

104 年度 國家地震工程研究中心研究成果報告



105 年 5 月 31 日

財團法人國家實驗研究院 國家地震工程研究中心

目錄

- 1 基於風險之耐震性能檢核程序可行性方案
鄧崇任、邱世彬、翁元滔
- 5 耐震設計規範之檢討與改進對策
翁元滔、邱世彬、郭俊翔、鄧崇任、柴駿甫、簡文郁、林克強、林瑞良、洪曉慧、汪向榮、劉光晏、許尚逸、張毓文、林凡茹
- 9 臺灣西南部震波衰减構造成像研究
溫士忠、張議仁、林哲民、溫國樑
- 13 雲嘉南地區地殼活動監測(II)
張議仁、溫士忠、溫怡瑛、林哲民
- 17 強震測站工程地質資料庫之重要更新
郭俊翔、林哲民、溫國樑、謝宏灝
- 21 高屏地區強震站接收函數分析之淺層剪力波速度構造研究
林哲民、郭俊翔、黃雋彥、思敬章、溫國樑
- 25 基於經驗轉換函數進行高頻強地動模擬之場址修正研究
黃雋彥、溫國樑、林哲民、郭俊翔
- 29 高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震配筋之研究
林敏郎、王勇智、吳仲凱
- 33 鋼梁外包混凝土型梁構件試驗研究
林敏郎、黃昭勳、李權峰、翁元滔、莊勝智、林志翰
- 37 RC 構架內含偏心開口不同構法磚牆面內側向加載試驗
杜怡萱、林育瑄、邱聰智、鍾立來
- 41 鋼構造校舍結構耐震初步評估
林敏郎、游雅喬、欒大誠、邱聰智、蕭輔沛、鍾立來、王勇智
- 45 典型校舍耐震評估與易損性曲線探討
葉勇凱、周德光
- 49 土氫連續監測於地震活動性之研究
瓦里亞、林世榮、亞耳文、楊宗翰、傅慶州、溫國樑
- 53 以靜力分析法計算含意外扭矩效應之彈性結構受震位移的可靠度評估
林瑞良、王韋竣、蔡克銓
- 57 低矮型鋼板混凝土複合牆反覆載重試驗之研究
張長菁、黃尹男

- 61 鋼筋混凝土圍阻體之極限承壓能力分析
呂胡忠、陳昱志、吳俊霖
- 65 核電廠佈線系統設備耐震性能驗證與評估方法
曹心瑜、柴駿甫、林凡茹、賴姿妤
- 69 核能電廠集中質量模型之非線性分析與應用
陳昱志、呂胡忠、楊炫智、許尚逸、吳俊霖
- 73 台灣劣化混凝土橋梁鋼筋腐蝕危害地圖之建立與應用
宋裕祺、許家銓、邱建國
- 77 配置消能鋼棒之搖擺控制機制橋柱性能試驗
洪曉慧、黃仲偉、江奇融、羅培軒
- 81 填充剪切稠變流體阻尼器之特性試驗與設計研究
葉芳耀、游忠翰、張國鎮、陳宗珣
- 85 核密度估計法建立地震源特徵模型之應用
劉勛仁、簡文郁、張志偉、張毓文
- 89 受沖刷橋梁可靠度設計方法研究
陳俊仲、劉俊仁、張國鎮、曾子俊
- 93 國內現行黏性阻尼器安裝型式之探討
林旺春、汪向榮、黃震興、楊卓諺
- 97 高阻尼橡膠隔震支承墊多軸向遲滯行為之試驗與分析研究
林旺春、汪向榮、黃震興、楊卓諺
- 101 自體調諧質量阻尼器動力反應最佳化之振動台試驗研究
李柏翰、汪向榮、黃震興、張國鎮
- 105 醫療院所獨立式設備物簡易耐震評估分析程式
簡子婕、柴駿甫、林凡茹、林震宇
- 109 醫院消防撒水系統耐震易損性分析研究
胡佩文、林凡茹、柴駿甫、張國鎮
- 113 消防灑水系統之耐震行為分析與研究
林震宇、鍾明峯、柴駿甫、林凡茹、廖文義
- 117 醫院消防管線系統耐震補強措施
高樹禹、柴駿甫、王鑑翔、林凡茹、林震宇、廖文義
- 121 風機塔柱結構損傷診斷與敏感度分析
柴駿甫、許丁友、盧恭君、曾柏翰

- 125 高強度 RC 使用擴頭鋼筋錨定之外柱梁柱接頭在 $P\delta$ 效應下耐震行為
林克強、紀凱甯、趙偉帆、邱建國
- 129 以 VESEN 模擬鄰近桁架系統碰撞與崩塌行為
張慰慈、謝尚賢
- 133 地址定位技術之研發與應用
葉錦勳
- 137 自來水配水池與水管橋耐震易損性曲線參數之研擬
劉季宇
- 141 運用開放程式庫重構地理資訊系統核心模組
楊承道、葉錦勳、林祺皓
- 145 三維地動模擬在震損評估之應用
林祺皓、葉錦勳

基於風險之耐震性能檢核程序可行性方案

鄧崇任¹ 邱世彬² 翁元滔³

摘要

本研究提出一基於風險之耐震性能檢核程序，可計算出結構處於不同損傷限度狀態之年發生率風險，在工址地震危害度分析完成並將危害度曲線加予參數化近似之後，再以增量動力分析方式計算結構損傷曲線同樣亦加予參數化，於特定之損傷狀態下將兩者以 FEMA/SAC 2000 之方式進行解析積分可求得結構於此損傷限度狀態下之年發生率風險。由於直接計算結構損傷曲線之方式仍然依舊十分費時費力，因此本研究亦同時提出兩階段分析程序，將易損傷曲線之求取分成兩階段計算，第一階段為計算工程界常用之地震強度 IM 對工程需求參數 EDP 之關係曲線此可藉由推估等效單自由度系統之降伏點以及非彈性位移推估經驗式加予估計，第二階段則求出工程需求參數 EDP 對損傷狀態 DM 之中值關係曲線此可藉由僅進行一次彈性分析後線性外推而得而其離散度則採用 HAZUS 之估計，如此即可簡化計算流程，在實際工程設計上為可行之方案。

關鍵詞：性能檢核、地震危害度、損傷曲線

一、前言

耐震性能設計為依據建築物的用途和重要性以及地震大小(回歸期)或事件發生機率來決定建築物的耐震性能目標(風險)，然後再按照此目標來進行建築耐震設計，使設計的建築在未來可能發生的地震作用下具有預期的耐震性能和安全性，從而將建築的地震損失控制在預期的範圍內。以損傷狀態發生之風險為設計目標之性能設計要求的構想最早係從 FEMA1993(源自於 Long and John,1993)所提出(圖 1)，此即為本研究所欲將此基於風險之耐震性能檢核程序實用化之基礎。先前由於實施基於風險之耐震性能檢核程序頗為困難，爾後隨著時間演變，發展出在不同地震大小(回歸期)作用下不同重要性建築物需滿足之性能要求，例如：SEAOC Vision 2000(1995) 以及 ASCE-7(2005/2010/2016) (圖 2 a,b)皆為基於損傷之耐震性能檢核程序，直接以特定回歸期地震大

小作用下，所容許結構損傷之程度作為設計目標。

	High	C	B	A	A
	Moderate	C	B	B	A
	Low	D	C	B	B
	Very Low	D	D	C	C
		Minor	Serious	Extensive	Catastrophic

Frequency ↑

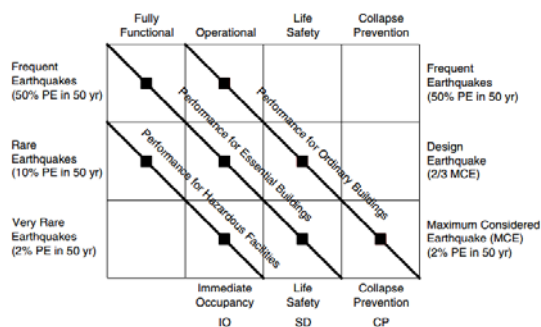
Severity →

圖 1 以損傷狀態發生之風險為設計目標之性能設計要求

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員



(a)

		Consequence			
		Continued Service	Impaired Function	Life Safety	Incipient Collapse
Event magnitude	Small	All			
	Medium	III	II		
	Rare 10 ⁻³ /yr	IV	III	II	
	Extreme	NA	IV	III	II

(b)

圖 2 以地震大小(回歸期)為設計目標之性能設計要求(a) SEAOC 1995 (Vision 2000) (b)ASCE-7(2005/ 2010/ 2016)

二、基於風險之耐震性能檢核格式表示法

要求得結構物在不同損傷狀態之地震風險，首先須建立工址之地震危害度(Hazard)，接著找出結構物的損傷曲線(Vulnerability)，將危害度與損傷曲線參數化之後以 FEMA/SAC 2000 或其改進之方式結合(Cornell et al, 2002；Jalayer, 2003；Jalayer and Cornell, 2009)即可得出結構物在不同損傷狀態之發生風險，可參考圖 3 之說明，實際執行則可由 PSHA(Probability Seismic Hazard Analysis)分析求得地震強度(Intensity Measure, IM)與損傷年發生率(或是年超越機率)之間的關係式，再經由增量動力分析 IDA(Incremental Dynamic Analysis)，以不同地震強度之歷時輸入進行非線性動力分析，可將選取之地震歷時調整至不同大小(即多重條紋分析，Multi-Stripe Analysis)，或是直接選取具代

表性之地震歷時(可以條件均值反應譜 Conditional Mean Spectrum 等方式)，求得結構於不同超越機率水準地震強度(IM)下之損傷狀態(Damage Measure, DM)。



圖 3 損傷風險之計算格式

由於地震歷時之間有其隨機性(Record-to-Record Uncertainty)，相同地震強度(S_a 或 PGA)但其頻率內涵不同，對結構造成之損傷狀態也會有所不同，此外，材料強度或模型幾何設定亦有不確定性，因此地震強度(IM)對損傷情況(DM)為一分佈狀態，將此離散點進行回歸分析，即可得到結構損傷曲線(Vulnerability Curve)，如圖 4 所示。將此回歸之參數及其離散度與機率式地震危害度分析(PSHA)結合即可求得結構發生超過某一損傷狀態(ds_i)之年發生率：

$$\begin{aligned}\lambda &= \int_0^{\infty} P(DS > ds_i | IM = A) d\lambda_H(IM = A) dA \\ &= \int_0^{\infty} \lambda_H(IM = A) dP(DS > ds_i | IM = A) dA\end{aligned}\quad (1)$$

其中 $P(DS > ds_i | IM = A)$ 為在 $IM=A$ 情況下結構之損傷指標(如層間變角)大於某一損傷狀態 ds_i 之發生機率，如圖 5 所示。

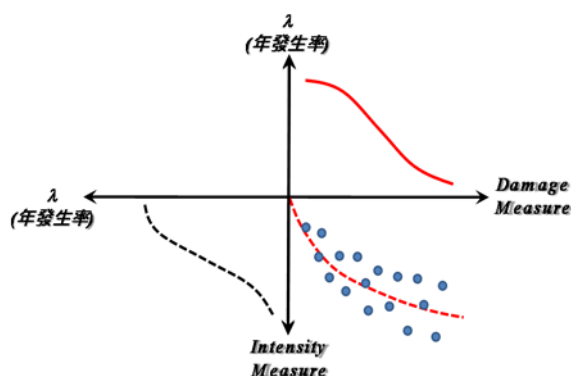


圖 4 計算損傷風險之耐震性能檢核格式

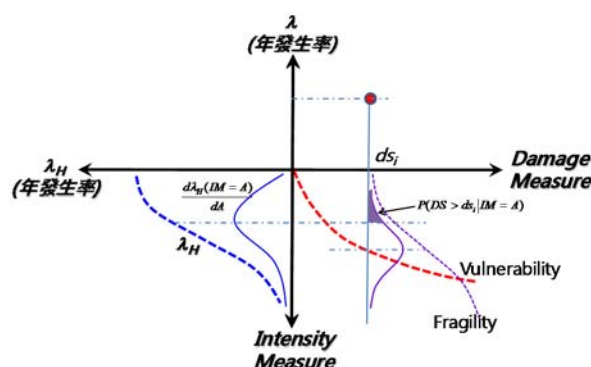


圖 5 計算結構超過某一損傷狀態之風險

三、兩階段計算結構之損傷曲線

以增量動力分析 IDA(Incremental Dynamic Analysis)方式計算結構之損傷曲線，除須建立結構非線性反應模型外，計算非線性動力歷時分析也需耗費許多時間，並須逐一檢視結構之損傷狀態，十分繁瑣，因此本研究提出將原本之不同超越機率水準地震強度 IM 對結構損傷指標 DM 結構損傷曲線分為兩階段計算，第一階段為計算工程界常用之地震強度 IM 對工程需求參數 EDP(Engineering Demand Parameter)之關係曲線，第二階段則求出工程需求參數 EDP 對損傷狀態 DM(Damage Measure)之關係，參考圖 6，此即可簡化計算流程，在實際工程設計上較為符合經濟效益。

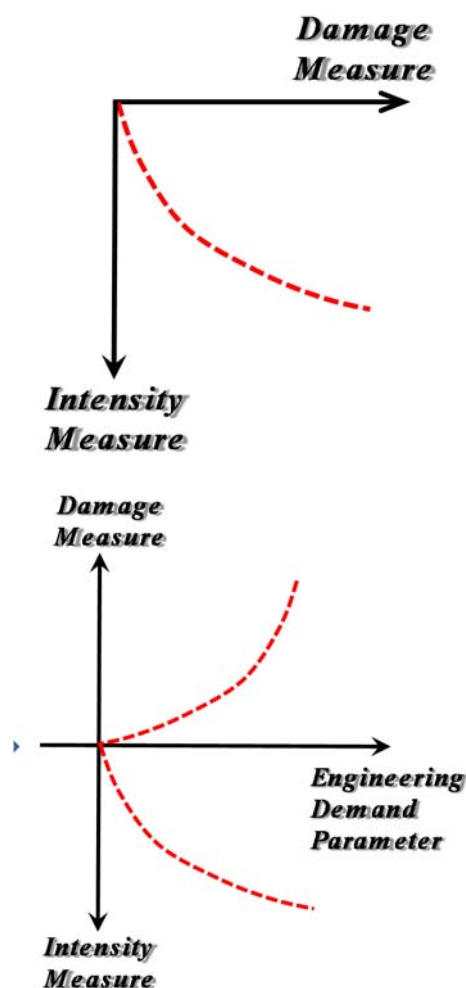


圖 6 將結構之損傷曲線(Vulnerability Curve)分為兩階段計算，即 IM-DM 分解成 IM-EDP 以及 EDP-DM 分別計算

四、結論

本研究提出之基於風險之耐震性能檢核程序，為一確實可行之耐震性能設計方式，參考 SEAOC99 列出之各損傷狀態門檻值，如全運轉(Fully Operational)、運轉(Operational)、生命安全(Life Safety)以及防止傾倒(Collapse Prevention)等各結構系統之層間變位角，經由以上之程序即可計算出不同損傷狀態之年發生率。

以圖 7 為例，假設此一結構在 $1/475$ 年發生率之下所對應之地震強度為 S_a^{475} ，在此情況下之損傷狀態假設為生命安全(LS)之層間變位角，若計算得出在此損傷狀態之年發生率小於 $1/475$ ，則此設計視為符合規範要求。

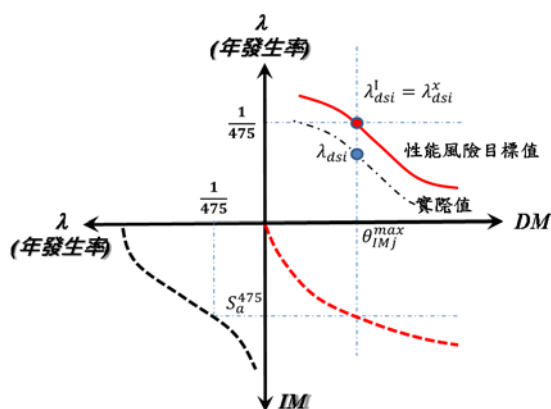


圖 7 在某一損傷狀態下計算所得之年發生率需小於性能風險目標值

四、參考文獻

1. rnia, 7th ed. Sacramento, California, USA Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., and Foutch, D. A., 2002, Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines, Journal of Structural Engineering (ASCE) 128(4), 526–533.
2. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1993. Risk Assessment Approaches. Federal Emergency Management Agency publication, Washington D.C., U.S.A.
3. Federal Emergency Management Agency – National Institute of Building Sciences (FEMA-NIBS), 2003. Multi-hazard loss estimation methodology – earthquake model: HAZUS@MH Advanced engineering building module - Technical and user's manual, Washington DC.
4. Federal Emergency Management Agency (FEMA-440), 2005, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, ATC-55, Applied Technology Council, Washington, D.C.
5. Jalayer, F., 2003, Direct probabilistic seismic analysis: implementing dynamic non-linear assessments. Ph.D. thesis, Stanford University, Stanford, CA, USA.
6. Jalayer, F., C.A. Cornell, 2009, Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38(8) 951–1052.
7. Long, M.H., and J.I. John, 1993, Risk-based Emergency Response, Paper presented at the ER93 Conference on the Practical Approach to Hazardous Substances Accidents. St. John, New Brunswick, Canada.
8. Ruiz-Garcia, J., Miranda, E., 2007, Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36 :1235-1254.
9. Structural Engineers Association of California (SEAOC). 1995, Vision 2000, conceptual framework for performance-based seismic design. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, 1996, 6th Edition. Sacramento, CA.
10. SEAOC Blue Book., 1999, Recommended lateral force requirements and commentary. Seismology Committee Structural Engineers Association of Califo

耐震設計規範之檢討與改進對策

翁元滔² 邱世彬³ 郭俊翔² 鄧崇任¹ 柴駿甫¹ 簡文郁¹ 林克強¹

林瑞良¹ 洪曉慧¹ 汪向榮¹ 劉光晏² 許尚逸² 張毓文³ 林凡茹³

摘要

本計畫持續針對國內之耐震設計規範進行檢討及提出改進對策，成立「規範研究發展委員會」及幕僚小組，對於規範相關議題進行研究及討論，提出具體之修正建議，並規劃新一代耐震設計規範之理念架構及發展方向。

關鍵詞：耐震設計規範、規範修正建議、規範研究發展委員會

一、前言

台灣自 921 大地震後，學界及業界投入大量資源從事耐震科技研究，同時引進許多國外之抗震技術，相關之規定與規範也日新月異，本計畫之目的即為針對國內耐震設計規範進行相關研究，適度新增或修訂相關條文及解說內容，以因應國際科技發展與國內工程界之實際需要，強化新建建築之耐震能力。

對於現行之耐震設計規範，持續進行檢討與改進，彙整工程界及學界對於耐震設計規範之疑義，進行研究提出相關修訂建議草案，並召集產、官、學、研各界代表組成「規範研究發展委員會」，定期討論議案，達成修訂共識後送交主管機關審議，進而修訂規範內容，使國內之耐震設計規範更趨完備及合理。

本計畫擬召開「規範研究發展委員會」，討論規範相關議題，代表的組成除了國內研究耐震設計規範方面之專家學者、政府研究部門如內政部建築研究所以及交通部運輸研究所外，依據不同之議題內容，亦邀集有結構工程、橋梁工程、建築工程、鋼結構、鋼筋混凝土結構、大地及基礎工程、隔震及制震等先進技術、地

震危害度分析等等之研究人員、各技師工會代表以及工程顧問公司之執業人員等共同參與討論，以提出符合學理以及工程實務之規範修訂內容。

目前建築物耐震設計規範之主管機關為內政部營建署，橋梁部分則為交通部，本計畫研擬之規範修訂建議案或是性能設計法草案，經由規範研究發展委員會研議通過後，送交主管機關審議，本中心亦配合審議之意見進行修改，使規範修訂案能順利通過並公告實行。

二、104 年度研議討論之議題

104 年度所討論之議題，共有 3 項，分述如下：

1. 雜項工作物結構之地震力修訂：

根據 104 年 2 月 13 日營建署研商「建築物耐震設計規範及解說」修正草案會議第 2 次會議記錄，建議第 5 章章名及內容項目，應以建築法及建築技術規則所稱之雜項工作物為基準，另相似於建築之非建築結構、非相似於建築之非建築結構等名詞用語、非屬於雜項工作物應如何適用及是否需考量最大考量地震等進行檢討修

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

正。故此次修正將「非建築結構」一詞皆改用「雜項工作物結構」，並適切舉例說明如何區分「相似於建築之雜項工作物結構」與「非相似於建築之雜項工作物結構」。

鑒於雜項工作物結構的構造與建築物結構有差異，且其靜不定度少，韌性容量 R 較低、應有所規定，以免工程師設計時取建築物結構的 R 值來使用，且不宜使其韌性用盡，故此等結構物不須考慮嚴重損壞甚至崩塌，僅須以回歸期 475 年之設計地震力進行設計與分析。然而，建築法仍認定雜項工作物結構乃屬建築物的一部份，故此等結構物仍須申請建照及雜項執照，故雜項工作物結構雖非供人類居住(使用)，但是否須檢核其最大考量地震下是否會產生崩塌或不滿足韌性要求仍須再詳加斟酌。另外，若雜項工作物結構之用途非同於一般建築物之使用用途時，例如排放廢水或重度污染危險性排放物之水工結構物時，應進行詳細分析檢核。

因此，於 5.1 節解說中註明：

「本章針對建築法所稱之雜項工作物主要為營業爐、水塔、瞭望臺、招牌廣告、樹立廣告、散裝倉、廣播塔、煙囪、圍牆、機械遊樂設施、游泳池、地下儲藏庫、建築所需駁坎、挖填土石方等工程及建築物興建完成後增設之中央系統空氣調節設備、昇降設備、機械停車設備、防空避難設備、污物處理設施等，但例如美國 IBC 規範中所訂之非建築結構物種類中除了前述雜項工作物之外，亦涵括例如公共事業設施中常見的大型油槽、配水池等，此類非屬於雜項工作物之非建築結構物的設計地震力要求可參考本章的相關規定，但其結構設計仍應依循其所屬事業主管機關所訂之設計規範。雜項工作物結構的構造與建築物結構有差異，且其靜不定度少，韌性容量 R 較低、應有所規定，以免工程師設計時取建築物結構的 R 值來使用，且不宜使其韌性用盡，故此等結構物不須考慮嚴重損壞甚至崩塌，僅須以回歸期 475 年之設計地震力進行設計與分析。

另外，例如目前常見的機械式停車塔結構，常較不屬於建築法所訂之雜項工作物範圍內，故應視其結構系統及是否與建築主體結構連結共構等來決定其韌性容量。」

此外，考慮 ASCE 7-10 將非建築結構物之韌性容量分為相似於建築之非建築結構以及非相似於建築之非建築結構兩類，因此將規範 5.2 節及表 5-1 修訂為：

5.2 設計地震力

1. 雜項工作物結構，若其結構系統與建築物之結構系統相似(如表 5-1 所列，若無則參考表 1-3)，則其最小設計水平總橫力應依(2-3)式計算，而其最小設計垂直地震力則依 2.18 節之規定計算。
2. 雜項工作物結構，若其結構系統與建築物之結構系統非相似，則其設計地震力之計算應依據 5.3 節至 5.4 節規定設計。

解說：

雜項工作物結構，常在其上置放重要設備，為了地震時設備仍能運轉，常用很大的地震力來設計，此因韌性需求降低，因此容許採用部分韌性抗彎矩構架及鋼造普通同心斜撐構架。與建築物之結構系統相似之雜項工作物結構，設計時除僅以回歸期 475 年的設計地震力進行設計之外，仍須符合本規範其他各章可適用之規定。

一般而言，例如常見停車塔結構或高架式水塔結構等，若其結構仍主要由類似於一般建築結構的梁、柱、斜撐及樓版所組成，應可歸類於「相似於建築之雜項工作物結構」；而例如煙囪、圍牆、機械遊樂設施、游泳池、地下儲藏庫、建築所需駁坎、挖填土石方等則應歸屬於「非相似於建築之雜項工作物結構」。

5.4 非相似於建築物之雜項工作物結構

若雜項工作物結構系統與建築物之結構系統非相似者，其最小設計水平總橫力 V_h 應依下式計算：

$$V_h = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (5-2)$$

垂直地震力應作適當的考量，最小設計垂直地震力 V_z 依下式計算：

$$V_z = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} \right)_m W \quad (5-3)$$

$\left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m$ 、 $\left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} \right)_m$ 、 α_y 及 I 應依照第二章及第三章之規定計算。

並應滿足以下各點：

1. R 值應由表 5-2 決定之。
2. 地震力之豎向分配可依 2.11 節或動力分析方法決定之。對 2.8 節第一類及第二類用途區分的不規則結構物，若不能以單一質量模擬時，應採用動力分析。
3. 水平地震力 V_h 應假設作用於任何水平方向，並依質量分佈之比例做分配。
4. 對某一特定非建築結構物，若有公認之試驗與分析資料提供耐震設計之基準時，此標準可以採用，惟震區與用途區分應與本規範一致。此外，設計地震總橫力與總傾倒力矩不得小於本規範所得值之 80%。

本案目前已提送規範研究發展委員會審議，經委員會討論決議目前仍持續進行研究及檢討中。

2. 土壤剪力波速經驗式修訂

我國建築物及橋梁耐震設計規範中所列之以土壤標準貫入試驗 N 值換算之土壤剪力波速經驗公式為參照日本道路橋梁示方書所訂，然而近年來國震中心和氣象局自 2000 年起陸續於全台各地之強震測站進行地質調查，配合經濟部中央地質調查所之 Geo2005 資料庫，蒐集全台灣各測站之土壤標準貫入試驗 N 值與剪力波速實測值，統計台灣本土之剪力波速經驗式與 N 值之相關性。本修訂案依據 103 年規範委員會之結論，經召開數次專家會議後，調整相關參數，於 104 年度修訂之土壤剪力波速經驗式相關規定為：

粘性土層：

$$V_{si} = 90 N_i^{0.32} ; 1 \leq N_i \leq 50 \quad (2-5b)$$

砂質土層：

$$V_{si} = 70 N_i^{0.37} ; 1 \leq N_i \leq 50 \quad (2-5c)$$

因不同地區地質條件的差異，規範條文所使用之波速換算公式為由台灣本土資料分析而得，故修訂參考 Kuo et al. (2012) 之台灣全區資料與波速換算公式，並經保守估算（1 個標準差）與係數簡化處理而得上述式（2-5b）及式（2-5c），規定土壤剪力波波速除可使用實際量測值外，亦可利用 N 值換算而得。日本道路橋示方書（ V 耐震設計編）之粘性土層與砂質土層公式分別為 $V_{si} = 100 N_i^{1/3} ; 1 \leq N_i \leq 25$ ，與 $V_{si} = 80 N_i^{1/3} ; 1 \leq N_i \leq 50$ ；使用台灣全區資料而未經保守估算的原始黏性土層與砂質土層公式分別為 $V_{si} = 135 N_i^{0.25} ; 1 \leq N_i \leq 50$ ，與 $V_{si} = 115 N_i^{0.28} ; 1 \leq N_i \leq 50$ ，一併提供作為參考。

使用公式（2-5b）和（2-5c）換算之剪力波速值為偏低之保守值。為鼓勵進行地層波速現地量測，波速井測可使用地基調查之鑽孔，惟深度需達 30 公尺以上，其調

查方法可參考內政部營建署之「建築物基礎構造設計規範」與建築研究所之「工址地盤調查準則」辦理。以上說明亦於規範解說中詳列以供工程師於計算地盤分類時參考。

3. 臺北盆地設計地震微分區未明訂之里

民國 100 年公告之建築物耐震設計規範及解說，於臺北盆地設計地震之修訂中以里做為分區標準，時至今日行政區已有不少調整，部分里未列入表 2-6 之中，因此於本次提送營建署之修訂建議中補充說明之。

三、結論與展望

耐震設計規範的訂定為落實結構工程基礎研究，並提供國內工程界耐震設計之依循，攸關經濟及工程之層面甚廣，規範研究發展委員會至 104 年底為止，共召開過 25 次會議，討論之議題共有 28 項，研議後皆已送請內政部營建署審議通過。

耐震設計規範規定之嚴謹與否，反映社會對地震安全的重視程度，也反映國家經濟的發展程度。藉由制定耐震設計規範，使國內建物皆達一定的耐震標準，創造安全的環境，使大眾免於遭受地震危害的恐懼，是社會安定發展的因素之一。藉由修訂耐震設計規範條文，確實反映建物耐震需求，在安全要求前提下達到節省建造成本並且避免浪費，提高耐震設計水準以增加建築物之耐震安全。

本計畫透過召開「規範研究發展委員會」討論規範相關議題，規範委員會之成員除了邀請國內研究耐震設計規範之專家學者、政府研究部門（如內政部建築研究所以及交通部運輸研究所）外，依據不同議題內容，亦邀請包括結構、橋梁、建築、鋼結構、鋼筋混凝土、大地、隔制震、地震危害度分析等不同專業領域之研究人員、技師公會代表與工程顧問公司之執業人員共同參與討論，以求提出符合學理以及工程實務之規範修訂內容，對於國內之耐震設計規範之修訂提出具體貢獻，期望

藉由本計畫之繼續執行，能逐步推動我國之耐震設計相關法規以臻完備。

參考文獻

1. 「建築物耐震設計規範及解說修訂草案」，2002，內政部建築技術審議委員會。
2. 「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，民國 100 年 7 月。
3. 日本道路橋示方書（2002）
4. FEMA-273,(1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
5. FEMA-274, (1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
6. FEMA-356, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
7. FEMA-357, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
8. ASCE Standard, ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2010.

臺灣西南部震波衰減構造成像研究

溫士忠¹ 張議仁² 林哲民³ 溫國樑⁴

摘要

本研究利用阻尼最小平方方法反演台灣西南部震波衰減構造。藉由反演所得之 Q_p 及 Q_s 構造觀察此地區地殼及分析震波衰減特性與其速度構造關係，並推測其在地體構造上所代表的意義。從以前的研究發現速度構造可以作為一個判斷斷層的幾何形貌和強地動預估的指標。因此，本研究旨在獲得震波衰減構造，並分析該地區的地質構造與震波能量衰減之間的相關程度，根據研究結果可對地層演化、地震危害度評估有進一步的了解。已知西南部震波衰減構造確實有因地震活動、斷層通過而有所變化。本研究結果除了斷層區 Q 值變化而有所不同，地震亦明顯分布於 Q 值梯度變化大的地區。

關鍵詞： Q_p 、 Q_s 、複雜構造、震波衰減

一、前言

近幾年來台灣經濟蓬勃發展，且重大的交通建設(高速鐵路)及嘉南地區新興工業區之設立(包含台南科學園區)，大型工廠設備將陸續興建，且新市鎮開發後將會增加相當多的建設於雲嘉南地區(如圖一)。分析地殼累積的地震能量，台灣西南部具有較高的地震潛勢。是故本研究藉由震波衰減構造變化來探討是否台灣西南部之孕震構造及地震活動有更深入的探討和瞭解外，亦能以大格局重新檢討西南部災害地震發生機制，對地震防災具有重大意義。

國家地震工程研究中心與中央氣象局設置的寬頻地震監測網，廣佈於台灣本島及附近少數島嶼上。密集的三分量寬頻地震儀提供高品質的 P 波及 S 波走時記錄，可用以精確的地震定位與地下構造研究。本研究針對雲嘉南地區為主要研究區域，係藉由震波衰減因子(Q_p 及 Q_s)的分佈配合速度構造變化(V_p 及 V_p/V_s 分佈情形)來探討地下構造的情形。 Q 值對於區域的可透性、異質性有密切的關聯，因此三維的 Q 值對是研究區域地質的重要工具，判

斷出該區域的融熔塑性程度、岩層性質、破碎程度與含水情況等，進而判斷地熱潛勢區、破碎帶與火成岩體的位置。本研究藉由三維 Q 值配合速度構造變化，冀望對此複雜的地質構造區有更全面性的了解。

二、資料處理流程

衰減因子(Q)具有均向性，僅定量震波在某週期內能量衰減大小，在完全彈性介質中， Q 值為無窮大。理論上， Q 值對某些組成一致的介質而言，為頻率的函數。但是，在某些特定複合黏彈性(Composite Viscoelastic)介質中， Q 值在某特定頻率域內可視為常數。本研究假設在頻率域 1-20Hz 內， Q 值與頻率無關(Rietbrock, 2001)。根據 Scherbaum(1990)觀測地震波振幅頻率公式，對於一在測站所收到的震波觀測振幅頻譜，其值為震源效應、路徑衰減效應、區域場址效應及儀器效應在頻率域的乘積。而 t^* 可視為震波於傳播路徑上的衰減運算子。本研究希望能求得三維空間的 Q_p 及 Q_s 值分佈，因此波線須儘可能均勻地分佈於研究區內，於所選區域加

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

入條件加以篩選出適當的地震資料以提高逆推結果精確度。地震挑選的條件如下：(1)地震資料分佈於北緯 22.9-23.8 度，東經 120.1-121 度間；(2)地震規模(ML)需大(等)於 1.5；(3)地震資料至少有效測站為 4 個測站；(4)剔除地震資料品質不佳、加權值不佳，無法精確定位的地震。在地震記錄圖上，以一個時間窗制將 P 波及 S 波相位從初動往前 0.26 秒開始截取，截取長度分別為 2.5 秒與 4.5 秒(Eberhart and Chadwick, 2002; Hansen et al., 2004)。窗制愈長，容易引進非主相位的雜波，相反地，窗制愈短，卻可能漏失掉部份主相位。因此，本研究時間窗制長度對 P 波及 S 波一律採用 2.56 秒與 5.12 秒。為了減低所得波譜的假象及側瓣，一般在作傅利葉轉換之前，必須先將時間領域值作錐形窗制(taper)處理。斐爾仁窗制的公式，其定義為

$$w_j = 1 - [J - (N - 1)/2] / [(N + 1)/2]$$

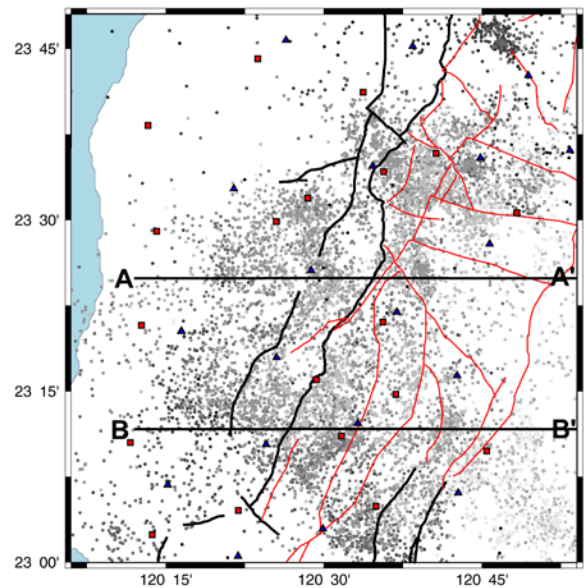
$$J = 0, 1, \dots, N + 1$$

(如圖二所示) 其中 w_j 是加權因子而 N 代表所選波段之總點數。根據 Al-Shukri et. al. (1988) 的研究，於頻率域使用斐爾仁窗制比餘弦窗制更能有效平滑趨勢。本研究於反演震波衰減模式總共採用 2974 個地震資料，可用來求 t^* 的波型資料有 8021 筆。

三、三維 Q 值模型

本研究主要是藉由中央氣象局地震監測網與國家地震工程研究中心之微震網所紀錄自 2003 年至 2011 年的地震震波走時資料，運用層析成像方法，其中包含阻尼最小平方法逼近真實值(Thurber, 1983; Eberhart and Chadwick, 2002)。研究區範圍為北緯 22.9-23.8 度，東經 120.1-121 度間，進行反演。以反演台灣西南部地殼之三維震波衰減構造。為確保地震資料的品質，故誤差不可過大；選取水平誤差小於 5 公里，垂直誤差小於 10 公里之初始定位地震資料。由以上條件選取出了帶筆地震資料。對西南部區域衰減構造之選用，需一

近似真實的衰減構造，以利於線性反演過程。本研究採用 Wang et al.(2009)研究所得之分層平均一維 Q 值構造，依深度分層，經由嘗試錯誤法找到三維非對稱的格點，並同時考慮測站的分布或斷層帶附近波線密度來調整格點大小。本研究所用格點大小為 7km x 7km，同時在反演計算裡亦考慮測站高程的問題。

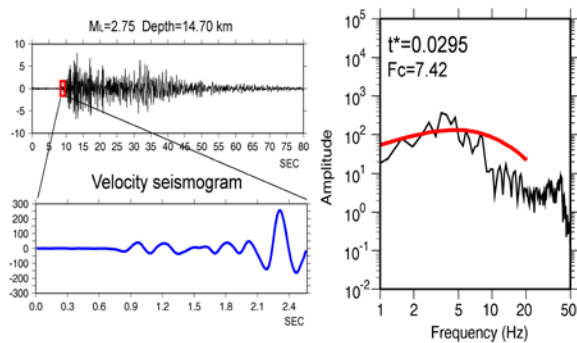


圖一 研究區測站、斷層線、剖面及地震分布圖

四、結果分析與討論

本章主要分為兩個部分來探討；第一部分就反演結果之解析度及 Q_p 與 Q_s 值構造來加以探究地下結構；第二部分則在本研究區域內選取兩條橫剖面，依各剖面地下速度變化情形，對雲嘉南地區之地下構造進行更深入的研究。在地震資料迭代演算下，Q 值構造將被重新計算。反演結果所得之 Q_p 及 Q_s 模式(見圖三 ab)，運用格點模型中，非等間距所形成的區塊，深度達 35km。為了決定模型之可信度，本研究使用導數加權總合(The derivative weight sum, DWS)加以驗證。見圖三(a)與(b)，一等值白線(其值為 500)內表波線通過密度高。深度 3.0-22.0 km 其值明顯較高，表示在本範圍內可信度高。重點區域(觸口斷層及其兩側約 15km)的波線密度因地震資料分布

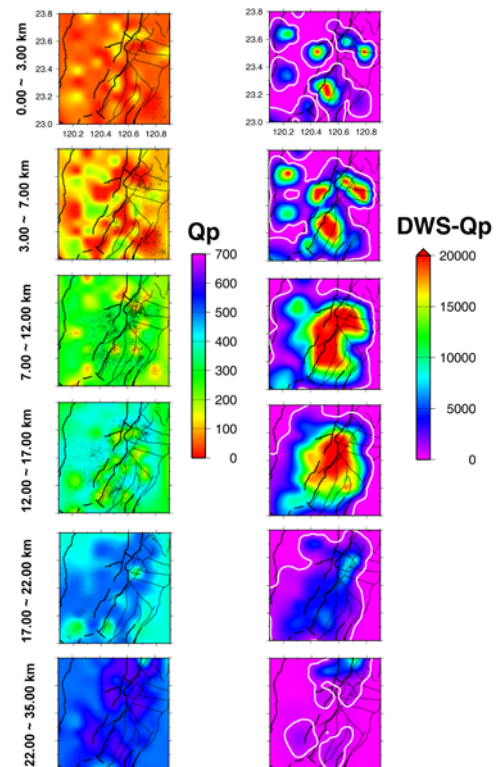
均勻，除深度 0~3km 及 22~35km 兩層之波線密度較差，歸因於地震波線通過這些平面的密度較低、或較少地震分布外。對西南部大部分區域皆顯示高波線密度，表示在反演模型中，大部分的區塊均有波線通過，而能充分反映此區下的地下構造。



圖二 t^* 值處理流程圖

若以深度分層(如圖三)，研究地區雖地震數目頗多，地震卻多集中於淺層中(3~22km)，故在進行反演中仍免不了受地震分布不均勻所影響。Q 值反演對深度 0~7 km(第一、二層)而言， Q_p 高、低值分布較為分散，且斷層帶附近有破碎低 Q_p 異常分布。7~17km 深，低 Q_p 異常隨深度增加有逐漸擴大的趨勢，且向西南偏移，推論與此區沉積構造有關(Ho, 1986)。靠近中央山脈處呈現 Q_p 相對較高，推論可能為此區岩層較老且岩性緻密而結實、孔隙密度低。斷層帶附近，低 Q_s 異常值可能由斷層活動引致擴張性裂隙所造成，而大幅降低 S 波速度而造成異常。隨深度增加可以看出 Q_p 值高區漸向中央山脈偏移，本研究推論其地層可能為較老而緻密的變質岩層而不含水分、水分較少或 SiO_2 減少，導致 Q_p 值相對較高。多數地震分布於 Q_s 梯度變化較大、或 Q_p 值較高的地區，亦有小型地震群集中的現象。由圖四 AA' 剖面可知，於 Q_p 及 Q_s 剖面可辨示出一高低異常區，且可發現在觸口斷層之構造皆有向東傾斜的現象，推測應為觸口斷層所在；另於斷層西側，亦存在一低 Q_p ，低 Q_s 的異常區，此異常區有向西傾地震群集現象發生。而地震主要分布於較高 Q_s 與低 Q_s 交界的區域，可能原因為地熱流的影響，導致該處地殼的塑性與脆性增加變化，提高地震的

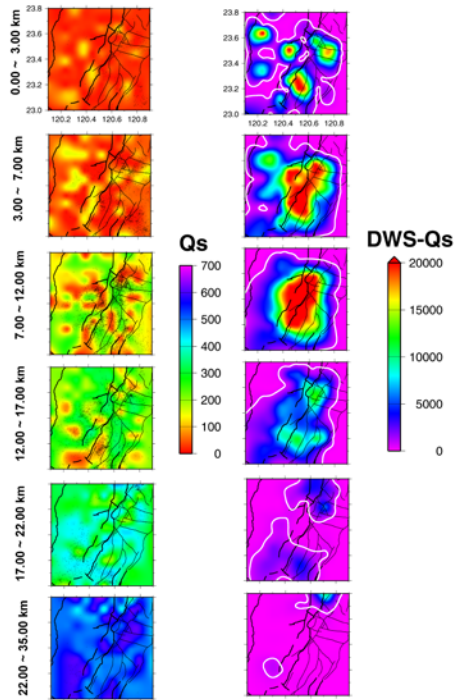
發生。另於圖五 BB'剖面可知，於 Q_p 及 Q_s 剖面可辨示出一高低異常區，推測應為觸口斷層所在；另於斷層西側，亦存在一低 Q_p ，高 Q_s 的異常區，此異常區有向西傾地震群集現象發生，值得密切注意。本研究於反演結果的解釋，地震明顯分布於 Q_s 梯度變化大的地區。由於地震震源的分布，推測在觸口斷層西側可能有一傾斜向西之盲斷層構造。這種現象於雲嘉南地區地質構造上所代表的意義值得更進一步探討。



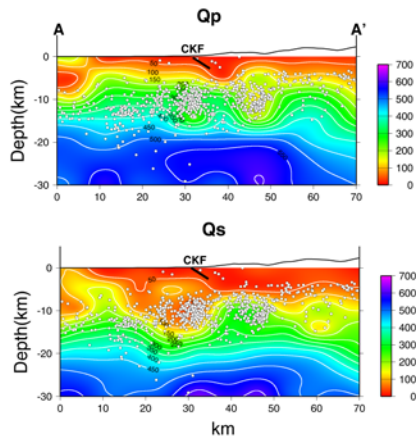
圖三(a) Q_p DWS 值及各層 Q 值分布圖(0~3km, 3~7km, 7~12km, 12~17km, 17~22km)，其中黑色實線為斷層位置

五、結論與展望

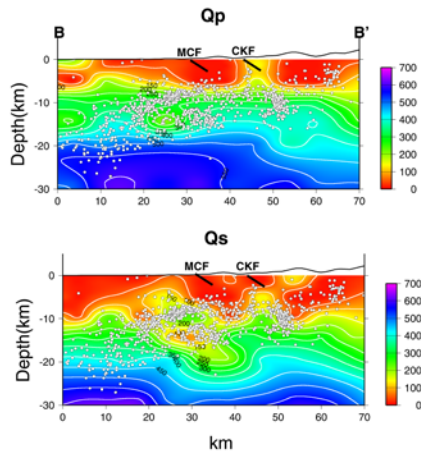
本研究中所求得 Q 值乃是擷取震波 P 波及 S 波波型，進而求得 t^* 資料，再經反演求得。所得之結果，配合地質概況、地體構造及地震活動分佈， Q_p 及 Q_s 等值相互對照，進而推求雲嘉南地區之震波衰減構造。由於地下的熱流是導致低 Q 值變化及震波能量高衰減的原因之一，而斷層帶岩石的孔隙率、滲透率、組成成份及所含液



圖三(b) Qs DWS 值及各層 Q 值分布圖



圖四 AA'剖面分布圖，圓圈表示為地震事件，黑色虛線為斷層位置



圖五 BB'剖面 Qp 及 Qs 分布圖

體壓力皆是影響 Q 值的因素。本研究所得之三維數值模型可提供區域強地動預估及台灣西南部震災評估的重要參考數據。

參考文獻

1. Al-Shukri, H., B. Mitchell, and H.A.A. Ghalib (1988). Attenuation of seismic waves in the New Madrid seismic zone, *Seismological Research Letters*, **59**, 133-140.
2. Eberhart-Phillips D., M. Chadwick, 2002. Three-dimensional attenuation model of the shallow Hikurangi subduction zone in the Raukumara Peninsula, New Zealand, *J. Geophys. Res.*, **107**(B2), p3-1-3-15.
3. Ho, C.S. (1986). A synthesis of the geologic evolution of Taiwan, *Tectonophysics* 125, 1-16.
4. Rietbrock A., 2001. P wave attenuation structure in the fault area of the Kobe earthquake, *J. Geophys. Res.*, **28**, Jan.
5. Scherbaum, F., Combined inversion for the three-dimensional Q structure and source parameters using microearthquake spectra, *J. Geophys. Res.*, 95, 12, 423-12, 428, 1990.
6. Thurber, C. H. (1983). Earthquake locations and three-dimension crustal structure in the Coyote Lake area, central California, *J. Geophys. Res.*, **88**, 8226-8236.
7. Toomey, D. R., and G. R. Foulger (1989). Tomographic Inversion of Local Earthquake Data From the Hengill-Grensdalur Central Volcano Complex, Iceland, *J. Geophys. Res.*, **94**, 17,497-17,510.
8. Wang, Y. J., K. F. Ma, F. Mouthereau and D. Eberhart-Phillips (2009). Three dimensional Qp- and Qs- tomography beneath Taiwan orogenic belt: implications for tectonic and thermal structure, *Geophys. J. Int.*, 180, 891-910.

雲嘉南地區地殼活動監測(II)

張議仁¹ 溫士忠² 溫怡瑛³ 林哲民²

摘要

雲嘉南地區受地理環境及地形特性等因素影響，不斷遭受地震災害威脅，了解此區地震活動與孕震構造特性至為重要。本研究藉由與國立中正大學微震網合作監測此區之地殼活動。由於地殼常因受大地應力影響而導致其物理性質產生變化，尤其強震前後相關物理參數(速度值、衰減值)產生改變的論點已被許多研究報告提及。所以，本研究將對此區之地震活動及其震源特性進行分析；除此之外，本研究亦利用 P 波頻散衰減的特性進行地震活動的潛勢評估。是故，利用觀測到的物理參數變化確認與地震發生的相關性，並藉以評估區域應力狀態產生改變與否，本計劃針對臺灣西南部地區之微震波形、震源機制和大地應力反演進行研究，其結果可提供震源區岩石內部變形機制和再活動斷裂構造形態的資訊。

關鍵詞：頻散衰減、震源機制

一、前言

依中央地質調查所斷層分類，位於台灣西南部的第一類活動斷層(2010 年版)有觸口斷層、大尖山斷層、梅山斷層、六甲斷層及新化斷層；另外，尚有四條第二類活動斷層，並由先前的地震災害來看；台灣地區十大地震災害圖集(鄭等，1999)，顯示台灣自從有儀器觀測以來的一百年間(1898-1997 年)，災情較嚴重的前十大地震中，就有五次發生在台灣西南部，包括有 1904 年斗六地震、1906 年梅山地震、1941 年中埔地震、1946 年新化地震、1964 年白河地震等；另外近期的 1998 年瑞里地震、1999 年嘉義地震、2010 年高雄甲仙地震、2016 年美濃地震，地震規模均大於 6.0 以上，造成部分房屋損害、人員傷亡。

台灣西南部地區在丘陵與平原之交界帶，為一系列變形前緣的逆衝斷層，此區域主要包含濱海平原與西部麓山帶兩大地質分類，以第三紀沈積岩為主(HO, 1988)；也造成雲嘉南地區特殊的地理環境

及地形，百年來持續受到地震災害威脅，尤其此區域大部分為地質較鬆軟的平原，經濟建設與人口密集，使得此區域具有較大的地震災害潛在危險。

因此，本研究主要對雲嘉南地區進行微震監測，由基礎的地震觀測進而求取震源機制解、剪波分裂特性、頻散衰減特性等，用以分析區域應力變化與區域活動斷層參數，並且做為往後三維震波模擬的基礎資料。

二、資料與區域概況

由於雲嘉南地區地震活動頻繁，斷層鄰近市區且人口密集，為了進一步了解此區域地震活動，與國立中正大學(CCU)相互合作，佈設雲嘉南地震活動聯合觀測網，定期對地震站進行資料收集與測站維護，所收集到的地動波形，利用 Antelope 資料庫系統進行 P、S 波形撿拾，使用 Hypo71(Lee and Lahr, 1972)進行定位，並對所觀測到的地震事件進行雙差分重新定位(Double-differences method; Waldhauser and Ellsworth, 2000)；此方法利用到時差進

¹ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

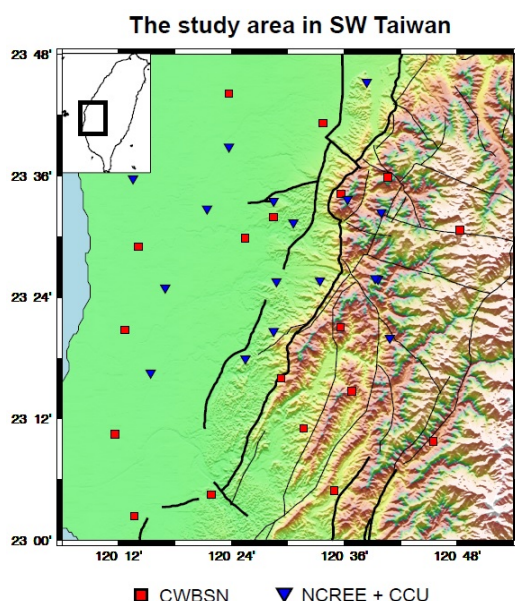
² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國立中正大學地球與環境科學系助理教授

行比對，用以重新定位降低誤差。

地震儀使用 Guralp CMG-6TD 為 24 位元寬頻地震儀，為速度型感測器，頻率範圍 0.033 至 50Hz，採 24 小時連續紀錄，設定波形取樣率每秒 100 點，有別於強震站，以便監測較小地震活動。

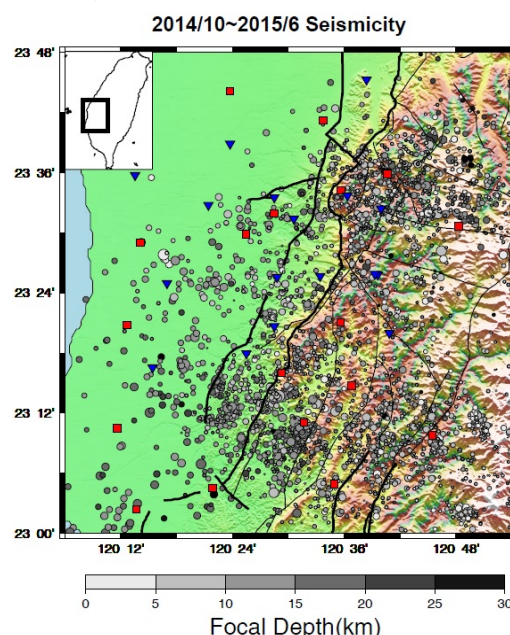
圖一，紅色方塊為中央氣象局地震觀測網(CWBSN)，考慮既有中央氣象局測站、斷層位置及歷史地震活動分佈，本中心與國立中正大學另設置 18 處地震站，如圖一藍色三角形位置，涵蓋本要斷層周邊，測站包覆微震分佈，利於地震定位。



圖一 測站分佈圖，藍色三角形為 NCREE 與 CCU 測站位置，紅色方塊為 CWBSN 測站位置

圖二為結合 NCREE、CCU 及 CWBSN 測站資料，聯合定位之地震分佈圖，期間為 2014 年 10 月至 2015 年 6 月，總計收錄了 3817 筆地震，其中從區域地震網(NCREE+CCU)定出的地震共 1234 筆，圖上圓點大小隨地震規模變化；濃淡隨震源深度變化。於大尖山斷層東側可見地震分佈相對密集，由地形圖來看此區域顏色較深地勢較高，而大尖山斷層隨地勢呈弧狀型態，為一逆移斷層，總長約 25 公里，往南銜接觸口斷層，其西側除九芎坑斷層外，尚有呈東西走向的梅山斷層，此區為一觀察重點。此外，六甲斷層與崙後斷層東南邊也可見到地震分佈相對密集，崙後

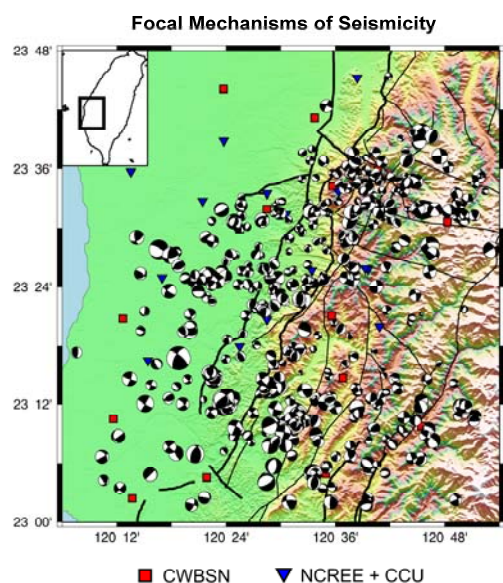
斷層為地調所公佈的活動斷層分類(2000 年版)中屬第一類活動斷層，原為觸口斷層南段，現在改稱崙後斷層，總長 48 公里，為逆移斷層。



圖二 NCREE、CCU 及 CWBSN 測站聯合定位之地震分佈圖

三、震源機制解

為了瞭解區域斷層構造活動，進一步解算震源機制，但由於小地震的能量較小，相對於較大的地震來講，單一地震能接收到的測站較少，且訊噪比較低，不容易明確分出 P 波上下動，所以當測站包覆性不佳的情況下，能解算的震源機制數量便受局限，所以本研究採取三個地震觀測網的資料來彌補測站包覆性不足的問題。圖三為區域內地震所解算之震源機制，共 524 筆，圖中可見平原區多為正斷層及走向滑移斷層機制。圖四為震源機制解三元統計圖(Forhlich, 1992, 2001)，分層每 10 公里深度繪製，利用震源機制解的斷層面推求 P、B 及 T 軸與水平面的角度作為其分類依據，該方法定義 P 軸與水平面夾角 30 度以內為正斷層，B 軸與水平面夾角 30 度以內為走向滑移斷層，T 軸與水平面夾角 40 度以內為逆斷層，如圖上弧形虛線位置。此區域地震多數發生在深度 5-15 公里間，20-30 公里地震數量較少，圖四(b)可見多數為逆斷層與走向滑移斷層較多。



圖三 震源機制解

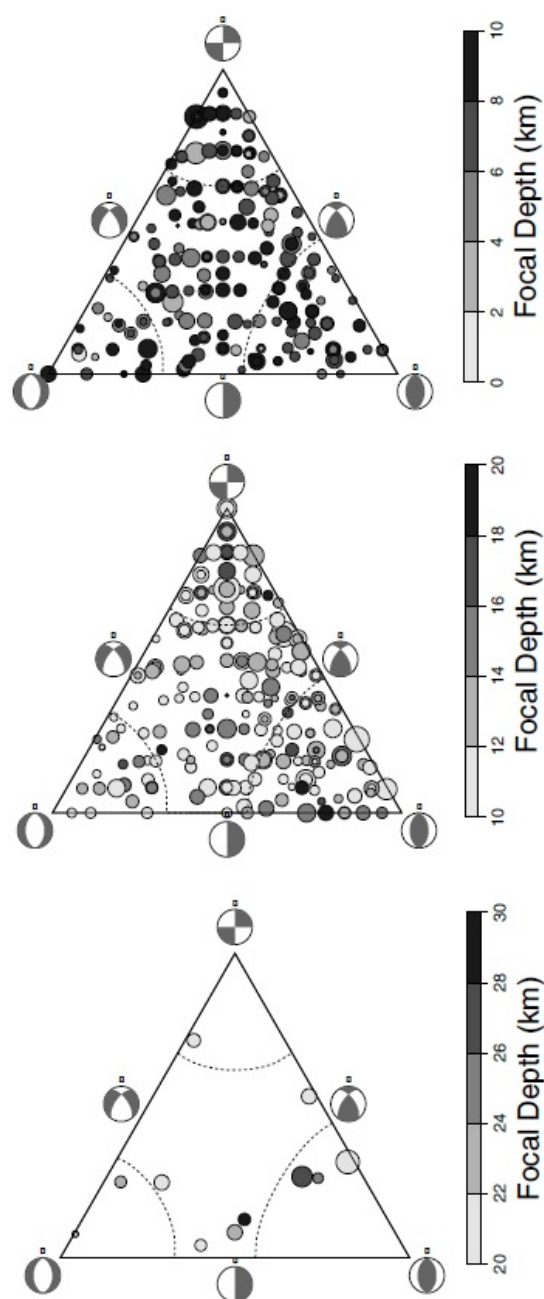
四、P 波頻散衰減

圖五、圖六為測站 CHN5、ALS 全年 dQ 隨時間變化的觀測值，單一地震事件所求得 Q 值，以線性迴歸去除震央距效應後稱 dQ，再以半個月作平均求值，如圖中紅色與綠色直方圖分別為高、低於平均值的變化量；藍色直方圖為統計半個月內所採用的地震次數；虛線為 Q 值的 15 天移動平均線。

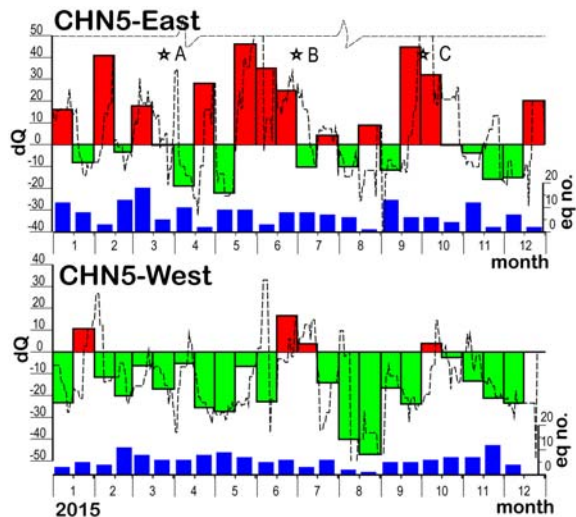
所求 Q 值係截取 P 波初動的波形，以其群速度在不同頻率上的走時差曲線進行擬合而得。利用不同時間所發生的小地震波形進行分析，藉由觀測 Q 值在時間軸上的變化，用以評估區域應力的改變並作為短期地震潛勢評估指標 (Wen et al., 2015)。頻散(dispersion)，波速隨頻率改變而改變的性質；由 Ciz et al. (2006)可說明 P 波於頻率 $10^0 \sim 10^4 \text{ Hz}$ 頻散效應是明顯；當地殼受到應力作用時，因岩石脹容 (rock dilatancy) 現象所造成的變化，可利用波速在不同頻率變化，有效感測地殼的改變。

由於所求得的 Q 值僅代表單一地震事件與測站路徑間的效應，故具有方向性，基於此特性，以測站位置為基準，將 Q 值分東、西兩側描繪。利用 P 波初動的波形進行分析，可有效的避免其它波相干擾；且相對於使用全波段波形分析方法進行比

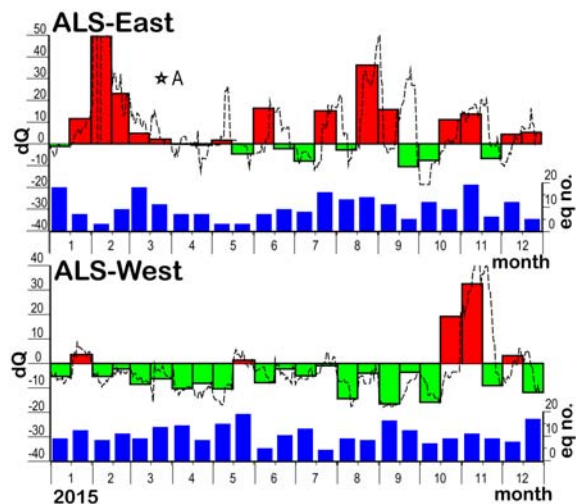
較，由於不受聚焦 (focusing) 與散焦 (defocusing) 效應影響，故對地殼反應較為敏感，能有效利用 P 波初動攜出地下構造訊息。圖五測站 CHN5 西側 Q 值多數呈現負值，東側多呈現正值，由相關位置圖可看出測站西側為較鬆軟的沖積平原，震波能量衰減較大，Q 值較低；東側為高山區，相對 Q 值較高，由此差異可表現 Q 殘值對區域地質的敏感性。



圖四 震源機制解三元統計圖



圖五 以測站 CHN5 為中心，分別顯示測站東、西兩側 dQ 隨時間變化圖



圖六 以測站 ALS 為中心，分別顯示測站東、西兩側 dQ 隨時間變化圖

五、結論與展望

本階段研究主要是藉由中央氣象局地震監測網(CWBSN)、國家地震工程研究中心(NCREE)與國立中正大學之微震網所紀錄自 2014 年至 2015 年的震波資料進行地震定位及震源機制解分析，多數地震分布於觸口斷層周遭、或有小型地震群集中的現象。從震源機制解的分析可知大部分地震發生於 15 公里以上(見圖四)；在主要的觸口斷層帶，以逆衝斷層機制為主；而在觸口斷層的北段及南段，可觀察到較多走向滑移形式的震源機制解，這些可與此區複雜斷層構造相關；而在西部雲嘉南平原，則可觀測到較多的正斷層及右移的走

向滑移機制，這可能導因於古台南盆地之斷層構造再活動有關。另外，本研究利用 P 波衰減參數隨時間的變化可作為評估區域應力是否產生改變及地震活動相關性的參考，從結果顯示在西部麓山帶區域 CHN5 及 ALS 兩測站皆出現 Qp 殘值升高的趨勢，此現象代表區域地殼受應力擾動產生變化，具較大地震活動潛勢。

參考文獻

1. Ciz, R., Gurevich, B., and Markov, M. (2006), Seismic attenuation due to wave-induced flow in a porous rock with spherical heterogeneities. *Geophysical Journal International*, **165**, 957–968.
2. Frohlich, C., (1992) Triangle diagrams: ternary graphs to display similarity and diversity of earthquake focal mechanisms, *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, **75**, 193-198
3. Frohlich, C., (2001) Display and quantitative assessment of distributions of earthquake focal mechanisms, *Geophysical Journal International*. **144**, 300-308
4. Ho, C. S., (1988) An introduction to the geology of Taiwan: explanatory text of the geological map of Taiwan, Central Geological Survey, MOEA, Taiwan Second edition pp. 192
5. Waldhauser, F., and W. L. Ellsworth., (2000) A double-difference earthquake location Algorithm: method and application to the northern Hayward fault, California, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **90**, 1353-1368. doi:10.1785/0120000006
6. Wen, S., Chieh-Hung Chen, Yu-Jhe Ji, Yi-Zen Chang, and Chau-Huei Chen (2015), The Seismogenic Deformation and Qp Temporal Variation before the M6.2 Mingjen Earthquake, Taiwan, *Journal of Asian Earth Sciences*, **114**, 403-414, doi:10.1016/j.jseaes.2015.06.011.
7. 鄭世楠、葉永田、徐明同、辛在勤，1999。台灣十大災害地震圖集，交通部中央氣象局地震測報中心，共 290 頁。

強震測站工程地質資料庫之重要更新

郭俊翔¹ 林哲民¹ 溫國樑² 謝宏灝³

摘要

數年前我們發表了臺灣的強震測站工程地質資料庫 (Kuo et al., 2012)，此資料庫當時提供全臺約 439 個自由場強震測站的鑽探地質資料和淺部速度剖面。根據懸浮式速度井測的波速測量結果，可以計算這些測站的 30 米平均剪力波速 (V_{s30}) 數值，從而直接提供最準確的 V_{s30} 給強地動預估公式、地震危害度評估、及國內耐震設計規範等工作使用。然而全臺之自由場強震測站共有超過 700 個，若能提供更完整的測站場址參數將對國內強地動相關研究大有助益。因此在過去幾年當中，我們持續地收集波速剖面資料，相較於之前結果，已增加 18 個測站的波速剖面，並能計算其 V_{s30} 資料；同時，我們也評估其他研究的 V_{s30} 預估值之準確度，再參考美國新一代地震衰減律計畫對場址參數進行判斷的作法，從前人相關研究 (Lee and Tsai, 2008; Allen and Wald, 2009) 中，估算其他測站合理的 V_{s30} 。經過分析與綜合整理上述的前人研究成果，我們更新了既有的強震測站工程地質資料庫，目前已可提供全臺超過 800 個測站的 V_{s30} 作為相關研究或分析使用。此外，為更準確的反映沖積層深度對強地動特性之影響，近年來美國學者採用至剪力波速 1 公里/秒地層之深度 ($Z_{1.0}$) 作為另一個場址參數，本資料庫也收集近期國內相關研究成果以提供此參數，此資料庫也將提供給國內地震危害度分析所使用。

關鍵詞：自由場強震測站、30 米平均剪力波速、剪力波速 1 公里/秒地層之深度

一、前言

國研院國家地震工程研究中心和交通部中央氣象局在集集地震之後，開始合作進行自由場強震測站的地質鑽探與波速量測計畫，該計畫從 2000 年開始進行，至 2012 年告一段落。歷年共調查了 483 個測站，其中有 451 個測站進行了完整的地表調查、地質鑽探、和波速量測等詳細的調查，其他 32 個測站由於種種原因（如鑽探機具無法到達測站位置或土地管理者婉拒鑽探調查等）則僅有地表調查，後續由國震中心主導統整與發表調查結果，建立強震測站工程地質資料庫 (Engineering Geological Database for TSMIP, EGDT)，並發表研究報告及論文 (郭俊翔等人, 2011; Kuo et al., 2011; 2012)，這些報告或論文

提供了相當重要的場址參數、剪力波速經驗式、近地表波速分布特性等參考資料，目前已成為國內地震危害度分析主要所採用的場址資料庫，臺灣本土的剪力波速經驗式也已提供給國內建築物耐震設計規範作為參考。

當時的論文中所採用的調查資料僅至 2010 年為止 (共調查 469 個測站，其中 439 個測站經波速量測) 而尚未包括 2011 年及 2012 年的調查成果 (調查 14 個測站，其中 12 個具波速量測資料)。N 值與剪力波速之關係式並不會因兩年的調查成果而有太大的變化，但這兩年的成果卻可增加強震測站的 V_{s30} (近地表 30 米平均剪力波速) 實測值數量，從而進行更多的研究分析。原有的資料中有 54 個測站其波速剖面深度

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

小於 30 公尺，其中部份測站的 N 值剖面較波速剖面完整，因此我們使用剪力波速經驗式將其轉換為剪力波速，若仍有未達 30 公尺部份，再使用 BCV (Bottom Constant Velocity) 法進行外插，各測站的場址分類結果如圖一所示。

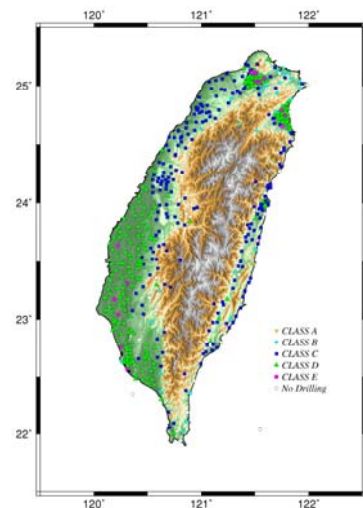
Vs30 目前已經普遍使用在強地動預估式及建築法規中，但此參數對於沖積層厚度深於 30 公尺的場址幾乎沒有辨別力，於是近年來開始有學者在強地動預估式中加入代表盆地效應的場址參數，如 Z1.0，係代表由地表至剪力波速 1 公里/秒地層之深度，通常以公尺為單位。如此一來，強地動衰減律開始能考慮到平均剪力波速與沖積層厚度這兩項重要的參數，於是更能反應地震動場址效應。本資料庫也開始收集強震測站的 Z1.0 數值（如 Kuo et al., 2016），以提供更詳細的場址參數，希望也可以此促使臺灣發展更先進的強地動預估式。

二、檢視相關研究成果

本研究參考美國新一代衰減律 (Next Generation of Attenuation, NGA) 計畫的作法，除了以實測波速剖面計算 Vs30 之外，也參考其他使用地表地質、地形單元分布、地工資訊、或地形坡度等方式間接推估 Vs30 的結果。臺灣過去有不少場址分類的相關研究，這些研究大概可以分為兩類，僅有場址分類和另有 Vs30 數值。近年來，強地動預估式考慮場址效應的方式，已從使用不連續的場址分類進步到採用連續性的 Vs30 數值變化，因此本研究在此僅使用有提供 Vs30 數值的研究 (Wald and Allen, 2007; Chiou et al., 2008; Lee and Tsai, 2008; Liu and Tsai, 2015) 來進行測試分析，以決定是否採用以及採用的優先順序。

Wald and Allen (2007) 使用全球的 30 弧秒(解析度約 900 公尺)地形資料(Shuttle Radar Topography Mission, SRTM30) 計算地形斜率，並以此推估其 Vs30，臺灣的 Vs30 地圖可由其網站下載數值資料使用，此模型其後簡稱 W07; Lee and Tsai (2008)

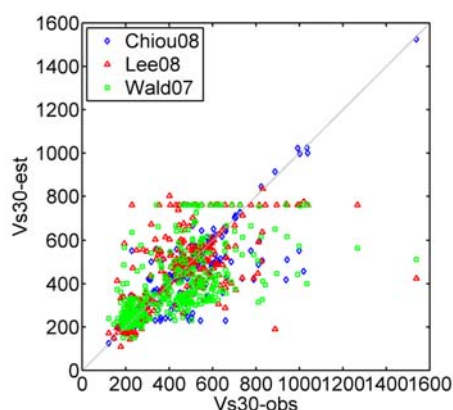
使用 257 個 EGDT 中的測站波速剖面資料加上 4885 個中央地質調查所 Geo2005 資料庫中的鑽探資料，透過地質統計的手法，並參考地表地質分布狀況，建立全臺的 Vs30 地圖，並提供 TSMIP 測站的 Vs30 數值，此模型其後簡稱 L08; Chiou et al. (2008) 則是使用 165 個 EGDT 中的測站鑽探資料，結合測站高程與 Geomatrix 的第三字元分類準則，同時也參考前人的場址分類結果 (Lee et al., 2001)，對 NGA 資料庫所採用的測站推估其 Vs30，此模型其後簡稱 C08。上述所提到的 3 個研究成果其 Vs30 預估值和 EGDT 中的實測值(此模型簡稱 K12)的對應狀況整理後繪於圖二。



圖一 鑽探調查的測站場址分類結果。

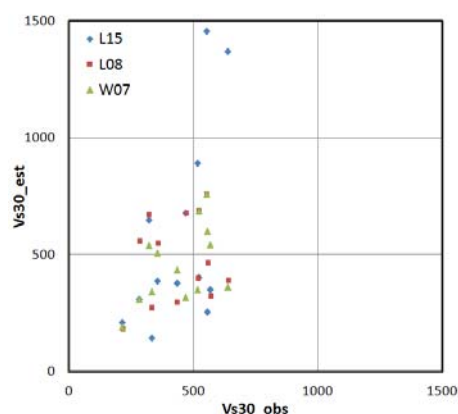
圖二標示出各模型中所有的結果，只要該測站有對應的實測 Vs30 數值就會標示於圖中。由圖中可見，3 種預估值和測量值存在一定程度的差異，但在 Vs30 較低的案例中仍看得出成明顯正比的關係；當 Vs30 增加到 B、C 類地盤邊界時（即 Vs30 = 760 公尺/秒），明顯可見一橫向線型的存在，此現象反應了目前使用地表地質和地形坡度為代理參數 (Proxy) 去推估 Vs30 的方法存在一極限，亦即無法推估 Vs30 大於 760 公尺/秒之案例，這也反應了一個全球性的難題，對堅硬地盤的鑽探資料仍相當不足，因而無法建立可靠的代理參數和 Vs30 之間的關係。類似的限制在 C08 模型中更為明顯，因其所採用的 Geomatrix 的第三字元分類準則之最高波速平均僅約 660

公尺/秒。



圖二 不同方法所得的 Vs30 預估值 (y 軸) 與實測值 (x 軸) 之比較。

近期有學者 (Liu and Tsai, 2015, 簡稱 L15) 使用各地震事件的場址項殘差與 EGDT 的 Vs30 建立關係式, 進而使用此關係式預估其他未鑽探測站的 Vs30。本研究使用該研究未納入分析的最後兩年的測站 Vs30 資料測試該模型的準確度, 並和其他模型進行比對, 結果如圖三。L15 的預估值明顯較其他兩個模型 (L08 與 W07) 分散, 甚至出現高估 2 到 3 倍的案例, 有鑑於此, 本研究暫時不將 L15 模型的結果納入場址資料庫。

