



堰塞湖引致災害防治對策之研究(3/3)

第三年研究成果報告

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



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.....	XIII
摘要	摘-1
Abstract	Abstract-1
結論與建議.....	結-1
第壹章 緒論.....	1
一、前言.....	1
二、委託工作內容與範圍與成果摘要.....	2
(一)第一年工作項目及內容.....	2
(二)第一年研究成果摘要.....	2
(三)第二年工作項目及內容.....	20
(四)第二年研究成果摘要.....	20
(五)第三年(本年度)預計工作項目及內容.....	24
三、工作目標.....	25
第貳章 草嶺潭與九份二山堰塞湖案例分析結果.....	28
一、天然壩穩定分析.....	28
(一)天然壩潰決機制.....	28
(二)PCSTABL、FLAC 及 FLAC/SLOPE 程式理論.....	30
(三)模擬案例說明.....	33
(四)模擬結果.....	60
二、天然壩潰口變化與潰壩流出量分析.....	69
(一)FLDWAV 模式與 BREACH 模式理論.....	69
(二)模擬案例說明.....	71
(三)模擬結果.....	83
三、災害危險度與危害潛勢分析.....	118
(一)SOBEK 模式簡介.....	118

(二)淹水災害危險度分析之案例說明.....	122
(三)淹水災害危險度模擬結果.....	127
(四)危害潛勢分析.....	150
四、堰塞湖與河川型態相互影響關係.....	155
(一)GSTARS 模式理論.....	155
(二)模擬案例說明.....	157
(三)模擬結果.....	170
第參章 處理及防治對策研擬.....	181
一、堰塞湖一般性處理及防治對策.....	181
(一)初步調查評估與處置階段.....	181
(二)細部調查評估與處置階段.....	182
(三)長期監測階段.....	182
二、調查.....	185
(一)初步調查與詳細調查.....	185
(二)調查方法介紹與適用性.....	199
(三)調查成果之代表性問題.....	204
(四)調查與監測系統之協調整合.....	205
(五)調查與分析評估之介面.....	205
(六)調查與工程處理對策之介面.....	206
三、監測、監視與預警系統.....	207
(一)堰塞湖災害預警.....	207
(二)監測對象與規劃.....	212
(三)監測感測器之選擇.....	214
(四)傳輸問題.....	218
(五)調查與監測系統之協調整合.....	220
(六)監測結果與工程處理措施之介面.....	220
(七)監測結果與緊急應變措施間之介面.....	220
四、工程處理.....	221
(一)緊急工程措施.....	221

(二)緊急處理措施檢討與防災工程規劃設計施工.....	221
(三)工程處理之分階段整體規劃.....	225
(四)工程處理與調查、分析評估以及監測成果之界面.....	225
第肆章 編製救災計畫綱要.....	226
一、救災分區的劃分.....	226
二、救災體制編訂.....	233
(一)現行防救災體系簡介.....	233
(二)緊急通知程序.....	235
(三)目前堰塞湖防救災作業易遭遇問題與建議解決之道.....	241
三、災害影響區基本資料調查與分析.....	242
四、災前應急準備規劃.....	243
五、避災疏散規劃.....	244
(一)疏散地點.....	245
(二)疏散方式.....	245
(三)安置計畫.....	245
六、防災知識宣導、教育.....	247
第伍章 案例庫建置與技術轉移.....	248
一、地理資訊系統與案例庫建置.....	248
(一)建置構想.....	248
(二)案例庫已建置圖層說明.....	249
(三)轉換程式建置成果.....	251
二、技術轉移與教育訓練.....	265
(一)課程大綱.....	265
(二)課程時程安排.....	267
(三)上課照片.....	271

參考文獻

附錄一 報告審查意見研辦與說明

附錄二 本計畫研究小組成員

圖目錄

圖 1.1	堰塞湖形成誘因分佈長條圖.....	4
圖 1.2	堰塞湖形成位置建議評估流程圖.....	8
圖 1.3	崩塌型態屬順向坡滑動之天然壩幾何形狀之推估方法.....	9
圖 1.4	堰塞湖容積與壽命關係圖.....	10
圖 1.5	長高比與(壽命 vs 容量/平均流量)正規化關係圖.....	12
圖 1.6	本計畫整體工作執行構想圖(第一年).....	26
圖 1.7	本計畫整體工作執行構想圖(第二、三年).....	27
圖 2.1	天然壩破壞方式一壩頂溢流破壞示意圖(高橋·匡, 1988).....	28
圖 2.2	天然壩破壞方式一邊坡破壞示意圖(高橋·匡, 1988).....	29
圖 2.3	天然壩破壞方式一溯源沖刷破壞示意圖(高橋·匡, 1988).....	29
圖 2.4	民國 88 年草嶺堰塞湖平面示意圖.....	35
圖 2.5	民國 88 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面之示意圖.....	36
圖 2.6	以 FLAC 軟體分析民國 88 年草嶺潭初始縱剖面之網格圖.....	38
圖 2.7	民國 88 年草嶺潭之靜力平衡邊界條件圖.....	39
圖 2.8	民國 88 年草嶺潭之穩態滲流邊界條件圖.....	39
圖 2.9	以 FLAC 分析之流程圖.....	40
圖 2.10	FLAC/Slope 之主畫面.....	42
圖 2.11	FLAC/Slope 之剖面編輯方式.....	43
圖 2.12	以 General 編輯非線性邊坡的剖面資料.....	43
圖 2.13	以 Edit numerically 編輯所有邊坡的剖面資料.....	44
圖 2.14	編輯完成後之邊坡剖面圖(水平、垂直向同比例).....	44
圖 2.15	邊坡剖面圖(垂直向放大).....	45
圖 2.16	FLAC/Slope 之材料參數輸入界面.....	46
圖 2.17	草嶺潭分析中之單一地層材料示意圖.....	46
圖 2.18	FLAC/Slope 應力施加之方法.....	47
圖 2.19	草嶺潭分析案例實際施加外力之情形.....	48
圖 2.20	FLAC/Slope 決定地下水位線之方法.....	49

圖 2.21	草嶺潭分析所假設之地下水位線的分佈.....	49
圖 2.22	FLAC/Slope 製作分析網格的方法	50
圖 2.23	草嶺潭分析所採用的網格示意圖.....	51
圖 2.24	民國 88 年九份二山堰塞湖平面示意圖.....	53
圖 2.25	民國 88 年九份二山堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面	53
圖 2.26	以 FLAC 軟體分析民國 88 年九份二山初始縱剖面之網格圖	55
圖 2.27	民國 88 年九份二山堰塞湖之靜力平衡邊界條件圖	56
圖 2.28	民國 88 年九份二山堰塞湖之穩態滲流邊界條件圖	56
圖 2.29	以 FLAC/Slope 編輯民國 88 年九份二山堰塞湖邊坡之剖面圖	58
圖 2.30	九份二山分析案例實際施加外力之情形.....	58
圖 2.31	九份二山分析所假設之地下水位線的分佈.....	59
圖 2.32	依圖 2.5 剖面以 PCSTABL 分析結果圖(滿水位).....	60
圖 2.33	民國 88 年草嶺潭天然壩體內之孔隙水壓力分佈圖	61
圖 2.34	民國 88 年草嶺潭天然壩體內之塑性狀態分佈圖	62
圖 2.35	民國 88 年草嶺潭天然壩體內之平均有效應力分佈圖	62
圖 2.36	民國 88 年草嶺潭天然壩體內之有效主應力比(σ'_1/σ'_3)分佈圖 ...	63
圖 2.37	民國 88 年草嶺堰塞湖經桃芝、納莉兩颱風後實際測量剖面示意圖	63
圖 2.38	民國 88 年草嶺潭以 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.....	64
圖 2.39	民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩體內之孔隙水壓力分佈圖	65
圖 2.40	民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩體內之塑性狀態分佈圖	66
圖 2.41	民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩體內之平均有效應力分佈圖	66
圖 2.42	民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩體內之有效主應力比(σ'_1/σ'_3)分 佈圖.....	67
圖 2.43	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 變率之分佈圖.....	68
圖 2.44	案例 C1~C3 上游邊界條件.....	72
圖 2.45	案例 C1~C3 下游邊界條件.....	73

圖 2.46	案例 B1~B3 上游邊界條件	73
圖 2.47	案例 B1~B3 下游邊界條件	73
圖 2.48	案例 D1~D3 上游邊界條件	74
圖 2.49	案例 D1~D3 下游邊界條件	74
圖 2.50	案例 E1~E2 上游邊界條件	76
圖 2.51	案例 E1~E2 下游邊界條件	76
圖 2.52	案例 F1~F2 上游邊界條件	76
圖 2.53	案例 F1~F2 下游邊界條件	77
圖 2.54	68 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面圖	79
圖 2.55	88 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面圖	79
圖 2.56	68 年茱迪颱風上游入流歷線	80
圖 2.57	民國 90 年桃芝、納莉颱風上游入流歷線	80
圖 2.58	民國 93 年敏督利颱風上游入流歷線	80
圖 2.59	九份二山堰塞湖天然壩區縱剖面圖	82
圖 2.60	25 年洪水頻率上游入流歷線	82
圖 2.61	50 年洪水頻率上游入流歷線	83
圖 2.62	草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)之各斷面發生洪峰時水位比較圖	90
圖 2.63	草嶺堰塞湖方案 A2、B2、C2、D2(潰壩延時 1.0 小時)之各斷面發生洪峰時水位比較圖	94
圖 2.64	草嶺堰塞湖方案 A3、B3、C3、D3(潰壩延時 3.0 小時)之各斷面發生洪峰時水位比較圖	98
圖 2.65	晴天潰壩下(方案 A1、A2、A3)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖	99
圖 2.66	100 年洪水潰壩下(方案 B1、B2、B3)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖	100
圖 2.67	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	101
圖 2.68	敏督利颱風潰壩下(方案 D1、D2、D3)不同潰壩延時潰口流量歷線	

比較圖	102
圖 2.69 九份二山堰塞湖方案 E1、F1(潰壩延時 0.5 小時)之各斷面發生洪峰 時水位比較圖	106
圖 2.70 九份二山堰塞湖方案 E2、F2(潰壩延時 1.0 小時)之各斷面發生洪峰 時水位比較圖	108
圖 2.71 25 年洪水潰壩下(方案 E1、E2)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖	109
圖 2.72 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	110
圖 2.73 68 年潰壩流量歷線.....	112
圖 2.74 68 年潰壩潰口變化.....	112
圖 2.75 90 年桃芝納莉颱風潰口流量歷線.....	113
圖 2.76 90 年桃芝納莉颱風潰口變化.....	113
圖 2.77 上游 100 年頻率洪水入流之潰口流量歷線.....	114
圖 2.78 上游 100 年頻率洪水之潰口變化.....	114
圖 2.79 93 年敏督利颱風洪潰口流量歷線.....	115
圖 2.80 93 年敏督利颱風洪潰口變化.....	115
圖 2.81 25 年洪水頻率潰口流歷線.....	116
圖 2.82 25 年洪水頻率潰口變化.....	116
圖 2.83 50 年洪水頻率潰口流歷線.....	117
圖 2.84 50 年洪水頻率潰口變化.....	117
圖 2.85 晴天潰壩(Q0)、100 年 (Q100) 及 200 年 (Q200) 潰壩之洪流歷 線(0.5hr).....	124
圖 2.86 晴天潰壩、100 年及 200 年重現期距之潰壩洪流歷線(1 hr)	124
圖 2.87 民國 68 年草嶺潰壩經由 BREACH 模式之潰壩洪流歷線	125
圖 2.88 民國 93 年敏督利颱風洪經由 BREACH 模式潰壩之洪流歷線	125
圖 2.89 九份二山堰塞湖由 BREACH 模式所得之洪流歷線	126
圖 2.90 FLDWAV 與 SOBEK 模擬堰塞湖下游水位高程之比較	139
圖 2.90 (續) FLDWAV 與 SOBEK 模擬堰塞湖下游水位高程之比較	139

圖 2.91	200 年洪水入流、潰壩延時 0.5 小時之洪流危險潛勢分析	140
圖 2.92	100 年洪水入流、潰壩延時 0.5 小時之洪流危險潛勢分析	140
圖 2.93	晴天潰壩、潰壩延時 0.5 小時之洪流危險潛勢分析	141
圖 2.94	200 年洪水入流、潰壩延時 1 小時之洪流危險潛勢分析	141
圖 2.95	100 年洪水入流、潰壩延時 1 小時之洪流危險潛勢分析	142
圖 2.96	晴天潰壩、潰壩延時 1 小時之洪流危險潛勢分析	142
圖 2.97	68 年草嶺歷史潰壩流量重現之危險潛勢分析	143
圖 2.98	93 年敏督利颱風洪之危險潛勢分析	144
圖 2.99	SOBEK 模式九份二山堰塞湖水位高程之比較	145
圖 2.100	25 年重現期距之危險潛勢分析	148
圖 2.101	50 年重現期距之危險潛勢分析	149
圖 2.102	桶頭橋至龍門大橋間河段漫淹情況	151
圖 2.103	龍門大橋下游河段 (左岸越堤)	151
圖 2.104	鯉南社區河段 (左岸越堤), 百家春至泉州寮 (右岸越堤) ..	151
圖 2.105	泉州寮河段 (右岸越堤)	152
圖 2.106	鯉魚社區至鯉魚大橋河段 (左岸越堤)	152
圖 2.107	南雲大橋下游河段 (右岸越堤)	152
圖 2.108	北山坑溪與南港溪交匯處 (左圖為洪水到達前)	153
圖 2.109	韭菜湖溪與北山坑溪之交匯 (右下方為南港村)	154
圖 2.110	流管基本概念圖	157
圖 2.111	流量歷線圖	157
圖 2.112	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)	160
圖 2.113	桶頭水文站實測懸浮質與流量關係圖	160
圖 2.114	輸砂公式研選之比較	161
圖 2.115	桃芝、納莉颱風之流量歷線	161
圖 2.116	桃芝、納莉颱風之水位歷線	161
圖 2.117	桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風之流量歷線	162
圖 2.118	桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風之水位歷線	162

圖 2.119	長期模擬之流量歷線.....	163
圖 2.120	長期模擬之水位歷線.....	163
圖 2.121	民國 68 年草嶺崩塌區河道之橫斷面資料(潰口至下游 120m)	164
圖 2.121(續)	民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料(潰口下游 150 至 300m)	164
圖 2.121(續)	民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料(潰口下游 400 至 600m)	164
圖 2.122	90 年桃芝、納莉颱風洪之模擬結果(上游段).....	172
圖 2.122	(續) 90 年桃芝、納莉颱風洪之模擬結果(下游段).....	172
圖 2.123	桃芝、納莉與、敏督利、艾利颱風洪之模擬結果(上游段)....	172
圖 2.123	(續) 桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風洪之模擬結果(下游段)	173
圖 2.124	十年長期模擬結果(上游段).....	173
圖 2.124	(續) 十年長期模擬結果(上游段).....	173
圖 2.125	模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第一階段).....	174
圖 2.126	模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第二階段).....	174
圖 2.127	模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第三階段).....	174
圖 2.128	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 (上游).....	178
圖 2.128	(續) 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(下游).....	179
圖 2.129	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	179
圖 2.130	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	180
圖 3.1	堰塞湖形成後建議作業順序流程圖.....	184
圖 3.2	摩擦角分佈圖.....	192
圖 3.3	TDR 邊坡自動化監測擷取系統.....	216

圖 4.1	草嶺潭堰塞湖潰壩下游淹水災害分析(200 年重現期距洪流量，延時 0.5 小時).....	231
圖 4.2	晴天潰壩、100 年重現期距與 200 年重現期距下最大淹水深度與範圍比較(延時 0.5 小時).....	232
圖 4.3	我國災害防救體系架構圖.....	234
圖 4.4	水利署附屬機關災害通報體系.....	239
圖 4.5	經濟部災害緊急通報作業規定流程圖.....	240
圖 5.1	於 GIS 界面匯出所需斷面之 DEM.....	253
圖 5.2	建立一個斷面的 shp 檔.....	253
圖 5.3	選擇建立斷面資料.....	254
圖 5.4	執行 GEO_PROF.EXE 程式之介面.....	254
圖 5.5	為輸出的*.TXT 檔案(每 10 公尺間距).....	255
圖 5.6	匯入 SOBEK 執行檔案說明 a.....	256
圖 5.7	匯入 SOBEK 執行檔案說明 b.....	257
圖 5.8	匯入 SOBEK 執行檔案說明 c.....	257
圖 5.9	匯入 SOBEK 執行檔案說明 d.....	257
圖 5.10	匯入 SOBEK 執行檔案說明 e.....	258
圖 5.11	匯入 SOBEK 執行檔案說明 f.....	258
圖 5.12	匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 g.....	260
圖 5.13	匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 h.....	260
圖 5.14	匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 i.....	261
圖 5.15	匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 j.....	261
圖 5.16	匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 k.....	262
圖 5.17	匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 l.....	262
圖 5.18	匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 m.....	263
圖 5.19	匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 n.....	263
圖 5.20	匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 o.....	264
圖 5.21	本研究中心葉克家教授講課情形.....	271
圖 5.22	參與學員們上課情形.....	271

圖 5.23	水利署水源組陳俊宗副組長課後與學員討論.....	272
圖 5.24	本研究中心林志平副教授講課情形.....	272

表目錄

表 1-1	堰塞湖之大小等級劃分標準	5
表 1-2	堰塞湖快速評估之危害度等級劃分標準	6
表 1-3	台灣形成堰塞湖之大小等級劃分結果	7
表 1-4	草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位:百萬立方公尺)	22
表 1-5	草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位:百萬立方公尺)	22
表 2-1	草嶺潭 PCSTABL 程式分析所需資料及參數設定	37
表 2-2	草嶺潭 FLAC 程式所需彈塑性參數資料及參數設定	37
表 2-3	草嶺潭 FLAC/SLOPE 程式所需彈塑性參數資料及參數設定	41
表 2-4	九份二山 FLAC 程式所需彈塑性參數資料及參數設定	55
表 2-5	九份二山 FLAC/SLOPE 程式所需彈塑性參數資料及參數設定	57
表 2-6	FLDWAV 草嶺堰塞湖模擬方案	72
表 2-7	FLDWAV 九份二山堰塞湖模擬方案	75
表 2-8	BREACH 草嶺堰塞湖模擬方案	77
表 2-9	BREACH 模擬方案(九份二山)	81
表 2-10	草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理成果	87
表 2-10	(續 1)草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理 模擬成果	88
表 2-10	(續 2)草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理 模擬成果	89
表 2-11	草嶺堰塞湖方案 A2、B2、C2、D2(潰壩延時 1.0 小時)水理模擬成 果	91
表 2-11	(續 1)草嶺堰塞湖方案 A2、B2、C2、D2(潰壩延時 1.0 小時)水理 模擬成果	92
表 2-11	(續 2)草嶺堰塞湖方案 A2、B2、C2、D2(潰壩延時 1.0 小時)水理	

模擬成果.....	93
表 2-12 草嶺堰塞湖方案 A3、B3、C3、D3(潰壩延時 3.0 小時)水理模擬成 果.....	95
表 2-12 (續 1)草嶺堰塞湖方案 A3、B3、C3、D3(潰壩延時 3.0 小時)水理 模擬成果.....	96
表 2-12 (續 2)草嶺堰塞湖方案 A3、B3、C3、D3(潰壩延時 3.0 小時)水理 模擬成果.....	97
表 2-13 草嶺堰塞湖方案 C1 中各 F1 值與可執行模擬曼寧 n 範圍.....	103
表 2-14 九份二山堰塞湖方案 E1、F1(潰壩延時 0.5 小時)之水理成果...	105
表 2-15 九份二山堰塞湖方案 E2、F2(潰壩延時 1.0 小時)之水理成果...	107
表 2-16 根據 FLDWAV 及 BREACH 模式之洪流歷線結果進行模擬.....	123
表 2-17 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (0.5hr)	129
表 2-17(續) 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (0.5hr)	130
表 2-17(續) 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (0.5hr)	131
表 2-18 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (1.0hr)	132
表 2-18(續) 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (1.0hr)	133
表 2-18(續) 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (1.0hr)	134
表 2-19 SOBEK 與 FLDWAV 測試案例 C1 間各斷面水位比較(F1=1.0).	135
表 2-19 (續) SOBEK 與 FLDWAV 測試案例 C1 間各斷面水位比較(F1=1.0)	136
表 2-19 (續) SOBEK 與 FLDWAV 測試案例 C1 間各斷面水位比較(F1=1.0)	137
表 2-20 敏督利颱風於清水溪之潰壩模擬成果	138
表 2-21 SOBEK 模式模擬結果	146
表 2-22 50 年洪水之水位 (0.5hr) 比較.....	147
表 2-23 GSTARS 模式中輸砂公式適用之粒徑範圍表.....	165
表 2-23 (續) GSTARS 模式裡的輸砂公式粒徑適宜分佈表	166
表 2-24 清水溪各斷面河床質平均粒徑及代表粒徑成果表 (67 年)	167
表 2-25 長期模擬採用颱風	167

表 2-26	九份二山顆粒粒徑分布	169
表 2-27	颱風模擬結果 (單位:m)	175
表 2-27	(續) 颱風模擬結果 (單位:m)	176
表 2-27	(續) 颱風模擬結果 (單位:m)	177
表 3-1	初步調查項目	186
表 3-2	詳細調查項目(修改自日本建設省, 1992).....	187
表 3-3	崩積土參數匯整表	193
表 3-4	監測項目及感測器	214
表 3-5	傳輸系統優劣比較表	219
表 4-1	草嶺新潭戒備區域、應變時間與分級	227
表 4-2	草嶺潭下游各村里疏散計畫表	229
表 4-3	災害規模及通報層級表	235
表 4-4	(機關全銜) 災害通報單 (格式)	236
表 4-5	經濟部水利署各類災害及緊急事件速報表	238
表 5-1	水文、水理模式教育訓練時程安排	268
表 5-2	GIS 系統與地工程式教育訓練時程安排.....	269
表 5-3	堰塞湖防災作業手冊教育訓練時程安排	270

摘要

一、本年度計畫目標與工作範圍

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。本計畫依採購法由國立交通大學經公開評審執行本研究計畫。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。

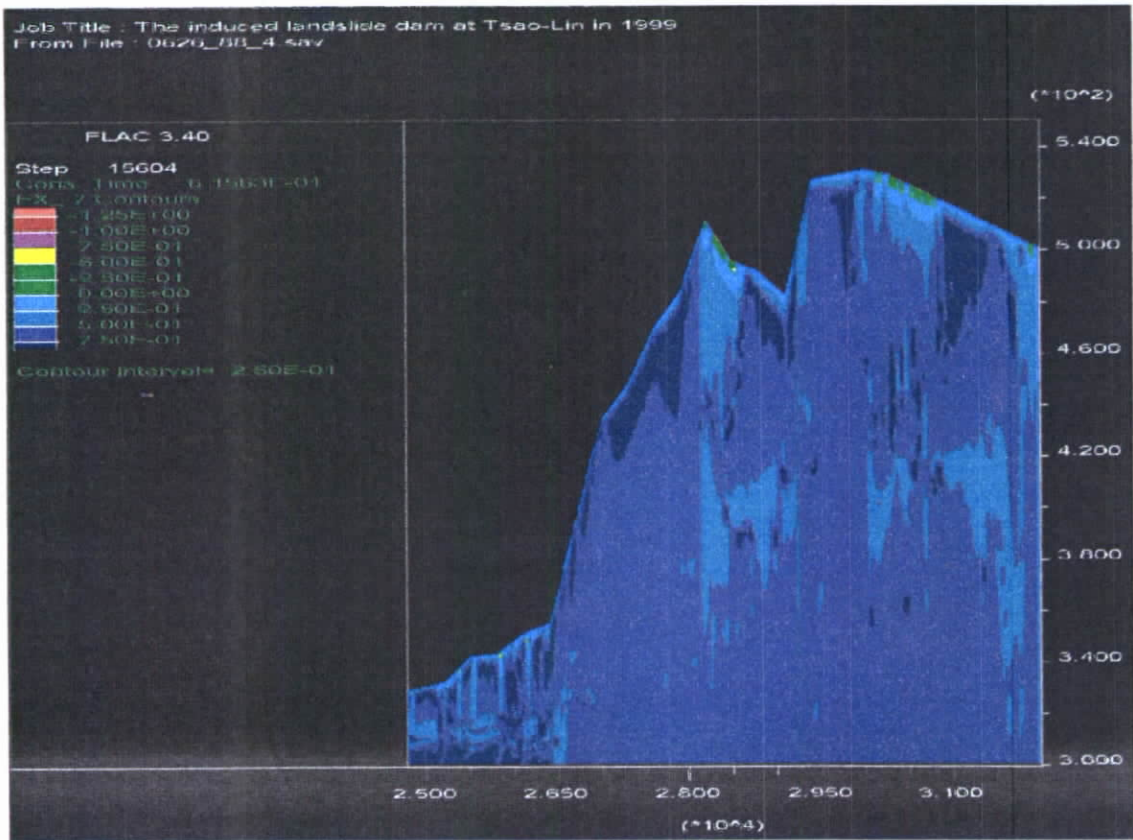
本九十三年度為本計畫第三執行年度，計畫目標與範圍在於以第二年所開發的天然壩潰決模式進行案例分析，並對其處理及防治對策的研擬，並編制救災計畫，完成堰塞湖防災作業手冊。

二、草嶺潭堰塞湖案例分析結果

(一)天然壩穩定分析

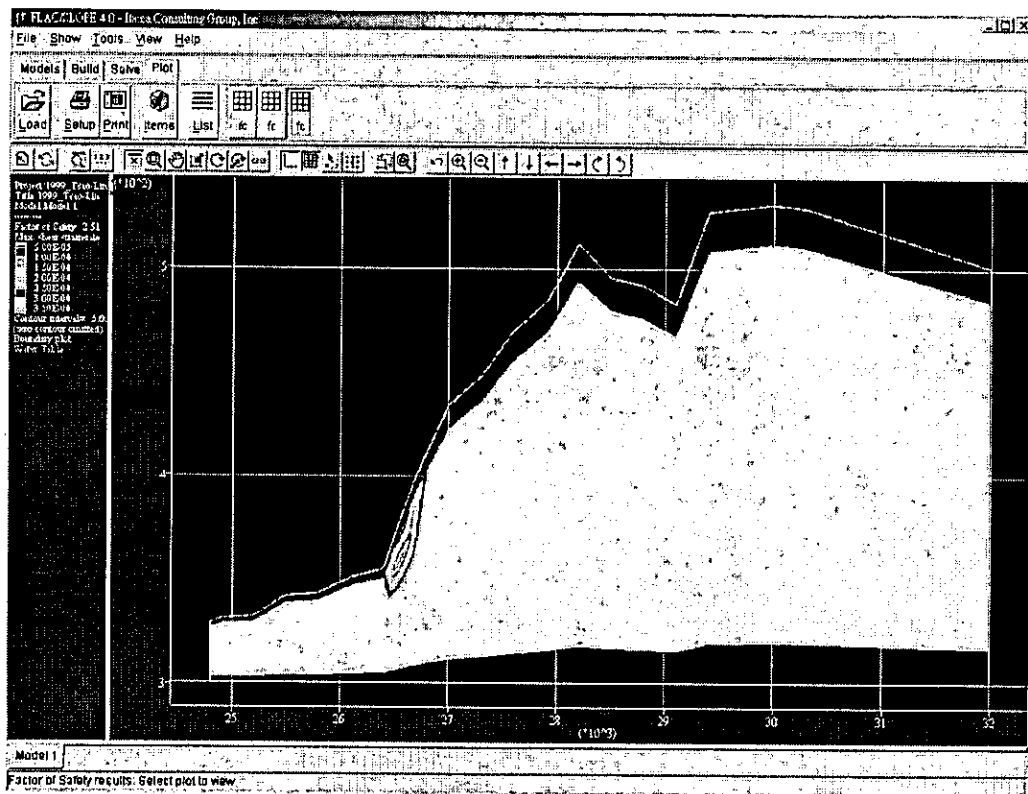
對於民國 88 年草嶺堰塞湖天然壩，先利用 PCSTABL 程式檢核壩體下游面(第二工區水潭至原河道)坡面之穩定性其安全係數為 4.53，由此可知邊坡並無發生大規模滑動破壞之可能性。為了解與複核分析成果之可靠性，另以 FLAC 程式與 FLAC/SLOPE 程式來分析天然壩體之穩定性。

第一水潭水位為 531 公尺以及第二水潭水位為 512 公尺時，天然壩體內孔隙水壓力有效主應力比(σ'_1/σ'_3)分佈圖如摘圖一，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。



摘圖一 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，摘圖二為民國 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。



摘圖二 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)潰壩水理演算及下游河道沖淤模擬

本項目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(短期潰壩)，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。而本研究案例草嶺潭堰塞湖，位於中上游河道上，河床坡度陡峻，河床質粒徑粗大。就水理而言為超臨界流與亞臨界流共存之複雜流況，就砂石之運移而言，其起動及輸運量之推估不易。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，及 GSTARS 2.1 模式可克服動床所帶來的挑戰。

1、短期潰壩問題

a、BREACH 模式

BREACH 模式主要係求得潰口隨時間之變化情形與潰壩流量，潰壩延時由模式計算決定。於草嶺堰塞湖係利用 88 年堰塞湖形成之地形，以及 100

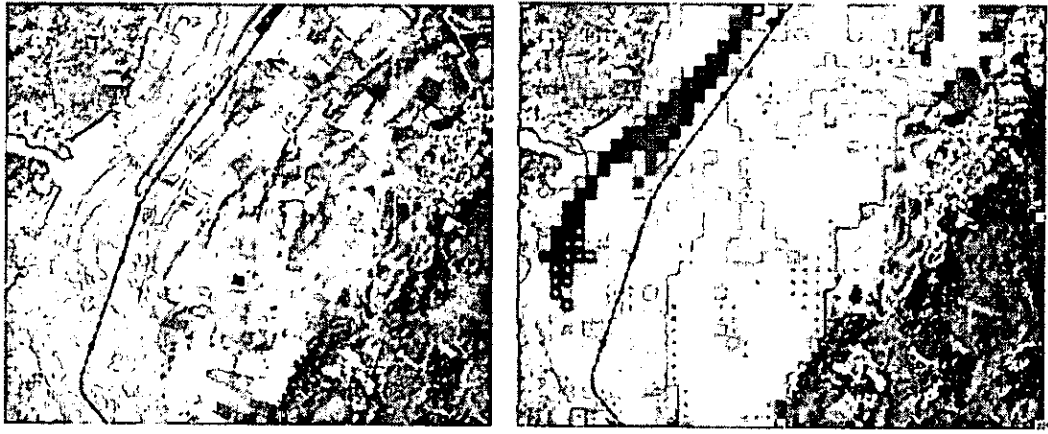
年頻率洪水、90 年之桃芝、納莉、93 年敏督利颱風洪，此外，亦利用 68 年之地形與茱迪颱風入流堰塞湖之情況下進行模擬，模擬結果以 90 年之桃芝、納莉為例，潰口出流之最大流量為 2,658cms、潰口之壩底高程為 524.5 m，與實測溢流口處下刷至 523m 結果相近。

b、FLDWAV 模式

FLDWAV 模式主要為求得潰壩洪水波到達時間與洪水位，於草嶺潭天然壩壩址至濁水溪匯流口全長約 30 公里，以 88 年初形成之地形資料之河道斷面，斷面間距為 300 公尺，並假設晴天潰壩、100 年、200 年頻率洪水、93 年敏督利颱風洪資料入流，潰壩延時分別為 0.5、1.0 及 3.0 小時之情況下發生潰壩進行模擬。結果以較大之 200 年頻率洪水入流、潰壩延時為 0.5 小時為例，最大流量由壩址處 13,748cms 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

根據民國 93 年之敏督利颱風洪，並假設發生潰壩之情況下進行模擬，其潰壩流量歷線由 BREACH 模式模擬求得，其模擬結果如摘圖三所示，為正射影像配合計算結果之展示，並無造成下游溢過堤防之情況。SOBEK 模式主要係求得潰壩波對下游堤內之淹水影響進行模擬。以 88 年初形成之地形資料之河道斷面，斷面間距為 300 公尺，並以 FLDWAV 模式所得之晴天潰壩、100 年、200 年頻率洪水、潰壩延時分別為 0.5、1.0 小時之潰口洪流量為邊界條件，以及針對 BREACH 模式於 68 年草嶺潰壩之潰口流量進行模擬，以及 93 年之敏督利颱風洪，假設發生潰壩之情況下進行模擬，結果以較大之 200 年頻率洪水及潰壩延時 0.5 小時為例，其模擬結果如摘圖三所示，為正射影像配合計算結果之展示，並造成下游溢過堤防之情況。



摘圖三 桶頭橋至龍門大橋間河段漫淹情況

2、河道短長期沖淤模擬

a、颱風模擬結果

GSTARS 2.1 模式主要係針對河道變遷之模擬結果，於草嶺堰塞湖之模擬主要針對 90 年之桃芝、納莉兩場颱風洪案例及 90 年桃芝、納莉、93 年敏督利、艾利颱風洪四場案例進行模擬，以及假設未來 10 年颱風資料可重現進行長期模擬。模擬結果以四場颱風洪為例進行說明，於壩區溢流口至 3.6km 渠段大部分為沖刷情況，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，最大淤積高程約 11.61 公尺，而於龍門大橋至鯉魚大橋渠段則沖淤均有，最大沖刷高程約 5.85 公尺、淤積最大高度約 2.95 公尺；南雲大橋上、下游亦有淤積現象，最大沖刷高程約 3.31 公尺、淤積最大高度約 1.87 公尺。

b、10 年長期河道沖淤之模擬

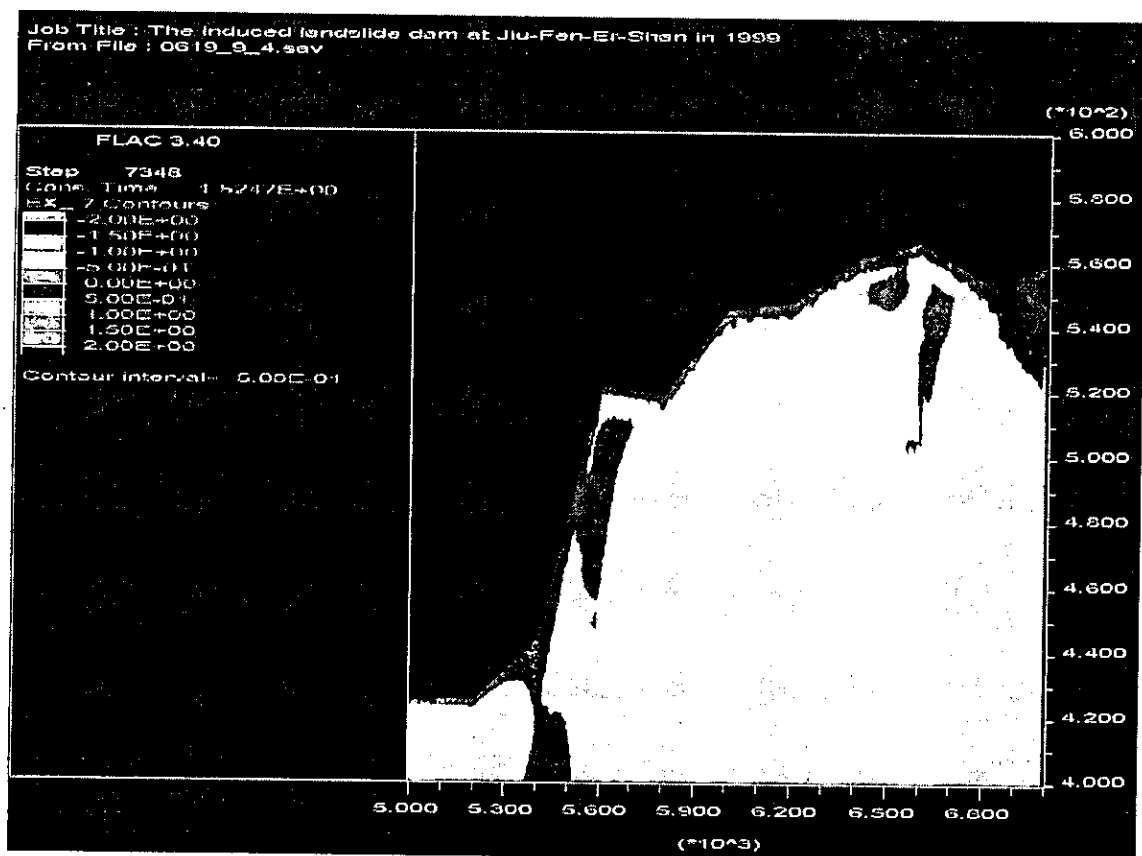
草嶺堰塞湖十年長期模擬結果於壩區溢流口至 3.6km 持續沖刷，河道部分從壩體下游端至瑞草橋有大幅度淤積現象，龍門大橋至鯉魚大橋間沖淤均有，呈現週期性；而於南雲大橋上游則呈現淤積現象，下游則為沖刷趨勢。

三、九份二山堰塞湖案例分析結果

(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。

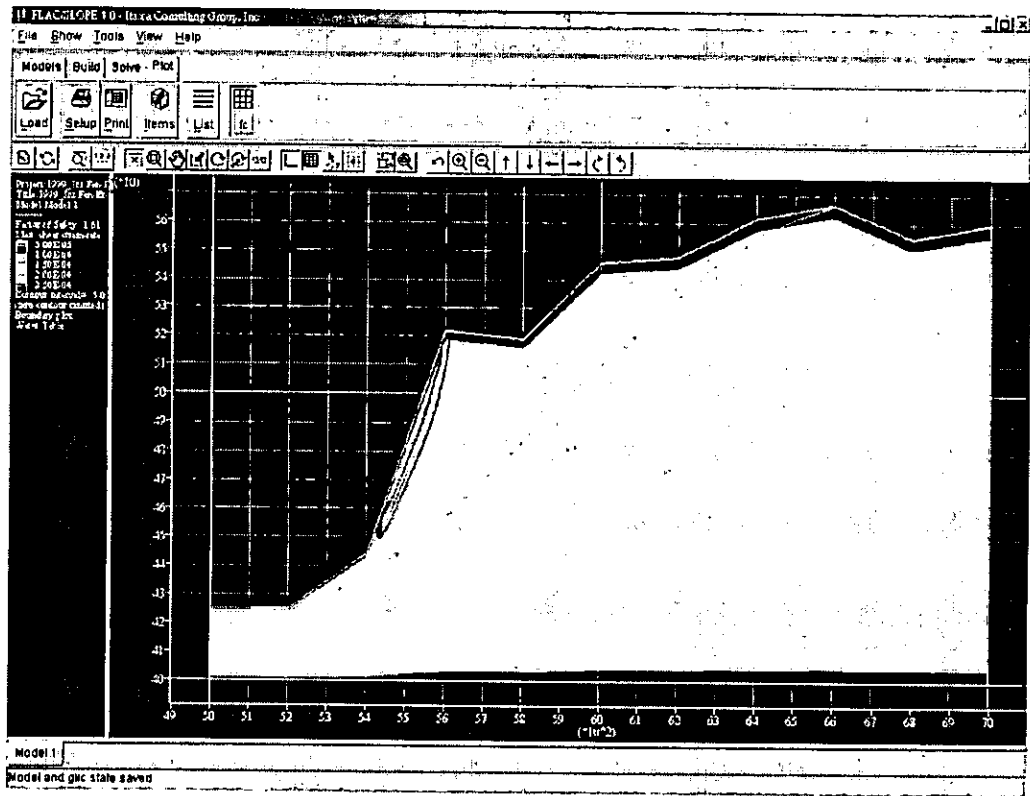
對於 FLAC 程式之分析結果，摘圖四顯示當水位為 567 公尺時之天然壩體內有效主應力比($\sigma'1/\sigma'3$)，可知其有效主應力比的範圍介於-2.0~2.0 間，相同地，當摩擦角 ϕ 為 30° ，土壤黏性強度 c 為 0.1 kg/cm^2 ，則本分析所得之應力比仍不致於達到破壞之主應力比，因此，可推測即使假設在保守的水位狀態下，民國 88 年九份二山堰塞湖形成後之天然壩體透過地工之 FLAC 軟體分析後應屬穩定而無潰決之虞。



摘圖四 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。摘圖五為民國 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。



摘圖五 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)潰壩水理演算及下游河道沖淤模擬

1、短期潰壩問題

a、BREACH 模式

於九份二山係利用 88 年所形成之地形，由於集水面積不大，故利用 25 年及 50 年頻率洪水入流堰塞湖之情況下進行模擬，模擬結果以 50 年頻率洪水入流為例，潰口出流之最大流量為 1,176cms、潰口之壩底高程為 550.8 m。

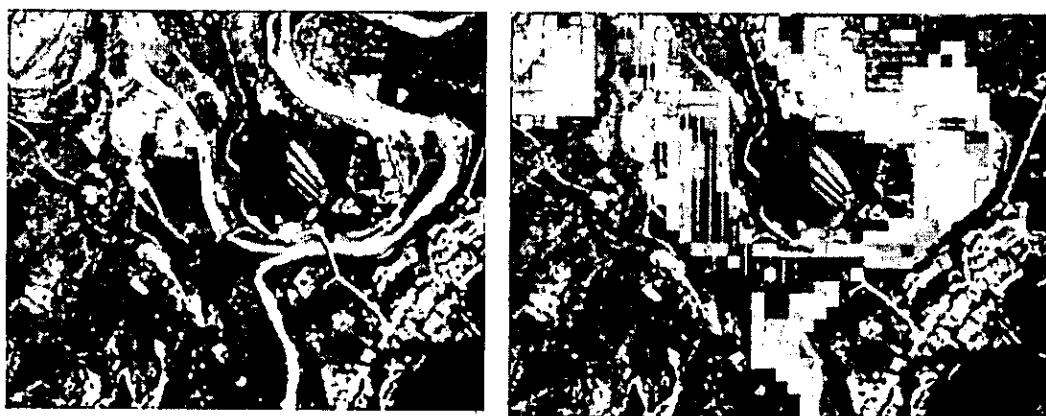
b、FLDWAV 模式

於九份二山堰塞湖部分，係從壩址往下游至北山坑溪至與南港溪匯

流，全長約 6 公里，以 25 年及 50 年頻率洪水入流堰塞湖、潰壩延時為 0.5 及 1.0 小時之情況下進行模擬。結果以較大 50 年頻率洪水入流潰壩延時為 0.5 小時為例，潰口出流之最大流量為 2,102cms、與南港溪匯流處之流量為 1,996 cms，洪峰消減程度為 5.0 %。

c、SOBEK 模式

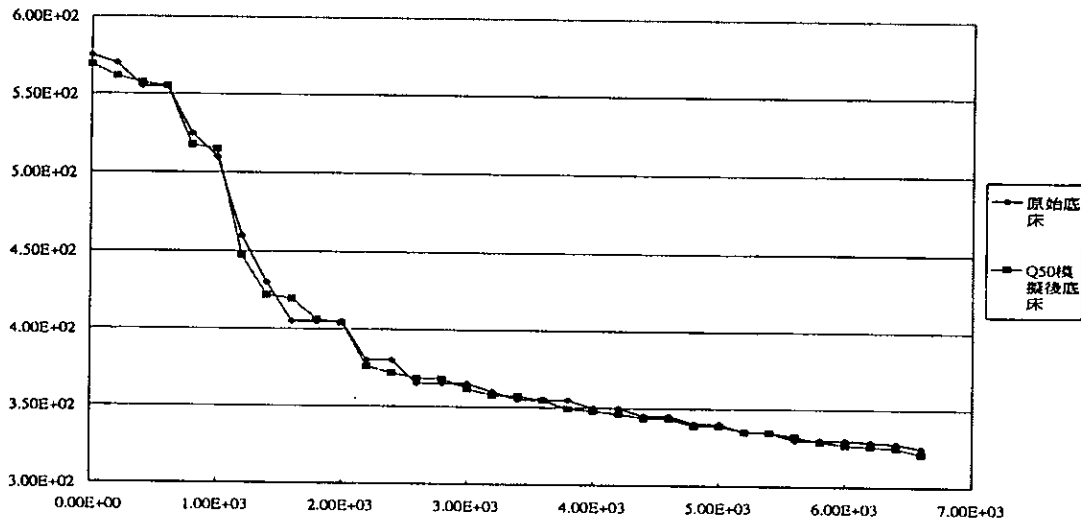
九份二山係利用 BREACH 潰壩模式之 50 年頻率洪水入流之情況下，其潰壩出流歷線為邊界條件，從九份二山潰壩至北山坑溪與南港溪交匯處，洪水到達時間約 50 分鐘，其中，洪水到達南港村（韭菜湖溪與北山坑溪交匯），時間約為 30 分鐘，如摘圖六所示。為正射影像配合計算結果之展示，模擬結果無直接對南港村直接造成影響。



摘圖六 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

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，結果如摘圖七所示，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。



摘圖七 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

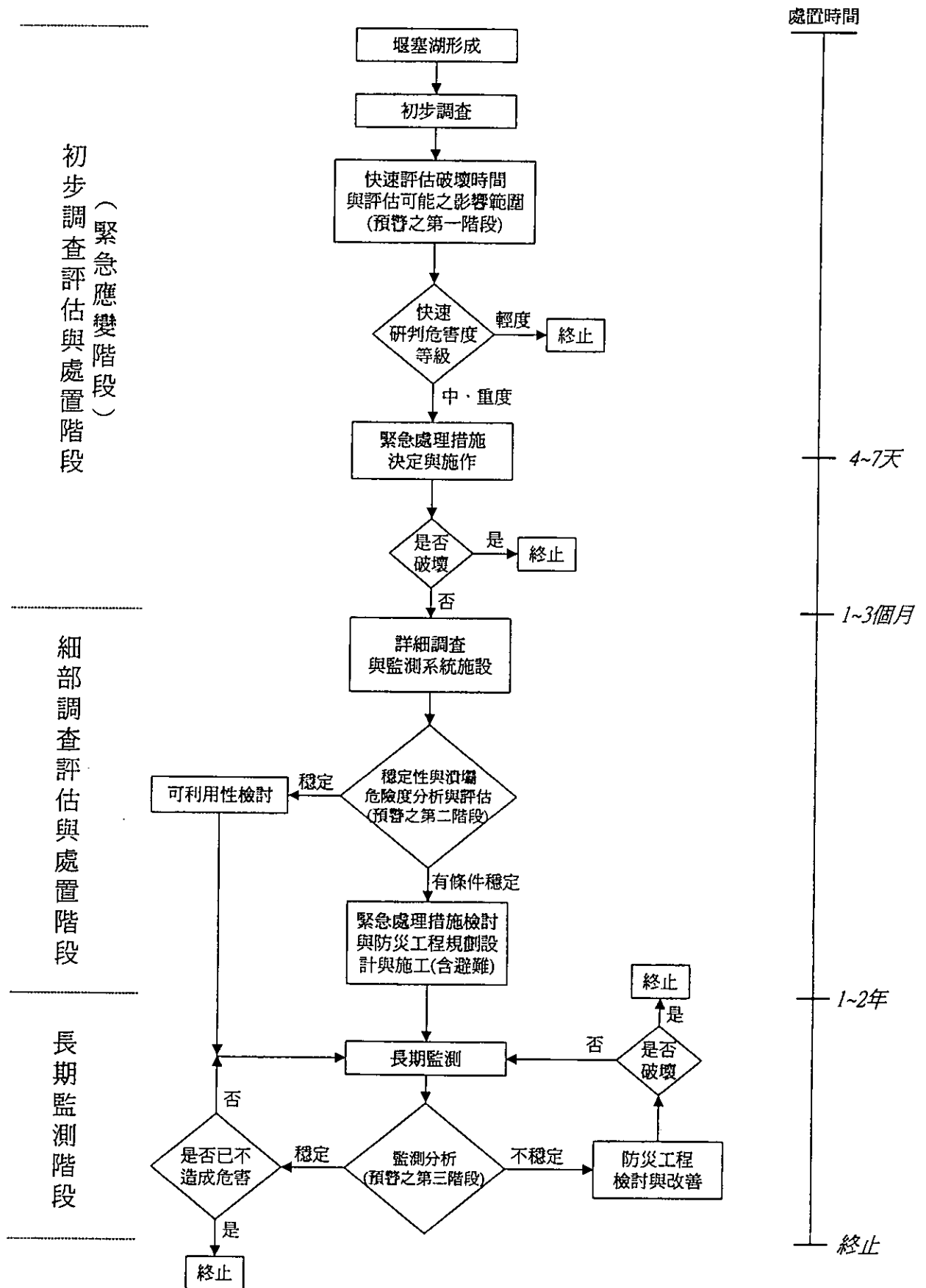
根據測試成果，在天然壩潰壩模擬方面，對下游河道之危險及危害潛勢分析，建議可直接利用 BREACH 模式模擬潰口處之洪水出流歷線，然後利用 SOBEK 模式進行潰壩波之河道演算及溢堤後之堤內地區淹水模擬。

四、處理及防治對策研擬

(一) 堰塞湖一般性處理及防治對策

由於堰塞湖一般存在時間較短、發生破壞影響範圍大，因此堰塞湖之工程處理對策於堰塞湖形成後常必須於非常短時間內完成決策，並進行施作。堰塞湖形成後之處置主要分為初步調查與處置階段(緊急應變階段)、細部調查與處置階段以及長期監測階段，各階段均有對應之處置內容。建議之處置流程如摘圖八。

綜覽以上所述及整個作業流程，大致上可區分為：(1)調查、(2)分析與評估、(3)監測、(4)工程處理、與(5)救災(應變)計畫等五個部份。以下之說明，將集中於(1)調查、(2)監測以及(3)工程處理三方面，

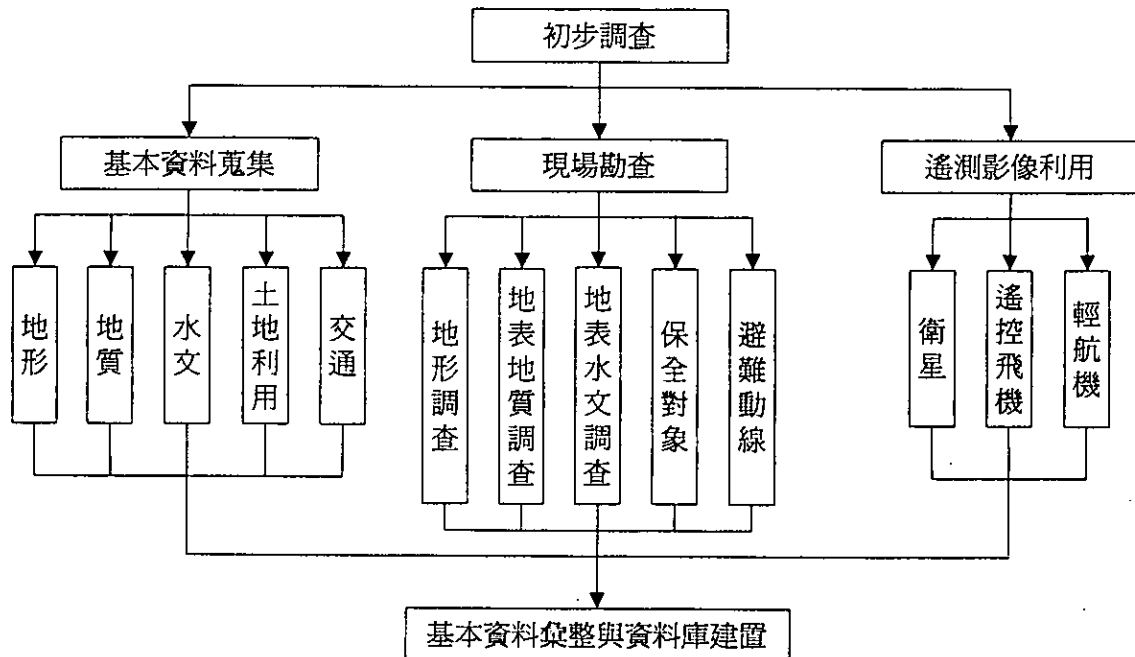


摘圖八 堰塞湖形成後建議作業順序流程圖

(二)堰塞湖調查

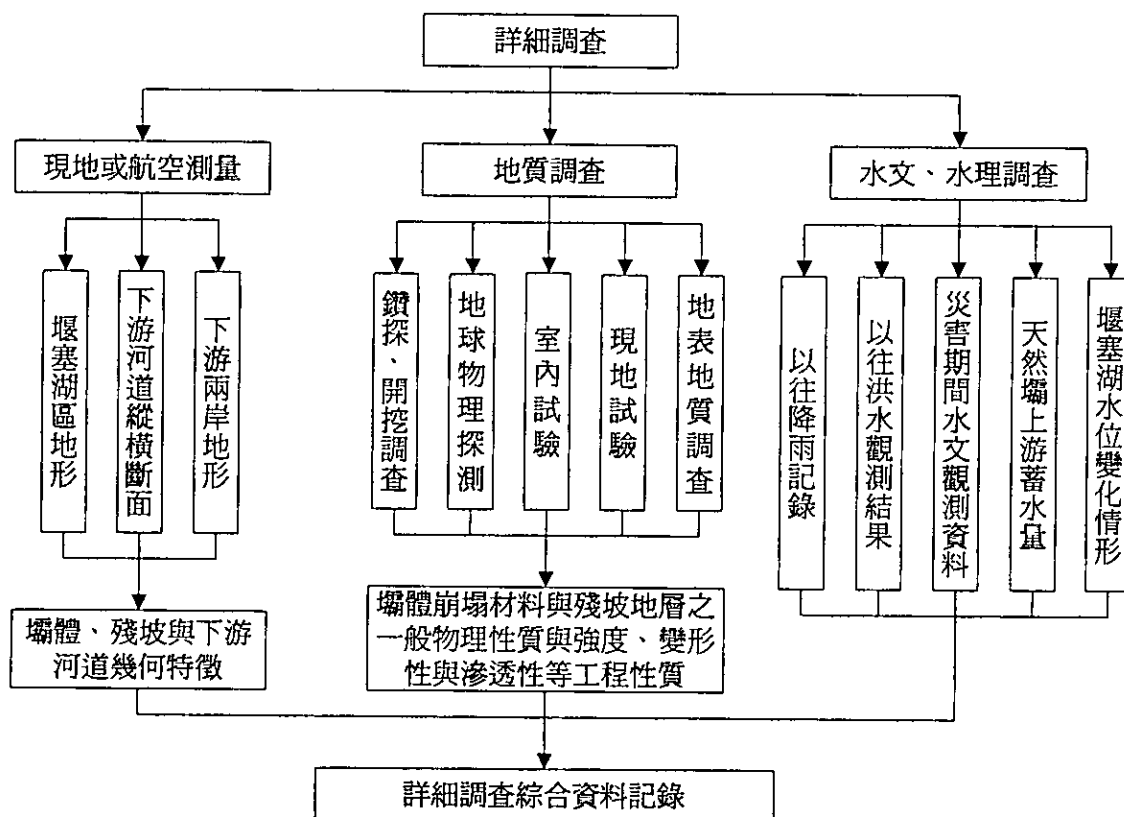
堰塞湖之調查工作在本研究中可分初步調查與詳細調查等不同階段。所謂初步調查係指堰塞湖災害現場之初步勘查與資料蒐集。在得知堰塞湖災害可能發生位置之情報後，即應立即展開基本資料蒐集與現場勘查之相關工作，並將蒐集與勘查所得資料加以彙整，以提供下一步分析時引用，其調查時間應在一週內完成。在經初步調查與評估分析後認為有需要更進一步了解壩體與殘坡之特性時，即進入詳細調查階段。所謂的詳細調查是以初步調查所蒐集之資料為基礎，利用較客觀準確的方式得到比初步調查更高精度且更廣泛的調查資料，同時藉由更完整之資料蒐集與大比例尺之地形測量等作為進一步分析之依據。

初步調查之內容詳摘圖九，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。



摘圖九 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，其包括內容詳摘圖十。

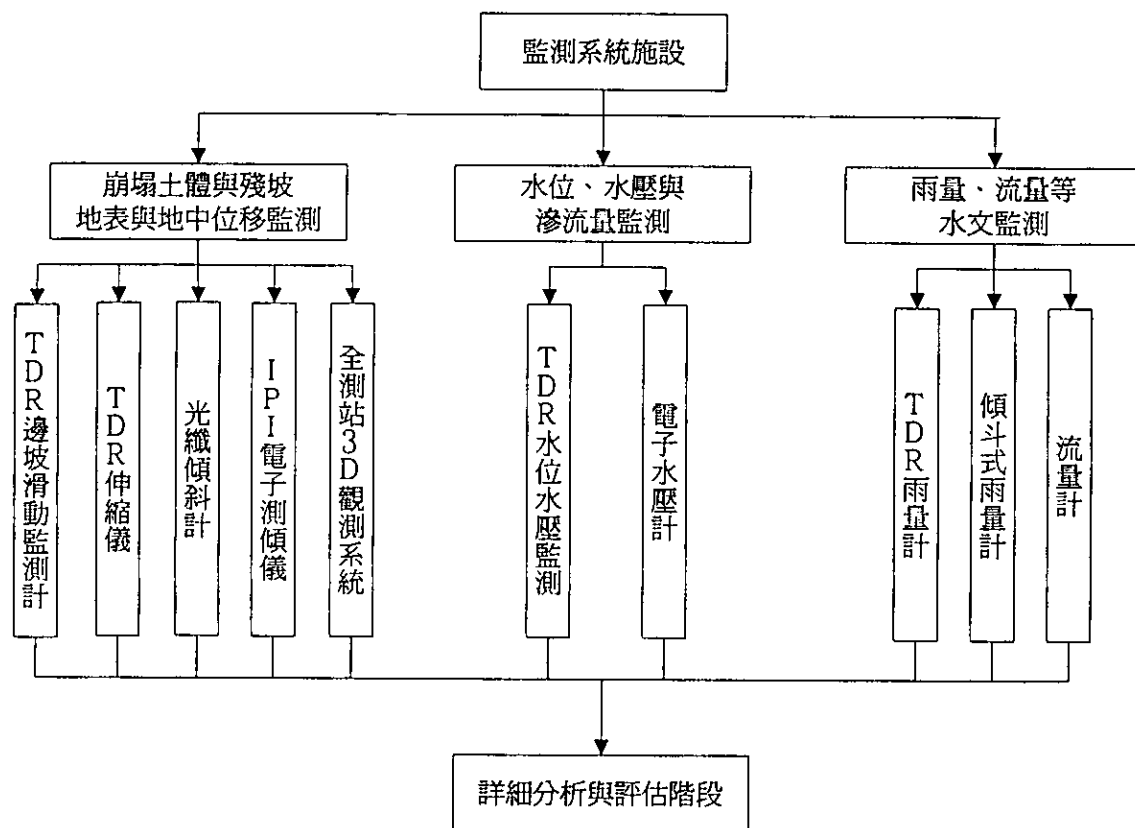


摘圖十 詳細調查作業流程圖

(三)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十一。



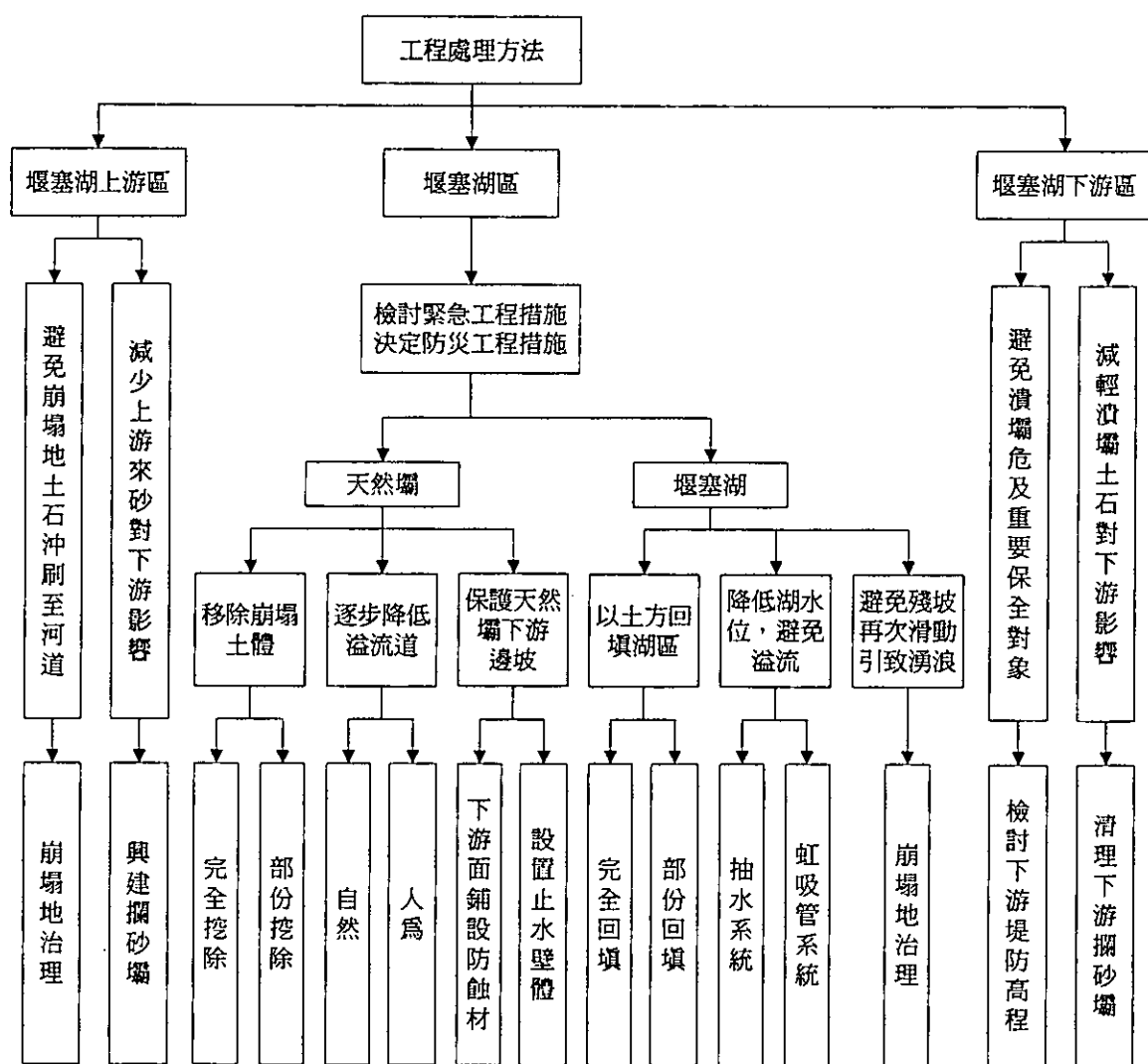
摘圖十一 監測儀器量測項目與種類

(四)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十二。



摘圖十二 工程處理方案決定流程圖

五、救災計畫綱要

(一)救災分區的劃分

利用淹水危險度及危害潛勢分析結果，即可據以劃分救災（應變）分區，如利用不同重現期降雨與潰壩延時下之洪峰到達時間以及不同之淹水範圍、深度等初步劃分受災河段所需之應變時間與影響範圍，並設定若有類似之降雨條件發生時，判定那些居民應疏散避難及有多少居民避難。而在災害發生後，若有居民或重要保全對象直接或間接受害時，亦可依先前劃設之應變分區為參考，劃設合宜之救災分區，從事後續之救災工作。

對於各應變分區之洪水到達範圍分級，可利用例如在晴天潰壩、100年重現期距與200年重現期距下最大淹水範圍與深度之比較(延時0.5小時)。對於各應變分區，在不同條件下之洪水到達範圍，皆可由GIS界面直接查詢得知。在求得各區應變時間及劃定各應變分區之洪水到達範圍分級後，就可判定哪些區域內之居民應該疏散避難。上述成果可搭配已建置之地理資訊資料庫之建物或土地利用圖層，針對可能發生之災情發佈預警，並套疊鄰近消防單位、醫院、學校等設施圖層與交通系統圖層，透過GIS系統來展示、查詢與分析，據以擬訂避難所位置、疏散路線等應變相關措施。

(二)救災體制的編定

因堰塞湖天然壩潰壩後常造成洪泛災害，因此災害類型歸類為水災。依「災害防救法」第三條第二款規定經濟部為水災中央災害防救業務主管機關，並由水利署負責該項水災災害防救各級相關行政機關及公共事業，執行各項水災災害預防、緊急應變措施及災後復原重建等工作。水利署依據「災害防救法」第十九條第二項規定，並參照「災害防救基本計畫」相關內容，訂定「水災災害防救業務計畫」並報奉中央災害防救會報於九十一年二月二十六日核定後實施。

雖然依據「災害防救法」第三條第二款規定經濟部為水災中央災害防救業務主管機關，並由水利署負責該項水災災害防救各級相關行政機關及公共事業，執行各項水災災害預防、緊急應變措施及災後復原重建等工作。然當堰塞湖於某處形成時，主管機關及一線單位不易釐清。建議堰塞湖形成後初步調查評估與處置階段相關工作建議仍由堰塞湖所在地所屬之中央

各單位現行管轄範圍內之權責單位(林務局、水保局、水利署及各對應行政系統之一線單位)負責進行，必要時再協調由水利署及其一線單位支援。在評估有需要對堰塞湖作進一步處置時即進入詳細調查評估與處置階段，而在經過詳細調查與處置後堰塞湖仍存在且可能帶來危害則進入長期監測階段。此二階段之工作因技術層面較高，故建議應均由水利署主導，並視狀況自行分析或委託學術機關或顧問公司協助進行，對於堰塞湖可能帶來的危害方能有效地防治。

(三)災前應急準備規劃

由目前文獻與相關研究資料，對於堰塞湖形成位置與時機預測有其困難之處。相對於洪災、旱災之災害其災害形成時間通常較長，有較充裕之預警期，堰塞湖之形成地點不易預知，僅能由歷史上常發生堰塞湖之位置(如草嶺潭堰塞湖)來推估未來可能發生位置；且臺灣地區目前較具規模之堰塞湖係由順向坡滑動所引致，形成時間短暫，雖由統計資料可知堰塞湖成因主要為地震或暴雨，惟確實之啟動門檻至今仍不明確。對於可能形成危害之堰塞湖，對照災害管理的四個週期，應變與重建工作更形重要。

堰塞湖災害特性與水災地震不同，因為堰塞湖形成前無法預知受災對象而不易做到減災與整備，而堰塞湖形成後則常因破壞時間短暫而亦使減災與整備之工作有其困難度。故堰塞湖一形成時，減災、整備與應變將同時展開，而且要在很短的時間內完成。要注意的是，堰塞湖形成並不必然等於災害已發生，因此，若堰塞湖形成後立刻潰決者(災害形成)要做的是應變與復建，而堰塞湖形成未立即潰決則要做的是減災、整備與應變。

(四)避災疏散規劃

1、疏散地點

疏散地點的選擇原則為與受災區域地緣接近，便於災民重整家園、交通便利便於運送救災物資、及人口分佈較多有足夠設施安置災民。以草嶺潭堰塞湖為例，受災區域在南投縣與嘉義縣境內，依據災害防救法南投縣與嘉義縣政府均應成立災害應變中心，執行各項災害應變措施。

2、疏散方式

疏散方式可分為疏散採用工具、經避難路線撤離受災區域再轉入疏散

地點可採用路線、為配合疏散行動實施當地居民之避難勸告或指示撤離，應採行的交通指揮與管制。

(1)疏散使用交通工具：可分為自用車輛、救難車輛及直昇機三種。乘坐自用車輛居民可自行循疏散路線進入疏散地點。沒有自用車輛居民則可乘坐災害應變中心徵用的車輛或向國軍申請支援之軍車前往疏散地點。災害應變中心得向國軍或空中警察隊申請支援直升機，搜尋受災區域內無法脫困之生還者，或由於區域阻隔無法自避難地點脫困者。

(2)疏散路線：災區居民可經由避難路線撤離受災區域，再經由選定的疏散路線前往疏散地點。自行駕駛車輛居民可直接前往疏散地點，其餘居民可在避難路線沿線等候救難車輛來載運。

(3)交通指揮與管制：為引導疏散車流順利疏散並防止不知情人員或外來民眾進入受災區域，災害應變中心應在適當地點實施交通指揮與管制。

3、安置計畫

於安置計畫災民收容所設立原則，以學校、社區活動中心等公共場所為佳。評估各公共場所收容災民容量，並分配各災區可能災民人數，若收容所容量不夠時，亦可將災民安置於軍營、警察局等單位，可搭設營帳集中安置妥為照應。依據災害防救法相關規定，直轄市、縣（市）及鄉（鎮、市）應實施災害應變措施項目如下：

1. 受災民眾臨時收容、社會救助及弱勢族群特殊保護措施。
2. 受災兒童、學生之應急照顧事項。
3. 警戒區域劃設、交通管制、秩序維持及犯罪防治。
4. 搜救、緊急醫療救護及運送。
5. 罹難者屍體及遺物之相驗及處理。
6. 民生物資及飲用水之供應與分配。
7. 水利、農業等災害防備搶修。
8. 危險建物之緊急鑑定。
9. 漂流物、沉沒品及其他救出物品之保管、處理。
10. 災害應變過程之完整紀錄。

(五)防災知識宣導、教育

對於防災知識宣導與教育而言，主要係宣導防災知識，讓人民了解堰塞湖之特性，對於不具危害之堰塞湖不再有恐懼心理，對於具危害潛勢之堰塞湖亦知配合政府之救災規劃，避免災情擴大。此外，對於災後之謠言，亦能自主地辨明與應對。

六、地理資訊系統建置

本年度本計畫之地理資訊系統方面，仍將採用 ERSI 之 ArcView 系統進行建置。除持續基礎圖資之蒐集、驗證、與增入資料庫中外，本年度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。

本年度工作完成者主要有三個部份，除了草嶺潭與九份二山相關圖層已建置完成外，其二為由 ArcView 建置圖層轉換為 Sobek 程式或 Flac 程式輸入時所需資料之程式已撰寫完成，其三為由 Sobek 程式分析後其結果經批次轉檔後由 ArcView 界面作展示之程式亦已撰寫完成，對爾後進行分析工作而言均能有效減少輸入參數與界面轉換之時間，使分析者更快完成所交付工作。

七、技術移轉與教育訓練

技術轉移與教育訓練分成兩部份說明，一為針對「堰塞湖防災作業手冊」內容，對於堰塞湖災害防救災相關一線單位予以說明與闡釋作業內容，讓相關單位都能了解在堰塞湖形成後作業順序之流程及相關應注意或評估之事項。另一為針對 GIS 介面使用與數值模擬等較具技術性之工作，對於實際有需要操作之主管單位人員進行示範與講解，以利堰塞湖發生後能迅速進行模擬分析，決定防救災區域與方針。

配合水利規劃試驗所之時程，有關水文、水理之教育訓練於 9 月 10 日舉行，並由本研究中心葉克家教授及博碩士班學生主講相關課程。有關 GIS 系統之教育訓練於 9 月 15 日上午舉行，由史天元教授與碩士班學生主講相

關課程。有關地工程式之教育訓練於9月15日下午舉行，由潘以文教授主講相關課程。有關堰塞湖防災作業手冊教育訓練於10月8日舉行，由水利署水源組陳俊宗副組長、廖志中教授、董家鈞助理教授、林志平副教授主講相關課程。

Abstract

I. Scope

Beginning with a study on the mechanism and classification of landslide dam, the aims of this project include the following: (1) to investigate the stability of landslide dam, (2) to evaluate the possible resulted impacts of the collapsed landslide dam to the downstream, (3) to propose the strategy and plans for the prevention and reduction of the hazard caused by the failure of landslide dam, and (4) to establish a general rescue plan in case that collapsed landslide dam occur in the future, and (5) to prepare a standard of operation for the plans of prevention and rescue work.

II. Case Study of the Tsaoling landslide dam

A case study was carried out to investigate the stability of the landslide dam and the potential resulted impacts to its downstream for the case of the Tsaoling landslide dam.

Numerical stability analyses using computer codes PCSTABL and FLAC were carried out to assess the stability of landslide dams. Simulated results revealed that the failure of the landslide dam was unlikely. Short-term dam-break simulations were carried out by using various computer codes including BREACH, FLDWAV, and SOBEK. GSTARS 2.1 model was used for the short and 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.

III. Case Study of the Jo-Feng-Ere-Shan landslide dam

A case study was also carried out to investigate the stability of the landslide dam and the potential resulted impacts to its downstream for the case of the Jo-Feng-Ere-Shan landslide dam. Similar computation compute codes were adopted for this case study. Simulated results revealed that the factor of safety of the landslide dam was acceptable. Downstream flood simulation was achieved by obtaining the outflow at the dam breach by BREACH first, then followed by the SOBEK simulation.

IV. Management and Prevention/Remedy Strategies

Possible approaches for the management and the strategies of prevention and remedy of the occurrence of a landslide dam were discussed and proposed. Appropriate contents and procedures of the relevant works were recommended including (1) general principles for the management and prevention/remedy strategies, (2) necessary site investigation of landslide dam, (3) in-situ instrumentation, warning system, and monitoring system, and (4) engineering measures.

V. Outlines of Rescue Plan

The outlines for the rescue plan once a landslide dam failure take place were discussed and proposed. Appropriate contents and procedures of the relevant works were recommended including (1) zoning of rescue work, (2) specification of rescue system, (3) preparation and planning before rescue, (4) evacuation planning, and (5) education for hazard prevention.

VI. Geographic Information System

The geographic information systems (GIS) for the landslide dams of the Tsaoling landslide dam and the Jo-Feng-Ere-Shan landslide dam were

established.

VII. Technical Transfer and Education

Technical transfer and staff education to the Water Resource Agency were carried out through a series of seminars.

結論與建議

一、結論

- (一) 本研究有關草嶺潭與九份二山堰塞湖天然壩壩體邊坡穩定性經以 FLAC 程式搭配 STABL 與 FLAC/SLOPE 等程式分析結果均屬穩定。然根據堰塞湖形成後歷年的資料分析，發現下游有明顯的沖刷現象，不過以長期而言，崩塌區的堰塞湖變成自然河道後，仍有可能發生土石流之災害，因此，未來仍須施作有關土石流防災、避災的工程處理措施，且仍須持續的加以監控。
- (二) 經利用民國 88 年清水溪之實測地形資料，並增加草嶺堰塞湖下游河道粒徑之組數及 921 地震後之輸砂公式重新進行 GSTARS 2.1 模式之動床模擬分析。於短期颱風模擬結果，90 年之桃芝、納莉颱風過後壩體溢流口至下游 3.9 公里間之最大深度沖刷約為 54.5 公尺，與實際狀況比較稍有低估現象；於溢流口下游 3.9 至 6 公里段有淤積現象，最大淤積高度約 8.8 公尺，於中游段（桶頭橋至鯉魚大橋間）則為沖刷現象，最大沖刷深度約 4.6 公尺；南雲大橋至與濁水溪匯流口段則為沖淤交替現象。堰塞湖未來十年長期模擬結果，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。
- (三) 由於九份二山堰塞湖之相關資料有限，水理及輸砂模式均採用 25 年及 50 年重現期距洪水為入流條件進行模擬，模擬河段係從九份二山壩體至北山坑溪匯入南港溪處，總長約 5.8 公里。其 GSTARS 2.1 模擬結果，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。
- (四) 堰塞湖形成後初步調查評估與處置階段相關工作建議仍由堰塞湖所在地所屬之中央各單位現行管轄範圍內之權責單位(林務局、水保局、水利署及各對應行政系統之一線單位)負責進行，必要時再

協調由水利署及其一線單位支援。詳細調查評估與處置階段以及長期監測階段因技術層面較高，建議應均由水利署主導，並視狀況自行分析或委託學術機關或顧問公司協助進行，對於堰塞湖可能帶來的危害方能有效地防治。

- (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，傳統之折射震測空間解析度較差，且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。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) 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沖刷情形。驟然滑動潰決及漸進式破壞機制，應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。未來若遇到須緊急監測處理時，建議宜考慮較簡單且經濟之方式，例如：地表位移計、地表傾斜計、TDR 地滑偵測纜線等。RF 無線電波之通訊方式常會因執照問題而拖延監測之時效，建議可考慮 GSM 行動電話通訊方式。
- (七) 過去堰塞湖之地質調查規劃之順序、試驗方法及分析上仍有改進的空間，此外地質調查與監測系統必須協調整合。現地探勘後，若短期內有不穩定跡象，於地質調查過程中可先行佈設適當的預警系統。待詳細的地質調查工作完成後，再針對可能產生之問題，規劃所需要之監測系統，如此，才能使得監測系統發揮功效。

- (八) 利用淹水危險度及危害潛勢分析結果，即可據以劃分救災（應變）分區，亦即堰塞湖形成後，立即模擬不同重現期降雨之洪峰到達時間及淹水範圍、深度等，以供後續防救災工作決策之參考。
- (九) 本年度計畫已建置完成草嶺潭與九份二山相關圖層，且已完成由 ArcView 建置圖層轉換為 Sobek 程式或 Flac 程式，及由 Sobek 程式分析後其結果經批次轉檔後由 ArcView 界面作展示之程式，對爾後進行分析工作而言均能有效減少輸入參數與界面轉換之時間，使分析者更快完成所交付工作。

二、建議

- (一) 921 地震後草嶺堰塞湖形成後，大量砂石堆積在河道上，經由其後颱風之沖蝕，河道斷面及床質粒徑造成影響，有關單位應適時進行河道斷面量測與床質粒徑分析，以供河道長期變遷模擬及河道治理對策研提所需之基本資料。
- (二) 堰塞湖存在之時間與天然壩之幾何形狀、堆積土體特性、河道與集水區之地文及水文特性有關，除此之外，上游坍方來砂亦對堰塞湖存在時間之長短有關，為評估堰塞湖之長期可利用性，必須嚴謹地對上游崩塌地土砂生產量進行合理地推估，以作為堰塞湖長期利用方案之重要參考。
- (三) 主要溪流堰塞湖形成潛勢分析對於防減災工作之推動相當重要，因此，有必要詳細探討堰塞湖形成之地質、水文以及地形門檻條件，建立足夠精度之地質、水文以及地形基本資料，並進一步建立重要河川之堰塞湖形成潛勢區，以利防減災工作之推動。

第壹章 緒論

一、前言

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

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

經濟部水利署水利規劃試驗所鑒於國內以往對於堰塞湖之成因、預測、及堰塞湖形成後之監測、預警及處理尚無有系統之研究，自九十一年至九十三年研擬委辦“堰塞湖引致災害防治對策之研究”計畫，其中第一年度計畫已依採購法經由公開評審，由國立交通大學防災工程研究中心(以下簡稱本中心)執行此研究案，而第二、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。本期末成果報告書即針對第三年度計畫相關內容所提出，主要針對第二年研究所發展之天然壩潰決模式進行案例分析與地理資訊圖資建置與整合，並研擬處理防治對策與救災計畫綱要，以及編製堰塞湖防災作業手冊

本報告書於第貳章介紹草嶺潭與九份二山堰塞湖案例分析結果。第參章介紹處理及防治對策研擬，包括堰塞湖調查、監測與工程處理等。第肆章說明救災計畫綱要，包括救災分區的劃分、救災體制編定、

災害影響區基本資料調查分析、災前應急準備規劃、避災疏散規劃及防災知識宣導、教育等。第五章說明地理資訊系統整合介面開發與案例庫建置。

二、委託工作內容與範圍與成果摘要

(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)第一年研究成果摘要

1、全球堰塞湖之歷史紀錄案例蒐集與整理

堰塞湖在許多區域造成顯著的災害，在 20 世紀，堰塞湖的規模已經大於世界上最大的人造壩，這些堰塞湖由不同的地形與

地質環境所造成，其產生原因由陡峭狹窄山谷的岩石崩落到平坦河流低地的敏感黏土滑落，阻斷溪流因而造成上游集水區的淹沒。第一年研究計畫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。

2、堰塞湖之成因與分類

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

(1)誘因

堰塞湖之其發生誘因包括降雨、地震、火山爆發、降雪、河道沖刷、冰河崩解等；根據本研究進行之誘因統計結果(429 個案例)，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 1.1。

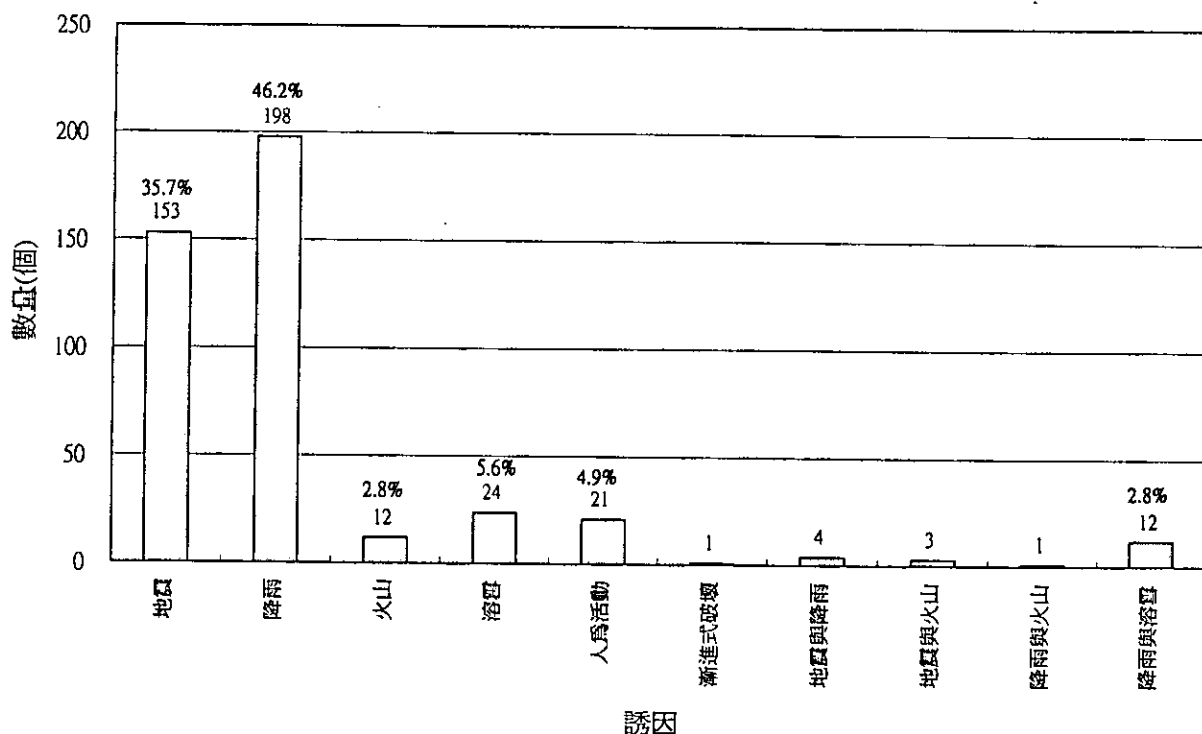


圖 1.1 堰塞湖形成誘因分佈長條圖

(2) 自然條件

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

(3) 天然壩之組成材料

本研究將天然壩分成以下四類：(一)泥流形成之天然壩：天然壩透水性差且強度低，組成較均質；(二)岩塊墜落形成之

天然壩：天然壩透水性高且強度高，其組成視地質條件而定，硬岩地區不均質，軟岩地質可能較均質。一般而言規模較小；
 (三)大規模地滑形成之天然壩：天然壩透水性與強度受原滑動地層特性影響，且組成異質性高；
 (四)大規模土石流形成之天然壩：天然壩透水性與強度視土石流發生處地文及水文條件而定，且組成異質性高。

(4)天然壩幾何形狀

本研究以堰塞湖案例統計之方式依其分佈形狀與區間進行以下分類：(1)壩長/壩高= $L/H < 3$ 者定義為高短壩， $3 < L/H < 10$ 定義為矮長壩， $L/H > 10$ 為河道型天然壩。(2)壩寬/壩高= $W/H < 2$ 者定義為窄壩， $2 < W/H < 10$ 定義為中窄壩， $W/H > 10$ 為寬壩。(3)壩長/壩寬= $L/W < 1$ 者定義為短壩， $1 < L/W < 5$ 定義為中長壩， $L/W > 5$ 為長壩。

(5)堰塞湖之規模

堰塞湖之規模可根據堰塞湖容量、壩高及壩體體積加以分級。堰塞湖之規模大小等級以「堰塞湖總容量」、「壩高」與「壩體體積」為判斷之依據，其大小等級劃分標準如表 1-1 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 1-1 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。

(6) 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。分類之依據主要係以本計畫第一年研究中所提出之堰塞湖規模分類基準再加上考慮保全對象之有無進行分類。三級包括輕度、中度與重度危害，劃分標準詳見表 1-2。

表 1-2 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： 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。

(7) 台灣記錄之堰塞湖大小等級分類成果

將台灣歷年來有記錄之堰塞湖容量、壩高與壩體體積資料加以整理，同時以表 1-1 之等級劃分標準研判其堰塞湖之大小等級如表 1-3。劃分結果顯示歷年之草嶺潭堰塞湖與九份二山澀子坑溪堰塞湖屬於大型堰塞湖，其他之堰塞湖則多屬於中、小型堰塞湖。

表 1-3 台灣形成堰塞湖之大小等級劃分結果

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)	大小等級
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	大型
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	大型
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	小型
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	大型
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		中型
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		大型
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		中型
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	中型
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	中型
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	中型
1999	大安溪支流雪山坑溪, 達觀村雪山花園農場處。	雪山坑溪	地震		15	0.16	中型
1999	大甲溪支流, 位於東勢鎮興隆橋下游 50m。	沙澗河	地震				
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				
1999	清水溪支流生毛樹溪	生毛樹溪	地震				
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	中型
2000	台北縣瑞芳鎮侯硎國小東方約 700 公尺, 侯硎大粗坑溪	侯硎大粗坑溪	豪雨		4		小型
2002	花蓮中橫公路秀富隧道口, 立霧溪	立霧溪	地震			0.005	小型
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	中型

註:部份堰塞湖說明與尺寸依據水利署、水保局以及陳樹群(1999)之資料。

3、堰塞湖形成

本研究建議採用之堰塞湖形成與存在性評估流程如圖 1.2 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，可與堰塞湖存在之門檻值進行比較，並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推估。

為說明上述流程，本研究將圖 1.2 簡化，並以 88 年草嶺地區與九份二山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 1.3。

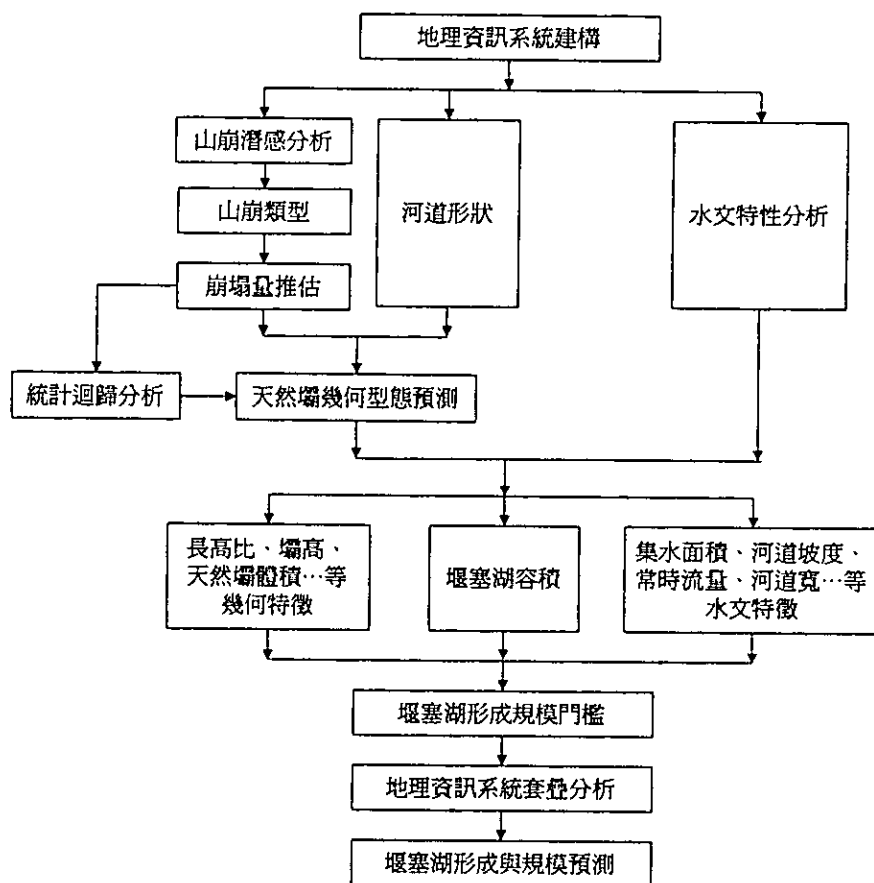


圖 1.2 堰塞湖形成位置建議評估流程圖

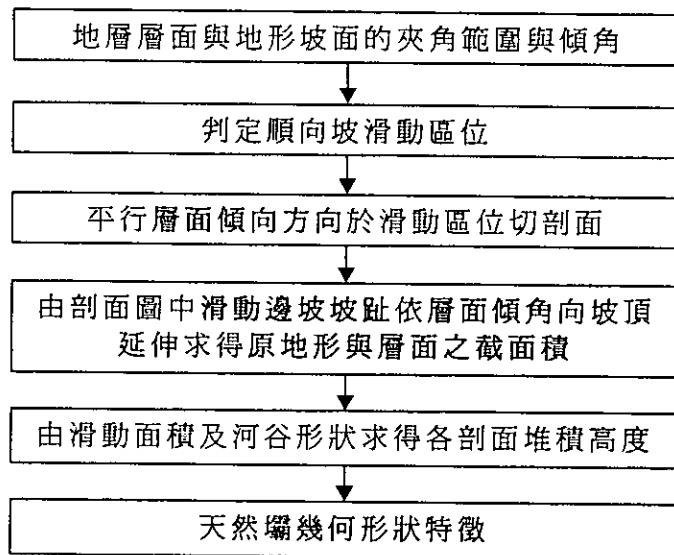


圖 1.3 崩塌型態屬順向坡滑動之天然壩幾何形狀之推估方法

另根據與我國地形、地質條件相近之鄰近國家(中國大陸、日本及本國案例等)統計分析而得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。

