
崩塌機率模式應用於
地震引致崩塌危害評估之研究

**A Study on Landslide Probability Model
Applying in Earthquake-induced Landslide
Hazard Assessment**

執行單位：逢甲大學

執行期間：108 年 02 月 20 日至 108 年 12 月 31 日

計畫主持人：逢甲大學營建及防災研究中心謝孟勳研究副教授

共同主持人：逢甲大學土木工程學系李秉乾教授

國立中央大學地球科學系馬國鳳教授

逢甲大學土木工程學系林正紋教授

行政院農業委員會水土保持局 編印

中華民國 108 年 12 月

(本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考)

崩塌機率模式應用於地震引致崩塌危害評估之研究

摘 要

臺灣地區平均每 2.5 年發生一次規模達到 7 以上的地震，因此具有很高的地震危害度。目前，臺灣地震模型(Taiwan Earthquake Model)團隊已完成許多重要成果，例如未來 50 年台灣孕震構造發震機率、未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度和未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度機率(回歸期 475 年)。本研究整合臺灣地震模型之機率式地震危害度分析(PSHA)和坡地易損性分析(LFA)研究成果，建立地震引致崩塌機率與風險分析方法，並進行未來 50 年地震引致崩塌機率分析、風險分析及其風險地圖製作。最後，選定研究區鄰近三條斷層發生最大可能地震規模時，斷層地震發生的崩塌危害度進行情境分析，情境分析結果呈現地震引致崩塌危害度之未來 50 年情境預估。本研究成果可進一步應用於不同之防災需求，作為未來地震引致崩塌災害防減災策略之參考。

關鍵字：地震引致崩塌、坡地易損性曲線、風險分析、危害評估、
地震危害度分析

A Study on Landslide Probability Model Applying in Earthquake-induced Landslide Hazard Assessment

Abstract

Taiwan area has a very high seismic hazard due to an earthquakes of more than 7 magnitude (M_w) once occur every 2.5 years. At present, the team of Taiwan Earthquake Model (TEM) had developed and completed some important research achievements, such as the probability of Taiwan earthquake rupture in next 50 years, the ground motion for 10% exceedance probability in next 50 years and the probability of 0.33g for 10% exceedance probability in next 50 years (475 years return period). In the study, an earthquake-induced landslide hazard assessment model is developed to employ landslide probability and risk analysis, which integrated the TEM's Probability Seismic Hazard Analysis (PSHA) and landslide fragility analysis (LFA) of the study. The model can performing earthquake-induced landslide probability analysis, estimating risk analysis in next 50 years, and producing its risk maps. Finally, the study select three nearby faults of study area to analysis scenarios of earthquake-induced landslide hazard which occurring most likely earthquake magnitude. The scenarios show the earthquake-induced landslide probability and risk in next 50 years. The study results show that the model can be used for different disaster prevention needs as a reference for future earthquake-induced landslide prevention and mitigation strategies.

Keywords: earthquake-induced landslide, landslide fragility curve, risk analysis, hazard assessment, seismic hazard analysis

目次

摘要.....	I
目次.....	III
表次.....	V
圖次.....	VII
 第一章 前言.....	 1
第一節 計畫緣起與目的.....	1
第二節 工作項目與內容.....	3
第三節 計畫執行流程.....	4
第二章 國內外相關文獻回顧.....	5
第一節 崩塌現象與分類.....	5
第二節 921 地震誘發崩塌.....	10
第三節 崩塌潛因與誘因.....	13
第四節 災害風險分析.....	28
第五節 崩塌災害評估方法.....	30
第六節 地震易損性分析.....	38
第七節 地震危害度分析.....	44
第三章 坡地易損性分析理論.....	49
第一節 易損性模式的發展方法.....	49
第二節 坡地易損性曲線的建立流程.....	57
第四章 基本資料蒐集及崩塌資料庫建置.....	59
第一節 基本資料蒐集.....	59
第二節 環境因子資料處理.....	67
第三節 崩塌地判識與萃取.....	75

第四節 崩塌資料庫建置	79
第五節 921 地震 PGA 分布推估	82
第五章 坡地易損性曲線建立及優化	91
第一節 坡面單元繪製	91
第二節 坡面單元分類因子	95
第三節 坡面震度與崩塌	101
第四節 坡地易損性曲線建立	106
第五節 坡地易損性曲線優化	112
第六章 地震引致崩塌危害評估模式	119
第一節 地震危害度分析	119
第二節 地震引致崩塌危害評估模式	125
第三節 地震引致崩塌危害評估成果	131
第七章 結論與建議	153
第一節 結論	153
第二節 建議	154
參考文獻	155
 附錄一 期初審查會議委員意見回復	
附錄二 期中報告書審查意見回復	
附錄三 期末聯合審查暨成果發表會審查意見回復	

表 次

表 2-1	崩塌分類法則.....	7
表 2-2	常見之崩塌分類.....	8
表 2-3	國內目前採用之崩塌及土石流分類	9
表 2-4	中央氣象局地震分級表	12
表 2-5	1985~2013 年文獻選取因子	15
表 2-6	影響崩塌災害之潛因和誘因	17
表 2-7	易損性曲線常見之機率分布函數	41
表 2-8	易損性曲線其它常見之分布函數	42
表 4-1	環境資料庫之類型和檔案格式	60
表 4-2	研究區域周邊 921 測站點資料	65
表 4-3	李錫堤教授提出之台灣地區地質分類	68
表 4-4	研究地區裸露地統計.....	76
表 4-5	研究地區新增崩塌地統計	78
表 4-6	地質崩塌統計.....	79
表 4-7	坡向崩塌統計.....	80
表 4-8	坡度崩塌統計.....	81
表 4-9	Wu 衰減率所得之殘差分量套配半變異數模式之參數結果.....	88
表 5-1	本研究地質分類統計.....	95
表 5-2	本研究坡向分類統計.....	97
表 5-3	本研究坡度分級.....	99
表 5-4	本研究坡度分類統計.....	99
表 5-5	12 類坡地易損性參數表	106
表 5-6	日本地震分級表.....	112
表 5-7	優化後 12 類坡地易損性參數表	113

表 6-1	再現期 475 年地震之坡面單元崩塌機率統計	133
表 6-2	震級 6 強地震之坡面單元崩塌機率統計	135
表 6-3	震級 6 強以上地震之崩塌風險統計	136
表 6-4	震級 6 強以上地震之崩塌風險分級統計(Natrual Breaks)	137
表 6-5	震級 6 強以上地震之崩塌風險分級統計(Scale Mehod).....	138
表 6-6	彰化斷層 $M_w^{50}=7.6$ 之坡面單元崩塌機率統計	142
表 6-7	彰化斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險統計	143
表 6-8	彰化斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級統計	144
表 6-9	車籠埔斷層 $M_w^{50}=7.6$ 之坡面單元崩塌機率統計	145
表 6-10	車籠埔斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險統計	146
表 6-11	車籠埔斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級統計	147
表 6-12	大茅埔-雙冬斷層 $M_w^{50}=7.0$ 之坡面單元崩塌機率統計	148
表 6-13	大茅埔-雙冬斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險統計	149
表 6-14	大茅埔-雙冬斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級統計 ...	150

圖 次

圖 1-1	計畫流程圖.....	4
圖 2-1	坡地崩塌現象及其衍生災害示意圖	7
圖 2-2	台中、南投於 921 地震中誘發崩塌變異點	11
圖 2-3	921 地震引發之崩塌類型統計	11
圖 2-4	1985 年~2013 年與崩塌製圖相關之文獻選取因子統計圖	14
圖 2-5	動態崩塌潛勢線性疊加模式	37
圖 2-6	不同損害分級之易損性曲線關係	38
圖 2-7	Newmark 位移法二次積分之示意圖.....	45
圖 2-8	Newmark 位移值 10cm 的年超越機率值(臨界加速度比值 0.1).....	46
圖 2-9	五十年內 10%超越機率的 Newmark 位移值(臨界加速度比值 0.1)	47
圖 2-10	超越特定門檻值的臨界加速度值搜尋法	47
圖 2-11	超越特定門檻值的臨界加速度值搜尋法	48
圖 3-1	不同損害狀態之易損性曲線交錯現象	55
圖 3-2	坡地易損性曲線建立步驟	58
圖 4-1	研究區域.....	59
圖 4-2	921 地震前後期衛星影像	62
圖 4-3	烏溪流域附近地震地震觀測網	63
圖 4-4	年代圖.....	67
圖 4-5	地層圖.....	67
圖 4-6	岩性圖.....	67
圖 4-7	李錫堤教授分類之地質圖	69
圖 4-8	研究區高程圖.....	70
圖 4-9	研究區坡向圖.....	71
圖 4-10	研究區坡度圖.....	72

圖 4-11	研究區濾除範圍.....	73
圖 4-12	研究區順向坡分布圖.....	74
圖 4-13	前後期影像判識.....	75
圖 4-14	921 地震前後期裸露地分布	76
圖 4-15	崩塌地變遷及分類示意	77
圖 4-16	坡面資料套疊網格示意圖	78
圖 4-17	921 新增崩塌地.....	78
圖 4-18	自由場強地動測觀測網(TSMIP)測站分布	83
圖 4-19	各測站實測尖峰地表加速度與修正之 Wu 衰減率共繪.....	85
圖 4-20	區域趨勢值與空間中隨機變動值之關係	87
圖 4-21	最佳半變異圖(指數模式).....	88
圖 4-22	強地動測站實測值及 Wu 衰減率之推估值比較.....	90
圖 4-23	Wu 衰減率推估之全域尖峰地表加速度分布	90
圖 5-1	坡面單元示意圖.....	91
圖 5-2	集水區重疊法示意圖.....	91
圖 5-3	坡面單元繪製流程.....	92
圖 5-4	坡面單元碎塊編修示意圖	93
圖 5-5	Google Earth 人工編修示意圖	93
圖 5-6	烏溪集水區之坡面單元	94
圖 5-7	坡面單元地質分類.....	95
圖 5-8	坡面方位角和震波方位角的關係	96
圖 5-9	坡向敏感因子定義.....	97
圖 5-10	坡面單元坡向分類.....	98
圖 5-11	坡面單元坡度分類.....	100
圖 5-12	烏溪流域集水區坡面單元 PGA 震度分布	101

圖 5-13	崩塌地坡度與深度分佈	102
圖 5-14	崩塌塊體斜面與投影面關係示意圖	103
圖 5-15	烏溪流域集水區崩塌坡面分佈	105
圖 5-16	G1A1S1 坡地易損性曲線	107
圖 5-17	G1A1S2 坡地易損性曲線	107
圖 5-18	G1A1S3 坡地易損性曲線	107
圖 5-19	G1A2S1 坡地易損性曲線	107
圖 5-20	G1A2S2 坡地易損性曲線	107
圖 5-21	G1A2S3 坡地易損性曲線	107
圖 5-22	G2A1S1 坡地易損性曲線	107
圖 5-23	G2A1S2 坡地易損性曲線	107
圖 5-24	G2A1S3 坡地易損性曲線	108
圖 5-25	G2A2S1 坡地易損性曲線	108
圖 5-26	G2A2S2 坡地易損性曲線	108
圖 5-27	G2A2S3 坡地易損性曲線	108
圖 5-28	坡向敏感因子比較-G1/S1	110
圖 5-29	坡向敏感因子比較-G1/S2	110
圖 5-30	坡向敏感因子比較-G1/S3	110
圖 5-31	坡向敏感因子比較-G2/S1	110
圖 5-32	坡向敏感因子比較-G2/S2	110
圖 5-33	坡向敏感因子比較-G2/S3	110
圖 5-34	坡度因子比較-G1/A1	111
圖 5-35	坡度因子比較-G1/A2	111
圖 5-36	坡度因子比較-G2/A1	111
圖 5-37	坡度因子比較-G2/A2	111

圖 5-38	G1A1S1 優化易損性曲線	114
圖 5-39	G1A1S2 優化易損性曲線	114
圖 5-40	G1A1S3 優化易損性曲線	114
圖 5-41	G1A2S1 優化易損性曲線	114
圖 5-42	G1A2S2 優化易損性曲線	114
圖 5-43	G1A2S3 優化易損性曲線	114
圖 5-44	G2A1S1 優化易損性曲線	114
圖 5-45	G2A1S2 優化易損性曲線	114
圖 5-46	G2A1S3 優化易損性曲線	115
圖 5-47	G2A2S1 優化易損性曲線	115
圖 5-48	G2A2S2 優化易損性曲線	115
圖 5-49	G2A2S3 優化易損性曲線	115
圖 5-50	坡向敏感因子比較- G1 緩坡	116
圖 5-51	坡向敏感因子比較-G1 中坡	116
圖 5-52	坡向敏感因子比較-G1 陡坡	116
圖 5-53	坡度因子比較-G1 弱面	116
圖 5-54	坡度因子比較- G1 強面	116
圖 5-55	坡向敏感因子比較- G2 緩坡	118
圖 5-56	坡向敏感因子比較- G2 中坡	118
圖 5-57	坡向敏感因子比較- G2 陡坡	118
圖 5-58	坡度因子比較-G2 弱面	118
圖 5-59	坡度因子比較-G2 強面	118
圖 6-1	未來 50 年台灣孕震構造發震機率	123
圖 6-2	未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度分布	123
圖 6-3	未來 50 年超越機率 10%之加速度譜 0.3 秒和 1.0 秒地表振動強度	

分布	124
圖 6-4 未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度達 0.23g 和 0.33g 機率分 布	124
圖 6-5 再現期 475 年之地震引致崩塌機率分析流程	128
圖 6-6 震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析流程	129
圖 6-7 特定活斷層之地震引致崩塌風險分析流程	130
圖 6-8 未來 50 年超越機率 10%地震之震區劃分	131
圖 6-9 再現期 475 年地震之坡面單元地表振動強度分布	132
圖 6-10 再現期 475 年地震之坡面單元崩塌機率分布	133
圖 6-11 震級 6 強以上地震之坡面單元發生機率分布	134
圖 6-12 震級 6 強地震之坡面單元崩塌機率分布	135
圖 6-13 震級 6 強以上地震之崩塌風險	136
圖 6-14 震級 6 強以上地震之崩塌風險分級(Natural Breaks).....	137
圖 6-15 震級 6 強以上地震之崩塌風險分級(Scale Method).....	138
圖 6-16 研究地區四條鄰近活斷層	139
圖 6-17 彰化斷層情境之坡面單元地表振動強度分布($M_w^{50}=7.6$).....	141
圖 6-18 車籠埔斷層情境之坡面單元地表振動強度分布($M_w^{50}=7.6$).....	141
圖 6-19 大茅埔-雙冬斷層情境之坡面單元地表振動強度分布($M_w^{50}=7.0$).....	141
圖 6-20 九芎坑斷層情境之坡面單元地表振動強度分布($M_w^{50}=6.9$).....	141
圖 6-21 彰化斷層 $M_w^{50}=7.6$ 之坡面單元崩塌機率分布	142
圖 6-22 彰化斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險	143
圖 6-23 彰化斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級	144
圖 6-24 車籠埔斷層 $M_w^{50}=7.6$ 之坡面單元崩塌機率分布	145
圖 6-25 車籠埔斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險	146
圖 6-26 車籠埔斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級	147

圖 6-27	大茅埔-雙冬斷層 $M_w^{50}=7.0$ 之坡面單元崩塌機率分布	148
圖 6-28	大茅埔-雙冬斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險	149
圖 6-29	大茅埔-雙冬斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級	150

第一章 前言

第一節 計畫緣起與目的

台灣位處於環太平洋地震帶上，經常性的地殼變動造成土質鬆軟且不穩定，本島和鄰近海域平均每 2.5 年就發生一次規模達到 7 以上的地震，具有很高的地震危害度。強烈地震時除了常見的建物損害，山坡地的崩塌也是地震可能的危害，對於位處菲律賓板塊和太平洋板塊交接處且山坡地佔 74% 的台灣，全國山坡地的管理就必須重視地震引致坡地災害的風險，例如坡地崩塌造成的生命財產損失、山區道路因崩塌造成的阻斷等。此外，震後坡地產生的鬆軟土石、崩塌堆積在河道的土方若在尚未復育期間遭受颱風、豪雨等的侵襲，也極易引起二次崩塌、地滑、土石流等土砂災害的發生。例如 1999 年發生的 921 大地震，引發車籠埔斷層與雙冬斷層發生劇烈錯動，造成極為嚴重的建物倒塌、崩塌災害以及往後數年間的土石流災害。近期 2018 年 9 月 6 日發生的日本北海道胆振東部地震中，規模 6.7 的地震引發大規模崩塌災害亦是這類災害的重要案例。

由於現今科技對於地震仍難以準確預測，誘發坡地崩塌的物理機制又極為複雜，導致地震直接誘發及引起的廣域坡地災害難以預測、預警及評估。過去相關研究中多以理論法或統計法發展以局部崩塌為主的工程模式，這類方法蒐集崩塌案例及地震觀測紀錄再輔以現地地質調查進行分析，然而這些方法進行廣域崩塌評估仍有侷限。此外，地震誘發的災害無法如颱風或豪雨般利用即時監測系統進行災害預警，造成突發性地震事件中對於坡地崩塌狀況無法掌握，後續緊急應變方案及策略難以有效達成。反之，若能在地震前或地震中能夠可靠地掌握地震發生可能引致的災害或嚴重災害發生的區域，對於地震引起的坡地災害將可有效的擬定減災策略甚至降低災害造成的損失。這是目前我國坡地災害管理中尚未完成的一塊重要拼圖。

在地震風險評估上，機率式地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)已廣泛地被採用，並整合地震早期損失評估(Early Seismic Loss Estimation)的防災觀念而成為現今地震防災科學的主流。目前，台灣地震科學中心的台灣地震模型(Taiwan Earthquake Model)團隊，已發展並完成了台灣地震模型的許多重要成果，例如未來 50 年台灣孕震構造發震機率圖、未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度分布、未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度機率分布等，為我國地震防災研究提供了重要的參考資料。而本研究團隊在先期的研究中(106~107 創新研究計畫)已建立了地震引致崩塌的坡地易損性曲線(Landslide Fragility Curves)以及山區聚落災害潛勢早期評估模式，對於地震引致的崩塌災害潛勢評估和地震早期損失評估模式建立了良好的基礎。進一步地，本研究針對台灣地震模型之機率式地震危害度分析成果與本研究坡地易損性曲線成果進行整合，發展廣域的機率式地震引致崩塌危害評估方法，並進行台灣地區未來 50 年地震引致崩塌危害機率分布和風險地圖製作，同時選定數條情境斷層發生最大可能地震時進行風險分析，應用坡地易損性曲線評估活斷層地震發生時的崩塌風險，研究成果可作為未來地震引致崩塌災害之情境預估、災前集水區土砂災害減災管理以及治理策略的參考，亦可應用於地震時的早期損失評估以及緊急應變對策擬訂，此即本研究主要解決的課題。

第二節 工作項目與內容

一、基礎資料調查與國內外相關研究探討

針對國內外重要文獻與國內研究成果進行探討，盤點目前坡地易損性曲線研究成果與台灣地震模型相關成果轉化應用可行性，針對相關成果的應用整合方式進行探討並做為立論基礎，進一步建立本研究之地震引致崩塌危害評估分析流程。

二、地震引致崩塌之坡地易損性曲線優化

坡地易損性曲線是對於震度因子 x (例如尖峰地表加速度 PGA) 導致崩塌發生的隨機分布函數 $F(x)$ ，採用對數常態分布以表示發生之頻率分布，而其累積分布即為坡地易損性曲線，目前已完成 12 種類型坡面之坡地易損性曲線。本項工作主要將參考日本之 10 級地震分級表，針對目前坡地易損性曲線成果進行優化，建立震級 6 強以上地區的坡地易損性曲線。

三、研究地區地震危害度分析

針對台灣地震危害度分析成果進行探討，並進一步建立研究地區未來 50 年之地表振動強度和未來 50 年之地表振動機率，做為建立研究地區地震引致崩塌危害評估模式的基礎，並利用未來 50 年台灣孕震構造發震機率，選定本研究崩塌危害評估的示範活斷層。

四、地震引致崩塌危害評估模式建立

整合機率式地震危害度分析和坡地易損性曲線優化成果，發展可應用於我國山坡地之機率式地震引致崩塌危害評估模式。藉由研究地區崩塌危害評估的示範，建立再現期 475 年之地震引致崩塌機率分析流程、震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析流程和示範活斷層發生最大可能規模地震時的風險分析流程，最後針對研究區進行崩塌危害評估，產出相關風險地圖，包括未來 50 年超越機率 10% 之地震引致崩塌機率分布圖、震級 6 強以上之地震引致崩塌風險地圖和未來 50 年情境斷層之地震引致崩塌風險地圖。

第三節 計畫執行流程

依研究工作項目及內容，本研究整體工作執行架構包括基本資料蒐集、地震危害度分析探討、坡地易損性曲線優化、地震引致崩塌危害評估模式、風險地圖製作等，整體流程如圖 1-1 所示。

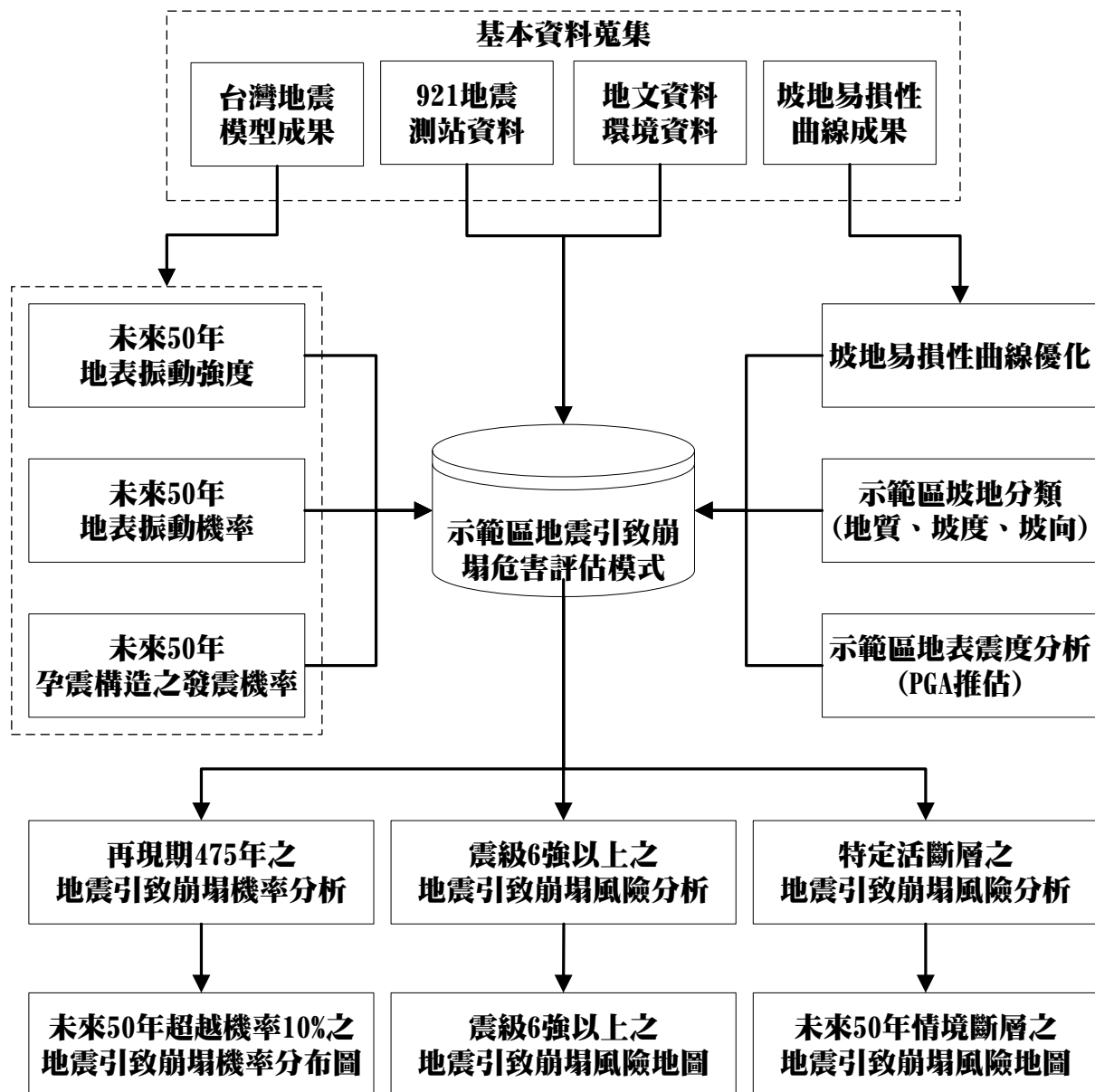


圖 1-1 計畫流程圖

第二章 國內外相關文獻回顧

第一節 崩塌現象與分類

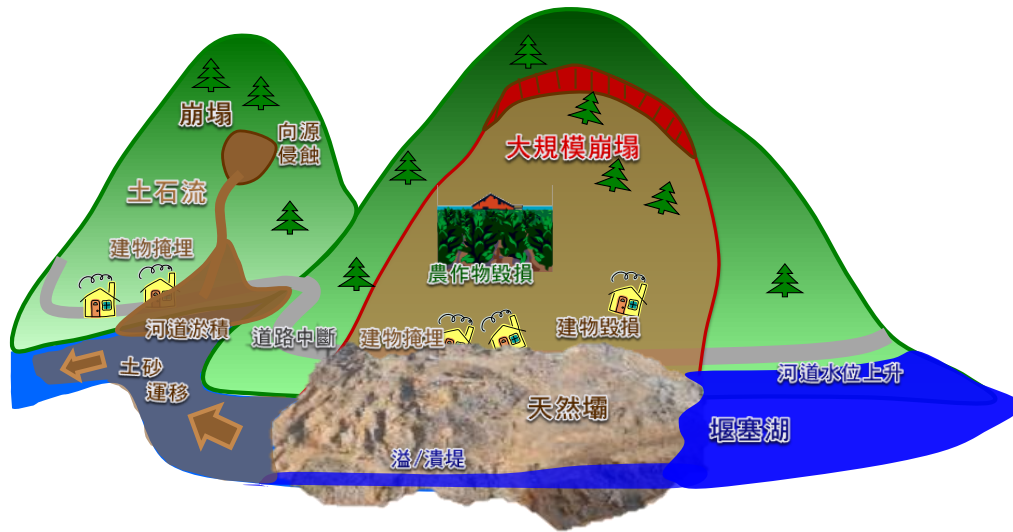
崩塌是臺灣山坡地主要的坡地災害之一，倘若鄰近開發地區，經常引起人員傷亡與財產損失，例如農田、房舍、交通、維生管線、水利設施等損壞。更甚者發生毀滅性的災害，例如八八風災小林村滅村事件即為一例。除了上述直接災害外，崩塌也是最常形成土石流災害的主因，當崩塌造成鬆散土石累積在坡面形成固體料源，若再發生夾帶大量降水之颱風或暴雨，極容易促使土石流發生。另一種常被討論的現象，即是崩塌阻斷河道，致使山區水流阻塞而形成堰塞湖(例如 921 地震引發走山造成草嶺堰塞湖)，因其土方不穩定極易潰決而造成洪水引發下游之災害。回顧國內外學者之研究，對於崩塌地定義有許多相似的見解。Varnes(1958, 1978)認為崩塌是指原屬於山坡上的物質，受到重力作用後，產生向下、向外的運動；李三畏(1986)則認為崩塌是指山坡面上之土壤，受到外力影響而失去平衡，所產生向外、向下的移動現象；楊智堯(1999)指出崩塌是指在重力作用下，坡面上的土石材料受到下滑力作用而使土石向坡腳方向移動的現象；何春蓀(1999)指出坡地中部分坡面，由於土塊受重力作用，向下或側面移動的現象，皆可稱之為崩塌。由此可見，崩塌基本上是部分山坡地質之結構穩定性不足以抵抗重力或外力作用之影響而呈現脫離本體的運動現象，因此也稱為坡面運動(slope movement)或塊體運動(mass movement)。因此，廣義的崩塌是泛指地表經風化作用而破碎的岩屑及土壤，在重力影響下，沿坡面向下或向外的各種運動作用，其中不包括風化物質受風、冰及流水等介質的搬運作用，冰、雪、流水等在下坡運動中參與的是增加地面風化物的重量，或減低風化物內部的摩擦力，使它們更容易往下坡移動(陳信雄，1995)。蘇苗彬(2009)也指出崩塌為土石移動現象，包括崩(collapse)、坍(clump)、塌(slump)、滑(sliding)、陷(caving)、

落(falling)等，常見分為崩塌、地滑、潛移、土石流及沖蝕等類型。而崩塌誘發之原因，可歸納為地質構造、逕流沖刷，岩層界面滑動及岩層軟化等，其中以地質因素和逕流沖刷二者居多。另外當鬆散的土層充滿飽和水時，也易引發崩塌發生。崩塌成因為當土層受到雨水入滲影響而重力增加，或孔隙水壓來不及消散，亦或土層中的黏土遇水後發生膨脹或軟化，使崩塌體沿著張力弱面向下崩落。

一般而言，坡地崩塌體的體積不大，其寬度常在數公尺至一、二十公尺之間，崩塌體平均厚度很少超過 5 公尺(潘國樑, 2007)，因此通常泛稱為淺層崩塌。不過近十餘年來因莫拉克颱風所導致小林村災變後，大規模崩塌(或日本近年來所稱的「深層崩壞」)形成一種更嚴重及更受重視的土砂災害型態。陳樹群等人(2007)曾歸納國內、外大規模崩塌災害定義，雖然我國和美、日等國的定義有些微的差異，但相同的是大規模崩塌破壞面深入岩盤、地下水影響大、滑動面較深、崩塌體積大、滑動速度快、影響範圍大、會造成重大災損。在崩塌體積量化方面，可根據日本土木研究所(2009)定義土方量超過 10 萬立方公尺以上者為大規模土砂災害，即大約面積 1 公頃且平均滑動深度超過 10 公尺的崩塌地可視為大規模崩塌。伴隨著大規模崩塌的發生，立即會產生：(1)地表破壞造成農作物毀損；(2)建物毀損(龜裂或遭土石掩埋等)；(3)道路、橋梁、維生管線因崩塌位移中斷；(4)崩塌土石阻塞河道形成堰塞湖等災害。並隨著時空推移，造成一系列的衍生性災害，如進一步的堰塞湖水位上升、溢/潰堤引致山洪暴發淹水、河道淤積或改道等等。所示圖 2-1 為上述坡地崩塌及其衍生災害示意圖。

在崩塌分類方面，Varnes(1958, 1978)分類法是較常見的崩塌分類方式，如表 2-1 中，其考量物質種類及依照運動種類將崩塌分類為墜落、傾覆、滑動、側滑、流動及複合運動等類別。回顧國外分類方式，由於崩塌發生條件與機制都有不同定義，國內外依據崩塌的運動種類、物質的性質，崩塌的原

因、力學機制或大地地質等考量而有不同的分類方式，如表 2-2 所示。



資料來源：中興社 (2014)

圖 2-1 坡地崩塌現象及其衍生災害示意圖

表 2-1 崩塌分類法則

物質運動之型態 Type of Movement		塊體移動物質種類Type of Material	
		基岩 Bedrock	工程土壤Engineering Soils
			粗粒為主 細粒為主
墜落 Falls		岩石墜落 Rock Fall	岩屑墜落 Debris Fall 土體墜落 Earth Fall
傾覆 Topples		岩石傾覆 Rock Topple	岩屑傾覆 Debris Topple 土體墜落 Earth Fall
滑動 Slides	轉動 Rotational	岩石崩移 Rock Slump	岩屑崩移 Debris Slump 土體崩移 Earth Slump
	移動 Translational	岩塊滑動 Rock Block slide(Glide) 岩石滑動 Rock Slide	岩屑塊滑動 Debris Block Slide 岩屑滑動 Debris Slide 土體滑動 Earth Slide
側滑 Lateral Spreads		岩石側滑 Rock Spread	岩屑側滑 Debris Spread 土體側滑 Earth Spread
流動 Flows		岩石流動 Rock Flow (深層潛移Deep Creep)	岩屑流動 Debris Flow 土體流動 Earth Flow 土體潛移 Earth Creep
複合運動Complex		複合兩種或兩種以上之運動方式	

資料來源：修改自 Varnes (1958, 1978)

表 2-2 常見之崩塌分類

學者或國家	分類方式	分類情形
Sharp(1938)	運動的性質與速度	流動、滑動
Crozier(1973)	流動特性與流動方式	流體流、黏滯性流、滑動流、平面滑動與旋轉滑動
Varnes(1978)	運動種類與物質種類	墜落、傾覆、滑動、側滑、流動、複合運動等
Chowdhury(1978)	位移速率或力學機制	平面破壞、傾倒破壞、落石、旋轉破壞、流動破壞
小出(1979)	地質構造的觀點	(1)第三紀地層(2)破碎帶地層及(3)溫泉帶地層
藤原(1979)	常見舊崩塌地之地形	凸狀尾根型、凸狀台地型，凹狀單丘型、凹狀多丘型
中村(1979)	地質條件	(1)第三紀地層滑動(2)中生代地層滑動(3)古生代地層滑動(4)變質岩地區地層滑動(5)火成岩地區地層滑動
陳、黃(1979)	滑動時機	(1)繼續型(2)間歇型(3)突發型
Fookes (1985)	大地工程的觀點	塊體運動以及表面水蝕作用，塊體運動包括墜落、滑動及流動；滑動可分為旋轉滑動及平面或移動型滑動
臺灣	水土保持手冊	(1)崩塌(2)地滑(3)土石流(4)沖蝕(5)潛移
	中央地質調查所	(1)落石(2)岩體滑動(3)岩屑崩滑(4)土石流(5)向源侵蝕、河岸侵蝕(6)潛移

資料來源：修改自賴志強 (2007)

國內目前在研究上多參考 Varnes 之崩塌分類為主，以運動型態與材料性質作為分類，但治理上則以運動型態為主要分類。中央地質調查研究所及水土保持局針對崩塌之分類各有其不同定義費立沅(2009)。如表 2-3 之比較，根據行政院農委會水土保持手冊(2005)，將坡地災害分為崩塌、地滑、土石流、沖蝕、潛移等五分類，此分法較接近 Varnes 之分類法中崩移（Slump）的定義。崩塌型之移動塊體移動過程中，其塊體之破壞程度大，呈分崩離析狀態；地滑型之滑動塊體滑動過程中，其塊體之破壞程度不大，並大致保持

與未滑動塊體之原來關係；潛移型之滑動塊體移動速度極緩，且滑動面不明顯；土石流型是泥、砂、及巨石等固態物質與水之混和物受重力作用後產生之流動現象，其流動之速度極快；沖蝕型為坡面沖蝕溝刷深並與兩側崩塌作用交互進行。本研究所發展之坡地易損性模式，由於其致災資料係藉由衛星影像之崩塌地判釋而來，僅能評估淺層或岩屑崩滑型為主地崩塌現象。然而這類崩塌是坡地最常見的災害類型，並且能破壞坡體、引發其它延生的災害，對坡地崩塌評估具有關鍵性的意義。

表 2-3 國內目前採用之崩塌及土石流分類

			地調所分類		水保局分類		
移動物質 移動或作用型態			基岩	工程土壤		(以防治災害為目的之分類，故不考慮移動物質類別)	
				岩屑	土壤		
墜落			落石	岩屑崩滑		崩塌	
傾翻						(崩落、崩塌、崩壞)	
滑動	平面型楔形		岩體滑動			地滑	
	圓弧形					(岩盤型、風化層型、崩積型)	
流動			土石流		土石流		
			(無關乎保全對象)		(潛勢溪流、有保全對象)		
風化侵蝕			向源侵蝕、河岸侵蝕		沖蝕		
			(蝕溝、指溝)		(表層沖蝕、侵蝕)		
表層緩移			潛移		潛移		
			(邊坡表層土壤或岩層之緩移)		(單指土壤)		

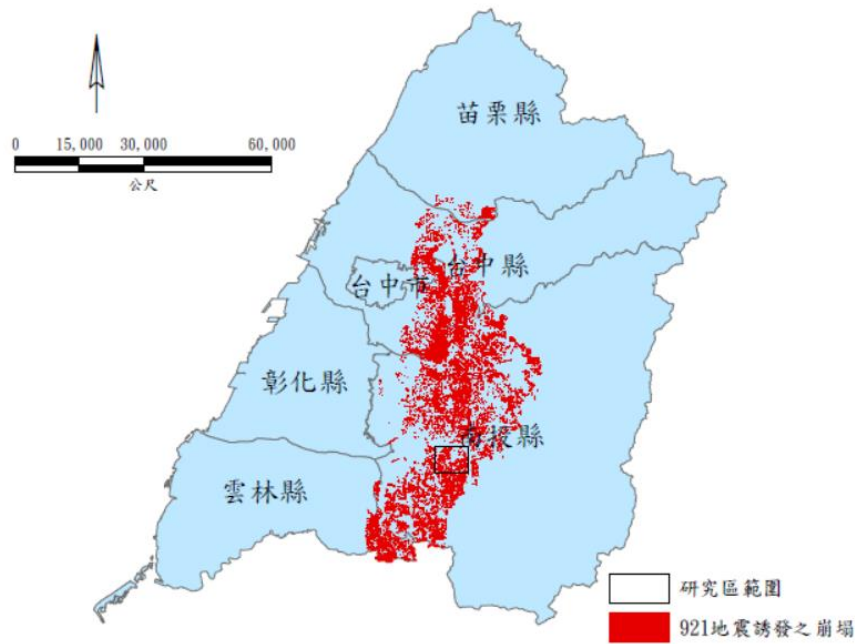
註：在水土保持法及其子法中計出現 5 類相關的坡地災害類型，但是僅崩塌與地滑 2 類與『各類之坡面運動』較相關。因此將其他 3 類另列，並分別說明各自對照之地質作用與用詞。

第二節 921 地震誘發崩塌

1999 年 09 年 21 日上午 1 點 47 分發生於台灣中部山區的逆斷層型地震，造成台灣全島均感受到嚴重搖晃，共持續了 102 秒，震央在北緯 23.85 度、東經 120.82 度，約南投縣集集鎮，震源深度 8.0 公里，芮氏規模 7.3，該地震肇因於車籠埔斷層錯動，並在地表造成長達 85 公里的破裂帶。此地震造成了 2,415 人死亡，乃台灣自二戰後傷亡損失最大的自然災害。

本研究以集集地震事件進行分析，工業技術研究院能源與資源研究所(2000)於地震災後，比對地震前後之影像圖，根據地震前後影像圖所辨識出的變異點，提出了 21,969 處崩塌變異點的位置資料，圖 2-2 為台中、南投因 921 地震誘發崩塌的變異點資料，因 921 地震所引起之崩塌特性如下(王文能等，2000)：

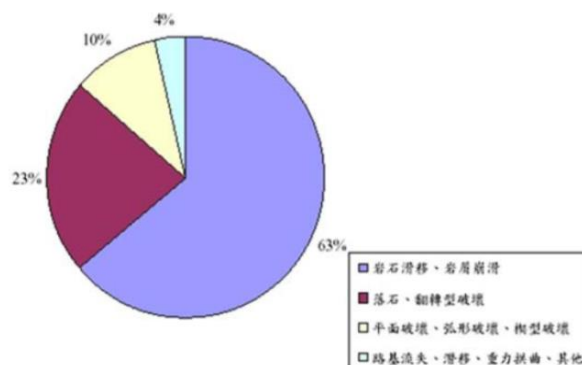
1. 崩塌地主要分佈在雙冬斷層至梨山斷層間的西部上衝斷層山地與雪山山脈；雙冬斷層以西與車籠埔斷層間，除了由頭嵙山層構成的九九峰表面崩塌外，地震崩塌並不多
2. 崩塌地特徵：
 - (1) 大多為小規模或表層崩塌
 - (2) 多發生在坡頂或陡崖邊緣
 - (3) 多發生在節理發達之砂岩、礫岩與台地堆積等地區
3. 發生崩塌之坡度以 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 最多，面積則以 $15^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 間所佔面積最大，其次為 $30^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 。
4. 地震崩塌地大多發生於坡頂。



資料來源：能資所 (2000)

圖 2-2 台中、南投於 921 地震中誘發崩塌變異點

國家地震工程研究中心(1999)在震災發生後的大地工程震災現地調查，動員了 21 組大學教授及專家學者進行崩塌地現地調查，並確實掌握了中部山區 436 處坡地破壞的資料，調查的結果如圖 2-3 所示。統計各坡地災害破壞狀況。其共分成五大項，分別是崩塌類型，崩塌地坡度，崩塌地坡形，崩塌地地形位置，以及崩塌規模。此次地震所引起的崩塌類型，最多的是岩石滑移、岩屑崩滑佔總比率 63%其次是落石、翻轉型破壞共計 218 處佔總比率 23%。



資料來源：國家地震工程研究中心 (1999)

圖 2-3 921 地震引發之崩塌類型統計

以地震引致的崩塌而言，通常以最大地表加速度(PGA)表示為地震在地表上對崩塌的影響，其單位為 $\text{gal}(\text{cm/s}^2)$ ，在地表上所受地表加速度越大則地表破壞越嚴重，而我國中央氣象局對震度分級之範圍如表 2-4 所示。

著名學者 Keefer(1984)將 1811 年至 1980 年由地震所引起的崩塌資料進行整理，其中共包含 40 個地震的崩塌歷史資料，研究中指出：

1. 儘管地震震度越大而崩塌地數量增加越多，但影響崩塌地主要以地質及環境為主。
2. 地震的規模越大，所影響的範圍越廣。

而在前人研究中，地震主要影響崩塌是在水平最大地表加速度 250gal 以上區域，而垂直方向的最大地表加速度對崩塌的發生則無太大關係(黃臺豐，1999；廖軒吾，2000)。由地震直接觸發的崩塌主要集中在水平最大地表加速度 400gal 以上的區域，而崩塌發生數量最多是在水平最大地表加速度 500~600gal 的地區(王文能、尹承遠等人，2000)。因此，就我國目前之震度分級範圍，可能發生震後崩塌的震度會發生在烈震以上地區，但就防災觀點此震度分級涵蓋震度值範圍太大，將造成震後防災應用的困難。建議應仿效美日等國，將震度分級再進一步細分。

表 2-4 中央氣象局地震分級表

震度分級		地表加速度範圍
0	無感	0.8gal 以下
1	微震	0.8~2.5gal
2	輕震	2.5~8.0gal
3	弱震	8~25 gal
4	中震	25~80 gal
5	強震	80~250 gal
6	烈震	250~400 gal
7	劇震	400gal 以上

第三節 崩塌潛因與誘因

國內外學者對於崩塌機制及發生的原因，均指出其原因極為複雜，且很少由單一因子構成。導致崩塌發生的影響因子一般被分成潛在因子(簡稱潛因)與誘發因子(簡稱誘因)(李三畏，1984，1986；張石角，1987)。本研究認為潛因是指坡地本身具備的基本環境條件造成破壞之因素，包括地質、地形、岩石強度、節理方向、植生等。另一類係非自然因素，例如人為開墾、開闢道路、社區、開墾土石礦等活動，屬人為因素造成，一般可稱之為人工邊坡。誘因則指可直接誘發坡地崩壞之變動因素，如降雨、地震、河道沖刷、地下水等。齋藤迪孝(1980)曾指出崩塌的發生可能是因為物體吸收水分，或是邊坡上方的承載量增加，因而導致剪應力增加，也可能是因為原來的邊坡工程開挖或河流切割坡腳，致使坡度增加而威脅邊坡的穩定度，本研究稱之為致災因子，此即變動因素的特性。

潛因與致災因子造成坡地崩塌的力學機制，可從塊體受力之分析探討坡地是否穩定或可能發生滑動問題。目前國內外學者普遍認為影響塊體可能滑動之力有二(吳俊鉉，2005)：

1. 滑動力：驅使塊體失去平衡的主要動力，亦稱為剪應力(shear stress)，其來源主要包括土石本身的重量以及外加的荷重或應力；
2. 抵抗力：塊體本身所提供，亦稱為抗剪強度(shear strength)，其來源則取決於材料之間的顆粒摩擦、膠結作用以及其他的內部應力。

若兩力達到平衡時，則塊體穩定不動。以坡地而言，若有其他因素促使滑動面下滑力大於抗剪強度時，則塊體開始發生滑動或崩塌等現象。由上可知，對於影響邊坡穩定的因素，即是足以影響剪應力及抗剪強度之因素。Fookes *et al.*(1985)認為大地構造環境、地質、地形及氣候等因素足以影響坡地穩定。張石角(1987)則認為坡地崩塌的主要致災因子為雨水和地震，且涉及之相關因子共有八項：坡度、岩質、高差、地質構造與坡向之關係、土壤、

不連續面之傾角、動態地形作用及水。張石角(1988)也提出由於坡地的地質與地形條件組合有利於邊坡運動，才使得在降雨或地震事件發生時，常造成崩塌現象發生。Koukis & Ziourkas(1991)提出可能影響邊坡崩塌的因子有 64 個之多，包括動態的致災因子及潛在的環境因子。溫振宇(2005)整理 1996 年~2005 年 43 篇與崩塌製圖相關文獻，指出在前人研究中，崩塌因子選取次數的多寡依次為為坡度、岩性、坡向、高程、土地利用、與水系相關(包括距離、密度等)、植生相關(包括種類、密度、年齡等)、與地文相關(包括距離、種類、構造單元等)、土壤相關(包括種類、厚度、組織等)、坡形、曲率相關(包括水平、垂直等)、降雨相關(包括累積雨量、降雨強度等)等。本研究進一步整理 1985 年~2013 年與崩塌相關文獻再加上溫振宇(2005)整理自 1996 年~2005 年與崩塌相關文獻共 72 篇，將各篇論文中之崩塌因子取出，作詳細的統計資料整理如圖 2-4 及表 2-5。

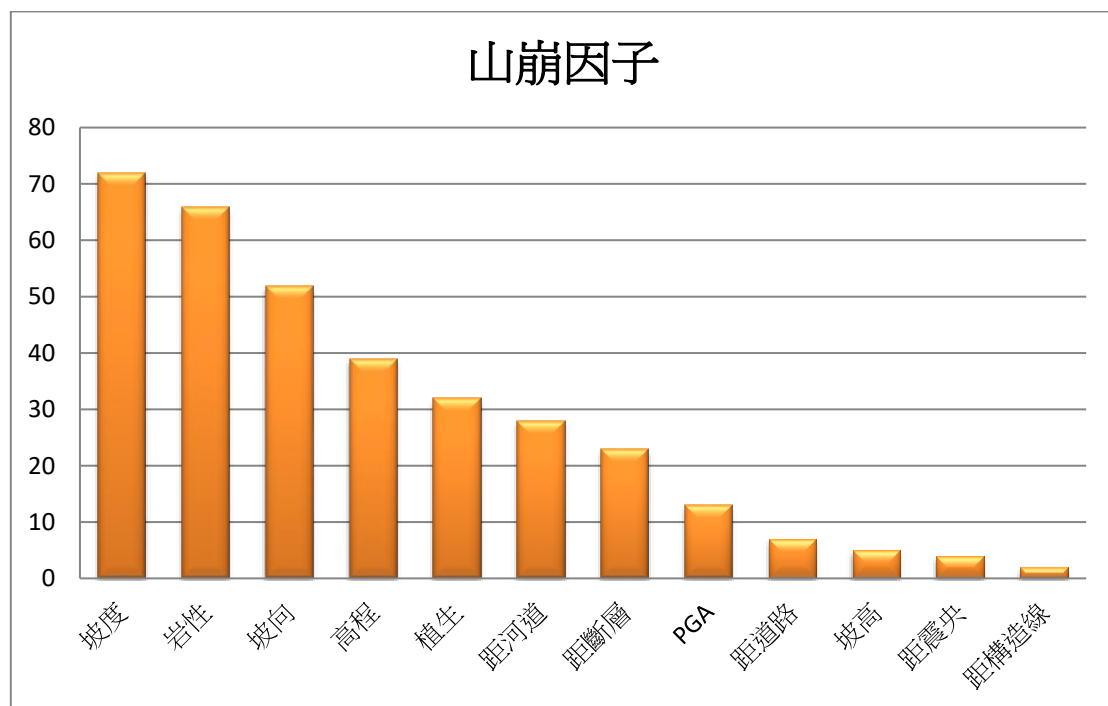


圖 2-4 1985 年~2013 年與崩塌製圖相關之文獻選取因子統計圖

表 2-5 1985~2013 年文獻選取因子

序位	作者	年份	坡度	岩性	坡向	高程	植生	距河道	距斷層	P G A	距道路	坡高	距震央	構造線
1	潘國樑	1985	○	○										
2	鄭元振	1992	○	○			○	○						
3	簡李濱	1992	○	○	○			○						
4	吳佐川	1993	○	○	○	○	○							
5	莊光澤	1994	○	○	○							○		
6	陳永寬	1994	○											
7	游中榮	1996	○	○	○	○	○	○			○			
8	黃台豐	1999	○	○	○					○			○	
9	楊智堯	1999	○	○	○		○							
10	林書毅	1999	○	○	○		○	○	○		○			
11	藍世欽	2000	○	○	○							○		
12	廖軒吾	2000	○	○	○			○	○	○	○		○	
13	呂政諭	2001	○	○	○					○		○		
14	詹永振	2001	○	○	○		○					○		
15	楊佳勳	2001		○									○	
16	王嘉燁	2002	○	○	○	○	○		○					
17	林淑媛	2003	○	○	○	○	○	○	○	○				
18	林彥享	2003	○	○	○	○	○	○	○	○		○		
19	鄭傑銘	2003	○	○			○							
20	廖啟雯	2004	○	○										
21	張哲銘	2004	○	○			○							
22	溫振宇	2005	○	○	○	○	○	○	○	○				○
23	曾聖權	2005	○			○	○							
24	高雅嫻	2005	○	○						○				
25	施俊廷	2005		○										
26	馮梓琰	2007	○	○	○	○	○							
27	彭文飛	2008	○	○										
28	陳俞旭	2008	○	○	○	○				○				
29	王美惠	2008	○	○	○	○	○	○						
30	廖啟岳	2008	○	○					○	○				
31	陳志豪	2009	○	○		○				○				
32	李馨慈	2010	○	○	○	○		○	○	○			○	○
33	劉盈劭	2013	○	○										
34	Gokceoglu <i>et al.</i>	1996	○		○	○	○	○	○					
35	Atkinson <i>et al.</i>	1997	○	○	○		○		○					
36	van Westen <i>et al.</i>	1997	○	○	○			○	○		○			
37	Fernandez <i>et al.</i>	1999	○		○		○	○	○					
38	Barredo <i>et al.</i>	2000	○	○				○						

序位	作者	年份	坡度	岩性	坡向	高程	植生	距河道	距斷層	P G A	距道路	坡高	距震央	構造線
39	Gorsecki <i>et al.</i>	2000	○		○	○		○						
40	Nagarajan <i>et al.</i>	2000	○	○	○	○	○	○						
41	Uromeihy <i>et al.</i>	2000	○	○					○					
42	Baeza <i>et al.</i>	2001	○		○	○	○							
43	Dai <i>et al.</i>	2001	○	○	○	○	○	○						
44	Lee <i>et al.</i>	2001	○	○	○	○	○	○						
45	Dai <i>et al.</i>	2002	○	○	○	○								
46	Kojima <i>et al.</i>	2002	○	○	○	○	○	○						
47	Nagarajan	2002	○	○	○	○	○		○	○				
48	Lee <i>et al.</i>	2002	○		○									
49	Cevik <i>et al.</i>	2003	○	○	○	○		○	○					
50	Dai <i>et al.</i>	2003	○	○	○	○								
51	van Westen <i>et al.</i>	2003	○	○				○	○					
52	Santacana <i>et al.</i>	2003	○	○	○	○		○						
53	Remondo <i>et al.</i>	2003	○	○	○	○	○							
54	Fernandez <i>et al.</i>	2003		○	○		○	○	○					
55	Chung <i>et al.</i>	2003	○	○	○	○	○							
56	Carrasco <i>et al.</i>	2003	○	○			○							
57	Lin <i>et al.</i>	2003	○	○	○	○			○	○				
58	Ayalew <i>et al.</i>	2004	○	○	○	○								
59	Cevik <i>et al.</i>	2004	○	○		○		○	○					
60	Ercanoglu <i>et al.</i>	2004	○	○	○	○	○	○	○		○			
61	Ercanoglu <i>et al.</i>	2004	○		○	○								
62	Lan <i>et al.</i>	2004	○	○	○	○			○					
63	Liu <i>et al.</i>	2004	○	○	○				○					
64	Zezere <i>et al.</i>	2004	○	○	○									
65	Chau <i>et al.</i>	2004	○	○	○	○								
66	Chau <i>et al.</i>	2004	○	○	○	○	○							
67	Suzen <i>et al.</i>	2004		○	○	○		○	○		○			
68	Phi <i>et al.</i>	2004	○	○	○	○	○	○						
69	Baldiviezo <i>et al.</i>	2004	○			○		○						
70	Lee <i>et al.</i>	2004	○				○							
71	Zezere <i>et al.</i>	2004	○	○	○									
72	Gomes <i>et al.</i>	2005	○	○										
73	Ayalew <i>et al.</i>	2005	○	○	○	○					○			
74	Moreiras <i>et al.</i>	2005	○	○										
75	Gomez <i>et al.</i>	2005	○	○	○	○								
76	Ermini <i>et al.</i>	2005	○	○										
	選取次數		72	66	52	39	32	28	23	13	7	5	4	2

資料來源：本研究整理

由於坡地崩塌影響層面廣泛，國內外之研究對於不同因子組合與崩塌之關聯性已經發展許多不同方法與研究，共同特性是通常選擇其關切之因子予以分析研究。本研究探討的是地震引致坡地崩塌的潛在因子及其影響，國外學者提出可能引起崩塌之因子高達六十四個之多，且許多是無法量化的因子。藉由過去文獻之回顧，在眾多可能影響崩塌之潛因中，大多選用坡度(地形)、坡向、高程、地質或岩性等因子、地質或岩性等因子，作為分析崩塌採用的重要變因(陳紫娥，1993；Dai and Lee, 2001；溫振宇，2005、蕭芝昀，2008)。此五類因子涵蓋在圖 2-4 所列之前五項重要因子之中。本研究亦針對這些因子予以考量，整理如表 2-6，以下分別針對影響崩塌災害潛因和致災因子予以探討。

表 2-6 影響崩塌災害之潛因和誘因

類型	分類	說明
潛因	地形因子	包括地質、岩性、坡度、坡向、高程等與坡面原始環境相關因子，其變動幅度緩、周期長，可視為不易變動之因子。
	植生因子	例如植被狀況。植生對崩塌影響是間接性的，植生佳地表排水較佳、土層緊實不易崩塌；植生差裸露地多，易沖蝕、入滲使土壤凝聚力降低而易崩塌。植生變動幅度大、周期短，集水區每年之植被狀況可能不同。
	水文因子	水系、河川、地下水位之影響。主因是河道旁坡地易受沖刷引致崩塌。理論上距河道越近易崩性越高，反之越低。
	人為開發	非自然因素，包括山區道路開發、開墾樹林成為梯田、山區別墅興建及採礦等。這些人為的開發活動擾動原有坡地的自然發展，改變環境特性。
誘因	降雨因子	過多降雨導致地表沖蝕及地表水入滲行為，促使邊坡穩定度降低，一旦塊體滑動力大於抵抗力，即會發生崩塌現象。
	地震因子	地震產生之振動和地表加速度會引致坡地塊體受到地震力而滑動或崩落；或震後土石鬆動造成易引發崩塌現象。

一、潛因

(一)地形因子(坡度、坡向、高程等)

