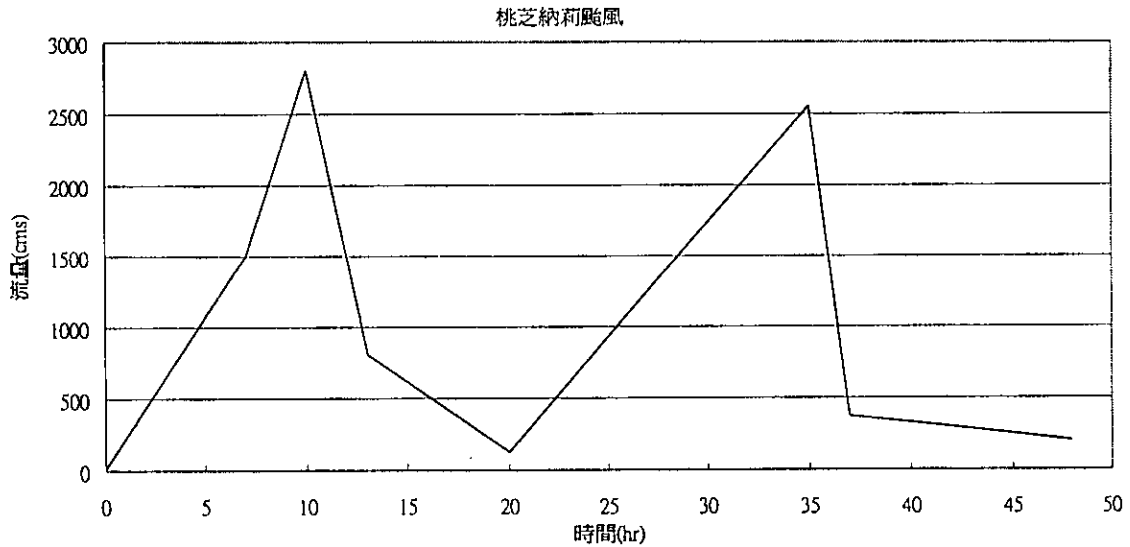


圖 3.56 民國 90 年桃芝納莉颱風洪上游入流歷線

3.1.2.3 設計案例分析結果

(一)FLDWAV 模式之模擬結果

草嶺潭天然壩壩址至濁水溪匯流口全長約 30 公里，河道斷面之選擇，採用民國 89 年航照圖之斷面資料，斷面間距 300 公尺。潰壩方案係假設民國 88 年初形成天然壩體之潰決，以 100 年、200 年之重現期距洪水及晴天時潰壩進行模擬，結果如下：

1. 方案 A1 (晴天潰壩，潰壩延時 0.5 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 11,295 cms 降至濁水溪匯流口處 7,199 cms，洪峰到達下游端約為 1.51 小時，洪峰消減程度為 36.3 %，模擬成果詳如表 3-4。圖 3.57 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。由圖 3.60，可看出在晴天潰壩下不同潰壩延時，潰口流量歷線在潰壩延時越長之下，洪峰發生時間越晚，且洪峰流量越低。

2. 方案 A2 (晴天潰壩，潰壩延時 1.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 10,044 cms 降至濁水溪匯流口處 7,147cms，洪峰到達下游端約為 1.96 小時，洪峰消減程度為 28.6%，模擬成果詳如表 3-5。圖 3.58 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

3. 方案 A3 (晴天潰壩，潰壩延時 3 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 6,735 cms 降至濁水溪匯流口處 5,940 cms，洪峰到達下游端約為 3.86 小時，洪峰消減程度為 11.8%，模擬成果詳如表 3-6。圖 3.59 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

4. 方案 B1 (100 洪水，潰壩延時 0.5 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 13,463 cms 降至濁水溪匯流口處 9,600 cms，洪峰到達下游端約為 1.46 小時，洪峰消減程度為 28.7%，模擬成果詳如表 3-7。圖 3.61 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。並由圖 3.64，可看出在 100 年重現期距洪水潰壩下不同潰壩延時，潰口流量歷線在潰壩延時越長之下，洪峰發生時間越晚，且流量越低。

5. 方案 B2 (100 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 12,004 cms 降至濁水溪匯流口處 9,358cms，洪峰到達下游端約為 1.92 小時，洪峰消減程度為 20.5%，模擬成果詳如表 3-8。圖 3.62 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

6. 方案 B3 (100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 8,389 cms 降至濁水溪匯流口處 7,537cms，洪峰到達下游端約為 3.86 小時，洪峰消減程度為 10.2%，模擬成果詳如表 3-9。圖 3.63 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

7. 方案 C1 (200 年洪水，潰壩延時 0.5 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 13,748 cms 降至濁水溪匯流口處 9,903cms，洪峰到達下游端約為 1.46 小時，洪峰消減程度為 28.0%，模擬成果詳如表 3-10。圖 3.65 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。並由圖 3.68，可看出在 200 年重現期距洪水潰壩下不同潰壩延時，潰口流量歷線在潰壩延時越長之下，洪峰發生時間越晚，且流量越低。

8. 方案 C2 (200 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 12,262 cms 降至濁水溪匯流口處 9,637 cms，洪峰到達下游端約為 1.91 小時，洪峰消減程度為 21.4%，模擬成果詳如表 3-11。圖 3.66 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

9. 方案 C3 (200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 8,607 cms 降至濁水溪匯流口處 7,764 cms，洪峰到達下游端約為 3.86 小時，洪峰消減程度為 9.8%，模擬成果詳如表 3-12。圖 3.67 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。



10. 方案 D (晴天潰壩，潰壩延時 3.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 8,249 cms 降至濁水溪匯流口處 7,578 cms，洪峰到達下游端約為 3.10 小時，洪峰消減程度為 8.1 %，模擬成果詳如表 3-13。圖 3.69 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

11. 方案 E (100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 8,267 cms 降至濁水溪匯流口處 7,563 cms，洪峰到達下游端約為 3.09 小時，洪峰消減程度為 7.4 %，模擬成果詳如表 3-14。圖 3.70 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

12. 方案 F (200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 8,267 cms 降至濁水溪匯流口處 7,761 cms，洪峰到達下游端約為 3.05 小時，洪峰消減程度為 6.1 %，模擬成果詳如表 3-15。圖 3.71 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。



表 3-4 方案 A1 (晴天潰壩，潰壩延時 0.5 小時) 之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	540.00	22.42	11295.00	0.50	壩址
0.01	517.58	530.59	13.01	11295.00	0.50	
4.50	343.39	362.42	19.03	10942.00	0.55	
4.80	342.05	356.78	14.73	10910.00	0.55	
5.10	331.91	351.40	19.49	10847.00	0.56	
5.40	331.13	347.26	16.13	10797.00	0.56	
5.70	324.62	341.69	17.07	10726.00	0.57	
6.00	318.85	338.66	19.81	10632.00	0.58	
6.30	315.84	336.19	20.35	10577.00	0.58	
6.60	314.36	332.94	18.58	10550.00	0.59	
6.90	310.42	327.79	17.37	10537.00	0.59	
7.20	306.94	320.95	14.01	10512.00	0.60	
7.50	297.89	317.58	19.69	10452.00	0.60	
7.80	295.50	315.19	19.69	10421.00	0.61	清水溪 橋
8.10	294.51	309.73	15.22	10407.00	0.61	
8.40	283.51	304.25	20.74	10350.00	0.62	
8.70	281.08	301.93	20.85	10316.00	0.63	
9.00	277.67	297.05	19.38	10305.00	0.63	
9.30	272.74	291.30	18.56	10293.00	0.63	
9.60	268.12	285.77	17.65	10280.00	0.64	
9.90	264.94	281.31	16.37	10248.00	0.64	
10.20	261.48	278.00	16.52	10213.00	0.65	
10.50	257.59	274.83	17.24	10182.00	0.65	
10.80	256.41	272.37	15.96	10154.00	0.66	
11.10	253.95	268.81	14.86	10136.00	0.66	
11.40	251.13	264.45	13.32	10123.00	0.67	
11.70	249.90	259.90	10.00	10101.00	0.67	瑞草橋
12.00	245.36	256.53	11.17	10058.00	0.68	
12.30	244.24	253.10	8.86	10036.00	0.69	
12.60	238.21	248.84	10.63	9963.00	0.69	



表 3-4(續)方案 A1 (晴天潰壩，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	246.76	11.64	9860.00	0.71	
13.20	232.77	244.46	11.69	9806.00	0.72	
13.40	231.90	243.24	11.34	9779.00	0.72	
13.80	229.77	240.60	10.83	9750.00	0.73	
14.10	228.70	237.11	8.41	9731.00	0.73	
14.40	224.55	233.91	9.36	9596.00	0.75	行正橋
14.70	222.06	231.93	9.87	9469.00	0.75	計劃桶頭 堰
15.00	220.65	228.05	7.40	9389.00	0.78	
15.30	215.81	225.27	9.46	9365.00	0.79	桶頭橋
15.60	214.30	221.92	7.62	9358.00	0.80	
15.90	212.61	217.95	5.34	9352.00	0.80	
16.20	208.04	214.38	6.34	9331.00	0.81	
16.50	204.52	211.80	7.28	9265.00	0.83	
16.80	201.97	209.33	7.36	9227.00	0.84	
17.10	198.54	206.96	8.42	9104.00	0.86	
17.40	198.13	204.77	6.64	8917.00	0.89	
17.70	194.48	202.30	7.82	8863.00	0.91	
18.00	191.88	200.17	8.29	8787.00	0.93	
18.30	191.68	198.14	6.46	8737.00	0.94	龍門大橋
18.60	189.12	195.87	6.75	8707.00	0.95	
18.90	186.00	193.10	7.10	8687.00	0.96	
19.20	183.09	190.20	7.11	8672.00	0.97	
19.50	181.91	187.61	5.70	8625.00	0.98	
19.80	179.50	185.58	6.08	8547.00	1.01	
20.10	176.10	183.34	7.24	8508.00	1.02	
20.40	174.81	179.93	5.12	8487.00	1.03	
20.70	171.50	177.26	5.76	8449.00	1.04	
21.00	168.82	174.24	5.42	8423.00	1.06	
21.30	165.21	170.91	5.70	8379.00	1.07	
21.60	162.25	168.89	6.64	8314.00	1.09	



表 3-4(續)方案 A1 (晴天潰壩，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	166.86	5.54	8278.00	1.10	
22.20	158.86	164.97	6.11	8230.00	1.12	
22.50	156.70	162.81	6.11	8172.00	1.13	
22.80	153.88	160.57	6.69	8141.00	1.15	
23.10	153.40	157.84	4.44	8109.00	1.16	
23.40	149.70	155.90	6.20	8047.00	1.18	
23.70	147.79	154.69	6.90	7926.00	1.20	
24.00	145.60	152.94	7.34	7844.00	1.22	
24.30	144.34	150.65	6.31	7819.00	1.23	鯉魚大橋
24.60	141.70	147.81	6.11	7801.00	1.24	
24.90	138.38	144.56	6.18	7789.00	1.25	
25.20	136.69	141.39	4.70	7781.00	1.26	
25.50	133.81	138.78	4.97	7757.00	1.27	
25.80	130.60	137.46	6.86	7646.00	1.29	
26.10	128.56	135.69	7.13	7548.00	1.32	
26.40	127.60	134.30	6.70	7507.00	1.33	
26.70	126.79	132.47	5.68	7475.00	1.34	
27.00	125.85	130.63	4.78	7442.00	1.36	
27.30	123.52	128.72	5.20	7411.00	1.37	
27.60	120.71	126.70	5.99	7373.00	1.39	
27.90	118.58	125.01	6.43	7331.00	1.41	
28.20	118.35	123.29	4.94	7308.00	1.42	
28.50	116.83	121.35	4.52	7288.00	1.43	南雲大橋
28.80	113.57	119.02	5.45	7269.00	1.45	
29.10	111.61	116.63	5.02	7251.00	1.46	
29.40	110.01	114.32	4.31	7232.00	1.48	
29.70	108.71	111.74	3.03	7219.00	1.49	
30.00	102.80	107.73	4.93	7207.00	1.50	濁水溪匯流
30.30	101.02	101.60	0.58	7199.00	1.51	口

晴天潰壩潰壩時間0.5小時洪水水位

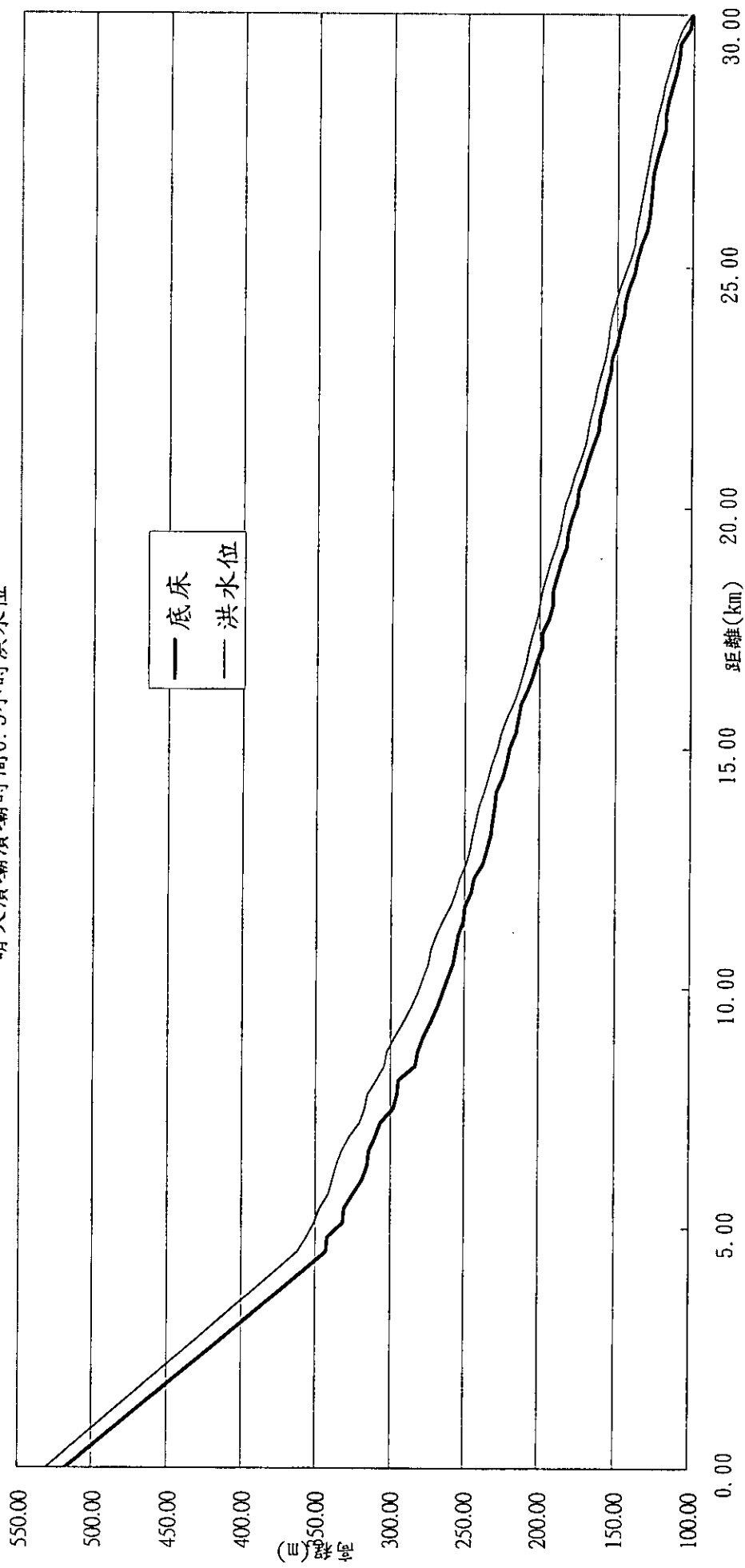


圖 3.57 方案 A1 各斷面發生洪峰時之水位



表 3-5 方案 A2 (晴天潰壩，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	540.00	22.42	10044.00	1.00	壩址
0.01	517.58	529.97	12.39	10044.00	1.00	
4.50	343.39	361.74	18.35	9816.00	1.05	
4.80	342.05	356.17	14.12	9796.00	1.05	
5.10	331.91	350.72	18.81	9760.00	1.05	
5.40	331.13	346.65	15.52	9730.00	1.06	
5.70	324.62	341.04	16.42	9692.00	1.06	
6.00	318.85	337.98	19.13	9638.00	1.07	
6.30	315.84	335.52	19.68	9602.00	1.08	
6.60	314.36	332.31	17.95	9583.00	1.08	
6.90	310.42	327.22	16.80	9573.00	1.08	
7.20	306.94	320.41	13.47	9557.00	1.09	
7.50	297.89	316.95	19.06	9518.00	1.09	
7.80	295.50	314.58	19.08	9496.00	1.10	清水溪 橋
8.10	294.51	309.18	14.67	9487.00	1.10	
8.40	283.51	303.56	20.05	9453.00	1.11	
8.70	281.08	301.27	20.19	9430.00	1.12	
9.00	277.67	296.43	18.76	9422.00	1.12	
9.30	272.74	290.71	17.97	9414.00	1.12	
9.60	268.12	285.23	17.11	9406.00	1.13	
9.90	264.94	280.79	15.85	9386.00	1.13	
10.20	261.48	277.49	16.01	9365.00	1.14	
10.50	257.59	274.34	16.75	9346.00	1.14	
10.80	256.41	271.90	15.49	9328.00	1.15	
11.10	253.95	268.38	14.43	9316.00	1.15	
11.40	251.13	264.09	12.96	9307.00	1.16	
11.70	249.90	259.56	9.66	9294.00	1.16	瑞草橋
12.00	245.36	256.16	10.80	9268.00	1.17	
12.30	244.24	252.80	8.56	9255.00	1.17	
12.60	238.21	248.47	10.26	9223.00	1.18	



表 3-5(續)方案 A2 (晴天潰壩，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	246.40	11.28	9178.00	1.19	
13.20	232.77	244.14	11.37	9148.00	1.20	
13.40	231.90	242.93	11.03	9132.00	1.20	
13.80	229.77	240.33	10.56	9112.00	1.21	
14.10	228.70	236.87	8.17	9100.00	1.21	
14.40	224.55	233.46	8.91	9017.00	1.22	行正橋
14.70	222.06	231.54	9.48	8961.00	1.23	計劃桶頭 堰
15.00	220.65	227.84	7.19	8924.00	1.24	
15.30	215.81	225.05	9.24	8896.00	1.25	桶頭橋
15.60	214.30	221.76	7.46	8887.00	1.26	
15.90	212.61	217.84	5.23	8880.00	1.27	
16.20	208.04	214.27	6.23	8864.00	1.28	
16.50	204.52	211.68	7.16	8821.00	1.29	
16.80	201.97	209.24	7.27	8797.00	1.30	
17.10	198.54	206.91	8.37	8722.00	1.32	
17.40	198.13	204.71	6.58	8608.00	1.35	
17.70	194.48	202.24	7.76	8571.00	1.37	
18.00	191.88	200.10	8.22	8519.00	1.38	
18.30	191.68	198.06	6.38	8483.00	1.40	龍門大橋
18.60	189.12	195.81	6.69	8460.00	1.41	
18.90	186.00	193.04	7.04	8445.00	1.42	
19.20	183.09	190.14	7.05	8433.00	1.43	
19.50	181.91	187.55	5.64	8399.00	1.44	
19.80	179.50	185.52	6.02	8336.00	1.46	
20.10	176.10	183.28	7.18	8303.00	1.47	
20.40	174.81	179.89	5.08	8287.00	1.48	
20.70	171.50	177.22	5.72	8257.00	1.50	
21.00	168.82	174.19	5.37	8236.00	1.51	
21.30	165.21	170.86	5.65	8200.00	1.53	
21.60	162.25	168.84	6.59	8149.00	1.54	



表 3-5(續)方案 A2 (晴天潰壩，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	166.81	5.49	8117.00	1.56	
22.20	158.86	164.93	6.07	8078.00	1.57	
22.50	156.70	162.77	6.07	8030.00	1.59	
22.80	153.88	160.53	6.65	8003.00	1.60	
23.10	153.40	157.80	4.40	7975.00	1.61	
23.40	149.70	155.87	6.17	7921.00	1.63	
23.70	147.79	154.66	6.87	7816.00	1.65	
24.00	145.60	152.91	7.31	7743.00	1.67	
24.30	144.34	150.62	6.28	7720.00	1.68	鯉魚大橋
24.60	141.70	147.78	6.08	7703.00	1.69	
24.90	138.38	144.54	6.16	7708.00	1.71	
25.20	136.69	141.37	4.68	7716.00	1.71	
25.50	133.81	138.75	4.94	7662.00	1.73	
25.80	130.60	137.43	6.83	7562.00	1.74	
26.10	128.56	135.67	7.11	7476.00	1.76	
26.40	127.60	134.28	6.68	7437.00	1.78	
26.70	126.79	132.45	5.66	7411.00	1.79	
27.00	125.85	130.61	4.76	7377.00	1.81	
27.30	123.52	128.70	5.18	7348.00	1.82	
27.60	120.71	126.68	5.97	7312.00	1.84	
27.90	118.58	125.00	6.42	7272.00	1.85	
28.20	118.35	123.28	4.93	7251.00	1.87	
28.50	116.83	121.34	4.51	7231.00	1.88	南雲大橋
28.80	113.57	119.01	5.44	7213.00	1.90	
29.10	111.61	116.62	5.01	7196.00	1.91	
29.40	110.01	114.31	4.30	7178.00	1.93	
29.70	108.71	111.73	3.02	7166.00	1.94	
30.00	102.80	107.72	4.92	7154.00	1.95	濁水溪匯流
30.30	101.02	101.60	0.58	7147.00	1.96	口

晴天潰壩潰壩時間1.0小時洪水水位

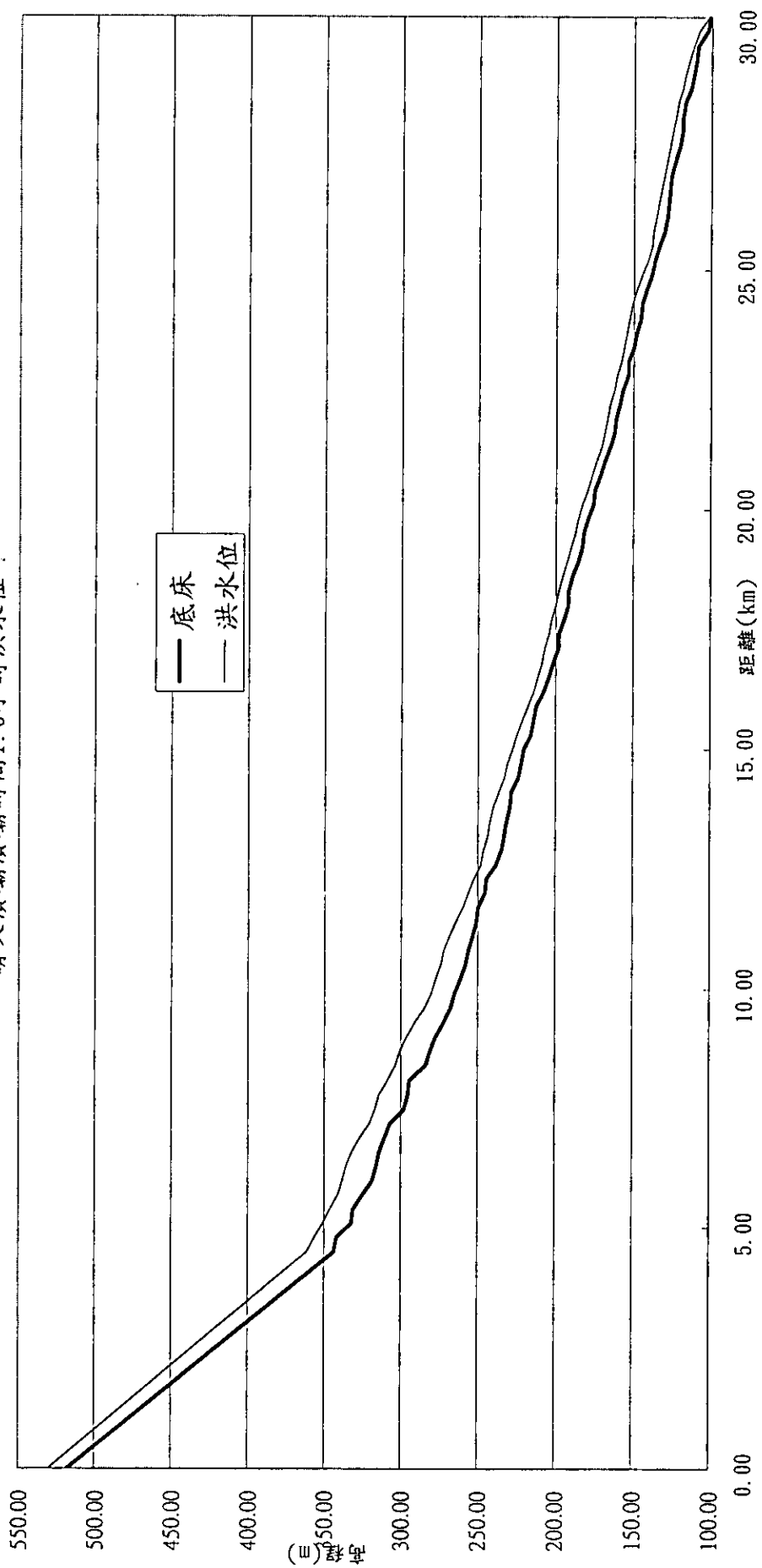


圖 3.58 方案 A2 各斷面發生洪峰時之水位



表 3-6 方案 A3 (晴天潰壩，潰壩延時 3 小時) 之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	540.00	22.42	6735.00	3.00	壩址
0.01	517.58	528.06	10.48	6735.00	3.00	
4.50	343.39	359.46	16.07	6668.00	3.04	
4.80	342.05	354.18	12.13	6662.00	3.05	
5.10	331.91	348.44	16.53	6653.00	3.05	
5.40	331.13	344.54	13.41	6645.00	3.06	
5.70	324.62	338.70	14.08	6637.00	3.06	
6.00	318.85	335.53	16.68	6622.00	3.06	
6.30	315.84	333.14	17.30	6611.00	3.07	
6.60	314.36	330.05	15.69	6604.00	3.07	
6.90	310.42	325.18	14.76	6600.00	3.08	
7.20	306.94	318.41	11.47	6596.00	3.08	
7.50	297.89	314.62	16.73	6585.00	3.09	
7.80	295.50	312.37	16.87	6577.00	3.09	清水溪 橋
8.10	294.51	307.20	12.69	6575.00	3.09	
8.40	283.51	301.01	17.50	6566.00	3.10	
8.70	281.08	298.80	17.72	6558.00	3.10	
9.00	277.67	294.10	16.43	6555.00	3.11	
9.30	272.74	288.48	15.74	6552.00	3.11	
9.60	268.12	283.16	15.04	6550.00	3.12	
9.90	264.94	278.78	13.84	6544.00	3.12	
10.20	261.48	275.53	14.05	6537.00	3.13	
10.50	257.59	272.39	14.80	6531.00	3.13	
10.80	256.41	270.06	13.65	6524.00	3.13	
11.10	253.95	266.68	12.73	6520.00	3.14	
11.40	251.13	262.67	11.54	6516.00	3.14	
11.70	249.90	258.30	8.40	6513.00	3.15	瑞草橋
12.00	245.36	254.79	9.43	6507.00	3.16	
12.30	244.24	251.64	7.40	6503.00	3.16	
12.60	238.21	246.91	8.70	6497.00	3.17	



表 3-6(續)方案 A3 (晴天潰壩，潰壩延時 3 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	244.84	9.72	6486.00	3.17	
13.20	232.77	242.70	9.93	6488.00	3.18	
13.40	231.90	241.57	9.67	6516.00	3.18	
13.80	229.77	239.07	9.30	6463.00	3.19	
14.10	228.70	235.78	7.08	6461.00	3.20	
14.40	224.55	231.77	7.22	6453.00	3.20	行正橋
14.70	222.06	229.76	7.70	6447.00	3.21	計劃桶頭
15.00	220.65	226.64	5.99	6441.00	3.22	堰
15.30	215.81	223.76	7.95	6434.00	3.22	桶頭橋
15.60	214.30	220.83	6.53	6430.00	3.23	
15.90	212.61	217.18	4.57	6427.00	3.24	
16.20	208.04	213.61	5.57	6423.00	3.25	
16.50	204.52	210.92	6.40	6412.00	3.26	
16.80	201.97	208.65	6.68	6433.00	3.25	
17.10	198.54	206.48	7.94	6371.00	3.29	
17.40	198.13	204.27	6.14	6351.00	3.32	
17.70	194.48	201.71	7.23	6326.00	3.32	
18.00	191.88	199.41	7.53	6309.00	3.34	
18.30	191.68	197.34	5.66	6297.00	3.35	
18.60	189.12	195.19	6.07	6289.00	3.37	龍門大橋
18.90	186.00	192.44	6.44	6283.00	3.38	
19.20	183.09	189.62	6.53	6279.00	3.38	
19.50	181.91	186.97	5.06	6269.00	3.40	
19.80	179.50	184.88	5.38	6251.00	3.41	
20.10	176.10	182.68	6.58	6240.00	3.42	
20.40	174.81	179.47	4.66	6234.00	3.44	
20.70	171.50	176.73	5.23	6225.00	3.45	
21.00	168.82	173.66	4.84	6220.00	3.46	
21.30	165.21	170.23	5.02	6211.00	3.48	
21.60	162.25	168.21	5.96	6199.00	3.49	



表 3-6(續)方案 A3 (晴天潰壩，潰壩延時 3 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	166.13	4.81	6188.00	3.50	
22.20	158.86	164.25	5.39	6167.00	3.52	
22.50	156.70	162.14	5.44	6155.00	3.53	
22.80	153.88	159.96	6.08	6149.00	3.54	
23.10	153.40	157.28	3.88	6145.00	3.55	
23.40	149.70	155.37	5.67	6134.00	3.57	
23.70	147.79	154.18	6.39	6113.00	3.58	
24.00	145.60	152.41	6.81	6094.00	3.60	
24.30	144.34	150.14	5.80	6087.00	3.61	鯉魚大橋
24.60	141.70	147.23	5.53	6083.00	3.62	
24.90	138.38	143.97	5.59	6080.00	3.63	
25.20	136.69	140.99	4.30	6077.00	3.64	
25.50	133.81	138.34	4.53	6072.00	3.65	
25.80	130.60	136.90	6.30	6051.00	3.67	
26.10	128.56	135.15	6.59	6032.00	3.68	
26.40	127.60	133.80	6.20	6022.00	3.70	
26.70	126.79	132.03	5.24	6014.00	3.71	
27.00	125.85	130.16	4.31	6006.00	3.72	
27.30	123.52	128.30	4.78	5995.00	3.73	
27.60	120.71	126.26	5.55	5986.00	3.75	
27.90	118.58	124.64	6.06	5975.00	3.76	
28.20	118.35	122.98	4.63	5969.00	3.77	
28.50	116.83	121.08	4.25	5963.00	3.79	南雲大橋
28.80	113.57	118.75	5.18	5958.00	3.80	
29.10	111.61	116.37	4.76	5954.00	3.81	
29.40	110.01	114.06	4.05	5949.00	3.83	
29.70	108.71	111.51	2.80	5946.00	3.84	
30.00	102.80	107.46	4.66	5943.00	3.85	濁水溪匯流
30.30	101.02	101.60	0.58	5940.00	3.86	口

晴天潰壩潰壩時間3.0小時洪水水位

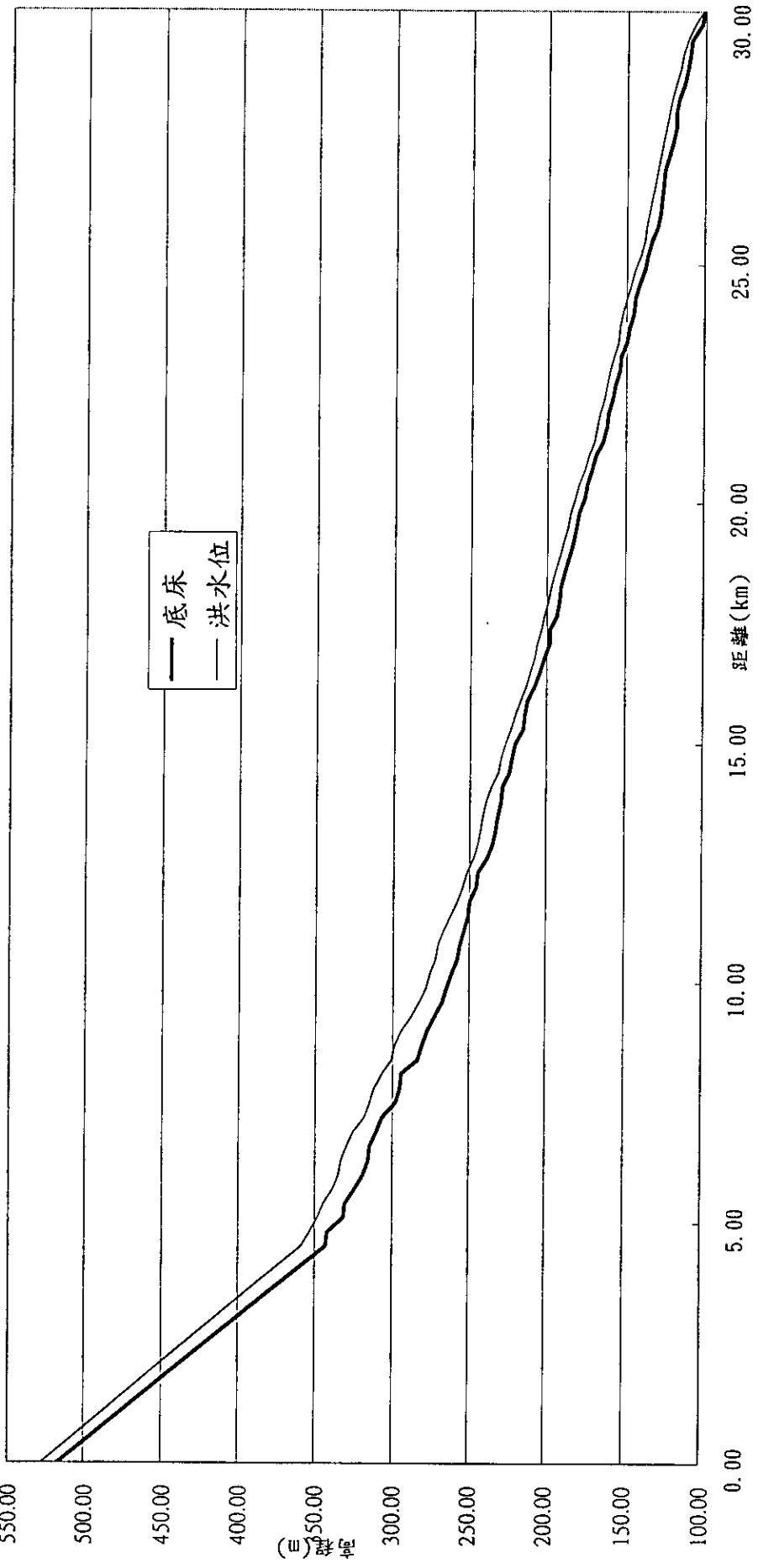


圖 3.59 方案 A3 各斷面發生洪峰時之水位

晴天潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

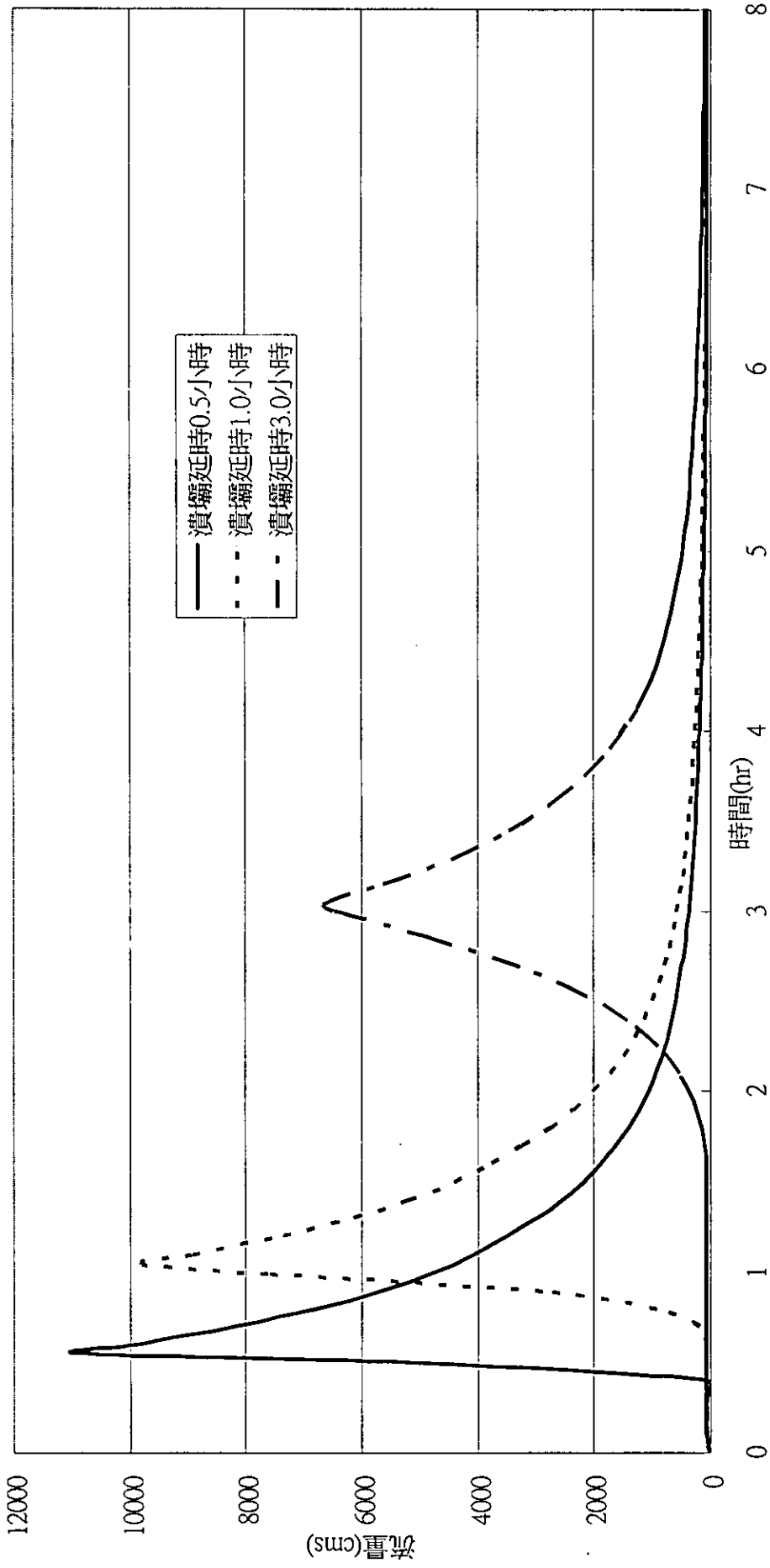


圖 3.60 晴天潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖



表 3-7 方案 B1 (100 年洪水，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	541.31	23.73	13463.00	0.50	壩址
0.01	517.58	531.67	14.09	13463.00	0.50	
4.50	343.39	363.63	20.24	13136.00	0.55	
4.80	342.05	357.79	15.74	13108.00	0.55	
5.10	331.91	352.08	20.17	13056.00	0.56	
5.40	331.13	348.00	16.87	13009.00	0.56	
5.70	324.62	343.06	18.44	12933.00	0.57	
6.00	318.85	340.06	21.21	12847.00	0.58	
6.30	315.84	337.58	21.74	12800.00	0.58	
6.60	314.36	334.27	19.91	12777.00	0.59	
6.90	310.42	328.98	18.56	12765.00	0.59	
7.20	306.94	322.14	15.20	12739.00	0.59	
7.50	297.89	318.97	21.08	12685.00	0.60	
7.80	295.50	316.53	21.03	12658.00	0.61	清水溪 橋
8.10	294.51	311.01	16.50	12641.00	0.61	
8.40	283.51	305.84	22.33	12586.00	0.62	
8.70	281.08	303.45	22.37	12556.00	0.62	
9.00	277.67	298.48	20.81	12546.00	0.63	
9.30	272.74	292.67	19.93	12536.00	0.63	
9.60	268.12	287.07	18.95	12524.00	0.63	
9.90	264.94	282.58	17.64	12495.00	0.64	
10.20	261.48	279.26	17.78	12464.00	0.64	
10.50	257.59	276.08	18.49	12439.00	0.65	
10.80	256.41	273.55	17.14	12416.00	0.65	
11.10	253.95	269.89	15.94	12400.00	0.66	
11.40	251.13	265.36	14.23	12388.00	0.66	
11.70	249.90	260.82	10.92	12367.00	0.67	瑞草橋
12.00	245.36	257.51	12.15	12323.00	0.68	
12.30	244.24	253.95	9.71	12294.00	0.68	
12.60	238.21	250.02	11.81	12221.00	0.69	



表 3-7(續)方案 B1(100 年洪水，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	247.94	12.82	12127.00	0.70	
13.20	232.77	245.53	12.76	12077.00	0.71	
13.40	231.90	244.26	12.36	12051.00	0.71	
13.80	229.77	241.56	11.79	12007.00	0.72	
14.10	228.70	238.26	9.56	11989.00	0.73	
14.40	224.55	235.94	11.39	12119.00	0.73	行正橋
14.70	222.06	233.30	11.24	11796.00	0.76	計劃桶頭
15.00	220.65	228.96	8.31	11718.00	0.77	堰
15.30	215.81	226.23	10.42	11669.00	0.78	桶頭橋
15.60	214.30	222.63	8.33	11655.00	0.79	
15.90	212.61	218.46	5.85	11644.00	0.80	
16.20	208.04	214.88	6.84	11616.00	0.80	
16.50	204.52	212.33	7.81	11551.00	0.82	
16.80	201.97	209.75	7.78	11518.00	0.83	
17.10	198.54	207.31	8.77	11384.00	0.85	
17.40	198.13	205.15	7.02	11191.00	0.88	
17.70	194.48	202.76	8.28	11142.00	0.90	
18.00	191.88	200.75	8.87	11070.00	0.91	
18.30	191.68	198.74	7.06	11028.00	0.93	
18.60	189.12	196.42	7.30	11001.00	0.94	龍門大橋
18.90	186.00	193.65	7.65	10982.00	0.95	
19.20	183.09	190.69	7.60	10967.00	0.96	
19.50	181.91	188.13	6.22	10927.00	0.97	
19.80	179.50	186.17	6.67	10845.00	0.99	
20.10	176.10	183.88	7.78	10818.00	1.00	
20.40	174.81	180.32	5.51	10798.00	1.01	
20.70	171.50	177.72	6.22	10763.00	1.03	
21.00	168.82	174.76	5.94	10740.00	1.04	
21.30	165.21	171.55	6.34	10685.00	1.05	
21.60	162.25	169.55	7.30	10618.00	1.07	



表 3-7(續)方案 B1(100 年洪水，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	167.58	6.26	10727.00	1.10	
22.20	158.86	165.61	6.75	10605.00	1.09	
22.50	156.70	163.44	6.74	10489.00	1.12	
22.80	153.88	161.18	7.30	10449.00	1.13	
23.10	153.40	158.49	5.09	10420.00	1.14	
23.40	149.70	156.49	6.79	10368.00	1.16	
23.70	147.79	155.27	7.48	10269.00	1.18	
24.00	145.60	153.56	7.96	10197.00	1.20	鯉魚大橋
24.30	144.34	151.29	6.95	10166.00	1.21	
24.60	141.70	148.53	6.83	10142.00	1.22	
24.90	138.38	145.21	6.83	10130.00	1.23	
25.20	136.69	141.87	5.18	10123.00	1.24	
25.50	133.81	139.37	5.56	10094.00	1.25	
25.80	130.60	138.18	7.58	10001.00	1.27	
26.10	128.56	136.44	7.88	9914.00	1.29	
26.40	127.60	134.99	7.39	9872.00	1.30	
26.70	126.79	133.13	6.34	9837.00	1.31	
27.00	125.85	131.25	5.40	9816.00	1.33	
27.30	123.52	129.24	5.72	9796.00	1.34	
27.60	120.71	127.34	6.63	9766.00	1.35	
27.90	118.58	125.58	7.00	9735.00	1.36	
28.20	118.35	123.77	5.42	9714.00	1.38	南雲大橋
28.50	116.83	121.81	4.98	9691.00	1.39	
28.80	113.57	119.46	5.89	9669.00	1.40	
29.10	111.61	117.06	5.45	9648.00	1.42	
29.40	110.01	114.74	4.73	9629.00	1.43	
29.70	108.71	112.12	3.41	9618.00	1.44	
30.00	102.80	108.17	5.37	9606.00	1.45	濁水溪匯流口
30.30	101.02	105.24	4.22	9600.00	1.46	

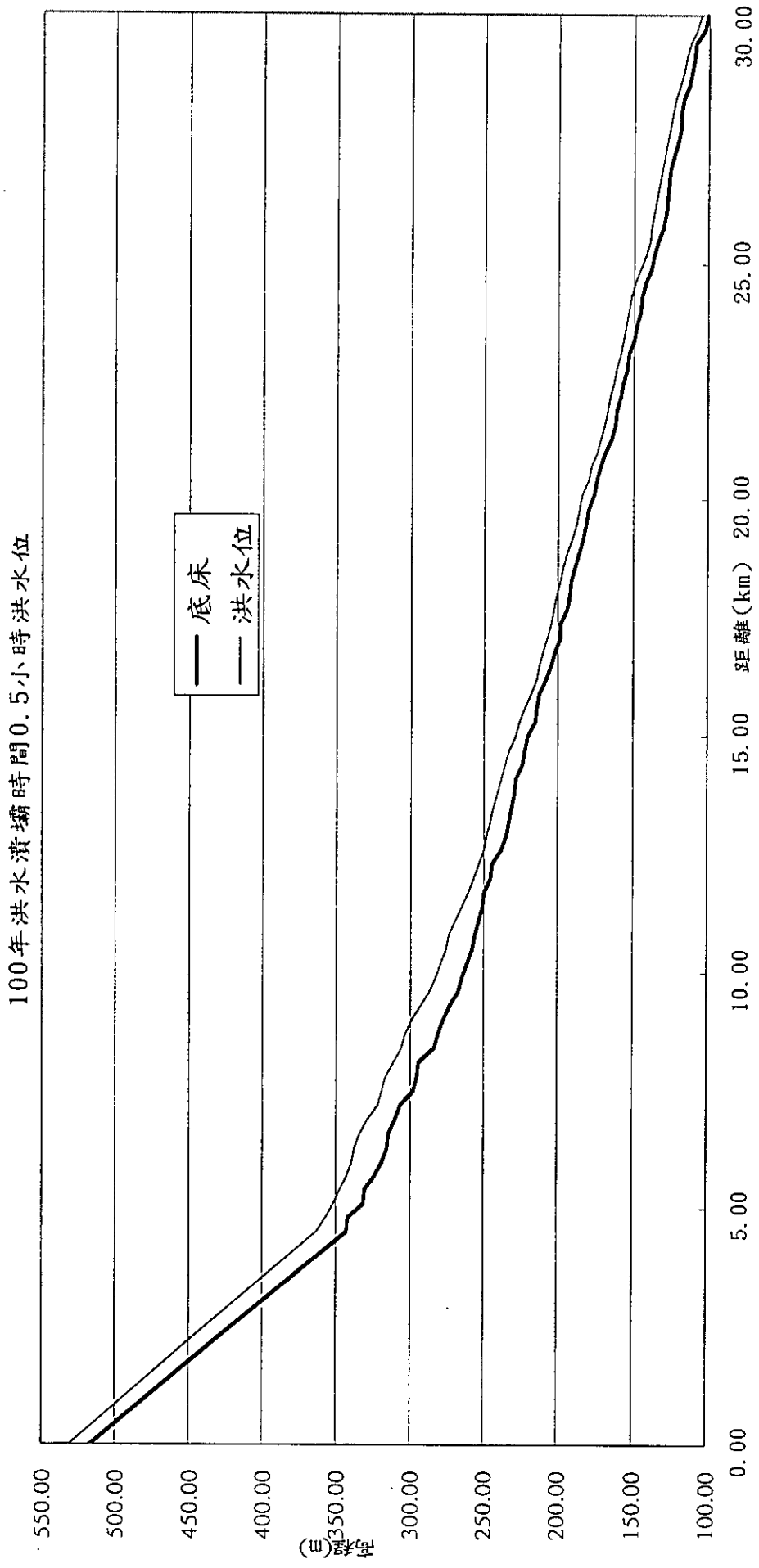


圖 3.61 方案 B1 各斷面發生洪峰時之水位



表 3-8 方案 B2(100 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	540.43	22.85	12004.00	1.00	壩址
0.01	517.58	530.95	13.37	12004.00	1.00	
4.50	343.39	362.92	19.53	11790.00	1.05	
4.80	342.05	357.23	15.18	11771.00	1.05	
5.10	331.91	351.95	20.04	11736.00	1.05	
5.40	331.13	347.80	16.67	11706.00	1.06	
5.70	324.62	342.33	17.71	11666.00	1.06	
6.00	318.85	339.32	20.47	11615.00	1.07	
6.30	315.84	336.85	21.01	11583.00	1.08	
6.60	314.36	333.57	19.21	11567.00	1.08	
6.90	310.42	328.36	17.94	11558.00	1.08	
7.20	306.94	321.53	14.59	11543.00	1.09	
7.50	297.89	318.27	20.38	11509.00	1.09	
7.80	295.50	315.86	20.36	11490.00	1.10	清水溪 橋
8.10	294.51	310.37	15.86	11480.00	1.10	
8.40	283.51	305.06	21.55	11446.00	1.11	
8.70	281.08	302.71	21.63	11424.00	1.12	
9.00	277.67	297.78	20.11	11417.00	1.12	
9.30	272.74	292.02	19.28	11410.00	1.12	
9.60	268.12	286.45	18.33	11401.00	1.13	
9.90	264.94	281.98	17.04	11383.00	1.13	
10.20	261.48	278.67	17.19	11364.00	1.14	
10.50	257.59	275.50	17.91	11347.00	1.14	
10.80	256.41	273.01	16.60	11332.00	1.14	
11.10	253.95	269.39	15.44	11321.00	1.15	
11.40	251.13	264.94	13.81	11313.00	1.15	
11.70	249.90	260.41	10.51	11300.00	1.16	瑞草橋
12.00	245.36	257.07	11.71	11274.00	1.17	
12.30	244.24	253.58	9.34	11259.00	1.17	
12.60	238.21	249.56	11.35	11220.00	1.18	



表 3-8(續)方案 B2(100 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	247.48	12.36	11168.00	1.19	
13.20	232.77	245.11	12.34	11137.00	1.20	
13.40	231.90	243.86	11.96	11120.00	1.20	
13.80	229.77	241.20	11.43	11092.00	1.21	
14.10	228.70	237.91	9.21	11099.00	1.22	
14.40	224.55	235.60	11.05	11692.00	1.23	行正橋
14.70	222.06	233.00	10.94	11095.00	1.25	計劃桶頭 堰
15.00	220.65	228.66	8.01	10934.00	1.25	
15.30	215.81	225.92	10.11	10883.00	1.27	桶頭橋
15.60	214.30	222.40	8.10	10869.00	1.27	
15.90	212.61	218.29	5.68	10860.00	1.28	
16.20	208.04	214.72	6.68	10842.00	1.29	
16.50	204.52	212.17	7.65	10802.00	1.30	
16.80	201.97	209.62	7.65	10780.00	1.31	
17.10	198.54	207.23	8.69	10708.00	1.33	
17.40	198.13	205.05	6.92	10595.00	1.36	
17.70	194.48	202.65	8.17	10564.00	1.37	
18.00	191.88	200.62	8.74	10513.00	1.38	
18.30	191.68	198.61	6.93	10483.00	1.40	龍門大橋
18.60	189.12	196.30	7.18	10463.00	1.41	
18.90	186.00	193.53	7.53	10449.00	1.42	
19.20	183.09	190.58	7.49	10438.00	1.42	
19.50	181.91	188.02	6.11	10408.00	1.44	
19.80	179.50	186.05	6.55	10356.00	1.45	
20.10	176.10	183.77	7.67	10336.00	1.47	
20.40	174.81	180.25	5.44	10322.00	1.48	
20.70	171.50	177.63	6.13	10297.00	1.49	
21.00	168.82	174.66	5.84	10279.00	1.51	
21.30	165.21	171.44	6.23	10244.00	1.52	
21.60	162.25	169.44	7.19	10204.00	1.54	



表 3-8(續)方案 B2(100 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	167.47	6.15	10333.00	1.55	
22.20	158.86	165.52	6.66	10153.00	1.55	
22.50	156.70	163.35	6.65	10104.00	1.57	
22.80	153.88	161.09	7.21	10082.00	1.59	
23.10	153.40	158.40	5.00	10055.00	1.60	
23.40	149.70	156.41	6.71	10013.00	1.62	
23.70	147.79	155.20	7.41	9933.00	1.64	
24.00	145.60	153.48	7.88	9874.00	1.66	
24.30	144.34	151.21	6.87	9851.00	1.67	鯉魚大橋
24.60	141.70	148.44	6.74	9834.00	1.68	
24.90	138.38	145.13	6.75	9823.00	1.69	
25.20	136.69	141.81	5.12	9816.00	1.70	
25.50	133.81	139.30	5.49	9792.00	1.71	
25.80	130.60	138.11	7.51	9710.00	1.73	
26.10	128.56	136.36	7.80	9636.00	1.75	
26.40	127.60	134.92	7.32	9598.00	1.76	
26.70	126.79	133.06	6.27	9568.00	1.77	
27.00	125.85	131.19	5.34	9549.00	1.79	
27.30	123.52	129.18	5.66	9532.00	1.80	
27.60	120.71	127.28	6.57	9504.00	1.81	
27.90	118.58	125.52	6.94	9478.00	1.82	
28.20	118.35	123.72	5.37	9457.00	1.83	
28.50	116.83	121.77	4.94	9436.00	1.85	南雲大橋
28.80	113.57	119.42	5.85	9417.00	1.86	
29.10	111.61	117.02	5.41	9400.00	1.87	
29.40	110.01	114.70	4.69	9384.00	1.89	
29.70	108.71	112.08	3.37	9374.00	1.90	
30.00	102.80	108.13	5.33	9364.00	1.91	濁水溪匯流
30.30	101.02	105.24	4.22	9358.00	1.92	口

100年洪水潰壩時間1.0小時洪水水位

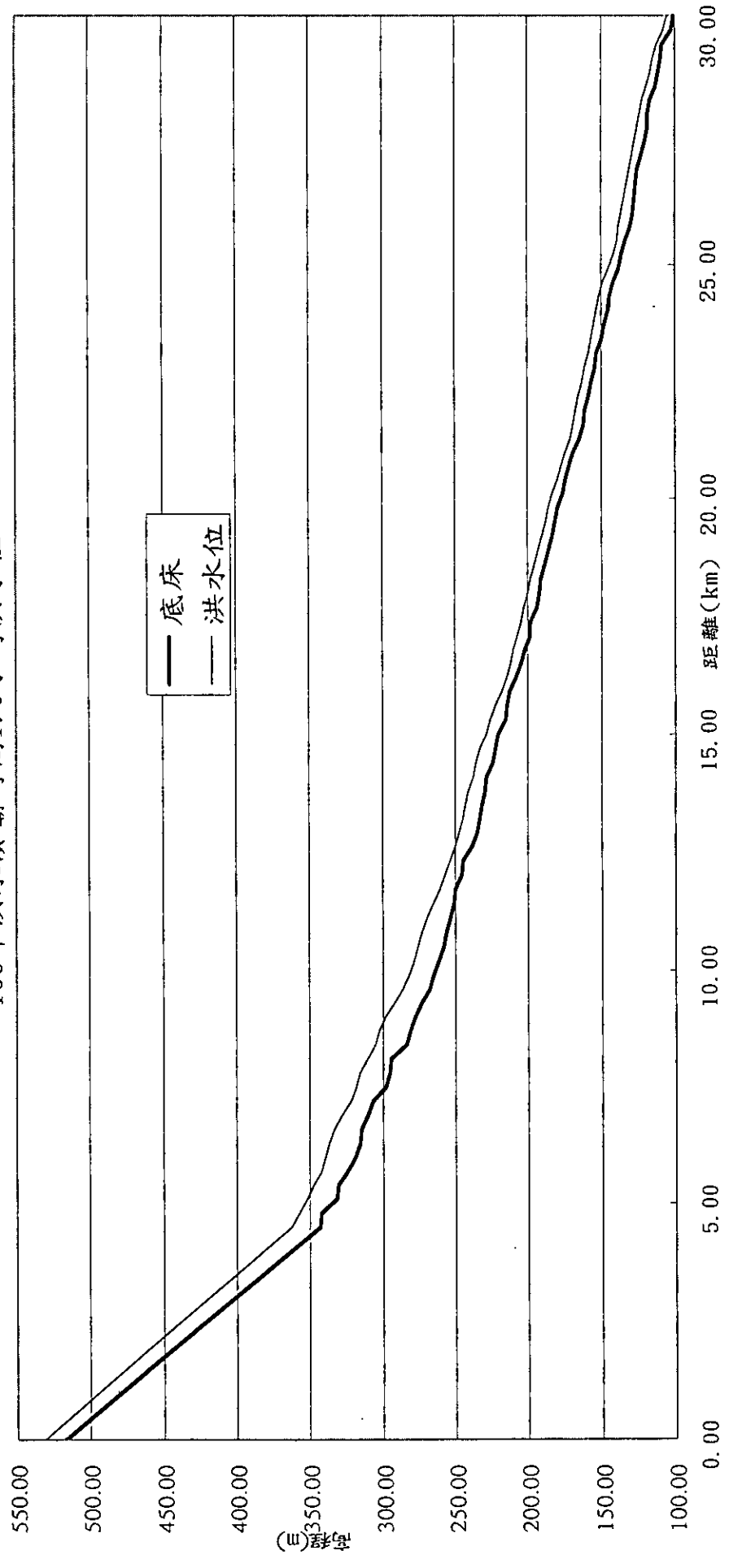


圖 3.62 方案 B2 各斷面發生洪峰時之水位

表 3-9 方案 B3(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	540.00	22.42	8389.00	3.00	壩址
0.01	517.58	529.07	11.49	8389.00	3.00	
4.50	343.39	360.73	17.34	8313.00	3.05	
4.80	342.05	355.27	13.22	8307.00	3.05	
5.10	331.91	349.72	17.81	8295.00	3.05	
5.40	331.13	345.73	14.60	8286.00	3.06	
5.70	324.62	340.04	15.42	8274.00	3.06	
6.00	318.85	336.95	18.10	8257.00	3.07	
6.30	315.84	334.52	18.68	8244.00	3.07	
6.60	314.36	331.36	17.00	8237.00	3.08	
6.90	310.42	326.36	15.94	8234.00	3.08	
7.20	306.94	319.58	12.64	8229.00	3.09	
7.50	297.89	316.00	18.11	8216.00	3.09	
7.80	295.50	313.67	18.17	8208.00	3.10	清水溪 橋
8.10	294.51	308.35	13.84	8205.00	3.10	
8.40	283.51	302.53	19.02	8194.00	3.11	
8.70	281.08	300.27	19.19	8186.00	3.11	
9.00	277.67	295.49	17.82	8184.00	3.12	
9.30	272.74	289.82	17.08	8181.00	3.12	
9.60	268.12	284.40	16.28	8178.00	3.12	
9.90	264.94	279.99	15.05	8172.00	3.13	
10.20	261.48	276.73	15.25	8165.00	3.13	
10.50	257.59	273.58	15.99	8158.00	3.14	
10.80	256.41	271.18	14.77	8151.00	3.14	
11.10	253.95	267.72	13.77	8147.00	3.15	
11.40	251.13	263.54	12.41	8144.00	3.15	
11.70	249.90	259.05	9.15	8140.00	3.16	瑞草橋
12.00	245.36	255.61	10.25	8134.00	3.16	
12.30	244.24	252.34	8.10	8130.00	3.17	
12.60	238.21	247.88	9.67	8120.00	3.18	



表 3-9(續)方案 B3(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	245.82	10.70	8106.00	3.18	
13.20	232.77	243.61	10.84	8096.00	3.19	
13.40	231.90	242.42	10.52	8091.00	3.19	
13.80	229.77	239.87	10.10	8083.00	3.20	
14.10	228.70	236.45	7.75	8081.00	3.21	
14.40	224.55	232.69	8.14	8068.00	3.21	行正橋
14.70	222.06	230.73	8.67	8058.00	3.22	計劃桶頭 堰
15.00	220.65	227.44	6.79	8046.00	3.23	
15.30	215.81	224.61	8.80	8035.00	3.24	桶頭橋
15.60	214.30	221.46	7.16	8031.00	3.24	
15.90	212.61	217.62	5.01	8028.00	3.25	
16.20	208.04	214.06	6.02	8021.00	3.26	
16.50	204.52	211.45	6.93	8006.00	3.27	
16.80	201.97	209.06	7.09	7995.00	3.29	
17.10	198.54	206.79	8.25	7971.00	3.30	
17.40	198.13	204.59	6.46	7934.00	3.33	
17.70	194.48	202.10	7.62	7922.00	3.34	
18.00	191.88	199.92	8.04	7905.00	3.36	
18.30	191.68	197.89	6.21	7893.00	3.37	龍門大橋
18.60	189.12	195.66	6.54	7885.00	3.38	
18.90	186.00	192.89	6.89	7879.00	3.39	
19.20	183.09	190.02	6.93	7875.00	3.40	
19.50	181.91	187.42	5.51	7865.00	3.41	
19.80	179.50	185.39	5.89	7847.00	3.42	
20.10	176.10	183.16	7.06	7836.00	3.44	
20.40	174.81	179.81	5.00	7831.00	3.45	
20.70	171.50	177.12	5.62	7822.00	3.46	
21.00	168.82	174.08	5.26	7816.00	3.48	
21.30	165.21	170.75	5.54	7806.00	3.49	
21.60	162.25	168.74	6.49	7793.00	3.50	



表 3-9(續)方案 B3(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	166.70	5.38	7784.00	3.51	
22.20	158.86	164.85	5.99	7774.00	3.52	
22.50	156.70	162.69	5.99	7761.00	3.54	
22.80	153.88	160.46	6.58	7753.00	3.55	
23.10	153.40	157.74	4.34	7744.00	3.56	
23.40	149.70	155.86	6.16	7733.00	3.58	
23.70	147.79	154.65	6.86	7711.00	3.59	
24.00	145.60	152.90	7.30	7692.00	3.61	
24.30	144.34	150.62	6.28	7685.00	3.62	鯉魚大橋
24.60	141.70	147.78	6.08	7680.00	3.63	
24.90	138.38	144.53	6.15	7676.00	3.64	
25.20	136.69	141.37	4.68	7674.00	3.65	
25.50	133.81	138.77	4.96	7667.00	3.66	
25.80	130.60	137.50	6.90	7646.00	3.67	
26.10	128.56	135.73	7.17	7624.00	3.69	
26.40	127.60	134.34	6.74	7613.00	3.70	
26.70	126.79	132.51	5.72	7603.00	3.71	
27.00	125.85	130.68	4.83	7595.00	3.73	
27.30	123.52	128.77	5.25	7588.00	3.74	
27.60	120.71	126.77	6.06	7580.00	3.75	
27.90	118.58	125.08	6.50	7569.00	3.76	
28.20	118.35	123.35	5.00	7564.00	3.77	
28.50	116.83	121.41	4.58	7558.00	3.79	南雲大橋
28.80	113.57	119.08	5.51	7553.00	3.80	
29.10	111.61	116.69	5.08	7549.00	3.81	
29.40	110.01	114.38	4.37	7544.00	3.83	
29.70	108.71	111.80	3.09	7541.00	3.84	
30.00	102.80	107.80	5.00	7538.00	3.85	濁水溪匯流
30.30	101.02	105.24	4.22	7537.00	3.86	口

100年洪水潰壩時間3.0小時洪水水位

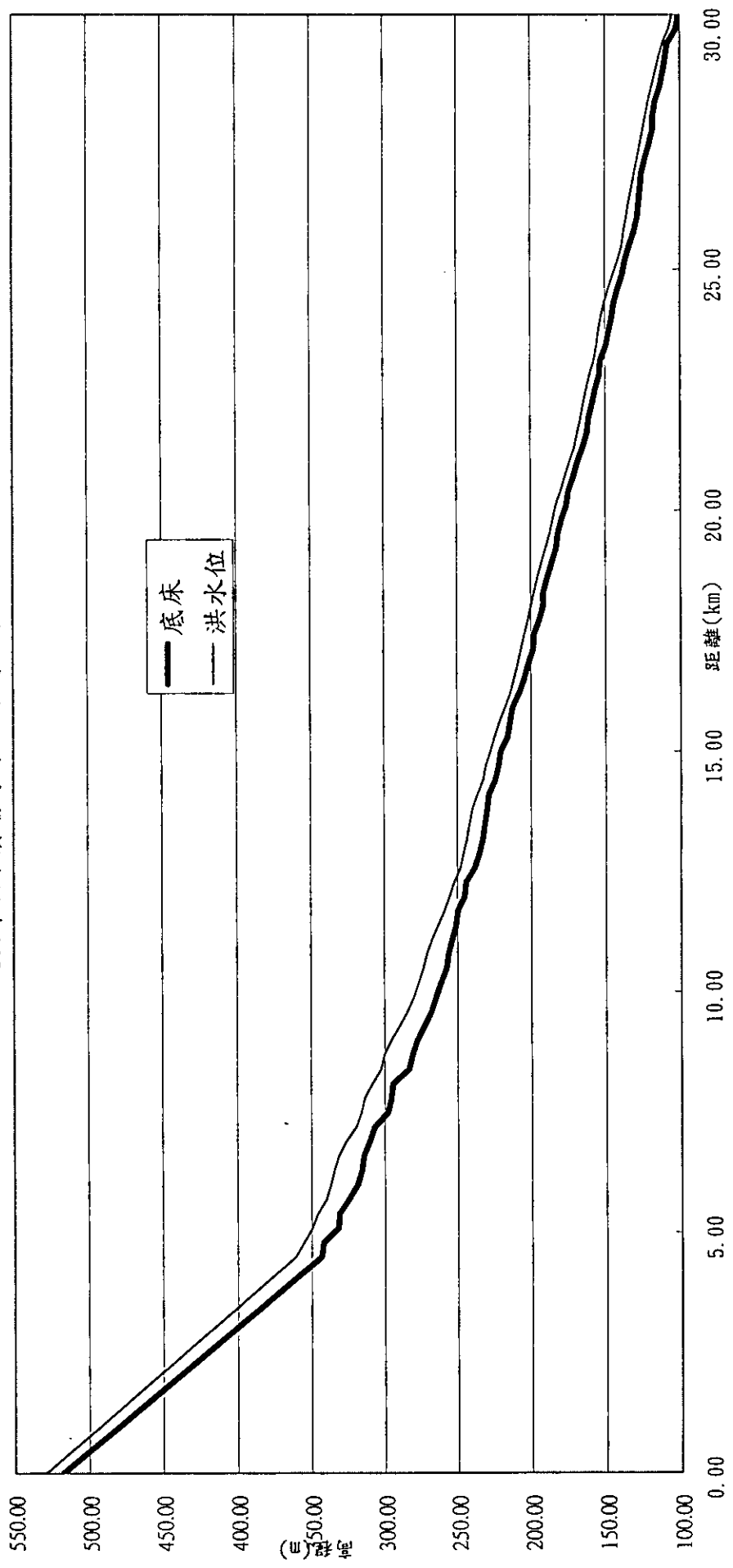


圖 3.63 方案 B3 各斷面發生洪峰時之水位

100年洪水潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

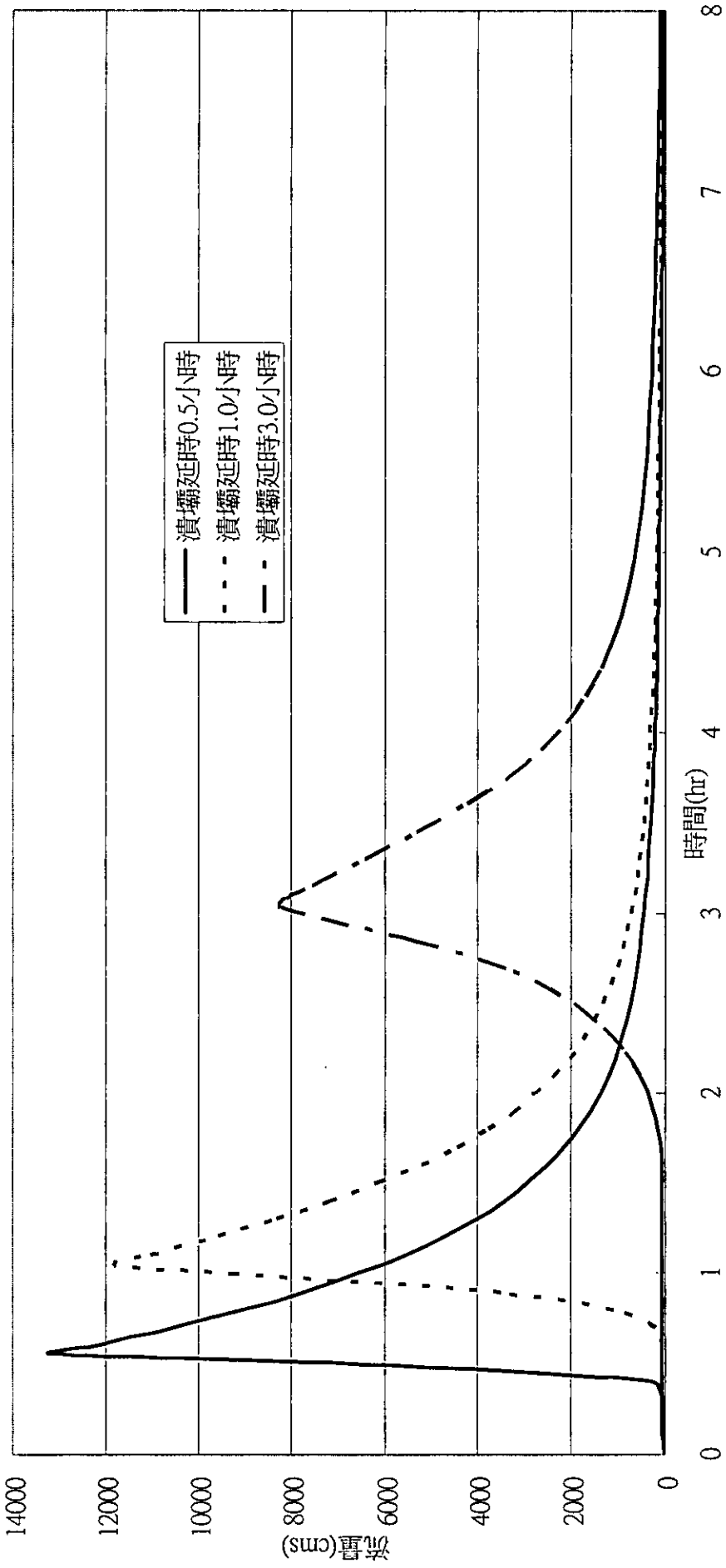


圖 3.64 100 年洪水潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖



表 3-10 方案 C1(200 年洪水，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	541.52	23.94	13748.00	0.50	壩址
0.01	517.58	531.80	14.22	13748.00	0.50	
4.50	343.39	363.80	20.41	13423.00	0.55	
4.80	342.05	358.02	15.97	13392.00	0.55	
5.10	331.91	352.81	20.90	13337.00	0.56	
5.40	331.13	348.60	17.47	13291.00	0.56	
5.70	324.62	343.22	18.60	13218.00	0.57	
6.00	318.85	340.23	21.38	13135.00	0.58	
6.30	315.84	337.75	21.91	13092.00	0.58	
6.60	314.36	334.43	20.07	13069.00	0.59	
6.90	310.42	329.13	18.71	13057.00	0.59	
7.20	306.94	322.29	15.35	13031.00	0.59	
7.50	297.89	319.14	21.25	12978.00	0.60	
7.80	295.50	316.70	21.20	12950.00	0.61	清水溪 橋
8.10	294.51	311.17	16.66	12934.00	0.61	
8.40	283.51	306.03	22.52	12878.00	0.62	
8.70	281.08	303.63	22.55	12849.00	0.62	
9.00	277.67	298.65	20.98	12839.00	0.63	
9.30	272.74	292.84	20.10	12829.00	0.63	
9.60	268.12	287.23	19.11	12817.00	0.63	
9.90	264.94	282.73	17.79	12788.00	0.64	
10.20	261.48	279.41	17.93	12758.00	0.64	
10.50	257.59	276.24	18.65	12733.00	0.65	
10.80	256.41	273.69	17.28	12711.00	0.65	
11.10	253.95	270.02	16.07	12695.00	0.66	
11.40	251.13	265.47	14.34	12683.00	0.66	
11.70	249.90	260.93	11.03	12662.00	0.67	瑞草橋
12.00	245.36	257.63	12.27	12618.00	0.68	
12.30	244.24	254.06	9.82	12589.00	0.68	
12.60	238.21	250.16	11.95	12516.00	0.69	



表 3-10(續)方案 C1(200 年洪水，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	248.08	12.96	12424.00	0.70	
13.20	232.77	245.66	12.89	12373.00	0.71	
13.40	231.90	244.39	12.49	12347.00	0.71	
13.80	229.77	241.69	11.92	12298.00	0.72	
14.10	228.70	238.40	9.70	12463.00	0.73	
14.40	224.55	236.09	11.54	12557.00	0.74	行正橋
14.70	222.06	233.40	11.34	12136.00	0.75	計劃桶頭 堰
15.00	220.65	229.07	8.42	12041.00	0.77	
15.30	215.81	226.34	10.53	11990.00	0.78	桶頭橋
15.60	214.30	222.73	8.43	11975.00	0.79	
15.90	212.61	218.53	5.92	11964.00	0.79	
16.20	208.04	214.94	6.90	11935.00	0.80	
16.50	204.52	212.40	7.88	11868.00	0.82	
16.80	201.97	209.80	7.83	11834.00	0.83	
17.10	198.54	207.35	8.81	11694.00	0.85	
17.40	198.13	205.19	7.06	11493.00	0.88	
17.70	194.48	202.81	8.33	11443.00	0.90	
18.00	191.88	200.82	8.94	11368.00	0.91	
18.30	191.68	198.81	7.13	11331.00	0.93	龍門大橋
18.60	189.12	196.49	7.37	11303.00	0.93	
18.90	186.00	193.72	7.72	11284.00	0.95	
19.20	183.09	190.75	7.66	11268.00	0.95	
19.50	181.91	188.19	6.28	11224.00	0.97	
19.80	179.50	186.24	6.74	11146.00	0.99	
20.10	176.10	183.94	7.84	11119.00	1.00	
20.40	174.81	180.37	5.56	11100.00	1.01	
20.70	171.50	177.77	6.27	11064.00	1.03	
21.00	168.82	174.82	6.00	11037.00	1.04	
21.30	165.21	171.63	6.42	10981.00	1.05	
21.60	162.25	169.62	7.37	10915.00	1.07	



表 3-10(續)方案 C1(200 年洪水，潰壩延時 0.5 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	167.66	6.34	10967.00	1.10	
22.20	158.86	165.69	6.83	10882.00	1.10	
22.50	156.70	163.52	6.82	10793.00	1.11	
22.80	153.88	161.25	7.37	10752.00	1.13	
23.10	153.40	158.57	5.17	10713.00	1.14	
23.40	149.70	156.56	6.86	10657.00	1.15	
23.70	147.79	155.34	7.55	10559.00	1.17	
24.00	145.60	153.62	8.02	10489.00	1.19	
24.30	144.34	151.37	7.03	10455.00	1.21	鯉魚大橋
24.60	141.70	148.62	6.92	10431.00	1.22	
24.90	138.38	145.28	6.90	10419.00	1.23	
25.20	136.69	141.92	5.23	10411.00	1.24	
25.50	133.81	139.44	5.63	10381.00	1.25	
25.80	130.60	138.26	7.66	10289.00	1.27	
26.10	128.56	136.52	7.96	10208.00	1.29	
26.40	127.60	135.07	7.47	10166.00	1.30	
26.70	126.79	133.21	6.42	10132.00	1.31	
27.00	125.85	131.31	5.46	10107.00	1.32	
27.30	123.52	129.29	5.77	10089.00	1.33	
27.60	120.71	127.41	6.70	10059.00	1.35	
27.90	118.58	125.64	7.06	10032.00	1.36	
28.20	118.35	123.82	5.47	10012.00	1.37	
28.50	116.83	121.87	5.04	9990.00	1.39	南雲大橋
28.80	113.57	119.51	5.94	9970.00	1.40	
29.10	111.61	117.11	5.50	9950.00	1.41	
29.40	110.01	114.79	4.78	9930.00	1.42	
29.70	108.71	112.16	3.45	9920.00	1.44	
30.00	102.80	108.22	5.42	9909.00	1.45	濁水溪匯流
30.30	101.02	106.20	5.18	9903.00	1.46	口

200年洪水潰壩時間0.5小時洪水水位

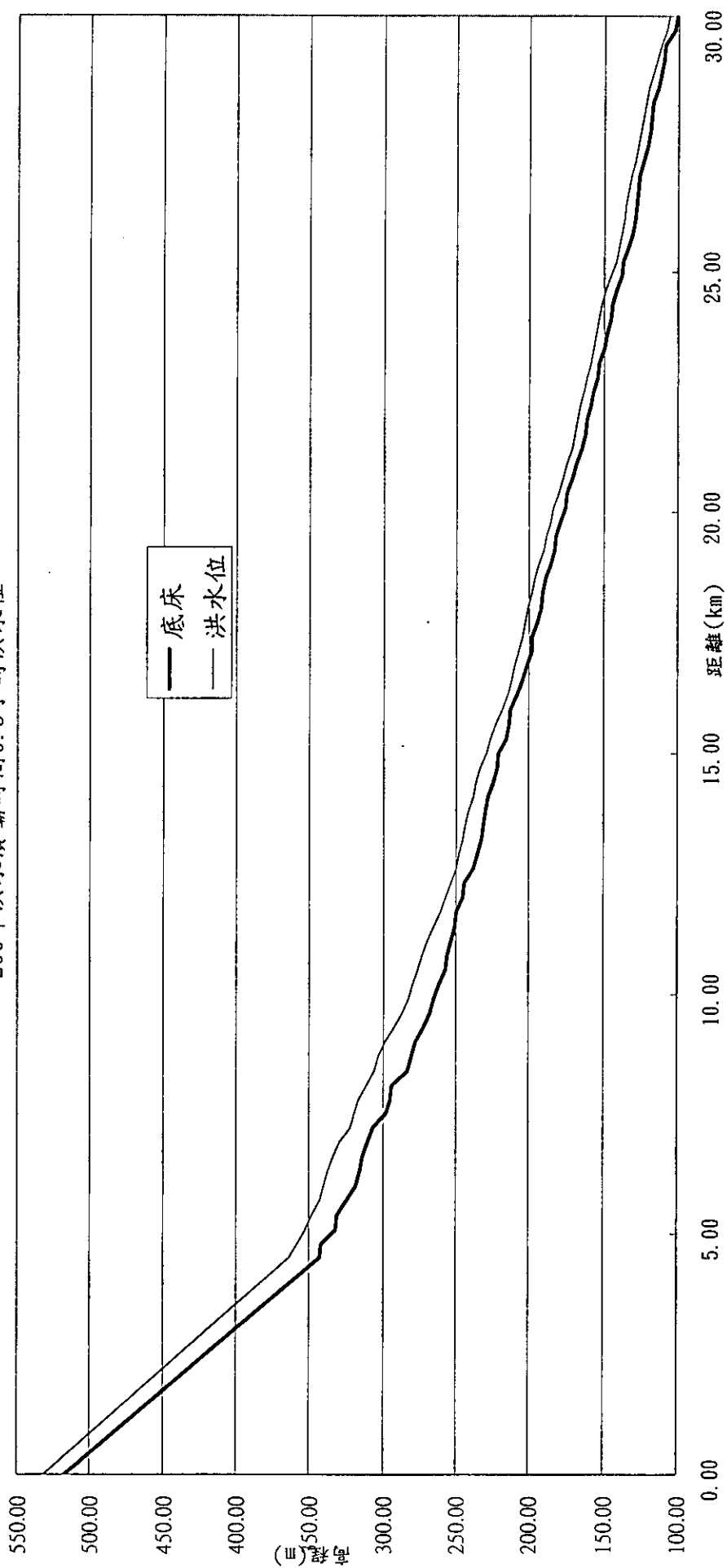


圖 3.65 方案 C1 各斷面發生洪峰時之水位



表 3-11 方案 C2(200 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	540.56	22.98	12262.00	1.00	壩址
0.01	517.58	531.08	13.50	12262.00	1.00	
4.50	343.39	363.07	19.68	12051.00	1.05	
4.80	342.05	357.37	15.32	12032.00	1.05	
5.10	331.91	352.10	20.19	11997.00	1.05	
5.40	331.13	347.94	16.81	11970.00	1.06	
5.70	324.62	342.49	17.87	11930.00	1.06	
6.00	318.85	339.48	20.63	11879.00	1.07	
6.30	315.84	337.01	21.17	11847.00	1.08	
6.60	314.36	333.73	19.37	11831.00	1.08	
6.90	310.42	328.50	18.08	11822.00	1.08	
7.20	306.94	321.67	14.73	11807.00	1.09	
7.50	297.89	318.43	20.54	11773.00	1.09	
7.80	295.50	316.01	20.51	11754.00	1.10	清水溪 橋
8.10	294.51	310.52	16.01	11745.00	1.10	
8.40	283.51	305.25	21.74	11711.00	1.11	
8.70	281.08	302.88	21.80	11690.00	1.12	
9.00	277.67	297.95	20.28	11683.00	1.12	
9.30	272.74	292.18	19.44	11676.00	1.12	
9.60	268.12	286.60	18.48	11668.00	1.13	
9.90	264.94	282.13	17.19	11650.00	1.13	
10.20	261.48	278.82	17.34	11632.00	1.14	
10.50	257.59	275.65	18.06	11615.00	1.14	
10.80	256.41	273.15	16.74	11600.00	1.14	
11.10	253.95	269.52	15.57	11589.00	1.15	
11.40	251.13	265.05	13.92	11581.00	1.15	
11.70	249.90	260.51	10.61	11568.00	1.16	瑞草橋
12.00	245.36	257.19	11.83	11542.00	1.17	
12.30	244.24	253.68	9.44	11526.00	1.17	
12.60	238.21	249.69	11.48	11488.00	1.18	



表 3-11(續)方案 C2(200 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	247.62	12.50	11436.00	1.19	
13.20	232.77	245.24	12.47	11405.00	1.20	
13.40	231.90	243.98	12.08	11388.00	1.20	
13.80	229.77	241.31	11.54	11360.00	1.21	
14.10	228.70	237.98	9.28	11382.00	1.21	
14.40	224.55	235.65	11.10	11542.00	1.22	行正橋
14.70	222.06	233.09	11.03	11233.00	1.24	計劃桶頭 堰
15.00	220.65	228.76	8.11	11178.00	1.25	
15.30	215.81	226.03	10.22	11143.00	1.26	桶頭橋
15.60	214.30	222.48	8.18	11133.00	1.27	
15.90	212.61	218.35	5.74	11126.00	1.28	
16.20	208.04	214.78	6.74	11109.00	1.28	
16.50	204.52	212.23	7.71	11070.00	1.30	
16.80	201.97	209.67	7.70	11049.00	1.31	
17.10	198.54	207.26	8.72	10974.00	1.33	
17.40	198.13	205.10	6.97	10861.00	1.36	
17.70	194.48	202.70	8.22	10831.00	1.37	
18.00	191.88	200.69	8.81	10781.00	1.38	
18.30	191.68	198.67	6.99	10752.00	1.40	龍門大橋
18.60	189.12	196.36	7.24	10733.00	1.40	
18.90	186.00	193.59	7.59	10719.00	1.41	
19.20	183.09	190.64	7.55	10708.00	1.42	
19.50	181.91	188.08	6.17	10693.00	1.44	
19.80	179.50	186.12	6.62	10627.00	1.45	
20.10	176.10	183.83	7.73	10607.00	1.47	
20.40	174.81	180.29	5.48	10594.00	1.48	
20.70	171.50	177.68	6.18	10569.00	1.49	
21.00	168.82	174.72	5.90	10550.00	1.50	
21.30	165.21	171.51	6.30	10514.00	1.52	
21.60	162.25	169.51	7.26	10467.00	1.54	



表 3-11(續)方案 C2(200 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	167.55	6.23	10604.00	1.55	
22.20	158.86	165.58	6.72	10477.00	1.56	
22.50	156.70	163.42	6.72	10373.00	1.58	
22.80	153.88	161.16	7.28	10343.00	1.59	
23.10	153.40	158.47	5.07	10318.00	1.60	
23.40	149.70	156.48	6.78	10278.00	1.62	
23.70	147.79	155.26	7.47	10198.00	1.63	
24.00	145.60	153.54	7.94	10139.00	1.65	
24.30	144.34	151.27	6.93	10115.00	1.67	鯉魚大橋
24.60	141.70	148.52	6.82	10100.00	1.68	
24.90	138.38	145.20	6.82	10095.00	1.69	
25.20	136.69	141.86	5.17	10086.00	1.68	
25.50	133.81	139.36	5.55	10054.00	1.71	
25.80	130.60	138.18	7.58	9973.00	1.73	
26.10	128.56	136.44	7.88	9900.00	1.74	
26.40	127.60	134.99	7.39	9864.00	1.76	
26.70	126.79	133.13	6.34	9835.00	1.77	
27.00	125.85	131.25	5.40	9817.00	1.78	
27.30	123.52	129.24	5.72	9801.00	1.79	
27.60	120.71	127.34	6.63	9774.00	1.81	
27.90	118.58	125.58	7.00	9750.00	1.82	
28.20	118.35	123.77	5.42	9732.00	1.83	
28.50	116.83	121.82	4.99	9713.00	1.84	南雲大橋
28.80	113.57	119.47	5.90	9694.00	1.86	
29.10	111.61	117.07	5.46	9677.00	1.87	
29.40	110.01	114.75	4.74	9661.00	1.88	
29.70	108.71	112.12	3.41	9652.00	1.89	
30.00	102.80	108.18	5.38	9642.00	1.91	濁水溪匯流
30.30	101.02	106.20	5.18	9637.00	1.91	口

200年洪水潰壩時間1.0小時洪水水位

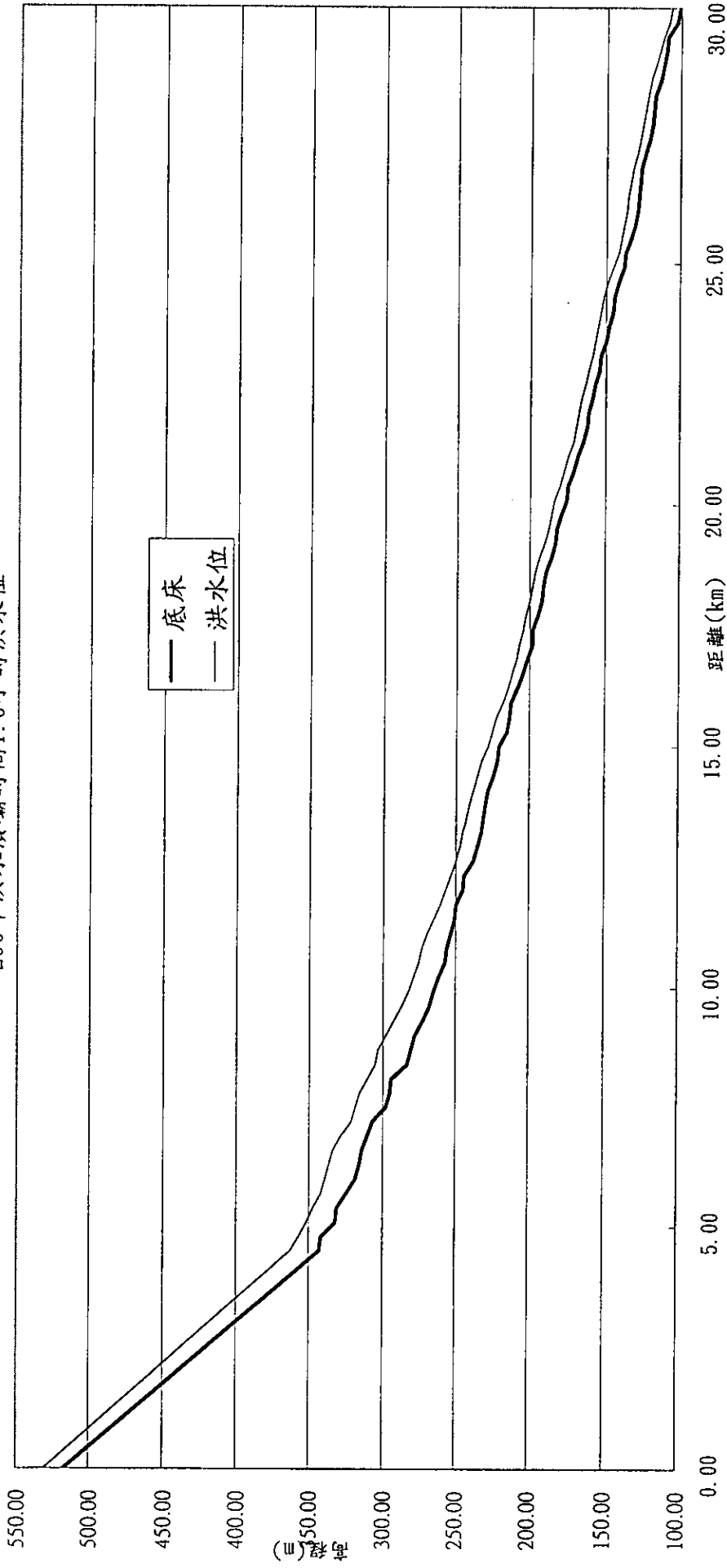


圖 3.66 方案 C2 各斷面發生洪峰時之水位



表 3-12 方案 C3(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	540.00	22.42	8607.00	3.00	壩址
0.01	517.58	529.19	11.61	8607.00	3.00	
4.50	343.39	360.89	17.50	8533.00	3.05	
4.80	342.05	355.41	13.36	8526.00	3.05	
5.10	331.91	349.88	17.97	8515.00	3.06	
5.40	331.13	345.87	14.74	8505.00	3.06	
5.70	324.62	340.20	15.58	8494.00	3.07	
6.00	318.85	337.13	18.28	8476.00	3.07	
6.30	315.84	334.69	18.85	8464.00	3.08	
6.60	314.36	331.53	17.17	8457.00	3.08	
6.90	310.42	326.51	16.09	8454.00	3.08	
7.20	306.94	319.72	12.78	8449.00	3.09	
7.50	297.89	316.17	18.28	8436.00	3.09	
7.80	295.50	313.83	18.33	8429.00	3.10	清水溪 橋
8.10	294.51	308.50	13.99	8426.00	3.10	
8.40	283.51	302.72	19.21	8415.00	3.11	
8.70	281.08	300.45	19.37	8407.00	3.11	
9.00	277.67	295.66	17.99	8404.00	3.12	
9.30	272.74	289.98	17.24	8402.00	3.12	
9.60	268.12	284.56	16.44	8399.00	3.12	
9.90	264.94	280.15	15.21	8393.00	3.13	
10.20	261.48	276.87	15.39	8386.00	3.13	
10.50	257.59	273.73	16.14	8379.00	3.14	
10.80	256.41	271.33	14.92	8373.00	3.14	
11.10	253.95	267.85	13.90	8368.00	3.15	
11.40	251.13	263.65	12.52	8365.00	3.15	
11.70	249.90	259.15	9.25	8362.00	3.16	瑞草橋
12.00	245.36	255.72	10.36	8356.00	3.16	
12.30	244.24	252.44	8.20	8352.00	3.17	
12.60	238.21	248.00	9.79	8342.00	3.18	



表 3-12(續)方案 C3(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	245.95	10.83	8328.00	3.18	
13.20	232.77	243.72	10.95	8318.00	3.19	
13.40	231.90	242.53	10.63	8313.00	3.20	
13.80	229.77	239.97	10.20	8306.00	3.20	
14.10	228.70	236.54	7.84	8303.00	3.21	
14.40	224.55	232.85	8.30	8279.00	3.21	、行正橋
14.70	222.06	230.90	8.84	8257.00	3.22	計劃桶頭
15.00	220.65	227.54	6.89	8246.00	3.23	堰
15.30	215.81	224.71	8.90	8237.00	3.25	桶頭橋
15.60	214.30	221.53	7.23	8234.00	3.25	
15.90	212.61	217.68	5.07	8232.00	3.26	
16.20	208.04	214.11	6.07	8228.00	3.27	
16.50	204.52	211.51	6.99	8217.00	3.28	
16.80	201.97	209.11	7.14	8209.00	3.29	
17.10	198.54	206.83	8.29	8190.00	3.31	
17.40	198.13	204.63	6.50	8157.00	3.33	
17.70	194.48	202.15	7.67	8146.00	3.35	
18.00	191.88	199.99	8.11	8129.00	3.36	
18.30	191.68	197.96	6.28	8117.00	3.37	
18.60	189.12	195.72	6.60	8109.00	3.38	龍門大橋
18.90	186.00	192.95	6.95	8104.00	3.39	
19.20	183.09	190.07	6.98	8100.00	3.40	
19.50	181.91	187.48	5.57	8090.00	3.41	
19.80	179.50	185.46	5.96	8072.00	3.43	
20.10	176.10	183.22	7.12	8062.00	3.44	
20.40	174.81	179.85	5.04	8056.00	3.45	
20.70	171.50	177.17	5.67	8048.00	3.47	
21.00	168.82	174.14	5.32	8041.00	3.48	
21.30	165.21	170.82	5.61	8032.00	3.49	
21.60	162.25	168.81	6.56	8019.00	3.50	



表 3-12(續)方案 C3(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	166.78	5.46	8010.00	3.52	
22.20	158.86	164.91	6.05	8000.00	3.53	
22.50	156.70	162.76	6.06	7987.00	3.54	
22.80	153.88	160.53	6.65	7979.00	3.55	
23.10	153.40	157.81	4.41	7971.00	3.57	
23.40	149.70	155.92	6.22	7960.00	3.58	
23.70	147.79	154.72	6.93	7938.00	3.59	
24.00	145.60	152.97	7.37	7919.00	3.61	
24.30	144.34	150.68	6.34	7912.00	3.62	鯉魚大橋
24.60	141.70	147.85	6.15	7907.00	3.63	
24.90	138.38	144.60	6.22	7904.00	3.64	
25.20	136.69	141.42	4.73	7902.00	3.65	
25.50	133.81	138.83	5.02	7895.00	3.66	
25.80	130.60	137.57	6.97	7874.00	3.67	
26.10	128.56	135.81	7.25	7853.00	3.69	
26.40	127.60	134.41	6.81	7841.00	3.70	
26.70	126.79	132.58	5.79	7831.00	3.71	
27.00	125.85	130.75	4.90	7823.00	3.73	
27.30	123.52	128.82	5.30	7815.00	3.74	
27.60	120.71	126.84	6.13	7807.00	3.75	
27.90	118.58	125.14	6.56	7797.00	3.76	
28.20	118.35	123.40	5.05	7791.00	3.77	
28.50	116.83	121.45	4.62	7786.00	3.79	南雲大橋
28.80	113.57	119.12	5.55	7781.00	3.80	
29.10	111.61	116.73	5.12	7776.00	3.81	
29.40	110.01	114.42	4.41	7771.00	3.82	
29.70	108.71	111.83	3.12	7768.00	3.83	
30.00	102.80	107.84	5.04	7765.00	3.85	濁水溪匯流
30.30	101.02	106.20	5.18	7764.00	3.86	口

200年洪水潰壩時間3.0小時洪水水位

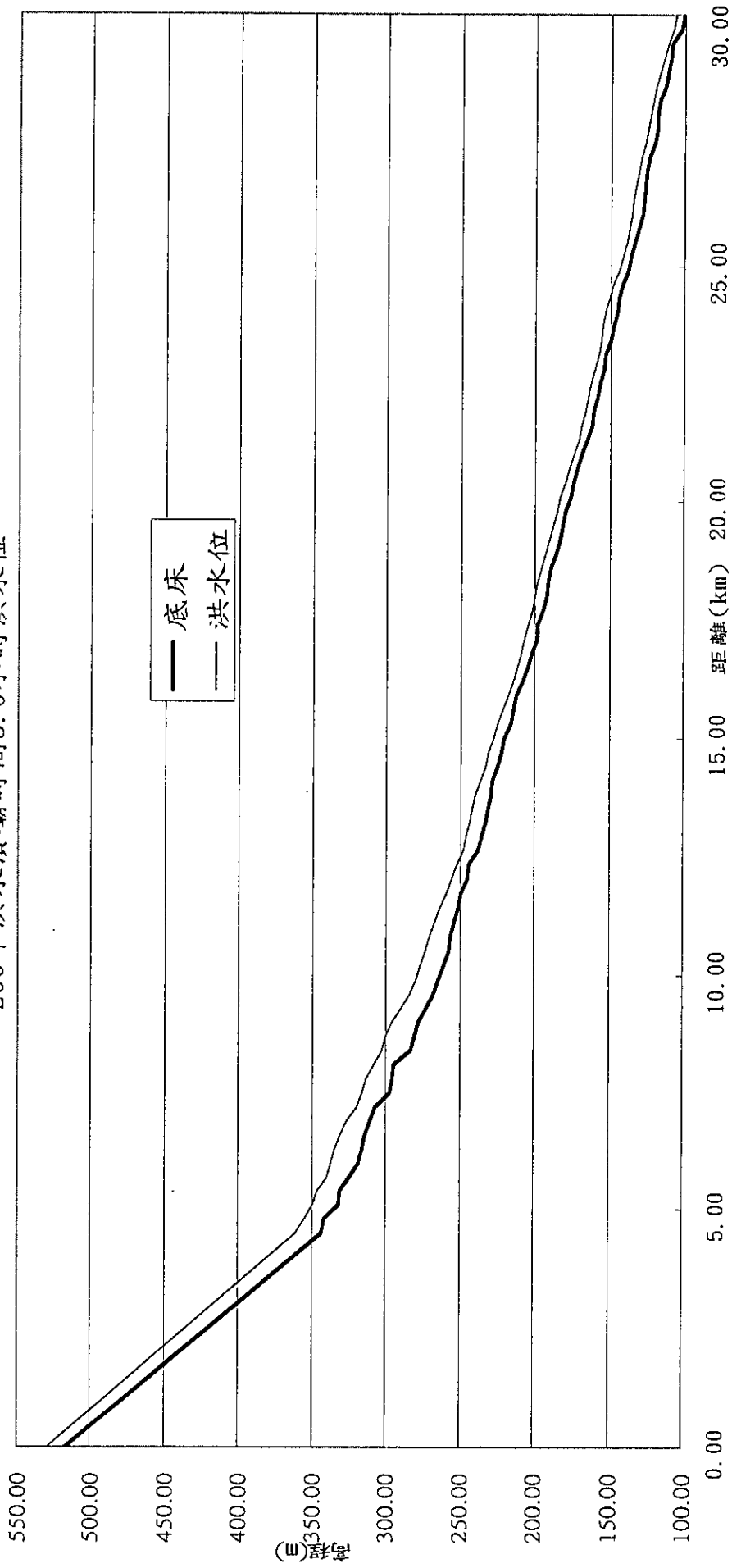


圖 3.67 方案 C3 各斷面發生洪峰時之水位

200年洪水潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

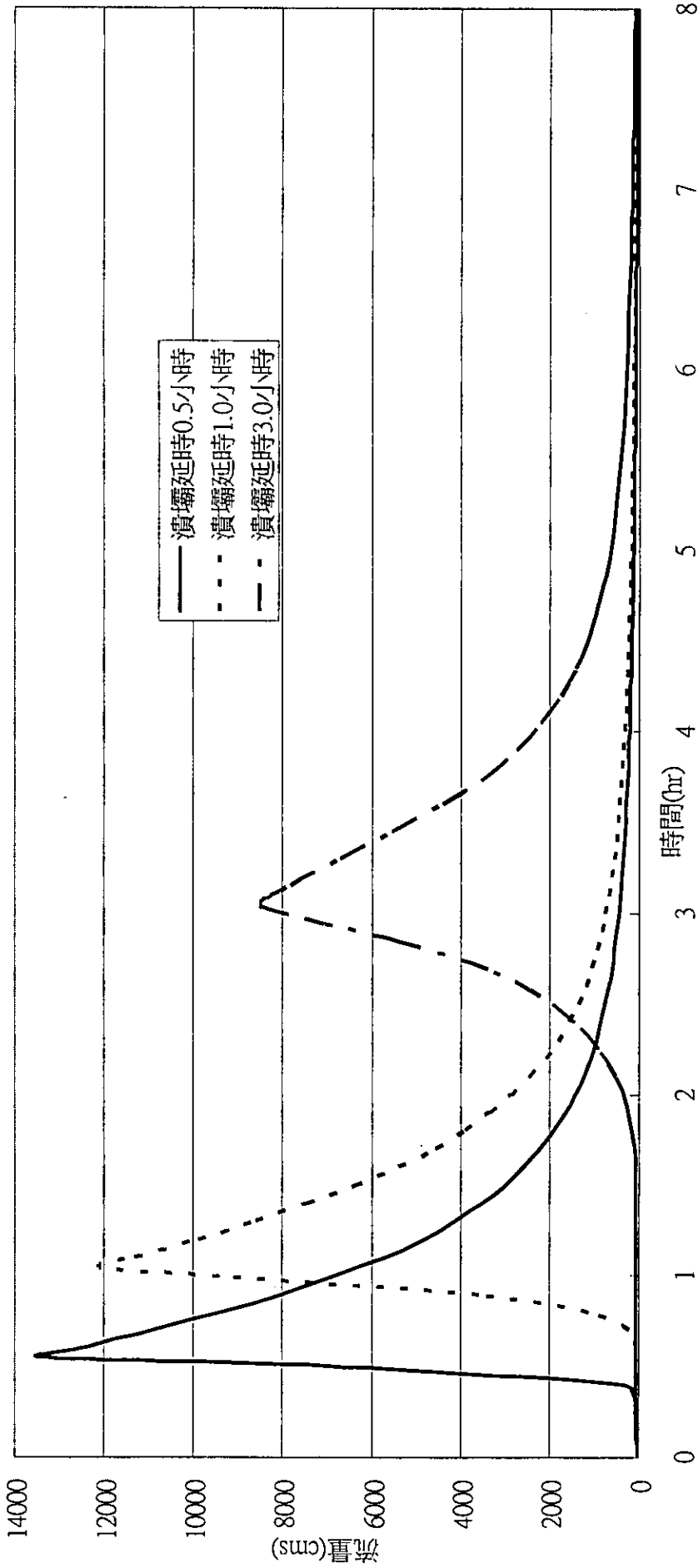


圖 3.68 200 年洪水潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較



表 3-13 方案 D(晴天潰壩，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	540.00	22.42	8249.00	2.26	壩址
0.01	517.58	528.99	11.41	8249.00	2.26	
4.50	343.39	360.68	17.29	8242.00	2.31	
4.80	342.05	355.23	13.18	8241.00	2.31	
5.10	331.91	349.69	17.78	8238.00	2.31	
5.40	331.13	345.70	14.57	8236.00	2.32	
5.70	324.62	340.02	15.40	8233.00	2.32	
6.00	318.85	336.94	18.09	8228.00	2.33	
6.30	315.84	334.51	18.67	8224.00	2.33	
6.60	314.36	331.35	16.99	8221.00	2.34	
6.90	310.42	326.36	15.94	8220.00	2.34	
7.20	306.94	319.57	12.63	8218.00	2.34	
7.50	297.89	316.00	18.11	8213.00	2.35	
7.80	295.50	313.67	18.17	8210.00	2.36	清水溪 橋
8.10	294.51	308.36	13.85	8209.00	2.36	
8.40	283.51	302.54	19.03	8204.00	2.36	
8.70	281.08	300.28	19.20	8200.00	2.37	
9.00	277.67	295.50	17.83	8199.00	2.37	
9.30	272.74	289.83	17.09	8198.00	2.38	
9.60	268.12	284.42	16.30	8196.00	2.38	
9.90	264.94	280.01	15.07	8193.00	2.38	
10.20	261.48	276.75	15.27	8190.00	2.39	
10.50	257.59	273.60	16.01	8186.00	2.39	
10.80	256.41	271.20	14.79	8183.00	2.40	
11.10	253.95	267.74	13.79	8180.00	2.40	
11.40	251.13	263.56	12.43	8178.00	2.41	
11.70	249.90	259.07	9.17	8176.00	2.41	瑞草橋
12.00	245.36	255.63	10.27	8173.00	2.42	
12.30	244.24	252.36	8.12	8170.00	2.42	
12.60	238.21	247.91	9.70	8165.00	2.43	



表 3-13(續)方案 D(晴天潰壩，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	245.85	10.73	8156.00	2.44	
13.20	232.77	243.64	10.87	8149.00	2.44	
13.40	231.90	242.45	10.55	8145.00	2.45	
13.80	229.77	239.89	10.12	8141.00	2.45	
14.10	228.70	236.48	7.78	8139.00	2.46	
14.40	224.55	232.73	8.18	8130.00	2.46	行正橋
14.70	222.06	230.76	8.70	8123.00	2.47	計劃桶頭 堰
15.00	220.65	227.47	6.82	8114.00	2.48	
15.30	215.81	224.64	8.83	8106.00	2.49	桶頭橋
15.60	214.30	221.49	7.19	8103.00	2.50	
15.90	212.61	217.64	5.03	8101.00	2.50	
16.20	208.04	214.08	6.04	8095.00	2.51	
16.50	204.52	211.47	6.95	8083.00	2.52	
16.80	201.97	209.08	7.11	8074.00	2.54	
17.10	198.54	206.81	8.27	8054.00	2.55	
17.40	198.13	204.61	6.48	8022.00	2.58	
17.70	194.48	202.12	7.64	8011.00	2.59	
18.00	191.88	199.95	8.07	7994.00	2.60	
18.30	191.68	197.91	6.23	7983.00	2.61	龍門大橋
18.60	189.12	195.68	6.56	7975.00	2.62	
18.90	186.00	192.92	6.92	7969.00	2.63	
19.20	183.09	190.04	6.95	7965.00	2.64	
19.50	181.91	187.45	5.54	7956.00	2.65	
19.80	179.50	185.42	5.92	7938.00	2.67	
20.10	176.10	183.18	7.08	7927.00	2.68	
20.40	174.81	179.82	5.01	7921.00	2.69	
20.70	171.50	177.14	5.64	7912.00	2.71	
21.00	168.82	174.11	5.29	7905.00	2.72	
21.30	165.21	170.78	5.57	7895.00	2.73	
21.60	162.25	168.77	6.52	7881.00	2.74	



表 3-13 (續) 方案 D(晴天潰壩，潰壩延時 3.0 小時) 之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	166.73	5.41	7872.00	2.75	
22.20	158.86	164.87	6.01	7861.00	2.77	
22.50	156.70	162.72	6.02	7847.00	2.78	
22.80	153.88	160.48	6.60	7838.00	2.79	
23.10	153.40	157.76	4.36	7828.00	2.81	
23.40	149.70	155.88	6.18	7816.00	2.82	
23.70	147.79	154.67	6.88	7791.00	2.83	
24.00	145.60	152.93	7.33	7770.00	2.85	
24.30	144.34	150.64	6.30	7761.00	2.86	鯉魚大橋
24.60	141.70	147.80	6.10	7755.00	2.87	
24.90	138.38	144.55	6.17	7751.00	2.88	
25.20	136.69	141.38	4.69	7748.00	2.89	
25.50	133.81	138.79	4.98	7740.00	2.90	
25.80	130.60	137.52	6.92	7715.00	2.91	
26.10	128.56	135.75	7.19	7689.00	2.93	
26.40	127.60	134.36	6.76	7675.00	2.94	
26.70	126.79	132.53	5.74	7664.00	2.95	
27.00	125.85	130.70	4.85	7653.00	2.96	
27.30	123.52	128.78	5.26	7644.00	2.98	
27.60	120.71	126.79	6.08	7634.00	2.99	
27.90	118.58	125.09	6.51	7620.00	3.00	
28.20	118.35	123.36	5.01	7613.00	3.01	
28.50	116.83	121.42	4.59	7607.00	3.02	南雲大橋
28.80	113.57	119.09	5.52	7600.00	3.04	
29.10	111.61	116.70	5.09	7594.00	3.05	
29.40	110.01	114.39	4.38	7588.00	3.06	
29.70	108.71	111.80	3.09	7584.00	3.07	
30.00	102.80	107.81	5.01	7580.00	3.09	濁水溪匯流
30.30	101.02	101.60	0.58	7578.00	3.10	口

