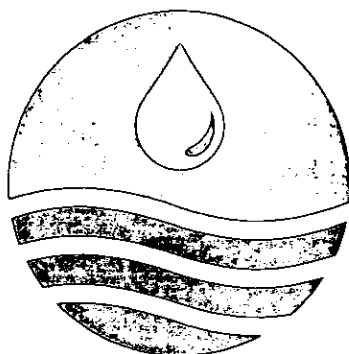


堰塞湖引致災害防治對策之研究

總報告

Study on the Disaster Mitigation Strategies for Landslide Dams



經濟部水利署水利規劃試驗所

中華民國九十三年十二月

目 錄

目錄.....	I
圖目錄.....	V
表目錄.....	X
照片目錄.....	XII
摘要.....	摘-1
Abstract.....	Abstract-1
結論與建議.....	結-1
第壹章 前言.....	1
一、計畫緣起.....	1
二、計畫目標.....	2
三、委託工作內容與範圍.....	5
(一)第一年工作項目及內容.....	5
(二)第二年工作項目及內容.....	5
(三)第三年工作項目及內容.....	6
四、總報告內容說明.....	7
第貳章 堰塞湖基本特性與案例簡介.....	8
一、何謂堰塞湖.....	8
二、堰塞湖類型.....	8
三、堰塞湖案例簡介.....	12
(一)台灣案例.....	12
(二)世界案例.....	21
第參章 堰塞湖形成預測與破壞機制.....	27
一、形成位置與形成時機.....	27
(一)堰塞湖形成位置.....	27
(二)堰塞湖形成時機預測.....	31
二、堰塞湖破壞機制與存在時間.....	34
(一)破壞機制.....	34

(二)存在時間	36
第肆章 堰塞湖形成後建議處理程序	38
一、初步調查評估與處置階段	38
二、細部調查評估與處置階段	39
三、長期監測階段	40
第伍章 堰塞湖調查	63
一、初步調查與詳細調查	63
(一)調查時機	63
(二)調查項目	63
(三)調查規劃研擬	65
二、調查方法介紹與適用性	76
(一)現地或航空測量	76
(二)地質調查	78
三、調查成果之代表性問題	81
四、調查與監測系統之協調整合	81
五、調查與分析評估之界面	81
六、調查與工程處理對策之界面	82
第陸章 分析與評估	96
一、快速評估與詳細評估	96
二、天然壩壩體穩定性	96
(一)堰塞湖破壞機制	96
(二)堰塞湖天然壩壩體穩定性評估	97
三、堰塞湖壽命預測	99
(一)由天然壩壩體體積推估天然壩壽命	99
(二)由溢頂時間推估因溢流而造成壩體破壞之天然壩壽命	100
(三)分離溢頂效應後由天然壩長高比推估天然壩壽命	101
四、天然壩潰壩潰口變化與流出量分析	103
五、可能影響範圍分析	103
(一)上游迴水淹沒區域	103

(二)萬一潰決時下游洪泛區域.....	103
六、堰塞湖對河川系統長期性影響.....	105
七、可利用性檢討.....	105
第七章 預警系統與監測、監視.....	107
一、堰塞湖災害預警.....	107
(一)預警分段.....	107
(二)預警內容與方式.....	107
二、監測對象與規劃.....	111
(一)監測對象.....	111
(二)監測規劃.....	112
三、監測感測器之選擇.....	113
(一)監測感測器選擇方式.....	113
(二)監測感測器優缺點比較.....	116
四、傳輸問題.....	117
五、調查與監測系統之協調整合.....	118
六、監測結果與工程處理措施之介面.....	119
七、監測結果與緊急應變措施間之介面.....	119
第八章 工程處理.....	120
一、緊急工程與永久工程.....	120
(一)緊急工程措施.....	120
(二)緊急處理措施檢討與防災工程規劃設計施工.....	120
二、工程處理之分階段整體規劃.....	123
三、工程處理與調查、分析評估以及監測成果之介面.....	124
第九章 草嶺潭與九份二山堰塞湖案例分析成果.....	125
一、草嶺潭堰塞湖案例分析與評估結果.....	125
(一)天然壩潰決模擬與穩定分析.....	125
(二)天然壩潰口變化與潰壩流出量分析.....	129
(三)災害危險度與危害潛勢分析.....	144
(四)天然壩壓迫河道對河川型態改變及河道變遷.....	151

(五)上游來砂對堰塞湖存在年限影響.....	166
二、九份二山堰塞湖案例分析與評估結果.....	168
(一)天然壩穩定分析.....	168
(二)天然壩潰口變化與潰壩流出量分析.....	169
(三)災害危險度與危害潛勢分析.....	177
(四)天然壩壓迫河道對河川型態改變及河道變遷.....	182
第拾章 堰塞湖地理資訊系統整合介面研發與案例建置.....	186
一、研發建置構想.....	186
(一)GIS 規劃架構.....	186
(二)程式發展構想.....	188
二、建置成果.....	189
(一)基本資料庫圖層規劃.....	189
(二)資料蒐集分析建置、驗證及展示.....	190

參考文獻

附錄 A 研究計畫參與成員

圖目錄

圖 1.1	本計畫整體工作執行構想圖(第一年).....	3
圖 1.2	本計畫整體工作執行構想圖(第二、三年).....	4
圖 2.1	依堰塞湖天然壩與河谷相關性分類說明圖.....	9
圖 2.2	堰塞湖形成誘因分佈長條圖.....	10
圖 2.3	台灣近期堰塞湖分佈圖.....	14
圖 2.4	世界各國堰塞湖位置分佈圖.....	21
圖 2.5	中國地區堰塞湖分佈情形(柴賀軍等人, 2000).....	23
圖 2.6	日本地區堰塞湖分佈情形(田畑茂清等人, 2002).....	24
圖 3.1	堰塞湖形成位置預測建議評估流程圖.....	29
圖 3.2	崩塌型態屬順向坡滑動之天然壩幾何形狀之推估方法.....	29
圖 3.3	天然壩破壞方式—壩頂溢流破壞示意圖(高橋·匡, 1988).....	34
圖 3.4	天然壩破壞方式—邊坡破壞示意圖(高橋·匡, 1988).....	35
圖 3.5	天然壩破壞方式—溯源沖刷破壞示意圖(高橋·匡, 1988).....	35
圖 3.6	堰塞湖的壽命 (Schuster and Costa, 1986).....	37
圖 3.7	堰塞湖壽命分佈長條圖.....	37
圖 4.1	堰塞湖形成後建議作業順序流程圖.....	41
圖 4.2	初步調查作業流程圖.....	42
圖 4.3	快速評估作業流程圖.....	42
圖 4.4	初步調查建置資料與快速評估項目關聯圖.....	43
圖 4.5	緊急處置作業流程圖.....	44
圖 4.6	詳細調查流程圖.....	45
圖 4.7	監測系統施設項目流程圖.....	45
圖 4.8	穩定性與潰壩危險度評估流程圖.....	46
圖 4.9	工程處理方案決定流程圖.....	47
圖 4.10	長期監測流程圖.....	48
圖 5.1	摩擦角分佈圖.....	69

圖 6.1	堰塞湖天然壩破壞機制示意圖(高橋保等,1988).....	96
圖 6.2	無因次阻塞指標(DBI)定義圖(Ermini & Casagli,2003).....	99
圖 6.3	堰塞湖容積與壽命關係圖(虛線為天然壩壽命為一天者).....	100
圖 6.4	長高比與(壽命 vs 容量/平均流量)正規化關係圖	102
圖 7.1	TDR 邊坡自動化監測擷取系統.....	115
圖 9.1	天然壩體內之有效應力分佈圖 (當水位為 526 公尺時)	126
圖 9.2	以 FLAC 模擬潰決過程中壩體縱斷面變化	126
圖 9.3	利用 FLAC 程式分析民國 88 年草嶺潭天然壩體內之有效主應力比 ($\sigma'1/\sigma'3$)分佈圖.....	127
圖 9.4	民國 88 年草嶺潭堰塞湖以 FLAC/SLOPE 程式分析邊坡穩定之安全 係數值與壩體內最大剪應變率之分佈圖.....	128
圖 9.5	案例 C1~C3 上游邊界條件	130
圖 9.6	案例 C1~C3 下游邊界條件	130
圖 9.7	案例 B1~B3 上游邊界條件	131
圖 9.8	案例 B1~B3 下游邊界條件	131
圖 9.9	案例 D1~D3 上游邊界條件.....	131
圖 9.10	案例 D1~D3 下游邊界條件.....	132
圖 9.11	200 年洪水潰壩下(方案 C1、C2、C3)不同潰壩延時潰口流量歷線 比較圖	137
圖 9.12	民國 68 年萊迪颱風上游入流歷線.....	140
圖 9.13	民國 90 年桃芝納莉颱風上游入流歷線.....	140
圖 9.14	民國 93 年敏督利颱風上游入流歷線.....	141
圖 9.15	68 年潰壩流量歷線.....	142
圖 9.16	68 年潰壩潰口變化.....	142
圖 9.17	90 年桃芝納莉颱風潰口流量歷線.....	143
圖 9.18	90 年桃芝納莉颱風潰口變化.....	143
圖 9.19	晴天潰壩(Q0)、100 年 (Q100) 及 200 年 (Q200) 洪水出流歷線 (0.5hr).....	145
圖 9.20	晴天潰壩、 100 年及 200 年洪水出流歷線(1 hr)	146
圖 9.21	民國 68 年草嶺潰壩經由 BREACH 模式洪水出流歷線	146

圖 9.22	民國 93 年敏督利颱風洪之潰口出流歷線.....	146
圖 9.23	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	148
圖 9.24	68 年草嶺歷史潰壩流量重現，對下游之危險潛勢分析	148
圖 9.25	桶頭橋至龍門大橋間河段漫淹情況.....	149
圖 9.26	龍門大橋下游河段（左岸越堤）	149
圖 9.27	鯉南社區河段（左岸越堤），百家春至泉州寮（右岸越堤）	149
圖 9.28	泉州寮河段（右岸越堤）	150
圖 9.29	鯉魚社區至鯉魚大橋河段（左岸越堤）	150
圖 9.30	南雲大橋下游河段（右岸越堤）	150
圖 9.31	民國 90 年及 89 年崩塌區之粒徑組成分佈圖（實線部分為 90 年之 粒徑分佈）	153
圖 9.32	桶頭水文站實測懸浮質與流量關係圖.....	153
圖 9.33	輸砂公式研選之比較.....	154
圖 9.34	桃芝、納莉颱風洪之流量歷線.....	154
圖 9.35	桃芝、納莉颱風洪之水位歷線.....	154
圖 9.36	桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風洪之流量歷線.....	155
圖 9.37	桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風洪之水位歷線.....	155
圖 9.38	長期模擬之流量歷線.....	155
圖 9.39	長期模擬之水位歷線.....	156
圖 9.40	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）	156
圖 9.40（續）	民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料（潰口下游 150 至 300m）	156
圖 9.40（續）	民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料（潰口下游 400 至 600m）	157
圖 9.41	90 年桃芝、納莉颱風洪之模擬結果（上游段）	160
圖 9.41（續）	90 年桃芝、納莉颱風洪之模擬結果（下游段）	160
圖 9.42	桃芝、納莉與、敏督利、艾利颱風洪之模擬結果（上游段）	160
圖 9.42（續）	桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風洪之模擬結果（下游段）	161

圖 9.43	十年長期模擬結果 (上游段)	161
圖 9.43 (續)	十年長期模擬結果 (上游段)	161
圖 9.44	模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第一階段).....	162
圖 9.45	模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第二階段).....	162
圖 9.46	模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第三階段).....	162
圖 9.47	布倫 (Brune) 因砂曲線圖	167
圖 9.48	利用 FLAC 程式分析民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩體內之有效 主應力比($\sigma'1/\sigma'3$)分佈圖.....	168
圖 9.49	民國 88 年九份二山堰塞湖邊坡穩定分析之安全係數值與壩體內最 大剪應變率之分佈圖	169
圖 9.50	案例 E1~E2 上游邊界條件.....	170
圖 9.51	案例 E1~E2 下游邊界條件.....	171
圖 9.52	案例 F1~F2 上游邊界條件	171
圖 9.53	案例 F1~F2 下游邊界條件	171
圖 9.54	50 年洪水潰壩下(方案 F1、F2)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖	172
圖 9.55	25 年洪水頻率上游入流歷線.....	175
圖 9.56	50 年洪水頻率上游入流歷線.....	175
圖 9.57	50 年洪水頻率潰口流歷線.....	176
圖 9.58	50 年洪水頻率潰口變化.....	176
圖 9.59	九份二山堰塞湖由 BREACH 模式所得之洪流歷線	177
圖 9.60	50 年重現期距之危險潛勢分析.....	180
圖 9.61	北山坑溪與南港溪交匯處 (左圖為洪水到達前)	181
圖 9.62	韭菜湖溪與北山坑溪之交匯 (右下方為南港村)	181
圖 9.63	韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 25 年洪水下之底床變化(上 游).....	184
圖 9.63 (續)	韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 25 年洪水下之底床變 化(下游)	185
圖 9.64	韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 50 年洪水下之底床變化	185

圖 10.1	系統主功能表.....	199
圖 10.2	系統之「檔案」管理功能表.....	200
圖 10.3	各區等高線功能表.....	201
圖 10.4	各區等高線功能表.....	201
圖 10.5	系統展示九份二山地震前後地形圖.....	202
圖 10.6	系統展示九份二山地震前後航照正射影像圖.....	203
圖 10.7	系統展示九份二山地震前數值高程影像.....	203
圖 10.8	地形變遷分析.....	204
圖 10.9	快速熱鍵功能表.....	204
圖 10.10	外部程式功能表.....	205
圖 10.11	外部程式功能表.....	206
圖 10.12	外部程式功能表.....	206

表目錄

表 2-1	堰塞湖之大小等級劃分標準	11
表 2-2	堰塞湖快速評估之危害度等級劃分標準	12
表 2-3	台灣近期堰塞湖資料表	13
表 3-1	清水溪草嶺地區堰塞湖形成特徵分析	30
表 3-2	清水溪草嶺地區堰塞湖形成潛勢分析結果	31
表 3-3	堰塞湖外在誘因觸發條件整理表	33
表 4-1	基本資料蒐集內容與來源	48
表 4-2	現場勘查建議表格記錄樣式(各欄位說明見表 4-3).....	49
表 4-3	表 4-2 中各欄位說明	52
表 4-4	堰塞湖快速評估之危害度等級劃分標準	55
表 4-5	堰塞湖詳細調查綜合資料建檔記錄表(各欄位說明見表 4-6).....	55
表 4-6	表 4-5 中各欄位說明	59
表 5-1	初步調查項目	64
表 5-2	詳細調查項目(修改自日本建設省，1992).....	65
表 5-3	崩積土參數匯整表	70
表 7-1	監測項目及感測器	114
表 7-2	傳輸系統優劣比較表	118
表 9-1	FLAC 程式模擬潰壩過程時所需彈塑性參數資料及參數設定.....	125
表 9-2	FLDWAV 草嶺堰塞湖模擬方案	129
表 9-3	草嶺堰塞湖潰壩模擬各案例基本資料	129
表 9-4	草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理成果	134
表 9-4 (續 1)	草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理成果	135
表 9-4 (續 2)	草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理成果	136
表 9-5	草嶺堰塞湖方案 C1 中各 F1 值與可執行模擬曼寧 n 範圍	138

表 9-6	BREACH 草嶺堰塞湖模擬方案	139
表 9-7	民國 68 年潰壩模擬案例基本資料	139
表 9-8	民國 88 年潰壩模擬案例基本資料	139
表 9-9	根據 FLDWAV 及 BREACH 模式之洪流歷線結果進行模擬.....	144
表 9-10	清水溪各斷面河床質平均粒徑及代表粒徑成果表 (67 年)	157
表 9-11	長期模擬之颱風名稱與年份	158
表 9-12	颱風模擬結果 (單位: m)	163
表 9-12 (續)	颱風模擬結果 (單位: m)	164
表 9-12 (續)	颱風模擬結果 (單位: m)	165
表 9-13	草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位: 百萬立方公尺)	167
表 9-14	FLDWAV 九份二山堰塞湖模擬方案	170
表 9-15	九份二山堰塞湖潰壩模擬各案例基本資料	170
表 9-16	九份二山堰塞湖方案 E1、F1(潰壩延時 0.5 小時)之水理成果...	173
表 9-17	BREACH 模擬方案(九份二山)	174
表 9-18	九份二山堰塞湖潰壩模擬案例基本資料	174
表 9-19	SOBEK 模式模擬結果	179
表 9-20	九份二山顆粒粒徑分布	183
表 10-1	基本資料庫圖層規劃	189
表 10-2	草嶺潭資料庫蒐集清單	191
表 10-3	九份二山資料庫蒐集清單	196

照片目錄

照片 2.1	丹大溪堰塞湖崩塌區與堰塞湖遠照(林務局提供).....	16
照片 2.2	崩塌區近照，照片下方為堰塞湖(林務局提供).....	16
照片 2.3	地震後之草嶺潭航照 1999/09/24	18
照片 2.4	桃芝颱風後的草嶺潭航照 2001/08/01	18
照片 2.5	草嶺潭 2002/10/29 航照	18
照片 2.6	九份二山崩塌殘坡.....	20
照片 2.7	九份二山堰塞湖(左上為韭菜湖，右下為澀子坑湖).....	20

摘要

一、計畫目標與工作範圍

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與編製防救災作業手冊。

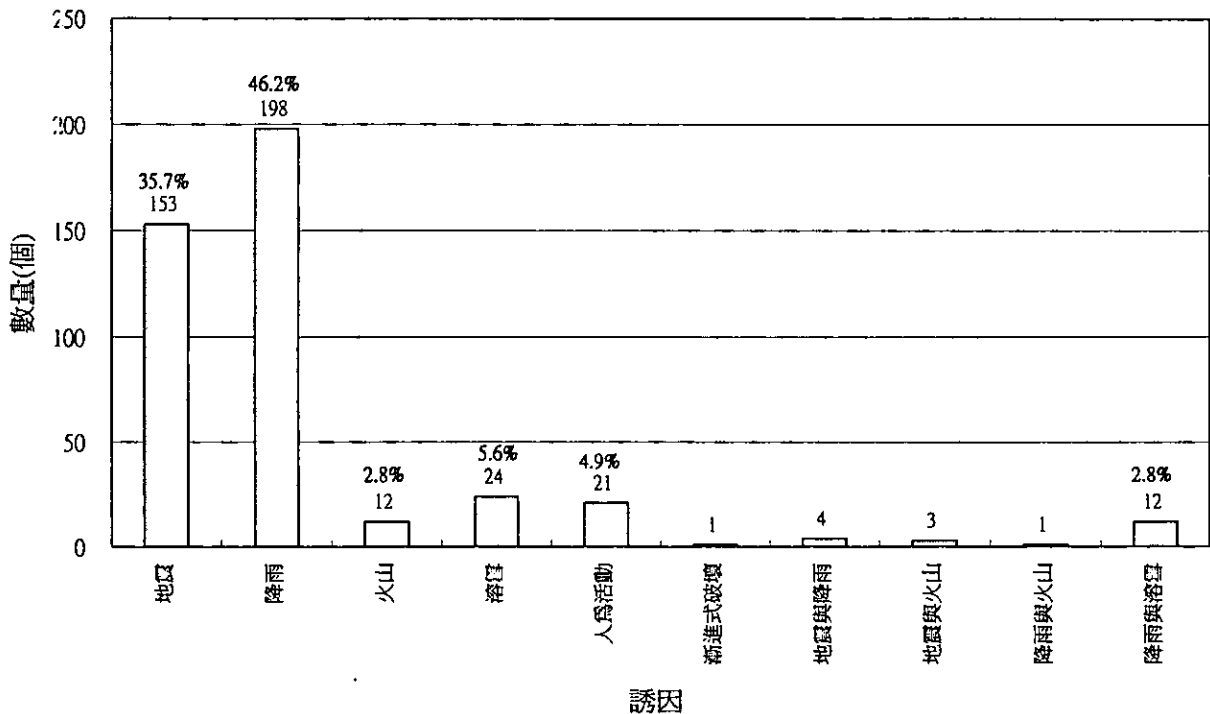
經濟部水利署水利規劃試驗所鑒於國內以往對於堰塞湖之成因、預測、及堰塞湖形成後之監測、預警及處理尚無有系統之研究，自九十一年至九十三年研擬委辦“堰塞湖引致災害防治對策之研究”計畫，其中第一年度計畫已依採購法經由公開評審，由國立交通大學防災工程研究中心(以下簡稱本中心)執行此研究案，而第二、三年度計畫亦經水利規劃試驗所認可，由本中心延續承辦此研究案。

本計畫為三年之延續性計畫，第一年（九十一年度）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（九十二年度）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（九十三年度）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，完成堰塞湖防災作業手冊。本總報告書即針對第一年度、第二年度與第三年度計畫相關內容綜合整理而提出。

二、堰塞湖成因與類型

(一)誘因

發生堰塞湖的誘因包括降雨、地震、火山爆發、降雪、河道沖刷、冰河崩解等；根據本研究進行之世界各地 429 個堰塞湖案例，其誘因統計結果，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。而在台灣，除草嶺潭堰塞湖外，近期堰塞湖紀錄多集中在九二一大地震發生後所形成之十餘個堰塞湖，故近期台灣堰塞湖誘因主要為地震，其次為降雨，組成材料則多為順向坡滑動或崩落之岩塊堆積而成。



摘圖一 堰塞湖形成誘因分佈長條圖

(二)堰塞湖之規模

本研究利用案例統計與迴歸分析結果，歸納出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。若將台灣近期發生堰塞湖案例以摘表一劃分大小等級，結果顯示草嶺潭與九份二山澀子坑溪堰塞湖屬於大型外，其他則屬中小型。

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	$S \geq 10$	$H \geq 35$	$V \geq 3$

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。

(三)堰塞湖之危害度

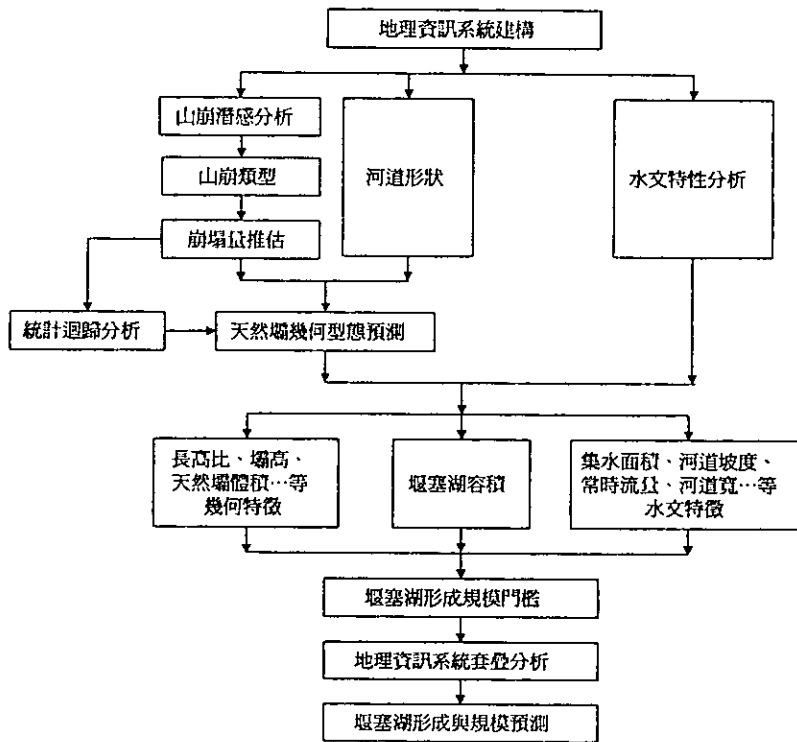
堰塞湖之危害度快速評估方式係將堰塞湖之危害度分為三級，於堰塞湖形成後立即進行快速評估。三級包括輕度、中度與重度危害，劃分標準詳見摘表二。

摘表二 堰塞湖快速評估之危害度等級劃分標準

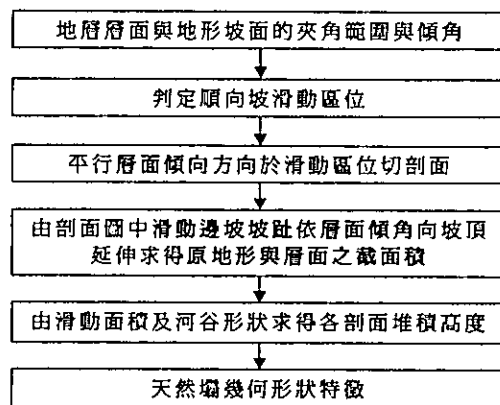
危害度等級	分級條件	說明
輕度	須同時滿足下列 2 個條件： 1. 堰塞湖容量小於 1 百萬立方公尺且壩高小於 5 公尺且壩體體積小於 20 萬立方公尺 2. 上、下游淹沒區沒有重要保全對象	1. 符合危害度為輕度之分級條件，代表堰塞湖災害規模不大，且上、下游淹沒區無重要保全對象 2. 堰塞湖並無處理之必要性
中度	不歸類於輕度與重度之分級條件者	1. 符合危害度為中度之分級條件，代表堰塞湖災害介於輕度與重度之間 2. 應監控災害之後續發展 3. 可進行簡易之工程措施(如開挖排水道或移除土方等)
重度	須同時滿足下列 2 個條件： 1. 堰塞湖容量大於 1 千萬立方公尺或壩高大於 35 公尺或壩體體積大於 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。

三、堰塞湖形成與存在性評估

本研究建議採用之堰塞湖形成與存在性評估概念主要分為三部份，包括預測山崩形成天然壩之幾何與力學特徵、水文特徵及天然壩與河道幾何特徵，評估流程如摘圖二。為說明上述流程，本研究將摘圖二簡化，以崩塌型態屬順向坡滑動之天然壩提出其幾何形狀推估法，並以 88 年草嶺地區與九份二山地區作為檢核案例。分析結果發現如能配合大比例尺之地形調查與地質調查，即能估算堰塞湖於河谷系統中何處較易產生。



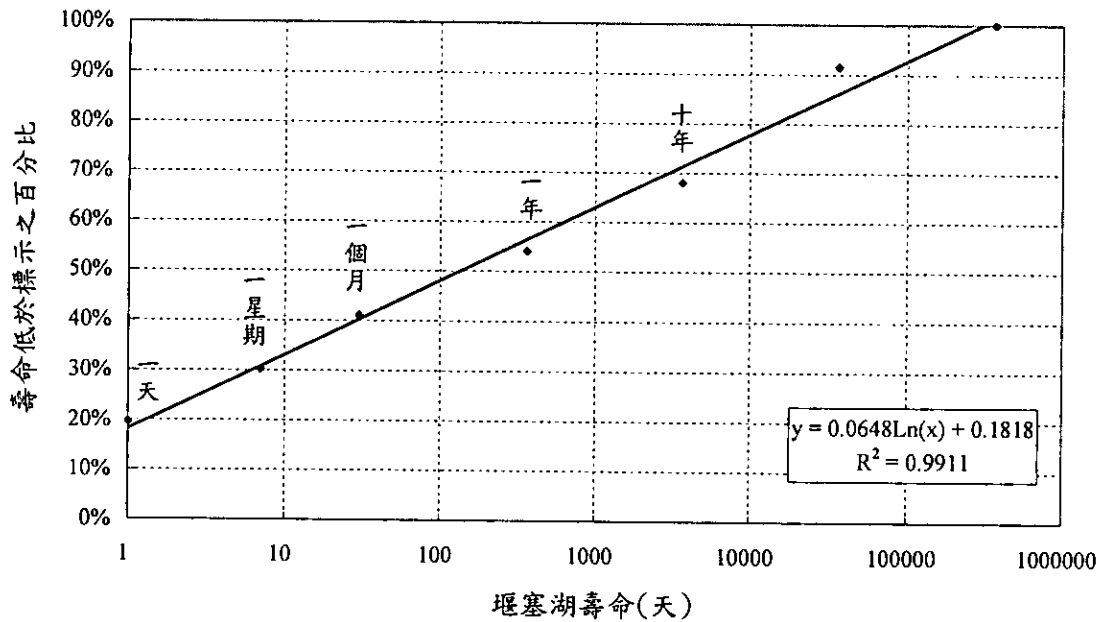
摘圖二 堰塞湖形成位置預測建議評估流程图



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

四、堰塞湖壽命

根據案例蒐集結果統計 285 個案例，歸納出堰塞湖壽命分佈如摘圖四所示。由分佈情形可知約有 20%之堰塞湖形成後，緊急處理時間不到 1 天，約有 30%之堰塞湖緊急處理時間不到 1 星期，約有 41%之堰塞湖處理時間不到 1 個月，約有 54%處理時間不到 1 年。



摘圖四 堰塞湖壽命分佈圖

在本研究中提出三種推估堰塞湖壽命預測方式，第一種為由溢頂時間推估因溢流而造成壩體破壞之天然壩壽命，第二種為由天然壩壩體體積推估天然壩壽命，第三種為分離溢頂效應後由天然壩長高比推估天然壩壽命。上述三種方法均可快速評估堰塞湖壽命，又以第一種方法較準確且保守。茲將第一種方法由溢頂時間推估因溢流而造成壩體破壞之天然壩壽命方法說明如下：

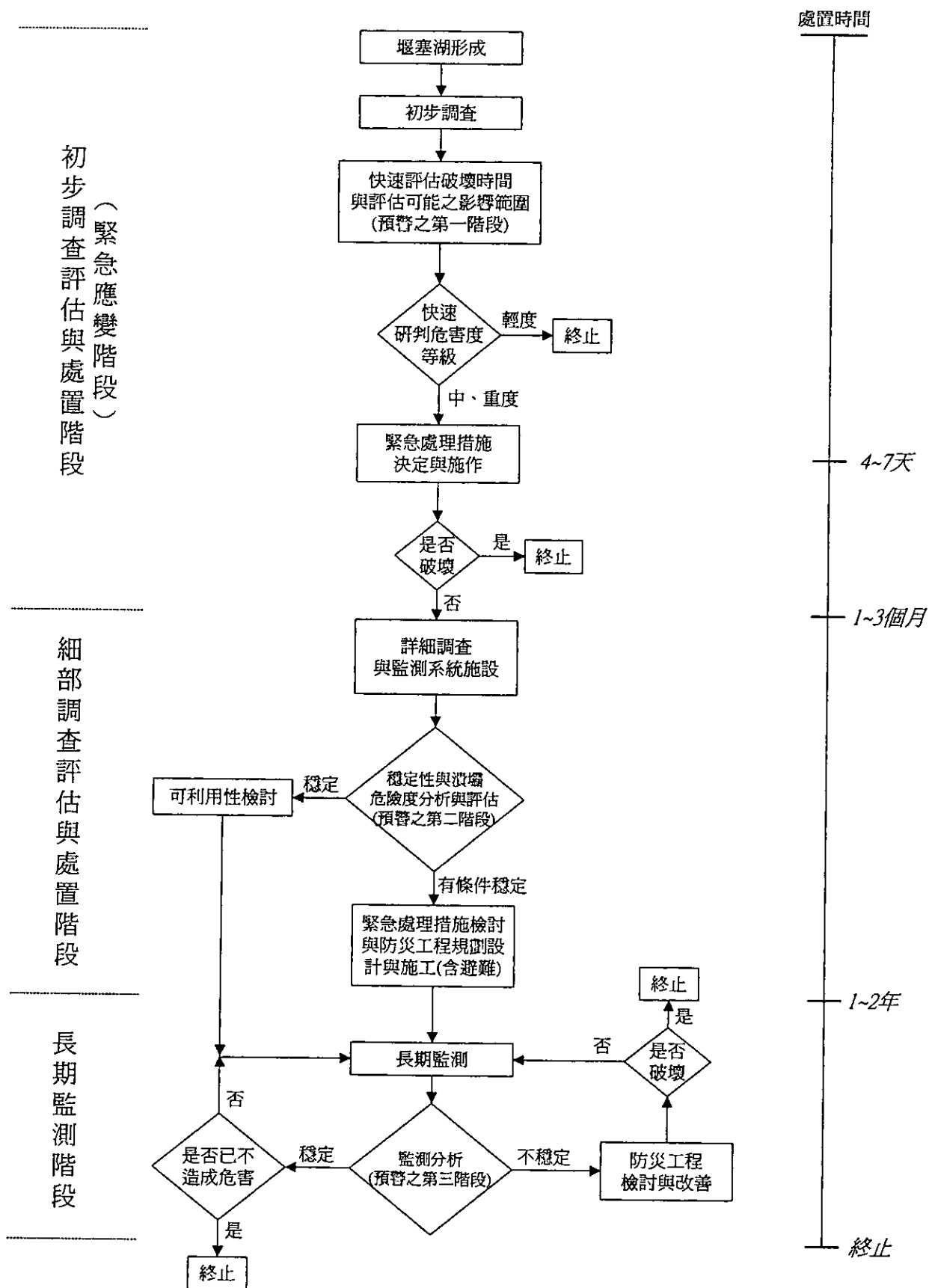
依高橋保(1988)之研究，影響堰塞湖天然壩體破壞方式的因子計有壩頂溢流沖蝕、邊坡滑動潰決與漸近破壞等三種方式。依 Schuster(1995)之研究，在 202 各天然壩破壞案例中，有 197 個因溢流，4 個因管湧，1 個因下游面沖刷而造成破壞。故在排除壩體不穩定破壞以及直接沖刷破壞後，較重要之破壞機制為溢頂破壞，當溢頂破壞所需時間愈短，預警以及緊急處理時間即愈短。

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。

五、堰塞湖形成後處理程序

堰塞湖形成後處置作業可分為初步調查評估階段(緊急應變階段)、細部調查評估階段與長期監測階段。堰塞湖形成後建議之作業流程如摘圖五，完整說明見另一本報告書堰塞湖防災作業手冊。

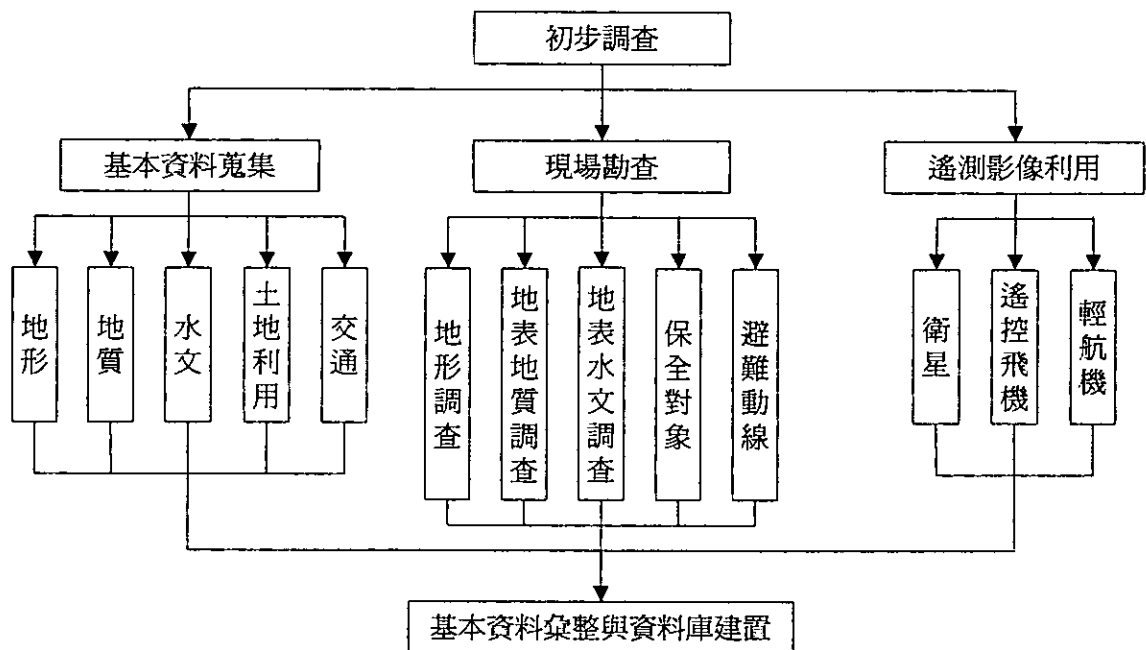


摘圖五 堰塞湖形成後建議作業順序流程圖

六、堰塞湖調查

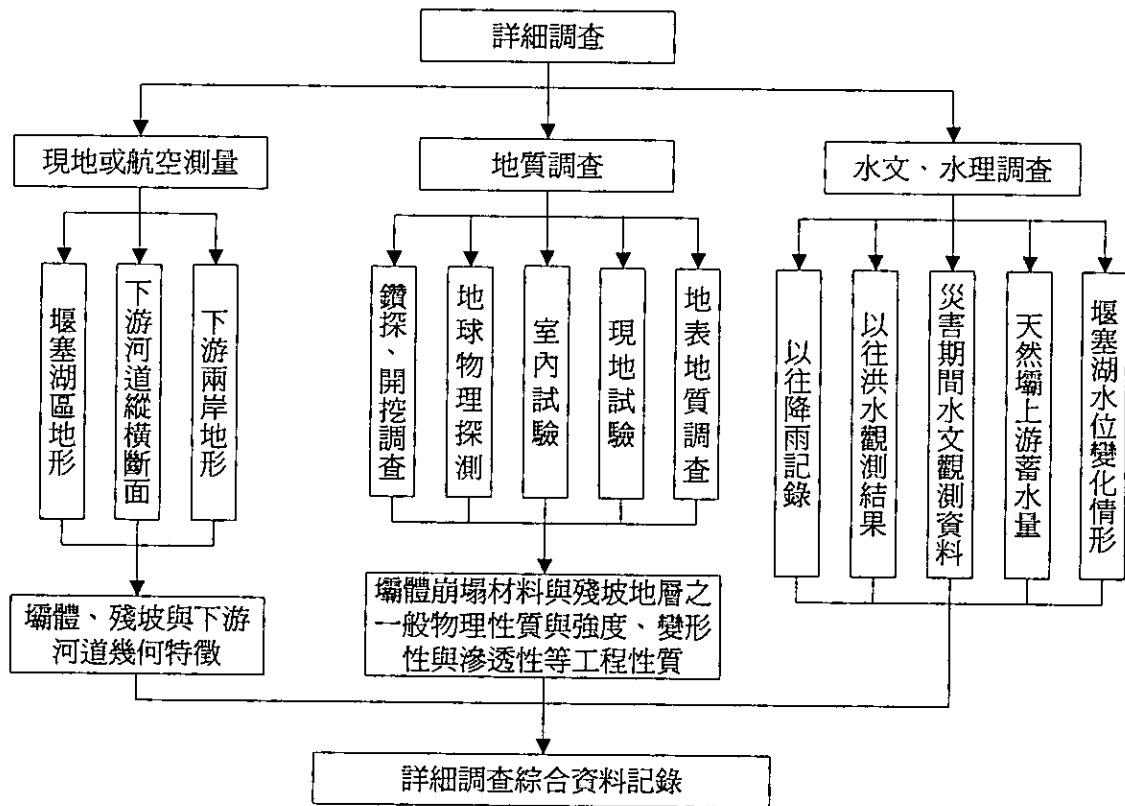
堰塞湖之調查工作在本研究中可分初步調查與詳細調查等不同階段。所謂初步調查係指堰塞湖災害現場之初步勘查與資料蒐集。在得知堰塞湖災害可能發生位置之情報後，即應立即展開基本資料蒐集與現場勘查之相關工作，並將蒐集與勘查所得資料加以彙整，以提供下一步分析時引用，其調查時間應在一週內完成。在經初步調查與評估分析後認為有需要更進一步了解壩體與殘坡之特性時，即進入詳細調查階段。所謂的詳細調查是以初步調查所蒐集之資料為基礎，利用較客觀準確的方式得到比初步調查更高精度且更廣泛的調查資料，同時藉由更完整之資料蒐集與大比例尺之地形測量等作為進一步分析之依據。

初步調查之內容詳摘圖六，包括基本資料蒐集、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。基本資料彙整包括彙整地形資料、地質資料、水文水理資料、土地利用資料（含交通設施）及受災狀況資料等。



摘圖六 初步調查作業流程圖

詳細調查係以初步調查所建置之資料為基礎，以更詳細且客觀之方式進行包括現場或航空測量、地質調查、水文與水理調查等，以利後續之詳細分析與評估作業，其包括內容詳摘圖七。



摘圖七 詳細調查作業流程圖

在進行地質調查作業時，由於堰塞湖天然壩由坍塌土體所組成，其材料變異性甚大，因此試坑開挖或鑽探所得到之土體代表性必須注意，室內試驗之重模土樣通常不包含現地大顆粒礫石，因此所得到之力學性質在使用上必須根據現地情形或現地試驗作適當的工程判斷。相反地，地球物理方法之取樣空間大，較具代表性，但由於崩塌土體之材料變異性大，對於震波與電探之施測與分析亦造成一定程度的困難。折射震測與表面波震測必須注意震源能量的問題，可搭配工程機具進行。傳統折射震測之分析假設速度漸增之分層，可利用較新的走時影像法 (Traveltime tomography) 考慮地層之深度與側向之變化，並與表面波震測之結果比較，綜合研判結果之合理性。

七、分析與評估

於初步調查評估與處置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相關分析，惟快速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。茲將一般分析評估之項目說明如下：

(一)天然壩壩體穩定性

1、數值程式

(1)壩頂溢流破壞：以數值模擬程式（如 FLAC）模擬壩頂因溢流而破壞之過程

(2)邊坡破壞：以數值模擬程式(如 PCSTABL 或 FLAC 或 FLAC/SLOPE) 檢核壩體邊坡穩定性

(3)壩頂溢流破壞：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(如使用 FLAC 等數值程式或監測數據求得)，臨界水力坡降(ic)則通常利用土壤之浸水單位重 γ' 與水單位重 γ_w 之比值來表示。

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 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。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。

(二)天然壩潰壩潰口變化與潰壩流出量分析

模擬潰壩時之潰口流量及潰口變化建議可用 BREACH 模式進行模擬。有關 BREACH 模式的敏感度，在 BREACH 模式參數對模擬結果之敏感度測試中，發現較敏感的參數有：(1)壩體材料的內部摩擦角。(2)當在模擬人工壩時，壩體坡面上覆蓋草皮的長度較敏感。(3)由山崩所形成的天然壩，其黏性強度與壩體形狀（上、下游坡度）較敏感。

(三)可能影響範圍分析

堰塞湖形成後，最直接發生之災害為上游迴水淹沒。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。

潰壩後潰壩波越堤之堤內淹水建議以 SOBEK 模式模擬；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。

(四)堰塞湖對河川系統長期性影響

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，其中長期河道沖淤建議以 GSTARS 模式模擬之。

(五)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。可利用性檢討建議評估內容包括短期水資源利用方案研擬及規劃（取水工程佈置、費用等）、長期水資源利用方案研究（取水、蓄水工程佈置規劃、費用等）、建壩技術可行性分析、建壩方案研究及工程規劃、長期利用可行性、發展觀光資源之效益等。

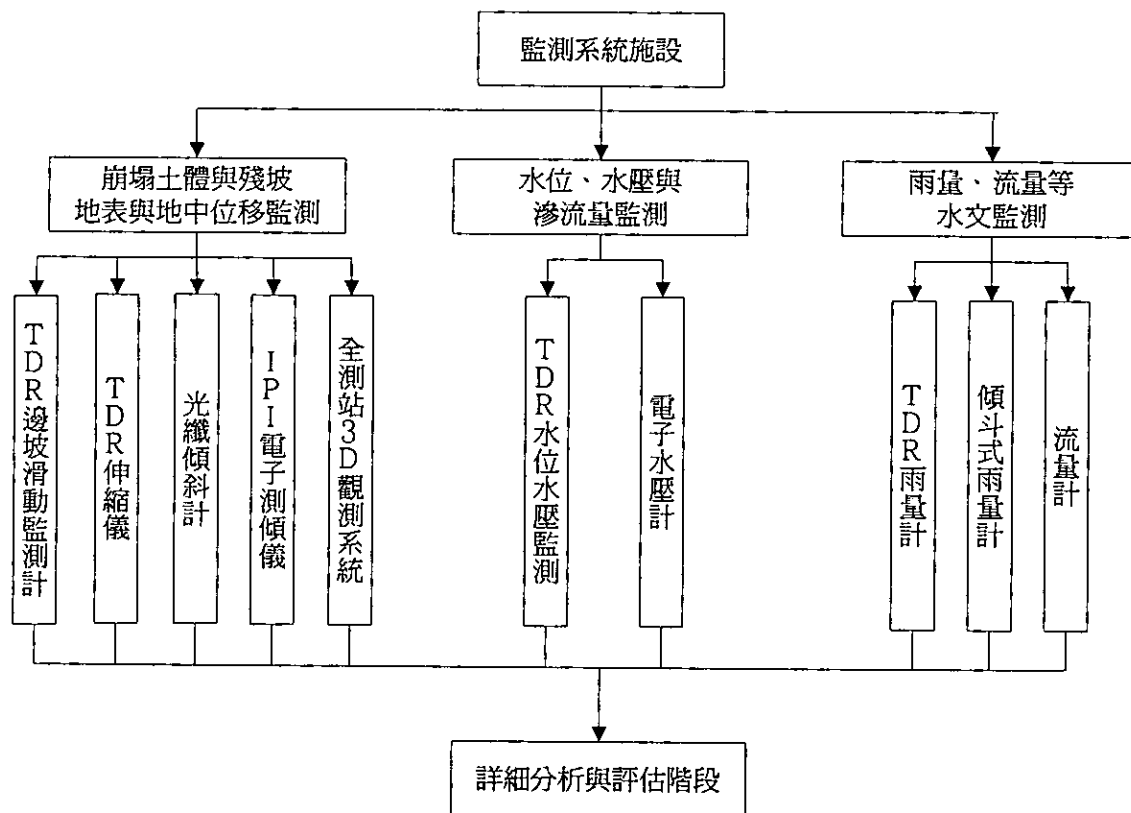
長期利用應妥善考量上游來砂對堰塞湖存在年限之影響。堰塞湖之壽命除與其壩體強度有關外，就水利觀點，常以堰塞湖淤滿所需之時間稱之。淤滿時間與堰塞湖之蓄水體積、上游入流量、上游來砂量

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。若預期上游來砂量將在短短數年內即淹滿堰塞湖，則堰塞湖基本上不太具有可利用性，無論水資源利用或是發展觀光資源均不適宜。

八、預警系統與監測、監視作業

預警第一階段在於事先了解堰塞湖可能區域之資訊，第二階段配合調查工作之項目，最後第三階段配合長期監測結果進行預警，而監測資料的分析，包含根據經驗及現象模擬與預測兩大類。崩塌預警基準制定之模式一般可分為根據經驗及現象模擬與預測兩大類。兩類均可利用直接或間接壩體崩塌徵兆物理量作為預警項目，然其現象模擬模式則有所不同，可區分為直接位移預測模式及間接崩壞預測模式。

監測工作分為調查階段以及長期監測兩階段，前一階段配合調查項目進行監測，一方面提供額外的反算參考資料，同時建立安全預警措施；長期監測資料主要提供參考分析，以建立長期預警階段發佈原則。監測系統之量測項目與儀器種類詳摘圖八。



摘圖八 監測儀器量測項目與種類

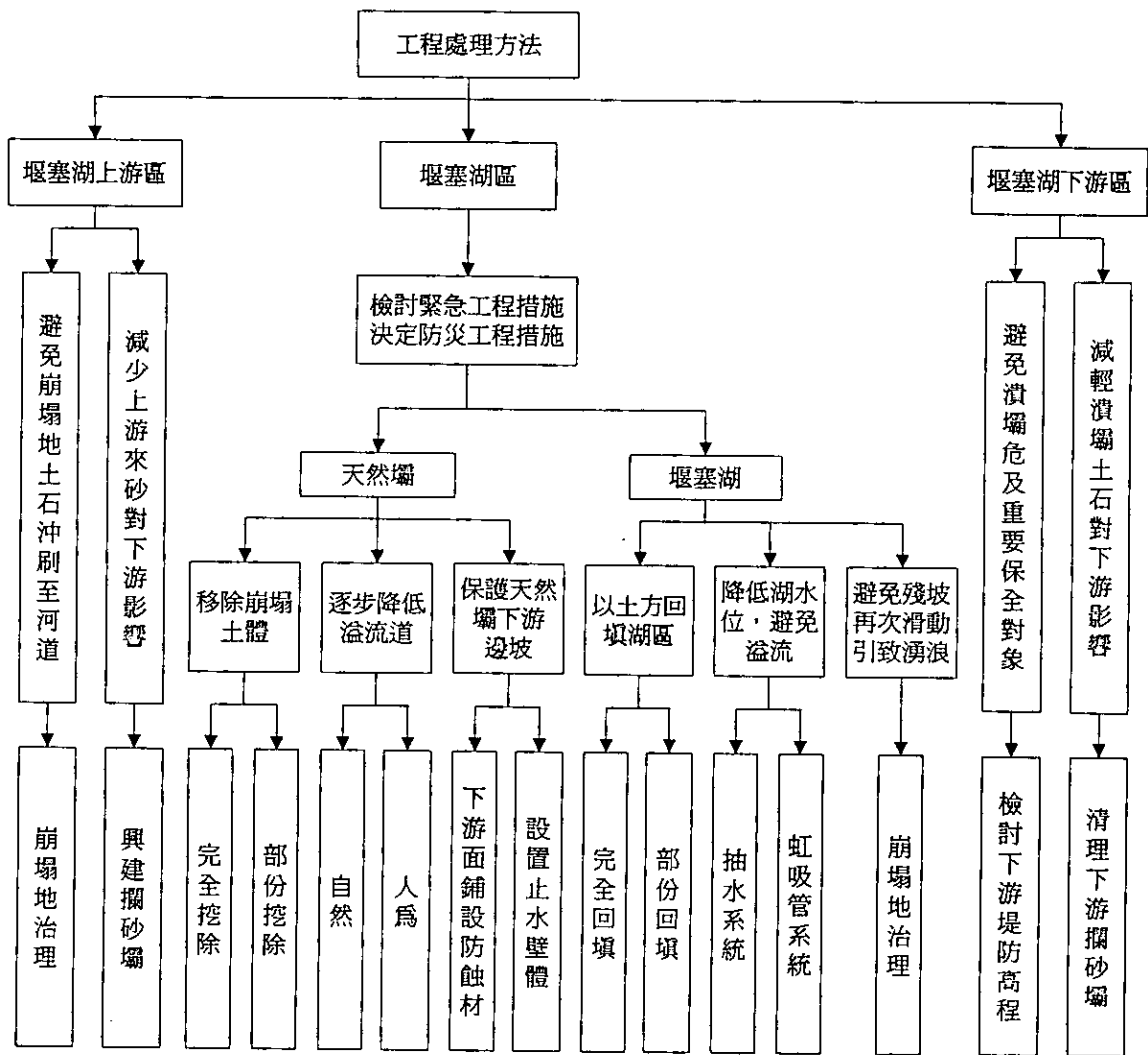
初步調查階段中，以基本資料之收集為主，由於當地地層可能尚未穩定，因此研判其壩體或殘坡之初步狀況得依其相對位移程度以及水位高度作為一重要參考，因此在監測規劃中，應針對範圍性相對位置資料，以人為監測或是航空、遙測方式進行，配合水文、水理調查，進一步作為預警參考。

在詳細調查與長期監測階段，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。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。

九、工程處理

考量緊急工程措施的狀況，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。依據統計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。而降低堰塞壩因溢頂致使下游急速淘刷之趨勢，除可延長潰壩延時，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。

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。對於堰塞湖防災工程，可分為堰塞湖上游區、堰塞湖區與堰塞湖下游區等區域，決定流程與方案選擇如摘圖九。



摘圖九 工程處理方案決定流程圖

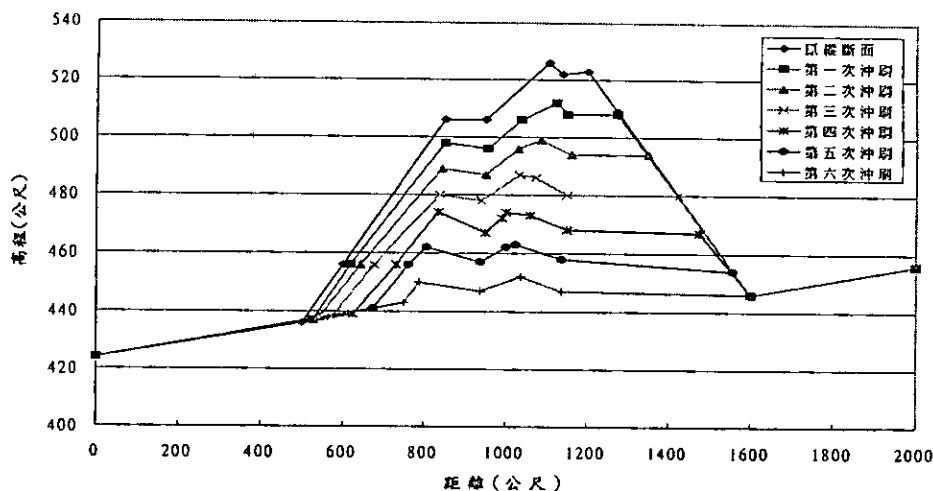
十、案例分析成果

(一)天然壩潰決模擬與壩體穩定性

1、天然壩潰決模擬

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。模擬構想為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，可能會被溢流水冲刷逐漸帶走表面的堆積土石，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冲刷；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，如摘圖十，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。



摘圖十 以 FLAC 模擬潰決過程中壩體縱斷面變化

2、天然壩穩定性分析

對於民國 88 年草嶺堰塞湖天然壩，先利用 PCSTABL 程式檢核壩體下游面(第二工區水潭至原河道)坡面之穩定性其安全係數為 4.53，由此可知邊坡並無發生大規模滑動破壞之可能性。為了解與複核分析成果之可靠性，另以 FLAC 程式與 FLAC/SLOPE 程式來分析天然壩體之穩定性，結果均證明並無大規模滑動之可能性。對於民國 88 年之九份二山堰塞湖天然壩，以 FLAC 程式與 FLAC/SLOPE 程式來分析天然壩體之穩定性，結果均證明並天然壩壩體亦屬穩定，無大規模滑動之可能性。

(二)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分析，係根據天然壩形成之大小、形狀、材質組成及地文、水文條件，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、對上下游河道變遷之影響，可進行現場監測與數值模擬，以供相關單位研擬中長期對策之參考。

就水理數值模式而言，對於短延時之洪水波或潰壩波之洪水位演算，大多以定床模式模擬之；如要考慮河床之沖於變化，則需進一步利用動床模式。對於位於河川中上游之堰塞湖形成後之水理、輸砂數模之研採須考

慮之因素包括：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。本研究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。而研究案例以草嶺及九份二山堰塞湖為對象，均位於中上游河道上，河床坡度陡峻，河床質粒徑粗大。本計畫研選之 BREACH、FLDWAV、SOBEK 模式可克服在定床水理所面臨之問題；而 GSTARS 2.1 模式為適於超、亞臨界流共存之動床沖淤模擬。

1、短期潰壩問題

(1)草嶺潭堰塞湖

a、BREACH 模式

以 90 年桃芝、納莉颱風為例，於草嶺堰塞湖之潰口最大流量為 2,658cms，於潰壩 48 小時後壩底高程為 524.5 m。實際狀況於溢流口處下刷至 523m，與模擬結果相近，但考慮臨時溢洪道表面鋪設的大塊石具有減少沖刷作用，故所模擬之刷深有低估之可能。

b、FLDWAV 模式

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，斷面間距為 300 公尺。以 200 年之頻率洪水、潰壩延時為 0.5 小時為例，最大流量由壩址處 13,748 cms 降至濁水溪匯流口處 9,064cms，洪峰到達下游端約為 1.66 小時，洪峰消減程度為 34.1 %。

c、SOBEK 模式

利用 SOBEK-1D2D 模組進行模擬，並根據 FLDWAV 潰壩模式之 200 年重現期距之洪流量，潰壩延時 0.5 小時為例，清水溪下游危害潛勢分析，從草嶺潰壩至清水溪與濁水溪之交匯處（總長 30.3 公里）其時間約 135 分鐘，到達鯉魚大橋（距離匯流口約 6 公里）時間為 100 分鐘、其洪水溢淹之情況如摘圖十一所示，為正射影像配合計算結果之展示。



摘圖十一 鯉魚社區至鯉魚大橋河段（左岸越堤）淹水模擬結果

(2)九份二山堰塞湖

a、BREACH 模式

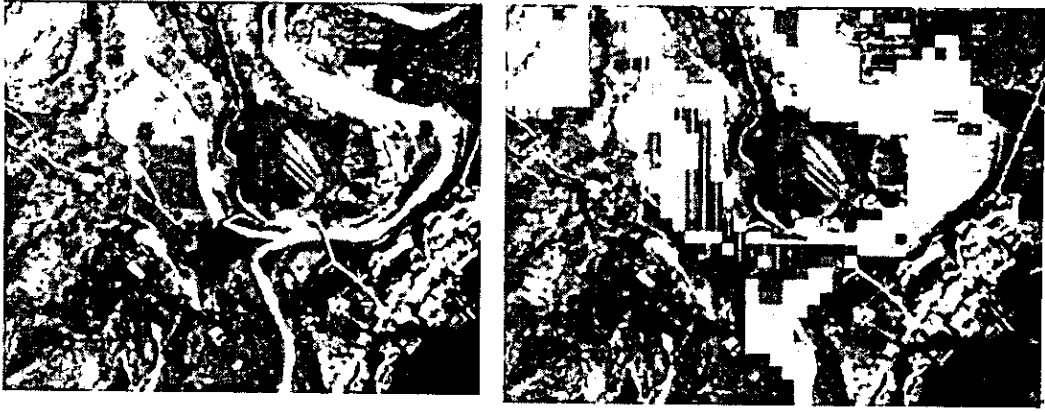
以上游 50 年頻率之洪水入流為例，九份二山堰塞湖之潰口最大流量約為 1,176cms，在潰壩 24 小時後，壩底高程為 550.8m。由於來源有限，故對於壩體的形狀、庫容對應高程等資料只能自行假設，故可能造成模擬上的誤差。

b、FLDWAV 模式

九份二山堰塞湖以 50 年頻率洪水為例，潰壩延時 0.5 小時，最大流量由壩址處 2,102 cms 降至 5.8 公里處 1,996 cms，洪峰到達下游端約為 0.57 小時，洪峰消減程度為 5.0 %。

c、SOBEK 模式

利用 SOBEK-1D2D 模組進行模擬，並根據 BREACH 潰壩模式之 50 年頻率洪水之出流歷線，從九份二山潰壩至北山坑溪與南港溪交匯處，洪水到達時間約 50 分鐘，其中，洪水到達南港村（韭菜湖溪與北山坑溪交匯），時間約為 30 分鐘，如摘圖十二所示。為正射影像配合計算結果之展示。



摘圖十二 韭菜湖溪與北山坑溪之交匯（右下方為南港村）淹水模擬結果

2、河道短、長期沖淤模擬

(1)草嶺潭堰塞湖

a、颱風模擬結果

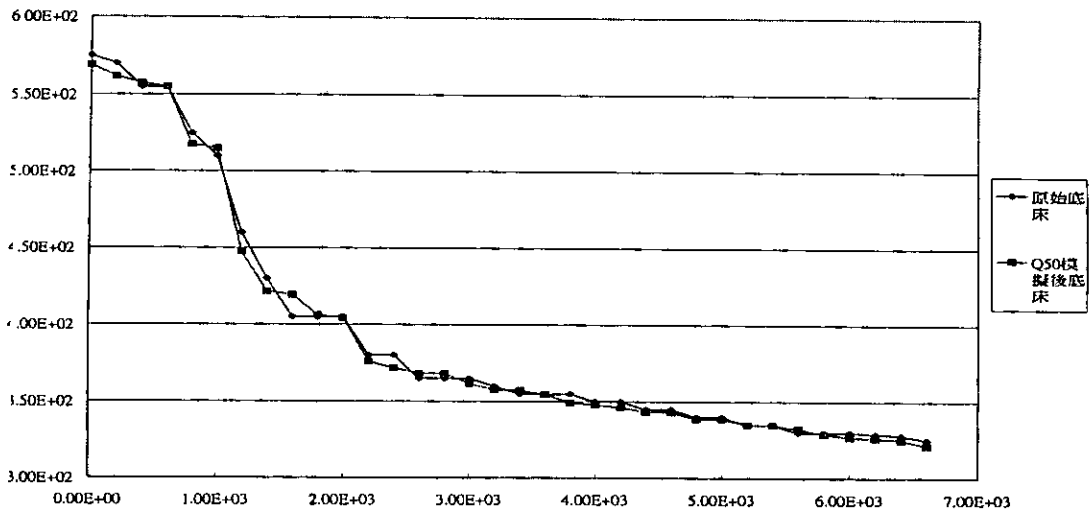
利用民國 90 年桃芝、納莉及 93 年敏督利、艾利四場颱風進行模擬，於壩區溢流口至 3.6km 渠段大部分維持沖刷情況，僅少部分有淤積。距離溢流口 3.6km 至桶頭橋為河谷地形，模擬結果於此渠段為淤積狀況，而於龍門大橋至鯉魚大橋渠段則沖淤均有；南雲大橋上、下游亦有淤積現象。

b、10 年長期河道沖淤之模擬

草嶺堰塞湖十年長期模擬結果於壩區溢流口至 3.6km 持續沖刷，河道部分從壩體下游端至瑞草橋有大幅度淤積現象，龍門大橋至鯉魚大橋間沖淤均有，呈現週期性；而於南雲大橋上游則呈現淤積現象，下游則為沖刷趨勢。

(2)九份二山堰塞湖

本堰塞湖下游韭菜湖溪至與南港溪匯流處之河段，以 BREACH 模式 50 年洪水頻率之出流歷線，上游為清水沖刷之情況進行模擬，結果如摘圖十三所示，於溢流口至 800 公尺為沖刷現象；於中興橋上下游則為淤積現象；與南港溪匯流渠段則呈現沖刷趨勢。



摘圖十三韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 50 年洪水下之底床變化

對於堰塞湖形成後，由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，並應配合含砂量測量及採用布倫因砂率曲線推估堰塞湖之壽命。

根據測試成果，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。

十一、地理資訊系統建置

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、網格式態圖層、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。相關工作乃著眼於基本資料蒐集、分析與資訊系統規劃、建置基本資料庫與完成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。

Abstract

I. Aims and Scopes

The aims and scopes of this project are

(1) to investigate the stability of landslide dam,

(2) to develop appropriate approaches for the simulation and evaluation of stability and dam-break process for landslide dam,

(3) to evaluate the possible resulted impacts of the collapsed landslide dam to the downstream,

(4) to propose the strategy and plans for the prevention and reduction of the hazard caused by the failure of landslide dam,

(5) to establish a general rescue plan in case that collapsed landslide dam occur in the future, and

(6) to prepare a standard of operation for the plans of prevention and rescue work.

II. Causes and Classification of Landslide Dam

Landslide dam can resulted from heavy rainfall, earthquake, volcano, snow, river bank erosion, and glacier disintegration. According to statistics of the collected cases, most landslide dams were due to heavy rainfall (46%) and earthquake (36%). The magnitude of landslide can be judged on the basis of its reservoir volume capacity, dam height, and dam volume. The hazard potential was classified into three levels for the purpose of a prompt evaluation after the occurrence of a landslide dam.

III. Potential of Landslide Dam Occurrence

The evaluation approach of the potential of a landslide dam occurrence was proposed; the evaluation concept was based on the prediction of the geometry and mechanical characteristics of the potential landslide dam, the hydrology characteristics, and the geometry characteristics of river as well as dam. With the assumption of dip-slope type landslide for the prediction of the maximum colluvial mass and possible geometry, the evaluation of the potential site of a landslide dam could be possible if large scale site investigation for morphology and geology have been carried out.

IV. Life of Landslide Dam

285 landslide dam cases were compiled in order to investigate the common life of landslide dam. The life of a landslide dam may be predicted on the basis of (1) the elapsed time to overflow, (2) the size of the landslide dam, and (3) the ratio of length/height of the landslide dam. The first approach tends to be more reliable and more conservative.

V. Management after a Landslide Dam Occurrence

The management after a landslide is classified into the early stage (emergence management), the detailed investigation/evaluation stage, and the long-term monitoring stage. Important issues and required work for each stage were recommended in the project.

VI. Investigation

Site investigation of a landslide dam should be carried out by different approaches in various stages. The appropriate approaches and methods for the

initial stage and for the detailed investigation/evaluation stage were suggested.

