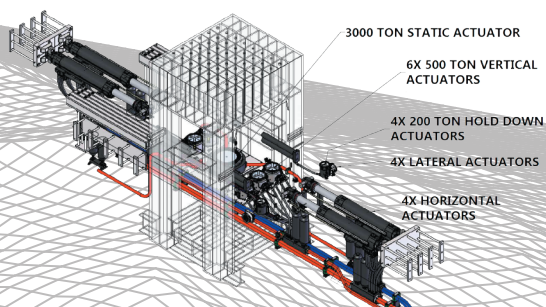


106年度

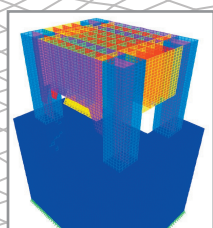
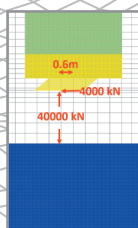
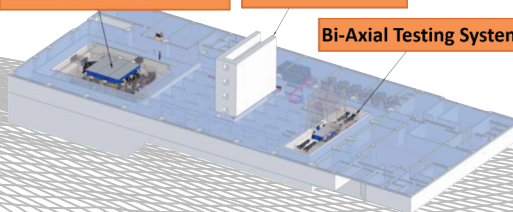
國家地震工程研究中心 研究成果報告



high-speed and long-stroke
seismic simulation shaking table

Reaction Wall

Bi-Axial Testing System



財團法人國家實驗研究院

國家地震工程研究中心

目錄

- 1 隨機參數地震動修正模型之建立及其驗證
鄧崇任、廖文義、楊元森、張庭瑋、邱世彬、陳北亭、許凱翔
- 5 臺灣周圍板塊界面斷層三維幾何模型建置
張嘒汝、陳憶萍、張毓文、劉勛仁、張志偉、陳冠宇、郭鶯萍、簡文郁
- 9 臺灣 TSMIP 強震站之淺層剪力波速度構造研究
林哲民、郭俊翔、黃雋彥、思靜章、溫國樑
- 13 活動斷層版本與震源特徵
陳冠宇、陳憶萍、陳宗祺、郭鶯萍、張嘒汝、鄭錦桐、丁禕、李易叡、莊怡蓉、邵國士、黃柏壽、林殿順、葉錦勳、Kevin Clahan
- 17 土壤氫氣觀測於斷層活動性及大屯火山地區之研究
瓦里亞、亞耳文、林世榮、傅慶州、溫國樑
- 21 嘉義地區致災性地震模擬設定
張議仁、溫士忠、溫怡瑛、林哲民
- 25 垂直向與水平向反應譜比值模型建置
趙書賢、林柏伸、林哲民、郭俊翔、黃雋彥、許喬筑
- 29 自來水池狀結構耐震設計規範草案研擬
翁元滔、鍾立來、劉季宇、林敏郎、邱聰智、沈文成
- 33 低矮建物與液化基礎土層互制行為之簡化分析模式
盧志杰、黃郁惟、黃俊鴻
- 37 高振態效應對建築物受震反應的影響
林瑞良
- 41 M3 或 PMM 非線性鉸設定對於鋼筋混凝土建築側推分析的影響
葉勇凱、周德光
- 45 中高樓建築機率式倒塌風險評估法之研究
蕭輔沛、湯宇仕、盧煉元、謝瑋桓
- 49 中高樓層建築軟弱層及扭轉不規則效應評估研究
翁元滔、鍾立來、蕭輔沛、周德光、翁樸文、沈文成、黃立宗
- 53 鋼構造建築物耐震能力詳細評估方法研擬
林敏郎、欒大誠、鍾立來、王勇智
- 57 鋼造組合式構架設計與振動台試驗反應與分析
林敏郎、翁元滔、鄭敏元、周蔚恩
- 61 含剪力鋼板之鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究
林敏郎、黃昭勳、姚本濠

- 65 層間梁結合擴柱工法應用於雙層 RC 構架耐震補強之驗證
黃昭勳、林敏郎、鄭宇軒
- 69 含邊界構材之鋼板混凝土複合牆反覆載重之行為研究
張長菁、黃尹男、鄭與錚、何其安、林柏劭
- 73 詮釋資料(Metadata)於橋梁管理系統之應用
陳俊仲、許家銓、周光武、洪曉慧、宋裕祺
- 77 臨時救災用複材輕便橋之設計理念與實驗驗證
葉芳耀、張國鎮、宋裕祺
- 81 公共給水原水導管地震風險評估技術之研究
葉錦勳、劉季宇、洪祥瑗、黃李暉
- 85 Shakeout 大臺北都會區地震衝擊分析技術開發
葉錦勳、黃李暉
- 89 自來水管線地震風險評估與耐震補強優選排序
劉季宇、葉錦勳、黃李暉、洪祥瑗
- 93 急救責任醫院之地震暴險資訊展示系統開發
林祺皓、楊承道
- 97 鉛心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、游忠翰
- 101 近斷層地震動於電廠低頻設備影響
林凡茹、柴駿甫、林震宇、賴姿妤
- 105 核能三廠一號發電機轉動軸與軸承振動量測分析
石峰、柴駿甫、許丁友、蕭勝元、鍾立來、簡文郁、盧恭君、林憲忠
- 109 核能電廠用過燃料池結構評估方法
柴駿甫、徐瑋鴻、曾柏翰
- 113 核能電廠設備耐震評估技術與對策研究高頻設備
耐震性能驗證方案
柴駿甫、林凡茹、張長菁、簡子婕
- 117 設備自然頻率估算及驗證導則
賴姿妤、柴駿甫、林凡茹、張長菁
- 121 國震中心臺南實驗室 BATS 系統
林德宏、林克強、蔡克銓
- 125 基於梯度之參數識別方法應用於含模型更新之複合實驗
莊明介
- 129 自適性平滑分布式區域震源活動度模型之發展
劉勛仁、Norman Abrahamson、葉錦勳

隨機參數地震動修正模型之建立及其驗證

鄧崇任¹、廖文義²、楊元森³、張庭瑋⁴、邱世彬⁵、陳北亭⁶、許凱翔⁴

摘要

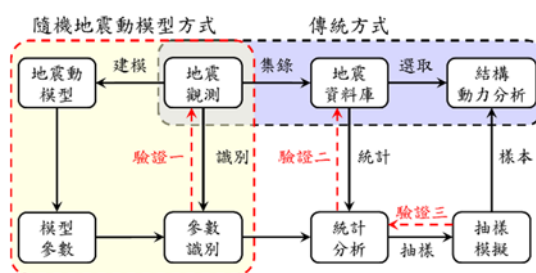
本研究修正並建立李杰與王鼎所提出之隨機參數地震動模型，改進其 Brune 震源位移振幅譜與相位譜，增加路徑效應之初始相位參數並識別出地震資料庫中任何一筆調整後真實地震紀錄之隨機參數值。同時用直接快速傅立葉逆變換取代原先所採用之窄帶寬譜波疊加法以驗證此隨機參數地震動修正模型。

關鍵詞：隨機參數地震動修正模型、擬合振幅譜、擬合相位譜、參數識別

一、前言

如圖一所示，為擷取結構之地震易損性需進行增量動力分析(IDA)，傳統之方法為從資料庫(例如 PEER 地震動資料庫[3])中選取一組適當的真實地震紀錄歷時[2]，然後將其調整成具有相同的地震動強度度量(IM；Intensity measure)，接著在不同逐漸放大之 IM 作用下，進行 IDA 分析以探究結構之變形能力如何隨 IM 而變化。

但傳統方式嚴重依賴於所選取的地震紀錄歷時及數目，為改善此種狀況可以建立如圖一所示之隨機參數地震動模型，利用所建立之模型隨機抽樣產生地震動樣本取代傳統方式，其優點為只利用少數樣本就可代表整個資料庫母體並準確擷取結構之易損性。



圖一 隨機地震動模型之建模與分析

二、隨機參數地震動修正模型

1. Brune 震源修正模型：

根據 Brune 圓盤位錯模型之假設 ([1])，藉由引入震源幅值參數 A_0 以及震源破裂上升時間 τ 。在 $0 < t \leq \infty$ 時間區間內斷層附近($R \rightarrow 0$)之位移可以表示為如下之時間訊號函數：

$$u(t; R) \Big|_{R \rightarrow 0} = \begin{cases} 0 & ; \text{ if } t \leq 0 \\ A_0 \times \tau \left[1 - e^{-(t/\tau)} \right] & ; \text{ if } 0 < t < \infty \end{cases} \quad (2.1)$$

對(2.1)式取時間寬度為 $T^* = T -$

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台北科技大學教授

³ 國立台北科技大學副教授

⁴ 國立台北科技大學碩士班研究生

⁵ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁶ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

$(\Delta t/2)$ 之箱型視窗 (boxcar window)，其中為 Δt 時間取樣間隔，然後再進行 Fourier 變換可得 Brune 震源修正模型之位移振幅譜 $U_S(\omega; T)$ 與位移相位譜 $\varphi_S(\omega; T)$ 分別如下：

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \{u(t; R; T)|_{R \rightarrow 0}\} e^{-i\omega t} dt = U_S(\omega; T) * e^{i\varphi_S(\omega; T)} \quad (2.2)$$

定義 Brune 震源修正模型之位移振幅譜為：

$$U_S(\omega; T) = \frac{A_0 A(\omega; T)}{\left(\omega^2 + \left(\frac{1}{\tau}\right)^2\right)} \quad (2.3)$$