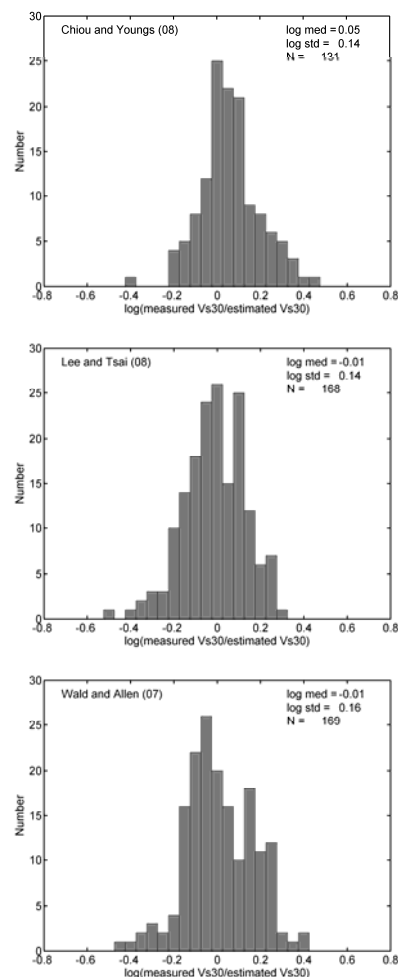


圖三 L15 模型的 Vs30 預估值 (y 軸) 與實測值 (x 軸) 之比較。

三、資料庫擴充

我們進一步測試 W07、C08 與 L08 等 3 個模型的預估準確度, 使用的方法和前述測試 L15 模型的方法類似, 即使用該模型

建立時未納入考慮的資料進行測試。W07 使用的 EGDT 資料至 2005 年、C08 使用的資料至 2004 年、L08 使用的資料至 2005 年, 因此我們使用其後調查的結果進行各模型的測試, 其偏差 (在此定義為: $\log(Vs30_{\text{mea}} / Vs30_{\text{est}})$) 分布的長條圖則繪於圖四。

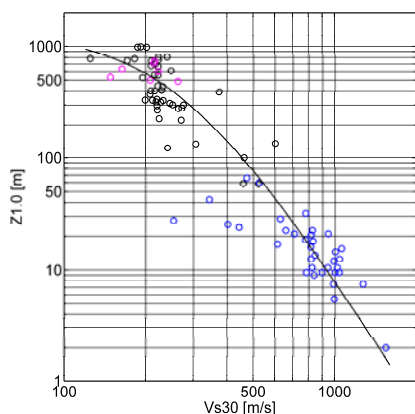


圖四 3 種主要模型的偏差量分布。

根據此分析結果, C08 和 L08 標準差相同, 代表這兩種模型的準確度類似, 但 C08 有整體預估值偏低的現象存在, 且該模型僅針對有記錄到集集地震序列的測站進行 Vs30 之估算; W07 的標準差略大, 代表此模型的準確度稍低, 但此模型的空間分布密度最大。因此本研究對各強震測站 Vs30 的使用以實測值 (K12) 優先、使用地表地質和工程鑽探資料推估的模型 (L08) 次之、使用地形坡度推估的模型 (W07) 為最低順位。

四、臺灣的 Z1.0 參數特性

近來 Z1.0 開始被使用來代表沈積層的厚度，以彌補 Vs30 在盆地與平原區的不足。但此參數不容易獲得，目前僅在日本、加州及少數歐洲國家能提供此參數。EGDT 也開始進行此參數的收集與調查，既有的地質鑽探剖面中約 30 個測站其深部剪力波速穩定高於 1 km/s，可從中獲得 Vs30 和 Z1.0 兩種參數；另外，從西部地區的微地動陣列研究成果中，已可提供約 40 個強震測站的 Vs30 和 Z1.0 參數，這些結果的分布如圖五所示，其分布趨勢與日本較為接近 (Kuo et al., 2016)。



圖五 臺灣 Vs30 與 Z1.0 的資料分布。

五、結論

有鑑於強地動預估對場址參數需求的增加，我們以既有的 EGDT 為基礎，對幾個測站進行 Vs30 的小幅修正，並彙整其他相關研究成果，雖然使用各種代理參數所推估的 Vs30 顯示較大的誤差，但經過適當的測試後，以不同優先排序的方法，仍可獲得可用的 Vs30。在採用 L08 及 W07 的結果後，目前本資料庫已可提供全台所有強震測站的 Vs30 數值作為相關研究的參考與使用。此外，目前也獲得約 70 個強震測站與 10 個非強震測站的 Z1.0 資料，其 Vs30 的分布範圍從 125 公尺/秒到 1538 公尺/秒，足夠進行 Vs30 與 Z1.0 關係式的回歸分析（如圖五），由此關係式可進一步推估其他測站的 Z1.0 數值。本資料庫現階段的目地為提供臺灣所有強震測站的 Vs30

與 Z1.0 等兩個重要的場址參數，其準確度則可能較低，未來將定期更新內容，以提高這些參數的精確度。

參考文獻

1. Chiou, B.S.J., Darragh, R., Gregor, N., Silvad, W. (2008), "NGA project strong motion database", *Earthquake Spectra*, 24(1), 23-44.
2. Kuo, C.H., Wen, K.L., Hsieh, H.H., Chang, T.M., Lin, C.M., and Chen C.T. (2011), "Evaluating empirical regression equations for Vs and estimating Vs30 in northeastern Taiwan", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(3), 431-439.
3. Kuo, C.H., Wen, K.L., Hsieh, H.H., Lin, C.M., Chang, T. M., and Kuo, K.W. (2012), "Site classification and Vs30 estimation of free-field TSMIP stations using the logging data of EGDT", *Engineering Geology*, 129-130, 68-75.
4. Kuo, C.H., Chen, C.T., Lin, C.M., Wen, K.L., Huang, J. Y., and Chang, S.C. (2016), "S-wave velocity structure in the western plain, Taiwan, derived by the microtremor array method". (Under review)
5. Lee, C.T. and Tsai, B.R. (2008), "Mapping Vs30 in Taiwan", *Terrestrial Atmospheric and Oceanic Sciences*, 19(6), 671-682.
6. Liu, K.S. and Tsai, Y.B. (2015), "A refined Vs30 map for Taiwan based on ground motion attenuation relationships", *Terrestrial Atmospheric and Oceanic Sciences*, 26(6), 631-653.
7. Wald, D.J. and Allen T.I. (2007), "Topographic slope as a proxy for seismic site conditions and amplification", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5), 1379-1395.
8. 郭俊翔、溫國樑、謝宏灝、林哲民、張道明 (2011), "近地表剪力波速性質之研究", 國家地震工程研究中心, NCREE-11-022, 共 82 頁。

高屏地區強震站接收函數分析之淺層剪力波速度構造研究

林哲民¹ 郭俊翔¹ 黃雋彥² 思敬章³ 溫國樑⁴

摘要

接收函數是傳統地震學上使用遠震低頻速度波形資料推估測站深處主要剪力波速度不連續面之方法，本研究則將接收函數分析應用於台灣高屏地區 TSMIP 強震站之加速度強震波形，求得各測站之平均接收函數波形，透過理論波形擬合推估出 96 個強震站之淺層剪力波速度構造。雖然高屏地區可視為岩盤之波速不連續面並不明顯，但藉由本研究之接收函數分析還是能推估其淺層波速之大略分佈變化，其結果也與地表地形與地質資料相符合。未來盼能整合其它研究結果，建立一詳細完整之台灣淺部速度構造模型，提供包含剪力波速、工程基盤、地震基盤及各類重要深度參數，作為地震學研究及地震工程應用之基礎資料。

關鍵詞：高屏地區、剪力波速度構造、強震站、接收函數

一、前言

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊的聚合帶上，長久以來劇烈的造山運動不斷的持續進行，因此地震的高度活動性一直是台灣不可忽略的隱憂。而風化侵蝕的力量，使台灣分佈著廣大且厚的沈積平原及盆地，如嘉南平原、屏東平原、台北盆地及宜蘭盆地等，成為人為活動發展的地區，也成就了許多造成人口密集的都市。這樣地狹人稠的情形，非常容易在地震發生時，造成震波能量因場址效應，在都市地區產生放大作用，而造成極大的生命財產之損失。

由於台灣目前已有多个透過震波層析成像 (seismic tomography) 所逆推求得之三維速度構造模型，可應用於三維地震動波形模擬，以瞭解各區域潛在震源對於其強震分佈及場址特性之影響，但受限於這些結果對淺部構造解析力不足，而大量鑽探或其它地物探勘又會有昂貴或施測困難等問題，台灣一直缺乏完整的數公里內淺層速度構造模型，造成無法全面完整評估

台灣所面臨之地震風險。

為此，國家地震工程研究中心規劃利用多種方法進行台灣淺部速度構造研究，逐年完成各區域之研究，最後盼能整合所有結果及其它相關資料，建立一詳細完整之台灣淺部速度構造模型，提供包含剪力波速、工程基盤、地震基盤及各類重要深度參數，作為地震學研究及地震工程應用之基礎資料。

二、區域地質與 TSMIP 強震站

本研究區域包含位於台灣西南角之高雄市與屏東縣，簡稱為高屏地區。高屏地區位於西部麓山帶南緣，其出露之地層以更新世至全新世地層為主，由老至新包括大社層、古亭坑層、嶺口礫岩、台地堆積層及現代沖積層。其主要地質構造包括台南背斜、中洲背斜、半屏山背斜、小岡山斷層、旗山斷層和潮州斷層，其中旗山斷層屬於第一類活動斷層，小岡山及潮州斷層則屬於第二類活動斷層。高雄市平原底下有深厚之古亭坑泥岩，而在半屏山背斜

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

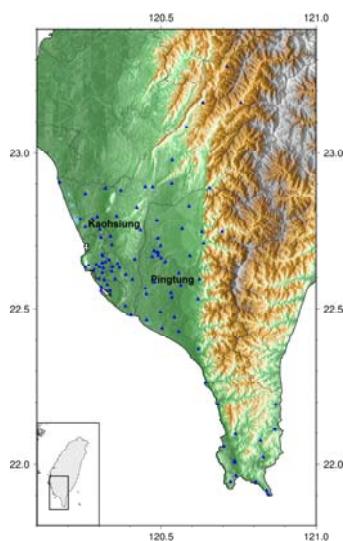
² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心助理技術師

⁴ 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

則覆蓋著高孔隙的珊瑚礁石灰岩。屏東平原以西南部的現代沖積層分佈最廣，主要成份為中細砂和泥質；古期沖積扇堆積層分布於中央山脈西側的邊緣地帶，為中央山脈西斜面上諸河流自山區流入屏東平原的沖積物，皆為粗礫堆積。平原北部的沖積扇，其成份主要是粗大巨礫及礫石，而平原中部則包括中等粒徑的礫石及砂泥質的薄層。研究區域南端之恆春半島是中央山脈最南部極狹的一段，由西至東可以分成恆春西台地、恆春谷地與中央山脈，構造上可視為早期中央山脈板岩帶的雛形，是由南中國海板塊向東隱沒至菲律賓海板塊時形成的增積岩體。

圖一是交通部中央氣象局 TSMIP 強震站於高屏地區之測站(站碼 KAU)分佈圖。此區域共有 100 個強震站，主要廣泛分佈於平原地區，尤其以人口密集的都會區測站最為集中，平原西側山區部分及屏東南段之恆春半島一帶也設置有少數強震站。各測站都設置有靈敏之三分量加速度強震儀，儀器則有多種型號，各測站皆配有 GPS 校時系統，波形取樣率大多為每秒 200 點；各測站強震儀若感測到地震動高於設定觸發值，即會自動啟動記錄，記錄完整之地震波形資料。由於 TSMIP 測站多不是配有網路之即時測站，由氣象局定期派人現地蒐集地震紀錄，經詳細處理分析後，開放供申請作為相關研究及應用之用，提供相當優質之地震波形資料。



圖一 氣象局 TSMIP 強震站於高屏地區之

測站分佈圖

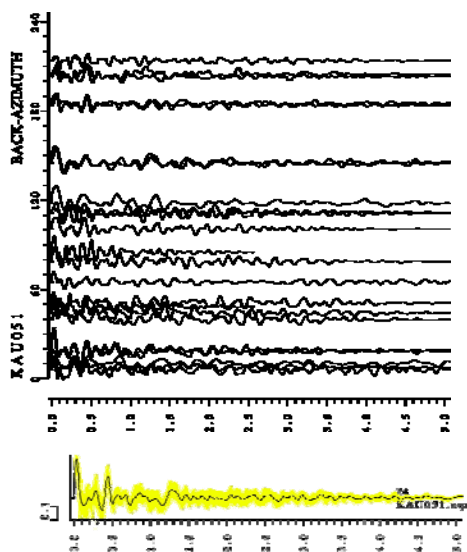
三、接收函數分析

接收函數分析方法是傳統地震學上使用遠震低頻速度波形資料推估測站深處主要之剪力波速度不連續面（通常為莫荷面或康拉不連續面等），原理是透過水平徑向波形與垂直向波形在頻率域相除後轉換回時間域，得到在速度不連續面所產生之轉換波相波形，稱為接收函數，再藉由擬合接收函數波形求得其剪力波速度構造 (Langston, 1979; Owen et al., 1984; Ammon et al., 1990)。而本研究團隊在近年的研究測試中，發現透過分析參數之調整，接收函數也可用於高頻之加速度強震波形，求得初達波到時後數秒之接收函數波形，透過波形擬合也可求得淺層剪力波速度構造，並在台北盆地及宜蘭平原的分析中獲得良好的結果（林哲民，2003）。

本研究使用高屏地區 TSMIP 強震站於 1992 至 2012 年間所收錄到的所有地震波形資料，針對各測站分別進行分析。首先將原本 Z、N、E 三向量波形依震源之方位角轉換成 Z、R（徑向）、T（切向）三向量波形。接著將所有波形進行接收函數法處理，也就是經由富利葉轉換（Fourier transform）得到三個向量之波形頻譜，再將水平徑向頻譜除以垂直向頻譜，配合高斯濾波及水準線之控制，求得其波形頻譜比，再經反向富利葉計算即可得各個地震紀錄之接收函數波形，此波形反應各個測站下之路徑所產生的效應，也就是包含了測站下速度界面所產生之轉換波相。

圖二以 KAU051 測站為例，依震源相對於測站之方位角排列，繪出所有事件之接收函數。各測站資料數量不同，可用資料在數筆至近百筆之接收函數。理論上同一個測站收到之所有地震的接收函數波形需相當一致，而各測站之接收函數波形皆有其相似性，但其波形卻仍存在著差異，些微隨著地震之方位角而變化，甚至在徑向接收函數波形上產生負值的初達波，此結果反應出部分測站下存在著複雜的側向

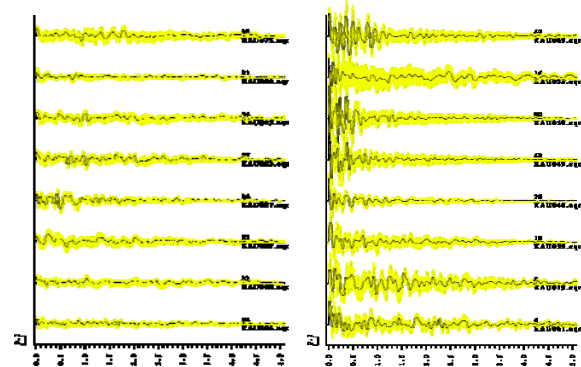
非均質速度構造，也就是非水平面分佈之速度界面，產生接收函數波形上的不同。因此，為了得到具代表性的各個強震站下平均剪力波速度構造，挑選相同測站之所有初達波為正值之徑向接收函數波形進行相加平均的動作，得到能夠個別反應每個強震站下速度構造之平均接收函數波形。圖二下圖即為 KAU051 測站之平均接收函數波形。圖三是數個測站之平均接收函數，並分為平原區測站（左圖）及山區測站（右圖）兩組，兩組接收函數可以很明顯的辨別出差異。平原區測站因地下存在深厚鬆軟沖積層，其地層速度對比不大，主要速度介面較深，其平均接收函數多相當平坦，多要在 0.5 秒至 2 秒之間才會有較顯著之轉換波相出現，但振幅都不大；山區測站則因地表鬆軟土層極薄，在淺部近地表處即有高速堅硬岩盤，其高速度差介面會造成接收函數一開始即出現大振幅波形震盪。



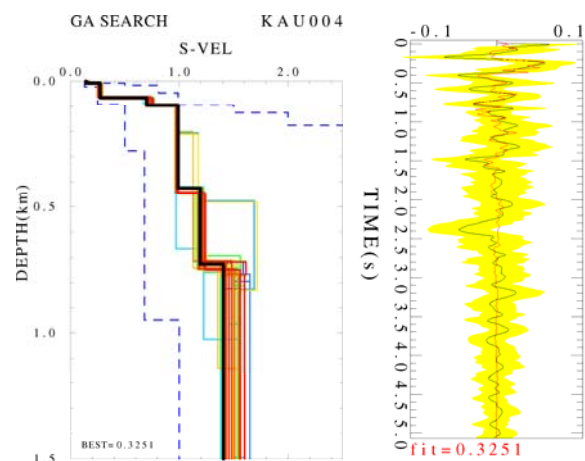
圖二 KAU051 測站所有地震事件之接收函數波形依震源方位角排列（上圖），以及其平均接收函數波形（下圖），黃色區域為一個標準偏差範圍

為了擬合各強震站之平均接收函數波形，進而得到最能符合測站下真實情形之剪力波速度構造，本研究利用具有強大最佳解搜尋能力之基因演算法於推估速度構造上，先參考現有地質及鑽探資料建立一合理的速度構造搜尋範圍，利用大量的模

型進行接收函數模擬，反覆計算以不斷修正模型並記錄結果較佳之速度構造，最後已接收函數擬合度最佳之速度模型作為最後之結果。圖四是以基因演算法擬合接收函數求得淺層速度構造之結果範例。



圖三 高屏地區數個強震站之平均接收函數波形，左圖為平原區測站，右圖為山區測站，黃色區域為一個標準偏差範圍



圖四 基因演算法擬合接收函數求得淺層速度構造之結果範例。左圖為前 100 個最佳解之速度剖面，黑色粗線為最佳解，藍色虛線為搜尋範圍。右圖為最佳解相對應之理論接收函數（紅線）與實測平均接收函數（黑線）之擬合比對。

四、淺層剪力波速度構造

經過詳細之波形挑選處理及接收函數分析擬合後，最後求得高屏地區共 96 個強震站之淺層剪力波速度剖面。整體來說，平原區之剪力波速增加較慢，需在深度數百公尺至一公里以上才會達到 1 km/sec；而山區測站在數十公尺內剪力波速就會超過 1 km/sec，反應極淺之堅硬岩層。

藉由所有測站結果及其位置分佈，可繪出特定速度或主要速度不連續面之等深度圖。經與前人研究比對，剪力波速達到 0.5 km/sec 之地層約可對比於第一個沖積層之層序界限，因此以繪出各測站波速達 0.5 km/sec 之等深度圖如圖六所示。此速度介面深度以沿海地區深度最深，高雄市沿海在 60 至 120 公尺之間，往東遞減，在旗山、大、小岡山一帶僅有數公尺深，但再往東至屏東平原則又再變深，再緩緩往東遞減並於山區歸零。屏東平原沿海之西半部也超過 100 公尺，平原內之等深面呈由東向西傾的趨勢。恆春半島則只有在西側恆春台地一帶有數十公尺的深度，其它則多僅為數公尺深的山區測站。此等深面與地表地形及地質資料相符合，反應近地表鬆軟沖積層之分佈變化。

為瞭解深部堅硬岩盤之深度變化，挑選剪力波速達到 1.0 km/sec 之深度繪製等深圖，如圖六所示。此速度等深面在平原區域變化在深度 100 至 500 公尺之間，大致上還是以沿海地區最深，但內陸地區也有一些顯著變化。研究區域之東北側及東側山區則多在深度 100 公尺以內即達到剪力波速 1.0 km/sec。此速度等深面在恆春西台地則有向西南遞增的情況，可能與此區域深厚的泥岩分佈有關。

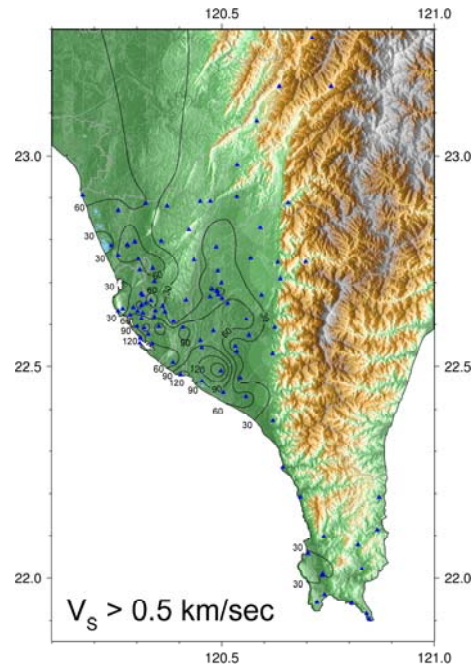
總結來說，雖然高屏地區可視為岩盤之波速不連續面並不明顯，但藉由強震站之接收函數分析還是能推估其淺層剪力波速度之大略分佈變化，其結果也與地表地形與地質資料相符合，可提供初步的速度構造模型參考。

參考文獻

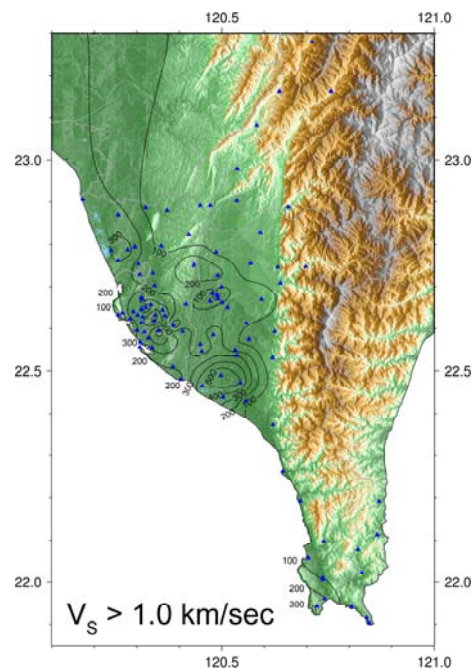
1. Ammon, C. J., Randall, G. E., and Zandt, G., "On the Non-uniqueness of Receiver Function Inversions," *J. Geophys. Res.*, 1990, 95, 15303-15318.
2. Langston, C. A., "Structure under Mount Rainier, Washington, Inferred from Teleseismic Body Waves," *J. Geophys. Res.*, 1979, 84, 4749-4762.
3. Owens, T. J., Zandt, G., and Taylor, S. R.,

"Seismic Evidence for an Ancient Rift Beneath the Cumberland Plateau, Tennessee: A Detailed Analysis of Broadband Teleseismic P Waveforms," *J. Geophys. Res.*, 1984, 89, 7783-7795.

4. 林哲民，「利用接收函數法推估蘭陽平原淺層速度構造」，國立中央大學地球物理研究所碩士論文，2003。



圖五 本研究推估高屏地區剪力波速達 0.5 km/sec 之地層等速度面圖（單位為公尺）



圖六 本研究推估高屏地區剪力波速達 1.0 km/sec 之地層等速度面圖（單位為公尺）

基於經驗轉換函數進行高頻強地動模擬之場址修正研究

黃雋彥¹ 溫國樑² 林哲民³ 郭俊翔⁴

摘要

本研究運用隨機式點震源(Stochastic Point Source, Boore, 1983; Boore, 2003)模擬, 由臺灣地區強地動觀測計劃(TSMIP)之淺源、小規模觀測記錄, 建構臺北盆地之經驗轉換函數(ETF), 接著對於同樣淺源之地震完成良好之場址修正, 降低高頻模擬之時間域及頻率域誤差, 並與經過場址修正之地動預估模式(GMPE, Jean et al., 2006; 張毓文等, 2010; 林柏伸, 2009)達到相同水準。對於大規模地震如1999年集集地震, ETF之場址修正對於隨機式有限斷層(Stochastic Finite Fault, Beresnev and Atkinson, 1998; Motezadian and Atkinson, 2005; Boore, 2009)模擬能有效降低模擬之誤差, 提供可信之頻譜, PGA之結果則略優於經過場址修正之GMPE預估。

關鍵詞：隨機式地動模擬、經驗轉換函數、場址修正、台北盆地

一、前言

準確之寬頻地動預估一直是工程地震及防災領域一重要的課題, 傳統工程應用上多使用數學統計研究GMPE(或稱地動衰減公式 Ground Motion Attenuation Equations)作地動預估, 現已發展至可加入考慮不同震源區(如隱沒帶、大陸地殼)、根據地表三十米平均剪力波速(V_{s30})區分之不同場址、上盤效應(Hanging Wall Effect)等, 目的皆為減少地動預估時之誤差值, 以更準確估計各目標區域於大地震時所可能產生之地震動。而地震學上則多使用波動方程式(Wave Equation)推導, 給予當地詳細的速度構造後進行二維、三維地動模擬, 但由於淺層速度構造在大多數地區仍不夠清楚, 以致於可信之模擬頻段仍太低(低於1Hz)無法滿足實務上需求的高頻(近10Hz甚至需達50Hz)預估。為解決此問題, 幾種高低頻混合(Hybrid)之模擬方法已被提出, 低頻部分使用理論方法計算, 高頻則使用隨機式(Stochastic)模型作計算, 其模擬方法

為根據適合目標區域之震源、路徑及場址各種效應, 假設一相位(Phase)隨機之類地震波以擬合此相位隨機之震波頻譜, 即可將模擬頻段拓展至高頻。但使用混合法時大多不考慮各單獨測站之場址效應, 且場址效應對於地表震波振幅大小有顯著之影響, 易低估模擬之預估值, 故本研究重點即探討隨機式地動模擬(即高頻模擬部分)之場址修正方法之成效與誤差, 並試著以現有淺層小地震之觀測資料建置經驗轉換函數, 以對於可能發生之大地震進行強地動模擬工作。

臺北盆地為三角形之盆地, 構造上呈現西深東淺之趨勢, 地質基盤(第三紀層面頂部)約680公尺深, 工程基盤(松山層)最深約100公尺深(Wang et al., 2004)。我國之首都臺北市即坐落於此, 對於盆地內地震防災工作顯得特別重要, 當地震發生後, 震波穿過盆地易受其場址特性影響形成震波放大現象造成各種地震災害, 如(1)1999年9月21日之集集地震, 盆地內最高震度達五級(PGA接近

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員 jyhuang@narlabs.org.tw

² 國家地震工程研究中心組長、國立中央大學教授

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

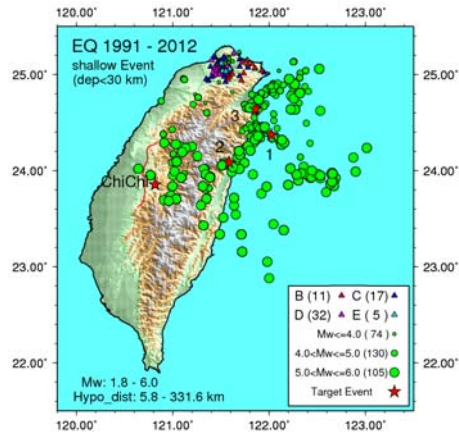
200gal)，而離震央較近之桃園台地僅達四級。盆地雖然距震央一百多公里，仍然成為台灣嚴重之災區。(2) 2002 年 3 月 31 日發生於花蓮外海之地震，其規模為 ML6.8，距離震央較近之花蓮地區無重大災情，但一百公里外之台北盆地卻造成人員死傷及建築物之破壞。可見盆地區域之場址效應的確容易造成較鄰近區域為嚴重之災害。

本研究將對於臺北盆地，應用場址修正方法，提升高頻模擬（使用隨機式點震源及有限斷層模擬）之精度。使用臺灣現有已知之各項參數，重點探討對於隨機式模擬之場址修正方法，討論利用 ETF 修正後之誤差，其結果顯示修正之結果與衰減公式計算之誤差相近並可提供頻率域完整頻譜結果，可協助評估未來可能發生之地震防災部署工作。

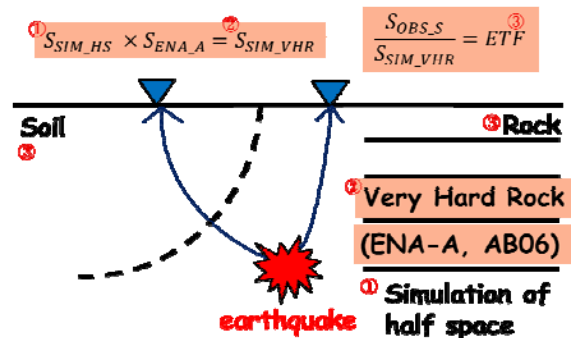
二、經驗轉換函數之建置

本研究使用臺北盆地內 TSMIP 測站之記錄，由 1991 年至 2012 年之地震資料庫（臺北盆地共收到 309 個淺源地震，規模 Mw 由 1.8 至 6.0、震源距由 5.8 至 331.6 公里，圖一），進行 ETF 之計算。由於 Sokolov et al. (2009) 發現臺北盆地之場址轉換函數，對於深淺源之反應不同，顯示震波入射盆地之角度將造成明顯差異，而本研究之目標地震（1999 年集集地震）為淺源，建構 ETF 時即選用淺源地震。

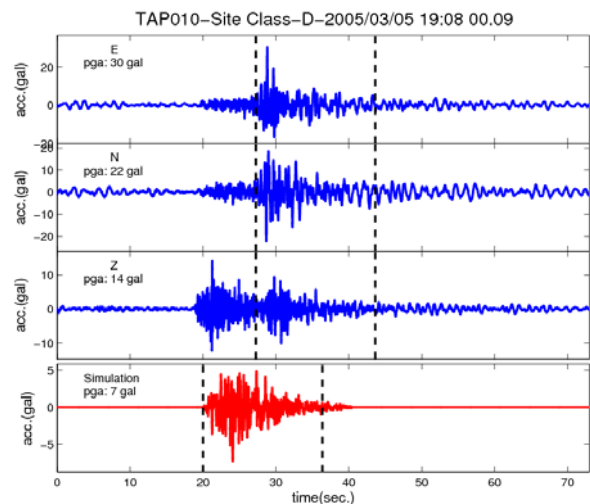
ETF 之建構方式分為兩階段，第一階段為利用隨機式點震源，對於各測站（無論沖積層或岩盤站）所收到資料庫內之各小地震，模擬至一半空間後，加入層狀構造之效應，將模擬之頻譜推展至 VHR(圖二)。第二階段，將觀測與模擬之時間域，切取 S 波視窗，將觀測頻譜除以第一階段模擬之頻譜（圖三），最後將各小地震之頻譜比平均即求得該測站之 ETF（圖四）。

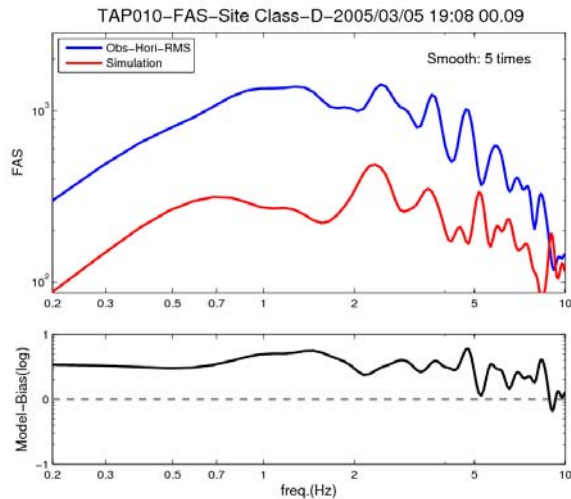


圖一 臺北盆地選用之淺源地震資料庫，三角形代表 TSMIP 之測站、圓圈為規模大小、星號為目標地震、紅色線段為 1999 集集地震之地表破裂面

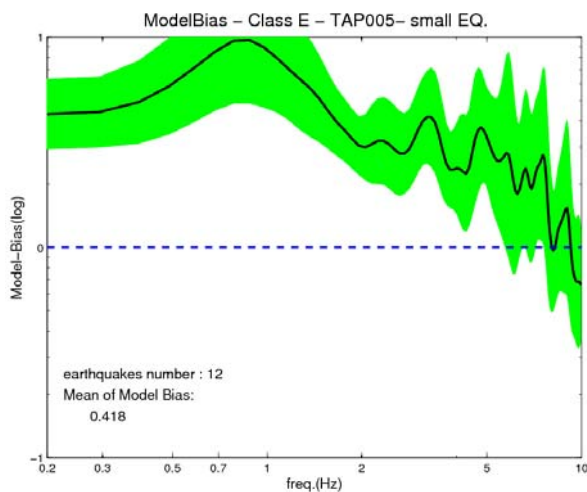


圖二 ETF 之建構方式，虛線表示建構時考慮有盆地之沖積層盆地效應，而應用時隨機式模擬至不含盆地之岩盤。SIM_HS 代表半空間模擬、ENA_A 為非常堅硬岩盤之轉換函數、SIM_VHR 為推展至非常堅硬岩盤之頻譜、OBS_S 表示地表觀測頻譜





圖三 切取 S 波視窗並轉換至傅氏譜示意圖。(a) 由上而下分別為東西、南北、垂直向與模擬時間序列。(b) 藍色為觀測均方根後之水平向頻譜、紅色為模擬 S 波之頻譜，下圖代表觀測除以模擬頻譜之各頻段差異及平均模型差異 (Model Bias)

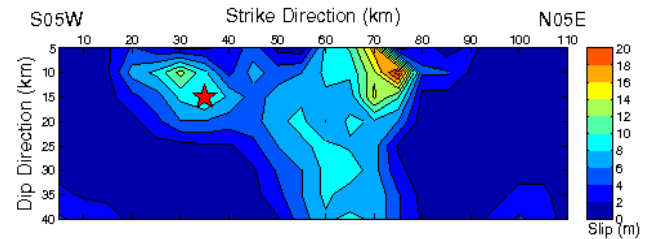


圖四 臺北盆地內 ETF 之範例，測站 TAP005，E 類， $V_{s30}=177\text{m/s}$

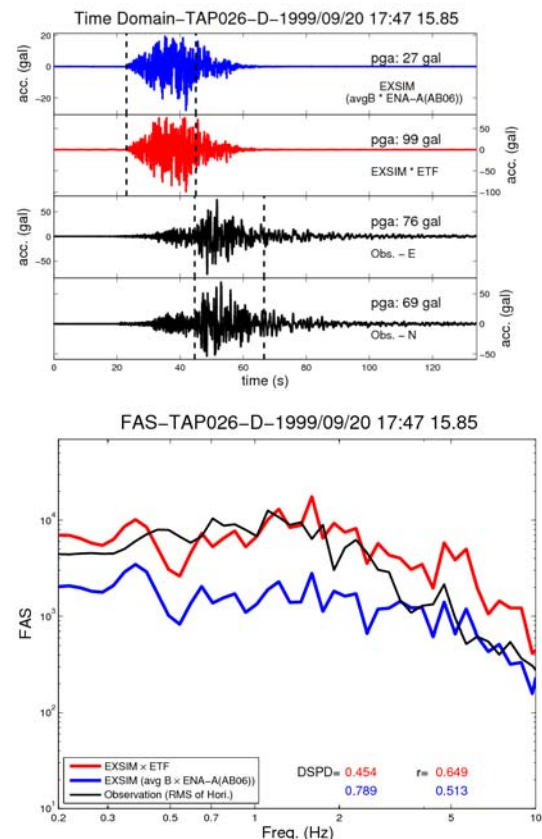
三、ETF 場址修正之結果-以 921 地震為例

對於規模較大、震源破裂過程較複雜之集集地震，本研究使用隨機式有限斷層法進行模擬。圖五為本研究選用之震源破裂模型（重繪自 Ma et al., 2001），對於有限斷層模擬進行場址修正之結果，可見頻譜之修正於高頻（5-10Hz）處略為高估，可能與大地震相對於小地震高頻能量較少

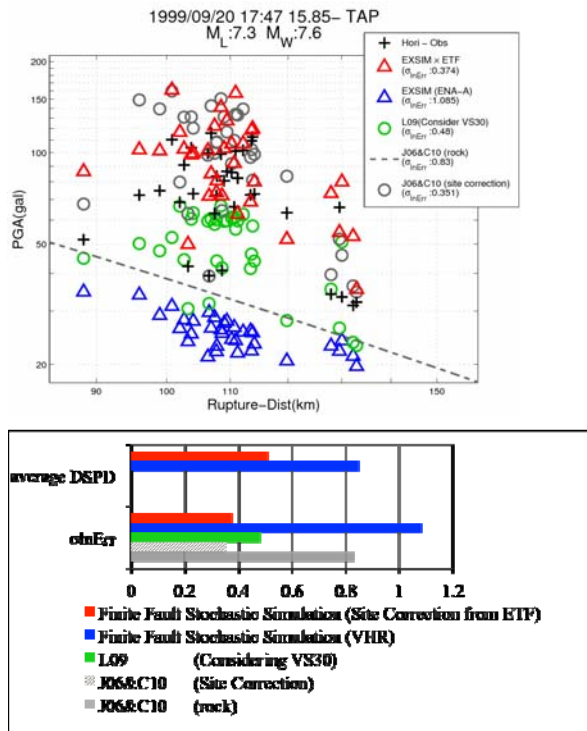
之現象有關，運用小地震建構之 ETF 無法完全反應大地震之效應，但整段頻譜及 PGA 仍可有效修正（圖六）。由圖七可見利用 ETF 修正 PGA 之預估與 J06&C10 之 GMPE 場址修正結果達到相同之水準（ σ_{PGA} 分別為 0.374 及 0.351）、平均 DSPD 由 0.83 降至 0.507。



圖五 1999 年集集地震之斷層滑移量分布圖，星號表示震源位置，由左而右為北偏東 5 度之走向（重繪自 Ma et al., 2001）



圖六 集集地震之有限斷層模擬，經 ETF 修正之範例，D 類：TAP026 之 (a) 頻率域、(b) 時間域



圖七 集集地震之 (a) PGA 隨距離之衰減關係圖。(b) 時間域及頻率域修正結果比較圖

五、結論

本研究使用淺層（小於 30km）小規模（M_w 小於 6.0）地震資料庫，進行隨機式點震源模擬，比較觀測與模擬之頻譜差異求得之 ETF，對於臺北盆地 TSMIP 之測站，應用此 ETF 至大規模地震，如 1999 年集集地震時，雖然小地震與大地震於高頻處有些許差異，本研究仍可得良好之場址修正效果。本研究對於臺北盆地經場址修正之地動預估結果可與 GMPE 之場址修正結果達到相同之水準，且根據 DSPD 可顯示頻率域之可信預估結果。

參考文獻

1. Beresnev, I. A., and Atkinson, G. M., "FINSIM -a FORTRAN program for simulating stochastic acceleration time histories from finite faults", Seism. Res. Lett., 69(1), 1998, PP27-32.
2. Boore, D. M., "Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated

- spectra", Bull. Seismol. Soc. Am., 73(6), 1983, PP1865-1894.
3. Boore, D. M., "Simulation of ground motion using the stochastic method", Pure appl. geophys., 160, 2003, PP635-676.
4. Boore, D. M., "Comparing stochastic point-source and finite-source ground-motion simulations: SMSIM and EXSIM", Bull. Seismol. Soc. Am., 99(6), 2009, PP3202-3216.
5. Jean, W. Y., Chang, Y. W., Wen, K. L., and Loh, C. H., "Early estimation of seismic hazard for strong earthquakes in Taiwan", Natural Hazards, 37, 2006, PP39-53.
6. Ma, K. F., Mori, J., Lee, S. J., and Yu, S. B., "Spatial and temporal distribution of slip for the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake", Bull. Seismol. Soc. Am., 91(5), 2001, PP1069-1087.
7. Motezadian, D., and Atkinson, G. M., "Stochastic finite-fault modeling based on a dynamic corner frequency", Bull. Seismol. Soc. Am., 95(3), 2005, PP995-1010.
8. Sokolov, V., Wen, K. L., Miksat, J., Wenzel, F., and Chen, C. T., "Analysis of Taipei basin response for earthquakes of various depths and locations using empirical data", Terr. Atmos. Ocean., 20(5), 2009, PP687-702.
9. Wang, C. Y., Lee, Y. H., Ger, M. L., and Chen, Y. L., "Investigating subsurface structures and P- and S-wave velocities in the Taipei basin", Terr. Atmos. Ocean., 15(4), 2004, PP609-627.
10. 林柏伸，"台灣地區強地動衰減式研究與路徑效應分析"，國立中央大學地球物理研究所博士論文，2009。
11. 張毓文，簡文郁，邱世彬，"金、馬及澎湖地區之設計地震研擬"，國家地震工程研究中心技術報告，報告編號 NCREE-10-016，2010。

高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震配筋之研究

林敏郎¹ 王勇智² 吳仲凱³

摘要

本研究共設計五座跨深比為 1.5 之鋼筋混凝土連接梁試體，並於雙曲率及零軸壓之狀態下進行反覆載重試驗，在不同之對角鋼筋降伏強度及對角配筋型式變化下，探討新型高強度鋼筋混凝土應用於跨深比 1.5 之連接梁的耐震行為，並針對美國規範 ACI 318-14 對於連接梁之對角配筋型式及計算剪力強度進行探討與檢核其必要性。試驗結果顯示高強度材料應用於跨深比為 1.5 之連接梁時仍展現極限層間位移大於 6% 之位移能力，且在使用高強度對角鋼筋下，可改變對角配筋型式達到降低鋼筋比，藉此改善施工問題，並展現相當良好之耐震行為。另外，ACI 318-14 對於連接梁之設計剪力上限值方面，則顯示即使最大側力推至 7.7 倍 V_c 時，仍有 UDR 大於 7% 之位移能力，顯示 ACI 318-14 對於連接梁的剪力設計方面相當保守。

關鍵詞：高強度鋼筋混凝土、連接梁、對角配筋型式、剪力強度

一、前言

美國規範 ACI 318-14 針對剪力牆間的連接梁（Coupling Beam）能提供勁度與消能時，規定跨深比較低的深梁必須額外配置對角鋼筋籠以提供足夠的抵抗能力並避免深梁為剪力控制，每一個對角向鋼筋由縱向鋼筋與橫向鋼筋形成鋼筋籠，此鋼筋籠至少包括四根主筋，並要求鋼筋籠與核心的邊長在受力降伏後仍具有足夠的韌性與穩定性，在錯綜複雜之縱向與橫向鋼筋配置上，此鋼筋籠之尺寸限制要與緊密的鋼筋籠必須滿足規範的伸展長度，容易造成鋼筋綁紮穿製過程中的施工困難。此外，ACI 318-14 規定耐震設計的連接梁，其標稱剪力僅由對角鋼筋提供之強度計算，忽略混凝土與箍筋在抵抗剪力之貢獻，此設計恐因標稱剪力過於保守，而為了使連接梁撓曲控制，造成不斷地放大斷面以滿足連接梁之剪力需求低於剪力容量。

因此，本研究除了討論超高強度材料應用在跨深比為 1.5 之連接梁上的行為

外，如何改善規範 ACI 318-14 對於連接梁規定所成的施工性問題，並得到良好韌性，亦是本研究的重點。

二、試體設計

本研究之實驗測試於國家地震工程研究中心執行，模擬連接梁於側力影響下之行為，使測試梁體可以達到雙曲率變形之行為，為了配合測試構架限制，參考文獻，選定一 30×50 平方公分之標準斷面，與 75 公分作為梁之淨長度。

本實驗一共設計五座跨深比為 1.5 之連接梁試體，試體編號分別為 CB1.5-D-N、CB1.5-D-H、CB1.5-P4-H、CB1.5-P3-H 及 CB1.5-P2-H，五座試體之主要設計參數為對角鋼筋之強度及配置方式，試體設計參數如表 1，其餘材料標稱強度分別為，縱向鋼筋及箍筋皆採用 #3 SD420 之普通強度鋼筋，混凝土皆採用 70MPa 之高強度混凝土。主要探討跨深比為 1.5 之連接梁，在使用高強度材料下是否仍有良好行為，並改變對角配筋型式，

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國立中央大學土木工程學系教授

³國立中央大學土木工程研究所研究生

藉此觀察減少鋼筋使用量之可能性。

表 1 試體設計參數

試體編號	斷面配筋	對角 鋼筋	Mn (kN-m)	受拉 鋼筋比
CB1.5-D-N		#8 SD420	378.6	0.0171
CB1.5-D-H		#8 SD685	534.3	0.0171
CB1.5-P4-H		#8 SD685	529.2	0.0168
CB1.5-P3-H		#8 SD685	417.4	0.0133
CB1.5-P2-H		#9 SD685	375.8	0.0116

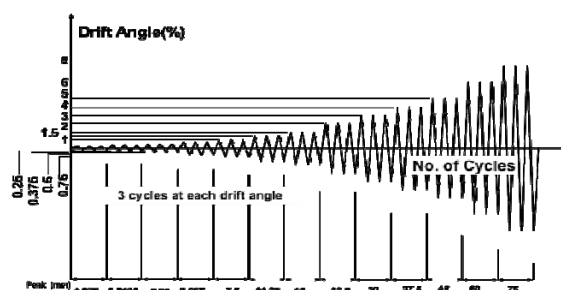


圖一 試驗佈置圖

三、連接梁反覆載重試驗

本試驗除了模擬連接梁受地震力時之雙曲率變形，也設計為零軸壓力。因此以 L 型鋼架確保上部基礎部會發生轉動，也採用兩支垂直向千斤頂支撐 L 型鋼架及上部基礎自重，並使用兩支水平向千斤頂推動連接梁試體，測試佈置如圖一。

為了模擬地震反覆之作用，本試驗參考 ACI 374.1-05 之加載方式，每個層間變位三個迴圈，層間變位依序為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%及 8%。

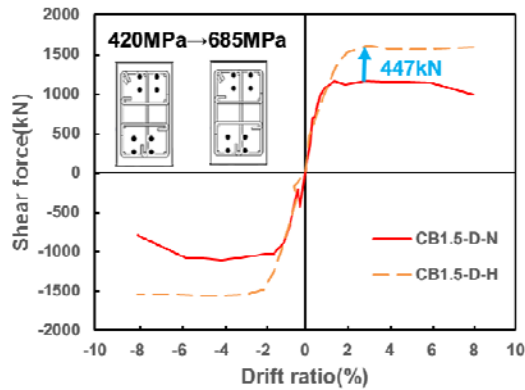


圖二 加載歷時圖

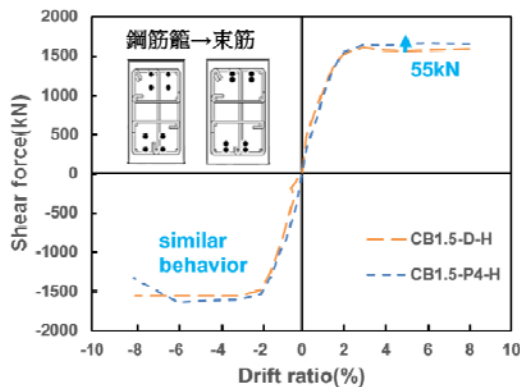
四、試驗結果

CB1.5-D-N 及 CB1.5-D-H 於斷面設計及混凝土強度皆相同，控制參數為對角鋼筋之降伏強度，分別為 433MPa 與 717MPa。兩支試體之包絡線如圖三，使用 #8 SD685 高強度對角鋼筋將導致最大側力強度由 1153kN 提升至 1600.6kN，發生時層間位移分別為 1.39%與 2.96%，此時對角鋼筋早已發生降伏，且皆有發展撓曲強度；於強度衰減方面，使用#8 SD685 高強度對角鋼筋之 CB1.5-D-H 較 CB1.5-D-N 緩慢 9~26%，於外力引致能量方面，試體 CB1.5-D-H 於層間位移 2% 開始較 CB1.5-D-N 約 2~60%，幅度則受側位移多寡影響；能量消散方面，因試體 CB1.5-D-H 使用較高降伏強度之對角鋼筋，導致 CB1.5-D-H 較晚發展降伏平台，也使得試體 CB1.5-D-H 於層間位移 6%以前，較

CB1.5-D-N 大幅減少消散 2~65% 之能量，僅於層間位移 6% 及 8% 時較試體 CB1.5-D-N 分別提高 12% 及 93%；於延展性方面，CB1.5-D-N 及 CB1.5-D-H 於合格層間位移則分別為 4.85% 及 5.61%，極限層間位移則分別為 6.75% 及 7.61%，皆展現相當高的位移能力。



圖三 跨深比 1.5 之高強度連接梁行為比較



圖四 規範配筋與對角束筋之行為比較

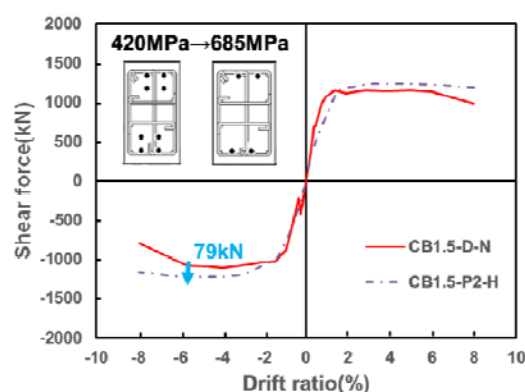
CB1.5-D-H 及 CB1.5-P4-H 於鋼筋材料用量及混凝土強度皆相同，控制參數為對角鋼筋之配筋型式，分別為規範之 Type-B 配筋與束筋。兩支試體之包絡線如圖四，試體 CB1.5-P4-H 則因對角束筋使得對角鋼筋角度變大，提高撓曲容量，因此最大側力強度由 1600.6kN 提升至 1657kN，發生時層間位移分別為 2.96% 與 5.94%，此時對角鋼筋早已發生降伏，且皆有發展撓曲強度；於強度衰減方面，CB1.5-P4-H 較 CB1.5-D-H 加快 3~11%；於外力引致能量方面，於各層間位移下，

試體 CB1.5-P4-H 皆較 CB1.5-D-H 提高約 4~7%；能量消散方面，於層間位移 2% 以前，試體 CB1.5-P4-H 較 CB1.5-D-H 減少消散 10~23% 之能量，但於層間位移 3% 開始，較試體 CB1.5-D-H 提高 6~10%；於延展性方面，CB1.5-D-H 及 CB1.5-P4-H 於合格層間位移則分別為 5.61% 及 5.23%，極限層間位移則分別為 7.61% 及 7.23%，皆展現相當高的位移能力。

CB1.5-D-N 及 CB1.5-P2-H 於設計標稱彎矩強度、混凝土強度皆相同，控制參數為對角鋼筋之降伏強度及配筋型式，分別為 #8 SD420 對角鋼筋且 4 根為一籠之 Type-B 配筋與 #9 SD685 對角鋼筋且 2 根為一排之簡化配筋。兩支試體之包絡線如圖五，試體 CB1.5-D-N 及 CB1.5-P2-H 於設計時之標稱彎矩強度分別為 378.6kN-m 及 375.8 kN-m，設計彎矩幾乎相同，實驗結果也顯示其最大側力強度則分別為 1153kN 及 1232.2kN，試體 CB1.5-P2-H 於實驗時高了約 7%，尚在合理範圍內，而發生時層間位移分別為 1.39% 與 2.99%，此時對角鋼筋早已發生降伏，且皆有發展撓曲強度；於強度衰減方面，CB1.5-P2-H 較 CB1.5-D-N 減緩 6~15%；於外力引致能量方面，於層間位移 4% 以前，試體 CB1.5-P2-H 較 CB1.5-D-N 降低了約 2~73%，幅度依層間位移之多寡而遞減，此乃因為 CB1.5-P2-H 之初始勁度相對較低導致，但於層間位移 5% 開始，CB1.5-P2-H 則較 CB1.5-D-N 提升約 1~22% 之承受能量；能量消散方面，幾乎於各層間位移下，試體 CB1.5-P2-H 皆較 CB1.5-D-H 減少 2~62% 之能量，僅於層間位移 8% 時，因試體 CB1.5-D-N 於層間位移 8% 之第一圈時發生強度衰降至最大強度之 68%，而試體 CB1.5-P2-H 卻能於層間位移 8% 之第一圈時仍有最大強度之 94%，使得 CB1.5-P2-H 於層間位移 8% 時較 CB1.5-D-N 提高 47% 之能量消散；於延展性方面，CB1.5-D-N 及 CB1.5-P2-H 於合格層間位移則分別為 4.85% 及 5.81%，極限層間位移則分別為 6.75% 及 7.81%，可看出 CB1.5-P2-H 相較於 CB1.5-D-N 有較

佳之位移能力。

美國規範 ACI 318-14 規定連接梁之剪力強度僅由對角鋼筋提供，亦即 $V_n = V_{ds} = 2A_{vd}f_y \sin \alpha$ ，且規定剪力強度不得大於 5 倍混凝土之抗剪強度，即小於 $2.65\sqrt{f'_c}(\text{kgf/cm}^2)A_{cv}$ ，ACI 318-14 乃參考 1990 年 Barney et al.之實驗結果，當試體側力超過 5 倍混凝土之抗剪強度仍有良好行為，因此取其為設計剪力上限值。而由本實驗跨深比為 1.5 之連接梁之實驗結果可發現，即使剪力發展至對角鋼筋抗剪能力之 1.37~1.72 倍及發展至 5.7~7.7 倍混凝土之抗剪強度時，各試體仍有 UDR 大於 6%之行為，說明美國規範 ACI 318-14 對於連接梁之剪力強度僅由對角鋼筋提供及 5 倍混凝土之抗剪強度上限值明顯過於保守，如表 2 所示。



圖五 以高強度鋼筋減少鋼筋量之連接梁行為比較

表 2 試體強度分析

Specimen	實驗值 V_{test} (kN)	UDR (%)	V_{test}/V_{ds}	V_{test}/V_c
CB1.5-D-N	1153.0	6.75	1.721	5.77
CB1.5-D-H	1600.6	7.61	1.468	7.46
CB1.5-P4-H	1657.0	7.23	1.370	7.70
CB1.5-P3-H	1436.8	6.01	1.584	6.77
CB1.5-P2-H	1232.2	7.81	1.489	5.49

其中 V_{ds} 為 ACI 318-14 規定連接梁之計算剪力強度

五、結論與展望

本研究結果發現各試體之耐震行為相

當良好，UDR 皆有高於 6%以上，因此有以下四點結論：一、高強度材料可有效應用至跨深比 1.5 之連接梁；二、對角配筋若採用本實驗提出之束筋型式，其耐震行為相較於 ACI 318-14 規定之配筋型式，可說是有過之而無不及；三、在使用高強度對角鋼筋，並採用一層之對角配筋型式，的確可有效降低鋼筋比，減少施工難度；四、實驗結果顯示，ACI 318-14 對於連接梁之計算剪力強度低估了 37~72%以上，在其設計剪力上限值方面，則顯示即使最大側力推至 7.7 倍 V_c 時，仍有 UDR 大於 7%之位移能力，說明 ACI 318-14 對於連接梁的剪力設計方面有過於保守之趨勢，極可能造成工程師於設計上的困難。

參考文獻

1. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2014.
2. Barney, G. B.; Shiu, K. N.; Rabbat, B.G.; Fiorato, A.E.; Russell, H. G.; and Corley, W. G., Behavior of Coupling Beams under Load Reversals (RD068.01B), Portland Cement Association, Skokie, IL, 1980.
3. ACI Committee 374, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, 2005.
4. 李宏仁、黃世建，「鋼筋混凝土結構 D 區域之剪力強度評估-軟化壓拉桿模型簡算法之實例應用」，結構工程，第十七卷，第四期，第 53-70 頁，2002。

鋼梁外包混凝土型梁構件試驗研究

林敏郎¹ 黃昭勳² 李權峰³ 翁元滔¹ 莊勝智⁴ 林志翰⁴

摘要

本研究針對鋼梁外包覆鋼筋混凝土梁構件之鋼筋配置細節與鋼柱接合型式，探討此類構件混凝土包覆部份對彎矩強度的貢獻與計算方式，以及對 SC 梁的鋼梁梁翼部份進行(1)梁翼切削、(2)梁翼切削後搭配擴翼、(3)腹板兩側不填充混凝土、(4)增加翼板切削深度及(5)翼板切削段加長等五組參數變化試體，進行構件反覆載重試驗及分析。其次，在此類構件設計時，因其梁主筋並未連接至柱，故梁彎矩強度僅計算其鋼梁部份，而其鋼筋混凝土部分之強度則不考慮，但應可適切考慮鋼筋混凝土部分之承壓強度對 SC 型梁構件強度之貢獻。為釐清上述構件行為，故規劃本次試驗研究以建議 SC 梁設計時考量混凝土貢獻之彎矩強度計算方法及勁度貢獻，並檢核此類型梁柱接頭是否合格與探討其韌性行為表現。

關鍵詞：鋼梁外包混凝土型梁、韌性、防火被覆、梁翼切削

一、前言

傳統鋼結構因其須防火害之故，通常須進行例如噴砂等防火被覆處理，但此類防火處理方式往往成本昂貴且常有害於施工者的健康，故近年來業界常以混凝土作為鋼梁構件的防火被覆材料，此類鋼骨外包覆混凝土型梁(以下簡稱 SC 梁)構件不但可降低防火被覆的費用、兼顧環保且施工快速，又甚適合與鋼筋混凝土外牆相連接，相較於純鋼梁或鋼筋混凝土梁構件，SC 梁因其較易控制其服務性之故，亦較適用梁跨度較長之建築結構，但此類梁構件是否應考慮包覆混凝土之彎矩強度貢獻及其如何認定，且如何確保其有足夠韌性並使其具備有良好的韌性發展機制，仍有待進一步研討及驗證。其次，鑒於目前國內規範僅針對純鋼梁及鋼骨鋼筋混凝土梁之勁度與強度估算上有相關要求，但對 SC 梁並無正式規範，在工程設計實務上，一般均僅考慮 SC 型梁之合成斷面之勁度，而在構件設計時，因為其梁主筋並未連接至柱，故彎矩強度僅計算其鋼梁部份，而其鋼筋混凝土部分之強度則不考慮，但另有

結構設計師亦主張：在構件設計時，除鋼梁強度外，雖然鋼筋的張力強度不能考慮，但混凝土部份之壓力強度應可納入強度計算中，亦即應可考慮鋼筋混凝土部分之承壓強度對 SC 型梁構件強度之貢獻。為釐清上述不同看法之爭議，故亟待進行此一試驗研究以確定設計 SC 梁時混凝土部份之抗彎矩強度之認定方法。

二、SC 梁試體設計

研究進行一系列五組 T 型梁柱接頭結構試體，利用梁承受一反覆載重下，模擬實際結構物在地震下引起之反覆作用力特性，觀察其梁柱接頭彎曲行為。並透過梁柱接頭相關結構細部不同配置，觀察梁柱接頭行為的變化。各試體配置如表一及以下所敘，五組試體之鋼材皆採用 SN490B，而鋼梁尺寸為 BH 750x400x12x32，包覆混凝土後尺寸則為 950x600，而鋼柱部分為 BOX 700x700x28，其包覆混凝土後之尺寸為 900x900。各組試體鋼梁下翼板側配置剪力釘其間距為 200mm、上翼板則無如圖一。

試體 SC4 為梁翼切削及在切削段前加

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國立台北科技大學土木系副教授

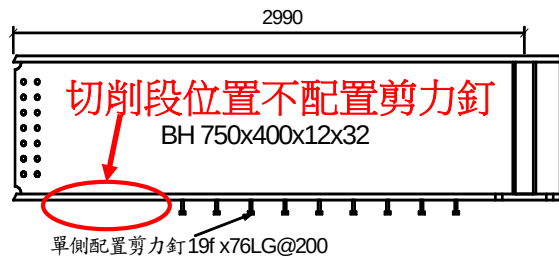
³國立台北科技大學土木所研究生

⁴國家地震工程研究中心助理研究員

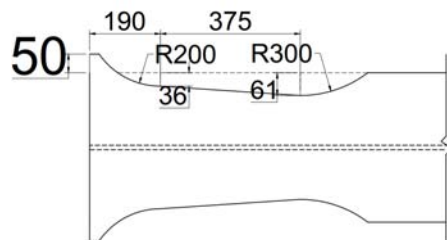
設擴翼機制，其翼板向外各伸長 50mm，其翼板寬度則由 400mm 擴翼為 500mm，其斷面如圖二；試體 SC5 則是在切削段腹板兩側不填充混凝土改以保麗龍塊取代，其目的為希望減少切削段之側向束制，以增加其變形空間及變形能力，其斷面如圖三；試體 SC6 設定為對照組，其切削段與試體 SC5 相同；而試體 SC7 為切削段加深之設計其斷面之彎矩梯度折減為 20%，其翼板最小斷面由為切削前 400mm 減為 298mm，以增加切削量來降低斷面之強度，以確保塑性區可以更明確落在預期之塑性區，因鋼梁包覆混凝土後所提供的束制能力，亦可有效避免鋼骨發生局部挫屈之現象，其切削段如圖四；試體 SC8 則嘗試加長切削段之長度，其切削長度由前四組試體之 0.5db 增長為 0.75db，其翼板最小斷面寬度則由 400mm 減為 210mm，其切削段如圖五。

表一 五組試體設計參數表

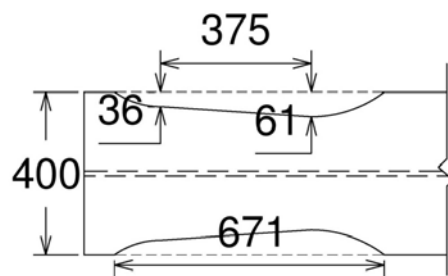
Spec.	SC4	SC5	SC6	SC7	SC8
鋼梁斷面	BH 750x400x12x32				
梁長 L(mm)	3350				
鋼梁外包混凝土尺寸	950x600				
鋼柱斷面	BOX 700x700x28				
H(mm)	3600				
鋼柱外包混凝土尺寸	900x900				
設計參數	梁翼切削&擴翼	梁翼切削&切削段腹板兩側不填充混凝土	梁翼切削	梁翼切削加深	梁翼切削加長



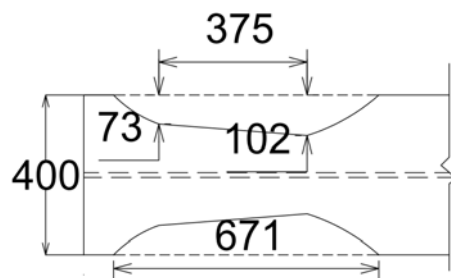
圖一 鋼梁剪力釘配置圖



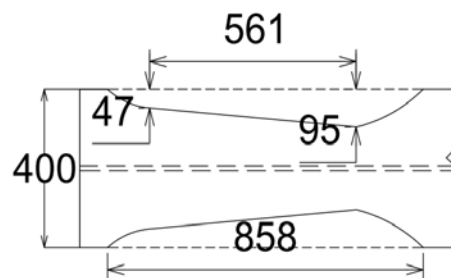
圖二 試體 SC4 切削段尺寸圖



圖三 試體 SC5、SC6 切削段尺寸圖



圖四 試體 SC7 切削段尺寸圖



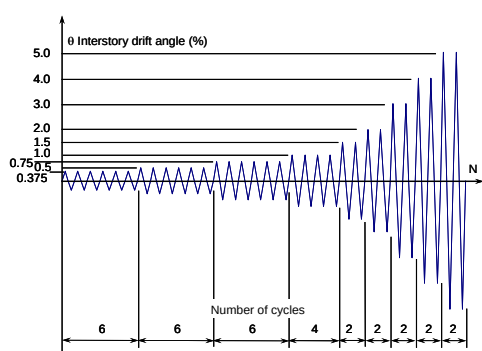
圖五 試體 SC8 切削段尺寸圖

三、試驗裝置及加載程序

本次試驗五組試體為 T 型梁柱接頭，將柱直立並放置於西側方位，並在柱下方增設鋼支撐以配合試驗用油壓千斤頂高度，當中柱下方鋼支撐與柱底之間採用螺栓固定，而鋼支撐與強力地板中間加設墊片並用螺桿施加預力固定，另外柱上下兩端(間距 3600mm)與反力牆之間同樣採用螺桿將墊片及鋼支撐與試體間施加預力作固定；而梁尾端部分(離柱心 3350mm 處)與兩隻油壓千斤頂用螺栓加以固定，當中油壓千斤頂與強力地板間同樣加設墊片並用螺桿施加預力做固定，而現場試體與試驗場之配置圖如圖六所示，用以模擬現實生活中梁柱接頭承受反覆載重下之行為。其加載歷時如圖七。



圖六 試體實驗場配置圖



圖七 試驗加載歷時圖

四、試驗結果與分析

五組試體之側力與塑性轉角之遲滯迴圈關係圖如圖八所示，各組試體最大塑性轉角如表二所示，五組試體皆超過鋼結構

設計規範所規定之塑性轉角 0.003 弧度。其總轉角依序為 4.99%、4.99%、4.96%、5.99%、6.94%，而塑性轉角依序為 4.05%、4.02%、3.99%、4.96%、5.82%。若依試體 SC6 為對照組則塑性轉角部分分別提升 2%、1%、24%、46%，由此試體 SC4 增加擴翼機制及試體 SC5 在切削段腹板兩側不填充混凝土對照試體 SC6 確實有提升但效果並不顯著，而試體 SC7 及試體 SC8 採用切較深及切較長之斷面其效果卻達到 24% 及 46%，其效果可說是非常顯著。各組試體最大塑性轉角如表三所示，試體 SC4 之最大強度發生在+5%其值為 1691 kN，試體 SC5 之最大強度發生在-4%其值為 1655 kN，試體 SC6 之最大強度發生在-4%其值為 1540 kN，試體 SC7 之最大強度發生在-5%其值為 1424 kN，試體 SC8 之最大強度發生在-7%其值為 1566 kN。若將試體 SC6 作為對照組則五組試體試驗強度百分比分別為 110%、107%、100%、92%、102%。

表二 五組試體轉角表

Spec.	SC4	SC5	SC6	SC7	SC8
$\Theta(\%,\text{rad})$	4.99	4.99	4.96	5.99	6.94
$\Theta_p(\%,\text{rad})$	4.05	4.02	3.99	4.96	5.82
Θ_p 增減	+2%	+1%	-	+24%	+46%

表三 五組試體實驗強度表

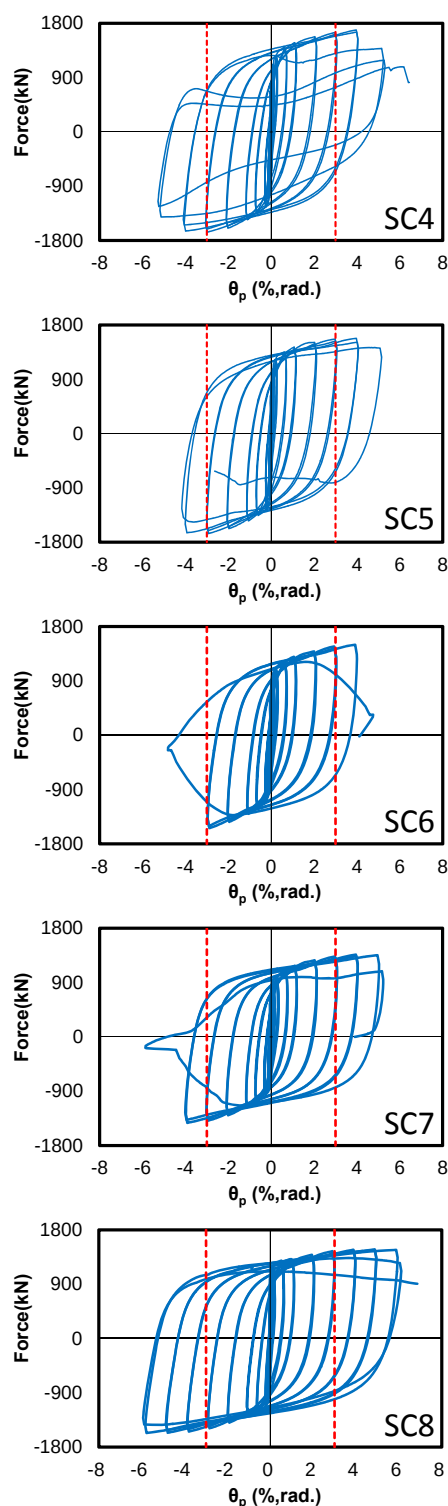
Spec.	SC4	SC5	SC6	SC7	SC8
Force(tf)	172	169	157	145	160
強度百分比	110%	107%	100%	92%	102%

表四 五組試體實驗勁度表

Spec.	SC4	SC5	SC6	SC7	SC8
K_{exp} (ton/mm)	5.16	4.84	4.62	4.38	4.30
勁度百分比	112%	105%	100%	95%	93%

各試體彈性勁度計算如表四，其試體 SC4 至試體 SC8 勁度分別為 5.16 t/mm、4.84 t/mm、4.62 t/mm、4.38 t/mm、4.30 t/mm。以試體 SC6 之勁度為對照組為 100%，另四組試體勁度百分比則為 112%、105%、95%、93%，其中試體 SC4 因在切

削段前端增設擴翼機制以致勁度提升達12%，而試體 SC5 雖在切削段未填充混凝土但因鋼材及混凝土強度皆高於試體 SC6 故其勁度提升5%，試體 SC7 及 SC8 則因翼板切削面積較多故其勁度較試體 SC6 下降達5%及7%。



圖八 五組試體塑性轉角圖

五、結論與建議

1. 本試驗五組試體塑性轉角分別達到4.05%、4.02%、3.99%、4.96%、5.82%，皆滿足鋼結構極限設計法規範及解說之3%塑性轉角規定，係屬合格之接頭，此類型 SC 梁不僅有混凝土包覆以供防火被覆，且混凝土可提供斷面彎矩強度，搭配梁翼切削後亦可確保梁柱接頭之轉角及其韌性行為。
2. 經本次試驗後，顯示本研究性能試體(1)翼板切削後搭配擴翼、(2)腹板兩側不填充混凝土、(3)增加翼板切削深度及(4)翼板切削段加長，其塑性轉角及消能能力皆優於只做切削之試體，尤其以增加翼板切削深度及翼板切削段加長之試體表現更為優異。
3. 本類型試體雖經試驗後顯示是屬合格之梁柱接頭，建議未來仍可以使用有限元素軟體更進一步分析，以觀察試驗中無法量測之數據，亦可以做更細微之參數變化。
4. 本試驗為單梁加單柱之 T 型梁柱接頭試驗，建議未來可進行構架測試，或進行振動台試驗以模擬真實地震下之動態反應及抗震特性。

參考文獻

1. 內政部，「鋼結構極限設計法規範及解說」，內政部，2010。
2. 范晨緯，「含混凝土防火層鋼結構梁柱接頭之韌性」，碩士論文，國立台灣科技大學，台北，2009。
3. 林敏郎、翁元滔、莊勝智、林志翰、黃昭勳、李權峰，「鋼骨外包覆混凝土型梁構件行為研究」，國家地震工程研究中心，台北，2015。

RC 構架內含偏心開口不同構法磚牆面內側向加載試驗

杜怡萱¹ 林育瑄² 邱聰智³ 鍾立來⁴

摘要

本研究進行四座足尺 RC 構架內含加強磚造及填入式磚牆面內加載試驗，探討有無開口及不同構法對磚牆面內受震行為影響。由試驗結果發現，兩座加強磚造試體磚牆破壞模式可歸納為對角拉力破壞，兩座填入式試體磚牆均為灰縫滑移破壞。無開口試體之柱均產生剪力破壞，有開口試體之獨立柱呈現撓曲行為，加強磚造之鄰牆柱發生剪力破壞，而填入式試體之鄰牆柱則為撓曲破壞。各試體之最大強度與初始剛度趨勢為：無開口試體皆高於有開口試體，加強磚造試體皆高於填入式試體，最大位移之趨勢則相反。

關鍵詞：加強磚造、填入式、開口、面內

一、前言

台灣典型低層街屋中常出現平行騎樓方向之側邊門型開口磚牆，此類磚牆雖有開口，仍可提供一定強度與剛度，亦會影響構架之破壞模式。早期磚牆多為加強磚造，近期磚牆則多為填入式，兩者行為及柱牆互制關係有所差異。因此本文以有無開口及磚牆構法為變因，進行足尺含磚牆 RC 構架試體之面內加載試驗，並將試驗結果與既有分析模型比對。

二、面內側向加載試驗

本試驗共規劃 4 座足尺試體，以典型街屋短向樓梯旁磚牆為原型，變因為磚牆是否開口及磚牆構法。試體 CD-e、ID-e 分別為厚度 1B 之加強磚造及填入式側邊門型開口試體，CS、IS 為相同設計之無開口試體。試體磚牆高 3000 mm、寬 4200 mm，開口寬 1000 mm 柱斷面為 300×500 mm。

試驗加載方式為加載固定軸力之同時，施予側向往復載重，並控制頂梁維持水平，模擬典型低層 RC 建物之剪力屋架變形模式。軸力大小為 390.68 kN，側力為

三週次並採位移控制方式加載。

三、試驗結果

各試體側力-位移關係及達最大強度之裂縫圖如圖一及圖二所示，試體行為可歸納如下：

加強磚造無開口試體 CS 正反向受力行為對稱，初始開裂即達極限強度，磚牆產生對角拉力破壞，對角裂縫延伸至兩邊界柱頂與柱底，最後兩柱皆發生剪力破壞。

加強磚造側邊門型開口試體 CD-e 正反向受力行為不對稱。正向於初始開裂時達極限強度，磚牆為對角拉力破壞，開裂後因磚牆開口側缺乏圍束，磚牆整體往開口側滑移，但仍持續貢獻側向強度；磚牆反向初期產生些微滑移，且有出現壓桿之趨勢，達極限強度發生對角壓碎時。磚牆正向斜裂縫深入鄰牆柱頂，此柱頂最終發生剪力破壞；獨立柱則為撓曲行為，未發生明顯破壞。

填入式無開口試體 IS 磚牆上方出現水平裂縫產生後，裂縫以上部分滑移，形成

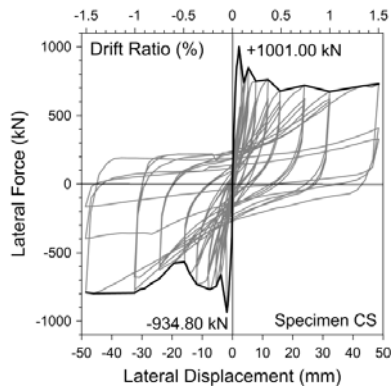
¹國立成功大學建築學系副教授、國家地震工程研究中心兼任副研究員

²國立成功大學建築學系研究生

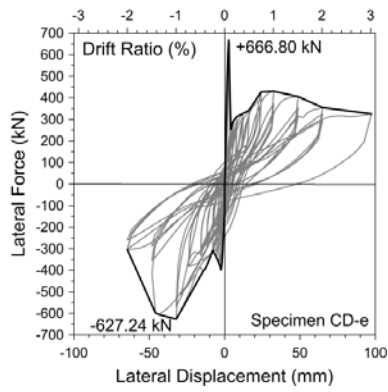
³國家地震工程研究中心副研究員

⁴國家地震工程研究中心組長

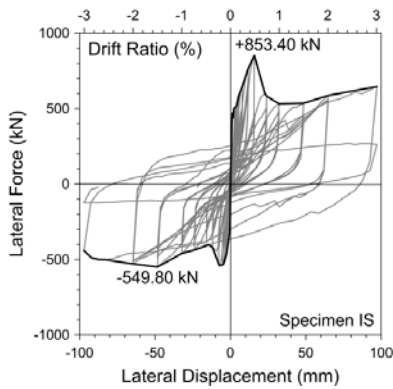
類似高窗短柱之現象，滑移區以下產生對角裂縫，極限強度為灰縫滑移破壞控制，位於滑移區之兩柱頂產生剪力破壞。



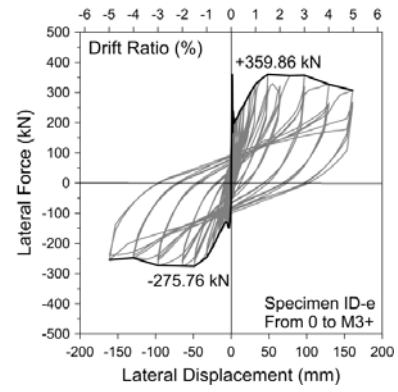
(a) 試體 CS



(b) 試體 CD-e

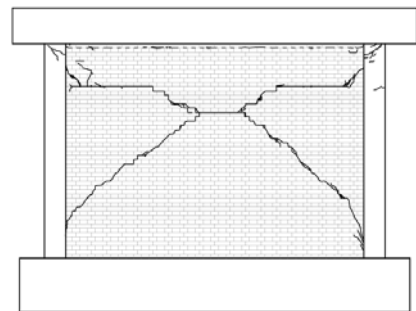


(c) 試體 IS

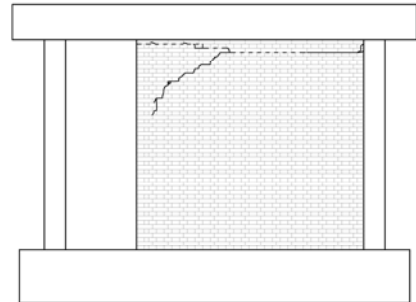


(d) 試體 ID-e

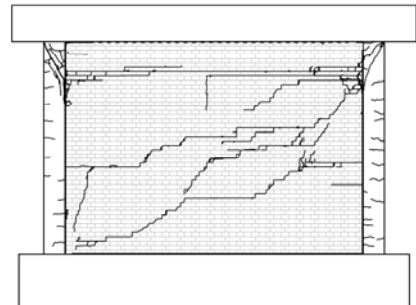
圖一 各試體側力-側位移關係



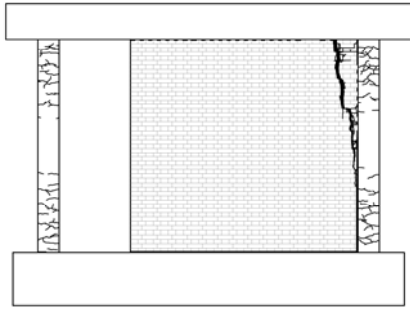
(a) 試體 CS



(b) 試體 CD-e



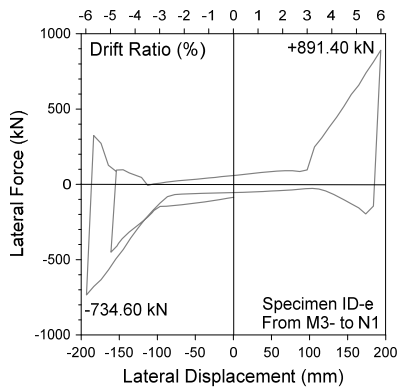
(c) 試體 IS



(d) 試體 ID-e

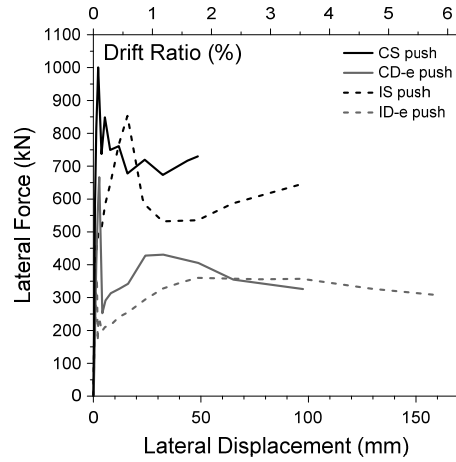
圖二 各試體達最大強度之裂縫圖

填入式側邊門型試體 ID-e 正反向受力行為不對稱，磚牆因開口側不受圍束，正向加載時整體向開口側滑移，反向加載時無法完全歸位，磚牆為灰縫滑移破壞。兩邊界柱皆呈撓曲行為，柱端先達撓曲極限強度後發生韌性剪力破壞。試驗末期柱破壞後，由磚牆承擔軸力，受側力時磚牆側傾以對角受壓，出現側向強度隨位移線性增加之特殊情況，如圖三所示。



圖三 試體 ID-e 試驗末期側力-側位移關係

比較圖四中各試體側力-側位移關係及破壞行為，可歸納試驗變因對試體行為之影響如下，各試體試驗結束照片如圖五所示。



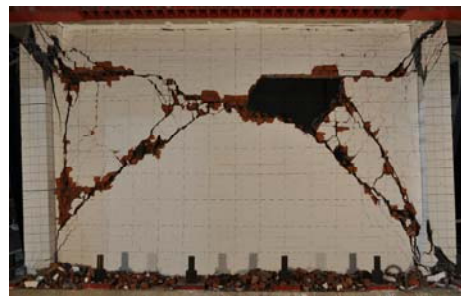
圖四 各試體正向側力-側位移關係比較

1. 磚牆有無開口之影響

磚牆構法相同時，無開口試體之極限強度明顯大於側邊門型開口試體，初始剛度亦有相同趨勢，磚牆含側邊門型開口時整體剛度與強度明顯較低。

磚牆構法相同時，有開口試體之極限位移與最大位移皆大於無開口試體。

磚牆圍束條件明顯影響裂縫發展，無開口試體磚牆均產生對稱之對角裂縫，側邊門型開口試體磚牆與構架介面於試驗前期開裂，磚牆整體向開口側滑移，未能產生對角裂縫。



(a) 試體 CS



(b) 試體 CD-e



(c) 試體 IS



(d) 試體 ID-e

圖五 各試體試驗結束照片

2. 加強磚造與填入式磚牆構法差異

相同開口條件下，加強磚造試體之極限強度及初始剛度皆大於填入式試體。

相同開口條件試體中，填入式試體之極限位移明顯大於加強磚造試體，最大位移亦較大。

無開口試體中，加強磚造試體磚牆沿構架外緣對角線產生對角裂縫，填入式試體磚牆對角裂縫則沿牆體上方滑移區以下對角線產生，顯示加強磚造磚牆與柱應為複合斷面形式承擔側向力，填入式磚牆與柱則傾向各自承擔部分側向力。

兩種構法之側邊門型開口試體中，柱位於近力側時，磚牆整體滑移情況較相似，柱位於遠力側時，加強磚造磚牆反向加載時滑移歸位，且磚牆有形成壓桿之趨勢，填入式磚牆則無此現象。填入式磚牆滑移未歸位應因為所受軸力較低，頂梁與磚牆介面摩擦力較低造成。

四、結論

1. 磚牆裂縫發展及滑移情況受磚牆圍束條件影響。

2. 兩種磚牆構法試體柱、牆是否形成複合斷面之趨勢不同。

3. 加強磚造試體磚牆為對角拉力破壞，填入式試體磚牆為灰縫滑移破壞。

4. 試體邊界柱破壞情況因開口及磚牆構法而異。

5. 比較各試體之最大強度與初始剛度，無開口試體皆高於有開口試體，加強磚造試體皆高於填入式試體，最大位移之趨勢則與最大強度及初始剛度相反。

參考文獻

1. 許元馨，「不同開口形式加強磚造磚牆面內側向加載試驗」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2015。
2. 趙彥蓁，「RC 構架內含填入式開口磚牆面內側向加載試驗與分析」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2015。
3. 莊宗樺，「部分圍束加強磚造高型磚牆面內受力行為研究」，博士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2013。
4. G. Magenes and G. M. Calvi, "In-Plane Seismic Response of Brick Masonry Walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 26, pp. 1091-1112, 1997.

