MOTC-IOT-98-H1EB001
MOTC-IOT-99-H1EB003

公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究

教育訓練講習會

講義集

主辦單位：交通部運輸研究所港灣技術研究中心

協辦單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

中華民國 100 年 3 月 11 日

MOTC-IOT-98-H1EB001
MOTC-IOT-99-H1EB003

公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究

教育訓練講習會

講義集

作者：劉季宇、葉錦勳、張國鎮、洪祥瑗
黃李暉、劉燕妮、林主潔、王冠又

中華民國 100 年 3 月 11 日

公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究

教育訓練講習會課程表

時間	講題 / 活動	講員
09:00~09:30	報　　到	
09:30~09:40	開幕致詞	林信得副所長 交通部運輸研究所
09:40~10:20	震災境況模擬技術簡介	葉錦勳 國震中心震災模擬組組長
10:20~10:40	休　　息	
10:40~11:30	公路橋梁震損評估原理	戚樹人 台灣世曦公司計畫工程師
11:30~12:30	公路橋梁震損評估資料庫建置	黃李暉、劉燕妮 國震中心助理研究員
12:30~13:00	午　　餐	
13:00~13:30	公路橋梁震損評估範例說明	洪祥瑗 國震中心助理研究員
13:30~14:20	公路橋梁地震早期損失評估技術	劉季宇 國震中心副研究員
14:20~14:40	休　　息	
14:40~15:30	公路橋梁震損評估結果之詮釋與應用	葉錦勳 國震中心震災模擬組組長
15:30~15:50	綜合討論	

摘　要

橋梁是公路交通運輸系統中不可或缺的構造物，但若於地震中發生震害，則除了造成生命財產損失，受損橋梁修復期間民眾皆須繞道而行，極為不便之外，還可能因交通中斷而阻礙救災與復原工作的進行。交通部運輸研究所委託國家地震工程研究中心執行「公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究」研究計畫，進行公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發，其功能在於經由中央氣象局地震速報電子郵件觸發，可以在震後第一時間自動完成公路橋梁損壞狀態之初步評估，藉以提升公路系統震後應變效能，包含橋梁巡查、封閉、替代道路規劃等，協助減輕可能二次損失的發生。

本研究計畫所考慮之橋梁，係專指公路總局所管轄之省道橋梁以及代管之縣道橋梁。研究中應用公路總局委託台灣世曦公司「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫所研擬之橋梁耐震能力評估模式，就所考慮橋梁進行評估，同時亦就該所建置之省道橋梁結構耐震屬性資料進行補充與利用；另外，本研究計畫亦以現地調查方式分期完成縣道橋梁空間座標與結構耐震屬性資料庫之建置。本研究計畫目前已初步完成公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組之研發，並曾利用計畫執行期間發生之規模較大的地震，以中央氣象局所發送的地震速報電子郵件，進行早期損失評估模組與資料庫的實際測試。

本次講習會舉辦之目的，在於就公路橋梁地震早期損失評估的資料、原理與應用，作一有系統的說明，以期公路總局各橋梁管理人員於未來模組上線應用時，有能力於地震後立即就模組所提供的橋梁震損評估結果進行正確的解讀，並因此得以強化災情研判的能力以及縮短應變反應時間。

目　錄

表 目 錄

圖 目 錄

第一章 緒論

1.1 研究背景

橋梁是公路交通運輸系統中不可或缺的構造物，但若於地震中發生震害，則除了造成生命財產損失，受損橋梁修復期間民眾皆須繞道而行，極為不便之外，還可能因交通中斷而阻礙救災與復原工作的進行。1994 年 1 月 17 日美國加州洛杉磯北部發生規模 6.7 之北嶺地震，其中 2,523 座座落於洛杉磯郡之公路橋梁發生許多損壞，其中 7 座橋梁為完全損壞，造成 Santa Monica Freeway (I-10)和 Golden State Freeway (I-5)州際公路交通動脈震後為之癱瘓。所幸加州運輸部(Caltran)自 1989 年起啟動大規模的公路橋梁耐震補強計畫，因此經過補強的橋梁在這次地震中表現良好，倒塌的 7 座橋梁均為未經耐震補強(Housner et al., 1995)。

1995 年 1 月 17 日日本阪神地區發生規模 7.2 的地震，震央在淡路島北部。地震造成高架道路系統損壞格外嚴重，所幸地震發生時間為清晨，否則後果難以想像。受損橋墩中的 83%係依據 1964 年或更早的日本橋梁設計規範所設計，依據 1971 年規範設計者佔 7%，1980 年規範為 8%，1990 年規範則僅佔 2%。最嚴重的公路橋梁損壞為連接大阪與神戶的阪神高速公路 3 號神戶線(1970 年完工)，其中深江地區由 17 支鋼筋混凝土墩柱支撐長達 635 公尺之橋梁全數傾倒；另外於 1994 年四月啟用，以最新規範(1990 年)設計具各類新型橋梁之阪神高速公路 5 號灣岸線亦有數座橋梁受損，全線無法通行(陳振川等，1995)。

台灣位處於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界處，地震發生頻仍，平均每年發生 200 餘次有感地震。1999 年 9 月 21 日因車籠埔斷層錯動引致芮氏規模 7.3 的集集大地震，造成地表長達 105 公里的破裂帶，全島均感受到嚴重搖晃，人員傷亡及財產損失皆十分嚴重。以公路與橋梁震害為例，在災區近千座主要橋梁中，約 200 座橋梁受到不同程度的損傷，其中二十餘座橋梁被列為嚴重損壞(定義為發生落橋，或主要結構桿件嚴重損壞而必須封橋直到修復或完成重建者)，表 1-1 所列為嚴重損壞橋梁的基本資料。當時全台受損公路路線數為 55 條，

嚴重受損橋梁 18 座，其中由公路總局負責養護的 43 條路線中，交通阻斷的共有 33 條；包含南投縣全境及台中縣部份鄉鎮的對外聯絡道路當時全部中斷(張國鎮，1999)。

表 1-1 集集地震嚴重損壞橋梁資料

橋 名	路線/位置	完工年份	橋 型	跨距(m)	總長(m)	主要破壞模式
石圍橋	台 3 線	1994	PCI	25	75	落橋
東豐大橋	台 3 線	1962/1988	PCI	26	572	主梁/橋墩
烏溪橋	台 3 線	1981/1983	PCI	34.7	624	落橋/橋柱
貓羅溪橋	台 3 線	1999	Steel/RC	8 跨連續		橋柱
名竹大橋	台 3 線	1990	PCI	25	700	落橋
延平橋	台 3 線	1986	RC	13	78	橋台
炎峰橋	台 14 線	1984	PCI	35	455	橋面/橋柱
磨坑一號橋	台 16 線	1996	PCI	14.6	14.6	橋台
磨坑二號橋	台 16 線	1996	PCI	40	40	橋台
普濟橋	台 16 甲	1979	PCI	35	105	帽梁
信義橋	台 21 線	1981	RC	29	180	橋柱
新溪南橋	縣 127 線	1994	PCB	50	500	橋柱/支承
一江橋	縣 129 線	1972	RC	11	264	落橋
北坑橋	縣 129 線	1959	RC	5.7	5.7	橋面/橋台
龍安橋	縣 129 線	1986	PCI	35	280	橋柱
乾峰橋	縣 136 線	1986	PCI	25.6	184	橋柱/橋台
桶頭橋	縣 149 線	1980	PCI	40	160	落橋
大峰橋	中 105	1992	PCI			橋面
龍門大橋	投 53	1982	PCI	40	480	落橋
鯉魚大橋	投 53	1988	PCI	39	546	支承
光龍橋	台中市	1986	PCI	28	56	橋面/橋台

廣德橋	台中市	1977	PCI	20	60	落橋/橋柱
長庚大橋	石岡鄉	1987	PCI	25	300	落橋
碑豐橋	石岡鄉	1991	PCI	25	300	落橋
集鹿大橋	集集鎮	1999	Cable	150	300	橋塔/支承
綠美橋	員林鎮					土壤液化
萬崙橋	員林鎮					土壤液化

資料來源：張國鎮(1999)

有鑒於公路橋梁震損影響的嚴重性，美國聯邦應變署(FEMA)所資助研發的 HAZUS 99 地震損失評估平台(RMS, 1999)，亦將公路橋梁的震損評估列為重要項目，提出一套系統化的評估方法。HAZUS 99 明確定義 28 類典型橋梁，每一典型橋梁分類因具有相似的結構系統、建造材料、耐震能力和動態反應特性，因此可建立供分析使用的雛型橋梁。典型橋梁分類之耐震易損性曲線的參數值可依理論分析、數值模擬或震災經驗求得。個別橋梁在地震作用下的易損性曲線的參數值則進一步根據等值震區係數、跨數、橋墩與車行方向夾角、橋寬與跨長比、橋墩基礎型式等微調。此外，美國聯邦公路署(FHWA)亦資助研發 REDARS 2 (Risks from Earthquake DAmage to Roadway Systems)應用軟體，作為新一代的整合式公路系統地震損失評估平台(Werner et al., 2006)，其功能包括單一地震事件之境況模擬與機率式地震風險評估，考慮橋梁震損對於公路系統的功能性影響，包含橋梁損壞直接損失以及路網服務效能降低之間接損失評估。

國家地震工程研究中心從事震災境況模擬研究已有十餘年的經驗，並已參考美國 HAZUS 99 軟體的架構及模組，開發了台灣地震損失評估系統(Taiwan Earthquake Loss Estimation System，簡稱 TELES)，廣泛提供各類地震損失評估和風險管理的使用。該系統已實際應用於政府與民間機構的地震防災實務，如中央災害應變中心估算應變資源需求，縣市政府研擬地區災害防救計畫、都市防災空間規劃等；同時 TELES 亦結合地震風險評估模型，協助研擬縣市之可能最大地震的震

源參數，或是提供住宅地震保險基金各種有關住宅地震保險理賠的各項風險評估結果。此外，TELES 亦具備公路橋梁震損評估的功能。最近，在公路總局委託台灣世曦公司執行之「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫中，TELES 亦曾獲得採用，利用該計畫新近收集的全國 2,484 座省道公路橋梁調查資料，完成省道橋梁耐震能力評估與補強排序等研究題目。

1.2 研究目的及方法

本計畫旨於研發「公路橋梁地震早期損失評估模組」，使能經由中央氣象局地震速報電子郵件觸發，在震後第一時間自動完成公路橋梁損壞狀態之初步評估，藉以提升公路系統震後應變效能(包含橋梁巡查、封閉、替代道路規劃等)，減輕可能的二次損失。

台灣地區公路橋梁為數眾多，結構型式與建造材料各異，所依據之耐震設計規範也各有不同，如針對每一座橋梁皆進行詳細耐震能力評估，則所需收集的資料內容龐大需長時間建置。更何況有些較老舊的橋梁，因建造年代較久遠，已無法找到完整的結構設計資料與參數。因此，本計畫採用 TELES 系統進行震災境況模擬，並應用公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫所發展的系統化的橋梁耐震能力評估模式，定義省、縣道各別橋梁耐震易損性曲線的參數值。將研發「公路橋梁地震早期損失評估模組」，結合 TELES 已蒐集的地盤種類、土壤液化敏感類別等災害潛勢資料，以及已完成的強地動和土層液化機率推估模式，運用 TELES 具批次境況模擬和機率式地震危害度分析的功能，並配合建置省、縣道公路橋梁地震損失模擬資料庫，使能參酌中央氣象局地震速報電子郵件所附加的速報測站最大地表加速度實測值，自動、快速地作出綜合判斷，得到與速報測站最大地表加速度實測值相符的線震源模擬地震事件的震源參數，自公路橋梁地震損失模擬資料庫擷取最可能的橋梁震損評估結果供應變參考之用。

本計畫所指橋梁為公路總局所管轄的省、縣道橋梁。橋梁資料內

源參數，或是提供住宅地震保險基金各種有關住宅地震保險理賠的各項風險評估結果。此外，TELES 亦具備公路橋梁震損評估的功能。最近，在公路總局委託台灣世曦公司執行之「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫中，TELES 亦曾獲得採用，利用該計畫新近收集的全國 2,484 座省道公路橋梁調查資料，完成省道橋梁耐震能力評估與補強排序等研究題目。

1.2 研究目的及方法

本計畫旨於研發「公路橋梁地震早期損失評估模組」，使能經由中央氣象局地震速報電子郵件觸發，在震後第一時間自動完成公路橋梁損壞狀態之初步評估，藉以提升公路系統震後應變效能(包含橋梁巡查、封閉、替代道路規劃等)，減輕可能的二次損失。

台灣地區公路橋梁為數眾多，結構型式與建造材料各異，所依據之耐震設計規範也各有不同，如針對每一座橋梁皆進行詳細耐震能力評估，則所需收集的資料內容龐大需長時間建置。更何況有些較老舊的橋梁，因建造年代較久遠，已無法找到完整的結構設計資料與參數。因此，本計畫採用 TELES 系統進行震災境況模擬，並應用公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫所發展的系統化的橋梁耐震能力評估模式，定義省、縣道各別橋梁耐震易損性曲線的參數值。將研發「公路橋梁地震早期損失評估模組」，結合 TELES 已蒐集的地盤種類、土壤液化敏感類別等災害潛勢資料，以及已完成的強地動和土層液化機率推估模式，運用 TELES 具批次境況模擬和機率式地震危害度分析的功能，並配合建置省、縣道公路橋梁地震損失模擬資料庫，使能參酌中央氣象局地震速報電子郵件所附加的速報測站最大地表加速度實測值，自動、快速地作出綜合判斷，得到與速報測站最大地表加速度實測值相符的線震源模擬地震事件的震源參數，自公路橋梁地震損失模擬資料庫擷取最可能的橋梁震損評估結果供應變參考之用。

本計畫所指橋梁為公路總局所管轄的省、縣道橋梁。橋梁資料內

容包含橋梁基本資料、空間座標和耐震相關屬性。其中縣道橋梁將會進行現地調查，屆時會將集中人力於公路橋梁的基本資料庫收集與校正、橋梁耐震易損性之分析參數的校正，以及損失評估模式的更新等，同時現地調查所得之基本資料、空間座標也會與台灣地區橋梁管理資訊系統(TBMS)現有資料做比對校正。耐震相關屬性則指每一座橋梁皆會根據其所在位置、土壤分區、建造年代、結構形式、橋梁形狀等條件，分別計算個別橋梁的易損性曲線參數。

1.3 教材內容概述

本計畫採用 TELES 系統進行地震災害潛勢推估，模擬地震事件作用下可能發生之地表震動、土壤液化發生機率與震陷量、斷層開裂引致地表位移等，並應用耐震易損性曲線進行工程結構物的震損評估，相關技術內容詳細說明於本講義第二章。本計畫沿用公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫所發展的橋梁震損評估模式，並建置公路總局省、縣道橋梁空間座標與耐震評估屬性資料庫，相關的橋梁基本資料與分類方式、資料庫建置過程與成果，以及其與現有 TBMS 資料欄位的相互比較情形，逐一說明於本講義第三章，而橋梁震損評估模式的技術內容、基礎裸露對於橋梁耐震能力的影響、橋梁損害狀態與通行失敗機率的計算流程與示範例，則詳細說明於第四章。最後，本計畫研發公路橋梁地震早期損失評估模組，並配合建置地震損失模擬資料庫，其概念、架構、運作方式與早期損失評估測試結果，以及評估結果的應用與詮釋，詳細說明於本講義第五章。

第二章 震災境況模擬技術

震災境況模擬即是根據地震的震源參數、各地地質條件和工程結構物特性，推估地震可能引致的災害規模和分布。輸入的震源參數包含地震規模、震央位置、震源深度、發生時間以及活動斷層的特性，而斷層特性包含斷層種類、開裂方向、斷層面傾角、長度與寬度等。各地地質條件內容為土壤類別、液化敏感程度和地下水位深度等資料。其評估的工程結構物可包含一般建築物、橋梁、學校、醫院、地下維生管線等。利用最新的評估模式和經審慎校正的分析參數，當已知震源參數的地震發生時，可推估地震引致的災害潛勢、損害、傷亡或損失的數量和分布。

為評估台灣地區地震潛在的風險與可能引致的災難和損失，國家科學委員會於民國 87 年引進美國的地震損失評估系統 HAZUS，並參考其分析流程與架構，於 89 年完成第一套本土化地震損失評估系統 HAZ-Taiwan。然而隨使用需求和功能的增加，並考量維護的便利性，國家地震工程研究中心著手研發新一代的震災境況模擬軟體，經過各單位參與學者和專家數年的努力，目前 TELES 的軟體架構和分析功能已大致發展齊備。

2.1 TELES 架構說明

TELES 參照 HAZUS 的分析架構與流程，其分析模組大致可分為災害潛勢分析模組、工程結構物損害評估模組、地震引致二次災害評估模組、和社會經濟損失評估模組等(圖 2.1)。而各模組依評估的對象又可細分為若干個次模組，因此其分析流程和軟體架構係以模組化設計理念來實現。由圖 2.1 中之流程符號可知各模組間彼此相關，上層模組的輸出資料為下層模組的輸入資料。TELES 以物件導向程式語言撰寫，配合上述模組化設計理念，有助於未來增加新的分析模組或更新既有的功能。

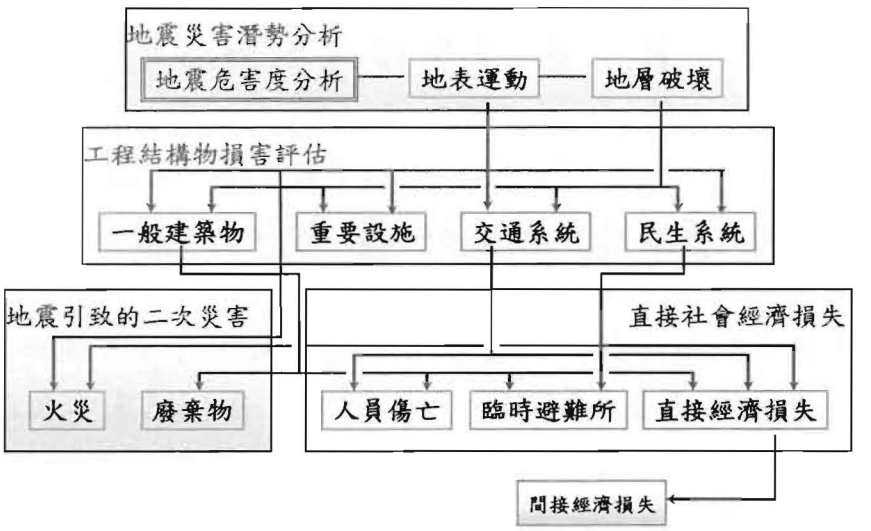


圖 2.1 台灣地震損失評估系統的分析架構

目前 TELES 系統可進行之評估項目如下：

1. 地震災害潛勢分析：預設以村里作為最小評估單位；若欲以自訂網格作為最小評估單位，則需要另外匯入自訂網格資料。
2. 一般建築物損害推估：包含一般建築物結構系統的損害評估、直接經濟損失評估及住宅地震保險的理賠推估。
3. 交通系統之道路與橋梁的損害評估。
4. 民生系統中自來水及瓦斯地下管線的損害評估。
5. 地震引致之二次災害：廢棄物與震後火災之數量推估。
6. 社會經濟損失：一般建築物損害所引致之人員傷亡評估，細分為日間、夜間及假日通勤時段之傷亡；其他如震後避難需求量推估等。

2.2 地震災害潛勢分析

所謂地震災害潛勢分析包含地表震動強度參數(如 PGA、PGV、長短週期譜加速度等)的推估，以及土壤液化、山崩或斷層錯動引致之地表永久位移量的推估。輸入的震源參數包含地震規模、震央位置、震源深度、發生時間以及活動斷層的特性，而斷層特性包含斷層種類、

開裂方向、斷層面傾角、長度與寬度等。各地地質條件內容為土壤類別、液化敏感程度和地下水位深度等資料。

地震規模代表能量釋放的大小，但隨採用的規模定義而有不同的數值來描述同一地震。目前較常使用的定義有芮氏規模和震矩規模兩種。綜觀地震與地震工程相關研究可知：不同的應用常採不同的規模定義，且各有其方便性。譬如芮氏規模較適合推估各地區之地表震動強度，然而震矩規模較適合於推估土壤液化的可能性。TELES 系統輸入時統一採用芮氏規模的定義，但內部同時保有芮氏規模和震矩規模的數值，以因應不同分析模式的需求。芮氏規模和震矩規模的轉換依 Wu et al. (2001)所提的轉換式：

$$M_L = 4.533 \ln M_w - 2.091 \quad \text{(2-1)}$$

其中 M_L 和 M_W 分別代表芮氏規模和震矩規模，其適用範圍分別為 $5.0 \le M_L \le 7.1$ 與 $4.8 \le M_W \le 7.6$。

2.2.1 震源參數

進行震災境況模擬的第一步驟為設定模擬地震的震源參數，包含地震發生的日期、時間、地震規模、震央位置、震源深度、活動斷層的位置、斷層開裂的長度、方向和斷層面的傾角、寬度等。TELES 可進行的震源模式大致分為點震源、線震源和面震源等三種，亦即假設地震所釋放的能量由點、線或面向外傳遞。其中，考慮遠域地震時，採用點震源模式之模擬地震(亦即斷層開裂僅以一個點的位置作為震源代表)可以得到合理的近似結果。但是大規模地震發生時，其對應的斷層開裂長度往往長達數十公里，此時採用點震源地震往往會低估工址與實際斷層開裂之間的最短距離，進而低估工址其地表震度，導致錯誤的震災境況模擬結果。所以在考慮大規模地震時，須採用線震源或者面震源模式之模擬地震以計算與工址間之最短距離。因所採用震源模式的精細度不同，對後續地震災害潛勢分析、結構物損害評估等具極大的影響性。

線震源模式模擬地震所需震源參數有：地震規模、震源位置經緯

度座標、震源深度、斷層開裂方向角度、斷層開裂長度等。其中，地震規模 M 以及斷層開裂長度 L(單位 km)的數學關係為(葉錦勳，2009)：

$$L = \exp(1.5483 \cdot M - 6.8251) \quad \text{(2-2)}$$

其中 M 的適用範圍由 5.5 至 7.3。

2.2.2 地表震動推估

TELES 系統採用傳統推估地表震動強度的方法，首先利用與地震規模和距離相關的震動強度衰減律，概估在堅實地盤條件下的震動強度；再利用各地區的地盤種類和震動強度等因素，進行場址效應修正。自民國 80 年起，中央氣象局之強地動觀測計畫已在台灣安裝六百餘部自由場強震儀，並獲得超過十萬筆以上的地震紀錄。國家地震工程研究中心已完成所有自由場強震紀錄的處理校正，並經由統計分析，獲得適用於台灣地區的地表震動強度參數的衰減律。

給定模擬地震之震源參數後，可以利用震度衰減律推估地表震度。震度衰減律是在堅實地盤狀況下，震動強度隨距離而遞減的關係式，一般假設為地震規模、震源深度和與斷層開裂或震源之最短水平距離的函數。由於不同震源機制與地震規模所造成之近斷層的震動強度與頻率內涵不同，故應依震源機制與研究區域內的地質特性，不同震動強度參數採用不同的震度衰減律。本計畫採用簡文郁等針對台灣地區歷年的地震紀錄所作的震度衰減律分析結果(簡文郁等，2002)，其迴歸式可表為：

$$\text{PGA} = 0.0036944 \cdot e^{1.7537666M} \cdot \left[R + 0.1221955 \cdot e^{0.7831508M}\right]^{-2.0564446} \quad \text{(2-3)}$$

其中 M 為芮氏規模，R 為場址至震源的距離(單位 km)，如有明顯斷層錯動的現象，則 R 可採用場址至斷層線的最短距離。一旦指定地震規模、震央位置、震源深度、震源形式等資料，即可推估研究區域內岩盤的震動強度參數。

當地震波由岩盤傳至地表面時，地表震動強度受到場址效應影響，其修正係數與土壤類別和震動強度有關，必須一併加以考慮。

HAZUS 將場址概分為 A、B、C、D 與 E 等五類，並假設以 B 類場址的放大倍率定為 1.0 (RMS, 1997)。TELES 系統目前將台灣地區的土壤分類，比照 HAZUS 分為 B、C、D 等三類；至於台北盆地部分，亦配合最新的耐震設計規範，將之細分為台北一區、台北二區、台北三區和台北四區。因此，TELES 系統的台灣地區土壤分類如圖 2.2 所示，共有七種，B、C、D 等三類地盤以及台北一～四區的 PGA 場址修正曲線如圖 2.3 所示(葉錦勳，2005)。如此，依前述震度衰減律公式推估地表震度之後，即可乘上相應的場址修正係數以獲得真實的地表震度。

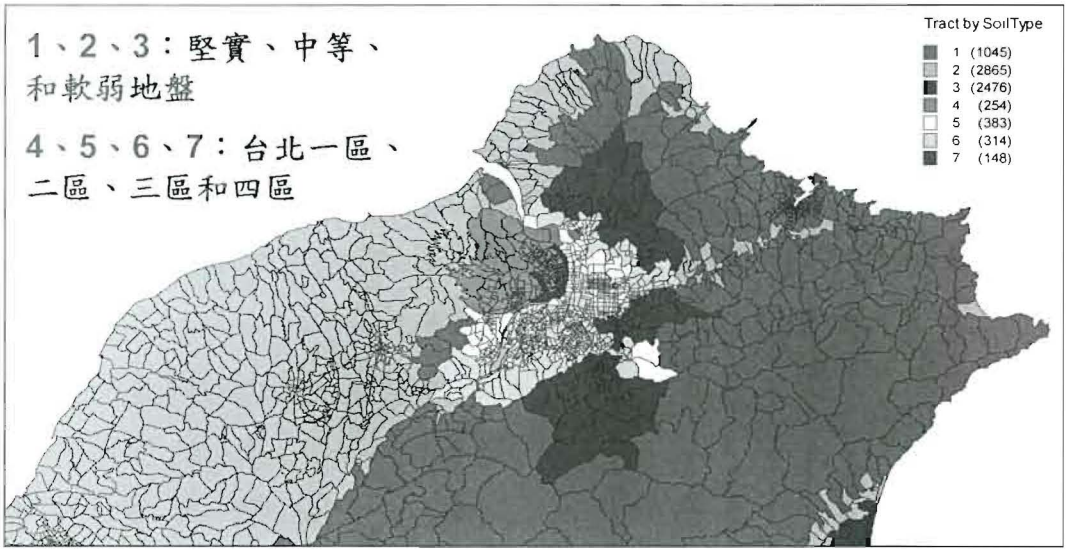


圖 2.2 TELES 系統的地盤分類圖(依村里單元區分)

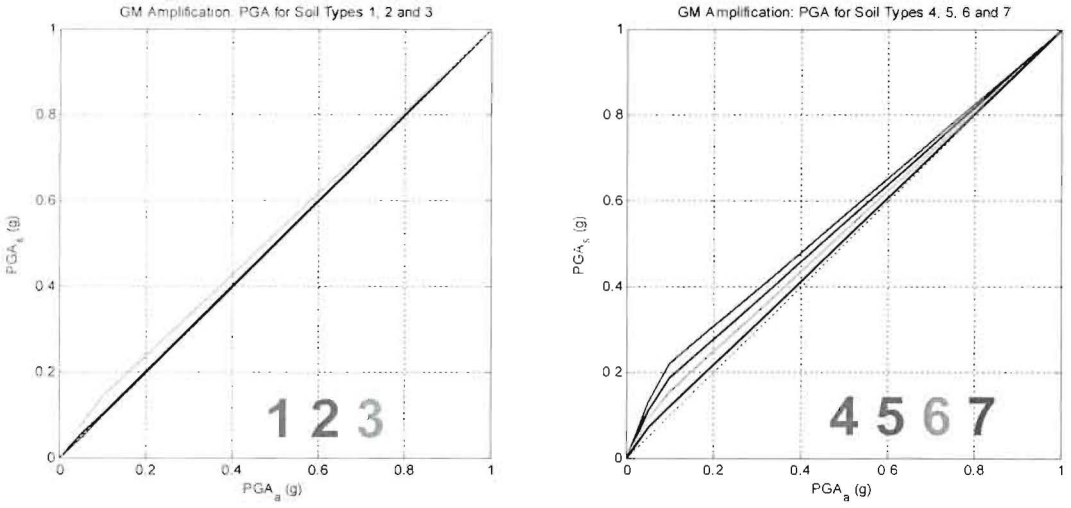


圖 2.3 TELES 系統的地盤 PGA 放大效應曲線

2.2.3 斷層開裂引致地表位移推估

由於地球內部岩漿的活動，地球表面的板塊與板塊間互相推擠或平移。當板塊與板塊交界處的相對運動停止時，表示交界處被鎖住而岩石開始發生應變、蓄積應變能。一旦交界處鎖住的岩石無法承受巨大的變形時，即可能在瞬間破裂而釋放巨大的能量，造成附近地表強烈的震動。這種因斷層錯動所引致的地震稱為構造性地震，大部分的地震都起因於斷層開裂。一次地震釋放的總能量以地震規模來表示；但由於量測的方式不同，地震規模有多種不同的定義。目前工程界較常用的定義為芮氏規模，因其與造成結構物破壞的地表震動強度有密切關係；但地球物理學界則多偏好震矩規模的定義，因其與地震釋放的總能量有密切關係，且沒有飽和現象。本節無意深入探討或比較各種地震規模之定義的優劣，僅在說明地震規模與斷層開裂的面積、錯動量、以及岩石強度有關；其次，因斷層錯動，其兩側附近的土層必然受到擾動，而擾動的程度以 PGD 來表示。

根據 Wells and Coppersmith (1994)的研究成果，利用統計迴歸方式求得震矩規模與斷層的開裂長度、開裂面積、以及最大地表錯動量的關係；且依斷層型態分類(正斷層、逆斷層或平移斷層)，分別有不同的迴歸公式可供參考。TELES 依斷層型態採用下式推估斷層開裂時的最大地表錯動量 D (單位：公尺)

$$\log D = \begin{cases} 1.03M_w - 7.03 & \text{平移斷層} \\ 0.29M_w - 1.84 & \text{逆斷層} \\ 0.89M_w - 5.90 & \text{正斷層} \\ 0.82M_w - 5.46 & \text{一般斷層} \end{cases} \quad \cdots\cdots (2\text{-}4)$$

斷層兩側附近的土層究竟受到多大的擾動，目前並無文獻可供參考，然而卻是斷層附近之結構物與地下管線進行損害評估時的重要影響因子。因此，本計畫嘗試以試誤法，僅根據某些直覺和經驗研擬可能的分析模式，藉以推估因斷層開裂而引致附近土層的 PGD。經反覆嘗試的結果，並與 921 地震的境況模擬結果比對，本計畫提出下列 PGD 推估模式計算出合理的災損數量和分布。

當採用點震源模式時，不計算斷層引致的 PGD。

當採用線震源模式時，PGD 可表為下式：

$$\mathrm{PGD} = 0.125 \cdot D \cdot \exp(-2d_l / d_{sr}) \quad \text{(2-5)}$$

其中 D 為依式(2-4)所推估之斷層開裂的最大地表錯動量，d_l 為場址到線震源的最短距離，d_{sr} 為孕震帶頂部的深度。由式(2-5)可知 PGD 呈指數函數遞減；且地震規模小時，不但地表最大錯動量小，衰減速率也較快。

當採用面震源模式時，因增加斷層面之長度、寬度、走向和傾角等資訊，可供判別場址位於斷層的上盤或下盤。假設斷層錯動所引致的 PGD 及其衰減速率，與場址在斷層的上盤或下盤有關，也與斷層面的傾角 α 有關。令 f_H 和 f_F 分別為場址位於上盤和下盤的調整係數，並可表為：

$$f_F = \mathrm{abs}(\alpha)/180 \quad \text{(2-6)}$$

$$f_H = 1 - f_F \quad \text{(2-7)}$$

其中斷層面的傾角 α 以度為單位，介於 -90 度和 90 度之間。PGD 可表為下式：

$$\mathrm{PGD} = \begin{cases} 0.25 \cdot f_H \cdot D \cdot \exp[-d/(d_{sr} \cdot f_H)] & \text{場址位於上盤} \\ 0.25 \cdot f_F \cdot D \cdot \exp[-d/(d_{sr} \cdot f_F)] & \text{場址位於下盤} \end{cases} \quad \text{(2-8)}$$

其中 d 為場址至斷層破裂面的最短距離。以 921 地震為例，在車籠埔斷層上的點至斷層破裂面的最短距離為零，此時有最大的 PGD 推估值。由式(2-6)至(2-8)可知，除與線震源所引致的 PGD 特性類似外，當斷層面的傾角越小時，斷層上盤和下盤受擾動的程度差異越大，且衰減速率明顯不同。斷層上盤的 PGD 衰減速率較小，而斷層下盤的 PGD 衰減較快。其次，線震源模式所採用之 PGD 推估式可視為斷層面之傾角為 90 度、斷層線位於孕震帶之頂部時的特例。

2.2.4 土壤液化評估

在強烈地震作用下，地表震動和土層破壞是造成工程結構物損害的重要因素；其中，土壤液化是引致土層破壞的主要因素之一。但由於各地區之土層分佈和土壤材料特性的變異性極大，以往相關的研究又多針對小地區的液化潛能評估，無法直接應用到大範圍地區的災損評估。有鑑於此，TELES 所使用的工程地質鑽孔資料，部分為「全國液化潛能圖之製作及評估方法之研究」計畫(林美聆等，2001)所收集整理的，並整合經濟部中央地質調查所提供的 Geo2002 的資料。經彙整檢核後的結果，約有 11,000 孔左右的資料，用於探討土壤液化敏感類別的定義和分區方法，並探討各液化敏感類別在不同地震規模、地下水位和地表最大加速度下，土壤液化潛能指數 P_L 的變化，以統計迴歸的方法求得各液化敏感類別在不同條件下的液化機率，以及一旦液化後可能的沉陷量或側移量的經驗公式(葉錦勳，2003)，具體內容陸續說明如以下各小節。

1. 液化潛能評估方法

目前廣泛使用的土壤液化潛能評估方法，多半是由液化現場之案例調查配合室內試驗後，所歸納整理出的經驗公式，使用之現地試驗的參數包含 SPT-N、CPT-q_c 和震測剪力波速 V_s 等。由於 SPT-N 法是最早發展的現地強度試驗法，且土層資料的完整性較高，故 SPT-N 被認為是較可靠的評估參數。國家地震工程研究中心「全國液化潛能圖之製作及評估方法之研究」整合型計畫(林美聆等，2001)，即採用三種 SPT-N 簡易經驗法，分別是 Seed 法、Tokimatsu 與 Yoshimi 法、新日本道路協會(NJRA)法，作為土壤液化潛能評估之用，各鑽孔的資料分析結果顯示三種方法中，以 Seed 法所計算的 P_L 值較為保守，因此 TELES 採用該評估法計算 P_L 值供後續分析之用。

Iwasaki 等人考慮到土層深度的影響，提出以深度加權法來評估某一鑽孔整體的液化潛能，亦即以液化潛能指數 P_L 來表示某一鑽孔的液化損害程度。Iwasaki 等人比較發生液化與不曾液化的工址後，發現

$P_L=15$ 是大部分液化與非液化工址的分界線。因此，提出以 $0 \le P_L \le 5$、$5 < P_L \le 15$ 和 $P_L > 15$ 等三級分別代表輕微液化、中度液化、嚴重液化，以作為土壤液化評估的依據(林美聆等，2001)。

雖然液化潛能指數與液化發生機率的物理意義並不相同，但在沒有其它更適用且為工程界和學術界接受的評估方法前，將液化發生機率視為液化潛能指數的線性函數，應屬合理的假設。至於該線性函數的係數如何給定可再進一步研究。目前 TELES 為簡化分析模式，假設 $P_L \ge 20$ 時的土壤液化機率為 1。

2. 液化敏感類別與分區

為區分液化敏感類別及建立相關液化分析參數的目的，首先計算所有鑽孔在地震規模 7.5、地下水位 1.5m 的條件下，不同 PGA 下所推估的 P_L 值。由於相關文獻顯示 $P_L=15$ 是大部分液化與非液化工址的主要分界線，且 P_L 值越大土壤液化的機率越高。因此 TELES 以 $P_L=15$ 作為明顯液化的門檻值並將各鑽孔的 P_L 值達 15 所對應的 PGA 稱為該鑽孔的特徵加速度。考慮不同 PGA 區間內各鑽孔的特徵加速度值，將之由小至大排列後，可統計出特徵加速度在不同 PGA 區間的分佈情形。由於鑽孔的特徵加速度越小，表示該鑽孔越容易發生液化現象，因此可依序定義極高液化敏感類別至極低液化敏感類別的鑽孔。TELES 將特徵加速度小於 0.15g 的鑽孔歸為"極高"液化敏感類。同理，鑽孔的特徵加速度介於 0.15-0.2g、0.2-0.25g、0.25-0.35g、0.35-0.45g 和大於 0.45g 時，分別代表"高"、"中"、"低"、"極低"和"無"等液化敏感類別。

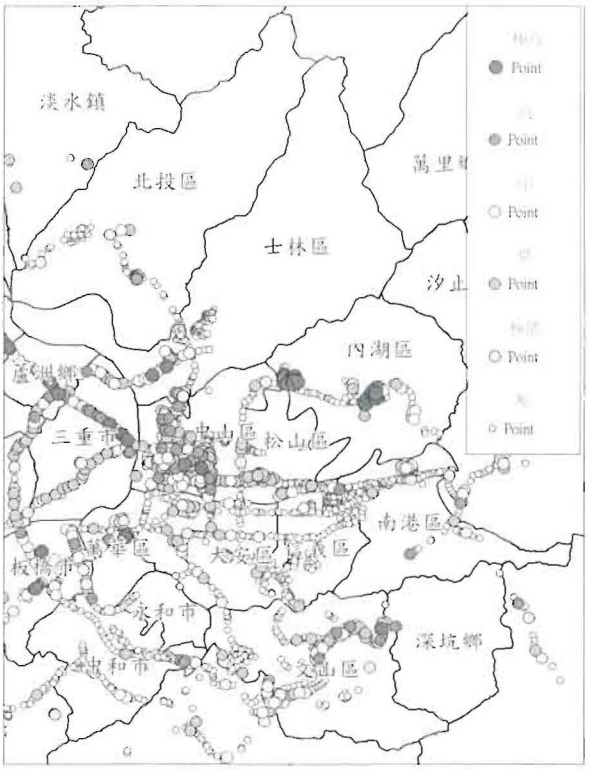


圖 2.4 台北市附近之工程地質鑽孔的液化敏感類別

以台北地區為例，其附近各鑽孔的液化敏感類別如圖 2.4 所示。圖中分別以不同顏色(紅色、紫色、黃色、綠色和淺藍色)代表極高、高、中、低和極低液化敏感類。圖中的小灰點代表有鑽孔資料，但評估結果屬於最不易液化的鑽孔。參考表 2-1 所列半徑值，分別依極高、高、中、低、極低和無液化敏感類別的鑽孔位置，畫出半徑為 200m、300m、400m、600m、800m 和 1000m 的圓形區域，分別屬於對應的液化敏感類別。如有部分區域重疊，則該重疊區域歸屬於較高的液化敏感類別。譬如"高"液化敏感區和"低"液化敏感區的重疊部分，視為"高"液化敏感區，其餘依此類推。依此方法所得結果如圖 2.5 所示。最後，將不同液化敏感區域的液化敏感類別 LSC，依照表 2-1 所列由極高至極低的等級分別定為 5、4、3、2 和 1。其它未定之區域的液化敏感類別則定為 0。

表 2-1 土壤液化敏感類別參數對照表

類別	液化敏感類別(LSC)	半徑(m)	權值W_i	權值W區間劃分
無	0	1000	1.0	小於 1.3
極低	1	800	1.6	1.3 至 2.2
低	2	600	2.8	2.2 至 4.55
中	3	400	6.3	4.55 至 8.7
高	4	300	11.1	8.7 至 18.05
極高	5	200	25.0	大於 18.05

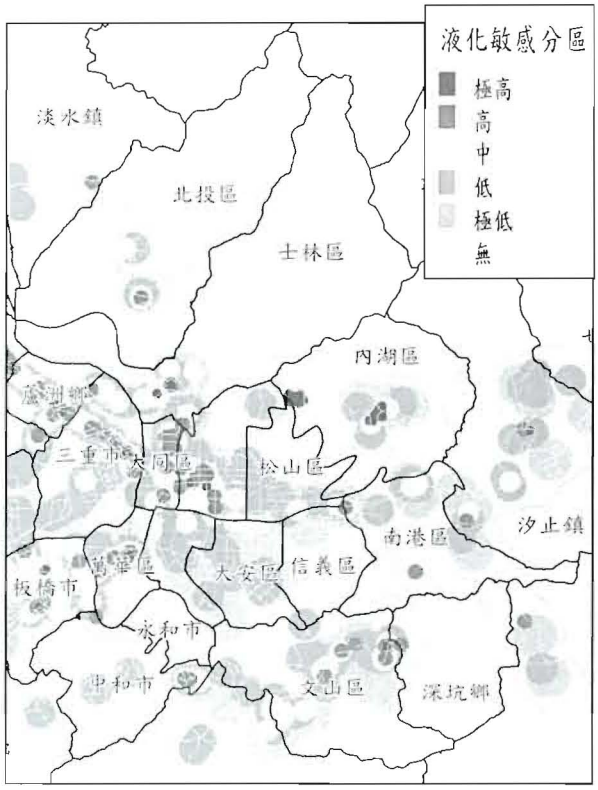


圖 2.5 台北市附近以鑽孔點為圓心所推估的液化敏感分區

3. 土壤液化機率

HAZUS 土壤液化評估模式為求簡化分析流程並兼顧實際土壤特性，假設各地區發生土壤液化現象的敏感度可由專家或試驗數據判斷，並將液化敏感類別分成極高、高、中、低、極低、無等六個等級。

一旦各地區之土壤液化敏感類別判定後，屬於不同液化敏感類別之地區發生液化現象的機率可由下式推估：

$$P[L_{SC}] = \frac{P[L_{SC} | \mathrm{PGA} = a]}{K_M \cdot K_w} \cdot P_{ml} \quad \text{(2-9)}$$

其中 $P[L_{SC} | \mathrm{PGA} = a]$ 是在地震規模 7.5、地下水位 1.5m 的前提下，於給定的 PGA 值之下發生液化現象的條件機率；K_M 、K_w 和 P_{ml} 分別為地震規模修正因子、地下水位修正因子和實際發生液化現象的面積比。表 2-2 所列，為其土壤液化機率的分析參數預設值，不同液化敏感類別發生液化現象的條件機率 $P[L_{SC} | \mathrm{PGA} = a]$ 乃假設隨 PGA 改變呈線性變化。表 2-2 中的 $(\mathrm{PGA})_t$ 和震陷量分別代表該類土壤發生液化現象的 PGA 門檻值和可能引致的震陷量。

表 2-2 HAZUS 各土壤液化敏感類別之液化條件機率及分析參數(地震規模 7.5、地下水位 1.5m)

液化敏感類別	$P[L_{SC} \mid \mathrm{PGA} = a]$	$(\mathrm{PGA})_t$	P_{ml}	震陷量(m)
極高	$9.09a - 0.82$	0.09g	0.25	0.30
高	$7.67a - 0.92$	0.12g	0.20	0.15
中	$6.67a - 1.00$	0.15g	0.10	0.05
低	$5.57a - 1.18$	0.21g	0.05	0.02
極低	$4.16a - 1.08$	0.26g	0.02	0.00
無	0	N/A	0.00	0.00

HAZUS 假設各液化敏感類別一旦發生液化現象時，其震陷量與地震規模、地下水位深度和 PGA 無關，但土壤液化引致的側移量則與地震延時(地震規模)和 PGA/$(\mathrm{PGA})_t$ 的比值有關。K_M 和 K_w 以下式計算：

$$K_M = 0.0027M^3 - 0.0267M^2 - 0.2055M + 2.9188 \quad (2\text{-}10)$$

$$K_w = 0.0375d_w + 0.925 \quad (2\text{-}11)$$

其中 M 為地震規模，d_w 為地下水位深度。在式(2-10)之中，規模修正因子 K_M 與液化敏感類別無關，也與 PGA 無關。

然而實際上地震規模修正因子應隨液化敏感類別不同而改變；在不同地震規模下，各液化敏感類別發生液化現象的 PGA 門檻值也有變化；各液化敏感類別發生液化時所引致的震陷量與地震規模、地下水位深度和 PGA 都有關係。由於在固定地震規模和地下水位的條件下，當液化潛能指數 P_L 介於 5 和 20 之間時，不同液化敏感類別的 P_L 與 PGA 的關係近似線性，因此可將各液化敏感類別在不同條件下的液化潛能指數 P_L 表為下式：

$$P_L = s_i(PGA) + c_i \quad (2\text{-}12)$$

其中下標 i 代表不同液化敏感類別，s_i 和 c_i 分別為推估式的斜率和縱軸截距。理論上，s_i 和 c_i 為地震規模和地下水位的函數。若是同一液化敏感類別之 P_L 推估式的斜率變化 s_i 具有規則性，可分解為隨地震規模和地下水位變化的兩個因式，則 P_L 推估式可表為：

$$P_L = \alpha_i \cdot f_i(M) \cdot g_i(d_w) \cdot PGA + \beta_i \quad (2\text{-}13)$$

其中 α_i 和 β_i 為常數；$f_i(M)$ 和 $g_i(d_w)$ 分別為地震規模不為 7.5 和地下水位深度不為 1.5m 時的修正函數。換言之，令 $f_i(7.5) = 1$ 且 $g_i(1.5) = 1$。若不同的液化敏感類別的修正函數 $f_i(M)$ 和 $g_i(d_w)$ 差異不大，可分別以其平均值 $f(M)$ 和 $g(d_w)$ 作為各液化敏感類別的修正函數，則式(2-13)可進一步簡化為：

$$P_L = \alpha_i \cdot f(M) \cdot g(d_w) \cdot PGA + \beta_i \quad (2\text{-}14)$$

其中 α_i 和 β_i 的值列於

表 2-3，地震規模與地下水位修正函數可表為下兩式：

$$f(M) = 0.0353M^2 - 0.1855M + 0.4069 \quad (2\text{-}15)$$

$$g(d_w) = 0.000192d_w^4 - 0.005145d_w^3 + 0.0535d_w^2 - 0.2758d_w + 1.3105 \ldots (2\text{-}16)$$