VII. Analysis and Evaluation

After the occurrence of a landslide dam, it is often necessary to evaluate the stability of the landslide dam and the possible resulted impacts of the collapsed landslide dam to the downstream. The degree of hazard and potential damage resulted from the collapse of natural dam depend on the size, shape, and geologic composition of the landslide dam, and the hydrologic data. A few types of major analysis/evaluation should be considered. The first is to evaluate the long-term stability of the landslide dam. The second is to evaluate the downstream flooding problem due to dam-break flood wave. The third is to evaluate the river-bed evolution of downstream channel. Sometimes, the possibility for using the landslide-dam reservoir as water-resource can also be examined.

Numerical Stability analyses using computer codes PCSTABL and FLAC can be carried out to assess the stability of landslide dams. Short-term dam-break simulations can be carried out by using various computer codes including BREACH, FLDWAV, and SOBEK. GSTARS 2.1 model can be used for the long-distance flood flow or long-term bed evolution simulations. It was demonstrated that the models BREACH, FLDWAV, and SOBEK are appropriate for fixed bed simulation, while GSTARS 2.1 model is appropriate for mobile-bed simulation.

VIII. Monitoring System

Possible approaches for the in-situ instrumentation, warning system, and monitoring system appropriate for landslide dam were discussed and proposed.

IX. Engineering Measures

To minimize damage of landslide dam which may collapse within very limited time, emergence engineering measures may be very important. Possible engineering measures appropriate for landslide dam were discussed and proposed.

X. Case Studies

Two case studies were conducted to investigate the stability of the landslide dams and the potential resulted impacts to its downstream for the cases of the Tsaoling landslide dam and the Jo-Feng-Ere-Shan landslide dam. Simulated results revealed that the factors safety failure of the two landslide dam were both acceptable. Potential flooding regions were identified and the river-bed evolution of downstream channels were studied.

XI. Geographic Information System

On the basis of the framework proposed in this project, the geographic information systems (GIS) for the landslide dams of the Tsaoling landslide dam and the Jo-Feng-Ere-Shan landslide dam were established.

結論與建議

一、結論

- (一)本研究廣泛蒐集、整理全球現有之堰塞湖類型及形成原因，並根據 544 筆堰塞湖完整之資料分析統計，結果顯示堰塞湖的成因以地震及豪雨為主（約佔百分之八十以上）。本研究並以誘因、天然壩之組成材料、幾何形狀、堰塞湖之規模與堰塞湖危害度等五個因子作為本研究之堰塞湖天然壩分類依據，例如，以規模規模分類（堰塞湖容量 S ：百萬立方公尺、天然壩壩高 H ：公尺、天然壩壩體體積 V ：百萬立方公尺），堰塞湖可分為三級，即：(1)小型 $S < 1$ ；中型 $1 \leq S < 10$ ；大型 $S \geq 10$ 、(2)小型 $H < 5$ ；中型 $5 \leq H < 35$ ；大型 $H \geq 35$ 、(3)小型 $V < 0.2$ ；中型 $0.2 \leq V < 3$ ；大型 $S \geq 3$ 。根據此一分類歷年形成之草嶺潭、九份二山澗仔坑溪堰塞湖屬大型堰塞湖，台灣其他之堰塞湖多屬中小型。
- (二)順向坡引致大規模塊體運動為台灣地區形成大型堰塞湖的主要因素。本研究利用運動學分析(Kinematic Analysis) 判斷形成順向坡的地形及岩層方位條件，並利用地理資訊系統自動判釋河流的堰塞湖潛勢及計算可能崩坍量大小。根據地形資料，接續進行河道形狀分析，由崩塌量推算堰塞湖天然壩壩高。本研究利用九份二山與草嶺案例進行驗證分析，結果顯示本 GIS 系統可進行堰塞湖潛勢分析工作。
- (三)根據案例蒐集結果（285 個案例），本研究歸納出堰塞湖約有 20% 之堰塞湖形成後，緊急處理時間不到 1 天，約有 30% 之堰塞湖緊急處理時間不到 1 星期，約有 41% 之堰塞湖處理時間不到 1 個月，約有 54% 處理時間不到 1 年。本研究提出三種推估堰塞湖壽命預測方式，第一種為由溢頂時間推估因溢流而造成壩體破壞之天然壩壽命，第二種為由天然壩壩體體積推估天然壩壽命，第三種為分離溢頂效應後由天然壩長高比推估天然壩壽命。上述三種方法均可快速評估堰塞湖壽命，又以第一種方法較準確且保守。

- (四)本研究提出堰塞湖形成後處理程序，本處理程序可供未來堰塞湖處理參考。堰塞湖形成後處置作業可分為初步調查評估階段（緊急應變階段）、細部調查評估階段與長期監測階段。
- (五)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。傳統震測之方法包括反射震測與折射震測，反射震測較不適用於淺層（50 m）之調查，且只能得到較明顯之反射面而無法量測速度之變化，傳統之折射震測可得到簡單三層或四層的速度剖面，空間解析度較差，由於崩塌土體沒有明顯的折射面，分析上較為困難，因此這兩種較為工程師所熟知的技術對於崩塌土體之調查較不適用。而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。
- (六)堰塞湖可能引致的最大災害原因為潰壩，因此，堰塞湖形成後首要的工作為判斷其是否因水位上昇而發生溢頂潰壩。除了由經統計分析而得的經驗公式加以判斷外，亦可藉由理論分析加以判斷。對於堰塞湖壩體的穩定性，本計畫以 FLAC 程式執行壩頂溢流破壞分析，以 PCTABLE 及 FLAC 進行壩體滑動破壞分析，由九份二山及草嶺潭的案例分析顯示，結果與現況吻合，未來在已知分析參數（或推估得）本研究的分析策略可當各階段壩體分析採用。
- (七)堰塞壩體萬一潰決立即將對下游地區造成重大災害，因此堰塞湖形成後應立即進行潰壩分析，其結果可當緊急應變防救災工作依據，此外，堰塞湖對下游河道長、短期變遷亦須加以探討，以供河道治理對策研擬之參考。本研究利用 BREACH 模式進行潰口流量及潰口變化之模擬；以 FLDWAV 模式執行潰壩波之模擬；並以 BREACH 模式模擬所得之潰口出流量供 SOBEK 模式進行下游潰壩波傳遞及淹水模擬；以 GSTARS 模式，模擬超臨界流與亞臨界流共存之短期及長期河道沖淤行為。草嶺潭堰塞湖之案例分析結果觀之，壩體經桃芝、納莉颱風後之沖蝕與現況尚稱吻合。

(八)冲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冲刷，但無法提供連續監測；由於冲刷發生於地表，因此可以監視系統做有效的監測，另外，時域反射儀配合適當之感測桿亦可監測冲刷情形。而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。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。

二、建議

- (一)堰塞湖形成預測涉及因素極為複雜，根據本研究全球案例分析，其空間分布、發生時間、存在大小與型態均有極大之變異性及不確定性，故堰塞湖形成地點預測可靠度並不高，因此關於堰塞湖形成地點之預測於作為與預警有關危險區預測使用時應非常慎重。台灣地區以往形成的大型堰塞湖以大規模河岸邊坡滑動為主，因此建議針對主要河川進行地質調查並利用本研究的成果（結論二）劃定堰塞湖潛勢區，此潛勢區若可能造成重大危害應加以長期監測或治理。
- (二)本研究雖然已經建議適宜的堰塞土體的調查方法及堰塞湖區的新型監測方法，但並未進行實質調查及監測，建議以草嶺潭為例進行方法測試及驗證。
- (三)清水河流域因 921 地震造成大量土石崩落，堰塞湖本體及湖內數千萬方之泥砂，以及堰塞湖上游之阿里山溪及石盤谷溪之大量土石，將陸續經由颱風暴雨往下游運移，為未來河道整治與防洪措施須考量之重要因素，建議另案研究堰塞湖形成後，對河道長期變遷，河防及有關水工結構物功能與安全之影響，進行更深入之探討。

第壹章 前言

一、計畫緣起

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與編製防救災作業手冊。

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、三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。本總報告書即針對第一年度、第二年度與第三年度計畫相關內容綜合整理而提出。

二、計畫目標

本計畫為三年之延續性計畫，第一年（九十一年度）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（九十二年度）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（本年度）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，完成堰塞湖防災作業手冊。本中心擬定之整體計畫執行架構如圖 1.1 與圖 1.2 所示。

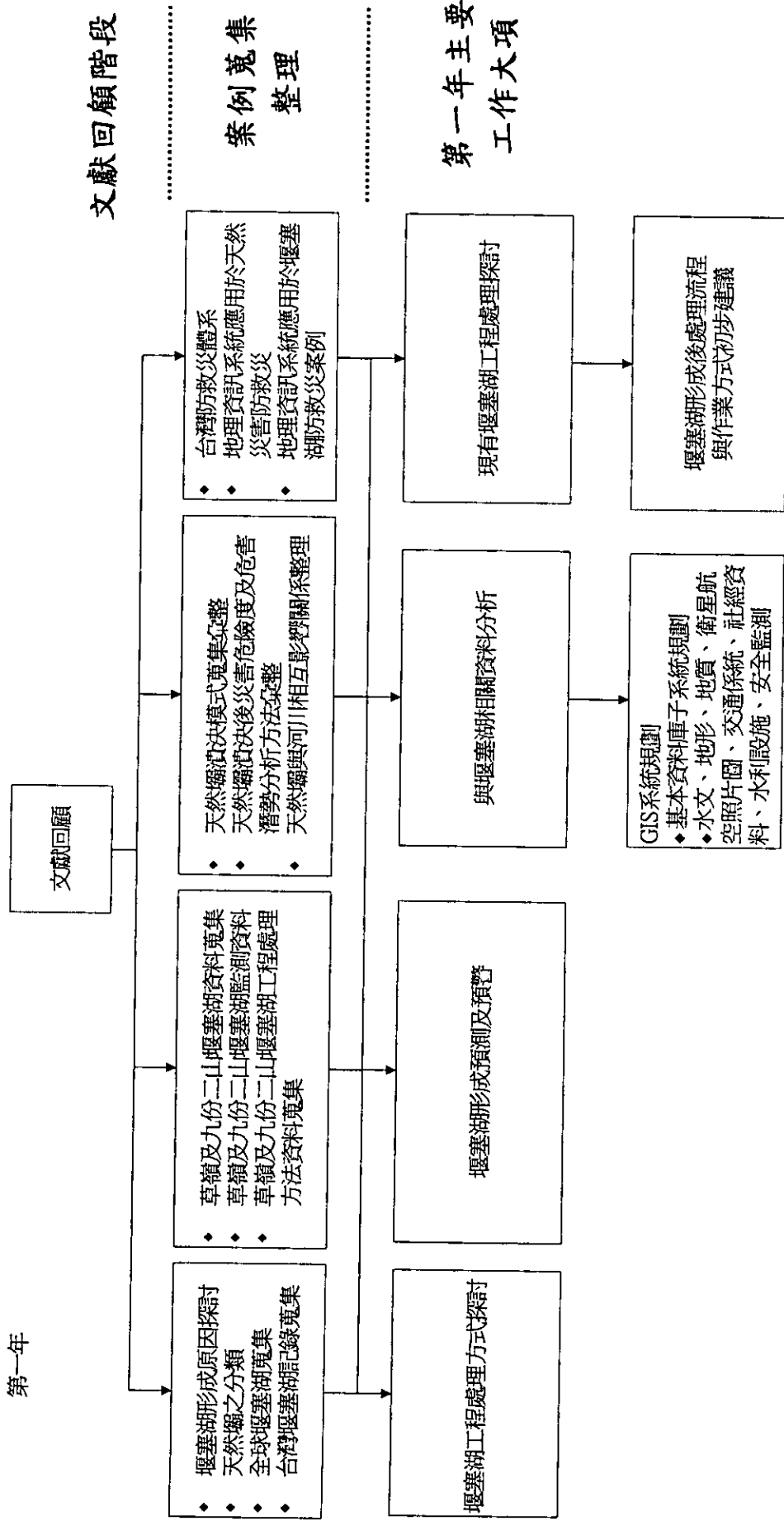


圖 1.1 本計畫整體工作執行構想圖(第一一年)

第二年

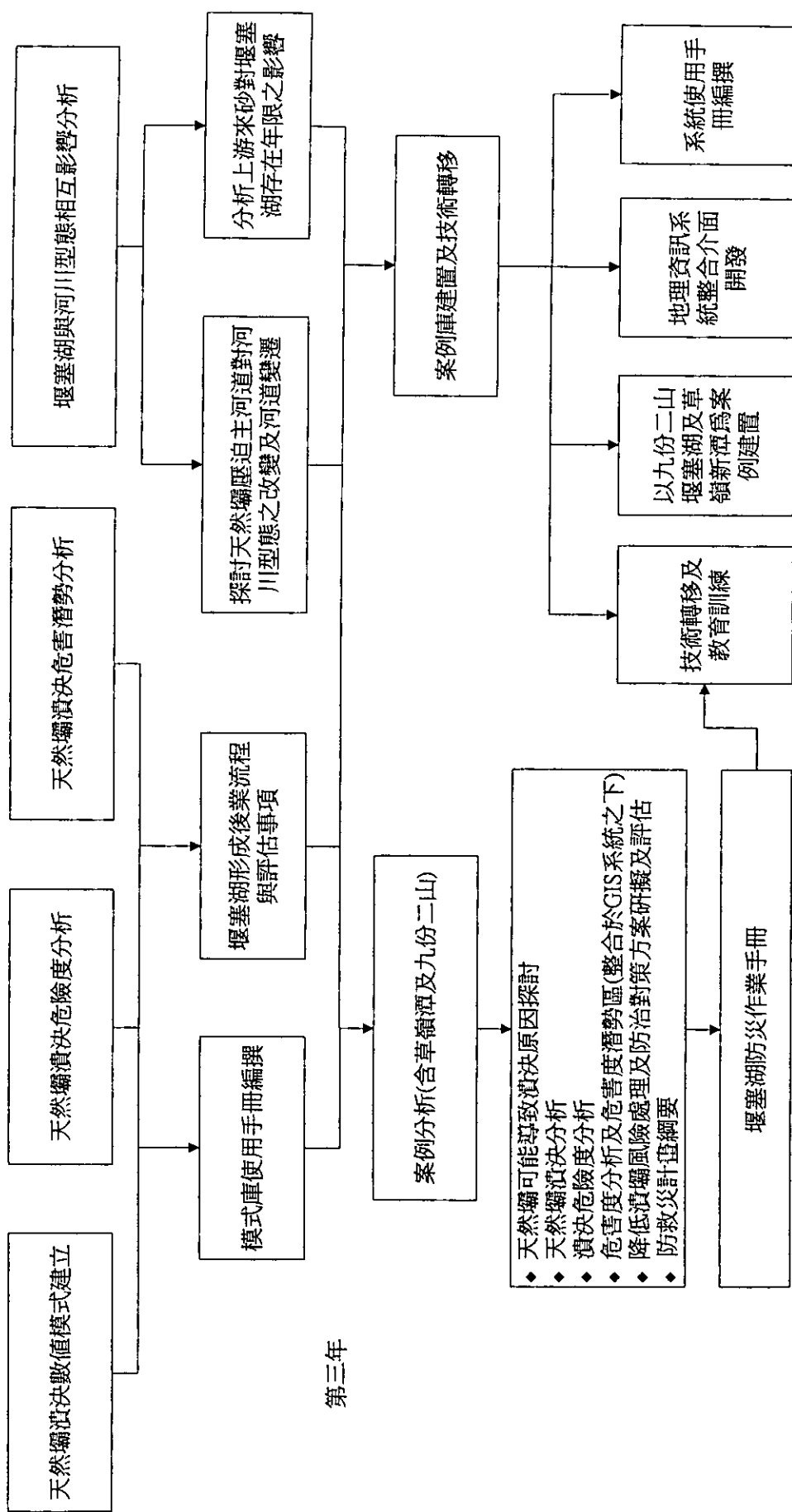


圖 1.2 本計畫整體工作執行構想圖(第二、三年)

三、委託工作內容與範圍

(一)第一年工作項目及內容

1、國內外文獻之蒐集

2、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。

3、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。

4、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。

5、第一年研究成果報告

(二)第二年工作項目及內容

1、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。
- 2、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。
- 3、模式庫使用手冊編撰
- 4、第二年研究成果報告

(三)第三年工作項目及內容

- 1、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。
- 2、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。
- 3、編制救災計畫綱要（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。
- 4、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。

5、第三年研究成果報告、總報告及堰塞湖防災作業手冊。

四、總報告內容說明

本報告書首先於第貳章介紹堰塞湖定義、基本特性與國內外堰塞湖案例。第參章則介紹堰塞湖形成位置與發生時機，並說明現階段進行預測作業之可能性；其次說明堰塞湖破壞時其破壞機制為何，堰塞湖形成後之壽命統計，以及預估其破壞時間的方法。第肆章說明堰塞湖於某地形成後，進行調查、評估與處置時之採行流程與作業項目，並對負責各階段作業之主管機關與其一線單位作出相關之建議。第伍章至第捌章旨在配合第肆章說明堰塞湖形成後之處置作為，包括第伍章堰塞湖之調查、第陸章堰塞湖之分析與評估、第柒章預警系統與監測監視作業，以及第捌章工程處理措施等，分別就不同階段應採行之作業項目與內容作一整體性之說明。第玖章則以草嶺潭與九份二山堰塞湖作為驗證案例，說明分析與評估結果，並檢討現有處置方式。第拾章說明地理資訊系統建置成果，主要係針對草嶺潭與九份二山案例，建置相關圖層與說明整合介面研發成果。

第貳章 堰塞湖基本特性與案例簡介

一、何謂堰塞湖

堰塞湖係指原有水系被阻塞物阻斷溪流因而造成上游淹沒成湖。阻塞物的來源可能因豪雨或地震造成的崩塌堆積物，或是因火山的熔岩流或冰河的冰積物等堆積而形成。台灣近期的堰塞湖中，主要係因豪雨或地震所引致，其中以草嶺潭堰塞湖最具代表性。該地區於民國 31 年、68 年與 88 年均有因地震或豪雨引致山崩阻塞河道而形成堰塞湖之紀錄，而其中民國 31 年形成之草嶺潭堰塞湖，在民國 40 年潰決時造成了重大人命財產損失。

台灣早期亦有因火山活動而形成堰塞湖之紀錄，如更新世時期大屯山區因火山噴出的熔岩堵塞溪流所形成之竹子湖（後因人為因素將湖水放流而乾涸）。甚至經地質學家研究發現，大屯山區在 20 萬年前的最後一波火山噴發活動中，不但形成了觀音山，而且火山噴發物在關渡附近堵塞了古淡水河的出口，使得台北盆地氾濫成一個大型堰塞湖。

二、堰塞湖類型

本計畫第一年研究已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成果報告附錄二。以下先說明世界上最被廣泛使用之 Costa and Schuster(1988)之分類法，其次說明由本研究根據 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堰塞湖天然壩分類依據。

(一)堰塞湖天然壩與河谷之相關性

以堰塞湖之類型而言，世界上最被廣泛使用之分類方式，當屬 Costa and Schuster(1988)所提出地形學上之分類，其將堰塞湖天然壩依照其與河谷間之相關性，分為下列六型：

1、型 I：壩身未跨越河谷

- 2、型 II：壩身跨越河谷且衝上對面斜坡
- 3、型 III：壩身跨越河谷且往上、下游擴展
- 4、型 IV：壩身係由河谷兩側同時滑動，且兩側之塊體正面或側面相接觸
- 5、型 V：壩身由一次山崩中分兩股以上進入河床所造成
- 6、型 VI：壩身係由延伸至河床底之破壞面因塊體滑動而升起

依 Costa and Schuster(1988)統計之 184 個堰塞湖案例中，型 I 的堰塞湖約佔了 11% 的比例，型 II 約佔了 44% 的比例，型 III 約佔了 41% 的比例，其餘型式各約佔了 1~3%。

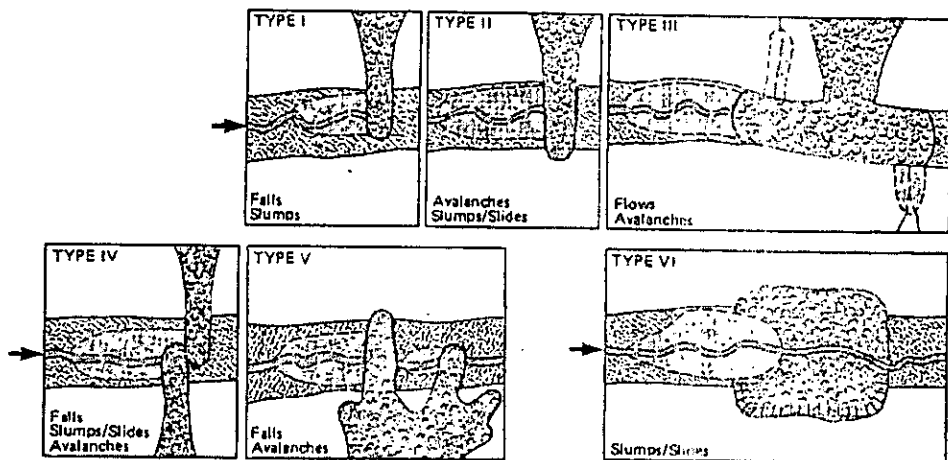


圖 2.1 依堰塞湖天然壩與河谷相關性分類說明圖

(二)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；根據本研究進行之世界各地 429 個堰塞湖案例，其誘因統計結果，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，如圖 2.2。而在台灣，除草嶺潭堰塞湖外，近期堰塞湖紀錄多集中在九二一大地震發生後所形成之十餘個堰塞湖，故近期台灣堰塞湖誘因主要為地震，其次為降雨，組成材料則多為順向坡滑動或崩落之岩塊堆積而成。

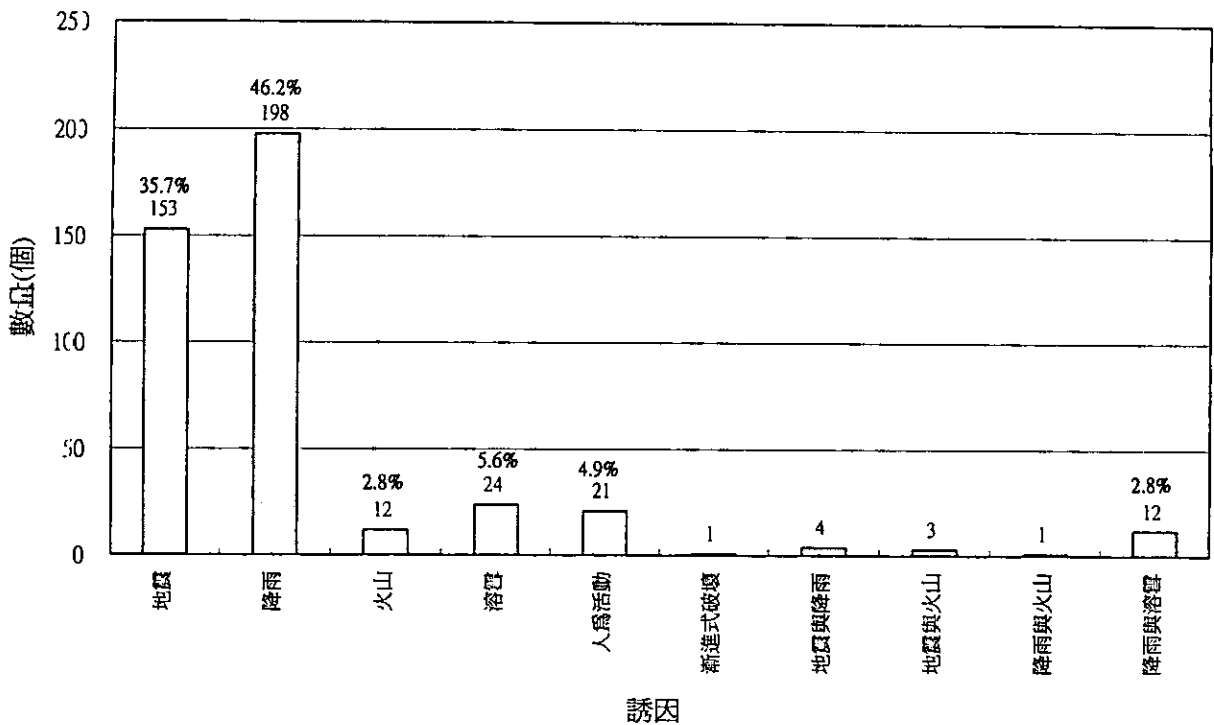


圖 2.2 堰塞湖形成誘因分佈長條圖

(三)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。

(四)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。

(五)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。

(六)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表 2-1 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。

表 2-1 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	$S \geq 10$	$H \geq 35$	$V \geq 3$

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。

(七)堰塞湖之危害度

堰塞湖之危害度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，劃分標準詳見表 2-2。

表 2-2 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： 3. 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 4. 上、下游淹沒區沒有重要保全對象	3. 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 4. 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	4. 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 5. 應監控災害之後續發展 6. 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： 3. 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) 4. 上、下游淹沒區有重要保全對象	4. 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 5. 概估潰壩時間，並適時且迅速撤離淹沒危險區範圍居民 6. 即刻進行必要之預警與工程處置措施。

三、堰塞湖案例簡介

(一)台灣案例

台灣於集集大地震之前只有少數介紹堰塞湖災害的文獻報告，且僅有草嶺地區有較完整之記載。而自集集大地震之後所引發大小不一之堰塞湖約十餘座，其中較具規模之堰塞湖以草嶺潭堰塞湖與九份二山堰塞湖為代表。台灣較近期之堰塞湖紀錄如東埔蚋溪之堰塞湖、侯硐大粗坑溪上游堰塞湖、中橫公路立霧溪堰塞湖及新武呂溪堰塞湖等，茲整理近期台灣發生之堰塞湖資料如表 2-3，分

佈情形如圖 2.3。以下將針對近期台灣堰塞湖選取數個具代表性者介紹之。

表 2-3 台灣近期堰塞湖資料表

發生時間	地理位置	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)	造成災害
1941	雲林縣古坑鄉草嶺地區, 濁水溪支流清水溪	草嶺潭	地震	157	217	282.1	死亡 137 人, 受災人口 1 萬人, 受災田地 3000 公頃
1979	雲林縣古坑鄉草嶺地區, 濁水溪支流清水溪	草嶺潭	豪雨	40	90	5	桶頭橋及瑞草橋被沖壞, 小部份耕地、堤防與道路受損, 無人命及重大財產災害發生
1993	南投縣信義鄉丹大專業區第 40 林班, 濁水溪支流丹大溪	丹大溪	豪雨	0.29		0.05	潰決時沖毀湖上之便橋, 惟下游民眾均無感覺
1999	雲林縣古坑鄉草嶺地區, 濁水溪支流清水溪	草嶺潭	地震	43	50	25	未聞
1999	南投縣國姓鄉南港村澀子坑地區, 南港溪支流木屐蘭溪上游	九份二山韭菜湖溪	地震	0.68	29		未聞
1999	南投縣國姓鄉南港村澀子坑地區, 南港溪支流木屐蘭溪上游	九份二山澀仔坑溪	地震	1.10	37.5		未聞
1999	大安溪中游, 位於卓蘭鎮內灣與上新交界處	大安溪內灣段	地震		10		未聞
1999	大里溪上游頭汴坑溪一江橋上游 500m	頭汴坑溪一江橋	地震			1.87	未聞
1999	台中縣太平市, 龍寶橋上游 200 m	頭汴坑溪龍寶橋	地震 (地殼隆起)		5	0.006	未聞
1999	台中縣大里溪支流旱溪, 觀音橋至南陽橋間。	旱溪	地震		6	0.018	未聞
1999	大安溪支游雪山坑溪, 達觀村雪山花園農場處。	雪山坑溪	地震		15	0.16	未聞
1999	大甲溪支流, 位於東勢鎮興隆橋下游 50m, 接近石岡水庫。	沙澗河	地震				未聞
1999	南投縣鹿谷鄉永隆村石盤溪上游的線浸山區(臺大實驗林第 10 林班內。)	石盤溪	地震				未聞
1999	清水溪支流生毛樹溪	生毛樹溪	地震				未聞

2000	南投縣竹山鎮東南方，濁水溪支流東埔納溪	東埔納溪	豪雨		15	0.036	未聞
2000	台北縣瑞芳鎮侯硐國小東方約 700 公尺，侯硐大粗坑溪	侯硐大粗坑溪	豪雨		4		部份民宅、建物受損、九芎橋沖壞
2002	花蓮中橫公路秀富隧道口，立霧溪	立霧溪	地震			0.005	未聞
2002	台東縣海端鄉利稻地區，新武呂溪碧山隧道到霧鹿隧道間的河谷上	新武呂溪	豪雨		30	0.45	未聞

註：部份堰塞湖說明與尺寸依據水利署(1999, 2000)、國家地震中心(1999)以及陳樹群(1999)之資料。

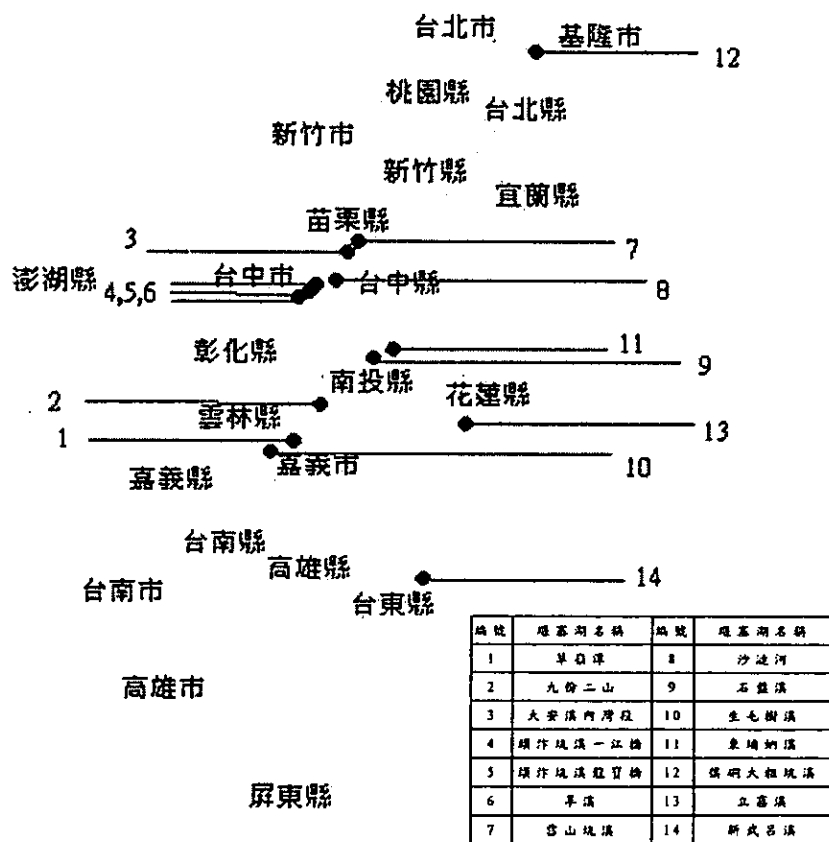


圖 2.3 台灣近期堰塞湖分佈圖

1、丹大溪崩塌地堰塞湖

(1)發現時間與地點

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。

(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，崩坍深 1~2 公尺，崩坍土砂量約 5~6 萬立方公尺，堵塞狹谷上游河川形成天然水潭(崩坍在七十幾年就已發生，後每年繼續崩坍，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)後續狀況

該堰塞湖於 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。



照片 2.1 丹大溪堰塞湖崩塌區與堰塞湖遠照(林務局提供)



照片 2.2 崩塌區近照，照片下方為堰塞湖(林務局提供)

2、88 年草嶺潭堰塞湖

(1)發生時間與地點

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。

(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圍過去舊坍方之所在，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)近況

歷經 89 年洪水季，90 年梅雨季，於 90 年 7 月 30 日桃芝颱風侵襲下，堰塞湖溢流口逐漸潰決，清水溪水流在崩塌土體下游刷深約 35 公尺，幸賴緊急處置工程功效，並未發生重大災難；同時因 921 地震造成堰塞湖上游山區大規模土石鬆動，在桃芝、納莉颱風過後發生大量土石流，河水夾帶大量泥砂侵入堰塞湖而淤積，至 91 年 5 月堰塞湖內僅餘 135 萬立方公尺的蓄水量，蓄水深度約 4.6 公尺，湖水對下游已不會成災害，但庫內淤積約 2000 萬立方公尺的土砂，預期將會隨每年洪水作用而帶至清水溪下游河道及濁水溪後而淤積。至 93 年 8 月

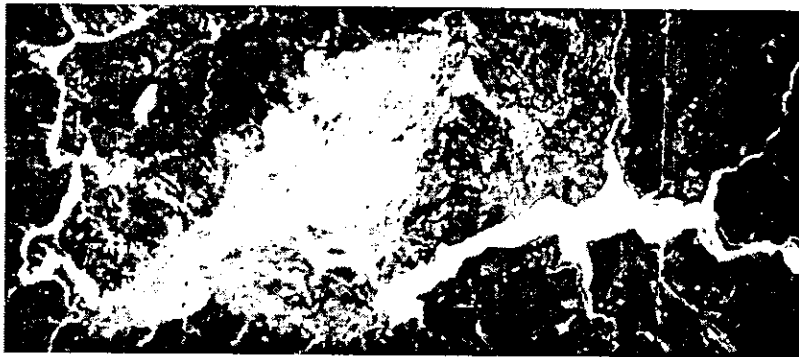
堰塞湖幾已被上游入侵土石所淤滿。



照片 2.3 地震後之草嶺潭航照 1999/09/24

(九二一全球資訊網)

<http://portal.921erc.gov.tw/Html/921Html/vertical/Frameset-2.htm>



照片 2.4 桃芝颱風後的草嶺潭航照 2001/08/01

(九二一全球資訊網)

<http://portal.921erc.gov.tw/Html/921Html/vertical/Frameset-2.htm>



照片 2.5 草嶺潭 2002/10/29 航照

(九二一全球資訊網)

<http://portal.921erc.gov.tw/Html/921Html/vertical/Frameset-2.htm>

3、九份二山堰塞湖

(1)發生時間與地點

南投縣國姓鄉南港村澀仔坑一帶，因受 88 年 9 月 21 日集集大地震影響，發生大面積岩層崩坍，整個順向坡岩體沿層理面破裂瀉下坍崩，崩塌範圍北起太平腳至炭斗山沿順向坡向東南崩塌，南至韭菜湖溪，東起炭斗山，西迄中興橋，崩塌面積達一九五公頃，崩塌土體約 3600 萬立方公尺以上。

(2)基本資料

此次崩塌造成 14 戶人、39 人罹難及 228 頭台灣水鹿死亡。上述崩塌除造成人員及家畜傷亡外，南港溪上游北山坑溪支流韭菜湖溪及澀仔坑溪因崩坍土石阻斷溪流，形成韭菜湖溪及澀仔坑溪兩處高五十至六十公尺的大規模堰塞湖，積水容量約八十萬及一百三十萬立方公尺。

韭菜湖溪主要之河道略呈東西走向，與呈南北走向之北山坑於南港村西側之南興橋交會（或於南興橋匯入木履欄溪）。地震造成之山崩土石掩沒涵蓋範圍達數十頃，由於土石淹沒，澀仔坑及韭菜湖溪被阻塞而形成二個堰塞湖，湖深約為百餘公尺，但湖面不大，蓄水容量不大，約為百萬餘立方公尺。

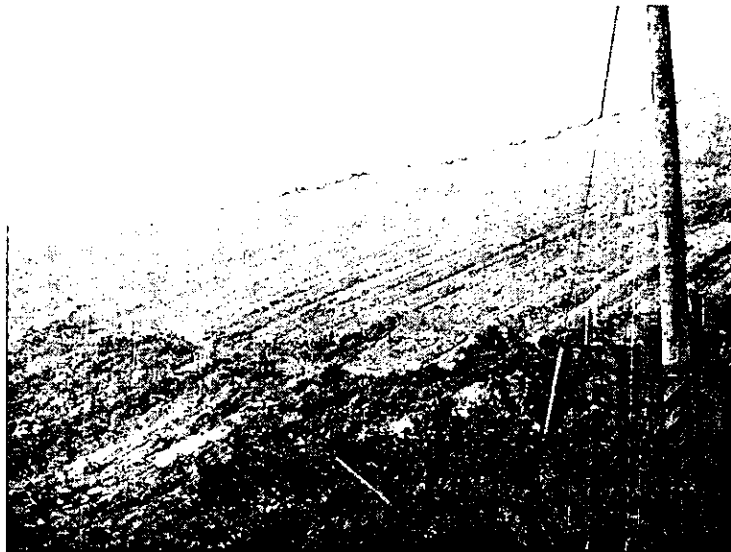
山崩而下之崩積岩塊，由大小不一之砂岩塊及粉土或砂土所組成。砂岩塊平均直徑有大至數公尺者，砂岩塊以黃棕色中至細粒及青灰至深灰細粒砂岩為主。由中興橋上方觀之本土石掩埋處已形成天然之土石壩。

崩塌區之地層主要為樟湖坑頁岩，出現在崩塌地南側有桂竹林層不整合於其上，樟湖坑頁岩之下為石門村層，分布於北側並於崩塌區東北側形成石門峽谷。主要構造為南北向之大岸山向斜，軸線約略由滑動體趾部通過，東翼傾斜約 50°，西翼傾斜約 20°，為不對稱向斜，由地層分布及地形顯示向斜軸向北漸變為一斷層，約略在滑動體趾部通過（中央地質調查所，1999）。崩塌區滑動前即為一順向坡地形，層面向東南傾斜約

20°~25°，此次受地震力作用造成順向坡岩體岩層面脫落破裂而下滑，下滑岩體受東南側石門峽之阻擋，除了少部分飛越外大多堆積在其西側，並堵塞韭菜湖溪及澀子坑溪形成兩個堰塞湖。

(3)近況

水利署第三河川局執行降水工程，挖深溢流道 8m 後，其重測地形圖與推估(90 年 3 月)結果顯示，韭菜湖溪堰塞湖溢流口高程為 576m，最大蓄水容量約為 52 萬 m^3 ，其湖表面則為 36,848 m^2 ，澀仔坑溪堰塞湖溢流口高程則為 570m，最大蓄水容量 77 萬 m^3 ，其湖表面為 52,206 m^2 ，此為實測結果。



照片 2.6 九份二山崩塌殘坡



照片 2.7 九份二山堰塞湖(左上為韭菜湖，右下為澀子坑湖)

(二)世界案例

堰塞湖在世界各國山區時有發生，造成了非常嚴重的災害，其分佈如圖 2.4(Ermini L.& Casagli N., 2002)。由世界各國堰塞湖之分佈情形可知大多數的堰塞湖均沿著板塊邊緣區域發生，推測原因可能為板塊堆擠造成地震頻繁、山谷地形明顯，伴同地層破碎、地質條件不佳所致。以下小節簡單介紹中國大陸、日本、美加地區堰塞湖案例成因與分佈情形。

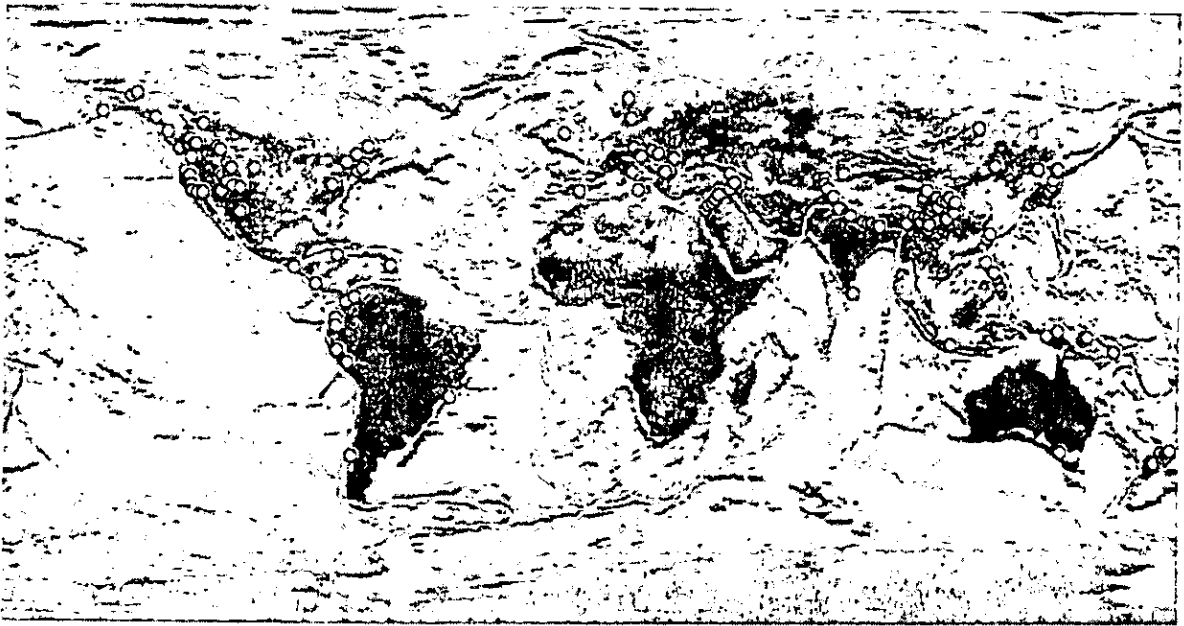


圖 2.4 世界各國堰塞湖位置分佈圖
(Ermini L.& Casagli N., 2002, 標示 350 個案例)

1、中國大陸地區

堰塞湖災害，中國大陸稱之為滑坡堵江災害。中國大陸幅員廣大，滑坡堵江災害亦屢見不鮮。

柴賀軍等人(2000)對中國地區堰塞湖分佈位置整理如圖 2.5 所示，發現堰塞湖主要分佈於大興安嶺-太行山-雲貴高原線型之西側，長江與黃河上游支流中。根據地質環境、岩石種類與邊坡破壞種類，柴賀軍等人(2000)將中國地區堰塞湖分佈狀況分成下列六個區域：a.青康藏高原西南區；b.橫斷山脈地區；c.四川-湖

北山區；d.秦嶺與大霸山區；e.西北方高原；f.台灣山區。以下分別針對前五區作一概述，而第六區台灣地區已於上一節描述。

- a、青康藏高原西南區：本區之堰塞湖主要由地震引起的大型山崩與土石流所形成，組成物為間雜花崗岩、片麻岩與板岩之硬岩塊。大部份壩的高度都超過 100 公尺，所形成的堰塞湖既大且深，而且許多現今仍然存在而成為高原上的特色。
- b、橫斷山脈地區：在本區堰塞湖分佈最廣且最具有災害性。大部份的壩由地震與暴雨所引起，由沿弱面發展的山崩或地滑所形成，組成物為間雜著二疊紀與第三紀含碳的硬岩塊。崩落或滑移體積一般多於 $1 \times 10^6 \text{m}^3$ 。它們主要發育於長江、金沙江、岷江上游、雅礮江、大渡河與上述河川的支流。
- c、四川-湖北山區：本區之堰塞湖主要由暴雨與人為活動引起的山崩與地滑所形成，組成物為硬的沉積岩塊。崩落或滑移體積一般在 $1 \times 10^5 \text{m}^3$ 與 $1 \times 10^8 \text{m}^3$ 之間。它們主要發育於長江三峽與烏江，且有部份已崩塌多次。
- d、秦嶺與大巴山區：本區之堰塞湖主要由暴雨與人為活動引起的中小型地滑所形成，組成物為舊坍塌的碎塊與土壤。崩落或滑移體積小於 $1 \times 10^7 \text{m}^3$ ，一般而言規模不大且壽命不長。它們主要發育於嘉陵江與韓江。
- e、西北方高原：本區之堰塞湖發育於黃河上游，主要由暴雨與人為活動引起的山崩或地滑所形成，組成物為黃土與更新世湖沼沉積物。崩落或滑移體積一般大於 $1 \times 10^7 \text{m}^3$ ，但由於速度快且移動距離長，形成的堰塞湖天然壩較矮且較淺。這類型的山崩通常造成較大的災難，但湖體本身的危害與對環境的影響則較不明顯。

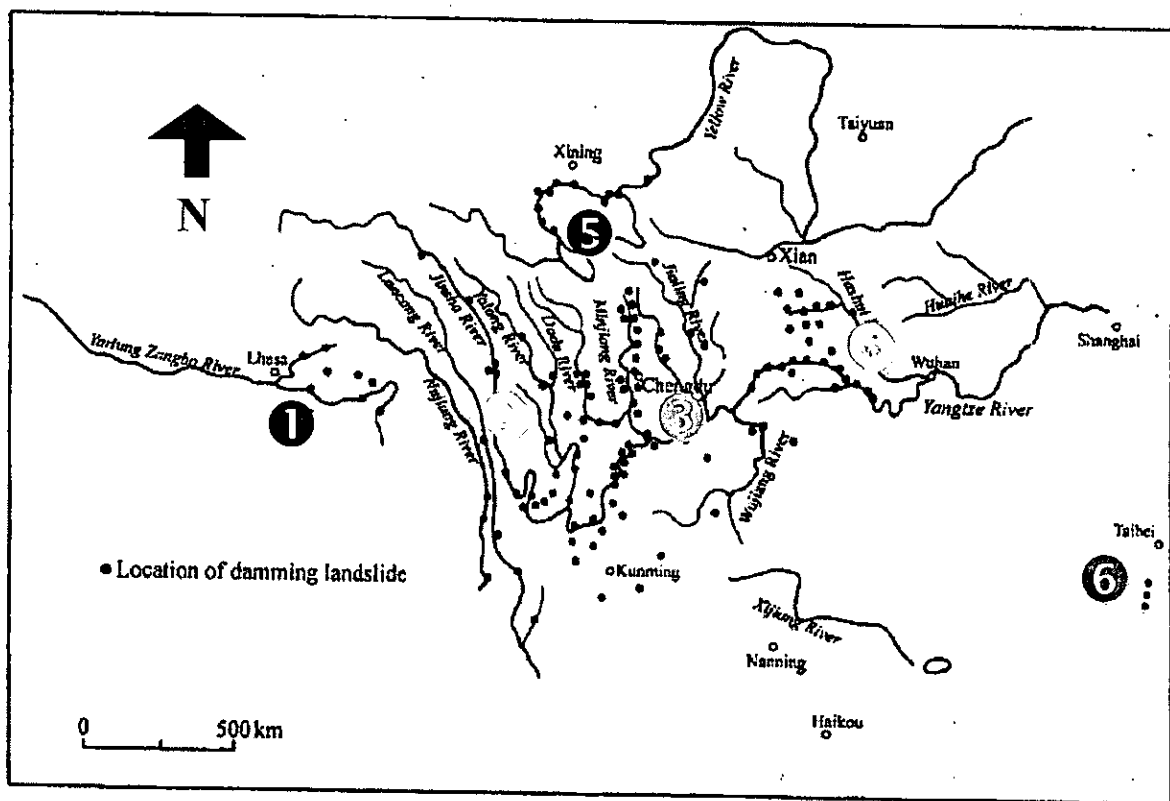


圖 2.5 中國地區堰塞湖分佈情形(柴賀軍等人，2000)

2、日本地區

堰塞湖災害，日本稱之為天然ダムと災害。日本堰塞湖災害較常發生，因其境內河谷地形發達、河谷邊坡地質條件不佳，加上地震、暴雨等誘因觸發所致。在日本，因地震、暴雨的影響發生堰塞湖之災害十分嚴重，田畑茂清等人(2002)對日本地區堰塞湖分佈位置整理匯整如圖 2.6。

日本堰塞湖案例，以下例說明之。1953 年 7 月 17 日~20 日和歌山線連降暴雨，和歌山伊都郡花園村金剛寺於 7 月 20 日發生滑坡，堵塞有田川，形成高 60m、寬 480m、長 500m、體積為 2608 萬 m^3 的天然壩。天然壩蓄滿後形成最大水深 60m、迴水長 6km、水面面積 840 萬 m^2 、蓄水量 1700 萬 m^3 的堰塞湖。滿水後曾立即採取緊急措施，然未及完工即於 9 月 25 日因颱風產生的局部暴雨影響，產生壩頂溢流而潰決，潰壩洪水洪峰高達 10m，沖毀下游沿岸房屋及農田，造成嚴重的損失。造成這樣大災害之

原因可列舉出如下列 4 點(田畑茂清等人, 2002): a. 豪雨紀錄。b. 川流域位置在御荷鉾破碎帶內, 地質非常地脆弱。c. 的長期降雨使得地表附近變得飽和狀態。d. 與耕地集中在有田川沿岸。

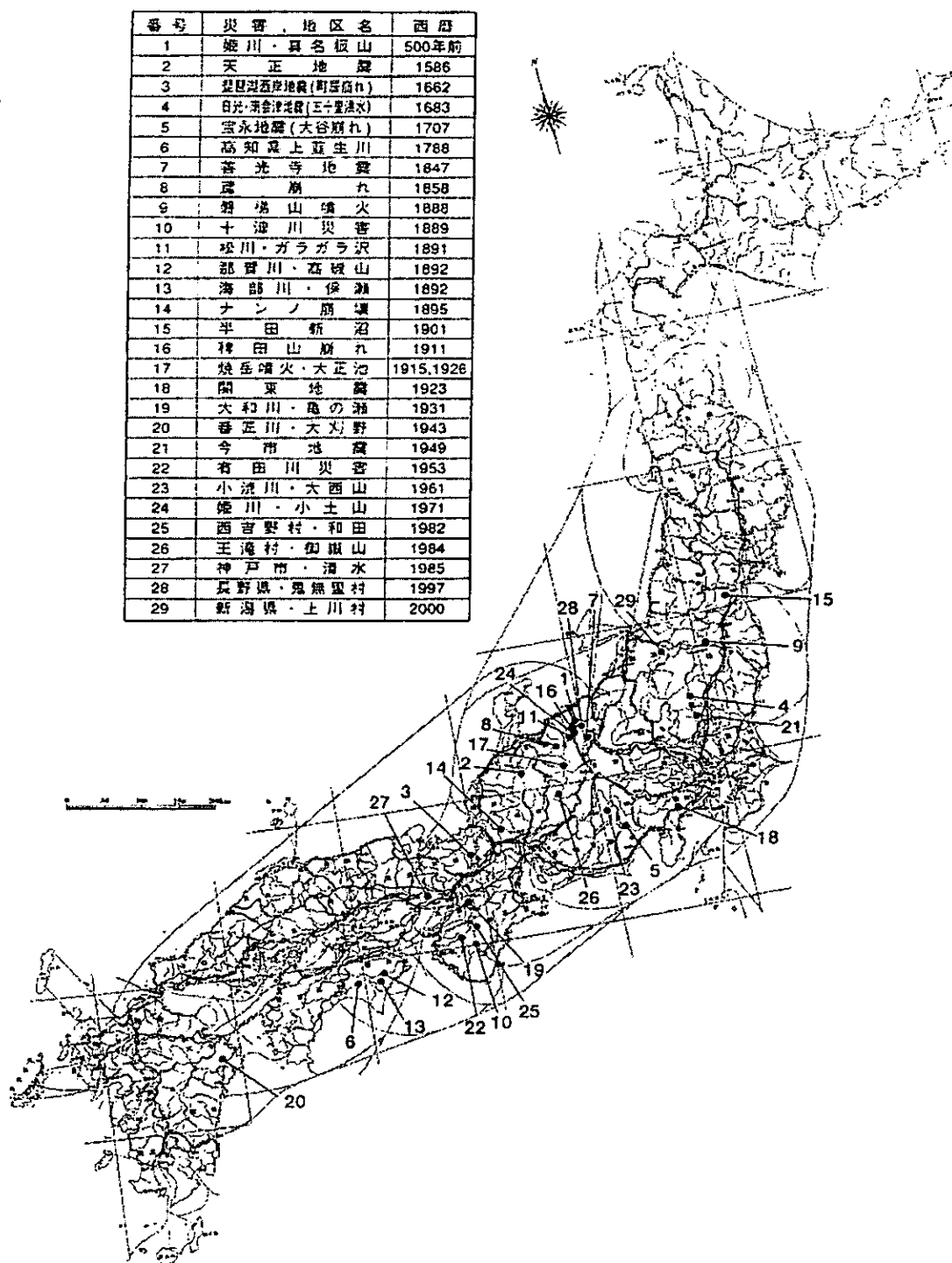


圖 2.6 日本地區堰塞湖分佈情形(田畑茂清等人, 2002)

3、美加與其他地區

堰塞湖在美加地區稱之為 Landslide Dams。美國從 20 世紀 70 年代中期才開始對堰塞湖的研究，並於 80 年代以通訊等手段發起了各國工程地質學家對本國的堰塞湖進行調查工作，這時美國的代表性研究者有 Schuster 和 Costa 等人。自 80 年代後，有些國家因境內堰塞湖災害很多，亦開始了這方面的系統調查工作，如紐西蘭、義大利與南美一些國家等。

美國堰塞湖災害亦十分頻繁，如 1925 年 6 月 23 日，美國 Wyoming Lower Gros Ventre 因豪雨作用發生滑坡，體積為 3800 萬 m^3 。滑坡堵塞 Gros Ventre 流域的 Snake 河形成高 75m、寬 900m、長 2400m、壩體體積為 3400 萬 m^3 的天然壩。三週後，形成水深 54m、水面面積為 390 萬 m^2 、蓄水量 8000 萬 m^3 的堰塞湖，迴水淹沒了上游牧場。由於壩體滲透性良好，上游來水與滲漏量基本保持平衡，天然壩維持了將近兩年左右。後因融雪造成上游來水猛增，於 1927 年 5 月 28 日發生潰決，據資料記載，潰決過程屬崩塌破壞，破壞之發生乃先於崩塌處產生裂縫，湧水自裂縫流出，壩體部分慢慢滑動，並逐漸加劇於天然壩體發生大崩塌而潰決，潰決深度為 15m。5300 萬 m^3 的水突然流出並造成下游 6 公里處的 Kelly 街被淹，並有 6 人淹死，該洪水傳到了下游 220 公里處。

加拿大 Cordillera 州河流因崩塌及土石流等堵塞，形成天然壩的情況較多，自 1880 年至今著名的堰塞湖有 18 次 (Evans, 1986)，然而這只是實際發生過的天然壩災害的極小一部份，大部分天然壩規模小、存在時間短，極可能於未被人發現之前已潰決消失了。除了洪水外，壩體破壞所引致的土石流或泥流亦可能帶來災害。Cruden and Lu(1992)指出在加拿大 Avalanche 和 Turbid Creek 所形成的堰塞湖，破壞後引致了流動非常快速 (34 m/s)，混合了冰塊與岩塊的土石流。

堰塞湖的形成除了有可能會帶來許多不好的危害外，也有可

能會帶來好的影響，比如說壩體穩定的話有助於水力發電等。紐西蘭境內最大的堰塞湖 Waikaremoana 湖，由一次滑入河谷中的滑坡造成。湖面積 56km^2 ，湖水容量 $52 \times 10^8\text{m}^3$ ；壩高約 400m，平均坡度 6° ，沿河谷延伸 8 km。該湖之 450 公尺的水頭被三座水力發電場所使用。該湖之滲漏相當嚴重，滲漏量達 $12\text{m}^3/\text{s}$ ，且每年溢流量約占 50%，故現在湖泊仍未蓄滿水。Riley and Read(1992)對於該湖天然壩壩身的穩定進行敏感性分析，歸納了五點 Waikaremoana 湖穩定、長壽且能承受地震影響的原因：a. 壩的厚度；b. 壩由巨大完整岩塊所構成；c. 鄰近 Kaitawa 山脊提供之扶壁效應；d. 在基岩面有穩定的排水廊道；e. 天然的管湧與湧泉。

第參章 堰塞湖形成預測與破壞機制

一、形成位置與形成時機

(一)堰塞湖形成位置

在有足夠精度之地形、地質與水文資料的情況下，概略地推測堰塞湖之形成位置及其量體是有可能的。建議採用之推測流程如圖 3-1 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。

1、天然壩幾何與力學特徵

因堰塞湖天然壩來源以山崩滑落之塊體為主，因此，堰塞湖形成分析之第一步，應為分析何處具有較高之山崩潛勢。地震與豪雨引致之崩塌，其發生機制與發生時河道水文狀況有所不同，因此，評估堰塞湖形成之山崩潛感分析，應將不同誘因(如地震與豪雨)引致崩塌潛勢分開考慮。另一方面，不同運動型態與組成材料之山崩，其對天然壩是否足以阻塞成湖之潛能亦有所不同，因此，堰塞湖形成預測所需之山崩潛感分析，除考慮空間上崩塌之潛勢外，亦應研判可能之崩塌型式。

完成不同誘因潛在崩塌區以及崩塌型式之劃設後，下一步即應推估可能崩塌量。根據地形資料以及推估之崩塌量，進行河道形狀分析並推估天然壩幾何形狀，如天然壩體積以及天然壩之長、寬、高等。天然壩幾何特徵分析，亦可利用案例統計分析結果快速進行。依本計畫第一年計畫研究成果，根據全球 544 筆堰塞湖案例資料進行分析，分析結果發現山崩體積與天然壩幾何特徵有其關聯性，一般而言，山崩體積與天然壩體積、堰塞湖容積以及天然壩高呈正相關，於雙對數座標均略呈線性關係，因此，利用山崩量體推估亦可直接進行天然壩幾何特徵推估。

2、河道特徵分析

利用地理資訊系統建立之資料庫，可快速進行河道特徵分析，如集水區面積、河道坡度、河道寬、常時逕流量等因素，另外，由河道特徵分析與天然壩幾何特徵分析結果，即可推估堰塞湖容積。

3、堰塞湖存在之門檻值

上述兩部分分析結果，配合天然壩形成與存在之規模門檻建立成果，即可套疊分析得到潛在形成堰塞湖之區域。關於形成堰塞湖之門檻值，依據本研究統計結果發現：(1)滑動塊體體積小於 10 萬立方公尺形成堰塞湖之案例比例僅約佔 7%。(2)天然壩寬度超過 1000 公尺者比例不到 5%。(3)天然壩長、高比值小於 3 所佔之比例不到 10%。(4)上、下游河床坡度緩於 1/500 者之河道形成堰塞湖之案例所佔比例不到 3%。(5)堰塞湖所在溪流平均流量大多數少於 5cms，100cms 以上之河道則未見有任何堰塞湖案例(日本案例)。未來規模門檻值有必要進行進一步之研究，而多因子統計分析有其合適性。

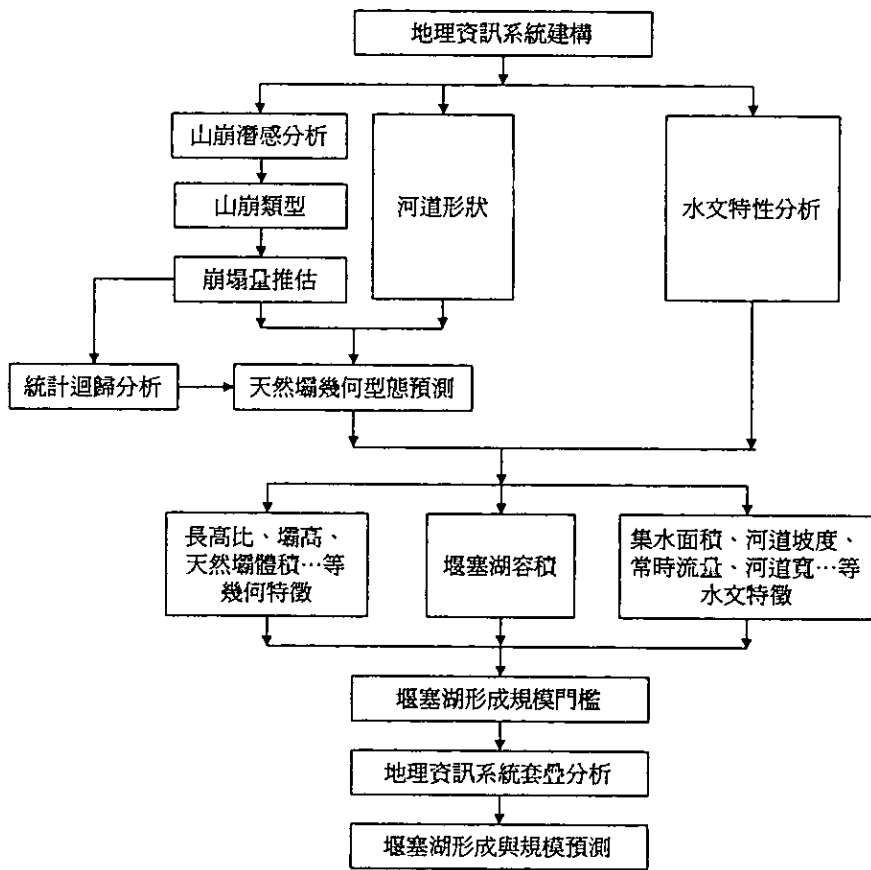


圖 3.1 堰塞湖形成位置預測建議評估流程圖

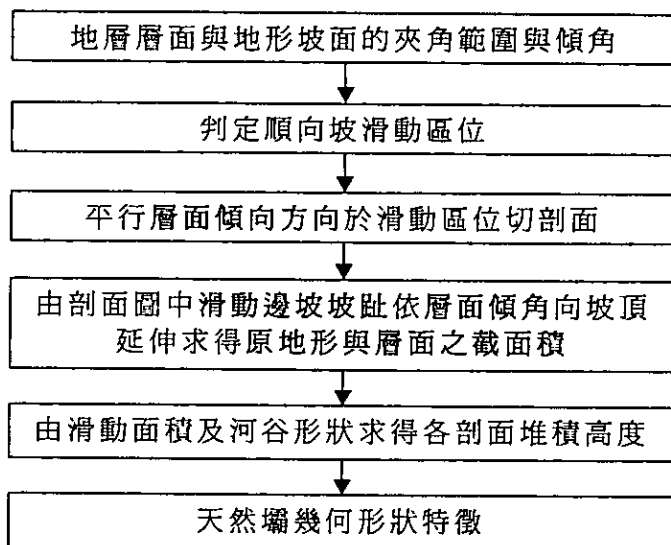


圖 3.2 崩塌型態屬順向坡滑動之天然壩幾何形狀之推估方法

根據上述步驟，廣域之堰塞湖存在評估，可利用地理資訊系統之疊套功能進行快速分析。分析成果將可建立堰塞湖形成可能地點及可能規模，以作為河川管理之參考。

為說明圖 3.1 流程，在此將該流程簡化，並以 88 年草嶺地區作為形成預測檢核案例，嘗試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，簡化流程詳圖 3.2。

經計算後得知各剖面壩高約在 60~240 公尺之間，壩高最高處堆積高度約 240 公尺。總崩落體積約一億九仟九百萬立方公尺，總崩塌長度約 2700 公尺。茲將預測之天然壩幾何條件與九二一地震發生後實際之天然壩崩塌堵塞狀況列於表 3-1。因預測所用之底圖精度僅 1/5,000，且預計崩落之體積為最大可能崩落體積，分析結果較實際發生狀況保守許多。

表 3-1 清水溪草嶺地區堰塞湖形成特徵分析

堰塞湖形成特徵		特徵分析值(921 地震後之實測值)
天然壩 幾何特徵	體積	$1.99 \times 10^8 \text{m}^3$ ($1.20 \times 10^8 \text{m}^3$)
	高度	60~240m(50~110m)
	長度	2,700m(5,000m)
	寬度	1,400m(600m)
堰塞湖容積		$4.6 \times 10^7 \text{m}^3$ ($4.6 \times 10^7 \text{m}^3$)
河道特徵	河床坡度	1/40
	平均流量	2.3cms
	集水面積	162km^2

根據上述之天然壩幾何特徵值分析結果(非實測值)以及清水溪河道特徵，配合前述之規模門檻值，研判於清水溪草嶺地區發生堰塞湖之潛勢。相關特徵值與形成門檻值整理於表 3-2。

表 3-2 清水溪草嶺地區堰塞湖形成潛勢分析結果

研判項目	分析所得特徵值	建議門檻值	是否超過規模門檻
滑動塊體體積	1.99*108m ³	>10000m ³	是
天然壩寬度	1,400m	<1000m	否
天然壩長高比	11~45	>3	是
河床坡度	1/40	>1/500	是
平均流量	2.3cms	<5cms	是