鋼構造校舍結構耐震初步評估

林敏郎¹ 游雅喬² 樂大誠³ 邱聰智¹ 蕭輔沛¹ 鍾立來⁴ 王勇智⁵

摘要

目前台灣已有可用於一般鋼筋混凝土、磚或木構造等建築之耐震能力初步評估法，但尚無可用鋼構造建築之初步評估法，然高中職及國中小校舍之體育館或活動中心，以及少數的教學教室可能為鋼構造結構，為使此類型校舍有一適用之耐震初步評估辦法，本研究針對低矮簡易型鋼構造校舍，研擬耐震能力初步評估法，惟當鋼構造校舍若屬二層樓以上，或建築物高度超過 15 公尺，則不適用本評估法。本研究共完成 10 棟鋼構造校舍之耐震初步評估，其評議結果可供主管機關作為執行後續作業之依據。

關鍵詞：鋼構造、校舍、耐震初步評估

一、前言

國家地震工程研究中心(以下簡稱本中心)受教育部委託執行高中職及國中小老舊校舍補強整建計劃，經查於教育部列管名單中，全國高中職及國中小校舍須列管校舍為 1 萬 6 千多棟，大多數為鋼筋混凝土構造校舍，磚木構造校舍約為 100 棟，鋼構造校舍約為 20 棟，其中磚木構造及鋼構造校舍並不適用現行耐震能力初步評估法，故本中心於 99 年啟動磚造及木造構造初步評估法之擬訂作業，已於 100 年 8 月完成評議，並建立其初步評估方法及適用表格。

為使鋼構造校舍亦進入耐震能力提昇之程序內，於 103 年 2 月啟動鋼構造校舍初步評估方法擬訂作業，經調查後，目前仍須列管且確為鋼構造之校舍為 10 棟(表 1-1)，並於 103 年 8 月至 10 月間完成現勘作業，於 9 月 11 日及 12 月 17 日召開專家學者諮詢會議(會議紀錄如附錄)，共同擬定鋼構造校舍初步評估方法且完成鋼構造校舍評議，日後，可供工程師評估此類校舍耐震之初步檢核。

二、基本參數設定

對全國高中職及國中小低矮型之鋼構造校舍，其主要受側向力構件為底層柱或斜撐。本鋼構造校舍結構耐震初步評估之方法係假設破壞皆發生於底層柱，檢核建築物底層柱是否能承受地震力。鋼構造校舍評估案例限制為 2 層樓以下或 15 公尺以下之建築物。其中屋頂層皆為桁架鋼浪板屋頂。由教育部列管鋼構造校舍名單中選擇有詳細圖說之三棟校舍(吉貝耍國小、大甲高中、鹿場國小)進行單位面積載重調查。根據吉貝耍國小、大甲高中、鹿場國小的鋼構造校舍每平方公尺載重調查結果計算之加權平均單位面積載重為 72.7kg/m^2 ，標準差為 8.2kg/m^2 。平均單位面積載重加上一倍標準差且以保守起見，本評估方法對於桁架鋼浪板屋頂之靜載重以 100kgf/m^2 計算。另外，若為混凝土鋼浪層板，則依照「學校建築常見之結構損害現象歸類及補強計畫」【1】之建議，本評估方法對於混凝土鋼浪層板之靜載重以 750kgf/m^2 計算。將每層樓地板面積乘以每平方公尺載重後加總得建築物總重 W 。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心專案助理技術師

³ 國立中央大學土木所研究生

⁴ 國家地震工程研究中心建物組組長

⁵ 國立中央大學土木系教授

$$W=750 \times \sum_{f=2}^{n-1} A_f + 100 \times A_{\text{roof}} \quad (2.1)$$

接頭強度為影響鋼構造校舍耐震能力之重要因素。評估接頭強度時以接頭彎矩修正係數為判斷彎矩在柱該方向傳遞彎矩的能力優劣，由接頭形式與接頭螺栓強度定義。

柱底彎矩修正係數由彎矩作用於柱底之行為決定，首先需計算柱底接頭之螺栓強度。

螺栓抵抗作用彎矩 $M_{\text{bolt}} = \text{抗拉強度} \times \text{螺栓面積} \times X_i$

X_1 為螺栓孔至另一端之翼板下方距離； X_2 為螺栓孔至翼板邊緣距離減翼板寬 1/4 ($b_f/4$)； T 為螺栓提供之拉力； R 為螺栓提供之反力。

分別計算構件之強軸與弱軸，並將螺栓抵抗作用彎矩 M_{bolt} 除以全斷面降伏彎矩 M_{pi} ，獲得之值若大於 1，則取柱底彎矩修正係數 $\alpha_b = 1$ ，若小於 1，則柱底彎矩修正係數 α_b 為該值。

$$M_{pi} = Z_i \times F_y \quad (2.2)$$

M_{pi} 為全斷面降伏彎矩； Z_i 為塑性模數； F_y 為標稱降伏強度。

接頭處若可辨認螺栓型號可依柱底螺栓強度計算接頭強度，若無法辨認得則可以接頭形式依照表 2-1 選取適當的值。另外，因柱頂不容易觀測螺栓型號所以可直接依照表 2-1 選取適當的值。

表 2-1 接頭彎矩調整係數

	鉸接	鏽蝕 半剛接	半剛 接	鏽蝕 剛接	剛接
α_t, α_b	0	0.25	0.5	0.75	1

表中， α_t 為柱頂彎矩修正係數； α_b 為柱底彎矩修正係數

使用表 2-2 判斷之接頭彎矩調整係數為偏保守值，建議若能計算較準確之值，則依照計算結果做為實際之接頭彎矩調整係數。

由於調查校舍大多無斜撐，因此假設

所有抗橫向力皆由柱提供，若遇到有斜撐之校舍則需另外計算斜撐提供之抗側向力強度。

單根鋼柱可提供之抗側向力強度計算：

$$M_{pi} = Z_i \times F_y \quad (2.3)$$

M_{pi} 為全斷面降伏彎矩； Z_i 為塑性模數； F_y 為標稱降伏強度。

其抗側向力強度為：

$$V_{pi} = (\alpha_t M_{pi} + \alpha_b M_{pi}) / H \quad (2.4)$$

H 為柱高； α_b 為柱底彎矩修正係數； α_t 為柱頂彎矩修正係數。

計算出每根柱與每根斜撐的抗側向力強度後將其全部加總，即是此鋼構造物之抗側向力強度 V_{bs} 。

$$V_{bs} = \sum_i V_{pi} \quad (2.5)$$

三、基本耐震性能

參照內政部「建築物耐震設計規範及解說」【4】部分規定，構造物各主軸方向分別所受地震之最小設計水平總橫力 V 依下式計算：

$$V = \frac{S_{aD} I}{1.4 \alpha_y F_u} W \quad (3.1)$$

S_{aD} 為工址設計水平譜加速度係數； I 為用途係數； W 為建築物全部靜載重； α_y 為起始降伏地震力放大倍數； F_u 為結構系統地震力折減係數。3.1 式經移項並經重新整理後，可推導得校舍結構耐震容量及需求之比值 R_{CD} 為：

$$R_{CD} = \frac{C_s}{D_s} = \frac{1.4 \alpha_y V F_u}{S_{aD} I W} \geq 1 \quad (3.2)$$

其中 C_s 及 D_s 為校舍結構之耐震容量及需求。

結構之設計水平地震力 V 為彈性地震力，若放大 α_y 倍後，則 $\alpha_y V$ 成為降伏地震力；若再放大 1.4 倍後，則 $1.4 \alpha_y V$ 成為極限地震力。因此，極限基底剪力強度與設計水平地震力之關係為： $V_{bs} = 1.4 \alpha_y V$

由 3.1 式得：

$$(1.4\alpha_y)V \geq \frac{S_{aD}IW}{F_u} \quad (3.3)$$

為便於表示，將耐震容量與需求放大 100 倍，成為耐震性能 E 作為判斷耐震性能是否有疑慮之數值。

$$E = \frac{(1.4\alpha_y)V}{S_{aD}IW/F_u} \times 100 \quad (3.4)$$

四、耐震指標

將耐震性能 E 乘以調整因子 Q，最終可得耐震指標 I_s 。

$$I_s = Q \times E \quad (4.1)$$

Q 為調整因子；E 為耐震性能。將耐震指標 I_s 依以下標準判定：

(1) $I_s < 80$ ：確有疑慮。

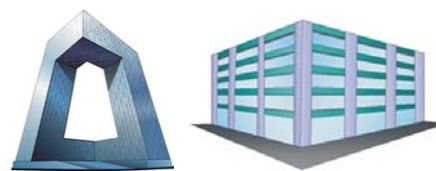
(2) $I_s \geq 80$ ：暫無疑慮。

若校舍調查所得之耐震指標 I_s 值低於 80 分者，表示其耐震能力頗為不足，得知此建築物之耐震能力為「確有疑慮」，若有相當於 475 年回歸週期之地震發生時，將有嚴重損壞或倒塌之疑慮，應進行耐震能力之補強設計與施工，以避免地震發生時造成嚴重傷亡；耐震指標 I_s 值高於 80 分者，表示此建築物之耐震能力為「暫無疑慮」，若有相當於 475 年回歸週期之地震發生時，應不至於發生嚴重結構上之破壞，於地震發生後僅需進行簡單之修復即可繼續使用。

調整因子 Q 為影響鋼構造物耐震能力之參數，由現地調查取得，藉調整因子 Q 的選擇，反映準確之耐震指標 I_s 。而調整因子 Q 為三個係數 q_1, q_2, q_3 相乘之值。

$$Q = q_1 \times q_2 \times q_3 \quad (4.2)$$

結構系統完整性 q_1 ：結構系統是否完整、是否對稱、有無缺角會影響其耐震能力。則耐震能力折減為 0.95 倍 ($q_1=0.95$)。若無缺角且無其他平面立面不規則，則耐震能力不予折減 ($q_1=1$)。



不佳

佳

圖一 結構系統完整性比較【5】

$q_1=1$ 為結構系統完整性尚可。結構系統對稱、四方無缺角、不會造成額外彎矩。

$q_1=0.95$ 為結構系統完整性差。結構系統極不對稱，構造有會產生額外彎矩之疑慮。

鏽蝕程度 q_2 ：對鋼構造結構而言，生鏽會嚴重影響構件之強度。構件強度喪失則會影響整體之耐震能力。勘查時依目測法觀察構件生鏽情形，特別注意梁柱接合處及柱底。鏽蝕程度參數 q_2 分成三個等級：無生鏽 ($q_2=1$) 構件保存狀況良好，皆無生鏽；少許生鏽 ($q_2=0.85$) 構件表面局部生鏽但不至於影響整體強度；嚴重生鏽 ($q_2=0.7$) 構件或接頭處發生大量鏽蝕，構件可能喪失應有之強度，且有影響整體強度之疑慮。



圖二 鏽蝕程度(無生鏽)



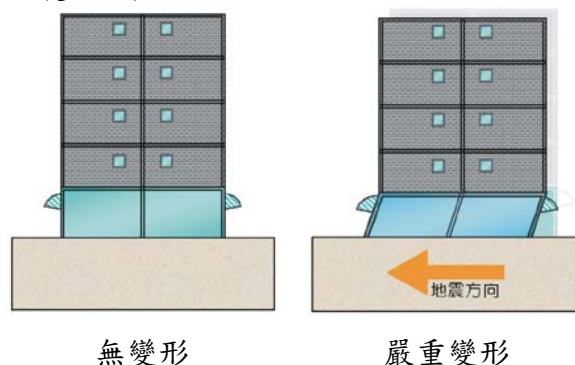
圖三 鏽蝕程度(少許生鏽)



圖四 鏽蝕程度(嚴重生鏽)

$q_2=1$ 無生鏽。
 $q_2=0.85$ 少許生鏽。
 $q_2=0.7$ 嚴重生鏽。

變形程度 q_3 ：觀察構件有無明顯之彎曲及變形，以及結構體基礎有無明顯差異沉陷。結構體基礎若有明顯的差異沉陷，將會造成部分構材承受額外的載重，甚至造成嚴重變形，使其耐震能力降低。將變形程度參數 q_3 分為兩種情況：無明顯變形與嚴重變形。經勘查後若構件與結構體皆無明顯變形則耐震能力不予折減($q_3=1$)；若以目測法發現構件彎曲或變形或結構物基礎有明顯差異沉陷者，耐震能力折減為 0.9 倍($q_3=0.9$)。



圖五 變形程度【5】

$q_3=1$ 無明顯變形。
 $q_3=0.9$ 嚴重變形。用目測就能看出構件之彎曲或變形或結構物基礎明顯差異沉陷。

五、結論與展望

參考內政部「建築物耐震設計規範及解說」，建築物各方向所受地震力最小設計水平總橫力計算式，研究鋼構造校舍耐震能力初步評估方法，經多次內部討論會議及專家學者諮詢會議建立鋼構造校舍耐震能力初步評估法，並評議此類型校舍，其中國立鳳山商工綜合體育館為二層樓以上且建築物高度超過 15 公尺之校舍故直接執行詳細評估，其餘五棟校舍其評估結果為 $I_s < 80$ ，確有疑慮，故建議進行詳細評估，四棟校舍為 $I_s > 80$ ，暫無疑慮，故解除列管，其結果如表 5-1 所示。

本研究建立鋼構造校舍耐震能力初步

評估法，期能供工程師進行此類型校舍耐震能力初步檢核之使用。

表 5-1 鋼構造校舍評議結果

縣市	學校名稱	校舍名稱	IS 值	評議結果
新竹市	市立茄苳國小	風雨教室	60.57	建議進行詳細評估
新竹縣	縣立新光國小	校長室	72.90	建議進行詳細評估
嘉義市	市立北興國中	羽球館	27.77	建議進行詳細評估
嘉義縣	縣立大埔國中	綜合球場(禮堂)	78.28	建議進行詳細評估
高雄市	市立砂崙國小	羽球館【鐵】	68.52	建議進行詳細評估
高雄市	國立鳳山商工	綜合體育館	-	建議進行詳細評估
澎湖縣	縣立合橫國小	臨時教室	279.15	解除列管
金門縣	縣立柏村國小	陶藝教室	126.10	解除列管
臺南市	市立學甲國中	風雨操場(活動中心)	85.82	解除列管
金門縣	縣立多年國小	幼生活動室	91.72	解除列管

參考文獻

- 黃世建、陳正平、王森源、陳正誠、蕭興台，「學校建築常見之結構損害現象歸類及補強計畫建議」，內政部建築研究所，1996，6 月。
- 陳正平技師，「高強度螺栓鎖固之原理及應用介紹」，中華民國鋼結構協會，2007，9 月 1 日。
- SCE standard ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", 2014.
- 中華民國內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，民國 100 年 1 月 19 日。
- 國家地震中心，安全耐震的家。
- 中華民國鋼結構工程學會，「鋼結構設計手冊(極限設計法)」，2003 年。

典型校舍耐震評估與易損性曲線探討

葉勇凱¹ 周德光²

摘要

目前國內既有典型校舍多使用基於容量震譜法的非線性側推分析做為詳細評估方法，以評估所得之性能目標地表加速度與場址 475 年設計地震最大地表加速度比較，作為結構耐震能力是否足夠之依據。FEMA 440 顯示容量震譜法於相對短週期結構物的評估結果過於保守。本文即以一棟典型的校舍建築為範例，以增量式動力分析(IDA)探討典型校舍的耐震能力與容量震譜法的保守程度，並進一步由 IDA 分析結果建立範例校舍的易損性曲線，檢視在評估所得之性能目標地表加速度地震作用下，建築物倒塌的機率。結果顯示對於三層樓典型校舍案例結構，於耐震評估所得之性能目標地震作用下，容量震譜法估計的屋頂位移平均為非線性動力分析所得之 2.25 倍；且結構呈現結構不穩定狀態之發生機率為 5.3%，屬於可接受範圍，因此設定的評估性能目標應為合理且保守。

關鍵詞：耐震詳細評估、非線性側推分析、容量震譜法、增量式動力分析

一、前言

由於既有老舊建築的結構系統、構件細節在現今的地震工程知識檢視下，可能缺乏足夠的韌性，再加上材料的老化，可能導致其耐震能力不符合當今的耐震設計規範之要求，因此需要以耐震詳細評估程序重新檢視其耐震能力，以確認是否需要拆除或補強。目前國內廣為使用的詳評方法即是運用非線性側推分析來求得建物結構的容量曲線，即建立結構基底剪力與屋頂位移的關係曲線，再依據建物的性能需求，設定性能目標點於容量曲線上，再經由容量震譜法 (Capacity Spectrum Method)[1]，尋求具有性能目標點之屋頂位移反應之設計地震，此性能目標設計地震以 475 年設計地震反應譜及地震歷時最大地表加速度來呈現。

容量震譜法之側推分析為一模擬非線性動力分析屋頂位移的近似方法，在 FEMA 440[2]報告中指出 ATC-40 的容量震譜法於週期小於 0.5 秒的結構過於保守，作者過去已在單自由度構架模型[3]及五層樓與十層樓模型[4]的研究，顯示容量震譜法

於較短週期結構隱含有相當高的保守程度，且對於十層樓模型仍保有其保守度。

本文以真實的三層樓典型校舍為標的物，探討耐震詳細評估的保守程度，並進一步以增量式動力分析 (Incremental Dynamic Analysis, IDA)[5]探討該典型校舍的受震易損性，在性能目標地震強度下，各性能層級(Performance Level)如立即居住 (Immediate Occupancy, IO)、防止崩塌 (Collapse Prevention, CP) 及整體不穩定 (Global Instability, GI) 的發生機率。

本文採用國震中心技術手冊第三版 [6]TEASPA 的建議，設定構件的彎矩非線性鉸，並以套裝軟體 PERFORM-3D 執行非線性側推分析及非線性動力分析。

二、IDA 程序與易損性曲線介紹

欲檢視結構的耐震能力，除了用非線性靜力分析進行詳細評估外，還可以運用更精確的非線性動力分析，進行增量式動力分析(IDA)程序，經由多組地震紀錄的 IDA 曲線加上性能層級的標定，可建立各

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理技術師

性能層級的易損性曲線，進一步取得各性能層級在特定地震強度下的發生機率。

增量式動力分析即是經由逐步放大地震歷時紀錄的強度度量(Intensity Measure, IM)，進行一系列的結構非線性動力歷時分析，計算結構的損傷度量(Damage Measure, DM)，直至結構達到不穩定狀態， DM 與 IM 的關係曲線即為 IDA 曲線。於 1977 年 Bertero 首先提出 IDA 方法的基本構想[7]；而後 Vamvatsikos 和 Cornell[8,9]對 IDA 方法進行了系統的研究和總結，奠定了 IDA 方法的理論基礎。於本文 IM 採用 5% 阻尼比反應譜的 $S_a(T_1)$ 。選用最大層間變位角 θ_{max} 作為 DM ，最大層間變位角是所有樓層在地震歷時中各樓層間的最大變位角比較後，再取最大值定為 θ_{max} 。

在 IDA 曲線上需要設定各性能點如 IO、CP 及 GI，以便作為易損性曲線之設定的損傷狀態，其中 IO 為立即居住性能層級， DM 小於 IO 的結構反應代表結構沒有損傷或輕微損傷，居民可如常居住，於老舊非韌性配筋校舍，本研究設定其 θ_{max} 值等於 0.5%，此時結構構件尚未到達降伏階段；CP 為防止崩塌性能層級， DM 小於 CP 的結構有一定的安全度，而未到達崩塌階段，考慮本研究案例為典型老舊 RC 校舍，因此設定其 θ_{max} 值等於 1.75%，或是 IDA 曲線上斜率為曲線初始斜率 20% 的點，表示結構開始軟化趨向崩塌階段，CP 取上述兩者的較小值；GI 為整體不穩定性能層級， DM 到達 GI 的結構已不穩定而可能崩塌，本研究設定結構強度下降且勁度衰減到彈性勁度 50% 以下時，結構到達可能崩塌階段 GI。

理想上若能找到一個 IM 參數能完整描述地震強度，則具有相同 IM 值的不同地震紀錄會造成結構相同的反應 DM ；但實際上並不存在此理想 IM 的選擇，因此對應各輸入地震強度 IM_i 值，結構反應 DM_i 呈現機率分佈，需要藉助易損性分析以機率的原理評估結構耐震性能，以易損性曲線展示在不同強度 IM_i 的地震作用下，結構的損傷度量 DM 超過損傷狀態 C 的發生機率。

易損性曲線函數以累積分佈函數(Cumulative Distribution Function, CDF)表示如下式，

$$P[DM \geq C / IM = IM_i] = \Phi\left(\frac{\ln(IM_i) - \mu}{\beta}\right) = \int_0^{IM_i} \frac{1}{z\beta\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln z - \mu)^2}{2\beta^2}} dz \quad (1)$$

其中 μ 為 IM_i 的對數平均值(log mean)， β 為 IM_i 的對數標準偏差(log standard deviation)。

在建立 IDA 曲線過程中取得的各性能層級 IO、CP 及 GI 的 20 組 IM_i 觀察點，可依 MLE[10]方法建立各性能層級的易損性曲線，即對應 IM 的各性能層級的超越機率；在對應 IM 的各性能層級的易損性曲線差異值，即為各性能層級之間損傷狀態於地震強度 IM 的發生機率。

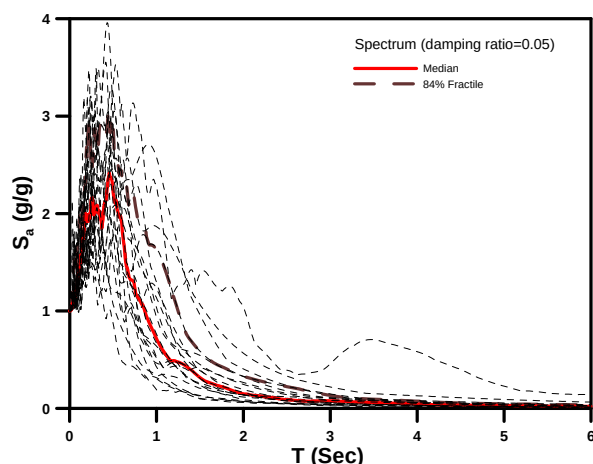
三、三層樓典型校舍結構耐震評估

本文介紹的三層樓典型校舍結構係選自國震中心出版的[校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版][6]的示範校舍，屬於老舊非韌性配筋鋼筋混凝土建築，此系統 X 方向主控模態週期為 0.6565sec，模態質量參與係數(modal mass coefficient)為 89.21%，在力量控制下先施載垂直載重，再於位移控制下施載 X 方向側推力，側推力施在樓層樓板質心位置，以主控模態設定側推力之豎向分配，記錄其基底剪力與屋頂位移之關係曲線即容量曲線；假設此結構場址位於台南市東區，所在地為第二類地盤，其短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 分別為 0.7 及 0.52；選定屋頂質心位移 8.03cm 作為性能目標，經由容量震譜法評估其性能目標地表加速度 A_p 為 0.216g。

四、三層樓典型校舍結構易損性分析

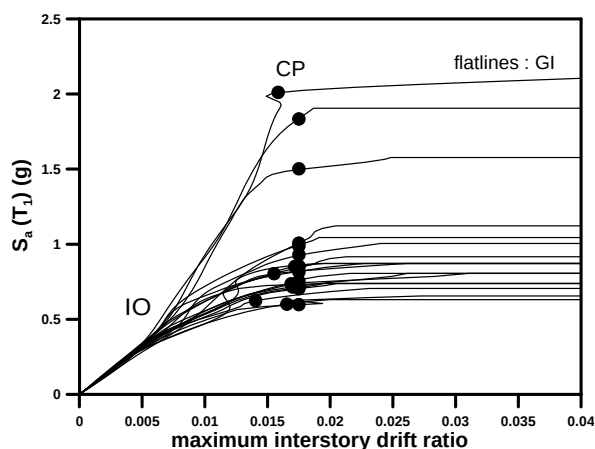
進行動力分析前，須先選擇輸入地震；經由中央氣象局地球物理資料管理系統網站 <http://gdms.cwb.gov.tw>，及國震中心之強震測站場址工程地質資料庫

<http://egdt.ncree.org.tw>，選取位於與案例結構所在地盤種類相同的第二類地盤的測站地震紀錄，篩選震度大於等於 6 之較大地震 20 筆，以反應強烈地震的特性。此 20 筆地震紀錄作為增量式動力分析(IDA)的輸入地震樣本，其個別紀錄及其中位數(Median)與 84%分位數(84% Fractile)之 5% 阻尼比反應譜如圖一所示。對每個樣本地震紀錄進行 IDA 分析以建立 IDA 曲線。

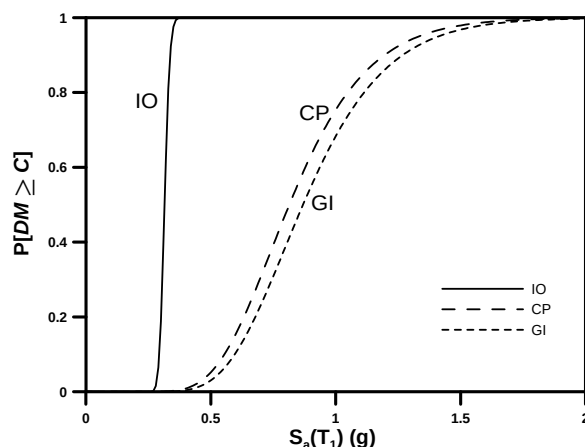


圖一 樣本地震歷時紀錄反應譜及統計值

完成的 20 條 IDA 曲線即可組成 IDA 曲線族如圖二所示，依各性能點的定義，可在各 IDA 曲線上設定 IO、CP 及 GI 的(DM , IM)座標點，共取得各性能層級的 20 個 IM 及 DM 數值，藉此可建立各性能層級的易損性曲線，各性能層級的易損性曲線如圖三所示。由各性能層級的易損性函數，可以計算在特定地震強度 IM 作用下，結構發生各種損壞狀況的機率。



圖二 IDA 曲線族及性能點



圖三 性能層級易損性曲線

對於建築物在各性能層級允許的發生機率較難有客觀的標準，美國 PEER CENTER 對於高樓的設計準則[11]則建議在最大考量地震(Maximum Considered Earthquake, MCE)作用下，新建建築的崩塌即結構不穩定的性能層級應有較小的發生機率，可設在 10% 左右。

由前述的耐震評估程序，對於位於台南市東區第二類地盤的三層樓典型校舍，其性能目標地表加速度 $0.216g$ 低於 475 年回歸期設計地震 PGA 值 $0.28g$ ，因此評定耐震能力不足，需要補強或拆除；檢視台南市東區第二類地盤的 475 年回歸期設計地震強度 IM 為 $S_a(T_1) = 0.7g$ ，以結構的易損性函數可計算得各損傷狀態的發生機率如表一，GI 結構不穩定狀態發生機率為 23.2% 稍微略高，高於 CP 低於 GI 的發生機率為 7.6%，低於 IO 結構沒損傷的機率為 0%，因此評定為需要補強應屬合理；若以耐震評估所得之性能目標地震強度 IM 為 $S_a(T_1) = 0.216 \times 2.5 = 0.54g$ ，計算結構各損傷狀態的發生機率如表一所示，GI 結構不穩定狀態發生機率為 5.3% 小於 10%，屬於可接受範圍，因此設定的評估性能目標為合理的選擇，而高於 CP 低於 GI 的發生機率為 3.2%，低於 IO 結構沒損傷的機率為 0%，高於 IO 低於 CP 的發生機率為 91.5%，符合性能目標地震下結構呈現中度破壞的評估準則。

表一 地震作用下三層樓典型校舍之各損傷狀態發生機率

	475 年設計地震	性能目標地震
P[DM $\geq$ IO]	100.0	100.0%
P[DM $\geq$ CP]	30.7%	8.5%
P[DM $\geq$ GI]	23.2%	5.3%
P[DM<IO]	0.0%	0.0%
P[IO $\leq$ DM<CP]	69.3%	91.5%
P[CP $\leq$ DM<GI]	7.6%	3.2%

五、結論

綜合分析結果可得到以下結論：

1. 於三層樓典型校舍案例結構，容量震譜法隱含有 2.25 的安全因子，但可能於一些特定地震如地震編號 9，此安全因子降為 1.07。
2. 475 年回歸期設計地震作用下，案例結構結構不穩定狀態發生機率為 23.2% 稍微略高，因此評定為需要補強應屬合理。
3. 耐震評估所得之性能目標地震作用下，案例結構呈現結構不穩定狀態發生機率為 5.3%，設定的評估性能目標屬於合理範圍，高於 IO 低於 CP 的發生機率為 91.5%，符合性能目標地震下結構呈現中度破壞的評估準則。

參考文獻

1. Applied Technology Council (ATC), ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, prepared by the Applied Technology Council, Redwood City, Calif., 1996.
2. Federal Emergency Management Agency (FEMA), FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2005.
3. 葉勇凱、周德光，「基於容量震譜法之側推分析安全因子之探討」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-13-007，台北，2013。
4. 葉勇凱、周德光，「容量震譜法於多層樓結構安全因子之探討」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-14-023，台北，2014。
5. Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A., Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, pp. 491-514, 2002.
6. 「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-13-023，台北，2013。
7. Bertero VV., Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments, In Structural Engineering and Structural Mechanics, Pister KS (ed.), Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1977.
8. Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A., Applied incremental dynamic analysis, Earthquake Spectra, 20(2), pp. 523-553, 2004.
9. Vamvatsikos D, and Cornell CA., Tracing and post-processing of IDA curves: Theory and software implementation, Report No. RMS-44, RMS Program, Stanford University, Stanford, 2001.
10. Lallemant, D., Kiremidjian, A. and Burton, H., Statistical procedures for developing earthquake damage fragility curves, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 44(9), pp. 1373-1389, 2015.
11. PEER, Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings, Report No. 2010/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley, Page 7, 2010.

土氣連續監測於地震活動性之研究

瓦里亞¹ 林世榮² 亞耳文³ 楊宗翰⁴ 傅慶州⁵ 溫國樑⁶

摘要

土氣監測在地震前兆研究方面，過去幾年我們已建立三個監測站(新竹、台南、宜蘭)，2015年計有34起規模大於或等於5的地震，其中有16起符合各測站的篩選條件，另將震央位置套入所提出之測站敏感圈模型。從測站位置來看，礁溪站所記錄的地震數量最多，然而新竹站土氣資料對地震的反應則較為顯著。從震央位置來看，有3起地震落在三測站敏感圈模型交集區，其中2起地震各測站土氣資料均顯示異常上升，另1起則是新竹跟新化站有顯示異常上升。

關鍵詞：土壤氣、地震、氦氣、固態核徑跡探測器(SSNTD)、即時資料庫

一、前言

在某些定斷層帶上設置連續土壤氣體觀測站，利用氣體組成之時序變化作為監測構造活動性，為有效的調查工具之一(Fu et al., 2005; Kumar et al., 2009, 2013; Walia et al., 2013; Yang et al., 2006)。然而除地震事件外，尚有多種因素可能會造成地表土壤氣體組成變化，其中影響程度最大為大氣因子。過去已有多位學者發表氣體逸散隨大氣變化的關係(Walia et al., 2005; Etiope et al., 1997, Armienta et al., 2002; Chyi et al., 2011; Fu et al., 2008, 2009; Walia et al., 2009a; Yang et al. 2005, 2011)。

一般而言，地震發生前，當區域應力增加，地層中岩體微裂隙產生，使得地底流體易沿地層裂隙或隨地下水遷移至地表，進而提供了震前有用的訊號。在研究流體從地底下遷移至地表的行為模式中，也包含氦氣的遷移。本研究選擇氦(Rn-222)為主要研究對象，氦-222是鈾-238蛻變系列中的一個放射性核種，為地層中自然存

在之放射性示蹤劑，地殼中所含天然放射性物質(鈾)在衰變過程中會產生放射性氣體氦。氦是無色、無味具放射性的惰性氣體，其主要來自自然界三大原始放射性系列，這三大系列分別是鈾系(U-238)、釷系(Th-232)及錒系(U-235)，它們均會不斷地衰變而衍生多種放射性核種。而在衰變過程中，三大系列均會產生一氣態之放射性核種，其中鈾系為 Rn-222、釷系為 Rn-220、錒系為 Rn-219，不過釷系及錒系產生之氣，因其半衰期太短(分別為 55 秒及 4 秒)，一般所謂的氦係專指 Rn-222 而言。

過去幾年我們已在新竹新城斷層、台南新化斷層及宜蘭地區建立土壤氣體觀測站，主要探討土氣濃度變化與地震活動之關連性。另外近年在科技部計畫下，利用固態核徑跡探測器(SSNTD)測量火山地區某些地點之土壤氣體氦濃度，以觀察大屯火山區的活動性。

¹國家地震工程研究中心研究員

²國家地震工程研究中心助理研究員

³國家地震工程研究中心專案副研究員

⁴國家地震工程研究中心專案研究助理

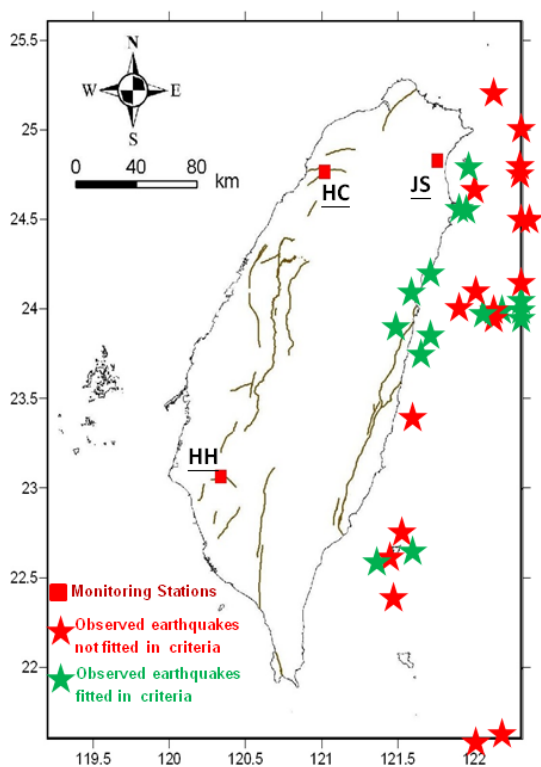
⁵中研院地球所博士後研究

⁶國家地震工程研究中心組長

二、資料收集及處理

目前測站使用之氡氣偵測儀為德國 SARAD 公司製造，型號為 RTM 2100，主要可分析氡氣的兩個同位素，分別為 Rn-222 (Radon)及 Rn-220 (Thoron)。由於觀測站需要長時間的連續分析，因此我們選擇 Radon (fast)模式，且設定為每 15 分鐘紀錄一筆，以期瞭解氡氣持續的變化情形，並將其誤差值減至最低。

地震參數（規模、測站震度、位置等）及天候資料（氣壓、大氣溫濕度、雨量等）則參考中央氣象局資料。2015 年計有 34 起規模大於或等於 5 的地震，如圖一。



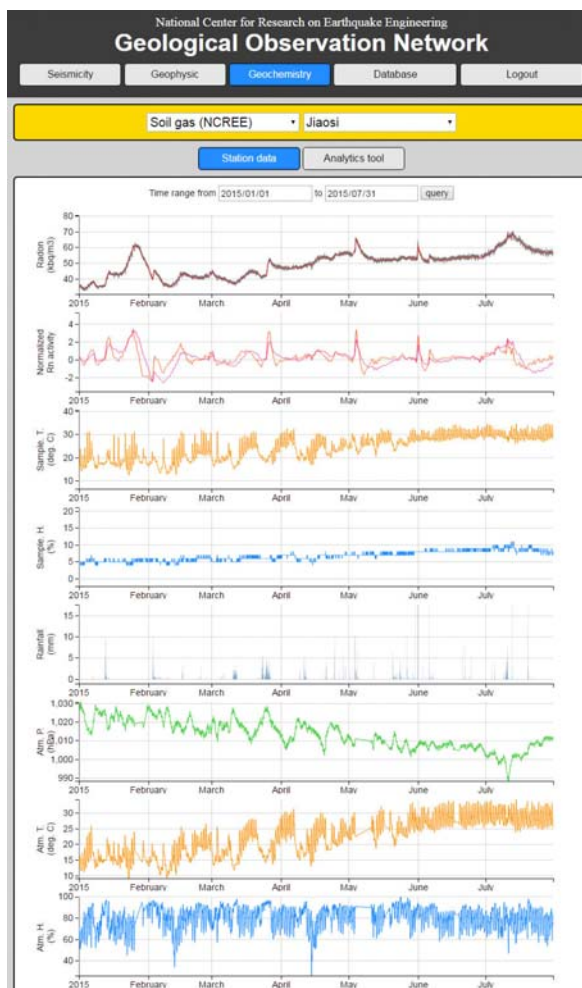
圖一 2015 年規模 ≥ 5 之地震分布。

三、結果與討論

在測站連續資料的處理流程上，先以一低通濾波器，降低雜訊，包括濾除高頻雜訊和日夜變化、背景雜訊和地潮等影響，再以滾動平均（rolling average）與正規化（normalization）量化資料的變化程度。另外還需自動化收集中央氣象局所提供的地震參數（規模、測站震度、位置等）

及測站附近的大氣資料，之後將各種不同功能的程式做成批次檔自動執行。

為展示蒐集與處理後的資料，利用 R 語言編寫圖表程式進行資料儲存與出圖，以網頁形式呈現各測站即時的土氣與天候資料，如圖二。



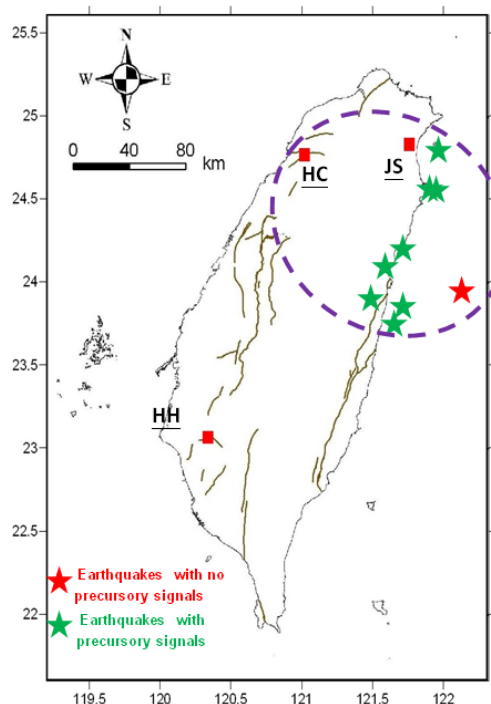
圖二 即時地化觀測資料展示平台(ex:礁溪站)，包含土氣觀測資料、地震目錄、天候資料等參數。

各測站土氣記錄，經由上述資料處理流程，2015 年計有 34 起規模大於或等於 5 的地震，有 16 起符合各測站的篩選條件，各站分述如下：

新竹新城站(HC)

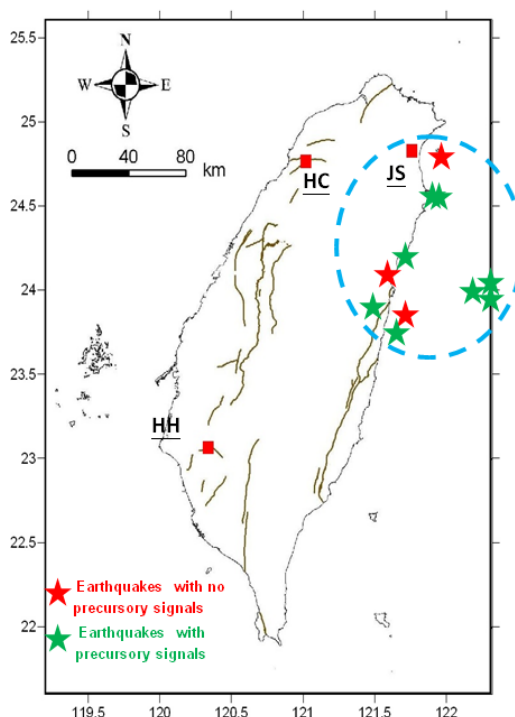
新竹測站在 2015 年所發生的 34 起規模大於或等於 5 的地震事件中，共 9 起是符合該測站的篩選條件，如圖三，其中 8 起地震事件，測站土氣資料在有出現震前

異常上升。



圖三 2015年新竹測站所對應地震分布
(虛線為該測站土氣異常對應之地震範圍)

上升。



圖四 2015年礁溪測站所對應地震分布
(虛線為該測站土氣異常對應之地震範圍)

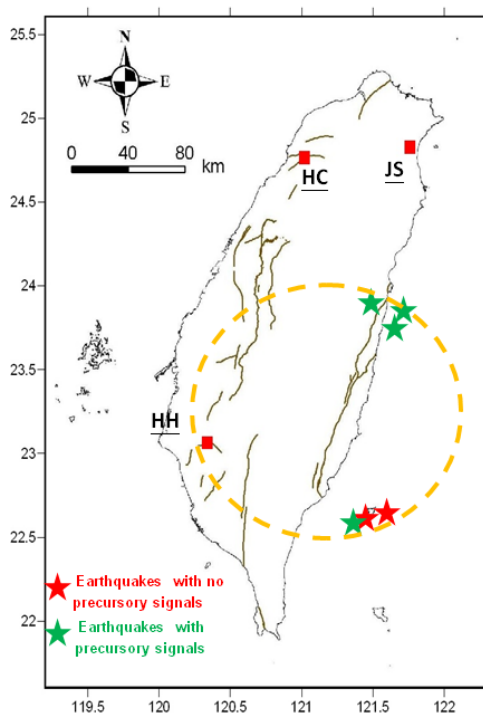
宜蘭礁溪站(JS)

礁溪測站在 2015 年所發生的 34 起規模大於或等於 5 的地震事件中，共 13 起是符合該測站的篩選條件，如圖四，其中 10 起地震事件，測站土氣資料在有出現震前異常上升。

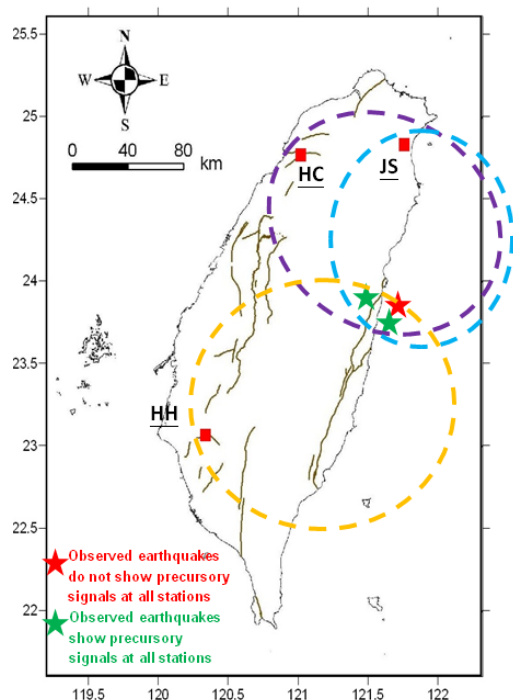
台南新化站(HH)

新化測站在 2015 年所發生的 34 起規模大於或等於 5 的地震事件中，共 6 起是符合該測站的篩選條件，如圖五，其中 4 起地震事件，測站土氣資料在有出現震前異常上升。

從測站位置來看，礁溪站所記錄的地震數量最多，然而新竹站土氣資料對地震的反應則較為顯著。從震央位置來看，有 3 起地震落在三測站敏感圈模型交集區，其中 2 起地震各測站土氣資料均顯示異常上升，另 1 起則是新竹跟新化站有顯示異常



圖五 2015年新化測站所對應地震分布
(虛線為該測站土氣異常對應之地震範圍)



圖六 三測站敏感圈模型交集區，其中2起地震各測站土氣資料均顯示異常上升。

參考文獻

- Armienta, M.A., Varley, N., Ramos E. (2002). Radon and hydrogeochemical monitoring at Popocatepetl volcano, Mexico. *Geof. Intern.* 41, 271-276.
- Chyi, L.L., Quick, T.J., Yang, T.F., Chen, C-H. (2011). The origin and detection of spike-like anomalies in soil gas radon time series. *Geochem. J.*, 45, 431-438.
- Etiopie G., Calcara, M., Quattrocchi, F. (1997). "Seismogeochemical algorithms for earthquake prediction: an overview". *Annali Di Geofisica*, 40(6), 1483-1492.
- Fu, C.-C., Yang, T.F., Du, J., Walia, V., Chen, Y.-G., Liu, T.-K., Chen, C.-H. (2008). Variations of helium and radon concentrations in soil gases from an active fault zone in southern Taiwan. *Radiat. Meas.* 43, S348-S352.
- Fu, C.C., Yang, T.F., Walia, V., Chen, C.H. (2005). "Reconnaissance of soil gas composition over the buried fault and fracture zone in southern Taiwan". *Geochemical Journal*, 39, 427-439.
- Fu, C.-C., Yang, T.F., Walia, V., Liu, T.-K., Lin, S.-J., Chen, C-H., Hou, C.-S. (2009). Variations of soil-gas composition around the active Chihshang Fault in a plate suture zone, eastern Taiwan. *Radiat. Meas.* 44, 940-944.
- Hsu, T. L. (1989). *Geology and Engineering*. 8th Ed., Ker-Chi -Book Company, Taipei (in Chinese)
- Kumar, A., Singh, S., Mahajan, S., Bajwa, B.S., Kalia, R., Dhar, S. (2009). "Earthquake precursory studies in Kangra valley of North West Himalayas, India, with special emphasis on radon emission". *Appl. Radiat. Isot.* 67, 1904-1911.
- Kumar, A., Walia, V., Yang, T.F., Hsien, C-H., Lin, S.J., Eappen, K.P., Arora, B.R. (2013). Radon-thoron monitoring in Tatun volcanic areas of northern Taiwan using LR-115 alpha track detector technique: Pre Calibration and Installation. *Acta Geophysica*, 61 (4), 958-976.
- Walia V, Yang TF, Lin S-J, Kumar A, Fu CC, Chiu J-M, Chang H-H, Wen K-L, Chen C-H (2013) Temporal variation of soil gas compositions for earthquake surveillance in Taiwan. *Radiat Meas* 50:154-159.
- Walia, V., Lin, S-J., Yang, T.F., Fu, C-C., Hong, W-L., Wen, K-L., Chen, C-H. (2010). "Soil-gas monitoring: A tool for fault delineation studies along Hsinhua Fault (Tainan) Southern Taiwan." *Applied Geochemistry*, 25, 602-607.
- Walia, V., Virk, H.S., Yang, T. F., Mahajan, S., Walia, M. and Bajwa, B.S. (2005). "Earthquake prediction studies using radon as a precursor in N.W Himalayas, India: a case study". *TAO*, 16(4), 775.804.
- Walia, V., Yang, T.F., Lin, S.J., Hong, W.L., Fu, C.C., Wen, K.L., Chen, C.H. (2009b). "Continuous temporal soil gas composition variations for earthquake precursory studies along Hsincheng and Hsinhua faults in Taiwan". *Radiat. Meas.*, 44, 934.939.
- Walia, V., Yang, T.F., Lin, S.J., Hong, W.L., Fu, C.C., Wen, K-L., Chen, C-H. (2009a). "Geochemical variation of soil-gas composition for fault and earthquake precursory studies along Hsincheng fault in NW Taiwan". *Appl. Radiat. Isotopes*, 67, 1855-1863.
- Walia, V., Yang, T.F., Lin, S-J., Kumar, A., Fu, C-C., Chiu, J-M., Chang, H-H., Wen, K-L., Chen, C-H. (2013). "Temporal variation of soil gas compositions for earthquake surveillance in Taiwan." *Radiat. Meas.*, 50, 154-159.
- Yang, T.F., Fu, C.C., Walia, V., Chen, C.H., Chyi, L.L., Liu, T.K., Song, S.R., Lee, M., Lin, C.W., Lin, C.C., (2006). Seismo-geochemical variations in SW Taiwan: multi-parameter automatic gas monitoring results, *Pure Appl. Geophys.*, 163, 693.709.

以靜力分析法計算含意外扭矩效應之 彈性結構受震位移的可靠度評估

林瑞良¹ 王韋竣² 蔡克銓³

摘要

在典型的建築耐震設計規範中，要求在結構物的既有偏心上，還必須加上意外偏心以反映意外扭矩對於建築物受震反應的影響。有些建築耐震設計規範，甚至更進一步將意外偏心再乘上扭矩放大因子 A_x ，以降低靜力分析與動力分析二者所估算的結構反應的差異。本研究探討在考慮意外扭矩效應下，採用規範彈性靜力分析法所估算的結構受震反應的可靠度。首先，本研究提出差異曲線，以顯示靜力分析與動力分析二者所估算的彈性結構受震反應之差異程度的超越機率。其次，依此建立三樓、九樓與二十樓範例建築物的差異曲線。除樓高不同外，亦變化四種不同的頻率比：0.7、1.0、1.3 與 1.6，並且範例建築物的既有偏心比從 0% 變化至 30%。研究結果顯示，扭矩放大因子 A_x 對於一般中高樓層建築物的位移反應提供了相當保守的估計。

關鍵詞：可靠度評估，受震反應，意外扭矩效應，扭矩放大因子，靜力分析

一、前言

在評估結構受震反應時，一般認為動力分析較靜力分析來得可靠。但是由於設計經費的限制或是動力分析技術層次較高，耐震設計規範(ASCE 7-10 2010, Eurocode 8 2003)所規定的靜力分析方法仍然廣為業界所採用。ASCE 7-10 (2010)規定可以採用彈性分析所得到的樓層位移乘上撓曲放大因子 C_d 來計算設計層間位移角。這顯示非彈性建築物的位移可以有效地以彈性動力分析結合撓曲放大因子來做估算。因此評估由靜力分析與動力分析二者所估算的彈性建築物受震反應的差異即顯得相當重要。在考慮意外扭矩方面，耐震設計規範(ASCE 7-10 2010, Eurocode 8 2003)要求進行靜力分析與動力分析時，皆必須將各樓層的質量中心(CM)沿垂直於地震方向上移動至樓層平面於該方向尺度的 $\pm 5\%$ 的位置。其中 5% 前的正負號表示左右兩向皆必須考慮。意外扭矩主要是考慮了 CM 與勁度中心(CR)位置的不確定性、構

件強度分布與地表加速度的旋轉分量的不確定性。故以意外偏心，即垂直於地震方向上的樓層平面尺度的 $\pm 5\%$ ，來綜合反映上述四種不確定性。Dimova and Alashki (2003)指出對於考慮 $\pm 5\%$ 意外偏心比的對稱建築物，採用 Eurocode 8 所規定的靜力分析，有可能會低估高達 21% 的意外扭轉效應。

一些建築設計規範，如 ASCE 7-10 (2010)，規定對於扭轉不規則的建築物進行靜力分析時，意外偏心必須再乘上扭矩放大因子 A_x 予以放大。扭矩放大因子 A_x 的定義如下：

$$1 \leq A_x = \left(\frac{\eta}{1.2} \right)^2 = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \leq 3 \quad (1)$$

其中 $\delta_{\max}$ 為某一樓層的最大位移， δ_{avg} 為該樓層平面兩側位移的平均值。依據 $\eta = \delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$ (式 1) 來判斷，所謂的扭轉不規則建築物是指易於產生旋轉或是樓層平面相當細長，並且其長邊垂直於地震作用方向

¹國家地震工程研究中心研究員

²國立台灣大學土木工程所研究生

³國立台灣大學土木工程系教授

的建築物。為了考慮意外扭矩，規範(ASCE 7-10 2010)所規定的靜力分析必須分成兩階段進行。第一階段是將 CM 移動至樓層平面尺度的 $\pm 5\%$ 的位置後，進行靜力分析以求得各樓層的 A_x 值。第二階段是將 CM 移動至樓層平面尺度的 $\pm 5\% \times A_x$ 的位置後，進行靜力分析以求得建築物的受震反應。

由於目前文獻中似乎缺少對於採用靜力分析所估算的受震反應的可靠度評估，本研究的目的是探討前述估算之位移反應的可靠度。研究成果或許可以做為未來訂定相關規範在意外扭矩方面條文的參考。本研究首先參考易損性曲線的作法，提出建立差異曲線的方法。差異曲線是表示靜力分析所估算的受震反應與動力分析所估算的受震反應二者差異狀態的超越機率。其次，藉由建立三樓、九樓與二十樓樓層位移的差異曲線，探討靜力分析所估算含扭轉效應的位移的可靠度。

二、差異曲線

差異曲線代表靜力分析與動力分析二者所估算含扭轉效應的工程需求參數 (EDPs) 間的正規化差異 (DC')，其定義如下：

$$DC' = \frac{(EDP_{\pm 0.05 A_x})_{static} - (EDP_{\pm 0.05})_{dynamic}}{(EDP_{\pm 0.05})_{dynamic}} \times 100\% \quad (2)$$

本研究所考慮的 EDPs 有 CM 的最大位移、柔度側 (FS) 的最大位移與勁度側 (SS) 的最大位移。所謂 FS 與 SS 指的是樓層平面分別較靠近 CM 與 CR 的一側。式(2)中的下標 *static* 與 *dynamic* 表示括號中的 EDP 分別由靜力分析與動力分析所求得。式(2)中的下標 $\pm 0.05 A_x$ 與 ± 0.05 表示分析時，移動後 CM 的位置與原始 CM 位置的距離。須注意在動力分析中，CM 是平移至樓層平面尺度的 ± 0.05 而非 $\pm 0.05 A_x$ 的位置。在靜力分析中，依據規範所規定的三角形側力分布的形式，將動力分析所得到的基底剪力分布於各個樓層。

參考易損性函數的作法，定義差異函數 $F_{dc'}(e)$ 為以偏心比 e 作為自變數，發生大

於或等於某個差異狀態 dc' (隨機變數 $|DC'|$ 的某一個實現值) 的機率。並且將差異函數視為對數常態分布：

$$F_{dc'}(e) \equiv P[|DC'| \geq dc' | e] = \Phi\left(\ln\left(\frac{e}{\lambda'}\right) / \beta'\right) \quad (3)$$

其中 Φ 為標準常態累積分布函數， λ' 為中位數， β' 為對數標準偏差。由於易損性函數中的損壞狀態一定為正，所以式(3)取 DC' 的絕對值，即 $|DC'|$ ，作為差異函數的隨機變數。式(3)中， e 為結構固有的偏心比，即不包含意外偏心比。差異狀態 dc' 表示差異的程度。本研究定義四種差異狀態：輕微 ($dc'1$)、中度 ($dc'2$)、嚴重 ($dc'3$) 與不可接受 ($dc'4$)，分別為差異值取絕對值後等於 10%、20%、40% 與 60%。

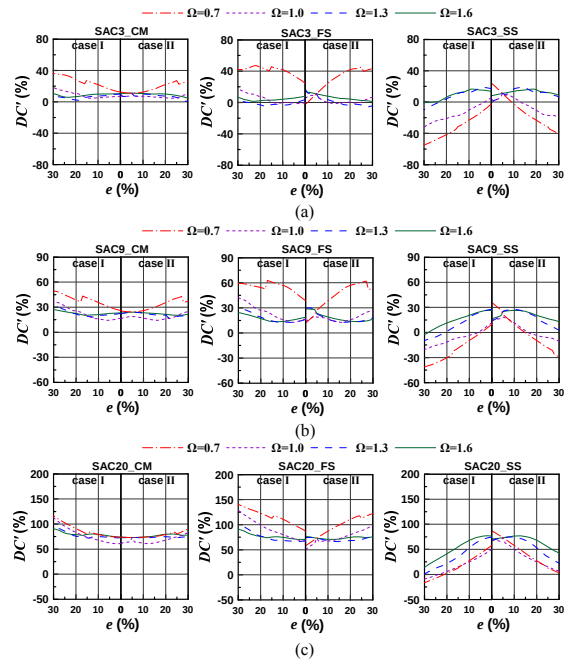
建立差異曲線的步驟與建立易損性曲線的步驟類似。本研究是以靜力分析所得到的位移估計值作為探討標的。除了四種差異狀態的超越機率，本研究亦探討靜力分析所得到的含扭轉效應的位移估計值被低估或高估的程度。因此，除了計算 $|DC'|$ ，亦計算在所有考量的地震作用下，全部樓層之 DC' 的平均值。

三、評估結果

為了研究靜力分析中含意外扭矩效應的位移估計值的可靠度，本研究建立許多三樓、九樓與二十樓建築的差異曲線。所採用的原型建築物是美國 SAC 鋼構研究計畫 (FEMA-355C 2000) 中用於洛杉磯的三棟建築模型，分別為三樓、九樓與二十樓。這三棟原型建築物為對稱結構，CM 與 CR 重疊於樓層平面的幾何中心。這三種不同樓高的原型建築物可以分別代表低、中、高樓層的建築物。除了固有偏心比，頻率比 Ω 亦是對於平面不對稱建築進行分類時常用的一個參數。頻率比 Ω 是平面不對稱建築所對應的對稱建築的第一個旋轉振態的頻率 ω_θ 與第一個平移振態的頻率 ω_x 的比值。當頻率比小於或大於 1 時，分別稱該結構為柔性扭轉與剛性扭轉。當頻率比接近或等於 1 時，稱該結構為類剛性扭轉。本研究以放大或縮小樓層的質量慣性矩，

來產生四種不同頻率比： $\Omega = 0.7, 1.0, 1.3$ 與 1.6 。並且沿著正 Z 軸方向移動 CM，以產生從 0% 變化至 30%，共三十一種不同的固有偏心率。所以本研究總共分析了 372 (*i.e.*, $3 \times 4 \times 31$) 棟建築。為了方便討論，依據樓層數分類，將建築物標記為 SAC3、SAC9 與 SAC20。並且假設建築物 X 向的前兩個振態的阻尼比為 2%，以雷利阻尼來模擬建築物的固有阻尼。所選用的地震記錄為 SAC 鋼構研究計畫(FEMA-355C 2000)中用於洛杉磯的 20 個 475 年回歸期的真實地震記錄。這些地震記錄均施加於建築物的 X 向。

在本研究中，移動 CM 遠離 CR 至 5% 偏心率處稱為 case I；移動 CM 靠近 CR 至 -5% 偏心率處稱為 case II。圖 1a、1b 與 1c 分別顯示 SAC3、SAC9 與 SAC20 的 DC' 的平均值。圖一顯示除了當頻率比 $\Omega = 0.7$ ，與 1.0 時的 SAC3 與 SAC9 的剛性側(SS)平均位移被靜力分析低估外，其它的位移值均被高估。對於 SAC3、SAC9 與 SAC20 在 CM 與 FS 處的平均位移被靜力分析高估的最大值分別為 40%、60% 與 130%。這顯示當樓高越高，在 CM 與 FS 處的平均位移被靜力分析高估的情形就越大。當與剛性扭轉($\Omega = 1.3$ 與 1.6)及類剛性扭轉($\Omega = 1.0$)的建築物比較時，柔性扭轉($\Omega = 0.7$)的建築物在 CM 與 FS 處的平均位移被靜力分析高估的情形最顯著。另一方面，當頻率比 $\Omega = 0.7$ 與 1.0 時，SAC3 與 SAC9 的 SS 處平均位移被靜力分析低估的情形隨著固有偏心率的增加而增加。此一低估的現象，在低樓層柔性扭轉的建築物(即 SAC3 且 $\Omega = 0.7$)會比中樓層類剛性扭轉的建築物(即 SAC9 且 $\Omega = 1.0$)來得顯著。並且，此一低估的現象在 case I 會比在 case II 中略為顯著。換言之，當採用 5% 偏心率(case I)時，SS 處的平均位移會被靜力分析進一步低估。當 $\Omega = 1.3$ 與 1.6 時，SAC3、SAC9 與 SAC20 在 SS 處的平均位移被靜力分析高估的最大值分別為 20%、30% 與 75%。並且此一高估的情形，一般會隨著固有偏心率的減少而增加。

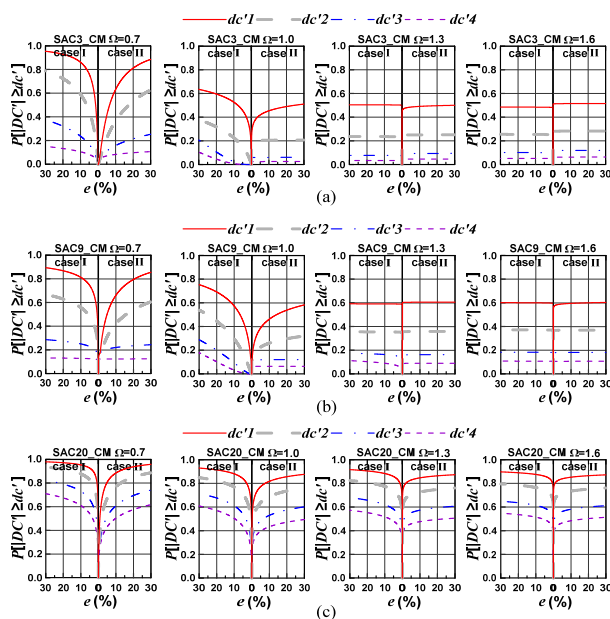


圖一 (a)SAC3、(b)SAC9 與(c)SAC20 在所有考量地震作用下的 DC' 平均值。

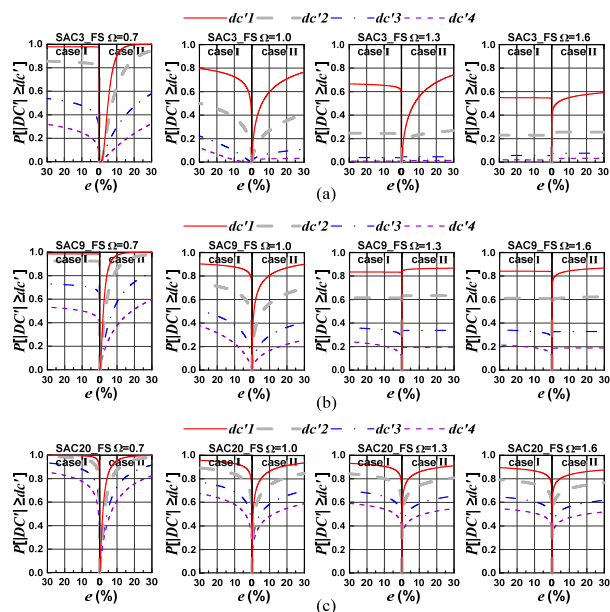
圖二與圖三分別為靜力分析於 CM 及 FS 處的位移估計值的差異曲線。由於頁數的限制，在 SS 處的位移估計值的差異曲線未於本文中呈現。這些差異曲線顯示：與柔性扭轉及類剛性扭轉的建築物比較，靜力分析對於剛性扭轉建築物的位移估計值的可靠度較高。舉例來說，圖二 a 最左側的圖形顯示： $\Omega = 0.7$ 且 $e = 30\%$ 的 SAC3，在 case I 於 CM 處的位移估計值，對於差異狀態 $dc'1$ 、 $dc'2$ 、 $dc'3$ 與 $dc'4$ 的超越機率分別為 0.95、0.8、0.4 與 0.15。但是對於 $\Omega = 1.0$ 且 $e = 30\%$ 的 SAC3(圖二 a 的第二張圖形)，上述四個超越機率分別為 0.65、0.4、0.2 與 0.1。當 $\Omega = 1.3$ 且 $e = 30\%$ 的 SAC3(圖二 a 的第三張圖形)，上述四個超越機率分別約為 0.5、0.22、0.1 與 0.05。並且對於同樣是剛性扭轉的 SAC3($\Omega = 1.3$ 與 1.6)，上述的超越機率，二者並無顯著區別。

比較 SAC3、SAC9 與 SAC20 在的差異曲線，顯示差異狀態 $dc'1$ 、 $dc'2$ 、 $dc'3$ 與 $dc'4$ 的超越機率隨著樓高的增加而增加。這個現象與由圖一所得到的結論一致。對大部份的情形來說，剛性扭轉的建築物($\Omega = 1.3$ 與 1.6)的超越機率不會隨著固有偏

比的變化而改變。這暗示靜力分析對於剛性扭轉建築物的位移估計值的可靠度通常與固有偏心率無關。在比較 CM、FS 與 SS 處的差異曲線，可以合理地做出結論：靜力分析於 CM 處的位移估計值，在四種差異狀態時的超越機率一般會低於 FS 與 SS 處的位移估計值在相應差異狀態時的超越機率。由於在樓層平面兩側的扭轉效應會較 CM 處來得大，這明白顯示扭轉效應一般會降低靜力分析的位移估計值的可靠度。



圖二 以靜力分析所估算的(a)SAC3，(b)SAC9 與(c)SAC20 在質量中心處的位移的差異曲線。



圖三 以靜力分析所估算的(a)SAC3，(b)SAC9 與(c)SAC20 在 FS 處的位移的差異曲線。

四、結論

本研究提出差異曲線來表示靜力分析與動力分析二者所估算的彈性結構受震反應之差異程度的超越機率，藉由差異曲線可以評估靜力分析所估算的結構受震反應的可靠度。本研究系統化地探究了靜力分析所估算的含扭轉效應的位移估計值的可靠度。透過建立多樣化的三樓、九樓與二十樓建築的差異曲線，可以了解上述估計值之可靠度的趨勢。對於工程中常見的剛性扭轉建築，以二十樓建築之質量中心處的位移為例，被靜力分析高估大於 15% 的機率有 65%。對於柔性扭轉與類剛性扭轉的二十樓建築，上述的機率會更大。本研究結果清楚顯示：一般而言，對於中、高樓層建築物，扭矩放大因子 A_x 會造成相保守的位移估計。

參考文獻

1. ASCE (2010), "Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. ASCE/SEI 7-10", American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA.
2. Dimova, S.L. and Alashki, I. (2003), "Seismic design of symmetric structures for accidental torsion", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1, 303-320.
3. Eurocode 8, (2003), "Design of Structures for Earthquake Resistance. Part1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. prEN 1998-1:2003(E)", Commission of the European Communities, European Committee for Standardization, Brussels.
4. FEMA-355C (2000), "State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking", prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency.