表 2-3 不同液化敏感類別液化潛能指數推估式參數值

液化敏感類別	α_i	β_i
極高	227.52	-13.63
高	188.30	-18.45
中	157.35	-20.51
低	103.02	-14.95
極低	66.95	-10.64

比較式(2-15)和式(2-16)的函數形式可知：HAZUS 假設各液化敏感類別發生液化現象的 PGA 門檻值固定，但在此則會隨地震規模和地下水位而變，可以下式求得

$$(PGA)_i = \frac{-\beta_i}{\alpha_i \cdot f(M) \cdot g(d_w)} \ldots\ldots (2\text{-}17)$$

依直覺判斷，式(2-17)應較能反映實際狀況。

4. 土壤液化引致的沉陷量

Ishihara (1993)年提出因土壤液化引致的沉陷量的推估模式。在他的研究中得到因土壤液化而壓密所導致的最大剪應變和最大體積應變的關係式，也得到最大剪應變和抗液化安全係數的關係式。由於原始的關係式乃以圖形的方式呈現，無法直接應用於電腦數值模擬。紀雲耀(1997)根據一些假設和利用非線性迴歸的方法分析 Ishihara 的資料，並提出公式以計算土壤液化引致的沉陷量。TELES 採用紀雲耀(1997)的評估模式計算在不同地震規模、地下水位和 PGA 的條件下，各液化敏感類別因液化而引致的沉陷量(或稱為震陷量)。

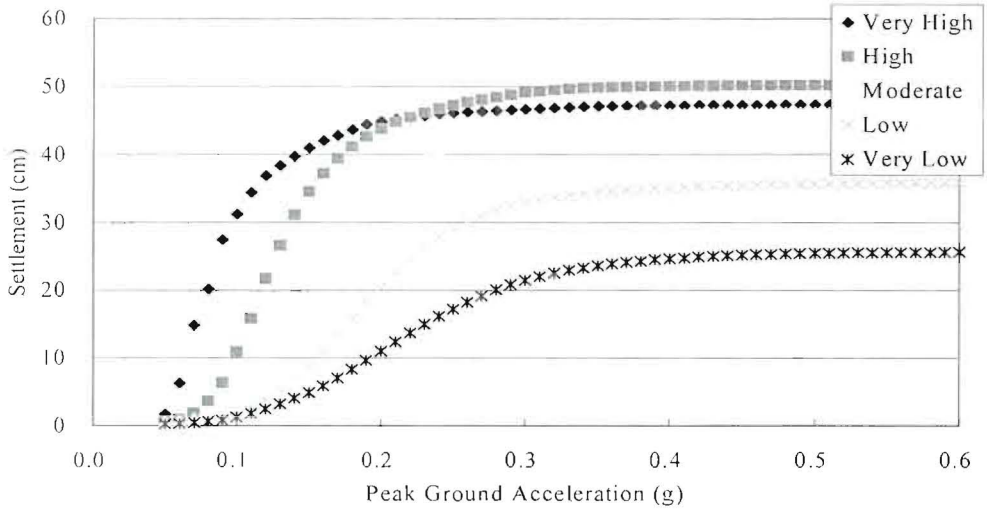


圖 2.6 不同液化敏感類別震陷量與 PGA 關係(規模 7.5，地下水位 1.5m)

圖 2.6 顯示在地震規模 7.5 和地下水位深度 1.5m 的條件下，不同液化敏感類別的震陷量隨 PGA 的變化情形。由圖 2.6 可看出：當 PGA 越大時，不同液化敏感類別的震陷量趨近於個別的極限值，在不同地震規模和地下水位，該極限值與地震規模和地下水位無關。其次，將震陷量除以個別的極限值後，所得正規化的震陷量與 PGA 的關係曲線類似對數常態分佈曲線，該曲線僅需兩個參數(中值和變異數)即可完全定義其大小和形狀。TELES 將各種液化敏感類別，在不同地震規模和地下水位深度的條件組合下，所得正規化的震陷量和 PGA 關係利用對數常態分佈曲線進行迴歸分析，並觀察中值與變異數在不同條件組合下的變化。最後，得到震陷量 S 與地表最大加速度 A 的關係可表為下式：

$$S = \overline{S_i} \cdot \int_0^A \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_i x} e^{-\frac{[\ln(x/m_i)]^2}{2\sigma_i^2}} dx = \overline{S_i} \cdot \Phi\left[\frac{\ln(A/m_i)}{\sigma_i}\right] \quad \text{.....(2-18)}$$

其中 $\overline{S_i}$ 是液化敏感類別 i 之震陷量的極限值，$\Phi(\cdot)$ 是標準常態分佈函數，m_i 和 σ_i 分別為對數常態分佈的中值和變異數，為地震規模和地下水位的函數。中值 m_i 和變異數 σ_i 可表為如下的函數形式

$$m_i = \mu_i \cdot \bar{f}_i(M) \cdot \bar{g}_i(d_w) \quad \text{(2-19)}$$

$$\sigma_i = \lambda_i \cdot \bar{h}_i(d_w) \quad \text{(2-20)}$$

其中 μ_i 和 λ_i 為隨液化敏感類別 i 與 $\bar{f}_i$、$\bar{g}_i$ 和 $\bar{h}_i$ 的定義而變的常數。TELES 令 $\bar{f}_i(7.5)=1$、$\bar{g}_i(1.5)=1$ 和 $\bar{h}_i(1.5)=1$。由於不同液化敏感類別之地震規模與地下水位的修正函數 $\bar{f}_i$、$\bar{g}_i$ 和 $\bar{h}_i$ 有相似的大小和形狀。為簡化分析的模式，以平均修正函數 $\bar{f}$、$\bar{g}$ 和 $\bar{h}$ 取代個別液化敏感類別的修正函數，分別表為下列各式：

$$\bar{f}(M) = 0.1231M^2 - 2.2052M + 10.5954 \quad \text{(2-21)}$$

$$\bar{g}(d_w) = -0.007188d_w^{\ 2} + 0.145195d_w + 0.7919 \quad \text{(2-22)}$$

$$\bar{h}(d_w) = 0.003208d_w^{\ 2} - 0.042231d_w + 1.0611 \quad \text{(2-23)}$$

式(2-18)的 $\bar{S}_i$、式(2-19)的 μ_i 和式(2-20)的 λ_i 的參數值列於表 2-4。

表 2-4 土壤液化震陷量推估式參數值

液化敏感類別	$\bar{S}_i$ (cm)	μ_i (g)	λ_i
極高	47.43	0.0872	0.4522
高	50.22	0.1292	0.3657
中	46.21	0.1613	0.3433
低	35.89	0.1875	0.3430
極低	25.66	0.2104	0.3764

土壤液化引致側移量的推估式可參考 HAZUS 的分析模式表示如下：

$$E[\text{PGD}] = K_\Delta \cdot E[\text{PGD}|\frac{\text{PGA}}{(\text{PGA})_t} = a] \quad \text{(2-24)}$$

其中 $(\text{PGA})_t$ 是發生土壤液化現象的 PGA 門檻值。與 HAZUS 不同之處

在於$(PGA)_t$在個別的液化敏感類別並非定值，而是隨地震規模和地下水位深度而改變，參考式(2-17)。根據 HAZUS 的分析模式，液化引致側移量的大小與地震規模(地震延時)有關，其修正係數K_Δ可以下式表示：

$$K_\Delta = 0.0086M^3 - 0.0914M^2 + 0.4698M - 0.9835 \quad \text{(2-25)}$$

地震引致側移量的大小也與 PGA 的大小有關，在此假設側移量與 PGA 和門檻值的比值有關，PGD 以公尺為單位時可表為(Sadigh, et al, 1986)：

$$E[\mathrm{PGD}|\frac{\mathrm{PGA}}{(\mathrm{PGA})_t} = a] = \begin{cases} 0 & , \mathrm{PGA}/(\mathrm{PGA})_t < 1 \\ 0.3a - 0.3 & , 1 \le \mathrm{PGA}/(\mathrm{PGA})_t < 2 \\ 0.45a - 0.6 & , 2 \le \mathrm{PGA}/(\mathrm{PGA})_t < 3 \\ 1.79a - 4.62 & , 3 \le \mathrm{PGA}/(\mathrm{PGA})_t < 4 \end{cases} \quad \text{(2-26)}$$

2.3 工程結構物震損評估—耐震易損性曲線

工程結構物之損害評估依結構系統受震反應特性的差異和功能不同，概分為一般建築物、重要設施、交通系統和民生系統等。進行工程結構物的震損評估時，通常會利用耐震易損性曲線(fragility curve)，參考圖 2.7，主要用來描述橋梁在地震作用下超越不同損害程度的機率。其橫軸可為強地動之震動強度參數或永久位移量，縱軸則為超越不同損害狀態的機率，其值須介於 0 至 1 之間。換言之，易損性曲線可解釋為描述在給定的評估參數下，處於或超越某損害狀態的機率。

一般在研擬耐震易損性曲線的參數值時，首先要定性地或定量地描繪橋梁之損害狀態。參考 HAZUS 99 定義損害狀態的方式，將損害狀態區分為無損壞(D_1)、輕微損壞(D_2)，中度損壞(D_3)，嚴重損壞(D_4)和完全損壞(D_5)等五級。其中值得留意的是：下標值 2、3、4 和 5，除非特別聲明，通常分別代表輕微損害、中度損害、嚴重損害和完全損害狀態。至於要如何判斷橋梁之損害狀態則可參考表 4-1 之說明。

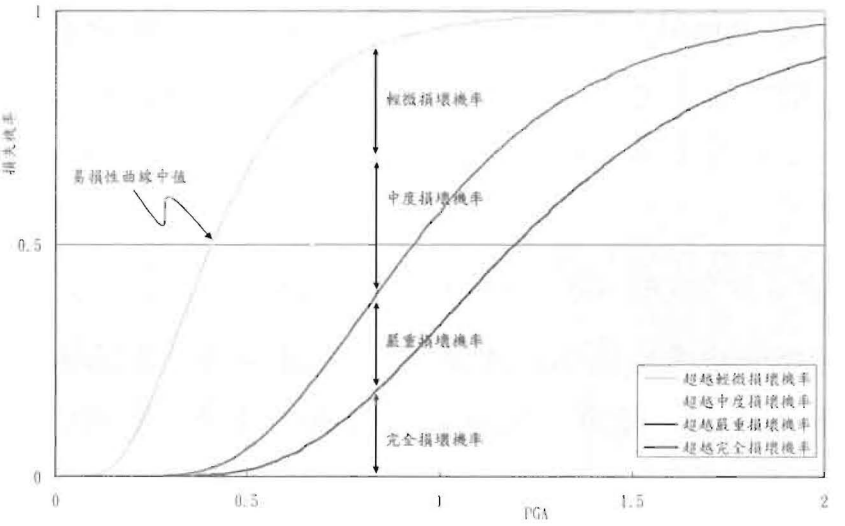


圖 2.7 超越不同損害狀態之耐震易損性曲線與損害狀態機率的示意圖

目前公路橋梁損害評估模組已整合於 TELES。其利用簡易之橋梁分類方式來推估所有橋梁之耐震易損性曲線，橋梁之分類方式可參考表 3-6，而典型橋梁之耐震易損性曲線及個別橋梁耐震易損性曲線之轉換方式，將於第四章中說明。其分析模式雖是參考 HAZUS 99，但資料分類和參數值的設定乃根據台灣地區的基本資料和 1999 年集集地震的災情調查資料加以修訂或校正。針對 HAZUS 的缺失或不適用於台灣地區的分析模式與參數值，已有對應的改良或修正模式(葉錦勳，2003；葉錦勳等，2004；葉錦勳等，2005；交通部公路總局，2008)。

第三章 公路橋梁震損評估資料與分類

在橋梁基本資料與分類上，本計畫延續「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」所發展之系統化橋梁耐震能力評估模式，該研究將所有省道橋梁簡化為八類的典型橋梁，並依照是否經過耐震設計，或是原為傳統設計但經過適當耐震補強等因素，將各典型橋梁再細分為三類。以下就橋梁基本資料與分類，與橋梁震損評估相關之空間資訊以及橋梁所在地之土壤液化敏感類別，以及公路橋梁震損評估所需相關資料欄位等進行說明。

3.1 橋梁基本資料

3.1.1 橋梁屬性調查表

由於橋梁震災境況模擬所需的基本資料繁多，包含空間位置(點位和線形)、上部結構和下部結構型式、橋柱和橋台之基礎型式、建造材料、地盤種類、土壤液化敏感類別、幾何尺寸(長度、寬度、跨數與振動單元數、歪斜角)、沖刷深度、防落長度、建造年代、依據的耐震設計規範...等。有些資料需至現場調查確認，有些則須參考規範定義及TELES 資料庫等。

由於本計畫須以現地調查方式蒐集縣道橋梁基本資料，因此需整理出一份調查項目表以供現地調查人員使用，調查方式及過程將在第六章中說明，本節將只介紹針對一般性公路橋梁耐震能力評估需求所研擬之橋梁屬性資料調查表，參考表 3-1 所示。

表 3-1 橋梁屬性資料調查表

<table>
<tr><td colspan="2">路線名／里程數／橋梁名稱／管理單位</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td colspan="2">道路等級</td><td colspan="4">□1 省道　□2 縣道　□3 鄉道　□4 市區道路</td></tr>
<tr><td colspan="2">跨越河川/道路</td><td colspan="2">□1 河川　□2 道路　□3 橋梁　□4 無</td><td>附掛維生管線</td><td>□1 有
□2 無</td></tr>
<tr><td rowspan="2">座標</td><td>橋頭座標</td><td colspan="4">N _____ E _____(經緯度，均填至小數點以下 6 位)</td></tr>
<tr><td>橋尾座標</td><td colspan="4">N _____ E _____(經緯度，均填至小數點以下 6 位)</td></tr>
<tr><td rowspan="8">橋梁主體狀況</td><td>結構型式</td><td colspan="4">□1 梁橋(簡支式)　□2 梁橋(連續式)　□3 桁架橋　□4 拱橋
□5 斜張橋　□6 吊橋　□7 其它 _____</td></tr>
<tr><td>主梁形式</td><td colspan="4">□1 I 型梁　□2 T 型梁　□3 U 型梁　□4 箱型梁　□5 版梁
□6 其它 _____</td></tr>
<tr><td>橋墩形式</td><td colspan="4">□1 無橋墩(單跨)　□2 單柱式　□3 構架式　□4 壁式
□5 其它 _____</td></tr>
<tr><td>橋墩基礎</td><td colspan="4">□1 無橋墩基礎　□2 直接基礎　□3 樁基礎　□4 沉箱基礎
□5 其它 _____</td></tr>
<tr><td>橋台形式</td><td colspan="4">□1 無橋台　□2 重力式　□3 懸臂式　□4 扶壁式　□5 剛構式
□6 樁排架式　□7 其它 _____</td></tr>
<tr><td>橋台基礎</td><td colspan="4">□1 無橋台基礎　□2 直接基礎　□3 樁基礎　□4 沉箱基礎
□5 其它 _____</td></tr>
<tr><td>支承裝置</td><td colspan="4">□1 無支承　□2 合成橡膠支承　□3 鋼製支承　□4 盤式支承
□5 其它 _____</td></tr>
<tr><td>防落設施</td><td colspan="4">□1 無　□2 鋼製止震塊　□3 RC 止震塊　□4 防震拉桿　□5 剪力鋼棒
□6 其它 _____</td></tr>
<tr><td colspan="2">橋 長：_____公尺</td><td colspan="2">橋 寬：_____公尺</td><td>歪斜角：_____度</td></tr>
<tr><td colspan="2">跨 數：_____跨</td><td colspan="2">振動單元數：_____個</td><td>單跨最大跨度：_____公尺</td></tr>
<tr><td colspan="2">橋墩防落長度：_____cm</td><td colspan="2">橋台防落長度：_____cm</td><td>基樁裸露：_____公尺</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td colspan="3">車道數：___ □另有慢車道</td><td colspan="3">竣工年代：_____年_____月</td></tr>
<tr><td rowspan="2">TELES
橋梁分類</td><td>□1 單跨橋
□2 多跨簡支橋—單柱橋墩
□3 多跨簡支橋—構架式橋墩
□4 多跨簡支橋—壁式橋墩
□5 多跨連續橋—單柱橋墩
□6 多跨連續橋—構架式橋墩
□7 多跨連續橋—壁式橋墩
□8 其它橋梁</td><td>橋墩尺寸</td><td>高：____m
寬：____m
厚：____m
最高橋墩：____m</td><td>地盤類別</td><td>□1 堅實地盤
□2 中等地盤
□3 軟弱地盤
□4 台北盆地</td></tr>
<tr><td></td><td>設計水準</td><td>□1 傳統設計
□2 耐震設計
□3 經耐震補強</td><td>線形</td><td>□1 直
□2 曲</td></tr>
<tr><td>調查日期</td><td colspan="2">年　　月　　日</td><td>填寫人員</td><td colspan="2"></td></tr>
</table>

橋梁屬性資料調查表之內容說明如下：

1. 道路等級：道路等級分為省道、縣道、鄉道及市區道路，本章節針對縣道橋梁進行調查。

2. 跨越河川/道路：橋梁跨越物係指橋梁橫跨之標的物，可分為河川、道路、橋梁或無跨越物。

3. 附掛維生管線：係指橋梁主體附近是否有掛維生管線，並標明管線種類，例如自來水管線、電線、瓦斯線等。

4. 座標：係指橋梁所顯示之空間座標，可分為橋頭座標及橋尾座標。經緯度均填至小數點以下 6 位，本空間座標資訊將另外與運研所的路網圖相互比對。

5. 橋頭座標：橋頭係定義為橋梁路線里程數最小處為橋頭，而該處之座標即為橋頭座標。

6. 橋尾座標：橋尾係定義為橋梁路線里程數最大處為橋尾，而該處之座標即為橋尾座標。

7. 橋梁主體狀況：橋梁主體狀況可分為結構形式、主梁形式、橋墩形式、橋墩基礎、橋台形式、橋台基礎、支承裝置及防落設施。

8. 結構形式：結構型式可分為 7 種類型，梁橋(簡支式)、梁橋(連續

式)、桁架橋、拱橋、斜張橋、吊橋、其它結構型式(不屬於以上6種結構形式之橋梁)。

9. 主梁形式：主梁形式可分為6種型式，I型梁、T型梁、U型梁、箱型梁、版梁、其它主梁形式(不屬於以上5種主梁形式)。

10. 橋墩形式：橋墩形式可分為5種型式，無橋墩(單跨)、單柱式、構架式、壁式、其它橋墩形式(不屬於以上4種橋墩形式)，其中橋墩之淨高與沿剪力方向斷面深度之比值大於或等於2.5者為柱式橋墩，比值小於2.5者為壁式橋墩。

11. 橋墩基礎：橋墩基礎可分為5種型式，無橋墩基礎、直接基礎、樁基礎、沉箱基礎、其它橋墩基礎式(不屬於以上4種橋墩基礎形式)。

12. 橋台形式：橋台形式可分為7種型式，無橋台、重力式、懸臂式、扶壁式、剛構式、樁排架式、其它橋台形式式(不屬於以上6種橋台形式)。

13. 橋台基礎：橋台基礎可分為5種型式，無橋台基礎、直接基礎、樁基礎、沉箱基礎、其它橋台基礎(不屬於以上4種橋台基礎形式)。

14. 支承裝置：支承裝置可分為5種型式，無支承、合成橡膠支承、鋼製支承、盤式支承、其它支承(不屬於以上4種支承裝置)。

15. 防落設施：防落設施可分為6種型式，無防落設施、鋼製止震塊、RC止震塊、防震拉桿、剪力鋼棒、其它防落設施(不屬於以上5種防落設施)。

16. 橋長。

17. 橋寬。

18. 歪斜角：歪斜角定義為主梁方向與橋墩帽梁方向之間的銳角。因此，外觀無歪斜的一般橋梁，其歪斜角為90°。

19. 跨數。

20. 振動單元數：振動單元即耐震分析時視為一體振動的單元，如圖3.1所示。一般取在橋梁兩伸縮縫間的橋體，經適度修正後視為

振動單元。多跨橋須注意橋面版是否為「鉸接版連續」，故最好由側向或是下方觀察主梁的連續性。

21. 單跨最大跨度：係指所有跨數之最大長度。

22. 橋墩防落長度：起算方式如圖 3.2 所示。

23. 橋台防落長度：起算方式如圖 3.3 所示。

24. 基樁裸露：係指基樁經沖刷後導致裸露之長度。

25. 車道數：係指橋梁雙向車道數之總數。

26. 竣工年代：係指橋梁銘牌上註記之竣工年月日。

27. TELES 橋梁分類：TELES 橋梁分類可分為單跨橋、多跨簡支橋－單柱橋墩、多跨簡支橋－構架式橋墩、多跨簡支橋－壁式橋墩、多跨連續橋－單柱橋墩、多跨連續橋－構架式橋墩、多跨連續橋－壁式橋墩、其它橋梁(不包含上述橋梁分類之橋梁)，可參考圖 3.4 說明。

28. 橋墩尺寸：現地調查時需要量的橋墩尺寸為橋墩高、橋墩寬、橋墩厚及最高橋墩。

29. 地盤類別：地盤類別可分為 4 類，堅實地盤、中等地盤、軟弱地盤、台北盆地。

30. 設計水準：設計水準可分為傳統設計、耐震設計及經耐震補強。

31. 線形：橋梁線形可分為直線及曲線。曲線橋會造成橋梁的不規則性，地震時橋墩會產生兩方向的位移，自然增加落橋的可能性。

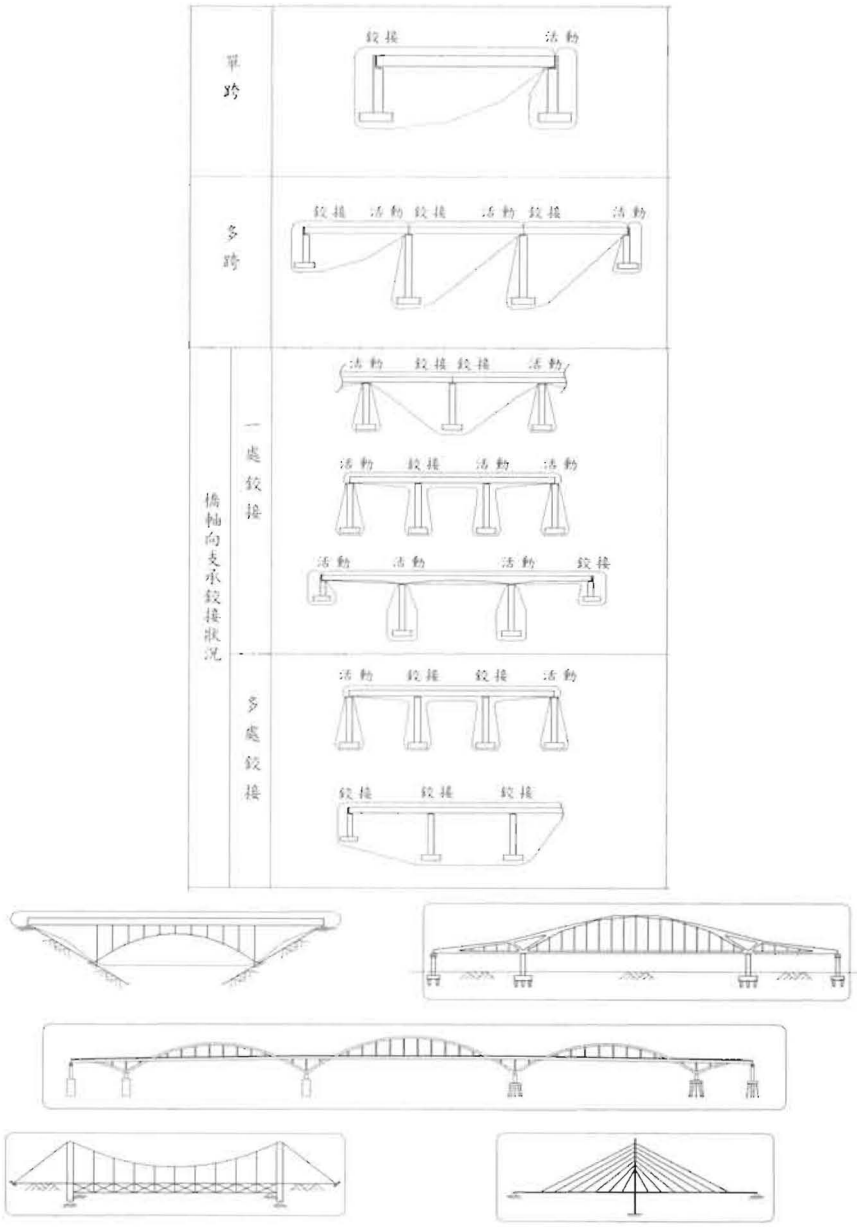


圖 3.1 橋梁振動單元劃分示意圖

資料來源：CECI

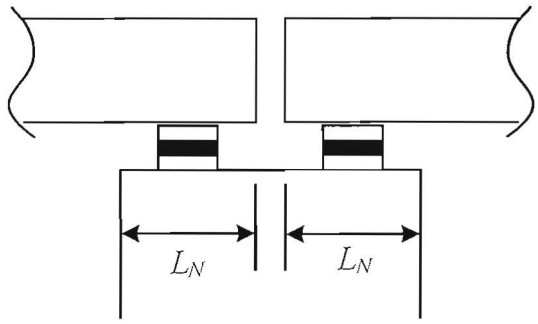


圖 3.2 橋墩防落長度的起算方式

資料來源：交通部 (2008)

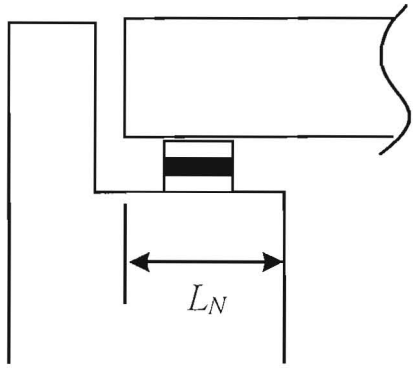
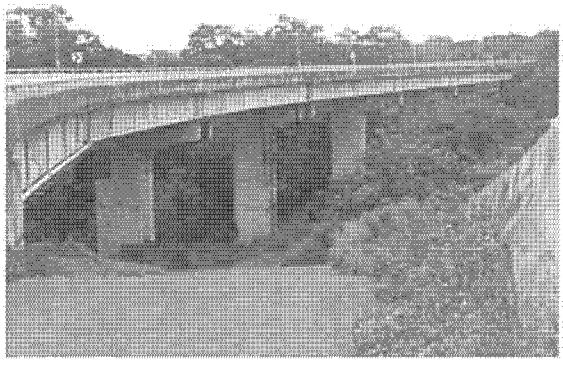


圖 3.3 橋台防落長度的起算方式

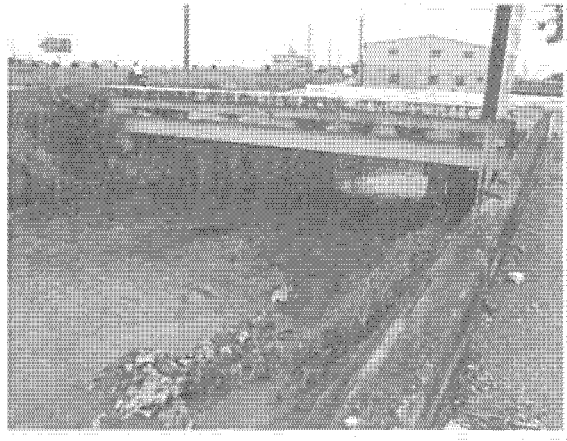
資料來源：交通部 (2008)

多跨簡支橋－構架式橋墩

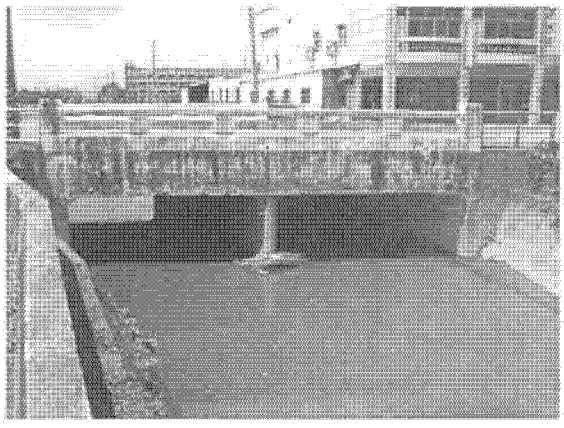
多跨簡支橋－壁式橋墩



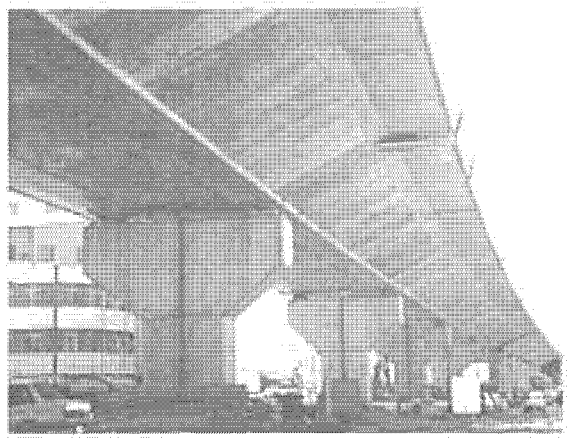
多跨簡支橋－單柱橋墩



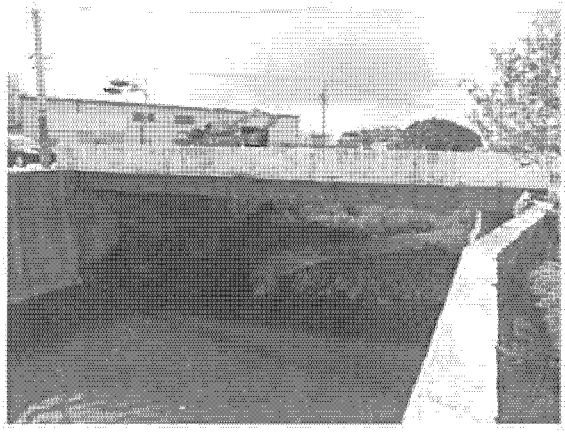
多跨連續橋－構架式橋墩



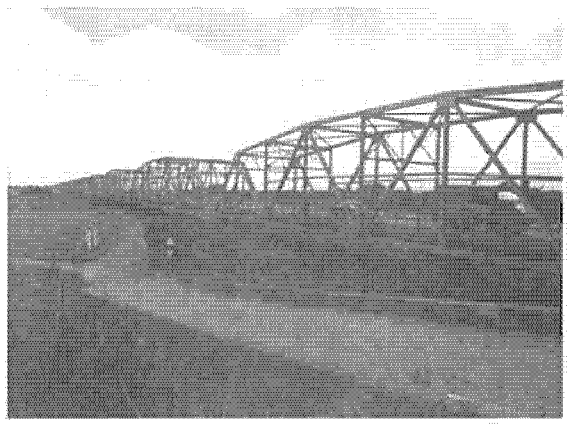
多跨連續橋－壁式橋墩



多跨連續橋－單柱橋墩



單跨橋



其它橋梁

圖 3.4 TELES 橋梁分類

3.1.2 橋梁識別碼

台灣地區現有的公路橋梁資料庫中，對於個別橋梁並未給予特定且單一的識別碼。因此在整合不同來源的橋梁屬性資料時，常無法判斷相同橋名的兩筆紀錄究竟是指同一座橋梁或相異的兩座橋梁。以省、縣道公路橋梁而言，需同時比對橋梁所屬的工程處、工務段、路線名稱和里程數等資料，方能正確識別個別橋梁。若僅以橋梁名稱作為識別的依據，則因不同地點或路線常有相同橋名，將造成橋梁屬性資料歸類錯誤的情形。

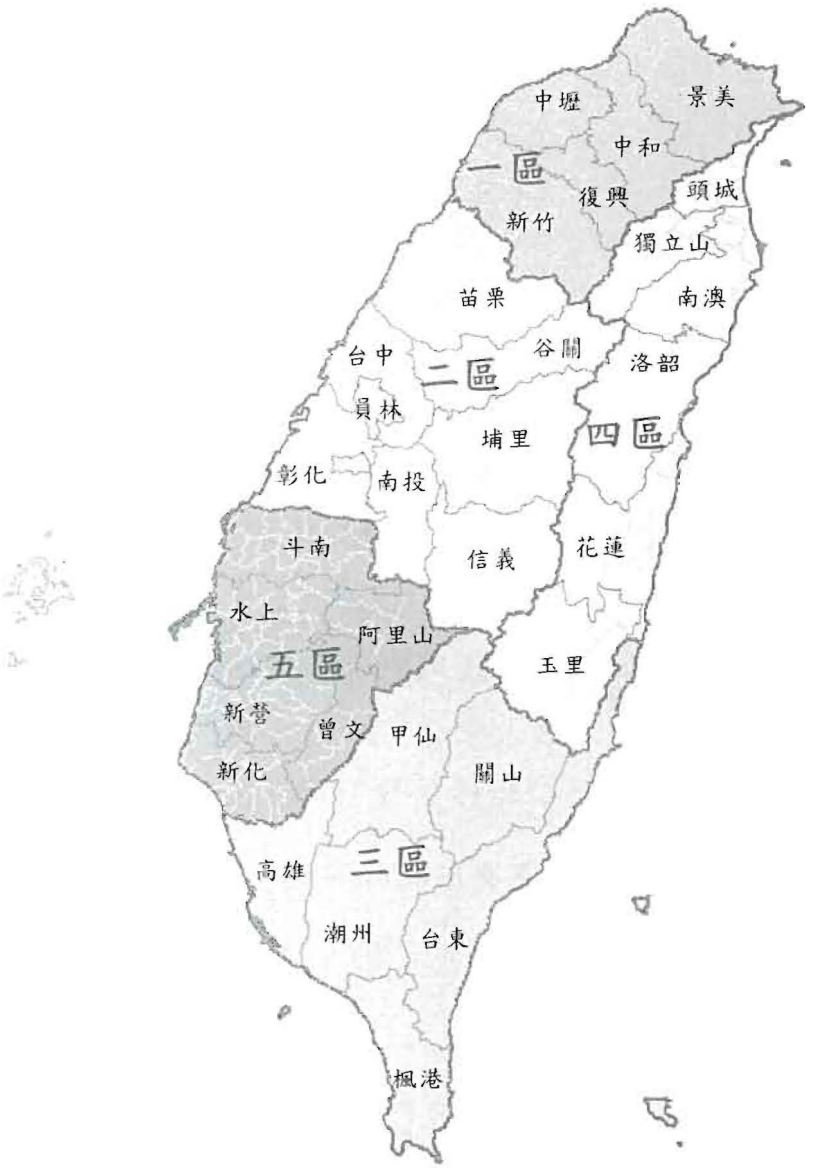


圖 3.5 各工程處及工務段之位置範圍示意圖

本計畫為方便辨識每一座個別橋梁，尤其作為輸入與輸出資料的連結時使用，必須給予每一座橋梁唯一的識別碼。計畫中所用省、縣道公路橋梁之識別碼主要依據橋梁所在的工程處、工務段和路線名稱之代碼，以及橋梁中心點之里程的公里數，各工程處及工務段之位置範圍以圖 3.5 表示。在 TELES 之公路橋梁基本資料表中，以 ID 作為橋梁識別碼的欄位名稱，最多可容納 14 個字元。橋梁的 ID 概分為三部分，以短橫線區隔可表為下式

AAA – RRR – mmmBN ..... (3-1)

第一部分共三碼，為橋梁所屬養護工程處和工務段的代碼，參考表 3-2 所列。第二部分共四碼，為道路線的代碼，前三碼為主線代碼，第四碼為支線代碼。譬如省道方面台 1 線以 0010 表示，台 1 甲線則以 001A 表示；台 2 線和台 2 乙線分別以 0020 和 002B 表示；至於縣道方面 135 線以 1350 表示；139 甲線以 139A 表示。第三部分的前三碼為三位數字，代表個別橋梁之中心點在路線上之里程的公里數。因同一路線且相同里程之公里數可能有兩座以上的橋梁，故再以 A、B、C 等區分該路段上的第一座橋梁、第二座橋梁、第三座橋梁等。若同一座橋梁有新橋和舊橋之分，或有左線和右線之分，則再附加一碼，譬如新橋(N)、舊橋(O)、左線(L)、右線(R)...等。

公路橋梁識別碼的建立，除了有助於 TELES 進行公路橋梁之地震損失評估外，亦有利於公路橋梁資料庫的建置，以及整合更新未來所取得的橋梁資料。建議未來公路總局和其它公路橋梁管理單位，能採用類似的識別碼作為公路橋梁資料庫建置的基礎。

表 3-2 本計畫使用之公路總局各工務段代碼

工程處	工務段	Branch_ID
第一區養護工程處	景美工務段	A01
	中和工務段	A02
	中壢工務段	A03
	新竹工務段	A04
	復興工務段	A05

第二區養護工程處	苗栗工務段	B01
	台中工務段	B02
	彰化工務段	B03
	南投工務段	B04
	谷關工務段	B05
	埔里工務段	B06
	信義工務段	B07
	員林工務段	B08
第三區養護工程處	高雄工務段	C01
	潮州工務段	C02
	台東工務段	C03
	甲仙工務段	C04
	關山工務段	C05
	澎湖工務段	C06
	楓港工務段	C07
第四區養護工程處	頭城工務段	D01
	南澳工務段	D02
	花蓮工務段	D03
	洛韶工務段	D04
	獨立山工務段	D05
	玉里工務段	D06
第五區養護工程處	斗南工務段	E01
	水上工務段	E02
	新營工務段	E03
	新化工務段	E04
	曾文工務段	E05
	阿里山工務段	E06

3.1.3 橋梁空間資訊之建置

地震災害潛勢分析結果為後續結構物損害暨損失評估的基礎，而個別橋梁的點位座標和線形資訊則是進行地震災害潛勢分析的基礎。本計畫在整理省、縣道公路橋梁之基本資料庫時，須檢核座標資

料是否正確無誤。為達此目的，除依據現地調查時所填寫的座標資料外，也參考交通部運輸研究所數值路網圖、內政部農林航測所相片基本圖與福衛二號衛星影像等，進行多方的比對工作。

進行公路橋梁之地震損害暨損失評估時，除需公路橋梁之基本耐震屬性資料外，必須獲得橋梁的空間資訊，包含橋頭、橋尾的座標和橋梁的線形資訊等，藉以推估在模擬地震作用下，橋梁所在地的地表震動強度和土壤液化機率及引致的震陷量等。換言之，須有橋梁的點位座標，方能利用地表震動衰減律和場址效應修正係數等分析模式，推估在模擬地震作用下的地表震動強度，作為橋梁結構損害評估的輸入參數之一。另一方面，配合橋梁的線形和周圍的土壤液化敏感類別圖，可較精確地推估橋梁所在地的土壤液化敏感類別，藉以推估在模擬地震作用下該地區的土壤液化機率和可能引致的震陷量，作為橋梁結構損害評估的另一個輸入參數。

由於橋梁空間資訊的來源不同、建立的時間不同等因素，造成個別橋梁在定位時所用的全球座標系統和所用的儀器精度不一致。另一方面，也可能因人為錯誤將經緯度座標和二度分帶座標交互使用、或經度與緯度座標對調、或小數點錯位等。這些人為錯誤或系統誤差可藉地理資訊系統軟體如 MapInfo 和 ArcGIS 等，將橋梁點位標示於地圖上，並與其它相片基本圖或路網數值圖等套疊而發現。

配合目前 TELES 使用的座標系統，本計畫可將公路橋梁的座標資料統一為台灣二度分帶 67 座標系統。配合相片基本圖和路網數值圖，找出可能具台灣二度分帶 97 座標系統和具經緯度座標的橋梁，並將其轉換為台灣二度分帶 67 座標系統。參考圖 3.6，將橋梁中心點位與衛星影像及相片基本圖套疊，若橋梁中心點位不在指定的路線上，則以目視方式將該點位移至正確位置。尚無中心點位之座標資料的橋梁，依據路線名稱和里程數的資料，以及同一路線上之其它橋梁的里程數和座標，並配合數值路網圖，建立其中心點位的座標資料並做註記。現有資料不足以決定橋梁的中心位置時，有時可參考網際網路上開放的電子地圖，如 urmap.com、googlemap.com 等，以獲得其座標資訊。

當橋梁長度較大，單由中心點位資訊無法表現橋梁之線形分佈與鄰近地區之地質特性。為提升判識橋梁所在地的土壤液化敏感類別，本計畫透過地理資訊系統的圖層套疊功能，以交通部運輸研究所出版的路網數值圖和相片基本圖作為底圖，將已知座標的橋梁空間資訊由點位轉為線段，如圖 3.7。

圖 3.6 橋梁點位按照地圖修正示意圖(以台北大橋為例)

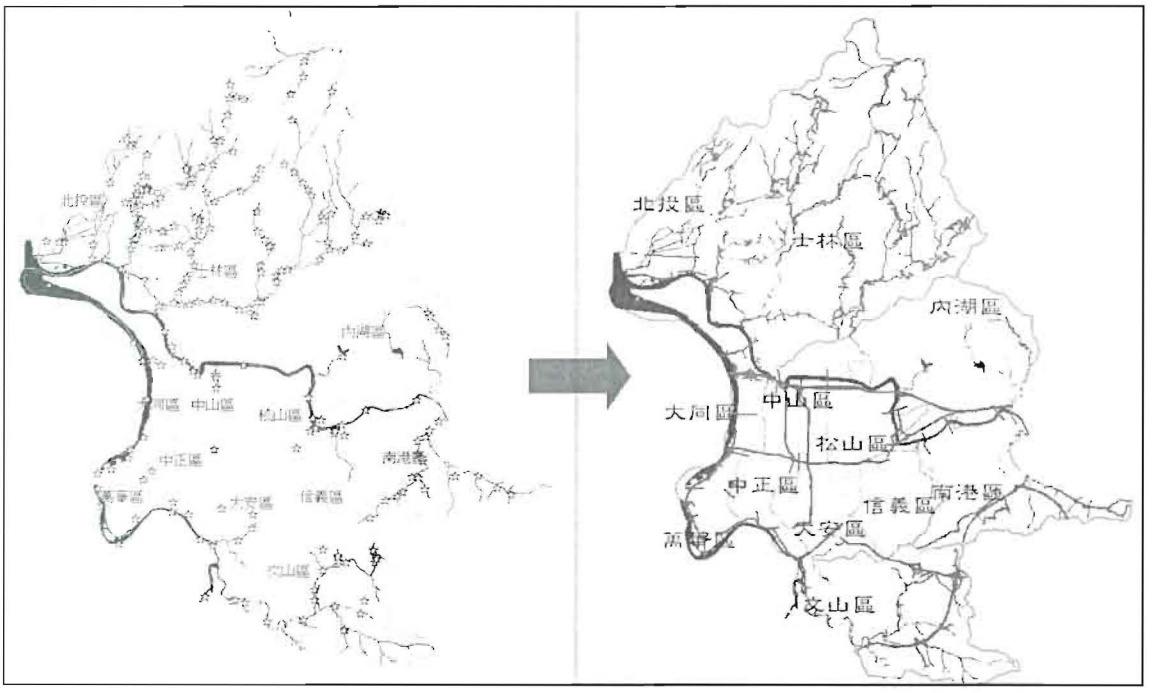


圖 3.7 橋梁空間分佈與線段型

3.1.4 橋梁所在地之土壤液化敏感類別

依據前一章前述的土壤液化敏感類別圖，橋梁所在地的土壤液化敏感類別可依據橋梁的座落位置來決定。有鑑於部分橋梁的長度較長，可能跨越不同之土壤液化敏感類別的區域，為較精確推估整座橋梁受土壤液化的影響，本計畫利用橋梁的線形資料，橋梁長度超過 100m 者，以線形資料表示；橋長小於 100m 者，以橋中點座標之點位資料表示，如圖 3.8 所示。再於其周圍選取半徑 200m 之範圍，並與土壤液化敏感類別圖(Geo_LSC 檔案)進行套疊。參考前一章表 2-1 所列，可知液化敏感類別 LSC 與權值W_i之關係，如此，依各液化敏感類別所包含面積大小和權值，可以式(3-2)進行加權平均計算，得到各橋梁所在地之土壤液化敏感的權值W。

$$W = \sum_{i=1}^{5}\left(\frac{A_i}{A} \times W_i\right) \quad \text{(3-2)}$$

其中i表不同的土壤液化敏感類別 LSC，W_i為各土壤液化敏感類別之權值，A_i為橋梁線形周圍 200m 範圍內與各土壤液化敏感類別交集的面積，A為橋梁線形周圍 200m 範圍的總面積。依照式(3-2)所得到的權值大小，可進一步參考表 2-1 所列，由權值W區間劃分對應得到橋梁所在地的土壤液化敏感類別，例如權值W落於 8.7~18.05，則定橋梁所在地為高液化敏感區域，其餘依此類推。

求得個別橋梁所在地的土壤液化敏感類別後，即可根據土壤液化潛能指數和震陷量的推估公式，計算橋梁所在地於模擬地震作用下的液化機率和地表永久位移量，作為地表永久位移引致橋梁損害的參數。