註.堰塞湖計算參數資料部份來源:經濟部水利處,「九二一地震草嶺崩塌地處理總報告」

由表 3-2 檢核結果，可知除河道寬以外，於清水溪草嶺地區堰塞湖形成特徵值均超過規模門檻值，故清水溪草嶺地區順向坡滑動確實具有阻塞河道形成堰塞湖之潛勢。至於河道寬預測值過大主要乃因高估崩落土體所致。以上所進行之堰塞湖形成與否研究尚屬決定性分析，未來堰塞湖形成預測，應可進一步利用多因子統計進行交叉分析，以評估形成堰塞湖之可能性。

爾後在預測堰塞湖災害之潛勢區位時，可利用本研究提出之流程進行發生地點最初篩選依據。然因台灣區域性之地形資料比例尺多屬 1/5,000 與 1/10,000，精度不足，僅可供粗略判斷，無法反應真正之現場地形狀況，無法完全反應出河流下切河谷之狀況；而地質資料比例尺多屬 1/50,000，資料更顯不足，故在引用本法預測時，仍有限制。

(二)堰塞湖形成時機預測

關於台灣近期堰塞湖之形成時機，以降雨與地震為觸發之誘因。本研究以統計方法為手段，整理與我國地形、地質條件相近之臨近國家日本、中國大陸與台灣地區之案例 26 筆，如表 3-3。由表 3-3 可發現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，然僅以地震規模或降雨量作為堰塞湖形成時機之預測將過於簡化問題。基本上，形成堰塞湖之時機預測與山崩時機預測有關，因此若能根據降雨因子或地震強度等觸發條件與山崩位置或規模預測做指標研究，將對於何時何種環境條件將觸發山崩與造成堰塞湖提供有用之資訊。地震與降雨誘因造成山崩潛勢，國內外已有相當之研究成果，然對於堰塞湖形成時機預測，目前仍無具體研究成果可供參考。

表 3-3 堰塞湖外在誘因觸發條件整理表

堰塞湖發生國家	發生時間	名稱	地震規模	降雨強度或延時
中國大陸	1982.7.18	四川雞扒子		210.5mm/day
中國大陸	1982.7.18	四川牛角洞		283.8mm/day
中國大陸	1856	四川小南海	6.4	
中國大陸	1982.7.17	四川天寶		158.4mm/day
中國大陸	1933.8.25	四川疊溪	7.5	
中國大陸	1713	四川花紅園	6.5	
中國大陸	1970.1.5	雲南曲溪	7.7	
中國大陸	1974.5.11	雲南海口馬頭子	7.1	
中國大陸	1917.7.31	雲南北關河	6.7	
中國大陸	1786.6	四川磨西面	7.5	
日本	1586.1.18	大白川	7.8	
日本	1662.6.16	町居崩	7.75	
日本	1683.6.8	五十里	6.8	
日本	1707	大谷崩	8.4	
日本	1847.5.8	犀川	7.4	
日本	1889.8	十津川		500mm/day
日本	1891.10.28	水鳥	8.0	
日本	1923	關東地震震生湖	7.9	
日本	1949	七里	6.7	
日本	1953.7	有田川		530mm/day
日本	1961.6	大西山		275mm/day
日本	1984.9.14	御嶽山崩	6.8	
台灣	1941.12.17	草嶺潭	7.1	
台灣	1979	草嶺潭		312.8mm/day
台灣	1999	草嶺潭	7.3	
台灣	2000.11	侯硐大粗坑溪		343mm/day

註:對於同一場地震所引致之堰塞湖在此僅列出其中較知名之堰塞湖名稱與地震規模等一列資料

二、堰塞湖破壞機制與存在時間

(一)破壞機制

堰塞湖破壞係由溢流、壩體邊坡不穩定或溯源沖刷所引致。以下介紹不同破壞機制下天然壩潰決過程。

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 3.3。

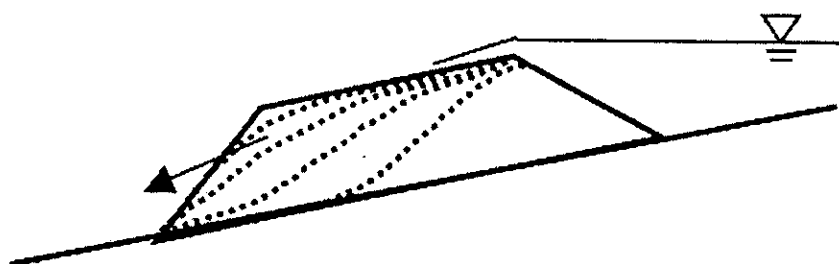


圖 3.3 天然壩破壞方式一壩頂溢流破壞示意圖(高橋·匡，1988)

2、邊坡失穩破壞

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 3.4。

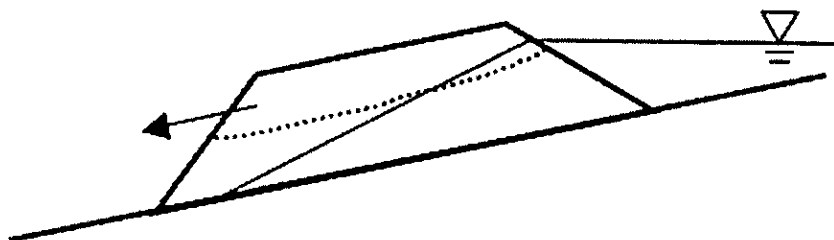


圖 3.4 天然壩破壞方式—邊坡破壞示意圖(高橋·匡，1988)

3、溯源沖刷破壞

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 3.5。

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。

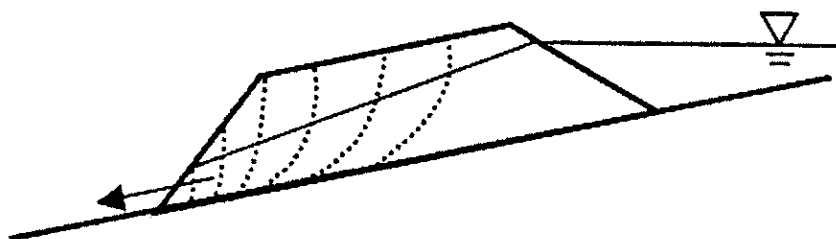


圖 3.5 天然壩破壞方式—溯源沖刷破壞示意圖(高橋·匡，1988)

(二)存在時間

在堰塞湖之壽命方面，世界上發生堰塞湖多只存在數分鐘至數天之久。根據 Schuster and Costa(1986)針對 83 個已知破壞時間的堰塞湖，結果如圖 3.6，由圖中可了解堰塞湖壽命之分布，44%的堰塞湖只維持了一個禮拜或更少時間即潰決，能維持超過一年之堰塞湖不到 9%。而根據 Schuster(1995)之研究，已將案例數量由 83 個增加為 187 個，統計結果發現有 35%在一天內潰決；55%在一星期內潰決；68%在一個月內潰決；83%在六個月潰決及 89%在一年內潰決。

而本研究根據案例蒐集結果統計 285 個案例，歸納出堰塞湖壽命分佈如圖 3.7 所示。由分佈情形可知約有 20%之堰塞湖形成後，緊急處理時間不到 1 天，約有 30%之堰塞湖緊急處理時間不到 1 星期，約有 41%之堰塞湖處理時間不到 1 個月，約有 54%處理時間不到 1 年。

由此可知，天然壩因結構不佳，故存在時間大多不長，較少自然留存下來。堰塞湖的壽命，與其天然壩體組成的材料種類其抗沖蝕性有很大的關係。Schuster(1993,1995)指出若壩身係由巨大岩塊或凝聚性土壤所組成，相較於高透水性或未壓密土岩屑所組成，會比較不容易破壞。

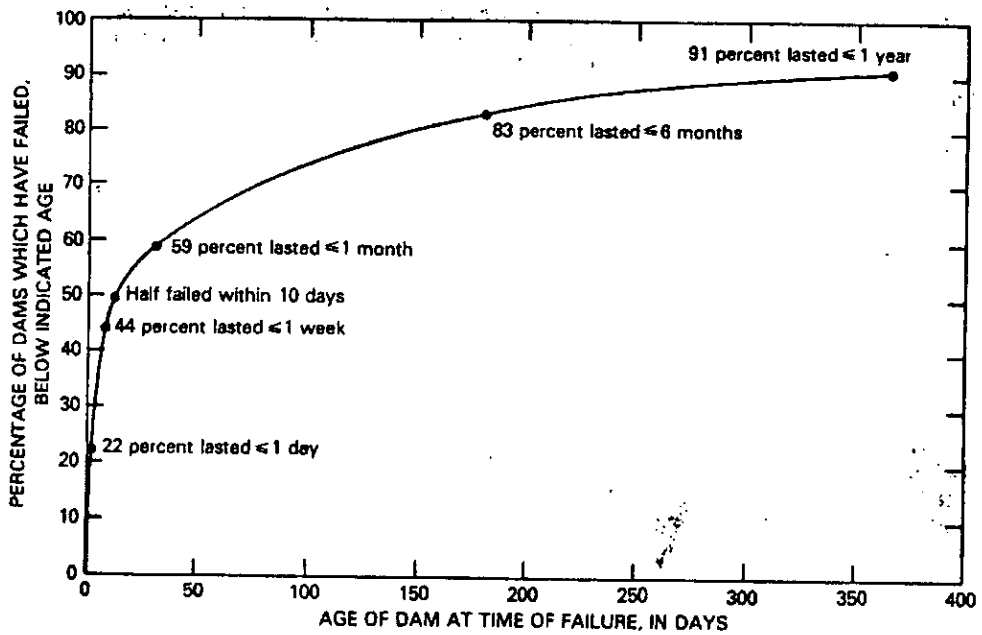


圖 3.6 堰塞湖的壽命 (Schuster and Costa, 1986)

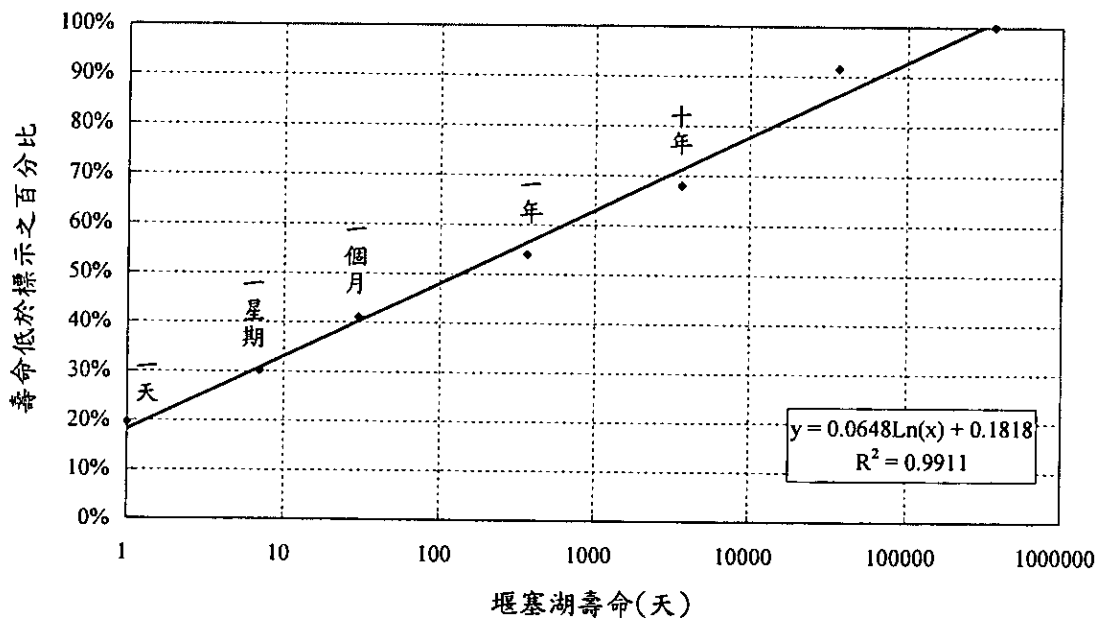


圖 3.7 堰塞湖壽命分佈長條圖

第肆章 堰塞湖形成後建議處理程序

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，在第二年度工作持續進行該流程之校核，並配合時間因素檢討其處理程序，並於第三年工作時完整建立堰塞湖防災作業程序，並撰寫了堰塞湖防災作業手冊。為能維持流程說明之整體性與易讀性，在本章中將針對堰塞湖形成後建議處理流程作一整體性之說明。並在第伍、陸、柒、捌章中分別對堰塞湖之調查、分析、監測與工程處理依應變時間之長短，依序說明各階段應採行作業之考量重點。

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 4.1，並將該流程說明於下：

一、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 4.2），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 4-1），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 4-2，各欄位說明詳表 4-3），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 4.3），並經進入預警之第一階段。圖 4.4 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 4-4）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 4.5），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。

二、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 4.6）與施設監測系統（詳圖 4.7），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 4.8），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（詳圖 4.9），檢討既有之緊急工程措施與施作永久性工程之需要性。

三、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（詳圖 4.10），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。

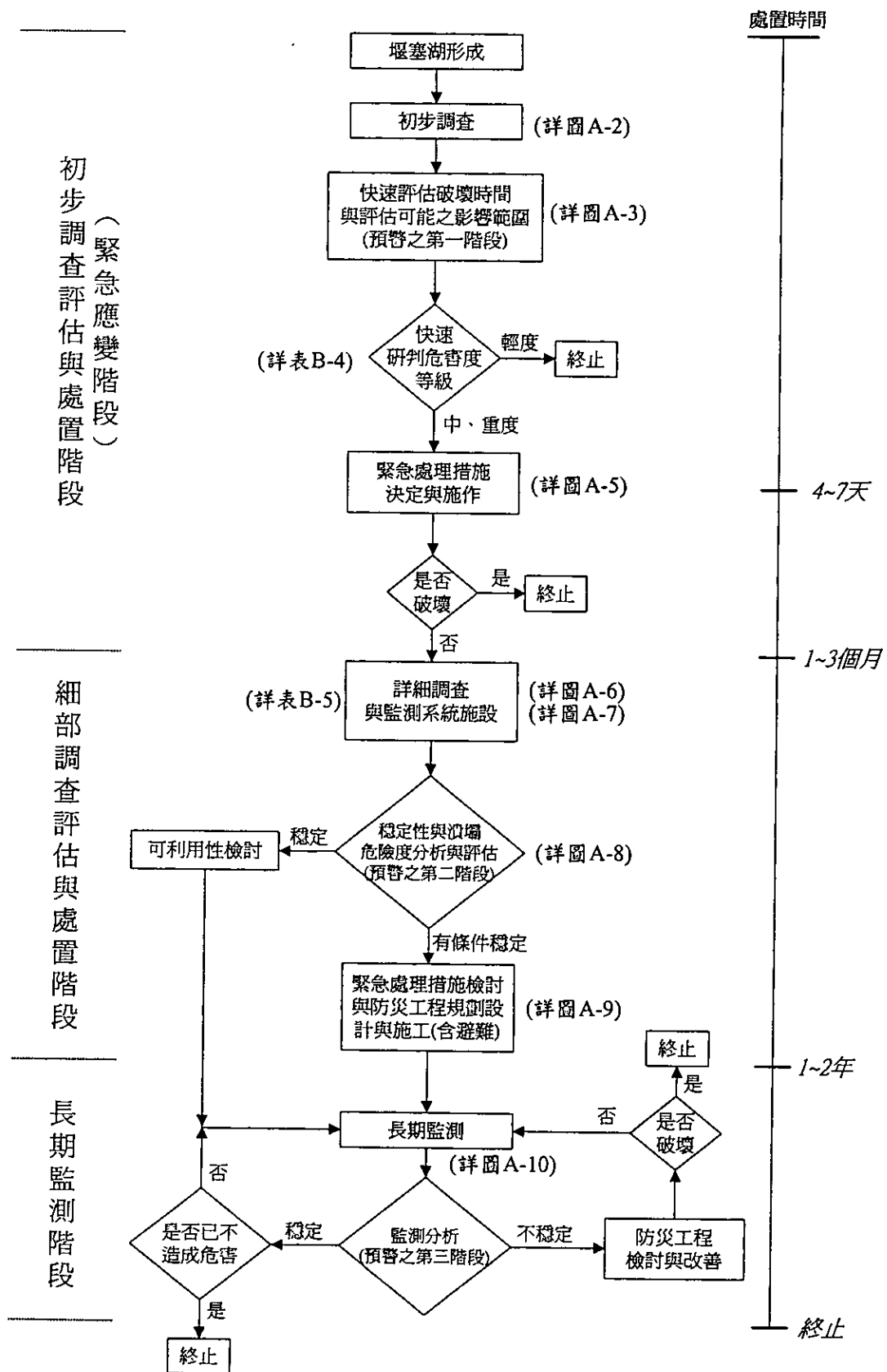


圖 4.1 壩塞湖形成後建議作業順序流程圖

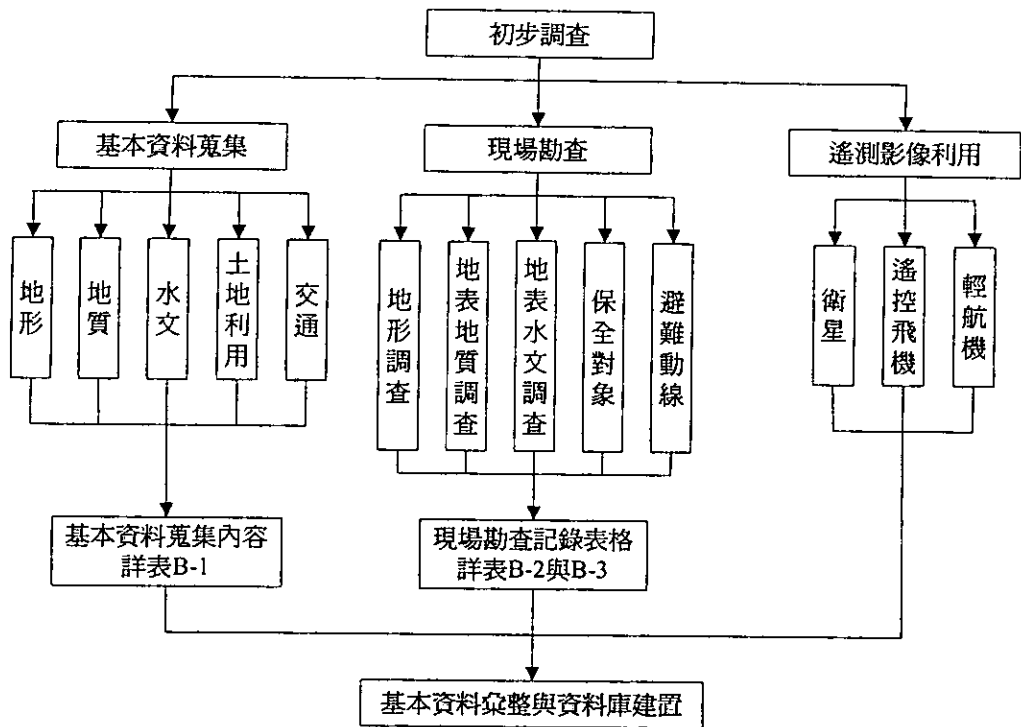


圖 4.2 初步調查作業流程圖

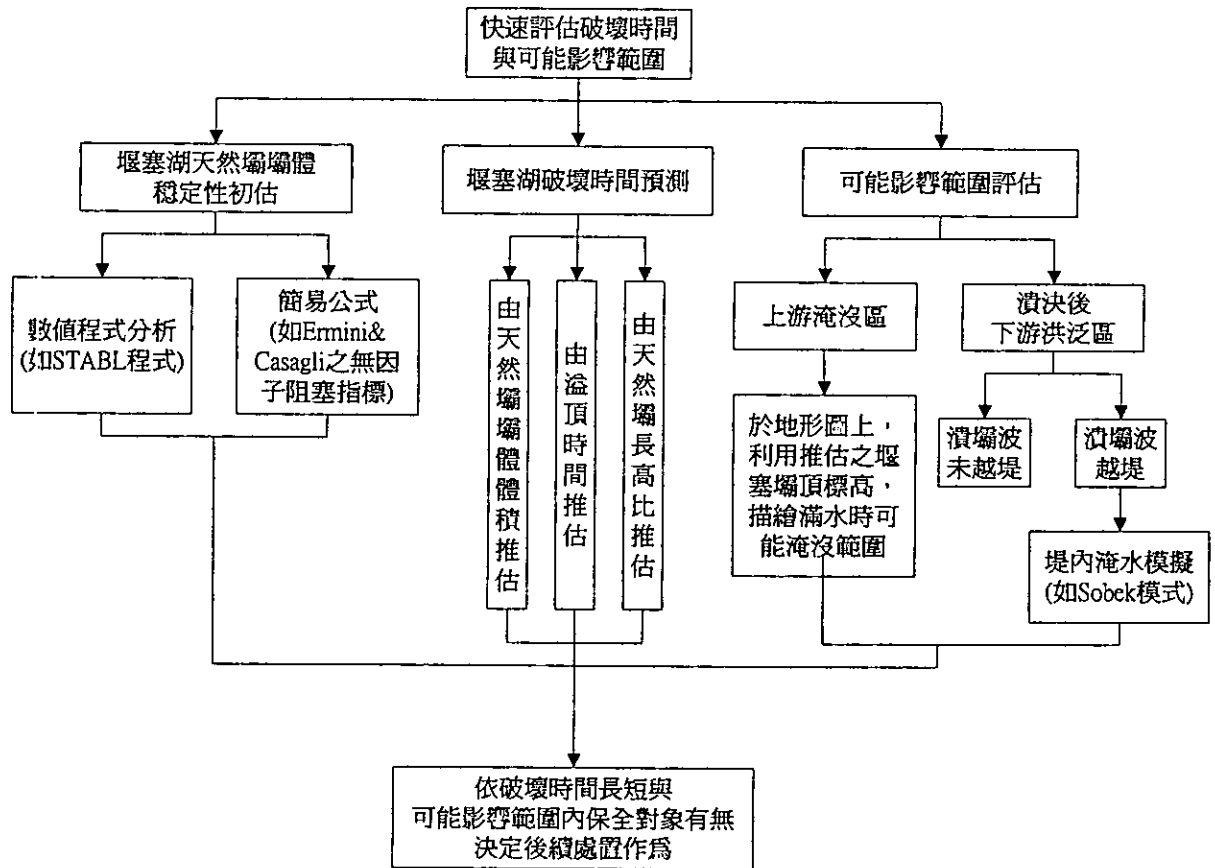


圖 4.3 快速評估作業流程圖

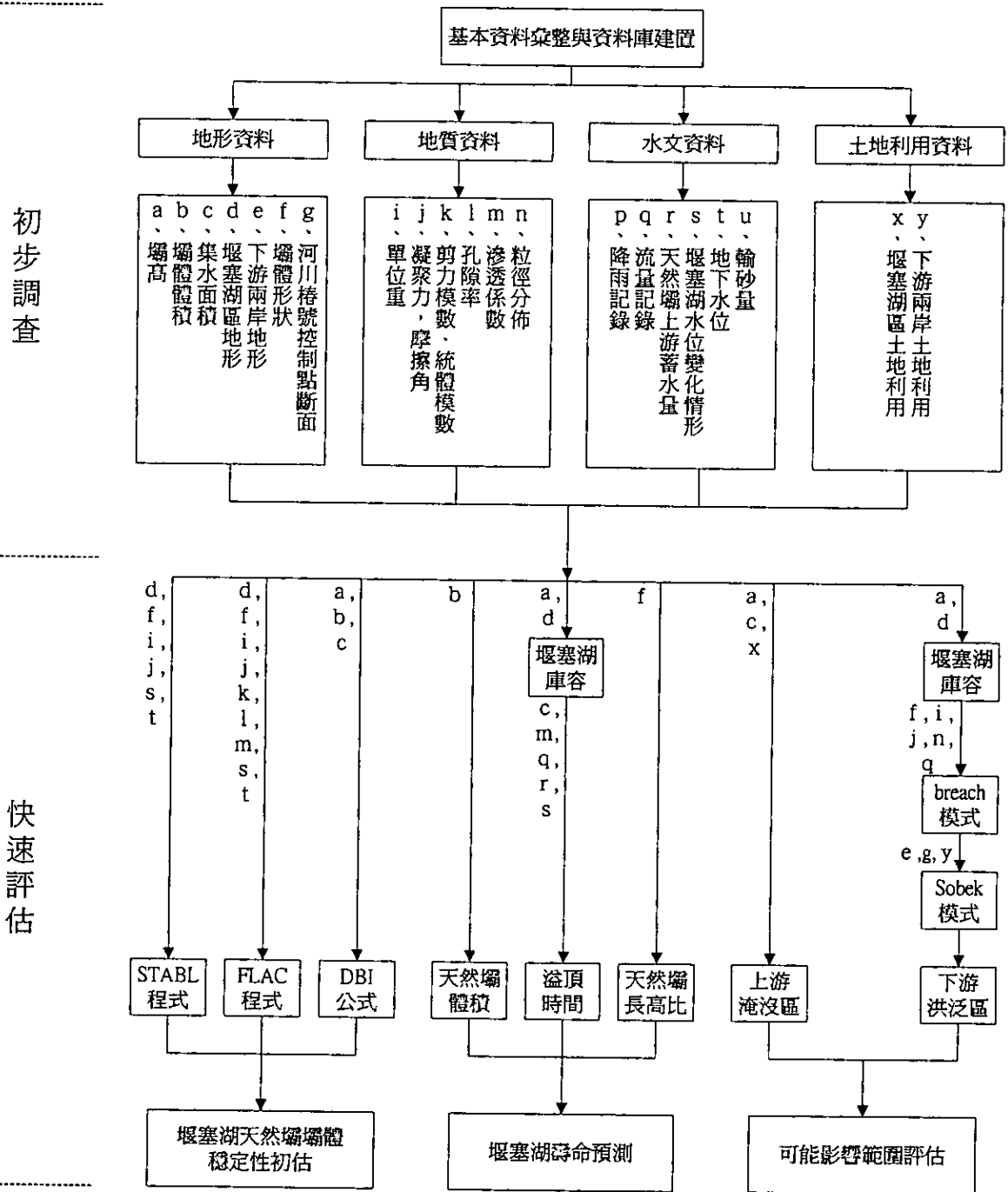


圖 4.4 初步調查建置資料與快速評估項目關聯圖

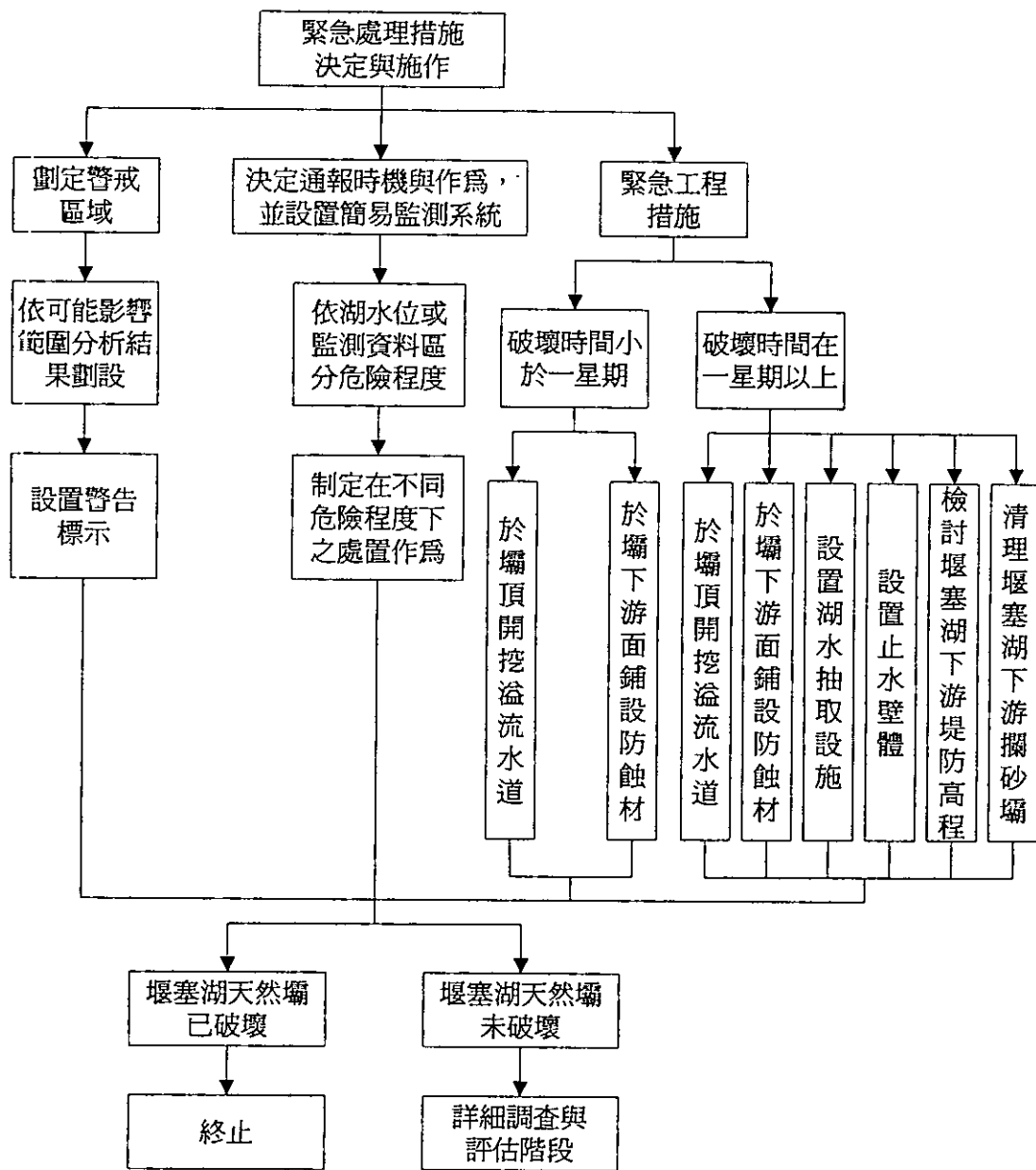


圖 4.5 緊急處置作業流程圖

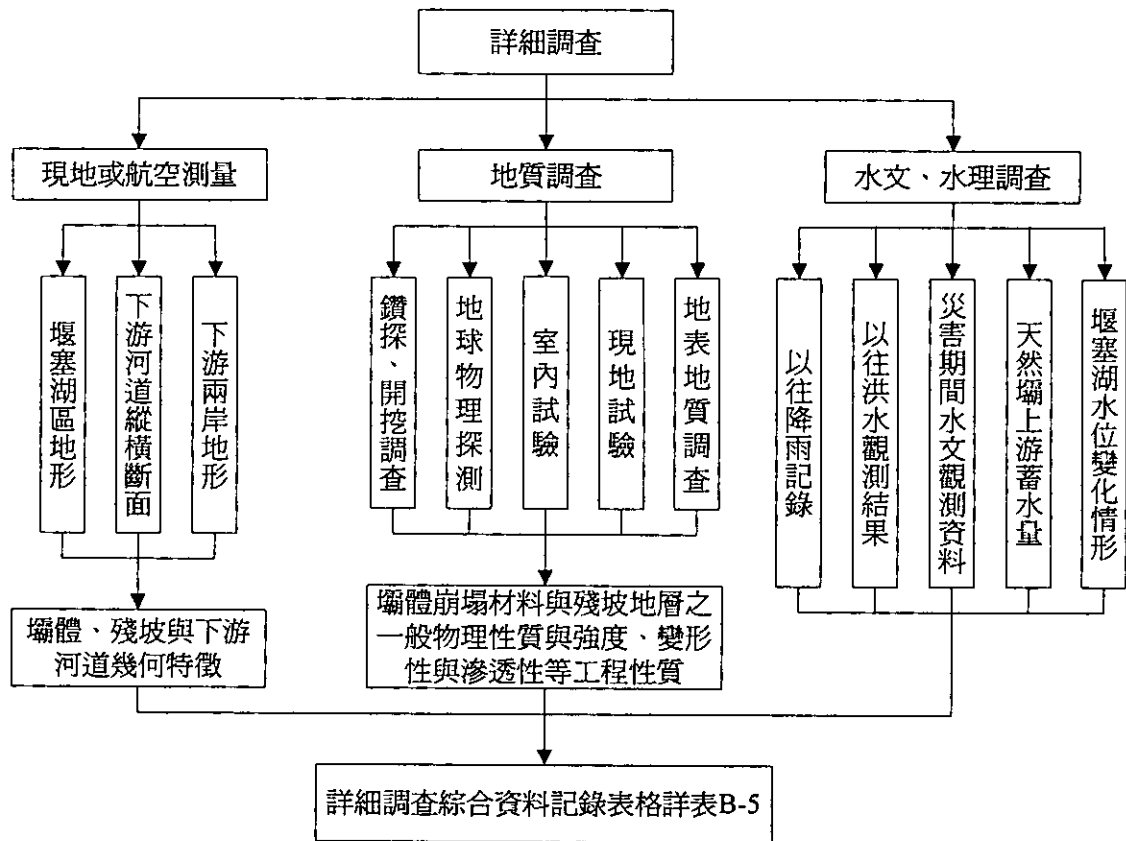


圖 4.6 詳細調查流程圖

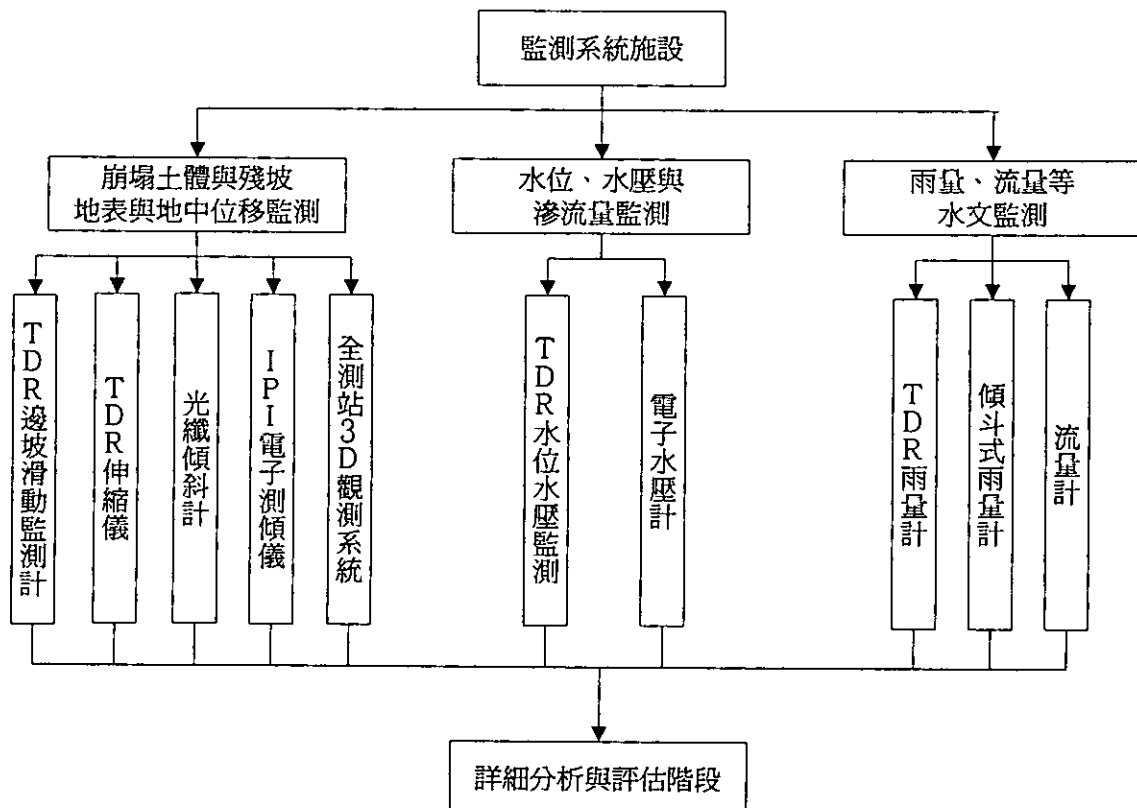


圖 4.7 監測系統設施項目流程圖

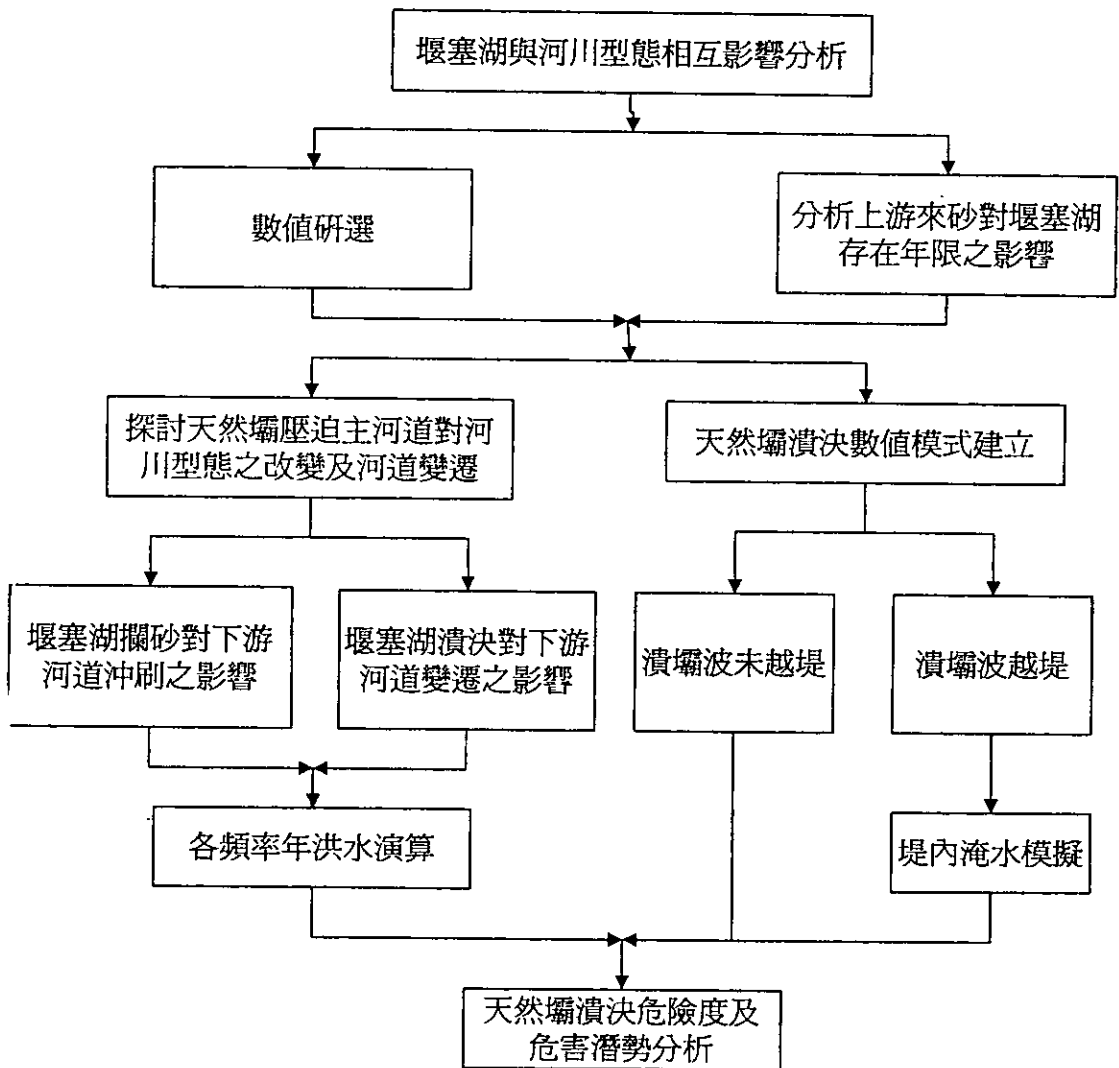


圖 4.8 穩定性與潰壩危險度評估流程圖

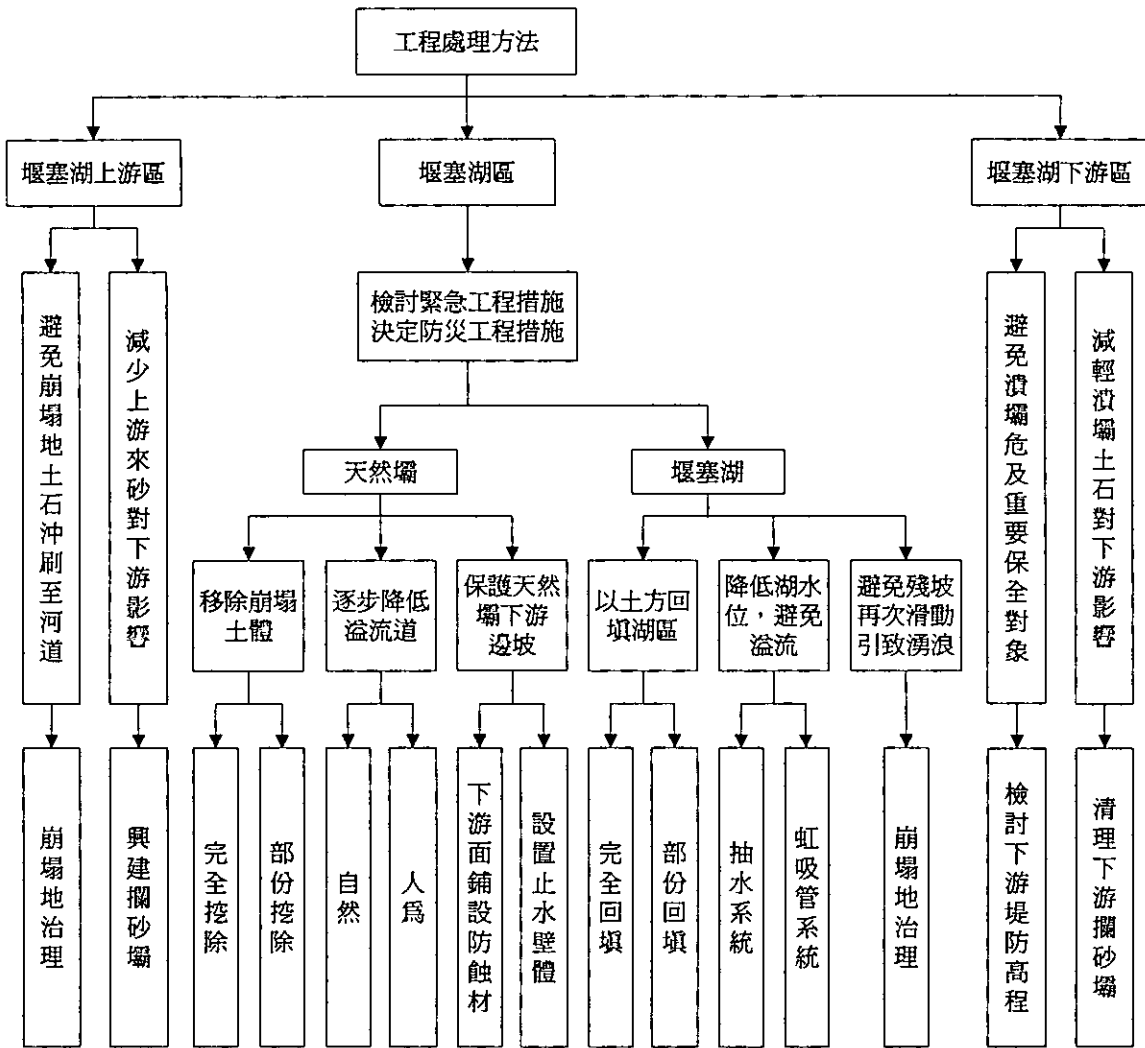


圖 4.9 工程處理方案決定流程圖

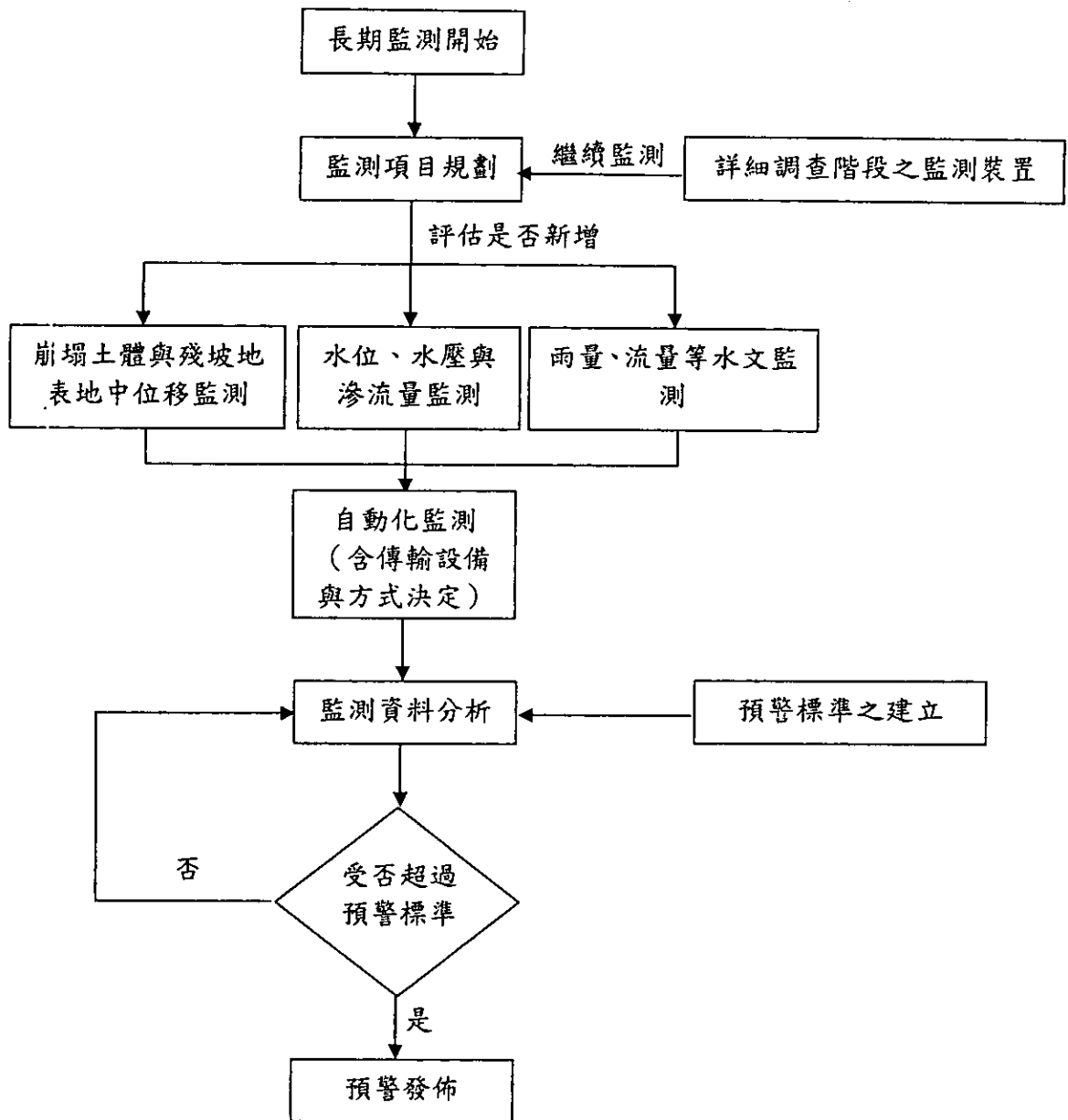


圖 4.10 長期監測流程圖

表 4-1 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	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. 中央大學太空遙測中心管理之 40m*40m 數值地形模型資料 4. 災害發生前，災區附近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. 中央大學太空遙測中心管理之災害發生前、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	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		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 4-2 現場勘查建議表格記錄樣式(各欄位說明見表 4-3)

堰塞湖現場勘查記錄表			
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	

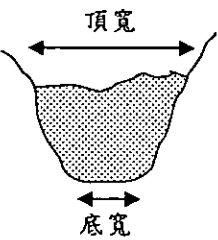
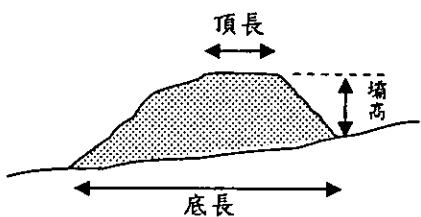
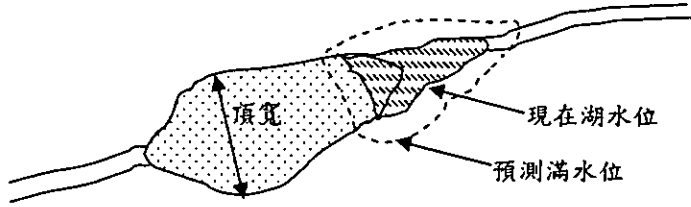
堰塞湖體資訊			
現勘湖水位	(m)	湖面積	(m ²)
預測滿水位	(m)	水位上昇速率	
堰塞壩(湖) 形狀圖示 (直接於圖例上 註記或修改)	側視		
	俯視		
山崩資訊			
崩滑面頂端距 河床水平距離	(m)	崩滑面頂端距 河床垂距	(m)
崩滑坡面長度	(m)	崩滑坡面寬度	(m)
崩滑面積	(m ²)	崩滑深度	(m)
崩滑體積(說明估算方式)			(m ³)
崩滑坡坡角		地質狀況	
母岩性質		破壞機制	
崩塌坡面 形狀圖示	正視圖		

	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)	

註：本表使用時機應為堰塞湖形成後 1~3 日內立即至現場初勘記錄時使用。

表 4-3 表 4-2 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

堰塞湖(壩)形狀圖示 (參考圖例)	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>側視</p>  <p>(垂直到向剖面)</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>側視</p>  <p>(平行流向剖面)</p> </div> </div> <p>俯視</p> 
崩滑面頂端距河床水平距離	山崩區域中高程最高點至河床之水平距離
崩滑面頂端距河床垂距	山崩區域中高程最高點至河床之垂直距離
崩滑坡面長度	山崩區域中高程最高點與最低點之斜坡長
崩滑坡面寬度	山崩區域左右側寬度
崩滑面積	山崩區域崩滑面積
崩滑深度	崩落滑移地層之深度或厚度
崩滑體積	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=……
崩滑坡坡角	崩滑坡面平均坡度
地質狀況	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
母岩性質	殘坡與崩落土體滑動前之岩層其工程分類，如厚層頁岩
破壞機制	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

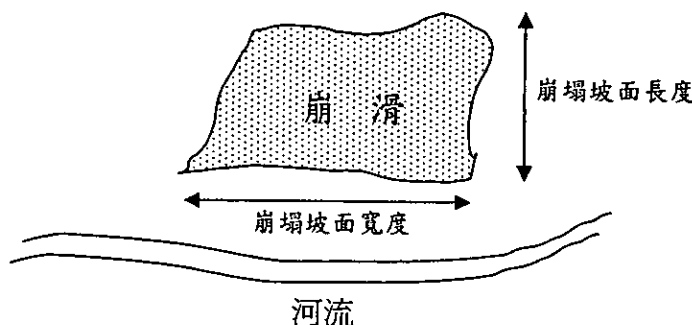
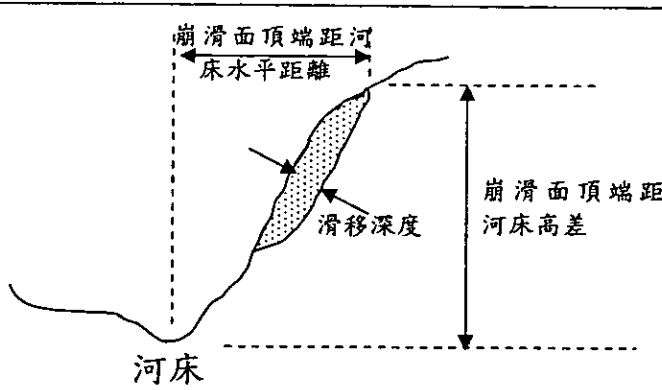
崩塌坡面形狀圖示 (參考圖例)	<p>正視圖</p> 
	<p>剖面圖</p> 
災區附近與下游兩岸土地使用情形	堰塞湖災區與下游沿岸土地開發與利用現況，包括聚落與重要設施等保全對象之調查
目前受災狀況	堰塞湖截至現勘時所引致之災害狀況
備註	註記其餘之記載事項，如研判須發佈避難時之交通避難動線等

表 4-4 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	<p>須同時滿足下列 3 個條件：</p> <ol style="list-style-type: none"> 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 	<ol style="list-style-type: none"> 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	<ol style="list-style-type: none"> 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	<p>須同時滿足下列 2 個條件：</p> <ol style="list-style-type: none"> 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 	<ol style="list-style-type: none"> 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 4-5 堰塞湖詳細調查綜合資料建檔記錄表(各欄位說明見表 4-6)

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"/> 溯源冲刷	
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	
	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 大地工程特性 (注明參數來源)	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 (°)	剪力模數 G t/m ²	楊氏係數 E t/m ²

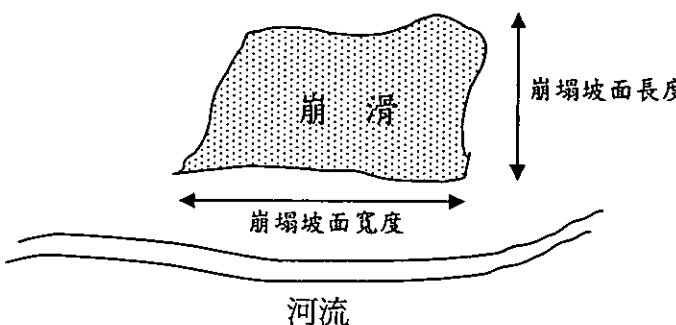
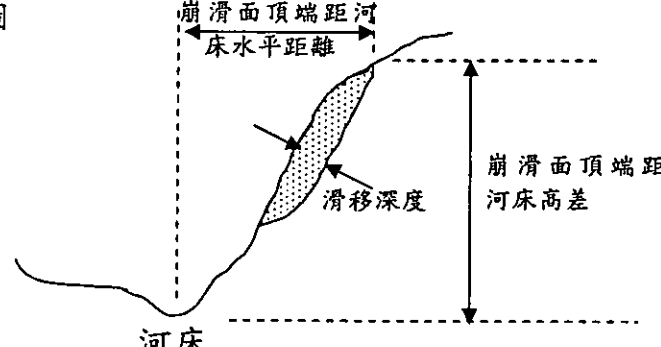
堰塞湖體與周遭地區水文資訊				
目前湖水位	(m)	湖面積	(m ²)	
預測滿水位	(m)	湖容積	(m ³)	
年降雨量	(mm)	水位上昇速率		
最大日降雨量	(mm)	上游河床坡度	(°)	
最大月降雨量	(mm)	下游河床坡度	(°)	
平均入流量	(m ³ /s)	平均出流量	(m ³ /s)	
尖峰入流量	(m ³ /s)	尖峰出流量	(m ³ /s)	
輸砂量		上游集水面積	(m ²)	
堰塞湖(天然壩)分類				
誘因	<input type="checkbox"/> 暴雨 <input type="checkbox"/> 地震 <input type="checkbox"/> 人為活動 <input type="checkbox"/> 其它_____			
推估崩潰	<input type="checkbox"/> 已崩潰 <input type="checkbox"/> 短期會崩潰 <input type="checkbox"/> 長期會崩潰			
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				

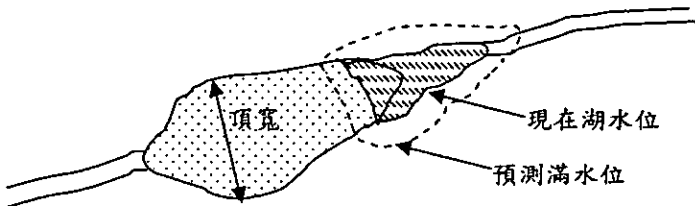
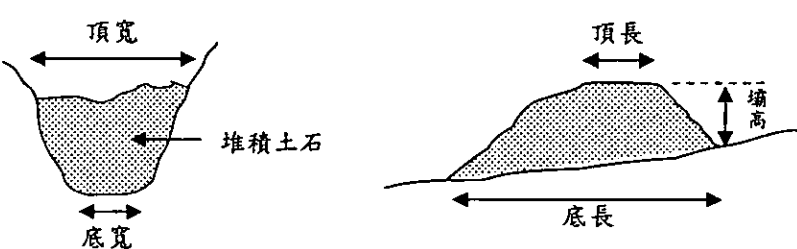
下游洪泛				
堰塞湖現況說明(應含工程處理、監測、警示設備概況等)				
與本次堰塞湖災害相關之記載、報告或論文 (註明作者, 發表年、標題、出版者等)				
其餘記載事項				

註 1:本表使用時機應為詳細調查後匯整調查結果時使用,可供爾後引用或分析時快速查閱。

註 2:其餘之細部調查資料如實測地形圖、河川斷面圖等可依需要附在本表後供參考。

表 4-6 表 4-5 中各欄位說明

欄位名稱	說明
基本資訊	
記錄時間	何時整理堰塞湖詳細調查綜合記錄表
單位、姓名	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 經差二度橫參卡脫投影系統或 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
堰塞湖現況	破壞與否，是否經工程處理，有無潛在危險等
破壞時間	若堰塞湖已破壞，則記錄開始崩壞之時間點與完全崩壞之時間點
破壞機制	若堰塞湖已破壞，則記錄破壞機制係屬壩頂溢流沖刷，壩體邊坡不穩定或因滲流導致壩下游溯流沖刷而破壞。
山崩資訊(可配合現勘、航測或現地測量結果說明之)	
崩滑機制	屬岩塊墜落、地滑、泥流、土石流或其他
崩塌坡面形狀尺寸說明示意圖	<p>正視圖</p>  <p>測量或航照所得資料可置於表 4-5 後作附件</p>
	<p>代表性剖面圖</p>  <p>各剖面資料可置於表 4-5 後作附件</p>

崩滑面頂端距河床水平距離	代表性剖面之山崩區域中高程最高點至河床之水平距離
崩滑面頂端距河床垂直距離	代表性剖面之山崩區域中高程最高點至河床之垂直距離
崩滑坡面長度	山崩區域中高程最高點與最低點之斜坡長
崩滑坡面寬度	山崩區域左右側寬度
崩滑面積	山崩區域崩滑面積
崩滑深度	代表性剖面之崩落滑移地層之深度或厚度
崩滑體積	崩滑移動體積，應註明計算方式，如以何種軟體計算，方法為何
崩滑坡坡角	崩滑坡面平均坡度
地質狀況	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。另可依據詳細調查補充說明地質材料與構造特性
山崩速度	崩落塊體滑落至河床時平均移動速度
地下水位	邊坡地下水位分佈狀況
母岩性質	母岩屬砂岩、粉砂岩、泥岩、頁岩或互層等
破壞面形狀	破壞面形狀為圓形、平面形、楔形或其他
殘坡地層大地工程特性	殘坡地層材料經過試驗或探測後所得之直接或間接結果，可於表 4-5 列出結果範圍，並將詳細結果附於表 4-5 後作附件以供參考
堰塞湖天然壩壩體資訊(可配合現勘、航測或現地測量結果說明之)	
堰塞湖(壩)形狀尺寸說明示意圖	<p>俯視</p>  <p>測量或航照所得資料可置於表 4-5 後作附件</p>
	<p>側視</p>  <p>(垂直到向代表性剖面) (平行流向代表性剖面)</p> <p>天然壩各剖面資料可置於表 4-5 後作附件</p>

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 =
上游面坡度	堰塞湖天然壩上游面平均坡度
下游面坡度	堰塞湖天然壩下游面平均坡度
壩體崩積土大地工程特性	壩體崩積材料經過試驗或探測後所得之直接或間接結果，可於表 B-5 列出結果範圍，並將詳細結果附於表 B-5 後作附件以供參考
堰塞湖體與周遭地區水文資訊	
目前湖水位	記錄本表時之堰塞湖水位
預測滿水位	堰塞湖水位到達溢流水位時之高程
湖面積	滿水時湖體投影面積
湖容積	滿水時堰塞湖容積
年降雨量	堰塞湖集水區近年平均降雨量
水位上昇速率	湖水上昇平均速率
最大日降雨量	堰塞湖集水區最大的降雨量
最大月降雨量	堰塞湖集水區最大的降雨量
平均入流量	堰塞湖區平均之入口流量，應註明統計起迄時間與估算方式
平均出流量	堰塞湖區平均之出口流量，應註明統計起迄時間與估算方式
尖峰入流量	堰塞湖區尖峰入口流量
尖峰出流量	堰塞湖區尖峰出口流量
輸砂量	堰塞湖壩址處輸砂量，應註明統計起迄時間與估算方式
上游集水面積	堰塞湖區上游之集水面積
堰塞湖（天然壩）分類（詳細說明詳本計畫第一年研究成果報告書）	
誘因	山崩時主要誘發因素

壩幾何形狀 壩長/壩高	壩底長/壩高之比值，小於 3 定義為高短壩；介於 3 與 10 之間定義為短長壩，大於 10 定義為河道型天然壩																
壩幾何形狀 壩寬/壩高	壩頂寬/壩高之比值，小於 2 定義為窄壩；介於 2 與 10 之間定義為中窄壩，大於 10 定義為寬壩																
壩幾何形狀 壩長/壩寬	壩底長/壩頂寬之比值，小於 1 定義為高短壩；介於 1 與 5 之間定義為短長壩，大於 5 定義為河道型天然壩																
堰塞湖規模	<p>堰塞湖規模等級劃分標準如下</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>堰塞湖大小等級</th> <th>堰塞湖容量, S (百萬立方公尺)</th> <th>壩高, H (公尺)</th> <th>壩體體積, V (百萬立方公尺)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>小型</td> <td>$S < 1$</td> <td>$H < 5$</td> <td>$V < 0.2$</td> </tr> <tr> <td>中型</td> <td>$1 \leq S < 10$</td> <td>$5 \leq H < 35$</td> <td>$0.2 \leq V < 3$</td> </tr> <tr> <td>大型</td> <td>$S \geq 10$</td> <td>$H \geq 35$</td> <td>$S \geq 3$</td> </tr> </tbody> </table> <p>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。</p>	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	$S \geq 10$	$H \geq 35$	$S \geq 3$
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	$S \geq 10$	$H \geq 35$	$S \geq 3$														
堰塞湖危害度	堰塞湖危害等級分級詳表 4-4																
壩與河谷關聯性	<p>各國常用之堰塞湖分類方式，當屬 Costa and Schuster(1988)所提出為代表，其將堰塞湖天然壩依照其與河谷間相關性，分為下列六型：</p> <p>型 I：壩身未跨越河谷</p> <p>型 II：壩身跨越河谷且衝上對面斜坡</p> <p>型 III：壩身跨越河谷且往上、下游擴展</p> <p>型 IV：壩身係由河谷兩側同時滑動，且兩側塊體正面或側面相接觸</p> <p>型 V：壩身由一次山崩中分兩股以上進入河床所造成</p> <p>型 VI：壩身係由延伸至河床底之破壞面因塊體滑動而升起</p> <p>請見本報告圖 2.1 說明。</p>																
受災狀況																	
生命	堰塞湖災害因山崩、上游淹沒或下游洪泛所引起對人類生命之危害，包括死亡、受傷、無家可歸或有潛在危險之狀況																
財產	堰塞湖災害因山崩、上游淹沒或下游洪泛所引起對公共財產與私有財產已造成之危害以及有潛在危險之危害情形																
其他																	
現況說明	簡略說明堰塞湖處置方式與最新狀況																
與本堰塞湖相關之報導、研究報告或論文	整理與本堰塞湖災害相關之新聞報導與相關研究、報告等之相關資訊，以一般參考文獻方式條列之																
其餘記載事項	其他記錄人員認為需要補充填寫之資料																

第五章 堰塞湖調查

一、初步調查與詳細調查

堰塞湖之調查工作在本研究中可分初步調查與詳細調查等不同階段。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，其調查時間應在一週內完成。在經初步調查與評估分析後認為有需要更進一步了解壩體與殘坡之特性時，即進入詳細調查階段。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。