低矮型鋼板混凝土複合牆反覆載重試驗之研究

張長菁¹ 黃尹男²

摘要

鋼板混凝土複合牆為核能電廠中常見之複合材料結構元件，係以兩片鋼板內填充混凝土材料組合而成，鋼板與填充混凝土之間以剪力釘及螺桿作為連接器以傳遞剪力，常配置於核能電廠中作為抗垂直力及側向力系統，為瞭解鋼板混凝土複合牆之耐震性能，本研究以實驗結果及理論模型分析探討鋼板混凝土複合牆受反覆側向載重作用下之行為。本研究於國家地震工程研究中心完成四面大尺寸之鋼板混凝土複合牆擬靜態反覆載重試驗，四座試體之高寬比皆為 0.5，鋼板埋置於基礎中，基座混凝土與鋼板之間則以剪力釘及箍筋連接。本試驗主要探討牆厚、斷面鋼材比(定義為鋼板面積與總斷面積之比值)及細長比(定義為鋼板厚度與簡力連接器間距之比值)對鋼板混凝土複合牆力學行為之影響，同時本研究擬以試驗結果驗證 Epackachi 等人(2015)所提出之簡化側推模型之準確性。

關鍵詞：鋼板混凝土複合牆、反覆載重試驗

一、前言

鋼板混凝土複合牆為核能電廠中常見之複合材料結構元件，係以兩片鋼板內填充混凝土材料組合而成，鋼板與填充混凝土之間以剪力釘及螺桿作為連接器以傳遞剪力，常配置於核能電廠中作為抗垂直力及側向力系統。

現今鋼板混凝土複合牆之設計規範為 AISC N690 (2012)，對於鋼板混凝土複合牆之設計強度公式僅針對平面內剪力強度、平面外剪力強度、平面外撓曲強度等提出設計公式，並無平面內撓曲強度設計公式，現行許多文獻中也缺乏實尺寸、反覆載重實驗，為瞭解鋼板混凝土複合牆之耐震性能，本研究於國家地震工程研究中心完成四座鋼板混凝土複合牆試體擬靜態反覆載重試驗，四座試體之高寬比皆為 0.5，鋼板埋置於基座中，基座混凝土與鋼板之間則以剪力釘及箍筋連接。本試驗主要探討牆厚、斷面鋼材比(定義為鋼板面積與總斷面積之比值)及細長比(定義為鋼板厚度與簡力連接器間距之比值)對鋼板混凝土複合牆力學行為之影響，同時本研究擬以

試驗結果驗證 Epackachi 等人(2015)所提出之簡化側推模型之準確性。

二、試驗設計與配置

本研究主要探討牆厚、斷面鋼材比及細長比對鋼板混凝土複合牆力學行為之影響，以四座鋼板混凝土複合牆試體作為試驗標的，進行擬靜態反覆載重試驗。四座試體之高寬比為 0.5，牆體與基座之連結方式為固定基礎設計，其剪力和撓曲互制影響較大，本試驗四座試體依序為 SC1、SC2、SC3、SC4，其設計參數如表 1，SC1 試體平面配置如圖 1，其中 H 為牆體高度； L 為牆體長度； t 為牆體厚度； s 為剪力連接器間距；鋼板厚度定義為 t_s ；斷面鋼材比定義為 ρ ，即牆體任一水平斷面鋼板總厚度與牆體總厚度之比例，鋼板的細長比定義為 λ ，即剪力連接器間距與鋼板厚度之比值，每座試體之鋼板皆埋入基座 29 公分，以期達到加強錨定之作用，鋼板厚度皆為 0.45 公分，鋼材使用美國 ASTM 規格可用於耐震設計下之鋼材 A36，其標稱降伏強度為 2500 kgf/cm²。四座試體之螺桿皆使

¹國家地震工程研究中心助理研究員

²國立台灣大學土木系副教授

用 A490 規格、直徑為 1.3 公分，剪力釘皆選用直徑長度分別為 1.3 公分、8 公分，填充混凝土則採用標稱 28 天齡期強度為 210 kgf/cm^2 。依據規範之剪力連接器最小間距公式，採用本試驗試體鋼材料性質和鋼板厚度，最大細長比為 32.4，為探討細長比對於鋼板複合牆受反覆載重時之整體力學行為的影響，本實驗採用兩種設計剪力連接器間距，一為 SC1 和 SC3 的 16.7，遠小於臨界細長比，另一為 SC2 和 SC4 的 33.3 略大於臨界細長比。

本實驗試體安裝於國家地震中心 2m 高反力牆處，如圖 2，採用 7 支直徑 69 mm 之預力螺桿連接兩側傳力梁，每支預力螺桿所施加預力為 170 頓。本實驗使用 5 支千斤頂，以位移控制方式施加反覆載重於施力樑上，再藉由傳力樑與試體間之摩擦力傳遞千斤頂所施加之力量，反覆載重施加歷時如圖 3，每個側向變位角進行 2 次迴圈，皆由正向(千斤頂推向)開始，實驗停止在試體整體強度下降至最大強度之 60%。

表 1 鋼板複合牆試體尺寸表

試體編號	牆體維度 (H×L×T) (cm×cm×cm)	剪力釘間距 (cm)	螺桿間距 (cm)	鋼材比 (%)	細長比
SC1	100×200×29.9	7.5	15	3.1	17
SC2	100×200×29.9	-	15	3.1	33
SC3	100×200×20.9	7.5	15	4.3	17
SC4	100×200×20.9	-	15	4.3	33

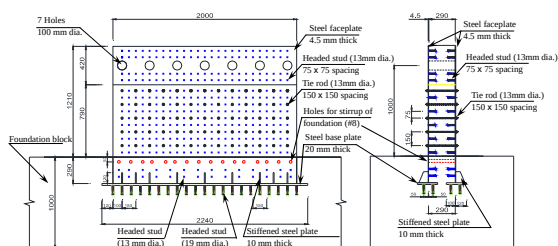


圖 1 SC1 試體設計示意圖



圖 2 實驗試體配置圖

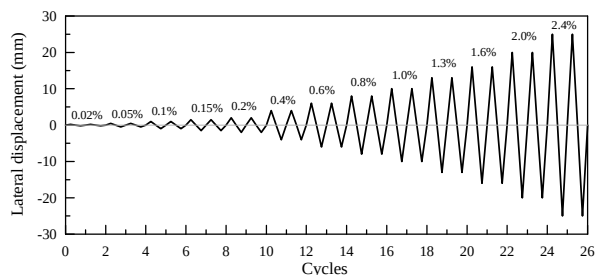


圖 3 反覆載重側推歷時

本實驗量測儀器主要用位移計、角度計、光學影像測量系統及應變計，四座試體擺設位置皆相同。位移計用於測量試體位移，包含牆體各高程水平向位移、牆體與傳力梁夾具間之位移以及基座與強地板間之位移。角度計用於量測牆的平面內撓曲角度。光學影像測量系統，以空間點座標方式計算相對位移量，用於求取位移歷時及應變歷時。實驗採三軸應變計，可得元素剪應力。

三、試驗結果

本試驗結果如表 2 及圖 4，鋼板混凝土複合牆之初始勁度係以側向變位角小於 0.1%時計算所得，表中分別列出鋼板在降伏時的側向變位角及相對應力量、鋼板在挫曲時的側向變位角及相對應力量、鋼板複合牆在受推(+)及受拉(-)時的側向變位角及對應力量、實驗終止前最大受拉(+)及受拉(-)側向變位角對應側推力。由表 2 可知牆厚為 29.9 公分(SC1 及 SC2)之試體，其最大側推力大小相近，且控制位移角皆在 1.3%時。牆厚 20.9 公分(SC3 及 SC4)之試體，其最大側推力大小亦相近。從四面鋼板混凝土複合牆的最大強度結果可以推論出，細長比的差異並不影響鋼板混凝土複合牆的最大強度。

表 2 試驗結果

		鋼板降伏		鋼板挫曲		最大載重		試驗終止 載重(kN) (+/-)
		載重 (kN)	側向 變位 (%)	載重 (kN)	側向 變位 (%)	載重(kN) (+/-)	側向變位 (%) (+/-)	
SC1	2063	-2276	-0.16	-3272	-0.67	3450 / -3373	1.1 / -1	1584/-1096
SC2	2016	3294	0.4	-3093	-0.5	3390 / -3498	1.1 / -1	2038/-577
SC3	1981	-2159	-0.14	-3131	-0.69	3074 / -3150	0.56 / -0.7	1640/-779
SC4	1692	2856	0.38	-2813	-0.85	3229 / -3166	1 / -1.5	1684/-1286

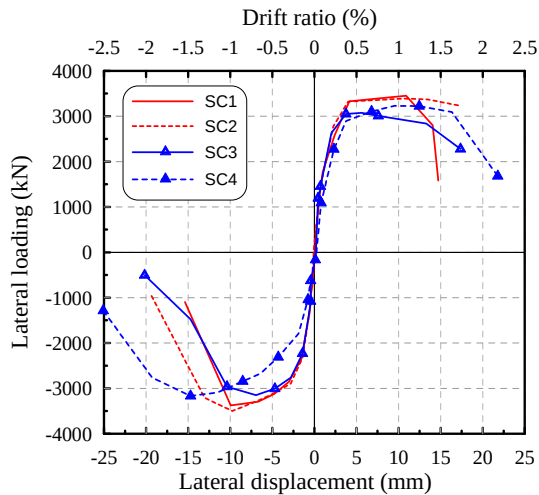


圖 4 鋼板混凝土複合牆試體側推曲線

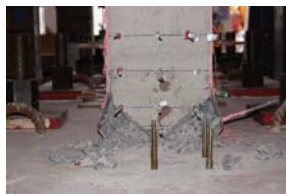
實驗過程中可觀察所有試體的破壞演進完全相同，依序為 1. 牆底混凝土開裂 2. 鋼面板降伏 3. 鋼面板端部局部挫屈 4. 牆底端部混凝土壓碎。在 SC2 及 SC4 中，鋼板僅使用螺桿作為剪力連接器，可以在試驗結束後將鋼面板解開螺桿或電燒卸下鋼面板觀察內部核心混凝土開裂情形，如圖 5，發現核心混凝土自牆端往牆頂延伸出兩斜 45 度角大裂縫，且從端部混凝土壓碎區域可推測此區域為鋼面板受局部挫屈而無法提供適當圍束，亦可印證 SC4 鋼板上之挫屈面積大於 SC2，因此碎裂混凝土範圍較深，從碎裂口處可看出來，螺桿有效的將裂縫控制在螺桿高度以下，約為 15 公分，表示剪力連接器提供足夠的錨定抵抗平面外的局部挫屈，說明剪力連接器對鋼板混凝土牆的重要性。



(a) SC2



(b) SC4



(c) SC1



(d) SC2



(e) SC3



(f) SC4

圖 5 鋼板混凝土複合牆試體破壞情形

圖 6 為側推力與位移關係圖，可以觀察細長比的差異對於鋼板混凝土複合牆受反覆載重下有何影響。從圖 6(a)可看出在到達強度前，迴圈的勁度、強度和位移幾乎一致，然而從第二、第四象限可發現細長比較大之試體即 SC2 之束縮行為明顯較為嚴重。同樣的現象也可以由圖 6(b)觀察到，在細長比較大之試體即 SC4 之收縮行為明顯較為嚴重，因此可以推論細長比對遲滯迴圈的收縮行為有明顯影響。

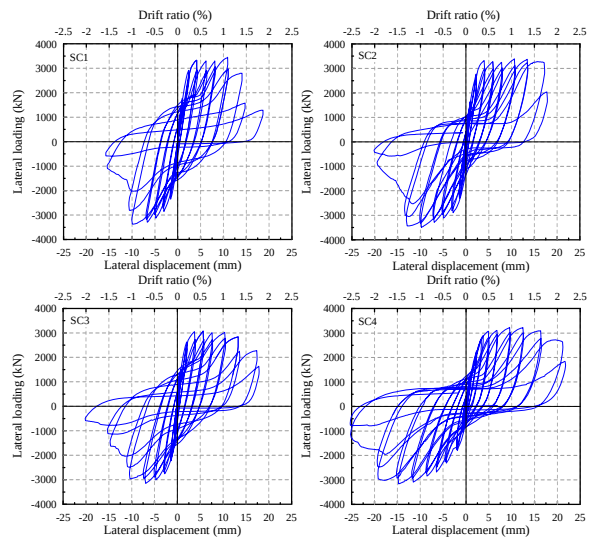


圖 6 鋼板混凝土複合牆遲滯迴圈比較

四、理論參數模型

依據 Epackachi et al. (2014)提出之鋼板混凝土複合牆簡化側推模型，可由牆體之材料性質及幾何性質求得其剪力與剪應變關係及彎矩與曲率關係。本研究所建立之側推模型以圓柱試體抗壓強度結果作為混凝土抗壓強度，其值為 311 kgf/cm²。由於本研究鋼板混凝土複合牆試體與基座之連結方式係將鋼板埋置於基座，且橫向箍筋穿過鋼板，故在鋼板上有 16 個半徑為 1.5 公分之鑽孔，因鑽孔在其高程所減

少鋼板之斷面積將影響鋼板混凝土複合牆之側向強度，為考慮此效應，本模型輸入試體幾何性質時，依所減少面積計算鋼板厚度折減係數，其值為 0.76。由 Epackachi 等人 (2015) 鋼板混凝土複合牆彎矩與曲率、剪應變計算公式，求得簡化側推曲線後，將之與實驗結果之遲滯迴圈比較，如圖 7 所示，觀察出側推曲線在強度上、勁度上，都相當吻合，可驗證此側推模型之準確性。

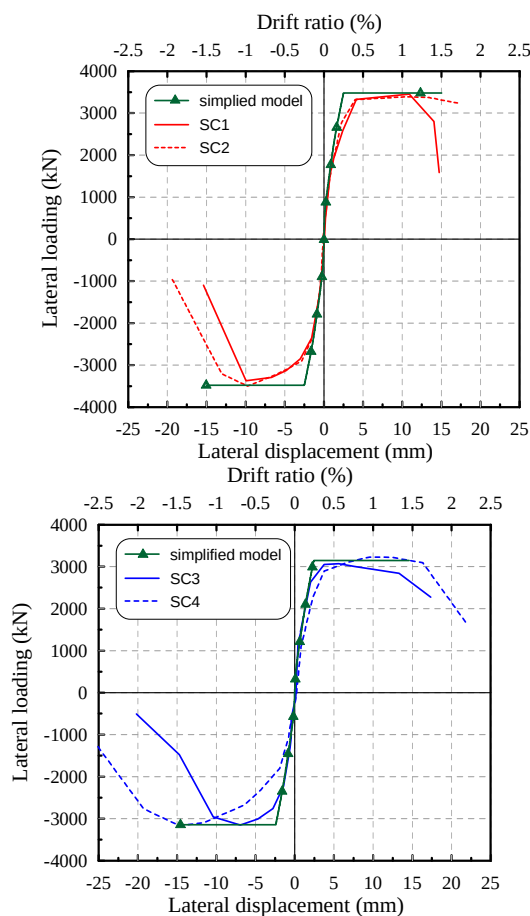


圖 7 側推模型與遲滯迴圈比較圖

五、結論與展望

本研究透過反覆載重試驗探討鋼板混凝土複合牆之鋼板細長比及鋼材比在撓曲控制下對耐震性能之影響，由實驗結果與參數理論分析可得到以下結論：

1. 鋼板混凝土複合牆之鋼板細長比對最大強度並無影響，在相同牆厚下之不同細長比的試體之最大強度相近。

2. 鋼板細長比對遲滯迴圈之束縮行為有明顯影響，細長比較大之試體迴圈束縮現象較明顯。
3. 四座試體之破壞演進順序一致，皆為混凝土開裂、鋼面板降伏、鋼面板挫屈、混凝土壓碎、牆體拉拔。
4. Epackachi 等人(2015) 提出之簡化側推理論模型能準確預測撓曲-剪力互制作用，但撓曲破壞主控之鋼板混凝土複合牆之強度，初始勁度預測結果之差異在可接受範圍內。

參考文獻

1. Epackachi, S., Nguyen, N. H., Kurt, E. G., Whittaker, A. S., and Varma, A.H., "An Experimental Study of The In-Plane Shear Response of Steel Concrete Composite Walls." 22th Structural Mechanics in Reactor Technology Conference (SMiRT-22), San Francisco, USA, 2013.
2. Epackachi, S., "Numerical and experimental studies on steel-concrete composite walls." Ph.D. Dissertation , Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, NY, USA, 2014.
3. Epackachi, S., Whittaker, A. S., and Huang, Y.-N., "Analytical modeling of rectangular SC wall panels." Journal of Constructional Steel Research, 105, pp. 49-59, 2015.

鋼筋混凝土圍阻體之極限承壓能力分析

呂胡忠¹陳昱志²吳俊霖³

摘要

本研究針對鋼筋混凝土的一次圍阻體進行極限承壓分析，利用 ABAQUS 建立有限元素模型，並考量圍阻體之混凝土、鋼筋與鋼襯板材料的非線性行為，再依據材料試驗的研究文獻來修正材料參數。載重部份考慮圍阻體結構靜載重與內部均勻分布的壓力載重，加壓過程採增量疊代的漸進方式來逐步增壓。最後以美國核能管理委員會(NRC)相關研究報告中的破壞準則做為判斷依據，以分析其極限承壓能力與評估圍阻體結構之安全性。

關鍵詞：鋼筋混凝土圍阻體、ABAQUS、3D 實體元素、材料非線性、破壞準則、極限承壓能力

一、前言

核電廠圍阻體結構必須承受核反應所造成的壓力，並確保輻射物質能完全屏蔽於內部而不外洩。美國核能管理委員會(Nuclear Regulatory Commission, NRC)的研究報告中，早期在模擬圍阻體結構以 2D 及 3D 軸對稱模型為主，配合 3D 實體元素的局部模型模擬細節(Cherry 等人，2001)。早期鋼筋混凝土圍阻體(reinforced concrete containment vessel, RCCV)的分析多以 2D、3D 軸對稱及 3D 殼元素模型為主，所以本研究將以 3D 實體元素為主來建立 RCCV 模型。研究中配合材料試驗的研究文獻修正材料參數，再以 NRC 提出的破壞準則進行判斷，以了解圍阻體之極限承壓能力與未來研究方向。

二、極限承壓能力之破壞規格與準則

研究中考慮的破壞有洩漏(Leak)、破裂(Rupture)及災難性破裂(Catastrophic Rupture)等三種情況。若以開裂面積來判斷，面積小於 0.3 平方英尺時為洩漏；面積大於等於 0.3 平方英尺而小於 1.0 平方

英尺時為破裂(NUREG-1150，1990)。NUREG-1150 中災難性破裂並未以開裂面積尺寸來定義，而是定義為圍阻體結構的主要部分發生損壞(NUREG-1150，1990；Spencer 等人，2006；Petti 等人，2013)。

以洩漏率或時間為定義的判斷方式較適用於實驗量測方面，在靜態的結構模擬分析方面則不易使用，此時以開裂面積尺寸做為定義較為適合。Petti 等人(2013)指出若將鋼襯板一開始出現裂縫的時候視為發生洩漏，則開裂前應為正常安全狀態；但實驗顯示，即使內部壓力小於剛出現裂縫時的壓力，也可能發生小量的洩漏。因此，本研究使用的破壞準則將以材料應變量與面積做為判斷依據(Cherry 等人，2001；Spencer 等人，2006；Petti 等人，2013)。

三、材料非線性行為

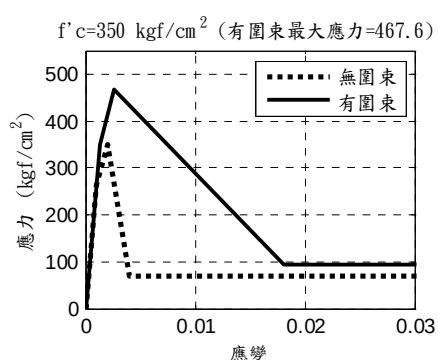
本研究之極限承壓模型包含混凝土、鋼筋與鋼襯板等三種材料，除底層基礎板以鋼筋混凝土的線性行為進行分析，其餘材料皆考慮非線性行為。

¹國家地震工程研究中心助理研究員

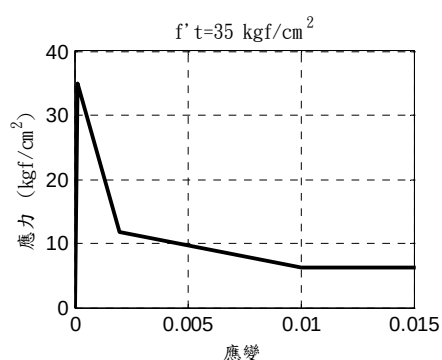
²國家地震工程研究中心助理研究員

³國家地震工程研究中心研究員

混凝土單軸受壓組成律採用 Kent and Park 考慮圍束影響的混凝土材料模型 (Scott 等人, 1982), 抗拉強度假設為抗壓強度之十分之一, 再以考慮混凝土開裂後的應力應變關係做修正 (Belarbi and Hsu, 1994; Pang and Hsu, 1995)。混凝土多軸向組成律以 Lubliner 等人 (1989) 提出的塑性損傷模型為主, 配合 Lee and Fenves (1998) 修改後可分析反覆載重行為的材料模型。混凝土單軸受壓與受拉之應力應變關係如下所示。



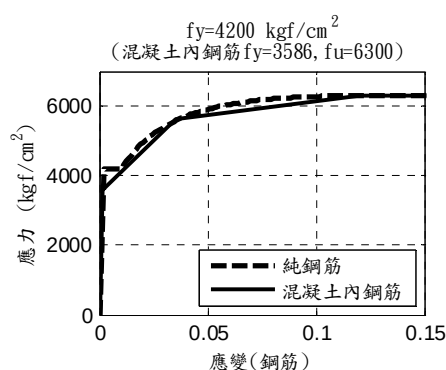
(a) 單軸受壓



(b) 單軸受拉

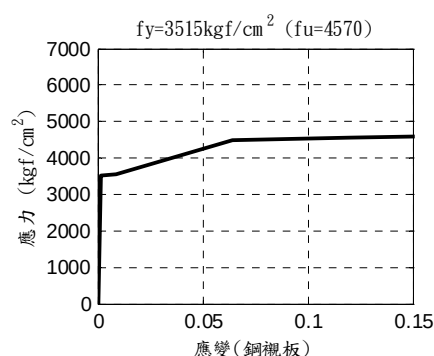
圖一 混凝土材料之應力應變關係圖

一次圍阻體所採用之鋼筋須符合 ASTM A615 Grade 60 規範要求, 最低降伏強度值為 4200 kgf/cm^2 。而應變硬化 (Strain Hardening) 行為是採用 Mirza and MacGregor (1979) 的模型, 並考慮 Belarbi 等人 (1994) 提出拉應力局部集中於混凝土裂縫處的現象, 對鋼筋抗拉強度做折減。



圖二 混凝土內鋼筋之應力應變關係圖

圍阻體內鋼襯板採用的應變硬化模型與鋼筋相同, 再將降伏與極限強度轉換為 kgf/cm^2 表示, 材料模型如下。

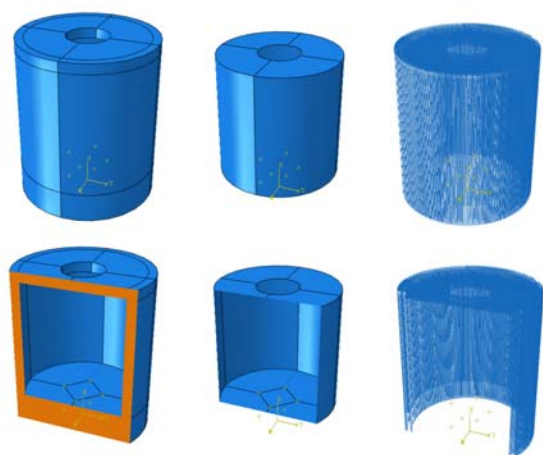


圖三 鋼襯板之應力應變關係圖

除上述參數, 混凝土材料密度為 $2.4 \times 10^{-6} \text{ kg/cm}^3$ (2.4 tf/m^3), 蒲松比 0.17; 鋼筋及鋼襯板材料密度皆為 $8 \times 10^{-6} \text{ kg/cm}^3$ (7.85 tf/m^3), 蒲松比 0.3。當材料應力應變曲線出現水平線時, 有限元素分析常發生不收斂的情形, 此時可給定一個微小勁度取代水平線以增加收斂的穩定性, 但應力的微幅增加或減少會產生誤差。因此本研究在極限承壓分析中設定的容許誤差為應變達 0.1 時, 應力誤差不超過 1%; 本研究案例的鋼襯板應變達 0.1 時, 也恰好是破裂破壞範圍的上限值。分析中的材料非線性行為最後都有水平階段, 在此皆以微小勁度來取代原水平階段的應力應變關係。隨著應變增加, 混凝土應力設定為微幅降低, 鋼筋與鋼襯板應力則微幅增加。

四、數值模型

本研究圍阻體模型外觀與剖面如圖四所示之空心圓柱體結構，混凝土結構的外緣直徑 33m，高 39m，壁體厚度 2m，底層基礎板厚度 7.1m；鋼襯板緊貼於混凝土結構內側表面；鋼筋埋置於混凝土壁體與頂板內。混凝土材料以 3D 實體(Solid)元素模擬，鋼襯板與鋼筋分別以薄膜(Membrane)及桁架(Truss)元素來模擬。本研究的極限承壓分析考慮了結構靜載重與均勻分布的內部壓力載重，分析時以增量疊代方式漸進增加壓力載重，以 ABAQUS 有限元素軟體進行分析，直到程式判斷元素無法承受更多載重為止，再配合前述破壞準則進行判斷。

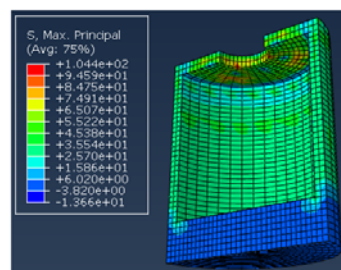


(a)混凝土模型 (b)鋼襯板模型 (c)鋼筋模型

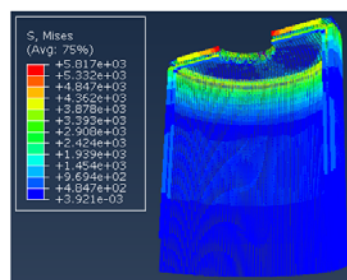
圖四 鋼襯板之應力應變關係圖

五、案例分析

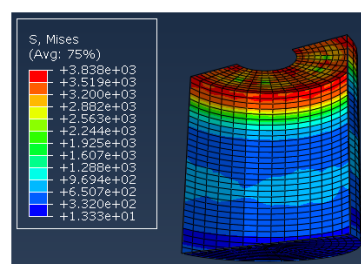
極限承壓分析之應力分布結果如圖五所示，當承壓力增加至 100 psig 時，各材料之最大拉應力分別為混凝土 104 kg/cm^2 、鋼筋 5817 kg/cm^2 與鋼襯板 3838 kg/cm^2 ，三者數值皆超過其抗拉或降伏應力，而鋼襯板的最大應力發生在頂部與壁體交界處。



(a) 混凝土應力分布(剖面)



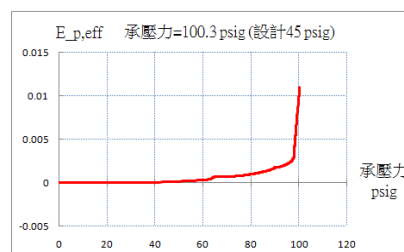
(b) 鋼筋應力分布(剖面)



(c) 鋼襯板應力分布(剖面)

圖五 承壓力 100 psig 之應力分布結果

由圖六可知承壓力約 40 psig 時，鋼襯板開始出現塑性應變；在 100 psig 時，塑性應變達 0.011，此時程式判斷元素已無法承受更多載重，並停止增加承壓力。根據破壞準則判斷，結果顯示此分析結果不會發生洩漏破壞。



圖六 承壓力與鋼襯板之應變參數關係圖

六、結論與展望

一次圍阻體設計承壓力為 45 psig。當承壓力在 100 psig 時相當於 2.2 倍的設計值。依破壞準則判斷為鋼襯板不會發生洩漏、破裂或災難性破裂的情況。雖然承壓力在 40 psig 時鋼襯板出現塑性應變，但本研究為簡化模型，未將內部及外部廠房結構建立在模型內。承壓分析至 100 psig 時，程式判斷元素已無法承受載重，故停止加載。未來可開發使用者定義元素讓材料非線性行為模擬更加準確與完整。

參考文獻

1. Belarbi, A. and Hsu, T.T.C. (1994), "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete", ACI Structural Journal, 91 (4) 465-474.
2. Cherry, J.L., Smith, J.A., 2001, "Capacity of Steel and Concrete Containment Vessels With Corrosion Damage." NUREG/CR-6706, SAND2000-1735, Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM.
3. Dameron, R.A., Rashid, Y.R., Tang, H.T. (1995), "Leak area and leakage rate prediction for probabilistic risk assessment of concrete containments under severe core conditions", Nuclear Engineer and Design, 156, pp. 173-179.
4. Lee, J. and Fenves, G.L. (1998), "Plastic Damage Model for Cyclic Loading Test of Concrete Structures," Journal of Engineering Mechanics, 124(8), 892-900.
5. Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., and Onate, E. (1989), "A Plastic Damage Model for Concrete," International Journal of Solids and Structures, 25, 299-329.
6. Mirza, S.A., MacGregor, J.G. (1979), "Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.105, No. 5, pp.921-937.
7. United States Nuclear Regulatory Commission (NRC), (1990), "Severe Accident Risks: An Assessment for Five U.S. Nuclear Power Plants", NUREG-1150.
8. Pang, X.B. and Hsu, T.T.C. (1995), "Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements in Shear", ACI Structural Journal, 92 (6) 665 - 679.
9. Petti, J.P., Kalinich, D. A., Jun, J., Wagner, K.C. (2013), "Effects of Degradation on the Severe Accident Consequences for a PWR Plant with a Reinforced Concrete Containment Vessel."NUREG/CR-7149, SAND2009-6323P, Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM.
10. Scott, B.D., Park, R. and Priestley, M.J.N. (1982), "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rate," ACI Journal, 13-27.
11. Spencer, B.W., Petti, J.P., Kunsman D.M., 2006, "Risk-Informed Assessment of Degraded Containment Vessels."NUREG/CR-6920, SAND2006-3772P, Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM.US Army Corps of Engineers (1993), Engineer Technical Letter No. 1110-2-339.

核電廠佈線系統設備耐震性能驗證與評估方法

曹心瑜¹ 柴駿甫² 林凡茹³ 賴姿妤⁴

摘要

本研究初步探討美國核電廠佈線系統設備物耐震性能驗證與評估機制，以期能針對國內核能電廠設備物與管線耐震驗證與評估機制提出改善建議。美國 SQUG GIP 依據受震經驗說明案例元件之破壞模式，並建立電纜與導管管槽系統之設備物耐震性能驗證方法；基於 SQUG GIP 評估方法，EPRI 進一步針對冷暖空調之風管與風門系統、一般管線系統提出評估準則。本文參酌 SQUG GIP、EPRI 1014608 及 EPRI 1019199 等文獻，分別說明電纜系統、空調風管系統、管線系統之耐震篩選程序與評估準則，建立佈線系統設備之耐震裕度檢核規定。

關鍵詞：佈線系統設備物、耐震性能驗證、耐震性能評估

一、前言

Seismic Quality Utility Group(SQUG)資料庫囊括 100 座位於強震區核能電廠或其他工業廠房於 1971 年後之管線系統受震經驗，強震紀錄共超過 20 筆。多數佈線系統在過去受震經驗與測試中，大部分元件之耐震性能均屬良好。為快速檢核核電廠內主要佈線系統設備之耐震裕度，SQUG 與 Electric Power Research Institute (EPRI) 依據電纜與導管管槽(cable and conduit raceway，以下簡稱電纜系統)、冷暖空調之風管與風門系統(HVAC Duct and Damper System，以下簡稱風管系統)及管線系統(Piping and Tubing)之地震經驗與震動台測試資料，制訂系統篩選程序以及協助判斷其耐震性能之評估準則。

SQUG GIP 3A(SQUG，2001；以下簡稱 GIP)之電纜系統耐震評估準則為參酌 EPRI NP-7151 (1991)制定，EPRI 1014608 (2006)與 EPRI 1019199 (2009)則分別針對風管系統與管線系統建立篩選程序，以協助判斷各佈線系統耐震性能之評估標準。

篩選程序分為兩大部分：(1) 依據現場巡查篩選準則(walkdown screening guidelines)至現場巡查各佈線系統，並挑選出易損性較高之管路及支撐架元件；(2)依據分析評估準則(analytical review guidelines)檢核巡查後挑出之高易損性管路及支撐架。不符合巡查篩選準則或是分析評估準則之構件，即被列入篩選未通過(outlier)清單。各準則中亦提供篩選未通過項目解決方案準則。

為因應我國核能電廠管線及設備可能之老化、劣化等現象，本研究之長期目標為提出核電廠設備管線耐震評估補強方案，包括提出國內核電廠設備與管線補強理論、方法與對策，並提供工程業界進行核能電廠補強作業規劃初期之初步評估方法，據以分析耐震補強作業執行之可行性。本文為依據 GIP、EPRI 1014608、EPRI 1019199，說明電纜系統、風管系統及管線系統之耐震篩選程序與評估準則，期未來能針對國內核能電廠設備物與管線耐震驗證與評估機制提出建議，據以檢核並篩除耐震裕度足夠之佈線系統構件。

¹國家地震工程研究中心專案助理研究員

²國家地震工程研究中心研究員

³國家地震工程研究中心助理研究員

⁴國家地震工程研究中心專案助理研究員

二、巡查篩選準則

1. 電纜系統

GIP 之電纜系統現場巡查程序有兩個目的，一為檢核系統是否符合包含規則(Inclusion Rules，詳細規則內容請參 GIP 8.2.2 節)，確認電廠電纜系統規格並未超出地震經驗與測試資料庫範圍；準則亦提供「其他耐震性能考量」(Other Seismic Performance Concerns)協助現場巡查評估，確保電纜系統不會有嚴重震損。現場巡查另一目的，為挑選最具代表性或狀況最差的支撐架樣本，以進行限定分析評估(limited analytical review)。挑出之支撐架樣本群，必須囊括廠內多種支撐架系統。

2. 風管系統

SQUG 資料庫中，風管系統除了少數案例，大部分風管系統具備良好耐震性能，並能夠於強震中與強震後維持內壓邊界。風管受損案例之破壞模式包括：(1) 風管懸臂端破壞掉落；(2) 圓形斷面風管接合處因過大彎矩應變而撕裂；(3) 未固定之風管自支撐架(support)掉落；(4) 座落於隔振器之系統附著設備(in-line equipment components)於強震中反應過大而導致相連的風管受損。另一方面，風管系統中之風門及其驅動器的耐震性能良好，SQUG 資料庫中並無風門或驅動器受損之案例。

適用 EPRI 1014608 進行耐震評估篩選之風管系統構件，包括冷暖空調系統風管(HVAC ducts)、支撐架(supports)及風管系統附屬元件，包括風口附風門(registers)、檢修通道門口(access doors)、轉動葉片(turning vanes)、過濾器(filters)、百葉(louvers)、氣流擴散出風口(air diffusers)以及附著於空調系統風管之其他元件。適用 EPRI 1014608(2006)評估之風管材料與運轉溫度限制，若為冷軋或熱軋碳鋼材、鍍鋅薄鋼板(galvanized sheet steel)或不鏽鋼材所製之風管，其運轉溫度應在 400°F(約 204.4°C)以下；若為鋁製風管，其運轉溫度應在 300°F(約 148.9°C) 以下。

核電廠內既有風管系統耐震裕度現場巡查之目的，一為檢核風管系統結構完整性、支撐架系統耐震性能、風管系統與其他相鄰構件之受震交互影響評估、壓力邊界完整性評估，並確認該風管系統規格並未超出地震經驗與測試資料庫範圍；EPRI 1014608 之巡查程序另一目的，亦為挑選最具代表性或狀況最差的空調風管與支撐架配置/樣本，以進行後續分析評估(analytical review)。

3. 管線系統

管線受損案例之破壞原因包括：(1) 脆性管材或鏽蝕等現象；(2) 支撐架間距或種類；(3) 設備錨定不當；(4) 管線固定於不同結構時，其錨定點受震運動(Seismic Anchor Motions，以下簡稱 SAM)差異造成過大荷載，或是柔性主管處(header piping)施加過大 SAM 於剛性之較小支管；(5) 較易損之管線接頭種類，如螺紋接頭(threaded joint)、溝槽式接頭(Victaulic couplings)、迫緊式接頭(compression fittings)等；(6) 過大設備管嘴載重(nozzle load)；(7) 集中、偏心的大型載重；(8) 與其他構件或結構之交互作用。

EPRI 1019199 建議之一般巡查程序為由巡查團隊(walkdown team)依據準則與部分工程判斷進行管線系統之廠內細部巡查篩選與評估，巡查團隊之工程判斷為基於管線系統於過去地震性能表現的深入了解。巡查主要程序分為以下十個部分：輸入資料、施工品質、外部腐蝕、跨距與垂直支撐型式、錨定點受震運動、可能破壞之接合型式、設備噴嘴荷載、集中載重與偏心載重、系統之應力集中點、其他組件或結構之交互作用，並挑選分析評估用之支撐架樣本及進行內部劣化審查。

三、分析評估準則

1. 電纜系統

GIP 之限定分析評估準則目的，並非要估算電纜系統支撐架於強震下實際受震

反應及其耐震性能，而是與過去地震經驗證實耐震性能良好之支撐架特性相互比對，確保其耐震性能不低於資料庫之支撐架。準則為基於靜力載重係數、結構塑性行為理論、工程專業判斷等概念擬訂，建議評估者於進行限定分析評估前可另參酌 SSRAP(SSPAR Report, 1991)，了解準則之背景與基礎。

限定分析評估流程準則包含九個項目，分別為 (1) 靜載重檢核、(2) 垂直容量檢核、(3) 韌性(ductility)檢核、(4) 側向力(Lateral Load)檢核、(5) 吊桿疲勞(Rod Hanger Fatigue)檢核、(6) 樓高支撐架(Floor-to-Ceiling Support)檢核、(7) 基底錨定(Base-Mounted Support)支撐架檢核、(8) 容許容量(Allowable Capacities)、(9) 電纜系統重量。其中，懸吊式支撐架之限定分析評估流程為項目(1)至項目(5)(懸吊式支撐架限定分析評估流程(圖 1)，樓高支撐架(floor-to-ceiling supports)與基底錨定支撐架(base-mounted supports)則應額外參酌項目(6)、項目(7)，以考量缺乏擺盪回復力、塑性鉸導致不穩定性之影響。

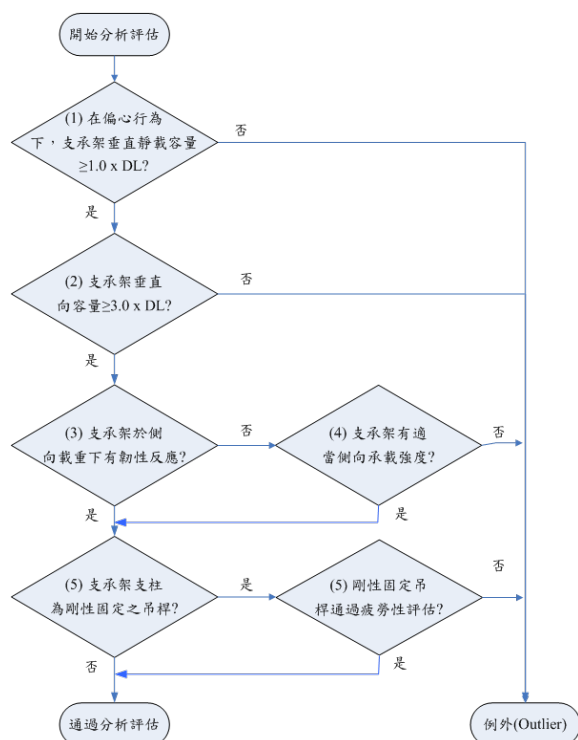


圖 1 懸吊式支撐架限定分析評估流程

2. 風管系統

由前述現場巡查篩選出被要求於震後達到功能性要求之易損支撐架與風管配置樣本，應依 EPRI 1014608 規定，進行分析評估。EPRI 1014608 之分析評估準則為依據 SMACNA 之圓形、方形斷面風管施工標準(SMACNA, 1980; SMACNA, 1999)而訂定，計算風管與加勁板之內壓應力公式亦取自上述 SMACNA 標準。依據 EPRI 1014608 之準則進行分析評估，可得較為保守的風管容量，並與風管系統之受震經驗、實驗結果相符。

EPRI 1014608 分析評估準則包括「靜載與受震應力」(Dead Load and Seismic Stress)、「風管內壓應力」(Pressure Stress in Ducts)、「加勁板內壓應力」(Pressure Stresses in Stiffeners)、「風管支撐架評估」(Duct Support Evaluation)等四個項目。

3. 管線系統

EPRI 1019199 提供管線系統分析評估準則，用以分析由現場巡查團隊篩選出之支撐架樣本。分析評估準則分為耐震需求評估、支撐架分析及其容許容量兩部分；作用在管線支撐架的水平與垂直地震力可不需進行管線系統分析，其耐震需求可依據相鄰管線跨距內之均佈載重乘上所在位置之 5% 阻尼比之反應譜加速度峰值。為評估支撐架樣本之耐震容量。另對於不同型式支撐架，EPRI 1019199 亦說明各對應之評估準則供耐震評估團隊評估依據。

四、篩選未通過項目(outliers)之解決方案

1. 電纜系統

GIP 之 8.4.8 節規定，電纜系統未滿足限定分析評估準則之 Outlier，可建立較為詳細之分析模型或是至電廠進行現地試驗，進一步評估電纜系統之耐震裕度。在工程師專業判斷下，某些案例僅需大致滿足限定分析評估準則，即可認定其耐震裕

度充足。工程師可依據下列四個 Outlier 評估方法，評估該 Outlier 項目耐震裕度：極限狀態評估(Limit State Evaluation)、側向載重評估(Lateral Load Evaluation)、贅餘度與後續影響分析(Redundancy and Consequence Evaluation)、支撐架耐震性能提升(Support Upgrade)。

2. 風管系統

EPRI 1014608 中之巡查準則與分析評估準則是做為空調系統風管、風門或支撐架耐震安全評估之原則性基礎，因此若能獲得額外資料或執行額外評估，篩選未通過項目亦可能仍擁有良好的耐震性能。然不同於前述之巡查與分析評估準則，篩選未通過項目解決方案並未經過業界專家學者審查，因此，應完整記錄額外評估與替代方法(如 EPRI NP-6041-SL，EPRI, 1991)以利後續之個別審核。

如同電纜系統巡查準則篩選未通過項目之解決方案，由於巡查準則並非空調系統耐震安全判斷絕對的必要條件，空調系統部分篩選未通過項目可能採取工程專業判斷做為解決方案。但必須注意的是，該判斷必須基於對 EPRI 1014608 準則研擬背景與原理的全盤了解，當篩選未通過項目被判定為可接受時，其理由應基於合理的力學原理以及可靠之工程判斷。

3. 管線系統

不符合 EPRI 1019199 巡查篩選準則或是分析評估準則之管線系統構件，即被列為篩選未通過(outlier)清單，EPRI 1019199 附錄 A 中針對機械接頭與螺紋接頭、脆性材料(鑄鐵)、管壁腐蝕、錨定點運動、集中或偏心載重、管線支撐、間距不足等各項特定情形，提供篩選未通過項目之解決方案準則。

五、結論與展望

本研究目標為提出核電廠主要佈線系統設備之耐震性能驗證與評估方法，現階

段已完成相關規範文獻蒐集、國內核電廠重要設備物與管線系統之耐震評估補強機制調查研究、核電廠設備耐震性能評估方法說明。後續工作將彙整核電廠設備物實際受震經驗，並參酌 GIP、EPRI NP-6041 之耐震評估項目，提出符合核電廠設備物原始功能設計考量、且適用於核電廠空間之耐震改善對策。

參考文獻

1. GIP, Revision 3A (2001), Generic Implementation Procedure for Seismic Verification of Nuclear Plant Equipment, Seismic Qualification Utility Group (SQUG).
2. EPRI NP-6041-M-Rev.1 (1991), A methodology for assessment of nuclear power plant seismic margin, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
3. EPRI Report NP-7150 (1991), "The Performance of Raceway Systems in Strong Motion Earthquakes," Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, prepared by EQE Engineering.
4. EPRI Report NP-7151 (1991), "Cable Tray and Conduit System Seismic Evaluation Guidelines," Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, prepared by EQE Engineering.
5. EPRI Technical Report 1014608 (2006), "Seismic Evaluation Guidelines for HVAC Duct and Damper Systems: Revision to 1007896," Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, prepared by ARES Corporation.
6. EPRI Report 1019199 (2009), "Experience-Based Seismic Verification Guidelines for Piping and Tubing," Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, prepared by ARES Corporation.
7. SMACNA. (1998), "Seismic restraint manual, and Addendum#1", U.S.

核能電廠集中質量模型之非線性分析與應用

陳昱志¹ 呂胡忠¹ 楊炫智² 許尚逸² 吳俊霖³

摘要

核能電廠反應器廠房一次圍阻體，一直都是擔任守護核能發電安全之最堅實堡壘，但也是核能安全縱深防禦體系裡的最後一道防線，該如何評估其對外在自然界力量的抵抗能力變得極為重要，尤其台灣位處於歐亞大陸板塊與菲律賓板塊交界處，地震力對結構損壞之影響更是不可忽略。對核能電廠結構而言(屬大型結構)，其受地震外力作用時，土壤結構互制效應(Soil-Structure Interaction, SSI)會較顯著。因此，本分析案例使用 SAP 2000 有限元素軟體建置簡化之集中質量模型，將鋼筋混凝土結構達降伏後的非線性行為、受強震作用後的土壤非線性行為、與土壤與結構互制效應，一同納入數值模型中。分析流程須經由 SHAKE 程式取得自由場受震反應與等值線性土壤參數，再透過經驗公式計算土壤彈簧參數，以模擬土壤結構互制效應；鋼筋混凝土元件非線性行為則透過塑絞呈現；最後進行廠房結構非線性歷時分析，將 20 筆地震與不同地震強度等級作用下之結構反應輸出，繪製成易損性曲線並評估廠房結構損害程度。

關鍵詞：土壤結構互制效應、SAP 2000 有限元素軟體、集中質量模型、塑絞、非線性歷時分析、易損性曲線

一、前言

台灣位處於歐亞大陸板塊與菲律賓板塊交界處，屬地震發生頻率極高的地區，因此建築結構之耐震安全變得格外重要，尤其像是核能電廠如此重要的結構。本研究主要是以反應器廠房為標的，透過現有結構耐震評估方法進行結構元件耐震易損性分析，以瞭解廠房結構在強震作用下的可靠度，相關評估方法可參考美國規範 ASCE/SEI 41-13 (2014)。如何精確模擬廠房的受震環境，便是本研究的思考主軸。在輸入運動的部分，依據假定場址之地質條件與可能發生之地震規模，挑選數個由全台歷史測站資料中，於該場址較可能發生之地震做為人造地震歷時之種子，挑選條件包括強震延時、測站位屬堅硬地盤與震源距離等參數，如此產生之輸入運動才能代表該場址可能遭受之地震條件；在結構部分，由於電廠之反應器廠房屬大型結

構，且有一定的埋置深度，須考慮土壤與結構間的互制效應，較常見的土壤結構互制分析的方法，有以下幾種：(1)透過等值勁度彈簧與阻尼來模擬土壤阻抗，簡化成相互獨立彈簧與阻尼盤 (Richart et.al., 1970)；(2)有限元素法，亦稱為直接法 (direct method)，是將整個土壤與結構以有限元素切割方式分析模擬；(3)邊界元素與有限元素結合的方法。為簡化模擬，本研究採用第一種方式來模擬土壤效應。

本研究採用集中質量模型執行動力歷時分析，並以獨立之彈簧與阻尼盤模擬土壤效應，可大量減少分析時間。在強震作用下，須考慮結構與土壤之非線性行為，於結構部分則由非線性塑絞表現之，於土壤部分則利用剪力模數與阻尼比對應等效剪應變參數曲線，再經由 SHAKE 程式分析取得不同地震強度作用下之等值線性土壤參數。如同前述，本研究模型考量結構與土壤非線性行為、土壤結構互制效

¹ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心研究員

應，在數個地震於不同強度作用下之受震反應分析，透過塑絞模擬鋼筋混凝土牆之塑性行為，以土壤彈簧表現土壤結構互制效應，進而完成整套分析流程。

二、分析流程與考量

本案例之廠房結構受震反應分析流程有幾個部分須特別考量：因反應器廠房屬大型結構物，且將近 2/5 的部分埋至於土壤中，故動力分析需考慮土壤與結構互制效應；另外，為精確呈現土壤受強震作用後的非線性行為，分析流程須透過地盤分析取得自由場受震反應與等值線性土壤參數，土壤與結構的互制效應則透過土壤彈簧模擬之；而結構元件之非線性行為是透過非線性塑絞，將結構元件內力超過降伏應力後之反應表現出來；為繪製易損性曲線，須取得不同地震強度規模下的結構受震反應，以識別出結構物的損害程度，由於分析過程需要執行多筆地震與強度規模下的動力分析，本研究採用簡化之集中質量模型(如圖 1)以節省分析成本；最後將廠房結構在 20 組且不同地震強度等級作用下之分析結果輸出，繪製易損性曲線並探討結構損害程度。

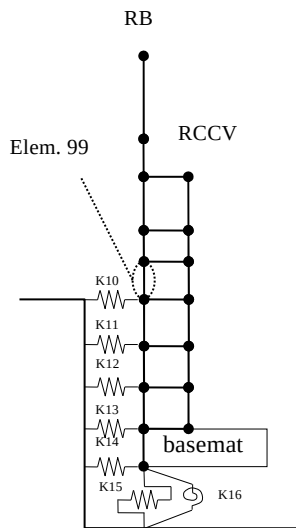


圖 1 廠房土壤結構互制之簡化質量集中模型示意圖

三、地盤反應分析

由於核能電廠屬高度耐震需求之結構，通常場址選定後，會依據附近可能發生的震源強度與地盤放大系數訂定安全停機水準地震(SSE)設計反應譜，此反應譜能反映出廠房廠址可能遭遇的地震反應。本研究為了得到廠址未來可能發生的安全停機水準地震(SSE)，由台灣地區的地震資料庫中挑選出 20 組加速度歷時，做為後續反應譜相符合之人工地震製作的原始地震資料。上述反應譜相符合之人工地震，是假設岩層露頭在反應器廠房基礎底部高程處之設計地震，為取得設計地震作用下之自由場輸入運動與應變符合(strain compatible)之場址地層動態特性參數 (V_s' : 剪力波速與 ξ : 土壤阻尼) 供後續結構分析用，在此透過 SHAKE 程式進行地盤反應分析。為模擬土壤結構互制效應，廠房周圍與底部之土壤彈簧參數則透過場址地層動態特性參數 (V_s' 與 ξ)、結構頻率與基礎幾何條件，代入經驗公式(Novak, 1978, Tajimi, 1959)計算取得。

四、結構元件非線性行為

在小地震作用下，鋼筋混凝土之結構行為大部分還是處於線彈性階段，但隨著地震強度的增大，鋼筋混凝土結構會進入開裂或降伏（即非線性狀態），為了考慮非線性行為，數值模擬通常會有以下兩種做法：一是設定材料非線性參數，透過應力—應變曲線來描述材料受外力作用後之變型行為，此做法的好處是只需要知道相關材料的基本特性（應力—應變曲線），就可以處理不同幾何形狀或外力條件的問題，缺點是處理過於複雜的結構問題時，需要耗費大量的電腦運算時間與資源；另一個做法是透過構件的力—位移關係為來描述結構元件之非線性行為，可把複雜的幾何結構簡化為單純的構件問題，好處是可以簡化分析問題，但針對不同的構件尺寸、材料組成或幾何形狀，還得經由實驗或是模擬方式取得相關構件的力—位移關係式。

為縮短分析時程，在此擬用集中質量

之簡化模型，透過塑絞之設定模擬結構元件受強震作用下之非線性反應。由於反應器廠房主要是由一次與二次圍阻體所構成，乃屬剛性極大之剪力牆構架，又牆體高寬比小於 1，所以當廠房結構受地震作用時，會以剪力破壞為主要控制，故只以剪力塑絞模擬牆體之非線性行為。參考 ASCE 41-13 定義非線性絞的方式，在牆之高寬比小於 1.5 的情況下為剪力行為主控，可採用如圖 2 之塑絞曲線型式，在軸向力小於 $0.15A_gf'_c$ 時，相關係數為 $d=1, e=2, g=0.4, c=0.2, f=0.6$ 。關於牆之剪力強度估算，則參考規範 ACI 318-14 中的鋼筋混凝土牆之標稱剪力估算公式，如下：

$$V_n = V_c + V_s \leq 10\sqrt{f'_c} h d$$

其中， V_c 為混凝土提供的剪力強度 ($= 2\sqrt{f'_c} b_w d$)， V_s 為鋼筋所提供的剪力強度 ($= A_v f_{yt} d / s$)， h 為牆的厚度， $d=0.8l_w$ (l_w 為牆的長度)， b_w 為腹版寬度， A_v 為在間距 s 內之鋼筋面積。上式強調標稱剪應力不得大於 $10\sqrt{f'_c} h d$ ，經由廠房之混凝土強度、鋼筋之拉力強度與鋼筋量推算，標稱剪力已大於 $10\sqrt{f'_c} h d$ ，因此後續數值案例採用之標稱剪應力為 $10\sqrt{f'_c} = 50 \text{ kgf/cm}^2$ ($f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$)。

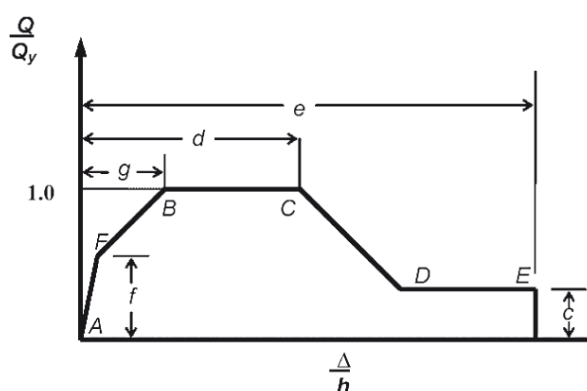


圖 2 剪力塑絞之力與位移關係

五、數值模型與分析結果

為有效實現反應器廠房非線性動力反應分析，本範例使用 SAP 2000 有限元素分析軟體建置簡化之集中質量模型，透過非

線性塑絞設定(如圖 3)，呈現鋼筋混凝土牆之非線性行為，由於核電廠廠房是極為重要之結構物，不容許倒塌行為發生，故塑絞行只會在圖 2 裡的 A-F-B-C 區段。由於 SAP 2000 在不同支承(support)上無法給予不同的輸入地震，只能給予單一之輸入運動於所有支承中，對於本範例來說，不同高程之土壤彈簧應對應相關高程的土層運動，若要以單一之運動代表整體土層運動，則必須適切地選擇某高程之土層運動，以合理表現該土壤結構之反應。在此透過簡單測試說明如何選定輸入運動，可參考(陳昱志等，2014)，從中發現以地表土層運動(EL. 12.3 m)做為模型之輸入運動，會過度放大樓板反應，反觀若以基礎底部之土層運動(EL. -13.7 m)做為輸入運動，則集中質量模型反應會與 FEM 模型較為貼近，因此建議本案例分析之輸入運動皆採用基礎底部高程處之土層運動較為恰當。

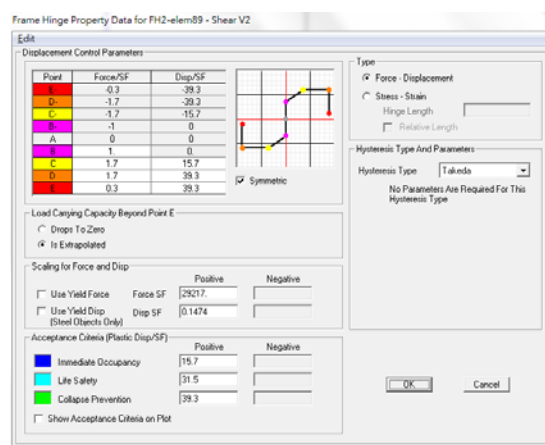


圖 3 SAP 2000 塑絞參數設定對話框

將 20 筆地震在不同強度規模 (ZPA) 下之加速度歷時做為模型之輸入運動，即可得到不同之輸入運動下結構桿件之反應歷時曲線。繪製易損性曲線圖時，需要定義損害參數以及不同損害狀態的門檻值，以識別出結構物元件的損害程度。如前節所述，反應器廠房破壞時會以剪力行為控制，故損害參數之訂定以剪力(剪應力)或層間變位角為依據。目前設定兩個損害狀態參數，分別為 Limit State 1 與 Limit State 2，在特定 ZPA 值之 20 組地震力作用下，計算元件對於所訂定不同損害參數的超越機率，一個 ZPA 值可對應一個超越機率，

如圖 4 中離散之圓點，分別為不同損害程度之超越機率，透過 lognormal 分佈曲線回歸圖中藍色虛線為 Limit State 1 的累積超越機率曲線，以及綠色實線為 Limit State 2 之累計超越機率曲線。

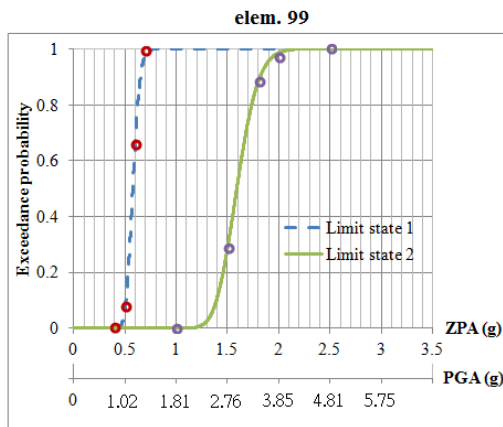


圖 4 元素 99 之易損性曲線圖分析結果

六、結論與建議

本研究以簡化之集中質量模型模擬核能電廠反應器廠房之受震反應，並考慮在強震作用下結構與土壤之非線性行為，進而落實電廠結構之安全性分析。由分析結果可發現，現行設計之反應器廠房之耐震能力相當高，本範例中剪力強度與層間變位角是採用規範之建議值，分析之結果亦相當保守，未來希望可透過相關實驗數據做為評估分析之依據，並透過其他有限元素分析軟體(如 Abaqus)執行動力分析，解決目前 SAP2000 於不同土層高度只能輸入單一運動之缺點，尋求更接近真實狀態之數值結果。

參考文獻

1. 陳昱志、許尚逸、趙書賢、楊炫智、吳俊霖，2014，核能電廠反應器廠房之土壤結構互制動力分析，中華民國第十二屆結構工程研討會暨第二屆地震工程研討會，高雄，10 頁。
2. American Society of Civil Engineers, 2014, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings : ASCE/SEI 41-13.

3. Richart, F.E., Hall Jr., J.R. and Woods, R.D., 1970, Vibrations of Soils and Foundations, prentice-Hall, New Jersey.
4. Novak, M. et al., 1978, Dynamic Soil Reactions for Plane Strain Case, The Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE.
5. Tajimi, H., 1959, Fundamental Study on the Theory of Seismic Design, Research Report, Vol.8, No.4, University of Tokyo.

台灣劣化混凝土橋梁鋼筋腐蝕危害地圖之建立與應用

宋裕祺¹ 許家銓² 邱建國³

摘要

本研究以中性化及鹽害鋼筋混凝土橋梁為對象，逐年分析材料時變效應下之橋墩塑性鉸性質，並藉由非線性靜態側推分析與改良式容量震譜法，分別獲得橋梁結構容量曲線－時間與各種不同損壞等級對應之地表加速度－時間等之關係，進而建立橋梁易損性曲線之時變特性及台灣地區劣化鋼筋混凝土橋危害度地圖。據此，橋梁各種不同損壞程度之機率時變關係及其對應之耐震維修或補強等生命週期成本最佳化分析即可完成，所得成果可供為橋梁最佳化管理決策制定之參考。

關鍵詞：中性化、鹽害、危害度地圖

一、前言

本文旨在探討混凝土劣化模式對鋼筋混凝土橋梁之衰退特性，以混凝土中性化及鹽害為研究主軸。以台灣地區為研究項目，蒐集影響橋梁劣化之相關參數，建立以網格為基準之橋梁劣化模式，並將劣化橋梁衰退資訊以危害地圖做視覺化之呈現。混凝土中性化預測模式加入二氧化碳因子作為修正；鹽害模式則蒐集台灣現有之飛來鹽實測值，藉由非線性差值進行修正。

依據不同劣化模式導致之鋼筋腐蝕資訊建立鋼筋腐蝕危害地圖。根據地圖，可輕易瞭解災害趨勢之發展，針對嚴重地帶進行較詳細的探討。

二、橋梁鹽害理論分析模式之建立

混凝土之鹽害深度與混凝土表面氯離子濃度及氯離子擴散係數有關。鹽害混凝土中鋼筋銹蝕之過程依照不同時期，將有不同的腐蝕速度，蕭輔沛等人(2012)將鋼筋

銹蝕分為潛伏期、進展期、加速期前期及加速期後期等四大階段(如圖 6 所示)。

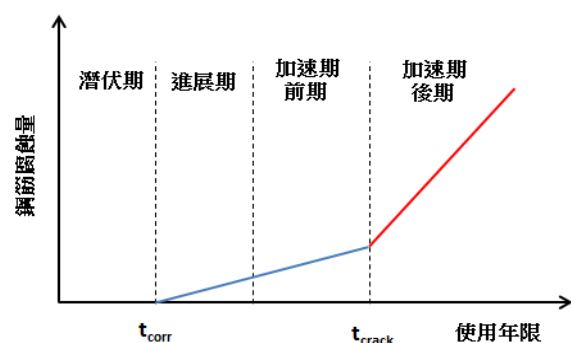


圖 1 鹽害混凝土中鋼筋之銹蝕速率示意圖 (蕭輔沛、邱建國、涂豐鈞，2012)

橋梁構件建設完成後至鋼筋開始腐蝕這段期間定義為潛伏期；當氯離子由混凝土表面擴散至鋼筋表面並超過臨界腐蝕氯離子濃度時，鋼筋開始腐蝕，混凝土構件將進入進展期。當混凝土表面開始產生裂縫至混凝土保護層剝落之期間則定義為加速期前期，依照蕭輔沛等人之建議，此時鋼筋銹蝕速率與進展期相同。而當鋼筋之重量減少率超過混凝土開裂臨界腐蝕重量

¹ 國立台北科技大學土木工程系教授

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立臺灣科技大學營建工程系副教授

減少率時，則視為混凝土保護層剝落，此時進入加速期後期。本時期外層鋼筋已無混凝土保護，鋼筋銹蝕速率將近似於裸鋼之銹蝕速率。

三、橋梁中性化理論分析模式之建立

根據王傳輝(2004)及蘇進國(2008)之研究成果，混凝土中性化深度可表示為中性化速度係數 K 與時間 $t(\text{year})$ 之關係如下式：

$$D_c = K\sqrt{t}$$

經由非線性迴歸，橋梁中性化速度係數之平均值與標準偏差可以綜合彙整如下式：

$$K_\mu = 3.97(\text{mm}/\text{year}^{0.5})$$

$$\sigma_\mu = 1.31(\text{mm}/\text{year}^{0.5})$$

混凝土中性化過程可區分為潛伏期、進展期、加速期及劣化期等四大階段(如圖2所示)。根據蘇進國(2008)先前之研究成果，進展期之鋼筋銹蝕速率預測模式如下：

$$R_{corr}^{prop}(t) = 1.022 \times 10^{-3} \exp^{0.04 \times \text{Temp}} \left(\frac{RH - 45}{100} \right)^{\frac{2}{3}} c^{-1.36} t^{1.83}$$

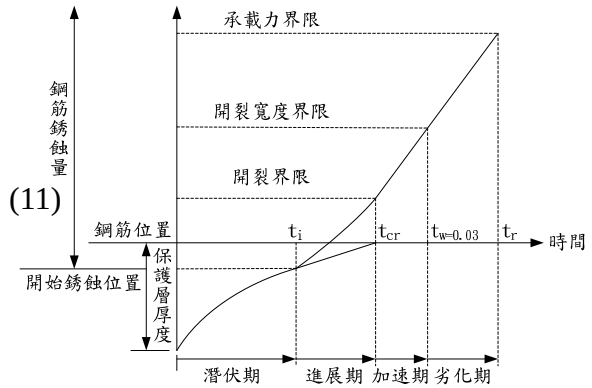
其中， t 為橋梁之使用年期(year)、 RH 為年平均溼度(%)、 c 為保護層厚度(mm)、 Temp 為年平均溫度(°C)。加速期之銹蝕速率，參照牛荻濤(2003)結合電化學原理與實際工程銹蝕速度分析結果，加速期之鋼筋銹蝕速率 $R_{corr}^{acee}(t)$ 可取為進展期者之2.5倍，即 $R_{corr}^{acee}(t) = 2.5 R_{corr}^{prop}(t)$ ；劣化期之速率則假設為與加速期相同， $R_{corr}^{dete}(t) = R_{corr}^{acee}(t)$ 。依據2.3.1節所得進展期之鋼筋銹蝕速率 $R_{corr}^{prop}(t)$ 與加速期之鋼筋銹蝕速率 $R_{corr}^{acee}(t)$ ，可分別求得進展期與加速期之鋼筋銹蝕深度，如下所示：

$$\delta_{prop}(t) = R_{corr}^{prop}(t) \times (t - t_i)$$

$$\delta_{acee}(t) = \delta_{prop}(t_{cr}) + R_{corr}^{acee}(t) \times (t - t_{cr})$$

進展期與加速期之分界點，定義為混凝土因鋼筋銹蝕引致體積膨脹造成混凝土保護層發生開裂之時間 t_{cr} 。根據工研院材

料銹蝕電流密度評估表以及按 Faraday 定律計算之鋼筋瞬時銹蝕速度，可估算出混凝土保護層開裂時之鋼筋銹蝕速率約為 $R_{corr}^{crack} = 5.805 \times 10^{-3} (\text{mm}/\text{year})$ 。因此，將 $R_{corr}^{prop}(t)$ 與 R_{corr}^{crack} 聯立求解即可獲致 t_{cr} 。



(12) 圖2 混凝土中性化過程示意圖

而根據一般大氣環境鋼筋開始銹蝕的條件，可以得到鋼筋開始銹蝕時間為

$$t_i = \left(\frac{c - D_0}{K_{measured}} \right)^2 \quad (17)$$

式中， D_0 為中性化殘量(mm)，可表示如下：

$$D_0 = 5.9063(-RH^2 + 1.5RH - 0.45)(c - 5)(\ln f'_c - 2.3) \quad (18)$$

式中， RH 為環境年平均濕度(%)、 c 為混凝土保護層厚度(mm)、當 $c > 50 \text{ mm}$ 時，取 $c = 50 \text{ mm}$ ； f'_c 為混凝土抗壓強度(MPa)。

四、劣化橋梁之強度衰減特性之分析

4.1 鹽害橋梁強度衰減特性

鋼筋銹蝕不僅造成鋼筋斷面積損失，還會直接影響結構物的力學性能。以混凝土鹽害導致鋼筋發生均勻銹蝕而言，鋼筋失重率與鋼筋的斷面積損失率近乎等同，而且鋼筋極限拉應力的降低量與鋼筋的斷面積損失率大約呈現正比關係。因此，本文採用牛荻濤(2003)之建議公式如下：

$$\eta(t) = \left[1 - \frac{A_{s, \text{left}}(t)}{A_{s, \text{total}}} \right] \times 100\% \quad (19)$$

$$f_{y,corr}(t) = [1 - 1.077\eta(t)]f_y, \quad t \geq t_i$$

式中， $f_{y,corr}(t)$ 為銹蝕鋼筋之降伏強度(MPa 或 kg/cm^2)， f_y 為鋼筋之初始降伏強度(MPa 或 kg/cm^2)， $\eta(t)$ 為銹蝕鋼筋之斷面積損失率(%)； $A_{s,total}(t)$ 與 $A_{s,left}$ 分別為鋼筋銹蝕前、後之斷面積(mm^2)， t_i 為鋼筋開始銹蝕之時間(year)。

4.2 中性化橋梁強度衰減特性

混凝土中性化後，混凝土有呈現更為緻密的現象，因此有些學者認為混凝土抗壓強度會有增加的趨勢，然有些學者則認為中性化會使混凝土材質變差，抗壓強度恐因而降減。本研究參考王傳輝(2004)之研究成果，假設中性化混凝土之抗壓強度與未中性化前相同，不考量其增減效應。而中性化混凝土之有效斷面計算方式如下：

$$\begin{cases} B_e(t) = B - 2 \times D_c(t) & , \quad t \geq t_{cr} \text{ and } D_c(t) \geq c \\ H_e(t) = H - 2 \times D_c(t) & , \quad t \geq t_{cr} \text{ and } D_c(t) \geq c \end{cases}$$

式中， $B_e(t)$ 為混凝土斷面有效寬度(mm)， $H_e(t)$ 為混凝土斷面有效深度(mm)， B 與 H 分別為混凝土未劣化前之斷面寬度(mm)與深度(mm)， $D_c(t)$ 為中性化深度(mm)， C 為混凝土保護層厚度(mm)。中性化混凝土有效斷面之示意圖如圖 3 所示。

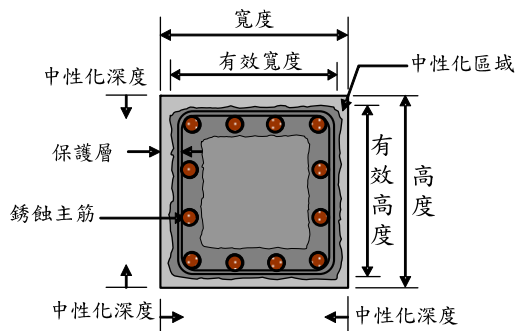


圖 3 中性化混凝土有效斷面

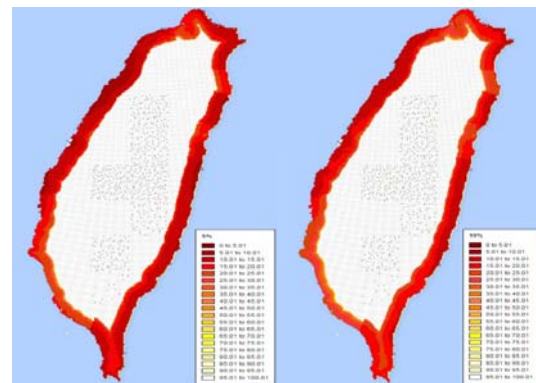
中性化導致之鋼筋銹蝕則採用與鹽害橋梁相同之計算方式。

五、混凝土橋梁劣化危害地圖之建立

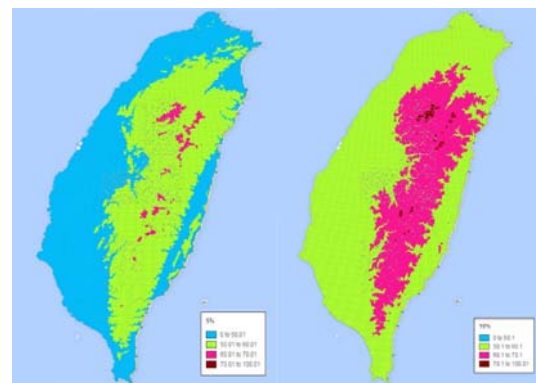
為了瞭解台灣各地環境對混凝土橋梁劣化之影響，本研究以前述之劣化橋梁分析模式及網格化台灣地區劣化環境資料為

基準，建立台灣地區鋼筋混凝土橋梁劣化危害度地圖。

由前述之劣化鋼筋混凝土橋梁強度衰減特性可知，橋梁強度之衰減主要係起因於鋼筋混凝土有效斷面積減少。排除化學摻料之影響因素，本研究將針對台灣地區各網格進行一般鋼筋混凝土橋梁鋼筋有效斷面積損失率之分析，求得每一網格達到鋼筋斷面積腐蝕之目標值所需之時間，每一網格之分析如圖 4 及圖 5 所示。



(21) (A) $\eta = 5\%$ (B) $\eta = 10\%$
圖 4 鹽害危害度地圖(Cover = 5cm)



(A) $\eta = 5\%$ (B) $\eta = 10\%$
圖 5 中性化危害度地圖(Cover = 5cm)

六、結論

為了瞭解台灣劣化混凝土橋梁鋼筋腐蝕趨勢，本文基於中性化機理、鹽害機理及部分學者建立之經驗預測公式建置以網格為基準之橋梁劣化模式，並透過鋼筋腐蝕程度時變性的簡易評估，將劣化橋梁之強度衰減特性以危害地圖進行視覺化之呈現，所獲的結論如下：

一、以網格為基準之中性化深度預估模式進行預測不同區域之中性化深度；其中，考慮二氧化碳之相關因子，著重於石化工業區及人口密集區為中性化效應帶來的影響。另外，配合網格鋼為基準之橋梁鹽害預測模型，並修正各地飛來鹽量之預測更能使預測結果符合現況。

二、依據不同劣化模式，計算鋼筋斷面積損失率，以鋼筋腐蝕為危害地圖之資訊，將鋼筋斷面積損失之結果以視覺化呈現，能直覺地瞭解危害之災損範圍及發展趨勢。

三、透過不同劣化模式的危害地圖可明確瞭解特定地區的危害災損程度較高。為了明確考慮該處之危害損失資訊，將危害地圖進行單一網格詳細的劣化資訊評估，以便探討設計需求或是評估預測橋梁劣化之發展。