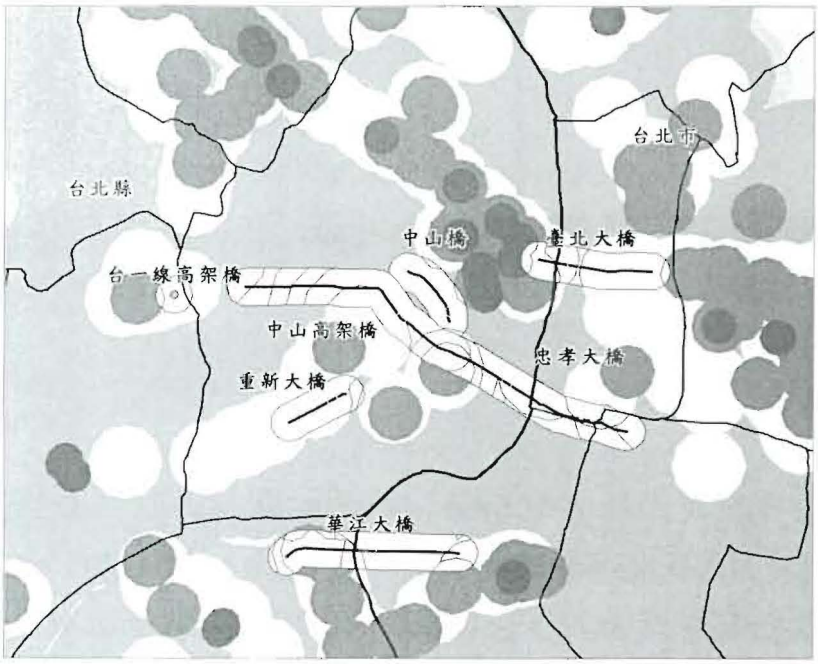


圖 3.8 橋梁物件及其 200m 範圍內區域與土壤液化敏感類別圖關係

3.2 橋梁分類

為便利進行大範圍且為數眾多之公路橋梁的地震損失評估，首要工作需將公路橋梁依據結構型式與耐震設計水準等進行分類。

ATC-13 依橋長和上部結構的連續性將橋梁概分為三類，如表 3-3 所示。美國所研發之地震損失評估系統 HAZUS 97 以 ATC-13 的分類為基礎，加上耐震設計與否和高風險性(high risk)的考量因素，將橋梁區分為 12 類，如表 3-4 所列。在此所謂具高風險性的橋梁是指(1)未經耐震設計的橋梁，(2)上部結構系統具不規則的幾何形狀，(3)多跨簡支的橋梁。依 HAZUS 97 技術手冊的說明：未經耐震設計的橋梁、橋墩與車行方向歪斜達 45 度以上的橋梁、或曲線橋且弧度大於 90 度的橋梁等屬於高危險性的橋梁。

表 3-3 ATC-13 之橋梁分類

Facility number	Description
	Conventional (less than 500 ft span)
24	Multiple simple spans
25	Continuous monolithic (includes simple span)
30	Major (greater than 500 ft span)

為更明確定義不同典型橋梁分類的耐震能力和其在模擬地震作用下的反應，HAZUS 99 的典型橋梁分類進一步依據(1)耐震設計與否，(2)跨數為單跨或多跨，(3)結構系統主要為鋼筋混凝土構造、預力混凝土構造或鋼構造等，(4)橋墩型式為單柱、構架式或壁式，(5)橋台型式，(6)支承型式，(7)上部結構系統的連續性，如簡支、連續、或跨間簡支(in-span hinges)等結構系統的特性，總共分為 28 類，如表 3-5 所列。每一典型橋梁分類因具有相似的結構系統、建造材料、耐震能力和動態反應特性，因此可建立供分析使用的雛型橋梁。典型橋梁分類之耐震易損性曲線的參數值可依理論分析、數值模擬或震災經驗求得。個別橋梁在地震作用下的易損性曲線的參數值則進一步根據等值震區係數、跨數(或振動單元數)、橋墩與車行方向夾角、橋寬與跨長比、橋墩基礎型式等微調。微調公式於 4.2.2 節詳述。

由 HAZUS 97 與 99 在公路橋梁損害評估模式所用之典型橋梁分類的演進可知：訂定典型橋梁分類的重要原則之一是依據現有橋梁資料庫的內容。如果現有橋梁資料庫的內容僅包含極少數與耐震評估相關的資訊，則分類系統應盡量簡化。反之，如果現有橋梁資料庫的內容包含建造或維修年代、依據的耐震設計規範、上部結構系統的型式、橋墩型式、橋墩與橋台基礎型式、支承型式、橋面版線形、橋墩與車行方向夾角、跨數或振動單元數、橋寬與跨長比等耐震評估相關資訊，則可考慮參考 HAZUS 99 的分類方式。

表 3-4 HAZUS 97 之橋梁分類

危險別	跨度與連續性	耐震別	類別
-	長跨橋(L>500ft)	S	HBR1
		C	HBR2
	連續橋	S	HBR3
		C	HBR4
	簡支橋	S	HBR5
		C	HBR6
高危險	長跨橋(L>500ft)	S	HBR7
		C	HBR8
	連續橋	S	HBR9
		C	HBR10
	簡支橋	S	HBR11
		C	HBR12

註：S 表耐震設計，C 表傳統設計

表 3-5 HAZUS 99 之橋梁分類

材料	上部結構	下部結構	耐震別	跨度	州別	類別
長跨橋			C	>150m		HWB1
			S			HWB2
單跨橋			C			HWB3
			S			HWB4
鋼筋混凝土	簡支橋、構架式橋柱		C		加州以外	HWB5
					加州	HWB6
			S			HWB7
	連續橋	單柱、箱型梁	C			HWB8
			S			HWB9
		其他	C			HWB10
			S			HWB11
預力橋	簡支橋、構架式橋柱		C		加州以外	HWB17
					加州	HWB18
			S			HWB19
	連續橋	單柱、箱型梁	C			HWB20
			S			HWB21
		其他	C			HWB22
			S			HWB23
鋼橋	簡支橋、構架式橋柱 構架式橋柱		C	>20m	加州以外	HWB12
					加州	HWB13
				<20m	加州以外	HWB24
					加州	HWB25
			S			HWB14
	連續橋		C	>20m		HWB15
				<20m	加州以外	HWB26
					加州	HWB27
			S			HWB16
其他橋梁						HWB28

表 3-6 TELES 之典型橋梁分類

跨數	上部結構	橋墩型式	是否耐震設計	分類
單跨			傳統	HWB1C
			補強	HWB1R
			耐震	HWB1S
多跨	簡支橋	單柱	傳統	HWB2C
			補強	HWB2R
			耐震	HWB2S
		構架式	傳統	HWB3C
			補強	HWB3R
			耐震	HWB3S
		壁式	傳統	HWB4C
			補強	HWB4R
			耐震	HWB4S
	連續橋	單柱	傳統	HWB5C
			補強	HWB5R
			耐震	HWB5S
		構架式	傳統	HWB6C
			補強	HWB6R
			耐震	HWB6S
		壁式	傳統	HWB7C
			補強	HWB7R
			耐震	HWB7S
其他橋梁			傳統	HWB8C
			補強	HWB8R
			耐震	HWB8S

TELES 橋梁震損評估所採用的典型橋梁分類如表 3-6 所列，首先依據橋梁跨數，將橋梁概分為單跨橋與多跨橋兩大類；再依上部結構與橋墩型式，將多跨橋細分為六類；其它不屬於梁柱型式的橋梁則歸納為其它橋梁。上部結構系統概分為簡支與連續兩類，橋墩型式概分為單柱、構架式和壁式三類。除此之外，依橋梁是否經過耐震設計(C 或 S)，或是原為傳統設計但經過適當耐震補強(R)等因素，各典型橋梁再細分為三類。一般而言，傳統設計的橋梁可能強度和韌性都不足，但耐震補強工法大都僅增加橋梁的韌性而沒有相對地提高其強度。因此，與依照新的耐震設計規範所建造的橋梁有別於經耐震補強的橋梁。依據上述因素考量，所有橋梁依跨數、上部結構型式、橋墩型式與耐震設計水準等共分為 24 類。

3.3 TELES 橋梁震損評估資料庫與分析參數說明

TELES 進行公路橋梁震損評估所需資料庫所有欄位內容以及目前的資料來源，詳如表 3-7 所列，其中現地調查泛指「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫與本計畫實際執行之公路橋梁現地調查。

表 3-7 TELES 橋梁屬性資料庫內容說明

欄位名稱	欄位說明	資料來源
M_Office	工程處代碼	參考表 3-2
Branch	工務段	TBMS 資料
Branch_ID	工務段代碼	參考表 3-2
Route_name	路線名稱	以現地調查為主，參考 TBMS 清單
Route_ID	路線代碼	參考 3.1.2 橋梁識別碼
Name	橋梁名稱	以現地調查為主，參考 TBMS 清單
Mileage_km	里程公里數	以現地調查為主，參考 TBMS 清單

Mileage_m	里程公尺數	以現地調查為主，參考 TBMS 清單
ID	橋梁代碼	參考 3.1.2 橋梁識別碼
Length	橋長(公尺)	現地調查
Width	橋寬(公尺)	現地調查
Deck_area	橋面積(平方公尺)	橋長與橋寬之乘積
Numunits	振動單元數	現地調查
Numspans	跨數	現地調查
Maxspanlen	單跨最大長度(公尺)	現地調查
FoundType	基礎形式(0:直接基礎，1:沉箱基礎，2:樁基礎)	以現地調查為主，參考 TBMS 資料
Skewangle	歪斜角	現地調查
Ft_val	抗液化能力(數值介於 1~3；一般而言淺基礎為 1，深基礎為 2~3)	取深基礎為 2，淺基礎為 1，混和基礎依深基礎和淺基礎的數量比例組合，其值介於 1～2 之間
Cost	重建成本(百萬元)	BrdgCost 檔之單位橋面板面積單價，分為深基礎及淺基礎
Town_Code	橋梁所在地之鄉鎮區代碼	Tract 檔
Tract	橋梁所在地之村里代碼	Tract 檔
Z_coeff	設計水平加速度(g)	BrdgAy_2 檔，使用 Town_code 對照欄位，以設計年代(Dsg_Year 欄位)作為規範年代分界
Soiltype	地盤種類(0:未知，1:堅實地盤，2:中等地盤，3:軟弱地盤，4:台北一區，5:台北二區，6:台北三區，7:台北四區)	依據 Tract 檔之 Soiltype 欄位
SoilLqf	土壤液化敏感類別(0:未知，1:極低液化敏感類別，2:低液化敏感類別，3:中液化敏感類別，4:高液化敏感類別，5:極高液化敏	計算方式參考 3.1.4 橋梁所在地之土壤液化敏感類別

	感類別)	
LandSlide	山崩敏感類別(目前 TELES 無分析模式，該欄位填 0)	目前不使用此欄位
Waterdepth	地下水位(公尺)	依據 Tract 檔之 Waterdepth 欄位
Class	橋梁類別	現地調查，參考表 3-6
X	橋梁中點 X 座標	現地調查
Y	橋梁中點 Y 座標	現地調查
Comp_year	完工年代(民國)	以現地調查為主，參考 TBMS 資料
Dsg_Year	橋梁設計所依據之規範年代(民國)	參考 TBMS 或以完工年減 2
ScourDepth	沖刷深度(公尺)	現地調查
Intrp_cost	橋梁通行失敗引致之日間接損失(百萬元)	目前不使用此欄位

此外，TELES 還需要不同損壞狀態之重建成本參數(BrdgCost)、地震動易損性曲線參數(BrdgFragGm)、地表永久變形易損性曲線參數(BrdgFragPgd)等三個公路橋梁分析參數檔，表 3-8 詳列這三個分析參數檔的欄位內容與說明，使用時均以橋梁類別(Class)作為索引。

表 3-8 TELES 橋梁分析參數說明

檔名	欄位名稱	欄位說明
BrdgCost	Class	橋梁類別
	DF_cost	深基礎橋梁單位橋面版重建成本(仟元/平方公尺)
	SF_cost	淺基礎橋梁單位橋面版重建成本(仟元/平方公尺)

	D2_dmgrate	輕微損害之損失比
	D3_dmgrate	中度損害之損失比
	D4_dmgrate	嚴重損害之損失比
	D5_dmgrate	完全損害之損失比
BrdgFragGm	Class	橋梁類別
	Dsglevel	耐震設計水準(C:傳統設計，R:傳統設計經補強，S:經耐震設計)
	Structtype	結構型式(N:單跨，S:多跨簡支，C:多跨連續，X:其他如斜張橋等)
	Piertype	橋柱型式(N:單跨無橋柱，S:單柱式，F:構架式或多柱式，W:壁式，X:其他)
	Beartype	支承墊型式
	Unitlength	基本評估單元之預設長度(公尺)
	K3d_a	3D 效應修正係數 a
	K3d_b	3D 效應修正係數 b
	I_shape	反應譜形狀修正係數
	D2_median	超越輕微損害狀態之 PGA 中位數
	D2_logstd	超越輕微損害狀態之 PGA 對數標準差
	D3_median	超越中度損害狀態之 PGA 中位數
	D3_logstd	超越中度損害狀態之 PGA 對數標準差
	D4_median	超越嚴重損害狀態之 PGA 中位數
	D4_logstd	超越嚴重損害狀態之 PGA 對數標準差
	D5_median	超越完全損害狀態之 PGA 中位數
	D5_logstd	超越完全損害狀態之 PGA 對數標準差
BrdgFragPgd	Class	橋梁類別
	I_pgd	(0:多跨連續，1:單跨，2:多跨簡支)
	D2_median	超越輕微損害狀態之 PGD 中位數

	D2_logstd	超越輕微損害狀態之 PGD 對數標準差
	D3_median	超越中度損害狀態之 PGD 中位數
	D3_logstd	超越中度損害狀態之 PGD 對數標準差
	D4_median	超越嚴重損害狀態之 PGD 中位數
	D4_logstd	超越嚴重損害狀態之 PGD 對數標準差
	D5_median	超越完全損害狀態之 PGD 中位數
	D5_logstd	超越完全損害狀態之 PGD 對數標準差

3.4 公路總局省縣道橋梁資料

3.4.1省道橋梁資料彙整校正與成果

本計畫契約所列省道橋梁數量為 2703 座，由交通部運輸研究所港灣技術研究中心提供橋梁清單及基本資料，其資料欄位包含：橋梁名稱、橋梁所在縣市、鄉區、道路等級、竣工年度、竣工月份、路線、里程樁號、總長、最大淨寬和跨越物體等。本計畫執行之初所掌握的省道橋梁資料，係國家地震工程研究中心參與台灣世曦工程顧問公司(CECI)執行交通部公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫時所取得，總計有 2484 筆省道橋梁資料。該計畫係針對公路總局所管轄之正常使用、橋長超過 6m 之省道橋梁，因此缺少 6m 以下短橋、當時使用狀態為改建中，以及民國 93 年後竣工的橋梁。經過與契約所列省 2703 座橋梁基本資料相互比對，本計畫實際考慮之省道橋梁名單，取自 CECI 資料庫者為 2257 座，取自契約清單者為 511 座，合計 2768 座。其中，取自契約清單省道橋梁的屬性資料，經公路總局同意，使用最新之台灣橋梁管理系統(TBMS)資料以補充之；並且為求慎重，長度超過 100m 之非高架道路的橋梁亦補行現地調查，因此額外有若干筆省道橋梁數量及其資料的變動。此外，計畫執行期間遭逢莫拉克颱風八八水災，其間大水沖毀的省道橋梁亦另自資料庫中移除。

準此，本計畫最終完成公路總局省道橋梁合計 2729 筆的資料庫

建置，供公路橋梁地震早期損失評估模組使用，其數量分布明細如表 3-9 所列，係分別根據所隸屬之公路總局養護工程處，以及根據橋梁長度進行統計而得。圖 3.9 所示，為各養護工程處所佔省道橋梁數量的百分比分布；圖 3.10 所示，則為橋面版面積的百分比分布。資料顯示：以第二區養護工程處的橋梁數量最多，並且由於較長的橋梁多集中於第二區養護工程處，因此其責任分配之橋面版養護總面積較其他養護工程處亦多出不少。省道橋梁設計年代(依設計規範年代分期)的百分比分布，如圖 3.11 所示。國內橋梁設計規範共經歷民國 49 年、76 年、84 年與 89 年四個版本，因此可分為 5 個不同規範時期的橋梁，其中民國 84 年以後之公路橋梁設計規範才開始採取用耐震設計概念，因此之前設計的橋梁皆屬於傳統設計。圖 3.11 顯示這 2729 座省道橋梁中，經過耐震設計的橋梁只佔全體的 33%，剩餘未經耐震設計者佔 67%，其中又有 53%屬傳統設計，14%屬傳統設計但經過耐震補強。圖 3.12 以及圖 3.13 所示，分別為這 2729 座省道橋梁依結構型式分類，以及依 TELES 典型橋梁分類所佔的百分比分布。顯然，絕大多數橋梁係屬於梁式橋，主梁(橋面版)亦以簡支形式為主；若以 TELES 之典型橋梁分類來看，則單跨橋梁佔了 58%，多跨橋梁的部份簡支橋梁合計佔了 23%、連續橋梁合計佔了 18%，其餘 1%的省道橋梁為拱橋、桁架橋、吊橋、斜張橋等其他橋梁，所佔的比例極低。

表 3-9 公路總局省道橋梁數量統計表

工程處	1000m(含)以上	500m(含)至1000m(不含)	100m(含)至500m(不含)	30m(含)至100m(不含)	30m(不含)以下	小計
第一區	24	19	70	79	255	447
第二區	49	27	120	151	346	693
第三區	13	6	86	110	452	667
第四區	3	12	72	106	166	359
第五區	13	30	108	155	257	563
合 計	102	94	456	601	1476	2729

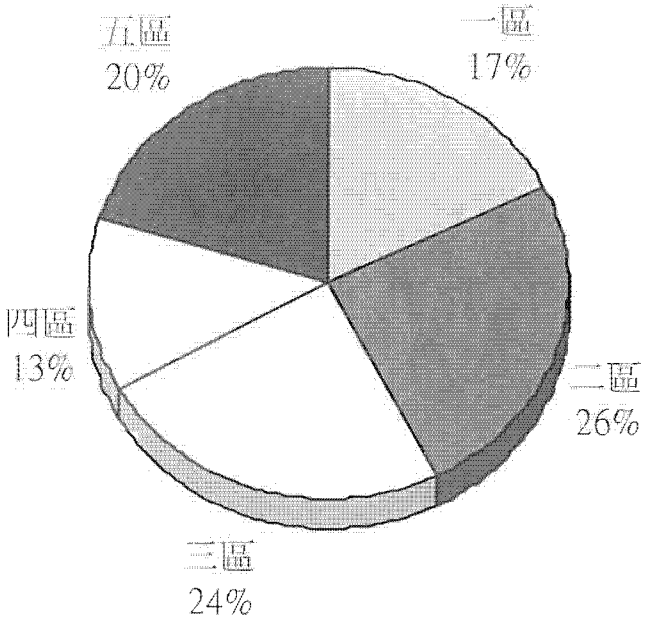


圖 3.9 各工程處省道橋梁數量百分比分布

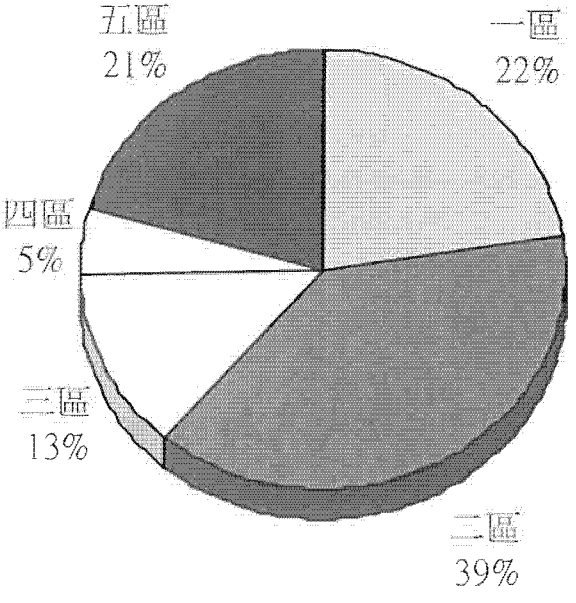


圖 3.10 各工程處省道橋梁橋面版面積百分比分布

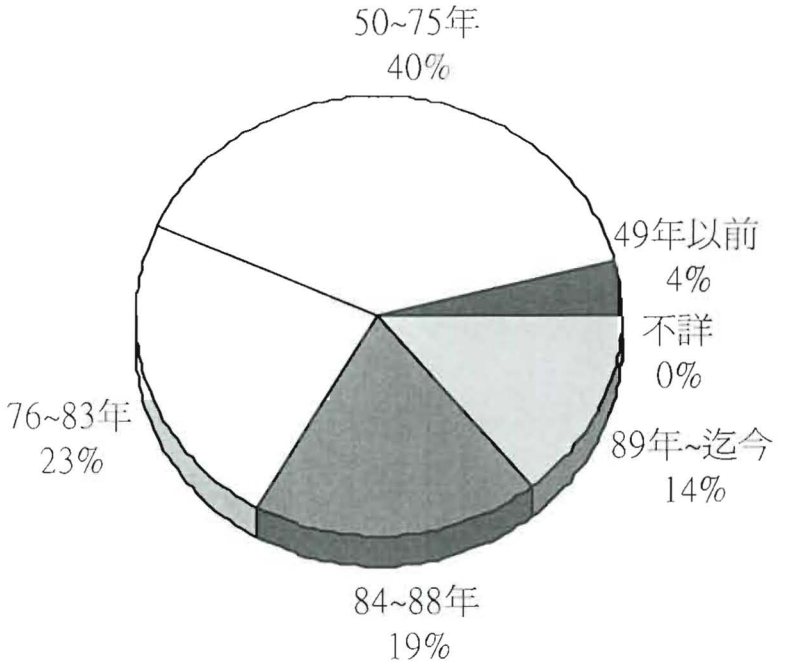


圖 3.11 省道橋梁設計年代(依設計規範年代分期)百分比分布

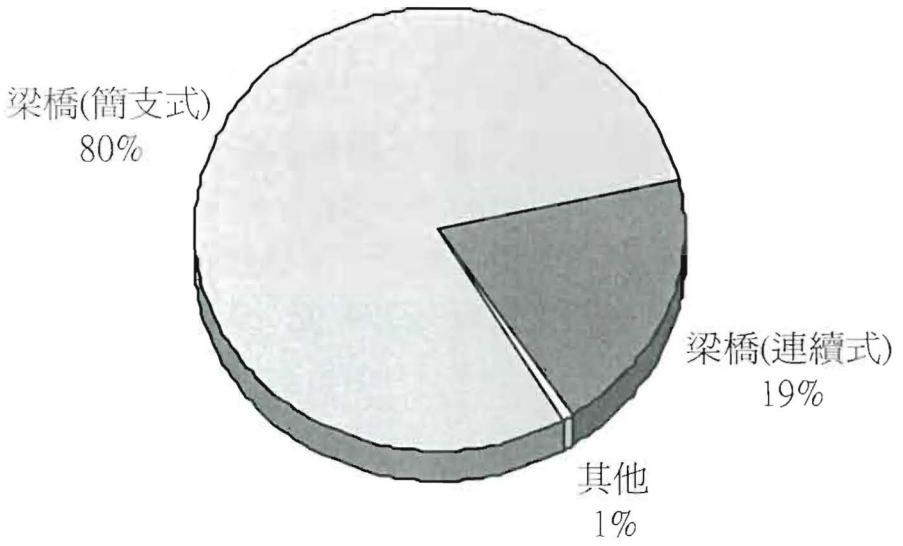


圖 3.12 省道橋梁結構型式百分比分布

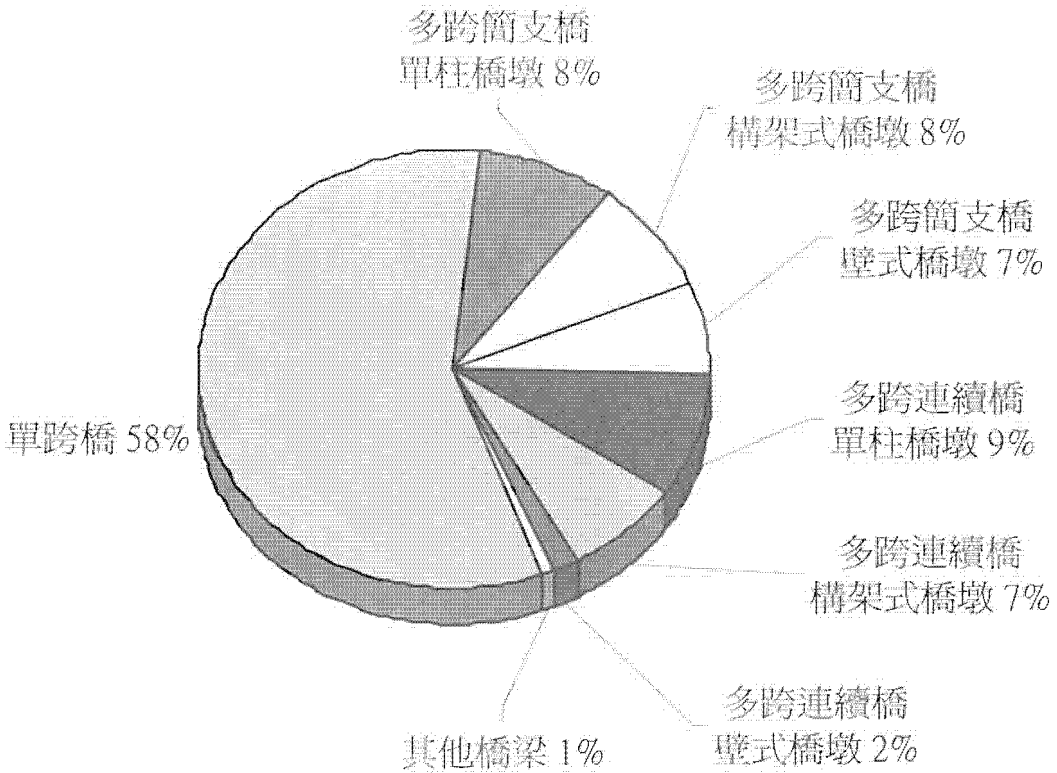


圖 3.13 省道橋梁 TELES 典型橋梁分類百分比分布

3.4.2 縣道橋梁資料現地調查與成果

本研究計畫以現地調查方式，分二期完成公路總局所有代養縣道橋梁空間座標與結構耐震屬性資料庫之建置，供公路橋梁地震早期損失評估模組使用。契約所列縣道橋梁第一年總數為 792 座，分屬於第二、五區養護工程處，第二年總數為 374 座，分屬於第一、三、四區養護工程處，因此合計有縣道橋梁 1166 座須進行現地調查及資料庫建置。

縣道橋梁現地調查之內容，包含空間位置(點位和線形)、上部和下部結構型式、橋墩和橋台基礎型式、地盤種類、幾何尺寸、沖刷深度、防落長度、建造年代、依據之耐震設計規範等，請參照橋梁屬性調查表(表 3-1)所列。傳統方式之橋梁現地調查為調查人員手持紙本之橋梁調查表，於尋得橋梁後依其屬性資料之觀察，以人工方式逐一填寫調查表欄位。其缺點有二，一是現場誤填或漏填資料，二是進行

電子檔後製作時仍需人工辨識紙本橋梁調查表並輸入電腦，屬於費時耗工的二次作業，並且極容易發生人為錯誤。為避免以上情形發生，本計畫進行橋梁調查與資料處理一律採取電子化方式，亦即現地調查時使用個人數位助理(簡稱 PDA)填寫橋梁屬性資料並定位，調查結束後直接將數值資料轉存至遠端電腦伺服器。此外，進行現地調查時如橋梁的長寬、座標定位及外觀等資料，仍須使用其它設備進行輔助，相關設備圖 3.14 所列，包含衛星導航機(橋梁位置導引及座標輔助定位)、指北針(所在地座向確認)、紅外線量距儀(長距離量測)、望遠鏡(遠距離目標物辨識)...等。由於進行現地調查可能無法直接觀察橋梁的橋台、橋墩基礎形式，部分橋梁的支承裝置或防落設施亦受限於現地條件而可能無法直接觀察(例如遭到遮擋或採埋置方式安裝)，這些橋梁屬性資料另以 TBMS 資料補足。

圖 3.14 現地調查使用設備

本計畫辦理所有公路總局代養縣道橋梁之現地調查工作，並根據實際的橋梁現況作橋梁資料之增刪與核對，最終完成縣道橋梁合計

1177 筆的資料庫建置，供公路橋梁地震早期損失評估模組使用。橋梁資料筆數略多於契約要求之數量，其原因為縣道之上確有契約清單之外的橋梁，本計畫已一一予以補足，或是若干橋梁因道路拓寬因素而於其傍增建平行橋梁，本計畫另以兩筆橋梁記錄之。

公路總局代養縣道橋梁數量分布明細如表 3-10 所列，係分別根據所隸屬之公路總局養護工程處，以及根據橋梁長度進行統計而得。圖 3.15 所示，為各養護工程處所佔縣道橋梁數量的百分比分布；圖 3.16 所示，則為橋面版面積的百分比分布。縣道橋梁設計年代(依設計規範年代分期)的百分比分布，如圖 3.17 所示，經過耐震設計的縣道橋梁只佔全體的 26%。圖 3.18 以及圖 3.19 所示，分別為這 1177 座縣道橋梁依結構型式分類，以及依 TELES 典型橋梁分類所佔的百分比分布，絕大多數橋梁屬於簡支形式的梁橋，所佔比例高達 91%；若以 TELES 之典型橋梁分類來看，則單跨橋梁佔了 70%，多跨橋梁的部份簡支橋梁合計佔了 20%、連續橋梁合計佔了 9%，其他橋梁則佔了 1%，比例極低。

表 3-10 公路總局縣道橋梁數量統計表

工程處	1000m(含)以上	500m(含)至1000m(不含)	100m(含)至500m(不含)	30m(含)至100m(不含)	30m(不含)以下	小計
第一區	5	7	31	26	60	129
第二區	3	2	16	66	323	410
第三區	1	2	8	37	187	235
第四區	0	0	4	4	10	18
第五區	0	3	32	44	306	385
合 計	9	14	91	177	886	1177

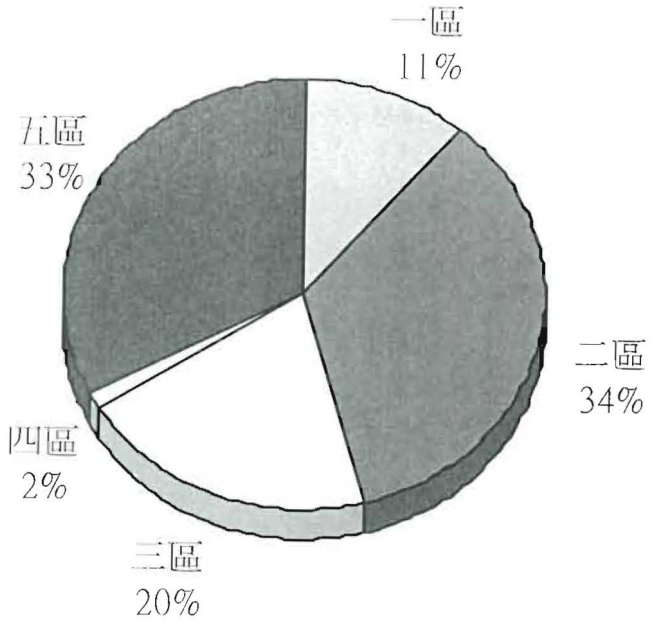


圖 3.15 各工程處縣道橋梁數量百分比分布

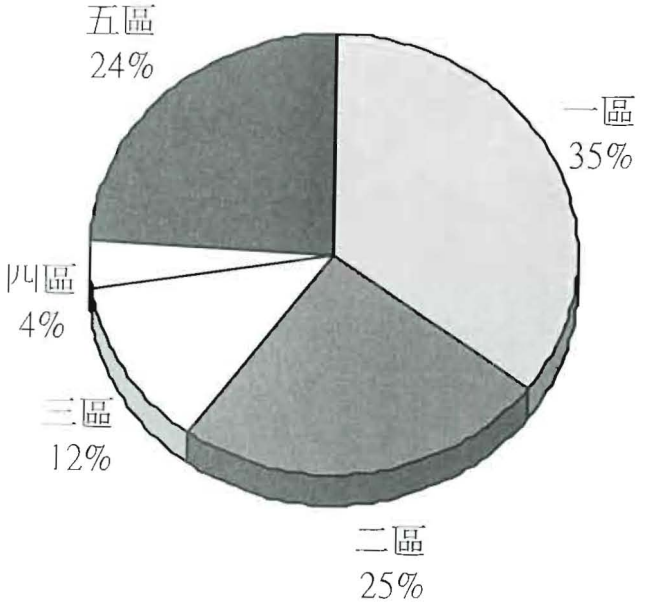


圖 3.16 各工程處縣道橋梁橋面版面積百分比分布

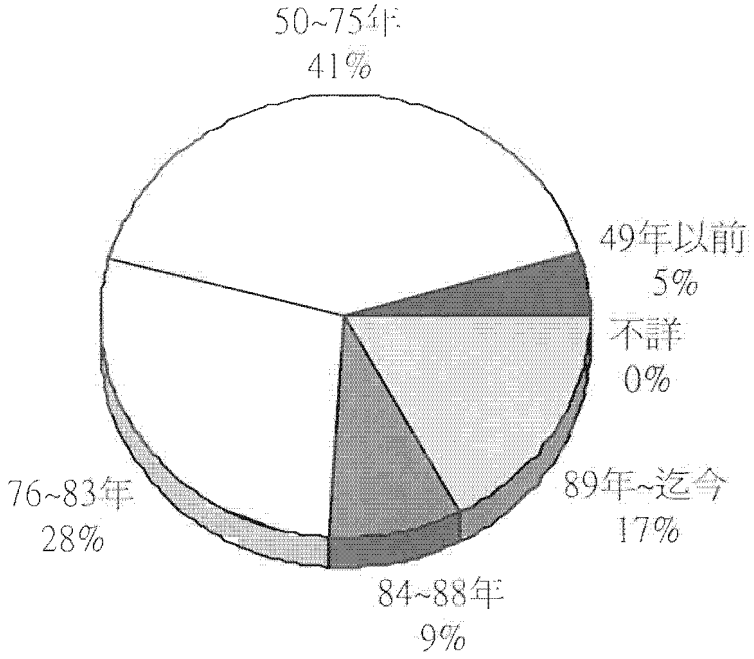


圖 3.17 縣道橋梁設計年代(依設計規範年代分期)百分比分布

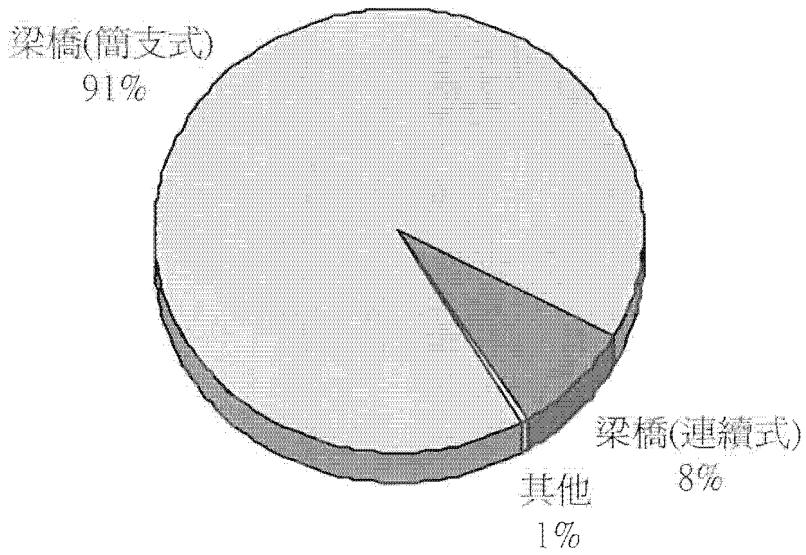


圖 3.18 縣道橋梁結構型式百分比分布

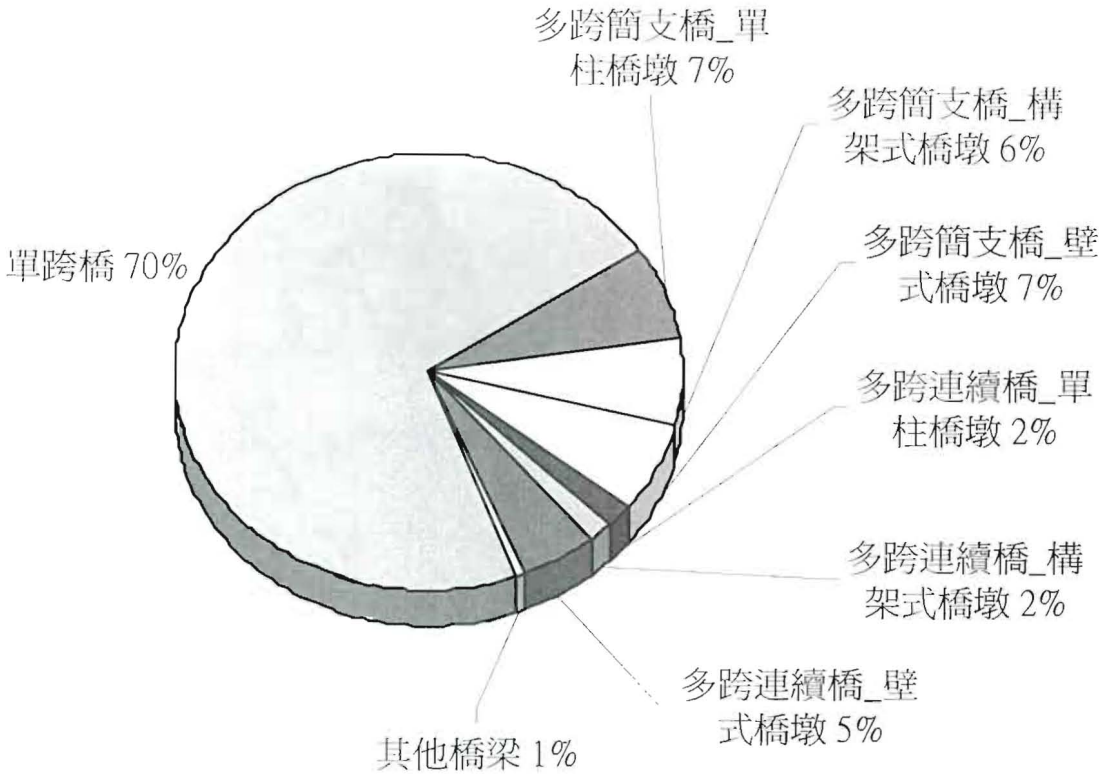


圖 3.19 縣道橋梁 TELES 典型橋梁分類百分比分布

綜合前述，本計畫目前已實際完成省道、縣道橋梁耐震評估相關結構屬性資料確認以及空間座標實地定位，共建置 2729 筆省道橋梁資料及 1177 筆縣道橋梁資料，供 TELES 震損評估使用。詳細的公路總局各養護工程處省、縣道橋梁空間分布情形，如圖 3.20 至圖 3.25 所示。