(2.3) 式中之 $A(\omega; T)$ 其表示式為：

$$A(\omega; T) = \sqrt{[A_1(\omega; T)]^2 + [A_2(\omega; T)]^2} \quad (2.4)$$

其中

$$A_1(\omega; T) = \left[-B_1(\omega; T) + \frac{\sin(\omega T^*)}{\omega \tau} \right] + [-B_2(\omega; T) + \omega \tau B_3(\omega; T)] \quad (2.5)$$

$$A_2(\omega; T) = \left[\frac{-B_2(\omega; T)}{\omega \tau} + B_3(\omega; T) \right] + [\omega \tau B_1(\omega; T) - \sin(\omega T^*)] \quad (2.6)$$

(2.5) 式與 (2.6) 式中

$$B_1(\omega; T) = \cos(\omega T^*) \left(1 - e^{-\frac{T^*}{\tau}} \right) \quad (2.7)$$

$$B_2(\omega; T) = 1 - \cos(\omega T^*) \quad (2.8)$$

$$B_3(\omega; T) = \sin(\omega T^*) \left(1 - e^{-\frac{T^*}{\tau}} \right) \quad (2.9)$$

並定義 Brune 震源修正模型之位移相位譜為：

$$\varphi_S(\omega; T) = \cos^{-1} \left[\frac{A_1(\omega; T)}{A(\omega; T)} \right] \quad (2.10)$$

由 (2.2) 式進一步可求得 Brune 震源修正模型之加速度振幅譜 $A_S(\omega; T)$ 為：

$$A_S(\omega; T) = \omega^2 U_S(\omega; T) = \frac{\omega^2 A_0 A(\omega; T)}{\left(\omega^2 + \left(\frac{1}{\tau}\right)^2\right)} \quad (2.11)$$

2. 考慮路徑與場址效應後之模型：

考慮震源效應、路徑效應以及場址效應後，隨機參數地震動修正模型之加速度訊號可表示如下：

$$a(t, R, T) = \text{Re} \left\{ \frac{1}{2\pi} * \int_{-\infty}^{+\infty} [A_{RS}(\omega) e^{i[\varphi_{RS}(\omega) - \pi]}] * e^{i\omega t} d\omega \right\} \quad (2.12)$$

其中，定義加速度訊號之 Fourier 振幅譜模型 $A_{RS}(\omega)$ 為：

$$A_{RS}(\omega) = \left[\frac{\omega^2 A_0 A(\omega, T)}{\left(\omega^2 + \left(\frac{1}{\tau}\right)^2\right)} * e^{-KR\omega} * \sqrt{\frac{1 + 4\xi_g^2(\omega/\omega_g)^2}{[1 - (\omega/\omega_g)^2]^2 + 4\xi_g^2(\omega/\omega_g)^2}} \right] \quad (2.13)$$

並定義加速度訊號之 Fourier 相位譜模型 $[\varphi_{RS}(\omega) - \pi]$ 中之 $\varphi_{RS}(\omega)$ 為：

$$\varphi_{RS}(\omega) = \varphi_S(\omega) + [e + \varphi_R(\omega)] \quad (2.14)$$

(2.14) 式中之 e 稱為由路徑效應所引致相位改變 $\varphi_R(\omega)$ 之初始相位， e 值之限制範圍為介於 $[-\pi; \pi]$ 之間。

(2.13) 式與 (2.14) 式中路徑效應之振幅與相位分別為([4][5])：

$$A_R(\omega) = e^{-KR\omega} \quad (2.15)$$

其中 $K = 10^{-5} \text{ s/km}$ ， R 為震源距離。

$$\varphi_R(\omega) = -R * d \ln \left[(a + 0.5)\omega + b + \frac{1}{4c} \sin(2c\omega) \right] \quad (2.16)$$

(2.13) 式中場址效應之振幅則為([4][5])：

$$A_g(\omega) = \sqrt{\frac{1 + 4\xi_g^2(\omega/\omega_g)^2}{[1 - (\omega/\omega_g)^2]^2 + 4\xi_g^2(\omega/\omega_g)^2}} \quad (2.17)$$

其中 ξ_g 為場址地盤之阻尼比，而 ω_g 為場址地盤之特徵圓頻率。

三、模型參數識別與驗證

若(2.12)式左邊之擬合加速度訊號用真實加速度訊號取代並求取該式之逆運算可得下列關係：

$$\int_0^{T^*=T-(\Delta t/2)} a(t; R; T) e^{-i\omega t} dt \cong A_{RS}(\omega) e^{i[\varphi_{RS}(\omega) - \pi]} \quad (3.1)$$

將(3.1)式之積分採用矩形積分法則進行離散化，可以得到如下之關係式：

$$\sum_{k=0}^{N-1} a(t_k; R; T) e^{-i\omega t_k} \cong \frac{\omega/2}{\sin(\omega\Delta t/2)} A_{RS}(\omega) e^{i[\varphi_{RS}(\omega) - \pi]} \quad (3.2)$$

(3.2)式之左式可用N個離散時間點之FFT計算而得到，其結果應該近似等於(3.2)式右式擬合加速度訊號之Fourier振幅譜與相位譜。利用此關係可以識別出在隨機參數地震動修正模型中之擬合振幅譜參數與擬合相位譜參數。

參數識別的方法為先將某測站上所測得震源距離為R；延時為T之某一筆實際地震紀錄 $a(t; R; T)$ （例如Nishi-Akashi測站上所觀測到Kobe地震之地震紀錄，其震源距離為 $R = 19.90\text{km}$ ）的地表尖峰加速度(PGA)調整至 $1g = 9.8\text{m/s}^2$ 。對該調整後地震紀錄峰值附近取一段時間長度為 $T = 40.96\text{sec}$ 之箱型視窗(boxcar window)，時間取樣間隔為 $\Delta t = 0.02\text{sec}$ 。表一為該測站擬合振幅譜參數之識別結果。

表一 Nishi-Akashi 測站擬合振幅譜參數之識別結果

A_0	τ	ξ_g	ω_g
$(g \cdot s \cdot \text{rad})$	(s/rad)	—	(rad/s)

124.40	0.01	0.15	12.88
--------	------	------	-------

其次利用已知之R與T； τ 以及真實加速度訊號之未纏繞相位進行識別擬合相位譜 $[\varphi_{RS}(\omega) - \pi]$ 中之參數 $\{\Lambda_\varphi \equiv (a; b; c; d)\}$ 。首先定義擬合相位譜 $[\varphi_{RS}(\omega) - \pi]$ 之未纏繞擬合相位為(將相位向上平移至零點開始)：

$$\begin{aligned} [\varphi_{RS}^*(\omega) - \pi] &= [\varphi_{RS}(\omega) - \pi] - \\ [\varphi_{RS}(0) - \pi] &= \varphi_{RS}(\omega) - \varphi_{RS}(0) \end{aligned} \quad (3.3)$$

將(2.10)式與(2.16)式分別代入(2.14)式，並令 $\omega \rightarrow 0$ ，得到

$$\varphi_{RS}(0) = \varphi_S(0) + [e + \varphi_R(0)] = 0 + [e - R * d \ln(b)] \quad (3.4)$$

將(3.4)式代回至(3.3)式，因此；擬合相位譜 $[\varphi_{RS}(\omega) - \pi]$ 之未纏繞擬合相位 $[\varphi_{RS}^*(\omega) - \pi]$ 為：

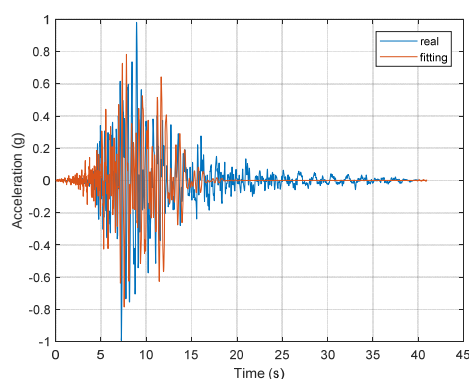
$$[\varphi_{RS}^*(\omega) - \pi] = \varphi_S(\omega) + R * d \ln(b) + \varphi_R(\omega) \quad (3.5)$$

利用誤差平方和為最小之原則可以識別出參數 $\{\Lambda_\varphi \equiv (a; b; c; d)\}$ 。將所識別出來之參數 $\{\Lambda_\varphi \equiv (a; b; c; d)\}$ 代回至(2.14)，最後利用加速度訊號之真實相位與擬合相位譜 $[\varphi_{RS}(\omega) - \pi]$ 之交互相關係數須達最大相關性之原則，可以識別出參數e之值。該測站擬合相位譜參數之識別結果如表二所示。

表二 Nishi-Akashi 測站擬合相位譜參數之識別結果

a	b	c	d	e
—	(rad/s)	(s/rad)	(rad/km)	(rad)
1.00	134.64	1.02	47.75	2.87

最後；分別將所識別之擬合振幅譜與相位譜參數代回至 (3.2) 式之右式並利用 IFFT 求取該式之逆運算後，可作出擬合加速度時間訊號如圖五所示，並可驗證所建立之地震動模型。



圖五 Nishi-Akashi 測站真實與擬合加速度時間訊號比較

四、結論與展望

本研究已識別並驗證所建立之隨機參數地震動修正模型。如果進一步從地震資料庫中將實際地震紀錄的 PGA 皆調整至 1g，並識別出地震資料庫中所有調整後地震紀錄之隨機參數值，然後再針對個別隨機參數進行直方圖統計分析，就可得到隨機參數之統計分布特性[6]。這樣就可以利用隨機抽樣產生地震動樣本的方式以取代原先從資料庫選取真實地震紀錄歷時之傳統方式。此部分之研究內容將於下一年度之中心內部研究計畫中執行。

參考文獻

1. Brune, J. N. (1970), Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. J Geophys. Res, 75: 4997-5009.
2. Katsanos, E. I., Sextos, A. G. and Manolis, A. D. (2010) "Selection of earthquake ground motion records: A

state-of-the-art review from a structural engineering perspective," Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30, 157-169.