4、堰塞湖預警設施研討

(1)堰塞湖存在時間分析

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

(2)堰塞湖破壞機制

影響堰塞湖天然壩體破壞方式的因子計有壩頂溢流沖蝕、滑動潰決與漸近破壞等三種方式，而以壩頂溢流沖蝕破壞之方式佔絕大多數。本研究分析湖容量/逕流量與堰塞湖壽命之相關性，並發現湖容量/逕流量增加，堰塞湖壽命亦隨之增加。能存活超過溢頂時間之堰塞湖，其長高比均超過 3，因此未來堰塞湖預測，除分析天然壩溢頂時間外，長高比 3 為堰塞湖存

在與否重要門檻，分離溢頂效應之後，天然壩存在時間隨天然壩長高比成正相關。

(3) 堰塞湖壽命預測

在本研究中堰塞湖壽命預測分下列三種方式說明：

a、由天然壩壩體體積推估天然壩壽命

根據圖 1.4，堰塞湖壩體與天然壩之破壞成正相關。本研究推求案例分佈區間之上邊界方程式與下邊界方程式，並內差求得平均之破壞時間與壩體體積之關聯性。無論在預測階段推求而得之壩體體積或實際堰塞湖災害發生時所概估之壩體體積，均可由圖 1.4 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。

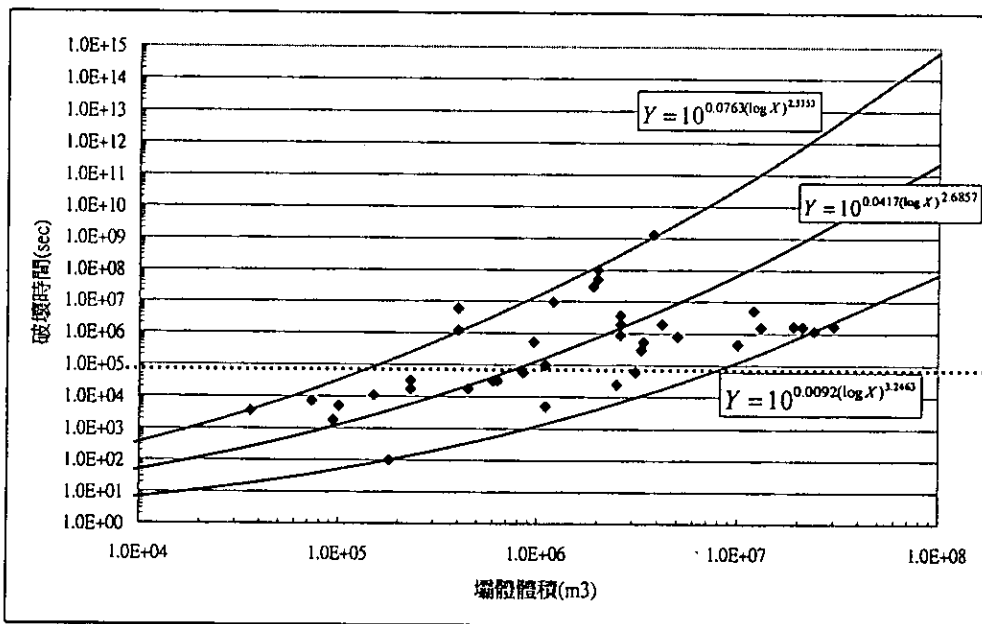


圖 1.4 堰塞湖容積與壽命關係圖

b、由溢頂時間推估因溢流造成壩體破壞之天然壩壽命
影響堰塞湖天然壩體破壞方式的因子計有壩頂溢流沖蝕、滑動潰決與漸近破壞等三種方式，而以壩頂溢流沖蝕破壞之方式佔絕大多數。故在排除壩體不穩定破壞以及直接沖刷破壞後，較重要之破壞機制為溢頂破壞。為驗證溢

頂時間與堰塞湖壽命之相關性，本研究嘗試分析湖容量/逕流量與堰塞湖壽命之相關性，並由案例分佈情形概略可知溢頂時間越長，而壩之壽命越久。此一結果說明了溢頂時間與破壞時間有相當之關聯性。

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

上游河道入流量，原則上利用可能形成堰塞湖地區鄰近相同溪流水文站之流量記錄經由面積比方式估算之。堰塞湖堰址之入流量等於堰塞湖堰址附近水文站流量乘以發生堰塞湖堰址上游之集水面積與該水文站上流之集水面積

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

溪流無水文站可提供流量資料，則入流逕流量估計(依據水土保持技術規範第 25 條)，將以雨量強度、集水面積、

及逕流係數代入合理化公式推求之 ($Q = \frac{1}{360} \times C \times I \times A$ ，C = 逕流係數；未崩塌區位取 0.75，崩塌區位取 0.95，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 $q = k(H_1^2 - H_2^2)/2D$ ，H1 為上游面水位，H2 為下游面水位，D 為壩寬，k 為滲透係數)。若天然壩入流量相較於因滲透而流出之水量為低時，堰塞湖亦不致有太大之危害。k 值可採用日本建設省(1992)之建議值取 $10^{-2} \sim 10^{-3}$ cm/s 作為概估值。(註:草嶺潭堰塞湖現場透水試驗之平均滲透係數為 1×10^{-3} cm/s)

另一推測溢頂時間之方式可由實際觀測水位的上升過

程，外插判定溢頂時間。然此一方式僅適用於實際堰塞湖災害發生後且有水位監測時方可行。

c、分離溢頂效應後由天然壩長高比推估天然壩壽命

本研究曾嘗試迴歸堰塞湖壽命與天然壩幾何形狀間之相關性，結果相當離散而無明顯之相關性，因『堰塞湖容量/平均流量』為衡量溢頂時間之重要因子，為分離溢頂對天然壩壽命之影響性，本研究統計天然壩之幾何形狀與破壞時間之相關性時，將『天然壩壽命』對『堰塞湖容量/平均流量』正規化，同時與天然壩長高比繪圖，其結果如圖 1.5。

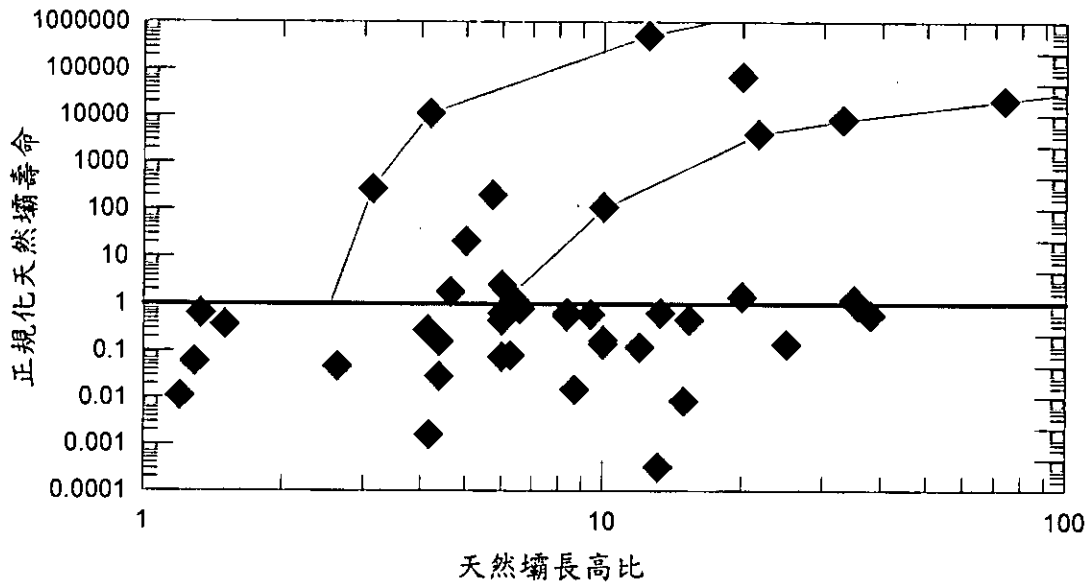


圖 1.5 長高比與(壽命 vs 容量/平均流量)正規化關係圖

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

(a)能存活超過溢頂時間之堰塞湖，其長高比均超過 3，因此

未來堰塞湖預測，除分析天然壩溢頂時間外，長高比 3 設為堰塞湖存在與否之重要門檻。

(b)分離溢頂效應之後，天然壩存在時間隨天然壩長高比成正相關，惟案例並非十分充足，因此本研究暫不提出迴歸式，然而案例分布區間仍可作為堰塞湖破壞預測時間之參考。

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

上述三種預測堰塞湖壽命的方法均可作為快速評估堰塞湖破壞時間之方式，然其中第 1 與第 3 種方法係依據本研究蒐集而得之案例資料分析而得之結果，因案例數量尚未十分充足，在使用上以保守考量為佳。

(4)堰塞湖形成後預警分期與第一階段預警設施研討

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

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

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

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

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

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

當堰塞湖災害如預測中形成時，應將該現勘與初步調查分析結果藉由大哥大、傳真機、無線電、網際網路等向鄉鎮市的災害對策總部或防災負責機關報告，並依事先建置之警報系統，迅速撤離上游危險區範圍內居民，同時應快速研判堰塞湖潰決時間，依事先建置之警報系統，適時且迅速撤離下游危險區範圍內居民。

5、現有堰塞湖既有處理方式研討與建議

(1) 監測、監視系統

- a、監測系統之建置種類與數量須針對破壞模式與所欲處理之工程問題作不同的考量，一般而言，與土體穩定問題相關之參數主要為位移與水位/水壓量測。沖刷潰決之機制雖可由地表位移或 3D 位移觀測點觀測監測點是否遭到沖刷，但無法提供連續監測，由於沖刷發生於地表，因此可以監視系統有效監測，另外適當的時域反射感測桿(TDR 感測桿)亦可監測沖刷情形。
- b、驟然滑動潰決及漸進式破壞機制，建議同時監測滲流線及土體位移，位移之監測方法包括地表或孔內位移計、手動或自動測傾儀、同軸電纜或光纖 TDR 監測、及全測站 3D 位移觀測系統。可視監測目的及經費選擇搭配使用。最經濟的方式為搭配孔內位移及孔內同軸電纜或光纖 TDR 監測，最昂貴的方式為全測站 3D 位移觀測系統及自動測傾儀。
- c、地質調查與監測系統必須協調整合，現地探勘後，若短期內有不穩定跡象，於地質調查過程中可先行佈設適當的預警系統，例如地表或孔內位移計。待詳細的地質調查工作完成後，再針對可能產生之問題（或破壞機制），規劃所需要之監測系統，如此，才能使得監測系統發揮功效。
- d、對於草嶺潭與九份二山而言，滑動面上方均存有不穩定之土壩及岩塊，若遇長期降雨或颱風豪雨時，勢必會造成邊坡再發生滑動崩落。有人建議處理之方式為滑動面上方不穩定岩塊設置大量之自動化監測與警示裝置，並輔以長期觀測以期能提供預警之效果。惟本研究認為應考量不穩定岩塊崩落時之影響程度與範圍，在兼顧安全性與經濟性的前提下妥為考量設置監測系統之必要性。如草嶺殘坡山頭約 24 萬立方公尺因張力裂縫而有再崩塌之可能，但無法預知其崩落時間，若冒然設置大量之監測系統與長期觀測，

將造成資源不必要的浪費。如能少量及短期監測並妥為評估其影響性，劃設其影響之危險範圍，相信仍能將土方滑動時之災害降至最低。

- e、未來遇到急須監測處理時，其裝設定置型測傾儀之系統較複雜且昂貴，宜考慮較簡單且經濟之方式，例如：地表位移計、地表傾斜計、TDR 地滑偵測纜線等，並搭配安裝傾斜管於上述儀器發生移動時，進行傾斜量測。
- f、對於監測與預警系統間之聯繫設施而言，建議之事項如下：
 - ①若採用有線傳輸之方式如電信網路等，因其傳輸易受天候、山崩等因素影響，有訊號斷訊之疑慮，故建議以無線傳輸之方式取代有線傳輸資料。
 - ②可考量 GSM 行動電話通訊方式或無線電波(RF)之通訊方式傳輸，惟後者可能易受限於執照問題而影響建置時效。
 - ③無線傳輸器可考量加強其輸出功率以避免干擾，同時使用大電流太陽能電力供應系統以充分供電及儲存電力。

(2)預警系統

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

(3)工程處理設施

- a、在有堰塞湖災害發生時，處理的目標應以最少的工程手段使原河道恢復自然的沖淤平衡狀態。在作好防減災之工作後，應待原河川系統較穩定後，再施行必要之工程設施，

如攔砂壩、疏導工法等。

- b、草嶺堰塞湖本身及其下游至清水溪與生毛樹溪匯流口之溢流水道，經民國 89 年及 90 年颱風而重新造床，前者發生嚴重淤積，後者則全面刷降，且有繼續刷降之趨勢。根據民國 91 年「草嶺堰塞湖長期水資源規劃」中報告所述，若不採取任何工程手段，預期未來崩坍土體上之清水溪河床將持續下降，最後可能回至崩坍前之河床縱剖面形狀。該報告認為可能因發兩種效應，一為大量土石將會向下游輸送，堆積在清水溪下游河道，另一為河床下切後，草嶺殘坡底部再次出露，而於未來再次滑坡而形成另一個堰塞湖，因此，該報告建議每隔一段距離佈置一道固床工。而固床工型式分為剛性與柔性兩種，前者適用於整體固床工之末端（即生毛樹溪匯流口附近），因該處崩積土層較薄，建議採扶壁式攔砂壩，其高度為 30 公尺，柔性固床工則興建於上游崩積土層較厚河床上，並藉以降低河床坡降。如同第 1 項，相關之工程設置應由長期監測之沖刷量，待其較為穩定後再施作。
- c、草嶺堰塞湖上游在經過桃芝颱風過後，於石鼓盤溪及阿里山溪發生大規模土石流災害。根據高橋堡教授建議：於全仔社橋上游興建囚砂措施，利用石鼓盤溪之河道囚困大量泥沙。因此亦建議於阿里山溪入匯流口上游興建囚砂設施。此兩處囚砂之規模，建議於工程規劃時以數值分析方式計算其囚砂量及使用年限；此外，亦建議利用河道疏浚方式，以達到興建囚砂設施之功能。同樣的，數值分析及河道疏浚應參考監測資料加以執行。
- d、流域上游集水區之崩坍及沖刷為下游河道砂石之來源，而河川本身隨上游砂源之多寡進行調整，朝所謂長期動態平衡之方向發展。因此，本研究認為草嶺崩積土體，在不採取工程手段防止之前提下，對其下游清水溪河道沖淤之影

響，宜有更進一步之評估，然後再據以採取因應對策。而研究重點之一為對湖山水庫相關工程之桶頭攔河堰淤積之影響分析。

- e、就九份二山而言，這些不穩定之土壤及岩塊，若遇長期降雨或颱風豪雨時，勢必會造成邊坡再發生滑移崩落；若能將上方有滑移崩落可能之土石岩塊加以移除，或留有適當的緩衝空間任其自然滑落，便能有效的減輕其所產生的威脅。

(4)資料調查方式建議

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

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

(5)穩定分析方式建議

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

6、堰塞湖處理地理資訊系統規劃

本研究關於堰塞湖災害防治地理資訊系統部份，系統環境架構在美國 ESRI 公司 Arcview 地理資訊系統平台，並發展以中文化介面，本計畫發展系統資料庫整合的能力特色包括涵蓋多元化形式資料，如向量圖層、CAD 格式、數值模式分析成果的納入、網格形態圖層、遙測影像與航照、屬性文數字資料、照片與視訊動畫檔等多元化資料的整合。座標系統亦整合於共同系統，包括

TWD67 經差二度橫麥卡脫投影系統、地震後重測 TWD97 系統與部份地籍資料的座標轉換整合。第一年工作乃著眼於基本資料蒐集、分析與資訊系統規劃，已完成建置基本資料庫與資訊系統主要介面功能。

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

(三) 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

(四) 第二年研究成果摘要

第二年主要研究災害評估模式庫系統建立及探討堰塞湖與河

川型態相互影響作用，而第三年則進行草嶺潭與九份二山之案例分析工作。本中心在第二年時即已利用草嶺潭堰塞湖進行相關分析工作，故本期中報告已將第二年成果納入第貳章草嶺潭與九份二山堰塞湖案例分析結果中作一完整說明。故以下僅針對本報告第貳章未提及處作說明。

1、天然壩潰決過程模擬

本研究以民國 68 年草嶺潭堰塞湖為模擬案例，相關尺寸與水位等數據依據草嶺山崩記。在檢核壩體邊坡穩定時，以 PCSTABL 程式建立分析剖面，發現壩體邊坡坡度甚為平緩(約 10%)，且分析結果並無發生邊坡滑動破壞之可能性。接著進行天然壩以溢頂沖刷破壞之模擬，分析對策為利用 FLAC 程式分析後所得之壩體應力與孔隙水壓力分佈，求出壩體有效應力趨近零之區塊，並假設溢頂後之水流將足以把壩體頂端與下游面有效應力趨近零區塊之土石淘刷帶走，而產生新的壩體幾何形狀。此形狀將成為下一次分析之初始剖面，如此反覆循環即可得到壩體因溢流沖刷而改變壩體形狀的演進過程。

在分析時，首先以同年 8 月 16 日下午 4 時首次觀測之水位為初始水位(509 公尺)；隨著萊迪颱風所帶來大量的豪雨，使水位上升至壩頂溢流之 526 公尺，藉以探討水位上升至壩頂溢流之變化前、後對天然壩體的影響。

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

生急速的沖刷。

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

2、上游來砂對堰塞湖存在年限影響

根據 89 年「草嶺崩坍之處理對策評估」報告指出，依據布倫 (Brune) 因砂曲線估算堰塞湖淤滿約需 24 年，如表 1-4 所示。根據地震前後於桶頭橋測站所得之懸浮載資料迴歸公式比較，地震後之懸浮載約高於地震前 6.7 倍。因此，堰塞湖之淤積年限之推估，如表 1-5 所示，為假設蓄水為維持在 540 公尺，且每年總輸砂量 1,480 萬立方公尺所得之結果，則草嶺堰塞湖約 3 年淤滿。

表 1-4 草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位：百萬立方公尺)

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

(資料來源：草嶺崩坍之處理對策評估)

表 1-5 草嶺堰塞湖淤積年限估算 (單位：百萬立方公尺)

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

根據 90 年草嶺堰塞湖測量成果，溢流口高程刷降至約 523 公尺，庫底平均高程約為 519 公尺，在 921 後二年期間內，堰塞

湖淤積約 1960 萬立方公尺即每年淤積 980 萬立方公尺，此一實測淤積量較表 1-5 之推估值為小，除了壩址處年輸砂量推估可能有誤差外，主要原因為溢流口之高程刷降約 17 公尺，因蓄水庫容大減，因砂率隨之減少，但該表並未反應此一事實。總而言之，對於堰塞湖形成後之推估，經過颱風所帶來之洪水推估上游來砂量，需考慮到上游集水區是否有大量崩塌情況，並配合含砂量測量，以期有較客觀之推估。

3、上游迴水淹沒對邊坡穩定之影響

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

台灣地區山坡地有些地層係屬於年輕岩層。此類岩盤膠結不良強度低，其上邊坡容易於豪雨或開挖後常產生各種形態之大小規模岩層滑動破壞。不少邊坡破壞之肇因乃根源於軟弱岩石之材料力學因素或材料軟化形成坡腳淘空而引致沿層面滑動。除了部分由於構造不穩定所產生之局部邊坡破壞(如順向滑動、楔形破壞、與翻落破壞)外，軟弱岩石邊坡破壞也可能牽涉到材料弱(軟)化、因應變軟化材料強度降低至殘餘強度、潛變效應及局部應力過度而衍生沿層面漸進破壞之機制。在順向坡所在，若坡腳受到侵蝕使岩層有出露，當岩層之強度泡水弱化，有可能造成大規模平面型(順向坡)滑動破壞。在斜交坡或逆向坡所在，雖較無出現構造型破壞之虞，然而一旦軟砂岩長期泡水弱化，強度若因弱化而逐漸下降，也有可能出現邊坡漸進式破壞以至於最後之滑動破壞。無論是哪一種型態的邊坡，均有必要針對岩層與界面間之摩擦強度在浸水弱化強度之降低趨勢與行為，瞭解時間因素對軟岩泡水軟化的影響，並宜評估邊坡受浸水之影響及邊坡潛在之破壞

問題與因應對策。

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

4、未來堰塞湖災害處理程序初步建議

本計畫第一年與第二年研究均有針對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進行整理與校核，同時配合時間因素檢討其處理程序與加強評估事項之說明與具體作為。而上述成果配合本年度處理防治對策研擬與救災計畫綱要編製之工作，已進一步完成堰塞湖防災作業手冊（草稿）。詳細內容請參見手冊。

(五)第三年(本年度)預計工作項目及內容

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。

三、工作目標

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 1.6 與圖 1.7 所示。

第一年

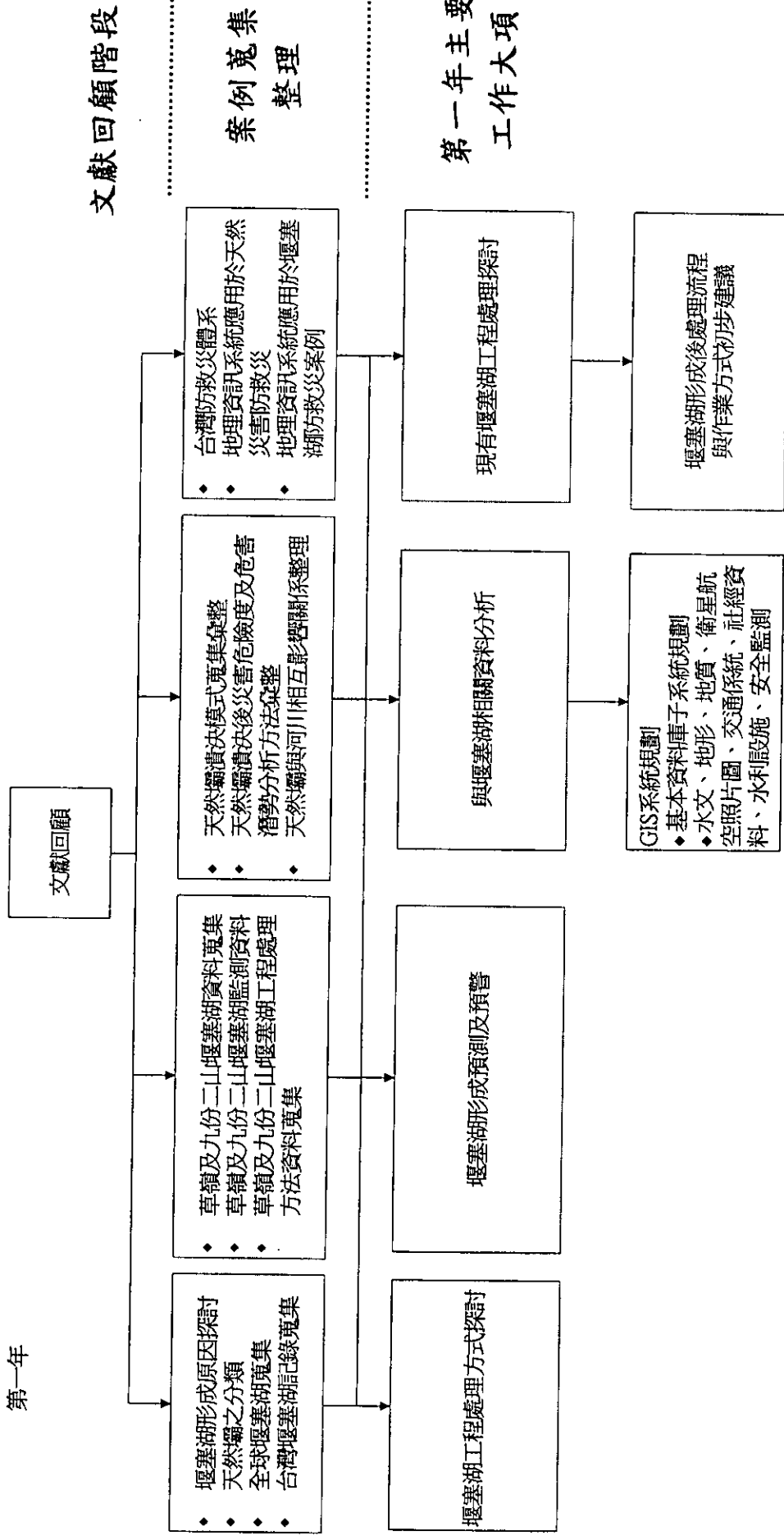


圖 1.6 本計畫整體工作執行構想圖(第一年)

第二年

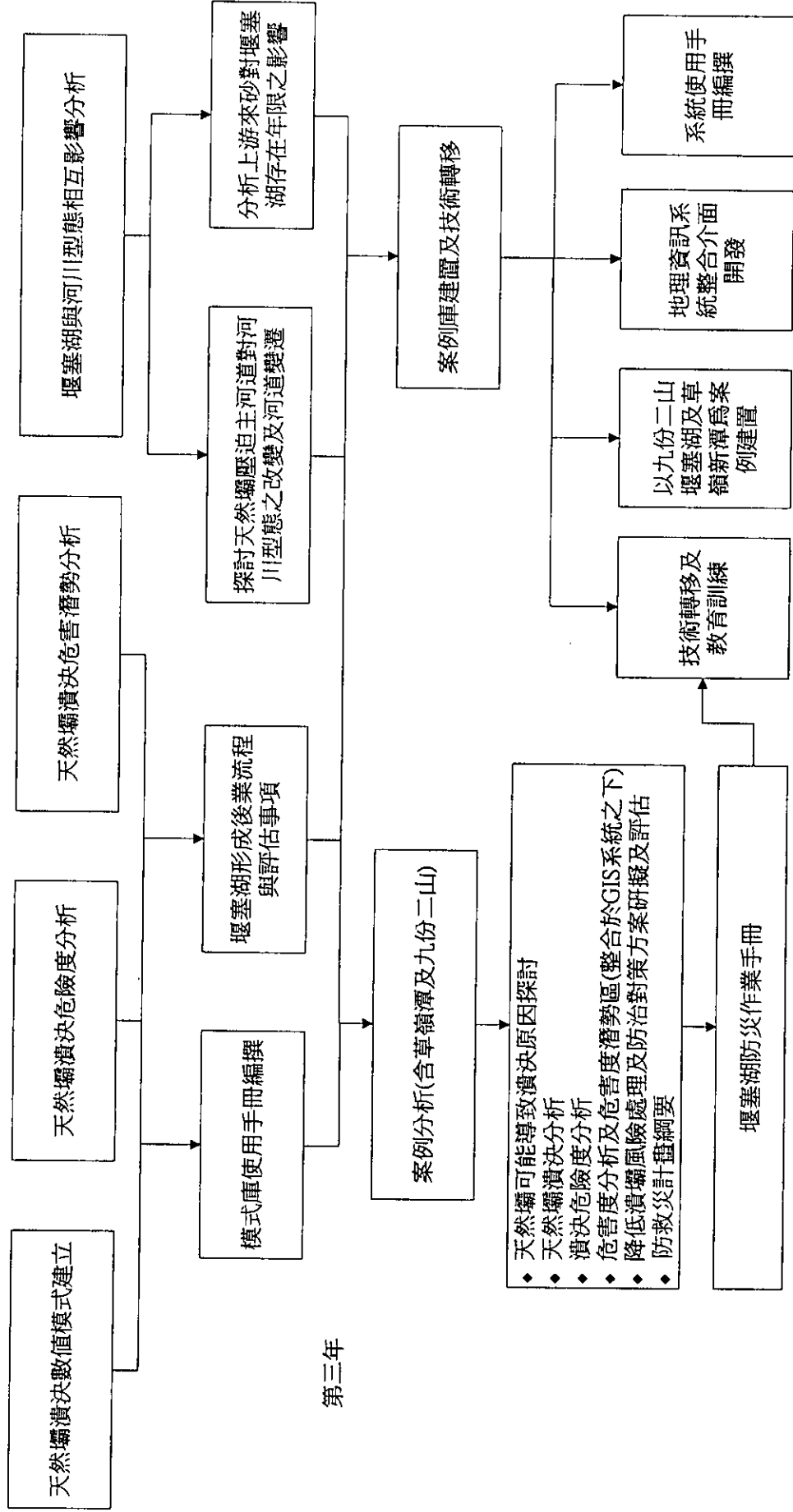


圖 1.7 本計畫整體工作執行構想圖(第二、三年)

第貳章 草嶺潭與九份二山堰塞湖案例分析結果

一、天然壩穩定分析

(一)天然壩潰決機制

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 2.1。

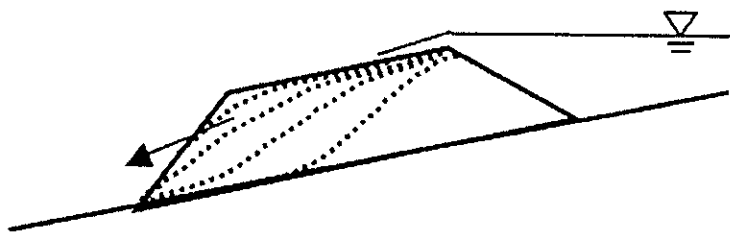


圖 2.1 天然壩破壞方式—壩頂溢流破壞示意圖(高橋·匡，1988)

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。第二年研究時曾嘗試以 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，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、邊坡穩定

壩體有較高透水性、較低強度時，雖水位上昇快速，然，流水亦隨之往下游及上方發展，當水位達一臨界值，壩體自身將產生一滑動面，於是驟然滑動潰決。此種破壞通常發生在壩體上、

下游面陡峭之狀況，且在破壞過程中，滑動塊體滑出而導致壩高降低，湖水翻越壩頂而破壞(柴賀軍等，2001)。然而，堰塞湖天然壩在形成過程中由於崩落土石滑動撞擊河床表面而堆積成壩，壩體上、下游面邊坡通常小於崩落材料安息角甚多，故此種潰壩機制發生之機率並不高。邊坡失穩破壞示意如圖 2.2。

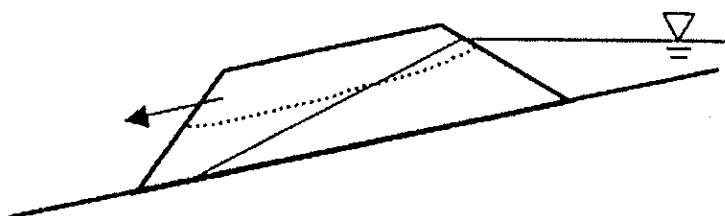


圖 2.2 天然壩破壞方式—邊坡破壞示意圖(高橋·匡，1988)

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

3、溯源沖刷

若天然壩壩體有較高之滲透性，在水位顯著上前即有滲流水出現在壩體下游坡面。如土體強度不足，則滲流水出現時將發生部份壩體滑動流失。隨著時間進行，滑動面將朝向上游發展，直至壩頂而潰決。溯源沖刷破壞示意如圖 2.3。

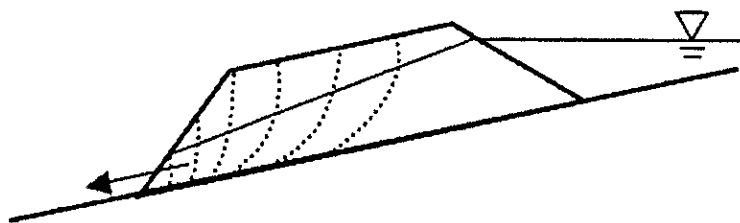


圖 2.3 天然壩破壞方式—溯源沖刷破壞示意圖(高橋·匡，1988)

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)，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。

在檢核是否有管湧引致溯源沖刷而破壞之可能時，可比較臨界水力坡降與出口水力坡降之值，若出口水力坡降值大於臨界水力坡降值，則有可能發生管湧而破壞。出口水力坡降可由分析或監測數據求得，臨界水力坡降(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。

(二)PCSTABL、FLAC 及 FLAC/SLOPE 程式理論

本研究在檢核壩體邊坡之穩定性時，以 PCSTABL 程式、FLAC 以及 FLAC/SLOPE 程式為分析工具，輸入適當參數以進行分析。以下簡介各程式：

1、PCSTABL 程式簡介

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

本程式經過 1980 年代的陸續改良後，現已成為工程界分析邊坡穩定最常使用的分析軟體。

2、FLAC 程式簡介

FLAC 程式是以外顯有限差分 (explicit finite difference code)

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

3、FLAC/SLOPE 程式簡介

本計畫亦新採用 FLAC/Slope 程式 (FLAC/Slope, 2002) 來檢核壩體邊坡是否穩定，並據以計算出安全係數；FLAC/Slope 為縮小的 FLAC V.4 版本，亦即同樣是外顯有限差分程式，而操作主要來自 FLAC 圖形界面 GIIC (Graphical Interface)，此界面提供了快速製作土壤/岩石邊坡的運算模式 (models)。

FLAC/Slope 乃不同於傳統極限平衡 (limit equilibrium) 的程式來計算邊坡的安全係數，其對於耦合的應力/位移 (coupled stress/displacement)、平衡 (equilibrium) 與組成方程式 (constitutive equations) 均能提供完整的解答；雖然在使用 FLAC/Slope 之運算時間普遍比以極限平衡法為基礎的程式要花費較多的時間，然而，由於現今計算機運算速度快速發達，其結果亦能在合理的時間內達成，因此，使用 FLAC/Slope 不失為極限平衡法程式外之另一種選擇。

FLAC/Slope 使用剪力強度折減 (Shear Strength Reduction, 簡稱 SSR) 技巧來計算安全係數；剪力強度折減技巧係為土壤邊坡之實際剪力強度與折減至破壞發生時之剪力強度兩者之比值，此方法最早開始於 Zienkiewicz et al. (1975)，而後續的研究有 Naylor (1981)、Donald and Giam (1988)、Ugai (1989)、Matsui and San (1992)、Ugai and Leshchinsky (1995)、Dawson et al. (1999)、Dawson and Roth (1999)、Griffiths and Lane (1999)、Cala and Flisiak (2001)、陳志昌 (民國 90 年)、Cala and Flisiak (2003)、Shukha and Baker (2003)、張元良 (民國 92 年) 等人；

此方法乃以折減剪力強度參數之凝聚力與摩擦角值，直到邊坡發生破壞為止；而所謂邊坡破壞在全面剪力破壞的情況下可定義為”破壞時之剪應變由坡址處延伸至坡頂的行為過程”，然而，在數值分析中，並無法由應力—應變破壞準則得到邊坡破壞之滑動面的位置，但由許多室內實驗所得的結果證實（陳志昌，民國90年）：破壞時的剪應變等值區與邊坡破裂區相吻合，因此，可假設邊坡破壞機制和剪應變於剪力折減技巧的發展過程中有相當的關聯性存在；所以，當利用此技巧以使地工材料達到極限平衡時，可定義安全係數如下兩式所示：

$$c^{\text{trial}} = \frac{c}{F^{\text{trial}}}$$
$$\phi^{\text{trial}} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{F^{\text{trial}}}\right)$$

至於 FLAC/Slope 最主要的功能可說明如下：

- (1)可快速地產生邊坡的邊界 (boundary)，如線性 (linear) 邊坡、非線性 (nonlinear) 邊坡、條狀 (bench) 邊坡以及路堤 (embankment) 等。
- (2)多層狀的材料 (multiple layers of materials) 可依任何方位與不同的厚度來加以定義。
- (3)所有的材料遵守莫耳—庫倫破壞準則 (Mohr-Coulomb failure criterion)，並可指定非均質 (heterogeneous) 的材料參數。
- (4)平面 (planar) 或非平面 (non-planar) 界面 (interface) 可用來表示節理、斷層或弱面，均可於程式中任意地指定其位置與方位。
- (5)外載 (apply) 方式可以區域荷重 (an area pressure) 或點荷重 (a point load) 的方式加載於邊界表面。
- (6)水位可任意設定，其地下水位 (water table) 定義為浸潤面 (phreatic surface)、而孔隙水壓力 (pore pressure) 與有效應力 (effective pressure) 之分佈、以及濕單位重 (wet density) 與乾單位重 (dry density) 均可用在安全係數的計算上。

(7)於分析模式中可加入加勁材，如土釘 (soil nails)、岩錨 (rock bolts) 或土工織物 (geotextiles)。

(三)模擬案例說明

本年度 (第三年) 案例分析之工作內容為將以 88 年草嶺潭、九份二山堰塞湖為案例進行天然壩壩體邊坡穩定分析。

1、草嶺潭堰塞湖

(1)草嶺潭堰塞湖之成因與基本資料

九二一集集大地震，位於雲林縣古坑鄉草嶺村附近之草嶺，發生歷年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堰塞湖。綜合多次勘查結果，有關九二一地震造成之草嶺堰塞湖災害之基本資料如下 (經濟部水利署，民國 91 年)：

- a、崩塌堆積堰塞湖上游高度約 50 公尺 (標高約 540 公尺)
- b、集水區面積 162 平方公里
- c、崩塌面積約 400 公頃
- d、崩塌長度 (沿河上下游) 約 5 公里
- e、崩塌土方約 1 億 2 千萬立方公尺
- f、總積水容量約 4,300 萬立方公尺

草嶺地區位於阿里山山脈之西支嶺線地區，地形屬於山岳地帶，坡度甚陡，地形發育受地質構造與岩層性質影響甚劇。清水溪為本地區主要河流，由東而西橫切草嶺地區。本地區出露地層，由老而新為中新世晚期之桂竹林層、上新世之錦水頁岩及卓蘭層。本地區之地質構造受來自東南東方之擠壓，岩層具平緩開闊之摺曲，並進而產生東向西逆衝斷層及兩組共軛走向橫移斷層。山崩區位於楓仔崙向斜之東翼，約在楓仔崙之西北方，原本就是過去歷次發生大坍方區域。出露地層除了清水溪附近之老崩積層外，絕大部份為卓蘭層，其總厚度可能在一

千公尺以上，由厚層或塊狀之淡灰色泥質砂岩，間夾厚薄不等之灰色頁岩或粉砂岩所組成，為向來構成本區大崩坍之主要岩層；局部小區域出露錦水頁岩，厚度在 80 至 150 公尺間，主要由青灰色頁岩、砂質頁岩、或粉砂岩所構成，偶夾薄層砂岩；山崩區下方溪岸兩側多為老崩積層所覆蓋，崩積層來源乃來自同址過去歷次崩坍之崩積。此區域岩層之位態接近楓仔崙向斜附近，岩層走向約略南北向，傾角不到 20 度，傾向東。約至楓仔崙向斜與草嶺背斜間，岩層漸轉為西北走向，傾角約在 15 度左右，傾向西南。本次崩塌處附近之岩層層面，傾角約在 10 至 20 度之間。除層面外另有兩組甚接近垂直（70-90 度）之高傾角節理，一組傾向為西偏北，一組傾向為北偏東。

當時崩坍土體估計約有 1 億 2 仟萬立方公尺，其中僅約 2 千 5 百萬立方公尺之崩坍土堆積於坡趾處之清水溪河谷中；另外大部份之坍方塊體（約 1 億立方公尺）則堆積於清水溪左岸，到交山高程也因而增高了約六、七十公尺。

本次地震發生大坍方之區域包括過去舊坍方之所在，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。大坍方造成之崩積面積達四百公頃，造成之河道阻塞長達五公里。

固然本次崩積區域面積範圍極大，但考量崩塌土石之堆積一般皆十分疏鬆，一旦水位持續上升，滲流壓力擴大，若內部因水頭差過大而形成管湧，疏鬆堆積土石可能因失去強度而決堤潰壩。然而觀察本次天然崩積壩略呈 U 形，堆積高度約 45 公尺，明顯的低於前幾次形成堰塞湖之蓄水高度，研判此次最

大蓄水高度所造成之威脅應較前幾次堰塞湖之案例為輕，加上本次天然崩積阻塞長達五公里，經過天然崩積壩體之滲流流徑較長，因此必然可以消耗較多水頭，管湧威脅減輕。然為求慎重起見，天然大壩之穩定性仍應加以仔細評估分析。

(2)草嶺潭堰塞湖之天然壩區縱剖面

圖 2.4 與圖 2.5 為民國 88 年草嶺堰塞湖天然壩區平面圖與縱剖面之示意圖，依此剖面，透過 PCSTABL、FLAC 與 FLAC/SLOPE 程式檢核壩體邊坡穩定性。

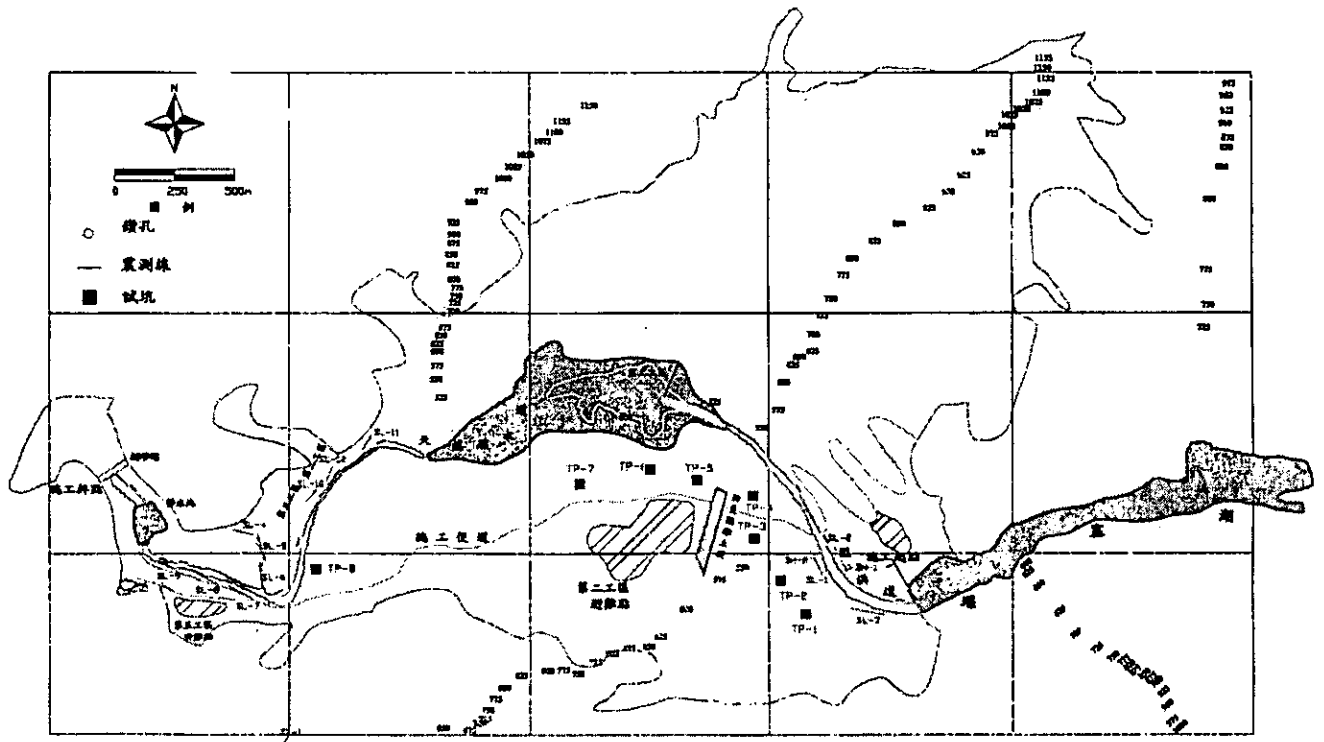


圖 2.4 民國 88 年草嶺堰塞湖平面示意圖

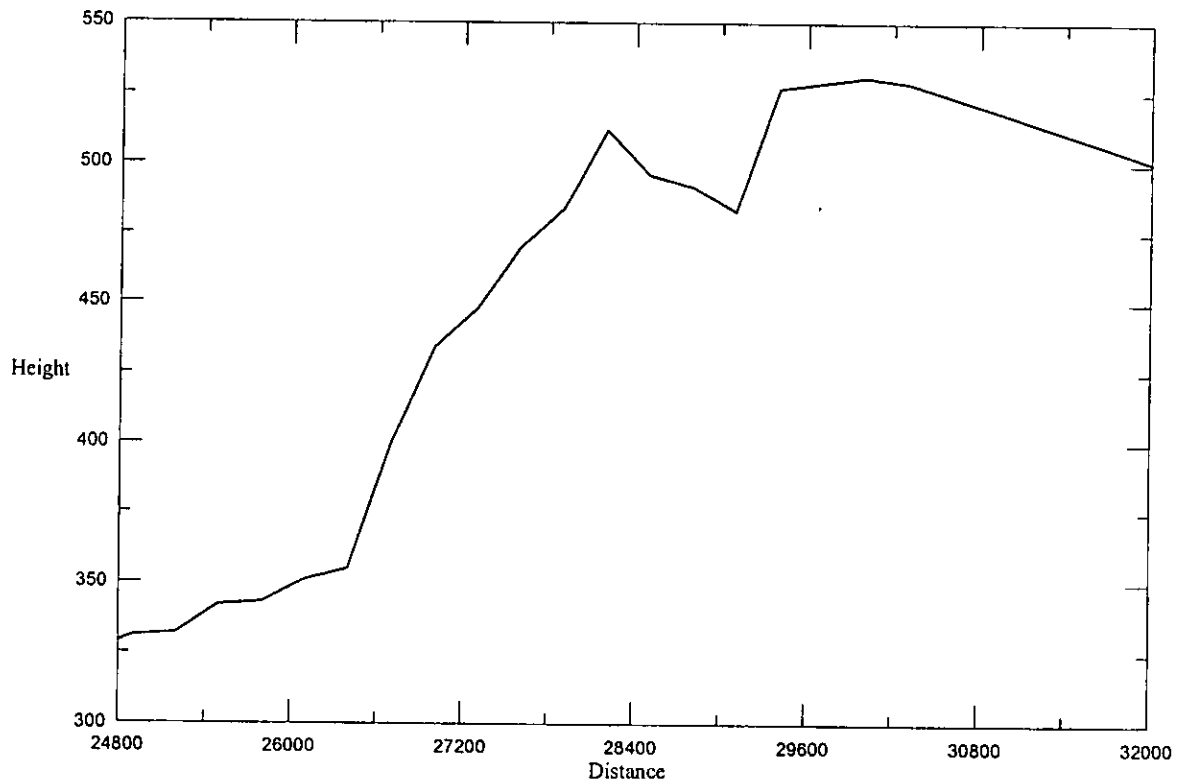


圖 2.5 民國 88 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面之示意圖

(3)壩體穩定性分析參數

對於民國 88 年草嶺堰塞湖天然壩則擬分別以 PCSTABL 程式、FLAC 程式與 FLAC/SLOPE 程式分析壩體之穩定性。

有關堰塞湖壩體穩定分析所選用之參數，原則上應利用詳細調查中現地或試驗室試驗所得參數進行分析，然草嶺潭與九份二山堰塞湖之負責試驗單位均未針對崩塌土體(壩體)進行相關試驗，多僅針對殘坡進行三軸或弱面直剪試驗。依據中興大學執行之『九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫』(2001)中指出，崩積層材料其實際力學特性有類似岩心弱面之情形，故在提出工作執行計畫書時九份二山堰塞湖天然壩之分析參數係選用弱面直剪試驗殘餘強度之平均值。惟上述有關「崩積層材料其實際力學特性有類似岩心弱面之情形」基本上已把崩積材料視為類似風化擾動程度很大之殘餘表土，對於實際崩積材料力學行為是否如此仍有存疑。

依據本計畫統計摩擦角分佈所得結果，摩擦角平均值約略為 30° 。故於期中報告時，對於 88 年草嶺潭與九份二山堰塞湖案例中統一採用摩擦角 30° 進行相關分析。而其他參數設定說明如下：

a、PCSTABL 程式參數設定

本計畫以 PCSTABL 程式來檢核壩體邊坡是否穩定，其基本參數如表 2-1 所示。表 2-1 中之項目列出模式模擬所需之資料，而備註中列出以民國 88 年草嶺潭堰塞湖為分析案例時之參數設定。

表 2-1 草嶺潭 PCSTABL 程式分析所需資料及參數設定

項目	備註	項目	備註
地表剖面	溢流水路縱剖面	飽和單位重(t/m^3)	2
湖水位	滿水位	潰壩型式	邊坡失穩
地表水位	地表面	土壤黏性強度 c (kg/cm^2)	0.1
濕單位重(t/m^3)	2	摩擦角 φ (度)	30

b、FLAC 程式參數設定

在使用 FLAC 軟體進行穩定分析前，首先要將圖 2.5 之剖面儘可能精確地描述出來，因此，本分析的網格採用 14331 個節點，其天然壩的網格圖如圖 2.6 所示。若今假設崩積層的材料來自卓蘭層，且材料強度遵循莫耳-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criterion)，且所須輸入之彈塑性參數如同表 2-2 所示，

表 2-2 草嶺潭 FLAC 程式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	溢流水路縱剖面	孔隙率	0.4
湖水位	滿水位	滲透係數(m/sec)	0.01
濕單位重(kg/m^3)	2000	潰壩型式	邊坡失穩
剪力模數(MPa)	44	土壤黏性強度 c (kg/cm^2)	0.1
統體模數(MPa)	205.3	摩擦角 φ (度)	30

在分析的策略上，係先以水位上升至第一水潭壩頂溢流之 531 公尺（圖 2.5 之右上處）以及第二水潭壩頂溢流之 512 公尺（圖 2.5 之中間處）為分析時之保守水位，以探討此兩水位溢頂時對草嶺堰塞湖天然壩體之影響。

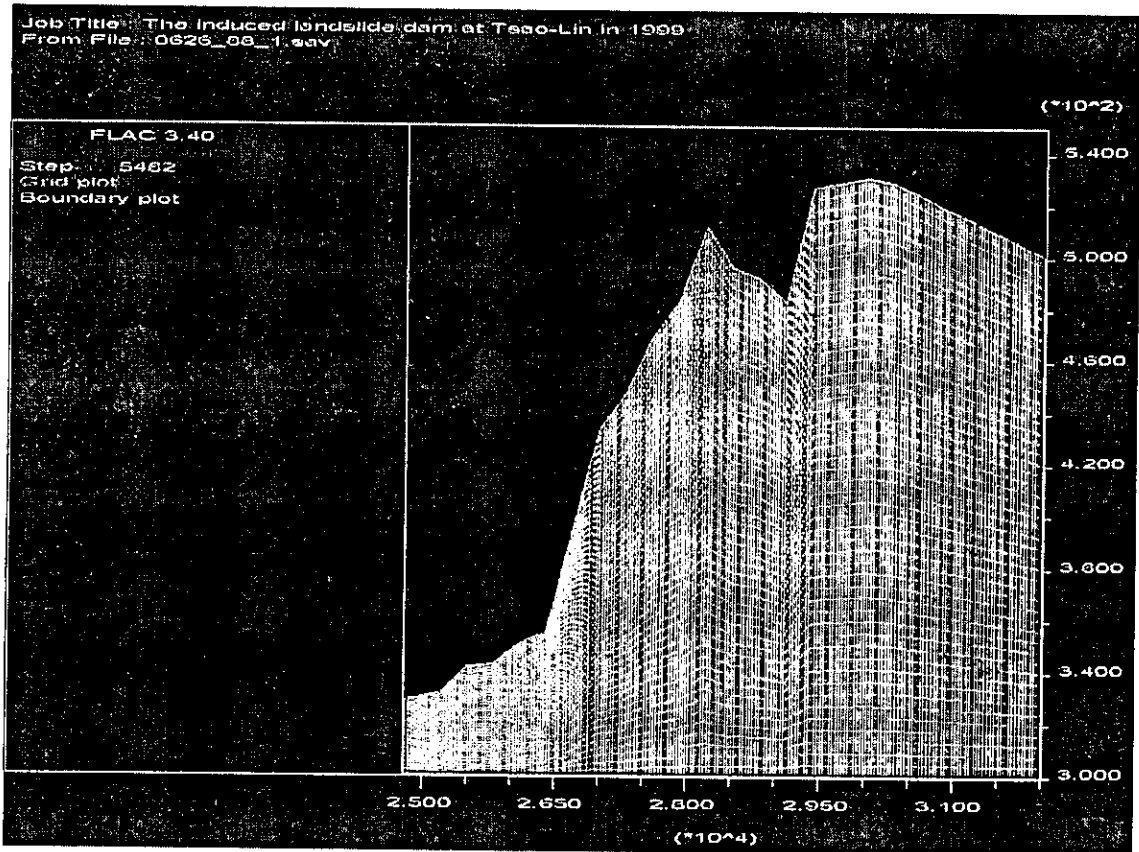


圖 2.6 以 FLAC 軟體分析民國 88 年草嶺潭初始縱剖面之網格圖

當水位分別在第一水潭壩頂溢流之 531 公尺以及第二水潭壩頂溢流之 512 公尺時，於 FLAC 靜力平衡分析之邊界束制條件如圖 2.7 所示；在此分析模型左右兩側固定其水平方向之位移（亦即只允許垂直方向變位）與孔隙水壓力（pore pressure），而對底部則同時固定水平與垂直方向之位移；此外，為了模擬滲流，假設在下游處有一虛擬的水位為 400 公尺（圖 2.5 之左下處），因此，固定無水位間之自由面的孔隙水壓力（如圖 2.7 中所示之 P），並於滲流分析中，在有水位處施加網格邊界予以飽和度（saturation）的固定（亦即 sat=1），其於 FLAC 穩態滲流分析時之邊界束制條件如圖 2.8 之 S 所示，而整體分析架構的流程圖如圖 2.9 所示。

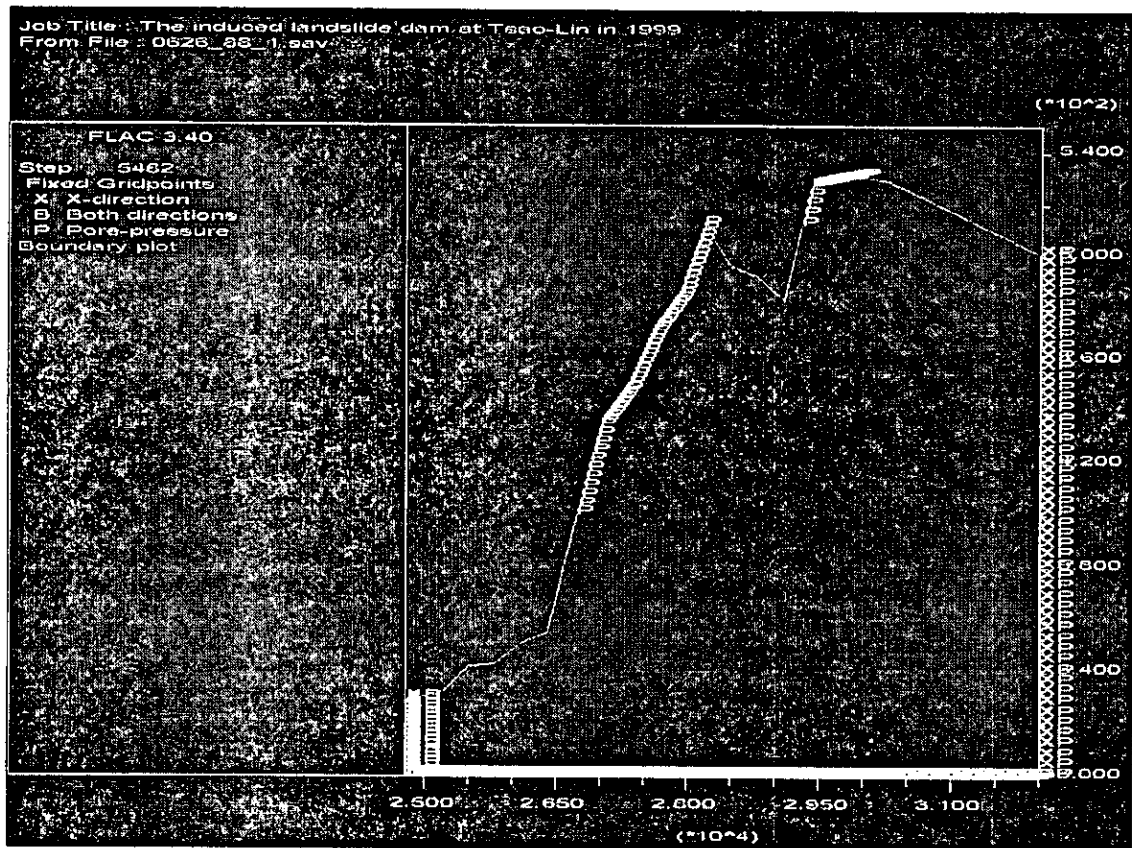


圖 2.7 民國 88 年草嶺潭之靜力平衡邊界條件圖

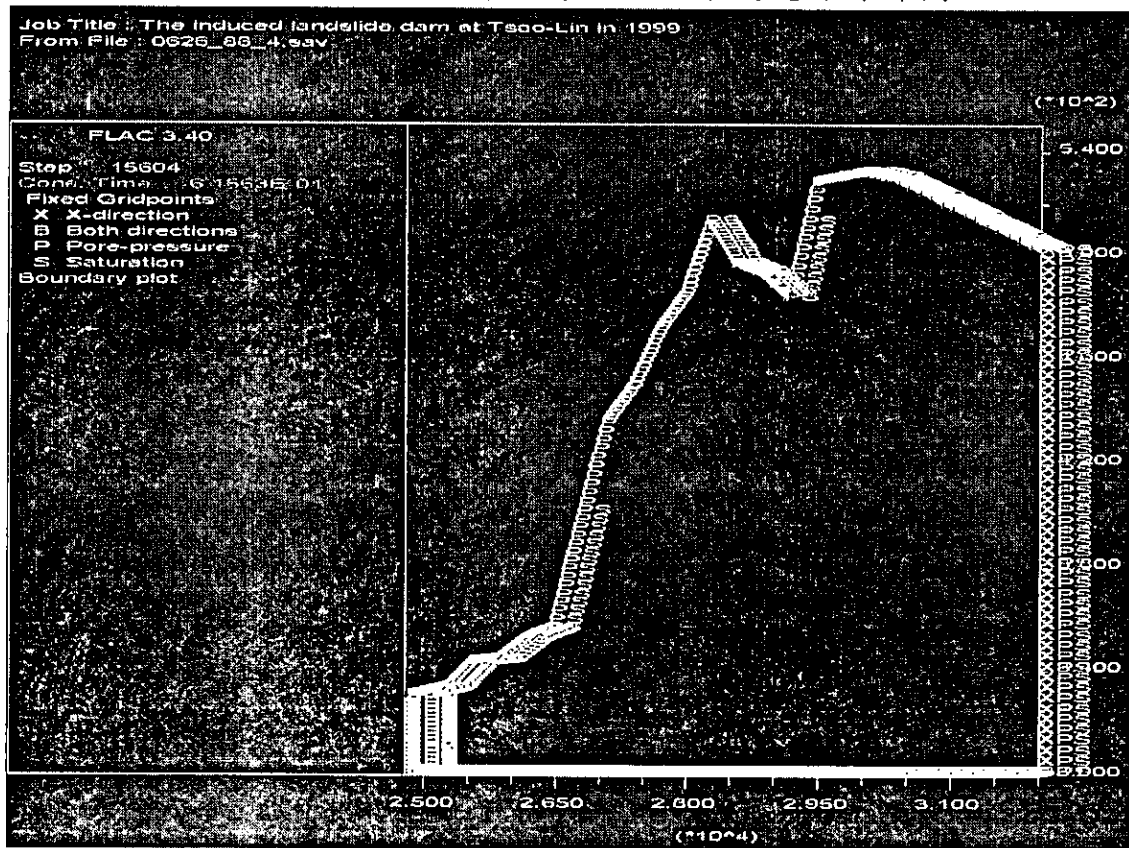


圖 2.8 民國 88 年草嶺潭之穩態滲流邊界條件圖

，而整體分析架構的流程圖如圖 2.9 所示。

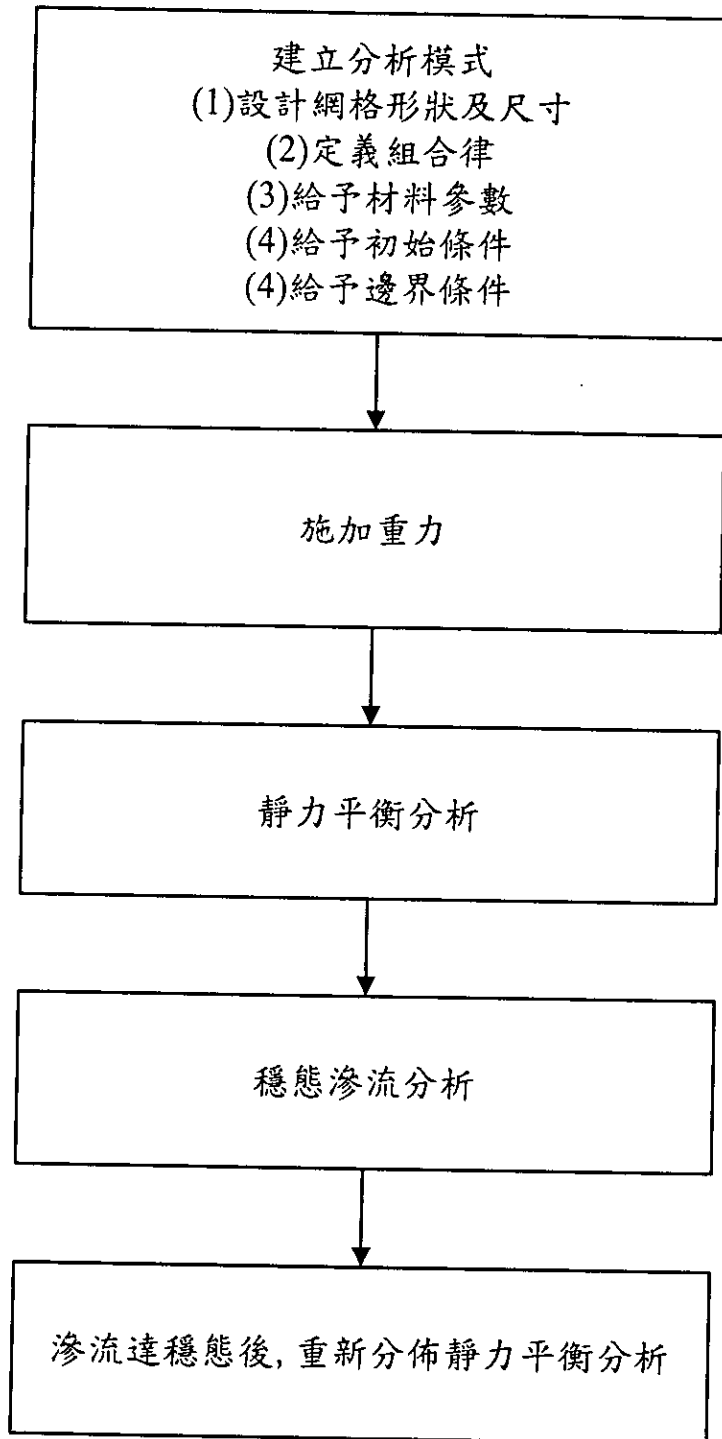


圖 2.9 以 FLAC 分析之流程圖

c、FLAC/SLOPE 程式參數設定

本年度計畫新採用 FLAC/Slope 來檢核壩體邊坡是否穩定，並據以計算出安全係數，其基本參數如表 2-3 所示；表 2-3 中的項目列出模式模擬所需之資料或 FLAC/Slope 程式本身內定之參數值。

表 2-3 草嶺潭 FLAC/SLOPE 程式所需彈塑性參數資料及參數設定

項目	備註	項目	備註
濕單位重(kg/m ³)	2000	滲透係數(m/sec)	無法輸入
剪力模數(MPa)	30*	土壤黏性強度 c (kPa)	10
統體模數(MPa)	100*	摩擦角 ϕ (°)	30
孔隙率	0.4	張力強度(GPa)	10

*：由於剪力模數與統體模數於 FLAC/Slope 軟體中對計算安全係數的影響很小，因此，於程式中已經加以內定。

至於在使用 FLAC/Slope 軟體進行穩定分析並計算出安全係數時，仍先要將圖 2.5 之剖面精確地描述出來，因此，從剛開始模式的建立一直到最終結果的展示，擬以民國 88 年草嶺潭天然壩體之案例說明如下。

在開始進行 FLAC/Slope 邊坡分析時，必須先選擇適當的模式(Model Options)，如圖 2.10 所示；圖 2.10 係為 FLAC/Slope 之主畫面，內含單位系統 (System of Units) 的選擇、使用者界面(包括 Structural Elements、water table、interface、nonstandard gravity) 的選擇、特殊的模式選擇 (Axisymmetric model)、以及開啟舊有已建置之方案 (Open old Project)，其中，若是選擇非標準的重力 (nonstandard gravity)，此意謂著可任意指定重力加速度的大小與方向，例如擬靜態之水平加速度 (pseudo-static horizontal accelerations) 即可以此方式來施加。

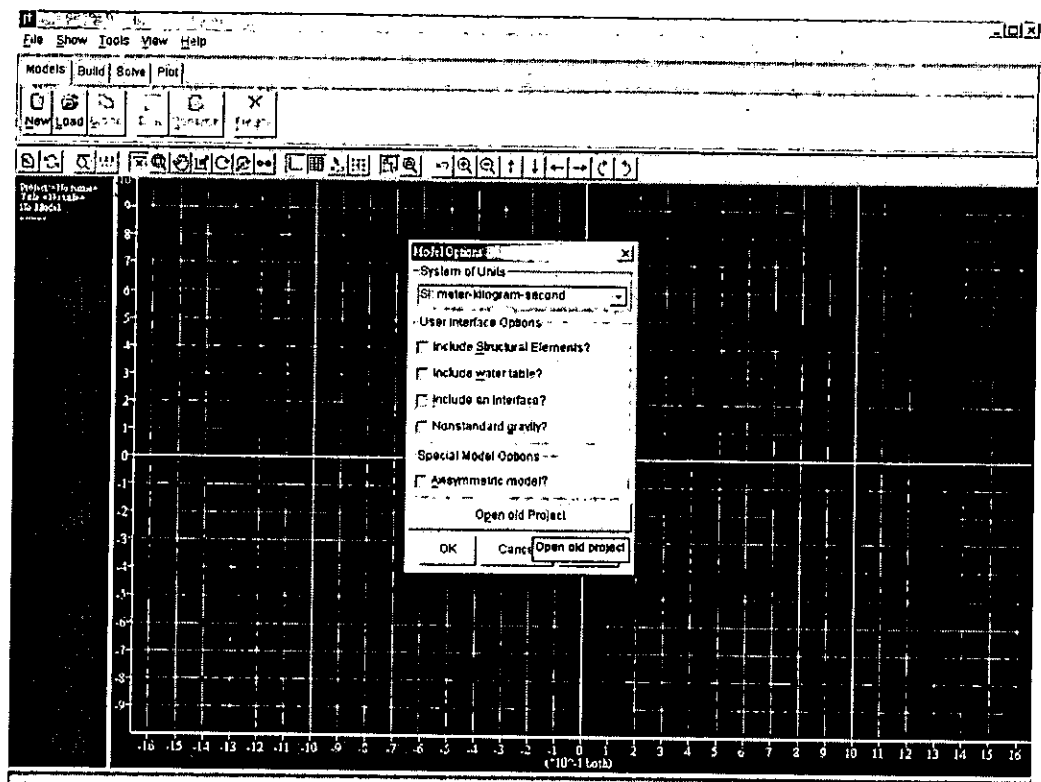


圖 2.10 FLAC/Slope 之主畫面

如圖 2.11 所示，由於本分析之民國 88 年草嶺堰塞湖剖面較為複雜而無法以 Simple、Bench-1、Bench-2 或 Dam 等四種方式來模擬，因此，必須以非線性 (non-linear) 之 General 的模式進行邊坡剖面的編輯工作。圖 2.12 顯示一簡單的四邊形區域，分別可輸入此四邊形之寬 (Width)、兩邊的高度 (Height1 與 Height2)、以及四邊形左下角之 x 與 y 座標 (LowerLeftx 與 LowerLefty)，當此區塊的資料建立完成後，即可選擇如圖 2.13 中的 Edit numerically 來編輯所有邊坡的剖面資料，而圖 2.14 係編輯完成後之邊坡剖面圖，其中左、右與底部邊界均於 FLAC/Slope 程式中內建以綠色來顯示，而邊坡剖面之邊界則以黃色來表示；由此等比例的圖示方式亦可看出民國 88 年草嶺堰塞湖邊坡剖面是非常平坦的地形；此外，我們亦可以方形尺度 (squared scale) 將縱軸方向拉長像圖 2.6 所示的網格圖一樣 (FLAC 軟體)，此圖示於圖 2.15。

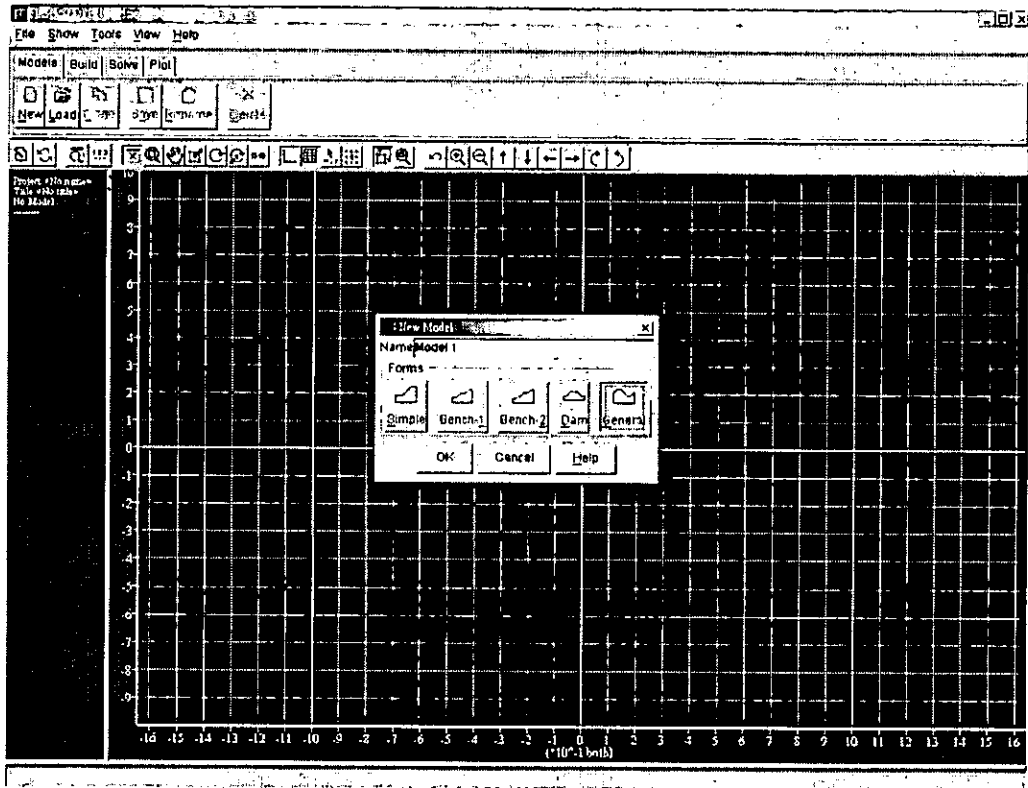


圖 2.11 FLAC/Slope 之剖面編輯方式

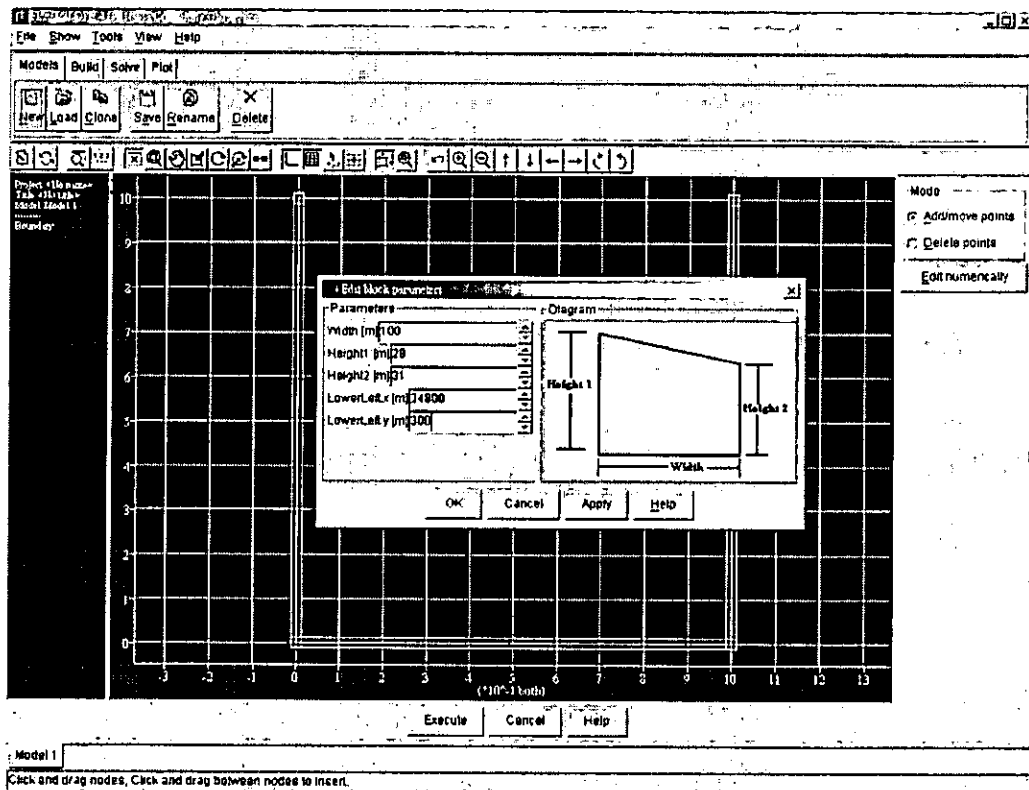


圖 2.12 以 General 編輯非線性邊坡的剖面資料

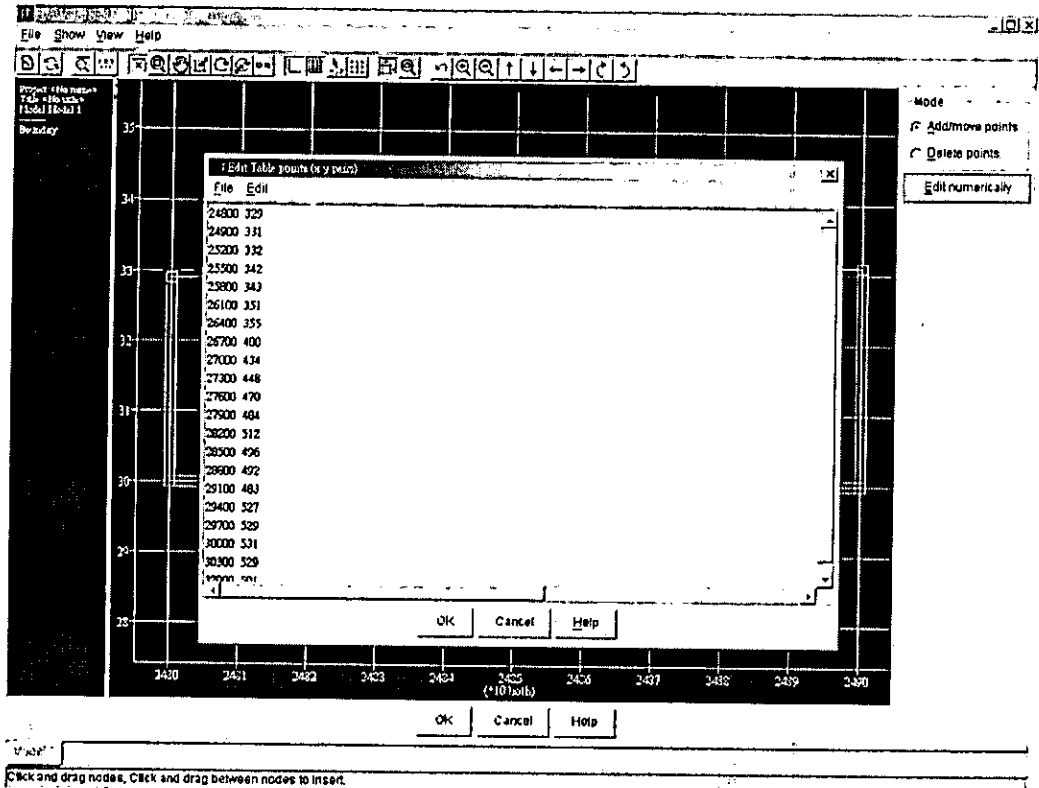


圖 2.13 以 Edit numerically 編輯所有邊坡的剖面資料

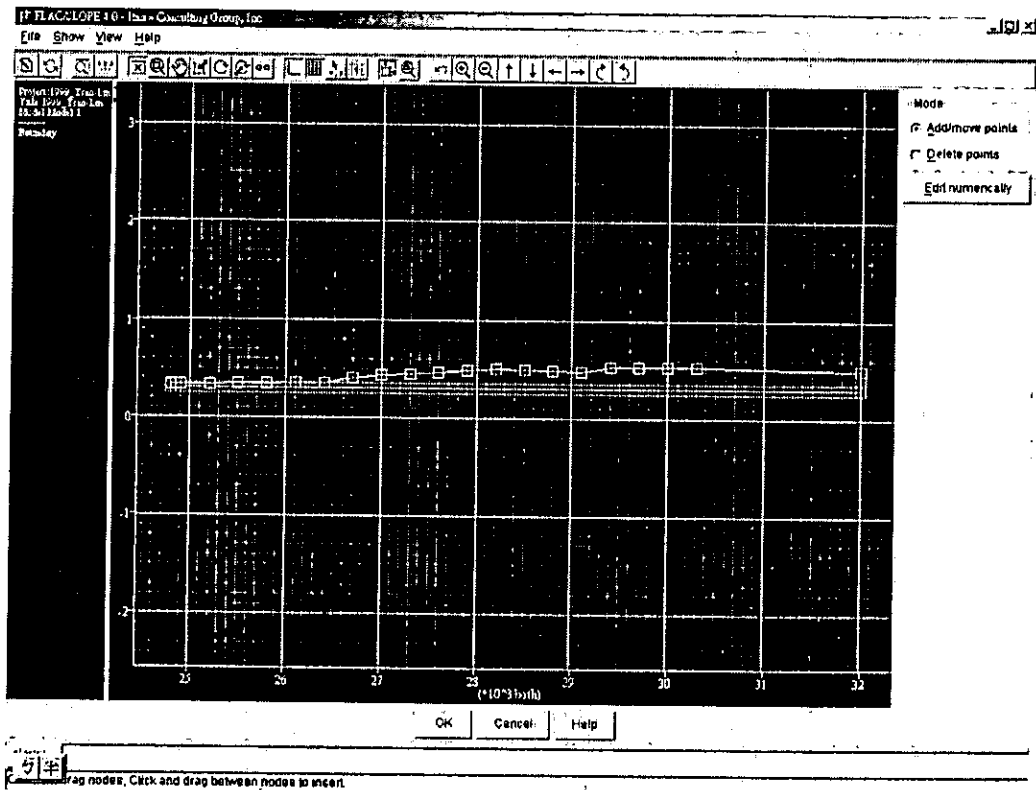


圖 2.14 編輯完成後之邊坡剖面圖 (水平、垂直向同比例)

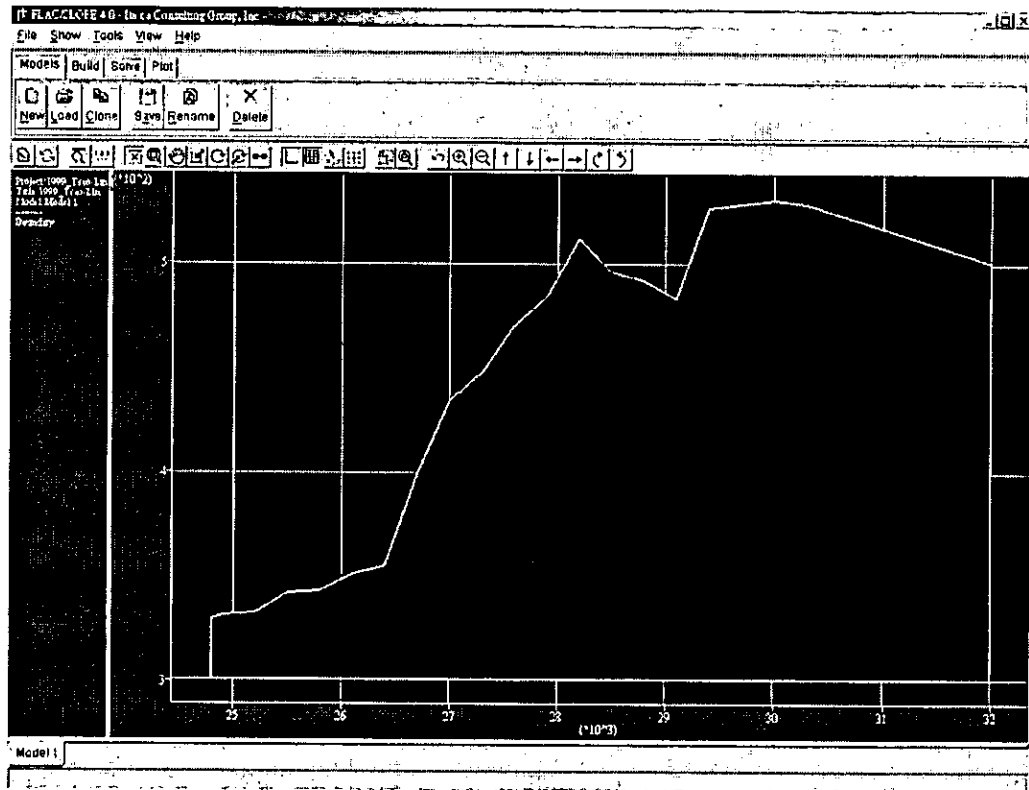


圖 2.15 邊坡剖面圖（垂直向放大）

有了邊坡之地形剖面後，接下來需輸入卓蘭層之材料參數資料（表 2-3），在此須注意的是，於 FLAC/Slope 軟體中，由於剪力模數與統體模數對計算安全係數的影響很小，因此，於程式中已加以內定（剪力模數值為 30 MPa，統體模數值為 100 MPa），而且其地層之滲透係數亦無法輸入；圖 2.16 顯示材料參數之輸入界面。由於本研究並未將地層分層（FLAC/Slope 可用 Layers 的指令將地層不限層數的切割，唯獨各層間不能切的太細，以免造成錯誤的幾何網格）；圖 2.17 即為草嶺潭分析中之單一地層材料示意圖。

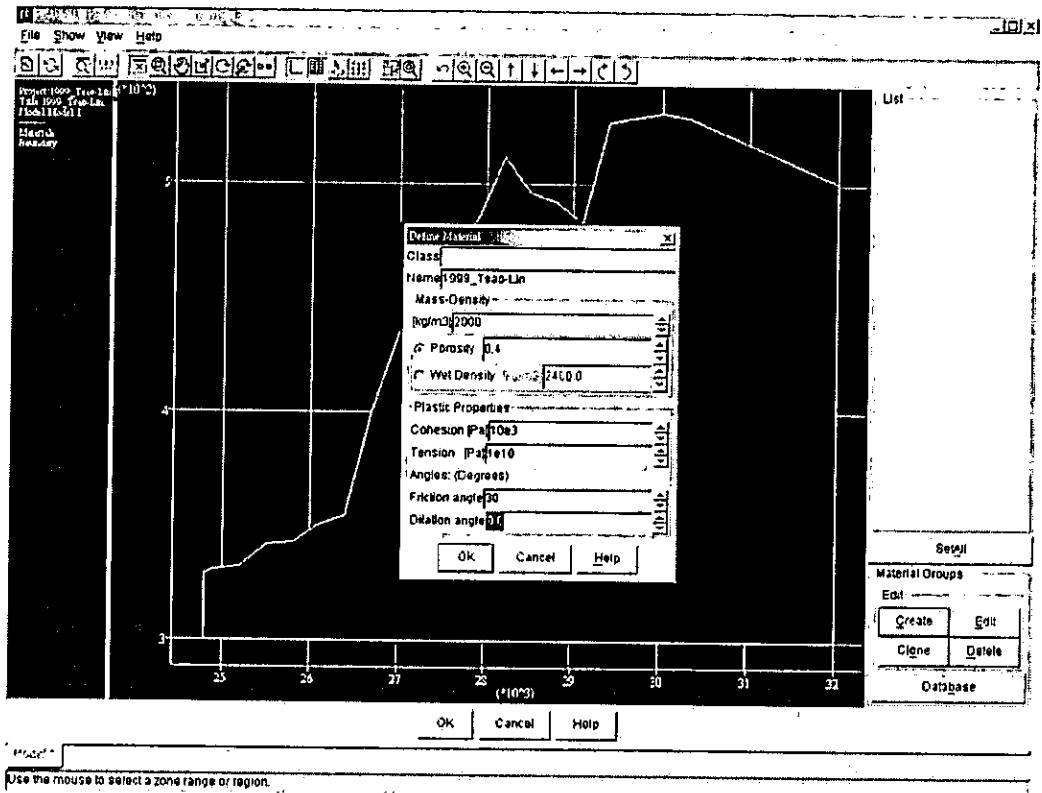


圖 2.16 FLAC/Slope 之材料參數輸入界面

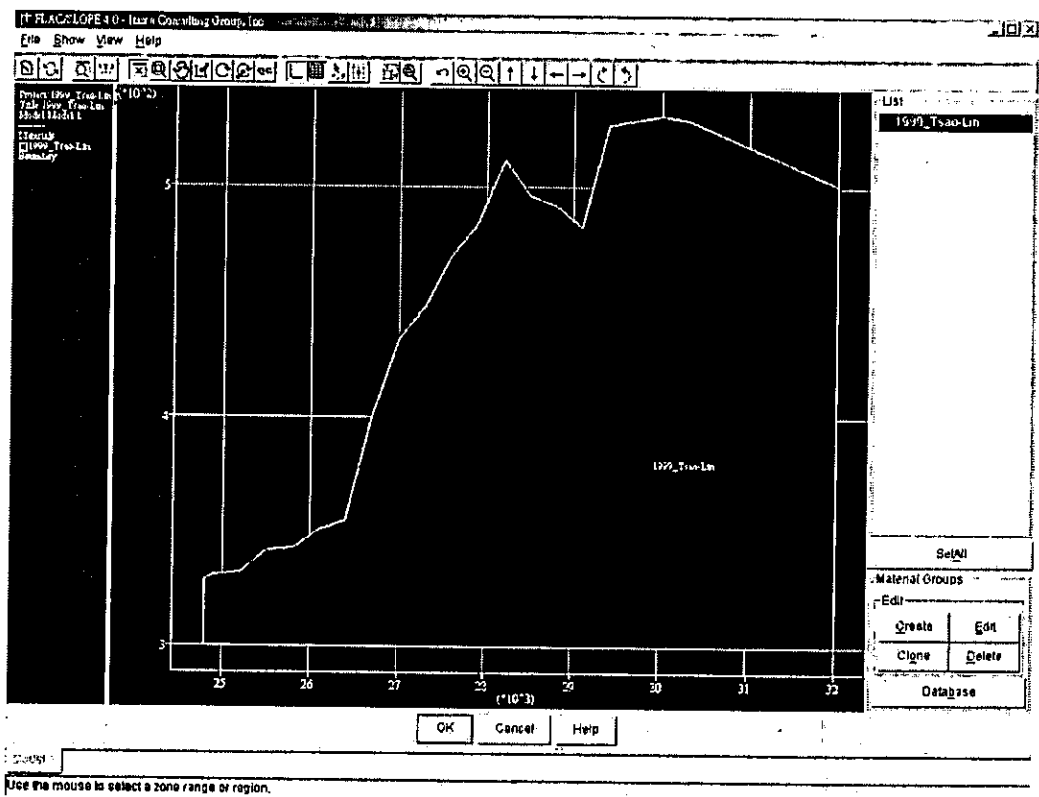


圖 2.17 草嶺潭分析中之單一地層材料示意圖

在使用 FLAC/Slope 程式所採用的分析策略上大致與 FLAC 相同，亦即先以水位上升至第一水潭壩頂溢流之 531 公尺（圖 2.5 之右上處）以及第二水潭壩頂溢流之 512 公尺（圖 2.5 之中間處）為分析時之保守水位，以探討此兩水位溢頂時對草嶺堰塞湖天然壩體之影響；然而，在 FLAC/Slope 的作法是將水壓力換算成等值的壓力（pressure），並施加（指令為 Apply）在第一水潭與第二水潭處；圖 2.18 顯示 FLAC/Slope 應力施加之方法，而圖 2.19 則為草嶺潭分析案例實際施加外力之情形。