(一)調查時機

初步調查工作包括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，以提供下一步分析時引用。

詳細調查時機應在經過初步評估後，壩體與殘坡無立即破壞之餘，則有需要更進一步瞭解壩體與殘坡特性，以提供更為完善的分析參考資料。

(二)調查項目

初步調查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；其工作項目考量如下表：

表 5-1 初步調查項目

	調查特性	工作項目
地質資料(坍塌土體)	母岩岩性	地質圖、地表地質調查
	粒徑分布	目視、影像分析評估
	滲透性	觀察入流量與滲流量，以粒徑分布初估
	變形與強度參數	相關案例、崩積土材料參數資料庫
地質資料(殘坡)	岩性與地質構造	地質圖、地表地質調查
	強度參數	反算分析
水文資料	流域內降雨資料與未來降雨趨勢	鄰近雨量站；雨量資料校正、補遺、延伸
	入流量	文獻之河川資料配合現場浮標觀測；鄰近水文站流量資料檢核、補遺及延伸
	水位	地形圖+目視；設置水位觀測
	溢流水道寬度、形狀與流量	目視、現地量測
其他資料	土地利用資料	相片基本圖+現勘
	受災狀況	現勘、加強災區巡邏或派人駐守

在詳細調查中，應以初步調查結果為基礎，針對以下三點方向進行更為廣泛與完整的調查，以提昇分析資料精度與數量：第一為現地與航空測量，第二為詳細地質調查，第三為詳細水文與水理調查。詳細調查之調查項目如表 5-2。

表 5-2 詳細調查項目(修改自日本建設省，1992)

調查項目			
周邊的地形等	天然壩的幾何特徵	地質調查	水理、水文調查
1.堰塞湖上下河道之縱橫斷面圖 2.下游流域的地形圖 3.對策工程預定處所在之地形圖與縱橫斷面圖 4.對策工設置預定的地質	1.天然壩的形狀 2.天然壩的高度 3.天然壩的長度 4.天然壩上下游坡降 5.河床坡降 6.天然壩形成原因(岩塊墜落、地滑、土石流等) 7.邊坡破壞、滑動的狀況	1.天然壩組成粒徑 2.崩塌土體孔隙率 3.崩塌土體強度 4.崩塌土體滲透係數 5.原河床的地層分佈 6.原河床地層強度 7.原河床地層透水係數 8.崩塌土體強度	1.以往的降雨記錄 2.以往的洪水流量觀測結果 3.流域內降雨狀況 4.洪水預測(流出量解析) 5.天然壩上游的蓄水量

(三)調查規劃研擬

1、初步調查

茲將所初步調查包含之工作項目規劃分別說明如下：

(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 4-1。

(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、發電機具等，蒐集基本堰塞湖災區資料。在初次勘查時即應對崩塌坡面、堰塞湖體與壩體等以人工或是簡易測量工具進行概略估計，以節省時效。本文建議現場勘查表格樣式如表 4-2 所示，表中可視需要自行追加觀測項目並記錄之。

(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。

(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、全面性之地質調查，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)，且塊石強度高，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。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，本文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 5-3。表 5-3 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 5.1 可知摩擦角呈雙峰分佈，峰值出現在 26° 與 36° ，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。

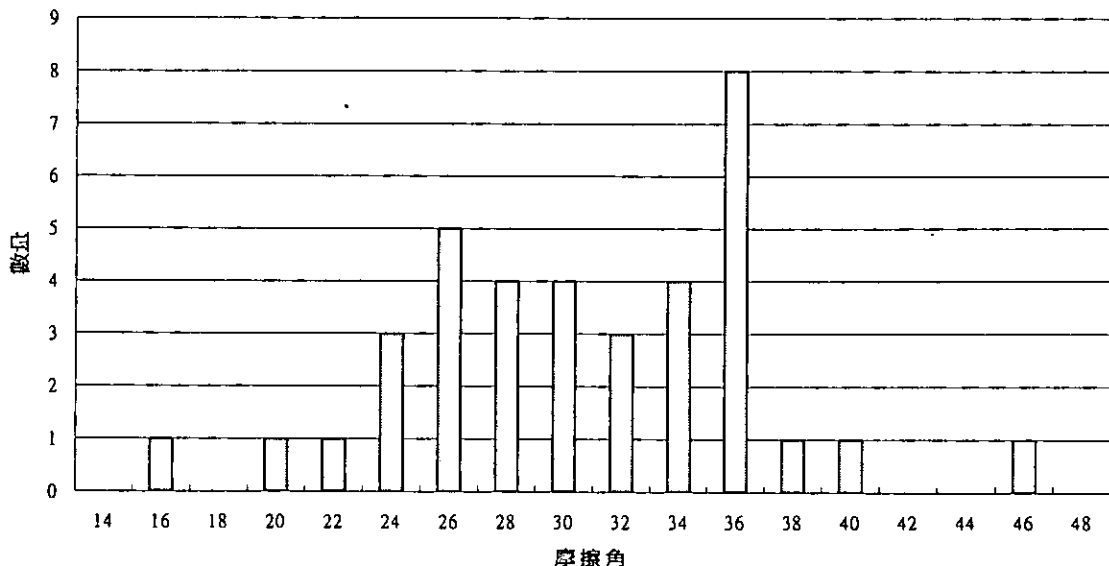


圖 5.1 摩擦角分佈圖

表 5-3 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 利規劃試驗所 (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)
2	谷關					0.1	35			逆分析推估值	董家鈞、楊賢德 (2001)

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)		
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)
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)

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)			
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	中華顧問工程公司(1999)
17	汐止新台 五交流動	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 流動	石底層			Fine:23%	0.1	30				逆分析推估值	王希光(2003)
19	木柵交 流動	石底層			Fine:25%	0.1	28				逆分析推估值	王希光(2003)
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)

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)		
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)
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.本表僅供參考，使用者可依蒐集之資料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。

2、詳細調查

詳細調查之規劃研擬，應考量初步規劃設置之不足，進而擴充其範圍和項目，以上節所述，調查項目可分為三個方向進行，其各項規劃之詳細描述如下：

(1)現地或航空測量

針對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。

(2)地質調查

詳細之地質調查應以實測值為準進行分析與評估工作，主要目的在獲取壩體崩塌材料岩性（採取試驗如：地表地質調查、地質圖收集）、粒徑分布（如：試坑開挖）、強度與變形性（如：地球物理震波探測、SPT、室內試驗）與滲透性（如：現地透水試驗、地電阻影像試驗 ERT）與殘坡地層岩性與地質構造（如：地表地質調查）及強度參數（如：反算分析、弱面直剪）。

而地球物理探測以非破壞性、快速的方式輔助鑽探與開挖調查，包含崩落土體之波速或地電阻空間分佈，包含縱向與橫向；定義堆積深度（採取試驗如：波速及地電阻）、天然壩滲流特性（採取試驗如：地電阻）、估計崩落土體之強度（利用波速）。

(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。

二、調查方法介紹與適用性

以下各節係以一般性說明為主，而於本章最後將補充介紹數種較對堰塞湖調查十分實用，且可能為傳統工程師較不熟悉之調查方法，如折射震測走時影像法、表面波震測影像法、時域反射法、地電阻法等作為參考。

(一)現地或航空測量

現地測量為傳統之地形量測方法，一般較廣為人知，而航空測量則屬於遙測之一種。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)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，太空計畫室已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 Gecoded 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。

(2)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。

(3)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。

(二)地質調查

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。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。地電阻 ERT 探測可量測崩落土體之地電阻及其在空間上之變化，初期有助於定義崩塌範圍，後續量測可作為滲流情況之調查。

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，分別秤其重量，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。本研究另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

前所蒐集到的資料如下：

a、柴田(1970；與土層種類無關)

$$V_s = 10^{1.5} N^{0.5}$$

b.今村、吉村(1972；與土層種類無關)

$$V_s = 92.1N^{0.329}$$

c.今井、殿內(1982)

$$V_s = 91.7N^{0.257} \text{ (填土區為砂土或礫石)}$$

$$V_s = 75.4N^{0.351} \text{ (沖積層為礫石)}$$

$$V_s = 136N^{0.246} \text{ (洪積層為礫石)}$$

d.土岐憲三(1981；與土壤種類無關)

$$V_s = 89.8N^{0.341}$$

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，簡連貴與林敏清（1998）提出適用台灣西部沿岸之關係式：

$$V_s = 22.864 \times (N)^{0.757} \quad V_s = 18.23 \times (N+1)^{0.817}$$

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：

$$V_s = 139.1 + 4.09Z + 2.0415N_l ; N_l = (10/\sigma')^{1/2} \times N_F$$

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/m²)

N_F = 現地標準貫入試驗打擊數

Kamil Kayabali (1996) 試圖找出剪力波速與 SPT-N₆₀ 之關係式：

$$V_s = 175 + 3.75 \times N_{60}$$

Nigbor 跟 Imai(1994)建立了剪力波速與 N 直幕次方的關係式：

$$V_s = 7.54 \times (N_{67})^{0.357}$$

其中 N₆₇ 為修正能量比例為 67%。

三、調查成果之代表性問題

由於坍塌土體之材料變異性甚大，因此試坑開挖或鑽探所得到之土體代表性必須注意，室內試驗之重模土樣通常不包含現地大顆粒礫石，因此所得到之力學性質在使用上必須根據現地情形或現地試驗作適當的工程判斷。相反地，地球物理方法之取樣空間大，較具代表性，但由於坍塌土體之材料變異性大，對於震波與電探之施測與分析亦造成一定程度的困難。折射震測與表面波震測必須注意震源能量的問題，可搭配工程機具進行。傳統折射震測之分析假設速度漸增之分層，可利用較新的走時影像法 (Traveltime tomography) 考慮地層之深度與側向之變化，並與表面波震測之結果比較，綜合研判結果之合理性。

震測試驗結果之波速其地層之物理性質，在前節中僅以現有的經驗公式加以連結，然而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；有關地層波速與物理性質之參考文獻方法，應參考最新之相關研究，以提供更為完善之評估作業程式。

四、調查與監測系統之協調整合

初步調查階段，應當以快速方式，進行相關調查項目，所以在分析結果尚未結束前，必須注意相關監測資料以及現場狀況是否安全，若是壩體或殘坡有崩壞之虞，應得進行預警動作，並得儘快撤離至安全範圍。而監測規劃及預警機制，得參考第柒章所述。

而在初步分析後認為現階段壩體安全性在可靠範圍內，尚無崩壞之虞，後續的詳細調查階段，應得配合監測資料，互相比對是否應該增加調查或是監測之地點。

五、調查與分析評估之界面

調查結果除了提供殘坡及壩體相關之性質與狀態外，並得依所得

之結果，進行壩體或殘坡之更進一步的穩定評估，不同於初步調查，在於詳細調查分析，應包含更為範圍更大且完整的資料，配合監測調查之結果，利用 STABL 或是 FLAC 分析方法，瞭解在不同狀態之下可能發生之模式。例如在不同降雨量、地下水位以及外來之地震災害，明確的分析瞭解壩體或殘坡在不同狀態之下的穩定性。

六、調查與工程處理對策之界面

調查階段中，包含了相關資料收集與試驗結果，但過程中也應注意其壩體或殘坡安全狀況與否，除了以監測資料為參考之外，實際的調查過程，也應對可能的突發狀況，如大量滲水，明顯大量崩落、上邊坡出現張力或剪力裂縫等，必須及時通報並快速評估，以配合相關工程處理。另一方面，乃調查結果之分析，互相比對以合理評估壩體或殘坡是否應針對可能的破壞模式，進行工程相關處理。

[參考 5-1]

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 5.2 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。

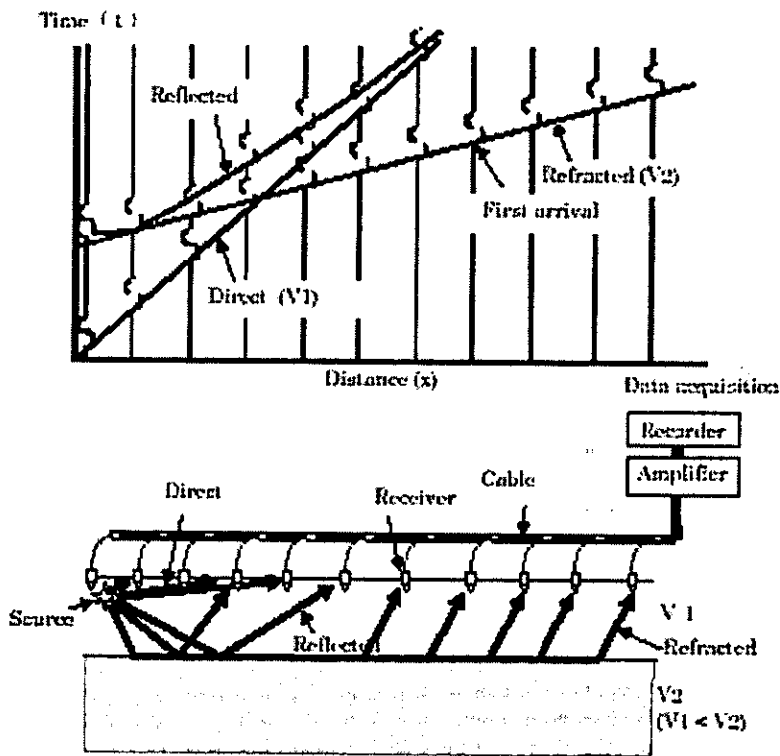


圖 5.2 折射震測原理

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 5.3 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。

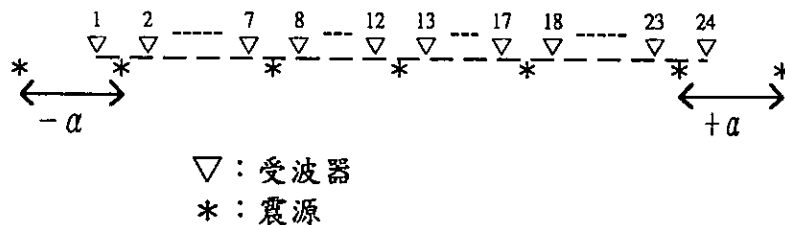


圖 5.3 折射法震源（7 炸點）與受波器位置示意圖

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(Phatoming)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 5.4 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。

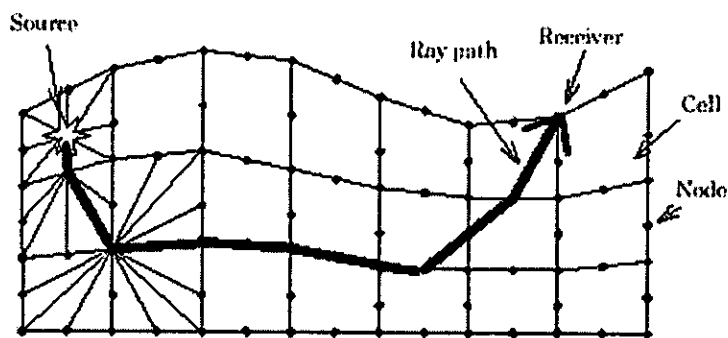


圖 5.4 折射震測走時震測影像分析原理

[參考 5-2]

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：

- (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：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。
- (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。

表面波震測施測作業

單一測線直線展開如圖 5.5 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。

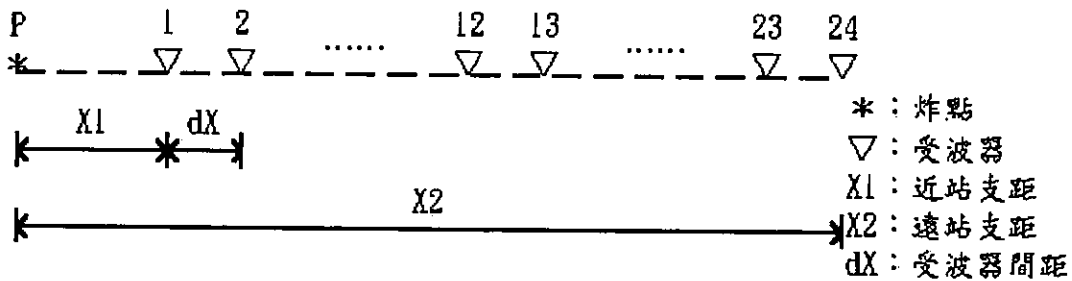


圖 5.5 單一測線直線展開圖

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。

[參考 5-3]

時域反射法簡介

時域反射法 (Time Domain Reflectometry, 簡稱 TDR) 是以電磁波為基礎之探測法, 其基本原理與雷達相同, 但電磁波之傳遞僅侷限於傳輸纜線 (Transmission Line) 中, 圖 5.6 為 TDR 儀器之簡圖, 它包含階躍脈衝電壓產生器 (Step Generator)、訊號採樣器 (Sampler) 與示波器 (Oscilloscope), 脈衝產生器產生電壓脈衝傳至同軸纜線, 訊號採樣器擷取並透過示波器顯示由同軸纜線傳回之反射訊號。同軸纜線由一組內、外導線所組成, 外導線以封閉的方式包圍內導線; 感測器 (Sensor) 為同軸纜線之延伸使得電磁波傳進所要量測之材料或環境中。

時域反射法 (TDR) 之基本原理與雷達相同, 由製波器發射一電磁脈衝進入同軸電纜及感測器, 並由示波器記錄由於電纜阻抗不連續所造成之反射。電纜阻抗由感測器斷面幾何及其內部介質之介電度決定, 因此當感測器斷面因受力而變形時, 或絕緣介質不同時, 將產生阻抗不連續。當電磁波遇到阻抗不連續所產生之回彈訊號被接收器所接收, 再透過電磁波速與時差之計算, 便可知道阻抗不連續處之位置。在大地工程監測方面, 依應用原理可歸類為三: 第一, 係利用 TDR 反射訊號監測當電纜受到外在環境之影響造成電纜幾何形狀或感測器長度之改變, 如圖 5.7 所示, 例如岩石或土壤之相對變位造成埋置其中之電纜幾何形狀改變 (Dowding et al., 1988; Aimone-Martin et al., 1994); 第二, 係利用 TDR 之反射訊號量測感測器內不同介質之界面位置, 例如地下水位之監測 (空氣與地下水界面) (Dowding et al., 1996、楊培熙, 2003), 如圖 5.8 所示; 第三, 係將所欲量測之材料作為感測器之介質, 利用反射訊號量測材料之介電度與導電度, 用以進一步推估材料之基本物理性質, 例如土層之含水量 (Topp et al. 1980; Lin et al., 2000)。

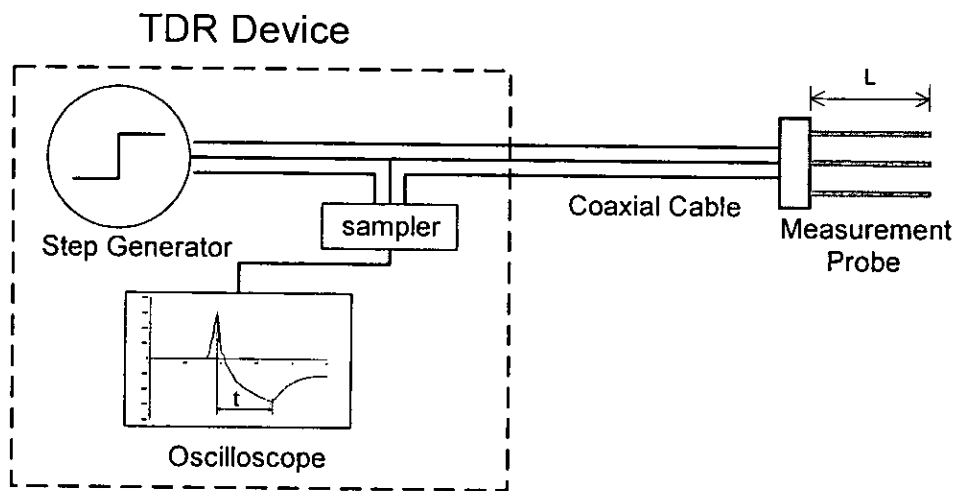


圖 5.6 TDR 示意圖

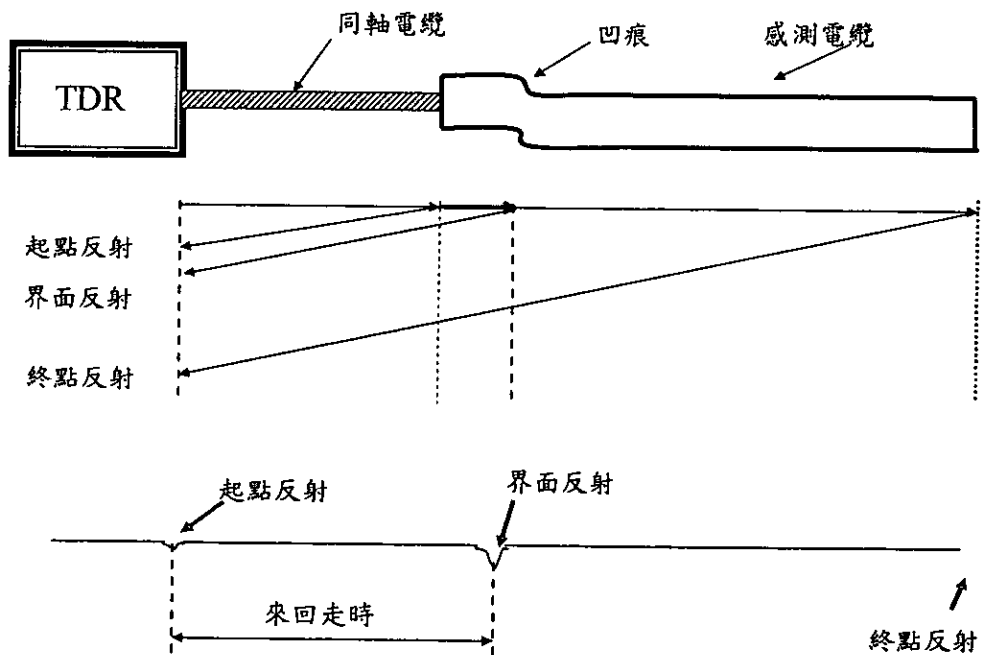


圖 5.7 TDR 變形感測器反射波形示意圖

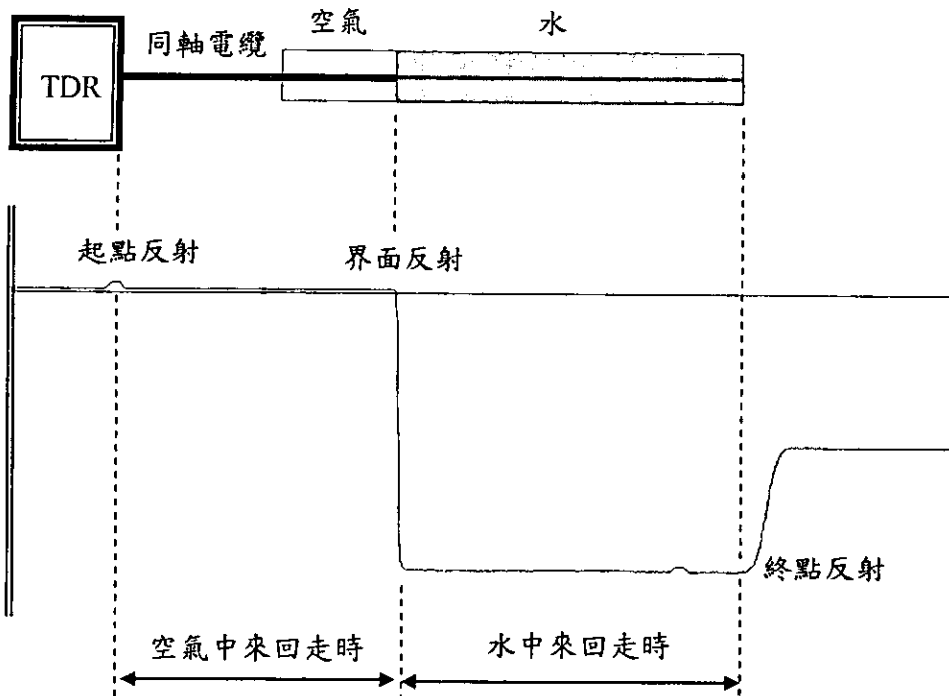


圖 5.8 水位量測之 TDR 反射訊號

TDR 變位感測器

已知 TDR 製波器發射一電磁脈衝進入同軸電纜，可由示波器記錄由於傳輸纜線系統中阻抗不連續所造成之反射，若於傳輸線中設計一可隨外部位移而移動之阻抗不連續面，則可用以量測相對位移量。地表與孔內之位移伸縮計具有經濟、連續與自動監測之優點，也常用於邊坡及土石流之監測(Corominas et al., 2000)，根據上述原理，已發展出利用時域反射技術之 TDR 伸縮計(TDR Extensometer, Lin and Tang, 2003)，而 TDR 伸縮計亦可有效輔助地層錯動之監測，量化地層之滑動量。圖 5.9 為 TDR 伸縮計設計概念及變位與反射波形關係圖。

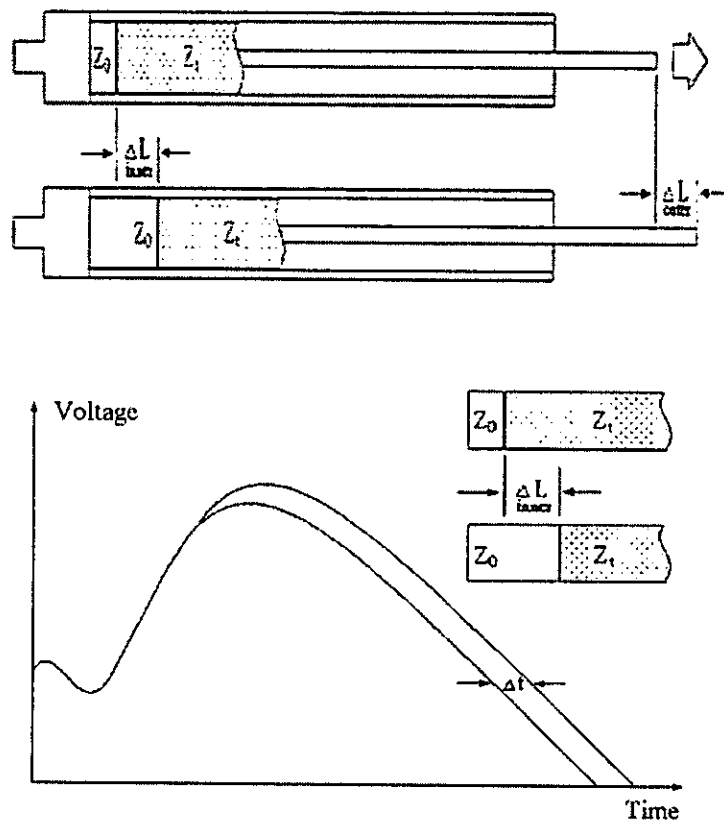


圖 5.9 TDR 伸縮計基本設計概念簡圖及變形與反射波形關係圖(Lin and Tang, 2003)

TDR 水位感測器與 TDR 雨量計

電磁波在傳輸纜線或感測器中，遇到不同的絕緣介質，會有阻抗不連續的反應，而電纜阻抗是由電纜或感測器內介質的介電度來決定，故會有不同的反射訊號，可藉此電學性質判斷其界面位置，如水位高度或地下水位面等。TDR 水位量測在實驗室標定的結果中，其精確度已達滿意的地步；目前除了水位的量測，另外使用 TDR 感測器來量測水中的導電度也有良好的成果，而利用 TDR 水位感測器進行降雨量監測亦已研發 (楊培熙，2003)。

[參考 5-4]

地電阻方法簡介

地電阻主要施測原理再於給予一探測物質外部的電流或是電壓（如圖 5.10 中 C1 或 C2 端），利用佈設的探針接收透過探測物質回傳的電勢能差值（如圖 5.10 中 P1 及 P2），透過反算機制瞭解探測物質的阻抗特性（利用量測資料結果預設不同地層之平均阻抗，建構一反算模型，透過反算迭代計算適合的地層模型）。而地電阻測量方式，大約可分為以下幾類：

1. Dipole-Dipole
2. Pole-Dipole
3. Pole-Pole
4. Wenner
5. Wenner-Schlumberger

從圖可了解各種不同施測方法的排列方式，

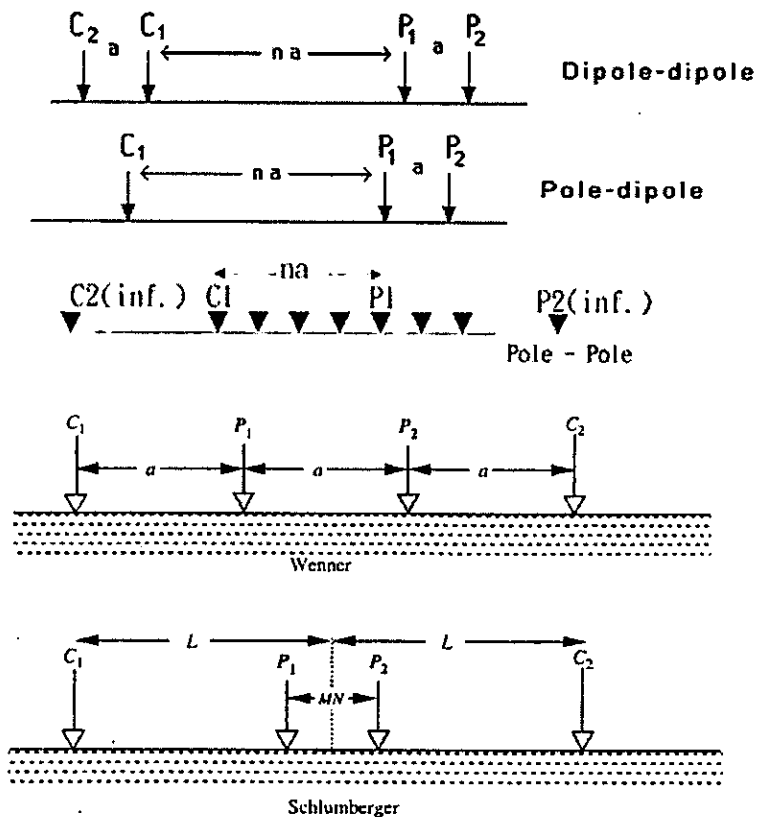


圖 5.10 各種地電阻試驗方式

各種方法均能以多段串接的方式進行地電阻剖面量測，而施測的深度依不同的佈設方式以及現地佈設長度為變動，其中以 Pole-Pole 方法施測深度最深，但解析度較差；可依照當地地形狀況以及施測目標作為施測方法選擇之考量。

以直流電阻法雙極法排列作電阻率影像剖面 (Pole-Pole) 為例。施測時將四極中之一電流極 C2 及電位極 P2 置於無窮遠處固定 (一般大於測深十倍即可)，一般稱之為遠電極 (Remote electrodes)。當進行電阻率影像剖面法施測時，在欲探測剖面等間距佈置多支電極 (圖 5.11)。施測開始時，以第 1 支做 C1 電流極，第 2 支、第 3 支...，第 N+1 支逐次切換做 P1 電位極 (N 為設定之目標測深參數)，就可測得第 1 支 C1 電流極，由淺至深地層訊號；接著，以第 2 支做 C1 電流極，第 3 支、第 4 支...，第 N+2 支逐次切換做 P1 電位極 (N 為設定之目標測深參數)，就可測得第 2 支 C1 電流極，由淺至深地層訊號，如此下去，即可獲得由淺至深二維地層剖面資料，由於此法受地形限制較小，品質亦穩定可靠，施測時可將電極棒事先佈好，故十分節省時間。圖 5.12 為寶二水庫地電阻試驗結果。

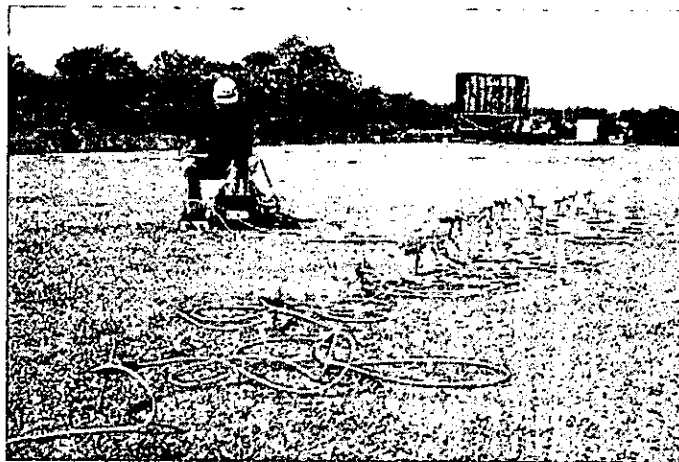
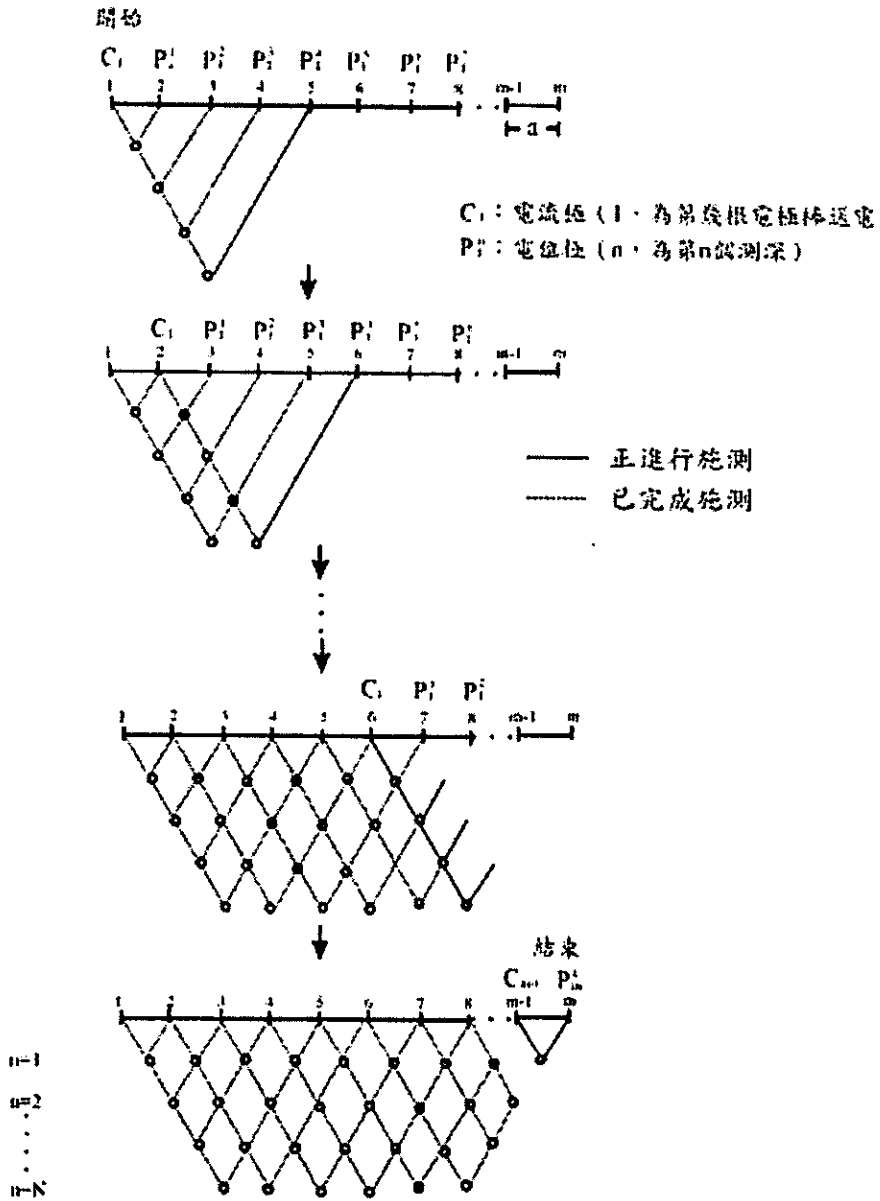


圖 5.11 地電阻施作方式示意圖

平行岩層走向Pole-Pole

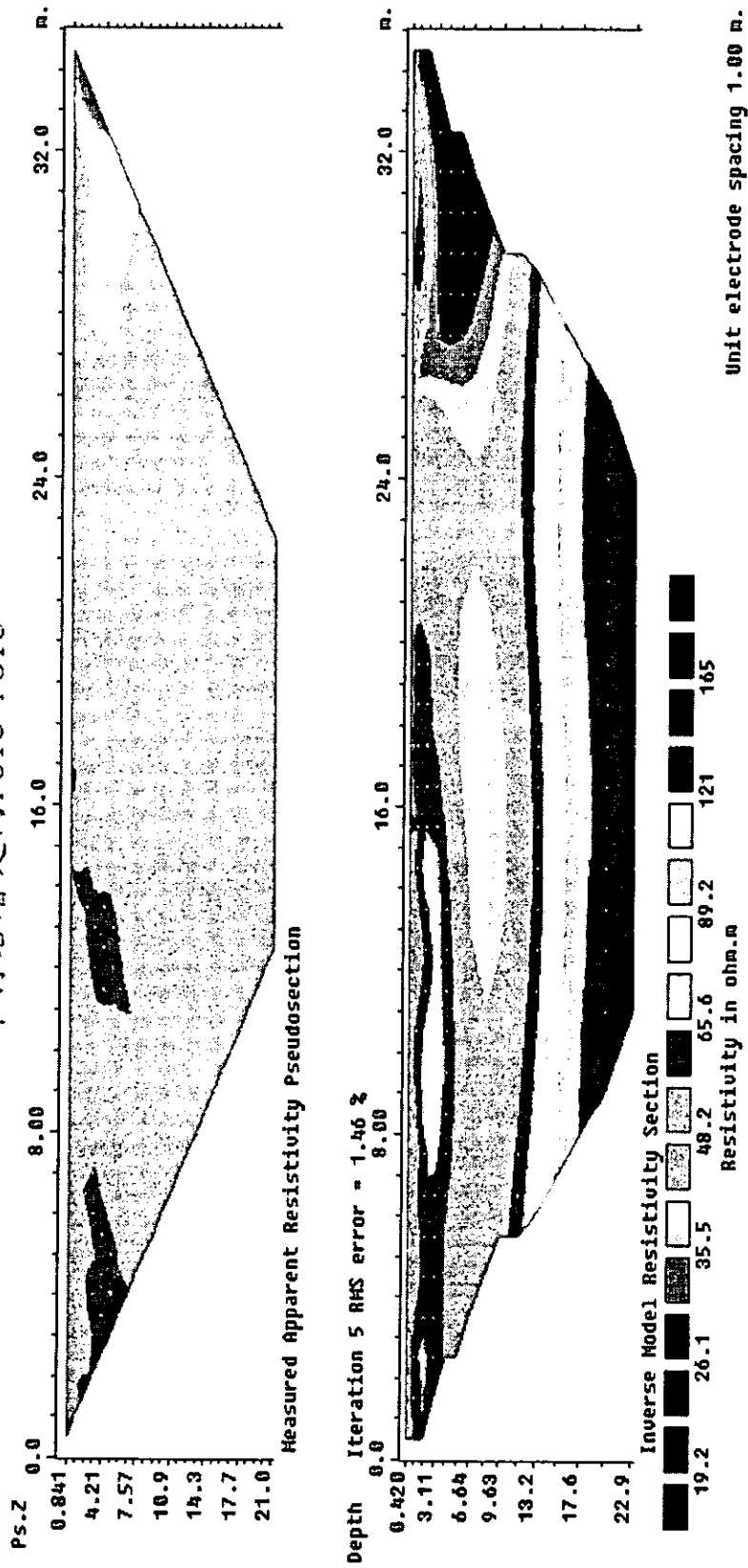


圖 5.12 寶二水庫地電阻試驗結果（上圖為量測結果，下圖為反算後之地層剖面）

第陸章 分析與評估

一、快速評估與詳細評估

於初步調查評估與處置階段進行之快速評估工作與爾後視狀況進行之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相關分析，惟快速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。

二、天然壩壩體穩定性

(一) 堰塞湖破壞機制

堰塞湖天然壩體破壞機制主要計有壩頂溢流沖蝕、滑動潰決與漸近破壞等三種方式(高橋保等,1988)，分別如圖 6.1 所示。

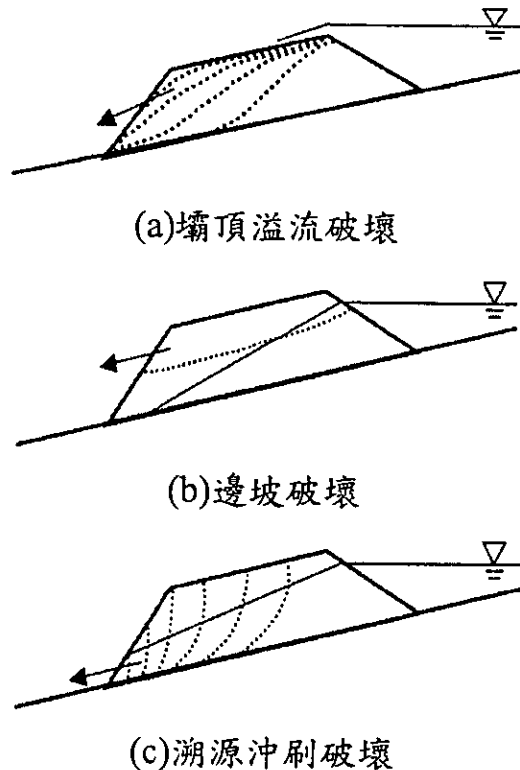


圖 6.1 堰塞湖天然壩破壞機制示意圖(高橋保等,1988)

依據 Schuster(1995)統計，全世界 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，壩體形狀演進過程示意如圖 6.1(a)。

當壩體水壓與壩體組成材料強度組合達一臨界值，壩體自身產生一滑動面，可能發生驟然滑動潰決。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。壩體滑動破壞示意如圖 6.1(b)。

若天然壩壩體有較高之滲透性，在水位顯著上升前即有滲流水出現在壩體下游坡面。如水力梯度過高，則滲流水將伴隨壩體材料流出。隨著時間進行，滑動面將朝向上游發展，直至壩頂而潰決。對於人工土石壩而言，由壩基土體或壩體土體滲透變形引致管湧而破壞之比例佔了重要比例；然而，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)，推測原因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。壩體因管湧破壞演進過程示意如圖 6.1(c)。

(二)堰塞湖天然壩壩體穩定性評估

在進行分析評估時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。

1、數值程式

(1)壩頂溢流破壞

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，如民國 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，如民國 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，至今仍未潰

決。本計畫曾嘗試以 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屬合理之成果，詳見第玖章之說明。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。

(2) 邊坡破壞

在檢核壩體邊坡之穩定性時，可以 PCSTABL 或 FLAC 或 FLAC/SLOPE 等邊坡穩定分析程式為分析工具，輸入適當參數以進行分析。

(3) 壩頂溢流破壞

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(如使用 FLAC 等數值程式或監測數據求得)，臨界水力坡降(ic)則通常利用土壤之浸水單位重 γ' 與水單位重 γ_w 之比值來表示，其關係式為 $ic = \gamma' / \gamma_w = (G_s - 1) / (1 + e)$ ，其中 G_s 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。

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：

$$DBI = \text{Log} \left(\frac{A_b \times H_d}{V_d} \right)$$

其中 H_d 是天然壩壩高， V_d 是壩體體積， A_b 為堰塞湖集水面積。根據約 84 個堰塞湖案例統計結果發現(如圖 6.2)， $DBI < 2.75$ ，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。本公式相關結果可輔助數值模擬結果研判壩體穩定性，然在使用上仍應小心謹慎。

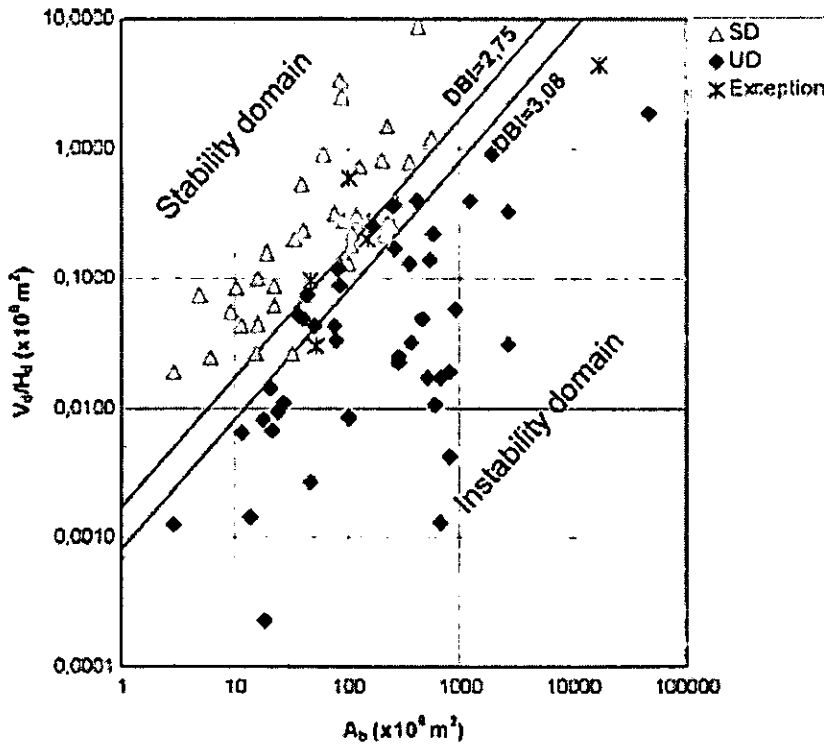


圖 6.2 無因次阻塞指標(DBI)定義圖(Ermini & Casagli,2003)

三、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，或有溢流沖刷或溯源沖刷而破壞之可能性，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。在本研究中提出三種堰塞湖壽命預測方式，其方式說明如下：

(一)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 6.3)，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。

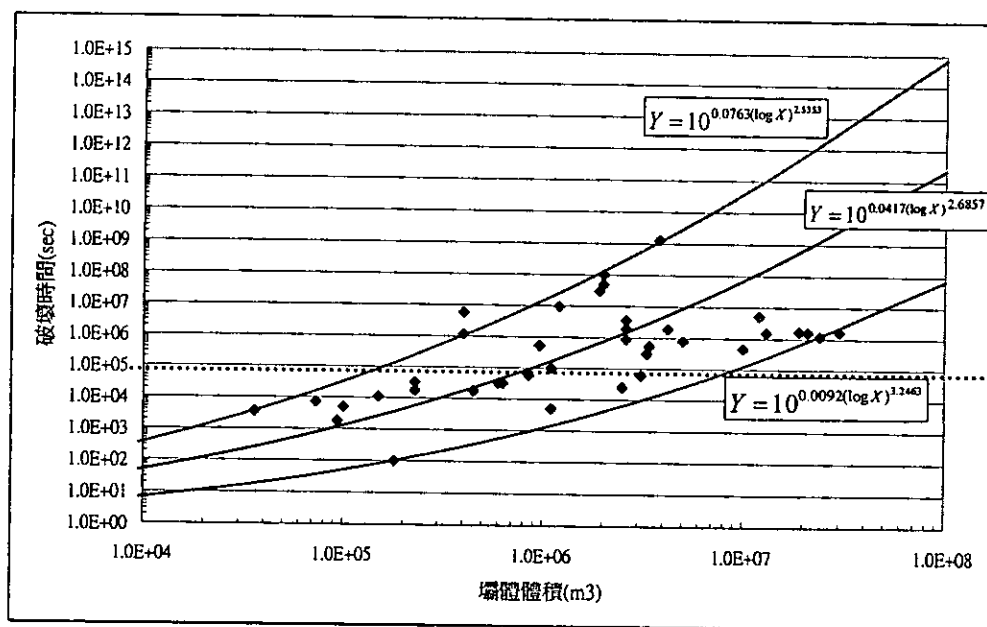


圖 6.3 堰塞湖容積與壽命關係圖(虛線為天然壩壽命為一天者)

(二)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

$$(Q_{\text{堰塞湖}} = Q_{\text{鄰近雨量站}} \times \frac{A_{\text{堰塞湖}}}{A_{\text{鄰近雨量站}}})$$

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

$$\text{之 } (Q = \frac{1}{360} \times C \times I \times A, C = \text{逕流係數}, I \text{ 為降雨強度}, A \text{ 為集水區面積})$$

。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 $1 \cdot 10^{-3}$ 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。

(三)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 6.4。

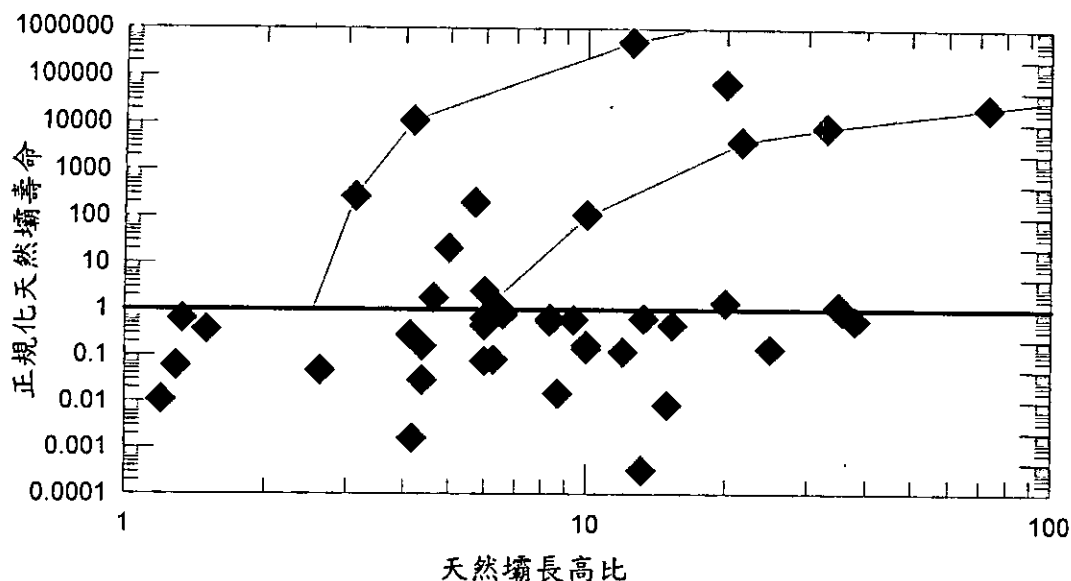


圖 6.4 長高比與(壽命 vs 容量/平均流量)正規化關係圖

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。

四、天然壩潰壩潰口變化與流出量分析

模擬潰壩時之潰口流量及潰口變化建議可用 BREACH 模式進行模擬。BREACH 模式為美國氣象局(NWS)之 Fread 於 1991 年發展完成，可模擬天然或人造之土石壩潰壩時，潰口隨時間之變化及潰口流出歷線。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(D50、C、 ϕ 、 γ)以 Newton-Raphson 疊代方式求解潰口隨時間之變化及其流出歷線。

Breach 模式之功能包括：(1)可模擬天然或人造之土石壩，在水流溢頂或管湧時造成之潰壩行為。若壩是人工壩，則假設壩頂有一平台、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 方程式。(3)考慮庫容容量及入流歷線。(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。壩體下游坡面可考慮是否有草類覆蓋之情況。

有關 BREACH 模式的敏感度，在 BREACH 模式參數對模擬結果之敏感度測試中，發現較敏感的參數有：(1)壩體材料的內部摩擦角。(2)當在模擬人工壩時，壩體坡面上覆蓋草皮的長度較敏感。(3)由山崩所形成的天然壩，其黏性強度與壩體形狀（上、下游坡度）較敏感。

五、可能影響範圍分析

(一)上游迴水淹沒區域

堰塞湖形成後，最直接發生之災害為上游迴水淹沒。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。

(二)萬一潰決時下游洪泛區域

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。

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、渠流、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 equations)。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 模式可串連一維渠流模組 (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之水理進行處理，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。

漫地流模組 (OF) 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，可進一步模擬洪水溢堤後之淹水範圍，並計算淹水深度與水流流速隨時間之變化情況。

六、堰塞湖對河川系統長期性影響

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，其中長期河道沖淤建議以 GSTARS 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。

七、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。

可利用性檢討建議評估內容包括短期水資源利用方案研擬及規劃（取水工程佈置、費用等）、長期水資源利用方案研究（取水、蓄水工程佈置規劃、費用等）、建壩技術可行性分析、建壩方案研究及工程規劃、長期利用可行性、發展觀光資源之效益等。

長期利用應妥善考量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。若預期上游來砂量將在短短數年內即淹滿堰塞湖，則堰塞湖基本上不太具有可利用性，無論水資源利用或是發展觀光資源均不適宜。

第七章 預警系統與監測、監視

一、堰塞湖災害預警

(一)預警分段

預警的階段，可分為三大部分，包含堰塞湖形成、調查階段以及長期監測部份。

堰塞湖形成包含堰塞湖形成區域與時機，詳細內容得參考第三章；而本預警階段目的在於對該地區居民於可能形成時間與範圍進行資訊通報，提供事先的災害避免與疏導方法（如：全國土石流危險溪流及崩塌地資料庫建立）。

堰塞湖形成後，應快速佈置觀測點，以進行即時的監測（人為量測或是航照、遙測判釋）；而調查階段包含了初步與詳細調查，以兩者之監測資料提供預警標準之建立。

當研判壩體或殘坡之穩定性良可，而後進行長期監測。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；利用之前詳細調查階段建置完成之監測設備，長期監測堰塞湖體、壩體與殘坡，必要時應再配合理設新儀器，或將儀器適度之自動化。基於埋設之監測儀器所測得之分析結果，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。

(二)預警內容與方式

1、預警標準之建立

預警機制除了第一階段預警之外，最重要在於預警標準的建立。各階段的預警標準依監測結果進行判釋。監測之管理值可分為警戒值與危險值，監測警戒值係各監測儀器之監測值在殘坡或壩體穩定狀態下所設定之上、下界限。當監測值超出警戒值時，經專業人員仔細研判後，除非有特殊原因，否則通常係表示儀器功能或結構行為可能有異常現象。危險值係指殘坡或壩體容許之最大極限值，當監測值超過危險值時，表示殘坡或壩體已處於緊急之危險狀態，應立即採取緊急應變措施。適當的管理值可提供

監測人員對儀器功能及結構行為是否異常作初步而立即之研判與評估，並針對各階段之目的採取必要之改善措施。

一般可將崩塌預警基準制定之模式分為根據經驗及現象模擬與預測兩大類。兩類均可利用直接或間接壩體崩塌徵兆物理量作為預警項目，然其現象模擬模式則有所不同，可區分為直接位移預測模式及間接崩壞預測模式。

(1)直接根據位移之預測訂定預警基準值

a、趨勢預測法

透過歷史經驗統計或由潛變模式計算位移之趨勢，預測崩壞發生之時間歷程，可作為預警值訂定之參考，此一方法定出之預警值多為地盤之位移速率或累積位移值，由位移速度與崩壞時間之相關性即可提供作為預警基準值訂定參考，預警基準值訂定應同時考慮各基準值對應之處理手段、處理手段對應所需時間。

既有之經驗，通常以表列方式提出地盤位移活動性之分級，若關心地區能累積大量資料建立類似此一表之內容，則亦可提供作為決定預警值之重要參考。

此類模式所建立之預警基準需要累積大量崩壞資料，因此統計分析後建立之模式，適用僅限於條件相同之邊坡。同時於長期預測部分，其變異性可能相當大，預警基準訂定時應注意其可信性。至於短期趨勢預測法精度較高且曾成功預警，惟反應時間即相對變短。

b、建立力學模式預測變位量或變位速度

精確之變形特性掌握將使得此一方法變為可能，對於漸進式破壞控制之邊坡而言，位移之增加將伴隨安全係數之降低，因此變形量即可望成為預警值訂定之標準物理量。此一力學分析模式亦可考慮材料之不確定性、地下水位高低之不確定性及其他之不確定性，經統計分析破壞之機率後，亦可作為非定值式之預警值訂定方法之一。

(2)間接根據與位移或崩壞相關之物理量訂定崩塌預警基準

a、孔隙水壓

因壩體或殘坡破壞即屬於地質材料受剪破壞，因此地質材料受剪膨脹或收縮時，孔隙水壓將可能有急劇變化，因此，孔隙水壓急劇變化可視為壩體或殘坡崩壞之重要徵兆。然一般而言，此一現象發生後，距離崩壞之剩餘反應時間相對較短。

另一方面，孔隙水壓上升將造成有效應力下降，因而誘發位移或崩塌。利用物理模式之建構(如極限平衡法、有限元素法或有限差分法)，可適度建立地下水位或水壓與崩壞之相關性，另外累積大量壩體崩壞或位移資料與水位間之相關性亦可提供作為預警基準訂定之參考。

此類模式受限於地下水文條件之瞭解相當不易，水壓或水位資料之可靠度應注意與檢核。

b、累積降雨量或降雨強度

降雨與壩體或殘坡崩壞之相關性眾所皆知，此一影響植基於地表逕流之沖刷及雨水入滲增加水壓力、降低有效應力。此一方面預警值之訂定可分為兩個層次，一乃利用經驗值統計迴歸降雨量與壩體或殘坡崩壞關係，藉以訂定預警基準，惟此一方法需累積地區性經驗，且與壩體或殘坡之地質、水文地質、水文、地文、氣象條件相當有關。另一方式為建立該壩體或殘坡降雨與地下水壓或水位上升之物理模式，再利用水位或水壓與壩體或殘坡崩壞之相關性，訂定預警基準。

因降雨的監測自動化較易進行，故可利用降雨記錄配合相關之圖表來研判壩體或殘坡發生崩壞的可能性，惟降雨與地滑之相關性與各項環境因子極為相關，故以降雨作為預警之基準需透過個案完整之分析，不同地區無法一體適用。

c、地震

與水位資料相同，地震可以擬靜態方式考量為一加速度，並分析臨界加速度，透過適當安全係數之考量，即可以地震造成之加速度作為預警值。惟地震之發生目前仍未能有可掌握之方式可預測，因此此一誘因作為壩體或殘坡崩塌預測可行性較低。

(3)根據長期監測資料統計分析法

由過去監測值之統計變動範圍，找出合理、正常之監測曲線包絡線，即可作為預警值訂定之參考。

2、預警方式

預警第一階段將著重於訊息的宣導與教育，因此在預警範圍與預測時機的資訊，除了通知各地縣市政府與相關單位，並且配合其他媒體加以宣導。

預警第二階段於堰塞湖形成後，須對於其影響範圍進行第一通報，由災區立即以緊急快速通報系統立即聯絡各地縣市政府與相關單位，其方式包含群指令快速通道系統、無線電呼叫系統以及傳真輸送系統（台北市政府處理山坡地災害現場處理標準手冊，民國八十九年）等。在初期調查階段，由於地層尚未穩定，應考量調查人員安全，配合相關監測資料，及時給予通知，並於行前安排撤退路線。詳細調查階段，也應依照監測資料之研判，對於調查人員以及影響範圍內人員，應以無線電或 GSM 系統做即時通報。

預警第三階段，亦即長期監測目的之一在於提供任何突發狀況之情報，一旦殘坡或是壩體經分析後有立即崩潰之虞，其後端的分析系統應針對此一突發狀況（也就是監測值達到預警值），除了上述第二階段的緊急快速通報系統外，可採以下方式進行預警發佈：

a、利用 GSM 系統傳遞簡訊方式，提供決策人員立即相關資訊。

發送手機簡訊的工作主要是由資料處理的預警程式負責，同時要向民間電信業者申請手機簡訊發送的服務，取得簡訊伺服器 IP 位址、Port，以及帳號、密碼等完整資訊才可使用。當現場監測值結果超出警戒值時，預警程式會立即呼叫執行相關程式物件，之後連接電信業者的簡訊伺服器，即可完成發送簡訊的工作。

- b、利用電子郵件預警須透過郵件伺服器來寄發電子郵件，而執行此工作的程式寫在資料處理的預警程式裏，當現場邊坡的監測結果超出警戒值時，預警程式立即呼叫並執行相關程式物件，同時連接預設的郵件伺服器完成寄發電子郵件的動作。

而訊息發布應由系統單位對影響範圍內所屬之基層公務單位，由縱向向下及橫向通報做第一時間通知，以警鳴系統做區域宣布；另一方面，系統單位也同時向上通知相關縣市政府，以能提供救災支援。

二、監測對象與規劃

(一)監測對象

初步調查階段中，以基本資料之收集為主，由於當地地層可能尚未穩定，因此研判其壩體或殘坡之初步狀況得依其相對位移程度以及水位高度作為一重要參考，因此在監測規劃中，應針對範圍性相對位置資料，以人為監測或是航空、遙測方式進行，配合水文、水理調查，進一步作為預警參考。

在詳細調查階段，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。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。

(二) 監測規劃

根據潛在破壞模式之探討、監測資料（包括目視檢查）分析結果、及現地檢查之結果，檢討現有監測計畫之合宜性。評估項目包括監測系統與監測頻率。其中監測系統應針對以下要素作為相關參考：

- (1) 監測系統功能及效率之合宜性。
- (2) 監測儀器之種類、數量及佈置位置是否合宜。
- (3) 監測項目與監測方法是否合宜。
- (4) 監測之環境條件是否合宜。
- (5) 監測之通路狀況是否合宜。
- (6) 監測儀器之故障狀況。
- (7) 停止觀測及新增之監測儀器是否合宜。
- (8) 監測人力及人員之素質是否合宜。

監測系統功能及效率影響整個監測之精確性、時效性及人力調配等，因此應從系統設備資料包括各儀器之觀測、資料之記錄、儲存、傳送、處理、繪圖、分析、比較等項，逐一複核及評估其適宜性。另外必須複核與評估監測儀器種類是否符合主要監測項目，監測儀器佈置位置及數量是否適當，觀測方法是否依照規定辦理及評估其適宜性。對於監測之不利環境條件如漏水、濕氣、落石、風等及監測之通路狀況應加以評估並建議改善措施，對於功能有老化或故障現象之監測儀器亦應加以評估並建議改善措施，因損害、故障或其它因素而停止觀測與新增之監測儀器應評估其是否影響安全監測之功能。監測人員之素質亦為影響監測系統功能因素之一，因此仍應加以評估。

監測頻率之評估應足夠密集以能滿足即時發現異常現象之需求，然而監測頻率亦不應過於密集而違背經濟性之原則。對於原規定及實際歷年在不同階段採用監測頻率之複核與評估應考慮下列因素：

- (1)壩(堰)及殘坡之災害對生命財產之危害程度。
- (2)壩(堰)之規模(高度、長度)。
- (3)壩(堰)址地震之危害程度。
- (4)壩(堰)齡及狀況。
- (5)水位上、下波動之頻率及體積。
- (6)過去之問題及不正常之結構行動。
- (7)其它特殊狀況等。

而上述相關監測方式，經過短期監測資料分析後，並配合詳細調查之結果，在考慮壩體與殘坡無立即崩壞之虞，除了既有的監測設施繼續運作之外，應評估是否提供自動化擷取之功能。其自動化監測主要目的，在於可配合長期監測項目，提供一穩定長期的監測資料，作為預警系統發佈之依據；另外也減少人為測量，降低其危險性。

三、監測感測器之選擇

(一)監測感測器選擇方式

監測感測器的選擇，必須考量當地破壞機制，其中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；另外，沖刷破壞可以外部監測或攝影方式，進行沖刷範圍和沖刷量調查。詳細的感測器及其監測項目可參考表 7-1：

表 7-1 監測項目及感測器

項目	監測系統
壩體內部水位、水壓監測	電子水壓計、 TDR 水位感測器
堰塞湖水位	TDR 水位感測器、電子水位計
位移監測	地表位移計（電位式或 TDR）、 孔內位移計（電位式或 TDR）、 手動或自動測傾儀(IPI)、 TDR 或 OTDR 滑動監測、 光纖測傾儀、 全測站 3D 位移觀測系統
雨量監測	傳統機械或電子雨量計、 TDR 雨量計
沖刷、溢流監測	TDR 淘刷與溢流感測器
地震監測	震測儀

以 TDR 監測系統為例，上述之相關監測系統如圖 7.1 之 TDR 整合監測系統所示，與一般傳統監測設備比較，TDR 所有監測儀器只需要一台產生階躍脈衝波主機，並可搭配自動化監測系統，發揮遠端全自動控制之功能，其價格較為低廉，整合性也較為便利，TDR 監測技術亦可對於監測線路完整性進行自我診斷。然而就 TDR 邊坡滑動監測項目，其缺點在於量測結果無法提供邊坡滑動之方向性，建議感測電纜搭配少數埋入式之測傾儀，監測傾斜角度與滑動之方向；亦可以多組的監測點，坐落平行或垂直邊坡傾向之位置，以提供不同位置之邊坡滑動深度之資料，進而能以相對滑動深度，決定其邊坡滑動方向與範圍。

另外，TDR 的介面探測也可應用於表土沖刷或水位溢流監測。以表土沖刷為例，在壩體邊坡或殘坡等區域可安裝一 TDR 淘刷感測器，藉以了解表土層與空氣介面的變動，以評估表土淘刷行為。