3. PEER Ground Motion Database (2015). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, California, USA
4. 王鼎，李杰(2011)，「工程地震動的物理隨機函數模型」，中國科學：技術科學，2011 年，第 41 卷，第 3 期，356~364。
5. 王鼎，李杰(2012)，「工程場地地震動隨機場的物理模型」，中國科學：技術科學，2012 年，第 42 卷，第 7 期，798~807。
6. 李杰，王鼎(2013)，「工程隨機地震動物理模型的參數統計與檢驗」，地震工程與工程振動，2013 年，第 4 卷，第 4 期，081-88。

臺灣周圍板塊界面斷層三維幾何模型建置

張彥汝¹ 陳憶萍¹ 張毓文² 劉勛仁³ 張志偉⁴ 陳冠宇³ 郭鶯萍¹ 簡文郁⁵

摘要

臺灣島位於歐亞板塊與菲律賓海板塊邊界，在臺灣東北側，菲律賓海板塊向北隱沒至歐亞板塊之下，形成琉球隱沒帶(Ryukyu Subduction Zone)；臺灣南側，歐亞板塊往西隱沒至菲律賓海板塊之下，形成馬尼拉隱沒帶(Manila Subduction Zone)。隱沒帶產生的地震可分為板塊界面型(Interface)地震與板塊內部型(Intraslab)地震，而板塊界面為發生巨型逆衝斷層地震的高潛勢區，為進行板塊界面之地震潛勢評估，需詳細研究隱沒帶的地質架構，並建置板塊界面斷層三維幾何模型。

關鍵詞：琉球隱沒帶、馬尼拉隱沒帶、板塊界面斷層

一、前言

隱沒帶之產生主要因兩板塊受擠壓聚合後，較重者俯衝至較輕者下方，此現象稱為隱沒作用，而發生隱沒作用的區域即稱為隱沒帶。隱沒帶產生的地震可分為板塊界面型(Interface)地震與板塊內部型(Intraslab)地震。一般來說，應力易累積於板塊界面，當應力累積超出能負荷的臨界值，即可能引致應力大量釋放，產生災難性大規模地震，此類地震被稱為巨型逆衝斷層地震(Megathrust Earthquake)。當巨型逆衝斷層地震發生，不僅伴隨斷層錯動，也可能造成海床破裂、海底山崩等現象，甚至引發海嘯肆虐沿海地區，導致大規模的傷亡與損失。2004 印度洋地震，斷層破裂長度超過 1000 公里，其地震矩規模達 9.3，引致南亞大海嘯，超過 28 萬人因此喪生(Lay et al., 2005)；2010 年地震矩規模 7.0 的海地地震(Hayes et al., 2010)，與 2011 年矩規模 9.0 的日本宮城外海地震(Chester et al., 2013)等，均屬於巨型逆衝斷層地震，皆造成當地巨量的災害與損傷。

耐震設計需求一般多經過地震危害度分析，考慮可能之地震源對工址之影響。而分析時須考慮工址 320 公里範圍內之地震源特徵，除一般區域震源、斷層震源外，台灣南、北兩個隱沒帶地震源特徵(馬尼拉與琉球)亦為主要震源。由於發生之規模均屬於大規模地震，多產生長週期效應。

因此，合理的隱沒帶模型，將提高地震危害度分析考慮隱沒帶震源對長週期效應之可信度。

二、地質背景

臺灣位於板塊交界帶，東北方有東西走向的琉球隱沒帶，南部外海則有南北向的馬尼拉隱沒帶，根據過去研究，兩個隱沒帶均有發生巨型逆衝斷層地震的可能(Lin et al., 2014; Lin et al., 2015)，故需詳細研究琉球隱沒系統的地質架構，並建立三維幾何模型，以利後續地震潛勢分析。

琉球隱沒帶位於臺灣東北外海，由臺灣向東北方延伸至日本九州，範圍為北緯 23°至 36°，東經 121°至 138°。琉球海溝於

¹國家地震工程研究中心佐理研究員

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助理研究員

⁴國家地震工程研究中心助理技術師

⁵國家地震工程研究中心研究員

東經 123° 處受加瓜海脊(Gagua ridge)影響，產生向北的尖端突起，且以此為界，西側的板塊隱沒角度較陡；東側則板塊隱沒角度趨緩。琉球隱沒帶最西側與臺灣連接處至今仍未有明確的定論，本研究之琉球海溝位置依據水深資料(Lallemand et al. 2013)而定。

馬尼拉海溝為一個窄長之海底凹陷地，其走向變化相當大，於北緯 18 度至北緯 19.5 度，馬尼拉海溝走向呈現東北-西南向，北緯 19.5 至 20.7 度馬尼拉海溝幾乎呈現南北走向，到北緯 20.7 度再度轉向呈西北—東南走向，再向北進入弧陸碰撞區後則與變形前緣(deformation front)相連(Liu et al., 1997)，並於北緯 22 度又轉向為東北-西南走向。根據地震活動分布資料顯示海溝附近有許多正斷層之地震，可能是板塊隱沒撓曲所致，而於北緯 21.5 度以北馬尼拉海溝失去地形上的特徵(Yu, 2000)後，地震數量則急劇減少(Kao et al., 2000)。本研究之馬尼拉海溝位置參考前人(Liu et al., 1997; Lin et al., 2009)利用水深資料及變形前緣位置推估之位置。

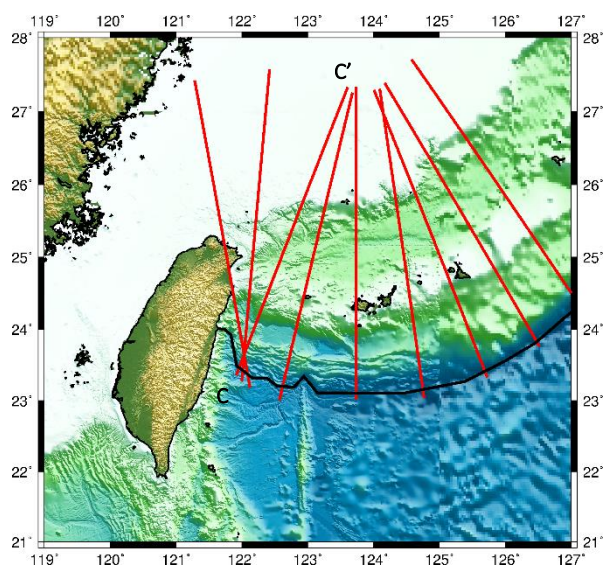
三、隱沒帶板塊界面斷層三維模型

本研究利用地震分佈剖面界定隱沒帶板塊位置，並以內插法得到隱沒帶板塊三維幾何模型。本研究使用的地震紀錄時間範圍由 1900 年至 2015 年 6 月，經緯度範圍由北緯 19° 至 29°，東經 115° 至 126°，資料來源為氣象局與臺灣大學地質科學系吳逸民教授。

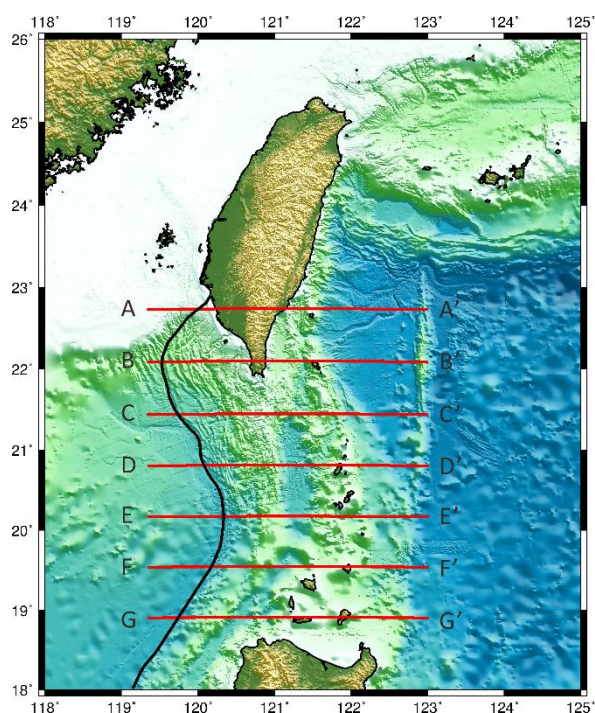
於兩個隱沒帶分別選取 7 至 9 條大致垂直海溝走向的剖面(如圖一與圖二)，截取剖面兩側 30 公里內的地震繪於剖面圖上，根據地震分佈圖界定隱沒帶板塊位置(如圖三與圖四)，並利用克立金內插法(Kriging Interpolation Method)根據所有剖面的板塊資訊計算得到隱沒帶板塊三維幾何模型。