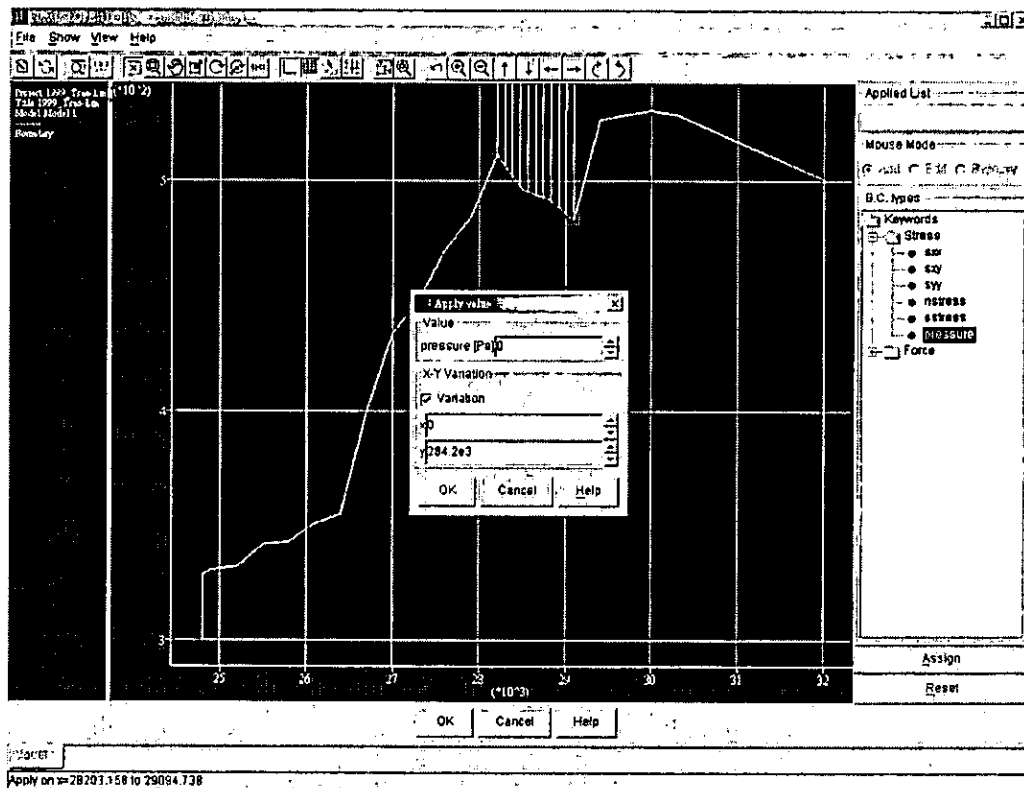


圖 2.18 FLAC/Slope 應力施加之方法

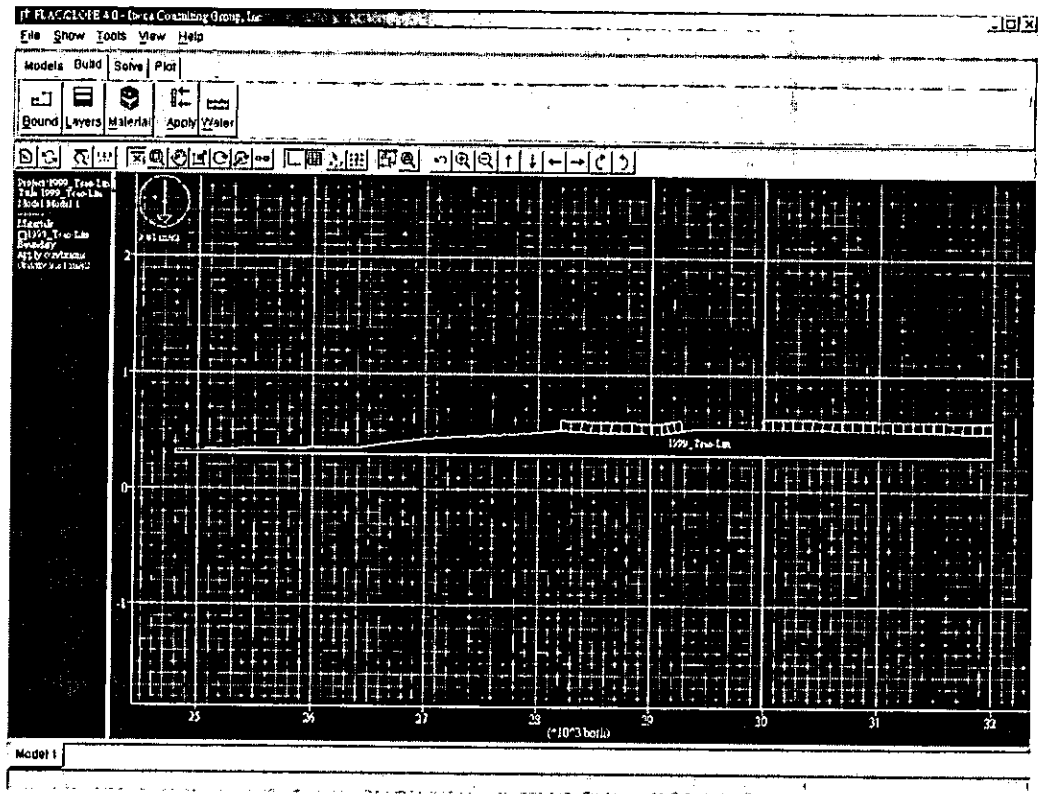


圖 2.19 草嶺潭分析案例實際施加外力之情形

通常，地下水位的高低常為邊坡是否會產生坍方之重要決定因素，在 FLAC/Slope 程式中，對輸入地下水位線之分佈情形是相當地方便；使用者可藉由移動邊坡起點與終點的藍色直線（圖 2.20），大略地定出地下水位線的位置，或可用 Edit numerically 精確地加以定義；而本草嶺潭分析之地下水位線的分佈與以 PCSTABL 程式分析所假設的相同，亦即為假設滿水位、貼近地表的十分保守條件，如圖 2.21 所示。然而，須注意的是，若今分析時一旦啟動地下水位的機制，則 FLAC/Slope 對位在地下水位下所有的區域之安全係數的計算都是以有效應力來作分析。

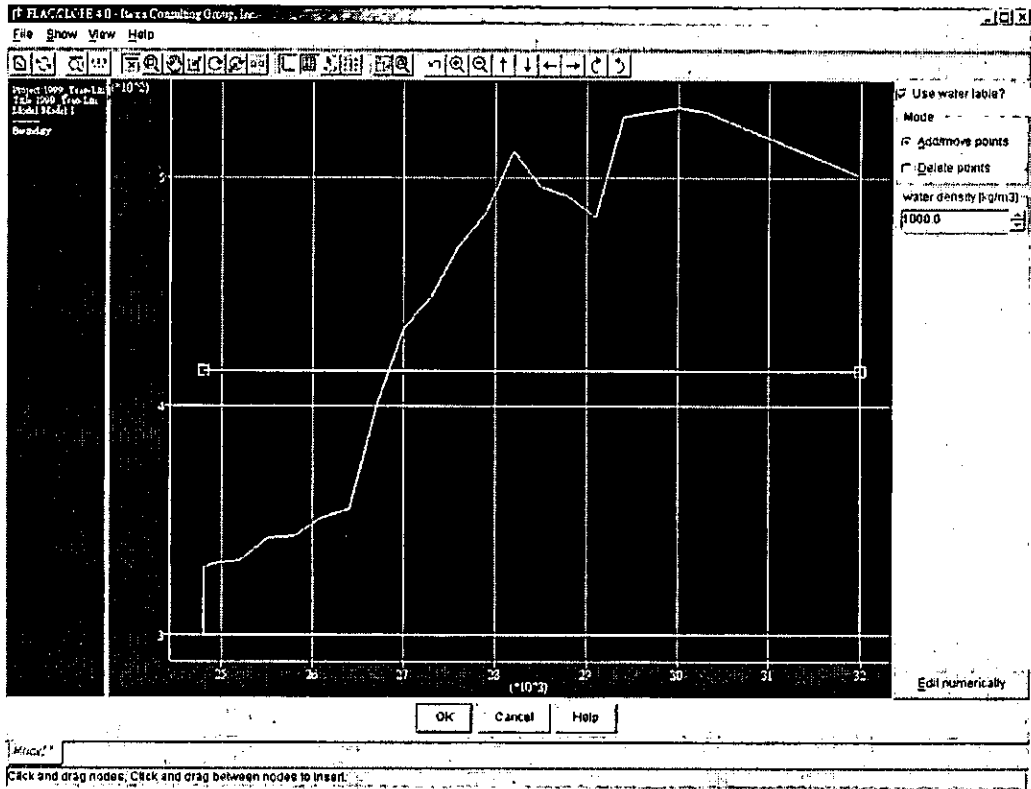


圖 2.20 FLAC/Slope 決定地下水位線之方法

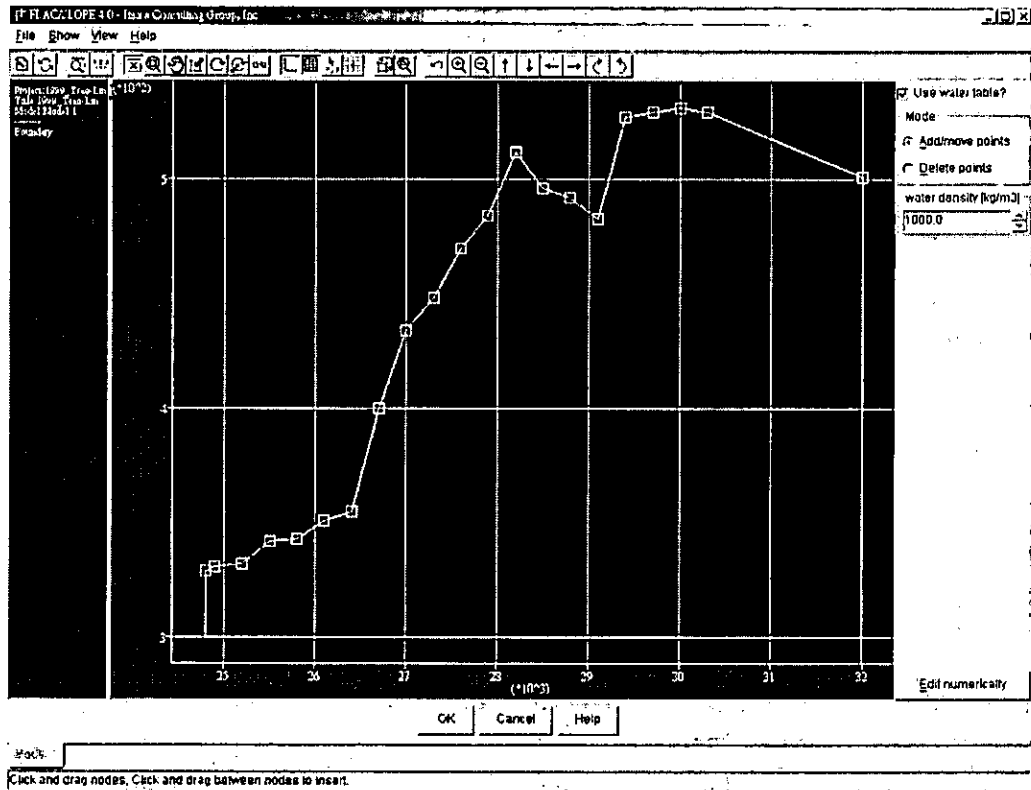


圖 2.21 草嶺潭分析所假設之地下水位線的分佈

當定義完邊界 (Bound)、材料參數 (Material)、施加外力 (Apply) 與地下水位 (Water) 後，便可進行求解 (Solve) 安全係數的工作；其可依使用者之需求定出四種不同製作網格的方式，分別為粗糙 (Coarse)、中等 (Medium)、細微 (Fine) 與特別 (Special)，而草嶺潭的分析網格係採用網格密度 (Mesh Density) 為 400 個區間 (zones) 的方式來製作，其輸入與網格示意圖分別如圖 2.22 與圖 2.23 所示；圖 2.23 中係包括了地下水位線以及兩處水潭所施加的外力部分。

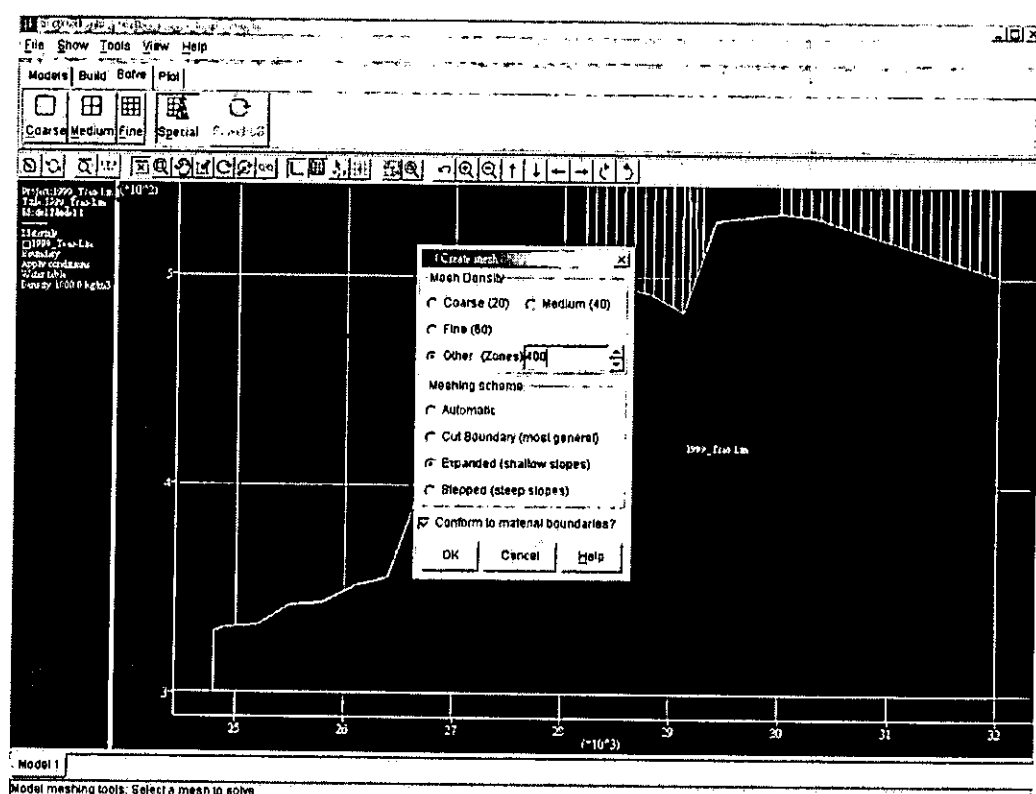


圖 2.22 FLAC/Slope 製作分析網格的方法

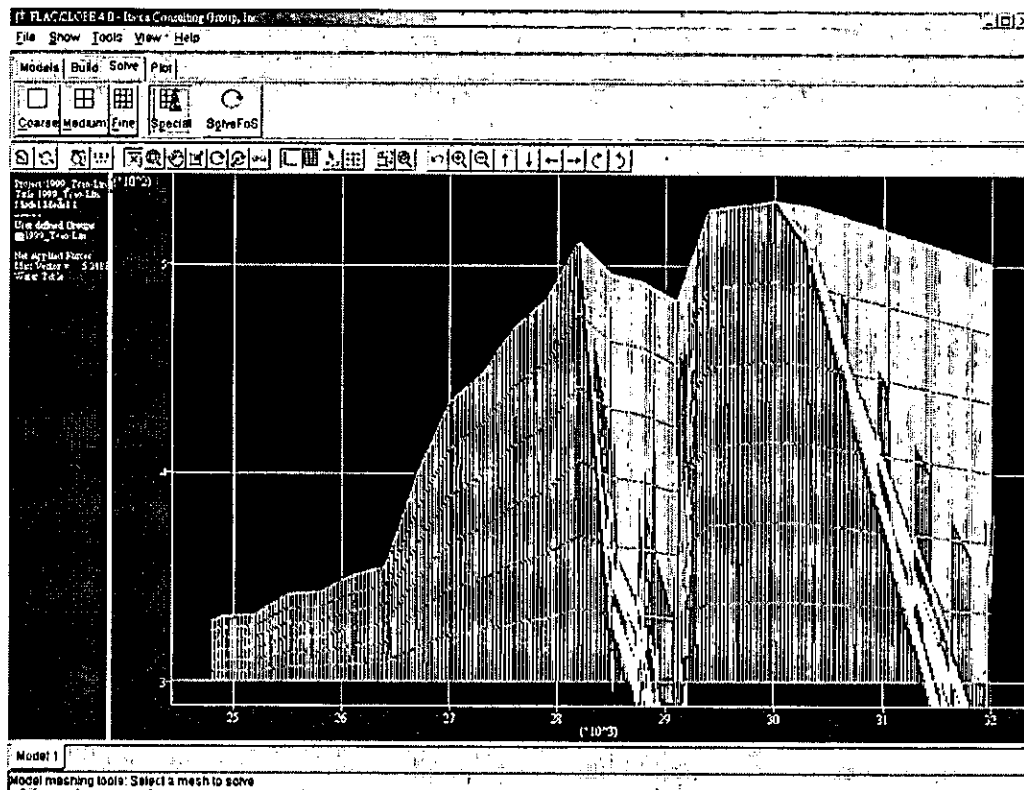


圖 2.23 草嶺潭分析所採用的網格示意圖

2、九份二山堰塞湖

(1)九份二山堰塞湖之成因與基本資料

南投縣國姓鄉南港村澀仔坑一帶，因受 921 集集大地震的影響，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，東起崁斗山，西迄中興橋，崩坍面積達一九五公頃，崩塌土體約 3600 萬立方公尺以上。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，澀子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，其土石穩定度有待進一步評估。

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。崩塌區滑動前即為一順向坡地形，層面向東南傾斜約 $20^\circ\sim 25^\circ$ ，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。

(2) 九份二山堰塞湖之天然壩區縱剖面

圖 2.24 與圖 2.25 為民國 88 年九份二山堰塞湖之天然壩區平面與縱剖面，將依此剖面，先透過 FLAC 分析壩體邊坡之穩

定性，再利用 FLAC/SLOPE 進行檢核結果。

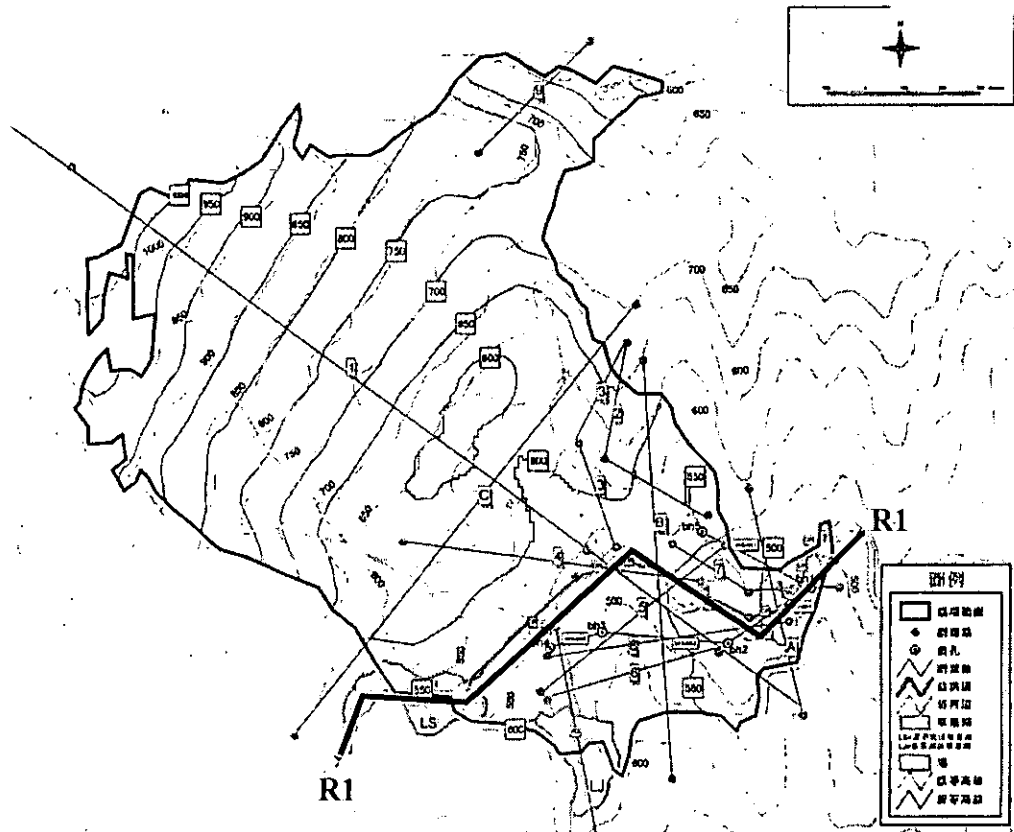


圖 2.24 民國 88 年九份二山堰塞湖平面示意圖

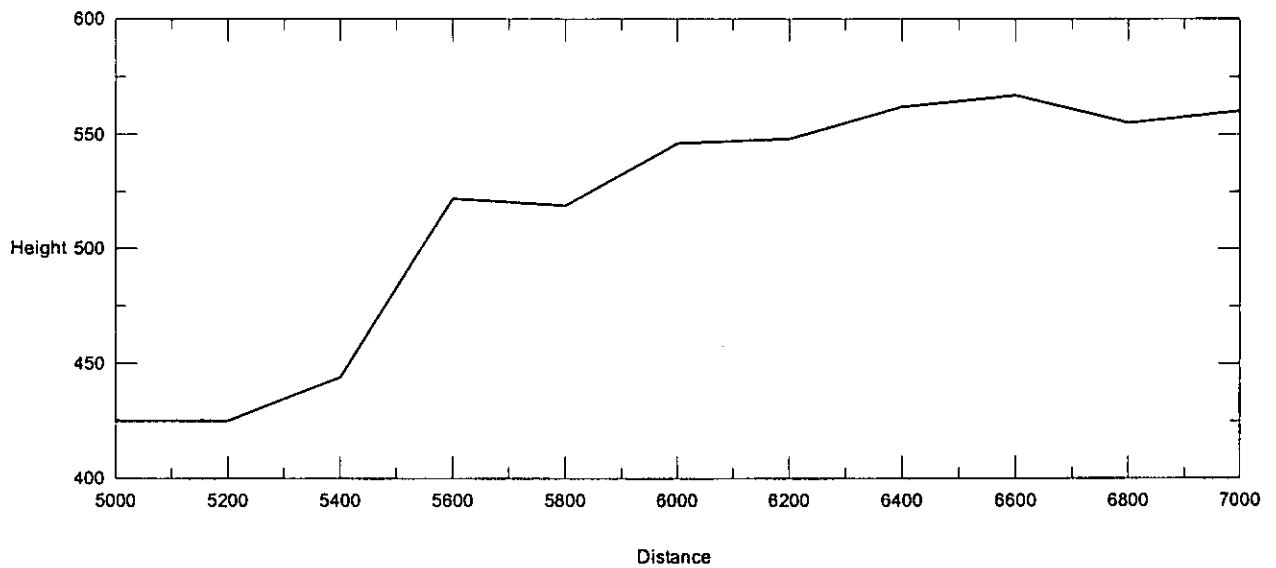


圖 2.25 民國 88 年九份二山堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面

(3) 壩體穩定性分析使用參數

九份二山之穩定性分析使用 FLAC 與 FLAC/SLOPE 軟體進行穩定分析。

有關堰塞湖壩體穩定分析所選用之參數，原則上應利用詳細調查中現地或試驗室試驗所得參數進行分析，然九份二山堰塞湖之負責試驗單位均未針對崩塌土體(壩體)進行相關試驗，多僅針對殘坡進行三軸或弱面直剪試驗。依據中興大學執行之『九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫』(2001)中指出，崩積層材料其實際力學特性有類似岩心弱面之情形，故在提出工作執行計畫書時九份二山堰塞湖天然壩之分析參數係選用弱面直剪試驗殘餘強度之平均值。惟上述有關「崩積層材料其實際力學特性有類似岩心弱面之情形」基本上已把崩積材料視為類似風化擾動程度很大之殘餘表土，對於實際崩積材料力學行為是否如此仍有存疑。

依據本計畫統計摩擦角分佈所得結果，摩擦角平均值約略為 30° 。故於期中報告時，對於九份二山堰塞湖案例中亦採用摩擦角 30° 進行相關分析。而其他參數設定說明如下：

a、FLAC 程式參數設定

分析前，首先要將圖 2.25 之剖面儘可能精確地描述出來，因此，本分析的網格採用 6231 個節點，其天然壩的網格圖如圖 2.26 所示。若今假設崩積層的材料來自樟湖坑頁岩層，且材料強度遵循莫耳-庫倫破壞準則 (Mohr-Coulomb failure criterion)，則須輸入之彈塑性參數如同表 2-4 所示，其中之彈塑性除滲透係數係依據林拙郎(2003)試驗結果外，餘皆為假設值。在分析的策略上，係先以水位上升至壩頂溢流之 567 公尺（如圖 2.25 之右上處）為分析時之保守水位，以探討該水位對九份二山天然壩體之影響。

表 2-4 九份二山 FLAC 程式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	溢流水路縱剖面	孔隙率	0.4
湖水位	滿水位	滲透係數(cm/sec)	2.6×10^{-5}
濕單位重(kg/m^3)	2500	潰壩型式	邊坡失穩
剪力模數(MPa)	50	土壤黏性強度 c (kg/cm^2)	0.1
統體模數(MPa)	233.3	摩擦角 φ (度)	30

同理，當水位設在 567 公尺時，於 FLAC 靜力平衡分析時之邊界束制條件如圖 2.27 所示；而為了模擬滲流，假設在下游處有一虛擬的水位為 444 公尺，其於 FLAC 穩態滲流分析時之邊界束制條件如圖 2.28 所示。

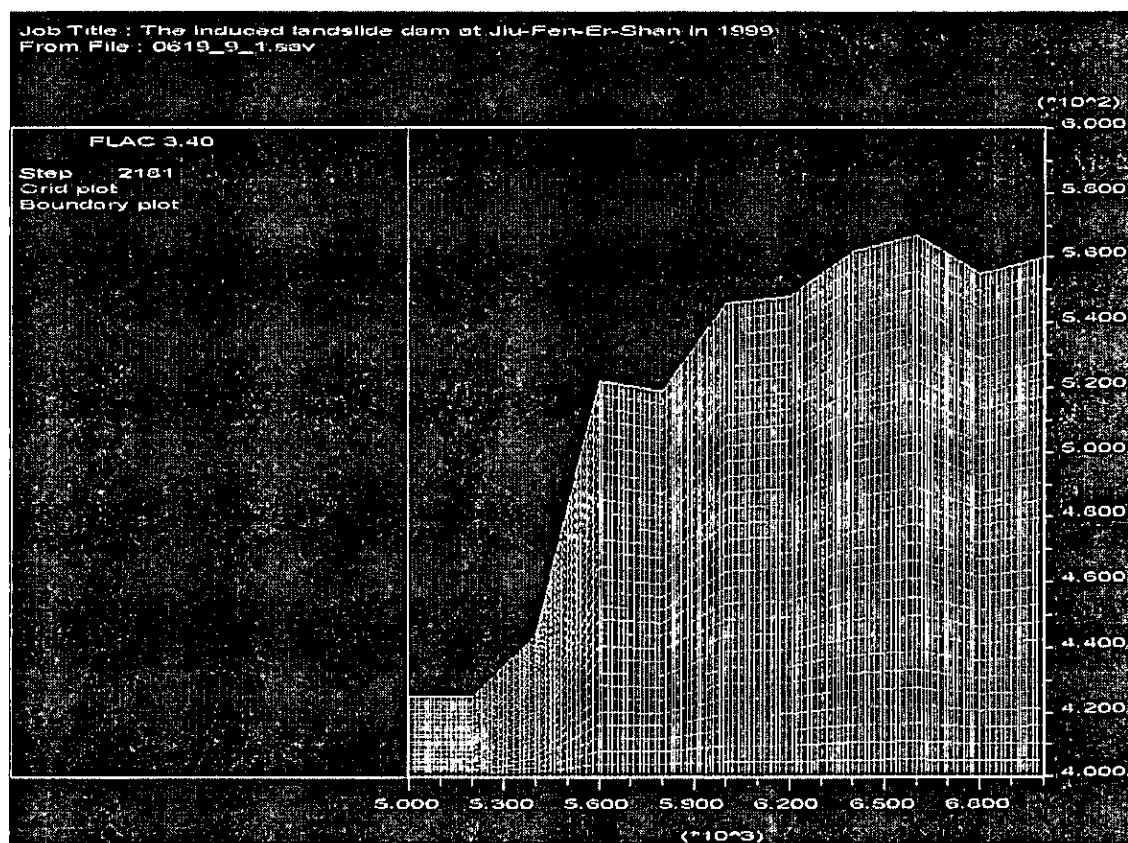


圖 2.26 以 FLAC 軟體分析民國 88 年九份二山初始縱剖面之網格式圖

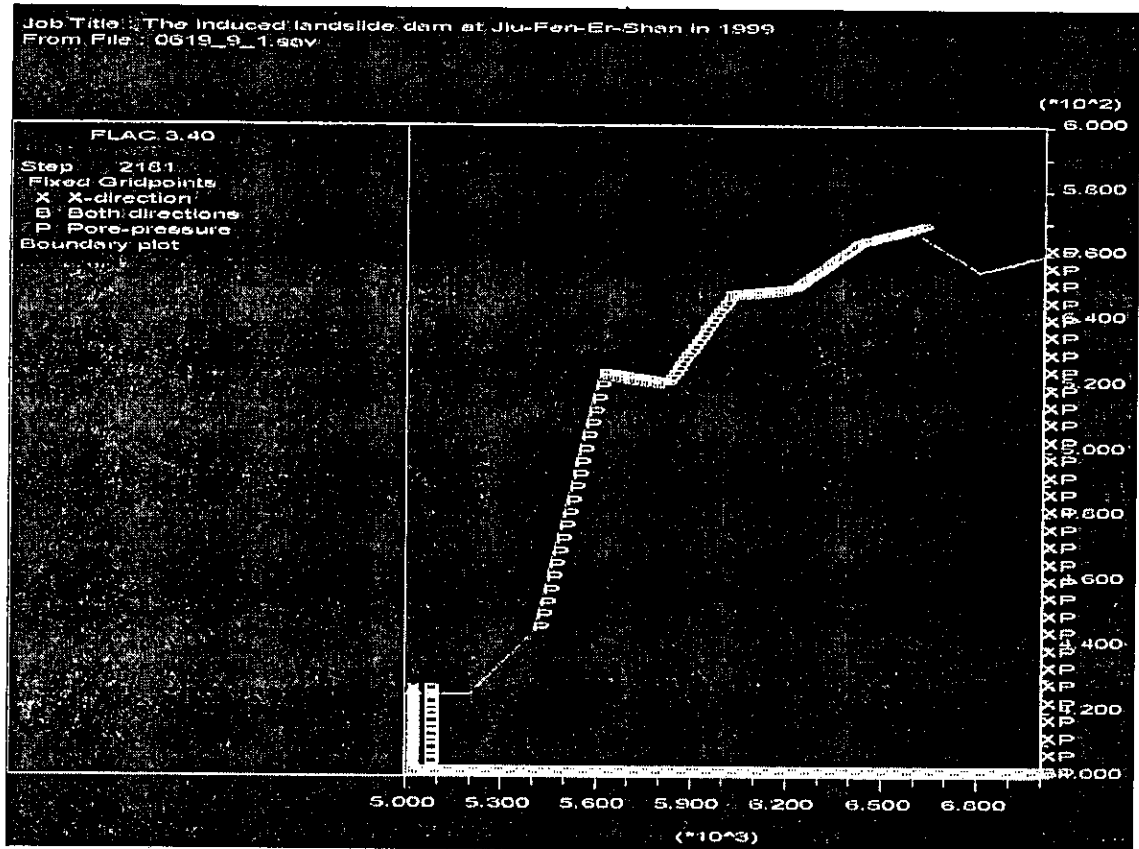


圖 2.27 民國 88 年九份二山堰塞湖之靜力平衡邊界條件圖

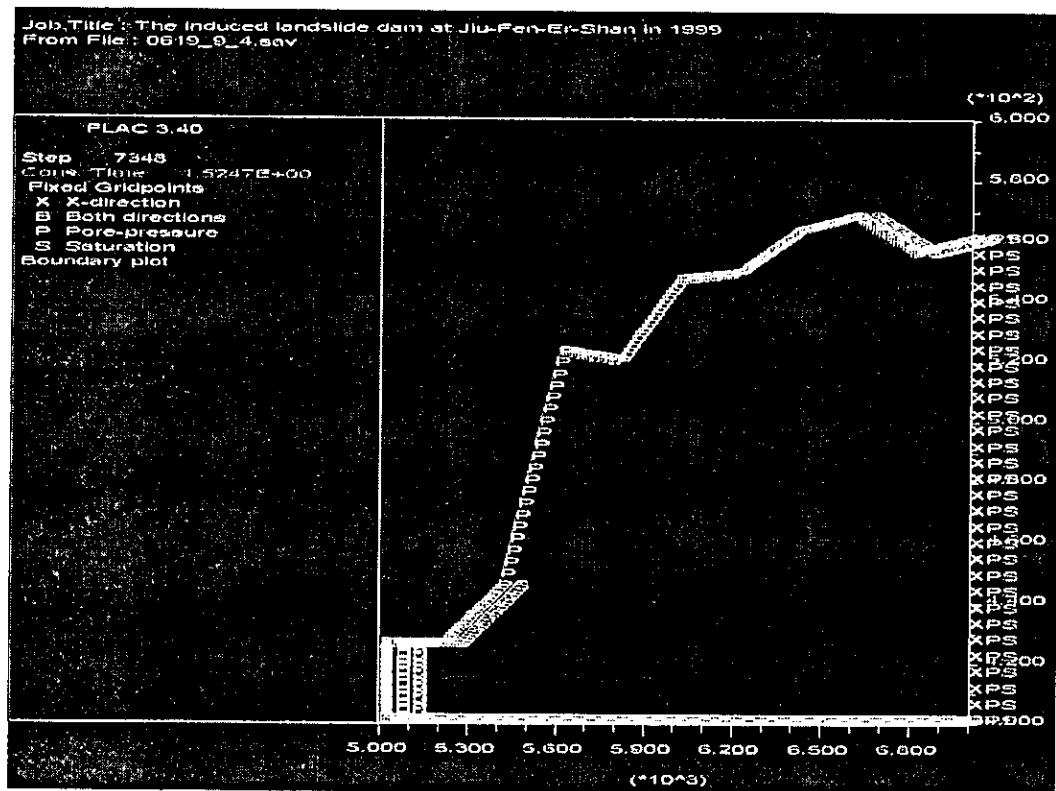


圖 2.28 民國 88 年九份二山堰塞湖之穩態滲流邊界條件圖

b、FLAC/SLOPE 程式參數設定

本年度計畫新採用 FLAC/Slope 來檢核壩體邊坡是否穩定，並據以計算出安全係數，其基本參數如表 2-5 所示；表 2-5 中的項目列出模式模擬所需之資料或 FLAC/Slope 程式本身內定之參數值，其中地層參數資料係與 FLAC 分析中所假設崩積層的材料來自樟湖坑頁岩層相同，唯剪力模數與統體模數已於 FLAC/Slope 軟體中加以內定，且無法輸入滲透係數值。

表 2-5 九份二山 FLAC/SLOPE 程式所需彈塑性參數資料及參數設定

項目	備註	項目	備註
濕單位重(kg/m ³)	2500	滲透係數(m/sec)	無法輸入
剪力模數(MPa)	30*	土壤黏性強度 c (kPa)	10
統體模數(MPa)	100*	摩擦角 φ (。)	30
孔隙率	0.4	張力強度(GPa)	10

*：由於剪力模數與統體模數於 FLAC/Slope 軟體中對計算安全係數的影響很小，因此，於程式中已經加以內定。

圖 2.29 係以 FLAC/Slope 編輯民國 88 年九份二山堰塞湖邊坡之剖面圖。在分析的策略上，仍先以水位上升至壩頂溢流之 567 公尺（如圖 2.25 之右上處）為分析時之保守水位，因此，在 FLAC/Slope 程式中亦可將水壓力換算成等值的壓力施加於水潭處，如圖 2.30 所示。而地下水位之分佈則假設由水潭最高處順勢向下流動，如圖 2.31 所示。

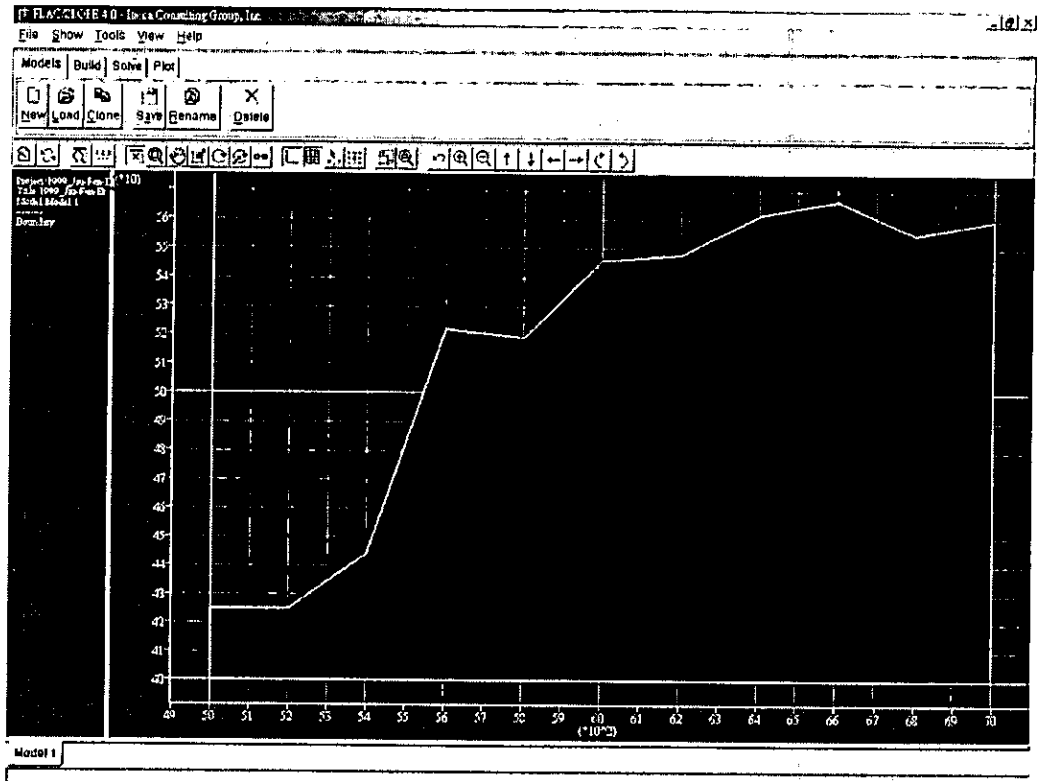


圖 2.29 以 FLAC/Slope 編輯民國 88 年九份二山堰塞湖邊坡之剖面圖

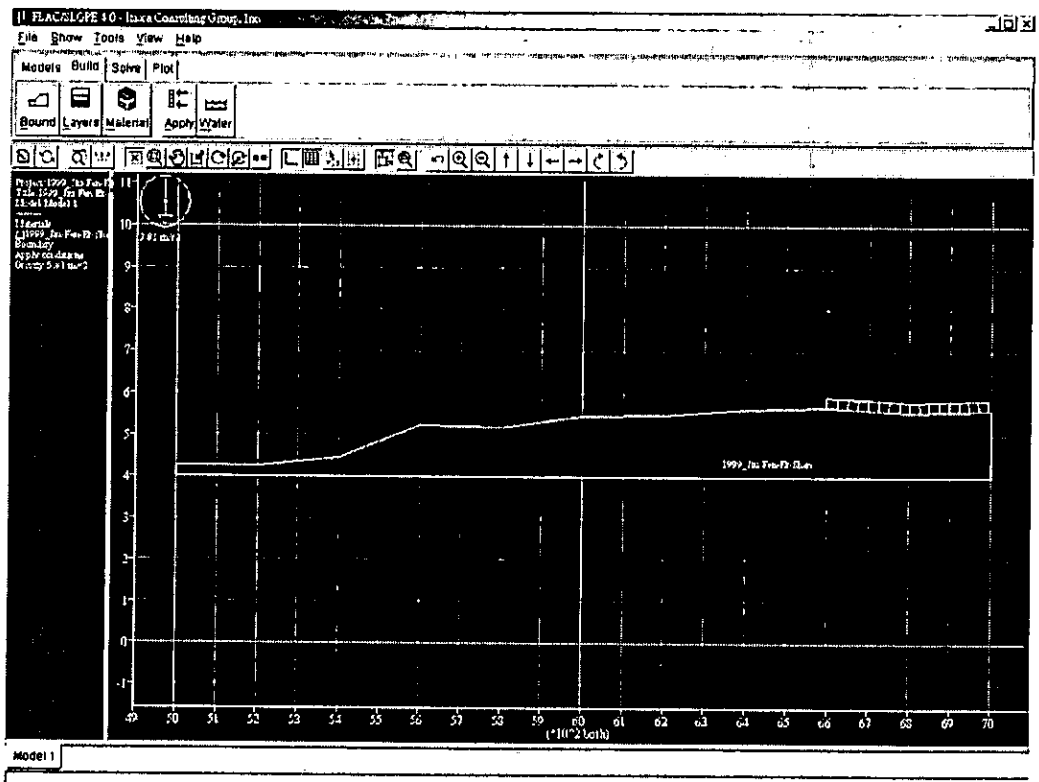


圖 2.30 九份二山分析案例實際施加外力之情形

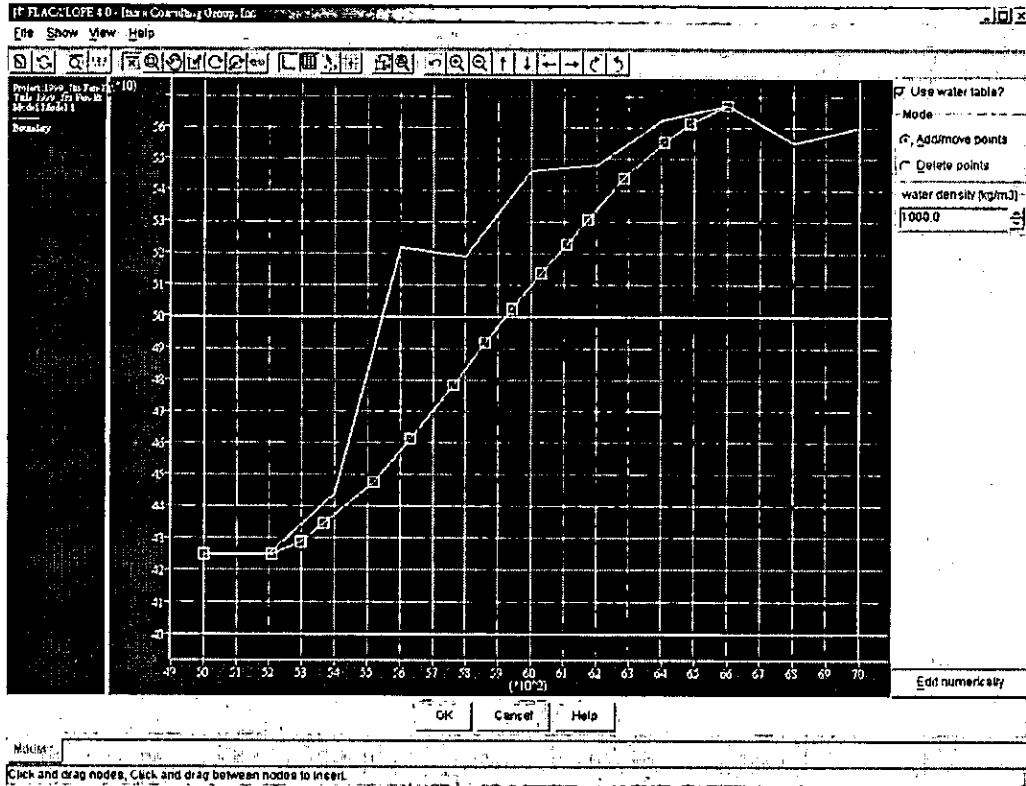


圖 2.31 九份二山分析所假設之地下水位線的分佈

民國 88 年九份二山邊坡穩定分析所採用的網格密度 (Mesh Density) 亦以 400 個區間來製作；同樣的，當網格製作完成後，即可進行安全係數的計算工作。

(四)模擬結果

1、草嶺潭堰塞湖

在此先以 PCSTABL 檢核壩體邊坡之穩定性，分析結果如下圖所示。

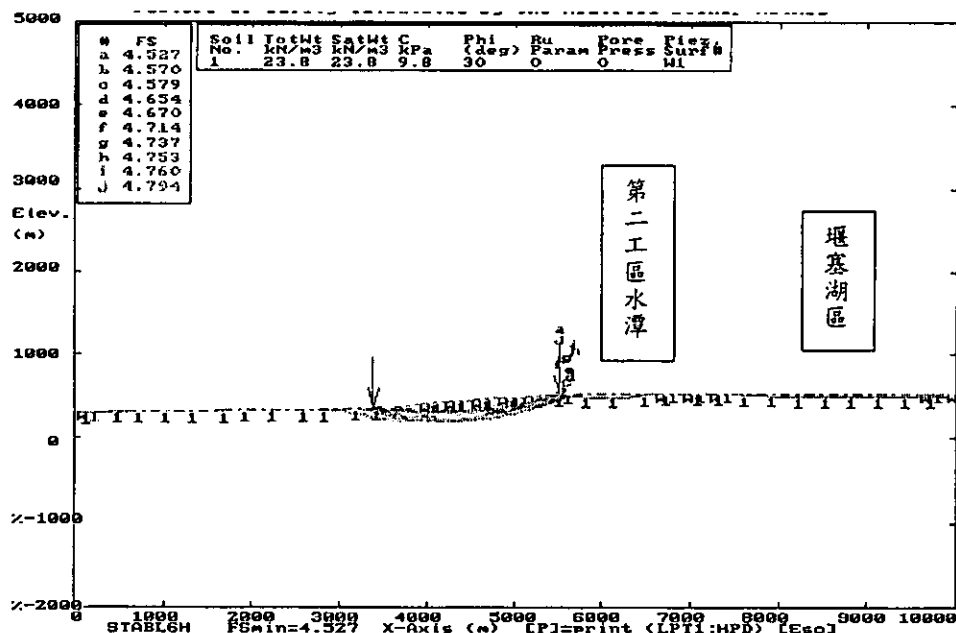


圖 2.32 依圖 2.5 剖面以 PCSTABL 分析結果圖(滿水位)

分析結果如圖 2.32 之分析結果。由圖中(垂直向與水平向比例近乎相同)可知整體地形極為平緩，壩體下游面(第二工區水潭至原河道)坡面之穩定性其安全係數為 4.53，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，以下將以 FLAC 程式來分析天然壩體之穩定性。

圖 2.33、圖 2.34、圖 2.35 與圖 2.36 分別表第一水潭水位為 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 (pp)、塑性狀態 (plasticity state)、平均有效應力 (Fish, ex_8) 與有效主應力比 (σ'_1/σ'_3) 分佈圖 (Fish, ex_7)；圖 2.33 之孔隙水壓力係由第一水潭 (右上處) 漸次向左減少，但，由於第二水潭 (中間處) 之水壓力的作用，使得孔隙水壓力於該處會升高，其後便又逐漸地向下游處遞減；圖 2.36 可知其有效主應力比 (σ'_1/σ'_3) 的範圍介於 -1.25~0.75 間，若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 $0.1 \text{ kg/cm}^2 (=10000 \text{ Pa})$ (如表 2-2 所示)，則本分析所得之應力比應不會達到破壞之主應力比，因此，可推測即使假設在最保守的水位狀態下，民國 88 年草嶺潭形成後之天然壩體透過土工之 FLAC 軟體分析後應屬穩定而無潰決之虞。

然而，民國 88 年草嶺堰塞湖曾於民國 90 年歷經桃芝、納莉兩大颱風，其後經實際測量之剖面示意圖如圖 2.37 所示；由此圖可看出原先圖 2.5 之第二水潭已被沖刷而消失，且由於水文的作用使整體之剖面較本節所分析之剖面（桃芝、納莉颱風前）更為平緩，故可進而推測目前的天然壩體若以土工分析所得之結果將會更加穩定。

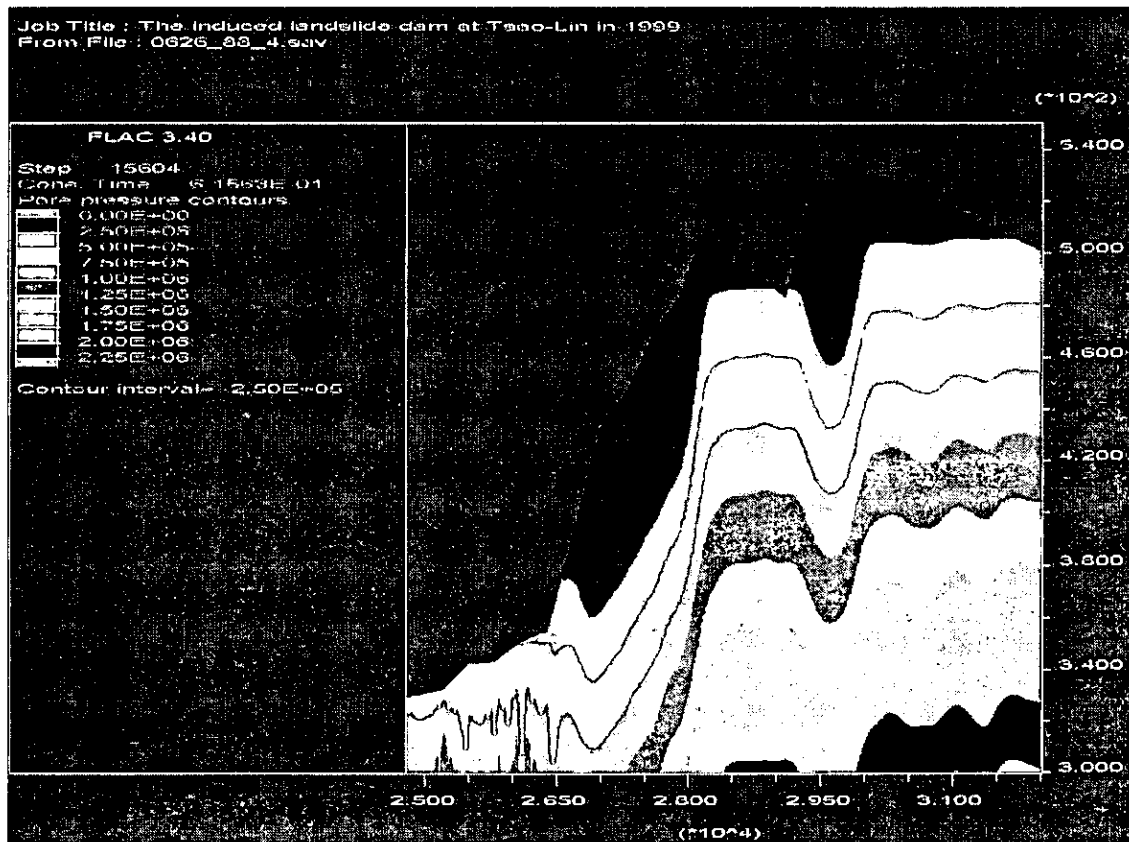


圖 2.33 民國 88 年草嶺潭天然壩體內之孔隙水壓力分佈圖

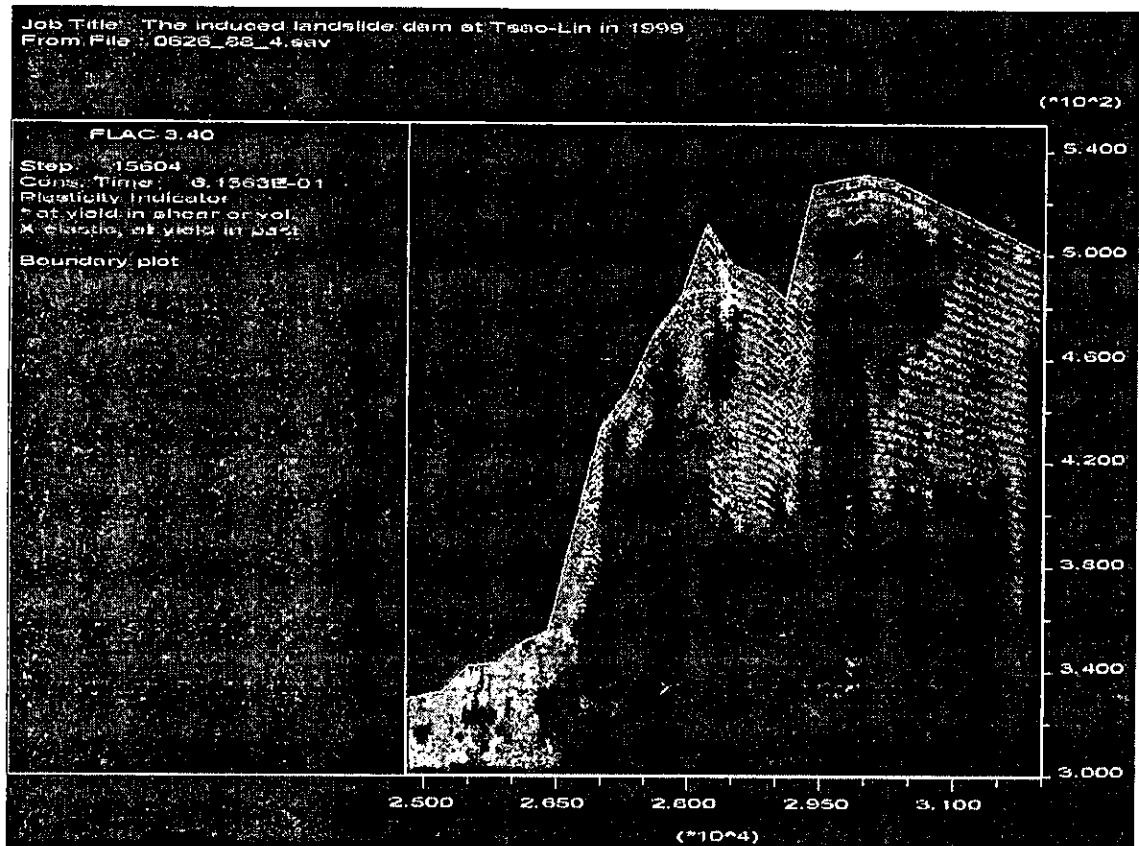


圖 2.34 民國 88 年草嶺潭天然壩體內之塑性狀態分佈圖

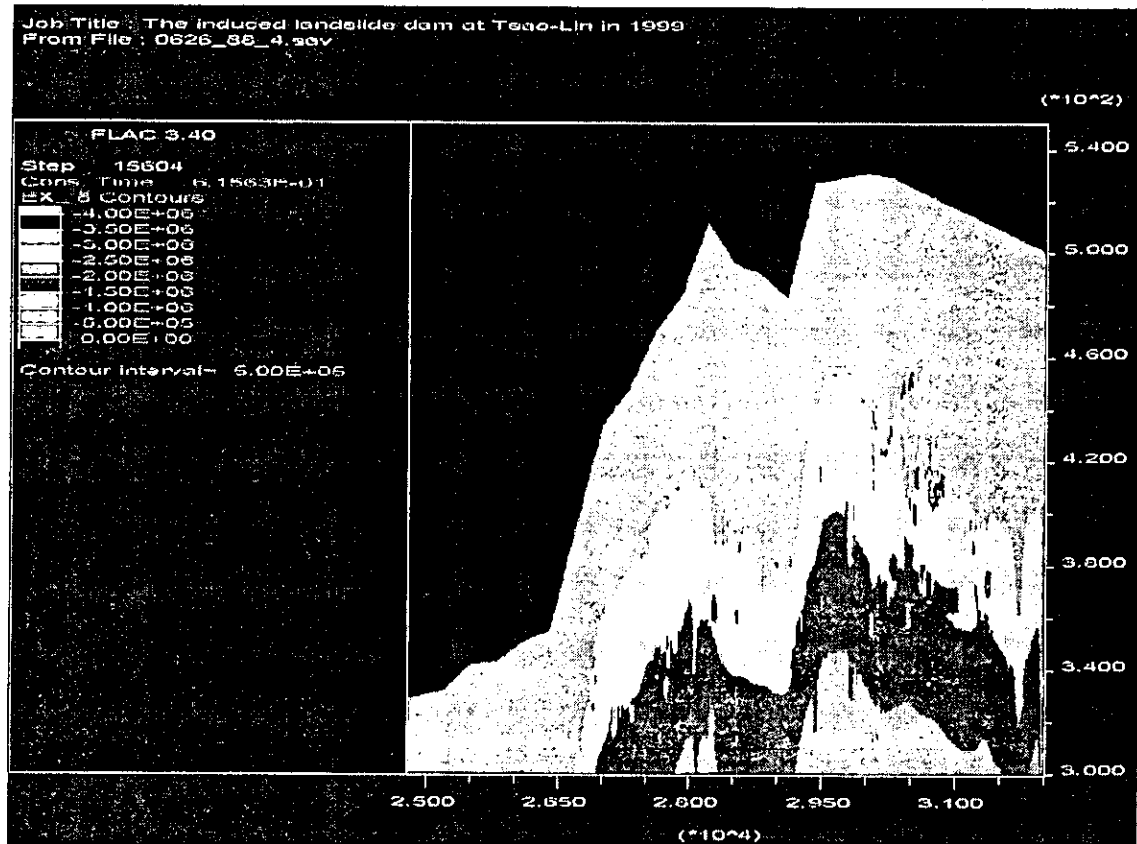


圖 2.35 民國 88 年草嶺潭天然壩體內之平均有效應力分佈圖

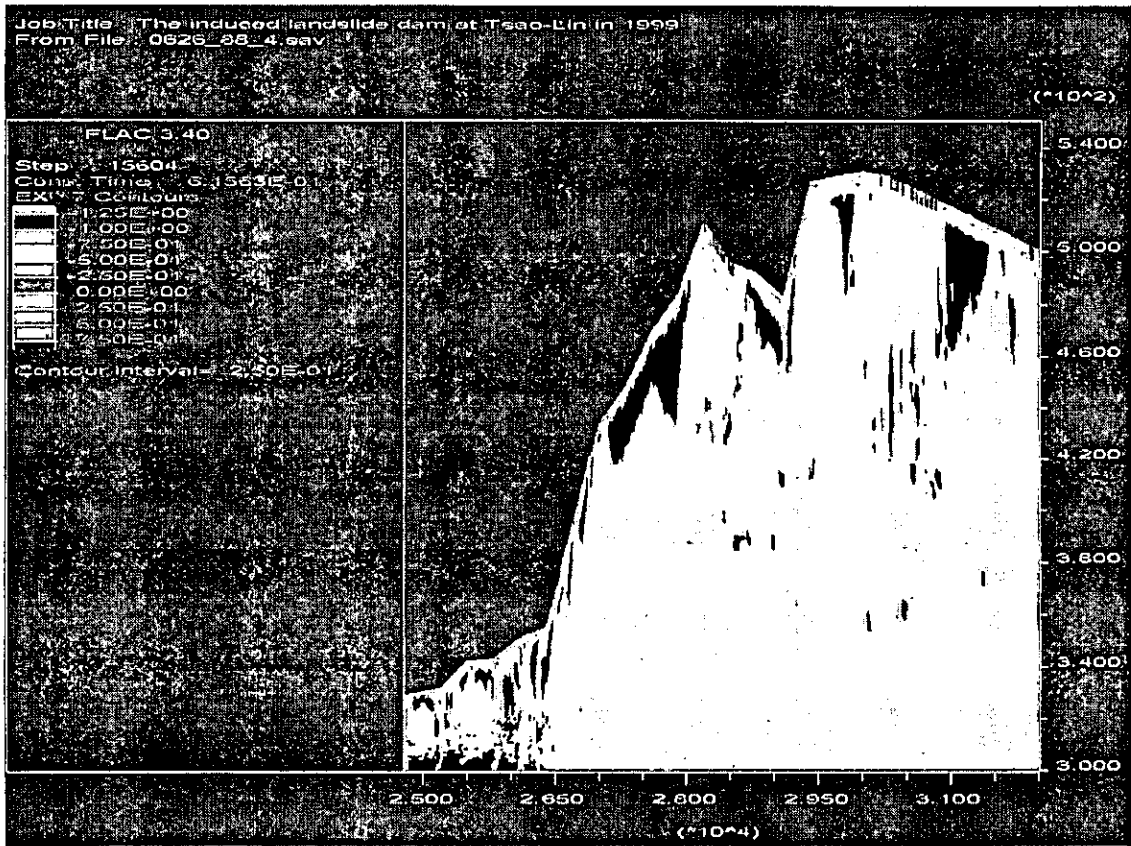


圖 2.36 民國 88 年草嶺潭天然壩體內之有效主應力比(σ'_1/σ'_3)分佈圖

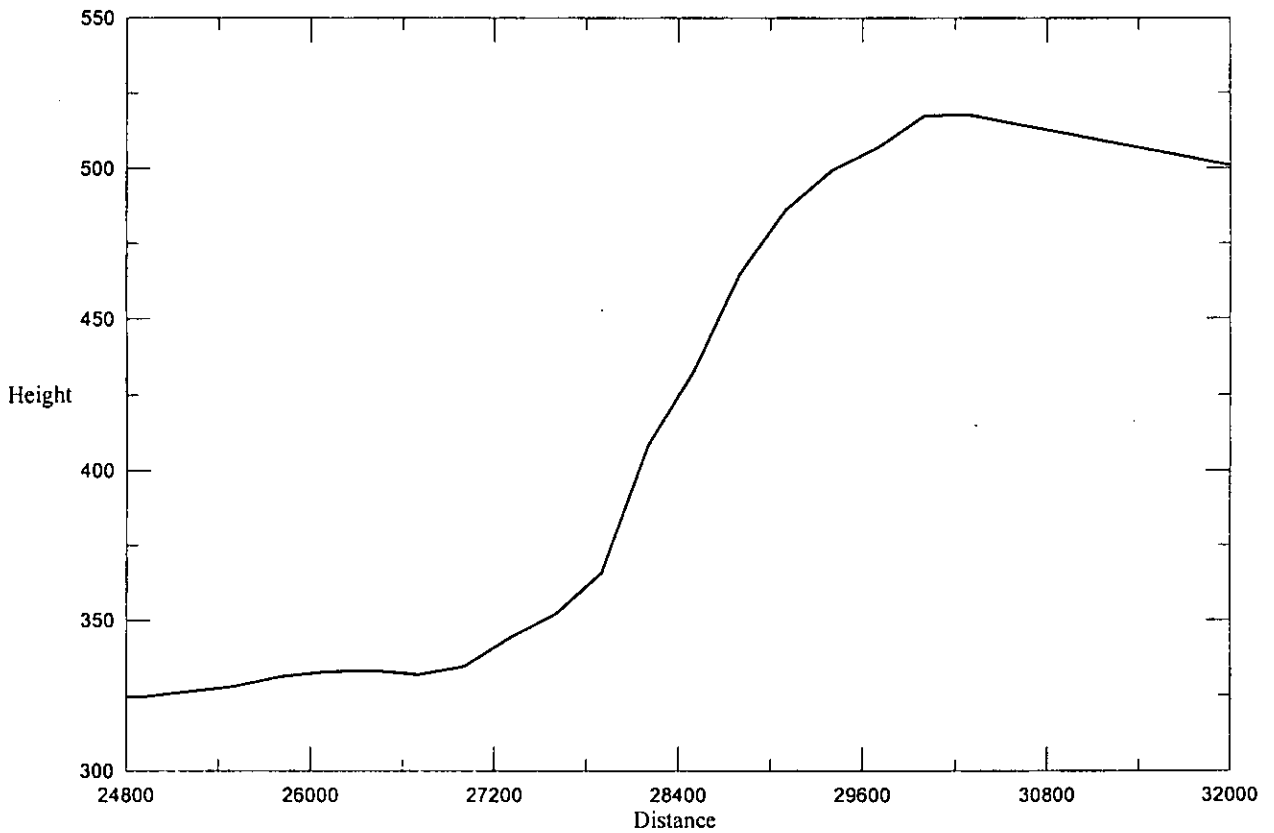


圖 2.37 民國 88 年草嶺堰塞湖經桃芝、納莉兩颱洪後實際測量剖面示意圖

至於 FLAC/SLOPE 程式之分析結果，當網格製作完成後即可執行安全係數的計算工作 (SolveFoS)，其計算尚可包括摩擦角 (Friction angle)、凝聚力 (Cohesion)、張力截切 (Tension cutoff)、與使用諧和塑性流法則 (Use associated plastic flow rule) 等幾個因子，本研究係採用前二者來進行分析。圖 2.38 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，即使在假設十分保守的地水位條件下，應仍可相當穩定而無潰決之虞。

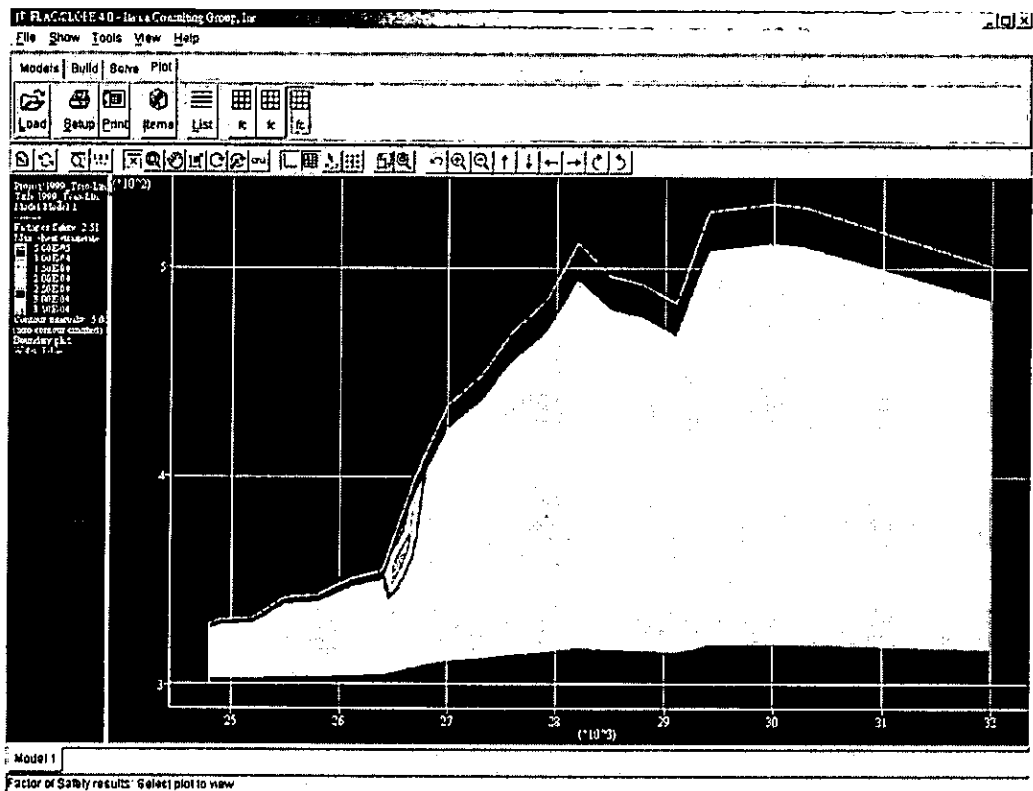


圖 2.38 民國 88 年草嶺潭以 FLAC/SLOPE 程式分析邊坡穩定之安全係數值與壩體內最大剪應變率之分佈圖

2、九份二山堰塞湖

對於 FLAC 程式之分析結果，圖 2.39、圖 2.40、圖 2.41 與圖 2.42 分別表當水位為 567 公尺時之天然壩體內孔隙水壓力 (pp)、塑性狀態 (plasticity state)、平均有效應力 (Fish, ex_8) 與有效主應力比 (σ'_1/σ'_3) 分佈圖 (Fish, ex_7)；由圖 2.42 可知其有效主應力比 (σ'_1/σ'_3) 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 $0.1 \text{ kg/cm}^2 (=10000 \text{ Pa})$ (如表 2-4 所示)，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，可推測即使假設在最保守的水位狀態下，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 2.39 民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩體內之孔隙水壓力分佈圖

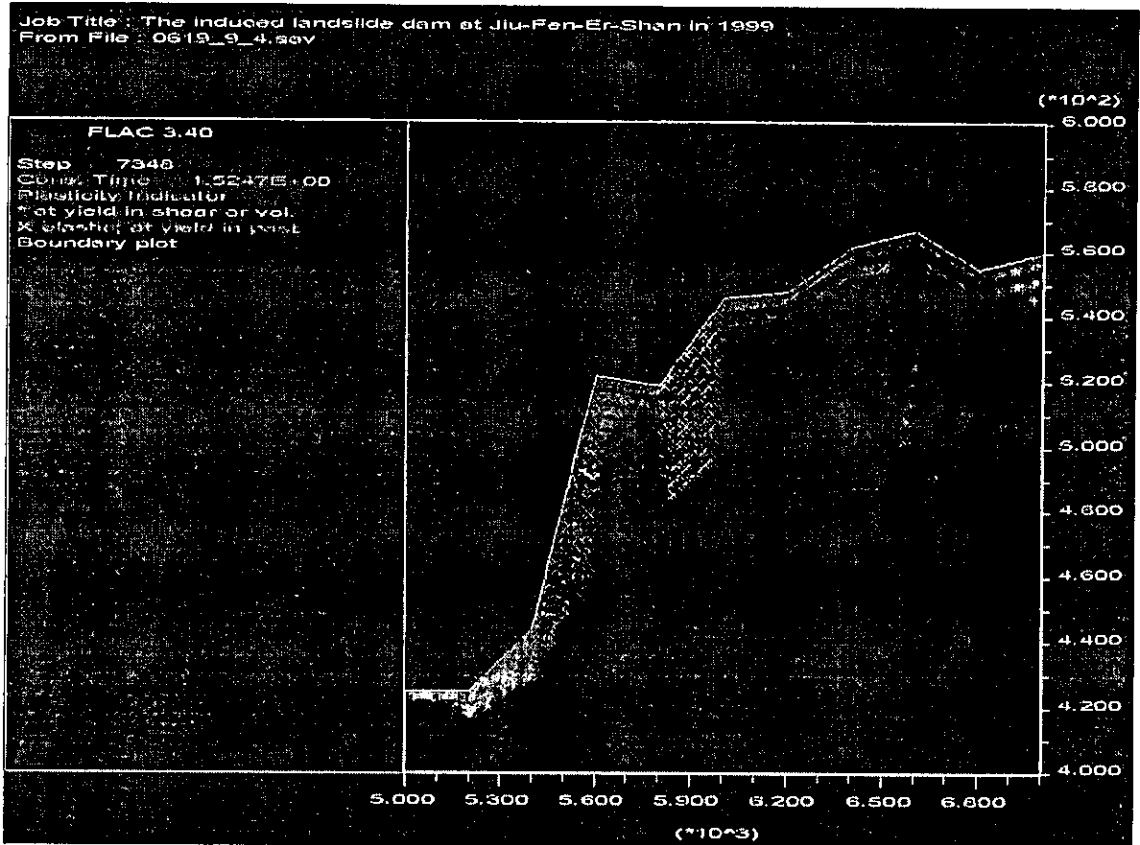


圖 2.40 民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩體內之塑性狀態分佈圖

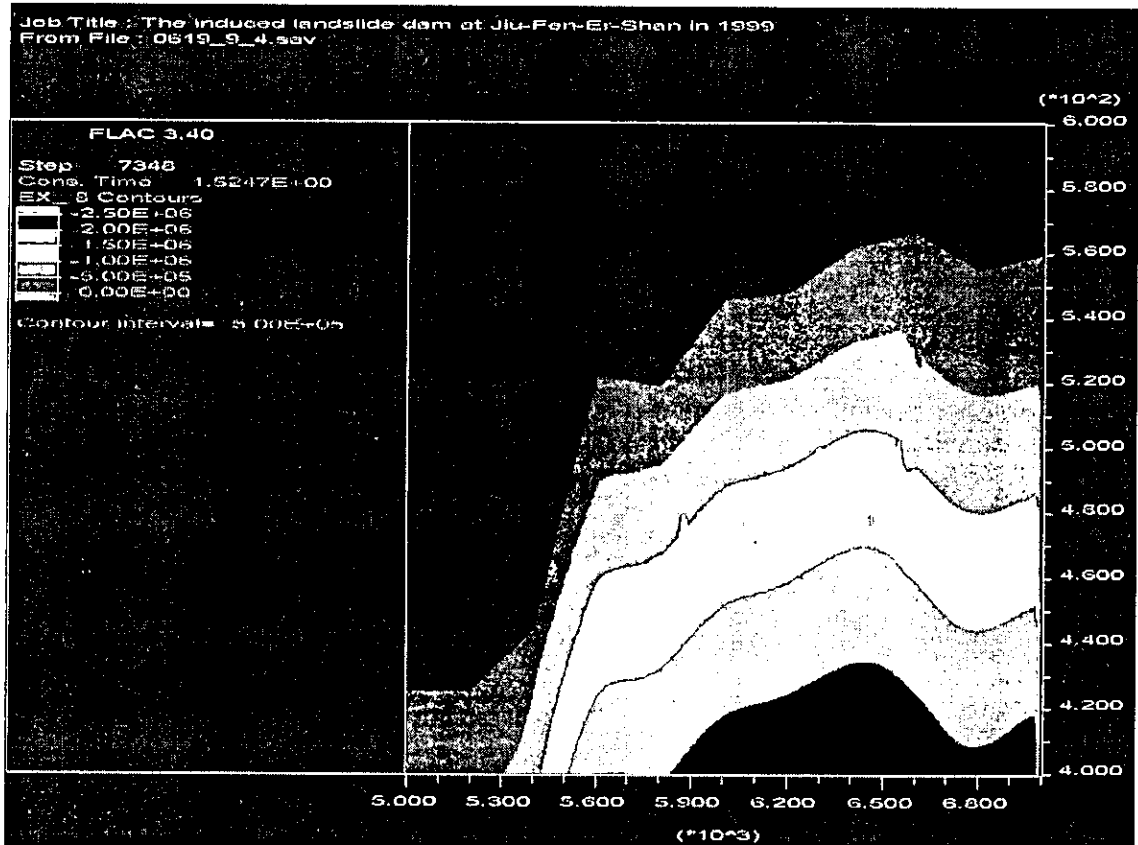


圖 2.41 民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩體內之平均有效應力分佈圖

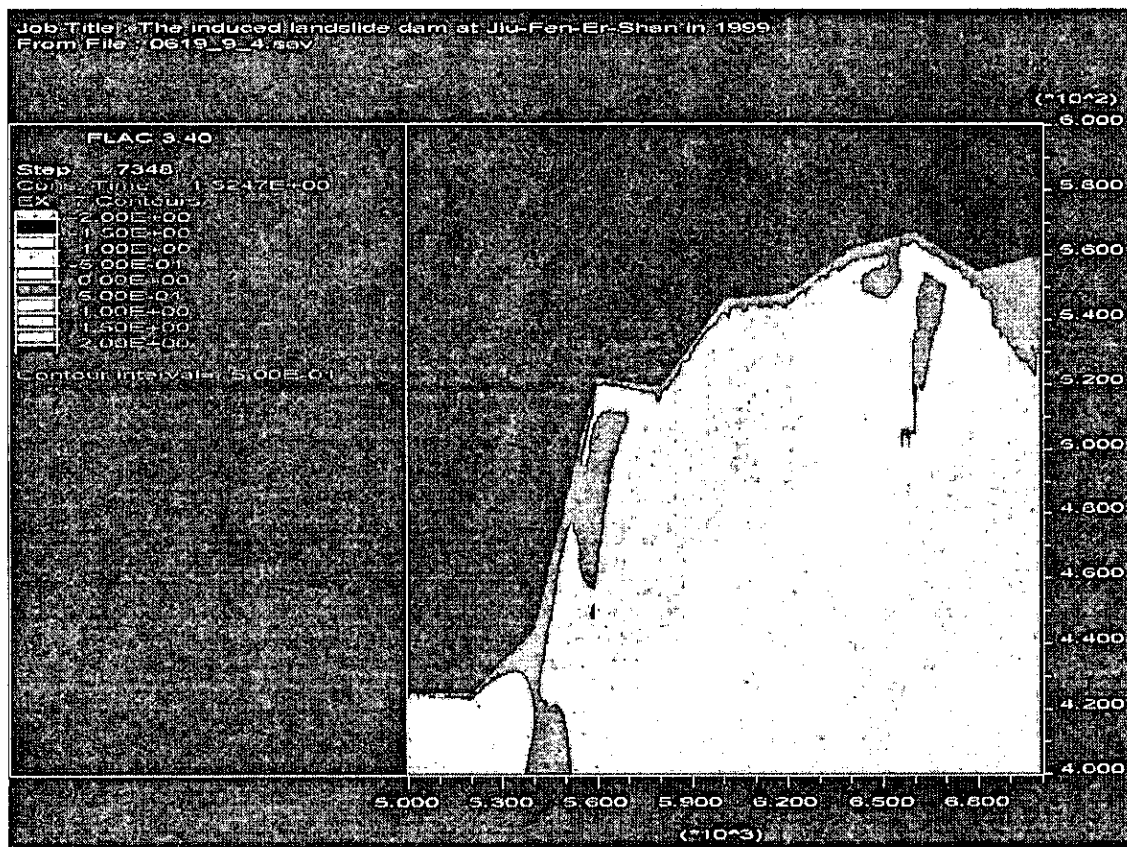


圖 2.42 民國 88 年九份二山堰塞湖天然壩體內之有效主應力比(σ'_1/σ'_3)分佈圖

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 2.43 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位下，仍應可處於穩定之狀態。

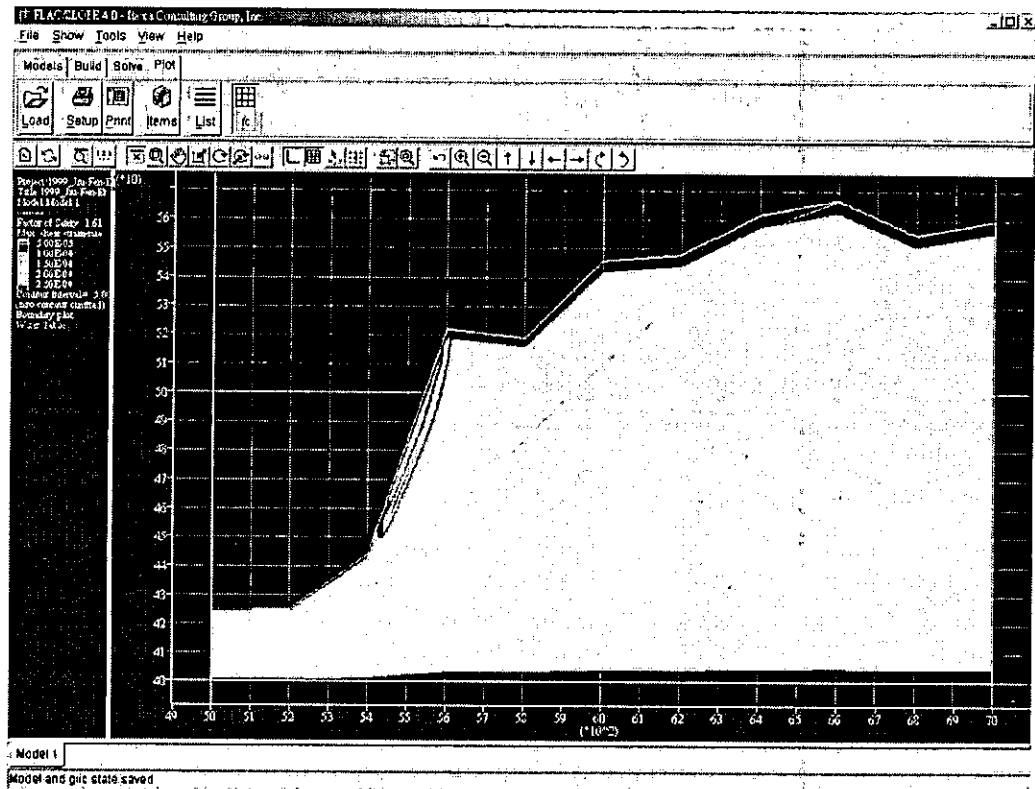


圖 2.43 民國 88 年九份二山邊坡穩定分析之安全係數值與壩體內最大剪應變率之分佈圖

二、天然壩潰口變化與潰壩流出量分析

(一)FLDWAV 模式與 BREACH 模式理論

1、FLDWAV 模式

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

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

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

(1)潰口變化

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

所需之時間。

(2) 水庫出流歷線演算

影響水庫出流歷線之因素有四個：潰口形狀、潰壩延時、水庫水位及入流歷線。

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

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

(3) 下游洪水演算

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

2、BREACH 模式

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

(二)模擬案例說明

1、FLDWAV 模式

(1)草嶺堰塞湖

在第二年度計畫中，FLDWAV 已模擬晴天潰壩、100 年及 200 年之重現期距洪水，第三年度將敏督利颱風加入 FLDWAV 模擬方案中，以期模擬更接近實際潰壩情況，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)，模擬案例如表 2-6 所示。

各方案共同假設：

- (a.)壩頂高程： 540 m
- (b.)潰壩時湖水位： 540 m
- (c.)潰壩頂寬： 160 m
- (d.)潰壩底寬： 40 m
- (e.)潰口斜率： 1 V : 1.4 H
- (f.)曼寧係數： 0.04
- (g.)潰壩型式：溢頂潰壩
- (h.)斷面數量：89 個 (斷面間距：300 公尺，不含天然壩體)
- (i.)描述斷面點數： 10 個 (底床寬所對應之高程，採用 89 年河道斷面資料)
- (j.)總模擬長度： 30.3 km (潰口至濁水溪匯流處)

表 2-6 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

邊界條件:

上游邊界條件為入流量，下游邊界條件為水位歷線，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 2.44~圖 2.47

在敏督利颱風洪案例中，資料來源為 93 年「敏督利颱風水文分析報告」於清水溪之桶頭測站之流量記錄，其推估之上游邊界之流量資料及下游水位資料，如圖 2.48~圖 2.49。