200年晴天潰壩時間3.0小時洪水位

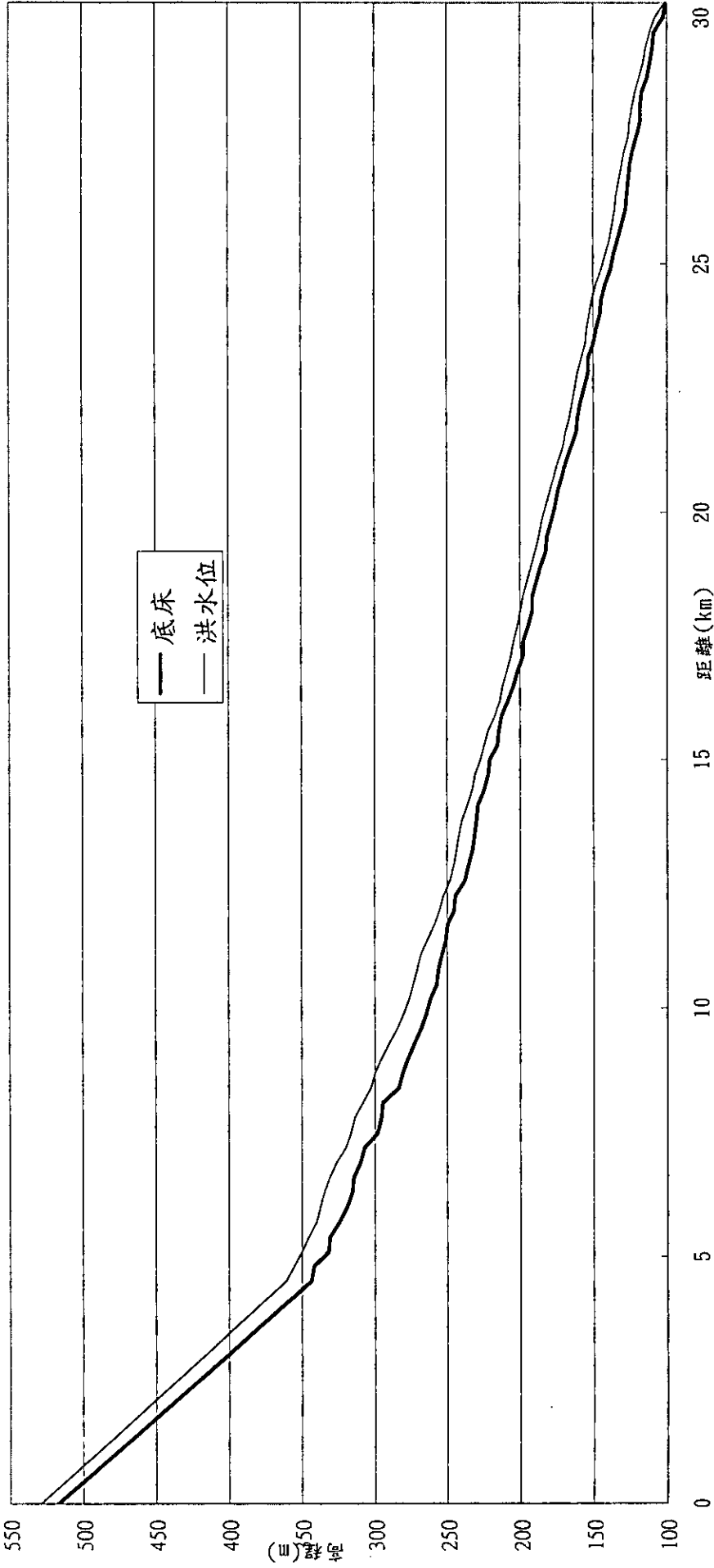


圖 3.69 方案 D 各斷面發生洪峰時之水位



表 3-14 方案 E(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	540.00	22.42	8267.00	2.26	壩址
0.01	517.58	529.00	11.42	8267.00	2.26	
4.50	343.39	360.69	17.30	8260.00	2.31	
4.80	342.05	355.24	13.19	8258.00	2.31	
5.10	331.91	349.70	17.79	8256.00	2.31	
5.40	331.13	345.71	14.58	8253.00	2.32	
5.70	324.62	340.03	15.41	8250.00	2.32	
6.00	318.85	336.95	18.10	8245.00	2.33	
6.30	315.84	334.52	18.68	8241.00	2.33	
6.60	314.36	331.37	17.01	8239.00	2.34	
6.90	310.42	326.37	15.95	8237.00	2.34	
7.20	306.94	319.59	12.65	8236.00	2.34	
7.50	297.89	316.01	18.12	8230.00	2.35	
7.80	295.50	313.69	18.19	8227.00	2.35	清水溪 橋
8.10	294.51	308.37	13.86	8226.00	2.36	
8.40	283.51	302.55	19.04	8221.00	2.36	
8.70	281.08	300.30	19.22	8218.00	2.37	
9.00	277.67	295.52	17.85	8216.00	2.37	
9.30	272.74	289.84	17.10	8215.00	2.38	
9.60	268.12	284.43	16.31	8214.00	2.38	
9.90	264.94	280.02	15.08	8210.00	2.38	
10.20	261.48	276.76	15.28	8207.00	2.39	
10.50	257.59	273.61	16.02	8203.00	2.39	
10.80	256.41	271.22	14.81	8200.00	2.40	
11.10	253.95	267.75	13.80	8197.00	2.40	
11.40	251.13	263.57	12.44	8196.00	2.41	
11.70	249.90	259.07	9.17	8194.00	2.41	瑞草橋
12.00	245.36	255.64	10.28	8190.00	2.42	
12.30	244.24	252.37	8.13	8188.00	2.42	
12.60	238.21	247.92	9.71	8182.00	2.43	



表 3-14(續)方案 E(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	245.86	10.74	8173.00	2.44	
13.20	232.77	243.65	10.88	8167.00	2.44	
13.40	231.90	242.45	10.55	8163.00	2.45	
13.80	229.77	239.90	10.13	8158.00	2.45	
14.10	228.70	236.48	7.78	8156.00	2.46	
14.40	224.55	232.74	8.19	8147.00	2.46	行正橋
14.70	222.06	230.77	8.71	8140.00	2.47	計劃桶頭
15.00	220.65	227.48	6.83	8131.00	2.48	堰
15.30	215.81	224.65	8.84	8123.00	2.49	桶頭橋
15.60	214.30	221.49	7.19	8120.00	2.50	
15.90	212.61	217.65	5.04	8118.00	2.50	
16.20	208.04	214.08	6.04	8113.00	2.51	
16.50	204.52	211.48	6.96	8100.00	2.52	
16.80	201.97	209.08	7.11	8092.00	2.54	
17.10	198.54	206.81	8.27	8071.00	2.55	
17.40	198.13	204.61	6.48	8039.00	2.58	
17.70	194.48	202.13	7.65	8028.00	2.59	
18.00	191.88	199.95	8.07	8011.00	2.60	
18.30	191.68	197.92	6.24	8000.00	2.61	
18.60	189.12	195.69	6.57	7992.00	2.62	龍門大橋
18.90	186.00	192.92	6.92	7986.00	2.63	
19.20	183.09	190.04	6.95	7982.00	2.64	
19.50	181.91	187.45	5.54	7973.00	2.65	
19.80	179.50	185.42	5.92	7955.00	2.67	
20.10	176.10	183.19	7.09	7944.00	2.68	
20.40	174.81	179.83	5.02	7938.00	2.69	
20.70	171.50	177.15	5.65	7929.00	2.71	
21.00	168.82	174.11	5.29	7922.00	2.72	
21.30	165.21	170.79	5.58	7912.00	2.73	
21.60	162.25	168.77	6.52	7898.00	2.74	



表 3-14(續)方案 E(100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	166.74	5.42	7889.00	2.76	
22.20	158.86	164.88	6.02	7878.00	2.77	
22.50	156.70	162.72	6.02	7864.00	2.78	
22.80	153.88	160.49	6.61	7855.00	2.79	
23.10	153.40	157.77	4.37	7845.00	2.81	
23.40	149.70	155.89	6.19	7833.00	2.82	
23.70	147.79	154.68	6.89	7808.00	2.83	
24.00	145.60	152.93	7.33	7787.00	2.85	
24.30	144.34	150.64	6.30	7779.00	2.86	鯉魚大橋
24.60	141.70	147.81	6.11	7773.00	2.87	
24.90	138.38	144.56	6.18	7768.00	2.88	
25.20	136.69	141.39	4.70	7766.00	2.89	
25.50	133.81	138.80	4.99	7758.00	2.90	
25.80	130.60	137.52	6.92	7733.00	2.91	
26.10	128.56	135.76	7.20	7707.00	2.93	
26.40	127.60	134.37	6.77	7692.00	2.94	
26.70	126.79	132.53	5.74	7681.00	2.95	
27.00	125.85	130.71	4.86	7670.00	2.96	
27.30	123.52	128.78	5.26	7661.00	2.98	
27.60	120.71	126.79	6.08	7651.00	2.99	
27.90	118.58	125.10	6.52	7638.00	3.00	
28.20	118.35	123.36	5.01	7631.00	3.01	
28.50	116.83	121.42	4.59	7624.00	3.02	南雲大橋
28.80	113.57	119.09	5.52	7617.00	3.04	
29.10	111.61	116.70	5.09	7612.00	3.05	
29.40	110.01	114.39	4.38	7605.00	3.06	
29.70	108.71	111.81	3.10	7601.00	3.07	
30.00	102.80	107.83	5.03	7598.00	3.08	濁水溪匯流
30.30	101.02	105.24	4.22	7653.00	3.09	口

100年洪水潰壩時間3.0小時洪水水位

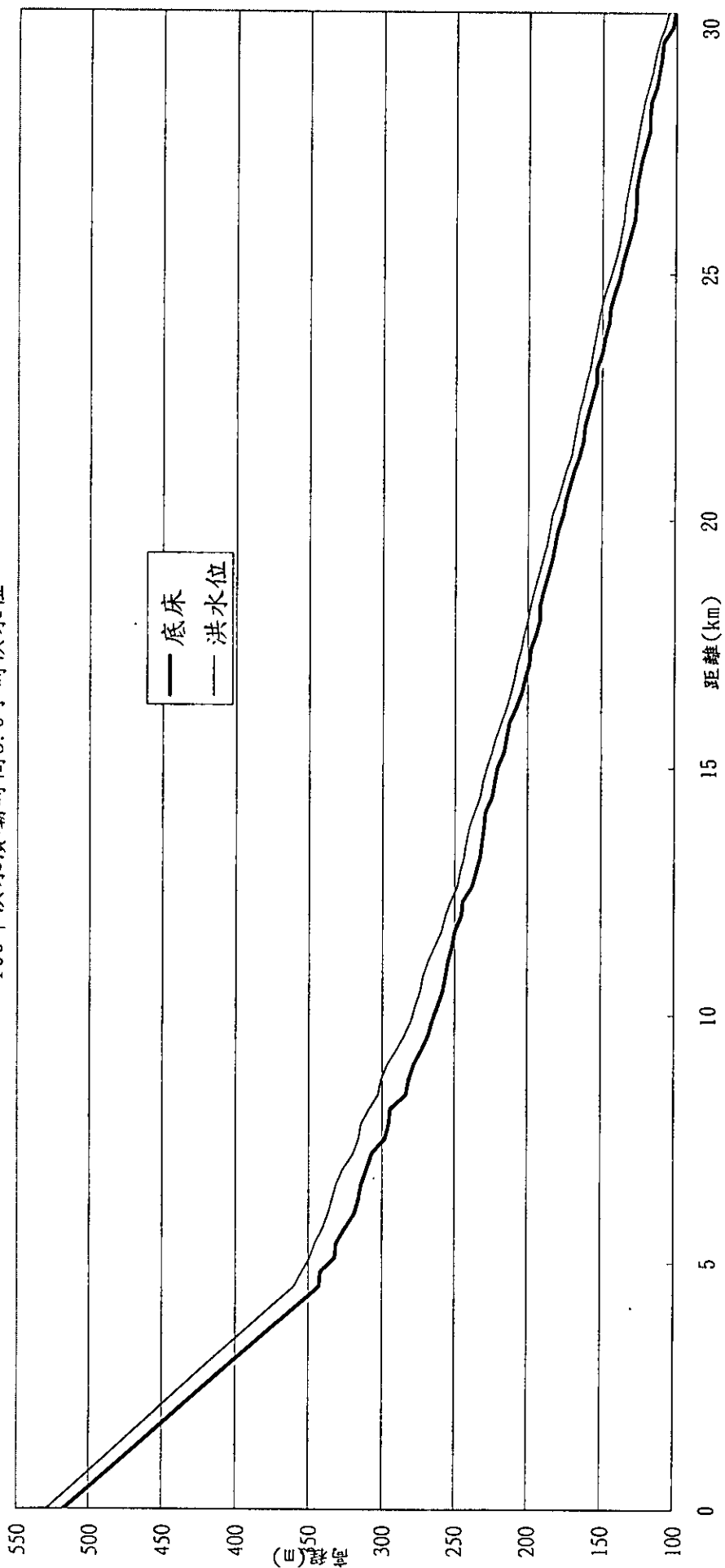


圖 3.70 方案 E 各斷面發生洪峰時之水位

表 3-15 方案 F(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	540.00	22.42	8267.00	2.26	壩址
0.01	517.58	529.00	11.42	8267.00	2.26	
4.50	343.39	360.69	17.30	8260.00	2.31	
4.80	342.05	355.24	13.19	8258.00	2.31	
5.10	331.91	349.70	17.79	8256.00	2.31	
5.40	331.13	345.71	14.58	8253.00	2.32	
5.70	324.62	340.03	15.41	8250.00	2.32	
6.00	318.85	336.95	18.10	8245.00	2.33	
6.30	315.84	334.52	18.68	8241.00	2.33	
6.60	314.36	331.37	17.01	8239.00	2.34	
6.90	310.42	326.37	15.95	8237.00	2.34	
7.20	306.94	319.59	12.65	8236.00	2.34	
7.50	297.89	316.01	18.12	8230.00	2.35	
7.80	295.50	313.69	18.19	8227.00	2.35	清水溪 橋
8.10	294.51	308.37	13.86	8226.00	2.36	
8.40	283.51	302.55	19.04	8221.00	2.36	
8.70	281.08	300.30	19.22	8218.00	2.37	
9.00	277.67	295.52	17.85	8216.00	2.37	
9.30	272.74	289.84	17.10	8215.00	2.38	
9.60	268.12	284.43	16.31	8214.00	2.38	
9.90	264.94	280.02	15.08	8210.00	2.38	
10.20	261.48	276.76	15.28	8207.00	2.39	
10.50	257.59	273.61	16.02	8203.00	2.39	
10.80	256.41	271.22	14.81	8200.00	2.40	
11.10	253.95	267.75	13.80	8197.00	2.40	
11.40	251.13	263.57	12.44	8196.00	2.41	
11.70	249.90	259.07	9.17	8194.00	2.41	瑞草橋
12.00	245.36	255.64	10.28	8190.00	2.42	
12.30	244.24	252.37	8.13	8188.00	2.42	
12.60	238.21	247.92	9.71	8182.00	2.43	



表 3-15(續)方案 F(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	245.86	10.74	8173.00	2.44	
13.20	232.77	243.65	10.88	8167.00	2.44	
13.40	231.90	242.45	10.55	8163.00	2.45	
13.80	229.77	239.90	10.13	8158.00	2.45	
14.10	228.70	236.48	7.78	8156.00	2.46	
14.40	224.55	232.74	8.19	8147.00	2.46	行正橋
14.70	222.06	230.77	8.71	8140.00	2.47	計劃桶頭 堰
15.00	220.65	227.48	6.83	8131.00	2.48	
15.30	215.81	224.65	8.84	8123.00	2.49	桶頭橋
15.60	214.30	221.49	7.19	8120.00	2.50	
15.90	212.61	217.65	5.04	8118.00	2.50	
16.20	208.04	214.08	6.04	8113.00	2.51	
16.50	204.52	211.48	6.96	8100.00	2.52	
16.80	201.97	209.08	7.11	8092.00	2.54	
17.10	198.54	206.81	8.27	8071.00	2.55	
17.40	198.13	204.61	6.48	8039.00	2.58	
17.70	194.48	202.13	7.65	8029.00	2.59	
18.00	191.88	199.95	8.07	8011.00	2.60	
18.30	191.68	197.92	6.24	8000.00	2.61	
18.60	189.12	195.69	6.57	7992.00	2.62	龍門大橋
18.90	186.00	192.92	6.92	7986.00	2.63	
19.20	183.09	190.04	6.95	7983.00	2.64	
19.50	181.91	187.45	5.54	7973.00	2.65	
19.80	179.50	185.42	5.92	7955.00	2.67	
20.10	176.10	183.19	7.09	7944.00	2.68	
20.40	174.81	179.83	5.02	7938.00	2.69	
20.70	171.50	177.15	5.65	7929.00	2.71	
21.00	168.82	174.11	5.29	7922.00	2.72	
21.30	165.21	170.79	5.58	7912.00	2.73	
21.60	162.25	168.77	6.52	7898.00	2.74	



表 3-15(續)方案 F(200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	166.74	5.42	7889.00	2.76	
22.20	158.86	164.88	6.02	7878.00	2.77	
22.50	156.70	162.72	6.02	7864.00	2.78	
22.80	153.88	160.49	6.61	7855.00	2.79	
23.10	153.40	157.77	4.37	7845.00	2.81	
23.40	149.70	155.89	6.19	7833.00	2.82	
23.70	147.79	154.68	6.89	7808.00	2.83	
24.00	145.60	152.93	7.33	7787.00	2.85	
24.30	144.34	150.64	6.30	7778.00	2.86	鯉魚大橋
24.60	141.70	147.81	6.11	7772.00	2.87	
24.90	138.38	144.56	6.18	7768.00	2.88	
25.20	136.69	141.39	4.70	7766.00	2.89	
25.50	133.81	138.80	4.99	7758.00	2.90	
25.80	130.60	137.52	6.92	7733.00	2.91	
26.10	128.56	135.76	7.20	7707.00	2.93	
26.40	127.60	134.37	6.77	7692.00	2.94	
26.70	126.79	132.53	5.74	7681.00	2.95	
27.00	125.85	130.71	4.86	7670.00	2.96	
27.30	123.52	128.78	5.26	7661.00	2.98	
27.60	120.71	126.79	6.08	7651.00	2.99	
27.90	118.58	125.10	6.52	7638.00	3.00	
28.20	118.35	123.36	5.01	7630.00	3.01	
28.50	116.83	121.42	4.59	7624.00	3.02	南雲大橋
28.80	113.57	119.09	5.52	7617.00	3.04	
29.10	111.61	116.70	5.09	7612.00	3.05	
29.40	110.01	114.39	4.38	7605.00	3.06	
29.70	108.71	111.81	3.10	7601.00	3.07	
30.00	102.80	107.85	5.05	7605.00	3.09	濁水溪匯流
30.30	101.02	106.20	5.18	7761.00	3.05	口

200年洪水潰壩時間3.0小時洪水水位

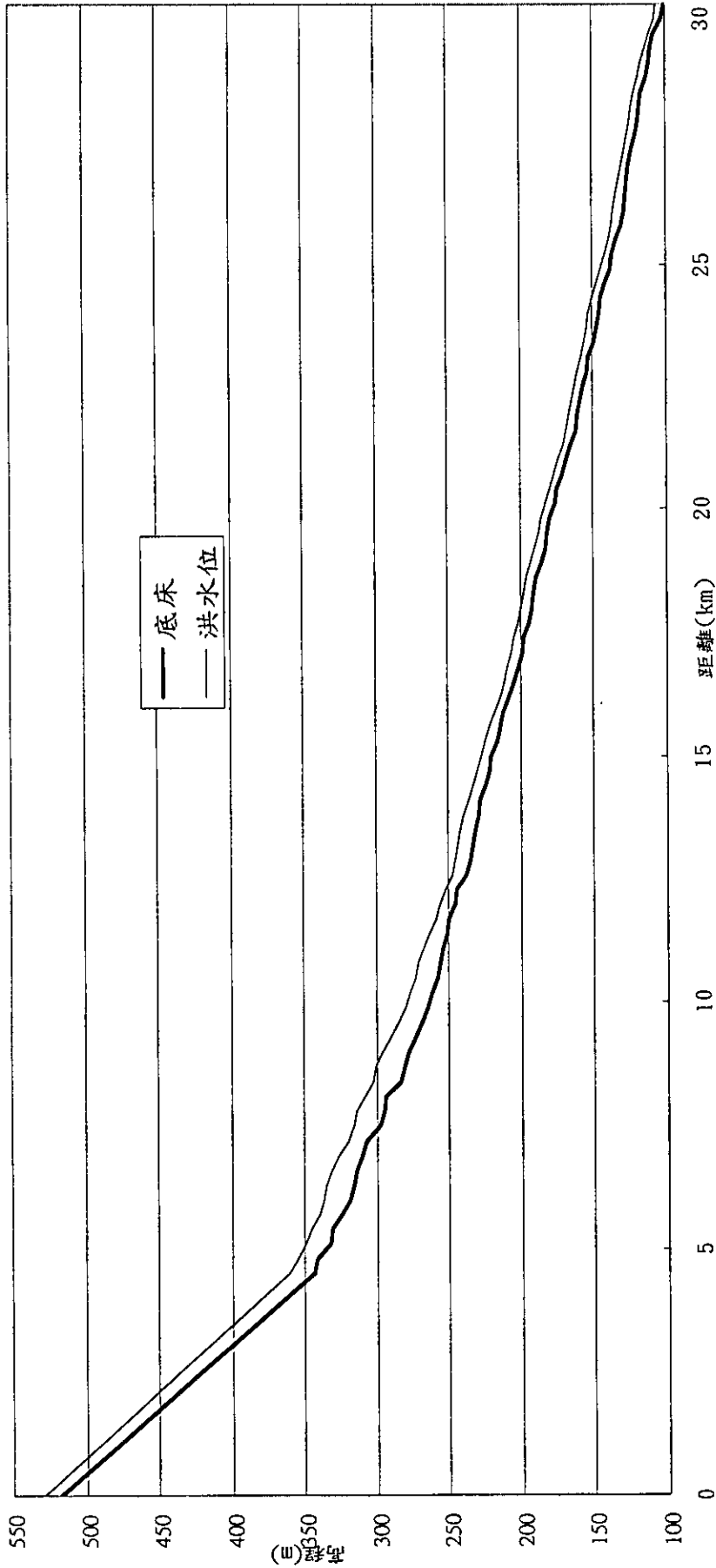


圖 3.71 方案 F 各斷面發生洪峰時之水位

(二) BREACH 模式之模擬結果

1. 方案 G (68 年茱迪颱風, $Q_{\max}=250\text{cms}$)

潰口出流歷線如圖 3.72, 最大流量為 9,087cms, 比 68 年『草嶺山崩記』採用美國陸軍兵工團之瞬時潰決歷線分析之結果($Q_{\max} = 23,000\text{cms}$)小, 係因本模擬考慮非瞬間潰壩, 因此推估之洪峰值會較小。潰口之變化如圖 3.73 所示, 於潰壩四小時後壩底高程為 485m 與實際觀測值 465m 相差約 20m。

2. 方案 H (89 年桃芝、納莉颱風)

潰口出流歷線如圖 3.74, 最大流量為 2,658cms, 潰口之變化如圖 3.75 所示, 於潰壩 48 小時後壩底高程為 524.5 m。

3. 方案 I (89 年上游 100 年洪水)

潰口出流歷線如圖 3.76, 最大流量為 4,385cms, 潰口之變化如圖 3.77 所示, 於潰壩 24 小時後壩底高程為 523.6 m。

89 年草嶺潭經過桃芝及納莉風災, 於溢流口處下刷至 523m, 與本次之模擬結果相近, 但考慮臨時溢洪道表面鋪設的大塊石具有減少沖刷效果, 故所模擬之刷深仍有低估之嫌。在模擬 68 年之案例方面, 因為當時之資料有限, 對於壩體的形狀、庫容等資料只能自行假設, 且 BREACH 模式對於壩體之坡度相當敏感, 而造成可能之誤差。

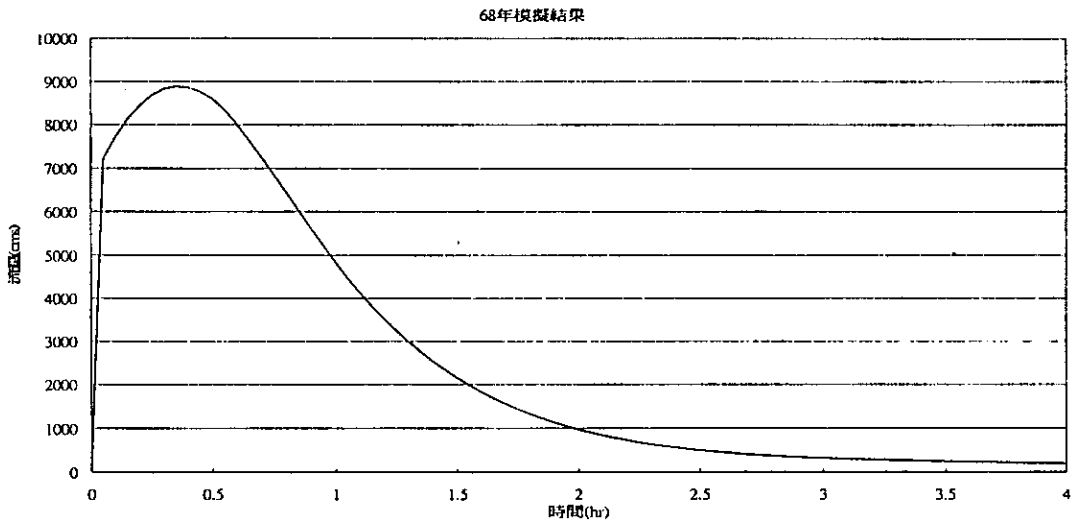


圖 3.72 68 年潰壩流量歷線

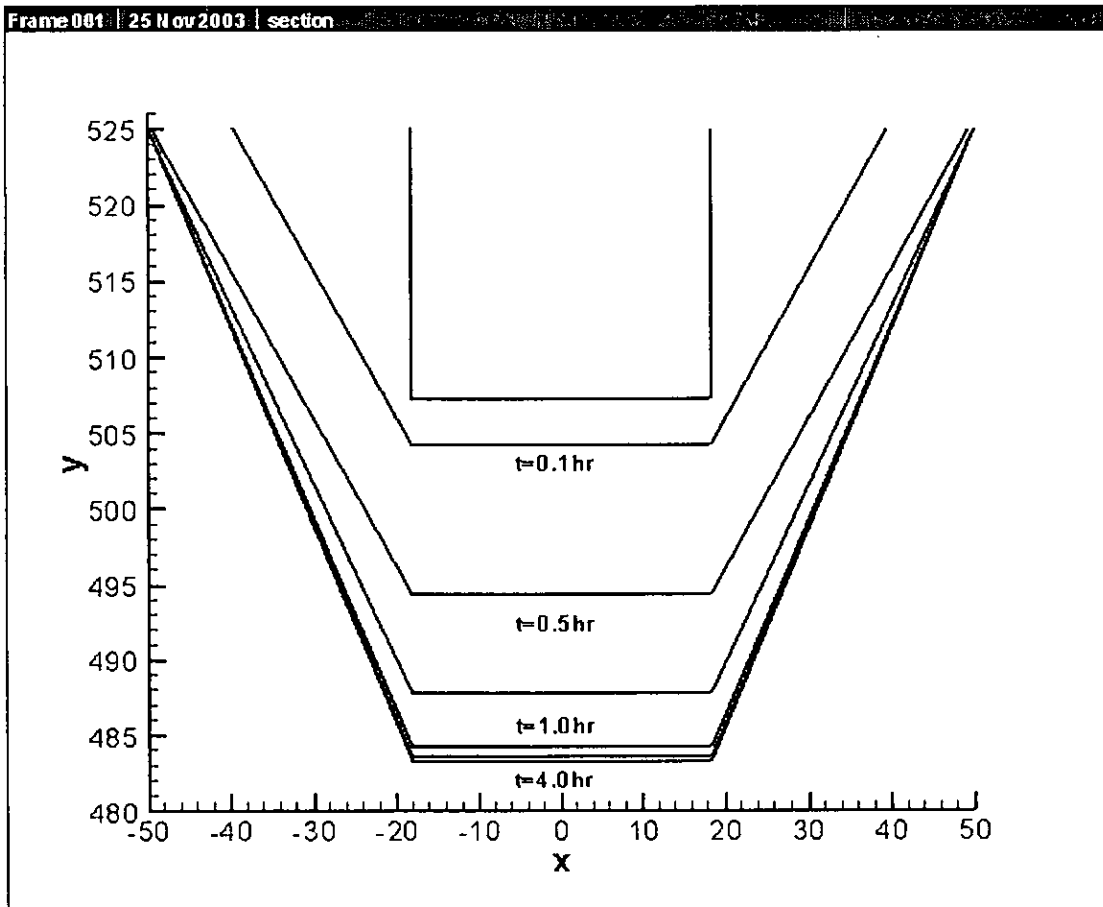


圖 3.73 68 年潰壩潰口變化

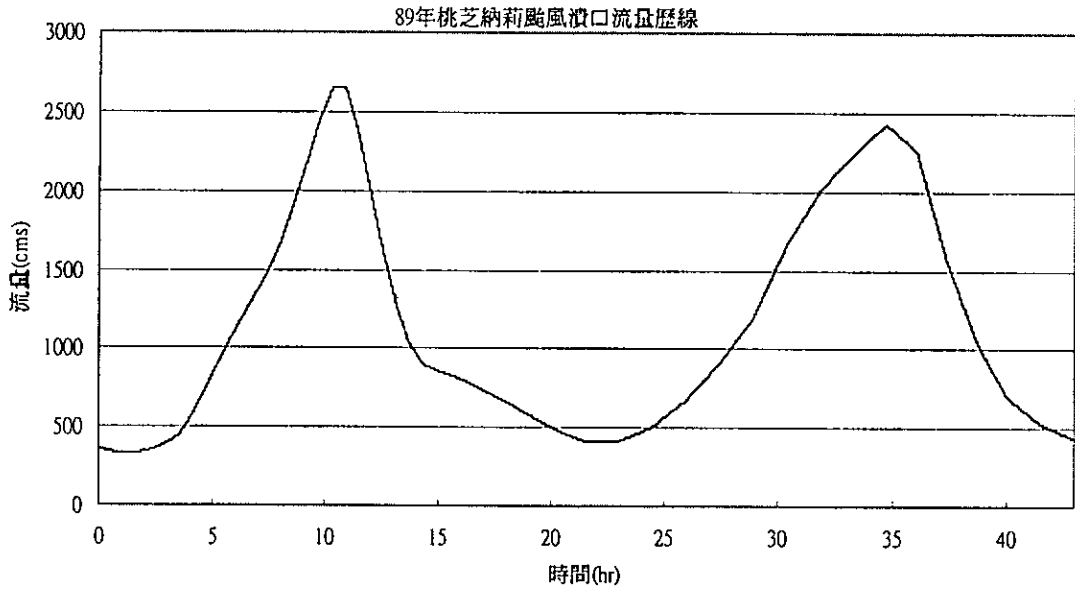


圖 3.74 89 年桃芝納莉颱風，潰口流量歷線

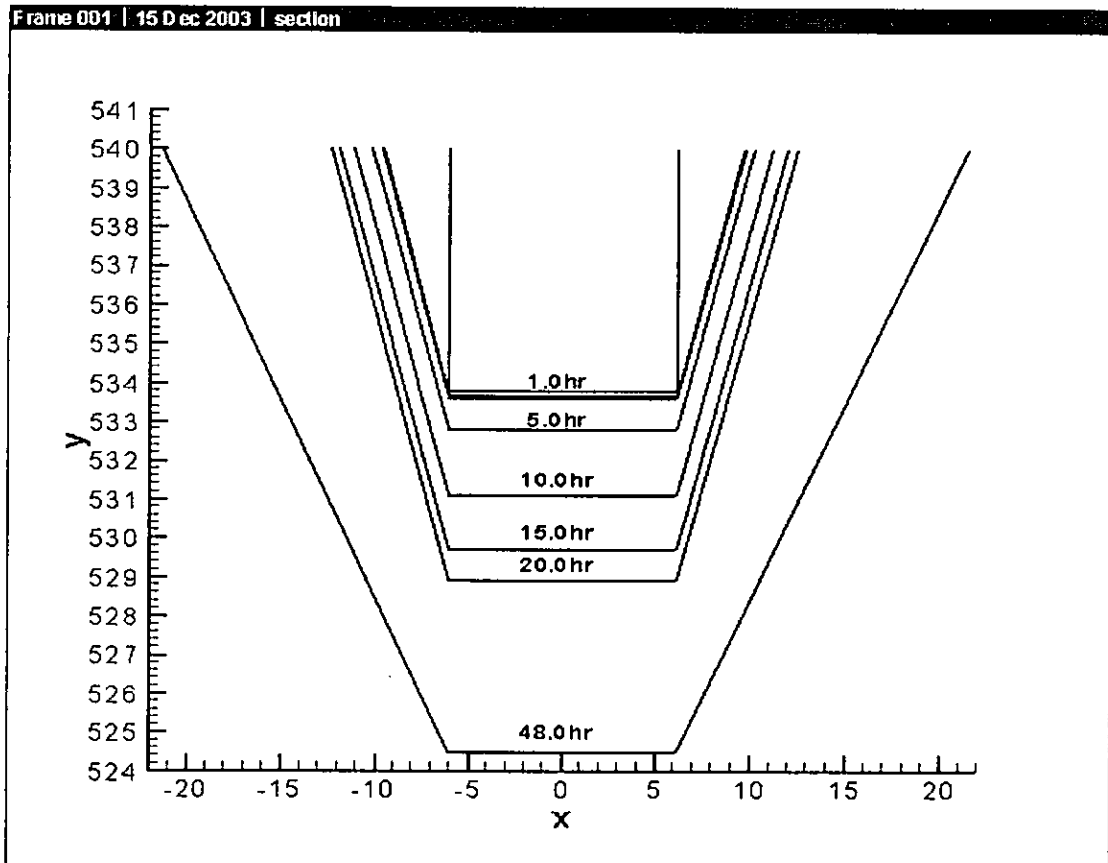


圖 3.75 89 年桃芝納莉颱風，潰口變化



100年洪水潰口流量歷線

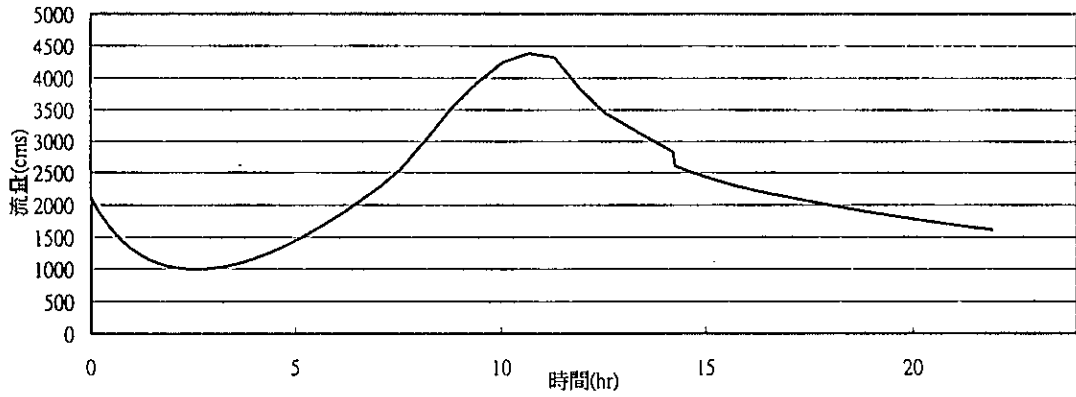


圖 3.76 89 年上游 100 年洪水，潰口流量歷線

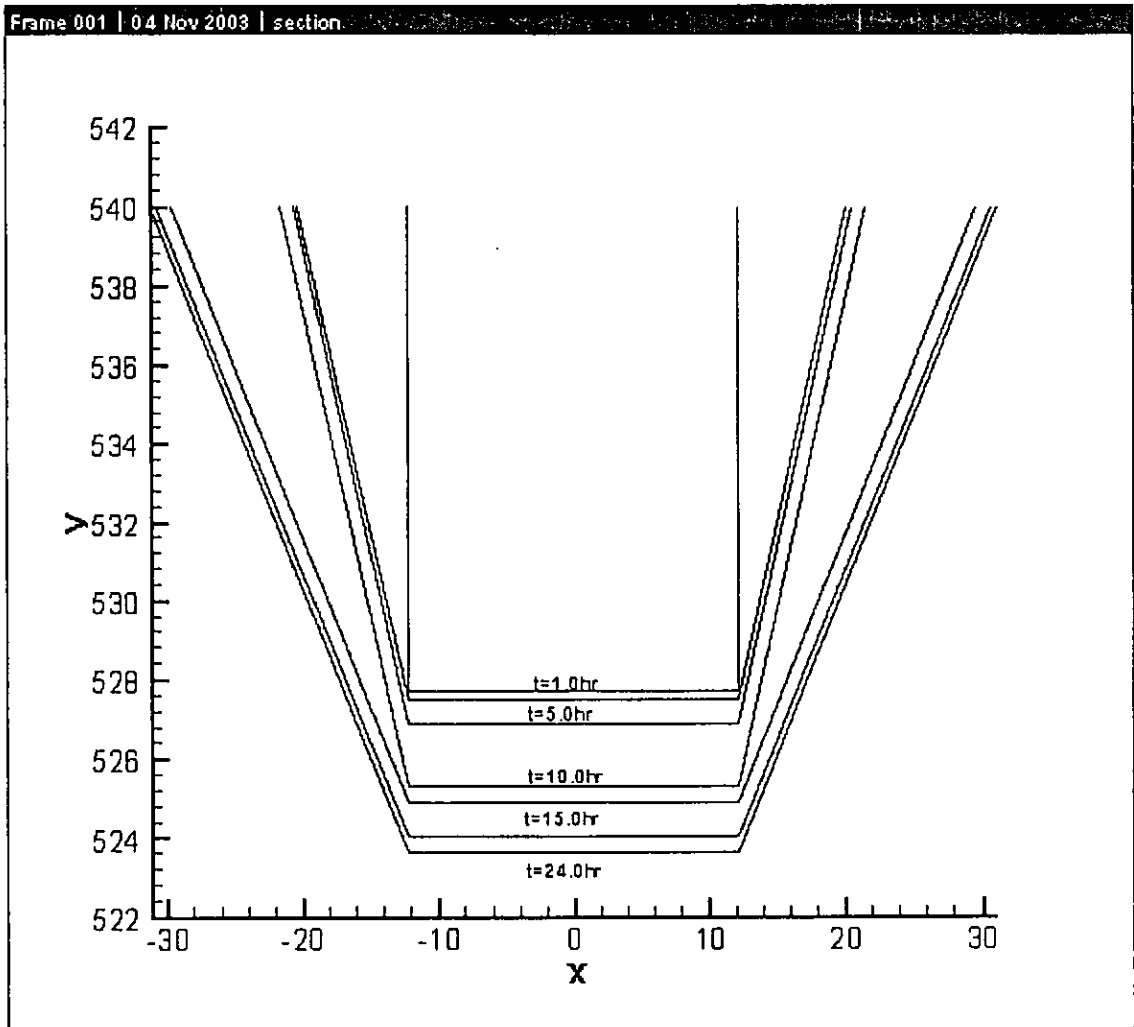


圖 3.77 89 年上游 100 年洪水，潰口變化



3.2 災害危險度與危害潛勢分析

淹水災害危險度係指發生淹水之可能性大小及淹水地區之淹水深度大小稱之。淹水危害潛勢係指潛藏而易淹水且形成災害，並造成經濟損失。淹水災害危險度與危害潛勢之不同在於發生堤內淹水時，縱然潛在危險度很高(發生淹水可能性很大)，但不見得危害度很高(造成巨大的災害損失)，可能該淹水地區(高危險度)，但無人為經濟活動，每次造成災害損失有限；或者不經常發生淹水(低危險度)，且高經濟活動，但偶爾一次巨大洪水溢堤或潰堤，造成的損失自然是相當可觀。

3.2.1 SOBEK 模式理論

本模式將以 SOBEK 模式進行潰壩波造成之堤內地區淹水情況之模擬。SOBEK 模式為荷蘭 WL|Delft Hydraulics 公司所研發，為一套整合河川、都市排水系統與流域管理之商程式，並分為 SOBEK Rural、SOBEK Urban 及 SOBEK River 三套模式，包含降雨逕流、河道演算、水質模式、輸砂模組、即時控制 (real time control) 及漫地流 (overland flow) 等模組，應用上包含河川、都市下水道系統之水理計算及區域淹水模擬，供防洪及水資源管理者進行管理、決策與分析之用。初期模式以一維渠道演算為基礎 [WL|Delft Hydraulic,2002]，採用顯式有限差分模式求解迪聖凡南方程式(de Saint Venant equation)。模式同時納入下水道、抽水站、閘門、堰及滯洪池等水利設施，目前模式已擴展至可進行二維地表漫地流之淹水模擬。

SOBEK 模式具有視窗化之操作界面，模擬所需相關資料可逕行於 SOBEK 模式中進行輸入，亦可透過 SOBEK 模式整合地理資訊系統之功能，直接讀入建置於地理資訊系統之資料庫檔案，待輸入完成後，即可於 SOBEK 模式中進行演算。



(一) SOBEK 模式之河川模組與漫地流模組理論

SOBEK 模式可串連一維河道模組 (channel flow module, 簡稱 CF) 及二維漫地流模組 (overland flow module, 簡稱 OF), 同時對外水及內水進行模擬。

CF 模組為計算一維河川網路, 模擬河道中水深及流量隨時間變化情形, 並可針對各項水工結構物進行處理, 其模組主要有以下特點:

- (1) 求解完全之 de Saint Venant 方程式, 包含流況轉換之銜接及迴水效應;
- (2) 可模擬明渠流或管流, 並適用於各種斷面條件;
- (3) 可模擬超臨界流與亞臨界流之混合流況;
- (4) 可模擬複雜之河川網路 (主支流) 情形;
- (5) 與 SOBEK 其他模組結合模擬, 如漫地流、降雨逕流等模組。

(二) 一維河川渠流模式

一維河川渠道模組之主要概念, 係利用交錯網格 (staggered grid) 之方式求解控制方程式, 此方法中於水深之定義於相連接之端點與計算節點, 流量則定義在節點間之河道或計算渠道之中, SOBEK 模式中對於渠流水理演算採用之質量守恆方程式與動量守恆方程式如下:



$$\frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{lat} \quad (3.2.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A_f} \right) + g A_f \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g Q |Q|}{C^2 R A_f} - W_f \frac{\tau_{wi}}{\rho_w} = 0 \quad (3.2.2)$$

式中， Q ：流量； h ：水位； R ：水力半徑； q_{lat} ：渠道之側入流量； A_f ：濕周面積； C ：Chezy 係數； W_f ：河流寬度； τ_{wi} ：風剪力； ρ_w ：水密度。

(三) 漫地流模式

漫地流模組根據二維流體動力程式，可單獨匯入二維模擬格網範圍進行模擬，如 2D 潰壩模擬。若加上河川渠道流況模擬，模組之間自動將兩者之計算點連結，並計算淹水與退水過程、超臨界流與亞臨界流之混合流流況，可進一步模擬溢堤位置之淹水區域，並計算淹水深度與水流流速隨時間之變化情況，其所採用之控制方程式如下：

質量方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(ud)}{\partial x} + \frac{\partial(vd)}{\partial y} = 0 \quad (3.2.3)$$

動量方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{u|V|}{C^2 d} + au|u| = 0 \quad (3.2.4)$$



$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} + g \frac{v|V|}{C^2 d} + av|v| = 0 \quad (3.2.5)$$

式中， x, y = 模擬區域之迪卡兒空間座標； u, v = x, y 方向之平均流速；

d = 模擬區地表水深； a = 邊牆摩擦係數； $V = \sqrt{u^2 + v^2}$ 。

模擬之結果呈現方式係利用不同顏色之二維格網 (2D grid) 表示，且藉由 Netter 介面之功能匯入 GIS 之圖層或所屬流域影像圖檔與所計算之結果進行套疊，可供使用者進行決策參考。

(四) 水工結構物

(1) 橋樑

SOBEK 中視橋樑為一標準之水工結構物，以下式估算通過水流通過橋樑之流量：

$$Q = \mu A_f \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (3.2.6)$$

式中， μ ：流量係數； A_f ：通水斷面積； h_1 ：上游水位； h_2 ：下游水位。

(2) 孔口

孔口可依上下游水位關係區分為自由出流及潛沒出流兩種流況，流量估算方式分別如下：

(a) 自由出流 ($h_1 - z_s \geq \frac{2}{3}d_g$ 且 $h_2 \leq z_x + d_g$)

$$Q = c_w W_s \mu d_g \sqrt{2g(h_1 - (z_s + \mu d_g))} \quad (3.2.7)$$

(b) 潛沒出流($h_1 - z_s \geq \frac{2}{3}d_g$ 且 $h_2 > z_s + d_g$)

$$Q = c_w W_s \mu d_g \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (3.2.8)$$

式中， c_w ：寬度收縮係數； W_s ：孔口寬度； d_g ：孔口高度； z_s ：孔口底高程。

(c) 若 $h_1 - z_s < \frac{2}{3}d_g$ 則視為堰加以處理。

(3) 堰

堰亦可分為自由堰及潛沒堰兩種流況，流量分別以式(3.2.9)及式(3.2.10)估算：

(a) 自由堰($h_1 - z_s < \frac{2}{3}d_g$ 且 $h_1 - z_s > \frac{3}{2}(h_2 - z_s)$)

$$Q = c_w W_s \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}g} (h_1 - z_s)^{\frac{3}{2}} \quad (3.2.9)$$

(b) 潛沒堰

$$Q = c_e c_w W_s \left(h_1 - z_s - \frac{u_s^2}{2g} \right) \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (3.2.10)$$

式中， c_e ：流量係數； c_w ：寬度收縮係數； W_s ：堰寬度； u_s ：堰上流速；



z_s ：堰頂高程； h_1 ：堰上游水位； h_2 ：堰下游水位。

(4) 涵洞

SOBEK 中估算涵洞之方式同估算通過水流通過橋樑之方式，由涵洞上下游水位關係決定：

$$Q = \mu A_f \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (3.2.11)$$

(五) SOBEK 模式之資料前處理

SOBEK 在進行個案模擬時，首先需設定相對應之地文資料與水文資料。在地文資料係用於描述模擬範圍中之設置佈置情形，如河系、水工結構物、堤防、水文測站（如 GIS 中之.shp 圖檔）相對位置等基本資訊，而此類圖層在模擬上並無實際功能，但藉由流域範圍內各主題圖層之套疊，對模擬流域之模擬結果有顯示之作用，有助於使用者與決策者對模擬範圍之瞭解。而水文資料係用於模擬個案中之邊界條件，如水位歷線、流量歷線或是率定曲線等。在進行模擬前，必須備齊各相關地文與水文資料檔案於案例系統，作為 SOBEK 模式之輸入項目，在實際進行個案模擬之前必須透過已建製之資料庫，並取得 SOBEK 所需之地文與水文資料輸入格式，方能進行模擬。其詳細說明可參閱附錄 C 之 SOBEK 使用手冊。

3.2.2 淹水災害危險度分析

淹水災害危險度係指發生淹水之可能性大小及淹水地區之淹水深度高低所造成之災害稱之。因此，所模擬範圍由清水溪流域上之行正橋至濁水溪會流口，行正橋上游至草嶺天然壩因地處於山區，為峽谷地形，且人煙稀少，於模擬時予於省略此外，模擬過程僅考慮清水溪河道主流，而假設支流流量相對於潰壩主流流量可忽略不計。

本研究係利用 SOBEK-河川模組與漫地流模組（1D2D 模組）進行模擬，為分析草嶺堰塞湖下游地區受到堰塞湖潰決之影響，其可能淹水範圍與深度，根據設計 FLDWAV 潰壩模式之晴天潰壩、100 及 200 年重現期距之洪流量，延時 0.5 及 1 小時之方案，以及民國 68 年草嶺潰壩經由 BREACH 模式所得之洪流歷線，假設可重現於 88 年之清水溪流域，進行下游淹水模擬，得其堤內淹水範圍及水深之結果，藉由航照資料及土地利用狀況予於套疊，評估其淹水災害危險度分析。

基本參數設定

1. 網格資料：清水溪流域 40m*40m 數值高程資料（DEM），網格數為 72,000 個；
2. 河道曼寧 n 值：0.04，二維網格曼寧 n 值：0.045；
3. 上游邊界條件：晴天潰壩、100 及 200 年重現期距之洪流歷線，延時 0.5 及 1 小時，如圖 3.78 與圖 3.79 所示，此外，68 年之洪流歷線如圖 3.80 所示；
4. 下游邊界條件：濁水溪河道：94 公尺，自動校正下游邊界條件；

5. 二維網格邊界條件設定：利用一虛擬河道連接回濁水溪河道。其目的在於延伸計算範圍，使其結果不影響清水河流域模擬結果；
6. 潰壩模擬時間：4 小時、時間間距 3 分鐘。

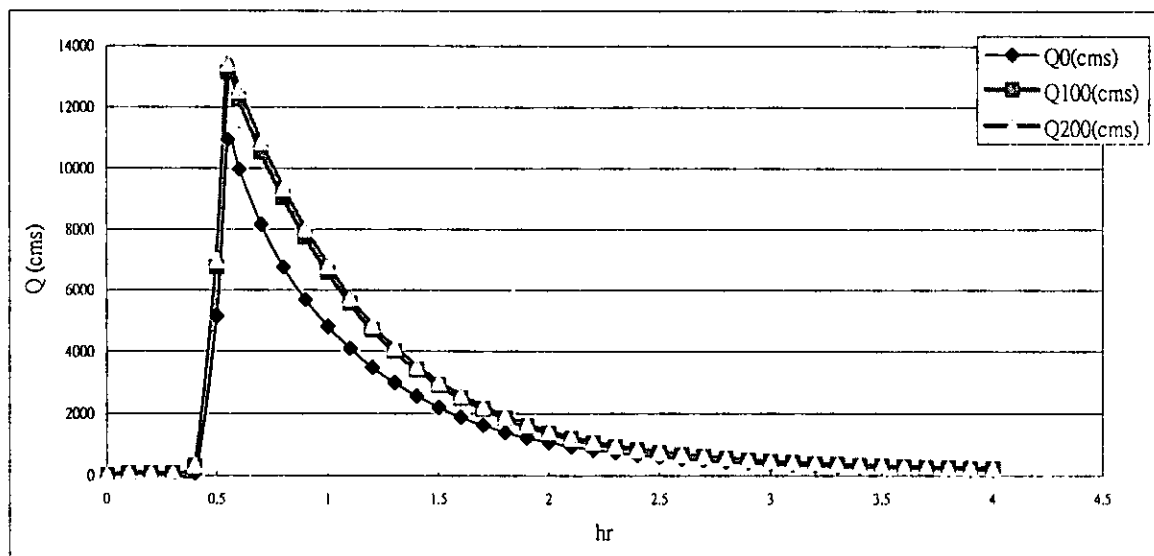


圖 3.78 晴天潰壩(Q0)、100 年 (Q100) 及 200 年 (Q200) 重現期距與之洪流歷線(0.5hr)

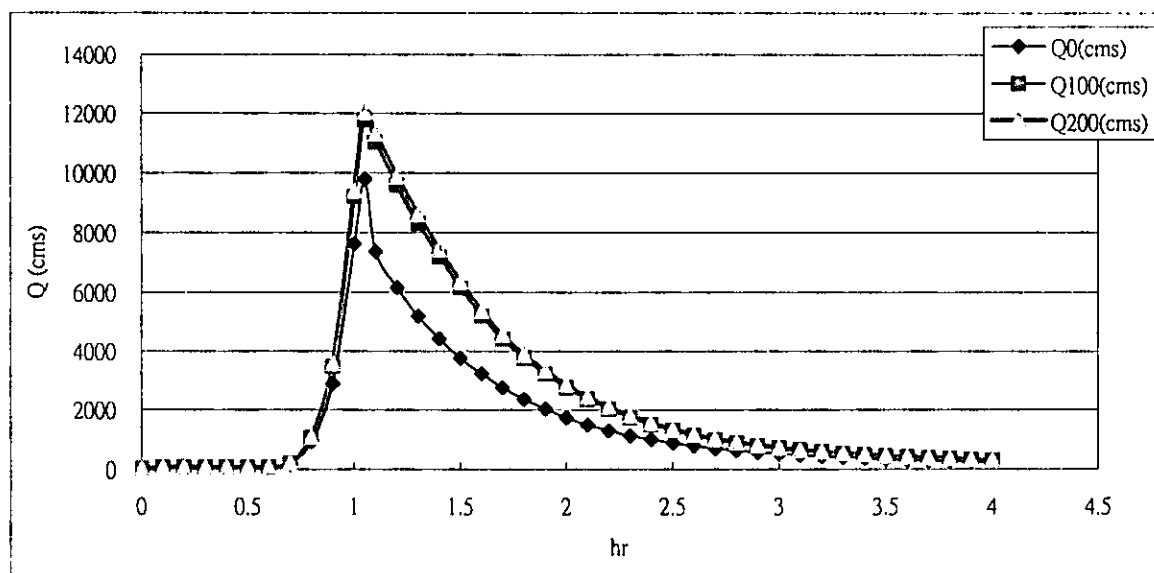


圖 3.79 晴天潰壩、100 年及 200 年重現期距之洪流歷線(1 hr)

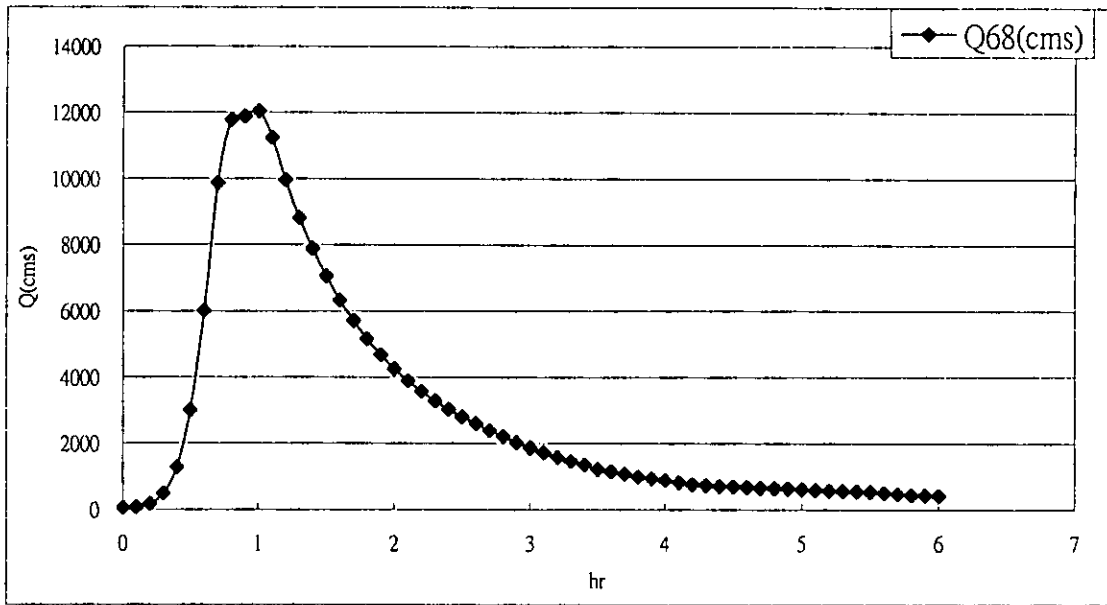


圖 3.80 民國 68 年草嶺潰壩經由 BREACH 模式所得之洪流歷線

(一) 淹水災害危險度模擬結果

淹水災害危險度之模擬係利用 SOBEK 之 1D2D 模式模擬，其模擬案例如表 3-16 所示。

表 3-16 SOBEK 模擬案例

案例	延時 0.5(hr)	延時 1.0 (hr)	備註
100 年重現期距之洪流量	*	*	FLDWAV
200 年重現期距之洪流量	*	*	FLDWAV
晴天潰壩	*	*	FLDWAV
68 年潰壩洪流量			BREACH

註：FLDWAV 模擬者係 88 年河床地形，壩體高度 22m 情況。*為模擬方案；SOBEK 直接模擬 BREACH 模擬之潰壩流量。



- (1) 根據 100、200 年重現期距之洪流量及晴天潰壩之洪流量，並根據延時 0.5 及 1 小時進行 SOBEK 模式之河道演算，其結果如表 3-17 及表 3-18 所示，為清水溪河道因潰壩導致之水位高程及最大水深進行比較之。
- (2) 比較 FLDWAV 與 SOBEK 模擬 200 年重現期距之潰壩流量，其結果如表 3-19 與圖 3.81 所示。
- (3) 利用 SOBEK-1D2D 模組進行模擬，並根據 FLDWAV 潰壩模式之晴天潰壩、100 及 200 年重現期距之洪流量，延時 0.5 及 1 小時之方案，以及民國 68 年草嶺潰壩經由 BREACH 模式所得之洪流歷線，得知堤內淹水範圍及水深之結果，並藉由航照資料及土地利用狀況予以套疊，評估其淹水災害危險度分析，不同方案所得之結果如下：
 - (a) 200 年、100 年重現期距之潰壩洪流量及晴天潰壩洪流量，延時 0.5 小時之淹水範圍，如圖 3.82 至圖 3.84 所示，為清水溪全流域溢淹或漫淹之情況，並可比較其淹水範圍。
 - (b) 200 年、100 年重現期距之潰壩洪流量及晴天潰壩洪流量，延時 1 小時之淹水範圍，如圖 3.85 至圖 3.87 所示，為清水溪全流域溢淹或漫淹之情況。
 - (c) 民國 68 年草嶺潰壩洪流量重現於 89 年之地形，其淹水範圍，如圖 3.88 所示，為清水溪全流域溢淹或漫淹之情況。



表 3-17 100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (0.5hr)

距離 (km)	底床高程 (m)	100 年 (m)	水深(m)	200 年 (m)	水深(m)	晴天潰壩	水深(m)	備註
0	546.17	557.93	11.76	558.03	11.86	557.13	10.96	壩址
0.6	530	549.01	18.01	549.21	18.21	547.64	16.64	
0.9	534.94	545.07	10.13	545.21	10.27	543.97	9.03	
1.2	482.94	524.46	41.52	524.67	41.73	522.72	39.78	
1.5	476.89	524.47	30.58	524.67	30.78	522.73	28.84	
1.8	475.33	524.37	27.96	524.57	28.16	522.67	26.26	
2.1	481	521.72	9.54	521.87	9.69	520.44	8.26	
2.4	475.61	496.43	8.48	496.55	8.6	495.35	7.4	
2.7	472.23	479.44	7.21	479.56	7.33	478.4	6.17	
3	448.02	459.04	11.02	459.21	11.19	457.54	9.52	
3.3	433.71	443.02	9.31	443.17	9.46	441.74	8.03	
3.6	399.9	377.8	7.35	377.93	7.48	376.72	6.27	
3.9	354.94	367.21	12.27	367.39	12.45	365.69	10.75	
4.2	351.38	362.63	11.25	362.74	11.36	361.59	10.21	
4.5	343.39	359.46	16.07	359.77	16.38	356.86	13.47	
4.8	342.05	353.25	11.2	353.47	11.42	351.45	9.4	
5.1	331.91	343.14	11.23	343.33	11.42	341.59	9.68	
5.4	331.13	342.38	11.25	342.59	11.46	340.72	9.59	
5.7	324.62	336.91	12.29	337.12	12.5	335.1	10.48	
6	318.85	335.48	16.63	335.75	16.9	333.1	14.25	
6.3	315.84	334.24	18.4	334.54	18.7	331.6	15.76	
6.6	314.36	332.09	17.73	332.35	17.99	329.78	15.42	
6.9	310.42	325.52	15.1	325.8	15.38	323.07	12.65	
7.2	306.94	316.67	9.73	316.85	9.91	315.12	8.18	
7.5	297.89	310.29	12.4	310.5	12.61	308.48	10.59	
7.8	295.5	309.29	13.79	309.54	14.04	307.21	11.71	清水溪橋
8.4	283.51	303.81	20.3	304.27	20.76	300.04	16.53	
8.7	281.08	303.7	22.62	304.18	23.1	299.94	18.86	
9	277.67	298.79	21.12	299.14	21.47	295.74	18.07	
9.3	272.74	288.26	15.52	288.53	15.79	285.97	13.23	
9.6	268.12	281.03	12.91	281.25	13.13	279.11	10.99	
9.9	264.94	273.23	8.29	273.33	8.39	272.28	7.34	
10.2	261.48	277.45	15.97	277.75	16.27	274.85	13.37	
10.5	257.59	272.58	14.99	272.84	15.25	270.34	12.75	



表 3-17(續)100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (0.5hr)

距離 (km)	底床高程 (m)	100 年 (m)	水深(m)	200 年 (m)	水深(m)	晴天潰壩	水深(m)	備註
10.8	256.41	267.8	11.39	267.98	11.57	266.28	9.87	
11.1	253.95	265.53	11.58	265.7	11.75	263.95	10	
11.4	251.13	261.97	10.84	262.13	11	260.54	9.41	
11.7	250.1	258.72	8.62	258.85	8.75	257.58	7.48	瑞草橋
12	245.36	256.02	10.66	256.16	10.8	254.77	9.41	
12.3	244.24	253.6	9.36	253.8	9.56	252.05	7.81	
12.6	238.21	248.12	9.91	248.26	10.05	246.79	8.58	
12.9	235.12	247.35	12.23	247.51	12.39	245.84	10.72	
13.2	232.77	244.88	12.11	245.12	12.35	243.08	10.31	
13.5	231.9	242.98	11.08	243.19	11.29	241.4	9.5	
13.8	229.77	240.6	10.83	240.81	11.04	238.89	9.12	
14.1	228.7	237.02	8.32	237.19	8.49	235.72	7.02	
14.4	224.05	233.55	9.5	233.7	9.65	232.19	8.14	行正橋
14.7	222.06	232.57	10.51	232.74	10.68	231.01	8.95	計劃橋頭堰
15	220.65	227.38	6.73	227.47	6.82	226.58	5.93	
15.3	215.81	225.58	9.77	225.75	9.94	224.11	8.3	桶頭橋
15.6	214.3	221.41	7.11	221.49	7.19	220.79	6.49	
15.9	212.61	218.36	5.75	218.44	5.83	217.61	5	
16.2	208.04	214.55	6.51	214.64	6.6	213.79	5.75	
16.5	204.52	212.18	7.66	212.29	7.77	211.33	6.81	
16.8	201.97	209.65	7.68	209.74	7.77	208.77	6.8	
17.1	198.54	207.16	8.62	207.25	8.71	206.43	7.89	
17.4	198.13	205.04	6.91	205.11	6.98	204.4	6.27	
17.7	194.48	202.51	8.03	202.59	8.11	201.76	7.28	
18	191.88	200.48	8.6	200.59	8.71	199.58	7.7	
18.3	191.68	198.35	6.67	198.47	6.79	197.49	5.81	龍門大橋
18.6	189.12	196.23	7.11	196.32	7.2	195.43	6.31	
18.9	186	193.52	7.52	193.61	7.61	192.71	6.71	
19.2	183.09	190.57	7.48	190.66	7.57	189.86	6.77	
19.5	181.91	187.77	5.86	187.86	5.95	187.07	5.16	
19.8	179.5	185.59	6.09	185.67	6.17	184.85	5.35	
20.1	176.1	183.39	7.29	183.48	7.38	182.67	6.57	
20.4	174.81	180.48	5.67	180.57	5.76	179.83	5.02	
20.7	171.5	177.5	6	177.57	6.07	176.82	5.32	



表 3-17(續)100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (0.5hr)

距離 (km)	底床高程 (m)	100 年 (m)	水深(m)	200 年 (m)	水深(m)	晴天潰壩	水深(m)	備註
21	168.82	174.51	5.69	174.59	5.77	173.85	5.03	
21.3	165.21	171.18	5.97	171.28	6.07	170.35	5.14	
21.6	162.25	169.6	7.35	169.71	7.46	168.63	6.38	
21.9	161.32	167.4	6.08	167.53	6.21	166.44	5.12	
22.2	158.86	165.17	6.31	165.29	6.43	164.32	5.46	
22.5	156.7	163.06	6.36	163.15	6.45	162.25	5.55	
22.8	153.88	160.95	7.07	161.03	7.15	160.17	6.29	
23.1	153.4	158.4	5	158.49	5.09	157.71	4.31	
23.4	149.7	155.71	6.01	155.79	6.09	155.01	5.31	
23.7	147.79	154.86	7.07	154.94	7.15	154.11	6.32	
24	145.6	153.22	7.62	153.33	7.73	152.41	6.81	鯉魚大橋
24.3	144.34	151.07	6.73	151.16	6.82	150.24	5.9	
24.6	141.7	148.24	6.54	148.34	6.64	147.39	5.69	
24.9	138.38	145.59	7.21	145.68	7.3	144.76	6.38	
25.2	136.69	140.93	4.24	141	4.31	140.4	3.71	
25.5	133.81	137.74	3.93	137.81	4	137.27	3.46	
25.8	130.6	135.93	5.33	135.99	5.39	135.32	4.72	
26.1	128.56	135.18	6.62	135.27	6.71	134.4	5.84	
26.4	127.6	132.91	5.31	133	5.4	132.24	4.64	
26.7	126.79	131.77	4.98	131.86	5.07	131.16	4.37	
27	125.85	129.49	3.64	129.56	3.71	129.01	3.16	
27.3	123.52	128.28	4.76	128.33	4.81	127.72	4.2	
27.6	120.71	124.8	4.09	124.86	4.15	124.2	3.49	
27.9	118.58	124.79	6.21	124.88	6.3	124.13	5.55	
28.2	118.35	122.3	3.95	122.35	4	121.93	3.58	
28.5	116.83	121.13	4.3	121.19	4.36	120.65	3.82	南雲大橋
28.8	113.57	118.42	4.85	118.47	4.9	118.01	4.44	
29.1	111.61	115.96	4.35	116	4.39	115.56	3.95	
29.4	110	113.61	3.6	113.66	3.65	113.22	3.21	
29.7	108.71	111.49	2.78	111.54	2.83	111.12	2.41	
30	102.8	106.78	3.98	106.83	4.03	106.4	3.6	
30.3	101.02	106.13	5.11	106.18	5.16	105.65	4.63	濁水溪匯流口



表 3-18 100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (1.0hr)

距離 (km)	底床高程 (m)	100 年 (m)	水深(m)	200 年 (m)	水深(m)	晴天潰壩	水深(m)	備註
0	546.17	557.63	11.46	557.72	11.55	556.57	10.4	壩址
0.6	530	548.6	17.6	548.78	17.78	546.95	15.95	
0.9	534.94	544.63	9.69	544.76	9.82	543.48	8.54	
1.2	482.94	524.32	41.38	524.52	41.58	521.85	38.91	
1.5	476.89	524.33	30.44	524.53	30.64	521.85	27.96	
1.8	475.33	524.24	27.83	524.43	28.02	521.8	25.39	
2.1	481	521.61	9.43	521.76	9.58	519.81	7.63	
2.4	475.61	496.34	8.39	496.46	8.51	494.8	6.85	
2.7	472.23	479.35	7.12	479.47	7.24	477.89	5.66	
3	448.02	458.91	10.89	459.07	11.05	456.79	8.77	
3.3	433.71	442.92	9.21	443.07	9.36	441.07	7.36	
3.6	399.9	377.68	7.23	377.8	7.35	376.23	5.78	
3.9	354.94	367.07	12.13	367.23	12.29	364.94	10	
4.2	351.38	362.53	11.15	362.63	11.25	361.03	9.65	
4.5	343.39	359.22	15.83	359.51	16.12	355.56	12.17	
4.8	342.05	353.08	11.03	353.29	11.24	350.57	8.52	
5.1	331.91	342.99	11.08	343.17	11.26	340.82	8.91	
5.4	331.13	342.23	11.1	342.41	11.28	339.87	8.74	
5.7	324.62	336.77	12.15	336.97	12.35	334.14	9.52	
6	318.85	335.29	16.44	335.55	16.7	331.86	13.01	
6.3	315.84	334.02	18.18	334.3	18.46	330.35	14.51	
6.6	314.36	331.9	17.54	332.15	17.79	328.63	14.27	
6.9	310.42	325.31	14.89	325.58	15.16	321.91	11.49	
7.2	306.94	316.53	9.59	316.71	9.77	314.39	7.45	
7.5	297.89	310.12	12.23	310.33	12.44	307.59	9.7	
7.8	295.5	309.1	13.6	309.33	13.83	306.16	10.66	清水溪橋
8.4	283.51	303.48	19.97	303.91	20.4	298.18	14.67	
8.7	281.08	303.39	22.31	303.84	22.76	298.19	17.11	
9	277.67	298.55	20.88	298.89	21.22	294.26	16.59	
9.3	272.74	288.08	15.34	288.33	15.59	284.88	12.14	
9.6	268.12	280.87	12.75	281.08	12.96	278.17	10.05	
9.9	264.94	273.17	8.23	273.27	8.33	271.8	6.86	
10.2	261.48	277.28	15.8	277.57	16.09	273.57	12.09	
10.5	257.59	272.43	14.84	272.68	15.09	269.23	11.64	



表 3-18(續)100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (1.0hr)

距離 (km)	底床高程 (m)	100 年 (m)	水深(m)	200 年 (m)	水深(m)	晴天潰壩	水深(m)	備註
10.8	256.41	267.7	11.29	267.87	11.46	265.52	9.11	
11.1	253.95	265.42	11.47	265.59	11.64	263.19	9.24	
11.4	251.13	261.86	10.73	262.02	10.89	259.87	8.74	
11.7	250.1	258.64	8.54	258.76	8.66	257	6.9	瑞草橋
12	245.36	255.93	10.57	256.06	10.7	254.12	8.76	
12.3	244.24	253.46	9.22	253.65	9.41	251.32	7.08	
12.6	238.21	248.04	9.83	248.18	9.97	246.14	7.93	
12.9	235.12	247.26	12.14	247.41	12.29	245.02	9.9	
13.2	232.77	244.73	11.96	244.96	12.19	242.33	9.56	
13.5	231.9	242.85	10.95	243.05	11.15	240.66	8.76	
13.8	229.77	240.46	10.69	240.66	10.89	238.06	8.29	
14.1	228.7	236.93	8.23	237.07	8.37	235.1	6.4	
14.4	224.05	233.47	9.42	233.61	9.56	231.5	7.45	行正橋
14.7	222.06	232.47	10.41	232.64	10.58	230.26	8.2	計劃桶頭堰
15	220.65	227.33	6.68	227.41	6.76	226.17	5.52	
15.3	215.81	225.47	9.66	225.64	9.83	223.43	7.62	桶頭橋
15.6	214.3	221.37	7.07	221.44	7.14	220.47	6.17	
15.9	212.61	218.32	5.71	218.4	5.79	217.27	4.66	
16.2	208.04	214.5	6.46	214.59	6.55	213.4	5.36	
16.5	204.52	212.12	7.6	212.22	7.7	210.95	6.43	
16.8	201.97	209.61	7.64	209.7	7.73	208.32	6.35	
17.1	198.54	207.12	8.58	207.2	8.66	206.09	7.55	
17.4	198.13	204.99	6.86	205.07	6.94	204.11	5.98	
17.7	194.48	202.47	7.99	202.55	8.07	201.4	6.92	
18	191.88	200.42	8.54	200.53	8.65	199.17	7.29	
18.3	191.68	198.32	6.64	198.41	6.73	197.07	5.39	龍門大橋
18.6	189.12	196.2	7.08	196.28	7.16	195.06	5.94	
18.9	186	193.47	7.47	193.57	7.57	192.36	6.36	
19.2	183.09	190.53	7.44	190.62	7.53	189.54	6.45	
19.5	181.91	187.74	5.83	187.82	5.91	186.75	4.84	
19.8	179.5	185.55	6.05	185.63	6.13	184.52	5.02	
20.1	176.1	183.35	7.25	183.44	7.34	182.32	6.22	
20.4	174.81	180.45	5.64	180.52	5.71	179.54	4.73	
20.7	171.5	177.48	5.98	177.55	6.05	176.53	5.03	



表 3-18(續)100、200 年重現期距潰壩及晴天潰壩流量之水理演算成果 (1.0hr)

距離 (km)	底床高程 (m)	100 年 (m)	水深(m)	200 年 (m)	水深(m)	晴天潰壩	水深(m)	備註
21	168.82	174.48	5.66	174.56	5.74	173.53	4.71	
21.3	165.21	171.15	5.94	171.24	6.03	170	4.79	
21.6	162.25	169.56	7.31	169.67	7.42	168.2	5.95	
21.9	161.32	167.35	6.03	167.47	6.15	166.01	4.69	
22.2	158.86	165.13	6.27	165.23	6.37	163.95	5.09	
22.5	156.7	163.03	6.33	163.12	6.42	161.9	5.2	
22.8	153.88	160.92	7.04	161	7.12	159.81	5.93	
23.1	153.4	158.37	4.97	158.45	5.05	157.4	4	
23.4	149.7	155.69	5.99	155.77	6.07	154.68	4.98	
23.7	147.79	154.82	7.03	154.91	7.12	153.77	5.98	
24	145.6	153.2	7.6	153.28	7.68	152.05	6.45	鯉魚大橋
24.3	144.34	151.04	6.7	151.14	6.8	149.88	5.54	
24.6	141.7	148.21	6.51	148.31	6.61	147.01	5.31	
24.9	138.38	145.55	7.17	145.65	7.27	144.39	6.01	
25.2	136.69	140.9	4.21	140.98	4.29	140.19	3.5	
25.5	133.81	137.73	3.92	137.78	3.97	137.05	3.24	
25.8	130.6	135.91	5.31	135.98	5.38	135.05	4.45	
26.1	128.56	135.15	6.59	135.24	6.68	134.05	5.49	
26.4	127.6	132.88	5.28	132.97	5.37	131.96	4.36	
26.7	126.79	131.75	4.96	131.82	5.03	130.9	4.11	
27	125.85	129.48	3.63	129.53	3.68	128.8	2.95	
27.3	123.52	128.26	4.74	128.32	4.8	127.46	3.94	
27.6	120.71	124.77	4.06	124.84	4.13	123.93	3.22	
27.9	118.58	124.76	6.18	124.85	6.27	123.84	5.26	
28.2	118.35	122.29	3.94	122.34	3.99	121.76	3.41	
28.5	116.83	121.12	4.29	121.17	4.34	120.44	3.61	南雲大橋
28.8	113.57	118.41	4.84	118.46	4.89	117.83	4.26	
29.1	111.61	115.94	4.33	115.99	4.38	115.39	3.78	
29.4	110	113.59	3.58	113.64	3.63	113.06	3.05	
29.7	108.71	111.48	2.77	111.52	2.81	110.96	2.25	
30	102.8	106.77	3.97	106.81	4.01	106.23	3.43	
30.3	101.02	106.12	5.1	106.18	5.16	105.43	4.41	濁水溪匯流口



表 3-19 SOBEK 與 FLDWAV 模式 200 年重現期距潰壩流量與水位比較 (0.5hr)

距離 (km)	底床高程 (m)	FLDWAV 200 年(m)	水深(m)	SOBEK 200 年 (m)	水深(m)	FLDWAV 與 SOBEK 之水 深差(m)	備註
4.5	343.39	363.8	20.41	359.77	16.38	4.03	
4.8	342.05	358.02	15.97	353.47	11.42	4.55	
5.1	331.91	352.81	20.9	343.33	11.42	9.48	
5.4	331.13	348.6	17.47	342.59	11.46	6.01	
5.7	324.62	343.22	18.6	337.12	12.5	6.1	
6	318.85	340.23	21.38	335.75	16.9	4.48	
6.3	315.84	337.75	21.91	334.54	18.7	3.21	
6.6	314.36	334.43	20.07	332.35	17.99	2.08	
6.9	310.42	329.13	18.71	325.8	15.38	3.33	
7.2	306.94	322.29	15.35	316.85	9.91	5.44	
7.5	297.89	319.14	21.25	310.5	12.61	8.64	
7.8	295.5	316.7	21.2	309.54	14.04	7.16	清水溪橋
8.4	283.51	311.17	16.66	304.27	20.76	-4.1	
8.7	281.08	306.03	22.52	304.18	23.1	-0.58	
9	277.67	303.63	22.55	299.14	21.47	1.08	
9.3	272.74	298.65	20.98	288.53	15.79	5.19	
9.6	268.12	292.84	20.1	281.25	13.13	6.97	
9.9	264.94	287.23	19.11	273.33	8.39	10.72	
10.2	261.48	282.73	17.79	277.75	16.27	1.52	
10.5	257.59	279.41	17.93	272.84	15.25	2.68	
10.8	256.41	273.69	17.28	267.98	11.57	5.71	
11.1	253.95	270.02	16.07	265.7	11.75	4.32	
11.4	251.13	265.47	14.34	262.13	11	3.34	
11.7	250.1	260.93	11.03	258.85	8.75	2.28	瑞草橋
12	245.36	257.63	12.27	256.16	10.8	1.47	
12.3	244.24	254.06	9.82	253.8	9.56	0.26	
12.6	238.21	250.16	11.95	248.26	10.05	1.9	
12.9	235.12	248.08	12.96	247.51	12.39	0.57	
13.2	232.77	245.66	12.89	245.12	12.35	0.54	
13.5	231.9	244.39	12.49	243.19	11.29	1.2	
13.8	229.77	241.69	11.92	240.81	11.04	0.88	
14.1	228.7	238.4	9.7	237.19	8.49	1.21	
14.4	224.05	236.09	11.54	233.7	9.65	1.89	行正橋
14.7	222.06	233.4	11.34	232.74	10.68	0.66	計劃桶頭堰



表 3-19(續) SOBEK 與 FLDWAV 模式 200 年重現期距潰壩流量與水位比較 (0.5hr)

距離 (km)	底床高程 (m)	FLDWAV 200 年(m)	水深(m)	SOBEK 200 年 (m)	水深(m)	FLDWAV 與 SOBEK 之水 深差(m)	備註
15	220.65	229.07	8.42	227.47	6.82	1.6	
15.3	215.81	226.34	10.53	225.75	9.94	0.59	桶頭橋
15.6	214.3	222.73	8.43	221.49	7.19	1.24	
15.9	212.61	218.53	5.92	218.44	5.83	0.09	
16.2	208.04	214.94	6.9	214.64	6.6	0.3	
16.5	204.52	212.4	7.88	212.29	7.77	0.11	
16.8	201.97	209.8	7.83	209.74	7.77	0.06	
17.1	198.54	207.35	8.81	207.25	8.71	0.1	
17.4	198.13	205.19	7.06	205.11	6.98	0.08	
17.7	194.48	202.81	8.33	202.59	8.11	0.22	
18	191.88	200.82	8.94	200.59	8.71	0.23	
18.3	191.68	198.81	7.13	198.47	6.79	0.34	龍門大橋
18.6	189.12	196.49	7.37	196.32	7.2	0.17	
18.9	186	193.72	7.72	193.61	7.61	0.11	
19.2	183.09	190.75	7.66	190.66	7.57	0.09	
19.5	181.91	188.19	6.28	187.86	5.95	0.33	
19.8	179.5	186.24	6.74	185.67	6.17	0.57	
20.1	176.1	183.94	7.84	183.48	7.38	0.46	
20.4	174.81	180.37	5.56	180.57	5.76	-0.2	
20.7	171.5	177.77	6.27	177.57	6.07	0.2	
21	168.82	174.82	6	174.59	5.77	0.23	
21.3	165.21	171.63	6.42	171.28	6.07	0.35	
21.6	162.25	169.62	7.37	169.71	7.46	-0.09	
21.9	161.32	167.66	6.34	167.53	6.21	0.13	
22.2	158.86	165.69	6.83	165.29	6.43	0.4	
22.5	156.7	163.52	6.82	163.15	6.45	0.37	
22.8	153.88	161.25	7.37	161.03	7.15	0.22	
23.1	153.4	158.57	5.17	158.49	5.09	0.08	
23.4	149.7	156.56	6.86	155.79	6.09	0.77	
23.7	147.79	155.34	7.55	154.94	7.15	0.4	
24	145.6	153.62	8.02	153.33	7.73	0.29	鯉魚大橋
24.3	144.34	151.37	7.03	151.16	6.82	0.21	
24.6	141.7	148.62	6.92	148.34	6.64	0.28	
24.9	138.38	145.28	6.9	145.68	7.3	-0.4	



表 3-19(續) SOBEK 與 FLDWAV 模式 200 年重現期距潰壩流量與水位比較 (0.5hr)

距離 (km)	底床高程 (m)	FLDWAV 200 年(m)	水深(m)	SOBEK 200 年 (m)	水深(m)	FLDWAV 與 SOBEK 之水 深差(m)	備註
25.2	136.69	141.92	5.23	141	4.31	0.92	
25.5	133.81	139.44	5.63	137.81	4	1.63	
25.8	130.6	138.26	7.66	135.99	5.39	2.27	
26.1	128.56	136.52	7.96	135.27	6.71	1.25	
26.4	127.6	135.07	7.47	133	5.4	2.07	
26.7	126.79	133.21	6.42	131.86	5.07	1.35	
27	125.85	131.31	5.46	129.56	3.71	1.75	
27.3	123.52	129.29	5.77	128.33	4.81	0.96	
27.6	120.71	127.41	6.7	124.86	4.15	2.55	
27.9	118.58	125.64	7.06	124.88	6.3	0.76	
28.2	118.35	123.82	5.47	122.35	4	1.47	
28.5	116.83	121.87	5.04	121.19	4.36	0.68	南雲大橋
28.8	113.57	119.51	5.94	118.47	4.9	1.04	
29.1	111.61	117.11	5.5	116	4.39	1.11	
29.4	110	114.79	4.78	113.66	3.65	1.13	
29.7	108.71	112.16	3.45	111.54	2.83	0.62	
30	102.8	108.22	5.42	106.83	4.03	1.39	
30.3	101.02	106.2	5.18	106.18	5.16	0.02	濁水溪匯流 口

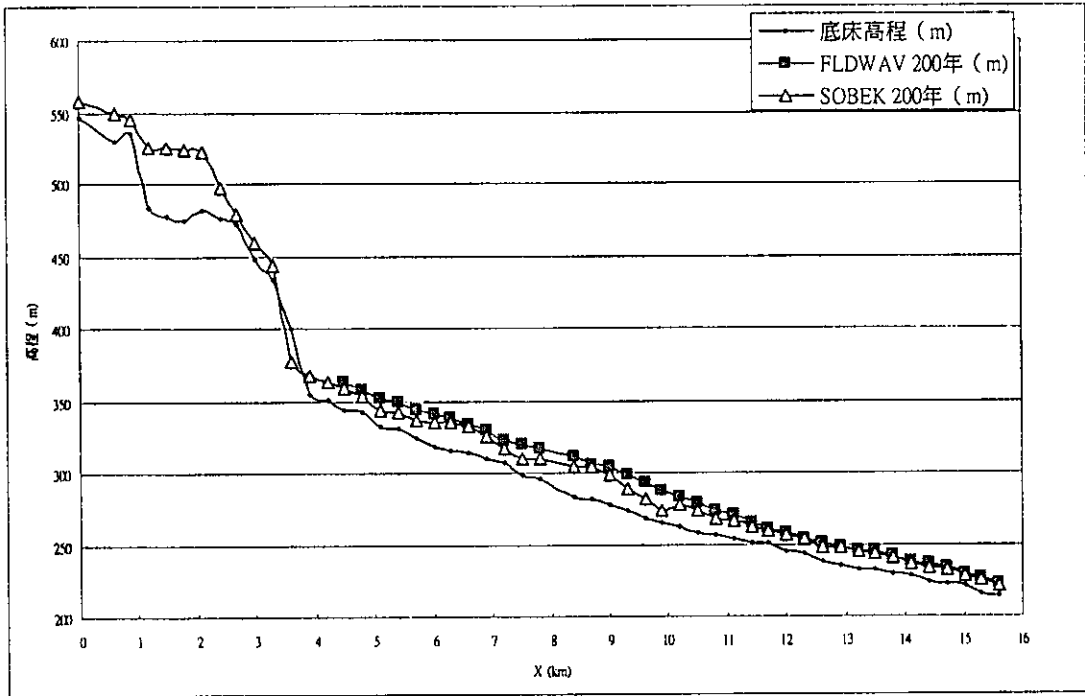


圖 3.81 FLDWAV 模式與 SOBEK 模式堰塞湖下游水位高程之比較

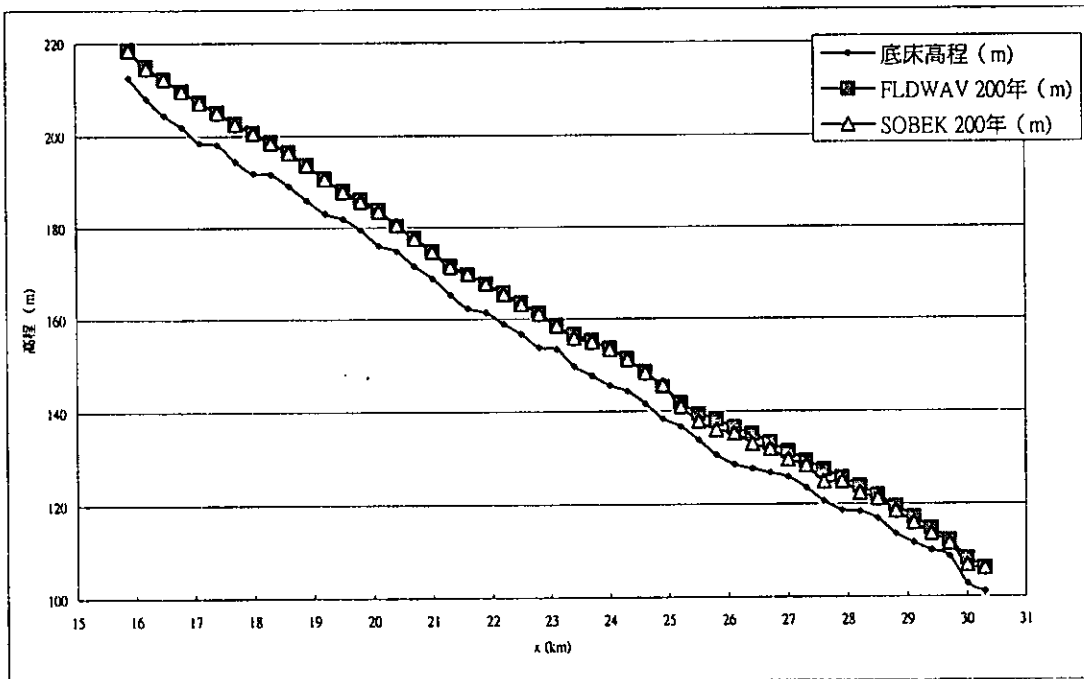


圖 3.81 (續) FLDWAV 模式與 SOBEK 模式堰塞湖下游水位高程之比較

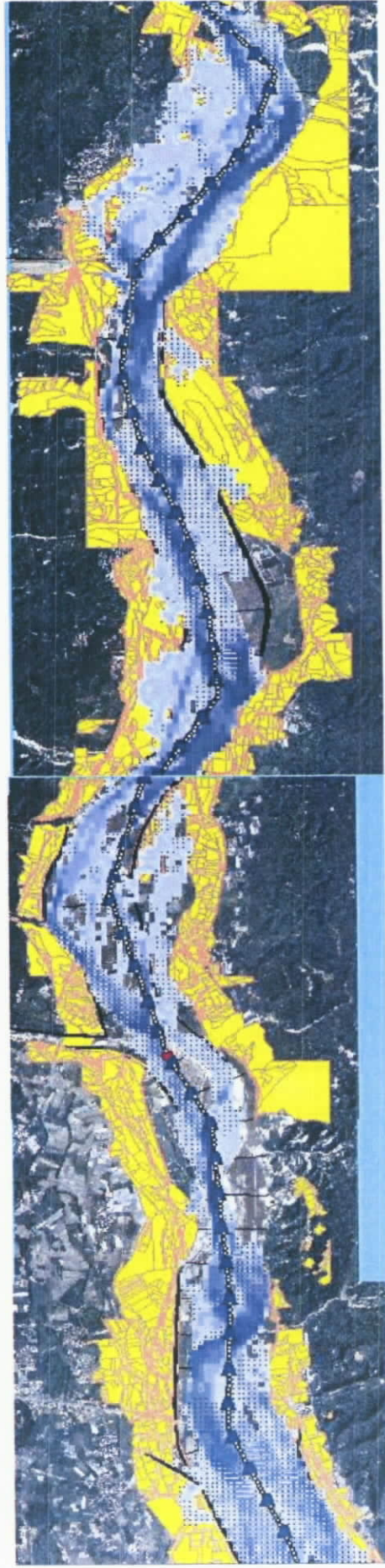


圖 3.82 200 年重現期距，延時 0.5 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析

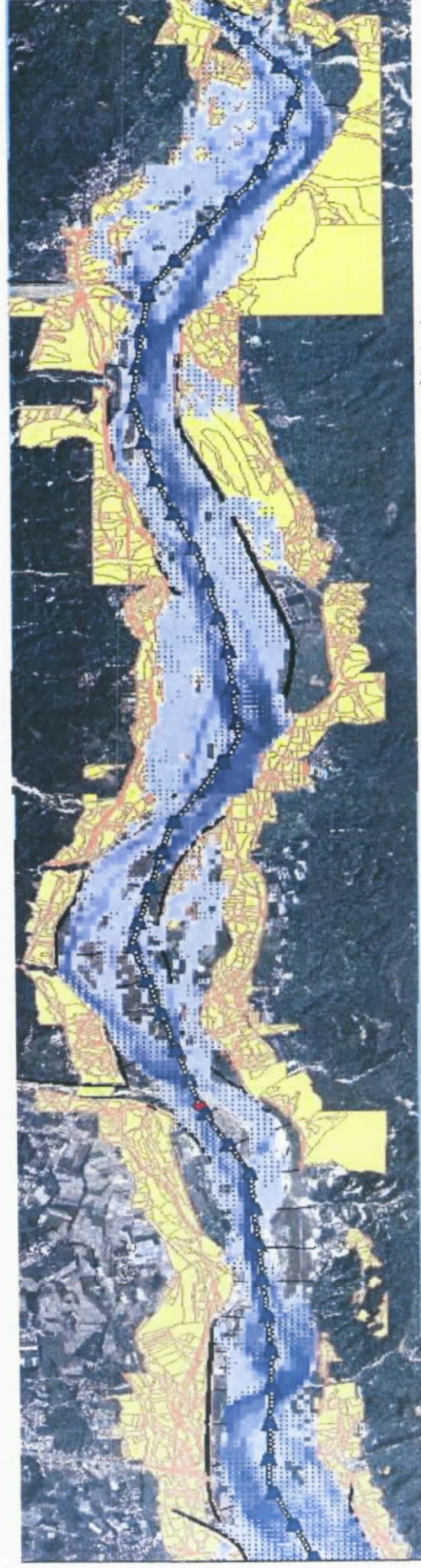


圖 3.83 100 年重現期距，延時 0.5 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析

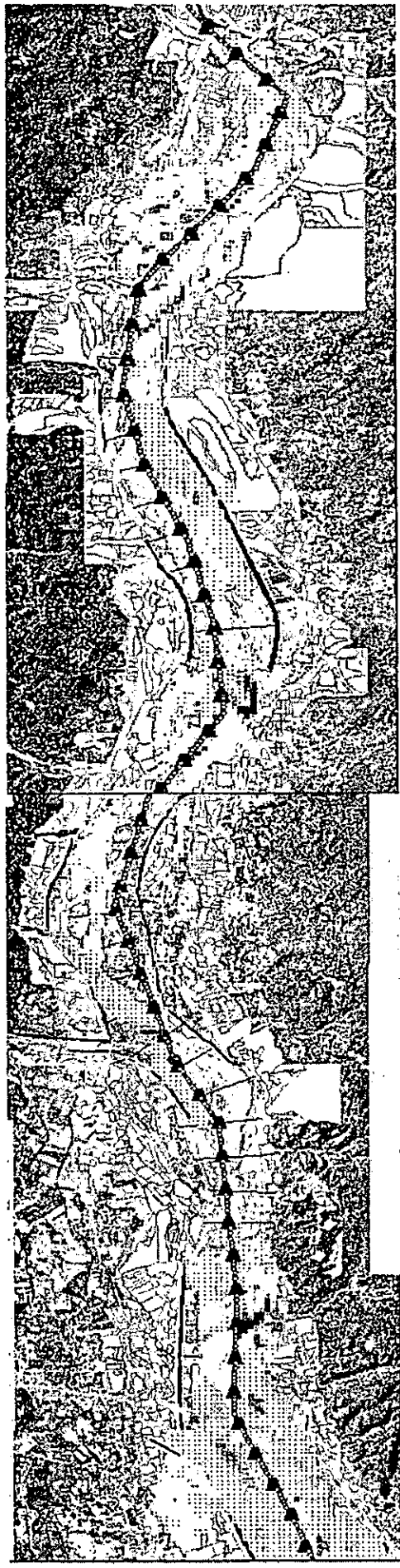


圖 3.84 晴天潰壩，延時 0.5 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析



圖 3.85 200 年重現期距，延時 1 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析



圖 3.86 100 年重現期距，延時 1 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析

圖 3.87 晴天潰壩，延時 1 小時之潰壩洪流量之危險潛勢分析

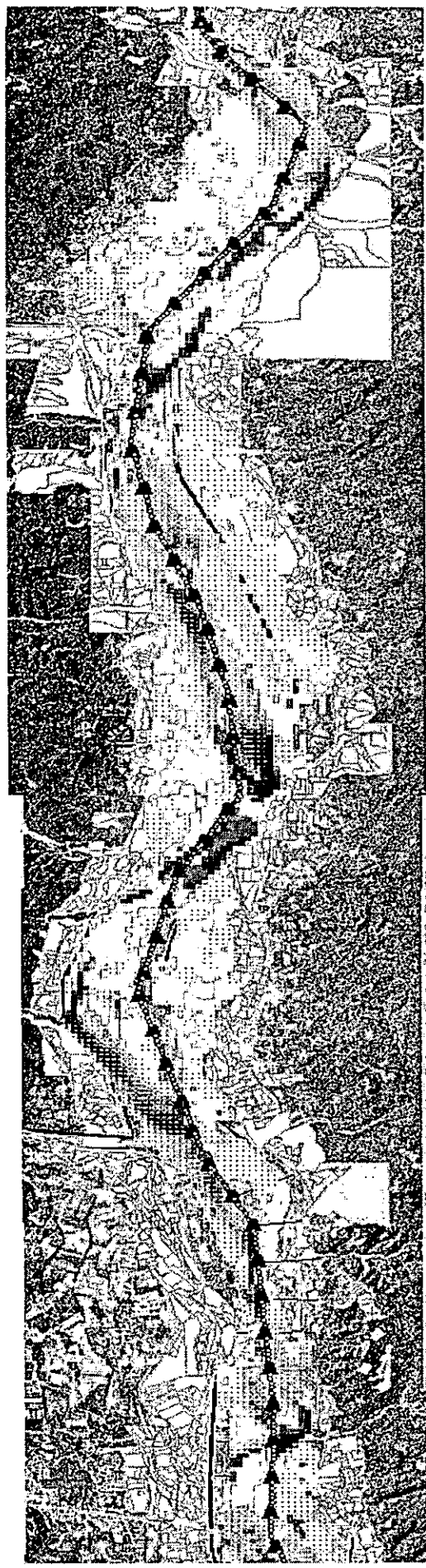


圖 3.88 68 68 年草嶺歷史潰壩流量重現，對下游之危險潛勢分

3.2.3 危害潛勢分析

淹水危害潛勢係指潛藏而易淹水且形成災害，並造成經濟損失。淹水潛勢所造成之經濟損失可由不同之淹水區域加以劃分，可分為一般家庭(住宅區)損失、建築物機電設備損失、工商業損失及農業損失，並根據不同重現期距之洪水所造成之淹水深度設定經濟損失程度(經濟部水資源局，2001)，以草嶺堰塞湖為例，堰塞湖形成於偏遠山區，經 SOBEK 計算所得之結果，若堰塞湖上游發生 200 年之洪水且發生潰壩時間為 0.5 小時之極端值，其模擬結果，如圖 3.89 至圖 3.94 所示，為清水溪河道兩岸局部地區漫淹或溢淹地區之模擬情況，並根據正射影像配合 SOBEK 之 NETTER 套疊功能，初步研判以農業損失之面積範圍為最大，經濟損失程度需在詳細調查農地用途或其他經濟用途之現地調查，以估算該潰壩所造成之經濟損失。

根據目前針對潰壩模式之 FLDWAV 模式、BREACH 模式及河道溢淹之 SOBEK 模式之測試成果，在天然壩之潰壩模擬方面，建議可直接利用 BREACH 模式模擬潰口處之洪水出流歷線，再利用 SOBEK 模式進行潰壩波之河道演算及溢堤後之堤內地區淹水模擬。目前水利署已建立全台之 DTM 資料，日後，當堰塞湖(天然壩)形成時，可於短時間內取得 SOBEK 模式所需之 DTM 資料進行分析，並根據 DTM 之資料精度(如 40m*40m)，可在短時間內進行堰塞湖下游之淹水危險及危害潛勢分析。

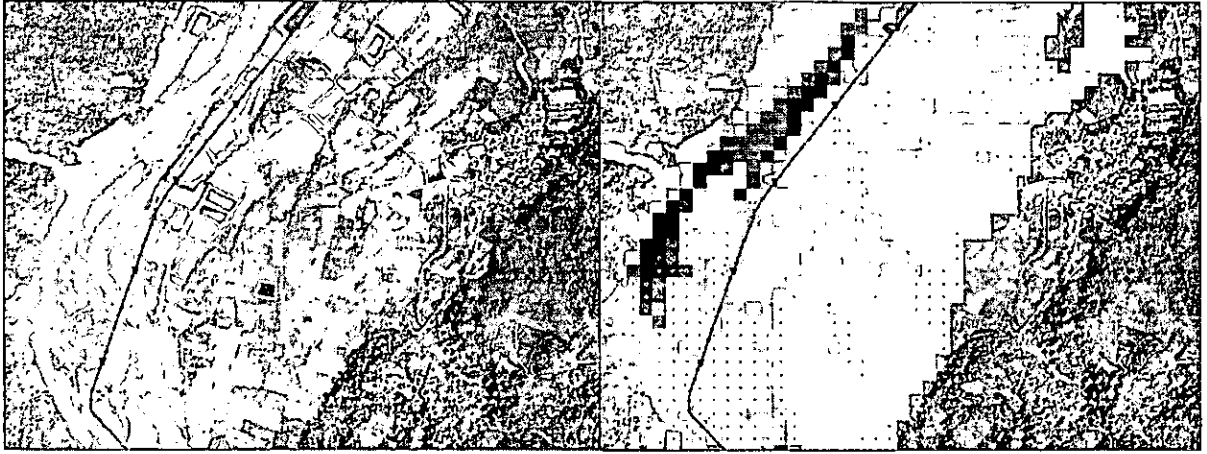


圖 3.89 桶頭橋至龍門大橋間河段漫淹情況



圖 3.90 龍門大橋下游河段（左岸越堤）



圖 3.91 鯉南社區河段（左岸越堤），百家春至泉州寮（右岸越堤）



圖 3.92 泉州寮河段（右岸越堤）

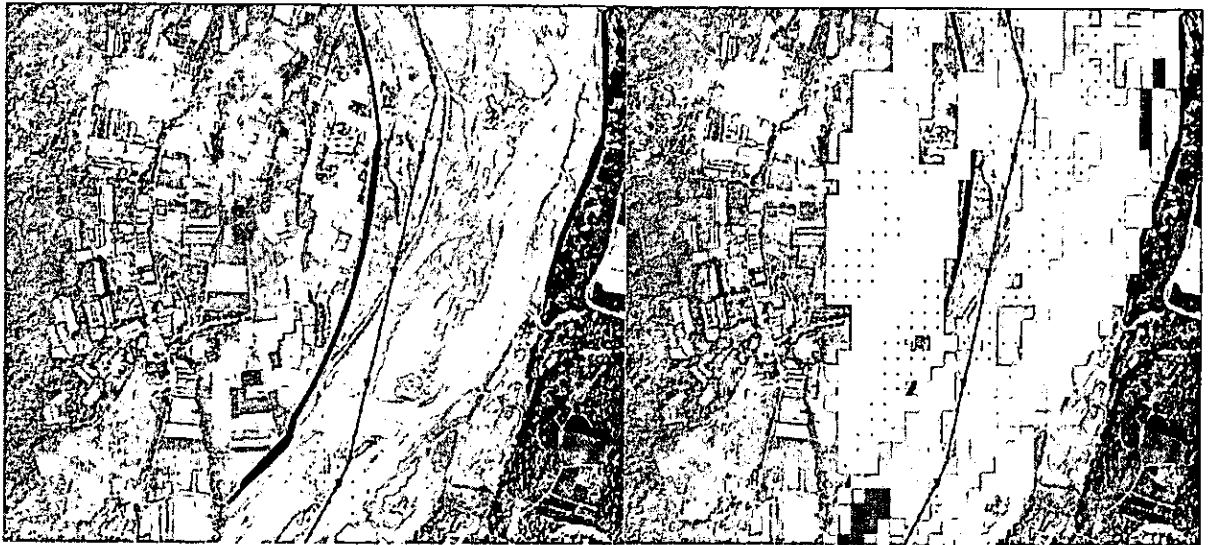


圖 3.93 鯉魚社區至鯉魚大橋河段（左岸越堤）



圖 3.94 南雲大橋下游河段（右岸越堤）



3.2.4 發生土石流之可能性及影響

(一) 土石流之運動型式

- (1) 土石流(debris flow)：是泥沙礫及巨石等物質與水混合物受重力作用後所產生之流動體。巨觀而言，水與固態物質間因充分混合之結果，使土石流之運動型態與力學機制脫離一般牛頓性流體之範疇，而呈現較複雜之力學特性。
- (2) 石流(granular flow)：0.1mm 以下細粒料之含量在 10%以下者。此類運動是由本身之碰撞滾動為主，泥水只扮演啟動與潤滑之角色。
- (3) 泥流(mud flow)：0.1mm 以下細料之含量在 50%以上者。此運動行為是泥水本身流動為主，砂石在其中被帶著走。

(二) 形成土石流之基本條件：

- (1) 地形條件：陡峻的山岳地區，一般是順著坡度較大的狹窄溝谷活動。
- (2) 地質條件：提供豐富的鬆散固體物質來源，一般是地質構造複雜、岩石破碎風化、地震頻繁及山崩災害多的地區。
- (3) 氣象水文條件：強烈地表逕流或伏流，尤其是暴雨所造成，通常發生在降雨強度大、累積降雨量大及集水面積適中地區。

根據游繁結、陳重光(1987)調查南投信義鄉豐丘村境內發生二次土石流災害期發生角度分別為 17 及 23 度，並認為其發生坡度多在 18~20 度之間；游繁結(1993)針對苗栗縣三義鄉火炎山地區的研究認為礫石層崩積土之土石流發生坡度較一般含碎屑土石之土石流陡當地平均坡度約在 24 度；張東炯、謝正倫(1996)調查台灣東部地區之土石流危險溪流之地形特色，分析發現，溪流坡度大部份分佈於 10° - 25° 之間，佔總數之 84%；溪流長度集中於 500- 2000 公尺之間，占總數之 70%；集水區面積居以 10-150 公頃之間，占總數之 63%；陳榮河、江英政(1999)對新中橫公路沿線土石流發生坡度的調查發現溪床平均坡度主要集中在 15~30 度而小於 10 度或大於 40 度則沒有土石流發生案例。

土石流之發生會因地形、地質、水文條件與材料組成之物理、力學性質的不同而有不同的破壞形態，其發生機制也會因而有所不同。目前國內外對土石流形成之機制研究相當的多，可歸類為：

- (1) 土體表面逕流：由於水的極劇加入，造成土體破壞轉為逕流的沖刷與侵蝕形成土石流；
- (2) 土體中之地下伏流：因暴雨所造成之入滲或因振動而使得土體破壞造成孔隙水壓異常上升，造成有效應力降低所致而發生土石流。

另如前面所述，根據 Takahashi(1991)之研究，天然壩破壞之三種機制：溢流沖刷潰決、驟然滑動潰決及漸近式破壞等，其後續是否會產生土石流，仍視壩體變形後之下游面坡度而定；此外，天然壩下游之河床坡度對於發生土石流之機制及災害之範圍亦有影響。天然壩發生土石流之可能性，可由形成土石流之基本條件及謝正倫(1996)所整理之數據做初步之研



決策者參考之用。

就草嶺天然壩體之整體崩塌土體而言，由於許多地區地表為巨大塊石組成，根據上述溪流坡度發生土石流大部份分佈於 10-25 度之間，於草嶺整體崩塌土體發生土石流機率不大，若考慮局部地區可能發生土石流地區，如第三工區(天然壩之下游端)約 1/24(7.5 度)(經濟部水利署，2001)，因坡度較為陡，且細粒含量豐富，可能有小規模土石流發生，該工區又因地理條件特殊(清水溪與生毛樹溪會流後折轉 90 度向北流)，故發生土石流後對下游居民安全無虞，僅可能對河道之產砂量有所影響。

3.2.5 上游迴水淹沒對邊坡穩定之影響

堰塞湖形成係因崩落土體堵塞原有河道，引發天然壩體上游地區因迴水而淹沒成湖。對於推估迴水淹沒區域時可依據堰塞湖壩體高度(標高)推測在滿水時與標高同高的上游區域皆會變成蓄水區域，並劃定可能危害範圍。然邊坡地層在浸水後，除有可能因湖水淘刷坡趾而破壞外，軟弱岩層在浸水後逐漸弱化而破壞之可能性亦應妥為考量。

台灣地區山坡地有些地層係屬於年輕岩層。此類岩盤膠結不良強度低，其上邊坡容易於豪雨或開挖後常產生各種形態之大小規模岩層滑動破壞。不少邊坡破壞之肇因乃根源於軟弱岩石之材料力學因素或材料軟化形成坡腳淘空而引致沿層面滑動。除了部分由於構造不穩定所產生之局部邊坡破壞(如順向滑動、楔形破壞、與翻落破壞)外，軟弱岩石邊坡破壞也可能牽涉到材料弱(軟)化、因應變軟化材料強度降低至殘餘強度、潛變效應及局部應力過度而衍生沿層面漸進破壞之機制。在順向坡所在，若坡腳受到侵



蝕使岩層有出露，當岩層之強度泡水弱化，有可能造成大規模平面型(順向坡)滑動破壞。在斜交坡或逆向坡所在，雖較無出現構造型破壞之虞，然而一旦軟砂岩長期泡水弱化，強度若因弱化而逐漸下降，也有可能出現邊坡漸進式破壞以至於最後之滑動破壞。無論是哪一種型態的邊坡，均有必要針對岩層與界面間之摩擦強度在浸水弱化強度之降低趨勢與行為，瞭解時間因素對軟岩泡水軟化的影響，並宜評估邊坡受浸水之影響及邊坡潛在之破壞問題與因應對策。

此外，上游迴水將使上游河岸邊坡的地下水位大幅抬高，若天然壩瞬間潰壩，迴水勢必發生急洩降，然而邊坡內的地下水位短時間內並無法跟隨下降，將造成邊坡穩定性在迴水流光的瞬間最為不利，若達到破壞條件，則邊坡將發生滑動或崩塌，也必須加以留意。

對於上游迴水淹沒對邊坡穩定之影響，國內曾有針對於人工蓄水庫蓄水後邊坡穩定性評估之相關研究(如國立交通大學防災工程研究中心於2002年受經濟部水利署中區水資源局委託之「寶二水庫蓄水後邊坡穩定性研究」)，探討水庫邊坡的軟弱石在水庫蓄水後強度可能之變化與水庫蓄水後可能之破壞模式。爾後若有堰塞湖災害發生時，宜妥善考量作業時程，妥適分析與評估上游迴水淹沒對邊坡穩定之影響性。

第四章 堰塞湖與河川型態相互影響關係

本章介紹堰塞湖與河川型態相互影響關係。4.1 節與 4.2 節分別簡述 GSTARS 與交大二維模式理論，4.3 節說明天然壩壓迫主河道對河川型態之改變與河道變遷之研究成果，4.4 節說明上游來砂對堰塞湖存在年限之影響。分析案例基本資料與前人研究成果說明於第二章，分析所需模式庫之使用手冊則彙整說明於附錄 C。

4.1 GSTARS 模式理論

GSTARS 2.1 模式為美國墾務局所發展具備模擬擬似二維水流流況，及擬似三維河道幾何改變量之功能，可應用於河川及水庫的水理計算及輸砂量模擬。以下為模式理論簡介，其應用請見附錄 C 之模式庫使用手冊。

4.1.1 流線與流管

流線與流管概念的應用為 GSTARS 2.1 模式發展之特色之一。流體質點不可能穿透流管邊界(即流線)，因此沿著每一流管，其流量是不變的；且其流速與流管面積成反比。圖 4.1 所示為 GSTARS 2.1 模式所應用之流管基本概念。

4.1.2 迴水演算

對一擬似定量流而言，流量歷線可以由一連串定常流量變化歷線組成來表示，如圖 4.2 所示。在每一段定常流量裡，即以定量流方程式進行迴水演算。GSTARS 2.1 模式係以標準步推法(standard-step



method)求解能量方程式。為解決不同流況間之轉換，如超臨界流轉換至亞臨界流流況，即水躍發生之情況，則以動量方程式來替代能量方程式。

4.1.3 輸砂演算

對一維變量流中輸砂演算中最基礎的泥砂連續方程式可表為：

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + \eta \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{\partial A_s}{\partial t} - q_s = 0 \quad (4.1)$$

式中， η =單位河床層中泥砂體積； A_d =單位長度中床砂體積； A_s =橫斷面上單位長度懸移泥砂體積； Q_s =泥砂體積流量；及 q_s =側向泥砂入流量。

GSTARS2.1 模式中沖淤理論係以水理理論計算所得河川的水位、流量為已知條件，配合流管概念，依河川中斷面上渠道邊界間具有等輸水能力的原則劃分多個流管，在每個流管中分別計算水理參數及輸砂量，再代入輸砂連續方程式中求解每個流管內平均底床沖淤情形。GSTARS 2.1 模式中提供應用的輸砂量公式共有 13 個，其中並增加了 3 個凝聚性泥砂之輸砂公式，如下：

- (1) Meyer-peter and Muller's Formula (1948)
- (2) Laursen's Formula (1958)
- (3) Toffaleti's Method (1969)
- (4) Engelund and Hansen's Method (1972)
- (5) Ackers and White's Method (1973)
- (6) Ackers and White's Method (1990)

- (7) Yang's Sand (1973) and Gravel (1984) Transport Formulas
 (8) Yang's Sand (1979) and Gravel (1984) Transport Formulas
 (9) Parker's Method(1990)
 (10) Yang's Modified Formula for Sand Transport with High Concentration of Wash Load (1996)
 (11)-(13) Krone's (1962) and Ariathurai and Krone's (1976) methods
 for cohesive sediment transport

以傳送-擴散方程式為解析解基礎下，非平衡輸砂率以下式表示之：

$$C_i = C_i^* + (C_{i-1} - C_{i-1}^*) \exp\left\{-\frac{\psi \omega_s \Delta x}{q}\right\} + (C_{i-1}^* - C_i^*) \left(\frac{q}{\psi \omega_s \Delta x}\right) \left[1 - \exp\left\{-\frac{\psi \omega_s \Delta x}{q}\right\}\right] \quad (4.2)$$

式中， C =泥砂濃度； C^* =泥砂輸移能力； q =單位寬度流量； Δx =計算長度； ω_s =泥砂沉降速度； i =演算斷面標示；及 Ψ =無因次參數，對於淤積情況 $\Psi=0.25$ ，對於沖刷情況 $\Psi=1.0$ (Han and He,1990)。