本研究僅探討靠近臺灣島的琉球隱沒帶系統與馬尼拉隱沒帶系統，考慮臺灣島 300 公里內的範圍，琉球隱沒帶模型範圍向

東側延伸至東經 126°(如圖五)，馬尼拉隱沒帶模型範圍向南延伸至北緯 19°(如圖六)。



圖一 琉球隱沒帶剖面位置圖。黑線為琉球海溝位置，紅線為剖面位置。

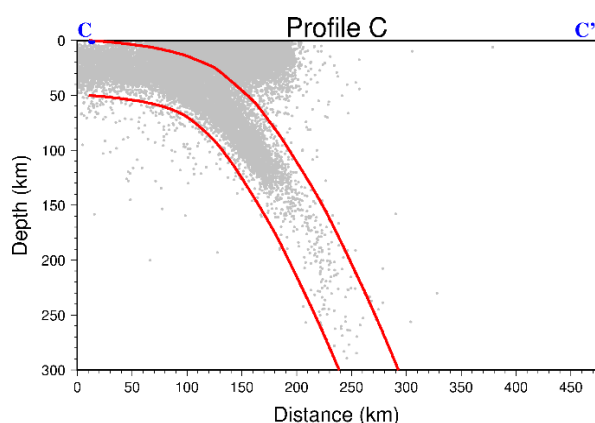


圖二 馬尼拉隱沒帶剖面位置圖。黑線為馬尼拉海溝位置，紅線為剖面位置。

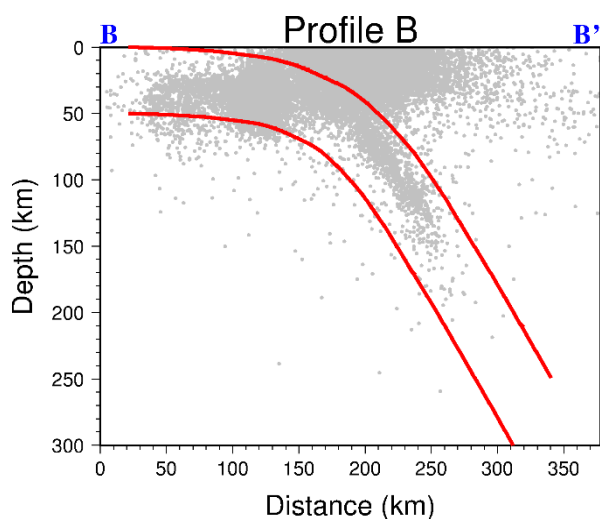
四、模型驗證與比較

今(2018)年 2 月 4 日晚上 9 點 56 分於花蓮外海發生芮氏規模 5.8(地震矩規模 6.06)的地震，其深度為 16 公里，經專家研判應為琉球隱沒帶地震。

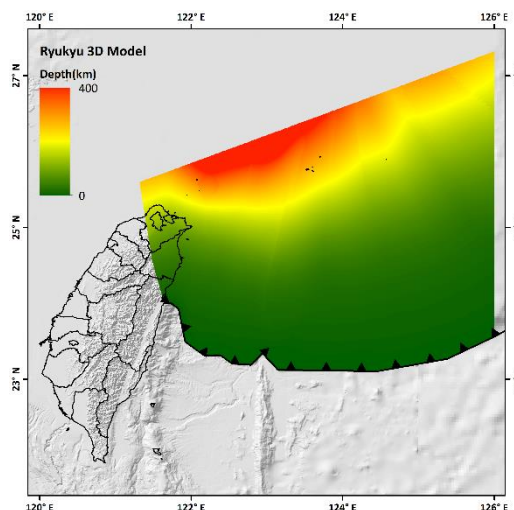
利用此地震檢視琉球隱沒帶板塊界面斷層三維幾何模型，結果顯示震源機制解和震源位置均與本研究建立之模型吻合(如圖七與圖八)，可供未來研究者參考。



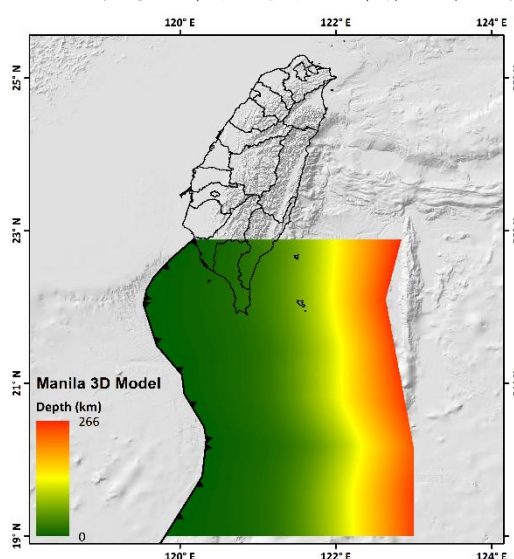
圖三 琉球隱沒帶地震剖面分佈圖(A-A'剖面)。灰點為剖面兩側 30 公里內的地震，紅線為隱沒板塊邊界。



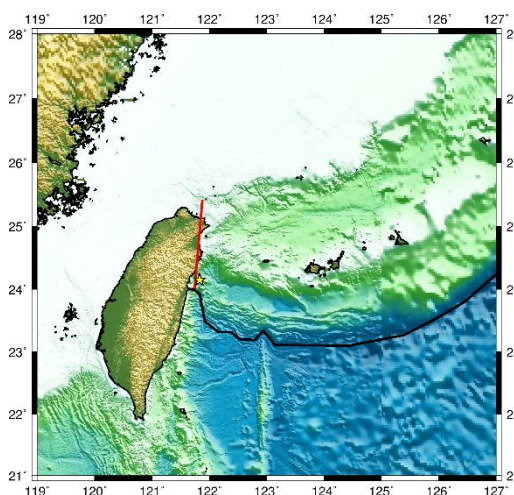
圖四 馬尼拉隱沒帶地震剖面分布圖(A-A'剖面)。灰點為剖面兩側 30 公里內的地震，紅線為隱沒板塊邊界。



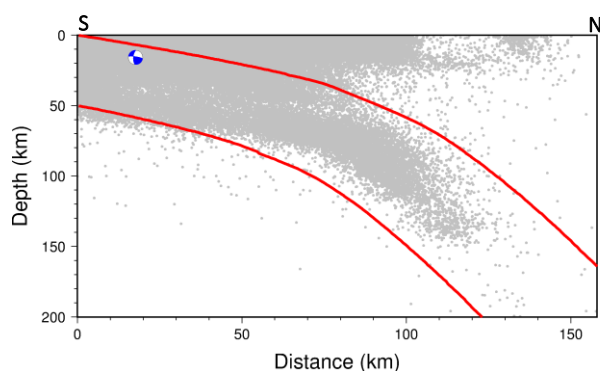
圖五 琉球隱沒帶板塊界面斷層三維模型。



圖六 馬尼拉隱沒帶板塊界面斷層三維模型。



圖七 花蓮外海地震(黃色星號)位置與剖面(紅色實線)位置圖。



圖八 琉球隱沒帶剖面與花蓮外海地震之震源機制解。剖面位置如圖七。

五、結論與展望

臺灣位於板塊邊界處，地質構造複雜，除島內數條活動斷層外，在東北側與南側之隱沒帶皆存在具產生巨型逆衝斷層地震之潛能，故隱沒帶的地震潛勢評估，是為一項非常重要的工作。

本研究彙整評估隱沒帶前人文獻，並建立臺灣周圍隱沒帶板塊界面斷層三維幾何模型，提供後續研究者進行臺灣地震危害度評估時之參考。

參考文獻

1. Chester, F. M., Rowe, C., Ujiie, K., Kirkpatrick, J., Regalla, C., Remitti, F., ... & Kameda, J. (2013). Structure and composition of the plate-boundary slip zone for the 2011 Tohoku-Oki earthquake. *Science*, 342(6163), 1208-1211.
2. Hayes, G. P., Briggs, R. W., Sladen, A., Fielding, E. J., Prentice, C., Hudnut, K., ... & Ito, T. (2010). Complex rupture during the 12 January 2010 Haiti earthquake. *Nature Geoscience*, 3(11), 800.
3. Kao, H., Huang G. C., Liu, C. S. (2000) Transition from oblique subduction to collision in the northern Luzon arc-Taiwan region: Constraints from bathymetry and seismic observations. *Journal of Geophysical Research* 105, 3059-3079.
4. Lallemand, S., Theunissen, T., Schnürle, P., Lee, C. S., Liu, C. S., Font, Y. (2013) Indentation of the Philippine Sea plate by the Eurasia plate in Taiwan: Details from recent marine seismological experiments. *Tectonophysics*, 594, 60-79.
5. Lay, T., Kanamori, H., Ammon, C. J., Nettles, M., Ward, S. N., Aster, R. C., ... & DeShon, H. R. (2005). The great Sumatra-Andaman earthquake of 26 december 2004. *Science*, 308(5725), 1127-1133.
6. Lin, A. T., Yao, B., Hsu, S. K., Liu, C. S., & Huang, C. Y. (2009). Tectonic features of the incipient arc-continent collision zone of Taiwan: Implications for seismicity. *Tectonophysics*, 479(1-2), 28-42.
7. Lin, J. Y., Sibuet, J. C., Hsu, S. K., & Wu, W. N. (2014). Could a Sumatra-like megathrust earthquake occur in the south Ryukyu subduction zone?. *Earth, Planets and Space*, 66(1), 49.
8. Lin, J. Y., Sibuet, J. C., Hsu, S. K., & Wu, W. N. (2014). Could a Sumatra-like megathrust earthquake occur in the south Ryukyu subduction zone?. *Earth, Planets and Space*, 66(1), 49.
9. Lin, J. Y., W. N. Wu, and C. L. Lo (2015). Megathrust Earthquake Potential of the Manila Subduction Systems Revealed by the Radial Component of Seismic Moment Tensors *Mrr*, *Terrestrial, Atmospheric and Oceanic Sciences*, 26(6), 619, doi: 10.3319/tao.2013.04.29.01(tc).
10. Liu, C. S., Huang, I. L., Teng, L. S. (1997). Structural features off southwestern Taiwan. *Marine Geology* 137, 305-319
11. Yu, H. S. (2000). Closure of Manila Trench north of Latitude 21°N in transition of passive-convergent margin south of Taiwan. *Acta Oceanographica Taiwanica* 38(2), 115-127.