而壩體後方可安裝一 TDR 水位感測器，透過事先標定程序，了解溢流的警戒線範圍，利用感測器自動探測監測水位面位置；同時，TDR 淘刷感測器也可同時量測表土與溢流介面，與上述水位感測器以了解溢流發生時間與位置，得以作後續的分析與預警動作。

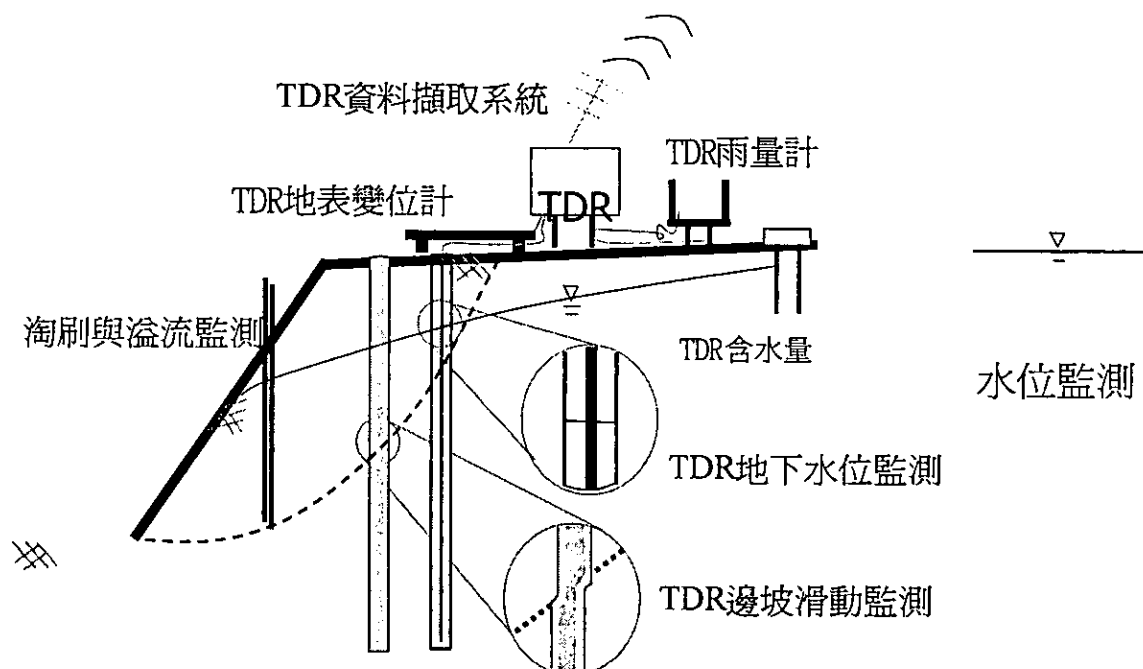


圖 7.1 TDR 邊坡自動化監測擷取系統

長期監測之監測感測器之選擇，除了既有再詳細調查階段所設置之感測器之外，應針對詳細調查分析後，認為可能具有破壞潛能之地域，佈設更多感測設備，且必須考慮

- (1)穩定性與耐久性
- (2)經濟性
- (3)監測結果即時資訊

而一般感測器的選擇，可以以下特點加以分類，可視監測目的及經費選擇搭配使用：

1、主動式與被動式監測設備

主動式監測設備泛指電能轉換器(Transducer)，是一種轉換能量的感應器，能將非電子型式的能量以電子訊號的模式轉換輸出。主動式的感測器其電能轉換器即裝置在感測器內部，可將機

械能(類比訊號)轉換成電子能(數位訊號)，再由資料擷取器收集之，但需持續供電以維持其感應狀態，例如傳統的電子式感測器即是主動式感測器。以 Potentiometer 為例，其構造原理為線性滑動電阻，當變位量產生的同時，滑動電阻上的電功輸出亦隨之改變，進而計算出變位計之變化量。

被動式的感測器其電能轉換裝置在發送物理能量波(如電磁波、光波)的儀器內部，例如 TDR 技術，即是使用一電磁波產生器，當電磁波傳遞過程遭遇因外部物理量變化所造成的系統傳遞不連續，則會發生反射。利用適當的設計，將所關注的外部物理量變化與反射行為對應，可作為監測之用。

TDR 應用於大地工程監測方面，其原理可為利用 TDR 反射訊號監測當電纜受到外在環境之影響造成電纜幾何形狀或感測器長度之改變，例如岩石或土壤之相對變位造成埋置其中之電纜幾何形狀改變 (Dowding et al., 1988; Aimone-Martin et al., 1994)；以及利用 TDR 之反射訊號量測感測器內不同介質之界面位置，例如地下水位之監測(空氣與地下水界面)(Dowding et al., 1996) 及 TDR 位移計。

TDR 的感測器本身為機械型式，沒有任何電子裝置，其監測資料是藉由 TDR 的電磁波導入感測器後，產生數位反射訊號再直接由資料擷取器收集之，故稱為被動式感測器。

2、下孔式(Down-hole)上孔式(Up-hole)

傳統的邊坡監測儀器，其感測器本身就是電子裝置，且大部分都需置於地表下，故稱為下孔式的監測設備。上孔式的監測設備是指所有的電子儀器皆於地表上，埋於地表下的設備或感測器沒有任何電子裝置；而 TDR 與光纖感測器內沒有電子零件，唯一的製波電子設備設置於地表上，故 TDR 與光纖監測系統即稱為上孔式的監測設備。

(二)監測感測器優缺點比較

由於傳統感測器在工程監測使用上歷史悠久，發展完臻，優點

為傳統電子式感測器有良好的精確性。但傳統感測器本身即為電子儀器，所以其缺點是價格相較昂貴，且故障率高，穩定性及耐久性不足；另外傳統感測器亦為下孔式監測設備，大部份的電子儀器為達到量測目的，需置於地表下，所以裝設時費時費力，且故障產生後維修不易。

對於 TDR 與光纖感測器的優缺點而言，因 TDR 感測器內部沒有電子零件，故價格低廉，故障率低，穩定性及耐久性相對較好，通常 TDR 感測器即為傳輸纜線的一部分，所以具有自我診斷的機制；而 TDR 感測器為上孔式監測設備，故裝設相對容易，且維修方便。TDR 具有監測多種物理量之多功特性，惟其中滑動監測項目之量化不易，目前仍於發展及改良的階段(盧吉勇，2003)。由此可見，在同樣都需要建立自動化資料擷取系統、資料擷取、無線通訊、遠端資料處理與網路發布之軟硬體設備的成本下，TDR 感測器具有價格低廉、故障率低、穩定性及耐久性高的優勢。光纖感測器具有被動式與不受電磁波干擾之特性，其技術仍在迅速發展中，目前設備之價格較為昂貴且較不適合於氣候、供電條件不佳的環境中使用，但未來之實用潛力可期。

四、傳輸問題

監測與預警系統間之聯繫設施，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。

目前自動化傳輸系統，可分為以下五種型態：ADSL、固接專線、衛星傳輸、微波傳輸以及行動通訊 GSM/GPRS，各種傳輸系統之優劣

分析列於表 7-2。

表 7-2 傳輸系統優劣比較表

通訊方法	連線速度 (bits/sec)	傳輸距離	優點	缺點	價格
ADSL	64K-8M	3km 內	<ul style="list-style-type: none"> • 連線速度至少 512/64K • 利用現有電話線路 • 價格便宜、設備簡單 	<ul style="list-style-type: none"> • 易受距離影響連線品質 	1000/月
匯接專線	64K-45M	10km 內	<ul style="list-style-type: none"> • 傳輸品質最穩定 	<ul style="list-style-type: none"> • 價格最高 	10000/月
衛星傳輸	64K-512K	無距離限制	<ul style="list-style-type: none"> • 不受地形影響 	<ul style="list-style-type: none"> • 價格過高且易受氣候影響 	8 元/1M (流量)
微波傳輸	1M-11M	差	<ul style="list-style-type: none"> • 較無距離限制 • 規格標準化 	<ul style="list-style-type: none"> • 易受地形阻隔及氣候影響 • 需架設中繼站以延長傳輸距離 • 中繼站架設費用高 	視距離及中繼站多寡約 10-160 萬
行動通訊 GSM/GPRS	9.6K/40K	尚可	<ul style="list-style-type: none"> • 無限通訊主流 • 基地台建置完備，通訊往較為廣闊 	<ul style="list-style-type: none"> • 傳輸速度慢 • 3G 規格尚未普遍化 	GSM 0.08/秒 GRPS 0.02/封包

五、調查與監測系統之協調整合

相關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。

六、監測結果與工程處理措施之介面

監測儀器之觀測資料評析方法與觀測成果分析，係以觀測數據以適當比例依時間繪成曲線，並將影響該觀測值之因素曲線繪在一起，以利比較研判。曲線中可顯示觀測值之長期、短期或異常之突變，再依曲線之變化趨勢，與過去觀測資料、理論分析及自然現象之預期趨勢相比較。根據監測資料統計結果，可透過統計分析法或包絡線法，找出相關影響監測值變動之因子與監測值變動之相關性，進而提供殘坡及壩體本身的是否維持穩定狀態與否；若是結果分析出現殘坡及壩體短期內有崩潰之虞，則應得緊急疏散，停止相關詳細調查步驟，並且劃定出影響之區域範圍，一方面提供調查人員或是附近居民之安全，一方面則可減少不必要之浪費，提高調查與監測之效率。

七、監測結果與緊急應變措施間之介面

由於調查階段相關試驗工作，其人員、機具安全性憑藉監測結果為主，在調查工作之前，得先規劃相關的撤退路線。而快速通知調查人員之方式，包含了無線電系統、GSM 系統以及現地緊急廣播系統。

而長期的監測結果與應變措施之間的溝通，應以預警之警戒值為參考，而警戒值的訂立應參考本章所述，利用所述之預警溝通方式進行消息傳佈，以配合相關之緊急應變措施。

第捌章 工程處理

一、緊急工程與永久工程

(一)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。在此討論之緊急工程措施係指在 1~3 個月內即須完成之相關工程，故所列措施均為短時間內可完成且能發揮具體成效者。

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。

(二)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。

對於堰塞湖防災工程，可分為堰塞湖上游區、堰塞湖區與堰塞湖下游區等區域分開討論，現分別說明如下：

1、堰塞湖上游區

本區治理之採行重點在於觀察堰塞湖上游來砂量，並針對上游來砂問題進行處理，如(1)整治上游集水區之崩塌地，避免土石因沖刷至河道而增加河水含砂量；(2)於上游區設置攔砂壩。若經評估堰塞湖具有水資源利用之可能性（含觀光），則應特別注意上游來砂填滿堰塞湖而影響堰塞湖壽命之問題。

2、堰塞湖區

對於堰塞湖區之治理而言，除在緊急應變階段所施作之緊急工程，應充份檢討之外，對於減災防災之工程措施，亦應妥為考量。以下分別討論不保留堰塞湖湖體與保留堰塞湖湖體之考量重點：

a.不保留堰塞湖湖體

若堰塞湖不具可利用性，此時應朝解除或減輕天然壩潰決時可能引致災害之方向規劃工程處理措施。規劃原則應就安全的考量下，以最少的工程手段使其恢復自然的沖淤平衡狀態，但仍須持續的加以監控。底下分為天然壩與堰塞湖二區分別說明建議採行之工程措施。

(a)天然壩

(i)除崩塌土體：移除崩塌土體係避免災害之最直接方式。

若天然壩體體積不大，即可考慮此種方式，部分挖除或完全挖除崩塌土體。

(ii)逐步降低溢流道：天然壩絕大多數之破壞原因係由壩頂溢流而引致，故開挖溢流道並逐步降低，使湖水位下降，減輕潛在之危害。在堰塞湖剛形成時即可先於崩坍土體較低處且離殘坡坡趾較遠處開挖出溢流道，並於溢流口鋪設防蝕材，如拋石方式鋪面或鋪設地工合成材等。而在詳細評估與處置階段所採取之工程措施除對原先開挖

之溢流道檢討其功能外，可考慮複式斷面修築或下游溢流道消能處理等。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。除以人為方式開挖溢流道並逐步降低流道底端高程外，大自然力量下刷溢流道十分可觀，特別是有颱風時，此時控制沖刷流失速度十分重要，需加強防蝕材鋪設，並需有慎密的調查對監測配合之。

(iii)保護天然壩下游邊坡：如前所述，壩頂溢流而快速沖刷下游面邊坡是天然壩破壞之主因，故需適當保護，而在下游面設置固床工，亦可收防止管湧及侵蝕之效。保護之方法可考慮於下游面鋪設防蝕材，如岩塊、混凝土塊、蛇籠或地工合成材的工法以減緩沖蝕；或是以灌漿、作樁之方式設置止水壁體等。

(b)堰塞湖

(i)以土方回填湖區：若堰塞湖湖體積不大時，可考量部份完全將堰塞湖填平使潛在危險消失，或部份填以減少潰壩之威脅。此時雖暫能免去或減輕如潰壩、湧浪之威脅，然就長期而言，河床上之填充土石可能會因逐漸沖刷而回復至堰塞湖形成前河床縱剖面形狀之趨勢。

(ii)降低湖水位：設置抽水幫浦或虹吸管排水使湖水位降低是有效降低潛在危險之工程方式，然在水位降低後仍應與其他工程互相配合。在設置抽水系統或虹吸管系統時，應考量其排水能力是否能達湖入流量所需，而維設、電力等問題亦應充分考量。

(iii)避免殘坡再次滑動：為避免崩塌殘坡再滑入湖中而引起湧浪威脅，可對該殘坡進行治理，然應考量現實之可行

性與經濟上之許可。若不可為則應對評估後可能被影響之重要保全對象預作準備工作。

b、保留堰塞湖湖體，供水資源利用或觀光

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，方可考量保留堰塞湖湖體並供水資源或觀光利用。如果上游集水區內存在大量崩塌地，大量土石會崩落河流中而增加河水含砂量，有可能短時間內即淹滿堰塞湖，大幅縮短堰塞湖壽命。此時堰塞湖已難以利用工程手段阻止泥砂入侵，故基本上已不具有可利用性。綜上所述若評估要保留堰塞湖湖體時，應在符合安全與經濟的前提下利用堰塞湖天然資源。

對於保留堰塞湖湖體之工程方法，除了前述之避免天然壩區被淘刷，維持天然壩穩定性之工法外，前述堰塞湖上游區亦須進行治理工程（崩塌地整治、攔砂壩設置等）以配合之。若經評估結果具水資源利用價值時，取水工程與蓄水工程相關措施即可規劃施作。

3、堰塞湖下游區

為因應堰塞湖萬一潰決，致使夾雜土砂之洪水流入下游河道，沖擊原防洪構造物並危及人民生命財產，對於下游之防洪工程設施應妥為規劃，包括檢討下游堤防高程，並辦理加高或興建計畫；或是清理下游攔砂壩或興建新的攔砂壩，以減輕潰壩土石對下游之影響等；或是降低蓄水庫水位蓄留和調節洪水等。

二、工程處理之分階段整體規劃

依據統計堰塞湖之破壞時間通常不長，故對於工程處理階段劃分而言，緊急處理階段採行工程建議定位為於 1~3 個月內即可施作完成之工程措施，而其後之工程規劃均定位為防災工程措施。依據分析與評估之結果，對於工程整治之優先順序應視影響範圍與影響程度而作緩急之區分，務求在最短的時間內將可能之危害降到最

低。

三、工程處理與調查、分析評估以及監測成果之界面

工程處理方法視調查與分析評估之結果而選擇，而監測亦為輔助擬定決策或評估工程處理成果之有效方法。

在前述之工程處理方法已針對堰塞湖上游區、堰塞湖區以及堰塞湖下游區所採行之治理方案進行介紹。而所選擇之治理方法，應依據調查分析與評估結果作決擇，例如調查堰塞湖上游集水區崩塌地之分佈與面積，決定是否針對崩塌地進行治理，並檢討施作攔砂壩之需要性；又例如經評估潰決後淹沒範圍內僅有少許土地利用狀況，則可請地方政府與土地使用人協調搬遷，或許不需進行堤防加高之工作，避免浪費國家資源。

工程處理常搭配監測系統進行，且工程處理之成效亦可經監測系統予以評估，如壩體邊坡位移狀況、水位變化狀況等。

第玖章 草嶺潭與九份二山堰塞湖案例分析成果

一、草嶺潭堰塞湖案例分析與評估結果

(一)天然壩潰決模擬與穩定分析

1、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。有關 FLAC 程式設定參數如表 9-1。

表 9-1 FLAC 程式模擬潰壩過程時所需彈塑性參數資料及參數設定

項目	備註	項目	備註
初始地表剖面	68 年溢流水路縱剖面	孔隙率	0.4
湖水位	隨潰決過程而變化	滲透係數(m/sec)	0.01
密度	地表面	潰壩型式	溢頂潰壩
濕單位重(kg/m ³)	2000	土壤黏性強度 c (Pa)	10 ⁴
剪力模數(MPa)	44	摩擦角 ϕ (°)	30
統體模數(MPa)	205.3		

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，如圖 9.1。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塌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，如圖 9.2，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。

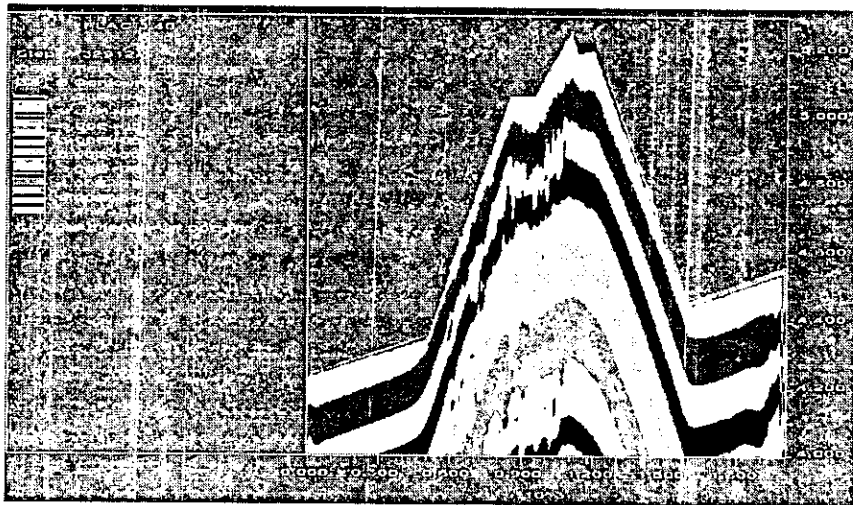


圖 9.1 天然壩體內之有效應力分佈圖（當水位為 526 公尺時）

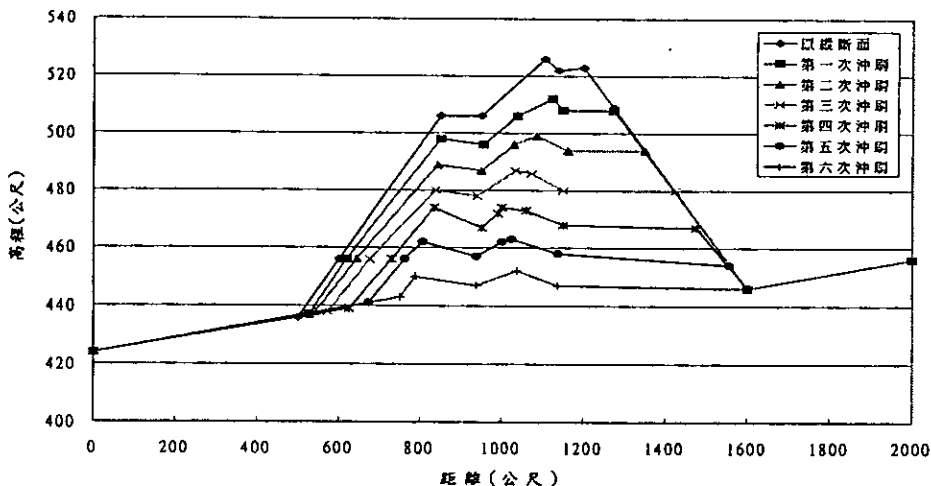


圖 9.2 以 FLAC 模擬潰決過程中壩體縱斷面變化

2、天然壩穩定分析

對於民國 88 年草嶺堰塞湖天然壩，先利用 PCSTABL 程式檢核壩體下游面(第二工區水潭至原河道)坡面之穩定性其安全係數為 4.53，由此可知邊坡並無發生大規模滑動破壞之可能性。為了解與複核分析成果之可靠性，另以 FLAC 程式與 FLAC/SLOPE 程式來分析天然壩體之穩定性。

第一水潭水位為 531 公尺以及第二水潭水位為 512 公尺時之天然壩體內孔隙水壓力有效主應力比($\sigma'1/\sigma'3$)分佈圖如圖 9.3，可知其有效主應力比的範圍介於-1.25~0.75 間，又由土壤力學之理論得知，當摩擦角 ϕ 為 30° ，土壤黏性強度 c 為 0.1 kg/cm^2 ，則本分析所得之應力比應不會達到破壞之主應力比，因此，可推測即使假設在保守的水位狀態下，民國 88 年草嶺潭形成後之天然壩體透過地工之 FLAC 軟體分析後應屬穩定而無潰決之虞。

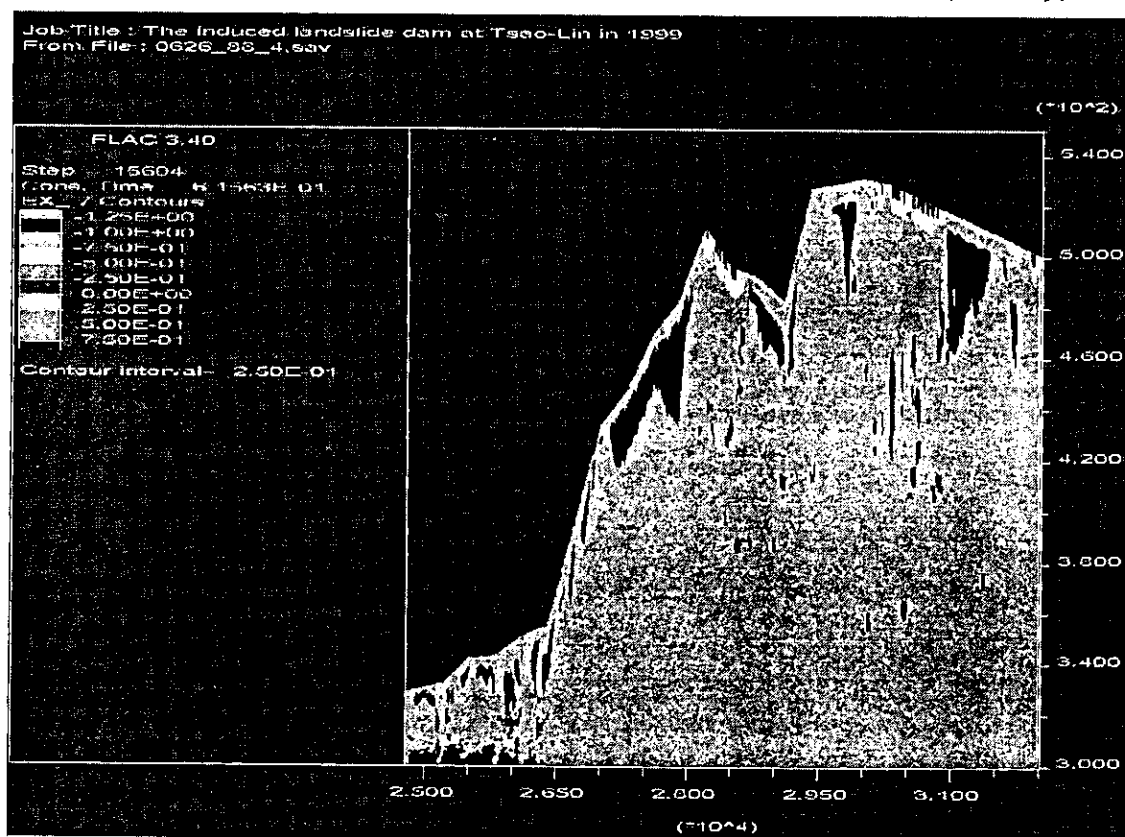


圖 9.3 利用 FLAC 程式分析民國 88 年草嶺潭天然壩體內之有效主應力比 ($\sigma'1/\sigma'3$) 分佈圖

至於 FLAC/SLOPE 程式之分析結果，圖 9.4 為民國 88 年草嶺潭邊坡穩定分析之安全係數值與壩體內最大剪應變率 (Max. shear strain-rate) 之分佈圖，較大之剪應變率集中區僅限於下游角隅處，係屬於區域性淺層之範圍，研判並無深層與大範圍之潛在滑動機會。FLAC/Slope 所計算出的安全係數值為 2.51，故可據以判斷民國 88 年草嶺潭堰塞湖之邊坡，即使在假設保守的地水位條件下，亦應仍可相當穩定而無潰決之虞。

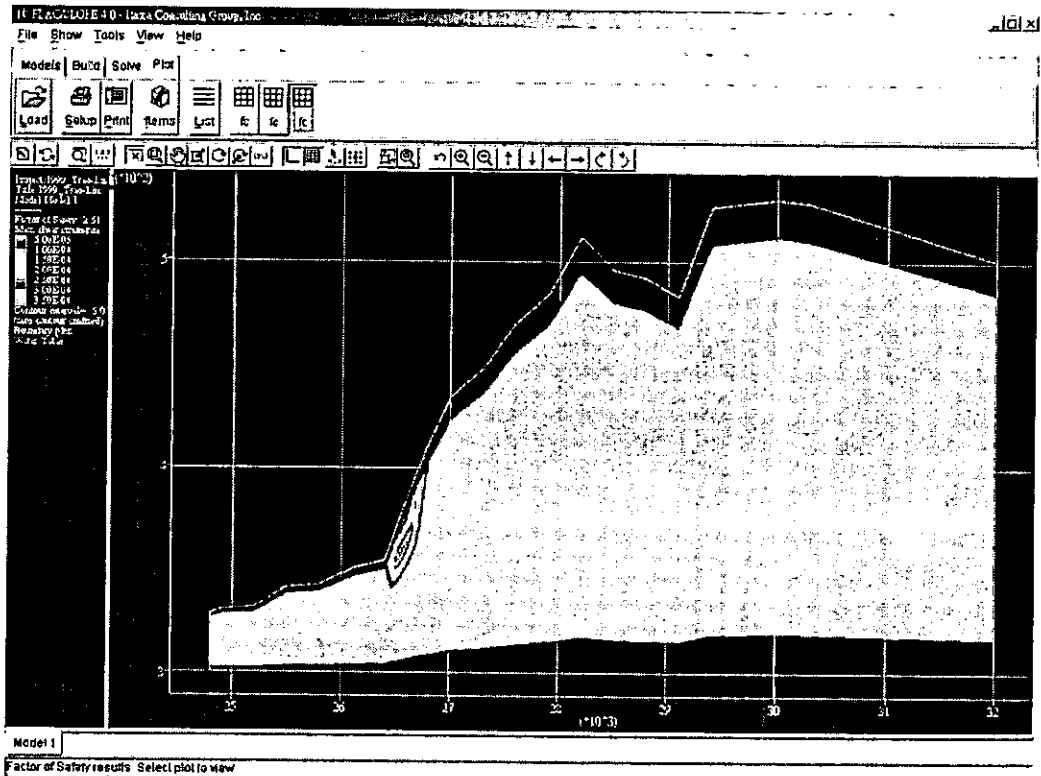


圖 9.4 民國 88 年草嶺潭堰塞湖以 FLAC/SLOPE 程式分析邊坡穩定之安全係數值與壩體內最大剪應變率之分佈圖

(二)天然壩潰口變化與潰壩流出量分析

1、FLDWAV 模式案例參數設定說明

FLDWAV 模擬的草嶺堰塞湖壩體為壩頂高 540 公尺、壩底 518 公尺(壩高 22m)，採用 89 年河道斷面資料，模擬範圍從潰口至濁水溪匯流處共 30.3 公里，模擬案例如表 9-2，而表 9-3 為各方案共同基本輸入資料。

表 9-2 FLDWAV 草嶺堰塞湖模擬方案

重現期距年 潰壩延時	晴天潰壩	100 年	200 年	敏督利颱風
0.5 小時	A1	B1	C1	D1
1.0 小時	A2	B2	C2	D2
3.0 小時	A3	B3	C3	D3

註：A 為晴天潰壩之案例、B 為 100 年重現期距之潰壩案例、C 為 200 年重現期距之潰壩案例、D 為敏督利颱風之潰壩案例

表 9-3 草嶺堰塞湖潰壩模擬各案例基本資料

基本資料項目	備註	基本資料項目	備註
壩頂高程	540 m	潰口斜率	1 V : 1.4 H
壩底高程	518m	曼寧係數	0.04
壩頂最大寬度	160 m	斷面數量	89 個
壩底最大寬度	40 m	斷面間距	300 公尺
潰壩時湖水位	540 m	描述斷面點數	10 個
潰壩型式	溢頂潰壩	總模擬長度	30.3 km

邊界條件:

上游邊界條件為入流量歷線，下游邊界條件為水位歷線，在方案 A、B、C 中，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 9.5~圖 9.8 所示；在敏督利颱風洪案例中，資料來源為 93 年 7/2-7/4 之桶頭測站之實測資料，經過流量面積比後之堰塞湖壩址入流量；下游邊界係利用 SOBEK 模式求得之水位歷線，如圖 9.9~圖 9.10 所示。

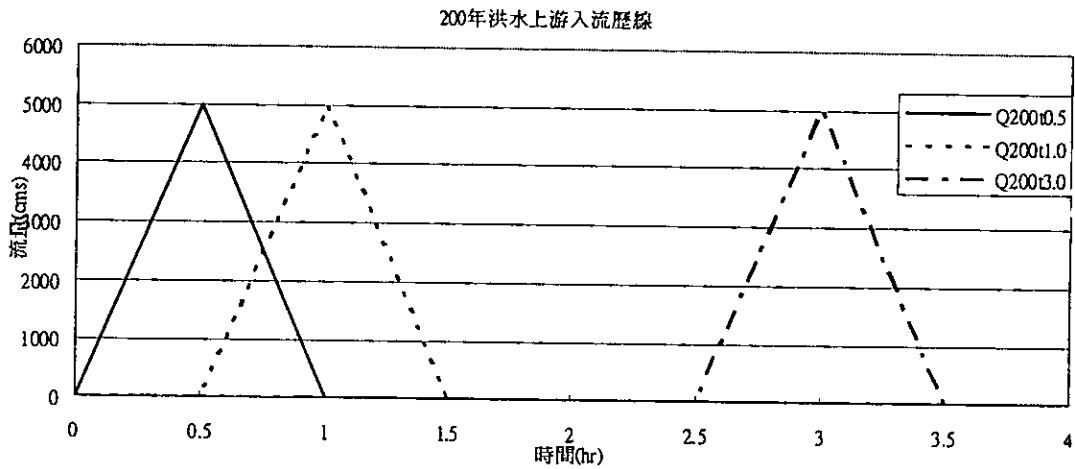


圖 9.5 案例 C1~C3 上游邊界條件

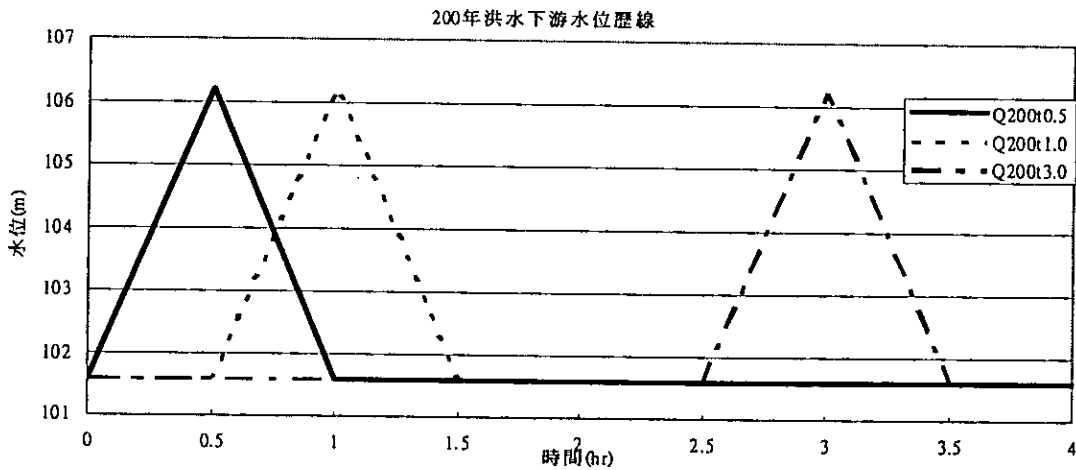


圖 9.6 案例 C1~C3 下游邊界條件

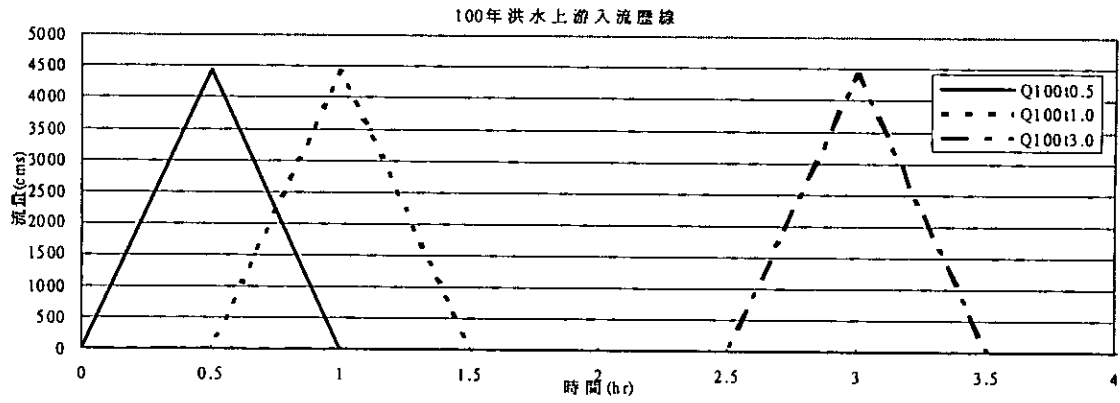


圖 9.7 案例 B1~B3 上游邊界條件

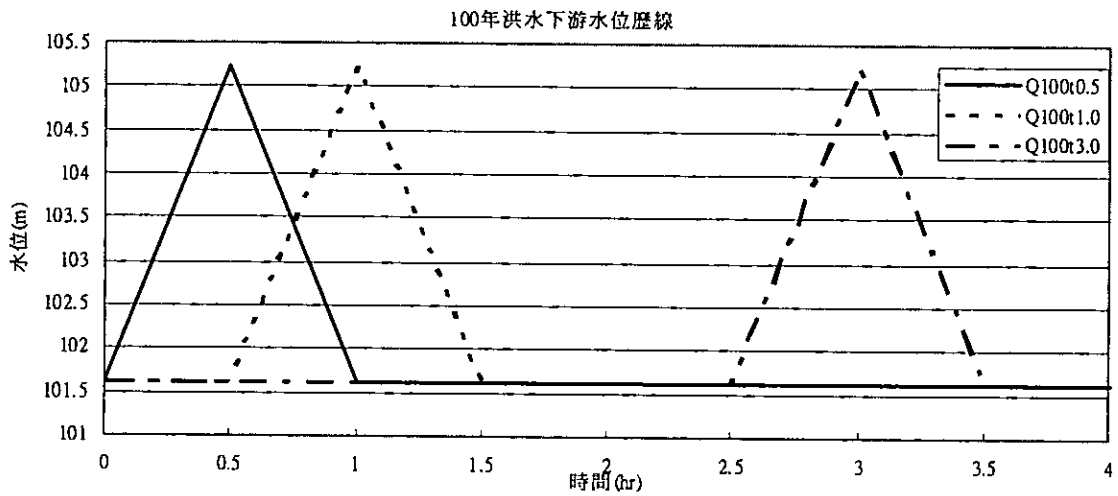


圖 9.8 案例 B1~B3 下游邊界條件

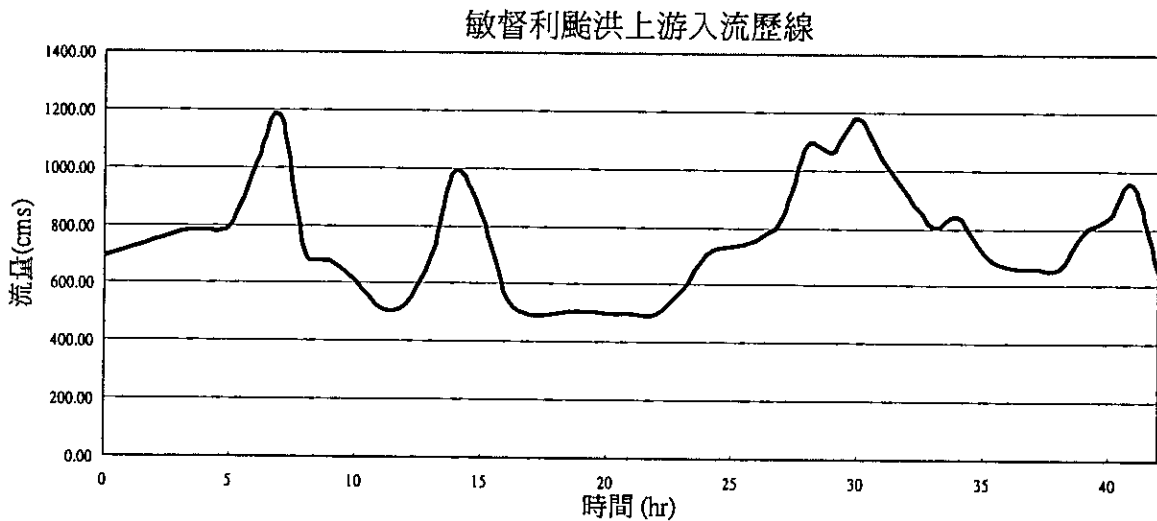


圖 9.9 案例 D1~D3 上游邊界條件

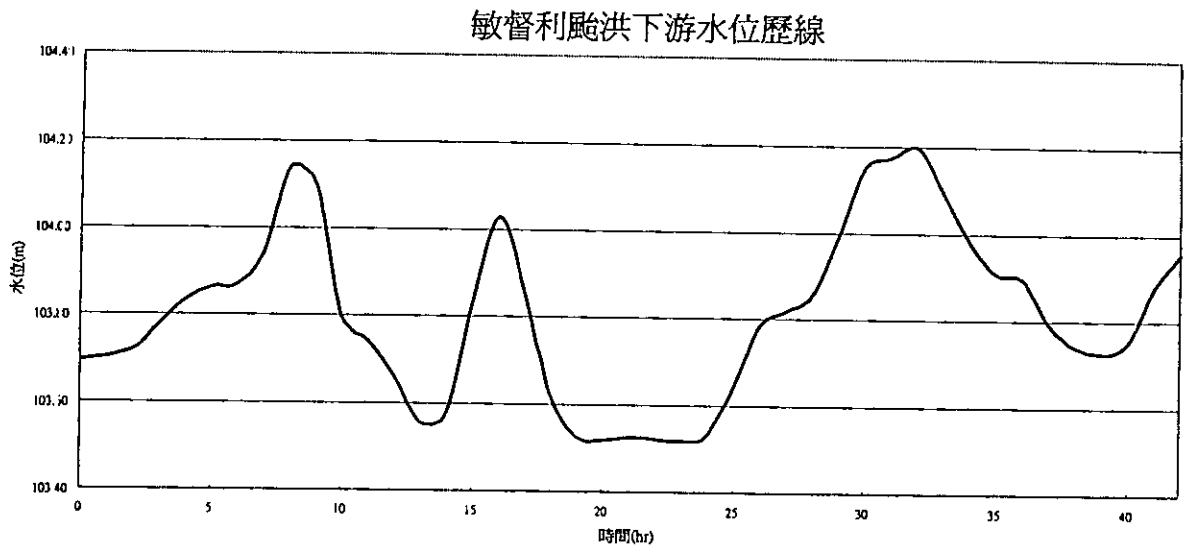


圖 9.10 案例 D1~D3 下游邊界條件

2、FLDWAV 模式分析成果

以下說明部份案例之分析成果。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、督敏利颱風及晴天時潰壩進行模擬，模擬結果以方案 A1、B1、C1 及 D1 之潰壩延時為 0.5 小時為例，其結果如表 9-4 所示，案例茲說明如下：

(a)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 6,586 cms，洪峰消減程度為 41.7%。

(b)方案 B1 (100 年洪水，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 8,780 cms，洪峰消減程度為 34.8%。

(c)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 9,064 cms，洪峰到達下游端約為 1.66 小時，洪峰消減程度為 34.1%。

(d)方案 D1 (敏督利颱風，潰壩延時 0.5 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 11,598cms 降至濁水溪匯流口處 7,521cms，洪峰到達下游端約為 1.73 小時，洪峰消滅程度為 37.1 %。

根據 200 年重現期距不同延時之模擬結果，如圖 9.11 所示，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。

表 9-4 草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理成果

與壩 距離 (KM)	床 高程 (M)	晴天潰 壩最大 流量 (CMS)	晴天潰 壩最高 水位 (M)	100 年 最大 流量 (CMS)	100 年 最高水 位(M)	200 年 最大 流量 (CMS)	200 年 最高水 位(M)	敏督利 颱風最 大流量 (CMS)	敏督利 颱風最 高水位 (M)	200 年 洪 峰 到 達 時間	備註
0.00	517.58	11295	540	13463	541.31	13748	541.52	11958	541.56	0.50	壩址
0.01	517.58	11295	531.38	13463	532.6	13748	532.75	11958	531.75	0.50	
4.50	343.39	10830	363.23	13032	364.53	13322	364.69	11485	363.64	0.56	
4.80	342.05	10794	357.5	12997	358.7	13288	358.85	11448	357.87	0.56	
5.10	331.91	10726	352.24	12938	353.55	13231	353.71	11381	352.65	0.57	
5.40	331.13	10667	348.14	12882	349.4	13176	349.56	11320	348.53	0.57	
5.70	324.62	10571	343.17	12791	344.66	13085	344.84	11222	343.63	0.58	
6.00	318.85	10459	340.17	12691	341.69	12986	341.88	11112	340.63	0.59	
6.30	315.84	10396	337.68	12638	339.19	12933	339.37	11051	338.14	0.59	
6.60	314.36	10363	334.36	12609	335.81	12904	335.99	11018	334.8	0.60	
6.90	310.42	10346	329.04	12594	330.34	12890	330.5	11001	329.44	0.60	
7.20	306.94	10319	321.94	12567	323.19	12861	323.39	10974	322.31	0.61	
7.50	297.89	10261	318.19	12514	319.52	12806	319.81	10917	318.55	0.62	
7.80	295.50	10229	314.76	12485	315.82	12779	316.27	10886	314.96	0.62	清水 溪橋
8.10	294.51	10216	308.97	12456	310.22	12764	310.68	10860	309.22	0.62	
8.40	283.51	10190	307.32	12359	309.2	12735	309.44	10764	307.89	0.62	
8.70	281.08	10063	303.46	12301	305.11	12608	305.32	10701	303.95	0.65	
9.00	277.67	10049	298.48	12290	300.02	12597	300.21	10688	298.95	0.65	
9.30	272.74	10035	292.67	12278	294.14	12585	294.33	10675	293.11	0.65	
9.60	268.12	10017	287.06	12261	288.48	12568	288.67	10657	287.48	0.66	
9.90	264.94	9976	282.55	12224	283.95	12530	284.13	10616	282.96	0.66	
10.20	261.48	9932	279.22	12185	280.63	12492	280.8	10574	279.63	0.67	
10.50	257.59	9895	276.04	12158	277.42	12464	277.59	10539	276.45	0.67	
10.80	256.41	9863	273.5	12132	274.79	12439	274.95	10508	273.89	0.68	
11.10	253.95	9839	269.84	12112	271.02	12419	271.17	10485	270.19	0.69	
11.40	251.13	9822	265.31	12096	266.34	12402	266.47	10467	265.62	0.69	
11.70	249.90	9791	260.76	12068	261.79	12374	261.92	10437	261.07	0.70	瑞草 橋
12.00	245.36	9732	257.43	12010	258.49	12317	258.62	10378	257.75	0.71	
12.30	244.24	9699	253.87	11974	254.85	12281	254.97	10341	254.16	0.72	
12.60	238.21	9612	249.85	11914	250.96	12223	251.1	10258	250.2	0.72	

表 9-4 (續 1) 草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理成果

與壩 距離 (KM)	底床 高程 (M)	晴天 潰壩 最高 流量 (CMS)	晴天潰 壩最高 水位 (M)	100 年 最高 流量 (CMS)	100 年 最高水 位(M)	200 年 最高 流量 (CMS)	200 年 最高水 位(M)	敏督 利颱風 洪最大 流量 (CMS)	敏督利 颱風洪 最高水 位(M)	200 年 洪 峰 到 達 時 間	備註
12.90	235.12	9491	247.73	11811	249.01	12116	249.17	10137	248.12	0.74	
13.20	232.77	9422	245.24	11739	246.55	12043	246.71	10069	245.62	0.75	
13.40	231.90	9350	243.89	11661	244.99	11970	245.12	10021	244.95	0.76	
13.80	229.77	9320	241.37	11617	242.5	11924	242.65	9965	241.69	0.76	
14.10	228.70	9298	237.81	11577	238.95	11886	239.09	9933	238.14	0.77	
14.40	224.55	9130	235.87	11501	237.04	11818	237.16	9788	236.24	0.78	行正橋
14.70	222.06	9005	233.1	11434	233.97	11754	234.06	9685	233.4	0.80	計畫桶頭堰
15.00	220.65	8919	228.86	11326	229.89	11639	230.01	9593	229.17	0.81	桶頭橋
15.30	215.81	8862	226	11231	227.03	11543	227.16	9530	226.31	0.83	
15.60	214.30	8846	222.46	11209	223.31	11521	223.42	9509	222.7	0.84	
15.90	212.61	8835	218.33	11191	219.05	11503	219.16	9495	218.5	0.85	
16.20	208.04	8816	214.63	11175	215.19	11486	215.26	9474	214.79	0.86	
16.50	204.52	8734	212.22	11086	212.83	11400	212.9	9413	212.41	0.88	
16.80	201.97	8668	209.51	11024	210.09	11344	210.15	9362	209.69	0.89	
17.10	198.54	8516	207.18	10811	207.58	11121	207.63	9242	207.32	0.91	
17.40	198.13	8318	205.04	10558	205.48	10854	205.53	9083	205.19	0.96	
17.70	194.48	8276	202.65	10506	203.18	10799	203.24	9047	202.84	0.98	
18.00	191.88	8178	200.71	10390	201.44	10679	201.53	8965	200.98	1.00	
18.30	191.68	8122	198.67	10336	199.38	10624	199.47	8920	198.95	1.02	龍門大橋
18.60	189.12	8095	196.34	10313	196.97	10601	197.05	8898	196.58	1.03	
18.90	186.00	8064	193.43	10285	194.05	10574	194.12	8871	193.67	1.04	
19.20	183.09	8054	190.45	10275	190.99	10564	191.06	8862	190.65	1.05	
19.50	181.91	8025	187.91	10246	188.48	10535	188.55	8838	188.13	1.07	
19.80	179.50	7910	186.13	10132	186.8	10425	186.88	8744	186.4	1.09	
20.10	176.10	7861	183.65	10093	184.24	10389	184.31	8707	183.89	1.11	
20.40	174.81	7846	180.24	10078	180.69	10373	180.75	8694	180.42	1.12	
20.70	171.50	7799	177.58	10027	178.09	10321	178.15	8654	177.79	1.14	
21.00	168.82	7765	174.53	9989	175.09	10283	175.16	8625	174.76	1.16	
21.30	165.21	7737	171.27	9947	171.97	10240	172.05	8595	171.57	1.17	
21.60	162.25	7651	169.38	9840	170.17	10130	170.26	8513	169.71	1.20	

表 9-4 (續 2) 草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理成果

與壩距離 (KM)	底床高程(M)	晴天潰壩最高流量 (CMS)	晴天潰壩最高水位 (M)	100 年最高流量 (CMS)	100 年最高水位(M)	200 年最高流量 (CMS)	200 年最高水位(M)	敏督利颱風洪最大流量 (CMS)	敏督利颱風洪最高水位 (M)	200 年洪峰到達時間	備註
21.90	161.32	7609	166.99	9802	167.63	10091	167.71	8479	167.25	1.21	
22.20	158.86	7563	165.31	9757	166	10047	166.08	8435	165.6	1.23	
22.50	156.70	7496	163.28	9687	164.02	9975	164.11	8374	163.6	1.25	
22.80	153.88	7465	160.81	9654	161.42	9942	161.49	8346	161.07	1.27	
23.10	153.40	7440	158.14	9624	158.84	9912	158.92	8317	158.44	1.28	
23.40	149.70	7378	156.19	9558	156.82	9846	156.89	8263	156.46	1.30	
23.70	147.79	7285	155.01	9472	155.63	9760	155.7	8182	155.28	1.32	
24.00	145.60	7203	153.42	9387	154.13	9673	154.21	8107	153.73	1.34	鯉魚大橋
24.30	144.34	7163	151.03	9337	151.74	9620	151.83	8067	151.33	1.36	
24.60	141.70	7142	148.17	9302	148.96	9583	149.06	8040	148.51	1.38	
24.90	138.38	7131	144.86	9293	145.55	9574	145.63	8029	145.18	1.39	
25.20	136.69	7126	141.61	9288	142.12	9568	142.18	8024	141.83	1.40	
25.50	133.81	7108	139.04	9263	139.69	9544	139.76	8005	139.32	1.41	
25.80	130.60	7012	137.82	9182	138.57	9465	138.66	7920	138.16	1.43	
26.10	128.56	6949	136.01	9129	136.78	9412	136.87	7864	136.36	1.45	
26.40	127.60	6894	134.69	9076	135.44	9360	135.53	7814	135.03	1.47	
26.70	126.79	6866	132.69	9040	133.39	9326	133.48	7784	132.99	1.48	
27.00	125.85	6832	130.98	9005	131.64	9292	131.72	7755	131.27	1.50	
27.30	123.52	6808	128.96	8984	129.47	9272	129.54	7737	129.19	1.52	
27.60	120.71	6767	127.01	8950	127.7	9234	127.78	7696	127.32	1.53	
27.90	118.58	6735	125.21	8920	125.77	9207	125.83	7669	125.47	1.54	
28.20	118.35	6709	123.52	8900	124.02	9187	124.08	7645	123.75	1.56	南雲大橋
28.50	116.83	6687	121.57	8876	122.06	9160	122.12	7623	121.79	1.57	
28.80	113.57	6664	119.2	8851	119.66	9135	119.72	7599	119.4	1.59	
29.10	111.61	6646	116.88	8832	117.33	9116	117.39	7580	117.08	1.61	
29.40	110.01	6621	114.54	8810	115.01	9094	115.07	7558	114.75	1.62	
29.70	108.71	6607	111.91	8798	112.31	9082	112.36	7543	112.09	1.64	
30.00	102.80	6596	107.99	8788	108.48	9072	108.53	7533	108.21	1.65	濁水溪匯流口
30.30	101.02	6586	101.6	8780	105.24	9064	106.2	7521	104.5	1.66	

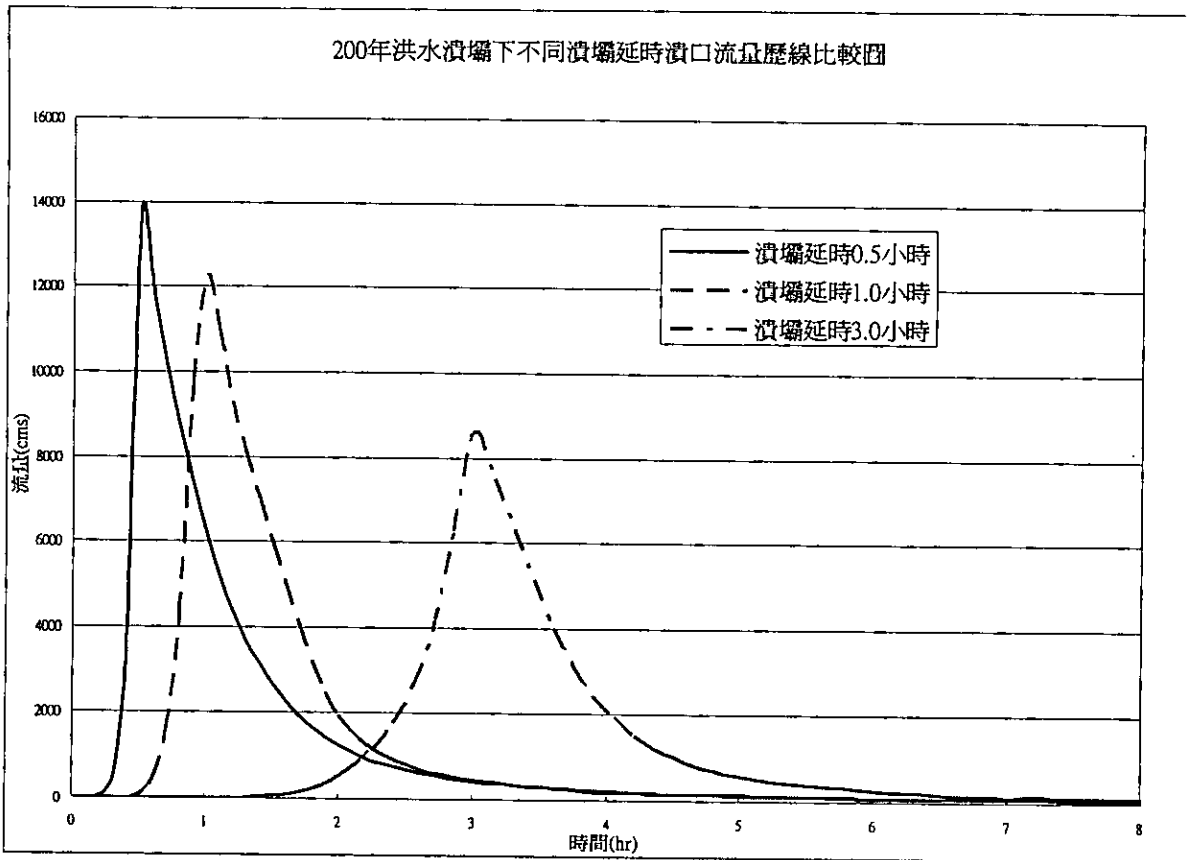


圖 9.11 200 年洪水潰壩下(方案 C1、C2、C3)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

◆ 草嶺堰塞湖 FLDWAV 模式之曼寧 n 值敏感度分析

在本計畫中，特別針對 FLDWAV 模式進行曼寧 n 值的敏感度測試分析。

在測試 FLDWAV 基本參數對曼寧 n 值的敏感度中，發現 Data Group1 中的基本參數「F1」對曼寧 n 值很敏感，查尋使用手冊，得知 F1 的意義為「差分式中的權重因子 θ 」，且限制在 0.5~1.0 之間。

曼寧 n 值敏感度分析所使用的案例，為方案 C1 是 200 年洪水重現期距、壩高為 22m、潰壩延時為 0.5 小時，其它的基本資料詳見本章節的 FLDWAV 模擬案例說明，在方案 C1 中，各權重因子 θ 下，模式能執行之曼寧 n 值範圍，如表 9-5。當權重因子 $\theta=1.0$ 、 0.9 、 0.8 時，FLDWAV 可以模擬曼寧 $n=0.04$ 之流場，所以在 FLDWAV 的測試方案 C1 中，分別用 $\theta=1.0$ 、

0.9、0.8 及曼寧 $n=0.04$ 進行模擬，發現 $\theta=1.0、0.9、0.8$ 所得的各模擬結果差異不大。

表 9-5 草嶺堰塞湖方案 C1 中各 F1 值與可執行模擬曼寧 n 範圍

基本參數 F 1 (權重因子 θ)	曼寧 n 值範圍
1.0	0.014~0.1
0.9	0.015~0.1
0.8	0.022~0.1
0.7	0.023~0.038
0.6	0.024~0.035

3、BREACH 模式案例參數設定說明

BREACH 模式為一模擬潰口變化及出流量歷線之模式，本計畫以此模式來模擬潰口變化，以補 FLDWAV 模式人為假設潰口尺寸與延時之缺點，並以 68 年『草嶺崩山記』之潰壩資料來檢定相關之係數，最後將這些係數供作 88 年草嶺堰塞湖潰壩模擬之用，以探討潰壩時潰口之變化，及檢討 FLDWAV 模式假設之合理性。模擬案例如表 9-6 所示。

(1)68 年潰壩模擬假設：

由於 68 年潰壩之相關資料有限，因此依既有資料壩體形狀，如表 9-7 所示，為 68 年潰壩模擬假設所需基本資料。

(2)88 年潰壩模擬各方案共同假設：

88 年方案假設之壩體係根據 921 地震後形成之形狀，表 9-8 為 88 年潰壩模擬假設所需基本資料。

表 9-6 BREACH 草嶺堰塞湖模擬方案

上游入流量 模擬年份	茱迪颱風	桃芝納莉颱風	100 年洪水	敏督利颱風
68 年(斷面資料)	G	-	-	
88 年(斷面資料)	-	H	I	J

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；J 表模擬民國 93 年敏督利颱風洪之情況。

表 9-7 民國 68 年潰壩模擬案例基本資料

基本資料項目	備註	基本資料項目	備註
壩頂高程	525.75 m	壩底最大寬度	110 m
壩底高程	465 m	曼寧係數	0.04
壩體上游面坡度	1:5 (垂直:水平)	潰壩型式	溢頂潰壩
壩體下游面坡度	1:8 (垂直:水平)	中值粒徑 D_{50}	80mm
潰壩時湖水位	526.1 m	土壤黏性強度 C	0.1 kg/cm ²
壩頂最大寬度	110 m	摩擦角 φ	30.0°

表 9-8 民國 88 年潰壩模擬案例基本資料

基本資料項目	備註	基本資料項目	備註
壩頂高程	540 m	壩底最大寬度	110 m
壩底高程	470 m	曼寧係數	0.04
壩體上游面坡度	1:11 (垂直:水平)	潰壩型式	溢頂潰壩
壩體下游面坡度	1:45 (垂直:水平)	中值粒徑 D_{50}	80mm
潰壩時湖水位	540 m	土壤黏性強度 C	0.1 kg/cm ²
壩頂最大寬度	160 m	摩擦角 φ	30.0°

邊界條件：

民國 68 年草嶺潰壩案例，上游之入流量歷線為茱迪颱風之實測資料，如圖 9.12 所示；88 年之案例則根據 91 年「清水溪流域緊急應變計畫與防災對策之專題報告」中，根據桃芝及納莉風災於桶頭測站之流量，利用流量面積法推求堰塞湖處之入流歷線，當作模式上游邊界入流歷線，其分析結果如圖 9.13 所示；敏督利颱風期間之之上游邊界入流量歷線得自於 93 年於 7/2 至 7/4 桶頭橋之實測資料，如圖 9.14 所示。

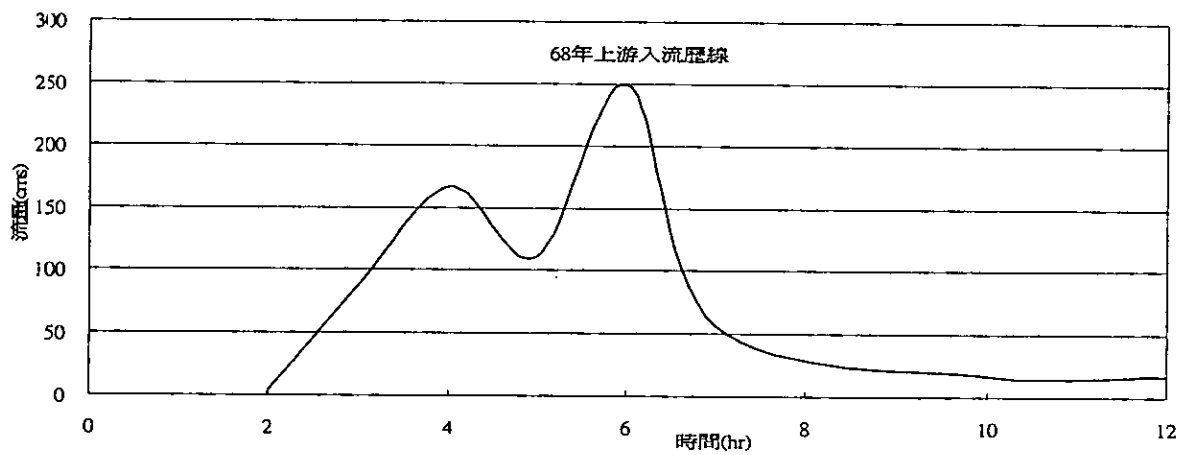


圖 9.12 民國 68 年茱迪颱風上游入流歷線

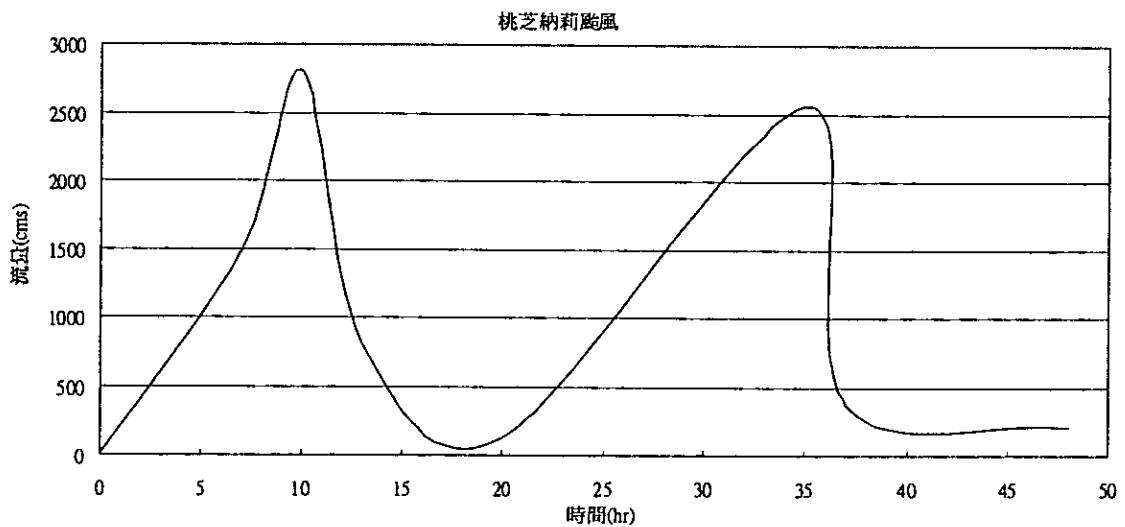


圖 9.13 民國 90 年桃芝納莉颱風上游入流歷線

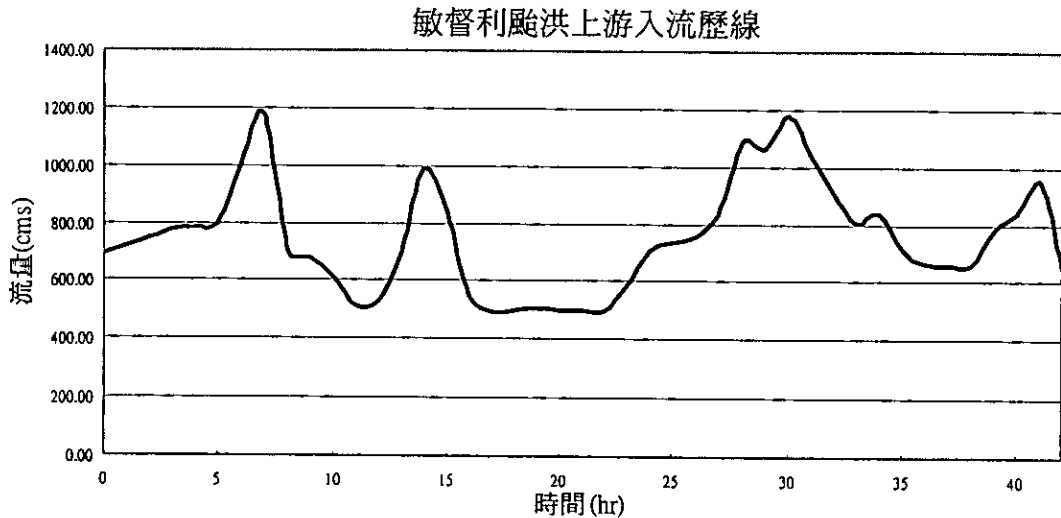


圖 9.14 民國 93 年敏督利颱風上游入流歷線

4、BREACH 模式分析成果

以下僅說明部份案例之模擬成果。模擬案例以 68 年茱迪颱風及 90 年桃芝、納莉颱風為例，結果茲說明如下：

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

潰口出流歷線如圖 9.15 所示，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 9.16 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。其可能原因有當時之資料有限，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，亦可能造成之誤差。

b. 方案 H (90 年桃芝、納莉颱風)