參考文獻

1. Applied Technology Council, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building (ATC-40), Redwood City, California.
2. Sung, Y. C., Su, C. K., " Seismic Evaluation of Existing Bridges : Theory And Application", International Training Program for Seismic Design of Structures, National Center For Research on Earthquake Engineering, October 26, 2005, Taipei, Taiwan.
3. Sung, Y.C., Huang, C.H., Liu, K.Y., Wang, C.H., Su, C.K. and Chang, K.C., 2010. Life-cycle evaluation on deteriorated structural performance of neutralized reinforced concrete bridges. Structure and Infrastructure Engineering, 6 (6), p.p. 741-751.
4. Sung, Y.C., Su, C.K., "Time-dependent Seismic Fragility Curves on Optimal Retrofitting of Neutralized Reinforced Concrete Bridges", Structure and Infrastructure Engineering, Vol.7, No.10, October 2011, p.p. 797-805.
5. 日本土木学会(JSCE),「コンクリート構造物の信頼性設計法に関する研究小委員会(336 委員会)成果報告書, 第三篇耐久性信頼評価, 2008。
6. 牛荻濤,「混凝土結構耐久性與壽命預測」, 科學出版社, 2003。
7. 王傳輝,「台灣地區鋼筋混凝土橋中性化效應之耐久性評估」, 碩士學位論文, 國立台北科技大學, 臺北, 臺灣, 2005 年 1 月。
8. 邱永芳、羅建明、陳桂清、柯正龍、謝明志,「2013 年臺灣大氣腐蝕劣化因子調查資料年報」, 交通部運輸研究所, 104 年 6 月。
9. 邱永芳、羅建明、陳桂清、柯正龍、謝明志,「2013 年臺灣大氣腐蝕劣化因子調查資料年報」, 交通部運輸研究所, 台北, 2013。
10. 邱清安、林博雄,「由測站資料推估台灣之氣溫與降水之空間分布」, 2004 年 12 月。
11. 莊育泰,「劣化 RC 牆生命週期耐震能力研究」, 碩士學位論文, 國立臺灣科技大學, 臺北, 臺灣, 2012。
12. 陳尚德,「鋼筋混凝土橋梁鋼筋腐蝕危害地圖建立與應用」, 碩士學位論文, 國立台北科技大學, 臺北, 臺灣, 2015 年 7 月。
13. 陳威成,「由生命週期成本分析探討鋼筋混凝土消防廳舍耐震設計及補強基準」, 博士論文, 國立台灣大學土木工程系, 台北, 2012。
14. 蕭輔沛、邱建國、涂豐鈞,「考慮劣化與震損影響之 RC 校舍耐震能力評估研究」, 國家地震工程研究中心, 2012 年 12 月。
15. 蘇進國,「模糊遺傳算法在橋梁耐震性能設計之應用與耐震維修補強生命週期成本最小化之研究」, 博士學位論文, 國立台北科技大學, 臺北, 臺灣, 2008 年 6 月。

配置消能鋼棒之搖擺控制機制橋柱性能試驗

洪曉慧¹ 黃仲偉² 江奇融³ 羅培軒⁴

摘要

為降低橋柱震後損傷，減少復原所需時間，本研究發展一以柱底搖擺機制降低地震力需求，以預力控制橋柱之搖擺轉角量，並以外置消能鋼棒消散地震能量之預鑄預力橋柱系統。特殊設計的消能鋼棒可在降伏後迅速換新，此外特殊設計的消能鋼棒萬向接頭基座可使消能鋼棒沿著各方向自由轉動，以降低鋼棒承受彎矩的可能性。為驗證所開發橋柱系統的耐震性能，本研究設計與建造兩組不同設計細節與預力之試體，並在國家地震工程研究中心進行反覆載重試驗，試驗結果並與傳統配置橋柱進行比較。試驗結果顯示所開發試體柱身在經歷反覆載重後僅有輕微損傷，大部分損傷皆集中在外置消能鋼棒的非線性變形，且受損的外置消能鋼棒可輕易置換，使橋柱試體迅速回復其原有耐震性能，惟此搖擺控制機制橋柱之初始勁度低於傳統配置橋柱。

關鍵詞：消能鋼棒、預鑄預力橋墩、搖擺機制、反覆載重試驗

一、前言

近年來隨著經濟的發展與設計技術的精進，橋梁的設計目標逐漸不再只滿足於大震不倒，而是以性能為導向地期望震後橋梁仍能維持一定功能。以往的設計與補強設計理念偏向於自我犧牲式的韌性設計，以柱底產生塑鉸來消散地震能量，確保橋梁不會產生脆性剪力破壞與倒塌，所以大地震後橋柱往往已產生相當大的應變與殘留位移，而須限制通車進行補強或重建，為了降低震後再度維修的成本，減少震後殘餘變形並加速震後橋梁耐震性能的恢復已成為新一代橋梁設計須慎重考量之課題。根據過去的研究，橋柱基礎搖擺機制可降低橋柱的地震力需求，也可提供自復位之能力，進而減少甚至避免震後橋柱塑角區的嚴重損傷，降低震後殘留位移[1]。然而橋柱之搖擺機制雖可降低橋柱承受之地震力，但缺乏可靠之遲滯消能機制，若不適當控制，將可能產生很大位移，

所以位移成了此一機制之控制因素。為了要保有搖擺機制降低地震需求的優勢，並同時保有適當的消能能力和具備可控制之搖擺行為，搭配預力和外加消能裝置的搖擺控制機制橋柱近年來成了一個深具潛力的選擇 [2-4]。基於類似的概念，本研究開發預力搭配外置消能鋼棒的搖擺控制機制橋柱，橋柱透過後拉法施加之預力提供橋柱搖擺後自復位的能力，可置換的外置消能鋼棒提供消能的能力。為驗證所開發橋柱系統的耐震性能與震後快速修復能力，本研究先透過消能鋼棒的反覆拉伸試驗，設計並建造試體所需之消能鋼棒，再設計並建造兩組不同預力與設計細節的搖擺控制機制橋柱試體，並在地震中心進行反覆載重試驗，兩座試體各進行兩次反覆載重試驗，包括修復前與修復後，並與傳統配置橋柱之實驗結果進行比較。

二、試體設計

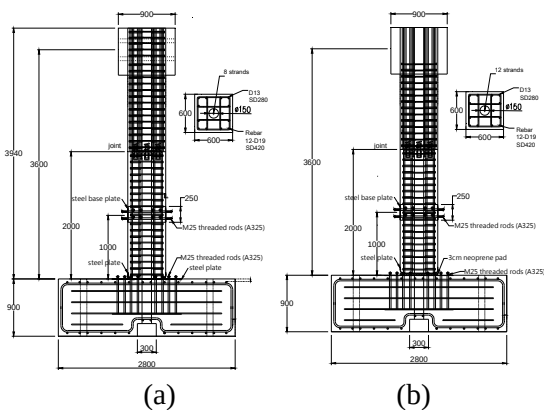
¹國家地震工程研究中心研究員

²中原大學土木工程學系副教授

³國家地震工程研究中心助理研究員

⁴中原大學土木工程學系碩士生

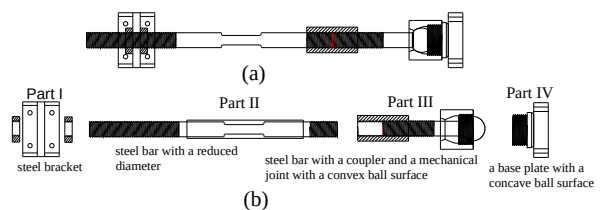
本研究設計並建造兩組如圖一(a)和(b)所示之預鑄預力搖擺控制機制橋柱試體 RB-P1 和 RB-P2，兩組試體之設計預力分別為 $0.04f'_cA_g$ 和 $0.07f'_cA_g$ ，其中 A_g 為橋柱斷面積， f'_c 為橋柱混凝土設計抗壓強度。其中 RB-P2 試體之柱底和基礎間置放一厚度為 3 cm，長寬皆為 60 cm 之橡膠墊以吸收橋柱搖擺後引致之高軸力。為了進一步了解所開發試體和傳統配置試體間之差異，本研究亦設計並建造一座傳統配置試體 (BM01)。這三座試體之有效柱高皆為 3.6 公尺，斷面積為 60cm×60cm。傳統配置試體 BM01 配置 16-D19 主筋，D13@10cm 箍筋，試體 RB-P1 和 RB-P2 則配置 12-D19 主筋和一組預力鋼腱。預力鋼腱穿越柱底和基礎界面，錨定於基礎底，主筋則未穿越柱底。試體 RB-P1 和 RB-P2 之預力鋼腱分別包含 8 根和 12 根 ASTM A416 Grade 270 鋼絞線，鋼絞線標稱直徑為 15.2 mm。



圖一 試體設計(a) RB-P1 (b) RB-P2

試體 RB-P1 和 RB-P2 皆為預鑄，試體各分成三個節塊，包括兩個柱身節塊和一個基礎節塊。柱身節塊分別為 2 m 和 1.94 m 高，節塊內預留 15 cm 直徑之 PVC 管始預力鋼腱在試體組裝時得以穿越。此外柱底節塊與基礎節塊皆配合消能鋼棒位置配置數根螺桿，以利橋柱組立完成後消能鋼棒之安裝。柱底產生剛體搖擺行為時，受壓側角落將承受很大的壓應力，為避免柱底角落處保護層因承受極大壓力而壓碎，柱底四周設計成 5cm 倒角，並以 5mm 鋼板包覆柱底以及與橋柱接觸之基礎面，使基礎與柱底間界面具備足夠強度承受反覆搖擺

作用力。圖二所示為外置消能鋼棒裝置的完成圖與分解圖。基於安裝的方便性與日後零件保養維護、更換的便利性，整組外置消能裝置必須具備良好組合性，於是本研究將其分為四段，分別為柱身端接合板 (I)、消能鋼棒主體(II)及可透過特殊設計續接器拆成第 III 段和第 IV 段之基礎端萬向接頭接合板。實際安裝時，柱身端接合板 (I) 和基礎端接合板(IV)可先透過預鑄之螺桿分別錨定於柱身與基礎面，再將第 III 段與第 IV 段透特殊續接器接合，形成可自由轉動的萬向接頭，最後消能鋼棒主體(II)再透過螺栓與第 I 段接合，透過續接器與第 III 段則接合，完成消能鋼棒之組裝。本研究試體所採用之消能鋼棒主體部分(II)為由直徑為 32 mm 之 JIS S450 鋼棒製作而成，其中 220 mm 長利用機器削薄為直徑 20 mm，外面再包覆外徑為 40 mm，厚度為 2 mm 的鋼管，並於鋼管與鋼棒中間縫隙注入環氧樹脂(epoxy)。本研究設計之消能鋼棒於地震後，主要損傷將集中於第 II 段，故若消能鋼棒有受損可僅替換第 II 段主體部分，兩端(I、III 和 IV)部分不須連同消能鋼棒主體(II)一起更新，但各段皆可個別的保養維護，降低因地震造成消能器損壞而需替換元件的費用。在實際將消能鋼棒裝上試體進行試體試驗前，為了解所設計消能鋼棒之消能能力，本研究亦針對消能鋼棒進行反覆拉伸試驗，其試驗結果繪於圖三。如圖所示，消能鋼棒極限拉伸長度為 24 mm，對應之軸拉力為 200 kN。

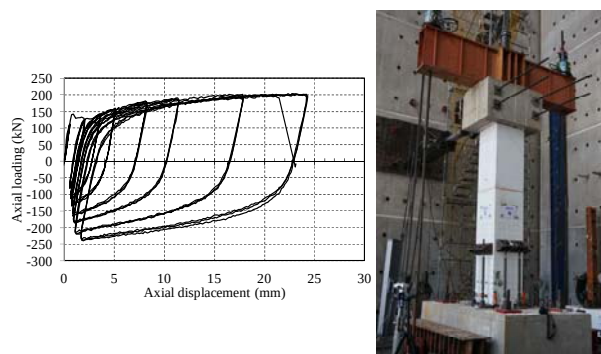


圖二 消能鋼棒示意圖：(a)完成圖(b)分解圖

三、實驗規畫

圖四為試驗配置，三座試體皆進行反覆載重試驗，試驗過程中，利用柱頂橫梁

與千斤頂施加固定之垂直向軸力 $0.1f_c'A_g$ ($=1260$ kN) 模擬上部結構自重。側向力加載為位移控制，圖五(a)和(b)所示分別為搖擺控制機制試體與傳統配置試體之加載位移歷程圖，側向力加載位置為基礎面上 3.6 m 處。此外，為確認外置消能器的可替換性，試體 RB-P1 和 RB-P2 皆進行兩次反覆載重試驗，第一次試驗在位移比為 3.5% 時停止，然後置換新的消能鋼棒，之後再進行第二次反覆載重試驗。第二次試驗則進行到試體完全破壞為止。



圖三 消能鋼棒遲滯迴圈

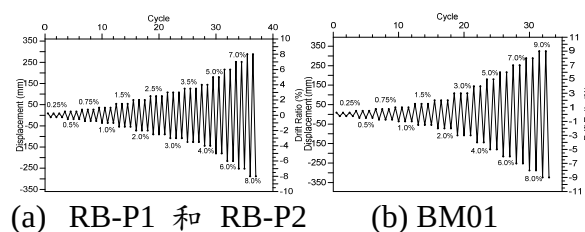


圖四 試驗配置

四、實驗結果

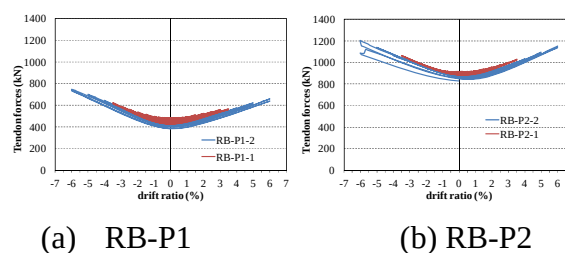
圖六所示為兩座搖擺控制機制試體於實驗過程中的預力鋼腱軸力和位移比關係曲線，其中 RB-P1-1 和 RB-P2-1 代表第一次反覆載重試驗，RB-P1-2 和 RB-P2-2 代表第二次反覆載重試驗。試體 RB-P1 和 RB-P2 的設計預力分別為 494 kN 和 864 kN。然而由於實驗過程中預力的損失，鋼腱軸力在位移比為零時隨著迴圈次數的增加而略有減少，而在同一迴圈中，隨著側向位移比的增大，由於預力鋼腱被拉長，鋼腱軸力也隨著增加。圖七所示為三座試體之力-位移遲滯迴圈曲線。兩座搖擺控制機制試體最外圍的消能鋼棒在第一次反覆載重試驗位移比達 3.5% 時皆開始斷裂，強度也急速下降，所以試驗在完成 3.5% 位移比第三次迴圈後即停止。之後，將所有消能鋼棒皆置換後進行第二次試驗，第二次試驗結果同樣繪製於圖七。如圖所示，第二次試驗在位移比小於 3.5% 時的遲滯迴圈曲線幾乎和第一次重疊，此結果證實外置

消能鋼棒在大地震後的可置換性，安裝新的消能鋼棒的橋柱試體其耐震性能可迅速恢復至與震前相同性能。在第二次試驗中，當位移比繼續增加，消能鋼棒陸續斷裂，試體強度也陸續降低，在試驗完成 6% 位移比第二迴圈時，所有的消能鋼棒皆斷裂，所以實驗停止，然而此時由於試體本身並沒損壞，故仍保有完整的垂直承載力，但強度僅剩預力鋼腱軸力所提供之強度。另透過和圖七(c)傳統橋柱的比較，試體 BM01 擁有較飽滿的遲滯迴圈，即消能能力較佳，但試體 BM01 有較大的殘餘位移。另一方面，試體 RB-P1 和 RB-P2 由於橋柱搖擺機制之幾何非線性和消能鋼棒材料非線性共同作用，遲滯迴圈呈現旗桿型行為，殘餘位移量明顯較傳統橋柱小，但其初始勁度則明顯低於傳統橋柱。



(a) RB-P1 和 RB-P2 (b) BM01

圖五. 實驗位移加載歷程

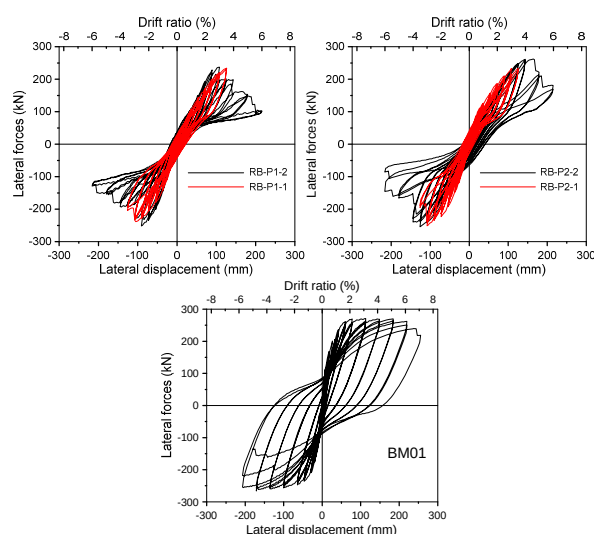


(a) RB-P1 (b) RB-P2

圖六 預力鋼腱之軸力-位移比曲線

圖八所示為試體沿著柱身在不同位移比時之轉角增加量，轉角增加量為相鄰兩角度計讀值之差值。由於基礎之轉角為零，所以圖八所示最低點之轉角增加量包括柱底因搖擺產生的轉角。很明顯的，對於試體 RB-P1 和 PB-P2 而言，轉角的貢獻主要來自柱底的剛體旋轉，因為當位移比為 6% 時，柱底的旋轉量剛好約為 0.059 和 0.054 rad。此結果亦顯示柱身的曲率很小，即柱身損傷輕微。另一方面，傳統橋柱 BM01

的轉角增加量則均勻分布於柱底塑角區，且由於傳統橋柱柱底和基礎並不會分離，所以轉角增加量皆反應至柱身的曲率，傳統橋柱柱身的曲率明顯大於搖擺控制機制橋柱，意謂其柱身的損傷比搖擺控制機制橋柱為大。進一步比較試體 RB-P1 和 RB-P2 可發現，試體 RB-P1 柱底的轉角大於試體 RB-P2，此結果意謂高軸力可降低柱底轉角量，因為高軸力可限制柱底的搖擺機制。同樣的結論可反映在圖九所示的試體柱身最後破壞相片。如圖所示，RB-P1 試體之破壞侷限在保護層的輕微破裂，而具橡膠墊的 RB-P2 試體則只產生細微裂縫，這些損傷皆可輕易修補，且試體本身的強度與韌性則可藉由置換新的消能鋼棒迅速恢復。另反觀傳統試體 BM01，試驗結束後主筋和箍筋皆已外露，箍筋嚴重外鼓，部分主筋也已斷裂或挫曲，此種破壞並無法在震後迅速完成補強，恢復功能。

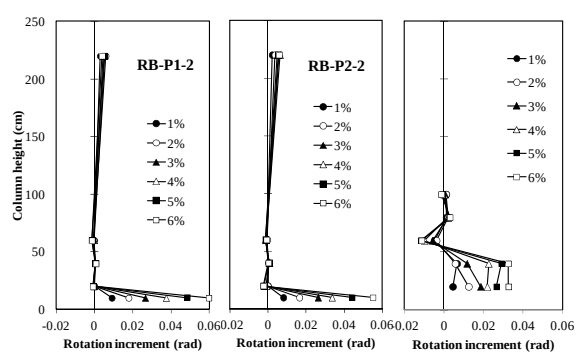


圖七 試體之力-位移曲線

五、結論

本研究設計並建造兩組搭配後拉預力與外置消能鋼棒之搖擺控制機制橋柱試體，透過反覆載重試驗，並與傳統配置橋柱進行比較，搖擺控制機制橋柱透過搖擺機制降低柱身損傷，消能鋼棒的軸向非線性變形消散地震能力，預力鋼腱提供自復位能力皆已獲得證實。外置消能鋼棒的快速置換能力也獲得確認，惟所開發搖擺控

制機制橋柱的初始勁度低於傳統橋柱。



(a) RB-P1 (b) RB-P2 (c) BM01

圖八 試體在不同位移比之轉角增加量



(a) RB-P1 (b) RB-P2 (c) BM01

圖九 試體破壞曲線

參考文獻

1. Hung, H.H., Liu, K.Y. and Chang, K.C., Rocking behavior of bridge piers with spread footings under cyclic loading and earthquake excitation, *Earthquakes and Structures*, 7(6), 1001-1024, 2014
2. Roha, H., and Reinhorn, A. M., Modeling and seismic response of structures with concrete rocking columns and viscous dampers, *Engineering Structures*, 32(8), 2096-2107, 2010.
3. Palermo, A., and Mashal, M., Accelerated bridge construction (ABC) and seismic damage resistant technology: a New Zealand challenge, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 45(3), 123-134, 2012.
4. Mohamed A. E., and Ahmad S., Seismic behavior of self-centering precast segmental bridge bents, *Journal of Bridge Engineering*, 16(3), 328-339, 2011.

填充剪切稠變流體阻尼器之特性試驗與設計研究

葉芳耀¹ 游忠翰² 張國鎮³ 陳宗琿⁴

摘要

台灣位處環太平洋地震帶，地震發生次數相當頻繁。耐震設計理念中考慮結構物的韌性、消能減震及隔震系統，以達小震不壞、中震可修及大震不倒之目標。目前的被動控制系統，只能依照耐震設計需求提供單一的設計阻尼係數，無法完全滿足結構物於各種耐震性能之需求。雖然目前主動控制系統可輸入外加能量，及時改變阻尼器的物理參數，以精準地控制結構物的行為。但其需要消耗龐大能量，成本高不符經濟效益。基於上述因素，本研究目的為開發新式非線性黏性阻尼器，使結構物在最經濟成本下，儘可能滿足中小度地震、設計地震與最大考量地震之耐震性能需求。因此本文嘗試將奈米粒子加入高分子流體中，形成剪切增稠(減稀)流體，其特色為黏滯度會隨著剪應變率而改變。本文將運用此剪切稠變流體之流變特性，將其填充於典型之油壓鋼管中，製造出隨阻尼器受力或運作速度而改變阻尼係數的非線性黏性阻尼器，並探討此種阻尼器可能的設計方法。

關鍵詞：奈米粒子、剪切增稠(減稀)流體、非線性黏性阻尼器

一、前言

近半世紀以來，對於結構物減震之研究已經有很大的進展，各種類型的阻尼器也因應而生，如黏滯型阻尼器、黏彈性阻尼器、摩擦型阻尼器、金屬阻尼器等，其主要目的皆是利用相對的物理量變化而消能，進而增加結構物的阻尼比。由於阻尼器設計的方便性及可換性，目前已廣為業界所採用於許多現代的耐震結構物上。而被動的減震系統有其缺點，由於阻尼器的機械設計以及材料行為的限制，使得單一阻尼器無法應用於各種不同的結構系統。換言之，被動型的阻尼器必須依照結構物的需求而客製化設計，並且重新製作以及測試。典型黏滯型阻尼器之性能如圖 1，依結構反應需求不同，主要分為線性阻尼器($\alpha=1$)及非線性阻尼器($\alpha>1$ 或 $\alpha<1$)。

本文將運用剪切稠變流體之流變特性[1, 2, 3]，將其填充於典型之油壓鋼管中，製造出隨阻尼器受力或運作速度而改變阻尼係數的非線性黏性阻尼器，並探討此種阻尼器可能的設計方法。

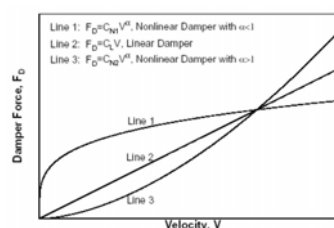


圖 1 黏滯型阻尼器阻尼力與速度之關係

二、阻尼器消能特性量測

本研究針對填充重量百分比為 10% 的剪切增稠(減稀)流體之傳統油壓鋼管進行消能特性測試，希望求得結構控制元件重要力學參數及消能行為，如阻尼力與位移的關係、阻尼係數與指數等。實體元件性能測試主要是以固定位移及頻率的位移正弦波強迫元件進行簡諧運動，再由控制端反求制動器所施加的力量即為阻尼力。圖 2 為本研究元件測試於國家地震工程研究中心實驗所使用之油壓制動器安裝及進行實體元件性能測試之照片。

實體元件性能測試結果如圖 3 及圖 4 所示，本次實體元件測試頻率範圍為 0.1Hz~5Hz，衝程範圍為 1mm~15mm。由

¹國家地震工程研究中心研究員

²國立台灣大學土木工程系博士生

³國立台灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心主任

⁴國立台灣大學土木工程學系博士

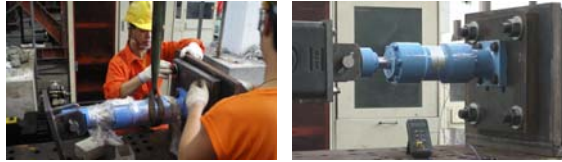


圖 2 阻尼器安裝與特性量測照片

測試遲滯迴圈形狀得知，填充剪切增稠(減稀)阻尼器屬非線性阻尼且 $\alpha < 1$ 。因此，不須改變阻尼器構造就可以達到 MR 阻尼器 $\alpha < 1$ 的消能行為。

由圖 3 得知，相同振幅不同測試頻率下，遲滯迴圈會因填充液體流變性質而改變消能行為。圖 3(a)係因測試衝程太小而與螺栓接合部滑動造成誤差。由圖 4 得知，相同頻率不同測試振幅下，遲滯迴圈會因填充液體流變性質而改變消能行為。振幅愈大所產生的迴圈愈扁平；振幅愈小所產生的迴圈則愈高窄，顯示剪切應變與流變關係確實影響阻尼出力行為。由圖 3 與圖 4 可計算得到阻尼係數 C 及阻尼指數 α 。由表 1 及表 2 得知，填充剪切增稠(減稀)液體阻尼器，在不同外力條件下，能提供不同的阻尼係數與阻尼指數。圖 5 為阻尼器出力與作動速度關係圖，得知，相同振幅作用下，阻尼器出力行為與頻率有關且具有 $\alpha < 1$ 的行為。因此填充剪切增稠(減稀)液體阻尼器可依設計要求作為可調式之變阻阻尼器。

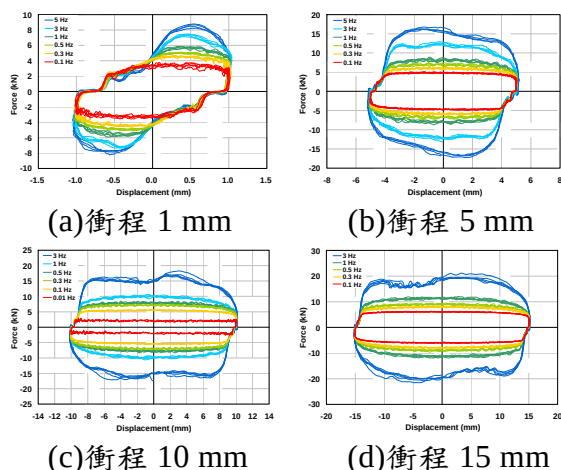


圖 3 填充 10%濃度 STF 阻尼器(頻率 0.1Hz~3Hz)之性能測試結果

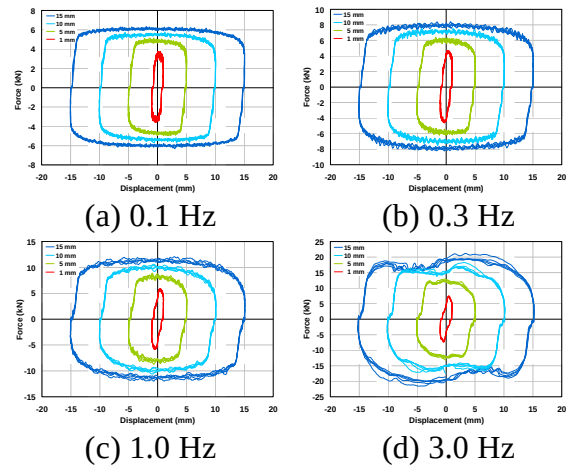


圖 4 填充 10%濃度 STF 阻尼器(衝程 1mm~15mm)之性能測試結果

表 1 10%濃度之 STF 阻尼器在相同振幅不同頻率下之 C 與 α 關係

測試振幅 (mm)	測試頻率 (Hz)	最大出力 (kN)	阻尼係數 (kN (s/mm) ^{α})	阻尼指數 (α)
10	0.1	5.738	3.857	0.187
10	0.3	7.484	3.603	0.228
10	1.0	10.627	0.870	0.598
10	3.0	16.289	1.266	0.494

表 2 10%濃度之 STF 阻尼器在相同頻率不同振幅下之 C 與 α 關係

測試振幅 (mm)	測試頻率 (Hz)	最大出力 (kN)	阻尼係數 (kN (s/mm) ^{α})	阻尼指數 (α)
1	3.0	4.546	4.555	0.136
5	3.0	13.199	1.161	0.591
10	3.0	16.289	1.266	0.494
15	3.0	18.597	1.118	0.521

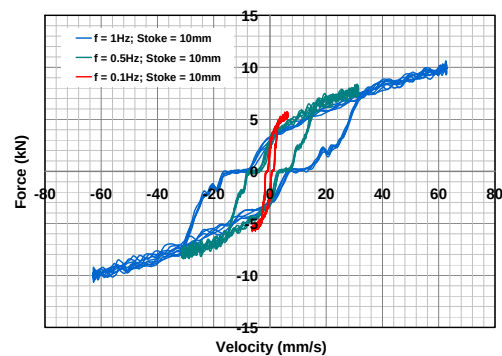


圖 5 填充 10.0%剪切稠變流體阻尼器 阻尼力與速度關係圖

三、阻尼器理論設計公式推導

黏性阻尼器的理想力學行為如式： $F_D = C|\dot{u}|^\alpha \text{sgn}(\dot{u})$ ，其中， F_D 為阻尼器所產生的阻尼力、 C 為阻尼器之阻尼係數、 v 為

活塞或是阻尼器之運動速度、 α 為非線性係數。因此，阻尼器之出力只與相對速度有關，且不具有與位移同相之儲存勁度。當阻尼器速度最大時，其兩端之相對位移最小，阻尼器出力最大；而當阻尼器速度為零時，其兩端之相對位移最大，阻尼器出力最小。

假設阻尼器受到一大小為 F_D 之軸向力，造成了其內部 ΔP 的壓力差，以及活塞運動速度 v_0 ，其力量與壓力差之關係式為： $F_D = \Delta P \cdot A_p$ ，其中 A_p 為活塞頭之截面積； ΔP 為活塞頭兩端之壓力差。假設活塞與鋼管間可供黏性流體流動的區域寬度為 d 遠小於活塞半徑 R ，則截面的環狀區域可視為一厚度極薄的矩形區域，其寬度 b 近似於 $b \approx 2\pi(R - d/2)$ 。因此，可視為流體在兩片平行板中流動。Wereley 和 Pang [4] 將流體運動的邊界條件假設為兩平行板，並描述壓力差 ΔP 在流體作用段 L 區間內的變化形式假設為線性遞減，其理論之正確性也在實驗中獲得證實。所以 Poiseuille Flow 應用於本文中的理論推導，作了以下其相關假設為：(1) 流體作用區域之寬度對於整體直徑相對的極小；(2) 流體不可壓縮；(3) 在流體作用長度為 L 的區間內，其流體性質皆假設為相同，故又可視為僅一度空間之問題；(4) 流體屬於層流狀態，故可忽略其加速度變化。因此，壓力差在長度為 L 的區間內成線性變化，故可以簡化 Poiseuille Flow 的控制方程式為： $d\tau/dy = -\Delta P/L$ ，其中 τ 為剪切應力。圖 6 為流體在流動區間之剪應力分佈圖。

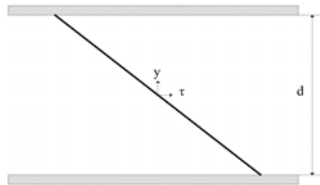


圖 6 流體受剪應力分佈圖

牛頓流體在兩平行板間的連續方程式為： $\tau = \mu \frac{dv}{dy} = \mu \dot{\gamma}$ ，其中 v 為平行板間沿著 y 方向的流速函數， μ 為黏滯係數。考

慮剪切增稠(減稀)液體特型為(1)剪應力超過降伏應力後，流體降伏後黏滯度為降伏前黏滯度的 0.2 倍，代表此流體隨著剪力增強而變得較為稀薄，稱之為剪切稀變流體(Shear Thinning Fluid)；(2)剪應力超過降伏應力後，流體的降伏後黏滯度為降伏前黏滯度的 5 倍，則代表了此種流體會隨著剪力增加而變稠，稱之為剪切增稠流體(Shear Thickening Fluid)。圖 7 為具有雙黏性流體之剪應力與剪應變率關係圖。

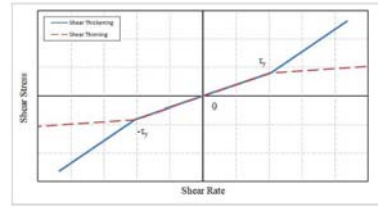


圖 7 雙線性流體剪應力與剪應變率關係

雙黏性流體之剪應力與剪應變率關係之公式，可以分為降伏前與降伏後兩部分，分別為式(1)與式(2)。

$$\tau = \mu_{pr} \frac{dv}{dy} \quad \tau \leq \tau_y \quad (1)$$

$$\tau = \tau_y + \mu_{po} \left(\frac{dv}{dy} - \dot{\gamma}_y \right) \quad \tau \geq \tau_y \quad (2)$$

其中 μ_{pr} 和 μ_{po} 分別為降伏前後之黏滯度， $\dot{\gamma}_y$ 為降伏時候的剪應變率。將上式分別依照兩種流速狀態區域積分兩次後，可得式(3)~(6)。

$$\frac{dv_{pr}}{dy} = -\frac{\Delta P}{L\mu_{pr}} y + A_1 \quad \tau \leq \tau_y \quad (3)$$

$$v_{pr} = -\frac{\Delta P}{2L\mu_{pr}} y^2 + A_1 y + A_2 \quad \tau \leq \tau_y \quad (4)$$

$$\frac{dv_{po}}{dy} = -\frac{\Delta P}{L\mu_{pr}} y + B_1 \quad \tau \geq \tau_y \quad (5)$$

$$v_{po} = -\frac{\Delta P}{2L\mu_{pr}} y^2 + B_1 y + B_2 \quad \tau \geq \tau_y \quad (6)$$

將四個邊界條件，分別是(1)位於平行板之邊緣流體流速為零；(2)位於中央流速尖峰點之流速變化率為零；(3)考慮流體的連續性質，流體在兩區域的交界處的流速以及流速之變化率相等，求解聯立方程式後可得 A_1 、 A_2 、 B_1 、 B_2 如下。其

$$\delta = \frac{2L\tau_y}{\Delta P}。$$

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{\Delta P \delta^2}{8L} \left(\frac{1}{\mu_{po}} - \frac{1}{\mu_{pr}} \right) - \frac{\Delta P \delta d}{4L} \left(\frac{1}{\mu_{po}} - \frac{1}{\mu_{pr}} \right) + \frac{\Delta P d^2}{8L \mu_{po}}$$

$$B_1 = \frac{\Delta P \delta}{2L} \left(\frac{1}{\mu_{po}} - \frac{1}{\mu_{pr}} \right)$$

$$B_2 = \frac{\Delta P d^2}{8L \mu_{po}} - \frac{\Delta P \delta d}{4L} \left(\frac{1}{\mu_{po}} - \frac{1}{\mu_{pr}} \right)$$

將 A_1 、 A_2 、 B_1 、 B_2 帶入式(4)和式(6)後，可得到雙黏性流體填充阻尼器之流速型態，式(7)為降伏前區域之流速公式；式(8)為降伏後區域之流速公式。

$$v_{pr} = -\frac{\Delta P}{2L\mu_{pr}} y^2 + \frac{\Delta P \delta^2}{8L} \left(\frac{1}{\mu_{po}} - \frac{1}{\mu_{pr}} \right) - \frac{\Delta P \delta d}{4L} \left(\frac{1}{\mu_{po}} - \frac{1}{\mu_{pr}} \right) + \frac{\Delta P d^2}{8L \mu_{po}} \quad (7)$$

$$v_{po} = -\frac{\Delta P}{2L\mu_{po}} y^2 + \frac{\Delta P \delta}{2L} \left(\frac{1}{\mu_{po}} - \frac{1}{\mu_{pr}} \right) y + \left[\frac{\Delta P d^2}{8L \mu_{po}} - \frac{\Delta P \delta d}{4L} \left(\frac{1}{\mu_{po}} - \frac{1}{\mu_{pr}} \right) \right] \quad (8)$$

將兩種流速區域積分，可求得單位時間下的流量，如式(9)。其中 $\bar{\mu}$ 為降伏前與降伏後黏滯度的比值； $\bar{\delta}$ 為 δ 除以平行板間的厚度 d

$$Q = \frac{\Delta P b d^3}{24L \mu_{po}} \left[(1 - \bar{\delta})^2 (1 + 2\bar{\delta}) + \bar{\mu} \bar{\delta} (3 - \bar{\delta}^2) \right] \quad (9)$$

考慮 $F_D = CV_0 = \Delta P A_p$ 可得式(10)阻尼力公式與(11)阻尼係數公式。

$$F = \frac{12A_p^2 L \mu_{po}}{b d^3} \left[(1 - \bar{\delta})^2 (1 + 2\bar{\delta}) + \bar{\mu} \bar{\delta} (3 - \bar{\delta}^2) \right] \times V_0 \quad (10)$$

$$C = \frac{12A_p^2 L \mu_{po}}{b d^3} \left[(1 - \bar{\delta})^2 (1 + 2\bar{\delta}) + \bar{\mu} \bar{\delta} (3 - \bar{\delta}^2) \right] \quad (11)$$

應用所推導之設計公式，可求得 STF 阻尼器之阻尼力與速度關係，如圖 8 所示。

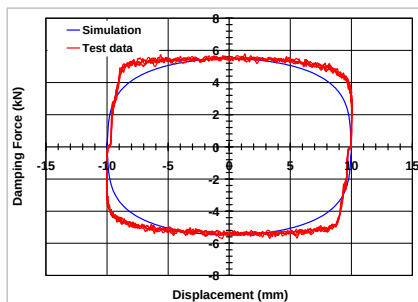


圖 8 設計公式與試驗結果所得 STF 阻尼器阻尼力與速度關係之比較

四、結語

本研究運用智慧型 STF 流體之流變特性，將其填充於典型之油壓鋼管，探討其運用於結構工程之可行性。由試驗結果獲得結論如下：(1) STF 阻尼器在相同振幅不同測試頻率下及相同頻率不同測試震幅下，遲滯迴圈會因填充液體流變性質而改變消能行為；(2)由性能測試結果得知，STF 阻尼器，在不同外力條件下，能提供不同的阻尼係數與阻尼指數，且可達到 $\alpha < 1$ 之非線性表現。(3)若已知液體黏滯度與剪應變率關係，應用 Poiseuille Flow 理論與所推導之設計公式，可求得 STF 阻尼器之阻尼力與速度關係。配合結構設計需求，進而設計所需之非線性阻尼器。預期建構相關設計參數或圖表後，將可運用於結構消能系統，儘可能滿足結構物於中小度地震、設計地震與最大考量地震之耐震性能需求。

參考文獻

1. Zhang, X. Z., Li, W. H., and Gong, X. L., "The rheology of shear thickening fluid (STF) and the dynamic performance of an STF-filled damper," Smart Materials and Structures, 17(3), Article No. 035027, 2008.
2. Lee, Y. S., Wetzel, E. D., Egres Jr., R. G., and Wagner, N. J., "Advanced body armor utilizing shear thickening fluids," 23rd Army Science Conference, Orlando, FL., December 2-5, 2002.
3. Fisher, C., Braun, S. A., Bourban, P. E., Michaud, V., Plummer, C. J. G., and Manson, J. A. E., "Dynamic properties of sandwich structures with integrated shear thickening fluids," Smart Materials and Structures, 15(5), pp. 1467-1475, 2006.
4. Wereley, N. M., and Pang, L., "Nondimensional analysis of semi-active electrorheological and magnetorheological dampers using approximate parallel plate models," Smart Materials and Structures, 7(5), pp. 732-743, 1998.

核密度估計法建立地震源特徵模型之應用

劉勛仁¹ 簡文郁² 張志偉³ 張毓文¹

摘要

建立地震危害度分析之地震源特徵模型時，一般先於研究地理範圍內劃成數個子分區，以評估各子分區之地震活動度參數。實際上，地質與地震調查資料蒐集礙於時間、空間上之限制，且圖資數據解釋因人而異，致震源分區(Zoning)的劃界存在不確定性。對此，本研究採用無震源分區(Zoneless)做法，主要根據歷史地震活動分布，考慮到地震定位誤差、地震具近地復發性質、群集地震現象之因素，將地震活動度以平滑方式分配於附近空間，建成區域地震發生機率分布模型。本研究目標區域選取 21°N 至 26°N、119°E 至 123°E 並細部網格化(0.1°×0.1°)，採用去除前餘震、地殼型地震、時間 1900 年至 2015 年、具完整性分析之地震目錄，以核密度估計(Kernel Density Estimation)法評估區域各網格之地震發生率。核密度估計法須給定核函數與平滑參數，本研究採二維高斯機率密度函數以探討不同平滑參數下，對地震發生率分布及地震危害度分析之影響，同時與傳統震源分區結果進行比較，瞭解核密度估計法評估台灣地震危害度之適用性。

關鍵詞：地震源特徵模型、無震源分區、核密度估計、地震危害度分析

一、前言

執行地震危害度分析時，一般依板塊構造與地震分布情況，於研究地理範圍內劃成數個子分區，建立地震源特徵(Seismic Source Characterization, SSC)模型，再評估各子分區之地震規模與再現頻率關係、震源深度分布與最大地震規模等，以考慮地震源活動之時、空分布特徵。劃設子分區時通常假設各分區內地震活動度具均質(Homogeneous)特性。因早期觀測設備與技術的限制，地質與地震資料在時間、空間上的調查與蒐集未臻完整，且因主觀見解不同，震源分區(Zoning)的劃界存在不確定性，影響後續地震危害度分析結果。

有別於劃界震源分區的方式，本研究採無震源分區(Zoneless)作法，以地震目錄資料為主，考慮到地震定位誤差、地震具近地復發性質、以及群集地震現象之因素，將各處地震活動度在指定範圍與特定分布模式下平滑(Smoothed)分配於四周平

面，總合後產成二維空間之地震活動度分布模型。

案例分析上，本文選取 21°N 至 26°N、119°E 至 123°E 為目標區域範圍並網格化(0.1°×0.1°)，採用主震地震、地殼地震、時間 1900 年至 2015 年、具完整性分析之地震目錄，並應用核密度估計(Kernel Density Estimation, KDE)法分布區域地震發生率以建立 SSC 模型。KDE 法須給定機率密度函數(Probability Density Function)與分布寬帶(Bandwidth)，本研究採二維高斯核函數以探討不同平滑參數下，對區域地震發生率分布及地震危害度分析之影響，同時與傳統震源分區結果進行比較，瞭解核密度估計法評估台灣地震危害度之適用性。

二、台灣地震目錄與地震活動參數

本研究所用地震目錄，地震參數如震央經緯度、震源深度與地震矩規模(M_w)，以及主餘震標定，係採用中央氣象局「地

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

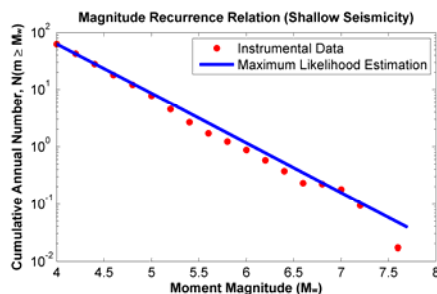
³ 國家地震工程研究中心助理技術師

球物理資料管理系統(GDMS)」地震資料庫之地震目錄，進行整合與重製(吳逸民等人, 2016)。主餘震分析係使用「Double-link Cluster-analysis」方法，在時間、空間上分別以 3 日內、5 公里內為門檻條件篩選出地震矩規模 4.0 以上的前、餘震群。

考量作業時空範圍、卜松(Poisson)模式假設、工程應用面等條件，地震目錄設限條件如下：(1)地震時間 1900 年至 2015 年 6 月；(2)震央座標於北緯 21°至 26°、東經 119°至 123°範圍內；(3)主震地震；(4)地殼型地震；(5) M_w 不小於($\geq$) 4.0。

淺層與深層地殼地震兩者的分界定義為 35 公里。地殼地震與隱沒帶地震之區分，係參考許雅儒等人所提琉球與馬尼拉隱沒帶系統等深線以定義上邊界面，並根據震源的深度分布設定隱沒帶板塊厚度為 50 公里，以此三維幾何篩選出隱沒帶地震。

考量地震資料在時序上的紀錄品質與完備度，不同時期地震目錄完整性設為：(1)1900 年至 1935 年， M_w 不小於 6.5；(2)1935 年至 1973 年， M_w 不小於 5.5；(3)1973 年至 2015 年 6 月， M_w 不小於 4.0。



圖一 台灣淺地震規模與再現頻率關係圖

區域震源活動度參數 b 值乃根據截切指數模式(Truncated Exponential Model)為分析基礎。地震活動之 G-R 關係式分析，考慮地震目錄完整性之規模與時期分段，採用最大概似評估(Maximum Likelihood Estimation)法(Aki, 1965; Weichert, 1980)經正規化以線性迴歸求得 G-R 關係式之 a 值與 b 值。圖一為台灣區域之淺層地震規模與再現率關係圖，可得 b 值為 0.884 (標準偏差 0.017)與 $N(5.0)$ 為 8.219。

評估最大地震規模(M_u)主要藉由古地

震、歷史地震與構造特徵等資訊來推定。統計地震目錄中淺層與深層地殼地震之最大 M_w ，分別為 7.7 與 7.4，各發生於 1922 年 9 月 2 日蘇澳近海與 1972 年 1 月 25 日台東外海。考量台灣區域最大地震規模參考觀測資料的不確定性，另加增 0.5 為最終上限規模，即淺層與深層地殼地震之 M_u 分別設為 8.2 與 7.9。對於最小規模(M_0)，主要考慮台灣位處地震活躍區以及國內工程防災水準， M_0 在 G-R 關係式分析中設為 4.0，地震危害度分析與 KDE 法設為 5.0。

三、核密度估計法應用

有別於傳統劃定震源潛勢分區方式以及分區內的地震活動度為均布假設，本研究 SSC 模型之建立，乃對區域的地震活動度分布採用二維空間平滑化(2-D Spatially Smoothing)來處理，其方法之基論假設為：(1)未來地震具高機率發生在過去發震位置或附近；(2)大規模地震震央周圍在發震前期有中、小規模地震群形成；(3)因測站密集度、波相到時判識精準度與一維速度構造模型可靠度之影響致地震定位存有誤差；(4)地震目錄間接隱含已知或未知的孕震構造資訊。換言之，歷史地震能可反映未來中、大規模地震於原地或近地發生或復發之潛勢，故以地震活動度空間平滑分配方式表現此震源特徵，建立成區域地震發生機率空間分布模型。

參考前人經驗(Parzen 1962; Frankel, 1995; Woo, 1996)，本研究以核密度估計(KDE)法評估網格化(Gridded)區域之地震發生機率空間分布模型。KDE 之二維向量空間公式如下：

$$f(x, y) = \frac{1}{n h_x h_y} \sum_{i=1}^n K\left(\frac{x - X_i}{h_x}, \frac{y - Y_i}{h_y}\right) \quad (1)$$

其中， $f(x, y)$ 為地震分布之二維空間機率密度函數； x 與 y 分別為網格單元(Grid Cell)中心點座標； n 為地震總個數； K 為核函數(Kernel Function)； X_i 與 Y_i 分別為各地震震央座標； h_x 與 h_y 分別為核函數之橫向與縱向平滑參數(Smoothing Parameter)，亦即分布帶寬(Bandwidth)。

常用核函數有常態分布、三角分布、均布分布等多種機率密度函數形式，其中常態分布(Normal Distribution or Gaussian Distribution)最具代表性並廣被使用。二維空間高斯核函數如下表示：

$$K_i = \frac{1}{2\pi} \exp\left(-\frac{1}{2}\left[\frac{(x-X_i)^2}{h_x^2} + \frac{(y-Y_i)^2}{h_y^2}\right]\right) \quad (2)$$

即 h_x 與 h_y 視同標準偏差， $(x-X_i)$ 與 $(y-Y_i)$ 分別表網格形心與震央之橫向與縱向座標距離。若核密度分布呈正圓對稱型態，式(2)可簡化為：

$$K_i = \frac{1}{2\pi} \exp\left(-\frac{1}{2} \frac{d_i^2}{c^2}\right) \quad (3)$$

其中， d_i 表網格形心與震央之間距離， c 同 h 表標準偏差或稱平滑參數。

最後，網格區域之地震發生機率空間分布模型，需藉由離散化機率密度分布函數與區域地震再現期分析結果求得：

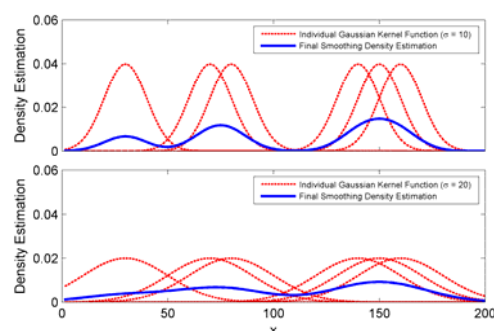
$$\lambda_{m_0}(x, y) = f(x, y) \cdot \Delta_x \cdot \Delta_y \cdot N(m_0) \quad (4)$$

其中， $\lambda_{m_0}(x, y)$ 表單元網格之規模 m_0 以上地震發生率， Δ_x 與 Δ_y 分別表單元網格之長度與寬度， $N(m_0)$ 表全區域之規模 m_0 以上地震發生率， m_0 為進行地震活動度平滑分布所用地震之最小規模門檻。

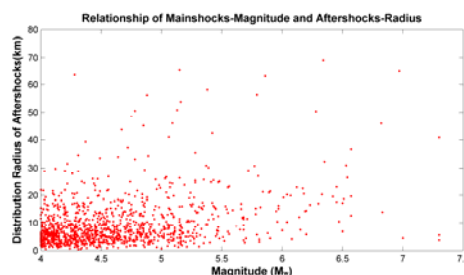
四、核密度估計參數設定

應用 KDE 時，需決定兩個變數因子：(1)核函數 K 、(2)平滑參數 h 。根據過去研究，核函數採用高斯分布、三角分布、艾氏(Epanechnikov)分布或雙權重(Biweight)分布等形式，之間的評估效果並無顯著差異(Wand and Jones, 1995)。

平滑參數 h 為 KDE 之作業關鍵，其主控密度估計分布之平滑程度及確適性。 h 越大則地震發生率的分配越趨平滑與廣域，惟過度平滑將導致各處地震發生率呈現低估或高估情況；反之， h 越小則趨於密集與窄域，惟過度集中無法反映未來地震可能發生於它處地區之潛勢。圖二為平滑參數 h 影響 KDE 之說明示意例。



圖二 不同平滑參數 h 之核密度估計結果



圖三 各主震與其餘震最大距離統計圖

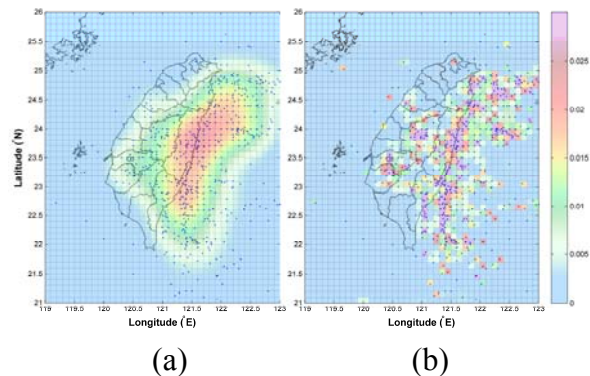
本研究 KDE 所用核函數，取二維空間高斯分布模型；平滑參數之選定，係採用統計地震目錄中規模 4.0 以上之主震與其餘震之間最大距離結果(如圖三)，顯示多數約在 30 公里之內，故 h_x 與 h_y 皆取 0.3° 座標距離。高斯核函數評估之未來地震活動度，機率主要分布在各歷史地震周圍約半徑 90 公里範圍內(3 個標準差)。

五、地震源模型與危害度分析結果

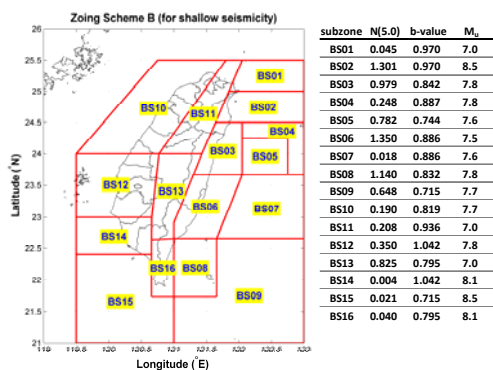
進行地震危害度分析時，需給定地震規模再現率關係式(地震源模型)、地震動預估公式(地震動模型)與工址位置。

地震源模型部分，目標區域以 $0.1^\circ \times 0.1^\circ$ 進行網格化，KDE 取用高斯核函數並設平滑參數 h 為 30 公里(0.3°)，歷史地震取規模 5.0 以上淺層地殼型主震， $N(5.0)$ 依前述取為 8.219；據上，台灣區域地震發生機率 $N(5.0)$ 空間分布模型如圖四(a)所示。另，改設 h 為 3 公里(0.03°)之結果如圖四(b)所示，進而模擬狄拉克 δ 函數(Dirac Delta Function)之尖峰集中分布現象。為探討有、無震源分區兩者 SSC 模型之地震危害度結果差異，對於前者採用早期我國核能電廠進行危害度分析使用之 B 式震源分區(IES and CEER, 1993)，各子區地震活動參

數依前述地震目錄進行評估，如圖五所示。

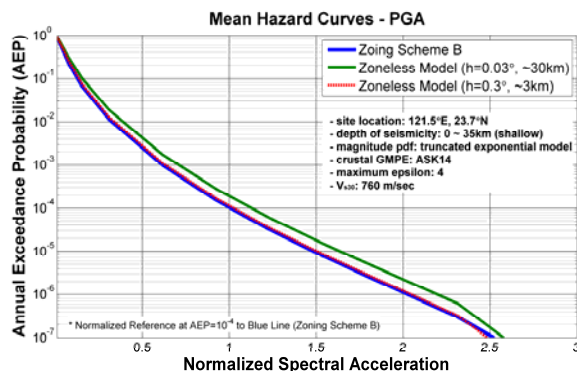


圖四 採高斯核函數之平滑網格化區域地震活動度分布圖。(a) $h=0.3^\circ$ ；(b) $h=0.03^\circ$



圖五 B 式震源分區與地震活動參數

地震動模型部分，選用 Abrahamson 等人 2014 年提出之淺層地殼型地動衰減式，簡稱 ASK14。衰減式評估結果的隨機不確定性(Aleatory)，其標準偏差設為 0.55 並取 4 倍為最大變異範圍。此外，目標工址設選於花蓮某處(121.5°E, 23.7°N)，地盤條件假設平均土層剪力波速(V_{s30})為 760 公尺/秒。



圖六 不同 SSC 模型之正規化危害度曲線

不同 SSC 模型之週期 0.01 秒譜加速度 (PGA)之地震危害度曲線正規化結果如圖六所示。比較高斯核函數配合 h 為 0.3° 與 B

式震源分區，兩者在不同年超越機率水準下地震動評估結果相近。此外，比較高斯核函數分別設 h 為 0.3° 與 0.03° 結果，圖四中顯示目標工址位處高地地震活動區塊，小 h 下的地震發生率分配結果明顯偏多，故整體危害度曲線呈現偏高態勢。

六、結論與展望

本研究對核密度估計法在評估地震源特徵模型之應用與探討，總結如下：

(1) 以 KDE 法建立的區域地震活動度分布模型，主根據歷史地震分布位置來估計區域各處未來可能的地震發生機率，其結果具應用價值性，可提供為建立 SSC 模型之可行替代方式。

(2) 平滑參數 h 的設選為應用 KDE 法關鍵所在， h 過大或過小有失地震活動不確定性的合理設定。依各主震與其餘震最大距離統計結果取 h 為 30 公里，對應地震活動前提假設與危害分析結果，可具參考代表性。

(3) 隱沒帶地震應用 KDE 法進行 SSC 模型評估，以及採用劃界分區型與區域分布型所建 SSC 模型進行分析時兩者在地震矩能量、地震規模再現率關係式的比較結果，待後續做進一步探討。

參考文獻

- Frankel, A. D. (1995). "Mapping Seismic Hazard in the Central and Eastern United States," *Seism. Res. Lett.*, 66(4), 8-21.
- IES and CEER (1993). "Seismic Hazard Analysis of Taiwan Power Company's Nuclear Power Plant No.4 at Yenliao," Final Report, IESER 93003.
- Wand, M. P. and Jones, M. C. (1995). "Kernel Smoothing," 1st Edition, Chapman & Hall, London; New York.
- Woo, G. (1996). "Kernel Estimation Methods for Seismic Hazard Area Source Modeling," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86(2), 353-362.
- 吳逸民、鄭世楠、劉庭佑，(2016)。地震目錄及歷史地震資料庫之建置與基本分析。期中報告，台電公司核能設施地震危害重新評估計畫。

受沖刷橋梁可靠度設計方法研究

陳俊仲¹ 劉俊仁² 張國鎮³ 曾子俊⁴

摘要

對於跨河橋梁而言在各種造成橋梁發生破壞之原因中，國內外研究均指出沖刷現象為主要原因之一。而現有的橋梁設計規範中，尚未以載重型式針對沖刷效應進行適當設計考量，若考量多重災害之可靠度設計，應用載重抗力係數設計法時將產生設計載重型式不一致之困擾。本研究應用創新思維，將沖刷效應轉換為等值載重之形式，並將等值載重放入載重組合後，得到直接之設計方法。

本研究接續團隊歷年研究成果，由等效沖刷載重模式出發。將此等效沖刷作用載重模式應用至沖刷易損性曲線之建置及多重災害之載重抗力係數設計法中，盼能在考量沖刷事件之橋梁評估及設計提供幫助。以蒙地卡羅法進行亂數分析，配合條件機率計算橋梁破壞機率以建置沖刷易損性曲線；而多重災害之載重抗力係數設計法則以可靠度分析來完成。

建置出沖刷易損性曲線後，工程師可由沖刷易損性曲線迅速判斷橋梁沖刷深度所對應到的破壞機率。而多重災害之載重抗力係數設計法之載重係數，則使用在跨河橋梁設計上，以求合乎可靠度分析邏輯之設計流程。

關鍵詞：橋梁沖刷、等效沖刷作用載重、沖刷易損性曲線、多重災害之載重抗力係數設計法

一、前言

近年來，受重大天然災害之影響，如2005年卡崔娜颶風(Hurricane Katrina)對美國紐奧良地區造成重大破壞，又如台灣於2009年因為莫拉克颱風挾帶之豪雨而引起中南部地區水患、土石流等災情。由於這些天然災害的發生往往造成大量人命及財產的損失，故各國開始研究多重災害(Multiple Hazard)對橋梁結構物之安全性影響，並研擬納入未來設計規範當中。為了考量多重災害載重下橋梁之安全性，George C. Lee et al.^{1][2][3]}提出了將沖刷效應視為等值載重，並將其放入設計公式當中的方法。

本研究內容包含三個部分。第一部分為建立等效沖刷載重模式，由於工程師能直接從橋梁沖刷事件中觀察之現象為沖刷

深度，故本研究期望能找出一轉換關係來將沖刷深度轉化為相對應之等值載重。如此一來，便可將此等效沖刷作用載重和其他常時載重，如靜載重、活載重做比較。並輔以縮尺橋墩的側向承载力實驗驗證等效沖刷載重模式。第二部分則是由前述之等效沖刷作用載重模式配合靜載重、活載重之載重組合，如式**錯誤！找不到參照來源。**。利用可靠度分析以計算出承载力折減係數以及載重放大係數。

$$\phi R > \gamma_{DL} \times DL + \gamma_{LL} \times LL + \gamma_{SC} \times SC \quad (1)$$

第三部分則是沖刷易損性曲線之建置，本研究將利用等效沖刷作用載重模式配合本研究團隊先前所提出之利用條件機率之方式，來求得沖刷易損性曲線。本研究之流程如圖一。首先回顧沖刷議題等相

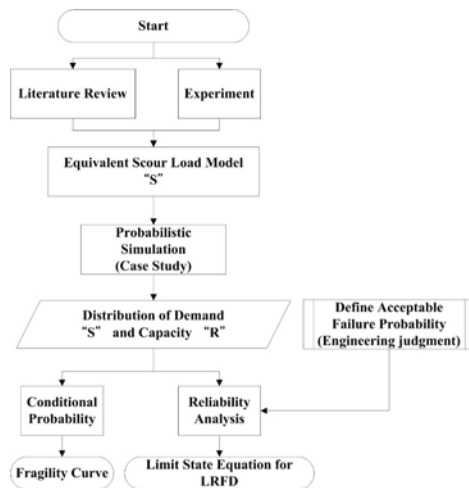
¹國家地震工程研究中心副研究員

²國家台灣大學土木工程系碩士研究生

³國立台灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心主任

⁴國家台灣大學土木工程系研究助理

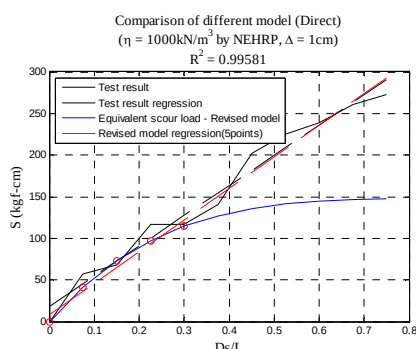
關文獻，利用文獻當中提及之等效沖刷作用載重概念，以樁基礎靜力承載試驗進行驗證，並以試驗結果修正理論公式。公式建立後，利用蒙地卡羅法進行機率模擬，可得到等效沖刷作用載重及承載力之力學模型，並用於建置沖刷易損性曲線以及發展橋梁設計。



圖一 研究流程圖

二、等效沖刷載重模式

由陳志豪^{6]}所推導之等效沖刷載重模式結果出發，其結果如圖二，原本的结果是在 SDR 小於 0.3 時擁有不錯的準確度。現在的修正方向即為使其在 SDR 大於 0.3 的時候，依然可以保有一定的準確度。並且進一步的將樁徑之影響考量至等效沖刷作用載重模式中。為了達到以上兩個目的，將從土壤彈簧假設來進行修改。



圖二 修改前等效沖刷作用載重實驗值、分析值比較圖

土壤彈簧由先前的線彈性土壤彈簧修改成 Reese^{7]}的非線性土壤彈簧。接著進行

土壤彈簧之設置，採用土壤分層來設置土壤彈簧，於每一層中間位置設置一個土壤彈簧。以此來模擬土壤反力。

為了驗證新的土壤彈簧假設，將土壤彈簧裝設在不同沖刷深度的試體上，再進行側推分析求得側力對樁頂變位的曲線。將此曲線和陳志豪^{6]}藉由實驗得到的側力對樁頂變位的曲線做比較。可以觀察到兩者曲線大致吻合。故本研究新採用之土壤彈簧假設可描述土壤行為。

三、縮尺橋墩之土壤側向承載力實驗

由前述修改後之土壤彈簧，可得到新的等效沖刷作用載重模式計算值。為此，將進行縮尺橋墩之土壤側向承載力實驗以求得等效沖刷作用載重的實驗值。接著將實驗值跟計算值做比較，以驗證目前推導出來的等效沖刷作用載重模式。

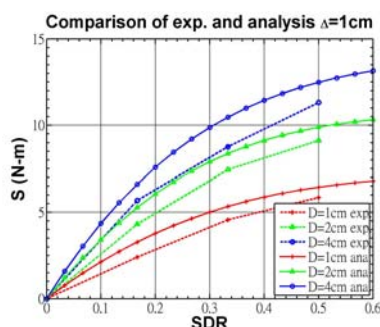
為計算不同沖刷深度及不同樁徑下之承載力折減量，進行 4 組不同埋置深度之試驗，加上共有三種樁徑皆需進行試驗，故共有 12 組側推試驗，以計算不同沖刷深度及不同樁徑下之基礎承載力。初始埋置深度為 30cm，設計沖刷深度為 0cm 至 15cm，每 5cm 為一間隔，實驗配置如圖三。



圖三 靜力側推實驗配置圖

圖四為實驗結果與分析結果比較，橫軸為沖刷深度與樁長的比值(SDR)，縱軸為沖刷後的土壤承載力損失量亦即等效沖刷作用力(S)。可從圖中看出使用經過修正的土壤彈簧模型之等效沖刷模式可以有效模擬真實的橋樑沖刷反應。此側向承載試驗結果除可驗證修正後之等效沖刷載重公式之適用性外，亦可藉由側力與側向位移之關係，得到不同沖刷深度及不同樁徑與承

載力損失量之關係。



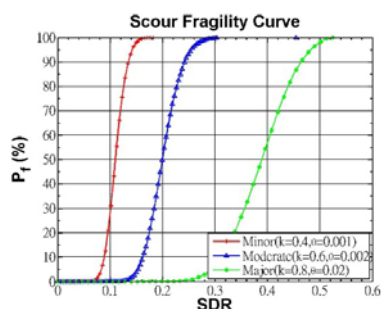
圖四 等效冲刷載重分析結果及實驗結果比較圖

四、可靠度設計方法及參考算例

前述完成修正等效冲刷作用載重模式及其相對應之承载力模式，並經由實驗驗證等效冲刷作用載重模式之後，接續的研究將著重在此等效冲刷作用載重模式的兩種應用，一為冲刷易損性曲線之建立，二為多重災害之載重抗力係數設計法(Multiple Hazard-Load and Resistance Factor Design)。

而在此兩者程序之前，將進行等效冲刷作用載重模式之參數分析，理解其對各變數之敏感性以及分佈模式。對於冲刷易損性曲線之建立，將由陳志豪^{6]}對於此等效冲刷作用載重模式的特性所提出的條件機率計算方法推導破壞機率。而在多重災害之載重抗力係數設計法方面則依循可靠度分析的步驟進行載重放大係數以及承载力折減係數之計算。

為建立冲刷易損性曲線，首先需要進行破壞機率之計算。而破壞機率計算之方法將採用陳志豪^{6]}所提出藉由條件機率的方式來完成，以西濱大橋做為算例。其結果如下：



圖五 西濱大橋之冲刷易損性曲線

將等效冲刷作用載重模式應用至多重災害之載重抗力係數設計法。選用的載重組合為靜載重、活載重以及等效冲刷作用載重。跨河橋梁之破壞模式選定為側向不穩定傾倒破壞，此破壞模式發生之原因為土壤承载力不足。使用者先定義設計極限狀態方程式後即可開始計算。取得西濱大橋之靜載重、活載重以及等效冲刷作用載重的平均值、標準差以及變異係數如下表：

表一 載重參數一覽表

	Mean value(kN-m)	std	c.o.v
Resistance	1.71×10^6	2.34×10^5	0.136
Equivalent Scour Load	8.96×10^5	1.37×10^5	0.154
Dead Load	268.77	21.5	0.08
Live Load	9.44	2.50	0.265

先定義線性功能函數如式(2)，可藉由線性功能函數計算此四種載重組合下，西濱大橋之現況推估之可靠度指標(Current Reliability Index)如式(3)以及破壞機率，如式(4)。

$$g(x) = R - DL - LL - SC \quad (2)$$

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_{DL} - \mu_{LL} - \mu_{SC}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_{DL}^2 + \sigma_{LL}^2 + \sigma_{SC}^2}} \quad (3)$$

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (4)$$

而式(5)之設計極限狀態方程式，為一設計問題。需要工程師定義目標之可靠度指標(Target Reliability Index)進一步求得載重放大係數以及抗力折減係數。為求得前述所提之係數，先由目標之可靠度指標計算最可能破壞點(Most probable failure point)，故先計算方向餘弦如式(6)

$$\phi R > \gamma_{DL} \times DL + \gamma_{LL} \times LL + \gamma_{SC} \times SC \quad (5)$$

$$\alpha_i^* = \frac{\alpha_i \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_i (\alpha_i \sigma_{X_i})^2}} \quad (6)$$

其中 α_i^* 為各變數所對應之方向餘弦， α_i 為線性性能函數中之各項係數， σ_{X_i} 為各變數之標準差，可由表一查得。

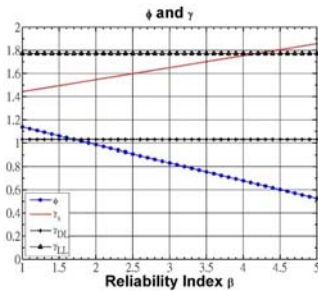
取得各變數之方向餘弦之後，即可進

行載重係數之計算。可由式(7)求得各載重放大係數以及抗力折減係數。其中 β 即為使用者依照自己的需求所定義出的目標之可靠度指標， Ω_{x_i} 則為各變數所對應之變異係數，定義為各變數之標準差除以平均值，如式(8)。

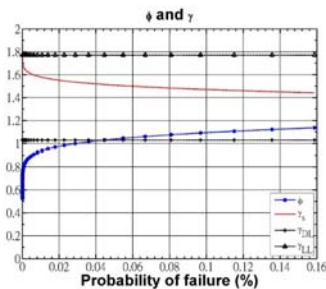
$$\gamma_i = 1 - \alpha_i^* \beta \Omega_{x_i} \quad (7)$$

$$\Omega_{x_i} = \frac{\sigma_{x_i}}{\mu_{x_i}} \quad (8)$$

利用式(6)、式(7)以及式(8)之計算結果可求取給多重災害之載重抗力係數設計法所用之載重放大係數及抗力折減係數。結果如圖六及圖七。由這兩張圖，工程師可以在決定目標之可靠度指標或破壞機率後，快速查圖得到其對應之載重係數。



圖六 載重係數-可靠度指標圖



圖七 載重係數-破壞機率圖

最後，本算例參考美國交通部聯邦公路局之報告書^[8]，期許受沖刷之橋梁破壞機率落在千分之二左右。故取目標之可靠度指標為 3.5，對應之破壞機率為 2.35×10^{-4} 。令目標之可靠度指標 3.5，得載重係數如下式：

$$0.726R > 1.03DL + 1.77LL + 1.70SC \quad (9)$$

五、結論與展望

本研究利用等值載重之觀念，成功將沖刷深度轉換為等效沖刷載重，並以縮尺樁基礎橋墩試體對修正之等效沖刷載重模式進行驗證。在得到等效沖刷載重模式之後，配合條件機率建置沖刷易損性曲線，以及採用可靠度分析計算多重災害之載重抗力係數設計法所用之載重係數。

參考文獻

1. Zach Liang, and George C. Lee. "Bridge Pier Failure Probabilities under Combined Hazard Effects of Scour, Truck and Earthquake. Part I: Occurrence Probabilities" Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 12, Issue 2. (2013).
2. Zach Liang, and George C. Lee. "Bridge Pier Failure Probabilities under Combined Hazard Effects of Scour, Truck and Earthquake. Part II: Failure Probabilities" Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 12, Issue 2. (2013).
3. Zach Liang. "Principles and Approaches for Multi-Hazard (MH) LRFD" 7th National Seismic Conference on Bridge and Highways. Keynote Speech, (2013).
4. American Association of State Highway and Transportation Officials. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition" (2010).
5. Andrzej S. Nowak. "Calibration of LRFD Bridge Code" Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 8, (1995).
6. 陳志豪，「考量等效沖刷載重之橋梁可靠度設計方法研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程研究所，台北(2014)。
7. Reese, L. C., W. R. COX, and F. D. KOOP, "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand." Proceeding, Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. II, Paper No.2080, (1974).
8. FHWA "Principles of Multiple-Hazard Design for Highway Bridges", (2013).