臺灣 TSMIP 強震站之淺層剪力波速度構造研究

林哲民¹ 郭俊翔² 黃雋彥³ 思靜章⁴ 溫國樑⁵

摘要

臺灣的高地震高度活動性是不可忽略的隱憂，而分佈廣大深厚的沈積盆地則因其地震動場址效應易導致地震災害的發生。本研究利用分布密集且資料豐富之 TSMIP 強震站，以 P 波接收函數分析方法分析其加速度強震波形，求得各測站之平均接收函數波形。透過基因演算法結合理論計算擬合接收函數波形，推估出 763 個強震站之淺層剪力波速度構造，各區域結果皆能與區域地質及構造特徵相符，證實此方法淺層速度構造解析之可靠性。最後整合所有強震站速度構造，建立三維的臺灣淺部剪力速度構造模型，除完整剪力波速度分布，也提供包含 Vs30、Z1.0 及工程基盤等重要場址參數，作為地震學研究及地震工程應用之基礎資料。

關鍵詞：強震站、剪力波速度、接收函數、速度模型

一、前言

臺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，地震的高度活動性一直是臺灣不可忽略的隱憂。為了地震防、減災規劃應用之目的，精確推估地震所可能產生之地震動大小及特性乃不可或缺的工作。

在地震工程上，多採用歷史實測資料經驗迴歸的地震動預估式（Ground Motion Prediction Equation, GMPE）進行地震動大小的推估，而近年先進的 GMPE 為考量地震動場址效應之影響，除了納入傳統慣用之 Vs30（地表至深度 30 公尺之平均剪力波波速）外，也額外引進更多場址深度參數（例如 Z1.0 及 Z2.5），代表岩盤或沈積盆地深度，作為場址放大效應之控制因子。在地震學上，近年則以地震波理論數值模擬為主要發展方向，透過建構地層之三維速度模型，從震源破裂、震波傳遞路徑到測站，以全波場模擬方式達到推估地

震動大小及震波特性的目的。臺灣基於豐富的地震資料，已有許多研究透過震波層析成像（Seismic tomography）所逆推求得之三維速度構造模型，但受限測站及波線分布，這些結果在地表之解析格點大小都在 0.5 至 2 公里間，對淺部地層速度構造解析力仍是遠遠不足的。因此臺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臺灣所面臨之地震風險。

為此，本研究利用氣象局遍佈全台之 TSMIP 強震站資料，透過接收函數（Receiver Function）分析推估各測站下之剪力波速度構造，並建立一初版之淺部速度構造模型；未來盼能整合各類地質地物資料，建立一詳細之臺灣三維淺部速度構造模型，提供包含剪力波速、工程基盤、地震基盤及各類重要場址資訊，作為地震學研究及地震工程應用之基礎。

二、TSMIP 強震站

臺灣因為劇烈的造山運動及風化侵蝕

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

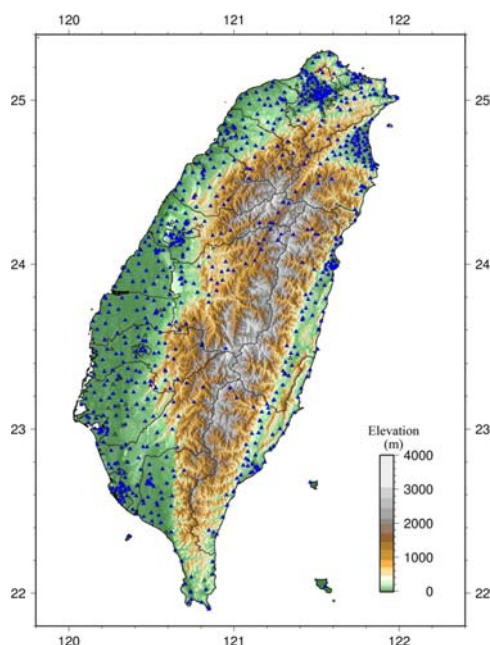
² 國家地震工程研究中心研究員

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助理技術師

⁵ 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

的力量，使臺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、臺北盆地及宜蘭盆地等，成為人為活動發展的主要地區，也成就了許多人口密集的都市。而也因為臺灣地震活動頻繁，交通部氣象局自 1990 年初期開始啟動臺灣強地動觀測計畫(Taiwan Strong Motion Instrument Program, TSMIP)，於全臺都會區及近斷層區域佈設強震站，以蒐集完整的強震紀錄，瞭解地震時不同地質條件之地動特性，作為制定既經濟又安全的耐震設計規範之依據。此強震網在歷年來的多次大地震中都能提供完整且高品質之地震觀測資料，尤其在 921 集集大地震中蒐集到震央及車籠埔斷層沿線豐富的近斷層強震波形，此些資料對全世界地震及工程研究都有極大貢獻。



圖一 全臺氣象局 TSMIP 強震站分佈圖

圖一是全臺 TSMIP 強震站之分佈圖。目前共有超過 800 個強震站，主要分佈於沖積平原區，平均測站間距約為 5 公里，但人口密集的都會區（例如臺北盆地、宜蘭平原、臺中市、高雄市等）測站則更為密集，間距約為 2 公里。相對的，山區的測站數量則相當少，僅在麓山帶有些許測站；直到近年才開始有與中央研究院地球科學所合作設置的少數山區測站。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。

本研究使用 TSMIP 強震站於 1992 至 2013 年間所收錄到的所有地震波形資料進行篩選分析。因測站建置年代、位置及資料品質之差異，各測站使用之地震數量不一，從數筆至數百筆皆有；而最終完成接收函數分析求得其淺層速度構造之強震站共有 763 個。

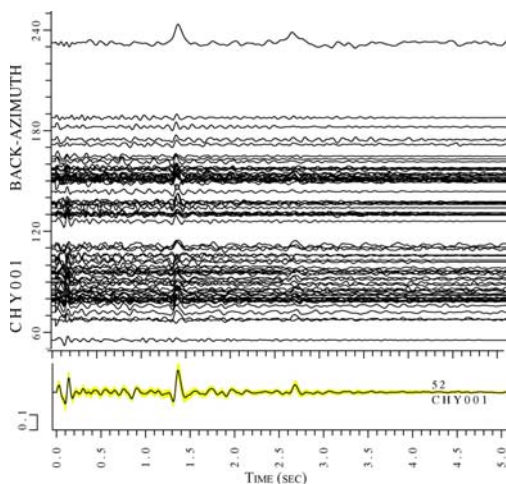
三、接收函數分析

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; Ammon et al., 1990)。而近年一些研究發現，接收函數也會受近地表淺層構造之影響，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 (Ni and Somerville, 2013; Mostafanejad and Langston, 2017)。

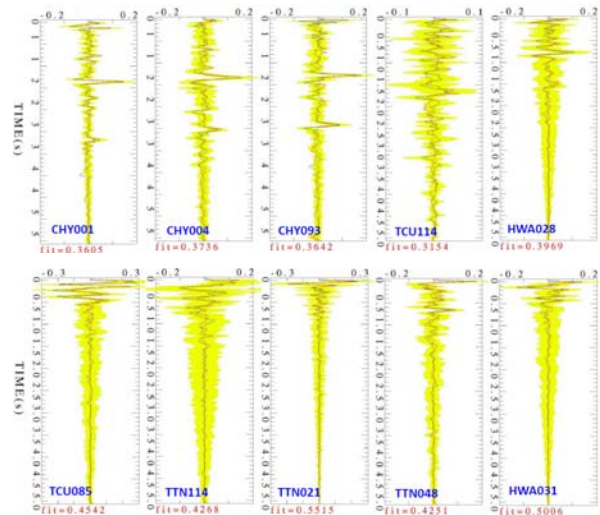
本研究針對 TSMIP 強震波形資料之分析時，首先將原本水平向量波形依震源之方位角轉換成徑向及切向量波形。接著將所有波形進行接收函數法處理，也就是經由富利葉轉換 (Fourier transform) 得到三個向量之波形頻譜，再將水平徑向頻譜除以垂直向頻譜，配合高斯濾波及水準線之控制，求得其波形頻譜比，再經反向富利葉計算即可得各個地震紀錄之接收函數波形，此波形反應各個測站下地層變化所產生的效應，也就是包含了測站下速度界面所產生之轉換波相。

圖二以 CHY001 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。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，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 CHY001 測站之平均接收函數波形，圖中可看到於 0.2、1.3 及 2.7 秒的轉換波相都可清楚的辨識，其他也還有些振幅較小的波相，這些都代表不同深度的地層速度介面。圖三是位於不同區域的數個測站之平均接收函數，不同區域測站的接收函數因地層構造之不同有相當明顯的差異。平原區測站(例如 CHY 測站)因地下存在深厚鬆軟沖積層，主要介面較深且速度對比大，平均接收函數在 1 至 2 秒之間有較顯著之轉換波相出現；山區測站(例如 TTN 或 HWA 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在 0.5 秒內即出現大振幅波形震盪。

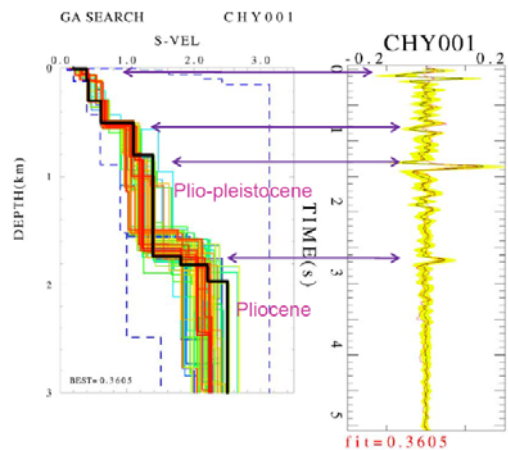


圖二 CHY001 測站所有地震事件之接收函數波形依震源方位角排列(上圖)，以及其平均接收函數波形(下圖)，黃色區域為一個標準偏差範圍



圖三 數個強震站之平均接收函數波形，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，最後以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 CHY001 測站接收函數求得之淺層速度構造之結果。