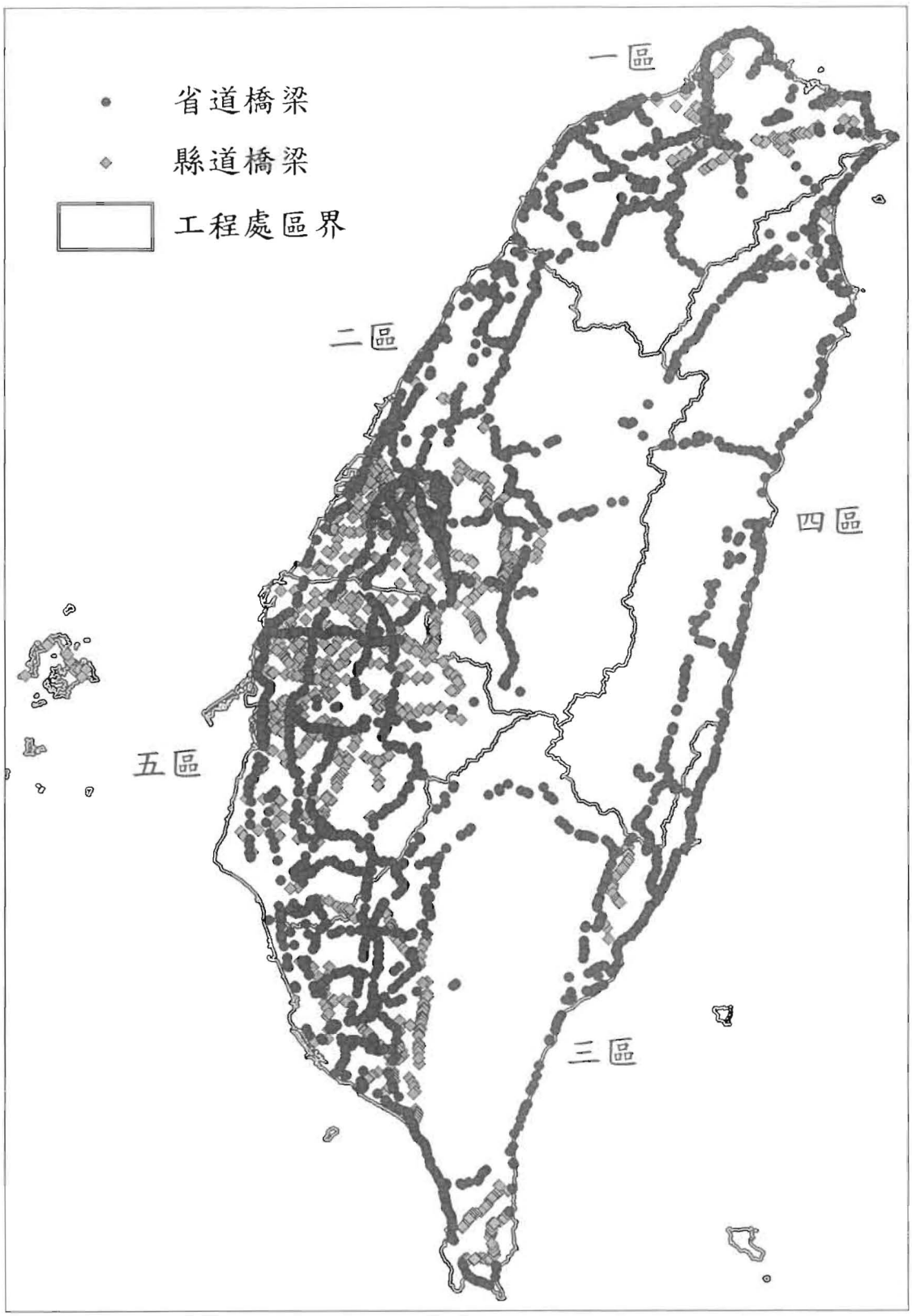


圖 3.20 公路總局管轄省縣道橋梁分布圖

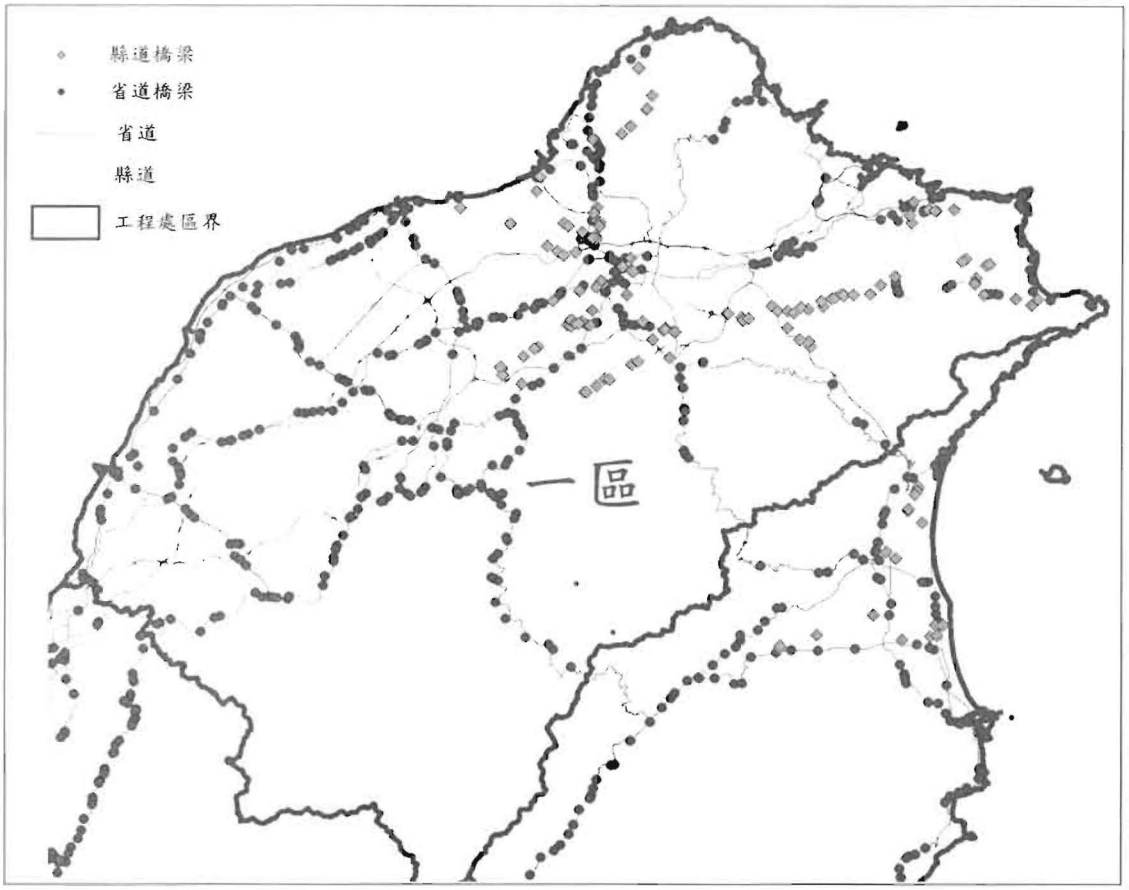


圖 3.21 公路總局第一區養護工程處省縣道橋梁分布圖

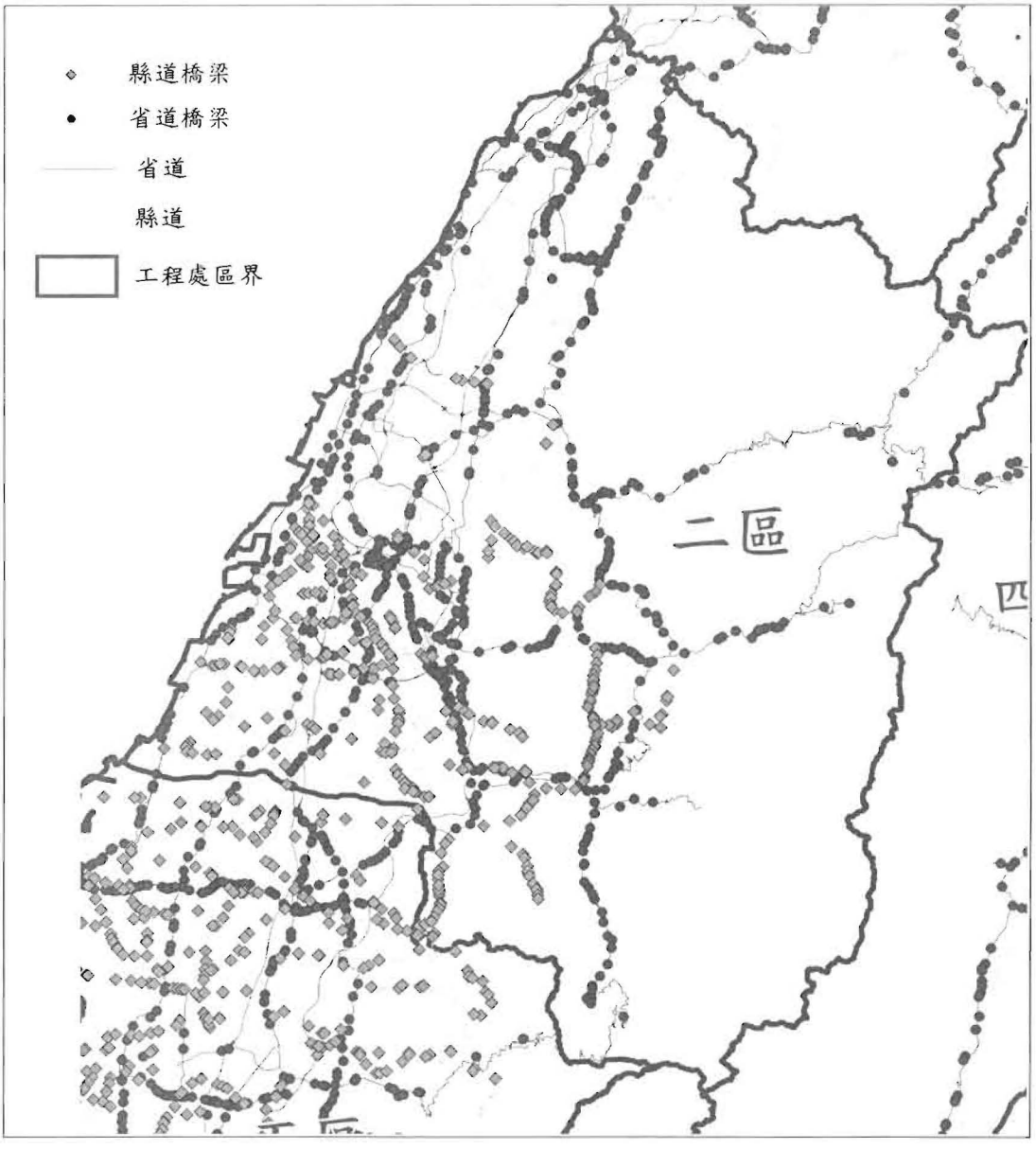


圖 3.22 公路總局第二區養護工程處省縣道橋梁分布圖

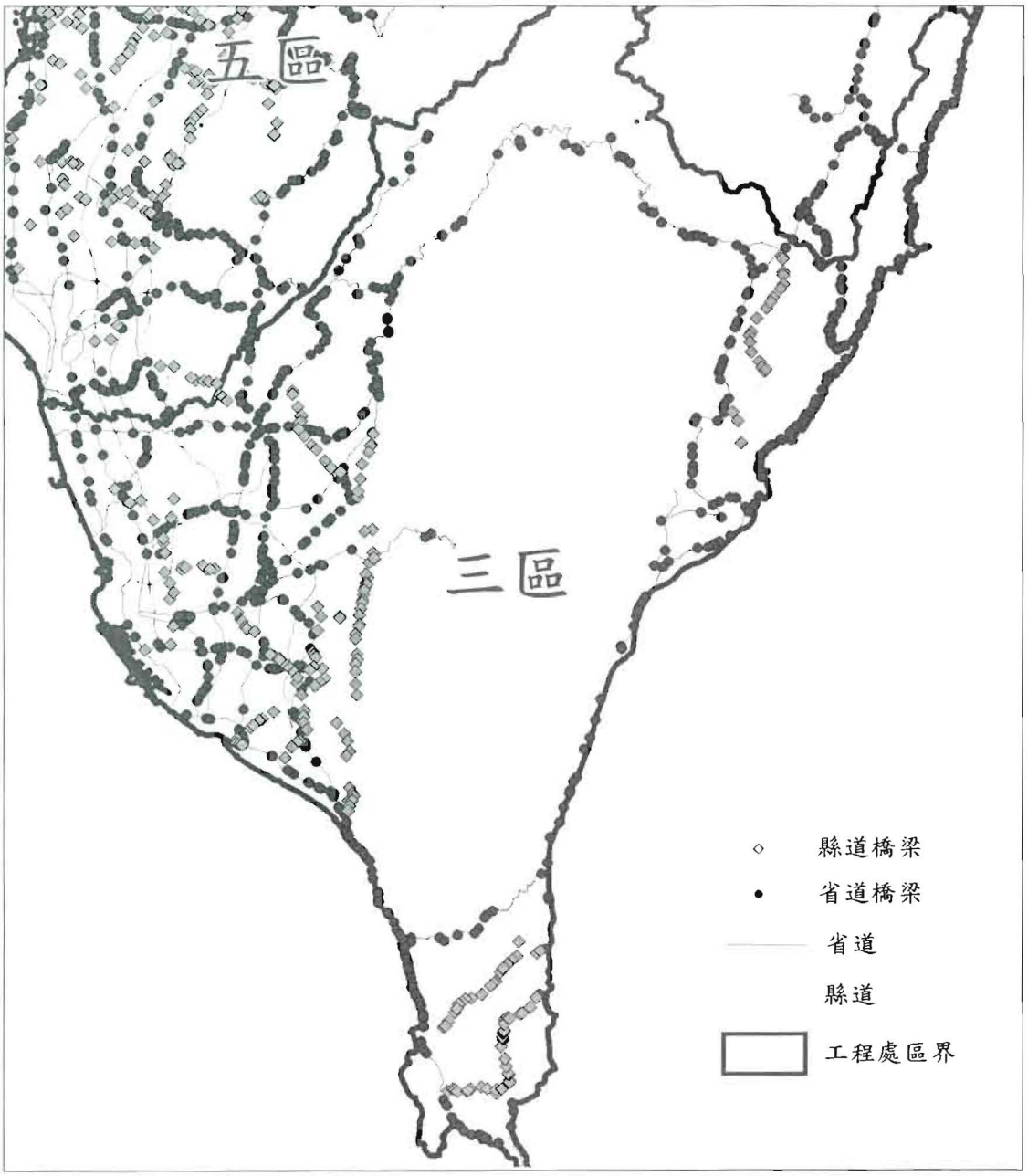


圖 3.23 公路總局第三區養護工程處省縣道橋梁分布圖

圖 3.24 公路總局第四區養護工程處省縣道橋梁分布圖

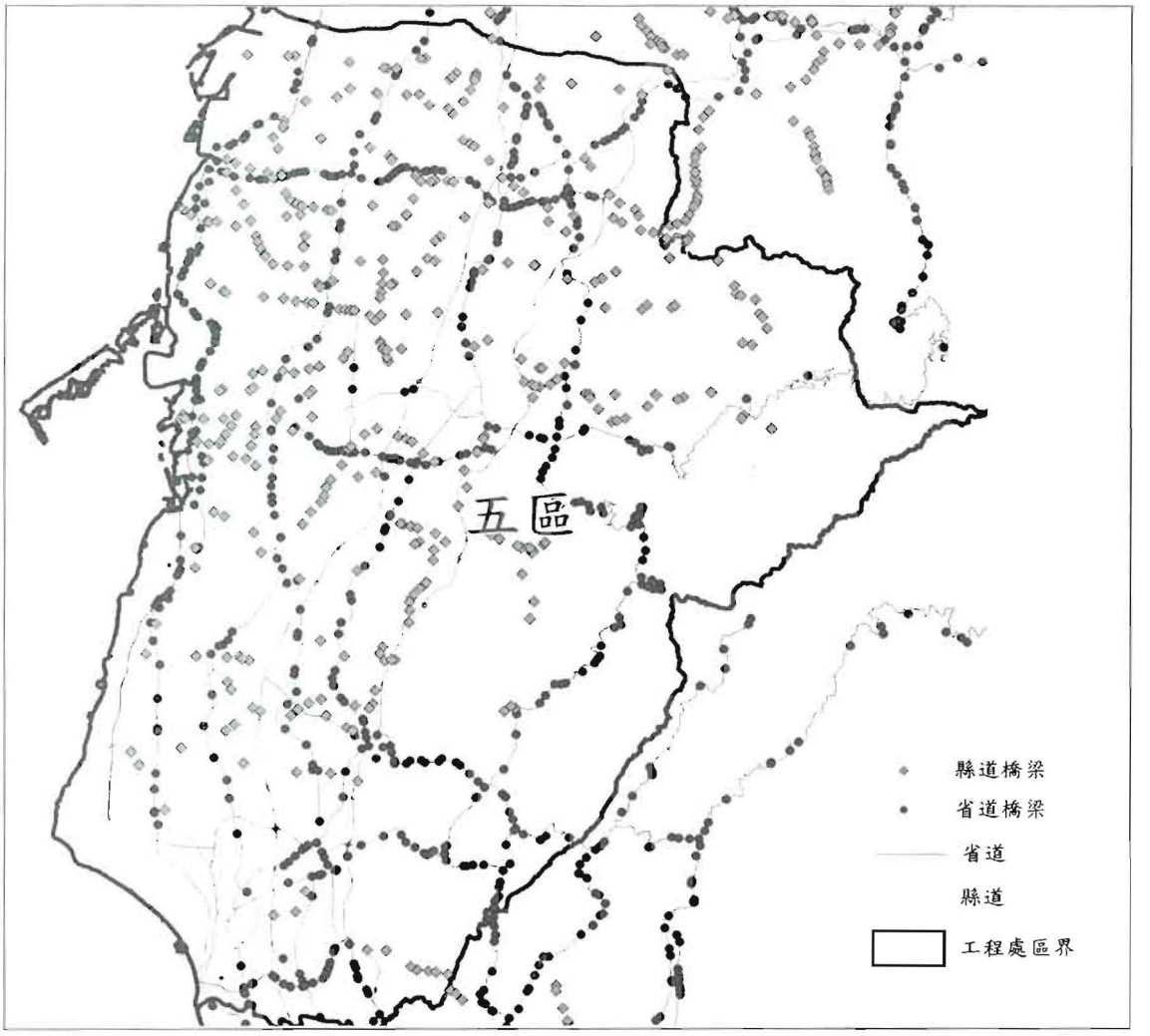


圖 3.25 公路總局第五區養護工程處省縣道橋梁分布圖

3.4.3 TELES 資料庫欄位產生

TELES 進行橋梁震損評估時，所使用橋梁資料庫的檔名、欄位名稱與資料格式均已固定，因此，必須將資料庫轉換成 TELES 相容資料才能夠順利讀取使用。表 3-7 詳列所需 TELES 橋梁資料庫的格式以及資料來源，以下針對部分欄位進行詳細說明：

1. 橋梁類別代碼(Class)：參考表 3-6 所列之 TELES 典型橋梁分類，如單跨傳統設計橋梁為 HWB1C、多跨簡支單柱耐震設計橋梁為 HWB2S。其中最末碼係以設計年代進行區分：民國 83 年之前設計者屬傳統設計(C)，84 年之後設計者屬於經耐震設計(S)，而橋

梁最近維修年代在 84 年之後者則歸類為經耐震補強(R)。

2. 工程處、工務段代碼(Branch_ID)：參考表 3-2 所列，第一碼為工程處代碼，第二、三碼為工務段代碼。

3. 路線代碼(Route_ID)：前三碼為縣道名稱，第四碼視需要將縣道名稱含甲、乙線者加注 A 或 B，例如縣道 136 線之代碼為 1360，縣道 134 甲線之代碼為 134A。

4. 橋梁代碼(ID)：共 12 碼，前三碼為工務段代碼，中間四碼為路線代碼。後五碼之前三碼為公里里程數，第四碼為同里程數(公里)之排序，以公尺里程數由小到大排序為 A 至 Z，若同一里程數只有一座橋梁則一律註記為 A。最末一碼用於說明一座橋梁實際對應多座橋梁時，各分別橋梁之新(N)、舊(O)或左(L)、右(R)之區別。

5. 橋面版面積：為橋長與橋寬之乘積，可用於計算橋梁之重置成本(Cost)，在 BrdgCost 檔案中列有深基礎、淺基礎之單位橋面版面積單價。

6. 基礎形式(FoundTyp)、抗液化能力(Ft_val)：參考表 3-7，以一個代碼表示。

7. 鄉鎮區代碼(Town_Code)、村里代碼(Tract)：以橋梁所在地對應 Tract 檔之村里分區位置來標示，而地盤種類及地下水位亦是採用 Tract 檔之屬性資料。

8. 設計水平加速度(Z_coeff)：根據橋梁之設計年份及所在鄉鎮區，再對應 BrdgAy_2 檔案中分別在民國 49 年、76 年、84 年及 89 年版耐震設計規範之震區水平加速度係數。

9. 土壤液化敏感類別：參考 3.1.4 節說明，取橋梁周圍 200m 區域，與土壤液化敏感類別圖進行套疊以計算其權值，以一位代碼表示。

10. 橋梁中點座標 X、Y：以現場量測之橋頭、橋尾座標計算得出。

11. 歪斜角：需檢查其值須大於 10 度。

12. 完工年份：以現場銘牌所示之民國年份表示，如果 TBMS 資料中沒有設計年份，則設計年份以完工年份減去 2 年表示，但其值須大於 0。

13. 山崩敏感類別、因橋梁中斷每日的間接損失：目前不使用。

3.4.4 橋梁線型數化

進行橋梁因土壤液化引致震損之評估時，需了解橋梁所在地鄰近範圍內的土壤液化敏感類別；當橋梁長度較長時，其鄰近範圍必然涵蓋各種不同土壤液化敏感類別的區域，此時為正確判斷橋梁所在地的土壤液化敏感類別，必須先建立橋梁的數化線型資料。因此，本計畫針對橋長超過 100m 的省縣道橋梁，建立 GIS 線型物件並透過空間分析，取其周圍 200m 以內範圍計算橋梁所在地的土壤液化敏感類別，如圖 3.26 所示。同時，橋梁線型為路網線型上的部分線段，為使橋梁線型和數值路網圖套疊之後能夠完全重合，故利用省縣道橋梁的橋頭、橋尾座標，亦可透過 GIS 空間分析，直接於數值路網圖上擷取長度為橋梁長度的路段作為此橋梁的線型，如圖 3.26 所示，並與衛星影像圖層套疊進行驗證。如此，不僅可建立個別橋梁的線型物件，更可以建立每一段高架道路的線型物件。

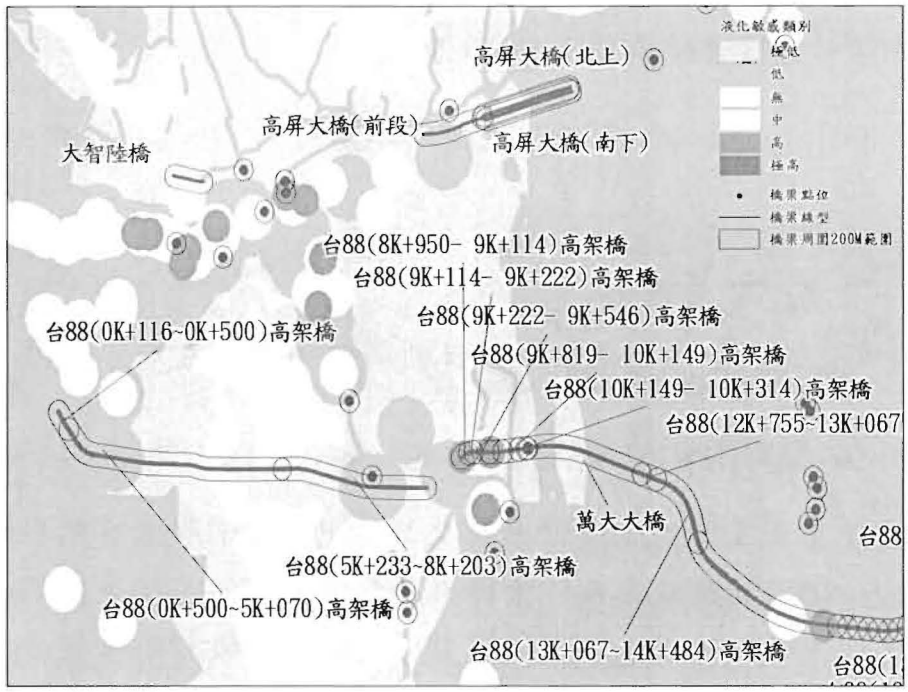


圖 3.26 省縣道橋梁線型套疊土壤液化敏感類別圖

3.5 TELES 欄位與 TBMS 欄位比較

公路橋梁地震早期損失評估資料庫（以下簡稱 TELES 橋梁資料庫）建置為本研究的主要工作之一，透過資料校正與現地調查逐一確保資料庫內容的正確性和完整性，以提升公路橋梁地震早期損失評估分析模組的精確度。隨著本計劃的結束，TELES 橋梁資料庫的建置工作也必須到一個段落，未來台灣仍會有許多橋梁和高架道路的改建或興建工程，資料庫內容若無法與現實狀況一致，橋梁地震早期評估的結果即會失去其意義。台灣處於小震不斷大震威脅的地理條件上，地震防救災工作絕不能警戒於一時，而必須是永續經營維護地震防救災體系功能的運作，並且持續教育民眾地震災害應變的觀念。因此未來「TELES 橋梁資料庫」有必要定期更新其內容，使分析評估結果合乎現況，更有效地應用於地震防救災工作上。

台灣地區橋梁管理資訊系統 TBMS 是目前台灣地區唯一較完善的橋梁資料管理系統，不僅對公路橋梁資料有詳細的紀錄，甚至鐵路橋梁、高速公路橋梁和各縣市政府管轄的公路橋梁都有比較完整的資料。TBMS 由中央大學開發管理，資料內容由政府各橋梁管轄單位共

同建置維護更新。TBMS 資料庫欄位若能與「TELES 橋梁資料庫」欄位結合，未來更新「TELES 橋梁資料庫」，僅需從 TBMS 中匯出資料即可供早期損失評估系統使用，不只可應用於公路橋梁、鐵路橋梁、高速公路橋梁，未來 TBMS 若結合高鐵橋梁甚至捷運高架橋梁等，都可匯入 TELES 橋梁資料庫，大幅提昇地震早期損失評估系統的應用範圍。

以下逐一比較 TBMS 欄位和 TELES 橋梁資料欄位，討論如何由 TBMS 資料轉換成 TELES 橋梁資料。TBMS 資料庫欄位眾多，但大多數欄位都非地震早期評估分析所需，TELES 僅需取其中部分欄位，參考表 3-11，TELES 所需的橋梁資料多數欄位皆可由 TBMS 中取得，少數欄位為 TELES 橋梁資料庫中特有的代碼，可透過轉換取得對應資料，如 M_Office、Branch_ID、ID 等欄位。另外有部分欄位，雖 TBMS 中無資料，但只要有橋梁的座標點位資訊，透過 GIS 地理資訊系統比對 TELES 中其他資料庫，就可以補充 TELES 橋梁資料庫中需要的資料，如 Town_Code、Tract、Z_coeff、Soiltype、Waterdepth、SoilLqf 等欄位，由此可看出橋梁座標點位精確與否的重要性不言可喻。還有部分欄位需 TBMS 中多個欄位的組合來決定 TELES 橋梁資料內容，如 ID、Class 等欄位。此外某些欄位，可參考多方不同資料來源時，會以其重要性排序且盡量以 TBMS 中原始的資料內容為主，如 Deck_area、FoundType、Soiltype、Cost 等欄位。

綜合上述，TELES 橋梁資料庫無法從 TBMS 中補足的欄位有 Numunits、Skewangle、LandSlide、ScourDepth 和 Intrp_cost 等五個欄位，其中 LandSlide、ScourDepth 和 Intrp_cost 三個欄位目前 TELES 模組中尚未使用其資料，保留此三個欄位係考慮未來若此部分模組發展完全，即可將此部份資料納入評估系統中。Skewangle 由於大部分橋梁都是 90 度，因此除現地調查確定歪斜角非 90 度外，其餘橋梁都假設是 90 度。Numunits 目前主要皆採用現地調查結果，若無法得知則假設簡支梁一跨為一個震動單元，連續梁則假設三跨為一個震動單元，但一個基本評估單元至少須包含三跨或三跨以上。

從 TBMS 資料建置 TELES 橋梁資料庫，除缺少以上五個欄位資

訊外，尚需要橋梁是否經過補強和補強年代的資訊，目前台灣地區老舊橋梁甚多，政府正逐年進行橋梁耐震補強計畫，TELES 橋梁資料庫中經過耐震補強的橋梁，考慮其耐震能力的不同而有不同的分類，目前參考 TBMS 中『最近維修年代』欄位，作為補強年代的參考，不過維修的範疇可大可小，經耐震補強可視為維修，一般橋梁護欄修繕亦可視為維修，為了清楚釐清橋梁是否經過耐震補強，建議將『補強年代』等資訊建立於 TBMS 中，藉以區分橋梁耐震能力的不同。

簡言之，由 TBMS 資料轉換成 TELES 資料，尚需要 Numunits、Skewangle、LandSlide、ScourDepth、Intrp_cost 和補強年代六個欄位資訊，其中又以 Numunits、Skewangle 和補強年代三個欄位因關係橋梁結構和耐震能力而較為重要，其餘三個欄位目前 TELES 分析模組中暫不考慮。地震早期損失評估系統未來是否能永續實際應用於地震防救災工作，資料的定期更新維護為其中關鍵，若能於 TBMS 中至少增加上述三個重要欄位，將管理完善的 TBMS 資料作為 TELES 的橋梁資料庫，對橋梁的地震損失評估將會是莫大的助益。

表 3-11 TELES 欄位和 TBMS 欄位比較表

TELES 欄位		TBMS 參考欄位			TBMS 資料轉換 TELES 資料建立方式	TBMS 資料庫否足以 TELES 使用
欄位名稱	欄位說明	資料類別	中文名稱	下拉式選單內容		
Office	工程處	管理	工程處		參考 TBMS 對應欄位	是
M_Office	工程處代碼				參考表 3-2 轉換	
Branch	工務段	管理	工務段		參考 TBMS 對應欄位	是
Branch_ID	工務段代碼				參考表 3-2 轉換	
Route_name	路線名稱	管理	路線		參考 TBMS 對應欄位	是
Route_ID	路線代碼				參考 3.1.2 節橋梁識別碼	
Name	橋梁名稱	管理	橋梁名稱		參考 TBMS 對應欄位	是
Mileage_km	里程公里數	管理	橋頭里程(K)		以橋頭里程為主	是
		管理	橋尾里程(K)			
Mileage_m	里程公尺數	管理	橋頭里程(M)		以橋頭里程為主	是
		管理	橋尾里程(M)			
ID	橋梁代碼	管理	工程處		參考 3.1.2 節橋梁識別碼	是
		管理	工務段			
		管理	路線			
		管理	橋頭里程(K)			
		管理	橋尾里程(K)			
		管理	橋頭里程(M)			
		管理	橋尾里程(M)			
Length	橋長(公尺)	幾何	橋梁總長		參考 TBMS 對應欄位	是
Width	橋寬(公尺)	幾何	最大淨寬		以最大淨寬為主	是
		幾何	最小淨寬			
Deck_area	橋面積(平方公尺)	幾何	橋版投影面積		1 參考 TBMS 對應欄位 2.橋長*橋寬	是
Numunits	振動單元數	無資料				否
Numspans	跨數	幾何	總橋孔數		參考 TBMS 對應欄位	是
Maxspanlen	單跨最大長度(公尺)	幾何	最大跨距		參考 TBMS 對應欄位	是
FoundType	基礎形式	結構	橋台基礎型式	樁基礎、沈箱基礎、直接基礎、其他、無、無法檢測	1.橋墩基礎型式 2.橋台基礎型式	是
		結構	橋墩基礎型式			
Skewangle	歪斜角	無資料				否
Ft_val	抗液化能力	結構	橋台基礎型式	樁基礎、沈箱基礎、直接基礎、其他、無、無法檢測	由 TELES 建立好的 FoundType 欄位取深基礎為 2，淺基礎為 1，混和基礎依深基礎和淺基礎的數量比例組合，其值介於 1～2 之間	是
		結構	橋墩基礎型式			
Cost	重建成本(百萬元)	管理	造價		1.參考 TBMS 對應欄位 2.BrdgCost 檔之單位橋面板面積單價，分為深基礎及淺基礎	是
Town_Code	橋梁所在地	無資料			由橋梁座標點位對應 Tract 檔可決定	是

	鄉鎮區代碼					
Tract	橋梁所在地之村里代碼	無資料			由橋梁座標點位對應 Tract 檔可決定	是
Z_coeff	設計水平加速度(g)	設計	設計水平地表加速度		1.參考 TBMS 對應欄位 2.BrdgAy_2 檔，使用 Town_code 對照欄位，以設計年代(Dsg_Year 欄位)作為規範年代分界	是
Soiltype	地盤種類	設計	地盤種類	第一類地盤、第二類地盤、第三類地盤、臺北盆地、不詳、無法取得	1.參考 TBMS 對應欄位 2.由橋梁座標點位對應 Tract 檔可決定	是
SoilLqf	土壤液化敏感類別	無資料			由橋梁座標點位和線型計算 計算方式參考 3.1.4 節橋梁所在地之土壤液化敏感類別	是
LandSlide	山崩敏感類別	無資料				否
Waterdepth	地下水位(公尺)	無資料			由橋梁座標點位對應 Tract 檔可決定	是
Class	橋梁類別	幾何	總橋孔數		參考表 3-6 總橋孔數→單跨、多跨 結構型式→拱橋、斜張橋、桁架橋為其他橋梁 支承端型式→簡支、連續 橋墩型式→單柱、構架式或壁式 竣工年→民國 84 年以後設計為經耐震設計橋梁 最近一次維修年→民國 84 年以前設計，最近一次維修年為民國 84 年以後為經補強橋梁	是
		結構	結構型式	版橋、梁式橋、箱型橋、拱橋、桁架橋、懸索橋、斜張橋、剛架橋、簡支梁、其他		
		結構	支撐端型式	簡支、連續式、懸臂式、剛架式、其他		
		結構	橋墩型式	牆式、單柱式、多柱式、樁排架式、塔式、其他、無		
		管理	竣工年			
		管理	最近一次維修年			
X	橋梁中點 X 座標	幾何	橋頭 GPS 經度		計算橋梁中點 X 座標	是
		幾何	橋尾 GPS 經度			
Y	橋梁中點 Y 座標	幾何	橋頭 GPS 緯度		計算橋梁中點 Y 座標	是
		幾何	橋尾 GPS 緯度			
Comp_year	完工年代(民國)	管理	竣工年		參考 TBMS 對應欄位	是
Dsg_Year	橋梁設計年代(民國)	管理	竣工年		竣工年-2	是
ScourDepth	沖刷深度(公尺)	無資料				否
Intrp_cost	橋梁通行失敗引致之日間接損失(百萬元)	無資料				否

第四章 公路橋梁震損評估方法

進行公路橋梁耐震能力評估時，若一一考慮橋梁的材料性質、結構設計(含配筋詳圖、基礎施工細節、支承特性、防落設施)等，則屬於極其詳細的結構耐震分析，需要相當的專業能力。在同時考慮橋梁資料的完整性，以及如何將這些資料轉換成合宜的數值模型並分析之時，會了解要全面性作橋梁詳細評估似不可行。

相對地，基於大規模的公路橋梁耐震能力評估的需要，台灣世曦「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫中根據橋梁分類，挑選了 148 座具代表性橋梁進行耐震詳細評估，以側推分析求其降伏加速度及崩塌加速度，再依據等值耐震設計係數，將降伏加速度及崩塌加速度值予以正規化後再作平均，作為典型橋梁耐震易損性曲線的參數值。由於影響橋梁耐震能力的因素眾多，但典型橋梁分類僅考慮其中較重要的幾個因素而已。因此，個別橋梁之耐震易損性曲線的參數值，可以再根據橋梁的建造或設計年份、所處地盤種類、橋梁基礎型式和沖刷深度、橋梁的幾何特性等進行微調，藉以提高損害評估結果的精度。如此，在給定特定地震條件(地表震度 PGA 值以及土壤液化沉陷量)之下，可有效推估個別橋梁超越輕微損害、超越中度損害、超越嚴重損害和超越完全損害的發生機率，並據以推估其通行失敗機率。

由於該計畫的方法由台灣世曦公司專家及蔡益超教授、張國鎮教授、葉錦勳博士所組成的研究團隊所提出，其評估程序相對簡易有效、評估結果具參考性，同時全面施行時亦具可行性，因此本計畫亦決定沿用其公路橋梁耐震能力評估方法，詳細內容請參考以下各節說明。

4.1 橋梁損害狀態之定義

關於公路橋梁的地震災損，致災因子概分為地表震動和土層破壞兩類，其中地表震動強度以地表最大加速度(PGA)表示，土層破壞程度則以地震引致的永久位移量(PGD)表示。影響土層破壞的眾多因素中，

本計畫僅推估土壤液化引致的地表永久位移，斷層錯動和地震引致山崩的地表永久位移則因尚無成熟的推估模式而忽略。

依據表 3-6 所列的橋梁分類方式，每一類橋梁選擇數座具代表性的標準橋梁進行耐震評估，藉以求得每一類標準橋梁的易損性曲線的參數。在進行易損性曲線的參數研究前，須依據損害評估模式定義橋梁不同的損害狀態，將橋梁損害狀態概分為無、輕微損害、中度損害、嚴重損害和完全損害等五級。

不同損害狀態的描述如表 4-1 所列，當橋梁受強烈地表震動而導致局部損害時，必然由整體結構系統較弱的元件開始損害。依橋柱和支承墊的相對強度，將橋梁概分為強支承-弱橋柱和弱支承-強橋柱兩類。屬於弱橋柱之橋梁的損害狀態主要由橋柱在模擬地震作用下的韌性需求描述；屬於弱支承之橋梁的損害狀態則主要由橋面版和橋柱在模擬地震作用下的相對位移來決定。當橋柱的相對強度較弱時，橋柱先損害，此時須根據橋梁是否經妥善韌性設計決定達不同損害狀態的韌性需求。若支承較弱，橋面版與橋柱可能因相對位移過大而損害。根據一般支承墊的寬度決定達不同損害狀態的相對位移量。

4.2 典型橋梁耐震能力評估

易損性曲線通常包含四條曲線，分別描述在給定評估參數下，超越輕微損害、超越中度損害、超越嚴重損害和完全損害的機率。在給定評估參數時，將超越不同損害狀態的機率兩兩相減，即可計算結構物處於不同損害狀態的機率，通常稱之為損害狀態機率。耐震易損性曲線常以對數常態分佈之機率分佈函數來描述。因此，每一條易損性曲線僅需兩個參數(中值和變異數)即可完全定義之，相關方法及參數本計畫主要參考台灣世曦「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫之研究成果。同時，除強烈地表震動可能引致橋梁損害外，土壤液化、山崩或斷層錯動所引致的地表永久位移也會造成橋梁損害。由於山崩和斷層開裂所引致的地表永久位移量目前尚無可靠的分析模式或資料，在此僅考慮土壤液化引致的地表永久位移對橋梁損害

的影響。所採用的分析模式與參數主要參考 HAZUS 99 的技術手冊，並根據現有橋梁資料庫的內容略作修改。

表 4-1 橋梁損害狀態之描述

損壞狀態	說　明	強支承-弱橋柱		弱支承-強橋柱(側向位移)
		耐震設計	傳統設計	
輕微損害	橋台處產生細微之裂縫並發生輕微之混凝土剝落現象，橋台剪力鋼棒及橋面版產生細微之裂縫，橋柱有輕微混凝土剝落現象。	韌性需求 $R=2$	韌性需求 $R=1$	支承達降伏強度
中度損害	橋柱出現中度之剪力裂縫及混凝土剝落，橋柱結構似仍安全；橋台發生中度之位移(小於5cm)；剪力鋼棒出現嚴重之裂縫及混凝土剝落現象；橋台連結鋼筋破壞，失去錨錠作用；剛性支承破壞或發生中度沈陷現象。	$R=4$	$R=\min\left(1+\frac{R_f-1}{2},2\right)$	側向位移達10cm
嚴重損害	橋柱因剪力破壞造成強度嚴重下降，橋柱結構屬不安全狀態，但尚未崩塌；在交接處產生明顯之殘餘移動量或發生明顯之沈陷；橋台產生垂直之位移；剛性支承破壞或發生中度沈陷。	$R=6$	$R=\min(R_f,3)$	側向位移達20cm
完全損害	橋柱傾倒崩塌，連接處失去支承能力，並可能造成橋面版之崩塌；基礎之破壞造成下部結構嚴重傾斜。	$R=9$	$R\geq R_f$ 或 $R=4.5$，橋柱達耐震能力極限	側向位移達 $\min\left(40,\frac{2N}{3}\right)$

N：防落長度(cm)

R_f：橋柱產生彎矩剪力破壞時對應之韌性

以下兩節將分別說明因地表震動及土壤液化所造成的地表永久位移之典型橋梁耐震易損性曲線參數的計算方式。

4.2.1 橋梁地表震動的易損性曲線參數

在台灣世曦「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫中，於省道公路橋梁的各典型橋梁分類中共挑選出 148 座具代表性的橋梁進行耐震詳細評估，以數值模擬方式求出每座橋梁之降伏加速度 A_y 及崩塌加速度 A_c。以 A_y 作為超越輕微損害狀態之易損性曲線的中值，以 A_c 作為完全損害狀態之易損性曲線的中值。超越中度損害與超越嚴重損害狀態之易損性曲線的中值則分別以 A_y 與 A_c 值之三等分間距內差得到。

根據耐震詳細評估，首先建立每一座具代表性橋梁之耐震易損性曲線的中值。依據個別具代表性橋梁的等值耐震設計係數，將 A_y 與 A_c 值予以正規化後，再加以平均，作為典型橋梁分類之耐震易損性曲線的參數值。換言之，由於進行耐震詳細評估之具代表性橋梁的建造年代與座落地區不同，建造當時所依據的設計規範不同，因此即使屬於同一典型橋梁分類，其先天之耐震能力本就不同。因此在推估典型橋梁分類的 A_y 與 A_c 值時，須依據個別橋梁之等值設計水平加速度 Z_{dsg} 予以正規化。假設正規化後的降伏加速度與崩塌加速度分別以 A_{yn} 與 A_{cn} 表示，正規化的方式如下式(4-1)、(4-2)所示：

$$A_{yn} = \left(A_y / Z_{dsg}\right) \times 0.23 \quad \text{(4-1)}$$

$$A_{cn} = \left(A_c / Z_{dsg}\right) \times 0.23 \quad \text{(4-2)}$$

求取每一具代表性橋梁之正規化後的 A_{yn} 與 A_{cn}，計算其平均值，作為每一典型橋梁分類的超越輕微損害狀態及完全損害狀態之易損性曲線的中值，再由此兩值之三等分間距內差得到超越中度損害與超越嚴重損害狀態之震動易損性曲線的中值。各種損害狀況之各典型橋梁分類之震動易損性曲線的中值與標準差如表 4-2 所示，易損性曲線中值的

單位為 g。

4.2.2 個別橋梁之易損性曲線參數調整

影響橋梁耐震能力的因素眾多，但典型橋梁分類僅考慮其中較重要的幾個因素而已；因此，個別橋梁之耐震易損性曲線的參數值可再根據橋梁的建造或設計年份、所處地盤種類、橋梁基礎型式和沖刷深度、橋梁的幾何特性等進行微調，藉以提高損害暨損失評估結果的精度。

因此在求得各典型橋梁分類之不同損壞狀況下震動易損性曲線的中值後，可以下式調整個別橋梁的震動易損性曲線的中值：

$$m_2 = m_{2n} \times (Z_{dsg}/0.23) \times K_{soil} \quad \text{(4-3)}$$

$$m_i = m_{in} \times (Z_{dsg}/0.23) \times K_{soil} \times K_{3D} \times K_{skew} \quad (i = 3,4,5) \quad \text{(4-4)}$$

其中 m_{2n} 至 m_{5n} 分別為表 4-2 所列典型橋梁分類之地震動易損性曲線的中值；K_{soil} 為地盤種類的修正係數，與不同年份的耐震設計規範有關；K_{3D} 為橋面版的三維效應修正係數，K_{skew} 為車行方向與橋墩的歪斜時的修正係數。除超越輕微損害狀態外，超越其它各損害程度之震動易損性曲線的中值均須乘以 K_{skew}、K_{3D} 兩因子。各係數之明確定義可參考「台灣地震損失評估系統-TELES」研究報告(葉錦勳，2003)。

因不同年份之橋梁耐震設計規範所採用的土壤放大效應係數或正規化反應譜值不同，地盤種類的修正係數 K_{soil} 需依據橋梁建造或設計年代，以及橋梁所處地盤種類而有不同的修正值。依據民國 76 年和民國 84 年所頒布的橋梁耐震設計規範，K_{soil} 修正值分別如下式(4-7)與式(4-8)所示：

$$K_{soil}=\begin{cases}1 & Type\ 1\\ 1.167 & Type\ 2\\ 1.333 & Type\ 3\ (Including\ Taipei\ Basin)\end{cases} \qquad Code\ 76 \qquad \text{.....(4-5)}$$

$$K_{soil}=\begin{cases}1 & Type\ \ 1\\ 1.25 & Type\ \ 2\\ 1.5 & Type\ \ 3\\ 1.75 & Taipei\ Basin\end{cases} \qquad Code\ 84 \qquad \text{.....(4-6)}$$

值得一提的是：因目前 TELES 僅有三種地盤種類的分布資料，故無法完全依照民國 84 年之橋梁耐震設計規範的條文，將地盤種類依據土壤震動週期概分為四類。民國 76 年以前則統一規定 K_{soil} 之值為 1.0。TELES 參照 HAZUS 99 的技術手冊，修正係數 K_{skew} 和 K_{3D} 可表為下式：

$$K_{skew}=\sqrt{\cos(90-\alpha)} \qquad \text{.....(4-7)}$$

$$K_{3D}=1+\frac{a}{N-b} \qquad \text{.....(4-8)}$$

其中 α 代表橋梁之車行方向與橋墩的夾角，當 $\alpha=90$ 度時代表車行方向與橋柱正交，N 為橋梁跨數。各典型橋梁分類的 a 和 b 分別列於表 4-2。

4.2.3 橋梁永久位移的易損性曲線參數

現有省道公路橋梁之基本資料表記載個別橋梁之橋柱和橋台的基礎型式，並將沉箱基礎和樁基礎歸類為深基礎，可抵抗較大的地表永久位移；直接基礎或開放基礎則歸類為淺基礎，其耐震能力較差。換言之，具深基礎的橋梁較能抵抗周圍土壤的沉陷或滑移，因此與永久位移相關之易損性曲線的中值可適度放大。在相同耐震設計規範下，深基礎與淺基礎相比，假設其易損性曲線的中值提高兩倍。另外，經耐震設計的橋梁基礎與傳統設計的橋梁基礎比較，假設其易損性曲線的中值約提高 1/3；上部結構連續的橋梁與簡支的橋梁比較，假設其易損性曲線的中值約可提高 1/3。如個別橋梁之橋柱和橋台混合採用不同

的基礎型式，則以深基礎和淺基礎的數量比值，作為該座橋梁之永久位移易損性曲線中值的調整係數。表 4-3 說明各類橋梁在不同損害狀態下的永久位移易損性曲線中值與標準差，其易損性曲線中值的單位為 cm。

表 4-2 典型橋梁分類之地震動易損性曲線參數

Class	a	b	m_2	β_2	m_3	β_3	m_4	β_4	m_5	β_5
HWB1C	0.25	1	0.402	0.5	0.668	0.45	0.934	0.4	1.200	0.4
HWB1R	0.25	1	0.402	0.5	0.668	0.45	0.934	0.4	1.200	0.4
HWB1S	0.25	1	0.402	0.5	0.668	0.45	0.934	0.4	1.200	0.4
HWB2C	0.25	1	0.262	0.5	0.287	0.45	0.313	0.4	0.338	0.4
HWB2R	0.25	1	0.262	0.5	0.349	0.45	0.435	0.4	0.522	0.4
HWB2S	0.25	1	0.333	0.5	0.396	0.45	0.459	0.4	0.522	0.4
HWB3C	0.25	1	0.438	0.5	0.456	0.45	0.474	0.4	0.492	0.4
HWB3R	0.25	1	0.438	0.5	0.525	0.45	0.613	0.4	0.700	0.4
HWB3S	0.25	1	0.438	0.5	0.525	0.45	0.613	0.4	0.700	0.4
HWB4C	0.25	1	0.273	0.5	0.303	0.45	0.332	0.4	0.362	0.4
HWB4R	0.25	1	0.273	0.5	0.367	0.45	0.461	0.4	0.555	0.4
HWB4S	0.25	1	0.273	0.5	0.367	0.45	0.461	0.4	0.555	0.4
HWB5C	0.33	0	0.346	0.5	0.380	0.45	0.413	0.4	0.447	0.4
HWB5R	0.33	0	0.346	0.5	0.442	0.45	0.538	0.4	0.634	0.4
HWB5S	0.33	1	0.361	0.5	0.452	0.45	0.543	0.4	0.634	0.4
HWB6C	0.33	0	0.471	0.5	0.493	0.45	0.516	0.4	0.538	0.4
HWB6R	0.33	0	0.471	0.5	0.549	0.45	0.627	0.4	0.705	0.4
HWB6S	0.33	1	0.471	0.5	0.549	0.45	0.627	0.4	0.705	0.4
HWB7C	0.33	0	0.392	0.5	0.425	0.45	0.459	0.4	0.492	0.4
HWB7R	0.33	0	0.392	0.5	0.494	0.45	0.596	0.4	0.698	0.4
HWB7S	0.33	1	0.409	0.5	0.505	0.45	0.602	0.4	0.698	0.4
HWB8C	0.33	0	0.406	0.5	0.478	0.45	0.549	0.4	0.621	0.4
HWB8R	0.33	0	0.406	0.5	0.478	0.45	0.549	0.4	0.621	0.4
HWB8S	0.33	1	0.467	0.5	0.533	0.45	0.599	0.4	0.665	0.4

表 4-3 典型橋梁分類之地表永久位移易損性曲線參數

Class	I_{pgd}	m_2	β_2	m_3	β_3	m_4	β_4	m_5	β_5
HWB1C	1	25	0.80	50	0.80	100	0.80	200	0.80
HWB1R	1	25	0.80	50	0.80	100	0.80	200	0.80
HWB1S	1	25	0.80	50	0.80	100	0.80	200	0.80
HWB2C	2	12	0.80	24	0.80	48	0.80	96	0.80
HWB2R	2	12	0.80	24	0.80	48	0.80	96	0.80
HWB2S	2	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB3C	2	12	0.80	24	0.80	48	0.80	96	0.80
HWB3R	2	12	0.80	24	0.80	48	0.80	96	0.80
HWB3S	2	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB4C	2	12	0.80	24	0.80	48	0.80	96	0.80
HWB4R	2	12	0.80	24	0.80	48	0.80	96	0.80
HWB4S	2	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB5C	0	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB5R	0	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB5S	0	20	0.80	40	0.80	80	0.80	160	0.80
HWB6C	0	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB6R	0	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB6S	0	20	0.80	40	0.80	80	0.80	160	0.80
HWB7C	0	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB7R	0	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB7S	0	20	0.80	40	0.80	80	0.80	160	0.80
HWB8C	0	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB8R	0	15	0.80	30	0.80	60	0.80	120	0.80
HWB8S	0	20	0.80	40	0.80	80	0.80	160	0.80

又根據 HAZUS 99 的技術手冊，具歪斜角或不同上部結構的橋梁，其永久位移引致的易損性曲線中值需作修正。茲分為三種情況，第一種情況($I_{pgd}=1$)為單跨橋梁，第二種情況($I_{pgd}=2$)為多跨簡支承橋梁，第三種情況($I_{pgd}=0$)為多跨連續橋梁。超過輕微損害、中度損害與嚴重損害狀態之易損性曲線的中值須乘以 f_1，完全損害狀態之易損性曲線的中值則須乘以 f_2。f_1 與 f_2 分別以下兩式表示：

$$f_1=\begin{cases} 1 & I_{pgd}=1 \\ \dfrac{2NW\sin\alpha}{L} & I_{pgd}=2 \\ 1 & I_{pgd}=0 \end{cases} \quad \text{(4-9)}$$

$$f_2=\begin{cases} 1 & I_{pgd}=1 \\ \dfrac{2NW\sin\alpha}{L} & I_{pgd}=2 \\ \sin\alpha & I_{pgd}=0 \end{cases} \quad \text{(4-10)}$$

其中 N 為橋梁的跨數，W 為橋寬，L 為橋長，α 為歪斜角。

4.3 震區水平加速度參數

參考國內的橋梁設計地震力規範演進共經過 49 年、76 年、84 年和 86 年四個版本，震區劃分亦從 76 年版的強震區、中震區和弱震區等三區，修正至 84 年版的一甲區、一乙區、二區和三區，最後演進至今日的甲區和乙區等二區，其中震區係數也因各版本的交替而有所改變。設計地震力規範於四個版本中，各有其個別相對應的參數如重要性係數、水平加速度係數、震區係數和地盤分類等，所考慮因素不盡相同。在 4.2 節中提到，由於橋梁在建造時依據當時的設計規範和座落位置不同，其設計的耐震能力也會不同，為比較不同時空背景下的耐震設計係數，因而有每座橋梁的等值設計水平加速度 Z_{dsg}。

49 年版的水平地震係數 K 和 76 年版的震區係數 Z 皆非設計水平加速度，透過等效設計水平加速度的概念，可以式(4-11)和式(4-13)分別換算 49 和 76 年版的等值設計水平加速度，以茲能夠與 84 年和 89 年