國內現行黏性阻尼器安裝型式之探討

林旺春¹ 汪向榮² 黃震興³ 楊卓諺⁴

摘要

過去國內外對於黏性阻尼器配置於結構物之常見安裝方式有以下四種：(1)對角斜撐裝置；(2)K 型斜撐裝置；(3)上肘型斜撐裝置；(4)下肘型斜撐裝置。然而，因國內近幾年建築師與相關實務工程師基於採光要求，以及為獲得更彈性建築使用空間，逐漸採用四種國內現行阻尼器與斜撐接合系統，即阻尼器分別與(1)直立鋼構架支撐；(2)減震壁體式構架；(3)鋼筋混凝土支撐墩座；(4)直立式 A 字型斜撐構架相互銜接。本研究為了解國內新式阻尼器與斜撐接合系統對於整體結構減震效益之影響將進行完整之探討，其中包含上下接合梁勁度(柔性變形)之參與，以及阻尼器出力所引致額外彎矩之影響。再者，以 SAP2000 建立一二維五層樓構架，並以直立鋼構架支撐接合阻尼器之安裝型式進行數值模擬，經由分析結果可知此安裝型式無法滿足預期之設計阻尼比。最後，本研究建立一考慮阻尼器與上下接合梁串聯之單自由度系統模型，由分析結果顯示若採用國內現行新式阻尼器安裝型式，本研究建議採用小噸數且多組數之阻尼器進行設計，以降低上下接合梁柔性變形造成之影響，達到設計預期之減震效益。

關鍵詞：黏性阻尼器安裝型式、減震設計、黏性阻尼常數

一、前言

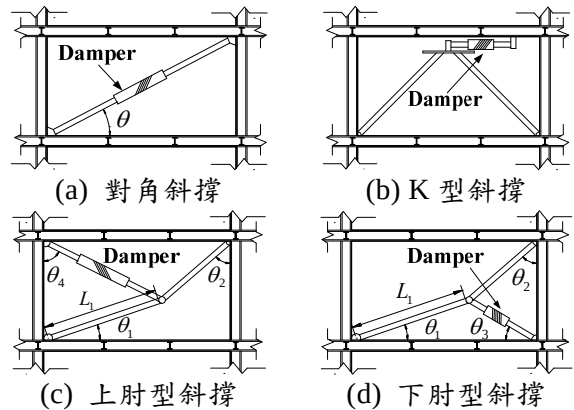
目前國內外規範有關黏性阻尼器於房屋結構的應用，例如 FEMA 274 (1997)，若考慮結構第一振動模態，可分別推導線性與非線性阻尼器對阻尼比之貢獻(Hwang et al., 2008)，相關設計公式如下：

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j f_j^2 \phi_j^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (\text{線性黏性阻尼器}) \quad (1)$$

$$\xi_d = \frac{T^{2-\alpha} \sum_j \lambda_j C_j f_j^{1+\alpha} \phi_j^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (\text{非線性黏性阻尼器}) \quad (2)$$

其中 C_j 為阻尼器 j 之阻尼係數； f_j 為阻尼器 j 位移量與層間模態變位量之關係； ϕ_i 為模態位移； ϕ_{rj} 為相對模態位移； A 為模態之振幅； m_i 為質量； T 為結構振動週期；而 λ 值則為與阻尼器非線性係數 α 有關之設計參數，在 FEMA 274 已列表供工程師

使用。現今國內外對於阻尼器配置於結構物之常見安裝方式有以下四種：(1)對角斜撐裝置；(2)K 型斜撐裝置；(3)上肘型斜撐裝置；(4)下肘型斜撐裝置，見圖一所示。



圖一 常見斜撐型式阻尼器系統示意圖

然而，國內近年來建築師與相關實務工程師基於採光要求，以及為獲得更彈性之建築使用空間，逐漸採用四種現行新式阻尼器與斜撐接合系統，即阻尼器分別與

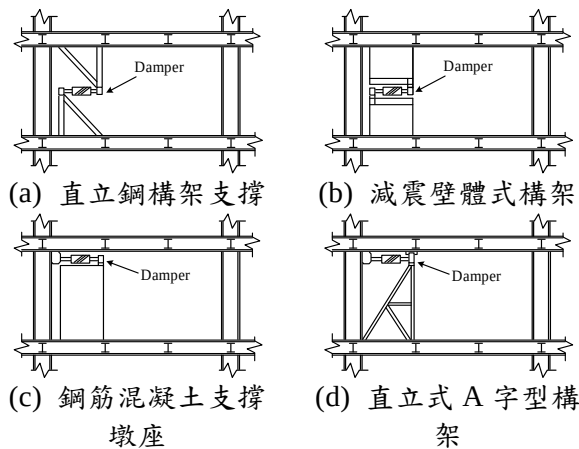
¹ 國家地震工程研究中心助理研究員，wclin@narlabs.org.tw

² 國家地震工程研究中心研究員，sjwang@narlabs.org.tw

³ 國家地震工程研究中心組長，jshwang@narlabs.org.tw

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員，cyyang@narlabs.org.tw

(1)直立鋼構架支撐；(2)減震壁體式構架；(3)鋼筋混凝土支撐墩座；(4)直立式 A 字型斜撐構架相互銜接，見圖二所示。由此可知，無論是任何一種斜撐接合系統，皆有利於房屋結構在空間使用上之彈性，因此近年來於國內廣泛的應用於相關結構之減震設計與補強，如圖三所示，國內高樓結構分別採用直立鋼構架與減震壁體式構架斜撐銜接阻尼器之系統進行相關之減震設計。因此以下將針對上述四種新式阻尼器安裝方式於設計與安裝方面之優劣，進行探討。



圖二 現行常見之新式斜撐型式阻尼器系統示意圖



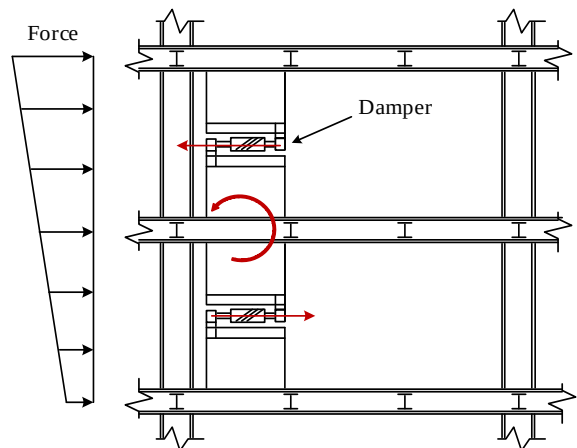
圖三 國內現行常見之斜撐型式阻尼器系統實際案例

二、新式阻尼器安裝方式之探討

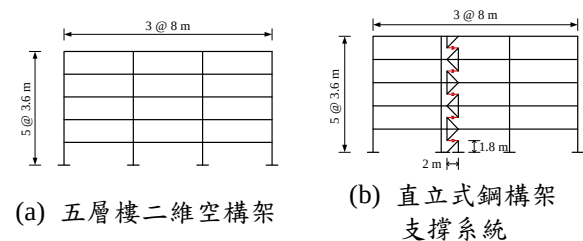
國內新式阻尼器安裝方式，因考慮空間使用因素，將使得與阻尼器銜接之斜撐系統相互接合於上下梁，進而導致在地震力作用下，該梁承受一額外彎矩變形。以圖四阻尼器與減震壁體式構架系統為例，由於銜接梁的柔度造成阻尼器於軸向位移之減少，致使阻尼器無法完全發揮其應有

之減震能力。

為進一步說明上述的論點，以下以一依我國「建築物耐震設計規範及解說」設計的一棟五層樓二維構架為例(見圖五(a))，該構架以阻尼器銜接直立鋼構架支撐系統作為減震裝置(見圖五(b))，其設計之總有效阻尼比為 12%，假設空構架之固有阻尼比為 2%，阻尼器提供之設計阻尼比為 10%。透過商業結構分析軟體 SAP2000 之動態分析可得其 X 向第一振動模態週期(T)為 0.586 sec，其他結構性質則分別列於表一與表二。若以採用線性阻尼器為例，並採用均佈法(Uniform Distribution)作為阻尼器阻尼常數的分配方式，將阻尼器阻尼常數均佈於各樓層的方式，再利用式(1)求得所需之總阻尼係數(C_d)。之後，再將總 C_d 值依平均分配的方法分配於各樓層，故可計算得各樓層黏性阻尼器阻尼常數為 144.75 ton-sec/m。



圖四 阻尼器出力後造成接合部鋼梁產生額外之彎矩(減震壁體式構架系統為例)



圖五 五層樓之二維構架

表一 五層樓結構二維構架之桿件尺寸

	Beam	Column	Brace
1F~5F	H450×300×12×22	H800×400×16×38	H300×300×12×22

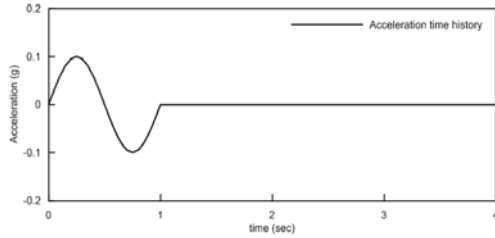
表二 五層樓結構二維構架各樓層之質量與正規化模態

Story	Mass (ton-sec ² /m)	ϕ_i
5	6.606	1
4	6.606	0.8214
3	6.606	0.5954
2	6.606	0.3438
1	6.606	0.1167

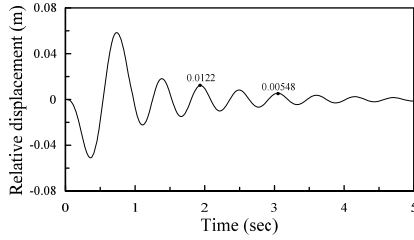
經輸入一正弦波地表加速度(如圖六),取自由振動反應的部分,依下式識別構架之總有效阻尼比

$$\xi = \frac{Q}{2n\pi\sqrt{1+\left(\frac{Q}{2n\pi}\right)^2}} \quad (5)$$

其中, $Q = \ln(u_m/u_{m+n})$ 。



圖六 初始加速度脈衝



圖七 自由震盪下頂樓之位移反應

本研究針根據自由振動之位移反應(如圖七所示)所識別構架之總有效阻尼比如下:

$$Q = \ln \frac{0.0122}{0.00548} = 0.803$$

$$\xi_{eff} = \frac{0.803}{2 \times 2 \times \pi \sqrt{1 + \left(\frac{0.803}{2 \times 2 \times \pi}\right)^2}} \times 100\% = 6.37\% \quad (6)$$

由自由振動所得之識別阻尼比,採用阻尼器銜接直立鋼構架支撐系統作為減震裝置,所得識別阻尼比僅達 6.37%,扣除結構物本身的 2%阻尼比後,阻尼器提供的阻尼比,遠小於原來 10%阻尼比的設計目標。綜合前述之說明與分析結果可以證明由於上下接合梁的柔度參與,已造成阻尼器無法提供原所預期之設計阻尼比。因此,若套用國內外設計規範之設計公式,

即式(1)與式(2),計算阻尼器之阻尼常數,將造成其實際阻尼比低於設計值。

四、考慮上下接合梁與阻尼器串聯之單自由度模型

本研究針對線性阻尼器建立單自由度模型(蕭宇能, 2007)(郭彥彰, 2008)之關係。首先將線性阻尼器與梁之勁度視為一串聯系統(見圖八(a)),轉換為等效小系統 A(見圖八(b))。其中 K_f 代表梁之勁度,與系統位移同相; K_d'' 代表阻尼器之損失勁度,其直接反映阻尼器阻尼常數值,與位移呈 90° 相差; K_a' 、 K_d'' 分別代表等效小系統 A 之儲存勁度及損失勁度; u_b 、 u_d 、 u_a 、 F_b 、 F_d 、 F_a 則分別代表梁、阻尼器及等效小系統 A 之變形量及受力。假設等效小系統 A 之變形為一正弦振盪,由串聯之特性,斜撐、阻尼器與等效小系統 A 間之關係應為:

$$u_b(t) + u_d(t) = u_a(t) = u_{a\max} \sin \omega t \quad (7)$$

$$F_b(t) = F_d(t) = F_a(t) = K_a' u_{a\max} \sin \omega t + K_d'' u_{a\max} \cos \omega t \quad (8)$$

其中, $u_{a\max}$ 為系統振盪之振幅; ω 為系統振盪頻率。

$$F_b(t) = K_f u_b(t) \quad (9)$$

$$F_d(t) = K_d'' u_d(t) \left(t + \frac{\pi}{2\omega} \right) \quad (10)$$

由式(9)及式(10)分別可將梁因勁度不足造成位移 u_b 和阻尼器位移 u_d 分別表示為

$$u_b(t) = \frac{F_b(t)}{K_f} \quad (11)$$

$$u_d(t) = \frac{F_d(t - \frac{\pi}{2\omega})}{K_d''} \quad (12)$$

將式(11)和(12)代入式(7)後,可求得以 K_f 及 K_d'' 表示等效小系統 A 之儲存勁度 K_a' 及損失勁度 K_d'' :

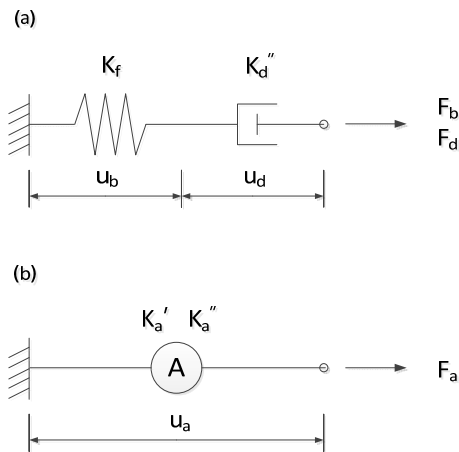
$$K_a' = \frac{K_f K_d''^2}{K_f^2 + K_d''^2} \quad (13)$$

$$K_d'' = \frac{K_f^2 K_d''}{K_f^2 + K_d''^2} \quad (14)$$

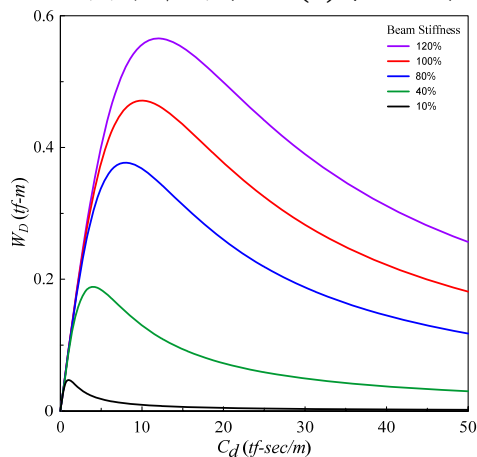
由上述推導之串聯關係,計算一個週期反應中,阻尼器所作之功(W_D)為下式:

$$W_D = \oint F_a du = \oint K_d'' u_{a\max} \cos(\omega t) d(u_{a\max} \sin \omega t) = \pi K_d'' u_{a\max}^2 \quad (15)$$

依阻尼器所做的功(W_D)與其有效阻尼常數(C_d)兩者關係可知梁的勁度越高，小系統阻尼器所作的功發展空間亦較高，如圖九所示。由此可知，因國內新式阻尼器安裝方式乃銜接於上下梁，若將有效阻尼常數無止境的提高，同時亦提升阻尼器出力，進而導致接合梁之柔性變形增加，進而使得阻尼器之減震效益降低，此現象為一惡性循環。因此若採用現行新式阻尼器安裝型式，本研究建議在阻尼器及上下接合梁接合處進行加勁，並採小噸數且多組數之阻尼器進行設計，降低因阻尼器出力之故，導致接合梁柔性變形增加之影響，以達到原預期之減震效益。



圖八 阻尼器與梁串聯之單自由度模型
(a) 阻尼器與梁串聯系統 (b) 等效小系統 A



圖九 阻尼常數(C_d)與阻尼器作功(W_D)之關係圖

五、結論

對於國內現行新式阻尼器安裝型式，經本研究之說明與探討可得知：(1)新式黏

性阻尼器安裝方式，因與黏性阻尼器銜接之斜撐系統，其皆與上下梁相互接合，而非如圖一所示與構架梁柱接頭銜接的方式，故可能導致在地震力作用下，該梁承受一額外彎矩變形，導致其消散量之能力降低；(2)經數值分析可知其安裝方式之配置，可能於地震作用下，因為梁之柔度造成阻尼器於軸向位移之減少，進而導致阻尼器無法完全發揮其應有的設計減震能力。再者，本研究透過推導上下接合梁與阻尼器串聯之單自由度模型，由阻尼器所做的功與其有效阻尼常數兩者關係得知，雖可透過提高有效阻尼常數之方式，以提升整體之系統阻尼比，但仍因阻尼力之增加，造成上下接合梁的變形加劇，亦將導致整體減震效益之降低。因此採用現行新式黏性阻尼器安裝型式，為獲得阻尼器原預期之設計阻尼比與應有之減震效益，本研究建議於接合梁處進行加勁，並採用小噸數且多組數之阻尼器進行設計，降低因阻尼器出力，導致其過大柔性變形之影響。

參考文獻

1. FEMA, NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building, Reports No.273 and 274, October, Washington, D.C., 1997.
2. Hwang, J.S., Huang, Y.N., Yi, S.L. and Ho, S.Y., "Design Formulations for Supplemental Viscous Dampers to Building Structures," Journal of Structural Engineering, ASCE, (special issue on design and analysis of structures with damping systems), Vol. 134, No.1, pp. 22-31, 2008.
3. 蕭宇能，"考慮銜接斜撐柔度之黏性阻尼器減震設計"，台灣科技大學碩士論文，2007。
4. 郭彥彰，"考慮銜接斜撐柔度之黏性阻尼器減震設計(II)"，台灣科技大學碩士論文，2008。

高阻尼橡膠隔震支承墊多軸向遲滯行為之試驗與分析研究

林旺春¹ 汪向榮² 黃震興³ 楊卓諺⁴

摘要

高阻尼橡膠隔震支承墊為結構隔震系統常用隔震器之一，由於其材料性質複雜，使得力與位移呈現複雜非線性關係，無法以雙線性分析模型準確模擬。本研究首先採用一數學分析模型模擬高阻尼橡膠隔震支承墊之遲滯行為，透過性能試驗，藉由不同型式反覆載重加載下之遲滯行為，提出一修訂之水平單軸向數學分析模型。再者，探討其受水平雙軸向非比例平面軌跡載重下之行為，於固定垂直向軸壓下，利用圓形與八字形之平面軌跡加載，探討扭轉耦合效應對於不同平面軌跡下支承墊等效勁度、等效阻尼比以及遲滯行為之表現。最後，以三維材料組合定律為基礎，將修訂之水平單軸向數學分析模型延伸至水平雙軸向數學分析模型，藉由水平雙軸向非比例平面軌跡加載試驗結果，驗證水平雙軸向數學分析模型之合理性，進而可提升其應用於模擬高阻尼橡膠隔震支承墊遲滯行為之準確性。

關鍵詞：高阻尼橡膠隔震支承墊、多軸向遲滯行為、非比例平面軌跡載重、數學分析模型、扭轉耦合效應

一、前言

目前在隔震實務設計中，高阻尼橡膠隔震支承墊仍採用雙線性遲滯迴圈分析模型進行簡化分析。然而，雙線性遲滯迴圈分析模型並不能完全代表高阻尼橡膠隔震支承墊之高度非線性遲滯行為，目前雖有不少研究針對其力與位移關係提出分析模型，但由於這些分析模型之形式仍相當複雜，導致目前多數商業分析軟體無法採納應用。過去研究中，Hwang 等人(2002)提出一數學分析模型，將高阻尼橡膠隔震支承墊承受之水平剪力，表示為水平勁度乘以剪力變形與阻尼係數乘以變形速度兩者之和的函數，來預測其力與位移關係；Abe 等人(2004)則以 Özdemiir(1973)分析模型為基礎，利用其中的非線性彈性彈簧(nonlinear elastic spring)，提出一數值分析模型，再透過三維材料組合律，將其發展為多軸向數值分析模型，以準確模擬高阻尼橡膠隔震

支承墊在水平雙軸向之力學行為。本研究將進行一系列高阻尼橡膠隔震支承墊承受多軸向加載之試驗，透過不同加載型式與不同平面運動軌跡之試驗條件，探討高阻尼橡膠隔震支承墊受力後之運動行為，以進行水平單軸向數學分析模型修訂。並利用平面向量之觀念，將修訂分析模型延伸至模擬高阻尼橡膠隔震支承墊受不同平面軌跡加載下之水平雙軸向數學分析模型，透過試驗結果與數值分析之比較，以說明水平雙軸向數學分析模型應用於模擬支承墊多軸向行為之適用性，藉此提升模擬其運動行為之準確性。

二、Hwang 等人提出數學分析模型

Hwang 等人所提出之數學分析模型中，高阻尼橡膠隔震隔震支承墊所承受的水平剪力可表示為下式

$$F(x(t), \dot{x}(t)) = K(x(t), \dot{x}(t))x(t) + C(x(t), \dot{x}(t))\dot{x}(t) \quad (1)$$

其中， $x(t)$ 和 $\dot{x}(t)$ 分別為在時間 t 下高阻尼橡

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員，wclin@narlabs.org.tw

² 國家地震工程研究中心研究員，sjwang@narlabs.org

³ 國家地震工程研究中心組長，jshwang@narlabs.org.tw

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員，cyang@narlabs.org.tw

膠隔震支承墊之相對位移與相對速度。而時間 t 下高阻尼橡膠隔震支承墊之水平勁度與阻尼係數分別表示為下兩式

$$K(x(t), \dot{x}(t)) = a_1 + a_2 x^2(t) + a_3 x^4(t) + \frac{a_4 \exp\left[a_9 \int_0^t F(x(t), \dot{x}(t)) dx(t)\right]}{\cosh^2(a_5 \dot{x}(t))} \quad (2)$$

$$C(x(t), \dot{x}(t)) = \frac{a_6 + a_7 x^2(t)}{\sqrt{a_8 + \dot{x}^2(t)}} \left\{ 1 + \exp\left[a_{10} \int_0^t F(x(t), \dot{x}(t)) dx(t)\right] \right\} \quad (3)$$

其中， $a_1 \sim a_{10}$ 為高阻尼橡膠隔震支承墊經反覆載重試驗結果或振動台試驗結果所識別獲得之模型參數。此數學分析模型利用高阻尼橡膠隔震支承墊受力後每一迴圈能量消散之變化，來模擬高阻尼橡膠之迴圈軟化效應，故在式(2)及式(3)中，積分項 $\int_0^t F(x(t), \dot{x}(t)) dx(t)$ 用以分別表示水平勁度及迴圈消能面積之變化。

三、多軸向非比例平面載重軌跡試驗

為探討上述數學模型之適用性與高阻尼橡膠隔震支承墊受水平雙軸向非比例平面軌跡載重下之行為，本研究進行一系列性能試驗。試驗設施之配置如圖一所示，採用之試體直徑為 150 mm，由 25 層厚度為 1.97 mm 之橡膠層及 24 片厚度為 1.2 mm 之鋼板組合而成，試體置於水平雙向運動平台上，可使試體在試驗過程中，於固定垂直向軸壓下，進行水平單軸向或雙軸向之位移加載。



圖一 試驗裝置之實體配置

表一與表二分別為以三角波與正弦波加載之水平單軸向試驗程序，表三為以正弦波加載之水平雙軸向試驗程序，其在平面運動軌跡規劃如圖二所示，其數學函數分別如以下所示：

圓形(circular)軌跡：

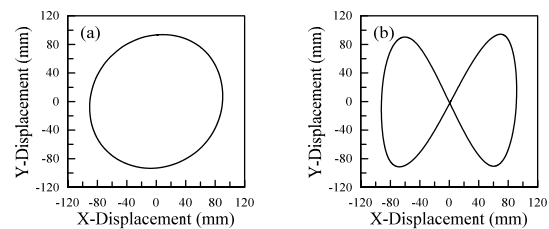
$$U_x = U_0 \sin \omega t \quad (4)$$

$$U_y = U_0 \cos \omega t \quad (5)$$

八字形(figure-8)軌跡：

$$U_x = U_0 \sin \omega t \quad (6)$$

$$U_y = U_0 \sin 2\omega t \quad (7)$$



(a) 圓形 (b) 八字形

圖二 平面運動軌跡圖

表一 三角波加載之單軸向反覆載重試驗

軸壓 (kg/cm ²)	剪應變 (%)	振幅 (mm)	速度 (mm/sec)	循環數
50	50	24.63	24.63 49.26 73.89	3
	100	49.25		
	150	73.88		
	200	98.50		
	250	123.13		

表二 正弦波加載之單軸向反覆載重試驗

軸壓 (kg/cm ²)	剪應變 (%)	振幅 (mm)	頻率 (Hz)	循環數
50	50	24.63	0.125 0.25	3
	100	49.25		
	150	73.88		
	200	98.50		
	250	123.13		

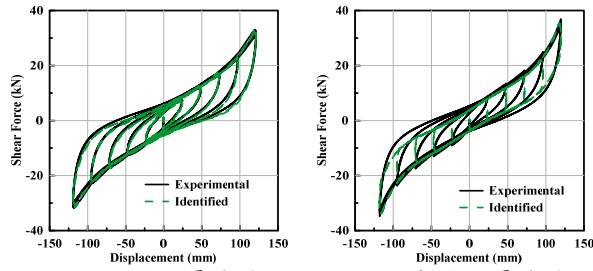
表三 正弦波加載之雙軸向反覆載重試驗

運動軌跡	軸壓 (kg/cm ²)	剪應變 (%)	振幅 (mm)	頻率 (Hz)	循環數
圓形	50	50	24.63	0.0125	3
		100	49.25	0.05	
		150	73.88	0.1	
		200	98.50	0.2	
八字形	50	50	24.63	0.0125	3
		100	49.25	0.05	
		150	73.88	0.1	
		200	98.50	0.2	

四、修訂之水平單軸向數學分析模型

採用 Hwang 等人提出數學分析模型，即式(1)，透過正弦波與三角波之反覆載重試驗，由遲滯迴圈(見圖三(a))可知於正弦波反覆載重試驗能獲得良好之模擬結果。然而，由於分析模型中含有速度參數，即式(2)與(3)，使此分析模型僅適用預測高阻尼橡膠隔震支承墊受諧和載重(harmonic loading)之行為，若採用三角波加載時，其速度歷時為階躍函數(step function)，將無

法準確模擬高阻尼橡膠隔震支承墊之遲滯行為(見圖三(b))。



(a) 正弦波反覆載重 (b) 三角波反覆載重
圖三 不同加載型式之遲滯迴圈模擬結果

由於 Abe 等人之分析模型，與 Hwang 等人之分析模型有相同之特性，皆把高阻尼橡膠隔震支承墊之遲滯迴圈以勁度骨架曲線加上遲滯迴圈面積表示之。故本研究考慮分析模型之適用性及參數之合理性，將式(1)進行修訂，提出一水平單軸向數學分析模型如下所示：

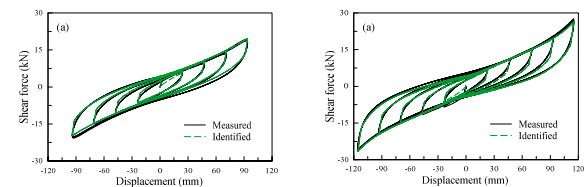
$$F(x(t), \dot{x}(t)) = [a_1 + a_2 x^2(t) + a_3 x^4(t)]x(t) + F_2(t) \quad (8)$$

$$F_1(t) = [a_1 + a_2 x^2(t) + a_3 x^4(t)]x(t) \quad (9)$$

$$\dot{F}_2(t) = \left[a_4 + a_5 x^2(t) \right] \left[\dot{x}(t) - \left| \dot{x}(t) \right| \left| \frac{F_2(t)}{Y_t} \right|^{a_6} \text{sgn}\left(\frac{F_2(t)}{Y_t}\right) \right] \quad (10)$$

$$Y_t = a_7 + \left[1 + \left| \frac{x(t)}{a_8} \right|^{a_9} \right] \quad (11)$$

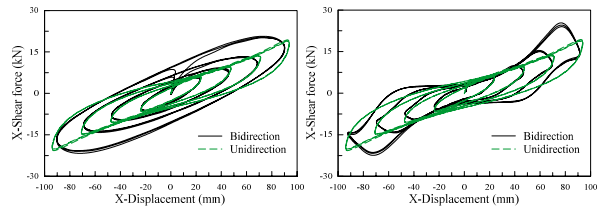
其中， $F_2(t)$ 為模擬遲滯迴圈彈塑性彈簧之儲存力； Y_t 為描述迴圈消能面積之變化。九個參數 a_i ($i=1\sim 9$)，可由材料試驗或反覆載重試驗所得試驗資料，利用非線性最小平方差法(nonlinear-least squares method)迴歸或下降式單純形法迴歸(downhill simplex method)求得。進而透過正弦波與三角波之反覆載重試驗，可知不同加載型式之反覆載重試驗，皆能獲得良好之模擬結果，見圖四。



(a) 正弦波反覆載重 (b) 三角波反覆載重
圖四 不同加載型式之遲滯迴圈模擬結果

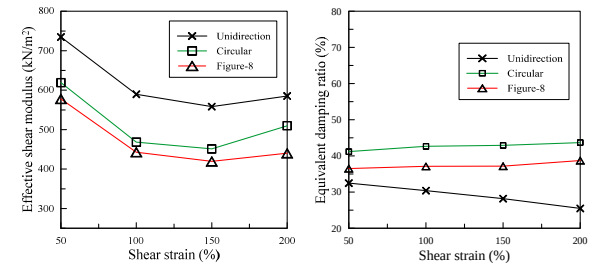
五、多軸向非比例平面載重軌跡試驗結果與數值分析比較

根據 Yamamoto 等人(2012)的研究，可知高阻尼橡膠隔震支承墊扭轉耦合效應的影響，因此由水平雙軸向非比例平面軌跡加載試驗可知，其非比例平面軌跡的運動會造成支承墊產生扭轉現象，此扭轉現象將會使支承墊局部剪應變增加，將影響整體支承墊的力學行為。由圖五可觀察，在相近頻率的水平單軸向與水平雙軸向載重試驗的 X 方向遲滯迴圈比較，明顯可以看出耦合效應對於高阻尼橡膠隔震支承墊水平雙軸向平面軌跡載重的影響。



(a) 圓形軌跡 (b) 八字形軌跡
圖五 單軸向與雙向載重試驗之 X 方向遲滯迴圈比較圖

各種載重試驗下，X 向有效剪力模數及等效阻尼比比較如圖六所示，可知水平單軸向載重試驗的有效剪力模數最大，圓形位移軌跡的有效剪力模數次之，八字形軌跡的剪力模數則較小。再者，可知圓形位移軌跡的等效阻尼比最高，水平單軸向載重試驗的等效阻尼比則較低。



圖六 性能試驗之 X 向有效剪力模數及等效阻尼比比較

為模擬高阻尼橡膠隔震支承墊平面運動軌跡加載之力學行為，本研究將上述修訂水平單軸向數學分析模型延伸至水平雙軸向數學分析模型，如下所示：

$$\vec{F} = \begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \end{Bmatrix} = \vec{F}_1 + \vec{F}_2 \quad (12)$$

其數值分析模型中單一方向位移、速度與剪力轉換為雙向向量表示如下：

$$\vec{U} = \{U_x \ U_y\}^T, |\vec{U}| = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} \quad (13)$$

$$\vec{U} = \{\dot{U}_x \quad \dot{U}_y\}^T, \left| \vec{U} \right| = \sqrt{\dot{U}_x^2 + \dot{U}_y^2} \quad (14)$$

$$\vec{F} = \{F_x \quad F_y\}^T, \left| \vec{F} \right| = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \quad (15)$$

其中，水平雙軸向的勁度骨架如下式所示：

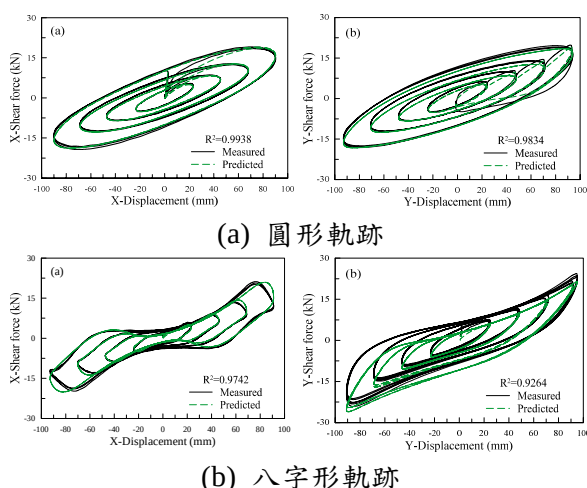
$$\vec{F}_1 = \begin{Bmatrix} F_{1x} \\ F_{1y} \end{Bmatrix} = K\vec{U}(t) = a_1\vec{U}(t) + a_2\vec{U}^3(t) + a_3\vec{U}^5(t) \quad (16)$$

水平雙軸向遲滯迴圈面積($\bar{F}_2$)的數學表示式，可由式(17)與(18)描述：

$$\bar{F}_2 = [a_4 + a_5\bar{U}^2(t)] \left[\vec{U}(t) - \left| \vec{U}(t) \right| \frac{\bar{F}_2}{Y_t} \right]^{a_6-1} \frac{\bar{F}_2}{Y_t} \quad (17)$$

$$Y_t = a_7 + \left[1 + \left| \frac{\bar{U}(t)}{a_8} \right|^{a_9} \right] \quad (18)$$

最後，本研究依修訂水平雙軸向數學分析模型，取其一組最佳化參數(見表四)預測其它試驗項目之結果，並以決定係數(coefficient of determination, R^2)來比較試驗量測與數值分析間之差異，如圖七所示，由預測結果可知本研究建議之數學分析模型可準確模擬其於不同速度條件之圓形與八字形水平雙軸向平面軌跡反覆加載的遲滯行為。



圖七 依圓形軌跡(0.0125Hz)之最佳化參數，預測不同雙向平面軌跡(0.1Hz)之遲滯迴圈比較圖：(a) X 方向(b) Y 方向
表四 最佳化參數(圓形軌跡，0.0125Hz)

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9
0.12796	-2.5E-06	4.26E-1	0.34770	1.31E-0	1.31921	3.05825	61.3706	2.44623

六、結論

透過一系列高阻尼橡膠隔震支承墊之

性能試驗，本研究修訂一水平單軸向數學分析模型，以準確模擬其於不同加載型式下之遲滯行為，並利用平面向量之觀念，將修訂分析模型延伸至模擬高阻尼橡膠隔震支承墊受不同平面軌跡加載下之水平雙軸向數學分析模型。再者，透過水平雙軸向非比例平面軌跡加載試驗，可知扭轉耦合效應的影響將造成有效勁度下降，使得整體結構物振動週期延長，亦可能造成支承墊局部剪應變的增加，故在設計上應需額外考慮扭轉耦合效應對於整體隔震結構物的影響。最後，透過支承墊受水平雙軸向非比例平面軌跡加載試驗結果與數值分析結果之驗證，修訂水平雙軸向數學分析模型亦能準確模擬支承墊之遲滯行為。

參考文獻

1. Hwang JS, Wu JD, Pan TC, Yang G., "A Mathematical Hysteretic Model for Elastomeric Isolation Bearing." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(4), 2002, pp.771-789.
2. Abe M, Yoshida J, Fujino Y. Multiaxial Behaviors of Laminated Rubber Bearings and Their Modeling. I: Experimental Study. Journal of Structural Engineering 2004; 130(8): 1119-1132.
3. Abe M, Yoshida J, Fujino Y. Multiaxial Behaviors of Laminated Rubber Bearings and Their Modeling. II: Modeling. Journal of Structural Engineering 2004; 130(8): 1133-1144.
4. Özdemir, H. (1973). "Nonlinear transient dynamic analysis of yielding structures." PhD dissertation, University of California, Berkeley, Berkeley, Calif.
5. Yamamoto M, Minewaki S, Yoneda H, Higashino M. Nonlinear behavior of high-damping rubber bearings under horizontal bidirectional loading: full-scale tests and analytical modeling. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2012; 41:1845-1860.

自體調諧質量阻尼器動力反應最佳化之振動台試驗研究

李柏翰¹ 汪向榮² 黃震興³ 張國鎮⁴

摘要

本文之自體調諧質量阻尼系統 (Building Mass Damper System, BMD) 擬結合中間層隔震系統與調諧質量阻尼結構之力學特性與耐震行為, 將上部結構本身質量作為一調諧質量阻尼系統, 並利用隔震系統提供調諧質量阻尼系統所需之設計阻尼與勁度, 結合中間層隔震系統有效控制上部結構與調諧質量系統有效控制下部結構之優點, 期望同時折減上下部結構在地震中之受震反應。

依據數值分析結果, 本文規劃一振動台試驗, 選定八層樓縮尺鋼構架, 設計兩組不同結構質量比之試驗構架, 考慮不同地震特性, 試驗構架於單軸向地震力作用下之受震反應。由試驗結果有效掌握各組試驗構架之動態反應及各控制元件發揮之效果, 配合模態參數識別的結果, 重新修正原數值模型, 探討 BMD 系統設計之可行性及有效性, 並驗證數值模型建立之可靠度。

關鍵詞：調諧質量阻尼器、中間樓層隔震、自體調諧質量阻尼器、目標函數、數值分析、振動台試驗

一、前言

採隔震設計之建築物於近年來快速成長, 相較於一般基礎隔震在基礎施工以及相鄰建築物相接處理上較為繁瑣, 中間層隔震因其施工性而逐漸被廣泛應用, 然而中間層隔震之高模態參與比例較高, 造成隔震層下部結構反應放大。而傳統調諧質量阻尼系統為一有效的振動能量吸收器, 其基本原理為將調諧質量阻尼系統的自然頻率調整到接近主要系統的基本振動頻率, 進而產生兩者之反相位共振以消散外力擾動能量。

自體調諧質量阻尼系統結合中間層隔震及調諧質量阻尼器之概念, 在此系統中, 將上部結構作為調諧質量, 其勁度和阻尼則由控制層的支承墊和阻尼器提供, 期望結合兩種系統之優點, 同時有效降低控制層上下部結構之受震反應。

二、數值模擬

在自體調諧質量阻尼系統中, 以控制層上部結構做為調諧質量, 其勁度和阻尼則分別由控制層的隔震支承墊與阻尼器提供, 由於調諧質量結構可能是具有柔度的多層樓結構, 與傳統近似於剛體調諧質量塊的行為有差異, 且多層樓結構之重量遠大於傳統 TMD 之質量, 因此將以一三自由度結構模型來模擬其動力反應及行為, 三個自由度分別代表下部結構 (Substructure)、控制層 (Control Layer) 及上部結構 (Superstructure), 如圖一。

首先定義以三自由度簡化結構模型模擬 BMD 結構之重要參數, 調諧頻率比 f_i ($i = 2, 3$) 可定義為各自由度頻率 ω_i 與主結構頻率 ω_1 的比值, 如式(1); 質量比 μ_i 定義為各自由度質量 m_i 與下部結構質量 m_1 的比值, 如式(2); 各自由度的構件阻尼比,

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國立台灣科技大學營建工程學系教授、國家地震工程研究中心組長

⁴ 國立台灣大學土木工程學系教授、國家地震工程研究中心主任

可定義如式(3)

$$f_i = \frac{\omega_i}{\omega_1}, i = 2, 3 \quad (1)$$

$$\mu_i = \frac{m_i}{m_1}, i = 2, 3 \quad (2)$$

$$\xi_i = \frac{c_i}{2 \sum_{j=i}^3 m_j \omega_i}, i = 1 \sim 3 \quad (3)$$

其中 $i=1 \sim 3$ ，各參數之下標 1 代表下部結構，2 代表 BMD 控制層，3 代表上部結構； ω_1 為考慮下部結構質量與勁度關係之頻率，為 $\sqrt{k_1/m_1}$ ； ω_2 為考慮 BMD 控制層以上質量與 BMD 控制層勁度關係之頻率，為 $\sqrt{k_2/(m_2 + m_3)}$ ； ω_3 為考慮上部結構與勁度關係且在固定基礎條件下之頻率，為 $\sqrt{k_3/m_3}$ 。

針對結構物受到一地表固定加速度振幅大小激振外力 ($u_g = Ge^{i\omega t}$)，穩態解可假設為：

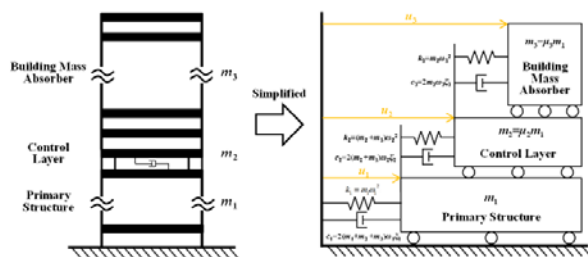
$$e^{i\omega t} \begin{bmatrix} -m_1\omega^2 + k_1 + k_2 + i\omega(c_1 + c_2) & -k_2 - i\omega c_2 & 0 \\ sym. & -m_2\omega^2 + k_2 + k_3 + i\omega(c_2 + c_3) & -k_3 - i\omega c_3 \\ & -m_3\omega^2 + k_3 + i\omega c_3 & -m_3\omega^2 + k_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix} = -Ge^{i\omega t} \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ m_3 \end{bmatrix} \quad (4)$$

各自由度之反應與外力振幅之比值可經由矩陣除法計算求得，結果如式(5)

$$\begin{aligned} \frac{\omega_1^2 |u_1|}{G} &= \frac{|b_1(a_3a_5 - a_4^2) - b_2a_2a_5 + b_3a_2a_4|}{|a_1a_3a_5 - a_2^2a_5 - a_1a_4^2|} \\ \frac{\omega_1^2 |u_2|}{G} &= \frac{|-b_1a_2a_5 + b_2a_1a_5 - b_3a_1a_4|}{|a_1a_3a_5 - a_2^2a_5 - a_1a_4^2|} \\ \frac{\omega_1^2 |u_3|}{G} &= \frac{|b_1a_2a_4 - b_2a_1a_4 + b_3(a_1a_3 - a_2^2)|}{|a_1a_3a_5 - a_2^2a_5 - a_1a_4^2|} \end{aligned} \quad (5)$$

考慮系統受固定加速度振幅大小之諧和外力作用時，選定以三個自由度之總反應最小作為最佳化之目標函數，如式(6)，因此可找出特定上下部結構阻尼比及各自由度質量比之建議設計參數，作為本研究參數分析、設計數值模型及實驗規劃之依據。

$$Objective \ function = Min. \left(\frac{\omega_1^2 |u_1|}{G} + \frac{\omega_1^2 |u_2|}{G} + \frac{\omega_1^2 |u_3|}{G} \right) \quad (6)$$



圖一 簡化三自由度之數學模型

三、試驗結果

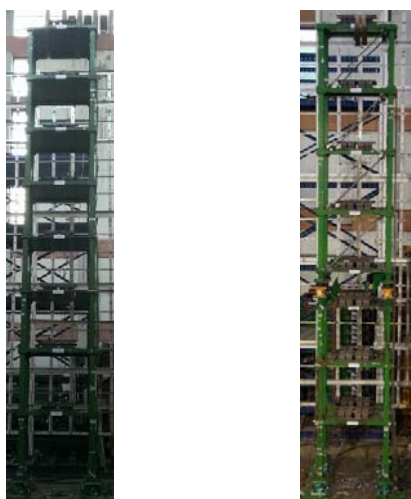
實驗構架

實驗構架選定現有之八層樓構架，各樓層樓版為 1500mm（長）×1100mm（寬），版厚 20 mm，每層樓高 1100mm。梁構材斷面為 100×50×5×5（mm）之槽型鋼，柱構材斷面為 100×100×6×8（mm）之 H 型鋼，所採用之鋼材為 A36 性質，其楊氏係數 $E = 204,000,000 \text{ kN/m}^2$ ，降伏強度 $F_y = 254,881 \text{ kN/m}^2$ ，每層樓配置質量均為 0.5 kN-sec²/m，定義此八層樓空構架為 Specimen BF，如圖二(a)。

在自體調諧質量系統上，吾人設計 Specimen OBMD (B3C2) 表示下部結構為三層樓且下部結構阻尼比為固有之 2%，其控制層配置橡膠支承墊 (Rubber Bearing, RB) 和液態黏性阻尼器 (Viscous Damper, VD) 分別提供所需之勁度及阻尼，如圖三所示，而為了達到最佳化上部結構頻率比，透過增設對角斜撐 (L15×15×2) 於上部結構達成，整體構架如圖二(b)所示。

震波選擇

實驗分析使用五筆真實地震歷時，包括 1940 年美國 El Centro 地震、1995 年日本 Kobe 地震、1999 年台灣集集地震在測站 TCU047 及 TCU072 所測得之地震歷時以及 2011 年日本東北大地震在建物 THU 量測之地震紀錄，五組真實地震歷時特性整理於表 1，加速度反應譜則如圖四所示。

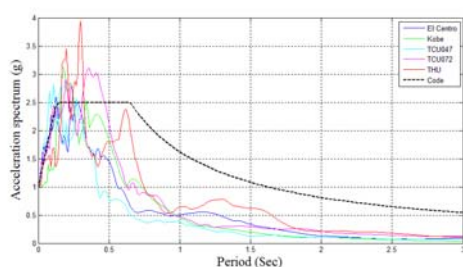


(a) Specimen BF (b) Specimen B3C2

圖二 各實驗構架正面視圖



圖三 控制層細節



圖四 各震波之加速度反應譜

表一 各震波資訊

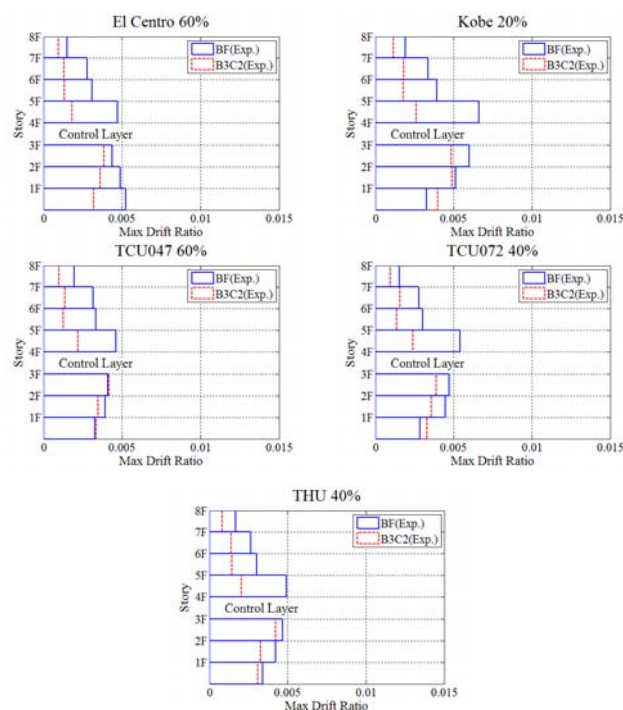
Test Name	Earthquake Record	Test PGA
EL	El Centro/I-ELC270, Imperial Valley, U.S., 1940/05/19	0.209g
Kobe	KJMA/KJM000, Kobe, Japan, 1995/01/16	0.167g
TCU047	Chi-Chi/TCU047, Chi-Chi, Taiwan, 1999/09/21	0.241g
TCU072	Chi-Chi/TCU072, Chi-Chi, Taiwan, 1999/09/21	0.190g
THU	Tohoku/THU, Tohoku, Japan, 2011/03/11	0.134g

最大反應比較

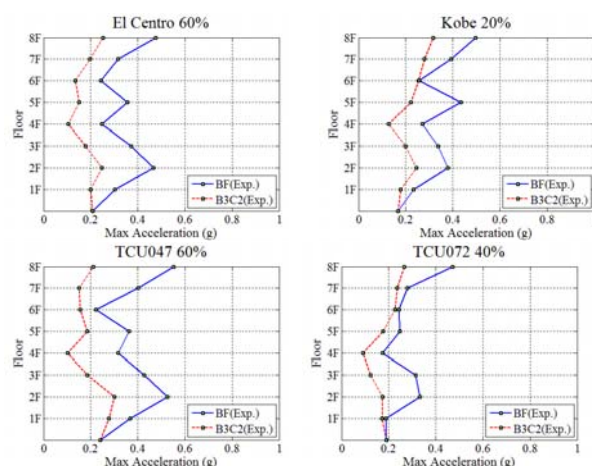
圖五為試驗構架 Specimen B3C2 於各地震力作用下各樓層之最大層間位移角比

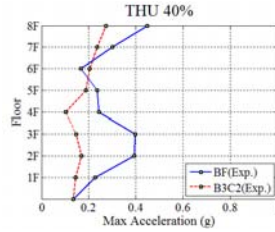
較。結果顯示兩 BMD 試驗構架皆可有效降低上部結構之層間位移角，Specimen B3C2 下部結構之層間位移角維持與空構架相當或略有折減。將各地震力作用之結果平均得到各試驗構架最大層間位移角之平均折減情形，得 B3C2 總體折減效益皆可達近 35%。

圖 6 為試驗空構架與 B3C2 於各地震力作用下各樓層之最大加速度比較。B3C2 對於上下部結構之加速度反應皆控制良好。計算各試驗構架於各地震力作用下各樓層最大加速度之比值並平均，可看出 B3C2 總體折減效益更可達 40%。



圖五 各地震下 BF 及 B3C2 最大層間位移角比較



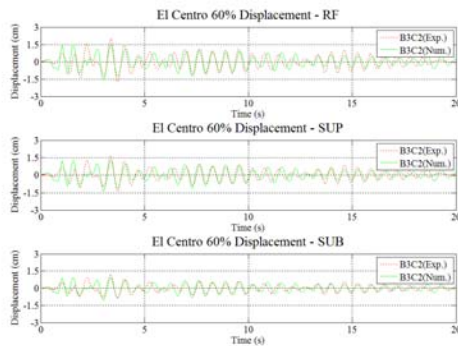


圖六 各地震下試驗構架 BF 及 B3C2 最大加速度比較

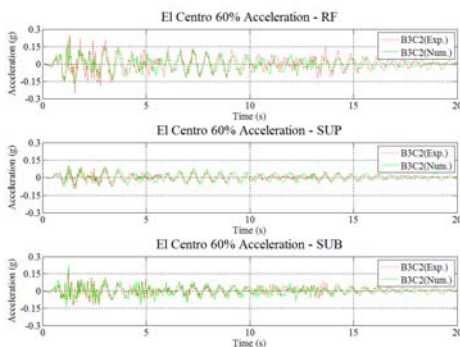
四、振動台實驗結果與數值驗證

根據模態參數識別之結果及結構控制元件的參數計算，可以瞭解試驗構架之動態反應及各控制元件發揮之效果，將識別結果重新修正至原數值模型，並比較試驗構架與修正後數值模型之位移及加速度反應。

由位移反應觀察，B3C2 位移與加速度歷時圖之波形與峰值於 El Centro 地震下，無論是頂層樓版或控制層上下方樓版，其試驗結果與數值分析皆是相當貼近的，因此可得知兩者無論位移或加速度歷時反應極為相似，如圖七。



(a)位移歷時比較



(b)加速度歷時比較

圖七 試驗構架 B3C2 與數值模型歷時比較

五、結論與展望

BMD 系統設計目標為結合中間層隔震設計和調諧質量阻尼器設計之優點，同時將上下部結構結構的受震反應控制在容許範圍內，而由本研究之數值分析與振動台試驗結果也證明 BMD 系統設計方法之可行性及有效性，即以三自由度動力反應最小作為目標函數所得之最佳化系統參數，可有效降低 BMD 系統之受震反應。依據試驗情況修正原數值模型，試驗構架歷時反應之波形及震幅與數值分析結果皆十分貼近，有效以數值模擬方式驗證試驗構架真實受震行為。

本研究驗證 BMD 系統具有良好之受震反應，然數值分析模型及振動台試驗構架皆受限於國家地震工程研究中心現有之八層樓構架，因此，期望未來能針對 BMD 系統進行實例分析，進一步驗證系統於真實結構應用之可行性。

參考文獻

1. Hartog Den J P. (1956), *Mechanical Vibrations*, 4th ed., McGraw-Hill, New York
2. Rahul Rana and T. T. Soong (1997), "Parametric study and simplified design of tuned mass dampers", Eng. Struct.
3. Sadek F, Mohraz B, Taylor AW and Chung RM (1997), "A Method of Estimating the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications", Earthq. Eng. Struct. Dyn., 26:617-635
4. Tsai HC and Lin GC (1993), "Optimum Tuned-Mass Dampers for Minimizing Steady-State Response of Support-Excited and Damped Systems", Earthq. Eng. Struct. Dyn., 23:957-973
5. Warburton GB and Ayorinde EO (1980), "Optimum Absorber Parameters for Simple Systems", Earthq. Eng. Struct. Dyn., 8:197-217
6. Warburton GB (1981), "Optimum Absorber Parameters for Minimizing Steady-State Response", Earthq. Eng. Struct. Dyn.

醫療院所獨立式設備物簡易耐震評估分析程式

柴駿甫¹ 林凡茹² 林震宇³ 簡子婕⁴

摘要

為確保醫院於震後能維持生命安全與緊急醫療功能，依據國家地震工程研究中心研擬之醫院耐震評估補強準則(草案)[1]，藉由醫療分級與急救責任醫院分級制度擬定醫院非結構耐震補強目標。然而醫院內部設備種類繁多複雜，為達成醫院預定之非結構耐震性能目標，並提升設備補強作業之經濟性與實效性，本研究針對醫院獨立式設備物建立快速篩選程式，專業人員在調查設備物後，將基本資料輸入該程式，即可得知是否該進行補強，並對需進行補強之設備物提供錨栓錨定分析之初步結果，提升專業人員對醫院設備物逐項評估效率。

關鍵詞：醫院非結構、醫療設備、設備耐震評估、程式分析

一、前言

為簡化專業人員對於醫院設備物逐項評估計算繁雜的程序，本準則針對醫院之獨立式設備物提供耐震簡易評估與補強設計程式，使用者僅需於程式表格內依填入醫院與設備物相關資訊，即可獲得其評估與補強設計結果。

本評估程式是採用 Microsoft Excel 軟體，使用者須於各表單中輸入所需之基本資料。將醫院相關資訊填入「醫院檢核表」，據以進行地震力需求計算及設備物分級判斷；其次，填入醫院設備物基本資料於「設備物評估表」，以供程式逐項檢核計算各設備物耐震能力；最終如有任何設備物需進行補強，則應於「錨栓資料表」填入螺栓廠商提供之規格或試驗數值，以做為檢核判斷依據。並於需補強之設備物欄位內，填入預定使用之補強方式，程式則針對錨栓基本數據與補強方式資料，計算此預定補強方式是否能達到設備物性能等級所需之耐震能力。

二、程式評估流程

程式填表流程如圖一，共分為「醫院檢核表」、「設備物檢核表」以及「錨栓資料表」三個主要表單。「醫院檢核表」為該評估醫院建築基本資料，使用者填入之資料將用於後續計算相關地震參數；接著需填寫「設備物檢核表」，此表分為「置於地面設備物」與「固定於牆面設備物」兩種，兩表單所需填入項目大略相同，皆對設備物逐項分析，判斷其是否需補強或分析補強後結果；「錨栓資料表」需填入欲使用於錨定設備物之錨栓基本資料，當設備物檢核表內的設備物使用螺栓錨定或補強時，可依據此資料數值來計算設備物錨栓固定時之設計強度。

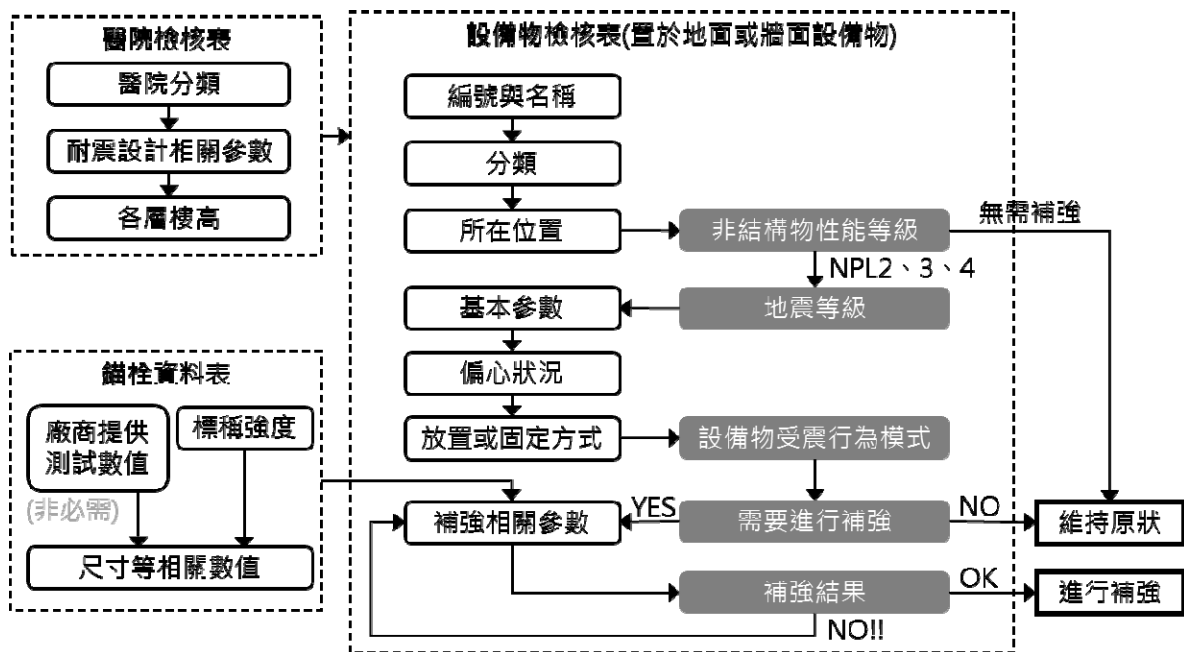
圖一中虛線框線內所示即詳述表單與需填入之項目。灰底框內之項目為在填表過程中，程式依已填資料計算結果，並判斷各項設備物是否有進行補強之必要。對於判斷結果為無需補強之設備物維持原狀即可，判斷結果為需要進行補強者，則可再利用本程式進行後續錨栓補強評估。

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心佐理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員



圖一 程式架構與評估流程

三、程式頁面概述

醫院檢核表

圖二為「醫院檢核表」之 Excel 表單顯示畫面，該表主要分為「醫療分級」、「耐震設計相關參數」與「醫院樓層高度」等三大項目，以紅色邊框標記之儲存格為使用下拉式選單方式選填，黑色邊框標記之儲存格則直接鍵入數值即可。

醫療分級為依據衛生福利部公布之「醫院分級」及「急救責任醫院分級」進行醫院分類。「醫院分級」選單依照健保特約類別分為「醫學中心」、「區域醫院」及「地區醫院」三個項目；「急救責任醫院分級」依緊急醫療救護法規定，分為「一般級」、「中度級」及「重度級」急救責任醫院，以及非指定之「非屬急救責任醫院」。

工址類型參考醫院耐震評估補強準則[1]分為「一般震區」、「活動斷層近域」與「臺北盆地」三項，可由下拉式表單直接選填；其餘耐震相關參數值需由使用者參考準則後自行輸入。

醫院各樓層高度為以 1 樓地面為基準高程，故 1 樓樓高為 0 cm，其餘依各樓層樓地板實際高程填入「樓板高度」欄位，

單位為公分(cm)，如樓高未達 15 層，則剩餘樓層留空即可，無須填入任何數字，RF 表示醫院屋頂樓層，通常為具女兒牆之樓層，梯間屋突不影響建築物結構特性，因此並不列入樓高計算。

醫院分級：	醫學中心
急救責任醫院分級：	一般級急救責任醫院
工址類型：	活動斷層近域
設計地震短週期水平譜加速度係數 S_a^D ：	0.8
設計地震近斷層調整因子 N_a ：	1.42
設計地震反應譜等加速度段之工址地盤放大係數 F_a ：	1
最大考量地震短週期水平譜加速度係數 S_a^M ：	1
最大考量地震近斷層調整因子 N_a ：	1.32
最大考量地震反應譜等加速度段之工址地盤放大係數 F_a ：	1
樓層數	樓板高度(cm)
RF	5450
15F	
14F	
13F	
12F	5050
11F	4650
10F	4250
9F	3950
8F	3450
7F	3050
6F	2650
5F	2100
4F	1580
3F	1050
2F	540
1F	0

圖一 程式架構與評估流程

設備物檢核表

由圖三與圖四設備物表單可看出兩者所需填入項目接近，唯置於地面設備物需考量是否因設備物未固定而有傾倒或滑移的可能性，而固定於牆面設備物則需考量原使用固定方式是否有達到該設備物性能等級所需之耐震能力。

設備物編號與名稱		001	004	005
設備編號：		電盤櫃	電盤櫃	電盤櫃
設備名稱：				
設備物分類				
設備類型：	(選單)	電力與通訊設備	電力與通訊設備	電力與通訊設備
設備種類：	(選單)	電力通訊設備	電力通訊設備	電力通訊設備
細項類別：	(選單)	電力通訊設備	電力通訊設備	電力通訊設備
設備物所在位置				
設備位於或服務於：	(選單)	重要醫療空間	其他之非居室空間	重要醫療空間
設備所在樓層：	1~15數字(頂樓填R,地下填-1~-5)	5	5	1
設備物基本參數				
設備重量 W_o ：	kgf	1100	1100	1100
設備固定點位置：	(選單)	樓板	樓板	樓板
設備尺寸：參考圖一(XY向自訂)				
	X向長度(L_x) m	0.80	0.80	2.00
	Y向長度(L_y) m	0.40	0.40	2.00
	高(包含內容物)(h) m	2.00	2.00	2.00
設備最高點距離地板面高度：	(包含內容物) m	2.00	2.00	2.00
設備物偏心狀況				
X向是否偏心：	(填入YorN)	N	N	N
X向邊緣到設備重心距離：	(無偏心或不確定偏心距離請空白)(L_{xo})			
Y向是否偏心：	(填入YorN)	N	N	N
Y向邊緣到設備重心距離：	(無偏心或不確定偏心距離請空白)(L_{yo})			
Z向是否偏心：	(填入YorN)	N	N	N
設備裝置面至設備重心的高度：	(無偏心或不確定偏心距離請空白)(h_G)			
設備物放置方式				
設備物固定於結構體方法：	(選單)	僅放置無固定	僅放置無固定	僅放置無固定
設備物底座材質：	(選單)	橡膠	橡膠	橡膠
設備位置地坪材質：	(選單)	混凝土	混凝土	混凝土
是否倚靠牆放置：	(選單)	相鄰兩側皆靠牆	相鄰兩側皆靠牆	相鄰兩側皆靠牆
是否需耐震評估(易損程度)：		Y	Y	Y
應屬性能等級：		NPL3	無須耐震檢核	NPL3
設計地震基準：		最大考量地震	-	最大考量地震
設備行為模式：		滑移	-	無
是否需進行補強：		Y	-	N
錨栓補強 (無須耐震檢核或無需補強之設備物不填)				
錨栓總數：	個	4		
X向固定錨栓顆數：	個	2		
Y向固定錨栓顆數：	個	2		
錨栓型號：	(選單)	Hilti-M8		
錨栓埋入深度：	in	3.00		
錨栓固定於混凝土或其他材料：	(選單)	混凝土		
基材強度：	psi	2700		
錨栓補強結果		OK	-	-

圖三 置於地面設備物檢核表單

設備物編號與名稱		W001	W002	W003
設備編號：		電盤櫃	電盤櫃	電盤櫃
設備名稱：				
設備物分類				
設備類型：	(選單)	電力與通訊設備	電力與通訊設備	電力與通訊設備
設備種類：	(選單)	電力通訊設備	電力通訊設備	電力通訊設備
細項類別：	(選單)	電力通訊設備	電力通訊設備	電力通訊設備
設備物所在位置				
設備位於或服務於：	(選單)	重要醫療空間	重要醫療空間	重要醫療空間
設備所在樓層：	1~15數字(頂樓填R,地下填-1~-5)	10	10	10
設備物基本參數				
設備重量 W_o ：	kgf	3300	3300	4100
設備尺寸：參考圖二				
	X向長度(L_x) m	0.40	0.40	0.40
	Y向長度(L_y) m	0.40	0.40	0.40
	高(包含內容物)(h) m	1.00	1.00	1.00
設備最高點距離地板面高度：	(包含內容物) m	2.00	2.00	2.00
設備物偏心狀況				
X向是否偏心：	(填入YorN)	N	N	N
X向邊緣到設備重心距離：	(無偏心或不確定偏心距離請空白)(L_{xo}) m			
Y向是否偏心：	(填入YorN)	N	N	N
Y向邊緣到設備重心距離：	(無偏心或不確定偏心距離請空白)(L_{yo}) m			
Z向是否偏心：	(填入YorN)	N	N	N
設備最高點固定點至設備重心的距離：	(無偏心或不確定偏心距離請空白)(h_G) m			
固定錨栓				
X向固定錨栓顆數：	個	2	2	2
Z向固定錨栓顆數：	個	2	2	2
錨栓總數：	個	4	4	4
錨栓型號：	(選單)	Hilti-M8	Hilti-M8	Hilti-M8
錨栓埋入深度：	in	3.00	3.00	3.00
錨栓固定於混凝土或其他材料：	(選單)	混凝土	混凝土	混凝土
基材強度：	psi	2500	2500	2500
是否需耐震評估(易損程度)：		Y	Y	Y
應屬性能等級：		NPL3	-	NPL4
設計地震基準：		最大考量地震	-	設計地震
是否需進行補強：		Y	N	Y
錨栓(補強後) (無須耐震檢核或無需補強之設備物不填)				
X向固定錨栓顆數：	個	3		2
Z向固定錨栓顆數：	個	2		2
錨栓總數：	個	6		4
錨栓型號：	(選單)	Hilti-M8		Hilti-M10
錨栓埋入深度：	in	3.00		3.00
錨栓固定於混凝土或其他材料：	(選單)	混凝土		混凝土
基材強度：	psi	2500		2500
錨栓補強結果		OK	-	NO!!