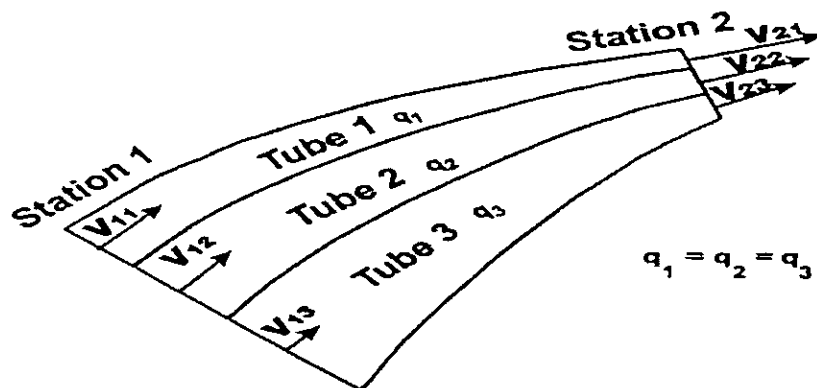


圖 4.1 流管基本概念圖

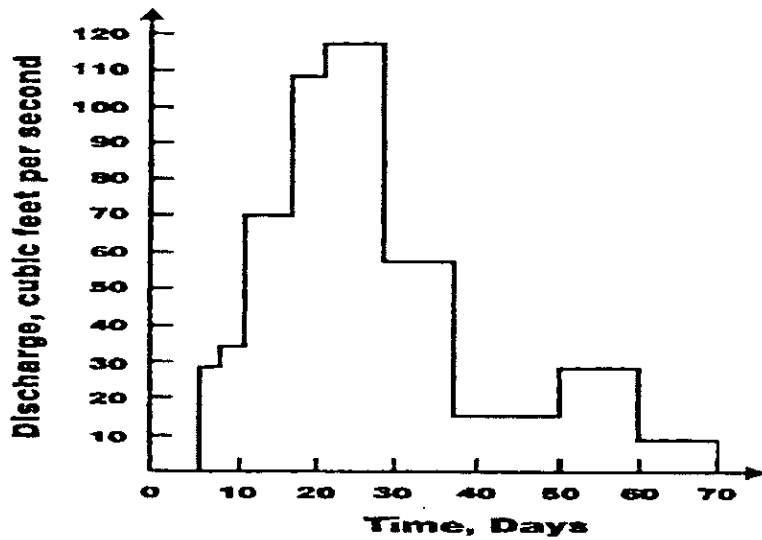


圖 4.2 流量歷線圖

4.2 交大二維模式理論

此模式為二維非正交曲線座標之顯式有限解析法動床數值模式 (explicit finite analytic method, EFA)，除了針對河川之水理分析外，亦對河川之輸砂特性加以模擬。

(一) 模式功能

目前具備之功能有：

- (1) 一般水理計算，如迴水、跌水、定量流、變量流等；
- (2) 具模擬二維複雜邊界功能；
- (3) 能處理超、亞臨界流況並存之問題；



(4) 變量流所致之乾床問題。

(二) 控制方程式與數值方法

(1) 水理控制方程式

對於不可壓縮之水流控制方程式包括水流連續方程式與動量方程式，可以張量(tensor)之形式表示如下：

連續方程式

$$V_{,j}^j = 0 \quad (4.3)$$

動量方程式

$$\frac{\partial V^i}{\partial t} + V^m V_{,m}^i = -g^{im} \frac{P_{,m}}{\rho} + \frac{\mu}{\rho} g^{mn} V_{,mn}^i + F^i \quad (4.4)$$

其中，V：速度向量； ρ ：流體密度；t：時間；P：壓力； μ ：動力黏滯係數； g^{mn} ：公制係數(metric coefficient)；F：體力(body force)向量。並且定義：

$$V_{,j}^i = \frac{\partial V^i}{\partial \xi^j} + \Gamma_{aj}^i V^a \quad (4.5)$$

$$\Gamma_{aj}^i = \frac{1}{2} g^{ik} \left(\frac{\partial g_{ak}}{\partial \xi^j} + \frac{\partial g_{jk}}{\partial \xi^a} - \frac{\partial g_{aj}}{\partial \xi^k} \right) \quad (4.6)$$

$$P_{,j} = \frac{\partial P}{\partial \xi^j} \quad (4.7)$$



$$g_{ij} = \frac{\partial \tilde{r}}{\partial \xi^i} \cdot \frac{\partial \tilde{r}}{\partial \xi^j}; \quad g^{ij} = \nabla \xi^i \cdot \nabla \xi^j \quad (4.8)$$

其中， \tilde{r} 為位置向量。方程式(4.3)、(4.4)式中的 V^i 為速度向量 V 在 ξ^i 方向的分量，其大小以貼壁座標系統的尺度為單位，因此尚需乘上公制係數的因子才能得到真正的物理量，其關係式如下：

$$V(i) = g_{ii}^{0.5} \cdot V^i \quad (4.9)$$

上式中， $V(i)$ 即為速度向量 V 在 ξ^i 方向上的實際物理分量。

(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之懸浮載 (suspended load) 與河床載 (bed load) 兩部份，且為求得底床高程變量、底床粒徑百分比組成變量及水體含砂濃度變量等變數，模式同時求解某一粒徑之懸浮載質量守衡方程式、作用層質量守衡方程式及整體河床輸砂之質量守衡方程式等三條控制方程式，分別表示如下：

$$\frac{D\bar{C}}{Dt} = \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \bar{V}^i \bar{C}_{,i} = -\frac{1}{\rho} \nabla \cdot \bar{Q}_s + \frac{S}{\rho_s d} \quad (i \text{ 為累加指標}) \quad (4.10)$$

$$\bar{Q}_s = \bar{q}_s + \frac{1}{d} \int_{z_b}^{z_t} \rho (C - \bar{C})(\bar{V} - \bar{V}) dz \quad (4.11a)$$

$$\bar{q}_s = K \nabla \bar{C} \quad (4.11b)$$



$$\rho_s(1-p)\frac{\partial(\beta E_m)}{\partial t} + \nabla \cdot \bar{q}_b + S - S_f = 0 \quad (4.12)$$

$$\rho_s(1-p)\frac{\partial Z_b}{\partial t} + \sum_{i=1}^{TK} (\nabla \cdot \bar{q}_b + S)_i = 0 \quad (4.13)$$

上式中，C：某一代表粒徑之懸浮質濃度(上標-代表水深平均之物理量)；K：懸浮質擴散係數； \bar{q}_s ：懸浮質之擴散通量(flux)； ρ_s ：沉滓密度；p：孔隙率； β ：作用層內某一代表粒徑之組成百分比； E_m ：作用層厚度； \bar{q}_b ：河床載通量；S：懸浮載資源項(source term)； S_f ：作用層底部資源項；TK：非均勻沉滓之代表粒徑數。

在進行上述(4.11-4.13)式之輸砂演算時，需有如下之輔助關係式：

(1) 河床載通量(bedload flux, \bar{q}_b)

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，計算非均勻質砂之河床載體積通量。其後，Spasojevic(1990)針對每一粒徑 D_k ，將 Van Rijn 公式稍加修正，而得其河床載通量：

$$\bar{q}_b = \bar{q}_b(D)_k = 0.053 \rho_s \sqrt{(s-1)gD_k} D_k \frac{\bar{T}_k^{2.1}}{D_k^{0.3}} \quad (4.14)$$

上式中，

$$D_k = D_k \left[\frac{(s-1)g}{v^2} \right]^{\frac{1}{3}}, \text{無因次顆粒粒徑}; \bar{T}_k = \frac{\bar{V}_*^2 - (u_{*c})_k^2}{(u_{*c})_k^2}, \text{輸送參數};$$



$$\bar{V}_* = \frac{\bar{V}\sqrt{g}}{c}, \text{有效河床剪力速度}; c = 18 \log\left(\frac{12d}{3D_{90}}\right), \text{顆粒蔡司係數};$$

$$s = \frac{\rho_s}{\rho} = \text{砂比重}; v : \text{運動滯度}; u_{*c} : \text{臨界剪應力}。$$

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 β ，則某一粒徑之河床載通量為：

$$\bar{q}_b = \beta \bar{q}_b(D)_k \quad (4.15)$$

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 et al.(1987)提出一個簡單之經驗因子，稱之為隱藏因子(hiding factor, ζ)，對河床載通量予以修正：

$$\bar{q}_b = \zeta_k \beta \bar{q}_b(D)_k \quad (4.16)$$

式中，

$$\zeta_k = \left(\frac{D_k}{D_{50}}\right)^{0.85} \quad (4.17)$$

(2) 懸浮載源 (S)

懸浮載源乃取決於水理基本挾砂濃度剖面與入流含砂濃度剖面兩者間之差異，若兩剖面比較結果為水理挾砂剖面大於入流含砂濃度，則發生沖刷；反之，則發生淤積。假設於平衡輸砂之情形下，此二濃度剖面皆可以 Rouse 表示式近似之，則水理基本挾砂濃度剖面可表為：



$$C_{e_s} = \left[\frac{(a)(d-z)}{(z)(d-a)} \right]^{z'} C_{ae} \quad \text{當 } z/d < 0.5$$

$$C_{e_s} = \left[\frac{(a)}{(d-a)} \right]^{z'} [e]^{-4Z'(z/d-0.5)} C_{ae} \quad \text{當 } z/d \geq 0.5 \quad (\text{Van Rijn, 1984b}) \quad (4.18)$$

式中， $C_{ae} = 0.015 \frac{D_k T_k^{1.5}}{a D_k^{0.3}}$ 為 reference concentration； a ：reference

level； d ：水深； z ：垂直方向座標； $Z = \frac{\omega_s}{\beta \kappa u}$ 為懸浮參數（ ω_s 為懸浮

載沉降速度， β 為沉滓擴散係數， κ 為 Von Karman 常數， u 則為底床剪力速度。）；而入流含砂濃度剖面則可表為：

$$C_{d_k} = \left[\frac{(a)(d-z)}{(z)(d-a)} \right]^{z'} C_{ad} \quad \text{當 } z/d < 0.5$$

$$C_{d_k} = \left[\frac{(a)}{(d-a)} \right]^{z'} [e]^{-4Z'(z/d-0.5)} C_{ad} \quad \text{當 } z/d \geq 0.5 \quad (\text{Van Rijn, 1984b}) \quad (4.19)$$

式中， $C_{ad} = [3.25 + 0.55 \ln(\frac{w_k}{\kappa u})] C_k$ (Lin, 1984)

C_k ：粒徑 k 之深度平均濃度。

(3) 作用層厚度(E_m)

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

$$E_m = -C (Z_b^{n+1} - Z_b^n) \quad (4.20)$$



式中， C 為數值參數。

當河床表面接近護甲條件(armored condition)時，作用層厚度接近零，在這種情況下，可用 Borah et al. (1982)所提出之護甲層厚度 (armored-layer thickness) 予以修正：

$$E_m = -C(Z_b^{n+1} - Z_b^n) + \frac{1}{\sum_{k=m}^K \beta_k} \frac{D_m}{1-p} \quad (4.21)$$

式中， D_m 為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：

$$E_m^{n+1} = E_m^n + (Z_b^{n+1} - Z_b^n) \quad (4.22)$$

(4) 作用層源(S_f)

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

$$S_f = -\rho_s(1-p) \frac{\partial}{\partial t} [\beta_s(Z_b - E_m)] \quad (4.23)$$

其中， β_s 為母層中某一代表粒徑之組成百分比。當母層之厚度增加，即其頂面上升時，(4.23)式中之 β_s 則改為 β 。



4.3 天然壩壓迫主河道對河川行態之改變及河道變遷

4.3.1 天然壩之輸砂公式優選

根據 GSTARS 2.1 模式之模擬測試結果，採不同輸砂公式對清水溪下游河道底床之變化影響不大，故在輸砂公式選取上，係採用桃芝納莉颱風洪水過後之壩區模擬床形與實測值較接近者。選定輸砂公式後，再利用民國 81 年至 89 年颱風資料，進行 9 年之河道動床模擬並與實測值比較作為本模式之檢定。另外再以 68 年山崩記底床資料，由 BREACH 模式得到三小時流量進行模擬潰壩情形。

(一) 輸砂公式之選取

輸砂公式方面，本計畫評估 GSTARS 內建之公式（計有 Yang's 1973，Yang's 1979，Yang's 1996，Acker-White 1973，Acker-White 1990，Engelund-Hansen，Meyer-Peter and Muller，Laursen's，Toffaletti's，Park's 等十三個公式），並利用桃芝、納莉颱風洪水模擬底床之變化，和 90 年實例底床資料比較以選定輸砂公式，如圖 4.3。由於只模擬桃芝及納莉兩場颱風，底床之沖刷無法近似 90 年底床高程，但分析後發現 Yang's 公式所模擬出之結果，在上游崩塌地部分底床沖刷變動的幅度很小，而有部分公式模擬結果底床產生劇烈震盪，此應與輸砂公式之適用性有關，而 Engelund-Hansen 公式所模擬之結果相對而言較接近 90 年底床，故本計畫後續之模擬採用 Engelund-Hansen 公式。

(二) 模式檢定



參考民國 86 年「濁水溪清水溪治理規劃報告」的 81 年底床資料，由清水溪和濁水溪匯流口至匯流口以上 15,000 公尺處全長約 15 公里，共有 38 個斷面，並蒐集 81 年至 89 年桶頭站颱風資料，利用面積比推估堰塞湖溢流口共 1,032 小時之流量資料。下游假設均勻流況利用曼寧公式推得相對水位，曼寧粗糙度和 89 年底床資料相同約 0.04 左右。上游入砂量由流量和底床粒徑利用 Engelund-Hansen 公式求得，且並沒有 81 年底床質粒徑之相關資料，故用 89 年底床質資料。相對於不同的流管數做模擬，結果如圖 4.4，平均而言以三條流管較接近 89 年底床高程，故以三條流管進行模擬。在淤積情況之非平衡輸砂參數 α ，對於結果影響很大，經採不同數值之模擬，結果如圖 4.5， $\alpha=0.25$ 和 $\alpha=0.05$ 時結果差距相當大， $\alpha=0.001$ 時模擬結果最接近 89 年底床高程，且在該模式使用手冊中建議在懸浮濃度高時此參數採 $\alpha=0.001$ ，故本計畫採用該值。

由 68 年台灣省水利局「草嶺山崩記」底床資料，崩坍地溢流口上游 100 公尺至溢流口下游 1,100 公尺，全長約 1,200 公尺 16 個斷面資料，依據 89 年斷面資料崩塌區之曼寧粗糙度為 0.05，並由 BREACH 模式模擬得到潰壩洪水流量，上游不含入砂量以清水沖刷，底床質粒徑則引用 89 年壩區粒徑資料，且不考慮潰壩機制單純以天然陡坡底床模擬河道變化情形，進行三階段模擬，第一階段由 GSTARS 模式模擬一小時後的底床剖面資料，將所得資料進行第一次穩定分析與滲流及邊坡穩定分析，結果如圖 4.6 所示，再將所得底床剖面資料進行第二階段模擬，由 GSTARS 模式模擬第二小時之水理及底床沖刷後，再進行第二次穩定分析與滲流及邊坡穩定分析，結果如圖 4.7，模擬至三小時，結果如圖 4.8。報告中提到 68 年 8 月 14 日草嶺山崩後崩



坍土堆高 90 公尺，23 日水位達壩頂，24 日十一點開始崩潰，25 日完全潰決。由圖可看出沖刷最深僅達到 50 公尺，並無法達到 90 公尺，因此研判 GSTARS 模式，無法完全模擬複雜的潰壩現況。

4.3.2 天然壩形成後下游河川沖淤變化模擬

自民國 88 年 9 月 21 日集集大地震形成天然壩後，上游堰塞湖蓄水量約 4,200 萬立方公尺，深約 50 公尺，崩坍土體積約一億兩千萬方。經過桃芝、納莉颱風過境並未潰決，因此將此一河斷視為一天然陡坡河川進行模擬，並討論下游河川沖淤變化。模擬案例共有四，即上游入流量為 100 年及 200 年重現期距洪水，及清水沖刷和上游入砂量等四種組合進行模擬。

(一) 模擬條件

水理資料：

(1) 斷面資料

河川斷面利用經濟部水利署第四河川局提供之民國 89 年全河道大斷面資料，包含斷面形狀、斷面間距，因 GSTARS 2.1 模式限制斷面個數不可超過 101 個，且每個斷面點數必須為 197 個以下，為便於模式進行模擬，將斷面點數減少，並取用 100 個斷面進行模擬，斷面間距為 300 公尺，模擬全長約 30 公里，模擬的範圍由草嶺潭溢流口處至清水溪和濁水溪匯流口。根據民國九十一年「草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析專題報告」崩塌區範圍之河道斷面曼寧 n 值擇定為 0.05，而下游斷面



則採用 0.04，作為模式底床糙度因子輸入條件。

(2) 邊界條件

根據民國九十一年「草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析專題報告」，桶頭站之實測流量經由面積比換算至堰塞湖溢流口處之流量，再用 Log-Pearson Type III 機率分佈配套，推得堰塞湖溢流口流量 200 年 (5,000cms)、100 年 (4,430cms) 重現期距洪水流量。下游邊界條件則假設各流量在均勻流況下所得到之相應水位。

沈滓資料：

(1) 底床粒徑資料

清水溪於崩塌區範圍之河道底床粒徑組成採用水利處民國 89 年「草嶺崩坍之處理對策評估」中河床質採樣資料，列於表 4-1，而下游之底床粒徑組成則參考台灣省水利局民國 86 年「濁水溪支流清水溪治理規劃報告」中之資料。

(2) 上游入砂量

上游入砂量由堰塞湖溢流水理條件利用 Engelund-Hansen

公式求得，公式如下：

$$q_s = 0.05 \gamma_s V^2 \left[\frac{d_{50}}{g(\gamma_s/\gamma - 1)} \right]^{1/2} \left[\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d_{50}} \right]^{3/2} \quad (4.24)$$



其中， g =重力加速度； $\tau_0 = \gamma RS$ 為底床剪應力； S =能量坡降； R =水力半徑； V =平均流速； γ_s 、 γ 各為砂和水的比重； d_{50} =中值粒徑。

(二)模擬結果

清水溪模擬範圍之河床沖淤變化，以 200 年重現期距洪水 ($Q_{200}=5,000$ cms 歷時 57 小時) 之計算成果為例進行討論，模擬結果如圖 4.9 所示。在清水模擬和上游入砂模擬比較，清水沖刷深度明顯大於上游加砂模擬。累距 4,900 m (生毛樹溪匯流口) 上游屬崩塌地範圍，模擬後崩塌地之霸體呈現沖刷趨勢，沖刷趨勢由第二供水潭下游向上溯源沖刷，至中上游淤積，桶頭橋以下坡度緩斷面積大，沖淤情形並不明顯。在壩區下底床，由於以短時間洪水過於集中，水流破壞力較強，亦產生局部沖刷。至於 100 年之重現期距洪水流量之模擬分析結果如圖 4.10 所示，其沖淤之現象要比 200 年小，大致河道沖淤趨勢與 200 年洪水量模擬結果相近。天然壩形成後大量的土方堆積於上游，潰壩後產生大量的洪水，當流量大坡度較陡時，挾帶大量泥沙隨洪水向下游流，當流量較小坡度緩時淤積在下游。

4.3.3 天然壩形成後長期河道變遷模擬

上節對於河道模擬為短期洪水流量模擬，模擬時間為兩至三天，本節將模擬十年長期河道的遷移變化，洪水流量之延時共 1,977 小時。

(一)模擬條件



水理資料

(1) 斷面資料

斷面資料和上節相同。100 個斷面進行模擬，斷面間距為 300 公尺，模擬全長約 30 公里，模擬範圍由草嶺潭溢流口處至清水溪和濁水溪匯流口。曼寧 n 值擇定約 0.04~0.05。

(2) 邊界條件

蒐集自水利署桶頭站之流量紀錄，用面積比推估堰塞湖溢流口之流量，自民國 80 年至 90 年共 1,977 個小時。下游邊界條件係假設各流量在均勻流況下所得到之相應水位。

沈滓資料：

底床粒徑資料和上游入砂量之輸入條件，和 4.3.2 節模擬短期洪水量之輸入條件相同。

(二) 模擬結果

根據 89 年底床模擬十年後之變化，結果如圖 4.11 所示，上游壩區因坡度陡而產生明顯之局部刷深，並趨近於 90 年之底床。中上游由於坡度減緩以致崩積土堆積而淤高。民國九十一年「草嶺潭長期水資源規劃」指出，依以往河床變動資料顯示，清水溪下游河床受草嶺



崩坍及河川流量變化之影響，河床有波狀之整體移動趨勢，沖淤範圍約在 3~7 公尺，週期期距不等。而本模擬視 921 之後之壩區為天然陡峻河川，由結果知 81 年實測底床至 89 年實測底床於匯流口至匯流口以上 15 公里處平均刷深約 7~8 公尺，再由 89 年起模擬十年後之底床，桶頭站以下亦刷深 3~7 公尺，即未來十年底床仍處於沖刷狀態。

4.3.4 天然壩二維局部流場變化

(一) 幾何及底床資料

案例模擬範圍為自草嶺潭溢洪道入口上游 500 公尺處至生毛樹溪匯流口處，模擬長度約為 6 公里。本測試案例之底床及幾何資料採用中興工程顧問公司於民國 90 年 12 月受經濟部水利處所委託測量之草嶺堰塞湖及土體溢洪道處地形資料。主深水槽流路及計算格網如圖 4.12 所示，由該圖可看出流路於側向變化幅度甚大，成蜿蜒分佈之型態；另由底床資料亦可看出河道坡度變化甚為劇烈，上游底床標高約為 520m，至下游約降為 345m，平均坡降約為 3/100，如圖 4.13 所示。底床糙度則依據「草嶺崩坍之處理對策評估」(水利處，民國 89 年)之河床質採樣資料研採曼寧 n 值為 0.05。數值計算格網則係以貼壁座標系統建立 337×11 之格點。

(二) 邊界條件

上游邊界採 1,000 年重現期距之洪水流量為上游入流量歷線，其洪峰流量為 6,306cms。下游邊界之起始水位則假設水位高於該斷面底床最低點 10m，故為 354.66m。上游邊界之流況為亞臨界流，下游邊界之流況則由程式自行判定。

(三) 模擬結果

圖 4.14 (為使結果更為清楚, 此圖共包含 3 張圖, 第一張為河道全圖、第二張為河道上游段、第三張為河道下游段, 以下皆同) 為基流量 (347cms) 時之流速向量分佈圖, 由該圖可看出於河道較大轉彎處將產生流場分離之現象, 而於分離處下游將產生迴流區, 其迴流區之範圍大致反比於河道局部速度場之變化趨勢, 亦即流速變化較緩處, 迴流區將較流速變化較急劇處為大。圖 4.15 為其流線分佈圖, 由該圖更可明顯看出上述所描述之現象。圖 4.16 為其水面線等高線分佈圖, 該圖呈現出水面線大致沿底床高程之趨勢作變化, 而於河道局部轉彎處, 亦可明顯看出凹岸處之水面線較同斷面之凸岸處為高, 而此凹凸岸水面之高程差異則隨著其所處位置之曲率半徑成反比, 亦即曲率半徑愈小者, 凹凸岸處之水面高程差異愈大。由此穩態流場案例之測試可發現模擬結果定性上可適切地反應出相對應之物理現象, 本模式於此一局部河段之測試尚稱適用。

圖 4.17 至圖 4.25 則為變量流之相關模擬結果。本階段之模擬仍以測試為主, 為節省模擬時間, 將原洪水歷線以洪峰發生時刻為中心, 各向前及向後取 8 小時, 總計 16 小時之洪水歷線作為測試案例之上游輸入條件。模擬結果將呈現第 4 小時 (洪峰流量漸增時刻)、第 8 小時 (最大流量發生時刻)、及第 16 小時 (模擬終了時刻) 之河道水理狀況變化情形。

第 4 小時屬洪水上升段, 洪水量較前一基流量階段為大, 由圖 4.17 之下游段可看出部份河段之流速分佈較前一階段更為均勻地分佈於河槽, 河槽較淺處亦負起傳輸流量之角色。由相應之流線分佈圖

(圖 4.18)可看出於庫區內底床高程較高處亦由於流量之加大而呈現出較前一階段為連續之流線。而圖 4.19 之水面等高線圖則進一步地呈現出整體河道水面線較前一階段為之抬升之現象。至於其他水流行經彎道所呈現之相關變化，則與前一階段大致相同，惟由於流量增加之故，同一斷面處凹岸與凸岸處之水面高程差反不明顯。

第 8 小時為最大流量發生之時刻，圖 4.20 為其流速分佈圖，由於流量更大，流速之分佈情形亦較前一階段更為均勻。圖 4.21 為其流線分佈圖，其分佈情形大致與前階段一致，惟此階段流量更大，流速亦相應地隨之提高。圖 4.22 為其水面線等高線分佈圖，該圖顯示全河段之水面皆全面抬升，為彎道處之現象則仍與前階段相同，並未出現明顯之凹凸岸水位高差。表 4-2 為各大斷面流速變化比較表，上表為數值模擬結果，下表為水工模型試驗結果。其最大流速出現斷面並不相同，數值模擬結果出現在下游端最後一個斷面，而水工試驗結果乃出現在下游端算起第三個斷面。

第 16 小時為模擬終了時刻，亦為退水最後階段，圖 4.23 為其流速分佈圖，圖 4.24 為其流線分佈圖，圖 4.25 為其水面線等高線分佈圖。由於流量減少，流速及水位亦隨之降低。就整體變量流之模擬歷程而言，流量由基流量進入上升段、再由上升段進入洪峰段、到最後退水段之模擬終了時刻，本模式之模擬結果應有助於有關單位於此河段治理之規劃及設計。

潰壩模擬部份由於尚涉及河道側向沖刷機制，目前仍在測試建立階段，尚未有具體應用成果可供參考。



表 4-1 草嶺崩坍區粒徑組成(現場勘查概估值)

断面編號	距溢流口 (M)	D _{max} (mm)	D ₈₄ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₁₆ (mm)
0K+000	0	N/A	N/A	N/A	N/A
0K+100	-100	1,000.0	900.0	800.0	250.0
0K+200	-200	1,000.0	900.0	800.0	250.0
0K+300	-300	600.0	120.0	30.0	1.0
0K+400	-400	**	**	**	**
0K+500	-500	**	**	**	**
0K+600	-600	20.0	10.0	0.5	0.1
0K+700	-700	500.0	400.0	20.0	1.0
0K+800	-800	100.0	20.0	0.5	0.1
0K+900	-900	100.0	20.0	0.8	0.1
1K+000	-1,000	250.0	50.0	0.5	0.1
1K+100	-1,100	**	**	**	**
1K+200	-1,200	**	**	**	**
1K+300	-1,300	**	**	**	**
1K+400	-1,400	**	**	**	**
1K+500	-1,500	**	**	**	**
1K+600	-1,600	**	**	**	**
1K+700	-1,700	**	**	**	**
1K+800	-1,800	200.0	100.0	4.0	0.5
1K+900	-1,900	2,000.0	1,000.0	800.0	100.0
2K+000	-2,000	**	**	**	**
2K+100	-2,100	**	**	**	**
2K+200	-2,200	**	**	**	**
2K+300	-2,300	**	**	**	**
2K+400	-2,400	2,000.0	1,000.0	800.0	100.0
2K+500	-2,500	2,000.0	1,000.0	800.0	100.0
2K+600	-2,600	600.0	400.0	200.0	20.0
2K+700	-2,700	**	**	**	**
2K+800	-2,800	**	**	**	**
2K+900	-2,900	600.0	400.0	200.0	20.0



断面編號	距溢流口 (M)	D _{max} (mm)	D ₈₄ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₁₆ (mm)
3K+000	-3,000	**	**	**	**
3K+100	-3,100	1,500.0	1,000.0	800.0	10.0
3K+200	-3,200	300.0	100.0	1.0	0.5
3K+300	-3,300	**	**	**	**
3K+400	-3,400	**	**	**	**
3K+500	-3,500	300.0	100.0	1.0	0.5
3K+600	-3,600	200.0	90.0	10.0	0.5
3K+700	-3,700	**	**	**	**
3K+800	-3,800	**	**	**	**
3K+900	-3,900	**	**	**	**
4K+000	-4,000	200.0	90.0	10.0	0.5
4K+100	-4,100	150.0	80.0	9.0	0.5
4K+200	-4,200	**	**	**	**
4K+300	-4,300	**	**	**	**
4K+400	-4,400	**	**	**	**
4K+500	-4,500	**	**	**	**
4K+600	-4,600	**	**	**	**
4K+700	-4,700	**	**	**	**
4K+800	-4,800	150.0	80.0	9.0	0.5
4K+900	-4,900	1,000.0	640.0	500.0	10.0
5K+000	-5,000	**	**	**	**

註 1：(1)里程負值表示往下游方向。(2)**表該断面之粒徑組成由上、下鄰近断面之粒徑組成內差而得。

註 2：表中粒徑組成（現場勘查概估值）係參考經濟部水利處於民國八十九年四月之「草嶺崩坍之處理對策評估」。



表 4-2 1000 年重現期距尖峰流量各大斷面流速變化比較表(數值模擬 vs. 水工模型)

數值模擬

斷面	V1(m/s)	V2(m/s)	V3(m/s)	V4(m/s)	V5(m/s)
130-2	4.69	7.17	8.25	8.51	7.95
130-1	7.58	10.63	11.79	11.81	9.83
129-1	6.5	8.49	8.57	7.84	6.77
128-1	7.61	9.51	10.28	10.37	9.35
127-1	8.84	12.82	11.93	8.24	3.47
126-1	8.41	10.91	11.53	11.3	9.62
125-1	11.31	13.49	13.03	10.93	7.23
124-1	4.12	6.05	6.23	5.5	4.34
121-1	4.61	5.82	6.51	6.24	4.23
120-1	4.96	5.27	4.01	2.34	0.93
119	26.26	26.83	27.47	27.53	27.43

定床水工模型

斷面	V1(m/s)	V2(m/s)	V3(m/s)	V4(m/s)	V5(m/s)
130-2	1.4	1.4	1.6	1.4	1.3
130-1	8.3	10.9	10.8	9.7	7.5
129-1	6.5	8.6	11.5	9.5	6.3
128-1	8.3	17.3	19.9	16.2	8.5
127-1	3.2	6.7	8.8	9.4	6.3
126-1	8.3	13.5	19.7	16.3	9.7
125-1	8.5	17.7	17.4	14.3	7.8
124-1	5.2	7.8	5.7	4.2	2.8
121-1	10.2	20.5	25.4	15.6	6.8
120-1	7	10	9.8	7	4
119	5	0.8	6.4	5.8	4

註：V1 至 V5 分別代表該斷面由左岸至右岸等分斷面寬處之流速，水工模型資料摘自「草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析專題報告」。

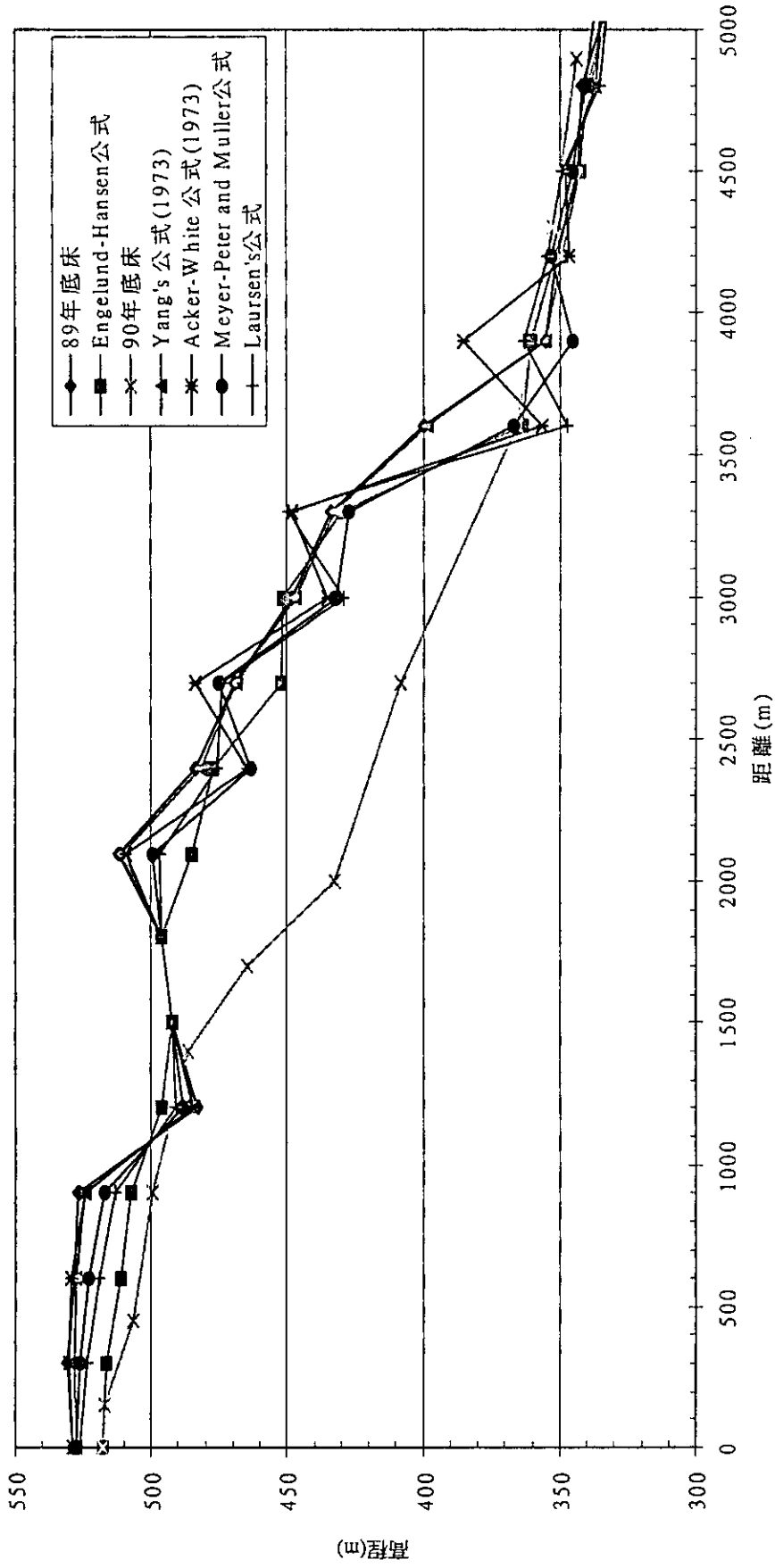


圖 4.3 桃芝納莉颱風洪歷線之底床高程

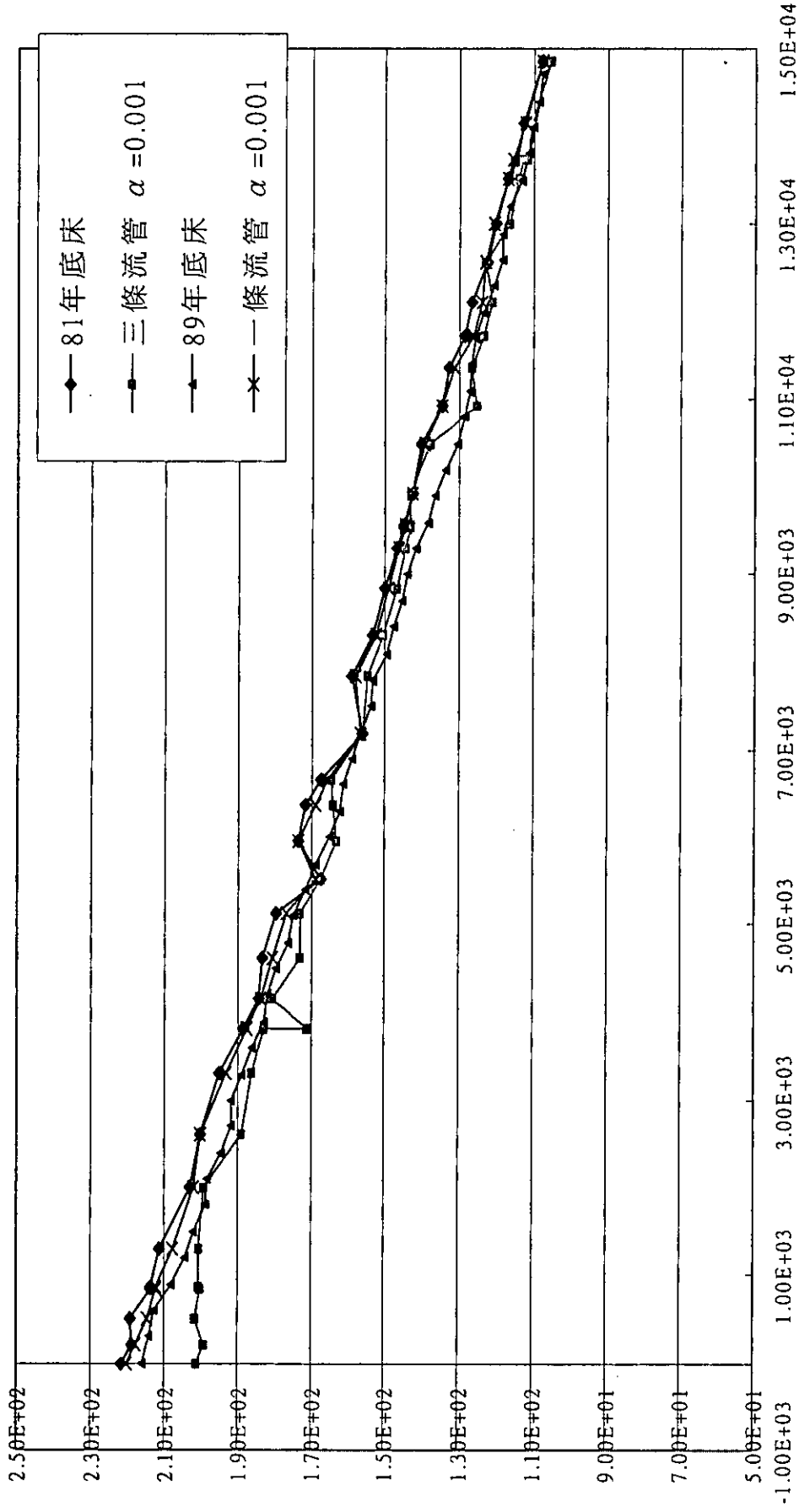


圖 4.4 81 年底床模擬至 89 年不同流管數之比較圖

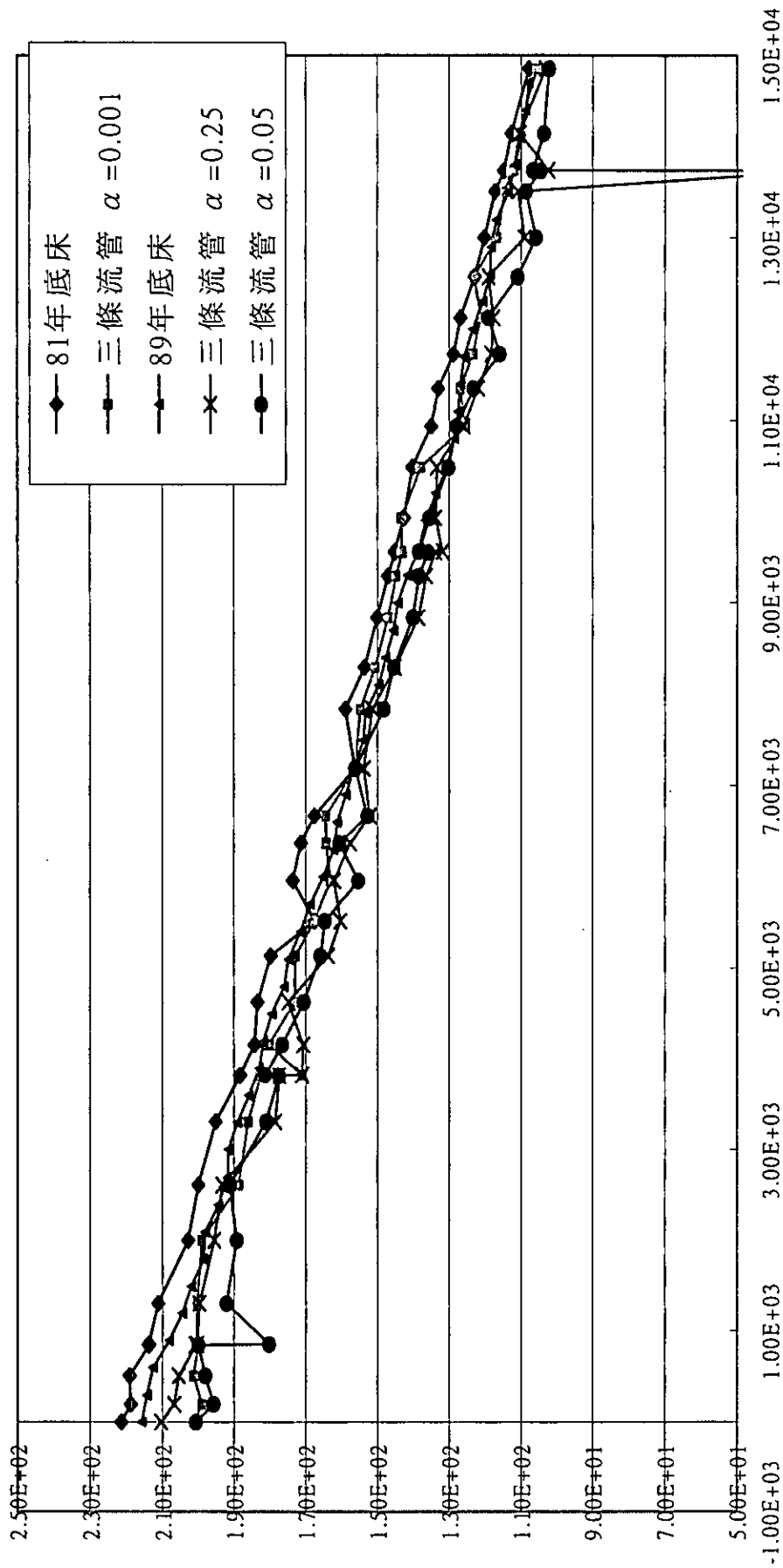


圖 4.5 不同非平衡輸砂參數模擬結果之比較圖

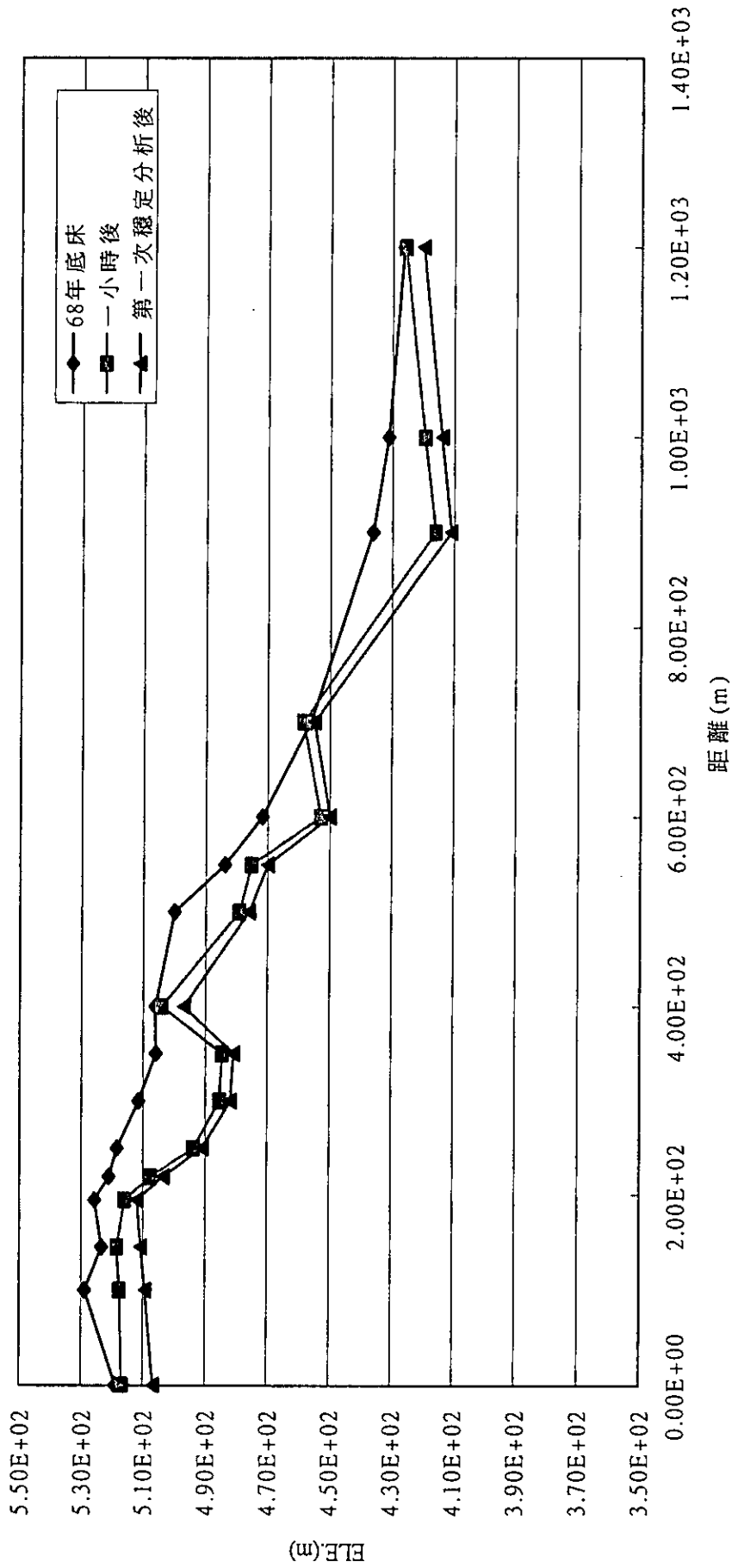


圖 4.6 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第一階段)

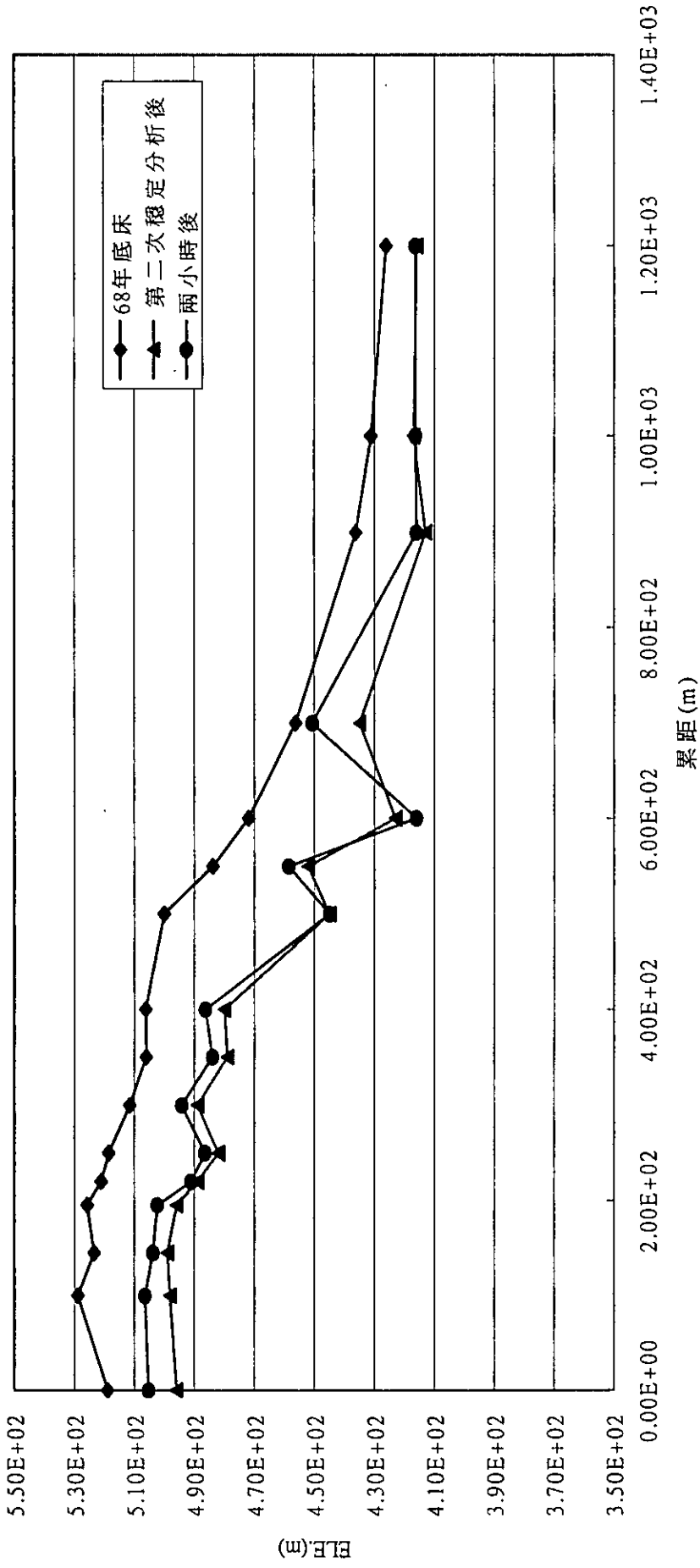


圖 4.7 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第二階段)

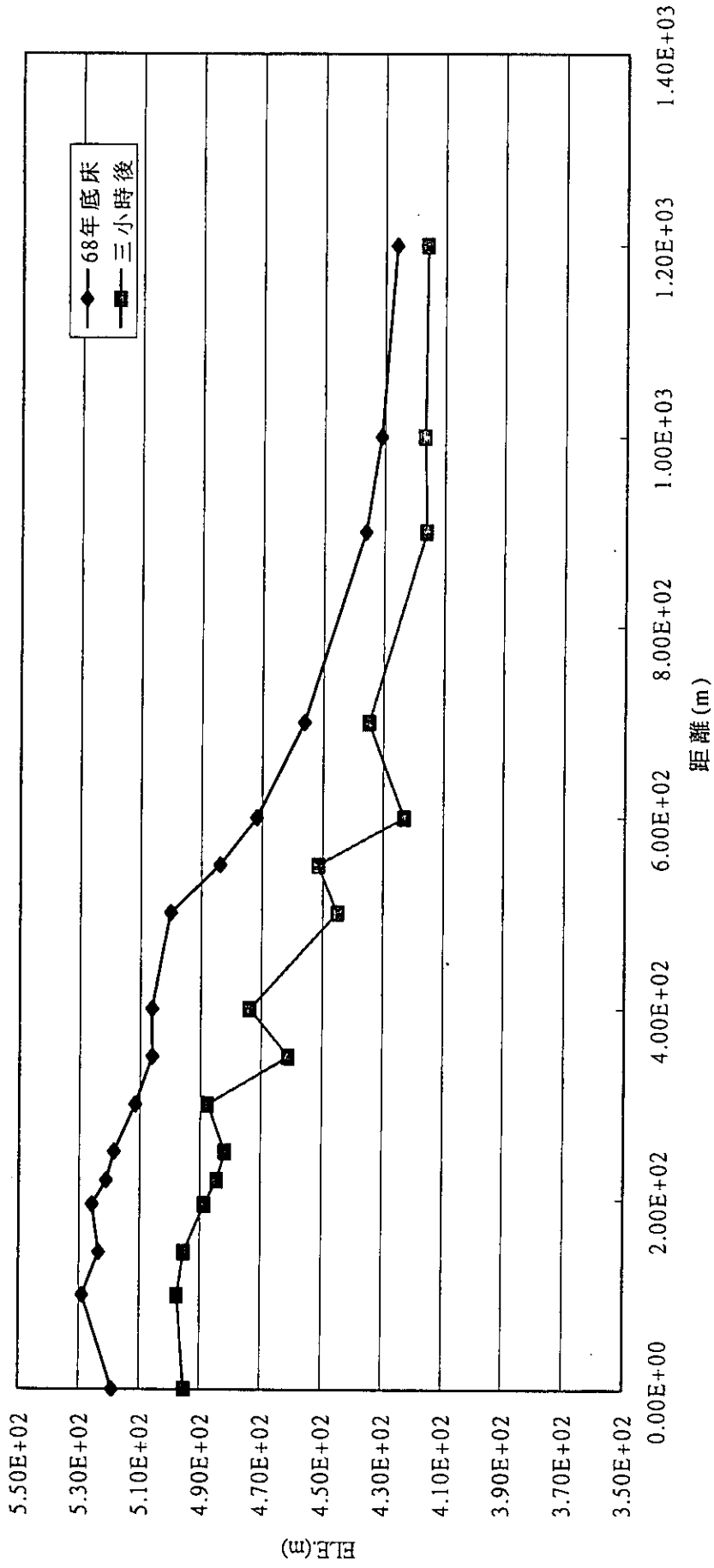


圖 4.8 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第三階段)

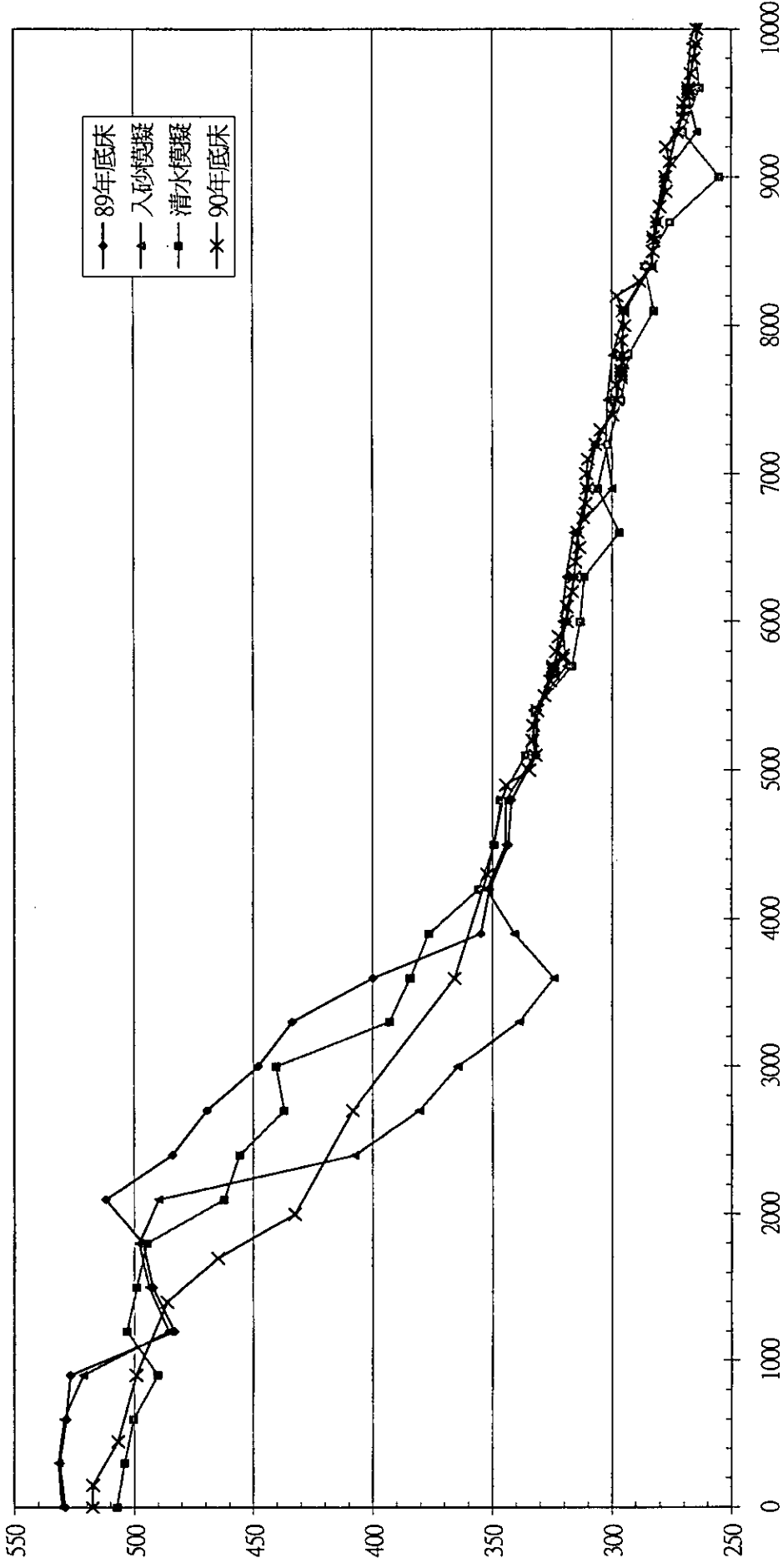


圖 4.9 200 年頻率之底床高程 (溢流口至距溢流口斷面 10Km 處)

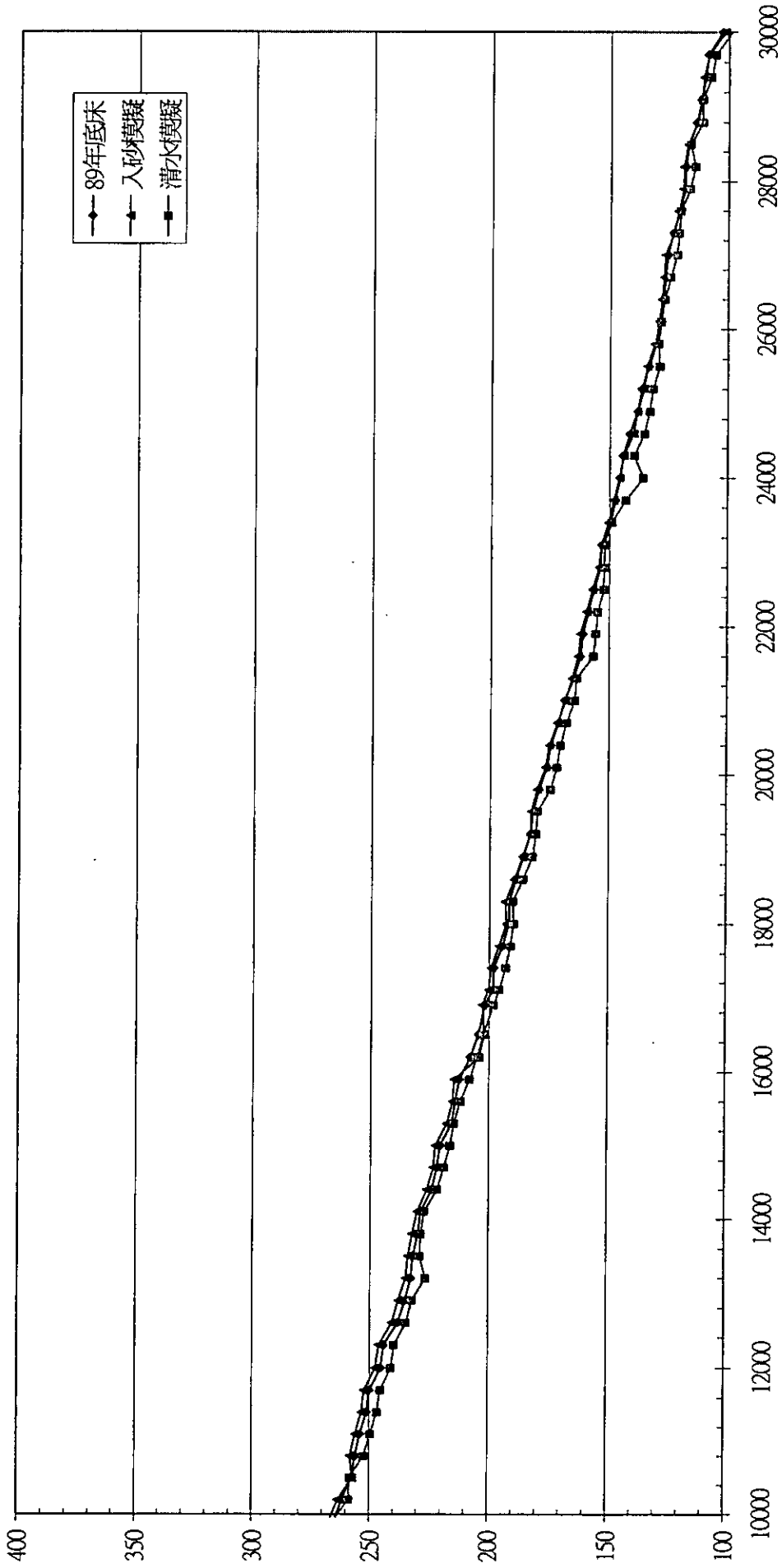


圖 4.9 200 年頻率之底床高程 (距溢流口斷面 10Km 處至匯流口) (續)

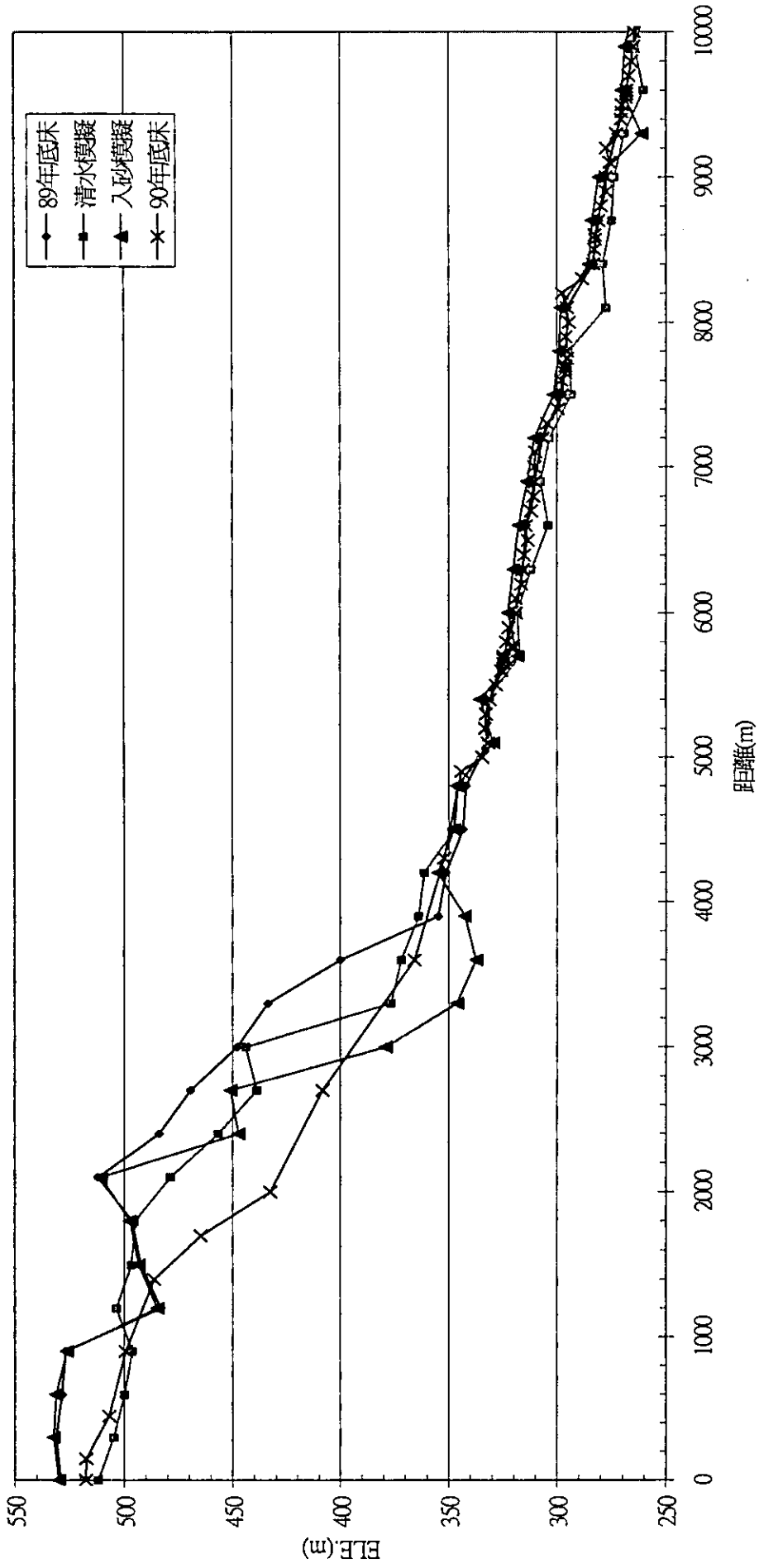


圖 4.10 100 年頻率之底床高程 (溢流口至距溢流口斷面 10Km 處)

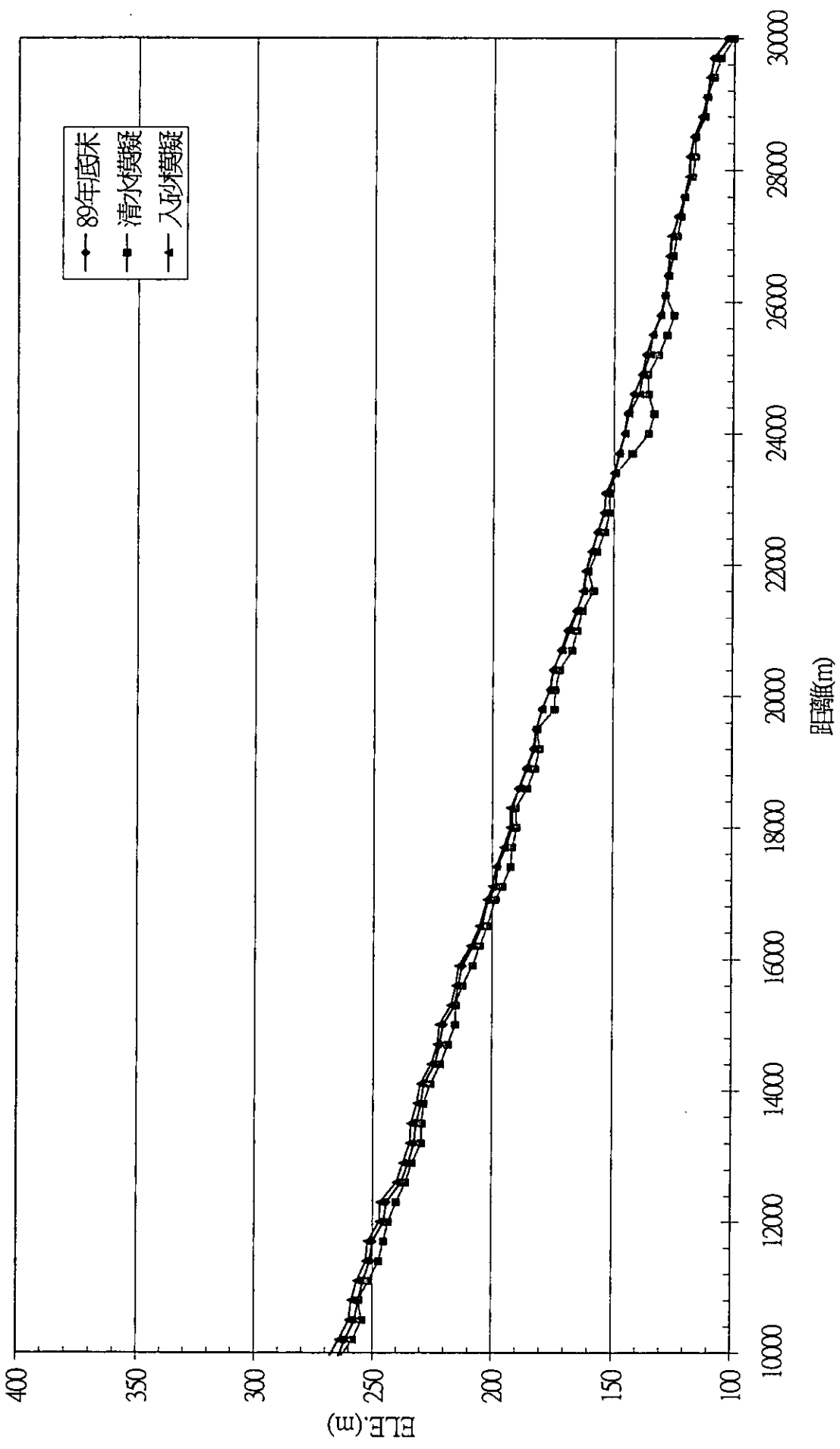


圖 4.10 100 年頻率之底床高程 (距溢流口斷面 10Km 處至匯流口) (續)

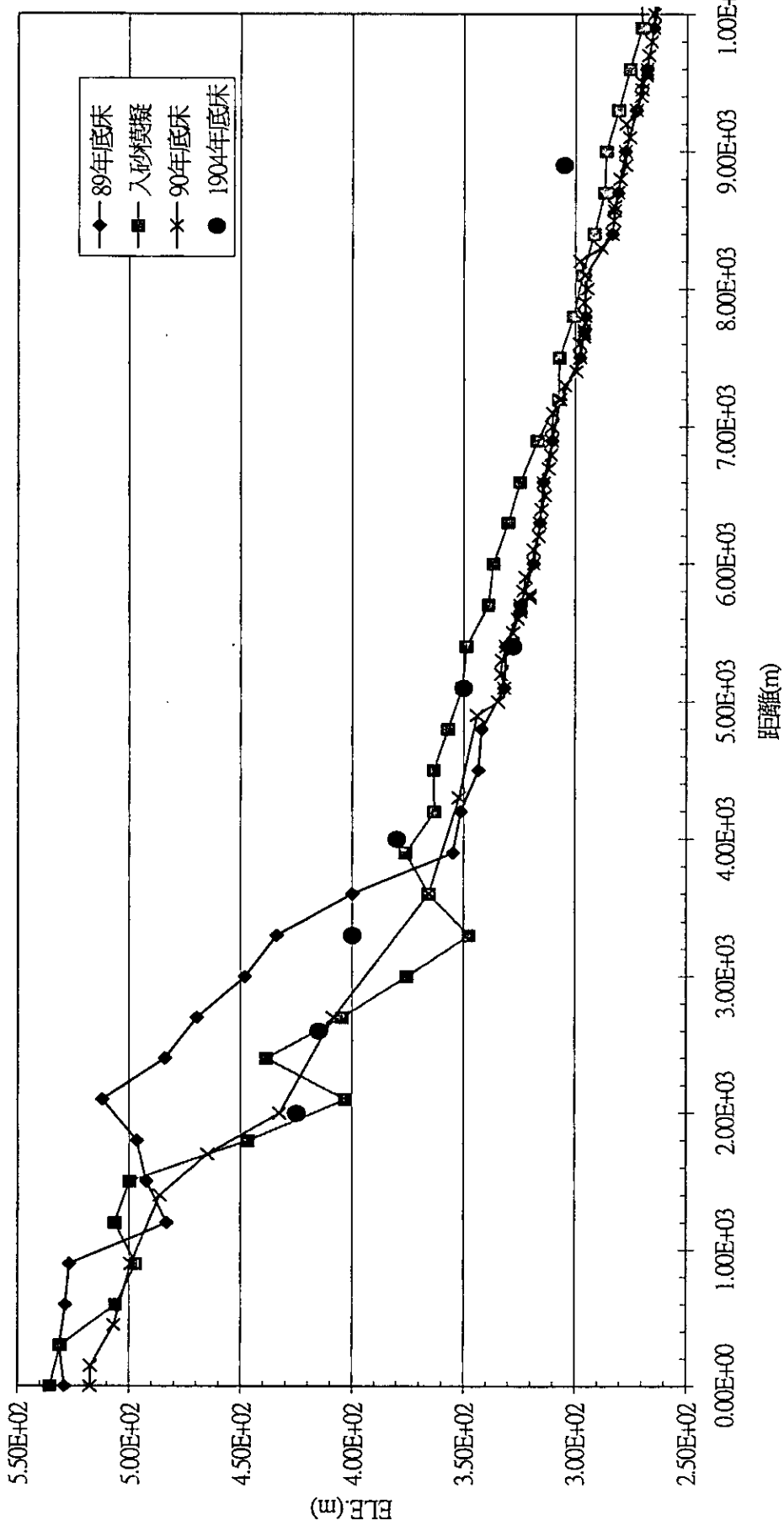


圖 4.11 長期模擬(十年)底床變化圖 (溢流口至距溢流口斷面 10Km 處)

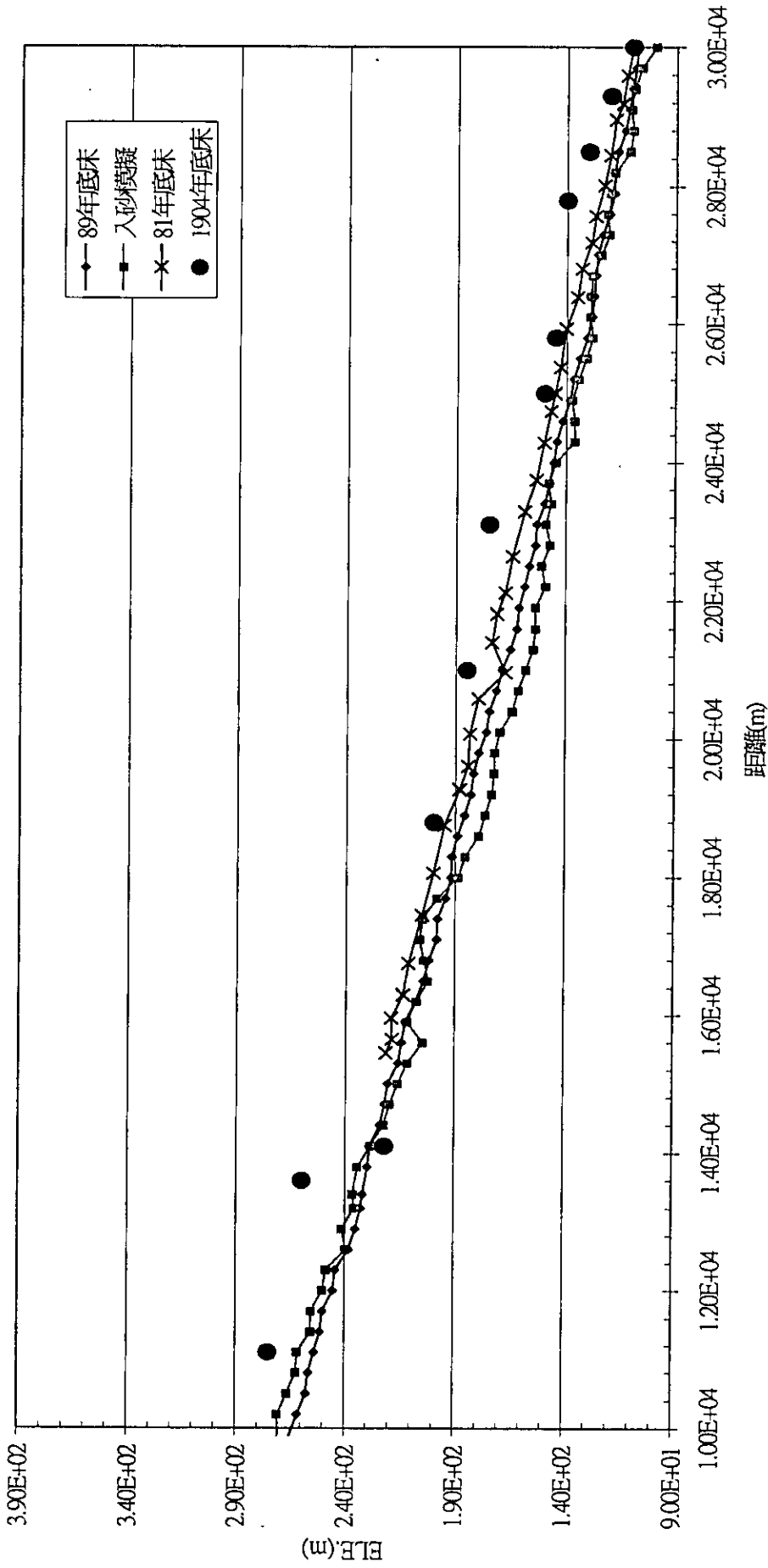


圖 4.1.1.1 長期模擬(十年)底床變化圖 (距溢流口斷面 10Km 處至匯流口) (續)

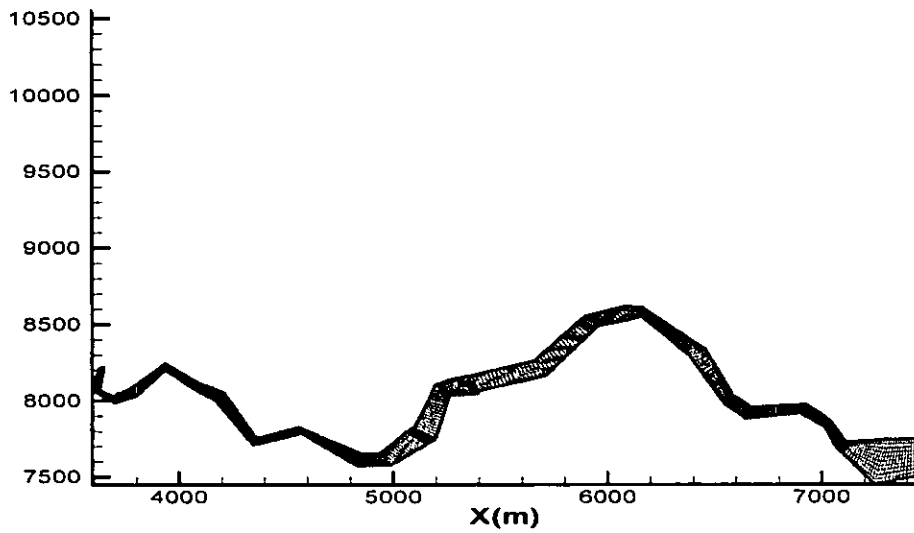


圖 4.12 計算河道格網配置圖

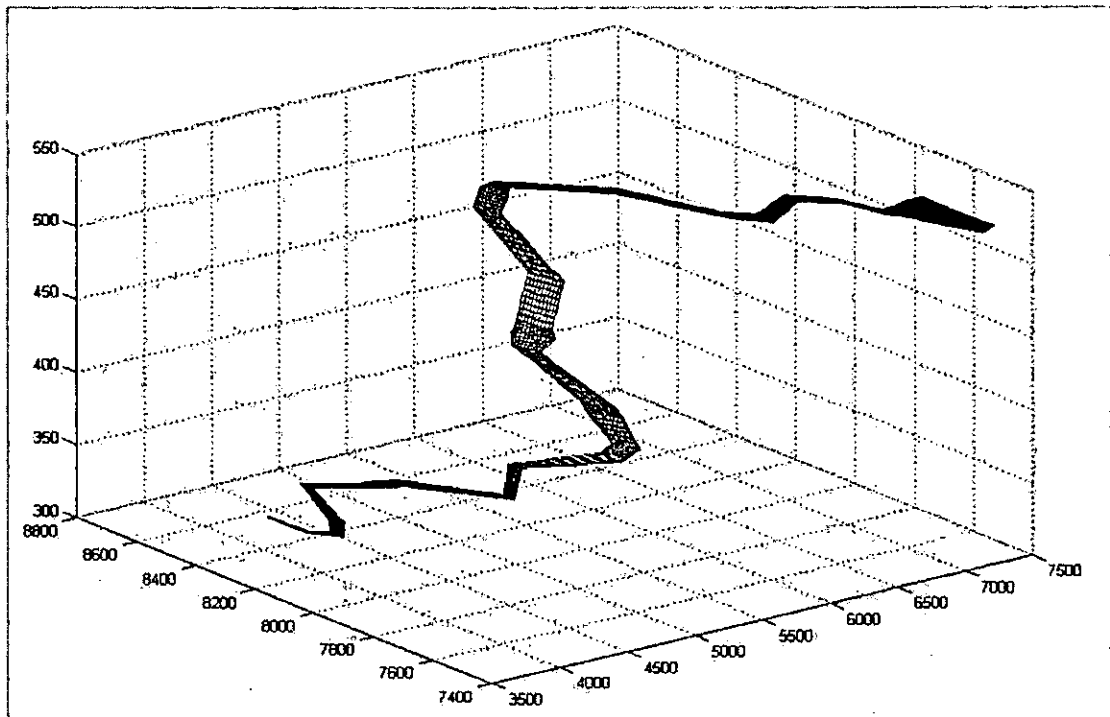


圖 4.13 計算河道底床高程變化圖

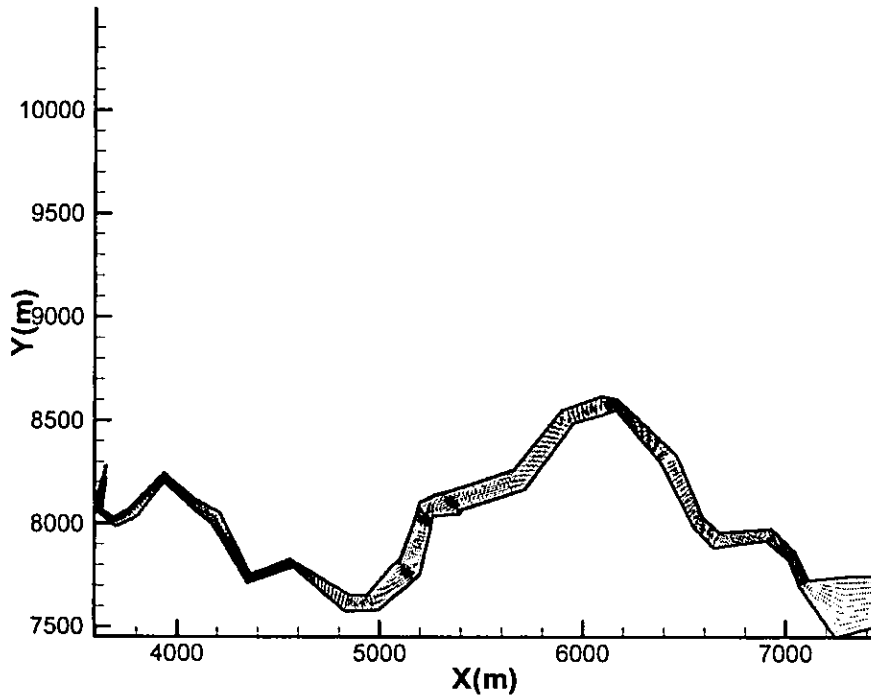


圖 4.14 模擬案例流速向量分佈圖 (steady) (全段) (1/3)

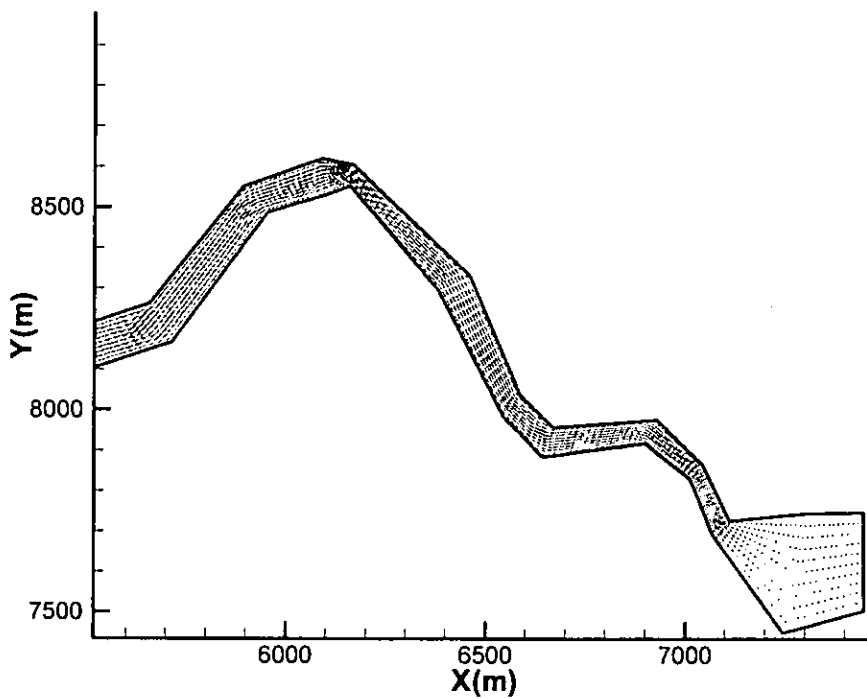


圖 4.14 模擬案例流速向量分佈圖 (steady) (上游段) (2/3)

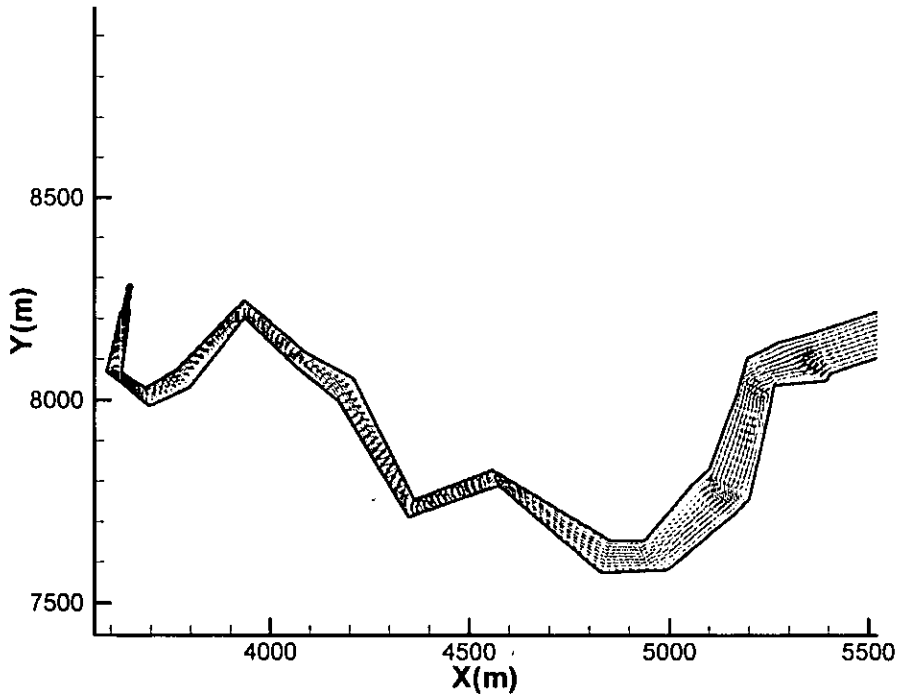


圖 4.14 模擬案例流速向量分佈圖 (steady) (下游段) (3/3)

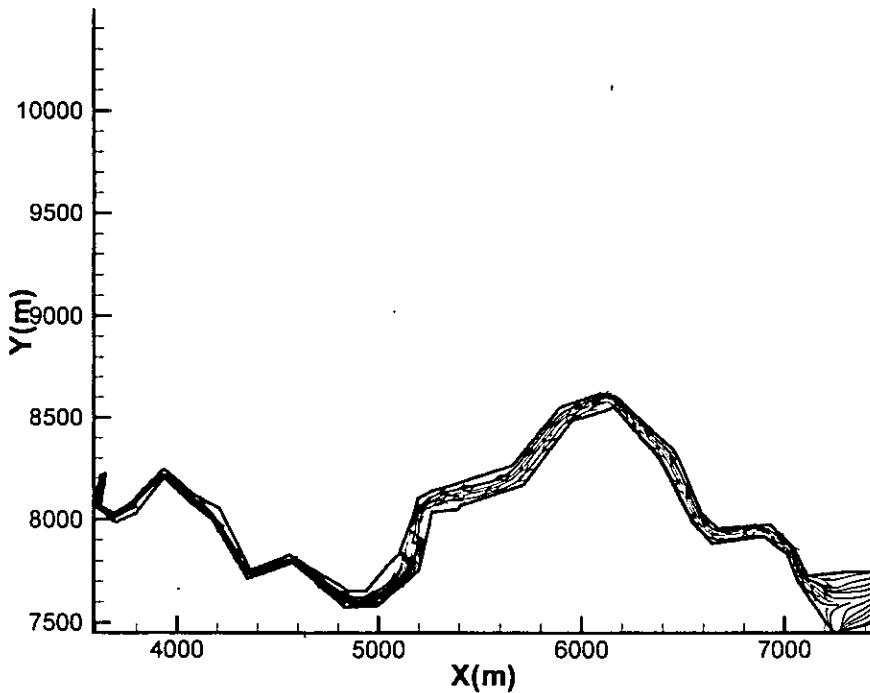


圖 4.15 模擬案例流線分佈圖 (steady) (全段) (1/3)

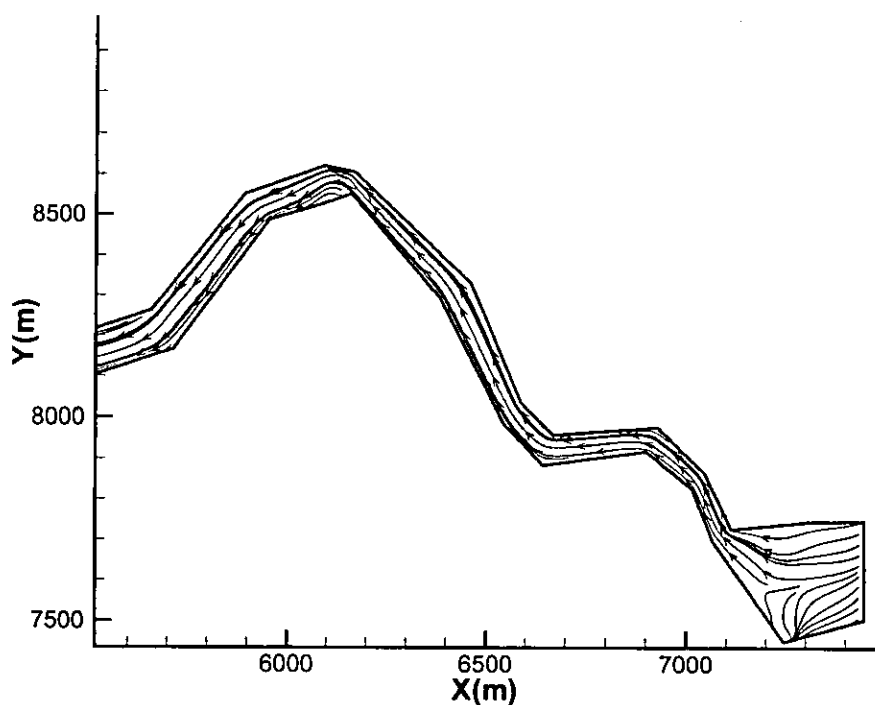


圖 4.15 模擬案例流線分佈圖 (steady) (上游段) (2/3)

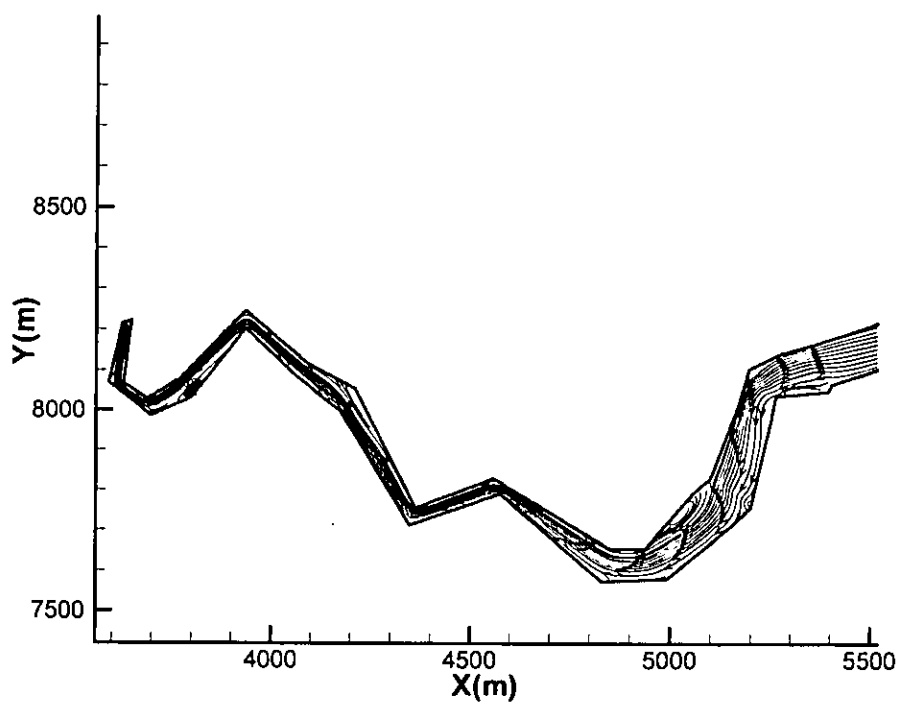


圖 4.15 模擬案例流線分佈圖 (steady) (下游段) (3/3)

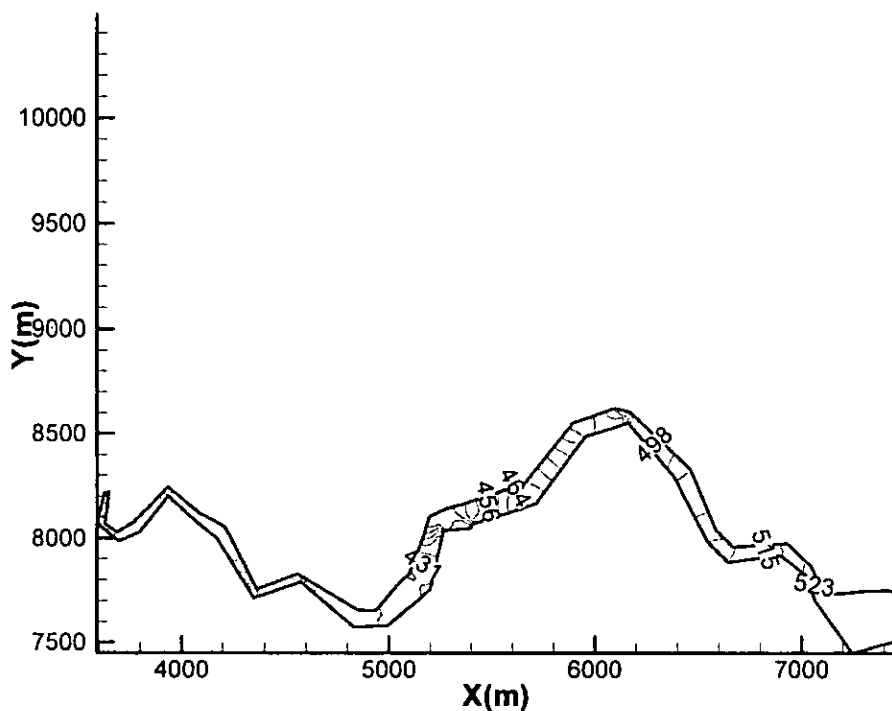


圖 4.16 模擬案例水面等高線分佈圖 (steady) (全段)

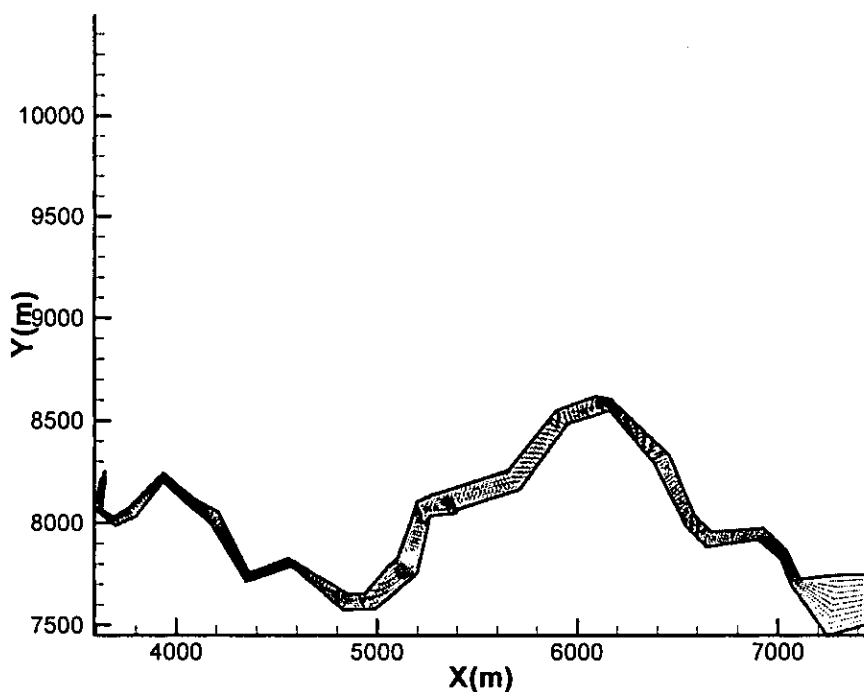


圖 4.17 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 4Hrs) (全段) (1/3)

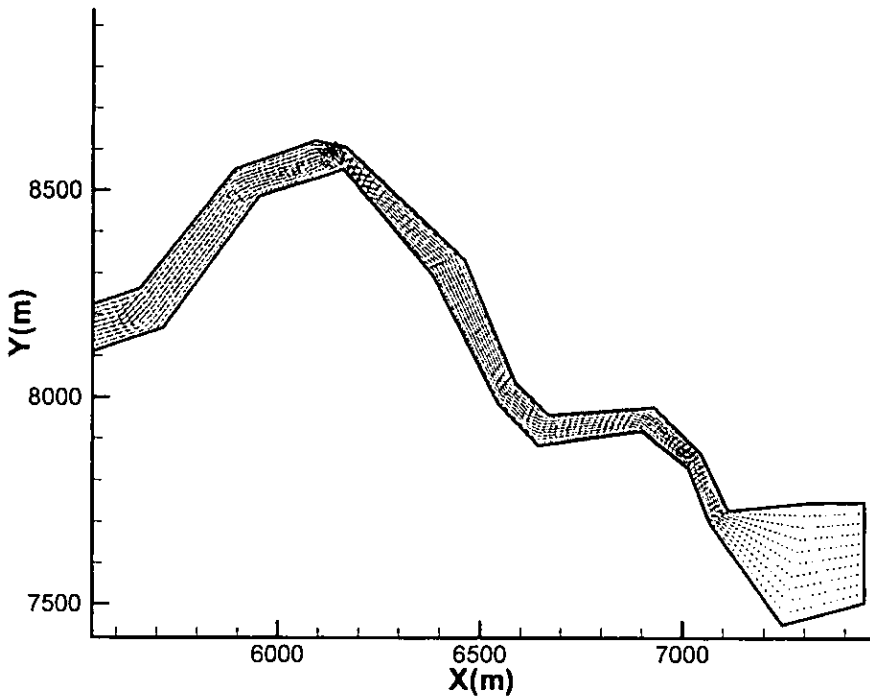


圖 4.17 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 4Hrs) (上游段) (2/3)

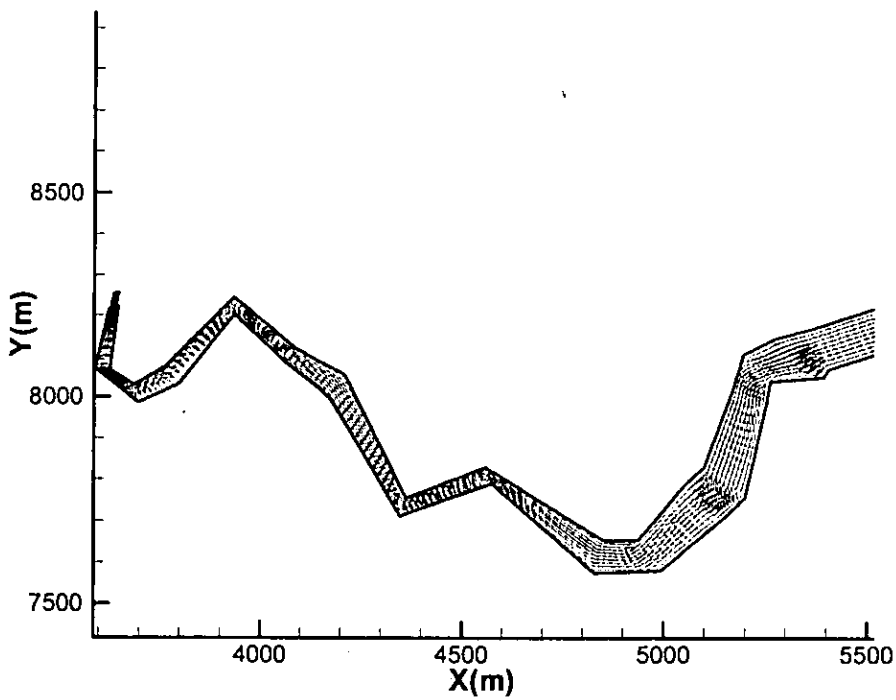


圖 4.17 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 4Hrs) (下游段) (3/3)

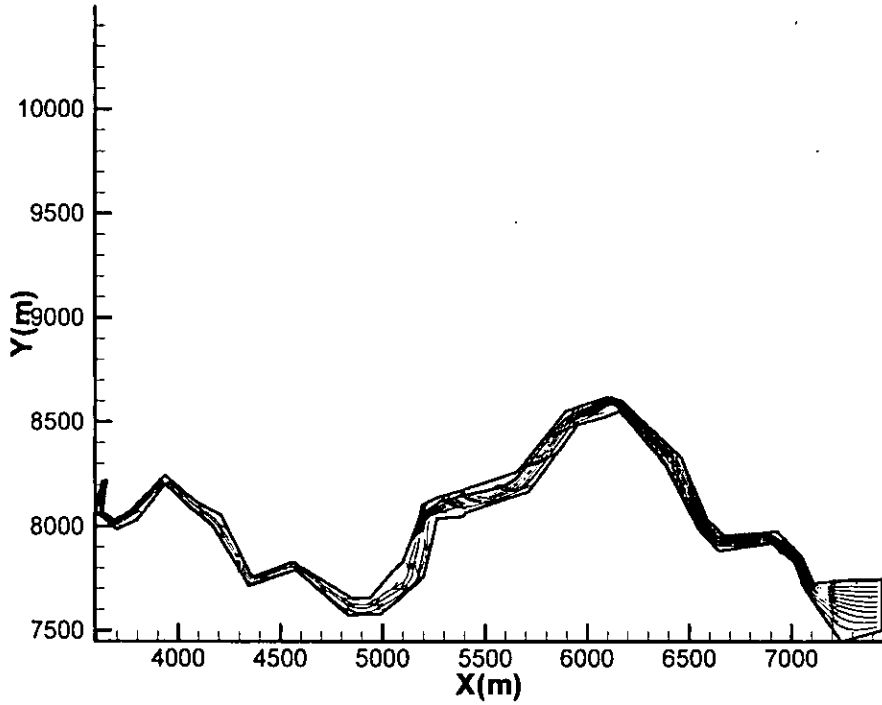


圖 4.18 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 4Hrs) (全段) (1/3)

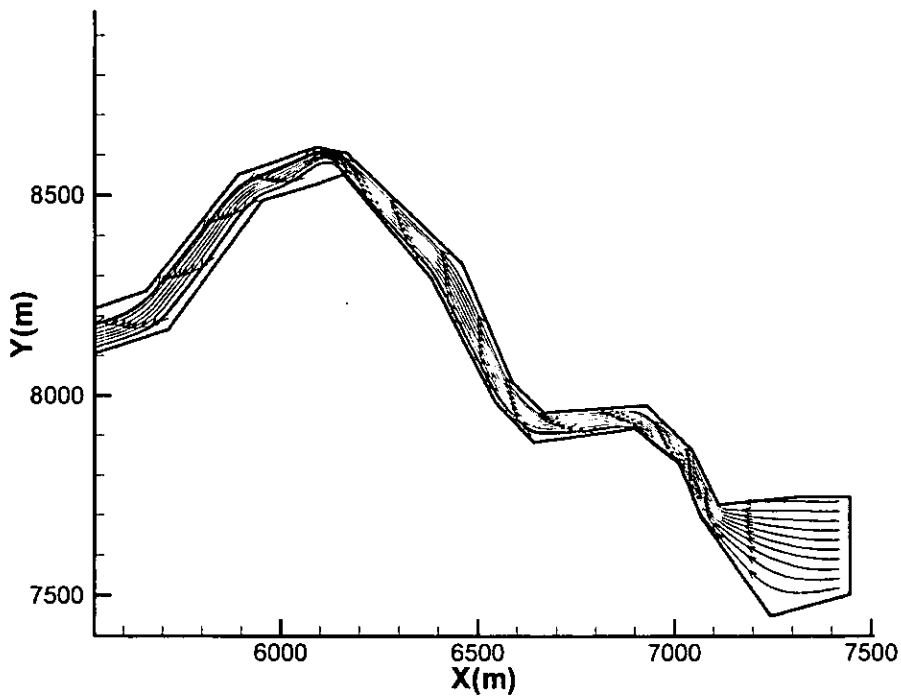


圖 4.18 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 4Hrs) (上游段) (2/3)

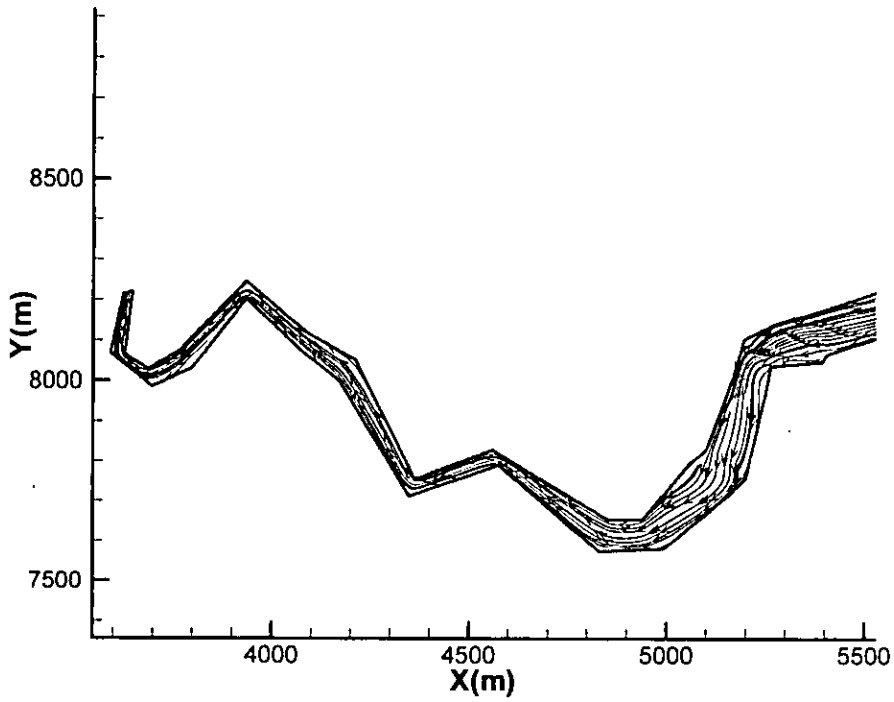


圖 4.18 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 4Hrs) (下游段) (3/3)

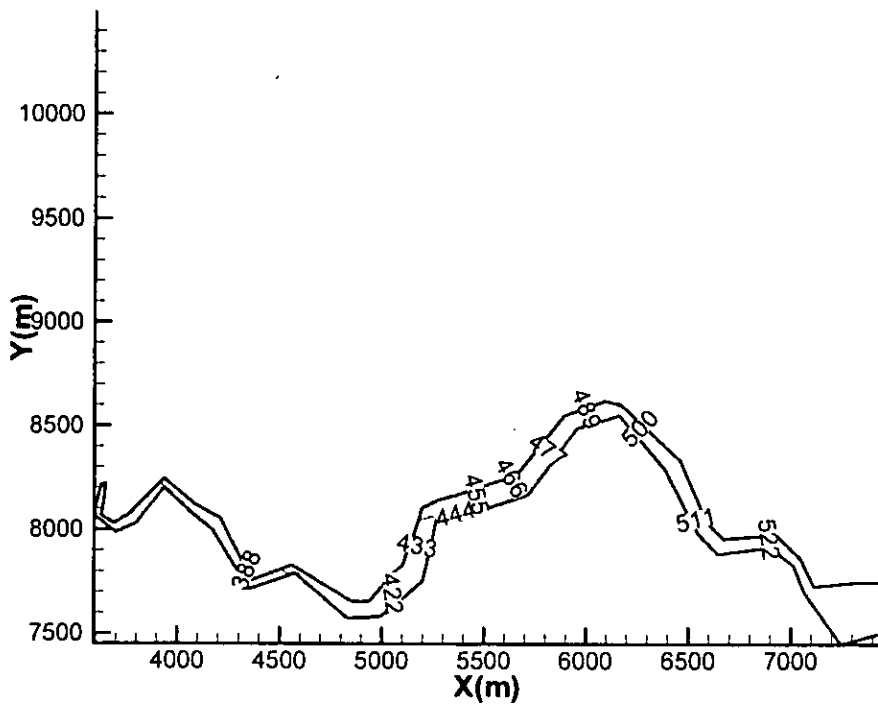


圖 4.19 模擬案例水面等高線分佈圖 (unsteady 4Hrs) (全段)

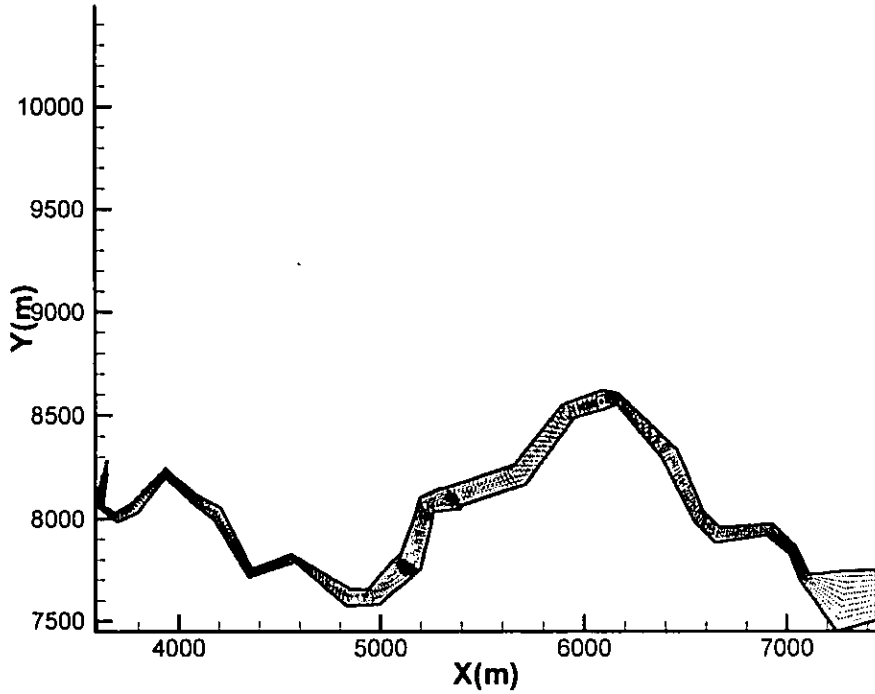


圖 4.20 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 8Hrs) (全段) (1/3)