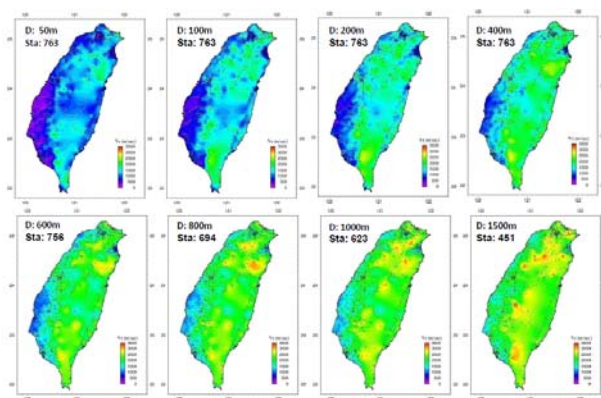
圖四 基因演算法擬合接收函數求得 CHY001 淺層速度構造之結果範例。左圖為前 100 個最佳解之速度剖面，黑色粗線為最佳解，藍色虛線為搜尋範圍。右圖為最佳解相對應之理論接收函數(紅線)與實測平均接收函數(黑線)之擬合比對。

四、淺層剪力波速度構造

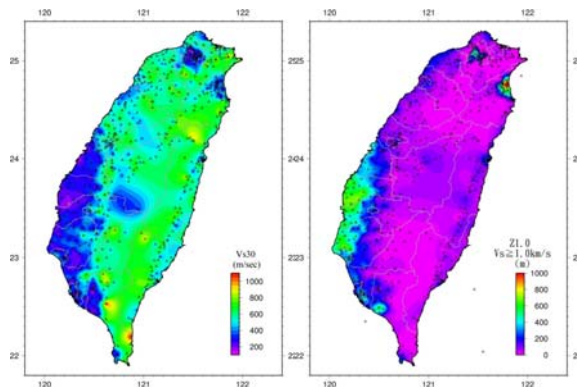
經過詳細之波形挑選處理及接收函數分析擬合後，最後求得全臺共 763 個強震站之淺層剪力波速度 (V_s) 剖面。由於不同區域之淺層剪力波速度構造變化相當大，為整體說明速度構造結果，彙整所有強震站之一維速度構造，繪製不同等深度面之剪力波速度變化進行討論，圖五即為從深度 50 至 1500 公尺間之八個深度的速度變化圖。而由於山區測站稀少，且速度較高導致可推估深度較淺，隨著深度增加可用之測站數量會隨之減少，此速度變化圖在內插過程中可能造成誤差，使用上需特別注意。

在近地表的深度 50 公尺處，絕大多數位於沖積平原的測站其 V_s 都小於 300 m/sec，其他測站也大多小於 800 m/sec，而少數山區測站之 V_s 則已高於 1000 m/sec。隨著深度增加至 100 及 200 公尺，地層波速雖逐漸增加，但幾個主要之沖積盆地如臺北盆地、西部沿海平原、宜蘭盆地及花動縱谷等，都仍可依其相對較低之地層速度辨識出其盆地地貌；當深度增加至深度 400 及 600 公尺，前述盆地區域之低速區域則開始縮小，其他區域之 V_s 則大都已增加至 2000 km/sec 以上。深度 800 公尺處，台北盆地之低速區域已消失，符合盆地西北側最深處約 700 公尺的台北盆地地貌；但西部沿海平原及宜蘭盆地在沿海區域的低 V_s 分布可以延伸至深度 1 公里處，而一些山區測站之 V_s 在此深度範圍也開始高於 3000 km/sec。在深度 1.5 公里處，幾乎所有測站的 V_s 都已大於 3000 km/sec。

而本研究除可提供地層速度構造資訊外，也能額外產出地震工程上重要之場址參數及基盤深度等資訊。圖六是透過接收函數之淺層速度構造推估之強震站 V_{s30} 及 $Z_{1.0}$ 分布圖。此推估之 V_{s30} 結果經與強震測站場址工程地質資料庫 (EGDT) 內實際鑽探量測之 V_{s30} 比較，也證實本研究之結果有一定之可信度； $Z_{1.0}$ 之分布也與 V_{s30} 及各區域盆地構造形貌相符，能作為 GMPE 研究時之盆地深度參考。



圖五 全臺 TSMIP 強震站所推估淺層剪力波速度構造。八張圖分別為深度 50 至 1500 公尺間不同等深度面之剪力波速度變化



圖六 本研究推估全臺 TSMIP 強震站之 V_{s30} (左圖) 及 $Z_{1.0}$ (右圖)

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. Mostafanejad, A., and Langston, C. A., "Velocity Structure of the Northern Mississippi Embayment Sediments, Part II: Inversion of Teleseismic P-Wave Transfer Functions," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 2017, 107, 106-116.
4. Ni, S., and Somerville, P., "Estimating site response by constraining shallow velocity structure with local P waves in the Central and Eastern United States," URS Group, Inc., final technical report, 2013, pp. 57.

活動斷層版本與震源特徵

陳冠宇¹ 陳憶萍¹ 陳宗祺¹ 郭鶯萍¹ 張嘜汝¹

鄭錦桐² 丁禕² 李易叡² 莊怡蓉² 邵國士²

黃柏壽³ 林殿順⁴ 葉錦勳¹ Kevin Clahan⁵

摘要

本中心 SSHAC 計畫為完整考慮臺灣本島及周遭海域活動斷層，統整過去各活動斷層震源版本並整合各專家意見，包括中央地質調查所(林啟文等，2012)、中央大學(鄭錦桐等，2002)版本，並委請臺大徐濤德教授探查、綜整過去各活動斷層版本，再經由幕僚團隊彙整相關海域活動斷層震源資料，最終經 SSC TI 評估提出 59 條活動斷層，納入震源特徵模型(Seismic source characterization model)評估。

關鍵詞：震源特徵、活動斷層、危害度

一、前言

臺灣活動斷層版本自 1998 年後可區分為官方版與學術版，官方版為中央地質調查所，為官方公佈的活動斷層圖，具明顯地質證據且極度確定該斷層為活動斷層的情況下才會將其列為活動斷層；學術版本則為中央大學應用地質研究所之研究成果，並綜整前人調查結果所繪製而成；另一學術版本為 SSHAC 計畫委託徐濤德建立之臺灣地震模型。

二、活動斷層定義

中央地質調查所公布的臺灣活動斷層共 33 條，主要基於歷史地震紀錄以及斷層研究資料所訂定，其定義如下：

- (1) 活動斷層：過去 100,000 年內曾活動，未來可能再度活動的斷層。
- (2) 第一類活動斷層：過去 10,000 年內曾活動者。

(3) 第二類活動斷層：過去 100,000 年至 10,000 年內曾活動者。

(4) 存疑性活動斷層：過去 500,000 年內曾活動者，但不確定過去 100,000 年是否有活動的斷層。

臺灣的地體構造與地質分佈狀況複雜特殊，與他國條件定義不同，自中央地質調查所於 1998 年公佈第一版活動斷層及定義後，國內斷層相關文獻皆採用此定義，本研究之活動斷層定義亦以中央地質調查之定義為基準。

三、經濟部中央地質調查所版

中央地質調查所自 1997 年開始針對每一條活動斷層執行普查工作，並繪製二萬五千分之一斷層條帶地質圖。1998 年起，開始調查臺灣活動斷層的地表線跡，並陸續發表二萬五千分之一的活動斷層條帶地質圖。利用震測資料與鑽井資料重新檢視前人研究，

¹ 國家地震工程研究中心

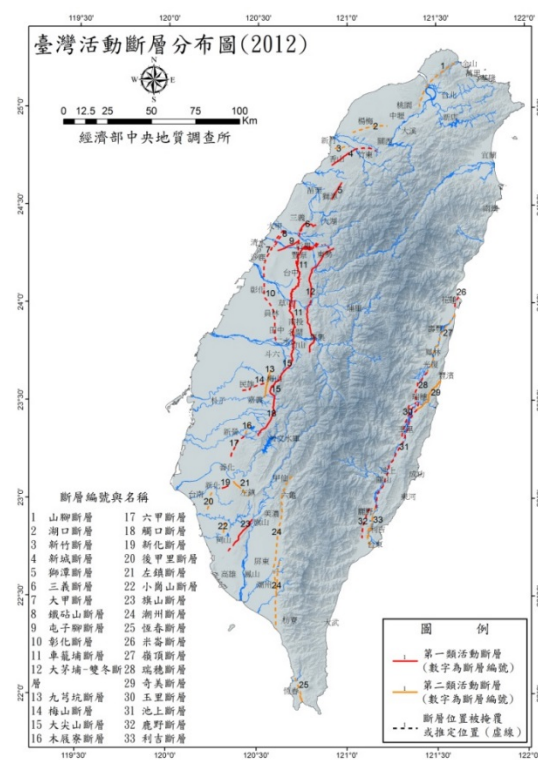
² 中興工程顧問社

³ 中央研究院 地球科學所

⁴ 國立中央大學 地球科學系

⁵ Lettis Consultants International, Inc. Earth Science Consultants

並透過光達影像與野外地質調查進一步判釋斷層地表位置，確認斷層地表位置的準確性，於 2012 年出版 33 條活動斷層的臺灣活動斷層分布圖，並將此 33 條活動斷層分為兩類：第一類活動斷層，為過去一萬年以來曾經活動的斷層，共計 20 條；第二類活動斷層，為過去十萬年至一萬年內曾經活動的斷層(圖一)，共計 13 條。