以自然山坡地而言，影響邊坡崩塌發生之地形因子最重要的包括坡度、坡向等。探討坡度對坡地崩塌之影響，由於塊體受重力作用本身即具有崩落、崩滑之動能，因此坡度陡峭或平緩即會影響塊體脫離原本位置之滑動力及抵抗力(弱面摩擦力)。坡度陡峭之塊體因其沿坡面方向之重力分量大具有較大之滑動力，但不一定有較小之弱面摩擦力，端視弱面摩擦係數而定。然一般而言，較陡之坡地引發邊坡崩塌發生之動能較強，因此發生坡地崩塌之機率理應相對增加。反之，坡度平緩塊體具有較小之滑動力，因此引發崩塌之動能較弱，發生坡地崩塌之機率相對減少。此外，坡向對邊坡崩塌之影響，則主要與迎風面和地振動方向兩者相關。若降雨風面與坡向一致，會造成坡面直接承受大量降水蓄積；而若地震發生時與震波行徑方向一致，則易放大重力之影響，增加崩塌動能。

在一般觀念中認為坡度越陡則邊坡越不穩定，因此較容易產生崩塌災害。許多研究都曾探討坡度對坡地崩塌發生之影響及關連性。Campbell(1974)認為淺層崩塌事件多發生於坡度 $18.4^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 之間。Keefner(1984)針對歷史記載 40 個著名地震引發坡地破壞之案例進行統計，彙整出引發各種不同破壞類型之最低坡度關係。李三畏(1984)提出臺灣地區坡度在 31° 至 61° 之間最容易發生崩塌。Tibaldi *et al.*(1995)針對 1987 年南美厄瓜多爾安地斯山之地震引發崩塌案例進行研究，結果顯示於地震所引發之崩塌案例中，坡度的影響並不顯著，但卻與坡向有明顯的關連性，但此結論乃為個別案例之結論。沖村孝(1996)和奧西一夫(1996)在阪神地震後之六甲地區相關研究中指出，崩塌主要集中於 $30^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 之邊坡。游中榮(1996)以地理資訊系統對北橫地區之崩塌潛感度進行研究，發現坡度介於 30° 至 70° 之間最易引發崩塌行為，且高程位於海拔 800 公尺以下

之，發生崩塌之機率較高，坡向為北、東北、東及東南者，其崩塌機率較高。胡蘇澄(1997)利用 GIS 評估七家灣溪流域過往發生之崩塌危險區，於其研究區域中，坡度超過 45% 以上之崩塌累積面積佔全總崩塌面積的 91.6%。Crosta(1998)認為在義大利 Alpine 地區，淺層崩塌大多發生於坡度 25°~40°之間。Rodriguez *et al.*(1999)曾彙整過往崩塌案例發現：欲引發岩石塊體墜落行為，坡度必須在 35°以上才會發生；而欲引發岩石塊體滑移行為，坡度必須在 55°以上才會發生。黃臺豐(1999)研究 1998 年瑞里地震所誘發之山崩，發現大部分瑞里地震之崩塌案例都位於超過 55°以上之坡度，且不同地質破裂面活動的方向會對不同崩塌產生影響並與坡度坡向相關，崩塌之案例多分佈於北、西北、西、西南及南等五個坡向上。Mario and Randall(2000)針對 1994 年美國加州地區地震引發之崩塌案例進行研究，發現坡度介於 26°至 30°時具有最大之總崩塌累積面積，坡度介於 36°至 40°時具有最多數量的崩塌案例，而坡度介於 46°至 50°時之崩塌密度最高。Keefer(2000)針對美國加州地區因地震所引發的崩塌案例進行統計研究，發現坡度越大便具有越高數量之崩塌破壞。鄭錦桐(2005)由崩塌地統計結果發現，崩塌面積明顯增加的區域，坡度亦多分佈於 30°~60°間。Rajakumar *et al.*(2007)認為坡度 25°~45°間較易誘發崩塌，並認為坡度越高降雨停留於地表的時間越短，坡度太低不易形成誘發崩塌之條件。黃聖慈(2008)提出坡向易受季風方向、日照或降雨等影響，岩層之走向若與坡向相同極易產生崩塌。柯明淳等人(2012)認為崩塌地多分佈於 30°~50°間，但大型崩塌則多發生於 60°以上，且所占之崩塌百分比較高。

而針對集集地震所引發的崩塌，洪如江等人(2000)依據草嶺、九份二山、九九峰及中橫公路谷關德基段之崩塌案例資料庫分析，認為 90% 的破壞發生在大於 45°以上之坡度。廖軒吾等人(2000)針對集集大地震所引發之崩塌案例進行研究，發現大部分都發生在坡度超過 55%(28.81°)以上之

區域；而坡度超過 45° 時，崩塌有明顯增多之趨勢，坡向為南及西南之邊坡，其崩塌率例有明顯增加之趨勢。劉盈劭(2001)和張政亮(2005)調查震後崩塌地分布，發現其中崩塌主要集中分佈在坡度 $20^\circ \sim 60^\circ$ 的區間內。陳樹群等人(2004)探討 1999 年集集地震於南投縣九九峰地區引發之邊坡崩塌現象，發現邊坡坡度介於 $30^\circ \sim 60^\circ$ 間之崩塌案例佔總崩塌案例之 62.5%。由過去學者針對坡度所調查的結論，集集地震所誘發之崩塌，崩塌地發育個數最多者集中在坡度 $30^\circ \sim 40^\circ$ 之間，且絕大部份的崩塌地發生坡度介於 $20^\circ \sim 50^\circ$ 之間，且發現坡度越高的區域其崩壞比越大(王文能、尹承遠等人，2000；Weissel *et al.*, 2001，劉盈劭，2001；張子瑩，2002)。

由上述文獻可見，坡度對崩塌的影響並不一定越陡即崩塌量越高，還可能受其它因子的作用，例如地質條件、植生復育、降雨集中分布等。雖然這些不同的研究結論可能會受採用的研究方法、採樣方式、統計方法甚至崩塌的定義而有所差異。但可以觀察到的是，坡地發生崩塌的可能性隨坡度增加而提高，但並非嚴格遞增，而會在某高坡度後下降。這個現象可解釋為極陡坡因其多為裸露岩石，較鬆散土層已較少，因此已無一般定義之崩塌現象或可用樣本，自然無法藉由統計研究得知其崩塌特性。

(二)地質因子

地質即坡地材料的原生特質，研究者普遍認為原生岩層、強度或地質構造會影響該坡地是否易於發生崩塌；然而，地質的影響卻也是最複雜的，它包含岩性強度(rock strength)、地層結構(lithology)、土壤(soil)和風化(weathering)等特性。不同地質岩性於相同降雨或地震條件下會發生不同型式之崩塌行為，例如堅實而固結度高的岩層較不易發生崩塌，軟弱且破碎程度高的岩層則易引發崩塌或落石(Wilson and Keefer, 1985；黃臺豐，1999；廖軒吾，2000；王文能，2000；溫振宇，2005)。岩性的不同所以所形成的岩塊大小也不同，若是斷層、節理等構造通過岩體，則岩層的穩定

度就會降低，因此增加崩塌的發生機率(謝有忠，1999；林慶偉，2002)，在岩層中的地質構造、岩石強度及土壤厚度都會對於崩塌有一定程度的影響(張石角，1995；陳宏宇，1999)。此外，岩性也影響地震波的傳遞速度，越堅硬的岩層波傳速度越快，能量衰減也越慢，因此大多數地震學者皆認為岩性以及覆土層厚度，是影響地震衝擊的關鍵因素。

由於地質對崩塌具有相當程度之影響，過往許多研究都曾針對地質因子探討引發崩塌之種類、發生位置及所謂的邊坡穩定性。Keefer(1984)認為地震所誘發的山崩多發生在膠結不良或多節理面之地層；張石角(1998)以工程地質觀點將臺灣東部地區歸納為三個主要分區：硬岩區、軟岩區與沖積扇階地，各分區主要的崩塌類型，在硬岩為落石、軟岩為弧型地滑、沖積扇階地則是土石流；游中榮(1996)於北橫地區進行山崩潛感研究，發現以石底層、大寮層等沉積岩發生崩塌機率較大；Crosta(1998)認為淺層崩塌發生通常與該區土層厚度相關，且常發生於風化土層、冰河土層及沖積土層中；黃臺豐(1999)對瑞里地震所誘發的山崩分布進行研究，認為岩體強度不佳的卓蘭層及錦水頁岩具有較高的山崩率；Rodriguez *et al.*(1999)研究發現特定的地質狀況會造成特殊的山崩潛感；Keefer(2000)對美國加州地震進行研究，發現崩塌發生率與地層岩石分類的關係達到影響顯著，堅固而膠結良好的地層岩石分類有較低的山崩率；但分析其地質剪力強度與山崩率，則發現並無顯著影響關係。Keefer 認為此現象跟研究區域其他因子相關，例如坡度、地表運動等因素所干擾；洪如江等人(2000)以統計方法分析集集大地震所誘發的崩塌案例，發現超過 90%的邊坡破壞位於沉積岩及亞變質岩，但崩塌案例的分佈情形與地震所引發的地表最大加速度分布有一致的趨勢。代表在集集大地震案例中，地質對於引致崩塌有重要影響，此係震波之傳遞與衰減和地質高度相關之故；廖軒吾等人(2000)曾分析集集大地震之崩塌案例，發現地質年代最年輕的頭嵙山層最易產生

山崩，此案例代表地質年代與崩塌可能亦有關聯。Liu and Mason(2012)認為坡度越高會有較高的崩塌潛勢，但坡度越高的區位，通常其所屬岩性強度較高且岩石組成亦較堅硬，反而不易誘發崩塌；其實際進行現勘發現石灰岩多分布於坡度較陡峭處，而較脆弱的砂岩與泥岩，則分別位於中、低坡度，坡度與岩性因子彼此互相影響。

(三)植生因子

坡地表層土壤之植生狀況對崩塌影響是間接性的，通常植生被覆較佳之坡地之地表排水較佳、土層較緊實，因此復育良好的坡地較不易發生崩塌；反之，植生較差之坡地裸露地多，降雨易沖蝕、入滲使土壤含水提高而降低土壤凝聚力增加崩塌的可能性。因此植物生長情況在影響崩塌是否發生上，主要扮演降低降雨沖蝕地表及穩固土體的角色，以樹木生長茂密之森林與植生稀疏之坡地相較，植生佳之坡地由於葉冠茂密及地表可能有枯枝落葉保護，地表不易受降水直接影響。因此降水衝擊被減緩有助於增加地表滲流量及減少地表逕流量，入滲之滲流量經樹木根系吸收有助於樹木成長及根系於土壤中逐漸擴張，植物根系將可對塊體提供穩固力降低塊體降雨之影響。反之，植生差之坡地一旦遭遇強降雨或集中豪雨侵襲，地表易受降雨直接沖蝕而影響坡地塊體。降雨動能大促使地表水分不易入滲且地表逕流量大，首先影響的是促使樹木根系無法有效吸收水分及樹木生長不易，其次地表逕流量大持續沖蝕土壤地表，坡地塊體在如此作用下即可能發生崩塌。然而此影響主要係針對降水引致崩塌，對地震引致弱面破壞之崩塌則較無影響。

國內外針對植生對坡地穩定之影響亦已有許多研究成果，O'Loughlin(1974)、Ziemer(1981)、Abe and Iwamoto(1987)都曾提出砍伐森林植生將會促使坡地土體植生之根系力降低；Bishop and Stevens(1964)及Endo and Tsuruta(1969)研究發現砍伐邊坡植生後 3 至 10 年期間，淺層崩

塌發生頻率會增加。植生減少後之根系力衰減情況及後續植生恢復時之最小根系凝聚力，皆會影響該處崩塌發生再現性；Ziemer(1981)認為邊坡塊體之植生經砍伐後，該地區約需經過 15 至 25 年植生復育，才能使該坡地之植生根系強度恢復。

(四)水文因子

水文因子係指水系、河川、地下水位對於崩塌之影響，最常見的是河道旁坡地受水流的冲刷導致坡腳掏空引致崩塌。一般所指水文因子如河川級序、距河道距離等。理論上距河道越近因水的影響崩塌潛感越高。尤其是颱風期間所挾帶大量降雨，易於坡地上游發生地表逕流而快速匯入河川導致水位暴漲，此現象極易引發坡地崩塌發生。Fourniadis *et al.*(2007)將水系分為主要、次要以及最小支流等三個等級，並認為不同水系等級具有不同的影響範圍，稱之為緩衝區，緩衝區內應有較高之崩塌潛勢。Quinn(2010)曾針對加拿大東部地區建立崩塌潛勢地圖，認為大量崩塌區域鄰近地表溝渠並與流量大小有關。Liu and Mason(2012)指出鄰近河道之坡地本身地形較為陡峭，同時受到地表逕流或降雨沖蝕作用影響，易造成附近地表土壤含水量較高而增加崩塌發生可能性。

(五)人為開發(非自然因素)

臺灣地小人稠，山坡地土地開發是不得不然的經濟活動。正因如此，山坡地由於經濟發展或人類活動等因素而開發，若開發過後無考慮之保護措施，將導致崩塌事件頻率增加且危及住民之生命財產安全。臺灣地區山坡地人為開發現象包括山區道路開發、開墾樹林成為梯田、山區別墅興建及採礦等行為，此類行為都代表者經濟逐漸成長及都會的發展；但亦代表人類活動正不斷入侵自然界。以臺灣屬海島地形且平地面積不及總面積的三分之一，人為開發行為隨著經濟發展必定會進入山區。這個現象由民國 70 年代間的經濟起飛到民國 80 年代中期的土砂災害出現可見此變遷。時

至今日水土保持的觀念演進，可看出人為開發引發坡地崩塌現象的關連(吳俊銘，2005)。以常見的公路建設為例，由於交通聯絡需要，台灣有許多主要公路位處地勢高陡的山區或緊鄰水流湍急的溪谷。此外，坡地開發造成土地利用度增加，建物、農地、水利用地等都會擾動原有坡地的自然發展。李三畏(1984)認為大量的改變山坡地原有型態及土地利用現況容易引發崩塌，且認為因人為開發因素而導致坡地崩塌現象，跟四項原因相關，包括選擇地點不當、設計施工技術不良、缺乏臨時保護措施及缺乏緩衝及保護區；張石角(1987)認為山坡地開發為社區、道路或其他土地利用，常會削弱邊坡穩定度而發崩塌，進一步將導致開發地區本身或其下鄰近地區的災害。

二、誘因(致災因子)

(一)地震因子

臺灣位於菲律賓海板塊和歐亞大陸板塊之間，地震活動相當頻繁。地震所產生之地表振動和地表加速度會引致坡地塊體滑動或崩落，最著名的案例為 921 地震時，南投縣國姓鄉南港村九份二山地區及南投縣草屯鎮九九峰地區山坡地的大量崩塌。過往以地震角度探討崩塌之研究相當多，亦屬土木及大地工程研究的一環。Keefer(1984)在 1984 年對歷史上有記載的 40 個地震誘發的崩塌進行研究，繪製地震強度及地震規模可能引發崩塌之最遠距離關係圖，其認為芮氏地震規模需大於 4.0 方能引發崩塌之最小震度；Tibaldi *et al.*(1995)對南美厄瓜多爾安地斯於 1987 年 3 月發生的地震進行研究，研究指出：該地震所誘發的崩塌主要受地表振動行為所影響，崩塌分佈與等震度線所形成之橢圓趨勢相近；黃臺豐(1999)以衛星影像輔助探討 1998 年臺灣嘉義瑞里地區地震所誘發的崩塌分佈進行研究，其認為發生區域皆位於水平最大地表加速度超過 250gal 以上之區域，且多位於震央距離 15 公里以內；洪如江等人(2000)針對 1999 年集集地震所

誘發的崩塌進行統計分析，認為當垂直向地表最大加速度大於 200gal 且水平向地表最大加速度大於 150gal 的地震即可誘發崩塌；廖軒吾等人(2000)針對 1999 年集集地震進行研究，認為地表加速度超過 250gal 之區域，崩壞比明顯地大於其他地區。由上述可知地震對引發坡地崩塌之影響。

(二)降雨因子

降雨對邊坡穩定之影響主要在於過多的降雨導致地表沖蝕及地表水入滲行為，影響層面包括：(1)坡地塊體因吸收水分而使土壤達飽和，致塊體質量增加滑動力提升；(2)降雨過大造成表層土壤的沖蝕，致土層逐漸有向源、向下或側向之侵蝕現象；(3)土壤或破碎岩體內水分增加，導致膠結作用降低及顆粒摩擦係數降低，土壤孔隙水壓提高。前述三種現象皆促使邊坡穩定度降低，一旦塊體滑動力大於抵抗力時，即會發生崩塌現象。這類崩塌現象與降雨型態亦相關，集中型豪雨由易引發山崩，持續性降雨因地下水位上升易引發地滑。進一步探討，可分成降雨量及降雨型態對崩塌之不同影響。

由於崩塌之影響因素廣泛，降雨量對崩塌之影響，有時很小的降雨即會引發崩塌，有時極高的降雨也沒有崩塌產生。因此，降雨指標的選取常因研究者的認知和觀察有所差異，常見的如降雨強度、降雨延時及累積降雨等，亦有採用綜合指標來描述，例如現行土石流警戒以總有效累積雨量及降雨強度之乘積為降雨驅動指標 RTI 值。然而，不論何種因子，目前研究者多先關注於引發邊坡崩塌「臨界降雨量」(rainfall threshold)到底是多少，也是政府防災部門極關切的課題。臨界降雨量的大小與研究區位和其環境因子高度相關，因此不同地區、環境條件之崩塌臨界雨量必定不同。另一類研究的方向，即如前述曾提及的潛感分析方法，利用多變量統計模式將雨量視為某說明變量，最常見即羅吉斯回歸分析建立崩塌模型。此外，理論分析亦常用於崩塌穩定分析，常見則是以無限邊坡理論計算邊坡崩塌

之安全係數，但此類方法屬於局部的邊坡穩定分析，需要詳細的地質調查及鑽探資料，不適用於廣域崩塌評估。降雨型態對於崩塌之影響，較著名的研究是池谷浩(1980)將引致崩塌之降雨型態分為三類。第一類為集中型且強度大之降雨，其短時降雨強度為關鍵因子。由於雨水對表層土壤產生沖刷作用，此類降雨主要形成淺層崩塌現象；第二類則為降雨延時長但強度不大之降雨，其長延時降雨量為關鍵因子。此類降雨會促使塊體吸收過多水分，進而易產生地滑現象；第三類則介於上述降雨類型之間，此類降雨關鍵因子可能受短時降雨和長延時降雨共同作用而產生崩塌現象。

降雨因子對崩塌影響之相關研究甚多，例如 Leopold(1945)以年平均降雨量與年平均溫度繪製可能誘發崩塌之區域圖，並訂定可能引發塊體移動之區域。Lumb(1975)以香港地區邊坡崩塌案例進行研究，發現當日雨量超過 100mm 或十五日累積雨量超過 350mm 時，即可能發生崩塌。高申錡(1994)以阿里山公路沿線山區為例，當累積雨量超過 150mm 時即可能引發崩塌。謝正倫(1995)及范正成(1999)皆曾以引發邊坡崩塌之降雨量值進一步訂定土石流發生之臨界降雨量值。Polemio and Sdao(1999)利用重現週期之或然率歸納降雨量與邊坡崩塌之關係。Bell and Maud(2000)利用南非 Natal 地區單一均質砂岩區於 1970-1991 年間的崩塌資料，研究降雨因子與崩塌間之關係，發現當兩小時降雨量超過 100mm 或 15 天累積雨量達 450mm 時，皆會產生崩塌行為。Glade *et al.*(2000)以降雨造成之崩塌為研究對象，以每日降雨量與 10 日的前期降雨量作為指標。該研究成果指出引發崩塌的降雨特性在各地區皆不同，除了崩塌樣本的完整性差異外，也會因環境條件不同而造成影響；此外，研究發現降雨量越高，所需之前期降雨就越小，也就是引致崩塌所需的兩者間似乎成反比趨勢。陳紫娥(2000)研究花蓮溪及秀姑巒溪兩流域河谷沖積扇的土砂災害性質，結果發現在日雨量超過年雨量 1/7 或 300 公釐的降雨條件時，土砂災害發生率分

別為 94%及 88%；另外，當三日累積雨量達平均日雨量的 24 至 30 倍時，致災率分別為 62%及 80%。Dai and Lee (2001)採用香港地區 1984-1996 年間之崩塌資料，利用降雨量及崩塌面積進行統計分析，發現不同規模之崩塌行為與累積降雨量相關。Lee *et al.* (2008) 採用事件型崩塌目錄及崩塌潛在因子，利用最大時雨量作為誘發因子以多變量分析建置崩塌潛勢模式。Rossi *et al.* (2010)蒐集 1951-2002 年間義大利之崩塌事件並繪製地區型崩塌目錄，以每日崩塌數量及每場事件崩塌數量和每日降雨量作為指標進行分析，研究結果指出前期降雨越長則崩塌與降雨強度越相關。

第四節 災害風險分析

風險管理最早應用於 19 世紀末經濟課題探討，近代已廣泛應用於不同領域中。風險評鑑係風險管理中最為重要的一環，決定了面對可能風險時之指導、管制、計畫與政策。風險評鑑包含風險鑑別、風險分析和風險評估三個主要過程。根據中華民國國家標準(2012)「風險管理—詞彙」(CNS 14889, Z 4066)所述，本研究以災害管理的觀點將此三個過程分別說明如下：

一、風險鑑別

係發現、認知及描述災害風險之過程，包括風險緣由、事件、大小、其原因及潛在結果(後果)之鑑別，可經由歷史數據、理論分析、已知現象與專家判斷描述災害風險之需求。災害風險鑑別之目的即為瞭解致災環境可能的危害因子，並鑑別災害風險可能造成的衝擊及影響。

二、風險分析

係理解災害風險的本質並決定風險等級之過程，包括頻率分析(frequency)、脆弱度分析(vulnerability)、暴露分析(exposure)及後果分析(consequence)。頻率分析即災害事件發生之可能性或週期。脆弱度分析即風險緣由的致災性，表示導致危害後果的本質。暴露分析為針對曝險對象估計或評價其涉入災害風險之程度，描述災害風險實質的危害程度，所以視評價之對象又常稱為暴露度或暴露量。後果分析則為估計災害風險可能造成的損失大小，作為風險對策的成本及效益的基準，例如損失金額或其它損失量。前二者由於牽涉具體的量化分析結果，為風險分析中最為關鍵的工作。

三、風險評估

係將風險分析之結果與風險準則相比較，以決定災害風險及／或其後果是否可接受或可容忍的過程。風險準則係依評估災害風險之顯著性所定義。以災害管理的觀點，風險準則可定義自標準作業程序、防救災計畫、防救災對策或其它防救災需求。

在上述三個過程中，風險鑑別即是所謂的災害潛勢分析，可藉由災害特性、過去發生事件、理論分析來描述；通常也和風險分析過程中的災害頻率分析共同討論，而形成所謂的危害度分析，例如地震災害的 PGA 推估、水災的淹水深度模擬等。共通特性就是風險鑑別必須基於某個災害規模的想定，作為後續風險管理的基準，一般稱之為災害規模設定或災害防護規模 (defense magnitude)。第二個過程－風險分析，涵蓋的數理層次極廣，可應用的元素包括機率(probability)、頻率(frequency)、脆弱度(vulnerability)、易損性(fragility)、風險矩陣(risk matrix)、風險等級(level of risk)等。因此不同類型的災害衍生出許多不同的分析方法。一般而言，風險分析皆以危險事件發生的機率與其後果的組合來描述，並根據問題的清楚描述(即災害頻率分析、脆弱度分析、暴露分析及後果分析)建立複雜問題的分析模式。United Nations Disaster Relief Organization (UNDRO) (1979)曾針對風險問題中的災害風險分析提出一個定量的風險計算模式，表示如下：

$$\text{Risk} = \text{Hazard} \times \text{Vulnerability} \times \text{Exposure} \quad (2-1)$$

上式中的 R 代表風險； H 為危害度，包含災害潛勢的頻率或規模，係風險鑑別和頻率分析的結果； V 為脆弱度或易損性，表示在災害潛勢的頻率或規模下風險問題發生的性質、程度或機率； E 為暴露度或暴露量，表示曝險對象(保全對象)涉入風險問題之程度(損失)。式(2-1)完整表現災害風險分析的定義和組合特性，因此廣為研究者所採用，亦適於作為災害風險管理課題的基礎。因此亦被許多學者稱為風險三要素(risk triangle, Crichton, 1999)。

對於第三個過程－風險評估，則係依據風險分析之結果與定義自標準作業程序、防救災計畫、防救災對策或其它防救災需求之準則比較。藉以界定災害風險後果是否超過可接受或可容忍的範圍，其中包括防救災物資、機具、人力、資源等需求評估，並據以改進及改善防救災對策。在風險評估過程使用的元素，則包括風險之對策、度量、裕度、迴避、彙整及接受。

第五節 崩塌災害評估方法

在地質學的領域上所謂崩塌潛感分析主要分為定值法與機率法兩大類(李錫堤與黃健政, 2005; 李錫堤, 2009)。定值法是以極限平衡計算的無限邊坡分析方法為基礎, 常被運用來預測及模擬地震或豪雨誘發的崩塌分布。統計法則是以統計多變量分析方法為主, 須使用長時期的崩塌目錄作為機率分析的基礎, 用來預測某一再現期的崩塌分布(Varnes, 1984; Guzzetti *et al.*, 1999; van Westen *et al.*, 2006)。統計法假設坡地的水文歷程與降雨為輸入值, 而崩塌發生則為輸出值; 其需藉由分析已發生崩塌區域各項影響因子組合, 諸如過去崩塌歷史資料與降雨特性資料, 以統計學方式推估崩塌時之臨界降雨特性。其優點在於以真實資料進行分析較為詳實可靠, 缺點在於需要大量歷史資料進行分析與趨勢預測。Bell(2000)研究指出, 崩塌發生之位置具有災害再發生之特性, 新崩塌地常發生於舊有的崩塌地範圍之內, 故對於現有崩塌地歸納發生可能性為此類評估之重點。災害事件機率分析(probabilistic hazard event analysis)已是目前天然災害相關研究的趨勢, 機率分析過程需要假設合理的機率模型與可靠的資料。然而對於高度複雜且關聯眾多因子的坡地崩塌災害分析(landslide hazard analysis)並不容易建構可涵括所有因子的機率模型, 因此過去研究多以多變量統計模式來進行, 例如多元線性迴歸(multiple regression analysis)、羅吉斯迴歸(Logistic regression)、判別分析(discriminant analysis)或不安定指數法(dangerous value method)(Mark and Ellen, 1995; 廖洪鈞等人, 2001; 胡婷雅, 2002; 張弼超, 2005; 黃仕先, 2008)。這類分析方法目前仍多被歸類為潛感分析(landslide susceptibility analysis)(李錫堤, 2009), 其主要目的在於評估廣大區域之山坡地穩定及繪製崩塌潛感圖。對於機率式坡地崩塌災害分析的實用進展仍是此類課題待努力的方向(李錫堤與黃健政, 2005; 李錫堤, 2009)。

在崩塌潛感分析方面之相關研究，已有學者將其大致分為定性法(qualitative)與定量法(quantitative)兩大類別。定性法是依其性質內容，再分為地形判釋法及專家評分法兩種，地形判釋法是由專家依照經驗直接針對地形判釋劃設崩塌潛勢區(Ives and Messerli, 1981; Varnes, 1984; Lee, 1990)。專家評分法亦是由專家依照經驗，就現場調查之崩塌情形，針對各崩塌因子作相對的排序，再賦予各因子之權重值，最後將各因子疊合，利用各因子權重計算最終之崩塌潛勢(Stevenson, 1977; Ives and Bovis, 1978; Sidle, 1985, 張石角, 1998)。然而，地形分析法及專家評分法可能存留主觀經驗，其分析結果會有因人而異的困擾存在。定量法則是運用統計方法分析已發生崩塌地之因子組合，再以定量方式針對目前尚未發生崩塌但具有相同特性之因子組合的區域進行崩塌潛勢值之預測。定量法主要包括多變量分析法、主成分法、卡方分配檢定法、費雪區別函數、不安定指數法、永久位移法、類神經網路法及模糊權重法等等(簡李濱, 1992; Kobashi and Suzuki, 1988; 蘇苗彬等人, 1998; Carrara et al. 1999; 范正成等人, 1999; 楊智堯, 1999; 謝豐隆, 2000; 范正成等人, 2002; 張弼超, 2005)。本研究目標係發展坡地易損性曲線，為此領域之全新課題與觀念。比較過去研究方法之適宜性，可突顯本研究之應用價值。因此以下將針對目前國內外常見之崩塌潛勢評估方法進行探討，分述如下。

一、不安定指數法

不安定指數法起源於簡李濱(1992)應用地理資訊系統建立坡地安定之評估方法，主要以模式評估因子之分類或分級類別為對象，計算所得之不安定指數可描述單一因子對所分析類型的坡地不安定程度，並利用不安定指數描述坡地之災害潛感大小。其估算流程分為以下三個主要步驟：

1. 單一因子分析：包含因子的分級及分類、各分類等級之災害密度統計及因子各分類等級安定指數之計算。

2. 因子組合分析：包含分析因子的決定、因子權重之計算及各類型災害不安定指數之計算。
3. 災害聯合分析：包含坡地不安定指數之計算及坡地發生災害類型之預測。

不安定指數估算公式如(2-1)式所示：

$$D_{Total} = D_1^{W1} \times D_2^{W2} \times D_3^{W3} \dots \times D_n^{Wn} \quad (2-2)$$

其中 D_1 、 D_2 、 $\dots$ 、 D_n 代表各評估因子之不安定指數值，如坡度因子或材料因子等，而 $W1$ 、 $W2$ 、 $W3$ 、 $\dots$ 、 Wn 則為各因子之權重值，疊加之後得到的不安定指數值介於 1-10 之間，數值所代表的意義是當數值等於 10 時，表示在所有的資料中，此坡地發生破壞的可能機率為最大者；數值等於 1 時則表示在所有資料中，此坡地發生崩壞可能機率為最小者，不安定指數值越高代表其發生崩塌的可能性越大，反之越小，而權重值以次方之指數型式出現，其代表之意義為當權重值為 0 時，則此因子的值變為 1，不影響乘積之結果，即代表因子為無效因子應予剔除，當權重值越大時，其影響不安定指數值越大，即代表著此因子越重要(蘇苗彬等人，2009)。各因子不安定指數之數值計算方法，係利用發生災害密度作衡量之基準，而災害密度值計算有兩種表達方式。其一為利用災害發生案例之崩塌個數密度及利用災害發生所佔面積之崩壞比等。一般乃將研究區域劃分為若干網格，再以崩塌發生案例的網格數除以研究區域內之總網格個數，而得該因子之不安定指數評估值，估算公式如下式：

$$D = \frac{9(X_i - X_{\min})}{(X_{\max} - X_{\min})} + 1 \quad (2-3)$$

其中 D 代表該因子之不安定指數， X_i 代表崩壞比， $X_{\max}$ 代表因子分類中崩壞網格密度百分比最大值， $X_{\min}$ 代表因子分類中崩壞比最小值。而各因子

之權重 W_1 、 W_2 、 $W_3 \cdots$ 、 W_n 則代表各因子對應之不安定指數所佔有之影響比例，各因子間比較計算之權重數值計算，其估算步驟有二。

1. 計算各因子權重比較值

因子及分類的好壞，將會直接影響因子能否敏銳描述坡地安定性問題之相關程度。因此，估算方式可利用各類等級統計而得崩壞比的變異係數，代表因子分類對發生崩壞機率的靈敏度。當因子變異係數較小時，各分類或分級發生崩壞機率相近，表示該因子之分類無法將崩壞機率高之地區決定出來；反之若變異係數較大者，則可利用此因子分類而決定出較清楚的坡地安定等級。變異係數估算公式如下式：

$$V = \frac{\sigma}{X} + 100\% \quad (2-4)$$

式中之 V 為變異係數， σ 為標準偏差， X 為平均值。

2. 計算因子權重值

利用各因子間所計算出之變異係數，除以全部變異係數值之總和，即可得該因子之權重值，估算公式如下式：

$$W_i = \frac{V_i}{V_1 + V_2 + \cdots + V_n} \quad (2-5)$$

式中之 W_i 代表第 i 個因子之權重值， V_i 代表第 i 個因子之變異係數。

二、岩石工程系統法

岩石工程系統法起源於英國學者 Hudson 於 1992 年所提出之岩石工程系統(rock engineer system)，此法在國外有許多研究案例，但在國內尚未被廣泛使用。Jiao and Hudson(1995)曾結合模糊集觀念與岩石工程系統進行邊坡穩定評估。Yang and Zhang(1998)亦曾結合類神經網路概念與岩石工程系統用於邊坡穩定評估。Castaldini *et al.*(1998)利用岩石工程系統將地體構造、地震學、地質學、水文地質學、地形學、土壤力學及岩石力學等學門之研究

結合對地震誘發之地表效應進行探討，以期能表現影響岩石靜態及動態穩定狀況的各種影響因子的複雜關係。岩石工程系統可視為一種解析分析，藉由瞭解塊體之特徵再經岩石工程系統解析後，塊體之每一特徵都能被應用。這種方法應用塊體之特性，共可分為五個步驟(吳俊銘，2005)。

1. 選取影響坡地穩定的因子

以主觀方式選取可能影響坡地穩定之因子，如地震、水文、氣候、人為開發、坡地原先狀態、坡地特徵… 等因子，選取因子可能可對坡地崩塌系統有代表性之意義，且各因子間性質必須減少重複。

2. 因子矩陣編碼

將因子以對角線方式排列於矩陣上，並以給分方式決定各因子間之相互影響關係，分數值由最低 0 分(兩者無明顯之交互影響作用)至最高 4 分(兩者有明顯之交互影響作用)。當矩陣中各因子間之交互影響作用完成給分後，將各行各列之分數值累計，各列之分數值總和代表該因子對穩定系統之影響程度，亦稱為誘因值，各行之分數值總和代表坡地穩定系統對該因子之影響程度，亦稱為效果值。誘因值越高及效果值越低之因子，代表該因子對坡地穩定系統具影響性，但該因子卻不受其他因子之影響，此即為坡地穩定系統之重要因子。反之誘因值越低及效果值越高之因子，代表該因子對坡地穩定系統不具影響性，且該因子易受其他因子之影響，此即為坡地穩定系統之次要因子。

3. 決定各因子之相對重要性

將上述因子交互影響評估矩陣中之誘因值及效果值量化，即可給定各因子於坡地穩定系統評分之權重，權重值之給定如下式所示：

$$W_i = \frac{(C + E)_i}{\sum (C + E)} \quad (2-6)$$

式中之為各因子經估算後之權重值，則為各因子之誘因值，則為各因子之效果值。此步驟檢驗各因子間之相互影響關係，考量各因子間是否獨立，可消除因子間之相依性對坡地穩定評估之影響。

4. 因子細部評分分級

各因子間必須給定評分方式，以決定研究區域之坡地特性於對坡地穩定之影響，評分方式可由 0 分(與坡地穩定完全無關)至 N 分(與坡地穩定非常相關)， N 值之給定乃視該區域坡地特性決定之難易程度，一般為簡化評分流程，評分方式乃為 0 分(與坡地穩定無關)、1 分(會影響坡地穩定)及 2 分(主要影響坡地穩定)等。分級的界限主要考慮研究調查區內的各因子變異的範圍，亦考慮因子對坡地不穩定的實際意義。

5. 估算岩體不安定指數(RMII)

定義岩體不安定指數作為坡地穩定與否指標值，估算方式如下式：

$$RMII = \sum W_i \times P_{ij} \quad (2-7)$$

上式中之 $RMII$ 即為總評分之不安定指數值，則為各因子之權重，則為各因子之細部評分值。所得之 $RMII$ 值越大，則代表該坡地越不穩定。

三、統計分析法

統計分析法應用範圍極廣，廣義而言前述二種方法皆可歸類於統計分析，其他較常見的如判別分析、多評準決策、羅吉斯迴歸等(Mark and Ellen, 1995; 廖洪鈞等人, 2001; 胡婷雅, 2002; 張弼超, 2005; 黃仕先, 2008)。而近年最常見的即是羅吉斯迴歸模型(logistic regression model)，羅吉斯迴歸是對數線性模型的一種特殊形式。當對數線性模型的二元變數被當作應變數並定義為多元變數(自變數)的函數時，對數線性模型即是羅吉斯迴歸模型。在二元變數分析中較常用的函數是羅吉斯分布。其值域在 0 與 1 之間有著 S 形狀的曲線，類似於隨機變數的累積分布曲線。其數學型式可寫為下式：

$$\ln\left(\frac{P_i}{1-P_i}\right) = \alpha + \sum_{k=1}^k \beta_k x_{ki} \quad (2-8)$$

其中，為給定自變數時的事件應變數，由於其在 0 與 1 之間變化因此類似機率，通常可被視為崩塌潛勢值。利用蒐集調查之崩塌事件目錄所建立之自變數至構成的樣本，以及事件發生與否的判定(即 0 或 1)，即可用於描述在特定條件下事件的崩塌潛勢。

四、動態雨量崩塌潛勢模式

近年來經濟部中央地質調查投入許多人力及經費致力於發展國內崩塌潛勢模式，並自 2002-2006 年間完成為期五年之「都會區及周緣坡地整合性環境地質資料庫建置計畫」(經濟部，2006)，並建立無外部因子崩塌潛勢模式。其後自 2007-2010 年間完成為期四年之「都會區及周緣坡地崩塌潛勢評估」與「高山聚落地區地質災害基本調查計畫」(經濟部，2010)，完成都會區周緣坡地地質分區劃設、事件型崩塌目錄建置與坡面單元劃分等工作，並搭配豪雨引致崩塌事件之雨量資料，發展豪雨誘發崩塌之潛勢評估模式。自 2011 年起即針對崩塌臨界降雨量，採用定率法模式進行其臨界雨量反算，反推各坡面單元崩塌臨界雨量值。研究中並提出以「動態雨量崩塌潛勢模式」求取崩塌潛感值(P)，針對可能具有崩塌潛感之地質分區劃設其臨界雨量(朱晃葵等人，2012)，其模式概念係以降雨前的崩塌潛勢及降雨引致崩塌潛勢來評估崩塌潛勢值，以坡面單元無外部因子山崩潛勢值(P_0)與臨界累積雨量權重值($W(R)$)之線性疊加，做為動態雨量崩塌潛勢模式之基礎，如下式：

$$P = P_0 + W(R) \quad (2-9)$$

式中 P 即為崩塌潛勢值； R 則為累積雨量值； P_0 為岩屑崩滑型崩塌潛勢值(亦稱為無外部因子山崩潛勢值)，考量了 10 項地文因子，包括順向坡、向源侵蝕、受河岸侵蝕程度、岩體強度分級、岩性、坡度、坡度均勻度、邊坡陡坡比例、坡高及坡型，再經由崩塌目錄中已發生崩塌事件經由羅吉斯迴歸

求取； W 為某地質分區坡面單元受降雨影響之權重值，係經由蒐集過去崩塌發生之調查資料及崩塌時間之雨量資料，計算 $(1-P_0)$ 值與調查事件雨量值進行線性迴歸而得之權重值。該研究將全臺劃分為 15 個地質分區進行初步設定，分別求其 P_0 及 W 值。以西部麓山帶砂頁互層區為例，其 $W=1.012\times 10^{-3}$ ，與西部麓山帶砂頁互層區之 P_0 線性疊加後，即可求其動態崩塌潛勢，如圖 2-5 所示。於颱風豪雨時則由累積雨量之觀測判定坡面單元穩定與否。其判別式如下：

$$\begin{aligned} P &= P_0 + W(R) < 1 \quad (\text{穩定}) \\ P &= P_0 + W(R) = 1 \quad (\text{臨界}) \\ P &= P_0 + W(R) > 1 \quad (\text{不穩定}) \end{aligned} \quad (2-10)$$

動態雨量崩塌潛勢模式將崩塌潛勢值區分為無外部因子山崩潛勢值與臨界累積雨量權重值。此簡化線性模式所得並非崩塌機率而係一無因次之崩塌潛勢值，可作為山崩潛勢評估之參考。

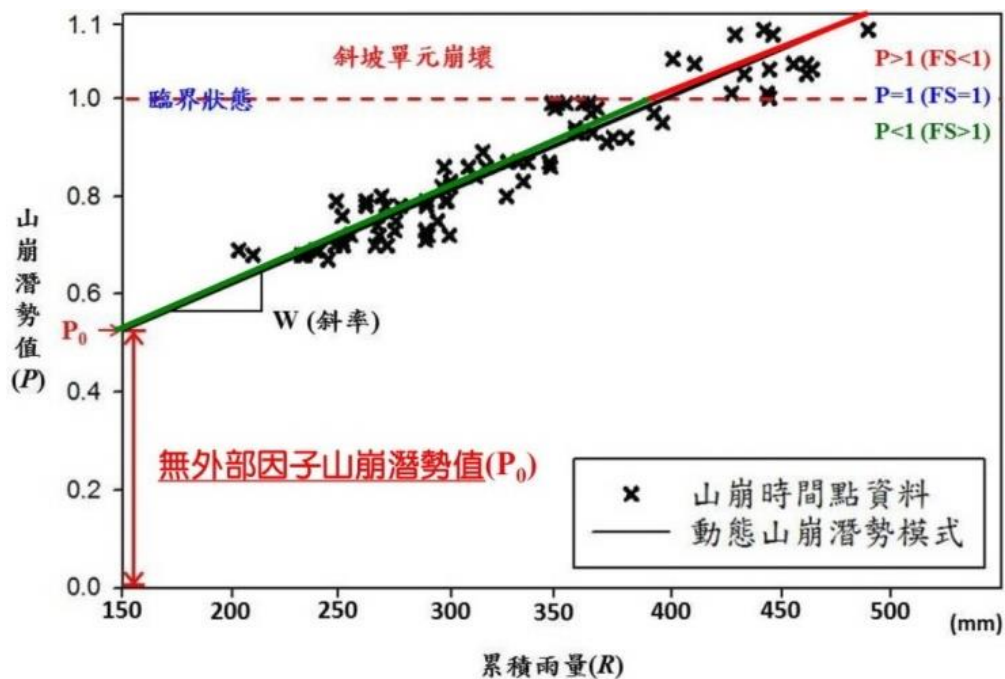


圖 2-5 動態崩塌潛勢線性疊加模式

第六節 地震易損性分析

工程上易損性曲線(fragility curve)的概念最早被地震工程專家應用於描述地震中橋梁或建築物之損害可能性評估(Ang and Tang, 1975; Rossetto and Elnashai, 2003; Rota *et al.*, 2008; Shinozuka *et al.*, 2000; 李秉乾等, 2005)。在探討地震導致結構物破壞之問題上，可利用結構分析的方式來進行目標結構的耐震分析，不論利用靜力分析或動力分析，皆可輕易得到所設計結構的耐震評估結果，但事實上土木工程未必能夠完全依照結構設計的期望來建造理想的建築物，肇因於工程上具有相當多的不確定性因子，諸如施工技術、品質管理、材料品質變異、地質條件、設計規範等等。因此就巨觀而言，對於建築物遭致地震侵襲時的破壞，就可被描述成一個高度複雜因子的統計問題。而針對這樣的問題，統計學家及地震工程學家即提出以建築物易損性曲線描述建築物受震時可能的破壞機率。近年來，由於越來越重視地震災害的威脅，建築物易損性曲線已成為地震災損評估及風險分析必要的工具之一(Whitman, *et al.* 1997; Yamazaki, 2001; Shibata, 2006)。而所謂建築物易損性曲線，即是描述在不同的強地表因子下(如尖峰地表加速度、尖峰地表速度、地表最大位移等)建築物產生不同損害狀況的機率值；如圖 2-6 所示，不同損害程度可藉由累積機率分布曲線各別描述，可應用於評估建築物在地震後的可能損壞情形(功能性與經濟性)及修復所需的成本(金錢與時間)，並廣泛地應用於地震早期災損評估及減災規劃上，提供評估經濟損失、災後緊急動員參考、耐震需求分析與工程參數研究之用。

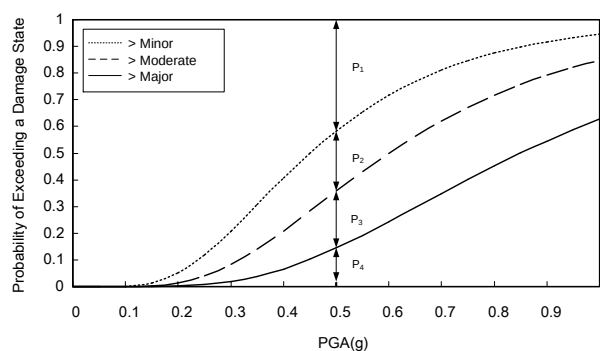


圖 2-6 不同損害分級之易損性曲線關係

一、易損性曲線的求取方法

對於外力引致損害的問題常使用損害機率矩陣(damage probability matrices; DPMs)或是易損性曲線來表示致災因子與災害的關係。損害機率矩陣係將損害程度與致災因子以矩陣型式描述其關係，藉由矩陣關係可以進一步求取特定因子與損害程度的機率關係(例如 Basöz *et al.*, 1999; Sarabandi *et al.*, 2004; Muñoz *et al.*, 2007)。由於自然災害現象之致災原因有時不只一個，例如降雨引致坡地崩塌之原因可能來自於短時最大降雨、長時累積降雨、地下水…等，又或地震引致的崩塌可能原因來自地質、地層弱面、坡度、震波強度、頻率等，因此易損性曲線描述受災本體在災害侵襲時的易致災特性，並表達特定致災因子對於受災本體達到或超過某種損害狀態的超越機率。在地震引致建築物損害的領域，易損性曲線的分析方法非常多元，藉由可取得的致災資料(vulnerability data)可細分五類方法求取(謝孟勳，2013)，包括專家判斷法、靜力分析法、動力分析法、經驗分析法及混合法等。易損性曲線發展迄今專家判斷法仍是不可或缺的重要基準，其它方法亦是建立於專家判斷法的基礎上而發展。而一般認為經驗分析法最為詳實可靠。即藉由過去發生的災害事件取得致災資料，經由假定機率分布配合統計推論方法來決定模式之機率分布。以下分述之：

(一)專家判斷法

基於專家們主觀的經驗及判斷，建立對於損害紀錄的損害等級、致災因子和機率分布的專家共識發展易損性曲線。早期對於易損性評價模式尚未完全瞭解前，對於災害紀錄須借助工程專家評價受災本體的損害情形，進而了解受災本體對於災害的損害特性。專家判斷法係基於專家團隊主觀的經驗及判斷，建立對於調查紀錄的損害分級、致災因子大小和機率分布的專家共識來發展易損性曲線。

(二)理論分析法

不同自然災害事件可發展不同之理論分析方法。例如建築物可發展靜力或動力分析理論。經由建立結構分析模型及定義損害分級，再以設計規範之靜力分析及選定的設計地震力發展易損性曲線。或是再基於地震結構反應譜之動態數值模擬及選定的模擬地震發展易損性曲線。

(三)經驗分析法

基於過去某個災害性事件或是數個事件後的真實損害事件資料，利用統計推論法發展易損性曲線。利用災害性事件後由專家及學者進行損害調查資料，將所調查之資料予以分類再利用統計方法或其它資料訓練方法建立易損性曲線。經驗分析法的發展在於自然災害的可能因素複雜具不確定性，理論分析法不全然能驗證真實的損害機率。其優點在於實際的損害紀錄可真實地表現許多不確定因素對於損害的影響。經驗分析法建立易損性曲線受限於資料不易取得。因此，經驗分析法的缺點在於必須取得足夠的樣本資料才足以掌握受災本體的損害特性，有時還需要進行適當的分類或分級。經驗分析法可利用某個災害地震或是數個地震後的真實損害資料庫進行分析。可將其歸納為三類損害資料庫：

1. 第 1 類：基於單一地區單一事件之損害紀錄。
2. 第 2 類：基於不同地區多個事件之損害紀錄。
3. 第 3 類：基於單一地區多個事件之損害紀錄。

(四)混合法

混合法的原理係結合經驗法和理論法的優點，將經驗資料混合其它方法(例如專家判斷法或理論分析法)的修正結果來提升易損性曲線的可靠度，試圖彌補經驗調查資料的不足、專家判斷法的主觀性和理論分析法的模型缺陷(例如 Penelis, Kappos and Stylianidis, 2003; Kappos *et al.*, 2006; Kappos and Panagopoulos, 2010)。

二、經驗易損性曲線之分析模式

易損性曲線表達特定致災因子對於受災本體達到或超過某種損害狀態的超越機率。為了合理表現這個關係必須假定事件機率分布函數以可靠地描述災害發生之特性。這個合理可靠的機率分布函數有兩種求取方式，第一種方式為假定事件發生的機率密度函數(f : probability density function; PDF)，再利用統計學的分析方法進行參數推估(parameter estimates)進而繪製累積分布函數(F : cumulative distribution function; CDF)以表達易損性曲線，例如最小平方估計(least squares estimation; LSE)或最大概似估計(maximum likelihood estimation; MLE)。既有的易損性曲線相關研究在機率密度函數上常見採用常態分布(normal distribution)、對數常態分布(lognormal distribution)或 β 分布(Beta distribution)來描述致災因子與災害發生之關係。以地震為例，大部份學者普遍認為對數常態分布較能夠符合自然災害引致之外力與受災本體損害之關係。相關論證如 Onose (1982)以鋼筋混凝土建築物遭受地震後之實際損害率探討損害分布的關係，發現致災力與損害發生之關係皆接近對數常態分布。本研究將過去文獻使用之機率密度函數列表整理於表 2-7。

表 2-7 易損性曲線常見之機率分布函數

機率分布	機率密度函數
常態分布	$f(x) = \frac{1}{\zeta\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-c)^2}{2\zeta^2}} \quad (2-11)$
對數常態分布	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta x} e^{-\frac{(\log x - c)^2}{2\zeta^2}} \quad (2-12)$
β 分布	$f(x) = \frac{1}{B(\alpha, \beta)} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} \quad (2-13)$

資料來源：本研究整理

第二種方式為假定一個因變量在 0 至 1 間簡單連續且嚴格遞增的函數來表達易損性曲線。此類方法決定分布函數的型式後利用線性或非線性之曲線擬合(curve fitting)求取易損性曲線，因此不受機率密度函數的限制。就定義而言，表 2-7 所述之機率分布亦可以此類方法求取其累積分布函數。過去文獻曾使用之其它分布函數整理於表 2-8，而常見曲線擬合的方法可應用最小平方迴歸估計其待定係數。

表 2-8 易損性曲線其它常見之分布函數

概述	分布函數型式
指數式	$F(x) = ae^{bx}$ (2-14)
對數式	$F(x) = e^{a \log x + b}$ (2-15)
擬羅吉斯	$F(x) = \frac{100}{1 + (x/a)^{-b}}$ (2-16)

資料來源：本研究整理

在經驗分析法中損害調查紀錄的可用性是影響易損性曲線可靠度的重要關鍵。損害調查紀錄需要獲取可用的致災資料並確保適用於災害評估。因此，為了發展可靠的經驗易損性曲線，應儘可能要求損害調查紀錄的完整性，其中包括必須具備「損害分級」、「損害與否」及「致災因子」三個明確的資訊。「損害分級」通常係經由專家決定損害判定標準，這個判定標準可根據事件前的防災需求或應變計畫來訂定。「損害與否」即藉由事件後完整詳細的調查得到。藉由完整的事件後調查紀錄所建構之致災資料及假定之機率分布函數，即可經由參數推估方法建立易損性曲線。目前對於經驗分析法已發展出許多有用的致災資料產生方法。本研究將這些方法分為三大類，分別為「地域單元法」和「完全調查樣本法」，以下即針對致災資料產生的方法分別介紹其概念和原理。

(一)地域單元法

在大部分的文獻中，基於某區域(例如行政區、集水區等)為單元之損害紀錄可以利用集群分析(cluster analysis)產生數個資料集(dataset)來作為致災資料，並估算每筆致災資料的損害率和致災因子。這些致災資料通常是數個基於地域型損害紀錄所形成的資料集。有了這類百分比型態的致災資料，即可利用機率分布函數的最小平方曲線擬合得到最佳的易損性曲線參數。最小平方估計法最不易控制的變異在於致災資料空間尺度的大小不易掌握，不同空間尺度資料可能求得不同的易損性分析結果，因此實務上需進行易損性曲線的可靠度分析及驗證。

(二)完全調查樣本法

完全調查樣本法係基於最大概似估計法為核心所發展。最大概似估計法之原理是使觀測的樣本發生機率為最大以評估機率分布函數的估計參數。所謂樣本發生機率即概似函數(L : likelihood function)，係可觀察的隨機變量之聯合機率密度函數(joint probability density function; JPDF)。利用最大概似估計法求取易損性曲線的相關研究雖不多，但已成功地應用於建立橋梁易損性曲線。例如 Shinozuka(1998)和 Shinozuka *et al.*(2000, 2003)利用 1994 年北嶺地震後 Caltrans 及阪神地震後 Hanshin Expressway Public Corporation's 的高速公路橋梁損害調查記錄，將橋梁分為無損、輕度、中度、重度及全倒等五種損害程度，再以最大概似估計法對假定之機率分布函數進行參數推計，分別建立兩個地區的橋梁易損性曲線。在 Shinozuka *et al.*(2003)的研究中採用具有雙估計參數之對數常態分布表示第 j 類損害程度之易損性曲線 F_j ，分別為中位數(c_j : median)和對數標準差(ζ_j : log-standard deviation)；而概似函數被假定以伯努利試驗(Bernoulli experiment)描述，即 1 代表發生而 0 代表不發生的二元型式，並用來求取各類橋梁之各類損害分級的易損性曲線。

第七節 地震危害度分析

一、Newmark 位移法分析

Newmark (1965)以位於斜坡上的塊體遭受地震力觸動所累積之位移量討論地震來臨時邊坡的反應，其基本假設如下(Abramson *et al.*, 2002)：

1. 存在一個定義完整之滑動面。
2. 滑動塊體為完美塑性剛體。
3. 滑動時剪力強度之降低可被忽略。
4. 當應力超越剪力強度時發生永久位移。
5. 位移只發生在下坡方向。

Newmark 法假設作用在塊體上的總力大過塊體的剪力強度就會產生永久位移，此時塊體所受到的地動加速度定義為臨界加速度(critical acceleration)，也就是超越剪力強度所需最小加速度值。臨界加速度值一般常利用無限邊坡法之安全係數等於一時所算出的地震係數表示，如下式：

$$a_c = (FS - 1)\sin \alpha \quad (2-17)$$

其中 a_c 為臨界加速度值、 FS 為安全係數、 α 為滑動面之傾角。

若考慮地下水位，當地下水滲流方向與坡面平行時：

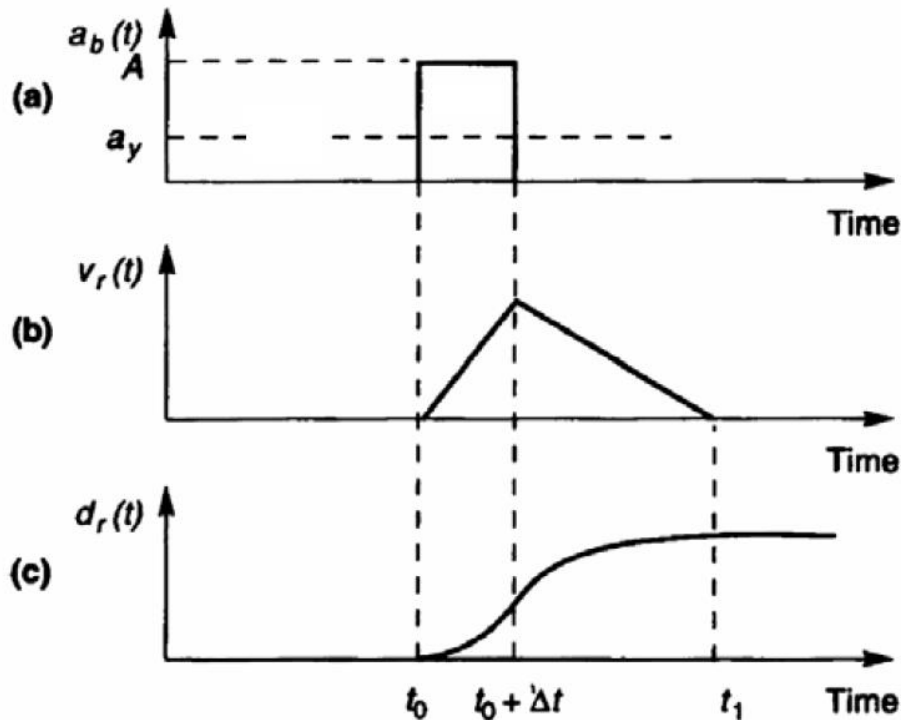
$$FS = \frac{c' + [(1-m)\gamma_m + m\gamma']d \cos^2 \alpha \tan \phi'}{[(1-m)\gamma_m + m\gamma_{sat}]d \cos \alpha \sin \alpha} \quad (2-18)$$