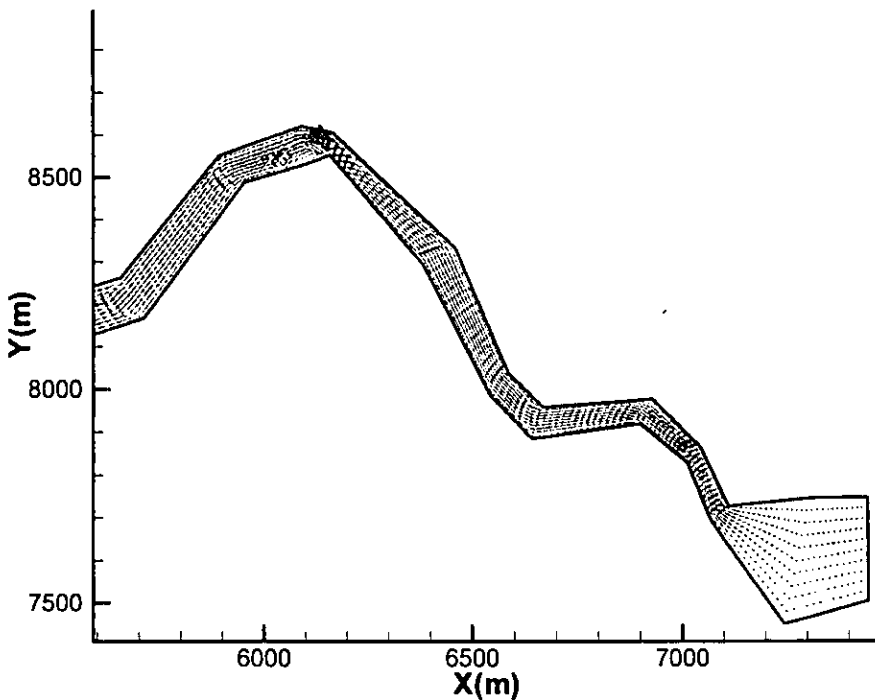


圖 4.20 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 8Hrs) (上游段) (2/3)

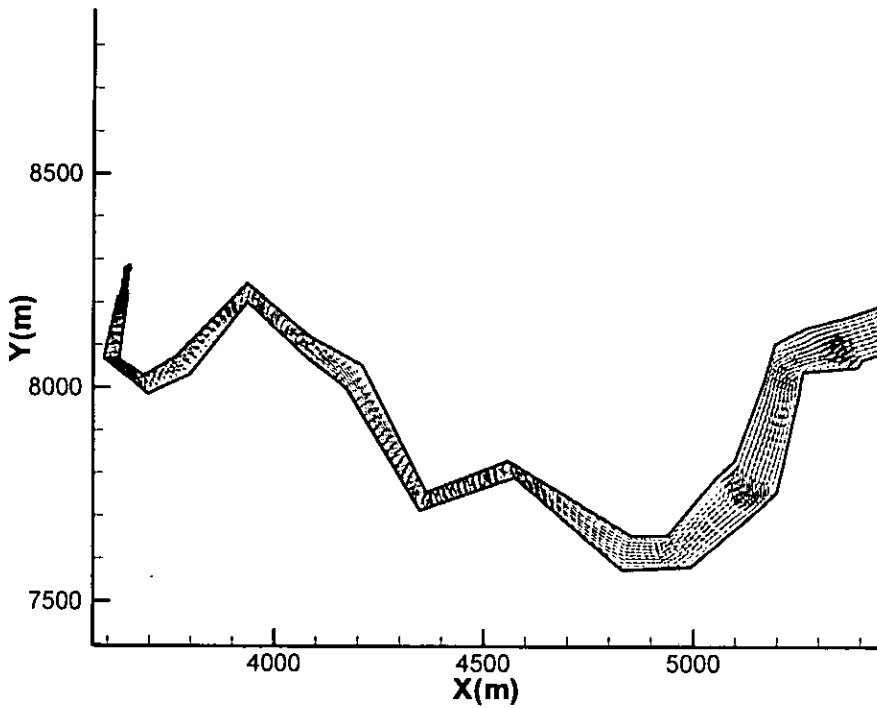


圖 4.20 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 8Hrs) (下游段) (3/3)

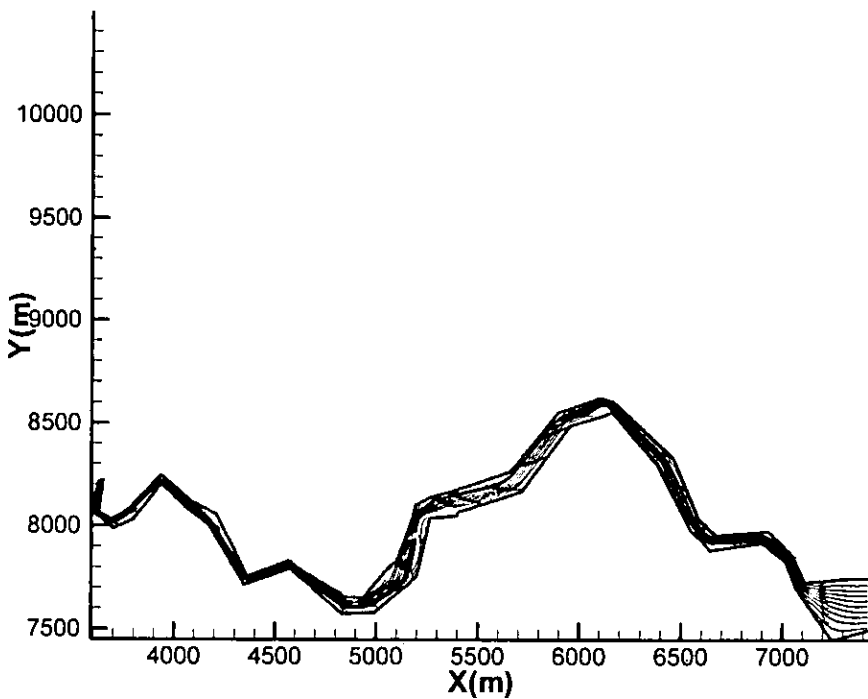


圖 4.21 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 8Hrs) (全段) (1/3)

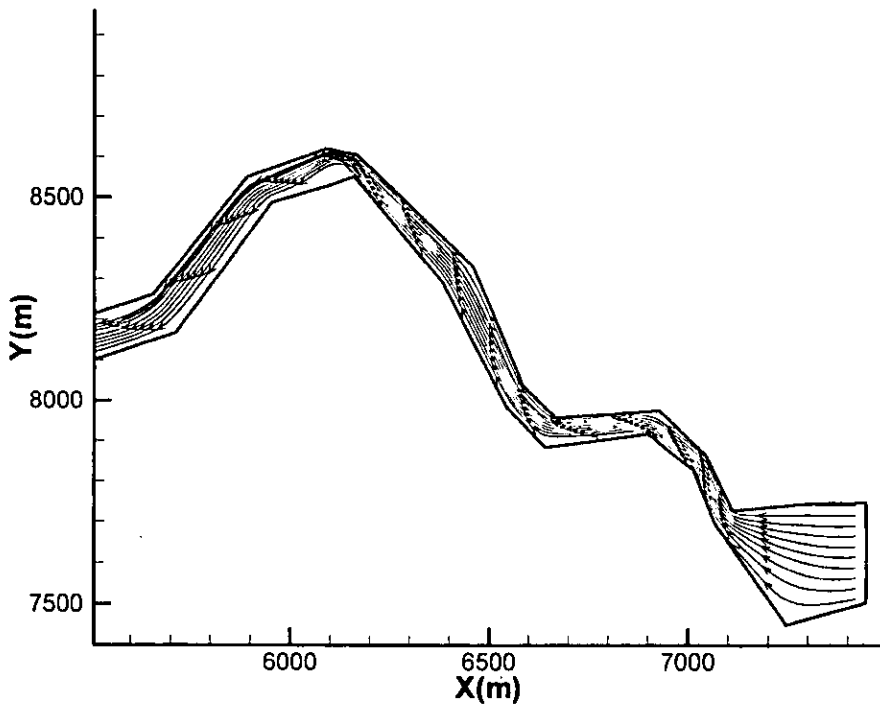


圖 4.21 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 8Hrs) (上游段) (2/3)

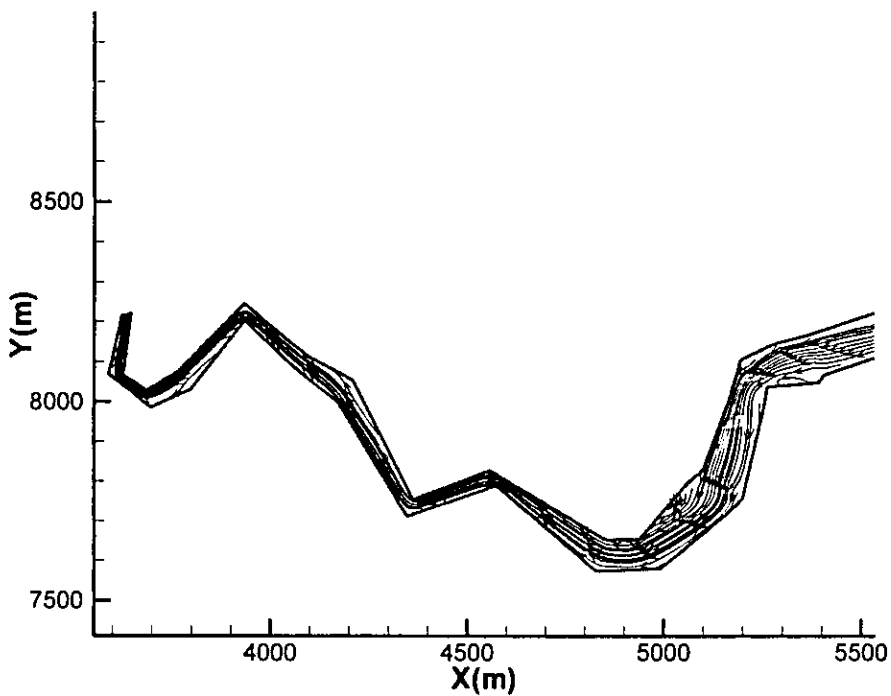


圖 4.21 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 8Hrs) (下游段) (3/3)

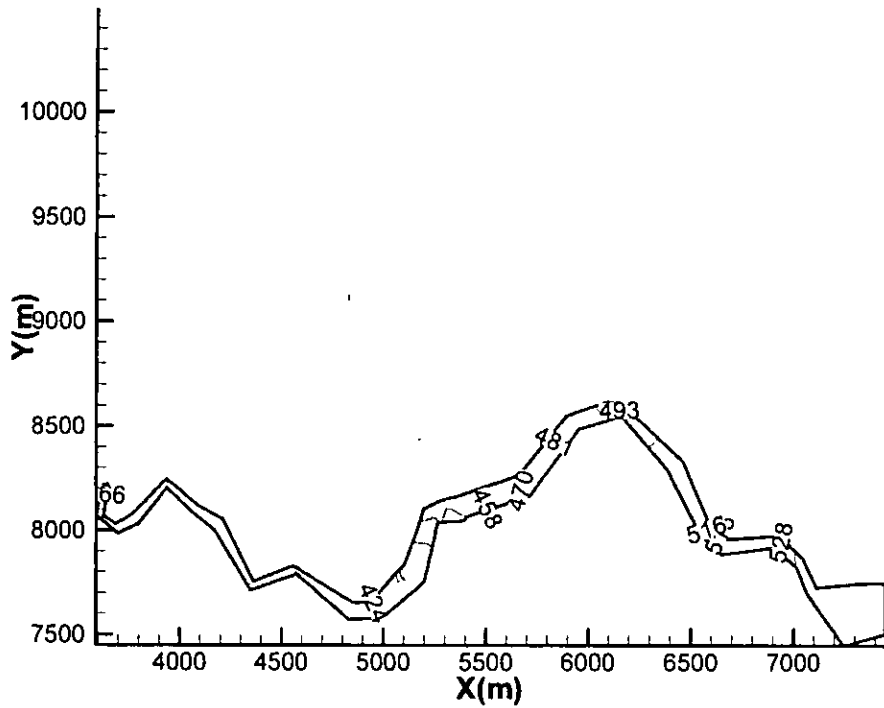


圖 4.22 模擬案例水面等高線分佈圖 (unsteady 8Hrs) (全段)

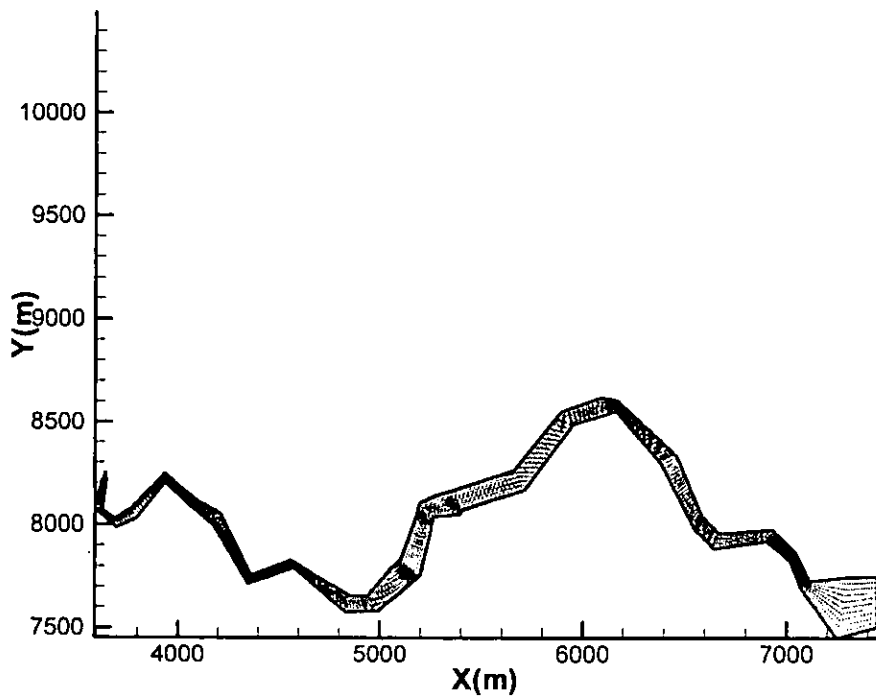


圖 4.23 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 16Hrs) (全段) (1/3)

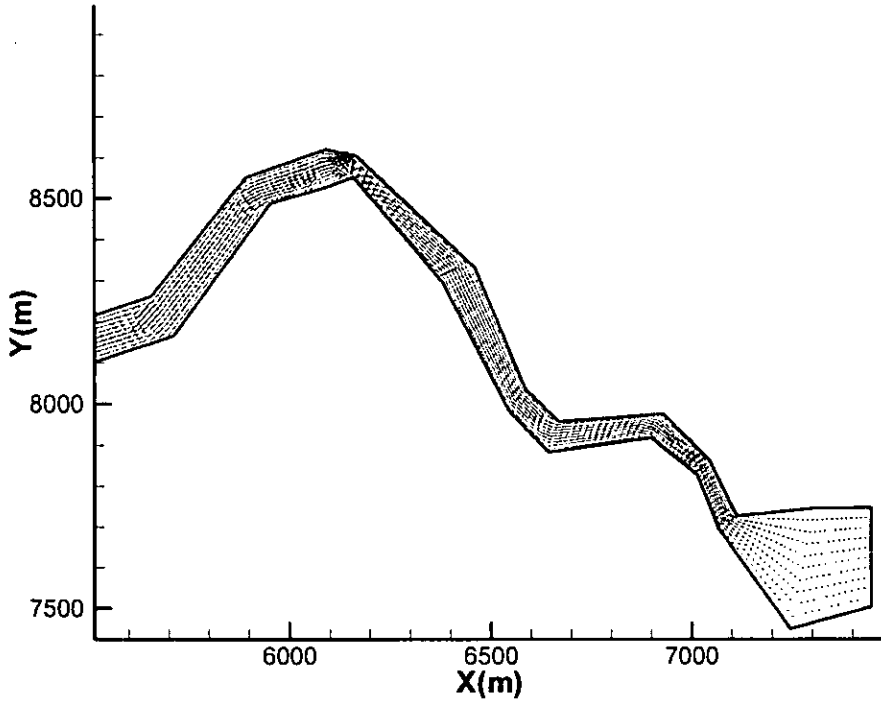


圖 4.23 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 16Hrs) (上游段) (2/3)

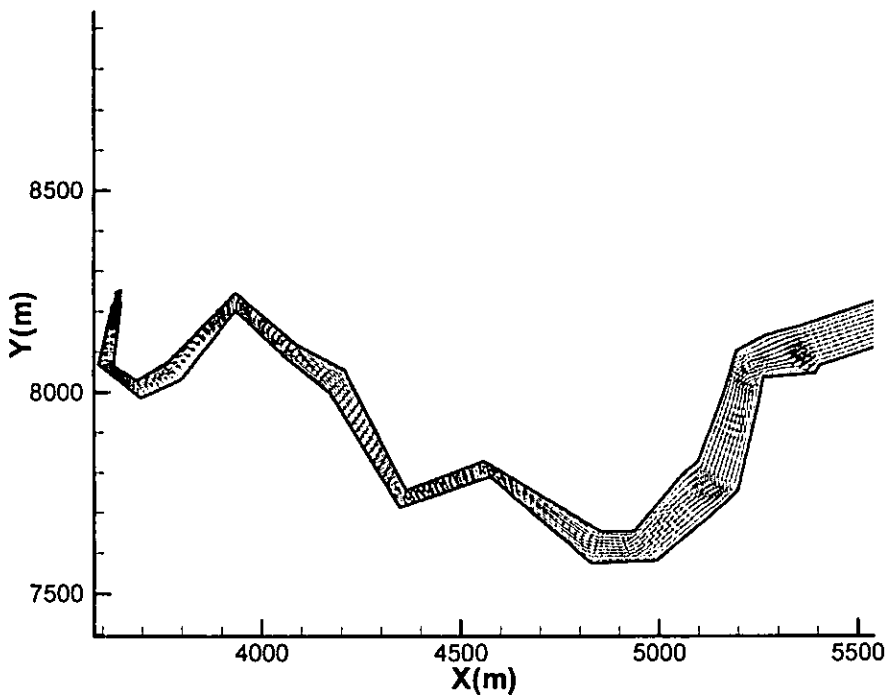


圖 4.23 模擬案例流速向量分佈圖 (unsteady 16Hrs) (下游段) (3/3)

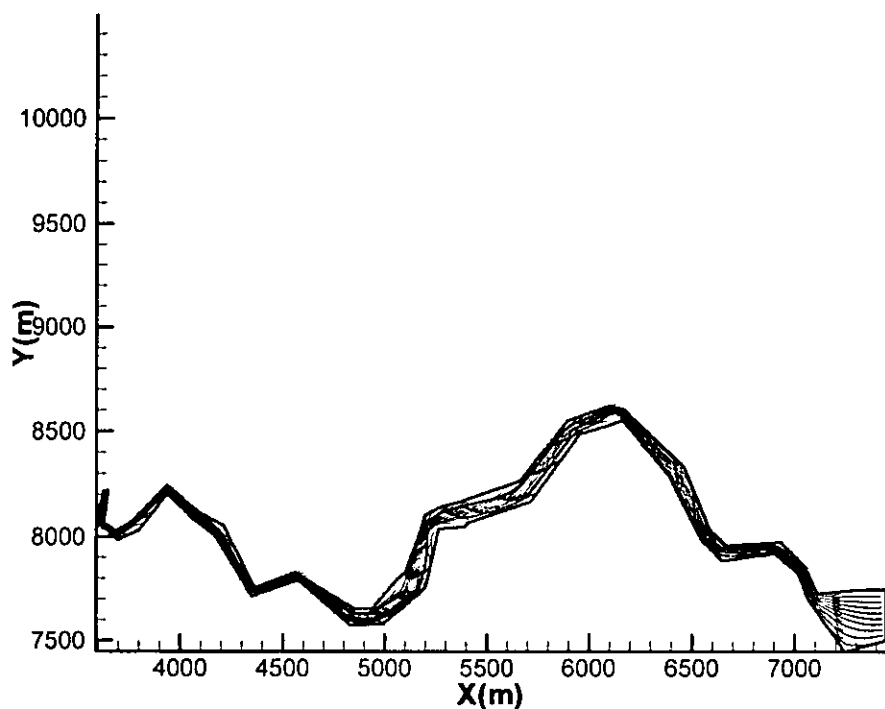


圖 4.24 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 16Hrs) (全段) (1/3)

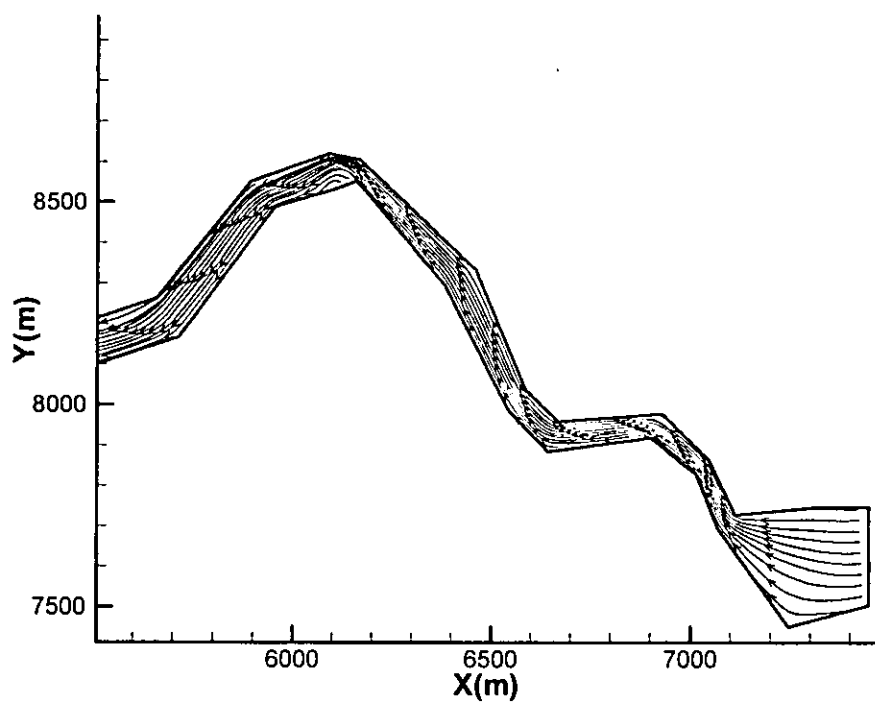


圖 4.24 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 16Hrs) (上游段) (2/3)

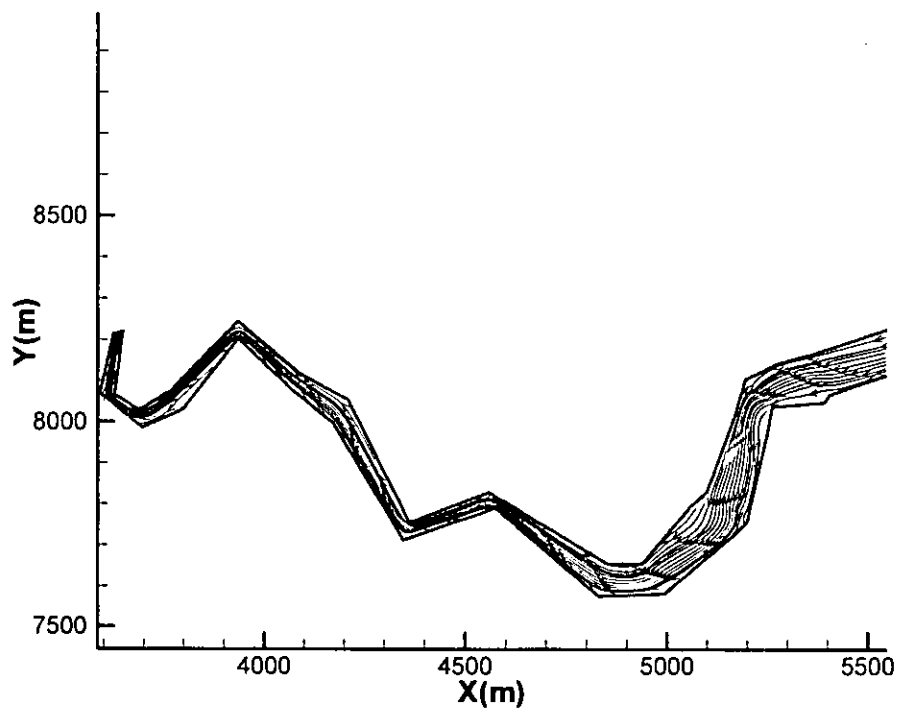


圖 4.24 模擬案例流線分佈圖 (unsteady 16Hrs) (下游段) (3/3)

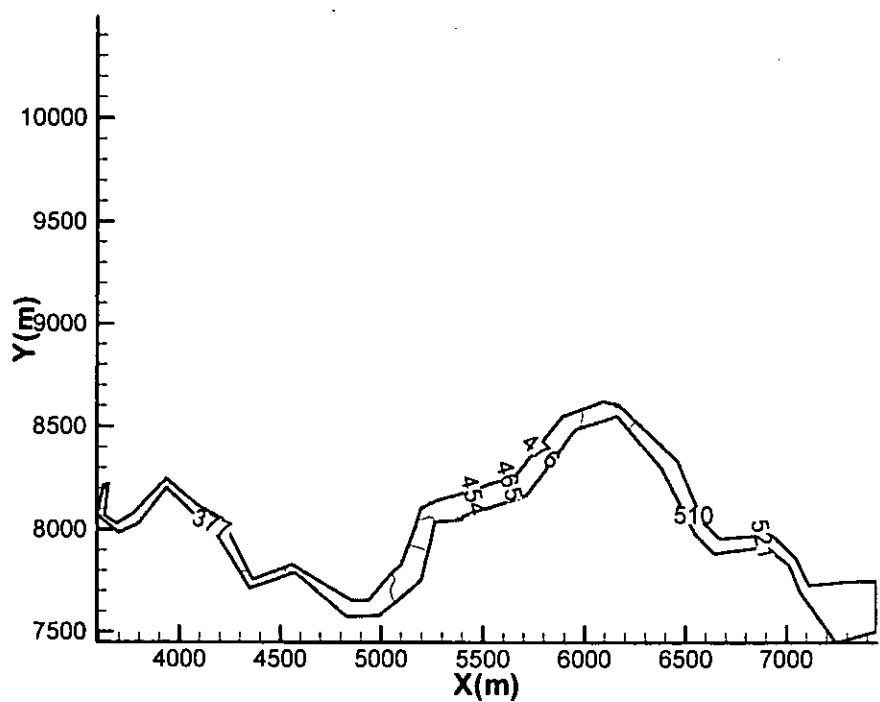


圖 4.25 模擬案例水面等高線分佈圖 (unsteady 16Hrs) (全段)



4.4 上游來砂對堰塞湖存在年之影響

4.4.1 天然壩上游崩塌區之調查

草嶺堰塞湖上游崩塌區調查，除 921 地震造成草嶺地區大規模崩坍外，清水溪上游(石鼓盤溪及阿里山溪)亦有多處新崩坍地產生。於清水溪流域崩塌處，大多集中於石鼓盤溪流域，崩坍土方如堆積於河道中，則會被溪水逐漸帶往下游。阿里山溪流域內之崩塌地多為表層剝蝕，崩坍土方不多；石鼓盤溪流域內則多為大規模崩落，並且當地居民表示當雨量稍豐時，石鼓盤溪常會有泥石流及土石流發生。故石鼓盤溪應為未來影響堰塞湖蓄水體積之主要流域。

921 地震過後，根據蔡等人(2003)指出清水溪流域之總崩塌面積約佔清水溪流域 5.12%，如表 4-3 及圖 4.26 所示。民國 90 年桃芝颱風過後，水保局委託工研院辦理桃芝颱風災區崩塌地調查分析，於草嶺堰塞湖上游之崩塌區計有 143 處，崩塌面積總共為 699.68 公頃，崩塌地集中在集水區、山脊線附近及溪流兩岸坡面，殘壁呈陡崖裸露狀，其崩塌地裸露坡度在 19 度至 55 度間，分佈在石盤鼓溪有 99 處，面積 396.82 公頃及乾坑溪有 32 處，面積 157.74 公頃，以及蛟龍溪有 8 處，面積 139.88 公頃(農委會林務局，2002)，如圖 4.27 所示。

表 4-3 921 地震前後清水溪上游流域之崩塌情況

	清水溪集水面積 10^4 (m^2)	總崩塌面積 10^4 (m^2)	崩塌百分比 (%)
921 地震後	43084.35	2207.57	5.12
桃芝颱風後	43084.35	2907.25	6.74

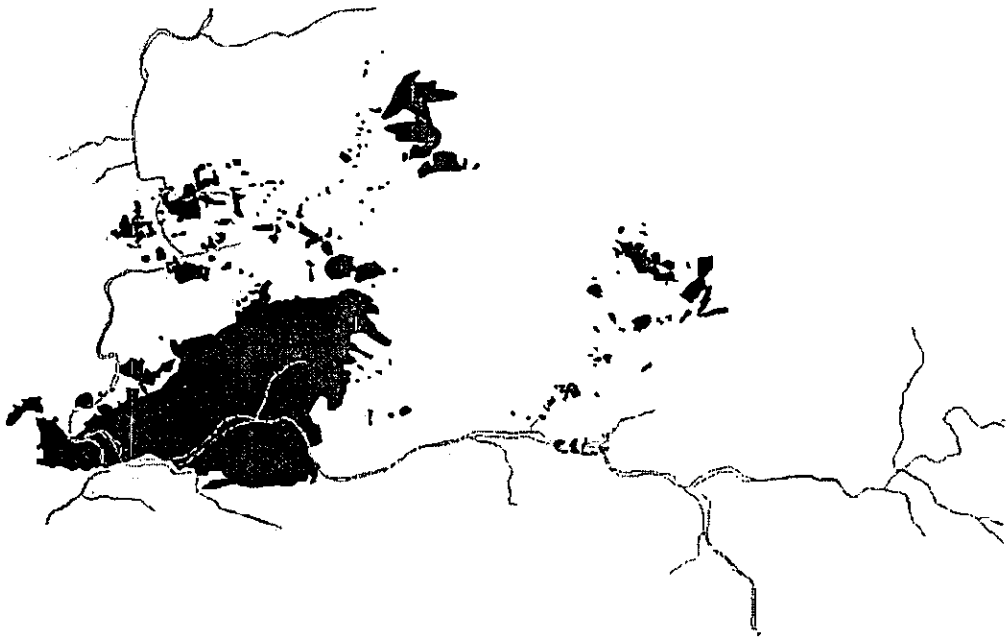


圖 4.26 921 地震後清水溪流域之崩塌面積分佈圖



圖 4.27 桃芝颱風後清水溪流域之增加崩塌面積分佈圖

4.4.2 天然壩經過颱風洪後來砂量之估算

根據 89 年「草嶺崩坍之處理對策評估」報告指出，利用地震前桶頭站之 67 年至 87 年之實測懸移質紀錄，透過懸移質率定曲線，求得年平均之懸移載。推算結果顯示：自民國 48 年至 87 年壩址之平均年輸砂量約為 221 萬立方公尺，集水區年沖蝕深度約為 13.6 公厘。該報告依據布倫因 (Brune) 砂曲線估算堰塞湖淤滿約需 24 年，如圖 4.28 與表 4-4 所示。根據地震前後於桶頭橋測站所得之懸浮載資料迴歸公式比較，地震後之懸浮載約高於地震前 6.7 倍。因此，堰塞湖之淤積年限之推估，如表 4-5 所示，為假設蓄水為維持在 540 公尺，且每年總輸砂量 1,480 萬立方公尺所得之結果，則草嶺堰塞湖約 3 年淤滿。

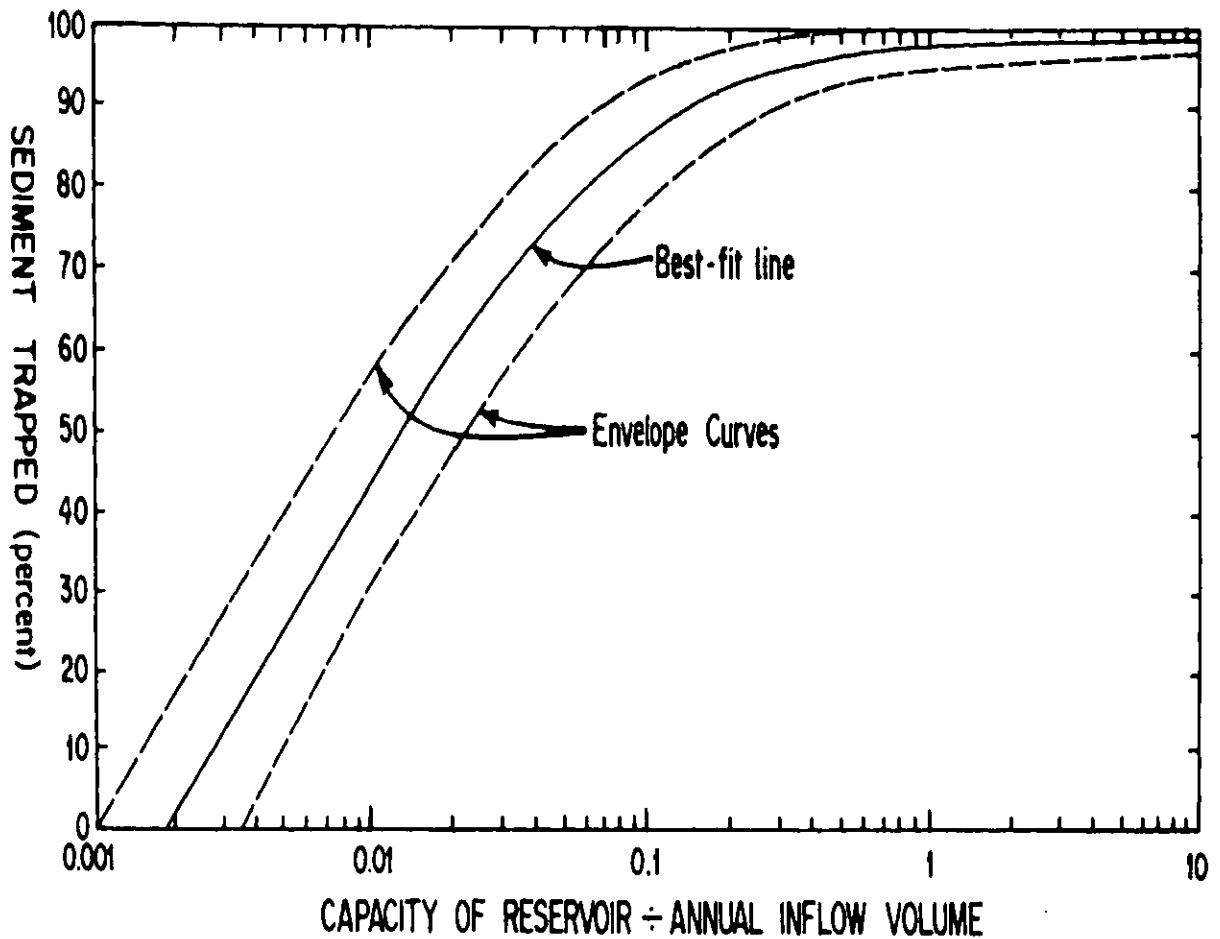


圖 4.28 布倫 (Brune) 因砂曲線圖

表 4-4 草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位：百萬立方公尺)

年期	蓄水量 (C)	年逕流量 (I)	C/I	因砂率	年懸浮質輸量	年推移質輸量	總淤積量	淤積後容積	淤積比率
1-10	45.402	378.69	0.12	0.9	1.765	0.441	20.302	25.10	45%
11-20	25.1	378.69	0.066	0.833	1.765	0.441	19.112	5.99	87%
21-25	5.989	378.69	0.016	0.543	1.765	0.441	5.597	0.39	99%

(資料來源：草嶺崩坍之處理對策評估)

表 4-5 草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位：百萬立方公尺)

年期 (年)	蓄水 容量 (C)	年逕流 量 (I)	C/I	因砂 率	年懸 浮質 輸砂 量	年推 移質 輸砂 量	總淤 積量	淤積後 容量	淤積 比率
1	45.40	378.69	0.12	0.9	11.83	2.95	13.3	32.10	29%
2	32.10	378.69	0.08	0.9	11.83	2.95	13.3	18.80	59%
3	18.80	378.69	0.05	0.9	11.83	2.95	13.3	5.50	88%

根據 90 年草嶺堰塞湖測量成果，溢流口高程刷降至約 523 公尺，庫底平均高程約為 519 公尺，在 921 後二年期間內，堰塞湖淤積約 1960 萬立方公尺即每年淤積 980 萬立方公尺，此一實測淤積量較表 4-5 之推估值為小，除了壩址處年輸砂量推估可能有誤差外，主要原因為溢流口之高程刷降約 17 公尺，因蓄水庫容大減，因砂率隨之減少，但該表並未反應此一事實。總而言之，對於堰塞湖形成後之推估，經過颱風所帶來之洪水推估上游來砂量，需考慮到上游集水區是否有大量崩塌情況，並配合含砂量測量及採用庫倫因砂率，建議逐年推估堰塞湖蓄水庫之淤積量，以期有較客觀之推估。



第五章 現有研究成果檢視與未來工作執行說明

本章針對上年度研究內容作一補充，並將本年度研究內容作一檢討與建議，再提出下一年度工作執行方法之說明。本章於 5.1 節中修訂第一年研究成果中有關堰塞湖形成後作業流程與加強 GIS 界面中堰塞湖形成潛勢分析程式之撰寫；5.2 節檢視本年度研究內容與成果，並提出相關建議；5.3 節則針對第三年研究內容作執行方法之概略說明，包括堰塞湖處理及防治對策之研擬、防災輔助決策系統之開發與防救災計畫之編製等。

5.1 第一年研究成果補充與說明

5.1.1 堰塞湖形成後作業流程與評估事項

堰塞湖形成後相關作業程序為本計畫主要研究重點之一，本計畫第一年中已整理草嶺潭與九份二山堰塞湖之處理程序、工程處理、調查分析等方式，並參考其他國家之處理方式與相關文獻，初步歸納建議了堰塞湖形成後由調查開始至工程對策的施工、維護管理的整體流程。因該圖所列之流程稍嫌複雜，在本年度工作將持續進行該流程之校核，並配合時間因素檢討其處理程序。為能維持本流程說明之整體性與易讀性，茲將修正後建議之堰塞湖形成後作業流程與評估事項整理說明於附錄 D。

5.1.2 GIS 界面中堰塞湖形成潛勢分析程式之撰寫

堰塞湖引致災害防治對策研究計畫中有關地理資訊系統 (GIS) 的建置，在本年度工作項目中並未列出實質的工作內容與預期成果，因此本年度除協助業主進行堰塞湖地理資訊系統安裝與初期教育訓練外，並針對第一年計畫中堰塞湖形成潛勢分析部份加強分析程式的撰寫。此外，本中心

亦在下年度計畫開始前先進行數值模式與地理資訊系統整合介面之需求探討，並廣泛與其他工作小組就各模式輸入與輸出格式之研定交換意見。以下針對 GIS 介面中堰塞湖形成潛勢分析程式之撰寫作一說明。

5.1.2.1 堰塞湖形成潛勢分析

在此所列出堰塞湖形成潛勢分析之程式撰寫其構想是單純就地形的觀點來探討河道断面形成堰塞之可能與否，程式設計的流程如圖 5.1 所示。在第一年工作中，完成了由河道中心線圖層計算橫断面線座標，以及根據這些座標取得其對應之數值高程模型 (DEM) 中之高程值，由此兩部分程式可獲得河道橫断面之累距與對應之高程值；依據上述程式之輸出部分，持續撰寫程式，以各河道中心點為起始點，輸入假設之土壩長、土壩高、及土壩高臨界值來計算左右兩側可能坍方之土方量，並與土壩臨界值比較，以評估堰塞湖形成潛勢。此部分之程式已撰寫完成，目前正進行交談式視窗介面之撰寫，以簡化其使用，並計畫利用 ArcView 來展現堰塞湖形成潛勢 (例如以不同圖層、顏色展示潛勢等級)，以利後續的分析與應用。

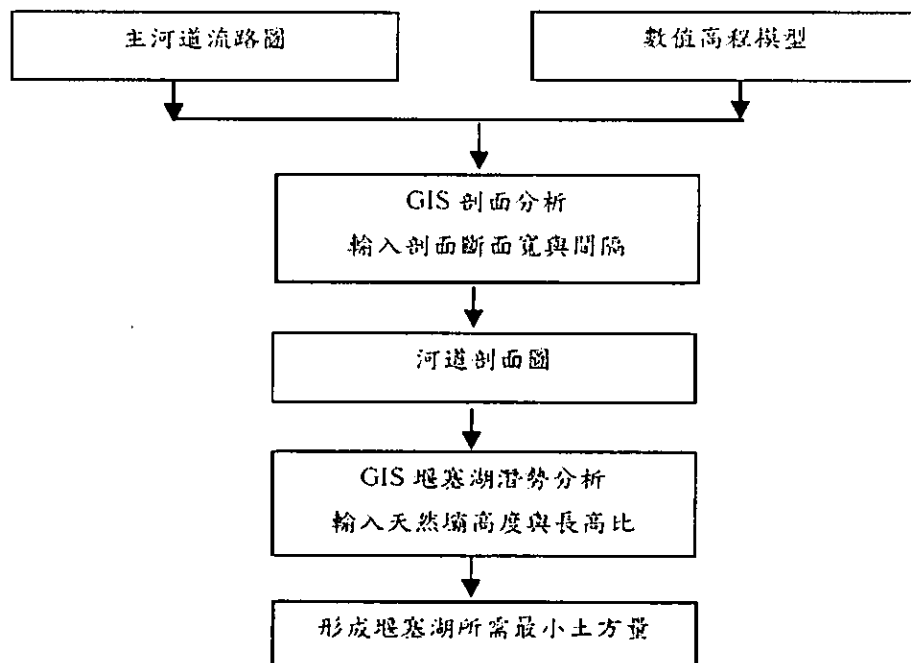


圖 5.1 形成堰塞湖所需最小土方量分析

5.1.2.2 程式發展說明

以清水溪為例，首先將清水溪河道中心位置依使用者輸入之參數，以線性內插方式得到等距之河道中心座標，其次，計算垂直河道中心兩側等距之斷面點座標，並由草嶺潭地區數值高程模型(DEM)內插得河道斷面點座標及河道中心點座標之高程，如圖 5.2 所示。

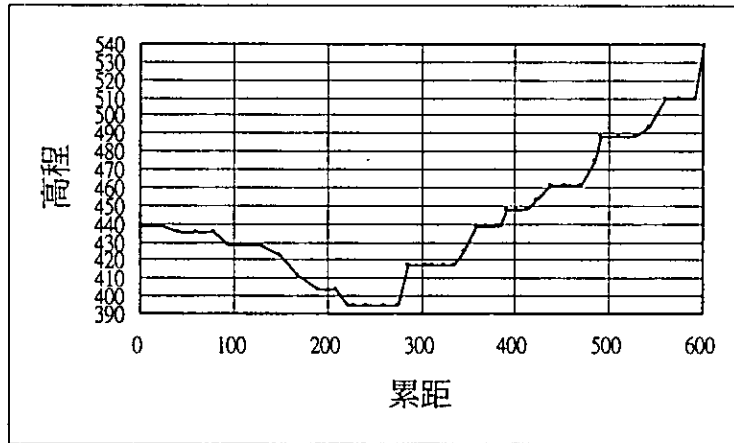


圖 5.2 河道橫斷面示意圖

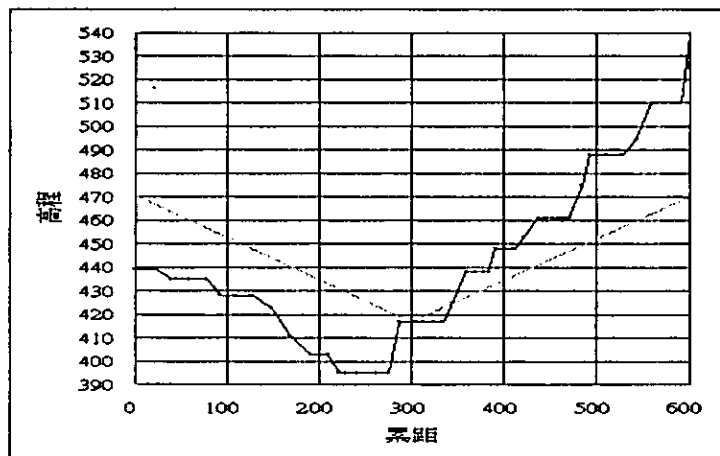


圖 5.3 可能滑落土石之坡度示意圖

假設一個可能造成土石滑落之坡度參數（高 h ，長 l ）可得到斜率為 $m=h/l$ 之直線 L ，如圖 5.3 所示，而滑落之土石量將河道斷面填平之情況則如圖 5.4 所示。

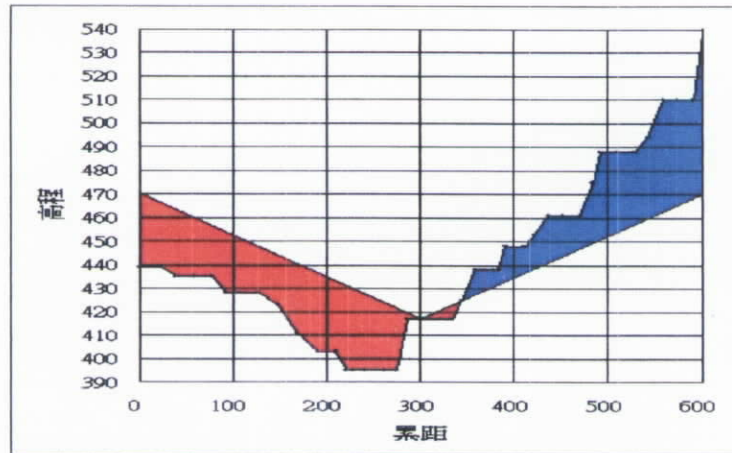


圖 5.4 土石滑落與填平區塊示意圖

圖 5.4 中紅色為需填滿之區塊，藍色為可能滑落土石之區塊；將藍色區塊 (A1) 扣除紅色區塊 (A2) 若為正值，則得到從河道中心往上填積的土方量 (綠色區塊，A3) 為相減後區塊大小，如圖 5.5 所示。

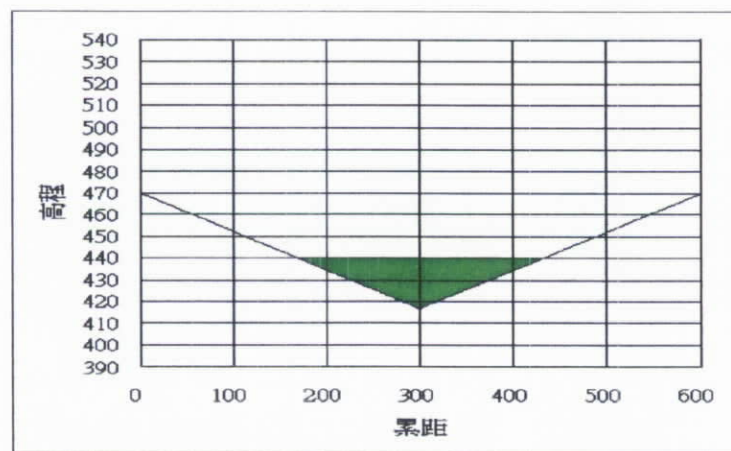


圖 5.5 橫斷面計算之累積土方高度

當然，若 A3 為負值，則可能無法形成土壩。依此方法將河道各斷面資料利用此程式計算其可能形成土壩之斷面面積和高度，最後，假定一個可能形成堰塞土壩之臨界值，供程式判斷是否具有造成堰塞之可能，並利用地理資訊系統展示可能形成堰塞之位置。



5.1.2.3 程式執行步驟與成果

依 5.1.2.2 節之說明，程式執行分為三項步驟：

1. 計算河道橫斷面線座標。
2. 計算河道橫斷面累距與高程。
3. 斷面土方計算，並判斷該斷面土方量是否超過土壩臨界值。

1. 計算河道橫斷面線座標：

■ 指令：

■ section <河道線文字檔> <河道內插中心輸出檔> <橫斷面點輸出檔> <各斷面間距 (200)> <斷面寬 (500)> <斷面點解析度 (15)>

■ 輸入：河道中心線圖文字座標檔。

■ 輸出：河道中心線上內插點與斷面線資料。

2. 計算河道橫斷面累距與高程：

■ 指令：

■ Prof <DEM 格網> <格網檔頭> <斷面點座標檔> <斷面點高程檔>

■ 輸入：DEM 格網資料及其檔頭說明、斷面線資料（由上一個程式產生）。

■ 輸出：累距與斷面高程值純文字檔。

3. 斷面土方計算，並判斷該斷面土方量是否超過土壩臨界值：

■ 指令：

■ Earthwork <橫斷面高程檔> <河道內插中心點高程檔> <河道內插中心點座標檔> <成果輸出檔> <土壩高> <土壩寬> <土壩臨界值>

■ 輸入：累距與斷面高程值純文字檔、河道內插中心點座標檔（均為之前程式執行產生）。

■ 輸出：計算出河道中心剖面面積，和形成之土壩高度，並判斷是否產生堰塞。

參考 Nicoletti 與 Parise (2002) 之研究，設定兩個斜率 10° 與 5° 進行土方計算，並給予一個土壩高臨界值，所得成果如圖 5.6 所示，其中黃色位置為可能形成堰塞之斷面，紅色部分則否。



圖 5.6 地理資訊系統(ArcView3.2)展示可能形成堰塞位置

此外，利用 Arcview3.2 內建之查詢功能，可獲取各河道中心點之三維座標，可能形成之土壩高，以及是否形成堰塞（以 Yes 或 No 表示），如圖 5.7 所示。

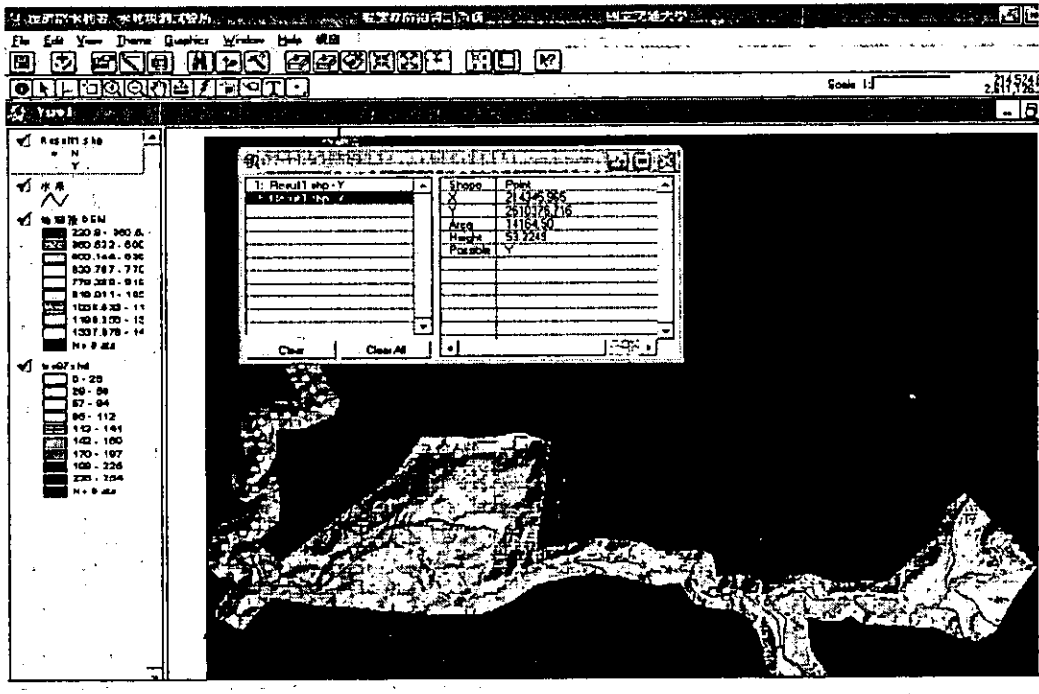


圖 5.7 地理資訊系統(ArcView3.2)之堰塞湖形成潛勢查詢畫面

5.1.2.4 交談式介面撰寫

考量本程式執行之步驟較為繁複，各步驟所需輸入之參數較多，且需於命令提示狀態下執行，因此改寫為交談式之視窗介面，方便一般使用者執行本程式。此視窗介面包含了全自動評估與交談式評估兩種模式，如圖 5.8 所示，使用者可用點選方式選取河川流路與其對應之數值高程檔案，輸出檔名則由程式自動賦予。此時，一使用者輸入之資料，計算並顯示河川總長、河川分佈之邊界座標值、及數值高程分佈邊界座標值，供使用者核對資料是否正確。

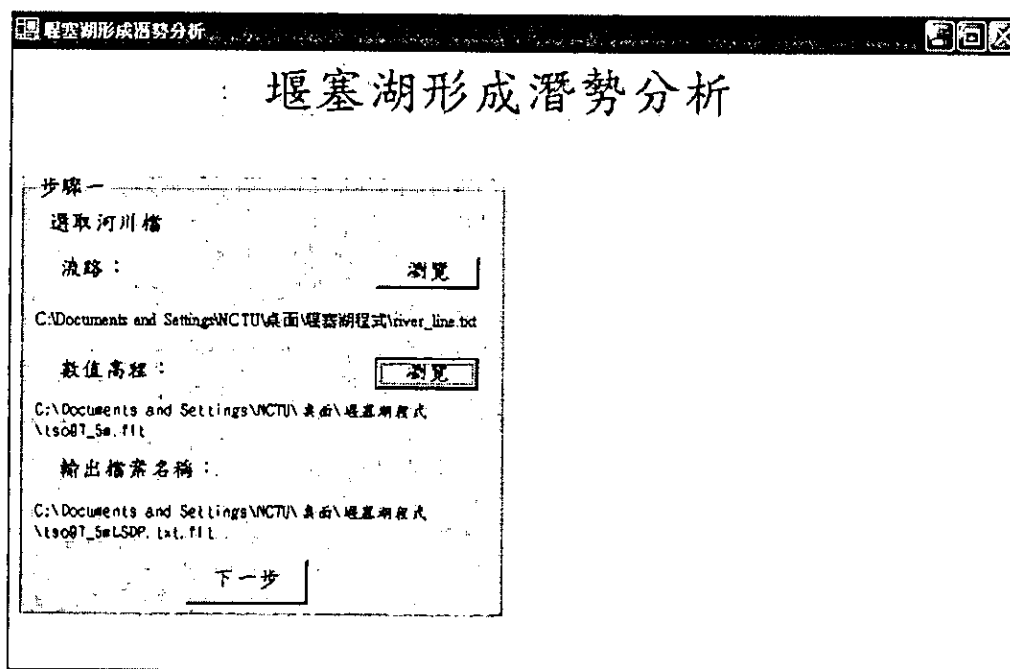


圖 5.8 堰塞湖形成潛勢分析之交談式視窗介面一

在自動評估模式方面，如圖 5.9 所示，與前述之步驟並無不同。但在交談式評估模式方面，則可允許使用者單獨輸入斷面之左、右座標，並繪出斷面圖、所點選之斷面分析中心位置、以及左、右假設土壩參數，提供使用者檢核斷面位置及相關參數是否正確，再行計算。此部分介面程式仍持續撰寫。

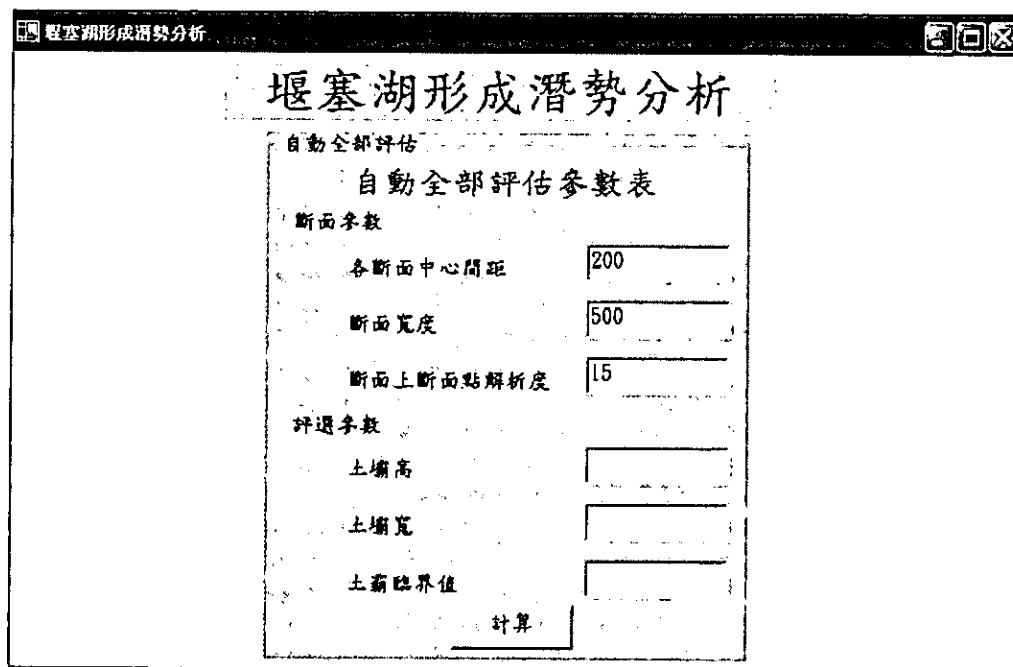


圖 5.9 堰塞湖形成潛勢分析之交談式視窗介面二



5.1.2.5 成果說明

研究顯示，單純就地形觀點並以最簡化之方式分析特定河道斷面，可迅速獲得堰塞湖形成之潛勢資料，但必須強調，此程式計算之結果僅供參考。因就河道斷面言，欲判斷此地區是否會形成堰塞，僅考量地形因子是不夠，必須同時考量的因素尚包括地質分析資料（地質構造、地層組成成分分析、順向坡分析、土壤透水性等）、水文資料（河流流速、水深、有效截流面等）、植被分佈等。能同時考量上述之因子必能獲得較可靠之堰塞湖形成潛勢分析資訊，但由於許多因子很難由簡單的數學式模擬，且各因子間的互為影響關係，將使程式設計變得相當複雜。



5.2 本年度（第二年）研究成果檢討與建議

5.2.1 成果檢討與結論

(一) 災害評估研究與模型庫系統建立

1. 本研究試圖以大地工程之觀點來模擬天然壩體最常見的溢流潰決機制；經過多階段的沖刷過程可合理地用來模擬民國 68 年草嶺潭堰塞湖分段式潰決之機制，因此，使用 FLAC 軟體來分析模擬，不論是應用在本研究上或程式撰寫與使用上都是非常地方便與靈活。
2. BREACH 模式為一物理機制為背景的模式，因此許多參數必須經過檢定，而其中以壩體形狀之假設最為敏感。因此如何正確地假設壩體將會很直接地影響到模擬之結果。
3. 根據 FLDWAV 模式於模擬 921 地震後之草嶺堰塞湖壩體高度 70 公尺、潰壩時間 0.5 小時之情況下，在河川坡度變化較激烈的地方會產生數值無法收斂之情況，因此在假設潰壩時間時應該考慮模式本身之限制來做合理之假設。
4. 堰塞湖下游淹水潛勢分析係根據 BREACH 或 FLDWAV 模式不同案例之潰壩分析所得之潰壩流量，帶入 SOBEK 模式之 1D2D 河道之上游邊界條件進行演算，模擬結果經由數值高程、正射影像資料或流域土地利用狀況套疊，展示其淹水區域範圍，繼而進行淹水潛勢分析。
5. 根據 SOBEK 模式所得之淹水災害危險度分析，係根據變量流計算所得之結果，於全流域之展示為動化過程，因此，於報告中所展示出為某一時刻之洪水淹水範圍。



6. 利用 SOBEK 模式所得之結果於危害潛勢分析上，建議配合現有土地利用及經濟活動之價值，此一方面之研究需要更多之人力與現地勘查並配合地理資訊系統建立完整之資料，方能進行估算出其危害潛勢分析。

(二)堰塞湖與河川型態相互影響關係

1. 堰塞湖下游河道變遷分為短期和長期分析，利用 GSTARS2.1 模式進行模擬，上游入流量是由實測資料推估，而其相對水位及上游入砂量並沒有實測資料，只能依假設推得，另下游邊界之水位由曼寧公式推估之，已推求河床之短、長期變遷。
2. 根據 GSTARS2.1 模式之擬似定量流計算預測未來河床變遷，因潰壩時流量產生劇變發生時間短，應以變量流模式模擬，故所得結果在壩區部份不盡理想。在壩區以下河床沖淤變化，經檢定結果相當接近實測情況，可作為預測河道變遷之參考。
3. 交大二維模式現階段已完成定床水理定量流及變量流之測試工作，目前持續為進行河道動床測試與驗證中。
4. 堰塞湖形成後，其壽命（淤滿所需時間）之長短除於初始庫容有關外，其上游來砂量亦為關鍵所在，如其上游集水區因地震而產生大量之崩塌或土石鬆動，則來砂量將大為增加，其數量與集水區之地文、水文條件有關，須賴充分之基本資料及分析模式，方有較客觀之推估，而本計畫在草嶺堰塞湖部分已獲得一些經驗。另天然壩潰決過程是否會產生土石流，與壩體下游面坡度有關，如達發生土石流之條件，則須進行土石流演算。

(三)其他成果

1. 本計畫第一年工作中已整理初步之堰塞湖形成後作業流程與評估事項，而在本年度工作除持續進行該流程之校核與改繪外，亦配合時間因素檢討其處理程序，並同時加強評估事項之說明與具體作為。相關成果足供第三年研究參考。
2. 對於本年度計畫相關分析之模式與程式，其基本原理與分析流程、初步調查階段與詳細調查階段分析參數之選定以及使用注意事項等均涵括在模式庫使用手冊中，同時對於每個分析模式均以實際案例解說模式或程式內容，讓未來分析人員均能了解並做好分析與評估工作。

5.2.2 建議

1. 以本年度所發展之分析架構，可提供第三年度後續工作之基礎，亦即以民國 88 年 921 地震在草嶺、九份二山所形成之堰塞湖為例，以可能潰決之假設條件為依據，進行案例分析與模擬，並完成天然壩潰決危險度分析、危害度分析與危害度潛勢區。
2. 雖然 FLDWAV 模式可以模擬超臨界流及亞臨界流之混合流場，但發現若潰壩時間太極端而產生太大流量時，其於混合流場會產生無法收斂之情況，因此對於潰壩時間、斷面形狀，底床坡度等必須做一合適之假設及檢討，或改用其他模式。
3. 因各河川之適合參數並不相同，必須檢定依最符合實際情況之參數作為未來預測之依據，在 GSTARS 模式中之參數敏感度須作多次檢定，如輸



砂公式、流管數、非平衡輸砂參數等。而上游入砂量對於結果影響相當大，其測站之實測資料，根據不同流域之水文資料進行校正、補遺及延伸等方法推估輸砂量，並進行測試。

4. 交大二維模式於草嶺天然壩區之模擬河段之斷面幾何形狀改變甚大，致使案例模擬時需採用較為密佈之格網進行演算，使得總體模擬時間增長，未來可就改善模式執行效率方向努力。
5. 根據目前成果，在天然壩潰壩模擬方面，可利用 BREACH 模式模擬潰口處之出流歷線，然後利用 SOBEK 模式進行潰壩波之河道演算及溢堤後之堤內地區淹水模擬。
6. 目前水利署已建立全台 DTM 資料，當堰塞湖（天然壩）形成後，可於短時間內取得 SOBEK 模式所分析之 DTM 資料進行分析，並根據 DTM 之資料經度（如 40m*40m），可以短時間內可初步進行堰塞湖下游之淹水危險及危害潛勢分析。



5.3 未來（第三年）工作執行說明

5.3.1 堰塞湖處理及防治對策研擬

每一處堰塞湖之發生或存在型態均有其特殊性，因此處理與防治對策可能均有所不同，本計劃將廣泛蒐集國內外關於堰塞湖之處理於防治對策，並分析其採用後之成效，並將分規模、分自然環境條件及分階段提出治理原則建議，並利用本計畫所進行之案例探討，根據潰壩分析結果實際進行防治措施檢討，並與已完成之模型試驗相比較，以進行驗證。一般處理模式建議如下：

- 1.初步調查
- 2.快速評估與研判危害度等級
- 3.緊急處理措施決定與施作
- 4.詳細調查與監測系統規劃施設
- 5.穩定性與潰壩危險度分析與評估
- 6.緊急處理措施檢討與防災工程規劃設計與施工
- 7.長期監測、監測資料分析與預警
- 8.可利用性檢討

本年度計畫已於附錄 D 整理草嶺潭與九份二山堰塞湖之處理程序、工



程處理、調查分析等方式，並參考其他國家之處理方式，初步歸納出在堰塞湖形成後之處理程序、初步調查與詳細調查內容、危害度預測、安定性探討以及緊急工程與永久工程措施與方法。而於第三年研究中將以既有研究成果為基礎，持續對堰塞湖處理及防治對策作一詳細且有系統之研究。

5.3.2 防災輔助決策系統之開發

本計劃之目的為根據擬定之災害之潛勢與諸危險因子的評估方法，透過災害境況實況模擬方法，針對既有防救災體系與其運作進行探討，然後基於評估、模擬與檢討結果，提出具體防救災計畫，以有助於落實防救災工作，減少災害的損失。換言之，本計劃之首要目標，乃在於防救災決策支援系統構建、防救災相關資料庫建置及擬定實際可行之防救災計畫。

防救災決策支援系統的構建需整合本研究研發之災害模擬評估模式，發展災害風險評估方法，利用先進的資訊技術予以構建，以輔助決策者做防災、救災、及災後復原時所需之相關決策。而防救災相關資料庫的建置，有賴於對防救災資料需求的分析探討。此部份將整合第一年、第二年計畫研究成果，開發防災輔助決策系統。

5.3.3 防救災計畫之編製

依「災害防救法」第三條第二款規定經濟部為水災中央災害防救業務主管機關，並由水利署負責該項水災災害防救各級相關行政機關及公共事業，執行各項水災災害預防、緊急應變措施及災後復原重建等工作。水利



署依據「災害防救法」第十九條第二項規定，並參照「災害防救基本計畫」相關內容，訂定「水災災害防救業務計畫」並報奉中央災害防救會報於九十一年一月十六日核定後實施。本計畫應以「水災災害防救業務計畫」及經濟部水災災害支援協助處理項目及程序要點作為重要參考法令。另一方面，蓄水庫安全評估與防救災計畫亦可供參考。

防救災計畫研擬應包括以下內容：

(1)潰壩演算資料及受災區域範圍；(2)緊急通告體系流程圖；(3)疏散計畫；(4)警告警報系統設施；(5)緊急處理計畫；(6)緊急通知計畫；(7)居民疏散安置計畫；(8)搶修及修復物料器材之儲存與供應計畫；(9)人力動員計畫；(10)演練計畫；(11)相關單位職責。以下分述之。

(1)潰壩演算

潰壩模式、河道洪水演算模式及淹水模式、下游河道特性(河道斷面測量資料、各斷面相關位置、橋樑、河道及高灘地糙度、側流量、抽水站設計流量、河道設計流量、河岸堤防之高程及以往曾潰決之位置與長度等)、下游地區人口土地資料及水利構造物(結構物型式、數量、位置、高度、設計洪水、設計水位、排洪容量等)、下游地區淹水情況分析、依分析成果繪製之受災區域範圍圖。

(2)緊急通告體系

(a)通告體系流程圖

(b)人員編組及任務分配



(c)作業程序

(3)疏散計畫

(a)疏散範圍

(b)疏散方式

(c)疏散程序

(d)疏散人員

(e)避難路線

(f)疏散地點

(4)警告警報系統

包括沿河道至下游地區架設之警報廣播主機、喇叭線路及喇叭、必要時附設其他輔助設施等設備之種類及功能、數量及配置、使用之可靠度、警報之有效距離及其範圍及補助電源等項。

(5)緊急處理計畫

(a)緊急狀況之認定

(b)分級與應變措施

(c)通告之程序



(6) 緊急通知計畫

- (a) 緊急通知系統之種類及其功能
- (b) 緊急通知時機
- (c) 通知之程序及流程圖
- (d) 緊急應變計畫工作人員名冊

本計畫將與前述之緊急通告體系流程圖一併使用。

(7) 居民疏散安置計畫

- (a) 安置地點之篩選原則
- (b) 安全管制措施
- (c) 備用安置計畫

(8) 搶修及修復物料器材之儲存與供應計畫

- (a) 計畫區內可提供搶修承商及材料供應商之資料冊
- (b) 各種緊急狀況下之搶修對策
- (c) 相關物料或器材之儲存與供應方式

(9) 人力動員計畫資料之蒐集內容包括：

- (a) 緊急救災指揮系統



- (b)緊急救災之編組及人力需求資料
- (c)工作分配及職掌
- (d)動員人力之聯絡方式、集合地點及交通工具

(10)演練計畫

- (a)緊急應變計畫中之所有程序
- (b)各種狀況下之應變措施
- (c)相關單位之協調
- (d)歷次演練記錄

(11)相關單位職責

- (a)緊急應變計畫指揮系統圖
- (b)相關單位之職掌



參考文獻

1. 經濟部水利處, “九二一地震草嶺崩塌地處理總報告”, 共 191 頁, 2000。
2. 經濟部水利處, “九二一震災草嶺崩塌地處理情形總報告”, 台灣台中, 1999。
3. 經濟部水利處, “草嶺崩塌之處理對策評估(二)”, 共 77 頁, 2000。
4. 經濟部水利處, “草嶺崩塌之處理對策評估”, 共 149 頁, 2000。
5. 經濟部水利處中區水資源局, “台灣地區中部區域水資源綜合發展計畫”, 台灣台中, 1999
6. 經濟部水利處水利規劃試驗所, “九二一集集大地震草嶺堰塞湖災害緊急措施計畫資料蒐集與處理(地質調查)工作報告”, 經濟部水利處, 台灣台中, 2000。
7. 經濟部水利署水利規劃試驗所, “濁水溪支流清水溪治理規劃報告”, 台灣台中, 1999。
8. 經濟部水利署水利規劃試驗所, “烏溪流域聯合整體治理規劃-期中報告”, 台灣台中, 2001。
9. 經濟部水利署水利規劃試驗所, “草嶺堰塞湖長期水資源利用可行性評估專題報告”, 2002。
10. 經濟部水利署水利規劃試驗所, “草嶺堰塞湖長期水資源規劃-總報告”, 2002。
11. 經濟部水利署水利規劃試驗所, 草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析。91年6月, 2002。
12. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2002), “區域排水淹水模式之研究-期末報告”, 台灣台中
13. 經濟部水利署(2002), “地層下陷區土地利用對淹水潛勢影響分析(2/3)-期末報告”, 台灣台中
14. 經濟部水資源局(2001), “台北盆地及鹽水河流域示範區颱風災害危險度分析(三)”, 台灣台北
15. 經濟部水資源局, 「GSTARS 水理輸砂模式講習會課程講義」, 國立交通大學防災工程研究中心。
16. 台灣省水利局, “草嶺山崩記”, 台灣台中, 1979。
17. 農委會水土保持局, “濁水溪流域聯合整治規劃”, 台灣台北, 2002
18. 農委會水土保持局, “土石流觀測機制建置-九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫”, 水土保持局, 2000



19. 國家地震工程研究中心, "九二一集集大地震後續短期研究—山崩土石堰塞湖河川下游淹水潛勢分析及緊急應變措施規劃", 行政院國家科學委員會研究計畫報告, 2000.8。
20. 國家地震工程研究中心(2000), "九二一集集大地震後續短期研究-草嶺大崩山之後續研究", 報告編號:Ncree-00-057
21. 中興工程顧問社(2000), "水平二維動床模式之研發及應用", 台灣台北。作者(葉克家 趙勝裕 許至璉 林恩添)
22. 亞新工程顧問有限公司(1985), "台7甲線73K+150路基災害修復工程鑽探及測量工作報告"。
23. 國立中興大學, "八十九年度土石流觀測機制建置九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫", 行政院農委會水土保持局委託計畫, 台灣台北, 2000。
24. 李錫堤、林銘郎、吳禮浩、鄭俊昇, "草嶺大崩山區的地質調查及歷次大崩山滑動面的決定", 岩盤工程研討會論文集, pp.459-467, 1994。
25. 陳樹群, 「集集地震引發之堰塞湖類型及其潰決機制」, 九二一地震後坡地災害及其對策研討會(台中市, 民國89年)
26. 蔡長泰, 葉正旭, 吳馥光, 陳蕃諾, 蔡智恆, 黃志偉, "集集地震前後濁水河流域土壤沖蝕量與產砂量之比較(二)", 集集地震對水文現象影響之研討會-期中研究成果論文集, 1-21, 2002。
27. 許銘熙, 李明旭, 鄧慰先, 權順忠, "草嶺堰塞和下游淹水潛勢分析及緊急應變措施規則", 第十一屆水利工程研討會, c1-c6, 2000。
28. 許銘熙, 李明旭, 鄧慰先, 權順忠, "草嶺堰塞湖下游淹水潛勢分析及緊急應變措施規劃", 第十一屆水利工程研討會, 台北, 2000.7。
29. 游繁結、陳重光(1987) "豐丘土石流災害之探討", 中華水土保持學報, Vol. 19, No. 1, p76-92。
30. 游繁結(1993) "土石流防制工法", 中華水土保持學報, Vol. 25, No. 1, pp. 21-28。
31. 張東炯, 謝正倫, (1996) "東部蘭陽地區土石流現場調查與分析", 中華水土保持學報, Vol. 27, No. 2, pp. 139-150。
32. 陳榮河, 江英政(1999), "新中橫公路邊坡破壞之調查", 第二屆土石流研討會, pp. 180-189。
33. 葉克家、楊昇學、江定宇(2003), "堰塞湖蓄水溢頂之流場及輸砂試驗研究", 集集地震對水文現象影響之研究成果研討會論文集, pp.102-123。
34. 林炳森、方世杰(1991), "崩積土坡地力學性質及穩定性研究", 國科會防災科技研究報告 78-94 號



35. 工研院能源與資源研究所(1993) 梨山地區地層滑動調查與整治方案規劃, 水土保持局, 共 163 頁。
36. 謝敬義(1984), "中橫公路梨山德基地區邊坡破壞之調查與處理", 土工技術, 第 7 期, 第 50~61 頁
37. 蔡光榮、陳旺志、楊燕山及林金炳(1987), "中橫公路邊坡穩定之調查與其力學之試驗分析研究(三)", 國科會防災科技研究報告, 75-36 號
38. 蘇苗彬、劉啟鋒、及蘇建隆(1990), "中橫公路邊坡穩定處理之調查研究(二)", 國科會防災科技研究報告, 80-24 號
39. 田畑茂清, 水山高久, 井上公夫, "天然ダムと災害", 古今書院, 2002
40. 陳宏宇、蘇定義、陳琨銘(1999), "土石流發生機制與地質環境之相關性", 土工技術, 第 74 期, 第 5-20 頁
41. 張吉佐、陳逸駿、嚴世傑、蔡宜璋(1996), "台灣地區中北部卵礫石層工程性質及施工檢討", 土工技術, 第 55 期, 第 35-46 頁
42. 董家鈞、楊賢德, 2001, "崩積層之分類與工程特性研究", 水土保持研究(中國大陸), 第 8 卷, 第 1 期, pp.37-46.
43. 黃宏彬(2000), "陽金公路大屯橋段上邊坡崩坍區第二階段防災整治處理規劃設計研究", 中華保持學會
44. 簡連貴、陳爾義、蕭俊賢(2003), "地下水浸潤及滲流對崩積土邊坡穩定之影響", 第十屆大地工程學術研究討論會論文集, p655-658
45. 王希光(2003), "崩積層穩定分析案例探討與研究", 第十屆大地工程學術研究討論會論文集, p567-570
46. 高橋保・匡尚富(1988), "天然壩破壞引致土石流規模相關研究"(日文), 京都大學防災研究所年報, 31 號 B-2, P.610-615。
47. 秦榮昱、王寵浩, "河流推移質運動理論及應用[M]", 北京:中國鐵道出版社, 1996。
48. 匡尚富, "斜面崩塌引起的天然壩形成機理和形狀預測", 泥沙研究, 4:50-59, 1994。
49. 成都山地災害與環境研究所, "第三章川藏公路米堆溝冰湖潰決洪水土石流", 川藏公路典型山地災害, 科學出版社, 第 35-53 頁, 1999。
50. 唐邦興、柳素清、劉世健、崔鵬, "岷江上游茂縣疊溪大小海子潰決型山洪土石流", 土石流, 4:11-16, 1995。
51. 柴賀軍、劉漢超、張倬元、劉浩吾, "天然土石壩穩定性初步研究", 地質科技情報, 第 20 卷, 第 1 期, 2001 年 3 月。
52. 柴賀軍、劉漢超、張倬元, "中國滑坡堵江事件目錄", 地質災害與環境保護, 6(4):1-9, 1995。



53. 柴賀軍、劉漢超、張倬元，「中國滑坡堵江的類型及其特點」，成都理工學院學報，25(3):411-416，1998。
54. PCSTABL User's Manual.
55. FLAC User's Manual.
56. FLDWAV User's Manual.
57. SOBEK User's Manual.
58. Chih Ted Yang (2000), "Volume 13, User's Manual for GSTARS 2.1" (Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation Version 2.1) .
59. Schuster, R.L. ,「Landslide dams – a worldwide phenomenon.」, Journal of the Japanese Landslide Society 31(4),38-49
60. Schuster, R.L. and J.E. Costa, 「A perspective on Landslide Dams,」 In: Landslide Dams, Processes, Risk and Mitigation, (Schuster ed. ,1986), pp.1-20
61. L.Ermini and N.Casagli(2003), "Prediction of the behaviour of landslide dams using a geomorphological dimensionless index",Earth Surface Processes and Landforms 28, 31-47.
62. N. Casagli, L.Ermini and G. Rosati(2003),"Determining grain size distribution of the material composing landslide dams in the Northern Apennines: sampling and processing methods",Engineering Geology 69,pp83-97



附錄 A

報告審查意見研辦與說明



期末報告修訂本審查意見	改進情形
1.報告封面顏色為淡黃色，請修改。	已依指示修改封面顏色。
2.第二頁中英文題目後未加“(2/3)”	遵照修正。
3.在目錄部份，圖目錄為表目錄之前，請修正。	遵照修正。
4.圖目錄及表目錄中，文字請採用 14 號字，固定行高為 24 點。	遵照修正。
5.摘-3 中，“如要考慮河床之沖於變化”，請修正”於”字。	遵照修正。
6.結-4 中，“DTM 之資料經度”，請修正”經”字。	遵照修正。
7.3-134 頁中，“10’-25’之間”，請修改為”10-25 度之間”。	遵照修正。
8.3-136 頁中，“邊坡內的地水位”，請修改為”邊坡內的地下水位”。	遵照修正。
9.4-6 頁中，式 4.8 中，請檢查符號是否有誤。	已重新檢核修正。



期末報告書審查意見	改進情形
李委員三畏	
1. 報告內容豐碩，成果尚可行。	謝謝指導。
2. 報告「摘要」部份請再充實，並按工作項目將研究成果之數值模型、危害潛勢分析方法、潰壩數值模型、危險、危害度分析測試結果、潰壩對河川影響等研究結果摘要列入「摘要」中，「重要」的結論與建議亦可考慮列入「摘要」。原則之「先人研究」部份似可不列入「摘要」。	遵照辦理，本報告摘要除移除「先人研究」部份外，並加入天然壩潰壩模擬與下游危害分析之建議採用模式，詳 p.摘-10。
3. 手冊中 (1) PCSTAL 部份請補充「外業流程」、「程式」及參數參數值，以利操作。 (2) 其他程式，請補充作業流程，或將第六章併入並予簡化以利操作。	(1) PCSTABL 部份有關參數引用之部份詳見附錄 C 中 1.2 節部份，程式流程請詳 p.C-3，說明案例之完整程式已補充至第一章最後，詳 p.C-12 頁。 (2) 已將模式之輸入流程，按圖列順序簡化操作。
中興大學水土保持系 游教授繁結	
1. 桶頭站地震前後懸移質輸砂量推估之關係曲線間是否具有顯著差異？	感謝指正，根據地震前後之實測資料顯示，如圖 2.4 所示有地震前後之迴歸方程式，地震後之於同流量下實測資料之比較，有明顯比地震前增加。(p2-10)
2. 表 2-2 以通用土壤流失公式計算地震前後土壤沖蝕量所用之參數，宜列表表示之，以便比較。	地震前後之通用土壤流失公式之參數，可參閱『集集地震對水文現象影響之研究-集集地震前後濁水河流域土壤沖蝕量與產砂量之比較(三)』，因參數之輸入考慮降雨量及作物管理因子，因此不易列表格表示之。
3. P.2-10 敘述韭菜湖溪河段土石流災害之土砂量可達 45 萬 m ³ ，此一敘述之前題似未交待，可能造成誤解。	此估算量包括韭菜湖溪河段土石流災害之土砂量及堰塞湖壩體所產生之土石流之土砂產量，詳細內容可參閱九二一震災系列調查(一)「崩塌地調查與治理規劃」。
4. P.3-22 圖 3.27 顯示之孔隙水壓力分布圖，何以有上游面呈下彎之現象。	本圖確實與其它各階段之孔隙水壓力分佈圖有些許之不同(在上游面有下彎之現象)，然而，經重新嚴謹的檢驗後，發現其分佈情形仍與原圖相當類似，故推測此孔隙水壓力的分佈可能與本階段之特定邊界的幾何條件下之組合有關。



期末報告書審查意見	改進情形
<p>5. n 值在各模式使用中之貢獻度多大？如何選值？n 值是否列一基準值。</p>	<p>1. 曼寧 n 值在 FLDWAV 模式是屬於較敏感之參數之一，於案例模擬中，延時 0.5 小時，潰口 22 公尺時，進行 n 值敏感性分析，發現於 n 值 0.035 時較為穩定且洪流量，當大於此值時，洪流歷線產生數值震盪，因此，於 FLDWAV 模式 n 值採用 0.035。於 BREACH 模式、SOBEK 模式及 GSTARS 之 n 值其敏感度相較於 FLDWAV 模式影響甚小。</p> <p>2. n 值之選定一般須藉助實測資料加以率定，或由床質粒徑予以推估。</p>
<p>中興大學土木系 林教授炳森</p>	
<p>1. P.3-2，應針對天然壩在不同堆積情況，有不同破壞模式進行說明其分析方法。FLAC 是否可考慮不均質天然壩？</p>	<p>1. 由目前所蒐集而得之資料而言，何種堆積情況其破壞機制為何之相關研究尚未完整建立，故在分析時宜同時檢核各種破壞機制發生之可能性。已於報告 3.1.1 節中加強說明天然壩破壞機制建議之分析與評估方法。</p> <p>2. FLAC 考慮不均質天然壩並無困難。唯除非實際調查投下巨額調查費用，並不易掌握天然壩內部精確之不均質分佈，恐往往才是困難所在。</p>
<p>2. P.3-6，分析參數之選擇，應依不同地質條件設立資料庫。</p>	<p>本計畫已建置「崩積土材料參數資料庫」，引用上之說明請詳附錄 D 之 p.D-12~p.D-18 頁。</p>
<p>3. 此次報告，較缺少“九份二山”之探討。</p>	<p>九份二山之案例分析屬第三年計畫之工作項目，將於明年度計畫中提出。</p>
<p>4. P.5-11，交大二維模式，目前已完成定床測試，動床測試尚待加強。</p>	<p>將持續測試動床情況之適用情形。</p>
<p>5. 淤砂量推估方法應建議具體可行方案。</p>	<p>感謝建議，堰塞湖蓄水淤砂量推估建議採用庫倫因砂率配合河川之懸浮載資料，推估堰塞湖蓄水庫之淤積量（請參閱 4.4.2 小節，p.4-52）。</p>
<p>6. P.3-101，文中提及圖 3.76 最大流量為 3,843 cms，但圖 3.76 中已大於 4,000 cms。</p>	<p>感謝指正，3,843cms 為輸入錯誤，改為 4,385cms，（請參閱 3.1.2.3 小節，p.3-102）。</p>
<p>7. P.摘-11 表 10 中，“*”代表何意義應說明。</p>	<p>感謝指正，已加入註解：（*）表示有模擬案例，（-）表無模擬案例。</p>
<p>8. P.2-12 表 2-1，桶頭 2 站流量之平均值 7,016 有誤；另(4)堰塞湖懸移質年輸砂量 78 年“20.9”應為“2.09”。</p>	<p>謝謝指正，已修改之。請參閱 2.4 小節</p>
<p>9. P.3-9，“飽合度”更正為“飽和度”。</p>	<p>遵照修正。</p>



期末報告書審查意見	改進情形
<p>10. P.3-109, 公式 3.2.9</p> $Q=C_w W_s \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g (h_1 - h_2)^{\frac{3}{2}}}$ <p>但 C-67 $Q=C_w W_s \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g} \cdot (h_1 - h_2)^{\frac{3}{2}}$</p>	<p>感謝指正，已在文中修改。</p>
<p>中央大學土木系 周教授憲德</p>	
<p>1. 研究成果豐碩，值得肯定。</p>	<p>謝謝指導。</p>
<p>2. 報告內容之參考文獻並未完整列出，尤其是大陸相關學者之研究成果等，請補齊以供參考。</p>	<p>本年度(第二年)報告所列出之參考文獻主要列出與本年度報告內容相關之參考文獻來源，並已在期末修正稿中列出數篇大陸學者之研究成果，請見報告後之參考文獻部份。而世界各國與堰塞湖案例相關之參考文獻已於第一年報告中列出，計 28 頁共 360 篇文獻，內容請參閱第一年研究成果報告。</p>
<p>3. 文中(摘要、P3-14、結論)提到『溢流時沖刷帶走堆積土石，其連鎖效應將進而造成溢流「水量」的快速下降...』，「水量」似宜改為「水位」或「壩體坡面」較合理。</p>	<p>已全部統一修正為「水位」。</p>
<p>4. 摘要及文中提及天然壩潰決產生土石流，與壩體「下游面」坡度有關。然而壩下游之河床坡度似乎較坡面坡度更重要，請參考。</p>	<p>感謝寶貴見解，已在文中註明，詳 p.3-134。</p>
<p>5. 葉教授(2003)之草嶺壩模型試驗之潰口斷面(橫剖面)是否可做為數值範例之參考？試驗之流量條件為何？</p>	<p>此試驗是於室內定型水槽進行試驗，可供壩頂溢流之導致潰決之數值模擬案例設計之參考。此試驗之流量為定量流，採用 1/200 模型比例縮製，其流量為 0.005CMS 之入流量進行沖刷試驗。</p>
<p>6. flac 之潰壩歷程為何分為七階段？圖 2.6 與圖 4.6~4.8 如何比較驗證，請補充說明。</p>	<p>1.FLAC 分析係先假設於下游處有一虛擬水位(456 公尺)，而其策略是將溢流後造成有效應力趨近於 0 的區域一一移除；於本案例分析中，壩頂溢流後造成第七次沖刷之縱剖面其標高已低於此虛擬水位，因此，可合理地推斷經過七次的沖刷後，河谷幾乎已恢復原狀，天然壩體全面潰決，FLAC 分析即告完成。</p>



期末報告書審查意見	改進情形
	2.圖 2.6 根據 68 年壩頂位置觀測水位之記載，虛線部分為推測可能之壩區各相關位置之水位高程變化示意圖，圖 4.6 至圖 4.8 為 GSTARS 模擬於第一小時至第三小時與 flac 模式交替模擬底床沖刷高程變化與穩定性分析之相互運算模擬結果，因此於第三年計畫中將圖 4.6 至圖 4.8 之水位高程與圖 2.6 之推估水位高程進行比較。
7. 圖 2.15~2.16，桃芝或納莉颱風由桶頭測站反推草嶺溢流口之流量，似忽略河道之貯蓄作用，亦即可能低估溢流口之尖峰流量，請參考。	感謝指教，日後將考慮利用 SOBEK 模式，推估於桃芝、納莉颱風之堰塞湖入流量，並比較之。
8. 堰塞湖形成後對上游之淹水位或對邊坡穩定性之效應請補充說明。Sobek 是否可計算上游之回水？請補充。	已補充說明於 3.2.5 節，詳 p.3-135。另 SOBEK 模式於現階段之模擬並無加入堰塞湖上游淹水區域之模擬，後續第三年將嘗試加入 SOBEK 模式之降雨逕流模式一併模擬，以模擬堰塞湖上游淹水區域。
經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 彭課長瑞國	
1. 請增加英文摘要。	遵照辦理，英文摘要列於中文摘要之後。
2. 在第三章內容中，建議增加依堰塞湖的型態，採用何種模式分析較為適宜。	遵照辦理，詳第三章各節內容。
經濟部水利署水利規劃試驗所水工課 張課長耀澤	
1. 有關潰壩模式研究已有具體驗證成果，其適用性及限制性亦加以探討，建請針對堰塞湖形成後作業流程其預警階段性適用之模式具體提列以達任務要求時效性。	感謝提供寶貴意見。潰壩模式之 BREACH 模式之適用性於現階段仍持續進行敏感度分析，其適用性與限制性於後續研究中將有更詳細之說明。於堰塞湖形成後作業流程其預警階段性適用之模式，現階段建議採用 BREACH 模式模擬潰壩之洪流量及潰口變化之關係，並藉由水利署所建置之全台 DTM 資料，於短時間內利用 SOBEK 模式模擬下游淹水潛勢分析，以供決策之參考。此一說明詳 3.2.3 節。
2. P.4-22 表 4-2，1000 年重現期距尖峰流量各大斷面流速變化比較表，數值模擬與定床水工模型試驗成果，在演算河段之上游及下游段之差異性很大，請加以探討說明。	感謝指正。於上、下游流速之差異，後續將進行敏感度分析。



期末報告書審查意見	改進情形
經濟部水利署水利規劃試驗所水源課 簡副研究員豐銘	
1. P.2-26 文章內談到草嶺第二水潭，因大量淤積，使得 300 萬立方公尺之容量因而淤滿…，實際上第二水潭是先淤積後再被沖刷掉，因經歷桃芝、納莉風災後溢流口經測量被刷深 17~20 公尺，故第二水潭是被沖刷掉的，文章內請修正。	感謝指正，已修正文章內容。
2. P.3-111 有關各程式之基本參數設定方面，先前之 FLDWAVE 模式與 BREACH 模式之 n 值採 0.035，而 SOBEK 模式之 n 值採 0.04 及 0.045，另 GSTARS 2.1 模式 n 值採 0.04~0.05，各程式採用不同 n 值，請說明原因？另採用不同 n 值對所得結果之敏感性（度）如何？	<p>1.SOBK 模式曼寧 n 值假設於堤內因無實測案例資料，因此，採用 0.045（2D 網格）進行模擬，堤外採用 0.04 與 GSTARS 下游河段一致。</p> <p>2.GSTARS 模式曼寧 n 值於桶頭上游渠段採用 0.05，下游渠段為 0.04。</p> <p>3.BREACH 模式潰口處之曼寧 n 值為 0.035 配合 FLDWAV 模式，並進行潰口流量之比較。</p> <p>4. 曼寧 n 值在 FLDWAV 模式是屬於較敏感之參數之一，當 n 值大於 0.035 時洪流歷線產生數值震盪，因此，於 FLDWAV 模式 n 值採用 0.035。</p>
3. P.4-22 採用 GSTAR 數值模擬所得之各斷面流速值，與下表之水工模型試驗所得之流速值，有些點流速差值頗大，（最大差近 20 公尺/秒），請問是何原因？	交大二維模擬結果與水工模型試驗之比較，推測可能原因：1.數值之邊界條件與初始條件之設定值與水工模型試驗之量測數據有所差異。2.水工模型試驗在變量流下之流速量測可能有誤差。
經濟部水利署水利規劃試驗所河川課 范副工程司世億	
1. 成果報告各專家學者意見及處理情形，期初、期中、期末亦應加入。	遵照辦理，詳報告附錄 A。
2. 桶頭堰設置是否適宜，因湖山水庫由清水溪取水，堰塞湖之泥砂對取水影響程度，或注意事項。	感謝提供意見，湖山水庫之於清水溪桶頭堰之取水工，已有另一相關研究計畫探討，因此，本計畫不納入此問題探討。
3. 潰壩流量水理演算成果表（第三章），應增加與計畫堤頂高之高差。	感謝提供意見，此部分需要配合各斷面及堤防相對位置及高程之相關資料，於後續第三年研究內容將收集較完整之相關資料進行補充。
4. 各重現期距之洪峰流量採用值為何？	100 年及 200 年及 1,000 年重現期距之洪流量為 4,430、5,000 與 6,306CMS。



期末報告書審查意見	改進情形
5. SOBEK 淹水模擬對含砂水流中適用性？是否有濃度範圍？	SOBEK 模式之渠道模組及 1D2D 模組屬於定床模式，不考慮含砂水流，因此，無含砂濃度之範圍限制。
經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 顏工程員鈺靜	
1. 可否經由分析之流速之流場水理模擬分析圖判斷易沖刷地點，並配合淹水範圍圖判斷易造成災害之區段，經由實地勘查地形或地形圖配合現有土地利用情形，提供該災害區段水理方面專業建議或研擬降低災害改善對策。	感謝提供意見。經由 GSTARS 模擬河道長、短期之沖淤模擬，其河道沖刷位置可經由結果顯示出位置。此外 SOBEK 模式淹水潛勢分析主要是針對潰壩所造成之洪水對下游河道之模擬，配合航照影像判別可能造成災害之渠段。詳細內容可參閱 3.2.2 及 3.2.3 小節。
2. 有關潰口演算分析可否歸納水文因子及影響潰口之地文及水文因子，由報告書中似乎主因為降雨延時與降雨強度之關聯性，若僅此兩因子之影響因素，可否建立降雨延時與強度之參考經驗式，建立一緊急災害之預警系統或措施。	感謝提供建議。BREACH 潰口演算，考慮到地文及水文因子，其中地文因子考慮到 $C-\phi$ 值及上下游之坡度情況之假設，水文因子：上游入流歷線及延時之考量，後續第三年將考慮模擬更多組不同的水文條件，並做降雨延時與降雨強度之敏感性測試，並彙整相關經驗以供參考之用。
經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 吳助理研究員文賢	
1. 報告內容與契約書所要求的工作項目符合。	謝謝指導
2. 報告封面格式，本所最近重新規定，希望照新修訂的格式製作。	報告封面格式已依新規定製作。
3. P.1-2，附錄 C 針對本年度…，並與一實例說明修改為“模式庫使用手冊”。	遵照修正。
4. P.1-5，第三年預計工作項目及內容，似乎欠缺“舉辦研討會”此項工作，是否交大這方面有其他看法。	該部份僅為文字遺漏，已在第三年預計工作項目及內容中補上，詳 p.1-5。
5. P.3-45 表 3-3，G.H.I. 各代表何意義？請在表格下加上備註，以解釋其意義。	感謝指正，表 3-3 之模擬方案之案例編號 G 表示 BREACH 模式模擬民國 68 年萊迪颱風洪之情況；H 表模擬民國 90 年桃芝納莉颱風洪之情況；I 表示上游 100 年重現期距之洪水入流情況。
6. 第 5 章中，堰塞湖形成潛勢分析程式，單純以地形觀點撰寫，使用前是否要先以地質觀點做判斷、分析。	本部份程式仍在補充撰寫中，本年度程式僅考量地形之影響，將於第三年計畫將地質影響列入考量。
7. 圖 3.56 標題有誤，請修改。	感謝指正，已修改為民國 90 年桃芝納莉颱風上游入流歷線，請詳 p.3-47。



期末報告書審查意見	改進情形
經濟部水利署水利規劃試驗所 謝所長勝彥	
1. 上游淹水導致邊坡穩定性改變，在此方面是否有考慮？	已補充說明於 3.2.5 節，詳 p.3-135。



期中報告書審查意見	改進情形
中興大學水土保持系 游教授繫結	
1. FLDWAV 模式是否考慮快速潰壩之流量特性，以作較保守之模擬。	FLDWAV 模式可假設不同之壩型、壩高及不同之潰決延時，於案例中模擬壩體之全潰情況、延時為 0.5、1.0 及 3 小時之模擬，其結果於 3.1.2 小節呈現。
2. SOBEK 與 GSTARS 是否考慮潰壩之土砂濃度因子。	1.SOBEK 模式中 1D2D 模組為定床模式不考慮潰壩時之土砂濃度因子。 2.GSTARS 模式：考慮潰壩之土砂濃度因子，於決定非平衡輸砂參數時有考慮到濃度因子，詳見附錄 C 之 GSTARS 部分。
3. FLDWAV 模擬草嶺潭之洪水，何以在龍門大橋之模擬結果不錯，但其他點則有相當之誤差。	本計畫所採用之斷面總數，及斷面組成均與『91 年草嶺堰塞湖長期水資源規劃』不一樣，因此結果較難完全一致。
4. SOBEK 模擬之堤內 n 為 0.025，何以反較河道為小？	SOBEK 模擬之堤內 n 值，已調整為二維網格之 n 值 0.045，河道部分採用 0.04。(3.2.2 小節)
5. 模擬底床與現地底床仍有相當差異，其影響參數何在？	GSTARS 模式於天然壩區模擬底床與現地底床仍有相當差異，其影響參數有粒徑分佈組成、上游輸砂量濃度、輸砂公式等，已述於 4.3 小節。
6. FLAC 之土力參數 C 取 3 kg/cm^2 方能收斂，若不考慮 C 值 (C=0) 其結果如何？	於期末報告時已妥善改良 FLAC 之 Fish 程式，並已徹底改善極低 C 值情況下模擬民國 68 年草嶺潭潰決之收斂情形，各種分析結果均已可達到收斂。
7. 交大二維動床模擬之結果好壞似與河道地文資料是否周詳有關，則在選取模式時，其分析之精確度與要求背景資料之完整性之間如何作選擇，似可作一比較。	二維模式所需之地文資料較一維模式者為多，如背景資料不夠完整與精度，則藉二維模擬以期精度之提升將受限制。
中央大學土木系 周教授憲德	
1. 請補充說明各數學模式之適用條件。	數學模式之適用條件於個章節均有說明： 1.FLDWAV 模式 (3.1.2.1 小節) 2.BREACH 模式 (3.1.2.1 小節) 3.SOBEK 模式 (3.2.1 小節) 4.GSTARS 模式 (4.1 小節) 5.交大二維模式 (4.2 小節)



期中報告書審查意見	改進情形
2. 當河床坡度大於 12°時，潰壩土體可能會轉化為土石流，其運動型態及防治對策仍應加強補充。	潰壩土體轉化為土石流可能性需要 (1) 地形條件 (2) 地質條件 (3) 氣象水文條件等方面加以判斷，方能斷定為土石流之危險渠段 (3.2.4 小節); 防治對策可參考土石流之緊急應變對策。
3. GSTARS 模式是否能模擬迴流，若不能則可能低估局部沖刷之深度。	GSTARS 模式為準變量流 (Quasi-steady) 模式，無法模擬迴流狀況，因此在有迴流之處，其局部沖刷之推估將有誤差。
4. 建議期末報告以 Breach 模擬 68 年潰壩之潰口情形，並比較 Sobek 模擬 68 年潰壩時，桶頭橋之流量、水位為何？	BREACH 模式僅能模擬潰口出流量，並無河道演算之功能；由於缺乏 68 年河道斷面資料，因此無法比對桶頭橋處之流量與水位。
5. 是否可參照 Casagi (2003) 之方法區分堰塞壩之危險度。	經查 Ermini and Casagli(2003)"Prediction of the behaviour of landslide dams using a geomorphological dimensionless index" 文中僅提及堰塞壩穩定性之研判指標，已概略說明並補充於附錄 D 之 2.1.2 節(p.D-22)
6. 第五章表 5-2 堰塞壩如能以中文表示更佳。	該表已移除，本研究另提出堰塞湖詳細調查綜合資料記錄表格式，詳附錄 D 表 B-5。
7. 期初工作執行計畫書本人所提的第 1 及第 4 項問題請再加以補充說明。 (1) 第 29 頁描述之天然壩潰決，可能以土石流之型態運行 (請參見高橋保(1991)專書)。土石流所引致之災情可能較洪水嚴重，然本年度之計畫書對於潰壩轉化為土石流機制之說明較缺乏，建議補充文獻回顧及較完整之分析及說明。 (4) 潰壩後之洪流歷程對於河床演變的效應，應考慮到河岸沖刷之效應 (如東埔蚋溪及加走寮溪等)	1. 遵照辦理。(3.2.4 小節) 4. 河岸沖刷將增加河道泥砂來源，對河床演變將有所影響，為本研究暫為考慮。
李委員三畏	
1. 堰塞湖形成預測 (報告摘 7) 請將氣象水文列入。	茲將第一年研究計畫成果摘要中堰塞湖形成預測流程部份分為堰塞湖形成與存在評估建議流程與簡化流程分別說明，詳見附錄 B 摘圖二與摘圖三(p.B-7,B-8)。



期中報告書審查意見	改進情形
<p>2. 依據以往搜集之資料，從崩積土量、降雨逕流量來判斷堰塞湖是否會立即潰毀或可較長期存在。(簡報 P.4)</p>	<p>依據本研究搜集之堰塞湖案例資料並進行統計，堰塞湖壽命與壩體體積、長高比關聯性較高，而降雨逕流量相關之基本資料因較欠缺，其間之關聯性較不明顯。此外，Ermini & Casagli(2003)以統計方法為手段，以義大利、日本、美加地區及少數其他國家之堰塞湖案例資料，其亦歸納出堰塞湖天然壩穩定性研判指標，相關內容請見附錄 D 之 2.1.2 節 (p.D-22)。</p>
<p>3. 三種堰塞湖破壞方式，是否都加以模擬？</p>	<p>依據 Schuster(1995)統計，在 202 個天然壩破壞案例中，有 197 個係因壩頂溢流而破壞，約佔破壞總數之 97%，故壩頂溢流破壞是堰塞湖天然壩破壞之最主要因素。對於溢流與壩體邊坡穩定之破壞檢討，本研究以民國 68 年草嶺潭為模擬案例，利用 FLAC 程式模擬溢流破壞之潰決過程，並以 STABL 程式檢核壩體邊坡不穩定之可能性，詳細內容請見 3.1.1 節。</p>
<p>4. 報告中請將預定進度及實際進度之甘特圖列入。</p>	<p>謝謝指導，爾後年度之期中報告將加入預定進度及實際進度之甘特圖。</p>
<p>經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 彭課長瑞國</p>	
<p>1. P.1-9 工作流程圖中列入「分析上游來砂對堰塞湖存在年限之影響」本期中報告內尚無分析資料，請就砂源推估(粗估)及對堰塞湖之影響分析作業方法與程序作探討。</p>	<p>請參閱 (2.4 小節) 及 (4.4 小節)</p>
<p>2. P.2-3 指出「GSTARS 模式可針對單場或連續數場颱風進行短期沖淤模擬，其成果可供堰塞湖壩體安定分析之依據」，是否可作為堰塞湖初形成時檢討或規劃進行緊急處理措施之研判工具。</p>	<p>GSTARS 模式模擬案例中可對單場或連續數場颱風資料進行沖淤模擬，其成果可進一步提供堰塞湖壩體安定分析之依據，經由與大地滲流穩定分析模式間之交互疊代，映可作為堰塞湖初步形成時緊急處理措施研判之參考。</p>



期中報告書審查意見	改進情形
<p>3. P.3-7 地工數值分析草嶺案例驗證中曼寧 n 值採 0.04~0.05 參照 86 年「濁水溪支流清水溪治理規劃」報告之資料，建議加以探討，並針對爾後堰塞湖形成時，如何合理假設該參數值加以說明。</p>	<p>於草嶺案例驗證中，曼寧 n 值採 0.04~0.05 係參照 86 年「濁水溪支流清水溪治理規劃」報告之資料，並根據『草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析專題報告』中利用 89 年碧利斯颱風洪流量檢定模式之曼寧 n 值，得桶頭橋上游曼寧 n 值為 0.05，下游為 0.04，未來針對堰塞湖形成時，若無資料可用，可進行不同曼寧 n 值假設進行敏感度分析及驗證。另一方面可由粒徑組成根據經驗公式判斷曼寧 n 值。</p>
<p>4. P.4-61 有關地工數值模擬穩定分析崩積土材料之力學參數，是否可以研訂一合理之估計範圍（分區或分類）以供作壩體初步安定分析之依據。</p>	<p>本計畫擬建構「崩積土材料參數資料庫」，蒐集國內既有之崩積土參數資料並加以整理，以利於萬一有堰塞湖災害發生時，可於初步評估階段參考引用。然因限於本資料庫目前之所蒐集之案例數僅 26 筆，尚不足以進行較精確之統計分析，且某些案例僅取崩積材料中較小顆粒進行室內試驗，可能無法得到實際材料參數。但為說明起見，茲以資料庫中崩積土力學性質之摩擦角參數進行初步之分析與統計。詳細內容請詳見附錄 D 之 1.4 節 (p.D-13)。</p>
<p>5. P.5-3 表 5-1 資料蒐集項目建議增加堰塞湖下游沿岸土地開發與利用現況，包括聚落與重要設施。</p>	<p>本研究於附錄 D 之 1.4 節中之資料蒐集匯整項目增加土地開發與利用資料之蒐集，詳參 p.D-16。而現勘記錄之樣式亦已考量土地使用之部份，詳見附錄 D 表 B-2。原期中報告表 5-1 已移除。</p>
<p>經濟部水利署水利規劃試驗所水工課 張課長耀澤</p>	
<p>1. 堰塞湖形成後建議作業流程已具體化，建請參考草嶺潭、九份二山之處理事例及相關事項之處理能力，再予評估作業流程之事項及相關完成之時程，以符國情及實施之可行性，供決策參卓。</p>	<p>本年度工作除持續進行堰塞湖形成後建議作業流程之校核與改繪外，亦已配合時間因素檢討其處理程序，並同時加強評估事項之說明與具體作為。同時於實例說明部分亦以 88 年草嶺潭堰塞湖案例作說明並比對作業流程與檢討作業時間。詳細內容請參見附錄 D。</p>
<p>2. 水理數值模式之模擬結果比較，建請於相同模擬條件下進行評估，何種模式其適用性及成果差異性與可用性。</p>	<p>遵照辦理。水理模式於相同之條件下，針對 FLDWAV 模式與 SOBEK 針對 200 年重現期距，潰壩延時 0.5 小時所得之結果進行比較 (3.2.2 節)。其模式之適用性係根據模式之輸入條件為考量依據。</p>



期中報告書審查意見	改進情形
3. 有關潰口模擬形狀設定，建請於報告內說明，堰塞湖為崩積土層造成與施設完工之壩其壓實度、材料顯現非常不同，建請以草嶺潭 68 年、90 年之潰口情況，以 Breach 模式模擬作比較供作後續研究之參考。	感謝提供建議，於 3.1.2 小節加入 BREACH 之民國 68 年及 90 年之潰口模擬結果
4. P.4-22 表 4-7，100 年、200 年及桃芝颱風從 0 至 2.7km 其斷面水深均很接近，請予說明。	資料有誤，已更正之。(3.2.2 小節)
經濟部水利署水利規劃試驗所河川課 彭副工程司壽奇	
1. P.4-40 表 4.17 在溢流口以下距離 1300~3800 公尺 89、90 年間，平均河床高程差距 50 公尺，似乎不合理，是否為測量資料系統誤差？另 90 年底床高若依四河局提供之航拍資料，應可延伸至清水溪出口處 (30 km)。	89 年至 90 年間經過桃芝、納莉颱風後之河道平均高程相距 50 公尺，係 89 年斷面資料為草嶺崩塌地尚未開闢緊急溢洪道時之斷面與 90 年之颱風過後地測資料之比較，因此可能差距 50 公尺。另 90 年經第四河川局委外之清水河流域航測資料進行比對，於天然壩區之斷面資料比對結果，呈現淤積現象，與現況不符，因此，暫不採用此資料。
2. P.3-14 公式 3.1 比面積法中桶頭站離堰塞湖距離為 11 公里，集水面積及河川降雨特性差距頗大，比面積法 n 採用 1.0 是否適當？	由於草嶺測站觀測資料有限，因此採用比面積法推估上游堰塞湖之流量，因此假設降雨特性相似進行推估之。比面積法 n 採用 1.0 係參考「草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析專題報告」。
3. P.3-8 表 3-4，80 年及 67 年河床質代表粒徑比較表，因兩年之採樣斷面不盡相同，無法具體比較，建議用縱斷面比較方式表現。	遵照辦理 (2-5 小節)
4. P.4-33 底床粒徑 n 值採用 0.05 之依據？	依據經濟部水利署民國九十一年「草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析專題報告」曼寧 n 值在 0.04~0.05。(4.3.2)
經濟部水利署水利規劃試驗所水源課 簡副研究員豐銘	
1. 草嶺殘坡上部因已出現張力裂縫，目前由水保局灌漿補強裂縫，但經評估其上部二千萬土石仍有滑動崩落的可能，請問在潰壩分析時是否有考慮此殘坡土方滑時造成洪水之情形。	於潰壩分析時，FLDWAV 模式及 BREACH 模式均不考慮有滑動崩落對潰壩洪水波之影響情況。



期中報告書審查意見	改進情形
<p>2. 有關河床沖淤之數值模擬如 GSTAR 或交大二維模式等，建議可參考前水源課所做由逢甲與交大合作之草嶺堰塞湖水工模型試驗，有拍攝、模擬各種週期洪水之水工模型沖淤試驗，以檢驗數模之參數值，使數值模擬更正確。</p>	<p>將結果整理於表 4-2(p.4-22)，敬請查照。</p>
<p>3. 另外簡報 P.47 有關河床沖淤長期模擬，因係假設上游無入砂量之情況，故產生下游河道全面沖刷之趨勢，此結果與實際情況不符，未來是否應考慮加入上游之入砂量情況，以符實際情況。</p>	<p>河床沖淤長期模擬，除假設上游無入砂量之情況外，為求與實際情況符合，亦加入上游之入砂量其模擬結果於 4.3 小節呈現。</p>
<p>經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 黃工程員貴麟</p>	
<p>1. 交大二維動床模擬 1000 年重現期距，其下游邊界之起始水位則假設水位高於該斷面底床最低點 10m，是依據什麼求得？</p>	<p>參考自「草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析專題報告」(91 年 6 月)中 NETSTARS 模式所演算之結果。</p>
<p>2. 堰塞湖形成後建議作業流程，其工作項目內容，希望整理出較具體的工作方法。</p>	<p>已加強相關內容，詳附錄 D。如地質調查內容已補充整理於 4.2 節。</p>
<p>經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 吳助理研究員文賢</p>	
<p>1. 災害評估模式庫中所使用的數值模式能儘量以圖形架構來表示，則較為簡潔讓使用者能快速建立概念。</p>	<p>將於附錄 C 內詳述說明。</p>
<p>2. 在 2-37 頁中所提天然壩潰決可能三種機制：溢流、壩體邊坡穩定及溯源沖刷。那此次嘗試以水文與大地分析相互配合的數值模式是否較適用於某一種的破壞模式，未來使用時是否要先判斷天然壩以何種破壞模再來使用？</p>	<p>於期末報告時是以 FLAC 程式模擬民國 68 年草嶺潭潰決之溢流破壞機制，其邏輯是以溢頂時之水位對天然壩體造成內部孔隙水壓升高，使壩面附近材料之有效應力降低，一旦溢流發生，便極可能遭到溢流水沖蝕而夾帶流走。因此分析策略上，乃逐階段除去壩頂與下游面有效應力較趨近於 0 的區塊，形成下一階段之新斷面，進而再以新斷面進行靜力平衡、穩態滲流分析，逐階段進行分析直到完全破壞為止。</p> <p>由於三種破壞機制依壩體本身條件與上游水量之不同而有不同的分析方式，因此，宜先了解該天然壩體之特性後，再選擇欲模擬之破壞機制。由目前蒐集之文獻資料，天然壩之潰決機制與壩型之相關性可參見農委會水土保持局(2001)『九份二山堰塞湖規劃及防</p>