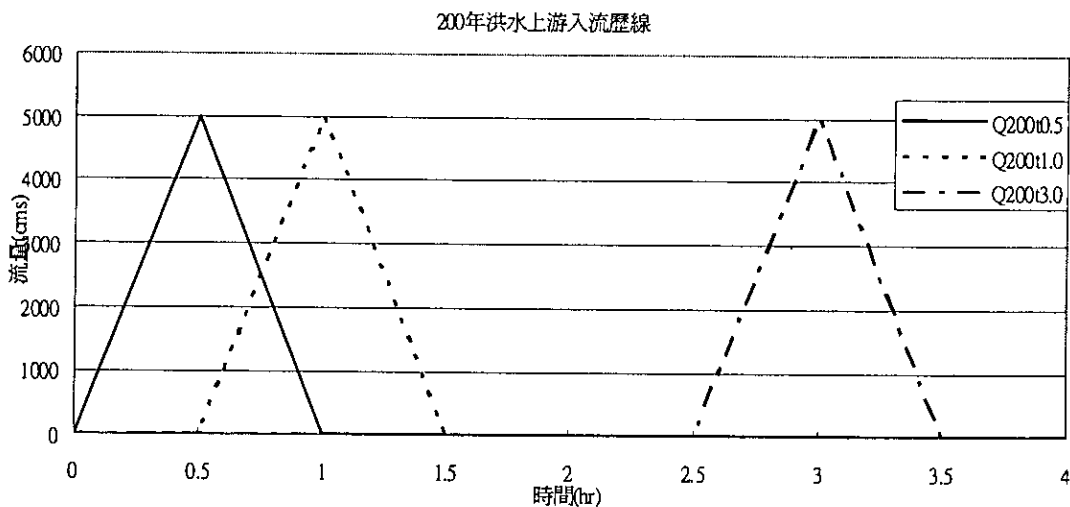


圖 2.44 案例 C1~C3 上游邊界條件

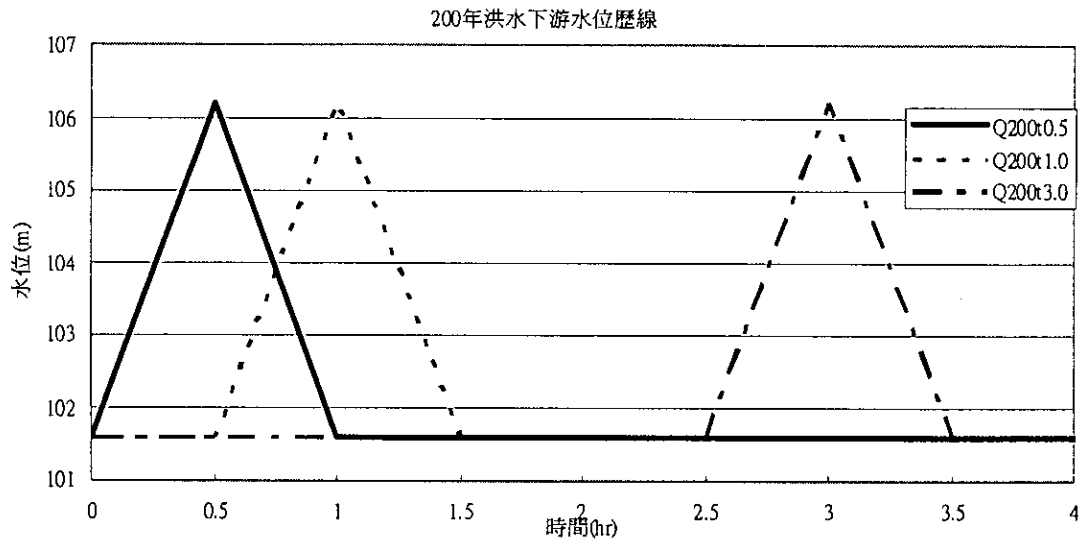


圖 2.45 案例 C1~C3 下游邊界條件

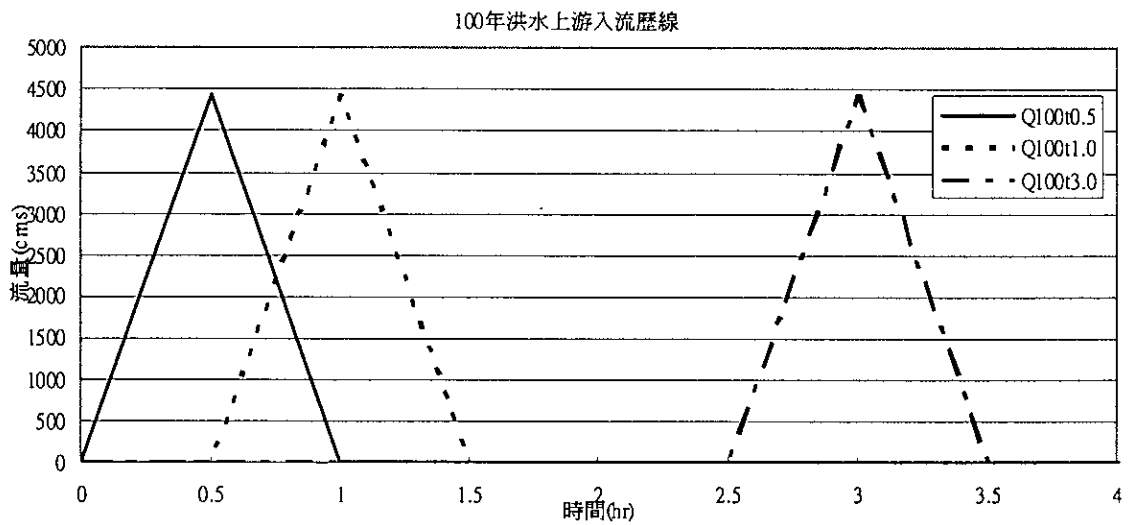


圖 2.46 案例 B1~B3 上游邊界條件

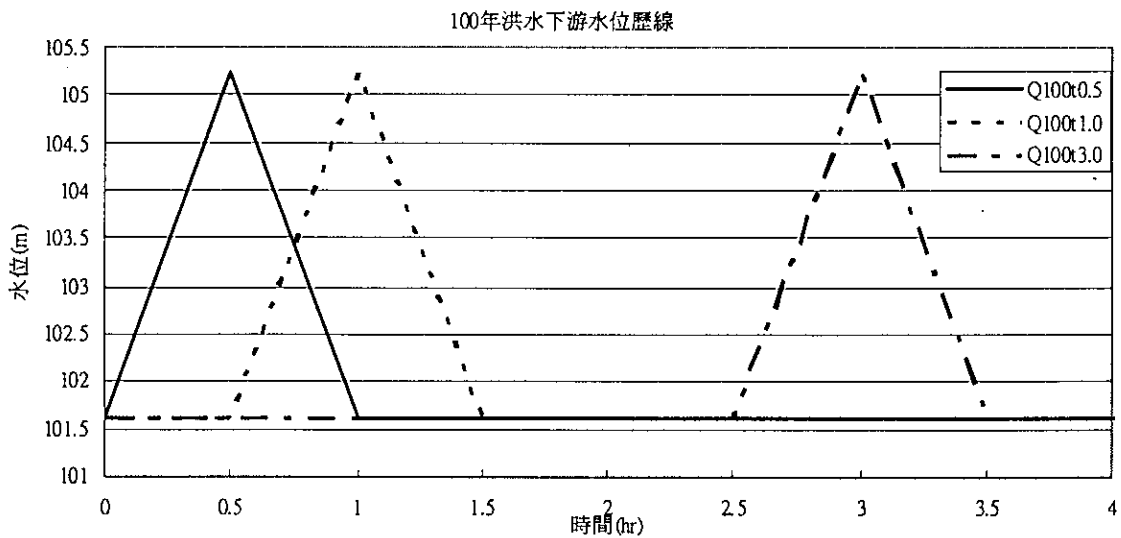


圖 2.47 案例 B1~B3 下游邊界條件

敏督利颱風洪上游入流歷線

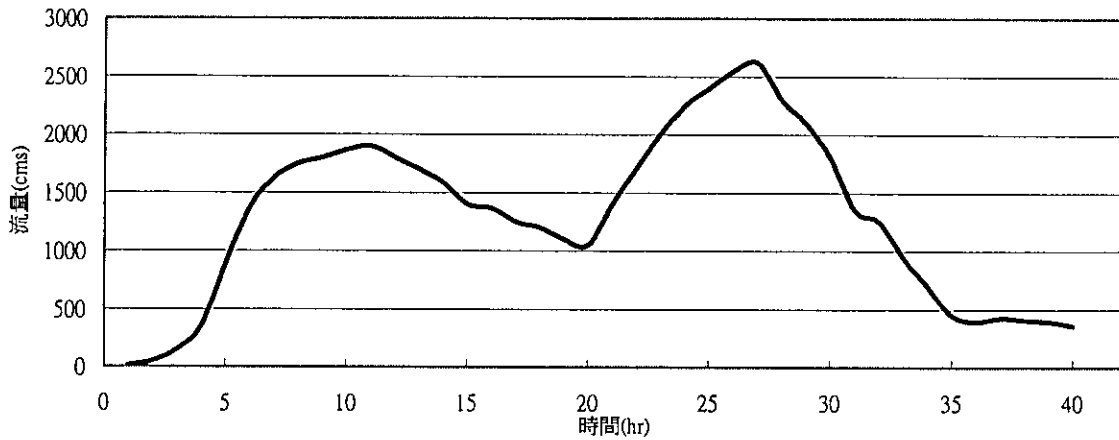


圖 2.48 案例 D1~D3 上游邊界條件

敏督利颱風洪下游水位歷線

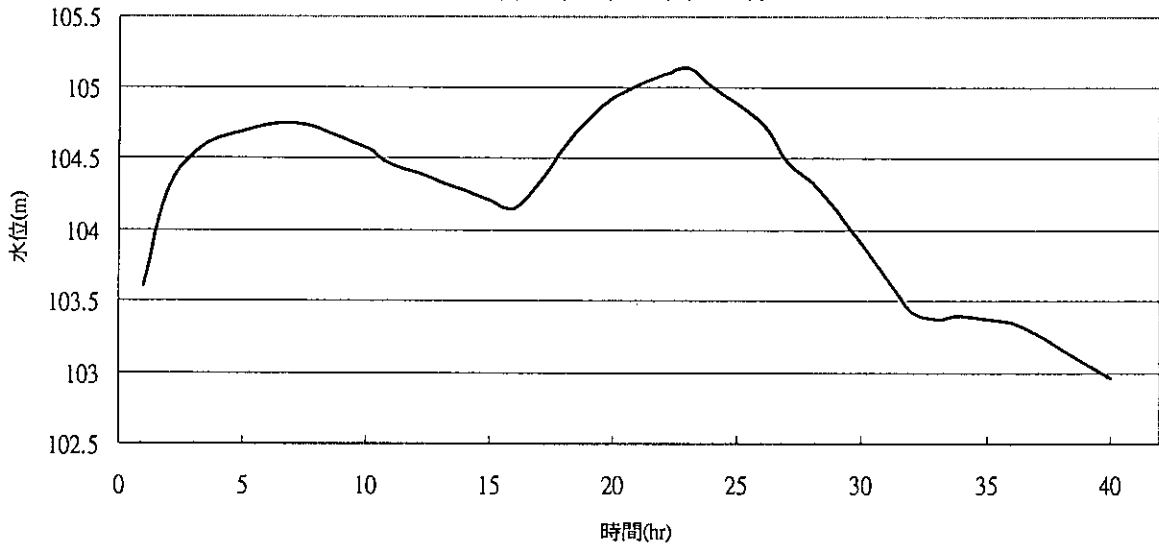


圖 2.49 案例 D1~D3 下游邊界條件

(2)九份二山堰塞湖

第三年度模擬案例，是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 2-7。

各案例共同資料：

- (a.)壩頂高程：570m
- (b.)潰壩時湖水位：570m
- (c.)潰壩頂寬：450m
- (d.)潰壩底寬：60m
- (e.)潰口斜率：1V：8H
- (f.)曼寧係數：0.04
- (g.)潰壩型式：溢頂潰壩
- (h.)斷面數量：28 個
- (i.)描述斷面點數：10 個
- (j.)總模擬長度：6.0km

表 2-7 FLDWAV 九份二山堰塞湖模擬方案

重現期距年及壩體 高度 潰壩延時	25 年 (壩高 30m)	50 年 (壩高 30m)
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

邊界條件：

上游邊界條件為入流量，下游邊界條件為水位歷線，採「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 2.50~圖 2.53

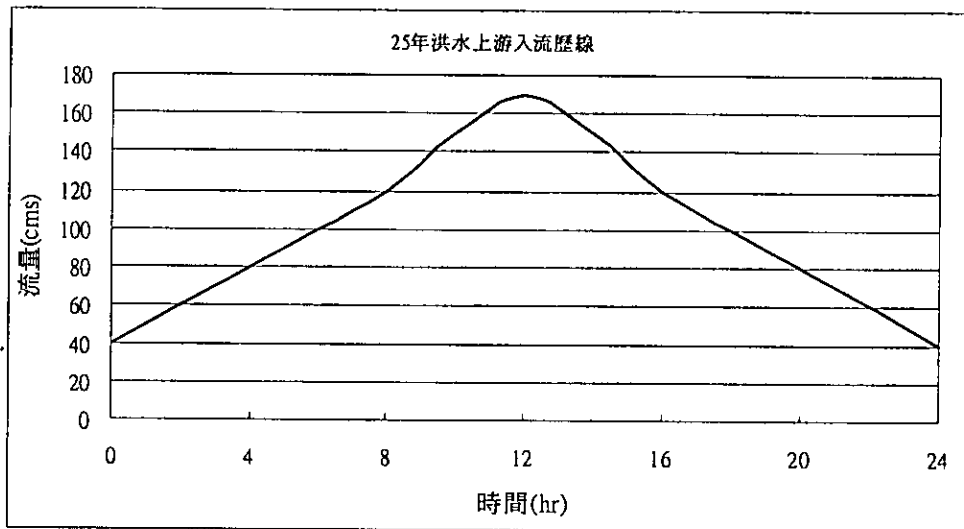


圖 2.50 案例 E1~E2 上游邊界條件

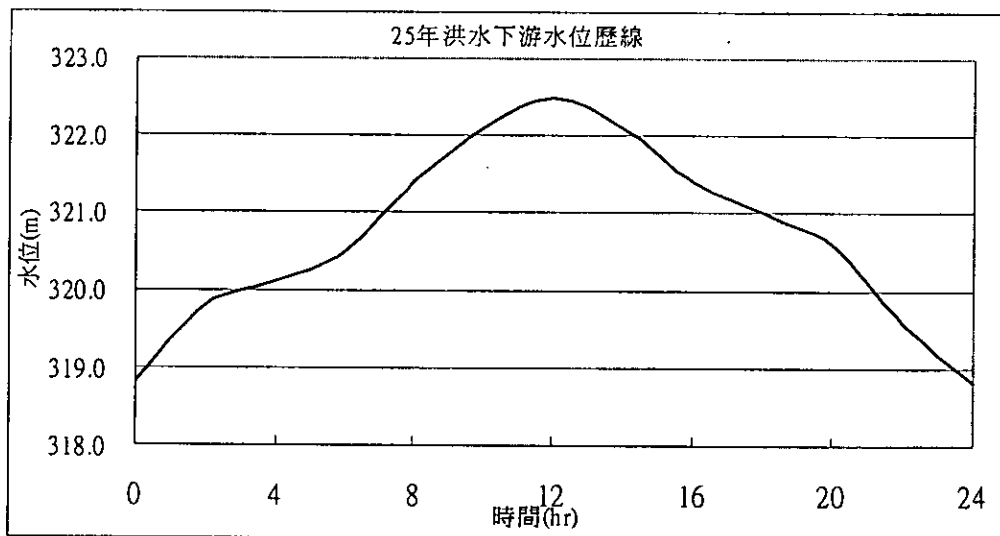


圖 2.51 案例 E1~E2 下游邊界條件

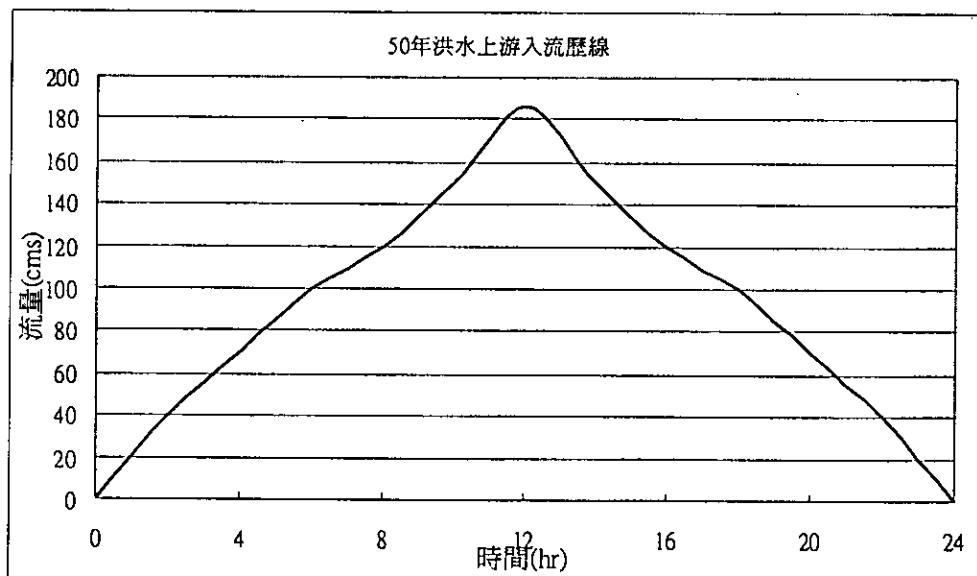


圖 2.52 案例 F1~F2 上游邊界條件

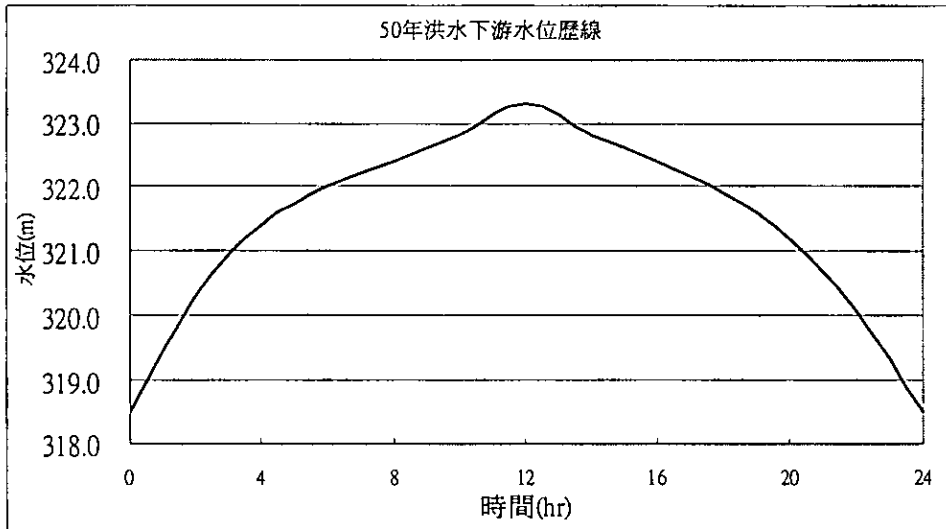


圖 2.53 案例 F1~F2 下游邊界條件

2. BREACH 模式

(1) 草嶺堰塞湖

BREACH 模式為一模擬潰口變化及流量歷線之模式，本計畫以此模式來模擬潰口變化，以補 FLDWAV 模式無法模擬之部分，並以 68 年『草嶺崩山記』之資料來檢定相關之係數，並將此係數供作 88 年模擬之用，來探討潰壩時潰口之變化，以及檢討 FLDWAV 模式之假設是否合理。模擬案例如表 2-8 所示。

表 2-8 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。

68 年潰壩模擬假設：

由於 68 年資料有限，因此，依既有資料自行設計壩體形狀。如圖 2.54 所示。

- (a.) 壩頂高程：525.75 m
- (b.) 壩底高程：465 m
- (c.) 壩體上游面坡度：1：5 (垂直：水平)
- (d.) 壩體下游面坡度：1：8 (垂直：水平)
- (e.) 潰壩時湖水位：526.1 m
- (f.) 壩頂最大寬度：110 m
- (g.) 壩底最大寬度：110 m
- (h.) 曼寧係數：0.04
- (i.) 潰壩型式：溢頂潰壩
- (j.) 中值粒徑 D_{50} ：80mm
- (k.) 土壤黏性強度 C ：0.1 kg/cm²
- (l.) 摩擦角 φ ：30.0°

88 年潰壩模擬各方案共同假設：

壩體假設 921 地震剛形成時之形狀，如圖 2.55。

- (a.) 壩頂高程：540 m
- (b.) 壩底高程：470 m
- (c.) 壩體上游面坡度：1：11 (垂直：水平)
- (e.) 壩體下游面坡度：1：45 (垂直：水平)
- (f.) 潰壩時湖水位：540 m
- (g.) 壩頂最大寬度：160 m
- (h.) 壩底最大寬度：110 m
- (i.) 曼寧係數：0.04
- (j.) 潰壩型式：溢頂潰壩
- (k.) 中值粒徑 D_{50} ：80mm
- (l.) 土壤黏性強度 C ：0.1 kg/cm²

(m.) 摩擦角 φ : 30.0°

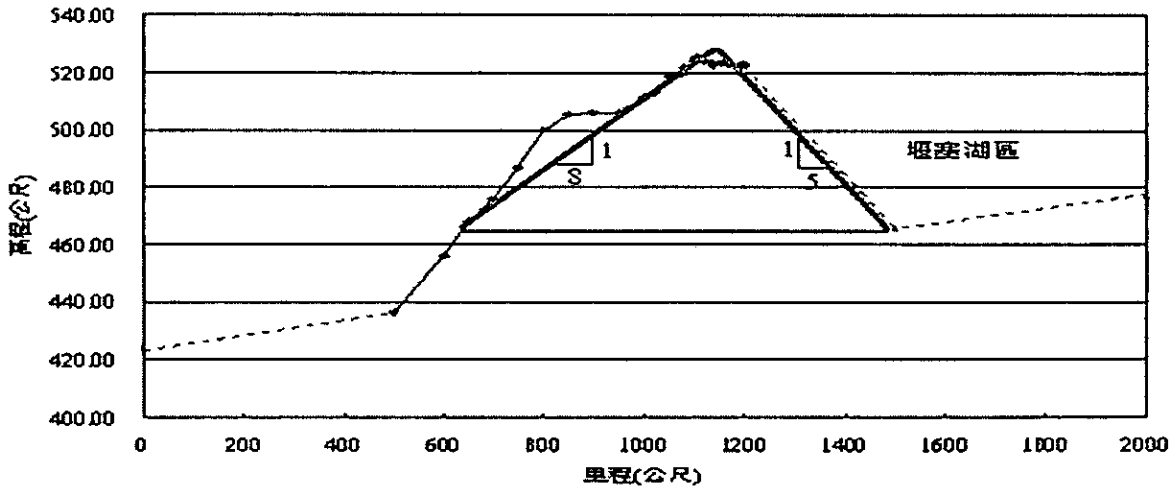


圖 2.54 68 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面圖

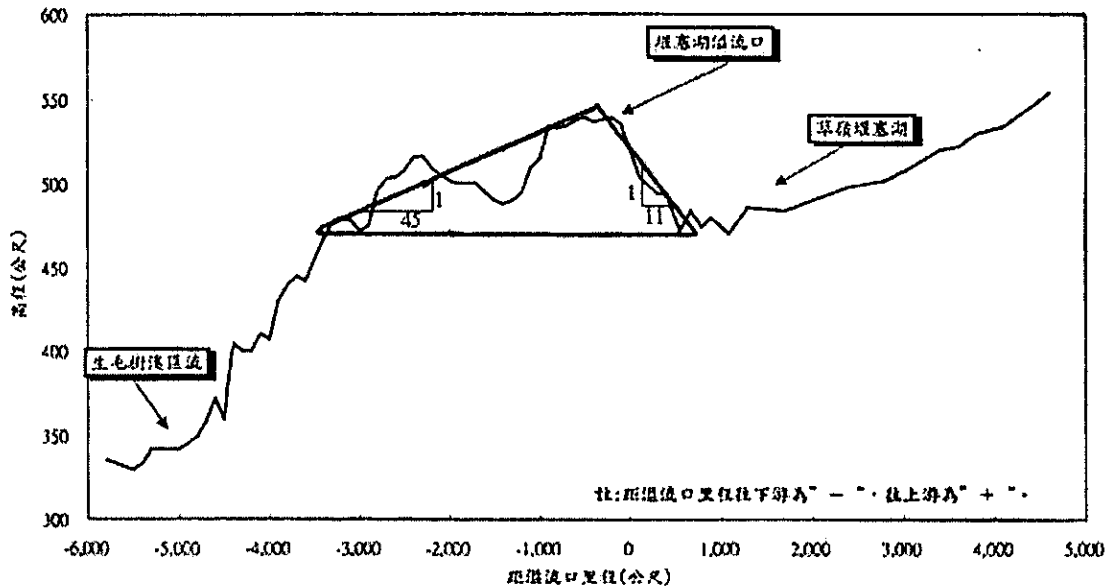


圖 2.55 88 年草嶺堰塞湖崩塌後天然壩區縱剖面圖

邊界條件：

68 年潰壩案例，上游之入流量歷線為茱迪颱風之實測資料，如圖 2.56；90 年之案例則根據 91 年「清水河流域緊急應變計畫與防災對策之專題報告」中，根據桃芝及納莉風災於桶頭測站之流量，利用流量面積法，求出堰塞湖潰口之入流歷線，為模式輸入之邊界條件，其分析結果如圖 2.57 所示；敏督利上游入流量歷線得自於 93 年「敏督利颱風水文分析報告」於清水溪桶頭測站之流量資料，如圖 2.58 所示。

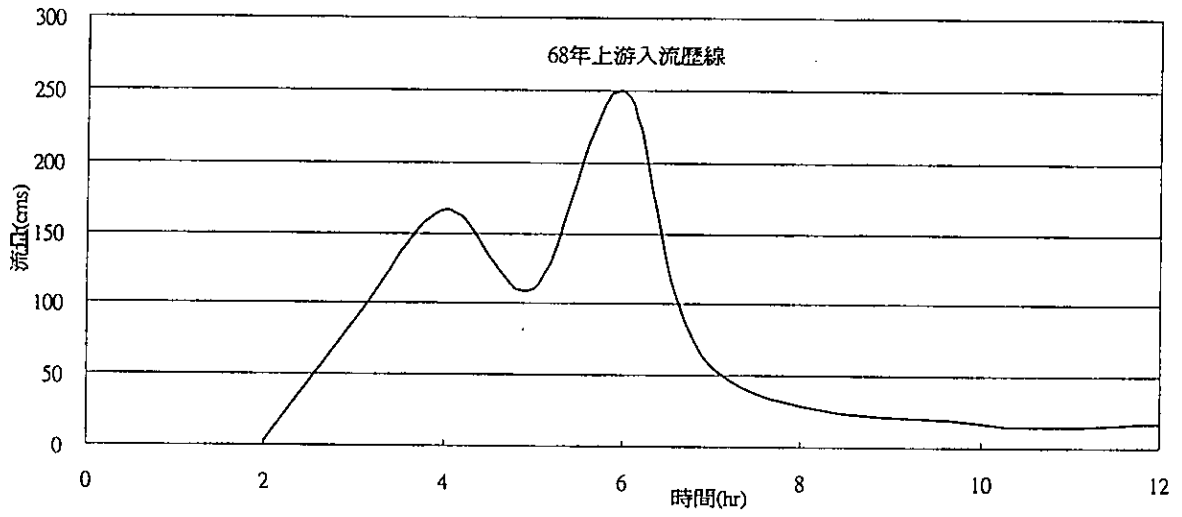


圖 2.56 68 年萊迪颱風上游入流歷線

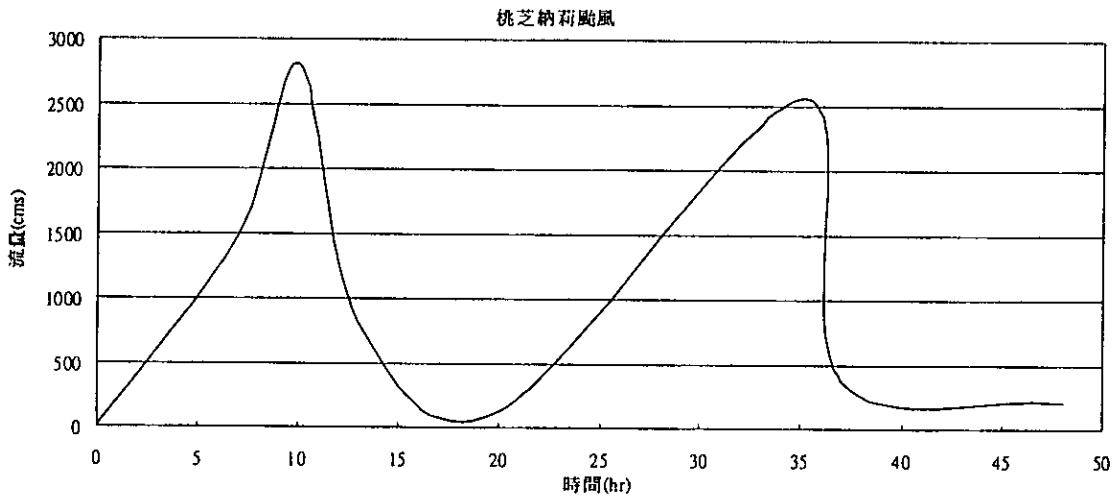


圖 2.57 民國 90 年桃芝、納莉颱風洪上游入流歷線

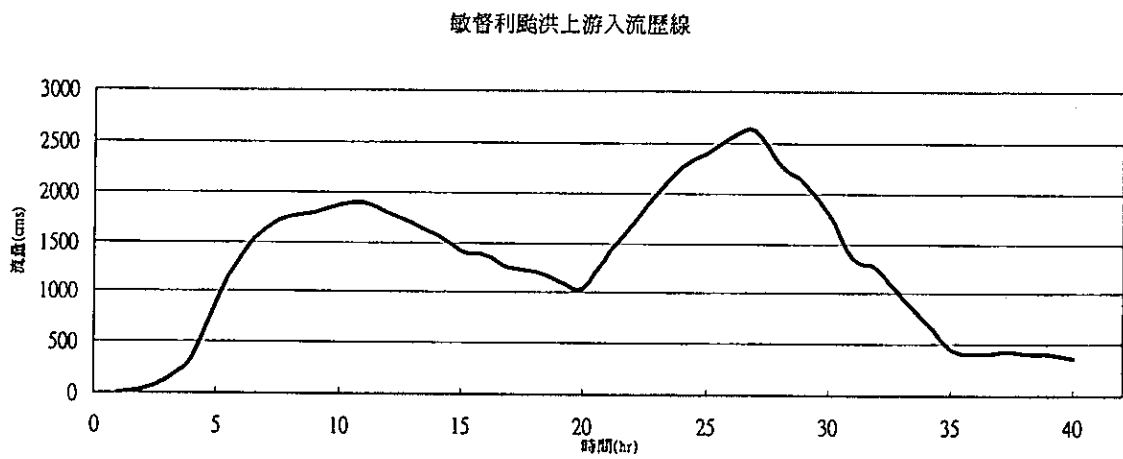


圖 2.58 民國 93 年敏督利颱風洪上游入流歷線

(2) 九份二山堰塞湖

本計畫以 BREACH 模式來模擬九份二山潰口變化及潰口流量，以補 FLDWAV 無法模擬之部份。模擬案例如表 2-9 所示。

表 2-9 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

註：K 為 25 年重現期距之潰壩案例、L 為 50 年重現期距之潰壩案例

BREACH 潰壩模擬各方案共同資料(九份二山)：

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」，如圖 2.59。

- (a.)壩頂高程：570m
- (b.)壩底高程：540m
- (c.)潰壩時湖水位：570m
- (e.)壩體上游面坡度：1：4.5(垂直：水平)
- (f.)壩體下游面坡度：1：8(垂直：水平)
- (g.)壩頂最大寬度：450m
- (h.)壩底最大寬度：60m
- (i.)曼寧係數：0.04
- (j.)潰壩型式：溢頂潰壩
- (k.)中值粒徑：3.2mm
- (l.)土壤黏性強度 C：0.1kg/cm²
- (m.)摩擦角：30°
- (n.)孔隙率：0.4

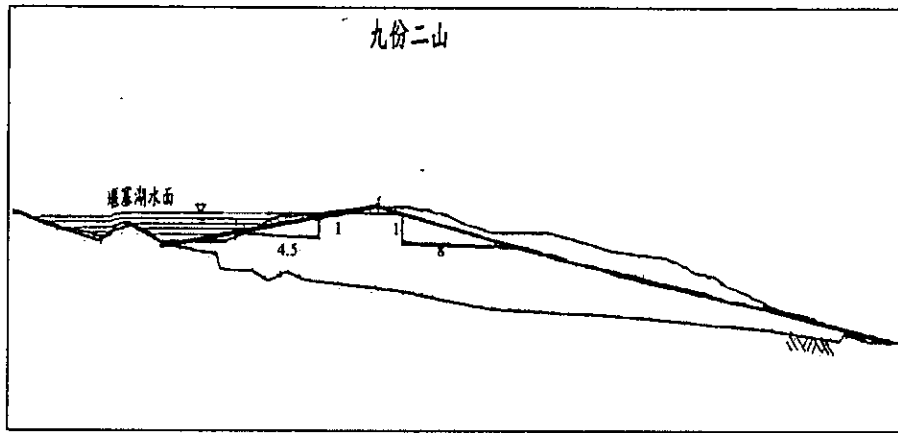


圖 2.59 九份二山堰塞湖天然壩區縱剖面圖

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】期末報告」，入流量資料之推估，如圖 2.60~圖 2.61 所示。

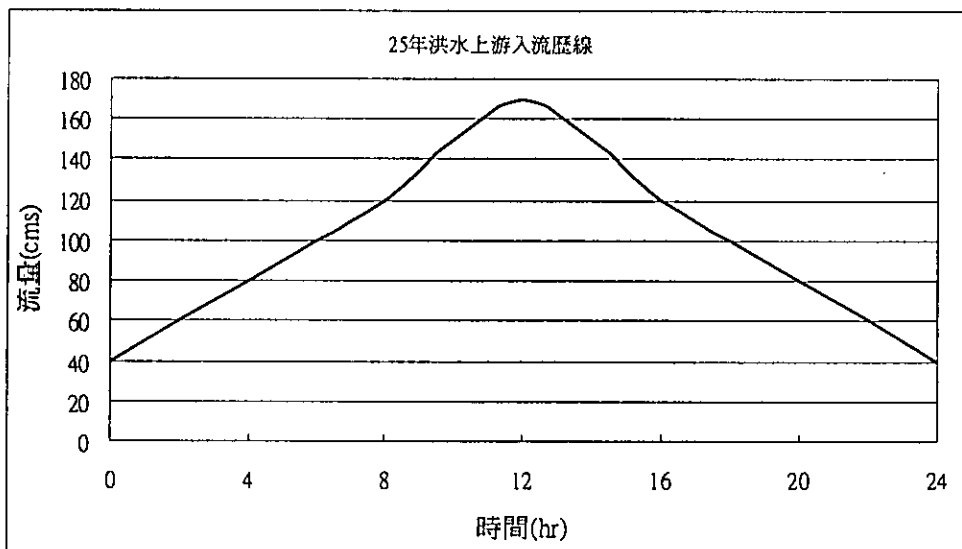


圖 2.60 25 年洪水頻率上游入流歷線

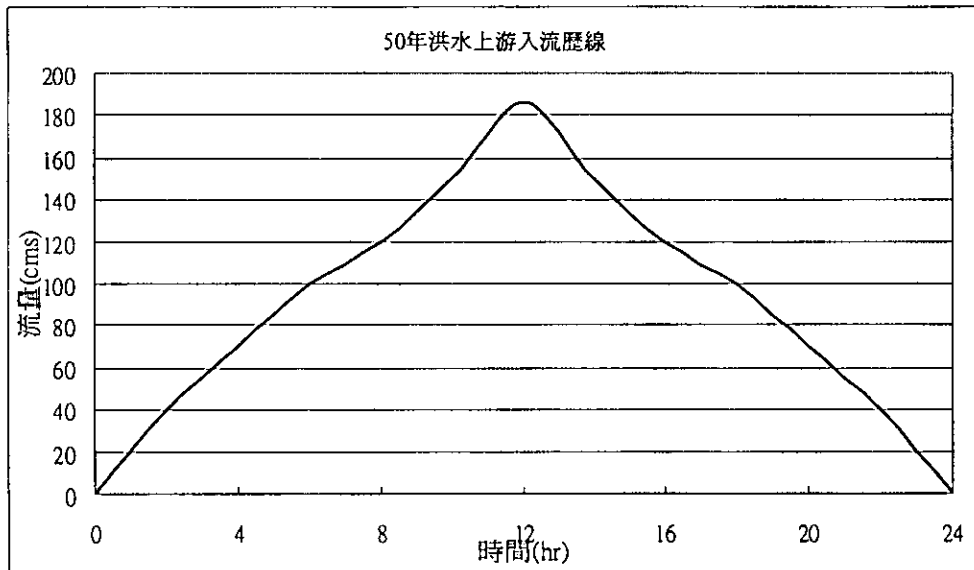


圖 2.61 50年洪水頻率上游入流歷線

(三)模擬結果

1、 FLDWAV 模式

(1) 草嶺堰塞湖

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，結果如下：

(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%，模擬成果詳如表 2-10 所示。圖 2.62 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。由圖 2.65 所示，可看出在晴天潰壩下不同潰壩延時，潰口流量歷線在潰壩延時越長之下，洪峰發生時間越晚，且洪峰流量越低。

(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%，模擬成果詳如表

2-10 所示。圖 2.62 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。並由圖 2.66，可看出在 100 年重現期距洪水潰壩下不同潰壩延時，潰口流量歷線在潰壩延時越長之下，洪峰發生時間越晚，且流量越低。

(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 9,064cms，洪峰到達下游端約為 1.66 小時，洪峰消滅程度為 34.1%，模擬成果詳如表 2-10 所示。圖 2.62 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。並由圖 2.67，可看出在 200 年重現期距洪水潰壩下不同潰壩延時，潰口流量歷線在潰壩延時越長之下，洪峰發生時間越晚，且流量越低。

(d)方案 D1 (敏督利颱風洪，潰壩延時 0.5 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 11,338cms 降至濁水溪匯流口處 6,700cms，洪峰到達下游端約為 1.73 小時，洪峰消滅程度為 40.1%，模擬成果詳如表 2-10 所示。圖 2.62 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。並由圖 2.68，可看出在敏督利颱風潰壩下不同潰壩延時，潰口流量歷線在潰壩延時越長之下，洪峰發生時間越晚，且流量越低。

(e)方案 A2 (晴天潰壩，潰壩延時 1.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 10,044 cms 降至濁水溪匯流口處 6,558cms，洪峰消滅程度為 34.7%，模擬成果詳如表 2-11 所示。圖 2.63 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

(f)方案 B2 (100 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 12,004 cms 降至濁水溪匯流口處 8,625cms，洪峰消滅程度為 28.1%，模擬成果詳如表

2-11 所示。圖 2.63 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

(g)方案 C2 (200 年洪水，潰壩延時 1.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 12,262 cms 降至濁水溪匯流口處 9,631 cms，洪峰到達下游端約為 1.91 小時，洪峰消滅程度為 21.5%，模擬成果詳如表 2-11。圖 2.63 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

(h)方案 D2 (敏督利颱風洪，潰壩延時 1.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 10,192cms 降至濁水溪匯流口處 6,640cms，洪峰到達下游端約為 2.17 小時，洪峰消滅程度為 34.8%，模擬成果詳如表 2-11 所示。圖 2.63 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

(i)方案 A3 (晴天潰壩，潰壩延時 3 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 6,726 cms 降至濁水溪匯流口處 5,698 cms，洪峰消滅程度為 15.3 %，模擬成果詳如表 2-12 所示。圖 2.64 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

(j)方案 B3 (100 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 8,388 cms 降至濁水溪匯流口處 7,268cms，洪峰消滅程度為 13.4 %，模擬成果詳如表 2-12 所示。圖 2.64 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

(k) 方案 C3 (200 年洪水，潰壩延時 3.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 8,606 cms 降至濁水溪匯流口處 7,492 cms，洪峰到達下游端約為 4.04 小時，洪峰消滅程度為 12.9 %，模擬成果詳如表 2-12 所示。圖 2.64 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

(1) 方案 D3 (敏督利颱風，潰壩延時 3.0 小時)：

各斷面最大流量由壩址處 7,765cms 降至濁水溪匯流口處 6,540cms，洪峰到達下游端約為 4.02 小時，洪峰消滅程度為 15.8%，模擬成果詳如表 2-12 所示。圖 2.64 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

表 2-10 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)	200 年 最大 流量 (CMS)	200 年 最高水 位(M)	100 年 最大流 量 (CMS)	100 年 最高水 位(M)	晴天潰 壩最大 流量 (CMS)	晴天潰 壩最高 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	13748	541.52	13463	541.31	11295	540	11338.	540.01	0.50	壩址
0.01	517.58	13748	532.75	13463	532.6	11295	531.38	11338.	531.41	0.50	
4.50	343.39	13322	364.69	13032	364.53	10830	363.23	10874.	363.26	0.56	
4.80	342.05	13288	358.85	12997	358.7	10794	357.5	10838.	357.53	0.56	
5.10	331.91	13231	353.71	12938	353.55	10726	352.24	10770.	352.27	0.57	
5.40	331.13	13176	349.56	12882	349.4	10667	348.14	10711.	348.16	0.57	
5.70	324.62	13085	344.84	12791	344.66	10571	343.17	10615	343.21	0.58	
6.00	318.85	12986	341.88	12691	341.69	10459	340.17	10503	340.2	0.59	
6.30	315.84	12933	339.37	12638	339.19	10396	337.68	10441	337.71	0.59	
6.60	314.36	12904	335.99	12609	335.81	10363	334.36	10408	334.39	0.60	
6.90	310.42	12890	330.5	12594	330.34	10346	329.04	10392	329.07	0.60	
7.20	306.94	12861	323.39	12567	323.19	10319	321.94	10366	321.95	0.61	
7.50	297.89	12806	319.81	12514	319.52	10261	318.19	10310	318.13	0.62	
7.80	295.50	12779	316.27	12485	315.82	10229	314.76	10280	314.52	0.62	清水
8.10	294.51	12764	310.68	12456	310.22	10216	308.97	10256	308.72	0.62	溪橋
8.40	283.51	12735	309.44	12359	309.2	10190	307.32	10166	307.36	0.62	
8.70	281.08	12608	305.32	12301	305.11	10063	303.46	10103	303.49	0.65	
9.00	277.67	12597	300.21	12290	300.02	10049	298.48	10089	298.51	0.65	
9.30	272.74	12585	294.33	12278	294.14	10035	292.67	10075	292.7	0.65	
9.60	268.12	12568	288.67	12261	288.48	10017	287.06	10057	287.08	0.66	
9.90	264.94	12530	284.13	12224	283.95	9976	282.55	10017	282.57	0.66	
10.20	261.48	12492	280.8	12185	280.63	9932	279.22	9975	279.24	0.67	
10.50	257.59	12464	277.59	12158	277.42	9895	276.04	9938	276.06	0.67	
10.80	256.41	12439	274.95	12132	274.79	9863	273.5	9906	273.53	0.68	
11.10	253.95	12419	271.17	12112	271.02	9839	269.84	9883	269.86	0.69	
11.40	251.13	12402	266.47	12096	266.34	9822	265.31	9866	265.33	0.69	
11.70	249.90	12374	261.92	12068	261.79	9791	260.76	9835	260.78	0.70	瑞草 橋
12.00	245.36	12317	258.62	12010	258.49	9732	257.43	9777	257.46	0.71	
12.30	244.24	12281	254.97	11974	254.85	9699	253.87	9743	253.89	0.72	
12.60	238.21	12223	251.1	11914	250.96	9612	249.85	9657	249.88	0.72	

表 2-10 (續 1)草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理
模擬成果

與壩 距離 (KM)	底床 高程 (M)	200 年 最高流 量 (CMS)	200 年 最高水 位(M)	100 年 最高 流量 (CMS)	100 年 最高水 位(M)	晴天潰 壩最高 流量 (CMS)	晴天潰 壩最高 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
12.90	235.12	12116	249.17	11811	249.01	9491	247.73	9537	247.76	0.74	
13.20	232.77	12043	246.71	11739	246.55	9422	245.24	9467	245.27	0.75	
13.40	231.90	11970	245.12	11661	244.99	9350	243.89	9420	244.64	0.76	
13.80	229.77	11924	242.65	11617	242.5	9320	241.37	9366	241.39	0.76	
14.10	228.70	11886	239.09	11577	238.95	9298	237.81	9343	237.83	0.77	
14.40	224.55	11818	237.16	11501	237.04	9130	235.87	9178	235.9	0.78	行正橋
14.70	222.06	11754	234.06	11434	233.97	9005	233.1	9056	233.12	0.80	計畫桶
15.00	220.65	11639	230.01	11326	229.89	8919	228.86	8971	228.88	0.81	頭堰
15.30	215.81	11543	227.16	11231	227.03	8862	226	8913	226.02	0.83	桶頭橋
15.60	214.30	11521	223.42	11209	223.31	8846	222.46	8897	222.48	0.84	
15.90	212.61	11503	219.16	11191	219.05	8835	218.33	8885	218.34	0.85	
16.20	208.04	11486	215.26	11175	215.19	8816	214.63	8867	214.64	0.86	
16.50	204.52	11400	212.9	11086	212.83	8734	212.22	8784	212.23	0.88	
16.80	201.97	11344	210.15	11024	210.09	8668	209.51	8718	209.52	0.89	
17.10	198.54	11121	207.63	10811	207.58	8516	207.18	8566	207.19	0.91	
17.40	198.13	10854	205.53	10558	205.48	8318	205.04	8367	205.05	0.96	
17.70	194.48	10799	203.24	10506	203.18	8276	202.65	8326	202.66	0.98	
18.00	191.88	10679	201.53	10390	201.44	8178	200.71	8228	200.73	1.00	
18.30	191.68	10624	199.47	10336	199.38	8122	198.67	8171	198.69	1.02	龍門大
18.60	189.12	10601	197.05	10313	196.97	8095	196.34	8145	196.36	1.03	橋
18.90	186.00	10574	194.12	10285	194.05	8064	193.43	8114	193.45	1.04	
19.20	183.09	10564	191.06	10275	190.99	8054	190.45	8104	190.46	1.05	
19.50	181.91	10535	188.55	10246	188.48	8025	187.91	8076	187.93	1.07	
19.80	179.50	10425	186.88	10132	186.8	7910	186.13	7962	186.14	1.09	
20.10	176.10	10389	184.31	10093	184.24	7861	183.65	7913	183.67	1.11	
20.40	174.81	10373	180.75	10078	180.69	7846	180.24	7898	180.25	1.12	
20.70	171.50	10321	178.15	10027	178.09	7799	177.58	7852	177.59	1.14	
21.00	168.82	10283	175.16	9989	175.09	7765	174.53	7818	174.54	1.16	
21.30	165.21	10240	172.05	9947	171.97	7737	171.27	7789	171.29	1.17	
21.60	162.25	10130	170.26	9840	170.17	7651	169.38	7704	169.41	1.20	

表 2-10 (續 2)草嶺堰塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)水理
模擬成果

與壩 距離 (KM)	底床高 程(M)	200 年 最高流 量 (CMS)	200 年 最高水 位(M)	100 年 最高 流量 (CMS)	100 年 最高水 位(M)	晴天 潰壩 最高 流量 (CMS)	晴天潰 壩最高 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	10091	167.71	9802	167.63	7609	166.99	7667	167.01	1.21	
22.20	158.86	10047	166.08	9757	166	7563	165.31	7625	165.33	1.23	
22.50	156.70	9975	164.11	9687	164.02	7496	163.28	7564	163.31	1.25	
22.80	153.88	9942	161.49	9654	161.42	7465	160.81	7535	160.83	1.27	
23.10	153.40	9912	158.92	9624	158.84	7440	158.14	7512	158.17	1.28	
23.40	149.70	9846	156.89	9558	156.82	7378	156.19	7456	156.22	1.30	
23.70	147.79	9760	155.7	9472	155.63	7285	155.01	7370	155.04	1.32	
24.00	145.60	9673	154.21	9387	154.13	7203	153.42	7293	153.45	1.34	鯉魚
24.30	144.34	9620	151.83	9337	151.74	7163	151.03	7255	151.06	1.36	大橋
24.60	141.70	9583	149.06	9302	148.96	7142	148.17	7235	148.21	1.38	
24.90	138.38	9574	145.63	9293	145.55	7131	144.86	7223	144.9	1.39	
25.20	136.69	9568	142.18	9288	142.12	7126	141.61	7219	141.63	1.40	
25.50	133.81	9544	139.76	9263	139.69	7108	139.04	7201	139.07	1.41	
25.80	130.60	9465	138.66	9182	138.57	7012	137.82	7112	137.86	1.43	
26.10	128.56	9412	136.87	9129	136.78	6949	136.01	7051	136.05	1.45	
26.40	127.60	9360	135.53	9076	135.44	6894	134.69	7000	134.73	1.47	
26.70	126.79	9326	133.48	9040	133.39	6866	132.69	6973	132.72	1.48	
27.00	125.85	9292	131.72	9005	131.64	6832	130.98	6941	131.02	1.50	
27.30	123.52	9272	129.54	8984	129.47	6808	128.96	6919	128.99	1.52	
27.60	120.71	9234	127.78	8950	127.7	6767	127.01	6879	127.05	1.53	
27.90	118.58	9207	125.83	8920	125.77	6735	125.21	6850	125.25	1.54	
28.20	118.35	9187	124.08	8900	124.02	6709	123.52	6825	123.55	1.56	南雲
28.50	116.83	9160	122.12	8876	122.06	6687	121.57	6804	121.59	1.57	大橋
28.80	113.57	9135	119.72	8851	119.66	6664	119.2	6782	119.22	1.59	
29.10	111.61	9116	117.39	8832	117.33	6646	116.88	6764	116.9	1.61	
29.40	110.01	9094	115.07	8810	115.01	6621	114.54	6740	114.57	1.62	
29.70	108.71	9082	112.36	8798	112.31	6607	111.91	6726	111.93	1.64	
30.00	102.80	9072	108.53	8788	108.48	6596	107.99	6716	108.02	1.65	濁水
30.30	101.02	9064	106.2	8780	105.24	6586	101.6	6700	104.93	1.66	溪匯 流口

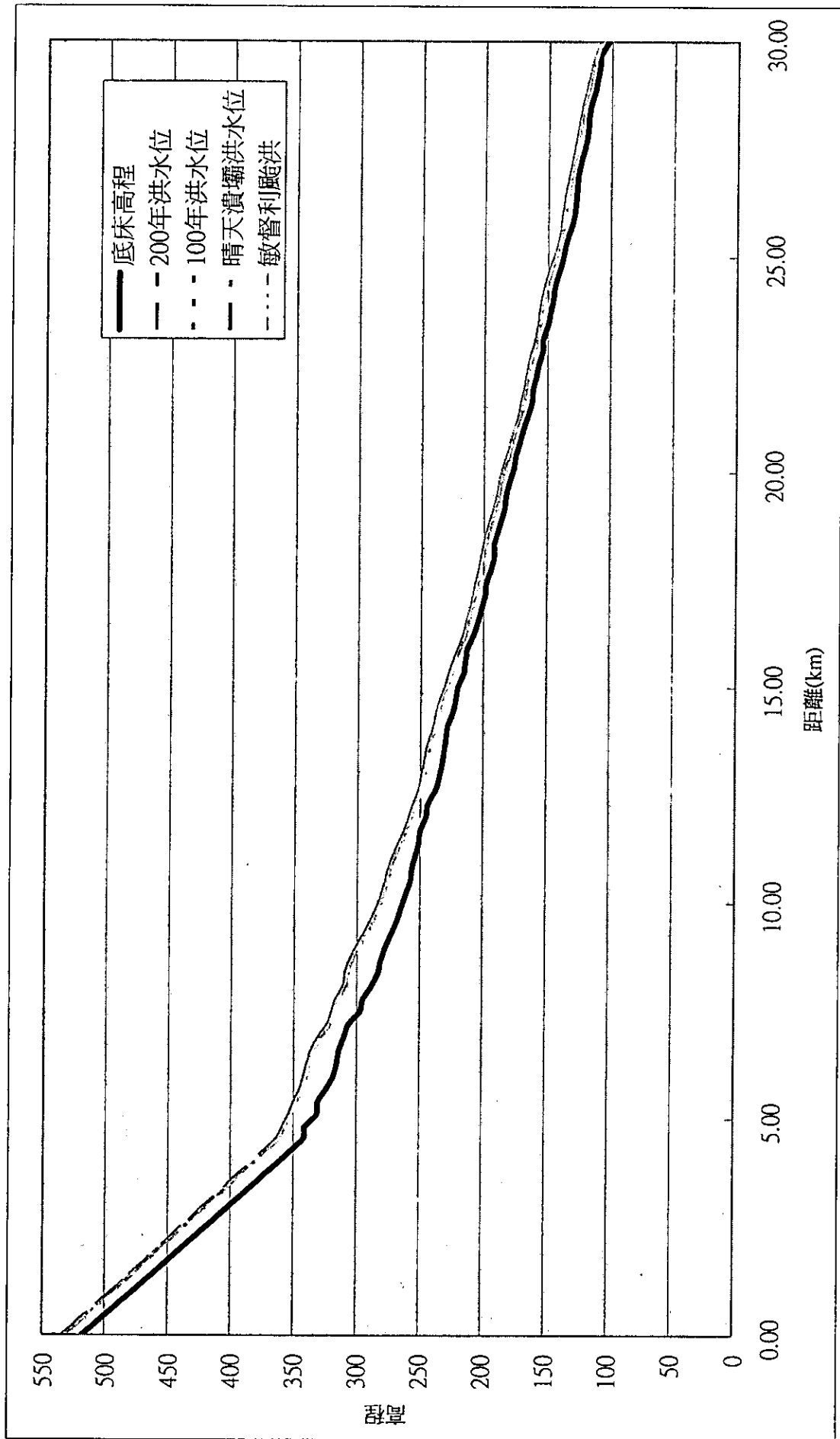


圖 2.62 草嶺堰壅塞湖方案 A1、B1、C1、D1(潰壩延時 0.5 小時)之各斷面發生洪峰時水位比較圖

表 2-11 草嶺堰塞湖方案 A2、B2、C2、D2(潰壩延時 1.0 小時)水理模擬成果

與壩距離 (KM)	底床高程 (M)	200 年最高流量 (CMS)	200 年最高水位(M)	100 年最高流量 (CMS)	100 年最高水位(M)	晴天潰壩最高流量 (CMS)	晴天潰壩最高水位 (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	12262	540	12004	540.43	10044	540	10192	540.05	1.00	壩址
0.01	517.58	12262	531.97	12004	531.79	10044	530.68	10192	530.76	1.00	
4.50	343.39	12238	364.1	11720	363.79	9742	362.54	9889	362.64	1.05	
4.80	342.05	12234	358.33	11698	358.02	9721	356.9	9867	356.98	1.05	
5.10	331.91	12227	353.2	11661	352.85	9681	351.57	9827	351.67	1.05	
5.40	331.13	12220	349.1	11627	348.75	9643	347.51	9789	347.61	1.06	
5.70	324.62	12207	344.37	11575	343.91	9592	342.5	9738	342.61	1.06	
6.00	318.85	12191	341.41	11514	340.93	9528	339.48	9674	339.6	1.07	
6.30	315.84	12181	338.91	11478	338.44	9485	337.01	9631	337.12	1.08	
6.60	314.36	12174	335.55	11457	335.09	9461	333.72	9607	333.83	1.08	
6.90	310.42	12170	330.12	11446	329.71	9450	328.47	9596	328.57	1.08	
7.20	306.94	12164	323.06	11429	322.59	9433	321.41	9580	321.48	1.09	
7.50	297.89	12151	319.51	11395	318.89	9397	317.57	9545	317.58	1.09	
7.80	295.50	12142	316.13	11373	315.32	9374	314.11	9522	313.95	1.10	清水溪橋
8.10	294.51	12134	310.53	11352	309.65	9356	308.3	9502	308.14	1.10	
8.40	283.51	12113	309.07	11300	308.37	9308	306.6	9451	306.73	1.11	
8.70	281.08	12097	304.98	11262	304.38	9267	302.81	9410	302.93	1.12	
9.00	277.67	12093	299.9	11253	299.35	9257	297.88	9400	297.99	1.12	
9.30	272.74	12089	294.03	11245	293.5	9246	292.1	9389	292.21	1.12	
9.60	268.12	12084	288.4	11234	287.87	9234	286.53	9377	286.63	1.13	
9.90	264.94	12073	283.88	11212	283.35	9210	282.05	9353	282.14	1.13	
10.20	261.48	12061	280.57	11188	280.03	9184	278.73	9327	278.83	1.14	
10.50	257.59	12052	277.37	11169	276.85	9161	275.55	9304	275.65	1.14	
10.80	256.41	12043	274.75	11151	274.26	9139	273.05	9283	273.15	1.14	
11.10	253.95	12036	270.99	11138	270.54	9124	269.43	9267	269.51	1.15	
11.40	251.13	12030	266.32	11127	265.92	9112	264.97	9256	265.04	1.15	
11.70	249.90	12020	261.79	11110	261.39	9095	260.43	9238	260.5	1.16	瑞草橋
12.00	245.36	12001	258.51	11075	258.09	9061	257.09	9204	257.17	1.17	
12.30	244.24	11988	254.88	11054	254.49	9041	253.59	9183	253.65	1.17	
12.60	238.21	11969	251.04	11021	250.61	8994	249.55	9136	249.63	1.18	

表 2-11 (續 1)草嶺堰塞湖方案 A2、B2、C2、D2(潰壩延時 1.0 小時)水理
模擬成果

與壩 距離 (KM)	底床 高程 (M)	200 年 最高流 量 (CMS)	200 年 最高水 位(M)	100 年 最高流 量 (CMS)	100 年 最高水 位(M)	晴天 潰壩 最高 流量 (CMS)	晴天潰 壩最高 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
12.90	235.12	11934	249.12	10966	248.6	8921	247.4	9064	247.49	1.19	
13.20	232.77	11904	246.68	10926	246.13	8884	244.94	9027	245.03	1.20	
13.40	231.90	11873	245.12	10882	244.65	8847	243.65	9003	244.44	1.20	
13.80	229.77	11857	242.64	10855	242.15	8828	241.13	8971	241.2	1.21	
14.10	228.70	11846	239.09	10833	238.63	8812	237.59	8952	237.67	1.21	
14.40	224.55	11825	237.18	10785	236.76	8712	235.61	8852	235.72	1.22	行正橋
14.70	222.06	11800	234.08	10741	233.77	8611	232.9	8763	232.98	1.24	計畫桶
15.00	220.65	11735	230.07	10675	229.64	8553	228.68	8705	228.76	1.25	頭堰
15.30	215.81	11688	227.22	10613	226.78	8514	225.82	8663	225.9	1.26	桶頭橋
15.60	214.30	11674	223.47	10597	223.09	8502	222.33	8651	222.38	1.27	
15.90	212.61	11663	219.22	10584	218.83	8493	218.24	8642	218.28	1.28	
16.20	208.04	11654	215.29	10571	215.05	8480	214.54	8628	214.58	1.28	
16.50	204.52	11611	212.95	10512	212.7	8426	212.13	8574	212.18	1.30	
16.80	201.97	11584	210.19	10461	209.97	8380	209.43	8527	209.47	1.31	
17.10	198.54	11431	207.7	10317	207.51	8272	207.15	8417	207.17	1.33	
17.40	198.13	11245	205.6	10142	205.4	8127	205	8269	205.03	1.36	
17.70	194.48	11200	203.34	10102	203.09	8095	202.61	8236	202.64	1.37	
18.00	191.88	11106	201.67	10014	201.33	8016	200.66	8157	200.71	1.38	
18.30	191.68	11060	199.59	9972	199.27	7970	198.62	8111	198.67	1.40	龍門大
18.60	189.12	11039	197.16	9952	196.88	7947	196.3	8088	196.34	1.40	橋
18.90	186.00	11016	194.23	9927	193.96	7920	193.39	8062	193.43	1.41	
19.20	183.09	11007	191.16	9918	190.91	7911	190.41	8054	190.45	1.42	
19.50	181.91	10982	188.65	9894	188.4	7886	187.88	8029	187.92	1.44	
19.80	179.50	10898	187	9804	186.71	7789	186.09	7933	186.14	1.45	
20.10	176.10	10869	184.42	9773	184.16	7746	183.62	7891	183.66	1.47	
20.40	174.81	10856	180.84	9760	180.64	7732	180.22	7878	180.25	1.48	
20.70	171.50	10811	178.26	9718	178.03	7692	177.55	7838	177.59	1.49	
21.00	168.82	10776	175.28	9687	175.02	7661	174.5	7807	174.54	1.50	
21.30	165.21	10729	172.19	9652	171.89	7636	171.24	7781	171.29	1.52	
21.60	162.25	10630	170.43	9565	170.08	7561	169.35	7703	169.40	1.54	

表 2-11 (續 2)草嶺堰塞湖方案 A2、B2、C2、D2(潰壩延時 1.0 小時)水理
模擬成果

與壩 距離 (KM)	底床高 程(M)	200 年 最高 流量 (CMS)	200 年 最高水 位(M)	100 年最 高流 量 (CM S)	100 年 最高水 位(M)	晴天 潰壩 最高 流量 (CM S)	晴天潰 壩最高 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
21.90	161.32	10597	167.85	9533	167.56	7524	166.96	7662	167	1.55	
22.20	158.86	10560	166.22	9494	165.93	7482	165.28	7616	165.33	1.56	
22.50	156.70	10495	164.27	9434	163.94	7420	163.26	7549	163.3	1.58	
22.80	153.88	10464	161.62	9406	161.35	7391	160.79	7518	160.82	1.59	
23.10	153.40	10438	159.06	9379	158.77	7368	158.12	7493	158.16	1.60	
23.40	149.70	10378	157.03	9322	156.76	7311	156.17	7432	156.21	1.62	
23.70	147.79	10298	155.84	9246	155.57	7224	154.99	7340	155.03	1.63	
24.00	145.60	10214	154.37	9170	154.06	7148	153.4	7258	153.44	1.65	鯉魚 大橋
24.30	144.34	10163	152	9126	151.68	7111	151.01	7218	151.04	1.67	
24.60	141.70	10128	149.25	9099	148.89	7091	148.15	7196	148.19	1.68	
24.90	138.38	10118	145.78	9091	145.5	7080	144.85	7185	144.88	1.69	
25.20	136.69	10112	142.3	9086	142.07	7076	141.59	7181	141.62	1.68	
25.50	133.81	10088	139.92	9062	139.63	7058	139.02	7162	139.05	1.71	
25.80	130.60	10012	138.82	8986	138.51	6968	137.8	7067	137.84	1.73	
26.10	128.56	9961	137.04	8937	136.72	6907	135.99	7004	136.03	1.74	
26.40	127.60	9912	135.7	8890	135.39	6855	134.68	6950	134.71	1.76	
26.70	126.79	9879	133.64	8858	133.34	6829	132.67	6922	132.7	1.77	
27.00	125.85	9847	131.88	8827	131.59	6795	130.97	6888	131	1.78	
27.30	123.52	9829	129.66	8811	129.43	6773	128.95	6865	128.98	1.79	
27.60	120.71	9789	127.93	8775	127.65	6733	127	6824	127.03	1.81	
27.90	118.58	9761	125.96	8752	125.73	6703	125.21	6795	125.23	1.82	
28.20	118.35	9743	124.2	8734	123.99	6678	123.51	6767	123.53	1.83	南雲 大橋
28.50	116.83	9719	122.24	8713	122.03	6656	121.56	6745	121.58	1.84	
28.80	113.57	9695	119.83	8690	119.63	6634	119.19	6723	119.21	1.86	
29.10	111.61	9677	117.5	8673	117.3	6616	116.87	6704	116.89	1.87	
29.40	110.01	9657	115.18	8653	114.98	6593	114.53	6680	114.55	1.88	
29.70	108.71	9646	112.45	8642	112.28	6578	111.91	6666	111.92	1.89	
30.00	102.80	9638	108.65	8633	108.44	6568	107.98	6655	108	1.91	濁水溪
30.30	101.02	9631	106.2	8625	105.24	6558	101.6	6640	104.9	1.91	匯流口

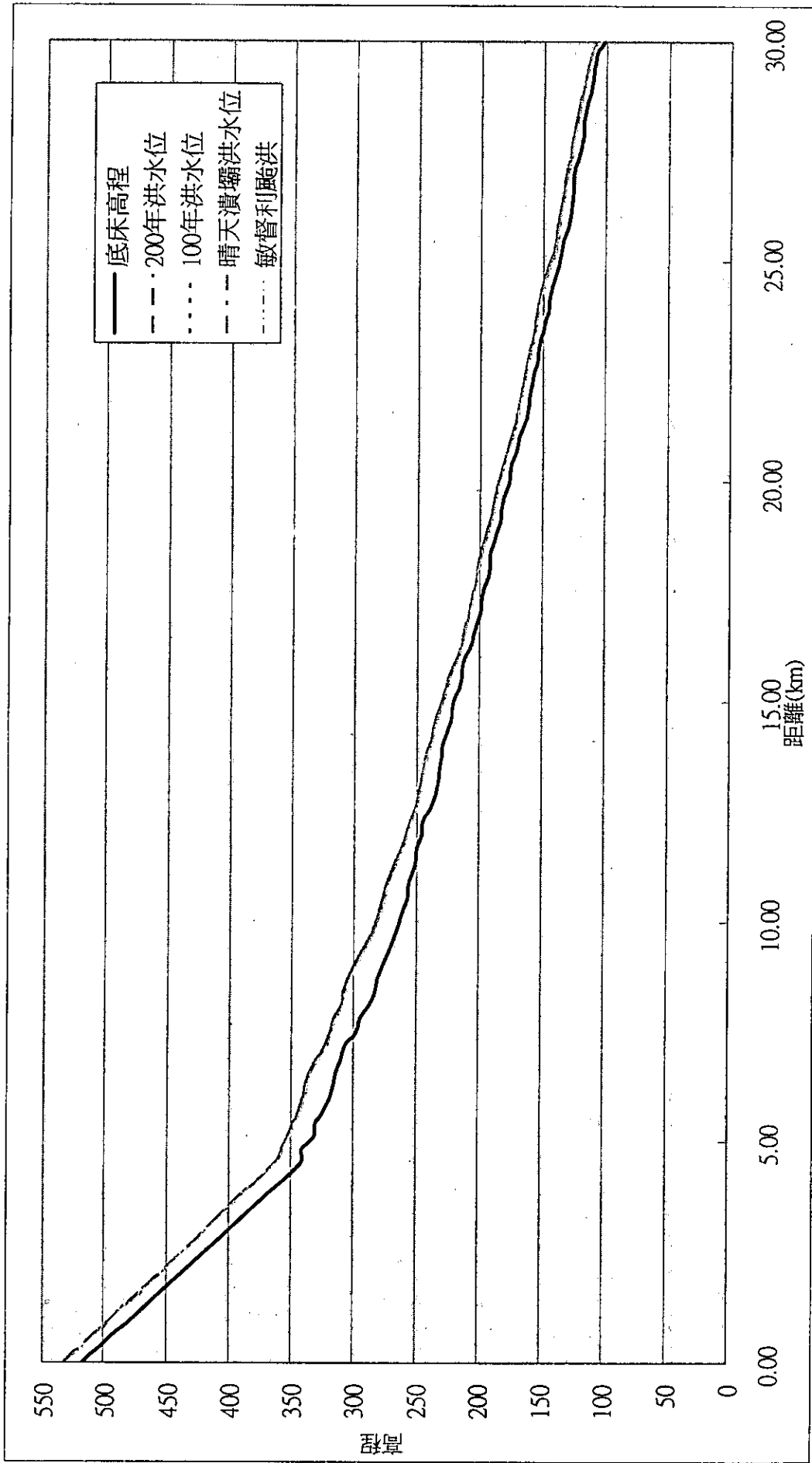


圖 2.63 草嶺堰塞湖方案 A2、B2、C2、D2(潰壩延時 1.0 小時)之各斷面發生洪峰時水位比較圖

表 2-12 草嶺堰塞湖方案 A3、B3、C3、D3(潰壩延時 3.0 小時)水理模擬成果

與壩距離 (KM)	底床高程(M)	200 年最高流量 (CMS)	200 年最高水位(M)	100 年最大流量 (CMS)	100 年最高水位(M)	晴天潰壩最高流量 (CMS)	晴天潰壩最高水位(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	8606	540	8388	540	6726	540	7765	540.56	3.00	壩址
0.01	517.58	8606	529.86	8388	529.73	6726	528.66	7765	529.34	3.00	
4.50	343.39	8508	361.69	8287	361.53	6638	360.19	7656	361.04	3.05	
4.80	342.05	8500	356.13	8280	355.98	6631	354.8	7648	355.54	3.06	
5.10	331.91	8487	350.72	8267	350.55	6621	349.19	7635	350.05	3.06	
5.40	331.13	8476	346.73	8255	346.57	6612	345.28	7624	346.09	3.07	
5.70	324.62	8460	341.66	8240	341.47	6600	340.02	7609	340.94	3.07	
6.00	318.85	8439	338.63	8219	338.44	6584	336.93	7589	337.89	3.08	
6.30	315.84	8425	336.17	8204	335.98	6570	334.49	7574	335.43	3.09	
6.60	314.36	8417	332.93	8196	332.75	6562	331.33	7564	332.23	3.09	
6.90	310.42	8413	327.77	8192	327.61	6557	326.33	7559	327.13	3.10	
7.20	306.94	8407	320.77	8186	320.61	6553	319.37	7553	320.13	3.10	
7.50	297.89	8395	316.79	8174	316.61	6542	315.15	7540	315.97	3.11	
7.80	295.50	8387	313.33	8166	313.14	6534	311.67	7531	312.32	3.11	清水溪橋
8.10	294.51	8381	307.49	8160	307.29	6529	305.73	7525	306.39	3.12	
8.40	283.51	8366	305.71	8145	305.48	6515	303.89	7507	304.84	3.12	
8.70	281.08	8353	302.02	8132	301.82	6498	300.21	7484	301.21	3.13	
9.00	277.67	8350	297.14	8128	296.95	6494	295.44	7480	296.38	3.14	
9.30	272.74	8346	291.4	8125	291.22	6490	289.76	7476	290.66	3.14	
9.60	268.12	8342	285.88	8121	285.71	6487	284.35	7471	285.19	3.14	
9.90	264.94	8334	281.43	8113	281.26	6479	279.93	7463	280.75	3.15	
10.20	261.48	8326	278.12	8104	277.96	6472	276.64	7454	277.45	3.16	
10.50	257.59	8319	274.96	8098	274.78	6465	273.42	7446	274.25	3.16	
10.80	256.41	8312	272.51	8090	272.36	6457	271.13	7438	271.89	3.17	
11.10	253.95	8307	268.94	8085	268.8	6452	267.67	7432	268.37	3.17	
11.40	251.13	8303	264.56	8081	264.44	6448	263.5	7427	264.08	3.18	
11.70	249.90	8297	260.03	8075	259.91	6443	259.02	7421	259.59	3.18	瑞草橋
12.00	245.36	8286	256.68	8064	256.56	6434	255.92	7436	256.35	3.19	
12.30	244.24	8280	253.25	8058	253.14	6428	252.31	7403	252.81	3.20	
12.60	238.21	8266	249.16	8044	249.02	6417	247.95	7388	248.6	3.21	

表 2-12 (續 1)草嶺堰塞湖方案 A3、B3、C3、D3(潰壩延時 3.0 小時)水理模
擬成果

與壩 距離 (KM)	底床高 程(M)	200 年 最高 流量 (CMS)	200 年 最高水 位(M)	100 年 最高 流量 (CMS)	100 年 最高水 位(M)	晴天 潰壩 最高 流量 (CMS)	晴天潰 壩最高 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	8241	246.97	8019	246.82	6399	245.7	7364	246.38	3.22	
13.20	232.77	8229	244.55	8005	244.41	6390	243.32	7353	243.98	3.22	
13.40	231.90	8217	243.33	7992	243.2	6380	242.27	7345	243.48	3.23	
13.80	229.77	8210	240.82	7984	240.7	6373	239.81	7333	240.35	3.24	
14.10	228.70	8204	237.32	7978	237.2	6370	236.39	7328	236.87	3.24	
14.40	224.55	8170	235.21	7939	234.98	6360	233.37	7298	234.36	3.25	行正橋
14.70	222.06	8133	232.6	7894	232.4	6338	230.65	7249	231.64	3.27	計畫桶
15.00	220.65	8107	228.47	7872	228.34	6318	227.38	7220	227.97	3.28	頭堰
15.30	215.81	8093	225.61	7859	225.48	6303	224.53	7201	225.1	3.30	桶頭橋
15.60	214.30	8088	222.17	7855	222.07	6298	221.4	7195	221.8	3.31	
15.90	212.61	8085	218.12	7851	218.06	6294	217.58	7191	217.86	3.31	
16.20	208.04	8079	214.44	7847	214.37	6289	213.93	7185	214.19	3.32	
16.50	204.52	8061	212.03	7830	211.96	6271	211.4	7163	211.73	3.34	
16.80	201.97	8044	209.34	7815	209.27	6253	208.79	7144	209.07	3.36	
17.10	198.54	8011	207.11	7785	207.07	6224	206.74	7112	206.93	3.38	
17.40	198.13	7966	204.97	7743	204.92	6183	204.56	7066	204.77	3.41	
17.70	194.48	7955	202.59	7733	202.53	6171	202.1	7055	202.36	3.42	
18.00	191.88	7932	200.64	7711	200.56	6149	199.96	7029	200.31	3.44	
18.30	191.68	7918	198.61	7696	198.53	6133	197.91	7013	198.27	3.46	龍門大
18.60	189.12	7910	196.29	7689	196.22	6124	195.69	7004	196	3.47	橋
18.90	186.00	7901	193.39	7680	193.32	6115	192.8	6994	193.1	3.48	
19.20	183.09	7898	190.41	7676	190.35	6112	189.92	6991	190.17	3.49	
19.50	181.91	7890	187.89	7668	187.83	6103	187.35	6982	187.63	3.51	
19.80	179.50	7865	186.13	7642	186.05	6078	185.46	6955	185.8	3.52	
20.10	176.10	7852	183.65	7628	183.58	6062	183.08	6939	183.37	3.54	
20.40	174.81	7848	180.25	7624	180.2	6057	179.82	6934	180.04	3.55	
20.70	171.50	7835	177.59	7610	177.54	6045	177.11	6921	177.36	3.57	
21.00	168.82	7825	174.55	7600	174.48	6035	174	6910	174.28	3.59	
21.30	165.21	7816	171.33	7591	171.25	6027	170.68	6901	171.01	3.60	
21.60	162.25	7793	169.45	7568	169.37	6008	168.74	6879	169.1	3.62	

表 2-12 (續 2)草嶺堰塞湖方案 A3、B3、C3、D3(潰壩延時 3.0 小時)水理模
擬成果

與壩 距離 (KM)	底床高 程(M)	200 年 最高 流量 (CMS)	200 年 最高水 位(M)	100 年最 高流 量 (CM S)	100 年 最高水 位(M)	晴天 潰壩 最高 流量 (CMS)	晴天潰 壩最高 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	7781	167.05	7557	166.98	5997	166.45	6867	166.76	3.63	
22.20	158.86	7769	165.39	7544	165.32	5979	164.75	6853	165.07	3.65	
22.50	156.70	7750	163.38	7524	163.3	5960	162.68	6832	163.04	3.67	
22.80	153.88	7740	160.89	7515	160.83	5951	160.32	6822	160.61	3.68	
23.10	153.40	7729	158.24	7506	158.17	5942	157.61	6812	157.93	3.69	
23.40	149.70	7714	156.33	7491	156.26	5929	155.74	6796	156.04	3.71	
23.70	147.79	7692	155.16	7467	155.09	5905	154.57	6771	154.87	3.73	
24.00	145.60	7669	153.59	7443	153.52	5882	152.93	6746	153.27	3.75	鯉魚 大橋
24.30	144.34	7656	151.2	7430	151.12	5871	150.57	6733	150.87	3.76	
24.60	141.70	7648	148.36	7422	148.28	5864	147.67	6725	148.01	3.78	
24.90	138.38	7644	145.05	7417	144.97	5859	144.4	6720	144.72	3.79	
25.20	136.69	7641	141.73	7415	141.68	5857	141.28	6718	141.5	3.80	
25.50	133.81	7635	139.23	7409	139.16	5851	138.66	6712	138.94	3.81	
25.80	130.60	7609	138.07	7383	137.99	5827	137.36	6685	137.72	3.83	
26.10	128.56	7591	136.27	7365	136.19	5808	135.55	6665	135.91	3.84	
26.40	127.60	7576	134.95	7350	134.87	5793	134.26	6647	134.61	3.86	
26.70	126.79	7565	132.92	7340	132.85	5784	132.32	6637	132.61	3.87	
27.00	125.85	7557	131.22	7332	131.15	5773	130.61	6626	130.92	3.89	
27.30	123.52	7551	129.15	7326	129.09	5762	128.64	6618	128.91	3.90	
27.60	120.71	7541	127.28	7316	127.2	5751	126.65	6606	126.96	3.91	
27.90	118.58	7534	125.43	7309	125.38	5741	124.9	6596	125.18	3.93	
28.20	118.35	7527	123.72	7302	123.67	5733	123.26	6587	123.49	3.94	南雲 大橋
28.50	116.83	7520	121.77	7296	121.72	5728	121.33	6580	121.54	3.96	
28.80	113.57	7513	119.39	7289	119.34	5721	118.98	6572	119.18	3.97	
29.10	111.61	7508	117.07	7283	117.02	5715	116.65	6566	116.86	3.99	
29.40	110.01	7502	114.74	7277	114.69	5709	114.32	6558	114.52	4.00	
29.70	108.71	7498	112.08	7273	112.04	5704	111.73	6553	111.9	4.01	
30.00	102.80	7495	108.2	7270	108.15	5701	107.76	6550	107.98	4.03	濁水溪 匯流口
30.30	101.02	7492	106.2	7268	105.24	5698	101.6	6540	104.87	4.04	

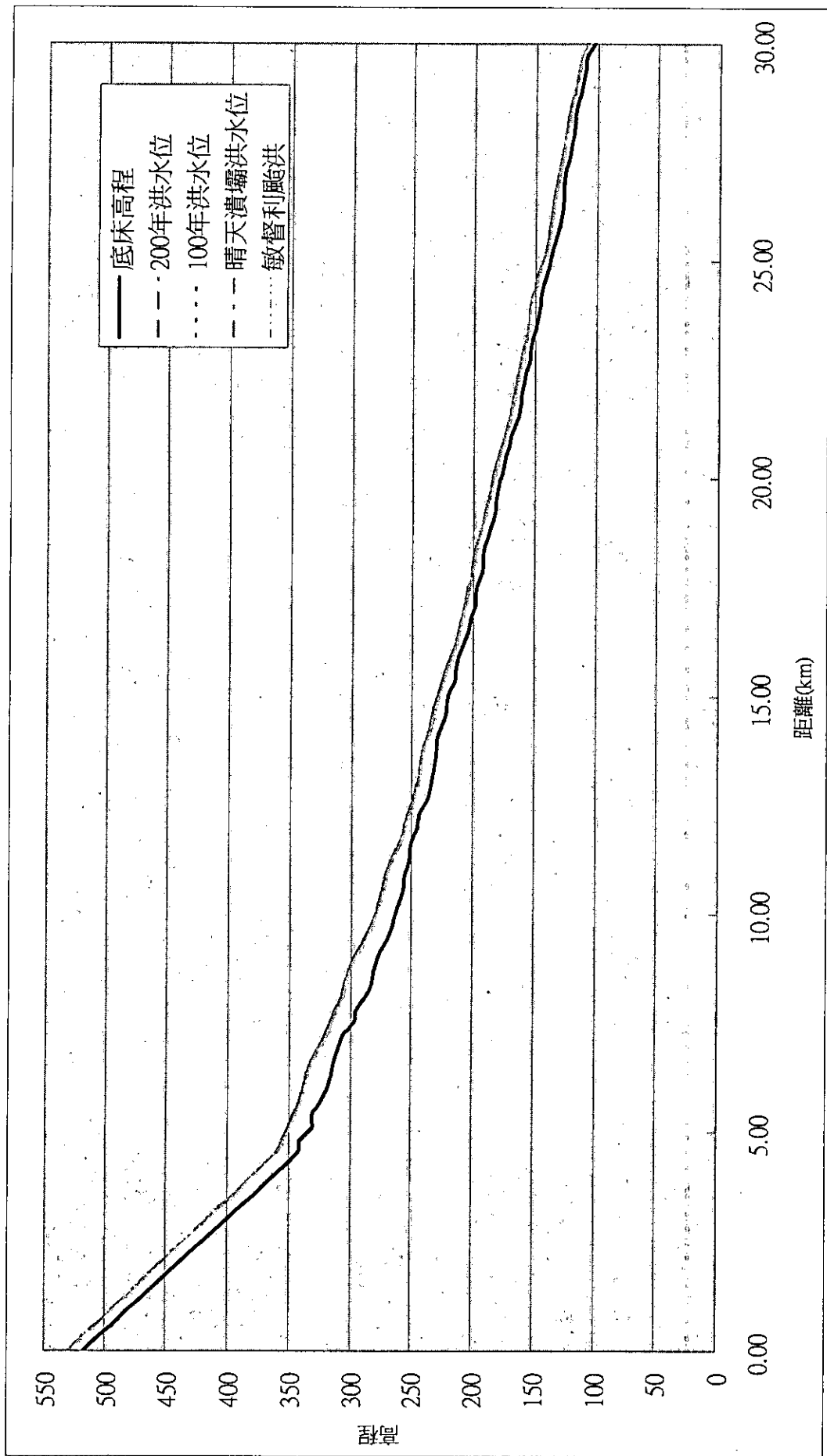


圖 2.64 草嶺堰壅塞湖方案 A3、B3、C3、D3(潰壩延時 3.0 小時)之各斷面發生洪峰時水位比較圖

晴天潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

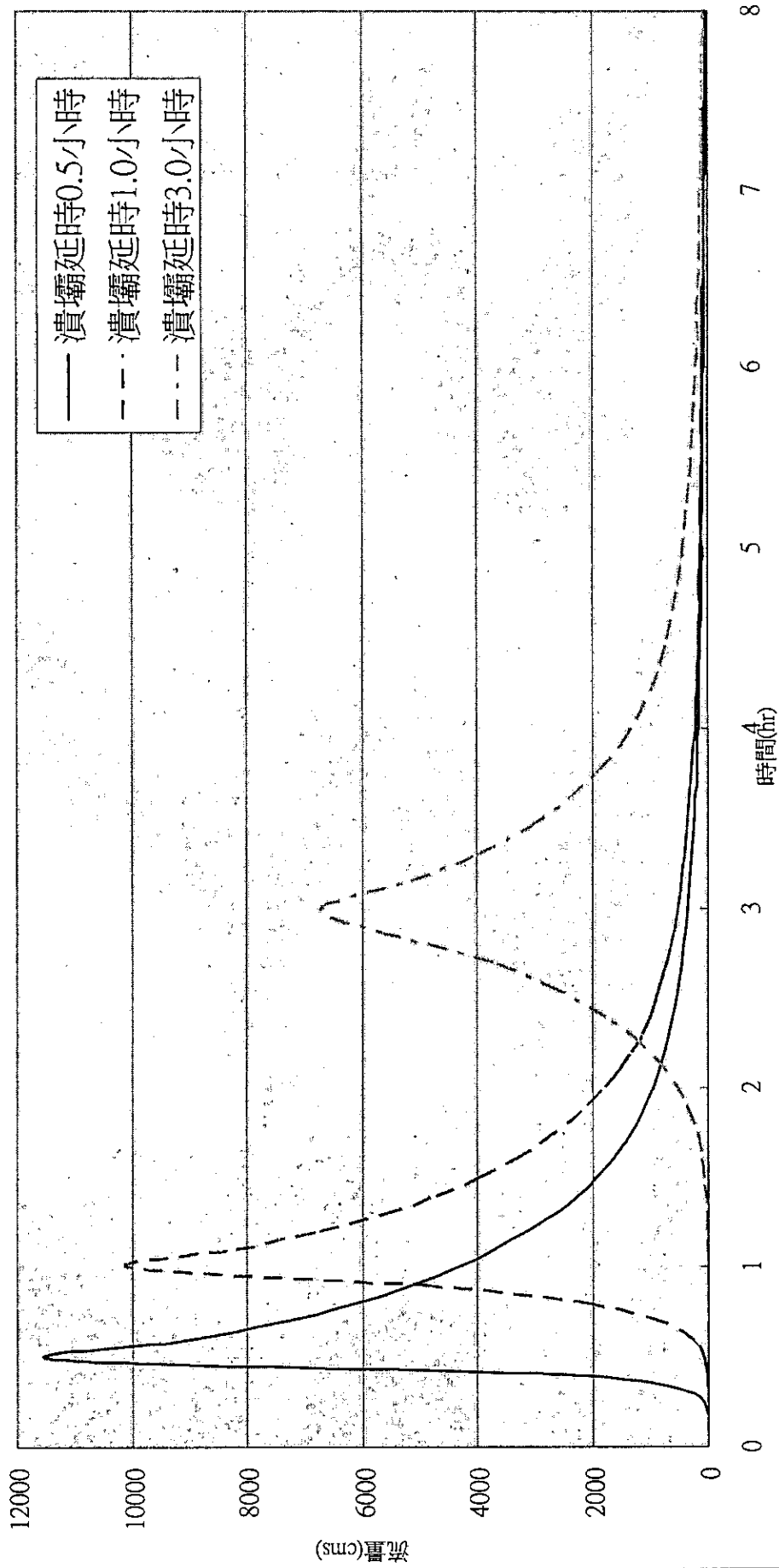


圖 2.65 晴天潰壩下(方案 A1、A2、A3)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

100年洪水潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

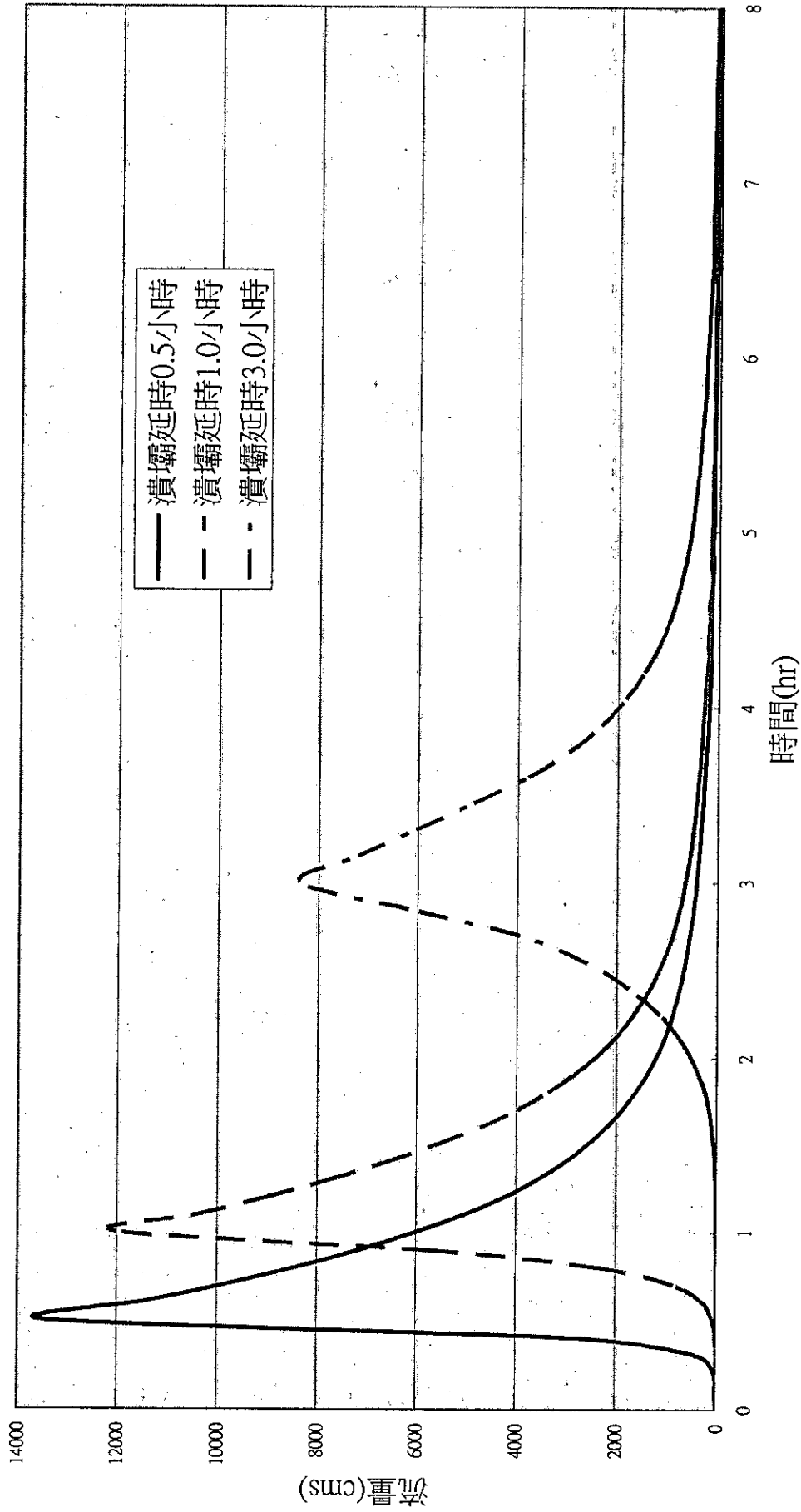


圖 2.66 100 年洪水潰壩下(方案 B1、B2、B3)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