若考慮完全乾燥的情形：

$$FS = \frac{c' + \gamma d \cos^2 \alpha \tan \phi'}{\gamma d \cos \alpha \sin \alpha} \quad (2-19)$$

其中 γ_m 為飽和單位重、 γ' 為 $\gamma_{sat} - \gamma_w$ 、 γ_m 為濕土單位重、 d 為滑動深度、 α 為坡度、 m 為地下水位參數(即地下水位面深度與滑動深度的比值)、 c' 為有效凝聚力、 ϕ' 為有效摩擦角。

Newmark 最初是以能量的觀點來計算累積的邊坡位移，由於計算繁複，Wilson and Keefer (1983) 提出改良法，將強震記錄中高於臨界加速度值的部分做二次積分得到其 Newmark 位移值，如圖 2-7(a) 為 t_0 到 $t_0 + \Delta t$ 之間的加速度波形，將高於臨界加速度值 a_y 的部分積分二次後得圖 2-7(c)，其中的 t_1 所對應的位移值即為 Newmark 位移值。



(出處：Miles and Ho, 1999)

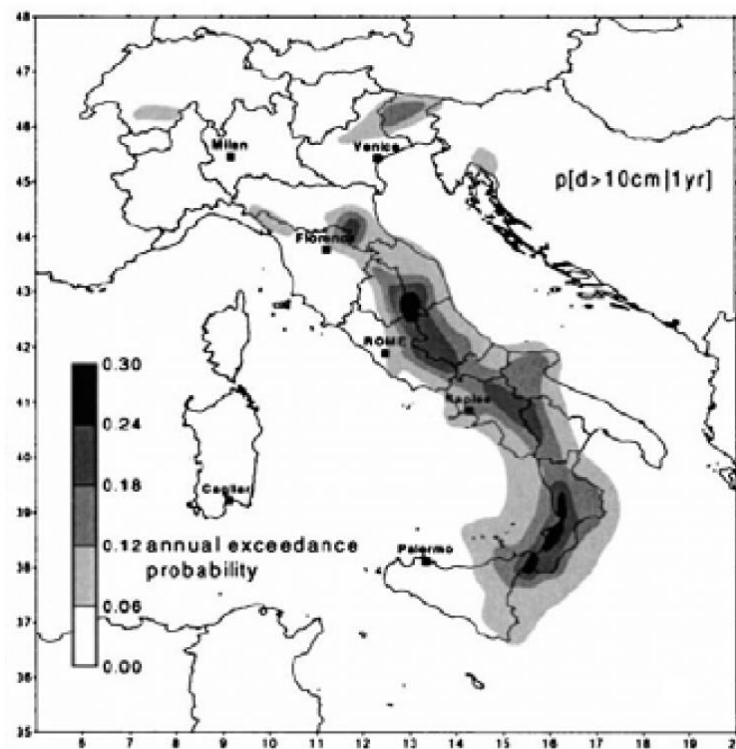
圖 2-7 Newmark 位移法二次積分之示意圖

二、地震危害度分析

Romeo(2000)首先將地震危害度分析方法應用於地震誘發山崩的評估，該研究固定臨界加速度比例為 0.1，透過 Cornell 地震危害度分析模式及 Newmark 位移之衰減公式計算 Newmark 位移值之年超越機率(如圖 2-8 為 Newmark 位移 10 公分之年超越機率)以及 50 年內 10%超越機率之 Newmark 位移分佈圖(圖 2-9)。由於臨界加速度值或者臨界加速度比值隨著邊坡幾何形態及材料參數變化，若要將此方法應用於區域性地震誘發山崩危害度分析之上，必須計算各種臨界加速度比值下 Newmark 位移之超越機率，再對

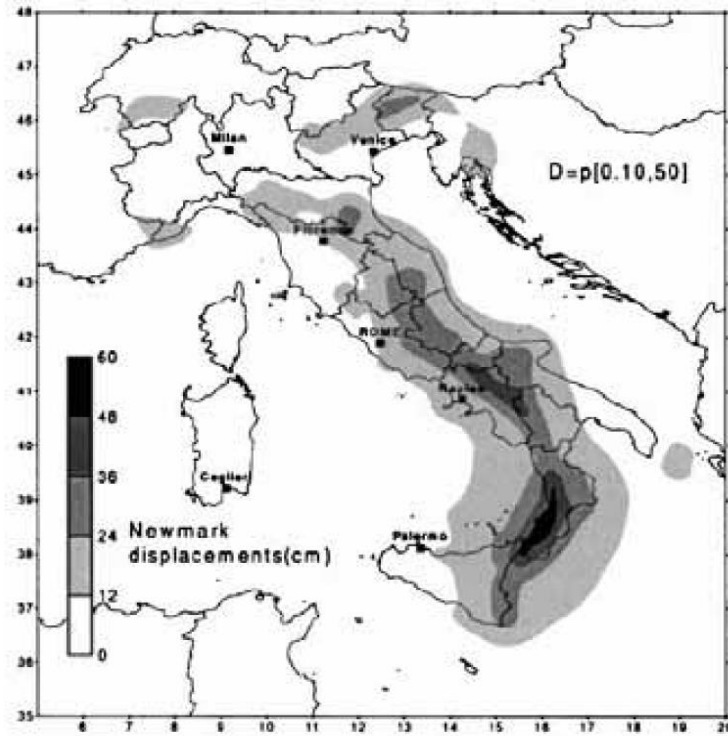
照實際邊坡的臨界加速度比值予以換算，計算過程勢必繁複。再者，以衰減模式表示 Newmark 位移值在物理意義上亦有所疑義。

Del Gaudio *et al.* (2003)則是定義一個特定的年限值(如 50 年)，並利用愛氏震度之衰減公式進行地震危害度分析，得到該特定年限值下各個愛氏震度級距之預期發生次數(圖 2-10(a))，接著利用經驗公式計算固定臨界加速度值狀況下，各個愛氏震度級距所對應之 Newmark 位移，並且利用常態分佈模式計算特定 Newmark 位移值(如 10 公分)的超越機率(圖 2-10(b))，累計每個級距的發生次數與超越機率的乘積，得到該臨界加速度下的 Newmark 超越機率(圖 2-10(c))，最後利用反覆搜尋得到特定年限之特定超越機率值(如 50 年內 10%)所對應的臨界加速度值(圖 2-10(d))，最後結果如圖 2-11，代表 50 年內有 10%的機率超過 Newmark 位移值 10cm 的臨界加速度值分佈，Del Gaudio *et al.*(2003)的做法並未考慮邊坡幾何參數及強度參數，尚未能用於區域性的危害度分析之中。



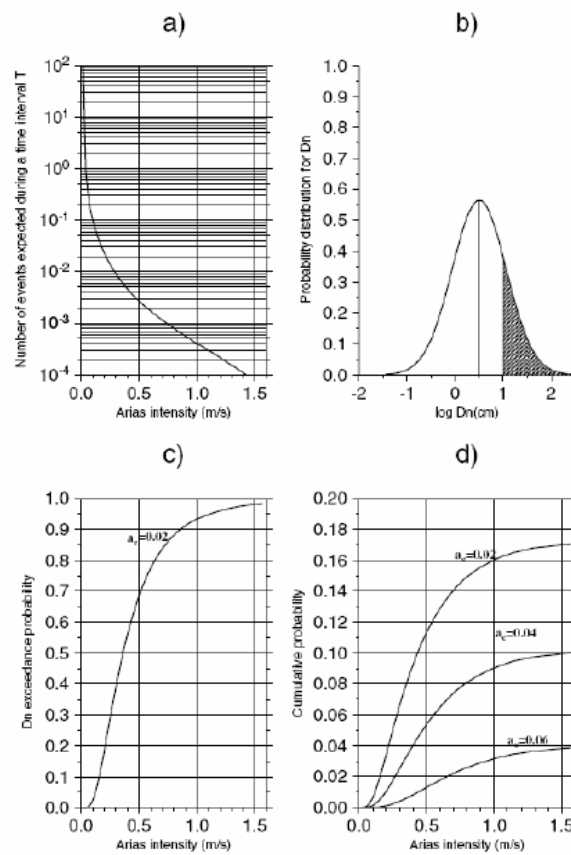
(出處：Romeo, 2000)

圖 2-8 Newmark 位移值 10cm 的年超越機率值(臨界加速度比值 0.1)



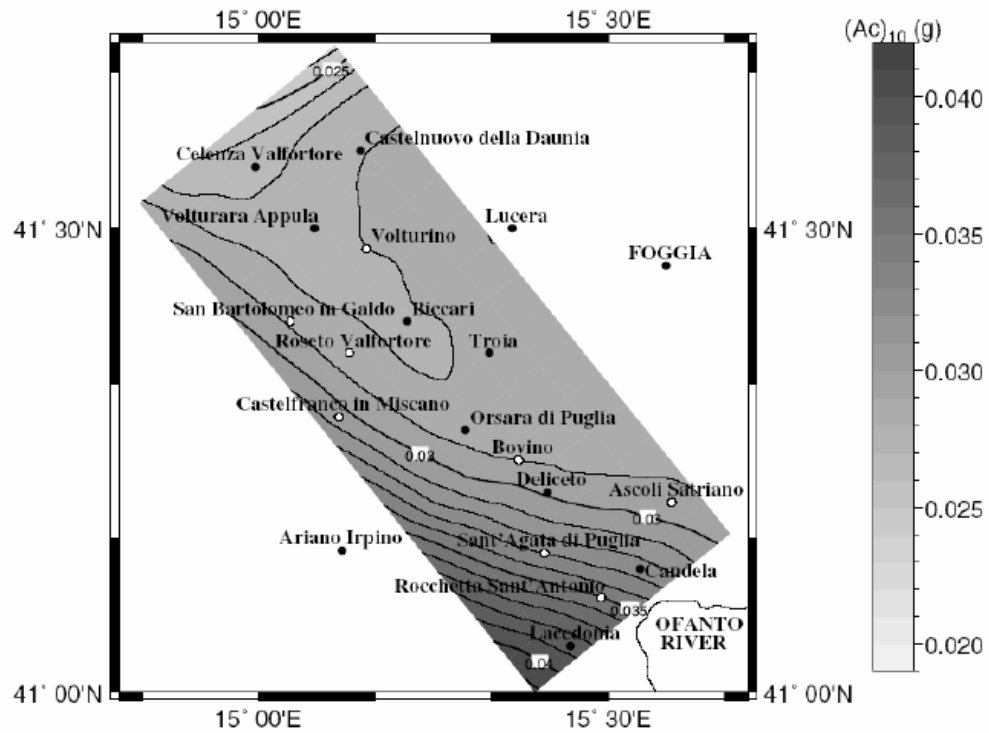
(出處：Romeo, 2000)

圖 2-9 五十年內 10%超越機率的 Newmark 位移值(臨界加速度比值 0.1)



(出處：Del Gaudio, 2003)

圖 2-10 超越特定門檻值的臨界加速度值搜尋法



(出處：Del Gaudio, 2003)

圖 2-11 超越特定門檻值的臨界加速度值搜尋法

第三章 坡地易損性分析理論

第一節 易損性模式的發展方法

由於自然災害現象之致災原因有時不只一個，例如降雨引致坡地崩塌之原因可能來自於短時最大降雨、長時累積降雨、地下水...等，因此易損性曲線描述受災本體在災害侵襲時的易致災特性，並表達特定致災因子對於受災本體達到或超過某種損害狀態的超越機率。在地震領域發展易損性曲線的分析方法非常多元，藉由可取得的致災資料(vulnerability data)可細分專家判斷法、靜力分析法、動力分析法、經驗分析法及混合法等。易損性曲線發展迄今專家判斷法仍是不可或缺的重要基準，其它方法亦是建立於專家判斷法的基礎上而發展。而一般認為經驗分析法最為詳實可靠，即藉由過去發生之災害事件資料取得致災資料，再假定機率分布配合統計推論來決定模式。

事件發生可能性(例如本研究探討之崩塌)與地震因子之關係，可藉由易損性分析原理建立特定地震因子下某類坡地對於致災因子可能引致崩塌發生之機率，這個關係建立在有良好致災資料所建置之災損資料庫。對於廣域崩塌評估即可依據不同之地文分類及驅動力指標建立不同類別之坡地易損性曲線。以坡地崩塌而言，可用來進行坡地分類之地文因子例如地質、坡度、坡向、斷層距...等。

本研究主要以完全調查樣本法來發展坡地易損性模式，完全調查樣本法係基於最大概似估計法為核心所發展，其原理是使觀測的樣本發生機率為最大以評估機率分布函數的估計參數。所謂樣本發生機率即概似函數(L : likelihood function)，係可觀察的隨機變量之聯合機率密度函數(joint probability density function; JPDF)。最大概似估計法是將每個調查樣本可能存在的損害分級是「發生」或「沒有發生」的紀錄納入易損性分析中，因此

不會有樣本空間尺度變異的問題。某損害程度之伯努利試驗概似函數可表示如式(3-1)所示：

$$L_j(c_j, \zeta_j) = \prod_{i=1}^N [F_j]^{n_i} [1 - F_j]^{1-n_i} \quad (3-1)$$

上式中， N 為調查之受災本體總數； c_j 和 ζ_j 分別為第 j 類損害程度之中位數及標準差； n_i 為伯努利隨機變數指標(Bernoulli random variable)，表示在致災因子下，若第 n 個受災本體達到第 j 類損害程度， $n_i = 1$ ；否則， $n_i = 0$ 。對於對數常態分布之之中位數及標準差，可經由求取式(3-1)概似函數之最大值而得。

易損性分析係對於發生之災害達到或超越某個程度的超越機率。為了合理表現這個關係必須假定事件機率分布函數以可靠地描述災害發生之特性。這個合理可靠的機率分布函數有兩種求取方式，第一種方式為假定事件發生的機率密度函數，再利用統計學的分析方法進行參數推估進而繪製累積分布函數以表達易損性，例如最小平方估計或最大概似估計(maximum likelihood estimation; MLE)。既有的易損性分析相關研究在機率密度函數上常見採用常態分布、對數常態分布或 β 分布來描述致災因子與災害發生之關係。由於易損性模式係表達崩塌發生之隨機變量 x 之分布函數 $F(x)$ 模型，基於假定(或觀察)的自然災害發生分布模式，通常採用對數常態分布表達發生之頻率分布。所謂隨機變量即為致災因子對於事件的機率分配數學方程式，而機率分配數學方程式由中位數及標準差決定(Shinozuka *et al.*, 2000；李秉乾等人，2005；謝孟勳，2013)，稱為雙估計參數。如式(3-2)所示：

$$f_j(x; c_j, \zeta_j) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_j x} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x/c_j)}{\zeta_j} \right]^2} \quad (3-2)$$

其中， f_j 為對數常態分布之機率密度函數； c_j 為中位數(median)； ζ_j 為標準差(log-standard deviation)； x 為隨機變量。雙估計參數之機率分配數學方程式即為隨致災因子變化而引致受災本體發生之機率密度函數。其累積分布即為易損性曲線。對數常態累積分布函數解析式表示為：

$$F_j(x; c_j, \zeta_j) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{erf} \left[\frac{\ln(x / c_j)}{\zeta_j \sqrt{2}} \right] \quad (3-3)$$

上式中，即為第 j 類損害程度之累積分布函數； erf 為高斯誤差函數，其解析式為：

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt \quad (3-4)$$

當其中雙估計參數決定後，即可利用「標準常態累積分布函數」推求損害機率與累積分布函數，也就是第 j 類損害程度之易損性曲線(fragility curve)。中位數和標準差之決定可透過最大概似法進行求解。傳統的最大概似估計法將具隨機特性的每次事件發生(樣本)的概似值皆納入分析之中，進而得到事件發生與否的概似函數。以最大概似估計法評估對數常態累積分布之雙估計參數可依致災資料之事件分布型態建立其概似函數。然而，因探勘資料型態的不一致性及隨機特性，亦可結合集群分析(clustering analysis)得到一致性之致災資料。所謂一致性即包含空間影響及權重大小的一致性，這類一致性的致災資料可透過網格分析結合集群分析來達到並得以進行最大概似估計，此即網格集群最大概似法(謝孟勳，2013)，而若無資料集群的需求，則可直接以樣本致災資料求取。此外，依據易損性曲線分析原理，亦可發展多種損害狀態之易損性曲線，以下分別以網格集群最大概似法介紹二項分布型以及多項分布型的原理。

一、二項分布型

當損害資料為巨量的網格資料時，通常可將資料予以適當的分類或分群，所以對於第 k 個集群內假定有 J 個可能損害分類，二項分布型之聯合機率分布表達了每次試驗(受災本體)僅有一個可能的損害結果，且每次試驗是獨立且互斥的。對於第 j 個損害分級，在第 k 個集群內 X 次試驗中達到之次數表示為 x_k 。因此機率分布的聯合機率質量函數(join probability mass function; JPMF)可用典型二項分布定義如下：

$$f_{kj}(X) = \binom{X}{x_k} [F_j]^{x_k} [1 - F_j]^{X - x_k} \quad (3-5)$$

因此，基於此聯合機率質量函數，對於被分成 K_g 個集群的所有事件資料，第 j 類損害程度之概似函數 L_j^B 可表示為：

$$L_j^B(c_j, \zeta_j) = \prod_{k=1}^{K_g} \binom{X}{x_k} [F_j]^{x_k} [1 - F_j]^{X - x_k} \quad (3-6)$$

上式中， K_g 為致災資料數量； X 為每個致災資料的坡地總面積， x_k 為第 k 個資料點之崩塌面積。式(3-6)中，二項函式分別代表發生(左項)與未發生(右項)之崩塌機率。因此，對於崩塌易損性曲線之中位數和標準差，式(3-6)可經由求取概似函數之最大值進行估計。藉由取對數後一階偏導函數求解雙估計參數，聯立方程表示如下：

$$\frac{\partial \ln L_j^B(c_j, \zeta_j)}{\partial c_j} = \frac{\partial \ln L_j^B(c_j, \zeta_j)}{\partial \zeta_j} = 0 \quad (3-7)$$

上式之推導須引入標準化參數 λ_{kj} ，即：

$$\lambda_{kj} = \ln(x / c_j) / \zeta_j \quad (3-8)$$

即可導出第 j 個損害分級之非線性聯立方程式如下：

$$\left\{ \begin{aligned} \sum_{k=1}^{K_g} R_{kj} \left\{ \frac{-e^{-\frac{1}{2}\lambda_{kj}^2}}{1 + \operatorname{erf}\left(\frac{\lambda_{kj}}{\sqrt{2}}\right)} \right\} + \sum_{k=1}^{K_g} (1 - R_{kj}) \left\{ \frac{e^{-\frac{1}{2}\lambda_{kj}^2}}{1 - \operatorname{erf}\left(\frac{\lambda_{kj}}{\sqrt{2}}\right)} \right\} &= 0 \\ \sum_{k=1}^{K_g} R_{kj} \left\{ \frac{-\lambda_{kj} e^{-\frac{1}{2}\lambda_{kj}^2}}{1 + \operatorname{erf}\left(\frac{\lambda_{kj}}{\sqrt{2}}\right)} \right\} + \sum_{k=1}^{K_g} (1 - R_{kj}) \left\{ \frac{\lambda_{kj} e^{-\frac{1}{2}\lambda_{kj}^2}}{1 - \operatorname{erf}\left(\frac{\lambda_{kj}}{\sqrt{2}}\right)} \right\} &= 0 \end{aligned} \right. \quad (3-9)$$

其中；

$$R_{kj} = x_{kj} / X_k \quad (3-10)$$

上式中， x_{kj} 表示第 k 個群組中第 j 個損害分級之崩塌面積； X_k 表示第 k 個群組之總面積。式(3-10)即為以第 k 個集群內之崩塌率表示之最大概似估計聯立方程。若每個集群之致災資料可得到，包含集群之 PGA 值和崩塌率或建物倒塌率，則易損性曲線之 c_j 和 ζ_j 即可以求解。另一方面，由式(3-10)亦可知，當資料不需要進行集群分析時，直接消除方程式中每個集群總數 X_k 求解即可。

二項分布型的特徵是，各類損害狀態 j 並無關聯性，也就是說各類損害之易損性曲線是分別求取的，這對於某些具連續性的物理現象可能並不適用，例如建築物的全半倒損害是逐步累積下的連續過程，不同損害狀態並非獨立，因此若是資料不足則可能在繪製不同損害狀態的易損性曲線時產生不合理的交錯，也就是會無法避免統計樣本精密度不同而產生的誤差。因此，二項分布型法適用於受災本體僅有發生與不發生二種情況，或是其受災情況為不連續的情況時，否則必須採用多項型分布法。

二、多項分布型

同樣地，當損害資料為巨量的網格資料時，通常可將資料予以適當的分類或分群，所以對於第 k 筆試驗資料，多項分布型之聯合機率分布表達每次試驗皆有 J 個可能的損害程度，且每次試驗是獨立且互斥的。因此，在 X 次試驗中，發生第 j 個損害分級之結果可被表示為 x_{kj} ，若發生則為 $x_{kj}=1$ ，若不發生則為 $x_{kj}=0$ 。因此機率分布的聯合機率質量函數可以多項分布定義：

$$f_k(X; P_0, P_1, \dots, P_J) \equiv \binom{X}{x_{k0}, x_{k1}, \dots, x_{kJ}} \prod_{j=0}^J [P_j]^{x_{kj}} \quad (3-11)$$

其中：

$$\sum_{j=0}^J x_{kj} = X \quad (3-12)$$

式(3-11)中， P_j 為第 j 個損害程度至第 $j+1$ 個損害程度的區間機率，即：

$$P_j = F_j(x; c_j, \zeta_j) - F_{j+1}(x; c_{j+1}, \zeta_{j+1}) \quad (3-13)$$

且：

$$\sum_{j=0}^J P_j = 1 \quad (3-14)$$

其中 $F_0=1$ 且 $F_{J+1}=0$ 。對於 X 次試驗中所有損害程度之聯合機率分布，可以式(3-11)之聯合機率質量函數來表達。因此，概似函數 L^M 則可表示為：

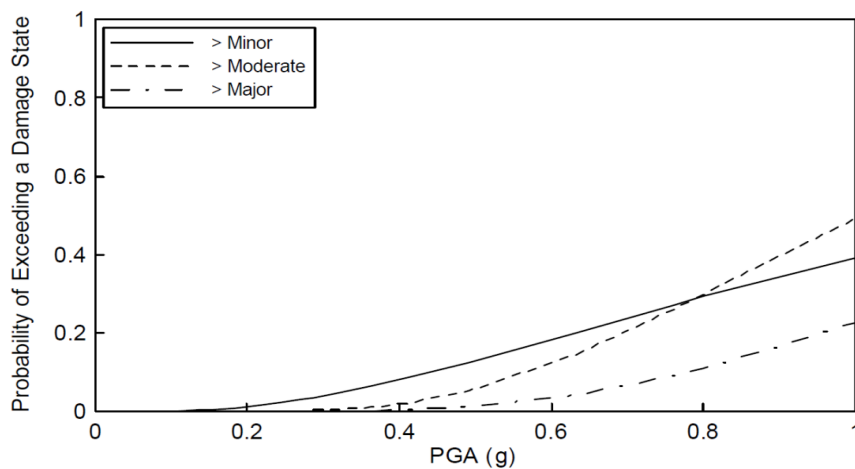
$$L^M(c_1, c_2, \dots, c_J, \zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_J) = \prod_{k=1}^K \binom{X}{x_{k0}, x_{k1}, \dots, x_{kJ}} \prod_{j=0}^J [P_j]^{x_{kj}} \quad (3-15)$$

其中 K 為資料數量。對於不同損害狀態易損性曲線之 c_j 和 ζ_j ，即可經由求取概似函數之最大值進行評估。其聯立方程式表示如下：

$$\frac{\partial \ln L^M(c_1, c_2, \dots, c_j, \zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_j)}{\partial c_j} = \frac{\partial \ln L^M(c_1, c_2, \dots, c_j, \zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_j)}{\partial \zeta_j} = 0 \quad (3-16)$$

以建築物倒塌為例，本研究中建築物損害程度分為三類，即 $J = 3$ ，包含事件未發生($j = 0$)、發生半倒($j = 1$)及發生全倒($j = 2$)。若每個集群之致災資料可得到，包含集群之 PGA 值和崩塌率或建物倒塌率，則易損性曲線之 c_j 和 ζ_j 即可用式(3-16)求其數值解。與二項分布型相同，當資料不需要進行集群分析時，直接消除方程式中每個集群總數 X_k 求解即可。當參數決定後，即可繪製依據強地動因子之事件發生機率密度函數的累積機率分布函數。

前述曾說明二項分布型的特徵，而多項分布型的特徵是：損害狀態 j 之間具關連性，因此適用於受災本體具不同程度且連續的損害狀態，例如建築物受震後的損害過程，常是以連續位移的多寡來定義損害狀態。因此，理論上不同損害狀態之易損性曲線是不可能會發生互相交錯的情形，如圖 3-1，若發生交錯則表示致災資料庫中二者的統計樣本發生了精密度不同而產生的誤差，而使得曲線不合理。這也表示每次事件的結果是多個可能性中取一時，為使其精密度相同且避免交錯的不合理現象，其標準差則需定義為相同，即 $\zeta = \zeta_j$ 。



(出處：Shinozuka *et al.*, 2003)

圖 3-1 不同損害狀態之易損性曲線交錯現象

本研究將致災因子與事件發生的關係假設為對數常態分佈，其隨機變量即為 PGA 指標。對於坡地易損性分析利用二項分布型建立坡地受地震引致崩塌之概似函數。對於某個受災事件，二項分布型表達在致災因子作用下僅有二個可能的損害結果，即發生與不發生的二元模式，且每次試驗皆是獨立且互斥的，所表達之涵義為某 PGA 下災害發生有多少可能性。因此對於崩塌機率評估之結果，指的是某個坡面單元在某 PGA 下有多少機率可能會發生崩塌。多項分布型則表達在致災因子作用下坡地有多個可能的損害結果，但僅會發生其中一個，所描述損害機率之意義，係指在某 PGA 下達到或超越某種損害狀態的機率，其物理意義係指集水區中某類型坡地在某地震條件下發生崩塌的可能性。因此在本研究中崩塌機率評估之結果，指的是某個坡面單元在某地震下有多少機率可能會發生崩塌，進而推估集水區之崩塌情形。上述兩種模式，所有的事件資料皆可利用網格分析來定義致災資料的崩塌或建物倒塌。以資料取樣觀點，所有致災資料被災害發生與不發生所定義，由此兩元素來推論事件分布情形。因此致災資料也可用連續型或不連續型資料表示，連續型資料可用發生率(例如崩塌率或倒塌率)表示，不連續型則可用 0/1 定義是否發生；前者即可用網格法推求崩塌率，後者可用坡面法評估是否發生崩塌。

第二節 坡地易損性曲線的建立流程

坡地崩塌發生可能性與地震因子之關係，可藉由易損性分析原理建立特定地震因子下某類坡地對於致災因子可能引致崩塌發生之機率，即可建立坡地易損性曲線。這個關係建立在有良好致災資料所建置之崩塌資料庫或崩塌目錄。對於廣域崩塌評估可依據不同之地文分類及驅動力指標建立不同類別之坡地易損性曲線，可用來進行坡地分類之地文因子例如坡度、地質、坡向...等，而引致崩塌之驅動力指標則可採用地震之 PGA，建立與崩塌與否的易崩特性，進一步建構基於機率理論的崩塌評估方法。

本研究坡地易損性曲線建立流程如圖 3-2 所示，由於地震誘發崩塌具有一定地域性，發展坡地易損性模式需要充分且客觀的災損資料和地震紀錄，由於重大地震事件之地震紀錄並不多，本研究基於 921 地震資料建立台灣地區地震誘發坡地崩塌之坡地易損性曲線，可適當表現台灣地文環境特性。針對 921 地震中高震度地區為對象，除針對研究地區的基本資料蒐集外，亦蒐集其集水區範圍相關資料，包括主、次、子集水區範圍、5m 數值高程模型、河川、水系、地質、岩性等；以及事件資料，包括地表加速度、921 地震前後期衛星影像等。藉由 PGA 地震危害度分析和衛星影像判釋崩塌地等技術，將環境及崩塌資料建置成網格式崩塌資料庫。另一方面，藉由 DEM 進行坡面單元分析，提供坡面崩塌評估資訊。再利用網格集群最大概似分析法，可將各類坡地分類資料進行坡地易損性分析，進而繪製易損性曲線。

在進行坡地易損性分析中，必須要考量的另一特性即是坡地崩塌的幾何特性。對於網格崩塌資訊，目前已可藉由高精度衛星影像判釋得到，但此資訊未必完全符合地形特性，同時具有一定的不確定性。因此，本研究考量地形特徵單元與評估合理性引入坡面單(slope unit)分析，坡面單元因具有符合地形特徵之特點，此特點利於未來進一步之分析及坡面評估，相較網格單元更可靠及合理可行，將有助於釐清空間上坡地之影響範圍及機率評估。

此外，本研究為降低實際地震中低震度零星崩塌的影響及結合地震危害度分析成果，使成果能適於整合應用的研究範圍，本研究針對坡地易損性曲線進行優化，將針對 315gal 以上區域進行優化分析(依日本震度分級之震級 6 強以上區域)，進而建立震級 6 強以上地區之坡地易損性曲線。

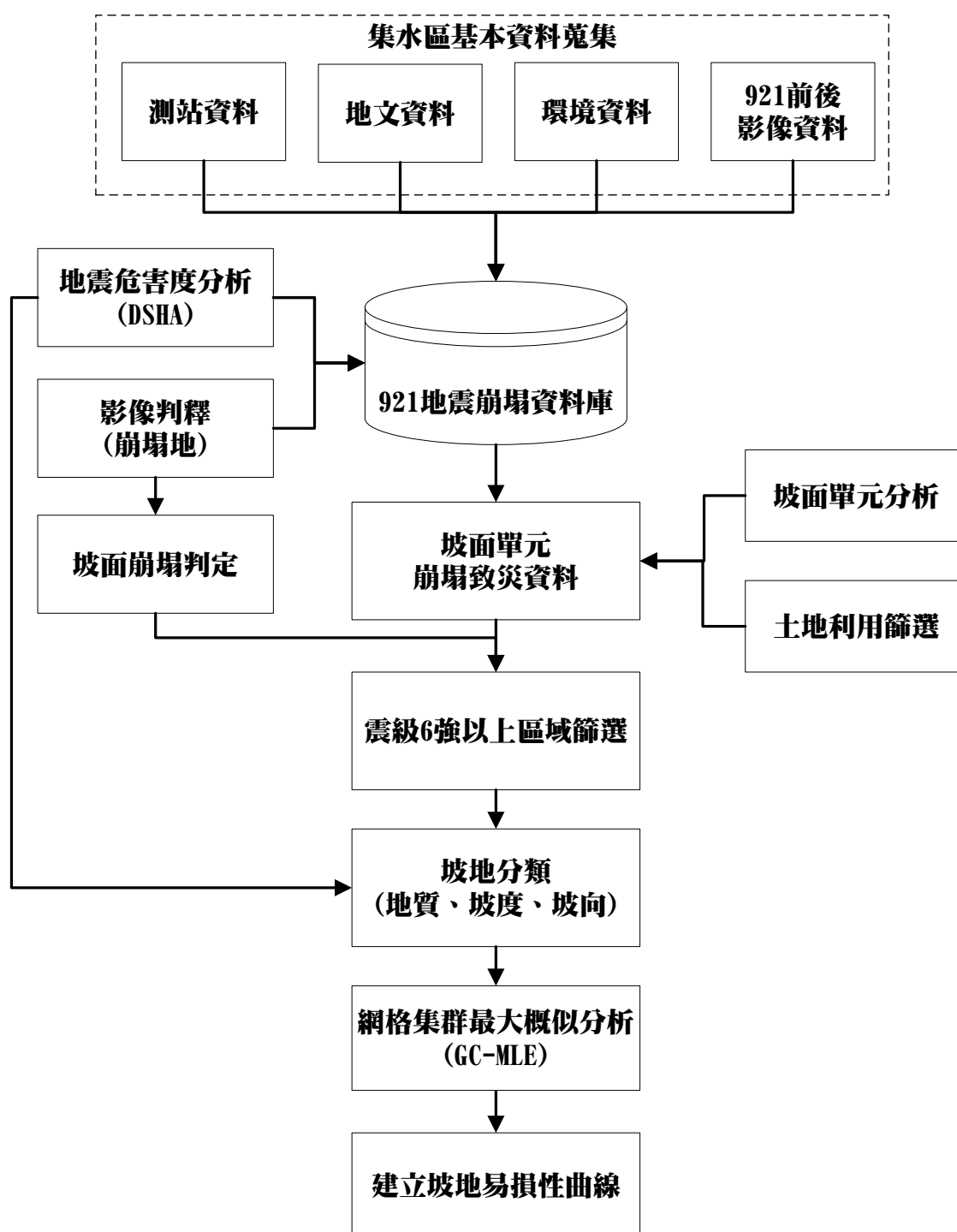


圖 3-2 坡地易損性曲線建立及優化流程

第四章 基本資料蒐集及崩塌資料庫建置

第一節 基本資料蒐集

由於台灣重大地震事件之地震紀錄並不多，因此本研究以具代表性的 921 地震為對象，作為本研究建立易損性曲線的實證地區，優選具高潛勢危害地區，也就是選擇車籠埔斷層鄰近範圍，所選地區同時也是在地震中的高災損地區。同時，由於 921 地震的逆衝斷層效應，上盤(斷層右側)遠比下盤(斷層左側)嚴重,地表加速度和災損相對較高。因此，本研究實證區選擇烏溪流域集水區，行政區域隸屬於台中及南投，由大里、北港、烏溪、貓羅溪、南港溪、水里溪，六個集水區所組成，集水區面積 658.34 平方公里，如圖 4-1 所示。

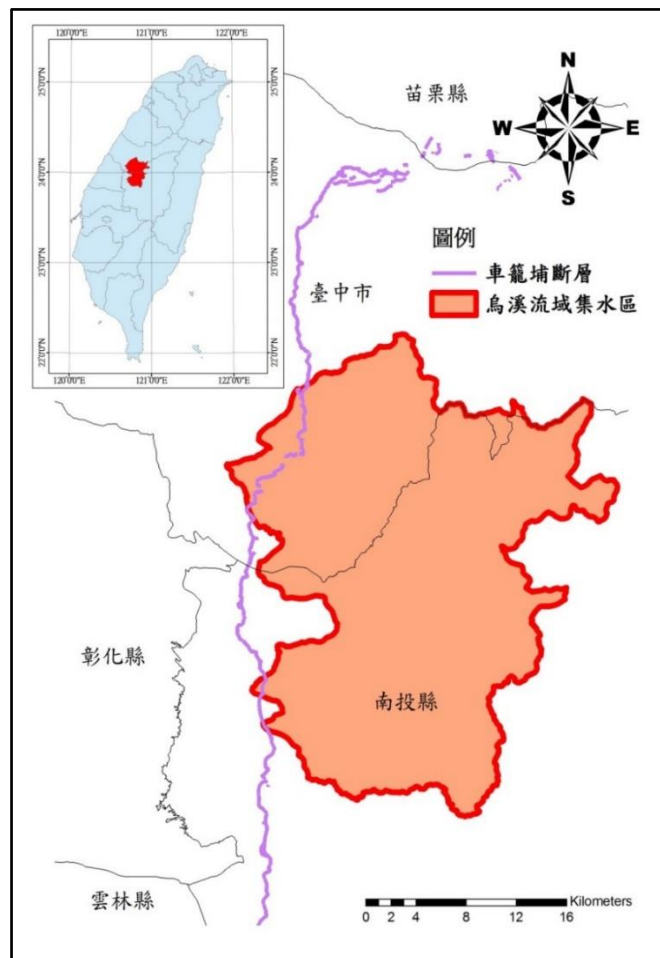


圖 4-1 研究區域

本研究進行坡地易損性分析前須建立集水區各類環境因子資料，集水區資料蒐集自林務局農林航測所以及水土保持局全國集水區圖層，資料範圍包括烏溪流域集水區及鄰近集水區之相關地文、水文地理資訊圖資，採用圖層範圍包括主、次、子集水區範圍圖、河系圖等地理資訊基礎圖資。在集水區環境因子方面，本研究藉由網格資料庫建置各類環境因子屬性、驅動因子及崩塌事件等資訊。環境資料庫以 20m×20m 之網格尺度將不同集水區範圍內所有屬性因子鏈結，資料庫細分為四個部分：(1)地文因子；(2)驅動因子；(3)篩選因子及(4)崩塌資訊。資料庫基礎為調查蒐集之基本資料，例如集水區基本圖資、事件衛星影像、數值高程模型、二十五萬分之一地質圖、國土利用圖等基本共通資料，並且須進一步處理各類資訊，例如坡度、坡向、高程、順向坡、事件陰影、崩塌地資訊等。此外，篩選因子中部份不適用區域被剔除，例如無法判釋區(陰影區塊)、已開發地區(建物、農地、行水區)、河系(河流、湖泊)、地質(沖積層)、較緩坡度區(1~3 級坡)等。環境資料庫之類型和檔案格式如表 4-1 所示。

表 4-1 環境資料庫之類型和檔案格式

類型	資料名稱	檔案形式
地文因子	地質	向量檔案(Shapfile，類型：Ploygon)
	坡度	影像檔案(Raster，解析度：5m)
	坡向	影像檔案(Raster，解析度：5m)
	順向坡	向量檔案(Shapfile，類型：Ploygon)
	距斷層遠近	向量檔案(Shapfile，類型：Ploygon)
篩選因子	高程(1500 以上)	影像檔案(Raster，解析度：5m)
	河系圖	向量檔案(Shapfile，類型：Ploygon)
	國土利用	向量檔案(Shapfile，類型：Ploygon)
	921 地震後期陰影	向量檔案(Raster，解析度：20m)
驅動因子	尖峰地表加速度 PGA	影像檔案(Raster，解析度：20m)
崩塌資訊	921 地震前期裸露地	影像檔案(Raster，解析度：20m)
	921 地震後期裸露地	影像檔案(Raster，解析度：20m)

資料來源：本研究整理

建立坡地易損性曲線首先需要建立完整的資料庫，坡面單元所需要之材料須利用烏溪流域的相關資料，如地形因子、環境因子、崩塌資料，其資料庫內容包含網格資料(RASTER)。

坡面單元資料分為四大類：

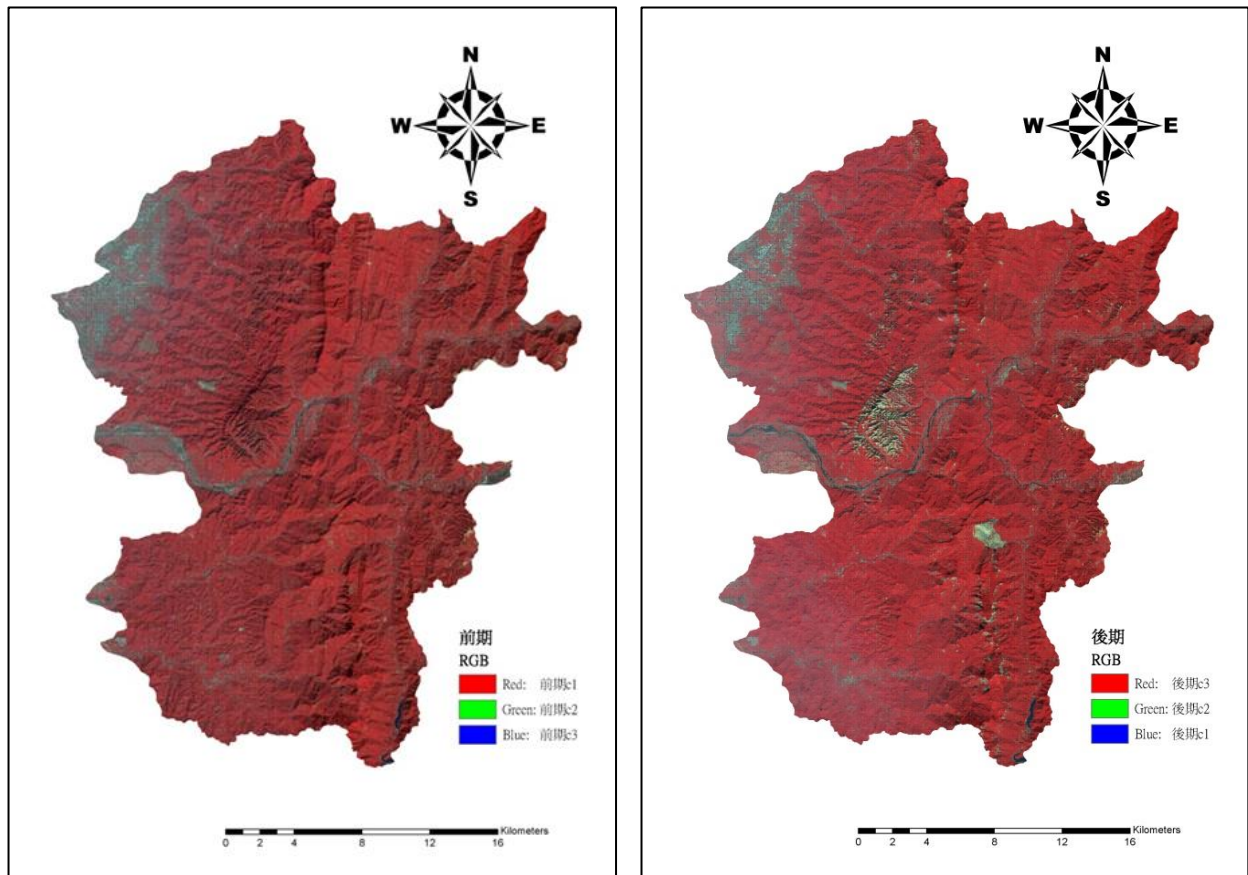
1. 環境因子：坡度、坡向、地質；
2. 致災因子：最大地表加速度(PGA)；
3. 崩塌資料：地震前後期崩塌面積；
4. 篩選資料：排除不必要因素如衛星影像之人為開發地、河道、陰影區等。

一、數值地形模型

數值地形模型(Digital Terrian Model; DTM)泛指任何以數值化(digital)的方式來展現 3D 空間地形起伏變化的狀況。其應用範圍相當廣泛，在地形分析上可用來進行坡度坡向計算、等高線製作，土木工程方面用來做挖填方計算、坡地或道路開挖，災害評估方面可用在災害崩塌體積計算，其他常見可用來做三度空間展示等等，DSM(Digital Surface Model)則指的是地表上所有地物，包含人工構造物或自然森林或人工作物覆蓋地面的高程；數值高程模型(Digital Elevation Model; DEM)是指所有關於地形表面的數值表現及描述(Carter, 1988；Miller and Leflamme, 1985)，可視為地表的替代模式。DEM 首見於 1970 年代美國地質調查署以二維矩陣方式儲存高程資料的資料格式，為有利於未來應用及發展，本研究蒐集內政部所製作，解析度為 5m×5m 矩形網格結構之數值高程模型，此資料將提供計畫區域空間位置之高程資訊，並用於計算相關地形參數，例如坡度、高程、坡向以及坡面單元劃定等基礎資料。

二、衛星影像資料

本研究所使用之原始影像資料為自中央大學太空及遙測研究中心購買之 SPOT-2 衛星多波段(XS)影像資料，影像等級為 LEVEL3。各幅衛星影像皆經過相對輻射校正及影像幾何、正射校正等程序，像元大小為 $12.5\text{m} \times 12.5\text{m}$ ，如圖 4-2 所示。



拍攝時間：1999/01/28

拍攝時間：1999/10/31

圖 4-2 921 地震前後期衛星影像

三、地震測站

921 地震後，中央氣象局已成功地藉由臺灣自由場強地動觀測網(Taiwan Strong Motion Instrumentation Program; TSMIP)完整紀錄全國各地之三軸加速度歷時記錄(包括東西向、南北向以及垂直向)。在涵蓋 650 個強地動測站之 TSMIP 中，分布於全臺灣之強地動測站以不超過 5km 之密度布建在九個都會區。每個測站皆具備三軸加速度計、數位紀錄器、電池和 GPS 校時系

統。自由場強地動觀測網之數位信號被以每秒 200 筆或更高之頻率擷取，具備 16 bit 以上的解析度同時具有震前 20 秒之啟動紀錄。大部份之數位加速度計具備 $\pm 2g$ ($1g=981 \text{ cm/s}^2$)之全尺度三軸測量能力(Tsai and Lee, 2005)。

中央氣象局的台灣地震監測網所使用的地震儀為三向量的地震儀。大幅提升台灣地區的地震測報功能及精確度。即時地震觀測網每日二十四小時連續監測台灣地區地震活動，除例行地震定位工作外，並發佈有感地震消息。本研究自 TSMIP 中蒐集經中央氣象局校正且可信度較高之 48 個烏溪集水區及其附近的強地動測站資料，如圖 4-3 所示。各測站之站碼、經緯度、XY、高程、三軸向 PGA 等資料如表 4-2 所示。其中有十數筆的資料是位於近斷層處，將有利於描述斷層特性(溫國樑與柴駿甫，1999)。

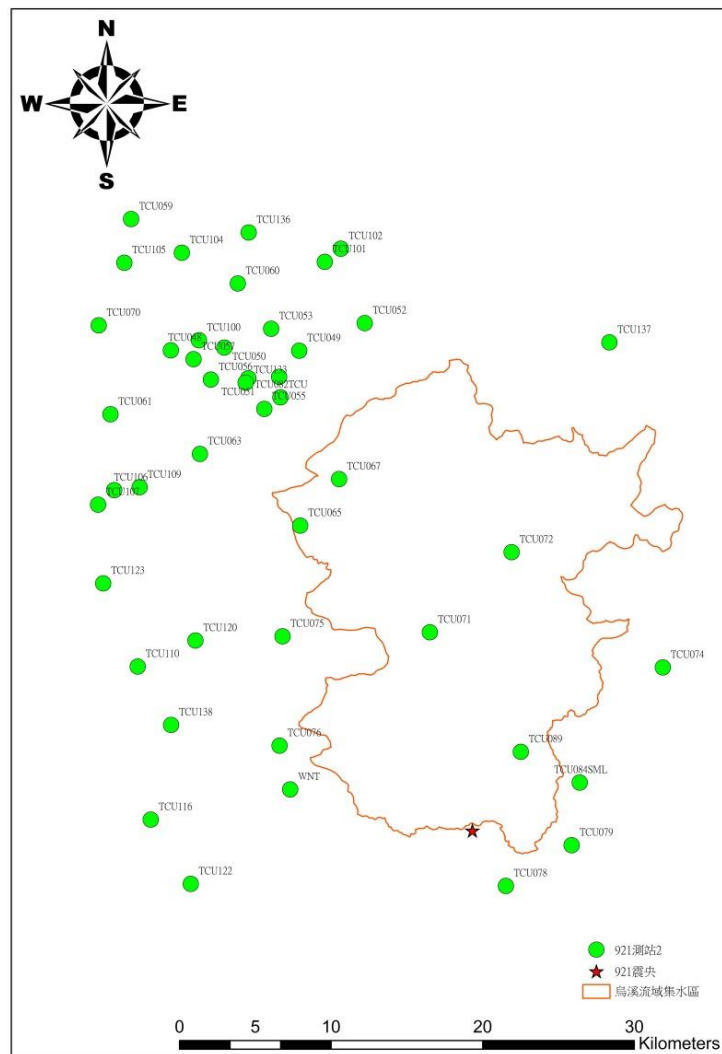


圖 4-3 烏溪流域附近地震地震觀測網

強地動測站所得 921 地震主震之三軸向地表加速度歷時記錄，分別取歷時記錄中最大值做為該測站之場址三軸向 PGA 值。然而，對於地震引致的災害主要係水平向地震力所造成，因此某測站之場址 PGA 值對於坡地崩塌或建物倒塌多以較為重要之雙軸水平向 PGA 進行探討。過去研究曾採用雙軸水平向 PGA 之幾何平均值(geomean)、最大值(maximum value)或算術平均值(average)等作為某測站之場址 PGA 值，本研究採用幾何平均值定義之，可表示如下：

$$S_{site} = \sqrt{S_x S_y} \quad (4-1)$$

上式中， S_{site} 為某測站之場址 PGA 值； S_x 及 S_y 分別為測站之東西向及南北向 PGA 值。此測站之場址 PGA 值可作為未設測站場址推估 PGA 空間分布之基準值。

表 4-2 研究區域周邊 921 測站點資料

站碼	經度	緯度	高程(m)	PGA_U	PGA_N	PGA_E	x	y	PGA
SML	120.9	23.883	1015	318.69	381.38	955.60	239816.7	2642069	603.69
TCU	120.676	24.147	84	118.67	187.10	201.46	217073.2	2671341	194.14
TCU048	120.594	24.179	160	97.32	175.62	116.94	208750	2674907	143.30
TCU049	120.69	24.179	123	178.01	241.95	273.41	218503.8	2674882	257.20
TCU050	120.634	24.181	89	86.79	128.12	142.72	212814.7	2675117	135.22
TCU051	120.652	24.16	68	109.70	230.70	156.83	214637.7	2672787	190.22
TCU052	120.739	24.198	170	193.98	438.68	348.66	223486.2	2676976	391.09
TCU053	120.669	24.194	127	120.89	132.07	224.78	216374.1	2676548	172.30
TCU054	120.675	24.161	97	132.97	190.39	143.14	216975.1	2672892	165.08
TCU055	120.664	24.139	90	153.30	208.15	256.90	215851.5	2670458	231.25
TCU056	120.624	24.159	62	116.88	140.33	153.90	211792.1	2672683	146.96
TCU057	120.611	24.173	49	81.47	100.13	111.32	210475.4	2674238	105.57
TCU059	120.564	24.269	7	64.48	161.92	156.65	205733.1	2684884	159.26
TCU060	120.644	24.225	138	86.31	101.09	196.85	213843.1	2679988	141.06
TCU061	120.549	24.135	30	86.13	154.08	133.21	204162.2	2670048	143.26
TCU063	120.616	24.108	39	132.97	129.98	179.44	210963.7	2667037	152.72
TCU065	120.691	24.059	48	257.80	563.21	774.42	218576.1	2661592	660.43
TCU067	120.72	24.091	73	230.59	312.65	488.86	221532.3	2665130	390.95
TCU070	120.54	24.196	5	76.20	157.37	248.59	203269.7	2676807	197.79
TCU071	120.788	23.986	187	415.53	639.00	517.81	228428.4	2653489	575.22
TCU072	120.849	24.041	363	274.67	370.49	465.30	234641.9	2659572	415.20
TCU074	120.962	23.962	450	270.18	368.40	585.94	246132.7	2650815	464.61
TCU075	120.678	23.983	96	223.89	257.32	325.33	217234.8	2653178	289.34
TCU076	120.676	23.908	103	275.39	420.02	340.11	217012.2	2644872	377.95

站碼	經度	緯度	高程(m)	PGA_U	PGA_N	PGA_E	x	y	PGA
TCU078	120.845	23.812	272	171.01	302.48	439.70	234207.2	2634212	364.69
TCU079	120.894	23.84	681	383.83	416.97	579.78	239202.1	2637308	491.68
TCU082	120.676	24.147	84	129.26	182.49	221.07	217073.2	2671341	200.86
TCU084	120.9	23.883	1015	311.75	422.83	989.21	239816.7	2642069	646.73
TCU088	121.176	24.253	1510	224.07	515.36	508.90	267871.4	2683054	512.12
TCU089	120.856	23.904	20	190.21	225.32	347.82	235338.4	2644399	279.95
TCU100	120.615	24.186	100	83.80	111.38	107.97	210885.8	2675676	109.66
TCU101	120.709	24.24	200	164.01	253.55	207.80	220448.3	2681634	229.54
TCU102	120.721	24.249	188	173.28	168.98	298.35	221668.9	2682628	224.53
TCU104	120.602	24.246	213	90.32	86.91	101.39	209584	2682325	93.87
TCU105	120.559	24.239	20	61.13	124.29	111.26	205214.9	2681563	117.59
TCU106	120.552	24.083	17	115.86	122.26	157.37	204448.7	2664288	138.71
TCU107	120.54	24.073	14	94.51	143.85	127.76	203225	2663184	135.57
TCU109	120.571	24.085	23	132.97	159.17	149.00	206381.3	2664503	154.00
TCU110	120.57	23.962	25	116.28	187.52	178.25	206238	2650881	182.82
TCU116	120.58	23.857	49	119.03	132.79	185.31	207221.2	2639250	156.86
TCU120	120.613	23.98	228	166.52	193.50	222.99	210619.7	2652862	207.72
TCU122	120.61	23.813	75	236.03	255.65	207.44	210263.4	2634368	230.28
TCU123	120.544	24.019	16	85.54	131.95	149.00	203612.3	2657202	140.22
TCU133	120.65	24.157	70	240.28	260.43	281.97	214433.6	2672455	270.98
TCU136	120.652	24.26	173	111.67	170.83	166.82	214665.3	2683862	168.81
TCU137	120.922	24.185	620	324.37	403.57	521.64	242075.5	2675514	458.82
TCU138	120.595	23.922	34	110.36	207.44	202.23	208769.6	2646444	204.82
WNT	120.684	23.878	110	311.04	602.45	921.14	217819.3	2641548	744.95

註：PGA = $\sqrt{\text{PGA}_N \times \text{PGA}_E}$ ，單位為 gal=cm/sec²

第二節 環境因子資料處理

一、地質資料

一般崩塌研究所採用的地質資料，多是以中央地質調查所繪製的二十五萬分之一地質圖層做為參考，其中包括詳實的台灣地質屬性，如年代、岩性、地層等。本研究區域地質分布圖及組成如圖 4-4 至圖 4-6 所示。