期中報告書審查意見	改進情形
	<p>『災演練計畫』，其係利用縮尺寸水工模型試驗方式整理出三種不同長高比之壩體破壞特性。原則上，若能事先判斷會發生何種破壞模式當然最好，否則則宜檢核各種可能之破壞模式。</p>
<p>3. 未來在期末報告撰寫數值模擬部份，能夠把分析過程以流程圖表示，須輸入的參數及假設條件能夠很精簡的列出，才能一目瞭然。</p>	<p>遵照辦理，請參照報告內容與附錄 C 模式庫使用手冊相關說明。</p>
<p>4. 在 5-3 頁中，空中調查項目，是否可就以空中調查的方式而得到所需資料，並建議增加如何進行空中調查的方法。</p>	<p>本研究所指空中調查係由飛行器(如載人或遙控直昇機)藉目視或照像之方式以定性或半定量式之概略調查堰塞湖之相關特徵。若調查範圍為大範圍，或是現地踏勘有危險性，利用空中調查之方式可能是較可行之方案。遙測影像利用亦為空中調查方法之一，於附錄 D 之 1.3 節(p.D-6)已補充遙測影像利用之內容。</p>
<p>5. 在 5-5 頁中，基本資料表格中，是如何進行天然壩的分類及量測壩體幾何尺寸，這些都須說明。</p>	<p>該表已移除，本研究另提出堰塞湖詳細調查綜合資料記錄表格式，詳附錄 D 表 B-5。壩體尺寸定義詳表 B-3。</p>
<p>6. 在 5-10 頁中，表 5-4 詳細調查表中的地質調查的第三項與第八項一樣，請刪除。</p>	<p>該表已移除，而詳細調查中地質調查項目與內容詳附錄 D 之 4.2 節(p.D-31)。</p>
<p>7. 建議如何設計模擬案例？</p>	<p>模擬案例 1.FLLDWAV 模式：針對不同重現期距之洪流量與晴天潰壩，並根據潰壩之不同延時進行分析，提供不同情況之搭配，其影響之結果，可分為有無溢堤現象進行分析，若有溢堤現象，則進行 SOBEK 模式分析，探討下游淹水危險度分析。2. BREACH 模式模擬潰口所造成之洪流歷線及潰口形狀可供參考，繼而進行 SOBEK-2D 潰壩模擬演算。3.河道變遷係利用 GSTARS 模式進行長期河道演算，以提供未來河道沖淤之問題。4.河道之局部變化情況，可利用交大二維動床模式及 SOBEK 定床模式分析探討。</p>



工作執行計畫書審查意見	改進情形
李委員三畏	
<p>1. 災害危險度及危害潛勢、危險危害度等名詞，請作一釋義。</p>	<p>災害危險度代表的是某地區天然壩潰決後可能危險程度，危害度(即危害潛勢)反應的是天然壩潰決後損失嚴重性。本計畫將於期末報告中於相關章節將各名詞統一釋義，以避免混淆。</p>
<p>2. 第一年成果及尚需進一步探討之問題，能予摘要敘述，並作為第二年工作之目標，以為銜接。</p>	<p>(1) 第一年研究成果，主要為地理資訊系統之建構、堰塞湖之成因、類型、形成與存在性探討以及堰塞湖形成後之處理程序檢討與作業方法建議，第二年之工作主要為堰塞湖潰決分析模組之建構。第一年已完成之地理資訊系統建構將與潰決分析模組配合，此部份為九十一與九十二年度計畫重要銜接點，因此必須進行妥善之整合。另一方面，堰塞湖潰決分析將為未來堰塞湖形成後重要處理程序之一，因此，堰塞湖形成後相關作業程序之建議，將彙整第一年工作成果，於本年度進一步進行校核與修正，並擬於第二年期末報告時一併提出。</p> <p>(2) 第一年研究成果於期中報告附錄二中摘要說明，而第二年中預計校核第一年計畫之工作請詳本報告第五章。</p>



工作執行計畫書審查意見	改進情形
<p>3. 邊坡穩定分析之 c 值 (P.42) 不宜一律採用平均值 0.10 kg/cm^2, 建議在不同地質區採用不同值, 可能較為合適。</p>	<p>(1) 在原工作計畫書 p.42 中所列之 c、ϕ 值範圍、平均值與標準差僅作展示用途, 其乃說明所列參數之集中程度與變異性。同頁倒數第二段中已建議引用參數之方式, 相關文字如後: 「因整理之案例資料中崩積土或多或少已經膠結, 而堰塞湖天然壩壩體材料則否, 故在選取強度分析參數時, 建議可較保守。同時本計畫將持續進行崩積土案例蒐集, 除強度參數外, 擬再蒐集崩落土體之母岩性質與粒徑分佈等資料, 提供爾後進行相關分析時, 能在考量相近之地質條件下, 引用本計畫所建立之資料庫作為參數選取之參考。」</p> <p>(2) 在原工作計畫書 3.3.5 節初步穩定分析中係以集集大地震後所形成之草嶺潭堰塞湖作為分析對象, 所選取之分析參數主要參考洪如江、林銘郎、李錫堤(1994)之「草嶺崩塌穩定性分析研究」一文, 事實上, 並未引用 p.42 中所列之平均值來做分析。</p> <p>(3) 為避免混淆, 於期中報告時已將該段文字移除, 詳本報告 4.2.1 節。</p>
<p>4. 模式分析所需之「參數」之項目及調查運用方法, 應在手冊中明確說明。</p>	<p>遵照辦理, 將於第二年期末報告時於模式庫使用手冊中明確說明。</p>
<p>中興大學土木系 林教授炳森</p>	
<p>1. P.36 在進行潰壩分析時, 需要大地資料參數, 應規劃如何利用地物探測法去獲得分析所需參數之項目與數量。</p>	<p>遵照辦理, 於期末報告時於模式庫手冊中說明之。</p>
<p>2. P.42 數值分析所需參數應採用國內資料, 勿參考國外 Bowles 之資料 (如 μ、E_s 值)。</p>	<p>遵照辦理, 將以國內所蒐集之資料為主。</p>
<p>3. P.42 崩積土材料 ϕ 值介於 $22^\circ \sim 45^\circ$, 平均值為 32.5°; 分析時應採用地質條件相近之資料, 而勿採用平均值。</p>	<p>同李委員三畏第 3 點意見回覆。</p>
<p>4. 天然壩潰決之模式受堆積形狀與規模…等因素影響, 在計畫中應加強探討。</p>	<p>在期末展現分析成果時, 將一併考量堰塞湖天然壩分類與破壞機制與數值模擬工具與成果等, 將三者予以結合並作系統之說明。</p>



工作執行計畫書審查意見	改進情形
中央大學土木系 周教授憲德	
<p>1. 第 29 頁描述之天然壩潰決，可能以土石流之型態運行（請參見高橋保(1991)專書）。土石流所引致之災情可能較洪水嚴重，然本年度之計畫書對於潰壩轉化為土石流機制之說明較缺乏，建議補充文獻回顧及較完整之分析及說明。</p>	<p>感謝指正，本計畫將就土石流部分加以適度說明。另草嶺壩體至生毛樹溪匯流處之平均坡度約 3/100，應無發生土石流之可能。</p>
<p>2. 潰壩後之洪峰峰前高度及速度，如能與相關地文、水文參數做量化關係，對於下游之防減災工程及預警措施制定將更有貢獻。</p>	<p>感謝提供寶貴意見。</p>
<p>3. 壩體之潰口條件與水文、地文條件之互制影響，建議能有量化關係表示，並能收集相關資料加以評估。</p>	<p>潰口之變化與水理，床質組成等諸多條件有關，本計畫以購入 BREACH 模式，將可對潰口之變化有較具物理性之描述。</p>
<p>4. 潰壩後之洪流歷程對於河床演變的效應，應考慮到河岸沖刷之效應（如東埔蚋溪及加走寮溪等）。</p>	<p>岸壁沖刷為複雜之問題，就本計畫目的在緊急應變對策研擬而言，講求模擬工具簡單可用，故建議暫不予考慮。</p>
<p>5. 以台灣山區而言，上游顆粒粒徑可達 1 公尺以上，如何選定合適的輸砂公式，請補充說明。</p>	<p>對於上游粒徑可達 1 公尺以上之河道，目前利用不同之輸砂公式如 Yang 公式、Parker 公式、Engelund and Hansen 公式及其他適於大粒徑之公式，與實測資料進行比對，進而選定合適之輸砂公式進行模擬。</p>
經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 彭課長瑞國	
<p>1. 本年度進入實質之堰塞湖災害潛勢分析方法之建構，請充分考慮堰塞湖發生後不同期程之需要及堰塞湖形成之態勢，研選適當之分析方法與工具，並就分析工具所需各項參數之取得或緊急時參考數據之引用作具體之說明。</p>	<p>遵照辦理，期末時於手冊中加入相關內容。</p>
<p>2. 對於上游來砂對堰塞湖存在年限之影響分析，請對上游來砂之估計方法加以說明，並研討類似草嶺堰塞湖因地震引起上游集水區崩塌地而遽增之來砂之估計方法。</p>	<p>遵照辦理。預計之分析方法請詳工作執行計畫書 3.4.1 節。</p>
<p>3. 模式庫使用手冊之編撰請考量以堰塞湖處理對策（明年度計畫）作業方法之角度編撰，以減少明年度綜合彙整之工作。</p>	<p>遵照辦理，期末時於手冊中加入相關內容。</p>



工作執行計畫書審查意見	改進情形
經濟部水利署水利規劃試驗所河川課 范副工程師世億	
1. 請於摘要將第一年工作成果重點敘述。	於期中報告附錄二中將第一年工作成果摘要說明。
2. 潰壩分析是用於一般壩體，本次草嶺堰塞湖及九份二山皆為天然崩塌，其顆粒結構相差甚多，分析模式如何應用於此？	潰壩分析亦可用於天然壩體崩潰之探討，其崩潰速度與壩體之粒徑組成有關。
3. 潰壩對清水溪下游防洪構造物的影響及洪水位之變化，中興工程顧問與逢甲大學亦有探討，是否可將其結論成果與本次探討相互比較。	遵照辦理，請詳 4.1.1.2 節與 4.1.3.2 節之內容。
經濟部水利署水利規劃試驗所河川課 彭副工程師壽奇	
1. 九十年四河局曾辦理清水溪中下游河段航拍作業，成果將產生 5m×5m DTM，可提供做為中下游河道穩定分析之基本資料，建議蒐集分析。	目前清水溪之 DEM 資料已取得，亦轉為 SOBEK 所需之格式，並轉為 40*40 之 DEM 資料，將可提供後續淹水模擬計算之高程分析。
2. 赴現場實地勘查後，清水溪集水區中上游遇大豪雨後，水流呈高含砂水流狀態，本計畫克服之困難為高含砂水流，而非土石流，目前似乎尚無適合模式足資模擬此種流況，本次計畫中對潰壩水理及河道沖刷模擬是否有考慮此種情況。	本計畫以 FLDWAV 模式進行潰壩水理分析，並以潰口出流歷線為上游邊界條件，進行 GSTARS 模式之河道沖淤模擬。
3. P.14 建構「崩積土材料參數資料庫，採用 13 筆強度資料，在統計學理論上，似乎嫌弱，較無說服力，30 筆以上才足夠。	相關文獻中有建議崩積土材料參數者不多，本中心將持續蒐集整理資料，提供爾後進行相關分析時，能在考量相近之地質條件下，引用本計畫所建立之資料庫作為參數選取之參考。現已蒐集之成果詳 p.4-67 表 4-13。
4. 堰塞湖和河川型態相互影響關係部份，河川型態採用因子為何？（坡度、蜿蜒度、河床粒徑、水流深度等）。	河川部分考慮者為坡度、床質粒徑、水深及流速等因子。
5. P.57 流程圖十二月份有誤。	期末報告初稿預計於 11 月初提出，修正稿與定稿則配合 貴所時程提出，應可於 12 月中前完成。
6. P.33 考慮暴雨、地震最壞情況下之安全係數。	以 PCSTABL 分析堰塞湖天然壩穩定時將分別考量暴雨時與地震時之安全性，但若考慮暴雨與地震同時發生時，則分析結果將過於保守。
7. 各頻率年改為各重現期距。	遵照辦理修改。



工作執行計畫書審查意見	改進情形
<p>8. 上游來砂量應包含集水區土砂生產量結合河道之土砂遞移率(另考慮河道側向侵蝕量),如何較準確估計,土砂生產量控制斷面在那裏。</p>	<p>土砂進移率隨流域之地文、水文等特性不同而改變,本計畫將根據計畫地區以往有關之土壤沖蝕及崩塌研究成果加以推估。</p>
<p>經濟部水利署水利規劃試驗所水工課 許副工程司彥響</p>	
<p>1. 使用數值模式 NETSTARS 河床質計算公式中(a)可用於礫石,粒徑範圍 10~150 mm,超過 150 mm 計算結果誤差較大(P.17 頁),而本計畫在數模上有待克服挑戰之一為床質粒徑大(P.50 頁),請問平均粒徑約多大?是否會影響 NETSTARS 模擬結果?</p>	<p>平均粒徑依照現有調查資料,桶頭橋至南雲大橋,以民國 80 年之資料而言,其平均粒徑 d_{50} 約 100mm 至 148mm;崩塌壩體之平均粒徑約 80-100mm。</p>
<p>2. 簡報資料使用數值模式 NETSTARS 中,計算時流管選用“1”,為何不選用“3”,可模擬擬似二維?</p>	<p>(1) 原擬選用 NETSTARS 模式,以清水溪河道初步測試後,在進行變量流模擬時難以收斂,且利用迴水演算時,底床和水位有劇烈震盪之現象,不符實際流況,故改採用 GSTARS 2.1 模式模擬。 (2) 其他說明請詳本報告 p.4-34 頁。</p>
<p>經濟部水利署水利規劃試驗所水源課 簡副研究員豐銘</p>	
<p>1. 潰壩波越堤之堤內淹水問題,將透過 SOBEK 模式結合 GIS,求出淹水區域範圍、淹水高程、深度,此應是純假設草嶺堰塞湖剛形成時之 4,500 萬庫容,因潰壩而生之災害,因目前草嶺潭之蓄水量只剩 100 多萬噸,已無潰壩之災害,未來之災害將是土石流之沖刷問題,今年是否能增加有關土石流災害之發生範圍,並結合 GIS 圖層來呈現。</p>	<p>感謝提供寶貴意見,後續將評估其沖淤趨勢。</p>
<p>2. 有關天然壩潰決數值模式之建立,簡報中謂將結合水文水理分析之溢頂模式與大地分析之滲流管湧模式,請問此二者之結合模式,未來將以何種模式(型式)呈現。</p>	<p>水理計算所得之各時段刷深資料提供作為壩體安定分析之用,如經分析會發生滑坡,則再將滑坡量回饋至水理演算部分,如此來回進行模擬。相關說明請詳本報告 2.3 節內容。</p>



工作執行計畫書審查意見	改進情形
經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 吳助理研究員文賢	
<p>1. 交通大學所提出第二年研究計畫工作執行計畫書內容大綱與契約書所訂定的工作內容方向大致符合。</p>	<p>感謝指導。</p>
<p>2. 影響潰壩分析因子眾多，各因子有其相關性，不可忽視。在分析上，所需資料參數都具有不確定性(如水文資料、土壤參數)，這些都會影響分析結果的不確定性，這些都必須加以闡述。可否初步以風險評估的手法，以定性評估各因子的不確定性關係，以簡單、面廣、所需基本數據及方法技術需求不高的方向著手，並將影響潰壩因子之相關性以圖形方式表達，以利於建立一個完整風險來源的概念。</p>	<p>遵照辦理。本計畫未來將利用簡易的風險評估模式來分析，並選擇出最適合且定性的水文資料與土壤材料參數。</p>



附錄 B

第一年計畫研究成果摘要



第一年研究計畫成果摘要

一、計畫目標與工作範圍

台灣地處板塊接觸帶，地震頻繁，而降雨多集中於颱風季，且常以暴雨型態出現，尤因地質脆弱，故經常發生因暴雨或地震引起之地滑、崩塌及土石流，其嚴重者會堵塞河道形成堰塞湖，其中以 1999 年九月二十一日集集地震所引發的草嶺及九份二山堰塞湖最具代表性。形成堰塞湖的土體，往往會引起上游迴水淹沒及可能潰決造成下游洪水氾濫等二次災害，因此評估堰塞湖天然壩安定性，研擬具體之防治對策及原則，並對其存廢問題作一深入探討，為重要之研究課題。天然壩形成、潰決過程及所引發之土石流及挾砂洪水的運動過程複雜，涉及科學領域廣泛。目前台灣地區僅有少數介紹堰塞湖災害案例成果，理論分析和定量評估研究不足。

為落實堰塞湖的預報、監測、預警與緊急疏散體系，本計畫擬以堰塞湖形成機制與類型出發，分析天然壩穩定性，並考慮破壞機制形成對主河下游之土石流洪水等二次災害之研究，堰塞湖處理可能引致災害防治對策的研擬，並制訂救災避難具體作業模式。國立交通大學防災工程研究中心（以下簡稱本中心）接受經濟部水利署水利規劃試驗所委託執行本專業服務工作，依合約特提出本期末報告，以供審查及未來工作依據。

本計畫為三年之延續性計畫，第一年研究堰塞湖之基本特性、現有堰塞湖現況成因探討、調查及監測資料分析、基本資料資料庫建構。第二年則研究災害評估模式庫系統建立及探討堰塞湖與河川型態相互影響作用。



第三年則以第二年所開發的天然壩潰決模式進行案例分析，並對其處理及防治對策的研擬，並編制救災計畫。本摘要為第一年計畫之研究成果。

二、案例蒐集與整理

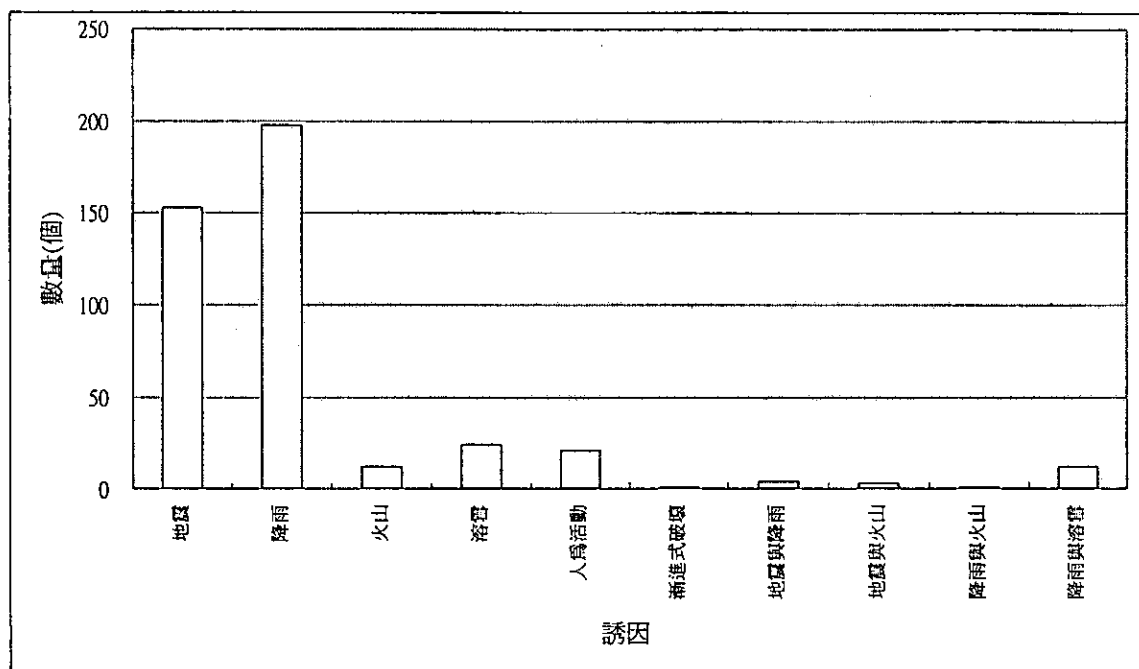
本研究廣泛蒐集世界各國堰塞湖相關特徵之文獻資料共計 544 筆，並整理堰塞湖相關尺寸與其他特徵資料於第一年研究報告報告附錄二。

三、堰塞湖之成因與分類

堰塞湖形成原因可以由發生之誘因與形成之天然條件加以分析。根據 544 筆堰塞湖完整之資料分析統計，以誘因、天然壩之組成材料、幾何形狀、堰塞湖之規模與堰塞湖之危害度等五個因子作為本研究之堰塞湖天然壩分類依據，再進行台灣案例堰塞湖規模之歸類分析，以作為堰塞湖預測與預警之基礎。

1. 誘因

堰塞湖之其發生誘因包括降雨、地震、火山爆發、降雪、河道沖刷、冰河崩解等；根據本研究進行之誘因統計結果，以降雨形成堰塞湖之數量最多，約佔所有統計案例數量 46%，其次為地震所引致，約佔 36%，其他誘因為溶雪、火山、人為活動或由以上兩項誘因所引致，如摘圖一。



摘圖一 堰塞湖形成誘因分佈長條圖

2. 自然條件

自然條件包括易發生山崩或土石流之區域、山崩之規模、河道形狀、河道平時與尖峰流量以及河床坡度等等。根據統計分析成果歸納如下：(1) 堰塞湖容積約呈 Log-Normal 分佈，容量一百萬至一千萬立方公尺案例數量最多，約佔 29%。(2) 天然壩長度超過 1000 公尺佔統計案例 16%；然大多數之堰塞湖長度小於 500 公尺，其中 100 公尺至 200 公尺約佔 21%。(3) 堰塞湖天然壩寬度絕少有超過 1000 公尺者，且大多數堰塞湖天然壩壩寬小於 300 公尺，壩寬低於 100 公尺以下約佔 37%。(4) 天然壩高度低於 20 公尺以下與高於 100 公尺以上約各佔 50%與 12%。(5) 河床坡度緩於 1/500 者不易形成堰塞湖。(6) 堰塞湖所在溪流平均流量在 5cms 以下，然而尖峰逕流量一般遠大於平均流量。

3. 天然壩之組成材料

本研究將天然壩分成以下四類：(一)泥流形成之天然壩：天然壩透水性差且強度低，組成較均質；(二)岩塊墜落形成之天然壩：天然壩透水性高且強度高，其組成視地質條件而定，硬岩地區不均質，軟岩地質可能較均質。一般而言規模較小；(三)大規模地滑形成之天然壩：天然壩透水性與強度受原滑動地層特性影響，且組成異質性高；(四)大規模土石流形成之天然壩：天然壩透水性與強度視土石流發生處地文及水文條件而定，且組成異質性高。

4. 天然壩幾何形狀

本研究進行以下分類：(1)壩長/壩高= $L/H < 3$ 者定義為高短壩， $3 < L/H < 10$ 定義為矮長壩， $L/H > 10$ 為河道型天然壩。(2)壩寬/壩高= $W/H < 2$ 者定義為窄壩， $2 < W/H < 10$ 定義為中窄壩， $W/H > 10$ 為寬壩。(3)壩長/壩寬= $L/W < 1$ 者定義為短壩， $1 < L/W < 5$ 定義為中長壩， $L/W > 5$ 為長壩。

5. 堰塞湖之規模

堰塞湖之規模可根據堰塞湖容量、壩高及壩體體積加以分級。堰塞湖之規模大小等級以「堰塞湖總容量」、「壩高」與「壩體體積」為判斷之依據，其大小等級劃分標準如摘表一所示，堰塞湖容量(S)、壩高(H)與壩體體積(V)大小等級不一致時，採用較高等級。



摘表一 堰塞湖之大小等級劃分標準

堰塞湖大小等級	堰塞湖容量, S (百萬立方公尺)	壩高, H (公尺)	壩體體積, V (百萬立方公尺)
小型	$S < 1$	$H < 5$	$V < 0.2$
中型	$1 \leq S < 10$	$5 \leq H < 35$	$0.2 \leq V < 3$
大型	$S \geq 10$	$H \geq 35$	$S \geq 3$

註：堰塞湖容量(S)、壩高(H)與壩體體積(V)大小等級不一致時，採用較高等級。

6. 堰塞湖之危害度

堰塞湖之危害度，依據快速評估與精準評估兩個階段分別探討。快速評估方式係將堰塞湖之危害度分為三級，於堰塞湖形成後立即進行快速評估。三級包括輕度、中度與重度危害，劃分標準詳見摘表二。

摘表二 堰塞湖快速評估之危害度等級劃分標準

堰塞湖危害度等級	分級條件	說明
輕度	須同時滿足下列 2 個條件： 1. 堰塞湖容量小於 1 百萬立方公尺且壩高小於 5 公尺且壩體體積小於 20 萬立方公尺 2. 上、下游淹沒區沒有重要保全對象	1. 符合危害度為輕度之分級條件，代表堰塞湖災害規模不大，且上、下游淹沒區無重要保全對象 2. 堰塞湖並無處理之必要性
中度	不歸類於輕度與重度之分級條件者	1. 符合危害度為中度之分級條件，代表堰塞湖災害介於輕度與重度之間 2. 應監控災害之後續發展 3. 可進行簡易之工程措施(如開挖排水道或移除土方等)
重度	須同時滿足下列 2 個條件： 1. 堰塞湖容量大於 1 千萬立方公尺或壩高大於 35 公尺或壩體體積大於 3 百萬立方公尺(即堰塞湖大小等級為大型者) 2. 上、下游淹沒區有重要保全對象	1. 符合危害度為重度之分級條件，代表堰塞湖災害規模較大，且上、下游淹沒區均有重要保全對象 2. 概估潰壩時間，並適時且迅速撤離淹沒危險區範圍居民 3. 即刻進行必要之預警與工程處置措施。

精準評估之詳細內容與可能之淹沒範圍、潰壩機制、潰壩後洪水影響下游之範圍有關，將配合本案第二、第三年度研究計畫中之潰壩分析、淹水潛勢分析等研究成果作妥善之評估與考量。

7. 台灣記錄之堰塞湖大小等級分類成果

將台灣歷年來有記錄之堰塞湖容量、壩高與壩體體積資料加以整理，同時以摘表一之等級劃分標準研判其堰塞湖之大小等級如摘表三。劃分結果顯示歷年之草嶺潭堰塞湖與九份二山澀子坑溪堰塞湖屬於大型堰塞湖，其他之堰塞湖則多屬於中、小型堰塞湖。

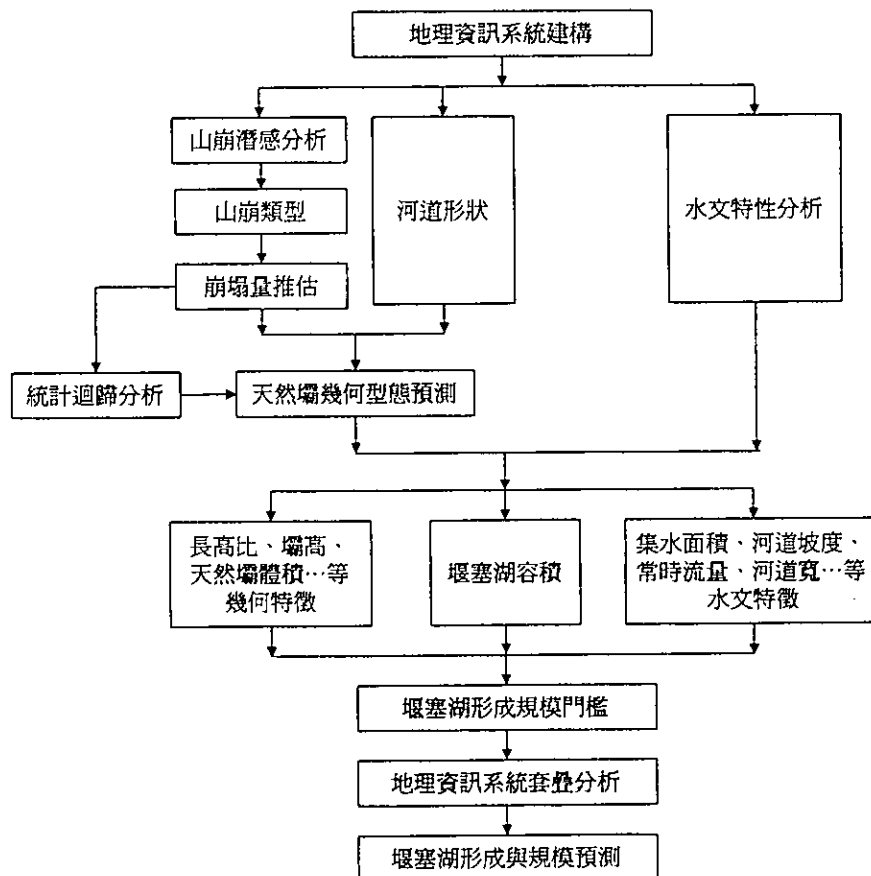
摘表三 台灣形成堰塞湖之大小等級劃分結果

發生時間	堰塞湖名稱	誘因	堰塞湖容量, S (百萬立方公尺)	壩高, H (公尺)	壩體體積, V (百萬立方公尺)	大小等級
1941	草嶺潭	地震	157	217	282.1	大型
1979	草嶺潭	豪雨	40	90	5	大型
1999	草嶺潭	地震	43	50	25	大型
1999	九份二山韭菜湖溪	地震	0.68	29		中型
1999	九份二山澀仔坑溪	地震	1.10	37.5		大型
1999	大安溪內灣段	地震		10		中型
1999	頭汴坑溪一江橋	地震			1.87	中型
1999	頭汴坑溪龍寶橋	地震 (地殼隆起)		5	0.006	中型
1999	旱溪	地震		6	0.018	中型
1999	雪山坑溪	地震		15	0.16	中型
1999	沙連河	地震				
1999	石盤溪	地震				
1999	生毛樹溪	地震				
2000	東埔納溪	豪雨		15	0.036	中型
2000	侯硐大粗坑溪	豪雨		4		小型
2002	立霧溪	地震			0.005	小型
2002	新武呂溪	豪雨		30	0.45	中型

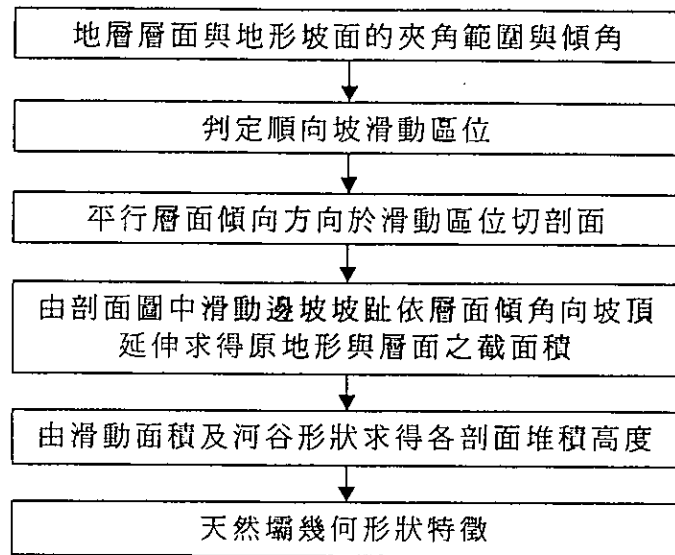
四、堰塞湖形成預測

本研究建議採用之堰塞湖形成與存在性評估流程如摘圖二所示。其分析評估概念主要分三部分：(1)預測山崩形成天然壩之幾何與力學特徵(與河道特徵有關)；(2)河道特徵分析(包括水文與地文特徵)；(3)天然壩與河道幾何特徵預測與分析成果，與堰塞湖存在之門檻值進行比較，利用地理資訊系統便於套疊分析之優點，完成堰塞湖形成與規模之預測。

本研究以 88 年草嶺地區與九份二山地區作為形成預測檢核案例，將摘圖二簡化，以崩塌型態屬順向坡滑動之天然壩提出其幾何形狀之推估方法，簡化流程詳摘圖三。



摘圖二 堰塞湖形成位置預測建議評估流程圖



摘圖三 崩塌型態屬順向坡滑動之天然壩幾何形狀之推估方法

另根據案例分析地震引致堰塞湖通常其地震規模均在 6.5 以上，而暴雨引致堰塞湖的案例日降雨量多超過 150mm/day 以上。

五、堰塞湖預警設施研討

1. 堰塞湖存在時間分析

根據案例統計歸納堰塞湖壽命在 11 天至 115 天案例數量最多，約佔所有案例 24%，壽命小於 1 天之堰塞湖約佔 20% 左右。堰塞湖壩體與天然壩之破壞成正相關，壩體體積於 $2 \times 10^5 \text{m}^3$ 以下者，天然壩存在時間多於 1 天，而壩體體積超過 $3 \times 10^6 \text{m}^3$ 以上者，天然壩存在時間多能維持超過 1 天。

2. 堰塞湖破壞機制

影響堰塞湖天然壩體破壞方式的因子計有壩頂溢流沖蝕、滑動潰決與



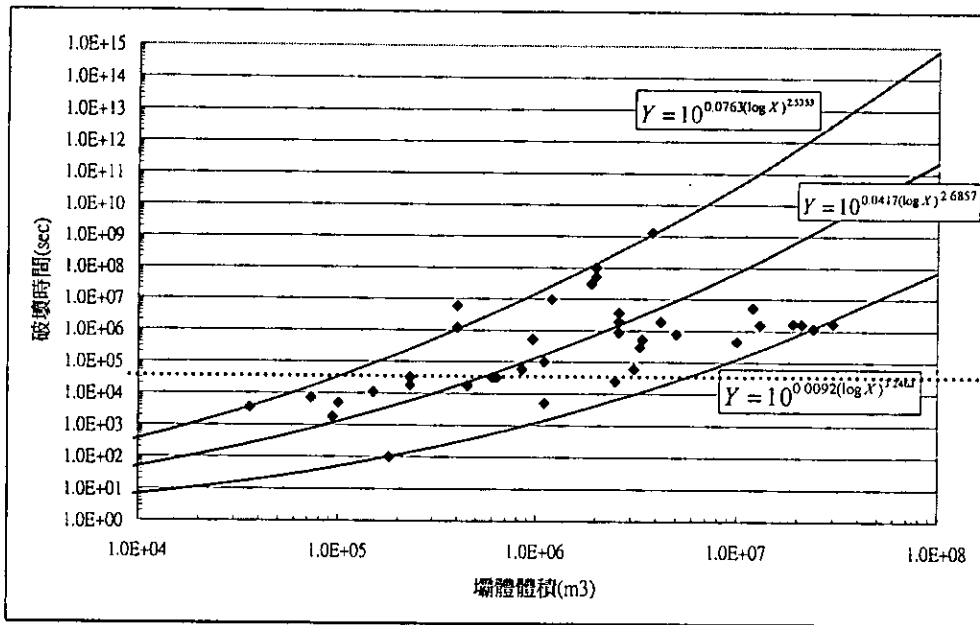
漸近破壞等三種方式，而以壩頂溢流沖蝕破壞之方式佔絕大多數。本研究分析湖容量/逕流量與堰塞湖壽命之相關性，並發現湖容量/逕流量增加，堰塞湖壽命亦隨之增加。能存活超過溢頂時間之堰塞湖，其長高比均超過 3，因此未來堰塞湖預測，除分析天然壩溢頂時間外，長高比 3 為堰塞湖存在與否重要門檻，分離溢頂效應之後，天然壩存在時間隨天然壩長高比成正相關。

3. 堰塞湖壽命預測

在本研究中堰塞湖壽命預測分下列三種方式說明：

(1) 由天然壩壩體體積推估天然壩壽命

根據摘圖四，堰塞湖壩體與天然壩之破壞成正相關。本研究推求案例分佈區間之上邊界方程式與下邊界方程式，並內差求得平均之破壞時間與壩體體積之關聯性。無論在預測階段推求而得之壩體體積或實際堰塞湖災害發生時所概估之壩體體積，均可由摘圖三迅速預測堰塞湖之壽命，並進行立即之處置。此一方式之最大好處為相當簡單且可快速評估，然卻不易分離壩體不同破壞機制。



摘圖四 堰塞湖容積與壽命關係圖

(2)由溢頂時間推估因溢流而造成壩體破壞之天然壩壽命

影響堰塞湖天然壩體破壞方式的因子計有壩頂溢流沖蝕、滑動潰決與漸近破壞等三種方式，而以壩頂溢流沖蝕破壞之方式佔絕大多數。故在排除壩體不穩定破壞以及直接沖刷破壞後，較重要之破壞機制為溢頂破壞。為驗證溢頂時間與堰塞湖壽命之相關性，本研究嘗試分析湖容量/逕流量與堰塞湖壽命之相關性，並由案例分佈情形概略可知溢頂時間越長，而壩之壽命越久。此一結果說明了溢頂時間與破壞時間有相當之關聯性。

利用堰塞湖形成位置預測，即可根據文獻資料建立最大可能崩塌量與天然壩幾何形狀之相關性，由壩高可計算壩體與上游地形所圍容積，再由容積與(上游河道入流量-滲透之出流量)之比值，即可獲得溢頂時間。而於實際堰塞湖災害形成後之破壞時間，亦可採以上之方式概估之。

上游河道入流量，原則上利用可能形成堰塞湖地區鄰近相同溪流水文

站之流量記錄經由面積比方式估算之。堰塞湖堰址之入流量等於堰塞湖堰址附近水文站流量乘以發生堰塞湖堰址上游之集水面積與該水文站上流之

集水面積之比值 ($Q_{\text{堰塞湖}} = Q_{\text{鄰近雨量站}} \times \frac{A_{\text{堰塞湖}}}{A_{\text{鄰近雨量站}}}$)。若可能形成堰塞湖地區溪流

無水文站可提供流量資料，則入流逕流量估計（依據水土保持技術規範第 25 條），將以雨量強度、集水面積、及逕流係數代入合理化公式推求之

$$\left(Q = \frac{1}{360} \times C \times I \times A, C = \text{逕流係數}; \text{未崩塌區位取 } 0.75, \text{崩塌區位取 } 0.95, \right.$$

I 為降雨強度， A 為集水區面積)。

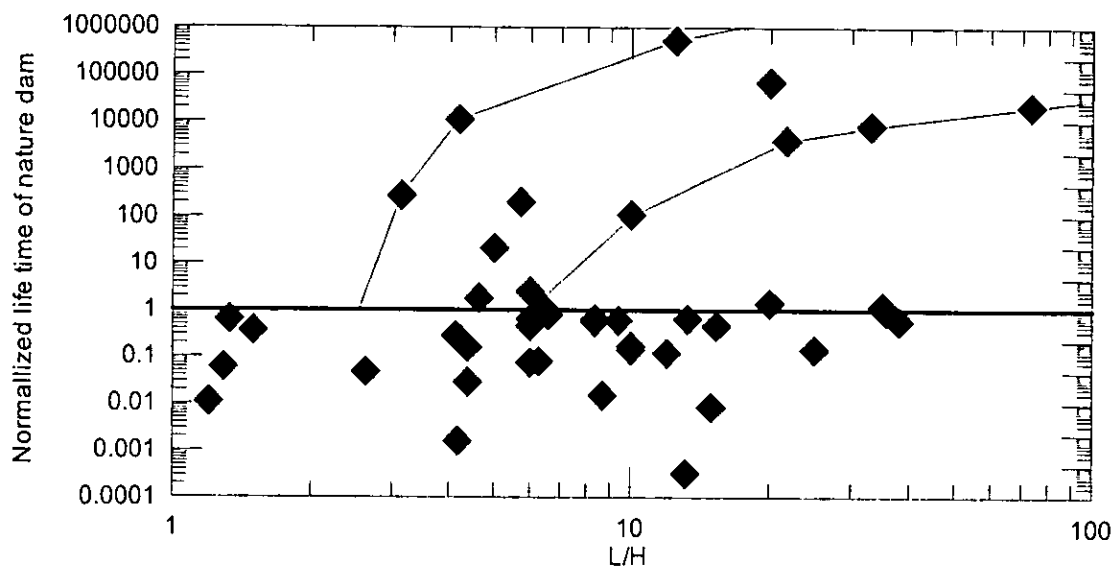
滲透之出流量，可以 Dupuit theory 粗估之。在概估上游面水位、下游面水位、壩長以及滲透係數後，即可推估出流流量之值。(出流流量 $q = k(H_1^2 - H_2^2)/2D$ ， H_1 為上游面水位， H_2 為下游面水位， D 為壩寬， k 為滲透係數)。若天然壩入流量相較於因滲透而流出之水量為低時，堰塞湖亦不致有太大之危害。 k 值可採用日本建設省(1992)之建議值取 $10^{-2} \sim 10^{-3}$ cm/s 作為概估值。(註:草嶺潭堰塞湖現場透水試驗之平均滲透係數為 1×10^{-3} cm/s)

另一推測溢頂時間之方式可由實際觀測水位的上升過程，外插判定溢頂時間。然此一方式僅適用於實際堰塞湖災害發生後且有水位監測時方可行。

(3)分離溢頂效應後由天然壩長高比推估天然壩壽命

本研究曾嘗試迴歸堰塞湖壽命與天然壩幾何形狀間之相關性，結果相當離散而無明顯之相關性，因『堰塞湖容量/平均流量』為衡量溢頂時間之重要因子，為分離溢頂對天然壩壽命之影響性，本研究統計天然壩之幾何形狀與破壞時間之相關性時，將『天然壩壽命』對『堰塞湖容量/平均流量』

正規化，同時與天然壩長高比繪圖，其結果如摘圖五。



摘圖五 長高比與(壽命 vs 容量/平均流量)正規化關係圖

圖中水平粗線為『天然壩壽命=(堰塞湖容量/平均流量)』時，粗線之下意味著天然壩壽命較『堰塞湖容量/平均流量』為短，而粗線之上則代表天然壩壽命較『堰塞湖容量/平均流量』為長，亦即溢頂效應較明顯。由圖中可發現，分離了溢頂效應之後(水平粗線之上)天然壩正規化壽命與天然壩長高比間有較佳之相關性，然而粗線之下之破壞則分布較為零散。粗線上之案例分布可作為堰塞湖預測之重要參考，茲分述如下：

- a. 能存活超過溢頂時間之堰塞湖，其長高比均超過 3，因此未來堰塞湖預測，除分析天然壩溢頂時間外，長高比 3 設為堰塞湖存在與否之重要門檻。
- b. 分離溢頂效應之後，天然壩存在時間隨天然壩長高比成正相關，惟案例並非十分充足，因此本研究暫不提出迴歸式，然而案例分布區間仍可作為堰塞湖破壞預測時間之參考。



因此，堰塞湖壽命之預測有必要將天然壩破壞機制與幾何形狀合併考量，以增加破壞時間預測之精確程度。

上述三種預測堰塞湖壽命的方法均可作為快速評估堰塞湖破壞時間之方式，然其中第 1 與第 3 種方法係依據本研究所蒐集而得之案例資料分析而得之結果，因案例數量尚未十分充足，在使用上以保守考量為佳。未來將持續蒐集整理相關之堰塞湖案例，並於第三年之研究計畫中提出更具代表性之迴歸分析結果。

4. 堰塞湖形成後預警分期與第一階段預警設施研討

本計畫將預警分為三階段，第一階段為預測階段之預警，此一階段之目的為掌握天然壩可能於短期潰決之情況，以掌握時效為第一考量。而堰塞湖形成後若於短期未潰決即進入第二階段預警，此階段預警通知範圍較明確，預警發布條件建議偏保守。若堰塞湖維持至緊急措施完成，則進入第三階段預警，此階段預警基於監測儀器測得直接物理量作為預警發布參考，且為多目標預警，對象包括管理者、工程單位與受影響保全對象等。本年度計畫將以第一階段預警為研究對象，第二、三階段預警則以未來第二、三年計畫執行結果完整考量之。

堰塞湖之第一階段預警，此一階段之目的為掌握天然壩可能於短期潰決之情況，並於發生後立刻要做決策。決策要考慮之事項包括：1. 發生堰塞湖之重要性與對下游影響之嚴重性。2. 這個堰塞湖何時會破壞。3. 這個堰塞湖上游淹沒區範圍如何預估？4. 堰塞湖破壞後影響範圍如何？第 1 項考慮事項可透過快速計算壩體體積、水庫容量、壩高以及上下游居民數量決定之，可參見摘表二堰塞湖危害度之分類標準，決定後作為預警保守程度



之參考；第 2 項考慮事項請參閱前述之堰塞湖壽命預測部份；第 3 項與第 4 項考慮事項則詳以下說明。

依伴隨堰塞湖形成之災害型態而言，可區分為二種型態：①隨著堰塞湖潰決發生之土石流、泥流、洪水及下游流域氾濫與土石堆積之災害；②堰塞湖導致上游流域蓄水、淹沒住家設施與道路、橋樑、輸配電設施之災害。而堰塞湖壽命多僅數個小時，故若能先預測堰塞湖災害可能發生位置並劃定上游迴水災害範圍與壩體潰決時下游淹沒範圍時，即可於堰塞湖萬一形成時於第一時間依事先劃定之可能危險範圍與擬定之應變與防災計畫迅速處置，在潰壩淹沒等災害發生前疏散危險區居民，使受損狀況減至最低。

針對型態①的災害危害度的判定，可以堰塞湖壽命預測作為潰決預測的基準。關於堰塞湖潰決引致被害區域的預測通常是利用假設的尖峰流量推求下游河川各地點的水深，根據比較各地點的護岸高或河岸高預測是否氾濫以及氾濫之區域。下游的護岸工程或河岸高度等資料，因為地震發生後之調查需花費非常多時間，所以較佳的方式為事先對預測可能形成堰塞湖的河川進行調查或進一步假設危險水位上升至某階段，由地圖估算其洪水氾濫預估區域。

推估型態②的蓄水區域時可依據 4.2 節預測之堰塞湖壩體高度（標高）推測在滿水時與標高同高的上游區域皆會變成蓄水區域，並劃定可能危害範圍。

當堰塞湖災害如預測中形成時，應將該現勘與初步調查分析結果藉由大哥大、傳真機、無線電、網際網路等向鄉鎮市的災害對策總部或防災負



責機關報告，並依事先建置之警報系統，迅速撤離上游危險區範圍內居民，同時應快速研判堰塞湖潰決時間，依事先建置之警報系統，適時且迅速撤離下游危險區範圍內居民。

六、現有堰塞湖既有處理方式研討與建議

(1) 監測、監視系統

1. 監測系統之建置種類與數量須針對破壞模式與所欲處理之工程問題作不同的考量，一般而言，與土體穩定問題相關之參數主要為位移與水位/水壓量測。沖刷潰決之機制雖可由地表位移或 3D 位移觀測點觀測監測點是否遭到沖刷，但無法提供連續監測，由於沖刷發生於地表，因此可以監視系統有效監測，另外適當的時域反射感測桿(TDR 感測桿)亦可監測沖刷情形。
2. 驟然滑動潰決及漸進式破壞機制，建議同時監測滲流線及土體位移，位移之監測方法包括地表或孔內位移計、手動或自動測傾儀、同軸電纜或光纖 TDR 監測、及全測站 3D 位移觀測系統。可視監測目的及經費選擇搭配使用。最經濟的方式為搭配孔內位移及孔內同軸電纜或光纖 TDR 監測，最昂貴的方式為全測站 3D 位移觀測系統及自動測傾儀。
3. 地質調查與監測系統必須協調整合，現地探勘後，若短期內有不穩定跡象，於地質調查過程中可先行佈設適當的預警系統，例如地表或孔內位移計。待詳細的地質調查工作完成後，再針對可能



產生之問題（或破壞機制），規劃所需要之監測系統，如此，才能使得監測系統發揮功效。

4. 對於草嶺潭與九份二山而言，滑動面上方均存有不穩定之土壤及岩塊，若遇長期降雨或颱風豪雨時，勢必會造成邊坡再發生滑動崩落。有人建議處理之方式為滑動面上方不穩定岩塊設置大量之自動化監測與警示裝置，並輔以長期觀測以期能提供預警之效果。惟本研究認為應考量不穩定岩塊崩落時之影響程度與範圍，在兼顧安全性與經濟性的前提下妥為考量設置監測系統之必要性。如草嶺殘坡山頭約 24 萬立方公尺因張力裂縫而有再崩塌之可能，但無法預知其崩落時間，若冒然設置大量之監測系統與長期觀測，將造成資源不必要的浪費。如能少量及短期監測並妥為評估其影響性，劃設其影響之危險範圍，相信仍能將土方滑動時之災害降至最低。
5. 未來遇到急須監測處理時，其裝設定置型測傾儀之系統較複雜且昂貴，宜考慮較簡單且經濟之方式，例如：地表位移計、地表傾斜計、TDR 地滑偵測纜線等，並搭配安裝傾斜管於上述儀器發生移動時，進行傾斜量測。
6. 對於監測與預警系統間之聯繫設施而言，建議之事項如下：
① 若採用有線傳輸之方式如電信網路等，因其傳輸易受天候、山崩等因素影響，有訊號斷訊之疑慮，故建議以無線傳輸之方式取代有線傳輸資料。
② 可考量 GSM 行動電話通訊方式或無線電波(RF)之通訊方式傳輸，惟後者可能易受限於執照問題而影響建置時效。
③ 無線傳輸器可考量加強其輸出功率以避免干擾，同時使用大電



流太陽能電力供應系統以充分供電及儲存電力。

(2) 預警系統

臺灣地區較大規模之堰塞湖災害均因順向坡滑動所引起，其邊坡破壞特性為破壞速度屬於立即性。現階段而言如透過直接之地層位移量測系統(如傾度管)，縱然完成儀器之自動化，其能提供之預警時間通常不足。若欲提早預警，可透過準確度較低之間接預測法(如降雨等)作為預警指標。而將來若已透過完整之資料蒐集，對地質條件近似的邊坡做一預警值整理，或許可以利用直接量測系統針對未來有相同性質之邊坡套用之。而其他如溢流水深、流量等管理值之訂定亦需訂定一套合理且可信度高之管理基準值以供依循。

(3) 工程處理設施

1. 在有堰塞湖災害發生時，處理的目標應以最少的工程手段使原河道恢復自然的沖淤平衡狀態。在作好防減災之工作後，應待原河川系統較穩定後，再施行必要之工程設施，如攔砂壩、疏導工法等。
2. 草嶺堰塞湖本身及其下游至清水溪與生毛樹溪匯流口之溢流水道，經民國 89 年及 90 年颱風而重新造床，前者發生嚴重淤積，後者則全面刷降，且有繼續刷降之趨勢。根據民國 91 年「草嶺堰塞湖長期水資源規劃」中報告所述，若不採取任何工程手段，預期未來崩坍土體上之清水溪河床將持續下降，最後可能回至崩坍

前之河床縱剖面形狀。該報告認為可能因發兩種效應，一維大量土石將會向下游輸送，堆積在清水溪下游河道，另一為河床下切後，草嶺殘坡底部再次出露，而於未來再次滑坡而形成另一個堰塞湖，因此，該報告建議每隔一段距離佈置一道固床工。而固床工型式分為剛性與柔性兩種，前者適用於整體固床工之末端（即生毛樹溪匯流口附近），因該處崩積土層較薄，建議採扶壁式攔砂壩，其高度為 30 公尺，柔性固床工則興建於上游崩積土層較厚河床上，並藉以降低河床坡降。如同第 1 項，相關之工程設置應由長期監測之沖刷量，待其較為穩定後再施作。

3. 草嶺堰塞湖上游在經過桃芝颱風過後，於石鼓盤溪及阿里山溪發生大規模土石流災害。根據高橋堡教授建議：於全仔社橋上游興建因砂措施，利用石鼓盤溪之河道因困大量泥沙。因此亦建議於阿里山溪入匯流口上游興建因砂設施。此兩處因砂之規模，建議於工程規劃時以數值分析方式計算其因砂量及使用年限；此外，亦建議利用河道疏浚方式，以達到興建因砂設施之功能。同樣的，數值分析及河道疏浚應參考監測資料加以執行。
4. 流域上游集水區之崩坍及沖刷為下游河道砂石之來源，而河川本身隨上游砂源之多寡進行調整，朝所謂長期動態平衡之方向發展。因此，本研究認為草嶺崩積土體，在不採取工程手段防止之前提下，對其下游清水溪河道沖淤之影響，宜有更進一步之評估，然後再據以採取因應對策。而研究重點之一為對湖山水庫相關工程之桶頭攔河堰淤積之影響分析。
5. 就九份二山而言，這些不穩定之土壤及岩塊，若遇長期降雨或颱



風豪雨時，勢必會造成邊坡再發生滑移崩落；若能將上方有滑移崩落可能之土石岩塊加以移除，或留有適當的緩衝空間任其自然滑落，便能有效的減輕其所產生的威脅。

(4) 資料調查方式建議

1. 堰塞湖之崩落土體常含有巨大岩塊，土壤之孔隙率較高，使得鑽探、取樣及現地試驗不容易進行，且室內試驗之代表性不佳。崩塌土體之基本物理性質主要可由試坑開挖並搭配現地篩分析、工地密度得到，其力學性質可配合鑽探進行 SPT 試驗及現地透水試驗，若崩落土體含大量粗顆粒岩塊，則不適合進行 SPT 試驗，其強度可由震測探勘之結果推估之，此外可藉由震測探勘瞭解崩塌土體之範圍及其空間上之變化。試坑開挖與鑽探所得到之土體可於室內重模進行室內透水試驗與強度試驗，作為現地試驗與震波探勘結果之參考。此外可由破壞機制與幾何條件進行邊坡之逆推分析，逆推分析之結果與崩塌土體並無直接關連性，主要在瞭解原始邊坡之材料強度，作為殘坡穩定分析之參考。
2. 過去堰塞湖之地質調查基本上包含上述項目，但其調查規劃之順序、試驗方法及分析仍有改進之空間。此外地質調查與監測系統必須協調整合，現地探勘後，若短期內有不穩定跡象，於地質調查過程中可先行佈設適當的預警系統，例如地表位移計。待詳細的地質調查工作完成後，再針對可能產生之問題，規劃所需要之監測系統，如此，才能使得監測系統發揮功效。
3. 由於室內試驗之體積代表性不佳，且崩塌土體之試體常為重模土



樣，因此室內透水試驗與強度試驗，主要提供現場試驗及震測探勘參考。

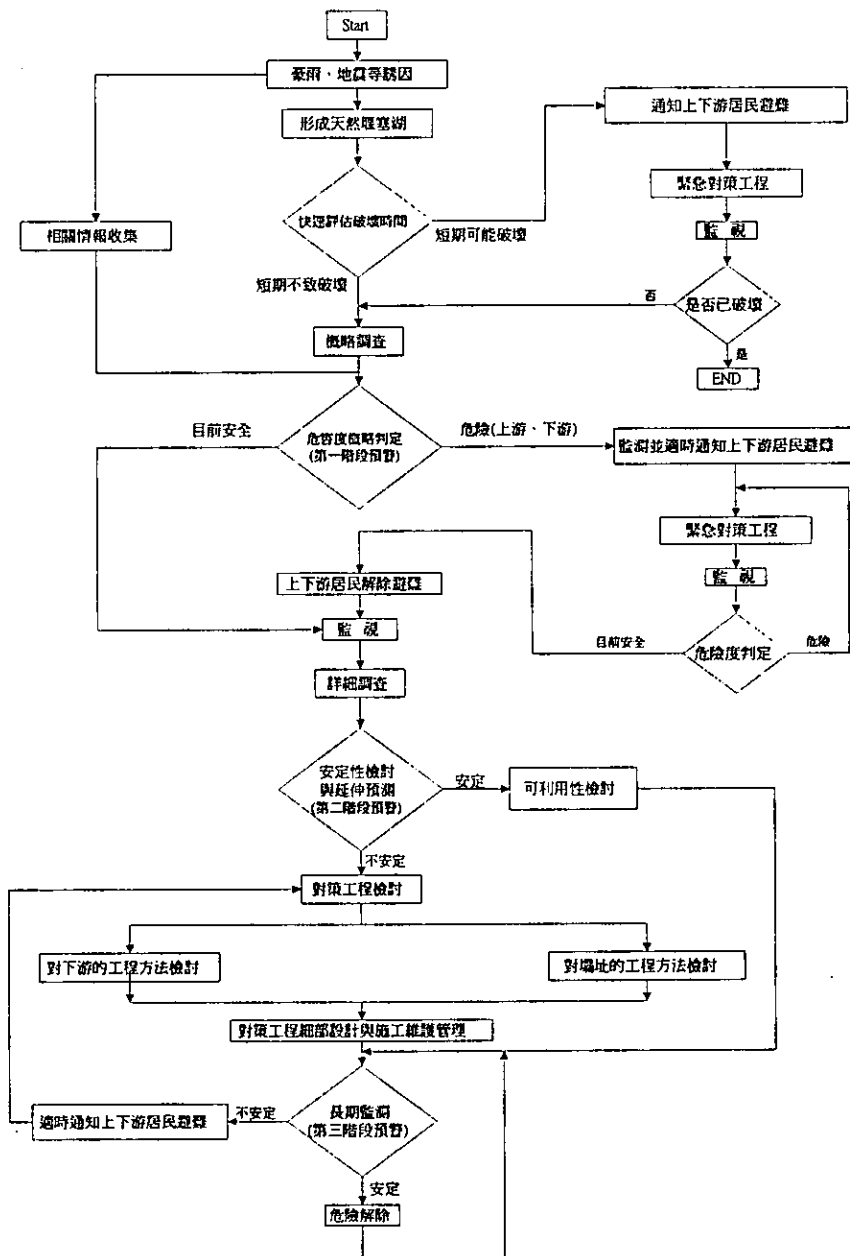
4. 堰塞湖之崩落土體常含有巨大岩塊，土壤之孔隙率較高，使得鑽探、取樣及現地試驗不容易進行，且室內試驗之代表性不佳。地球物理探測法可提供快速、非破壞性的方式作為傳統鑽探之輔助調查，針對崩落土體的調查，可利用震測探勘量測崩落土體之波速及其空間上之變化，以定義崩塌範圍及估計崩落土體之強度。震測探勘之施測方法與分析方法很多，必須選擇適當之施測與分析方法，才能達到目的。
5. 近年來淺層地球物理之技術有大幅度的進展，其中走時震測影像法 (Travel time tomography) 與表面波震測影像法 (Surface wave imaging) 可有效解決傳統震測所面臨之問題。

(5) 穩定分析方式建議

目前國內堰塞湖天然壩破壞分析多假設圓弧型或平面型破壞，並利用切片法以 PC STABL 程式進行極限平衡分析，無法同時考慮滲流之影響。為此，本研究將於後續第二年度建構天然壩潰決之數值模型，並於第三年度分別以草嶺潭與九份二山為例，以可能潰決之假設作為依據進行分析。

七、未來堰塞湖災害處理程序初步建議

依據草嶺潭、九份二山堰塞湖處理程序與日本建設省(1992)建議資料，茲初步建議堰塞湖形成後由調查開始至工程對策的施工、維護管理的整體流程如摘圖六所示。而完整之堰塞湖處理流程與防治對策，將配合未來第二年與第三年計畫之工作內容，於第三年計畫報告中作一詳細之說明。



摘圖六 堰塞湖形成後由調查開始至工程施工、維護管理的整體流程
(修改自日本建設省，1992)



由摘圖六可知，堰塞湖形成後應以最簡單之資訊進行破壞時間預測。若堰塞湖將於短期間破壞(數日之內，不及進行完整之概略調查者)，應立即進行預警及避難，並採取緊急措施以減少潰決之災害(減災)，若預測短期不致破壞者(維持數日以上)，則應著手空中及地面之概略調查。

經概略調查、初步評估安定性以及監測結果認為堰塞湖現況屬安全者，則進行詳細調查，並於詳細調查後進行安定性討以及長期穩定措施工程之規劃、設計、施工及維護。詳細之內容請參閱本報告 4.6 節。

八、草嶺與九份二山堰塞湖災害處理程序對照

本研究根據現有蒐集之資料檢視目前草嶺與九份二山堰塞湖處理流程與方法等。在堰塞湖災害處理時間之掌控上，建議宜由主管機關先行快速評估堰塞湖之壽命與淹沒範圍，並主動作出緊急之工程處置；而完整之評估程序與專家學者寶貴意見應同時配合進行與參酌，才能將堰塞湖之危害程度降至最低。評估之正確性亦十分重要，錯誤之評估將誤導政府決策，浪費國家寶貴資源。由於堰塞湖災害之分析與處理在台灣仍在起步階段，些許處理上之瑕疵難免有之，而相信在透過本計畫於今年度與未來第二、三年之研究，當可提出完整之處理與防治對策，提供給管理決策單位參考。



九、堰塞湖處理地理資訊系統規劃

本研究關於堰塞湖災害防治地理資訊系統部份，系統環境架構在美國 ESRI 公司 Arcview 地理資訊系統平台，並發展以中文化介面，本計畫發展系統資料庫整合的能力特色包括涵蓋多元化形式資料，如向量圖層、CAD 格式、數值模式分析成果的納入、網格形態圖層、遙測影像與航照、屬性文數字資料、照片與視訊動畫檔等多元化資料的整合。座標系統亦整合於共同系統，包括 TWD67 經差二度橫麥卡脫投影系統、地震後重測 TWD97 系統與部份地籍資料的座標轉換整合。第一年工作乃著眼於基本資料蒐集、分析與資訊系統規劃，已完成建置基本資料庫與資訊系統主要介面功能。

系統架構本年度完成資料環境建構、實體資料建構及整合介面開發三個層級，資料環境建構目的在統合瞭解各項各類資料之性質及來源，建構地理資訊的詮釋資料，讓使用者知道各類資料的內容、品質、資料特性、如何取得，並且以網際網路提供簡要之地理資訊詮釋資料的查詢。第二個層面乃實體資料建構，已完成重要優先建置的資料庫包括基本資料、水文、地形、地質、衛星影像及航空照片影像、交通、社經、水利設施、安全監測等資料蒐集、分析及建置。第三個層面整合介面開發，提供數值模式流暢使用基本資料成果，並以地理資訊視覺展示潰決模擬成果。



附錄 C

模式庫使用手冊



目 錄

目錄.....	C-I
表目錄.....	C-III
圖目錄.....	C-VI

第一章 PCSTABL 程式

1.1 基本原理與分析流程.....	C-1
1.1.1 程式簡介.....	C-1
1.1.2 程式內容說明與分析流程.....	C-2
1.2 分析參數.....	C-4
1.2.1 初步調查評估階段.....	C-4
1.2.2 細部調查評估階段.....	C-5
1.3 使用注意事項.....	C-7
1.4 實例說明.....	C-8

第二章 FLAC 程式

2.1 程式概述.....	C-12
2.2 運算程序.....	C-12
2.3 理論架構.....	C-14
2.3.1 運動方程式 (Equations of Motion).....	C-14
2.3.2 應力-位移關係 (Stress-Displacement Relations).....	C-14
2.3.3 應力張量的決定.....	C-15
2.3.4 不平衡力的決定.....	C-16
2.4 組合律模式 (Constitutive Model).....	C-18
2.5 基本術語定義及指令說明.....	C-19
2.6 實例說明.....	C-22
2.6.1 實例分析之流程.....	C-22
2.6.2 分析模式之建立.....	C-23
2.6.3 靜力平衡分析.....	C-27
2.6.4 滲流分析.....	C-29



第三章 BREACH 模式

3.1 基本原理	C-34
3.1.1 程式簡介	C-34
3.2 BREACH 模式輸入說明	C-35
3.3 實例說明	C-38

第四章 FLDWAV 模式

4.1 基本原理	C-42
4.1.1 程式簡介	C-42
4.2 FLDWAV 模式 Input 相關說明	C-48
4.3 實例說明	C-55
4.3.1 執行程式說明	C-55
4.3.2 邊界條件	C-56
4.3.3 模擬結果	C-58

第五章 SOBEK 程式

5.1 基本原理與分析流程	C-64
5.1.1 程式簡介	C-64
5.2 SOBEK 模式之資料前處理-連結地文與水文資料	C-67
5.2.1 地文資料	C-68
5.3 使用注意事項	C-74
5.4 實例說明	C-75

第六章 GSTARS 2.0 模式

6.1 模式發展沿革	C-89
6.2 基本理論說明	C-89
6.2.1 流線與流管	C-89
6.2.2 迴水演算	C-90
6.2.3 輸砂演算	C-90
6.3 功能與模式限制	C-97
6.4 模式之輸入資料	C-98
6.5 案例說明	C-100
6.5.1 案例介紹及參數說明	C-100



表 目 錄

表 4.1 fldwav 運算所需檔案說明.....	C-55
表 4.2 200 重現期距年洪水，潰壩延時 0.5 小時之水理成果	C-59
表 4.2(續)100 重現期距年洪水，潰壩延時 0.5 小時之水理成果...	C-60
表 4.2(續)100 重現期距年洪水，潰壩延時 0.5 小時之水理成果...	C-61
表 6.1(一) GSTARS 2.0 模式各輸入卡整理表.....	C-104
表 6.1(二) GSTARS 2.0 模式各輸入卡整理表.....	C-105



圖 目 錄

圖 1.1 PCSTABL 程式分析流程圖.....	C-3
圖 1.2 草嶺堰塞湖崩塌後(89 年 5 月測量)天然壩區縱剖面圖	C-8
圖 1.3 依圖 1.2 剖面以 PCSTABL 分析結果圖(滿水位).....	C-11
圖 2.1 FLAC 運算程序圖	C-13
圖 2.2 FLAC 之四邊形元素：(a)分割成四個三角形元素；(b)三角形元 素上的速度向量；(c)節點力	C-17
圖 2.3 質量分配法	C-17
圖 2.4 實例分析之流程圖	C-23
圖 2.5 以 FLAC 軟體分析民國 68 年草嶺潭初始縱剖面網格圖	C-26
圖 2.6 下游虛擬水位為 456 公尺，而上游水位為 509 公尺時之邊界條 件圖	C-26
圖 2.7 靜力平衡分析所得的垂直應力分佈圖	C-28
圖 2.8 靜力平衡分析所得的垂直位移分佈圖	C-28
圖 2.9 穩態滲流分析時之邊界束制條件圖	C-32
圖 2.10 天然壩體內之孔隙水壓力分佈圖	C-32
圖 2.11 天然壩體內之塑性狀態分佈圖	C-33
圖 2.12 天然壩體內之有效應力分佈圖	C-33
圖 3.1 68 年 breach 之輸入參數.....	C-39
圖 3.2 上游庫容邊界條件	C-40
圖 3.3 民國 68 年草嶺壩潰口出流歷線	C-41
圖 3.4 民國 68 年草嶺壩潰口變化	C-41
圖 4.1. fldwav 之輸入參數	C-56



圖 4.2 200 年重現期距洪水上游邊界條件	C-57
圖 4.3 200 年重現期距洪水下游邊界條件	C-58
圖 4.4 200 頻率年洪水各斷面發生洪峰時之水位(壩址(0KM)~10KM)	C-62
圖 4.4(續) 200 頻率年洪水各斷面發生洪峰時之水位(壩址 (10KM)~20KM)	C-62
圖 4.4(續) 200 頻率年洪水各斷面發生洪峰時之水位(壩址 (20KM)~30.3KM)	C-62
圖 4.5 200 年重現期距洪水潰口流量歷線	C-63
圖 5.1 台灣 DEM 資料與河系分佈圖	C-72
圖 5.2 製作斷面位置資料情況	C-72
圖 5.3 清水溪斷面位置之_int.shp 之屬性資料表內容	C-73
圖 5.4 匯入河道斷面資料	C-73
圖 5.5 為描述斷面位置高程 (yz)	C-74
圖 5.6 河道樁位之資料輸入格	C-74
圖 6.1 長期模擬(十年)底床變化圖(溢流口至距溢流口斷面 10Km 處)	C-106
圖 6.1 (續) 長期模擬(十年)底床變化圖 (距溢流口斷面 10Km 處至 匯流口)	C-106



第一章 PCSTABL 程式

邊坡穩定分析方法經多年發展業已十分成熟，已建立了不少邊坡穩定圖與電腦分析程式，而最廣泛使用的邊坡穩定分析方法是極限平衡法，國內廣泛使用程式為 PCSTABL 分析程式。堰塞湖形成時天然壩體邊坡之穩定性，即可利用地工程式 PCSTABL 進行分析，評估其產生滑動時之安全係數與破壞面位置。在此以較常見的 PCSTABL5M 版為主，說明其基本原理與分析流程，並說明分析時引用之參數與注意事項，詳細內容詳見以下各節。

1.1 基本原理與分析流程

1.1.1 程式簡介

PCSTABL 程式係以 Fortran 電腦程式語言撰寫而成，依據二維之極限平衡法理論，用來分析邊坡穩定的問題，並以切片法計算其安全係數；而在程式中，邊坡滑動面若屬圓弧形滑動面則以 Bishop 法分析，一般滑動面則採用 Janbu 法與 Spencer 法，若塊狀滑動面則以 Newmark 之 Sliding Block Method。然而，PCSTABL 程式具有不同的滑動面產生方式，以 CIRCLE、CIRCL2 指令可得到圓弧形滑動面，以 BLOCK、BLOCK2 指令得到塊狀滑動面，以 RANDOM 指令得到不規則形滑動面，至於，對特定滑動面或已知之弱面，則可用 SURFAC 或 SURBIS 指令進行分析。本程式可處理之範圍包括非均質土壤、異向性土壤、靜態地下水、擬地震荷重、由於剪力變化所引致之超額孔隙水壓、加勁土壤，以及地錨荷重等。

本程式經過 1980 年代的連續改良後，現已成為工程界分析邊坡穩



定最常使用的分析軟體。

1.1.2 程式內容說明與分析流程

PCSTABL 主程式下設有各種不同功能的副程式，分析時可呼叫所設定之各種不同功能的副程式逐步計算；首先為邊坡剖面形狀之輸入，其次為土層性質、地下水位、地表荷重、地震加速度、地錨或加勁土壤之設定，而後再選擇破壞滑動面產生之方式，最後再以 Bishop 或 Janbu 安全係數計算方式，求得最臨界的 10 個滑動面，並輸出其安全係數與滑動面的座標。程式分析流程見圖 1.1。

在進行 PCSTABL 程式分析時，建構數值模型、假設破壞面形狀與分析時選定之方法，其相對應之指令集如圖 1.1 所示；如建構邊坡剖面形狀指令為 PROFILE，給定地層材料參數指令為 SOIL 等。有關各指令之詳細用法與 Bishop 法、Janbu 法等理論說明請見 PCSTABL 之使用手冊與大地工程相關書籍，在此不再贅述。本手冊於手冊末之參考文獻中列出相關之參考書目，供有需要者查閱。

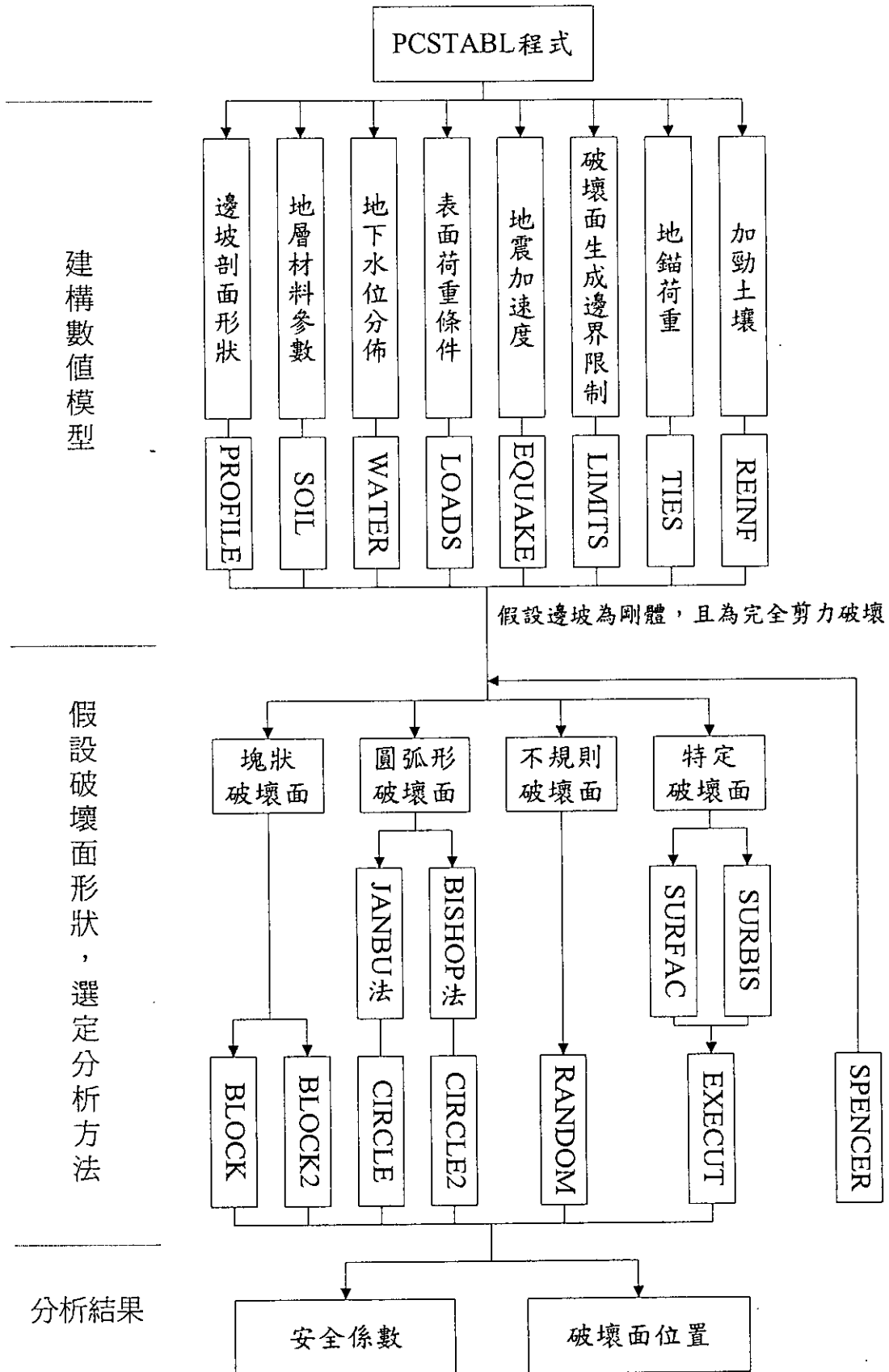


圖 1.1 PCSTABL 程式分析流程圖

1.2 分析參數

在進行堰塞湖天然壩穩定分析時，建構合宜之天然壩數值模型，並採用合適之破壞面形狀與分析方法將是分析結果正確與否之關鍵。參照圖 1，茲將選取之原則依照初步調查評估階段與細部調查評估階段分別建議如下。

1.2.1 初步調查評估階段

初步調查評估階段因時間急迫，調查時程短，無法進行大規模、全面性之調查，故本階段之分析評估工作應利用初步調查所得資料進行分析，建議以較保守方式進行分析並解讀分析結果。建構數值模型與分析時輸入參數建議之選取方式如下：

(a) 邊坡剖面

進行分析時以初步調查階段彙整之地形資料建立天然壩與殘坡剖面形狀，分析天然壩壩體穩定性與殘坡再滑動之可能性。

(b) 地層材料參數

PCSTABL 進行穩定分析時所需之地層材料參數包括單位重、凝聚力與摩擦角等。本階段因無時間進行詳細之地工調查，為此本計畫特建置「崩積土材料參數資料庫」供分析時參考。於堰塞湖形成後，天然壩壩體材料可視為崩積土，因此，本計畫蒐集國內既有之崩積土參數資料並加以整理，以利於萬一有堰塞湖災害發生時，可於初步調查評估階段參考引用以進行相關穩定分析。崩積土資料庫內容已整理至堰塞湖形成後作業流程與評估事項中，詳見第二年期末報告附錄 D 之 p.D-12~p.D-18。



(c) 地下水位

原河道在壩體附近之上下游水位可依據現勘結果初步給定，而壩體內部之地下水位則可透過滲流分析或保守取壩頂表面而給定。

(d) 破壞面形狀

對於天然壩壩體本身之穩定性，一般假設圓弧形破壞面進行分析。若有需要考量分析其他狀況，則可自行選擇適合之破壞面形狀分析之。

(e) 分析方法

Janbu 簡化法只滿足了力平衡，Bishop 簡化法只滿足了力矩平衡，而 Spencer 切片法同時滿足了力矩平衡及力平衡，故其精確性與合理性較高，惟其運算時間較長。依照 PCSTABL 手冊中之測試，在一般之邊坡穩定分析且假設破壞面為圓弧形時，分析結果 Janbu 簡化法較 Spencer 切片法保守，而 Bishop 簡化法之分析結果較接近 Spencer 法；破壞面為不規則或塊狀時，分析結果 Janbu 亦較 Spencer 保守，且比破壞面為圓弧形時之分析結果保守更多。手冊中亦建議一般之邊坡穩定問題可考慮以 Bishop 圓弧形分析法尋求臨界破壞面之安全係數較合適。

1.2.2 細部調查評估階段

經初步評估有需要更進一步了解壩體與殘坡之特性時，即有需要以初步調查所蒐集之資料為基礎，利用較客觀準確的方式得到比初步

調查更高精度且更廣泛的調查資料，同時藉由更完整之資料蒐集與大比例尺之地形測量等作為進一步分析之依據。建構數值模型與分析時輸入參數建議之選取方式如下：

(a) 邊坡剖面

本階段因已建構精度較高之地形資料，進行分析時可比初步調查階段得到較精確之天然壩與殘坡剖面形狀，進而分析天然壩壩體穩定性與殘坡再滑動之可能性。

(b) 地層材料參數

PCSTABL 進行穩定分析時所需之地層材料參數包括單位重、凝聚力與摩擦角等，各地質材料參數在選取上與初步調查評估階段不同的是細部調查評估階段相對而言調查時間較充裕，比較有足夠時間可進行現地試驗、室內試驗或地球物理探測法等得到分析之參數，此時應以實測值為準進行分析。

天然壩壩體材料可視為膠結差之崩積土，崩積層的性質與母岩及坍塌型態具直接相關性。堰塞湖之崩落土體常含有巨大岩塊，土壤之孔隙率較高，使得取樣及現地試驗不易進行，且室內試驗代表性不佳。崩落土體基本物理性質主要可由試坑開挖並搭配現地篩分析、工地密度得到，其力學性質可配合鑽探進行 SPT 試驗及現地透水試驗；若崩落土體含大量粗顆粒岩塊，則不適合 SPT 試驗，其強度可由震測探勘之結果推估之。此外震測探勘亦可瞭解崩塌土體範圍及其空間之變化，對於建構邊坡剖面地層狀況亦有助益。有關震測探勘方法之說明詳見第二年期末報告附



錄 D 之 p.D-36~p.D-40 頁。

(c) 地下水位

本階段地下水位可依據水位計、水壓計等量測資料配合地球物理探測結果（如地電阻探測）建立壩體附近之地下水位資料，供 PCSTABL 程式分析時使用。

(d) 破壞面形狀與分析方法

同初步調查評估階段之說明，

1.3 使用注意事項

PCSTABL 程式係依據二維之極限平衡法理論，考量材料強度為主要因素，利用先行假設之破壞面安全係數來定義邊坡穩定性，應用上較為簡易。極限平衡法分析時假設邊坡未破壞時土體為剛體且無變形，破壞發生時則為完全剪力破壞，沿破壞面均達塑性，即未考慮材料之彈性變形，此為極限平衡法分析上之限制。然亦因此其材料參數較少，較易掌握材料力學性質。

對於相同幾何與材料強度之邊坡，若採用不同之分析方法，其所得的安全係數與臨界破壞面均有相當程度的差異，通常對於高 c 值低 ϕ 值之黏土邊坡，則多產生深層滑動破壞，在分析時須針對不同的地質構造或土壤組成，選擇適當的分析方法。一般而言，對於均質之土壤邊坡，邊坡破壞近於圓弧破壞，可利用圓弧分析法進行分析，但對於有弱面或岩盤存在之邊坡，則須利用塊狀滑動分析。影響邊坡穩定

的因素很多，如地形、地質構造、土壤強度參數...等，根據研究顯示，利用 PCSTABL 程式進行邊坡穩定分析時，影響其分析精度的主要因素依序為孔隙水壓、凝聚力、摩擦角、地形量測之精度及土壤單位重，在分析時若能提高對這些參數的掌握程度，將可提高邊坡穩定分析之可靠程度。

1.4 實例說明

現以 88 年九二一地震引致之草嶺潭堰塞湖為例，說明 PCSTABL 程式碼使用方式。圖 2 為 89 年 5 月測量之草嶺潭堰塞湖沿溢洪河道截切之縱剖面。

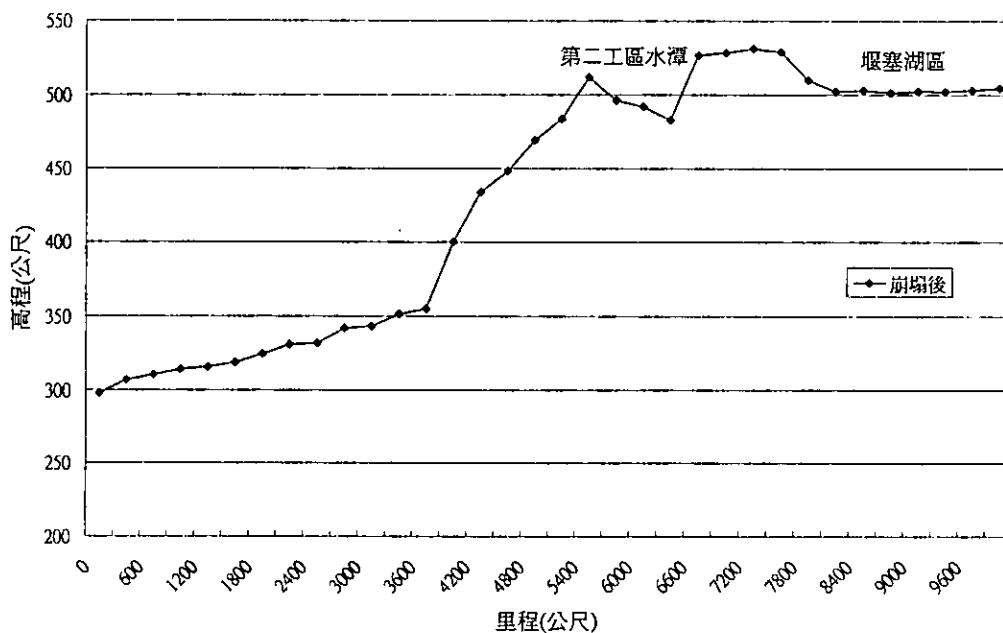


圖 1.2 草嶺潭堰塞湖崩塌後(89 年 5 月測量)天然壩區縱剖面圖
(沿溢洪河道切縱剖面)

在本例中考量分析壩體下游面(第二工區水潭至原河道)坡面之穩定性，在 PCSTABL 中首先應建立地形剖面，因此參照圖 1.2 剖面建立



對應之程式碼如下

PROFIL

Tsaoling 88

full profile, full water

33 33

0. 2297.89 300. 2306.94 1
 300. 2306.94 600. 2310.42 1
 600. 2310.42 900. 2314.36 1
 900. 2314.36 1200. 2315.84 1
 1200. 2315.84 1500. 2318.85 1
 1500. 2318.85 1800. 2324.62 1
 1800. 2324.62 2100. 2331.13 1
 2100. 2331.13 2400. 2331.91 1
 2400. 2331.91 2700. 2342.05 1
 2700. 2342.05 3000. 2343.38 1
 3000. 2343.38 3300. 2351.34 1
 3300. 2351.34 3600. 2354.94 1
 3600. 2354.94 3900. 2400.01 1
 3900. 2400.01 4200. 2433.78 1
 4200. 2433.78 4500. 2448.04 1
 4500. 2448.04 4800. 2469.51 1
 4800. 2469.51 5100. 2483.92 1
 5100. 2483.92 5400. 2512.13 1
 5400. 2512.13 5700. 2496.41 1
 5700. 2496.41 6000. 2492.25 1
 6000. 2492.25 6300. 2483.12 1
 6300. 2483.12 6600. 2526.9 1
 6600. 2526.9 6900. 2528.59 1
 6900. 2528.59 7200. 2531.23 1
 7200. 2531.23 7500. 2529.03 1
 7500. 2529.03 7800. 2510.2 1
 7800. 2510.2 8100. 2502.4 1
 8100. 2502.4 8400. 2503.2 1
 8400. 2503.2 8700. 2501.6 1
 8700. 2501.6 9000. 2502.5 1
 9000. 2502.5 9300. 2502.4 1
 9300. 2502.4 9600. 2503.4 1
 9600. 2503.4 9900. 2504.7 1

說明：

PROFILE 為給定地形剖面之指令，其必為第一輸入參數。

Tsaoling 88 full profile, full water 為本例工作名稱與分析條件，屬說明文字。

33 33 前者為總邊界數目為 33 個，後者表示組成地表之邊界數亦為 33 個。

0. 2297.89 300. 2306.94 1 為組成剖面之第一組線段，表示從 (X,Y)=(0,2297.89)至(300,2306.94)之線段。最後 1 表示該線段下為編號 1 之地層。

300. 2306.94 600. 2310.42 1 一直到 9600. 2503.4 9900. 2504.7 1 之說明

同第一組線段之說明。

SOIL

1

23.8 23.8 9.8 30. 0. 0. 1

說明:

SOIL 為給定地層性質指令。

1 為本例中地層僅考量崩落土層一層。

23.8 23.8 9.8 30. 0. 0. 1 分別表示地層之濕單位重、飽和單位重、凝聚力、摩擦角、孔隙水壓參數、孔隙水壓常數以及土壤所在自由水壓表面之號碼等。本例考量地層濕單位重為 23.8 kN/m^3 ，飽和單位重同濕單位重(此假設對安全係數影響不大)，凝聚力 9.8 kpa (約等於 1 t/m^2)，摩擦角 30° ，地下水位一層。

WATER

1 9.8

12

0. 2297.89

3600. 2354.94

3900. 2400.01

4200. 2433.78

4500. 2448.04

4800. 2469.51

5100. 2483.92

5400. 2512.13

6600. 2526.9

6900. 2528.59

7200. 2531.23

9900. 2531.23

說明:

WATER 為給定地下水位指令。

1 為本例中地層僅考量地下水位一條。

12 為組成地下水位面線段之點位數目為 12 點。

0 2297.89 表示地下水位線段之起點。

3600 2354.94 一直到 9900 2531.23 為其他組成地水下位線段之點位。

本例考量壩塞湖天然壩水位假設為地表面，壩塞湖區與第二工區水潭則為滿水位。

CIRCL2-Bishop circular, search
50 50
0. 3600. 5500. 7500. 0. 90. 0. 0.

說明:

CIRCL2-Bishop circular, search 為採用 Bishop 簡化法，破壞面為圓弧形進行分析。

50 50 為在起點分析範圍內以 50 個點位向終點產生圓弧面，且每個點位產生 50 個圓弧以搜尋破壞面。

0. 3600. 5500. 7500. 0. 90. 0. 0. 分別表示最左端起始點 x 座標、最右端起始點 x 座標、最左端終止點 x 座標、最右端終止點 x 座標、試求破壞面發展的最低高程界線、定義試求破壞面線段長度、破壞面起始線段之逆時鐘方向界限以及破壞面起始線段之順時鐘方向界限等。在本例中起點分析範圍之 x 座標範圍為 0 到 3600，終點分析範圍之 x 座標範圍為 5500 到 7500，主要考量係探討整體下游面邊坡之穩定性。另試求破壞面線段長度設定為 90。

將上述之程式碼輸入 PCSTABL 中即可得到如圖 1.3 之分析結果。由圖中(垂直向與水平向比例近乎相同)可知整體地形極為平緩，壩體下游面(第二工區水潭至原河道)坡面之穩定性其安全係數為 4.53。

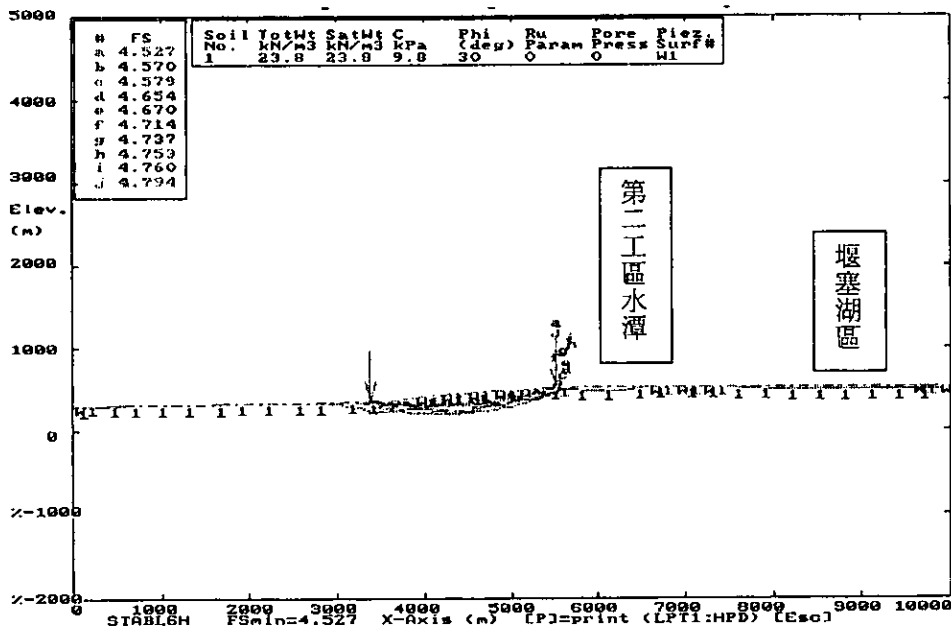


圖 1.3 依圖 1.2 剖面以 PCSTABL 分析結果圖(滿水位)



本章案例完整程式碼如下:

PROFIL

Tsaoling 88 full profile, full water

33 33

0. 2297.89 300. 2306.94 1

300. 2306.94 600. 2310.42 1

600. 2310.42 900. 2314.36 1

900. 2314.36 1200. 2315.84 1

1200. 2315.84 1500. 2318.85 1

1500. 2318.85 1800. 2324.62 1

1800. 2324.62 2100. 2331.13 1

2100. 2331.13 2400. 2331.91 1

2400. 2331.91 2700. 2342.05 1

2700. 2342.05 3000. 2343.38 1

3000. 2343.38 3300. 2351.34 1

3300. 2351.34 3600. 2354.94 1

3600. 2354.94 3900. 2400.01 1

3900. 2400.01 4200. 2433.78 1

4200. 2433.78 4500. 2448.04 1

4500. 2448.04 4800. 2469.51 1

4800. 2469.51 5100. 2483.92 1

5100. 2483.92 5400. 2512.13 1

5400. 2512.13 5700. 2496.41 1

5700. 2496.41 6000. 2492.25 1

6000. 2492.25 6300. 2483.12 1

6300. 2483.12 6600. 2526.9 1

6600. 2526.9 6900. 2528.59 1

6900. 2528.59 7200. 2531.23 1

7200. 2531.23 7500. 2529.03 1

7500. 2529.03 7800. 2510.2 1

7800. 2510.2 8100. 2502.4 1

8100. 2502.4 8400. 2503.2 1

8400. 2503.2 8700. 2501.6 1

8700. 2501.6 9000. 2502.5 1

9000. 2502.5 9300. 2502.4 1

9300. 2502.4 9600. 2503.4 1

9600. 2503.4 9900. 2504.7 1

SOIL

1

23.8 23.8 9.8 30. 0. 0. 1

WATER

1 9.8

12

0. 2297.89

3600. 2354.94

3900. 2400.01

4200. 2433.78

4500. 2448.04

4800. 2469.51

5100. 2483.92

5400. 2512.13

6600. 2526.9

6900. 2528.59

7200. 2531.23

9900. 2531.23

CIRCL2-Bishop circular, search

50 50

0. 3600. 5500. 7500. 0. 90. 0. 0.



第二章 FLAC 程式

本研究以 FLAC 3.4 版為分析工具。FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua) 程式為美國 Itasca Consulting Group Inc.所發展。本章將對 FLAC 程式的概述、運算程序、理論架構、組合律模式、基本術語定義及指令說明、實例說明等作一簡單的介紹。分析時地層材料參數引用說明同 1.2 節。

2.1 程式概述

FLAC 程式是以外顯有限差分 (explicit finite difference code) 程式模擬土壤、岩石或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所構成之構造物的行為，使用者將欲分析之物體分割成有限之網格 (grid)，並決定材料之組成律及邊界條件，若材料所受到的應力場較大而有產生大變形的可能時，則可以使用大應變模式 (large strain mode) 模擬材料的變形行為；此外，Fish (FLACish) 程式可提供使用者定義新的程式 (如材料的組合律) 以擴充其功能。

2.2 運算程序

FLAC 程式在運算過程中是以“時階的形態” (Time Stepping Fashion) 來求解每一個節點的運動方程式，如此可看到整個系統的行為隨時間發展變化的過程，此時階並非代表實際的時間，而是指程式反覆運算的次數，其運算過程如圖 2.1 所示。在每一個時階中，利用系統原本的不平衡狀態決定每一節點的不平衡力，然後求解其運動方程式，以決定節點的速度分量，節點速度決定後，可將速度積分求得節點的位移及應變增量，應變增量決定後再利用材料的組合律求得應力

增量，將應力增量加上原來的應力狀態，即成為新的應力狀態，並可得另一個不平衡力，再進行下一時階的運算，如此反覆運算直到不平衡力趨近於零，達到靜力平衡為止。至於達靜力平衡所需的時階數，則視使用者要求之精度、材料降伏的範圍以及問題尺度的大小等而決定。

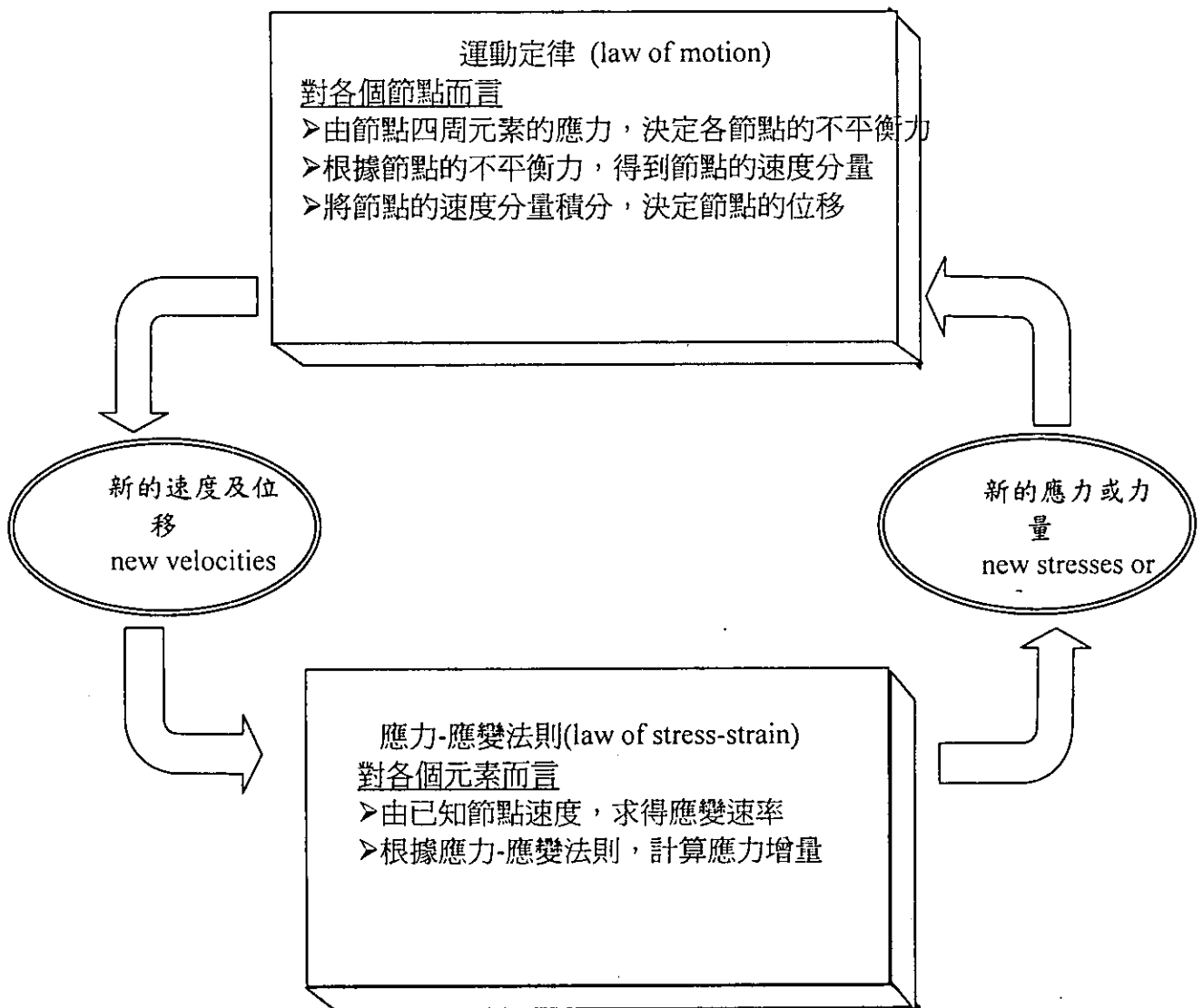


圖 2.1 FLAC 運算程序圖



2.3 理論架構

FLAC 程式的基本理論架構簡述如下：

2.3.1 運動方程式 (Equations of Motion)

當一質量為 m 的質點，受一外力 F 作用，則其運動方程式可以下式表示：

$$m \frac{d\dot{u}}{dt} = F \quad (2.1)$$

式中 \dot{u} = 速度

t = 時間

對於一連續體 (Continuous Body)，考慮其表面的曳引力 (Traction) 及內部的微體力 (Body Force)，由式(2.1)可得到連續體內任一點的運動方程式為：

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (2.2)$$

式中 σ_{ij} = 應力張量

ρ = 密度

t = 時間

x_j = j 向座標

g_i = 微體力

因此，分析連續體內每一個節點 (grid point) 均需滿足式(2.2)。

2.3.2 應力-位移關係 (Stress-Displacement Relations)

在力場中施加一應力張量於物體，則其平衡方程式可以下式表示：

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (2.3)$$



代入

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\dot{u}_i(t + \Delta t/2) - \dot{u}_i(t - \Delta t/2)}{\Delta t} \quad (2.4)$$

可得

$$\dot{u}_i(t + \Delta t/2) = \dot{u}_i(t - \Delta t/2) + \left(\frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + g_i \right) \cdot \Delta t \quad (2.5)$$

此為節點在半時階下的速度，其位移可由下式求得：

$$\Delta u_i(t + \Delta t) = \dot{u}_i(t + \Delta t/2) \cdot \Delta t \quad (2.6)$$

若為大應變模式，則節點座標會不斷的隨時階更新：

$$u_i(t + \Delta t) = u_i(t) + \dot{u}_i(t + \Delta t/2) \cdot \Delta t \quad (2.7)$$

2.3.3 應力張量的決定

求出各節點的速度後，可用下式求出速度梯度(velocity gradients):

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} = \lim_{A \rightarrow 0} \int_A \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} dA = \lim_{A \rightarrow 0} \frac{1}{A} \int_A \dot{u}_i n_j ds \quad (2.8)$$

式中 A=積分面積

ds=積分路徑增量

n=單位法向量

在 FLAC 程式中，網格邊界為分段連續之路徑，因此，式(2.8)可改寫為：

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} = \frac{1}{A} \sum_{edges} \dot{u}_i n_j \cdot \Delta s \quad (2.9)$$

其中式(2.9)中之速度 $\Delta \dot{u}_i$ 是指網格邊界上的速度，但程式計算所得之速度值僅存於節點中，FLAC 程式以該網格邊界上的兩個節點速度取

平均值後代入計算 (圖 2.2)，故式(2.9)可改為：

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum_{edges} (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) \cdot n_j \cdot \Delta s \quad (2.10)$$

決定邊界之速度梯度後，即可由下式求得應變增量張量(strain increment tensor)：

$$\Delta e_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \cdot \Delta t \quad (2.11)$$

由此我們可根據所定義的組合律 M 求出應力增量張量。

$$\Delta \sigma_{ij} = M(\sigma_{ij}, \Delta e_{ij}, \dots) \quad (2.12)$$

2.3.4 不平衡力的決定

在曳引力部分，FLAC 內部將每一四邊形元素分為兩組常應變 (constant strain) 三角形元素 (圖 2.2a)，每一組包含兩個三角形副元素，將每一三角形副元素之內部應力視為作用於微小面積邊界上之曳引力 (圖 2.2c)，再將此力均分為二，分別作用於所在邊兩端之節點上，此時作用於節點上的力 T_i 可表示為：

$$T_i = \frac{1}{2} \sigma_{ij} (n_j^{(1)} s^{(1)} + n_j^{(2)} s^{(2)}) \quad (2.13)$$

故每一組元素四個角落之 T_i 值，由兩個三角形相加而得，而每一個四邊形元素節點上之 T_i 值，則由兩個元素疊加而得。

而微體力主要是由重力所引致之不平衡力，其值等於 mg ，其中 m 值之決定係以環繞節點四周元素之質量分配計算之。此量之計算方式與曳引力相似，以圖 2.3 中四邊形元素四個節點所分配到之質量說明如

下：

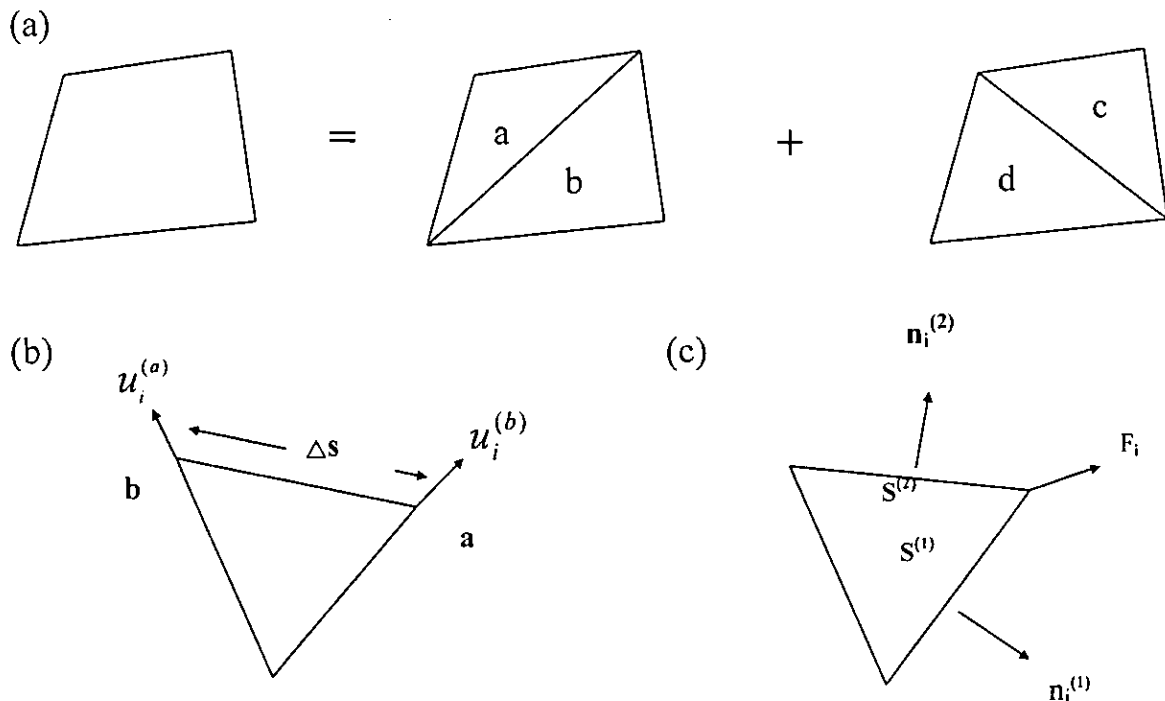


圖 2.2 FLAC 之四邊形元素：(a)分割成四個三角形元素；(b)三角形元素上的速度向量；(c)節點力

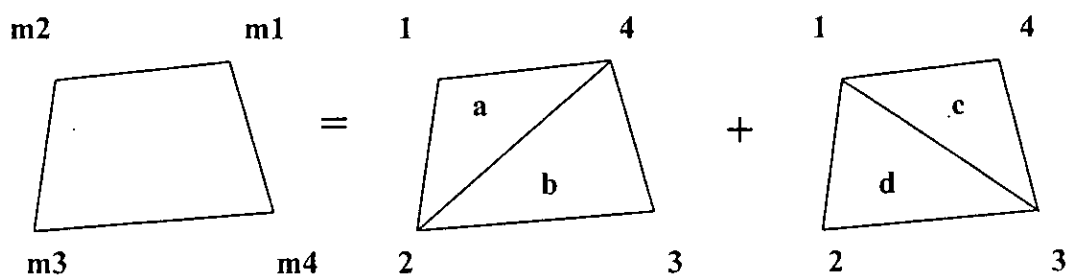


圖 2.3 質量分配法

$$(1) \quad m_1^{(1)} = A_a \frac{\rho}{3} \quad (2.14)$$

$$m_2^{(1)} = m_4^{(1)} = (A_a + A_b) \frac{\rho}{3} \quad (2.15)$$

$$m_3^{(1)} = A_b \frac{\rho}{3} \quad (2.16)$$



$$(2) \quad m_1^{(2)} = m_3^{(2)} = (A_c + A_d) \frac{\rho}{3} \quad (2.17)$$

$$m_2^{(2)} = A_c \frac{\rho}{3} \quad (2.18)$$

$$m_4^{(2)} = A_d \frac{\rho}{3} \quad (2.19)$$

$$(1)+(2) \quad m_i = \frac{m_i^{(1)} + m_i^{(2)}}{2} \quad i=1 \sim 4 \quad (2.20)$$

式中 A=三角形面積

ρ =密度

(1)(2)表組別

2.4 組合律模式 (Constitutive Model)

材料的組合律代表了材料的應力與應變之間的關係，FLAC 程式在力學模式中提供了下面幾種組合律模式：

(1) 零效模式 (null model)：此模式可將所指定的網格範圍移除，用來模擬開挖或移除之行為，若將來有回填動作，則可將此處網格指定為其他模式。

(2) 均向性彈性模式 (isotropic elastic model)：適用於均質且均向性的彈性材料，其應力-應變在加壓及解壓過程均為線性關係，亦即遵循虎克定律。

(3) 橫向等向性彈性模式 (elastic transversely isotropic model)：用以模擬橫向等向性彈性材料，即假設材料性質在 x、z 方向為均向性，而在 y 方向則不同。



- (4) 莫爾庫倫塑性模式 (Mohr-Coulomb plasticity model): 此模式之材料遵守 Mohr-Coulomb 破壞準則。
- (5) 遍在節理模式 (ubiquitous joint model): 為一非均向性的塑性模式，於 Mohr-Coulomb 材料中存在一系列的弱面，材料之破壞可能發生於弱面間之滑動，亦可發生於材料本身，端視材料與弱面之性質、應力狀態及弱面角度而定。
- (6) 應變軟化/硬化模式 (strain softening/hardening model): 模擬 Mohr-Coulomb 彈塑性材料達降伏後應變軟化/硬化之現象，即其強度參數如凝聚力、摩擦角及膨脹角能隨不同塑性應變而改變。
- (7) 雙降伏模式 (double yielding model): 於 Mohr-Coulomb 材料中增加一與體積應變有關的第二降伏面，以模擬因均向應力增加而造成永久體積變形的行為。
- (8) 若使用者需要其他組合律模式，亦可以使用 Fish 程式撰寫之。

2.5 基本術語定義及指令說明

FLAC 使用之術語與一般有限差分法或有限元素法在應力分析時所慣用的名稱相似，本節將一些常用的基本術語定義如下：

- (1) FLAC 模式：FLAC 模式是由使用者模擬實際問題而產生，使用此模式時使用者必須依照 FLAC 指令程序來定義問題的條件，以求得數值解。
- (2) 區間 (zone): 組成一個待解物理現象之最小單位，也可稱為元素



(element)。設定區間之多寡與電腦之記憶體有關，記憶體愈大，所能分割的區間就愈多。

(3) 格點 (gridpoint)：區間的四個角落 (corner) 稱為格點，FLAC 程式中每一個格點均定義一組 x-y 座標，格點有時也稱為節點 (nodal point)。

(4) 有限差分網格 (finite difference grid)：包含於物理區域內，由區間所組成，也稱為 mesh。

(5) 模式邊界 (model boundary)：網格的四周就是模式邊界，網格內部的邊界 (比如網格內的空洞) 也是模式邊界。

(6) 邊界條件 (boundary condition)：在邊界上加上控制條件或是束制條件。

(7) 初始條件 (initial condition)：模擬開挖或加載前，模式中任何變數的初始狀態。

(8) 零效區間 (null zone)：網格內模擬開挖後所形成的空隙、開挖面或孔洞。

(9) 界面元素 (interface)：FLAC 程式為連續體分析，但可利用界面元素 (Interface) 模擬大地材料中的不連續面，如斷層。將兩塊體網格利用界面元素結合，並給予其材料參數強度 (cohesion、friction angle、normal stiffness、shear stiffness)，以及可設定此界面是否錯動 (glue、unglue)。

(10) 標記格點 (marked point)：特別作用而標示出的格點。

(11) 次格間 (sub-grid)：有限差分網格可以分隔為幾個次格間，次格間



能製造不同形狀的區域。但次格間不能再分割成其他次格間，如必須要再分割，可利用「零效區間」指令來完成。

- (12) 接續格點 (attached gridpoint)：接續格點是將不同之次格間連結在一起。
- (13) 區域 (region)：以網格邊界或是標記格點為界所包圍起來的範圍。
- (14) 結構元素 (structural element)：為線性元素，可用以模擬結構物與大地材料間的互制作用，如隧道襯砌、岩栓、地錨、擋土牆等。
- (15) 階 (step)：FLAC 程式為一種具有外顯功能的計算工具，於求解問題時一般需經過一定數目之階數才能達到平衡狀態，至於平衡狀態所需之階數則視使用者的問題之複雜性與所需的精度而定。