200年洪水潰壩下不同潰壩壩延時潰口流量歷線比較圖

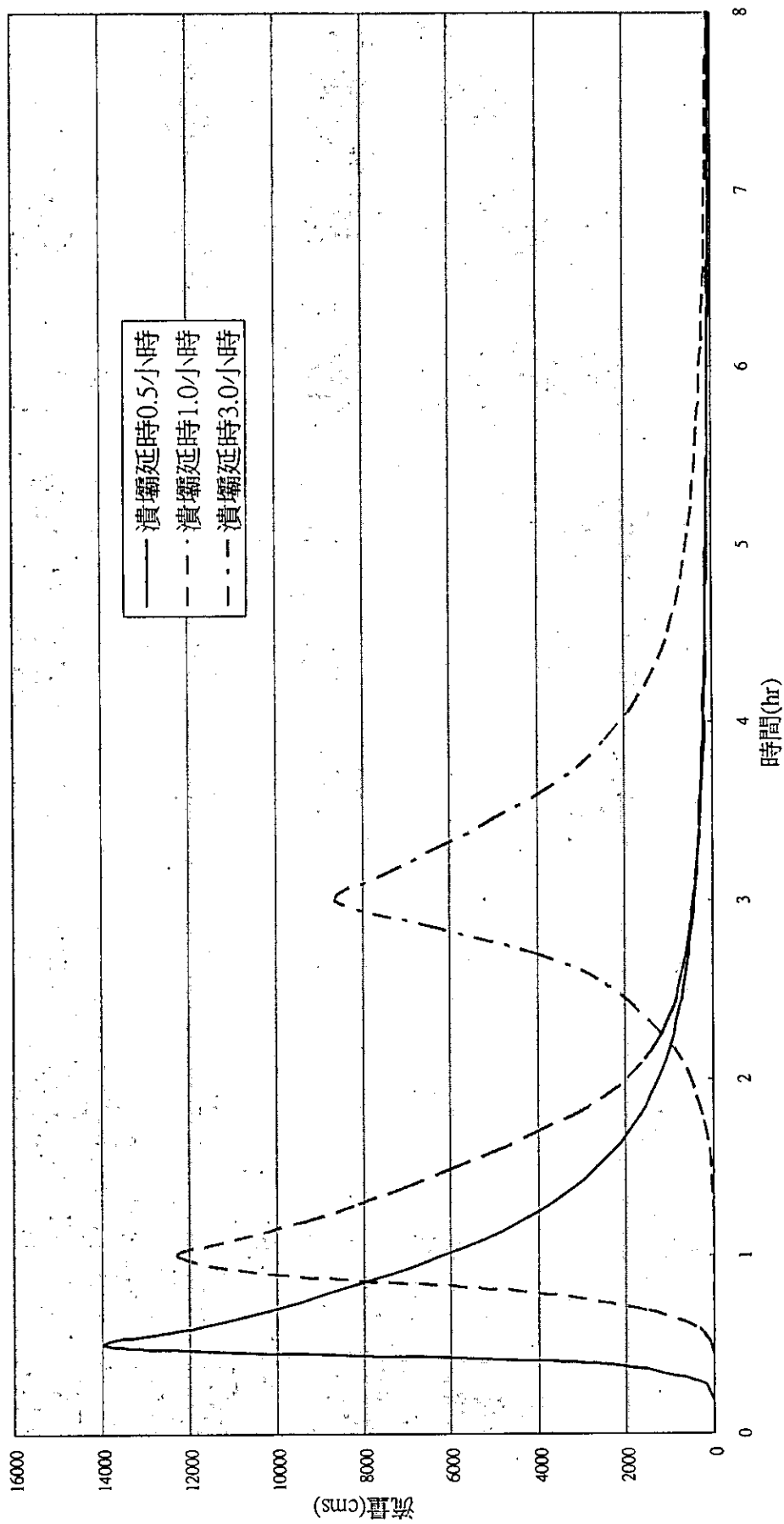


圖 2.67 200年洪水潰壩下(方案 C1、C2、C3)不同潰壩壩延時潰口流量歷線比較圖

敏督利颱風洪潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

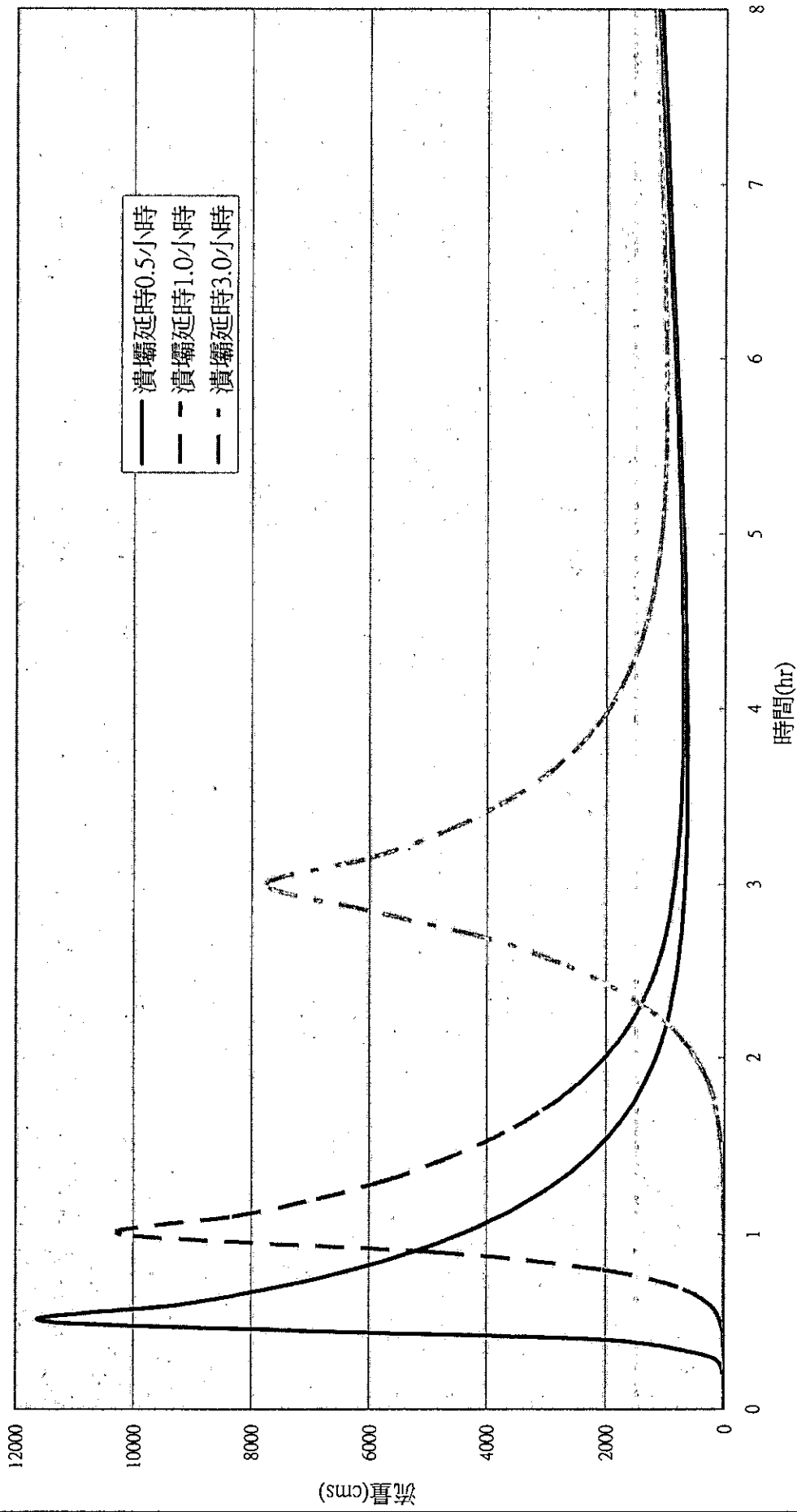


圖 2.68 敏督利颱風洪潰壩下(方案 D1、D2、D3)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

◆ 草嶺堰塞湖 FLDWAV 曼寧 n 值敏感度分析

在本計畫中，FLDEAV 所模擬的草嶺潭案例裡面，存在著河道斷面的曼寧 n 值無法一致，且無法跟實際值(n=0.04)一致的問題，故在第三年度中，特別針對 FLDWAV 模式，做曼寧 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，是本計畫第二年度的草嶺堰塞湖模擬方案 C1，而方案 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 2-13。在表 2-13 中，得知當權重因子 $\theta=1.0、0.9、0.8$ 時，FLDWAV 可以模擬曼寧 $n=0.04$ ，所以在 FLDWAV 的測試方案 C1 中，分別用 $\theta=1.0、0.9、0.8$ 來模擬草嶺潭實際的曼寧 $n=0.04$ ，並分析發現 $\theta=1.0、0.9、0.8$ 所得的各模擬結果，其差異不大。

表 2-13 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

(2) 九份二山堰塞湖

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 5.8 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 %，模擬成果詳如表 2-14 所示。圖 2.69 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。由圖 2.71，可看出在 25 年重現期距洪水潰壩下不同潰壩延時，潰口流量歷線在潰壩延時越長之下，洪峰發生時間越晚，且洪峰流量越低。

(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 %，模擬成果詳如表 2-14 所示。圖 2.71 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。並由圖 2.72 所示，可看出在 50 年重現期距洪水潰壩下不同潰壩延時，潰口流量歷線在潰壩延時越長之下，洪峰發生時間越晚，且流量越低。

(c)方案 E2(25 年洪水，潰壩延時 1.0 時)

各斷面最大流量由壩址處 993 cms 降至 5.8 公里處 980 cms，洪峰消減程度為 1.3%，模擬成果詳如表 2-15 所示。圖 2.70 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

(d)方案 F2(50 年洪水，潰壩延時 1.0 時)

各斷面最大流量由壩址處 1,009 cms 降至 5.8 公里處 995 cms，洪峰到達下游端約為 0.98 小時，洪峰消減程度為 1.4 %，模擬成果詳如表 2-15 所示。圖 2.70 為此方案各斷面發生洪峰時之水位。

表 2-14 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	

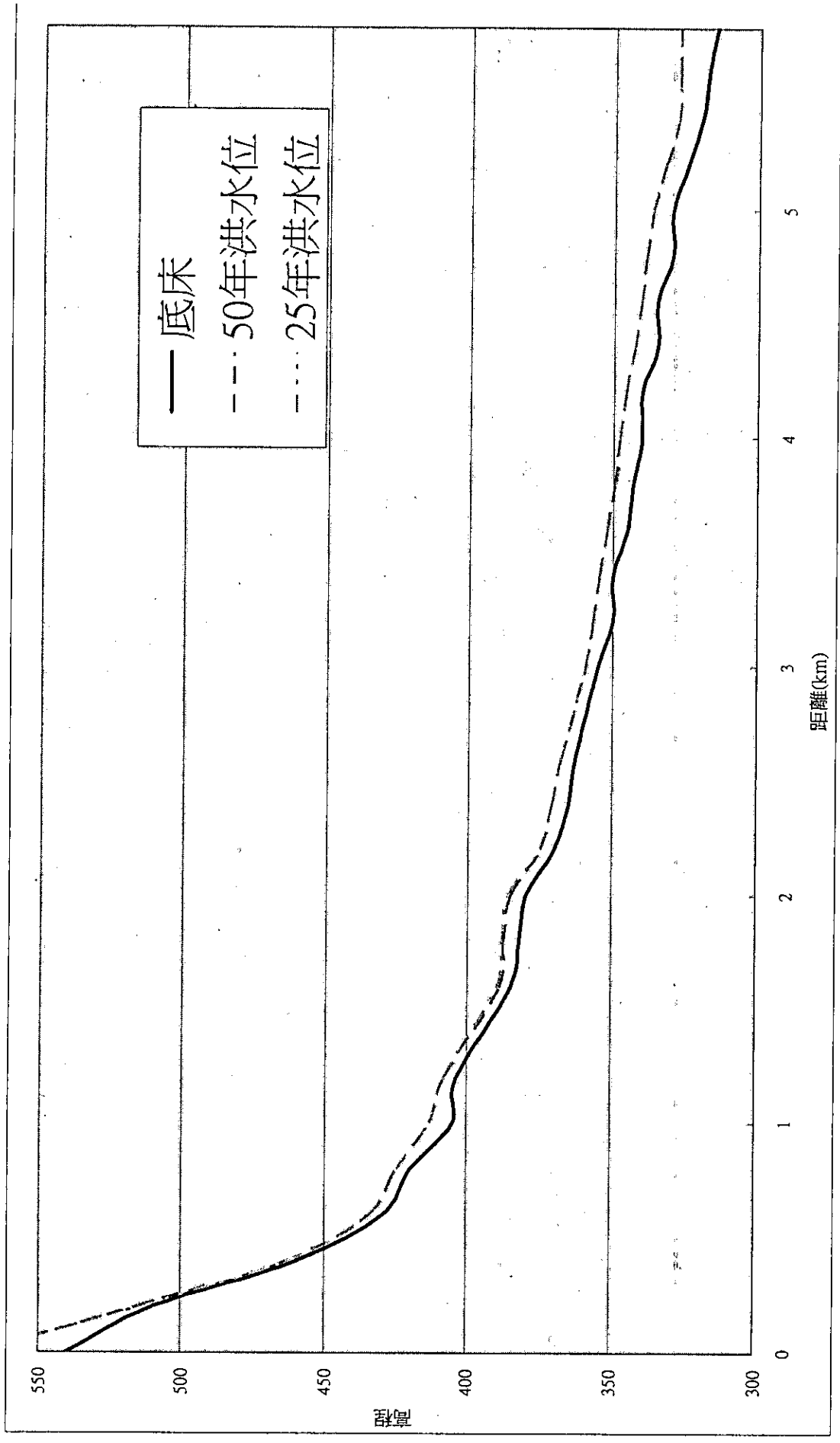


圖 2.69 九份二山堰塞湖方案 E1、F1(潰壩延時 0.5 小時)之各斷面發生洪峰時水位比較圖

表 2-15 九份二山堰塞湖方案 E2、F2(潰壩延時 1.0 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	1009	570.38	993	570.38	0.80	壩址
0.2	510	1009	513.51	993	513.49	0.80	
0.4	460	1009	462.41	993	462.39	0.81	
0.6	430	1009	433.03	993	433.00	0.81	
0.8	420	1009	423.57	993	423.55	0.82	
1.0	405	1009	410.95	993	410.90	0.82	
1.2	404	1009	406.79	993	406.78	0.82	
1.6	385	1009	387.51	992	388.26	0.83	
1.8	382	1007	385.64	991	385.89	0.84	
2.0	380	1007	383.72	990	384.24	0.85	
2.2	370	1007	373.52	990	373.49	0.85	
2.4	365	1006	369.55	990	369.52	0.86	
2.6	363	1006	366.44	990	366.42	0.87	
3.0	355	1005	358.21	989	358.19	0.88	
3.2	350	1005	355.29	989	355.25	0.89	
3.4	350	1004	353.31	988	353.28	0.90	
3.6	345	1003	350.22	987	350.08	0.91	
3.8	343	1003	347.68	986	347.51	0.92	
4.0	340	1001	346.02	986	345.98	0.93	
4.2	340	1001	343.67	985	343.64	0.93	
4.4	335	1000	340.86	984	340.82	0.94	
4.6	335	1000	338.62	984	338.59	0.95	
4.8	330	999	336.84	983	336.80	0.95	
5.0	330	998	334.81	983	334.78	0.96	
5.2	325	998	330.42	983	330.38	0.97	
5.4	320	998	327.88	982	327.78	0.97	
5.6	318	998	327.89	982	327.79	0.98	
5.8	315	995	327.90	980	327.80	0.98	

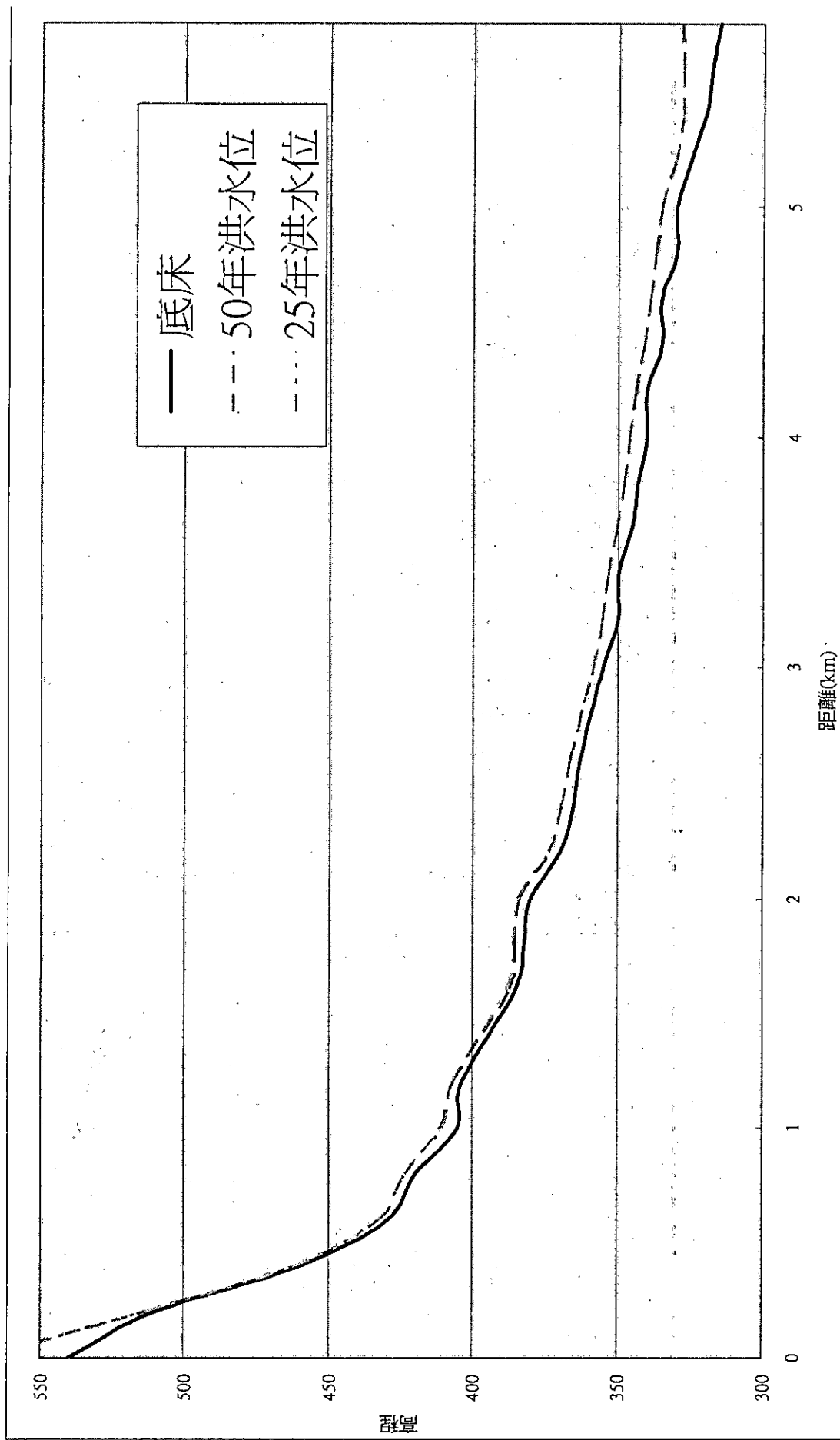


圖 2.70 九份二山堰塞湖方案 E2、F2(潰壩延時 1.0 小時)之各斷面發生洪峰時水位比較圖

25年洪水潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

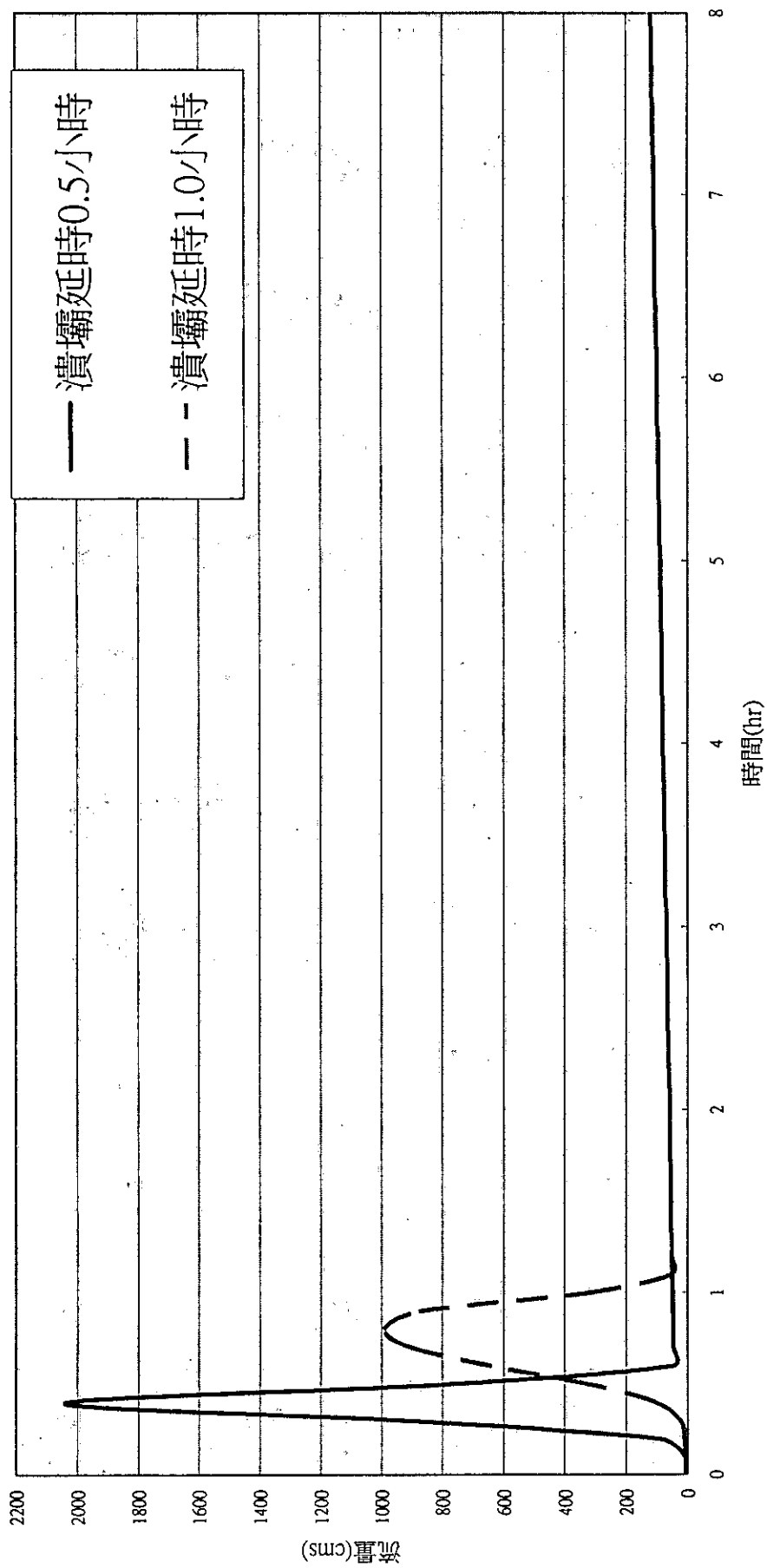


圖 2.71 25年洪水潰壩下(方案 E1、E2)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

50年洪水潰壩下不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

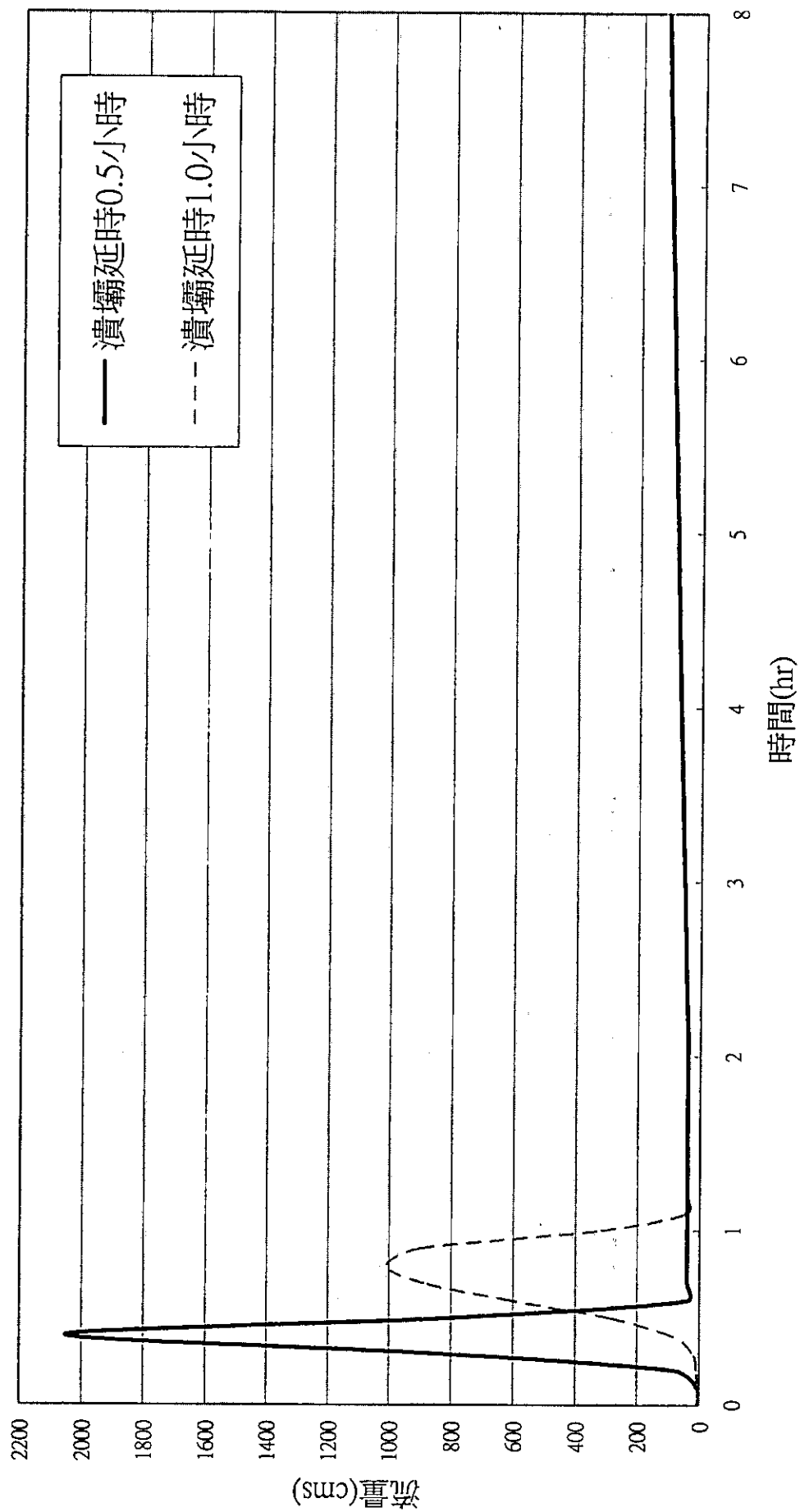


圖 2.72 50年洪水潰壩下(方案 F1、F2)不同潰壩延時潰口流量歷線比較圖

2、 BREACH 模式

(1) 草嶺堰塞湖

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

潰口出流歷線如圖 2.73, 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 2.74 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。

b. 方案 H (90 年桃芝、納莉颱風)

潰口出流歷線如圖 2.75 所示, 最大流量為 2,658cms, 潰口變化如圖 2.76 所示, 於潰壩 48 小時後壩底高程為 524.5 m。

c. 方案 I (上游 100 頻率洪水入流)

潰口出流歷線如圖 2.77 所示, 最大流量為 4,385cms, 潰口變化如圖 2.78 所示, 於潰壩 24 小時後壩底高程為 523.6 m。

d. 方案 J (93 年敏督利颱風)

潰口出流歷線如圖 2.79 所示, 最大流量為 2,684cms, 潰口變化如圖 2.80 所示, 於潰壩 40 小時後壩底高程為 523.6 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。在模擬 68 年之案例方面, 因為當時之資料有限,

對於壩體的形狀、庫容等資料只能自行假設，且 BREACH 模式對於壩體之坡度相當敏感，亦可能造成之誤差。

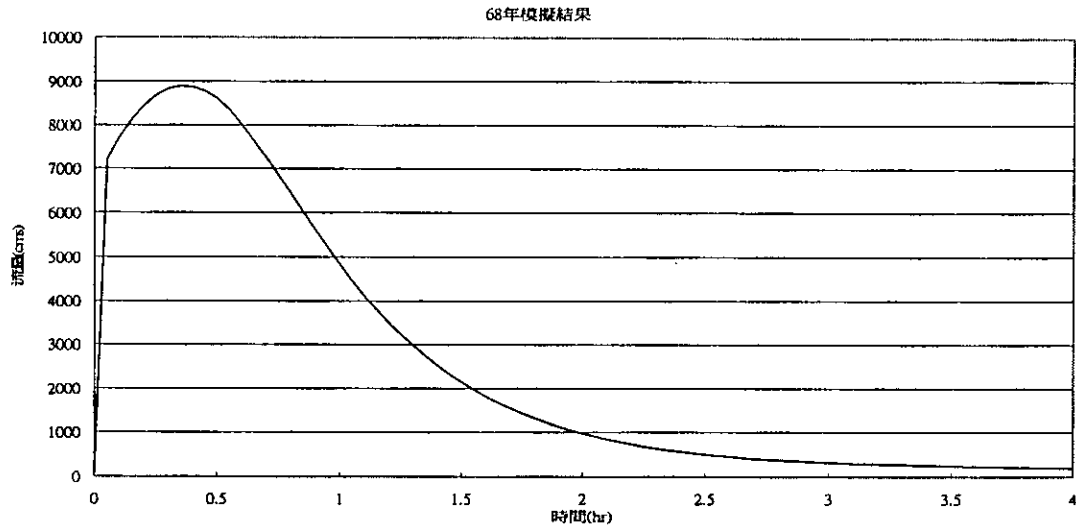


圖 2.73 68 年潰壩流量歷線

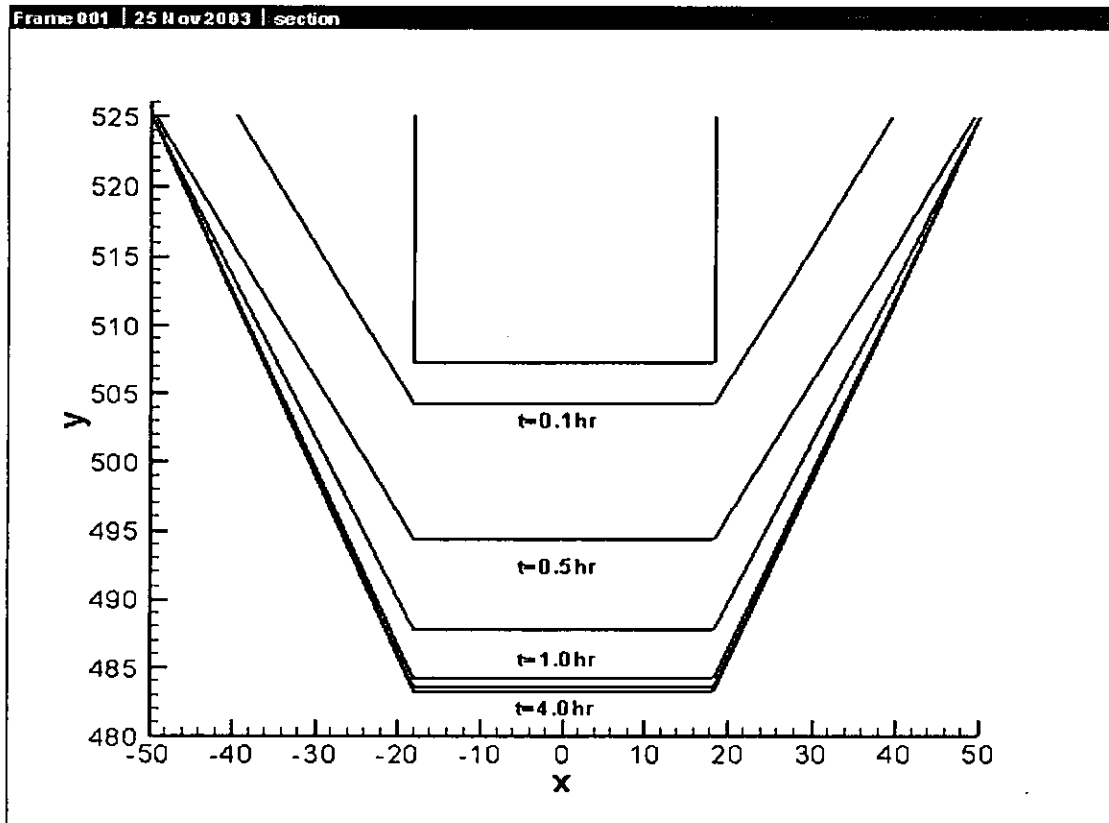


圖 2.74 68 年潰壩潰口變化

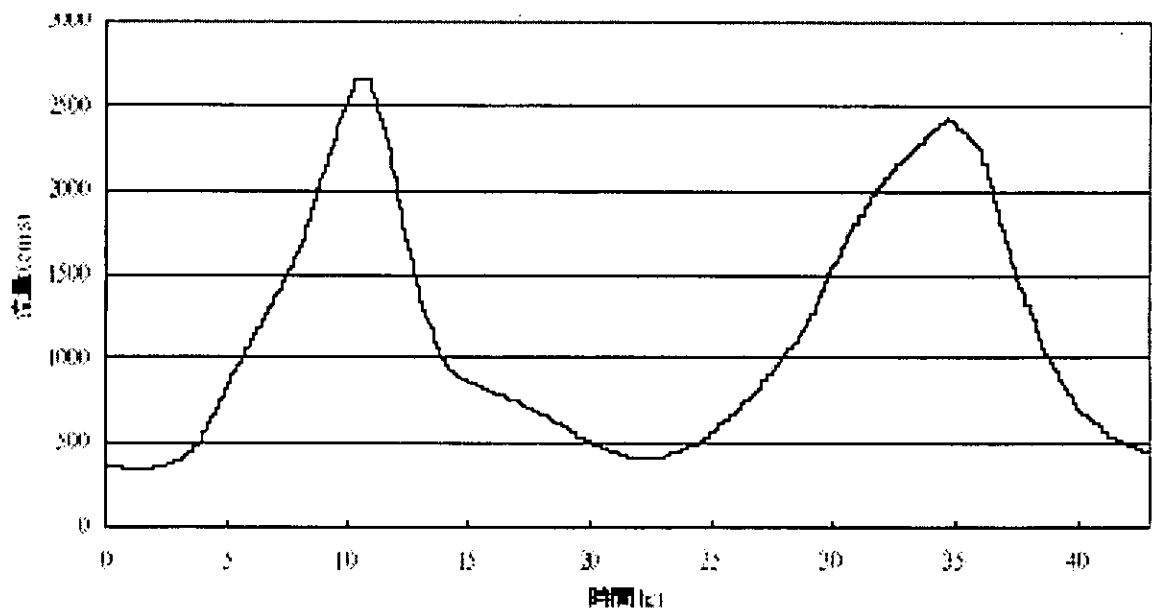


圖 2.75 90 年桃芝納莉颱風潰口流量歷線

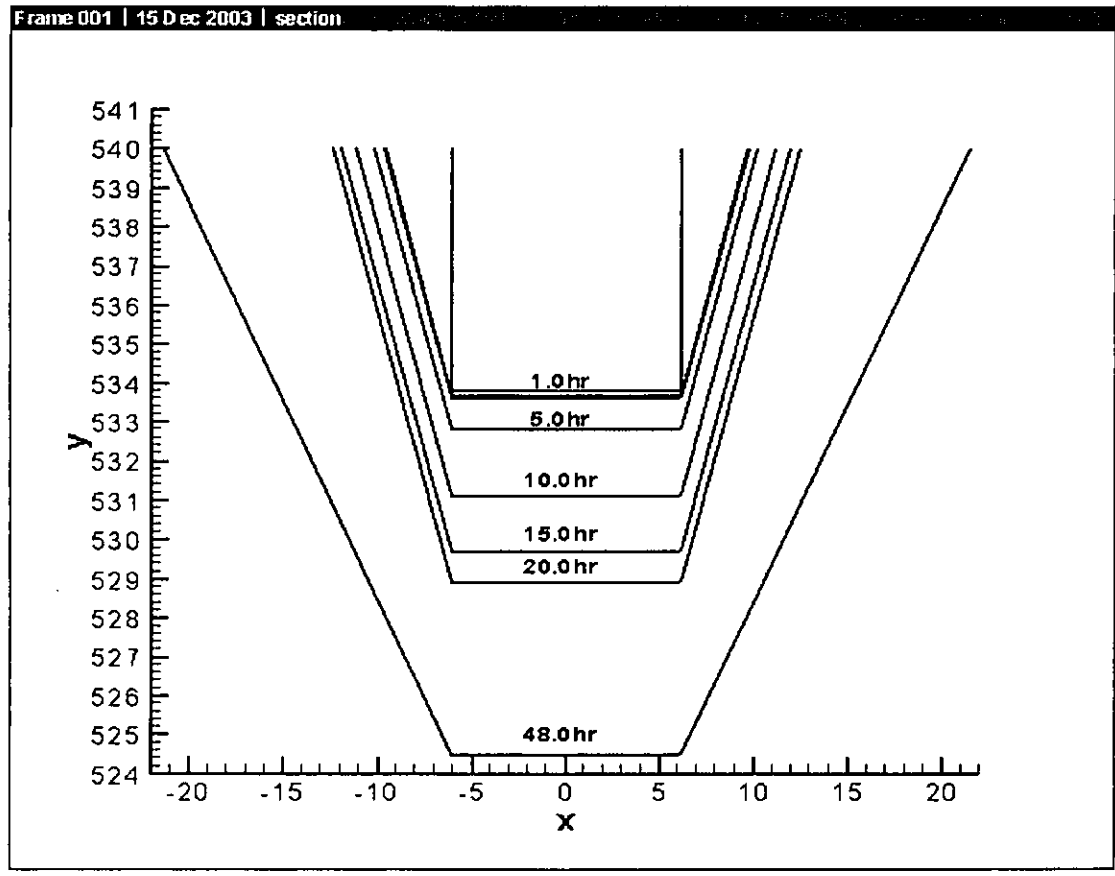


圖 2.76 90 年桃芝納莉颱風潰口變化

100年洪水潰口流量歷線

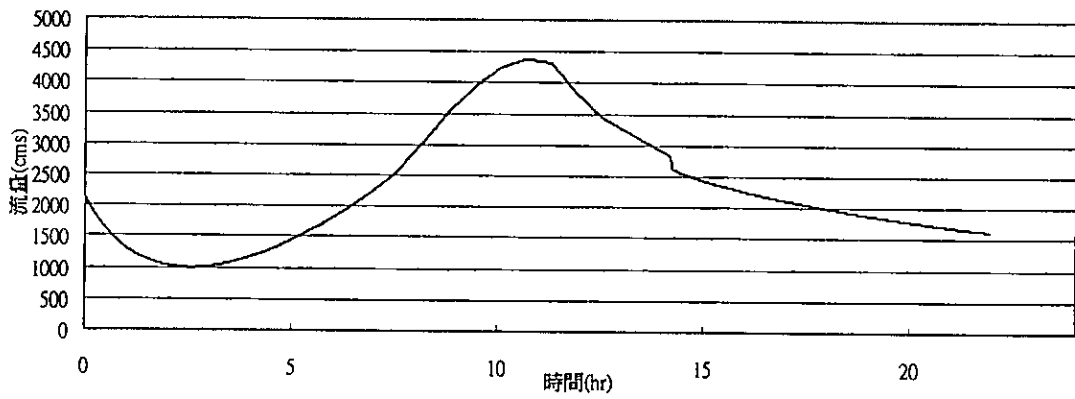


圖 2.77 上游 100 年頻率洪水入流之潰口流量歷線

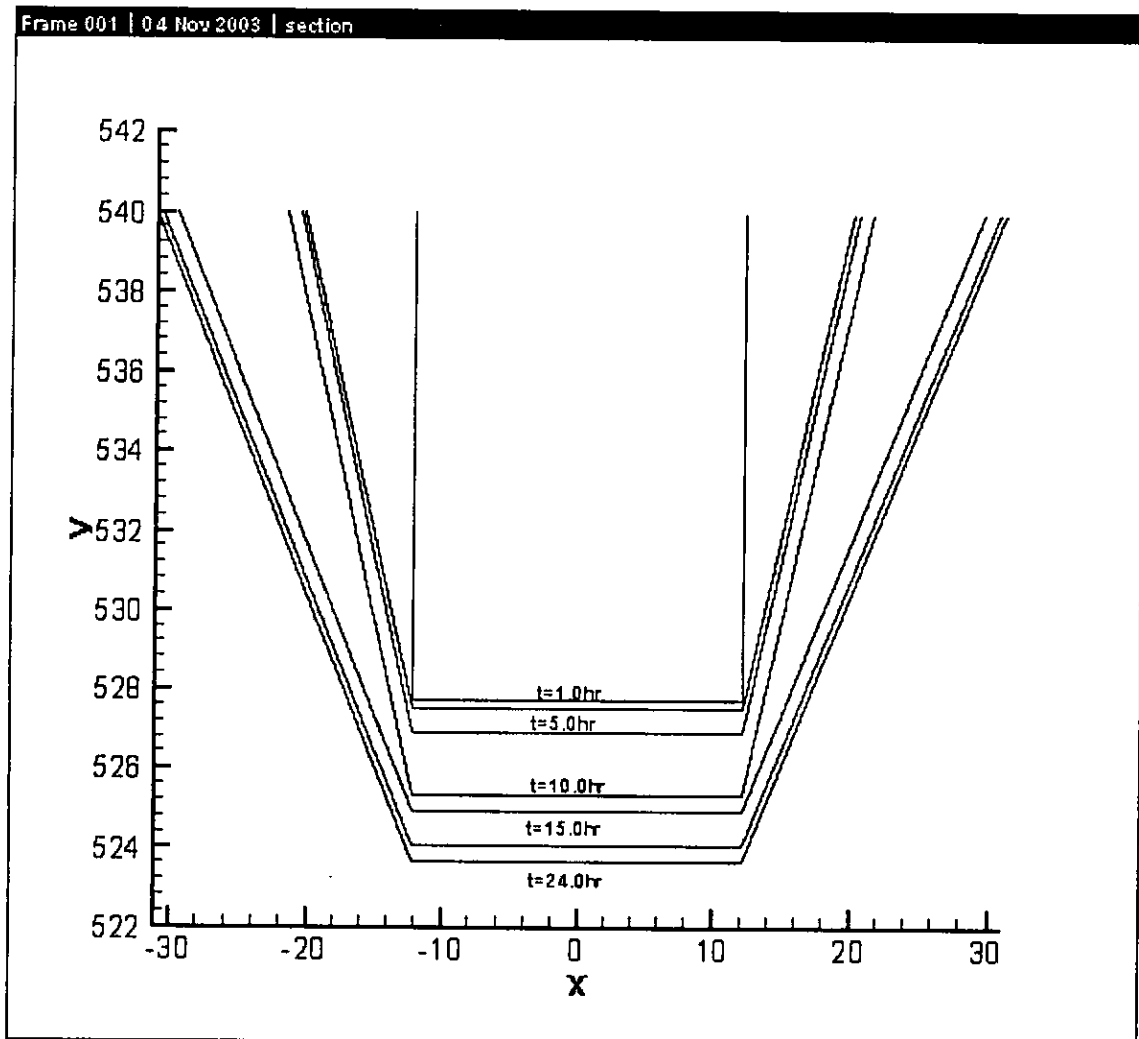


圖 2.78 上游 100 年頻率洪水之潰口變化

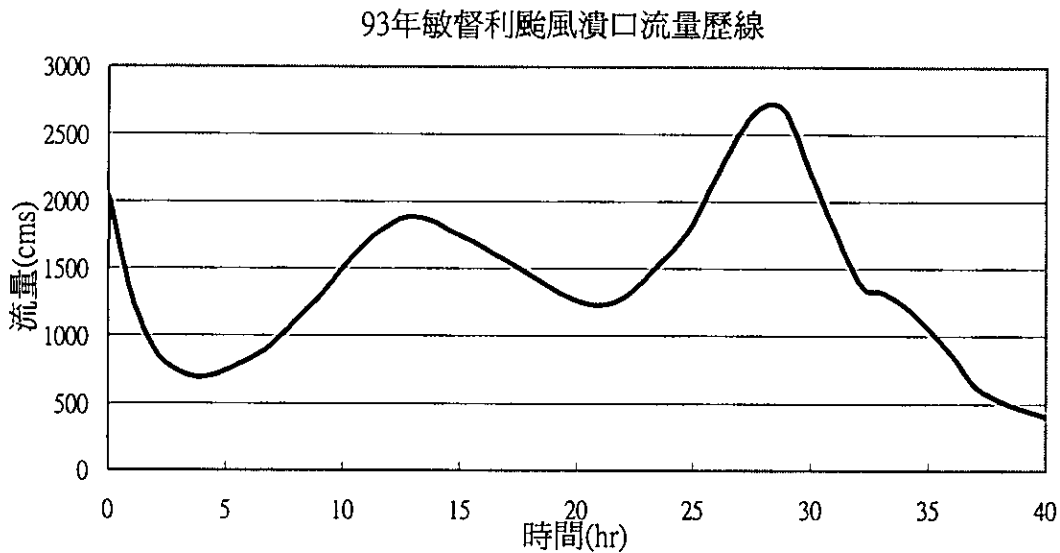


圖 2.79 93 年敏督利颱風洪潰口流量歷線

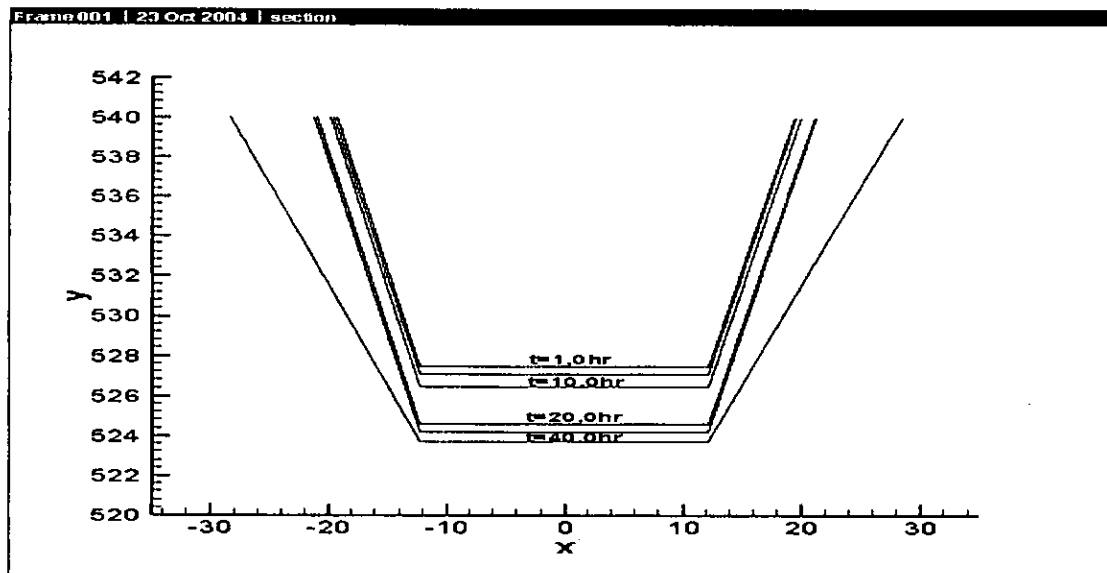


圖 2.80 93 年敏督利颱風洪潰口變化

(2) 九份二山堰塞湖

a. 方案 J(25 年洪水期距)

潰口出流歷線如圖 2.81 所示，最大流量為 1,030 CMS，其峰值比 FLDWAV 所模擬出來的小，係因本模擬考慮非瞬間潰壩，因此推估之洪峰会較小。潰口之變化如圖 2.82 所示，在潰壩 24 小時後，壩底高程為 550.9m。

b. 方案 K(50 年洪水期距)

潰口出流歷線如圖 2.83 所示，最大流量為 1,176CMS；。潰口之變化如圖 2.84 所示，在潰壩 24 小時後，壩底高程為 550.8m。

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。

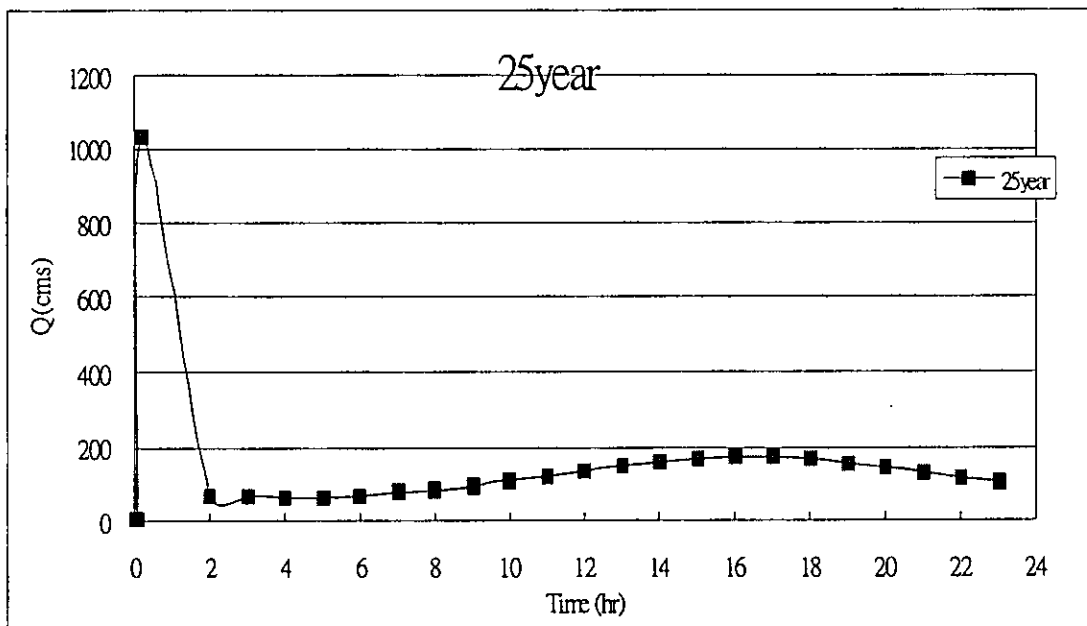


圖 2.81 25 年洪水頻率潰口流歷線

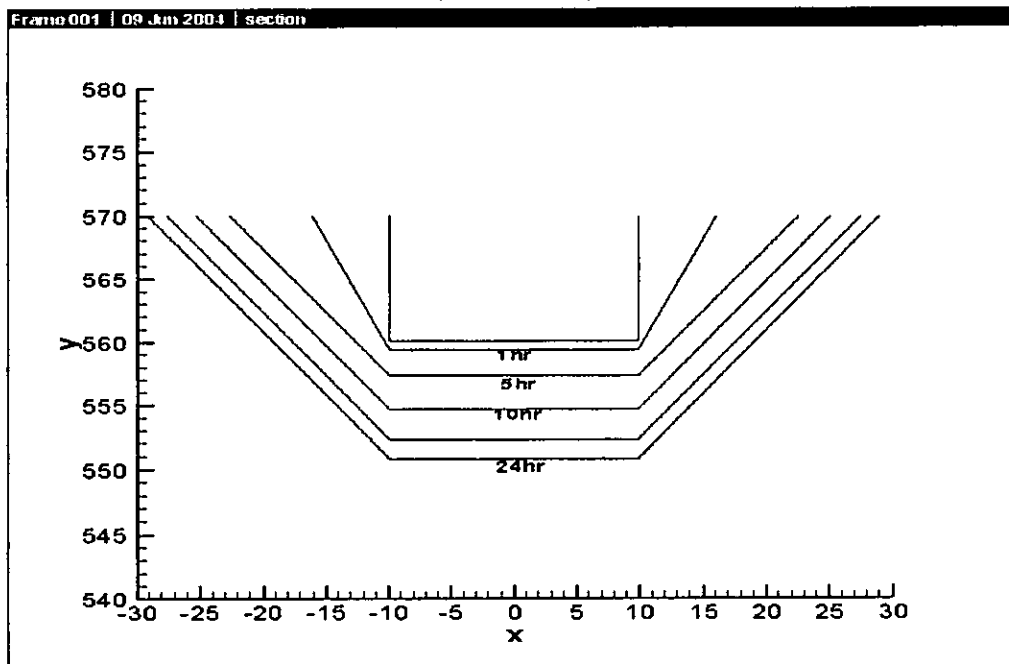


圖 2.82 25 年洪水頻率潰口變化

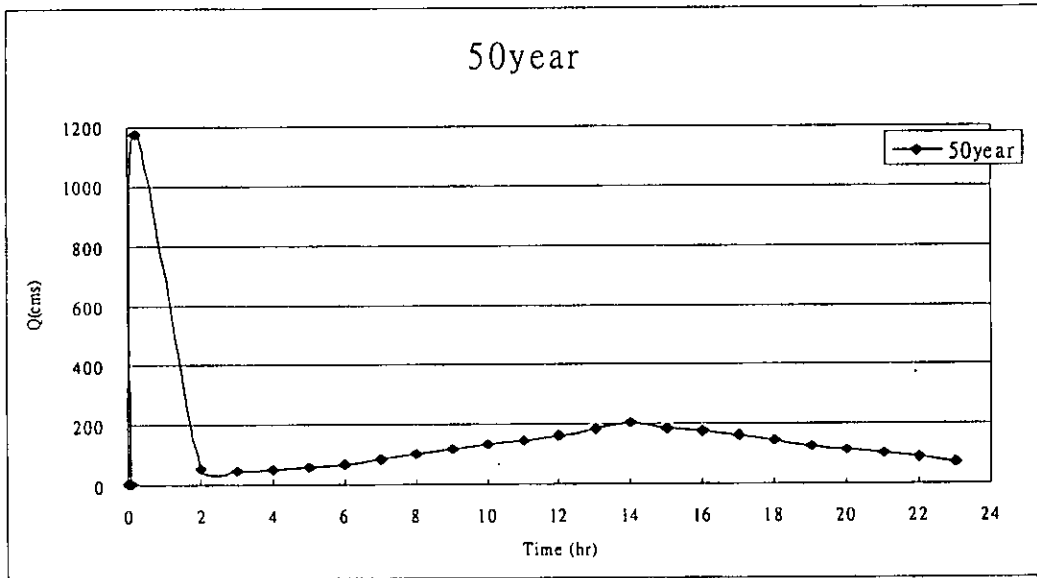


圖 2.83 50 年洪水頻率潰口流歷線

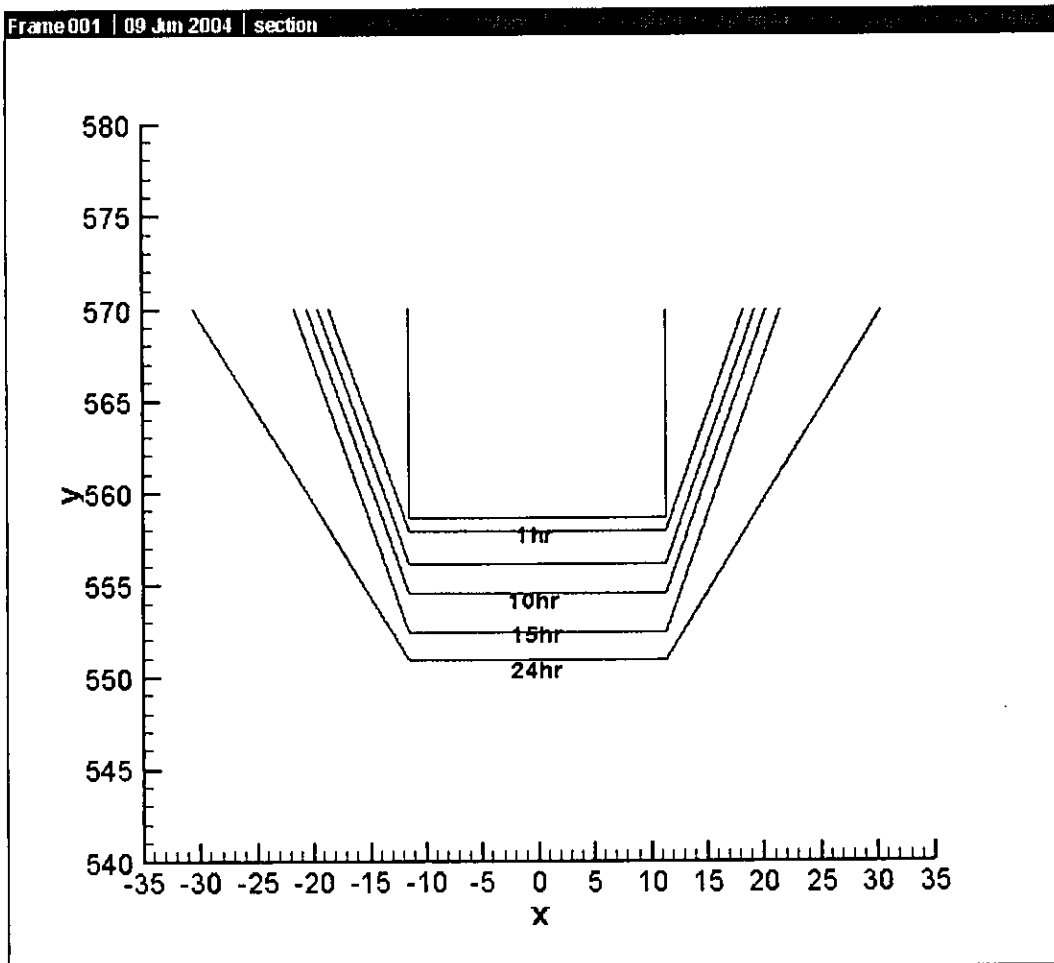


圖 2.84 50 年洪水頻率潰口變化

三、災害危險度與危害潛勢分析

淹水災害危險度係指發生淹水之可能性大小及淹水地區之淹水深度大小。淹水危害潛勢係指潛藏淹水災害且造成經濟損失。淹水災害危險度與危害潛勢之不同在於發生淹水時，縱然危險度很高(發生淹水可能性很大)，但不見得危害度很高(造成巨大的災害損失)，主要因無人為經濟活動，每次造成災害損失有限；反之，不經常發生淹水(低危險度)，且高經濟活動地區，偶爾一次巨大洪水之溢堤或潰堤，造成的損失自然是相當可觀。

(一)SOBEK 模式簡介

本模式以 SOBEK 模式進行潰壩波造成之堤內地區淹水情況之模擬。SOBEK 模式為荷蘭 WL|Delft Hydraulics 公司所研發，為一套整合河川、都市排水系統與流域管理之商用模式，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、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。初渠道演算採用顯式有限差分模式求解迪聖凡南方程式(de Saint Venant equations)。並納入下水道、抽水站、閘門、堰及滯洪池等水利設施功能，目前模式已擴展至可進行二維地表漫地流之淹水模擬。

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

1、SOBEK 模式之 1D2D 模組理論

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 模組用於模擬河道中水深及流量隨時間變化之情形，並可針對各項水工結構物之水理進行處理，具有以下特點：

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。

2、一維渠流模式

一維渠流模組係利用交錯網格 (staggered grid) 之方式求解控制方程式，SOBEK 模式中對於渠流水理演算採用之質量守恆方程式與動量守恆方程式如下：

$$\frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{lat} \quad (2.3.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A_f} \right) + gA_f \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 R A_f} - W_f \frac{\tau_{wi}}{\rho_w} = 0 \quad (2.3.2)$$

上二式中， Q =流量； h =水位； R =水力半徑； q_{lat} =渠道之側入流量； A_f =濕周面積； C =Chezy 係數； W_f =河流寬度； τ_{wi} =風剪力； ρ_w =水密度。

3、漫地流模式

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

質量方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(ud)}{\partial x} + \frac{\partial(vd)}{\partial y} = 0 \quad (2.3.3)$$

動量方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{u|V|}{C^2 d} + au|u| = 0 \quad (2.3.4)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} + g \frac{v|V|}{C^2 d} + av|v| = 0 \quad (2.3.5)$$

式中， x, y =模擬區域之空間座標； u, v = x, y 方向之平均流速； d =水深； a =邊壁摩擦係數； $V = \sqrt{u^2 + v^2}$ 。

4、水工結構物

(1) 橋樑

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

$$Q = \mu A_f \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (2.3.6)$$

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

(2) 孔口

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

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

$$Q = c_w W_s \mu d_g \sqrt{2g(h_1 - (z_s + \mu d_g))} \quad (2.3.7)$$

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

$$Q = c_w W_s \mu d_g \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (2.3.8)$$

式中， c_w =寬度收縮係數； W_s =孔口寬度； d_g =孔口高度；

z_s =孔口底高程。

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

(3) 堰

堰亦可分為自由堰及潛沒堰兩種流況，流量分別以式(2.3.9)及式(2.3.10)估算：

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

$$Q = c_w W_s \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}g} (h_1 - z_s)^{\frac{3}{2}} \quad (2.3.9)$$

b、潛沒堰

$$Q = c_e c_w W_s \left(h_1 - z_s - \frac{u_s^2}{2g} \right) \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (2.3.10)$$

式中， c_e =流量係數； c_w =寬度收縮係數； W_s =堰寬度； u_s =堰上流速； z_s =堰頂高程； h_1 =堰上游水位； h_2 =堰下游水位。

(4) 涵洞

SOBEK 中估算涵洞流量之方式同估算水流通過橋樑之方式，由涵洞上下游水位決定：

$$Q = \mu A_f \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (2.3.11)$$

5、SOBEK 模式資料之前處理

SOBEK 在進行個案模擬時，首先需設定地文資料與水文資料。地文資料係用於描述模擬範圍內相關之設施佈置情形，如河系、水工結構物、堤防、水文測站（如 GIS 中之.shp 圖檔）等基

本資訊，而此類圖層在模擬上並無實際功能，但藉由流域範圍內各主題圖層之套疊，對模擬流域之模擬結果有顯示之作用，有助於使用者與決策者對模擬範圍之瞭解。而水文資料係用於模擬個案中之邊界條件，如水位歷線、流量歷線或是率定曲線等。在進行模擬前，必須備齊各相關地文與水文資料檔案於案例系統，作為 SOBEK 模式之輸入項目，在實際進行個案模擬之前必須透過已建置之資料庫，並取得 SOBEK 所需之地文與水文資料輸入格式，方能進行模擬。

呈現模擬結果之方式係利用不同顏色之二維格網(2D grid)表示，且藉由 Netter 介面之功能匯入 GIS 之圖層或所屬流域影像圖檔與計算之結果進行套疊，可供使用者決策之參考。

(二)淹水災害危險度分析之案例說明

1、草嶺堰塞湖

行正橋上游至草嶺天然壩因地處於山區，為峽谷地形，且人煙稀少，於模擬時予於省略，因此，模擬範圍由清水溪之行正橋至與濁水溪匯流口段。此外，模擬過程僅考慮清水溪河道主流，並假設支流流量相對於潰壩主流流量可忽略不計。

本研究係利用 SOBEK-渠流模組與漫地流模組(1D2D 模組)進行模擬，為分析草嶺堰塞湖下游地區受到堰塞湖潰決之影響，其可能淹水範圍與深度，根據設計 FLDWAV 潰壩模式之晴天潰壩、100 及 200 年重現期距之入流洪流量，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 模式所得之洪流歷線，如表 2-16 所示。並假設可重現於 88 年之清水溪流域，進行下游淹水模擬，得其堤內淹水範圍及水深之結果，此外，亦針對 93 年敏督利颱風洪資料進行模擬，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。

表 2-16 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 年重現期距之洪流量	Y	Y	FLDWAV
200 年重現期距之洪流量	Y	Y	FLDWAV
晴天潰壩	Y	Y	FLDWAV
68 年潰壩洪流量	-	-	BREACH
93 年敏督利颱風洪	-	-	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，- 表潰壩延時由模式計算）

草嶺潭模擬之基本參數設定：

- (1)網格資料：清水溪流域 40m*40m 數值高程資料 (DEM)，網格數為 72,000 個；
- (2)河道曼寧 n 值為 0.04，二維網格曼寧 n 值為 0.05；
- (3)上游邊界條件：晴天潰壩、100 及 200 年重現期距之入流洪流歷線，潰壩延時 0.5 及 1 小時，如圖 2.85 與圖 2.86 所示。此外，68 年之洪流歷線，如圖 2.87 所示，以及 93 年敏督利颱風之實測洪流資料，並假設發生潰壩，其潰壩洪流歷線，如圖 2.88 所示。
- (4)下游邊界條件：濁水溪河道為 94 公尺；
- (5)二維網格邊界條件設定：利用一虛擬河道連接回濁水溪河道，其目的在於延伸計算範圍，使其結果不影響清水溪流域模擬結果；
- (6)潰壩模擬時間於晴天潰壩、100、200 年重現期距及 68 年潰壩案例為 4 小時、時間間距 3 分鐘；敏督利颱風之案例中模擬 40 小時，時間間距為 1 小時。

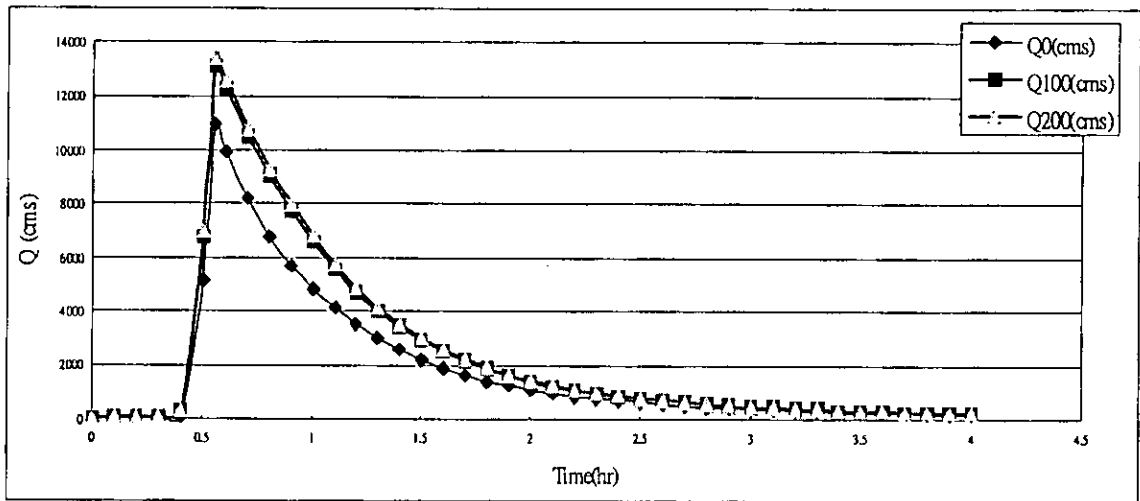


圖 2.85 晴天潰壩(Q0)、100年(Q100)及200年(Q200)潰壩之洪流歷線(0.5hr)

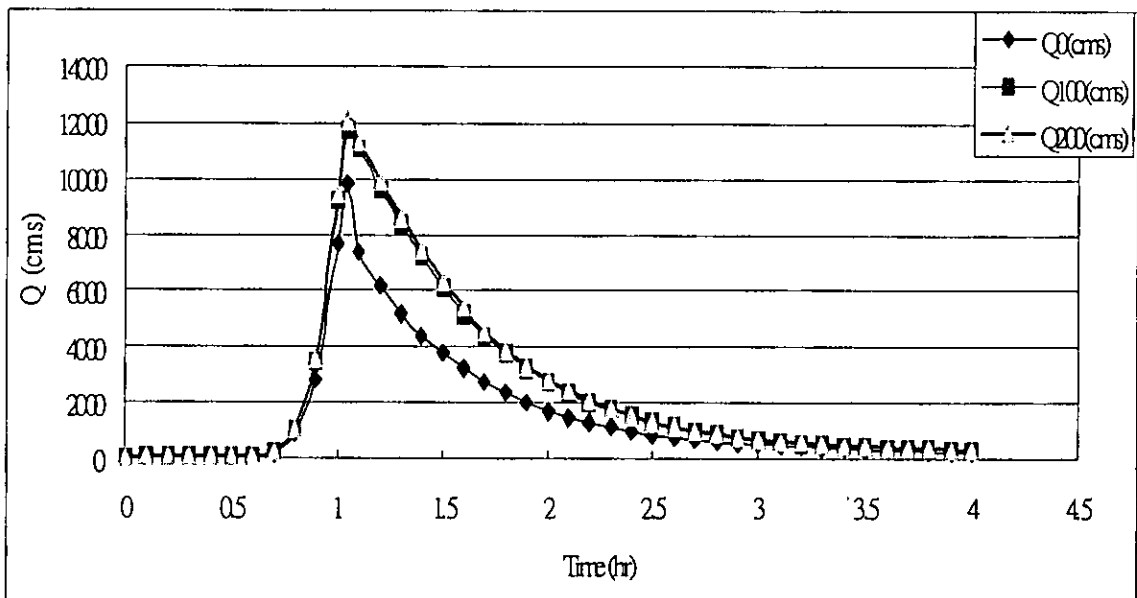


圖 2.86 晴天潰壩、100年及200年重現期距之潰壩洪流歷線(1 hr)

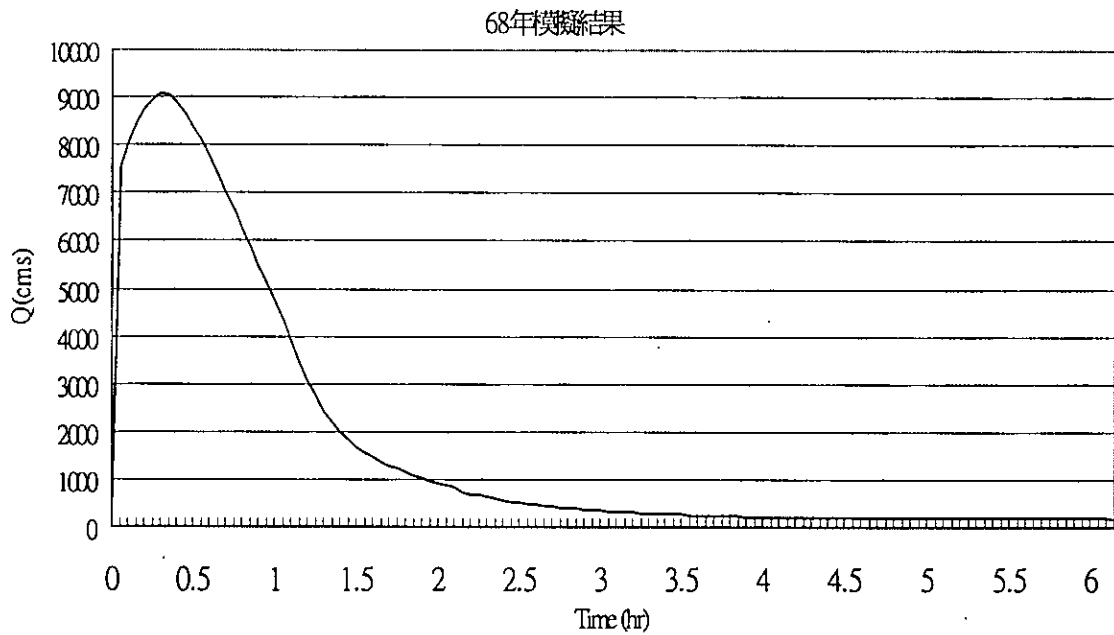


圖 2.87 民國 68 年草嶺潰壩經由 BREACH 模式之潰壩洪流歷線

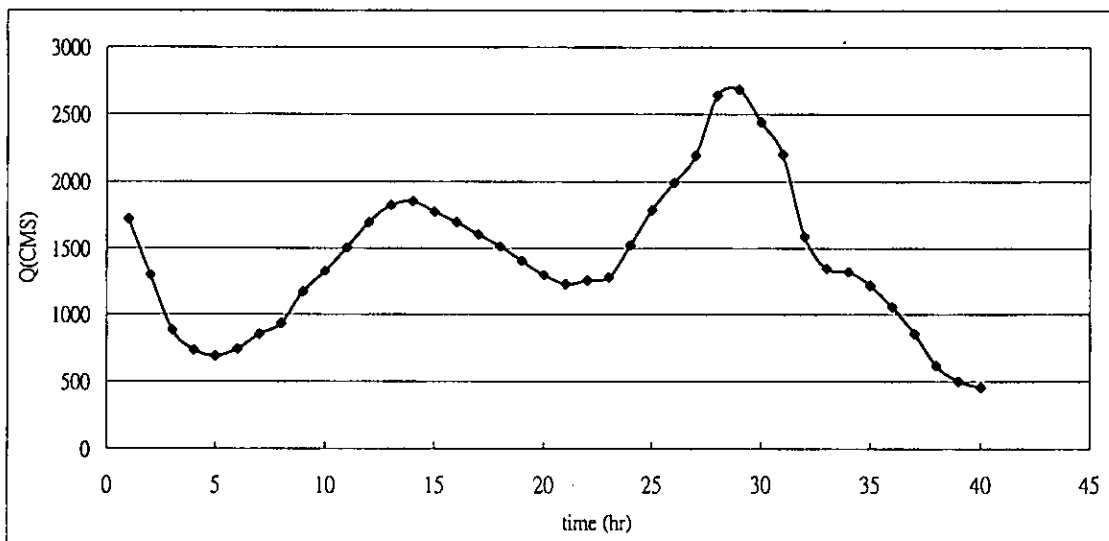


圖 2.88 民國 93 年敏督利颱風洪經由 BREACH 模式潰壩之洪流歷線

2、九份二山堰塞湖

由於九份二山缺乏地震後之南港溪與北山坑河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 值為 0.04，二維網格曼寧 n 值為 0.05；
- (3)上游邊界條件：BREACH 模式模擬 25 年、50 年重現期距入流洪水之潰壩流量歷線，如圖 2.89 所示；
- (4)下游邊界條件：南港溪河道水位高程為 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)潰壩模擬時間為 5 小時、時間間距 10 分鐘。

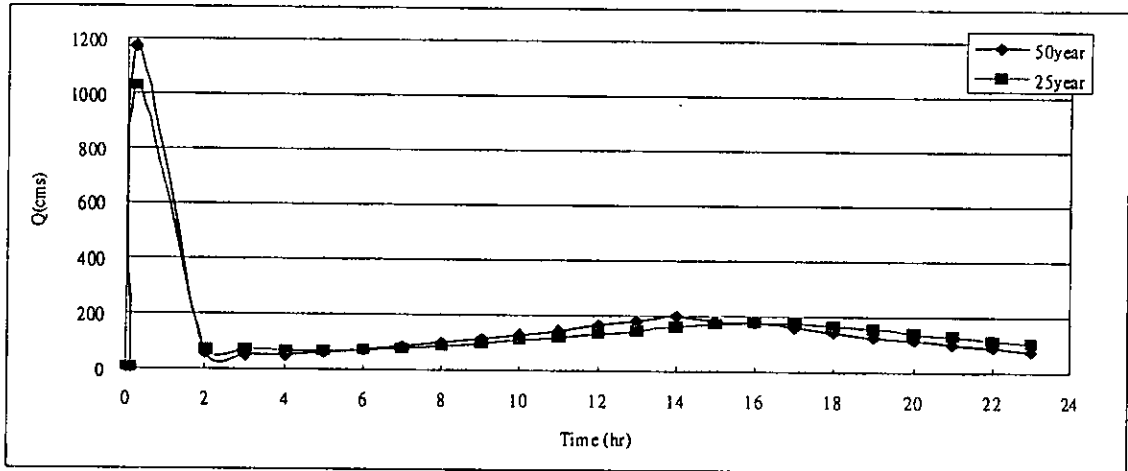


圖 2.89 九份二山堰塞湖由 BREACH 模式所得之洪流歷線

(三) 淹水災害危險度模擬結果

1、草嶺堰塞湖之案例結果

經由 SOBEK 模式 1D2D 模組模擬結果如下：

- (1) 堤內 2 地區之 n 值，因無實際之淹水紀錄加以驗證，因此，SOBEK 模式採用大於堤外河道之 n 值，即 0.045-0.06 之間進行模擬測試，結果顯示 n 值在 0.045-0.06 間之淹水範圍及水深差異不大。
- (2) 根據 100、200 年重現期距之入流洪流量及晴天潰壩之洪流，並根據延時 0.5 及 1 小時進行河道洪流演算，其結果如表 2-17 及表 2-18 所示，其中，在 2.1km-3.9km 段為 921 地震後所形成第二水潭之下游出口端，模擬結果於此渠段形成亞臨界流與超臨界流之流況，其水深相對較淺，而位於堰塞湖下游 5.7km-11.7km 之間為峽谷地形，在此渠段之水深相對較深。
- (3) 比較 FLDWAV 模式與 SOBEK 模式模擬 200 年重現期距入流洪水潰壩延時 0.5 小時之下游河道流量之比較，其結果如表 2-19 與圖 2.90 所示，FLDWAV 模式所得之水位均比 SOBEK 模式模擬之水位高，從桶頭橋下游至與濁水溪匯流口，兩模式所得之潰壩波水位差異不大。
- (4) 利用 SOBEK-1D2D 模組進行模擬，並根據 FLDWAV 潰壩模式之案例 A1、B1、C1、A2、B2、C2 之潰壩潰口出流歷線，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，不同方案所得之結果如下：
 - (a) 利用 FLDWAV 潰壩模式之案例 A1、B1、C1 之潰壩流量，其下游淹水範圍，如圖 2.91 至圖 2.93 所示，為清水溪全流域溢淹或漫淹之情況，並可比較其淹水範圍。
 - (b) 利用 FLDWAV 潰壩模式之案例 A2、B1、C2 之潰壩流量，其下游淹水範圍，如圖 2.94 至圖 2.96 所示，為清水溪全

流域溢淹或漫淹之情況。

(c) 民國 68 年草嶺潰壩洪流量重現於 89 年之地形，其淹水範圍，如圖 2.97 所示，為清水溪全流域溢淹或漫淹之情況。

(5) 根據民國 93 年之敏督利颱風洪之入流實測資料，並假設發生潰壩之情況下進行模擬，模擬結果如表 2-20 所示，而於下游河道之溢淹情況，如圖 2.98 所示，為清水溪匯入濁水溪之模擬結果情況（南雲大橋下游至匯流口），並無造成下游溢過堤防之情況。

表 2-17 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (0.5hr)

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

表 2-17 (續) 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (0.5hr)

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

表 2-17 (續) 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (0.5hr)

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

表 2-18 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (1.0hr)

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

表 2-18 (續) 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (1.0hr)

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

表 2-18 (續) 100、200 年洪水入流、晴天潰壩之水理演算成果 (1.0hr)

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

表 2-19 SOBEK 與 FLDWAV 測試案例 C1 間各斷面水位比較(F1=1.0)

距離 (km)	底床高 程(m)	FLDWAV 案例 C1(m)	水深 (m)	SOBEK 200 年 (m)	水深 (m)	FLDWAV 與 SOBEK 之水 深差(m)	備註
4.5	343.39	364.69	21.3	359.77	16.38	4.92	
4.8	342.05	358.85	16.8	353.47	11.42	5.38	
5.1	331.91	353.71	21.8	343.33	11.42	10.38	
5.4	331.13	349.56	18.43	342.59	11.46	6.97	
5.7	324.62	344.84	20.22	337.12	12.5	7.72	
6.0	318.85	341.88	23.03	335.75	16.9	6.13	
6.3	315.84	339.38	23.54	334.54	18.7	4.84	
6.6	314.36	335.99	21.63	332.35	17.99	3.64	
6.9	310.42	330.53	20.11	325.8	15.38	4.73	
7.2	306.94	323.79	16.85	316.85	9.91	6.94	
7.5	297.89	320.92	23.03	310.5	12.61	10.42	
7.8	295.5	318.28	22.78	309.54	14.04	8.74	清水溪橋
8.4	283.51	309.58	26.07	304.27	20.76	5.31	
8.7	281.08	305.39	24.31	304.18	23.1	1.21	
9.0	277.67	300.25	22.58	299.14	21.47	1.11	
9.3	272.74	294.35	21.61	288.53	15.79	5.82	
9.6	268.12	288.67	20.55	281.25	13.13	7.42	
9.9	264.94	284.12	19.18	273.33	8.39	10.79	
10.2	261.48	280.8	19.32	277.75	16.27	3.05	
10.5	257.59	277.58	19.99	272.84	15.25	4.74	
10.8	256.41	274.94	18.53	267.98	11.57	6.96	
11.1	253.95	271.16	17.21	265.7	11.75	5.46	
11.4	251.13	266.46	15.33	262.13	11	4.33	
11.7	250.1	261.91	11.81	258.85	8.75	3.06	瑞草橋
12.0	245.36	258.62	13.26	256.16	10.8	2.46	
12.3	244.24	254.97	10.73	253.8	9.56	1.17	
12.6	238.21	251.1	12.89	248.26	10.05	2.84	
12.9	235.12	249.17	14.05	247.51	12.39	1.66	
13.2	232.77	246.71	13.94	245.12	12.35	1.59	
13.5	231.9	245.12	13.22	243.19	11.29	1.93	
13.8	229.77	242.65	12.88	240.81	11.04	1.84	
14.1	228.7	239.08	10.38	237.19	8.49	1.89	
14.4	224.05	237.16	13.11	233.7	9.65	3.46	行正橋
14.7	222.06	234.06	12	232.74	10.68	1.32	計畫桶頭堰

表 2-19 (續) SOBEK 與 FLDWAV 測試案例 C1 間各斷面水位比較(F1=1.0)

距離 (km)	底床高 程(m)	FLDWAV 案例 C1(m)	水深 (m)	SOBEK 200 年 (m)	水深 (m)	FLDWAV 與 SOBEK 之水 深差(m)	備註
15.0	220.65	230.01	9.36	227.47	6.82	2.54	
15.3	215.81	227.16	11.35	225.75	9.94	1.41	桶頭橋
15.6	214.3	223.41	9.11	221.49	7.19	1.92	
15.9	212.61	219.16	6.55	218.44	5.83	0.72	
16.2	208.04	215.26	7.22	214.64	6.6	0.62	
16.5	204.52	212.9	8.38	212.29	7.77	0.61	
16.8	201.97	210.15	8.18	209.74	7.77	0.41	
17.1	198.54	207.63	9.09	207.25	8.71	0.38	
17.4	198.13	205.53	7.4	205.11	6.98	0.42	
17.7	194.48	203.24	8.76	202.59	8.11	0.65	
18.0	191.88	201.53	9.65	200.59	8.71	0.94	
18.3	191.68	199.46	7.78	198.47	6.79	0.99	龍門大橋
18.6	189.12	197.05	7.93	196.32	7.2	0.73	
18.9	186	194.12	8.12	193.61	7.61	0.51	
19.2	183.09	191.06	7.97	190.66	7.57	0.4	
19.5	181.91	188.54	6.63	187.86	5.95	0.68	
19.8	179.5	186.87	7.37	185.67	6.17	1.2	
20.1	176.1	184.3	8.2	183.48	7.38	0.82	
20.4	174.81	180.75	5.94	180.57	5.76	0.18	
20.7	171.5	178.15	6.65	177.57	6.07	0.58	
21.0	168.82	175.16	6.34	174.59	5.77	0.57	
21.3	165.21	172.05	6.84	171.28	6.07	0.77	
21.6	162.25	170.26	8.01	169.71	7.46	0.55	
21.9	161.32	167.71	6.39	167.53	6.21	0.18	
22.2	158.86	166.08	7.22	165.29	6.43	0.79	
22.5	156.7	164.11	7.41	163.15	6.45	0.96	
22.8	153.88	161.49	7.61	161.03	7.15	0.46	
23.1	153.4	158.92	5.52	158.49	5.09	0.43	
23.4	149.7	156.89	7.19	155.79	6.09	1.1	
23.7	147.79	155.7	7.91	154.94	7.15	0.76	
24.0	145.6	154.21	8.61	153.33	7.73	0.88	鯉魚大橋
24.3	144.34	151.83	7.49	151.16	6.82	0.67	
24.6	141.7	149.06	7.36	148.34	6.64	0.72	
24.9	138.38	145.63	7.25	145.68	7.3	-0.05	

表 2-19 (續) SOBEK 與 FLDWAV 測試案例 C1 間各斷面水位比較(F1=1.0)

距離 (km)	底床高 程(m)	FLDWAV 案例 C1(m)	水深 (m)	SOBEK 200 年 (m)	水深 (m)	FLDWAV 與 SOBEK 之水 深差(m)	備註
25.2	136.69	142.18	5.49	141	4.31	1.18	
25.5	133.81	139.76	5.95	137.81	4	1.95	
25.8	130.6	138.66	8.06	135.99	5.39	2.67	
26.1	128.56	136.87	8.31	135.27	6.71	1.6	
26.4	127.6	135.53	7.93	133	5.4	2.53	
26.7	126.79	133.48	6.69	131.86	5.07	1.62	
27.0	125.85	131.72	5.87	129.56	3.71	2.16	
27.3	123.52	129.53	6.01	128.33	4.81	1.2	
27.6	120.71	127.77	7.06	124.86	4.15	2.91	
27.9	118.58	125.83	7.25	124.88	6.3	0.95	
28.2	118.35	124.08	5.73	122.35	4	1.73	
28.5	116.83	122.12	5.29	121.19	4.36	0.93	南雲大橋
28.8	113.57	119.72	6.15	118.47	4.9	1.25	
29.1	111.61	117.39	5.78	116	4.39	1.39	
29.4	110	115.07	5.07	113.66	3.65	1.42	
29.7	108.71	112.36	3.65	111.54	2.83	0.82	
30.0	102.8	108.53	5.73	106.83	4.03	1.7	
30.3	101.02	106.2	5.18	106.18	5.16	0.02	濁水溪匯流口

表 2-20 敏督利颱風於清水溪之潰壩模擬成果

距離 (km)	底床高程 (m)	水位 (m)	距離 (km)	底床高程 (m)	水位 (m)	距離 (km)	底床高程 (m)	水位 (m)
0	546.17	551.1	10.8	256.41	261.0	21	168.82	171.8
0.6	530	540.2	11.1	253.95	258.4	21.3	165.21	168.0
0.9	534.94	538.3	11.4	251.13	255.8	21.6	162.25	165.7
1.2	482.94	517.3	11.7	250.1	253.5	21.9	161.32	163.8
1.5	476.89	517.3	12	245.36	249.9	22.2	158.86	161.8
1.8	475.33	517.3	12.3	244.24	247.5	22.5	156.7	159.9
2.1	481	516.8	12.6	238.21	242.3	22.8	153.88	157.7
2.4	475.61	491.2	12.9	235.12	240.2	23.1	153.4	155.8
2.7	472.23	475.1	13.2	232.77	238.0	23.4	149.7	152.8
3	448.02	452.2	13.5	231.9	236.6	23.7	147.79	151.6
3.3	433.71	437.3	13.8	229.77	233.8	24	145.6	149.8
3.6	399.9	373.5	14.1	228.7	231.7	24.3	144.34	147.7
3.9	354.94	359.8	14.4	224.05	227.8	24.6	141.7	144.9
4.2	351.38	356.6	14.7	222.06	225.9	24.9	138.38	142.5
4.5	343.39	348.7	15	220.65	223.4	25.2	136.69	139.0
4.8	342.05	346.0	15.3	215.81	219.9	25.5	133.81	135.8
5.1	331.91	336.7	15.6	214.3	217.7	25.8	130.6	133.7
5.4	331.13	335.2	15.9	212.61	215.2	26.1	128.56	132.0
5.7	324.62	328.8	16.2	208.04	211.0	26.4	127.6	130.5
6	318.85	324.4	16.5	204.52	208.4	26.7	126.79	129.2
6.3	315.84	323.2	16.8	201.97	205.3	27	125.85	127.8
6.6	314.36	321.7	17.1	198.54	203.7	27.3	123.52	126.0
6.9	310.42	315.5	17.4	198.13	201.8	27.6	120.71	122.5
7.2	306.94	310.3	17.7	194.48	198.8	27.9	118.58	122.2
7.5	297.89	302.6	18	191.88	196.4	28.2	118.35	120.7
7.8	295.5	300.4	18.3	191.68	194.7	28.5	116.83	119.4
8.4	283.51	289.0	18.6	189.12	192.8	28.8	113.57	116.8
8.7	281.08	288.3	18.9	186	190.0	29.1	111.61	114.4
9	277.67	285.4	19.2	183.09	187.5	29.4	110	112.2
9.3	272.74	278.6	19.5	181.91	185.0	29.7	108.71	110.3
9.6	268.12	272.9	19.8	179.5	182.4	30	102.8	105.2
9.9	264.94	268.8	20.1	176.1	179.8	30.3	101.02	104.4
10.2	261.48	266.6	20.4	174.81	177.7			
10.5	257.59	263.2	20.7	171.5	174.7			