潰口出流歷線如圖 9.17 所示，最大流量為 2,658cms，潰口變化如圖 9.18 所示，於潰壩 48 小時後壩底高程為 524.5 m。90 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

之可能。

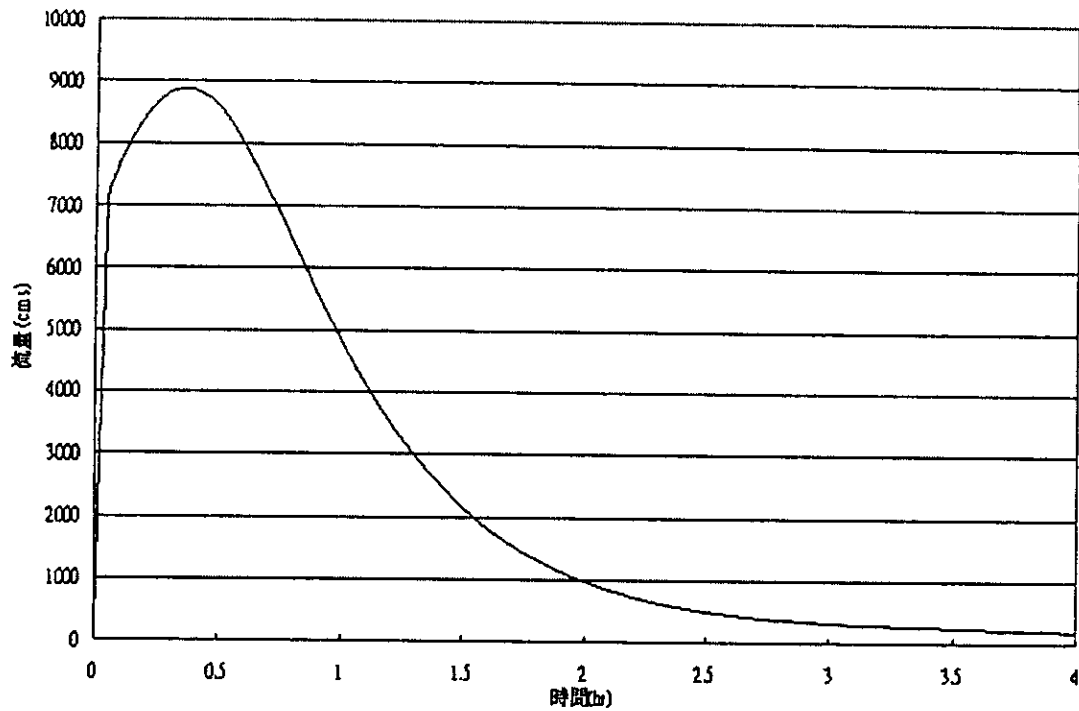


圖 9.15 68 年潰壩流量歷線

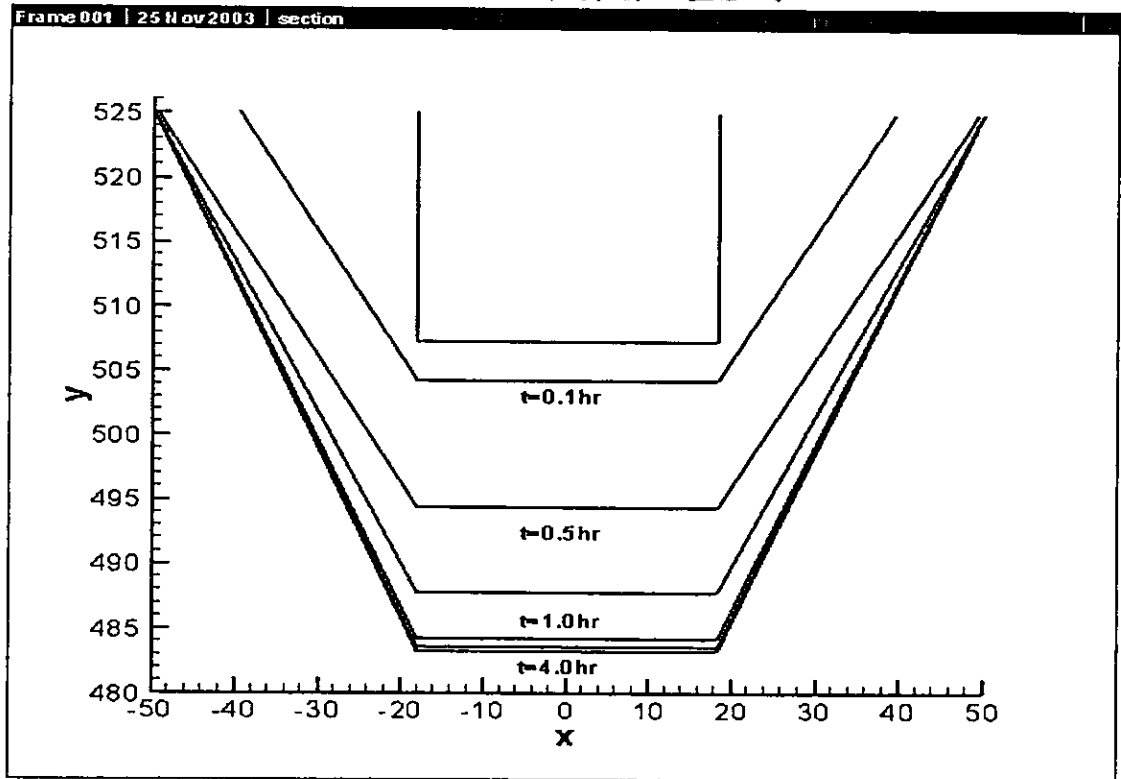


圖 9.16 68 年潰壩潰口變化

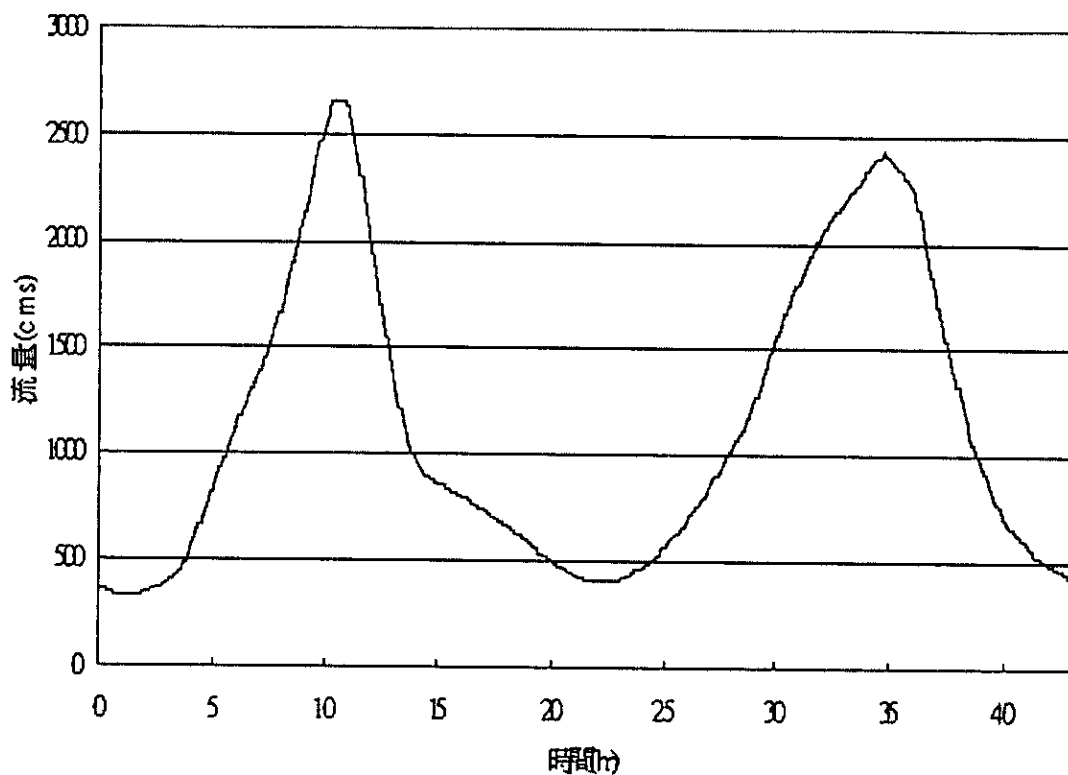


圖 9.17 90 年桃芝納莉颱風潰口流量歷線

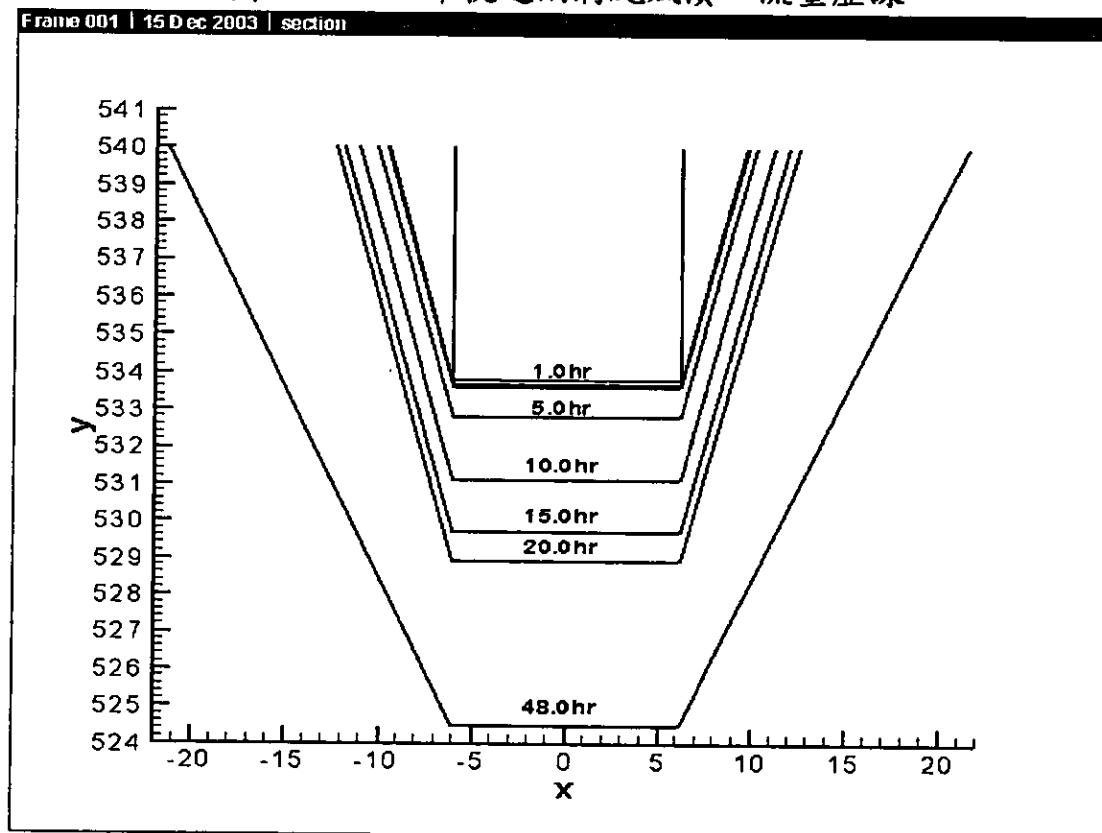


圖 9.18 90 年桃芝納莉颱風潰口變化

(三)災害危險度與危害潛勢分析

萬一潰決時下游洪氾區域可依淹水災害危險度與淹水危害潛勢進行分析，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。淹水危害潛勢係指潛藏淹水災害且造成經濟損失。因此，藉由 BREACH 模式與 SOBEK 模式進行結合，模擬堰塞湖潰壩下游可能造成災害之範圍。

1、SOBEK 模式案例參數設定說明

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因堰塞湖潰決可能造成之淹水範圍與深度。根據設計 FLDWAV 潰壩模式之晴天潰壩、100 及 200 年洪水入流，潰壩延時 0.5 及 1 小時之方案，以及民國 68 年草嶺潰壩經由 BREACH 模式所得之出流洪水歷線，如表 9-9 所示。並假設可重現於 88 年之清水溪河床斷面，進行下游淹水模擬，得其堤內淹水範圍及水深，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。

表 9-9 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)	使用模式資料
100 年洪水	Y	Y	FLDWAV
200 年洪水	Y	Y	FLDWAV
晴天潰壩	Y	Y	FLDWAV
68 年潰壩洪流量	-	-	BREACH
93 年敏督利颱風	-	-	BREACH

註：FLDWAV 模式模擬者係壩高為 22 公尺之草嶺堰塞湖(Y 表示有模擬案例，- 表不須假設潰壩延時)

草嶺潭堰塞湖潰決模擬之基本參數設定：

- (a) 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。
- (b) 河道曼寧 n 值：0.04，二維網格曼寧 n 值：0.05。
- (c) 上游邊界條件：晴天潰壩、100 及 200 年洪水，潰壩延時 0.5

及 1 小時之潰口出流歷線，如圖 9.19 與圖 9.20 所示；此外，民國 68 年之出流歷線以及利用民國 93 年敏督利颱風洪之實測資料，並假設此次發生潰壩，其潰壩洪流歷線，由 BREACH 模式求得之出流歷線，如圖 9.21 及圖 9.22 所示。

(d) 下游邊界條件：濁水溪河道水位：94 公尺。

(e) 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溪流域模擬結果。

(f) 潰壩模擬時間於晴天潰壩、100、200 年洪水及 68 年潰壩案例為 4 小時、時間間距為 3 分鐘；敏督利颱風洪之案例模擬 40 小時，時間間距為 1 小時。

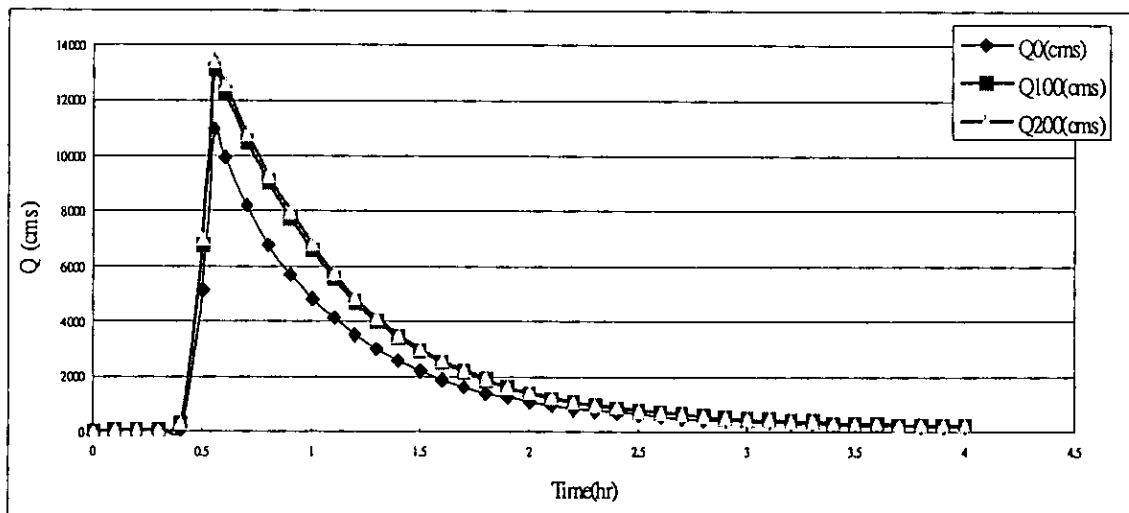


圖 9.19 晴天潰壩(Q_0)、100 年 (Q_{100}) 及 200 年 (Q_{200}) 洪水出流歷線 (0.5hr)

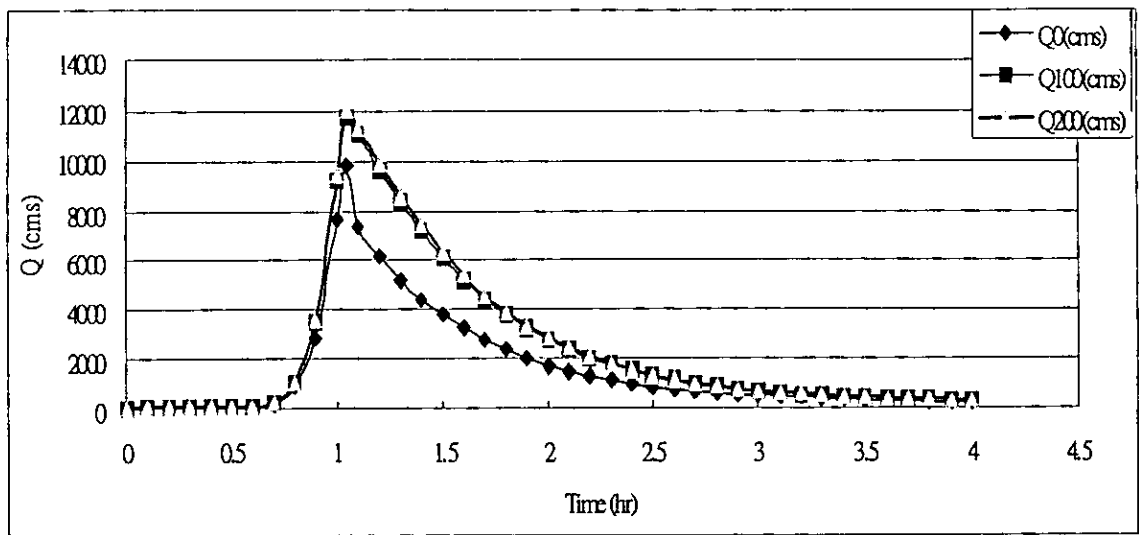


圖 9.20 晴天潰壩、100 年及 200 年洪水出流歷線(1 hr)

68年模擬結果

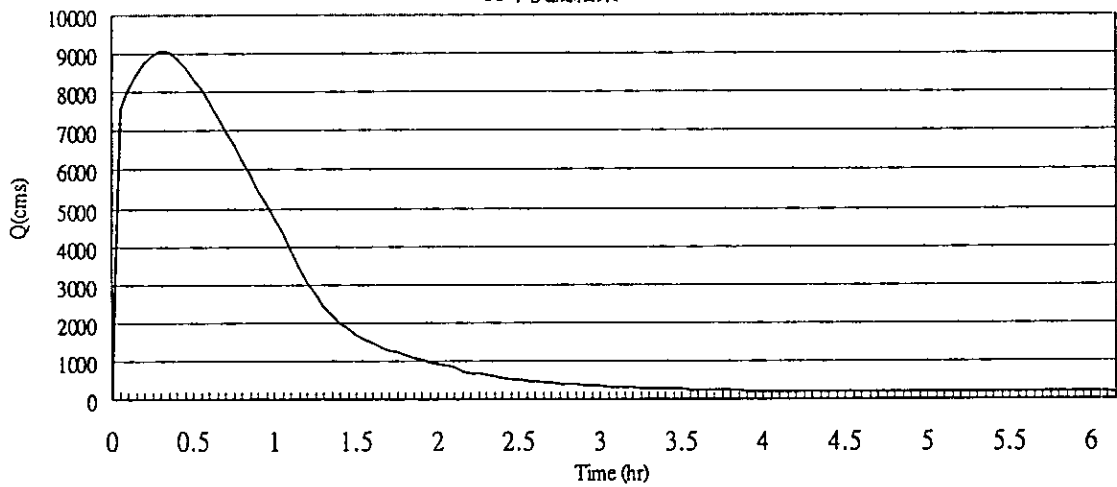


圖 9.21 民國 68 年草嶺潰壩經由 BREACH 模式洪水出流歷線

93年敏督利颱風潰口流量歷線

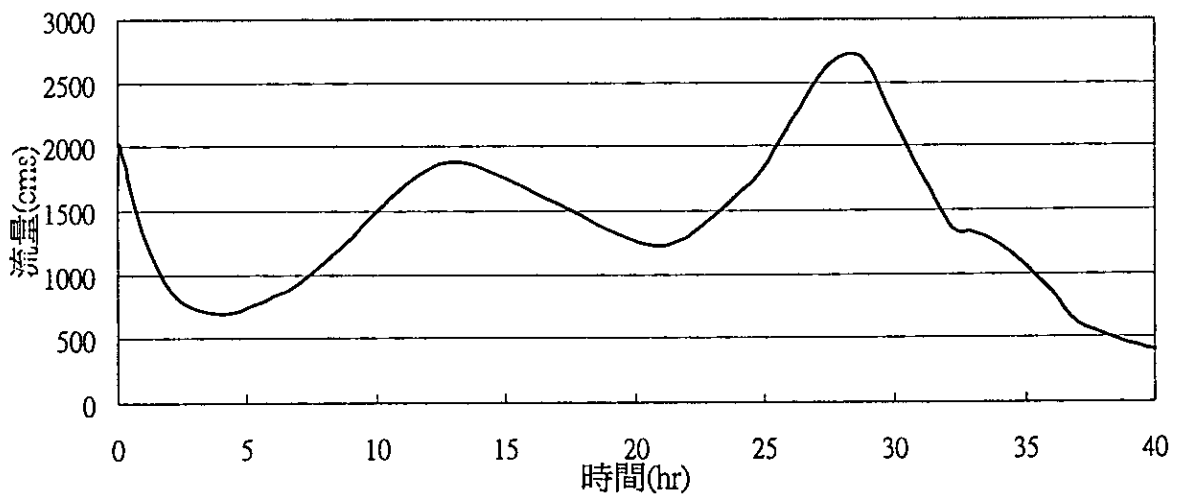


圖 9.22 民國 93 年敏督利颱風洪之潰口出流歷線

2、SOBEK 模式模擬結果

以下說明重要案例分析成果。利用 SOBEK-1D2D 模組進行模擬，並根據 FLDWAV 潰壩模式之 200 年重現期距之洪流量，延時 0.5 小時方案，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於套疊，評估其淹水災害危險度分析，以 200 年重現期距之洪流量及民國 68 年草嶺潰壩洪流量為例，茲說明結果如下：

- (a) 200 年重現期距之洪流量，延時 0.5 小時之淹水範圍，如圖 9.23 所示，為清水溪全流域溢淹或漫淹之情況。
- (b) 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 9.24 所示，為清水溪全流域溢淹或漫淹之情況。

清水溪下游危害潛勢分析：

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 9.25 至圖 9.30 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，經由 SOBEK 模式模擬結果得知，從草嶺潰壩至清水溪與濁水溪之交匯處（總長 30.3 公里）其時間約 135 分鐘，其中，洪水到達桶頭橋（距離匯流口約 15 公里）時間約為 60 分鐘，到達龍門大橋（距離匯流口約 12 公里）時間為 75 分鐘、到達鯉魚大橋（距離匯流口約 6 公里）時間為 100 分鐘、到達南雲大橋（距離匯流口約 1.8 公里）時間為 120 分鐘，因此，以桶頭橋後河道逐漸變寬，且有人為活動觀點，整個潰壩發生開始至桶頭橋後約有 1 小時之時間可以緊急通報各單位。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為最大，經濟損失程度需配合現地調查，以估算該潰壩所造成之損失。



圖 9.23 200 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 9.24 68 年草嶺歷史潰壩流量重現，對下游之危險潛勢分析

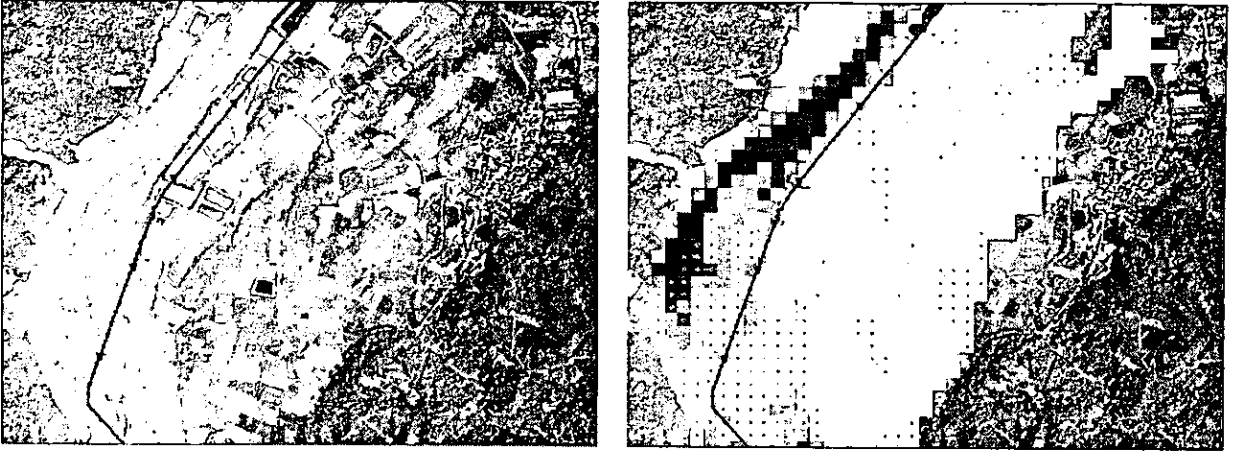


圖 9.25 桶頭橋至龍門大橋間河段漫淹情況



圖 9.26 龍門大橋下游河段（左岸越堤）



圖 9.27 鯉南社區河段（左岸越堤），百家春至泉州寮（右岸越堤）

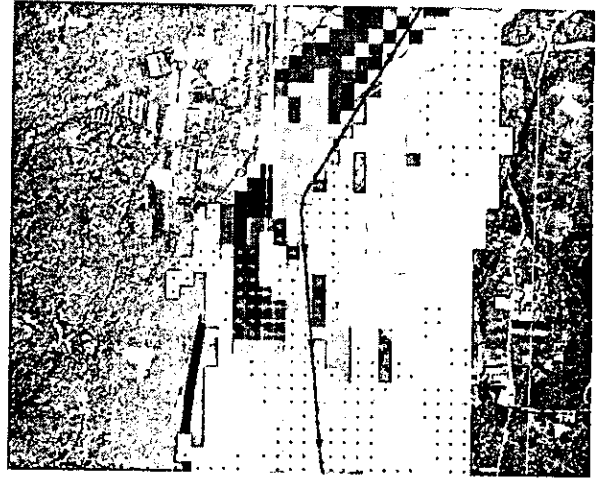
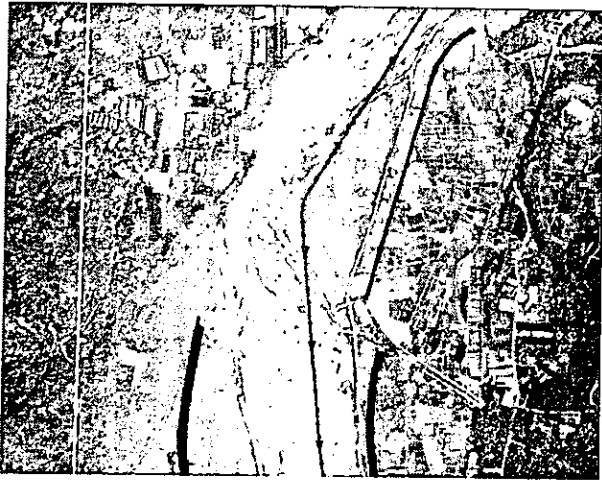


圖 9.28 泉州寮河段（右岸越堤）



圖 9.29 鯉魚社區至鯉魚大橋河段（左岸越堤）



圖 9.30 南雲大橋下游河段（右岸越堤）

(四)天然壩壓迫河道對河川型態改變及河道變遷

GSTARS2.1 模式為美國墾務局所發展具備模擬擬似二維水流流況，可應用於河川及水庫的水理計算及輸砂量模擬。

1、GSTARS 模式案例參數設定說明

GSTARS 2.1 模式模擬之底床斷面資料係利用民國 89 年全河道大斷面資料，與 FLDWAV 模式、SOBEK 模式採用相同位置之斷面資料，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在 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距離濁水溪匯流口 300 公尺處；流量資料係桶頭測站之實測資料，再利用流量面積法推求得於溢流口處之流量歷線，清水溪下游邊界條件係利用 SOBEK 模式模擬所得之水位歷線；壩區床質粒徑採用 89 年水利規劃試驗所現地篩分析中最上方之虛線為壩區之代表粒徑組成，如圖 9.31 所示，壩區下游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」文中所述，於民國 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，因此，可沿用民國 67 年之清水溪中下游河床質資料，如表 9-10，其平均粒徑約 86mm 至 180mm 之間，屬礫石河床。模擬過程採用流管數為三條；上游入砂資料係採用「草嶺堰塞湖資料補充調查及複核分析」專題報告中，以桶頭站自民國 44 年至 89 年之實測懸移質紀錄估計桶頭站懸移質輸砂量與流量之關係曲線，以及 921 地震後起至 89 年 12 月底為止之資料均點繪於圖 9.32 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，其地震後之迴歸方程式如下：

$$\text{Log}_{10}Q_{ss} = 2.238\text{Log}_{10}Q + 0.212$$

其中， Q_{ss} = 日懸移質輸砂量 (t/day)； Q = 流量 (CMS)。

為瞭解輸砂公式是否適用於草嶺堰塞湖，因此，進行輸砂公

式之選取，選取方法係採用 90 年桃芝、納莉颱風過後各輸砂公式模擬結果與實測資料進行比較，選取之輸砂公式包括 Meyer-Peter and Muller，Laursen、Engelund-Hansen、Ackers-White、Yang's 1973、Yang's 1979 等六個公式，其模擬結果如圖 9.33 所示，為各輸砂公式於壩區之沖淤趨勢，與實測值較接近者為適合之輸砂公式，其中，以 Engelund-Hansen 輸砂公式模擬結果與實測資料接近，而其他輸砂公式之沖淤狀況並不明顯，因此選用 Engelund-Hansen 輸砂公式於草嶺堰塞湖下游河道沖淤之模擬。

選定輸砂公式後，進行短期颱風資料模擬與十年長期颱風資料模擬之研究。短期颱風案例模擬敘述如下：

- (1) 利用民國 90 年桃芝、納莉兩場颱風進行清水溪壩區及下游河道於颱風期間之沖淤演算，模擬時間為 70 小時，其上游入流量與下游水位邊界條件，如圖 9.34 與圖 9.35 所示。
- (2) 利用民國 90 年桃芝、納莉與 93 年敏督利及艾利四場颱風進行壩區及下游河道於四場颱風期間之沖淤演算，其上游入流量與下游水位邊界條件，如圖 9.36 與圖 9.37 所示，模擬時間為 200 小時。

長期模擬係利用上述 90 年至 93 年四場颱風後之河道變化，緊接十年長期模擬，長期模擬之流量資料係利用民國 84 年至 93 年之 14 場颱風資料，模擬時間為 1,077 小時，其颱風資料如表 9-11 所示，為颱風發生之時間，其上游入流量與下游水位邊界條件，如圖 9.38 與圖 9.39 所示。

此外，亦針對民國 68 年山崩記底床資料進行模擬，由 68 年台灣省水利局「草嶺山崩記」底床資料，模擬渠段從崩坍地之溢流口往上游延伸 100 公尺至下游溢流口下游 1,100 公尺，全長約 1,200 公尺 16 個斷面資料，如圖 9.40 所示，為壩區之斷面資

料；床質粒徑則引用 89 年壩區粒徑資料；並由 BREACH 模式模擬得到潰壩洪水歷線，下游水位則為定床水理分析所得之水位歷線；上游假設不含入砂量以清水沖刷，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。

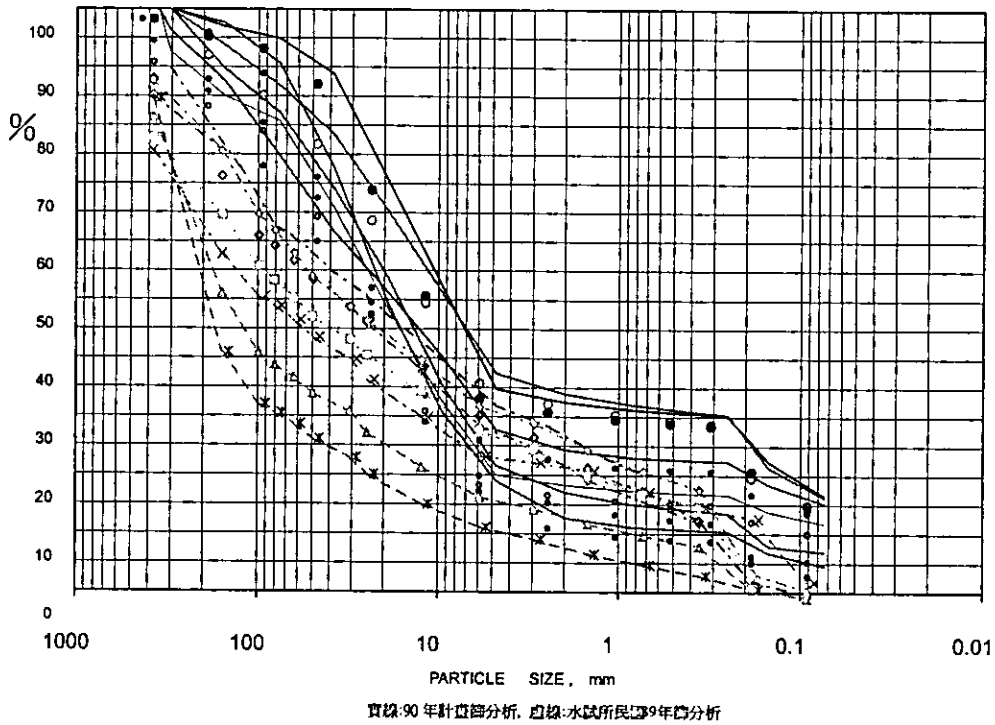


圖 9.31 民國 90 年及 89 年崩塌區之粒徑組成分佈圖 (實線部分為 90 年之粒徑分佈)

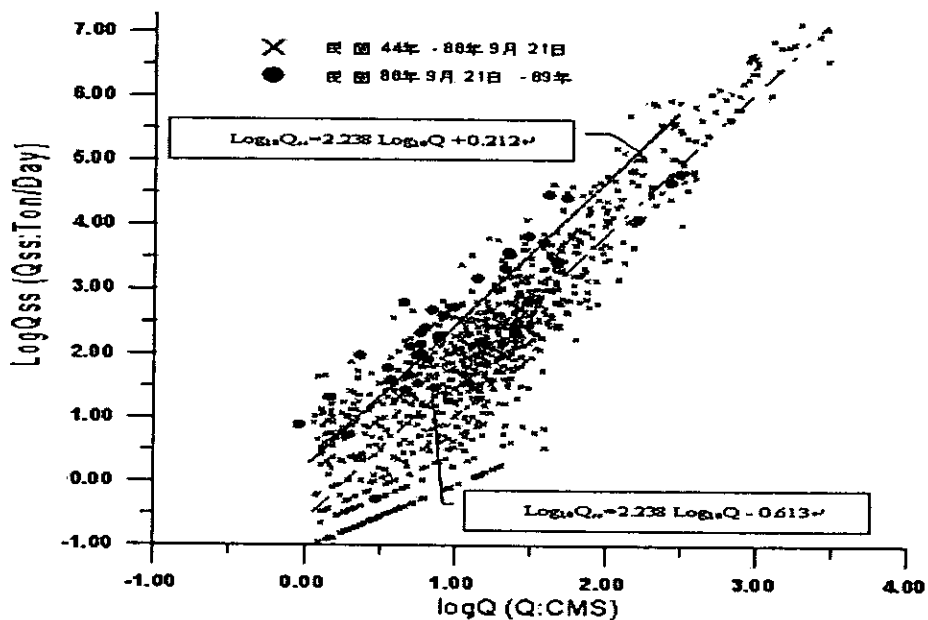


圖 9.32 桶頭水文站實測懸浮質與流量關係圖

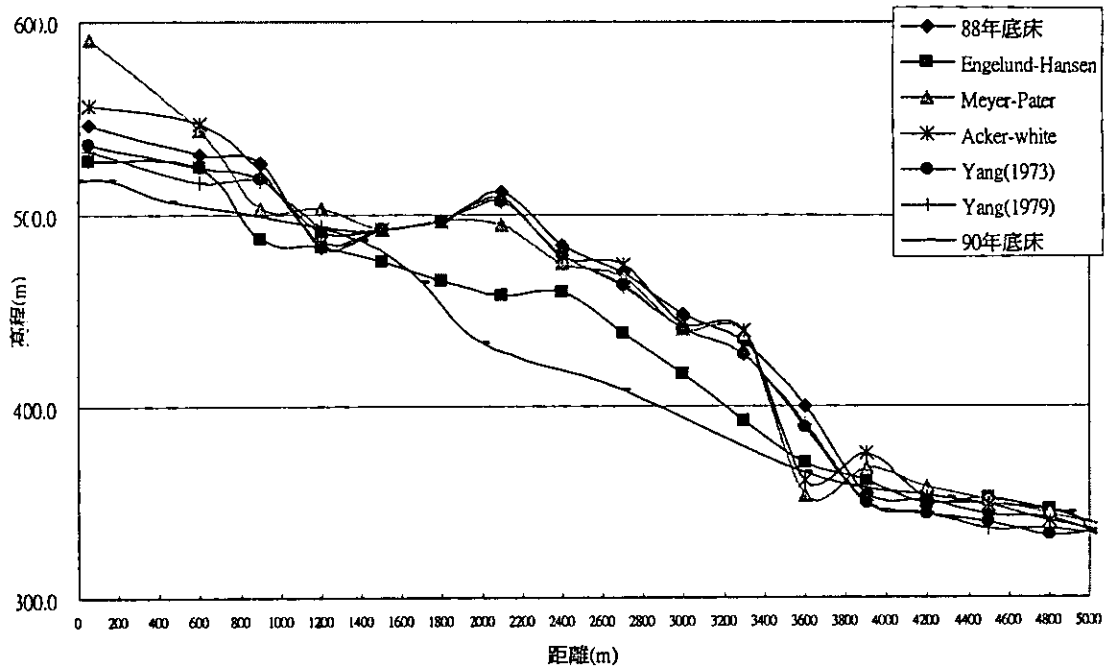


圖 9.33 輸砂公式研選之比較

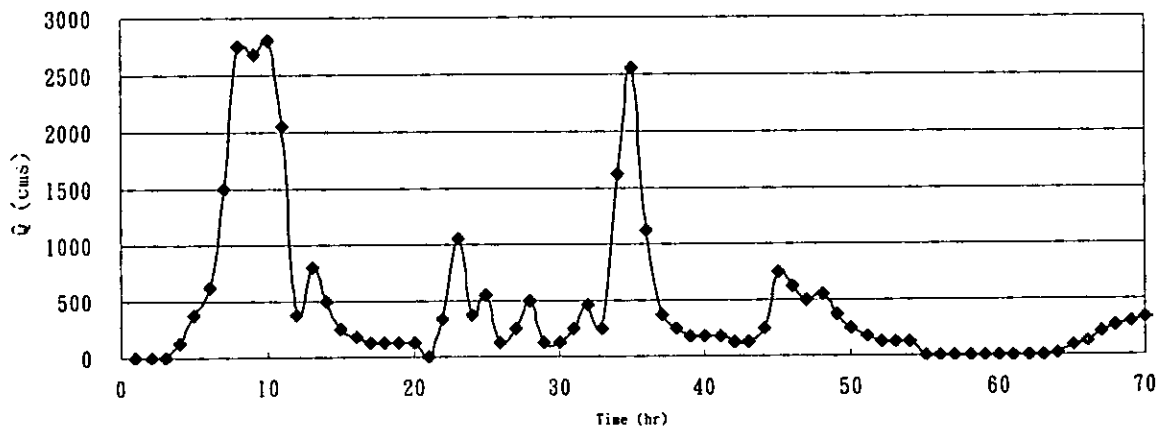


圖 9.34 桃芝、納莉颱風洪之流量歷線

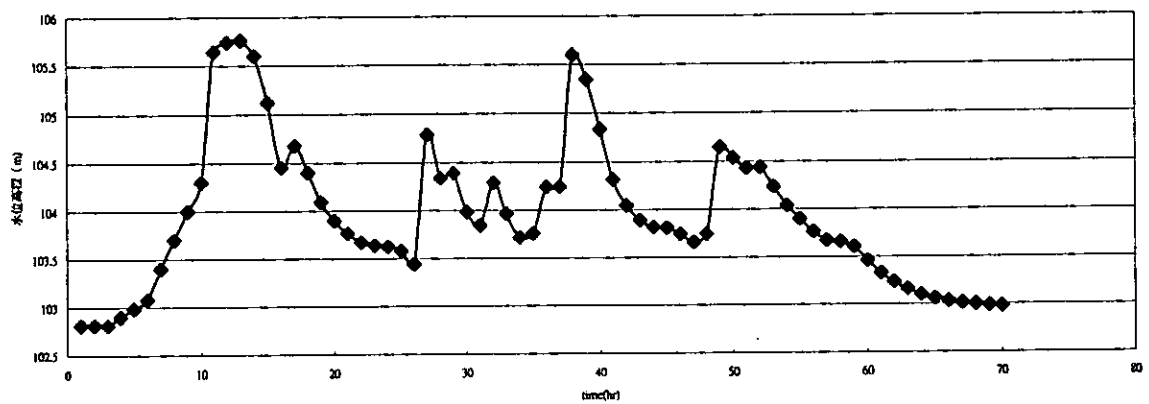


圖 9.35 桃芝、納莉颱風洪之水位歷線

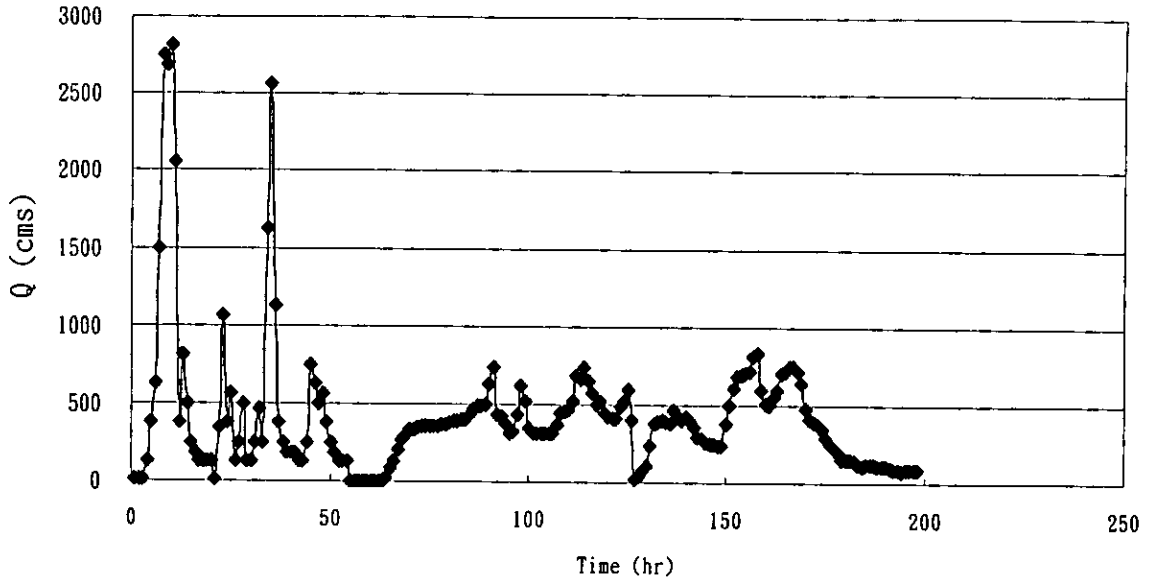


圖 9.36 桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風之流量歷線

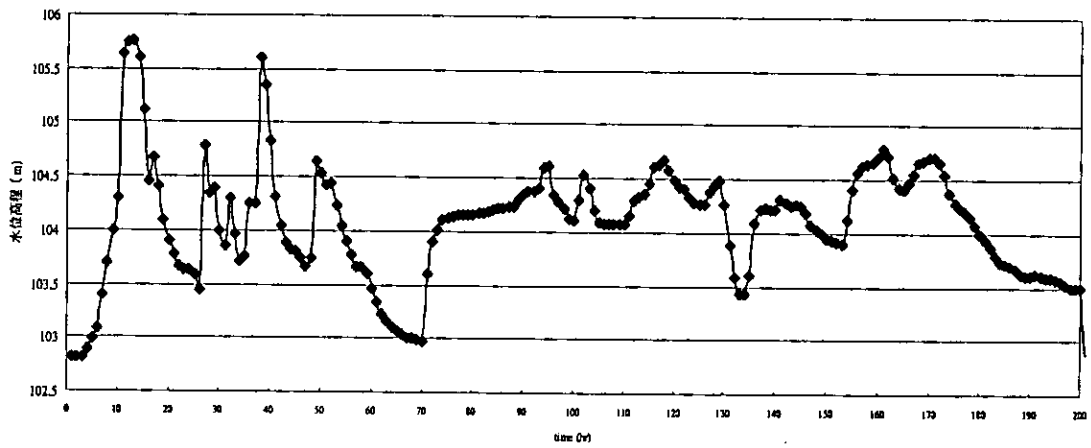


圖 9.37 桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風之水位歷線

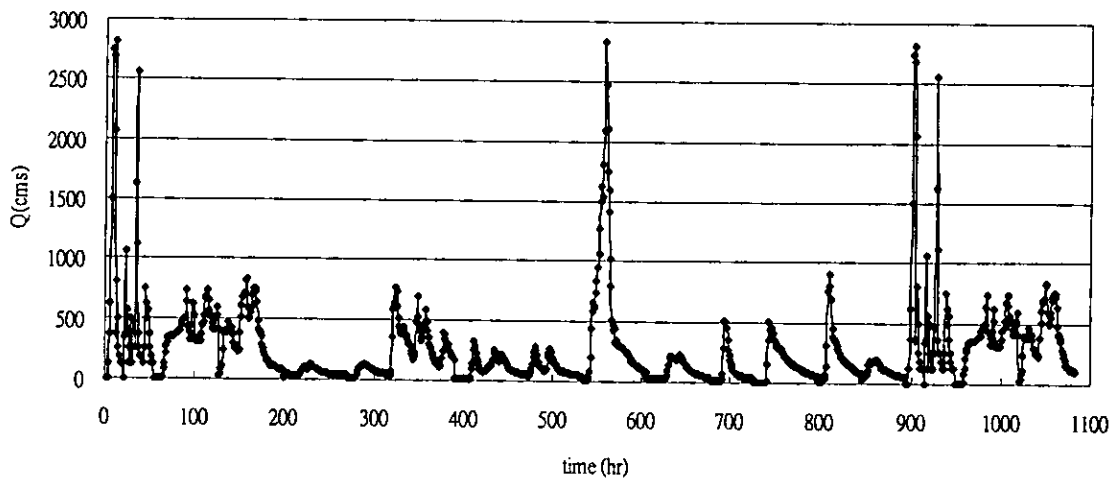


圖 9.38 長期模擬之流量歷線

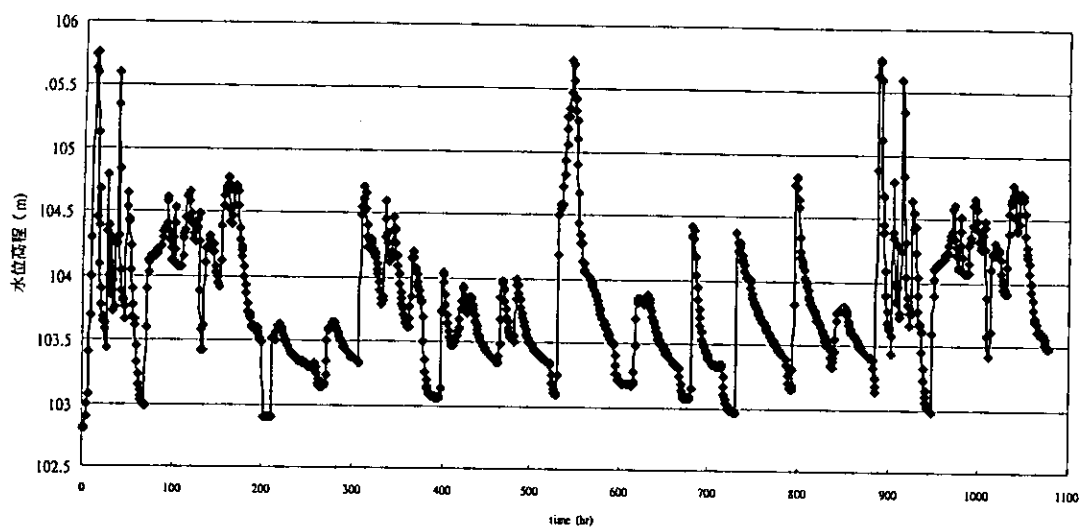


圖 9.39 長期模擬之水位歷線

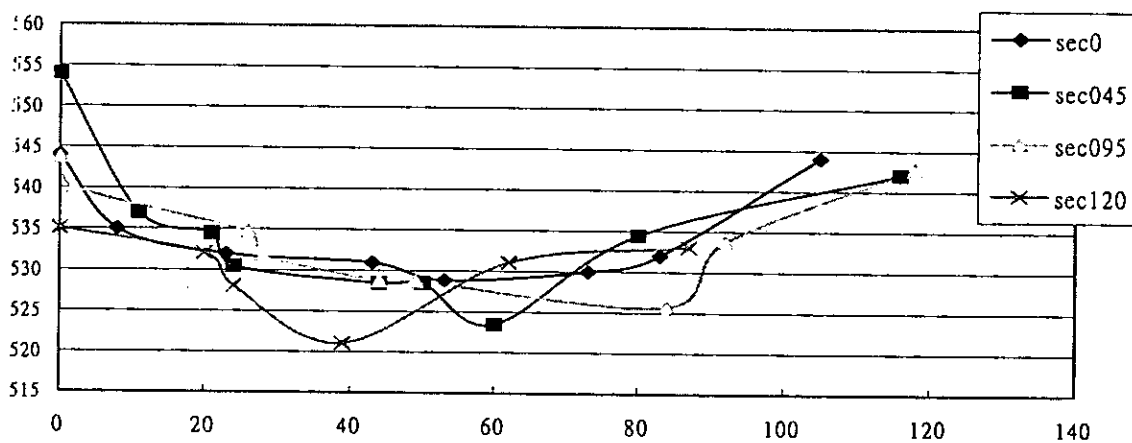


圖 9.40 民國 68 年草嶺崩塌區河道之橫斷面資料 (潰口至下游 120m) (資料來源：草嶺山崩記, 1979)

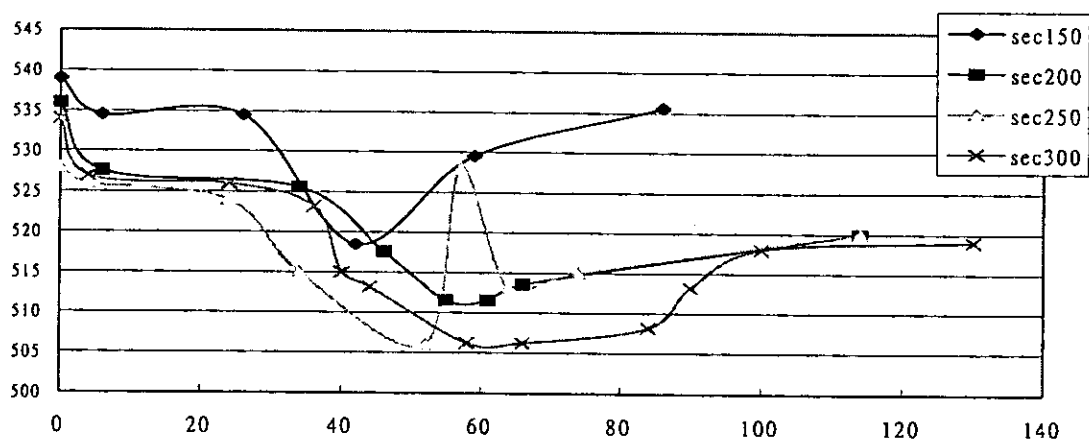


圖 9.40 (續) 民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料 (潰口下游 150 至 300m)

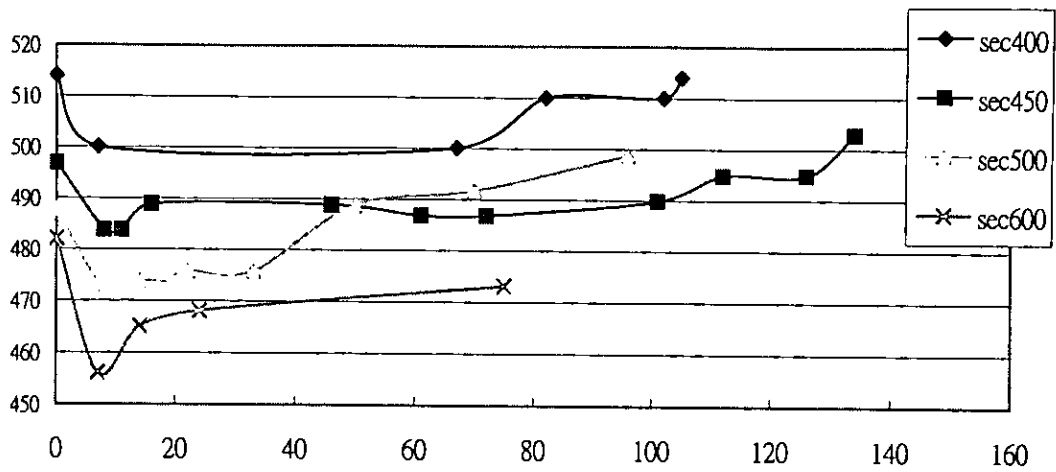


圖 9.40(續) 民國 68 年草嶺崩塌區河道之断面資料(潰口下游 400 至 600m)

表 9-10 清水溪各断面河床質平均粒徑及代表粒徑成果表 (67 年)

断面號	累距 (m)	D _m (mm)	代表粒徑 (mm)								4.76m m 含量 (%)
			D ₁₀	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₅	D ₇₅	D ₉₀	
01	0	122.37	0.75	13.00	40.00	68.00	100.00	152.00	200.00	280.00	15.5
03	1365	86.12	0.85	4.40	20.50	40.50	65.00	115.00	150.00	200.00	20.0
05	2311	95.06	1.19	8.90	28.00	50.00	76.20	122.00	158.00	220.00	17.5
07	3150	90.26	1.00	9.52	22.50	43.00	73.00	120.00	152.00	203.00	16.0
09	3984	109.33	0.85	9.52	31.00	62.00	90.00	139.50	175.50	252.00	16.0
11	5052	106.34	1.09	7.30	29.00	56.00	83.00	130.00	169.00	254.00	18.0
13	6055	113.08	0.70	8.70	27.00	56.00	90.00	139.50	180.00	256.00	17.0
15	7100	88.98	1.50	11.00	24.50	42.00	63.00	110.00	139.50	220.00	16.0
17	8200	115.76	1.20	9.52	31.00	63.00	100.00	152.00	185.00	256.00	16.0
19	8950	145.94	0.80	12.00	44.00	91.00	132.00	195.00	235.00	310.00	16.0
21	9746	95.48	0.50	15.00	30.00	48.00	72.00	114.00	150.00	225.00	16.0
23	10736	124.88	1.19	5.70	24.00	60.00	110.00	160.00	200.00	275.00	19.0
25	11580	130.64	0.90	9.00	30.00	70.00	118.00	180.00	210.00	290.00	17.0
27	12920	143.58	1.20	8.50	34.00	80.00	129.00	200.00	240.00	310.00	17.0
28	13710	168.94	2.38	23.00	62.00	105.00	140.00	200.00	250.00	400.00	12.0
29	14791	173.19	2.00	15.00	35.00	76.00	130.00	230.00	300.00	410.00	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」，86年1月。

表 9-11 長期模擬之颱風名稱與年份

排序	颱風名稱	年份	排序	颱風名稱	年份
1	提姆颱風	1994	8	奧托	1998
2	凱特琳	1994	9	瑞伯	1998
3	道格	1994	10	碧利斯	2000
4	荻安娜	1995	11	桃芝	2001
5	賀伯	1996	12	納莉	2001
6	溫妮	1997	13	敏督利	2004
7	安珀	1997	14	艾利	2004

2、GSTARS 模式分析成果

以下僅說明重要案例之分析成果。

(1)短期颱洪模擬

a、利用民國 90 年桃芝、納莉颱洪兩場對壩區及下游河道進行模擬，歷時 70 小時後之模擬結果如圖 9.41 所示及表 9-12，對於壩區（溢流口至 5.1km）堆積河段，經由模擬後，溢流口處之高程由 546 公尺沖刷至 527 公尺，沖刷深度約 19 公尺，與實際溢流口高程 523 公尺，相差約 4 公尺。而剛形成堰塞湖時之第二水潭之渠段（距溢流口 0.9km-1.8km）沖刷現象甚劇，使第二水潭消失；緊接於第二水潭後之下游渠段（距溢流口 1.8km 至 3.6km），亦呈現大幅度沖刷，其模擬結果最大沖刷深度約 54 公尺。因此壩區被沖刷形成天然陡坡渠道。而壩區大量沖刷之土體往下游河道運移。根據模擬結果距離溢流口 3.9km 至 6.0km 之渠段呈現淤積現象。於清水溪河道部分，淤積河段之模擬結果於清水溪橋下游有小幅淤積現象，以及南雲大橋上、下游渠段有淤積現象；於清水溪中游（桶頭橋至鯉魚大橋間）則為沖刷現象。

b、利用民國 90 年桃芝、納莉及 93 年敏督莉、艾利四場颱洪

進行模擬，其結果如圖 9.42 與表 9-12 所示，於壩區溢流口至 3.6km 渠段大部分維持沖刷情況，僅少部分有淤積。距離溢流口 3.6km 至桶頭橋為河谷地形，模擬結果於此渠段為淤積狀況，而於龍門大橋至鯉魚大橋渠段則沖淤均有；南雲大橋上、下游亦有淤積現象。

(2)長期模擬結果

堰塞湖十年長期模擬結果如圖 9.43 所示，於壩區溢流口至 3.6km 持續沖刷，河道部分從壩體下游端至瑞草橋有大幅度淤積現象，龍門大橋至鯉魚大橋間沖淤均有，呈現週期性；而於南雲大橋上游則呈現淤積現象，下游則為沖刷趨勢。未來十年於清水河流域因草嶺堰塞湖之大量土體崩落、淤積於湖內之 4 千萬方之泥砂及堰塞湖上游之阿里山溪及石盤谷溪之大量土石，陸續經由颱風暴雨將往下游運移，於河道上將呈現大量淤積狀況，是未來河道整治與防洪措施需考量之因素之一，不可忽略。

(3)民國 68 年草嶺案例之模擬結果

民國 68 年草嶺案例為配合壩體穩定性分析，分為三階段進行模擬，模擬結果於第一階段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 9.44 所示，經過邊坡穩定分析後，再將所得底床剖面資料進行第二階段（第二小時）輸砂模擬，底床於第二小時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 9.45 所示，模擬再進行第三階段（第三小時），模擬結果如圖 9.46 所示。經由三小時之模擬結果，沖刷深度約達到 50 公尺。

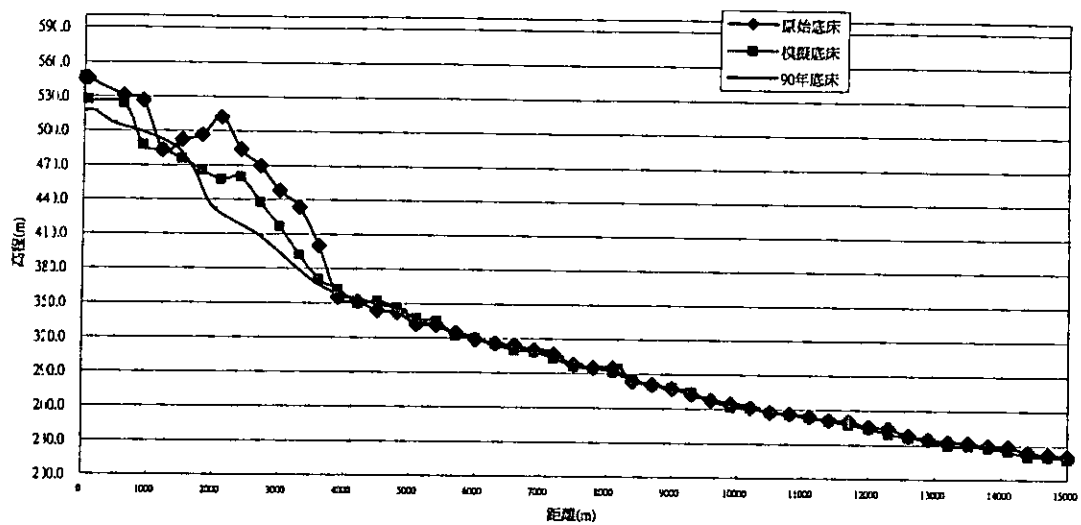


圖 9.41 90 年桃芝、納莉颱風洪之模擬結果 (上游段)

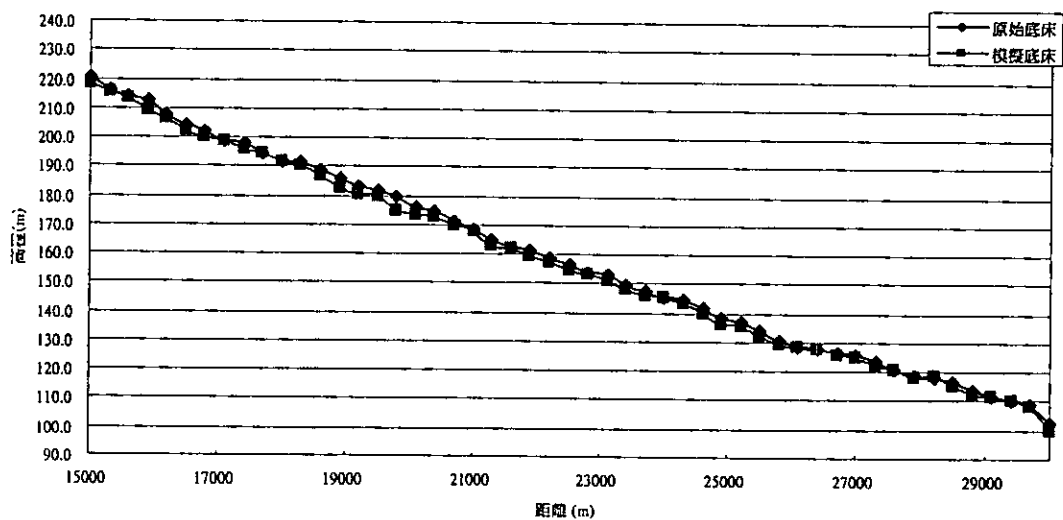


圖 9.41 (續) 90 年桃芝、納莉颱風洪之模擬結果 (下游段)

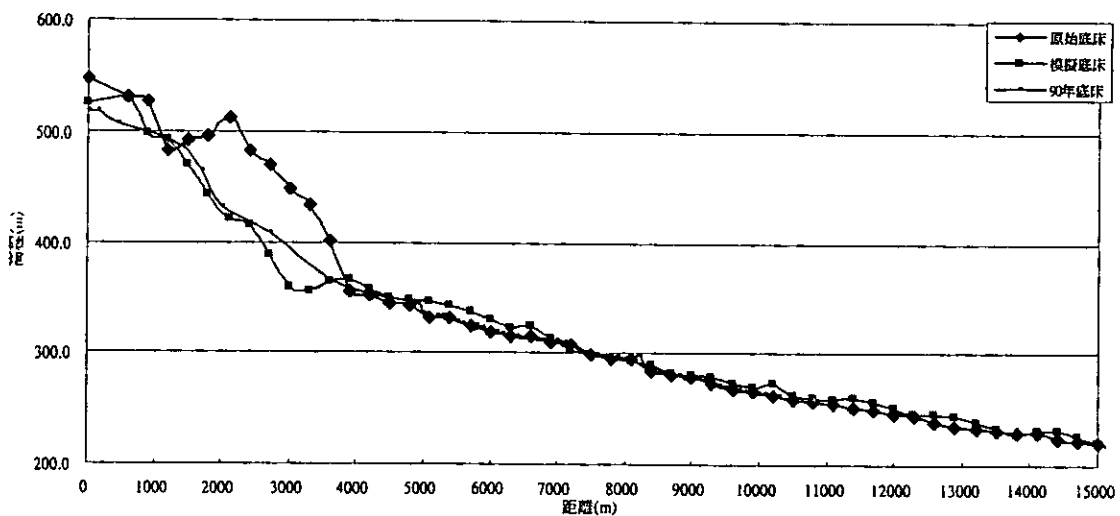


圖 9.42 桃芝、納莉與、敏督利、艾利颱風洪之模擬結果 (上游段)