FLAC 程式所使用之指令說明如下：

- (1) 模式設定：其內定為平面應變模式，利用 **configure** 指令設定分析模式，如 **axisymmetry geometry** 為軸對稱分析模式，**p_stress** 為平面應力模式。
- (2) 網格建立：利用 **grid** 指令來建立網格數目，**generate** 可以調整網格形狀，**attach** 可以將兩個網格邊界組合在一起。
- (3) 邊界條件及初始條件：以 **fix** 指令將邊界固定，**apply** 或 **initial** 可設定初始應力狀態。
- (4) 材料組成律及材料參數：以 **model** 指令選擇材料組成律，**property** 給定材料參數。
- (5) 程式之運算：以 **solve** 或 **step** 指令執行程式之運算。



- (6) 儲存/載入檔案：利用 **save** 指令來儲存執行之結果，以 **restore** 指令來載入已儲存的檔案。
- (7) 繪圖：以 **plot** 可繪出所需之圖形。
- (8) 輸出數值：**print** 指令可將所需之數值分析結果輸出。

2.6 實例說明

2.6.1 實例分析之流程

本實例係以 FLAC 程式模擬民國 68 年草嶺堰塞湖分段式潰決之初始程式，其程式將分成 3 個部份加以說明，分別是分析模式之建立、靜力平衡分析、與滲流分析，而整體分析架構之流程圖如圖 2.4 所示。

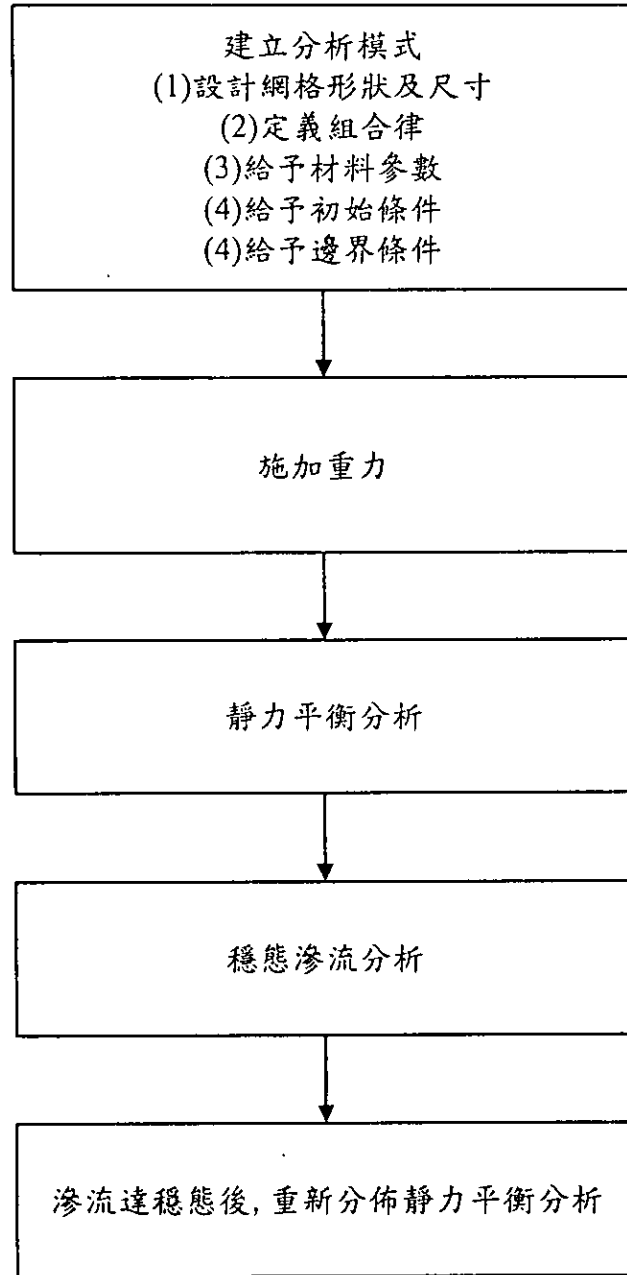


圖 2.4 實例分析之流程圖

2.6.2 分析模式之建立

config gw ex 2

說明：config 係指模式之設定，可包括 axisymmetric geometry、groundwater flow、plane stress、heat transfer、fully dynamic analysis、creep analysis 以及 extra grid variables 等；gw 係表分析模式為 groundwater flow；ex 2 表 extra grid variables 有 2 個。

title



The induced landslide dam at Tsao-Lin in 1979 - Geoself_1

說明：抬頭之說明。

gr 200,30

說明：表 200 個列與 30 個行所構成之區間 (zones)；其總數目視電腦記憶體之大小、問題之型式 (如 mechanical、hydromechanical 或 thermomechanical 等) 以及所選用的組合律模式而定。

m m

說明：第一個 m 表 model，第二個 m 表 Mohr-Coulomb model；而塑性模式尚包括 Drucker-Prager 模式、遍在節理模式 (ubiquitous joint model)、應變軟化/硬化模式 (strain-hardening/softening model)、雙降伏模式 (double yield model) 等。

prop s=44e6 b=205.3e6 dens=2000 fri=30 coh=1.0e4 ten=1e10 por=0.4 perm=1.e-5

說明：表設定材料之性質，其中 s 為剪力模數 (在材料力學中通常以 G 來表示)、b 表統體模數 ($K=2*G*(1+\nu)/(3*(1-2\nu))$ ， ν 表柏松比)、dens 表密度、fri 表摩擦角、coh 表凝聚力、ten 表張力強度 (本例之張力強度故意放大是為了避免土壤/岩石產生張力破壞 (FLAC-Example Applications, p.1-2))、por 表孔隙率、perm 表滲透係數。

gen 0,400	0,424	500,436	500,400	i=1,50	j=1,31
gen 500,400	500,436	600,456	600,400	i=50,60	j=1,31
gen 600,400	600,456	850,506	850,400	i=60,85	j=1,31
gen 850,400	850,506	950,506	950,400	i=85,95	j=1,31
gen 950,400	950,506	1105,526	1105,400	i=95,111	j=1,31
gen 1105,400	1105,526	1138,522	1138,400	i=111,114	j=1,31
gen 1138,400	1138,522	1200,523	1200,400	i=114,120	j=1,31
gen 1200,400	1200,523	1273,509	1273,400	i=120,127	j=1,31
gen 1273,400	1273,509	1600,446	1600,400	i=127,160	j=1,31
gen 1600,400	1600,446	2000,456	2000,400	i=160,201	j=1,31

說明：建立欲模擬之幾何形狀之 x、y 座標與網格間的關係 (此處不建議使用 gen line 是因為邊坡表面易產生單一的三角形區間，而使得塑性分析上失真 (FLAC-Example Applications, p.1-2))。本



分析之網格圖如圖 2.5 所示。

```
ini sxx=-122e3 var=0 122e3 j=1,31
```

```
ini syy=-122e3 var=0 122e3 j=1,31
```

```
ini szz=-122e3 var=0 122e3 j=1,31
```

說明：初始應力條件之設定（應力之正號代表張力，負號代表壓力）；亦即在底部邊界處（ $j=1$ ），其所有的初始應力為 122 kPa（壓力），但在地表邊界處（ $j=31$ ）則為 0（此符合地表無應力之邊界狀況）。

```
fix x i=1
```

```
fix x i=201
```

```
fix x y j=1
```

```
his unbal
```

說明：在左右兩側（ $i=1$ 與 $i=201$ ）固定其水平方向之位移（亦即只允許垂直方向變位），而在底部同時固定水平與垂直方向之位移（ $j=1$ ），並檢核不平衡力。

```
fix pp i=1 j=1,31
```

```
fix pp i=60,127 j=31
```

```
fix pp i=201 j=1,31
```

說明：在左右兩側（ $i=1$ 與 $i=201$ ）及虛擬下游水位與真實上游水位間之地表邊界自由面（ $i=60,127$ ），固定其孔隙水壓力。當下游虛擬水位為 456 公尺，而上游水位為 509 公尺時之邊界條件圖如圖 2.6 所示。

```
set grav=9.81
```

說明：施加重力於整個網格系統。

```
win 0,2000 400,530
```

說明：設定展示螢幕之大小。

```
save 1027_681_0.sav
```

說明：儲存初始平衡之條件。

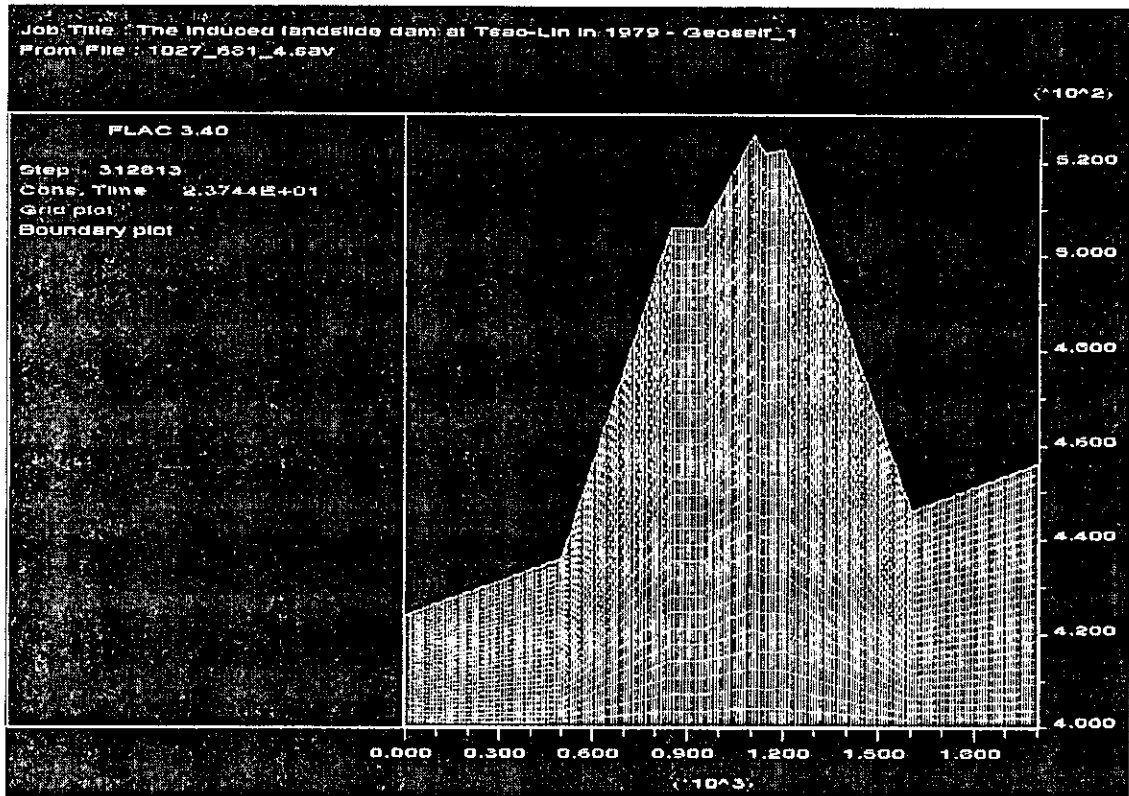


圖 2.5 以 FLAC 軟體分析民國 68 年草嶺潭初始縱剖面之網格圖

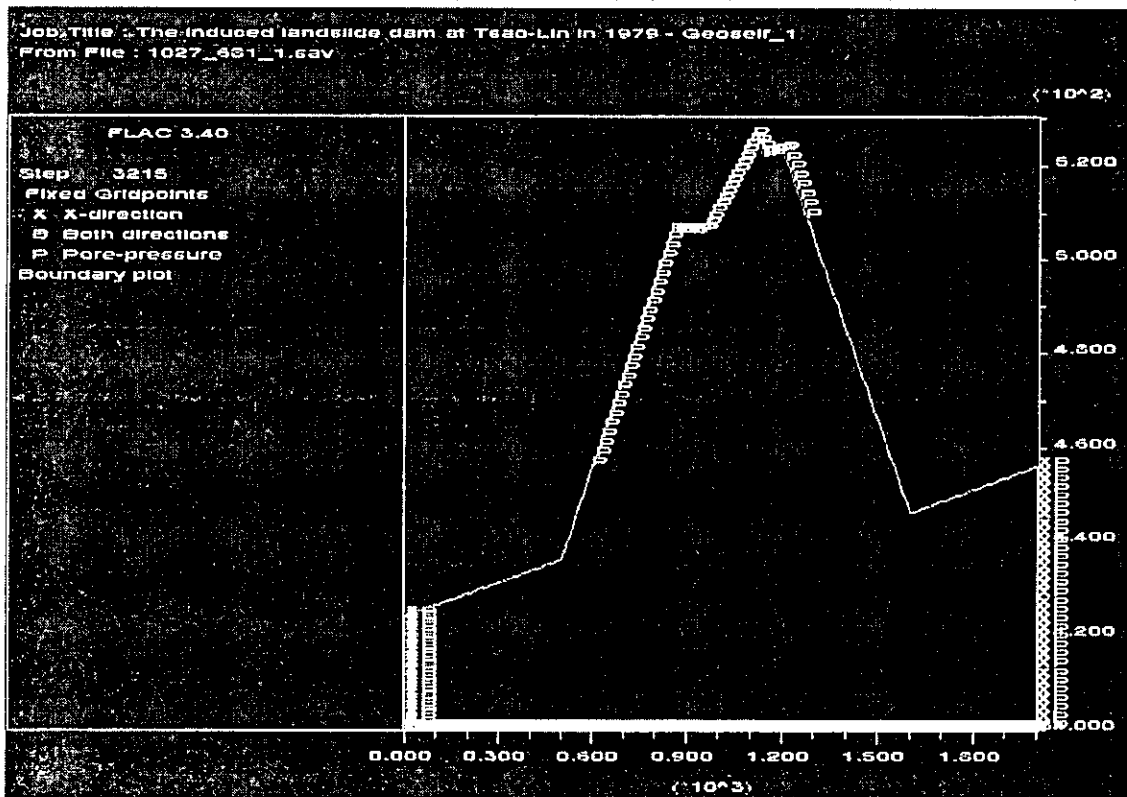


圖 2.6 下游虛擬水位為 456 公尺，而上游水位為 509 公尺時之邊界條件圖



2.6.3 靜力平衡分析

rest 1027_681_0.sav

說明：叫出初始平衡狀況之 1027_681_0.sav，以利進行靜力平衡分析。

set flow=off mech=on

說明：將滲流機制關閉而力學機制開啟。

water bulk=0 dens=1000 tens=1e10

說明：將水的統體模數變成 0 是為了防止發生力學性的變形 (FLAC—
Example Applications, p.1-10)，而張力強度則假設為 10 GPa。

his unbal

solve

說明：求解的動作；使用 solve 時，程式內部設定 sratio (對力學機制而言是指不平衡力的比值，對滲流機制而言是指不平衡流體流動的比值) 收斂值為 0.001 (時階內部設定值 step 為 100000)，亦可令 step=n (n>100000)，以達到所欲得到的收斂值。

save 1027_681_1.sav

註：本文亦將靜力平衡所得的垂直應力與位移分佈圖示於圖 2.7 與圖 2.8 中。

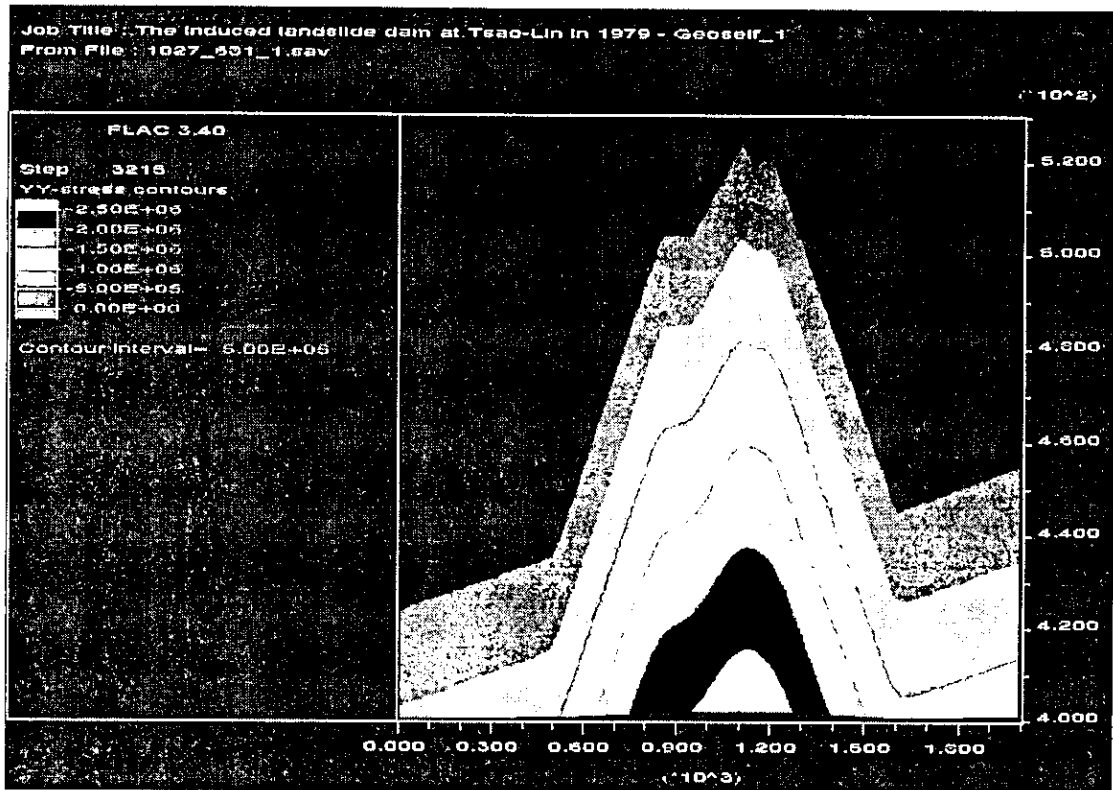


圖 2.7 靜力平衡分析所得的垂直應力分佈圖

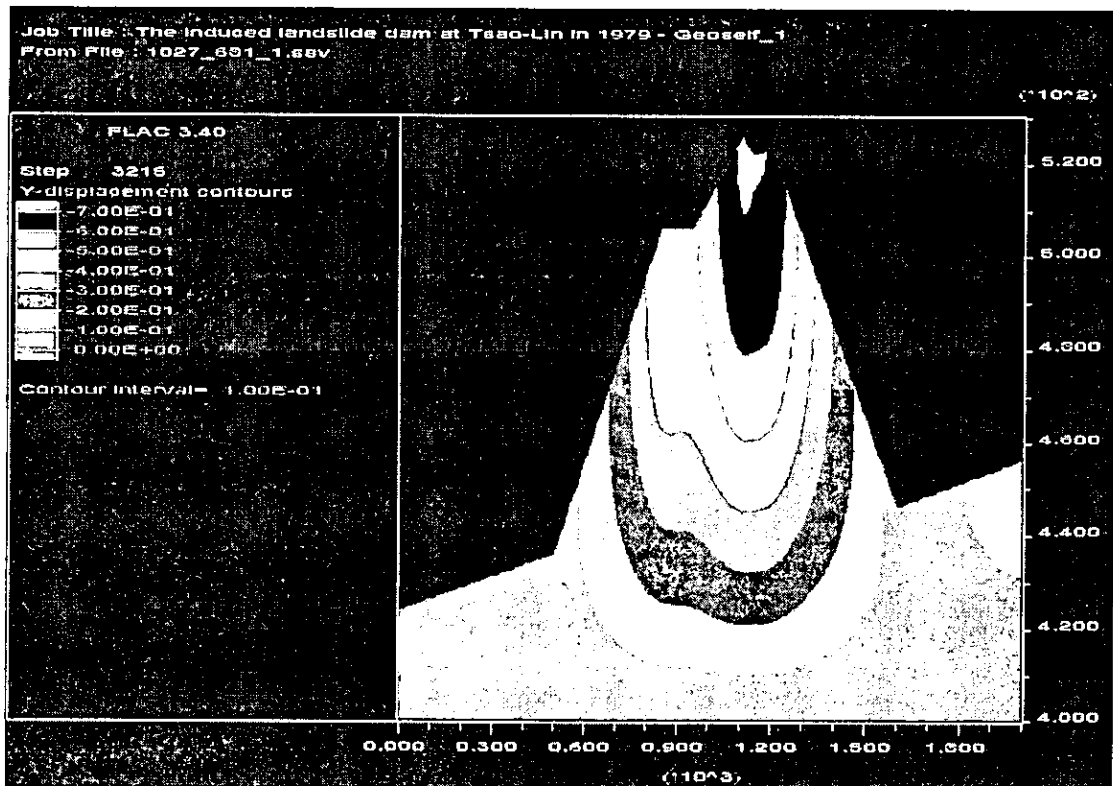


圖 2.8 靜力平衡分析所得的垂直位移分佈圖



2.6.4 滲流分析

rest 1027_681_1.sav

;下游之虛擬水位

apply press 313.6e3 var 0 -117.6e3 from 1,31 to 50,31

apply press 196e3 var 0 -196e3 from 50,31 to 60,31

;上游之真實水位

apply press 0 var 0 617.4e3 from 127,31 to 160,31

apply press 617.4e3 var 0 -98e3 from 160,31 to 201,31

說明：施加外應力於邊界上，例如在下游虛擬水位處 apply press 313.6e3 var 0 -117.6e3 from 1,31 to 50,31，表沿著 $j=31$ 之地表邊界，從 $i=1$ 到 50 施加 313.6 MPa 逐漸減為 196 MPa (313.6 MPa - 117.6 MPa = 196 MPa) 之外應力。

solve

save 1027_681_2.sav

rest 1027_681_2.sav

;下游之虛擬水位

ini pp 313.6e3 var 0 -117.6e3 from 1,31 to 50,31

ini pp 196e3 var 0 -196e3 from 50,31 to 60,31

;上游之真實水位

ini pp 0 var 0 617.4e3 from 127,31 to 160,31

ini pp 617.4e3 var 0 -98e3 from 160,31 to 201,31

說明：下游與上游處之初始孔隙水壓力的設定。

fix pp i=1 j=1,31

fix pp i=1,60 j=31

fix pp i=201 j=1,31

his unbal

說明：在左右兩側 ($i=1$ 與 $i=201$) 及虛擬下游水位之邊界 ($i=1,60$)，固定其孔隙水壓力，並檢核不平衡力。

prop por=0.4 perm=1.e-5

fix sat i=1 j=1,31



```
ini sat=1.0 i=1 j=1,31
fix sat i=1,60 j=31
ini sat=1.0 i=1,60 j=31
fix sat i=127,201 j=31
ini sat=1.0 i=127,201 j=31
fix sat i=201 j=1,31
ini sat=1.0 i=201 j=1,31
```

說明：在左右兩側($i=1$ 與 $i=201$)及下游($i=1,60$)與上游水位($i=127,201$)處給予飽合度 (saturation) 的固定，亦即 $\text{sat}=1$ 。穩態滲流分析時之邊界束制條件圖如圖 2.9 所示。

```
water bulk=1000e3 tens=0
```

說明：將水的統體模數變成 1MPa，而張力強度則假設為 0。

;左右兩側

```
apply pp 548.8e3 var 0 -235.2e3 i=1 j=1,31
apply pp 1068.2e3 var 0 -548.8e3 i=201 j=1,31
```

;下游之虛擬水位

```
apply pp 313.6e3 var 0 -117.6e3 from 1,31 to 50,31
apply pp 196e3 var 0 -196e3 from 50,31 to 60,31
```

;上游之真實水位

```
apply pp 0 var 0 617.4e3 from 127,31 to 160,31
apply pp 617.4e3 var 0 -98e3 from 160,31 to 201,31
```

說明：於左右兩側($i=1$ 與 $i=201$)及下游($i=1,60$)與上游水位($i=127,201$)處施加孔隙水壓力。

```
set flow=on mech=off
```

說明：將滲流機制開啟而力學機制關閉。

```
ca fmod5.fis
```

```
ca turbo.fis
```

說明：呼叫 FLAC 內建之 Fish 檔。

```
solve sratio=0.01 step=500000
```

說明：強迫分析之結果要達到 $\text{sratio}=0.01$ ，因此，設定時階數為 500000

(此值係經由嘗試錯誤後所訂出)。

```
save 1027_681_3.sav
```

```
rest 1027_681_3.sav
```

```
set flow=off mech=on ncwrite=50
```

說明：將滲流機制關閉而力學機制開啟，並設定每跑 50 筆時階即顯示在螢幕上（內部設定值為 1）。

```
his unbal
```

```
solve
```

```
water bulk=2000e3
```

說明：將水的統體模數調整成 2MPa。

```
save 1027_681_4.sav
```

```
ca eff_str.fis
```

說明：呼叫自撰的 Fish 程式，如下所示。

```
def eff_stress
```

```
loop i (1,izones)
```

```
  loop j (1,jzones)
```

```
    ex_1(i,j)=(sxx(i,j)+syy(i,j)+szz(i,j))/3.0
```

```
    ex_2(i,j)=ex_1(i,j)+pp(i,j)
```

```
  end_loop
```

```
end_loop
```

```
end
```

```
eff_stress
```

圖 2.10、圖 2.11 與圖 2.12 分別表當上游水位為 509 公尺時之天然壩體內孔隙水壓力 (pp)、塑性狀態 (plasticity state) 與有效應力 (ex_2) 的分佈圖。

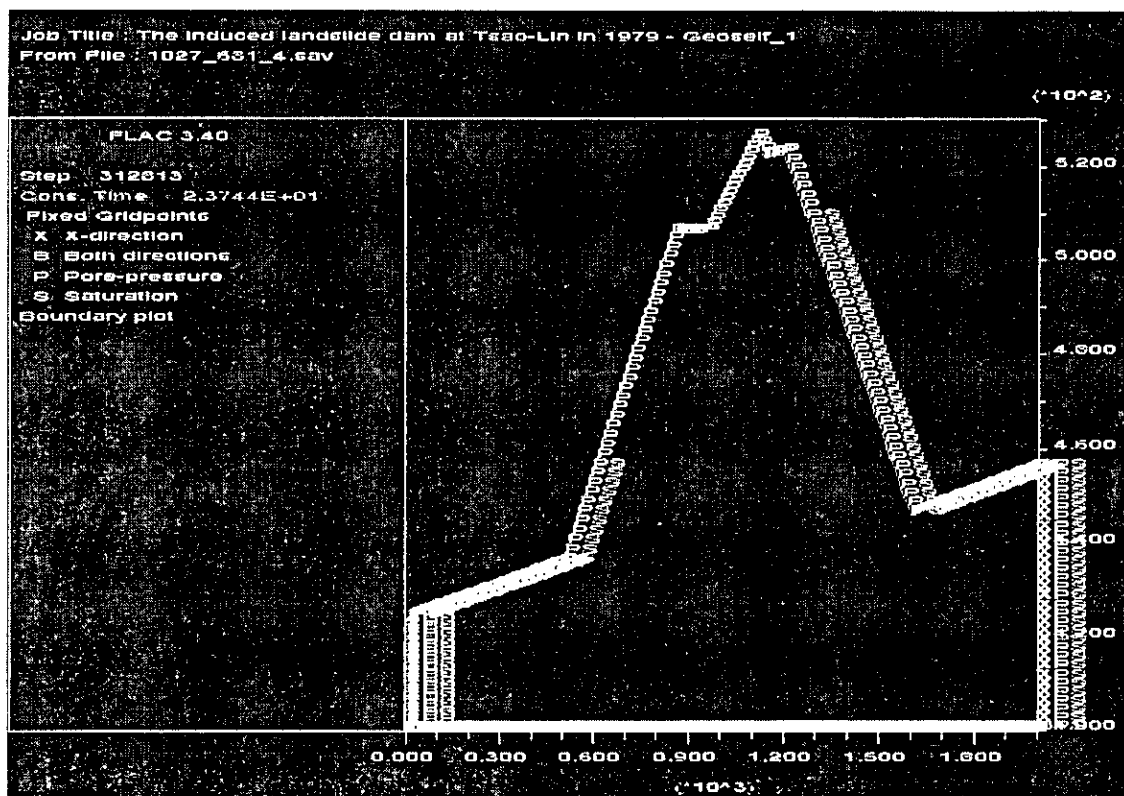


圖 2.9 穩態滲流分析時之邊界束制條件圖

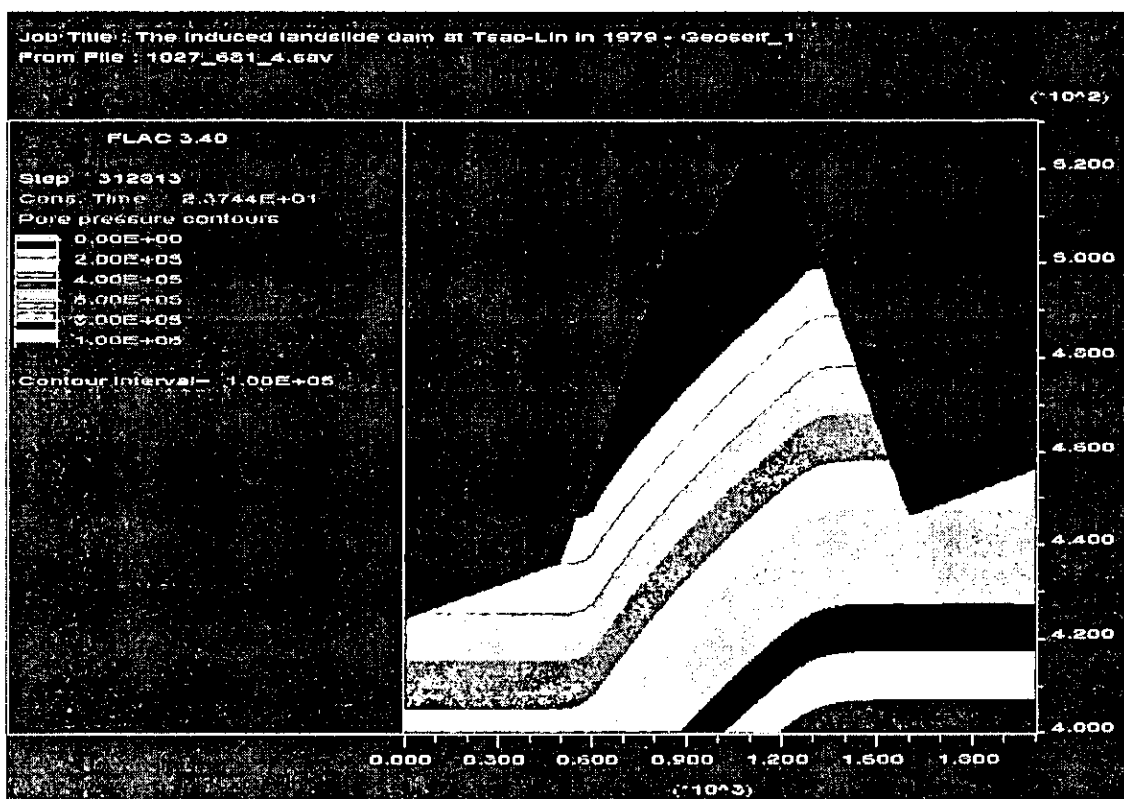


圖 2.10 天然壩體內之孔隙水壓力分佈圖

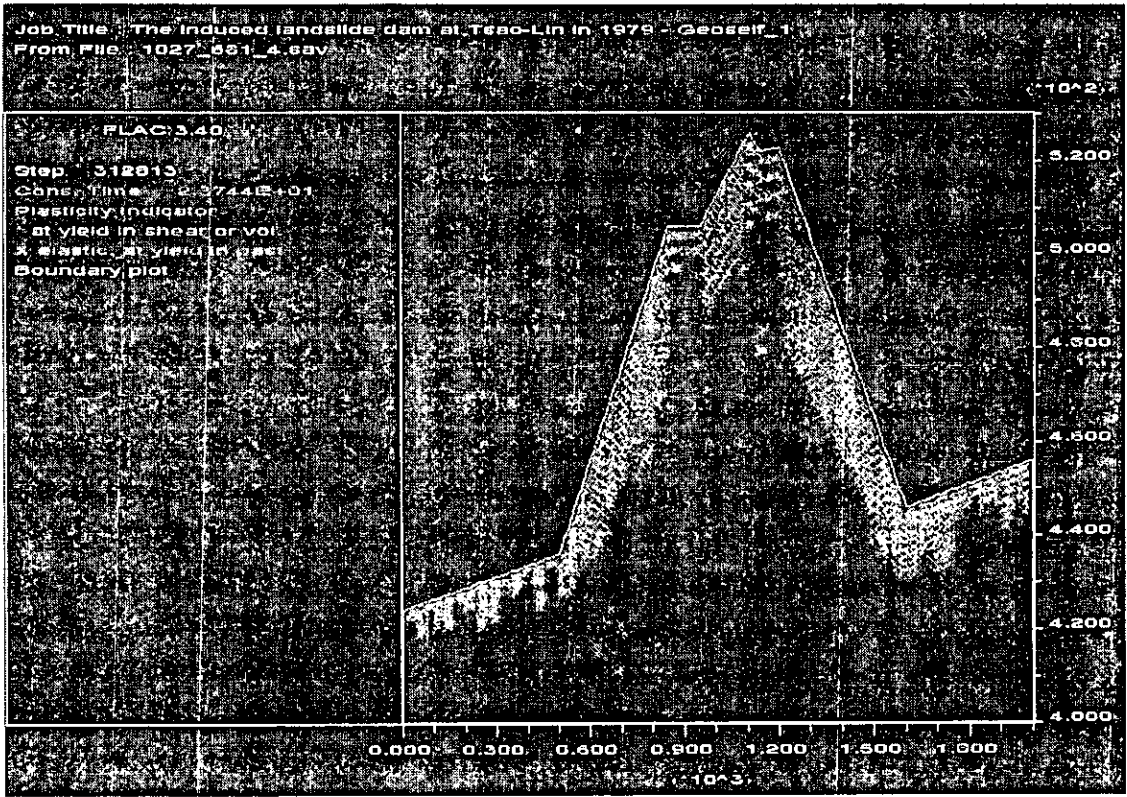


圖 2.11 天然壩體內之塑性狀態分佈圖

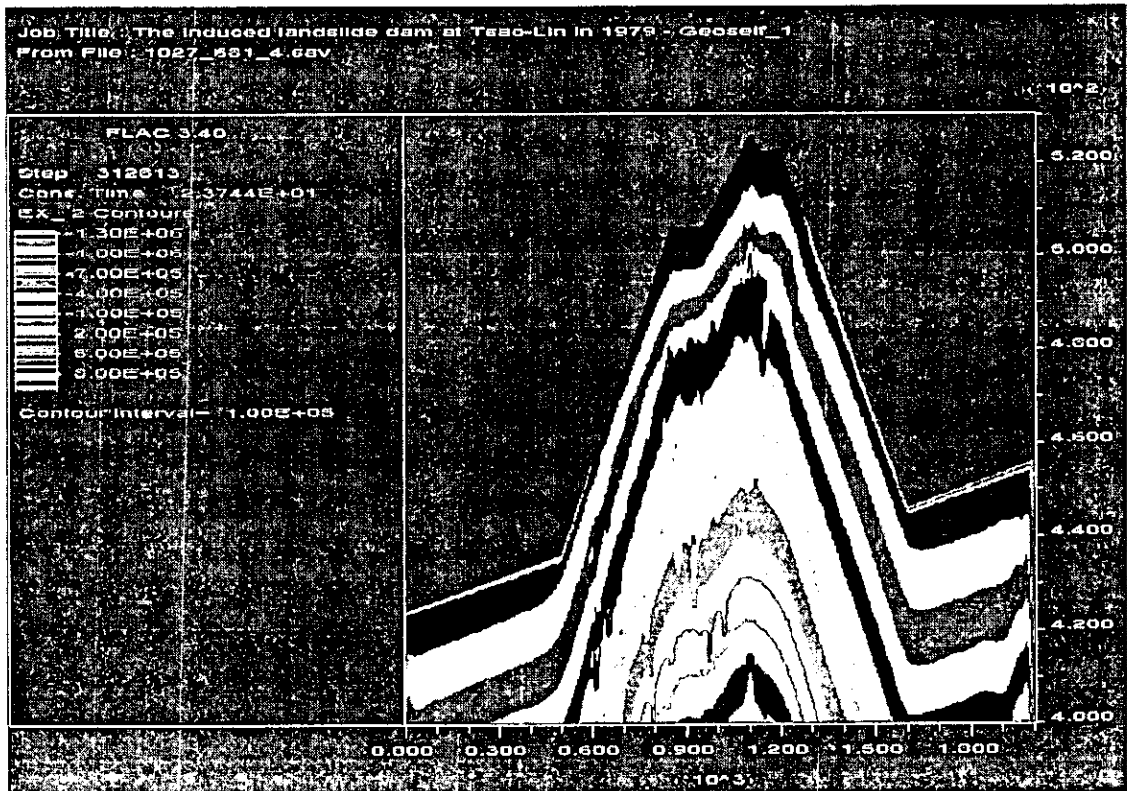


圖 2.12 天然壩體內之有效應力分佈圖



第三章 BREACH 模式

常見之潰壩模式通常潰口形狀均假設為三角形、矩形、或梯形等，且潰口之變化均假設為線性，為了探討潰口隨時間之變化情況，本計畫選擇 BREACH 模式來模擬壩體潰口之變化。

3.1 基本原理

3.1.1 程式簡介

BREACH 模式為美國氣象局(NWS)D.L. Fread 於 1991 撰寫完成，可模擬天然滑落或人造之土石壩潰壩時，潰口隨時間變化及出流流量歷線。其演算方法主要為結合上游入流歷線、水庫演算、堰流公式、曼寧公式、輸砂公式(Meyer-Peter and Muller)及壩體組成(D50、C、 ϕ 、 γ 等)以疊代方式求解潰決之流量歷線及潰口隨時間之變化。

模式功能：

- (1)可模擬天然滑落或人造之土石壩，當水流溢頂或管湧時造成之潰壩。若壩是人工壩，則假設壩頂為平坦、且考慮溢洪道，若是天然滑落之土石壩，則壩體假設為三角形，且不考慮溢洪道。
- (2)結合 Meyer-Peter and Muller 的輸砂公式及一維 Unsteady Flow 微分方程式。
- (3)上游入流量來自於水庫庫容及入流歷線。
- (4)壩體之組成可假設為單一材質或細分為內外兩層不同之組成。壩體下游面可考慮是否有草類之覆蓋情況。



3.2 BREACH 模式輸入說明：

BREACH 模式的每一個輸入格式均有固定格式(輸入單位全為英制)，可以使用記事本等相關之軟體編輯。底下為各輸入參數之說明：

卡號	變數名稱	輸入格式	變數說明
1	Message	20A4	輸入相關訊息，小於 80 字元
2	HI	F10.2	水庫起始水位(ft)
	HU	F10.2	壩頂高程(ft)
	HL	F10.2	壩底高程(ft)
	HPI	F10.2	管湧產生時之高程(ft)(若沒有則輸入 0)
	HSP	F10.2	溢洪道高程(ft)(若沒有則輸入 0)
	PI	F10.3	平均塑性指數
	CA	F10.3	臨界剪應力之係數($\tau_c=CA(PI)**CB$)； $0.004<CA<0.02$
	CB	F10.3	臨界剪應力之係數($\tau_c=CA(PI)**CB$)； $0.58<CB<0.84$
3	QIN(I)	8F10.2	水庫入流量(cfs)，I 從 1~8
4	TIN(I)	8F10.2	與 QIN(I)相對應之時間(hr)，I 從 1~8
5	RSA(I)	8F10.2	水庫表面積(acre)，I 從 1~8
6	HSA(I)	8F10.2	與 RSA(I)相對應之高程(ft)，I 從 1~8
7	HSTW(I)	8F10.2	尾水斷面高程(由低至高)(ft)，I 從 1~8
8	BSTW(I)	8F10.2	尾水斷面之頂寬(ft)，I 從 1~8



卡號	變數名稱	輸入格式	變數說明
9	CMTW(I)	8F10.3	與尾水斷面之高程相對應之曼寧 n 值
10	ZU	F10.2	壩體上游面坡度[1(垂直):ZU(水平)]
	ZD	F10.2	壩體下游面坡度[1(垂直):ZD(水平)]
	ZC	F10.2	壩體內層上下游面平均坡度，(若沒有則輸入 0)
	GL	F10.2	草之平均長度(inch)，(若沒有則輸入 0)
	GS	F10.2	草覆蓋之情形，1.0(好)，0(沒有或不好)
	VMP	F10.2	草覆蓋之渠道，最大容許速度。(若沒有則輸入 0)
	SEDCON	F10.2	最大輸砂濃度(0.4~0.5)，預設值為 0.5
11	D50C	F10.2	內層 D50(mm)，(若沒有則輸入 0)
	PORC	F10.2	內層孔隙率，(若沒有則輸入 0)
	UWC	F10.2	內層比重(lb/ft ³)，(若沒有則輸入 0)
	CNC	F10.4	內層曼寧 n 值，(若沒有則輸入 0)
	AFRC	F10.2	內層摩擦角，(若沒有則輸入 0)
	COHC	F10.2	內層黏性強度(lb/ft ²)，(若沒有則輸入 0)
	UNFCC	F10.2	內層 D90/D30 之比例，預設值為 10
12	D50S	F10.2	外層 D50(mm)，(若沒有則輸入 0)
	PORS	F10.2	外層孔隙率，(若沒有則輸入 0)



卡號	變數名稱	輸入格式	變數說明
	UWS	F10.2	外層比重(lb/ft ³)，(若沒有則輸入 0)
	CNS	F10.4	外層曼寧 n 值，(若沒有則輸入 0)
	AFRS	F10.2	外層摩擦角，(若沒有則輸入 0)
	COHS	F10.2	外層黏性強度(lb/ft ²)，(若沒有則輸入 0)
	UNFCS	F10.2	外層 D90/D30 之比例，預設值為 10
13	BR	F10.2	起始矩形形狀之寬深比。1.0(管湧)，2.0(溢頂)
	WC	F10.2	潰口寬度(ft)，(可為 0)
	CRL	F10.2	潰口長度(ft)
	SM	F10.2	下游河川渠底坡度(ft/mile)
	D50DF	F10.4	壩下游面頂部材料組成 D50(mm)
	UNFCDF	F10.2	壩下游面 D90/D30 之比例
	BMX	F10.2	潰口底部最大允許寬度(ft)
	BTMX	F10.2	潰口頂部最大允許寬度(ft)
14	DTH	F10.3	基本的計算時間間距(hr)
	DBG	F10.3	輸出控制，0.0(只輸出流量歷線)，0.001(輸出每一個時間的水位及流量歷線)，0.002(輸出每一次疊代時的水位及流量歷線)
	H	F10.2	溢頂時沿壩體下游面計算的起始深度(ft)

卡號	變數名稱	輸入格式	變數說明
	THE	F10.2	模擬時間(hr)
	ERR	F10.2	疊代時之容許誤差
	FPT	F10.2	流量歷線輸出之間隔時間
	TPR	F10.2	輸出停止的時間，(若給 0 則全部時間均輸出)
15	SPQ(I)	F10.2	溢洪道流量(cfs)，I 從 1~8
	SPH(I)	F1.02	與 SPQ(I)相對應之水頭(ft)

3.3 實例說明

現以 68 年草嶺崩山為例，說明 BREACH 模式之使用方式。

根據民國 68 年草嶺山崩記記載，草嶺於民國 68 年 8 月 14 日上午 4 點左右產生第三次的崩山，右岸舊崩積土開始小規模之崩落，堆積在舊草嶺壩潰決遺跡上並堵塞河谷蓄水，至上午 6 點左右，右岸之崩積土再度大量崩落而完全堵塞河道形成一堰塞湖；其連日豪雨所造成之天然壩高度約 90 公尺、頂部寬(橫跨河道長)約 110 公尺、頂長約 100 公尺，底部長約 1,000 公尺，堰塞湖長度約 3.4 公里，蓄水量約 4 千萬立方公尺，該水潭水位至 8 月 15 日起，因連續降雨而逐漸升高，於 8 月 23 日 5 點半左右水位即升至壩體頂部(標高約 525.75 公尺)開始溢流；8 月 24 日 11 點 20 分土體開始崩潰，至 15 點完全潰決，其潰口處之變化如下：



8月24日11點20分潰決；

8月24日11點40分土壩已造成寬11公尺、深3.3公尺之潰口；

8月24日11點50分水位下降至520.37公尺，30分鐘水位下降8公尺之多；

8月24日12點土壩沖潰一半；

8月24日15點全面崩潰。

因此從開始潰決到完全崩潰約花費4小時的時間。

BREACH 模式為一 fortran 所撰寫之程式語言，因此使用時只需將 input 檔及編輯過後的執行檔 breach.exe 放在同一資料夾，並執行 breach.exe，再將 input 及 output 之檔名輸入後即可完成運算，其演算之結果可以由文字編輯程式開啟並讀取相關資料。如圖 3.1

```

Chow_Lin DAM
HI= 1725.97 HU= 1724.46 HL= 1429.26 HPI= 0.00 HSP= 0.00 PI= 0.0 CA=0.000 CB=0.00
(QIN(I),I=1,B)
117.55 3118.05 5883.45 3922.18 8825.00 1961.27 588.45 588.45
(TIN(I),I=1,B)
0.00 2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 10.00
(RSA(I),I=1,B)
368.03 333.45 291.46 251.94 219.83 251.90 190.19 0.00
(HSA(I),I=1,B)
1722.00 1705.60 1689.20 1672.80 1656.40 1640.00 1312.00 0.00
(HSTW(I),I=1,B)
1496.34 1506.47 1511.56 1516.61 1526.74 1536.88 1547.04 1552.10
(BSTW(I),I=1,B)
0.03 10.63 15.91 21.22 34.14 78.85 184.99 238.06
(CNTW(I),I=1,B)
0.04 0.04 0.04 0.04 0.04 0.04 0.04 0.04
ZU= 4.10 ZD= 4.10 ZC= 0.00 GL= 0.00 GS= 0.00 VMP= 0.00 SEDCON= 0.50
DSOC= 0.00 PORC= 0.00 UWC= 0.00 CNC=0.0000 AFRC= 0.00 COHC= 0.0 UNFCC= 0.00
DSOS= 80.00 PORS= 0.40 UWS=100.00 CNS=0.0350 AFRS= 24.30 COHS= 204.4 UNFCS= 30.00
BR= 2.00 WC= 0.0 CRL= 328.0 SM=131.58 DSODF= 0.00 UNFCDF= 38.00 BXX= 361. BTMX= 361.

```

圖 3.1 68 年 breach 之輸入參數

說明：本案例相關輸入根據 68 年草嶺崩坍記之記載，起始水位為 526.1、壩頂高為 525.75、壩底高為 435.75、壩體曼寧 n 值為 0.035、 $D50=80\text{mm}$ 、 $C=0.1 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\varphi=24.3^\circ$ ；庫容 4000 萬立方公尺為根據 89 年中興工程顧問『草嶺崩坍之處理對策評估』之庫容 H-A-V 關係曲線取相同庫容體積下之水位及面積關係，當作 68 年上游庫容邊界條件。庫容入流歷線如圖 3.2

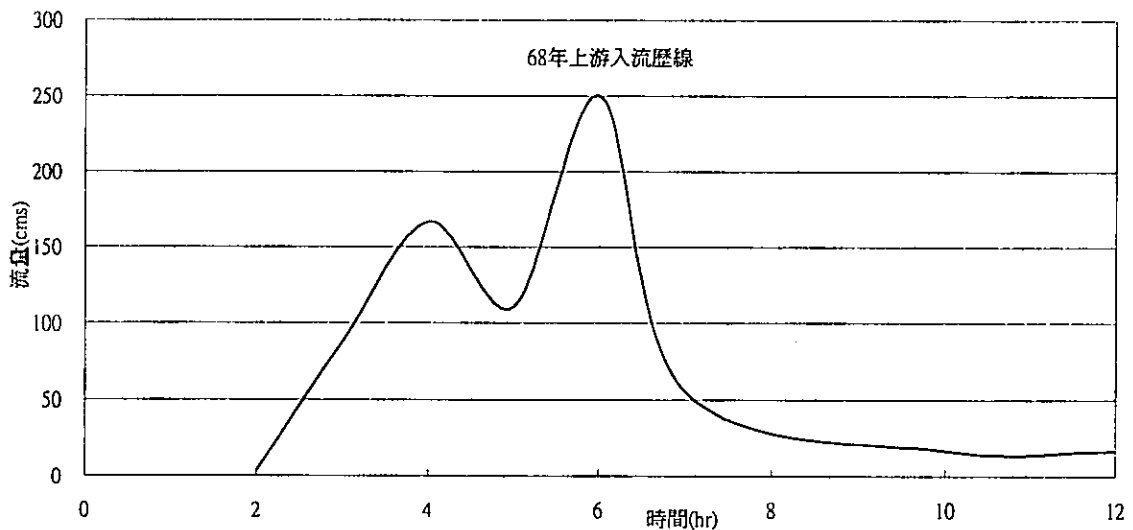


圖 3.2 上游庫容邊界條件

結果：

潰口出流歷線如圖 3.3，最大流量為 12,541cms，比 68 年採用美國陸軍兵工團之瞬時潰決歷線分析之結果($Q_{\max}=23,000\text{cms}$)來的小，是因為本模式為非瞬間，故計算之洪峰值較小。潰口之變化如圖 3.4 所示，於潰壩四小時後壩底高程為 456m 與實際值 436m 相差約 20m。

68年模擬結果

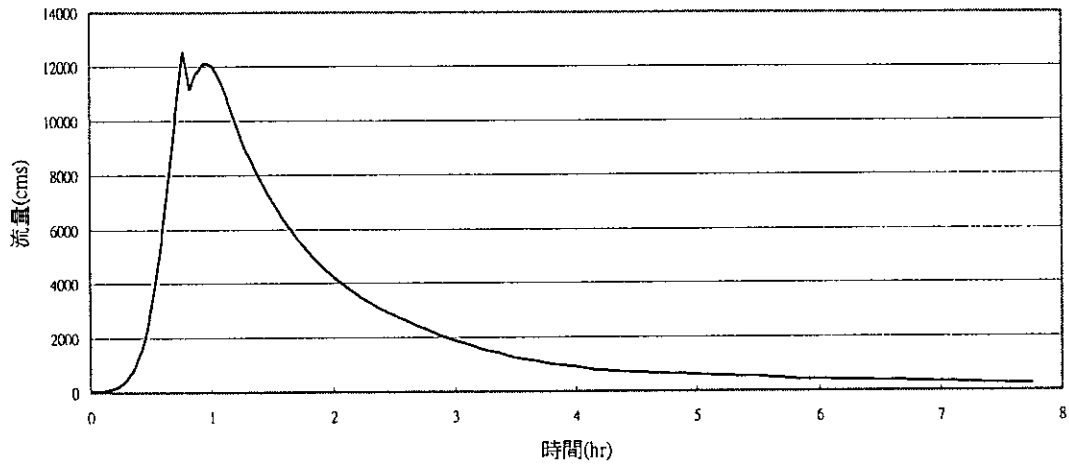


圖 3.3 民國 68 年草嶺壩潰口出流歷線

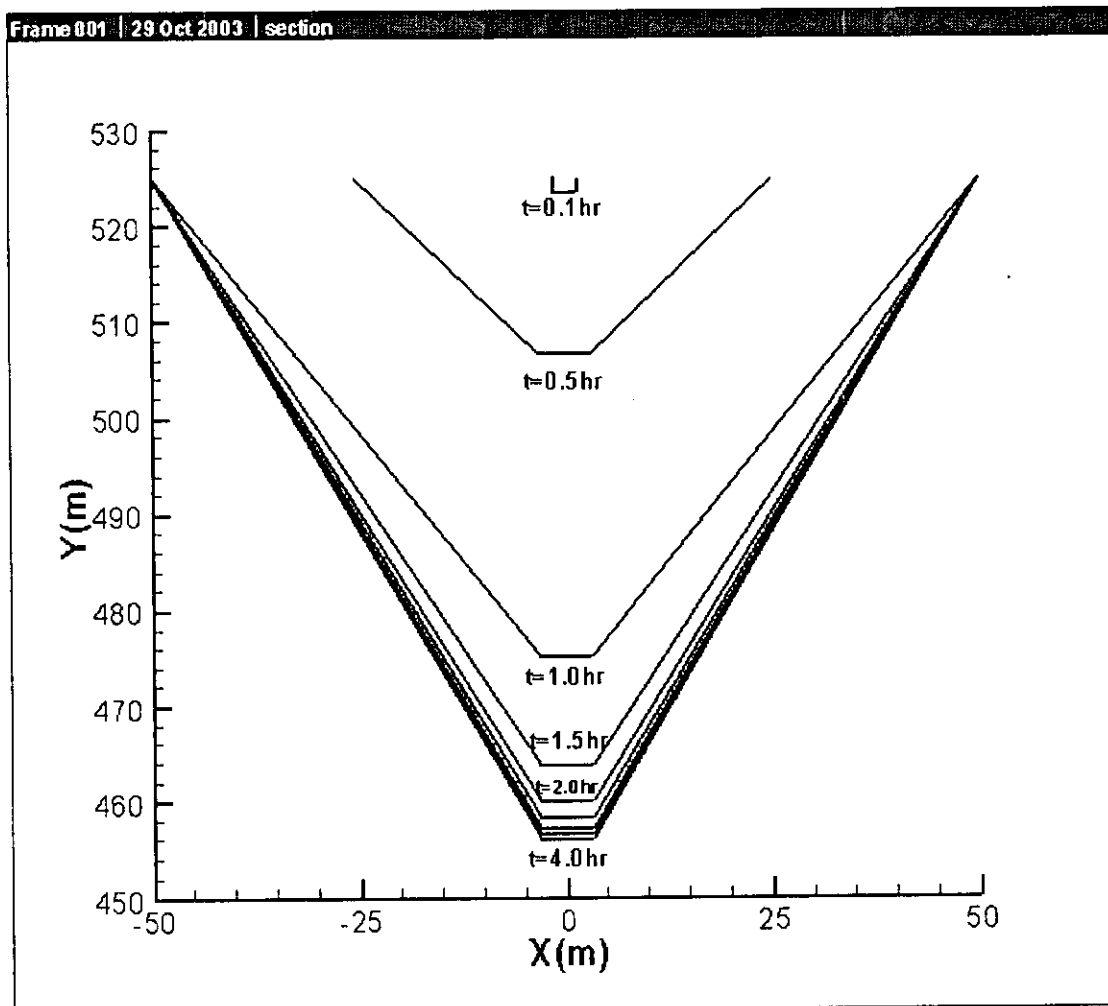


圖 3.4 民國 68 年草嶺壩潰口變化



第四章 FLDWAV 模式

4.1 基本原理

在潰壩水理分析方面，大致區分為變量流演算模式及簡化分析法兩類。變量流演算式包括美國氣象局（NWS）之「DAMBRK」模式（FLDWAV 模式之前身）及美國陸軍工程師團發展之「HEC-1」模式；而簡化分析法則包括美國氣象局之「潰壩洪水簡易分析法」、美國水土保持局之「簡化潰壩洪水演算步驟」及美國墾務局之「潰壩洪水程式」等。由於潰壩後之出流歷線明顯的具有變量流特性，因此採用變量流演算模式較為合理。在前述的兩種變量流潰壩洪流演算模式中，DAMBRK 模式係以溢流堰理論為基礎，根據水庫蓄水量及壩體結構之潰口程度計算潰壩後之流量，再依動力波理論模擬壩體潰壞後洪水波於下游河道中的傳播情形；而 HEC-1 潰壩模式則以水平池水庫演算法為基礎，配合溢流堰公式進行水庫排洪計算，再進行下游洪水波傳播之演算。

4.1.1 程式簡介

FLDWAV 模式為結合 DWOPER 及 DAMBEK 模式之優點而成，於 80 年代中期由 Fread 及 Lewis 發展並完成測試。DWOPER 模式為一河川模擬演算模式，發展於 70 年代初期並在 80 年代初期加強其功能，使其能更普遍的運用於複雜之河川外貌，例如：不規則的地形、粗糙度的變化、側向流之有無、流向轉換、橋樑導致河槽斷面擴縮、閘門和水壩操作及風浪影響等。其功能限制為無法用於超臨界流流況、亞臨界流與超臨界混合流況及潰壩分析。DAMBRK 模式為一河川模擬演



算模式，發展於 70 年代中期，被廣泛的運用於即時潰壩的洪水預報，廣為工程界所採用。程式主要內容包括三部分：

描述潰壩時壩體潰口之大小尺寸與時序之關係。

依據水庫入流歷線、水庫蓄水特性、溢洪道出流量及下游河段尾水位等資料，估算因潰壩水流溢出之流量歷線。

利用河川變量流理論，演算洪水波往下游河道傳播之情形。

FLDWAV 模式在潰壩分析部分和動力波演算部分採用與 DAMBRK 模式相同原理之計算方法。潰壩分析以溢流堰理論為基礎，根據水庫蓄水量及壩體結構之潰口程度計算潰壩後之流量。在河道演算部分，改良 DAMBRK 模式僅能使用單一河川之缺點，成為可適用於多河川級序之複雜河川系統，以動力波理論模擬潰壩後洪水波於下游之傳播情形。FLDWAV 模式並完成美國 Teton 壩等數個潰壩分析及密西西比河等多個河川系統之測試。

(一) 模式功能：

Variable Dimensioning：輸入資料之參數安排更有效率。

Multiple Rivers：模式可處理多個分支渠道系統。

Dam and Bridge/Embankment：模擬邊界可包括有橋墩及堤岸。

Levee Option：堤岸有多種選擇。

Simultaneous Method of Computation：多種模擬計算方法可供使用。



Flow Regime：模式可以處理於空間及時間之亞臨界或是超臨界流況之變化。

Boundary Conditions：上游邊界條件之給定為入流量，下游邊界條件給定水位歷線分布；若模擬區間內有低堤、堰等水工結構物時，邊界給予水位與流量之關係。

Initial Conditions：初始條件給定為模擬區間內之初始水位。

Roughness Coefficient：自動校正曼寧係數 n 。

Printer Output：輸出結果之列印，模式輸出可具有彩色圖示結果，包括：水位歷線、流量歷線、尖峰流量分布、渠道斷面剖示圖以及水位與流量關係。

(二) 變量流控制方程式

該模式所採用的控制方程式係由 Saint-Venant (1871)所提之一維變量流微分方程式，如下所示：

連續方程式：

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(A + A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (4.1)$$

動量方程式：

$$\frac{\partial(Q)}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA\left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e\right) + L + W_f B = 0 \quad (4.2)$$

其中， $S_f = \frac{n^2|Q|Q}{\lambda A^2 R^{4/3}} = \frac{|Q|Q}{K_c^2}$ ； $S_e = \frac{K_e \partial(Q/A)^2}{2g \partial x}$ ； $W_f = C_w V_{rw} |V_{rw}|$ ； Q 為流



量； h 為水位變化； A 為通水斷面積； A_0 為非通水斷面積； t 為時間； q 為側向流量； g 為重力加速度； S_f 為渠底摩擦坡降； S_e 為突擴坡降； B 為水面寬度； W_f 為作用於水面之風阻力效應； L 為側向流所造成之動量效應； n 為曼寧糙度係數； R 為水力半徑； λ 為系統中曼寧公式之單位換算係數； K_e 為突擴或是收縮係數； C_w 參數由使用者決定 ($1 \times 10^{-6} \leq C_w \leq 3 \times 10^{-6}$)； V_{rw} 為相對於渠道中水流之風向速度， $V_{rw} = V \pm V_w \cos w$ ， $V = Q/A$ ， V_w 為風速， w 為渠流方向與風向之夾角。

為了建立一個具有特徵性質及上風顯性算則，以求解方程式；將原基本方程式改成守恆向量系統方程式，如下所示：

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F(U)}{\partial x} + S(U) = 0 \quad (4.3)$$

或是

$$\frac{\partial U}{\partial t} + G(U) \frac{\partial U}{\partial x} + S(U) = 0 \quad (4.4)$$

其中

$$U(x,t) = \begin{bmatrix} A + A_0 \\ Q \end{bmatrix}, \quad G(U) = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{Q^2}{A^2} + \frac{gA}{B} & \frac{2Q}{A} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

$$F(U) = \begin{bmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + P_1 \end{bmatrix}, \quad S(U) = \begin{bmatrix} -q \\ gA(S_f + S_e) - P_2 + L + W_f B \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

其中

$$P_1 = g \int_{h_b}^h A(x, \xi) d\xi, \quad P_2 = g \int_{h_b}^h \frac{\partial A(x, \xi)}{\partial x} d\xi \quad (4.7)$$

其中， h_b 為渠道中位置 x 處之底床高程； ξ 為積分式之啞變數 (dummy variable)。

(三) 潰口變化

FLDWAV 模式假設壩體破壞時，裂縫之形狀分為三角形、矩形、梯形等三種。壩體潰口係從壩頂開始潰裂而面積假設係隨潰壩延時呈線性變化。潰壩延時則為壩體完全或部分崩潰所需之時間。

(四) 水庫出流歷線演算

影響水庫出流歷線之因素有四個：潰口形狀、潰壩延時、水庫水位及入流歷線。在決定潰口形狀之後，即應決定潰壩延時。一般而言，土石壩與重力壩之潰壩時間較長，而拱壩所需時間較短，由於潰壩時間影響洪水波之速度、流量及水位，故潰壩之破壞延時需作一合理之選擇。水庫水位及入流歷線則係根據設計條件直接輸入模式。

當壩體之破壞情決定後，可依據當時水庫蓄水情況，再利用寬頂堰或孔口流公式計算水庫之溢流量，作為河川變量流演算之上游邊界條件。FLDWAV 模式中潰壩溢流量歷線之計算主要利用水庫之貯蓄演算法，並考慮下游河川尾水對溢流量之影響。

(五) 下游洪水演算

FLDWAV 模式係以動力波來模擬潰壩後洪水波之形成及波傳至下游的情況，由於程式內對其輸入之河道斷面資料點數有所限制，需把



原始斷面數據加以簡化。本計畫將原始不規則斷面簡化成多邊形斷面，然後每個斷面選用具有代表性之高程與水面寬關係輸入程式中，使簡化後之斷面與原始不規則斷面在相同水位情況下，具有相近之通水面積。至於規則化斷面代表性點之多寡則視選擇需要而定。本研究採用 10 點，即為每個斷面輸入 10 點高程及其所對應之水面寬。



4.2 FLDWAV 模式 Input 相關說明：

FLDWAV 模式的輸入格式為自由格式，可以使用記事本等相關之軟體編輯。底下為各輸入參數之說明：(*為一定要輸入之卡號)

編號	變數名稱	變數說明
1*	EPSY	Newton-Raphson method 中距離容許誤差(0.001-1.0)。建議值為 0.01
	THETA	解合流問題的加速因子(0.5-1.0)。建議值為 0.8
	F1	Finite difference technique 權重因子(0.5-1.0)。建議值為 0.6
	XFACT	單位換算因子。英制：5280 公制：1000
	DTOUT	Input 水文歷線之間距。
	DTOUT	Output 水文歷線之間距。
	METRIC	公英制設定。公制：1 英制：0
2*	JN	河川數目。
	NU	觀測之水文歷線數目。
	ITMAX	Newton-Raphson method 最大之疊代數目。
	KWARM	預熱過程的時間間距數目。
	KFLP	設定是否有洪水平原。0(沒有)，1(有，並使用通水係數 K)，>2(可給定通水係數表)
	NET	設定是否為網路河川。開：1 關：0



編號	變數名稱	變數說明
	ICOND	起始條件的形式。
	IFUT(3)	未來的參數。輸入 3 個 0
3*	NYQD	下游邊界，經驗率定曲線數目。
	KCG	溢洪道閘門控制曲線數目。若無閘門設 0
	NCG	閘門最大數目。若無閘門設 0
	KPRES	水利半徑之計算方式。KPRES=1 則 $R=A/P$ ，KPRES=0 則 $R=A/B$
4*	NCS	所有斷面頂寬對應高程的數目。
	KPL	繪圖格式的設定。KPL=0 不劃；KPL=1 劃水面高程歷線；KPL=2 劃流量歷線；KPL=3 兩者都劃。
	JNK	呈現水力資訊的格式設定。
	KREVRS	設定 low flow filter
	NFGRF	是否產生 FLDGRE 繪圖程式資料。NFGRF=0 產生。
5*	IOBS	設定是否有觀測水位站資料。
	KTERM	是否列出方程式中的運動項。建議值為 0
	NP	是否使用自動檢定的功能。



編號	變數名稱	變數說明
	NPST	計算水位歷線時使用初值。
	NPEND	計算水位歷線時使用終值。
7*	TEH	演算時間(hr)
	DTHII	起始計算時間間隔
	DTHPLT	輸出計算出來之歷線時間間隔
	FRDFR	演算 mix-flow 時所用之臨界福祿數
	DTEXP	顯示法之計算時間間隔
	MDT	決定時間間距之除數($\Delta t = t_p / MDT$)
10*	NLEV	有堤防的總斷面數
	DHLV	如果 NLEV=0, DHLV=0
	DTHLV	堤防溢頂或破壞時之計算時間間距
12*	NBT	河道斷面總數
	NPT(1,J)	開始輸出演算資訊斷面的號碼
	NPT(2,J)	結束輸出演算資訊斷面的號碼
	EPQJ	在支流演算中牛頓疊代法容許之流量誤差



編號	變數名稱	變數說明
	COFW	風剪力係數
	VWIND	風速
	WINAGL	風的角度
13*	KU	上游邊界條件之種類，1(水位)，2(流量)
	KD	下游邊界條件之種類，1(水位)
	NQL	測流河川的數目
	NGAGE	輸出所要顯示的流量歷線數目
	NRCM1	曼寧 n 總數
	NQCM	曼寧 n 值表內所有值的數目，若給 0 則跟 NCS 同樣數目
	NSTR	輸出歷線的數目
	IFUT(3)	未來要加入之參數，給三個零
14*	MIXF	演算 mix-flow 所用到的方法，5(利用 LPI 的方法)
	MUD	控制 mud/debric flow 的選項
	KFTR	控制 kalman filter 的選項
	KLOS	控制河川中損失的體積



編號	變數名稱	變數說明
	IFUT(6)	未來要加入之參數，給六個零
15	KLPI	LPI 方法中的幕次方，建議值為 0.5
18*	XT	各斷面間之距離
19*	DXM	最小計算距離
20*	KRCHT	每個斷面的演算方式
26	SAR	庫容表面積
27	HSAR	與庫容表面積對應之高程
28**	LAD	壩體所在之斷面編號
	HDD	壩頂高程
	CLL	壩頂少於非控制溢洪道和閘門之長度
	CDOD	非控制溢頂堰流的流量係數
	QTD	從渦輪機流出之流量
	ICHAN	設定在壩體是否人為控制河川條件
29**	ICG	可移動閘門結構
	HSPD	非控制溢洪道高程



編號	變數名稱	變數說明
	SPL	非控制溢洪道頂長
	CSD	非控制溢洪道之流量係數
	HGTD	閘門開啟中心高程
	CGD	閘門流量係數
49**	TEH	壩體從開始潰決到潰完之時間
	DTHDB	壩體完全潰決後之計算時間間距
	HFDD	壩體開始潰決之水位
	BBD	潰決後壩底寬度
	ZBCH	潰口邊坡斜率
	YBMIN	壩底高程
	BREXP	潰壩發生指數
	CPIP	管湧潰口中心線高程
58	ST1	上游邊界條件，水位或流量
59*	T1	上游邊界條件，所對應之時間
61	STN	下游邊界條件，水位或流量



編號	變數名稱	變數說明
62	GZN	下游水位站高程
78*	FLST	河川洪水位
	YDI	起始水位高程
	QDI	起始流量
	AS	有效行水區面積
79*	HS	描繪斷面形狀，河道斷面高程
80*	BS	河道斷面高程所對應的河道寬
87*	FKEC	斷面收縮或擴張係數
88*	NCM	具有相同曼寧 n 值的河斷
89*	CM	曼寧 n 值



4.3 實例說明

現以 88 年 921 草嶺崩山為例，說明 FLDWAV 模式之使用方式。

草嶺潭天然壩壩址至濁水溪匯流口全長約 30 公里，河道斷面之選擇，採用民國 89 年航照之斷面資料，斷面間距 300 公尺，進行模擬演算。潰壩方案係假設民國 88 年初形成天然壩體之潰決，以 200 年重現期距洪水進行模擬。

4.3.1 執行程式說明

FLDWAV 模式執行時需要六個檔如表 4.1，因此需先將檔案放在同一資料夾內並執行 fldwav.exe 檔，待計算完成後即可用文書編輯軟體開啟 output 檔並讀取相關資料，如圖 4.1

表 4.1 fldwav 運算所需檔案說明

檔名	說明	檔名	說明
case13.in	Input 檔	FLDGRF.EXE	繪圖檔
datafile	控制 input 及 output 檔名	MODERN.FON	字型檔
fldwav.exe	運算執行檔	ROMAN.FON	字型檔



PROGRAM FLDWAV 1.0.0 (DATE: NOVEMBER 28, 1998)

HYDROLOGIC RESEACH LABORATORY
W/OH1 OFFICE OF HYDROLOGY
NOAA, NATIONAL WEATHER SERVICE
SILVER SPRING, MARYLAND 20910

*** SUMMARY OF INPUT DATA ***

Chow Ling
case13

EPSY	THETA	F1	XFACT	DTHYD	DTOUT	METRIC		
0.010	0.800	0.600	1000.000	0.000	0.050		1	
JN	NU	ITMAX	KWARM	KFLP	NET	ICOND	FUTURE DATA	
1	5	10	2	0		0	0 0 0 0	
NYQD	KCG	NCG	KPRES					
0	0	0	0					
NCS	KPL	JNK	KREVR5	NFGRF				
10	2	9	0	0				
IOB5	KTERM	NP	NPST	NPEND				
0	0	0	0	0				
TEH	DTHII	DTHPLT	FRDFR	DTEXP	MDT			
12.000	0.00100	0.10000	0.05	-0.60000	0			

圖 4.1. fldwav 之輸入參數

4.3.2 邊界條件

上游邊界條件之給定為入流量，下游邊界條件給定水位歷線，採台灣省水利局民國 86 年「濁水溪支流清水溪治理規劃報告」中，迴歸各重現期距年及其相對水位所得之流量—水位率定曲線。如圖 4.2 及圖 4.3 所示。本方案之假設如下：

- (1) 壩頂高程：540 m
- (2) 壩底高程：518 m
- (3) 潰壩延時：0.5 hr
- (4) 潰壩時湖水位：540 m

- (5) 壩頂寬度：160 m
- (6) 壩底長度：40 m
- (7) 潰口斜率：1 V：1.4 H
- (8) 曼寧係數：0.035
- (9) 潰壩型式：溢頂潰壩
- (10) 斷面數量：89 個（不包含天然壩體）
- (11) 總模擬長度：30.3 km（潰口至濁水溪匯流處）

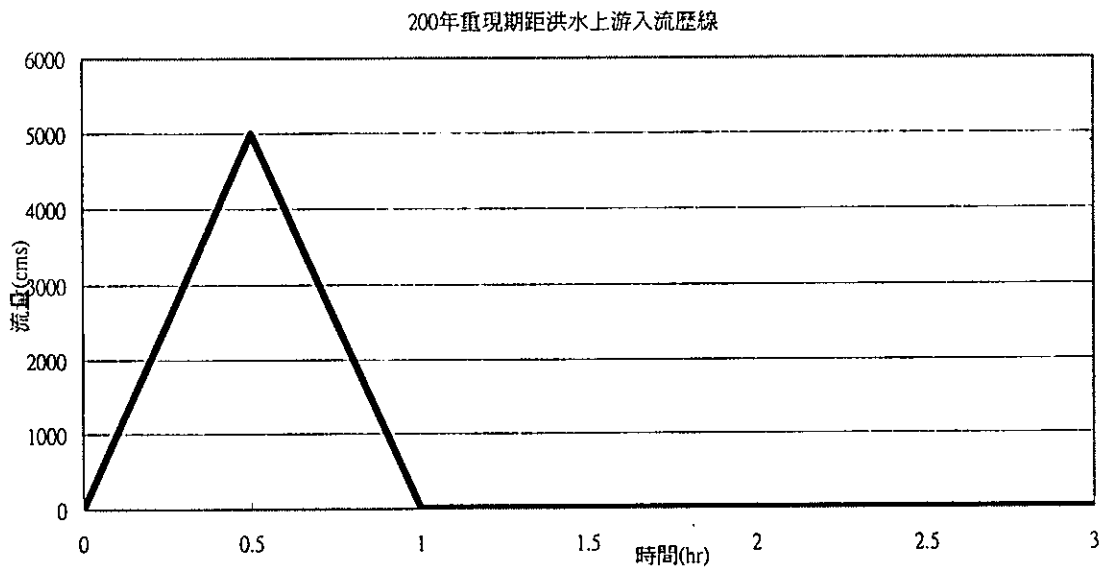


圖 4.2 200 年重現期距洪水上游邊界條件

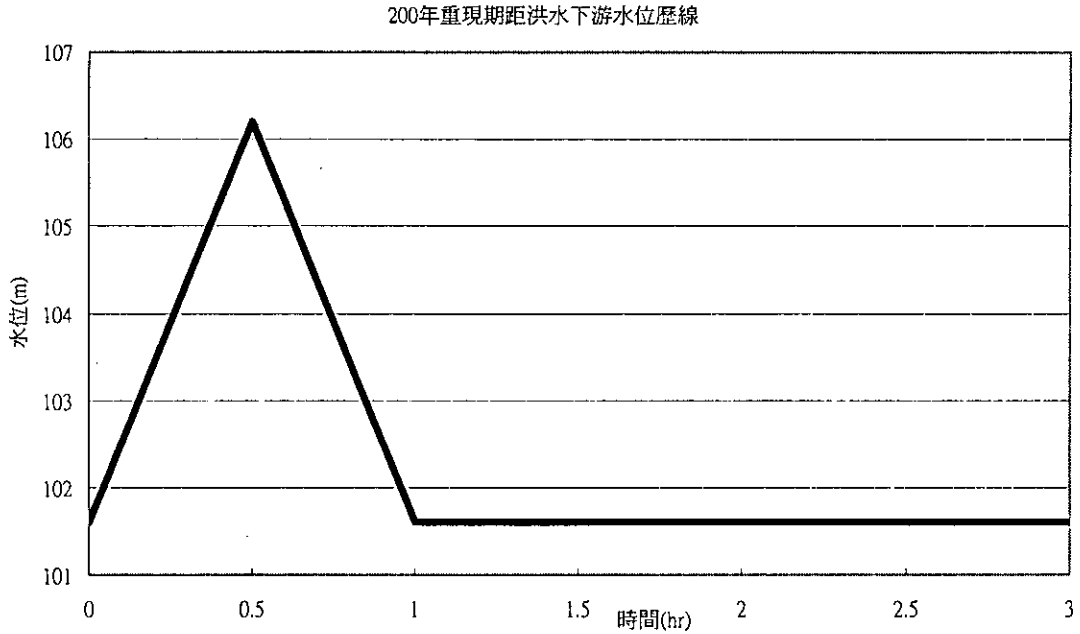


圖 4.3 200 年重現期距洪水下游邊界條件

4.3.3 模擬結果

本方案為 200 年重現期距洪水 $Q_{\text{Max}}=4,999$ cms，潰壩延時 0.5 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 1,3748 cms 降至濁水溪匯流口處 9,903 cms，洪峰到達下游端約為 1.46 小時，洪峰消減程度為 28.0 %，洪峰水位如圖 4.4，潰口流量歷線如圖 4.5，模擬成果詳如表 4.2。



表 4.2 200 重現期距年洪水，潰壩延時 0.5 小時之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
0.00	517.58	541.52	23.94	13748.00	0.50	壩址
0.01	517.58	531.80	14.22	13748.00	0.50	
4.50	343.39	363.80	20.41	13423.00	0.55	
4.80	342.05	358.02	15.97	13392.00	0.55	
5.10	331.91	352.81	20.90	13337.00	0.56	
5.40	331.13	348.60	17.47	13291.00	0.56	
5.70	324.62	343.22	18.60	13218.00	0.57	
6.00	318.85	340.23	21.38	13135.00	0.58	
6.30	315.84	337.75	21.91	13092.00	0.58	
6.60	314.36	334.43	20.07	13069.00	0.59	
6.90	310.42	329.13	18.71	13057.00	0.59	
7.20	306.94	322.29	15.35	13031.00	0.59	
7.50	297.89	319.14	21.25	12978.00	0.60	
7.80	295.50	316.70	21.20	12950.00	0.61	清水溪 橋
8.10	294.51	311.17	16.66	12934.00	0.61	
8.40	283.51	306.03	22.52	12878.00	0.62	
8.70	281.08	303.63	22.55	12849.00	0.62	
9.00	277.67	298.65	20.98	12839.00	0.63	
9.30	272.74	292.84	20.10	12829.00	0.63	
9.60	268.12	287.23	19.11	12817.00	0.63	
9.90	264.94	282.73	17.79	12788.00	0.64	
10.20	261.48	279.41	17.93	12758.00	0.64	
10.50	257.59	276.24	18.65	12733.00	0.65	
10.80	256.41	273.69	17.28	12711.00	0.65	
11.10	253.95	270.02	16.07	12695.00	0.66	
11.40	251.13	265.47	14.34	12683.00	0.66	
11.70	249.90	260.93	11.03	12662.00	0.67	瑞草橋
12.00	245.36	257.63	12.27	12618.00	0.68	
12.30	244.24	254.06	9.82	12589.00	0.68	
12.60	238.21	250.16	11.95	12516.00	0.69	



表 4.2(續)100 重現期距年洪水，潰壩延時 0.5 小時之水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	最高水位 (M)	最大水深 (M)	最大流量 (CMS)	洪峰到 達時間	備註
12.90	235.12	248.08	12.96	12424.00	0.70	
13.20	232.77	245.66	12.89	12373.00	0.71	
13.40	231.90	244.39	12.49	12347.00	0.71	
13.80	229.77	241.69	11.92	12298.00	0.72	
14.10	228.70	238.40	9.70	12463.00	0.73	
14.40	224.55	236.09	11.54	12557.00	0.74	行正橋
14.70	222.06	233.40	11.34	12136.00	0.75	計劃桶頭
15.00	220.65	229.07	8.42	12041.00	0.77	堰
15.30	215.81	226.34	10.53	11990.00	0.78	桶頭橋
15.60	214.30	222.73	8.43	11975.00	0.79	
15.90	212.61	218.53	5.92	11964.00	0.79	
16.20	208.04	214.94	6.90	11935.00	0.80	
16.50	204.52	212.40	7.88	11868.00	0.82	
16.80	201.97	209.80	7.83	11834.00	0.83	
17.10	198.54	207.35	8.81	11694.00	0.85	
17.40	198.13	205.19	7.06	11493.00	0.88	
17.70	194.48	202.81	8.33	11443.00	0.90	
18.00	191.88	200.82	8.94	11368.00	0.91	
18.30	191.68	198.81	7.13	11331.00	0.93	
18.60	189.12	196.49	7.37	11303.00	0.93	龍門大橋
18.90	186.00	193.72	7.72	11284.00	0.95	
19.20	183.09	190.75	7.66	11268.00	0.95	
19.50	181.91	188.19	6.28	11224.00	0.97	
19.80	179.50	186.24	6.74	11146.00	0.99	
20.10	176.10	183.94	7.84	11119.00	1.00	
20.40	174.81	180.37	5.56	11100.00	1.01	
20.70	171.50	177.77	6.27	11064.00	1.03	
21.00	168.82	174.82	6.00	11037.00	1.04	
21.30	165.21	171.63	6.42	10981.00	1.05	
21.60	162.25	169.62	7.37	10915.00	1.07	



表 4.2(續)100 重現期距年洪水，潰壩延時 0.5 小時之水理成果

與壩距離(KM)	底床高程(M)	最高水位(M)	最大水深(M)	最大流量(CMS)	洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	167.66	6.34	10967.00	1.10	
22.20	158.86	165.69	6.83	10882.00	1.10	
22.50	156.70	163.52	6.82	10793.00	1.11	
22.80	153.88	161.25	7.37	10752.00	1.13	
23.10	153.40	158.57	5.17	10713.00	1.14	
23.40	149.70	156.56	6.86	10657.00	1.15	
23.70	147.79	155.34	7.55	10559.00	1.17	
24.00	145.60	153.62	8.02	10489.00	1.19	
24.30	144.34	151.37	7.03	10455.00	1.21	鯉魚大橋
24.60	141.70	148.62	6.92	10431.00	1.22	
24.90	138.38	145.28	6.90	10419.00	1.23	
25.20	136.69	141.92	5.23	10411.00	1.24	
25.50	133.81	139.44	5.63	10381.00	1.25	
25.80	130.60	138.26	7.66	10289.00	1.27	
26.10	128.56	136.52	7.96	10208.00	1.29	
26.40	127.60	135.07	7.47	10166.00	1.30	
26.70	126.79	133.21	6.42	10132.00	1.31	
27.00	125.85	131.31	5.46	10107.00	1.32	
27.30	123.52	129.29	5.77	10089.00	1.33	
27.60	120.71	127.41	6.70	10059.00	1.35	
27.90	118.58	125.64	7.06	10032.00	1.36	
28.20	118.35	123.82	5.47	10012.00	1.37	
28.50	116.83	121.87	5.04	9990.00	1.39	南雲大橋
28.80	113.57	119.51	5.94	9970.00	1.40	
29.10	111.61	117.11	5.50	9950.00	1.41	
29.40	110.01	114.79	4.78	9930.00	1.42	
29.70	108.71	112.16	3.45	9920.00	1.44	
30.00	102.80	108.22	5.42	9909.00	1.45	濁水溪匯流
30.30	101.02	106.20	5.18	9903.00	1.46	口

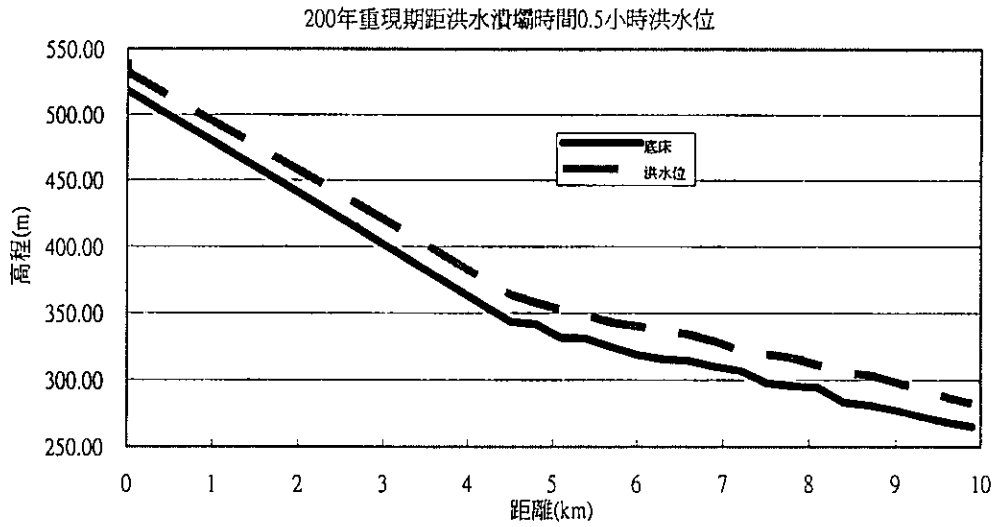


圖 4.4 200 頻率年洪水各斷面發生洪峰時之水位(壩址(0KM)~10KM)

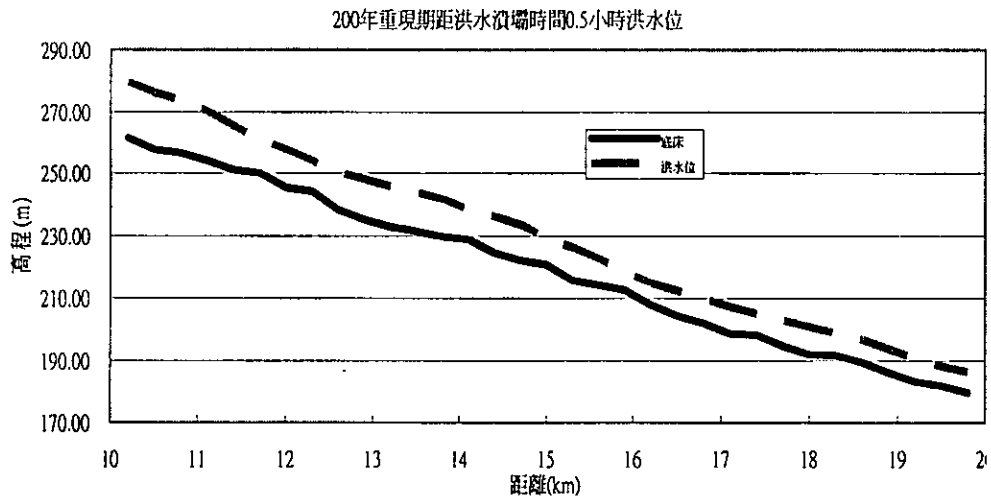


圖 4.4(續) 200 頻率年洪水各斷面發生洪峰時之水位(壩址(10KM)~20KM)

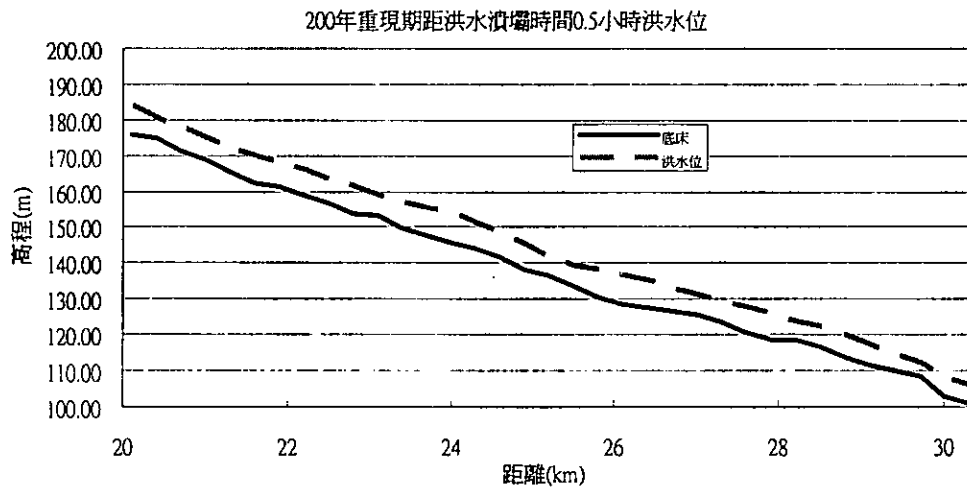


圖 4.4(續) 200 頻率年洪水各斷面發生洪峰時之水位(壩址(20KM)~30.3KM)

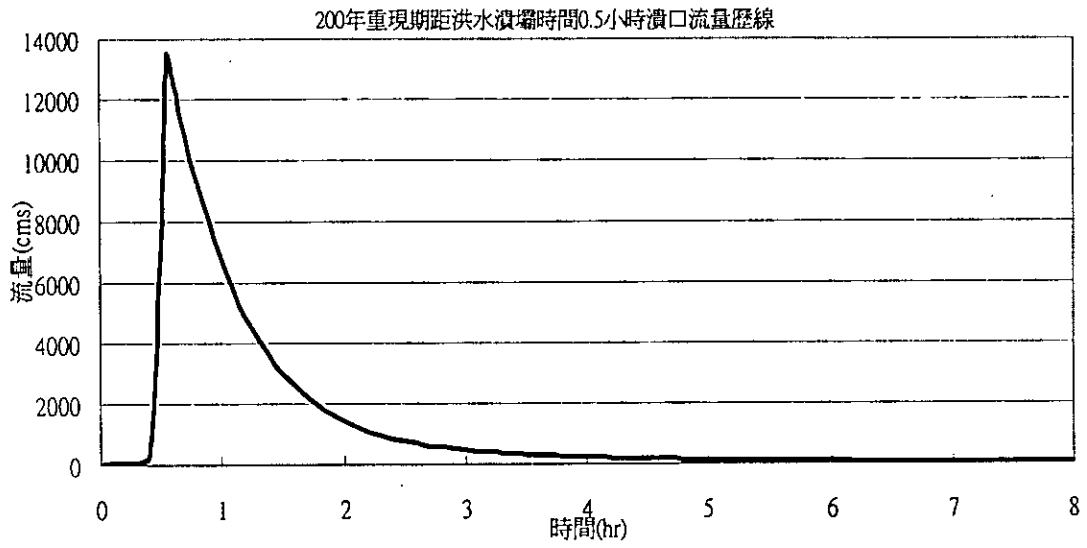


圖 4.5 200 年重現期距洪水潰壩時間0.5小時潰口流量歷線



第五章 SOBEK 程式

SOBEK 模式為荷蘭 WL|Delft Hydraulics 公司所研發，為一套整合河川、都市排水系統與流域管理之商用程式，並分為 SOBEK Rural、SOBEK Urban 及 SOBEK River 三套模式，包含降雨逕流、河道演算、水質模式、輸砂模組、即時控制 (real time control) 及漫地流 (overland flow) 等模組，應用上包含河川、都市下水道系統之水理計算及區域淹水模擬，供防洪及水資源管理者進行管理、決策與分析之用。初期模式以一維渠道演算為基礎 [WL|Delft Hydraulic,2002]，採用顯式有限差分模式求解迪聖凡南方程式(de Saint Venant equation)。模式同時納入下水道、抽水站、閘門、堰及滯洪池等水利設施，目前模式已擴展至可進行二維地表漫地流之淹水模擬。

SOBEK 模式具有視窗化之操作界面，模擬所需相關資料可逕行於 SOBEK 模式中進行輸入，亦可透過 SOBEK 模式整合地理資訊系統之功能，直接讀入建置於地理資訊系統之資料庫檔案，待輸入完成後，即可於 SOBEK 模式中進行演算。

5.1 基本原理與分析流程

5.1.1 程式簡介

本計畫之主要目的為探討堰塞湖潰決對下游地區淹水災害分析，因此本計畫利用 SOBEK-Rural 中的渠道流及漫地流兩種模擬功能，進行數值模擬分析的工作。茲將 SOBEK-Rural 之河道模式、漫地流模式與水工結構物處理之理論基礎敘述如下：

(一) 河道模式

SOBEK 模式中之河道部分採用一維水理模式，所採用之控制方程為：

質量方程式

$$\frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = q_{lat} \quad (5-1)$$

動量方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{Q^2}{A_f} \right) + g A_f \frac{\partial h}{\partial s} + \frac{g Q |Q|}{C^2 R A_f} - B \frac{\tau_w}{\rho} = 0 \quad (5-2)$$

式中， Q =流量； g =重力加速度； t =時間； s =沿流動方向之空間座標； h =水位； R =水力半徑； q_{lat} =側入流量； A_f =濕周面積； C =Chezy 係數； B =河流寬度； τ_w =風剪力； ρ =水密度。

(二) 漫地流模式

漫地流模組根據二維流體動力程式，可單獨匯入二維模擬格網範圍進行模擬，如 2D 潰壩模擬。若加上河川渠道流況模擬，模組之間自動將兩者之計算點連結，並計算淹水與退水過程、超臨界流與亞臨界流之混合流流況，可進一步模擬溢堤後之淹水區域，並計算淹水深度與水流流速隨時間之變化情況，所採用之控制方程式如下：

質量方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (ud)}{\partial x} + \frac{\partial (vd)}{\partial y} = 0 \quad (5-3)$$

動量方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{u|V|}{C^2 d} + au|u| = 0 \quad (5-4)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} + g \frac{v|V|}{C^2 d} + av|v| = 0 \quad (5-5)$$



式中， x, y =模擬區域之迪卡兒空間座標； u, v = x, y 方向之平均流速；

d =模擬區地表水深； a =邊牆摩擦係數； $V = \sqrt{u^2 + v^2}$ 。

模擬之結果呈現方式係利用不同顏色之二維格網 (2D grid) 表示，且藉由 Netter 介面之功能匯入 GIS 之圖層或所屬流域影像圖檔與所計算之結果進行套疊，可供使用者進行決策參考。

(三) 水工結構物之處理

水工結構物邊界條件之處理如下：

1. 橋樑

SOBEK 模式以下式估算水流通過橋樑之流量

$$Q = \mu A_b \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (5-6)$$

式中， μ =流量係數，依橋樑型式而定； A_b =通水斷面積； h_1 =上游水位； h_2 =下游水位。

2. 孔口

孔口可依上下游水位關係區分為自由出流及潛沒出流兩種流況，流量估算方式分別為

(a) 自由出流 ($h_1 - z_s \geq \frac{2}{3}d_g$ 且 $h_2 \leq z_s + d_g$)

$$Q = c_s B_s \mu_s d_g \sqrt{2g[h_1 - (z_s + \mu_s d_g)]} \quad (5-7)$$

(b) 潛沒出流 ($h_1 - z_s \geq \frac{2}{3}d_g$ 且 $h_2 > z_s + d_g$)

$$Q = c_s B_s \mu_s d_g \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (5-8)$$

式中， μ_s =流量係數，通常採用 0.63； c_s =寬度收縮係數； B_s =孔口寬度； d_g =孔口高度； z_s =孔口底高程。

3. 堰

堰亦可分自由堰及潛沒堰兩種流況，流量估算方式為

(a) 自由堰 ($h_1 - z_s < \frac{2}{3}d_g$ 且 $h_1 - z_s > \frac{3}{2}(h_2 - z_s)$)

$$Q = c_w B_w \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g (h_1 - z_s)^3} \quad (5-9)$$

(b) 潛沒堰 ($h_1 - z_s < \frac{2}{3}d_g$ 且 $h_1 - z_s \leq \frac{3}{2}(h_2 - z_s)$)

$$Q = c_e c_w B_w \left(h_1 - z_s - \frac{u_s^2}{2g} \right) \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (5-10)$$

式中， C_w =寬度收縮係數； c_e =流量係數； B_w =堰寬度； u_s =堰上流速。

4. 涵洞

由涵洞上下游水位關係可決定通過涵洞的流量為

$$Q = \mu_a A_b \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (5-11)$$

式中， μ_a =涵洞流量係數。

5. 虹吸工

虹吸工亦可分為自由虹吸及潛沒虹吸兩種流況，分別為

(a) 自由虹吸工 ($h_2 \geq z_{c2}$)

$$Q = \mu_b A_f \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (5-12)$$

(b) 潛沒虹吸工 ($h_2 < z_{c2}$)

$$Q = \mu_b A_f \sqrt{2g(h_1 - z_{c2})} \quad (5-13)$$

式中， μ_b =虹吸工流量係數。

5.2 SOBEK 模式之資料前處理-連結地文與水文資料

SOBEK 模式在進行個案模擬時，首先需設定相對應之地文資料與水文資料。在地文資料係用於描述模擬範圍中之設置佈置情形，如



河系、水工結構物、堤防、水文測站（如 GIS 中之.shp 圖檔）相對位置等基本資訊，而此類圖層在模擬上並無實際功能，但藉由流域範圍內各主題圖層之套疊，對模擬流域之模擬結果有顯示之作用，有助於使用者與決策者對模擬範圍之瞭解。而水文資料係用於模擬個案中之邊界條件，如水位歷線、流量歷線或是率定曲線等。在進行模擬前，必須備齊各相關地文與水文資料檔案於案例系統，作為 SOBEK 模式之輸入項目，在實際進行個案模擬之前必須透過已建製之資料庫，並取得 SOBEK 模式所需之地文與水文資料輸入格式，方能進行模擬。其中 SOBEK 模式資料庫之建製方式與水利署之水文相關資料結合及中文文化介面可參考經濟部水利屬(2002)『水文氣象資訊與水文水理系統模式整合之研發報告』有更詳細說明之。以下將針對 SOBEK 模式中處理地文資料與水文資料之方式做進一步說明。

5.2.1 地文資料

地文資料一般都具備有空間屬性，如座標便是此類資料中最重要之屬性之一，其中記錄了該地文資料中某物徵於空間中與其他物徵之相對位置。此外，亦可以經緯度或二度分帶之記錄方式對該物徵之絕對位置進行描述。目前處理該類具有空間屬性資料型態之工具中，以地理資訊系統（geographical information system, GIS）為概念之軟體為最方便之選擇。GIS 處理上主要是以圖層套疊之觀念，讓使用者可以針對相同區域中，描述不同主題之圖層資料進行疊圖之動作，並檢核其空間分佈情況以獲得使用者所需之資訊，此外每一圖層亦可連結該主題圖層之屬性資料表格，以強化於資料敘述之完整性，並可引進資料庫管理之概念。

SOBEK 模式在統整地文資料的方式，亦按照 GIS 之概念發展一



套內建之 Netter 模組，該模組主要在協助使用者整理模擬區域中之各式主題圖層，讓使用者按照圖層套疊方式之觀念，對模擬區域有更直覺之感受，並製作出 SOBEK 模式模擬時所需之資訊。於 SOBEK 進行水力特性模擬時，需先以 Netter 建構兩大資訊：Map 與 Network。以下針對此二項特性做一說明。

(一) Map (底圖)

Map 於 SOBEK 之 Netter 功能中，為協助製作一份敘述模擬區域中各項主題之工具，主要包含二種格式之圖層，也就是在 GIS 最常處理的網路式與向量式資料。並蒐集研究區域中各式圖層，如雨量站、堤防、行水區之點圖層或線圖層，使用者可按照需求於 Netter 中匯入各檔案，由於具備空間座標屬性，便可容易檢視各主題圖層於空間中之相對位置關係進行編修動作。

- (1) 網路式資料：即為目前台灣完整之數值高程模型 (digital elevation model, DEM)，原有資料為記錄空間等距離網格之 X、Y、Z 值，經由空間內差之過程產生一描述地勢起伏情況之模型。該檔案最大功能在於讓使用者直覺透過顏色之設定感覺地形相對變化。
- (2) 向量式資料：一般按照其描述之主題，可分為點、線及面三大類，如水文測站、雨量站、壩址...等，為點圖層；河道中心線、道路圖、河道左右樁連線...等為線圖層；行政區、建築物輪廓...等為面圖層。原則上應按使用者需要匯入適宜之圖層即可。

在實際操作 SOBEK 之 Netter 模組進行製作 Map 時，建議選擇以下圖層作為套疊之依據：

- (1) 數值高程模型 (DEM)
- (2) 河川俯視範圍 (面圖層)

(3) 斷面位置 (線圖層)

(4) 水文測站，雨量站 (點圖層)。如圖 5.1 所示。

(二) Network

Network 即是實際處理模擬範圍中之河系分佈圖，以及定義各河道上之斷面資訊，故此部分主要有架構河系圖與定義斷面兩項。河系圖中包含許多支流及小側入流，但於實際水力特性計算時並不適用，因此需先製作一份適合於 SOBEK 進行模擬之河系分佈圖。該圖層為一向量式之點層圖，即沿河川走向訂出各點位置，並選擇兩份基本圖層作為資料：1.河道剖面左右樁位位置及中心點 (點層圖)；2.河道剖面左右樁連線 (線層圖)，以決定代表斷面之所在位置點，如圖 5.2 所示。該河道斷面之資訊可由三個圖層描述，分別為：

(1) `_pil`：左右樁位置圖；

(2) `_int`：斷面位置與河到中心線交點，及代表斷面之位置圖；

(3) `_sec`：左右樁位連線，即斷面位置。

對於各河川主支流製作出 `_int` 之圖層後，利用 Netter 中匯入功能便可設定此類資料來描述 Network 之特性，以建構河系網路圖，匯入結果如圖 5.2 及圖 5.3 所示。圖 5.3 為描述清水溪河道斷面位置之向量式點層圖檔案，151020120_int.shp 之資料格式，其中包含五項屬性：

(1) `Rvsec_no`：斷面編號；

(2) `Rv_no`：所屬之河川編號，151020120 為清水溪；

(3) `pile no`：樁號；

(4) `Tm_x`：所在位置之二度分帶座標 x 值；

(5) `Tm_y`：所在位置之二度分帶座標 y 值。

透過 SOBEK 模式之 Netter 用來連接圖層資料 (`_int.shp`)，將已建製空



間屬性資料匯入 SOBEK 模式河道斷面資料中圖 5.4 所示，其中 SOBEK 模式用來描述斷面資料檔案包括 profile.def 及 profile.dat 兩個檔案。

(一) profile.def：為河道 y_z 斷面資料，如圖 5.5 所示。

- (1) id: 斷面特徵所定義之名稱；
- (2) nm：斷面名稱；
- (3) ty: 斷面之資料型態，10 表示斷面資料為距離 (y) 與高程(z)之 yz 座標資料；
- (4) st: 斷面蓄水特性，0 表示不考慮河水溢堤，1 表示溢堤；
- (5) lt sw 0: 斷面寬度，單位為公尺，若為 0 則由資料型態自動判定；
- (6) lt yz: 資料型態為 y-z 之座標資料；
- (7) tble 以下之數據：為距離 (y) 與高程(z)。

(二) profile.dat：為辨識河道樁位之名稱及輸入格式之資料，如圖 5.6 所示。

- (1) id: 對應於斷面位置之斷面編號 如 151020120_273 對應到_int.shp 之 Rvsec_no 名稱。
- (2) di：對應於 profile.def 檔內之 id，可依據斷面資料之特徵予以命名。
- (3) rl：該斷面之參考高程，預設值為 0。

以上所述均 SOBEK 之前置作業，然後進行相關之水理演算，最後為大量資料輸出之整理。

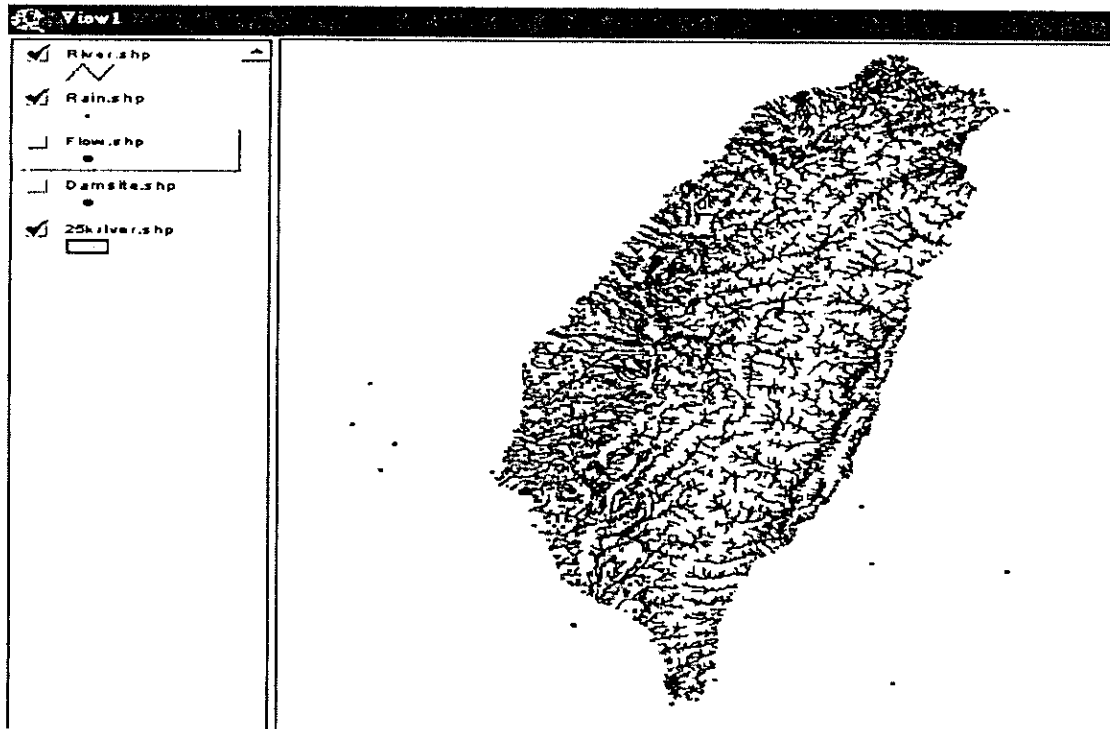


圖 5.1 台灣 DEM 資料與河系分佈圖

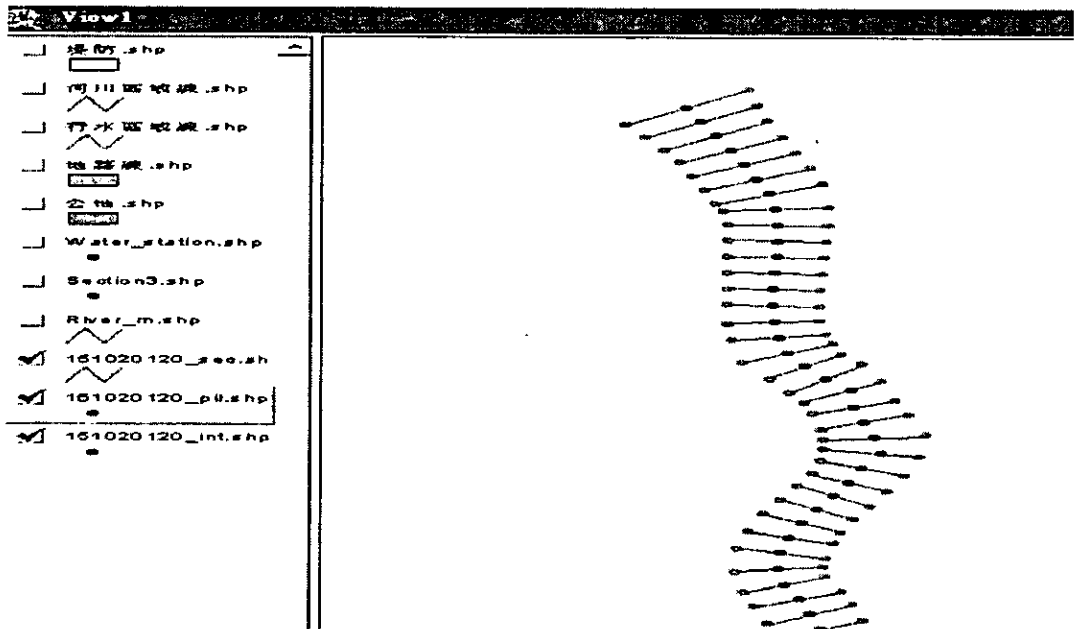


圖 5.2 製作斷面位置資料情況

151020120.int.dbf				
BYCODE	BY	PK	INT_X	INT_Y
151020120_000	151020120	000	214045	2630135
151020120_003	151020120	003	214173	2629863
151020120_006	151020120	006	214327	2629605
151020120_009	151020120	009	214461	2629337
151020120_012	151020120	012	214588	2629065
151020120_015	151020120	015	214707	2628789
151020120_018	151020120	018	214827	2628515
151020120_021	151020120	021	214891	2628227
151020120_024	151020120	024	214914	2627929
151020120_027	151020120	027	214911	2627629
151020120_030	151020120	030	214897	2627329
151020120_033	151020120	033	214887	2627029
151020120_036	151020120	036	214874	2626729
151020120_039	151020120	039	214868	2626430
151020120_042	151020120	042	214893	2626130
151020120_045	151020120	045	214931	2625834
151020120_048	151020120	048	214997	2625545
151020120_051	151020120	051	215171	2625301
151020120_054	151020120	054	215368	2625077
151020120_057	151020120	057	215614	2624873
151020120_060	151020120	060	215626	2624544
151020120_063	151020120	063	215733	2624265
151020120_066	151020120	066	215827	2623985
151020120_069	151020120	069	215900	2623673
151020120_072	151020120	072	215716	2623403
151020120_075	151020120	075	215598	2623128
151020120_078	151020120	078	215446	2622870
151020120_081	151020120	081	215279	2622622
151020120_084	151020120	084	215148	2622352
151020120_087	151020120	087	215035	2622076
151020120_090	151020120	090	214954	2621787
151020120_093	151020120	093	214932	2621488
151020120_096	151020120	096	214995	2621195

圖 5.3 清水溪断面位置之_int.shp 之屬性資料表內容

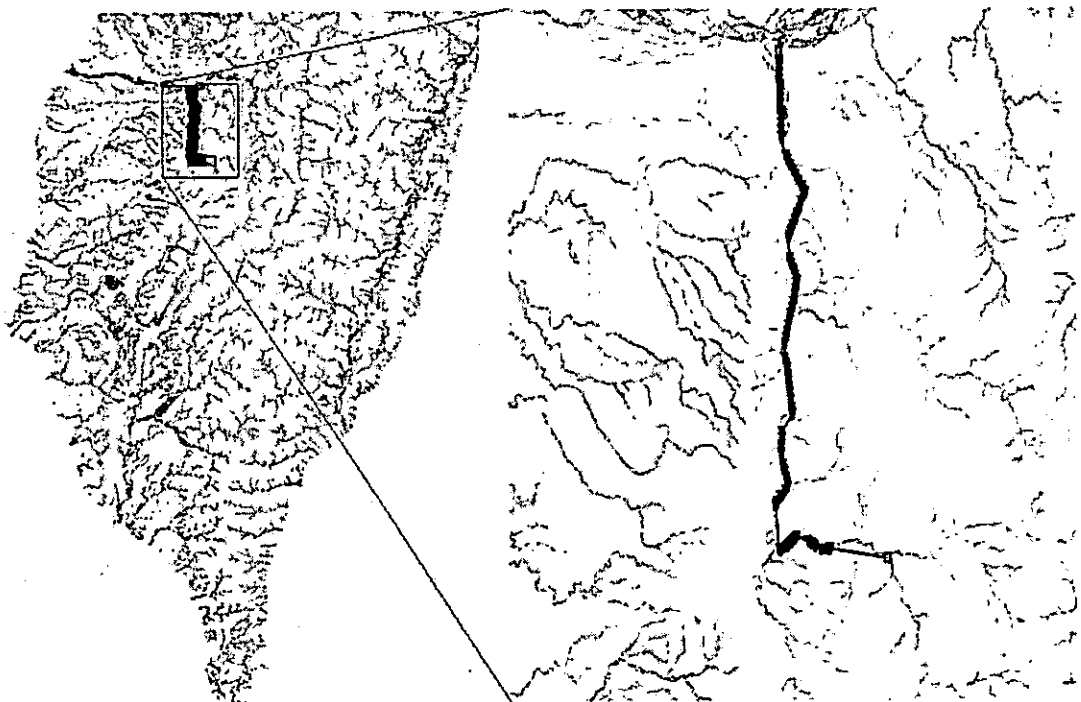


圖 5.4 匯入河道断面資料

```
CRDS id '151020120_303' nm '151020120_303' ty 10 st 1 lt sw 0 0 lt yz  
TBLE  
0.00 559.71 <  
5.01 557.62 <  
10.00 556.03 <  
15.01 555.12 <  
20.00 555.24 <  
25.01 555.97 <  
30.00 557.01 <  
35.01 558.05 <  
40.00 558.92 <
```