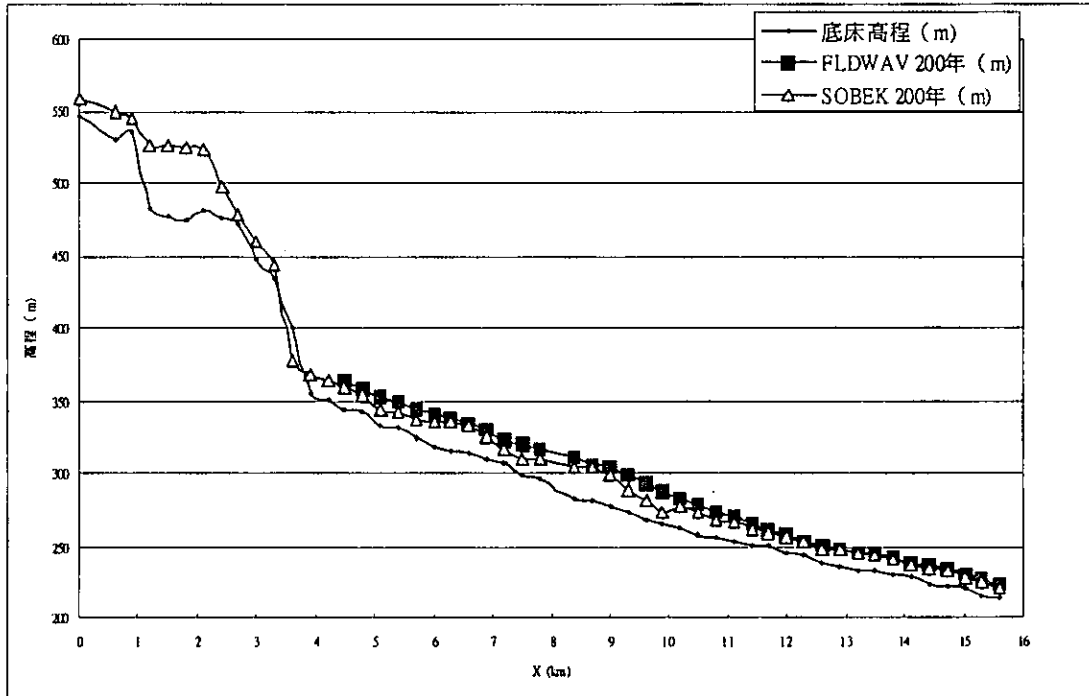


圖 2.90 FLDWAV 與 SOBEK 模擬堰塞湖下游水位高程之比較

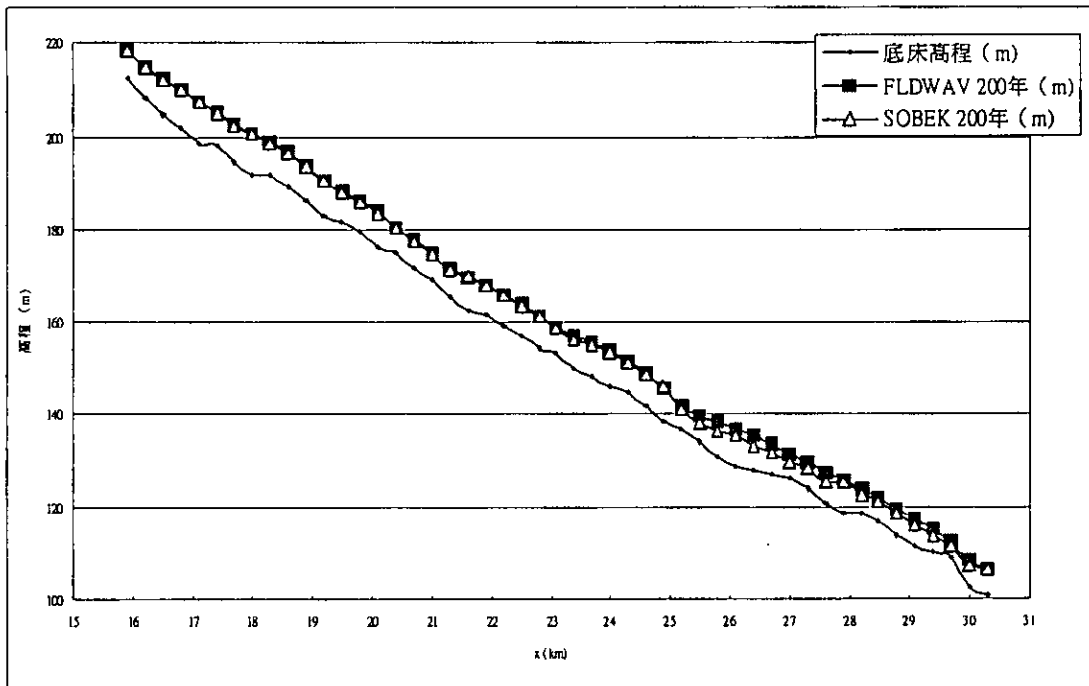


圖 2.90 (續) FLDWAV 與 SOBEK 模擬堰塞湖下游水位高程之比較

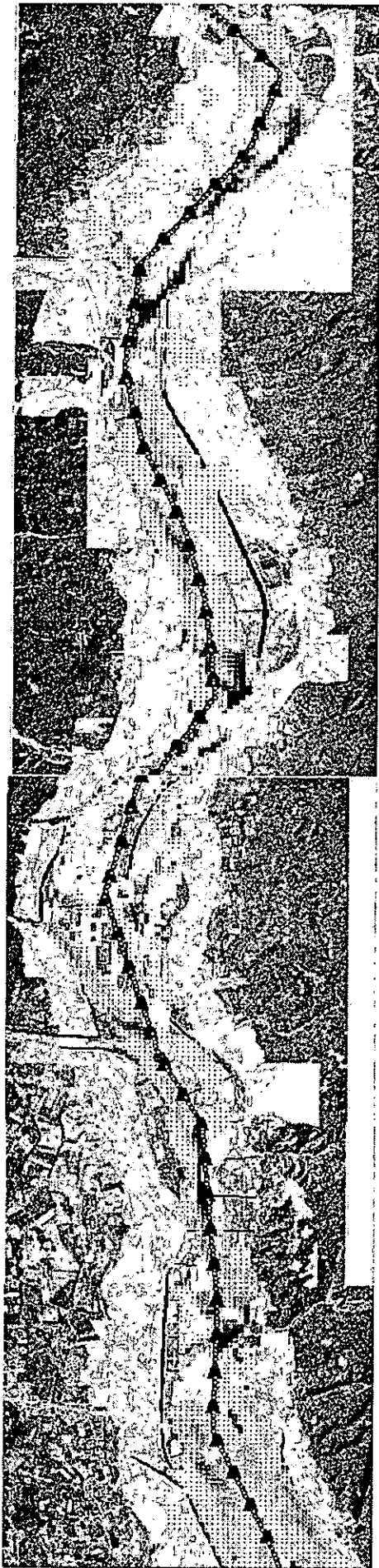


圖 2.91 200 年洪水入流、潰壩延時 0.5 小時之洪流危險潛勢分析



圖 2.92 100 年洪水入流、潰壩延時 0.5 小時之洪流危險潛勢分析



圖 2.93 晴天潰壩、潰壩延時 0.5 小時之洪流危險潛勢分析

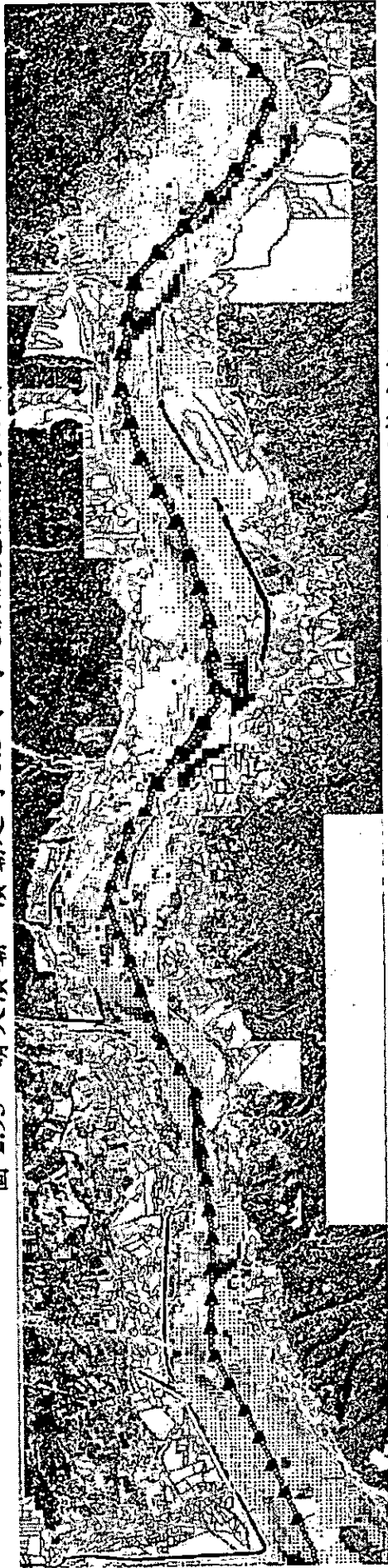


圖 2.94 200 年洪水入流、潰壩延時 1 小時之洪流危險潛勢分析



圖 2.95 100 年洪水入流、潰壩延時 1 小時之洪流危險潛勢分析



圖 2.96 晴天潰壩、潰壩延時 1 小時之洪流危險潛勢分析

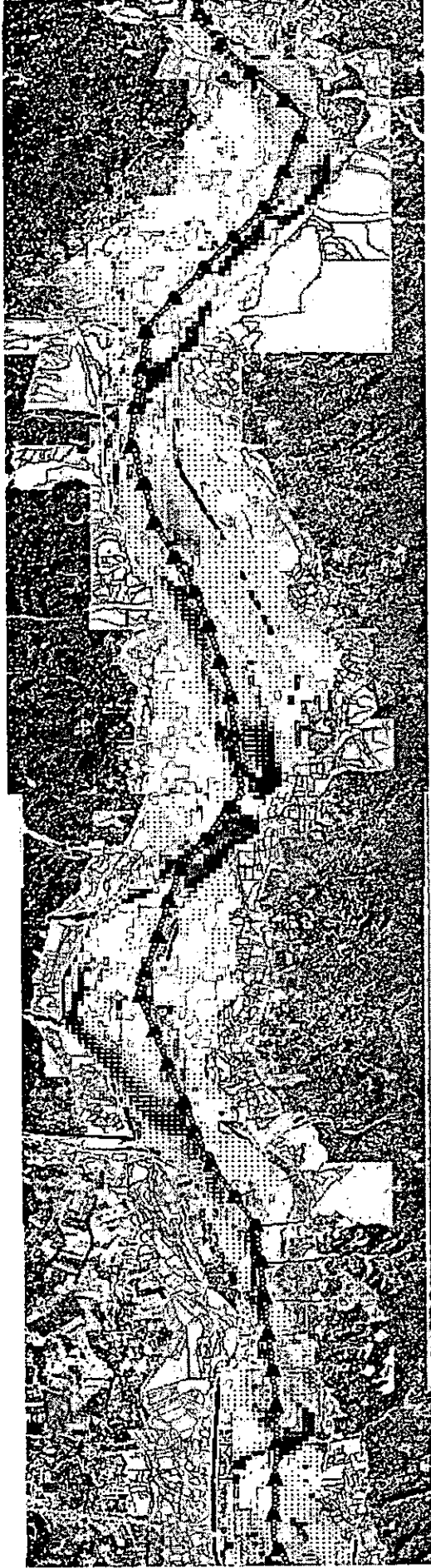


圖 2.97 68 年草嶺歷史潰壩流量重現之危險潛勢分析



圖 2.98 93 年敏督利颱風洪之危險潛勢分析

2、九份二山堰塞湖模擬結果

經由 SOBEK 模式模組模擬結果如下：

- (1) 根據 BREACH 模式模擬 25 年、50 年洪水入流下潰壩，其結果如表 2-21 與圖 2.99 所示，為河道之水位高程與最大水深。
- (2) 比較 FLDWAV 與 SOBEK 模擬 50 年重現期距之潰壩流量，其結果如表 2-22 所示。
- (3) 利用 SOBEK-1D2D 模組進行模擬，並根據 BREACH 潰壩模式之 25 年及 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 2.100 及圖 2.101 所示。

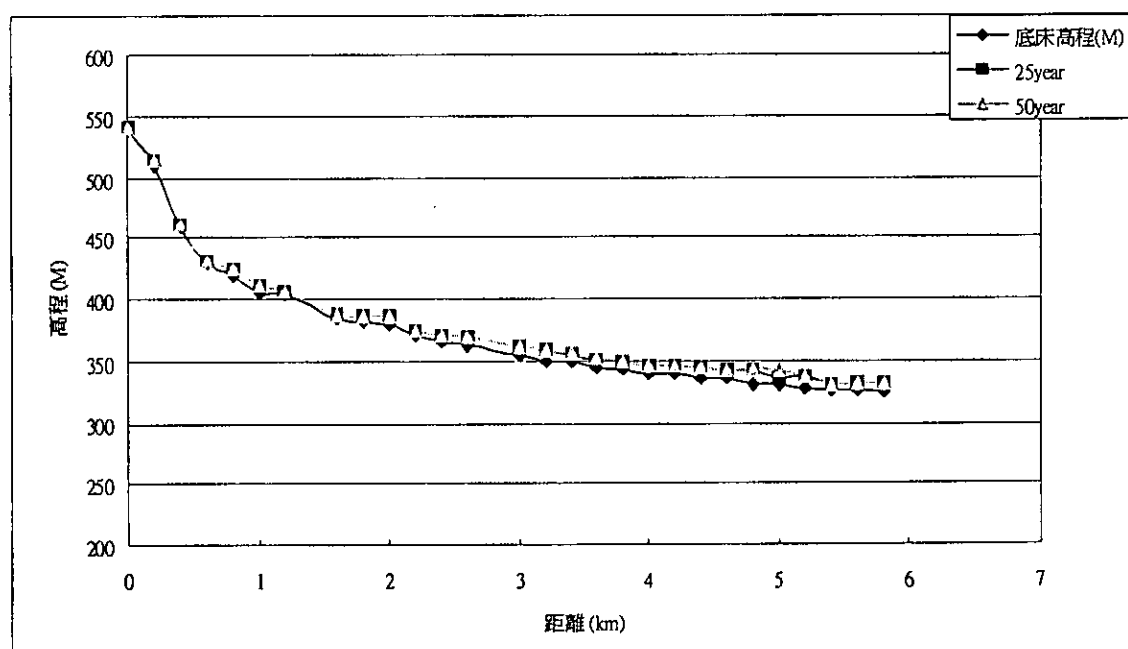


圖 2.99 SOBEK 模式九份二山堰塞湖水位高程之比較

表 2-21 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

表 2-22 50 年洪水之水位 (0.5hr) 比較

距離 (km)	底床高程 (m)	水位 (m) *	水深(m)	水位 (m)**	水深(m)	備註
0	540	540.6	0.6	570.38	30.4	壩址
0.2	510	512.5	2.5	513.51	3.5	
0.4	460	460.7	0.7	462.41	2.4	
0.6	430	431.0	1.0	433.03	3.0	
0.8	420	423.8	3.8	423.57	3.6	
1	405	410.1	5.1	410.95	5.9	
1.2	404	405.7	1.7	406.79	2.8	
1.6	385	386.1	1.1	387.51	2.5	
1.8	382	384.6	2.6	385.64	3.6	
2	380	384.3	4.3	383.72	3.7	
2.2	370	373.1	3.1	373.52	3.5	
2.4	365	368.5	3.5	369.55	4.6	
2.6	363	367.9	4.9	366.44	3.4	
3	355	359.9	4.9	358.21	3.2	
3.2	350	356.0	6.0	355.29	5.3	
3.4	350	353.9	3.9	353.31	3.3	
3.6	345	349.0	4.0	350.22	5.2	
3.8	343	348.1	5.1	347.68	4.7	
4	340	344.1	4.1	346.02	6.0	
4.2	340	343.0	3.0	343.67	3.7	
4.4	335	340.7	5.7	340.86	5.9	
4.6	335	338.3	3.3	338.62	3.6	
4.8	330	338.2	8.2	336.84	6.8	
5	330	337.0	7.0	334.81	4.8	
5.2	325	331.4	6.4	330.42	5.4	
5.4	320	325.3	5.3	327.88	7.9	
5.6	318	324.8	6.8	327.89	9.9	
5.8	315	325.0	10.0	327.9	12.9	北山坑溪匯入南港溪

註：*為 SOBEK 模式計算；**為 FLDWAV 模式計算。

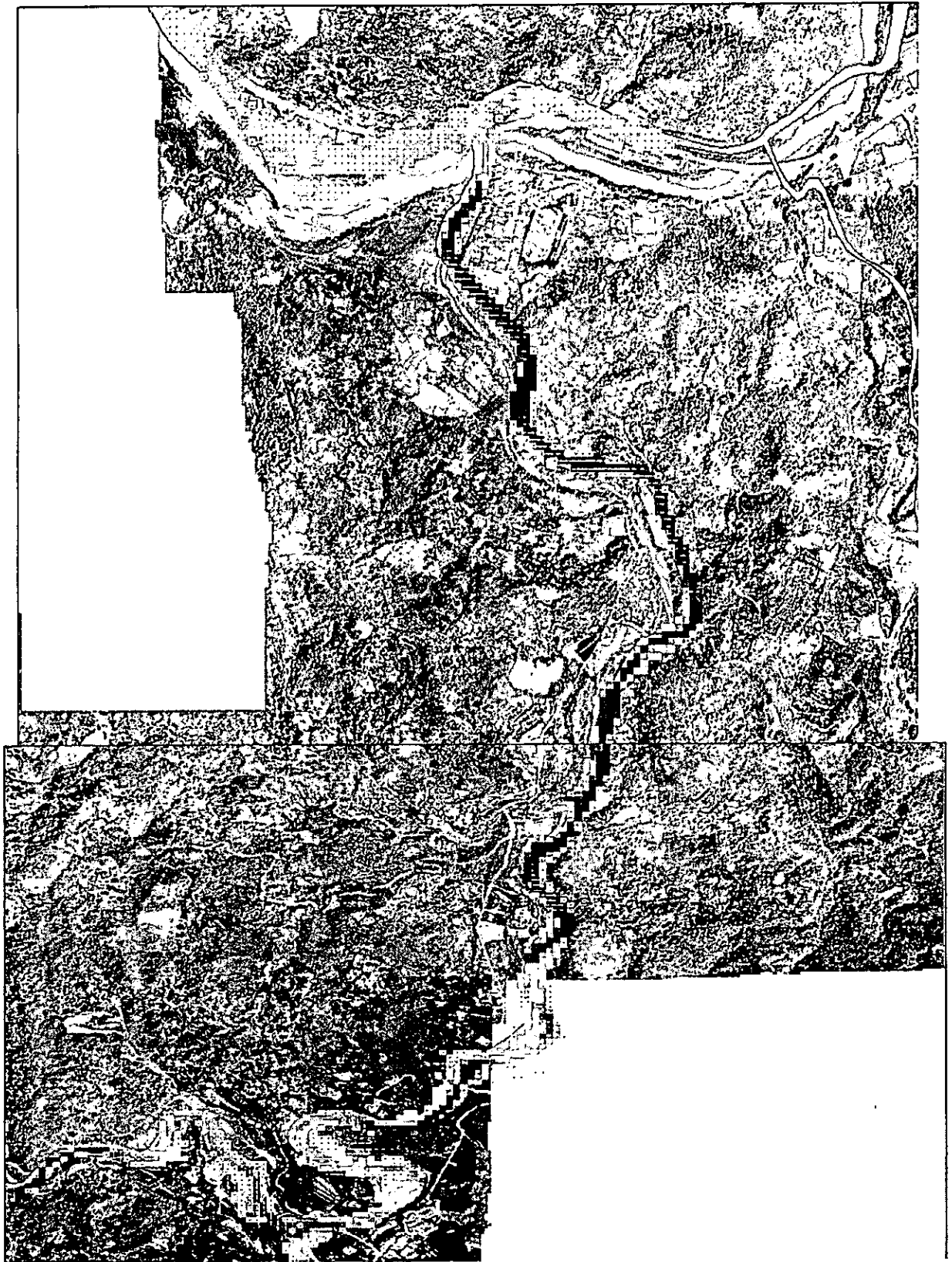


圖 2.100 25 年重現期距之危險潛勢分析

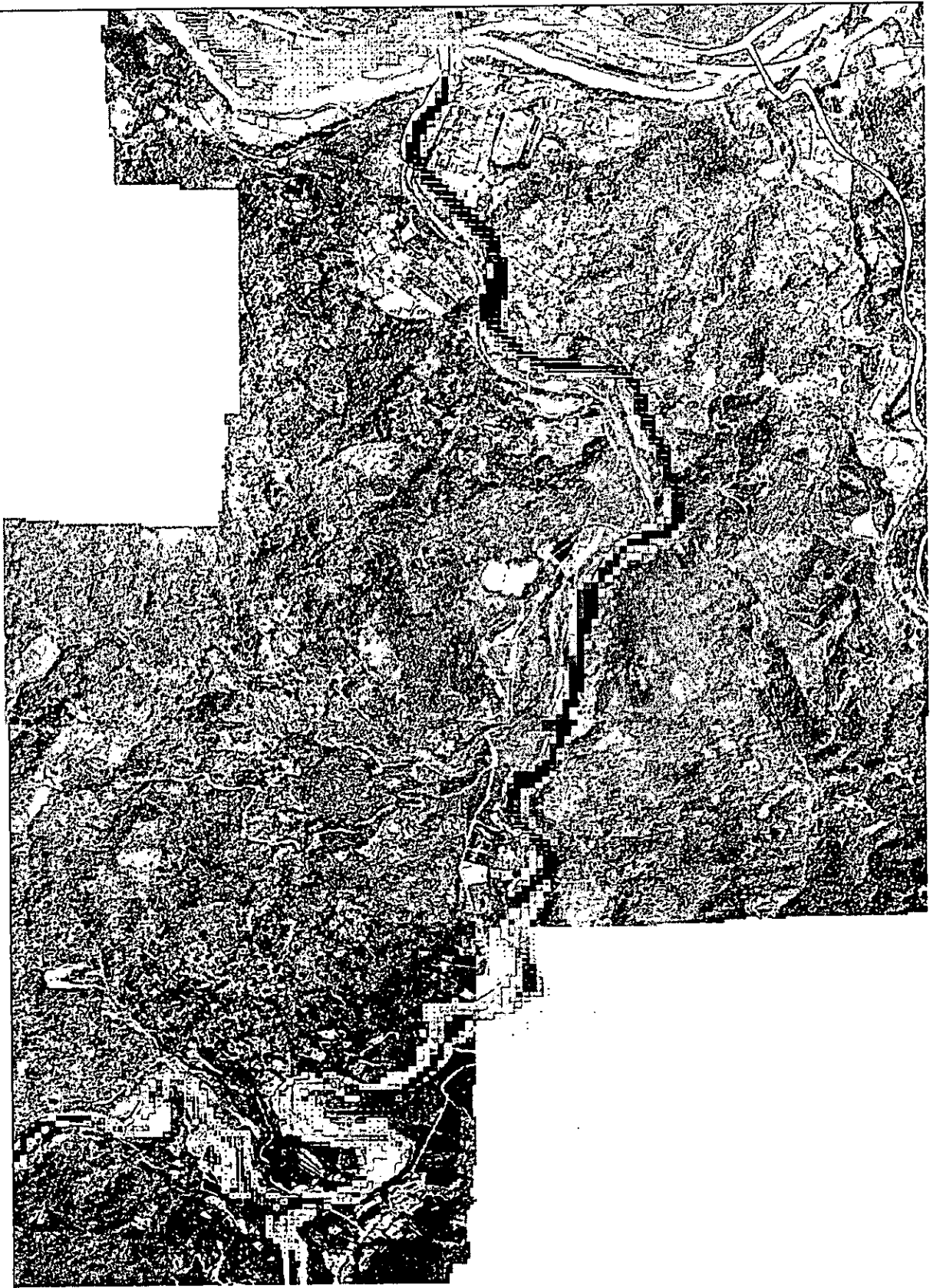


圖 2.101 50 年重現期距之危險潛勢分析

(四)危害潛勢分析

1、草嶺潭堰塞湖

淹水潛勢所造成之經濟損失可分為一般家庭（住宅區）損失、建築物機電設備損失、工商業損失及農業損失，並根據不同重現期距之洪水所造成之淹水深度設定經濟損失程度（經濟部水資源局，2001）。以草嶺堰塞湖為例，堰塞湖形成於偏遠山區，若堰塞湖上游入流發生 200 年之洪水且發生潰壩時間為 0.5 小時之極端情況，其淹水模擬結果如圖 2.102 至圖 2.107 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。洪水波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、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。桶頭橋以下河道逐漸變寬，且有人為活動，潰壩發生之洪水波流至桶頭橋約需 1 小時之時間，可以緊急通報各單位。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，以估算潰壩所造成之損失。

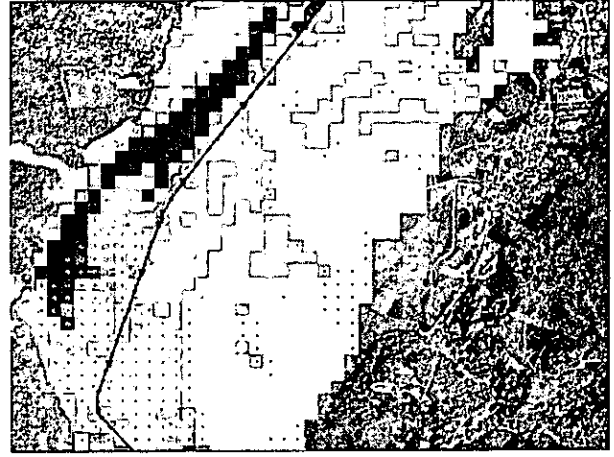


圖 2.102 桶頭橋至龍門大橋間河段漫淹情況

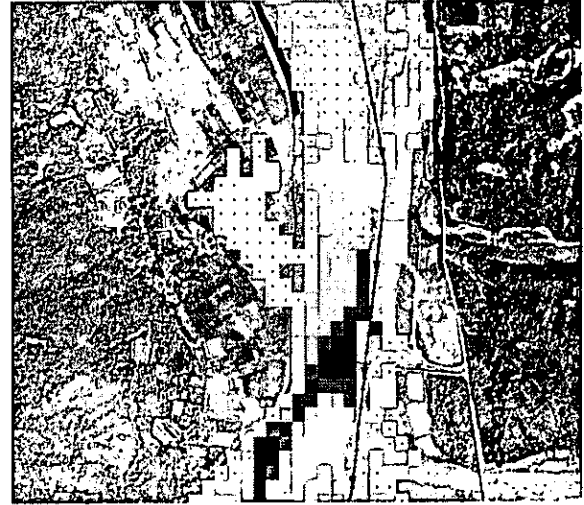


圖 2.103 龍門大橋下游河段（左岸越堤）

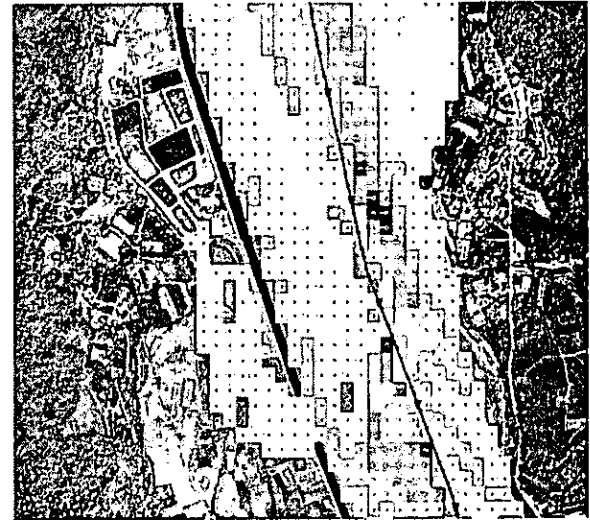


圖 2.104 鯉南社區河段（左岸越堤），百家春至泉州寮（右岸越堤）

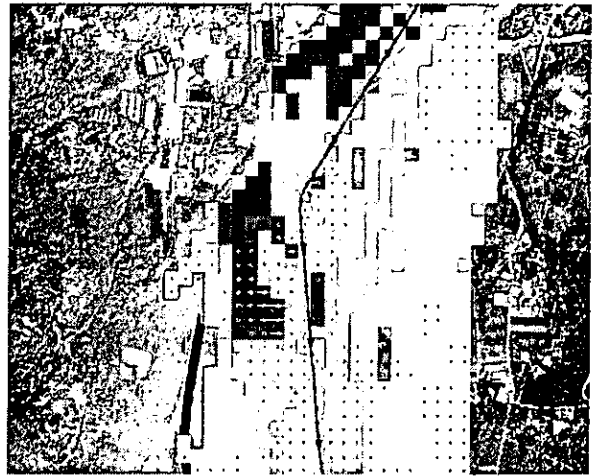


圖 2.105 泉州寮河段（右岸越堤）



圖 2.106 鯉魚社區至鯉魚大橋河段（左岸越堤）



圖 2.107 南雲大橋下游河段（右岸越堤）

2、九份二山堰塞湖

堰塞湖形成於偏遠山區，經 SOBEK 計算所得之結果，由圖 2.3.23 套疊空照圖顯示，未造成下游有淹水情況。此外，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 2.108 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 2.109 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，以估算潰壩可能造成之損失。



圖 2.108 北山坑溪與南港溪交匯處（左圖為洪水到達前）

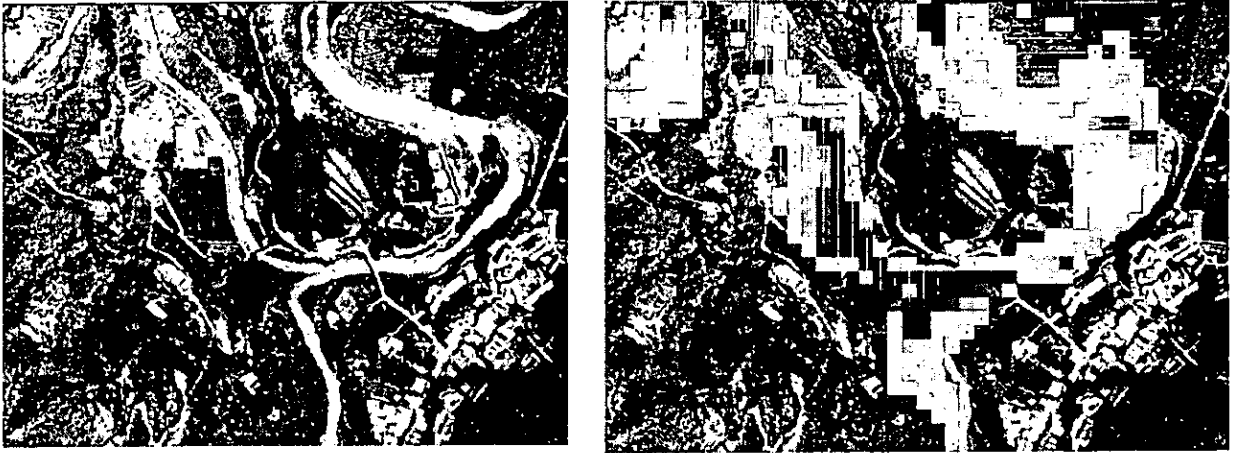


圖 2.109 韭菜湖溪與北山坑溪之交匯（右下方為南港村）

根據目前針對潰壩模式之 FLDWAV 模式、BREACH 模式及河道溢淹之 SOBEK 模式之測試成果，在天然壩之潰壩模擬方面，根據堰塞湖現場基本資料之收集，如堰塞湖壩體之幾何形狀、溢流口水位、 $C-\phi$ 值及中值粒徑等資料，建議可直接利用 BREACH 模式模擬潰口處之洪水出流歷線，再利用 SOBEK 模式進行潰壩波之河道演算及溢堤後之堤內地區淹水模擬。目前水利署已有民國 86 年之全台 DTM 資料，如發生堰塞湖（天然壩）時，可於短時間內取得 SOBEK 模式所需之 DTM 資料進行分析，可在短時間內進行堰塞湖下游之淹水危險及危害潛勢分析。

四、堰塞湖與河川型態相互影響關係

此節探討堰塞湖與河川型態相互影響關係，利用草嶺堰塞湖與九份二山堰塞湖案例進行模擬分析。並整理 GSTARS2.1 模式中輸砂公式之適用情況，如表 2-23 所示。

(一) GSTARS 模式理論

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式。以下為模式理論簡介：

1、流線與流管

應用流線與流管概念的為 GSTARS2.1 模式特色之一。流體質點不可能穿透流管邊界(即流線)，因此沿著每一流管，其流量是不變的；且其流速與流管面積成反比。圖 2.110 所示為 GSTARS 模式所應用之流管基本概念。

2、迴水演算

對一擬似定量流而言，流量歷線可以由一連串定常流量變化歷線組成來表示，如圖 2.111 所示。在每一段定常流量裡，即以定量流方程式進行迴水演算。GSTARS2.1 模式係以標準步推法 (standard-step method) 求解能量方程式。為解決不同流況間之轉換，如超臨界流轉換至亞臨界流流況，即水躍發生之情況，則以動量方程式來替代能量方程式。

3、輸砂演算

一維變量流中輸砂演算中之泥砂連續方程式可表為：

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

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

GSTARS2.1 模式中沖淤計算係以水理計算所得河川的水位、流量為已知條件，配合流管概念，在每個流管中分別計算輸

砂量，再代入輸砂連續方程式中求解每個流管內平均底床沖淤情形。GSTARS2.1 模式中提供應用的輸砂量公式共有 13 個，其中後 3 個為凝聚性泥砂之輸砂公式，用以計算黏聚性泥砂(平均粒徑小於 0.0625 mm)的輸移，其輸砂如下：

- (1) Meyer-Peter and Muller's Formula (1948)
- (2) Laursen's Formula (1958)
- (3) Toffaleti's Method (1969)
- (4) Engelund and Hansen's Method (1972)
- (5) Ackers and White's Method (1973)
- (6) Ackers and White's Method (1990)
- (7) Yang's Sand (1973) and Gravel (1984) Transport Formulas
- (8) Yang's Sand (1979) and Gravel (1984) Transport Formulas
- (9) Parker's Method(1990)
- (10) Yang's Modified Formula for Sand Transport with High Concentration of Wash Load (1996)
- (11) Tsinghua University Equation for Reservoir Flushing (1985)
- (12) Ashida and Michiue Method (1972)

GSTARS 2.1 模式應用傳送-擴散方程式為求解，非平衡輸砂率，以下式表示之：

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

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

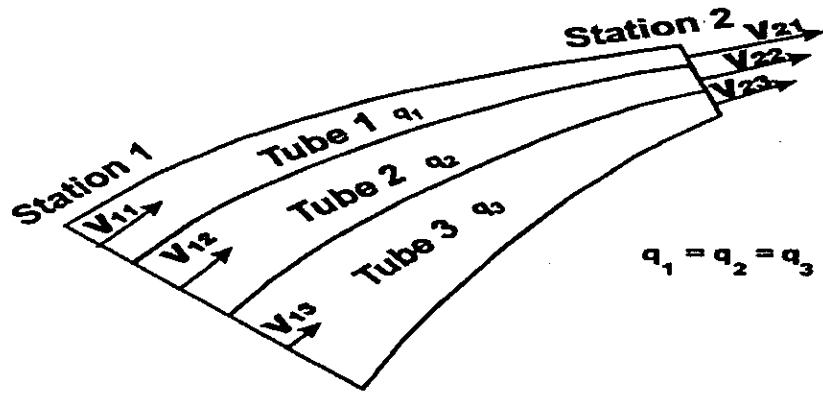


圖 2.110 流管基本概念圖

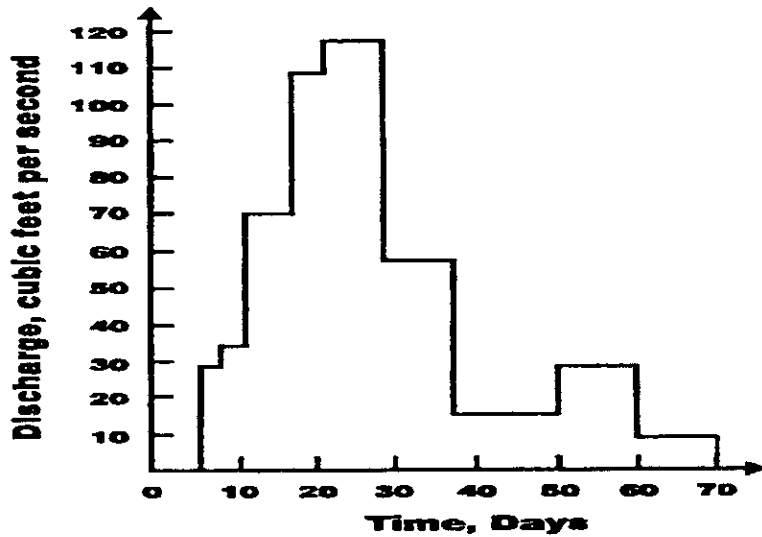


圖 2.111 流量歷線圖

(二) 模擬案例說明

1、草嶺堰塞湖

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進行模擬；壩區床質粒徑採用 89 年水利規劃試驗所現地篩分析最上方之虛線為壩區之代表粒徑組成，如圖 2.112 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 2-24，共 16 組資料輸入模式中，其平均粒徑約 86mm 至 180mm 之間，屬礫石河床。與先前模擬使用之四組床質粒徑組成資料增加至 16 組資料；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 2.113 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，因此，於模擬過程係引用地震後所得之迴歸方程式，如下式所示：

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

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、Acker-White、Yang's 1973、Yang's 1979 等六個公式，其模擬結果如圖 2.114 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，進行短期颱風洪資料模擬與十年長期颱風洪資料模擬之研究。短期颱風洪案例模擬敘述如下：

- (1) 利用民國 90 年桃芝、納莉兩場颱風洪進行清水溪壩區及下游河道於颱風洪期間之沖淤演算，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 2.115 與圖 2.116 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洪進行壩區及下游河道於四場颱風洪期間之沖淤演算，其上游入流量與下游水位邊界條件，如圖 2.117 與圖 2.118 所示，模擬時間為 200 小時。

長期模擬係利用上述 90 年至 93 年四場颱風洪後之河道變化，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 場颱風洪資料，模擬時間為 1,077 小時，其颱風洪資料如表 2-25 所示，為颱風洪發生之時間，其上游入流量與下游水位邊界條件，如圖 2.119 與圖 2.120 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 2.121 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。

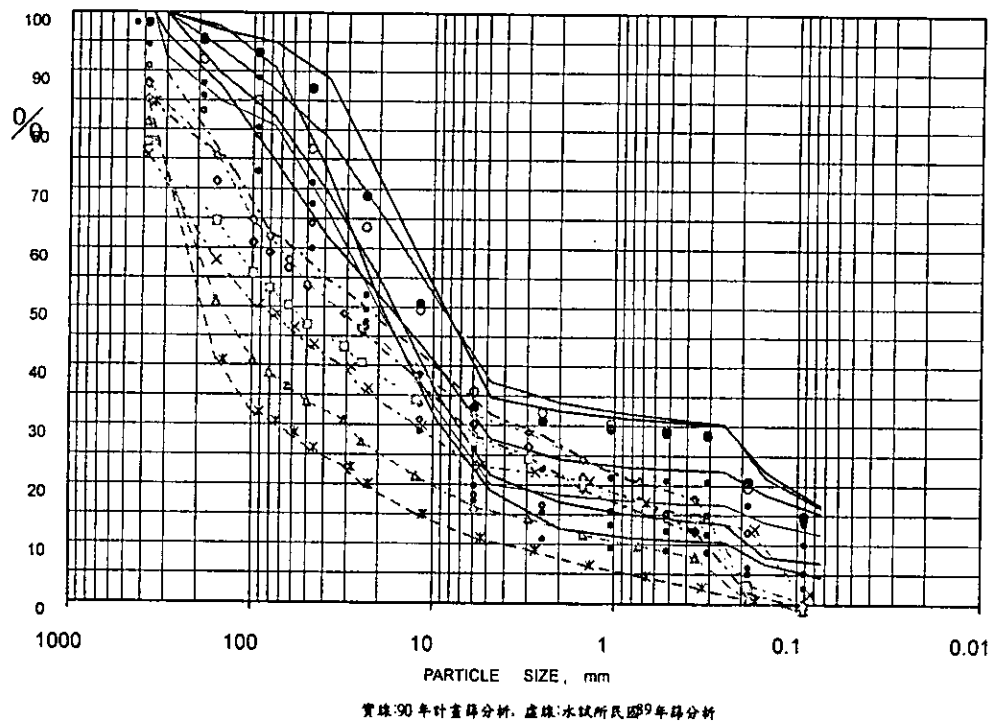


圖 2.112 民國 90 年及 89 年崩塌區之粒徑組成分佈圖 (實線部分為 90 年之粒徑分佈)

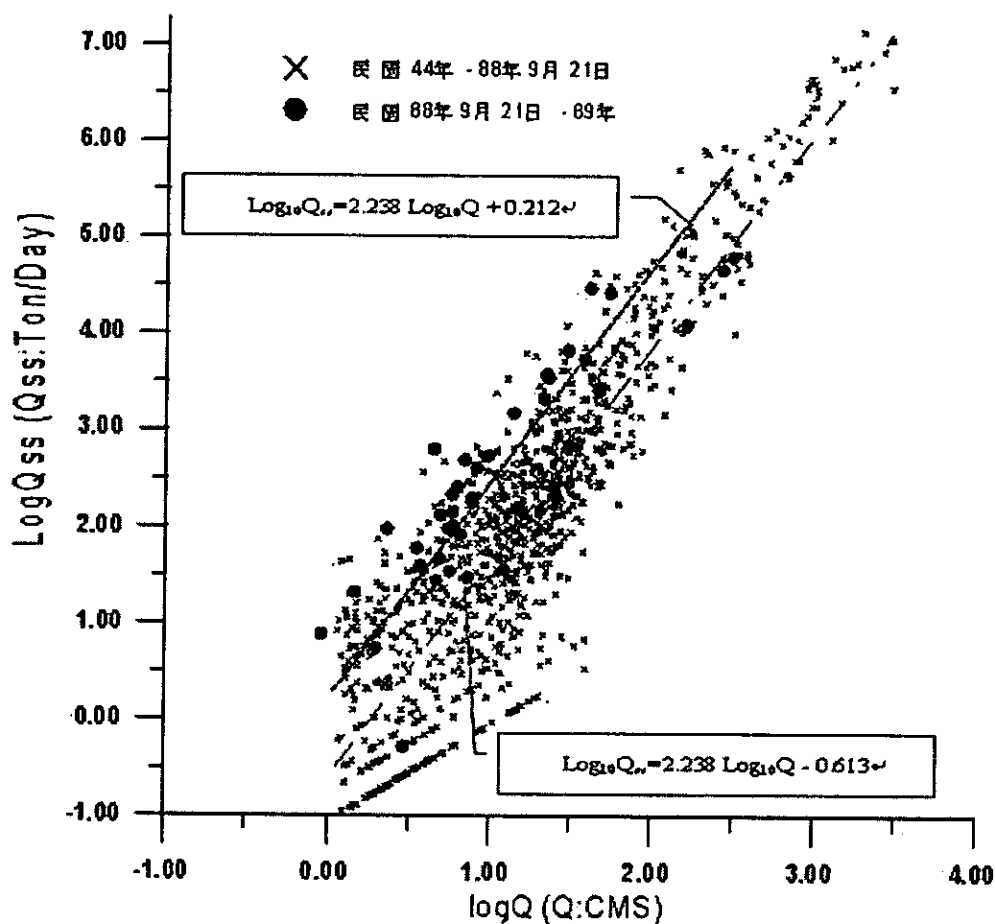


圖 2.113 桶頭水文站實測懸浮質與流量關係圖

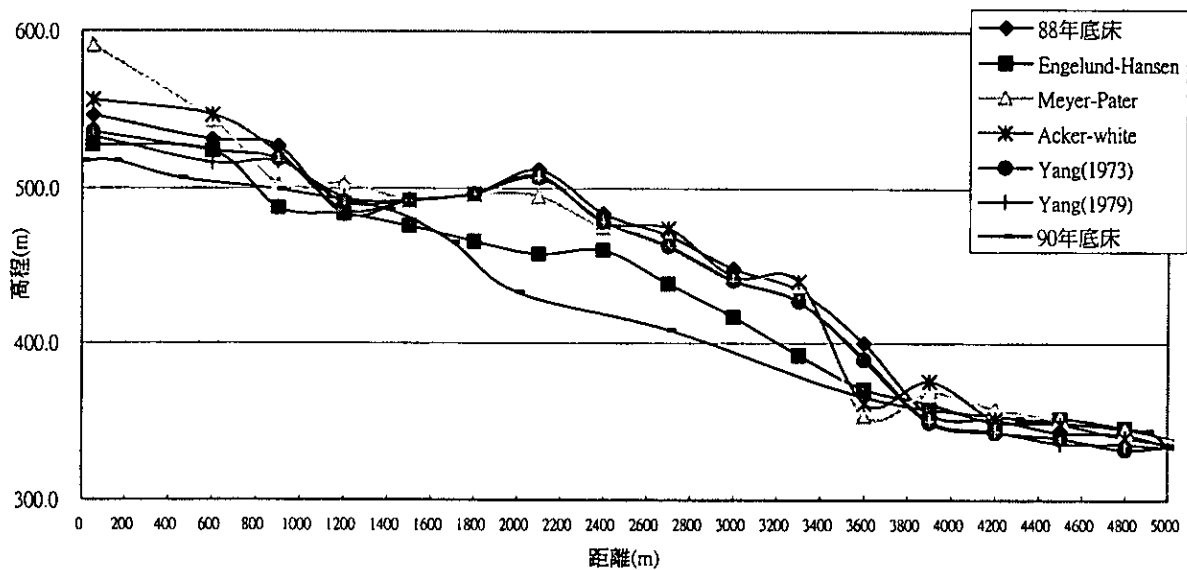


圖 2.114 輸砂公式研選之比較

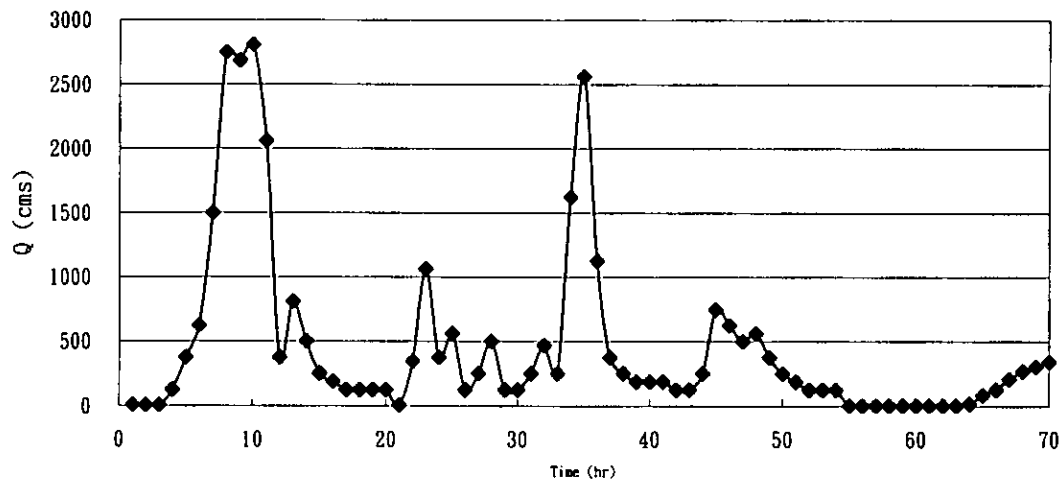


圖 2.115 桃芝、納莉颱風之流量歷線

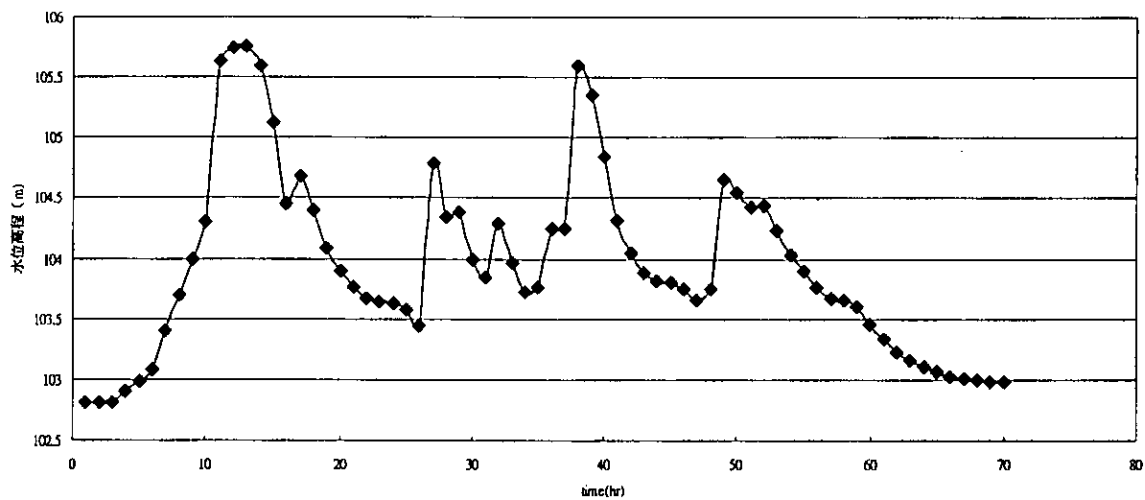


圖 2.116 桃芝、納莉颱風之水位歷線

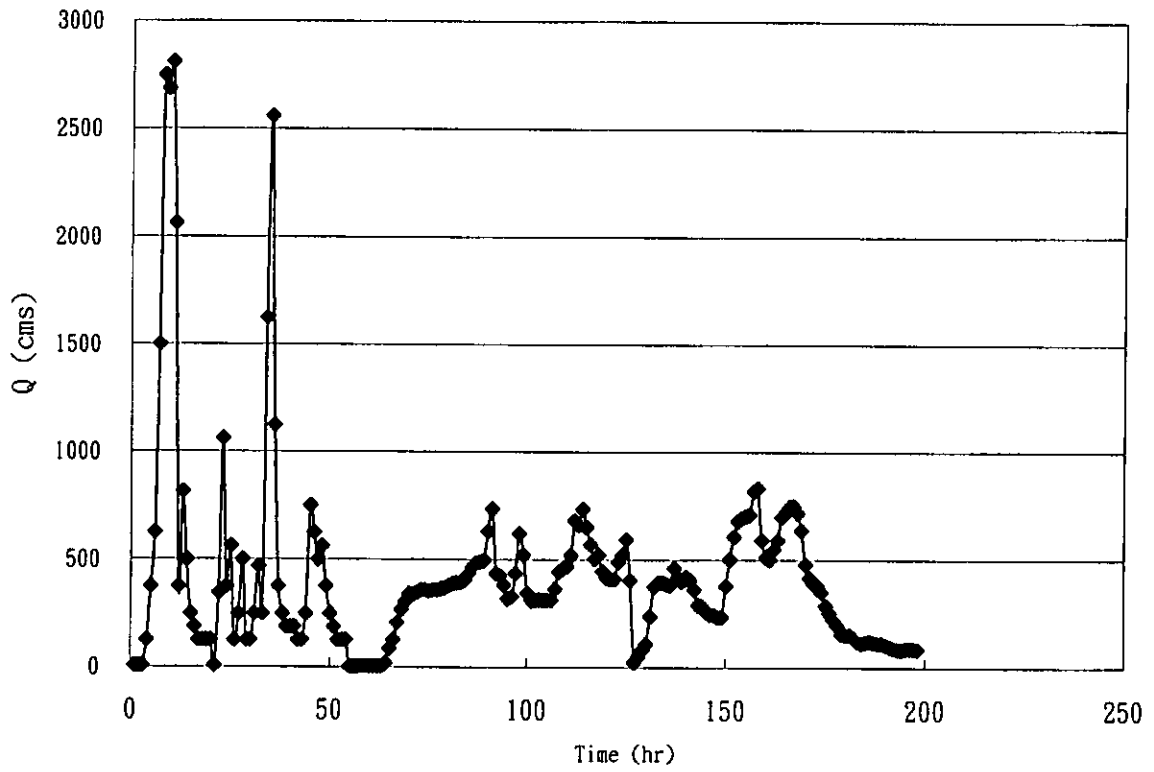


圖 2.117 桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風洪之流量歷線

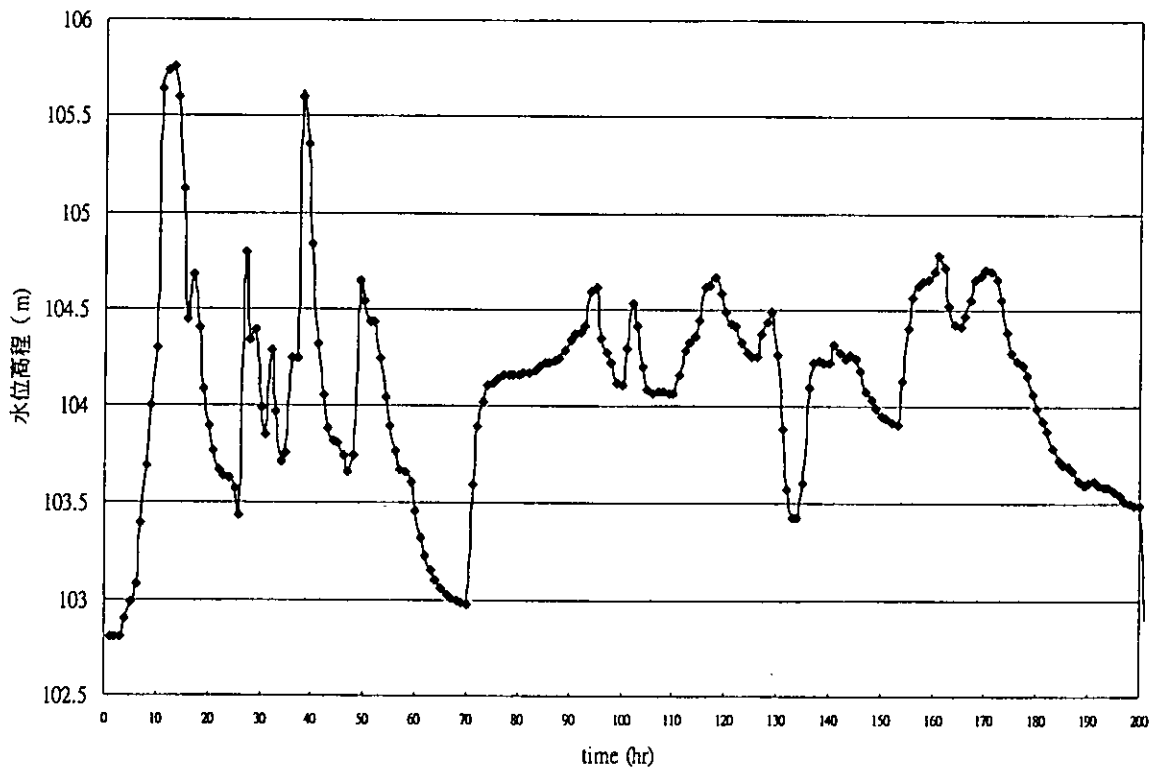


圖 2.118 桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風洪之水位歷線

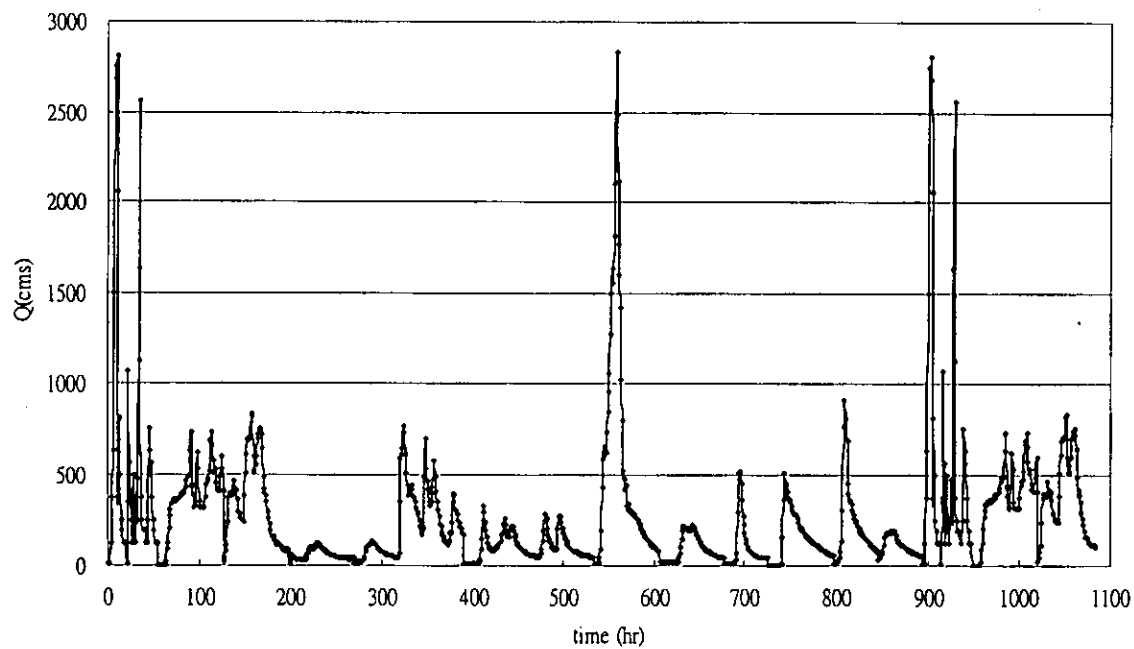


圖 2.119 長期模擬之流量歷線

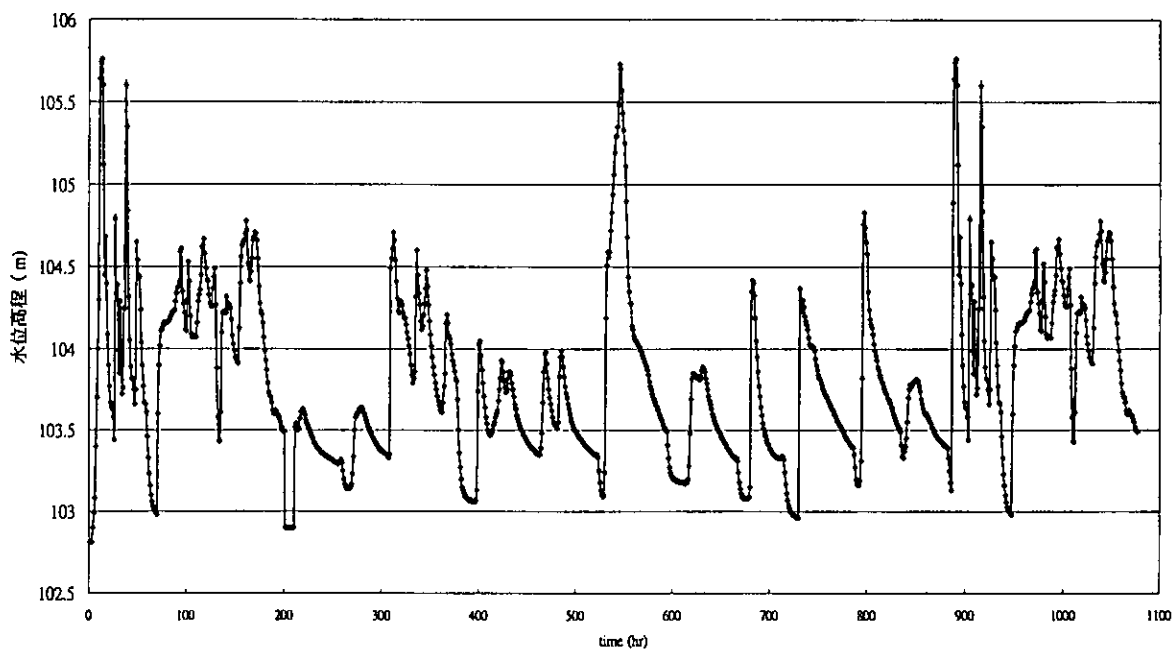


圖 2.120 長期模擬之水位歷線

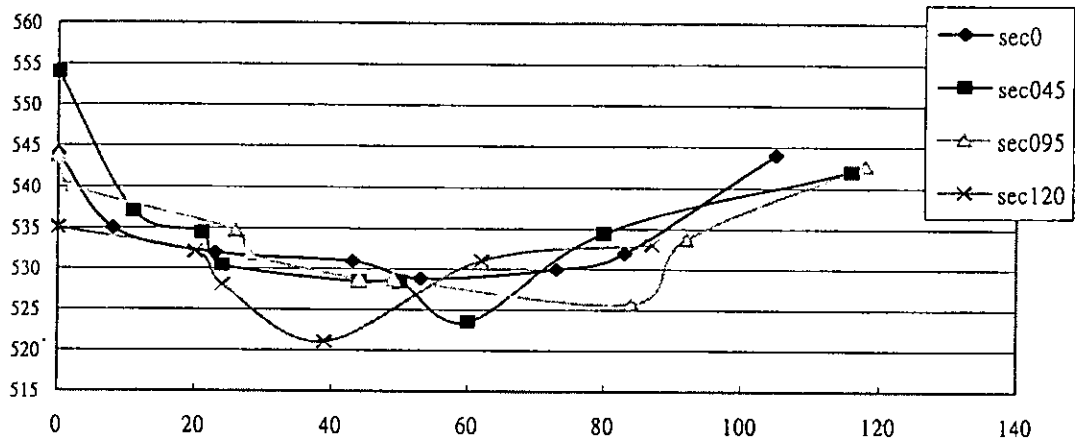


圖 2.121 民國 68 年草嶺崩塌區河道之橫斷面資料 (潰口至下游 120m)
(資料來源：草嶺山崩記, 1979)

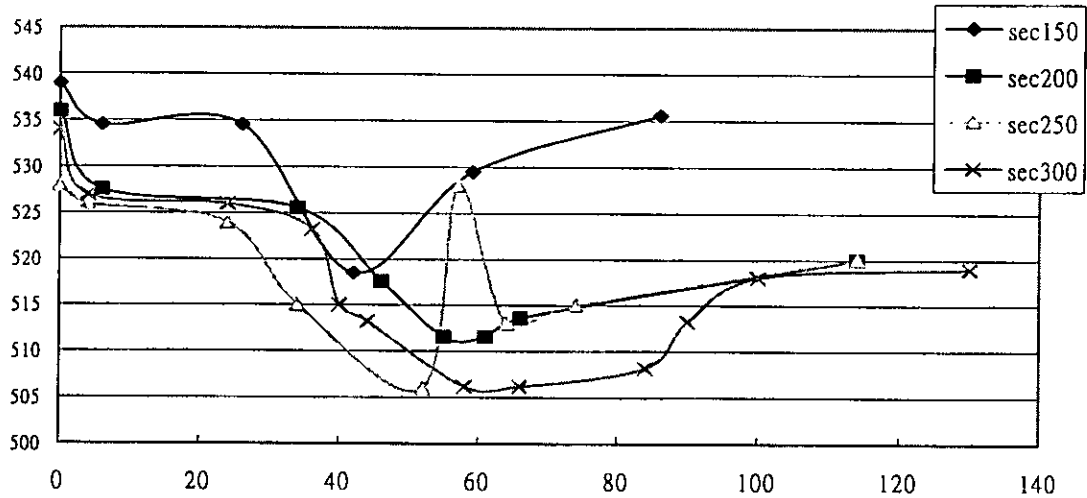


圖 2.121(續) 民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料(潰口下游 150 至 300m)

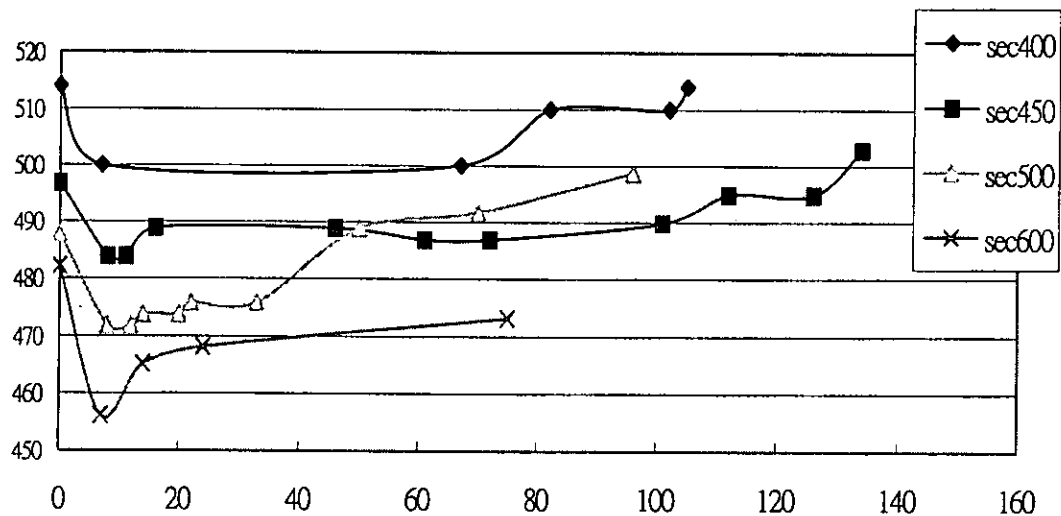


圖 2.121(續) 民國 68 年草嶺崩塌區河道之斷面資料(潰口下游 400 至 600m)

表 2-23 GSTARS 模式中輸砂公式適用之粒徑範圍表

輸砂公式	適用粒徑或其他因素之情形
(1) Meyer-peter and Muller's Formula (1948) $\gamma \left(\frac{K_s}{K_r} \right)^{3/2} RS = 0.047(\gamma_s - \gamma)d + 0.25\rho^{1/3}q_b^{2/3}$	可用於沉澱粒徑大於 10mm 的情況
(2) Laursen's Formula (1958) $C_i = 0.01\gamma \sum_i p_i \left(\frac{d_i}{D} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'}{\tau_{ci}} - 1 \right) f \left(\frac{U_*'}{\omega_i} \right)$	適用於沉澱粒徑大於 0.0625mm 時
(3) Toffaleti's Method (1969) $Q_{ii} = B(q_{bi} + q_{sui} + q_{smi} + q_{sli})$	適用於沉澱粒徑大於 0.0625mm 時
(4) Engelund and Hansen's Method (1972) $f' \phi = 0.1\theta^{5/2} \quad , \quad f' = \frac{2gSD}{V^2} \quad ,$ $\phi = \frac{q_i}{\gamma_s} \left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) gd^3 \right]^{-1/2} \quad , \quad \theta = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d}$	適用於沉澱粒徑大於 0.0625mm 時
(5) Ackers and White's Method (1973) $G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m$	適用於沉澱粒徑大於 0.04 mm 以及水流福祿數小於 0.8 時
(6) Ackers and White's Method (1990)	針對前述第(5)項公式其對於粒徑小於 0.2 mm 的沉澱之運移速率有過度預測時使用
(7) Yang's Sand (1973) and Gravel (1984) Transport Formulas $\log C_u = 5.435 - 0.286 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.457 \log \frac{U_*'}{\omega} +$ $\left(1.799 - 0.409 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.314 \log \frac{U_*'}{\omega} \right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr}S}{\omega} \right)$	對於泥砂而言，沉澱粒徑必須小於 2mm；對於礫石而言，適用於平均粒徑小於 10mm

表 2-23 (續) GSTARS 模式裡的輸砂公式粒徑適宜分佈表

輸砂公式	適用粒徑或其他因素之情形
<p>(8) Yang's Sand (1979) and Gravel (1984) Transport Formulas</p> $\log C_s = 5.165 - 0.153 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.297 \log \frac{U_*}{\omega} + \left(1.780 - 0.360 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.480 \log \frac{U_*}{\omega} \right) \log \frac{VS}{\omega}$	<p>適用於泥砂之含砂濃度超過 100ppm(重量)時</p>
<p>(9) Parker's Method(1990)</p> $W_i^* = \frac{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) q_{bi}}{p_i (gDS)^{1/2} DS} \quad \phi_i = \frac{DS}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) d_i \tau_{ri}^*}$	<p>可用於沉澱粒徑大於 10mm 的情況</p>
<p>(10) Yang's Modified Formula for Sand Transport with High Concentration of Wash Load (1996)</p> $\log C_s = 5.165 - 0.153 \log \frac{\omega_m d}{\nu_m} - 0.297 \log \frac{U_*}{\omega_m} + \left(1.780 - 0.360 \log \frac{\omega_m d}{\nu_m} - 0.480 \log \frac{U_*}{\omega_m} \right) \log \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_s - \gamma_m} \frac{VS}{\omega_m} \right)$	<p>適用於高沖洗載情況下之泥砂輸移計算</p>
<p>(11) Krone's (1962) and Ariathurai and Krone's (1976) methods for cohesive sediment transport</p> <p>甲、 Krone's(1962) →</p> $\frac{C}{C_0} = e^{-k\Delta t}, \quad k = \frac{w_s}{D} \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_{cd}} \right)$ <p>乙、 Ariathurai and Krone's (1976) →</p> $E_1 = \frac{1}{A} \frac{dm}{dt} = M_1 \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cs}} - 1 \right)$	<p>當底床剪應力小於底床臨界沉積剪應力時，應用公式(Krone 1962)；當底床剪應力大於底床臨界顆粒沖蝕剪應力、小於底床臨界塊狀沖蝕剪應力時，應用公式 (Partheniades 1965 ; Ariathurai and Krone 1976)</p>

表 2-24 清水溪各斷面河床質平均粒徑及代表粒徑成果表 (67 年)

斷面號	累距 (m)	D _m (mm)	代 表 粒 徑 (mm)								4.76mm 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 2-25 長期模擬採用颱風

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	琥珀	1997	14	艾利	2004

2、九份二山堰塞湖

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河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 2-26 所示。
- (5) 入砂量：假設為清水沖刷。

表 2-26 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%

(三)模擬結果

1、草嶺潭堰塞湖

(1)短期颱風模擬

a、利用民國 90 年桃芝、納莉颱風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 2.122 所示及表 2-27，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 年敏督利、艾利四場颱風進行模擬，其結果如圖 2.123 與表 2-27 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 2.124 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 2.125 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 2.126 所示，模擬再進行第三階段（第三小時），模擬結果如圖 2.127 所示。經由三小時之模擬結果，沖刷深度約達到 50 公尺。

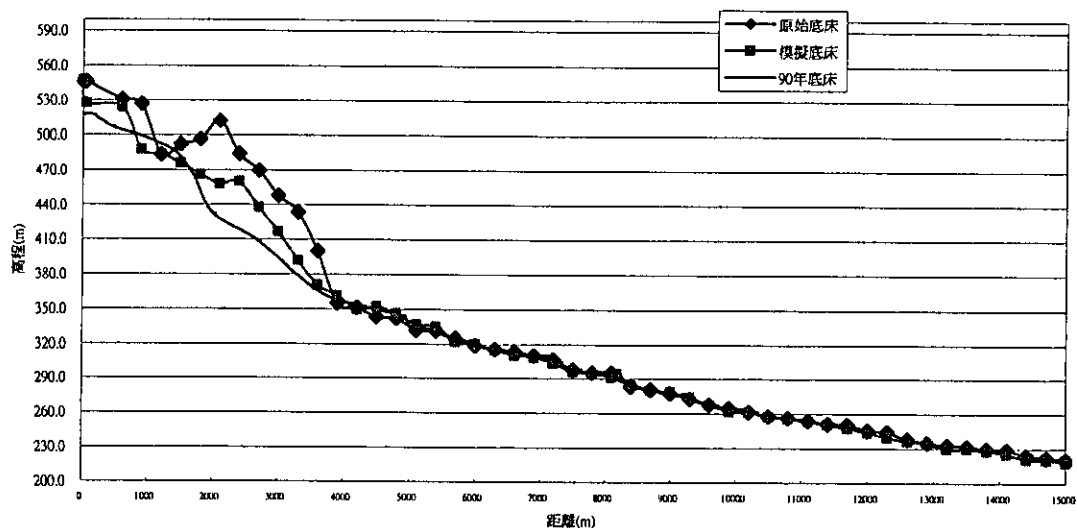


圖 2.122 90 年桃芝、納莉颱風洪之模擬結果 (上游段)

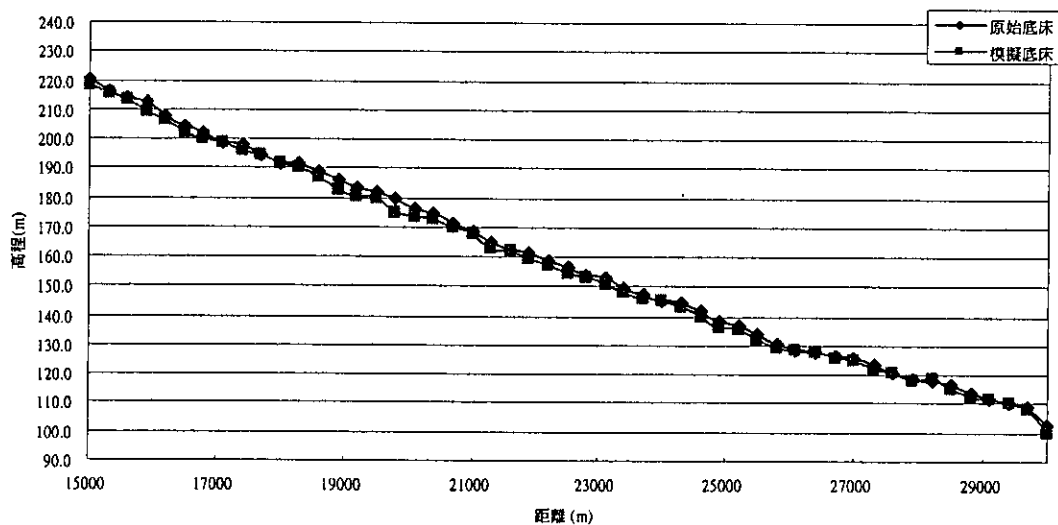


圖 2.122 (續) 90 年桃芝、納莉颱風洪之模擬結果 (下游段)

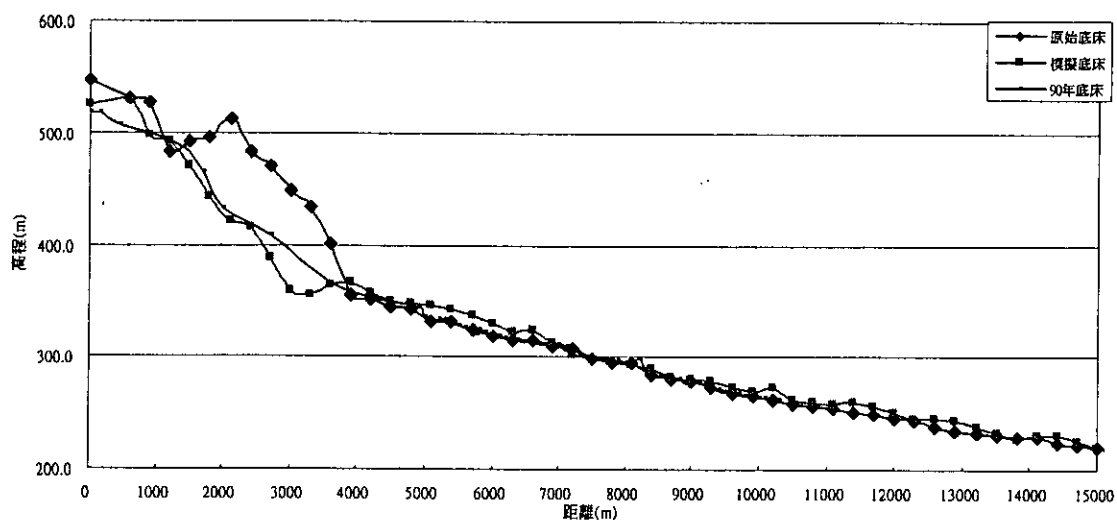


圖 2.123 桃芝、納莉與、敏督利、艾利颱風洪之模擬結果 (上游段)

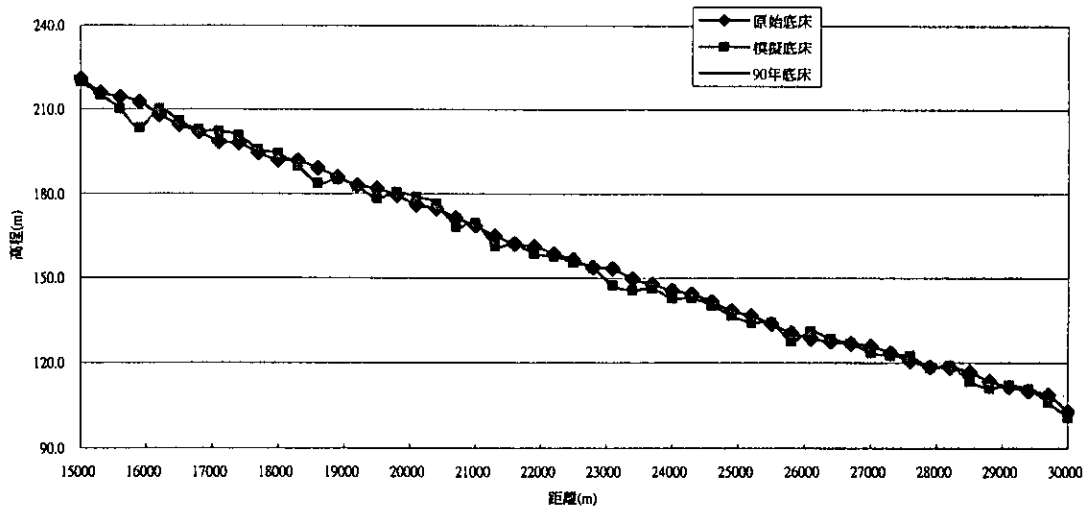


圖 2.123 (續) 桃芝、納莉、敏督利、艾利颱風之模擬結果 (下游段)

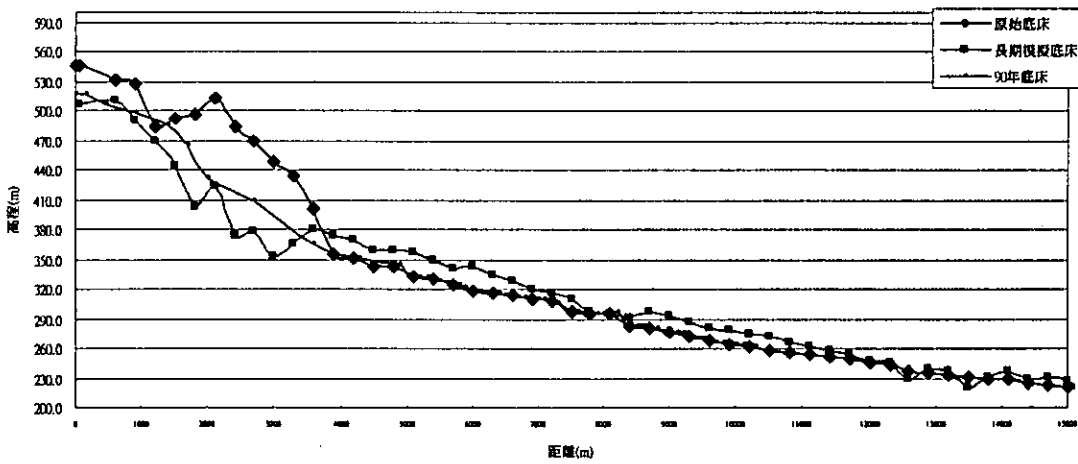


圖 2.124 十年長期模擬結果 (上游段)

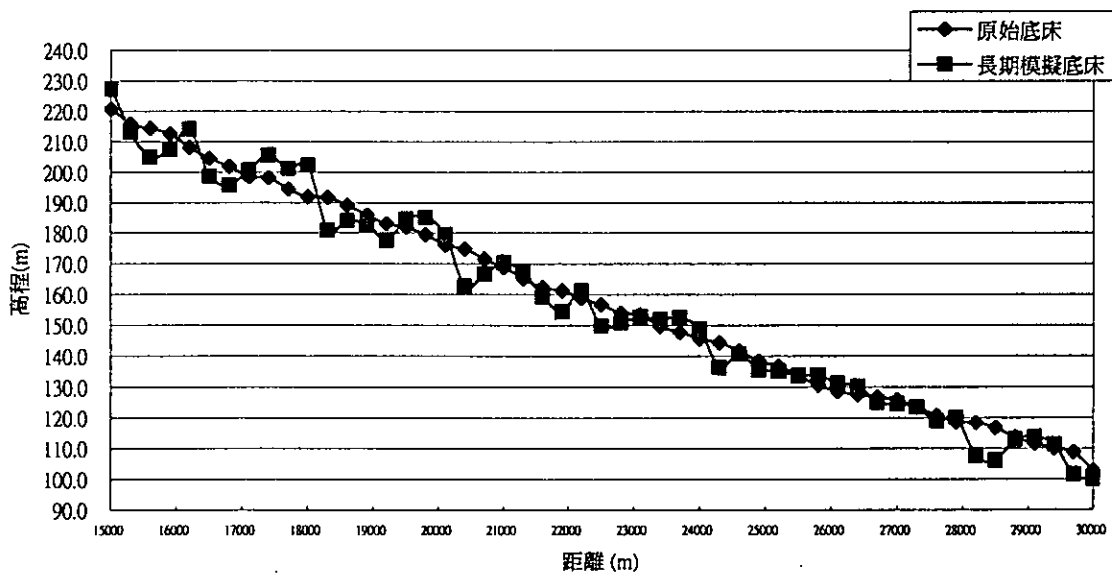


圖 2.124 (續) 十年長期模擬結果 (上游段)

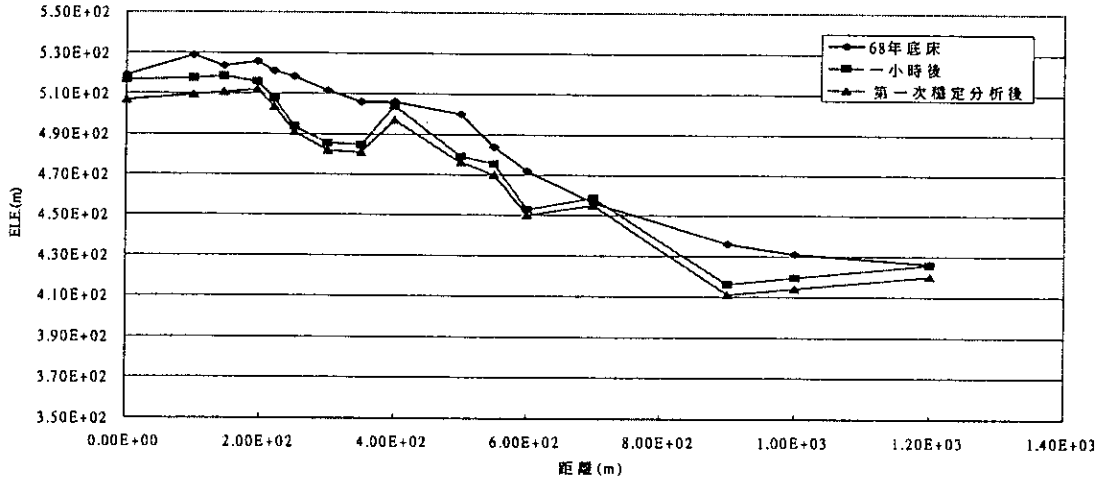


圖 2.125 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第一階段)

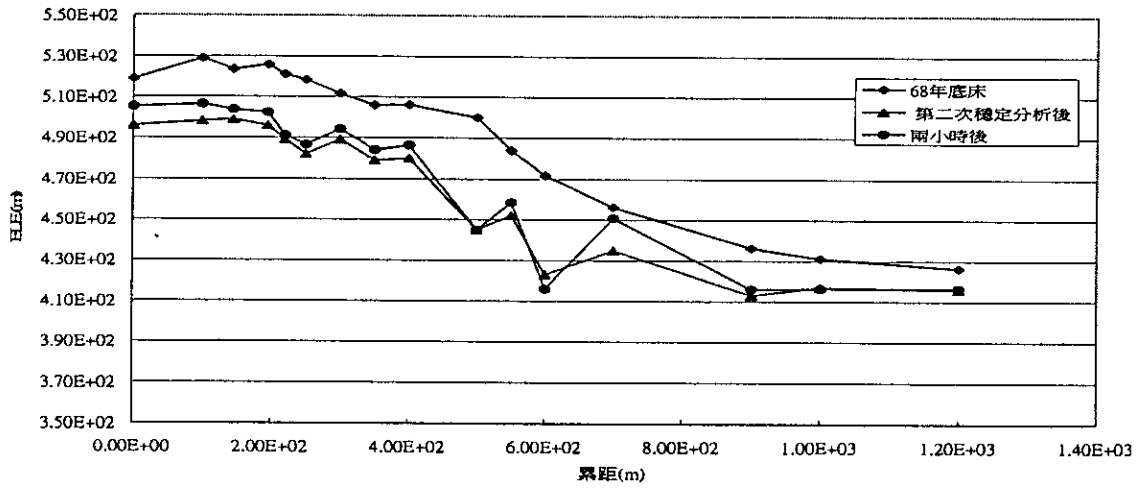


圖 2.126 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第二階段)

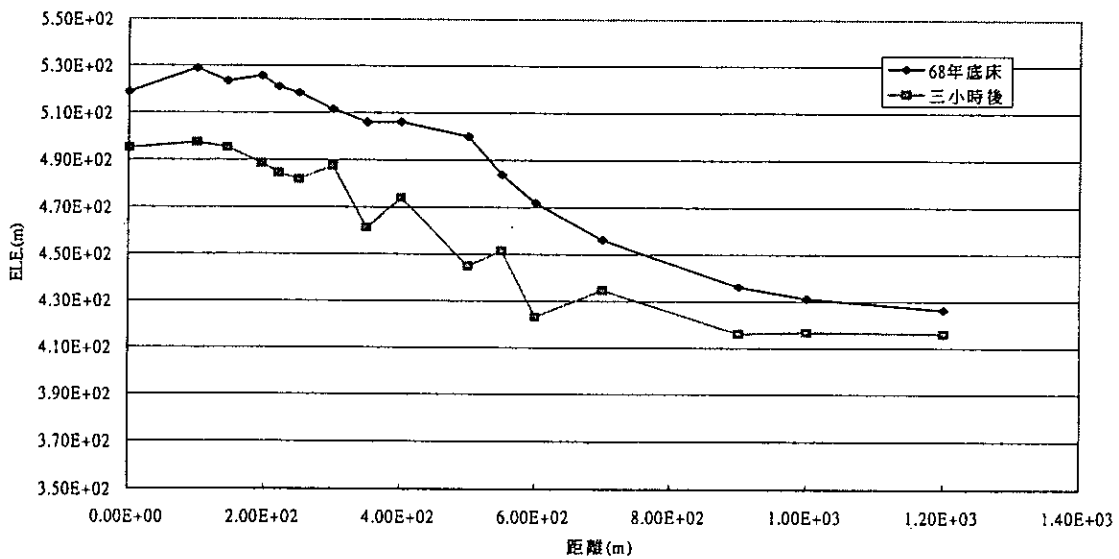


圖 2.127 模擬 68 年草嶺山崩記潰壩之底床變化圖(第三階段)

表 2-27 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；-表示為淤積情況。

表 2-27 (續) 颱風模擬結果 (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 2-27 (續) 颱風模擬結果 (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	

2、九份二山堰塞湖模擬結果

(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 2.128 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 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) 九份二山模擬河床之沖淤變化，以 BREACH 模式模擬 25 年和 50 年洪水頻率來計算討論。模擬結果如圖 2.129、圖 2.130 所示，為清水沖刷之情況下，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。

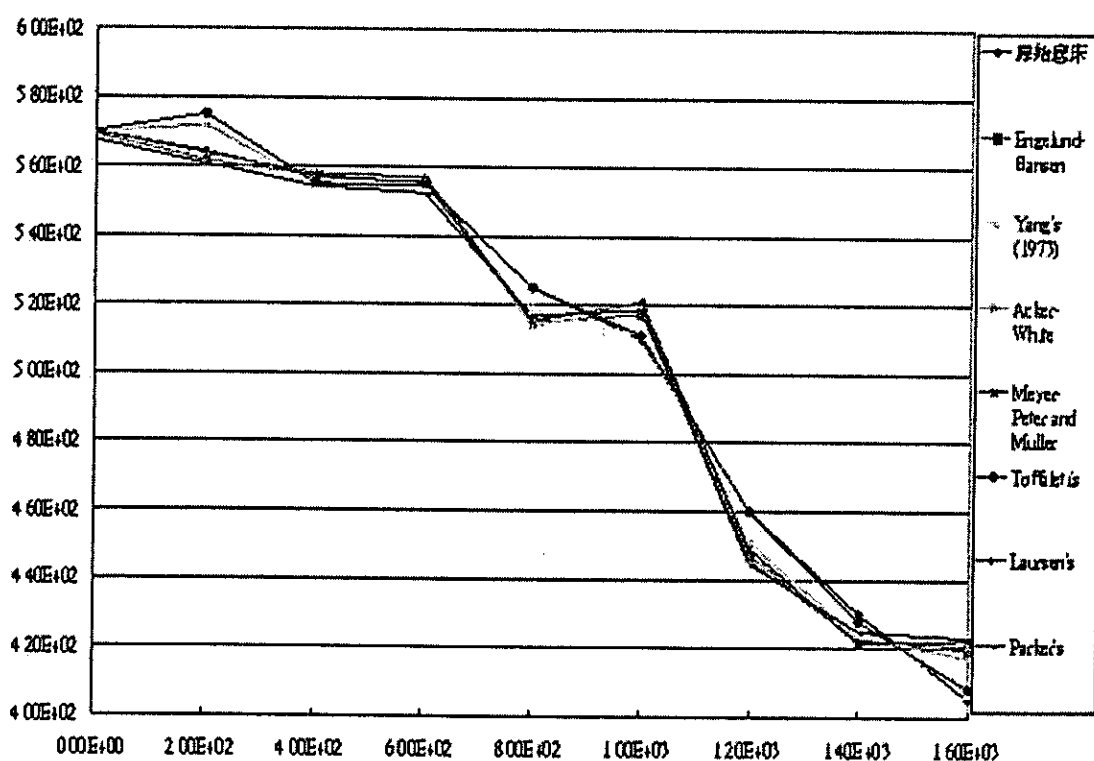


圖 2.128 韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 50 年洪水下之底床變化 (上游)