版本的設計水平加速度比較。

$$Z_{76} = C_0 Z \cdot \left(\frac{I_{76}}{I_{84}}\right) \cdot 1.2\alpha_y \cdot \frac{S\beta}{(C/F_u)} \quad \text{(4-11)}$$

$$Z_{76} \geq \frac{0.1 \cdot 1.2\alpha_y}{I_{84} \cdot (C/F_u)} \quad \text{(4-12)}$$

$$Z_{49} = 1.5K \quad \text{(4-13)}$$

因 76 年規範中 Z_{76} 有下限值 0.1 的限制，故可修正式(4-11)得到 76 年等值設計水平加速度下限公式如式(4-12)，各公式參數說明如下：

1. Z 值為震區係數，依橋梁座落震區而異，參考當時震區劃分為強震甲區、強震乙區、中震區和弱震區，其值分別為 0.6、0.8、1.0 及 1.2。
2. S 為地盤係數依地盤分類為第一類、第二類、第三類和第四類，其值分別為 0.9、1.0、1.1 及 1.2。
3. I_{76} 和 I_{84} 為 76 重要性係數，分為重要橋梁和一般橋梁兩類，76 版本值分別為 1.0 和 0.8，84 年版本提昇至 1.2 和 1.0。
4. α_y 為起始降伏地震力放大倍數，RC 結構物可令為 1.65。
5. β 為調整係數，橋梁自然週期小於 0.5 秒時，β 值為 1.0。
6. (C/F_u) 為修正之加速度反應譜係數。
7. C_0 標準設計震力係數，為固定值 0.15。
8. K 為水平地震係數，依據地區不同採用 0.1 或 0.15。

TELES 目前以台灣地區村里區界為基本單位，以上列公式計算各村里每個年代版本的等值設計水平加速度，作為該地區橋梁在不同年代下的設計地震力。

4.4 基礎裸露對耐震能力影響之探討

台灣世曦「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」結案

報告(交通部公路總局，2008)對於橋墩基礎沖刷裸露影響橋梁耐震能力之問題，採用子結構分析方式單獨評估橋墩基礎之耐震能力，再與原橋梁模型之耐震能力取小值控制，利用得到的折減係數修正橋梁耐震能力，也就是橋梁的降伏加速度 A_y 以及崩塌加速度 A_c 之值。細節請逕參考該報告，以下僅簡要引述相關結論。

1. RC 基樁之沖刷裸露：

   (1) 當沖刷深度 x 小於 2m 時，折減係數為 $y(\%) = 5x^2 - 25x + 100$；

   (2) 當沖刷深度 x 介於 2m 與 6m 之間時，折減係數為 70%至 50%採內插；

   (3) 當沖刷深度 x 超過 6m 時，折減係數為 50%。

   若不符合 84 年耐震規範，則耐震能力須再以 80%估計。

2. PC 基樁之沖刷裸露：

   PC 基樁因為不具韌性，因此當樁體達到極限強度便定義為破壞，故其耐震能力應直接採取子結構檢核，並檢核在基樁降伏強度 A_y 狀況下，基樁內力是否超過極限強度：

   (1) 若達到降伏加速度 A_y，表示在彈性階段中橋梁因基礎損壞而無法達到預期之 A_y 值，此時可以透過等比例折減基樁之內力，反算破壞時之耐震能力。

   (2) 若未達到 A_y，表示橋墩塑鉸能正常發揮，則進一步考慮崩塌加速度 A_c 狀況下之樁內力是否超過材料之極限強度，進而修正 A_c 值。

3. 沉箱之沖刷裸露：

   (1) 當沉箱裸露長度 x 未達沉箱深度一半時，不作折減；

   (2) 當沉箱裸露長度 x 超過沉箱深度一半時，折減係數為：

$$y(\%) = 628.83x^3 - 76.188x^2 + 38.953x + 20$$

4. 直接基礎之沖刷裸露：

一般採用直接基礎即表示土層承載力良好、較無沖刷問題，因此不需考慮直接基礎之沖刷問題。

4.5 公路橋梁地震損害評估

4.5.1 橋梁基本評估單元

一般而言，橋梁的長度與寬度等幾何尺寸皆隨實際交通需求而定。短橋可能僅幾公尺，長橋或高架道路則可能超過一千公尺。以往在進行公路橋梁的地震損失評估時，如 HAZUS 99 之技術手冊所述，常假設典型橋梁分類之易損性曲線的參數即代表整座橋梁之易損性曲線的參數。但實際在推估典型橋梁分類之易損性曲線的參數時，通常僅模擬分析單一的橋梁振動單元。另一方面，越長的橋梁，跨數越多；只要其中任一橋梁振動單元損害，即可能影響整座橋梁的正常功能。換言之，假設個別橋梁之每一振動單元的結構型式和耐震能力相當，則越長的橋梁明顯地越容易在地震時損害或阻斷。為考慮個別橋梁之振動單元數(或基本評估單元數)對整體結構系統之易損性的影響，本計畫假設前節所述之典型橋梁分類的易損性曲線參數皆僅針對一個基本評估單元來進行分析。接下來考慮基本評估單元數和整座橋梁之易損性的關係後，進一步推估整座橋梁的損害狀態機率、失敗機率、修復時間和損失的期望值等。藉由考慮個別橋梁的基本評估單元數，可改進以往低估長橋之損害機率或高估短橋之損害機率的情形。

為較精確地計算橋梁的損害機率，且避免數值模擬時產生的誤差，各典型橋梁分類之基本評估單元必須反應個別橋梁在地震時的反應，同時其為一整數且數量不可太大，若為實數則其小數部分無條件捨去。一般而言，簡支橋梁以三跨作為一個基本評估單元，連續橋梁則以振動單元作為基本評估單元。倘若在基本資料庫中缺乏跨數或振動單元數，TELES 將自動以預設值進行後續分析。未經耐震設計和經耐震設計的簡支橋梁，分別以 60m 和 100m 作為一個基本評估單元的長度預設值。未經耐震設計和經耐震設計的連續橋梁，分別以 120m 和

200m 作為一個基本評估單元的長度預設值。

4.5.2 橋梁損害狀態機率

以上所述橋梁地表震動易損性曲線參數以及永久位移易損性曲線參數，係專就橋梁之基本評估單元而言。接下來說明在各種不同震度下，如何計算橋梁基本評估單元達到或超越不同損害狀態的機率以及整座橋梁達到或超越不同損害狀態下的機率。

易損性曲線是描繪橋梁等工程結構物達到或超越某種損害狀態 i 的機率的手段，常以對數常態分佈(log-normal distribution)之機率分佈函數來描述；每一條易損性曲線僅需兩個參數，亦即中值 m_i 和變異數 β_i，即可完全定義之。因此，橋梁基本評估單元達到或超越損害狀態 i 的機率可表為：

$$\overline{F}_i(X) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_i} \cdot \ln\left(\frac{X}{m_i}\right)\right] \quad \text{(4-14)}$$

其中 $\Phi[\cdot]$ 為標準常態分佈對應的累積分佈函數(cumulative distribution function)，X 為所考量震度的 PGA 值(單位 g)或是地表永久位移 PGD 值(單位公分)。

地表永久位移 PGD 可能為斷層錯動或是土壤液化所引起，其中在斷層方向與橋梁走向互為垂直時，其損害情形可能最為嚴重，在斷層方向與橋梁走向互為平行時，則損害情形相對較最小，甚至於沒有災情。因此，在計算因斷層錯動所造成的橋梁達到或超越不同損害狀態的機率時，TELES 預設將不同損害狀態的機率乘以 0.25，藉以反映斷層方向與橋梁走向的不確定性。同理，在考慮因土壤液化震陷所造成之橋梁達到或超越不同損害狀態的機率時，也須考慮土壤液化發生機率，因此在計算出不同損害狀態的機率後，還須要再乘以 TELES 推估之土壤液化發生機率。

在分別計算出橋梁基本評估單元地表震動以及地表永久位移所造成之橋梁達到或超越不同損害狀態的機率後，還須作組合機率的計

算。由於地表永久位移可能為斷層錯動或是土壤液化所引起，因此，TELES 預設先選取兩者之中，造成橋梁達到或超越不同損害狀態的機率的較大值，之後再與地表震動所造成橋梁達到或超越不同損害狀態的機率進行組合機率的計算，參考下面公式：

$$\overline{F}_{i,\mathrm{PGD}} = \max(\overline{F}_{i,\mathrm{PGD\ by\ Fault}}, \overline{F}_{i,\mathrm{PGD\ by\ Liq.}}) \quad \text{(4-15)}$$

$$\overline{F}_i = \overline{F}_{i,\mathrm{PGA}} + \overline{F}_{i,\mathrm{PGD}} - \overline{F}_{i,\mathrm{PGA}} \times \overline{F}_{i,\mathrm{PGD}} \quad \text{(4-16)}$$

假設一個基本評估單元超越不同損害狀態的機率分別為 $\overline{F}_2$、$\overline{F}_3$、$\overline{F}_4$、$\overline{F}_5$，則該基本評估單元為輕微損害、中度損害、嚴重損害和完全損害的機率分別為 $\overline{p}_2 = \overline{F}_2 - \overline{F}_3$、$\overline{p}_3 = \overline{F}_3 - \overline{F}_4$、$\overline{p}_4 = \overline{F}_4 - \overline{F}_5$、$\overline{p}_5 = \overline{F}_5$。

假設整座橋梁的基本評估單元數為 $n \geq 1$，其超越不同損害狀態的機率可以式(4-17)表示，其中 q 值隨各基本評估單元在地震反應時相關性而定。若假設各個基本評估單元完全獨立，則式(4-17)中的 $q = n$。若假設各個基本評估單元完全相關，亦即當一個基本評估單元遭受損害，所有其它基本評估單元也遭受相同的損害，此時 $q = 1$。然而實際情況是各個基本評估單元在地震時的反應或遭受損害的機率並非完全獨立或完全相關，因此 q 值可假設為基本評估單元數 n 的函數，如式(4-18)，且為避免 q 值過大或過小所造成的不合理推估結果，限制 q 值的範圍在 0.3 與 3 中間。惟須注意的是單跨橋梁的 q 值為其下限 0.3。

$$\begin{aligned} F_2 &= 1-(1-\overline{F}_2)^q \\ F_3 &= 1-(1-\overline{F}_3)^q \\ F_4 &= 1-(1-\overline{F}_4)^q \\ F_5 &= 1-(1-\overline{F}_5)^q \end{aligned} \quad \text{(4-17)}$$

$$0.3 \leq q = \sqrt[3]{n/3} \leq 3 \quad \text{(4-18)}$$

如此，整座橋梁為輕微損害、中度損害、嚴重損害和完全損害的機率分別為 $p_2 = F_2 - F_3$、$p_3 = F_3 - F_4$、$p_4 = F_4 - F_5$、$p_5 = F_5$。

4.5.3 橋梁通行失敗機率

所謂橋梁失敗可有多種不同的定義，譬如車輛無法通行、人員無法通行，或因限縮車道數導致無法達到預期的交通量等。因此，在探討橋梁失敗的機率時，需明確定義何謂失敗。本計畫所稱橋梁失敗乃指因損害嚴重而有安全疑慮時，導致車輛無法通行。在計算橋梁失敗機率時，須假設在不同損害狀態下之橋梁的阻斷機率。倘若橋梁在輕微損害狀態下，車輛大多仍可通行，因此假設橋梁之阻斷機率為 0.01。橋梁在中度損害狀態下，雖無立即的危險，但有時為安全的考量也可能需封閉橋梁。假設橋梁在中度損害狀態下之阻斷機率為 0.2。在嚴重損害狀態下，橋柱可能已達降伏階段，極可能危及車輛的安全，因此假設橋梁的阻斷機率為 0.8。在完全損害狀態下，通常為了安全的考量需禁止車輛通行，因此假設橋梁的阻斷機率為 1。換言之，假設橋梁基本評估單元在不同損害狀態下的條件失敗機率為 $\bar{f}_2 = 0.01$、$\bar{f}_3 = 0.2$、$\bar{f}_4 = 0.8$、$\bar{f}_5 = 1$。

配合個別橋梁之基本評估單元的損害狀態機率 $\bar{p}_2$、$\bar{p}_3$、$\bar{p}_4$ 和 $\bar{p}_5$，基本評估單元的失敗機率可表為下式：

$$\bar{p}_f = \sum_{i=2}^{5} \bar{f}_i \cdot \bar{p}_i \quad \text{(4-19)}$$

參照式(4-17)，整座橋梁之失敗機率可表為以下的式(4-20)，其中 q 值的定義同式(4-18)。

$$p_f = 1 - (1 - \bar{p}_f)^q \quad \text{(4-20)}$$

4.6 橋梁震損評估計算例

公路橋梁通行失敗機率為橋梁經歷某個震度下的損壞機率，有助於地震後第一時間了解橋梁是否損壞的可能性，做為地震過後橋梁巡

視或檢修排序的參考。本節將以實際案例計算方式，仔細說明如何進行橋梁通行失敗機率之計算，首先以兩座省道橋梁作為範例，說明地震動橋梁通行失敗機率之計算，接著再利用一座省道橋梁範例說明橋梁通行失敗機率之計算，其中包含地震動以及地表永久位移之影響。

中央氣象局現行地震震度之定義如表 4-4 所列，由於三級及三級以下的地表震度，幾乎不會對任何工程結構物造成損害，因此本計畫將只考慮四級及四級以上之地表震度。同時，由於震度五級(80g~250g)與震度六級(250g~400g)的 PGA 值涵蓋範圍均極大，其間造成橋梁破壞的可能性或程度可能頗有差異，對於橋梁通行失敗機率的計算結果亦頗有影響。

職是之故，本計畫分別將震度五級與六級進一步細分為「五級弱、五級強」以及「六級弱、六級強」，進行橋梁通行失敗機率計算時，各地震震度所採用的代表 PGA 值則如所列，或者是如圖 4.1 所示，分別為 0.06g、0.15g、...。如此，代表 PGA 值可以符合以下基本原則：(1)代表 PGA 值的大小應略高於震度區間的中值，例如「五級弱」的區間為 0.08~0.165g，中值為 0.1225g，取其代表 PGA 值為 0.15g，以使通行失敗機率計算結果較中值的結果為保守；(2)各代表 PGA 值儘量維持等間距關係。所示為 PGA 值的數線上，通行失敗機率計算所採用之震度分級為「四級」、「五級弱」、「五級強」、「六級弱」、「六級強」、「七級」時，相應之代表 PGA 值的位置。

表 4-4 中央氣象局現行地震震度定義

震度	一級	二級	三級	四級	五級	六級	七級
單位:gal	<0.8	0.8-2.5	2.8-8	25-80	80-250	250-400	>400

表 4-5 通行失敗機率計算所採用之震度分級與代表 PGA 值

震級	四級	五級弱	五級強	六級弱	六級強	七級
PGA 代表值	0.06g	0.15g	0.23g	0.31g	0.38g	0.45g

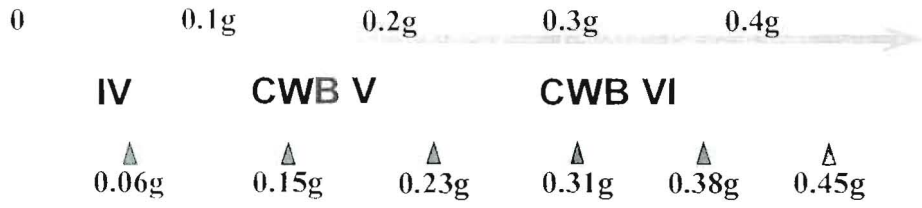


圖 4.1 通行失敗機率計算所採用之代表 PGA 值示意圖

4.6.1 橋梁地震動引致通行失敗機率之計算範例

1. 所選擇橋梁及其屬性資料

本計畫自二區工程處省道橋梁中，挑選台 14 線上快官橋(連續式梁橋，短橋)以及台 13 線新義里大橋(簡支式梁橋，長橋)，基本資料表 4-6 所列，其現況如圖 4.2、圖 4.3 所示，分別進行易損性曲線參數設定與通行失敗機率計算之說明。

圖 4.2 上快官橋照片

表 4-6 上快官橋與新義里大橋之橋梁屬性資料

橋名	上快官橋	新義里大橋
路線名	台 14 線	台 13 線
工程處	二區	二區
工務段	彰化	苗栗
結構形式	梁橋(連續式)	梁橋(簡支式)
主梁形式	T 型梁	I 型梁
橋墩形式	壁式	T 型(單柱)
竣工年	1982	1999
TELES 分類	HWB7C	HWB2S
跨數	3	27
振動單元數	1	27
歪斜角	90	90
所在村里	彰化縣彰化市福田里	苗栗縣三義鄉鯉魚潭村
震區係數	0.208	0.28
土壤類別	2	2

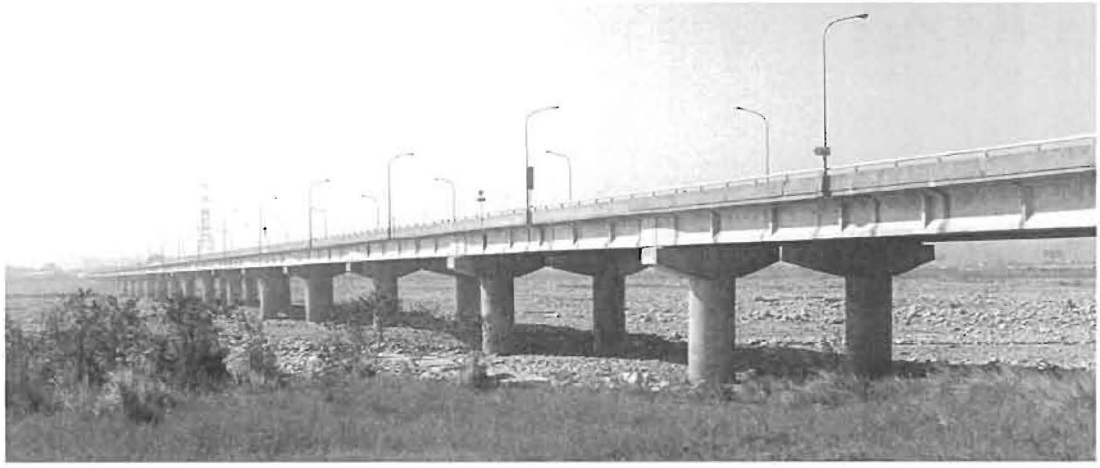


圖 4.3 新義里大橋照片

2. 橋梁地震動易損性曲線中值之計算

(1) 上快官橋:

由表 4-6 可知上快官橋之結構形式為連續式梁橋，橋墩形式為壁式，且其竣工年為 1982，當年之橋梁耐震設計方式歸屬於傳統設計，因此參考 TELES 典型橋梁分類表，選擇其典型橋梁分類為 HWB7C，並參考地表震動引致損害之 TELES 典型橋梁分類易損性曲線參數表，擷取此典型橋梁分類之地表震動引致不同程度損害(指超越輕微損害、中度損害、嚴重損害或完全損害)的易損性曲線參數如下表所列。

Class	a	b	m_{2n}	β_{2n}	m_{3n}	β_{3n}	m_{4n}	β_{4n}	m_{5n}	β_{5n}
HWB7C	0.33	0	0.392	0.5	0.425	0.45	0.459	0.4	0.492	0.4

其次，由以上 HWB7C 典型橋梁分類的震動易損性曲線中值，可根據式(4-5)與式(4-5)計算上快官橋之易損性曲線中值 m_2 至 m_5。由於本橋梁之竣工年為 1982 年，早於民國 76 年頒布橋梁耐震設計規範的年代，因此式中 K_{soil} 之值取為 1.0。又利用參數 a、b 之值，以及上快官橋的跨數 $N=3$，可計算其橋面版三維效應修正係數之值為：

$$K_{3D}=1+\frac{a}{N-b}=1+\frac{0.33}{3-0}=1.11$$

再利用上快官橋的歪斜角 90°，可計算其車行方向與橋墩歪斜時的修正係數之值為：

$$K_{skew}=\sqrt{\cos(90-\alpha)}=\sqrt{\cos(90-90)}=1$$

完成上述計算後，即可計算本橋梁震動易損性曲線之中值如下：

$$m_2=0.392\times(0.208/0.23)\times1.0=0.355$$

$$m_3=0.425\times(0.208/0.23)\times1.0\times1.11\times1=0.427$$

$$m_4 = 0.459 \times (0.208/0.23) \times 1.0 \times 1.11 \times 1 = 0.461$$

$$m_5 = 0.492 \times (0.208/0.23) \times 1.0 \times 1.11 \times 1 = 0.494$$

(2) 新義里大橋:

由表 4-6 可知新義里大橋之結構形式為簡支梁橋，橋墩形式為單柱，且其竣工年為 1999，係經過耐震設計，因此參考 TELES 典型橋梁分類表，選擇其典型橋梁分類為 HWB2S，並參考地表震動引致損害之 TELES 典型橋梁分類易損性曲線參數表，擷取此典型橋梁分類的易損性曲線參數如下表所列。

Class	a	b	m_{2n}	β_{2n}	m_{3n}	β_{3n}	m_{4n}	β_{4n}	m_{5n}	β_{5n}
HWB2S	0.25	1	0.333	0.5	0.396	0.45	0.459	0.4	0.522	0.4

新義里大橋之竣工年為 1999 年，可根據民國 84 年所頒布的橋梁耐震設計規範，取其土壤類別為 2 所對應之地盤種類修正係數 K_{soil} 之值為 1.25。再利用 HWB2S 典型橋梁分類的參數 a、b 之值，跨數 $N = 27$ 以及歪斜角 90°，可以得到：

$$K_{3D} = 1 + \frac{a}{N-b} = 1 + \frac{0.25}{27-1} = 1.0096$$

$$K_{skew} = \sqrt{\cos(90-\alpha)} = \sqrt{\cos(90-90)} = 1$$

完成上述計算後，即可計算本橋梁震動易損性曲線之中值如下：

$$m_2 = 0.333 \times (0.280/0.23) \times 1.25 = 0.507$$

$$m_3 = 0.396 \times (0.280/0.23) \times 1.25 \times 1.0096 \times 1 = 0.608$$

$$m_4 = 0.459 \times (0.280/0.23) \times 1.25 \times 1.0096 \times 1 = 0.705$$

$$m_5 = 0.522 \times (0.280/0.23) \times 1.25 \times 1.0096 \times 1 = 0.802$$

3. 橋梁地震動引致通行失敗機率之計算

以上所述橋梁震動易損性曲線參數，係專就橋梁之基本評估單元而言。接下來說明在各種不同震度下，如何計算橋梁基本評估單元達到或超越不同損害狀態的機率以及通行失敗機率，以及計算整座橋梁的通行失敗機率。

(1) 上快官橋:

將上快官橋之易損性曲線參數代入式(4-14)，首先可分別得到在不同震度下，其基本評估單元達到或超越輕微、中度、嚴重、完全損害狀態的機率 $\overline{F}_i$ $(i=2,...,5)$，如表 4-7 所列。

其次，已知橋梁基本評估單元之通行失敗機率計算式如式(4-17)所示，其中各損害狀態下橋梁基本評估單元的失敗機率已分別假設為 $\bar{f}_2=0.01$、$\bar{f}_3=0.2$、$\bar{f}_4=0.8$、$\bar{f}_5=1.0$，因此式(4-17)又可改寫為：

$$\overline{p}_f=0.01\cdot(\overline{F}_2-\overline{F}_3)+0.2\cdot(\overline{F}_3-\overline{F}_4)+0.8\cdot(\overline{F}_4-\overline{F}_5)+1.0\cdot\overline{F}_5$$

因此，利用前面得到的機率值 $\overline{F}_i$ $(i=2,...,5)$的結果，又可以計算得到橋梁基本評估單元在不同震度下的通行失敗機率 $\overline{p}_f$ 的結果，亦如表 4-7 末所列。上快官橋之主梁為連續式，因此其振動單元數為 1，將之作為本橋的基本評估單元數 $n=1$ 代入式(4-18)，得到參數 q 之值及其是否滿足條件式：

$$q=\sqrt[3]{n/3}=\sqrt[3]{1/3}=0.6934 \quad (\text{滿足 } 0.3\le q\le 3\ !)$$

最後，上快官橋的整座橋梁在不同震度(其代表 PGA 值之定義請參考本章開頭的說明)下的地震動通行失敗機率，可應用式(4-20)得到以下的計算結果。

表 4-7 上快官橋基本評估單元在不同震度下，達到或超越不同損害狀態的機率以及地震動通行失敗機率

震度	四級	五級弱	五級強	六級弱	六級強	七級
代表 PGA 值	0.06g	0.15g	0.23g	0.31g	0.38g	0.45g
$\overline{F}_2$	0.0002	0.0427	0.1934	0.3942	0.5552	0.6833
$\overline{F}_3$	0.0000	0.0101	0.0849	0.2390	0.3985	0.5472
$\overline{F}_4$	0.0000	0.0025	0.0412	0.1609	0.3150	0.4765
$\overline{F}_5$	0.0000	0.0014	0.0280	0.1221	0.2561	0.4080
$\overline{p}_f$	0.0000	0.0041	0.0484	0.1703	0.3215	0.4783

表 4-8 上快官橋在不同震度下的地震動通行失敗機率

震度	四級	五級弱	五級強	六級弱	六級強	七級
代表 PGA 值	0.06g	0.15g	0.23g	0.31g	0.38g	0.45g
p_f	0.0000	0.0029	0.0338	0.1214	0.2358	0.3631

(2) 新義里大橋:

同理，利用新義里大橋的易損性曲線參數，可分別得到在不同震度下，其基本評估單元達到或超越輕微、中度、嚴重、完全損害狀態的機率 $\overline{F}_i$ $(i=2,...,5)$，以及其基本評估單元通行失敗機率 $\overline{p}_f$，計算結果如表 4-9 所列。

新義里大橋之主梁為簡支式，其跨數 27 亦即其振動單元數，此時橋梁以三跨作為一個基本評估單元，因此有 27 跨除以 3 之後無條件進位，得到 9 個基本評估單元，將 $n=9$ 代入參數 q 的表示式(4-18)，得到：

$q = \sqrt[3]{n/3} = \sqrt[3]{9/3} = 1.4422$ （滿足 $0.3 \le q \le 3$ ！）

表 4-9 新義里大橋基本評估單元在不同震度下，達到或超越不同損害狀態的機率以及地震動通行失敗機率

震度	四級	五級弱	五級強	六級弱	六級強	七級
代表 PGA 值	0.06g	0.15g	0.23g	0.31g	0.38g	0.45g
$\overline{F}_2$	0.0000	0.0075	0.0571	0.1628	0.2824	0.4061
$\overline{F}_3$	0.0000	0.0009	0.0153	0.0670	0.1478	0.2514
$\overline{F}_4$	0.0000	0.0001	0.0025	0.0200	0.0611	0.1307
$\overline{F}_5$	0.0000	0.0000	0.0009	0.0087	0.0309	0.0743
$\overline{p}_f$	0.0000	0.0003	0.0052	0.0281	0.0737	0.1451

因此，新義里大橋的整座橋梁在不同震度下的地震動通行失敗機率，可以得到以下的計算結果。

表 4-10 新義里大橋在不同震度下的地震動通行失敗機率

震度	四級	五級弱	五級強	六級弱	六級強	七級
代表 PGA 值	0.06g	0.15g	0.23g	0.31g	0.38g	0.45g
p_f	0.0000	0.0004	0.0075	0.0401	0.1044	0.2021

4.6.2 橋梁通行失敗機率之計算範例

1. 橋梁示範例屬性資料

以下挑選台 3 線中隘橋，基本資料表 4-11 所列，其現況如圖 4.4 所示，進行橋梁易損性曲線中值與通行失敗機率計算之說明。

表 4-11 中隘橋之橋梁屬性資料

橋名	中隘橋
路線名	台 1 線
工程處	一區
工務段	新竹
結構形式	梁橋(簡支式)
主梁形式	I 型梁
橋墩形式	單柱式
橋寬(公尺)	29
橋長(公尺)	45.2
竣工年	1993
TELES 分類	HWB2C
跨數	2
振動單元數	2
歪斜角	90
震區係數	0.15
土壤類別	2

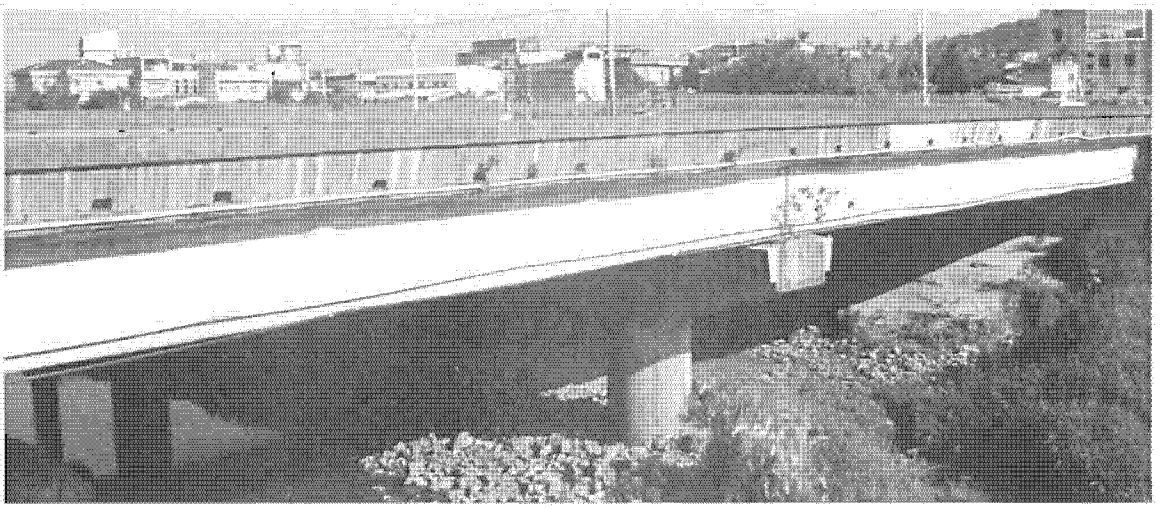


圖 4.4 中隘橋照片

2. 橋梁地震動易損性曲線中值之計算

中隘橋之結構形式為簡支式梁橋，橋墩形式為單柱式，且其竣工年為 1993，當年之橋梁耐震設計方式歸屬於傳統設計，其典型橋梁分類為 HWB2C，參考地表震動引致損害之 TELES 典型橋梁分類易損性曲線參數表，擷取此典型橋梁分類之地表震動引致不同程度損害(指超越輕微損害、中度損害、嚴重損害或完全損害)的易損性曲線參數如下表所列。

Class	a	b	m_{2n}	β_{2n}	m_{3n}	β_{3n}	m_{4n}	β_{4n}	m_{5n}	β_{5n}
HWB2C	0.25	1	0.262	0.5	0.287	0.45	0.313	0.4	0.338	0.4

其次，由以上 HWB2C 典型橋梁分類的震動易損性曲線中值，可根據式(4-5)與式(4-6)計算中隘橋之易損性曲線中值 m_2 至 m_5。由於本橋梁之竣工年為 1993 年，屬於民國 76 年頒布橋梁耐震設計規範的年代，因此式中 K_{soil} 之值取為 1.167。由參數 a、b 之值，以及中隘橋的跨數 $N=2$，可計算其橋面版三維效應修正係數之值為：

$$K_{3D}=1+\frac{a}{N-b}=1+\frac{0.25}{2-1}=1.25$$

再者中隘橋的歪斜角 90°，可計算其車行方向與橋墩歪斜時的修正係數之值為：

$$K_{skew}=\sqrt{\cos(90-\alpha)}=\sqrt{\cos(90-90)}=1$$

完成上述計算後，即可計算本橋梁震動易損性曲線之中值如下：

$$m_2=0.262\times(0.15/0.23)\times1.167=0.19940$$

$$m_3=0.287\times(0.15/0.23)\times1.167\times1.25\times1=0.27304$$

$$m_4=0..313\times(0.15/0.23)\times1.167\times1.25\times1=0.29778$$

$$m_5 = 0.338 \times (0.15/0.23) \times 1.167 \times 1.25 \times 1 = 0.32156$$

3. 橋梁永久位移易損性曲線中值之計算

由表 4-11 可知中隘橋之結構形式為簡支式梁橋，橋墩形式為單柱式，且其竣工年為 1993，當年之橋梁耐震設計方式歸屬於傳統設計，因此參考 TELES 典型橋梁分類表，選擇其典型橋梁分類為 HWB2C，並參考地表永久位移引致損害之 TELES 典型橋梁分類易損性曲線參數表，擷取此典型橋梁分類之地表永久位移所引致不同程度損害(指超越輕微損害、中度損害、嚴重損害或完全損害)的易損性曲線參數如下表所列。

Class	I_{pgd}	m_{2n}	β_{2n}	m_{3n}	β_{3n}	m_{4n}	β_{4n}	m_{5n}	β_{5n}
HWB2C	2	12	0.8	24	0.8	48	0.8	96	0.8

接下來考慮橋梁為深基礎或為淺基礎、是耐震設計還是傳統設計、其上部結構為連續或是簡支，深基礎其易損性曲線的中值提高 2 倍，經耐震設計的橋梁基礎，其中值約可提高 1/3，連續橋梁其易損性曲線的中值約可提高 1/3。本橋梁為直接基礎屬於淺基礎、傳統設計、簡支，因此其易損性曲線的中值不提高。其次根據式(4-5)與式(4-6)計算橋之易損性曲線中值 m_2 至 m_5，由於 HWB2C 典型橋梁之 I_{pgd} 為 2，f_1 與 f_2 值計算如下：

$$f_1 = f_2 = \frac{2NW\sin\alpha}{L} = \frac{2 \times 2 \times 29 \times \sin 90}{45.2} = 2.56637$$

本橋梁地表永久位移易損性曲線之中值如下：

$$m_2 = 12 \times 1 \times 2.56637 = 30.796$$

$$m_3 = 24 \times 1 \times 2.56637 = 61.593$$

$m_4 = 48 \times 1 \times 2.56637 = 123.186$

$m_5 = 96 \times 1 \times 2.56637 = 246.372$

4. 橋梁通行失敗機率之計算

以上所述橋梁震動易損性曲線參數，係專就橋梁之基本評估單元而言，以下以 99 年「國家防災日」地震災害狀況推演所考慮之新城斷層引致規模 6.8 強震，計算中隘橋的通行失敗機率。此一模擬地震事件之說明請參照第五章內容，該模擬地震引致中隘橋所在位置之 PGA 值為 0.4374g，土壤液化引致之 PGD 值為 17.97cm，斷層錯動引致之 PGD 值為 0.19cm。將本橋梁之易損性曲線參數代入式(4-15)，可分別得到因地震動及地表永久位移，其基本評估單元達到或超越輕微、中度、嚴重、完全損害狀態的機率 $\overline{F}_i$ $(i = 2,...,5)$，如表 4-12 所列，其中斷層錯動所造成之機率已經乘以 0.25，土壤液化震陷所造成之機率則已經乘以土壤液化發生機率 0.0063。

表 4-12 中隘橋基本評估單元分別因地震動及地表永久位移影響下，達到或超越不同損害狀態的機率

	地震動 PGA	斷層錯動 PGD	土壤液化 PGD
地震災害潛勢推估	0.4374g	0.19cm	17.97cm
$\overline{F}_2$	0.9419	0.0000	0.0016
$\overline{F}_3$	0.8525	0.0000	0.0004
$\overline{F}_4$	0.8318	0.0000	0.0001
$\overline{F}_5$	0.7791	0.0000	0.0000

其次，已知橋梁基本評估單元之通行失敗機率計算式如式(4-19)所示，其中各損害狀態下橋梁基本評估單元的失敗機率已分別假設為 $\bar{f}_2 = 0.01$、$\bar{f}_3 = 0.2$、$\bar{f}_4 = 0.8$、$\bar{f}_5 = 1.0$，因此式(4-19)又可改寫為：

$$\overline{p}_f = 0.01 \cdot (\overline{F}_2 - \overline{F}_3) + 0.2 \cdot (\overline{F}_3 - \overline{F}_4) + 0.8 \cdot (\overline{F}_4 - \overline{F}_5) + 1.0 \cdot \overline{F}_5$$

中隘橋為簡支式兩跨梁橋，簡支橋梁以三跨作為一個基本評估單元，$n = 2/3 = 0.667$，但因須滿足 $n \geq 1$ 之條件，因此本橋的基本評估單元數 $n = 1$，將之代入式(4-18)，得到參數 q 之值並檢查其是否滿足條件式：

$$q = \sqrt[3]{n/3} = \sqrt[3]{1/3} = 0.6934 \quad (\text{滿足} 0.3 \leq q \leq 3\ !)$$

比較表 4-12 可知本算例土壤液化引致地表永久位移的損害影響(超越機率)，高於斷層錯動的影響，因此在計算組合機率時，係取地震動 PGA 與土壤液化 PGD 之組合機率，基本評估單元的結果為：

$$\overline{F}_2 = 0.9419 + 0.0016 - 0.9419 \times 0.0016 = 0.9420$$

$$\overline{F}_3 = 0.8525 + 0.0004 - 0.8525 \times 0.0004 = 0.8526$$

$$\overline{F}_4 = 0.8318 + 0.0001 - 0.8318 \times 0.0001 = 0.8318$$

$$\overline{F}_5 = 0.7791 + 0.0000 - 0.7791 \times 0.0000 = 0.7791$$

$$\begin{aligned}\overline{p}_f &= 0.01 \times (0.9420 - 0.8526) + 0.2 \times (0.8526 - 0.8318) \\ &\quad + 0.8 \times (0.8318 - 0.7791) + 1.0 \times 0.7791 = 0.8262\end{aligned}$$

如此，得到中隘橋的整座橋梁的通行失敗機率為：

$$p_f = 1 - (1 - \overline{p}_f)^q = 1 - (1 - 0.8262)^{0.6934} = 0.7028$$

第五章 橋梁地震早期損失評估模組及其應用說明

5.1 地震早期損失評估之概念

目前的科技水準尚無法預測地震何時、何地發生，在強震發生後的短時間內，可能因電力或通訊系統中斷，地方災情無法即時回報中央應變救災單位，導致無法即時有效掌握整體災情的規模和分布。所以震災緊急應變的時後，應用震損評估技術於震後第一時間完成災情評估就顯得十分重要。以公路總局管轄之省、縣道公路橋梁為例，需要評估的橋梁數量可能有數千座之多，散佈於全國每一個地方，各個橋梁不僅是結構型式、設計水準有所差異，所在地點的地盤分類與土壤液化潛勢亦可能不同，若震後第一時間才開始進行公路橋梁震損分析，則花費的時間可能會嚴重延誤應變救災相關作為。

有鑑於此，TELES 系統發展時即已善加利用中央氣象局地震速報系統的功能，於平日建置資料量龐大的地震損失模擬資料庫，震後一旦接收地震報告的電子郵件，可以自動啟動震災早期評估模組，根據震源參數等條件，於極短時間內自資料庫中選擇最近似的模擬地震事件及其所引致的地震損失評估結果，將之以電子郵件方式自動通知應變人員參考。目前 TELES 地震早期損失評估技術已實際應用於中央災害應變中心，於震後快速評估該次地震事件的最大地表加速度、建物損壞和人員傷亡分布情形供災後應變參考。

由於中央氣象局提供的點震源資訊不足準確推估地表震度，進而可能得不到正確的公路橋梁災損評估結果。因此，本計畫必須進一步參酌中央氣象局地震速報電子郵件所附加的速報測站最大地表加速度實測值，研發並提升震源參數的辨識模型，使能自動、快速地作出綜合判斷，得到與速報測站最大地表加速度實測值相符的線震源模擬地震事件的震源參數，以期所推估的橋梁災情更能符合實際情況。強震發生時，藉助於公路橋梁地震損失模擬資料庫，TELES 地震早期損失模組可於接收中央氣象局發送之地震速報電子郵件後 2 分鐘的時間內自動完成查詢工作，得到最近似的模擬地震事件及其所引致的橋梁損

壞評估結果，提供應變相關單位人員於震後第一時間掌握公路橋梁可能的災損情形。

5.2 地震損失模擬資料庫

本計畫建置「公路橋梁地震損失模擬資料庫」，所選取的一系列模擬地震事件必須涵蓋未來可能致災的各種情況，以確保公路橋梁地震損失推估能夠達到足夠的精度。根據 Der Kiureghian and Ang (1977) 所提的斷層開裂模式(fault rupture model)，震源概分三種類型：第一類震源之斷層位置與開裂方向較為明確，譬如由中央地質調查所公佈的活斷層震源均屬於第一類震源。第二類震源的斷層方向較一致，但位置不確定者，譬如在板塊隱沒帶，因板塊交界區域的幾何特性較易判識，可歸屬第二類震源。其它常發生地震，但斷層位置與方向均不明確者則歸為第三類震源。在實務上，統計各震源區所實際發生地震的斷層面解，可知斷層開裂位置和方向均具不確定性。第二類或第三類震源的界線很難明確劃分。為避免困擾，本文將第二類和第三類震源統稱為區域震源。以下分別就本計畫所考慮之區域震源模擬地震，以及中央地質調查所公佈的活斷層進行介紹。

5.2.1 區域震源模擬地震事件

對於規模較大之地震，與點震源模式相比較，以線震源模式推估的地震災害潛勢與損失推估結果與實際災情分布通常較為一致。因此，本計畫考慮之區域震源模擬地震係採取線震源模式，模擬地震事件配置方式如圖 5.1 所示。首先，於台灣地區附近東經119°至123°、北緯21°至26°之間，每0.2°取一個區間，在水平面上劃分 500 個網格，各網格中心設為模擬地震事件之震央位置，並且各震央位置在垂直地表的方向上選取 5、15、25、35、45 和 55 公里等 6 個深度設為模擬地震事件的震源深度。如此，總共考慮$500\times 6=3000$個不同的模擬地震事件的震源位置。其次以 0.2 為增量，考慮 5.1 至 7.3 之間所有的地震規模，各地震規模亦分別考慮圖 5.1 所示之相應斷層開裂方向，共考慮$3\times 1+3\times 2+2\times 3+2\times 4+2\times 6=35$個不同的地震規模與斷層開裂方向的組

合。最後，得到 $3000 \times 35 = 105000$ 個不同的模擬地震事件，每一個模擬地震事件均有不同之地震規模、震央位置、震源深度和斷層開裂方向等震源參數組合，其總合應可大致含括台灣地區未來可能致災的各種區域震源地震的組合。

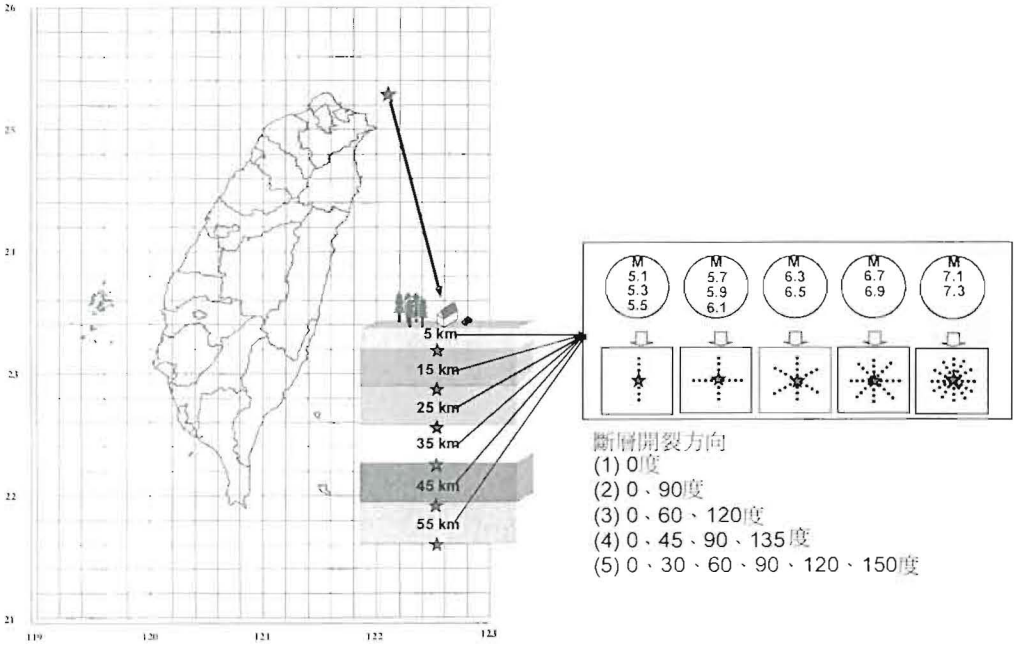


圖 5.1 地震損失模擬資料庫考慮之 105,000 個離散震源分布示意圖

5.2.2 活動斷層震源模擬地震事件

儘管盡可能地考慮了各種規模、深度、方向的線震源地震事件，但還是無法涵蓋所有的可能發生的地震事件，若地震因斷層錯動而觸發，斷層滑動的方向、長度、寬度和震源深度，將影響各地的地表震動強度，尤其在鄰近斷層的區域，故實際的災情分布情形，勢必與斷層影響的範圍有關，並無法以一定規則和方向的線震源模擬斷層震源的地震事件。以 921 地震為例，車籠埔斷層跨越了多個地震損失模擬資料庫中的直線震源，勢必難以單一直線震源表示該斷層的錯動，評估結果的落差可想而知。有鑑於此，本計畫亦將活動斷層模擬地震事件加入地震損失模擬資料庫中，如此，若斷層震源的地震事件發生，地震早期損失評估系統將能更準確地評估公路橋梁的損壞狀況。以下即就中央地質調查所公佈的活斷層進行介紹