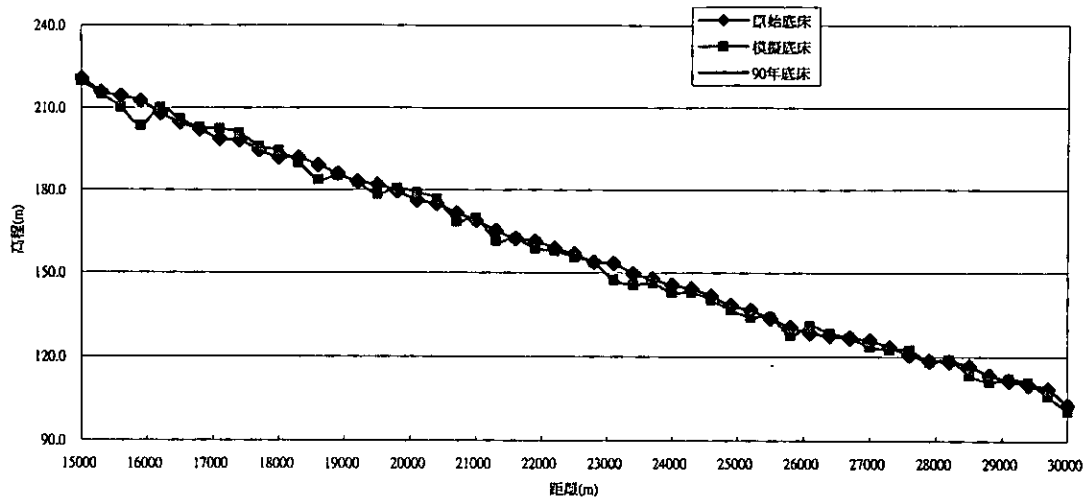


圖 9.42 (續) 桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風之模擬結果 (下游段)

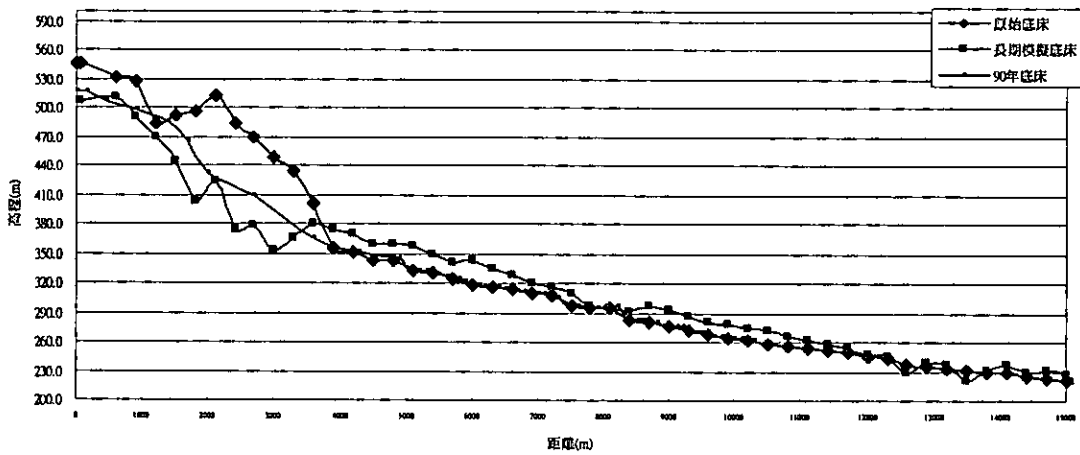


圖 9.43 十年長期模擬結果 (上游段)

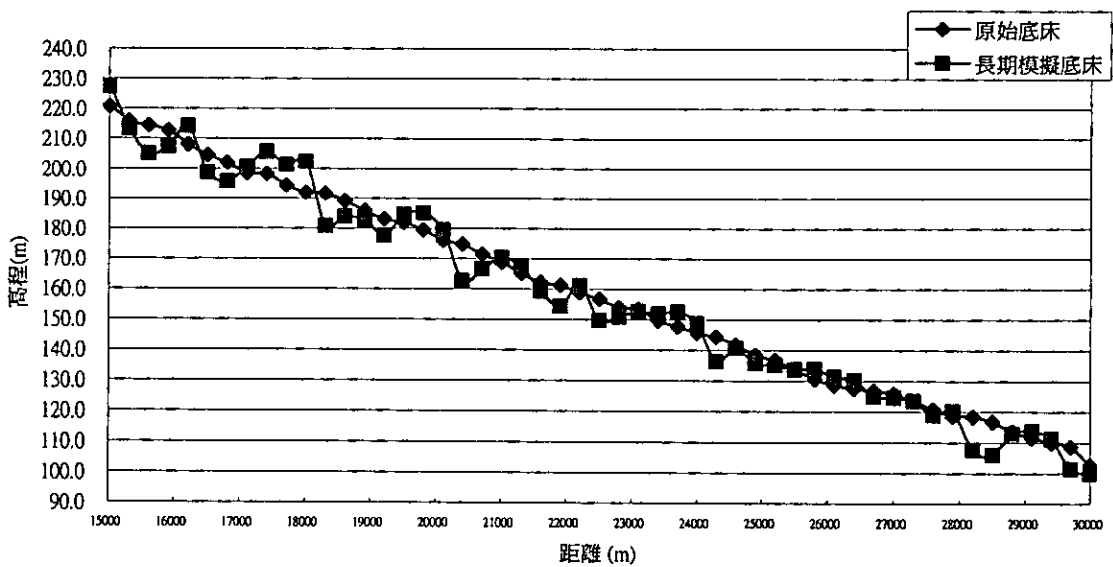


圖 9.43 (續) 十年長期模擬結果 (上游段)

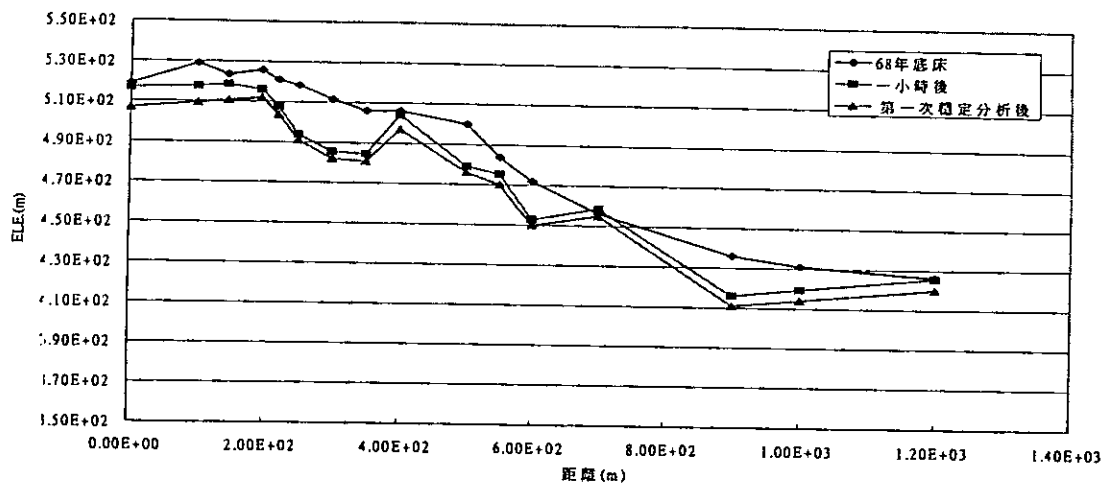


圖 9.44 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第一階段)

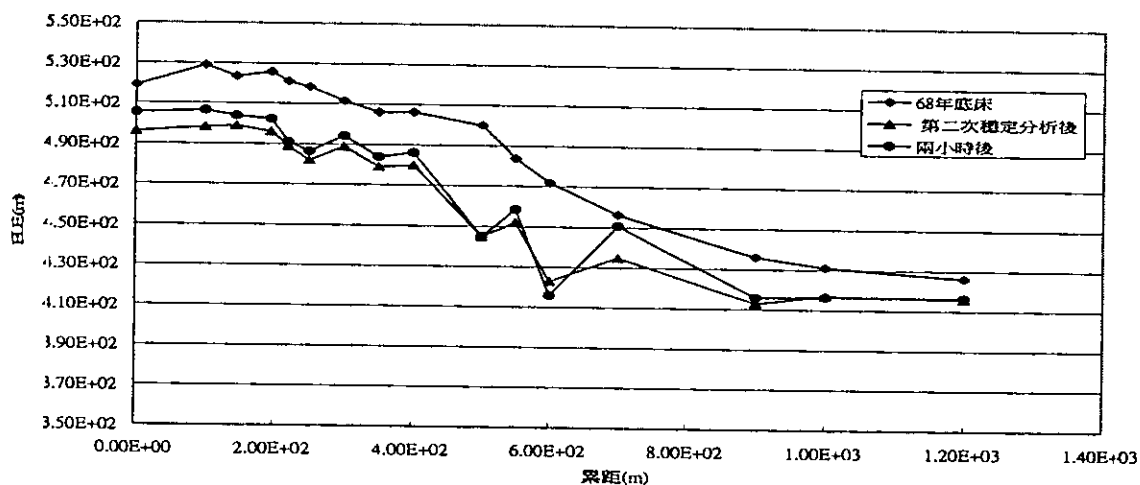


圖 9.45 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第二階段)

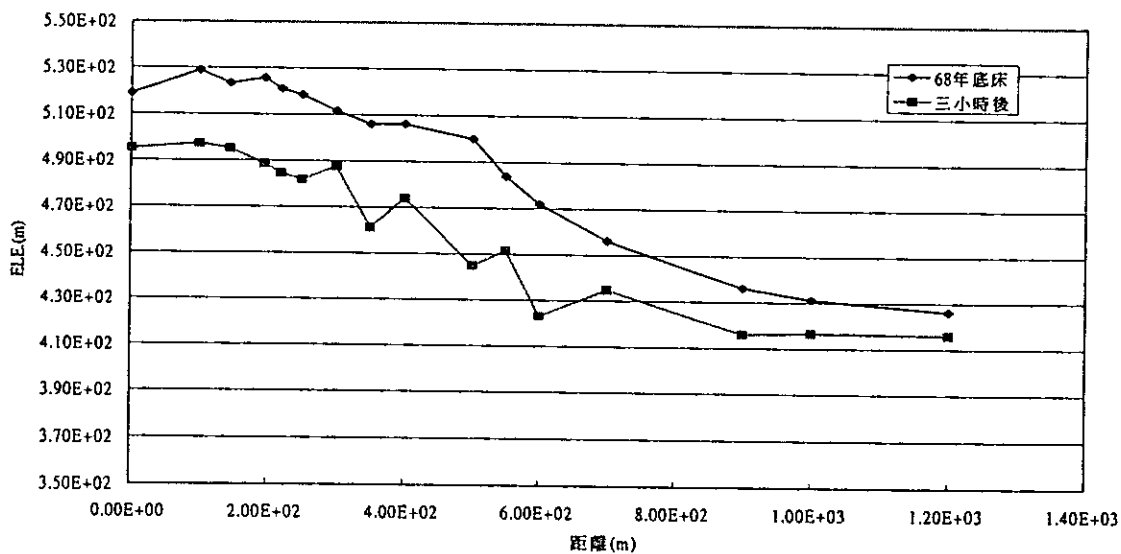


圖 9.46 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第三階段)

表 9-12 颱洪模擬結果 (單位：m)

距離	原始底床	模擬底床(*)	沖淤	模擬底床(**)	沖淤	備註
0	546.2	527.83	18.37	525.17	21.03	溢流口
600	531.2	523.95	7.25	528.80	2.40	
900	526.9	487.56	39.37	497.45	29.47	
1200	483.1	483.33	-0.18	493.08	-9.93	
1500	492.3	475.78	16.49	470.47	21.81	第二水潭
1800	496.4	465.79	30.65	443.35	53.08	
2100	512.2	457.59	54.56	420.93	91.23	
2400	483.9	460.03	23.92	415.47	68.47	
2700	469.5	438.08	31.45	387.23	82.30	
3000	448.1	416.78	31.28	359.69	88.37	
3300	433.8	392.13	41.67	355.29	78.52	
3600	400.0	370.88	29.15	364.99	35.04	
3900	355.0	361.72	-6.77	366.31	-11.35	
4200	351.4	349.80	1.56	356.67	-5.32	
4500	343.4	352.24	-8.84	349.53	-6.13	
4800	342.1	346.31	-4.24	348.78	-6.71	
5100	331.9	336.99	-5.06	346.77	-14.84	
5400	331.1	334.96	-3.81	341.74	-10.60	壩下游
5700	324.6	322.35	2.29	336.24	-11.61	
6000	318.9	320.36	-1.49	330.09	-11.23	
6300	315.9	315.08	0.78	323.26	-7.41	
6600	314.4	310.07	4.31	323.37	-9.00	
6900	310.4	308.80	1.64	312.90	-2.46	
7200	307.0	303.42	3.54	302.32	4.64	
7500	297.9	296.22	1.68	298.76	-0.85	
7800	295.5	294.60	0.91	295.71	-0.19	清水溪橋
8100	295.5	291.56	3.96	292.82	2.70	
8400	283.5	284.24	-0.72	289.65	-6.13	
8700	281.1	280.35	0.75	282.47	-1.37	
9000	277.7	278.64	-0.95	280.57	-2.89	
9300	272.8	274.48	-1.73	278.70	-5.95	
9600	268.1	267.65	0.48	272.95	-4.82	
9900	265.0	261.42	3.53	269.45	-4.50	
10200	261.5	261.15	0.35	272.46	-10.97	

註：* 90年桃芝、納莉颱洪模擬結果；** 90年桃芝、納莉與93年敏督利、艾利颱洪模擬結果；-表示為淤積現象。

表 9-12 (續) 颱洪模擬結果 (單位：m)

距離	原始底床	模擬底床(*)	沖淤	模擬底床(**)	沖淤	備註
10500	257.6	257.39	0.22	261.82	-4.22	
10800	256.4	255.50	0.92	260.26	-3.84	
11100	254.0	253.36	0.61	259.09	-5.13	
11400	251.1	250.46	0.69	260.43	-9.29	
11700	250.1	247.15	2.97	256.55	-6.44	
12000	245.4	243.91	1.47	250.25	-4.88	瑞草橋
12300	244.3	239.63	4.62	246.05	-1.80	
12600	238.2	236.29	1.93	245.58	-7.36	
12900	235.1	233.93	1.21	243.13	-8.00	
13200	232.8	229.45	3.34	237.74	-4.96	
13500	231.9	229.47	2.44	233.45	-1.54	
13800	229.8	227.55	2.23	226.77	3.02	
14100	228.7	225.16	3.56	230.94	-2.23	
14400	224.1	220.70	3.36	230.77	-6.71	行正橋
14700	222.1	220.45	1.63	225.72	-3.65	
15000	220.7	218.11	2.55	219.78	0.88	計畫桶頭堰
15300	215.8	215.38	0.44	215.08	0.74	桶頭橋
15600	214.3	213.58	0.73	210.10	4.21	
15900	212.6	209.07	3.55	208.40	4.22	
16200	208.1	206.59	1.46	210.19	-2.14	
16500	204.5	202.37	2.16	205.79	-1.26	
16800	202.0	200.19	1.79	202.82	-0.84	
17100	198.6	198.63	-0.08	202.33	-3.77	
17400	198.1	195.95	2.19	200.85	-2.71	
17700	194.5	194.18	0.31	195.92	-1.43	
18000	191.9	191.62	0.27	194.44	-2.55	
18300	191.7	190.48	1.21	189.88	1.81	龍門大橋
18600	189.1	186.94	2.19	183.73	5.40	
18900	186.0	182.42	3.59	185.18	0.83	
19200	183.1	180.76	2.34	182.60	0.49	
19500	181.9	179.63	2.29	178.50	3.42	
19800	179.5	174.91	4.60	180.66	-1.15	
20100	176.1	173.72	2.39	179.06	-2.95	
20400	174.8	172.49	2.33	176.64	-1.82	

表 9-12 (續) 颱洪模擬結果 (單位：m)

距離	原始底床	模擬底床(*)	沖淤	模擬底床(**)	沖淤	備註
20700	171.5	170.05	1.46	168.44	3.07	
21000	168.8	167.83	1.00	169.86	-1.03	
21300	165.2	163.01	2.20	161.45	3.76	
21600	162.3	162.16	0.10	162.28	-0.02	
21900	161.3	159.65	1.68	158.68	2.65	
22200	158.9	156.98	1.89	157.84	1.03	
22500	156.7	154.70	2.00	155.64	1.06	
22800	153.9	152.97	0.91	153.67	0.21	
23100	153.4	150.79	2.62	147.56	5.85	
23400	149.7	148.25	1.45	145.61	4.09	
23700	147.8	145.85	1.95	146.34	1.46	
24000	145.6	145.09	0.52	142.93	2.68	鯉魚大橋
24300	144.3	143.13	1.22	143.00	1.35	
24600	141.7	139.86	1.85	140.31	1.40	
24900	138.4	136.52	1.87	136.80	1.59	
25200	136.7	135.36	1.34	134.20	2.50	
25500	133.8	132.01	1.81	134.20	-0.38	
25800	130.6	129.48	1.13	127.77	2.84	
26100	128.6	128.81	-0.25	131.07	-2.51	
26400	127.6	127.53	0.08	128.43	-0.82	
26700	126.8	125.92	0.88	126.99	-0.19	
27000	125.9	124.87	0.99	123.60	2.25	
27300	123.5	122.29	1.23	122.68	0.85	
27600	120.7	120.75	-0.03	122.59	-1.87	
27900	118.6	118.36	0.22	118.36	0.22	
28200	118.4	118.55	-0.20	119.15	-0.79	
28500	116.8	115.50	1.34	113.53	3.31	南雲大橋
28800	113.6	112.52	1.06	111.10	2.48	
29100	111.6	111.84	-0.23	112.21	-0.59	
29400	110.1	110.53	-0.42	110.92	-0.82	
29700	108.7	108.20	0.52	106.06	2.65	
30000	102.8	99.94	2.87	100.76	2.04	

(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，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 (Brune) 囚砂曲線，如圖 9.47 所示，估算堰塞湖淤滿約需 24 年，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 9-13 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。

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 9-13 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，囚砂率隨之減少，但該表並未反應此一事實。總而言之，對於堰塞湖形成後由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，並應配合含砂量測量及採用布倫囚砂率曲線推估堰塞湖之壽命。

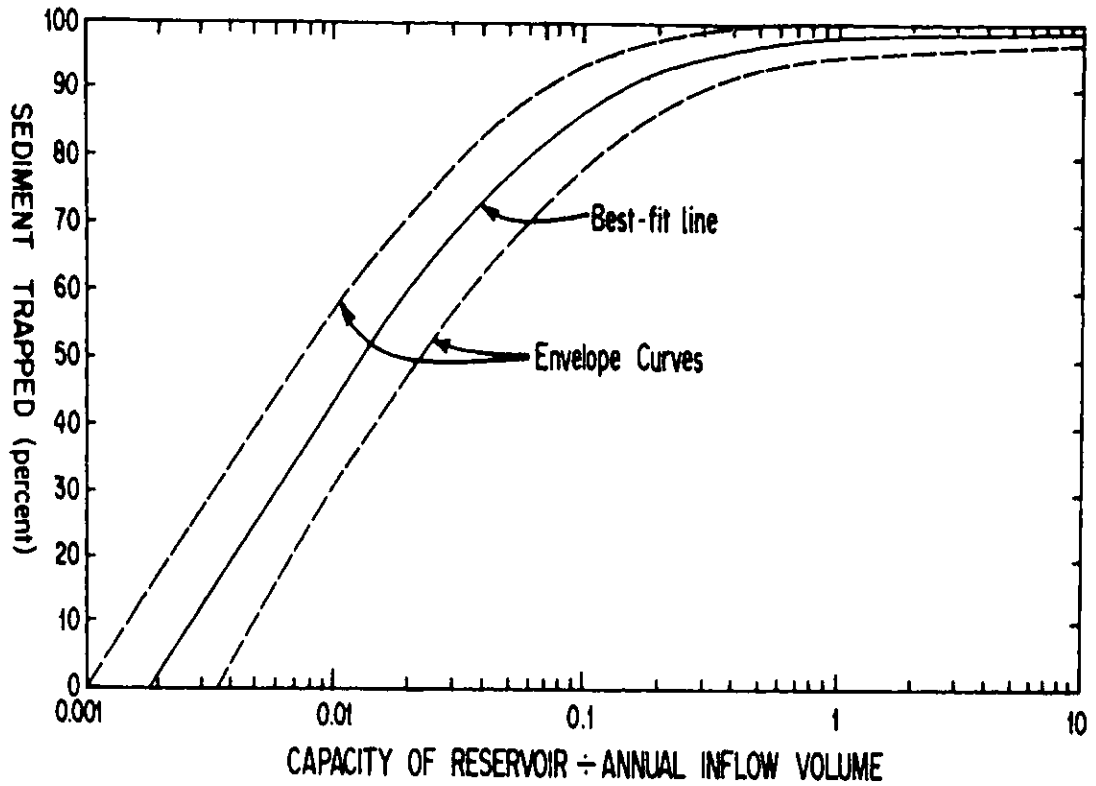


圖 9.47 布倫 (Brune) 因砂曲線圖

表 9-13 草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位：百萬立方公尺)

年期 (年)	蓄水量 (C)	年逕流量 (I)	C/I	因砂 率	年懸 浮輸 砂量	年推 移輸 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%

二、九份二山堰塞湖案例分析與評估結果

(一)天然壩穩定分析

對於民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩，擬以 FLAC 程式與 FLAC/SLOPE 程式來分析天然壩體之穩定性。

對於 FLAC 程式之分析結果，圖 9.48 表當水位為 567 公尺時之天然壩體內有效主應力比($\sigma'1/\sigma'3$)，可知其有效主應力比的範圍介於-2.0~2.0 間，相同地，當摩擦角 ϕ 為 30° ，土壤黏性強度 c 為 0.1 kg/cm^2 ，則本分析所得之應力比仍不致於達到破壞之主應力比，因此，可推測即使假設在保守的水位狀態下，民國 88 年九份二山堰塞湖形成後之天然壩體透過地工之 FLAC 軟體分析後應屬穩定而無潰決之虞。

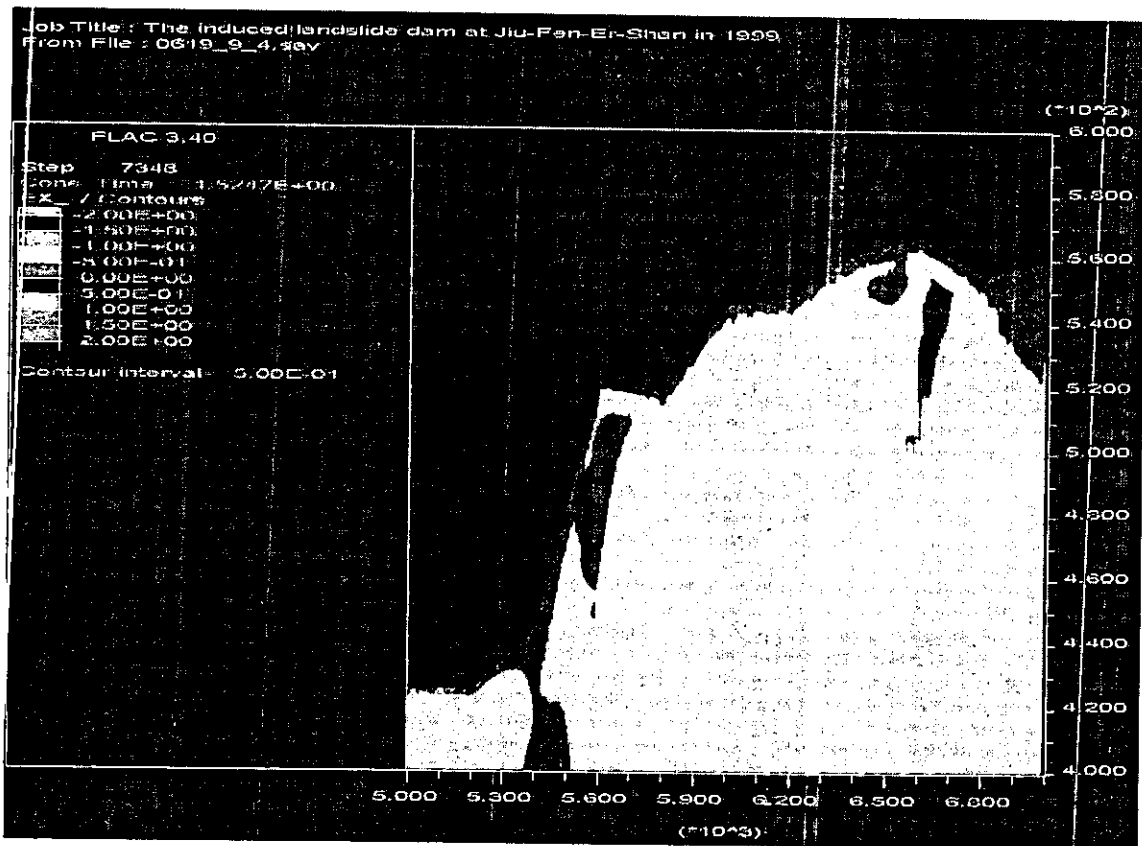


圖 9.48 利用 FLAC 程式分析民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩體內之有效主應力比($\sigma'1/\sigma'3$)分佈圖

對於 FLAC/SLOPE 程式之分析結果而言，當網格製作完成後，即可進行安全係數的計算工作。圖 9.49 為民國 88 年九份二山邊坡穩定分析之安全係數值與壩體內最大剪應變率之 (Max. shear

strain-rate) 分佈圖，較大之剪應變率集中區僅限於下游淺層之範圍。經由 FLAC/Slope 所計算出的安全係數值為 1.61，仍屬安全範圍，據此可判斷九份二山堰塞湖之邊坡，即使在所假設之高地下水水位下，仍應可處於穩定之狀態。

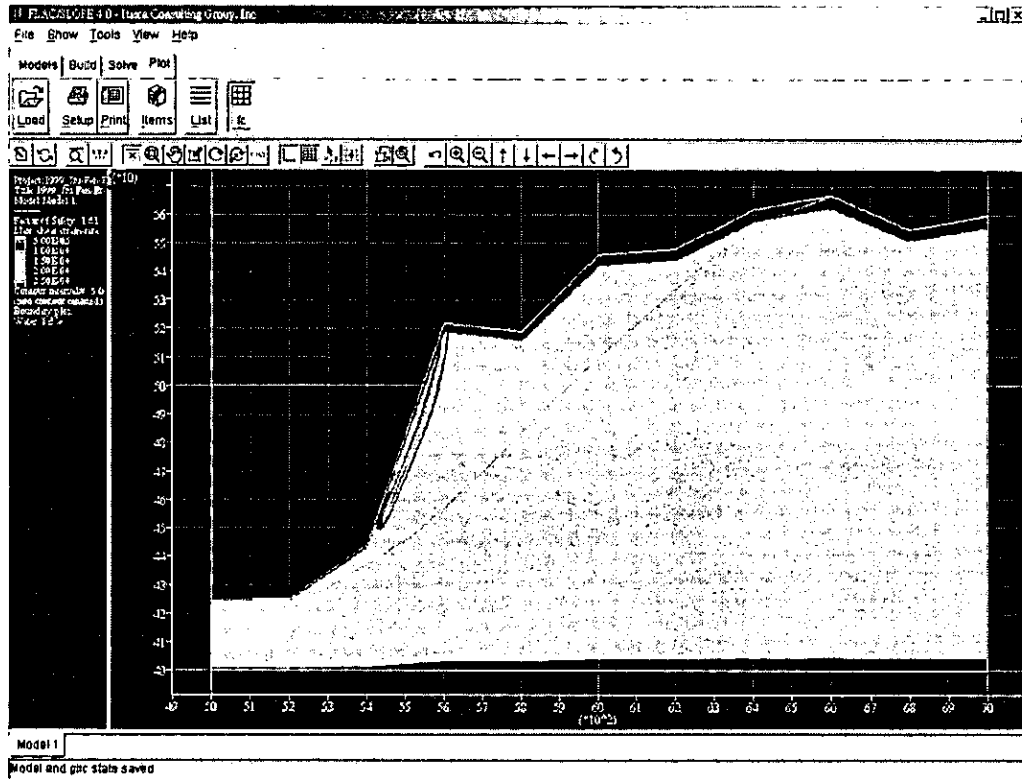


圖 9.49 民國 88 年九份二山堰塞湖邊坡穩定分析之安全係數值與壩體內最大剪應變率之分佈圖

(二)天然壩潰口變化與潰壩流出量分析

1、FLDWAV 模式案例參數設定說明

本模擬案例係針對九二一大地震所造成的九份二山堰塞湖來進行模擬，由於九份二山堰塞湖之相關資料不多，本計畫引用之資料均來自「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】期末報告」，模擬案例如表 9-14，而表 9-15 為各案例共同資料。

表 9-14 FLDWAV 九份二山堰塞湖模擬方案

重現期距年及壩體 高度	25 年 (壩高 30m)	50 年 (壩高 30m)
潰壩延時		
0.5 小時	E1	F1
1.0 小時	E2	F2

註：E 為 25 年重現期距之潰壩案例、F 為 50 年重現期距之潰壩案例

表 9-15 九份二山堰塞湖潰壩模擬各案例基本資料

基本資料項目	備註	基本資料項目	備註
壩頂高程	570m	潰口斜率	1V : 8H
壩底高程	540m	曼寧係數	0.04
壩頂最大寬度	450m	斷面數量	28 個
壩底最大寬度	60m	斷面間距	200m
潰壩時湖水位	570m	描述斷面點數	10 個
潰壩型式	溢頂潰壩	總模擬長度	6.0km

邊界條件：

上游邊界條件為入流量歷線，下游邊界條件為水位歷線，採「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】期末報告」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 9.50~圖 9.53 所示。

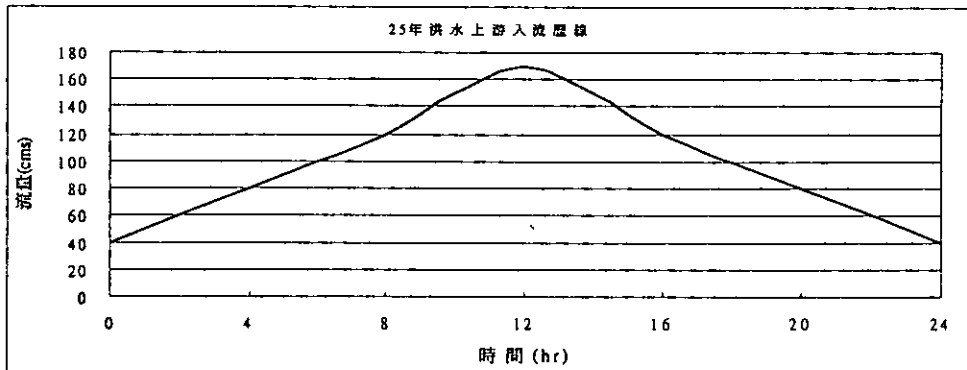


圖 9.50 案例 E1~E2 上游邊界條件

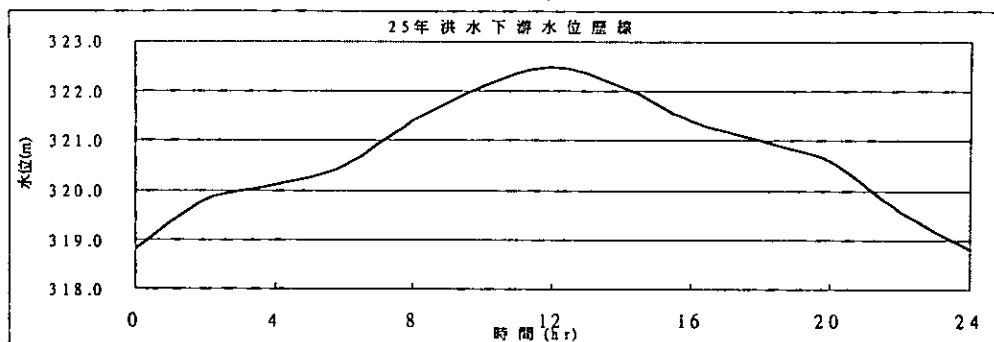


圖 9.51 案例 E1~E2 下游邊界條件

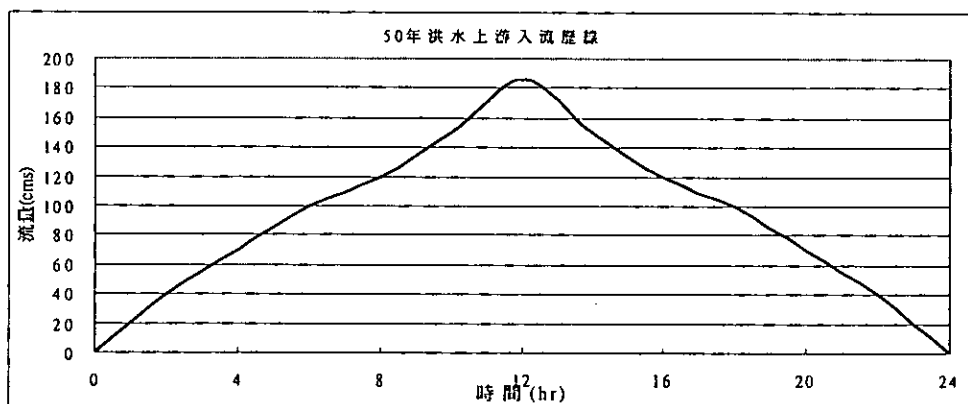


圖 9.52 案例 F1~F2 上游邊界條件

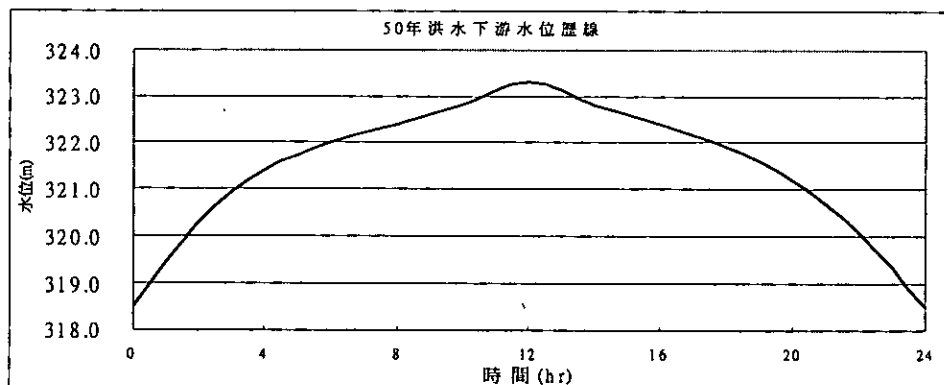


圖 9.53 案例 F1~F2 下游邊界條件

2、FLDWAV 模式分析成果

以下僅以方案 E1 與方案 F1 說明分析成果。本案例所模擬的河道長度，由九份二山天然壩壩址(即中興橋)算起，共約 6.0 公里長，以 25 年、50 年的重現期距洪水來進行潰壩模擬，結果如表 9-16 所示，茲說明如下：

(a)方案 E1(25 年洪水，潰壩延時 0.5 時)

各斷面最大流量由壩址處 2,078 cms 降至 5.8 公里處 1,978cms，洪峰消減程度為 4.8 %。

(b)方案 F1(50 年洪水，潰壩延時 0.5 時)

各斷面最大流量由壩址處 2,102 cms 降至 5.8 公里處 1,996 cms，洪峰到達下游端約為 0.57 小時，洪峰消減程度為 5.0 %。

根據 50 年重現期距洪水潰壩下不同潰壩延時，如圖 9.54 所示，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。

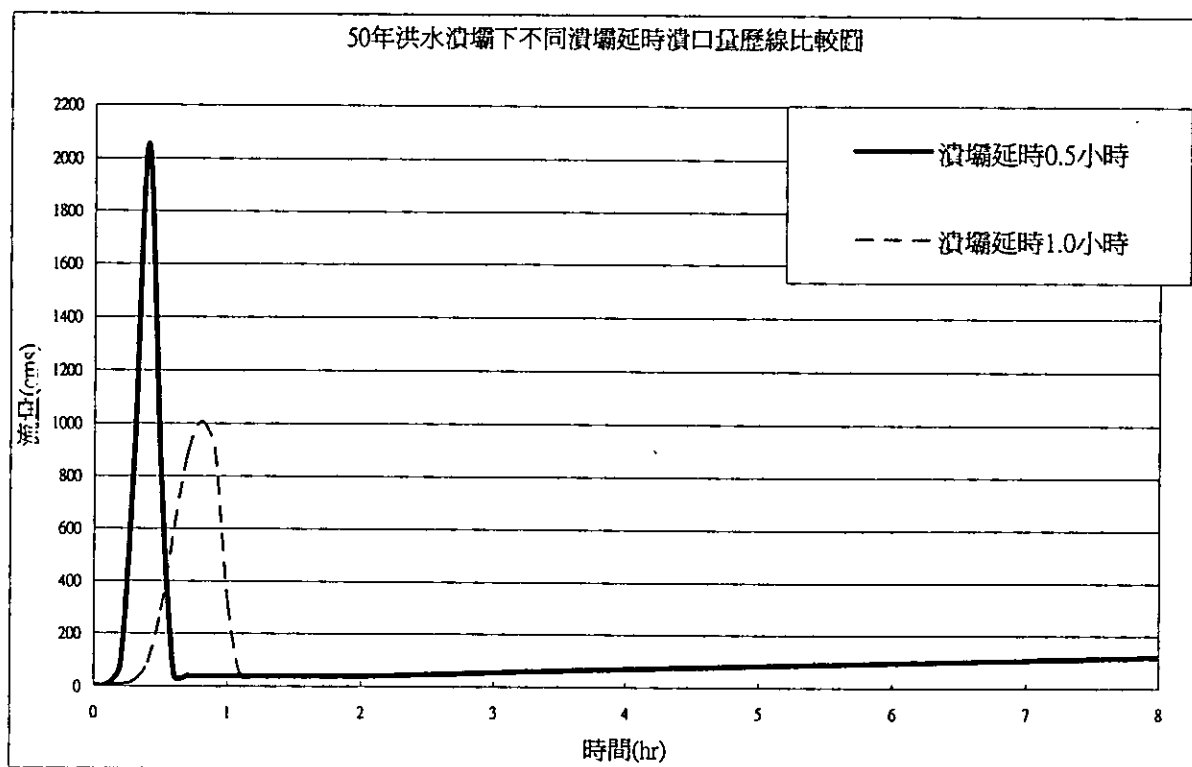


圖 9.54 50 年洪水潰壩下(方案 F1、F2)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

表 9-16 九份二山堰塞湖方案 E1、F1(潰壩延時 0.5 小時)之水理成果

與壩距離 (KM)	底床 高程 (M)	50 年最 高流量 (CMS)	50 年最 高水位 (M)	25 年最 高流量 (CMS)	25 年最 高水位 (M)	50 年洪 峰到達 時間	備註
0.0	540	2102	570.74	2078	570.73	0.42	壩址
0.2	510	2102	514.76	2078	514.73	0.42	
0.4	460	2101	463.42	2078	463.40	0.42	
0.6	430	2101	434.66	2078	434.63	0.43	
0.8	420	2101	424.78	2078	424.76	0.43	
1.0	405	2100	413.12	2077	413.08	0.43	
1.2	404	2100	408.1	2076	408.12	0.44	
1.6	385	2098	389.01	2075	389.63	0.44	
1.8	382	2090	387.61	2066	388.02	0.45	
2.0	380	2085	385.05	2060	385.74	0.46	
2.2	370	2084	374.84	2060	374.81	0.46	
2.4	365	2081	371.15	2057	371.12	0.47	
2.6	363	2079	367.62	2054	367.6	0.47	
3.0	355	2073	359.46	2049	359.44	0.48	
3.2	350	2068	356.95	2044	356.92	0.49	
3.4	350	2062	354.68	2038	354.67	0.50	
3.6	345	2054	352.29	2028	352.07	0.51	
3.8	343	2046	349.56	2022	349.29	0.51	
4.0	340	2033	348.02	2013	347.99	0.52	
4.2	340	2024	345.64	2005	345.61	0.53	
4.4	335	2019	342.71	2000	342.68	0.53	
4.6	335	2014	340.52	1995	340.49	0.54	
4.8	330	2008	338.78	1990	338.75	0.55	
5.0	330	2004	336.70	1985	336.67	0.55	
5.2	325	2001	332.60	1983	332.56	0.56	
5.4	320	1999	328.32	1981	328.27	0.56	
5.6	318	1998	327.89	1980	327.79	0.56	
5.8	315	1996	327.90	1978	327.80	0.57	

3、BREACH 模式案例參數設定說明

本計畫以 BREACH 模式模擬九份二山潰口變化及潰口出流量，以補 FLDWAV 模式無法模擬之部份。模擬案例如表 9-17 所示。

壩體假設來自「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】期末報告」，其表 9-18 所示，為九份二山堰塞湖潰壩模擬所需基本資料。

邊界條件:25 年、50 年洪水頻率案例，上游入流量資料來源為「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】報告」，入流量資料如圖 9.55~圖 9.56 所示。

表 9-17 BREACH 模擬方案(九份二山)

上游入流量	25 年洪水	50 年洪水
案例編號	K	L

表 9-18 九份二山堰塞湖潰壩模擬案例基本資料

基本資料項目	備註	基本資料項目	備註
壩頂高程	570m	壩底最大寬度	60m
壩底高程	540m	曼寧係數	0.04
壩體上游面坡度	1:4.5(垂直:水平)	潰壩型式	溢頂潰壩
壩體下游面坡度	1:8(垂直:水平)	中值粒徑 D_{50}	3.2mm
潰壩時湖水位	570m	土壤黏性強度 C	$0.1\text{kg}/\text{cm}^2$
壩頂最大寬度	450m	摩擦角 ϕ	30°

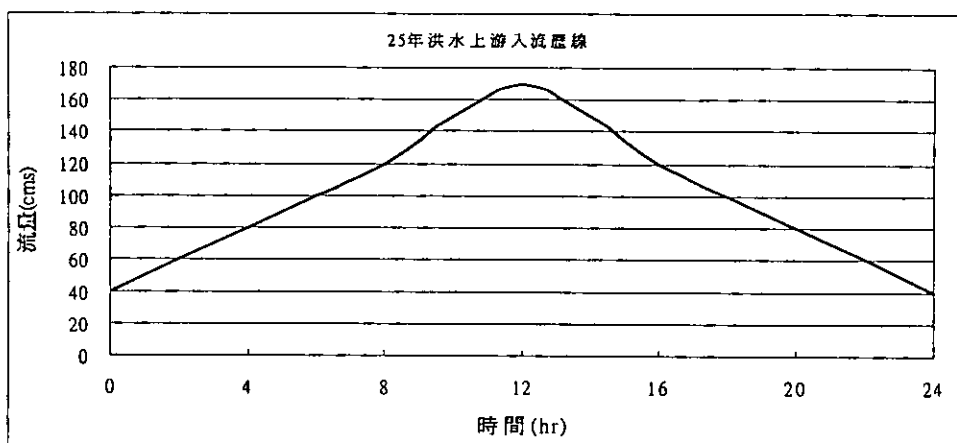


圖 9.55 25 年洪水頻率上游入流歷線

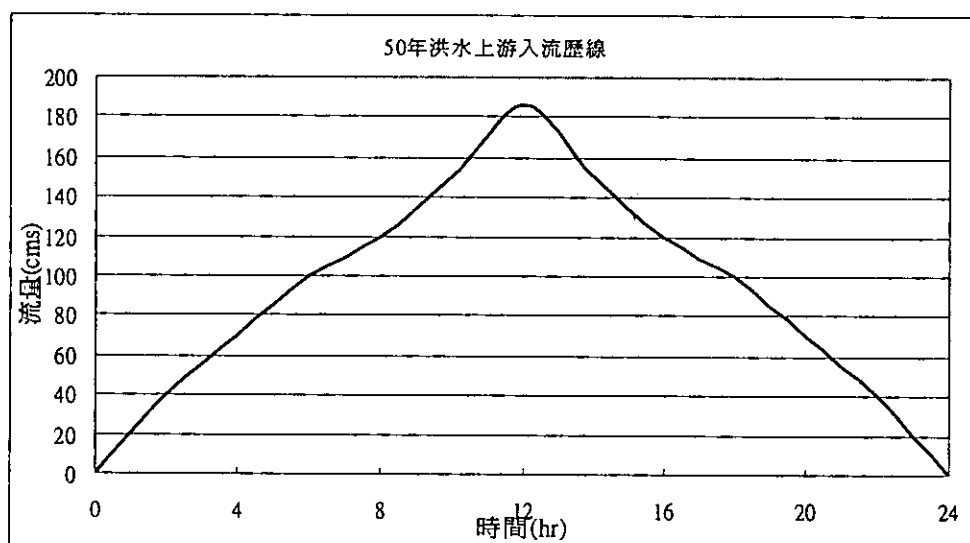


圖 9.56 50 年洪水頻率上游入流歷線

4、BREACH 模式分析成果

以下以方案 L 為例，說明分析成果。

1. 方案 L(50 年洪水)

潰口出流歷線如圖 9.57 所示。潰口之變化如圖 9.58 所示，在潰壩 24 小時後，壩底高程為 550.9m。

BREACH 模式所需的資料，由於來源有限，故對於壩體的形狀、庫容對應高程等資料只能自行假設，故可能造成模擬上的誤差。

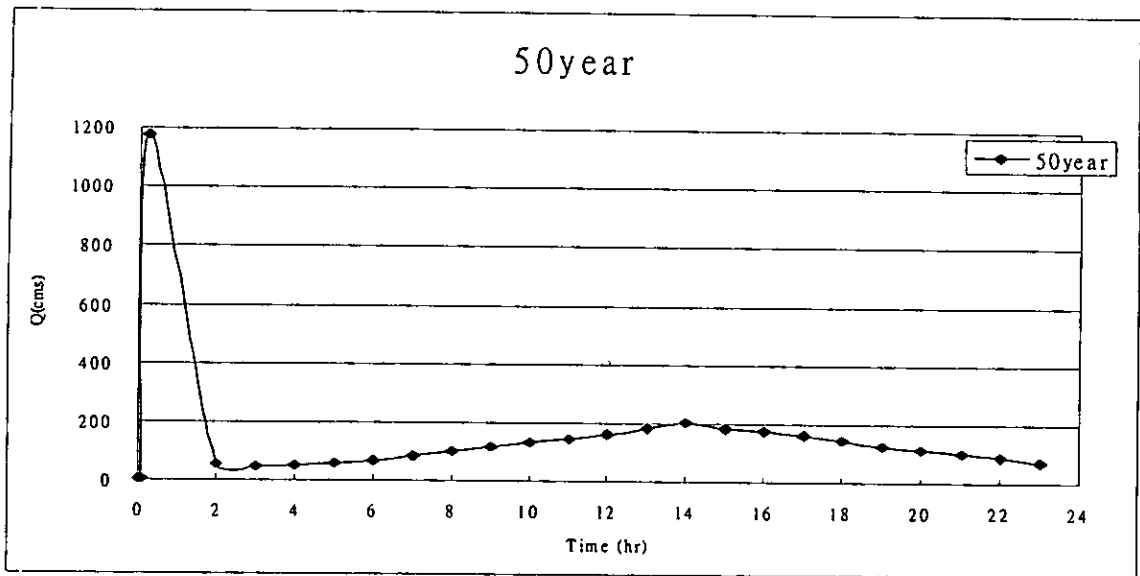


圖 9.57 50 年洪水頻率潰口流歷線

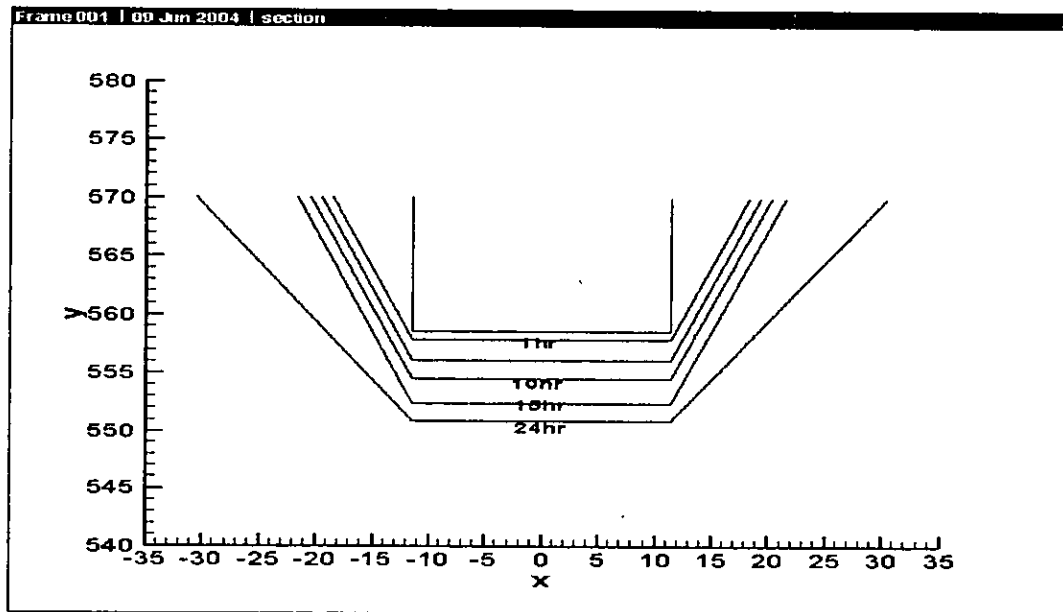


圖 9.58 50 年洪水頻率潰口變化

(三)災害危險度與危害潛勢分析

1、SOBEK 模式案例參數設定說明

由於九份二山缺乏地震後之南港溪與北山坑流域之數值高程資料，因此，SOBEK 模式係利用地震前之數值高程，模擬潰壩後之洪水到達區域，並藉由影像套疊並展示模擬結果。其他參數設定與草嶺堰塞湖之參數相似，其相關之基本參數設定如下：

- (1)網格資料：北山坑溪與南港溪下游部分之流域，地震前之 20m*20m 數值高程資料 (DEM)，網格數為 85,000 個；
- (2)河道曼寧 n 值：0.04，二維網格曼寧 n 值：0.05；
- (3)上游邊界條件：BREACH 模式模擬 25 年、50 年重現期距之潰壩波流量，如圖 9.59 所示；
- (4)下游邊界條件：南港溪河道水位高程：241 公尺。
- (5)二維網格邊界條件設定：利用一虛擬河道連接至南港溪河道。
- (6)潰壩模擬時間：5 小時、時間間距 10 分鐘。

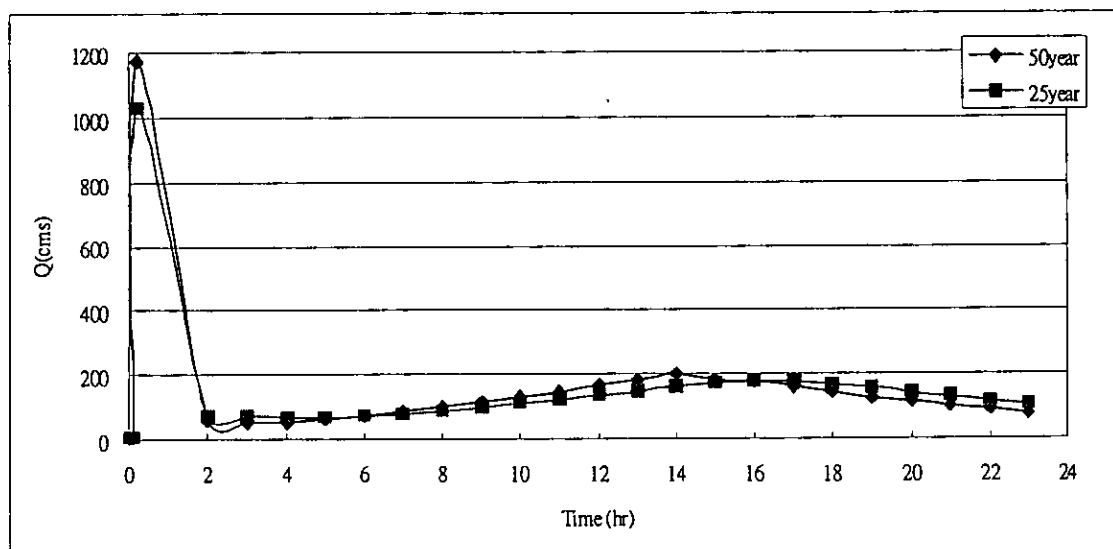


圖 9.59 九份二山堰塞湖由 BREACH 模式所得之洪流歷線

2、SOBEK 模式模擬結果

經由 SOBEK 模式模組模擬結果如下：

1. 根據 BREACH 模式模擬 25 年、50 年重現期距之洪流量，其結果如表 9-19 所示。
2. 利用 SOBEK-1D2D 模組進行模擬，並根據 BREACH 潰壩模式之 50 年重現期距之洪流量，得知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，如圖 9.60 所示。

九份二山下游危害潛勢分析：

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 50 年之洪水且發生潰壩，從九份二山潰壩至北山坑溪與南港溪交匯處，洪水到達時間約 50 分鐘，如圖 9.61 所示，其中，洪水到達南港村（韭菜湖溪與北山坑溪交匯），時間約為 30 分鐘，如圖 9.62 所示。並根據正射影像配合 SOBEK 之 NETTER 套疊功能，由於九份二山處於偏遠山區，初步研判於北山坑流域以農業損失之面積為最大，經濟損失程度需配合現地調查，以估算潰壩所造成之損失。

表 9-19 SOBEK 模式模擬結果

距 離 (km)	底 床 高 程 (m)	25 年 (m)	水 深(m)	50 年 (m)	水 深 (m)	備 註
0	540	540.6	0.6	540.6	0.6	壩址
0.2	510	512.5	2.5	512.5	2.5	
0.4	460	460.7	0.7	460.7	0.7	
0.6	430	431.0	1.0	431.0	1.0	
0.8	420	423.8	3.8	423.8	3.8	
1	405	410.0	5.0	410.1	5.1	
1.2	404	405.7	1.7	405.7	1.7	
1.6	385	386.1	1.1	386.1	1.1	
1.8	382	384.4	2.4	384.6	2.6	
2	380	384.2	4.2	384.3	4.3	
2.2	370	373.0	3.0	373.1	3.1	
2.4	365	368.4	3.4	368.5	3.5	
2.6	363	367.8	4.8	367.9	4.9	
3	355	359.8	4.8	359.9	4.9	
3.2	350	355.8	5.8	356.0	6.0	
3.4	350	353.7	3.7	353.9	3.9	
3.6	345	348.8	3.8	349.0	4.0	
3.8	343	347.9	4.9	348.1	5.1	
4	340	344.0	4.0	344.1	4.1	
4.2	340	342.9	2.9	343.0	3.0	
4.4	335	340.5	5.5	340.7	5.7	
4.6	335	338.1	3.1	338.3	3.3	
4.8	330	337.9	7.9	338.2	8.2	
5	330	336.7	6.7	337.0	7.0	
5.2	325	331.2	6.2	331.4	6.4	
5.4	320	325.1	5.1	325.3	5.3	
5.6	318	324.8	6.8	324.8	6.8	
5.8	315	325.0	10.0	325.0	10.0	北山坑溪匯入南港溪

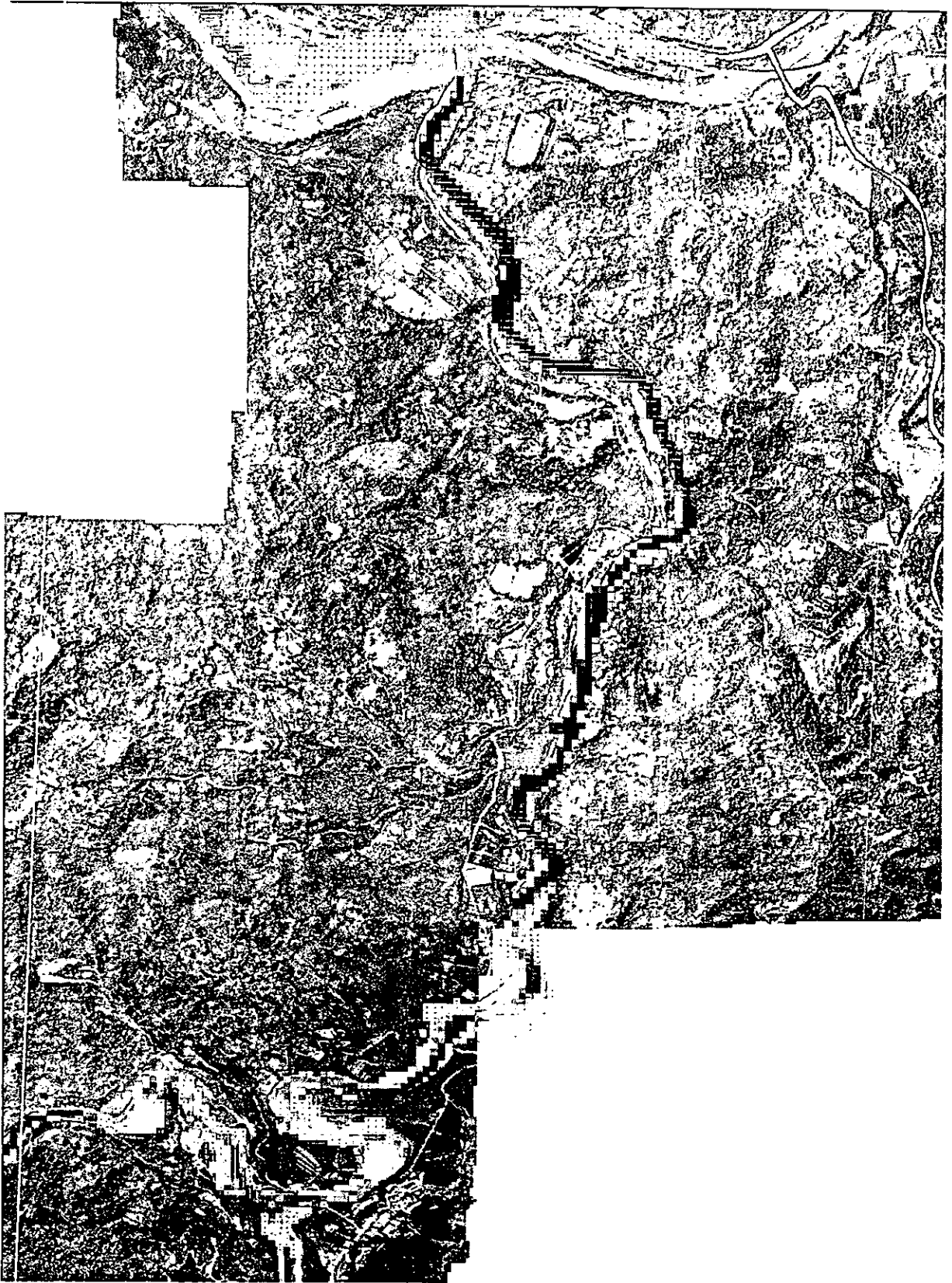


圖 9.60 50 年重現期距之危險潛勢分析

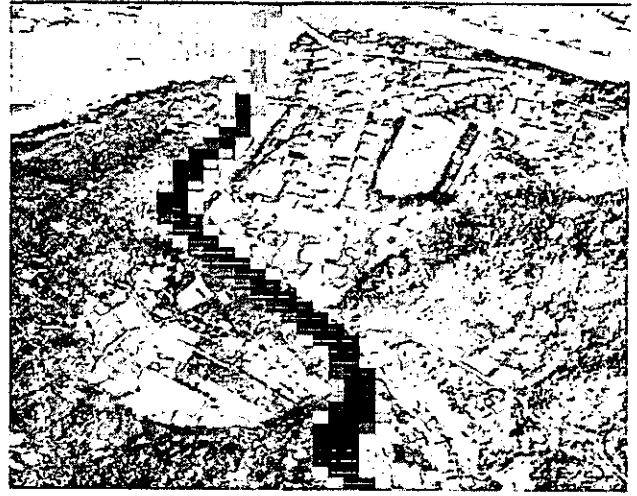
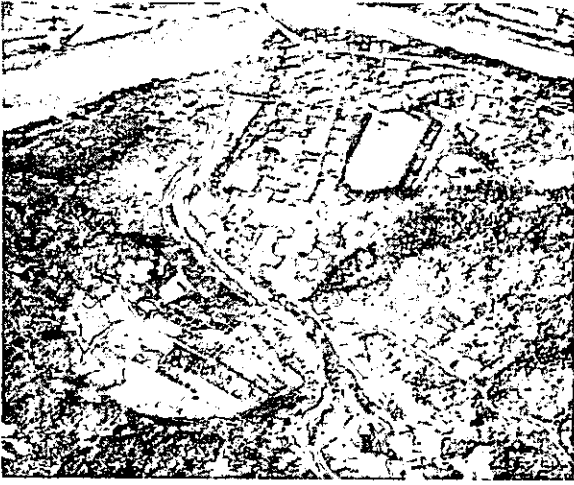


圖 9.61 北山坑溪與南港溪交匯處（左圖為洪水到達前）



圖 9.62 韭菜湖溪與北山坑溪之交匯（右下方為南港村）

(四)天然壩壓迫河道對河川型態改變及河道變遷

1、GSTARS 模式案例參數設定說明

九份二山堰塞湖模擬礙於水文、地文資料短缺，因此，於河道模擬長度係從壩址至北山坑溪匯入南港溪之渠段，全長約 6.0 公里。由於地震後於北山坑溪流域地形產生極大的變化，於河道斷面係利用地震前之數值高程資料加以銜接，但發現 921 地震前後所造成之地形變化，無法由地震前之資料銜接，因此，GSTARS 模式模擬長度由壩址至北山坑溪匯入南港溪口。九份二山堰塞湖模擬條件說明如下：

- (1) 上游流量資料係以 BREACH 模式模擬 25 年與 50 年重現期距之洪水來作為 GSTARS 模式的模擬。
- (2) 輸砂公式的選取：沿用草嶺堰塞湖所用的公式 (Engelund-Hansen 公式) 作為模擬之輸砂公式。
- (3) 斷面資料：斷面間距 200 公尺，共有 34 個斷面。
- (4) 底床粒徑資料：係利用九份二山堰塞湖底床堆積粒徑分佈組成之取得由表 9-20 所示。
- (5) 入砂量：假設為清水沖刷。

表 9-20 九份二山顆粒粒徑分布

篩號	孔徑 (mm)	百分比
1 英吋	25	15%
3/4 英吋	19	7.20%
5/8 英吋	15.8	5.10%
1/2 英吋	12.7	6.80%
3/8 英吋	9.5	13.20%
1/4 英吋	6.35	7.40%
4 #	4.76	17.60%
8 #	2.38	9.70%
16 #	1.19	5.30%
30 #	0.59	5.10%
50 #	0.297	2.40%
100 #	0.149	2.70%
200 #	0.074	2.50%

2、GSTARS 模式模擬結果

以下說明重要成果。

- (1) 利用 25 年重現期距進行模擬，並將選用不同輸砂公式模擬結果加以比較，如圖 9.63 所示。不同輸砂公式對九份二山堰塞湖底床之變化影響其實不太大，分析結果後發現：Yang's 公式 (1973)、Ackers-White 公式、Toffaletti's 公式在底床沖刷變動的

幅度很小；而 Engelund-Hansen 公式、Meyer-Peter and Muller 公式、Laursen 公式、Parker 公式之變動幅度較大，因此仍選用 Engelund-Hansen 公式於九份二山堰塞湖之案例。

(2) 九份二山堰塞湖下游韭菜湖溪至與南港溪匯流處之河段，以 BREACH 模式模擬 50 年洪水頻率來計算為例。模擬結果如圖 9.64 所示，為清水沖刷之情況下，於溢流口至 800 公尺為沖刷現象；於中興橋上、下游則為淤積現象；與南港溪匯流渠段則呈現沖刷趨勢。