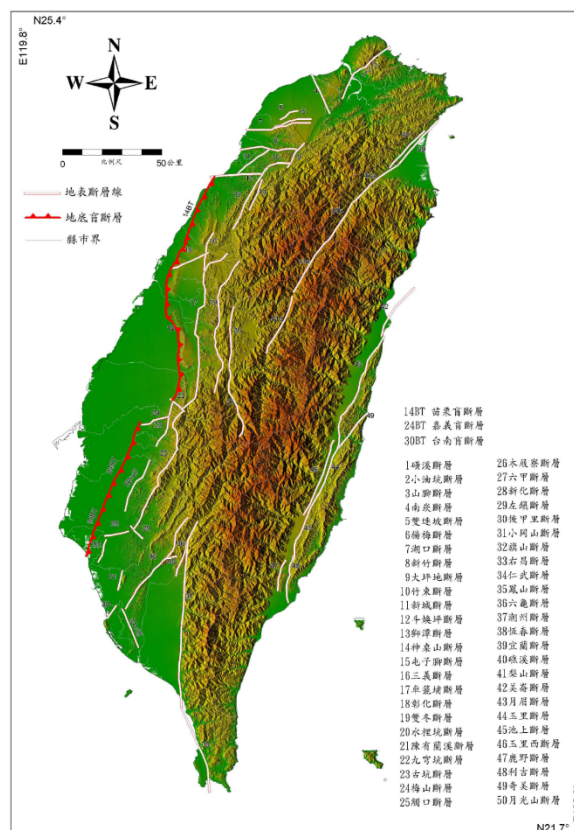


圖一、中央地質調查所版本(林啟文等，2012)。共 33 條陸域斷層。

四、中央大學應用地質研究所版

蔡義本等(1998)的「臺灣地區活斷層分布圖」比例尺為五十萬分之一，共列出 55 條活動斷層。中央大學應用地質研究所工程地質與防災科技研究室以 Lee(1999)及蔡義本等人(1998)的研究成果為底，彙整新的調查結果，繪製了全台活動斷層的分布圖。鄭錦桐(2002)以前述版本為基礎，彙整前人研究、歷史地震紀錄與斷層截切全新世至晚更新世的沉積物等重新探討，將構造特性相近的斷層合併，或利用斷層各段活動度差異，將斷層分段重新探討，並參考地形特徵可觀察到隱伏斷層近地表

活動而增繪活動斷層。最終繪製了 50 條活動斷層(圖二)。

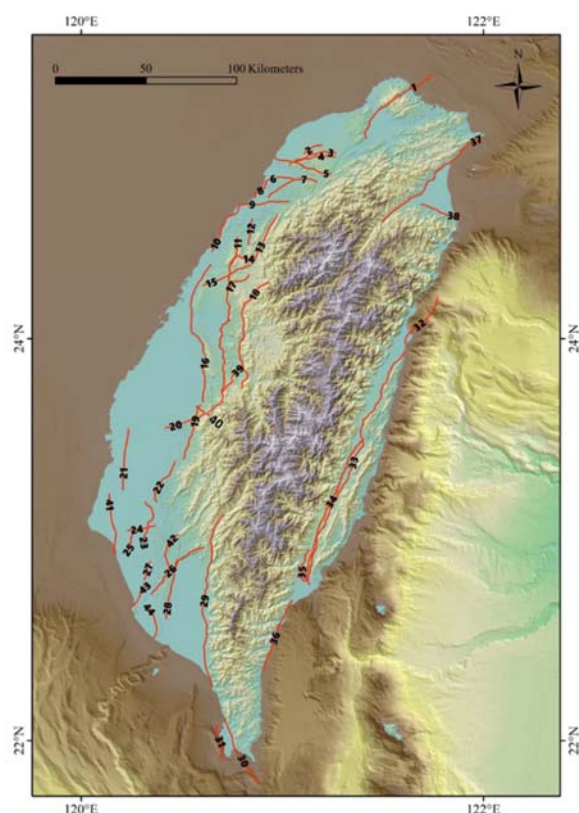


圖二、中央大學應用地質研究所版本(鄭錦桐，2002)。共 50 條陸域斷層。

五、臺灣地震模型

徐浩德等(2017)整合現有已發表之臺灣地區孕震構造分布，彙整了兩陸域活動斷層之版本，分別為：(1)經濟部中央地質調查所於 2012 年發表之全台活動斷層分布圖，以及(2)中央大學應用地質研究所於 2002 發表之斷層分布圖。除整合前人所發布之活動斷層圖外，並透過野外調查、衛星影像、光達影像、地形判識與歷史地震等，加入了前緣（盲）構造，這些構造雖無出露地表，但仍可由地表變形的地形特徵判釋該區域下有隱伏（盲）斷層存在。並參考最新的研究，將永久散射體差分干涉技術(Persistent Scatterers Interferometry Synthetic Aperture Radar, PSInSAR)所觀察到部分斷層具明顯的震間變形行為，如龍

船斷層、右昌斷層(張李群, 2014; 胡植慶等人, 2016), 將這些斷層納入考量, 於 2017 年提出臺灣區 44 條活動斷層圖(圖三)。



圖三、台灣地震模型版本(徐浩德等人, 2017)。共 44 條陸域斷層。

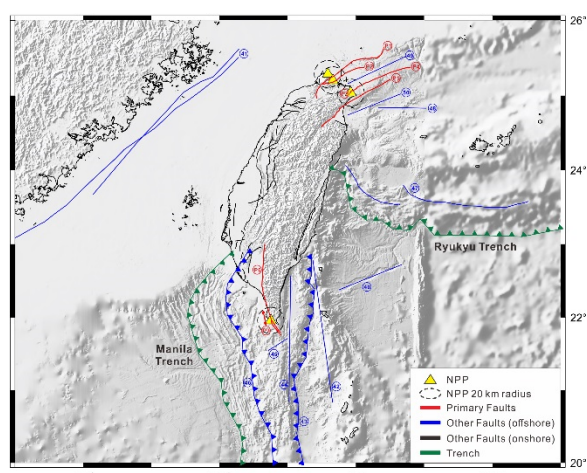
五、震源特徵模型

本研究統整過去各活動斷層震源版本並整合各專家意見, 包括中央地質調查所、中央大學版本, 並委請台大徐浩德教授探查、縱整過去各活動斷層版本, 經由幕僚團隊彙整相關海域活動斷層震源資料, 最終經 SSC TI 評估提出 59 條活動斷層(表一與圖四), 稱為震源特徵模型。依其對核電廠地震危害的貢獻度區分為主要斷層(Primary faults)及其他斷層(Other Faults), 其定義如下：

主要斷層震源(Primary Fault Source)：為本計畫考慮之斷層震源中, 對於臺灣核電廠場址地震危害度具顯著貢獻者, 係指位於核電廠半徑 20 公里範圍內之活動斷層震源。

其他斷層震源(Other Fault Source)：斷層構造與活動性明確, 但對於臺灣核電廠場址地震危害度較無顯著貢獻者, 係指距核電廠半徑 20 公里外之活動斷層震源。

主要活動斷層, 可分為北部主要斷層與南部主要斷層。北部主要斷層包含山腳斷層系統、ST-II 斷層系統、S 斷層、澳底外海斷層、北宜蘭斷層系統; 南部主要斷層則包含恆春斷層系統、西南恆春斷層、西恆春外海構造。其他活動斷層震源則為距核電廠半徑 20 公里外之活動斷層震源, 包含臺灣陸域與鄰近海域之活動斷層。



圖四、台灣地震源特徵。7 條主要斷層震源、2 條隱沒帶斷層震源、50 條其他斷層震源, 包含 39 條陸域斷層震源與 11 條海域斷層震源。

表一、台灣地震源特徵活動斷層表。

主要斷層震源	
P1	山腳斷層系統
P2	ST-II 斷層系統
P3	澳底斷層
P4	北宜蘭斷層系統
P5	S 斷層
P6	恆春斷層系統
P7	西恆春外海構造
隱沒帶震源	
1	琉球隱沒帶
2	馬尼拉隱沒帶
其他斷層震源-陸域	
1	雙連陂構造
2	楊梅構造
3	湖口斷層

4	鳳山溪走向滑移構造
5	新竹斷層
6	新城斷層
7	新竹前緣構造
8	斗煥坪構造
9	苗栗前緣構造
10	銅鑼構造
11	東苗栗構造
12	獅壇斷層
13	三義斷層
14	屯子腳斷層
15	彰化斷層
16	車籠埔斷層
17	大茅埔-雙冬斷層
18	九穹坑斷層
19	梅山斷層
20	嘉義前緣構造
21	木屐寮-六甲斷層
22	中州構造
23	新化斷層
24	后甲里斷層
25	旗山斷層
26	小岡山斷層
27	高屏溪構造
28	米崙斷層
29	縱谷斷層
30	中央山脈構造
31	鹿野斷層
32	太麻里海岸構造
33	南宜蘭構造
34	初鄉構造
35	古坑構造
36	台南前緣構造
37	龍船構造
38	右昌構造
39	鳳山丘陵前緣構造
其他斷層震源-海域	
40	濱海斷層
41	附加海域 E 斷層
42	附加海域 I 斷層
43	琉球走向滑移斷層
44	沖繩海槽斷層
45	台東峽谷斷層
46	恆春海脊斷層
47	北呂宋走向滑移斷層
48	北呂宋背衝斷層
49	東恆春外海斷層
50	馬尼拉分歧斷層

參考文獻

1. Lee, C. T. (1999). Neotectonics and active faults in Taiwan, Proceedings of the 1999 Workshop on Disaster Prevention/Management and Green Techonolgy, Foster City, California, 61-74.
2. 林啟文、盧詩丁、陳文山 (2012). 臺灣活動斷層分布圖 2012 年版說明書，經濟部中央地質調查所特刊，第 26 號，共 30 頁。
3. 胡植慶、劉啟清、楊燦堯、景國恩、鄭錦桐 (2016). 斷層活動性觀測研究第三階段-斷層整合性觀測與潛勢分析(4/4)。經濟部中央地質調查所報告，共 369 頁。
4. 徐浩德、莊怡蓉、崔秀國 (2017). 臺灣地區斷層模型參數建置。國家地震工程中心 2017 期末報告，共 33 頁。
5. 張李群 (2014). 以大地測量資料進行龍船斷層與旗山斷層行為分析之研究。國立成功大學測量及空間資訊學系碩士論文，共 110 頁。
6. 蔡義本、王乾盈、李錫堤、許茂雄、劉坤松 (1998). 臺灣區學校附近活斷層普查及防震對策研究計畫，臺灣省政府教育廳研究報告，278 頁。
7. 鄭錦桐 (2002). 臺灣地區地震危害度的不確定性分析與參數拆解。國立中央大學地球物理研究所博士論文，共 141 頁。