表 5-1 台灣地區活動斷層

斷層名稱	類型	型態	Length	Country
山腳斷層	第二類	正移斷層	35.47	台北市、台北縣、桃園縣
湖口斷層	第二類	逆移斷層	20.21	桃園縣
新竹斷層	第二類	逆移兼右移	10.36	桃園縣、新竹縣
新城斷層	第一類	逆移斷層	28.83	新竹市、新竹縣、苗栗縣
獅潭斷層	第一類	逆移斷層	11.23	苗栗縣
三義斷層	第一類	逆移斷層	43.83	苗栗縣、台中縣
大甲斷層	第一類	逆移斷層	30.87	台中縣
鐵砧山斷層	第一類	逆移斷層	13.26	台中縣
屯子腳斷層	第一類	右移斷層	13.72	台中縣
彰化斷層	第一類	逆移斷層	35.93	彰化縣
車籠埔斷層	第一類	逆移斷層	118.62	台中市、台中縣、南投市
大茅埔-雙冬斷層	第一類	逆移斷層	68.9	台中縣、南投縣
九芎坑斷層	第二類	逆移斷層	16.25	雲林縣、嘉義縣
梅山斷層	第一類	右移斷層	14.97	嘉義縣
大尖山斷層	第一類	逆移兼右移	36.79	南投縣、雲林縣、嘉義縣
木屐寮斷層	第二類	逆移斷層	7.19	台南縣
六甲斷層	第一類	逆移兼左移	15.61	台南縣
觸口斷層	第一類	逆移斷層	27.03	雲林縣、嘉義縣、台南縣
新化斷層	第一類	右移斷層	5.5	台南縣
後甲里斷層	第二類	逆移斷層	12.24	台南市、台南縣
左鎮斷層	第二類	左移斷層	12.5	台南縣
小崗山斷層	第二類	逆移斷層	8.12	
旗山斷層	第一類	逆移兼左移	25.57	
潮州斷層	第二類	逆移兼左移	99.2	屏東縣
恆春斷層	第二類	逆移斷層	18.32	屏東縣
米崙斷層	第一類	左移兼逆移	7.8	花蓮縣
嶺頂斷層	第二類	左移兼逆移	37.56	花蓮縣
瑞穗斷層	第一類	逆移兼左移	24.12	花蓮縣
奇美斷層	第二類	逆移斷層	25.06	花蓮縣
玉里斷層	第一類	逆移兼左移	27.76	花蓮縣
池上斷層	第一類	逆移兼左移	63.95	
鹿野斷層	第一類	逆移斷層	17.71	台東縣
利吉斷層	第二類	逆移斷層	37.65	台東縣

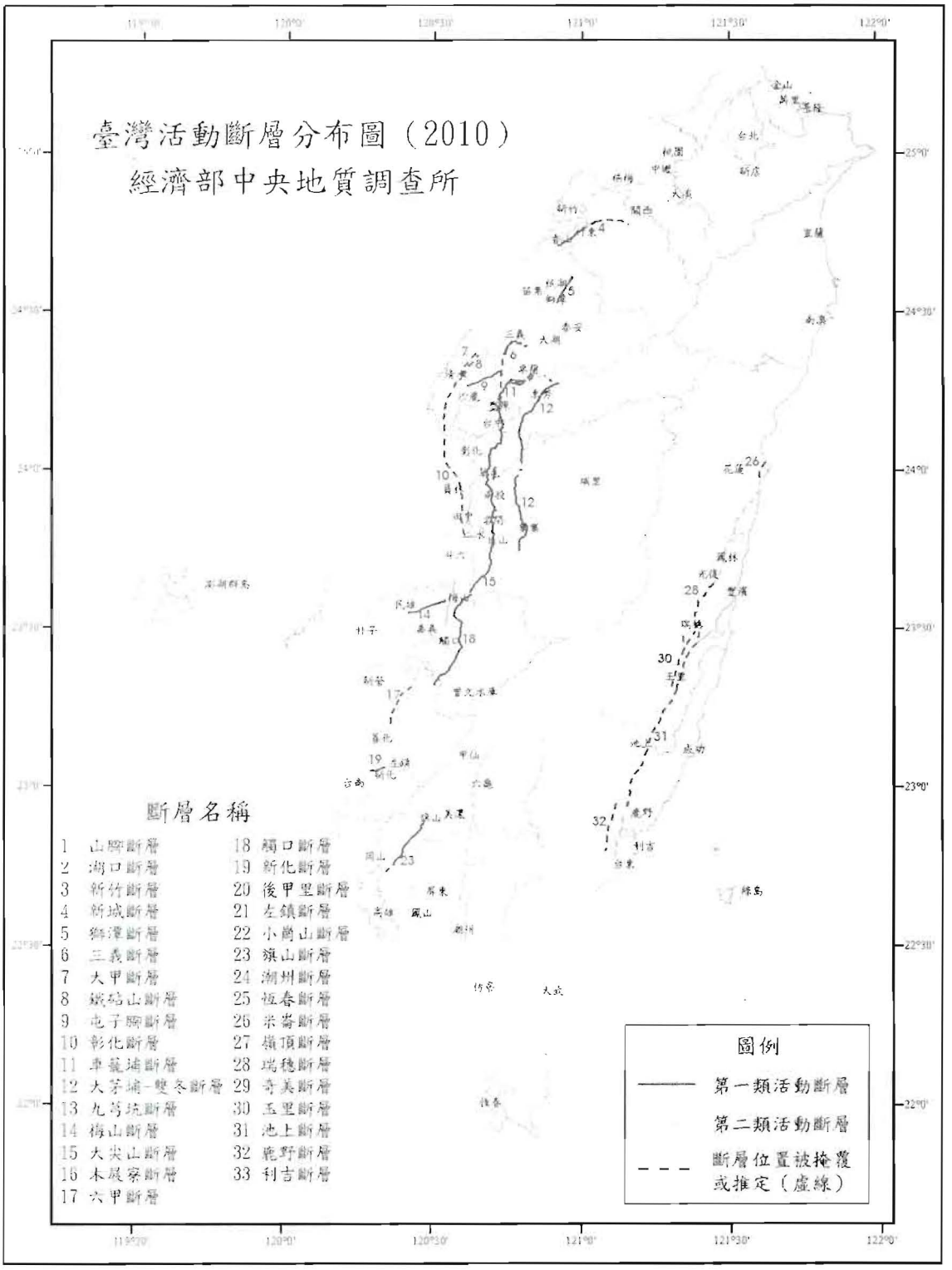


圖 5.2 台灣活動斷層分布圖（2010）

根據中央地質調查所長時間觀測與研究，確定台灣地區目前已知較明確的活動斷層共有 33 條，如表 5-1 所列，各分佈位置，如圖 5.2 所示。本研究將在地震損失模擬資料中考慮此 33 條活動斷層不同震源深度和規模組合，以提昇早期評估系統於斷層活動地震事件中的評估準確性。

國內對這些斷層的研究眾多，每條斷層都具有其獨特性無法詳盡介紹，以下僅個別對每個斷層進行簡單的描述，資料來源摘錄自中央地質調查所特刊第十七、十九、二十一和二十三號刊（林啟文等，2007-2009）：

山腳斷層：位於台北盆地西緣的部份，斷層呈北北東走向，自關渡附近向南南西方向延伸至新莊，為一條正斷層，其鄰近金山斷層，亦有研究指出山腳斷層可能一直延伸至金山地區。根據鑽探資料顯示，斷層兩側的地層落差達到 700 公尺左右，並且推斷山腳斷層劇烈活動的時期可能距今一萬年以前，當時應屬於高活動度的斷層，但在最近一萬年或稍短時間內斷層活動幾已停止。山腳斷層分為南、北兩段，南段為第四紀沖積層所掩覆，北段為大屯山的火成岩所掩覆，由鑽探資料顯示，斷層造成上盤台北盆地的第三紀基盤的陷落。該斷層因受到第四紀沈積物的覆蓋，加上人為開發活動的破壞，並無野外露頭出露的文獻，過去並無明顯的野外地質調查得知斷層的位置。近年來的調查結果，確定其正移斷層作用向北延伸至大屯山區與金山地區。山腳斷層總長度約為 34 公里，表面破裂線延伸至金山地區。

湖口斷層：為逆移斷層，呈東北東走向，由新竹縣湖口向東延伸至桃園縣平鎮，長約 21 公里。在地形上，湖口斷層在楊梅谷地與湖口台地間形成明顯的線狀崖，線形向東西兩端逐漸不明顯；以往有許多由地形的研究結果來研判湖口斷層有多次的活動紀錄，但都缺乏確切的地質證據來輔證。由湖口台地面的傾動與定年結果顯示，湖口斷層可能至少在距今 70,000 年內曾經活動過，暫列為第二類活動斷層。

新竹斷層：為逆移斷層，由新竹市西方向東延伸至頭前溪南岸，約呈東西走向，長約 9 公里。新竹斷層具有地形特徵，但缺乏出露地表的證據。由地質鑽探結果顯示，斷層截切更新世晚期的地層，並造成淺部岩層高角度傾斜，因此可能為盲斷層形式或斷層被新期沖積層所掩覆。微震觀測結果顯示，靠近新竹都會區下方沒有明顯微震活動；大地測量結果顯示，斷層兩側的水平位移速度變化不顯著，但有右移趨勢。

新城斷層：為逆移斷層，北起新竹縣關西，向西南方延伸至苗栗縣頭份，長度約 28 公里。連結數口鑽井的鑽探資料研判，新城斷層傾角約 31 度。據觀察頭前溪南岸新城斷層截切低位階地礫石層，雖無明顯的崖，但研判該地形面形成過程七、八千年間中斷層至少活動過 2 次。由 3 個槽溝剖面的結果分析，新城斷層最近一次活動約在距今 300 年內，由歷史地震紀錄此期間可能在新竹地區發生的大地震紀錄共有 3 次，分別為 1811、1815 與 1881 年；這些地震的受震範圍遠至福建省以及台灣南部地區，以此研判 1811 年與 1815 年地震可能都屬於規模 7 以上的大地震。利用定年資料及不同來源的資料進行計算，所推估出的滑移速率初步評估斷層的滑移速率最快可達 1.6mm/yr，最慢也應超過 0.7mm/yr。若由斷層活動一次垂直位移量 1.3、1.85 公尺，配合長期滑移速率，粗估新城斷層再現週期約為 1300-1800 年左右。

獅潭斷層：獅潭斷層為逆移斷層，呈北北東走向，長約 12 公里。為造成 1935 年新竹－台中地震的地震斷層。文獻紀錄獅潭斷層有 3 公尺的落差，推估發生過兩次以上的地震事件。由以往的開挖調查顯示，在地表淺處斷層的移距約 5 公尺，超過 1935 年地震所造成的移距，因此獅潭斷層可能有多次活動的紀錄。在后里台地最上部的階地堆積層沉積之後，除了 1935 年地震所造成的地震斷層截切紅土台地堆積外，並未觀察到岩層傾動或撓曲等現象，因此在紅土台地堆積堆積後斷層可能僅有 1 次活動的紀錄，並以 GPS 測量資料分析跨斷層的速度場變化，在 2002-2006 年間跨過獅潭斷層的速度場變化，平行斷層走向的分量為-4.5 公厘/年，呈右移形式，垂直斷層走向的分量為 5.5 公厘/年，呈壓縮形式，抬升速率 3.6 公厘/年。由上述證據顯示 1935 年的地震使該斷層與屯子腳斷層於地表下相連，兩條斷層可能在地表下已可視為同一系列。以抬升速率 3.6 公厘/年及 3 公尺的落差，時間長度約 833 年，若發生兩次以上的地震，平均約 400 年一次

三義斷層：三義斷層，截切低位的河階礫石層與河床上的土壤層，研判斷層在全新世曾經活動三義斷層為逆移斷層，可分為兩段，北段略成東西走向，由苗栗縣大湖鄉大窩，向西延伸至三義，長約 8 公里；南段呈南北走向，由三義向南延伸至大甲溪，長約 16 公里。共計有 24 公里。根據調查結果認為三義斷層已經錯動低位河階礫石，及河床上的一土壤層，故近期已有過活動。

大甲斷層：大甲斷層為逆移斷層，呈北北東走向，由苗栗縣通霄附近，向南延伸至台中縣大肚，長約 23 公里，由甲南至大肚的這一段以往稱為清水斷層。大甲斷層為向東傾斜約 20-25 度低角度逆斷層，北起於大安溪，南至沙鹿附近。由野外調查與鑽探岩芯中的岩層比對結果，地表淺處大甲斷層的垂直移距約 50-70 公尺，斷層前緣已截切穿出地表。利用斷層兩側鑽井岩芯與定年分析大甲斷層南段區域，合計得到大甲斷層的垂直滑移速率為 1.7-5.5mm/yr。

鐵砧山斷層：鐵砧山斷層為逆移斷層，呈北北東走向，由台中縣大甲鎮鐵砧山北緣，向南延伸至台中縣沙鹿後併入大甲斷層，長約 13 公里，此斷層位於大甲斷層東側，又名大甲東斷層。鐵砧山斷層截切更新世晚期的沉積層，它的形成與大甲斷層有關。

屯子腳斷層：屯子腳斷層為右移斷層，呈東北東走向，由台中縣泰安向西延伸，經內埔(屯子腳)至清泉崗，長約 14 公里。與獅潭斷層皆為造成 1935 年新竹－台中地震的地震斷層。

彰化斷層：為逆移斷層，呈北北西向南轉南北走向，由彰化縣和美鎮，向南延伸至田中附近，長約 32 公里。彰化斷層可能已經延伸至地表，但是斷層跡被表沖積層或山麓堆積物所掩蓋。藉由鑽探與岩心定年結果，研判彰化斷層北段已延伸至地表。另根據古文獻之分析，亦有研究認為 1848 年彰化地震起因於彰化斷層之活動，該次規模 7.2 之地震造成超過一千人死亡。

車籠埔斷層：為逆移斷層，由台中縣豐原市北陽里，向南延伸至南投縣竹山鎮，長約 76 公里。1999 年 921 集集大地震(Mw7.6)時，豐原以東至卓蘭之間形成新的地表破裂，長約 16 公里，因此總長約 92 公里。1999 年集集地震後，陳文山等在車籠埔斷層沿線進行許多槽溝開挖工作。過去 3,000 年以來車籠埔斷層形成地表破裂的地震次數共有 7 次：西元 1999 年、距今 365±65 年前、距今 735±55 年前、距今 905±15 年前、距今 1,540±160 年前、距今 1,805±95 前與距今 3,000±160 年前。最後 6 次古地震之間的發生時距最小約 200 年，最長約 700 年。最老兩次古地震的時距相距約 1,200 年，似乎較之後的地震時距長，原因可能是之間應尚有多次的古地震事件未被發現。經由多個槽溝資料分

析，獲得的長期滑移速率為 6.94 公厘/年。車籠埔斷層的發震模式屬於時間可預測的再發性模式(time-predictable recurrence model)，就是說當應力累積達到特定臨界值時，地震就會發生。若以長期的滑移速率來推估車籠埔斷層下次可能的地震時間為西元 2340±95 年。

大茅埔－雙冬斷層：為逆移斷層，分為兩段，由台中縣和平鄉烏石坑，向西南延伸至南投縣鹿谷鄉，長約 58 公里。北段由烏石坑至東勢鎮慶東里(大茅埔)，呈北東走向，稱為大茅埔斷層，長約 14 公里。大茅埔－雙冬斷層在 1999 年 921 集集大地震時有形成地表破裂，地震後也有明顯的抬升現象。由大甲溪南岸新社鄉新六村向南延伸的部分，稱為雙冬斷層，長度約 44 公里。大茅埔-雙冬斷層截切頭科山層礫岩，其形成時代在更新世中晚期以後，根據 GPS 分析結果，大茅埔-雙冬斷層在 1999 年集集地震之前(1996-1999 年)，斷層下盤的水平位移向西北西或西北方，速率約 10-17 公厘/年，斷層上盤的水平位移也向西北西或西北方，速率約 15-28 公厘/年。在震後時期(2000-2005 年)，斷層下盤的水平位移向西北西方，速率由約 20-60 公厘/年，逐漸降至 17-45 公厘/年；斷層上盤的水平位移向西北西方，速率由約 20-60 公厘/年，逐漸降至 8-34 公厘/年，顯示在大地震之後 6 年，地殼仍處在調適變形狀態。

九芎坑斷層：為逆移斷層，約呈北北東走向，由雲林縣古坑向南延伸至嘉義縣竹崎附近，長約 17 公里。由九芎坑斷層截切的階地礫石層的定年結果，距今 47,100+1,750 年至 18,540±130 年之間至少有一次活動紀錄，而距今 18,540 年前以來也曾經活動過；由於標本採自低位的河階礫石層，研判九芎坑斷層最晚的活動時間可能更年輕。由大地測量的結果，指示九芎坑斷層具有相當的活動潛勢，而近期的運動方式為逆移形式兼具左移分量。九芎坑斷層，由存疑性活動斷層改列為第二類活動斷層。

梅山斷層：為右移斷層，由嘉義縣梅山延伸至民雄，呈東北東走向，長約 13 公里，是 1906 年規模 ML7.1(修正 ML6.8)的嘉義大地震發生的地震斷層。根據槽溝調查發現，有構造經碳 14 定年發現其發生年

代小於 300 年(280-180 年, 150-10 年)。根據歷史資料顯示，1792 年嘉義地震可能與梅山地震斷層的錯動有關。

大尖山斷層：為逆移斷層，由南投縣竹山鎮嶺腳，向西南方延伸至嘉義縣竹崎鄉金獅寮，長約 25 公里，依斷層特性可分為南北兩段。大尖山斷層的北段在 1999 年 921 集集大地震時也有形成地表破裂。綜合野外調查結果，大尖山斷層的北段為一高角度向東南傾斜的逆移斷層，在 1999 年集集地震時有活動，但主要為右移形式，兼逆移性質；大尖山斷層的南段則為低傾角的逆移斷層，沒有發現近期活動的記錄。由井的岩芯資料綜合，分析大尖山斷層的地下剖面，在桶頭附近的斷層面傾角大於 72 度，斷面呈高角度傾斜。大尖山斷層的南段由樟湖山附近向西南延伸至嘉義縣竹崎鄉金獅寮與水社寮斷層、觸口斷層連接，但缺少可供觀察的露頭。由地殼變形的監測結果，指示大尖山斷層仍具相當的活動潛勢。

木屐寮斷層：為逆移斷層，呈北北東走向，由台南縣白河鄉頭崎內里向南延伸至六重溪北岸崁內里，長約 7 公里。木屐寮斷層在航照上呈現明顯線形，更新世晚期地層受到傾動，但地表尚未發現斷層露頭，可能為盲斷層。由地球物理探勘結果，在木屐寮斷層西側地下淺部可能有分支斷層存在。由於全新世岩層受到傾動，監測資料顯示有明顯位移，木屐寮斷層暫列第二類活動斷層。

六甲斷層：為逆移斷層，呈北北東走向，由嘉義縣六重溪附近，向南延伸至烏山頭水庫的臥牛山，長約 17 公里。近期的調查結果顯示，六甲斷層在地下淺部截切距今 1 萬年內的沉積層。六甲斷層在地形上呈現明顯的線形，而由鑽探結果證實六甲斷層的存在，在近地表處為一向東傾斜 30 度的斷層，但此斷層可能尚未穿出地表。整合野外露頭、鑽井及定年資料分析，估計六甲斷層的長期滑移速率，六甲斷層的長期抬升滑移速率約為 6.33±0.06 公厘/年，由斷層面傾角約 30 度計算，其長期水平滑移速率約為 12.7 公厘/年。

觸口斷層：為逆移斷層，依性質可分為兩段：北段呈南北走向，由嘉義縣牛稠溪北側福建坪至觸口，南段呈北北東走向，由觸口延伸

至台南縣關子嶺東方，長度合計約 28 公里。觸口斷層具有潛移的特性。在關子嶺以南，觸口斷層向南延伸的部分稱為崙後斷層(或烏山頭斷層)，一直延伸至台南縣新化的菜寮溪北岸，長度超過 40 公里。在觸口斷層的地球物理探勘測線斷層面西側的上部是礫石與砂層，研判觸口斷層面向東傾斜，近地表的斷層面約 60 度，向下傾角漸緩約 30~40 度，結合淺層震測與地電測勘分析結果，觸口斷層為高角度向東傾斜，斷層帶內的岩層受到強烈的擠壓變形作用。在地形上，觸口斷層位於丘陵區與西部衝上斷層山地的交接界，將這些階地分為 3 階，由最低一階的定年結果，研判觸口斷層曾在 38,000 年前活動過，雖然沒有其它定年資料，但以階地下伏的頭嵙山層為斷層接觸為依據，研判 80 萬年以來，觸口斷層至少活動過 3 次。由地層的層位落差計算觸口斷層上盤相對下盤的長期滑移速率約 14.0 公厘/年。

新化斷層：為右移斷層，呈東北東走向，由台南縣新化東北方的那菝林，向西延伸至新化西北方的北勢，長度約 6 公里。是 1946 年 12 月 5 日規模 6.3 地震所造成的地震斷層。在新化斷層共有 4 條槽溝開挖。由那菝林 2 號槽溝剖面與 3 號槽溝剖面的沉積層以及斷層的截切關係，可以區分 3 期古地震造成的斷層。新化斷層有多次古地震事件，除最近的 1946 年地震之外，前一次約發生於 1,200 年前至 1,900 年前之間，而在 1,900 年前至 10,000 年前之間至少有另 1 次古地震事件，保守估計在 10,000 年內至少有 3 次古地震事件，又古地震調查結果顯示在過去 1,900 年間，有 3 次以上的活動紀錄。

後甲里斷層：為逆移斷層，約呈南北走向，由台南縣永康向南延伸至虎山，長約 12 公里。藉由鑽井資料，可確定後甲里斷層確實存在；配合地球物理探勘結果，與井下岩芯剪切變形帶的深度分佈，可確定後甲里斷層為一向西傾斜的逆移斷層；斷層並未截穿至地表，屬於盲斷層的形式。後甲里斷層，錯移現象位於六雙層內，其斷層前緣研判造成台南層的褶皺與小型破裂，列為第二類活動斷層。

左鎮斷層：為左移斷層，約呈西北走向，由台南縣山上鄉新庄附近至南化鄉心仔寮附近，長約 10 公里。左鎮斷層，最早由衛星影像辨認出線形，經野外調查發現沿斷層線形位置有小型斷層泥帶，並常群

聚拼合成一寬約數公尺至十數公尺的斷層泥帶，但僅局限於斷層西段。左鎮斷層為具左移性質的橫移斷層，而其活動時代在六雙層沉積後，約更新世晚期。

小崗山斷層：為逆移斷層，成北北東走向，由高雄縣阿蓮鄉南蓮村向南延伸至燕巢鄉瓊林村，長約 8km。徐鐵良與張憲卿推測在小崗山及阿蓮間為一逆斷層所造成的斷層線崖，東側為上衝斷塊，可能仍在活動。陳文山等由小崗山斷層附近所鑽取的 4 口岩芯分析其碳十四年代、古環境與埋藏深度的結果估算，由淺層震測剖面解釋，推估主斷層面的傾角約 45°，以此估算小崗山斷層的淨滑移速率為 5.7±1.4 公厘/年。由岩層截切年代分析，小崗山斷層仍具有活動的潛勢。小崗山斷層可能截切晚期更新世地層，暫列第二類活動斷層。

旗山斷層：斷層由高雄縣旗山鎮，向南延伸至高雄縣仁武鄉，長約 30 公里。旗山斷層由主斷層與多條分支斷層構成變形帶，寬度約 40 至 400 公尺之間，斷層截切年代 7,189±160 年的沉積層，指示近期有活動紀錄。區域性大地測量方面的研究結果均顯示旗山斷層現今為一逆滑為主的斷層。GPS 測量結果顯示現今的旗山斷層兩側斷盤約每年有 10 毫米以上的壓縮量，以及 10 毫米的右移分量。

潮州斷層：為逆移斷層兼具左移性質，呈南北走向。斷層可以分為 2 段，總長約 89 公里。由重力異常資料推測，有一向東傾斜 75-80 的高傾角逆斷層，層位落差超過 1,000 公尺，並在下盤造成數個階狀斷層。潮州斷層為高角度向東傾斜的逆移斷層。斷層北段為階地礫岩層，為盲斷層形式。由地形研判潮州斷層在更新世晚期有活動，改列為第二類活動斷層。

恆春斷層：為逆移斷層，呈北北西走向，由屏東縣車城鄉海口向南延伸至恆春鎮南灣，長約 16 公里。在車城北側海口村的鑽井岩芯定年以及線形崖之上的海階定年，顯示線形崖西側的平原區屬於下陷的構造環境，線形崖東側的海階呈現構造抬升環境，因此現今的線狀崖分隔不同的構造地塊，該線形崖可能是現今構造活動的界線，為恆春斷層的分支斷層，而主斷層在全新世沒有明顯的活動跡象。

米崙斷層：由花蓮縣七星潭海岸，向南延伸至花蓮市美崙山西南方，長約 8 公里，是 1951 年 10 月地震的地震斷層。米崙台地的相關研究中整理出 14C 定年結果，顯示米崙台地的長期抬升速率大約是 4.5mm/yr 以上，如果米崙台地的抬升完全是因為米崙斷層活動所造成的，那麼米崙斷層所顯現的抬升速率為縱谷北斷抬升最快速的活動斷層。有關東部地區海水面變化的研究推論階地最早的形成時間可能在 5000-6000 年之內。假設南米崙階地群的九群階地代表九次甚至更多的古地震事件，那麼米崙斷層的活動週期可能只有六、七百年而已，甚至更短。

嶺頂斷層：位於台東縱谷北部與海岸山脈的交界，屬於左移兼具逆移性質的斷層，呈北北東走向，由花蓮縣嶺頂向南延伸，經月眉至光復鄉東富村，長約 30 公里。在海岸山脈的西緣，地表並未發現斷層地形特徵，斷層跡位於花蓮溪河床中，被沖積物所掩覆，由 GPS 測量結果顯示斷層跡兩側在垂直與水平的速度場有明顯變化，暫列為第二類活動斷層。以往所稱的月眉斷層，是一些斷續的地形崖與小型斷層的總稱，這些小型斷層多位於都鑾山層中，其可能在山麓沖積扇堆積前即已形成，而嶺頂斷層則是海岸山脈向西、向北擠壓的前緣斷層（板塊邊界斷層）。

瑞穗斷層：由花蓮縣光復鄉富田，向南延伸至春日村，長約 33 公里。瑞穗斷層除了誘發 1951 年的地震之外，還發現 3 次的古地震事件，活動週期約 190±20 年。依據調查三次古地震的時間分別為西元 1951 年、<260 年 BP、150-440 年 BP、500-640 年 BP，平均約 170-210 年，下次地震發生時間約為 2140±20 年。

奇美斷層：為逆移斷層，呈東北走向，由玉里鎮春日里向東北延伸，經德武、奇美村至花蓮縣豐濱，長約 30 公里。斷層南端在春日里附近連接瑞穗斷層與池上斷層。奇美斷層將海岸山脈分隔成南北 2 段，斷層截切更新世晚期的階地礫石層，尚未有全新世活動的證據，由原列第一類活動斷層，改列為第二類活動斷層。

玉里斷層：由花蓮縣瑞穗鄉瑞良村，向南延伸至玉里鎮樂合里，

長約 23 公里。玉里斷層有明顯的歷史地震，由槽溝地層與構造特徵分析，古地震事件計有兩次，而斷層兩側地層高差約為 2.5 公尺。第一次古地震事件為西元 1951 年 11 月花東地震所造成的地表破裂，地表隆起高度為 0.75 公尺，1951 年之前地震造成垂直抬升量為 175 公分，因此兩次地震之間平均每年的抬升速率應大於 7 公厘，且預測其地震規模在 7.0 以上。以平均抬昇速率計算，1951 年地震造成落差約 75 公分，之前地震事件的垂直抬升量為 175 公分，初步推估兩次地震事件相距 250 年。

池上斷層：由花蓮縣瑞穗鄉春日村，向西南方延伸至台東縣鹿野鄉瑞隆村，長約 67 公里。1951 年與 2003 年發生的地震(兩者皆規模 6.8)，池上斷層都有造成地表破裂。池上斷層的地下結構，地表深度 20 公里以上的斷層面朝東傾 60°，20-30 公里深的斷層面朝東傾約 45°。池上斷層依據槽溝開挖的結果，在過去 800 年間，有 5 至 10 次的古地震事件，活動週期為 50 至 170 年。

鹿野斷層：位於台東縱谷南部與中央山脈的交界，為逆移斷層，約呈南北走向，由台東縣鹿野鄉鹿寮向南延伸至卑南鄉檳榔附近，長約 17 公里。槽溝開挖結果顯示全新世沉積層受到褶皺與斷層作用，鹿野斷層改列第一類活動斷層。2006 年 4 月 1 日於台東地區發生規模 6.4 的地震，震央在鹿野西側的中央山脈東緣，且中央氣象局收到 1386 個地震震央分佈於鹿野一帶，研判其地震與鹿野斷層有關。又由寬頻地震網資料分析該地震，研判向西高角度傾斜的橫移斷層位於縱谷西側，此斷層可能屬於中央山脈斷層系統之一。

利吉斷層：位於台東縱谷南端，為逆移斷層，東北走向轉南南東走向，由台東縣延平鄉鸞山向南延伸至岩灣，再轉向東南延伸至台東市，長約 20 公里。斷層截切更新世地層，GPS 觀測資料結果，目前主要地殼變形可能集中於利吉斷層西側的分支斷層。

因此，結合活動斷層震源模擬地震事件以及原有區域震源模擬地震事件，應用 TELES 地盤分類、土壤液化敏感類別等地質資料以及強

地動、土壤液化機率與震陷量推估模式，可以進行模擬地震作用下個別橋梁所在地的地震災害潛勢分析，再依據台灣世曦公司「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫所發展的橋梁耐震能力評估模式，利用 TELES 系統評估所有模擬地震事件作用下個別橋梁因地表震動與變形所引致之損壞機率，以及相應之橋梁通行失敗機率，完成「公路橋梁地震損失模擬資料庫」之建置。

5.3 公路橋梁地震早期損失評估模組及其操作

5.3.1 震災早期評估模組架構與運作

本計畫根據公路橋梁地震損失模擬資料庫，建置相應之「公路橋梁地震早期損失評估模組」作為應用單元。「公路橋梁地震早期損失評估模組」由客製化的 TELES 執行檔(稱為 TELES 主程式)與公路橋梁地震損失模擬資料庫等二個次單元所組成，應用時 TELES 主程式將佇立於使用單位之電腦伺服器，隨時等待接收中央氣象局發送的地震速報電子郵件，如圖 5.3 所示，當接收到電子郵件並解讀其格式內容無誤後，即觸發執行預設指令，根據郵件資訊自動篩檢出條件最相符的一筆或數筆模擬地震。之後檢視地震損失模擬資料庫、完成公路橋梁地震早期損失評估，並將結果寫入所指定的硬碟資料夾供後續使用。


CWB-Final-Report

檔案(F) 編輯(E) 檢視(V) 工具(T) 郵件(M) 說明(H)

寄件者: soc@ss2.cwb.gov.tw
日期: 2006年12月26日 下午 08:52
收件者: chyeh@teles-2.ncree.gov.tw
主旨: CWB-Final-Report

Earthquake Final Report (Regional Network)
Central Weather Bureau (CWB), Taiwan, R.O.C.
This is Informal Information for Rapid
Dissemination, the Official Report will be
Broadcasted by CWB, Taiwan, R.O.C., at http://www.cwb.gov.tw/
Magnitude, ML=6.3
Origin Time:12/26/06 12:34:21.0 (UT)
Get Result Time ===> 12:56:49
Location: 22.40N 120.51E, Depth: 21.2 KM

Felt Region:

Sta.	Lat.	Lon.	Inten	PGA(gal)	RFPGA	EpDis
SCZ	22.37N	120.62E	4	56.8	154.0	11.6
SPT	22.68N	120.49E	5	90.7	70.1	30.5
SGL	22.73N	120.49E	5	81.4	57.2	35.7
TAW	22.36N	120.90E	4	55.8	49.2	39.7

圖 5.3 中央氣象局所發送地震速報電子郵件之內容

欲達到自動接收地震通報郵件並啟動「公路橋梁地震早期損失評估模組」功能，首先必須架構一台具有 SMTP 服務功能的郵件伺服器，讓伺服器全天候待命接收中央氣象局發送的地震速報電子郵件。SMTP 是簡易郵件傳輸協定(Simple Mail Transfer Protocol)之簡稱，係一電腦主機之間針對傳送電子郵件訊息的協定。據此，郵件伺服器於接獲地震速報電子郵件後，立即透過 SMTP 功能將該電子郵件放置於指定資料夾，藉以觸發 TELES 主程式執行預設指令。地震速報電子郵件則必須向中央氣象局地震中心申請該項服務，方能在地震後獲得郵件通報。

圖 5.4 所示為「TELES 公路橋梁地震早期損失評估模組」裝置於交通部運輸研究所港灣技術研究中心之伺服器，觸發完成預設動作並將結果存放於「公路防救災決策支援系統」指定資料夾的操作示意圖。一旦獲得可能的災情規模，「公路防救災決策支援系統」即可將摘要資訊即可利用警報、簡訊或語音等方式，通知駐守人員警戒，或召集、派遣在外的應變人力採取作為。

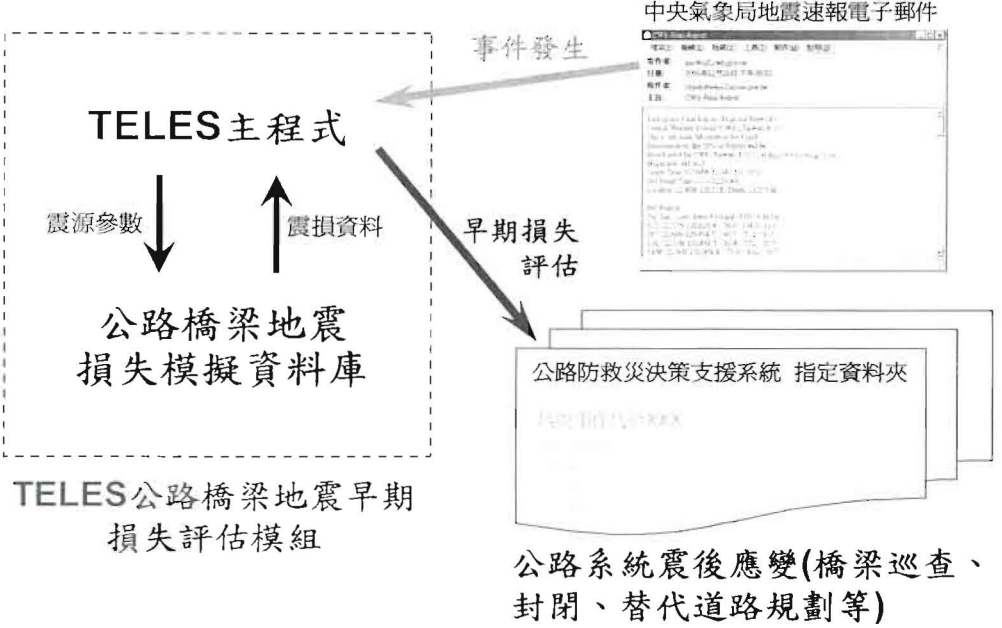
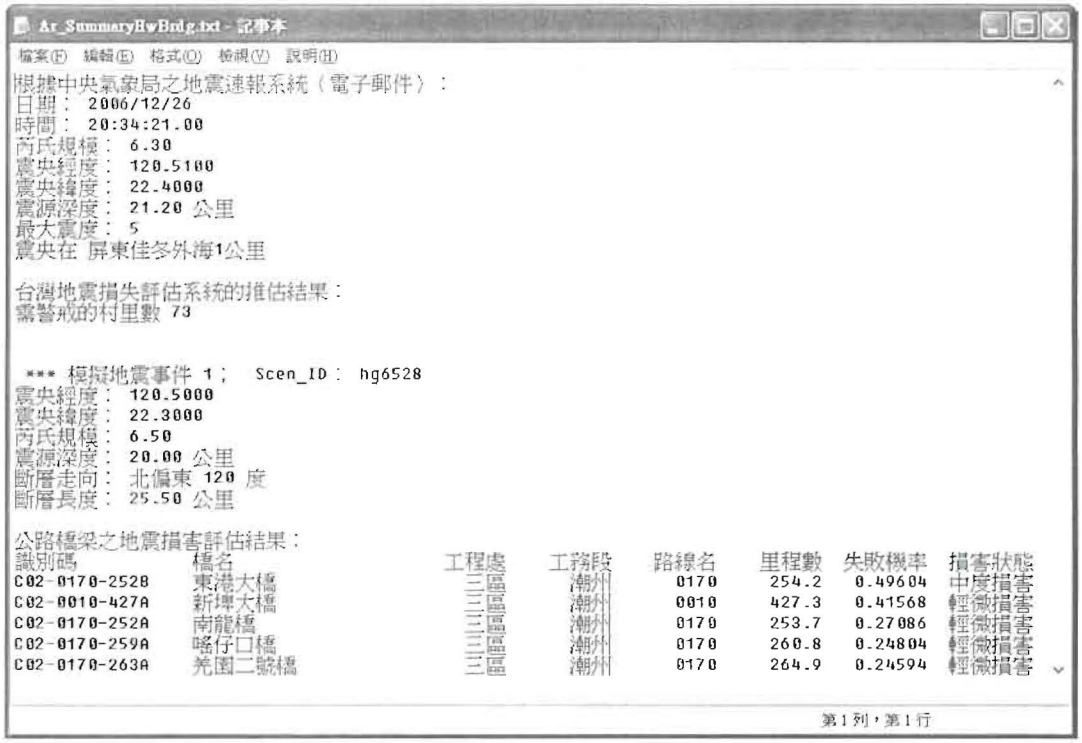


圖 5.4 公路橋梁地震早期損失評估模組之操作示意圖

5.3.2 橋梁震災早期評估之結果檢視

TELES 主程式受到中央氣象局地震速報電子郵件觸發後，立即根據郵件所列震源參數以及附加的速報測站最大地表加速度實測值，自「公路橋梁地震損失模擬資料庫」中選擇最近似的模擬地震事件及其所引致的地震損失評估結果，將之放置於資料夾「AutoRun」之「Ar_SummaryHwBrdg.txt」文字檔案中。

以 2006 年 12 月 26 日恆春地震為例，TELES 之「公路橋梁地震早期損失評估模組」收到圖 5.3 所示中央氣象局地震速報電子郵件之後，自動蒐尋得到依可能性高低排序的四個最有可能的模擬地震事件，評估結果為依序排列之模擬地震事件震源參數與公路橋梁地震損害評估結果，主要欄位有橋梁識別碼、橋名、工程處、工務段、路線名、里程數、失敗機率和損壞狀態，如圖 5.5 所示。



Ar_SummaryHwBrdg.txt - 記事本

檔案(F) 編輯(E) 格式(O) 檢視(V) 說明(H)

根據中央氣象局之地震速報系統（電子郵件）：
日期： 2006/12/26
時間： 20:34:21.00
芮氏規模： 6.30
震央經度： 120.5100
震央緯度： 22.4000
震源深度： 21.20 公里
最大震度： 5
震央在 屏東佳冬外海1公里

台灣地震損失評估系統的推估結果：
需警戒的村里數 73

*** 模擬地震事件 1； Scen_ID： hg6528
震央經度： 120.5000
震央緯度： 22.3000
芮氏規模： 6.50
震源深度： 20.00 公里
斷層走向： 北偏東 120 度
斷層長度： 25.50 公里

公路橋梁之地震損害評估結果：

識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
C02-0170-252B	東港大橋	三區	潮州	0170	254.2	0.49604	中度損害
C02-0010-427A	新埤大橋	三區	潮州	0010	427.3	0.41568	輕微損害
C02-0170-252A	南龍橋	三區	潮州	0170	253.7	0.27086	輕微損害
C02-0170-259A	喀仔口橋	三區	潮州	0170	260.8	0.24804	輕微損害
C02-0170-263A	羌園二號橋	三區	潮州	0170	264.9	0.24594	輕微損害

第 1 列，第 1 行

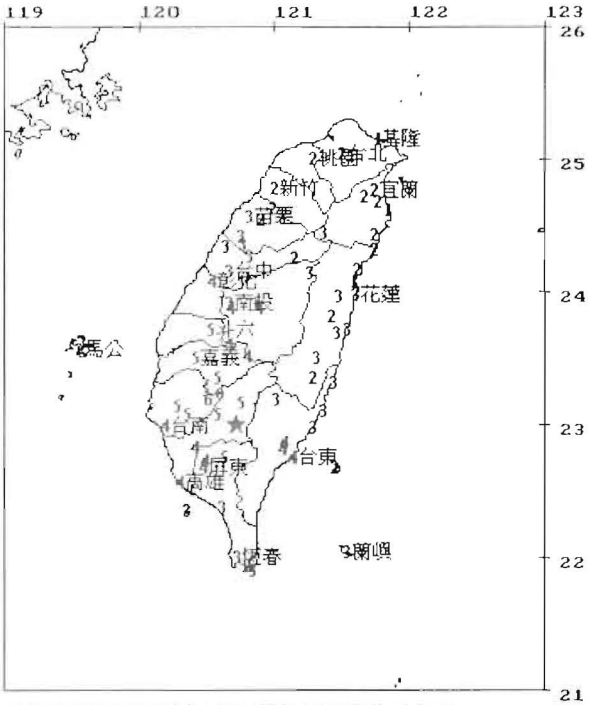
圖 5.5 公路橋梁之地震損害評估結果

5.4 公路橋梁早期損失評估測試案例

本計畫執行期間曾發生三次規模較大之地震，分別為 2009/11/05 名間地震、2009/12/19 花蓮外海地震，以及 2010/03/04 高雄甲仙地震，其中以高雄甲仙地震規模較大，以下介紹利用中央氣象局所發送的高雄甲仙地震速報電子郵件，實際應用於所研發之公路橋梁地震早期損失評估模組與資料庫的測試情形。另外，本期計畫執行期間曾有每年定期舉行的國家防災日地震災害狀況推演，99 年度模擬新竹地區的新城斷層錯動，所造成的大規模地震，本節即詳細說明公路橋梁早期損失評估系統應用於地震災害狀況推演的情形。

5.4.1 99/03/04 高雄甲仙地震

99 年 3 月 4 日上午 8 點 18 分 53 秒發生規模 6.4 的地震，震央位於高雄縣的甲仙鄉，中央氣象局隨即發佈地震報告以及地震速報電子郵件，分別如圖 5.6 和圖 5.7 所示。



圖說：★表震央位置，阿拉伯數字表示該測站震度

中 央 氣 象 局 地 震 報 告

編號： 第99015號

日期： 99 年 3 月 4 日

時間： 8 時 18 分 53.0 秒

位置： 北緯 23. 度，東經 120.73 度
即在 高雄甲仙地震站東偏南方 17.0 公里

地震深度： 5.0 公里

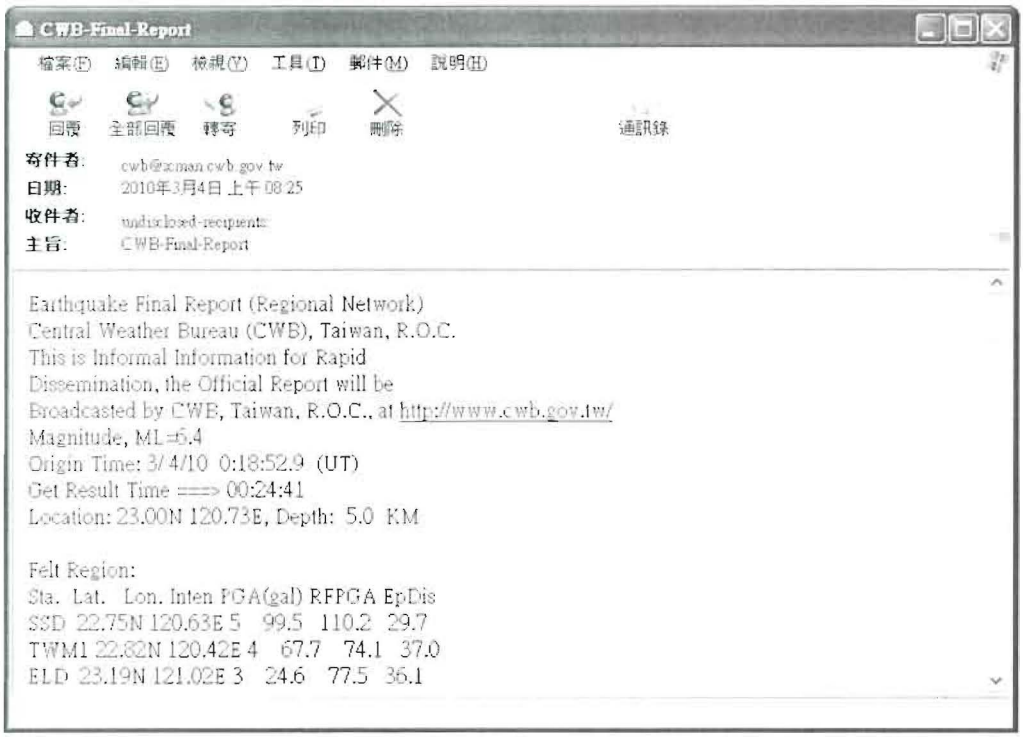
芮氏規模： 6.4

各地最大震度

台南楠西	6級	台中市	3級
嘉義大埔	6級	台中東勢	3級
屏東三地門	5級	花蓮市	3級
高雄桃源	5級	苗栗鯉魚潭	3級
嘉義市	5級	澎湖馬公	3級
斗六市	5級	宜蘭南山	3級
台東卑南	4級	苗栗市	3級
台東市	4級	新竹市	2級
台南市	4級	宜蘭市	2級
高雄市	4級	桃園市	2級
屏東市	4級	台北市	2級
雲林草嶺	4級	基隆市	1級
南投名間	4級		
彰化市	4級		
花蓮紅葉	3級		
南投市	3級		

本報告係中央氣象局地震觀測網即時地震資料
地震速報之結果。

圖 5.6 中央氣象局 99/03/04 高雄甲仙地震報告



CWB-Final-Report

檔案(F) 編輯(E) 檢視(V) 工具(T) 郵件(M) 說明(H)

回覆 全部回覆 轉寄 列印 刪除 通訊錄

寄件者: cwb@cman.cwb.gov.tw
日期: 2010年3月4日 上午 08:25
收件者: undisclosed-recipients:
主旨: CWB-Final-Report

Earthquake Final Report (Regional Network)
Central Weather Bureau (CWB), Taiwan, R.O.C.
This is Informal Information for Rapid
Dissemination, the Official Report will be
Broadcasted by CWB, Taiwan, R.O.C., at http://www.cwb.gov.tw/
Magnitude, ML=6.4
Origin Time: 3/ 4/10 0:18:52.9 (UT)
Get Result Time ===> 00:24:41
Location: 23.00N 120.73E, Depth: 5.0 KM

Felt Region:
Sta. Lat. Lon. Inten PGA(gal) RFPGA EpDis
SSD 22.75N 120.63E 5 99.5 110.2 29.7
TWM1 22.82N 120.42E 4 67.7 74.1 37.0
ELD 23.19N 121.02E 3 24.6 77.5 36.1