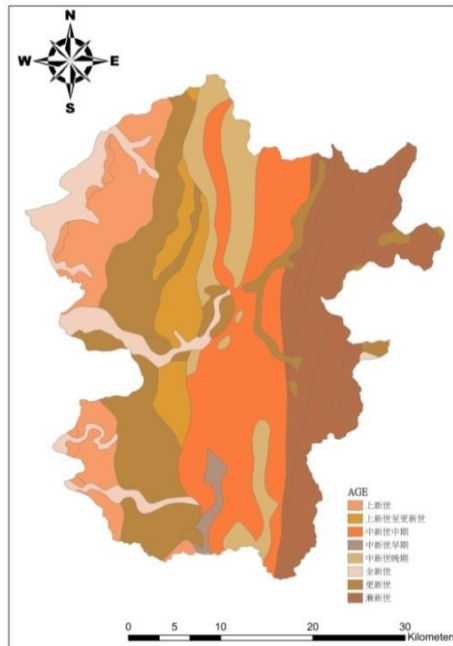


圖 4-4 年代圖

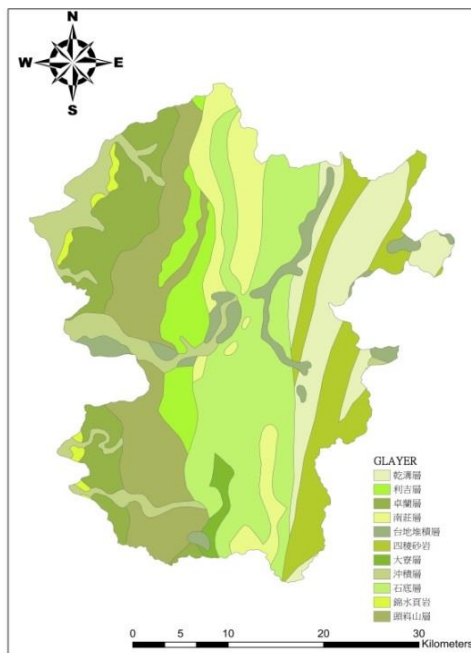


圖 4-5 地層圖

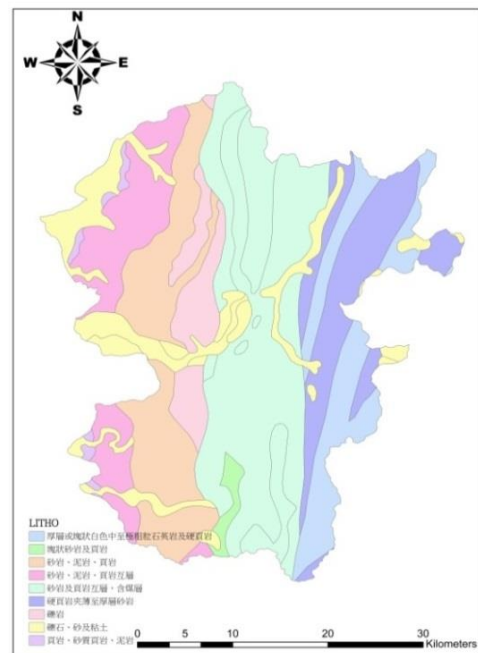


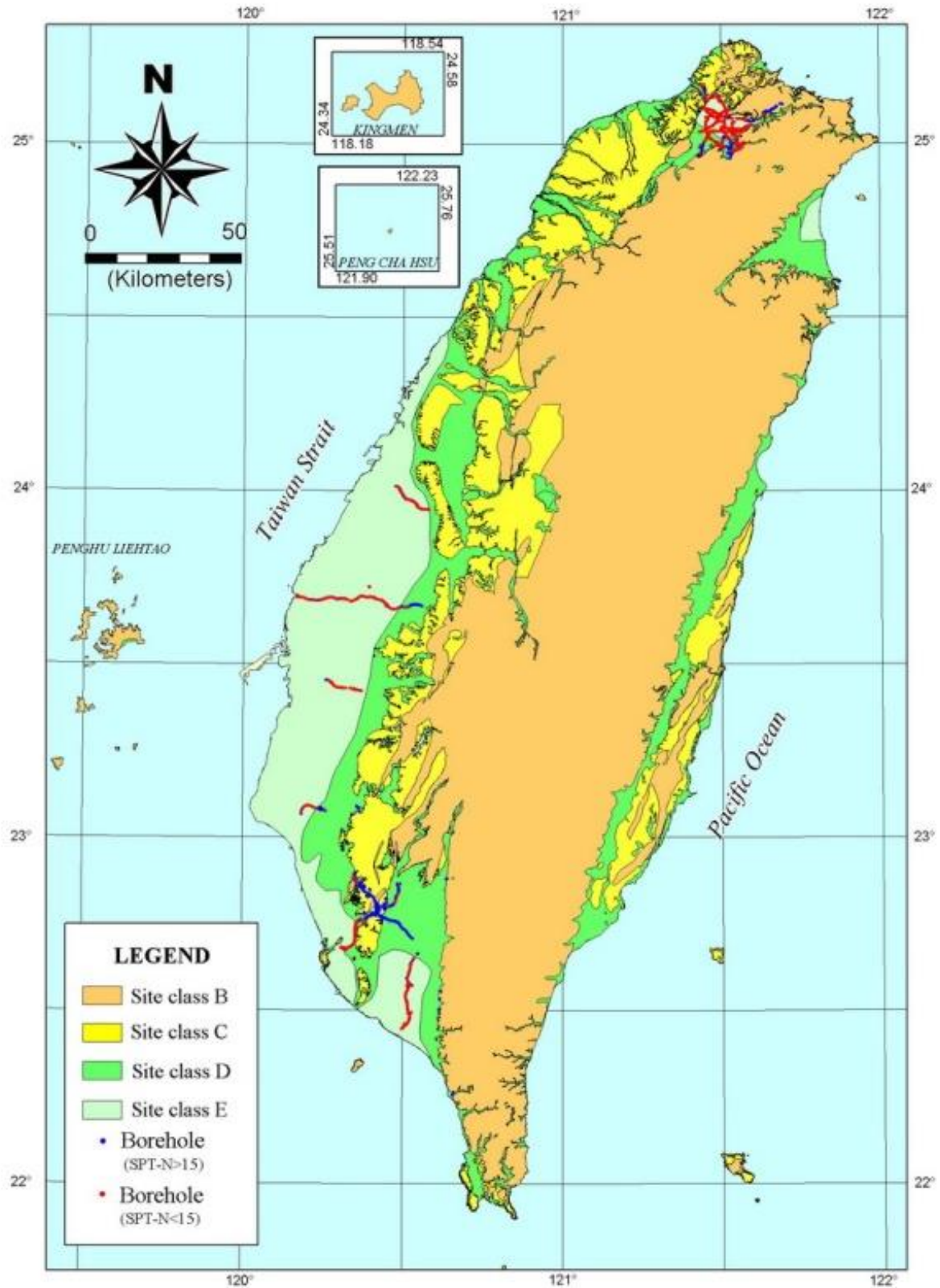
圖 4-6 岩性圖

然而，根據過去研究，地震引致的崩塌無法與所謂的年代、岩性、地層直接相關，而與地震引致的振動、加速度與波速更為相關。在地震工程學的角度，地震波的傳遞與岩土硬度具有較大關係，影響地振動的大小，通常堅硬的岩盤傳遞更多能量至地表，也引致更高的震度。李錫堤等人(Lee *et al.*, 2001)將全台灣地區的地震測站所在之場址，由硬至軟依序分為 B、C、D、E 四類如表 4-3 及圖 4-7 所示，而本研究依據李錫堤等人之分類將地質圖資套疊至集水區網格內。此分類模式將更合適作為地震引致崩塌的地質因子參數。

表 4-3 李錫堤教授提出之台灣地區地質分類

分類	1997 UBC 分類準則	台灣地區分類準則
B	Rock, shear velocity is from 760 to 1500 m/s	中新世或較老的地層,包含石灰岩、火成岩及變質岩等
C	Very dense soil and soft rock, shear velocity is from 360 to 760 m/s, Undrained shear strength $u_s \geq 2000$ psf ($u_s \geq 100$ kPa) or $N \geq 50$ blows/ft	上新世及更新世地層，包含礫石層、火山角礫岩、火山碎屑岩...等，以及紅土台地
D	Stiff soils, shear velocity is from 180 to 360 m/s, Stiff soil with undrained shear strength $1000 \text{ psf} \leq u_s \leq 2000 \text{ psf}$ ($50 \text{ kPa} \leq u_s \leq 100 \text{ kPa}$), or $15 \leq N \leq 50$ blows/ft	更新世晚期與全新世地層，低位河階地,以及緻密的黏土層或砂泥層平均地表 30m 內 SPT N 值 ≥ 15
E	Soft soils, Profile with more than 10ft (3m) of soft clay defined as soil with plasticity index $PI > 20$, moisture content $w > 40\%$ and undrained shear strength $u_s < 1000 \text{ psf}$ (50kPa), or $N < 15$ blows/ft	全新世沈積物及回填物等，平均地表 30m 內 SPT N 值 < 15

資料來源：Lee *et al.* (2001)



資料來源：Lee *et al.* (2001)

圖 4-7 李錫堤教授分類之地質圖

二、高程資料

高程因子可由數值高程模型(DEM)中直接套取出來，本研究將高程因子依高度分成十組，如圖 4-8 所示。分類之主要目的為探討崩塌於垂直方向分佈之特性，並探討作為本研究崩塌因子的適宜性。因為就地震波而言，震波的變化和地形之間的關係為地形所產生的振動擴大效應。一般而言，山頂處震波的擴大效應比山底大，但山頂處的擴大效應有時不一定存在(張子瑩，2002)。

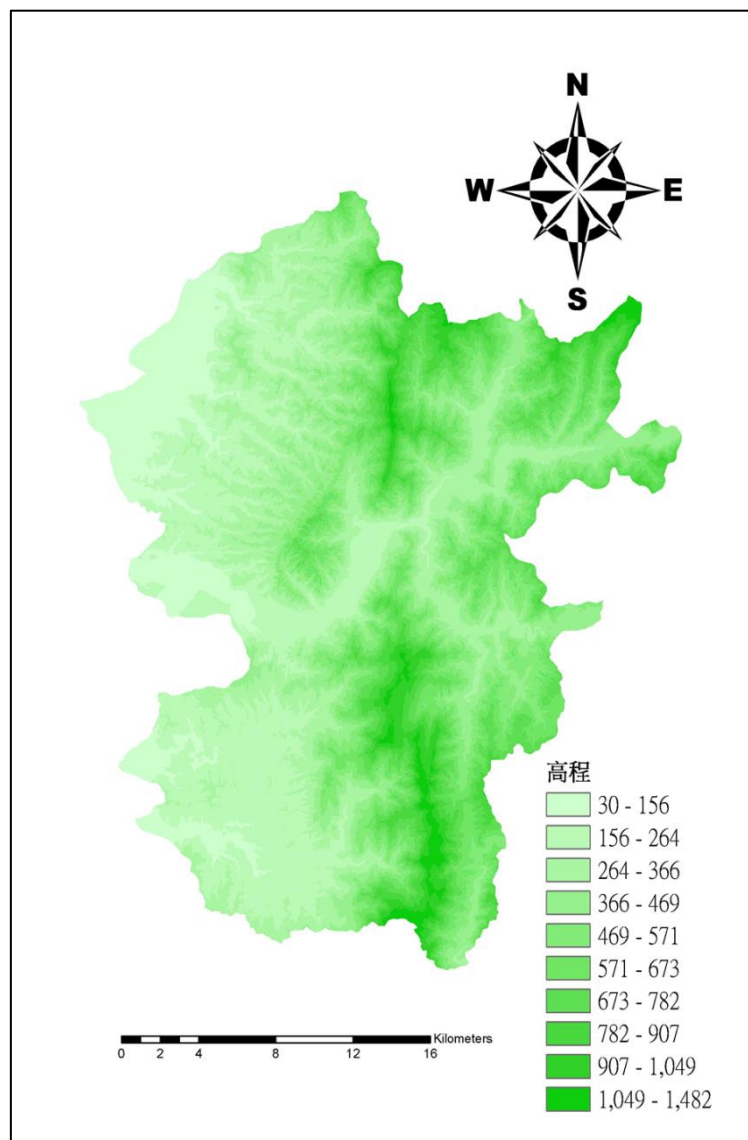


圖 4-8 研究區高程圖

三、坡向資料

回顧過去大多數地震和降雨引致崩塌的相關文獻中皆顯示(Pearce and O'loughlin, 1985)，坡向與崩塌具有一定的相關性，但無法有一個定性的關係，主因在於降雨或地震與坡向的關係是變動的相對關係，因此難以掌握其定性關係。坡向是指坡面的朝向，它表示表面某處最陡的傾斜方向。它可以被認為是山體所面向的坡向或指南針的方向。在計算坡向的過程中，坡向以度為單位按逆時針方向從 0 度(正北方向)至 360 度來度量，可分為九方向，包含平坡及北向、東北向、東向、東南向、南向、西南向、西向、西北向等。坡向圖中的每個網格單元的值表示此網格單元所在坡的面向。水平的坡沒有面向，均被賦予「-1」值。本研究將坡向納入環境因子之分析考量，並考慮其與地震波方向的相關性。坡向可以烏溪流域 DEM 之資料計算各網格坡向，如圖 4-9 所示。

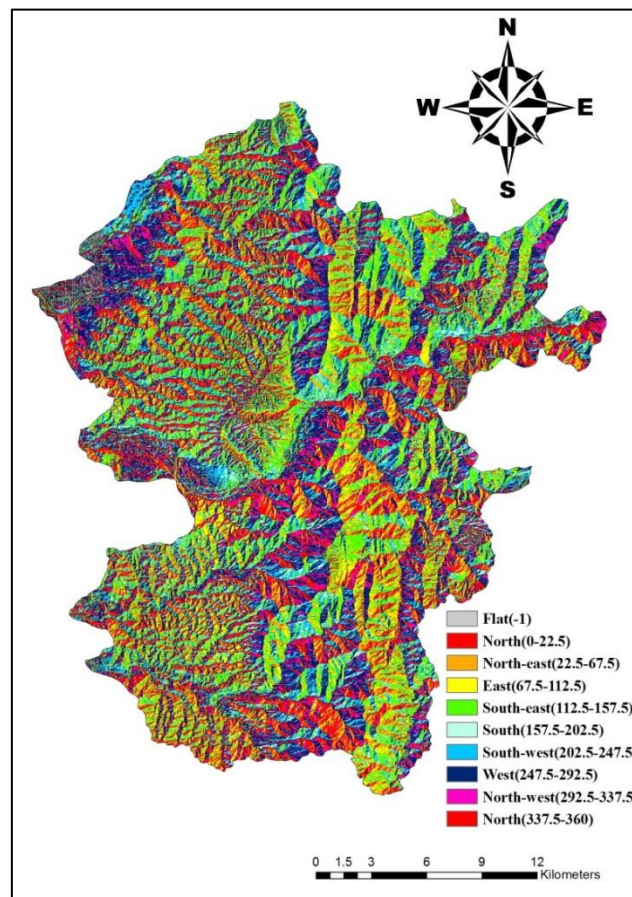


圖 4-9 研究區坡向圖

四、坡度資料

某地形的斜度即為坡度，常用於標記丘陵的傾斜程度，一般坡度的數值是以角度(degree)表示(三角函數的正切函數)，亦有以百分比表示，即為「高程增量除以水平增量再乘以 100」。而水土保持技術規範(2012)第 23 條指出：「山坡地坡度係指一坵塊土地之平均傾斜比」。本研究坡度亦以此定義，其計算方式係以 DEM 資料利用 ArcGIS 軟體輔助計算集水區 5m 網格之平均傾斜比。ArcGIS 預設坡度計算係採用「坵塊法」，為水土保持技術規範內二種容許方法之一(另一為等高線法)。如圖 4-10 所示，研究區以 10°為級距分析各網格之坡度值，所得數值可為度數(°)或是百分比型式(%)。

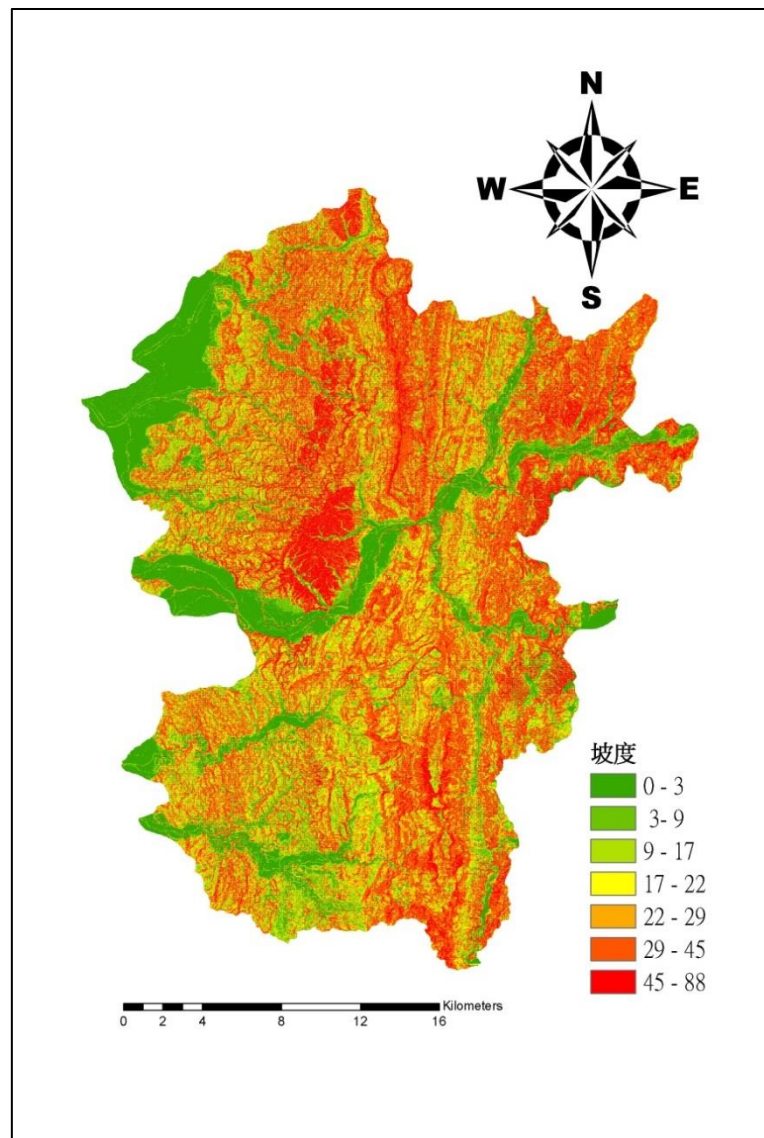


圖 4-10 研究區坡度圖

五、土地利用資料

為探討集水區流域內坡地潛在之自然崩塌，須刪除無崩塌潛勢區域或經人為擾動之非自然崩塌區域；前者如河流、河道、湖泊等，後者如建物、農地、利用地等。尤其是後者區域於崩塌地判釋時，在崩塌地、河谷、建地的光譜值會相當接近，造成影像判釋上容易混淆與誤判。本研究採用內政部國土測繪中心所繪製 95 年土地利用調查圖資，濾除無崩塌潛勢或非自然崩塌區域，如圖 4-11 所示。

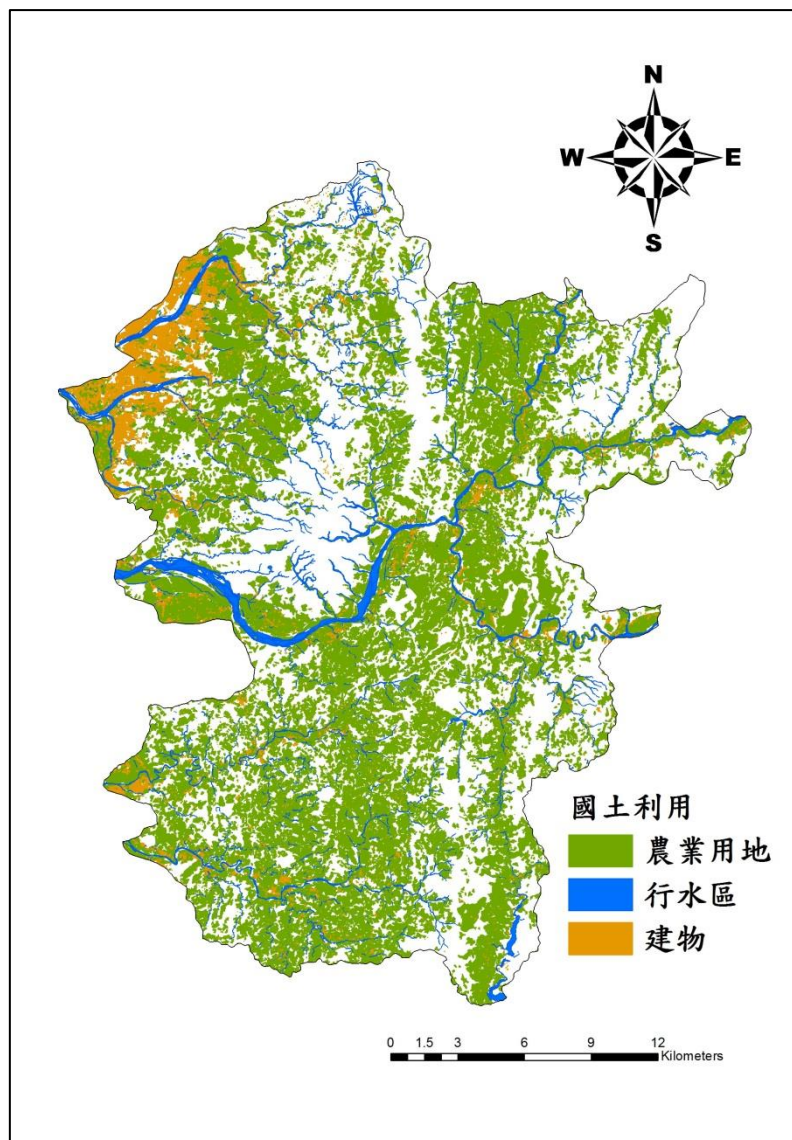


圖 4-11 研究區濾除範圍

六、順向坡資料

順向坡又稱為傾坡面、傾向坡，是與岩層面或其他規則而具延續性之不連續面大致同向之坡面，在地質上表示一個坡面的沈積堆疊方向，因其地層走向與坡面相同，地勢影響下較逆向坡容易發生崩塌，在防災工程中屬危險山坡，必須要嚴謹處理。在台灣過去的災例中，1997 年 8 月的林肯大郡災變、2009 年 8 月的小林村災變以及 2010 年 4 月的福爾摩沙高速公路崩塌災變，皆是順向坡地滑崩塌所造成。

順向坡的崩塌大多半隨著地滑機制呈現，因此對於降雨、地震而言，順向坡地勢更容易產生崩塌，同時也更複雜，主因在於順向坡地勢因地質條件的不同，有些非常容易崩塌，輕微的降雨或振動可能就會造成崩塌，因此也更難評估。本研究針對順向坡資料，蒐集了中央地質調查所已公布的順向坡調查資料，作為本研究坡向敏感因子資料選取的參考依據，研究區的順向坡分布如圖 4-12 所示。

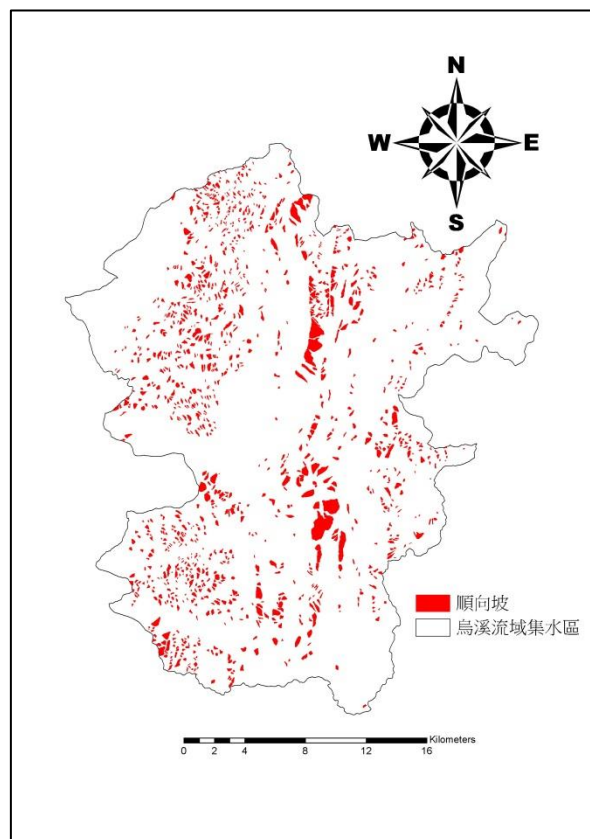


圖 4-12 研究區順向坡分布圖

第三節 崩塌地判識與萃取

一、影像判識

本研究利用 SPOT-2 衛星影像進行崩塌地判釋，使用 921 地震前後期衛星影像以及影像處理系統 ERDAS IMAGINE 進行衛星影像人工判釋，如圖 4-13 所示為前後期影像判釋成果，圖中可見影像判釋可分為四個種類，包括河系為藍色、陰影為黑色、山坡地為紅色、裸露地為淡藍色。其中河系與陰影無法利用，山坡地即為未崩塌的區域，而該次事件崩塌地之變遷狀況，則可藉由前後時期之裸露地分布情形獲得。藉由數化圖資以地理資訊系統進行套疊比對，即可得各種崩塌地變遷狀況。

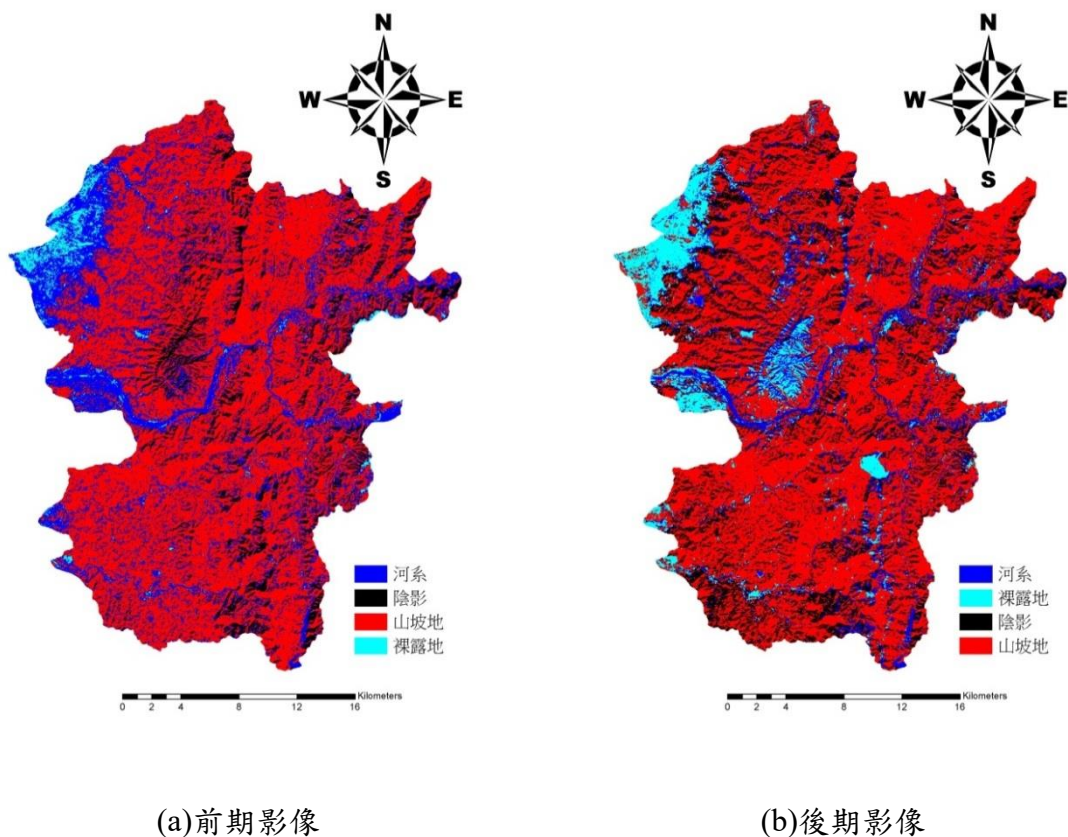


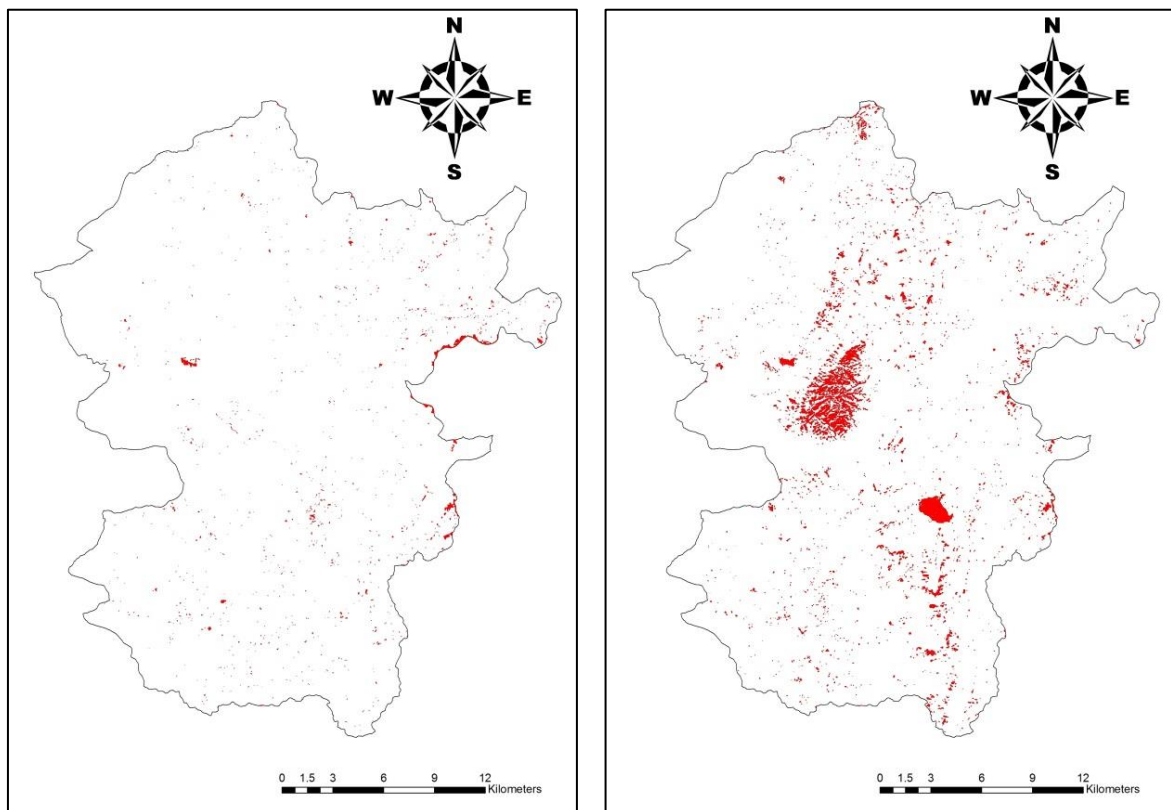
圖 4-13 前後期影像判識

二、事件前後期裸露地

本研究以各期事件衛星影像首先可進行裸露地判釋，初步瞭解可能崩塌地位置。前後期裸露地之狀況如圖 4-14 所示。裸露地面積統計如表 4-4。

表 4-4 研究地區裸露地統計

事件名稱	集水區有效面積	裸露地面積	裸露比例
921 地震前期	38,446.00ha	236.04ha	0.61%
921 地震後期		1688.40ha	4.39%



(a)前期崩塌地

(b)後期崩塌地

圖 4-14 921 地震前後期裸露地分布

三、新增崩塌地

事件崩塌地之變遷狀況，可藉由前後時期之裸露地變異情形獲得。賴志強(2007)、陳俞旭(2008)等人對於地震及降雨引致之崩塌地分類，考慮植被復育之影響，將崩塌地分類為四類。如圖 4-15 所示，包括：

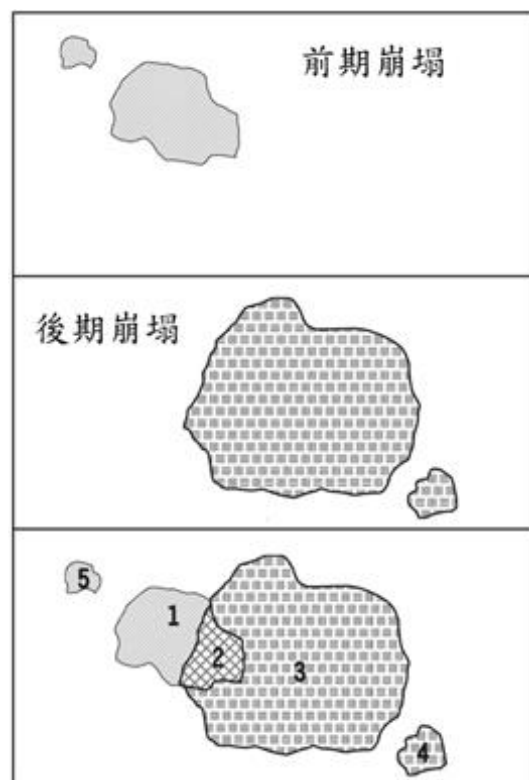
(一)崩塌復育：(1)與(5)

(二)舊有崩塌地：(2)

(三)舊有崩塌地擴大：(3)

(四)新生崩塌地：(4)

而其定義「新增崩塌地」，則為「舊有崩塌地擴大」加上「新生崩塌地」的部分，即(3)與(4)。上述之分類方法，對於前後期崩塌地變遷情形，在技術層面上具有清晰的定義，可由此判定某區塊是否確實發生崩塌。然而，雖然在大部份的情形下，舊有崩塌地地的擴大確實與事件相關，但並無法確切知道舊有崩塌地也在該次事件產生崩塌。尤其擴大有時並非只是往外擴增，也可能有內部加深之情形；然而此狀況並不能以空間區位判別而獲得，且其內部是否真的發生加深情形，須進行現地勘查才可能得知。根據上述崩塌地之分類，本研究將各颱風事件前後時期之崩塌地圖資進行套疊，由此獲得崩塌地變遷資訊。



資料來源：修改自賴志強 (2007)；陳俞旭 (2008)

圖 4-15 崩塌地變遷及分類示意

新增崩塌地關聯性查詢可直接針對裸露地進行網格套疊，即可顯示出崩塌地相對應位置的集水區網格，再將顯示出崩塌地之網格標記成數字 1，表示該網格發生崩塌，未發生崩塌之網格則標記為數字 0，如圖 4-16 所示，藉由前後期裸露地得到之崩塌地，即為 921 地震後所造成之崩塌，如表 4-5 及圖 4-17 所示。

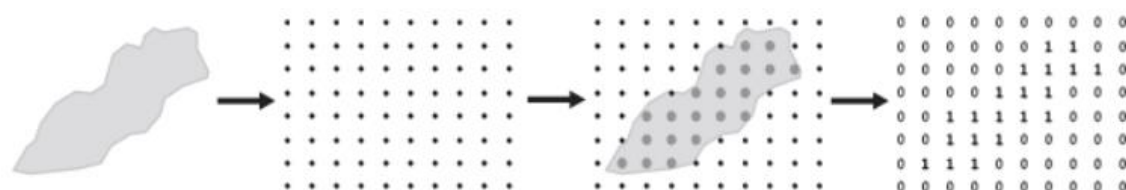


圖 4-16 坡面資料套疊網格示意圖

表 4-5 研究地區新增崩塌地統計

崩塌類別	921 地震
集水區有效面積	38,446.00ha
新增崩塌地面積	965.84ha
新增崩塌率	2.51%

資料來源：本研究整理

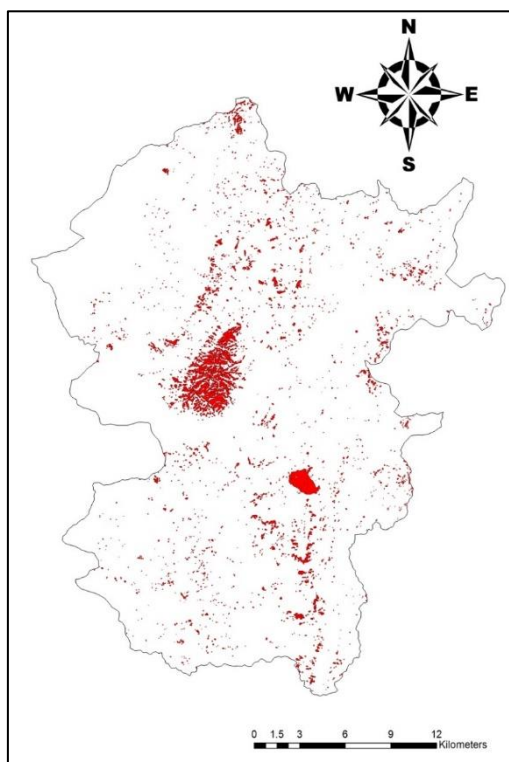


圖 4-17 921 新增崩塌地

第四節 崩塌資料庫建置

完成 921 地震新增崩塌地處理後，對於環境因子與新增崩塌地的關係需進行環境因子與崩塌地之間的關聯性鏈接，藉由各因子資料間的共通索引值，使用 ArcGIS 軟體建立研究地區集水區網格資料庫。本研究將研究區建置為大小 20m×20m 的網格向量檔，所有網格給予固定編碼(Gridcode)，總網格數為 961,150 個，編輯完成之網格編碼，其資訊皆會記錄於.dbf 的資料庫中，可再藉由其它資料庫軟體進行處理。建立完成之網格編碼將不再變動，為了後續進行坡面單元的屬性分類，需了解崩塌地與各環境因子的關係，本研究將各類因子進行關聯統計，以下說明各類因子統計結果。

一、地質因子

地層或岩性因子是崩塌現象的明顯相關因子，砂岩及頁岩等相關岩層對於淺層崩塌極具影響。但本研究對於地質的考量，主要來自於受震後的反應與震波傳遞狀況，所亦以地質岩性的軟硬為主要考量，越堅硬的岩層波速傳地越快。因此本研究是以李錫堤等人(Lee *et al.*, 2001)的研究，將地質分為 4 類(site class B~E)。經過地質的套疊分析，本研究地區大多為 site class B 及 side class C 的地質，參見表 4-3，因此本研究取此二類地質，將 site class B 分為地質分級一，site class C 分為地質分級二，並統計其崩塌比，所得結果如表 4-6 所示。

表 4-6 地質崩塌統計

分級	地質	面積(ha)	崩塌地		非崩塌地		崩塌比
			面積(ha)	%	面積(ha)	%	
1	site classB	6,445.96	147.80	15.30%	6,298.16	17%	2.29%
2	site classC	32,000.04	818.04	84.70%	31,182.00	83%	2.56%
總和		38,446.00	965.84	100.00%	37,480.16	100.00%	2.51%

資料來源：本研究整理

二、坡向因子

本研究以 ArcGIS 估算每一網格單元之平均坡向，除平坡不計外包含八方向。根據過去地震引致崩塌的文獻調查，坡向因子對於崩塌的影響東南向的發生機率較高，而本研究依照坡向分類進行崩塌統計，東南向的崩塌程度的確明顯高於西北向。本研究將坡向資訊套疊至集水區網格內並統計崩塌比，所得結果如表 4-7 所示。

表 4-7 坡向崩塌統計

分級	坡向	面積(ha)	崩塌地		非崩塌地		崩塌比
			面積(ha)	%	面積(ha)	%	
1	北	4,582.00	17.24	1.78%	4,169.80	11.13%	0.38%
2	東北	4,073.24	37.96	3.93%	4,392.28	11.72%	0.93%
3	東	5,018.08	119.52	12.37%	4,930.28	13.15%	2.38%
4	東南	4,716.96	322.64	33.41%	4,310.08	11.50%	6.84%
5	南	4,687.04	231.60	23.98%	4,626.84	12.34%	4.94%
6	西南	5,016.08	164.60	17.04%	5,123.64	13.67%	3.28%
7	西	5,422.32	38.56	3.99%	5,160.12	13.77%	0.71%
8	西北	4,930.28	33.72	3.49%	4,767.12	12.72%	0.68%
總和		38,446.00	965.84	100.00%	37,480.16	100.00%	2.51%

資料來源：本研究整理

三、坡度因子

大部分崩塌類型通常隨著坡度越高越易發生，也就是坡度越高，引發崩塌的機率越高，因此坡度是崩塌的重要因子。然而對於地震而言，坡度的影響局限於中高坡度一定的範圍內，太大的坡度反而不易崩塌，而是落石居多。此外，低坡度的裸露地由於人為開發通常非常多，但受限於影像判釋無法有效分辨此類低坡度裸露地。陳樹群(2013)曾以坡度 20° 為界將以下之坡地視為不具降雨崩塌潛勢的區域，認為此類裸露地不易認定是否為崩塌。雖實際上偶有崩塌現象發生，但其成因複雜難以完全歸咎其成因。因此，本研究將 20° 以上之坡度進行統計，所得結果如表 4-8 所示。顯示崩塌率大致隨坡度越高而提高。

表 4-8 坡度崩塌統計

分級	坡度(°)	面積(ha)	崩塌地		非崩塌地		崩塌比
			面積(ha)	%	面積(ha)	%	
1	20-25	7,929.40	46.16	4.78%	7,883.24	21.03%	0.58%
2	25-30	8,062.72	61.68	6.39%	8,001.04	21.35%	0.77%
3	30-35	7,094.52	90.64	9.38%	7,003.88	18.69%	1.28%
4	35-40	5,670.52	116.28	12.04%	5,554.24	14.82%	2.05%
5	40-45	4,169.48	136.56	14.14%	4,032.92	10.76%	3.28%
6	45-60	4,912.56	396.76	41.08%	4,515.80	12.05%	8.08%
7	60-90	606.80	117.76	12.19%	489.04	1.30%	19.41%
總和		38,446.00	965.84	100.00%	37,480.16	100.00%	2.51%

資料來源：本研究整理

第五節 921 地震 PGA 分布推估

為了進行地表震度之空間分布，本研究自 TSMIP 中蒐集經中央氣象局校正且可信度較高之 444 個臺灣本島強地動測站紀錄，測站分布與車籠埔斷層帶之關係如圖 4-18 所示，其中有十數筆的資料是位於近斷層處，將有利於描述斷層特性(溫國樑與柴駿甫，1999)。

本研究以上述 444 個強地動測站所得 921 地震主震之三軸向地表加速度歷時記錄，分別取歷時記錄中最大值做為該測站之場址三軸向 PGA 值。然而，對於地震引致建築物損害主要係水平向地震力所造成，因此某測站之場址 PGA 值多以較為重要之雙軸水平向 PGA 進行探討。過去許多研究曾採用雙軸水平向 PGA 之幾何平均值(geomean)、最大值(maximum value)或算術平均值(average)等作為某測站之場址 PGA 值，本研究則採用其中的幾何平均值定義之，可表示如下：

$$S_{site} = \sqrt{S_x S_y} \quad (4-2)$$

上式中， S_{site} 為某測站之場址 PGA 值； S_x 及 S_y 分別為測站之東西向及南北向 PGA 值。此測站之場址 PGA 值可作為未設測站場址推估 PGA 空間分布之基準值，各測站之場址 PGA 值如表 4-2。

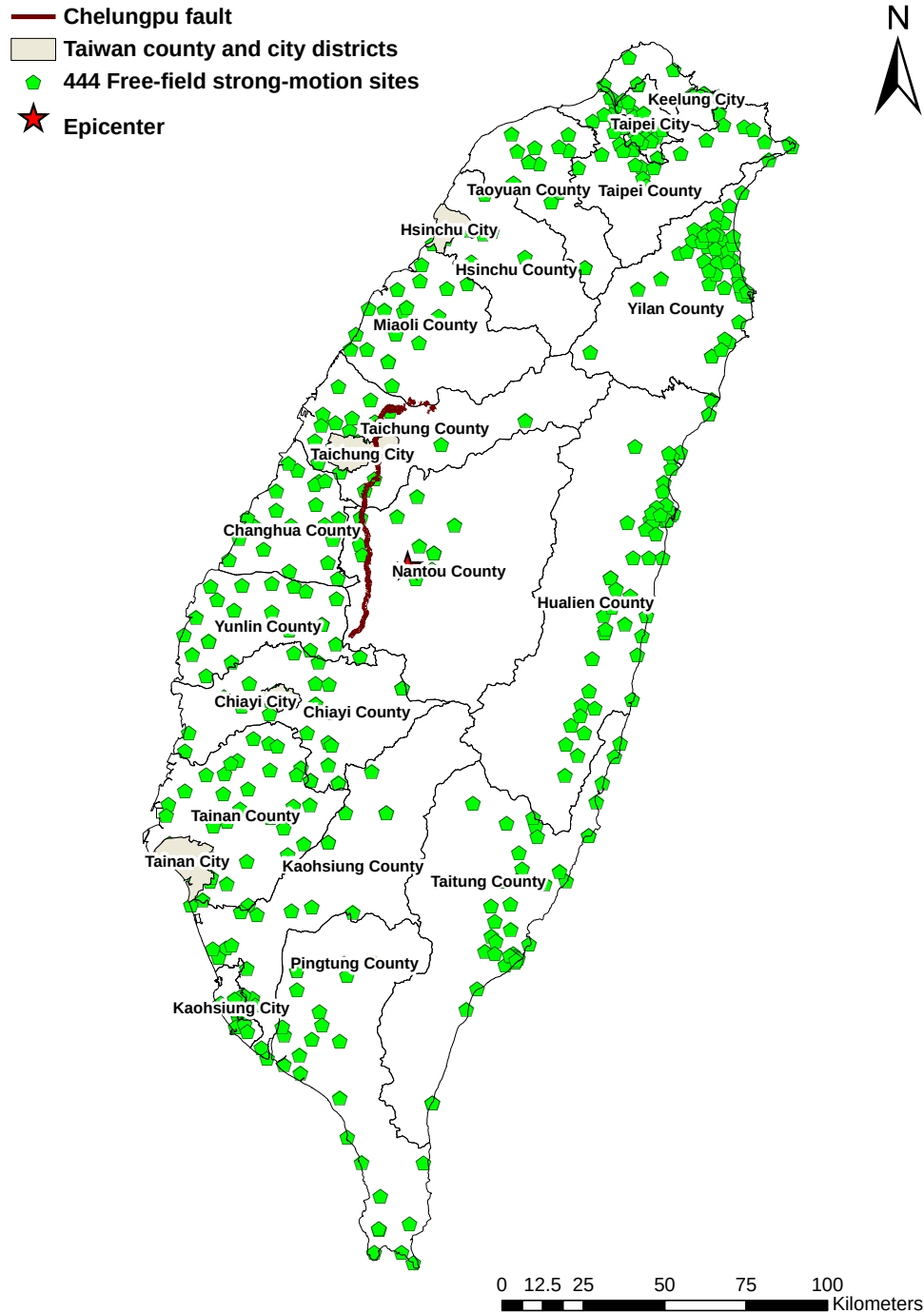


圖 4-18 自由場強地動測觀測網(TSMIP)測站分布

一、地表震度衰減率

根據以往地震學家對於地震的觀察，場址地表震度的大小與斷層之距離呈負相關。地表震度衰減率被用以描述場址隨著震源距離遠近導致地表震度衰減之關係。全世界對於地表震度衰減率之研究相當多，主要是以歷史地震資料為基礎，依據不同的地質條件，提出許多不同型式之衰減公式，再

透過統計回歸的方式求得。早期較為著名的學者有 Campell(1977)、Boore and Joyner(1997)、Sadigh *et al.*(1997)等人所提出之地表震度衰減公式。對於本研究採用之致災因子—PGA，地表震度之衰減關係則分別採用近期學者吳逸民等人對於臺灣地區之衰減率研究成果(Wu *et al.*, 2001，以下簡稱 Wu 衰減率)。吳逸民等人針對 1995—1999 年臺灣地區發生之 60 筆地震事件記錄進行統計回歸，其所得之水平向 PGA 衰減率表示為：

$$\log_{10}(S_h) = 0.00215 + 0.581M_w - \log_{10}(R + 0.00871 \times 10^{0.5M_w}) - 0.00414R \quad (4-3)$$

式(4-3)中， S_h 為雙軸水平向 PGA 之幾何平均值，單位為 cm/s^2 ； M_w 為地震之震矩規模； R 為場址至震央之距離，單位為 km ，定義為斷層帶至場址的最短距離。

地表震度衰減率是國內外學者蒐集多次地震實測記錄後之回歸結果，實際上不完全能夠適用 921 地震實測資料，因此必須對地表震度衰減率進行修正以反應衰減率之函數特性。地表震度衰減率修正之方法係將震矩規模 M_w 與場址至斷層帶之最短距離 R 分別帶入衰減率中，得到 PGA 之推估值後再乘上一修正係數，並使測站實測值與修正後推估值間之誤差絕對和為最小，即可分別求取修正係數。修正之模型如下式：

$$\min \Delta = \sum_{m=1}^M |(S_m)_T - \alpha(S_m)_E| \quad (4-4)$$

上式中 $(S_m)_T$ 為第 m 個強地動測站之實測資料； $(S_m)_E$ 為第 m 個強地動測站以地表震度衰減率推估之結果； M 為測站數量； α 為修正係數。曾有文獻提出 921 地震之 PGA 衰減趨勢與全世界資料相差不多，但加速度值較小約 0.4—0.7 倍(溫國樑與柴駿甫，1999)。本研究利用 444 個測站進行地表震度衰減率之修正，對於 Wu 衰減率所得到之修正係數為 0.568。修正之衰減率與 921 地震強地動測站之實測 PGA 共繪如圖 4-19 所示。

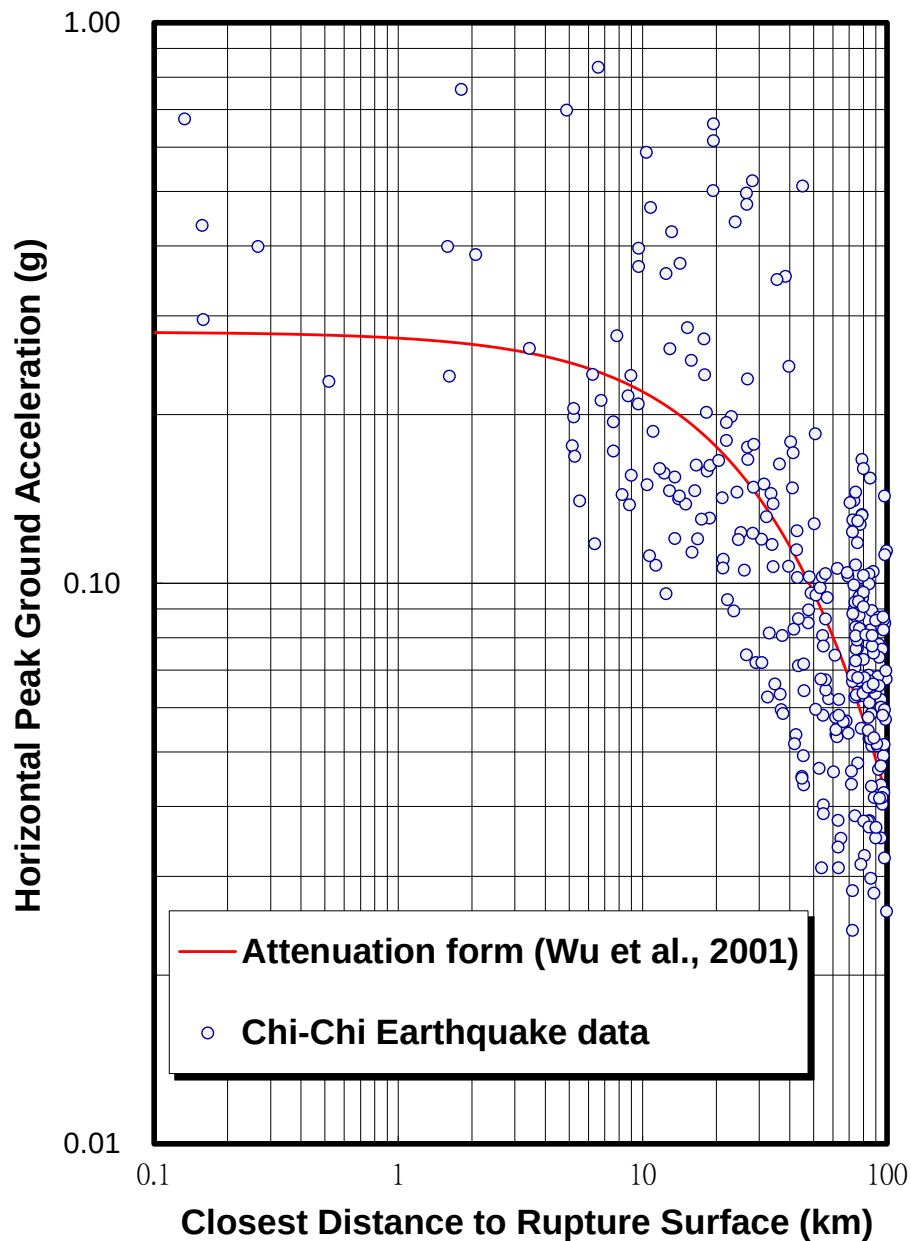


圖 4-19 各測站實測尖峰地表加速度與修正之 Wu 衰減率共繪

二、強地動因子空間推估

由於自然界中的諸多現象多具有時間或空間上之變異，因此對於散佈在空間中的自然變量，經常利用地理統計之區域化變數理論表現其性質。區域化變數理論為學者 Matheron(1971)所提出，其理論之基礎係假定散佈在空間結構中之自然變量存在一定的分布特性。若這些現象僅針對時間或空間上的不連續點表述，則這些物理量之變異則可用隨機變數描述，而不同時間

或空間不連續點上之隨機變數未必相同，因此在空間中之隨機變數即形成一個隨機變域。區域化變數通常被以 $Z(x)$ 表示，其中 x 代表空間中的位置向量。區域化變數理論之核心即在於如何分析及建構 $Z(x)$ 之空間隨機變域模型，並利用此空間隨機變域模型進行空間資料之推估。自然界的許多現象均可視為隨機變域的表現，例如降雨量、溫度等。由於在空間中不同區域之各隨機變數並不非完全獨立，而是可能具有不同程度的相關性，隨機變域之表現值即被稱為區域化變數(regionalized variable)。區域化變數理論近年來已被廣泛應用於氣象、土壤物理、地下水、礦冶、地震、環境監測及水文等領域當中。

散佈在空間中的自然變量若存在明確的空間結構特性即可稱之為區域化(regionalization)，而所謂區域化變數通常包含能夠明確以數學關係式表示的確定性資料與具隨機特性的非確定性資料，也稱之為非統計問題和統計問題這兩種類別。對於地震所引致之地表震度分布問題而言，確定性資料即所謂的地表震度衰減率，代表由任意震源引發的地表震度在空間中之分布模式；但對於非確定性資料，則係時間與空間之不同而產生之隨機變異，由於無法使用明確的數學關係式來表達，而且每次觀測的結果也可能不同。因此，基於地理統計理論之觀點，空間中任意區域之地表震度 $Z(x)$ 即具有隨機變域的特性，其係由區域化趨勢值 $M(x)$ 和殘差分量 $R(x)$ 所組成。對於空間中之地表震度，震度分布即可滿足下式(Journel, 1983)：

$$Z(x) = M(x) + R(x) \quad (4-5)$$

上式中 $Z(x)$ 為位於 x 處之地表震度之區域化隨機變數值； $M(x)$ 為區域趨勢值，可表示為在 x 處的一個緩慢變化的定率函數(deterministic function)，即所謂的地表震度衰減率，其值等於 $Z(x)$ 在 x 處之期望值，滿足：

$$M(x) = E[Z(x)] \quad (4-6)$$

$R(x)$ 為殘差分量，即為空間中隨機變動值(erratic fluctuations)，期望值為零，滿足：

$$E[R(x)] = 0 \quad (4-7)$$

殘差分量定義為在 x 處之地表震度值與對應區域趨勢值之差，其表達隨機變數的空間變異(Yamazaki, Onishi & Tayama, 1999; Yamazaki, Motomura & Hamada, 2000)。因此，此殘差分量即符合區域化變數理論之假設，可應用克利金方法進行空間中隨機變動值推估。如圖 4-20 所示，完成隨機變動值的推估後再將任意 x 處之區域趨勢值與推估結果相加，即為空間全域推估。