圖 5.5 為描述斷面位置高程 (yz)

```
CRSN id '151020120_273' di '151020120_273' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_270' di '151020120_270' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_267' di '151020120_267' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_264' di '151020120_264' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_261' di '151020120_261' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_258' di '151020120_258' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_255' di '151020120_255' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_252' di '151020120_252' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_249' di '151020120_249' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_246' di '151020120_246' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_243' di '151020120_243' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_240' di '151020120_240' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_237' di '151020120_237' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_234' di '151020120_234' rl 0 crsn  
CRSN id '151020120_231' di '151020120_231' rl 0 crsn
```

圖 5.6 河道樁位之資料輸入格

5.3 使用注意事項

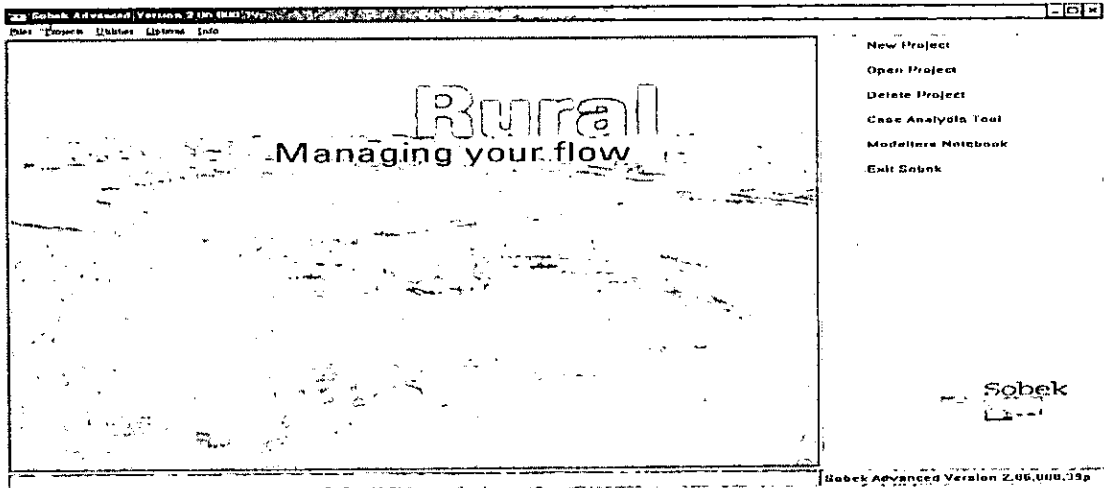
1. 於資料前處理中之**_int，之輸入格式為需符合 SOBEK 之格式。
2. DTM 資料需符合 SOBEK 所需之格式。
3. 需注意 1D2D 計算有無連結。



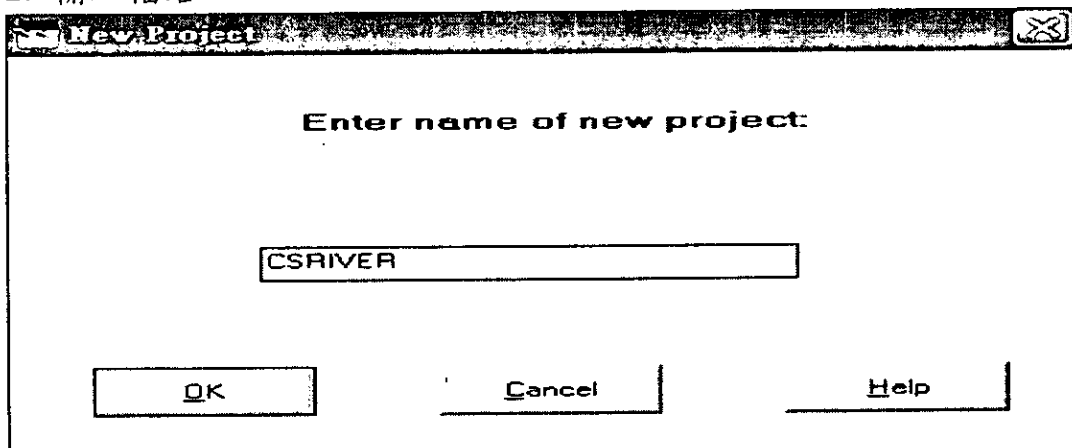
5.4 實例說明

以草嶺堰塞湖為例，其操作步驟如下：

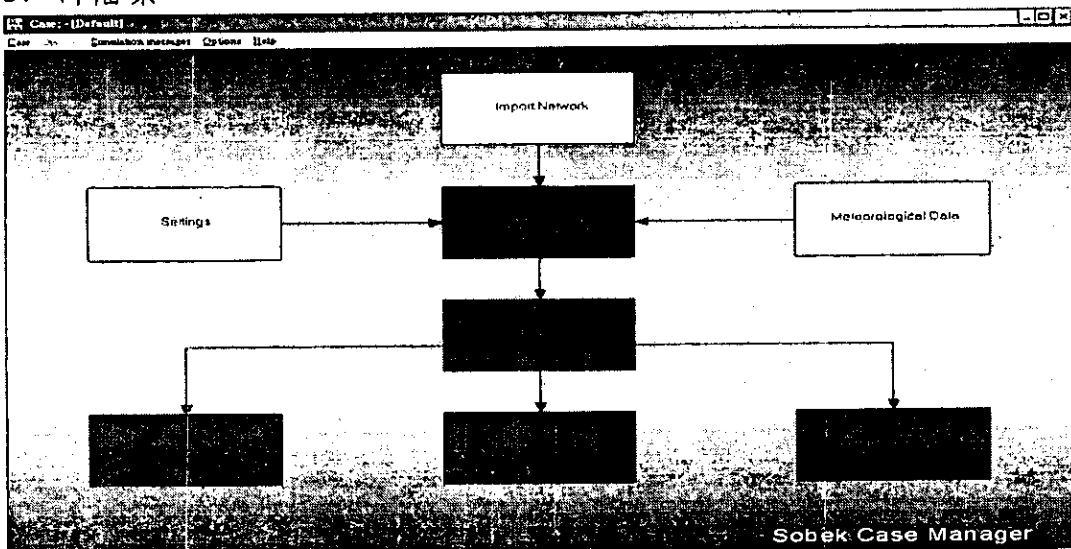
1. 進入 SOBEK 模式設定，建立新檔。



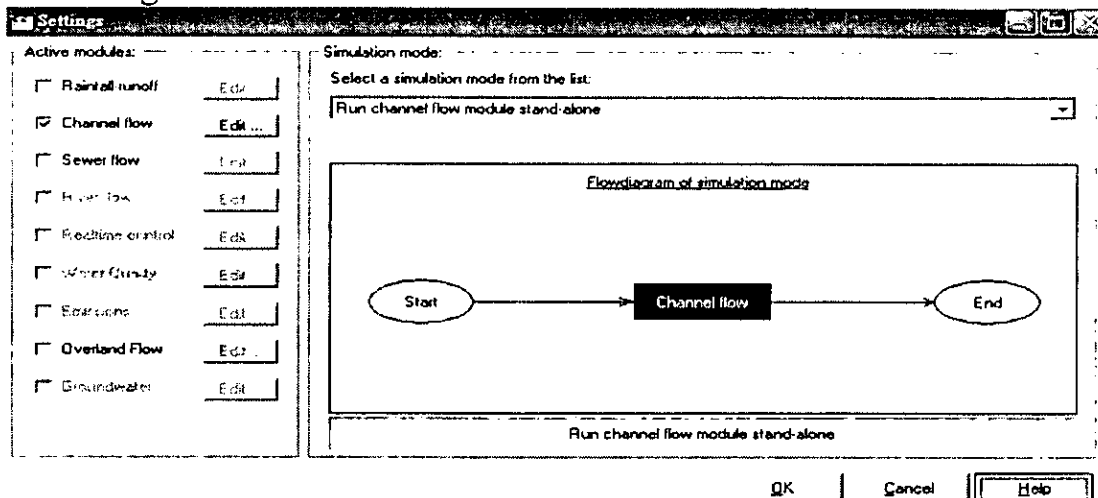
2. 輸入檔名



3. 新檔案

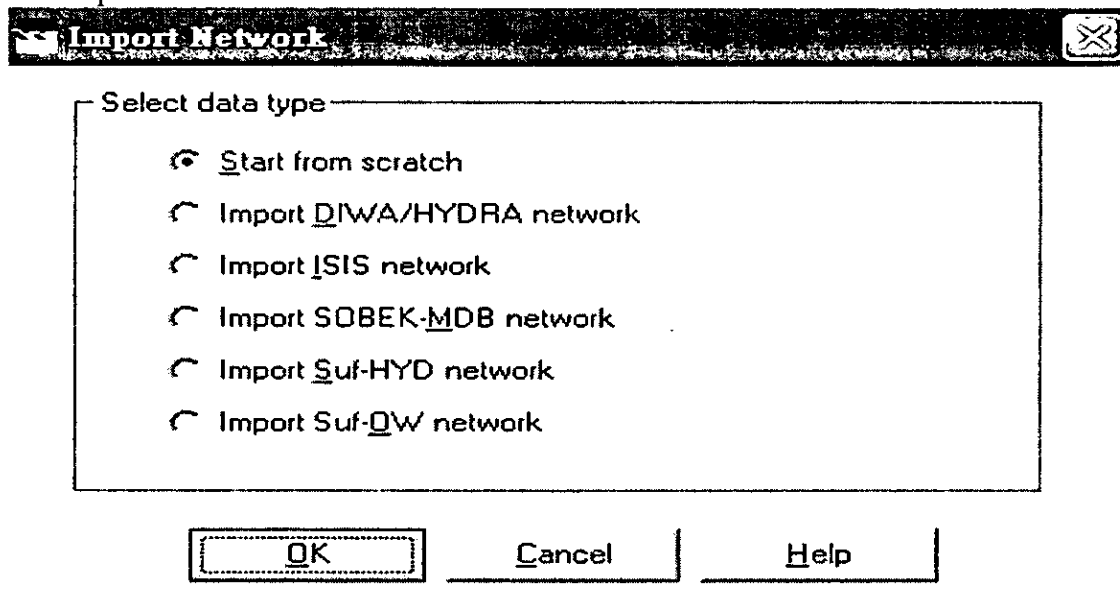


4. Settings-channel



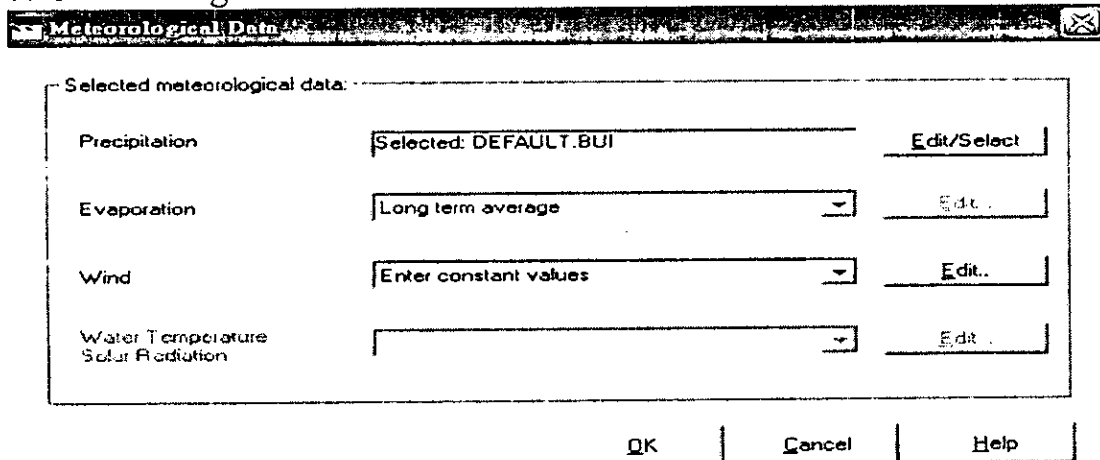
5. (1) Time settings
- (2) Simulation settings
- (3) Advanced settings
- (4) Initial data
- (5) Channel-edit-output options
- (6) Numerical parameters

6. Import network

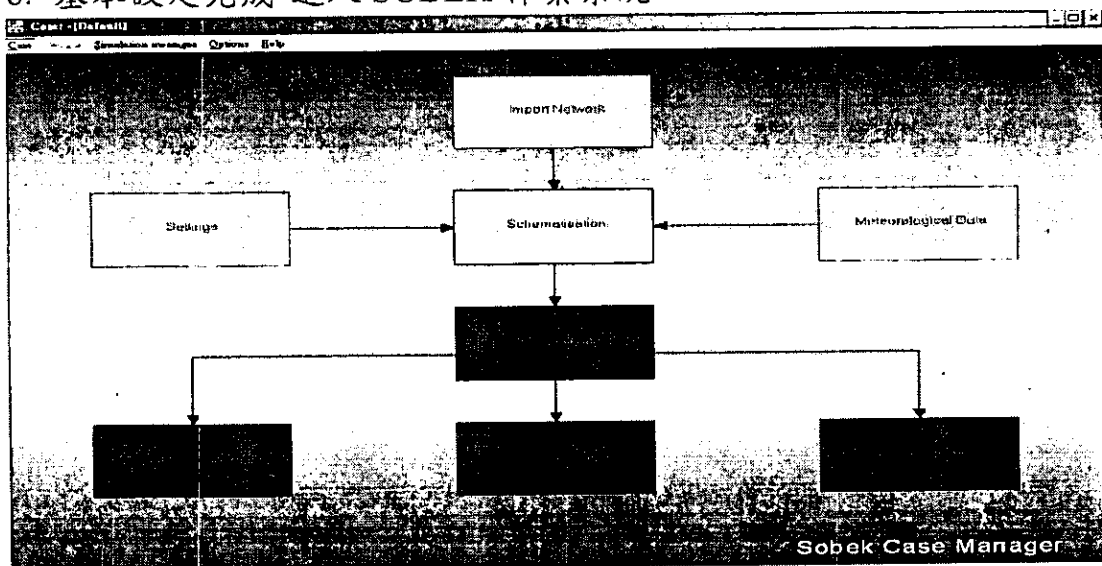




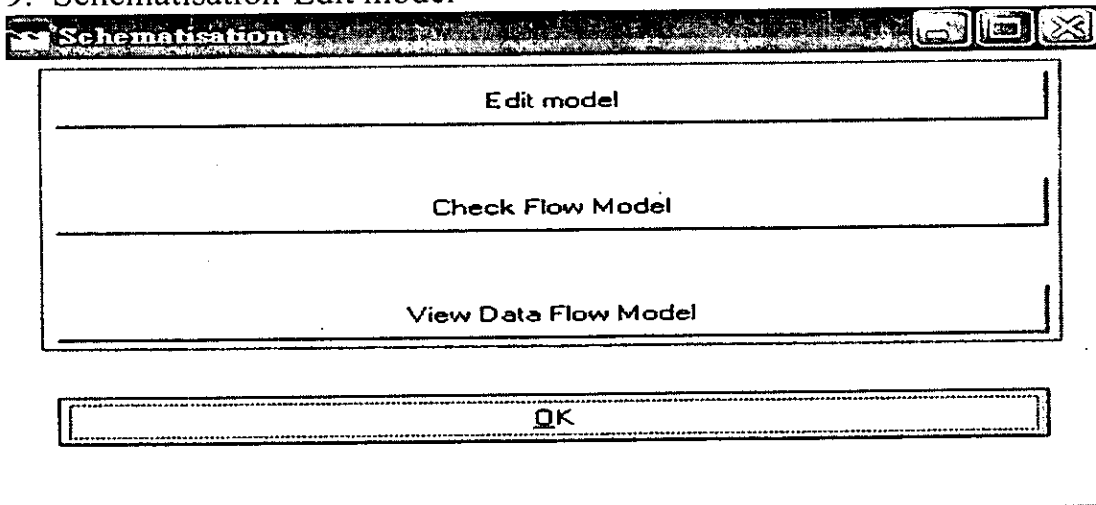
7. Meteorological data



8. 基本設定完成-進入 SOBEK 作業系統



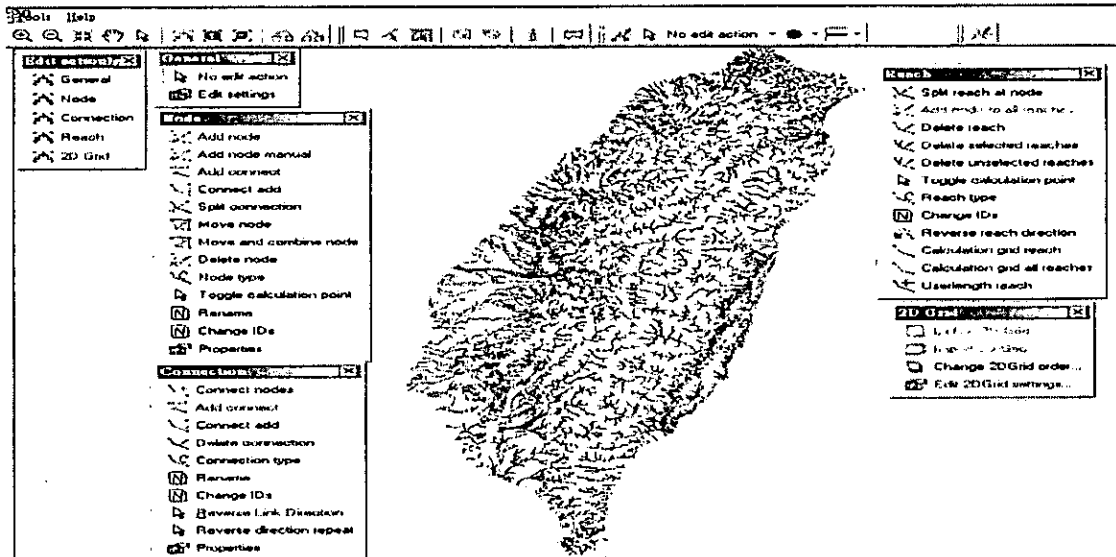
9. Schematisation-Edit model



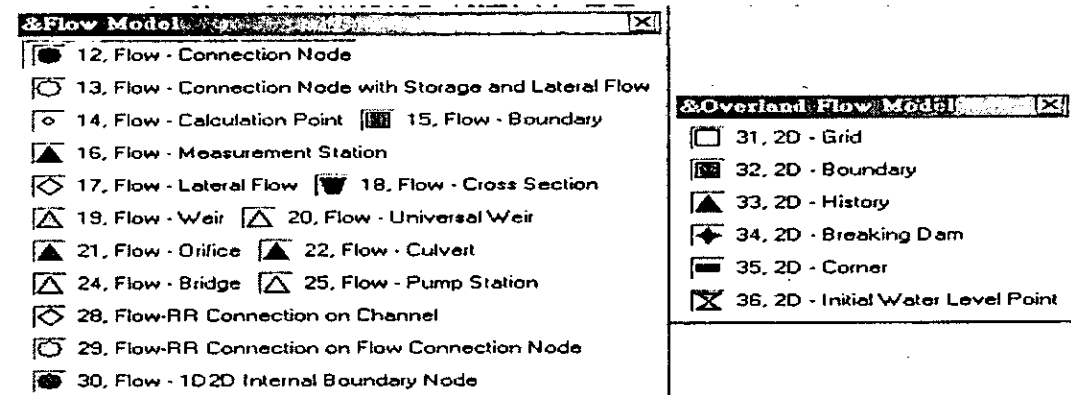
10. 台灣地圖



11. SOBEK-開始編輯



12. 編輯計算功能

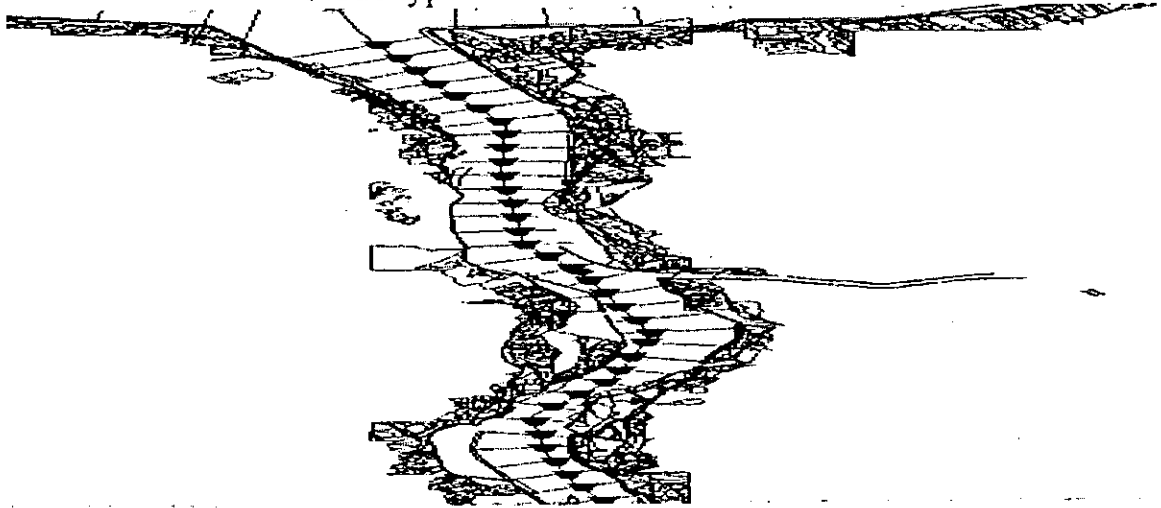


13. 編輯內容

1. Edit action-Node-add node
2. Flow model-(15) flow boundary
3. Flow model-(12) flow connection node
4. Edit action- connection Nodes
5. Edit reach vectors to match the map
6. Import river sections

File: import- add reach elements

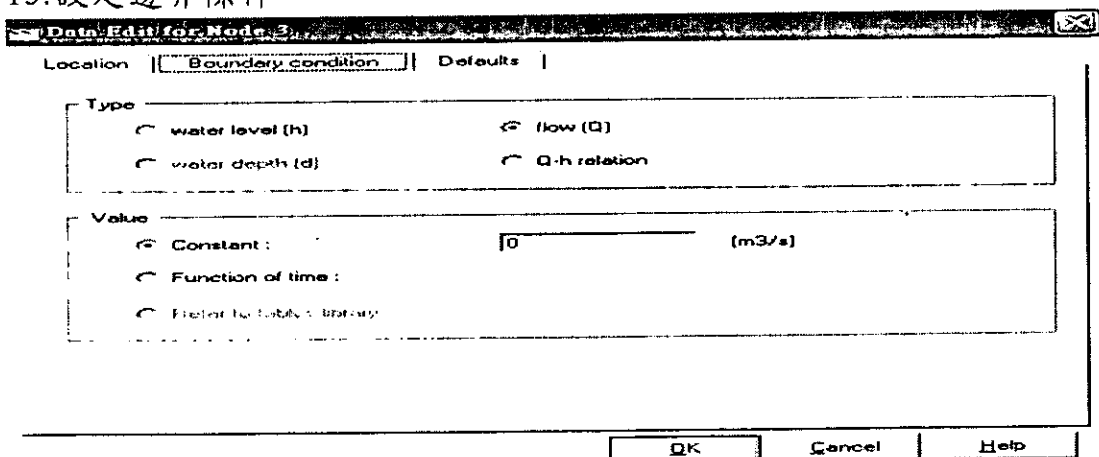
- Node type- flow cross sections



14. 存檔

- (1) 匯入斷面位置後存檔 (內部)。
- (2) 外部存檔。
- (3) 跳出。
- (4) 將斷面資料(profile. dat 及 profile. def)放置於所使用之資料夾內。
- (5) 再進入 SOBEK 設定邊界條件及斷面基本資料。

15. 設定邊界條件



16. 断面糙度係數

Use local value(s) for this cross section

Bed Friction Value and Sections

Number of sections: 3

	From Y	To Y	Friction type	Value
1	0	15	Manning	0.03
2	15	400	Manning	0.03
3	400	620.002	Manning	0.03

138
136
134
132
130
128
126

103.3 206.7 310 413.3 516.7 620 723.3

OK Cancel Help

17. 設定計算點

General | Reach | D2Grid

Vector - split options

- Full Vector
- Split by coordinate
- Split Vector

Node type:
Flow - Calculation Point

Length:
100

Egui distance

Current View

In Use:
 Use Split
 Use Reach
 Use D2Grid

OK Cancel

18. 進行 check flow model 與 view data flow model and simulation

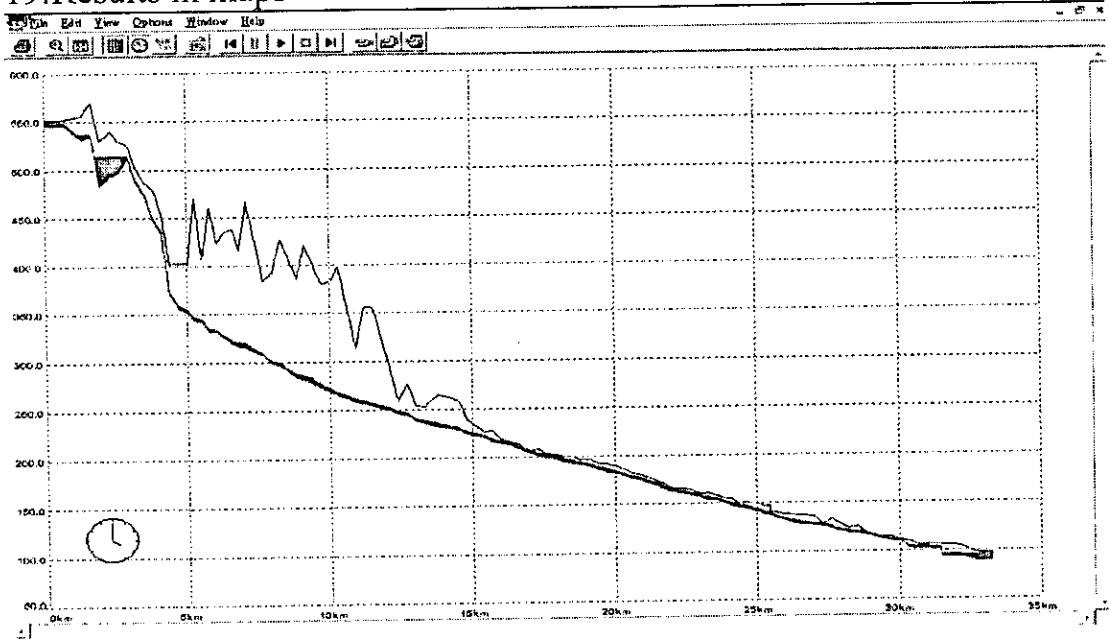
Simulation started

Copyright (c) 2002
Flow-module

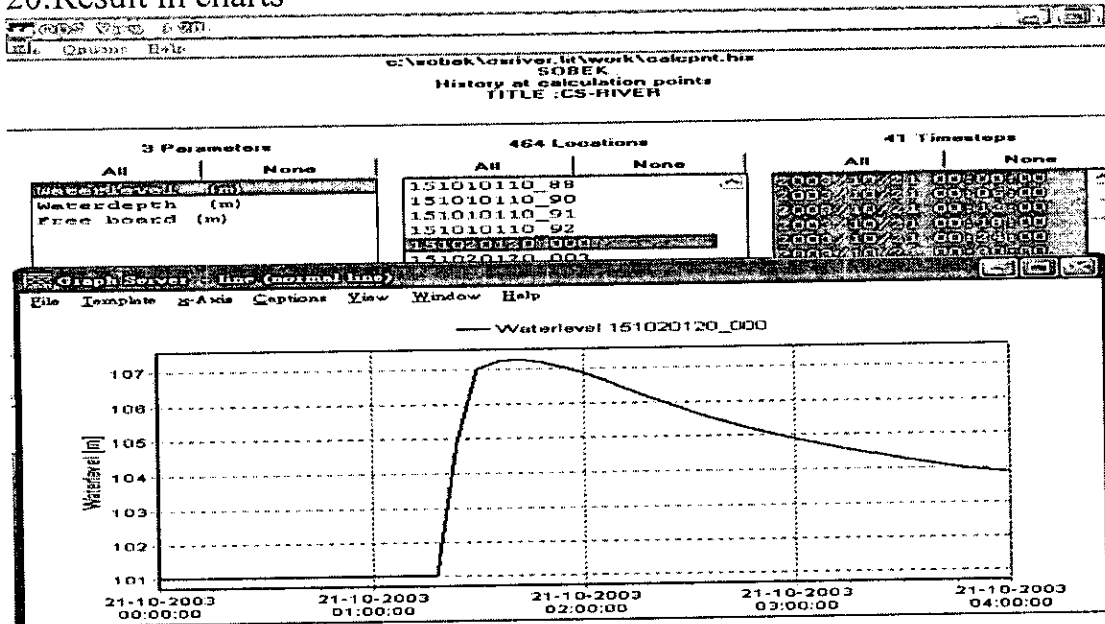
UL:DELFT HYDRAULICS
Version 3.06.06

Timestep :
0 7 14

19. Results in maps



20. Result in charts

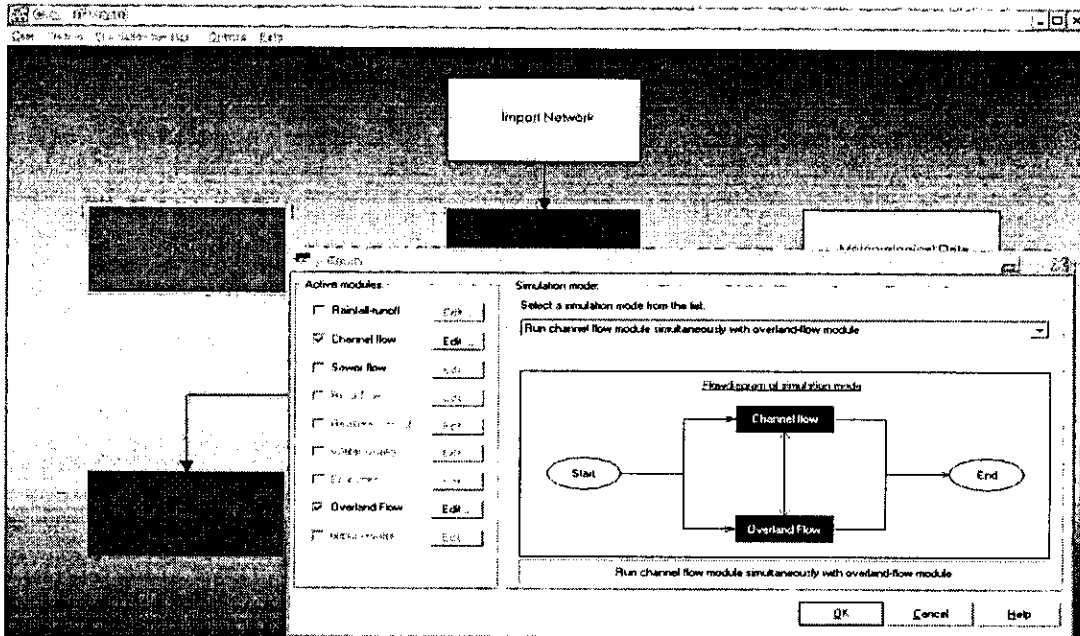


以上為 SOBEK 之 1D 渠道演算過程。如需進行 1D2D 模擬，其步驟如下：

1. 1D2D 模式之選項

- (1) 建議：另存新檔
- (2) 開啟：Settings-channel and overland flow overland flow module
- (3) 事先準備：DTM 資料 (**.asc)

(二) SOBEK-overland flow 設定與操作

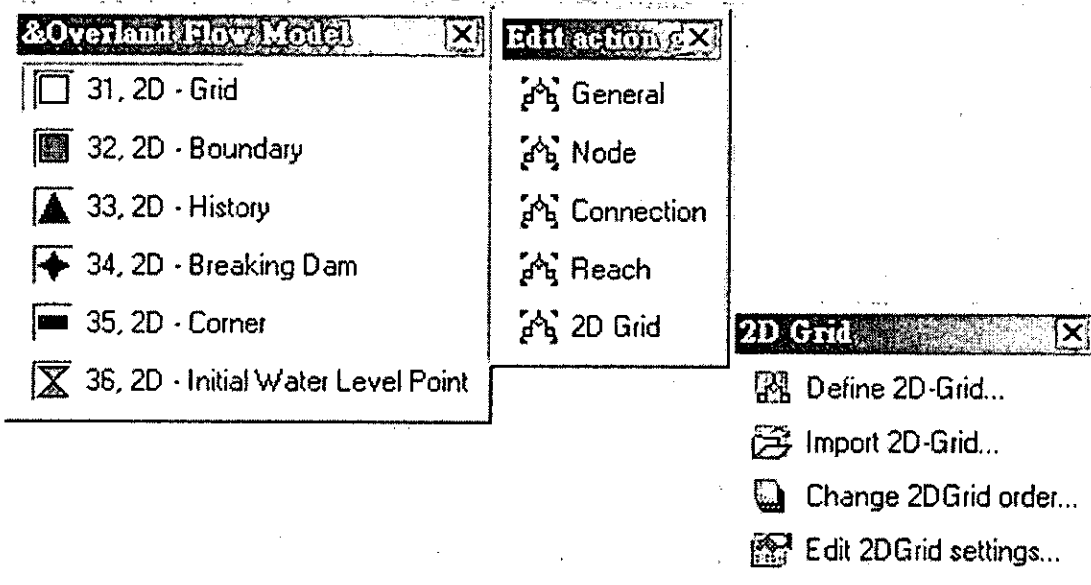


1. 漫地流 (overland flow) 之設定

- (1) simulations settings
- (2) initial data
- (3) GIS output options
- (4) incremental output
- (5) history output

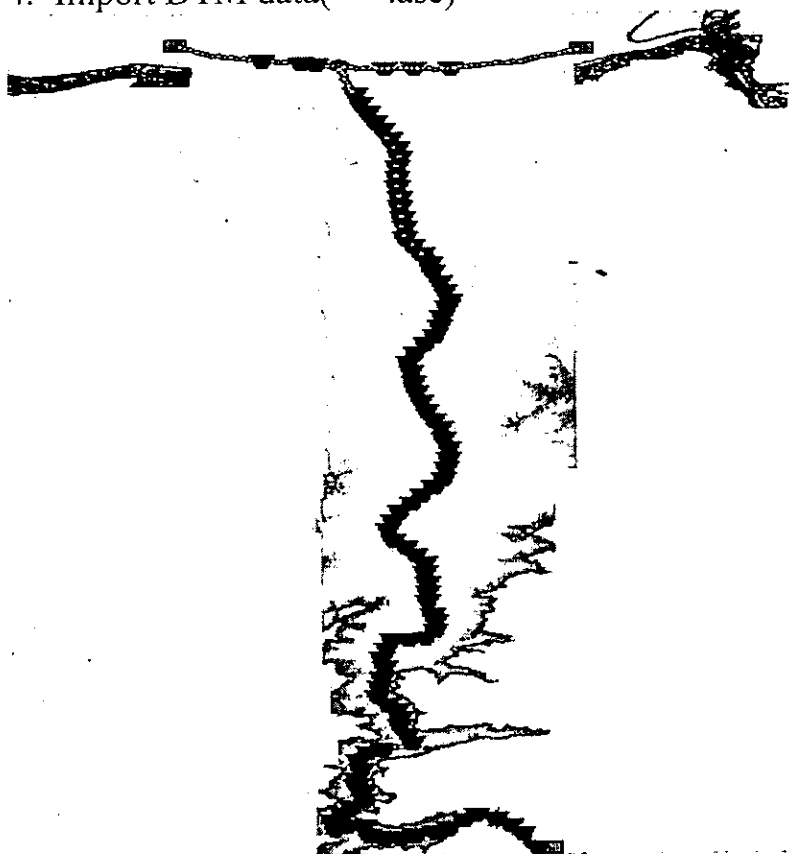
2. Schematisation-Edit model

3. (1) Overland flow model-31,2D-grid
- (2) Edit action-2D-grid-import 2D-grid

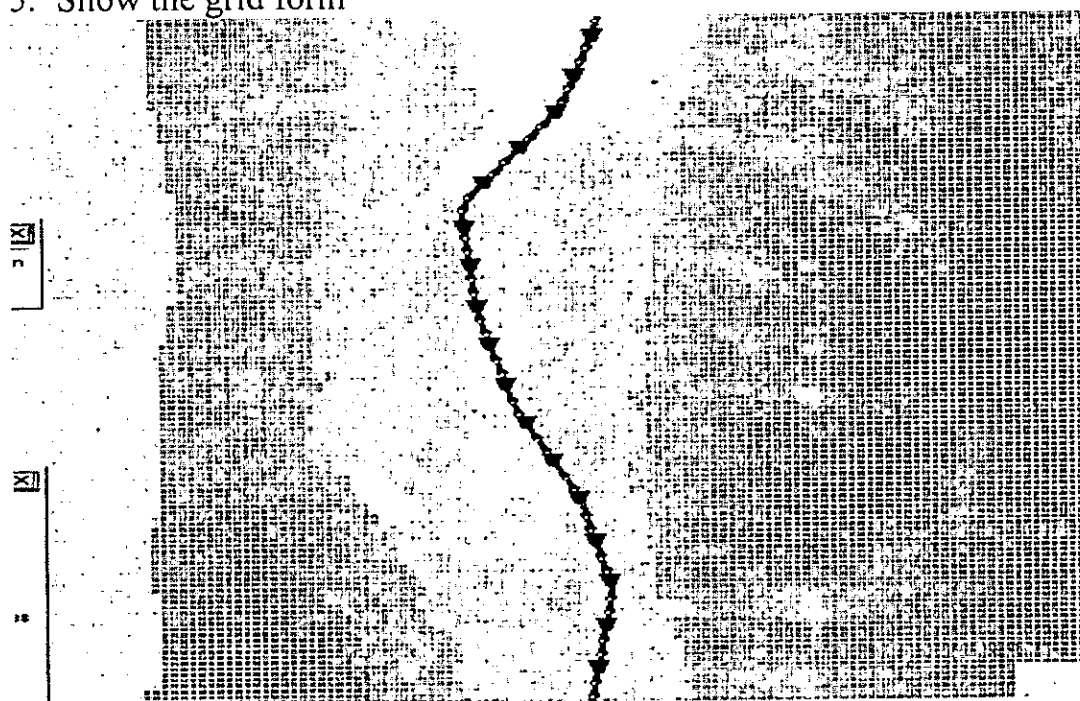




4. Import DTM data(***.asc)



5. Show the grid form



6. Setting 2D-grid (1)

(1) Flow model-30. flow 1D2D internal boundary node

(2) Node-add node

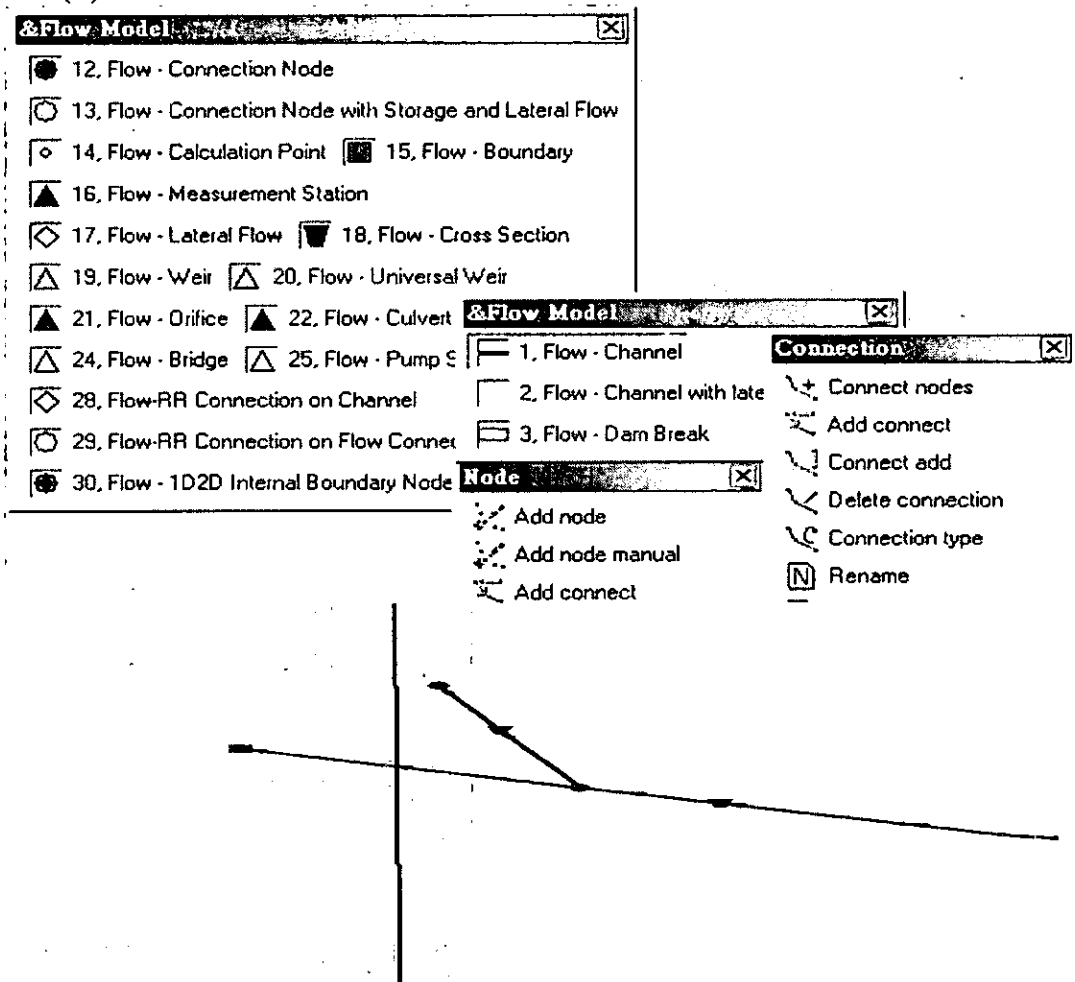
(3) Flow model -1.flow-channel

(4) Connection nodes

(5) Flow model-18.flow-cross section

(虛擬 cross section data (the nearest section))

(6) Node-add node



2D 所面臨問題：

- 如何給定二維起始及邊界條件？
- 河川：水位？流量？率定曲線？
- 陸地：資料缺乏。
- 沿海：潮位資料。
- DTM：糙度係數多少？
- 針對河川及陸地起始及邊界條件，目前方法（個人處理方式）：
延伸 DTM 資料，使二維邊界問題不影響研究區域



7. Setting 2D-grid data

(1) Model data-line boundary

Data Edit for link 1

Location: **Boundary condition** | Defaults

Type

- water level (h)
- flow (Q)
- 1D2D Connection
- Q-h relation

Value

- constant value
- Function of time
- 1D2D Boundary Connection Node:

OK Cancel Help

(2) Edit action-reach-calculation grid all reaches

Calculation points

General | Reach | D2Grid

Vector - split options

- Full Vector
- Split by coordinate
- Split Vector

Node type:

Length:

- Equi distance

Current View

In Use:

- Use Split
- Use Reach
- Use D2Grid

OK Cancel

(3) DTM: 糙度

Data for grid

2D Grid Location | Grid Cell Bottom Level: | Grid Cell Friction: | Defaults

Friction value (bottom)

Friction type

- Chézy (C)
- Manning (mn)
- White Colebrook (kn)

Constant value:

Variable

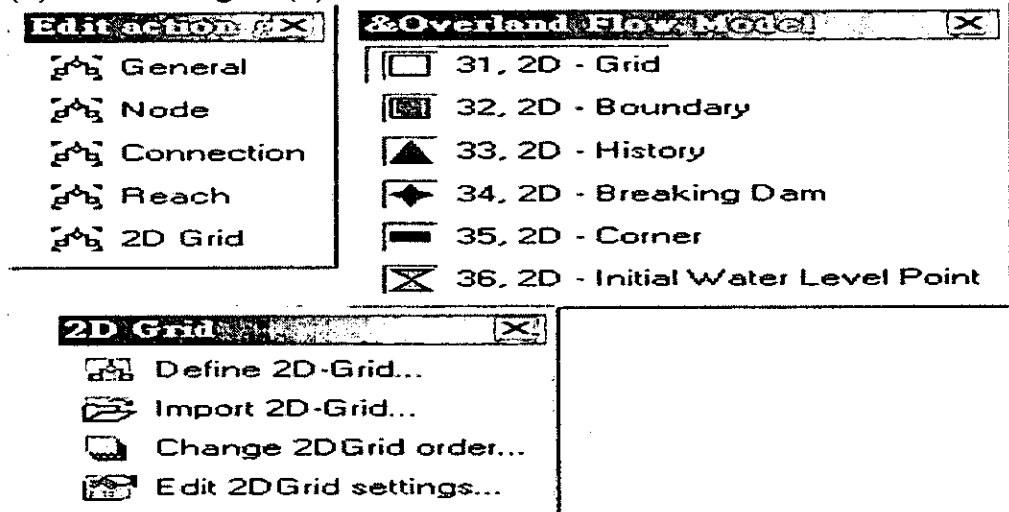
Friction value (side wall)

Constant value:

OK Cancel Help



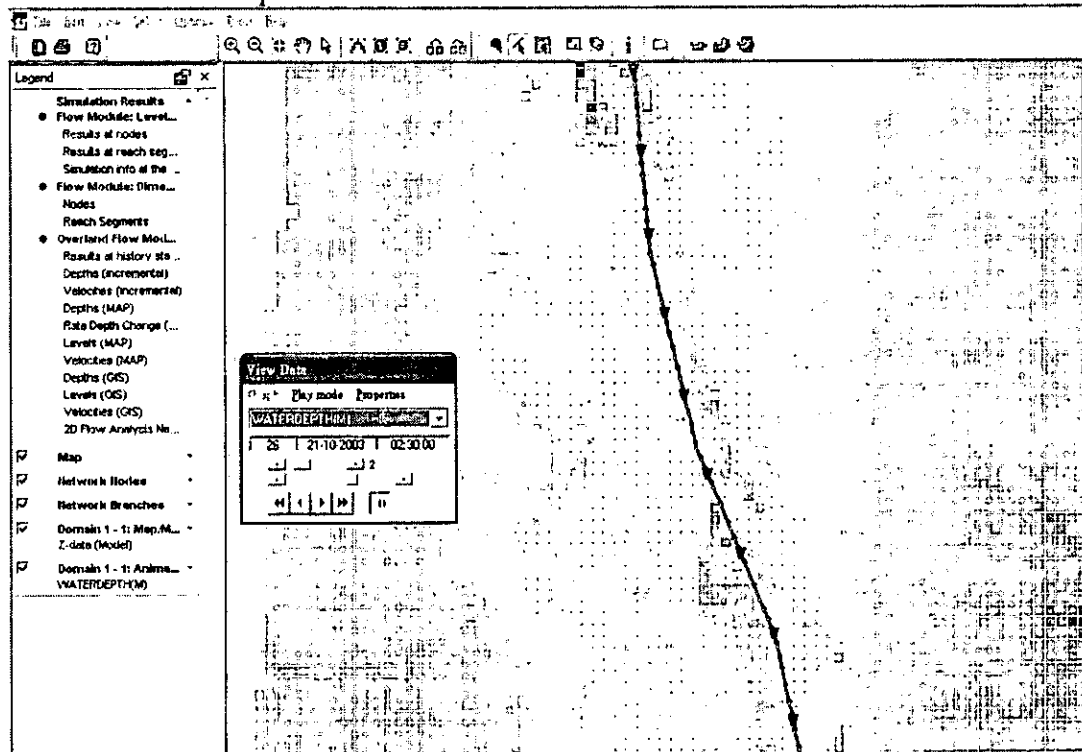
(4) Define 2D grid (1)



8. 存檔

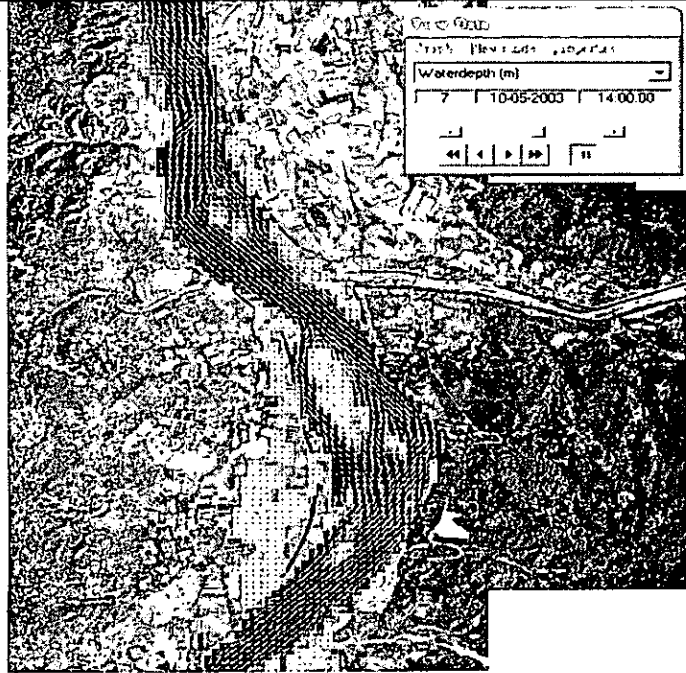
- (1) 儲存檔案-退出畫面；
- (2) Schematisation-check model flow and view flow data model and then OK；
- (3) 建議再次存檔以完成修改；
- (4) Simulation。

9. Results in maps





10.Display



step
two.jpg

第六章 GSTARS 2.0 模式

在天然河川中，底床變化和輸砂量計算的問題再近幾年的研究已有相當的突破，並已建立了不少的動床模式，而廣泛使用之一為 GSTARS 模式。在堰塞湖下游的河川之動床可得到流量、水位和底床高程等資料。在此簡述 GSTARS2.0 版之基本原理與分析流程。所引用的參數、注意事項及卡號說明，並以實際案例介紹此模式之應用。

6.1 模式發展沿革

GSTARS 模式最早版本是由美國聯邦政府內政部墾務局之資深之工程師 Molinas 及 Yang (1986)所發展。GSTARS 模式除了具備一般一維沖淤河川計算模式之功能，同時具備了擬似二維水流及擬似三維河床變形之功能。此模式利用流管觀念(stream tube concept)與基本的一維迴水演算模式，使其能以較少、較基本的輸入資料，即可進行較複雜的工程問題探討。GSTARS 模式自發展迄今十餘年，已成功應用於美國地區許多實際河川問題。Yang(1998)等人進一步將 GSTARS 模式加以改進，升級為 GSTARS 2.0 版本；再修正並增加功能而升級為 GSTARS2.1 版本。

6.2 基本理論說明

6.2.1 流線與流管

流線是在空間上與流速相切所連成的概念線，流管則是藉由流線管壁而形成，沿著流管所流出的流量視為常數，流體不能跨越流管的



邊界。以此概念在每個段面尚可考量不僅縱向的，更包括橫向的水理及沉滓運移變量。

6.2.2 迴水演算

對一擬似定量流而言，流量歷線可以由一連串定常流量變化歷線組成來表示，如圖 3.2 所示。在每一段定常流量裡，即以定量流方程式進行迴水演算。GSTARS 2.0 模式係以標準步推法(standard-step method)求解能量方程式。為解決不同流況間之轉換，如超臨界流轉換至亞臨界流流況，即水躍發生之情況，則以動量方程式來替代能量方程式。

模式所使用之能量方程式：

$$z_1 + Y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + Y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + H_e \quad (6-1)$$

式中，Z=底床高程；Y=水深；v=流速； α =流速分佈係數； H_e =斷面 1、2 間之總能量損失。

動量方程式如下所示：

$$\frac{Q\gamma}{g}(\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad (6-2)$$

式中， β =動量係數；W=斷面 1、2 間之水體重量； θ =渠坡夾角；及 F_f =沿渠坡之總摩擦損失。

6.2.3 輸砂演算

對一維變量流中輸砂演算中最基本的泥砂連續方程式可表為：

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + \eta \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{\partial A_s}{\partial t} - q_s = 0 \quad (6-3)$$

式中， η =單位河床層中泥砂體積； A_d =單位長度中床砂體積； A_s =橫斷面上單位長度懸移泥砂體積； Q_s =泥砂體積流量；及 q_s =側向泥砂入流量。假設橫斷面上懸移泥砂濃度遠小於床砂的變化，亦即：

$$\frac{\partial A_s}{\partial t} \ll \eta \frac{\partial A_d}{\partial t} \quad (6-4)$$

其次，假設泥砂輸移函數中的參數在每一演算時距內，每一橫斷面上皆為常數；亦即：

$$\frac{\partial Q_s}{\partial t} = 0 \quad \text{或} \quad \frac{\partial Q_s}{\partial x} = \frac{dQ_s}{dx} \quad (6-5)$$

前述假設僅在每一橫斷面幾何形狀改變極微情況下方能成立，亦即在每一演算時距中泥砂沖淤量變化不可太大。這一假設對水、砂分離演算而言是成立的。在 GSTARS 2.1 模式中並無考慮側向泥砂入流功能，故 $q_s=0$ ，故泥砂連續方程式最後可化簡成：

$$\eta \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{dQ_s}{dx} = 0 \quad (6-6)$$

現有許多輸砂公式，但每個方程式都有他特殊適合的範圍及限定的條件，針對不同的沉載粒徑及流況來選擇，而結果也都各有差異，並沒有存在於一個適用所有流況的公式；且大多數的傳輸方程式都僅適用於亞臨界流況。而 GSTARS 2.1 提供了 13 個輸砂公式如下：

1. Meyer-Peter and Muller's Formula(1948): 可用於沉澱粒徑大於 10 mm 的情況，公式如下：

$$\gamma \left(\frac{K_s}{K_r} \right)^{3/2} RS = 0.047(\gamma_s - \gamma)d + 0.25 \rho^{1/3} q_b^{2/3} \quad (6-7)$$

式中， γ 、 γ_s 代表水和沉澱的單位重量；



R 為水利半徑；

S 為能量坡降；

d 為沉滓平均直徑。

2. Laursen's Formula：適用於沉滓粒徑大於 0.0625 mm 時，其公式如下：

$$C_i = 0.01\gamma \sum_i p_i \left(\frac{d_i}{D}\right)^{7/6} \left(\frac{\tau'}{\tau_{ci}} - 1\right) f\left(\frac{U_*}{\omega_i}\right) \quad (6-8)$$

式中， C_i = 單位體積之平均輸砂濃度重量；

p_i = 泥砂粒徑分析所佔比重；

d_i = 泥砂粒徑；

ω_i = 粒徑 d_i 泥砂之沉降速度；

D = 水深。

3. Toffaleti's Method：適用於沉滓粒徑大於 0.0625 mm 時，其公式如下：

$$Q_{ti} = B(q_{bi} + q_{sui} + q_{smi} + q_{sli}) \quad (6-9)$$

式中，B = 渠寬；

q_{bi} 、 q_{sui} 、 q_{smi} 、 q_{sli} = 分別為底床層、渠流上層、中層、下層之單位寬度泥砂輸移載。

4. Engelund and Hansen's Method(1972)：適用於沉滓粒徑大於 0.0625 mm 時，其公式如下：

$$f' \phi = 0.1\theta^{5/2} \quad (6-10)$$

$$f' = \frac{2gSD}{V^2} \quad (6-11)$$



$$\phi = \frac{q_t}{\gamma_s} \left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g d^3 \right]^{-1/2} \quad (6-12)$$

$$\theta = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (6-13)$$

式中，g=重力加速度；

S=能量坡降；

V=渠流平均速度；

q_t=單位寬總沉澱重量輸移率；

τ=底床剪應力。

5. Ackers and White's Method(1973)：適用於沉澱粒徑大於 0.04 mm 以及水流福祿數小於 0.8 時，其公式如下：

$$G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m \quad (6-14)$$

式中，A、C、m、n 由實驗室資料經由回歸分析求得。

6. Ackers and Whites' Method(1990)：針對前述第 5 項公式其對於粒徑小於 0.2 mm 的沉澱之運移速率有過度預測的缺憾，Ackers 和 White 於 1990 提出此修正公式。
7. Yang's Sand (1973) and Gravel (1984) Transport Formulas：對於泥砂而言，沉澱粒徑必須小於 2 mm，其公式如下：

$$\log C_{ts} = 5.435 - 0.286 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.457 \log \frac{U_*}{\omega} + \left(1.799 - 0.409 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.314 \log \frac{U_*}{\omega} \right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr} S}{\omega} \right) \quad (6-15)$$

式中，C_{ts}=總沉澱濃度重(ppm)；



- ω =泥砂沉降速度；
- ν =水之運動黏滯係數；
- U_* =剪力速度；
- VS =單位渠流功率；
- V_{cr} =臨界啟動平均流速。

對於礫石而言，適用於平均粒徑小於 10 mm 時，其公式如下：

$$\log C_{tg} = 6.681 - 0.633 \log \frac{\omega d}{\nu} - 4.816 \log \frac{U_*}{\omega} + \left(2.784 - 0.305 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.282 \log \frac{U_*}{\omega} \right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr} S}{\omega} \right) \quad (6-16)$$

式中， C_{tg} =總礫石濃度重(ppm)。

8. Yang's Sand (1979) and Gravel (1984) Transport Formulas: 楊氏於 1979 年提出適用於泥砂之公式：

$$\log C_s = 5.165 - 0.153 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.297 \log \frac{U_*}{\omega} + \left(1.780 - 0.360 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.480 \log \frac{U_*}{\omega} \right) \log \frac{VS}{\omega} \quad (6-17)$$

9. Paker's Method (1990): 可用於沉澱粒徑大於 10 mm 的情況，共分為無因次河床載運移函數 W_i^* ，及無因次剪應力參數 ϕ_i ，其公式如下：

$$W_i^* = \frac{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) q_{bi}}{\rho_i (gDS)^{1/2} DS} \quad (6-18)$$

$$\phi_i = \frac{DS}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) d_i \tau_{ri}^*} \quad (6-19)$$

式中， q_{bi} =粒徑 d_i 泥砂單位寬度推移載輸移量；



p_i =粒徑 d_i 泥砂所佔重量百分比。

10. Yang's Modified Formula for Sand Transport with High Concentration of Wash Load (1996)：此公式為楊氏於 1996 年提出，適用於高沖洗載情況下之泥砂輸移計算，其公式如下：

$$\log C_{is} = 5.165 - 0.153 \log \frac{\omega_m d}{\nu_m} - 0.297 \log \frac{U_*}{\omega_m} + \left(1.780 - 0.360 \log \frac{\omega_m d}{\nu_m} - 0.480 \log \frac{U_*}{\omega_m} \right) \log \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_s - \gamma_m} \frac{VS}{\omega_m} \right) \quad (6-20)$$

式中， ω_m =沉滓流泥砂沉降速度；

ν_m =沉滓流運動黏滯係數。

11. GSTARS 2.1 模式提供 3 個公式用以計算黏聚性泥砂(平均粒徑小於 0.0625 mm)的輸移。當底床剪應力 τ_b 小於底床臨界沉積剪應力 τ_{cd} 時，GSTARS 2.1 模式應用以下公式(Krone 1962)：

$$\frac{C}{C_0} = e^{-k\Delta t} \quad (6-21)$$

$$k = \frac{w_s}{D} \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_{cd}} \right) \quad (6-22)$$

其中， C =演算時距末泥砂濃度；

C_0 =演算起始泥砂濃度；

Δt =泥砂運移歷時；

w_s =泥砂沉降速度。

當底床剪應力大於底床臨界顆粒沖蝕剪應力 τ_{cs} 、小於底床臨界塊狀沖蝕剪應力 τ_{cm} 時，GSTARS 2.1 模式應用以下公式

(Partheniades 1965 ; Ariathurai and Krone 1976) :

$$E_1 = \frac{1}{A} \frac{dm}{dt} = M_1 \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cs}} - 1 \right) \quad (6-23)$$

其中， E_1 =單位面積泥砂沖蝕率；

m =質量；

t =時間；

A =演算範圍底床面積；

M_1 =係數。

當底床剪應力大於底床臨界塊狀沖蝕剪應力 τ_{cm} 時，亦即 $\tau_{cs} < \tau_{cm} < \tau_b$ ，GSTARS 2.1 模式應用以下公式：

$$E_2 = \frac{1}{A} \frac{dm}{dt} = M_2 \left(\frac{T_e}{\Delta t} \right) \quad (6-24)$$

其中， E_2 =單位面積沖蝕率；

T_e =沖蝕特性時間；

M_2 =係數。

GSTARS 2.1 模式中的輸砂演算以不同粒徑級配為處理基礎，對於不同水流輸移強度將有不同的粒徑被水流帶走。依據不同的水力參數，入流泥砂分佈，床砂組成等因素條件，有些粒徑顆粒將遭沖刷外移，有些則不受影響停滯於原處或淤積下來。GSTARS 2.1 模式中床砂輸移率係以不同粒徑級配條件決定，但其總輸移量則以輸砂演算方程式來決定。因此，便可反映出多種不同的泥砂運動機制。諸如床面上細顆粒因分選作用，已遭沖移；但較粗顆粒因水流輸移力不夠而留下形成一不動層。在這相同水力條件維持下，床面將不再有顆粒被沖移，此一不動層即為護甲層(armored layer)。護甲作用的發生將使其下的顆

粒受到暫時的掩護，而此時產生的泥砂輸移亦僅限於進入此區的外來泥砂；直至水流條件改變，水流速度增強，將使得此一護甲狀態受到改變，重新開始另一階段泥砂輸移歷程。為能夠良好模擬護甲作用機制過程，GSTARS2.1 模式中乃採用 Bennett and Nordin(1977)對床砂組合的處理概念與方法進行演算模擬。

對於大多數河川輸砂模擬案例而言，皆假設於平衡輸砂狀態下進行輸移演算，亦即將河床質載輸移量與水流對泥砂輸移能力視為相等。事實上，在某些情況下，時間延滯性(time delay)或空間延滯性(spatial delay)效應往往是不可忽略的。GSTARS 2.1 模式應用對流—擴散方程式解析解為基礎，以計算非平衡泥砂輸移量(Han 1980, Chen 1993)：

$$C_i = C_i^* + (C_{i-1} - C_{i-1}^*) \exp\left\{-\frac{\psi\omega_s\Delta x}{q}\right\} + (C_{i-1}^* - C_i^*) \left(\frac{q}{\psi\omega_s\Delta x}\right) \left[1 - \exp\left\{-\frac{\psi\omega_s\Delta x}{q}\right\}\right] \quad (6-25)$$

式中，C=泥砂濃度；C*=泥砂輸移能力；q=單位寬度流量； Δx =計算長度； ω_s =泥砂沉降速度；i=演算斷面標示；及 Ψ =無因次參數，對於淤積情況 $\Psi=0.25$ ，對於沖刷情況 $\Psi=1.0$ (Han and He, 1990)。

6.3 功能與模式限制

模式具備以下幾方面之功能：

- (一) 可行固定或移動邊界之明渠流水理計算。
- (二) 可計算亞臨界流、超臨界流或混合流之水面線，包括水躍計算。



- (三) 根據流管之觀念以擬似二圍模式在縱向及橫向上模擬預測水理沈滓之變化。
- (四) 不論河道寬固定或可變的，模式均可模擬測試河道沖刷頗面及橫斷面幾何變化。
- (五) 依據沈滓物粒徑分佈提供較逼真之底床護甲過程模擬。
- (六) 經由總流功之最小變化，可同時模擬底床寬度及深度幾何變化量。

模式之限制如下：

- (一) GSTARS 2.1 為擬似穩定流模式，所以他無法模擬急變之變量流流況。
- (二) GSTARS 2.1 無法模擬真正二維或三維局部之流場。
- (三) 根據流管概念所建立，故無法模擬二次流現象。

6.4 模式之輸入資料

模式輸入檔可分為四部分，水理資料、輸砂資料、輸出控制及最小流功化過程。水理資料及輸出控制為任何流況模擬時皆必須要用到，而其餘兩個部分為選擇性使用。茲將此四部分分述如下：

水理資料輸入：

- (1) 斷面數
- (2) 各斷面座標



- (3) 曼寧糙度係數
- (4) 摩擦損失計算公式選擇(Manning、Chezy、Darcy)
- (5) 流管數選擇
- (6) 計算時間間距
- (7) 流量-水位關係輸入選擇(率定曲線或流量對應水位關係)

輸砂資料輸入：

- (1) 輸砂公式選擇
- (2) 上游入砂量輸入
- (3) 河床質粒徑大小分佈
- (4) 河床質粒徑百分比
- (5) 入流量對應懸浮質粒徑百分比

輸出控制：

- (1) 水理及沈滓計算結果輸出項目之選擇
- (2) 時間間距輸出表示
- (3) 斷面個數選擇
- (4) 底床橫向斷面水面高程輸出選擇

最小流功化過程：

- (1) 定義流域中各斷面底床高程及寬度變化範圍
- (2) 人工構造物及幾何變化上之輸入，限制此斷面之沖刷及淤積過程



6.5 案例說明

在雲林縣古坑鄉草嶺附近，發生規模 7.3 之 921 集集大地震中再度發生大規模崩山事件，崩坍土阻塞原有清水溪河道使上游形成堰塞湖。利用本模式模擬堰塞湖形成後，下游河川長期之影響和河道的變遷。

6.5.1 案例介紹及參數說明

以草嶺潭下游清水溪至清水溪和濁水溪匯流口為例，全長 30,300 公尺，每 300 一個斷面共 101 個斷面，上游壩區高程為 520 公尺至下游匯流口處之 101 公尺。曼寧糙度在上游壩區為 0.05 至下游清水溪 0.04。一般不建議流管數大於五以上，建議用一到三，在此範例用一條流管。假設民國 80 至 89 年發生之颱風重現，時間間距為一小時，共有 1,977 小時之流量資料，假設均勻流況，利用曼寧公式求得匯流口處之水位。在輸砂資料方面，如上游的入砂是利用列表式的輸入。非平衡輸砂參數若模擬含砂濃度較高的河川，在淤積的參數邊界應用 0.001，沖刷參數用 1.0。河床的代表粒徑分為十個，由 0.5 至 512mm，每個斷面須輸入一組粒徑組成；而輸砂公式採用 Engelund and Hansen 公式(1972)。

6.5.2 使用注意事項

GSTARS 2.1 斷面數限制 101 個，每個斷面至多有 197 個測點，流管數目越多時，所需的模擬時間也越長，且容易造成局部刷深或淤高，甚至在某些流管會算到乾床，導致程式無法收斂。因此，當流管數越



少時，數值演算較穩定。非平衡輸砂參數對結果影響頗大，必須參考使用手冊由含砂濃度推得。

(一) 輸入檔案

TT GSTRS version 2.1

TT chiun-sui creek(1990)

TT long-range simulation

MT

NS 101

YX

CM 303

ST 30300 190 0 0 0 0.0 0

ND 1 1445.57

XS590.75 50.02 581.63 55.02 574.73 60.02 570.11 65.03 567.30 70.03

XS565.93 75.03 565.54 80.03 565.53 85.03 565.28 90.04 564.53 95.04

XS563.03 100.04 560.96 105.04 558.78 110.04 556.92 115.05 555.63 120.05

XS555.17 125.05 555.56 130.05 556.43 135.05 557.47 140.06 558.45 145.06

XS559.23 150.06 559.73 155.06 559.92 160.06 559.93 165.06 559.91 170.07

XS559.84 175.07 559.66 180.07 559.24 185.07 558.64 190.07 557.81 195.08

CM 3

ST 300 167 1 1 0

ND 1 1202.26

XS135.42 .00 134.88 4.99 134.63 9.98 134.24 14.97 133.48 19.95

XS132.10 24.94 130.10 29.93 127.47 34.92 124.52 39.91 121.50 44.90

XS118.61 49.89 116.84 54.87 116.01 59.86 115.28 64.85 114.16 69.84

XS109.94 1172.33 109.88 1177.32 109.89 1182.30 109.90 1187.29 109.91 1192.28

XS109.97 1197.27 110.00 1202.26

RH0.04

NT 3

IT 1977 1 1.0 HOUR



QQ TABLE OF DISCHARGES

SS STAGE DISCHARGE TABLE

TL 101

SQ 6.0 103.053

SQ 344.0 104.537

SQ 1062.0 105.630

SQ 375.0 104.602

SQ 39.4 103.468

SQ 39.4 103.468

SQ 39.0 103.466

SE 4

NE 0.001 1.0

QS 1 6.05E+03

QS 1 5.93E+03

QS 1 8.98E+01

QS 1 7.74E+05

QS 1 6.26E+03

QS 1 6.26E+03

QS 1 6.05E+03

TM 1977 27 C

SF 10

SG 0.5 1.000

SG 1.00 2.000

SG 2.00 4.000

SG 4.00 8.000

SG 8.00 16.000

SG 16.00 32.000

SG 32.00 64.000

SG 64.00 128.000

SG 128.00 256.000

SG 256.00 512.000

SD .2 .051 .037 .093 .072 .081 .087 .155 .112 .112



SD	.25	.044	.031	.03	.108	.04	.129	.143	.145	.08
SD	.082	.036	.025	.043	.017	.098	.074	.166	.247	.212

SD	.085	.022	.01	.033	.062	.095	.102	.172	.31	0.109
SD	.085	.022	.01	.033	.062	.095	.102	.172	.31	0.109
IQ	7	100.	500.	1000.	2000.	5000.	8000.	10000.		
IS		0.555	0.555	0.555	0.555	0.555	0.555	0.555	0.555	0.555
IS		0.374	0.374	0.374	0.374	0.374	0.374	0.374	0.374	0.374
IS		0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071
IS		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
IS		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
IS		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
IS		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
IS		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
IS		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
IS		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

PR 3 1
 PX 1977
 PW 1977
 END

(二) 卡號說明

表 6.1 為各輸入檔中卡號說明，詳細說明請見 GSTARS 2.1 使用手冊。

(三) 模擬結果

根據民國 80 年至 90 年清水溪桶頭水文測站之颱風資料，假設於 89 年後重現，所得底床變化，如圖 6.1 所示。



表 6.1(一) GSTARS 2.0 模式各輸入卡整理表

ID	代表意義	備註
CM	註釋	O
TT	案例名稱	R
MT	選用公制單位	O
NS	斷面編號	R
YX	斷面座標對選用高程—距離	O
ST	斷面各項參數	R
ND	支流數目	R
XS	斷面幾何形狀	R
RH	摩擦係數	R
RE	選擇摩擦損失公式	O
NT	流管數目	R
IT	演算時間、間隔	R
QQ	選擇流量輸入方式	R
SS	選擇水位高程輸入方式	R
TQ	流量表	O
DD	定義流量	O
NC	流量—水位率定曲線數目	O
RC	定義流量—水位率定曲線	O
TL	決定流量—水位之控制點	O
SQ	流量—水位表	O
SE	選擇輸砂公式	S
SP	高沖洗載輸砂公式之參數	O

表 6.1(二) GSTARS 2.0 模式各輸入卡整理表

NE	非平衡輸砂參數	O
C1	Coefficient for the discretization of Exener's equation	O
C2	Coefficient for computing sediment transport capacity	O
QS	入砂量	S
QR	流量—入砂量率定曲線	O
TM	水溫	S
SF	泥砂粒徑分佈群組數目	S
SG	泥砂粒徑分佈群組	S
SD	各斷面底床泥砂粒徑分布	S
NB	指定特定位置	O
BG	特定位置底床泥砂粒徑分布	O
CS	黏聚性泥砂運移參數	O
IQ	泥砂入流量	O
IS	各泥砂入流量之泥砂粒徑分布	O
AR	安息角	O
PR	輸出控制	R
PX	繪製斷面形狀	O
PW	繪製水面線	O
LW	水面線圖檔標題	O
LX	斷面形狀圖檔標題	O
MR	最小流功法輸入參數	M
END	輸入檔結束	R

備註：R-required, O-optional, S-required for sediment transport

M-required for minimization.

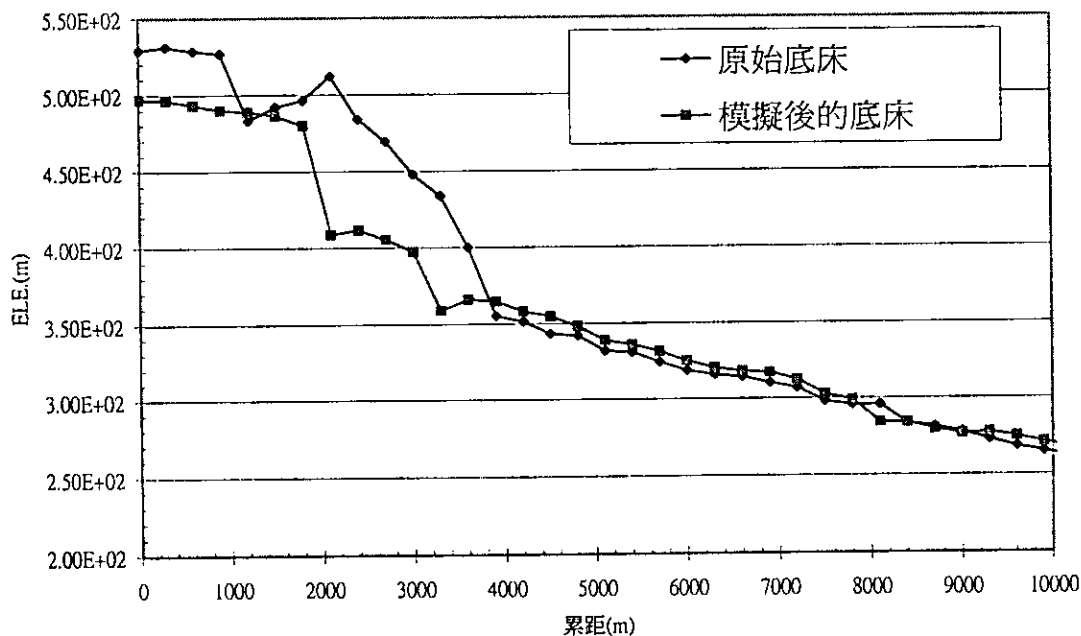


圖 6.1 長期模擬(十年)底床變化圖 (溢流口至距溢流口斷面 10Km 處)

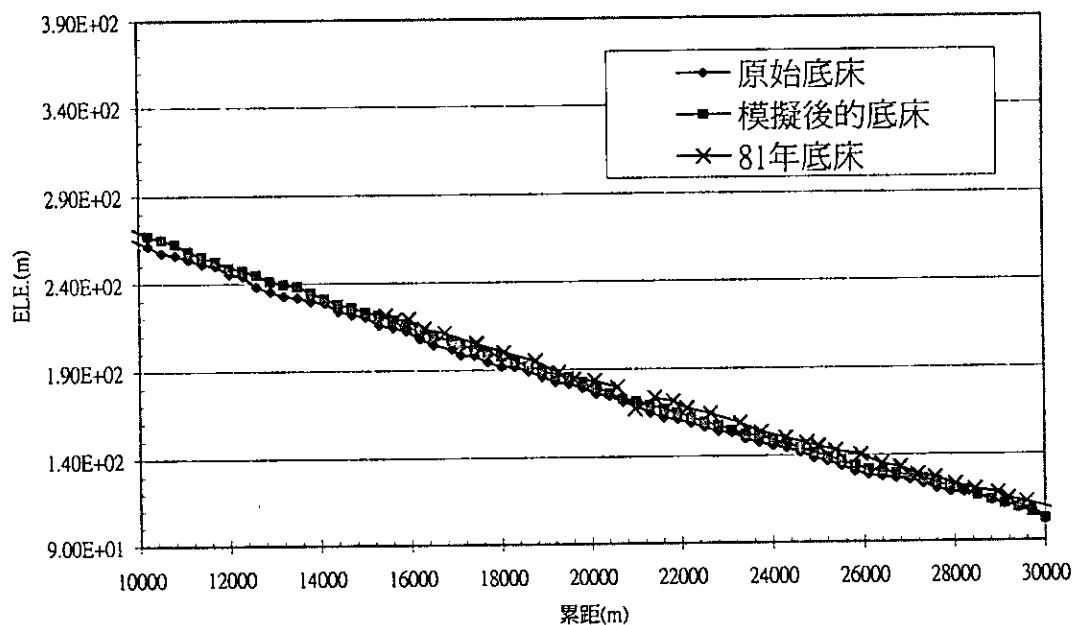


圖 6.1 (續) 長期模擬(十年)底床變化圖 (距溢流口斷面 10Km 處至匯流口)



附錄 D

堰塞湖形成後作業流程

與評估事項

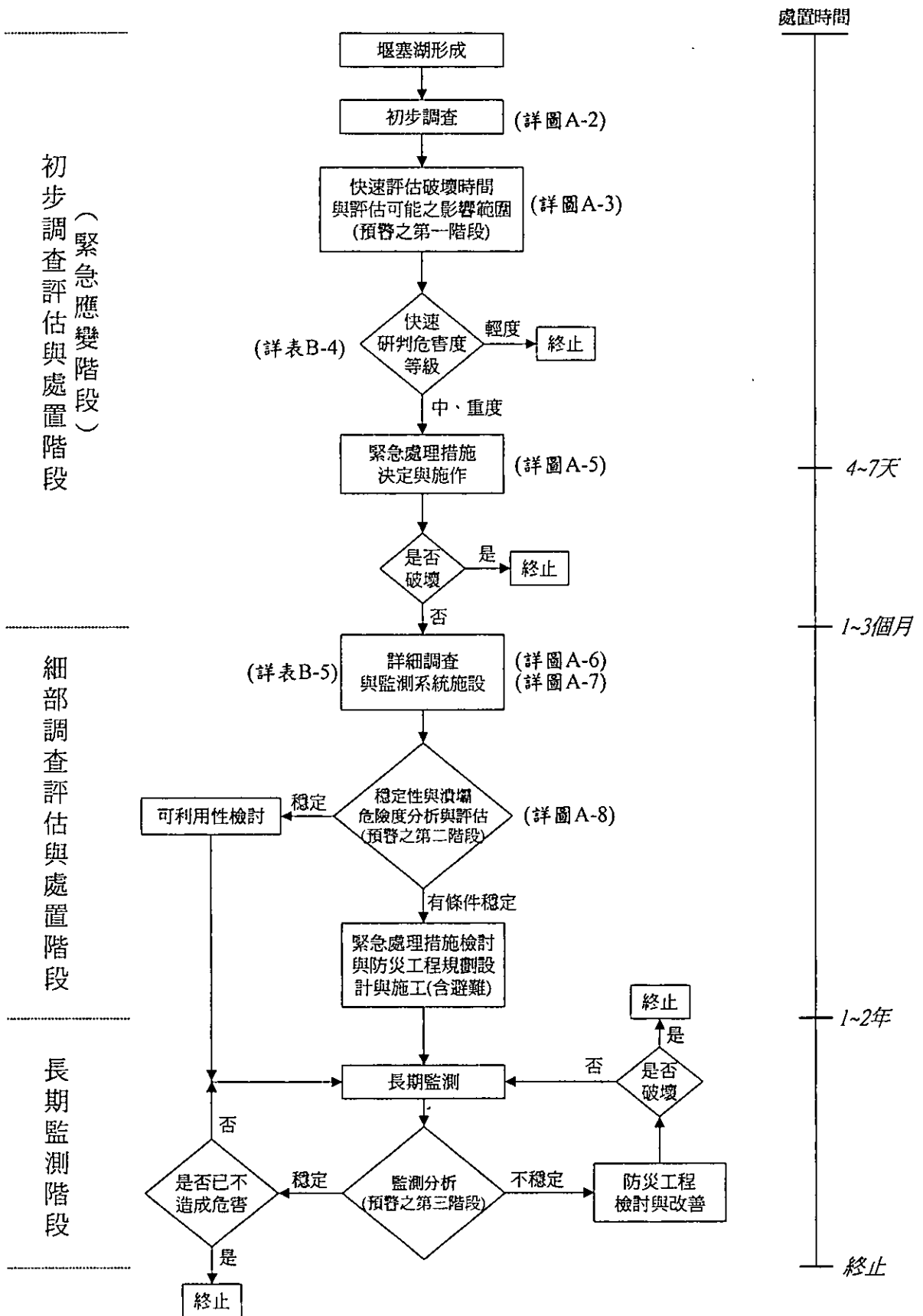


圖 A-1 堰塞湖形成後建議作業順序流程圖

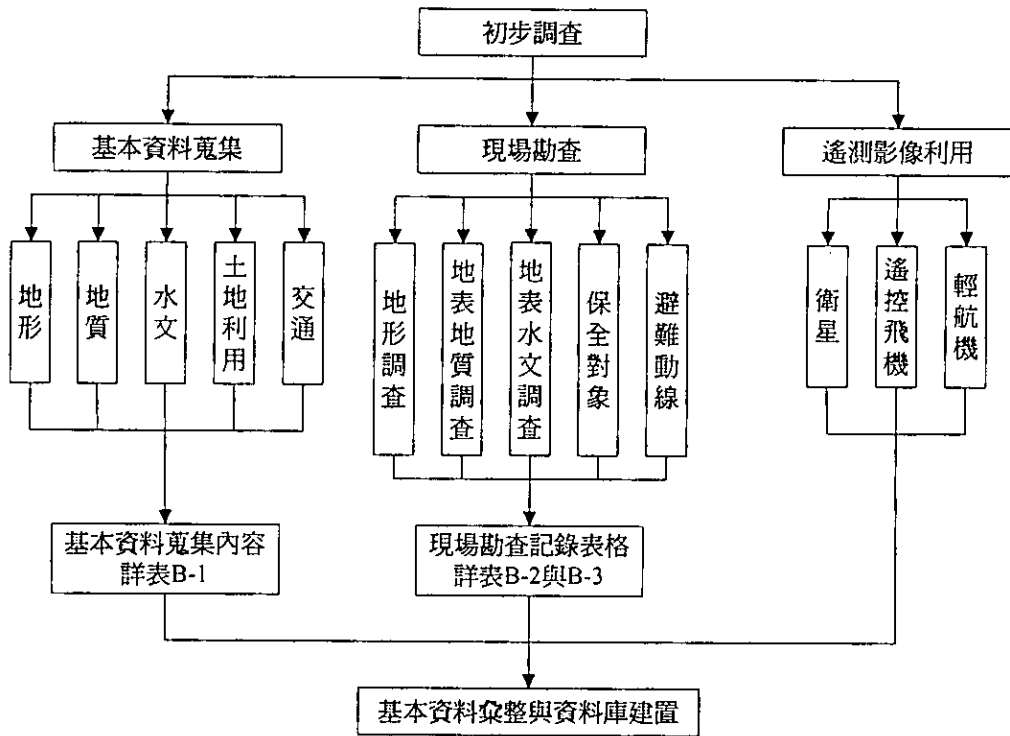


圖 A-2 初步調查作業流程圖

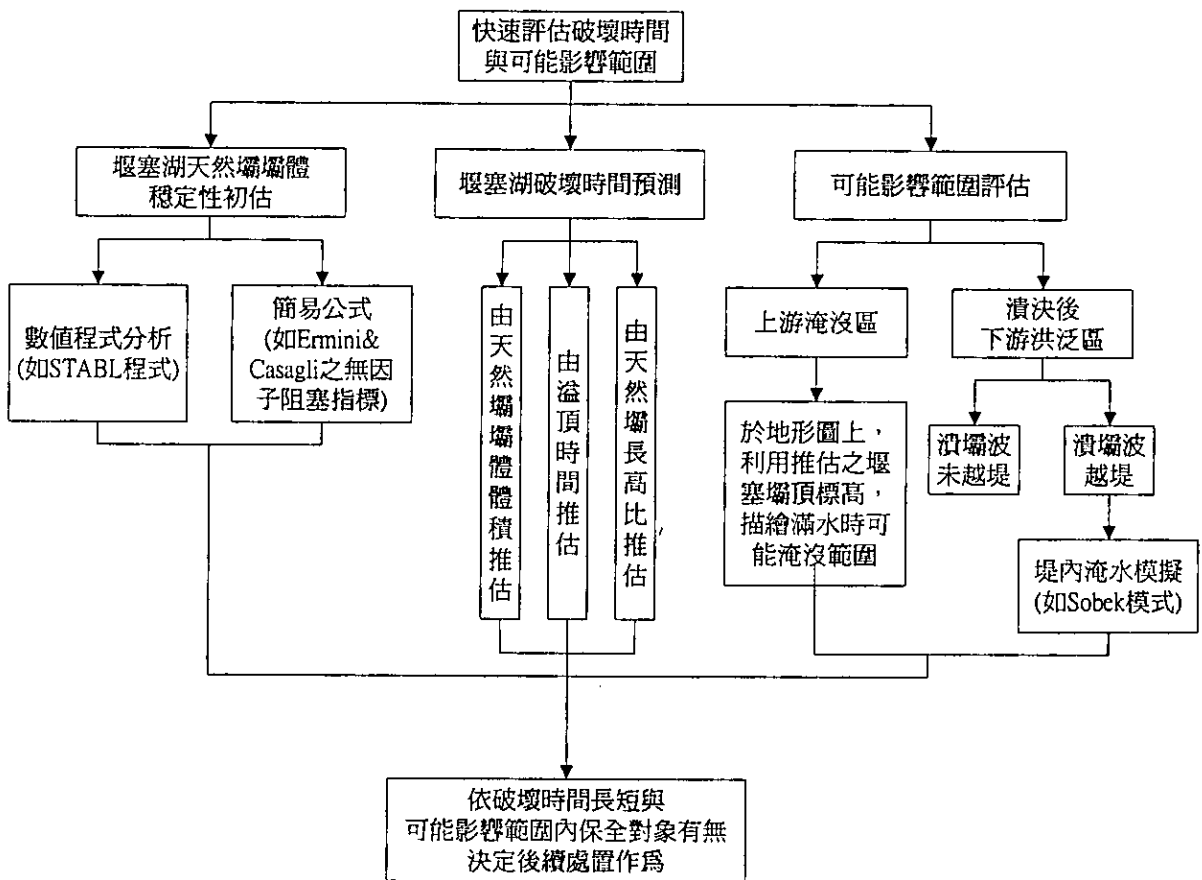


圖 A-3 快速評估作業流程圖

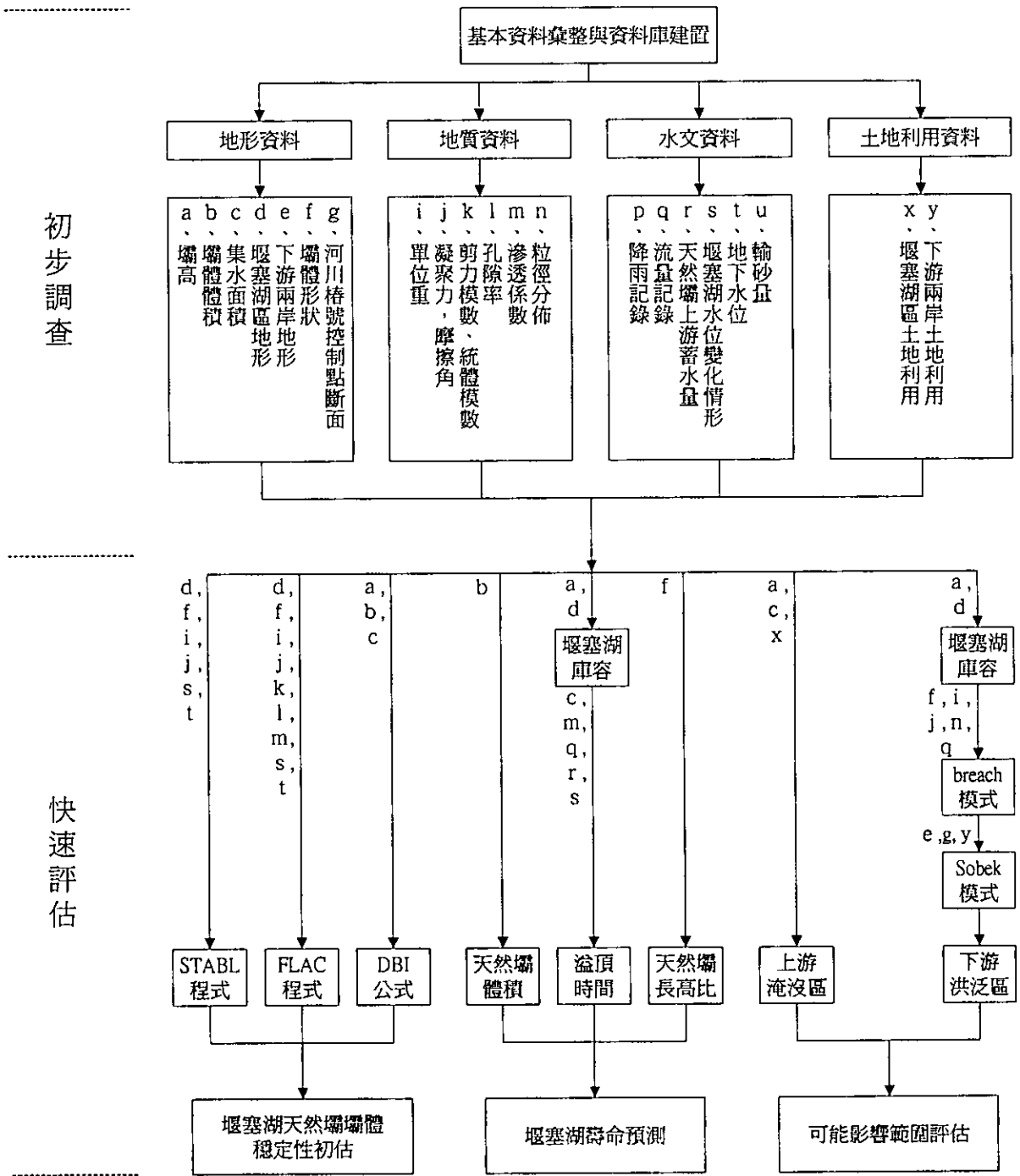


圖 A-4 初步調查建置資料與快速評估項目關聯圖

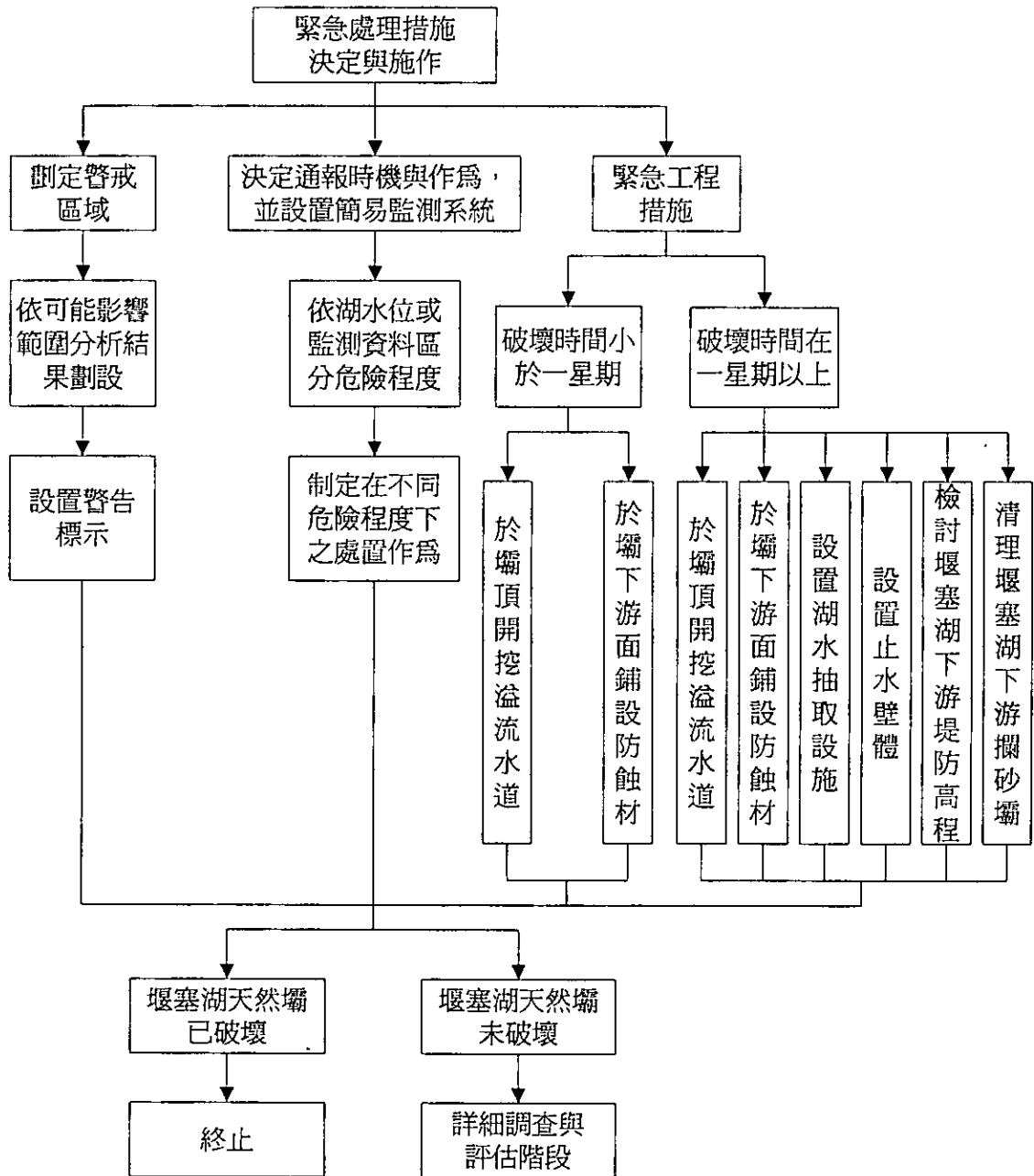


圖 A-5 緊急處置作業流程圖

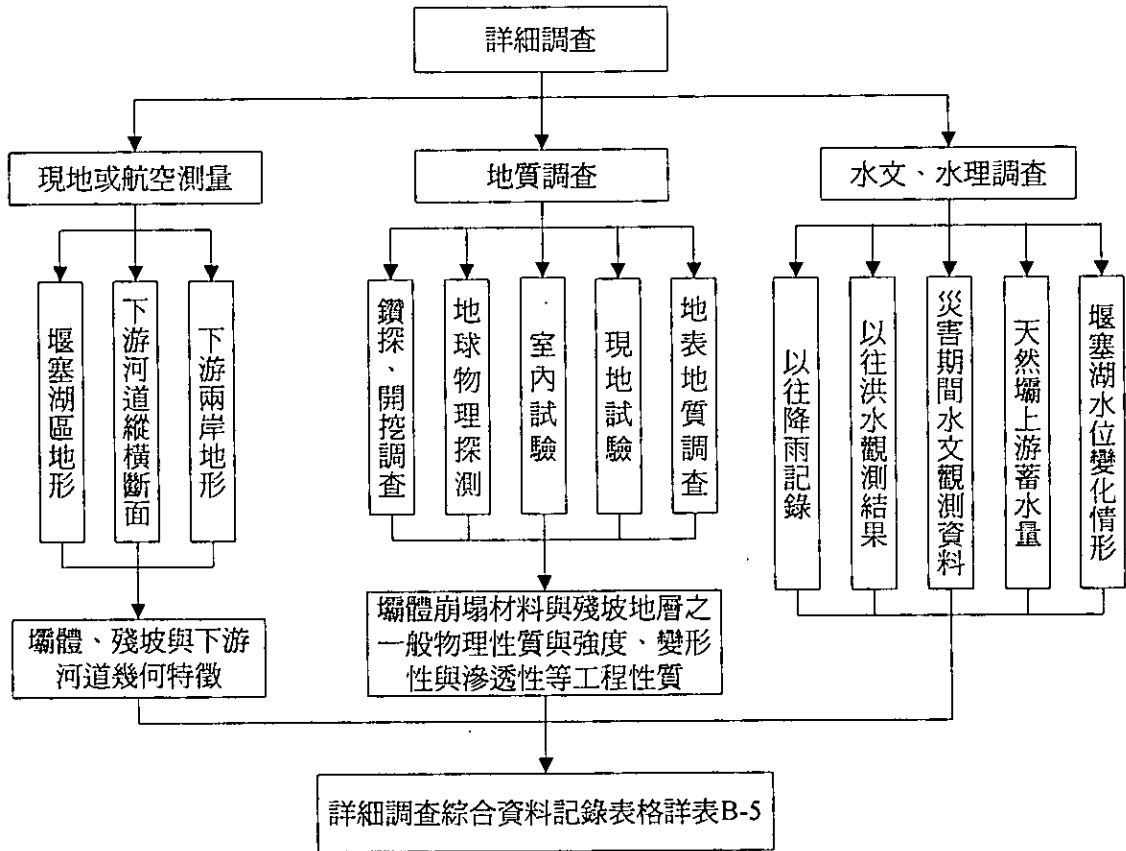


圖 A-6 詳細調查流程圖

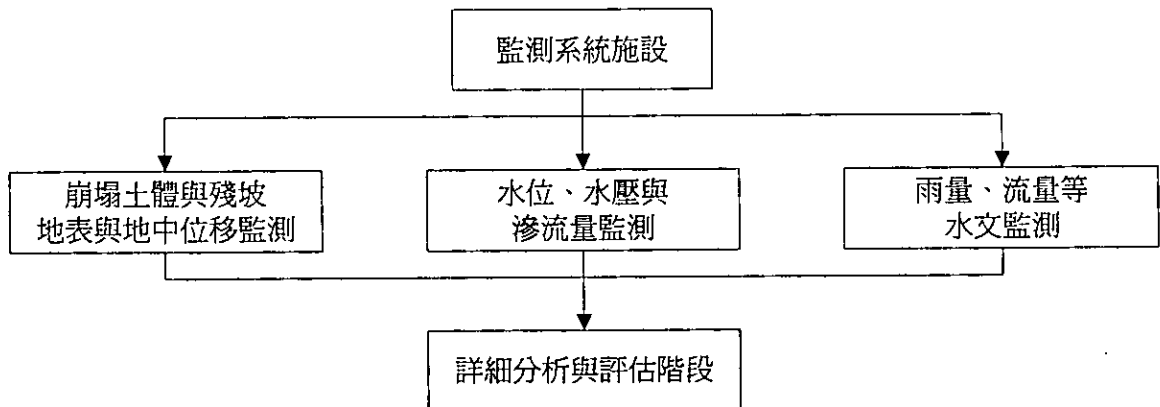


圖 A-7 監測系統施設項目流程圖

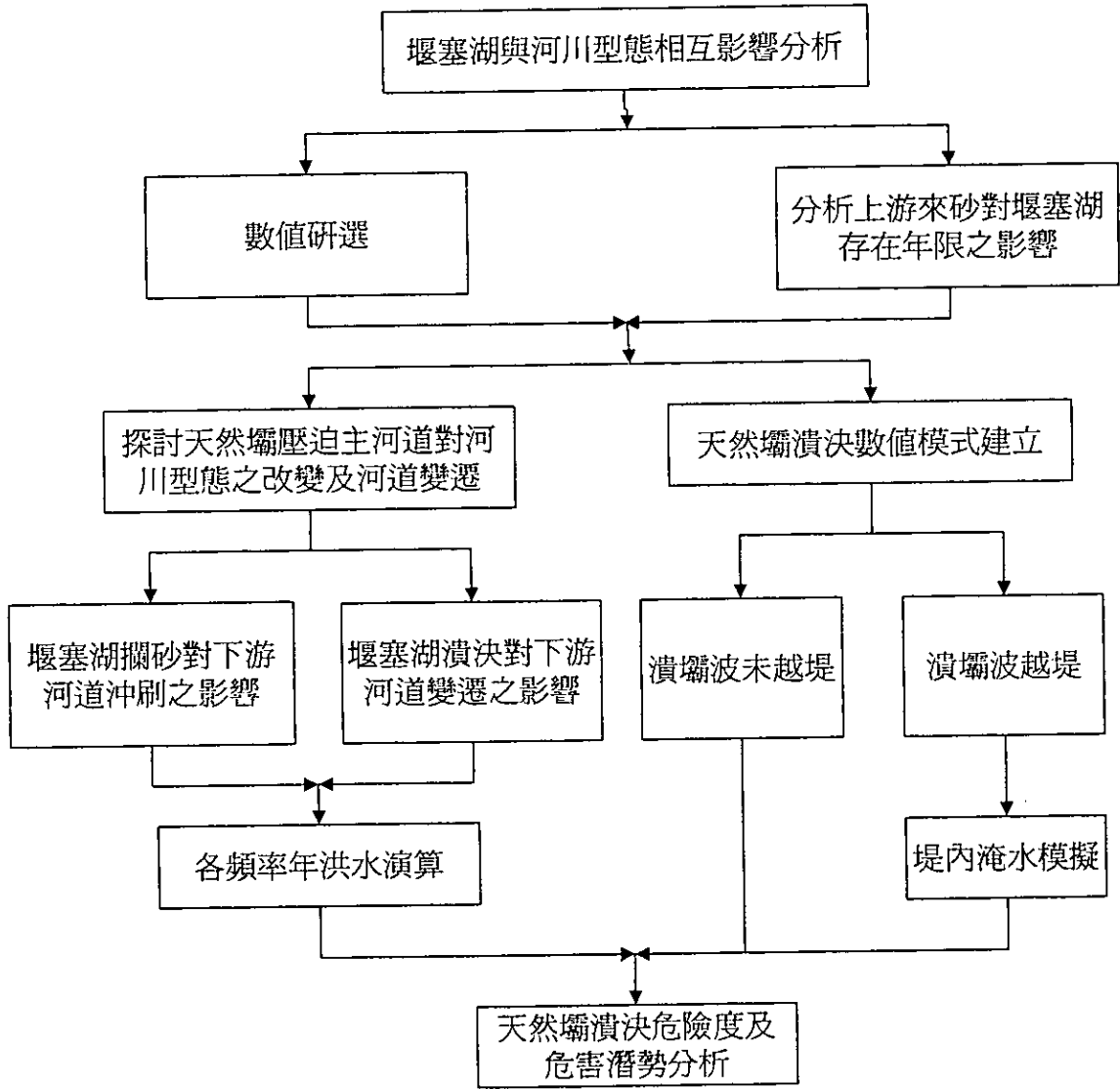


圖 A-8 穩定性與潰壩危險度評估流程圖



表 B-1 基本資料蒐集內容與來源

資料別	用途	比例尺	資料來源
地形資料	表明災區地形、交通、社經、水系與土地利用狀況等	1/1,000 ~ 1/25,000	<ol style="list-style-type: none"> 1. 聯勤測量署測繪，內政部地政司出售之台灣地區二萬五千分之一地形圖（經建版） 2. 林務局農林航空測量所測繪及出售之台灣地區像片基本圖(1/5,000 或 1/10,000) 3. 40*40 數值地形模型資料 4. 災害發生前、後，災區較大比例尺之地形圖（如 1/1,000）、正射影像、數值地形模型、地籍圖等資料 5. 災區之河川圖籍、斷面圖 6. 災害發生前、後，災區之衛星影像或航照資料 7. 其它相關專業、學術機構之資料
地質資料	表明災區區域地質與環境地質狀況	1/5,000 ~ 1/50,000	<ol style="list-style-type: none"> 1. 中央地質調查所臺灣地區五萬分之一幅地質圖及說明書 2. 前台灣省建設廳五千分之一環境地質資料庫 3. 其它相關專業、學術機構之資料
水文資料	表明災區區域與上、下游水文狀況，以供水文、水理與輸砂模式參考之用		<ol style="list-style-type: none"> 1. 形成堰塞湖附近之降雨記錄 2. 流量站之流量及輸砂量記錄 3. 經濟部水利署、河川局、水利規劃試驗所、水庫。 4. 農委會水土保持局、林務局、農田水利會 5. 各縣市縣管河川 6. 相關顧問公司、學術研究機構之資料



表 B-2 現場勘查建議表格記錄樣式(各欄位說明見表 B-3)

堰塞湖災害現場勘查記錄表			
調查時間		單位、姓名	
災害發生地區	縣(市)	鄉(鎮、市、區)	村(里)
堰塞湖天然壩 中心二度分帶 座標	E: N:	發生(發現) 時間	
河川水系		形成誘因	<input type="checkbox"/> 暴雨 <input type="checkbox"/> 地震 <input type="checkbox"/> 其它_____
現場勘查方式	<input type="checkbox"/> 地面 <input type="checkbox"/> 空中	<input type="checkbox"/> 目測	<input type="checkbox"/> 儀器測量
堰塞湖天然壩壩體資訊			
壩高	(m)	壩頂高程	(m)
壩頂寬	(m)	壩頂長	(m)
壩底寬	(m)	壩底長	(m)
壩體體積 (說明估算方式)		(m ³)	
堆積特性	<input type="checkbox"/> 岩塊支持 <input type="checkbox"/> 基質支持	滲透特性	
堰塞湖體資訊			
現勘湖水位	(m)	湖面積	(m ²)
預測滿水位	(m)	水位上昇速率	
堰塞壩(湖) 形狀圖示 (直接於圖例上 註記或修改)	側視		
	俯視		



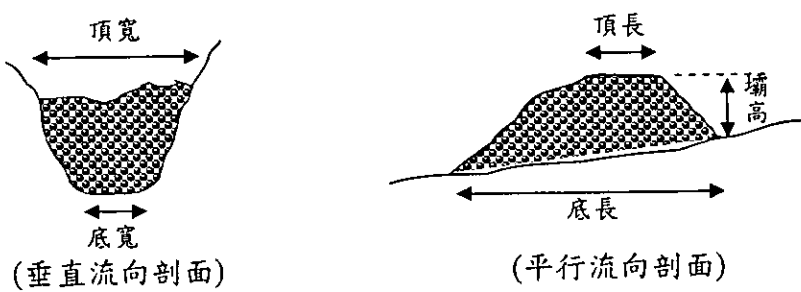
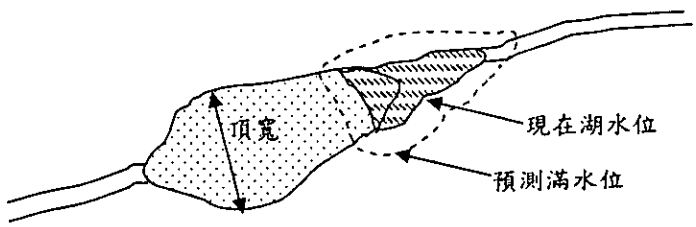
山崩資訊			
崩滑面頂端距 河床水平距離	(m)	崩滑面頂端距 河床垂距	(m)
崩滑坡面長度	(m)	崩滑坡面寬度	(m)
崩滑面積	(m ²)	崩滑深度	(m)
崩滑體積(說明估算方式)		(m ³)	
崩滑坡坡角		地質狀況	
母岩性質		破壞機制	
崩塌坡面 形狀圖示	正視圖		
	剖面圖		
災區附近與下 游兩岸土地使用 情形(含保全 對象)			
目前受災狀況			
備註:(其餘記載事項,如交通避難動線等)			



表 B-3 表 B-2 中各欄位說明

欄位名稱	說明
調查時間	現場勘查時間
單位、姓名	調查記錄者單位、級職與姓名
災害發生地區	堰塞湖災害地點
堰塞湖天然壩中心二度分帶座標	應註明採 TWD67 經差二度橫麥卡脫投影系統或 TWD97 系統
發生(發現)時間	堰塞湖形成時間或最早發現此堰塞湖時間
河川水系	堰塞湖災害發生之河川水系名稱
形成誘因	堰塞湖災害發生之觸發因素，如降雨、地震等
現場勘查方式	註明由地面或空中(如搭直昇機)勘查，且標明為目測或測量儀器量測
壩高	堰塞湖天然壩壩高，由河床底面起算，至壩身溢流最低點之高差
壩頂高程	天然壩壩頂高程，可於災害現場比對地形圖研判之
壩頂寬	堰塞湖天然壩壩頂寬概估值，採垂直河流主軸方向量測
壩底寬	堰塞湖天然壩壩底寬概估值，採垂直河流主軸方向量測
壩頂長	堰塞湖天然壩壩頂長概估值，採平行河流主軸方向量測
壩底長	堰塞湖天然壩壩底長概估值，採平行河流主軸方向量測
壩體體積	堰塞湖天然壩壩體體積，應註明計算方式， 例如 壩體體積=[(壩頂長*壩頂寬)+(壩底長*壩底寬)]*壩高/2 = ……
堆積特性	組成堰塞湖天然壩之崩積材料其堆積特性，可概分為岩塊支持或基質支持。若粗粒料(大於四號篩)佔 70%以上屬岩塊支持，反之則屬基質支持。判別方式可於現場目測或拍照後由像片概略估算。
滲透特性	概估入流量與出流量
現勘湖水位	現勘時堰塞湖水位
預測滿水位	堰塞湖水位到達溢流水位時之高程
湖面積	俯視堰塞湖概估而得之面積
水位上昇速率	堰塞湖水位上昇速率



<p>堰塞湖(壩)形狀圖示 (參考圖例)</p>	<p>側視</p>  <p>頂寬 底寬 (垂直流向剖面)</p> <p>頂長 壩高 底長 (平行流向剖面)</p> <p>俯視</p>  <p>頂寬 現在湖水位 預測滿水位</p>
<p>崩滑面頂端距河床水平距離</p>	<p>山崩區域中高程最高點至河床之水平距離</p>
<p>崩滑面頂端距河床垂距</p>	<p>山崩區域中高程最高點至河床之垂直距離</p>
<p>崩滑坡面長度</p>	<p>山崩區域中高程最高點與最低點之斜坡長</p>
<p>崩滑坡面寬度</p>	<p>山崩區域左右側寬度</p>
<p>崩滑面積</p>	<p>山崩區域崩滑面積</p>
<p>崩滑深度</p>	<p>崩落滑移地層之深度或厚度</p>
<p>崩滑體積</p>	<p>崩滑移動體積，應註明計算方式， 例如 崩滑體積=崩滑面積*崩滑深度=……</p>
<p>崩滑坡坡角</p>	<p>崩滑坡面平均坡度</p>
<p>地質狀況</p>	<p>依經濟部中央地質調查所臺灣地區五萬分之一分幅地質圖中之地層年代與名稱為準，資料不足者可參考其他地質文獻資料</p>
<p>母岩性質</p>	<p>殘坡與崩落土體滑動前之岩層其工程分類，如厚層頁岩</p>
<p>破壞機制</p>	<p>邊坡破壞機制，如順向坡平面型滑動、圓弧形滑動、岩塊崩落等</p>