圖四 固定於牆面設備物檢核表單

圖三與圖四中的第一欄為填寫項目，第二欄說明該項目內容與單位註記，若該儲存格填表方式為下拉式選單，則以紅字標記「(選單)」提示，表示此項目以選單方式選填；第三欄之後則進行設備物資料填寫，一欄用於評估一項設備物，表格可持續往右擴充，直到填完該棟醫院所需評估之所有設備物資料。

地面與牆面兩表單皆須填寫「編號與名稱」、「分類」、「所在位置」、「基本參數」與「設備物偏心狀況」等項目。地面設備物則會再根據填入「放置方式」資料來判斷該設備物受震行為模式；牆面設備物則將設備物原本固定錨栓資料填入「固定錨栓」，程式以此資料判斷現行錨定方式是否可行。

檢核表內黃底部分為程式進行運算後的判斷結果，第一項「是否需耐震評估」乃依據規範對於設備物種類及尺寸之設計相關規定，判斷該設備物是否需進行後續耐震檢核，如某設備物種類及尺寸使其於地震時不會對生命安全及醫院運作產生威脅，則結果顯示「N」，表示該設備物無需進行後續的耐震檢核，維持現狀即可；如結果顯示為「Y」，程式則會進行後續「應屬性能目標」、「設計地震基準」、「設備物行為模式」及「是否需進行補強」等項目的判斷。其判斷方式與內容皆詳述於醫院耐震評估準則[1]，本程式將準則繁雜之計算過程編入程式運算背景裡，以提高準則使用效率。

程式最終告知使用者「是否需進行補強」，此項目可能結果為「Y」或「N」，如為「N」表示此設備物在地震時並無滑移、傾倒情形或是原使用之固定錨栓已足夠，所以不需特別進行補強，維持現狀即可；若結果為「Y」，則該設備物需進行補強，使用者須對該設備物進行後續補強設計與檢核。

錨栓資料表

設備物進行補強分析前，需先建立使用錨栓之基本資料，詳細資料由出廠廠商

提供可得。「錨栓資料表」頁面內容如圖五，共分為「錨栓基本強度」、「錨栓基本資料」以及「錨栓強度試驗值」三大項，圖中黃底部分為使用者需填寫位置。「錨栓基本強度」為錨栓材料之降伏與極限強度；「錨栓基本資料」由廠商提供的型錄可得，使用者所填入的型號名稱，會在填寫設備物檢核表時自動帶入「錨栓型號」選單內；最後的「錨栓強度試驗值」如廠商無提供則可不填，程式僅以前項基本資料計算強度。此資料將做為圖三與圖四中，判斷「錨栓補強」時的計算根據資料，最終應試誤至「錨栓補強結果」顯示為「OK」，即可使用此方式進行補強。

錨栓基本強度	錨栓強度 (psi)				
	f_{ya}	92800			
	f_{uts}	116000			
錨栓基本資料	錨栓基本資料				
	錨栓型號	d_e	h_e (min)	A_{se}	N_p
		in	in	in ²	lb
	Hilti-M8	0.47	2.36	0.057	2810
	Hilti-M10	0.59	2.76	0.090	4496
	Hilti-M12	0.71	3.15	0.131	
	Hilti-M16	0.94	3.94	0.243	
	Hilti-M20	1.10	4.92	0.380	
	Hilti-M24	1.26	5.91	0.547	
破壞強度試驗值 (錨栓廠商提供 於不同強度基材下 各型號錨栓破壞強度)	ψT_n (psi)				
	錨栓型號	混凝土基材強度			
		2500	3000	4000	6000
	Hilti-M8	1825	2000	2310	2830
	Hilti-M10	2920	3200	3695	4525
	Hilti-M12	4360	4775	5515	6755
	Hilti-M16	6095	6675	7705	9440
	Hilti-M20	8515	9330	10770	13190
	Hilti-M24	11195	12260	14160	17340
		0			
	ψV_n (psi)				
	錨栓型號	混凝土基材強度			
		2500	3000	4000	6000
	Hilti-M8	2160	2365	2730	3345
	Hilti-M10	7685	8420	9720	11905
	Hilti-M12	9390	10285	11880	14550
	Hilti-M16	13125	14375	16600	20330
	Hilti-M20	18340	20090	23200	28415
	Hilti-M24	24110	26410	30495	37350
		0			

圖五 錨栓資料表

五、結論與展望

目前程式已能自動判斷醫院性能等級與錨栓強度評估，預計可大幅提升專業人士評估與補強設備物性能之效率。惟實際補強方式尚有檔板或銲接等方式，亦或設備物安裝於天花板上等情形，本研究未來將於程式編寫適用於各種補強與安裝之評估方法，盼能使程式更臻完備，並更使醫院設備物補強評估流程之執行更為便利。

參考文獻

- [1] 醫院耐震評估補強準則之研擬，NCREE-13-037，國家地震工程研究中心，台北(2013)。

醫院消防撒水系統耐震易損性分析研究

胡佩文¹ 林凡茹² 柴駿甫³ 張國鎮⁴

摘要

醫院非結構設備中，消防撒水系統於小震中漏水或破壞相連之天花板材，可能造成醫療服務中斷之生命安全損害、醫療設備儀器於消防撒水系統發生漏水時停止運轉或損壞、抑或是花費於修復醫療儀器之昂貴費用，而在大震中撒水系統崩落更會直接傷及下方使用者，且無法有效阻止震後火災之火勢蔓延。因此，消防撒水系統不同程度之破壞將造成醫院運作時間、金額甚至是生命上的損失，故實有必要以性能設計方法進行消防撒水系統耐震設計補強。為發展國內醫院消防撒水系統適用之性能設計技術，本研究旨在建立醫院消防撒水管線系統數值模型，據以提出醫院消防撒水系統易損性曲線，並以案例醫院為範例進行現地微振量測，同時以擬靜態反覆載重實驗與病房管線子系統振動台實驗結果，驗證案例醫院消防撒水系統簡化數值模型之準確性，並提出螺紋接頭、管線系統鄰近非結構構件(如隔間牆、天花板等)之設定參數。最後，本研究針對醫院撒水系統提供一易損性分析流程，以利性能設計使用。

關鍵詞：消防撒水系統、螺牙式接頭、機械接頭

一、研究目的

消防管線系統於強震下受損雖少有整個倒塌的案例，多為發生內容物洩漏，然消防管線系統於強震下受損常兼併其他鄰近其他非結構損壞(如懸吊式天花板系統)，並使消防管線系統下方空間無法使用，如 1994 年美國北嶺地震中的 Olive View 醫院、Holly Cross 醫學中心與 Northridge 醫院的消防管線震損導致醫療機能中止，甚至其為 Olive View 醫院病患撤離的主因[1]。我國於 2010 年甲仙地震中，嘉南地區 Y 醫院由於單支消防末端支管線拉扯斷裂，造成消防系統關閉，並使該樓層淹水而影響其震後醫療機能[2]。

為維持醫院等重要建築於震後之使用機能，近年來性能設計發展漸趨成熟。美國 FEMA P-58[3]為近期之建築耐震性能設計準則，其中，易損性曲線為性能設計重要參數之一，代表評估項目之耐震容

量。然而，由於缺乏實驗與分析資料，FEMA P-58 之管線系統等非結構構件易損性參數值規定，主要源自專家建議。有鑑於此，本研究依據台灣中部嘉南地區 Y 醫院頂樓消防撒水系統於甲仙地震破壞情形[2]，以其實際管線系統配置為研究案例，透過數值分析軟體建立符合機電安裝規範[4]之管線系統模型，以大量分析結果建立管線系統之易損性曲線，考量不同工程需求參數(Engineering Demand Parameter, EDP)下管線系統之破壞機率，並提出醫院消防撒水系統易損性評估流程與建議。數值模型準確性驗證方面，本研究依據螺紋接頭力學破壞實驗結果[5]，掌握管線系統中最為易損之一吋管螺紋接頭耐震能力與行為，據以建立管線接頭之數值模型與系統性能點。此外，本研究分別建立樓層整體及病房區域的管線系統模型，藉由比對病房區域管線系統數值模型分析與振動台試驗結果[7]，確認系統構件

¹ 國立台灣大學土木系碩士

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ 國立台灣大學土木系教授、國家地震工程研究中心主任

參數值設定之準確性，並延伸應用至樓層整體管線系統模型，確保分析結果足以代表管線系統受震情形。

二、醫院消防管線系統數值模型

本章節目的為藉由嘉南地區 Y 醫院之病房內子系統振動台實驗結果[7]，驗證管線子系統數值模型之準確性，並依據現地配置與微振量測結果，建立案例醫院管線系統數值模型，據以進行醫院管線系統易損性分析。

為觀察甲仙地震中案例醫院病房內管線子系統受到地震時的行為，並探討其破壞模式，國家地震工程研究中心於 2013 年執行病房範圍之管線子系統振動台試驗[7]，並於測試中重現甲仙地震時管線系統漏水現象。由於管線系統中部分元件與連接節點之受震表現屬於非線性行為，為了準確預估管線系統受震反應與性能點，本研究採用數值分析軟體 SAP2000 v.15[8]，建立病房內管線子系統之簡化模型(圖 1)，去除管線於吊桿束帶之間的不穩定滑動行為，將位移計測得之管線反應作為已知輸入歷時，並依據振動台實驗之加速度歷時紀錄，進行管線與相鄰非結構構件(隔間牆、天花板)之間的非線性行為之 gap link 設定參數分析，並以較大輸入強度之振動台實驗結果驗證其準確性。表 1 即為藉由簡化模型提出隔間牆、天花板 gap link 參數設定方式及數值。此外，由於螺紋接頭處(圖 1「1" screwed fitting」標示處)無法安裝應變計紀錄洩漏時彎矩，僅能從一吋支管中央應變計推得鄰近螺紋接頭處之彎矩值(圖 1「SG4」標示處)。因此，藉由去除吊桿效應後的簡化模型輸入實驗紀錄位移，透過一吋支管中央彎矩之實驗值與模擬值之比對(圖 2)，驗證管線段彎矩模擬之準確性，而得一吋支管螺紋接頭處之彎矩反應趨勢及峰值的模擬。

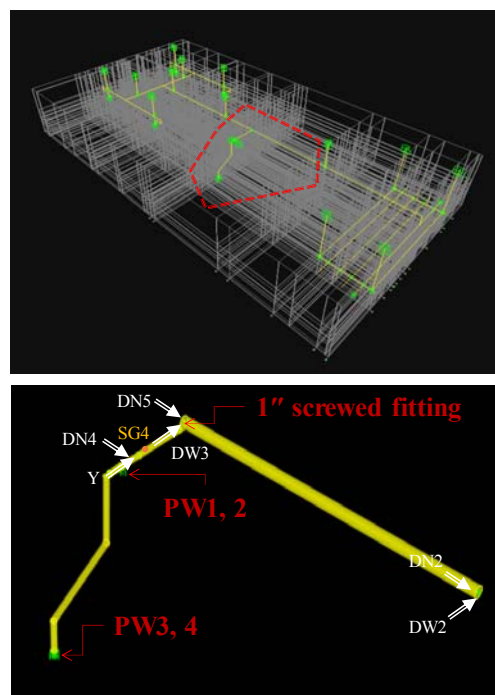


圖1 病房區域管線子系統模型(上)與簡化模型(下)

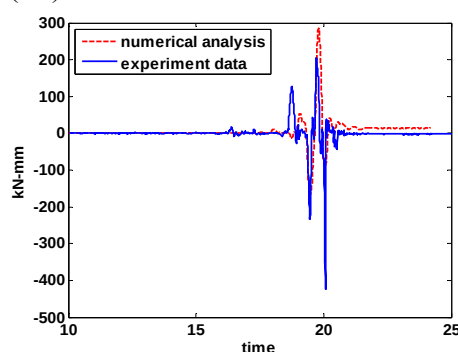


圖2 一吋支管中央實驗與模擬彎矩值比對
表1 隔間牆、天花板數值模型參數設定值

Partition wall			
PW1		PW2	
U1		U1	
Stiffness	Open	Stiffness	Open
30.61kg/m	12.5mm	7142kg/m	12.5mm
Ceiling			
PW3		PW4	
U3		U1	
Stiffness	Open	Stiffness	Open
1.02kg/m	10mm	1.02kg/m	10mm

三、案例醫院管線系統易損性分析

本研究針對國內嘉南地區某醫院作為研究範例，建立該院消防撤水管線系統之易損性曲線，並提出醫院管線系統分析之建立流程。本研究預期藉由易損性分析，評估醫院管線系統於地震下之損壞機率，

提供醫院決策者能夠清楚扼要的了解醫院建築在不同強度之地震下的損壞情形，配合 FEMA-P58 後續之修復金額、修復時間、人員傷亡等性能量測分析(performance measure)，從而做出耐震補強與否之決策。

本研究執行管線系統易損性分析之流程，首先為參酌 FEMAP695[8]之建議挑選並調整原始地震歷時群組，並依據前述管線系統所屬之建築結構微振量測[6]模態分析與特徵頻率結果，驗證使用數值軟體 MIDAS Gen v.2015[10]建立之鋼筋混凝土六層樓結構模型[11]動力特性的準確性。本研究進行各組地震於不同強度之結構模型動力歷時分析，考量牆、柱、梁等構件非線性行為而得較大強度地震下非線性結構反應，再將樓板加速度歷時分析結果輸入使用數值軟體 SAP2000 v.15 建立之管線系統模型，最終產出各組地震於不同強度下之各樓層管線系統反應。透過建立管線系統性能點與不同工程需求參數(EDP)之間的關係，而得該院各樓層之消防撒水管線系統易損性曲線。

消防撒水管線系統之性能點，為參酌 FEMA-P58 與基於地震經驗[1][2]與振動台實驗結果[7]的觀察而決定之。在醫院建築中，消防撒水系統之一吋支管螺紋接頭、管線系統吊桿、相鄰天花板系統等三種構件，其破壞可能會造成消防灑水系統漏水、消防撒水系統崩塌、天花板系統板材受損而使醫療空間受粉塵干擾等三種性能表現，故本研究以上述三種構件破壞，作為管線系統達到損壞狀態之判斷。此外，由於管線系統易損性分析的過程中，需要進行大量歷時分析，然而上述之管線系統損壞狀態，須將天花板與吊桿構件設為非線性元件進行數值模擬，故本研究基於上述微振量測結果並比對簡化前後之模型分析結果，將管線系統全模型簡化至僅局部設定非線性元件之半系統模型。

本研究選擇不同工程需求參數(EDP)而得之案例醫院一樓、四樓、以及頂樓之天花板系統、消防管線螺紋接頭、消防管線吊桿之易損性曲線，由分析結果可得知

(圖 3至圖 5)，位於頂樓之撒水系統最易受損，其中，天花板為相對容易破壞之元件，吊桿則較不容易破壞。依甲仙地震該醫院頂樓消防撒水系統管線螺紋接頭破壞導致漏水的實際情形，比對本研究易損性分析結果，可知在地表加速度 168gal 時，推測 1 吋管螺紋接頭破壞機率超過 50%，故極可能發生漏水而導致消防功能失效。

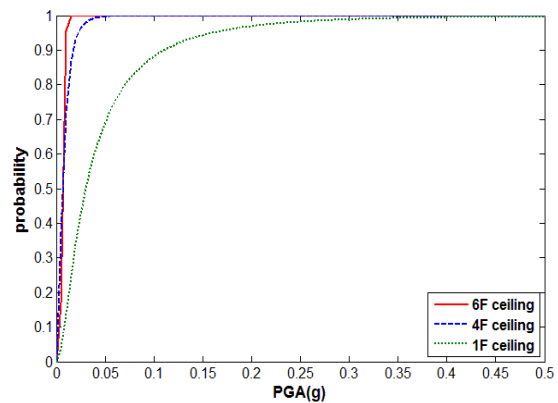


圖3 天花板易損性曲線(EDP=PGA)

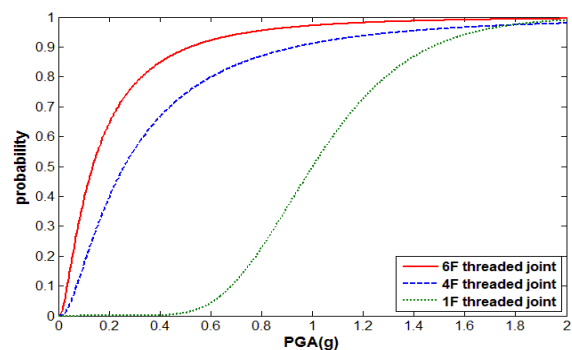


圖4 螺紋接頭易損性曲線(EDP=PGA)

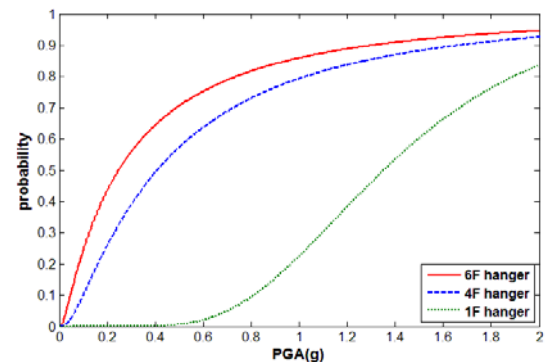


圖5 吊桿易損性曲線(EDP=PGA)

四、結論

基於消防撒水系統相關研究缺乏，FEMA P58 規範中建議之易損性參數為來自專家建議，因此應能進行較為保守的消

防撒水系統易損性評估。然而對照案例醫院甲仙地震受震經驗可知，FEMA P58 建議之易損性參數為偏不保守。有鑑於此，本研究透過完整易損性分析流程，考量結構與管線系統之非線性行為，針對案例醫院消防撒水系統管線，分析而得較為精準之天花板、螺紋接頭、吊桿之易損性對數常態累積分佈曲線參數：

1. 由分析結果可知，撒水系統自小震至強震之性能表現，為撒水頭碰撞天花板造成天花板破壞；其次是 1 吋管線螺紋接頭彎矩容量超越反應產生洩漏，最後一階段則是管線吊桿降伏造成局部管線段崩落之破壞。
2. 透過本研究提出之管線簡化流程，亦可保留撒水系統中元件之非線性行為，但同時提升數值模擬分析之效率，並考量多筆地震變異性下之破壞機率。
3. 消防撒水系統易損性曲線可藉由地表加速度作為工程需求指標(EDP)，此外，本研究更進一步提出多種不同 EDP 下易損性曲線，如以震度作為 EDP，可使業主與結構工程師更簡易了解消防撒水系統之耐震性能；若以管線特徵頻率對應之樓板反應譜加速度做為 EDP，則可忽略結構之變異性以及管線所在樓層，更能精確評估管線系統之受震性能表現。

參考文獻

- [1] G&E Engineering Systems Inc. (2009). "Fragility of Non-Structural Components: A.1 fire sprinkler systems.", FEMA P-58/BD-3.9.12, <<http://www.fema.gov/>> (May 1, 2014).
- [2] 宋裕祺等(2010)，「2010 年 0304 高雄甲仙地震事件勘災報告」非結構物之震害，國家地震工程研究中心，NCREE-10-010，台北(2010)。
- [3] Seismic Performance Assessment of Buildings (2012) FEMA p-58-1
- [4] Standard for The Installation of Sprinkler Systems (2010), NFPA 13
- [5] 林凡茹、張國鎮、黃振綱、柴駿甫 (2014/12)，醫院消防撒水系統機械式接頭之耐震行為與評估分析，結構工程期刊，29 卷 4 期，88-109。
- [6] 黃振綱(2013)醫院消防撒水系統接頭耐震行為之研究，國立臺灣大學碩士論文
- [7] 鍾明峯(2015)消防撒水系統之耐震研究，國立台北科技大學碩士論文。
- [8] Quantification of Building Seismic Performance Factors.(2009) FEMA P-695
- [9] Computers and Structures, Inc. (2013), *SAP2000 Version 15.2.1*, Berkeley, California, USA.
- [10] MIDAS Information Technology Co., Ltd. (2015), *MIDAS Gen 2015 v1.1*, Seongnam-si, South Korea.
- [11] 柴駿甫、黃震興、蕭輔沛、葉皆岐等 (2014)，醫院耐震評估補強準則之研擬，國家地震工程研究中心。

消防灑水系統之耐震行為分析與研究

林震宇¹ 鍾明峯² 柴駿甫³ 林凡茹⁴ 廖文義⁵

摘要

醫院為當今不可或缺的重要建築物之一，而醫院之醫療系統需於地震後持續運作；從國內外震損經驗中可以觀察到，重要建築物消防撒水系統之耐震性能相當不足，管線接頭處易在強震後破損洩水，使得醫院醫療系統無法發揮平常的功能。其中，又以小口徑一英吋(1")管螺牙式接頭抗震能力較差。為有效提升消防撒水管線系統耐震性能，本研究以某醫院頂樓之消防撒水系統為例，進行振動台受震模擬實驗，觀察其破壞模式與系統特性，並探討該消防撒水系統之動態行為。實驗結果顯示，1"螺牙式接頭於三通接頭處發生破壞，與震後常見案例相似。本研究亦利用數值分析軟體(SAP2000)，建立管線系統之數值模型，並進行動態歷時分析，模擬之結果與振動台實驗結果進行比較與分析，作為往後建立消防管線模型之參考依據。

關鍵詞：消防撒水系統、振動台實驗、非結構耐震實驗、數值模擬與分析

一、研究目的

隨著建築物耐震設計技術與規範的沿革與進步，近年因地震所造成的生命財產損失，已從建築物結構受損轉為建築物內的非結構系統的損壞，且非結構並不屬於抗震結構系統，因此破壞情形更為顯著。故，除了增強建築物本身的防災能力，非結構物件的耐震也日益重要。相較於一般結構物，重要建築設施應具備較佳之耐震性能，如醫院在地震後扮演著重要的救護角色，除了原有的病人外，災後還須緊急救治大量傷患，若醫院本身的非結構系統因地震遭受破壞而影響救護功能，將對病人、傷患造成二次傷害。

由過往經驗可知，倘若在大地震侵襲時，同時伴隨火災之二次災害，傷亡往往非常慘重。如能利用自動撒水系統降低火災發生率或減緩火災的成長速度，必能減輕救災單位的負荷、降低建築物的受害程度並提高建築物內生命之安全。倘若消防

撒水系統在地震時已遭破壞，不僅無法提供建築物的消防滅火能力，更會造成漏水甚至淹水，損及下方昂貴且重要之醫療設備。本研究探討醫院消防撒水系統之耐震行為，分析消防撒水系統在強震下之反應與破壞模式，並藉由分析軟體進行數值模擬分析，比較實驗結果與模型之差異，以做為醫院等重要建築設施消防管線耐震設計之參考依據。

二、實驗配置

本次振動台實驗之主要目的為探討醫院內消防灑水系統的典型配置於地震下之破壞模式，故本實驗為模擬案例醫院之原始管線於某病房之配置情況，觀察其於甲仙地震發生破壞之螺紋接頭管件，以重現管線系統於地震力作用下之行為，並利用實驗資料驗證理論模型之合理性。圖1為試驗之整體外觀，如圖2所示，本實驗擬定X軸向為管線支管延伸方向，Y軸向為主管軸向方向。管線試體內部施加6

¹ 國家地震工程研究中心佐理研究員

² 國立台北科技大學土木系碩士

³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁵ 國立台北科技大學土木系教授

kgf/cm² 水壓，以觀察加載過程中之內壓變化，做為初始洩漏性能點之判斷依據[1]。



圖 1 振動台實驗現地構架

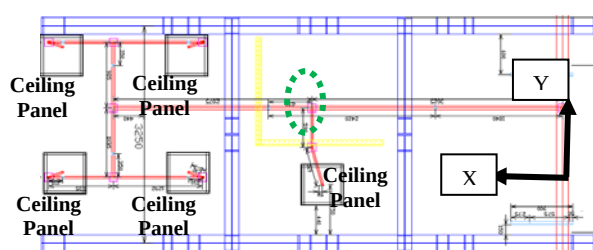


圖 2 測試配置圖

三、振動台測試輸入波介紹

本試驗以嘉南地區 X 醫院於 2010 年甲仙地震之頂樓管線系統作為研究對象，測試輸入波分為兩種不同類型之地震歷時與反應譜(圖 3、圖 4)，兩種均採中央氣象局所量測得之甲仙地震地表加速度資料做為原始地震歷時。Type B 歷時為將原始地震歷時輸入至醫院雙自由度簡化模型，求得此模型於地震下之樓板反應；Type A 歷時(BRS)為將原始地震歷時與符合台灣耐震設計規範之反應譜相容後，再輸入醫院雙自由度簡化模型求得樓板反應，其目的為驗證各種不同耐震措施是否滿足現行規範之要求。Type B 型之地震歷時於試驗前依照地震分級方式，將地表加速度縮放至 25 gal、80 gal 與 168 gal (甲仙地震實測值)三種等級，以便測試各層級下管線之反應。[2]

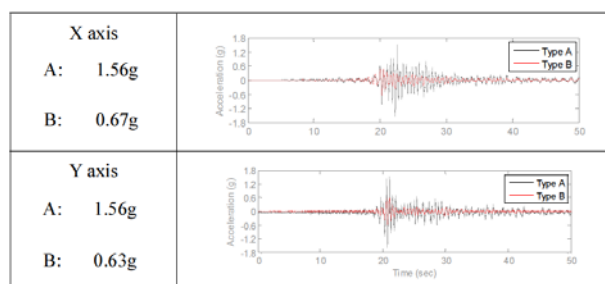
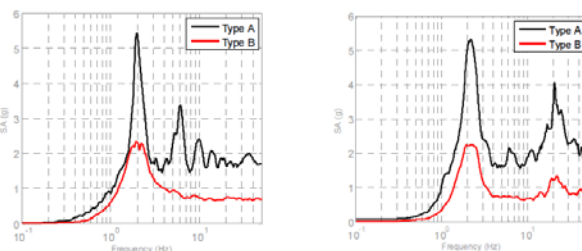


圖 3 振動台輸入波加速度歷時與峰值



(a) X 向

(b) Y 向

圖 4 兩種振動台輸入波之反應譜比較圖

四、振動台實驗之測試結果

由於地震的交互作用，導致消防管線與相鄰的其他非結構構件相互碰撞產生破壞，故本研究針對三項性能指標進行相關檢驗：(1) 管線之破壞情況，(2) 管線中水壓之洩漏情況。(3) 天花板破壞程度。

圖 5 為管線破壞照片，從管線破壞與水壓洩漏之情況可知，在三通接頭上所分出來的 1"螺紋接頭(圖 2 虛線處)為整個管線系統中最脆弱的部份，並於 Type B 型地震地表 168 gal 時遭到破壞。切口處平整且三通處之螺紋接頭尚留在三通處，2"螺牙並無損壞，故判斷為 1"螺紋接頭剪切破壞或撓曲破壞。

圖 6 為管線水壓歷時與地震歷時圖，從圖中可以清楚看出，管線洩漏發生之時間點與最大震波發生之時間點相近。天花板之配置如圖 2 所示，於實驗後發現天花板擴孔情形主要發生於 X 向，圖 7 為 Type B 型地震下天花板擴孔損壞圖，由圖中可看出，天花板於地表 168gal 時發生較大之擴孔行為，約 15 公分左右，Y 向則沒有太大的擴孔情形發生，Y 向孔徑平均約 5 公分。

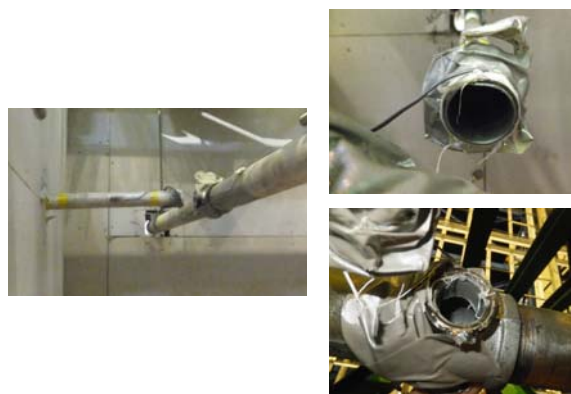


圖 5 消防管線破壞情況

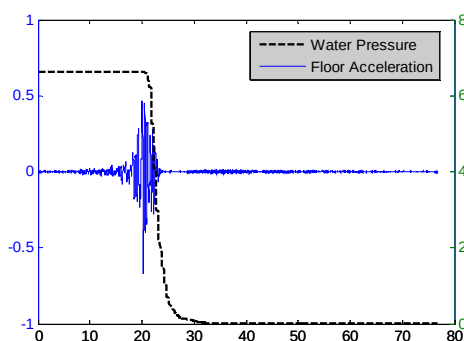


圖 6 管線水壓與地震歷時比較圖



圖 7 天花板 X 向損壞圖

五、理論分析與實驗比較

本研究數值模擬模型與原始配置(O.C.)於 Type B 型地震、地表 25 gal 實驗比對，目的為驗證此理論分析模型之正確性，藉由其行為了解各項非線性元件之參數設定，提供日後管線補強模擬之依據。數值分析軟體為 SAP2000 v14.1.0，管線為鍍鋅碳鋼材，其基本性質與管徑大小則參酌 CNS 6445 之相關規定。

圖 8 為本次數值模擬之原始配置模型，其模態分析可得 X 向與 Y 向頻率分別為 1.4 Hz 與 1.56 Hz，X 向頻率與實驗接近(實驗分析結果，強震下 X 向頻率為 1.42 Hz、Y 向為 3.27 Hz)，Y 向頻率較實驗為低，其原因為管線末端工字型分支處幾何變化較為複雜，且此系統並非對稱系統，於末端處會產生旋轉之效應。實驗發生破壞處為三通接頭，故本研究暫以三通接頭處之反應做為比較對象。

表 1 為數值分析項目表。由於管線系統較為複雜，經研究後可知，整體系統之阻尼比以及管線與吊環連接處之模擬為主要控制之處，故選取兩者做為與實驗資料比對之方向。圖 9 為改變阻尼比後(阻尼比選取 0.02 與 0.08)與實驗資料比對之主管 X

向位移與加速度歷時比較圖，分析點位於圖 2 虛線框選處之三通接頭位置。圖中可看出，若使用阻尼比 0.02(一般鋼結構系統)，位移明顯大於實驗值許多，改為阻尼比 0.08 後，位移顯著降低；加速度部份，阻尼比 0.08 之值亦較接近實驗值。判斷原因係由於管線系統中存在較多非線性行為，於理論分析模型中無法加入，如吊掛環與管線之摩擦行為等，此現象將影響分析結果之準確性。

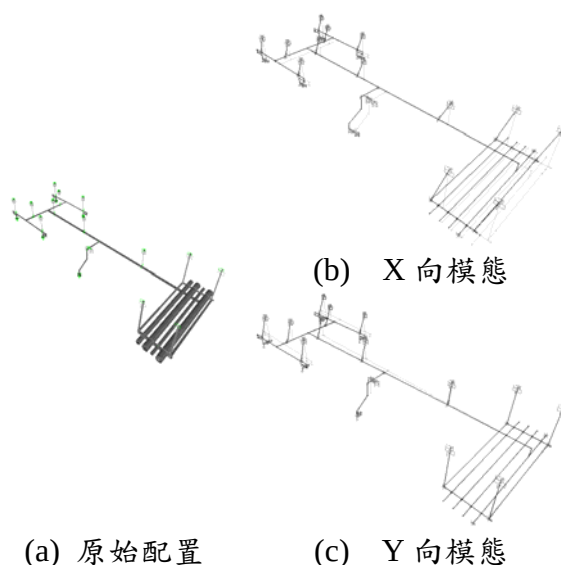
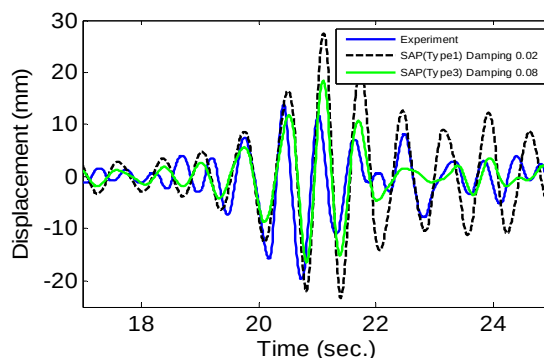


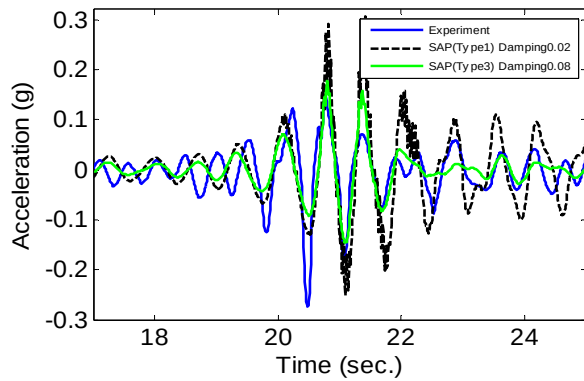
圖 8 數值模擬(原始配置 O.C.)配置圖

表 1 數值分析項目表

形式	系統阻尼比	管線吊掛環旋轉自由度
Type 1	Damping ratio 0.02	無束制
Type 2		R3 束制
Type 3	Damping ratio 0.08	無束制
Type 4		R3 束制



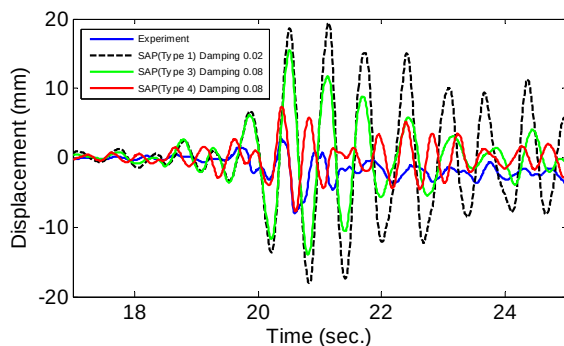
(a) 位移歷時比較圖



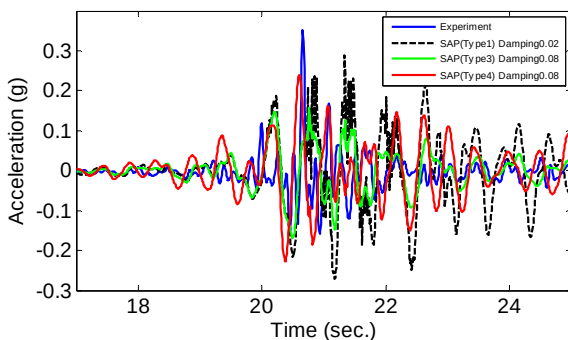
(b) 加速度歷時比較圖

圖 9 改變阻尼比之理論與實驗歷時比較圖
(三通接頭處、X 向)

圖 10 為改變吊掛環旋轉自由度之位移與加速度比較圖。由於改變吊掛環之旋轉自由度對於 X 向之反應並無顯著影響，故此處僅探討 Y 向反應之變化。圖中可觀察到，無束制吊掛環旋轉自由度(Type1、3)Y 向位移明顯大於實驗值，加入旋轉自由度束制之影響後(Type4)，位移明顯改善許多；加速度部份，改變吊掛環之旋轉自由度亦可有效降低理論值與實驗之差異。



(a) 位移歷時比較圖



(b) 加速度歷時比較圖

圖 10 改變吊掛環束制條件之理論與實驗
歷時比較圖(三通接頭處、Y 向)

六、結論與展望

為了提供醫院緊急醫療服務系統於強震後能正常運作，本研究針對消防灑水系統進行相關之評估，並藉由某醫院典型之消防灑水系統配置進行振動台實驗，觀察震後之行為與破壞模式，並建立數值模擬進行分析與比較。經本研究之試驗結果可歸納出下列幾點結論：

1. 實驗結果顯示，破壞產生在 T 型接頭之 1"小支管上，其原因為螺紋接頭之抗剪與抗彎能力較差所導致。此實驗結果與一般常見之消防管線震後破壞極為相似。
2. X 向分析結果顯示，消防管線整體系統之阻尼比接近 0.08，此原因係為吊架環與管線之摩擦行為無法透過數值模型有效模擬，因此分析模型需將阻尼比提升以模擬該摩擦行為。
3. 天花板系統於震後發生破壞，主要來自消防管線系統撤水頭之碰撞，此損害對於緊急醫療院所之影響甚鉅，若能經由其他補強構件進行補強，使消防管線系統有效提升耐震強度，可同時解決管線與天花板系統之耐震問題。

參考文獻

1. 林震宇、柴駿甫、張國鎮、林凡茹、王鑑翔、黃振綱，醫院常用消防管線系統之耐震行為實驗研究，中華民國第十二屆結構工程研討會暨第二屆地震工程研討會，高雄，2014，第 27-29 頁。
2. F. R. Lin, J. F. Chai, Z. Y. Lin, J. X. Wang, K. C. Chang and W. I Liao, Shaking Table Tests for Seismic Improvement of a Typical Sprinkler Piping System in Hospitals, The 5th Asia Conference on Earthquake Engineering (CD-Rom), Taipei, Taiwan, Paper No. 030, 2014.

醫院消防管線系統耐震補強措施

高樹禹¹ 柴駿甫² 王鑑翔³ 林凡茹⁴ 林震宇⁵ 廖文義⁶

摘要

從近年來多次受震經驗可知，若醫院內的消防管線系統在地震後發生故障，造成淹水或火災等二次災害，使醫院喪失其原有之功能，危害到使用者及病人的生命安全。過去實驗與研究顯示，消防管線系統與耐震斜撐之間的連接裝置，極可能為補強措施之耐震弱點，降低消防管線系統之補強效益。本研究依據 UL203A 規範建議方式，設計受拉試驗與受剪試驗配置並進行連接裝置之元件測試，以探討連接裝置之破壞行為與改良方式，並提出連接裝置之改善建議。

關鍵詞：消防管線系統、連接裝置、元件測試

一、研究背景與目的

從過去醫院遭受地震的經驗中顯示，消防撒水管線系統一旦於某處輕微震損而發生洩漏，隨即因工作水壓導致消防水大量外流，釀成淹水等二次傷害，迫使醫院等重要建築中斷正常醫療機能。國家地震中心進行了一系列醫院消防撒水系統耐震行為之研究，並於 2013 年完成六組消防撒水系統振動台實驗[1]，共有一組原始配置及其他五組之補強措施，其中，斜撐配置為參照 NFPA13[2]規範設計，以現有消防鋼管作為側向耐震斜撐(圖 1)，透過連接裝置(圖 1)接於管架與結構體(圖 2)，以增加管架與管線系統之水平抗震力並減少側向位移，並減少其相對運動。實驗後發現，以斜撐補強措施之配置(雙斜撐配置以及同時加裝雙斜撐與可撓性軟管試驗配置)表現較佳，然在實驗中斜撐保持完好，但連接裝置卻已經發生變形甚至斷裂，導致斜撐無法發揮其作用以抵禦地震力。

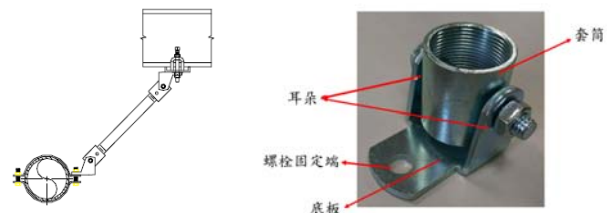


圖1 耐震斜撐示意圖(來源：美國 TOLCO 公司)與連接裝置



圖2 斜撐與連接裝置安裝於鋼框架示意圖

¹ 國立台北科技大學土木與防災研究所碩士

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁵ 國家地震工程研究中心佐理研究員

⁶ 國家地震工程研究中心佐理研究員

連接裝置種類繁多，本研究選定我國生產市售之連接裝置元件作為研究對象，然其並未提供標稱強度予工程師於設計時使用。因此，本研究以元件測試之方式探討連接裝置整體行為，觀察其破壞模式，以期提出適用之改善建議。

二、實驗配置

本實驗為參酌 UL 203A [3] 規範進行連接裝置之元件測試，如圖 3 至圖 6 所示，測試對象為市售之連接裝置與三種改良機制(原型簡稱 PT、改良型 1 簡稱 MT1、改良型 2 簡稱 MT2、改良型 3 簡稱 MT3)，並均透過螺栓鎖固於測試夾具。如圖 7、圖 8 所示，測試機制包括拉力單載試驗與剪力單載試驗。



圖3 原型
(Prototype, 簡稱 PT)



圖4 改良型 1 (Modified
Type1, 簡稱 MT1)

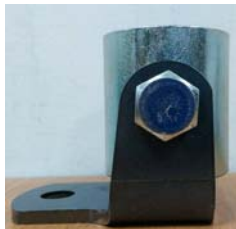


圖5 改良型 2 (Modified
Type2, 簡稱 MT2)

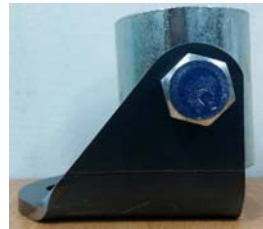


圖6 改良型 3 (Modified
Type3, 簡稱 MT3)

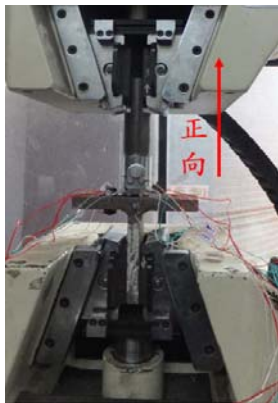


圖7 拉力試驗配置



圖8 剪力試驗配置

三、拉力試驗

拉力試驗配置如圖 9、圖 10 所示，分為 PT、MT1、MT2 與 MT3 等四種類型試體進行單載正向試驗，每種類型試體共施作 3 至 5 顆。透過拉力試驗而得之抗拉強度與各試體使用材料之體積進行效益比分析，並依振動台實驗[1]而得之斜撐受震需求評估連接裝置抗拉強度足夠與否。

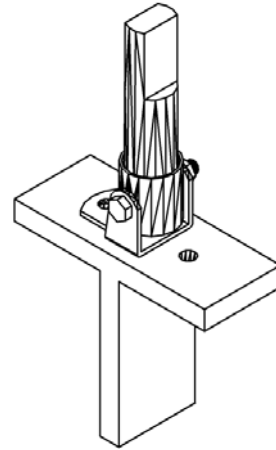


圖 9 拉力試驗配置

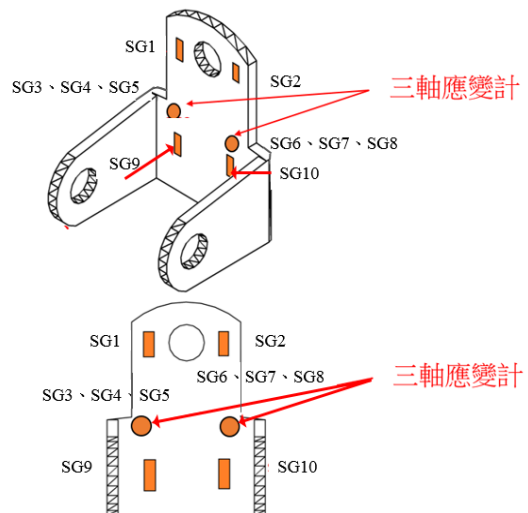


圖 10 應變計配置

圖 11 為四種不同連接裝置試體之力與位移關係圖。圖中可看出，PT 為勁度最低且極限承载力最低之組別，不管是更換材料之 MT1 或是變更破壞處幾何形狀之 MT2 與 MT3，均能將彈性勁度提升且將極限承载力提高許多。

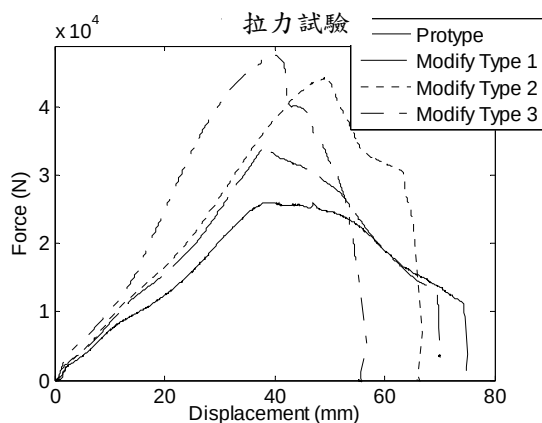


圖 11 各組連接裝置拉力-位移圖

降伏強度效益比是利用連接裝置上之應變計，取主應變 $\varepsilon = 0.002$ 時所對應之力作為判斷降伏強度之指標，又因不同型式之連接裝置破壞位置不同，共可分為兩種不同型式做比較。第一類為比較原型 (PT) 與 MT3 螺栓處應變計之降伏強度效益比，如表 1 所示，雖然兩者對應之時間相近，但 MT3 可承受之強度大約 1000 N，雖然體積也稍大，但整體補強效益還是大於 PT。

第二類為比較 PT、MT1、MT2 底板與轉接孔交接處三軸向應變計轉換後之主應變所對應之降伏強度效益比。如表 2 所示，雖然三者對應之力皆不相同，但 MT1 與 MT2 之補強效益還是大於 PT，其中又以 MT1 之補強效益最佳。

極限強度效益比係利用四種不同試體所求得之力與位移關係圖，找出極限承载力，除以各試體本身之體積，以求得單位體積下所能承受之力大小，做為其效益比之依據。

表 3 為極限強度效益比之比較表，由表中可知 MT3 所能承受之力為最佳，MT2 次之，經由效益比之比較後，由於 MT3 體積較大，故 MT2 之效益比最佳，且所有改良型之試體效益比皆優於原型。

表 1. 原型試體 (PT) 與改良型 3 (MT3) 第一類效益比

	平均降伏強度 (N)	面積 (mm ²)	體積 (mm ³)	效益比 (N/mm ³)
PT	2157.5	5861.1	29305.4	0.074
MT3	3260	7493.2	37465.8	0.087

PT	2157.5	5861.1	29305.4	0.074
MT3	3260	7493.2	37465.8	0.087

表 2. 原型試體 (PT)、改良型 1 (MT1) 與改良型 2 (MT2) 第二類效益比

	平均降伏強度 (N)	面積 (mm ²)	體積 (mm ³)	效益比 (N/mm ³)
PT	6622	5861.1	29305.4	0.226
MT1	9300	5861.1	29305.4	0.317
MT2	8500	5905.4	29527.2	0.288

表 3. 原型試體 (PT)、改良型 1 (MT1) 與改良型 2 (MT2) 第二類效益比

	平均極限強度 (N)	面積 (mm ²)	體積 (mm ³)	效益比 (N/mm ³)
PT	25875	5861.1	29305	0.883
MT1	33400	5861.1	29305	1.140
MT2	41690	5905.4	29527	1.412
MT3	47366	7493.2	37466	1.264

四、剪力試驗

剪力試驗配置如圖 12 所示。共分為三種試體進行試驗，包括原型 PT、改良型 MT2 與 MT3，每組配置共施作 3 至 5 組。將三組連接裝置破壞圖片 (如圖 13 至圖 15) 比較，發現其破壞皆為底板撕開斷裂，除了第四組填滿缺口破壞在固定端圓孔，其破壞模式從初始底板凹凸變形，而後變形往上，底板頂著後方夾具，最後滑脫持續擴孔至孔斷裂。連接裝置之剪力試驗與拉力試驗破壞模式差不多，但 MT3 於進行剪力試驗時，夾具上方餘裕不足造成滑脫現象，使測得之抗力值下降。



圖 12 剪力試驗配置圖



圖 13 PT 連接裝置破壞圖



圖 14 MT2 連接裝置破壞圖



圖 15 MT3 連接裝置破壞圖

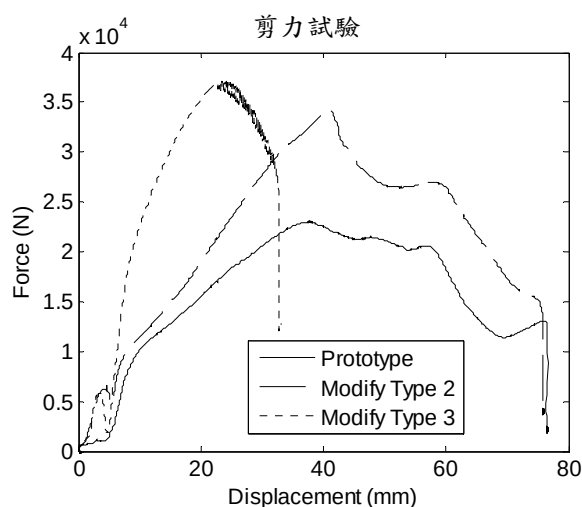


圖 16 各組連接裝置歷時圖

四、結論與建議

本研究進行原型與改善後之連接裝置元件測試，改良方法包含了僅提升材料強度但與原型(PT)的連接裝置幾何形狀一致(改良型 1，MT1)、提升材料強度且底板與側板轉接之直角缺口改為弧角狀，以減低其應力集中現象(改良型 2，MT2)、提升材料強度且將底板與側板轉接之直角缺口補滿(改良型 3，MT3)。由實驗結果可知，改良型 3 強度最高，其斷裂最終破壞強度依序為 $MT3 > MT2 > MT1 > PT$ 。

各組試驗之降伏強度皆由應變計損壞瞬間為依據時間點，在對應當下時間之力得知，應為 MT3 組之降伏強度最高，若不考慮成本，建議可採 MT3 連接裝置。若同時考慮成本及效益比，則可採將其缺口改良為弧形之 MT2 連接裝置。

依據本研究進行原型與改善後之連接裝置試驗結果，其破壞位置均位於底部水平板與側邊垂直板轉接之缺口或是螺栓固定端，然而若補滿缺口，則其破壞轉為發生在螺栓固定端，故若改良型連接裝置未能滿足受震需求，則應進一步提升連接裝置螺栓固定端之錨定強度。

參考文獻

1. 林震宇、柴駿甫、張國鎮、林凡茹、王鑑翔、黃振綱，醫院常用消防管線系統之耐震行為實驗研究，中華民國第十二屆結構工程研討會暨第二屆地震工程研討會，高雄，2014，地 27-29 頁。
2. NFPA13 Standard for the Installation of Sprinkler Systems 2010 Edition，Standard for the Installation of Sprinkler Systems，NFPA，2010。
3. UL 203A OUTLINE OF INVESTIGATION FOR SWAY BRACE DEVICES FOR SPRINKLER SYSTEM PIPING Issue Number 3，UNDERWRITERS LABORATORIES INC.，February 13, 2013。

風機塔柱結構損傷診斷與敏感度分析

柴駿甫¹ 許丁友² 盧恭君³ 曾柏翰⁴

摘要

風力發電機塔柱為風機主要承載結構，其需抵抗風力、地震力等環境載重，對於離岸風機更受波、流等複雜荷載作用，因此當風機支承受損時能有效的發現並判斷其損傷位置不僅為相當重要且迫切之議題，對風機之運維與管理也可避免造成更嚴重的損失。本研究以一小型風機(TECO 3KW)為試驗模型，利用試驗量測結果配合二階段損傷回歸分析法(Two Stage AR-ARX Damage Detection Method)與層間偏移模態法(Inter-story Drift Mode Shape)對風機塔柱進行損傷診斷，試驗方法亦於本文中闡述。另藉由有限元素分析軟體配合上述二分析方法與局部柔度法(Local Flexibility Method)，針對塔柱不同受損情況下所得結果進行不同診斷方法之損傷敏感度分析。

關鍵詞：風機、損傷診斷、二階段損傷回歸法、模態層間位移法、局部柔度法

一、前言

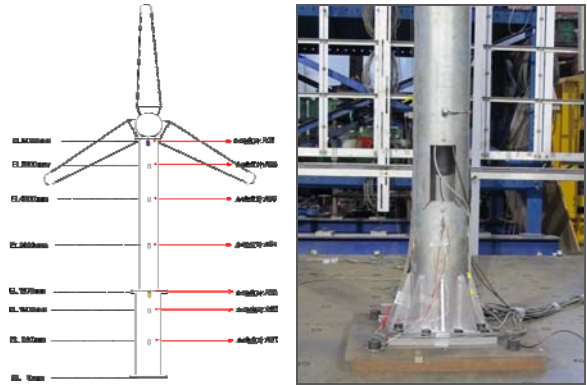
由於氣候條件劇烈變化且常伴隨嚴重的天然災害發生，在過去十數年來重大天然災害的教訓經驗中顯示，天災對於結構安全的威脅甚劇。結構安全監測與損傷診斷，其目的在於確保運作中的結構系統可以提供安全且可靠的服務。本研究以 3KW 小型風力發電機進行振動台試驗，量測其受損前後支承基礎振動情形，利用試驗測得資料進行損傷診斷，判斷識別結果是否與試驗相符合藉以了解風機支承結構基礎動力行為；另以相同風機建立數值模型，藉由受損區間 EI 剛度折減方式，進行診斷方法之損傷敏感度分析。

二、小型風機損傷診斷

2.1 小型風機振動台試驗

試驗採用 EL Centro 地震力，大小分別包含 50Gal 與 100Gal，藉以了解於不同地

震歷時下，其塔柱與風機組之振態反應。另考慮橋塔本身已含有破壞的情況，利用切割機產生長約 5cm 之破壞區域，透過與受損前試驗相同之地震力，比對量測其破壞產生前後相對應之關係。試驗量測點位與塔柱損傷位置如圖一所示。



圖一 試驗量測點位與塔柱損傷位置圖

2.2 兩階段回歸損傷分析方法

由 Sohn Hoon(2001)[1] 提出之兩階段回歸損傷分析法(Two Stage AR-ARX

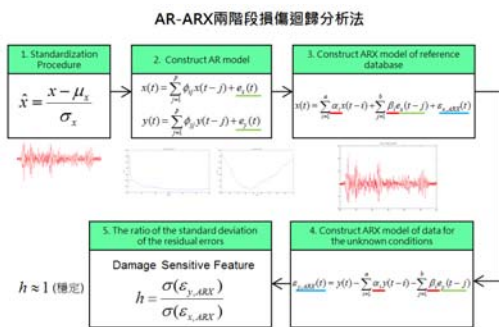
¹國家地震工程研究中心研究員

²國家地震工程研究中心研究員

³國家地震工程研究中心助理研究員

⁴國家地震工程研究中心專案助理研究員

Damage Detection Method)，第一步主要係將量測到的系統歷時反應正規化後擬合成第一階段自回歸時間序列模型(AR, Auto-Regressive Model)並求得模型方程式的各階係數。將此階段所得之誤差項 $e_x(t)$ 視為微震時之外力輸入擾動，並以此建立第二階段之自回歸含外力項之時間序列模型(Auto-Regressive Model with Exogenous Input)，此階段模型求得之誤差值 $e_{x,ARX}(t)$ 為最後判斷系統是否發生損傷之破壞敏感指標之比較基準值。建立完基準模型後，則可將欲檢測損傷與否狀態之結構反應訊號進行第一階段 AR 模型擬合，並將結構反應訊號進行數值模型參數最佳化，藉此取得識別系統之最佳數值模型。求得其誤差項 $e_y(t)$ 後，以此為輸入項，並以基準模型之 ARX 係數建立欲檢測目標之 ARX 模型，同樣可求得其誤差項 $e_{y,ARX}(t)$ ，至此則可求得兩訊號之殘餘誤差係數比值 $h = \frac{\sigma(e_{y,ARX})}{\sigma(e_{x,ARX})}$ ，即為破壞敏感指標(Damage-Sensitive Feature)。當結構系統產生變化，振動訊號難以再度擬合健康狀態下之數值模型，因此將反應帶入數值模型後計算所得之 ARX 模型之殘餘誤差則可表現系統變異之情形，以此參數為結構損傷指標，藉此得知實驗裝置的損傷位置。



圖二 AR-ARX 兩階段損傷迴歸示意圖

2.3 層間偏移模態方法

結構損傷檢測方法之靈敏度易受量測訊號點位位置與點位充足與否影響，故除了運用 AR-ARX 方法亦採用其他結構損傷檢測方法來做檢核。當建築物受地震力作

用產生側向位移時，層間位移(Story Drift)與結構完整性有相當大的關聯。層間位移指標(Story Drift Ratio)可由層間位移除以該層樓高而得。而結構運動行為主要係受低頻模態控制，則第一模態之振型與位移反應十分接近，故層間偏移模態法(Inter-story Drift Mode Shape, IDMS)之變化率可做為損傷檢測的指標。

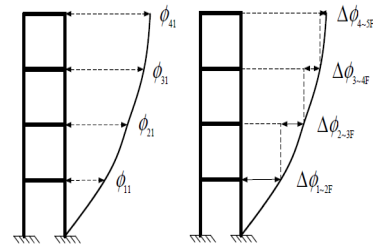
層間偏移模態 IDMS 之變化率為：

$$IDMS_i = \frac{\Delta\phi_i^d - \Delta\phi_i^n}{\Delta\phi_i^n} \times 100\%$$

$\Delta\phi_i^n$: 第 i 層之損傷前第一模態偏移量

$\Delta\phi_i^d$: 第 i 層之損傷後第一模態偏移量

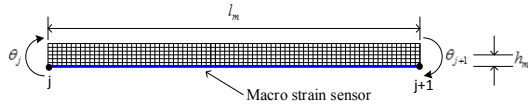
損傷處之 IDMS 變化率會明顯大於其健康狀態之值，藉此可判別損傷位置。



圖三 IDMS 變化率示意圖

2.4 局部柔度法

局部柔度法(Local flexibility method, LFM)是藉由量測模態參數便可判斷梁結構之局部剛度變化。其方法之基本條件之一，係使用一虛力使其所導致之應力在局部結構區域不為零，其他區域為零。應用於風機塔柱時，塔柱下方固定端原本固定端之位移就為零，只需將上部結構假設為一大型質量塊即可使臂梁假設成立。藉由於梁結構表面裝設長範圍光纖光柵廣域應變計，可量測一梁上側介於節點 j 及 j+1 之間的桿件廣域應變(如圖四所示)。



圖四 梁結構之廣域應變量測

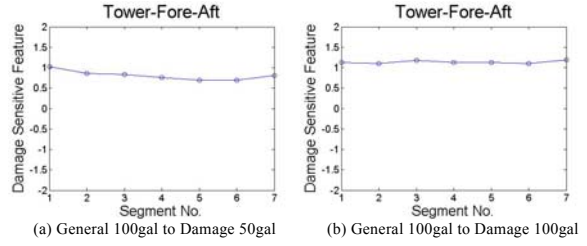
其中第 m 個廣域應變 ε_m 可由長度為 l_m 的光纖光柵廣域應變計所量測，而介於節點 j 及 $j+1$ 之間之中性軸與光纖光柵廣域應變計中性軸之間之平均距離為 h_m ，則兩節點之間的旋轉位移差 $\Delta\theta_j = \theta_{j+1} - \theta_j = \frac{\varepsilon_m l_m}{h_m}$ 可藉由其間之廣域應變計算得。同樣的，兩節點之間的旋轉位移模態形狀差可藉由其間之廣域應變模態形狀計算得。由於風機塔柱結構形式類似一懸臂梁，其已知條件為固定端旋轉位移為零，因此，各量測節點位置之旋轉位移即可利用旋轉位移差累計計算得。依局部柔度法之理論(2.1 式)，使用梁結構損傷前後之旋轉位移模態形狀建置損傷前後之結構動態柔度矩陣，結合相對應之虛力組合，便可從結構損壞前後之柔度矩陣變化情形來診斷局部區域的損壞。

$$\frac{\sum_{j=1}^l f_j^2 x_j^1}{\sum_{j=1}^l f_j^2 x_{jd}^1} = \frac{EI + \Delta EI}{EI} \quad (2.1)$$

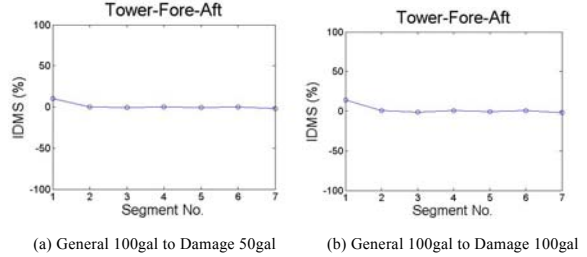
2.5 損傷診斷

本研究將以 2.1 節所敘述之試驗資料，利用 AR-ARX 方法與 IDMS 撰寫之程式對受損前後之風機塔柱進行損傷識別探討，因僅考慮塔柱 fore-aft 方向與破壞面位置，故分析中僅以 fore-aft 方向成果呈現。

由結果可知使用 AR-ARX 分析結果較無法分辨損傷位置，而層間偏移模態選用第一模態診斷出來的結果與實際狀況較為相近，可明確判斷塔柱損傷位置。



圖五 AR-ARX 分析結果

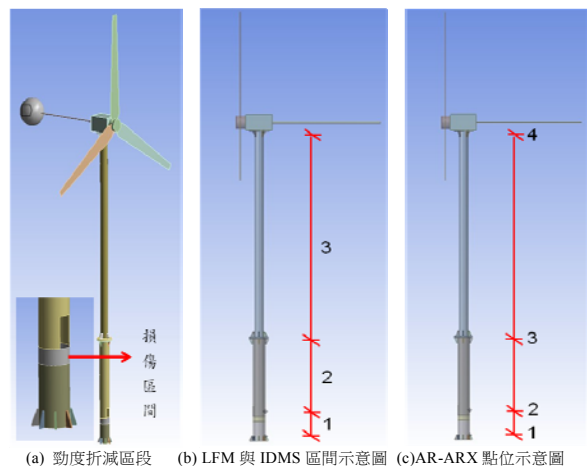


圖六 IDMS 分析結果

四、小型風機損傷敏感度分析

4.1 小型風機數值模型

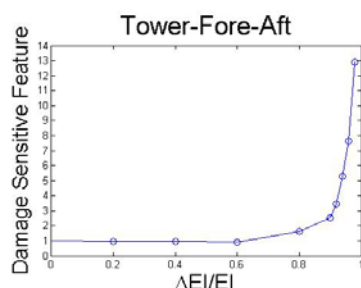
本研究使用 ANSYS Workbench 14.5 分析軟體，利用與試驗同樣之風機規格建模，於塔柱人為破壞面下方截取一段 10 公分區間進行剛度 EI 折減以模擬損傷情形，如圖七所示。採用 EI Centro 50gal 之地震歷時，取高程距底端 0.1m、0.476m、0.2m 以及 6m 處為分析點位，以未折減前之 EI 值為基礎，利用 LFM、AR-ARX、IDMS 之 fore-aft 方向分別對各 EI 折減比例分析，以了解各損傷診斷方法對於 EI 折減之敏感度。



圖七 小型風機數值模型

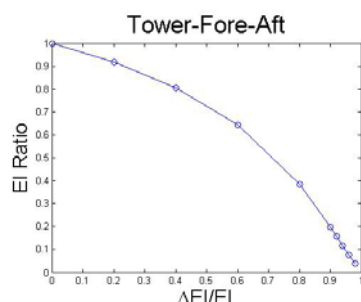
4.2 損傷敏感度結果

使用 AR-ARX 分析結果可得知當 EI 折減至 0.2EI 時，較能看出塔柱之損傷指標變化。但較無法清楚判斷出第二點位為實際受損之點位。



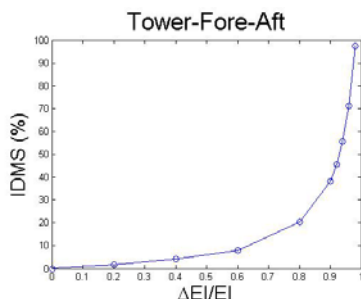
圖八 AR-ARX_第二點位分析結果(點位如圖六)

局部柔度法以第一模態分析塔柱 EI 折減時，觀察第一區間之實際受損位置，於折減初期即可清楚判斷出塔柱受損位置的損傷指標變化；隨著 EI 折減變大，損傷指標也越趨明顯。



圖九 LFM_第一區間分析結果(區間如圖六)

使用層間偏移模態與前述局部柔度法相同，須用第一模態進行分析，且實際受損位置位於第一區間。觀察其分析結果，亦可明確看出塔柱經 EI 折減後，由損傷指標可找出正確受損位置，其損傷指標也依循 EI 折減越大而變高之趨勢。



圖十 IDMS_第一區間分析結果(區間如圖六)

五、結語

(1) 結構損傷診斷與其敏感度分析技術於風機支承結構應用之評估：

本項研究主要由小型風機振動台試驗取得之量測資料進行損傷識別分析，於分析結果中，層間偏移模態法成功使用第一模態診斷出塔柱是否加勁以及損傷，並診斷出其位置。

(2) 風機結構損傷敏感度分析：

此項研究藉由與試驗結果比對確認後之有限元素模型，以區間EI折減方式模擬風機塔柱損傷情形，進而進行損傷診斷敏感度分析。於診斷分析中，AR-ARX方法可看出整體塔柱受損情形，但於EI折減初期較無法清楚研判，必須到折減係數較大時損傷指標才有較明顯之趨勢；局部柔度法與層間偏移模態以第一模態分析時，在EI折減初期就可以明顯看出受損位置的損傷指標變化，但是實際損傷鄰近區間之診斷係數誤差亦隨著EI折減變大而變大。

參考文獻

1. Sohn, H. and Farrar, C. R., 2001, Damage diagnosis using time series analysis of vibration signals. Smart Materials and Structures, v.10, n3, p. 446-451.
2. Reynders E. and De Roeck G., "A Local Flexibility Method for Vibration-based Damage Localization and Quantification.," Journal of Sound and Vibration, Volume 329, Issue 12, 2010, pp. 2367-2383
3. Chia Chen Ciang, Jung-Ryul Lee and Hyung-Joon Bang. Structural health monitoring for a wind turbine system: a review of damage detection methods. Measurement Science and Technology, volume 19(12), 2008

高強度 RC 使用擴頭鋼筋錨定之外柱梁柱接頭 在 $P\delta$ 效應下耐震行為

林克強¹ 紀凱甯² 趙偉帆³ 邱建國⁴

摘要

採用抗彎矩構架系統之高層建築，在重力載重作用下，柱構件軸力隨著上方樓層累積的增加而增大，同時在正負向水平地震力作用下，位於建築四周之外柱構件，其軸力將增加或減少；而位於建築質心附近之柱構件，其軸力變化並不顯著。在高層建築中之真實梁柱接頭，除了可能受柱構件高軸力 P 作用外，同時受到樓層相對變形 δ 之影響，故低樓層柱之梁柱接頭，為滿足充分變形需求，其 $P\text{-}\delta$ 效應引致之二次彎矩可能極為顯著。故本研究主要探討高強度鋼筋混凝土梁柱接頭在不同 $P\delta$ 效應與不同交會區剪力比作用下之耐震性能，其中混凝土設計抗壓強度採用 70MPa，鋼筋主筋採用 SD685 材質之螺紋節鋼筋。因 SD685 鋼筋因強度較高，不利鋼筋彎折，故建議採用灌漿式螺紋端部錨定頭(Plate Nuts)作為螺紋鋼筋之端部錨定裝置。本研究共進行四組外柱梁柱接頭試驗，梁構件主筋淨間距採用 $2d_b$ ，埋入接頭之擴頭鋼筋長度是依據 ACI 318-14 之規定設計。試驗結果顯示，隨著 $P\delta$ 效應的增加，交會區的剪力裂縫有減少的趨勢，同時試體破壞模式由交會區剪力破壞轉為梁塑鉸破壞；試驗結果也證實，ACI 318-14 規定之擴頭鋼筋錨定長度可提供梁柱接頭至少 4%弧度的耐震變形能力。

關鍵詞：梁柱接頭、擴頭鋼筋、高強度鋼筋混凝土、 $P\text{-}\delta$ 效應

一、前言

梁柱接頭為抗彎構架結構系統中受力最複雜的元件之一，在水平地震力作用下，梁柱接頭交會區承受顯著的剪力作用。另外抗彎矩構架建築物在重力效應與水平地震傾倒力矩組合作用下，外柱所承受的軸力隨著傾倒力矩的方向與大小發生變化，因此評估真實梁柱接頭之耐震受力變形行為，應考慮柱構件軸力 P 與樓層相對水平位移 δ 之 $P\delta$ 效應對梁柱接頭所造成的影響，特別對高層建築之低樓層受高軸力之柱構件的影響。

過去世界各國因受限於大型結構試驗設備之施載能力限制，故缺乏有關大(實)尺寸梁柱接頭在 $P\text{-}\delta$ 效應作用下之耐震性能試驗研究成果。近年來，國家地震工程研究中心(NCREE)完成 MATS (Multi-

Axial Testing System)大型結構試驗設備的建置，因此此類試驗研究得以進行。

「台灣新型高強度鋼筋混凝土結構系統研發」計畫(Taiwan New RC Project)，為國家地震工程研究中心近年來積極推動的研發重點項目，混凝土強度目標介於 70 至 100 MPa 之間，鋼筋主筋採用 SD685 鋼筋($f_y = 685$ MPa)。Taiwan New RC 計畫之預期應用對象為超高層建築。高層建築在重力載重作用下，低樓層柱構件承受顯著之軸力，同時在正負向水平地震力作用下，位於建築四周之外柱構件，其軸力將增加或減少；而位於建築質心附近之柱構件，其軸力變化並不顯著。另外，高層建築之低樓層梁柱接頭，除了可能受柱構件高軸力 P 作用外，亦可能同時產生顯著之樓層相對變形 δ ，故因 $P\delta$

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台灣科技大學營建工程系博士生

³ 國立台灣科技大學營建工程系碩士生

⁴ 國立台灣科技大學營建系教授

效應引致之二次彎矩極為可能相當可觀。因此，本研究目的是在探討採用前述 Taiwan New RC Project 設定之高強度鋼筋混凝土材料所製作之梁柱接頭，在不同 $P-\delta$ 效應作用下之耐震性能。

在傳統 RC 造之外柱梁柱接頭中，梁一般以 90 度彎鉤錨定於柱內，但 Taiwan New RC Project 建議所採用之 SD685 螺紋節鋼筋因強度較高，不利鋼筋彎折，故不建議採用標準彎鉤錨定，因此本研究使用灌漿式螺紋端部錨定頭(Plate Nuts)作為螺紋鋼筋之端部錨定裝置。最新之 ACI 318-14(ACI, 2014)規範之耐震設計中，擴頭鋼筋 $3d_b$ 淨間距之規定過於保守（其中 d_b 為擴頭鋼筋直徑），不利擴頭鋼筋於工程實務上之應用，但過去相關研究成果（林克強等，2014）已證實，擴頭鋼筋淨間距採用 $2.2d_b$ 之梁柱接頭試體耐震性能與採用 90 度標準彎鉤者相當。

二、擴頭鋼筋錨定長度規定

國內現行結構混凝土設計規範(內政部營建署，2011)尚無擴頭鋼筋應用之相關規定。而 ACI 318 在 2014 年版規範中，有關擴頭鋼筋之受拉錨定長度設計規定完全沿用 2008 年版，對於無表面塗裝之擴頭鋼筋拉力發展長度 l_{dt} 規定如下。

$$l_{dt} = 0.192 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

且不得小於 $8d_b$ 與 150 mm。其中 f_y 與 f'_c 分別為鋼筋降伏強度與混凝土設計抗壓強度(MPa)， d_b 為擴頭鋼筋直徑。

三、梁柱交會區剪力需求-容量比

梁柱接頭區應提供足夠之剪力強度，以避免在梁端發展完全塑鉸前發生交會區剪力破壞。因此，在進行耐震設計時為確保接頭不發生剪力破壞，經強度折減後之梁柱交會區剪力強度容量 $\phi V_{jh,n}$ ($\phi = 0.85$) 應大於剪力需求 $V_{jh,u}$ ，梁柱接頭交會區剪

力需求-容量比為 $V_{jh,u} / V_{jh,n}$ 。外柱梁柱接頭之交會區剪力需求 $V_{jh,u}$ 與交會區標稱剪力容量 $V_{jh,n}$ 分別以公式(1)與(2)計算

$$V_{jh,u} = 1.25 A_s f_y - V_{col} \quad (2)$$

$$V_{jh,n} = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c \quad (3)$$

A_s 為梁端上、下層鋼筋量之大者； V_{col} 為柱剪力； γ 為剪力容量係數，根據 ACI 318-11 之設計規定，本研究之外柱接頭型式之 γ 為 1.0； $b_j h_c$ 為交會區有效抗剪面積 (mm^2)； b_j 為交會區有效抗剪寬度； h_c 為交會區受剪方向之深度，即柱構件之全斷面深度。

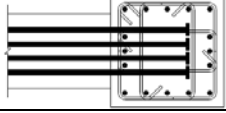
四、試驗計畫

本研究針對抗高強度鋼筋混凝土彎矩構架之外柱梁柱接頭進行試驗研究，探討此梁柱接頭在不同 $P-\delta$ 效應及接頭剪力作用下之耐震性能。本研究共進行四組高強度 RC 外柱梁柱接頭試驗，混凝土設計抗壓強度 f'_c 為 70 MPa，主筋採用 SD685 螺紋鋼筋，箍筋採用 SD785 鋼筋；梁構件主筋使用灌漿式螺紋端部錨定頭之擴頭鋼筋，且以公式(1)計算求得之發展長度與配置 $2d_b$ 之淨間距錨定於接頭中。試體名稱分別命名為 LAHV、LAMV、HAHV、HAMV 與 VAMV，其中前兩個字母描述試體在試驗過程中之柱軸力大小狀態，LA、HA 與 VA 分別代表試驗過程中軸力為低固定軸力 ($0.1A_g f'_c$)、高固定軸力 ($0.45A_g f'_c$) 與隨側向位移變動之變化軸力；後兩個字母描述試體之交會區剪力需求-容量比高低狀態，MV 與 HV 分別為中等 (0.76) 與高 (1.02) 的交會區剪力需求-容量比，此剪力需求-容量比不考慮 $P-\delta$ 效應。其中 HAMV 與 VAMV 為同一組試體，在層間位移角 3% 前施加定軸力稱為 HAMV，層間位移角 3% 後為變軸力稱為 VAMV。所有試體之梁、柱構件斷面尺寸與配筋，及設計參數，如表 1 所示。此梁柱接頭試體乃模擬柱跨徑為

8.2m，樓層高度為 3.7m 建築結構之實尺寸梁柱接頭。試體柱於上、下鉸支承間距離為 3700 mm，梁構件由柱心梁端施力中心距離為 3800 mm。

本試驗採用 MATS 設備對柱底施加反覆逐漸增大位移進行試驗，梁端與固定於反力地板之伺服閥油壓千斤頂相接，使梁端維持零位移，並獲得梁端施力。

表 1 試體設計參數表

Specimen		LAHV	LAMV	HAHV	HAMV VAMV
Material	f'_c (MPa)	70			
	Steel Bar	SD 685			
column	$b_c \times h_c$ (mm)	600 × 600			
	Main bars	16-#8			
Beam	$b \times h$ (mm)	400 × 700			
	Top Bars (ρ)	4+4-#8 (0.017)	4+2-#8 (0.013)	4+4-#8 (0.017)	4+2-#8 (0.013)
	Bott. Bars (ρ)	4+4-#8 (0.017)	4+2-#8 (0.013)	4+4-#8 (0.017)	4+2-#8 (0.013)
	Net spacing	$2 d_b$			
	Stirrup	#4 @ 100 mm			
Joint	Type				
	Anchor Length of BM bars L_{dt}	390 mm $15.4 d_b$			
	$\frac{V_{jh,u}}{V_{jh,n}}$	1.02	0.76	1.02	0.76
	$R_m = \frac{\sum (M_n)_c}{\sum (M_n)_b}$	2.28	2.91	2.28	2.91
Axial Force		Fixed $0.1f'_c A_g$	Fixed $0.1f'_c A_g$	Fixed $0.45f'_c A_g$	Fixed $0.45f'_c A_g$ Varied $0 \sim 0.5f'_c A_g$

註： L_{dt} 為擴頭鋼筋之錨定長度(依實際鋼筋降伏強度)；

ρ 為梁斷面拉力鋼筋比；

R_m 為梁柱接頭之強柱弱梁比；

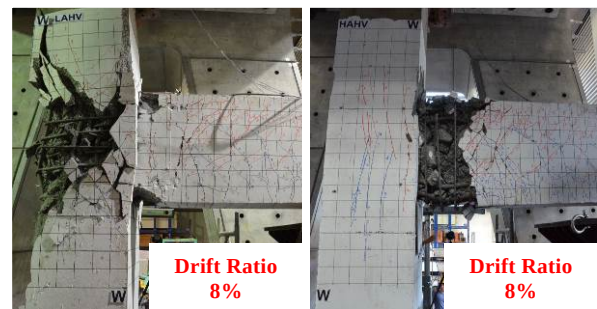
$V_{jh,u} / V_{jh,n}$ 為梁柱接頭之交會區剪力需求-容量比。

五、結果與討論

(1) 破壞模式

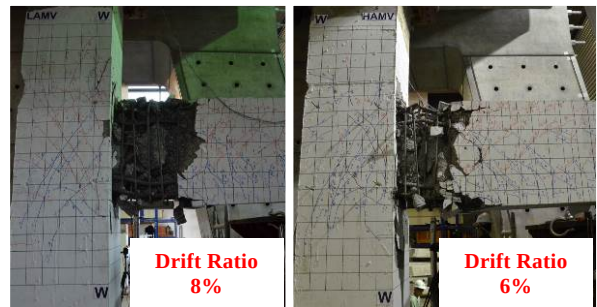
圖 1 為試體 LAHV、試體 HAHV、試體 LAMV、及試體 HAMV 與 VAMV 四組梁柱接頭試體於試驗完成後之破壞照片。圖 1 中顯示，除受低軸力($0.14_f'_c$)、高交會區剪力需求-容量比(1.02)之試體 LAHV 於交會區發生明顯剪力破壞外，其餘三組試體均於梁端發生撓曲塑角破壞。在此三組發生梁撓曲塑角破壞之試體中，交會區發生裂縫之型式也略有不同，其中試體 HAHV 之交會區因在高軸力作

用下發生沿柱主筋方向之縱向裂縫(圖 1(b))，試體 LAMV、及試體 HAMV 與 VAMV 於交會區發生對角斜向剪力裂縫。試體 HAVA 儘管由梁端彎矩傳入交會區之剪力較大，但因較大的軸力提供交會區較大的剪力容量，而限制了交會對角斜向裂縫的發生。試體 LAMV 因軸力較小，交會區發生對角剪力裂縫。試體 HAMV 與 VAMV 於進行變化軸力試驗時，在施載較小軸力的歷程中，交會區亦發生對角剪力裂縫，在軸力較大之施載歷程中，與試體 HAVA 相同，交會區並未發現對角剪力裂縫。



(a) 試體 LAHV

(b) 試體 HAHV



(c) 試體 LAMV

(d) 試體 HAMV

與 VAMV

圖 1 各試體破壞模

(2) 試體強度與變形行為

四組梁柱接頭試體試驗所得之梁端彎矩與層間位移角關係，詳圖 2 所示，同中顯示，在層間位移角達 4%時，四組試體之強度與變形反應性能均大致相同，其強度發展隨層間位移與循環圈數的增加無明顯衰減現象，此時試體 LAHV 之交會區尚未發生發生剪力破裂；層間位移角在 6%之迴圈中，所有試體均發展最大彎矩強度，但若比較 6%第二迴圈之強度衰減時，最後發生交會區剪力破壞之試體

LAHV 較其他三組發生梁端塑鉸破壞之試體顯著。此結果顯示，在 4% 層間位移角時，所有試體均能提供無明顯衰減的強度發展與穩定的變形性能，此已證實試體之梁鋼筋採用灌漿式螺紋端部錨定器之擴頭鋼筋、2 倍的淨間距與符合 ACI 318 規範建議之擴頭鋼筋拉力錨定長度公式(公式(1))者，可提供足夠之耐震性能。

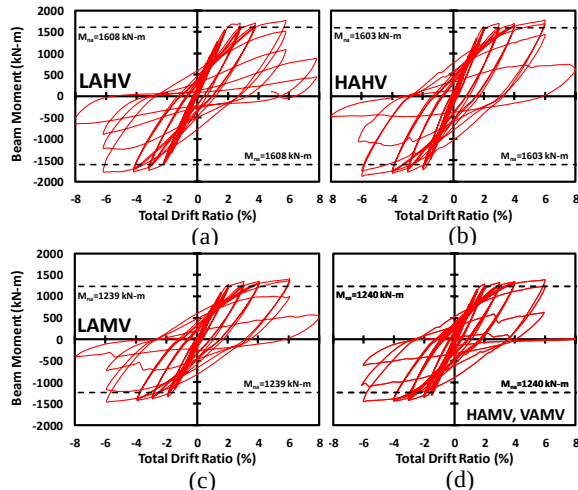


圖 2 梁端彎矩與層間位移角關係

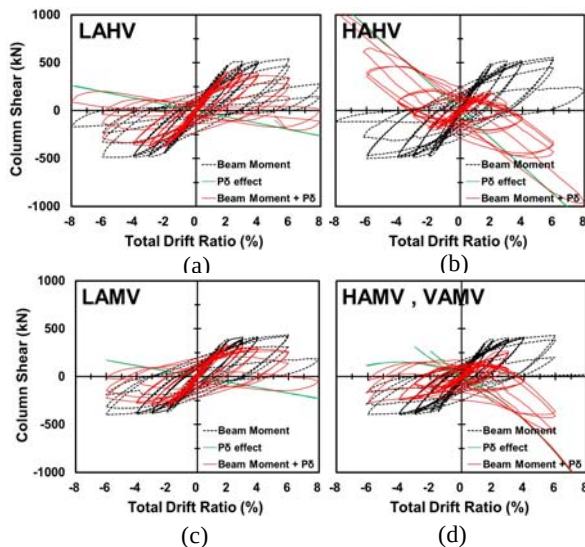


圖 3 柱剪力與層間位移角關係圖

(3) $P\delta$ 效應之影響

圖 3 為各試體之梁柱接頭剪力與層間位移角關係圖，其中柱剪力是由梁端施加之梁剪力，以柱構件上下端與梁端均為完美鉸支承及幾何關係，依平衡方式計算求得。圖中虛線為不考慮柱構件水平相對位移之 $P\delta$ 效應計算所得之柱剪力；實線為考慮 $P\delta$ 效應計算所得之柱剪力； $P\delta$

效應所引致之柱剪力以綠色實線表示。試體 LAHV、試體 HAHV、試體 LAMV 與試體 HAMV 因施加固定軸力，故 $P\delta$ 效應所引致之剪力呈線性變化；試體 VAMV 之軸力隨層間位移角線性變化，因此 $P\delta$ 效應所引致之柱剪力呈二次曲線變化。圖中也顯示，當 $P\delta$ 效應大時，柱剪力與層間位移角將造成負勁度關係。

六. 結論與建議

1. 本試驗證實，梁柱接頭之梁鋼筋採用灌漿式螺紋端部錨定器之擴頭鋼筋、2 倍的淨間距與符合 ACI 318 規範建議之擴頭鋼筋拉力錨定長度公式(公式(1))者，可提供足夠之耐震性能，因此公式(1)之擴頭鋼筋受拉錨定長度設計公式可提供作為耐震設計使用；同時混凝土強度之適用上限值建議可由 420 kg/cm^2 提升至 700 kg/cm^2 ；鋼筋降伏強度上限值可由 4200 kg/cm^2 提升至 7000 kg/cm^2 。
2. 試驗結果顯示，在層間位移角達 4% 時，四組試體之強度與變形反應性能均大致相同，其強度發展隨層間位移與循環圈數的增加無明顯衰減現象。
3. 試體 LAHV 與試體 HAHV 分別發生交會區剪力破壞與梁塑鉸破壞，比較兩試體發現，在考慮 $P\delta$ 效應下，梁柱接頭之高軸力效應大幅提升交會區剪力強度，降低剪力裂縫的發生。

參考文獻

1. ACI (2014), "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills.
2. 內政部營建署(2011)，「混凝土結構設計規範」，臺灣，民國 100 年 6 月。
3. 林克強、邱建國、紀凱甯(2014)，「擴頭鋼筋於梁柱接頭之應用與設計」，中國土木水利工程學會，第 41 卷·第 4 篇，台灣，民國一百零三年四月。