圖 5.7 中央氣象局 99/03/04 高雄甲仙地震速報電子郵件之內容

本次地震事件伺服器於 8 點 25 分 45 秒接收到地震速報郵件，早期損失評估系統立即進行分析共歷時 1 分 19 秒，即於 8 點 27 分 04 秒完成震災早期損失評估，完成分析後立即發佈簡訊，因受電信系統影響，接收到災情簡訊的時間不一，約在 8 點 28 分左右災情早期評估簡訊皆可全數送達。本次地震事件早期評估系統推估出四個模擬地震事件，如圖 5.8 所示。依中央氣象局第一時間發佈的訊息，地震規模為 6.4、震源深度為 5 公里，故系統推估出的四個模擬地震事件，規模皆為 6.3、震源深度皆為 5 公里，各個模擬地震事件的評估結果如圖 5.9、圖 5.10、圖 5.11 和圖 5.12 所示，詳細分析結果列於表 5-2 中。

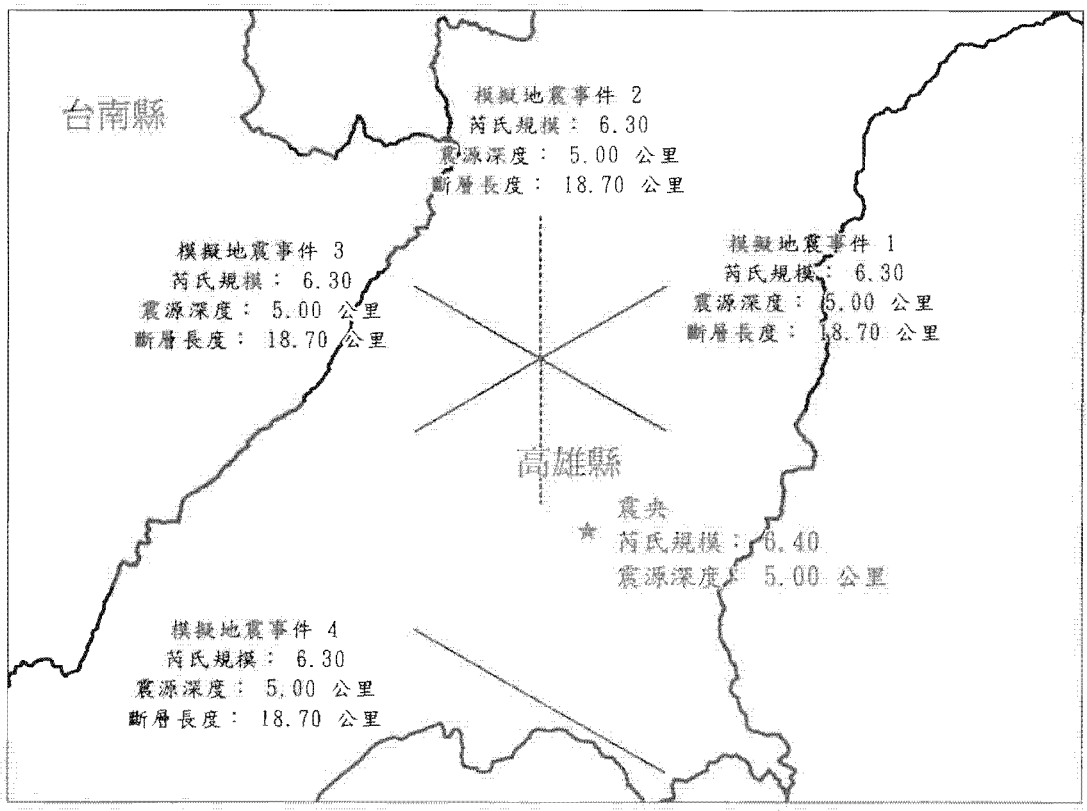


圖 5.8 99/03/04 高雄甲仙地震早期評估系統推估的 4 個模擬地震事件

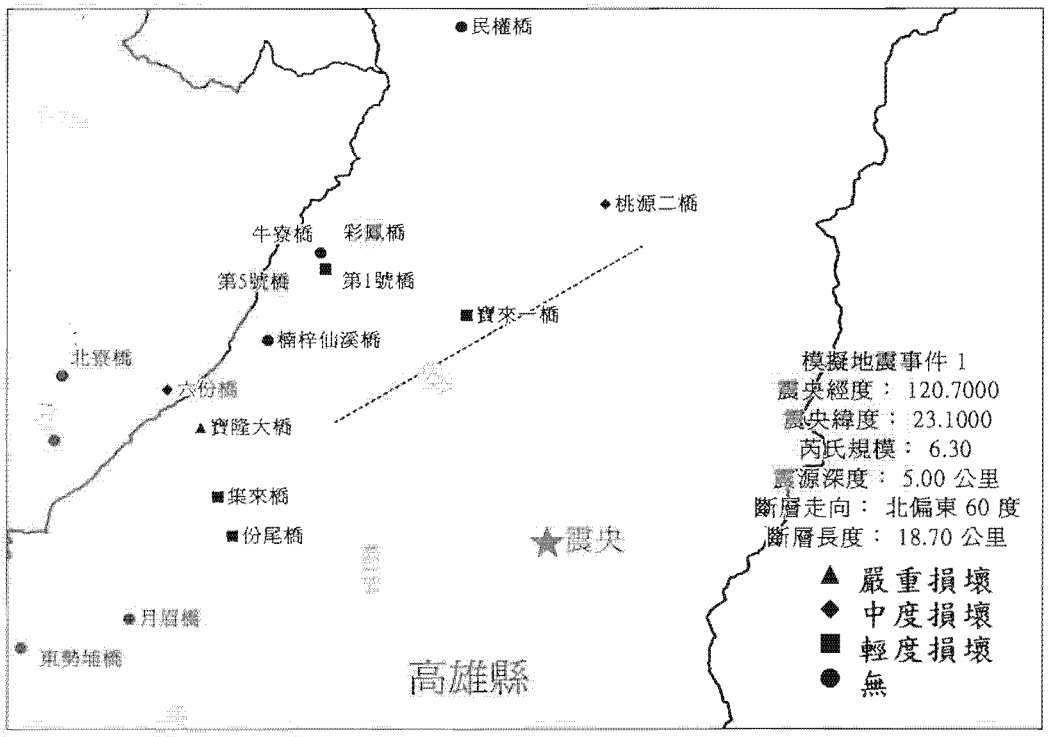


圖 5.9 99/03/04 高雄甲仙地震早期損失模擬地震事件 1 評估結果

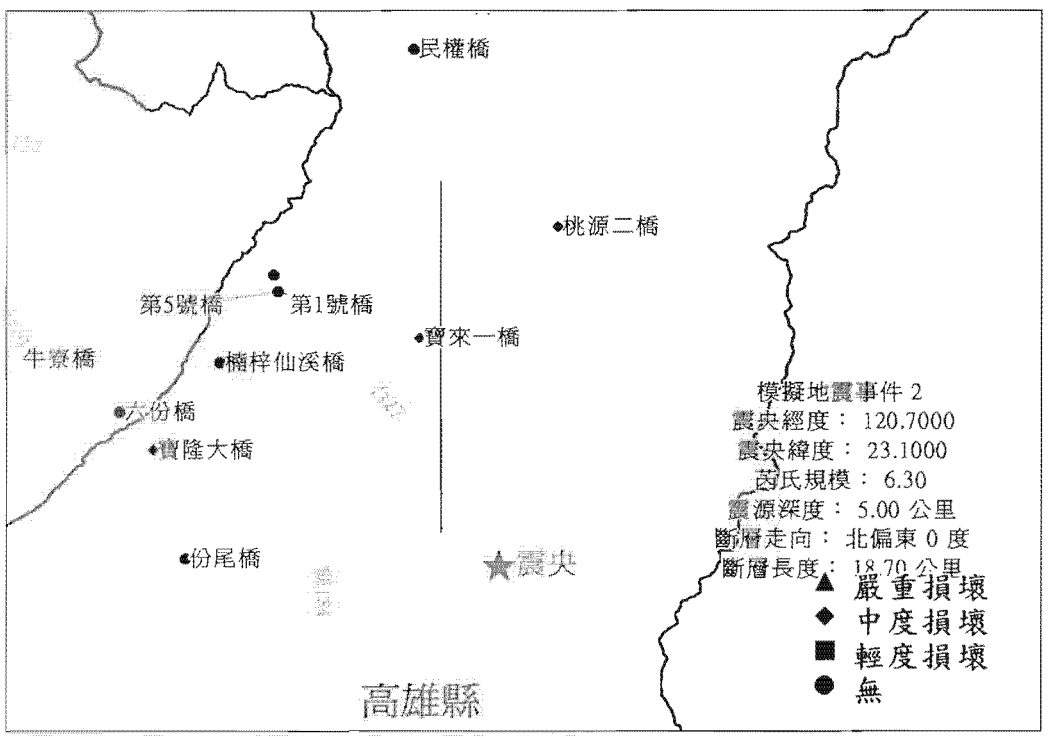


圖 5.10 99/03/04 高雄甲仙地震早期損失模擬地震事件 2 評估結果

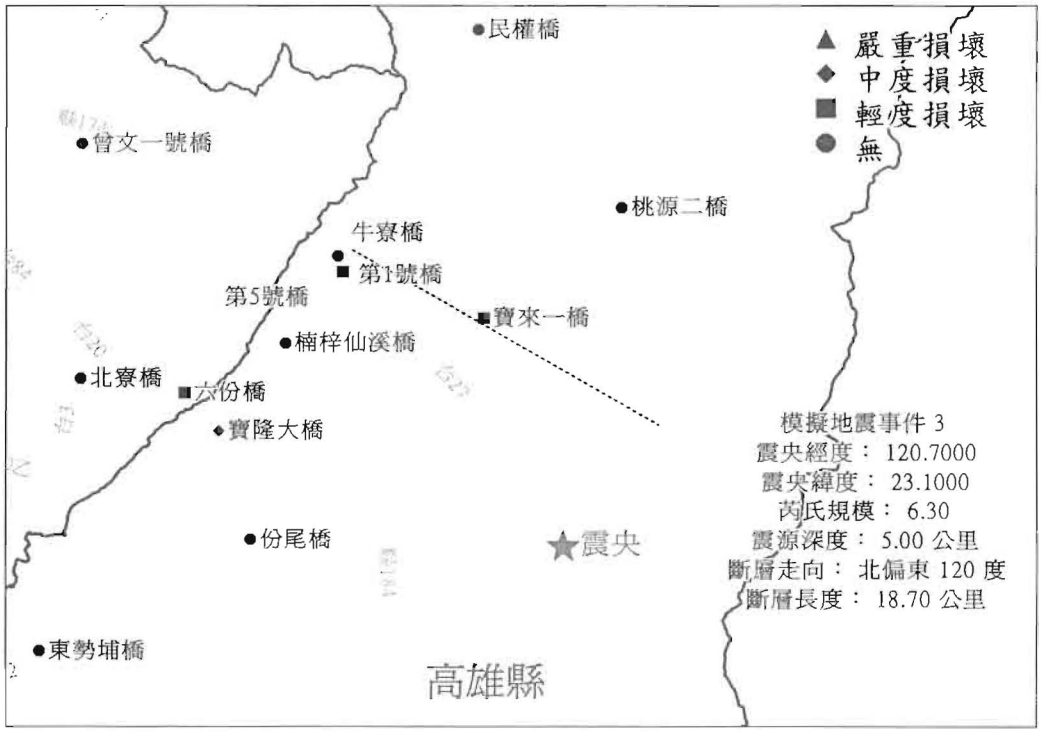


圖 5.11 99/03/04 高雄甲仙地震早期損失模擬地震事件 3 評估結果

圖 5.12 99/03/04 高雄甲仙地震早期損失模擬地震事件 4 評估結果

表 5-2 99/03/04 高雄甲仙地震公路橋梁地震早期損失評估詳細結果

模擬地震事件 1　公路橋梁評估結果							
識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
C04-0210-242A	寶隆大橋	三區	甲仙	台 21	242.5	0.78644	嚴重損害
C04-0200-094A	桃源二橋	三區	甲仙	台 20	94.7	0.46764	中度損害
E05-0200-050A	六份橋	五區	曾文	台 20	50.8	0.44358	中度損害
C04-0200-079A	寶來一橋	三區	甲仙	台 20	79.9	0.29089	輕微損害
C04-0210-250A	份尾橋	三區	甲仙	台 21	251	0.23038	輕微損害
C04-0210-229A	第5號橋	三區	甲仙	台 21	229.5	0.18851	輕微損害
C04-0210-248A	集來橋	三區	甲仙	台 21	248	0.18646	輕微損害
C04-0210-235A	楠梓仙溪橋	三區	甲仙	台 21	235.6	0.09632	無
C04-0210-237A	第一號橋-台21線	三區	甲仙	台 21	237.2	0.07944	無
C01-0030-399A	東勢埔橋	三區	高雄	台 3	399.6	0.06534	無
E05-0030-382A	北寮橋	五區	曾文	台 3	380.6	0.0572	無
C04-1810-016	高美大橋	三區	甲仙	縣 181	16.2	0.04631	無
E05-0030-384A	彩鳳橋	五區	曾文	台 3	385	0.04177	無
C04-0210-228A	牛寮橋	三區	甲仙	台 21	228.3	0.02685	無
C04-0210-258A	月眉橋	三區	甲仙	台 21	258.6	0.02288	無
C02-1850-007	民安橋	三區	潮州	縣 185	7.9	0.02278	無
C04-0210-207B	民權橋	三區	甲仙	台 21	208.7	0.02267	無

模擬地震事件 2　公路橋梁評估結果							
識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
C04-0210-242A	寶隆大橋	三區	甲仙	台 21	242.5	0.31831	輕微損害
C04-0200-094A	桃源二橋	三區	甲仙	台 20	94.7	0.31325	輕微損害
C04-0200-079A	寶來一橋	三區	甲仙	台 20	79.9	0.29665	輕微損害
C04-0210-207B	民權橋	三區	甲仙	台 21	208.7	0.1767	無
C04-0210-229A	第5號橋	三區	甲仙	台 21	229.5	0.14302	無
E05-0200-050A	六份橋	五區	曾文	台 20	50.8	0.10952	無
C04-0210-250A	份尾橋	三區	甲仙	台 21	251	0.06437	無
C04-0210-237A	第一號橋-台21線	三區	甲仙	台 21	237.2	0.05715	無
C04-1810-016	高美大橋	三區	甲仙	縣 181	16.2	0.05711	無

C02-1850-007	民安橋	三區	潮州	縣 185	7.9	0.04558	無
C04-0210-228A	牛寮橋	三區	甲仙	台 21	228.3	0.02185	無
C01-0030-399A	東勢埔橋	三區	高雄	台 3	399.6	0.0177	無
C04-0210-235A	楠梓仙溪橋	三區	甲仙	台 21	235.6	0.01489	無
模擬地震事件 3　公路橋梁評估結果							
識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
C04-0210-242A	寶隆大橋	三區	甲仙	台 21	242.5	0.50776	中度損害
C04-0210-229A	第5號橋	三區	甲仙	台 21	229.5	0.42826	中度損害
C04-0200-079A	寶來一橋	三區	甲仙	台 20	79.9	0.30541	輕微損害
E05-0200-050A	六份橋	五區	曾文	台 20	50.8	0.30304	輕微損害
C04-0210-237A	第一號橋-台21線	三區	甲仙	台 21	237.2	0.22924	輕微損害
C04-0200-094A	桃源二橋	三區	甲仙	台 20	94.7	0.18128	無
C04-0210-228A	牛寮橋	三區	甲仙	台 21	228.3	0.13297	無
C04-0210-235A	楠梓仙溪橋	三區	甲仙	台 21	235.6	0.08567	無
E05-0030-382A	北寮橋	五區	曾文	台 3	380.6	0.0398	無
C04-0210-207B	民權橋	三區	甲仙	台 21	208.7	0.03481	無
C04-0210-250A	份尾橋	三區	甲仙	台 21	251	0.03246	無
E05-1740-055B	曾文一號橋	五區	曾文	縣 174	55.5	0.02534	無
C01-0030-399A	東勢埔橋	三區	高雄	台 3	399.6	0.0126	無
C04-1810-016	高美大橋	三區	甲仙	縣 181	16.2	0.01023	無
模擬地震事件 4　公路橋梁評估結果							
識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
C04-1810-016	高美大橋	三區	甲仙	縣 181	16.2	0.49753	中度損害
C02-1850-007	民安橋	三區	潮州	縣 185	7.9	0.37547	輕微損害
C04-0210-242A	寶隆大橋	三區	甲仙	台 21	242.5	0.36329	輕微損害
C04-0280-043D	青山橋	三區	甲仙	台 28	43.4	0.35594	中度損害
C04-0210-250A	份尾橋	三區	甲仙	台 21	251	0.21004	無
C02-0270-037A	文山橋	三區	潮州	台 27	37.6	0.20012	無
C02-0270-035A	南陸橋	三區	潮州	台 27	35.2	0.19399	輕微損害
C02-1850-014	口社大橋	三區	潮州	縣 185	14.7	0.17515	無
C01-0030-399A	東勢埔橋	三區	高雄	台 3	399.6	0.15094	無

C02-1850-009	明德橋	三區	潮州	縣 185	9.8	0.14991	無
C02-1850-020	三地門大橋	三區	潮州	縣 185	20.4	0.13506	無
C02-0270-040B	南華大橋	三區	潮州	台 27	41	0.12748	無
E05-0200-050A	六份橋	五區	曾文	台 20	50.8	0.10899	無
C02-0030-423B	里港大橋	三區	潮州	台 3	418.6	0.10009	無
C04-1810-007B	美濃橋	三區	甲仙	縣 181	7.6	0.09838	無

地震發生後，中央氣象局即針對本次地震事件進行斷層面解析，結果如圖 5.13 所示。本研究另參考美國地質調查局(USGS)、中央研究院地球科學研究所和哈佛大學的震源機制解，如表 5-3 所列，經各方學者比較探討後，認為表 5-4 所列參數為較佳的斷層面解，其利用 TELES 進行公路橋梁的災損評估之結果如圖 5.14 所示及表 5-5 所列。與早期評估結果相比較，早期評估結果所得災情較為嚴重，主要原因為中央氣象局最出發佈的震源深度為 5 公里，屬於淺層地震，導致較嚴重的災情推估，然而實際震源深度為 25 公里，致災能力不若淺層地震來得大。

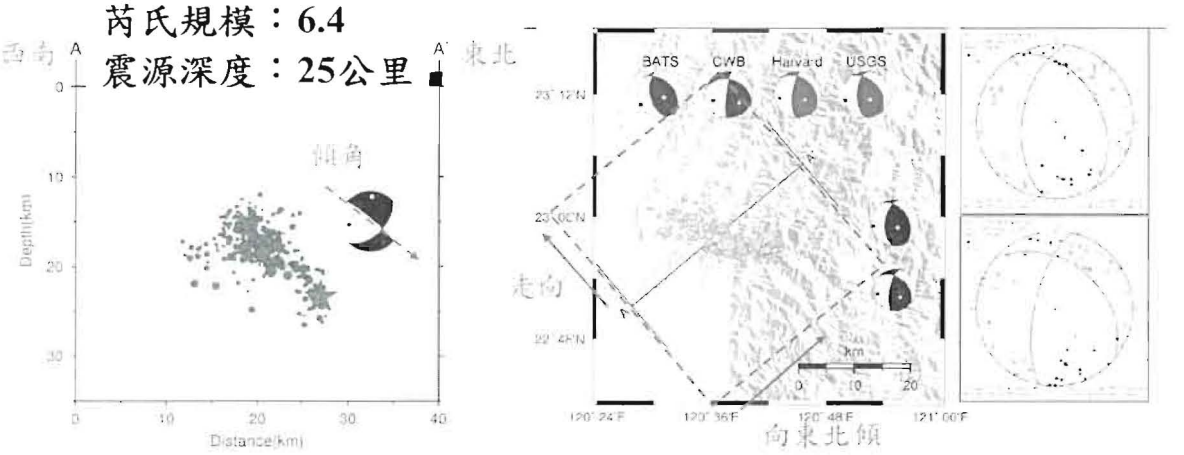


圖 5.13 99/03/04 高雄甲仙地震斷層面解

資料來源：中央氣象局

表 5-3 99/03/04 高雄甲仙地震不同解析方法的斷層面解

解算方法	走向 strike	傾角 dip	滑移角 slip
USGS Centroid Moment Tensor	321	41	57
	182	56	116
USGS Body-Wave Moment Tensor	325	32	47
	192	67	113
USGS/SLU Regional Moment Tensor	178	61	118
	310	40	50
USGS WPhase Moment Tensor	310	26	42
	181	72	110
HARVARD Centroid Moment Tensor	313	29	41
	185	71	113
CWB Centroid Moment Tensor	331	41	61
	187	55	113

表 5-4 99/03/04 高雄甲仙地震本研究所使用之面震源參數

發生日期	2010/03/04	時間	08:18
芮氏規模	6.4	經度	120.73
震源深度	25 公里	緯度	23
斷層種類	逆斷層		
斷層開裂	方向	151 度	
	傾角	41 度	
	長度	22 公里	
	寬度	14 公里	

圖 5.14 99/03/04 高雄甲仙地震 TELES 面震源參數評估結果

表 5-5 99/03/04 高雄甲仙地震 TELES 面震源參數評估詳細結果

識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
C04-0210-242A	寶隆大橋	三區	甲仙	台 21	242.5	0.04449	無
C04-0200-094A	桃源二橋	三區	甲仙	台 20	94.7	0.02131	無
C02-1850-007	民安橋	三區	潮州	縣 185	7.9	0.01397	無
E05-0200-050A	六份橋	五區	曾文	台 20	50.8	0.01358	無
C04-1810-016	高美大橋	三區	甲仙	縣 181	16.2	0.01212	無
C02-0270-037A	文山橋	三區	潮州	台 27	37.6	0.00774	無
C04-0210-229A	第 5 號橋	三區	甲仙	台 21	229.5	0.00485	無
C02-0270-035A	南陸橋	三區	潮州	台 27	35.2	0.00470	無
C04-0200-079A	寶來一橋	三區	甲仙	台 20	79.9	0.00431	無
C04-0280-043D	青山橋	三區	甲仙	台 28	43.4	0.00289	無
C02-1850-009	明德橋	三區	潮州	縣 185	9.8	0.00279	無
C04-0210-207B	民權橋	三區	甲仙	台 21	208.7	0.00260	無
C04-0210-237A	第 1 號橋	三區	甲仙	台 21	237.2	0.00194	無
C04-0210-250A	份尾橋	三區	甲仙	台 21	251	0.00177	無

C04-0200-091B	百靈橋	三區	甲仙	台 20	92.4	0.00115	無
C04-0210-248A	集來橋	三區	甲仙	台 21	248	0.00092	無
C03-0090-364A	美濃橋	三區	台東	台 09	364.6	0.00085	無
E05-0030-382A	北寮橋	五區	曾文	台 03	380.6	0.00063	無
C03-0090-363A	初鹿橋	三區	台東	台 09	363.1	0.00054	無
E05-1740-055B	曾文一號橋	五區	曾文	縣 174	55.5	0.00047	無

5.4.2 99/10/4 99 年國家防災日地震災害狀況推演

921 地震過後，為了不忘此慘痛的教訓，行政院頒定每年的 9 月 21 日為「國家防災日」，並舉辦地震災害狀況推演檢視政府防救災單位應變情形，同時向民眾宣導地震防災意識。今年度推演的情境主要模擬新竹地區發生因新城斷層引起的規模 6.8 強震，由中央氣象局擬定詳細的模擬震源參數和地震速報電子郵件如圖 5.15 和圖 5.16 供各單位應變參考。

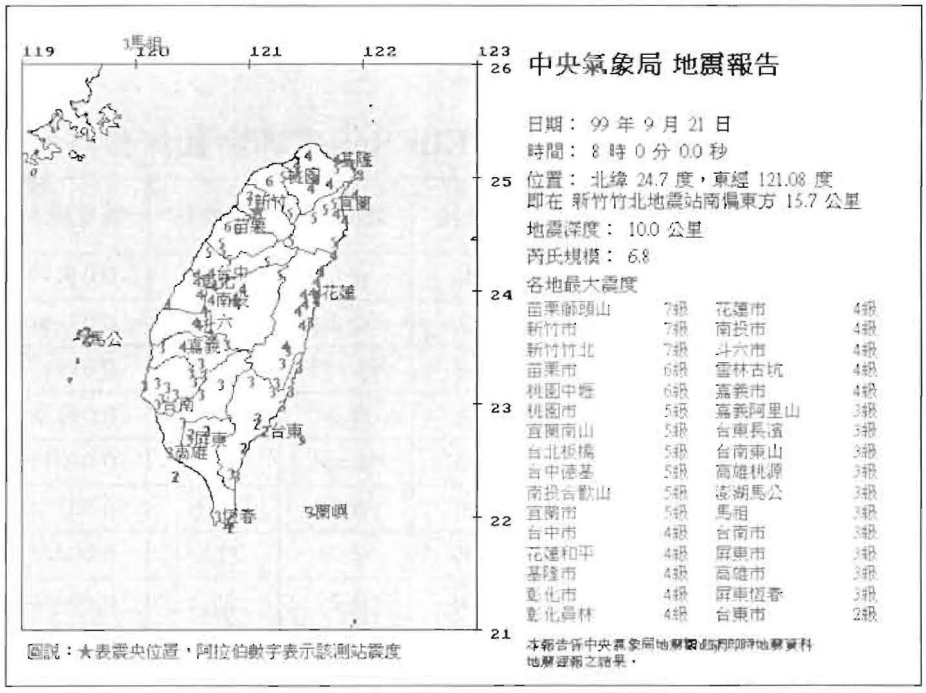
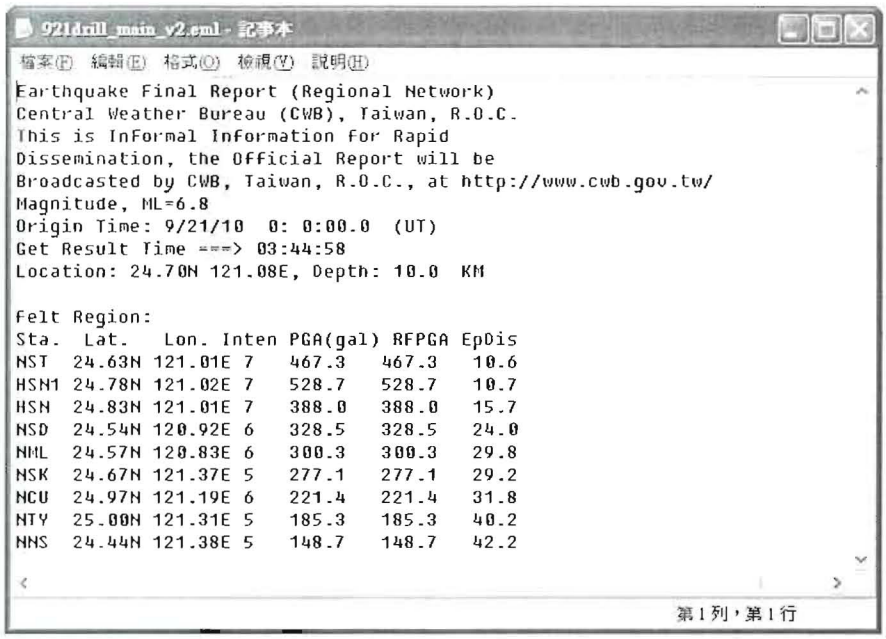


圖 5.15 中央氣象局防災演練新城斷層模擬地震事件報告



921drill_main_v2.eml - 記事本

檔案(F) 編輯(E) 格式(O) 檢視(V) 說明(H)

```
Earthquake Final Report (Regional Network)
Central Weather Bureau (CWB), Taiwan, R.O.C.
This is InFormal Information for Rapid
Dissemination, the Official Report will be
Broadcasted by CWB, Taiwan, R.O.C., at http://www.cwb.gov.tw/
Magnitude, ML=6.8
Origin Time: 9/21/10  0: 0:00.0  (UT)
Get Result Time ===> 03:44:58
Location: 24.70N 121.08E, Depth: 10.0  KM

Felt Region:
Sta.  Lat.   Lon. Inten PGA(gal) RFPGA EpDis
NST  24.63N 121.01E 7   467.3   467.3   10.6
HSN1 24.78N 121.02E 7   528.7   528.7   10.7
HSN  24.83N 121.01E 7   388.0   388.0   15.7
NSD  24.54N 120.92E 6   328.5   328.5   24.0
NML  24.57N 120.83E 6   300.3   300.3   29.8
NSK  24.67N 121.37E 5   277.1   277.1   29.2
NCU  24.97N 121.19E 6   221.4   221.4   31.8
NTY  25.00N 121.31E 5   185.3   185.3   40.2
NNS  24.44N 121.38E 5   148.7   148.7   42.2
```

第 1 列，第 1 行

圖 5.16 新城斷層模擬地震事件速報電子郵件之內容

各縣市政府和防救災單位，在未有詳細的震源參數狀況下，模擬地震後接收到中樣氣象局的地震速報郵件，利用地震早期損失評估系統快速評估出房屋、橋梁損壞等評估結果，參考地震早期損失評估結果，了解該地震引致的災害嚴重性，推測可能發生的災情，並迅速決策進行救災應變。參考圖 5.17 至圖 5.20 和表 5-6 地震早期損失評估結果，四個模擬地震事件的個別評估結果，受震央位置和線震源方向的影響，橋梁損壞的分佈都不相同。地震規模越大、震源越淺的地震事件，其震央位置和斷層走向對地表震動強度分布的影響就越為敏感，換言之，若震央和斷層走向不同，橋梁的損壞分布情形就會大不相同。以模擬地震事件 2 為例，同樣的地震規模和震源深度，僅模擬地震事件 2 會造成竹港大橋的完全損壞，主要是因為竹港大橋位在模擬地震事件 2 的斷層開裂方向附近，會對竹港大橋造成較大的損壞，其餘模擬地震事件因開裂走向離竹港大橋較遠，故對竹港大橋的評估結果損壞程度較為輕微。

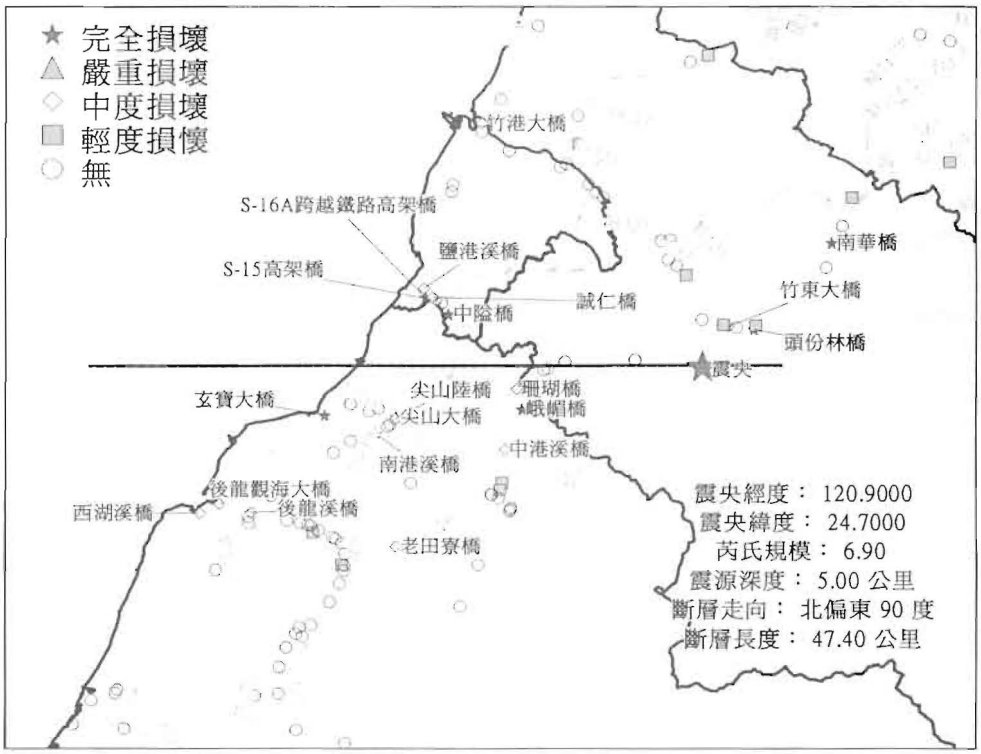


圖 5.17 新城斷層模擬地震早期損失評估模擬地震事件 1 評估結果

圖 5.18 新城斷層模擬地震早期損失評估模擬地震事件 2 評估結果

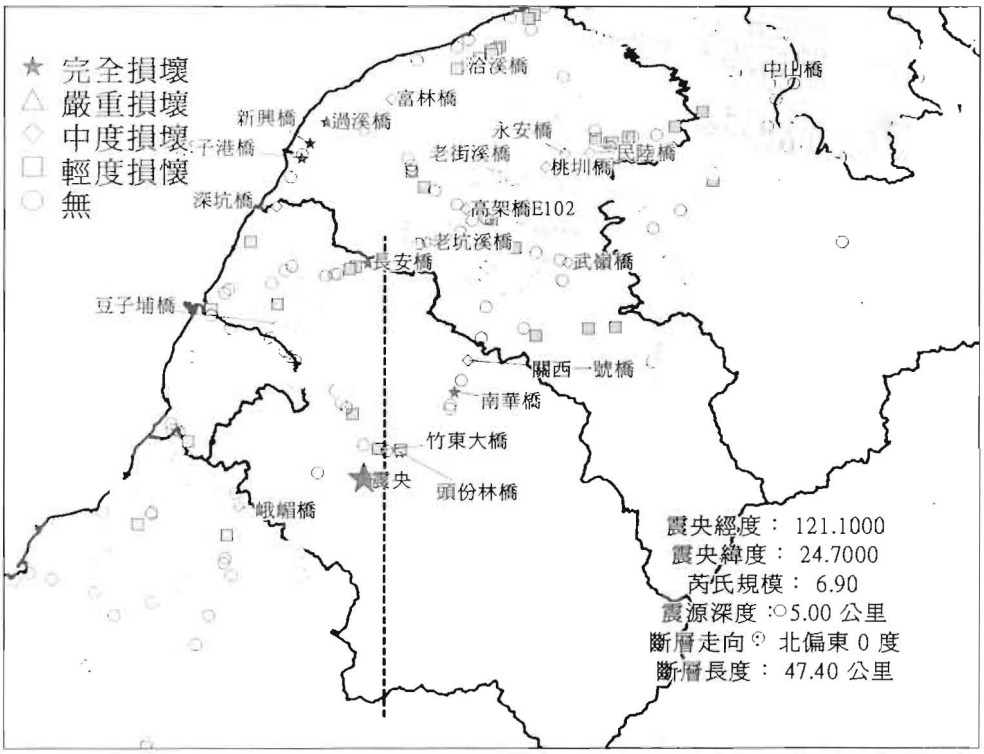


圖 5.19 新城斷層模擬地震早期損失評估模擬地震事件 3 評估結果

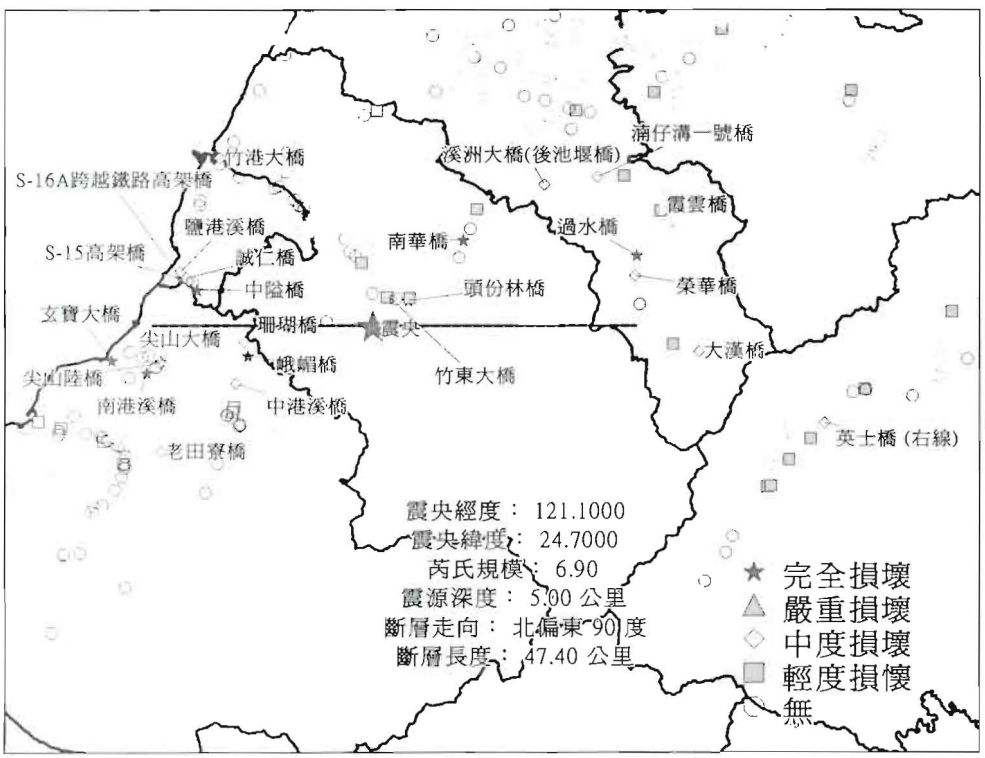


圖 5.20 新城斷層模擬地震早期損失評估模擬地震事件 4 評估結果

表 5-6 新城斷層模擬地震早期損失評估詳細評估結果

模擬地震事件 1　公路橋梁評估結果							
識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
B01-0030-096A	峨嵋橋	二區	苗栗	台 3	96	0.93404	完全損害
B01-0610-094A	玄寶大橋	二區	苗栗	台 61	94.5	0.88979	完全損害
A04-0030-073B	頭份林橋	一區	新竹	台 3	74	0.88148	完全損害
B01-0010-099A	南港溪橋	二區	苗栗	台 1	99.3	0.85243	嚴重損害
A04-0030-061A	南華橋	一區	新竹	台 3	61.2	0.83366	嚴重損害
A04-0010-087A	中隘橋	一區	新竹	台 1	87.3	0.78719	嚴重損害
A04-0610-000A	S-16A 跨越鐵路高架橋	一區	新竹	台 61	0.3	0.76259	嚴重損害
B01-0010-097A	尖山大橋	二區	苗栗	台 1	97.1	0.76002	嚴重損害
B01-0610-103A	後龍觀海大橋	二區	苗栗	台 61	104.2	0.64816	中度損害
B01-0030-010B	中港溪橋	二區	苗栗	台 3	99.3	0.62564	中度損害
A04-0610-001A	S-15 高架橋	一區	新竹	台 61	1.3	0.55532	中度損害
B01-0010-097C	尖山陸橋	二區	苗栗	台 1	97.8	0.55274	中度損害
A04-0130-000A	誠仁橋	一區	新竹	台 13	0.6	0.53052	中度損害
B01-0030-094A	珊瑚橋	二區	苗栗	台 3	94.8	0.50845	中度損害
B01-0010-097B	後龍溪橋	二區	苗栗	台 1	111.2	0.49291	中度損害
A04-0610-083A	鹽港溪橋	一區	新竹	台 61	83.3	0.47354	中度損害
A04-0030-075B	竹東大橋	一區	新竹	台 3	74.5	0.45456	中度損害
B01-0610-106A	西湖溪橋	二區	苗栗	台 61	106.5	0.407	中度損害
B01-0130-021B	老田寮橋	二區	苗栗	台 13	21.9	0.40366	中度損害
A04-0150-001A	竹港大橋	一區	新竹	台 15	72.8	0.38702	中度損害
B01-0030-101A	無名橋	二區	苗栗	台 3	101.9	0.41693	輕微損害
B01-0030-102A	錫隘橋	二區	苗栗	台 3	102.4	0.39735	輕微損害
A04-0030-057B	關西一號橋	一區	新竹	台 3	57.8	0.33522	輕微損害
B01-0130-025B	頭屋大橋	二區	苗栗	台 13	26	0.33356	輕微損害
A04-0010-053A	長安橋	一區	新竹	台 1	53.7	0.29826	輕微損害
A04-0010-069A	豆子埔橋	一區	新竹	台 1	69.4	0.29516	輕微損害
A04-0680-019A	高架橋-6	一區	新竹	台 68	19.8	0.27982	輕微損害
A05-0070-008A	湳仔溝一號橋	一區	復興	台 7	8.2	0.24641	輕微損害
A03-0150-055A	筆子港橋	一區	中壢	台 15	55	0.23922	輕微損害
A05-0040-038A	漢洲大橋(後池堰橋)	一區	復興	台 6	37.6	0.22053	輕微損害
A04-0030-073A	油羅溪橋	一區	新竹	台 3	72.2	0.20921	輕微損害
B01-013A-011A	北勢大橋	二區	苗栗	台 13 甲	13.5	0.19399	輕微損害

A02-0010-003A	中山橋	一區	中和	台 1	3.4	0.19218	輕微損害
A03-0010-016C	莊敬橋	一區	中壢	台 1	16.3	0.19183	輕微損害
A05-0070-028A	過水橋	一區	復興	台 7	28.2	0.14797	輕微損害
A04-068A-018A	高架橋-10	一區	新竹	台 68 甲	0	0.13881	輕微損害
B01-0060-017A	永通橋	二區	苗栗	台 6	17.8	0.19207	無
A02-001A-014B	嘎口橋	一區	中和	台 1 甲	14.2	0.16651	無
模擬地震事件 2　公路橋梁評估結果							
識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
A04-0150-001A	竹港大橋	一區	新竹	台 15	72.8	0.94107	完全損害
A04-0030-073B	頭份林橋	一區	新竹	台 3	74	0.87745	完全損害
A04-0030-061A	南華橋	一區	新竹	台 3	61.2	0.78607	嚴重損害
B01-0030-096A	峨嵋橋	二區	苗栗	台 3	96	0.73745	嚴重損害
A04-0010-069A	豆子埔橋	一區	新竹	台 1	69.4	0.73161	嚴重損害
A03-0150-055A	筆子港橋	一區	中壢	台 15	55	0.71957	嚴重損害
A04-0150-066A	池和橋	一區	新竹	台 15	66.6	0.61881	中度損害
A04-0010-067A	鳳山溪橋	一區	新竹	台 1	67.3	0.56773	中度損害
A04-0010-053A	長安橋	一區	新竹	台 1	53.7	0.5637	中度損害
A04-0010-087A	中隘橋	一區	新竹	台 1	87.3	0.5211	中度損害
A04-0030-075B	竹東大橋	一區	新竹	台 3	74.5	0.4774	中度損害
A04-0610-000A	S-16A 跨越鐵路高架橋	一區	新竹	台 61	0.3	0.46783	中度損害
A04-0680-005A	高架橋-3(E202 標)	一區	新竹	台 68	5.1	0.40375	中度損害
A03-0150-060A	深坑橋	一區	中壢	台 15	60.7	0.37684	中度損害
D05-007A-008B	嘉惠橋	四區	獨立山	台 7 甲	8.5	0.42258	輕微損害
A03-0150-050A	過溪橋	一區	中壢	台 15	50.5	0.37202	輕微損害
A03-0150-053A	新興橋	一區	中壢	台 15	53.1	0.36541	輕微損害
B01-0010-099A	南港溪橋	二區	苗栗	台 1	99.3	0.31218	輕微損害
A04-0680-019A	高架橋-6	一區	新竹	台 68	19.8	0.30859	輕微損害
A04-0610-001A	S-15 高架橋	一區	新竹	台 61	1.3	0.2963	輕微損害
D05-0070-088AR	英士橋(右線)	四區	獨立山	台 7	89	0.29393	輕微損害
A04-0030-057B	關西一號橋	一區	新竹	台 3	57.8	0.28255	輕微損害
A04-0680-010B	高架橋-5	一區	新竹	台 68	10.7	0.26583	輕微損害
A04-0130-000A	誠仁橋	一區	新竹	台 13	0.6	0.26547	輕微損害
A04-0680-000D	高架橋-1	一區	新竹	台 68	1	0.26394	輕微損害
D05-007A-024AR	則前橋 R	四區	獨立山	台 7 甲	24.7	0.25373	輕微損害
A04-0610-083A	鹽港溪橋	一區	新竹	台 61	83.3	0.25238	輕微損害
D05-007A-017A	碧水橋	四區	獨立山	台 7 甲	17.6	0.24786	輕微損害

D05-007A-015A	敦厚橋	四區	獨立山	台 7 甲	15.8	0.24387	輕微損害
B01-0030-010B	中港溪橋	二區	苗栗	台 3	99.3	0.24383	輕微損害
A04-068A-018A	高架橋-10	一區	新竹	台 68 甲	0	0.23838	輕微損害
A04-0150-072B	牛埔溪橋	一區	新竹	台 15	73.2	0.23796	輕微損害
A04-0150-072C	鳳山溪橋	一區	新竹	台 15	71.4	0.22555	輕微損害
A04-0680-000C	新中正橋 2	一區	新竹	台 68	0.6	0.21636	輕微損害
A04-0150-076A	港北橋	一區	新竹	台 15	76.2	0.208	輕微損害
A04-0030-073A	油羅溪橋	一區	新竹	台 3	72.2	0.20224	輕微損害
D05-007A-003AL	家源橋 L(拓寬)	四區	獨立山	台 7 甲	3.5	0.19707	輕微損害
B01-0030-094A	珊瑚橋	二區	苗栗	台 3	94.8	0.18641	輕微損害
A05-0070-008A	滿仔溝一號橋	一區	復興	台 7	8.2	0.18435	輕微損害
A04-0680-009A	高架橋-4	一區	新竹	台 68	9.4	0.18424	輕微損害
D05-007A-008A	嘉興橋-台 7 甲線	四區	獨立山	台 7 甲	8.2	0.18096	輕微損害
A02-0010-003A	中山橋	一區	中和	台 1	3.4	0.16423	輕微損害
A05-0040-038A	溪洲大橋(後池堰橋)	一區	復興	台 4	37.6	0.15973	輕微損害
D05-007A-018A	四季一橋	四區	獨立山	台 7 甲	18.9	0.15676	輕微損害
A04-0680-003A	高架橋-2	一區	新竹	台 68	3.5	0.15423	輕微損害
A05-0070-028A	過水橋	一區	復興	台 7	28.2	0.14318	輕微損害
A04-0680-017A	高架橋-8	一區	新竹	台 68	17.2	0.1398	輕微損害
A04-0680-018A	高架橋-9	一區	新竹	台 68	18.1	0.13964	輕微損害
A03-0010-047A	老坑溪橋	一區	中壢	台 1	47.3	0.08926	輕微損害
A03-0010-016C	莊敬橋	一區	中壢	台 1	16.3	0.17625	無
D05-007A-000A	百韜橋	四區	獨立山	台 7 甲	0	0.17459	無