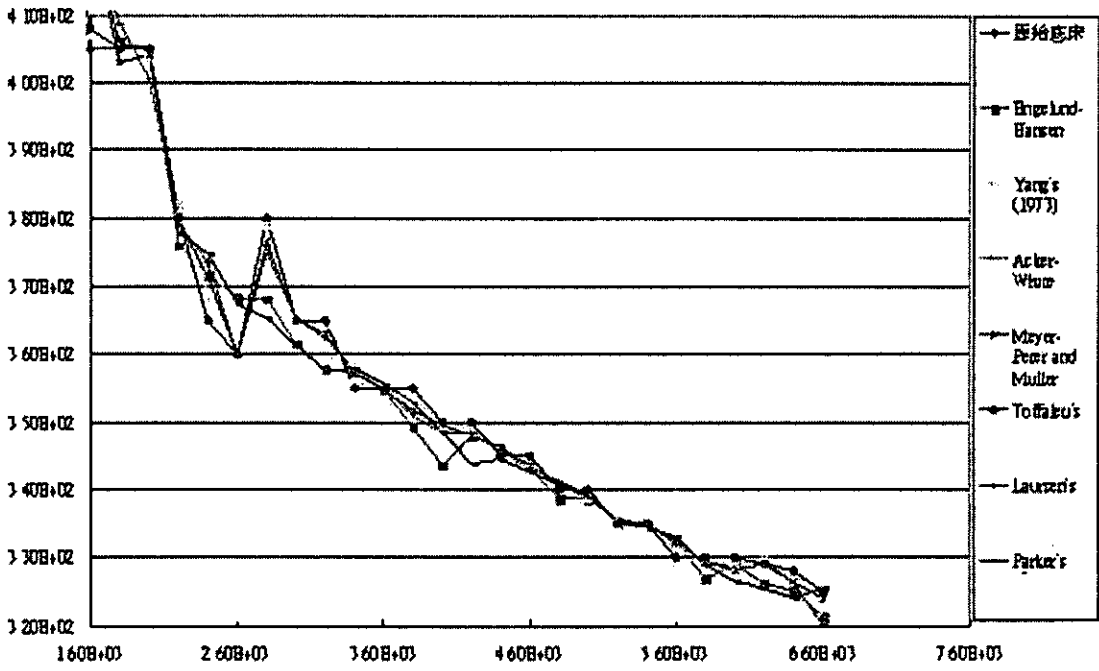


圖 2.128 (續) 韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 50 年洪水下之底床變化(下游)

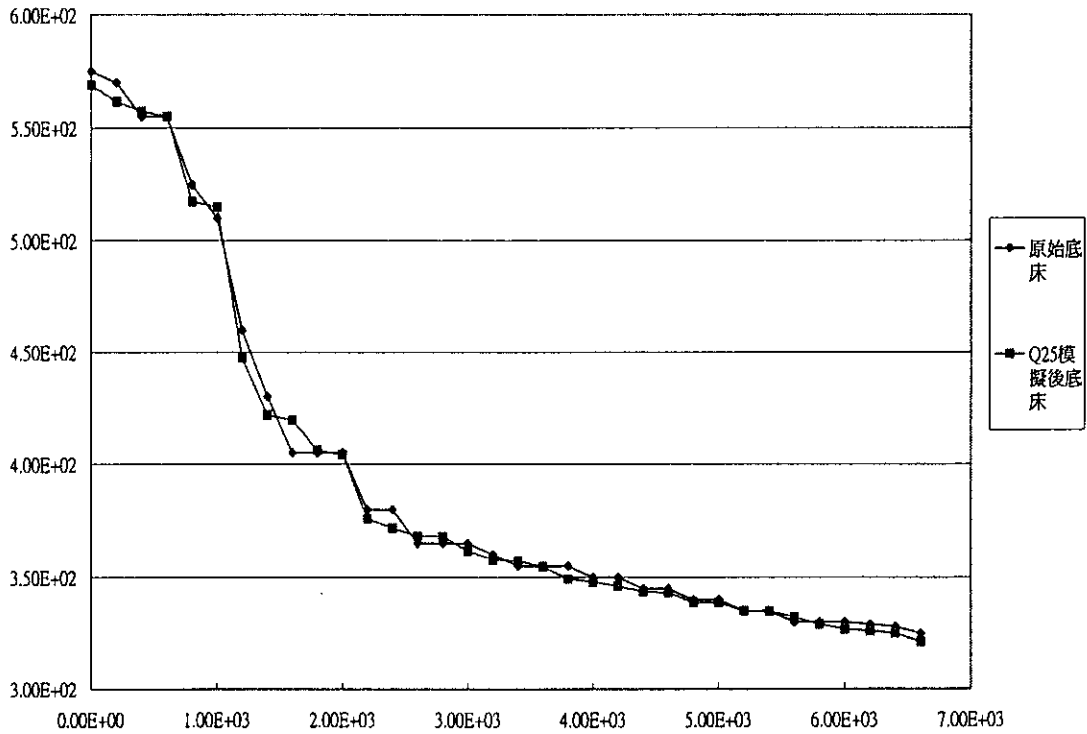


圖 2.129 韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 25 年洪水下之底床變化

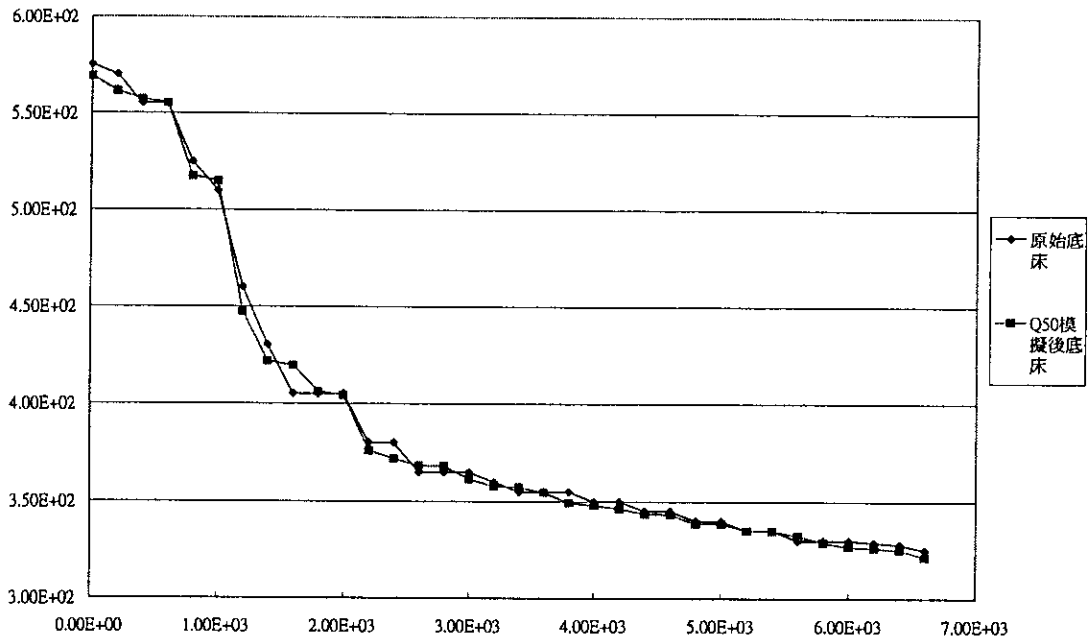


圖 2.130 韭菜湖溪至與南港溪匯流河段於重現期 50 年洪水下之底床變化

第參章 處理及防治對策研擬

如同工作執行計畫書所述，故在第三年（本年度）研究中，本研究中心擬將本項工作項目予以擴充解釋，將本工作項目釋義為堰塞湖發生後之(1)調查、(2)分析與評估、(3)監測、(4)工程處理、與(5)救災(應變)計畫。因前兩年工作集中於基本分析工具建置以及分析與評估架構之建立，本年度將以案例探討為主，故(2)分析與評估之內容目前已完成，相關成果詳第貳章。另救災計畫本屬防治對策之一環，但緣於其重要性，故將另於第肆章進行探討研究。因此以下之說明，將集中於(a)調查、(b)監測以及(c)工程處理三方面。本章第一節將說明堰塞湖一般性之處理與防治對策，第二節、第三節與第四節則分別說明調查、監測及工程處理之內容。

一、堰塞湖一般性處理及防治對策

由於堰塞湖一般存在時間較短、發生破壞影響範圍大，因此堰塞湖之工程處理對策於堰塞湖形成後常必須於非常短時間內完成決策，並進行施作。堰塞湖形成後之處置主要分為初步調查與處置階段(緊急應變階段)、細部調查與處置階段以及長期監測階段，各階段均有對應之處置內容。建議之處置流程詳圖 3.1。

(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，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，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，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，並進入預警之第一階段。

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)，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，進行詳細調查與施設監測系統，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，並根據分析結果進入預警之第二階段。此一階段之預警將以堰塞湖水位與其他可靠指標作為重要參考，預警發布條件將建議偏保守。

若經評估結果堰塞湖無穩定上之疑慮時，始進行堰塞湖可能具有之水資源或觀光資源等可利用性檢討；若經評估壩體有不穩定的可能或須經工程整治方能穩定時，則進行緊急處理措施檢討與防災工程規劃設計與施工，檢討既有之緊急工程措施與施作永久性工程之需要性。

(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，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。

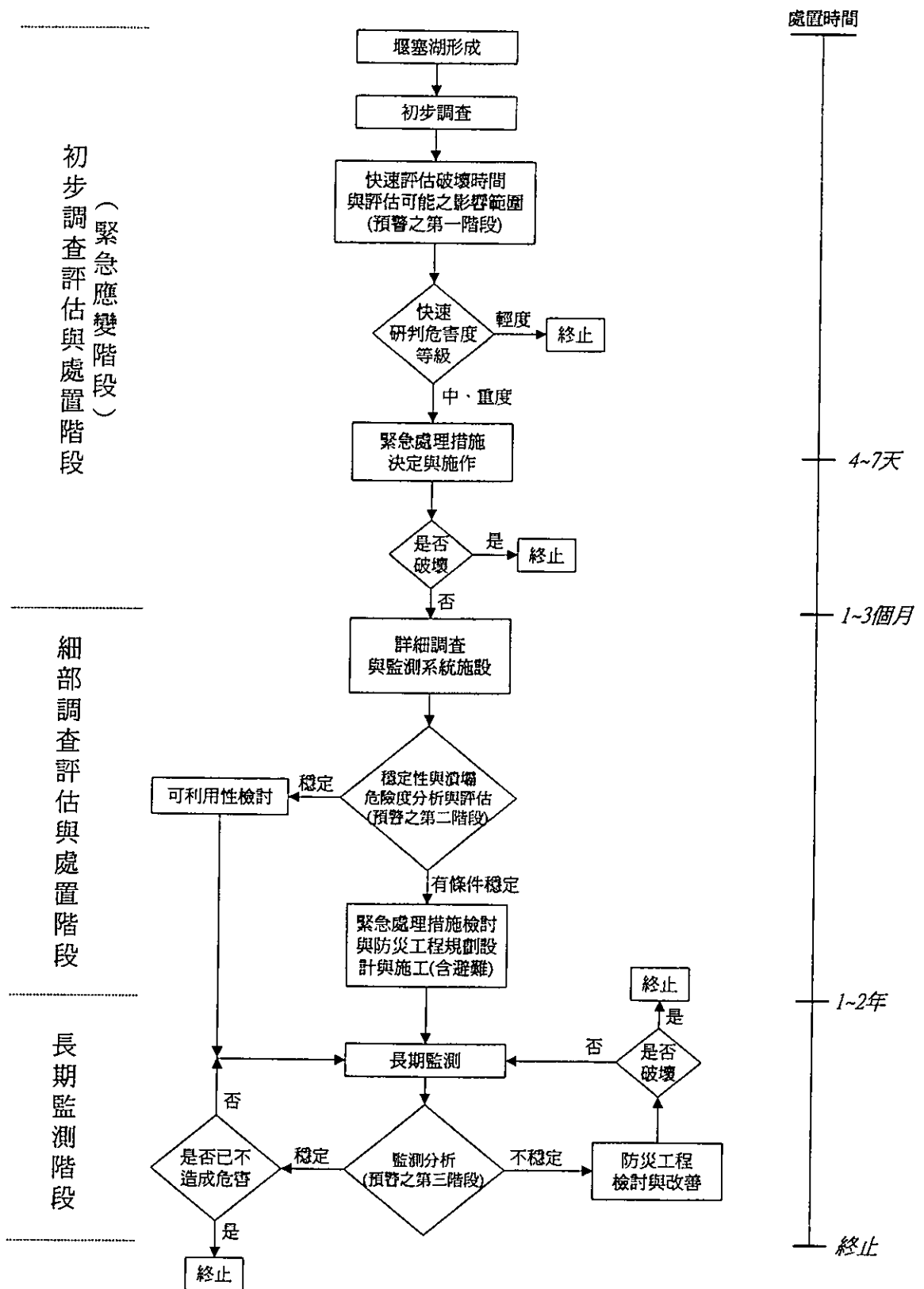


圖 3.1 堰塞湖形成後建議作業順序流程圖

二、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。

1、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。

2、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；其工作項目考量如表 3-1：

表 3-1 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 3-2。

表 3-2 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

3、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：

a、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。

b、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。

c、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。

d、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 3-3。表 3-3 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 3.2 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。

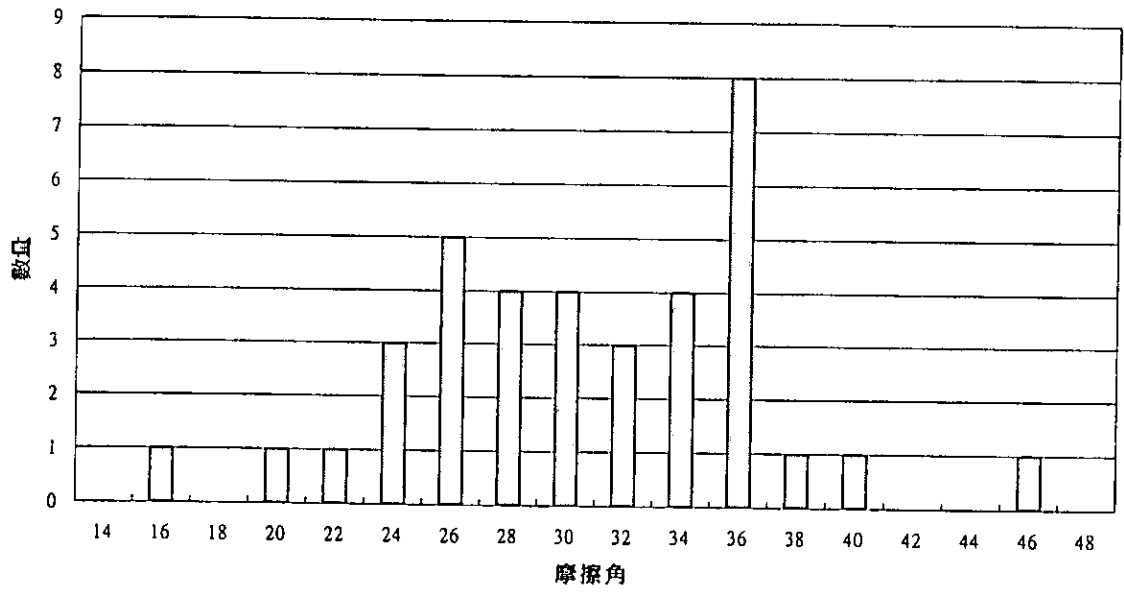


圖 3.2 摩擦角分佈圖

表 3-3 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)		
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 (°)	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	中華顧問工程司 (1999)
17	汐止新台 五交流道	石底 層、南 港層			Fine:27%	0.2	26				逆分析推估值	王希光(2003)
18	新店交 流道	石底層			Fine:23%	0.1	30				逆分析推估值	王希光(2003)
19	木柵交 流道	石底層			Fine:25%	0.1	28				逆分析推估值	王希光(2003)
20	中橫台 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：

a、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。

b、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）。

c、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。

1、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)遙測影像取得

a、衛星影像

『國立中央大學太空及遙測研究中心』之「資源衛星接收站」，自 1993 年由國科會資助設置運轉，為目前國內唯一之資源衛星接收站，主要接收之資源衛

星為法國 SPOT 衛星、歐洲太空總署之 ERS 衛星、以色列之 EROS 衛星、以及氣象衛星 (GMS) 等，同時亦提供美國大地衛星 (Landsat) 及空載多譜掃描資料 (Airborne MSS) 等影像資料。其中除了 ERS 衛星為雷達影像外，其餘皆為光學感測器。另外，太空計畫室即將於今年底發射之中華衛星二號 ROCSAT-2，該中心接收站亦為主要之資料接收站，以及處理與供應中心。

法國 SPOT 1~4 衛星擁有兩套 HRV (High Resolution Visible) 光學感測器，分別為多光譜態 (Multi-Spectral, XS) 及全色態 (Panchromatic, Pan) 兩種，其地面解析力分別為多光譜 20 公尺與全色態 10 公尺，影像幅寬約為 60 公里。而 SPOT-5 衛星資料地面解析力則分別為多光譜 10 公尺與全色態 5 公尺，亦即將地面解力提昇了一倍。即將升空的中華衛星二號亦有相似的感測裝置，其地面解析力更提高為多光譜 8 公尺與全色態 2 公尺，可提昇環境監測、土地利用、災害評估等方面應用之能力。

SPOT 衛星影像資料經幾何校正，可投影在地圖座標系統上，或進一步旋轉影像的 Y 方向至地圖的正北方向此一產品規格為 Geocoded，Geocoded 多光譜態 (XS) 影像每一像元對應地面的解析力解析度為 12.5 公尺，全色態 (PAN) 為 6.25 公尺；目前 Geocoded 使用 UTM 及台灣地區二度 TM 座標系統。若有必要，亦可透過後處理而得 SPOT 6.25 公尺彩色影像，然而必須先有 PAN 及 XS 之 GEOCODED 影像，影像製作涵蓋面積最大 50km X 50km。

ERS-1 與 ERS-2 是歐洲太空總署 (European Space Agency, ESA) 負責之衛星，影像來自載具上裝置之

合成口徑雷達影像(SAR)系統以 23° 入射角斜視地面物攝取雷達回波資料，因合成口徑雷達影像不受天候影響，且日夜均可取樣，可彌補台灣空中多雲量之特殊氣候條件。美國大地衛星 Landsat 5 每 16 天掃瞄同一地區，台灣地區處 Path 117-118，Row 42-45，Landsat 掃瞄覆蓋地面每一像幅(scene)約 $185\text{km} \times 170\text{km}$ 。然而台灣之 LANDSAT 衛星影像資料 1997 年 1 月 1 日已停止接收。

衛星遙測影像的主要用途之一在於快速提供土地利用及覆蓋之即時資訊，加上衛星影像資料取得時間相較快速且便利，故應於堰塞湖形成後，立即購置堰塞湖形成時間點前、後之座標化影像，且應以距堰塞湖形成時間愈近、且影像品質愈佳為選購條件。

b、空載影像

空載影像之載具為飛機。其影像之主要來源有二，即(1)空照相片；(2)空載多譜掃描儀影像。台灣地區使用之空照相片以全色態(黑白)底片為主。空載多譜掃描儀則以一定之瞬間視場角(IFOV)進行地面目標物之掃描。空載多譜掃描儀影像與空照相片相較，前者具較佳之光譜解析力，但其掃描時之全景畸變，造成較大之幾何變形，即幾何改正較為困難。全省空照相片雖可購得，然而堰塞湖形成後之影像卻必須透過災後拍攝之空照相片方能擷取。若確定需要災後之空載影像，除拍攝空照相片外，亦可考慮透過委託取得 Airborne Mss 空載多譜掃描資料。以台灣所使用之空載多譜掃描儀 DS-1260 其偵測器(Detector)光譜範圍為可見光及近紅外線，波長 0.38 至 $1.1 \mu\text{m}$ ，共分為 10 個波段。UV 偵測器(Ultraviolet detector)為 Silicon，感應 0.31 至 $0.38 \mu\text{m}$ 範圍之紫外線。

MCT 偵測器：感應波長 8 到 14 μm 之熱紅外線。
InSb 偵測器：感應波長 4.5 到 5.5 μm 之熱紅外線。
此空載多譜掃描系統之瞬間掃描角為 2.5 m rad，以 2000 m 之航高為例，其地面解析力為 5 m。

因災後之初步調查有其急迫性，故需座標化之空載影像，應規劃於詳細調查時取得。然而，未校正或未座標化之空載影像，仍具定性描述災害現象之應用性，故仍建議應於堰塞湖形成後立即透過空拍取得遙測影像(包括照相或錄影)。至於簡易空拍方式包括遙控無人直昇機、動力扇與輕航機，應視航程遠近、地形特徵等加以選擇。

c、地面遙測

除利用衛星與飛機取得遙測影像外，找到合適之制高點，利用照相或攝影方式取得堰塞湖之特徵與環境條件影像，為最經濟之方式，然而此一遙測影像，一般而言僅適合於定性分析。

(2)地質調查

天然壩壩體材料可視為膠結差之崩積土，崩積層之性質與母岩及坍塌型態具直接相關性。崩落土體常含有巨大岩塊，土壤之孔隙率較高，使得鑽探、取樣及現地試驗不容易進行，且室內試驗之代表性不佳。地球物理探測法可提供快速、非破壞性的方式作為傳統鑽探之輔助調查，針對崩落土體的調查，可利用震測探勘量測崩落土體之波速及其空間上之變化，以定義崩塌範圍及估計崩落土體之強度。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：

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

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。

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，得參考下節所述。

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。

三、監測、監視與預警系統

(一)堰塞湖災害預警

1、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，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。

2、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。

a、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。

b、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。

c、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

1、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。

2、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

1、 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 3-4：

表 3-4 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 3.3 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。

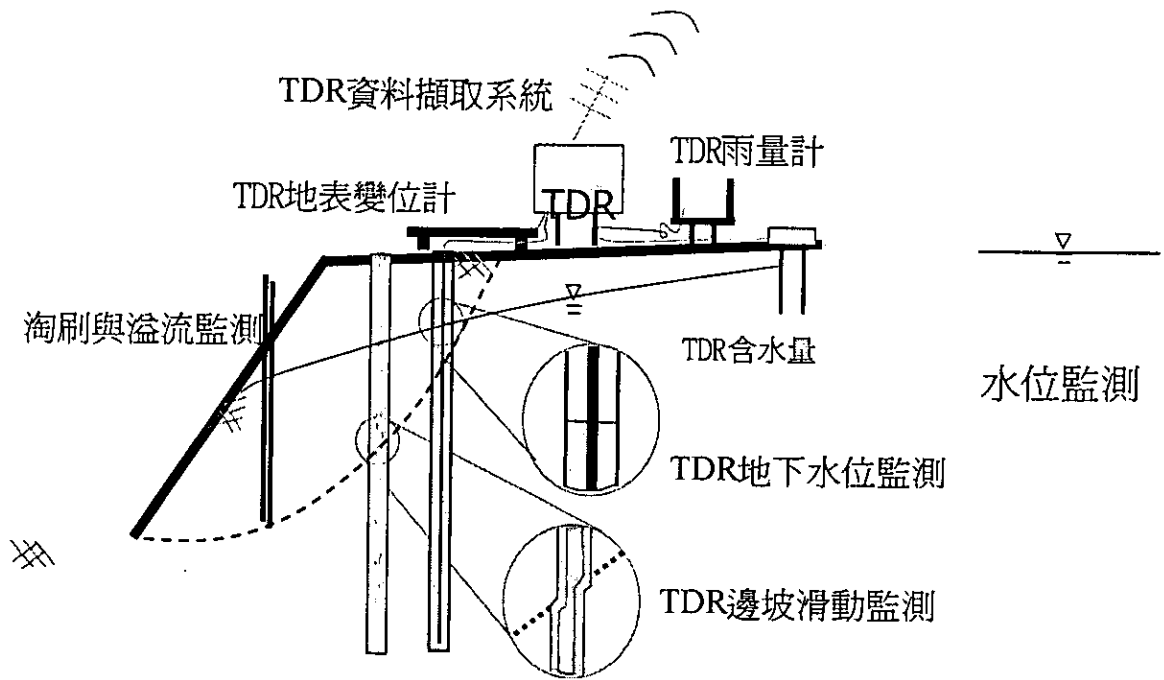


圖 3.3 TDR 邊坡自動化監測擷取系統

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

- i. 穩定性與耐久性
- ii. 經濟性
- iii. 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。

2、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 3-5。

表 3-5 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
固接專線	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。

四、工程處理

(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。

(三)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。

(四)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。

第肆章 編製救災計畫綱要

一、救災分區的劃分

堰塞湖形成後最直接之災害區域除山崩區域內受災的住戶外，當屬堰塞湖上游因迴水而淹沒之區域，受影響的包括直接受災者（如淹沒區域內之居民）與間接受害者（如交通系統中斷而受困之居民）。然堰塞湖形成後除了上游淹沒外，其萬一潰決而造成下游洪水泛濫之影響與其引致之損害常為堰塞湖所帶來的主要災難。

有關上游淹沒區之推估方式，可依據堰塞湖壩體高度（壩頂標高）推測地形圖上在滿水時與標高同高的上游區域皆會變成蓄水區域，並劃定可能危害範圍。有關下游洪氾區之推估方式，可利用 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，本報告書已於第二章三、災害危險度與危害潛勢分析該節中詳細說明，並以草嶺潭堰塞湖與九份二山堰塞湖為例，說明分析結果。目前水利署已建立全台 DTM 資料，因此，當堰塞湖（天然壩）形成後，可於短時間內取得 SOBEK 模式所分析之 DTM 資料進行分析，並根據 DTM 之資料經度（如 40m*40m），可以短時間內可初步進行堰塞湖下游之淹水危險及危害潛勢分析。

利用淹水危險度及危害潛勢分析結果，即可據以劃分救災（應變）分區，如利用不同重現期降雨與潰壩延時下之洪峰到達時間以及不同之淹水範圍、深度等初步劃分受災河段所需之應變時間與影響範圍，並設定若有類似之降雨條件發生時，判定那些居民應疏散避難及有多少居民避難。而在災害發生後，若有居民或重要保全對象直接或間接受害時，亦可依先前劃設之應變分區為參考，劃設合宜之救災分區，從事後續之救災工作。

為說明應變分區的劃設，在此以草嶺潭堰塞湖為例，說明下游地區淹水潛勢分析結果可供劃設時之參考。本計畫之淹水模擬係採 SOBEK 模式，利用 FLDWAV 或 BREACH 模式所得之潰壩洪水波之流量進行河道模擬，模擬方案包括延時 0.5 小時與 1 小時之狀況下，晴天潰壩、100 年重現期距與 200 年重現期距洪流量等案例之淹水模擬。圖 3-32 展示草嶺潭堰塞湖在 200 年重現期距洪流量、延時 0.5 小時狀況下，潰壩後下游淹水災害分析結果。由圖 4.1(a)~(d)可知潰壩後不同時間之洪峰到達範圍，依此可知在各河段位置之洪峰到達時間，並據以設定應變時間與應變分級分區。

以草嶺新潭為例，依據 SOBEK 分析結果，洪水波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、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。桶頭橋以下河道逐漸變寬，且有人為活動，潰壩發生之洪水波流至桶頭橋約需 1 小時之時間，在此劃分戒備區域與應變時間分級如表 4-1，災害應變中心可依據各應變分級區域判斷戒備階段、疏散階段及搶險階段之警訊發佈作業時機

表 4-1 草嶺新潭戒備區域、應變時間與分級

戒備區域	應變時間	應變分級
桶頭橋上游部份	60 分鐘	甲級
桶頭大橋至鯉魚大橋區段	75 分鐘	乙級
鯉魚大橋至南雲大橋區段	100 分鐘	丙級
南雲大橋至清水溪與濁水溪匯流口	120 分鐘	丁級

對於各應變分區之洪水到達範圍分級，亦可利用本計畫研究成果。圖 4.2 展示在晴天潰壩、100 年重現期距與 200 年重現期距下最大淹水範圍與深度之比較(延時 0.5 小時)。由圖 4.2(a) 與(b)(c)比較可知圖中央位置於晴天潰壩時溢堤情況尚不嚴重，而 100 年或 200 年重現期距狀態下已有明顯溢堤之情形。對於各應變分區，在不同條件下之洪水到達範圍，皆可由 GIS 界面直接查詢得知。

在求得各區應變時間及劃定各應變分區之洪水到達範圍分級後，就可判定哪些區域內之居民應該疏散避難。上述成果可搭配已建置之地理資訊資料庫之建物或土地利用圖層，針對可能發生之災情發佈預警，並套疊鄰近消防單位、醫院、學校等設施圖層與交通系統圖層，透過 GIS 系統來展示、查詢與分析，據以擬訂避難所位置、疏散路線等應變相關措施。

以草嶺潭堰塞湖為例，茲將各村里疏散計畫表(經濟部水利處，2000)列於表 4-2 供參考。

表 4-2 草嶺潭下游各村里疏散計畫表
(經濟部水利處，2000)

鄉鎮別	村里別	疏散對象人員	疏散路線之擬定	疏散安置場所	疏散後勤補給方法	道路橋樑安全措施	緊急聯絡電話
林內鄉	坪頂村	清水溪部落居民約 250 人	由林內路、台 3 線至林內國小	林內國小	徵調本村箱型車配合 1、3 鄰長調配人員緊急疏散	南雲大橋、清水溪 1 鄰劉聰德宅前至夏全德宅前產業道路請嚴加監控	村長林道 05-893229 村幹事蘇瑞銘 05-5896768 1 鄰長蔣清正 05-5893181 2 鄰長張冬慶 05-5892396
林內鄉	林北村	觸口及鉛片屋約 500 人	由林內路、台 3 線至林內國小	林內國小	徵調村內各種運輸車輛協助緊急疏散	林內鐵路橋及增產路請維護單位戒備	村長連順祥 05-5891366 村幹事蔡順發 05-5894591 鄰長何慎雄 05-5896691
林內鄉	烏塗村	13~16 鄰等近濁水溪部落約 60 戶	由庄內經 154 縣道至林內國小	林內國小	徵調車輛為吳為森 05-5893634 張如源 05-5897071 小甜甜幼稚園 055895202 李政雄 05-5895696	發電所水加強戒備	村長蘇文貴 05-5892061 0933568259 村幹事藍文徵 04-8796531 0939248218 鄰長何慎雄 05-5895201
林內鄉	林中村	1、2、3、4 鄰榮星及三興部落 350 人	由 154 縣道至林中國小	林中國小	1. 由村民自動發起車輛疏散 2. 由村辦公處徵調統一支配	雲 69、58 道路加強戒備	村長柯火犀 05-5892526 0935710862 村幹事林正中 05-5892138 鄰長黃英部 05-5892966
林內鄉	重興村	下厝部落約 650 人	由雲 154 縣道疏散至林中國小	林中國小	徵調村內各種運輸車輛協助疏散及由公所統一分配糧食	下厝兩座樑加強戒備	村長張玉山 05-5891251 0932-592943 村幹事鄭漢政 05-5892001 0927-757722 鄰長張坤炳 05-5891959
竹山鄉	桶頭里	沿河岸低窪地區住家約 50 戶 (150 人)	a. 內寮地區沿鯉魚南路至內寮活動中心 b. 桶頭地區由鯉魚南路至桶頭活動中心	a. 內寮區在內寮活動中心 b. 桶頭 2、3、4 林在桶頭活動中心	崩堤時橋樑、道路有立即沖毀之可能，可利用 158 甲線後勤補給	瑞草橋，行正橋、吊橋加強戒備	村長張英語 049-711037 鄰長曾石柱 049-712317 紀華珍 049-711229 紀福朝 049-711556 049-711518

竹山鎮	瑞竹里	1. 住戶 2 戶 2. 養鴨戶及里內低窪地區住戶約 30 戶共約 148 人	沿農路經 149 線至瑞竹活動中心	a. 瑞竹活動中心 b. 瑞德巖	a. 疏散後之交通由竹山經福興里至瑞竹 b. 對外通訊聯絡中斷時，請撥用通訊器材連絡	149 線進竹山~瑞竹之 6K 及 10K 有崩山之可能，予以嚴加戒備	村長汪如水 049-711070 049-712090 0937-759070
竹山鎮	鯉魚里	沿河岸低窪地區之住戶	沿鯉行路至鯉魚國小	鯉魚國小	橋梁可能沖毀請以空中補給	龍門及鯉魚兩橋樑加強戒備	里長王上嘉 049-656840 0393-057640
竹山鎮	福興里	不知春及泉州寮 2 部落約 500 人	a. 不知春分兩路疏散，由大坑往柴寮山，另由茄苳產業路往茄苳。 b. 泉州寮由大竹林往尚乘山天佛寺。	a. 不知春部落柴寮山及茄苳坑 b. 泉州部落中湖及天佛寺	由竹山沿 149 線運輸補給	149 縣道路加強戒備	里長江文見 049-712315 0933-499071 FAX049-712376
竹山鎮	德興里	沿岸低窪地區住戶約 30 戶	坑巷經鯉南路至德興巷	德興里集會所	由竹山至 149 線運輸補給	德興里境內 149 線公路加強戒備	里長陳萬盛 049-653614 049-642427 0935050125
竹山鎮	中崎里	全里住戶約 150 人含中和國校師生	由台 3 縣道路至中山里夜市空地	中山里夜市空地	協調國軍車輛協助並徵調里民運輸車參加運輸	南雲大橋及中和堤防加強戒備	里長曾避堯 049-645967 0332-686573
竹山鎮	中和里	沿河岸低窪地區住戶 60 戶	a. 和溪厝及溪底沿前山路至竹山鎮市區 b. 冷水坑及枋寮沿枋坪巷至竹山圖書館	竹山圖書館	請竹山鎮公所獲上級單位予以協助補給	枋寮堤防加強警戒	里長曾坤源 049-640179 060-416437

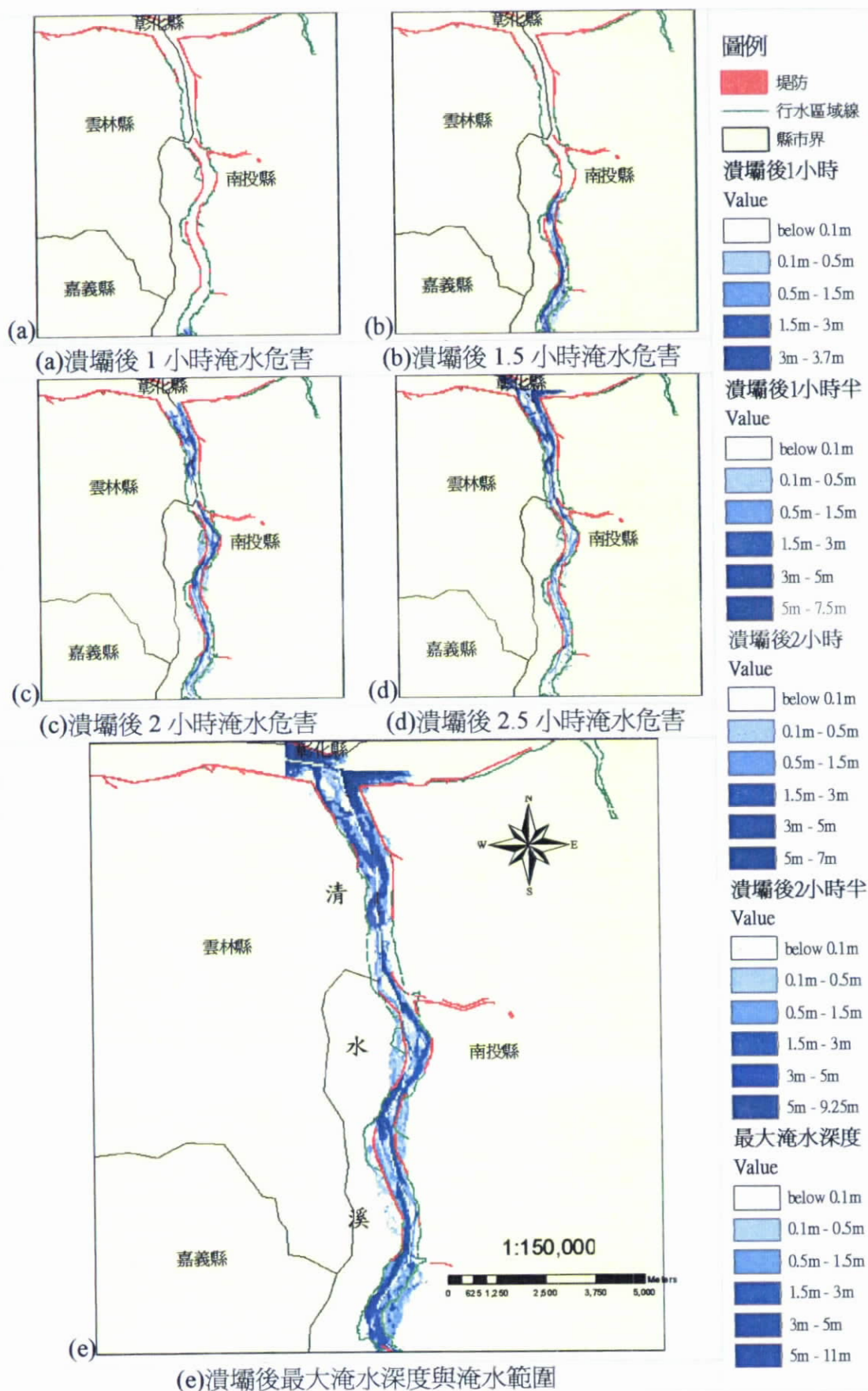
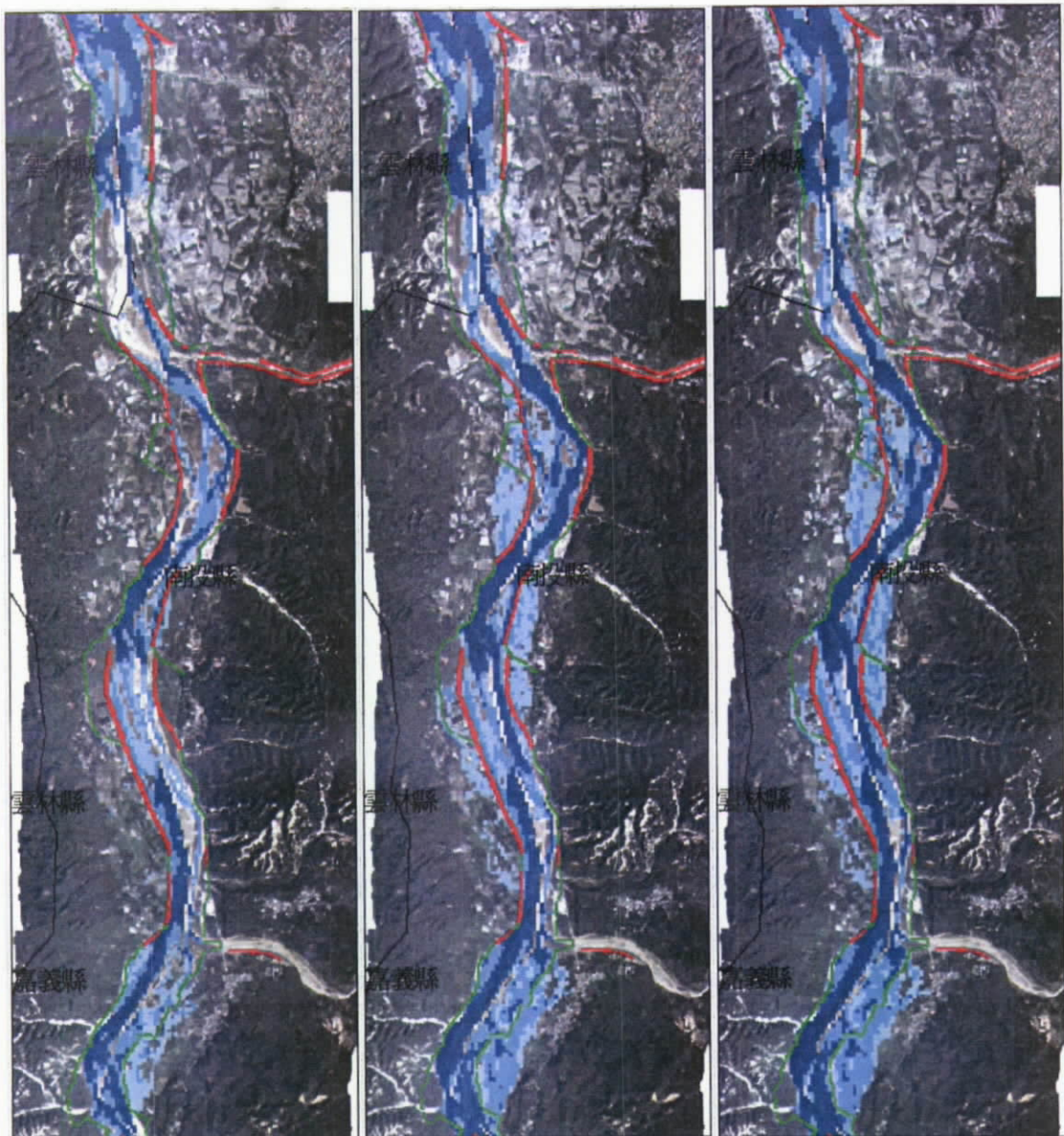


圖 4.1 草嶺潭堰塞湖潰壩下游淹水災害分析
(200 年重現期距洪流量，延時 0.5 小時)



(a)晴天潰壩

(b)100年重現期距

(c)200年重現期距

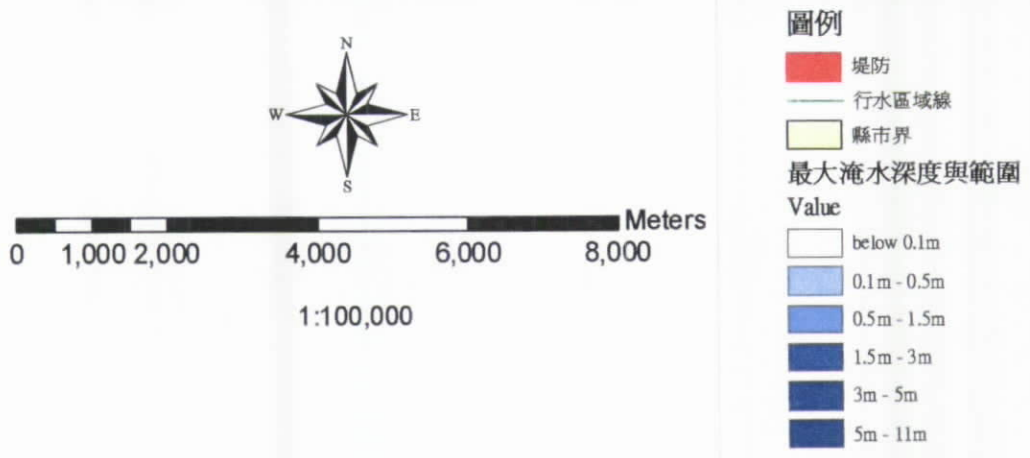


圖 4.2 (a)晴天潰壩、(b)100年重現期距、(c)200年重現期距下最大淹水深度與範圍之比較(延時 0.5 小時)

二、救災體制編訂

(一)現行防救災體系簡介

災害防治是全球性問題，我國鑑於整體環境之發展及社會各界對災害問題的關心，歷年來投入相當多的人力與財力於防救災科技之研究及其業務之推動。我國於1994年8月頒布「災害防救方案」，於2000年7月19日由總統公布施行「災害防救法」，以建立由中央至地方之防救災體系。依據「災害防救法」規定，各級政府必須成立「災害防救會報」，訂定「災害防救計畫」，規劃、督導所屬機關各項災害預防工作之執行。另於災害發生時，應成立「災害應變中心」，結合各機關內部之「緊急應變小組」執行災害應變事宜。災害防救法中，對地方政府救災體系的規範重點則有「災害防救會報」、「災害應變中心」、「地區災害防救計畫」、「應變小組」等數項。

因堰塞湖天然壩潰壩後常造成洪泛災害，因此災害類型歸類為水災。依「災害防救法」第三條第二款規定經濟部為水災中央災害防救業務主管機關，並由水利署負責該項水災災害防救各級相關行政機關及公共事業，執行各項水災災害預防、緊急應變措施及災後復原重建等工作。水利署依據「災害防救法」第十九條第二項規定，並參照「災害防救基本計畫」相關內容，訂定「水災災害防救業務計畫」並報奉中央災害防救會報於九十一年二月二十六日核定後實施。我國災害防救體系如圖4.3。

水災災害防救業務計畫係針對颱風、豪雨等天然災害所造成水災災害之防救需要而擬定，該計畫計包括總則、災害預防、災害緊急應變、災後復原重建及其它相關規定等五項；其主要內容為災害預防、災害緊急應變、災後復原重建相關事項，將經濟部等中央相關機關及各直轄市、縣(市)政府、鄉(鎮、市)公所等應辦理事項或施行措施詳列說明。茲將水災災害防救業務計畫內容列於堰塞湖防災作業手冊附錄三供參考。

災害防救體系架構圖

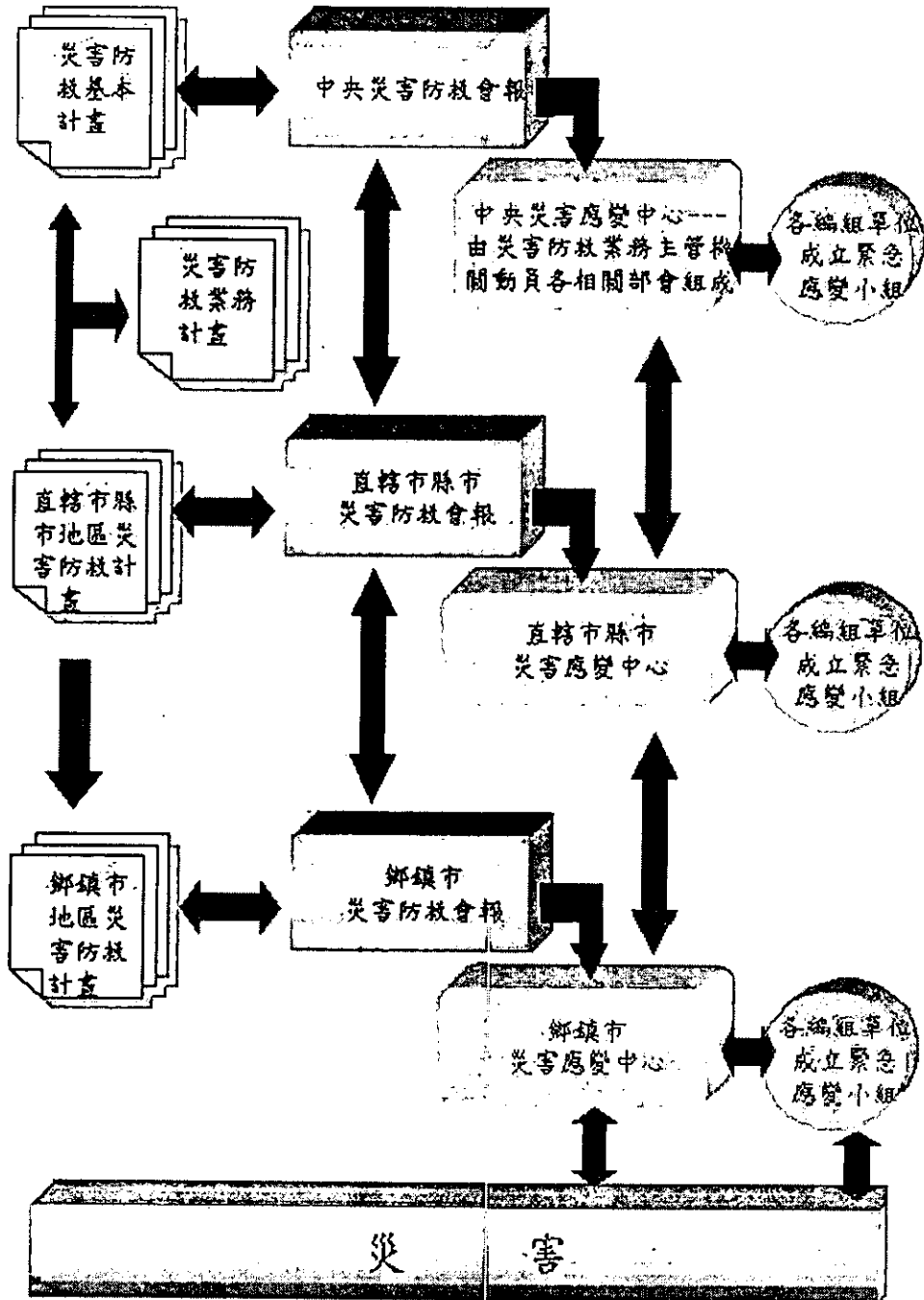


圖 4.3 我國災害防救體系架構圖

(行政院災害防救委員會網站，<http://www.ndppc.nat.gov.tw/>)

(二)緊急通知程序

為期將天然壩潰決後可能發生的災害降至最低，經由調查資料研判潰壩發生可能性，並研判有發生潰壩之虞時，在應變單位尚未成立及其成立後之相關緊急通知程序分述如下：

1、應變單位成立前

於災害應變中心或緊急應變小組成立前，災害發生或有發生之虞時，立即透過各種傳訊工具，迅速通報相關災情，俾採取各種必要之應變措施，以防止災害擴大，減少人民生命財產損失，並應依據內政部頒佈「災害緊急通報作業規定」辦理。

在定義輕微影響、中度損害及重大損害之標準時，主要考量有二：(1)堰塞湖形成後無論規模大小，新聞媒體、地方政府與百姓均十分重視，常為新聞媒體報導之焦點，甚或誇張宣染，故定義時建議保守；(2)「水災災害業務計畫」中水災災害認定依據為淹水達 50 公分以上。參照上述，茲定義輕微影響、中度損害及重大損害之標準，與通報層級表建議如表 4-3。另將災害通報單格式列於表 4-4 供參考。

表 4-3 災害規模及通報層級表

災害別	主管部會	甲級災害規模：通報至行政院及行政院災害防救委員會	乙級災害規模：通報至內政部消防署及中央災害防救業務主管機關	丙級災害規模：通報至直轄市、縣（市）政府消防局及災害權責相關機關
堰塞湖	經濟部水利署	重大損害：堰塞湖危害等級屬重度（詳堰塞湖防災作業手冊表B-4），且潰決造成河川兩岸淹水深度達50公分以上者。	中度損害：堰塞湖危害等級屬中度或重度（詳堰塞湖防災作業手冊表B-4），且潰決造成河川兩岸淹水深度達10公分以上，50公分以下者	輕微影響：堰塞湖危害等級（詳堰塞湖防災作業手冊表B-4）屬中度，且潰決造成河川兩岸淹水深度達10公分以下者。

表 4-4 (機關全銜) 災害通報單 (格式)

敬 陳		通報時間	年 月 日 時 分	
<input type="checkbox"/> 行政院院長 <input type="checkbox"/> 行政院副院長 <input type="checkbox"/> 行政院政務委員(主管災害防救) <input type="checkbox"/> 行政院秘書長 <input type="checkbox"/> 行政院副秘書長 <input type="checkbox"/> 行政院院長辦公室主任 <input type="checkbox"/> 行政院第一組組長 <input type="checkbox"/> 行政院第三組組長 <input type="checkbox"/> 行政院第五組組長 <input type="checkbox"/> 行政院第六組組長	通報別	<input type="checkbox"/> 初報 <input type="checkbox"/> 續報() <input type="checkbox"/> 結報		
	通報人員	單位： 職稱： 姓名：		
	電話	(xx) xxxx-xxxx	傳真	(xx) xxxx-xxxx
災害類別				
中央災害防救業務主管機關				電話：
發生時間	年 月 日 午 時 分			
災害地點				
現場指揮官	單位：	職稱：	姓名：	聯繫電話：
發生原因				
現場狀況				
傷亡/損失(壞)情形	死亡： 失蹤： 傷患： 損失狀況：			
請求支援事項	<input type="checkbox"/> 無 <input type="checkbox"/> 有，機關(單位)： 支援事項：			
應變措施	<input type="checkbox"/> 未成立緊急應變小組 <input type="checkbox"/> 成立緊急應變小組 (年 月 日 時 分) <input type="checkbox"/> 解除緊急應變小組 (年 月 日 時 分) <input type="checkbox"/> 其他作為：			
備註				

● 本表為通報行政院層級使用，各機關通報表格得自行參酌修正或併案傳送。

含本頁及其他傳真資料共 () 頁。

2、應變單位成立時機及任務

當堰塞湖天然壩發生潰壩或有潰壩之虞時，中央災害防救業務主管機關為行政院經濟部，其相關權責單位應依有關規定成立災害應變中心或緊急應變小組，於河川局迅速向所屬水利署及經濟部，通報事故規模及其嚴重程度，並填報災害及緊急事件速報表，示如表 4-5，動員搶救及協調軍憲警察單位支援。經濟部水利署附屬機關災害通報體系詳圖 4.4；經濟部災害緊急通報作業規定流程詳圖 4.5。

表 4-5 經濟部水利署各類災害及緊急事件速報表

(通報機關：河川局)

速報時間： 年 月 日 時 分

最
速
件

事件類別	<input type="checkbox"/> 天然災害 <input type="checkbox"/> 工安衛生 <input type="checkbox"/> 生產事故 <input type="checkbox"/> 環保 <input type="checkbox"/> 勞資 <input type="checkbox"/> 其他(請打√表示)		
事件名稱		發生單位	
發生時間	年 月 日 時 分	發生地點	
發生原因及訴求事項			
處理情形			
擬採對策			
人員傷亡	死亡	人(員工	人,其他人士
	受傷	人(員工	人,其他人士
財物損失			

發生單位主管：

承辦人：

電話：

通 上 經濟部政風處

TEL：02-23419481

FAX：02-23519259

報 班 國家搜救指揮中心

TEL：0800-077795

單 時 經濟部水利署政風室

TEL：04-22501574

FAX：04-22501635

位 間 經濟部水利署

(相關業務組室)

通報單位請打√

通 下 經濟部值勤中心

TEL：02-23416553

FAX：02-23417283

報 班 經濟部水利署值日室

TEL：04-22501499

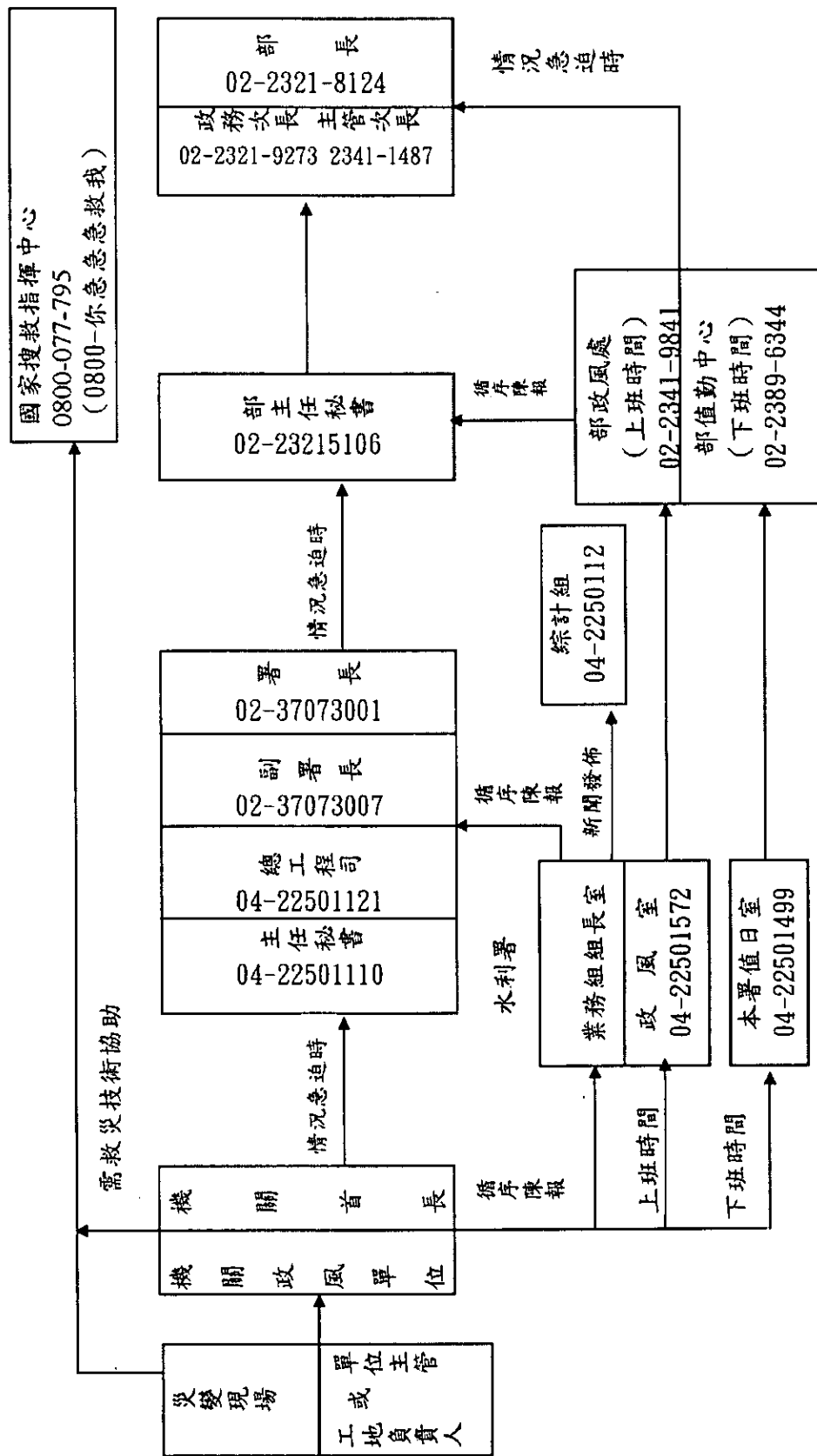
FAX：04-22501628

單 時

位 間

備註：經濟部部分，由本署政風室、值日室值勤人員傳報，並請經濟部政風處、值勤中心轉陳部長、次長、主任秘書等各級長官。本署部分，由本署相關業務組室、值日室值勤人員轉知署長、副署長、主任秘書室及總工程司等各級長官，並副知綜計組。

◎因緊急除循序呈報外，已同步傳報各級長官◎



*本表欄位所列皆為通報電話，緊急通報單應另行傳送

圖 4.4 水利署附屬機關災害通報體系

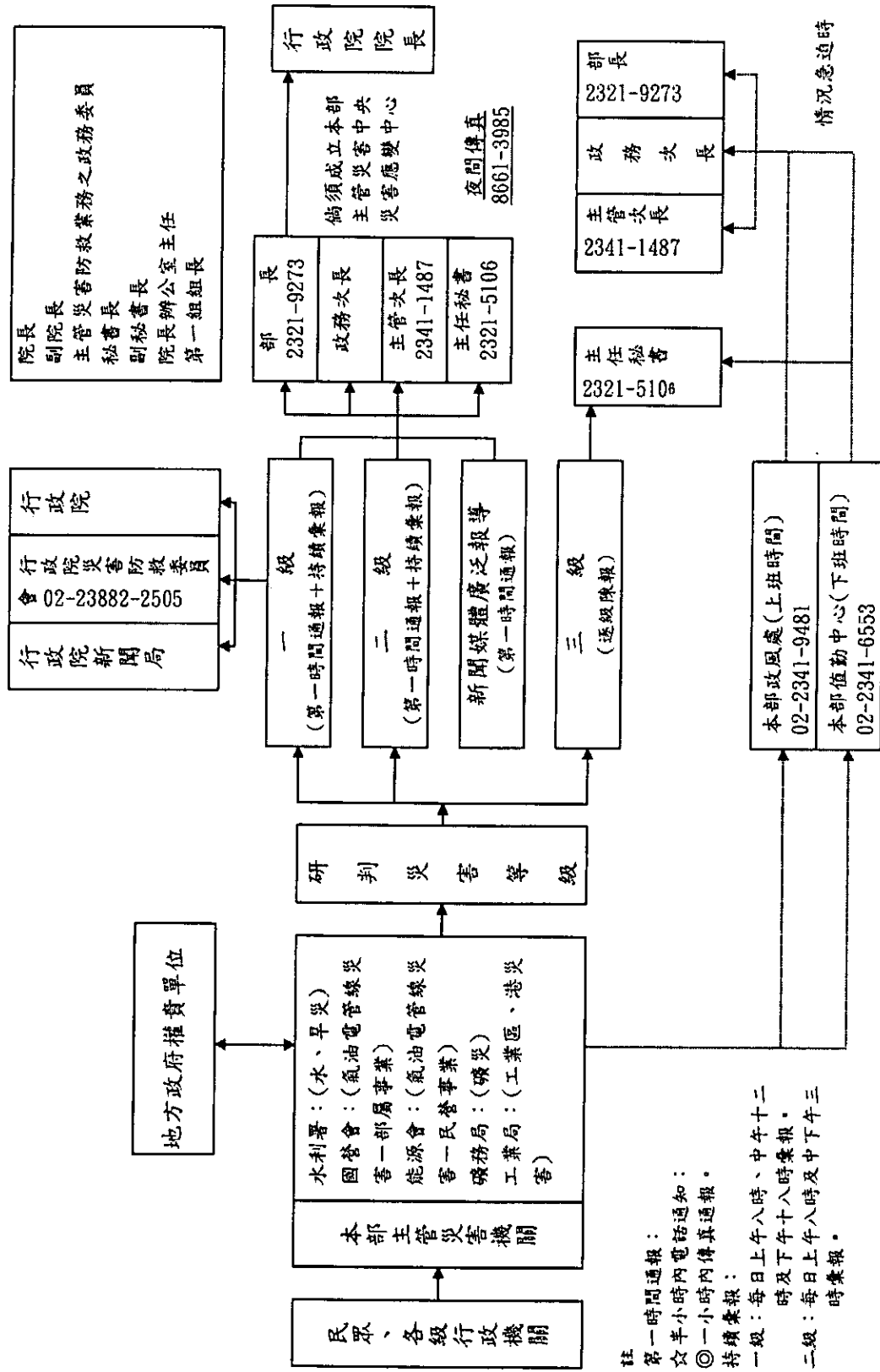


圖 4.5 經濟部災害緊急通報作業規定流程图

(三)目前堰塞湖防救災作業易遭遇問題與建議解決之道

雖然依據「災害防救法」第三條第二款規定經濟部為水災中央災害防救業務主管機關，並由水利署負責該項水災災害防救各級相關行政機關及公共事業，執行各項水災災害預防、緊急應變措施及災後復原重建等工作。然當堰塞湖於某處形成時，主管機關及一線單位不易釐清。如在深山地區多為國有林班地，亦屬河川流域較上游處，常屬農委會林務局管轄範圍；而較接近河川流域中游處，常屬農委會水土保持局管轄範圍；在接近河川流域下游處，方屬經濟部水利署管轄範圍。堰塞湖若在河川上中下游不同區域內形成，緊急應變單位不易釐清，再加上堰塞湖破壞時間通常甚短，其危害程度評估之時效性掌握極為重要，負責之機關與一線單位應先確定，以免災害發生時責任歸屬不清。關於堰塞湖防災業務相關建議說明於后：

- 1、緣於於不同區域內各權責單位已有相對應之權責分組與任務特性（例如堰塞湖若形成於深山地區，其他單位並未有類似林務局巡山員之編制，恐無法及時發現並研判處置），加上初步調查評估與處置階段相關工作技術層次較低，除水利署外單位均應可勝任，現階段之堰塞湖形成後初步調查評估與處置階段相關工作建議仍由堰塞湖所在地所屬之中央各單位現行管轄範圍內之權責單位(林務局、水保局、水利署及各對應行政系統之一線單位)負責進行，必要時再協調由水利署及其一線單位支援，方可在有限時間內完成相關工作。
- 2、在初步調查評估與處置工作完成後，水利署應主動向處置單位協請提供現勘、調查與評估等相關資料，並進行匯整工作，讓台灣發生之堰塞湖均能留下詳細記錄供參考，對於爾後針對堰塞湖現象所進行之研究亦可提供極有價值之幫助。
- 3、在評估有需要對堰塞湖作進一步處置時即進入詳細調查評估與處置階段，而在經過詳細調查與處置後堰塞湖仍存在且可能帶來危害則進入長期監測階段。此二階段之工作因技術層面較高，故建

議應均由水利署主導，並視狀況自行分析或委託學術機關或顧問公司協助進行，對於堰塞湖可能帶來的危害方能有效地防治。

若以草嶺新潭為例，因其在水利署與第四河川局所管轄範圍內，在初步調查評估階段應由第四河川局主動負責進行初步調查、快速評估、劃分危害度等級與決定緊急處理措施。若經初步研判有需要更進一步處置時，亦即進入詳細調查評估階段時，宜由水利署主導，視狀況自行分析或委託學術機關或顧問公司協助進行。若以九份二山堰塞湖為例，初步調查評估階段應由水保局第三工程所主動負責進行相關工作，若經初步研判有需更進一步處置時，建議由水利署主導，方能及時且有效地防治堰塞湖可能帶來的危害。有關初步調查評估階段、詳細調查評估階段等各階段之劃分與對應之工作內容詳見另一本報告書(堰塞湖防災作業手冊)。

三、災害影響區基本資料調查與分析

基本資料調查可依調查精度與調查內容分為初步調查階段與細部調查階段。調查內容包括地形資料(壩高、壩體體積、壩體形狀、集水面積、堰塞湖區地形等)、地質資料(單位重、凝聚力、摩擦角、孔隙率、滲透係數、粒徑分佈、剪力模數、統體模數等)、水文資料(降雨記錄、蓄水量、水位變化情形等)、下游河道特性(河道斷面測量資料、各斷面相關位置、橋樑、河道及高灘地糙度、側流量、抽水站設計流量、河道設計流量、河岸堤防之高程及以往曾潰決之位置與長度等)、淹沒區與下游地區人口土地資料及水利構造物(結構物型式、數量、位置、高度、設計洪水、設計水位、排洪容量等)、淹水情況分析、依分析成果繪製之受災區域範圍圖等。有關調查之詳細說明請見本報告第三章之二、調查乙節中之內容。

因堰塞湖天然壩潰決後產生之災害為下游淹水成災，相關分析程式與模式使用說明已於本報告第二章中交待。而有關草嶺潭與九份二

山堰塞湖之案例分析結果亦請詳見本報告書第二章之內容。

四、災前應急準備規劃

由目前文獻與相關研究資料，對於堰塞湖形成位置與時機預測有其困難之處。相對於洪災、旱災之災害其災害形成時間通常較長，有較充裕之預警期，堰塞湖之形成地點不易預知，僅能由歷史上常發生堰塞湖之位置(如草嶺潭堰塞湖)來推估未來可能發生位置；且臺灣地區目前較具規模之堰塞湖係由順向坡滑動所引致，形成時間短暫，雖由統計資料可知堰塞湖成因主要為地震或暴雨，惟確實之啟動門檻至今仍不明確。對於可能形成危害之堰塞湖，對照災害管理的四個週期，應變與重建工作更形重要，然而在堰塞湖形成前之減災整備工作中仍有一些預防措施值得注意。因堰塞湖主要會造成之災害型態為天然壩潰壩後下游地區淹水成災，相關預防業務內容已有「水災災害防救業務計畫」明確規範，然緣於堰塞湖特性，茲列出數項措施以補充說明或強調之：

- 1、據統計約有 20%之堰塞湖破壞時間不到 1 天，約有 30%之堰塞湖破壞時間不到 1 星期，故緊急處置時程極短。對於評估可能再發生堰塞湖災害之區域(如草嶺潭)，可考量堰塞湖發生特性與頻率，對於可能影響範圍內之居民進行演練計畫，並應先調查掌握防災物資、人員之動員能力，以利災害發生時能即時調度。

- 2、堰塞湖為大自然所衍生之正常現象，至今台灣所形成堰塞湖，除草嶺潭地區外，多未帶來人員傷亡與財物損失。故在進行防災教育時，可宣導防災知識，讓人民了解堰塞湖之特性，對於不具危害之堰塞湖不再有恐懼心理，對於具危害潛勢之堰塞湖亦知配合政府之救災規劃，避免災情擴大。此外，對於災後之謠言，亦能自主地辨明與應對。

- 3、對於豪雨引致山崩而形成之堰塞湖而言，因堰塞湖湖水

位上昇迅速，上游淹沒與溢頂潰壩時下游洪泛之時間通常較短；再加上豪雨時期通常衛星影像品質較差，故在防救災時間之掌握與相關準備工作方面應更加注意。

另值得注意的是堰塞湖災害特性與水災地震不同，因為堰塞湖形成前無法預知受災對象而不易做到減災與整備，而堰塞湖形成後則常因破壞時間短暫而亦使減災與整備之工作有其困難度。故堰塞湖一形成時，減災、整備與應變將同時展開，而且要在很短的時間內完成。要注意的是，堰塞湖形成並不必然等於災害已發生，因此，若堰塞湖形成後立刻潰決者(災害形成)要做的是應變與復建，而堰塞湖形成未立即潰決則要做的是減災、整備與應變。

五、避災疏散規劃

依據災害防救法第三條規定經濟部為水災災害之中央災害防救業務主管機關，負責指揮、督導、協調各級災害防救相關行政機關及公共事業執行各項災害防救工作。同法第二十四條災害發生或有發生之虞時，為保護人民生命、財產安全或防止災害擴大，直轄市、縣（市）政府、鄉（鎮、市、區）公所應勸告或指示撤離，並作適當之安置。同法第二十七條第一項各級政府及相關公共事業應實施災害應變措施，其實施項目：警報之發佈、傳遞、應變戒備、災民疏散、搶救與避難之勸告及災情蒐集與損失查報。潰壩災情應該相當嚴重，各災區臨時避難地點至災民收容所間之交通路線應予事先規畫訂定。由於災害防救法規定居民疏散與安置由縣政府、鄉公所等各級政府執行，管理單位應將潰壩演算結果，彙整相關疏散路線、避難地點、災民收容所等資料，與各級政府地區災害防救計畫相互結合。

(一)疏散地點

疏散地點的選擇原則為與受災區域地緣接近，便於災民重整家園、交通便利便於運送救災物資、及人口分佈較多有足夠設施安置災民。以草嶺潭堰塞湖為例，受災區域在南投縣與嘉義縣境內，依據災害防救法南投縣與嘉義縣政府均應成立災害應變中心，執行各項災害應變措施。

(二)疏散方式

疏散方式可分為疏散採用工具、經避難路線撤離受災區域再轉入疏散地點可採用路線、為配合疏散行動實施當地居民之避難勸告或指示撤離，應採行的交通指揮與管制。

- 1、疏散使用交通工具：可分為自用車輛、救難車輛及直昇機三種。乘坐自用車輛居民可自行循疏散路線進入疏散地點。沒有自用車輛居民則可乘坐災害應變中心徵用的車輛或向國軍申請支援之軍車前往疏散地點。災害應變中心得向國軍或空中警察隊申請支援直升機，搜尋受災區域內無法脫困之生還者，或由於區域阻隔無法自避難地點脫困者。
- 2、疏散路線：災區居民可經由避難路線撤離受災區域，再經由選定的疏散路線前往疏散地點。自行駕駛車輛居民可直接前往疏散地點，其餘居民可在避難路線沿線等候救難車輛來載運。
- 3、交通指揮與管制：為引導疏散車流順利疏散並防止不知情人員或外來民眾進入受災區域，災害應變中心應在適當地點實施交通指揮與管制。
- 4、所有避災疏散工作應在天黑以前完成，讓指揮官能儘早研判下達命令，並減少夜間疏散之困難度與危險性

(三)安置計畫

於安置計畫災民收容所設立原則，以學校、社區活動中心等公共場所為佳。評估各公共場所收容災民容量，並分配各災區可能災

民人數，若收容所容量不夠時，亦可將災民安置於軍營、警察局等單位，可搭設營帳集中安置妥為照應。依據災害防救法相關規定，直轄市、縣（市）及鄉（鎮、市）應實施災害應變措施項目如下：

1. 受災民眾臨時收容、社會救助及弱勢族群特殊保護措施。
2. 受災兒童、學生之應急照顧事項。
3. 警戒區域劃設、交通管制、秩序維持及犯罪防治。
4. 搜救、緊急醫療救護及運送。
5. 罹難者屍體及遺物之相驗及處理。
6. 民生物資及飲用水之供應與分配。
7. 水利、農業等災害防備搶修。
8. 危險建物之緊急鑑定。
9. 漂流物、沉沒品及其他救出物品之保管、處理。
10. 災害應變過程之完整紀錄。

另依據災害防救法第四十四條規定，行政院災害防救委員會應盡速協調金融機構，就災區民眾所需重建資金，予以低利貸款。同法第四十五條規定，民間捐助救災之款項，由政府統籌處理救災事宜者，政府應尊重捐助者之意見，專款專用，提供與災民救助直接有關之事項，不得挪為替代行政事務或業務之費用，並應公佈支用細目。同法第四十八條規定，災害救助種類及標準，由各中央災害防救業務主管機關會商直轄市、縣（市）政府統一訂定之。

若以草嶺潭堰塞湖為例，茲將各村里疏散計畫，包括疏散對象人員、疏散路線、安置場所、後勤補給方法與聯絡方式等(經濟部水利處，2000)列於表 4-2 供參考。

六、防災知識宣導、教育

對於防災知識宣導與教育而言，主要係宣導防災知識，讓人民了解堰塞湖之特性，對於不具危害之堰塞湖不再有恐懼心理，對於具危害潛勢之堰塞湖亦知配合政府之救災規劃，避免災情擴大。此外，對於災後之謠言，亦能自主地辨明與應對。

有關水災之防災教育訓練及宣導，已有水災災害防救業務計畫第二編第四章作了完整之規範與說明，在此不多贅述。

第五章 案例庫建置與技術轉移

一、地理資訊系統與案例庫建置

(一)建置構想

本年度本計畫之地理資訊系統方面，仍將採用 ERSI 之 ArcView 系統進行建置。除持續基礎圖資之蒐集、驗證、與增入資料庫中外，本年度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，亦將提供合宜之救災決策支援功能，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」。詳細步驟如下：

1、準備數據：

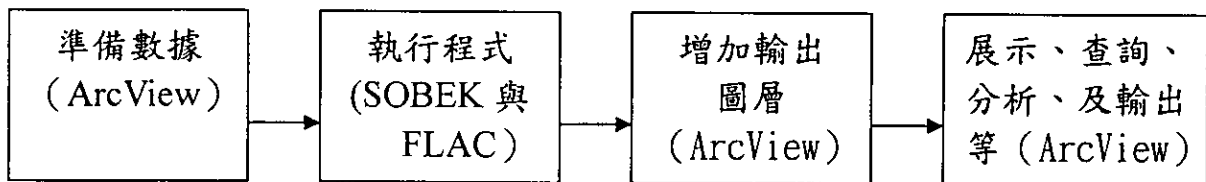
主要功能在由地理資料庫中擷取程式集所需之數據，SOBEK 與 FLAC 所需之斷面資料可由地理資料庫中之數值高程模型 (DEM) 經計算提供。

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) 案例庫已建置圖層說明

1、草嶺潭資料庫

資料類別	主題圖層名	樣式	資料範圍
A. 地形	1.地震前等高線	向量 (線)	草嶺潭區域
	2.地震前 1/5000 航照	影像	草嶺潭區域
	3.地震後 1/5000 地形圖	向量 (線)	草嶺潭區域
	4.地震後等高線	向量 (線)	草嶺潭區域
	5.地震後 1/5000 航照	影像	草嶺潭區域
	6.地震後彩色航照	影像	草嶺潭區域
	7.地震前 DEM	網格資料	草嶺潭區域
	8.地震後 DEM	網格資料	草嶺潭區域
	9.建物	向量 (面)	南投縣
	10.設施分佈	向量 (點)	南投縣
	11.清水溪水系	向量 (線)	清水河流域
	12.行水區域線	向量 (線)	濁水河流域
	13.河川區域線	向量 (線)	濁水河流域
B. 水文與地質	1.水文流量站	向量 (點)	濁水河流域
	2.雨量站	向量 (點)	全省
	3.地質岩層圖	向量 (面)	草嶺潭區域
	4.地質斷線圖	向量 (線)	草嶺潭區域
C. 交通系統	1.高速公路	向量 (線)	全省
	2.省道	向量 (線)	全省
	3.縣道	向量 (線)	南投縣
	4.鐵路	向量 (線)	全省
D. 社經	1.行政界與人口	向量 (面)	南投縣

	2.公地	向量(面)	濁水溪流域
	3.地籍	向量(面)	濁水溪流域
E.水利設施	1.斷面樁	向量(線)	清水溪流域
	2.斷面(200米)	向量(線)	清水溪流域
	3.大斷面	向量(線)	清水溪流域
	4.堤防	向量(線)	清水溪流域
F.模式成果分析	已建立相關圖層		

2、九份二山資料庫

資料類別	主題圖層名	樣式	資料範圍
A.地形	1.地震前 1/5000 地形圖	向量(線)	九份二山區域
	2.地震前 1/5000 航照	影像	九份二山區域
	3.地震前等高線	向量(線)	九份二山區域
	4.地震後 1/1200 地形圖	向量(線)	九份二山區域
	5.地震後 1/5000 地形圖	向量(線)	九份二山區域
	6.地震後 1/5000 航照	影像	九份二山區域
	7.地震後彩色航照	影像	九份二山區域
	8.地震後等高線	向量(線)	九份二山區域
	9.地震前 DEM	網格資料	九份二山區域
	10.地震後 DEM	網格資料	九份二山區域
	11.地形變遷	網格資料	九份二山區域
	12.建物	向量(面)	南投縣
	13.設施分佈	向量(點)	南投縣
	14.河流	向量(線)	南投縣
B.地質	1.地質岩層圖	向量(面)	九份二山區域
	2.地質斷線圖	向量(線)	九份二山區域
C.交通系統	1.高速公路	向量(線)	全省
	2.省道	向量(線)	全省

	3.縣道	向量(線)	南投縣
	4.鐵路	向量(線)	全省
D.社經	1.行政界與人口	向量(面)	南投縣
E.監測點與水利設施	1.水庫	向量(點)	全省
	2.堤防	向量(線)	全省
	3.雨量站	向量(點)	全省
	4.水文流量站	向量(點)	全省
F.模式成果分析	已建立相關圖層		

(三)轉換程式建置成果

本年度工作完成者主要有三個部份，除了前節所述之草嶺潭與九份二山相關圖層已初步建置完成外，其二為由 ArcView 建置圖層轉換為 Sobek 程式或 Flac 程式輸入時所需資料之程式已撰寫完成，其三為由 Sobek 程式分析後其結果經批次轉檔後由 ArcView 界面作展示之程式亦已撰寫完成，對爾後進行分析工作而言均能有效減少輸入參數與界面轉換之時間，使分析者更快完成所交付工作。以下分別針對第二部份與第三部份之程式建置成果與在 GIS 界面詳細之操作步驟說明如下：

1、準備數據(ArcView 圖層) → 執行程式(Sobek 或 Flac 程式)：

對於由 ArcView 建置圖層轉換為 Sobek 程式或 Flac 程式輸入時所需資料之程式，意指在本計畫建置之 GIS 系統上直接指定河川縱斷面或橫斷面之位置，即可以利用系統已建置之草嶺潭與九份二山 DTM 資料與相關圖層，以及為本計畫所撰寫之 GEO_PROF 程式，自動產生縱橫斷面之里程與高程值，方便 Sobek 程式與 Flac 程式在輸入剖面參數時引用。

SOBEK 模式在進行個案模擬時，首先需設定相對應之地文資料與水文資料。地文資料一般都具備有空間屬性，如座標便是此類資料中最重要之屬性之一，其中記錄了該地文資料中某物徵於空間中與其他物徵之相對位置。以 SOBEK 進行淹水潛勢分析

時，須有分析位置之 DTM 資料與河川橫斷面資料。目前水利署已建立全台 DTM 資料，而河川橫斷面資料則可由 DTM 資料分析而得。

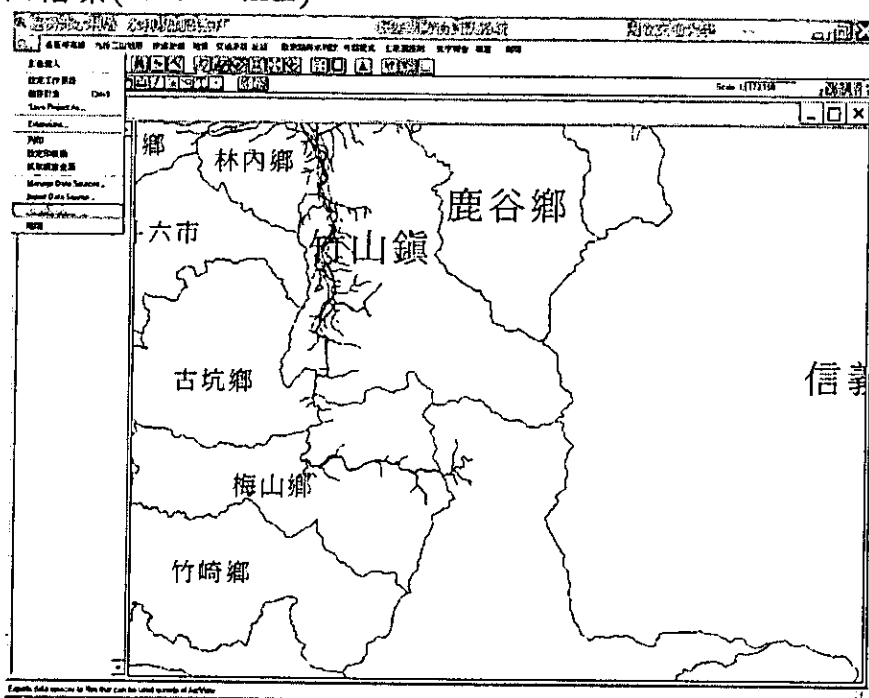
對於由 ArcView 中擷取河川資料與 DTM 資料，並經處理而得河川橫斷面資料而言，現已初步完成相關程式之撰寫。程式發展環境為微軟 Visual C++6.0，程式分析概念為先將所需找出的河流段圖層，並將該圖層檔案轉換為本研究所撰寫程式可讀取之格式，再利用本研究撰寫之 GEO_PROF 程式轉換為 SOBEK 分析時所需河流橫斷面之資料。

程式說明：

在開始執行 GEO_PROF.EXE 程式之前必須先準備断面線座標文字檔，包含 XYZ 座標值，將欲進行分析之断面所處位置的 DEM 匯出。

準備數據：

須先匯出該断面的 DEM 資料，由圖 5.1 由檔案/Export Data Source/(選擇 Binary Raster)/選擇所需匯出断面的 DEM 資料，將會出兩個檔案(*.flt、*.hdr)。



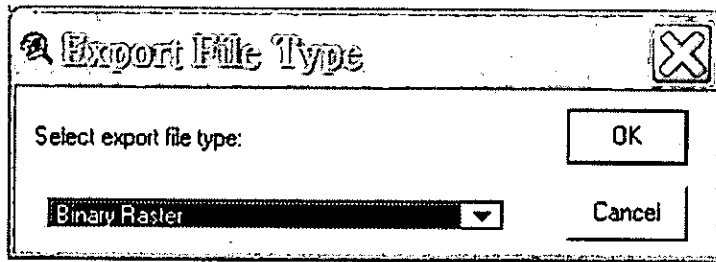


圖 5.1 於 GIS 界面匯出所需断面之 DEM

選擇断面：

將系統切換至 ArcView 系統內，首先需建立一個断面的 shp 檔，(於 View/new theme(選擇 line)如圖 5.2)此時已經建立個空的 shp 檔案，接下來利用 Draw line 建立断面線資料，於 Theme/Stop edit 將断面線資料儲存。如圖 5.3。

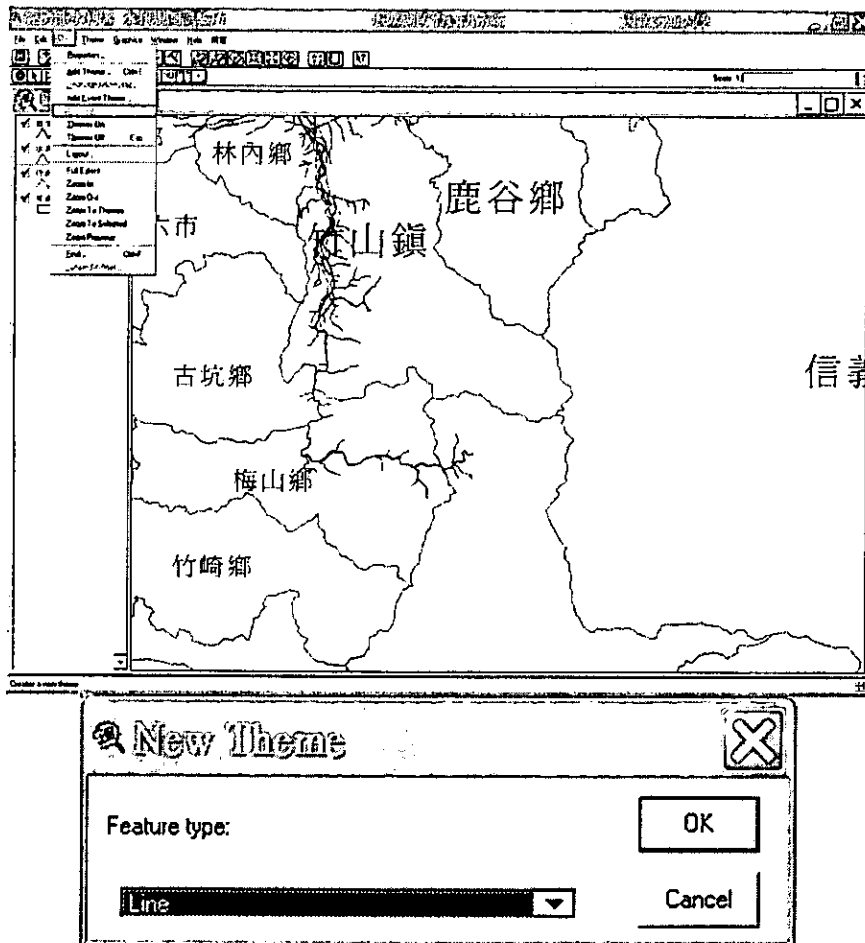


圖 5.2 建立一個断面的 shp 檔

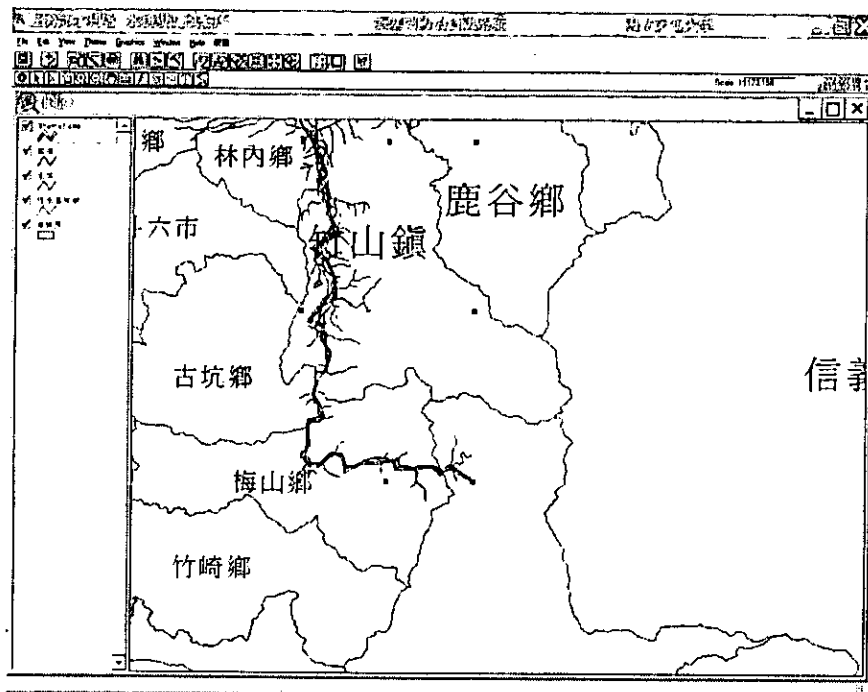


圖 5.3 選擇建立断面資料

轉換格式：

將上述的断面資料由 shp 檔轉成 Dxf 檔案利用 ESRI 內建之轉檔工具 SHAPE DXF Converter 轉換，其路徑必須為英文。執行 DXF2CON.EXE 將 DXF 轉成 ASCII 文字檔格式(*.CON)。