以 VESEN 模擬鄰近桁架系統碰撞與崩塌行為

張慰慈¹

摘要

鄰近結構的破壞及崩塌由於涉及連體與離散體行為，因此在數值分析上有其困難度。為能模擬此類複雜的結構行為，本研究提出結合向量式有限元素法（Vector Form Intrinsic Finite Element method，簡稱 VFIFE 法）與離散元素法（Discrete Element Method，簡稱 DEM）等兩種顯性是數值法的混和模擬法。使用的平臺為本中心自行發展的多用途工程模擬環境 VESEN（全名為 Versatile Engineering Simulation ENvironment），該平臺藉由軟體工程中的物件導向（Object-Oriented，簡稱 OO）與設計模式（design patterns）來增進其開發的彈性與可用性。本文將以兩個鄰近桁架的接觸崩塌分析案例來說明研究的細節。

關鍵詞：多用途工程模擬環境、向量式有限元素法、離散元素法

一、背景

老舊街區及工地中常見鄰近結構，例如棟距不足的舊公寓、或結構旁臨時施工及支撐用的鷹架，這些鄰近結構在受到地震或外力侵襲時往往造成極大的危險。但欲分析這些鄰近結構的動態行為時，涉及的理論涵蓋大變形結構力學、破壞力學（failure mechanics）及接觸理論（contact theory），需引入連體力學與離散力學的數值方法才能滿足此一複雜問題的模擬需求，本研究採用兩種顯性數值法：向量式有限元素法（Vector Form Intrinsic Finite Element method，簡稱 VFIFE 法）與離散元素法（Discrete Element Method，簡稱 DEM）為之。VFIFE 法是一種基於將連續體離散化以求解運動方程式的顯性數值法，因其並非以連體力學來定義束制條件，因此有利於處理大變形與大轉角的運動行為。DEM 則提供通用且豐富的接觸理論與數值模型，可描繪出如摩擦、滑移、流動等特殊的元素間互動行為。

然而整合不同的數值方法並要保持軟體開發的彈性（flexibility）與可用性並不容易，本中心自 2011 年起著手研發一物件

導向連續—離散耦合模擬平臺，名為「多用途工程模擬環境」（Versatile Engineering Simulation ENvironment，簡稱 VESEN）（張慰慈等，2013；Chang, *et al.*, 2014）。VESEN 是以顆粒法（Particle-Based Method，縮寫為 PBM）的思維為核心，利用體工程的物件導向（Object-Oriented，簡稱 OO）與設計模式（design patterns）技術設計，先期即導入 VFIFE 法與 DEM 兩種數值法，可模擬結構發生大變形乃至破壞、崩塌、接觸等複雜行為。

二、接觸過程

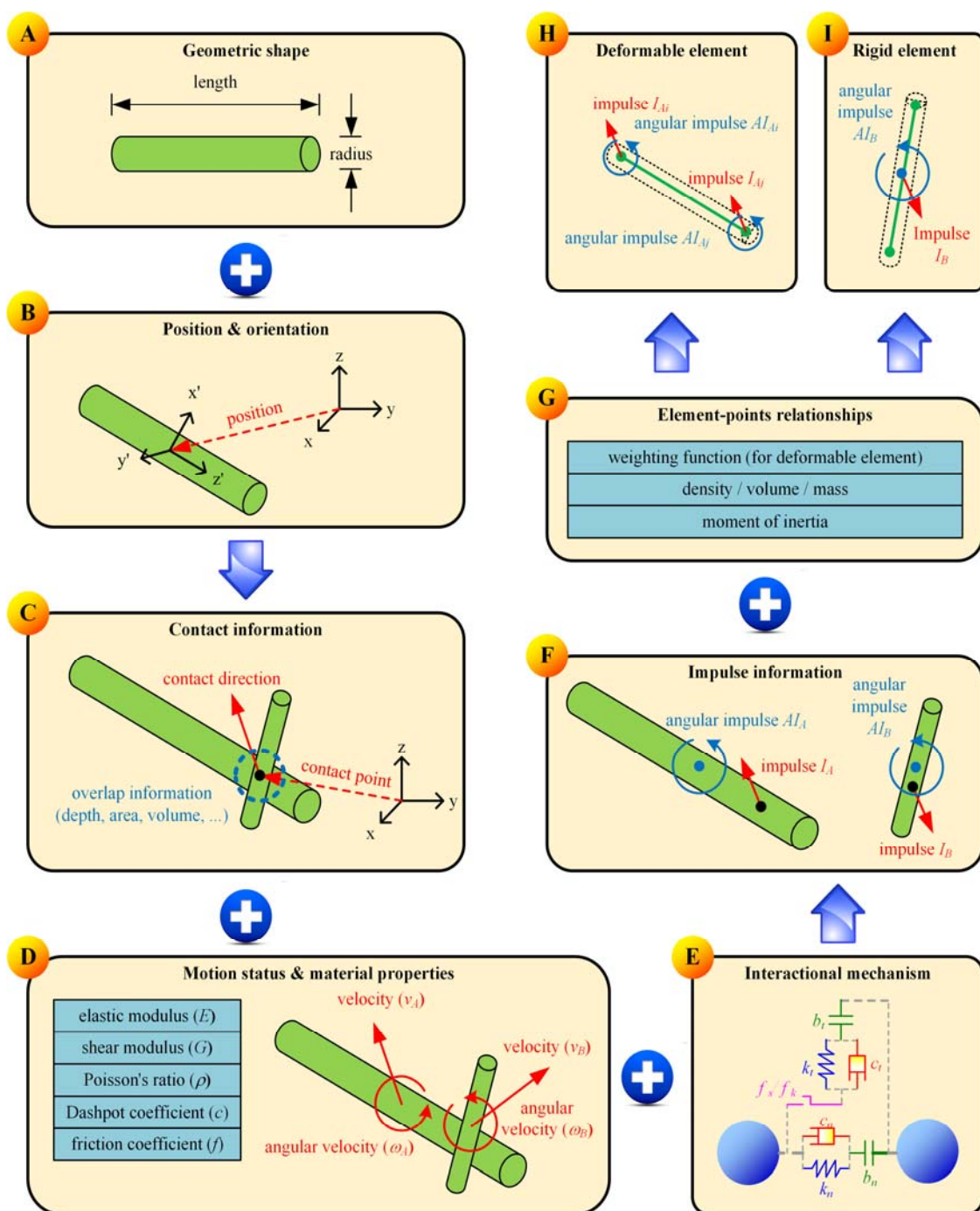
參考 DEM 的接觸演算流程，VESEN 的接觸過程分為三個階段：(1) 接觸偵測；(2) 衝力分析；(3) 衝力施加（如圖 1 所示）：

接觸偵測階段：元素以其控制點相對位置動態計算幾何形狀（長度與半徑）（圖 1 步驟 A）與元素的定向（orientation）（圖 1 步驟 B），考量兩個元素的形狀或幾何狀態便可計算接觸資訊，如接觸點（contact point）、接觸方向（contact direction）、共面、重疊深度（overlap depth）或面積、體積等資訊（圖 1 步驟 C）。

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

衝力分析階段：由上一階段的接觸資訊（圖 1 步驟 C）與運動狀態（如元素的速度與角速度）及材料性質（如彈性模數、剪力模數、柏松比、阻尼係數、摩擦係數等）（圖 1 步驟 D）作為參數，搭配 DEM 的互動機制（interactional mechanism）（圖 1 步驟 E）便可計算出衝量與角衝量（圖 1 步驟 F）。

衝力施加階段：可變形元素與剛性元素的衝量施加方式並不相同。考量元素與點的關係如分配權重、密度、體積、質量、轉動慣量等（圖 1 步驟 G），剛性元素會將衝量與角衝量轉移至元素質心（圖 1 步驟 I），可變形元素則會再將值新的衝量與角衝量分配至控制點上（圖 1 步驟 H）。



圖一 本研究的元素接觸偵測與互動程序：(1) 接觸偵測（步驟 A 至 C）；(2) 衝力分析（步驟 C 至 F）；(3) 衝力施加（步驟 F 至 I）

經由上述三階段與九個步驟（A 至 I），元素便可完成衡量分析與彼此間的互動行為，之後元素便可依所受的衡量、角衡量與力場來運動，然後再次進入此三階段九步驟中，迭代進行動力歷時分析。

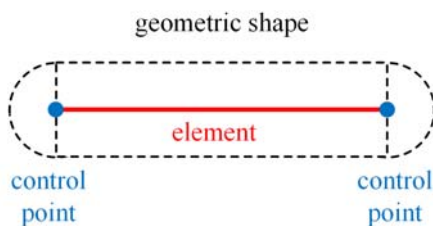
三、類圓柱—類圓柱接觸偵測演算法

在前述的三階段接觸過程中，我們必須先定義桁架元素的幾何形狀。本研究採用一類圓柱（quai-cylinder）幾何形狀（圖二），該形狀由一個圓柱與兩個半球組成，兩端點的半球形可確保接觸偵測演算法中不會因元素幾何形狀尖銳的邊緣引發數值上的奇異解。

緊接著需要的是「類圓柱—類圓柱」的接觸偵測法，本文列出了五種類圓柱接觸狀態（如圖三所示）。對兩斜線如圖三 A、B 的情形，數學上可以接觸共線（common perpendicular line）來判定其最短距離 $\overline{PQ}$ ，之後便可採用下列公式(1)來計算接觸深度 d ：

$$d = \max \{0, r_A + r_B - \overline{PQ}\} \quad (1)$$

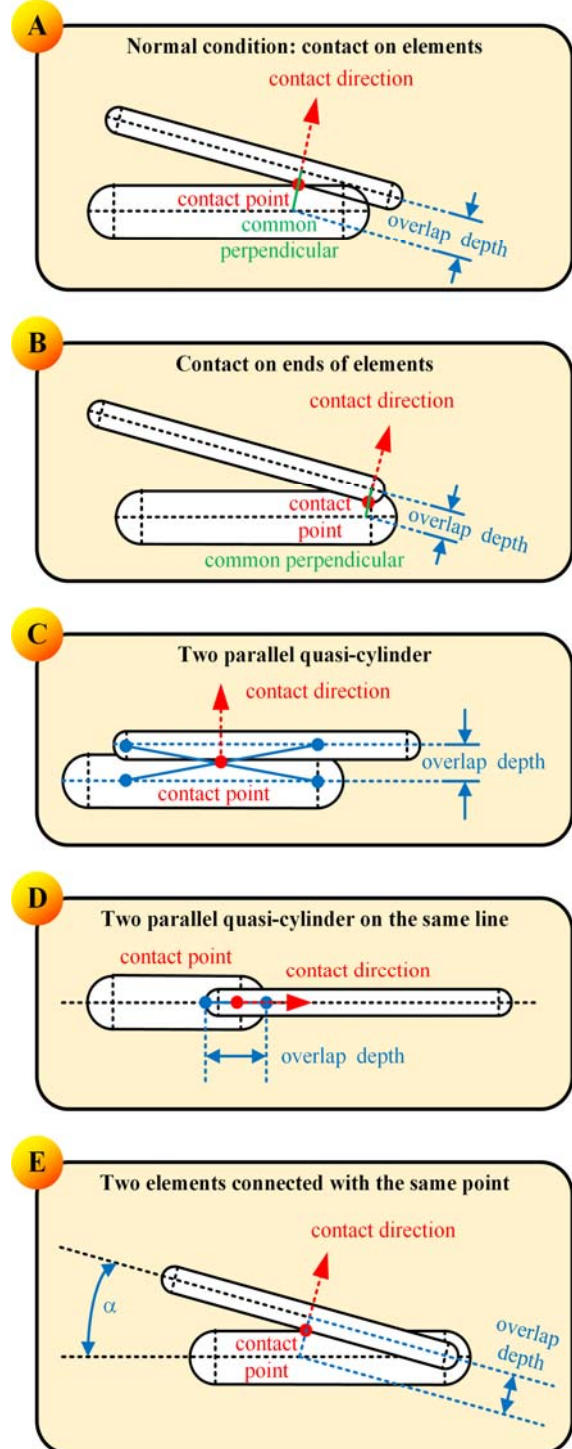
其中 r_A 與 r_B 分別為兩類圓柱的半徑，而 $\overline{PQ}$ 亦指引出接觸力的垂直方向。



圖二 本研究的類圓柱幾何形狀(geometric shape)、元素(element)與控制點(control point)關係

但對於圖三 C、D 的情況來說，並不存在垂直共線的唯一解，因此本文定義出如圖的接觸資訊：接觸點(contact point)、接觸方向(contact direction)與重疊深度(overlap depth)。至於圖三 E 的情形則為桁架或機構所獨有：兩桁架桿件固定於同一鉸接(hinge joint)之上，此時兩桁架

元素(truss element)由同一控制點(control point)連結—無法計算出任何接觸資訊，故本研究改以一最小容許夾角 α_{min} 來限制兩桁架桿件的接觸行為，即為圖三 E 的情形。



圖三 本文列出的五種類圓柱接觸狀態

四、數值案例與模擬結果

本研究以兩座 72 桿鄰近桁架作為測試案例（如圖四所示）材料的楊氏模數 $E=10^4$ ksi，密度 $\rho=0.1$ lbs/in³，整體結構在頂樓的每一節點上均加以 5 kips 的垂直載重，各桿件的初始截面積如表一。較矮桁架的空間設定參照文獻（Sun, *et al.*, 1995），較高桁架則為矮桁架的兩倍高，故此案例中的高桁架將具備較長的自然週期——在受震時會表現出不同的動態行為，造成接觸的機率增加。

測試施加一地表位移 D 於此鄰近桁架上：

$$D = \begin{cases} 10 \sin(10t) & t \leq 1 \\ 0 & t > 1 \end{cases} \quad (2)$$

其中 t 為時間，積分的時間步幅 (time step) $\Delta t=10^{-4}$ 秒。接觸時所需的元素互動機制採用常見的線性彈簧阻尼模型（Linear-Spring-Dashpot model，簡稱 LSD 模型），其中使用的正向彈簧接觸勁度 $k_n=10^4$ kips/in，正向阻尼比 $\zeta=0.02$ ，考量破壞機制設定桿件最大容許應變為 0.05。最終模擬之動態行為如圖四所示，系統於 0.2 秒時第一次碰撞並隨後破壞崩塌。

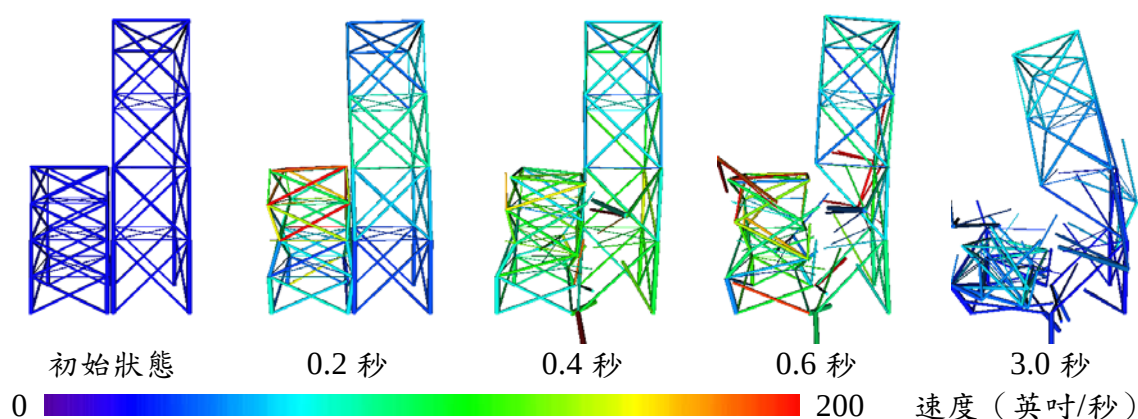
五、結論

本研究使用自行開發之多用途工程軟體平臺 VESEN 模擬鄰近桁架結構的破壞、接觸及崩塌等動態行為。對此整理出相應的三階段接觸演算流程與五種類圖

柱接觸偵測情形。其餘使用的點運動方程式、桁架元素、線彈性組構關係、線性彈簧阻尼模型、容許最大拉應變破壞準則均為常見的設計，但在適當地整合後便可模擬複雜的結構動態行為。俟再引入更確切的材料及進行參數研究、或與實驗相比較，應可適用於實務工程上結構接觸與崩塌行為模擬上。

參考文獻

1. Chang, W.-T., Wang, R.-Z., Hsieh, S.-H. (2014). Wang, C.-Y. and Chang, K.-C. "Design of A Versatile Engineering Simulation ENvironment for Coupled Continuous-discontinuous Simulation," Proceeding of the 2014 International Conference on Computing in Civil and Building Engineering, Issa, R. R. ed., Orlando, Florida, United States, June 23-25, 2014, pp. 1328-1335, 2014.
2. Sun, H.-C., Chai, S. and Wang, Y.-D. (1995). Discrete Optimum Design of Structures, Dalian University of Technology.
3. 張慰慈、王仁佐、謝尚賢、王仲宇、張國鎮 (2013)，「耦合向量式有限元素與離散元素模擬平台之設計」，一〇二年電子計算機於土木水利工程應用研討會論文集，國立臺北科技大學，臺北市，台灣，2013 年 9 月 5、6 日，論文編號 1131。



圖四 本文模擬的兩鄰近桁架的動態接觸、碰壞及崩塌行為

地址定位技術之研發與應用

葉錦勳¹

摘要

一般建築物之震災境況模擬為防災規劃與應變對策研擬時的重要參考數據。給定地震事件的震源參數，首先推估各地區的地震災害潛勢，再進一步推估建築物全半倒、人員傷亡、避難需求和經濟損失等的數量和分佈。為提升震損評估結果的精確性，需依微小的地理單元(如村里或網格)分別統計依模型建物、耐震能力和特定用途等分類的建築物數量，並統計各特定用途分類之建築物的模型建物組成律，作為震災境況模擬的輸入資料。透過地址定位技術的研發，除了提升一般建築物之風險暴露資料的空間分佈精度外，同時也提升房屋稅籍資料和勘災資料處理時的效率。

關鍵詞：震災境況模擬、房屋稅籍資料、門牌定位資料、地址定位技術

一、前言

房屋稅籍資料依行政區界、模型建物和耐震設計水準的數量統計結果，可作為一般建築物風險暴露資料的來源，乃台灣地震損失評估系統(葉錦勳, 2003)進行一般建築物之震災境況模擬時的必要基本資料。以往受限於個別建築物無法精確定位，僅能以房屋稅籍資料中的村里稅籍代碼作為定位與數量統計的依據。以村里為空間單元顯示一般建築物的空間分佈或展示震損評估結果時，在人口稠密的都會地區，因村里面積較小，建築物分佈的解析度較佳；但在鄉村地區，因村里幅員廣闊難以突顯建築物的分佈情形。其次，勘災時如無 GPS 定位以即時取得災損點的座標值，回傳的災情資料將無法即時在地圖上展示。

為提升一般建築物的定位精度，或震後勘災時由地址紀錄查詢災損點的座標值，本研究整理內政部管理之門牌定位資料，並研發地址定位技術。換言之，只要輸入常見的地址字串即可查詢其所對應的座標值。透過地址定位技術，不但可提升一般建築物風險暴露資料之空間分佈精度，也可提升應變時勘災資料處理的效率。

二、門牌定位資料整理

國震中心於民國 103 年經內政部同意後取得門牌定位資料計 8,867,333 筆。由於同一「號」但不同樓層的座標相同，經整理後得 5,366,420 筆以「號」為單元的門牌座標資料。為確保門牌定位資料庫的正確性，必須進行資料的檢核與校正。主要面臨的問題及處理方法概述如下：

- a. 檢核字元編碼：原始資料編碼並非 ANSI Big-5 碼，當轉換為 Big-5 碼時可能出現無法顯示的中文字。此時須以人工識別的方式，對照鄉鎮區和其境內存在的路名與地名，判斷缺漏的字或可能遭錯置的屬性資料，並建立校正規則。經整理，校正規則可概分為 16,392 種類型，每一類型少者一筆，多者包含數百筆的原始資料。
- b. 正規化中文、英文和阿拉伯數字的寫法：將地址字串中可能出現的數字，如「12 鄰」、「辛亥路三段」、「文三一街」、「45 巷」和「8-9 號 10 樓」等，凡與數字有關的表示法在建置資料庫時和進行查詢前均須予以正規化。譬如「6 弄 7 街」和「6-7 弄」同義；「12 號之一」、「12 之 1 號」和「12-1 號」代表同一號建築物。
- c. 檢核座標系統和座標值：原始門牌定位

¹ 國家地震工程研究中心研究員兼震災模擬組組長

資料乃由各縣市委託廠商收集建置，再交由內政部管理。當原始座標資料缺漏或有明顯錯誤時，譬如點位距離所屬縣市與鄉鎮區甚遠，須結合行政區界圖和運用 GIS 軟體展示或計算，經人工判識後再剔除不合理的資料點。

- d. 建立各種路名與地名的別名資料檔：一般人在撰寫地址時常依個人的習慣有不同的表示法或寫法，譬如常見的同義字或同音字「台」與「臺」、「恆」與「恒」，或同形字「陝」和「陝」…等。有些僅提供部分的資訊但應可辨識，譬如「北市」表「台北市」；「西屯路三段宏安巷 9 弄」、「西屯路宏安巷 9 弄」和「宏安巷 9 弄」可能為同一條巷弄。地址字串所包含的鄉鎮區、村里、鄰、路段名、地名、巷弄號等資訊也可能不完整或順序不一致，在研擬地址定位演算法時須一一克服。
- e. 門牌定位資料數量龐大：須研發半自動化的校正程序，加快處理所需時間。

三、地址定位技術研發

國震中心利用前述整理後的門牌定位資料，研發地址定位演算法和工具軟體。輸入任一正常的地址字串，可快速查詢對應的座標值，並回傳定位結果的代碼，作為該地址定位精度的參考。回傳代碼所表示的意義參考表 1。

表1 地址定位結果之回傳代碼的意義

代碼	意義
	地址字串無法辨識
1	可辨識鄉鎮區
2	可辨識鄉鎮區、村里的資訊，回傳村里的中心點座標
3	可辨識鄉鎮區、村里和鄰，回傳鄰的中心點座標
4	可辨識路段名或地名，回傳路段或地名的中心點座標

5	1.可辨識路段和巷，回傳其中心點座標 2.除巷、弄和號以外，路段和地名可辨識，回傳「鄰近巷號」的建築物座標
6	1.可辨識路段、巷和弄，回傳其中心點座標 2.除弄和號以外，路段和地名、巷等可辨識，回傳「鄰近弄號」的建築物座標
7	除號以外，路段和地名、巷、弄等均可辨識，回傳「鄰近號」的建築物座標
8	路段和地名、巷、弄、號等均可完全比對，回傳該建築物座標

四、房屋稅籍資料整理

經財政部財稅資料中心協助，國震中心每隔數年取得各縣市之房屋稅籍資料，包含(不含個資的)課稅主檔和中文主檔。因資料筆數龐大，須撰寫自動化處理程式以進行統計分析。以往受限於沒有個別戶的座標資訊，也欠缺所屬建築物以號為單元的耐震屬性資料；為統計以村里為單元之模型建物、耐震設計水準和特定用途等分類的樓地板面積，僅能依據房屋稅籍資料中個別戶的稅籍代碼。由於財稅資料所用之縣市、鄉鎮區和村里的稅籍代碼與主計處或內政部所使用之縣市、鄉鎮區和村里的代碼不同，且無法獲得一對一的對映關係，須以人工方式逐一比對，不但耗時費力也不精確。尤其各縣市每年均可能微調(合併或分割)其轄下之村里區界，更增加資料處理時的難度。

房屋稅籍資料建置時乃以個別戶為課稅主體，紀錄每戶的房屋層次、構造別、用途細類別、總層數、房屋折舊年數、房屋起課年月、營業用或住家用之樓地板面積…等資訊。為較精確推估一般建築物在模擬地震作用下的損害程度和數量，國震中心已持續數年探討如何自動化整理出以「號」為單元之建造年份、構造別、樓層數和座標等資訊。在整理以「號」為單元之資訊時面臨一些困難點：(1)每一稅籍代碼包含多筆紀錄，其所涵蓋的房屋構造別

不同，譬如在鋼筋混凝土造建築物的頂樓加蓋鐵皮屋時，至少有兩筆紀錄分別紀錄所在樓層和構造別；(2)每一稅籍代碼所涵蓋的樓地板面積並不集中，除主要樓層之樓地板面積外，可能包含地下室、屋頂或增建的面積；(3)稅籍代碼中也有棟號，但與一般人對一棟建築物的定義不同；(4)部分紀錄的總層數、起課年月等欄位不完整。

本研究整理民國 103 年取得的房屋稅籍資料時，利用地址定位技術將每一戶之房屋座落地址轉換為座標資訊。並以稅籍代碼中的棟號，配合每一筆紀錄的座標值和構造類別等資訊，判識個別紀錄是否屬同一號建築物。本研究已建立以號為單元的建築物資料表，包含構造類別、樓地板面積、建造年份、樓層數、耐震設計規範、震區、模型建物等屬性；也更新各村里之模型建物、耐震設計水準和特殊用途分類的樓地板面積；以及統計各鄉鎮區之特定用途分類的模型建物組成律。

五、地址定位技術應用

圖 1 所示的每一點代表一號房屋，以不同的符號代表該房屋的樓層數和構造類別，並以顏色區分其建造年代。部分點位重疊多個符號，代表分屬不同的樓層數、構造類別或建造年份。前述情形可能表示該處有增建，或因地址定位之解析度有限，原本不同地址的兩號建築物卻回傳相同的座標值。

以往一般建築物在各地區的數量統計，僅能根據房屋稅籍資料中的村里稅籍代碼作為定位的依據；倘若實際村里區界或數量已變更，但震損評估使用的村里區界圖無法即時更新，或無法精確找到不同村里代碼的對映關係時，部分建築物便無法對映到正確的村里或甚至須捨棄。完成建築物的地址定位技術後，由於乃直接套疊建築物的點位圖和震損評估所使用的村里區界圖，因此在空間定位時不會受到實際村里區界或數量改變的影響，有助於簡化建築物數量統計的程序和提升定位精度。

國家災害防救科技中心(NCDR)為因應多種天然災害之應變需求，採用以邊長約 500 公尺的網格為單元建立各項圖資。為提供國震中心所整理之一般建築物的各項統計數值供 NCDR 使用，本研究已將前述一般建築物的點位圖與 NCDR 提供的網格圖套疊，統計各網格內之模型建物暨耐震設計水準分類的樓地板面積總數。由於台灣地區普遍存在住商混和的情況，在沒有其它輔助資訊的前提下，需透過以面積作為權重的方式計算各特定用途分類在個別網格的樓地板面積。

如圖 2 所示，為提升以網格作為建築物數量統計時的鑑別度，將網格大小由約 500 公尺降為約 200 公尺；此時大多沒有建築物的河川、湖泊、大型空地等均能被識別出來。同時為維持一般建築物進行震損評估時的運算效率，仍以村里作為評估單元，但藉助於地址定位技術，可將任意一個村里區分成有建築物和沒有建築物的區塊，並可計算所有樓地板面積的重心所在。換言之，以台灣地震損失評估系統進行震災境況模擬時，所有建築物損害、人員傷亡或救災資源等的數量推估仍以村里為單元。當以地圖展示災情時，則可凸顯建築物實際分佈狀況，以及因建築物倒塌而引致之受困與傷亡的數量分佈狀況。

六、結論

本研究運用內政部門牌定位資料，已成功研發地址定位技術；換言之，輸入合理的地址字串即可查詢該地址所對應的座標值。財政部督導之各縣市房屋稅籍資料為台灣地震損失評估系統之一般建築物數量統計的主要來源。本研究結合地址定位技術，除完成以號為單元之建築物建造年份、樓層數、構造類別等耐震屬性資料外，也提升定位精度和處理效率。透過村里和網格圖資的綜合運用，一方面維持震損評估的效率，另一方面可顯示建築物真正的分佈區域。

參考文獻

統一TELES」，國家地震工程研究中心，NCREE-03-002。

1. 葉錦勳，2003，「台灣地震損失評估系

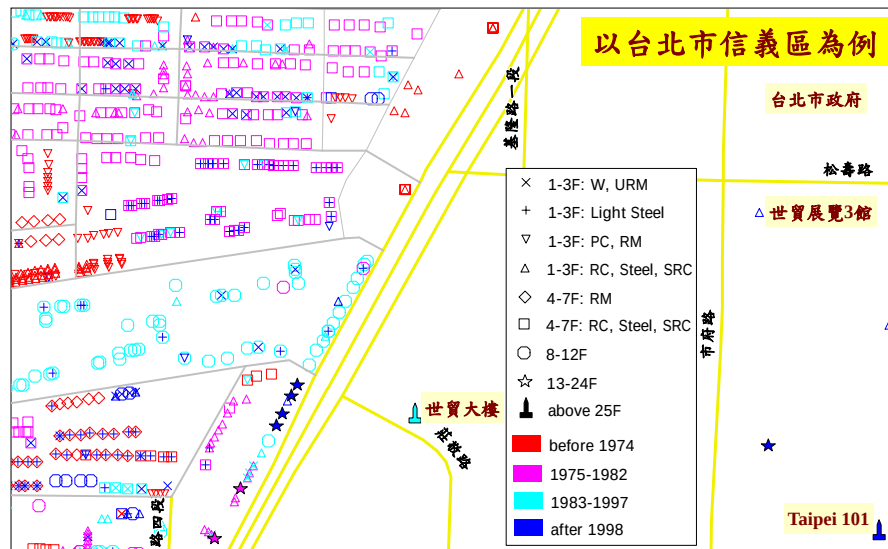


圖1 房屋稅藉資料以號為單元之地址定位成果

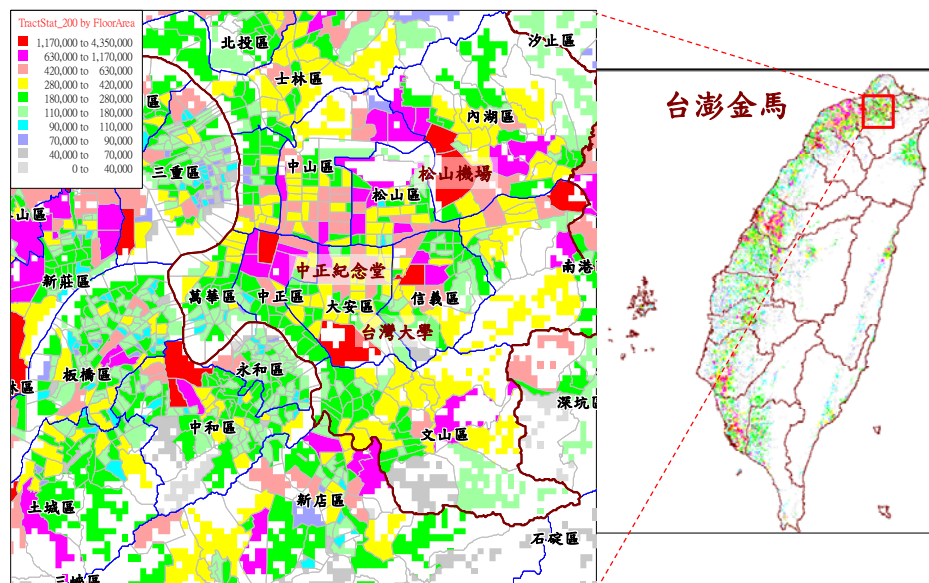


圖2 結合村里與網格圖資，展示一般建築物的數量分佈

自來水配水池與水管橋耐震易損性曲線參數之研擬

劉季宇¹

摘要

本研究收集台灣自來水公司第四區管理處(台中、南投地區)，九二一地震之配(清)水池、水管橋震害資料，分析地震當時這些設施所在地之災害潛勢，設施有否損害及損害程度，並藉由各設施的建造年代、結構特性、耐震設計水準等資料，掌握其結構耐震屬性，進行結構分類，研擬其耐震易損性曲線之參數。

關鍵詞：自來水設施、配水池、水管橋、易損性

一、引言

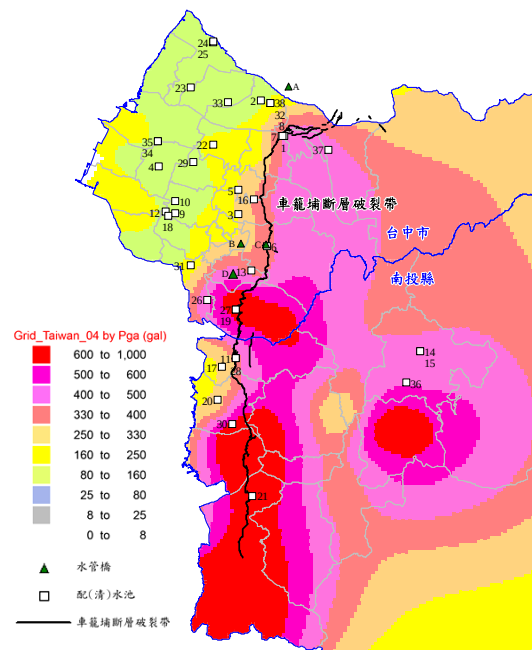
自來水系統除地下管線之外，配水池(含淨水場清水池)、水管橋等設施之耐震性能，對於其震後服務效能，一樣影響重大。因此，倘能發展一易損性模式與參數，用於推估在地震情境下，配水池、水管橋的可能損害狀態，當有助於自來水系統的震前防災整備，或是震後緊急應變工作。

本研究收集台灣自來水公司第四區管理處(台中、南投地區)，九二一地震之配(清)水池、水管橋震害資料，分析當時這些設施所在地之災害潛勢，有否損害及損害程度，並藉由各設施的建造年代、結構特性、耐震設計水準等資料，掌握其結構耐震屬性，進行結構分類，研擬其耐震易損性曲線之參數。其中，易損性曲線指發生超越輕微、中度、嚴重、完全損壞狀態的一組四條的超越機率曲線，均取對數常態分布(log-normal distribution)之函數型式，分別由中值(median)和對數標準差(logarithmic standard deviation)所決定(FEMA, 2010)。

二、震害經驗與資料

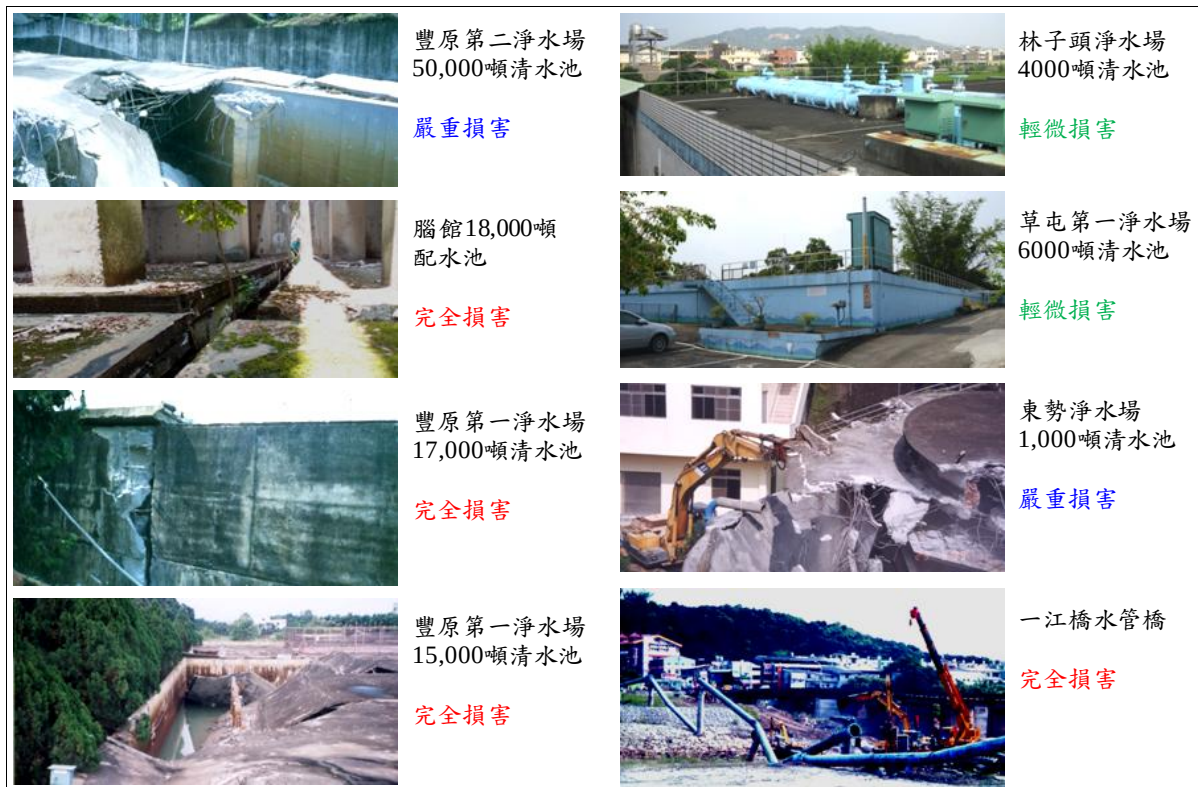
本研究根據台灣自來水公司之設施資料庫，篩選出 1999 年(九二一地震發生年)已竣工的配(清)水池、水管橋。對於有改(重)建情事，或是已廢棄而未列於資料庫者，須予補登載，藉由早期文獻資料，或訪談

資深設施管理人員，將可信的設施基本資料補充於資料庫中。再者，須掌握這些標的設施的實際損害狀況，就已損壞設施之嚴重程度，賦予一損害狀態(輕微、中度、嚴重或完全損害)；同時，亦須掌握未曾損壞之設施，以確定不同分類的設施的發生損害比例。經整理得當時研究區域內，總計有 38 座主要配(清)水池，以及 4 座獨立水管橋，前者取容量至少 1,000 噸者，以避免過小設施之干擾。



圖一 九二一地震台水四區設施及最大地表加速度 PGA 分布

¹ 國家地震工程研究中心副研究員



圖二 九二一地震自來水設施損害案例

最後，根據交通部中央氣象局之強震測站記錄，以及內政部土地測量局之三角點地表永久位移資料，得到九二一地震的災害潛勢實測值之整理(洪祥瑗等，2007)，進而可按各設施所在位置，分別給予地震動(最大地表加速度PGA)以及地盤變位(m)的數值。前述38座配(清)水池以及4座水管橋，並同最大地表加速度PGA分布，如圖一所示，二者分別有7座以及1座發生損害，如圖二所示。

三、配水池易損性

關於配水池之耐震易損性，文獻中僅美國HAZUS (FEMA, 2010)提供完整易損性曲線參數。HAZUS將配水池概分為地上鋼筋混凝土貯水槽(錨定、未錨定)、地上鋼製貯水槽(錨定、未錨定)、高架鋼製貯水槽、地上木製貯水槽、地下鋼筋混凝土貯水槽等幾大類，同時考慮地震動與地盤變位之易損性，地下鋼筋混凝土貯水槽則僅考慮地盤變位之易損性。考量國情之不同，美國的貯水槽部分為地上或高架鋼

製，甚至也有木製者，這些在國內極少採用。國內常見的配(清)水池，以版、牆型式的鋼筋混凝土構造為主，時有大型之圓形預力鋼筋混凝土構造。

國內配水池之結構型式，若按底版連續性以及牆與底版之間的結構抗彎特性，可概分為非框架式、框架式兩種；一般而言，後者之耐震性能優於前者。若按配置方式分類，則可概分為地上，以及地下、半地下兩種，其中地下、半地下配水池有周遭土層之圍束保護，受地震動之影響相對於地上配水池為較小。地上結構會同時受地震動及地盤變位之影響，地下、半地下結構則以受地盤變位影響為主。

因此，本研究建議地上配水池，應同時考慮地震動及地盤變位易損性，地下、半地下配水池，則只需考慮地盤變位易損性即可。九二一地震當時38座主要配(清)水池，7座曾發生不同程度損害。參酌HAZUS所建議之易損性曲線參數，本研究按照地上，以及地下、半地下配水池之區別，以及非框架式、框架式之結構型式之

不同，分別建議耐震易損性曲線之參數，如表一、表二所列，其中，地震動易損性曲線之橫軸(或中值)，係取最大地表加速度PGA，單位為g。根據九二一地震實測災害潛勢，可進行這些配(清)水池的損害狀態的再推估，以為驗證，結果與實際損害狀態大致吻合，顯示所建議之易損性曲線參數應屬合理，詳細內容可參閱水利署研究報告(經濟部水利署，2015)。

表一 地上鋼筋混凝土配水池之耐震易損性曲線參數

地震動易損性			
設施別	損害狀態	中值(g)	標準差
非框架式	輕微損害	0.40	0.55
	中度損害	0.60	0.60
	嚴重損害	0.80	0.65
	完全損害	1.00	0.70
框架式	輕微損害	0.80	0.55
	中度損害	1.00	0.60
	嚴重損害	1.20	0.65
	完全損害	1.60	0.70
地盤變位易損性			
設施別	損害狀態	中值(cm)	標準差
非框架式	輕微損害	10	0.50
	中度損害	20	0.50
	嚴重損害	30	0.50
	完全損害	40	0.50
框架式	輕微損害	60	0.50
	中度損害	80	0.50
	嚴重損害	100	0.50
	完全損害	120	0.50

表二 地下、半地下鋼筋混凝土配水池之耐震易損性曲線參數

地盤變位易損性			
設施別	損害狀態	中值(cm)	標準差
非框架式	輕微損害	30	0.50
	中度損害	40	0.50
	嚴重損害	50	0.50
	完全損害	60	0.50

框架式	輕微損害	60	0.50
	中度損害	80	0.50
	嚴重損害	100	0.50
	完全損害	120	0.50

四、水管橋易損性

水管橋以水管過水為唯一目的，一般不設置橋面板。普通的水管橋，或直接以水管為梁，稱為管梁(無加勁)水管橋，或水管經加勁後直接為梁，稱為加勁管梁水管橋。此時，上部結構(水管)相對於下部結構(橋墩)為弱，且由於無橋面板，橋寬並不寬，故以單柱式橋墩為主流。這類水管橋的結構，近似於簡支、單柱式的公路橋梁。至於結構設計較為講究之水管橋，則或以鋼箱型梁或翼形鋼梁等結構，由左右夾抱，或是由上或下支持水管荷重，稱為鋼梁水管橋，或者採拱橋、桁架橋、斜張橋、吊橋等上部結構，以支持水管的荷重。這些水管橋結構設計的水準相對較高，在國家地震工程研究中心的研究中，這類結構型式的橋梁，一律歸類為特殊橋梁。

參考台灣地震損失評估系統的不同公路橋梁類別(交通部公路總局，2008)，倘以民國84年(頒布橋梁耐震設計規範)為界，分別考慮地震動、地盤變位的橋梁易損性曲線，則兩大類水管橋的中值及標準差，可分別進行微調而訂定之，參數如表三、表四所列，其中，地震動易損性曲線之橫軸(或中值)，係取一秒周期譜加速度 $S_a(T=1.0\text{sec})$ ，單位為g。同理，根據實測災害潛勢，可就當時4座水管橋的損害狀態進行再推估，作一驗證，結果與實際損害狀態相吻合，顯示所建議參數應屬合理，詳細內容亦可參閱水利署研究報告(經濟部水利署，2015)。

表三 管梁、加勁管梁水管橋之耐震易損性曲線參數

地震動易損性			
設施別	損害狀態	中值(g)	標準差

傳統設計 (民國 84 年前興建)	輕微損害	0.474	0.55
	中度損害	0.599	0.50
	嚴重損害	0.683	0.45
	完全損害	0.956	0.40
經耐震設 計(民國 84 年或之 後興建)	輕微損害	0.522	0.55
	中度損害	0.781	0.50
	嚴重損害	0.954	0.45
	完全損害	1.336	0.40
地盤變位易損性			
設施別	損害狀態	中值(cm)	標準差
傳統設計 (民國 84 年前興建)	輕微損害	15	0.45
	中度損害	30	0.40
	嚴重損害	45	0.35
	完全損害	60	0.30
經耐震設 計(民國 84 年或之 後興建)	輕微損害	20	0.45
	中度損害	40	0.40
	嚴重損害	60	0.35
	完全損害	80	0.30

表四 鋼梁橋、拱橋、桁架橋、斜張橋、吊橋等水管橋之耐震易損性曲線參數

地震動易損性			
設施別	損害狀態	中值(g)	標準差
傳統設計 (民國 84 年前興建)	輕微損害	0.560	0.55
	中度損害	0.718	0.50
	嚴重損害	0.824	0.45
	完全損害	1.154	0.40
經耐震設 計(民國 84 年或之 後興建)	輕微損害	0.644	0.55
	中度損害	0.927	0.50
	嚴重損害	1.115	0.45
	完全損害	1.561	0.40
地盤變位易損性			
設施別	損害狀態	中值(cm)	標準差
傳統設計 (民國 84 年前興建)	輕微損害	18	0.45
	中度損害	36	0.40
	嚴重損害	54	0.35
	完全損害	90	0.30
經耐震設 計(民國 84 年或之 後興建)	輕微損害	20	0.45
	中度損害	40	0.40
	嚴重損害	60	0.35
	完全損害	100	0.30

五、結語

本研究針對自來水配水池(含淨水場清水池)、水管橋，根據配置方式、結構型式、建造年代等屬性資料，完成結構分類。以配(清)水池為例，國內以鋼筋混凝土構造為主，配置方式概分為地上以及地下、半地下兩類，並分為非框架式以及框架式之結構型式；水管橋則概分為管梁、加勁管梁水管橋，以及鋼梁橋、拱橋、桁架橋、斜張橋、吊橋等水管橋兩類結構型式，並依建造年代決定有無經過耐震設計。根據九二一地震當時自來水設施有否發生損害與確切之損害狀態(若有)、設施所在地之地震災害潛勢等，已分別研擬不同結構分類的設施的耐震易損性曲線的參數，並經驗證，顯示所建議參數為合理。

六、誌謝

感謝經濟部水利署提供委託計畫經費補助(計畫編號：MOEA-WRA-1040264)，以及台灣自來水公司第四區管理處提供設施基本資料、九二一地震震害資料、協助現地調查訪談等，本研究得以順利完成，在此深致謝忱。

參考文獻

1. FEMA (Federal Emergency Management Agency) (2010), "Multi-Hazard Loss Estimation Methodology: Earthquake Model", Hazus-MH MR5, Department of Homeland Security.
2. 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。
3. 洪祥瑗、文慶霖、柯明淳、劉季宇、葉錦勳，2007，「自來水地下管線、輸電鐵塔與震後火災之災損推估模式研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-07-020。
4. 經濟部水利署，2015，「公共給水系統震災風險評估技術之研究」研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1040264，台北。

運用開放程式庫重構地理資訊系統核心模組

楊承道¹ 葉錦勳² 林祺皓³

摘要

國家地震工程中心(本中心)自行研發的台灣地震損失評估系統(TELES)，為專業的地震損失及風險評估軟體；該系統結合地理資訊系統(Geographic Information System, GIS)，提供震災境況模擬、震災早期評估及風險評估等三大功能。近年來，為因應大數據的收集運用、災害即時監測站的建置、與政府開放資料的政策，本中心將整合更多資料庫逐步進入大數據分析世代。既有的震損評估系統已整合數個分析模式與多個基礎資料庫(包含地質、人文、工程結構物...等)。目前使用的地理資訊系統，受限於檔案容量限制且未支援平行計算的硬體架構，面對更大量資料已無法發揮主流電腦架構之效能。本研究自 104 起針對震損評估系統的需求，發展自有的地理資訊運算核心模組，期望提升運算效能及處理更大量之數據。目前開發進程已完成需求分析、初步的系統設計與原型程式，在本報告將概要簡述相關開發技術與發展內容。

關鍵詞：地理資訊系統、地震損失評估、軟體工程

一、前言

本研究之目的在發展一個針對 TELES(Yeh 2006)的特性與需求的 GIS 運算核心模組。這個新開發的地理資訊運算核心模組，命名為 GINNY-(Geographic Information & Novel Notion Yolk)。GINNY 被期望能夠克服現有 GIS 模組的檔案容量限制與提升運算效能，以因應大數據的收集運用，整合更多大量數據資料庫逐步進入大數據分析世代。

GINNY 的研發採用物件導向的技術(Object-Oriented Technology, OOT)進行，本年度(104 年)針對震損評估系統的基礎需求與近年累積的使用經驗進行需求分析，並透過自行開發的介面與開放程式庫設計合宜的軟體架構。最後，該軟體架構透過實作以驗證其可行性。本節針對發展 GINNY 相關的軟體技術概要說明，包含 OOT、Shapefile、Spatialite、MapWindow GIS (MapWinGIS)與 Quantum GIS (QGIS)

等。

(A)物件導向技術：相較以往傳統的程序導向(procedure programming)設計方法，物件導向技術更能夠闡明軟體模組之間如何透過訊息的傳遞，運用封裝、繼承、多態等機制來協作構造一個軟體系統。本研究將採用物件導向的思維方式，說明 GINNY 的介面設計與現有開放程式庫之間如何互動，進而整合成完整的軟體工具。

(B) Shapefile：是美國環境系統研究所公司(ESRI)開發的空間資料開放格式，這種檔案格式幾乎已成為一個開放標準。Shapefile 在台灣地區也是相容性頗佳的空间資料交換格式。例如，交通部所維護的數值路網圖、內政部的地址定位資料、或者其他防災協力單位常使用的災害潛勢圖等，都可以使用 Shapefile 作為資料的交換媒介。因此發展 GINNY 時，以 Shapefile 為主要的輸出與輸入檔案格式。傳統所謂

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國家地震工程研究中心研究員兼組長

³國家地震工程研究中心助理研究員

的 Shapefile 包含三個副檔名，分別為.shp, .shx, .dbf 的檔案群；其中.shp 內包含圖形資訊，.shx 檔內包含圖形索引，而.dbf 為 dBase 格式資料表，儲存每個圖形的屬性資料。近年，為了克服座標系統與多種字碼造成的混淆問題，Shapefile 增加了.prj 與 .cpg 兩種延伸檔案；其中.prj 儲存地理座標系統與投影資訊，而.cpg 用於描述.dbf 檔案的內碼表。在台灣最常用的座標系統大地基準有 TWD67、TWD97 與 WGS84 三種，常造成混淆。中文內碼也常有 big5、utf8 等不同的編碼方式。為了避免資料來源的差異引起混亂，本研究使用的 Shapefile 將.prj 與.cpg 視為必要之組成。

(C) Spatialite：Spatialite 是一種簡易、具空間運算功能的開放地理資訊資料庫(以下簡稱 GeoDB)，因為它具備三個 GINNY 需求的功能，所以本研究以它作為基礎模組。前述三個功能分別是：(1)與其他功能相似的 GeoDB 比較，它不是以客戶端-伺服器形式運作，而是直接讀取單一的資料檔案，這個特色有利於簡化軟體成品的安裝流程；(2)能透過純記憶體資料庫(In-Memory Database)的方式運作，有利於發展平行與分散式演算法；(3)具備 Virtual Shapefile table 模組，可以將 Shapefile 模擬成一個虛擬的資料表，在佔用極少電腦資源的情況下，即可進行多個 Shapefile 之間的關聯式空間查詢(relational spatial query)。

(D)地圖展示與圖層管理套件：本研究使用的圖層管理與地圖展示工具為 MapWindow GIS 與 QGIS 兩種。MapWindow 是適用於 MS Windows 環境下的地圖管理與發展套件。由於 MapWindow 與既有 TELES 圖形介面的開發基礎(MFC Microsoft Foundation Classes)具有較高的相容性，故本研究選用 MapWindow 來發展地圖展示與圖層管理介面模組。QGIS 則為一開放的跨平台 GIS 工具，提供相當完整且成熟的地圖展示、編輯與分析功能，並與 Spatialite 具極高的

相容特性。在自有地圖展示與圖層管理套件尚未開發完成前，QGIS 被使用來協助軟體開發過程中的除錯與驗證。

以上所述的相關技術與軟體工具為發展 GINNY 的主要基礎模組，以下說明需求分析、架構設計與初步的試作成果。

二、需求分析

考慮以往累積的使用經驗與未來發展，GINNY 的發展需求可分為兩類說明

(A)空間屬性與幾何物件管理模組

首先應該具備一般的 GeoDB 都具備的功能，概分為三項：

A.1.空間查詢：可透過結構化的查詢語法(SQL)對 GeoDB 所管理的資料表，進行單一資料表或多個資料表之間的資料屬性與幾何物件(例如 點、線、面)，進行條件(condition)、群組(Group)、與排序(order)等的查詢。空間查詢應不僅考慮到屬性的關聯，也應該能夠對幾何物件的關聯進行運算。

A.2 幾何物件的管理：對於基礎的幾何物件的新增、編輯、與運算功能。所謂幾何物件的運算包含，切割、組合、與環域的運算。

A.3 座標系統的統一性：在台灣最常用的座標系統大地基準有 TWD67、TWD97 和 WGS84 三種，容易造成混淆。尤其是年代稍早的地理資料檔案，常只有幾何物件的座標，而沒有說明所使用的座標系統。新工具的開發應考慮到座標系統差異可能造成問題。

(B)特色化需求與相容性

其次，考慮使用者的使用習慣與未來的發展需求，訂定以下四項發展目標：

B1. 以檔案為基礎的交換格式：為盡量簡化使用者(例如地方政府消防局、學術研究單位、防災協力機構等)在安裝與使用上的便利性，軟體工具的管理應盡量簡化且易於安裝。

B2. 易於理解的應用程式介面(API)：為簡化後續開發者管理地理資料的便利性，須建立抽象化的資料管理物件，一般的資料庫資料表大概有四種 view, table, index, trigger 資料的格式，而本研究使用的 Spatialite 更包含 Virtual Shapefile table, Virtual dbase-file table, Virtual csv-file table 幾種適用的類資料表。GINNY 的開發應考慮設計抽象資料層物件，建立統一化的資料管理方式。

B3. 相容性：既有的 TELES 為適用於 MS Windows 環境下的應用程式，原有圖形介面開發基礎是利用 MFC (Microsoft Foundation Classes)，新工具的發展應考慮其相容性以利後續的整合工作能順利進行。

B4. 運算效能：因應大量數據與監測資料的應用，新的 GIS 運算核心的開發應該考慮支援平行與分散式計算架構，以提升大量資料的運算效能。

三、軟體設計

GINNY 的軟體架構設計乃考量須符合上節所述之需求分析。大體上可分以下兩部分敘述：

(1) 虛擬的 Shapefile 資料表：新的 GIS 運算核心架構可參考圖一，以 Spatialite 為基礎，利用其 Virtual Shapefile Table 的功能，將多個 Shapefile 整合在一起。模擬成 Virtual Shapefile Table 後，可使得 Shapefile 具備原來沒有的空間查詢以及幾何物件的管理功能。

(2) Alias 抽象物件控制介面：因應資料的來源可能來自不同的形式，包含 Virtual table (Shapefile, dbase file) Table, View 等。參考圖二，本研究建立抽象化的資料管理物件 Alias，透過 Alias 可將型式不同的資料來源，透過相同的管理物件進行統一化的查詢、編輯及運算。

四、原型程式實作

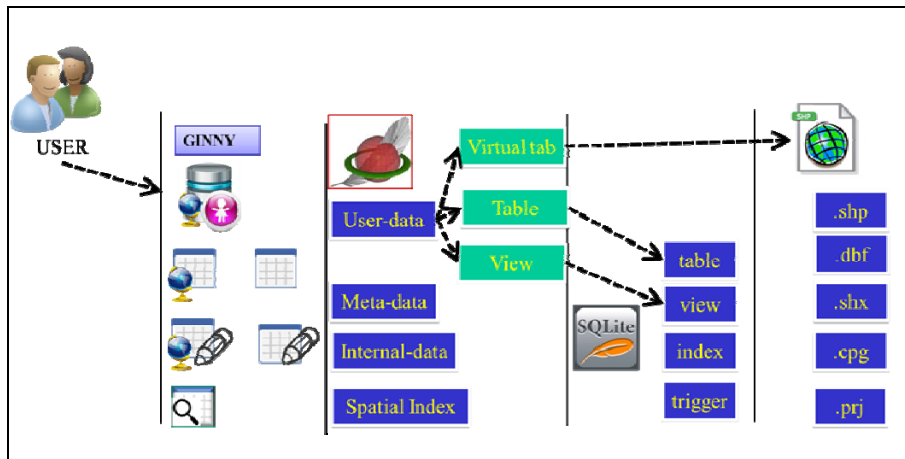
以上節所述的軟體架構為基礎，本研究使用 C++11 為標準的程式語言，如圖三，整合 MFC GUI 介面、Spatialite 與 MapWinGIS 進行初步試作。三個核心軟體模組間存在相容性問題，本研究於初期的試作中已順利克服異質軟體(重疊/衝突)相容性問題。以新開發的原型 GINNY 為基礎，本研究於試作原型應用程式的過程中完成如圖三，可在 MS Windows 環境下運作的應用程式。這個視窗應用程式包含三個部分，左側為空間資料庫的管理介面，中間為地理資料的展示窗，而右邊為圖層簡易控制管理介面。從實作應用程式的結果，可驗證需求分析與架構設計的可行性。

五、結論與展望

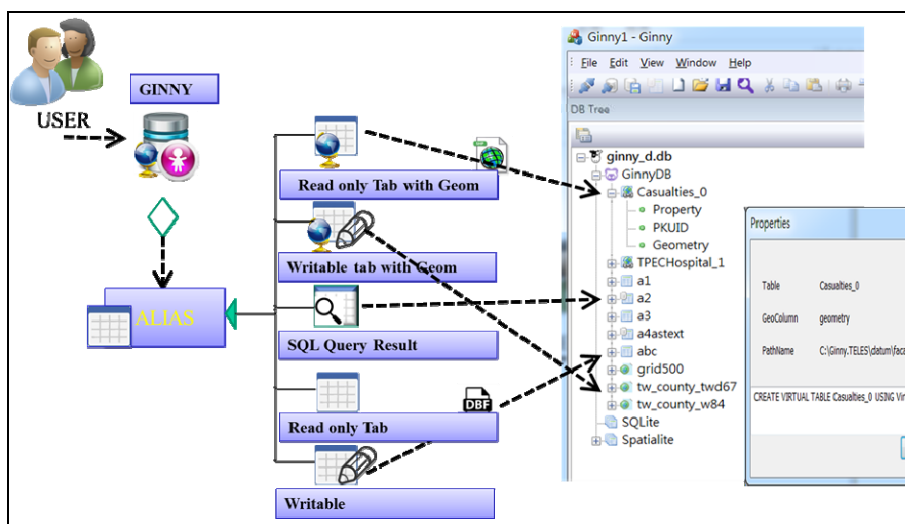
本研究於本年度已經完成 GINNY 的需求分析、軟體設計與原型程式的實作。後續將以此為基礎發展高效能的地理資料運算核心。期望能提升地震損失評估系統的運算效能及處理更大量之數據資料庫。

參考文獻

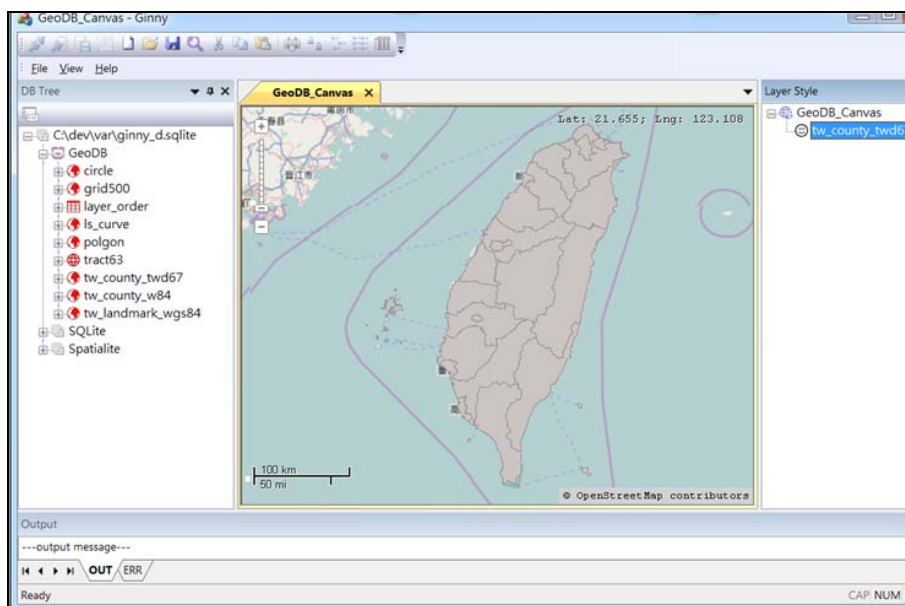
1. Yeh, C. H., Loh, C. H., & Tsai, K. C. (2006). Overview of Taiwan earthquake loss estimation system. *Natural hazards*, 37(1-2), 23-37.



圖一 GINNY 的軟體架構



圖二 GINNY 軟體開發應用介面



圖三 以 GINNY 為基礎開發的小型 GIS 程式原型

三維地動模擬在震損評估之應用

林祺皓¹ 葉錦勳²

摘要

目前致力於三維地動數值模擬的地震學家，藉由高精度的靜態、動態破裂過程、精細的三維速度構造與數值模擬技術，不僅有助於釐清各區域的強震生成過程，亦可計算出分析區域之地動潛勢。為落實地震科學與工程實務應用之聯結，本研究將三維地動模擬數據進行處理，轉換為台灣地震損失評估系統(TELES)中所需之地動參數，並成功匯入系統以進行地震損失評估。

關鍵詞：三維地動模擬、TELES

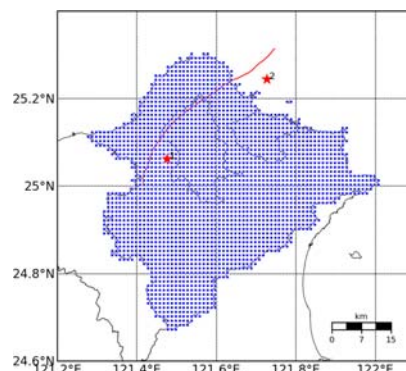
一、前言

三維地動模擬係將計算區域以網格型式做三維速度和震波傳遞之數值解析，因此模擬數據即在每個格點上記錄該位置之速度波形。而 TELES 在評估地震造成建築物損害時，地動資訊是以反應譜、和最大地表加速度 PGA 作為地動潛勢參數。且在分析建築物損失時係以村里為分析單元，意即以村里位置之地動資訊作為損害評估依據。因此本研究首先將三維地動模擬上各個格點之速度，轉換為加速度並計算該點位之 S_{a03} 、 S_{a10} 與 PGA；而後再運用內插方法，將格點上之地震動資訊推算至各個村里位置之地動潛勢，以進行 TELES 之建築物損害評估。

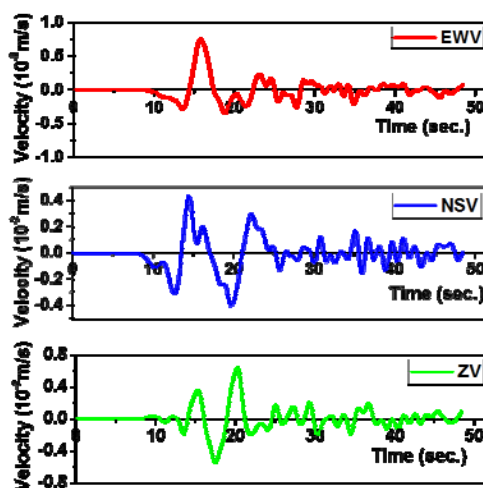
二、地動模擬數據

由災防中心提供大台北地區兩個不同震源之地動模擬數據，其震源分別位於台北盆地與北部外海，如圖一星號(★)標示處。圖一中藍色點為地動模擬之點位，用以記錄該位置之速度資訊(如圖二所示)。整個大台北地區的模擬點位共有 2,389 個，每一個點位間距為 0.01 度(約 1 公里)。速度記錄的時間間隔為 0.035 秒，地動模擬時間長度約為 50 秒。每一個震源所記錄的速度

波形數據為 $2,389 \times 3$ (三維速度方向)=7,167 筆。



圖一 三維地動模擬之震源與點位



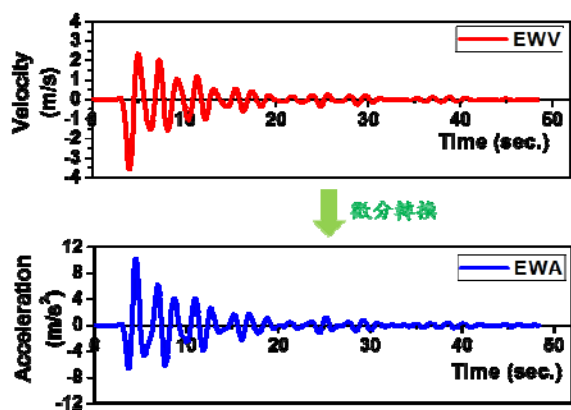
圖二 三維地動模擬之三方向速度波形

¹國家地震工程研究中心助理研究員

²國家地震工程研究中心研究員兼組長

三、加速度波形

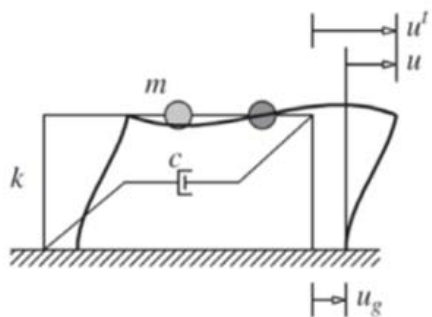
三維地動模擬的儲存數據為點位速度波形，藉由數據微分(梯度)可獲得加速度波形($a = \Delta V / \Delta t$)。圖三為某一點位之速度波形與微分計算後之加速度波形。



圖三 三維地動模擬之東西向加速度波形

四、單自由度反應譜計算

結構物承受特定地表加速度時，結構體將產生相對應之震動。分析地表震動時結構物所產生的應力最大值係為設計結構物時必需的重要指標，此一應力分析過程稱為結構物動力反應分析。圖四為單自由度(SDOF)結構物承受地表運動時之分析模型。



圖四 結構物單自由度動力反應分析模型

單自由度結構物運動方程式可表示為

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g \quad (1)$$

其中 $\omega_n = 2\pi/T_n$ 為結構物的自然震動頻率， T 為結構物的自然震動週期， ξ 為阻尼比， $\ddot{u}_g$ 為地表加速度。

式(1)可由杜氏積分(Duhamel integral)求得結構物的位移函數 $u(t)$ ：

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (2)$$

其中 $\omega_D = \omega_n \sqrt{1-\xi^2}$ 。假設阻尼比很小 ($\xi < 0.2$)，則 $\omega_D \approx \omega_n$ ，式(2)可改寫為

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_n} V(t) \quad (3)$$

其中

$$V(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin \omega_n(t-\tau) d\tau \quad (4)$$

式(4)的最大值可用來定義擬速反應譜(Spectral pseudo-velocity)，以數學式表示為

$$S_v = |V(t)|_{\max} \quad (5)$$

因此，擬速度反應譜可以表示為

$$S_v = \left| \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin \omega_n(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (6)$$

由於 S_v 是用以表示建築物承受地表加速度時結構體所產生的速度反應，所以 S_v 也稱作反應譜(response spectrum)。由式(6)可知，反應譜不僅與地震加速度有關，且是結構體阻尼比及結構體自然震動頻率的函數。故對於某一地震記錄，只要假設適當的結構物阻尼比 ξ ，則可繪出 S_v 與頻率的關係曲線。

同樣的方式，以結構物的最大位移定義為譜位移 S_d (Spectral displacement)，可表示為

$$S_d = |u(t)|_{\max} = \frac{1}{\omega_n} |V(t)|_{\max} = \frac{1}{\omega_n} S_v \quad (7)$$

將結構物的絕對最大加速度定義為譜加速度 S_a (Spectral Acceleration)，可表示為

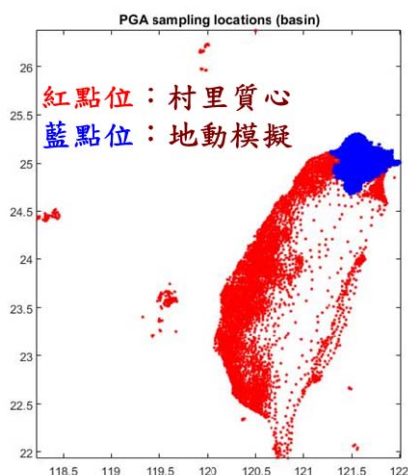
$$S_a = \omega_n S_v = \omega_n^2 S_d \quad (8)$$

本研究以 MATLAB 撰寫程式，利用點位上之速度轉換加速度之紀錄，進行數值解析而獲得各個點位之 S_{a03} 、 S_{a10} 及 PGA。

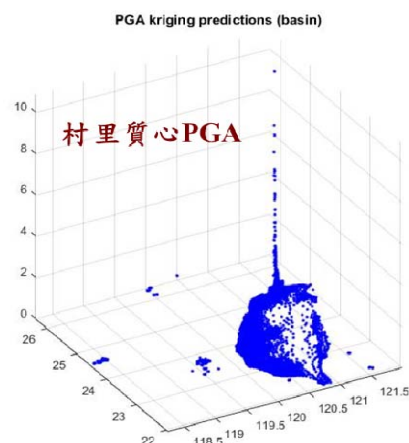
五、村里位置地震動資訊

前述已由三維地動模擬數據轉換為 TELES 進行評估所需之地動潛勢資訊，然而這些資訊僅位於地動模擬之點位上，故需由內插方法以推估村里位置的地動潛勢。本研究採用克利金法(Kriging Method)進行內插分析，並將村里位置之地動資訊成功匯入 TELES 中以進行損害評估。TELES 可推估建築物的損害機率和數量，並進而推估人員傷亡和社會經濟損失等量化數據。

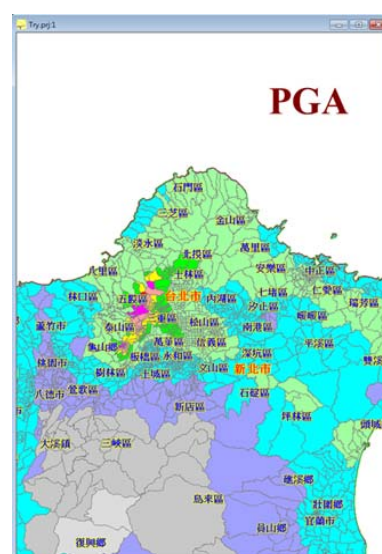
克利金方法又稱為空間局部插值法，係以變異函數理論和結構分析為基礎，在有限區域內對區域化變數進行無偏差與最佳估計的一種方法。本方法是地理統計學的主要內容之一，其實質是利用區域化變數的原始資料和變異函數的結構特點，對未知點位進行線性無偏差和最佳估計。無偏差係指偏差的數学期望值為 0，最佳估計則指估計值與實際值之差的平方和為最小。圖五是地動模擬點未與村里質心位置，圖六是以數值程式進行內插計算之各村里 PGA 值。圖七~圖九是匯入 TELES 後之 S_{a03} 、 S_{a10} 與 PGA 等地震動潛勢圖；圖十~圖十一係以此地震動潛勢進行震損評估之結果(建築物倒塌棟數與經濟損失)。



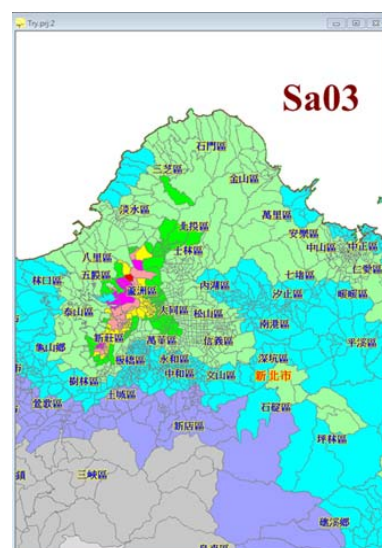
圖五 地動模擬點位與村里質心位置



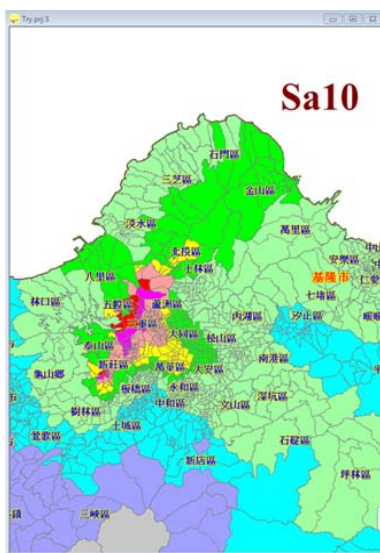
圖六 村里 PGA(台北盆地震源)



圖七 TELES 之 PGA 地震動潛勢



圖八 TELES 之 S_{a03} 地震動潛勢



圖九 TELES 之 S_{a10} 地震動潛勢

001 - 空模型建物分類之結構系統之損害棟數

縣市名	縣市代碼	低層樓(1-3F)	中層樓(4-7F)	高層樓(8F以上)	總數
新北市	65	70	58	23	151
台北市	63	1	2	1	4
桃園縣	03	0	0	0	0
總計		71	60	24	155

圖十 建築物損害棟數評估結果

001 - 一般建築物的實際經濟損失

縣市名	結構系統損失	加速度非結構損失	位移非結構損失	庫存損失	營運損失	租金損失
桃園縣	0.166	0.020	0.968	0.026	0.002	0.024
台北市	148.197	44.895	158.523	55.792	5.672	54.581
新北市	2,567.507	629.141	2,057.831	765.266	112.944	1,185.335

圖十一 經濟損失推估結果

參考文獻

1. Cornell, C. A., "Engineering Seismic Analysis", *Bull. Seism. Soc. Am.*, **58**, pp. 1583-1606, 1968.
2. Yeh, C.H., "Taiwan Earthquake Loss Estimation System - TELES", Technical Report NCREE 03-002, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei (in Chinese), 2003.
3. Yeh, C. H., Lin, C. H., Huang, L. H., Liu, G. Y. and Yang, C. T., "The Earthquake Loss Assessment for Freeway Bridges and its Applications", Workshop on Seismic Assessment and Retrofit Techniques for Freeway Bridges, 2014.
4. Chopra, A. K., "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", 4th Edition, Prentice Hall, 2015.

六、結論與展望

本研究初步完成三維地動模擬數據與 TELES 間之介接程式開發，可促進地震科學與工程應用端之交流合作。目前完成之程式尚無完全自動化，仍有部分需人為方式進行，故未來可朝自動化方向發展，以提升雙方合作運用時之計算效率。