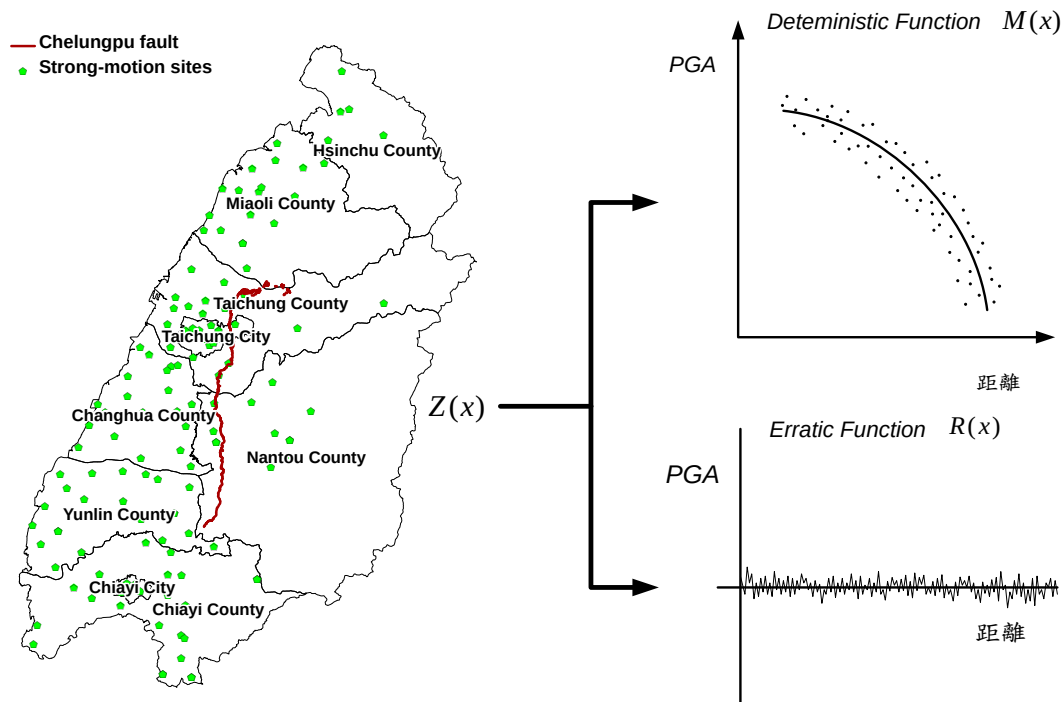


圖 4-20 區域趨勢值與空間中隨機變動值之關係

進行空間中隨機變動值推估前必須對空間資料進行空間結構分析，而以克利金空間內插方法進行地表震度之空間結構分析，其核心即須進行所謂的半變異數分析(semivariogram analysis)。半變異數代表觀測資料之空間變異，係描述區域變數(regionalized variable)沿著某一特定方向的變化率值，以此估計已知觀測資料的空間變異度。本研究針對 Wu 衰減率所得之殘差分量進行半變異數套配。如表 4-9 所示，地表震度空間變異最佳之半變異數

套配模式可藉由比較其相關係數 $\hat{R}^2$ 得知。對於 Wu 衰減率，以指數模式最佳(表中以「○」表示)而線性模式最差(表中以「×」表示)，表示以指數模式套配之空間結構較佳，其參數之相關係數達 0.995，如圖 4-21 所示即為指數模式套配之克利金半變異圖。

表 4-9 Wu 衰減率所得之殘差分量套配半變異數模式之參數結果

套配模式	c_0	$c_0 + c$	b	$\hat{R}^2$	模式選定
線性模式	1,682.26	11,154.73	67503.14	0.942	×
球體模式	460.00	9,980.00	66,300.00	0.987	
指數模式	10.00	12,810.00	41,700.00	0.995	○
高斯模式	1,510.00	9,750.00	30,000.00	0.974	

資料來源：本研究分析、整理。

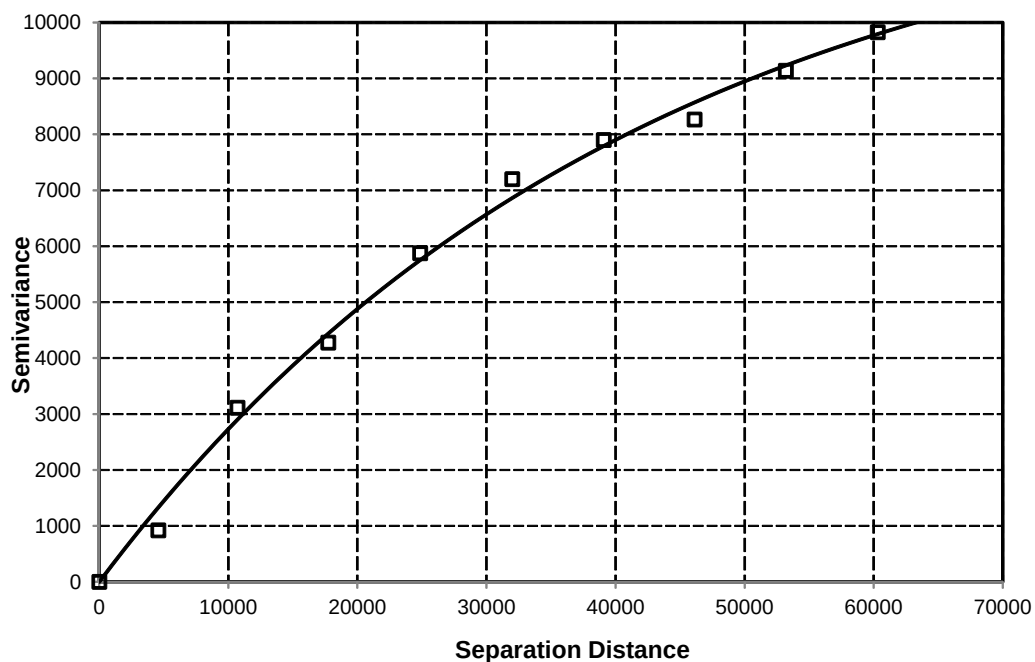


圖 4-21 最佳半變異圖(指數模式)

對於地表震度之空間分布，本研究採用克利金空間內插方法。克利金空間內插方法係利用已知位置之觀測資料，藉由地理統計技術推估空間中未觀測位置之隨機變數的內插方法(即在任意 x 處之區域化隨機變數值 $Z(x)$)(Matheron, 1971; Journel, 1983; Journel & Rossi, 1989; Cressie, 1993)。克利金空間內插方法使用變異函數(variogram model)表達隨機變數的空間

變異，而其估計原理係使分布於空間中已知位置之觀測資料的誤差預估值為最小(Cressie, 1993)。因此，克利金空間內插方法係建立在線性回歸的基本假定上，使假定之共分散模型(covariance model)的估計變異為最小(Journel, 1983)。過去已有許多研究已成功地應用克利金空間內插方法在地表震度之推估及模擬，並進一步地應用於地震危害評估(例如 Carr, 1983; Carr & Glass, 1984; Maruyama *et al.*, 2010; Shabestari *et al.*, 2004; Wu, Hsiao & Teng, 2004; Yamazaki, Onishi & Tayama, 1999; Yamazaki, Motomura & Hamada, 2000)。

本研究利用 921 地震 444 個強地動測站之場址 PGA 值，採用 Wu 衰減率做為定率函數分別以一般克利金系統方程式推估未設測站之全域 PGA 空間分布，並以 100 m×100 m 之網格做為空間全域推估之尺度。藉由殘差分量套配之最佳半變異數模式及參數，本研究利用地理資訊系統軟體 Arc GIS 內建之空間分析克立金內插模組推估空間中之隨機變動值。如式(4-5)，空間推估之隨機變動值 $R(x)$ 再與區域趨勢值 $M(x)$ 相加，即可完成地表震度之全域推估 $Z(x)$ 。

Wu 衰減率所得之殘差分量套配之最佳半變異數模式為指數模式，藉由克立金空間內插方法先針對已知測站之推估值比較。如圖 4-22 所示為各測站之實測值(PGA_T)與推估值(PGA_E)之比較結果，圖中顯示 444 個測站中大部分之推估值皆相當良好，其平均絕對誤差(mean absolute error)為 1.87%，此準確度已可作為推估全域地表震度之有效基準。PGA 之空間推估結果如所示，由圖 4-23 中顯示在車籠埔斷層帶沿線之推估結果較高，最大 PGA 值為 815.07 cm/s^2 ，此一結果相當符合 921 地震之地表震度在中部區域之表現，亦顯示在車籠埔斷層帶沿線具有相當合理的推估能力。此外，對於震波傳遞之盆地放大效應(basin effect)，如圖中右側數值較高之埔里盆地，空間描述能力亦相當良好。顯示 Wu 衰減率模式之 PGA 空間推估結果可做為發展坡地易損性曲線的有效地表震度資料。

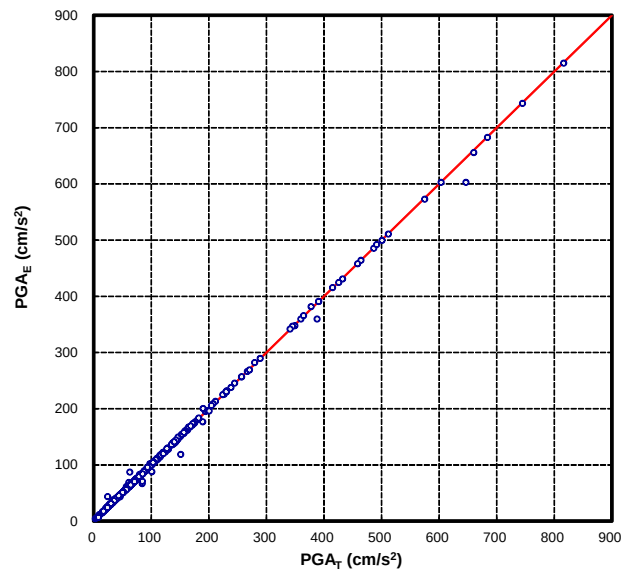


圖 4-22 強地動測站實測值及 Wu 衰減率之推估值比較

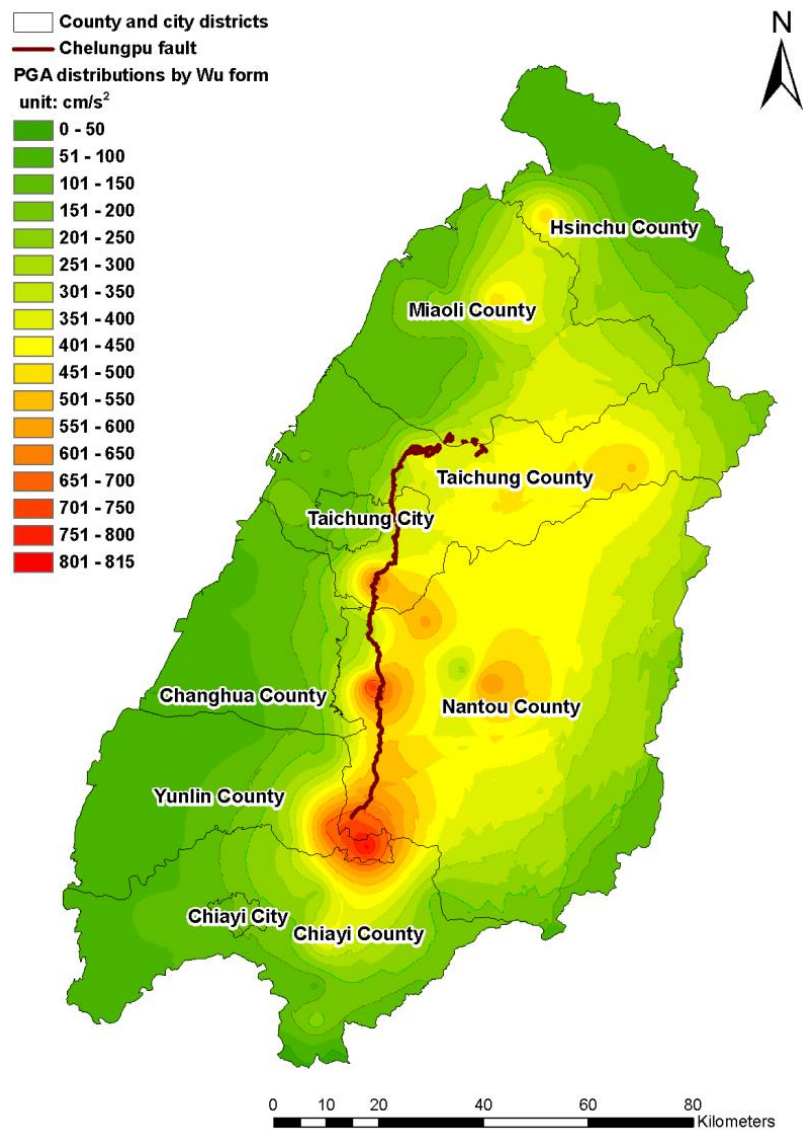


圖 4-23 Wu 衰減率推估之全域尖峰地表加速度分布

第五章 坡地易損性曲線建立及優化

第一節 坡面單元繪製

目前對於廣域崩塌評估模式的基本單元可分為網格單元及坡面單元，此二種方法各有其優缺點。網格單元係將分析區域切分成較小網格再進行統計推估，其優點是符合統計的權重一致性，缺點是無法考慮地形邊界效應而導致統計上的偏估。網格單元對於整體坡地狀況(如一個邊坡)掌握度亦不佳，較難描述坡面的力學與物理機制。坡面單元則係先將分析區域之坡地劃分出來，考量單一坡地致災可能性之後剔除不適用區域再進行統計迴歸，如圖 5-1 所示。本研究使用的坡面單元劃分方法為集水區重疊法，集水區重疊法首先以原始數值高程模型進行集水區分析，再將數值高程模型高低值反轉，山稜線會反轉為河谷線；接著同樣進行集水區分析，將兩次分析所得到的集水區結合，利用地理資訊系統之分割功能，將原集水區分割為左右兩坡面單元，如圖 5-2 所示。圖中顯示編號 1 之集水區係藉由數值高程模型之集水區分析得到，編號 2 和編號 3 則係利用反轉 DEM 得到。

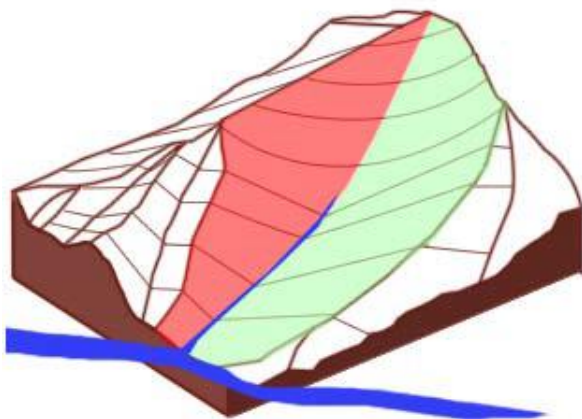


圖 5-1 坡面單元示意圖

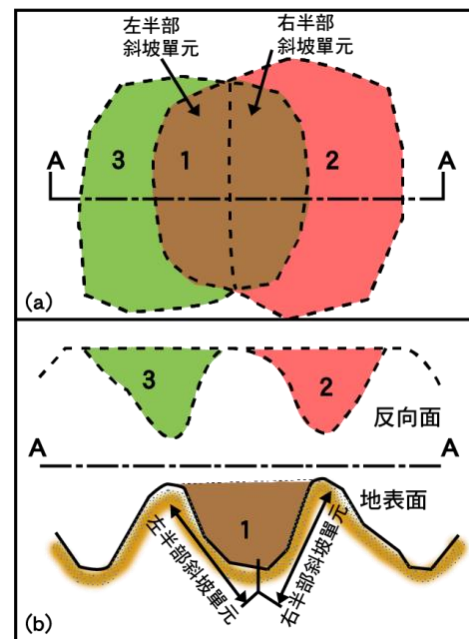


圖 5-2 集水區重疊法示意圖

本研究使用地理資訊系統軟體 ArcGIS 10.0 之水文及地形工具進行坡面單元分析。藉由 DEM 分析得到之集水區，多邊形的輪廓線就是山脊線；而山谷線則使用反轉之 DEM 資料，藉由 DEM 網格分析互換其高低值，原山谷線即能反轉為山脊線，同樣地亦可得到反轉之山谷線。坡面單元主要繪製流程如圖 5-3 所示，繪製原則如下：

- 一、坡面單元須符合地形特徵，邊界不可跨越地形邊界，例如稜線、河谷。
- 二、為避免聚落管理單元面積過小，坡面單元控制在約 3 至 10 公頃為原則。

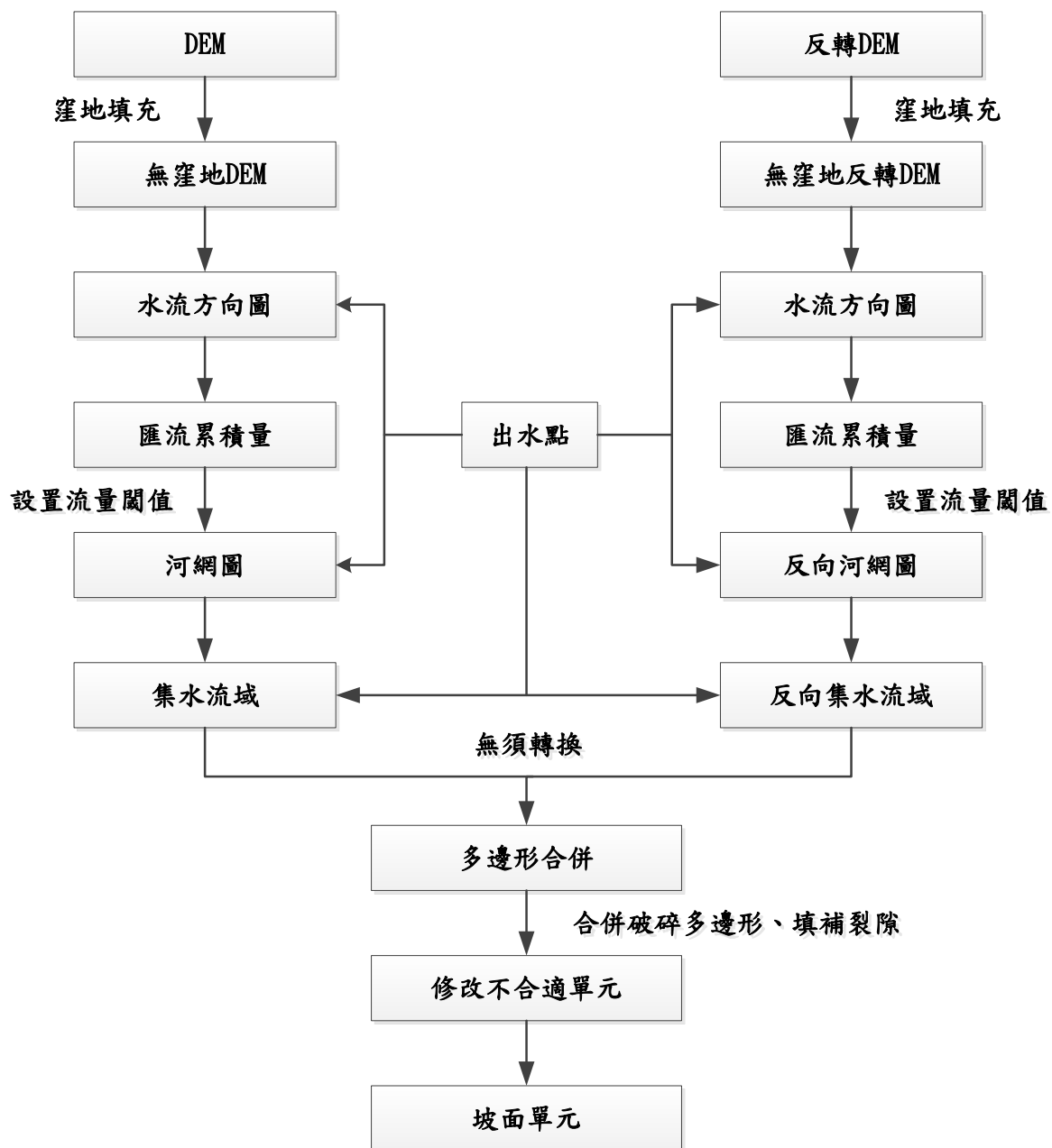


圖 5-3 坡面單元繪製流程

本研究以 ArcGIS 軟體進行坡面單元的自動繪製，可以降低人為主觀劃分坡面單元之變異性，但現實之地表起伏相當複雜，而數值高程模型的影像資料精細度有限，使得電腦自動繪製流程並無法完全根據地形做出劃分，會產生出細小破碎的網格，如圖 5-4 所示。因此，以電腦自動繪製坡面單元後仍需進行人工編修透過山影圖及坡向圖的輔助確認及編修，才能將坡面單元應用於崩塌分析。為了使所建立之地震引致崩塌之坡地易損性曲線更可靠，所繪製之坡面單元必須考量是否崩塌的可能性及納入分析合理性。因此，除不考慮沖積層、平坦地以及平坡之區域外。亦不考慮(1)河道區域；(2)非自然邊坡；(3)低坡度之坡面單元。此步驟係將坡面單元匯入 Google Earth，將不納入考慮之研究因子進行切除，包括河系、河道、農業用地、水利用地、聚落、建物等，如圖 5-5 所示。

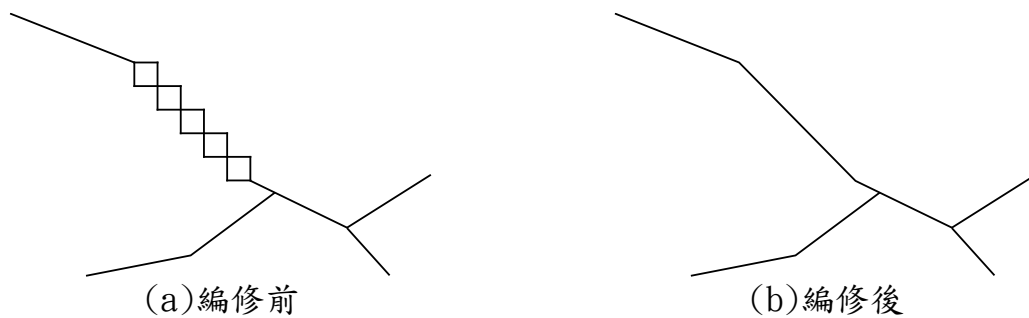


圖 5-4 坡面單元碎塊編修示意圖



圖 5-5 Google Earth 人工編修示意圖

在實際繪製過程中，雖坡面單元希望控制在 10 公頃以內，但坡面單元分析時若有大於 10ha 之坡面單元，則會獨立處理使之小於 10ha。此外，部分坡面單元若藉由坡向與山影圖檢視，並無明顯的地形起伏，則無須再編修，因此會有部分坡面單元大於 10ha。對於小於 3ha 之坡面單元，編修時須再與 Google Earth 三維立體地圖比對，小於 3ha 之坡面單元則會與鄰近之坡面單元合併。藉由上述步驟，即可劃分及篩選出集水區之坡面單元，本研究劃分完成之坡面單元如圖 5-6 所示，總計有 6,333 個坡面單元。

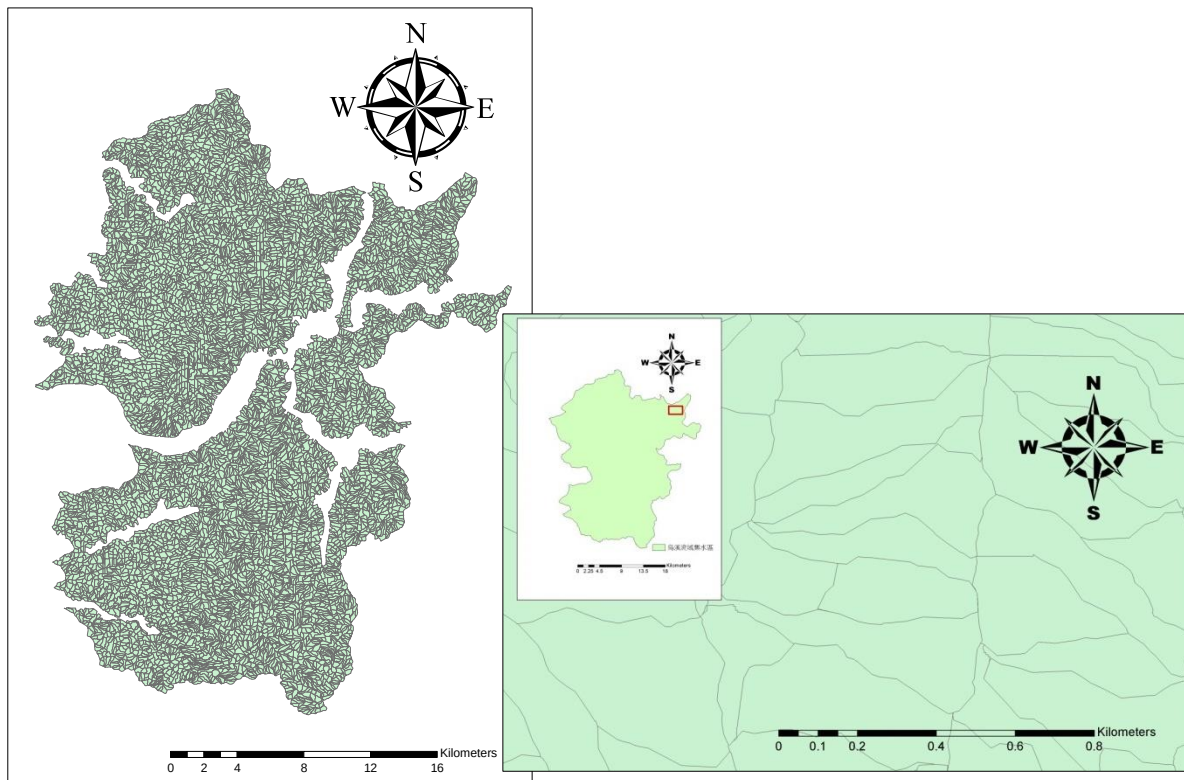


圖 5-6 烏溪集水區之坡面單元

第二節 坡面單元分類因子

一、坡面之地質分類(G)

地質因子採用李錫堤教授之分類，依照網格法計算以佔較多面積的分類為依據分出兩種類別，site class B 為堅硬且脆性的岩石為地質分級一、site class C 為密集的土壤和軟岩為地質分級二。烏溪集水區劃分完成之坡面單元地質分類統計如表 5-1 和圖 5-7 所示。

表 5-1 本研究地質分類統計

級序	地質	坡面數	崩塌地		非崩塌地		崩塌比
			個數	%	個數	%	
G1	Site B	1,039	125	12.03%	914	88%	12.03%
G2	Site C	5,294	896	16.92%	4,398	83%	16.92%
總和		6,333	1,021	100.00%	5,312	100.00%	16.12%

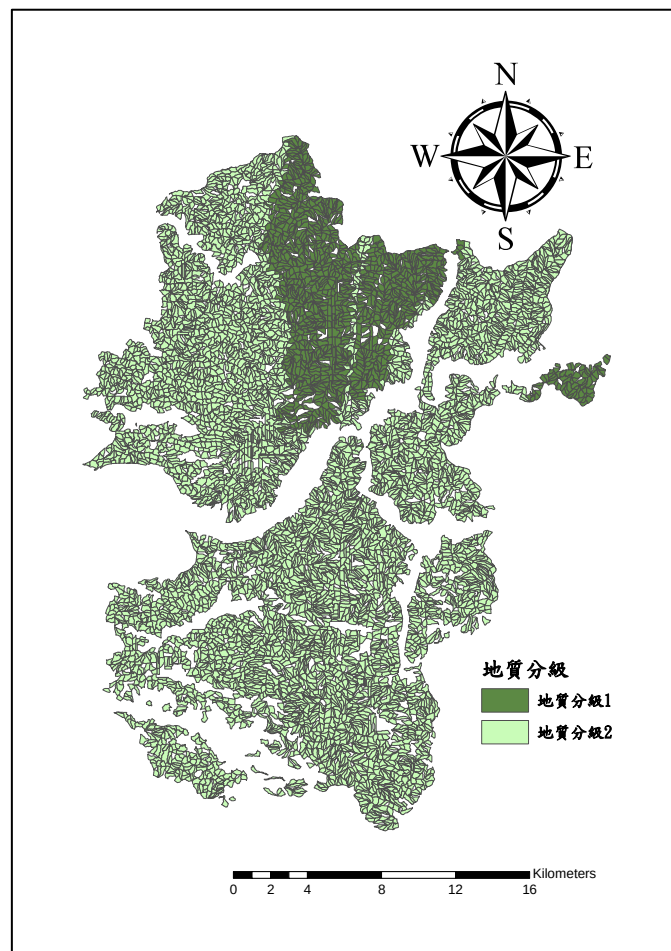


圖 5-7 坡面單元地質分類

二、坡面之坡向敏感因子(A)

由於坡面崩塌受地震波方向的影响極大，震波衝擊方向是否與坡面呈正向或平行關係影响是否容易崩塌，因此本研究考慮坡面法線方向與地震波方向的關係，如圖 5-8，將坡向分為強面與弱面兩類。強面表示該坡面法線方向與震波方向垂直或接近垂直的不利崩塌的狀態，弱面表示該坡面法線方向與震波方向平行或接近平行利於崩塌狀態，此即坡向敏感因子。

為簡化分析過程，本研究假定地震發生為線斷層模式，即任一處之地震波係沿著斷層線任一點切線向外傳遞，因此地震發生後任一個坡面單元受衝擊的震波方向，即可定義為坡面形心距斷層線的最短距離所指的方向，稱之為震波方位角。其次，再以坡面單元最高點至最低點的反函數計算出坡面方位角，此坡面方位角和震波方位角所夾的角度越小則越有利於崩塌，也就是傾向於弱面的情況。如圖 5-9 所示，本研究以 30° 為強面與弱面之分界評估某坡面單元之坡向敏感分類，也就是當所夾角度為 $-30^\circ \sim 30^\circ$ 以及 $150^\circ \sim 210^\circ$ 時定義為弱面。此外，本研究考慮順向坡的影響，當坡面為順向坡時則取保守情況直接定義為弱面，劃分完成之坡面單元坡向分類如表 5-2 和圖 5-10 所示。

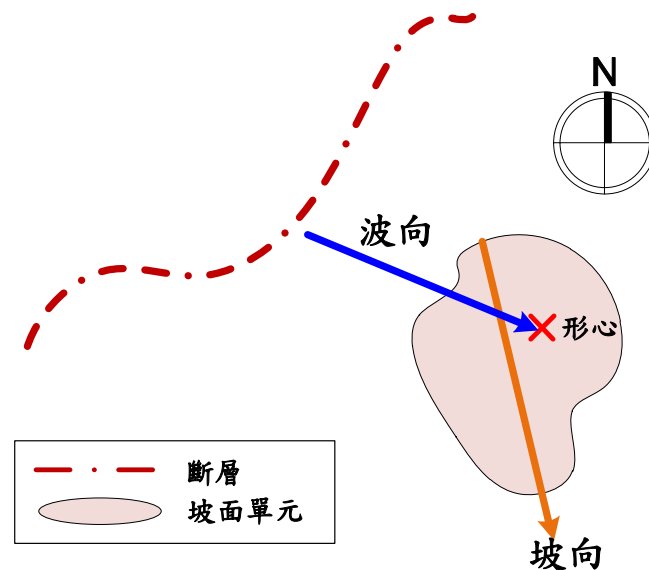


圖 5-8 坡面方位角和震波方位角的關係

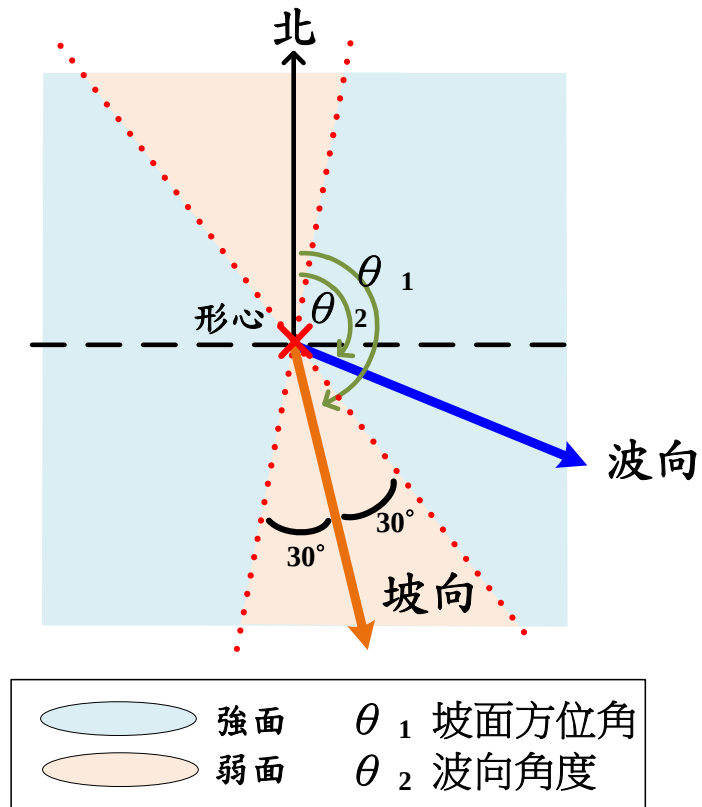


圖 5-9 坡向敏感因子定義

表 5-2 本研究坡向分類統計

級序	坡向	坡面數	崩塌地		非崩塌地		崩塌比
			個數	%	個數	%	
A1	弱面	3,188	492	48.19%	2,696	50.75%	15.43%
A2	強面	3,145	529	51.81%	2,616	49.25%	16.82%
總和		6,333	1,021	100.00%	5,312	100.00%	16.12%

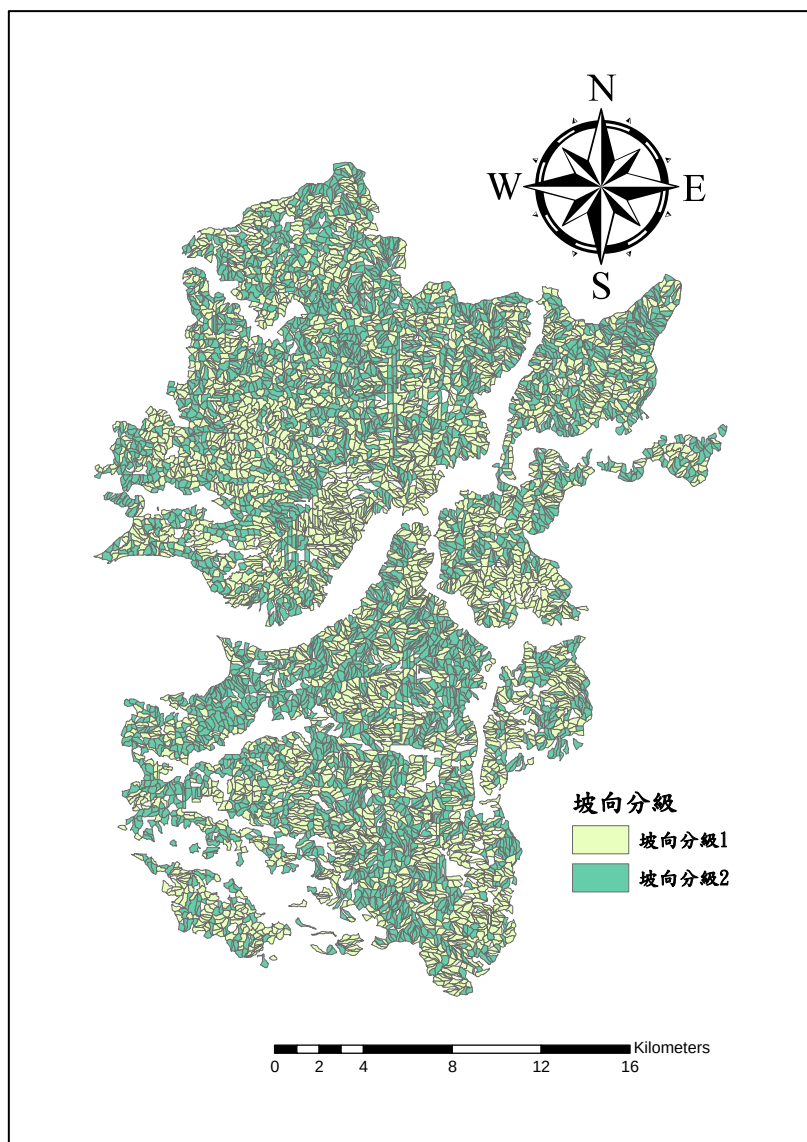


圖 5-10 坡面單元坡向分類

三、坡面之坡度分級(S)

坡面單元的坡度分級方面，本研究以水土保持技術規範(2013)坡度分級定義為依據，將坡度自五級坡之上下界分三個分級，定義為 S1(緩坡)、S2(中坡)以及 S3(陡坡)，如表 5-3 所示。再採用坡面斜率法來計算坡面單元坡度，計算方式是將坡面單元最高點至最低點的高程差作為坡高，及最高點至最低點水平投影下的水平距離作為坡長，計算該坡面單元之斜率即求得坡度分級。烏溪集水區劃分完成之坡面單元坡度分類如表 5-4 和圖 5-11 所示。

表 5-3 本研究坡度分級

編碼	規範分級	水土保持技術規範	
		坡度(S)分級範圍	坡度(°)
S1	三級坡	$15\% < S \leq 30\%$	$8.53 < S \leq 16.70$
	四級坡	$30\% < S \leq 40\%$	$16.70 < S \leq 21.80$
S2	五級坡	$40\% < S \leq 55\%$	$21.80 < S \leq 28.81$
S3	六級坡	$55\% < S \leq 100\%$	$28.81 < S \leq 45.00$
	七級坡	$S > 100\%$	$S > 45.00$

註：一、二級坡在網格資料庫中已刪除，但以坡面單元計算仍可能有三級坡之坡度值。

表 5-4 本研究坡度分類統計

級序	坡度	坡面數	崩塌地		非崩塌地		崩塌比
			個數	%	個數	%	
S1	三、四級坡	3,605	570	55.83%	3,035	57.13%	15.81%
S2	五級坡	1,400	212	20.76%	1,188	22.36%	15.14%
S3	六、七級坡	1,328	239	23.41%	1,089	20.50%	18.00%
總和		6,333	1,021	100.00%	5,312	100.00%	16.12%

註：一、二級坡在網格資料庫中已刪除，但坡面單元計算仍可能有三級坡坡度值。

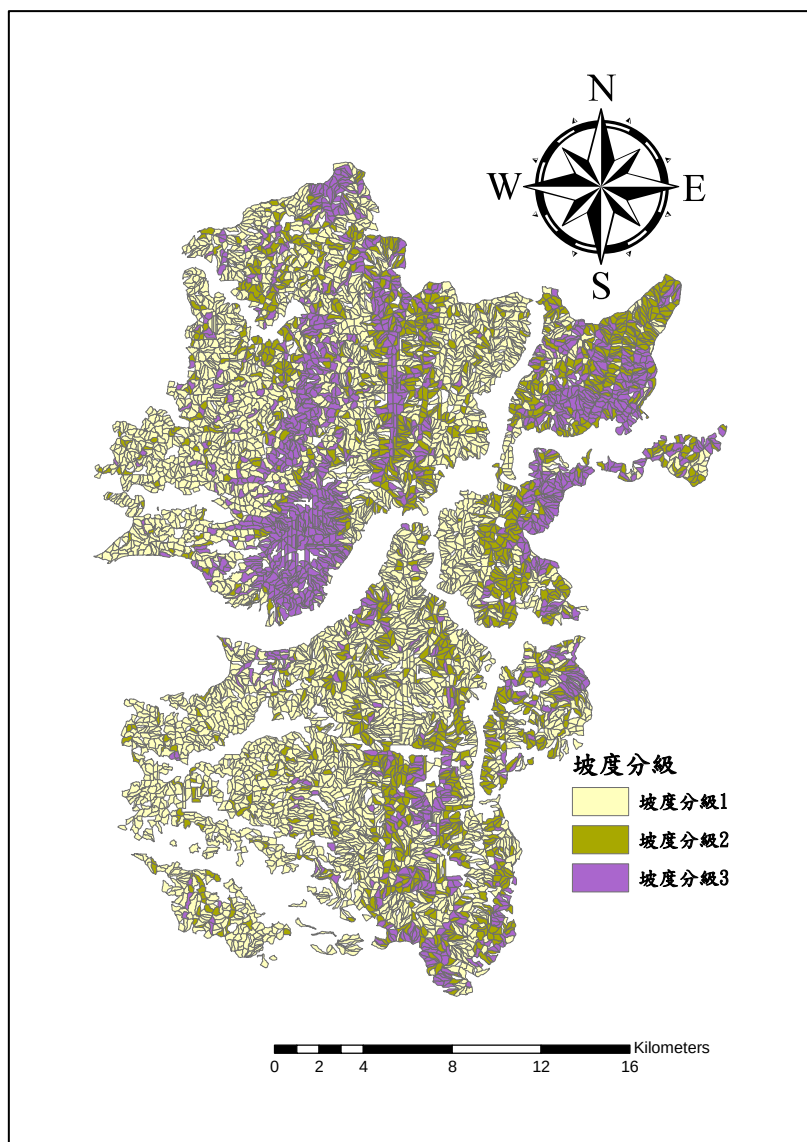


圖 5-11 坡面單元坡度分類

第三節 坡面震度與崩塌

一、坡面所受震度

前節已說明尖峰地表加速度(PGA)之全域推估，得到精度 $20\text{m} \times 20\text{m}$ 的地表加速度推估值。本研究對於坡面單元之震度因子，採用坡面單元內之平均震度值。使用平均震度值是因為若採用坡面單元內最大平均震度值，會放大坡面單元的平均震度值，將有較多高平均震度低崩塌之事件產生；若採用最小平均震度值，則易產生低震度高崩塌之事件。烏溪集水區以坡面單元計算之震度分布如圖 5-12 所示。

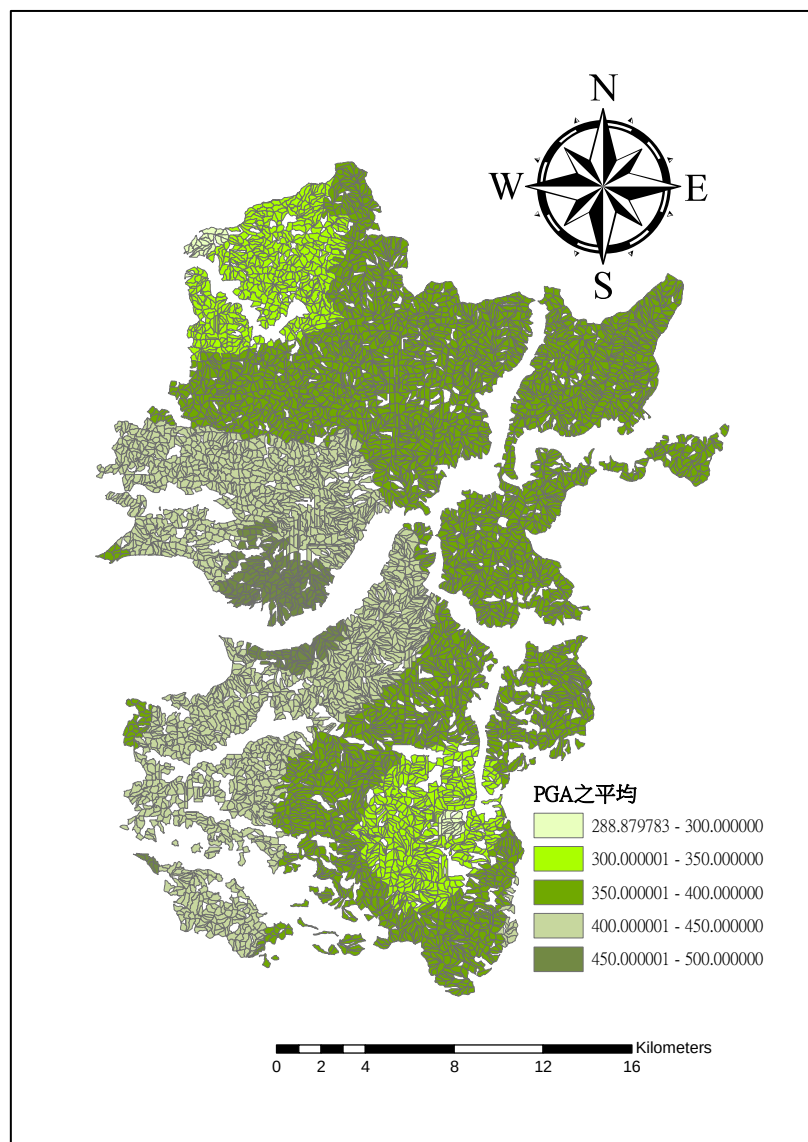
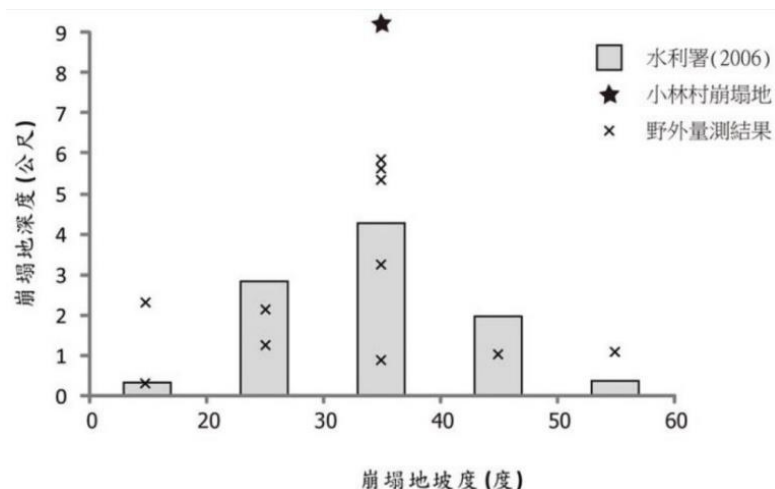


圖 5-12 烏溪流域集水區坡面單元 PGA 震度分布

二、坡面單元崩塌定義與程度

坡地易損性曲線係描述單一坡面單元在某震度下之崩塌機率，換句話說，就是不論坡面單元的實際大小，以崩塌機率的方式表達某坡面單元的崩塌可能性，因此首先必須探討此可能性所表示的物理意涵。以統計而言，崩塌機率所描述的是某個崩塌狀態發生的可能性，也就是必須針對坡面定義某種崩塌狀態是否發生，再根據這個定義進行機率分析，通常對崩塌現象而言最簡單直接的作法，即是以訂定崩塌門檻值作為某種崩塌狀態，因此採取合理的崩塌定義與程度即相當重要。

首要考慮的是，以衛星影像判釋崩塌地實際上並不能考慮地形與深度的影響，因此必要考慮崩塌量體和崩塌表面積的相關性，並將判釋所得的崩塌水平投影與實際崩塌量體之關係量化修正。這個修正概念在過去已有許多研究者針對崩塌斜面積、體積與深度的關係作過相關研究(例如 Evans and DeGraff, 2002; Imaizumi et al., 2008; Guzzettiet *et al.*, 2009; 經濟部水利署, 2006, 2010, 2011)。本研究以經濟部水利署(2006, 2010, 2011)針對石門水庫集水區與高屏溪集水區崩塌地深度與坡度相關研究為例，該研究藉由野外量測結果發現崩塌地深度與坡度呈現鐘型曲線，坡度在 30-40 度之間崩塌深度最大，且在相同的坡度間距內深度變異相當大，如圖 5-13 所示。



資料來源：氣候變遷下台灣南部河川流域土砂處理對策研究-以高屏溪為例，經濟部水利署 (2010)

圖 5-13 崩塌地坡度與深度分佈

此外，過去研究結果顯示，理論上崩塌深度與坡度具有一定相關性，因此崩塌地斜面積、崩塌體積與深度亦有關係，如圖 5-14，理論上若崩塌體積與斜面積關係式成立，就可以進一步利用崩塌體積推算不同坡度下之崩塌斜面積，再計算崩塌水平投影面積，這也就是影像判釋所得之近似崩塌面積。也就是說，同樣可經由推估的方法，由崩塌水平投影面積及坡度進一步推估可能的斜面積與體積。然而，由於地層條件的不穩定性，要藉由崩塌深度推估適於任意坡地的關係式是相當困難的，這也是崩塌現象具有高度不確定性的原因。因此，通常的作法是藉由過去的經驗以較定性的方式建立坡度與深度相關性(例如 Khazai and Sitar, 2000、國家災害防救科技中心)。

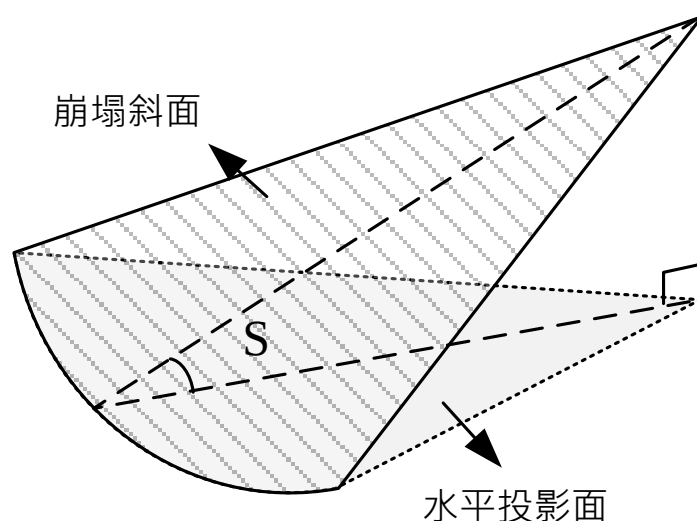


圖 5-14 崩塌塊體斜面與投影面關係示意圖

根據上述，本研究針對坡面單元之崩塌定義，參考水利署曾於 2010 至 2011 年間執行之「氣候變遷下台灣南部河川流域土砂處理對策研究-以高屏溪為例」，該計畫針對高屏溪流域以野外量測之崩塌地斜面積與產砂量迴歸崩塌體積與斜面積關係式，由於是經驗公式，因此將深度因子消除，得到：

$$V = 0.2 \times A^{1.3} \quad (5-1)$$

式中 V 為崩塌體積(立方公尺)； A 為崩塌斜面積(平方公尺)；相關係數為 0.84。

本研究利用式(5-1)推估崩塌體積期望值下產生之崩塌斜面積，再由已知坡度計算可能的崩塌水平投影面積。因此將坡面單元的崩塌狀態，參考該計畫所調查崩塌地中，屬中高程度崩塌的六處崩塌地之平均崩塌體積約 $V=5,692$ 立方公尺來估算(例如小林村崩塌深度有疑慮即剔除)，將崩塌體積期望值概取整數為 $V=6,000$ 立方公尺，藉由反推崩塌斜面積並估計不同坡度分類下的崩塌水平投影面積門檻。在 S1~S3 的坡度分類下，各類坡度取平均值計算可能的崩塌水平投影面積，並結合崩塌率(崩塌水平投影面積/坡面單元水平投影面積)和判識所得之崩塌水平投影面積以試誤法得到較佳門檻值組合：

1. S1 類坡度：坡面單元崩塌率達 5%，或崩塌水平投影面積達 0.28ha 者為崩塌(7 個網格以上)；其餘為未發生崩塌。
2. S2 類坡度：坡面單元崩塌率達 5%，或崩塌水平投影面積達 0.24ha 者判定坡面單元為崩塌(6 個網格以上)；其餘為未發生崩塌。
3. S3 類坡度：坡面單元崩塌率達 5%，或崩塌水平投影面積達 0.22ha 者判定坡面單元為崩塌(5 個網格以上)；其餘為未發生崩塌。

上述崩塌率 5%門檻值的設定，主要是考量當坡面單元過小時，僅考慮崩塌水平投影面積可能無法定義崩塌坡面的情形，例如當坡面單元 3ha 時，5%的崩塌率約僅 4 個網格。經反覆計算，本研究採用的坡面單元崩塌定義與狀態具有較佳的分析結果，也能夠合理地修正影像判釋為水平投影面積的不足。最後，本研究示範集水區所得到之各坡面單元崩塌評估結果如圖 5-15 所示。

由前述可進一步探討，坡地易損性曲線所表達的坡地崩塌，並非僅是坡地有無發生崩塌，而是更進一步地表達崩塌發生的程度。就實務上，真實坡面有大有小，坡地發生崩塌時的範圍、大小、深度和程度各有不同，實際上是難以清楚定義的。本研究以坡度分類再以崩塌率和崩塌面積定義崩塌

的方式，將更好的表達坡地易損性曲線的特性。基於此，對於本研究發展之坡地易損性曲線表達的即是：在特定尖峰地表加速度下，某類型坡地因地表振動導致坡地發生崩塌水平投影面積達 5% 以上的超越機率。

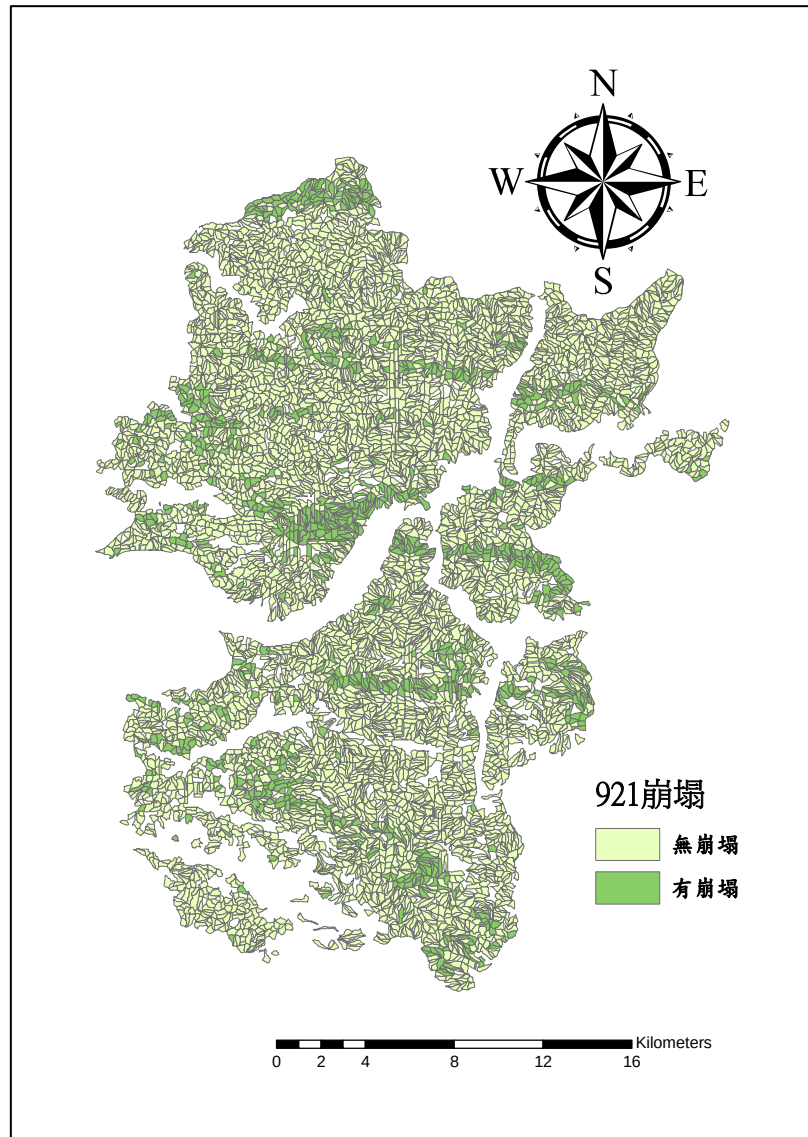


圖 5-15 烏溪流域集水區崩塌坡面分佈

第四節 坡地易損性曲線建立

根據本章第二節所述各種因子之定義，本研究將坡面環境因子之分類屬性賦予固定編碼以顯示其環境特徵，分別建立 G(地質)、A(坡向敏感)、S(坡度)之編號順序組合，其中包括地質二類、坡向敏感二類以及坡度三類，共計 12 種組合，即為將所有坡面分為 12 種類型坡地，再基於 921 地震崩塌資料庫，可得到 12 類坡地之崩塌致災資料，各類坡地之崩塌致災資料數量如表 5-5 所示，其中包括每個坡面在 921 地震中之 PGA 震度值，以及該坡面是否發生崩塌(有崩為 1，未崩為 0)。利用易損性分析方法，各類坡地即可根據崩塌致災資料求解其中位數及標準差等易損性參數，分析所得之坡地易損性參數結果如表 5-5 所示。