開始執行 GEO_PROF.EXE 程式：

目前已經將 GEO_PROF.EXE 程式掛於系統外部程式當中，其介面如圖 5.4 所示

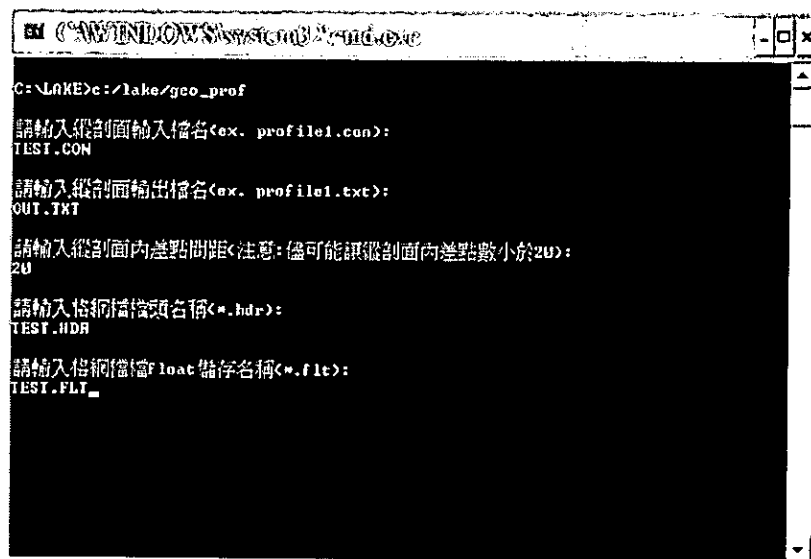


圖 5.4 執行 GEO_PROF.EXE 程式之介面

b、選擇 ASCII Raster 格式，按 OK，如圖 5.7。

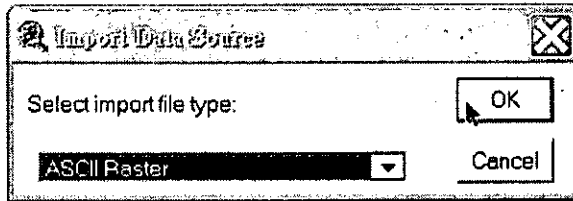


圖 5.7 匯入 SOBEK 執行檔案說明 b

c、點選欲開啟之 dm1d0040.asc，按 OK，如圖 5.8。

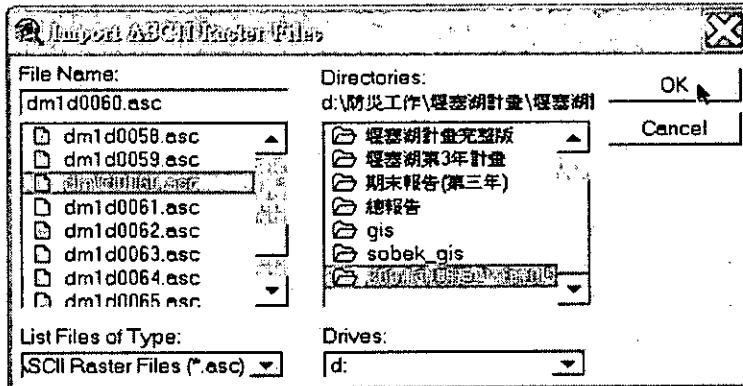


圖 5.8 匯入 SOBEK 執行檔案說明 c

d、輸入欲轉換為 GRID 檔案之名稱，並選擇儲存路徑，再按 OK(註:檔案名稱與路徑最好為英文)，如圖 5.9。

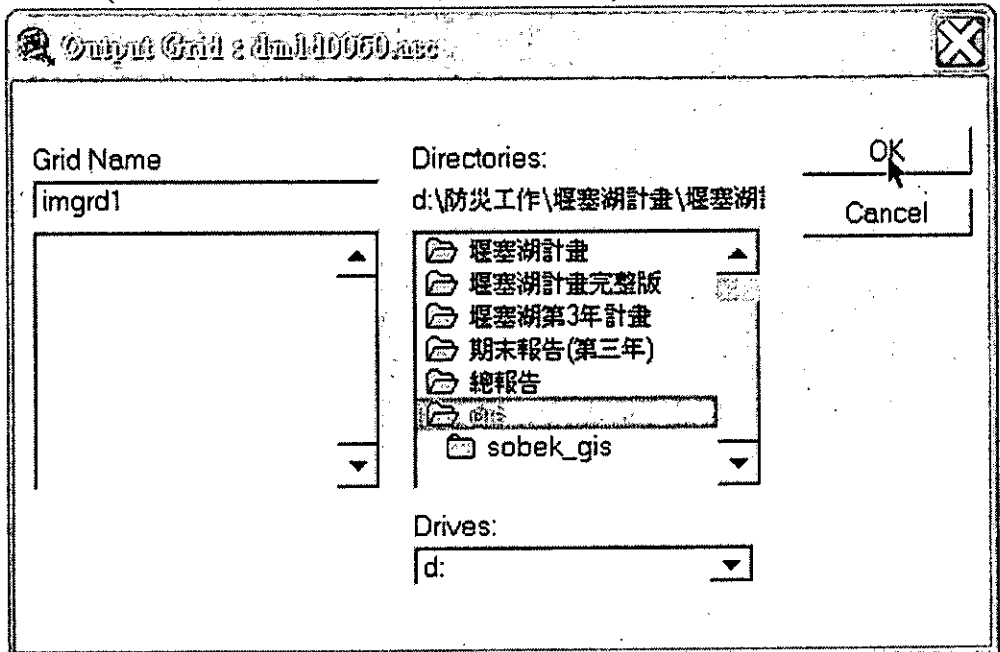


圖 5.9 匯入 SOBEK 執行檔案說明 d

e、是否儲存為整數格式之 GRID 檔，選擇 No，如圖 5.10。

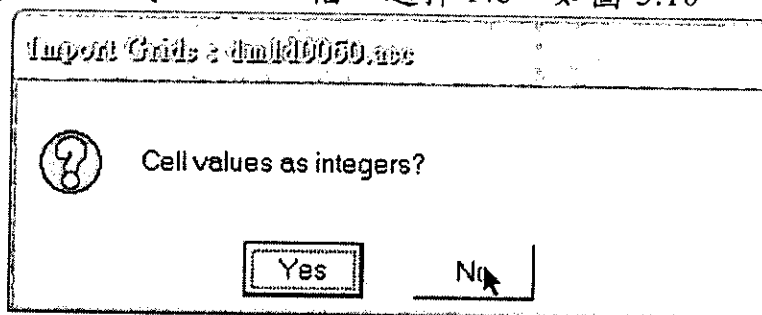


圖 5.10 匯入 SOBEK 執行檔案說明 e

f、加入現有之視窗，選 Yes，如圖 5.11。

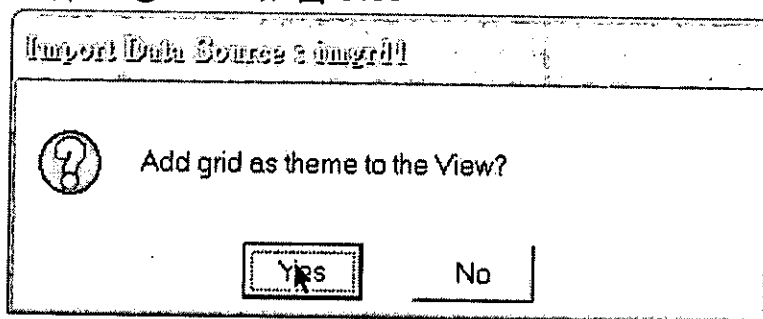


圖 5.11 匯入 SOBEK 執行檔案說明 f

g、將所得之結果調整顏色與淹水深度範圍，即可得如圖 4.1(c) 之圖。

2、SOBEK 程式執行後，另執行 SOBEK_GIS 程式，批次進行轉檔工作與統計最大淹水範圍與深度，再匯入 ArcView

SOBEK 執行後之成果檔中有關淹水深度之檔名假設為 DM1D0001.ASC ~ DM1D0080.ASC，現在欲進行轉檔工作與統計最大淹水範圍與深度，其作法為：

- a、選擇系統選單之外部程式之執行 SOBEK_GIS 程式。
- b、輸入 i.待轉換之 SOBEK 輸出檔案群之起始檔名 (ex.DM1D0001.ASC)
- c、輸入 ii.待轉換之 SOBEK 輸出檔案群之最終檔名 (ex.DM1D0080.ASC)
- d、輸入 iii.轉檔後檔案之檔頭名稱(ex. OUT)
- e、此時程式即自動處理轉檔與統計工作。所得之輸出結果有二種，一種為(a).檔頭名稱+與待轉換之 SOBEK 輸出檔名後四個數字+”.txt”，(ex: OUT0040.TXT)，其為 SOBEK 程式輸出檔案之轉檔，可由 ArcView 直接讀取之 table 檔案；另一種為(b).檔頭名稱 + “_TOTAL_DEPTH.TXT”，(ex:OUT_TOTAL_DEPTH.TXT)：分析檔案群之最大淹水深度檔案。
- f、轉檔後之格式如下：

X	Y	Z	
212545.00		2632720.00	1.86
212585.00		2632720.00	1.57
212625.00		2632720.00	1.29
212665.00		2632720.00	0.96
212705.00		2632720.00	0.43
212745.00		2632720.00	0.00
212785.00		2632720.00	0.00
212825.00		2632720.00	0.00
212865.00		2632720.00	0.00

- g、將檔案匯入 ArcView。以 OUT_TOTAL_DEPTH.TXT 為例。如下圖，首先點選 Tables，再按下 Add 鈕，如圖 5.12。

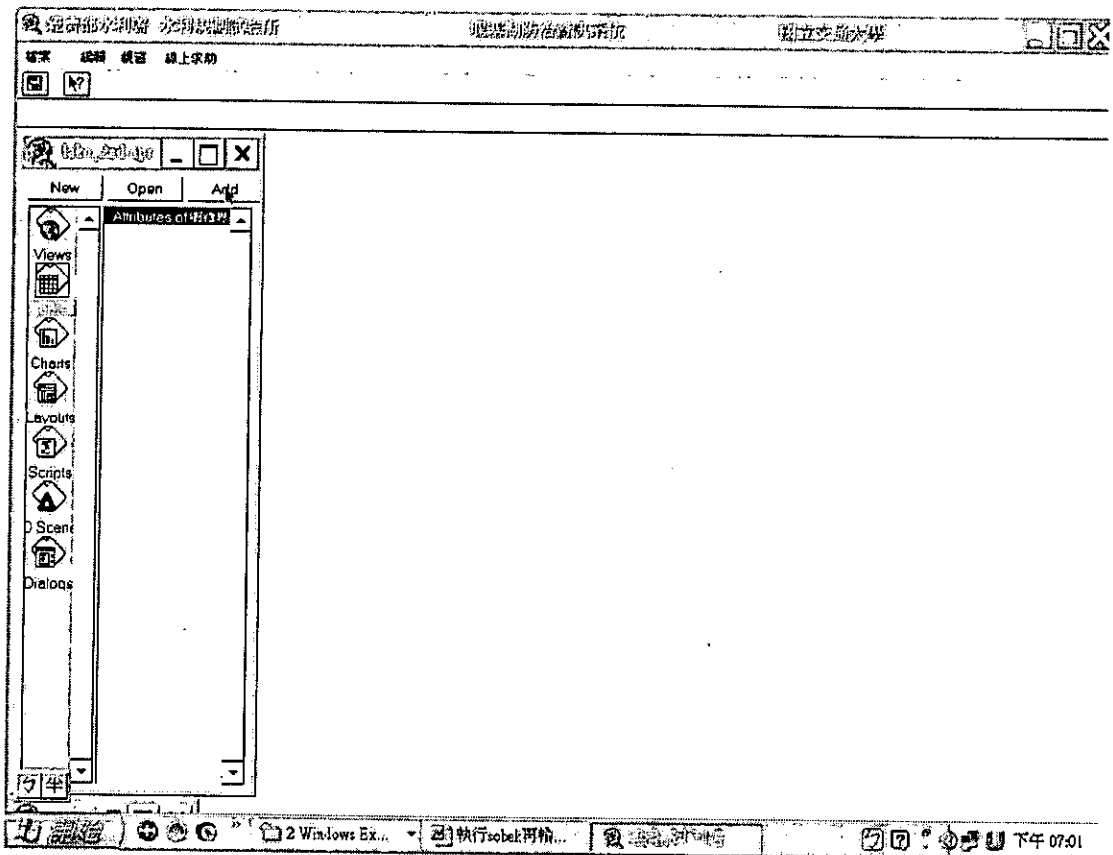


圖 5.12 匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 g

h、在 List Files of Type:選*.txt，選擇適當檔案路徑，並點選 out_total_depth.txt，再按下 OK，如圖 5.13

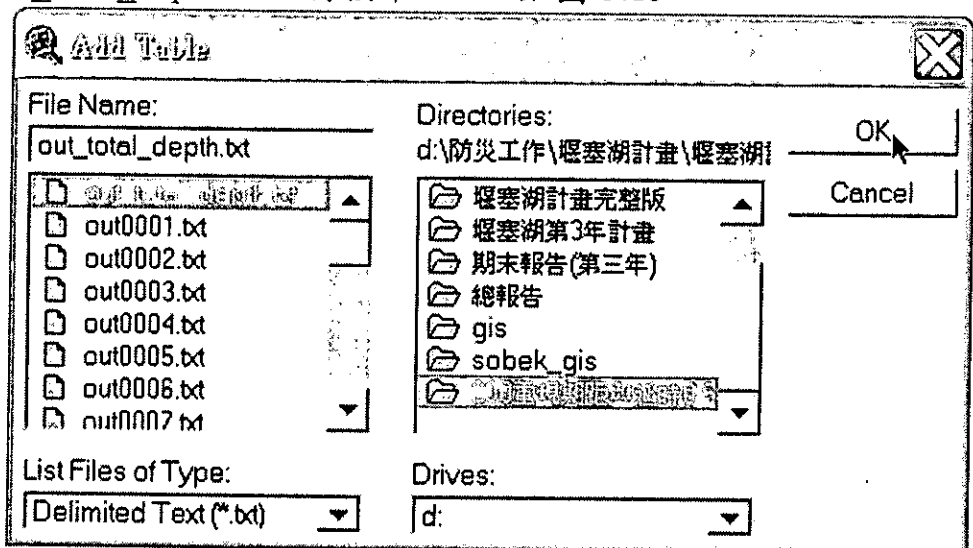


圖 5.13 匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 h

i、出現以下畫面。

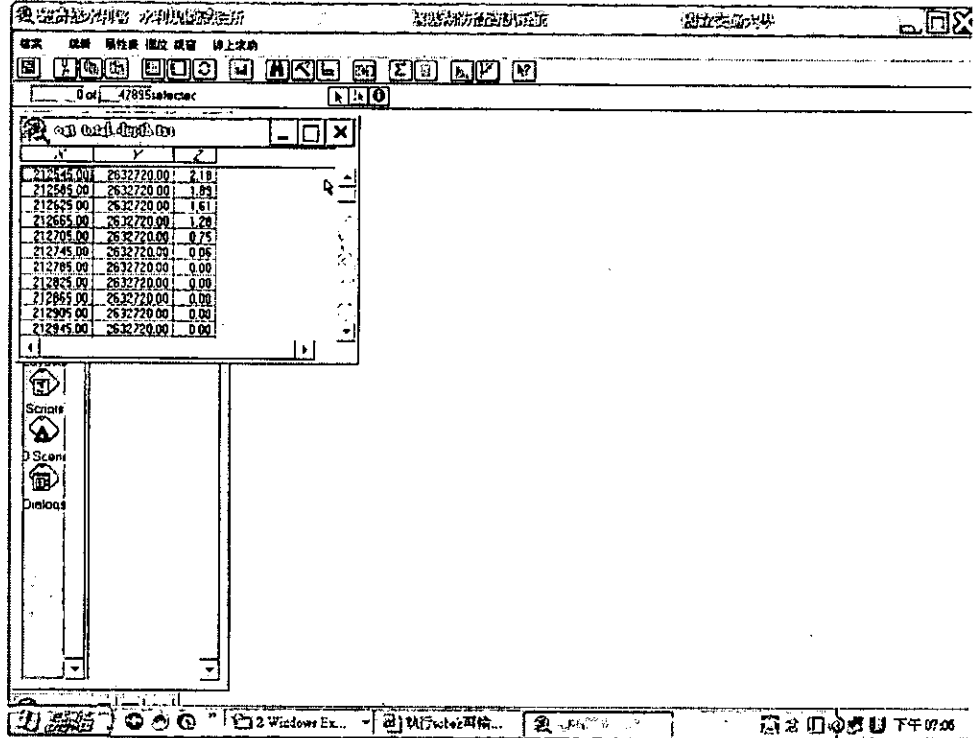


圖 5.14 匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 i

j、切換回主視窗，再選擇視窗 -> 切換原 ArcView 系統，如

圖 5.15

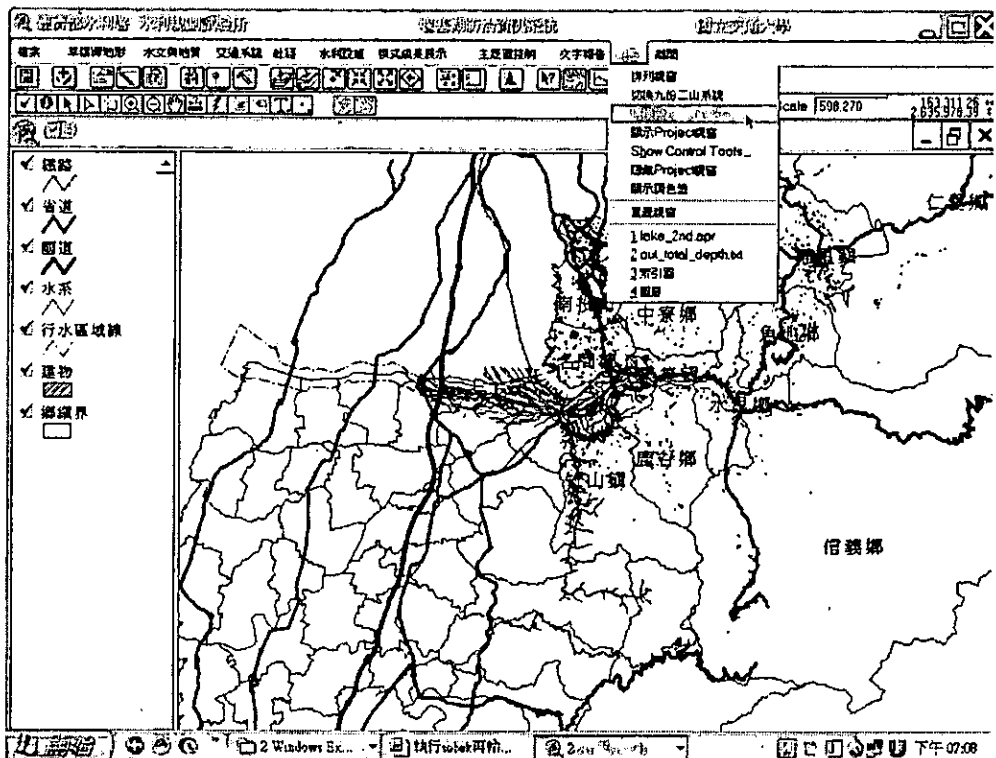


圖 5.15 匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 j

k、選擇 View -> Add Event Theme，如圖 5.16。

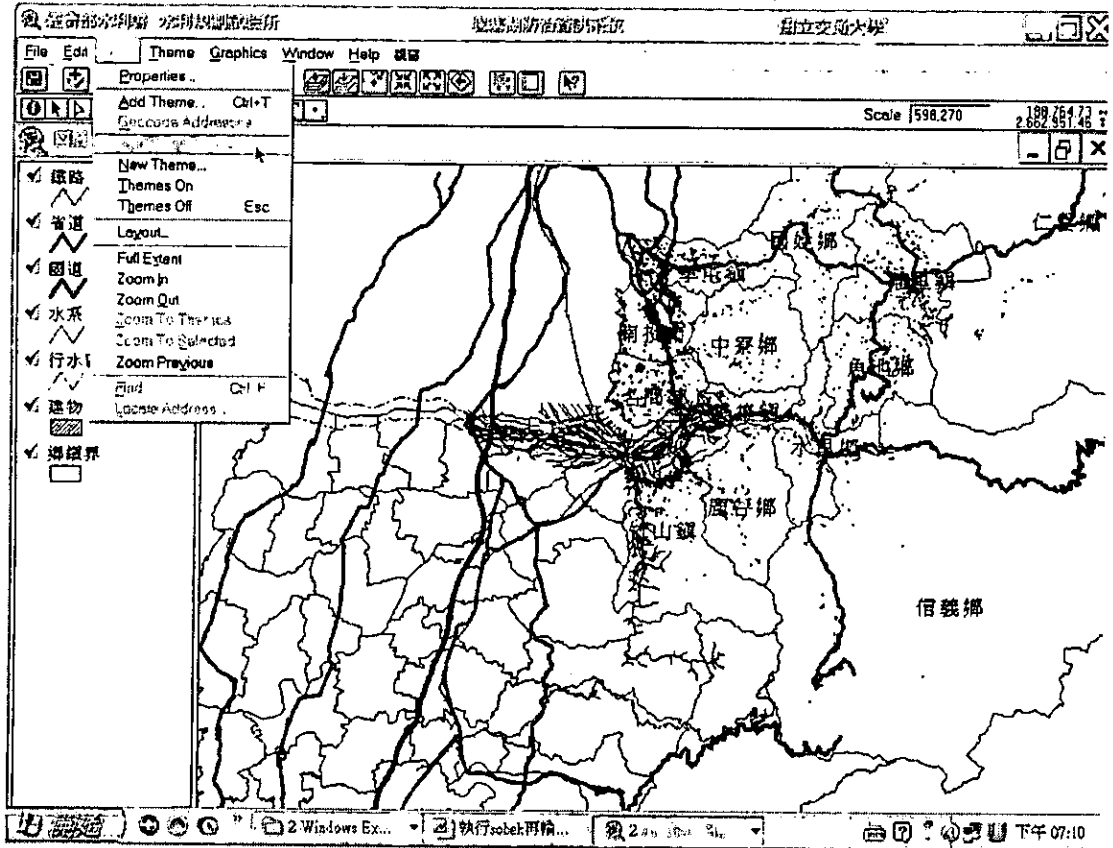


圖 5.16 匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 k

l、Table：選擇 out_total_depth.txt，xfield:選 X，yfield:選 Y，如圖 5.17。

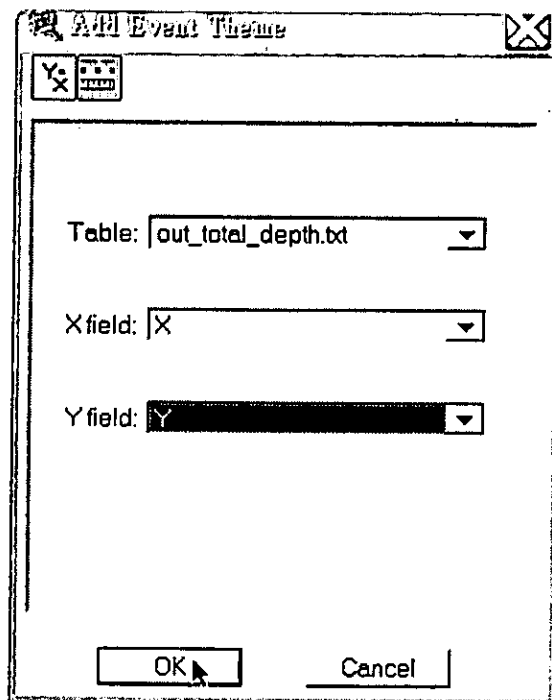


圖 5.17 匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 l

m、以滑鼠右鍵雙擊 out_total_depth.txt 圖層，如圖 5.18。

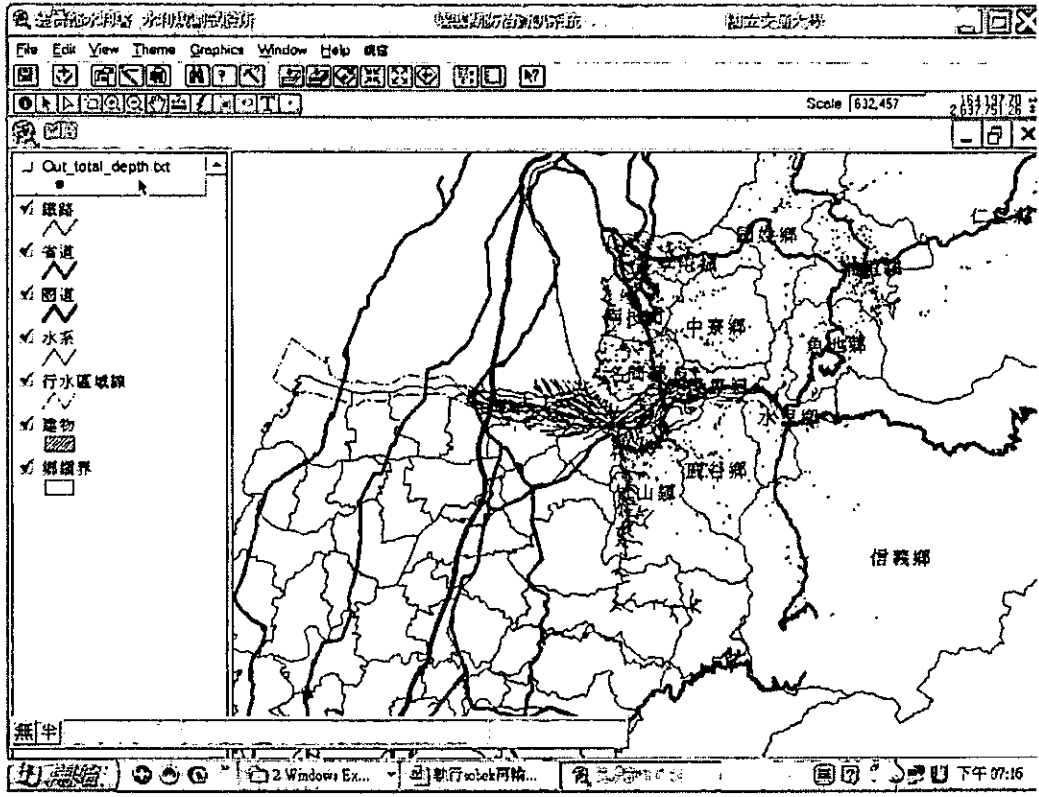


圖 5.18 匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 m

n、Legend Type 選 Graduated Color，classification Field 選 Z，Color Ramps 選 Blue monochromatic，按下 Apply，再關閉本視窗，如圖 5.19。

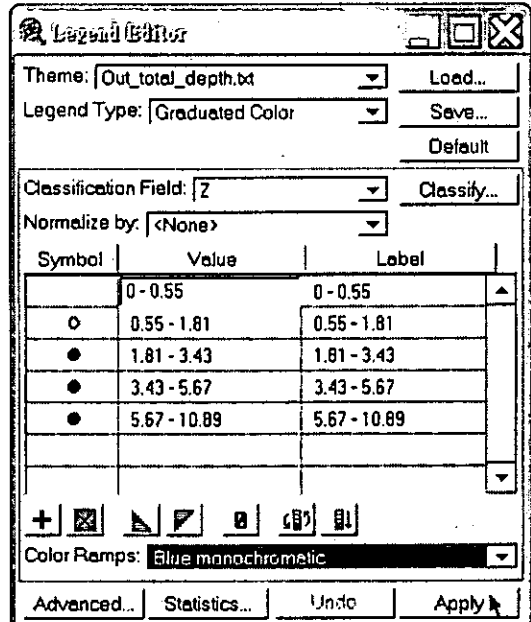


圖 5.19 匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 n

o、將 Out_total_depth.txt 圖層勾選，即可得圖 5.20 之淹水範圍與深度，整理圖面並將檔案轉為 GRID 檔案即可得如圖 4.1(e) 與圖 4.2 之圖形。

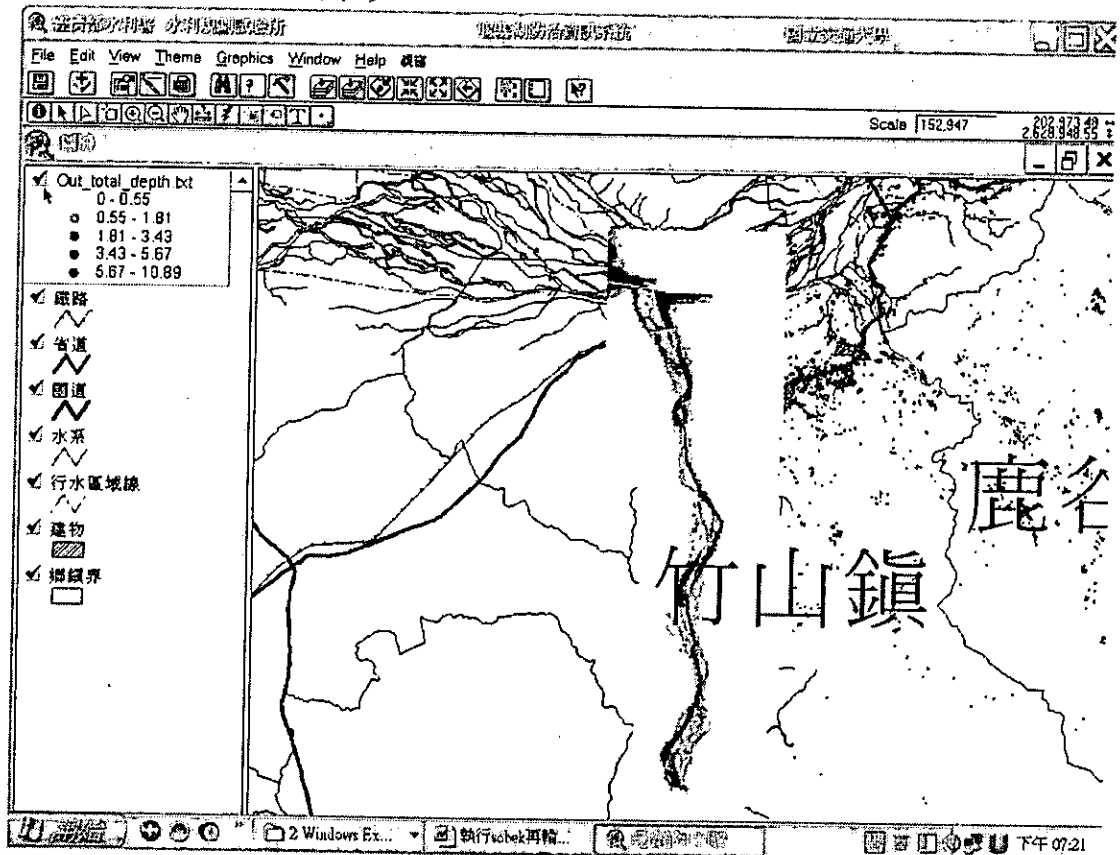


圖 5.20 匯入 SOBEK_GIS 執行後檔案說明 o

二、技術轉移與教育訓練

技術轉移與教育訓練分成兩部份說明，一為針對「堰塞湖防災作業手冊」內容，對於堰塞湖災害防救災相關一線單位予以說明與闡釋作業內容，讓相關單位都能了解在堰塞湖形成後作業順序之流程及相關應注意或評估之事項。另一為針對 GIS 介面使用與數值模擬等較具技術性之工作，對於實際有需要操作之主管單位人員進行示範與講解，以利堰塞湖發生後能迅速進行模擬分析，決定防救災區域與方針。

(一)課程大綱

茲將所有課程之課程大綱說明如下：

1、「堰塞湖防災作業手冊」教育訓練

基於本研究第一、二年及本年度(第三年)成果，對於堰塞湖處理作業流程以及調查、分析評估、監視監測系統、工程處理方法等均整理於堰塞湖防災作業手冊中。本教育訓練課程主要說明作業流程與各階段應有之作為，同時簡介作業內容等。課程內容如下：

- (1)作業流程介紹：解釋堰塞湖處理作業流程。
- (2)堰塞湖特性：基本特性、破壞機制、時間、形成預測可能等。
- (3)初步調查：基本資料蒐集、現場勘查、相關資料彙整。
- (4)快速評估與研判危害度等級：天然壩壩體穩定性初估、壽命預測、可能影響範圍、快速研判危害度等級。
- (5)緊急處理措施決定與施作：警戒區域劃定、通報時機作為與系統、緊急工程措施。
- (6)詳細調查與監測系統規劃施設：現地或航空測量、地質調查、水文水理調查、監測系統規劃施設。
- (7)詳細分析與評估：以講解詳細分析與評估之大綱為主，而基礎理論與實作說明等教育訓練將另於水理、輸砂模式教學課程中之說明另行實施。
- (8)檢討緊急處理措施與防災工程規劃設計施工。
- (9)長期監測、監測資料分析與預警。

2、地理資訊系統與數值模式教育訓練

對於地理資訊系統與地工、水理數值模式等較具技術性工作之教育訓練採用方式包括：教材說明、電腦展示、動手練習及問題解答等型式完成。對於地理資訊系統而言，教育訓練分為二個主題進行：1.GIS 概念與 ArcView 介紹；2.範例系統操作。GIS 概念介紹系統架構、軟硬體資訊環境、空間資料與屬性資料特性、GIS 應用探討，同時介紹範例系統的操作並應用 ArcExplorer 獨立應用案例練習。對於地工分析而言，主要係介紹 PCSTABL 與 FLAC 程式，並分為三個主題進行：各程式概念、分析流程、案例實作等。對於水理、輸砂模式之教育訓練，包括 FLDWAV 模式、BREACH 模式、SOBEK 模式及 GSTARS 模式，並分為三個主題進行：1.各模式基礎理論；2.各模式輸入及分析結果範例說明；3.各模式演算操作。以下將教育訓練課程內容簡介如下：

(1)GIS 概念與 ArcView 介紹

- a、資料展示：圖層視窗介紹、圖層觀念、圖例設定、標註功能。
- b、資料查詢：學習查詢與檢索工具、由空間查詢與檢索、統計計算、尋找功能、量測功能。
- c、空間資料處理：空間資料介紹、空間資料與屬性資料結合、資料格式、詮釋資料。
- d、屬性資料處理：屬性資料結構、資料型式、屬性資料的維護、製圖與報表製作。

(2)GIS 範例系統操作

- a、範例系統簡介。
- b、應用 ArcExplorer 案例說明：ArcExplorer 為一免費之軟體，其操作介面、展示環境、及指令使用與 ArcView 非常近似，在 ArcView 版權數量有限前提下，使用 ArcExplorer 可協助使用者明瞭 GIS 如何運作及其用途，並提前熟悉 ArcView 之環境。

c、操作實習。

(3)地工程式操作

a、程式基礎理論：PCSTABL 程式、FLAC 程式。

b、程式流程、分析參數與分析結果範例說明：草嶺潭實際案例輸入格式及輸出結果說明。九份二山案例輸入格式及輸出結果說明。

c、各程式演算操作：範例演算操作、學員操作實習。

(4)水理、輸砂模式操作

a、模式基礎理論：FLDWAV 模式、BREACH 模式、SOBEK 模式與 GSTARS 模式。

b、各模式輸入及分析結果範例說明：草嶺潭實際案例輸入格式及輸出結果說明。九份二山案例輸入格式及輸出結果說明。

c、各模式演算操作：範例演算操作、學員操作實習。

(二)課程時程安排

配合水利規劃試驗所之時程，有關水文、水理之教育訓練於 9 月 10 日舉行，並由本研究中心葉克家教授及博碩士班學生主講相關課程。課程時間、內容與主講人如表 5-1。

有關 GIS 系統之教育訓練於 9 月 15 日上午舉行，由史天元教授與碩士班學生主講相關課程。課程時間、內容與主講人如表 5-2。

有關地工程式之教育訓練於 9 月 15 日下午舉行，由潘以文教授主講相關課程。課程時間、內容與主講人如表 5-2。

有關堰塞湖防災作業手冊教育訓練於 10 月 8 日舉行，由水利署水源組陳俊宗副組長、廖志中教授、董家鈞助理教授、林志平副教授主講相關課程。課程時間、內容與主講人如表 5-3。

表 5-1 水文、水理模式教育訓練時程安排

教育項目：堰塞湖分析相關水文、水理模式使用說明

參與對象：水利規劃試驗所成員

時間：9月10日（五） 地點：水利規劃試驗所會議室

課程時間	課程內容	主講人
0900~1030	模式參數研選與基礎理論： FLDWAV、BREACH、SOBEK、 GSTARS 等模式	葉克家
1050~1120	FLDWAV 模式案例說明	楊昇學
1130~1200	BREACH 模式案例說明	楊昇學
中午休息		
1330~1400	SOBEK 模式案例說明	楊昇學
1410~1440	GSTARS 模式案例說明	廖士偉
1500~1700	綜合討論與上機實作	葉老師與其他主講人

表 5-2 GIS 系統與地工程式教育訓練時程安排

教育項目：GIS 系統與地工程式使用說明

參與對象：水利規劃試驗所成員

時間：9 月 15 日（三） 地點：水利規劃試驗所會議室

課程時間	課程內容	主講人
0900~0940	GIS 概念與 ArcView 介紹	史天元
0950~1020	GIS 建置成果展示	史天元
1030~1200	綜合討論與上機實作	史天元 魏世欽
中午休息		
1330~1400	地工常用之穩定分析程式簡介	潘以文
1410~1510	PCSTABL 與 FLAC 程式原理與案例說明	潘以文
1530~1700	綜合討論與上機實作	潘以文 徐志謙

表 5-3 堰塞湖防災作業手冊教育訓練時程安排

教育項目：堰塞湖防災作業手冊

參與對象：水利署水利規劃試驗所與河川局等

時間：10月8日(五) 地點：水利規劃試驗所會議室

課程時間	課程內容	主講人
10:20~10:30	開幕致詞	水利規劃試驗所所長 謝勝彥 國立交通大學土木系 廖志中
10:30~12:00	草嶺潭堰塞湖形成後之決策考量 與作業內容	水利署水源組副組長 陳俊宗
12:00~13:30	中午休息	
13:30~14:30	堰塞湖防災作業手冊導論	國立中央大學應用地 質研究所 董家鈞
14:30~14:45	休息	
14:45~15:45	堰塞湖調查與監測	國立交通大學土木系 林志平
15:45~16:15	綜合討論	廖志中與 其他主講人

(三)上課照片

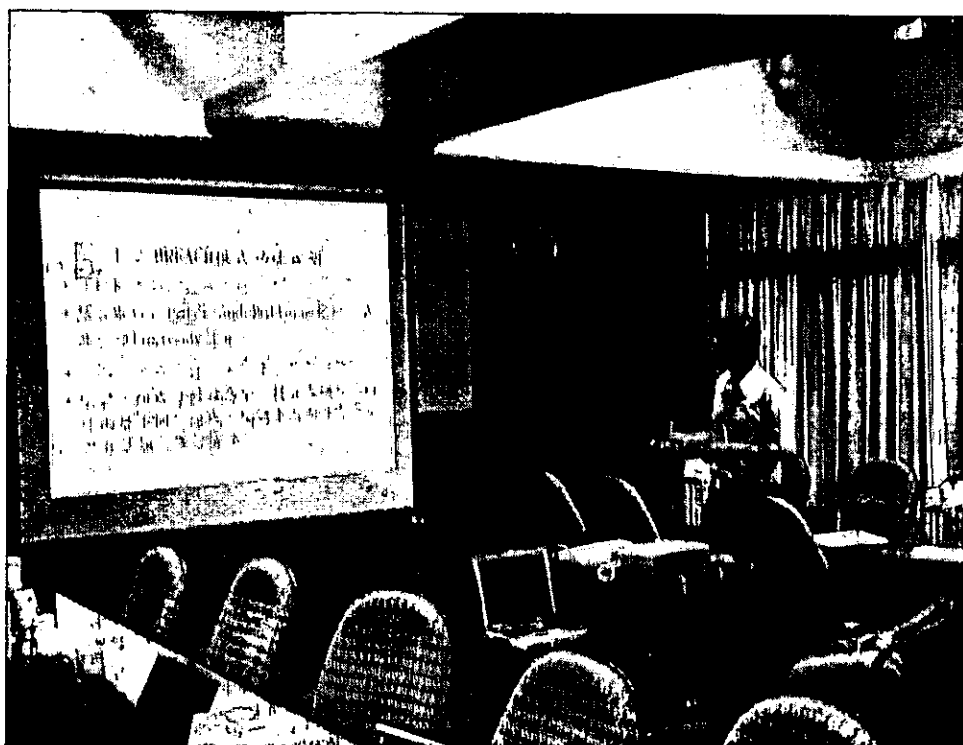


圖 5.21 本研究中心葉克家教授講課情形



圖 5.22 參與學員們上課情形

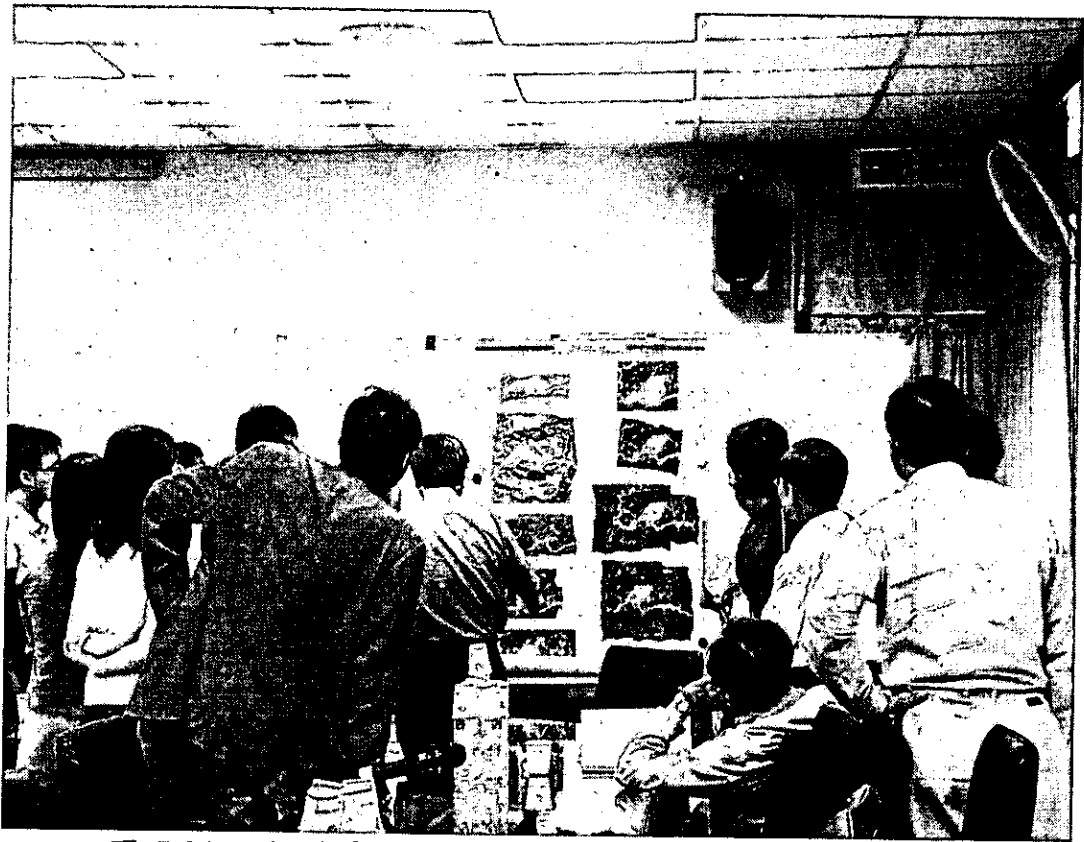


圖 5.23 水利署水源組陳俊宗副組長課後與學員討論

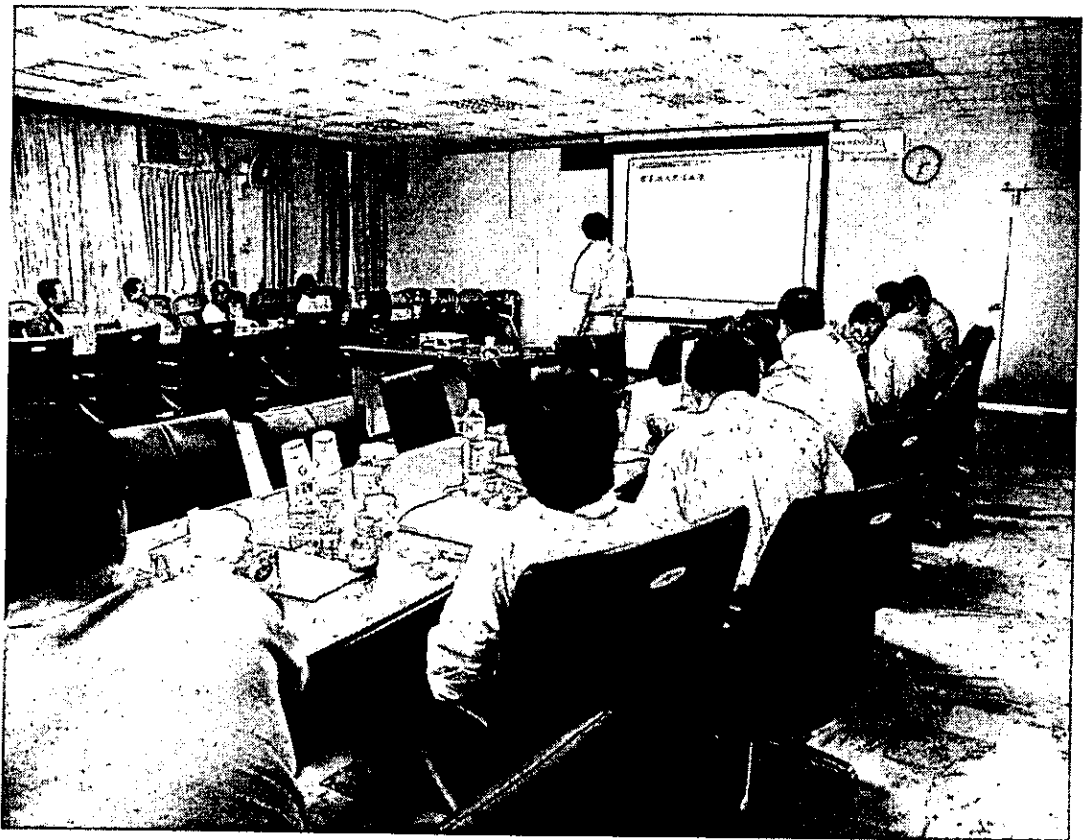


圖 5.24 本研究中心林志平副教授講課情形

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，“烏溪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，“濁水溪流域聯合整治規劃”，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 林思添)
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,“集集地震前後濁水溪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, Dmevich, 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

附錄一

報告審查意見研辦與說明

期末報告書審查意見	改進情形
成功大學資源工程學系 李主任振誥	
1、本計畫對堰塞湖之構造與內容手冊均有提到，本計畫已對所有內容對策均有提到，應是滿足本計畫內容，有價值。可指導本計畫所引致災害之處理方式，甚佳之計畫。	謝謝指導。
2、本計畫從堰塞湖之成因、災害到防治策略均有重要防治對策之提列。	謝謝指導。
3、未來如何對台灣堰塞湖所引致災害之防治與策略落實方式與策略方式須再加強，並以案例說明，目前以草嶺為案例，然如何加強監測，須再說明。	以草嶺潭堰塞湖為例，其監測原則茲說明如下：草嶺堰塞湖其殘坡山頭約 24 萬立方公尺因張力裂縫而有再崩塌之可能，但無法預知其崩落時間，若冒然設置大量之監測系統與長期觀測，將造成資源不必要的浪費。如能少量及短期監測並妥為評估其影響性，劃設其影響之危險範圍，相信仍能將土方滑動時之災害降至最低。
4、如何確定草嶺與九份二山之輸入參數與模擬參數之精確度，請參考。	對於參數之選擇原則上採用實測值或試驗值，並利用模擬之結果驗證參數之精確度。若無實測值，則採合理且保守之假設來進行模擬。
5、對於目前存在之程式與軟件，對堰塞湖所分析之結果，應差異不大。目前本計畫重點，在於如何應用本計畫作業手冊對策於實務上之應用。建議本計畫應朝實務層面進行，因為法規與實務有所差異。	謝謝建議，作業手冊內容已朝實務層面作修正，對於堰塞湖形成後之行政作業與技術作業程序與內容均有詳細說明。
6、對於乾早期之堰塞湖所引致之補注或優劣效應應再增加說明。	乾早期之堰塞湖相對於汛期之堰塞湖，其危害程度相對不高。
7、目前案例以清水溪為案例來說明，如何以此對台灣堰塞湖防災之案例提供個別不同之對策與手冊。	本手冊編製的目的，在於萬一堰塞湖在某處形成後，如何應用本手冊所提出之程序與相關表格迅速進行調查、分析與評估，區分其危害度等級，並研判是否有需要進行處置。若需處置，其處置之內容如何，工作重點如何。相關手冊內容已檢討過去草嶺潭與九份二山堰塞湖案例發生時相關單位所採取之應變對策內容，綜合整理歸納，嘗試提出標準之堰塞湖防災作業內容，提供給爾後相關單位酌參。

期末報告書審查意見	改進情形
8、建議若本計畫須達應用與務實面，須再度對本計畫之案例提供個別不同之對策與手冊。	謝謝建議。
9、建議若本計畫須達應用與務實面，須再度對本計畫之案例提供個別不同之對策與手冊。對本計畫之落實（含教育訓練與落實系統）之告知與宣傳，並同時業務計畫應合適於水利法之計畫之內。	謝謝建議。
台北科技大學土木系 李教授三畏	
1、本年度成果（含前二年成果彙整）良好，可用性高。	謝謝指導。
2、期末報告摘要撰寫程序建議為：一、工作成果；二、草嶺、九份二山案例分析（及驗證）；三、結論與建議等。	摘要部份將依據本年度(93)之合約項目分列研究成果。
3、手冊 P.15，技術作業增加一「流程圖」。P.18，1.遙測影像取得(1)衛星影像部份請增加華衛二號之資訊。P.22，1.第六行：…多少於 1 天，後增加「堆置土質顆粒細時，崩坍時間可能稍延後。」	相關文字遵照指示修正。
中興大學水土保持系 游教授繁結	
<p>1、期末成果報告：</p> <p>(1) P.12，圖 1.5 之縱座標宜加註“單位”。</p> <p>(2) P.22，布倫因 (Brune) 砂曲線修正為“布倫 (Brune) 因砂曲線”。</p> <p>(3) 草嶺潭模擬案例應是以 88 年地震後之狀態模擬，唯 p.34 第一段開頭以“目前崩坍土體…”敘述，恐會被誤認為係現在之狀況，宜修正為“當時…”。</p> <p>(4) 晴天潰壩模擬，其流量與壩距增加而減少，應可理解，但伴隨颱風最大流量之狀況下，其愈下游之流量愈小，何以有此情形？</p> <p>(5) P.245，避災疏散方式建議增加一點，即“所有避災疏散工作應在天黑以前完成”，讓指揮官能儘早研判下達命令，並減少夜間疏散之困難度與危險性。</p>	<p>(1) 圖 1.5 縱座標無單位。</p> <p>(2) 遵照修正。</p> <p>(3) 遵照修正</p> <p>(4) 潰壩波在下游傳遞時，由於河道具有貯蓄效應，無論晴天或上游颱風，均會有洪峰衰減之現象。</p> <p>(5) 已加入相關建議</p>

期末報告書審查意見	改進情形
<p>2、堰塞湖防災作業手冊</p> <p>(1)P.8, 堰塞湖形成位置與時機在目前預測之可能性並不太高, 且此等預測亦無實質意義, 因此建議此部份是否改為堰塞湖形成之可能致災規模判定, 內容可包括壩體土方、堰塞湖面積、水量、水深等因子, 以利後續防災工作之進入 (即表 B-4 之延伸)。</p> <p>(2)P.24, 圖 3.1.4 縱座標加註單位。</p> <p>(3)表 B-4 之中度分級條件仍應條列出條件為宜。</p> <p>(4)預警、疏散等應建立標準作業程序, 以確立權責。</p>	<p>(1)已將手冊中有關堰塞湖形成前減災與準備之內容自手冊中移除, 僅保留堰塞湖形成前採行措施至緒論中。</p> <p>(2)該圖縱座標無因次。</p> <p>(3)考量該表之易讀性與了解性, 建議仍維持原分級條件為宜。</p> <p>(4)相關內容手冊中已有考量。</p>
<p>3、總報告</p> <p>參閱上述建議</p>	<p>謝謝建議。</p>
<p>中興大學土木系 林教授炳森</p>	
<p>1、總報告</p> <p>(1)P.3-7, 表 3-3 堰塞湖外在誘因僅列地震規模與降雨強度, 似乎過於簡化問題。</p> <p>(2)P.2-3, 圖 2.2 應說明參考資料來源。</p>	<p>(1)現階段資料僅有地震規模與降雨強度較為完備, 故整理於該表中供參考。</p> <p>(2)該圖為本研究所提出, 而非參考自其他文獻, 故不列出資料來源。</p>
<p>2、期末成果報告</p> <p>(1)P.91 草嶺堰塞湖最高流量、最高水位與洪峰流量均採 200 年與 P.105 九份二山、堰塞湖之最高流量、最高水位與洪峰流量均採 50 年, 為何不一致? 請說明。</p>	<p>九份二山採用 50 年頻率洪水為入流量, 係參考『九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫』之規劃資料。</p>
<p>經濟部水利署水利規劃試驗所大地工程試驗課 廖課長培明</p>	
<p>1、期末成果報告(初稿)應改為第三年研究成果報告。</p>	<p>遵照修正。</p>
<p>2、第三年成果報告中之摘要應與總報告摘要不同, 且第三年研究成果報告之摘要應針對案例分析結果多加描述。</p>	<p>遵照修正。</p>
<p>3、期中報告所提意見曾提及整備與準備應不相同, 整備內含整治或治理之意, 請再斟酌相關用詞。</p>	<p>已將“整備”均修改為“準備”。</p>
<p>4、摘要以及結論與建議內容太長, 請再精簡, 另建議中若干內容請置入結論中。</p>	<p>遵照修正。</p>

期末報告書審查意見	改進情形
<p>5、防災作業手冊目錄按章節排序，不須另列第一篇、第二篇與第三篇。另手冊中黃色底色之相關頁次為本手冊重點，應置於手冊之最前面。</p>	<p>手冊內容已遵照修正。</p>
<p>經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 吳副研究員文賢</p>	
<p>1、期末成果報告</p> <p>(1) P.5，天然壩幾何形狀分類，所根據的理由能否再敘明清楚。</p> <p>(2) P.6，堰塞湖之危害及分類，是參考何處資料，請敘明。</p> <p>(3) P.13，「未來將持續蒐集整理相關之案例，並於第三年之研究計畫中提出……」建議刪除。因為本年度並未有蒐集到相關案例，並提出更具代表性迴歸分析結果。</p> <p>(4) 「一“維”大量土石……」，請將“維”字更正為“為”。</p> <p>(5) P.23，「此一實測游積量較表 2-8 之推估值為小……」，表 2-8 是否有誤？請檢查。</p> <p>(6) P.37、P.54 中，「依據堰塞湖防災作業手冊圖 3.1……」此段文字說明不恰當，建議修改。</p> <p>(7) P.37 表 2-2 中，滲透係數 0.01 m/sec，但前面文章內容指出草嶺潭現場滲透試驗值為 10^{-3} cm/s，請複核此數據。</p> <p>(8) P.55 表 2-4，滲透係數數據請複核（是否為單位的關係）。</p> <p>(9) P.57 表 2-5，土壤強度及張力強度的數據，請複核（是否為單位的關係）。</p> <p>(10) P.185，「其工作項目考量如下表：」，請改為「其工作項目考量如表 3-1」。</p> <p>(11) P.191，「整理結果見表 5-3。表 5-3 中建置……」，「表 5-3」修正為「表 3-3」。</p> <p>(12) P.199，「採取試驗如：波速及地電阻……」是否能指明何種試驗法？</p> <p>(13) P.204，「填土區為砂土或礫石……」，字體請改為標楷體。</p> <p>(14) P.207，「堰塞湖形成包含堰塞湖形成</p>	<p>(1) 分類的依據為利用堰塞湖案例統計之方式依其分佈形狀與區間來進行分類</p> <p>(2) 分類之依據主要係以本計畫第一年研究中所提出之堰塞湖規模分類基準再加上考慮保全對象之有無進行分類。</p> <p>(3) 已刪除相關字眼。</p> <p>(4) 已更正。</p> <p>(5) 已更正為表 1-5。</p> <p>(6) 修正為「依據本計畫統計摩擦角分佈所得結果」。</p> <p>(7) 本分析採用滲透係數 0.01 m/sec 係依據委員要求，以較保守之方式來分析崩塌土體在較大之滲透係數下，嘗試了解壩體之穩定性。</p> <p>(8) 九份二山案例中滲透係數係依據林拙郎(2003)試驗結果，已更正單位。</p> <p>(9) 土壤黏性強度 c 已修正其單位為 kPa，而張力強度數據經檢核無誤，主要是讓天然壩在破壞時之破壞型式為剪力破壞所控制。</p> <p>(10) 遵照修正。</p> <p>(11) 遵照修正。</p> <p>(12) 波速係指能以地球物理探測之方式得到其地層剪力波速之方法，而地電阻亦為地球物理探測方法之一。各方法之說明詳見總報告第五章最後之參考 5-1~參考 5-4。</p> <p>(13) 遵照修正。</p> <p>(14) 已修改。</p> <p>(15) 遵照修正。</p> <p>(16) 該段文字為水災災害防救業務計畫第二編第四章之內容，考量其與堰塞湖防災特性之差異，已移除該段文字。</p> <p>(17) 遵照修正。</p>

期末報告書審查意見	改進情形
<p>區域與時機，詳細內容得參考第參章」，此類文字意思不明，建議修改。</p> <p>(15) P.244，最後一行文字「相互結合」，請加句號。</p> <p>(16) P.247 與 P.249，「1.工程防洪措施功能之極限…」這幾個文字內容跟上段內容有點無法銜接，是否為文章編排的問題？建議修正。</p> <p>(17) P.253，「合宜之救決策支援」，修改為「合宜之救災決策支援」。</p> <p>(18) P.255 及 P.266 中，模式成果分析尚未建立圖層，此列文字建議不列入。</p>	<p>(18)不妥文字已刪除。</p>
<p>2、總報告。</p> <p>(1) P.2-16，「體積 2608 萬 m³，水面面積 840 萬 m² 等」，請修正單位格式，並檢查其他地方是否有相同情況。</p> <p>(2) P.3-5 表 3-2 中，Ib 代表何意義？請註明。並註明上表中的指標意在何處有所說明。</p> <p>(3) P.4-1，「並參考其國家十之處理…」，請修改為「並參考其國家之處理…」。</p> <p>(4) P.5-18，「填土區為砂土或礫石…」，字體請改為標楷體。</p> <p>(5) P.6-4，「仍應小心謹慎，。」，請將逗號刪除。</p> <p>(6) P.9-1 表 9-1，請複核滲透係數的數據及單位。此外單位使用能一致，不要一下子 C.G.S.制、M.K.S.制或 SI 制。</p>	<p>(1)已遵照修正。</p> <p>(2)已將未提及之指標均移除。</p> <p>(3)已遵照修正。</p> <p>(4)已遵照修正。</p> <p>(5)已遵照修正。</p> <p>(6)表 9-1 之滲透係數係依照委員要求，給定一較高之滲透係數，以保守考量該參數對分析結果之影響。</p>
<p>3、防災作業手冊：</p> <p>(1) 各圖表上的編號，請重新編號。</p> <p>(2) 建議手冊中的文字敘述可否再精簡，告知一些觀念、如何使用圖表、公式及其應注意事項、原則，且以條列式敘明，因為詳細敘述在各年度報告書中都有敘述。</p>	<p>(1)已重新編號。</p> <p>(2)謝謝建議，已修正部份內容。</p>

期中報告書審查意見	改進情形
成功大學資源工程學系 李教授振誥	
1、請參考本次敏督利颱風之水理水文情況，作一次真正落實草嶺之防災作業案例敏感性分析，並加以檢討，以利未來使用。	遵照辦理，利用 93 年 7/2-7/4 敏督利颱風進行水理、輸砂模式之研究，相關說明及結果詳如第二章第二、三、四小節。
2、P.137 中，非平衡輸砂參數 α 對模擬影響很大，請對台灣主要有可能引致堰塞湖河川於洪水時期之 α 變化進行判釋，並加以歸類。	在淤積或清水沖刷情況之非平衡輸砂參數 α ，對於結果影響很大，通常應用在水庫淤積及水庫洩洪清水流沖刷之模擬。下游河道之沖淤模擬並不須考慮非平衡輸砂參數，故重新模擬，其結果如內文所述。
3、防災作業手冊中，對於預警作業流程與發佈流程請再加詳細說明，特別行政流程方面加強，同時配合技術流程加以描述，手冊應朝簡化易懂方式為之。	謝謝建議，已加強相關內容。另預警作業之說明詳見第參章第三節監測、監視與預警系統之說明。
4、防災作業中，大部份都以電子式儀器與電動方式為之，是否可考慮若無電力作用，或僅依人工方式進行緊急處理措施。	在初步調查及監測階段，由於時程與環境關係，必要時得以人工測量或是調查，但仍可配合可攜帶發電機等方式。於報告中有關監測部份已補充列入傳統式量測儀器(含人工量測之儀器)。
5、由於台灣會形成堰塞湖地區，常為地質不穩定地區，若堰塞湖已存在之天然壩體，此壩體亦可能形成類似“攔砂壩”之情形，以致堰塞湖天然壩體大小可能為動態，如何以本計畫模式來預測其穩定性、破壞時間與影響範圍，請說明。	上游來砂之影響，主要為蓄水庫體積隨土砂之淤積而逐漸縮小，雖溢頂時間縮短，致使破壞時間可能縮短，但因其蓄水量降低，將使其破壞後產生之危害亦降低。本計畫於第二年研究中已考慮上游來砂對堰塞湖存在年限之影響，而於第二、三年之研究中，亦有考量堰塞湖與河川型態之相互影響關係。
6、堰塞湖形成地區之潛勢與河川附近地質有關係，請在調查前應建立預警系統來預警此地區之情形，建議須有防禦作業程序。	本計畫於第一年研究中提出堰塞湖形成預測之邏輯，若能進行大比例尺之地形調查與地質調查，當可提高預測之精度。此階段之預警工作包括評估堰塞湖危害度、堰塞湖何時破壞、堰塞湖上游淹沒範圍與破壞後下游影響範圍等。
7、本防災作業手冊，建議應分堰塞湖形成前之預測(含部份預警)、形成時之預警(含部份防災)與形成後之防災作業來討論描述，再進行本計畫作業流程。	本防災作業手冊內容包含堰塞湖形成前減災與整備、以及堰塞湖形成後減災、整備與應變，其中堰塞湖形成後減災整備與應變相關工作又再區分為初步調查評估階段、細部調查評估階段與長期監測階段。以上初步調查評估階段工作即包含堰塞湖形成時之預警，而細部調查評估階段與長期監測階段工作則已包含形成後之防災作業。

期中報告書審查意見	改進情形
<p>8、輸砂公式是否適用於台灣洪水期與高山坡度大之含礫砂量特高之情況，特別會產生堰塞湖土壩之高砂河川。</p>	<p>台灣於洪水期與高山坡度大之含礫砂量特高之情況下，輸砂公式之適用需經過檢定。以草嶺堰塞湖為例，本研究選用 Engelund-Hansen 輸砂公式，係因其模擬結果較近實測值。</p>
<p>中興大學水土保持系 游教授繫結</p>	
<p>1、第四章編製救災計畫綱要中，問題與解決之道部份其文句有誤漏之處（…除水利署外單位均應可勝任，…）及文字不妥之處（…之一線單），宜改正。另本項工作係以水利之本身業務考量，故儘可能不要涉及林務局或水保局之權責問題為宜。</p>	<p>相關文字內容已參酌補充。</p>
<p>2、作業手冊（草稿）部份： (1) 編序不宜以“第零編”排序。 (2) 各編以從第一章起排序，不宜在第壹編下即出現第貳章。 (3) P.1-6，第 9 行，“台灣對於水槽之管理尚未統一”，可能須察證。 (4) P.2-7，“四、堰塞湖形成前採行措施”建議刪掉，因堰塞湖何時、何處形成，均無從精確掌握。 (5) P.3-10，土壤力學參數一般認為用反算分析（Back analysis）比試驗室求出者更具代表性，有商榷之處。 (6) P.3-11，第 3 行“本計畫蒐集…”，不宜用此種寫法，因本文是“…作業手冊”，而非計畫。</p>	<p>(1)已從第一編開始編序 (2)各編已由第一章開始排序 (3)該文字已由報告移除 (4)誠如委員所言，堰塞湖何時何處形成不易精確掌握，然考量本作業手冊之完整性，相關章節，仍置於手冊中供參考。 (5)反算主要提供一參考之參數，供初步分析時使用，而詳細調查分析階段仍須配合比對試驗結果進行分析，此一邏輯已於文中修改。 (6)已修正為“本手冊蒐集…”。</p>
<p>台北科技大學土木系 李教授三畏</p>	
<p>1、報告圖 1.1 改用表列方式，較方便讀者。</p>	<p>該圖已將堰塞湖各誘因所佔之百分比清楚標示於圖上，讓讀者在閱讀時一目瞭然，詳成果報告 p.4 圖 1-1。</p>
<p>2、表 1-2 中度分級條件請列出數據，如壩高高於 5M，低於 35M…等。說明攔保全對象請加量化，如 5 戶以上、學校、醫院…等，以利工作人員之研判。</p>	<p>考量該表之易讀性，建議仍以不歸類為輕度與重度作為堰塞湖危害度等級分級為中度之分級條件。另保全對象亦建議維持原寫法，以給予使用者較大之處理彈性。</p>

期中報告書審查意見	改進情形
3、P.8 頁，3.「堰塞湖形成預測」，是否考慮改為「堰塞湖之形成」，避免預測可能帶來之後續困擾，如土石流「預警」之困擾。同時在台灣河川旱季亦會發生堰塞湖，如濁水溪（丹大支流）之堰塞湖，P.9 部分敘述請酌參。	遵照辦理，成果報告第 8 頁。另丹大溪堰塞湖案例已加入總報告中，詳總報告 p2-8。
4、潰壩流量演算成果 (P.105 表 2-15)，距離近海 (2.1~3.6Km) 水深較距離遠 (5.7~6.9Km) 之水深為淺，宜加說明。	在 2.1km-3.9km 為 921 地震後所形成第二水潭之下游出口端，於此渠段形成亞臨界流與超臨界流交替之流況，因此，水深相對較淺，而位於堰塞湖下游 5.7km-11.7km 之間為峽谷地形，在此渠段之水深相對亦較深。
5、圖 2.84 中 Engelund-Hansen 公式推估之河床高度在距離 1200~3400 之間與 90 年在床高度仍有相當大之差距，是否可作為後續模擬之用 (P.132 最後一行)，請再研究。	利用水利規劃試驗所於民國 89 年所得之壩區床質粒徑資料進行進一步模擬，詳細結果請見第二章第四小節。
6、請將敏督利颱風後之草嶺及九份二山之現況納入案例分析或模擬驗證之參數。	由於九份二山資料缺乏，敏督利颱風之案例分析僅對草嶺堰塞湖進行模擬。模擬結果詳見第二章。
7、手冊表 B-4 (P.0)「一危害程度等級」中度之「分級條件」部份請列作具體數據 (如建議 2 點)，以利現場作業。	考量該表之易讀性，建議仍以不歸類為輕度與重度作為堰塞湖危害度等級分級為中度之分級條件。另保全對象亦建議維持原寫法，以給予使用者較大之處理彈性。
8、表 B-5 堰塞湖分類 (P.8)，可否增列一欄「推估崩潰」，分欄：已崩潰口、短期 (二週以內) 會崩潰口、長期 (二週以上) 會崩潰口…等。請參酌研究結果看看可否列入。	謝謝建議，已列入表 B-5 中。
經濟部水利署第三河川局規劃課 彭工程司壽奇	
1、第二章請檢附現場平面圖資。	已補充說明。
2、將來 GIS 圖資成果建請提供三河局參採。	本計畫所建置之 GIS 成果依合約將提供給本案之甲方(水利規劃試驗所)。若甲方同意，當可提供。
3、敏督利颱風造成之影響，建請著墨。	本年度案例分析增加民國 93 年之敏督利颱風洪案例，進行 BREACH 模式、FLDWAV 模式、SOBEK 模式及 GSTARS2.1 模式模擬，落實草嶺之防災作業實際案例分析結果。

期中報告書審查意見	改進情形
經濟部水利署水文技術組 張科長承宗	
1、依災害防治階段而言，整備、應變、復建，分階之工作重點及資料準備、觀測、監測之標準作業，希予提供。	已於文中加入相關建議。
2、本計畫包括行政作為、技術投入、人力資源等三個面向之作業需求，建議於案件分析中加以說明。	已加強案例分析相關說明。
3、建議在教育訓練課程中，請過去處理過堰塞湖事件之行政人員提供其行政作為經驗及完成相關文件行動計畫、評估報告、所需技術、人力及經費資源，以作為行政面向之作業參考。	本年度計畫已於10月8日針對「堰塞湖防災作業手冊」舉行教育訓練，其中第二堂課程(10:30~12:00)係邀請水利署水源組副組長陳俊宗先生針對「草嶺潭堰塞湖形成後之決策考量與作業內容」進行演講。
經濟部水利署水利規劃試驗所 蔡副所長正男	
1、堰塞湖預測方式，草嶺潭未來可能再崩落，能否再以草嶺案例，探討再發生之可能性。	對於草嶺潭堰塞湖而言，滑動面上方仍存在有約24萬方之大量不穩定岩塊，若遇長期降雨或颱風豪雨時，勢必會造成邊坡再滑動而崩落。
2、利用九份二山、草嶺發生崩潰的案例，對下游災害處理，應持取何種策略來處理。	根據堰塞湖形成後歷年的資料分析，發現下游有明顯的沖刷現象，不過以長期而言，崩塌區的堰塞湖變成自然河道後，仍有可能發生土石流之災害，因此，未來仍須施作有關土石流防災、避災的工程處理措施，亦即就安全的考量下，應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。
經濟部水利署水利規劃試驗所大地工程試驗課 彭課長瑞國	
1、堰塞湖的破壞是漸進的，例如壩高50公尺，經沖刷後壩高為30公尺，堰塞湖仍有危險性存在，所以在作業流程中，如何判斷堰塞湖仍對下游是否有影響，要至何種程度才算是終止處理？	以草嶺潭堰塞湖為例，除了考量湖水因潰壩對下游之影響是否仍存在外，應考量上游來砂對堰塞湖之存在年限之影響，及湖中堆積土石因颱風暴雨將往下游運移而對於下游河道整治與防洪設施之影響。若經評估後皆不具危害性，方能終止處理。
經濟部水利署水利規劃試驗所大地工程試驗課 廖課長培明	
1、敘明手冊整備與準備之不同。	在手冊中，整備與準備意思相同。
2、堰塞湖觸發條150 mm/day，在台灣發生機率高，其數值出處為何？	該數值僅為依據有限資料(中國大陸、日本及台灣等地區)而統計其降雨條件所得之結果

期中報告書審查意見	改進情形
經濟部水利署水利規劃試驗所水源規劃課 鄭助理研究員孟雄	
1、地球物理調查方法中建議採用表面波譜法及走時震測影像法，因崩塌土體材料變異甚大，為一般地質模式假設之由軟層進入硬層不同，對成果之分析是否可行，或者操作時利用何者手段可掌握較佳之分析成果。	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。
2、進行後續調查評估時，因地質尚未穩定，是否增加補充調查階段人員、機具之緊急避難部份。	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。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。
經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 吳助理研究員文賢	
1、建議手冊以一假設案例來說明，能夠條理分明，文字敘述簡潔。案例分析程序、模式選定、參數選定、分析結果，各部份都能夠很清楚地交待重點即可。	有關案例分析程序、模式選定、參數選定及分析結果，本年度計畫中已採用草嶺潭與九份二山堰塞湖案例作為說明，相關詳細內容請詳期末成果報告書第貳章。
2、期中報告 P.63 方案 B1，「100 洪水」請修正為「100 年洪水」。	遵照辦理。
3、P.133 中，表 2-20 輸砂公式表，是否能增列輸砂公式的式子。	遵照辦理。
4、在第三章處理及防對策之研擬，在期末報告中，其內容不要僅列摘要說明。	遵照修正。
5、在 P.162 中，「天然壩材料調查方式可由地面或室中透過目視之方式概略估計，…」，如何概略估計，這說法就很籠統，是否能明確地提供估計方法。	以航照判釋為例，地質判釋準則如手冊表 3-1-2 航照地質判釋表 Photogeologic Interpretation Chart，以提供相關判釋準則。

期中報告書審查意見	改進情形
<p>6、P.166 中，對於調查成果之代表性問題，建議加強現場調查成果代表性問題的內容。</p>	<p>由於坍塌土體材料變異性大，一般傳統的鑽探取樣以及室內試驗，本身就存在試體樣本尺寸效應以及擾動等問題，所以利用地球物理方法取代傳統試驗方法，進一步提供大範圍的調查。</p> <p>以震測法為例，施作中必須注意能量問題，另外，由於折射震波假設速度漸增之分層，可利用較新的走時影像法 (Traveltime tomography)，配合表面波震測，綜合研判合理的結果。</p> <p>而地電阻方法能提供大範圍區域地層之電阻剖面，藉以判釋壩體地下滲流分布，相較一般傳統點之量測，更能精確的提供地域性的完整資訊。另外，地電阻結果也能提供壩體堆積深度，配合震測分析，綜合研判合理之結果。</p>
<p>7、P.167，在最後一段中，監測感測器選擇，是跟上一段文字重覆，請刪除。</p>	<p>已刪除重覆文字</p>
<p>8、在工程處理中，如何將所收集到的資料分析評估，整理成決策者所需資料，對於處理方式選擇，建議以決策者的觀點來思考，意指處理方式以那些角度的探討，例如方案安全性、經濟性及技術性、時效性、政治性等等，如此才能較完整的闡述，讓決策者較能夠掌握問題的關鍵，有助於決策。</p>	<p>有關工程處理之期末成果報告內容詳第參章第四節。</p>
<p>9、手冊儘量內容整理成表格來說明，文字敘述能夠簡潔。</p>	<p>謝謝建議，已加強表格之整理。</p>
<p>10、堰塞湖形成前減災與整備部份，請再考慮是否放入手冊中。</p>	<p>考量手冊之完整性，相關章節仍建議加入手冊中。</p>
<p>11、在手冊 3-21 中「出流流量 $q=k(H_{12}-H_{22})/2D$，H_1 為上游水位，H_2 為下游水位」，其中 H_{12} 及 H_{22} 代表何意義？請檢查。</p>	<p>出流流量公式應為 $q=k(H_1^2-H_2^2)/2D$，H_1 為上游水位，H_2 為下游水位。已將相關文字修正完成。</p>
<p>12、手冊 4-7 中，第一段文字，與上段文字重覆。</p>	<p>已將重複文字刪除。</p>

工作執行計畫書審查意見	改進情形
成功大學資源工程學系 李教授振誥	
<p>1、危害程度與應變等級之分級(輕、中、重)之主要控制因子有那些?其所佔之權重亦須分析並加以定量化。</p>	<p>參考蓄水庫安全評估規範加上堰塞湖天然壩特性，堰塞湖天然壩危害度等級評估，乃依據堰塞湖容量、天然壩壩高、壩體體積，以及上下游淹沒區是否有重要保全對象作為劃分標準，本研究將天然壩危害等級標準詳列於堰塞湖防災作業手冊(草稿)表 B-4。另一方面，關於堰塞湖天然壩危害度屬於中度與重度者，將視為具有形成災害之潛勢，因此應根據天然壩危害度及潰壩後淹水深度定義輕微影響、中度損害及重大損害之標準，詳見堰塞湖防災作業手冊(草稿)第參章三、快速研判危害度等級之相關內容。</p>
<p>2、長期監測階段，請釐定所須監測之項目有那些主要監測項目?建議以易維修、易測量之項目。</p>	<p>建議之主要監測如下，詳細內容請見堰塞湖防災作業手冊(草稿)第五章。</p> <ul style="list-style-type: none"> a. 殘坡以及壩體之地下水位監測：電子水壓計、時域反射感測器(TDR 感測器)。 b. 殘坡與壩體地表及地中位移監測：地表位移計(電位式或 TDR)、TDR 或 OTDR 滑動監測、光纖測傾儀，以及全測站 3D 位移觀測系統。 c. 雨量監測：TDR 雨量計、機械或電子雨量計。
<p>3、台灣地震與降雨(入滲量)常為形成崩塌堰塞湖之主因，如何以地震與水文參數量化方式預測其危害程度，請考慮；並考慮壩體之不均質性引致導水與力學改變。</p>	<p>本研究將堰塞湖天然壩評估考量分為兩個層次，首先，對於堰塞湖形成後快速評估關於危害度分析部分，為力求簡單、容易判斷，因此以列表方式以最簡單之因素加以定義，如堰塞湖容量、天然壩壩高、壩體體積，以及上下游淹沒區是否有重要保全對象等。其次，於堰塞湖詳細評估部分，將考慮影響天然壩安全之各類因素加以分析，本研究將參照委員意見，將地震與降雨對天然壩評估之影響納入考慮。</p>
<p>4、堰塞湖潰壩淹水程度或深度與其潰壩情況和湖水面高度等有關，如何預測在極值情況(洪峰且地震發生)所發生之淹水情況、河道變遷和含輸砂之分佈情形，請依水利署之防災體系執行再加入本計畫防治防災體系。</p>	<p>感謝寶貴意見。另本計畫防治防災體系將以水利署防災體系為主體，補充說明進行防救災作業時應注意內容。</p>

工作執行計畫書審查意見	改進情形
5、作業手冊建議以作業綱領為主，而不要以規範方式為之。	謝謝建議，已將作業手冊草稿提前於期中時提出，請惠予提供意見。
6、防災、應變與救災分級之作業程序為總體之不可分之不同層次，故建議應依整體一貫之處理，配合依不同階段、不同規模、不同重要性可工程處理之方式來建立。	作業手冊已依初步調查評估與處置階段、細部調查評估與處置階段及長期監測階段分別撰寫行政作業與技術作業應注意之事項，以涵括調查、監測、分析、評估、與工程處理措施等內容。
中興大學土木系 林教授炳森	
<p>1、有關堰塞湖潰壩分析所選用之參數，應檢討。</p> <p>(1)如 P.10 表 3-1，摩擦角 30° 似乎偏高，應說明依據為何？</p> <p>(2) P.25，應說明滑動面與崩積層之地質。</p> <p>(3)應說明草嶺 89 年崩坍分析與採 68 年崩坍參數之差異性。</p>	<p>(1)</p> <p>1. 有關堰塞湖壩體穩定分析所選用之參數，原則上應利用詳細調查中現地或試驗室試驗所得參數進行分析，然草嶺潭與九份二山堰塞湖之負責試驗單位均未針對崩塌土體(壩體)進行相關試驗，多僅針對殘坡進行三軸或弱面直剪試驗。依據中興大學執行之『九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫』(2001)中指出，崩積層材料其實際力學特性有類似岩心弱面之情形，故在提出工作執行計畫書時九份二山堰塞湖天然壩之分析參數係選用弱面直剪試驗殘餘強度之平均值。惟上述有關「崩積層材料其實際力學特性有類似岩心弱面之情形」基本上已把崩積材料視為類似風化擾動程度很大之殘餘表土，對於實際崩積材料力學行為是否如此仍有存疑。</p> <p>2. 依據堰塞湖防災作業手冊圖 3.1，摩擦角平均值約略為 $\phi=30^\circ$。故於期中報告時，本研究對於 88 年草嶺潭與九份二山堰塞湖案例中統一採用摩擦角 30° 進行相關分析。</p> <p>(2)如前述，分析參數已改採假設值進行，故該部份說明已在期中報告中予以改寫。而有關草嶺潭與九份二山地質資料調查說明，請詳見本研究第一年報告 4.3.1 節之說明。</p> <p>(3)第二年計畫中 68 年之天然壩潰決模擬亦採用摩擦角為 30° 作為初步模擬參數。</p>
2、P.85，有關「編制救災計畫」應針對「堰塞湖防災」方面提出具體內容與說明。	謝謝建議，將於期末前陸續補完相關內容。

工作執行計畫書審查意見	改進情形
<p>3、P.57 在處理及防治對策方面之監測注意儀器之裝設位置、傳輸方式與監測結果之如何應用於緊急應變措施？又本計畫所採用之 TDR 滑動監測只能觀測滑動量而無法得知其滑動方向。</p>	<p>1. 監測儀器位置、傳輸方式和監測結果之應用，可參照堰塞湖防災作業手冊第肆章一、(二)及第五章內容所述。</p> <p>2. 在方向性缺點上，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（如三點法）與範圍。</p>
<p>中興大學水土保持系 游教授繁結</p>	
<p>1、P.12 表 3-3 中，「壩底最大寬度」表示有錯誤。</p>	<p>感謝指正。</p>
<p>2、P.14 表 3-4 中，壩頂寬度較表 3-3 之壩頂最大寬度為寬，是否錯誤？請確認。</p>	<p>感謝指正。</p>
<p>3、FLDWAV 與 SOBEK 之曼寧係數不同，宜有進一步之探討。</p>	<p>感謝指正，於內文中已針對曼寧係數與 F1(差分式中的權重因子 θ) 進行敏感度分析。</p>
<p>4、FLAC 模式中，滲透係數之參數比重佔多少？若影響程度不小時，則滲透係數之採用應注意。</p>	<p>滲透係數係於 FLAC 分析中與滲流有關，然而，本計畫曾以各相差一個級數之滲透係數來進行參數研究，其結果發現滲透係數對本研究所分析之物理量的影響程度不大。</p>
<p>5、防災計畫宜將基本資料圖檔定格化，以利緊急（危機）處理之需要。</p>	<p>地理資訊系統圖層之建置有利於未來堰塞湖發生後進行處理之參考與分析程式參數之給定，並於災害發生後作處置。已建置相關圖層包括設施(消防單位、醫院、學校等)、交通系統、地形、水文水利設施、社經等，詳期中報告第五章說明。</p>
<p>成功大學水利系 蔡教授長泰</p>	
<p>1、闡釋堰塞湖在自然地質上的意義。</p>	<p>已在堰塞湖防災作業手冊第零章作說明。</p>
<p>2、堰塞湖對下游河道的河相影響，建議以數學模式演算後列出說明。</p>	<p>本計畫以 GSTARS 模式單場洪水下及長期之河道沖淤情況。</p>
<p>3、比較台灣各堰塞湖自形成至潰崩後的影響。</p>	<p>在堰塞湖防災作業手冊附錄一附表一已整理台灣近期形成之堰塞湖，並將造成災害之欄位納入表格中。</p>
<p>4、建議闡述堰塞湖的利用。</p>	<p>已說明，詳見堰塞湖防災作業手冊第肆章二、(四)可用性檢討部份。</p>

工作執行計畫書審查意見	改進情形
台北科技大學土木系 李教授三畏	
1、加強各模式之驗證工作，以提昇可信度。	謝謝建議，期中報告時已針對 FLDWAV 進行敏感度測試，而 GSTARS 模擬短期沖淤問題時亦利用桃芝前後實測資料進行比對。
2、各種模式之應用順序，應在手冊中詳加說明。	依據案例分析之初步結果，水文分析建議利用 BREACH 模式與 SOBEK 模式結合，模擬潰壩波影響範圍，後續則利用 GSTARS 模式模擬對下游河道之影響；地工程式則可利用 FLAC 程式評估壩體穩定性。
3、作業流程中之處置時間，請依各步驟收集資料，所需資料研究訂定較為客觀。	謝謝建議。
4、教育訓練應加長實習時間。防災宣導應考慮配合水利署之行政。	在進行地理資訊系統與地工及水工數值模式教育訓練時將安排學員有足夠之實習時間。
5、三年工作成果彙整成一冊「摘要」以利運用。	本年度研究預計於期末時提出總報告，報告中之摘要將針對三年工作成果作一整體性說明。
經濟部水利署水利規劃試驗所大地工程試驗課 廖課長培明	
1、各模式假設條件不一致，FLDWAV 模式如何進行驗證比較。	感謝指正，於各模式中所使用之相同參數設定一致，藉由模擬結果進行水位高程或潰壩波到達時間比較，以供決策者參考。
2、建議堰塞湖發生初期時應採用何種分析方法，俟詳細資料進來後，再應採用何種式分析。	<ol style="list-style-type: none"> 1. 堰塞湖發生初期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分析，惟初期階段之工作可輔以簡化之公式、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。詳細說明請見堰塞湖防災作業手冊第參章三、快速評估與第肆章三、穩定性與潰壩危險度分析與評估部份之說明。 2. 依據案例分析之初步結果，水文分析建議利用 BREACH 模式與 SOBEK 模式結合，模擬潰壩波影響範圍，後續則利用 GSTARS 模式模擬對下游河道之影響；地工程式則可利用 FLAC 程式評估壩體穩定性。

工作執行計畫書審查意見	改進情形
3、SOBEK 和 FLAC 應用在 ArcView 上，如何進行鏈結，是否能交代清楚。	SOBEK 和 FLAC 應用在 ArcView 上，主要有二部份，一為由 ArcView 所建置之圖層如 DTM 圖層、河川圖層等擷取 Sobek 與 FLAC 程式分析時所需之資料，另一為由 Sobek 與 FLAC 分析後所得之結果匯入 ArcView 中進行展示。期中時已將 Sobek 與 ArcView 鏈結之獨立程式部份完成(詳期中報告第伍章)，刻正進行程式整合與 ArcView 端 menu 程式撰寫。而 FLAC 與 ArcView 互動之部份預計在教育訓練前(約 9 月初)完成。
經濟部水利署水利規劃試驗所水源規劃課 林工程司威男	
1、建議是否能將堰塞湖形成前的原因做一探討，未來在教育訓練上能給予基層執行者能有較深入的瞭解，以利於處理堰塞湖問題有所幫助。	已在堰塞湖防災作業手冊(草稿)中說明，並將於教育訓練中安排相關課程。
經濟部水利署水利規劃試驗所河川規劃課 洪工程司信彰	
1、水理模式驗證與比較，於文章內容未說明。	水理模式之驗證由於資料缺乏，無法直接由實測結果加以驗證，因此，根據現有實測地文資料及參數進行模擬，並加以研判。
2、上游蓄水之入流歷線如何給定。	上游蓄水之入流歷線於草嶺堰塞湖係根據桶頭測站利用流量面積比推估。於九份二山堰塞湖因無實測資料，因此假設為三角歷線之入流量進入蓄水庫區。
經濟部水利署水利規劃試驗所河川規劃課 吳工程司益裕	
1、GSTARS 模式選用輸砂公式適用條件及輸砂公式的泥砂沖刷機制。	於內文中已列出各輸砂公式之適用條件粒徑範圍。
2、SOBEK 模式之堤內 n 值如何給定？	SOBEK 模式堤內 n 值，因無實際之淹水記錄加以驗證，因此，SOBEK 模式採用假設值，經測試堤內 n 值為 0.04-0.06 時淹水範圍及水深差異不大。
3、圖 3-29 模擬結果未說明。	執行計畫書之此圖為測試案例之示意圖，故未加說明。
4、圖 3-24 如何推算上游入流歷線。	上游蓄水之入流歷線九份二山堰塞湖因無實測資料，因此，假設為三角歷線之入流量進入蓄水庫區。
5、Engeland-Hansen 輸砂公式為泥砂總載計算，如何給定上游入砂量。	根據壩址處之床質粒徑組成、斷面形狀與坡降及入流量以 Engeland-Hansen 公式推估上游邊界之入砂量。

工作執行計畫書審查意見	改進情形
經濟部水利署水利規劃試驗所大地課 吳助理研究員文賢	
1、在防治對策研擬及評估，如何研擬及評估是一個重點，是否能將對策研擬的原則性及評估方法決定做一介紹，將其方法優缺點闡明。	於堰塞湖防災作業手冊(草稿)中已針對不同階段之因應對策分別說明，而各種工程治理方法之適用性亦均已於堰塞湖防災作業手冊(草稿)中加以交待。在期末前亦將持續補充相關內容。
2、總報告中，請將進行地工分析，所需參數資料數據整理列表，以便於使用者參考使用。	遵照辦理。
3、是否將壩體安定分析及潰壩分析程序，能以簡潔方式表現，例如以流程圖來表示，讓使用者能一目了然。	在堰塞湖防災作業手冊(草稿)中，已針對快速評估與詳細評估作業內容繪製為相關圖表供參考，詳圖 A-3、圖 A-4、圖 A-8 及表 2-1。
4、未來報告中，撰寫案例分析時，能否讓讀者閱讀時一開始就有一個完整概念的闡述。	遵照辦理，已交待各模式於草嶺潭與九份二山堰塞湖預計模擬之案例，並在期末報告前持續加強相關內容。
5、建議在手冊上，是否提供在各階段調查評估報告書撰寫計畫，即是報告書中應呈現那些內容與要點，做一個詳細建議。	謝謝建議，已對於緊急應變階段所應提出之報告與內容要點作一說明，詳見手冊草稿。而後續手冊編修工作亦將把其他階段所應作之報告書內容要點作建議。
6、總報告書架構，可否在期中簡報中提出，讓各專家學者委員一起來討論。	已於期中報告第陸章二、本年度待完成工作中說明。

附錄二

本計畫研究小組成員

附錄二 第三年研究計畫參與成員

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破壞分析工作；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；此外林志平副教授與中央大學應用地質研究所董家鈞助理教授將負責堰塞湖防災作業手冊。

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。