模擬地震事件 3　公路橋梁評估結果

識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
A04-0010-053A	長安橋	一區	新竹	台 1	53.7	0.89815	完全損害
A04-0030-073B	頭份林橋	一區	新竹	台 3	74	0.89037	完全損害
A04-0030-061A	南華橋	一區	新竹	台 3	61.2	0.88431	嚴重損害
A03-0150-055A	笨子港橋	一區	中壢	台 15	55	0.88192	嚴重損害
A03-0150-050A	過溪橋	一區	中壢	台 15	50.5	0.68383	嚴重損害
A03-0150-053A	新興橋	一區	中壢	台 15	53.1	0.62384	嚴重損害
B01-0030-096A	峨嵋橋	二區	苗栗	台 3	96	0.6645	中度損害
A03-0010-047A	老坑溪橋	一區	中壢	台 1	47.3	0.52983	中度損害
A04-0030-057B	關西一號橋	一區	新竹	台 3	57.8	0.505	中度損害
A04-0030-075B	竹東大橋	一區	新竹	台 3	74.5	0.49471	中度損害
A03-0010-029A	永安橋	一區	中壢	台 1	29	0.47392	中度損害

A04-0010-069A	豆子埔橋	一區	新竹	台 1	69.4	0.47279	中度損害
A03-0010-036A	老街溪橋	一區	中壢	台 1	36.2	0.44646	中度損害
A03-0010-031A	桃圳橋	一區	中壢	台 1	31.2	0.4388	中度損害
A03-0040-016AO	三民陸橋	一區	中壢	台 4	16.3	0.43604	中度損害
A03-0150-034A	洽溪橋	一區	中壢	台 15	34.6	0.40139	中度損害
A03-0150-060A	深坑橋	一區	中壢	台 15	60.7	0.39901	中度損害
A02-0010-003A	中山橋	一區	中和	台 1	3.4	0.36985	中度損害
A03-0660-017C	高架橋 E102	一區	中壢	台 66	17.6	0.35711	中度損害
A05-0030-037A	武嶺橋	一區	復興	台 3	37.3	0.34325	中度損害
A03-0150-042A	富林橋	一區	中壢	台 15	42.4	0.34248	中度損害
A03-0150-030A	后厝橋	一區	中壢	台 15	30.4	0.37653	輕微損害
A04-0150-066A	池和橋	一區	新竹	台 15	66.6	0.36558	輕微損害
A04-0150-001A	竹港大橋	一區	新竹	台 15	72.8	0.36192	輕微損害
A03-0010-016C	莊敬橋	一區	中壢	台 1	16.3	0.34269	輕微損害
A03-0010-023B	成功路橋	一區	中壢	台 1	23.6	0.33787	輕微損害
A05-0040-038A	溪洲大橋(後池堰橋)	一區	復興	台 4	37.6	0.32509	輕微損害
A04-0680-019A	高架橋-6	一區	新竹	台 68	19.8	0.31985	輕微損害
A05-0070-008A	湳仔溝一號橋	一區	復興	台 7	8.2	0.31196	輕微損害
A04-0010-067A	鳳山溪橋	一區	新竹	台 1	67.3	0.31068	輕微損害
A02-001A-014B	咽口橋	一區	中和	台 1 甲	14.2	0.29651	輕微損害
A03-0150-030C	后厝溪橋	一區	中壢	台 15	30.9	0.28654	輕微損害
A03-0150-033A	老街溪橋	一區	中壢	台 15	33.5	0.27963	輕微損害
A03-0150-035B	雙溪二號橋	一區	中壢	台 15	35.2	0.27874	輕微損害
A02-0030-016A	大安寮橋	一區	中和	台 3	16.5	0.27255	輕微損害
A03-0660-020A	高架橋 E103	一區	中壢	台 66	20	0.27235	輕微損害
A03-0150-025A	海湖一號橋	一區	中壢	台 15	25.6	0.26932	輕微損害
A03-0150-031A	埔心溪橋	一區	中壢	台 15	31.6	0.26187	輕微損害
A03-0010-023A	南崁溪 3 號橋	一區	中壢	台 1	23.3	0.25634	輕微損害
A03-0660-013A	高架橋 E101-1	一區	中壢	台 66	13.8	0.25195	輕微損害
A03-0010-030A	第一崁子橋	一區	中壢	台 1	30.2	0.25102	輕微損害
A04-0010-087A	中隘橋	一區	新竹	台 1	87.3	0.23042	輕微損害
B01-0030-010B	中港溪橋	二區	苗栗	台 3	99.3	0.22863	輕微損害
A04-0030-073A	油羅溪橋	一區	新竹	台 3	72.2	0.22757	輕微損害
A04-0010-054A	鹿鳴橋-台 1 線	一區	新竹	台 1	55	0.22068	輕微損害
A03-0660-023A	高架橋 E104	一區	中壢	台 66	23.2	0.21882	輕微損害
A04-068A-018A	高架橋-10	一區	新竹	台 68 甲	0	0.21732	輕微損害

B01-0010-099A	南港溪橋	二區	苗栗	台 1	99.3	0.20618	輕微損害
A03-0010-021B	南崁溪 2 號橋	一區	中壢	台 1	21.8	0.19077	輕微損害
A04-0680-000C	新中正橋 2	一區	新竹	台 68	0.6	0.18783	輕微損害
A02-0010-002A	中山高架橋	一區	中和	台 1	2.4	0.17028	輕微損害
A03-0150-040A	安和橋	一區	中壢	台 15	40.4	0.16979	輕微損害
A03-0150-026A	竹圍大橋	一區	中壢	台 15	26.1	0.16266	輕微損害
A03-0150-032A	新街溪橋	一區	中壢	台 15	32.9	0.15886	輕微損害
A04-0010-055A	羊喜橋	一區	新竹	台 1	55.6	0.15838	輕微損害
A03-0660-010C	114 線跨越橋	一區	中壢	台 66	10.8	0.14135	輕微損害
A05-0070-012A	東安橋	一區	復興	台 7	12	0.10858	輕微損害
A03-0010-018A	嶺頂橋	一區	中壢	台 1	18.8	0.20045	無
B01-0030-101A	無名橋	二區	苗栗	台 3	101.9	0.15669	無
B01-0030-102A	錫隘橋	二區	苗栗	台 3	102.4	0.15291	無
模擬地震事件 4　公路橋梁評估結果							
識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
B01-0030-096A	峨嵋橋	二區	苗栗	台 3	96	0.93404	完全損害
A04-0030-073B	頭份林橋	一區	新竹	台 3	74	0.88148	完全損害
B01-0010-099A	南港溪橋	二區	苗栗	台 1	99.3	0.8516	嚴重損害
A04-0030-061A	南華橋	一區	新竹	台 3	61.2	0.84948	嚴重損害
B01-0610-094A	玄寶大橋	二區	苗栗	台 61	94.5	0.84411	嚴重損害
A04-0010-087A	中隘橋	一區	新竹	台 1	87.3	0.78719	嚴重損害
A04-0610-000A	S-16A 跨越鐵路高架橋	一區	新竹	台 61	0.3	0.76259	嚴重損害
B01-0010-097A	尖山大橋	二區	苗栗	台 1	97.1	0.76002	嚴重損害
A05-0070-028A	過水橋	一區	復興	台 7	28.2	0.6345	嚴重損害
B01-0030-010B	中港溪橋	二區	苗栗	台 3	99.3	0.62564	中度損害
A05-0070-034A	榮華橋	一區	復興	台 7	32.5	0.58055	中度損害
A04-0610-001A	S-15 高架橋	一區	新竹	台 61	1.3	0.55532	中度損害
B01-0010-097C	尖山陸橋	二區	苗栗	台 1	97.8	0.55274	中度損害
A04-0130-000A	誠仁橋	一區	新竹	台 13	0.6	0.53052	中度損害
A05-0070-008A	滴仔溝一號橋	一區	復興	台 7	8.2	0.51338	中度損害
B01-0030-094A	珊瑚橋	二區	苗栗	台 3	94.8	0.50845	中度損害
D05-0070-088AR	英士橋(右線)	四區	獨立山	台 7	89	0.49104	中度損害
A04-0610-083A	鹽港溪橋	一區	新竹	台 61	83.3	0.47354	中度損害
A04-0030-075B	竹東大橋	一區	新竹	台 3	74.5	0.45456	中度損害
A05-0070-021A	霞雲橋	一區	復興	台 7	20.5	0.42623	中度損害
B01-0130-021B	老田寮橋	二區	苗栗	台 13	21.9	0.40366	中度損害

A04-0150-001A	竹港大橋	一區	新竹	台 15	72.8	0.38702	中度損害
A05-0040-038A	溪洲大橋(後池堰橋)	一區	復興	台 4	37.6	0.35892	中度損害
A05-0070-051A	大漢橋	一區	復興	台 7	50.2	0.35734	中度損害
B01-0030-101A	無名橋	二區	苗栗	台 3	101.9	0.41693	輕微損害
D05-007A-008B	嘉惠橋	四區	獨立山	台 7 甲	8.5	0.40229	輕微損害
B01-0030-102A	錫隘橋	二區	苗栗	台 3	102.4	0.39735	輕微損害
B01-0610-103A	後龍觀海大橋	二區	苗栗	台 61	104.2	0.38748	輕微損害
A04-0030-057B	關西一號橋	一區	新竹	台 3	57.8	0.37044	輕微損害
A02-0010-003A	中山橋	一區	中和	台 1	3.4	0.34323	輕微損害
B01-0010-097B	後龍溪橋	二區	苗栗	台 1	111.2	0.33627	輕微損害
B01-0130-025B	頭屋大橋	二區	苗栗	台 13	26	0.32028	輕微損害
A02-0030-016A	大安寮橋	一區	中和	台 3	16.5	0.30929	輕微損害
A04-0010-053A	長安橋	一區	新竹	台 1	53.7	0.29826	輕微損害
A05-0070-012A	東安橋	一區	復興	台 7	12	0.2957	輕微損害
A04-0010-069A	豆子埔橋	一區	新竹	台 1	69.4	0.29516	輕微損害
D05-007A-000A	百韜橋	四區	獨立山	台 7 甲	0	0.28988	輕微損害
A04-0680-019A	高架橋-6	一區	新竹	台 68	19.8	0.27982	輕微損害
A03-0010-016C	莊敬橋	一區	中壢	台 1	16.3	0.27482	輕微損害
D05-007A-003AL	家源橋 L(拓寬)	四區	獨立山	台 7 甲	3.5	0.26024	輕微損害
A02-001A-014B	哂口橋	一區	中和	台 1 甲	14.2	0.25128	輕微損害
D01-0020-154B	葛瑪蘭橋	四區	頭城	台 2	154.8	0.25049	輕微損害
A03-0150-055A	笨子港橋	一區	中壢	台 15	55	0.23922	輕微損害
A05-0030-037A	武嶺橋	一區	復興	台 3	37.3	0.22922	輕微損害
A02-0030-026A	無名橋	一區	中和	台 3	26.9	0.22596	輕微損害
D01-0070-108A	粗坑(幹才)橋	四區	頭城	台 7	108.4	0.22576	輕微損害
A04-0030-073A	油羅溪橋	一區	新竹	台 3	72.2	0.20921	輕微損害
A05-0070-046A	巴陵大橋	一區	復興	台 7	46.3	0.18957	輕微損害
D05-007A-008A	嘉興橋-台 7 甲線	四區	獨立山	台 7 甲	8.2	0.17214	輕微損害
D05-007C-000AR	牛門橋 R(拓寬)	四區	獨立山	台 7 丙	0	0.17054	輕微損害
B01-013A-011A	北勢大橋	二區	苗栗	台 13 甲	13.5	0.16524	輕微損害
A02-0010-002A	中山高架橋	一區	中和	台 1	2.4	0.16191	輕微損害
A05-0070-022A	羅浮橋	一區	復興	台 7	22.4	0.15216	輕微損害
A02-009A-006B	下龜山橋	一區	中和	台 9 甲	6.9	0.14424	輕微損害
A04-068A-018A	高架橋-10	一區	新竹	台 68 甲	0	0.13881	輕微損害
B01-0610-106A	西湖溪橋	二區	苗栗	台 61	106.5	0.17916	無
B01-0060-017A	永通橋	二區	苗栗	台 6	17.8	0.17163	無

此次地震災防演練的模擬震源為新城斷層，透過國家地震工程研究中心 TELES 的震災境況模擬技術，可推估此模擬震源造成的地表震動強度和引起的橋梁損壞，詳細評估結果展示於圖 5.21 和表 5-7。比較早期評估系統的評估結果，早期評估系統的四個模擬地震事件幅員能大致涵蓋新城斷層，整體而言綜合的評估結果能包含 TELES 的詳細評估結果，但涵蓋範圍太廣不夠精細準確。因斷層的走向為影響損壞橋梁分布情形和橋梁損壞程度的重要因素，但早期評估系統中受地震早期損失評估模擬資料庫的限制，目前僅能找出固定區域直線震源參數的模擬地震事件，因此實有必要將斷層引起的地震事件放入地震早期損失評估模擬資料庫中，如此由已知斷層引致的地震事件，早期評估系統可較精確評估出該斷層導致的橋梁損壞。

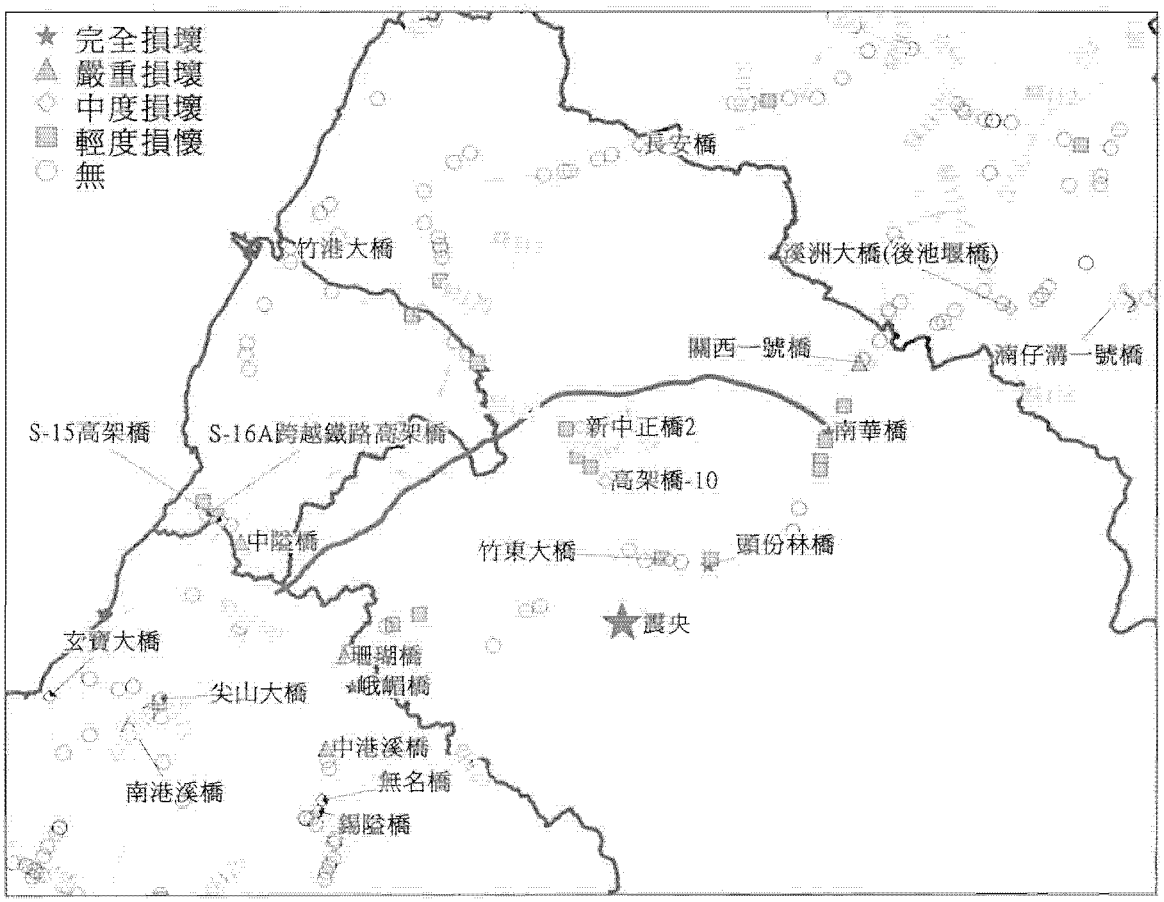


圖 5.21 新城斷層模擬地震事件 TELES 詳細震源參數評估結果

表 5-7 新城斷層模擬地震 TELES 詳細震源參數詳細評估結果

識別碼	橋名	工程處	工務段	路線名	里程數	失敗機率	損害狀態
A04-0030-061A	南華橋	一區	新竹	台 3	61.2	0.96585	完全損壞
B01-0030-096A	峨嵋橋	二區	苗栗	台 3	96	0.96337	完全損壞
A04-0030-073B	頭份林橋	一區	新竹	台 3	74	0.87609	完全損壞
B01-0030-010B	中港溪橋	二區	苗栗	台 3	99.3	0.73741	嚴重損壞
B01-0010-099A	南港溪橋	二區	苗栗	台 1	99.3	0.70546	嚴重損壞
A04-0010-087A	中隘橋	一區	新竹	台 1	87.3	0.70324	嚴重損壞
A04-0030-057B	關西一號橋	一區	新竹	台 3	57.8	0.67546	嚴重損壞
B01-0030-094A	珊瑚橋	二區	苗栗	台 3	94.8	0.63944	嚴重損壞
B01-0010-097A	尖山大橋	二區	苗栗	台 1	97.1	0.59652	中度損壞
A04-0610-000A	跨越鐵路高架橋	一區	新竹	台 61	0.3	0.59552	中度損壞
B01-0030-101A	無名橋	二區	苗栗	台 3	101.9	0.52666	中度損壞
A04-0010-053A	長安橋	一區	新竹	台 1	53.7	0.51455	中度損壞
A05-0040-038A	溪洲大橋	一區	復興	台 4	37.6	0.51094	中度損壞
B01-0030-102A	錫隘橋	二區	苗栗	台 3	102.4	0.50385	中度損壞
A05-0070-008A	湳仔溝一號橋	一區	復興	台 7	8.2	0.50108	中度損壞
B01-0610-094A	玄寶大橋	二區	苗栗	台 61	94.5	0.49235	中度損壞
A04-0030-075B	竹東大橋	一區	新竹	台 3	74.5	0.45767	中度損壞
A04-0010-069A	豆子埔橋	一區	新竹	台 1	69.4	0.42515	輕微損壞
A04-0610-001A	S-15 高架橋	一區	新竹	台 61	1.3	0.41695	中度損壞
B01-0010-097C	尖山陸橋	二區	苗栗	台 1	97.8	0.3924	輕微損壞
A04-068A-018A	高架橋-10	一區	新竹	台 68	0	0.38231	中度損壞
A04-0130-000A	誠仁橋	一區	新竹	台 13	0.6	0.37327	輕微損壞
A04-0680-000C	新中正橋 2	一區	新竹	台 68	0.6	0.36907	中度損壞
A04-0150-001A	竹港大橋	一區	新竹	台 15	72.8	0.36684	中度損壞
A03-0150-055A	笨子港橋	一區	中壢	台 15	55	0.35681	輕微損壞
B01-0130-021B	老田寮橋	二區	苗栗	台 13	21.9	0.34696	輕微損壞
A04-0610-083A	鹽港溪橋	一區	新竹	台 61	83.3	0.31258	輕微損壞
A05-0070-028A	過水橋	一區	復興	台 7	28.2	0.29991	輕微損壞
A05-0030-037A	武嶺橋	一區	復興	台 3	37.3	0.29884	輕微損壞
A04-0030-063A	太平橋	一區	新竹	台 3	63.1	0.29267	輕微損壞
A04-0680-019A	高架橋-6	一區	新竹	台 68	19.8	0.28889	輕微損壞
A02-0010-003A	中山橋	一區	中和	台 1	3.4	0.25573	輕微損壞
A03-0010-016C	莊敬橋	一區	中壢	台 1	16.3	0.24022	輕微損壞
A04-0030-061B	竿子園橋	一區	新竹	台 3	61.7	0.23785	輕微損壞
A04-0680-018A	高架橋-9	一區	新竹	台 68	18.1	0.23686	輕微損壞
A04-0030-062A	新城橋	一區	新竹	台 3	62.7	0.23254	輕微損壞
A04-0680-017A	高架橋-8	一區	新竹	台 68	17.2	0.23108	輕微損壞
B01-0030-110A	永興一號橋	二區	苗栗	台 3	110.4	0.22387	無
A02-0030-016A	大安寮橋	一區	中和	台 3	16.5	0.22162	輕微損壞
A05-0070-012A	東安橋	一區	復興	台 7	12	0.21777	輕微損壞

A04-0030-073A	油羅溪橋	一區	新竹	台 3	72.2	0.21626	輕微損壞
A02-001A-014B	哂口橋	一區	中和	台 1	14.2	0.20884	輕微損壞
A04-0010-067A	鳳山溪橋	一區	新竹	台 1	67.3	0.20365	無
A05-0070-034A	榮華橋	一區	復興	台 7	32.5	0.19192	輕微損壞
D05-007A-008B	嘉惠橋	四區	獨立山	台 7	8.5	0.19168	無
B01-0130-025B	頭屋大橋	二區	苗栗	台 13	26	0.19132	無
A05-0070-021A	霞雲橋	一區	復興	台 7	20.5	0.18592	輕微損壞
A03-0010-029A	永安橋	一區	中壢	台 1	29	0.1839	無
A04-0680-015A	高架橋-7	一區	新竹	台 68	15.8	0.18263	輕微損壞
A04-0030-059A	關西二號橋	一區	新竹	台 3	59.9	0.18233	輕微損壞
A02-0030-026A	無名橋	一區	中和	台 3	26.9	0.16315	無
A03-0040-016AO	三民陸橋	一區	中壢	台 4	16.3	0.15733	無
D05-0070-088AR	英士橋 (右線)	四區	獨立山	台 7	89	0.15602	無
A03-0010-031A	桃圳橋	一區	中壢	台 1	31.2	0.15141	無
A03-0150-050A	過溪橋	一區	中壢	台 15	50.5	0.13942	無
A03-0010-047A	老坑溪橋	一區	中壢	台 1	47.3	0.13631	輕微損壞
A04-0030-092A	庚寮坑橋	一區	新竹	台 3	93	0.13518	輕微損壞
A04-0680-010B	高架橋-5	一區	新竹	台 68	10.7	0.13203	輕微損壞
A04-0030-089A	石井橋	一區	新竹	台 3	89.5	0.13196	輕微損壞
A04-0150-066A	池和橋	一區	新竹	台 15	66.6	0.13017	無
A04-0030-091A	大塘橋	一區	新竹	台 3	91	0.12294	輕微損壞
A03-0010-023B	成功路橋	一區	中壢	台 1	23.6	0.12215	無
A03-0150-053A	新興橋	一區	中壢	台 15	53.1	0.1175	無
B01-0610-103A	後龍觀海大橋	二區	苗栗	台 61	104.2	0.11716	無
B01-0010-097B	後龍溪橋	二區	苗栗	台 1	111.2	0.11526	無
A03-0010-036A	老街溪橋	一區	中壢	台 1	36.2	0.11475	無
B01-0030-100B	員林二橋	二區	苗栗	台 3	100.3	0.11169	無
A02-0010-002A	中山高架橋	一區	中和	台 1	2.4	0.10165	無
A04-0030-057A	無名橋 2	一區	新竹	台 3	57.6	0.09769	無

5.5 公路橋梁震損評估結果之應用與詮釋

本節說明震災境況模擬和風險評估的不確定性、公路橋梁震損評估的基礎和依據、評估結果的應用領域和分析流程，以及如何正確且合理地詮釋震損評估結果。

5.5.1 震災境況模擬和風險評估的不確定性

進行震災境況模擬或風險評估時，除須具備完整可靠的資料庫和合理可行的分析模式與參數值外，尚需考慮各項資料庫和分析模式與

參數值的不確定性。眾所週知，未來地震事件的發生時間、地點和規模等均具不確定性；即使當地震事件發生後，透過地震監測系統和資料處理分析可進行地震定位，但所得定位結果(含地震規模、震央位置和震源深度)仍可能與實際情形存在差異。即使地震事件的震源參數(包含地震規模、震央位置、震源深度和引致地震之斷層錯動的幾何特性等)已被正確地推估，因現有的地質鑽探資料、土壤動態反應特性、影響地表震動強度因素等尚未被徹底研究清楚，引致的地震災害潛勢推估結果仍存在誤差，更遑論需綜合考慮風險暴露數量和結構物易損性的損害暨損失評估等。因此，在後續應用公路橋梁地震早期損失或風險評估結果時，需留意各項資料庫和分析模式所隱含的不確定性，並妥善詮釋損害暨損失評估的結果，不宜擴大解釋而導致誤用。

不確定性(或稱誤差)可依不同方式分類，如依誤差來源可概分為知識性(epistemic)誤差和隨機性(aleatory)誤差兩類。隨機性誤差一般起因於事件本身內在的隨機特性，是無法避免和減少的。知識性誤差則起因於對事件的本質不夠了解；隨著知識的累積(如試驗和理論佐證)，一般能適度降低知識性誤差。知識性誤差可概分為模型(或稱系統)誤差(modeling uncertainty)和參數誤差(parameter uncertainty)。模型誤差泛指採用之分析模式與實際事件之本質的差異；參數誤差則指分析模式所採用參數值的精確性。舉例而言，一般以 Bernoulli 試驗模式來模擬銅板出現正面的次數，但實際觀測結果可能與該模式的預測值有所差距。誤差的來源可能是 Bernoulli 試驗模式所用的參數值(單次丟擲出現正面的機率)因試驗次數不夠而需調整。另一方面，Bernoulli 試驗模式的基本假設為每次丟擲銅板皆屬互相獨立事件，且每次事件出現正面的機率分佈皆相同…等；但此基本假設可能無法反應實際現象。因此，以 Bernoulli 試驗模式作為推估 N 次丟擲銅板中出現 k 次正面的機率時即可能存在模型誤差。

影響震災境況模擬和風險評估結果的因素眾多，各項地震災害潛勢資料、風險暴露資料和震損評估模式等，皆存在程度不一的影響性和不確定性。在進行震災境況模擬或風險評估時，可將各類不確定性

概略歸納為地震事件的不確定性(event uncertainty)和引致損失的不確定性(loss uncertainty)。以目前的科技水準仍無法有效預測地震事件，即使在地震事件發生後的短時間內，精確的震源機制和參數仍屬未知或推估結果存在不確定性。這些針對未來地震事件之預測或震源機制與參數之推估的不確定性，可歸為地震事件的不確定性。在給定震源機制和參數的情況下，透過震災境況模擬技術可推估各項地震災害潛勢、工程結構物的損害機率和數量，以及引致的經濟損失和人員傷亡等的最佳平均值(或中值)。由於相關資料庫、分析模式與參數值的不夠完備，導致最終損失與傷亡的推估值具一定程度的不確定性。這些不確定性歸為地震引致損失的不確定性。

運用現有科技知識和資料庫進行震災境況模擬或風險評估時，無法完全避免以上所談的各種不確定性或誤差。本計畫所研擬的分析模式、所採用的參數值，以及所收集的資料庫，已根據「目前最佳的」和「可行的」原則完成預訂的目標。吾人如能充分了解資料庫、分析模式、參數值和災害事件本質的不確定性等，對後續正確使用和詮釋評估結果將有莫大助益。

5.5.2 公路橋梁震損評估之基礎與限制

本計畫進行公路橋梁震損評估的目的，乃於強震後提供即時資訊給公路橋梁管理暨養護單位，藉以提升強震後的應變效率，進而減少人命與財產損失。為達即時有效地推估大範圍地區之數千座省、縣道公路橋梁的震損程度與可能性，需可靠的震災境況模擬技術，包含基本資料庫的收集與建置、分析模式和參數值的研發與校正，整合地理資訊系統之應用軟體的設計與開發等。由前節對不確定因素的探討，吾人在詮釋或使用橋梁震損評估結果時應有以下幾點認知：

受限於大部份省、縣道公路橋梁的原始結構設計圖資已遺失，設計參數如鋼筋強度、箍筋間距、鋼筋比、混凝土強度等均已不可考。本計畫所收集的橋梁基本耐震資料僅能包含幾項重要資訊，如(橋頭與橋尾)座標、建造或設計年份、橋梁上部結構型式、橋柱型式、基礎型式、橋長、橋寬、振動單元數或跨數…等資料。其中部份資料可經由

現地調查而得(譬如座標、跨數等)，但也有部份資料需仰賴管理暨養護單位的原始紀錄(譬如埋置於地下的基礎型式)。

根據橋梁基本與耐震屬性資料，僅可粗估橋梁整體耐震能力；但因缺乏詳細設計參數，無法進行有限元素分析或結構動力分析。其次，為適用於數量龐大的不同類型橋梁，適當地簡化震損評估模式有其必要性。本計畫將所有梁式橋根據跨數、橋柱型式和上部結構連續性概分為數種典型橋梁基本評估單元；再根據設計年份與所在震區之等值設計地表加速度，微調震動與位移之易損性曲線的參數，即屬簡化震損評估模式的手段之一。雖然所得震損評估結果無法達有限元素分析或結構動力分析的精確度，但大幅提升廣泛地區之防災規劃與風險管理的目的。精確數值模擬方法僅能適用於重要性較高且結構設計參數較明確的少數橋梁。

任一結構物地震損害暨損失評估模式均需搭配可靠的參數值校正，方能提供可信的震損評估結果。這些震損評估模式的參數值需仰賴歷史災情資料、不同時期之耐震設計規範，以及在實驗室所進行的各項試驗數據等加以校正。近一、二十年來，台灣地區所發生的大規模地震以民國 88 年所發生的集集地震最為嚴重，也提供許多寶貴的災情調查紀錄和經驗教訓。本計畫曾以集集地震的震源參數進行境況模擬，並比較震損評估結果與災情調查資料，作為震損評估模式之參數值校正的參考依據之一。但當時有災情調查紀錄的橋梁與本計畫所收集的橋梁並不完全一致，且集集地震時受損的橋梁皆已經修復，現有的橋梁基本與耐震屬性資料已與當時情況略有差異。

隨著防震知識和技術日益成熟，耐震設計規範持續更新，每一時期、每一震區的公路橋梁耐震能力顯然不同。本計畫所採用的震損評估模式和參數值已儘可能地考慮各時期耐震設計規範的沿革，典型橋梁除依橋柱型式概分單柱、構架、壁式，依耐震水準概分傳統設計、耐震設計和原為傳統設計但經耐震補強外，個別橋梁的易損性參數也根據基礎型式、設計地表加速度和所處的地盤種類…等微調。然而，多跨橋梁，尤其是跨數極多的高架道路，並非每一跨或振動單元均具

相同的橋柱或基礎型式，也並非同時修復補強。由於道路拓寬，部份橋梁存在不同時期興建但結構系統相連結的現象。這些存在於同一座橋梁內的差異性通常無法被真實地記錄而反應於震損評估中。

影響橋梁耐震性能的因素眾多，其中部份因素如結構系統與基礎型式並不隨時間而變化，但位於行水區之跨河橋的基礎沖刷深度極可能隨時間而改變。其次，位於鹽分較多的近海橋梁也可能因構件老劣化、銹蝕或沖刷等因素而降低其耐震能力。這些隨時間而改變的影響因素如無法即時更新並納入震損評估模式，則評估結果的可信度自然會受到質疑。為維持本計畫的研究成果，未來有必要結合管理暨養護單位暨有的資料庫並持續更新。

5.5.3 公路橋梁地震風險評估之應用

地震早期損失評估的目標在強震後，提供即時之個別橋梁的震損評估資訊給管理暨養護單位；地震風險評估則在推估未來個別橋梁所承受的損失風險，進而探討耐震補強的可行性、耐震補強的策略與優選排序等議題。如個別橋梁資料能與整體路網系統的資料整合，可進一步探討強震後之救援避難道路的規劃、新建與更新道路系統時的選線規劃與設計等議題。

本計畫已收集、校正公路總局所管轄之省、縣道橋梁的基本與耐震屬性資料，可應用於地震早期損失評估與風險評估。如個別橋梁有更詳細的結構設計圖和設計參數，當然可以採用更精確的震損評估模式和分析方法；但畢竟能有完整資料的個別橋梁不多，尤其是亟需耐震補強之早期建造的傳統橋梁。老舊橋梁如能逐步汰舊換新，管理暨養護單位能重視橋梁完整之基本與耐震設計資料庫的建置和更新，未來只需更改震災境況模擬模式，其餘早期損失評估流程和風險評估模型仍可適用。本節簡略說明計畫成果在地震風險評估的分析流程，如圖 5.22 所示。

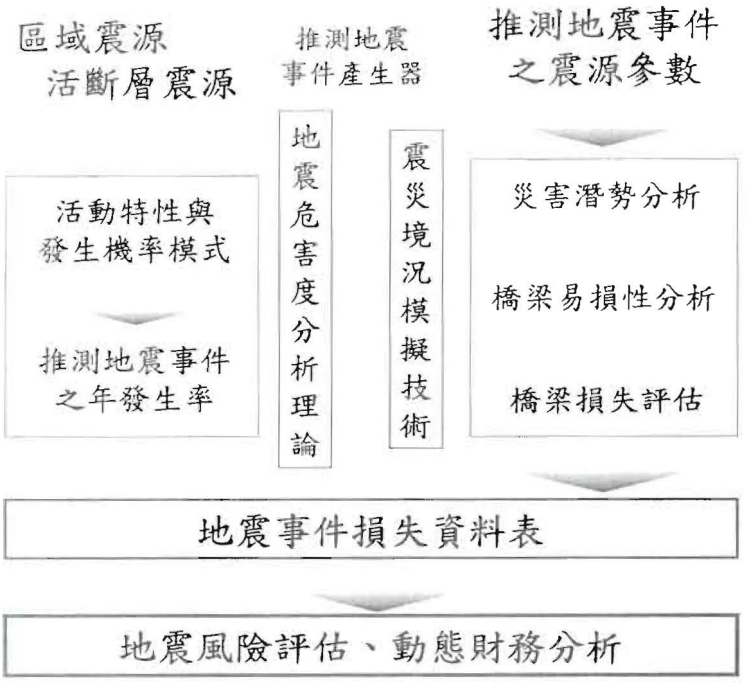


圖 5.22 機率式地震風險評估的流程示意圖

結合震源機率模型、機率式地震危害度分析和定然式震災境況模擬技術等，可進行地震風險評估。首先識別研究區域附近的可能震源及其活動特性，並將各種可能震源予以適當的離散化後，擬訂適當數量的推測地震事件，其中包含已知的活斷層震源和區域震源。根據歷史地震目錄和活斷層調查，可研擬各個震源區之地震活動機率模型和活動參數，進而推估每一離散推測地震事件的年發生率。另一方面，應用震災境況模擬技術，包含強地動推估模式、土壤液化推估模式、公路橋梁損害暨損失評估模式等，每一離散推測地震事件可能引致的個別橋梁損害程度、直接與間接損失等皆可獲得。運用批次境況模擬技術，可建立省縣道公路橋梁之地震損失模擬資料庫。結合各個推測地震事件的年發生率、可能引致的損失及其標準差、上限值等的推估，可建立地震事件損失資料表，並推估各項實務應用所需的風險指標與數值。

針對不同標的物或風險暴露組合，譬如針對個別橋梁、工務段、工程處或全區之橋梁，可建立個別獨立的地震事件損失資料表。令 L_j 表年發生率為 ν_j 之推測地震事件 j 所引致的損失金額，則因地震引致的年

平均損失可表為下式

$$\mu_L = \sum_i L_j \cdot v_j$$

上式中的L_j可由震災境況模擬技術獲得，v_j則由震源機率模型及機率式地震危害度分析理論獲得。各工務段或工程處的年平均損失乃其所管轄區域之個別橋梁的年平均損失總和。

政府每年提供公路橋梁進行耐震補強的經費有限，必須將所有需耐震補強的橋梁依據其承受的地震風險、補強效益、初步評估分數和橋梁重要性等因素，一一考量後進行耐震補強之優選排序。補強前的年平均損失可作為橋梁損失的風險值，補強前與補強後之年平均損失的差值可視為耐震補強的效益值。前述風險值和補強效益值均需適當地正規化，藉以避免橋梁大小嚴重影響補強排序的結果。

5.5.4 公路橋梁地震早期損失評估之應用

相對於其它天然災害，地震可怕之處在於發生的時間、地點和規模大小等的不可預測和不確定性。颱風和洪水通常有較多的預警時間；淹水通常發生於低窪地區，土石流危險區域則好發於土石鬆軟的溪流附近。一旦中央氣象局發佈颱風或豪雨警報，只要政府與民眾共同提高警覺並留意疏散避難的訊息，必能減少災難的發生。當颱風或豪雨即將侵襲台灣地區之前的數天，中央或縣市災害應變中心立即成立，並運用不同的路徑預報或定量降雨預報等模式，推估未來即將成災的地區。一般而言，應變中心針對颱風、洪水和土石流的預報模式均屬災害潛勢分析，極少推估可能引致的損失金額。

當地震發生時，一方面強震持續時間均在兩分鐘以內，另一方面各地災難在強震搖晃後已經發生。此時，進行地震災害潛勢分析已不足以因應需求，中央或縣市災害應變中心需要的資訊包含當次地震是否可能發生災難、發生災難的重災區、災難的種類、數量和可能的分佈範圍、各地救災、消防、醫療、避難和民生物資需求量…等。為提升整體應變效率，須在最短時間內提供必要資訊供災害應變中心的指

揮官和幕僚人員參考，以便即時調派各項應變資源。因此，因應地震災難與因應其它天然災害，在災情研判和需求推估方面有顯著不同。

當地震發生時，中央氣象局可於震後極短時間(約 20 秒)內完成分析並即時提供地震定位資訊，包含地震規模、震央位置、震源深度等。吾人根據前述資訊可進行快速的震災境況模擬，並將公路橋梁震損評估結果提供管理暨養護單位參考。前述的應用流程中，有幾項因素可能影響災情推估的結果，吾人需留意：

1. 中央氣象局所提供的地震定位資訊不包含斷層錯動面的幾何參數，亦即吾人在震後的短時間內無法得知斷層錯動面的方向、傾角、長度和寬度等。但構造性地震多由斷層錯動而引致，且地震規模越大，斷層錯動長度和面積越大，斷層幾何參數對災損範圍和數量的影響越大。因此，如需合理推估重災區的範圍和引致的災損程度，需綜合考慮斷層錯動的幾何特性。

2. 由於地震監測技術、資料傳輸、定位演算法和現實自然環境等的限制和影響，包含測站位置、訊號的解析度和取樣頻率、地震後輸配電線路中斷或資訊光纜中斷等因素，中央氣象局所提供的即時震源參數可能有誤差。如無其它實際監測資訊可供微調這些震源參數，則可能導致震損評估結果的誤差增大。

本計畫的研究成果，除可在強震後提供即時有效的公路橋梁震損評估結果，供各級災害應變中心參考外；另一重要價值在於所使用的地震早期損失評估技術，已針對前述可能影響評估結果與精度的問題研擬適當解決方式，提升評估結果的可信度。由於中央氣象局所發送的地震報告電子郵件內有地震速報站的最大地表加速度值(PGA)，這些數值可供研判斷層錯動的概略方向，並且選擇適當的震源參數。與其它既有的地震損失評估系統比較，本計畫所用早期損失評估模式兼具綜合研判斷層錯動方向和微調震源參數的功能，應可得較合理的評估結果，避免高估或低估可能的災損數量和損害程度。其次，由於個別橋梁的震損評估結果皆已綜合考慮地表震動強度、土壤液化機率和震陷量、橋梁整體耐震能力、橋梁長度等因素，且可於地震後自動輸出

評估結果；因此，可減少人工判斷所需的人力和時間，針對最需檢測的橋梁發出警訊。

5.5.5 公路橋梁震損評估結果之合理詮釋

本計畫進行公路橋梁地震早期損失評估，輸出項目包含個別橋梁的通行失敗機率和可能的損害狀態。當使用者在詮釋這些評估結果時，應認清這些評估結果潛在的系統性誤差和隨機性誤差。由於既有資料不夠完備，在個別橋梁之耐震易損性參數的訂定上，可能有系統性誤差；但隨著日後地震實際災情與推估結果比對的數量增加，系統性誤差應可逐步減少；但隨機性誤差是不可避免的。

當強震發生後，橋梁管理暨養護單位所在意的通常為哪些橋梁需立即進行安全檢測，考量的因素包含個別橋梁的重要性和損害狀態等。本計畫所得個別橋梁之通行失敗機率並非絕對的數值，無法給予明確的定義；使用時不需斤斤計較單一橋梁之通行失敗機率的數值；主要應比較不同橋梁間相對的通行失敗機率。一般而言，通行失敗機率較大的橋梁，顯示該橋存在某一基本評估單元有較嚴重的損害，或個別基本評估單元的損害狀態機率差不多，但因橋長(跨數、重要性)較大而導致通行失敗機率較高。

在地震事件後，個別橋梁實際的損害狀態可能與震損評估所得的損害狀態不同，高估或低估的可能性皆有。根據歷史災情調查的結果顯示，鄰近的兩強震測站所紀錄的最大地表加速度(PGA)值可能差異極大，相同類型建築物在鄰近地區也可能有不同的損害狀態。這些差異現象是震動強度衰減律、場址效應修正或建築物易損性分析模式所無法正確預測的，部份屬隨機性誤差。因此，吾人在詮釋個別橋梁的損害狀態與損失金額時，應將評估結果視為該類典型橋梁在給定的災害潛勢(震動強度與土層破壞)下的最佳推估結果，而實際災情會高於或低於推估結果。如以工務段或工程處為單元，統計各類典型橋梁的損害暨損失評估結果，較能反映或檢驗震損評估結果的合理性。換言之，單一地震事件中，以工務段、工程處或甚至台灣全區為單元，比較橋梁實際的總修復費用與推估的總修復費用較有統計上的意義。

參考文獻

1. Der Kiureghian, A. and Ang, H. S. 1977. "A Fault-Rupture Model for Seismic Risk Analysis," Bulletin of the Seismological Society of America, 67(4), pp.1173-1194.
2. Housner, G. W. and Thiel, Jr. C. C., 1995 "The Continuing Challenge: Report on the Performance of State Bridges in the Northridge Earthquake," Earthquake Spectra, 11(4), pp.607-636.
3. Ishihara, k., 1993, "Liquefaction and Flow Failure during Earthquake," Geotechnique 43 (3) pp. 315-415.
4. RMS (Risk Management Solutions, Inc.), 1997, Earthquake Loss Estimation Method—HAZUS97 Technical Manual, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.
5. RMS (Risk Management Solutions, Inc.), 1999, Earthquake Loss Estimation Method—HAZUS99 Technical Manual, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.
6. Sadigh, K., Egan, J. A., and Youngs, R. R., 1986, "Specification of Ground Motion for Seismic Design of Long Period Structures," Earthquake Notes, Vol. 57, No. 1.
7. Werner, S. D. et al., 2006, REDARS 2 Methodology and Software for Seismic Risk Analysis of Highway Systems, Seismic Systems & Engineering Consultants, Oakland, CA.
8. Wu, Y. M., T. C. Shin, and C. H. Chang (2001). Near Real-Time Mapping of Peak Ground Acceleration and Peak Ground Velocity Following a Strong Earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., 91(5), pp.1218-1228.
9. 林美聆、陳銘鴻、沈建志等，2001，「全國液化潛能圖之製作及評估方法之研究」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-01-017，台北。
10. 林啟文、盧詩丁等，2007，「台灣西南部的活動斷層」，中央地質調查所特刊，第十七號，台北。

11. 林啟文、盧詩丁等，2007，「台灣北部的活動斷層」，中央地質調查所特刊，第十九號，台北。

12. 林啟文、盧詩丁等，2008，「台灣中部的活動斷層」，中央地質調查所特刊，第二十一號，台北。

13. 林啟文、陳文山等，2009，「台灣東部與南部的活動斷層」，中央地質調查所特刊，第二十三號，台北。

14. 紀雲曜，1997，「高雄縣永安沿海地區沖積層下陷及其潛能評估方法之研究」，國立成功大學土木工程系博士論文，台南。

15. 陳振川、張國鎮，1995，「日本阪神·淡路大震災之探討(1)，交通運輸系統」，科學月刊，第 308 期，台北。

16. 張國鎮，1999，「九二一集集大地震全面勘災報告－橋梁震害調查」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-99-055，台北。

17. 葉錦勳，1999，「地理資訊系統在地震災害潛勢分析與損失評估之應用」，國家地震工程研究中心，NCREE-99-035，台北。

18. 葉錦勳，2002，「地震災害境況模擬方法與應用軟體整合研究」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-02-009，台北。

19. 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研究報告，NCREE-03-002，台北。

20. 葉錦勳，2006，「地震危害度分析與震災境況模擬技術整合研究(I)」，國家地震工程研究中心，NCREE-06-015，台北。

21. 葉錦勳，2007，「地震危害度分析與震災境況模擬技術整合研究(II)」，國家地震工程研究中心研究報告 NCREE-07-040，台北。

22. 葉錦勳、簡文郁、黃李暉，2009，「台北都會區建築物之震災風險與因應對策研究 (2/3)」國科會補助專題研究計畫成果報告，台北。

23. 簡文郁，2001，「考慮特徵地震與場址效應的地震危害度分析」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-01-036，台北。

24. 簡文郁、張毓文、溫國樑、羅俊雄，2002，台北盆地地盤效應分析，結構工程，第十七卷，第三期。

25. 劉季宇、葉錦勳、張國鎮、饒正、洪祥瑗、黃李暉、劉燕妮、陳君隆、林主潔，2010，「公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究(1/2)」，交通部運輸研究所，台北。

26. 交通部，2008，公路橋梁耐震設計規範，97 年 12 月版。

27. 交通部公路總局，2008，「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」期末報告，台灣世曦工程顧問股份有限公司，台北。

28. 台灣世曦工程顧問股份有限公司，2009，「莫拉克颱風八八水災橋梁勘災紀實」，台北。