根據表 5-5 之坡地易損性參數，即可繪製坡地易損性曲線，各類坡地易損性曲線和致災資料點共繪如圖 5-16 至圖 5-27 所示。根據曲線所對應的 PGA 關係，即可估計該類坡地在某 PGA 震度下的崩塌機率，表達任一震度下之崩塌可能性。

表 5-5 12 類坡地易損性參數表

分類編號	數量	中位數	標準差	適用範圍(cm/s^2)	
G1A1S1	261	0.946	0.704	392.07	474.48
G1A1S2	156	0.774	0.578	391.83	476.34
G1A1S3	126	0.702	0.516	394.18	480.94
G1A2S1	286	1.061	0.780	390.76	473.17
G1A2S2	114	0.855	0.654	393.76	462.68
G1A2S3	96	0.801	0.612	394.92	484.24
G2A1S1	1524	0.496	0.128	297.47	592.74
G2A1S2	562	0.517	0.134	288.63	573.98
G2A1S3	559	0.518	0.111	290.80	558.90
G2A2S1	1534	0.517	0.187	299.43	601.62
G2A2S2	568	0.466	0.049	295.31	595.41
G2A2S3	547	0.522	0.159	302.58	585.77

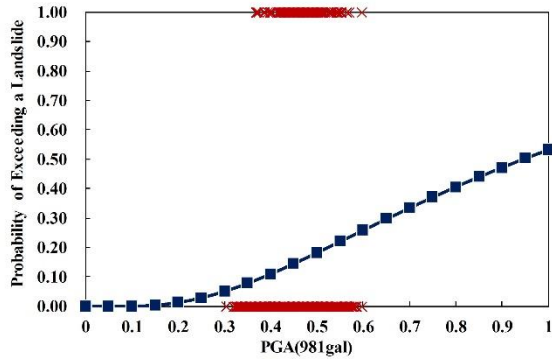


圖 5-16 G1A1S1 坡地易損性曲線

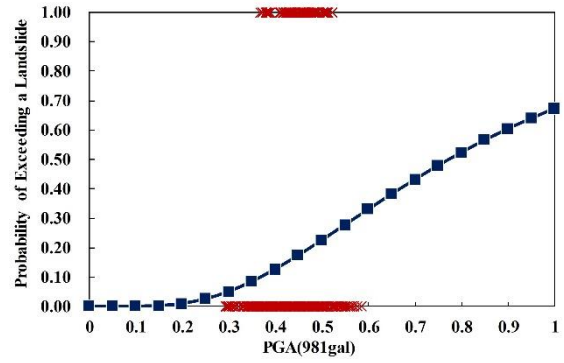


圖 5-17 G1A1S2 坡地易損性曲線

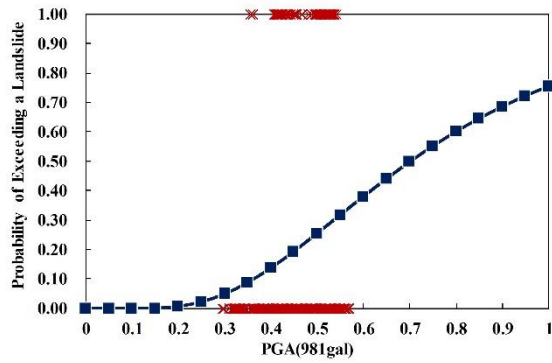


圖 5-18 G1A1S3 坡地易損性曲線

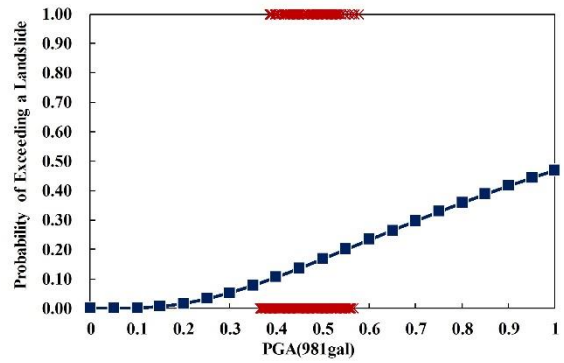


圖 5-19 G1A2S1 坡地易損性曲線

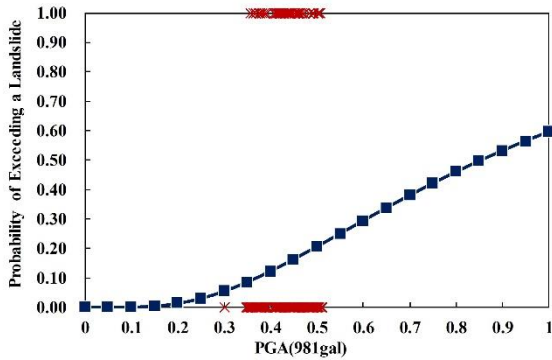


圖 5-20 G1A2S2 坡地易損性曲線

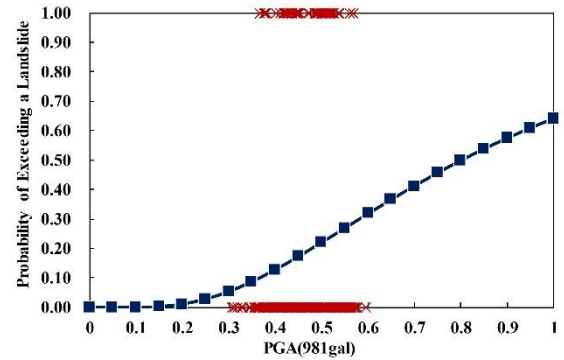


圖 5-21 G1A2S3 坡地易損性曲線

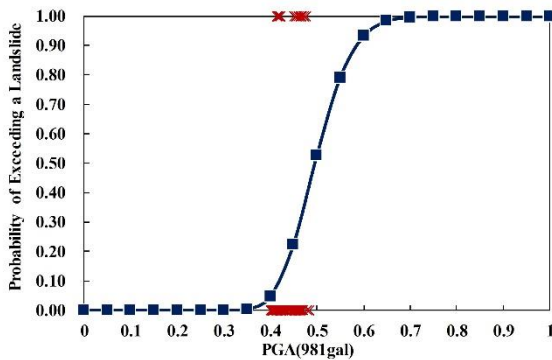


圖 5-22 G2A1S1 坡地易損性曲線

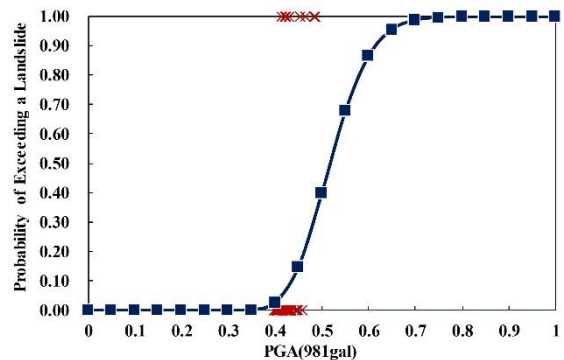


圖 5-23 G2A1S2 坡地易損性曲線

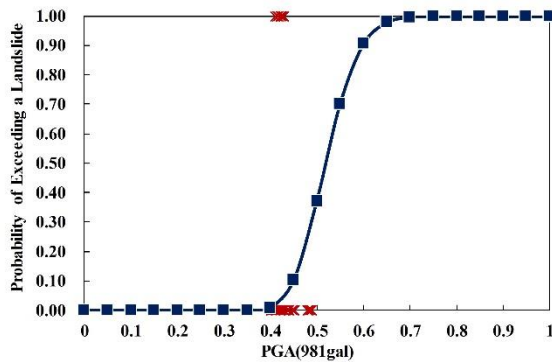


圖 5-24 G2A1S3 坡地易損性曲線

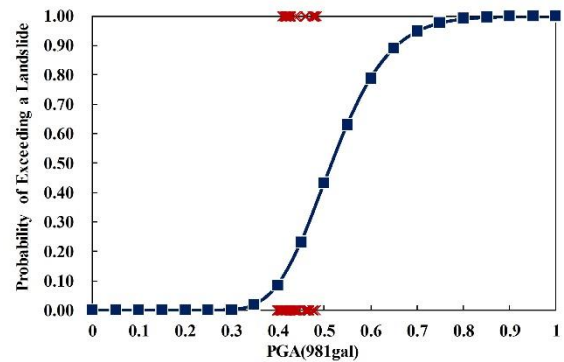


圖 5-25 G2A2S1 坡地易損性曲線

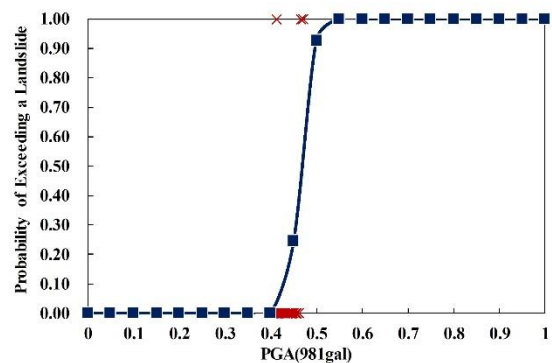


圖 5-26 G2A2S2 坡地易損性曲線

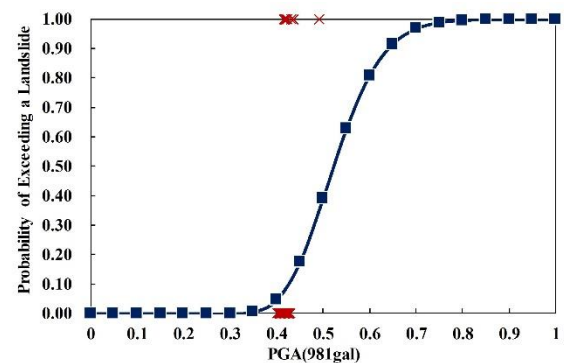


圖 5-27 G2A2S3 坡地易損性曲線

由圖 5-16 至圖 5-27 可見，不同地質之坡地易損性曲線差異極大，G1 類(較古老地質)的易損性曲線皆較 G2 類(較年輕地質)的易損性曲線平緩，顯示年輕地質更易崩塌。如圖 5-16 至圖 5-21 所示，G1 類地質的崩塌機率呈現較為平緩的提升；圖 5-22 至圖 5-27 所示，G2 類地質的崩塌機率明顯在 PGA 下限過後急遽升高。這個現象表示兩種地質崩塌特性的不同，這也反應在崩塌致災資料上，G1 類的崩塌致災資料分界較不明確，而 G2 類則較為清楚，也就是說，在相似的受震影響且具相似的地文環境條件下，G1 類崩塌的不確定性更高。這也合理地顯示在臨界震度後，較年輕地質因破碎受震崩塌的機率較高，而較古老地質因較穩定，相對的受震崩塌機率較低。

地質因子在坡地易損性曲線的差異是顯而易見的，而對於坡向及坡度因子亦有其易崩特性，例如坡向敏感 A1(弱向)為易崩，A2(強向)為不易崩；又如坡度方面 S1(緩坡)應較 S2(中坡)、S3(陡坡)更不易崩塌。以下分別述之。

一、坡向敏感因子比較

如圖 5-28 至圖 5-30 所示，分別為 G1 類地質中三種坡度的坡向敏感因子比較，可明顯觀察到 A1 類與 A2 類皆是在合理範圍，而圖 5-31 至圖 5-33 為 G2 類地質中三種坡度的坡向敏感因子比較，可發現部分不合理現象，例如圖 5-32 中 A1(弱面)的曲線是在 A2(強面)之下，或如圖 5-31 和圖 5-33 中 S1(緩坡)及 S3(陡坡)，於 0.4g~0.5g 時 A1(弱面)的崩塌機率小於 A2(強面)，此類不合理的現象在易損性分析中的原因有二：

1. 原始資料量不足，導致區別二種曲線的趨勢不明顯而產生的偏差。例如 G2A2S2 實際僅有 5 個發生崩塌資料。

2. 資料變異性不足或資料集中於某些區段，導致近似震度下有多種結果，也就是發生崩塌與未發生崩塌的致災資料震度接近且相差不大。上述原因顯示出崩塌致災資料充足與否和資料品質與有效性對於易損性分析的重要性。由於本研究中崩塌易損性分析係基於統計機率分布方程所導出，輸入的資料機率空間內涵會直接反映在數值分析結果上，也就是說，高震度與低震度資料出現的機率會互相影響，因此，對於受複雜因子影響的實際崩塌資料若不能確保資料品質消除異質資料的影響，例如低震度發生的崩塌事件，這些資料將易產生這類不良的易損性分析結果。

由於本研究機率模式是以地表震度為變數，各類地文因子為分類因子，並以實際經驗資料作為數據統計的易損性分析方法，因此，比較理想的是崩塌致災資料能夠確實反映出地表震度的直接影響，而盡量避免異質資料產生的不合理偏差，例如前述低震度發生的崩塌事件、離群資料或是不合理的經驗資料。由過去基於事件調查的研究文獻中可知，地震引致崩塌通常在 250gal 開始零星出現(小規模崩塌或落石)，400gal 以上才會有較明顯的崩塌現象。因此，為消除前述異質資料的影響，優化易損性曲線的分析結果，建議應將崩塌致災資料做進一步資料分析及刪選，方能達到較理想的結果。

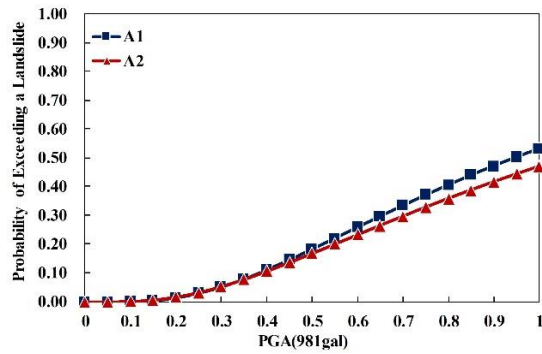


圖 5-28 坡向敏感因子比較-G1/S1

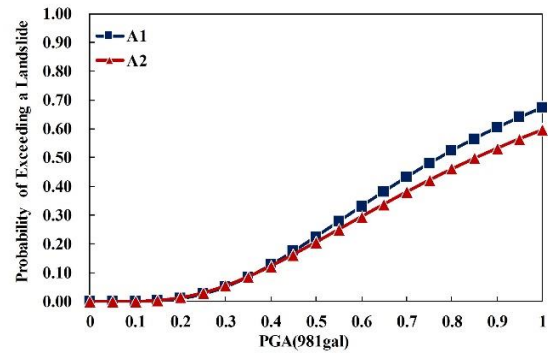


圖 5-29 坡向敏感因子比較-G1/S2

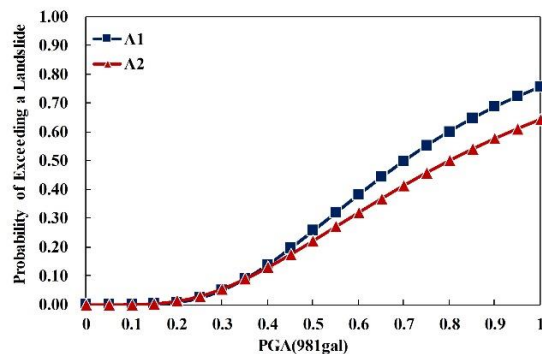


圖 5-30 坡向敏感因子比較-G1/S3

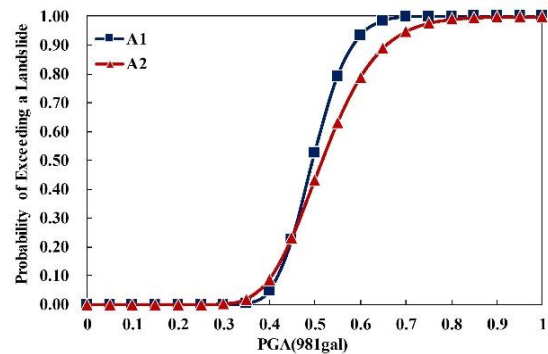


圖 5-31 坡向敏感因子比較-G2/S1

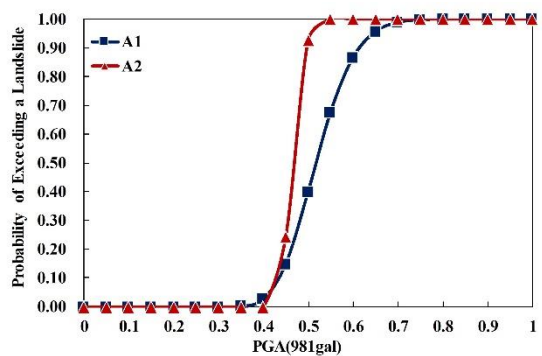


圖 5-32 坡向敏感因子比較-G2/S2

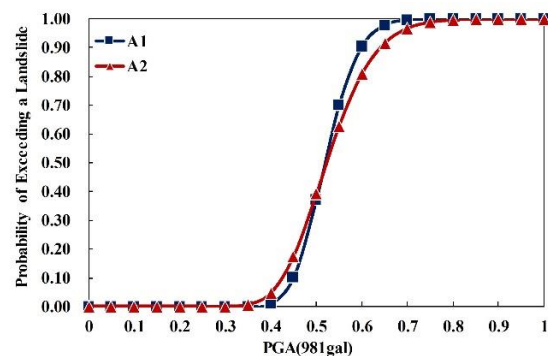


圖 5-33 坡向敏感因子比較-G2/S3

二、坡度因子比較

如圖 5-34 與圖 5-35 所示，分別為 G1 類地質中二種坡向敏感的坡度因子比較，對於 G1 類的坡地易損性曲線，坡度的差異較為明顯，隨著坡度越大坡地越易崩塌，其中又以 A1(弱面)更為明顯，中、高震度相差可達 10% 以上，但隨震度提高崩塌機率並無拉大的現象，A2(強面)中的陡坡和中坡則差異較低，大約 5% 左右。此現象顯示出對於弱面坡地，陡坡的影響具加乘效果，使得坡地因地震引起的崩塌機率更高，易崩性遠較其它類型坡地更大。

如圖 5-36 與圖 5-37 所示，分別為 G2 類地質中二種坡向敏感的坡度因子比較，對於 A1(弱面)和 A2(強面)二類坡地，坡度因子對於坡地的易崩性並不特別敏感，其中 A1(弱面)類的易損性曲線差異稍大，而 A2(強面)類除了致災資料不佳的 G2A2S2 外，S1(緩坡)和 S3(陡坡)基本接近，各震度區間基本在誤差範圍內。

總體而言，根據 921 崩塌資料庫所繪製之坡地易損性曲線尚稱合理，但其易崩特性仍不夠理想，對於整合地震危害評估的可靠度和穩定性仍不足，尤其對於 G2 類易損性曲線因致災資料不足和資料品質不佳造成不合理現象的問題，必須予以改善精進。因此，本研究在下節中，為結合台灣地震模型成果地表振動強度分布在 0.33g 以上(相當於震級 6 以上)之成果應用，提出基於地震分級的資料篩選方法，參考我國中央氣象局和日本之地震分級表作為門檻標準，進一步優化精進各類坡地之易損性曲線。

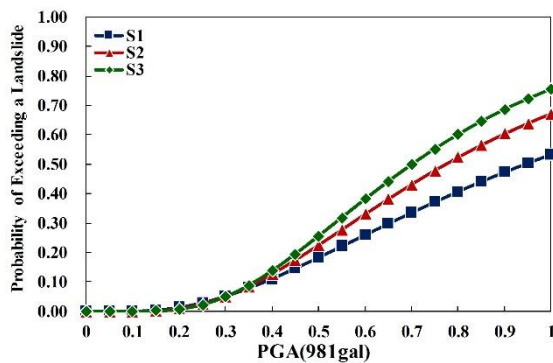


圖 5-34 坡度因子比較-G1/A1

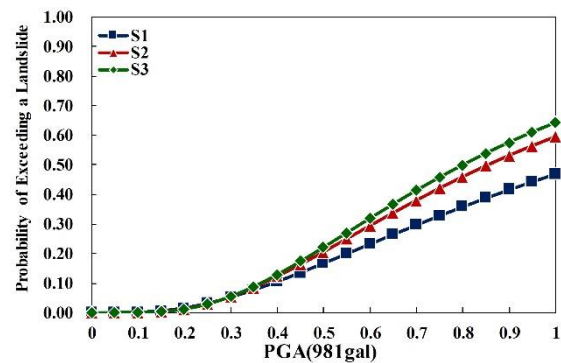


圖 5-35 坡度因子比較-G1/A2

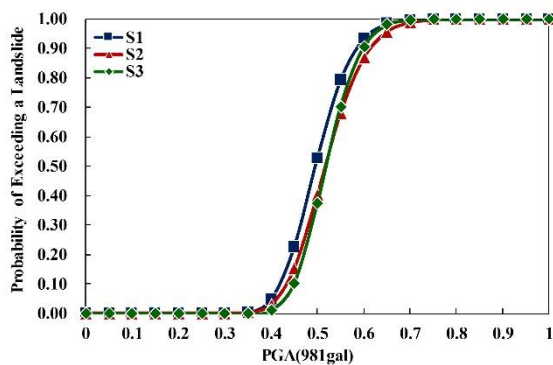


圖 5-36 坡度因子比較-G2/A1

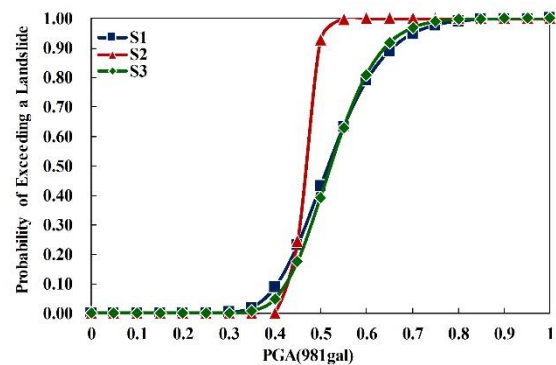


圖 5-37 坡度因子比較-G2/A2

第五節 坡地易損性曲線優化

地震引致崩塌現象通常要在一定震度以上才會出現，例如 921 地震事件中震級 6 區開始出現零星事件，震級 7 區以上才会有明顯的大量事件(王文能、尹承遠等人，2000)，然而有時即使震度很高卻不發生崩塌，這表示地震引致崩塌現象除了具有臨界效應，也具不確定性。為了降地坡地易損性分析的不確定性，基於經驗的崩塌致災資料就必須適度的篩選，消除異質資料的影響，進而優化易損性曲線分析結果。

本研究對於優化之考量係基於過去研究中囿於真實地震紀錄可得資訊有限，調查報告大多以中央氣象局地震分級作為概略的描述，然而目前中央氣象局地震分級表中震級 6 區震度涵蓋 250~400gal 的範圍，實不足以描述地震對於崩塌的細部影響。因此，為因應中央氣象局未來地震分級表將參考日本由目前的 7 級細化為 10 級，如表 5-6 所示，本研究亦以日本震級 6 強以上(315gal 以上)區域的崩塌致災資料作為分析對象，也就是不考慮震級 6 弱以下區域之崩塌致災資料的影響。

表 5-6 日本地震分級表

震級		震度($\text{gal}=\text{cm/s}^2$)
0 級	無感	0.8 gal 以下
1 級	微震	0.8~2.5 gal
2 級	輕震	2.5~8.0 gal
3 級	弱震	8~25 gal
4 級	中震	25~80 gal
5 弱級	強震	80~140 gal
5 強級		140~250 gal
6 弱級	烈震	250~315 gal
6 強級		315~400 gal
7 級	劇震	400 gal 以上

資料來源：日本氣象廳網頁 (JMA seismic intensity scale, 2009)

此外，由於目前台灣地震模型分析成果是以 0.33g (約 323.73gal) 作為分析目標，因此此方式不僅可降低實際地震中低震度零星崩塌的影響，亦可適於後續整合應用的研究範圍大小，進一步得到適用於本研究目標之坡地易損性曲線優化成果。根據本章第四節分析流程，12 類崩塌致災資料經優化後共計 5874 個坡面，各類坡地分析所得之坡地易損性參數結果如表 5-7 所示。各類坡地易損性曲線和致災資料點共繪如圖 5-38 至圖 5-49 所示。

表 5-7 優化後 12 類坡地易損性參數表

分類編號	數量	中位數	標準差	適用範圍(cm/s^2)	
G1A1S1	261	0.952	0.681	392.07	474.48
G1A1S2	131	0.771	0.581	391.83	476.34
G1A1S3	116	0.683	0.498	394.18	480.94
G1A2S1	262	1.035	0.734	390.76	473.17
G1A2S2	67	0.878	0.662	393.76	462.68
G1A2S3	63	0.789	0.598	394.92	484.24
G2A1S1	1498	0.496	0.128	316.98	592.74
G2A1S2	553	0.482	0.118	316.06	573.98
G2A1S3	552	0.486	0.112	315.81	558.90
G2A2S1	1354	0.525	0.164	358.35	601.62
G2A2S2	474	0.521	0.152	340.82	595.41
G2A2S3	543	0.518	0.139	323.39	585.77

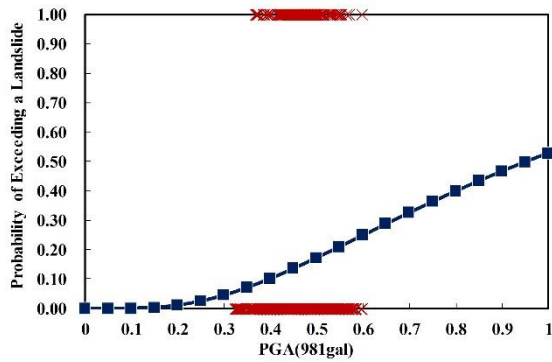


圖 5-38 G1A1S1 優化易損性曲線

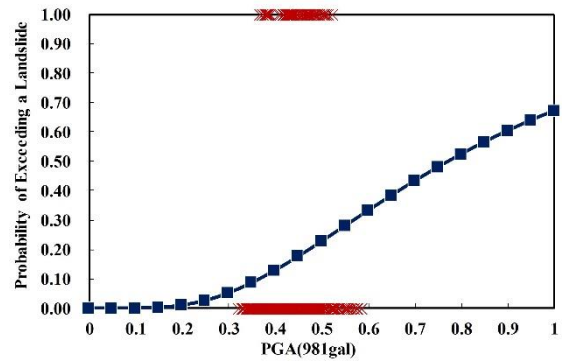


圖 5-39 G1A1S2 優化易損性曲線

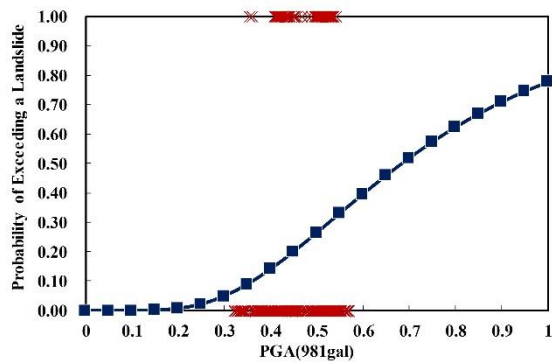


圖 5-40 G1A1S3 優化易損性曲線

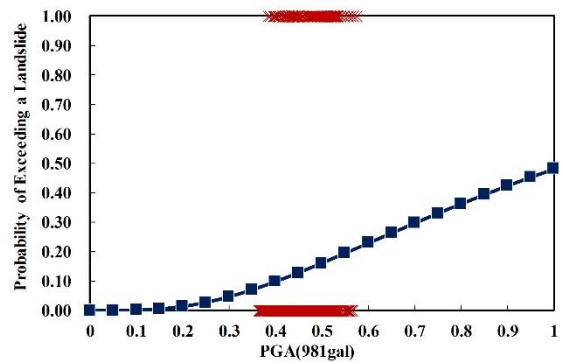


圖 5-41 G1A2S1 優化易損性曲線

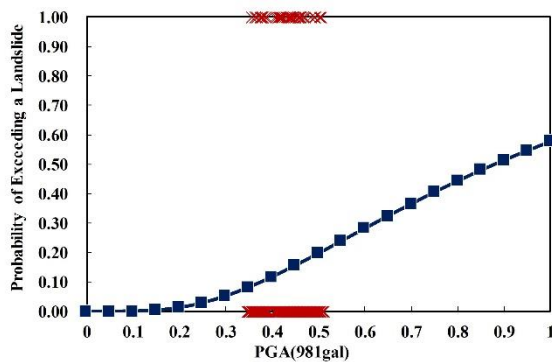


圖 5-42 G1A2S2 優化易損性曲線

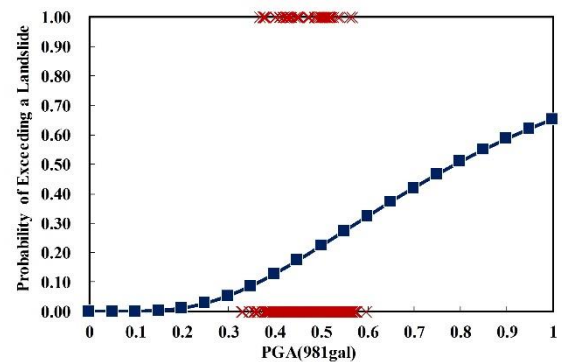


圖 5-43 G1A2S3 優化易損性曲線

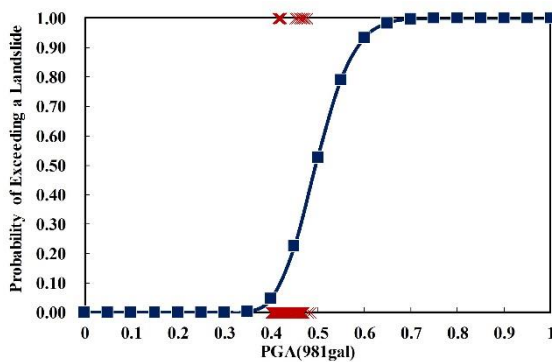


圖 5-44 G2A1S1 優化易損性曲線

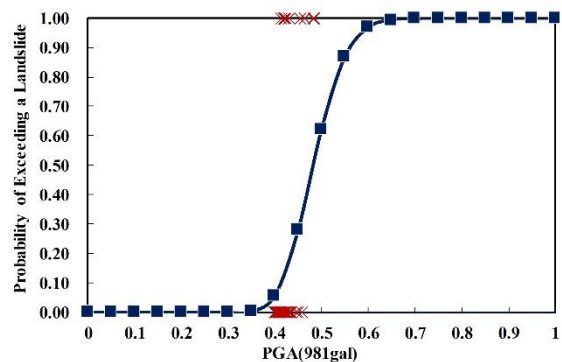


圖 5-45 G2A1S2 優化易損性曲線

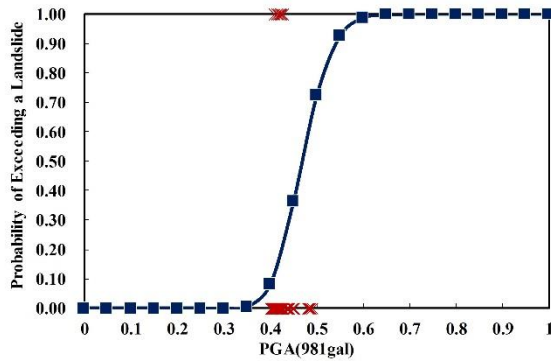


圖 5-46 G2A1S3 優化易損性曲線

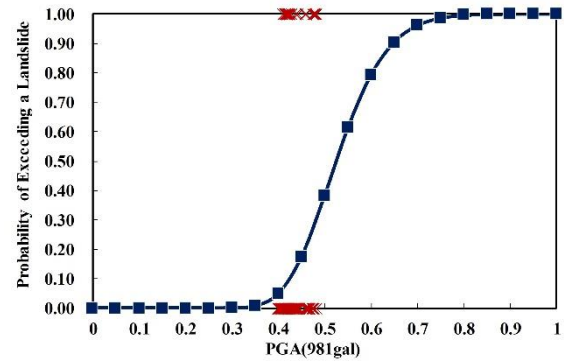


圖 5-47 G2A2S1 優化易損性曲線

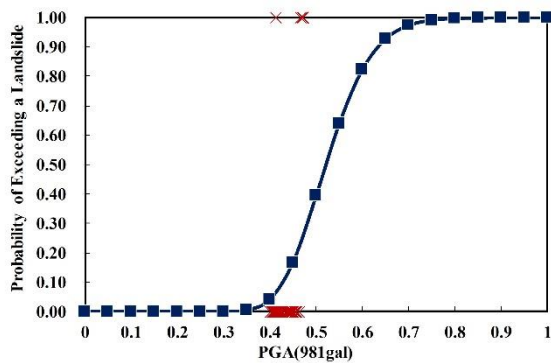


圖 5-48 G2A2S2 優化易損性曲線

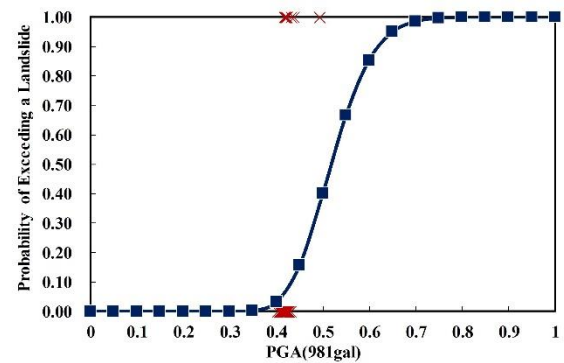


圖 5-49 G2A2S3 優化易損性曲線

以下分別針對二類地質屬性坡地之坡向敏感與坡度因子進行比較。

一、G1 類坡地

在坡向敏感因子方面，如圖 5-50 至圖 5-52 所示，分別為三種坡度的坡向敏感因子比較，可發現經優化後弱面坡向與強面坡向皆修正了易損性曲線，呈現較合理的趨勢。同時弱面坡向與強面坡向的差異隨著坡度越陡而增大，表示對於坡向敏感而言，坡度越陡坡向屬強面或弱面的影響越大，進一步觀察可發現，坡向敏感因子對於緩坡的影響較小，在本研究中震度適用範圍內幾乎相同，由此可預期坡面是否為順向坡或與震波方向一致對於緩坡而言並不顯著，反之，在中陡坡則較為顯著，大約有 5~10% 的機率區間。

在坡度因子方面，如圖 5-53 至圖 5-54 所示，分別為二種坡向的坡度因子比較，可發現不同坡向中坡度陡緩對於崩塌機率差別較大，其中又以弱面

坡向的影響較明顯，不同坡度級的易損性曲線差異較大，同樣有約有 5~10% 的機率區間，而強面向的影響雖不若弱面明顯，但仍顯示出不同的易損特性。

由上述比較可得到，坡向敏感因子與坡度因子基本上對於 G1 類坡地的影響幾乎同等重要，除了緩坡之外，坡面是否為順向坡或與震波方向一致是關鍵因子，而坡度的陡緩也是影響坡面受震崩塌的重要因子，此影響可作為未來坡地防震減災的重要參考。

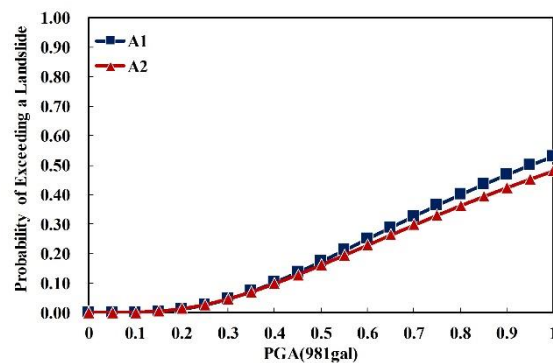


圖 5-50 坡向敏感因子比較- G1 緩坡

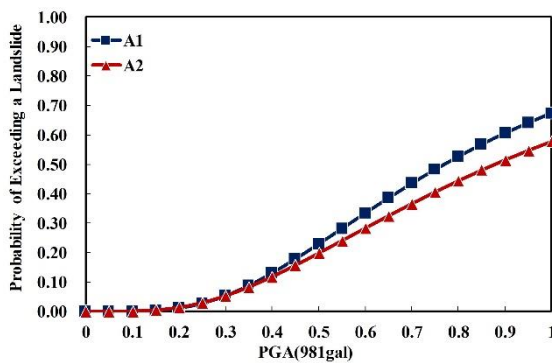


圖 5-51 坡向敏感因子比較-G1 中坡

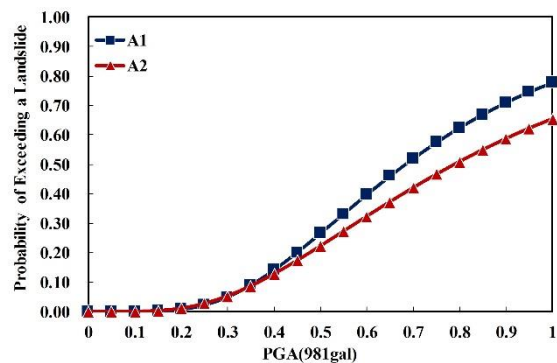


圖 5-52 坡向敏感因子比較-G1 陡坡

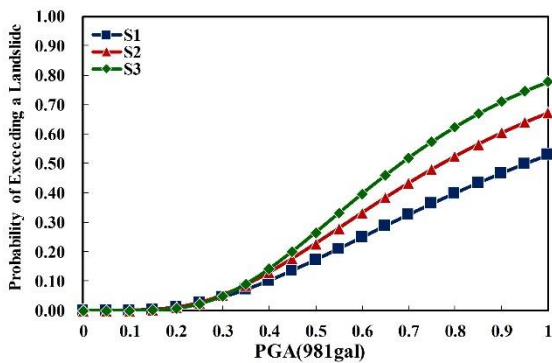


圖 5-53 坡度因子比較-G1 弱面

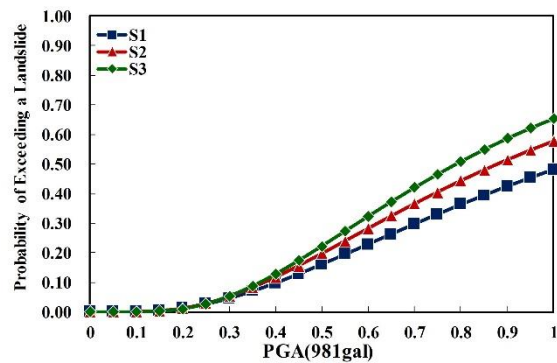


圖 5-54 坡度因子比較- G1 強面

二、G2 類坡地

在坡向敏感因子方面，如圖 5-55 至圖 5-57 所示，分別為三種坡度的坡向敏感因子比較，可發現其特性與 G1 類地質相同，經優化後弱面坡向與強面坡向皆修正了易損性曲線，呈現較合理的趨勢。弱面坡向與強面坡向的差異隨著坡度越陡而增大，表示對於坡向敏感而言，坡度越陡坡向屬強面或弱面的影響越大，而緩坡的影響雖較小，但與 G1 類相較而言仍較為顯著，大約有 15% 的機率區間。

在坡度因子方面，如圖 5-58 至圖 5-59 所示，分別為二種坡向的坡度因子比較，可發現不同坡向中坡度陡緩對於崩塌機率基本差別不大，尤其是強面坡向，不同坡度級的易損性曲線幾乎相同，僅在較高震度後才有一些差異，以統計學來說以可視為在誤差範圍之內，由此可見與 G1 類地質的不同之處。由上述比較中也可看出對於 G2 類坡地，坡向敏感因子對於地震引致崩塌而言較坡度因子重要得多，坡面是否為順向坡或著與震波方向一致具關鍵因素，而坡度則僅在弱面坡向有些微差異，強面坡向則基本相同。

總體而言，經優化後的坡地易損性曲線特性是較為合理的，可合理顯示和觀察到坡面崩塌因子的特性，同時對於地質、坡向敏感、坡度因子的影響能夠呈現其特性以及差異之處。在坡地防震減災的應用上，藉由地表震度評估或是估計，利用坡地易損性曲線即可計算不同坡地類別的崩塌機率值作為工程防減災和坡地治理的重要參考，而此優化結果本研究作為與地震危害度分析成果整合應用的基礎，作為估計坡面崩塌機率的依據。

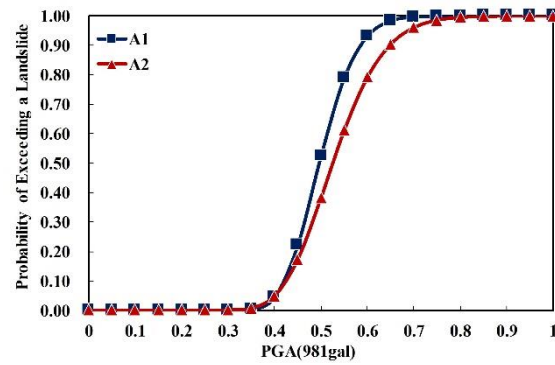


圖 5-55 坡向敏感因子比較- G2 緩坡

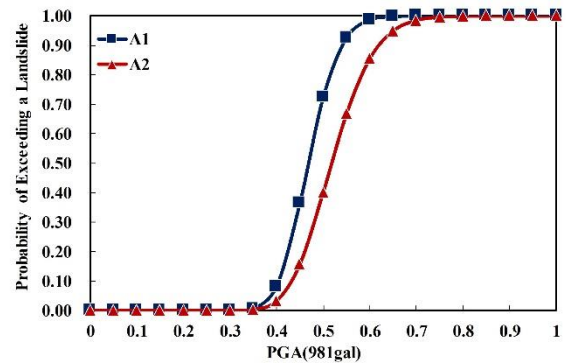
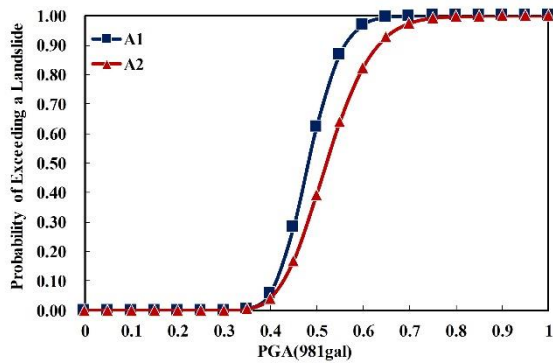


圖 5-56 坡向敏感因子比較- G2 中坡 圖 5-57 坡向敏感因子比較- G2 陡坡

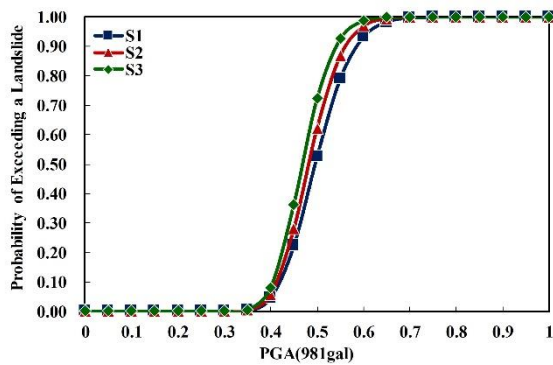


圖 5-58 坡度因子比較-G2 弱面

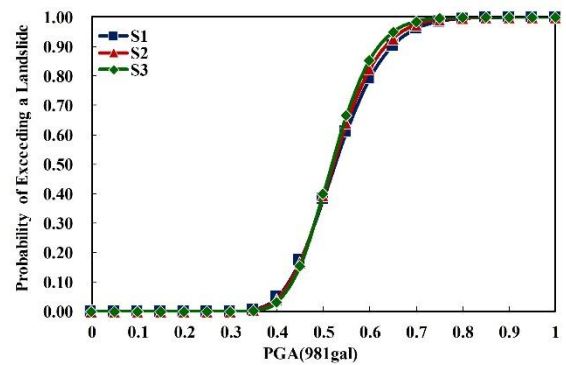


圖 5-59 坡度因子比較-G2 強面

第六章 地震引致崩塌危害評估模式

第一節 地震危害度分析

地震危害度分析之目的在於瞭解區域潛在的地震威脅程度，地震危害度分析可分為定率式地震危害度分析(Deterministic Seismic Hazard Analysis, DSHA)及機率式地震危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)兩種，亦是地震災害潛勢分析的二種主要方法。DSHA 是藉由歷史地震紀錄推求大地震發生之震源參數(包括位置、規模、再現期)及其對場址之可能影響。PSHA 則係藉由已知之地震與多個地震震源之模擬(亦需要地震衰減率)與地質資料，以統計方法或其他機率方法推求場址的結構物在使用年限下，達到或某程度強地動值的機率，再推估某一再現期下所遭受的強地動值(National Research Council, 1988; EERI Committee on Seismic Risk, 1989)。在災害管理的應用上，目前我國防災計畫仍多以 DSHA 為主，即選定最大歷史災害事件作為地震災害防護規模。主要原因係相較 PSHA 而言，DSHA 為較保守之分析方法。PSHA 雖為較客觀的分析方法，然各地活斷層帶及其歷史資料未必充分瞭解，台灣又屬斷層多且地震密集地區，因此目前實務上仍未能針對 PSHA 分析流程有一致性之共識，以下分別針對二種方法介紹其分析流程和應用方式。

一、定率式地震危害度分析

定率法通常利用尖峰地表加速度、地表速度或位移量表達潛勢分析的物理量。經由區域鄰近之活動斷層分布，考量適合之震源參數(包括活斷層帶、地震規模及深度)及震度衰減率來推估尖峰地表加速度值，是較早採用之方法，分析時研究確定鄰近工址具威脅潛能之震源(活動斷層)的最大規模，逐一評估各震源之規模與距離工址最短距離，代入適當之強地動衰減關係式，評估各震源影響工址之震度大小，其最大者即該工址之設計地震。

二、機率式地震危害度分析

目前為學術界及工程實務中最廣為運用並被接受之機率法則專指 Cornell 方法，此方法之基本理論及分析程序最早由 Cornell(1968)提出，假設地震是以點震源模式釋放能量，且地震發生符合隨機之卜桑過程(Poisson process)，其它常見之機率法還包括振幅分布法(amplitude distribution method)、極值法(extreme value method)等(李錫堤，1991)。地震之發生機率是針對實際的地震目錄資料進行分析，並使用地震、地質及地球物理資料來進行震源分區，同一震源區內的地震發生率被均化。由於點震源模式無法完全反應地震之破裂機制，導致地震危害度分析結果可能過低(低估)，因此 Kiureghian and Ang (1977)提出斷層開裂模式以解決上述問題。Youngs and Coppersmith (1985)首先採用斷層滑移速率來建立地震的發生次數與規模關係式，稱為特徵地震模式(characteristic earthquake model)，因此地震危害度分析除了以地震目錄資料分析地震的活動性外，尚須考慮斷層的滑移速率，以決定因斷層活動而發生特徵地震的機率(National Research Council, 1988)。自此之後，PSHA 研究除根據地震目錄資料分析地震的活動性外，尚須考慮斷層的滑移速率，以決定因斷層活動而引致特徵地震的發生機率。在國內常利用地理資訊系統輔助，根據地體構造、活斷層、地震震央分佈等資訊劃分震源區，並進行全台地震危害度分析。例如鄭錦桐(2002)使用斷層滑移速率來描述斷層的活動性，並且在震源分區方面著重地質與地體構造及地球物理知識的考量，最後使用邏輯樹方法進行危害度計算。

PSHA 機率法係利用既有之地震與地質資料，以統計方法或其他機率方法推求場址的結構物在使用年限 T 下，遭受超過各程度的強地動值，進一步推估某一再現週期下所遭受的強地動值，再配合地動衰減關係式及震源發震規模與次數之機率分布，即可計算某場址於特定時間內發生指定地動值之超越機率。

假設地震發生符合卜桑模式，Cornell(1968)推導在週期 T 時間內，區域中所有震源至少有一次使場址強地動值 Z 超越 z 的機率如下：

$$P(Z > z|T) = 1.0 - e^{-v(z)T} \leq v(z) \cdot T \quad (6-1)$$

其中 $v(z)$ 為場址強地動值 Z 超越 z 的年平均發生次數。強地動超越 z 的年發生次數 $v(z)$ 是一個地震發生率的函數，與地震規模大小和位置的隨機性，以及強地動值分佈的分散性(dispersion)有關(National Research Council, 1988; EERI Committee on Seismic Risk, 1989)。其計算式為：

$$v(z) = \sum_N \dot{N}_n(m_0) \int_{m_0}^{m_u} f(m) \left[\int_0^\infty f(r|m) \cdot P(Z > z|m, r) dr \right] dm \quad (6-2)$$

上式中， $\dot{N}_n(m_0)$ 是在第 n 個震源，工程分析考量的最小地震規模 m_0 以上的年發生次數； $f(m)$ 是在最小規模 m_0 至最大震源規模 m_u 間發生規模 m 的機率密度函數； $f(r|m)$ 是距離密度函數，在規模 m 時斷層破裂至場址最短距離 r 的機率； $P(Z > z|m, r)$ 是在規模 m 以及距離 r 時強地動值 Z 超越 z 的機率。在實際運算上，式(6-2)中 $f(m)$ 與 $f(r|m)$ 會改為離散總和函數(discrete mass function)，所以 $v(z)$ 改寫為：

$$v(z) = \sum_{n=1}^N \sum_{m_i=m_0}^{m_i=m_u} \lambda_n(m_i) \left[\sum_{r_j=0}^{r_j=r_{\max}} P_n(R=r_j|m_i) \cdot P(Z > z|m_i, r_j) \right] \quad (6-3)$$

上式中， $\lambda_n(m_i)$ 是第 n 個震源在 m_i 規模區間下的地震發生率，而規模的範圍從最小規模 m_0 至最大震源規模 m_u ； $P_n(R=r_j|m_i)$ 是針對第 n 個震源在規模 m_i 時，離場址距離 r_j 情形下的機率。而年超越機率 P 的倒數即再現週期，對不同之工址地動值 z ，計算其年超越機率 P ，即得到該工址之地震危害度曲線，依據此圖可找到設計水準所需之工址地動值，例如 50 年結構物使用期中有 10% 超越機率之地震水準，相當於再現期 475 年之地震水準。

由上述可知，要發展台灣地區的機率式地震危害度分析圖，不僅需要完整的地質資料還需要蒐集長期的地震目錄，並藉由充足的人力及資金支持方能完成，而台灣地震模型(Taiwan Earthquake Model, TEM)計畫是在 2013 年起由科技部支持下，整合地質和地震研究繪出台灣地區的地震危害潛勢圖，並希望結合地震工程及社會風險研究，瞭解台灣地區未來大地震的潛勢及其可能的社會經濟影響，以供未來地震防災規劃應用，主要成果說明如下。

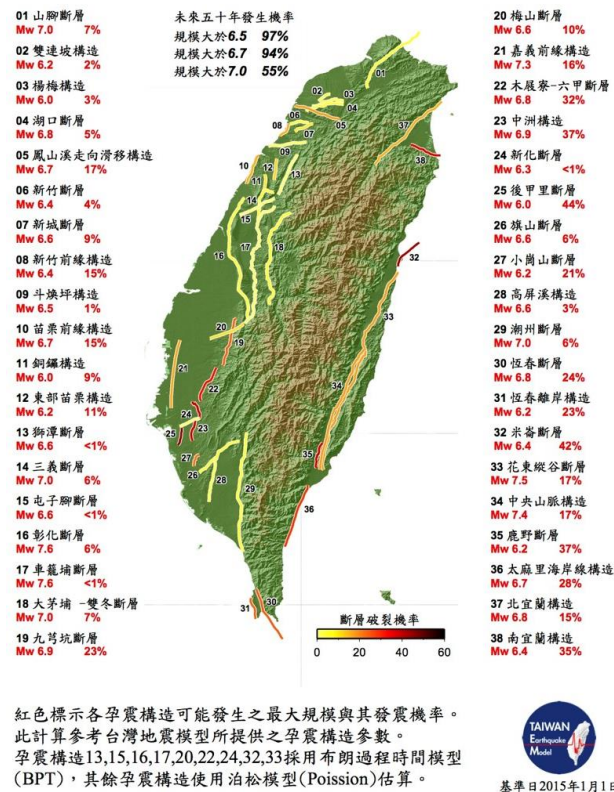
如圖 6-1 所示，未來 50 年台灣孕震構造發震機率，係針對全台 38 條重要活斷層可能發生之最大規模與其發生機率進行分析，評估未來 50 年中全台發生規模大於 6.5、6.7 和 7.0 的機率，以及各斷層可能最大規模與其發生機率，顯示不同斷層的孕震特性及發生機率，可作為地震防護斷層之參考。

如圖 6-2 所示，未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度分布，係藉由台灣地震模型之孕震構造參數，評估未來 50 年內超越機率 10%之可能地震幅值，也就是最大地表加速度(PGA)，該成果顯示全台各地未來 50 年可能之最大地表加速度，可作為全台防護地震力之參考。

如圖 6-3 所示，未來 50 年超越機率 10%之加速度譜地表振動強度分布，係經由地震危害度分析方法，考慮各活斷層的地震目錄及全台地質，評估未來 50 年內超越機率 10%之可能最大地表加速度，並基於結構物加速度反應譜 0.3 秒(低樓層)和 1.0 秒(高樓層)分為二種，可作為工程結構設計參考。

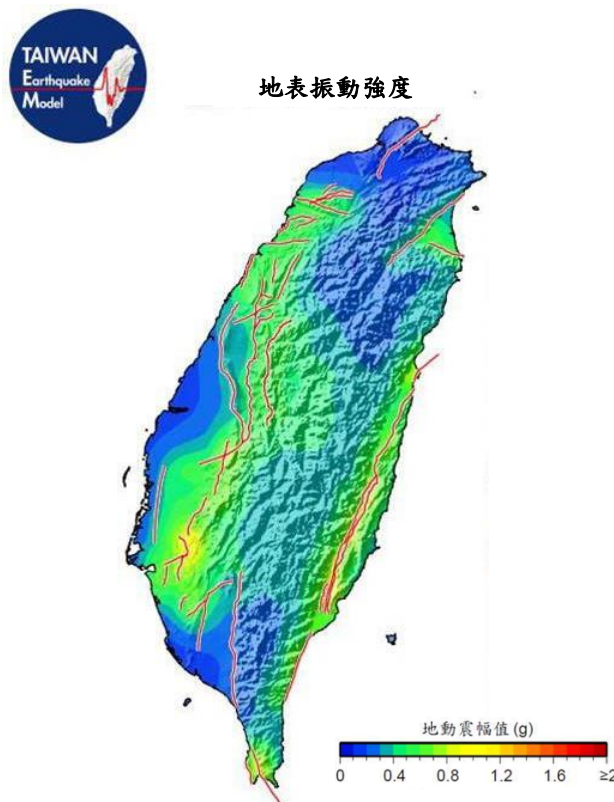
如圖 6-4 所示，未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度機率分布，同樣係經由地震危害度分析方法，考慮各活斷層的地震目錄及全台地質，評估未來 50 年內超越機率 10%之地表振動強度機率，並基於工程結構物設計地震力達 0.23g 和達 0.33g 分為二種，該成果亦可適當地表達震度 5 強及震度 6 強以上之發生機率，可作為工程結構設計地震力參考。

地震潛勢研究成果自公開後廣受地震與防災學界重視，對災害管理極具參考價值，對於本研究坡地易損性曲線的後續工作亦具相當重要的意義。



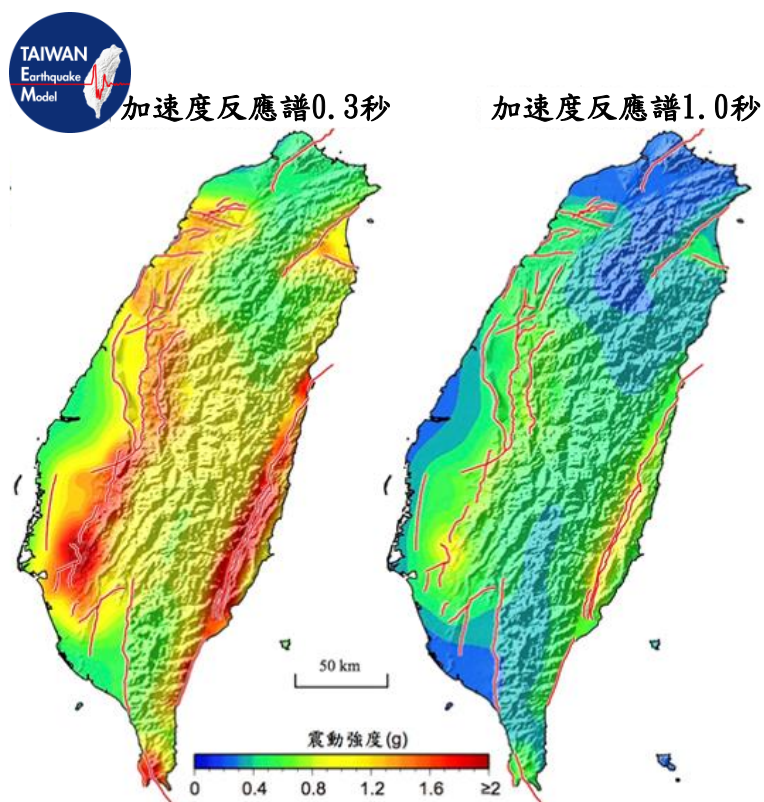
資料來源：國立中央大學地震災害鍊風險評估與管理研究中心提供 (2019)