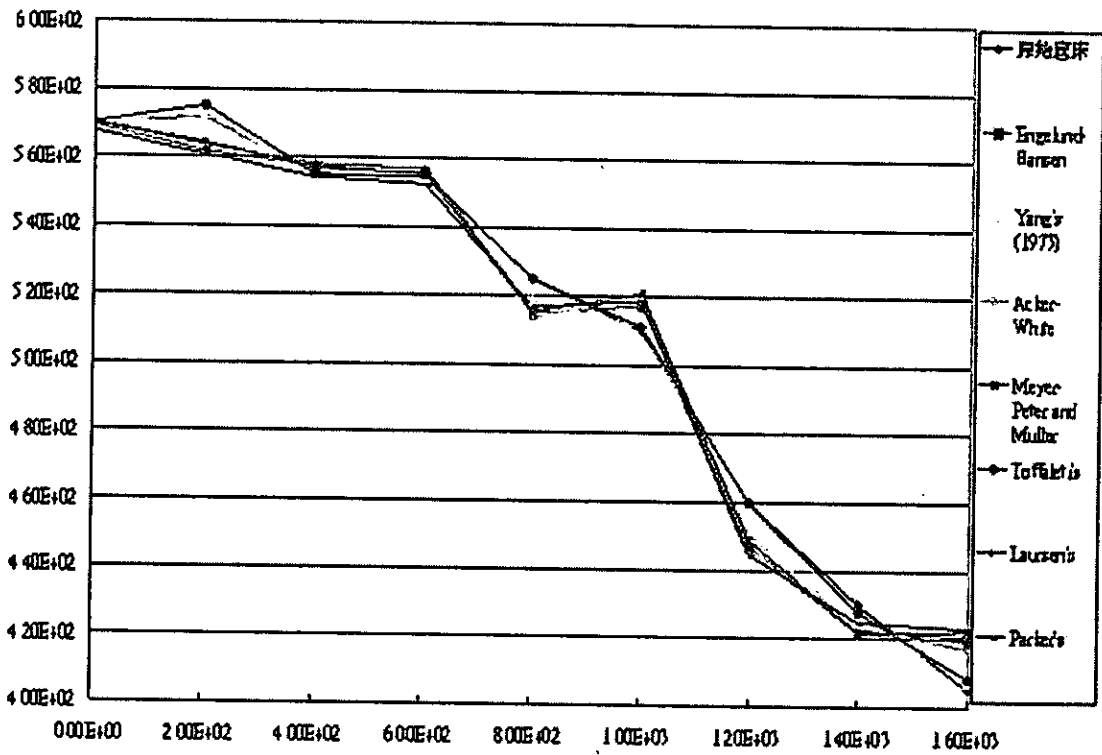


圖 9.63 韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 25 年洪水下之底床變化(上游)

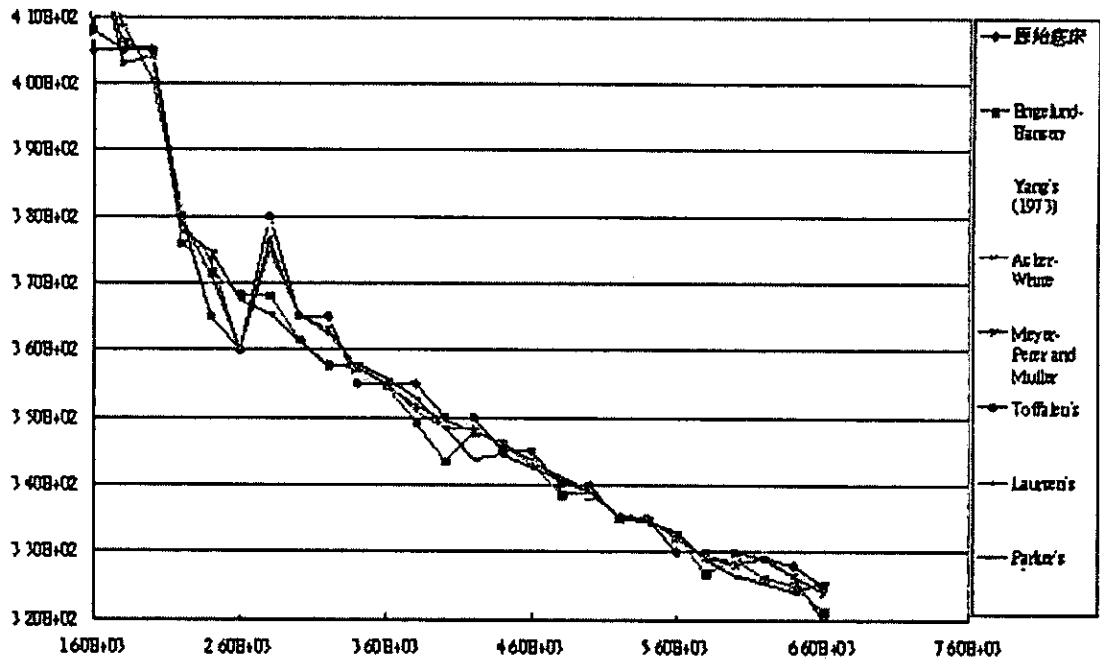


圖 9.63 (續) 韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 25 年洪水下之底床變化(下游)

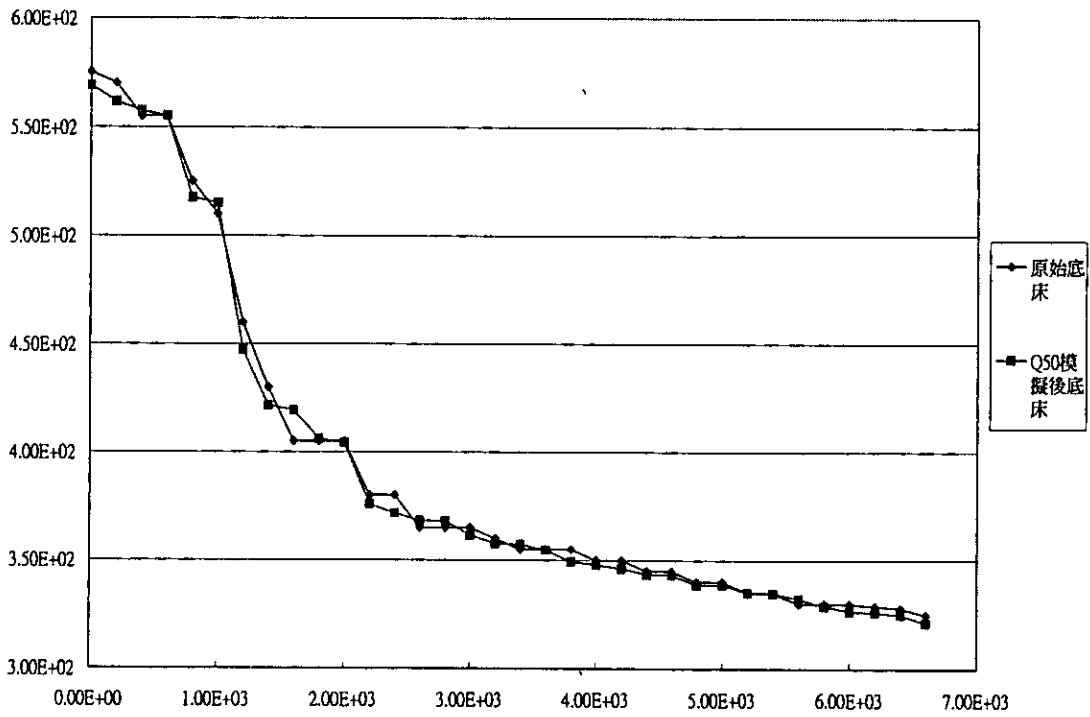


圖 9.64 韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 50 年洪水下之底床變化

第拾章 堰塞湖地理資訊系統整合介面研發與案例建置

一、研發建置構想

(一)GIS 規劃架構

1、系統架構，軟、硬體需求規劃

堰塞湖災害防治地理資訊系統建構預計分三年執行，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、照片等。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轉換。

整體工作時程，第一年工作乃著眼於基本資料蒐集、分析與資訊系統規劃，第一年目標完成建置基本資料庫與資訊系統主要介面功能。第二年進行數值模式與 GIS 整合介面之需求探討，模式庫資料輸入與匯出格式研定。第三年重點在開發完成整合的系統介面環境，完成九份二山與草嶺新潭堰塞湖案例庫建置，以及撰寫轉換程式。

資訊系統目標包括兩項：第一在於整合基本資料庫，第二是視覺化展示數值模式成果。

系統架構擬分為資料環境建構、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，重要優先建置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。

工作步驟包括 1.系統分析階段：包括基本資料蒐集分析、人員訪談、事件或工作流程分析、資訊系統環境分析等步驟。2.系統設計階段：系統功能架構研訂、資料輸入/輸出規格、檔案格式與編碼設計。3.整合介面開發與資料建置階段：程式規格設定與開發、資料建置計畫、資料生產或轉檔、系統測試。4.技術轉移階段：資訊系統使用手冊撰寫、舉辦技術轉移及教育訓練。

本資訊系統之軟體規劃部份，將採用美國 ESRI 公司之 ArcView GIS 3.3 版地理資訊系統，在微軟作業平台設計、連結及展示各項資料庫資訊。硬體規劃乃考量目前經濟部水利署現有之硬體設備為主，以個人電腦規格建議如下：

主機：IBM PC 相容型

CPU：Pentium IV 級或以上

主記憶體：256MB RAM 以上

顯示卡：AGP 4X 介面(記憶體 32MB 以上)

顯示器：17 吋以上彩色螢幕(解析度 800*600 以上)

硬碟:容量 40GB 以上

40 倍數以上 CD-ROM

彩色印表機

2、GIS 整合架構策略

GIS 與數值模式整合的重點在開發完成整合的系統介面環境，並完成九份二山與草嶺新潭堰塞湖案例庫建置。

本研究將整合各計算模組間資料的匯入、匯出等資料共享層級，並應用使用者介面於 GIS 前端可輸入模式參數，背後啟動模式庫的計算，成果再轉入 GIS 展示，減少使用者的作業流程、提昇分析效能。有關 GIS 整合技術以鬆散式結合為基本要求。

(二)程式發展構想

本計畫之地理資訊系統方面採用 ERSI 之 ArcView 系統進行建置。除基礎圖資之蒐集、驗證、與增入資料庫中外，在地理資訊系統方面之工作重點，將置於開發與水理模式及地工程式互動之介面，計畫將此程式及其互動介面能同時包含於「草嶺潭」及「九份二山」兩地理資訊系統案例庫中。除建置基本分析參數資料庫與分析模擬工具外，亦將提供合宜之救決策支援功能，以輔助決策者做防災、救災、及災後復原時所需之相關決策。

在數值模式建置方面，茲以 SOBEK 模式與 FLAC 程式為例。由於 SOBEK 及 FLAC 程式其執行環境並不相同，考量 ArcView 此地理資訊系統之使用，上述二程式之輸入及輸出檔均需經適當之轉換，方能符合系統整合需求。構想為：在 ArcView 系統介面下，將增加「外部程式」選單，下分兩項，分別為：「執行 sobek_gis 程式」、「執行 geo_prof 程式」。程式發展環境為微軟 Visual C++6.0，並以 ArcView 對話盒圖形介面整合。發展概念如下：

1、準備數據：

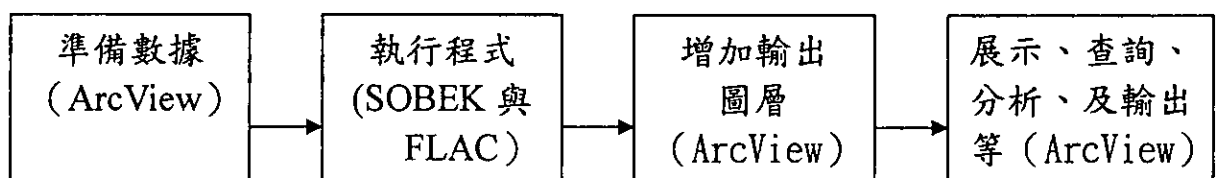
主要功能在由地理資料庫中擷取程式集所需之數據，SOBEK 與 FLAC 所需之斷面資料可由地理資料庫中之數值高程模型 (DEM) 經計算提供。

2、執行程式：

另行開啟視窗，依使用者需求分別執行 SOBEK 與 FLAC 程式集。

3、增加輸出圖層：

將 SOBEK 執行完成後所產生之成果 (檔案)，經適當之轉換，引入 ArcView，成為新圖層，可利用 ArcView 執行基本之查詢、分析、以及圖檔輸出等功能。



二、建置成果

(一)基本資料庫圖層規劃

配合堰塞湖災害防治之需求研訂資料庫架構，並參考水利署水利地理資訊系統整體規劃的理念，規劃資料庫的建置方案。執行的工作包括清查、評估各項資料層的特性、比例尺、資料內容、建檔方案的規劃等項目。

資料庫類別的歸類方式分為基本資料、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、安全監測等資料項。依據這些資料分類架構出整體資料庫，資料庫各類資料所涵蓋之主題圖詳列於下：。

表 10-1 基本資料庫圖層規劃

資料庫類別	資料名稱
水文資料	雨量站
	水文流量站
地形資料	水系圖
	集水區分布圖
	1/1000 等高線
	大斷面測量資料
	清水溪地震前後斷面變化圖
	數值高程模型
	高度分級圖
	坡度分級圖
	坡向分級圖
	1/25000 經建版地形圖影像
1/5000 照片基本圖索引	
1/25000 經建版地形圖索引	

資料庫類別	資料名稱
	1/50000 經建版地形圖索引
	醫療設施分布圖
	學校分布圖
	消防局分布圖
	派出所分布圖
	政府機關分布圖
	車站、地標
地質資料	
	地質構造線圖
	地層圖
	地質材料幾何參數
衛星及航空照片圖資料	
	航空相片基本圖
	衛星遙測影像
	清水溪彩色航照正射影像
	清水溪黑白航照正射影像
交通系統資料	
	高速公路
	省道
	縣道
	主要道路
	鐵路
社經資料	
	行政界與人口

(二)資料蒐集分析建置、驗證及展示

1、資料蒐集

資料蒐集分析圖檔〈草嶺潭及九份二山〉包括水文、地形、

地質、衛星航空照片圖資、交通、社經、水利設施蒐集與整理等項目。1.水文資料蒐集：本計畫將根據計畫流域之雨量、流量資料，以及以往研究成果，包括歷年流量及各頻率年洪水等，加以整理與評估；另對河川斷面資料、床質粒徑、懸浮載實測資料、相關水理輸砂演算成果，亦一併收集並評估之。2.地形資料蒐集：評估現有地形資料（含 921 地震前後）加以蒐集及建置。3. 社經蒐集：將針對計畫相關縣市如：嘉義縣、雲林縣、及南投縣流域之現有社經資料，包括醫療設施、學校、消防局、派出所、車站位置加以蒐集、建置。4. 地質蒐集：草嶺潭及九份二山之現有地質資料加以蒐集建置，除中央地質調查所現有的地質圖外，亦將蒐集各單位完成的相關地質文獻與地質資料。為了幫助了解相關流域的地形高程，在計畫中另外增加了嘉義縣市、雲林縣等等高線資料幫助分析及決策。交通蒐集：現有交通系統加以蒐集建置。6.水利設施蒐集：流域相關之水土保持工程、堤防護岸等水工結構物、以及跨河構造物等資料予以收集與整理。7. 安全監測資料蒐集：本計畫將針對草嶺及九份二山堰塞湖，已存之安全監測、監視系統加以整理分析。

表 10-2 草嶺潭資料庫蒐集清單

主題圖名	內容	圖檔型態
地震前清水溪地形圖 (1/2500)	1/2500 地震前清水溪地形圖 61 幅	.DWG
地震前清水溪正射像片圖 (1/2500)	1/2500 地震前清水溪正射影 像 61 幅	.JPG
地震後清水溪地形圖 (1/2500)	1/2500 地震後清水溪地形圖 61 幅	.DWG
地震後清水溪正射像片圖	1/2500 地震後清水溪正射影	.JPG

主題圖名	內容	圖檔型態
(1/2500)	像 61 幅	
四河局地震前後清水溪地形圖 接合表 (1/2500)	1/2500 地震前後清水溪地形 圖接合表	.DWG
濁、清水溪河川圖籍 (1/1200)	濁、清水溪河川圖籍 43 幅	.DWG
清水溪 87 年 5 月地形圖 (2 萬 分之一)	清水溪地形圖 87 年 5 月，2 萬分之一	.DWG
清水溪 88 年 9 月 2 萬分之一地 形圖	清水溪地形圖 88 年 9 月，2 萬分之一	.DWG
清水溪 1/7500 崩塌區等高線圖	清水溪崩塌區等高線圖，88 年 9 月，1/7500	.DWG
清水溪 1/15000 崩塌區等高線 圖	清水溪崩塌區等高線圖，88 年 9 月，1/15000	.DWG
清水溪黑白 1m 正射影像(87 年 5 月)	清水溪黑白 1m 正射影像，87 年 5 月	.JPG
清水溪彩色 1m 正射影像(88 年 9 月)	清水溪彩色 1m 正射影像，88 年 9 月	.JPG
地震後濁、清水溪地形圖 (1/2400)	地震後濁、清水溪地形圖， 90 年 12 月，1/2400，122 幅	.DWG
地震後濁、清水溪數值地形模 型 (1/2400)	5m 解析度數值地形模型，90 年 12 月，122 幅	.GRD 文字檔
地震後濁、清水溪斷面圖	200m 間距斷面，90 年 12 月， 230 幅	.DWG
地震後濁、清水溪斷面 EXCEL	200m 間距斷面，90 年 12 月，	.XLS

主題圖名	內容	圖檔型態
表	230 幅	
地震後濁、清水溪斷面圖索引	200m 間距斷面圖索引	.DWG
地震後濁、清水溪大斷面圖	地震後濁、清水溪大斷面圖，90 年 12 月，28 幅	.DWG
地震後濁、清水溪大斷面圖索引	大斷面圖索引圖，90 年 12 月	.DWG
民 90 年濁、清水溪地形圖測圖控制點	90 年 12 月地形圖測圖控制點	點.SHP
民 90 年濁、清水溪地形圖範圍圖層	地形圖範圍圖層	面.SHP
民 90 年濁、清水溪地形圖索引圖層	地形圖索引圖層	面.SHP
地震後濁、清水溪斷面圖	200m 間距斷面	線.SHP
地震後濁、清水溪大斷面圖	大斷面圖	線.SHP
地震後濁、清水溪斷面樁	斷面樁	點.SHP
濁、清水溪公地分布圖	公地分布圖	面.SHP
濁、清水溪地籍圖	河川地籍圖	面.SHP
濁、清水溪行水區域圖	行水區域圖	線.SHP
地震前草嶺潭像片基本圖	1/5000 像片基本圖 6 幅	.SID 影像
地震後草嶺潭像片基本圖	1/5000 像片基本圖 6 幅	.TIF 影像

主題圖名	內容	圖檔型態
地震後草嶺潭 1/5000 地形圖	1/5000 地形圖 6 幅	.DWG
地震後草嶺潭數值地形模型	5m 解析度數值地形模型	GRID
地震後草嶺潭等高線	5m 等高間距等高線	線.SHP
地質資料		
100 公尺及 50 公尺之高線圖	1/25000 雲林嘉義等高線	SHP
水文資料		
濁、清水溪水位站	水位站	點.SHP
雨量站	雨量站	點.SHP
社經		
雲林、南投、嘉義醫療設施分布圖	醫療設施分布	點.SHP
雲林、南投、嘉義學校分布圖	學校分布	點.SHP
雲林、南投、嘉義消防局分布圖	消防局分布	點.SHP
雲林、南投、嘉義派出所分布圖	派出所分布	點.SHP
雲林、南投、嘉義政府機關分布圖	政府機關分布	點.SHP
雲林、南投、嘉義車站地標分布圖	車站地標分布	點.SHP

主題圖名	內容	圖檔型態
交通資料		
高速公路	高速公路路網	線.SHP
省道	省道路網	線.SHP
縣道	縣道路網	線.SHP
主要道路	主要道路路網	線.SHP
水利設施資料		
清水溪水道治理線	清水溪水道治理線	.DWG
濁、清水溪堤防圖	堤防圖	線.SHP

表 10-3 九份二山資料庫蒐集清單

主題圖名	內容	圖檔型態
地形資料		
地震前地形圖 (1/5000)	1/5000 地震前地形圖	.DXF
地震前正射像片圖 (1/5000)	1/5000 地震前正射影像	.TIF
地震後地形圖 (1/1200)	1/1200 地震後地形圖	.DWG
地震後地形圖 (1/5000)	1/5000 地震後地形圖	.DXF
地震後正射像片圖 (1/5000)	1/5000 地震後正射影像	.TIF
地震前數值地形模型	10m 解析度數值地形模型	GRID
地震後數值地形模型	9m 解析度數值地形模型	GRID
地震前等高線	5m 間距等高線	線.SHP
地震後等高線	5m 間距等高線	線.SHP
地質資料		
100 公尺及 50 公尺等高線	1/25000 雲林嘉義等高線	面.SHP
地質斷層圖	1/25 萬地質斷層	線.SHP
水文資料		
水位站	水位站	點.SHP
雨量站	雨量站	點.SHP

主題圖名	內容	圖檔型態
社經資料		
雲林、南投、嘉義醫療設施分布圖	醫療設施分布	點.SHP
雲林、南投、嘉義學校分布圖	學校分布	點.SHP
雲林、南投、嘉義消防局分布圖	消防局分布	點.SHP
雲林、南投、嘉義派出所分布圖	派出所分布	點.SHP
雲林、南投、嘉義政府機關分布圖	政府機關分布	點.SHP
雲林、南投、嘉義車站地標分布圖	車站地標分布	點.SHP
交通資料		
高速公路	高速公路路網	線.SHP
省道	省道路網	線.SHP
縣道	縣道路網	線.SHP
主要道路	主要道路路網	線.SHP
水利設施資料		
堤防圖	堤防圖	線.SHP

2、資料環境建構

本計畫之資料環境建構是建置相關地理資料的詮釋資料 (Meta Data)，並透過網際網路以網頁展示連結所蒐集之資訊。詮釋資料最廣泛的定義為「形容資料的資料」，詮釋資料可協助資料使用者掌握資料的特性、使用的適用性、及如何取得的途徑等應用目的。本計畫建置各圖層詮釋資料內容係參考「國土資訊系統相關數值資訊詮釋資料製作須知」，並依國內經濟部水利署及台北市詮釋資料格式而製作。

3、實體資料庫建置與驗證

實體資料庫圖層及相關屬性資料建立及驗證的工作項目包括：

(1)資料的蒐集分類

將所蒐集到的資料與以整理分類，分成可立即使用與需數化處理及轉換處理之資料。

(2)圖籍數化

將所蒐集到的類比式圖籍數化成數值圖檔，隨同作業方式及品管要求之不同，品質不一。本研究之任務不在數值圖檔之生產，但透過檢驗之程序，對所蒐集之數值圖檔探討品質檢核之方式。

(3)圖籍與資料再處理

工作項目包括(1).建立正確位相關係、(2).圖籍之坐標轉換圖幅接合及圖料修改、(3).屬性之鍵入與關聯建立、(4).屬性與圖形的關聯測試。

(4)座標轉換與格式轉檔

座標系統包括 TWD67 基準與 TWD97 基準之座標轉換，部份圖資來源為地籍座標系統，皆需轉換到一致的座標基準。

(5)數化資料之品管

資料品質可分為三個程序加以循環控制，互為因果：產生資料單位品管、使用單位品管、資料庫設計者之品管。藉由不

同來源圖資、高度相關性的不同圖層交互比對、套印、圖形資料與屬性資料交互驗核達到品管之功用。

4、整合介面開發實體

系統特色為中文化環境，與微軟視窗作業環境相容，系統概分為工具箱、空間查詢功能、屬性查詢功能、資料展示功能、模式成果展示功能、統計功能、救災計畫地圖繪出功能等，系統分為九份二山資料庫與草嶺潭資料庫，經由選單介面來切換二者資料庫的功能表。

5、系統操作說明

主畫面選單可在草嶺潭堰塞湖與九份二山堰塞湖二個分區自由切換。以九份二山堰塞湖為例，其主畫面選單如圖 10.1，分為：「檔案」、「各區等高線」、「九份二山地形」、「快速熱鍵」、「地質」、「交通系統」、「社經」、「監測點與水利設施」、「外部程式」、「主題圖控制」、「文字報告」、「視窗」等選單。

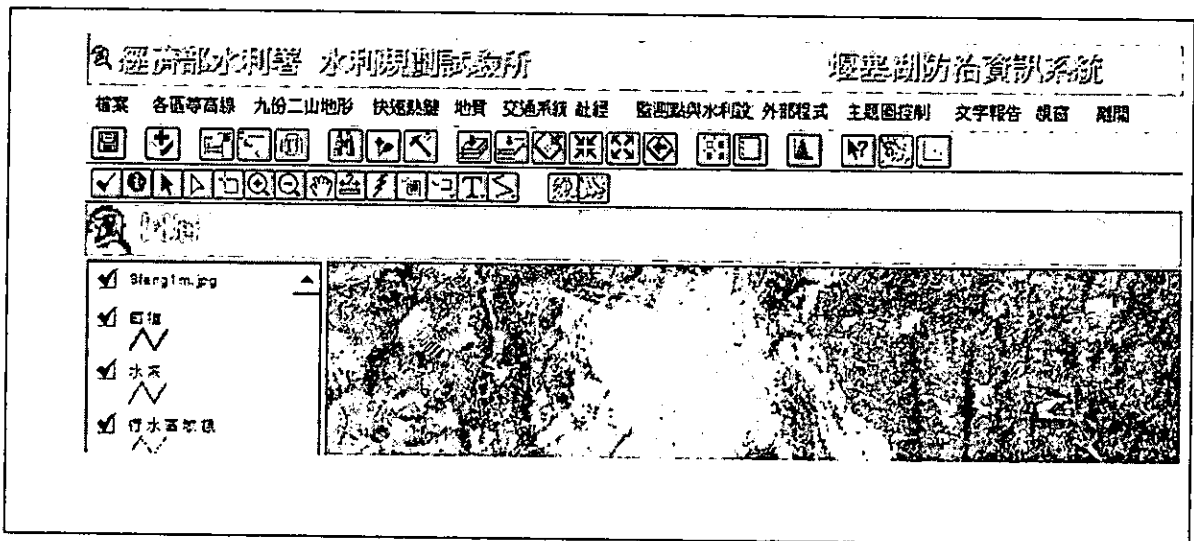


圖 10.1 系統主功能表

以下將主功能表選單擇要介紹如下：

(1)「檔案」管理子系統

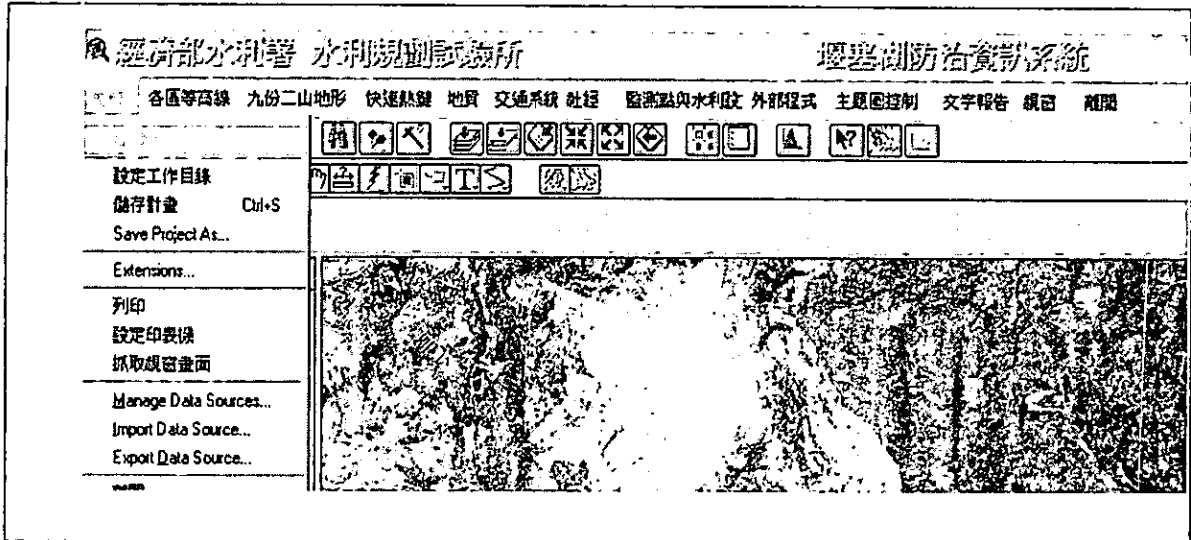


圖 10.2 系統之「檔案」管理功能表

- a、影像載入：遙測影像轉檔匯入成 ArcView 網格式資料。
- b、設定工作目錄：設定工作目錄所在之檔案夾路徑。
- c、儲存計畫：將管理系統查詢所得的所有展示成果，以 ArcView Project .APR 檔格式，儲存於指定的目錄中，以節省再查詢的時間(備查用)。
- d、Save Project As：工作計畫另存檔名。
- e、Extensions：設定 ArcView 延伸外掛模組的選單。
- f、列印：視窗畫面印出，將主題圖層或出圖版面直接以印表機印出成圖。
- g、設定印表機：呼叫 Windows 環境的印表機設定內容，定義列印參數。

(2) 「各區等高線」子系統

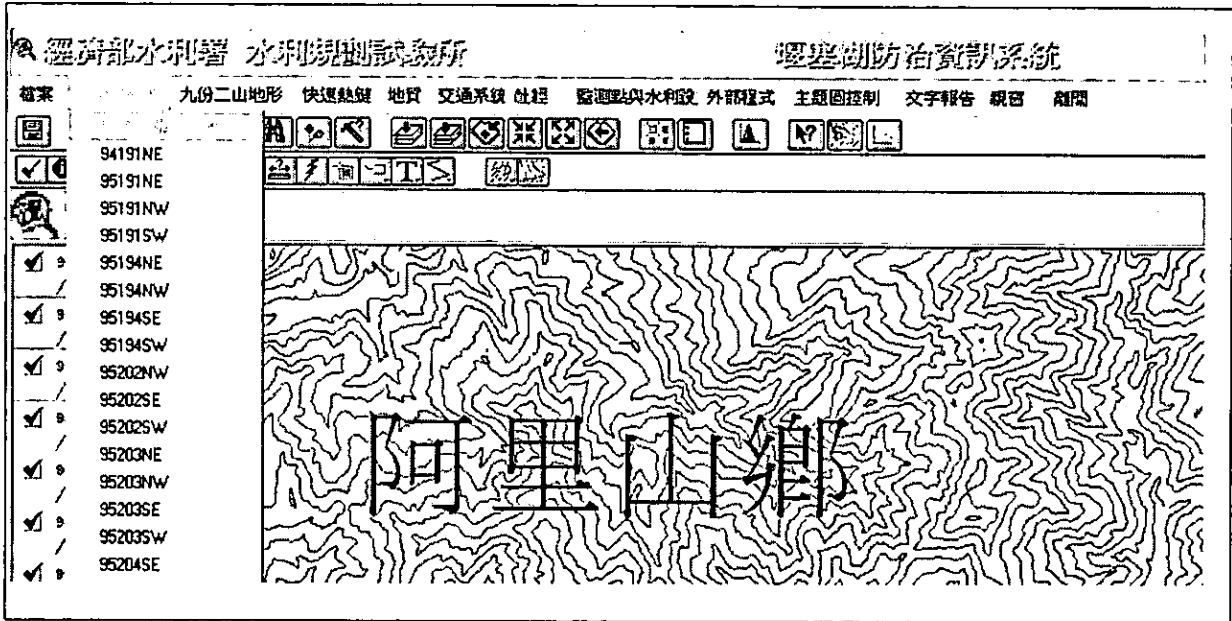


圖 10.3 各區等高線功能表

- a、100M 間距等高線：為以台灣地區兩萬五千分之一地形圖為編碼之嘉義、雲林地區各區之等高線，以 100M 為間距。
- b、50M 間距等高線：為以台灣地區兩萬五千分之一地形圖為編碼之嘉義、雲林地區各區之等高線，以 50M 為間距。

(3) 「九份二山地形」子系統

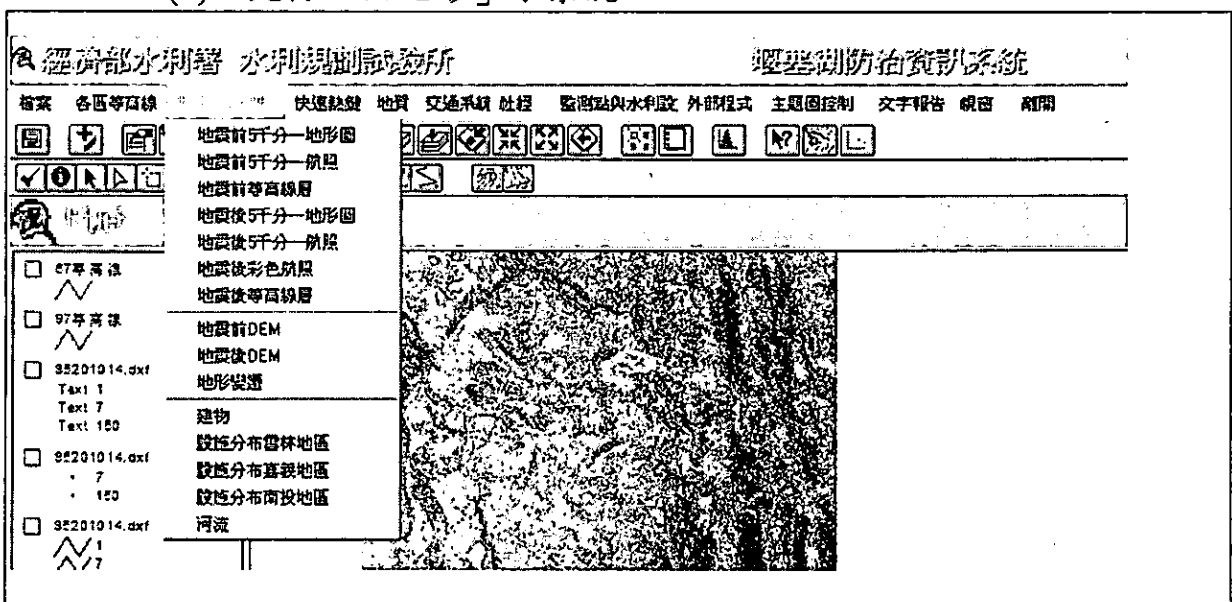


圖 10.4 各區等高線功能表

- a、地震前 5 千分一地形圖：1/5000 比例尺地形圖，.DWG 格式。
- b、地震前 5 千分一航照：1/5000 比例尺正射相片基本圖影像。
- c、地震後 5 千分一地形圖：重測 1/5000 比例尺地形圖，.DWG 格式。
- d、地震後 5 千分一航照：重測 1/5000 比例尺正射相片基本圖影像。
- e、地震後彩色航照：重測 1/5000 比例尺彩色正射相片。
- f、地震前 DEM：10 公尺解析度數值高程。
- g、地震後 DEM：9 公尺解析度數值高程。
- h、地形變遷：應用地震前後數值高程分析崩塌與堆積量。茲展示九份二山之地形變遷如圖 10.4~圖 10.7。

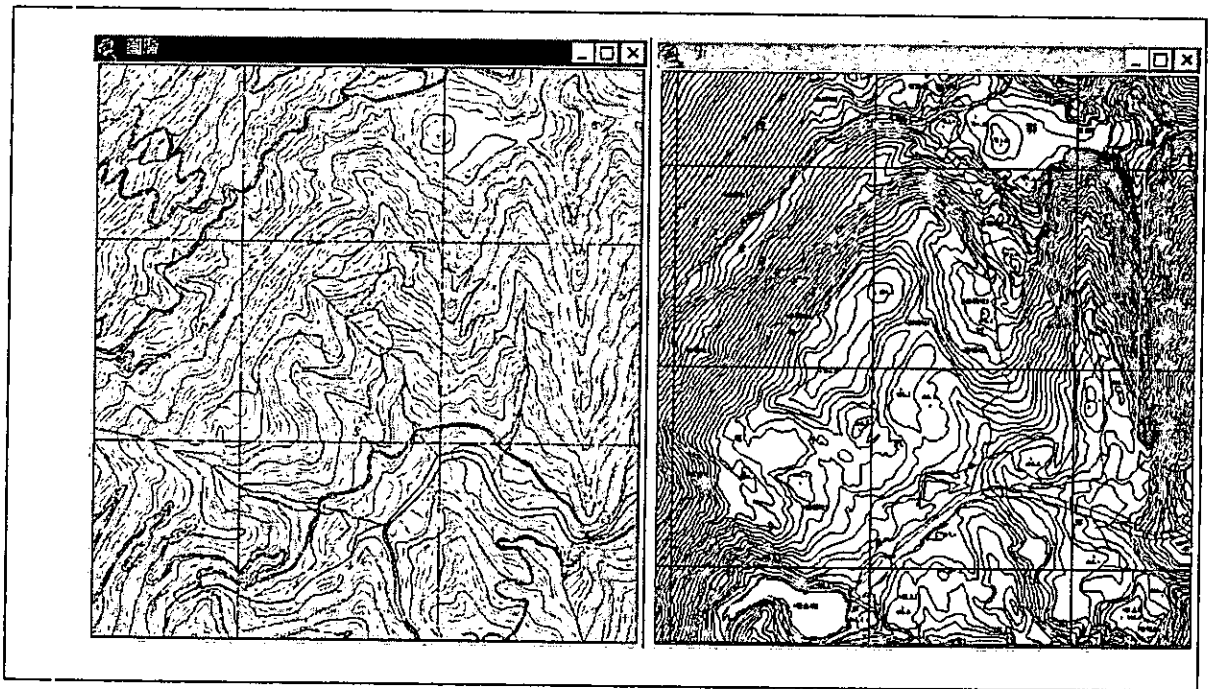


圖 10.5 系統展示九份二山地震前後地形圖

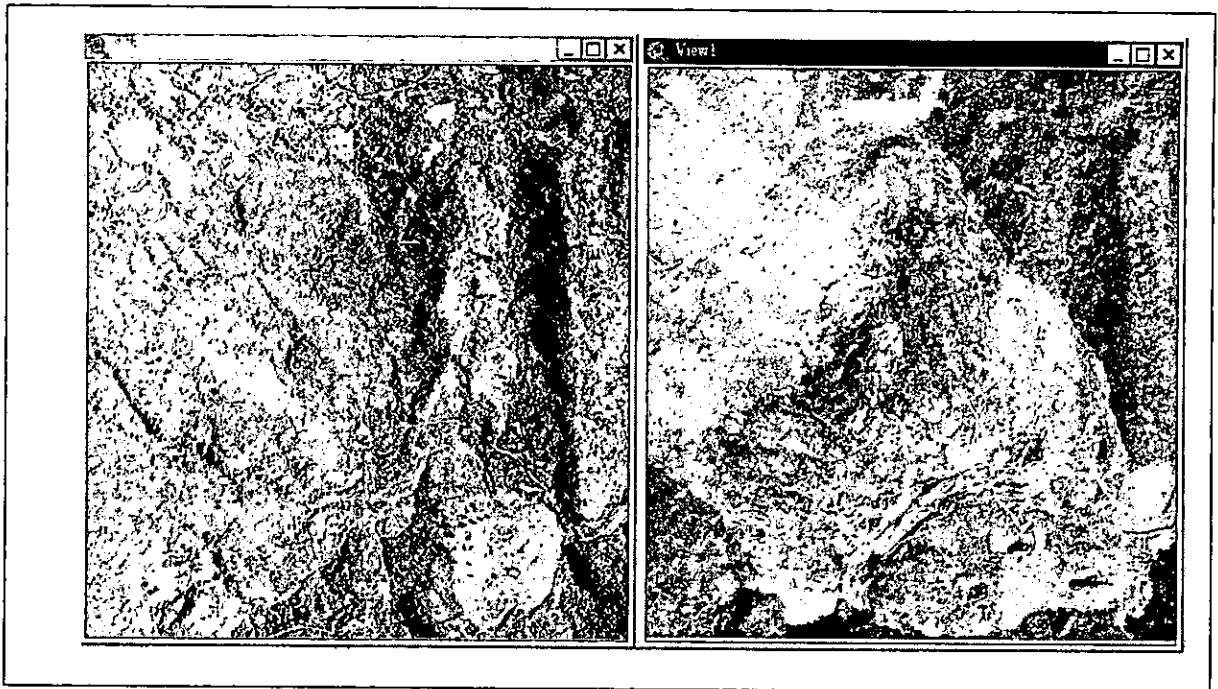


圖 10.6 系統展示九份二山地震前後航照正射影像圖

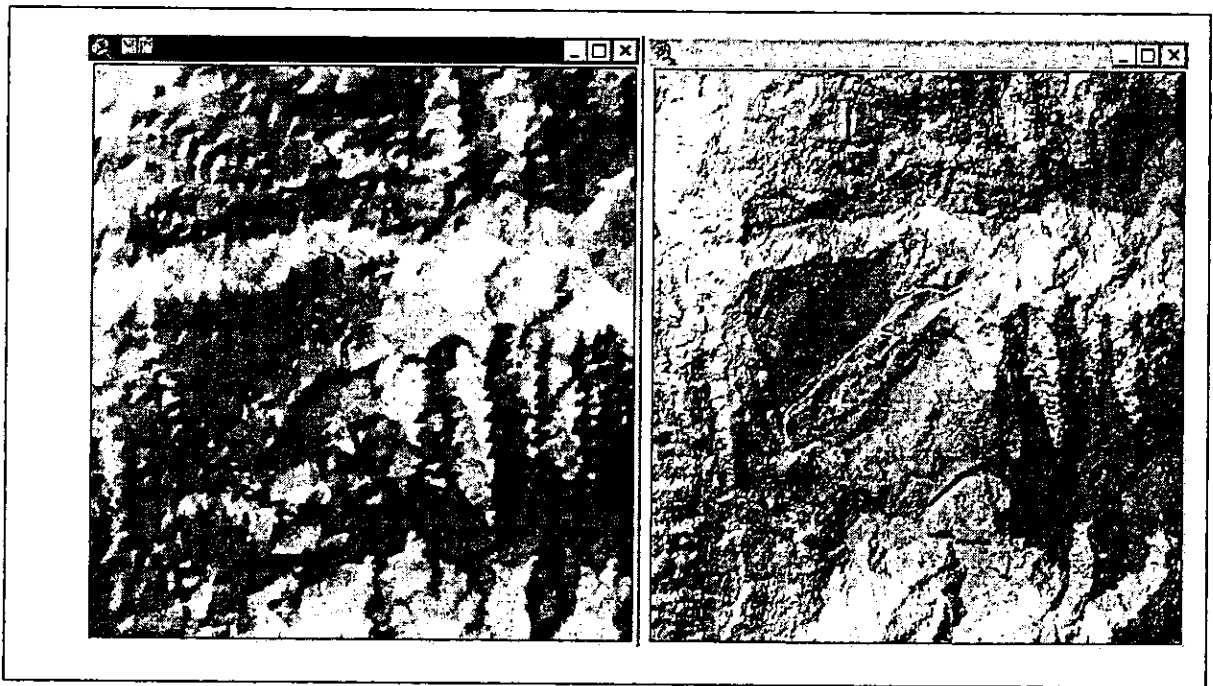


圖 10.7 系統展示九份二山地震前數值高程影像

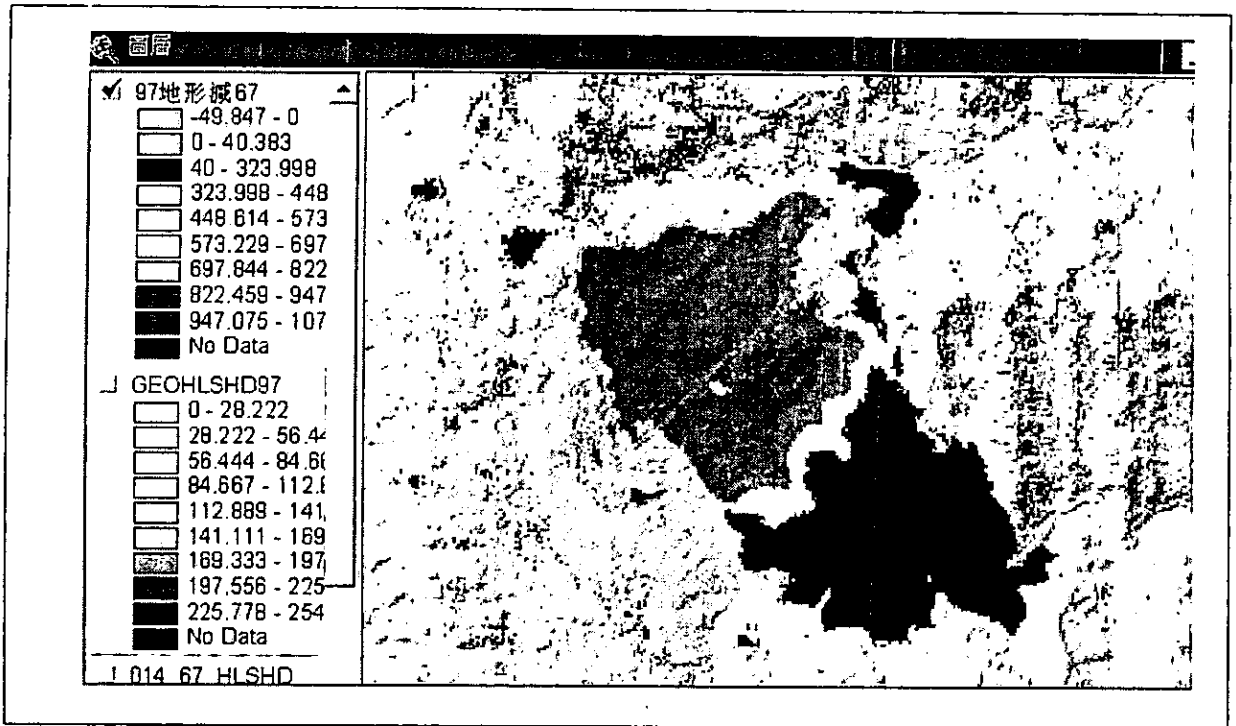


圖 10.8 地形變遷分析

i、建物：建築物分佈

j、設施分佈：學校、加油站、公家與私人機關等分佈圖層。

k、河流分佈。

(4)「快速熱鍵」子系統

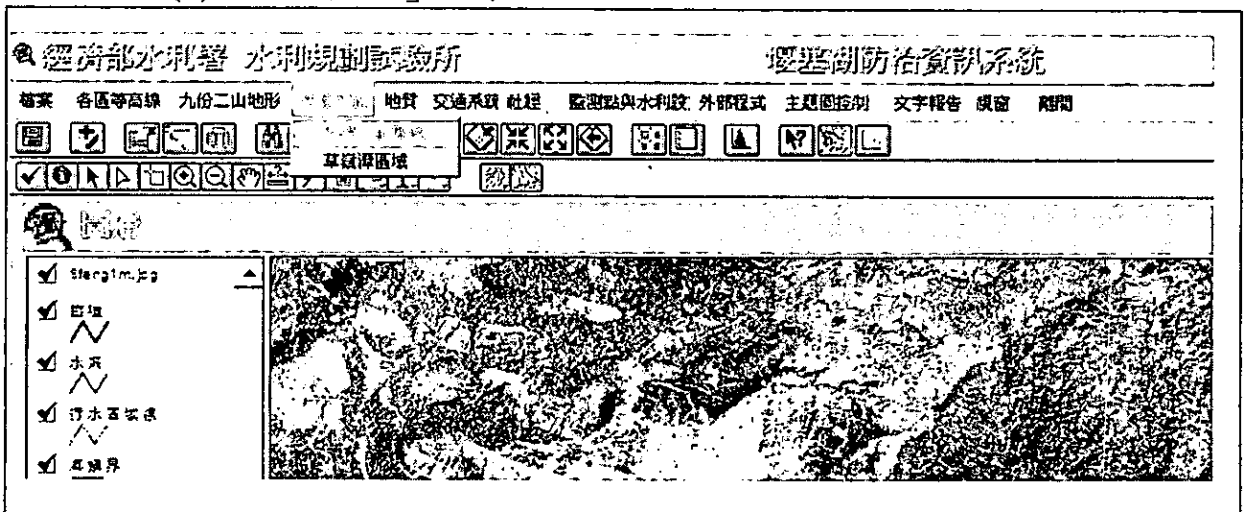


圖 10.9 快速熱鍵功能表

由快速熱鍵，幫助使用者直接找出主題區，針對主題作進一步的分析。

- (5) 「地質」子系統：將九份二山與草嶺潭區域之地質圖，包括岩性與地質構造等分別建置各圖層。
- (6) 「交通系統」子系統：分別將鐵路、高速公路、省道、縣道等圖層建置進入本系統。
- (7) 「社經」子系統：縣市鄉鎮等行政區界與人口數等。
- (8) 「水利設施」子系統：堤防、雨量站、流量站、水庫等圖資。

(9) 「外部程式」子系統

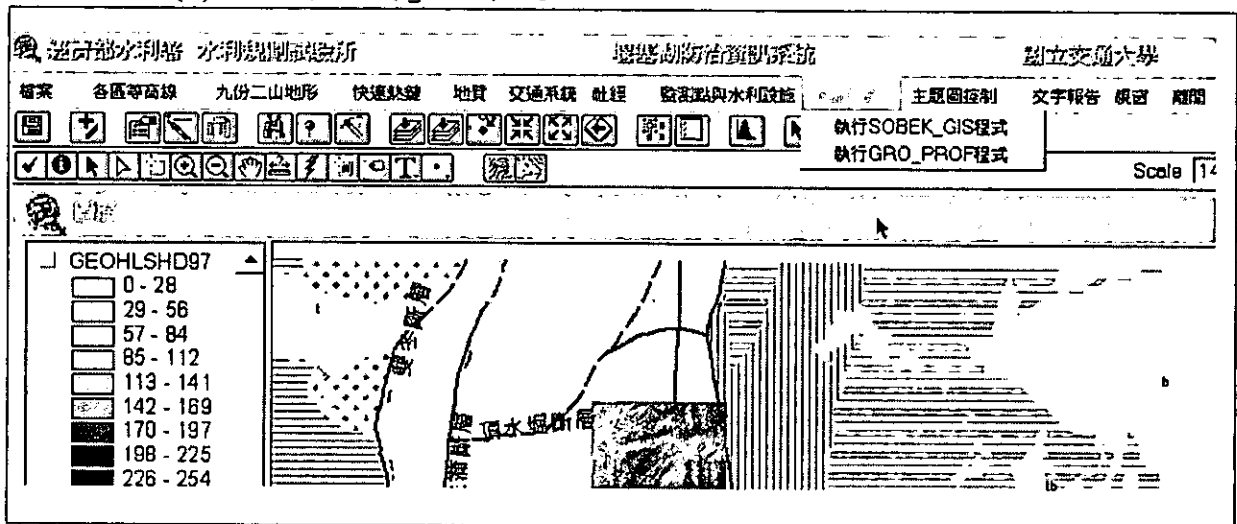


圖 10.10 外部程式功能表

執行 SOBEK_GIS 程式為將 SOBEK 之分析結果檔案轉換格式、並統計其最大淹水範圍與深度，最後匯入本系統展示。執行 GEO_PROF 程式為利用系統建置之 DTM，給定斷面之起點與終點（可折線），即可將該斷面之里程與對應高程置於文字檔案供其它應用軟體(如 EXCEL 程式)叫用。

(10) 「主題圖控制」子系統

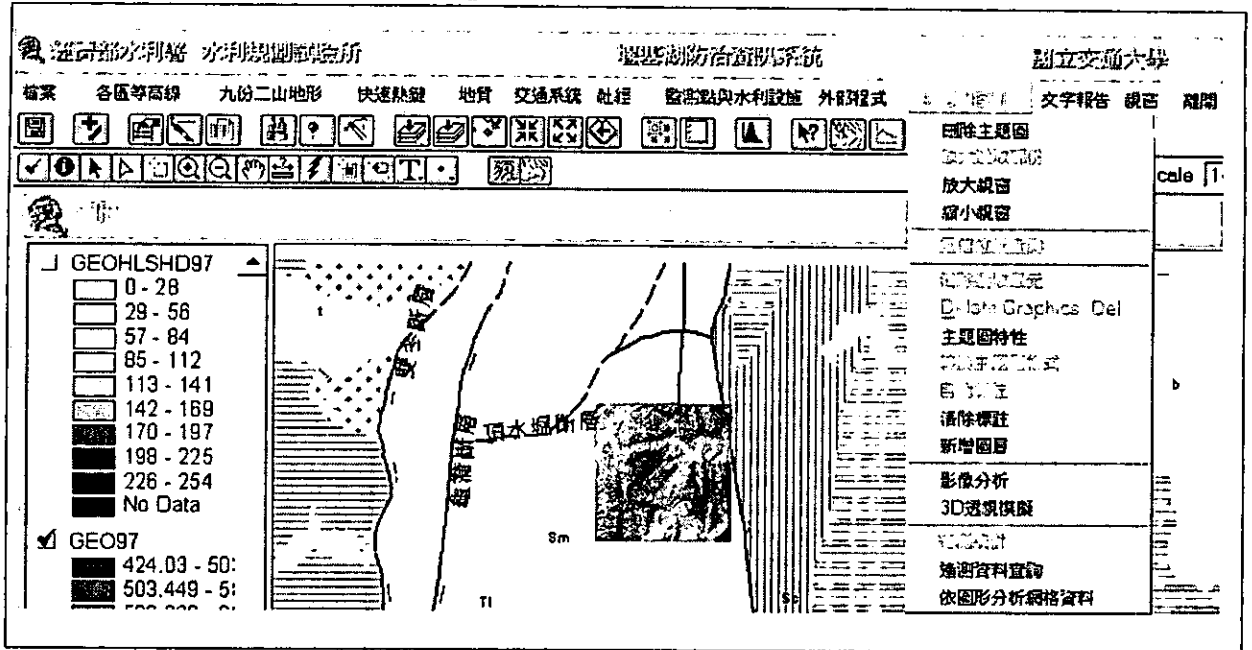


圖 10.11 外部程式功能表

提供放大與縮小視窗、新增圖層、影像分析、3D 透視模擬等常用之 GIS 端應用工具。

(11) 「文字報告」子系統：提供草嶺潭與九份二山建置資料說明書。

(12) 「視窗」子系統

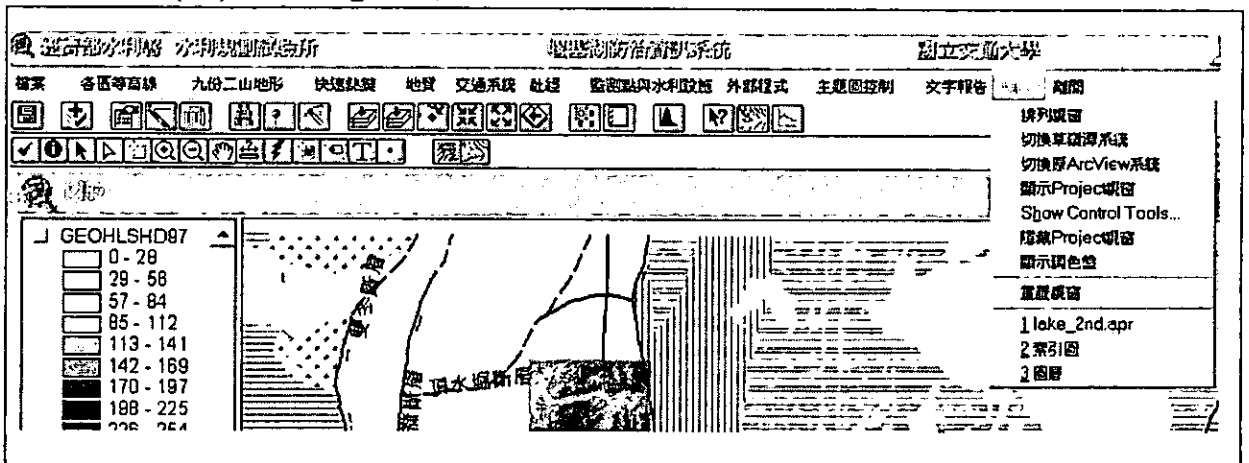


圖 10.12 外部程式功能表

可在草嶺潭系統、九份二山系統與原 ArcView 系統間自由切換，亦提供視窗顯示時基本之調整功能。

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。
6. 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。
7. 經濟部水利署水利規劃試驗所，「烏河流域聯合整體治理規劃-期中報告」，台灣台中，2001。
8. 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。
9. 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。
10. 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。
11. 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
12. 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
13. 經濟部水資源局(2001)，「台北盆地及鹽水河流域示範區颱風洪災害危險度分析(三)」，台灣台北
14. 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。
15. 台灣省水利局，「草嶺山崩記」，台灣台中，1979。
16. 農委會水土保持局，「濁水河流域聯合整治規劃」，台灣台北，2002
17. 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
18. 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。
19. 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

20. 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 許至璵 林恩添)
21. 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”。
22. 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。
23. 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。
24. 陳銘鴻,李榮瑞(2002),「台灣地區地層波速之調查」,岩盤工程研討會論文集,645-653。
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"，地工技術，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"，地工技術，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、林敏清 (1998)，"回填造地土壤剪力波速之評估"，地工技術，第 67 期，69-82。
 45. 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
 46. 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
 47. 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。
 48. 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。
 49. 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。
 50. 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。
 51. 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。
 52. 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。
 53. 楊培熙，2003，"TDR 水位量測技術在大地與水利工程之應用"，國立交通大學土木工程學系，碩士論文。
 54. AIMONE-MARTIN, C.T., ORAVECZ, K.I., AND NYTRA, T.K. (1994), "TDR Calibration for Quantifying Rock Mass Deformation at WIPP Site, Carsbad, New Mexico," Proceedings of the Symposium on Time Domain Reflectometry in Environmental, Infrastructure, and Mining Applications, Evanston, Illinois, U.S. Bureau of Mines., Special Publication SP 19-94, pp.507-517.

55. Corominas, J., Moya, J., Lloret, A., Gili, J.A., Angeli, M.G., Pasuto, A., Silvano, S., 2000, "Measurement of Landslide Displacements Using a Wire Extensometer," *Engineering Geology*, Vol. 55, pp.149–166
56. DOWDING, C.H., SU, M.B., AND O'CONNOR (1988), "Principles of Time Domain Reflectometry Applied to Measurement of Rock Mass Deformation," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 25, pp.287-297.
57. Kayabali, K. (1996), "Soil liquefaction evaluation using shear wave velocity," *Engineering Geology*, Vol. 44, p.121-127.
58. 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.
59. Lin, C-P, Drnevich, V. P., Feng, W., and Deschamps, R. J., August, 2000, "Time Domain Reflectometry for Compaction Quality Control," *Use of Geophysical Methods in Construction*, Geotechnical Special Publication No. 108, ASCE. Pages 15-34.
60. Lin, C.P. and Tang, S.H. (2003), "Development and Calibration of a radar extensometer using Time Domain Reflectometry", *Geotechnical Testing Journal* (in review).
61. 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
62. Nigbor, R. L., and Imai, T., (1994), "The suspension PS Velocity Logging Method: Geophysical characterization of Sites," Volume prepared by ISSMFE, Technical committee #10, XIII ICSMFE, New Delhi, India, p.57-64.
63. TOPP, G. C., DAVIS, J. L., AND ANNAN, A. P. (1980), "Electromagnetic Determination of Soil Water Content and Electrical Conductivity Measurement Using Time Domain Reflectometry," *Water Resources Research*, Vol. 16, pp.574-582.
64. Schuster, R.L. , 「Landslide dams – a worldwide phenomenon.」 , *Journal of the Japanese Landslide Society* 31(4),38-49
65. 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

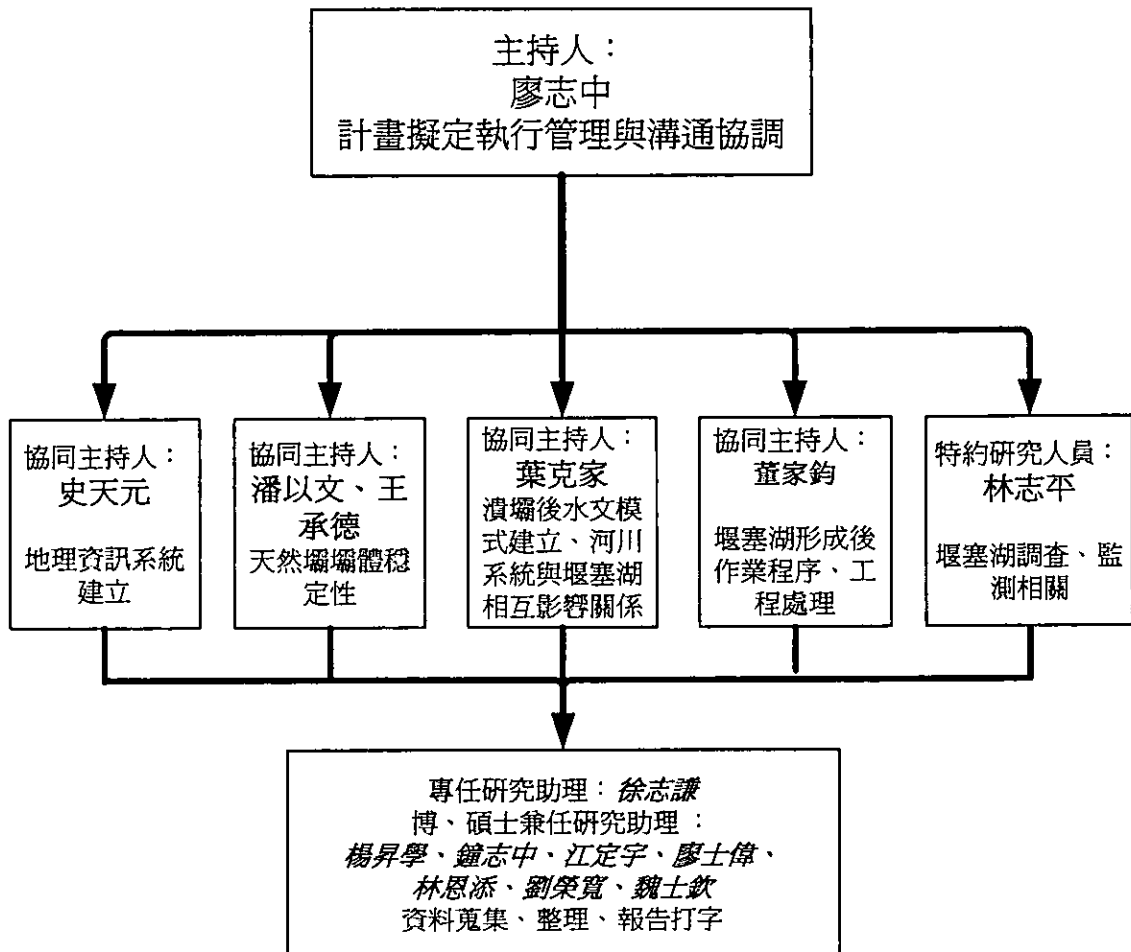
附錄 A

研究計畫參與成員

附錄 A 研究計畫參與成員

本計畫將由本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；史天元教授負責地理資訊系統之建構工作；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壩頂穩定分析工作；葉克家教授負責潰壩後之水文、水理分析工作，及河川與堰塞湖相關性研究；林志平副教授負責堰塞湖調查與監測內容，此外中央大學應用地質研究所董家鈞助理教授負責堰塞湖形成後處理流程修訂與工程處理對策研擬。

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。



國家圖書館出版品預編目資料

堰塞湖引致災害防治對策之研究總報告 = Study
on the Disaster Mitigation Strategies for
Landslide Dams / 經濟部水利署水利規劃試驗
所編著.-- 第一版 -- 臺中縣霧峰鄉：水利署水
規所, 2004[民 93]

面：公分

參考書目：面

ISBN 957-01-9575-4 (平裝)

1. 湖泊 2. 水利工程 - 管理

443.5

93023515

堰塞湖引致災害防治對策之研究—總報告

發行人：謝勝彥

發行所：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

電話：(04)23304788 傳真：(04)23300282

編著：經濟部水利署水利規劃試驗所

出版年月：2004 年 12 月

版次：第一版

GPN 1009304383

ISBN 957-01-9575-4

版權所有，翻印必究