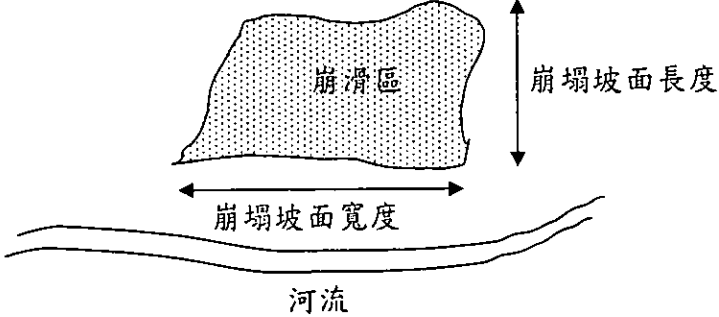
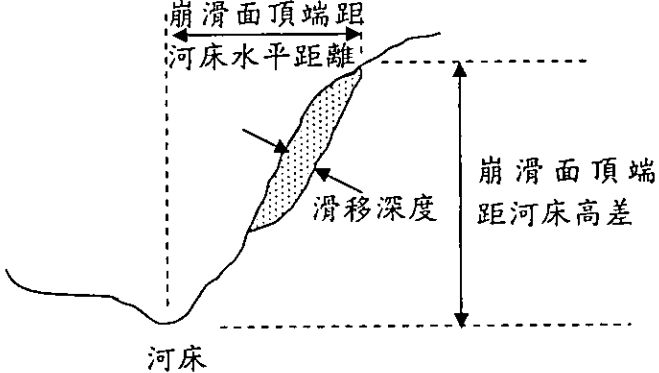
<p>崩塌坡面形狀圖示 (參考圖例)</p>	<p>正視圖</p> 
	<p>剖面圖</p> 
<p>災區附近與下游兩岸土地使用情形</p>	<p>堰塞湖災區與下游沿岸土地開發與利用現況，包括聚落與重要設施等保全對象之調查</p>
<p>目前受災狀況</p>	<p>堰塞湖截至現勘時所引致之災害狀況</p>
<p>備註</p>	<p>註記其餘之記載事項，如研判須發佈避難時之交通避難動線等</p>



表 B-4 堰塞湖快速評估之危害度等級劃分標準

堰塞湖 危害度 等級	分級條件	說明
輕度	須同時滿足下列 3 個條件： 1. 堰塞湖容量小於 1 百萬立方公尺且壩高小於 5 公尺且壩體體積小於 20 萬立方公尺 2. 上、下游淹沒區沒有重要保全對象 3. 邊坡無大幅滑動之跡象	1. 符合危害度為輕度之分級條件，代表堰塞湖災害規模不大，且上、下游淹沒區無重要保全對象 2. 堰塞湖並無處理之必要性，可視狀況挖除壩體
中度	不歸類於輕度與重度之分級條件者	1. 符合危害度為中度之分級條件，代表堰塞湖災害介於輕度與重度之間 2. 應監控災害之後續發展 3. 可進行簡易之工程措施(如開挖排水道或下游面鋪設防蝕材等)
重度	須同時滿足下列 2 個條件： 1. 堰塞湖容量大於 1 千萬立方公尺或壩高大於 35 公尺或壩體體積大於 3 百萬立方公尺(即堰塞湖大小等級為大型者) 2. 上、下游淹沒區有重要保全對象	1. 符合危害度為重度之分級條件，代表堰塞湖災害規模較大，且上、下游淹沒區均有重要保全對象 2. 概估潰壩時間，並適時且迅速撤離淹沒危險區範圍居民 3. 即刻進行必要之預警與工程處置措施。



表 B-5 堰塞湖詳細調查綜合資料記錄表

堰塞湖詳細調查綜合資料記錄表				
記錄時間		單位、姓名		
災害發生地區	縣(市)	鄉(鎮、市、區)	村(里)	
堰塞湖天然壩 二度分帶座標	E: N:	發生(發現) 時間		
河川水系		堰塞湖現況		
破壞時間 (若堰塞壩已壞)		破壞機制 (若堰塞壩已壞)	<input type="checkbox"/> 壩頂溢流沖刷 <input type="checkbox"/> 壩體邊坡不穩定 <input type="checkbox"/> 溯源沖刷	
山崩資訊				
崩滑機制	<input type="checkbox"/> 泥流 <input type="checkbox"/> 岩塊墜落 <input type="checkbox"/> 地滑 <input type="checkbox"/> 土石流 <input type="checkbox"/> 其它_____			
崩滑面頂端距 河床水平距離	(m)	崩滑面頂端距 河床垂距	(m)	
崩滑坡面長度	(m)	崩滑坡面寬度	(m)	
崩滑面積	(m ²)	崩滑深度	(m)	
崩滑體積(說明估算方式)			(m ³)	
崩滑坡坡角		地質狀況		
山崩速度		地下水位	(m)	
母岩性質		破壞面形狀	<input type="checkbox"/> 圓弧形 <input type="checkbox"/> 楔形 <input type="checkbox"/> 平面形 <input type="checkbox"/> 其他_____	
殘坡地層 大地工程特性 (注明參數來源)	單位重 γ (t/m^3)	粒徑分佈與其他性質		
殘坡地層 大地工程特性 (注明參數來源)	凝聚力 c (kg/cm^2)	摩擦角 ϕ ($^\circ$)	剪力模數 G t/m^2	楊氏係數 E t/m^2
堰塞湖天然壩壩體資訊				
壩高	(m)	壩頂高程	(m)	
壩頂寬	(m)	壩頂長	(m)	



壩底寬	(m)	壩底長	(m)
壩體體積 (說明估算方式)		(m ³)	
上游面坡度	(°)	下游面坡度	(°)
壩體崩積土 基本性質 (注明參數來源)	單位重 γ (t/m ³)	滲透係數 k (cm/sec)	其他性質
壩體崩積土 力學性質 (注明參數來源)	凝聚力 c (kg/cm ²)	摩擦角 ϕ (°)	剪力模數 G t/m ²
			楊氏係數 E t/m ²
堰塞湖體與周遭地區水文資訊			
現勘湖水位	(m)	湖面積	(m ²)
預測滿水位	(m)	湖容積	(m ³)
年降雨量	(mm)	水位上昇速率	
最大日降雨量	(mm)	上游河床坡度	(°)
最大月降雨量	(mm)	下游河床坡度	(°)
平均入流量	(m ³ /s)	平均出流量	(m ³ /s)
尖峰入流量	(m ³ /s)	尖峰出流量	(m ³ /s)
輸砂量		上游集水面積	(m ²)
堰塞湖(天然壩)分類			
誘因	<input type="checkbox"/> 暴雨 <input type="checkbox"/> 地震 <input type="checkbox"/> 人為活動 <input type="checkbox"/> 其它_____		
天然壩組成	<input type="checkbox"/> 顆粒支持 <input type="checkbox"/> 過渡 <input type="checkbox"/> 基質支持		
壩幾何形狀 壩長(L)/壩高(H)	<input type="checkbox"/> 高短壩(L/H<3) <input type="checkbox"/> 短長壩(3<L/H<10) <input type="checkbox"/> 河道型天然壩(L/H>10)		
壩幾何形狀 壩寬(W)/壩高(H)	<input type="checkbox"/> 窄壩(W/H<2) <input type="checkbox"/> 中窄壩(2<W/H<10) <input type="checkbox"/> 寬壩(W/H>10)		
壩幾何形狀 壩長(L)/壩寬(W)	<input type="checkbox"/> 短壩(L/W<1) <input type="checkbox"/> 中長壩(1<L/W<5) <input type="checkbox"/> 長壩(L/W>5)		
堰塞湖規模	<input type="checkbox"/> 小型 <input type="checkbox"/> 中型 <input type="checkbox"/> 大型		



堰塞湖危害度	<input type="checkbox"/> 輕度	<input type="checkbox"/> 中度	<input type="checkbox"/> 重度			
壩與河谷關聯性 (Costa&Schuster,1988)	<input type="checkbox"/> I	<input type="checkbox"/> II	<input type="checkbox"/> III	<input type="checkbox"/> IV	<input type="checkbox"/> V	<input type="checkbox"/> VI
受災狀況						
生命(單位:人)	死亡	受傷	無家可歸	有危險可能		
山崩						
上游淹沒						
下游洪泛						
財產(單位:元)	公共財產	私有財產	有危險可能之 公共財產	有危險可能之 私有財產		
山崩						
上游淹沒						
下游洪泛						
緊急處理現況說明(應含監測、警示設備概況)						
與本次堰塞湖災害相關之記載、報告或論文 (註明作者，發表年、標題、出版者等)						
其餘記載事項						

註:1.上表中有關壩體、湖體與山崩塊體尺寸之相關說明同表 A-3，而堰塞湖(天然壩)分類之說明與依據詳本計畫第一年研究成果報告書

註:2.其餘之細部調查資料如實測地形圖等可依需要附在本表後供參考。



目 錄

目錄	I
表目錄	IV
圖目錄	V
前 言	
0.1 緣起	D-1
0.2 流程說明	D-1
0.2.1 初步調查評估與處置階段	D-1
0.2.2 細步調查評估與處置階段	D-2
0.2.3 長期監測階段	D-3
0.2.4 堰塞湖災害預警分段	D-3
0.3 各階段工作應有之認知	D-4
第一章 初步調查	
1.1 基本資料蒐集	D-5
1.2 現場勘查	D-5
1.3 遙測影像利用	D-6
1.3.1 遙測影像取得	D-6
1.3.2 遙測影像判釋	D-9
1.4 基本資料彙整	D-10
第二章 快速評估與研判危害度等級	
2.1 堰塞湖天然壩壩體穩定性初估	D-21
2.1.1 數值程式	D-21
2.1.2 簡易公式	D-22
2.2 堰塞湖壽命預測	D-22



2.2.1 由天然壩壩體體積推估天然壩壽命.....	D-23	
2.2.2 由溢頂時間推估因溢流而造成壩體破壞之天然壩壽命...	D-24	
2.2.3 分離溢頂效應後由天然壩長高比推估天然壩壽命.....	D-25	
2.3 堰塞湖可能影響範圍.....	D-26	
2.4 快速研判危害度等級.....	D-27	
第三章 緊急處理措施決定與施作		
3.1 警戒區域之劃定.....	D-28	
3.2 通報時機、作為與通報系統.....	D-29	
3.3 緊急工程措施.....	D-29	
第四章 詳細調查與監測系統規劃施設		
4.1 現地或航空測量.....	D-30	
4.2 地質調查.....	D-31	
4.3 水文、水理調查.....	D-33	
4.4 監測系統規劃與施設.....	D-33	
4.5 詳細調查綜合資料記錄表.....	D-35	
第五章 穩定性與潰壩危險度分析與評估		
5.1 天然壩壩體與崩塌殘坡穩定性分析.....	D-41	
5.2 天然壩潰決災害危險度及危害潛勢分析.....	D-42	
5.3 天然壩壓迫主河道對河川型態之改變及河道變遷.....	D-42	
5.4 上游來砂對堰塞湖存在年限之影響.....	D-43	
第六章 緊急處理措施檢討與防災工程規劃設計施工.....		45
第七章 長期監測、監測資料分析與預警.....		47
第八章 可利用性檢討.....		48



實例說明

案例一：丹大溪崩塌地堰塞湖.....	D-49
1.發生始末.....	D-49
2.基本資料.....	D-49
3.作業流程比對.....	D-50
案例二：88年草嶺潭堰塞湖.....	D-51
1.發生始末.....	D-51
2.基本資料.....	D-52
3.作業流程比對.....	D-53
4.作業時間檢討.....	D-54



表 目 錄

表 B-1 基本資料蒐集內容與來源.....	g
表 B-2 現場勘查建議表格記錄樣式.....	h
表 B-3 表 B-2 中各欄位說明.....	j
表 B-4 堰塞湖快速評估之危害度等級劃分標準.....	m
表 B-5 堰塞湖詳細調查綜合資料記錄表.....	n
表 1.1 崩積土參數匯整表.....	D-14
表 5.1 堰塞湖詳細調查與穩定性檢討等之關聯性.....	D-44



圖表目錄

圖 A-1 堰塞湖形成後建議作業順序流程圖.....	a
圖 A-2 初步調查作業流程圖.....	b
圖 A-3 快速評估作業流程圖.....	b
圖 A-4 初步調查建置資料與快速評估項目關聯圖.....	c
圖 A-5 緊急處置作業流程圖.....	d
圖 A-6 詳細調查流程圖.....	e
圖 A-7 監測系統施設項目流程圖.....	e
圖 A-8 穩定性與潰壩危險度評估流程圖.....	f
圖 1.1 摩擦角分佈圖.....	D-13
圖 2.1 堰塞湖容積與壽命關係圖(虛線為天然壩壽命為一天者).....	D-23
圖 2.2 長高比與(壽命 vs 容量/平均流量)正規化關係圖.....	D-25
圖 4.1 折射震測原理.....	D-36
圖 4.2 折射法震源(7炸點)與受波器位置示意圖.....	D-37
圖 4.3 折射震測走時震測影像分析原理.....	D-38
圖 4.4 單一測線直線展開圖.....	D-40
圖 X 以圖 A-1 比對丹大溪堰塞湖處置作為.....	D-50
圖 Y 以圖 A-1 比對 88 年草嶺潭堰塞湖處置作為.....	D-53



前言

0.1 緣起

堰塞湖形成後相關作業程序為本計畫主要研究重點之一，本計畫第一年工作中已整理草嶺潭與九份二山堰塞湖之處理程序、工程處理、調查分析等方式，並參考其他國家之處理方式與相關文獻，初步歸納建議了堰塞湖形成後由調查開始至工程對策的施工、維護管理的整體流程。因該圖所列之流程稍嫌複雜，在本年度工作將持續進行該流程之校核，並配合時間因素檢討其處理程序，修正後之建議流程如圖 A-1 所示。

0.2 流程說明

本研究將堰塞湖形成後所應採取之處理措施，配合時間因素分為初步調查評估與處置階段（緊急應變階段）、細部調查評估與處置階段、長期監測階段，並繪製整體處理流程如圖 A-1，並將該流程說明於下：

0.2.1 初步調查評估與處置階段

在得知堰塞湖天然壩可能於某處形成後，即進入初步調查評估與處置階段（緊急應變階段）。本階段首先應進行初步調查（詳圖 A-2），透過電視、廣播、網際網路等電子媒體或圖書資料蒐集堰塞湖形成誘因如地震或豪雨之資訊與災害發生地區之地形、地質、水文、土地利用與交通資料等（基本資料蒐集內容詳表 B-1），並選擇合宜之現勘交通工具（直昇機、汽車、機車等）進行災區勘查（現勘表格樣式詳表 B-2，各欄位說明詳表 B-3），

並取得堰塞湖區附近遙感探測影像。所有資料應在最短的時間內彙整完成，並建置基本之資料庫。有了堰塞湖資料後，即可在短期內快速評估堰塞湖破壞時間與可能影響之範圍（詳圖 A-3），並經進入預警之第一階段。圖 A-4 綜合整理初步調查所得之各項資料與快速評估項目間之關聯性。

在初步調查與快速評估破壞時間及影響範圍後，利用危害度等級劃分快速評估表（詳表 B-4）依分級條件研判形成之堰塞湖其危害度係屬於輕度、中度或重度。若堰塞湖危害度劃分為輕度，則並無進一步處理之必要性，主管機關可視情況將壩體直接挖除。若堰塞湖災害度劃分為中度或重度，應立即進行緊急處理措施決定與施作(含避難)（詳圖 A-5），相關措施包括劃定警戒區域、決定災害通報時機與作為並設置簡易監測系統、以及緊急工程措施等。若預估之堰塞湖壽命在一星期之內，應先將警戒區域內之居民逕行避難，再進行善後之相關工作，並考量在堰塞湖破壞前施行簡易緊急工程措施之可能性，如在壩頂開挖溢流水道與下游面鋪設防蝕材等。若預估之破壞時間在一星期以上，則依照快速評估與實際觀測結果擬定緊急處理措施，以降低災害規模與可能帶來之威脅，同時緊急工程措施之選擇亦較多樣性。此外，亦應考量設置簡易監測、監視與警報系統之需要性。緊急工程措施建議應在三個月內完成，才能達到緊急應變之效。

0.2.2 細部調查評估與處置階段

在完成初步調查評估與緊急處置作為後，即進入細部調查評估與處置階段。本階段以初步調查與分析之結果作為基礎，進行詳細調查（詳圖 A-6）與施設監測系統（詳圖 A-7），同時根據調查與監測資料進行天然壩壩體穩定性與潰壩危險度分析與評估（詳圖 A-8），並根據分析結果進入預警之第



二階段。此一階段之預警將以堰塞湖水位與其他可靠指標作為重要參考，預警發布條件將建議偏保守。

若經評估結果堰塞湖無穩定上之疑慮時，始進行堰塞湖可能具有之水資源或觀光資源等可利用性檢討；若經評估壩體有不穩定的可能或須經工程整治方能穩定時，則進行緊急處理措施檢討與防災工程規劃設計與施工，檢討既有之緊急工程措施與施作永久性工程之需要性。

0.2.3 長期監測階段

在經過調查評估與工程處置後，若堰塞湖依然存在且有可能帶來危害，即進入長期監測階段，亦即進入預警之第三階段。本階段應以長期監測為手段，透過監測分析之結果作為研判壩體長期穩定與否之依據。若分析結果為穩定，則應持續進行長期監測；若分析結果為不穩定，則應立即進行防災工程檢討與改善，必要時進行避難工作。監測工作應俟堰塞湖消滅(如上游來砂將湖填滿)或破壞後始可終止，否則均應持續進行。

0.2.4 堰塞湖災害預警分段

另外堰塞湖災害之預警亦為研究重點之一，建議可將預警分為三階段，第一階段為預測階段之預警，此一階段之目的為掌握天然壩可能於短期潰決之情況並於發生後立刻要做決策，此一時期之預警方法將以掌握時效為第一考量。至於堰塞湖形成後於短期未潰決者，預警將進入第二階段，第二階段之預警將以本計畫於第二年度之執行成果為基礎，預計於數週內



完成分析、評估，了解上游水位上升速度以及可能淹沒範圍，以及潰壩之機制以及潰壩後洪水影響下游之範圍，預警通知範圍較為明確。若堰塞湖得以維持至緊急措施完成者，預警將進入第三階段，此一階段將基於埋設之監測儀器所測得之直接物理量，作為預警之發布參考，至於影響範圍仍將參考上述分析結果，此一時期之預警為多目標，預警對象包括管理者、工程單位、以及受影響之保全對象等。比對圖 A-1 之流程圖，快速評估破壞時間與可能影響範圍階段即屬於本研究中所謂第一階段預警，穩定性與潰壩危險度分析與評估階段即屬於第二階段預警，長期監測分析階段則屬於第三階段預警，故在流程圖中亦標示三階段預警以利比對。

0.3 各階段工作應有之認知

在堰塞湖災害處理時間之掌控上，建議在初步調查評估與處置階段（緊急應變階段）宜由主管機關先行快速評估堰塞湖之壽命與淹沒範圍，並主動作出緊急之工程處置及預警；而專家學者寶貴意見則可同時配合進行與參酌，才能在有限時間內將堰塞湖之危害程度降至最低。在細部調查評估與處置階段以及長期監測階段，主管機關可視狀況自行或委外執行完整之調查評估處理程序。

對於各階段之處置時間，建議初步調查與快速評估研判之時程應最好不要超過 4~7 天，必要之緊急工程措施亦應配合評估結果在 1~3 個月內完成；細部調查評估與永久性工程措施宜在 1~2 年內完成；長期監測工作則俟堰塞湖消滅(如上游來砂將湖填滿)或破壞後始可終止。



第一章 初步調查

所謂初步調查係指堰塞湖災害現場之初步勘查與資料蒐集。在得知堰塞湖災害可能發生位置之情報後，即應立即展開基本資料蒐集與現場勘查之相關工作，並將蒐集與勘查所得資料加以彙整，以提供下一步分析時引用。應注意的是本階段之調查為最初階段之調查，調查時間不宜過長，以利快速評估堰塞湖破壞時間與可能影響之範圍，在最短時間內即可擬定初步之應變對策，保障人民生命財產安全。本階段之工作建議包含基本資料蒐集、現場勘查與遙測影像利用；並彙整上述工作所得資料，建構堰塞湖災害基本資料庫，以利快速評估破壞時間與可能影響範圍時引用。初步調查作業流程如圖 A-2，茲將所包含之工作項目分別說明如下：

1.1 基本資料蒐集

在災害發生後，應立即蒐集災區附近之地形、地質、水文、土地利用、保全對象以及交通等資料，同時亦應對災害誘因（暴雨或地震）相關資料加以蒐集。基本資料蒐集資料來源可參考表 B-1。

1.2 現場勘查

現場勘查時應考量交通工具（直昇機、汽車、機車等）之合宜性，並可攜帶簡易之測量工具與照像、錄影設備等與初步蒐集之基本堰塞湖災區資料進行記錄。在初次勘查時即應對崩塌坡面、堰塞湖體與壩體等進行概略估計，以節省時效，並建立最基本之堰塞湖資料。本研究建議之現場勘查表格樣式如表 B-2 所示，表中可視需要自行追加觀測項目並記錄之。



1.3 遙測影像利用

遙感探測(簡稱遙測)依影像取得的方式可分為衛載遙測、空載遙測及地面遙測等。遙測影像因拍攝之涵蓋面積大、且有廣域攬要、多波段、低觀測死角、及多時性重覆觀測能力等特性，讓使用者可以超越感官及時空的限制，快速偵測到地表之資訊。故在如堰塞湖等災害發生後，可立即進行遙感探測或蒐購災區之衛星遙測影像，快速掌握宏觀之基本災區資料。

遙測資料一般以影像資料為主，影像資料對於堰塞湖形成後定性之初步調查極有助益。然而，若需進行堰塞湖特徵與環境條件之定量分析，則遙測影像利用即需要其它輔助性之資料。例如，影像之幾何處理需衛星全球定位之地面控制點座標，以計算獲取影像探測器之位置，此外，數值地形模型亦是影像之嚴密幾何改正中消除高差移位之必要資料。

依探測器之載台可分為空載之遙測影像與衛載遙測影像，二者飛行高度不同，故具有不同之地面解析力及涵蓋之範圍。目前國內可直接購買取得之遙測影像包括空載影像以及衛載影像。

1.3.1 遙測影像取得

(a) 衛星影像

『國立中央大學太空及遙測研究中心』之「資源衛星接收站」，自 1993 年由國科會資助設置運轉，為目前國內唯一之資源衛星接收站，主要接收之資源衛星為法國 SPOT 衛星、歐洲太空總署之 ERS 衛星、以色列之 EROS 衛星、以及氣象衛星 (GMS) 等，同時亦提供美國大地衛星 (Landsat) 及空載多譜掃描資料 (Airborne MSS) 等影像資料。其中除了 ERS 衛星為雷達影像外，其餘皆為光學感測器。另外，太空計畫室即將於今年底發射之



中華衛星二號 ROCSAT-2，該中心接收站亦為主要之資料接收站，以及處理與供應中心。

法國 SPOT 1~4 衛星擁有兩套 HRV (High Resolution Visible)光學感測器，分別為多光譜態(Multi-Spectral, XS)及全色態(Panchromatic, Pan)兩種，其地面解析力分別為多光譜 20 公尺與全色態 10 公尺，影像幅寬約為 60 公里。而 SPOT-5 衛星資料地面解析力則分別為多光譜 10 公尺與全色態 5 公尺，亦即將地面解力提昇了一倍。即將升空的中華衛星二號亦有相似的感測裝置，其地面解析力更提高為多光譜 8 公尺與全色態 2 公尺，可提昇環境監測、土地利用、災害評估等方面應用之能力。

SPOT 衛星影像資料經幾何校正，可投影在地圖座標系統上，或進一步旋轉影像的 Y 方向至地圖的正北方向此一產品規格為 Geocoded，Geocoded 多光譜態(XS)影像每一像元對應地面的解析力解析度為 12.5 公尺，全色態(PAN) 為 6.25 公尺；目前 Geocoded 使用 UTM 及台灣地區二度 TM 座標系統。若有必要，亦可透過後處理而得 SPOT 6.25 公尺彩色影像，然而必須先有 PAN 及 XS 之 GEOCODED 影像，影像製作涵蓋面積最大 50km X 50km。

ERS-1 與 ERS-2 是歐洲太空總署(European Space Agency, ESA)負責之衛星，影像來自載具上裝置之合成口徑雷達影像(SAR)系統以 23°入射角斜視地面物攝取雷達回波資料，因合成口徑雷達影像不受天候影響，且日夜均可取樣，可彌補台灣空中多雲量之特殊氣候條件。美國大地衛星 Landsat 5 每 16 天掃瞄同一地區，台灣地區處 Path 117-118, Row 42-45, Landsat 掃瞄覆蓋地面每一像幅(scene)約 185km×170km。然而台灣之 LANDSAT 衛星影像資料 1997 年 1 月 1 日已停止接收。



衛星遙測影像的主要用途之一在於快速提供土地利用及覆蓋之即時資訊，加上衛星影像資料取得時間相較快速且便利，故應於堰塞湖形成後，立即購置堰塞湖形成時間點前、後之座標化影像，且應以距堰塞湖形成時間愈近、且影像品質愈佳為選購條件。

(b)空載影像

空載影像之載具為飛機。其影像之主要來源有二，即(1)空照相片；(2)空載多譜掃描儀影像。台灣地區使用之空照相片以全色態(黑白)底片為主。空載多譜掃描儀則以一定之瞬間視場角(IFOV)進行地面目標物之掃描。空載多譜掃描儀影像與空照相片相較，前者具較佳之光譜解析力，但其掃描時之全景畸變，造成較大之幾何變形，即幾何改正較為困難。全省空照相片雖可購得，然而堰塞湖形成後之影像卻必須透過災後拍攝之空照相片方能擷取。若確定需要災後之空載影像，除拍攝空照相片外，亦可考慮透過委託取得 Airborne Mss 空載多譜掃描資料。以台灣所使用之空載多譜掃描儀 DS-1260 其偵測器(Detector)光譜範圍為可見光及近紅外線，波長 0.38 至 1.1 μm ，共分為 10 個波段。UV 偵測器(Ultraviolet detector)為 Silicon，感應 0.31 至 0.38 μm 範圍之紫外線。MCT 偵測器：感應波長 8 到 14 μm 之熱紅外線。InSb 偵測器：感應波長 4.5 到 5.5 μm 之熱紅外線。此空載多譜掃描系統之瞬間掃描角為 2.5 m rad，以 2000 m 之航高為例，其地面解析力為 5 m。

因災後之初步調查有其急迫性，故需座標化之空載影像，應規劃於詳細調查時取得。然而，未校正或未座標化之空載影像，仍具定性描述災害現象之應用性，故仍建議應於堰塞湖形成後立即透過空拍取得遙測影像(包括照相或錄影)。至於簡易空拍方式包括遙控無人直昇機、動力扇與輕航



機，應視航程遠近、地形特徵等加以選擇。

(c)地面遙測

除利用衛星與飛機取得遙測影像外，找到合適之制高點，利用照相或攝影方式取得堰塞湖之特徵與環境條件影像，為最經濟之方式，然而此一遙測影像，一般而言僅適合於定性分析。

1.3.2 遙測影像判釋

藉助遙測影像以進行調查，可節省繁瑣而費時的野外工作，且迅速獲得頗為豐富之地形、地質、土地利用等資料。初步調查之影像判釋重點包括：(1)崩塌坡面破壞範圍、運動機制以及崩塌坡面之各項特徵；(2)天然壩堆積狀況以及可能之材料特徵；(3)逕流情況；(4)集水區地形特徵；(5)上游與下游保全對象及災害情況；以及(5)避難路線等等。若欲進行定性分析，則一般影像即可進行判釋。然而，若欲進行定量分析，則應先製作經修正且座標化之影像，並於該影像上判釋、圈繪並量測，若欲轉繪製作成果圖時，應注意影像資料與轉繪底圖所採用之座標是否一致(目前基本圖較常使用之座標系統有 TWD67 及 TWD97 兩種)。

1.4 基本資料彙整

在基本資料蒐集、初勘與遙測影像完成後，即可於最短時間內進行災害資料彙整，建立基本之堰塞湖災害資料庫。在建構資料庫時，應將現勘與文獻資料互相配合，提昇爾後分析時之正確性。以下將建構項目分為地形、地質、水文、土地利用與受災狀況等資料說明資料內容與調查方式：

(a) 地形資料

基本地形資料包括災區控制測量之成果、數值地形模型、及地形圖提供之資料（包括行政區界、建物、交通系統、水文、公共事業網路、植被、以及地貌等）。目前上述之基本地形資料大多以數值方式儲存，對於不同比例尺、座標系統、資料型態（向量式或網格式）等地形資料之套合與分析，均可透過適當的轉換程式完成。為配合後續的分析與應用，地形資料最後應能彙整於地理資訊系統（Geographic Information System, GIS）中，除能提供較佳的視覺化展示外，亦可透過其提供之專案概念與工具，管理地形資料。

此外，對於堰塞湖而言，地形資料尚包括堰塞湖位置、天然壩高度，長度，寬度等壩體資訊與滑動殘坡之形狀等，可用來計算滑動塊體與壩體體積等，以利後續之分析。調查方式分為兩種，若堰塞湖發生之現址可抵達，可透過現勘時透過目視或簡易測量工具取得上述資料；若無法抵達，則可利用較大比例尺的航照或是其他影像概略量測，俟災區地形與交通狀況許可後，復進行地形測量，取得較精確之數據。

(b) 地質資料

地質資料包括崩塌土體與母岩之岩性、地質構造、天然壩粗成材料粒徑分佈、滲透性等資訊。其中岩性與地質構造可透過地表地質調查之方式



配合既有之區域地質圖或環境地質圖判斷之；天然壩組成材料粒徑分佈主要係供判別天然壩材料係為岩塊支持或基質支持以掌握其材料行為，調查方式可由地面或空中透過目視之方式概略估計，或於適當點位照像並由像片中概略研判粒徑分佈狀況；天然壩滲透性則可由地面或空中觀查入流量與滲流量是否平衡而研判滲透性之大小，並可藉由粒徑分佈資料粗略估計滲透性。

在進行快速評估時，需要利用地工材料參數進行分析，而本階段因時間急迫，調查時程短，無法進行大規模、全面性地質調查，故分析評估工作應利用以往類似之案例資料，選取合宜之參數進行分析。堰塞湖形成後，天然壩壩體材料可視為崩積土。因此，本計畫建構「崩積土材料參數資料庫」，蒐集國內既有之崩積土參數資料並加以整理，以利於萬一有堰塞湖災害發生時，可於初步評估階段參考引用。若未來發生堰塞湖災害時，假使有足夠時間可針對崩塌土體進行鑽探、現地試驗、室內試驗或地球物理探測法等得到分析之參數，則應以實測值為準進行分析。

崩積層的特性與母岩及坍塌型態(如落石、滑動等)具直接之相關性。崩積土的成份通常很不規則，從大石塊到細料都有。其內部疏鬆，易於透水，以致整個崩積層的邊坡穩定性偏低。一般而言，崩積土之力學特性視其組成有很大之不同，一般若大塊石相互鑲嵌(岩塊支持崩積層)，且塊石强度高，不易破碎，則工程性質佳，然若崩積塊石間填滿疏鬆之泥、砂或黏土(基質支持崩積層)，則工程性質較差。Casagli et al.(2003)統計義大利亞平寧山脈 60 餘處堰塞湖之粒徑與結構，發現其粒徑多呈雙峰分佈，而岩塊支持之結構相對於基質支持之結構較不易破壞。洪如江等(1978)提出若粗粒料含量佔 75%以上時，其崩積層的力學性質應由粗粒料成分所決定，若細粒料佔 30%以上者，粗粒料各顆粒已難於相互接觸，則此崩積土之性質由細粒料



成份控制其力學性質。

因崩積土本身之力學性質難以由鑽探取得之土岩樣決定，故崩積土之參數決定極為困難，另一方面，崩積土材料之變異性極大，因此如何訂定一合理的強度參數，為壩體穩定分析前之一項重要課題。此等參數用反算(Back analysis)分析推求出者，一般認為公認比試驗室或現場試驗求出者更具代表性，惟需適地點供反算分析。而在堰塞湖天然壩形成後，於分析時壩體邊坡通常尚未誘發破壞，滑動面亦未形成，故進行崩坍區之反算分析有其使用上之限制。

若無適當地點可供反算分析，災區附近亦無可參考之崩積層案例參數時，亦可採重模土樣之試驗結果或進行大型現地直剪試驗加以評估。農委會水土保持局(2001)於『九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫』中指出，由於崩積層的材料多為土石混雜岩塊與沉泥，部份雖仍具岩塊外觀，然多膠結不良或經翻覆瓦解而迅速風化崩解，其實際力學特性有類似岩心弱面之情形；又因崩積層表土所進行土壤力學試驗結果，亦顯示其與風化擾動程度較大的岩心弱面直剪強度甚為相近。惟重模土樣試樣之試驗結果通常較反算分析所得結果有高估現地剪力強度之現象，在引用試驗參數進行分析時應特別謹慎。

為充分表現崩積土變異性極大之特性，本計畫蒐集國內相關之崩積層室內重模、現場試驗或逆分析所得之材料參數，提供在未及進行室內或現地試驗時，能有合適之參數範圍，供初步評估壩體穩定性等分析時選取分析參數值之參考，整理結果見表 1.1。表 1.1 中建置之崩積層材料參數共計 26 筆，其中與堰塞湖案例直接相關之資料計 4 筆，而山崩案例之資料計 22 筆。表中最後之 6 筆卵礫石層材料參數僅供參考，可作為選取崩積層參數

時之上限值。

在進行初步評估時，可透過分區或分類方式將資料庫中之案例資料予以歸類，以利選取合適之材料參數進行分析，例如觀察材料參數之參數值分佈情形，並依據其集中趨勢選取合適參數進行分析。限於本資料庫目前之案例數僅 26 筆，尚不足以進行較精確之統計分析，且某些案例僅取崩積材料中較小顆粒進行室內試驗，可能無法得到實際材料參數，然在此為說明起見，以資料庫中崩積土力學性質之摩擦角參數作說明。茲將 26 筆資料共計 52 個數據(一筆資料中若標示摩擦角範圍，則可能有兩個以上之數據，統計時找出該範圍之個別原始資料作分析)，由圖 1.1 可知摩擦角呈雙峰分佈，峰值出現在 26° 與 36° 度，初步推測可能與堰塞湖之堆積特性有關(基質支持或顆粒支持)，爾後若有較詳細且充足之案例資料時，可嘗試以不同之堆積特性分類，並各自進行統計分析與歸納工作，應可有較好之統計結果。此外，亦可考量母岩地質年代相近或坍塌型態相近的參數進行分析。因整理之案例資料中崩積土或多或少已經膠結，而堰塞湖天然壩壩體材料則否，故在選取強度分析參數時，建議可較保守。

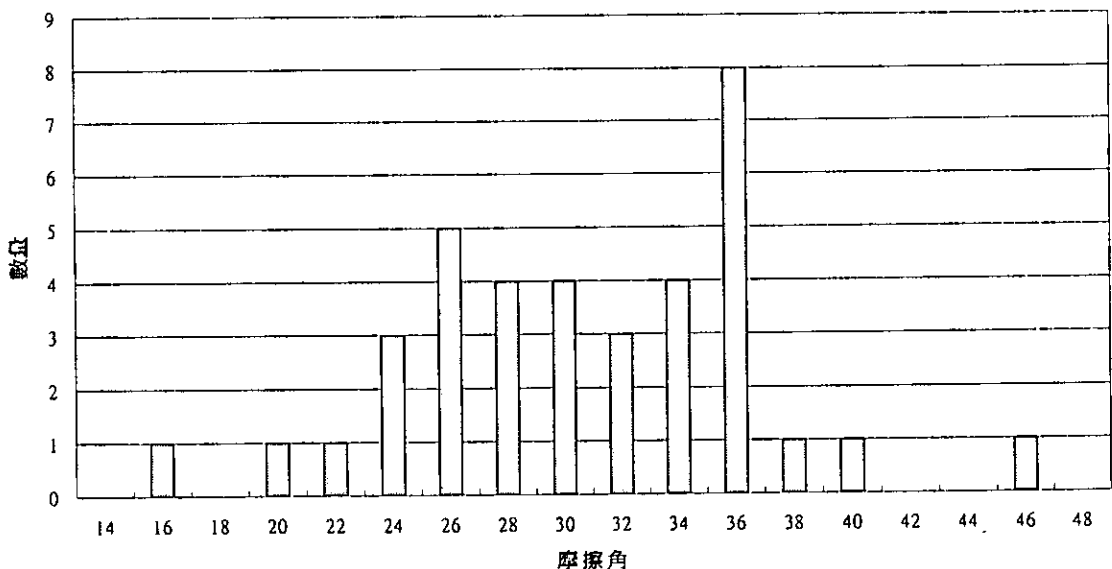


圖 1.1 摩擦角分佈圖

表 1.1 崩積土參數匯整表

編號	調查區	地質狀況 (母岩)	基本性質		力學性質				力學性質參數來源	參考文獻	
			單位重 γ (t/m^3)	滲透係數 k (cm/sec)	其他性質	凝聚力 c (kg/cm^2)	摩擦角 ϕ ($^\circ$)	剪力模數 G (t/m^2)			楊氏係數 E (t/m^2)
堰塞湖案例之崩積層材料參數											
1	草嶺潭 (88年)	卓蘭層	1.67~1.88	10^{-3}	$D_{50}: 2\sim 20cm$ $D_{10}: 0.02\sim 0.2cm$	0.2~0.3	23~25			室內試驗, 未壓 密不排水	經濟部水利處水利 規畫試驗所 (2000)
2	草嶺潭 (88年)	卓蘭層	1.5	10^{-4}		0.07	31			室內試驗 (穩定分析使用 參數)	國家地震工程研 究中心(2000)
3	九份二 山 (88年)	樟湖坑 頁岩層	1.94~2.13		SM $e=0.35\sim 0.55$ Fine: 3~11%	0	26.8			飽和含水直剪 試驗	農委會水土保持 局(2001)
4	九份二 山 (88年)	樟湖坑 頁岩層	1.869			0	32.8			弱面直剪試驗 (穩定分析使用 參數)	農委會水土保持 局(2001)
其它案例之崩積層材料參數											
1	中橫公 路台7甲 線宜蘭 支線 73k	廬山層	2.14	4.25×10^{-4}	$e=0.49$ $D_{50}: 4.402cm$ $C_u=83.05$ $C_c=31.13$	0.017~0.25	31.9~38			室內大型直剪 試驗	林炳森、方世杰 (1989)

編號	調查區	地質狀況 (母岩)	基本性質			力學性質					力學性質 參數來源	參考文獻
			單位重 γ (t/m^3)	滲透係 數 k (cm/sec)	其他性質	凝聚力 c (kg/cm^2)	摩擦角 ϕ ($^\circ$)	剪力模數 G (t/m^2)	楊氏係數 E (t/m^2)			
2	谷關					0.1	35				逆分析推估值	董家鈞、楊賢德 (2001)
3	新店				0.06~0.11	22~23					逆分析推估值	董家鈞、楊賢德 (2001)
4	中寮鄉 清水村				0.021	28.3					室內試驗	張延光、曾國彰 (1999)
5	九份				0.15~0.25	30.7~35					直剪試驗	張延光等(1999)
6	花蓮銅 門				0	33.3~38.7					室內試驗	陳宏宇等(1999)
7	南投信 義鄉				0	29.4~31.3					室內試驗	陳宏宇等(1999)
8	大台北 華城				0.14	33.5					室內試驗 有效應力參數	亞新工程顧問公 司(1984)
9	中橫 63k 梨山德 基地區				0.12~0.2	36					室內試驗	謝敬義(1984)
10	高雄佛 光山				0	35					室內試驗	孫漢豪(1998)
11	新中橫				0	33					室內直剪試驗 壓密排水，殘餘 強度參數	蔡光榮等(1997)

編號	調查區	地質狀況 (母岩)	基本性質			力學性質				力學性質 參數來源	參考文獻
			單位重 γ (t/m^3)	滲透係 數 k (cm/sec)	其他性質	凝聚力 c (kg/cm^2)	摩擦角 ϕ ($^\circ$)	剪力模數 G (t/m^2)	楊氏係數 E (t/m^2)		
12	陽金公路大屯橋段	安山岩				0.01~0.1	36~43			室內試驗	黃宏彬(2000)
13	梨山	廬山層 板岩				0	35			大型直剪試驗	蘇苗彬等人(1990)
14	梨山	廬山層 板岩				0	29~34			三軸壓密不排水試驗	亞新工程顧問公司(1990)
15	梨山	廬山層 板岩	1.18~2.25		e=0.2~1.2	0.01~0.22	15~45			三軸壓密不排水試驗	工業技術研究院 能源與資源研究所(1993)
16	梨山	廬山層 板岩				0.4	27			建議值	中華顧問工程司 (1999)
17	汐止新台五交 流道	石底 層、南港 層			Fine:27%	0.2	26			逆分析推估值	王希光(2003)
18	新店交 流道	石底層			Fine:23%	0.1	30			逆分析推估值	王希光(2003)
19	木柵交 流道	石底層			Fine:25%	0.1	28			逆分析推估值	王希光(2003)

編號	調查區	地質狀況 (母岩)	基本性質			力學性質				力學性質 參數來源	參考文獻
			單位重 γ (t/m^3)	滲透係 數 k (cm/sec)	其他性質	凝聚力 c (kg/cm^2)	摩擦角 ϕ ($^\circ$)	剪力模數 G (t/m^2)	楊氏係數 E (t/m^2)		
20	中橫台 十四甲 線 40k+800					0.1	29			逆分析推估值	新世紀技術工程 顧問股份有限公 司(2001)
21	中橫台 十四甲 線 40k+800		1.86		Fine:7.4%	0.19	35.87			三軸壓縮試 驗，浸水 7 天	簡連貴等(2003)
22	中橫台 十四甲 線 40k+800		1.86		Fine:5%	0.1	29			三軸壓縮試驗	簡連貴等(2003)
卵礫石層材料參數											
1	林口台 地分區	--	1.76~2.06			0.10~1.33	21~50			1200~ 11600	張吉佐等(1996)
2	苗栗分 區	--	2.0~2.21			0.15	54			12400~ 38800	張吉佐等(1996)
3	台中分 區	--	1.96~2.10			0.3	28~33				張吉佐等(1996)
4	大肚山 分區	--	2.08~2.10			0.3~0.4	26~42			12500~ 39000	張吉佐等(1996)

編號	調查區	地質狀況 (母岩)	基本性質			力學性質				力學性質 參數來源	參考文獻
			單位重 γ (t/m^3)	滲透係 數 k (cm/sec)	其他性質	凝聚力 c (kg/cm^2)	摩擦角 ϕ ($^\circ$)	剪力模數 G (t/m^2)	楊氏係數 E (t/m^2)		
5	八卦山 分區	--	2.19~2.31			0.2~0.6	37~42		4350~ 85000		張吉佐等(1996)
6	竹山分 區	--	2.08~2.39			0.2~0.5	29~47				張吉佐等(1996)

註:1.本表尚未完備，將隨蒐集資料之增加而陸續擴充各儲存格資料

2.卵礫石層材料參數僅供參考，可作為選取崩積層參數時之上限值。



(c) 水文資料

水文資料包括流域內之降雨資料與未來降雨趨勢、堰塞湖入流量與水位變化等。其中，降雨資料可由鄰近之雨量站實測資料進行分析，若實測資料於分析上有不足情況時，可經由雨量資料校正、補遺及延伸，其中，(1) 雨量資料校正方法有：雙累積曲線法與迴歸分析；(2) 雨量資料補遺方法有：正比法(normal ratio method)、內差法、控制面積法、迴歸分析；(3) 雨量資料延伸：迴歸分析、序率模式等方法；堰塞湖入流量可整理文獻之河川資料配合現場設置之浮標觀測之實測資料，亦可藉由鄰近水文測站利用流量資料檢核、補遺及延伸，其中，(1) 流量資料檢核：水位-流量率定曲線、面積比法、逕流係數法、迴歸分析；(2) 流量資料補遺：水位-流量率定曲線、面積比法、面積坡降法、迴歸分析(3) 流量資料延伸：面積比法序率模式、迴歸分析等方法推求流量；堰塞湖水位可依目視配合地形圖概略判斷或配合現場設置之水位觀測系統來決定。若在初步調查時堰塞湖天然壩即已有溢流的現象，則應額外觀測天然壩溢流水道寬度、形狀與流量等，調查方法可採目視經驗粗估或由流速儀、漂流物推估之。

(d) 土地利用資料

土地利用資料包括堰塞湖周邊與下游沿岸土地開發與利用現況，如住戶分佈、交通設施(道路、橋樑等)、水利設施(堤防、水壩與發電廠等)及其他重要設施之分佈情形。調查方式可以像片基本圖或其他有標示土地利用之文獻資料配合現勘時註記。

(e) 受災狀況資料



堰塞湖湖水上漲而淹沒建物與設施，造成人命傷亡與財產損失之情形。相關之受災資訊可採現勘之方式，加強災區巡邏或派人駐守，隨時傳遞最新災區情況。



第二章 快速評估與研判危害度等級

在經過初步調查而有了堰塞湖基本資料後，如何快速評估堰塞湖天然壩穩定性、破壞時間與可能影響範圍即為隨之而來的重要課題，而其亦為第一階段預警之重要考量。值得注意的是本階段進行之快速評估工作與爾後視狀況進行的詳細評估階段之分析工作均應評估壩體穩定性與進行潰壩分析，惟本階段之工作可以簡化之公式、圖表進行分析，或利用合理假設之參數代入已建置之評估程式系統檢討之；而詳細評估階段則以較周延的方式，配合詳細調查時所得參數進行相關之分析與評估工作。初步調查與快速評估研判之時間建議應在一星期內完成，以利後續處理作為之擬定。

初步調查作業流程如圖 A-2，快速評估作業流程詳圖 A-3，而初步調查所得之參數與快速評估項目間之關聯性如圖 A-4，危害度判定表格詳表 B-4。茲將本階段作業內容分別說明如下：

2.1 堰塞湖天然壩壩體穩定性初估

在進行快速評估時首先應檢討堰塞湖天然壩之穩定性，評估方式可採數值程式分析或以簡易公式研判等。

2.1.1 數值程式

堰塞湖天然壩於形成時之穩定性可透過初步調查階段建立之壩體形狀資料，利用數值模擬之電腦程式(如 PCSTABL 或 FLAC 程式)以合理之參數值代入進行分析，評估天然壩體邊坡之穩定性。

本階段之分析工作在分析參數的選擇上，因工作時程緊迫，無法進行



詳細調查取得數值程式分析時所需之參數，在分析時可採以往類似災害之分析參數參考引用。本研究將數值模擬程式 PCSTABL 與 FLAC 之基本原理、輸入參數與注意事項等整理於第二年研究成果之模式庫使用手冊中，詳見第二年期末報告附錄 C。

2.1.2 簡易公式

簡易公式或圖表亦可協助研判壩體之穩定性，如 Ermini & Casagli(2003) 所提出之堰塞湖天然壩穩定性之簡易判別公式。Ermini & Casagli(2003)係以統計方法為手段，以義大利、日本、美加地區及少數其他國家之堰塞湖案例資料，歸納出堰塞湖天然壩穩定性研判指標，稱為無因次阻塞指標 (Dimensionless Blockage Index, DBI)，其定義為：

$$DBI = \text{Log} \left(\frac{A \times H_d}{V_d} \right)$$

其中 H_d 是天然壩壩高， V_d 是壩體體積， A 為堰塞湖集水面積。根據約 84 個堰塞湖案例統計結果發現， $DBI < 2.75$ ，則壩為穩定，而 $DBI > 3.08$ 則為不穩定，介於 2.75 與 3.08 之間者則為過渡區。若以民國 68 年與 88 年之草嶺潭堰塞湖案例資料檢核，均可符合上述 DBI 定義之不穩定與穩定之區間。然本公式在使用上仍應小心謹慎，相關結果可輔助數值模擬結果研判壩體穩定性。

2.2 堰塞湖壽命預測

若堰塞湖穩定性初估結果有不穩定之趨勢，即有需要預測堰塞湖之破壞時間，而堰塞湖其存在時間長短攸關預警以及緊急處理時效，因此於堰

塞湖應進行可能存在時間之預測。在本研究中堰塞湖壽命預測分下列三種方式說明：

2.2.1 由天然壩壩體體積推估天然壩壽命

本研究廣泛蒐集世界各國堰塞湖相關特徵之文獻資料並進行統計分析。根據分析結果（如圖 2.1），堰塞湖壩體與天然壩之破壞成正相關。由可發現，壩體體積於 $2 \times 10^5 \text{m}^3$ 以下者，天然壩存在時間多少於 1 天，而壩體體積超過 $3 \times 10^6 \text{m}^3$ 以上者，天然壩存在時間多能維持超過 1 天。根據推求案例分佈區間之上邊界方程式與下邊界方程式，並內差求得平均之破壞時間與壩體體積之關聯性，無論在預測階段推求而得之壩體體積或實際堰塞湖災害發生時所概估之壩體體積，均可由圖迅速預測堰塞湖之壽命，並進行立即之處置。此一方式之最大好處為相當簡單且可快速評估，然卻不易分離壩體不同破壞機制。

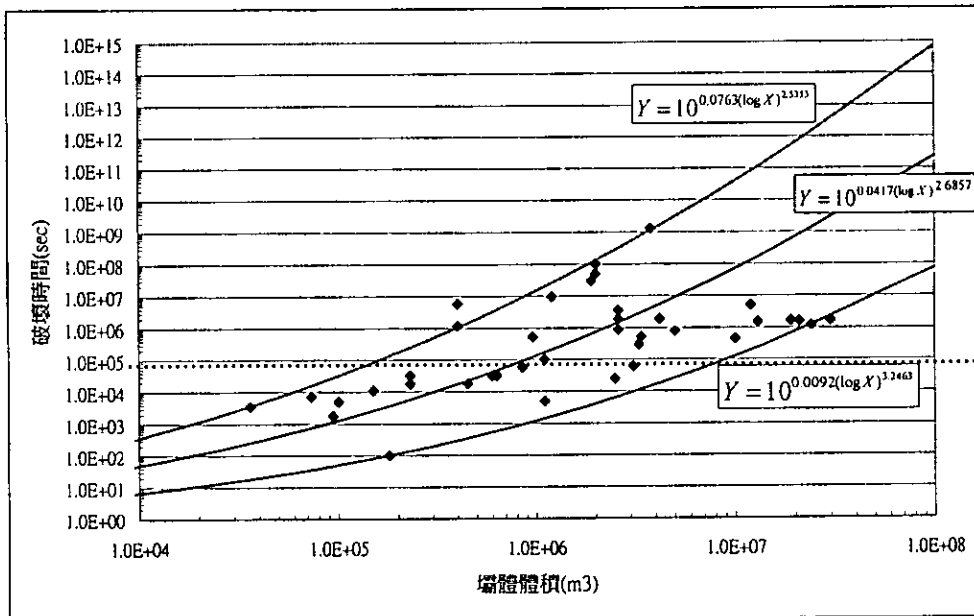


圖 2.1 堰塞湖容積與壽命關係圖(虛線為天然壩壽命為一天者)



2.2.2 由溢頂時間推估因溢流而造成壩體破壞之天然壩壽命

依 Takahashi(1991)之研究，影響堰塞湖天然壩體破壞方式的因子計有壩頂溢流沖蝕、滑動潰決與漸近破壞等三種方式。依 Schuster(1995)之研究，在 202 各天然壩破壞案例中，有 197 個因溢流，4 個因管湧，1 個因下游面沖刷而造成破壞。故在排除壩體不穩定破壞以及直接沖刷破壞後，較重要之破壞機制為溢頂破壞，當溢頂破壞所需時間愈短，預警以及緊急處理時間即愈短。

如已知堰塞湖位置與壩高，可計算壩體與上游地形所圍容積，再由容積與(上游河道入流量-滲透之出流量)之比值，即可獲得溢頂時間。上游河道入流量，原則上利用可能形成堰塞湖地區鄰近相同溪流水文站之流量記錄經由面積比方式估算之。堰塞湖堰址之入流量等於堰塞湖堰址附近水文站流量乘以發生堰塞湖堰址上游之集水面積與該水文站上流之集水面積之

比值 ($Q_{\text{堰塞湖}} = Q_{\text{鄰近雨量站}} \times \frac{A_{\text{堰塞湖}}}{A_{\text{鄰近雨量站}}}$)。若可能形成堰塞湖地區溪流無水文站可

提供流量資料，則入流逕流量估計(依據水土保持技術規範第 25 條)，將以雨量強度、集水面積、及逕流係數代入合理化公式推求之

($Q = \frac{1}{360} \times C \times I \times A$ ， C = 逕流係數， I 為降雨強度， A 為集水區面積)。滲

透之出流量，可以 Dupuit theory 粗估之。在概估上游面水位、下游面水位、壩長以及滲透係數後，即可推估出流流量之值。(出流流量 $q = k (H_1^2 - H_2^2) / 2D$ ， H_1 為上游面水位， H_2 為下游面水位， D 為壩寬， k 為滲透係數)。

若天然壩入流量相較於因滲透而流出之水量為低時，堰塞湖亦不致有太大之危害。 k 值可採用日本建設省(1992)之建議值取 $10^{-2} \sim 10^{-3}$ cm/s 作為概估

值，如草嶺潭堰塞湖現場透水試驗之平均滲透係數為 1×10^{-3} cm/s 亦可供參考。若保守起見忽略滲透之出流量，則溢頂時間即可由湖容量/入流量而求

得。

另一推測溢頂時間之方式為實際觀測水位的上升過程，外插判定溢頂時間，可於實際堰塞湖災害發生後配合水位監測以茲應用。

2.2.3 分離溢頂效應後由天然壩長高比推估天然壩壽命

本研究嘗試迴歸堰塞湖壽命與天然壩幾何形狀間之相關性，結果相當離散而無明顯之相關性，因『堰塞湖容量/平均流量』為衡量溢頂時間之重要因子，為分離溢頂對天然壩壽命之影響性，本研究統計天然壩之幾何形狀與破壞時間之相關性時，將『天然壩壽命』對『堰塞湖容量/平均流量』正規化，同時與天然壩長高比繪圖，其結果如圖 2.2。

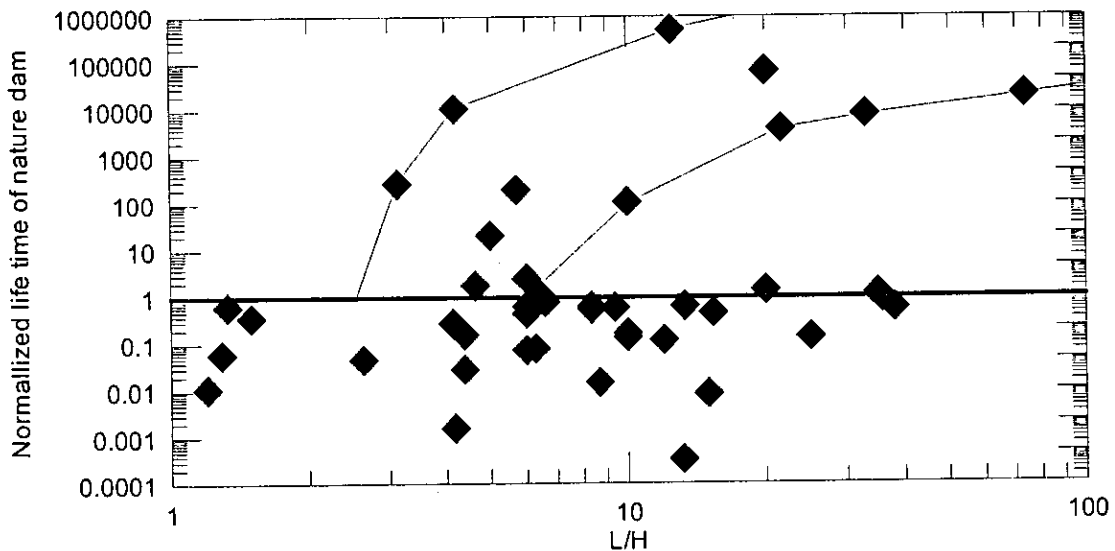


圖 2.2 長高比與(壽命 vs 容量/平均流量)正規化關係圖

圖中水平粗線為『天然壩壽命=(堰塞湖容量/平均流量)』時，粗線之下意味著天然壩壽命較『堰塞湖容量/平均流量』為短，而粗線之上則代表天然壩壽命較『堰塞湖容量/平均流量』為長，亦即溢頂效應較明顯。由圖中可發現，分離了溢頂效應之後(水平粗線之上)天然壩正規化壽命與天然壩長



高比間有較佳之相關性，然而粗線之下之破壞則分布較為零散。粗線上之案例分布可作為堰塞湖預測之重要參考，茲分述如下：

- (1) 能存活超過溢頂時間之堰塞湖，其長高比均超過 3，因此未來堰塞湖預測，除分析天然壩溢頂時間外，長高比 3 設為堰塞湖存在與否之重要門檻。
- (2) 分離溢頂效應之後，天然壩存在時間隨天然壩長高比成正相關，惟案例並非十分充足，因此本研究暫不提出迴歸式，然而案例分布區間仍可作為堰塞湖破壞預測時間之參考。

因此，堰塞湖壽命之預測有必要將天然壩破壞機制與幾何形狀合併考量，以增加破壞時間預測之精確程度。

上述三種預測堰塞湖壽命的方法均可作為快速評估堰塞湖破壞時間之方式，然其中第 1 與第 3 種方法係依據本計畫第一年研究所蒐集而得之案例資料分析而得之結果，因案例數量尚未十分充足，在使用上以保守考量為佳。未來將持續蒐集整理相關之堰塞湖案例，並於第三年之研究計畫中提出更具代表性之迴歸分析結果。

2.3 堰塞湖可能影響範圍

依伴隨堰塞湖形成之災害型態而言，可區分為二種型態：①隨著堰塞湖潰決發生之土石流、泥流、洪水及下游流域氾濫與土石堆積之災害；②堰塞湖導致上游流域蓄水、淹沒住家設施與道路、橋樑、輸配電設施之災害。而堰塞湖壽命多僅數個小時，故若能先預測堰塞湖災害可能發生位置並劃定上游迴水災害範圍與壩體潰決時下游淹沒範圍時，即可於堰塞湖萬



一形成時於第一時間依事先劃定之可能危險範圍與擬定之應變與防災計畫迅速處置，在潰壩淹沒等災害發生前疏散危險區居民，使受損狀況減至最低。故堰塞湖可能影響範圍攸關警戒與疏散範圍之劃定，以下分為上游淹沒區與潰決後下游洪氾區分別說明推估方式。

有關上游淹沒區之推估方式可依據堰塞湖壩體高度（壩頂標高）推測地形圖上在滿水時與標高同高的上游區域皆會變成蓄水區域，並劃定可能危害範圍。

有關下游洪氾區之推估方式，本研究預計於彙整第二年研究成果，以數值模擬之成果為基礎，嘗試整理圖表以利進行快速評估，同時亦將結合GIS系統建置水理分析模式庫，供未來使用者可利用合理假設之參數代入模式庫中推求洪氾區位、水深及淹沒範圍之土地利用情況，作為淹水危害潛勢分析之用。

2.4 快速研判危害度等級

在初步調查與快速評估破壞時間及影響範圍後，可利用表 B-4 危害度等級劃分快速評估表，依分級條件研判形成之堰塞湖其危害度係屬於輕度、中度或重度。若堰塞湖危害度劃分為輕度，則並無進一步處理之必要性，主管機關可視情況將壩體直接挖除。若堰塞湖災害度劃分為中度或重度，應立即決定緊急處理措施(含避難)。有關緊急處理措施之說明詳第三章。



第三章 緊急處理措施決定與施作

若經研判堰塞湖災害係屬中度或重度，即有需要立刻決定緊急處理措施，至少應包括劃定堰塞湖警戒區域、決定通報時機與作為、設置簡易監測系統以及施作緊急之工程措施等。緊急處理措施應參考事先建置完成之緊急應變計畫，配合災害現況來執行，才能掌握救災時效。此外，若能將易發生堰塞湖災害地區在災害發生前先行擬妥對應之疏散避難與緊急應變計畫，配合防災宣導與演練，當可將受災損失減至最低。

若預估之堰塞湖壽命在一星期之內，應先將警戒區域內之居民逕行避難，再進行善後之相關工作，並考量在堰塞湖破壞前施行簡易緊急工程措施之可能性，如在壩頂開挖溢流水道與下游面鋪設防蝕材等。若預估之破壞時間在一星期以上，則依照快速評估與實際觀測結果擬定緊急處理措施，以降低災害規模與可能帶來之威脅，同時緊急工程措施之選擇亦較多樣性。此外，亦應考量設置簡易監測、監視與警報系統之需要性。緊急工程措施建議應在三個月內完成，才能達到緊急應變之效。

3.1 警戒區域之劃定

將之前快速評估所得之影響範圍劃設為潰壩警戒區域。若預測的破壞時間小於一星期，則應立即決定疏散避難計畫並實施避難。若預測的破壞時間在一星期以上，則可配合於現地設置警告標示(如標示牌或警戒旗等)。災害現場應加強巡邏或派人駐守，監視滑動殘坡與堰塞湖之狀況，若有異常應即刻通報並疏散可能淹沒範圍之民眾。



3.2 通報時機、作為與通報系統

若預測的破壞時間在一星期以上，則可依照不同之崩塌殘坡與堰塞湖體壩體之現況與變化趨勢制定發布戒備、緊急疏散與搶險之劃分標準，如依湖水位、邊坡監測資料等作為制定危急程度劃分之依據，並制定在不同之危險程度下之處置作為。堰塞湖之監測與災情資料應由災區立即通報各地縣市政府與相關單位，所使用之通訊系統可考量以衛星無線電系統、高頻(HF)無線電系統與極高頻(VHF)、超高頻(UHF)無線電系統等。

3.3 緊急工程措施

在較有餘裕進行緊急工程措施的狀況下，如何將可能發生災害之危害程度在有限的時間內降至最低為十分重要的課題。依 Schuster(1995)之研究，在 202 個天然壩破壞案例中，有 197 個因壩頂溢流，4 個因管湧，1 個因下游面沖刷而造成破壞，故堰塞湖天然壩絕大多數之破壞原因係由壩頂溢流而引致。由此可見，為防止與減輕堰塞湖導致之災害，首要任務為抑止堰塞湖水位上升或降低溢頂時之水位，使溢頂無從發生；或者是降低堰塞壩因溢頂致使下游急速淘刷之趨勢，使潰壩產生之災害減至最低。

為抑止堰塞湖水位上升或降低溢頂時之水位，最常用之工程措施為直接於壩體上方挖設溢洪道；若壩體體積不大，可考慮將壩體局部或完全移除。此外，在湖水量不多的情形下，亦可考量設置抽水幫浦或虹吸管排水。

降低堰塞壩因溢頂致使下游急速淘刷之趨勢，可延長潰壩延時，降低潰壩所產之洪峰流量與淹沒區淹水深度，亦可收減緩壩體管湧之效。緊急之工程手段可考慮在下游面鋪設岩塊、混凝土塊、蛇籠或地工合成材的工法以減緩沖蝕。



第四章 詳細調查與監測系統規劃施設

在經初步評估有需要更進一步了解壩體與殘坡之特性時，即進入本階段。所謂的詳細調查是以初步調查所蒐集之資料為基礎，利用較客觀準確的方式得到比初步調查更高精度且更廣泛的調查資料，如堰塞湖壩體構成崩積物的強度或孔隙率、河床各土層強度或滲透係數調查等；同時藉由更完整之資料蒐集與大比例尺之地形測量等作為進一步分析之依據。詳細調查之工作建議包括：

4.1 現地或航空測量

對於堰塞湖災害進行更廣泛之資料蒐集，同時以較精密之測量工具對災區周遭地形進行測量，測量內容包括堰塞湖上下游河道縱橫剖面、下游流域兩岸之地形、預計施作工程位置之地形圖等。由於堰塞湖災區附近地形往往較為崎嶇，施測點常不適宜久留，若透空度許可，利用全球定位系統（Global Positioning System, GPS）之快速動態測量（如 RTK）方式為一種較適合之測量方式。

以現地測量成果為依據，配合初步調查所得之結果，即可建構完整之壩體、殘坡與下游河道的幾何特徵，如天然壩形狀，高度，長度，上下游坡面坡降、河床坡降、邊坡破壞滑動狀況與下游兩岸地形等。至於航空測量或是遙測影像則是扮演輔助的角色，例如，當災害點無法或不易抵達時，可利用大比例尺之航照或遙測影像概略量取天然壩體之相關資料。另外，對於天然壩集水面積的變化、較大範圍邊坡坍塌之面積計算、及集水區土地利用變遷分析等，均可利用航照或遙測影像協助完成。



4.2 地質調查

在 1.4 節中已提及基本地質資料之獲得方式，並利用建構之「崩積土材料參數資料庫」，供初步分析時參考引用。而詳細之地質調查應比初步調查更精確，以實測值為準進行分析與評估工作。詳細之地質調查方式可分為鑽探與開挖調查、地球物理探測、室內試驗、現地試驗以及地表地質調查等，主要目的在獲取壩體崩塌材料與殘坡地層之一般物理性質，強度、變形性與滲透性等工程性質與地層分佈等。

天然壩壩體材料可視為膠結差之崩積土，崩積層之性質與母岩及坍塌型態具直接相關性。崩落土體常含有巨大岩塊，土壤之孔隙率較高，使得鑽探、取樣及現地試驗不容易進行，且室內試驗之代表性不佳。地球物理探測法可提供快速、非破壞性的方式作為傳統鑽探之輔助調查，針對崩落土體的調查，可利用震測探勘量測崩落土體之波速及其空間上之變化，以定義崩塌範圍及估計崩落土體之強度。

對於崩落土體之性質而言，其基本物理性質主要可由試坑開挖並搭配現地篩分析、工地密度得到。在試坑開挖取樣時應於基地內適當地點選定明坑取樣位置後，先行開挖一工作坑至試驗深度後將底面整平，此一面即為試坑開挖起始表面。隨後即進一步挖掘適當尺寸之試坑(一般長*寬*高為 1m*1m*1m 或 3m*3m*3m，視現場狀況而定)，挖掘後立即量測試坑體積及挖出之土重，並據以計算崩塌土層之單位重，試坑中挖出之全部材料於現地分成不同粒徑之粒群，分別稱其重量，再進行現地篩分析，並選取小粒徑之代表性試樣，送交土壤試驗室進行試驗。

崩落土體力學性質可配合鑽探進行 SPT 試驗及現地透水試驗，若崩落土體含大量粗顆粒岩塊，則不適合 SPT 試驗，其強度可由震測探勘之結果

推估之。試坑開挖或鑽探所得到之土體可於室內重模進行室內透水試驗與強度試驗，作為現地試驗與震波探勘結果之參考。本研究建議採用之震測方法為表面波譜法與走時震測影像法。表面波譜法可求得地層之剪力波速度場，走時震測影像法可求得壓力波速度場。壓力波與剪力波速度可有效反應崩塌土體之深度與測向之變化。

若利用震測結果推估堰塞湖天然壩壩體之性質，根據彈性波理論，剪力模數可由剪力波速直接求得，而楊氏係數可由壓力波速與剪力波速求得。一般而言，材料之勁度越大，其強度越大，故崩塌土體之概略強度可由常見地質材料之壓力波速與剪力波速之對照表得到。此外，剪力波速（或剪力模數）與剪力強度息息相關。目前本中心所蒐集到的資料如下：

剪力波速 V_s 與 N 值關係

1. 柴田(1970；與土層種類無關)

$$V_s = 10^{1.5} N^{0.5}$$

2. 今村、吉村(1972；與土層種類無關)

$$V_s = 92.1 N^{0.329}$$

3. 今井、殿內(1982)

$$V_s = 91.7 N^{0.257} \text{ (填土區爲砂土或礫石)}$$

$$V_s = 75.4 N^{0.351} \text{ (沖積層爲礫石)}$$

$$V_s = 136 N^{0.246} \text{ (洪積層爲礫石)}$$

4. 土岐憲三(1981；與土壤種類無關)

$$V_s = 89.8 N^{0.341}$$

上式中土岐憲三所提之公式曾由林晉祥等人(1984)以台北市志清大樓工址五個鑽孔資料驗證過且結果十分接近，而經濟部水利署水利規劃試驗所(2000)亦採此式反推草嶺潭堰塞湖天然壩之 N 值，再換算為摩擦角。此



外，陳銘鴻等(2003)整理台灣西南部與宜蘭地區沖積層地層剪力波速與 SPT N 值與地層深度間之關係如下：

$$V_s = 139.1 + 4.09Z + 2.0415N_f ; N_f = (10/\sigma')^{1/2} \times N_F$$

其中 V_s = 地層剪力波速(m/s)

Z = 地表深度(m)

σ' = 有效覆土壓力(t/m^2)

N_F = 現地標準貫入試驗時之打擊數

以上所提及之公式多與地域性有關，在引用上應考量相近之地層條件。

4.3 水文、水理調查

有關於水文、水理調查之內容包括以往之實際觀測降雨資料與颱風或洪水觀測結果進行分析，以及災害期間之水文觀測資料與降雨狀況、天然壩上游之蓄水量與水位變化情形進行分析比較。

4.4 監測系統規劃與施設

在本階段之工作，除進行詳細之調查外，依堰塞湖危害程度而佈設更精確之監測系統是必要的。監測系統之建置種類與數量須針對破壞模式與所欲處理之工程問題作不同的考量，一般而言，與土體穩定問題相關之參數主要為位移與水位/水壓量測。沖刷潰決之機制雖可由地表位移或 3D 位



移觀測點觀測監測點是否遭到沖刷，但無法提供連續監測，由於沖刷發生於地表，因此可以監視系統有效監測，另外適當的時域反射感測桿(TDR 感測桿)亦可監測沖刷情形。驟然滑動潰決及漸進式破壞機制，建議同時監測滲流線及土體位移，位移之監測方法包括地表或孔內位移計、手動或自動測傾儀、同軸電纜或光纖 TDR 監測、及全測站 3D 位移觀測系統，可視監測目的及經費選擇搭配使用。此外，相關的調查與監測系統必須協調整合，現地探勘後，若短期內有不穩定跡象，於調查過程中可先行佈設適當的預警系統，例如地表或孔內位移計等，待詳細的地質調查工作完成後，再針對可能產生之問題（或破壞機制），規劃所需要之監測系統，如此，才能使得監測系統發揮功效。有關於水文、水理調查之內容包括以往之降雨記錄與洪水觀測結果、災害期間之水文觀測資料與降雨狀況、天然壩上游之蓄水量與水位變化情形等。

在本階段之工作，除進行詳細之調查外，依堰塞湖危害程度而佈設更精確之監測系統是必要的。監測系統之建置種類與數量須針對破壞模式與所欲處理之工程問題作不同的考量，一般而言，與土體穩定問題相關之參數主要為位移與水位/水壓量測。沖刷潰決之機制雖可由地表位移或 3D 位移觀測點觀測監測點是否遭到沖刷，但無法提供連續監測，由於沖刷發生於地表，因此可以監視系統有效監測，另外適當的時域反射感測桿(TDR 感測桿)亦可監測沖刷情形。驟然滑動潰決及漸進式破壞機制，建議同時監測滲流線及土體位移，位移之監測方法包括地表或孔內位移計、手動或自動測傾儀、同軸電纜或光纖 TDR 監測、及全測站 3D 位移觀測系統，可視監測目的及經費選擇搭配使用。此外，相關的調查與監測系統必須協調整合，現地探勘後，若短期內有不穩定跡象，於調查過程中可先行佈設適當的預警系統，例如地表或孔內位移計等，待詳細的地質調查工作完成後，再針



對可能產生之問題（或破壞機制），規劃所需要之監測系統，如此，才能使得監測系統發揮功效。有關於水文、水理調查之內容包括以往之降雨記錄與洪水觀測結果、災害期間之水文觀測資料與降雨狀況、天然壩上游之蓄水量與水位變化情形等。

4.5 詳細調查綜合資料記錄表

有關資料蒐集測量、壩體與殘坡之幾何特徵、地質調查、水文與水理調查與監測結果等可將調查結果擇要登錄於記錄表格內，除查詢較方便外，亦可供爾後若再發生堰塞湖災害時，可快速參考引用。本研究所採用之記錄格式如表 B-5 供參考，至於較細部之調查資料如實測地形圖等可依需要附在本表後供參考。

[參考]

折射震測走時影像法(Refraction Tomography)

折射震測施測原理

折測震測法係藉由爆炸或衝擊產生人造震波，波傳至地下地層，因地層間速度不同，震波於層面處，依司涅爾(Snell)定律發生折射現象返回地表，經埋設於地表之受波器接收，折射波在震波記錄上表現為初達波，如圖 4-1 所示，初達波因係第一個訊號，其到達時間很容易挑取，根據其時間距離關係（通稱走時曲線），以求出地層之構造。一般來說，折射震測法可經濟且有效地探測出新鮮岩層以上之地質構造形貌，且其探測出之地質構造是以震波波速大小來表示（通稱速度層），震波波速與地層之彈性係數具有直接關係。P 波折射震測較容易施作，以折射震測法所探測出之 P 波速度層剖面圖，可推估崩積土之厚度及崩積層之勁度。

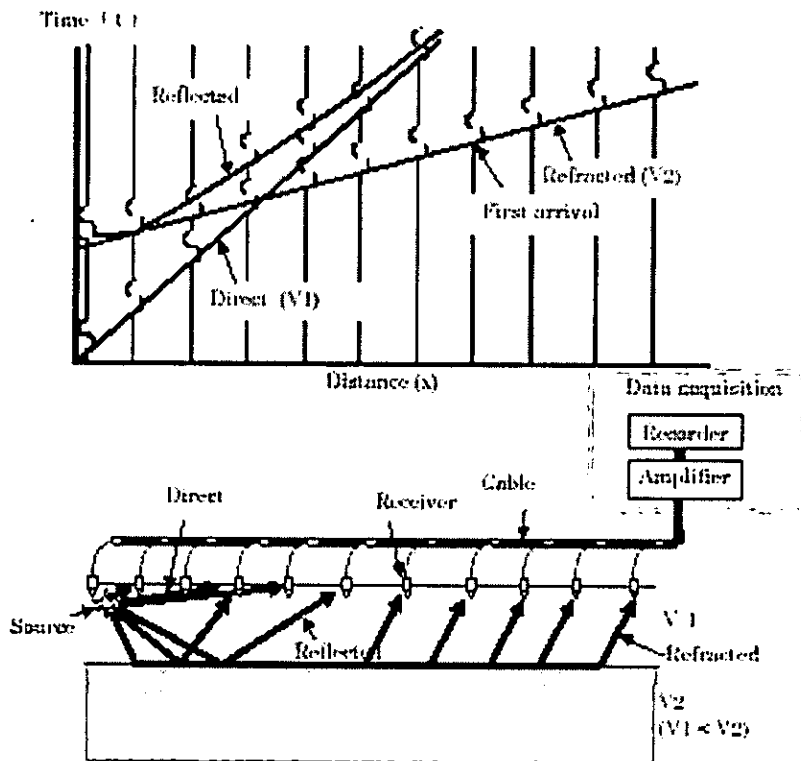


圖 4.1 折射震測原理

折射震測儀器

震測系統主要包括震源、受波器、震測儀等，茲分別說明如次：

- (1) 震源：長柄鐵鎚、落錘、振動器、或炸藥，視欲探測深度、地質條件、及環境噪音而定。
- (2) 受波器：一般地層調查使用自然頻率 28 Hz 以下之受波器。
- (3) 震測儀：12 波道以上之數位震測儀，取樣時距小於 2000 μsec ，訊號長度至少 1024 字元，16 bit A/D 以上之解析度，頻率響應 4.5 Hz ~ 4600 Hz，備有低通與限頻前置濾波器。

折射震測施測作業

折射震測之實際測線佈置將由野外地質勘查決定，每一個測線之炸點與受波器之佈設，如圖 4-2 所示，並說明如下：

- (1) 每一測線使用 7 個炸點及 24 個受波器，感測器之間距為 5m。
- (2) 在測線之兩端點及中點附近各佈置一炸點。
- (3) 在測線內，距離測線兩端點約 1/4 測線長度附近各佈置一炸點。
- (4) 在測線外，距離兩測線端點 30 公尺處各佈置一炸點。

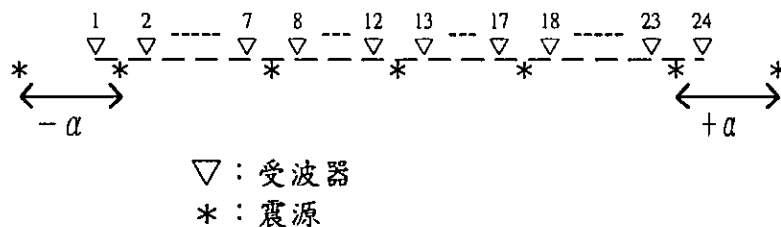


圖 4.2 折射法震源（7 炸點）與受波器位置示意圖

折射震測資料處理

折射震測資料處理分為兩個步驟：首先利用人工的方式決定初達波之走時曲線；再利用初達波之走時曲線分析波速與地下構造。

初達波之挑取，並非每一條震波訊號逐一辨識即可，應比較同一炸點之其他波形並利用疊像(Phantom)之技巧比較其他炸點收集到之波形來決定初達波之走時曲線。傳統分析分法以互換法(Reciprocal Method)由走時曲線求得簡單之地層速度模式，為能夠提高速度模式之解析度與正確性，可利用走時震測影像法(Traveltime Tomography)由走時曲線反算二維之速度剖面，如圖 4-3 所示，將地質構造類似有限元素法非為許多元素，由射線追蹤(Ray tracing)理論可計算理論之走時曲線，藉由此數值模式由量測之走時曲線反算各元素之速度值，進而得到地層之速度影像剖面。

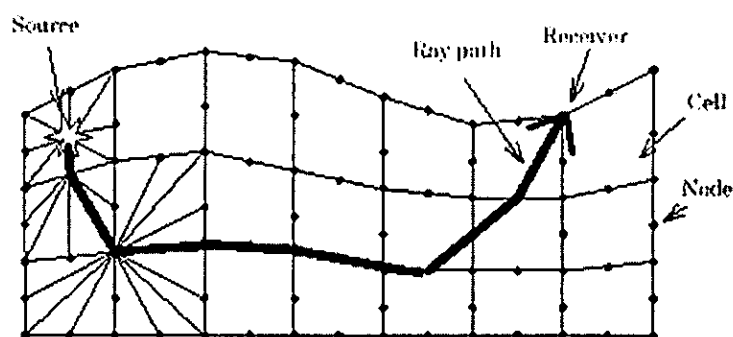


圖 4.3 折射震測走時震測影像分析原理

表面波震測影像法

崩落土體常含大量粗顆粒岩塊，不適合貫入式之現地試驗，剪力強度可由剪力波速推估，傳統現地剪力波速之量測方法需於鑽孔內進行(如跨孔式、下孔式及 P-S Logging)或利用貫入之方式量測(如 Seismic Cone Method)，新近發展之表面波探測法係利用表面波量測剪力波速，相較於傳統量測方法，不需鑽孔即可測得地層內部之剪力波速度層層次，其施測容易、快速、成本低，且量測之取樣體積遠大於傳統方法，可用於大範圍工址之探測。表面波震測影像法可量測剪力波速之二維分佈，可直接反應地層勁度之變化，亦可間接反應地層剪力強度之變化。



在地表量測之震波以表面波為主，其波傳特性受到地層剪力波速之影響，表面波震測之基本原理即藉由量測不同頻率表面波之相位速度，分析其頻散曲線，再進行剪力波速度層構造之反算解析。表面波震測影像法係將一串受波器與震源排列成一列，施作多頻道表面波分析，由多頻道之信號分析較容易分辨出基態及高次振態之表面波頻散曲線，並可容易判斷出有效表面波及無效之雜波，增加量測之準確性，單一測線表面波震測可得到該測線範圍內地層平均剪力波速隨深度之變化，藉由如反射震測之 Roll-along 施測方式移動測線，可得到地層構造之測向變化，進而合成二維剪力波速度影像剖面。

表面波震測儀器

表面波之頻率較低，且最低頻率之震波具有最大之波長，可探測較深之土層，因此必須使用自然頻率較低之受波器。震測系統主要包括震源、受波器、震測儀等，茲分別說明如次：

(4) 震源：長柄鐵鎚、落錘、振動器、或炸藥，視欲探測深度、地質條件、及環境噪音而定。

(5) 受波器：視欲探測深度及地質條件而定，一般地層調查使用自然頻率 8 Hz 以下之受波器。

(6) 震測儀：12 波道以上之數位震測儀，取樣時距小於 2000 μsec ，訊號長度至少 1024 字元，16 bit A/D 以上之解析度，頻率響應 4.5 Hz ~ 4600 Hz，備有低通與限頻前置濾波器。

表面波震測施測作業

單一測線直線展開如圖 4-4 所示，通常要考慮近站支距 (X_1)、接收器間距 (dX) 及遠站支距 (X_2)；其中近站支距 (X_1) 要大於等於二分之一最大波長，或是大於等於最大探測深度，以避免產生近域影響 (Near Field Effect)；至於接收器間距 (dX) 要小於等於二分之一最小波長，或是大於等於最小探測深度，以避免空間上之映頻混擾；而遠站支距 (X_2) 等於近站支距加上測線長度 (接收器個數乘上接收器間距) 之和，應避免產生遠域影響 (Far Field Effect) 且有足夠之 S/N 比。

野外施測時，為了要提高訊號雜訊比，同一個炸點可反覆疊加，以使得表面波訊號具有足夠之能量，可以傳到最遠處之接收器。為得到地層之側向變化，必須沿施測方向移動測線展開，每次測線展開移動之距離視側向解析度之需求而定，測線總長度等於第一測線展開到最後一個測線展開之距離。

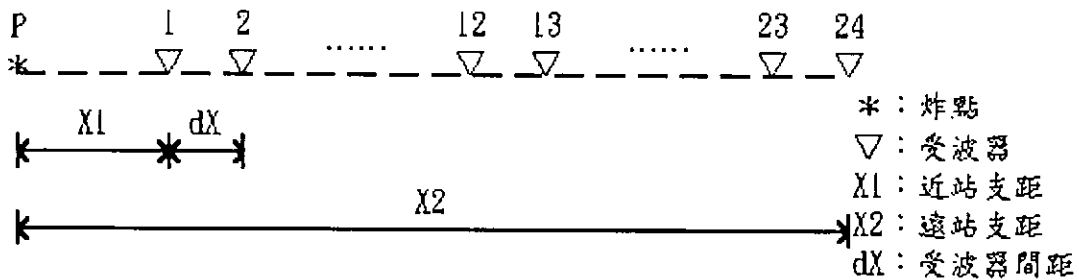


圖 4.4 單一測線直線展開圖

表面波震測資料處理

表面波震測資料處理主要包括以下幾項：

1. 根據野外觀測記錄及測量記錄，建立施測幾何，並給予每一個炸點、受波器、適當的編號。所有表面波訊號進來之前有一段信號為雜訊或初達波，可將此時段的紀錄抹除 (mute)。
2. 由震測時域紀錄及其頻譜判別表面波訊號，並據此估計最佳之 Offset 與頻率及相位速度之範圍。視情況可做適度高切濾波，以提高 S/N 比。
3. 施作二維波場轉換 (f-k transform 或 p-f transform)，以檢核表面波之頻率與相位速度之範圍。
4. 於前一步驟所決定之頻率範圍內，計算每一頻率所對應之相位速度，如此可得到頻散曲線。
5. 由前一步驟所得到之頻散曲線進行剪力波速度層構造之反算分析，此速度剖面之理論頻散曲線最接近量測得到之頻散曲線。
6. 整合每一測線展開所得到之速度剖面即可得到二維剪力波速度影像剖面。

第五章 穩定性與潰壩危險度分析與評估

在詳細調查後，參考初步評估所得結果，利用詳細調查所得資料對壩體與滑動殘坡進行穩定性分析，同時針對潰壩危險性進行評估，實為必要之工作。在進入詳細調查與評估階段時，雖有較充裕之時間，惟建議調查與分析時程仍不宜過長，以因應緊急之狀況。本階段調查與評估時間建議應在 1 年內完成。

對於穩定性與潰壩危險度分析所應包含之內容，建議可參考以下所提供之建議方法進行，而有關分析所需之程式說明及使用手冊詳附錄 C。

5.1 天然壩壩體與崩塌殘坡穩定性分析

依據 Schuster(1995)統計，在 202 個天然壩破壞案例中，有 197 個係因壩頂溢流而破壞，約佔破壞總數之 97%，故壩頂溢流破壞是堰塞湖天然壩破壞之最主要因素。當壩體入流量大於滲流量時，湖水位將不斷升高，終致水位超過壩頂而溢流。溢流之洪水將沖刷壩頂與壩體下游邊坡，使得壩體不斷變薄、變低。

為分析天然壩體邊坡與崩塌殘坡之穩定性，分析者可採用邊坡穩定分析程式(如 PCSTABL 或 FLAC)評估之。如需模擬天然壩因壩頂溢流而破壞之潰決過程，建議以 FLAC 作為分析工具，透過 FLAC 程式分析後所得之壩體應力與孔隙水壓力分佈，求出壩體有效應力趨近零之區塊，並假設溢頂後之水流將足以把壩體頂端與下游面有效應力趨近零區塊之土石淘刷帶走，而產生新的壩體幾何形狀。此形狀將成為下一次分析之初始剖面，並利用同樣之方式進行分析，如此反覆循環即可得到壩體因溢流沖刷而改變



壩體形狀的演進過程。

5.2 天然壩潰決災害危險度及危害潛勢分析

潰壩後潰壩波越堤之堤內淹水建議以 SOBEK 模式模擬之；SOBEK 模式係利用 FLDWAV 及 BREACH 模式所得之潰壩洪水波之流量進行河道模擬，主要用於探討堤防潰決、河道洪水越堤、或堤內地區因排水不及造成之淹水災害。演算結果藉由 SOBEK 之 Netter 圖層呈現，得知淹水區域範圍及高程，推求得淹水深度，以供清水溪下游之淹水危險度及危害潛勢分析。

5.3 天然壩壓迫主河道對河川型態之改變及河道變遷

堰塞湖與河川型態相互影響關係主要係探討長期之河道穩定問題及對下游河道泥砂之影響，其中長期河道沖淤以 GSTARS 模式模擬之，河道局部沖淤以交大二維動床模式模擬之。

GSTARS 模擬河道沖淤問題，對河道長距離之洪水位或長期河床變遷之模擬，一般均採用一維模式，而對局部複雜流場之瞭解，才利用二維甚或三維模式。由於堰塞湖常形成於中上游河道，其河床坡度較陡且床質粒徑大，往往形成超臨界流與亞臨界流共存之流況，在數值處理上頗為困難。就動床模式而言，絕大多數僅能適用於亞臨界流況，GSTARS 模式能夠模擬跌水及水躍等過程之水理及輸砂，因此本研究擬建議採用之，此外，GSTARS 模式可針對單場或連續數場颱風進行短期沖淤模擬，而此一成果可供堰塞湖壩體安定分析之依據。

目前較常用的二維動床模式，幾無一個模式能適用於超臨界流與亞臨



界流共存之流況，因此本計畫擬進行交大二維動床模式之模擬分成兩個部分，一為定床模擬，一為動床模擬，針對模擬堰塞湖壩體上、下游附近局部流場變化及沖淤情形。

5.4 上游來砂對堰塞湖存在年限之影響

堰塞湖之壽命除與其壩體強度有關外，就水利觀點，常以堰塞湖淤滿所需之時間稱之。淤滿時間與堰塞湖之蓄水體積、上游入流量、上游來砂量有關。對於堰塞湖形成後之推估，經過颱風所帶來之洪水推估上游來砂量，需考慮到上游集水區是否有大量崩塌情況，並配合含砂量測量，以期有較客觀之推估。

在完成本階段相關之分析工作後，可配合先前所施設之監測系統結合，以監測所得之結果配合分析所得之潰壩後洪水影響下游範圍與洪水到達時間，對影響區域內之居民實施預警，必要時展開避難。此一工作在本研究歸類為第二階段預警，預警通知範圍較為明確，預警發布條件亦建議應偏保守。有關第二階段預警內容細節將於本研究第三年研究計畫中提出。

另外將詳細調查階段與本階段之關聯性列出以供參照，詳如表 5.1 所示。



表 5.1 堰塞湖詳細調查與穩定性檢討等之關聯性

(修改自日本建設省(1992))

資料庫(database)	調查項目	進一步探討項目	判斷與利用項目
1.地形圖 (1/5,000比例尺) (地形、住戶配置圖)	1.天然壩形狀	1.天然壩潰決洪水 氾濫的模擬。	1.因堰塞湖潰決 往下游發生災害 範圍以及危害度 預測
	2.上下游河道的縱橫斷 面圖(1/1,000比例尺)		
	3.下游平地部份的平面圖 (1/2,500比例尺)		
	4.流域內的降雨狀況		
	5.洪水預測 (流出解析)		
	6.崩塌土體粒徑分佈		
	7.崩塌土體孔隙率		
	8.崩塌土體強度(c, Φ)		
	9.原河床地層強度(c, Φ)		
	10.天然壩高度		
	11.天然壩長度		
	12.天然壩上、下游坡降		
	13.堰塞湖上游湖水位		
	14.天然壩下游面之滲漏量		
	15.崩塌土體透水係數		
	16.原河床地層組成		
	17.原河床各地層透水係數		
	18.河床斜率		
4.其他機關單 位的調查成果	19.預設置對策工程位置 所在地形縱橫斷面圖	6.對策工程探討	4.對策工程 選定與設計
	20.對策工程置處所 的地質狀況		
5.天然壩內部滲 透解析 (地下水位變化)	21.引致天然壩形 成之邊坡破壞或 地滑區域的形狀 (縱、橫斷面圖)	7.殘坡安定性 檢討	5.對策工程施 工中二次災害防 止
	22.殘坡的活動狀況		
	23.殘坡的地質組成		
	24.殘坡坡面與坡頂 狀況(如張力裂縫、 裂隙、積水、滲出 水...)		



第六章 緊急處理措施檢討與防災工程規劃設計施工

針對分析與評估之結果，若壩體為有條件穩定，仍有潰壩帶來災害之可能，應規劃防災工程設施，並對之前採用之緊急處理措施，依分析結果充分檢討，避免有不宜或不足之處。對於防災工程規劃而言，對於堰塞湖形成後所實施之緊急工程處理措施，應配合穩定性與潰壩危險性分析評估結果檢討是否有需補強或進行永久性防災工程規劃設計與施工之必要性。若經分析結果壩體仍有可能不穩定時，處理的考量思維建議為以最少的工程手段使原河道恢復自然的沖淤平衡狀態。在作好防減災之工作後，應待原河川系統較穩定後，再施行必要之工程設施，如攔砂壩、疏導工法等。

有關防災工程規劃與施工以下分為堰塞湖區與堰塞湖下游地區列舉常用之工程處置手段。

a. 堰塞湖區

- 開挖壩體，設置溢洪道
- 移除壩體
- 排水隧道
- 設置止水壁（灌漿、鋼板樁）
- 以岩塊、蛇籠在下游面設置固床工（防止管湧及侵蝕）

b. 堰塞湖下游區

- 提高下游堤防容積
- 攔砂壩除石、建設，降低蓄水庫水位蓄留和調節土石流、洪水

就實際採用的工程處置而言，以堰塞湖形成處的工程處置佔大多數，其中世界各國最常見的對策對策是開挖堰塞湖天然壩壩體，然後在其上設



置可抵抗洪水造成的侵蝕的護岸或固床工，以設置出一條新溢洪河道之工法。不過在堰塞湖壩體以及附近挖掘有可能引致邊坡崩壞或滑動，殘留於周遭邊坡的殘留土也有可能不穩定，在設計、施工若遭遇此狀況時務需充分的探討。若存在這類顧慮的情況下，可考慮配合設置排水隧道，惟仍需充分考量經濟與效率上的可行性。此外，亦應將潰壩分析所得之淹水災害度較大之區域，檢討補救措施，如修建新堤防或增加堤防高度等。若堰塞湖下游已施設攔砂壩，則考量將壩內土石適度清運，以達調節潰壩產生之洪水與土石流的效果。

本章節將在第三年計畫中繼續修訂與增加相關內容。



第七章 長期監測、監測資料分析與預警

就長期監測而言，監測對象為殘坡與崩塌土體長期的穩定性。本階段設置之監測儀器，可利用之前建置完成之監測設備，長期監測堰塞湖體、壩體與殘坡，必要時應再配合埋設新儀器，或將儀器適度之自動化。惟在設置時應兼顧安全性與經濟性。如草嶺潭與九份二山堰塞湖，滑動面上方均存有不穩定之土壤及岩塊，若遇長期降雨或颱風豪雨時，勢必會造成邊坡再發生滑動崩落。如曾有人建議處理之方式為滑動面上方不穩定岩塊設置大量之自動化監測與警示裝置，並輔以長期觀測以期能提供預警之效果。惟本研究認為應考量不穩定岩塊崩落時之影響程度與範圍，在兼顧安全性與經濟性的前提下妥為考量設置監測系統之必要性，因為無法預知其崩落時間，若冒然設置大量之監測系統與長期觀測，將造成資源不必要的浪費，如能適當數量之監測系統，妥善考量評估殘坡影響性，劃設其影響之危險範圍，相信仍能將土方滑動時之災害降至最低。

針對長期監測所得之監測結果進行分析，此一階段將基於埋設之監測儀器所測得之直接物理量，作為預警之發布參考，至於影響範圍仍將參考詳細分析所得結果，此一時期之預警為多目標，預警對象包括管理者、工程單位、以及受影響之保全對象等。此一階段之預警本計畫列為第三階段預警，詳細內容配合研究成果，於第三年計畫成果提出。



第八章 可利用性檢討

若經分析評估壩體長期亦穩定或經過少數之工程措施可確保穩定時，可考量水資源利用之可能性或對發展觀光資源等確有幫助時始為之，期在符合安全與經濟的前提下利用堰塞湖天然資源。國內如九份二山堰塞湖區經水保局評估後已決定成立九份二山地震園區。本章詳細內容亦將在第三年研究中提出。



實例說明

案例一：丹大溪崩塌地堰塞湖

1.發生始末

南投縣信義鄉丹大事業區第 40 林班之濁水溪支流丹大溪中游左岸因河岸風化岩層之自然崩坍而於 1993 年 9 月形成堰塞湖。在災害發生後臺灣省政府農林廳林務局隨即派員隨時巡視壩之水深及堆積土砂狀況，若有越流、決壩之現象時，即聯絡縣政府，警察等採取避難措施，同時邀請政府單位與國內外學者前往會勘評估。因濁水溪畔民眾深恐潰壩後大量溪水會危害其生命財產，曾要求考慮以炸堤之方式疏通堵塞土石與水流，惟經專家評估開炸將使崩塌坡地有再崩塌的可能，而限於現地地形亦無法以機械施工，又經評估結果認為堰塞湖距離下游最近村落尚有約 25 公里，依堆積之土石量與湖水量研判將來潰決時對下游之影響性不大，故採取之緊急措施為沿流域豎立警告標示，管制人員禁止進入河道內。

該堰塞湖常時因入流量與滲流量近乎平衡，故尚能維持穩定，惟於 83 年 7 月 13 日因提姆颱風挾帶暴雨衝擊下天然壩終告潰決，近三十萬方之蓄水宣洩一空，所幸因下游村落距堰塞湖尚遠且位於較高處，故除沖毀堰塞湖湖面一舊吊橋外，未有任何生命財產損失，而下游居民均未查覺該堰塞湖已潰決。

2.基本資料

崩坍面積約 3~5 公頃，崩坍區高約 120 公尺，崩坍長約 270~300 公尺，

傾斜角度約 35~40 度，崩塌深 1~2 公尺，崩塌土砂量約 5~6 萬立方公尺，堵塞狹谷上游河川形成天然水潭（崩塌在七十幾年就已發生，後每年繼續崩塌，因受豪雨土砂流失來形成水潭，八十二年由於乾旱，雨量少，土砂堆積形成天然水潭），天然水潭之高度約 15 公尺，貯水長 500 公尺，貯水面積 2 公頃，貯水量 29 萬立方公尺。

3. 作業流程比對

以圖 A-1 堰塞湖形成後建議作業順序流程圖比對本災害之處置作為，其流程路線以粗線表示於圖 X。

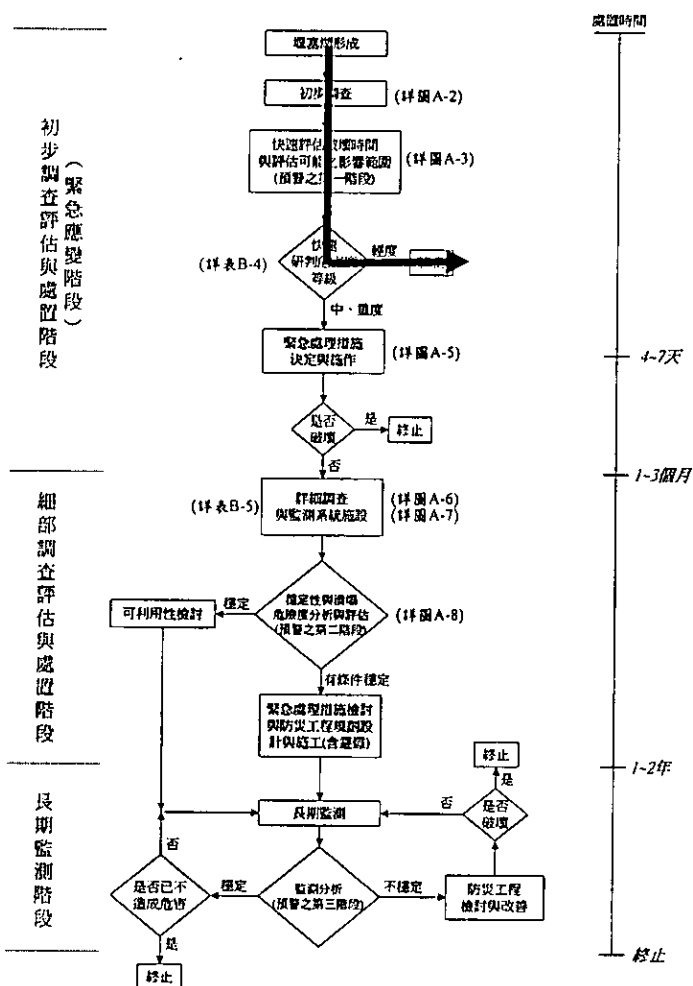


圖 X 以圖 A-1 建議作業順序流程圖比對丹大溪崩塌地堰塞湖處置作為



案例二：88 年草嶺潭堰塞湖

1. 發生始末

九二一集集大地震，位於雲林縣古坑鄉草嶺村附近之草嶺，發生歷來最大規模之崩山事件，崩塌之大量土石阻斷清水溪，河道阻斷長度約 5 公里，高度約 40~50 公尺，並於崩塌區上游形成一處堰塞湖。

經濟部水利處第四河川局於草嶺潭堰塞湖形成次日即派員經 149 公路前往，但因路基坍方無法到達，故於發生後第三天由工程人員攜帶簡易測量工具搭乘直昇機抵達災區實施概略調查，完成基本測量控制點之設置與初步地形勘查工作。隨後第四河川局再乘直昇機由空中以 V8 攝影機進行崩塌區域空中攝影，並深入災區完成全區現況相片之拍攝，另委請航測所實施空中照相及數化處理等項作業，並整合相關資料製作必要圖表。88 年 9 月 29 日，第四河川局人員由搶通之山區道路繞道進入草嶺崩塌現場，進行簡易水位觀測系統之安裝測試，並將全區情形做一系列之記錄拍攝。期間除主動展開緊急處理與救災等相關工作，同時參酌專家學者現勘提出之建言，擬定緊急處理措施。88 年 10 月 23 日完成第一階段緊急因應工程，包括第一工區溢流水道堆築塊石及護坦整坡工、第二工區隔離土堤及防汛備石堆放、第三工區整坡消能工與攔沙壩填築等。第四河川局於 88 年 11 月完成緊急措施計畫書，內容包括--(1)資料蒐集與處理工作；(2)淹沒區警戒範圍之測定；(3)溢流水道及坡面整理：分二階段，第一階段包括上游段溢流水道、塊石鋪築、防災土堤、下游段溢流水道、靜水池、固床工、施工便道(含過水路面涵管埋設工程)。第二階段包括複式斷面修築、下游崩積土坡面消能處理；(4)監測、監視系統、警報系統；(5)攔砂壩建置及崩塌地防處理；(6)堰塞湖下游清水溪急需防洪工程；(7)緊急應變計畫：包括警戒區



劃定、緊急疏散通報系統、潰壩前後戒備措施、防災措施；(8)對策評估：包括崩塌土體自然安定性之分析評估、溢流及沖刷機制評估、人為安定方法之可靠度及其成本概估、蓄水可利用性評估、安全性及經濟效益評估；(9)聘請國內外專家等。

在進行了相關之緊急處理措施後，對於崩塌土體自然安定性之分析評估、草嶺殘坡安定分析、草嶺坡再度崩坍影響評估、草嶺殘坡安全處理對策、溢流及沖刷機制評估、人為安定方法之可靠度及其成本概估、蓄水可利用性評估、堆高崩坍土體增加堰塞湖之庫容其工程可行性及效益評估、安全性及經濟效益評估等主題，水利署已委託中興工程顧問公司於 89 年 4 月與 9 月分別評估完成並整理於“草嶺崩塌之處理對策評估”與“草嶺崩塌之處理對策評估(二)”等報告。而對於草嶺堰塞湖長期水資源利用可行性評估計畫，水利規劃試驗所擬定之評估項目與委託單位分別為：(1)草嶺潭堰塞湖長期水資源利用可行性評估(中興工程顧問公司)；(2)草嶺潭堰塞湖水資源運用分析(巨廷工程顧問公司)；(3)草嶺堰塞湖水工模型動床試驗及動床水理分析(交通大學)；(4)草嶺堰塞湖斷層追蹤與地震調查評估研究(交通大學)。上述報告均已完成並匯整為“草嶺堰塞湖長期水資源規劃總報告”(91 年 5 月)。

2.基本資料

崩塌堆積堰塞湖上游高度約 50 公尺(標高約 540 公尺)，集水區面積 162 平方公里，崩塌面積約 400 公頃，崩塌長度(沿河上下游)約 5 公里，崩塌土方約 1 億 2 千萬立方公尺，總積水容量約 4,300 萬立方公尺。本次地震發生大坍方之區域包覆過去舊坍方之所在，坍方區域之清水溪南岸為逆向坡，北岸則屬於極大規模之順向坡，配合岩層近乎垂直之節理，在強



烈地震下引發北岸極大規模之順向滑動破壞，地震加速度啟發岩塊之滑移，由坡頂下滑，位能迅速轉換成動能，巨大之能量使崩落之土石順勢高速滑動，大量之土石直衝清水溪對岸（南岸）坡腳，順勢衝上對岸之山壁，直至動能耗盡而形成最終之崩積，所造成之天然堆積在平行與垂直清水溪方向之中間處皆略呈 U 形。

3. 作業流程比對

以圖 A-1 堰塞湖形成後建議作業順序流程圖比對本災害之處置作為，其流程路線以粗線表示於圖 Y。

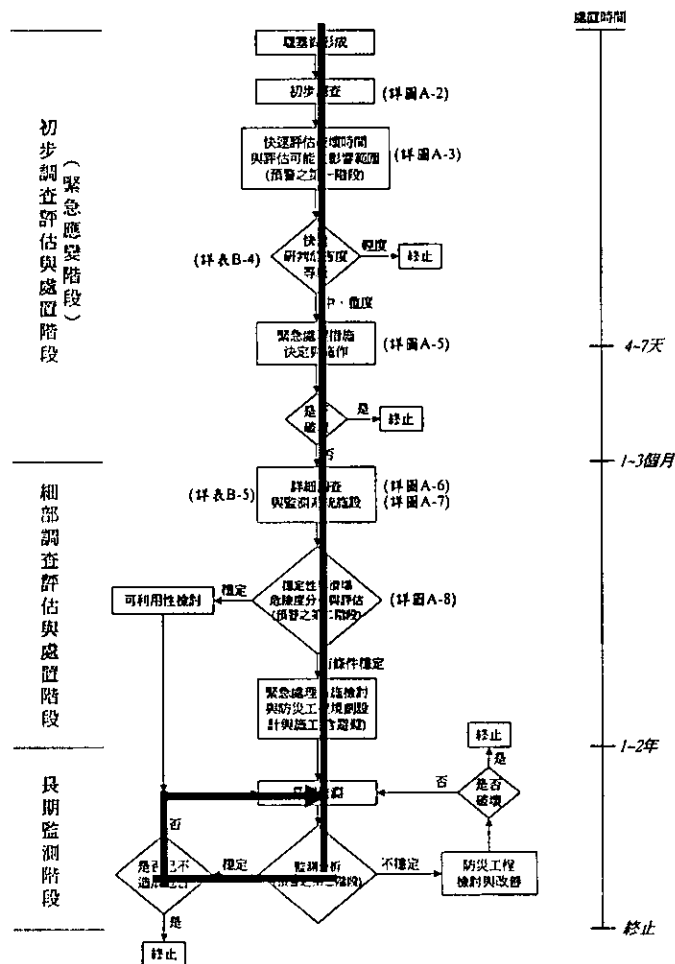


圖 Y 以圖 A-1 建議作業順序流程圖比對 88 年草嶺潭堰塞湖處置作為



4. 作業時間檢討

依圖 A-1 之流程，對於各階段之處置時間，本研究建議之初步調查與快速評估研判之時程應最好不要超過 4~7 天，必要之緊急工程措施亦應配合評估結果在 1~3 個月內完成；細部調查評估與永久性工程措施宜在 1~2 年內完成；長期監測工作則俟堰塞湖消滅(如上游來砂將湖填滿)或破壞後始可終止。以上述之標準檢視草嶺潭堰塞湖之作業時間，初步調查與評估時程無法由既有資料研判，而緊急工程措施自 88 年 9 月 21 日發生後不久即開始施作，於 88 年 10 月 23 日已完成第一階段緊急因應工程，包括第一工區溢流水道堆築塊石及護坦整坡工、第二工區隔離土堤及防汛備石堆放、第三工區整坡消能工與攔沙壩填築等，費時約 1 個月，時間掌握良好。而後續之細部調查與永久性工程措施亦均在 1~2 年內完成，符合圖 A-1 流程之建議處置時程。



附錄 E

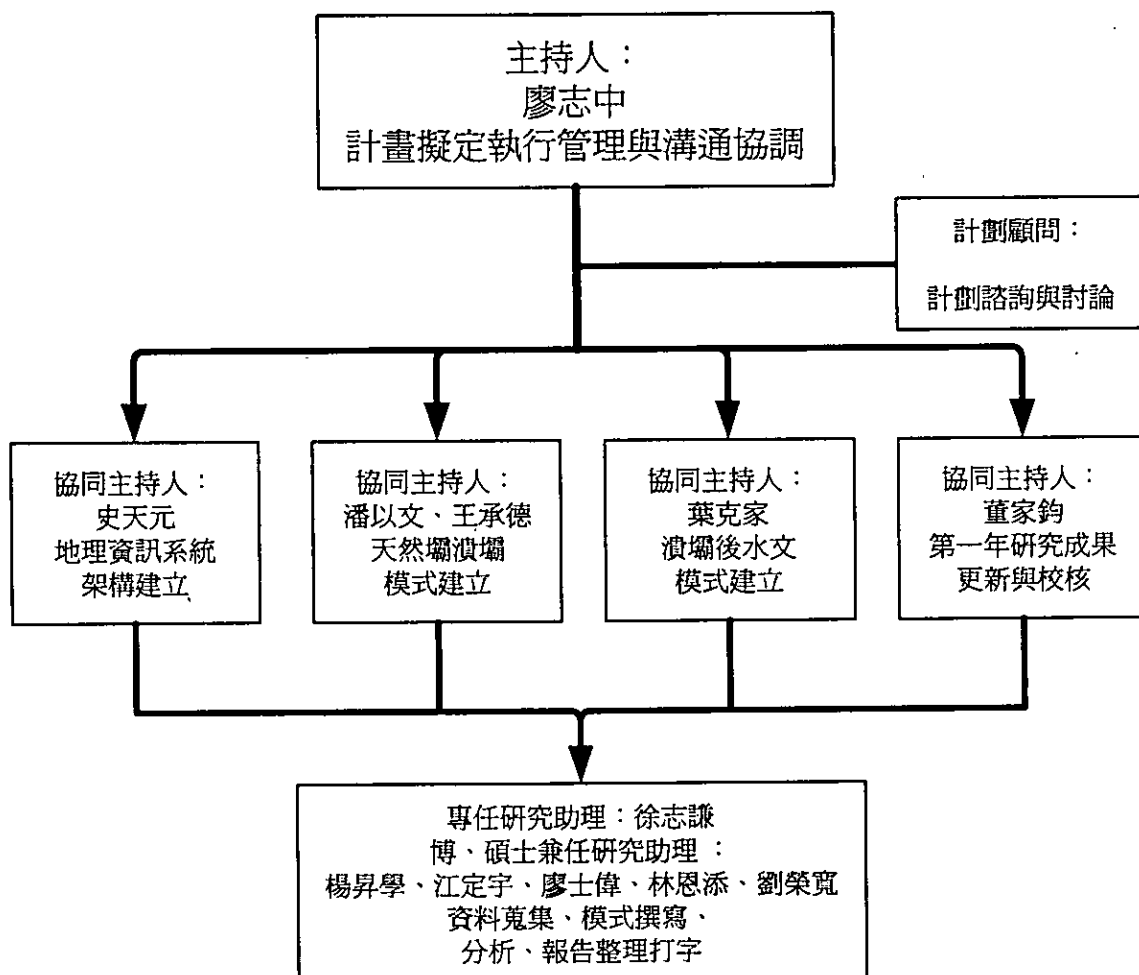
本計畫研究小組成員



第二年研究計畫參與成員

本計畫將由交通大學防災工程研究中心主任廖志中教授擔任計畫主持人，負責擬定計畫、進度管控、工作協調及成果整合；葉克家教授負責潰壩後之水文分析工作，及河川與堰塞湖相關性研究；潘以文教授與聯合大學土木工程系王承德助理教授負責天然壩破壞分析工作；史天元教授負責地理資訊系統之建構工作；此外中央大學應用地質研究所董家鈞助理教授負責第一年計畫研究成果校核。

本計畫各主要成員分組及所擔任之工作項目與與流程如下圖所示。



書名：堰塞湖引致災害防治對策之研究第二年研究成果報告

著者：經濟部水利署水利規劃試驗所

出版機關：經濟部水利署水利規劃試驗所

地址：台中縣霧峰鄉吉峰村中正路 1340 號

網址：<http://www.wrap.gov.tw/> 經濟部網址：<http://www.moea.gov.tw>

電話：(04)23304788

出版年月：民國 92 年 12 月

版次：第一版

工本費：800 元

展售處：同出版機關

GPN：1009204483