圖 6-1 未來 50 年台灣孕震構造發震機率



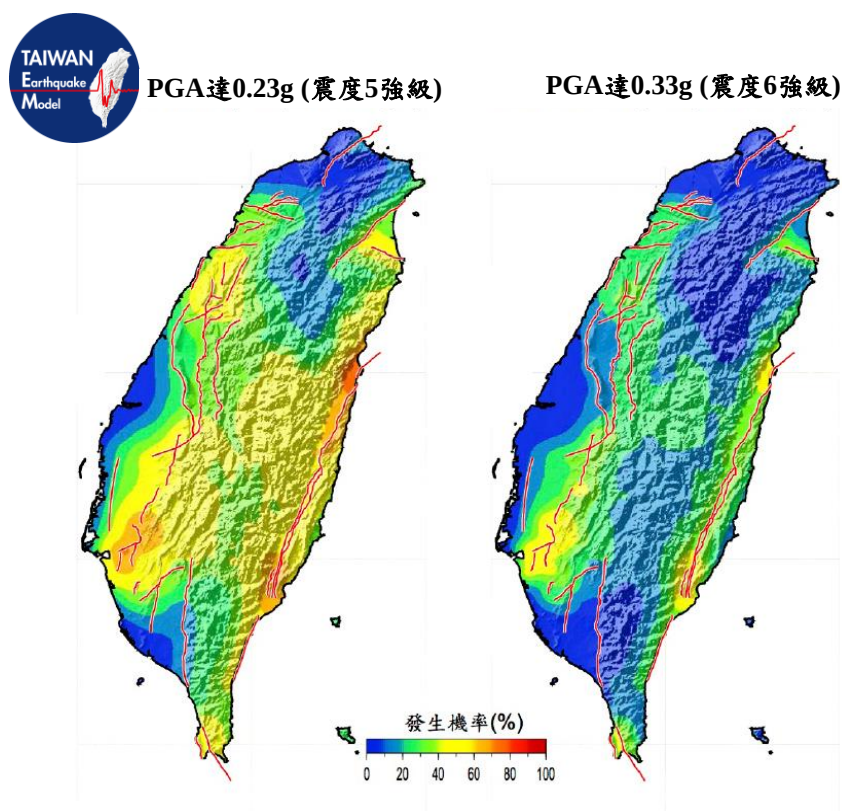
資料來源：國立中央大學地震災害鍊風險評估與管理研究中心提供 (2019)

圖 6-2 未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度分布



資料來源：國立中央大學地震災害鍊風險評估與管理研究中心提供 (2019)

圖 6-3 未來 50 年超越機率 10%之加速度譜 0.3 秒和 1.0 秒地表振動強度分布



資料來源：國立中央大學地震災害鍊風險評估與管理研究中心提供 (2019)

圖 6-4 未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度達 0.23g 和 0.33g 機率分布

第二節 地震引致崩塌危害評估模式

一、TEM 整合應用可行性

本計畫之研究目的，係以目前台灣地震模型計畫研究成果結合本研究坡地易損性研究成果發展地震引致崩塌危害評估模式。對於前述台灣地震模型計畫的四類主要地震潛勢研究成果於防災領域中各有其應用價值，由於本研究坡地易損性曲線係表達特定地震力下引致坡地崩塌的發生機率，因此其成果應用於坡地崩塌評估的可行性須先予以討論和界定。例如對於未來 50 年台灣孕震構造發震機率(如圖 6-1)可應用於指定特定活斷層於未來 50 年之崩塌風險分析，或是比較各活斷層對於某特定集水區的崩塌風險高低；對於未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度分布(如圖 6-2)將可直接應用於地震引致崩塌危害評估，進行研究地區未來 50 年超越機率 10%之崩塌機率分析；對於未來 50 年超越機率 10%之加速度譜 0.3 秒和 1.0 秒地表振動強度分布(如圖 6-3)，由於其為針對特定結構物自然振動週期反應之地表振動強度評估，適用於土木工程結構設計地震力之參考，而較不適用於天然坡地發生的崩塌現象；而對於未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度達 0.23g 和 0.33g 機率分布(如圖 6-4)亦可直接應用於地震引致崩塌危害評估，進行研究地區未來 50 年超越機率 10%之崩塌風險分析，例如地表振動強度達 0.33g 之崩塌風險分析，而由於崩塌現象的臨界效應和本研究坡地易損性曲線的震度適用範圍限制，0.23g 之機率分布目前則較不適用於本研究。

上述各項可行之成果應用分析對於未來地震引致崩塌可能危害具有重要參考價值，可應用於分析集水區未來可能之崩塌機率、特定條件下之崩塌風險和特定斷層下之崩塌風險，作為因應地震引致崩塌之平時減災和治理對策的參考，以下即針對本研究發展之地震引致崩塌危害評估模式進行說明，其中包括再現期 475 年之地震引致崩塌機率分析模式、震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析模式和特定活斷層之地震引致崩塌風險分析模式。

二、地震引致崩塌風險分析與崩塌機率分析

本研究對於地震引致崩塌之危害評估係基於定量風險計算模式來考量，如第二章第四節式(2-1)所示，風險管理之方法可應用於災害管理的各個階段，不僅可定量地分析危害可能之風險，亦可由其回饋進而降低或改善危害可能造成的損失。然而，式(2-1)並不包含第二章第四節所述的後果分析。根據風險管理之定義(中華民國國家標準，2012)，後果分析應能實際估計出風險損失的價值(期望值)，由於災害管理問題中災害風險損失的價值影響因素很多，變動幅度大也不易掌控，因此並非所有的災害管理問題皆能夠或易於評價災害風險損失的價值。

在自然災害的應用中，由於災害風險的不確定因素來自許多不同層面，各種應用領域皆有其特定的風險描述或定義，例如以脆弱度為例，Ezell (2007)列舉出至少 14 種脆弱度之定義，並認為對於風險評估的定義模糊不清，會導致使用時誤解風險分析的結果；或是以暴露量為例，必須牽涉到具體的社會經濟評價、價值、金額或損失等物理量。因此，聯合國在 2000 年成立的組織 International Strategy for Disaster Reduction (ISDR)建議在災害管理領域上災害風險應更具體與一致，並建議：

$$R = H \times V \quad (6-4)$$

上式即不考慮暴露量之影響，而形成一無因次的量值，對於不同災損問題成因的暴露量，則建議於後果分析中因應風險評價問題的不同而調整。式(6-4)在風險理論上雖僅係定量風險分析中的其中一種形式，然而對於災害風險分析卻是較為適用的方法，因此本研究採用式(6-4)建立地震引致崩塌風險分析之計算式。對於暴露量則可利用本研究之風險分析結果，進一步基於實際暴露對象或保全對象進行廣域崩塌定量風險評估和後果分析。例如高風險高暴露量之崩塌風險評估，其危害後果勢必嚴重；高風險低暴露量之崩塌風險評估，其危害後果則相對輕微，皆可在災害管理策略中予以因應。

式(6-4)中之危害度 H 即地震致災因子的發生頻率或規模，於本研究中即為地震災害潛勢，例如經風險鑑別和頻率分析所得到的地表振動強度發生機率、斷層發震機率等；脆弱度 V 即地震引致崩塌風險問題發生的性質、程度或機率，即坡地崩塌的脆弱度，於本研究中即為地震引致坡地崩塌發生的機率，其與坡地類型、地表振動強度大小相關，可經由坡地易損性曲線分析求得。因此，地震引致崩塌機率分析的計算式可表示如下：

$$V = I \times F \quad (6-5)$$

上式中， I 為地表振動強度， F 為坡地易損性。實際上，坡地易損性曲線是以地表振動強度 x 為變量的函式，因此，式(6-5)可改寫為：

$$V = F(x) \quad (6-6)$$

因此，對於地震引致崩塌風險，式(6-4)則可改寫為：

$$R = H \times F(x) \quad (6-7)$$

上式中， H 與 F 皆為機率值，因此其乘積 R 為一無因次的量值，範圍介於 0~1 之間，此風險值表達的是：在地震發生的特定頻率或特定規模下，某類坡地因致災因子導致坡地發生某種程度以上崩塌之風險。此崩塌風險值即可做為未來進行廣域崩塌定量風險評估的基礎。

由前述可知，對於地震引致之崩塌機率分析，可利用式(6-5)或式(6-6)計算；對於地震引致之崩塌風險分析，可利用式(6-4)或式(6-7)計算。本研究對於地震引致崩塌危害評估，係利用地震危害度分析成果結合坡地易損性進行，依據地震危害度分析成果的三個重要成果：未來 50 年超越機率 10% 之地表振動強度、未來 50 年超越機率 10% 之地表振動強度機率和未來 50 年台灣孕震構造發震機率，將可適用於式(6-6)和式(6-7)進行「再現期 475 年之地震引致崩塌機率分析」、「震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析」和「特定活斷層之地震引致崩塌風險分析」，以下分述之。

三、再現期 475 年之地震引致崩塌機率分析流程

再現期 475 年之地震引致崩塌機率，可利用未來 50 年超越機率 10% 之地表振動強度分布結合各類坡地易損性曲線，計算未來 50 年超越機率 10% 之地震引致崩塌機率，並進一步繪製其崩塌機率分布圖，此分布圖表達的是地震高潛勢坡地在遭受未來 50 年超越機率 10% 的可能地震下(再現期 475 年)，坡面因地表振動導致發生崩塌水平投影面積達 5% 以上的超越機率。

再現期 475 年之地震引致崩塌機率分析流程如圖 6-5 所示，分析過程首先利用未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度分布(如圖 6-2)將震級 6 強以上區域圈繪出來，也就是地表加速度達 315gal 以上的區域，再針對這些區域套疊研究地區坡面單元，得到研究區震級 6 強以上之地震高潛勢坡地區域。同樣藉由未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度分布，地震高潛勢坡地可進一步分析其坡面單元振動強度，再利用坡地易損性曲線 $F(x)$ 即可導入式(6-6)進行地震引致崩塌機率分析，最後繪製未來 50 年超越機率 10%之地震引致崩塌機率分布圖。

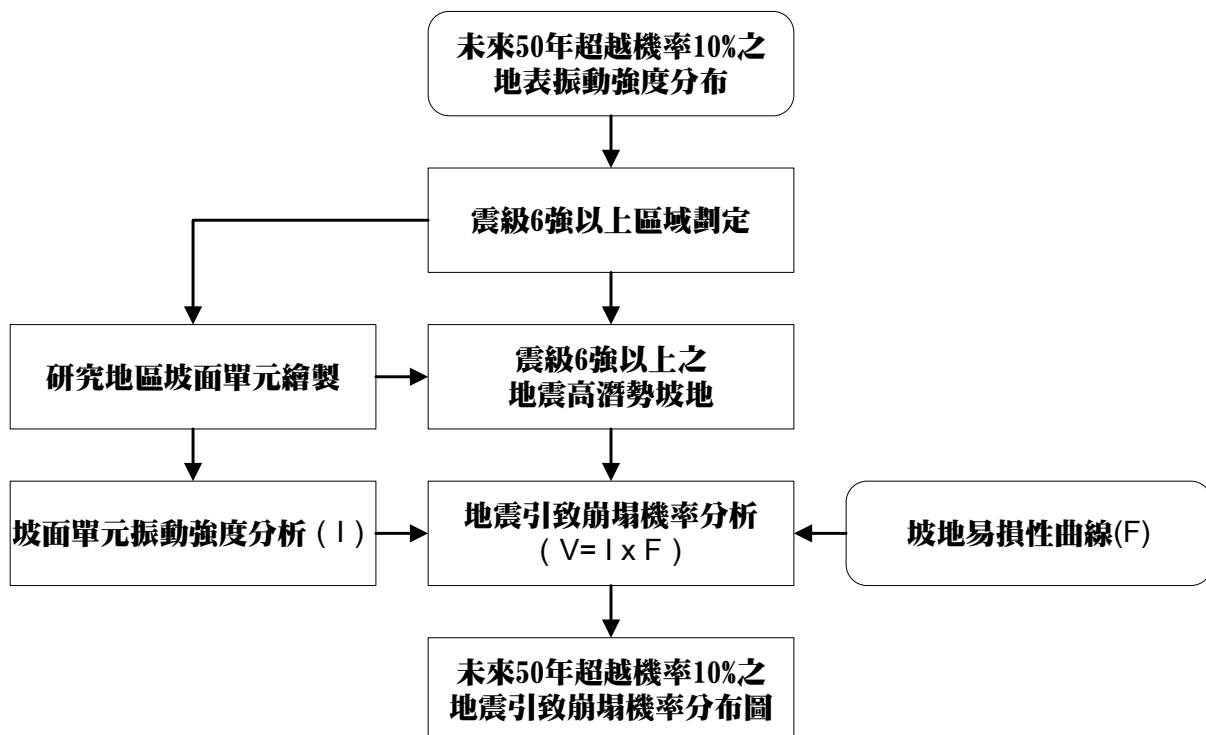


圖 6-5 再現期 475 年之地震引致崩塌機率分析流程

四、震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析流程

震級 6 強以上之地震引致崩塌風險，可利用未來 50 年超越機率 10% 之地表振動強度達 0.33g 機率分布結合各類坡地易損性曲線先以 0.33g 計算地震引致崩塌機率，再計算未來 50 年超越機率 10% 之地震引致崩塌風險，並進一步繪製其崩塌風險地圖，此風險地圖表達的是研究地區在遭受未來 50 年超越機率 10% 的可能地震下(再現期 475 年)，坡面因地表振動達 0.33g 以上導致發生崩塌水平投影面積達 5% 以上之最低風險。所謂最低風險係因此處地震危害度 H 考慮地表振動達某強度以上，也就是包含震級 6 強以上的所有可能性，因此對於震級 6 強之風險估計結果實為所有可能性之最小值。

震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析流程如圖 6-6 所示，分析過程首先以震級 6 強之地表振動強度 0.33g 代入各類坡地易損性曲線 $F(x)$ 進行研究地區坡面單元之地震引致崩塌機率分析，如式(6-6)，得到研究地區各類坡面單元之崩塌機率值，所得分析結果再與未來 50 年超越機率 10% 之地表振動強度達 0.33g 機率分布(如圖 6-4)導入式(6-7)進行地震引致崩塌風險計算，得到研究地區各坡面單元之地震引致崩塌最低風險值，最後繪製震級 6 強以上之地震引致崩塌風險地圖。

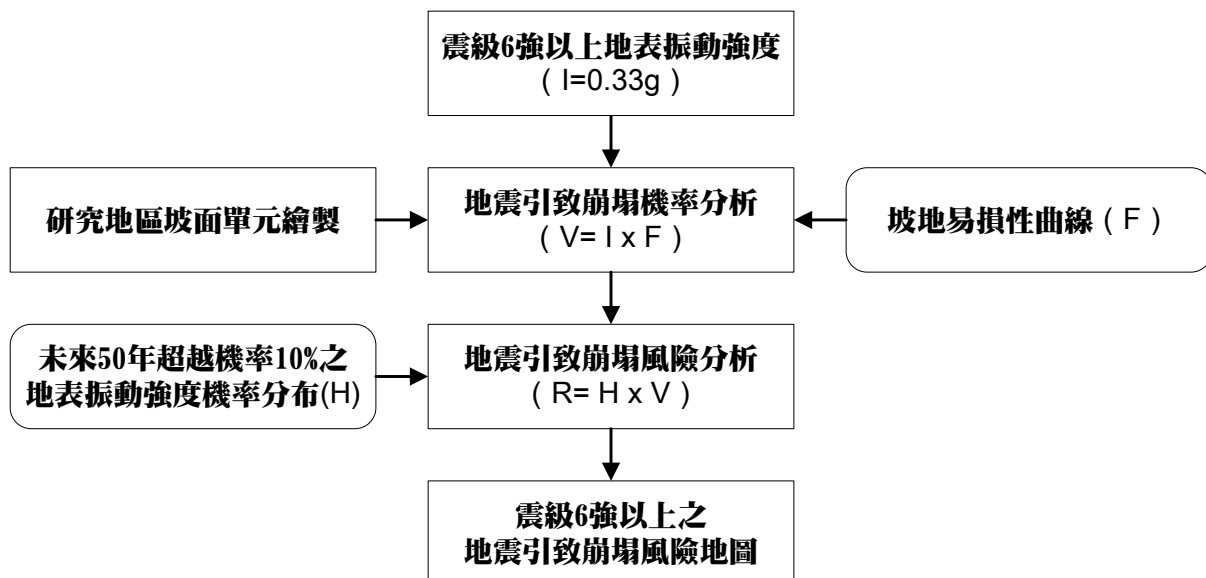


圖 6-6 震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析流程

五、特定活斷層之地震引致崩塌風險分析流程

特定活斷層之地震引致崩塌風險，可利用未來 50 年特定活斷層發震機率設定其震源參數，再以此震源參數推估研究地區之地表振動強度分布，所得結果結合各類坡地易損性曲線計算地震引致崩塌機率，再計算未來 50 年特定活斷層之地震引致崩塌風險，並進一步繪製其崩塌風險地圖，此風險地圖表達的是研究地區在遭受特定活斷層未來 50 年的最大可能地震和地震規模下，坡面因地表振動導致發生崩塌水平投影面積達 5% 以上之風險。

特定活斷層之地震引致崩塌風險分析流程如圖 6-7 所示，分析過程首先利用未來 50 年台灣孕震構造發震機率設定情境斷層及其最大可能地震和規模，再以此震源參數推估研究地區坡面單元之地表振動強度，所得結果代入各類坡地易損性曲線 $F(x)$ 進行研究地區坡面單元之地震引致崩塌機率分析，如式(6-6)，所得分析結果再與未來 50 年情境斷層發震機率(如圖 6-1)導入式(6-7)進行地震引致崩塌風險計算，得到研究地區各坡面單元之地震引致崩塌風險值，最後繪製未來 50 年情境斷層之地震引致崩塌風險地圖。

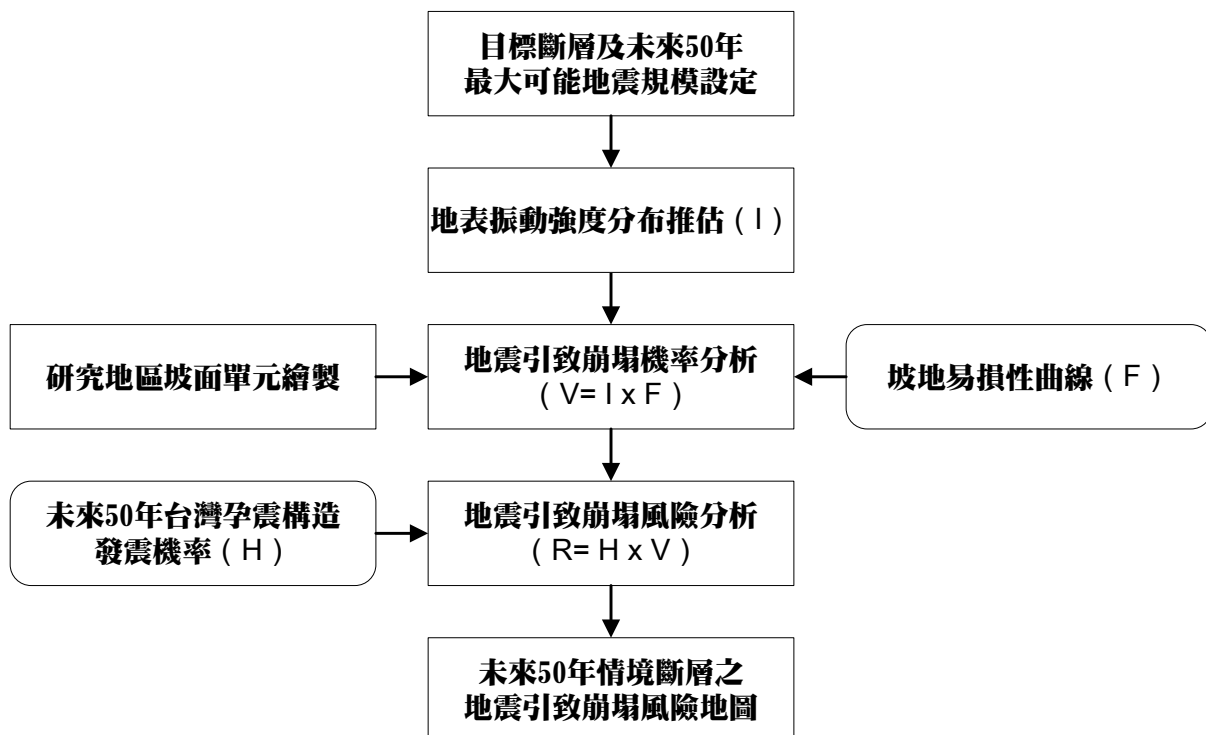


圖 6-7 特定活斷層之地震引致崩塌風險分析流程

第三節 地震引致崩塌危害評估成果

一、研究地區劃定

作為本研究之示範區，首先須考量坡地易損性曲線的適用性和地震危害度分析成果應用的可行性，因此，研究地區範圍除為坡地易損性分析之區域外，亦必須為本研究坡地易損性分析的適用範圍(6 強級震區以上)，此適用範圍可基於地震危害度分析成果而得到。如圖 6-8，本研究以未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度分布圖(如圖 6-2)套疊本計畫研究區域得到研究示範區，研究示範區皆落於 7 級震區內，可適用於本研究建立之坡地易損性曲線。此外，如圖 6-8，基於震區分析結果可發現，6 弱級以上震區面積達 31,527.51 平方公里(約佔全島 88%)，其中 6 強級以上震區面積達 26,890.84 平方公里(約佔全島 75%)，7 級以上震區面積達 18,607.33 平方公里(約佔全島 52%)，顯示面對未來 50 年超越機率 10%(再現期 475 年)之地震對台灣本島之地震危害相當重要。

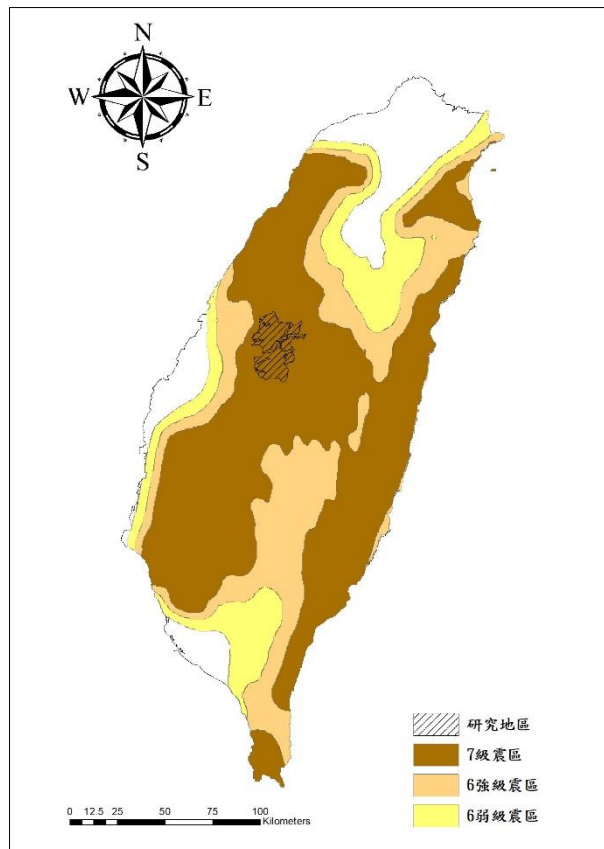


圖 6-8 未來 50 年超越機率 10%地震之震區劃分

二、再現期 475 年之地震引致崩塌機率分析

依據圖 6-5 之分析流程，再現期 475 年之地震引致崩塌機率分析係藉由未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度分布進一步分析而來，可直接藉由研究地區之坡面單元套疊地表振動強度分布圖(如圖 6-2)得到坡面單元地表振動強度分布。分析結果如圖 6-9 所示，顯示全區之地表振動強度皆在 0.45gal 以上，最高達 0.66gal，震度範圍向東西二側遞減。

基於各類坡面分類和坡面單元之地表振動強度，坡面單元之崩塌機率可直接導入式(6-6)藉由坡地易損性曲線計算得到。如圖 6-10 所示，顯示研究地區再現期 475 年之地震引致崩塌機率分布，由圖中可觀察到地質分類決定了崩塌機率的高低，如表 6-1 所示，對於 G1 類地質，坡面單元崩塌機率皆位於 0.5 以下(0.134~0.469)；相較於 G2 類地質，坡面單元崩塌機率位於 0.176 ~ 0.997 間，其中僅 13.9%位於 0.5 以下，21.3%位於 0.501 ~ 0.700 間，64.8%位於 0.7 以上，甚至 21.4%的坡面單元為超過 0.9 的高危害機率。

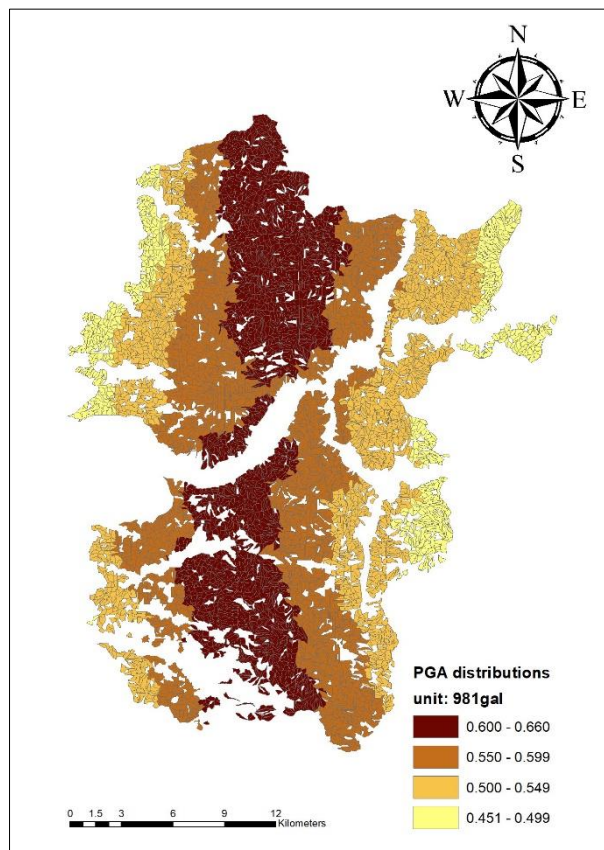


圖 6-9 再現期 475 年地震之坡面單元地表振動強度分布

根據坡面單元崩塌機率分析，亦可知在 7 級劇震情境下，研究地區有 4,557 個坡面單元崩塌機率達 0.5 以上，佔全部數量的 72.0%，表示具中等以上的崩塌危害度；若假定 0.7 以上為中高危害，則數量佔全部坡面單元的 54.1%；若假定 0.9 以上為高危害，則數量佔全部坡面單元的 17.9%。

表 6-1 再現期 475 年地震之坡面單元崩塌機率統計

崩塌機率	G1 類		G2 類	
	數量	百分比	數量	百分比
0.900 ~ 0.997	0	0.0%	1,133	21.4%
0.700 ~ 0.899	0	0.0%	2,295	43.4%
0.500 ~ 0.699	0	0.0%	1,129	21.3%
0.300 ~ 0.499	388	37.3%	645	12.2%
0.134 ~ 0.299	651	62.7%	92	1.7%
合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

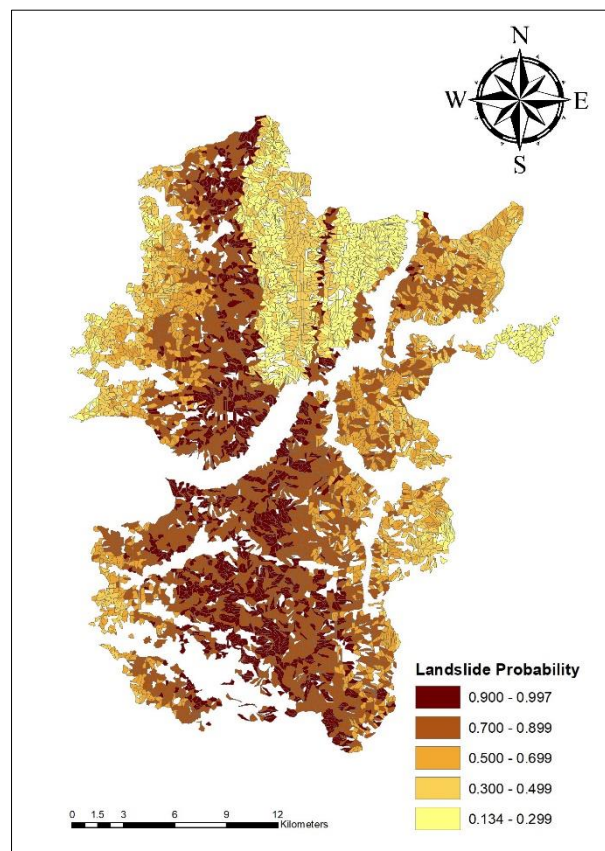


圖 6-10 再現期 475 年地震之坡面單元崩塌機率分布

三、震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析

依據圖 6-6 之分析流程，震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析係藉由未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度達 0.33g 機率分布進一步分析而來，可直接藉由研究地區之坡面單元套疊地表振動強度分布圖(如圖 6-4)得到坡面單元發生機率分布。分析結果如圖 6-11 所示，顯示全區對於震級 6 強以上地震之發生機率位於 0.178~0.247 間，南北縱向較高而東西二側較低。

其次，基於各類坡面分類和地表振動強度 0.33g，坡面單元之崩塌機率可直接導入式(6-6)計算得到。如圖 6-12 所示，顯示研究地區震級 6 強地震之崩塌機率分布，由圖中可觀察到由於地表振動強度不高，計算所得之崩塌機率亦較低，如表 6-2 所示，對於 G1 類地質，坡面單元崩塌機率皆小於 0.01；對於 G2 類地質，坡面單元崩塌機率位於 0.0597~0.0725 間，而其中僅 31.5%超過 0.07，與 7 級劇震情境相較亦可得知(圖 6-10)，0.33g 尚不足以造成大範圍崩塌危害，但應已有零星崩塌發生。

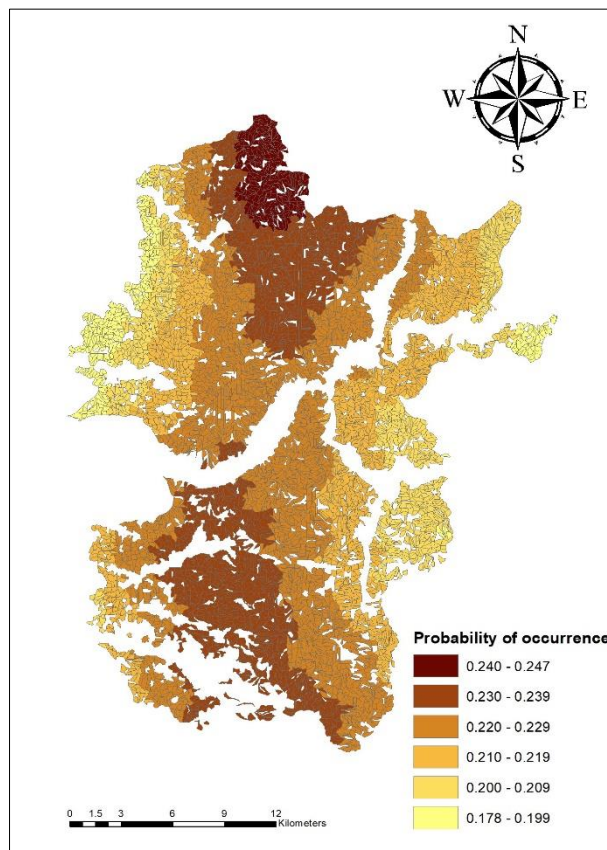


圖 6-11 震級 6 強以上地震之坡面單元發生機率分布

依據圖 6-6 之分析流程，震級 6 強以上地震之崩塌風險係藉由上述結果導入式(6-7)進行崩塌風險值分析，由於計算係二個機率值相乘，所得值相當小，本研究以 10^{-4} 數量級表達之。崩塌風險分析結果如圖 6-13 所示，較高風險值的地方位於中部區域沿南北二側零星分布，東西二側較低。G1 類地質之風險值極低，約位於 1~6 間，G2 類地質為主要高風險坡面，風險值

表 6-2 震級 6 強地震之坡面單元崩塌機率統計

崩塌機率	G1 類		G2 類	
	數量	百分比	數量	百分比
0.0700 ~ 0.0725	0	0.0%	1,668	31.5%
0.0600 ~ 0.0699	0	0.0%	568	10.7%
0.0500 ~ 0.0599	0	0.0%	3,058	57.8%
0.0006 ~ 0.0099	1,039	100.0%	0	0.0%
合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

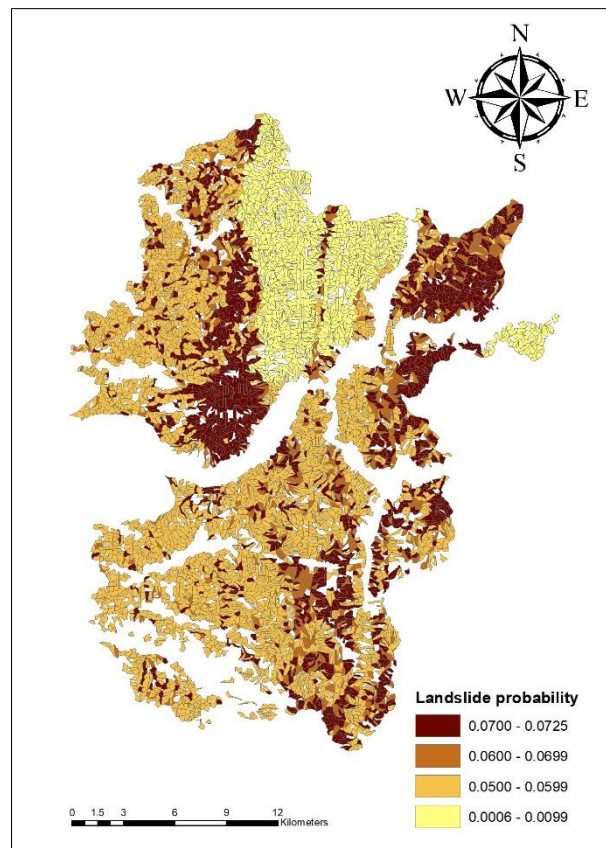


圖 6-12 震級 6 強地震之坡面單元崩塌機率分布

位於 106 ~ 177 之間。崩塌風險統計如表 6-3 所示，風險值超過 160 的坡面單元計 951 個，佔全部數量的 15.0%；位於 150 ~ 159 的坡面單元計 898 個，佔全部數量的 14.2%；位於 140 ~ 149 的坡面單元計 622 個，佔全部數量的 9.8%；位於 100 ~ 139 的坡面單元計 2,823 個，佔全部數量的 44.6%。

表 6-3 震級 6 強以上地震之崩塌風險統計

風險值($\times 10^{-4}$)	G1 類		G2 類	
	數量	百分比	數量	百分比
160 ~ 177	0	0.0%	951	18.0%
150 ~ 159	0	0.0%	898	17.0%
140 ~ 149	0	0.0%	622	11.7%
100 ~ 139	0	0.0%	2,823	53.3%
1 ~ 6	1,039	100.0%	0	
合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

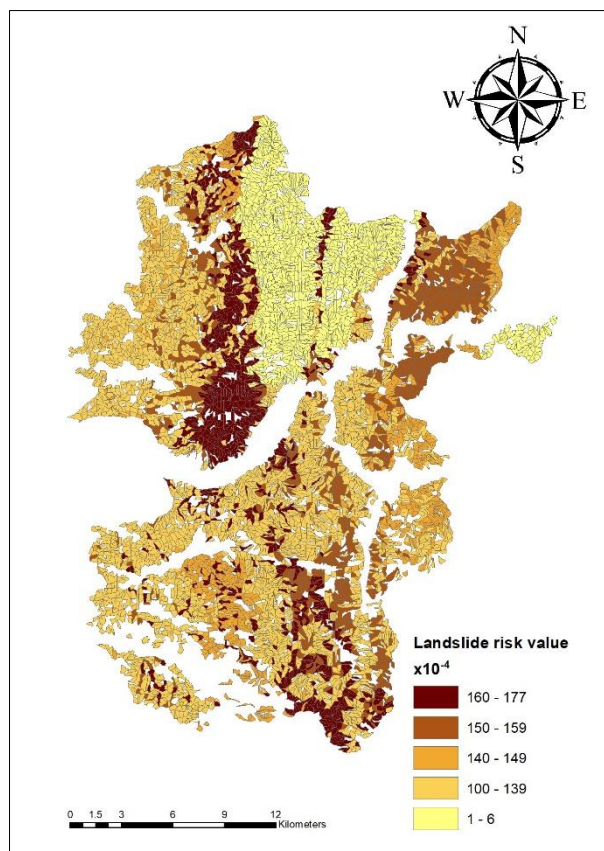


圖 6-13 震級 6 強以上地震之崩塌風險

對於崩塌風險地圖之繪製，本研究採取二種風險分級系統，分別為常見的自然間斷點分類法(Natural Breaks)和比例法(Scale Method)。如圖 6-14 所示為 Natural Breaks 之分類結果，其風險分級統計如表 6-4 所示，可觀察到由於地質差異之影響，分類結果呈現以地質作為斷點的現象，低風險之坡面皆為 G1 類地質之坡面，而中風險以上之坡面皆為 G2 類地質之坡面。

表 6-4 震級 6 強以上地震之崩塌風險分級統計(Natrual Breaks)

風險分級	風險值($\times 10^{-4}$)	G1 類		G2 類	
		數量	百分比	數量	百分比
高	150 ~ 177	0	0.0%	1,849	34.9%
中高	133 ~ 149	0	0.0%	1,958	37.0%
中	7 ~ 132	0	0.0%	1,487	28.1%
低	1 ~ 6	1,039	100.0%	0	0.0%
	合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

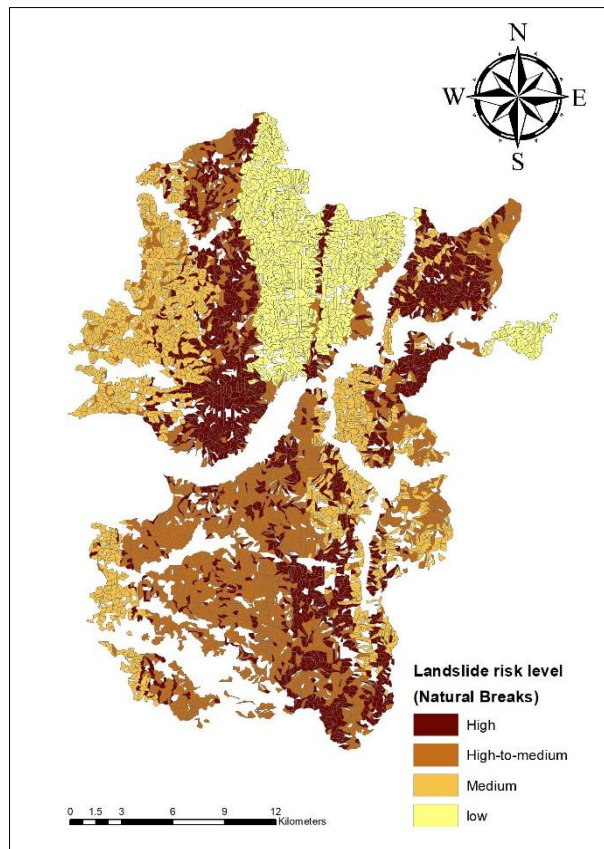


圖 6-14 震級 6 強以上地震之崩塌風險分級(Natrual Breaks)

比例法是以固定數量比例做為分級門檻，本研究針對高至低風險分別取 10%、20%、30%和 40%，如圖 6-15 所示為其分類結果，其風險分級統計如表 6-5 所示，可觀察到 G1 類和 G2 類地質之坡面皆有低風險之坡面，四類風險分級整體分布也較顯著和合理，風險地圖係風險溝通的重要工具，本研究成果可作為平時減災和防災策略擬定的重要參考。

表 6-5 震級 6 強以上地震之崩塌風險分級統計(Scale Mehod)

風險分級	風險值($\times 10^{-4}$)	G1 類		G2 類	
		數量	百分比	數量	百分比
高	163 ~ 177	0	0.0%	638	12.0%
中高	149 ~ 162	0	0.0%	1,291	24.4%
中	133 ~ 148	0	0.0%	1,878	35.5%
低	1 ~ 132	1,039	100.0%	1,487	28.1%
	合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

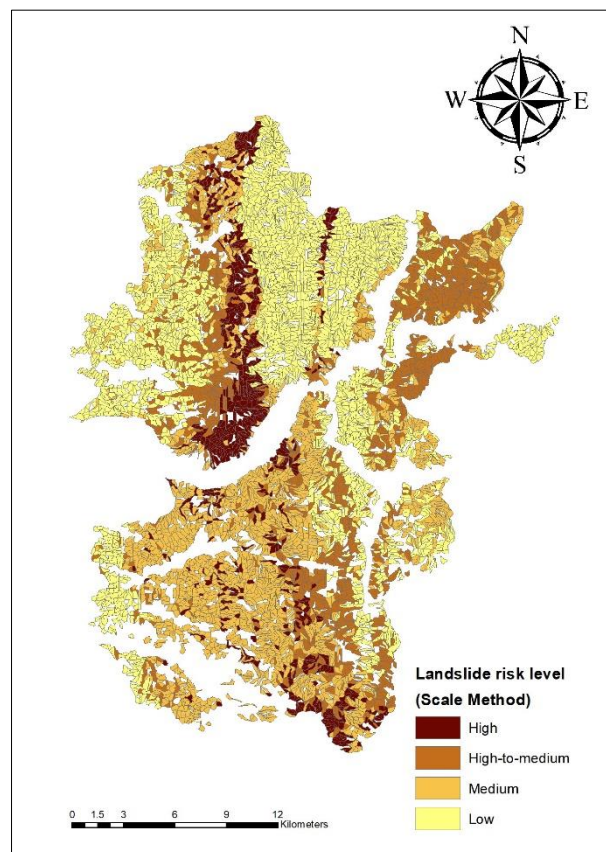


圖 6-15 震級 6 強以上地震之崩塌風險分級(Scale Mehod)

四、特定活斷層之地震引致崩塌風險分析

依據圖 6-7 之分析流程，特定活斷層之地震引致崩塌風險分析係藉由未來 50 年台灣孕震構造發震機率進一步分析而來(如圖 6-1)，首先針對研究地區設定未來 50 年情境斷層及其最大可能規模，再以此情境推估研究地區坡面單元之地表振動強度。如圖 6-16 所示，本研究地區鄰近可能高潛勢斷層有 4 條，分別為彰化斷層、車籠埔斷層、大茅埔-雙冬斷層和九芎坑斷層，根據未來 50 年台灣孕震構造發震機率(如圖 6-1)，各斷層可能最大規模與發震機率分別為彰化斷層可能最大規模 7.6，發震機率 6%；車籠埔斷層可能最大規模 7.6，發震機率小於 1%；大茅埔-雙冬斷層可能最大規模 7.0，發震機率 7%；九芎坑斷層可能最大規模 6.9，發震機率 23%。上述四條斷層具研究地區遠近不同、最大可能規模不同、發震機率不同，可做為本研究活斷層之地震引致崩塌危害評估的未來 50 年情境預估選擇對象，並能夠進行比較與分析本研究地震引致崩塌評估模式應用於未來可能地震之可行性。

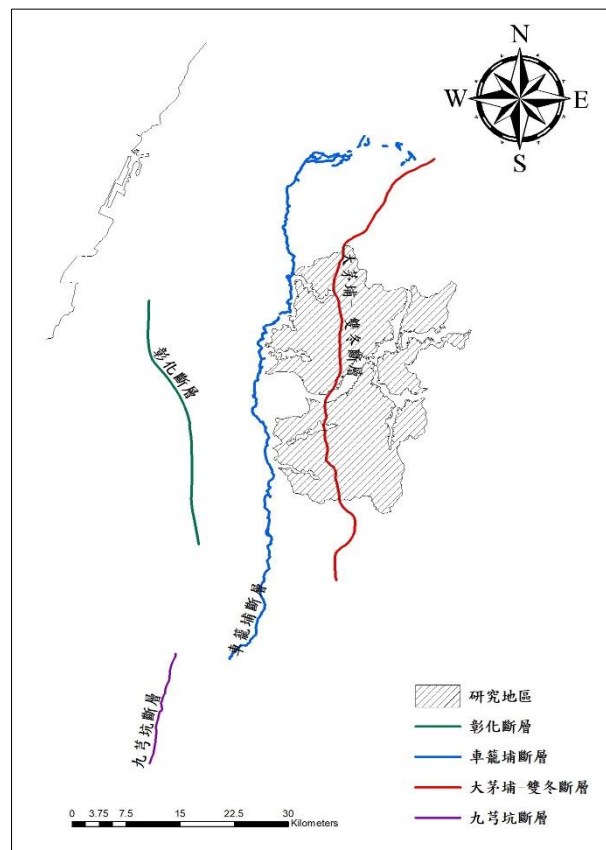


圖 6-16 研究地區四條鄰近活斷層

(一)未來 50 年情境斷層選定

情境斷層之選定可藉由活斷層對坡地崩塌的危害程度和危害可能性來評估，最直接的評估方式即是該活斷層發生地震後對研究地區會產生多大的地表震動強度，據此評估是否有崩塌危害的可能。地表振動強度分布可藉由示範地區活斷層可能地震規模和其地震衰減率得到，本研究對於各活斷層之地震規模，以其未來 50 年地震可能最大規模(M_w^{50})做為各活斷層之地震情境，而地震衰減率則是採用第四章第五節 Wu 衰減率(式(4-3))，該式中之場址至震央之距離 R 則採用線震源模式定義為各坡面單元形心至斷層帶之最短距離，帶入式(4-3)後計算得到各坡面單元之水平地表震動強度。

四條斷層之地表振動強度分布如圖 6-17 至圖 6-20 所示，各活斷層因其規模與距離不同而產生不同的分布樣態，其中彰化斷層情境($M_w^{50}=7.6$)之地表振動強度分布於 0.188 ~ 0.360gal 間，震區範圍落在 5 強級至 6 強級震區間；車籠埔斷層情境($M_w^{50}=7.6$)之地表振動強度分布於 0.263 ~ 0.481gal 間，震區範圍落在 5 強級至 7 級震區間；大茅埔-雙冬斷層情境($M_w^{50}=7.0$)之地表振動強度分布於 0.222 ~ 0.434gal 間，震區範圍落在 5 強級至 7 級震區間；九芎坑斷層情境($M_w^{50}=6.9$)之地表振動強度分布於 0.063 ~ 0.152gal 間，震區範圍落在 4 級至 5 強級震區間。由此可觀察到彰化斷層情境、車籠埔斷層情境和大茅埔-雙冬斷層情境造成之地表振動強度較高，其中車籠埔斷層情境和大茅埔-雙冬斷層情境由於活斷層鄰近、穿過研究地區，震度可達 7 級烈震，且大部分範圍皆屬本研究坡地易損性曲線適用範圍。而九芎坑斷層情境由於距離較遠，最大可能規模僅為 $M_w^{50}=6.9$ ，其造成之地表振動強度尚不足以造成大範圍崩塌致災條件。因此，本研究即選擇以彰化斷層情境、車籠埔斷層情境和大茅埔-雙冬斷層情境做為模擬之情境斷層，進行地震引致崩塌風險分析，最後並繪製地震引致崩塌風險地圖。

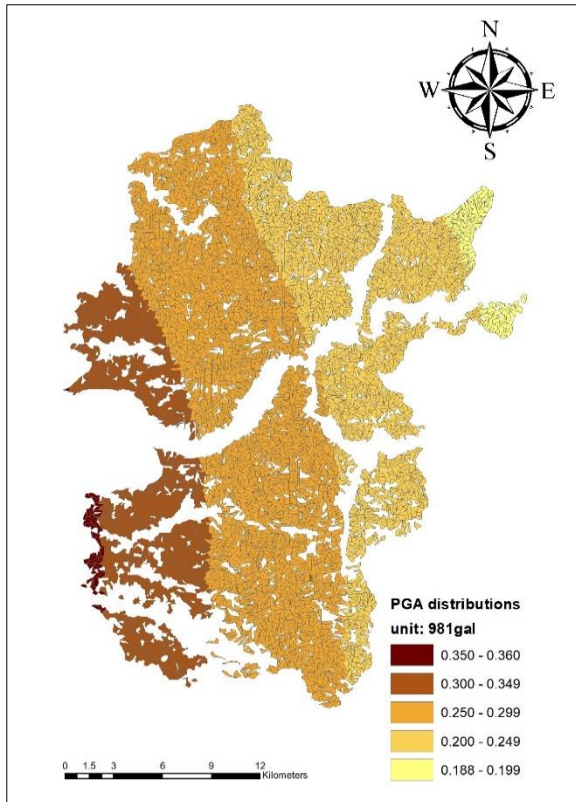


圖 6-17 彰化斷層情境之坡面單元地表振動強度分布($M_w^{50}=7.6$)

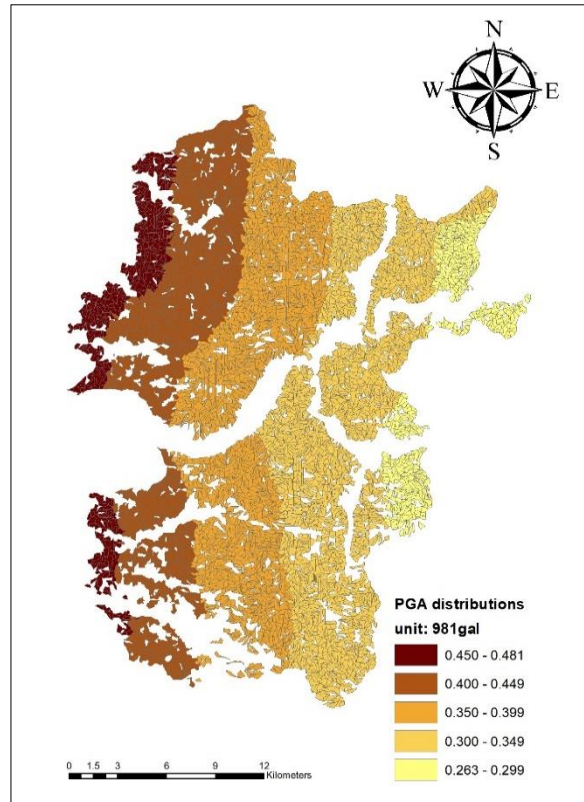


圖 6-18 車籠埔斷層情境之坡面單元地表振動強度分布($M_w^{50}=7.6$)

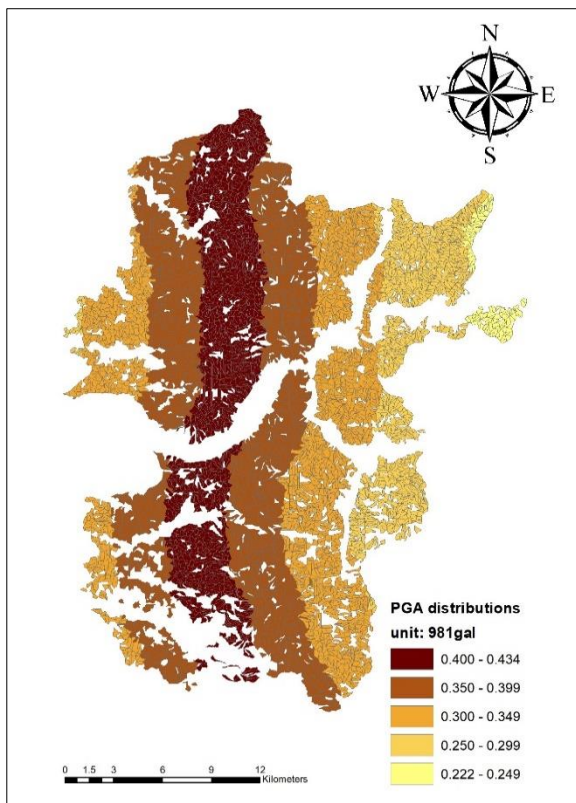


圖 6-19 大茅埔-雙冬斷層情境之坡面單元地表振動強度分布($M_w^{50}=7.0$)

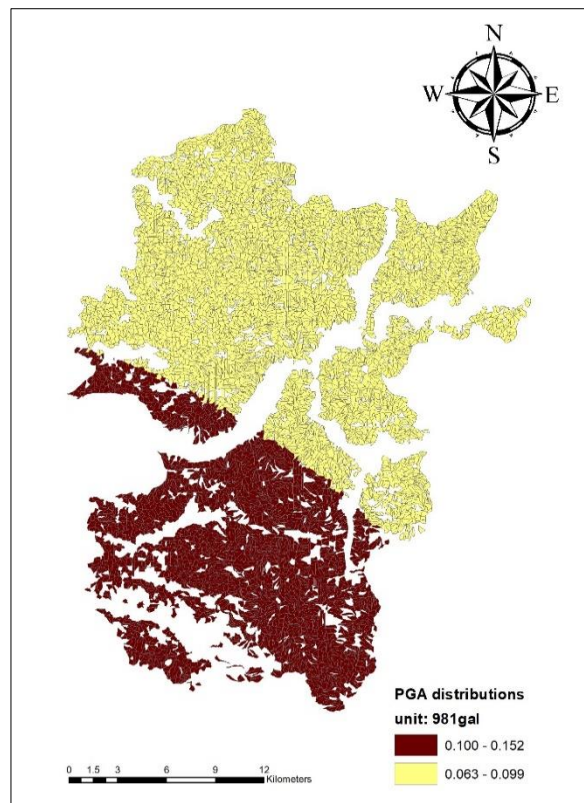


圖 6-20 九芎坑斷層情境之坡面單元地表振動強度分布($M_w^{50}=6.9$)

(二)彰化斷層未來 50 年發震情境—可能最大規模 7.6，發震機率 6%

基於各類坡面分類和坡面單元之地表振動強度，坡面單元之崩塌機率可直接導入式(6-6)藉由坡地易損性曲線計算得到。如圖 6-21 所示，顯示彰化斷層發震情境之崩塌機率分布，由圖中可觀察到斷層遠近決定了崩塌機

表 6-6 彰化斷層 $M_w^{50}=7.6$ 之坡面單元崩塌機率統計

崩塌機率	G1 類		G2 類	
	數量	百分比	數量	百分比
0.050 ~ 0.092	0	0.0%	979	18.5%
0.040 ~ 0.049	0	0.0%	925	17.5%
0.030 ~ 0.039	0	0.0%	1,462	27.6%
0.020 ~ 0.029	0	0.0%	1,210	22.8%
0.000 ~ 0.019	1,039	100.0%	718	13.6%
合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

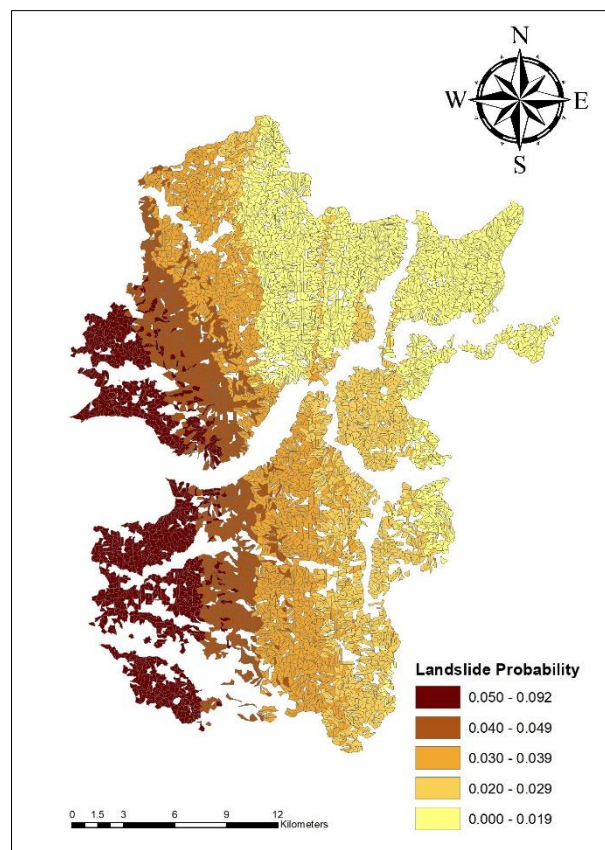


圖 6-21 彰化斷層 $M_w^{50}=7.6$ 之坡面單元崩塌機率分布

率的高低，但彰化斷層距研究地區仍稍遠，最大地表振動強度僅 0.360g，超過 0.330g 之坡面單元也僅 416 個，因此整體崩塌機率並不高，如表 6-6，僅 979 個坡面單元崩塌機率超過 0.050。

彰化斷層未來 50 年發震機率為 6%，而崩塌風險係藉由上述結果導入

表 6-7 彰化斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險統計

風險值($\times 10^{-4}$)	G1 類		G2 類	
	數量	百分比	數量	百分比
40 ~ 55	0	0.0%	187	3.5%
30 ~ 39	0	0.0%	818	15.5%
20 ~ 29	0	0.0%	1,932	36.5%
10 ~ 19	0	0.0%	1,894	35.8%
0 ~ 9	1,039	100.0%	463	8.7%
合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

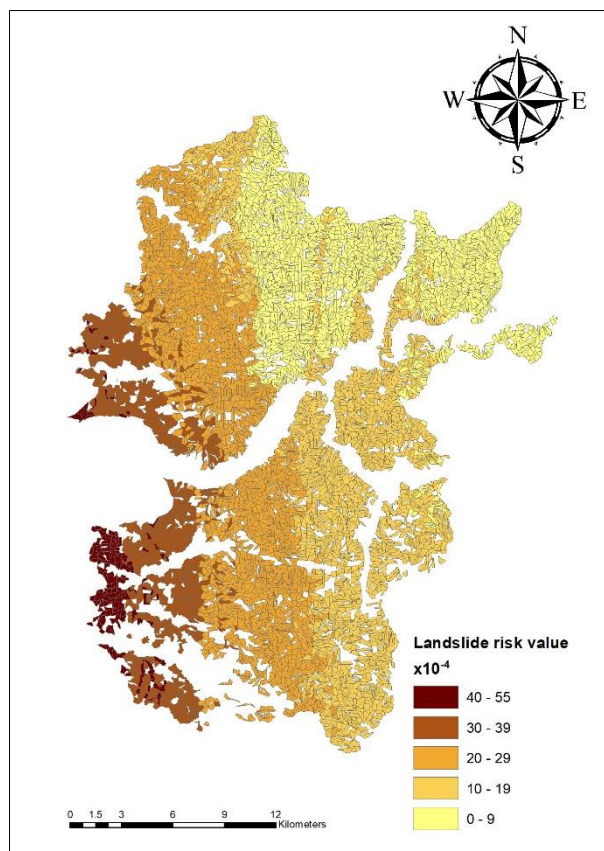


圖 6-22 彰化斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險

式(6-7)進行崩塌風險值分析，本研究以 10^{-4} 數量級表達之。崩塌風險分析結果如表 6-7 和圖 6-22 所示，較高風險值的地方位於西側較近斷層區域。

以比例法繪製之崩塌風險地圖如圖 6-23 所示，其風險分級統計如表 6-8 所示，可觀察到高風險值區域落在 32 ~ 55 間，數量 734 個；中高風險值區域落在 24 ~ 31 間，數量 1,216 個，整體而言彰化斷層情境屬中高風險。

表 6-8 彰化斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級統計

風險分級	風險值($\times 10^{-4}$)	G1 類		G2 類	
		數量	百分比	數量	百分比
高	32 ~ 55	0	0.0%	734	13.9%
中高	24 ~ 31	0	0.0%	1,216	23.0%
中	16 ~ 23	0	0.0%	1,928	36.4%
低	1 ~ 15	1,039	100.0%	1,416	26.7%
	合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

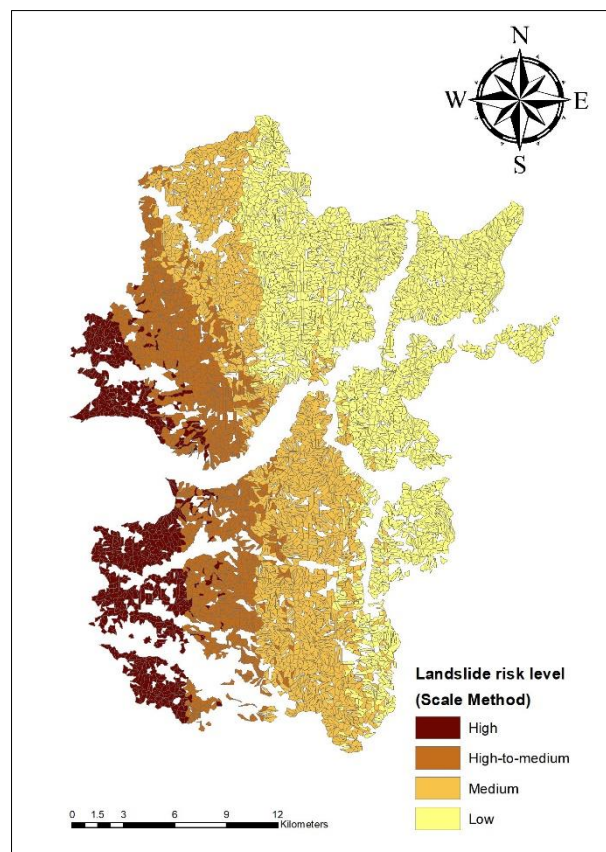


圖 6-23 彰化斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級

(三)車籠埔斷層未來 50 年發震情境—可能最大規模 7.6，發震機率<1%

如圖 6-24 所示，顯示車籠埔斷層發震情境之崩塌機率分布，由圖中可觀察到由於車籠埔斷層相較彰化斷層更近，如圖 6-18，造成大部分區域皆在 0.33g 以上，因此整體而言其崩塌機率高出了許多，如表 6-9 所示，具有

表 6-9 車籠埔斷層 $M_w^{50}=7.6$ 之坡面單元崩塌機率統計

崩塌機率	G1 類		G2 類	
	數量	百分比	數量	百分比
0.150 ~ 0.230	0	0.0%	276	5.2%
0.100 ~ 0.149	1	0.1%	1,915	36.2%
0.050 ~ 0.099	70	6.7%	2,731	51.6%
0.025 ~ 0.049	248	23.9%	372	7.0%
0.000 ~ 0.024	720	69.3%	0	0%
合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

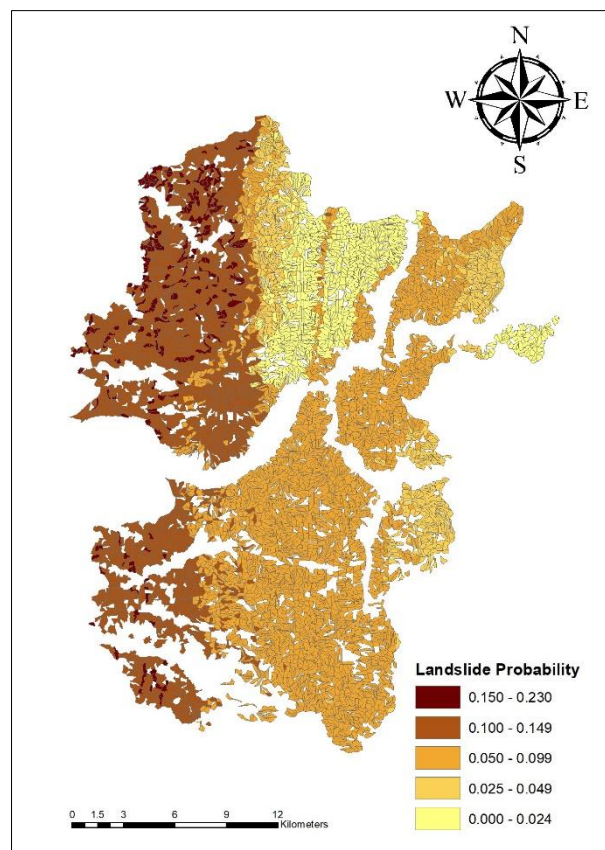


圖 6-24 車籠埔斷層 $M_w^{50}=7.6$ 之坡面單元崩塌機率分布

2,191 個坡面單元崩塌機率超過 0.01，而 0.05 ~ 0.01 間也有 2,731 個。

由於 921 地震的緣故，車籠埔斷層情境之發震機率小於 1%，本研究即以 1% 計算，崩塌風險分析結果如表 6-10 和圖 6-25 所示。由圖中可觀察到崩塌風險值相當低，僅約彰化斷層的一半，此即受斷層發震機率過小之故。

表 6-10 車籠埔斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險統計

風險值($\times 10^{-4}$)	G1 類		G2 類	
	數量	百分比	數量	百分比
20 ~ 23	0	0.0%	21	0.4%
15 ~ 19	0	0.0%	335	6.3%
10 ~ 14	2	0.2%	1,996	37.7%
5 ~ 9	88	8.5%	2,764	52.2%
0 ~ 4	949	91.3%	178	3.4%
合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

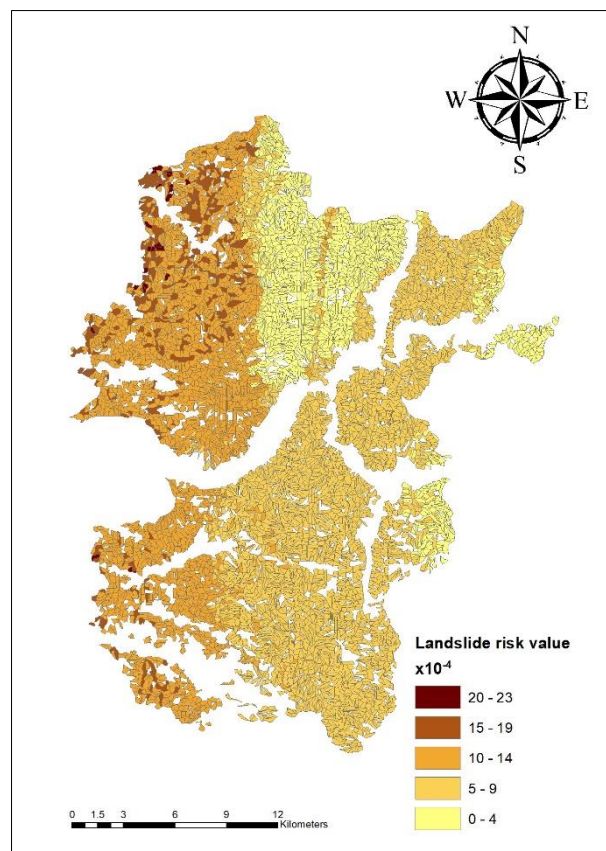


圖 6-25 車籠埔斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險

以比例法繪製之崩塌風險地圖如圖 6-26 所示，其風險分級統計如表 6-11 所示，可觀察到高風險值區域落在 14~23 間，數量 756 個；中高風險值區域落在 11~13 間，數量 1,255 個，整體而言車籠埔斷層情境仍屬中高風險，但相較彰化斷層情境，未來 50 年對研究地區之可能崩塌風險仍較高。

表 6-11 車籠埔斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級統計

風險分級	風險值($\times 10^{-4}$)	G1 類		G2 類	
		數量	百分比	數量	百分比
高	14 ~ 23	0	0.0%	756	14.3%
中高	11 ~ 13	1	0.1%	1,254	23.7%
中	6 ~ 10	50	4.8%	2,525	47.7%
低	1 ~ 5	988	95.1%	759	14.3%
	合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

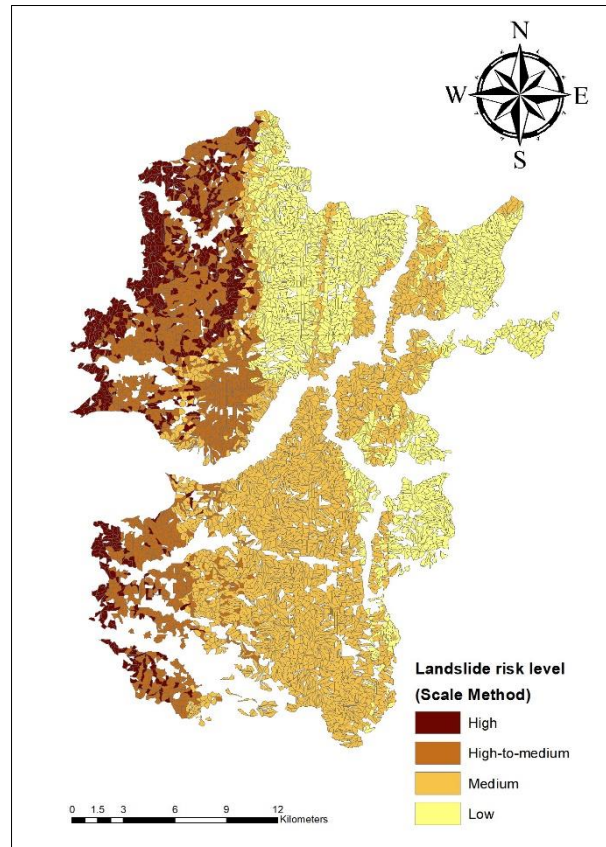


圖 6-26 車籠埔斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級

(四)大茅埔-雙冬斷層未來 50 年發震情境—可能最大規模 7.0，發震機率 7%

如圖 6-27 所示，顯示大茅埔-雙冬斷層發震情境之崩塌機率分布，由圖中可觀察到由於大茅埔-雙冬斷層直接穿過研究地區，如圖 6-19，造成大部分區域皆在 0.33g 以上，因此整體而言其崩塌機率亦甚高，如表 6-12 所示，

表 6-12 大茅埔-雙冬斷層 $M_w^{50}=7.0$ 之坡面單元崩塌機率統計

崩塌機率	G1 類		G2 類	
	數量	百分比	數量	百分比
0.150 ~ 0.226	19	1.8%	256	4.8%
0.100 ~ 0.149	33	3.2%	1,163	22.0%
0.050 ~ 0.099	227	21.9%	2,956	55.8%
0.025 ~ 0.049	180	17.3%	894	16.9%
0.000 ~ 0.024	580	55.8%	25	0.5%
合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

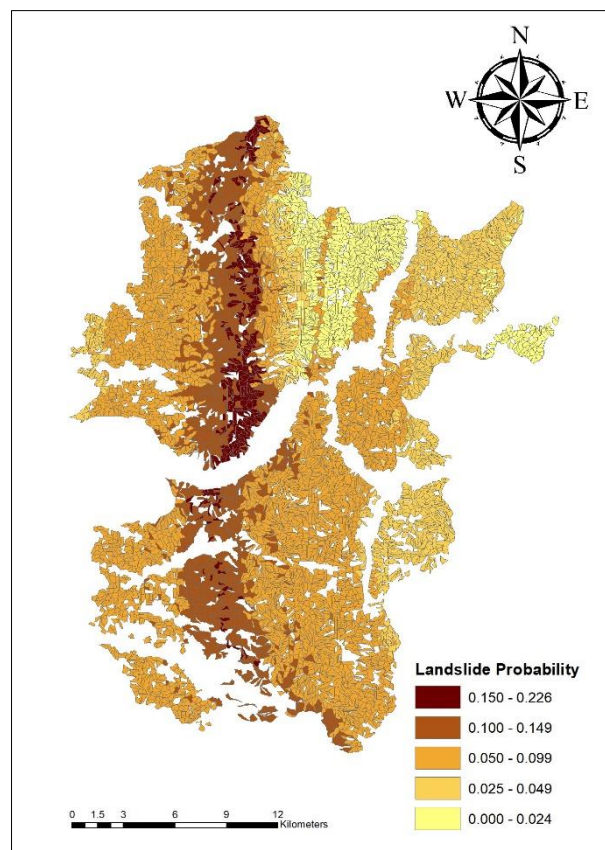


圖 6-27 大茅埔-雙冬斷層 $M_w^{50}=7.0$ 之坡面單元崩塌機率分布

具有 1,419 個坡面單元崩塌機率超過 0.01，而 0.05 ~ 0.01 間也有 2,956 個。相較車籠埔斷層情境稍低的原因，係因車籠埔斷層情境之規模達 7.6 之故。

大茅埔-雙冬斷層情境之發震機率達 7%，崩塌風險分析結果如表 6-13 和圖 6-28 所示。由圖中可觀察到崩塌風險值較高，大多位於大茅埔-雙冬斷

表 6-13 大茅埔-雙冬斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險統計

風險值($\times 10^{-4}$)	G1 類		G2 類	
	數量	百分比	數量	百分比
80 ~ 158	37	3.6%	862	16.3%
60 ~ 79	53	5.1%	1,361	25.7%
40 ~ 59	144	13.8%	1,790	33.8%
20 ~ 39	197	19.0%	1,176	22.2%
0 ~ 19	608	58.5%	105	2.0%
合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

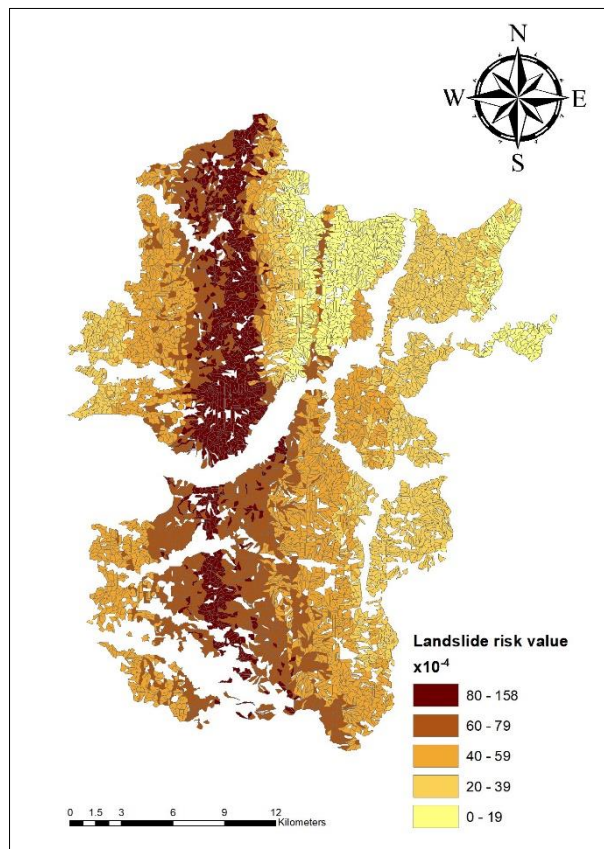


圖 6-28 大茅埔-雙冬斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險

層二側，崩塌風險遠高於彰化斷層情境和車籠埔斷層情境，風險值超過 100 的坡面單元達 363 個。崩塌風險地圖如圖 6-29 所示，其風險分級統計如表 6-14 所示，可觀察到高風險值區域落在 85 ~ 158 間，數量 629 個；中高風險值區域落在 64 ~ 84 間，數量 1,233 個；中風險值區域落在 44 ~ 63 間，數量 1,796 個，整體而言大茅埔-雙冬斷層情境屬高風險。

表 6-14 大茅埔-雙冬斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級統計

風險分級	風險值($\times 10^{-4}$)	G1 類		G2 類	
		數量	百分比	數量	百分比
高	85 ~ 158	25	2.4%	629	11.9%
中高	64 ~ 84	45	4.3%	1,233	23.3%
中	44 ~ 63	119	11.5%	1,796	33.9%
低	1 ~ 43	850	81.8%	1,636	30.9%
	合計	1,039	100.0%	5,294	100.0%

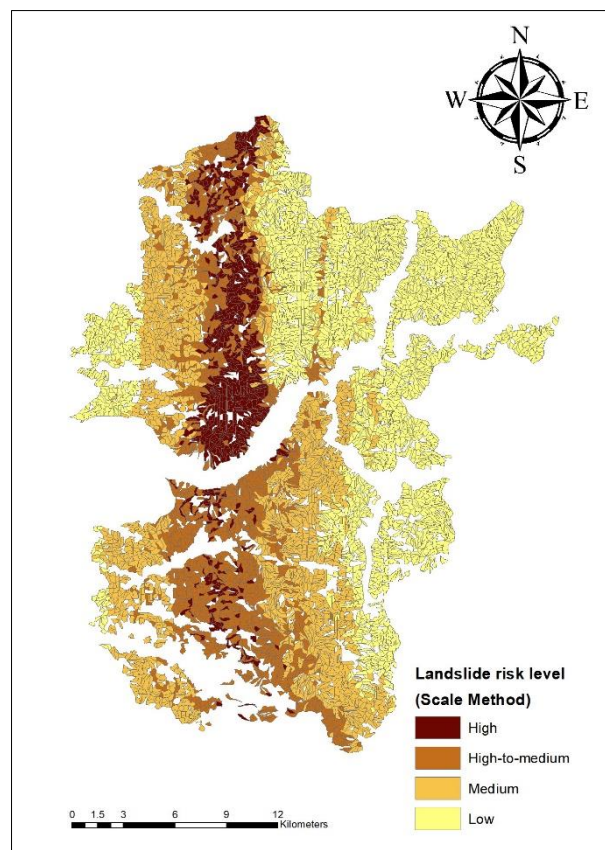


圖 6-29 大茅埔-雙冬斷層未來 50 年發震情境下之崩塌風險分級

(五)未來 50 年發震情境模擬結果與綜合討論

由前述三個斷層之情境模擬結果可知，斷層之遠近、可能最大地震規模和斷層發震機率對於地震引致之崩塌風險有決定性的影響。斷層遠近和規模大小決定地表振動強度的高低，由於坡面要在一定程度以上的地表振動強度才會發生大範圍崩塌，因此要有足夠近和規模足夠大的地震才會有較為顯著的崩塌機率，這也表示在地震引致崩塌危害的評估中，對於鄰近斷層更加有評估的必要性，尤其是對於穿過研究地區的斷層帶更顯重要。

活斷層未來 50 年可能最大規模和發震機率限制崩塌風險分析的結果，與前節震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析流程不同的是，未來 50 年超越機率 10%之地表振動強度機率表達的是震級 6 強以上之發震機率，因此其分析所得的崩塌風險值會較高，反觀由於情境斷層發震機率通常較低，根據本研究未來 50 年情境分析得之崩塌風險值通常不高，然而此二類風險問題之分析背景不同、情境意義也相異，依風險評估理論不適於比較。

風險分析結果主要係用於危險程度的比較，本研究根據前述地震引致崩塌風險分析流程和三個情境斷層之分析結果比較，顯示對於研究地區而言，大茅埔-雙冬斷層情境之崩塌風險最高，其次為彰化斷層情境，再次為車籠埔斷層情境。對於崩塌風險分析，建議對於未來 50 年情境斷層相同條件下之評估，可定義風險值達 100 以上為高風險，10 以上為中高風險，未達 10 則為中風險或低風險。

在地震防減災的實際應用方面，震級 6 強以上之地震引致崩塌風險分析流程所建立之地震引致崩塌風險地圖為綜合風險，可適用於平時減災規劃用途，有助於了解坡地是否屬於高崩塌風險坡地，並擬定相應的防災策略。而特定活斷層之地震引致崩塌風險分析流程所建立之地震引致崩塌風險地圖，係針對未來 50 年情境斷層下的崩塌風險，亦可適用於災前防災減災規劃用途，有助於了解特定斷層未來 50 年對研究區域之影響以及崩塌風險。

此外，本研究發展之危害評估流程亦可應用於地震早期評估用途，例如採用地震防護規模概念，針對各活斷層於平時建立不同地震規模下之危害評估資料庫，在災害來臨時可快速評估可能崩塌潛勢地區和高崩塌風險地區。

第七章 結論與建議

第一節 結論

- 一、本研究藉由剔除震度 6 弱級以下區域，完成坡地易損性曲線之優化，分析結果顯示經優化修正之坡地易損性曲線，曲線特性合理且可表達坡面崩塌特性，同時對於地質、坡向、坡度因子的能夠呈現其影響。
- 二、G1 類坡地易損性結果顯示：在坡向敏感因子方面，坡度越陡時坡向是強面或弱面的影響越大，而緩坡的影響較小。在坡度因子方面，不同坡向中坡度陡緩對於崩塌機率差別較大，其中弱面坡向的影響尤為明顯。對於 G1 類坡地，坡向敏感因子與坡度因子對於地震引致崩塌的影響幾乎同等重要，除了緩坡之外，坡面是否為順向坡或著與震波方向一致具關鍵因素，坡度的陡緩也是影響坡面受震崩塌的重要因子。
- 三、G2 類坡地易損性結果顯示：在坡向敏感因子方面，坡度越陡時對於坡向是強面或弱面的影響越大，其中緩坡的影響較小。在坡度因子方面，不同坡向中坡度陡緩對於崩塌機率差別不大，尤其是強面坡向，僅在較高震度後才有一些差異。對於 G2 類坡地，坡向敏感因子較坡度因子重要，坡面是否為順向坡或著與震波方向一致具關鍵因素。
- 四、本研究以彰化斷層情境(可能最大規模 7.6，發震機率 6%)、車籠埔斷層情境(可能最大規模 7.6，發震機率小於 1%)和大茅埔-雙冬斷層情境(可能最大規模 7.0，發震機率 7%)做為未來 50 年斷層發震情境分析對象，研究結果顯示大茅埔-雙冬斷層情境之崩塌風險最高，其次為彰化斷層情境和車籠埔斷層情境。
- 五、本研究藉由台灣地震模型地震危害度分析研究成果結合坡地易損性研究成果，發展地震引致崩塌危害評估模式，包括崩塌風險分析與崩塌機率分析方法，可進一步繪製研究地區相關的地震引致崩塌風險地圖。

第二節 建議

- 一、針對三個情境斷層之分析結果顯示，崩塌風險高低與斷層之遠近、可能最大規模和斷層發震機率高度相關，在地震引致崩塌危害的評估中，對於鄰近斷層更加有評估的必要性，尤其是對於穿過研究地區的活斷層更顯重要。
- 二、本研究之結果顯示，地震引致崩塌危害評估與地震危害度和坡地易損性曲線高度相關，藉由再現期 475 年之地表震動強度和地震機率，可進一步發展地震引致崩塌風險分析方法，未來可於地震後取得震度圖，快速評估出可能崩塌潛勢地區和高崩塌風險地區。
- 三、本研究針對研究示範區繪製之未來 50 年超越機率 10% 之地震引致崩塌機率分布圖、震級 6 強以上之地震引致崩塌風險地圖、未來 50 年情境斷層之地震引致崩塌風險地圖，可因應不同之防災需求進一步應用，並可作為未來地震引致崩塌災害之防減災參考。
- 四、本計畫僅以研究示範區進行地震引致崩塌危害評估，建議未來可針對全國範圍之高潛勢地區進行相關研究分析，但由於地震引致崩塌危害評估所需資料龐雜，亦須進行大範圍的坡面單元繪製、資料庫建立等工作，建議未來短期可針對全國斷層帶鄰近集水區和保全聚落優先進行崩塌風險分析與坡面單元劃設工作，並藉此劃設高崩塌潛勢和風險地區，將有助於未來地震防災相關工作的推動。
- 五、地震引致崩塌問題複雜而多元，本研究發展之廣域坡地崩塌易損性評估方法在實務上為簡化複雜問題的有效方法，長期仍應進一步探討地震引致崩塌問題的複雜成因，例如地質多樣性的影響、地震波與坡向的關係、水平對垂直頻譜比權重影響、地下水位及含水量的影響等研究，進一步充實並精進地震引致崩塌危害評估模式。

參考文獻

- 王文能、尹承遠、陳志清、李木青(2000)。九二一地震崩塌地現況與災害防治，九二一震災後中日土砂災害調查及治理研討會論文集，79-90頁。
- 王美惠(2008)。應用 SPOT 衛星影像及 GIS 於崩塌地潛感分析之研究—以稍來溪為例。
- 王嘉輝(2002)。GPS/GIS 應用於南橫公路邊坡崩塌災害調查與潛感危險路段之劃定研究。
- 行政院農業委員會(2012)。水土保持技術規範。農水保字第 1011862646 號公告修正。
- 何春蓀(1999)。普通地質學。國立編譯館(修訂第三版)
- 吳佐川(1993)。台灣地區崩塌地區域性之研究。
- 吳俊鎔、陳樹群(2004)。崩塌潛勢預測方法於台灣適用性之初探。
- 呂政諭(2001)。地震與颱風作用下阿里山地區公路邊坡崩壞特性之研究。
- 李三畏(1984)。台灣崩塌地問題探討。地工技術 7：43—49。
- 李三畏(1986)。台灣的崩塌地。水土保持文獻專輯。
- 李伯薈(2015)。應用坡面單元於崩塌易損性曲線。
- 李秉乾、周天穎、雷祖強、林哲彥、黃碧慧、吳政庭(2005)。利用集集大地震資料建立建築震害危險度評估模式 I-地震建築損害資料庫建立。中國土木水利工程學刊。17(1)：121—131。
- 李秉乾、周天穎、雷祖強、林哲彥、吳政庭(2005)。利用集集大地震資料建立建築物地震危險度評估模式 II. 易損曲線與風險評估分析。中國土木水利工程學刊。

李秉乾、雷祖強、謝孟勳、黃亦敏、方耀民、周天穎、連惠邦(2015)。104

年應用坡地易損性模式於崩塌風險評估與警戒模式研析。行政院農業委員會水土保持局，委託計畫成果報告。

李秉乾、劉純之、雷祖強、謝孟勳、黃亦敏、方耀民、周天穎、連惠邦

(2014)。易損性曲線於坡地崩塌警戒模式應用與坡地巨災保險研析。

行政院農業委員會水土保持局，委託計畫成果報告。

李馨慈(2010)。重大地震地表擾動衰減特性於震後高強度降雨之崩塌潛勢分析。

沖村孝(1996)。六甲山地山腹斜面的崩壞，兵庫縣南部地震地形災害，

pp.110-126，古今書院。

林彥享(2003)。運用類神經網路進行地震誘發崩塌之潛感分析。

林書毅(1999)。區域性山坡穩定評估方法探討-以林口台地為例。

林淑媛(2003)。地形地質均質區之劃分與崩塌因子探討。

林慶偉，謝正倫，王文能(2002)。集集地震對中部災區崩塌與土石流之影

響，集集地震對中部災區崩塌與土石流之影響/臺灣之活動斷層與地震災害研討會，124-134 頁。

林慶偉、謝正倫(2001)。桃芝風災土石流災害初步調查成果，土石流災害

及防治對策研討會 2001 年論文集，57-69。

施俊廷(2005)。台灣中部山區道路邊坡崩塌特性之數值模式建置研究。

高雅嫻(2005)。應用崩塌密度及累積位移法於地震引起之崩塌潛感分析。

國立中興大學(2006)。水庫集水區崩塌地潛勢分析及崩塌土方量估算之研究。經濟部水利署。

張子瑩(2002)。降雨與地震對形成崩塌區位之比較研究，國立台灣大學地理環境資源學所碩士論文。

- 張石角(1987)。山坡地潛在危險之預測及其在環境影響評估之應用。中華水土保持學報，18(2)：41-48。
- 張石角(1995)。台灣東部之環境地質分區與崩塌類型，工程環境月刊，第14期，59-85頁。
- 張政亮，張瑞津，紀宗吉(2005)。遙測與地理資訊系統應用於大甲溪流域之崩塌災害的調查與分析，地理研究第43期，101-122頁。
- 張哲銘(2004)。21 地震後大甲溪流域全方位治理之研究。
- 張碩芬(2013)。利用坡面單元進行崩塌潛感分析。
- 莊光澤(1994)。阿里山地區道路邊坡穩定性因子之探討。
- 陳永寬(1994)。數值地形模型應用於潛在崩塌地之預測。
- 陳宏宇(1999)。地質災害與山坡地開發，地工技術 第73期，31-44頁。
- 陳志豪(2009)。集集地震後荖濃溪流域崩塌發生特性分析。
- 陳俞旭(2008)。地震對崩塌與土石流發生影響之研究。成功大學水利及海洋工程學系碩士論文,臺南。
- 陳信雄(1995)。崩塌地調查與分析。渤海堂出版社，臺北。
- 彭文飛(2008)。地震引起崩塌之潛勢圖製作-考慮地形放大效應與土體滑動堆積行為。
- 曾聖權(2005)。SPOT 衛星影像應用於陳有蘭溪流域崩塌調查之研究。
- 游中榮(1996)。應用地理資訊系統於北橫地區崩塌潛感之研究。
- 費立沅(2009)。臺灣坡地災害與地質敏感區的關係。地質，28(1)：16-22。
- 馮梓璇(2007)。九分二崩塌地變遷之研究。
- 黃臺豐(1999)。瑞里地震誘發之崩塌，國立中央大學應用地質研究所碩士論文。
- 奧西一夫(1996)。六甲山地的斜面崩壞災害特徵，兵庫縣南部地震地形災害，pp.127-142，古今書院。

- 楊佳勳(2001)。地震對控制邊坡破壞之內在因子的影響之研究。
- 楊智堯(1999)。類神經網路於邊坡破壞潛能分析之應用研究。國立成功大學土木工程研究所碩士論文。
- 溫振宇(2005)。結合地震與颱風因子之崩塌模式分析。
- 葉錦勳(2003)。台灣地震損失評估系統—TELES。國家地震工程研究中心報告(報告編號：NCREE-03-002)，臺北市：國家地震工程研究中心。
- 詹永振(2001)。台 14 線公路邊坡崩塌影響因子之探討。
- 廖軒吾(2000)。集集地震誘發之崩塌，國立中央大學地球物理研究所碩士論文。
- 廖啟岳(2008)。大漢溪流域崩塌地發生特性分析。
- 廖啟雯(2004)。機率式地震誘發崩塌危害度分析—以國姓地區為例。
- 劉盈劭(2001)。地形敏感性的比較研究-以陳有蘭溪北段小支流為例，國立臺灣師範大學地理研究所碩士論文，138 頁。
- 劉盈劭(2013)。陳有蘭溪源流區之崩塌與土石流發生特性與空間差異：以和社溪流域為例。
- 潘國樑(1985)。台灣省重要都會區環境地質資料庫。
- 潘國樑(2007)。山坡地的地質分析與有效防災。科技圖書股份有限公司。
- 鄭元振(1992)。地理資訊系統在區域邊坡穩定分析之應用——中橫公路天祥至太魯閣段。
- 鄭傑銘(2003)。應用 GIS 進行豪雨及地震引致崩塌之潛感性分析。
- 賴志強(2007)。台灣地區降雨及地震誘發崩塌之特性研究。國立成功大學水及海洋工程學系碩士論文。
- 謝有忠(1999)。陳有蘭溪流域土石流發育之地質控制，國立成功大學地球科學研究所碩士論文，120 頁。

- 謝孟勳(2013)。以網格集群最大概似法建立建築物易損性曲線及其用於震災緊急運送路徑之選擇。逢甲大學土木及水利工程博士學位學程博士論文。
- 謝昂泰(2014)。應用坡面單元在崩塌易損性曲線之研究，逢甲大學土木工程學系碩士論文。
- 齋藤迪孝(1980)。斜面崩壞予測。土と基礎，29(5)，72-81。
- 簡李濱(1992)。應用地理資訊系統建立坡地安定評估之計量方法。
- 簡瑋廷(2011)。應用物件導向分類方法自動產製坡面單元，國立中央大學應用地質學系碩士論文。
- 藍世欽(2000)。工程地質因子對道路邊坡穩定性之影響。
- 蘇苗彬(2009)。坡地防災預警技術(二)－坡地災害的分類。水保技術，2(4)：144-150。
- Alfredo H-S. Ang and Wilson H. Tang. (1975). Probability Concepts in Engineering Planning and Design Vol 1, Basic Principles. John Wiley & Sons, New York.
- Atkinson PM, Massari R(1997). Generalised linear modeling of susceptibility to landslide in the central Apennines, Italy，Computer & Geosciences，Vol.24 No.4，P.373-385.
- Barredo JJ, Benavides A, Hervás J, van Westen CJ(2000). Comparing heuristic landslide hazard assessment techniques using GIS in the Tirajana basin, Gran Canaria Island, Spain，JAG，Vol.2，Issue1，P.9-23.
- Bonham-Carter, G. F. (1994). Geographic Information Systems for Geoscientists: Modelling with GIS, Pergamon, Ottawa, 398 p. :305.
- Burnett, A.D., Brand, E.W., Styles, K.A. (1985). Terrain classification mapping for a landslide inventory in Hong Kong, 4th International Conference and Field Workshop on Landslides, Tokyo, 63-68.
- Carrara, A. (1983). Multivariate models for landslide hazard evaluation.

- Carrara, A. (1988). Drainage and divide networks derived from high-fidelity digital terrain models. NATO ASI series. Series C, Mathematical and Physical Sciences, 223: 581-597.
- Carrara, A., Cardinali, M., Detti, R., Guzzetti, F., Pasqui, V., Reichenbach, P. (1991). GIS techniques and statistical models in evaluating landslide hazard, *Earth Surface Processes and Landforms*, 16, 5, 427-445.
- Carrara, A., Cardinali, M., Guzzetti, F., Reichenbach, P. (1995). GIS Technology in Mapping Landslide Hazard. *Geographical Information Systems in Assessing Natural Hazards*, Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, 135–176.
- Carrara, A., Guzzetti, F., Cardinali, M., Reichenbach, P. (1999). Use of GIS Technology in The Prediction and Monitoring of Landslide Hazard. *Natural Hazards*, 20: 117–135.
- Carter, J.R. (1988). Digital Representations of Topographic Surfaces. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 54: 1577–1580.
- Cooke, R. U., Doornkamp, J. C. (1974). *Geomorphology in environmental management*, Clarendon press, Oxford, 410.
- Crichton, D. (1999). The Risk Triangle. In Journal Ingleton, ed., *Natural Disaster*.
- Fernandez T, Irigaray C, EL Hamdouni R, Chacon J(2003). Methodology for landslides susceptibility mapping by means of a GIS. Application to the Contraviesa area Granada, Spain , *Natural Hazards* , Vol.30 , P.297-308.
- Fookes, P.G., Sweeney, M., Manby, C.N.D., Martin, R.P. (1985). Geological and Geotechnical Engineering Aspects of Low-cost Roads in Mountainous Terrain. *Engineering Geology*, 21: 1–152.
- Giles, P.T., Franklin, S.E. (1998). An Automated Approach to the Classification of the Slope Units Using Digital Data. *Geomorphology*, 21(3-4): 251–264.
- Gokceoglu C, Aksoy H(1996). Landslide susceptibility mapping of the slope in the residual soils of the Mengen region Turkey by deterministic stability

- analyses and image processing techniques , Engineering Geology , Vol.44 , P.147-161.
- Gorsevski PV, Gessler P, Foltz RB(2000).GIS in the Rockies 2000 Conference and Workshop.
- Guzzetti, F., Carrara, A., Cardinali, M., & Reichenbach, P. (1999). Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, Central Italy. *Geomorphology*, 31(1-4): 181-216.
- Hansen, A. (1984) .Landslide hazard analysis, In: Brunsden, D. and Prior, D.B.(eds.), *Slope instability*, Wiley & Sons, New York, 523-602.
- Hansen, A., Franks, C.A.M., Kirk, P.A., Brimicombe, A.J., Tung, F. (1995) .Application of GIS to hazard assessment, with particular reference to landslides in Hong Kong, *Geographical Information Systems in Assessing Natural Hazards*, Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, The Netherlands, 135-175.
- Jackson, J.A.(1997). *Glossary of geology* (4th ed.). American Geological Institute.
- Keefer, D. K.(1984). “Landslides caused by earthquakes”, *Geol. Soc. Amer. Bull.*, Vol. 95, pp 406-421.
- Lump, P. (1975). Slope failures in Hong Kong. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 8: 31–65.
- Mathematical Geology*, 15(3): 403-426.
- Meijerink, A. (1988) Data acquisition and data capture through terrain mappingunits, *ITC-Journal (Netherlands)*, 1, 23-44.
- Miller, C.L., Laflamme, R.A. (1985). The Digital Terrain Model-theory and Application. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*. 24(3): 433–443.
- O’Loughlin, E. M., (1986) Prediction of surface saturation zones in natural catchments by topographic analysis, *Water Resources Research*, 22, 5,794-804.

- Penck, W. (1953).Morphological Analysis of Landforms.
London,MacMillan,429 .
- Rossetto, T. & Elnashai A. (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. Engineering Structures, 25(10): 1241–1263.
- Rota, M., Penna, A., Strobbia, C.L. (2008). Processing Italian Damage Data to Derive Typological Fragility Curves. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28: 933–947.
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J. andNaganuma,T. (2000). Statistical analysis of fragility curves. ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 126(7): 769-777.
- Sidle, R.C., Percea, A.J., O'loughlin, C.L. (1985). Hillslope Stability and Land Use. American Geophysical Union, Washington, D.C: 19–20.
- Speight, J. G. (1977). Landform pattern description from aerial photographs,Photogrammetria, 32, 5, 161-182.
- van Westen CJ, Rengers N, Terlien MTJ, Soeters R(1997).Prediction of the occurrence of slope instability phenomena through GIS-based hazard zonation , Geol Rundsch , Vol.86 , P.404-414.
- Van Westen, C. J., Soeters, R., Sijmons, K. (2000). Digital geomorphological landslide hazard mapping of the Alpago area, Italy. International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation, 2(1): 51-60.
- Van Westen, C.J., van Asch, T.W.J., Soeters, R. (2006). Landslide Hazard and Risk Zonation : Why Is It Still So Difficult? Bulletin of Engineering Geology and Environment, 65: 167–184.
- Varnes, D.J.(1958). Landslide Types and Process. in E.B. Eckel (ed.). Special Report 29: Landslides and Engineering Practice (Washington, DC: HRB, National Research Council), 20–47.

- Varnes, D.J. (1978). Slope Movements and Type and Processes, in: Landslide Analysis and Control. Transportation Research Board Nat. Ac. Sci. Washington Spec. Rep.
- Verstappen, H.T. (1983). Applied geomorphology: Geomorphological survey forenvironmental development. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam.
- Weissel, K.W., Stark, C.P., and Hovius, N.(2001). “Landslides triggeredby the 1999 Mw7.6 Chi-Chi earthquake in Taiwan and theirrelationship to topography”, IEEE.
- Wu, C.H., Chen, S.C., and Chou, H.T. (2011). iGeomorphologic Characteristics of Catastrophic Landslides during Typhoon Morakot in the Kaoping Watershed, Taiwan.î Engineering Geology, 123, 13-21.
- Xie, M., Esaki, T., Zhou, G. (2004). GIS-Based Probabilistic Mapping of Landslide Hazard Using a Three-dimensional Deterministic Model. Natural Hazards, 33: 265–282.

行政院農業委員會水土保持局
崩塌機率模式應用於地震引致崩塌危害評估之研究
期初審查會議委員意見回復

壹、時間：108 年 5 月 29 日(星期三)上午 10 時 30 分

貳、地點：行政院農業委員會水土保持局第五會議室

參、主席：陳副總工程司振宇

記錄：陳國威

肆、委員意見：

委員意見	意見回復
1. 本研究已有多年的研究成果，而本年度研究主軸與以往的差異為何？	感謝委員指教，在前二年的研究中主要著重於建立坡地易損性曲線，並應用於示範區地震早期評估，本年度的研究重點，則在於結合機率式地震危害度分析成果，發展機率式地震引致崩塌危害評估方法並試作。
2. 本年度花蓮外海曾發生 6.1 級地震，是否可以納入驗證？	感謝委員指教，坡地受地震導致崩塌有臨界現象，也就是在一定震度以上才會有較明顯的崩塌發生，也就是易損性曲線在地震事件足夠大的情況下(目前震度級 6 強至少 315gal 以上)，本研究成果對於真實地震事件可用來進行評估及驗證。
3. 一般危害係指事件發生頻率及其強度之乘積，建請補充說明。	感謝委員建議，本研究所稱崩塌危害評估係依據地震學領域的地震危害度分析(Seismic Hazard Analysis)一詞而來，在機率式地震危害度分析中係考慮地震發生之位置、規模、再現期及其對場址之可能影響，相關說明詳見報告書第六章。
4. 如何區分地震與降雨所引致的崩塌事件，或是相互影響程度的分析？(環境因子的概念)	感謝委員指教，在坡地易損性曲線的概念中，地震與降雨皆是驅動坡地崩塌的重要誘因，因此可建立地震誘發的坡地易損性曲線，或是降雨誘發的坡地易損性曲線，當然這二個誘發因子對於坡地崩塌有一定的相互影

	響，例如降雨過後導致土壤含水量增加，此時地震將更易導致崩塌；或者地震後因土壤鬆軟，此時降雨亦容易導致崩塌。然而本研究受限於資料有限，研究範圍目前未將這類交互的影響納入研究探討，建議可於未來研究中辦理。
5. 坡地易損性曲線中選用如坡度因子係以比率方式呈現，本研究係以位置為主，如何轉換？	感謝委員指教，本研究中坡地易損性曲線的分析係基於坡面單元建立，而坡面單元是否崩塌則必須依據崩塌率高低來判定，因此研究中以崩塌率呈現各因子的崩塌比率高低及影響，坡面單元則根據坡面單元崩塌率來判定坡面是否發生崩塌。
6. 本研究建議可與土石流潛勢溪流雨量警戒值調整機制相結合。	感謝委員建議，地震後土石流臨界雨量值會因土石鬆動而降低，因而有必要予以調整。本研究將持續關注並於未來研究中探討本模式與土石流雨量警戒值的相關性，並探討應用於土石流潛勢溪流雨量警戒值調整的方法與可行性。
7. 研究模擬結果之有效性不宜僅以算術平均數表示，如 107 年評估 921 地震建物全倒預測三村里總誤差 0.00%，然分項誤差達 55%，卻定義評估結果相當好，應依統計分析方法分析其實際成效，並嘗試分析誤差可接受範圍。	遵照辦理，本研究已修正相關統計敘述，採用較客觀之事實描述。
8. 細部計畫所列本年度目標製作未來 50 年地震引致崩塌危害機率分佈圖，未列入執行計畫，建請補充。	遵照辦理，已補充，相關說明詳見報告書第六章。
9. 坡地易損性曲線之參數內容宜更詳細說明，並請確定 P17 的內容。	遵照辦理，坡地易損性曲線之參數內容已詳加補充說明於報告書第五章。
10. 是否能建立烏溪區域地震危害度圖，並進行比對(坡面單元分	遵照辦理，本研究以烏溪流域為例進行地震危害分析，相關說明詳見報告

析)。	書第六章。
11. 水庫內若因地震造成廣大數量崩塌，將造成水庫淤積，減少水資源利用。本計畫成果建議可應用於水庫集水區崩塌之推估，作為水庫治理計畫推動參考。	感謝委員建議，坡地易損性模式成果可作為震後地震引致的崩塌評估，因此對於水庫集水區的潛在崩塌坡地，亦可利用本模式應用於水庫集水區崩塌之推估。
12. 研究區域仍與前二年相同？成果是否可直接應用於全台？	感謝委員指教，由於地震誘發崩塌具有一定地域性，發展坡地易損性模式需要充分且客觀的災損資料和地震紀錄，本研究基於 921 地震資料建立台灣地區地震誘發坡地崩塌之坡地易損性曲線，可適當表現台灣地文環境特性，應用於全台仍具有適用性。
13. P36 九二一地震引致之崩塌地判釋早已有研究，是否有重做的需要性？同理，地震之各地震度圖也有，是否有重做的需要性？	感謝委員指教，由於本研究取得的 921 崩塌圖資中，崩塌資料不足且與衛星圖資有所差異，因此以購自中央大學太遙中心的衛星圖資進行崩塌地判釋及比對，藉此補充崩塌資料庫。另中央氣象局所公告之各地震度圖為粗略資料，亦為模擬資料且並無公告詳盡數值資料，因應研究分析所需有必要經由各地地震測站資料進一步分析詳細地震震度。
14. 期待本研究未來可於地震後取得震度圖後，快速評估出高崩塌風險地區及規模。	感謝委員建議，研究團隊將持續朝此方向努力。

行政院農業委員會水土保持局
崩塌機率模式應用於地震引致崩塌危害評估之研究
期中報告書審查意見回復

委員意見	意見回復
1. 圖 2-5 動態崩塌潛勢之截距 P_0 ，與同頁式(2-9)之敘述不一致，請檢核。	遵照辦理，已詳加補充說明，詳見報告書第二章。
2. 根據表 5-1 及表 4-3 之分類，G1 為較古老地層，G2 為較年輕地層，與 5-4 節坡地易損性曲線之說明矛盾(P104~106)，請檢核。另請檢核圖 5-16~5-27 之正確性及說明。	遵照辦理，研究團隊已重新檢核報告內容及地質分類，發現係表 4-6 中地質分類內容有誤，致使後續易損性分析中二類地質分類 G1、G2 說明倒置，已重新檢視及修正疏漏之處、相關表格(表 4-6、表 5-5、表 5-7)、易損性曲線圖形(圖 5-16~5-59)及易損性比較與討論說明，詳見報告書第四章、第五章相關內容。
3. 由圖 5-28~5-30 可知 G1 地質的弱面邊坡(A1)，在緩坡(S1)及陡坡(S3)時，在 PGA(<400~500gal)其崩塌機率小於強面邊坡(A2)，而在中級坡度(S2)其崩塌機率均小於強面邊坡，請詳細補充說明。	遵照辦理，優化前坡地易損性曲線坡度與坡向敏感之比較已補充說明和討論，詳見報告書第五章第四節相關內容。
4. 圖 5-50~圖 5-52 為修正後之 G1 地質易損性曲線，其與 5-28~5-30 之差異性，如何優化宜補充說明。圖 5-28~5-30 中當 gal 介於 400~500gal 中，A1 之易損性小於 A2。	遵照辦理，優化之方法與依據已補充說明，並對坡度與坡向敏感因子進行比較和討論，詳見報告書第五章第五節相關內容。
5. 針對工作項目與內容建議補充計畫執行進度甘特圖，並列出各大工項內執行所需要的幾個重要細部工項，來檢核研究執行進度。	遵照辦理。
6. 今年度重點在於結合前幾年研究，提出適用於台灣的地震引致	遵照辦理，相關說明詳見報告書第六章。

崩塌危害評估模式，內文尚未提到針對這方面實際研究成果與遇到的困難，建議加快研究速度，增加此方面的說明與進度。	
7. 若未來針對台灣所有保全聚落的坡面單元進行評估，會有多少面積與坡單元，所需分析、劃設時間為多少，建議也可評估補充至研究當中。	遵照辦理，相關說明詳見報告書第七章。

行政院農業委員會水土保持局
崩塌機率模式應用於地震引致崩塌危害評估之研究
期末聯合審查暨成果發表會審查意見回復

委員意見	意見回復
1. 報告中針對崩塌風險計算有列出許多範例與圖表，並透過不同地震事件來說明相關風險分布與風險分級，成果值得肯定，針對崩塌風險統計中所提出的風險分級在不同地震中皆有列出高至低四個等級，但對應的風險值不同，若是同一個區域的坡面單元，在風險分級對應的風險值應該相同，建議確認當初統計結果是否需調整。	遵照辦理，風險分析主要用於危險程度的比較，不同情境下其意義是不同的，會因斷層之遠近、可能最大地震規模和發震機率而影響，而產生不同的風險值計算結果，因此依風險評估理論無法類比。本研究建議若是未來50年情境斷層相同條件下之評估(風險值意義相同)，可定義風險值達100以上為高風險，10以上為中高風險，未達10則為中風險或低風險。詳見報告書第六章第三節說明。
2. 本研究所精進的崩塌機率與地震引致崩塌危害評估可作為後續相關災害快速評估之參考工具，建議未來可透過歷年崩塌判釋或是歷年崩塌土砂災例，輔助驗證坡面單元之易損性趨勢與實際狀況是否相同。	感謝委員肯定，研究團隊預期在未來研究中，持續進行快速評估模式的發展。此外，基於地震後之崩塌判釋或是崩塌土砂災例，將可輔助驗證坡面單元之易損性趨勢與實際狀況是否相同。
3. 建議於內文中，清楚說明崩塌機率及超越機率之定義及區分。	遵照辦理，連續型隨機變數之機率分配方程之累積分布函數即為在某變數下之超越機率，因此本研究之崩塌機率實際上即是超越機率。本研究定義為在特定尖峰地表加速度下，某類型坡地因地表振動導致坡地發生崩塌水平投影面積達5%以上的超越機率。詳見報告書第五章第三節說明。
4. 建議說明圖6-9、圖6-10強度分布與機率分布圖片之差異。	遵照辦理，圖6-9為再現期475年地震之坡面單元地表振動強度分布，表示地表之加速度分布，圖6-10為再現期475年地震之坡面單元崩塌機率分布，表示475年地震再現期下坡地發生崩塌之機率。

5. 此計畫有關選用之各因子是否嘗試做各因子敏感度分析?請說明。	遵照辦理，本研究之坡地易損性模式為基於機率方法的定律模式，並非多變量分析，各因子主要作為模式之坡面分類因子，各選取潛因之重要性詳見報告書第二章第三節說明。
6. 研究採用坡單元，每單元大小如何決定?預測結果該如何應用?請說明。	遵照辦理，坡面單元係以集水區重疊法繪製，並控制坡面單元以 3~10ha 為範圍，主要原因在於避免管理單元面積過小或是過大造成樣本不合理。在應用於實際的保全對象中，可將村里或聚落鄰近的坡面單元視為防護坡面，並根據坡面分類和其易損性進行坡面危害度分析，即可應用於聚落因地震引致崩塌之風險分析。
7. 危害評估是否有較明確之優先考量及處理地區，協助政府因應及處理。	感謝委員建議，本研究發展之危害評估模式能夠針對特定地震事件得到高風險地區，進而協助政府訂定優先因應及處理之防災對策。
8. 此研究計畫地質僅分為 2 類，建議對於地質多樣性能再深入研究。	感謝委員建議，本研究對於地質因子主要考慮地震波對崩塌的影響，因此根據李錫堤教授之研究以波速作為地質分類依據簡化為 4 類，而非水文地質常用的多樣性地質分類，主要原因在於坡地易損性之建立可適用於廣域坡地防災的需求，細化坡面分類不利於未來成果的實務應用。
9. 此研究是否有考量地震波之頻率因素?若無，原因為何?請說明。可加強說明如何驗證模式，尤其是地震因子權重的影響。	感謝委員建議，地震波頻率因子影響地震特徵，但水平對垂直頻譜比解析較為複雜，實務上對於廣域崩塌評估不易應用，因此本研究對於坡地易損性直接採用 PGA 為其變因，亦可採其它可直接取得的變因。
10. 建議加入降雨、地下水位及含水量等條件進行綜合評估。	感謝委員建議，降雨引致崩塌之坡地易損性評估已另有研究案辦理，可參考水保局歷年研究計畫成果文獻。
11. 如風險值區分為 3 類，成效是否更好?請說明。	遵照辦理，本研究之風險值分級依據，係經由試誤法得到以比例法分四級能夠呈現較佳的成果。