土壤氦氣觀測於斷層活動性及大屯火山地區之研究

瓦里亞¹ 亞耳文² 林世榮³ 傅慶州⁴ 溫國樑⁵

摘要

在本研究中，利用過去幾年在新竹新城斷層、台南新化斷層及宜蘭地區設置之土壤觀測站，主要探討土壤氦氣濃度變化與地震活動之關連性，提出震前異常反應區間模型理論，並持續驗證模型。同時加入固態核徑跡探測器(SSNTD)技術，並且應用在山腳斷層及火山地區的調查工作上，將有助於了解這些地區未來之活動性。

關鍵詞：斷層、火山、土壤、固態核徑跡探測器

一、前言

台灣位於歐亞板塊和菲律賓海板塊碰撞邊界，地震活動事件頻繁。從氣象局近年地震觀測資料統計，每年高達 4 萬起大大小小地震，雖然其中多數為無感地震，且發生在外海，然而陸上所發生的地震仍不可忽略。根據歷史記錄，過去災害性的地震主要是由陸上活動斷層造成，如 1999 年發生在中部的集集地震(921 地震)，即為車籠埔斷層錯動。地調所 (CGS) 1998 年公布了台灣的陸上活動斷層分布圖，921 地震後分別在 2000 年及 2010 公布新版的活動斷層分布圖，藉由詳細的活動斷層分布位置及活動性評估，可有助於降低災害發生。

另外台灣北部大屯火山群，緊鄰台北盆地，分布面積大約 300 平方公里。大屯火山群的噴發歷史，根據 K-Ar 定年(Juang and Bellon,1984; Tsao,1994)及核飛跡定年(Wang and Chen,1990)資料，距今約在 80 萬至 20 萬年間。然而近期的研究指出，其底下仍具有潛在活動性，包括持續大量的地熱活動、酸性溫泉(PH 值 1-3)(Ohsawa et al. 2013)等，另外從噴氣孔之氣體所含氦同位素顯示，部分噴氣來自岩漿源，暗示地

底下存有岩漿庫之可能性(楊等,1999;Lee et al. 2005;Ohba et al.2010)、Belousov et al.

(2010) 在大屯山地區的火山灰定年研究，發現大屯山最後一次噴發，可能為五至六千年前，Lin et al. (2016)從 p 波的走時差及 s 波的消散，間接證實大屯火山底下具有岩漿庫存在，一旦活動，將影響大台北附近民眾生命財產安全，因此有必要對其活動性進行長時間觀測。

二、方法

為進行長時間連續土壤氦氣體監測，測站內使用之氦氣偵測儀為德國 SARAD 公司製造，型號為 RTM 2100，主要可分析氦氣的兩個同位素，分別為 Rn-222 (Radon) 及 Rn-220 (Thoron)。設定為每 15 分鐘紀錄一筆，以瞭解土壤中氦氣的變化，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。

同時將固態核徑跡探測器 (SSNTDs) 技術應用在山腳斷層及大屯火山地區，此方式為被動式利用底片(LR-115)接收地表逸散之鈷-氦衰變產生的 alpha 粒子撞擊，

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專案副研究員

³國家地震工程研究中心助理研究員

⁴中研院地球所博士後研究

⁵國家地震工程研究中心組長

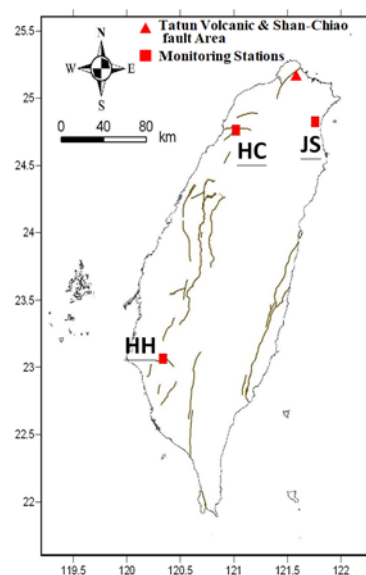
計算軌跡數量，進而換算出氬氣濃度，在某些地點有此兩種方式量測，可進而比較兩者之間的差異。在開展調查工作之前，已於實驗室進行了一系列的校正實驗(Kumar et al. 2013)。其主要方式是將底片(LR-115)置入一長 25cm 之氬-鈷分離器(PVC 管)的上下兩端，再放入一地表下深約 50 公分之孔洞內。此方式是基於鈷-氬半衰期及擴散能力的不同，經計算後發現，管內長度大約 25 公分即可完全排除鈷的影響，氬氣則沒有太大的影響。因此，放置在 PVC 管上端之底片僅會記錄由於氬衰變產生的 α -粒子撞擊軌跡，而 PVC 管下層底片則會記錄由氬和鈷二者衰變產生的 α -粒子撞擊軌跡。最後將此一鈷氬分離器(PVC 管)置於深 50 公分的孔洞中，以兩週到一個月左右的頻率更換底片。取出的底片後續處理方式為浸入已加溫至攝氏 60 度、2.5 N NaOH 溶液中，隔水加熱並持續震盪 90 分鐘，再利用顯微鏡拍攝及半自動方法計算 α -粒子刻蝕的數量(Arias et al., 2005)，而後使用校正因子計算(Kumar et al., 2013a)，進而將撞擊軌跡的數量轉換成濃度 Bq/m³ 單位。

三、初步結果

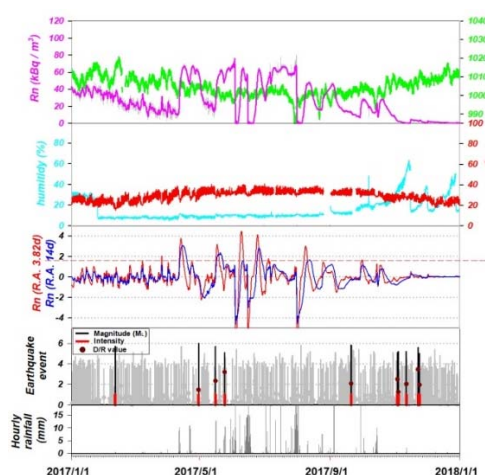
測站收錄之土氣濃度變化與地震事件時序變化如圖二三四。過去一年來，全台共 20 起規模大於 5 之地震，其中 7 起地震位於本研究測站異常反應區間內，如圖五。

其中 5 起地震事件疑似為震前異常反應(如圖五)，另 2 起地震並未有震前異常(主要是因降雨及颱風等事件影響，該時間無資料)。圖六為前期山腳斷層普查時，具有高濃度氬氣點位之臨時固定觀測點(SF-2, SF-3, SF-4)，其一年多來之大氣溫、濕度、壓力等因子與土氣濃度時序資料。目前仍持續每隔約 2 週頻率前往三地點更換底片及採樣，未來將在以上三地點擇一設置觀測站進行連續觀測，將更有助於對地震及火山研究。

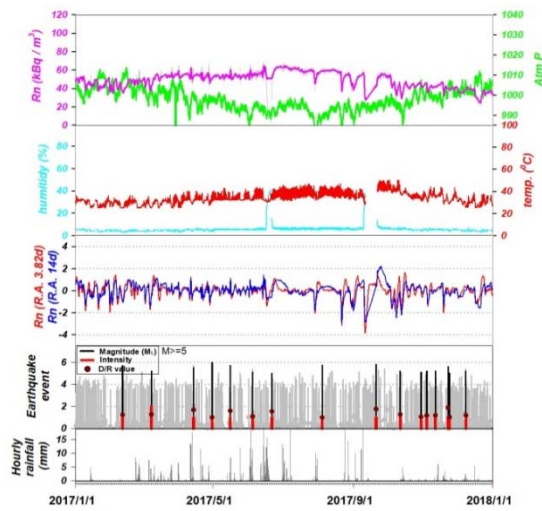
此外在大屯火山地區亦有放置四個臨時固定觀測點，分別是庚子坪、小油坑、大油坑、八煙，圖七為此四站利用固態核徑跡探測器(SSNTDs)方法所得之氬氣濃度與大氣因子關係圖。經濃度換算後，小油坑之平均氬濃度為 12.4 kBq/m³、大油坑為 28.4 kBq/m³、八煙為 21.2 kBq/m³，及庚子坪為 8.2 kBq/m³。長時間的觀察顯示，在 2017 年 5 月旬，八煙站資料顯示氬氣濃度有異常升高，可能與 6/11 發生的一起規模 4 地震事件有關，其反映出測站異常反應區間約為 60 公里左右(Kumar et al., 2013)，未來也將持續觀察及驗證此一假設。



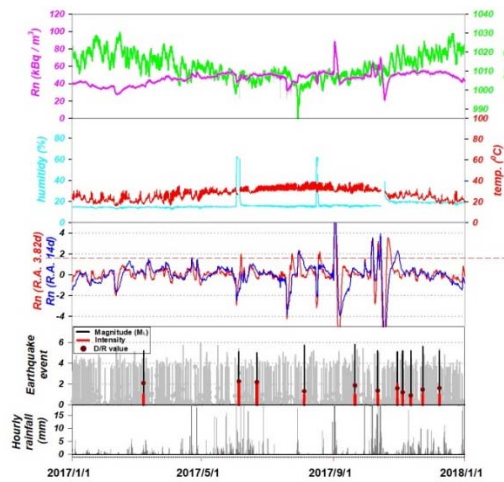
圖一 本研究之土氣測站與大屯火山地區之分布



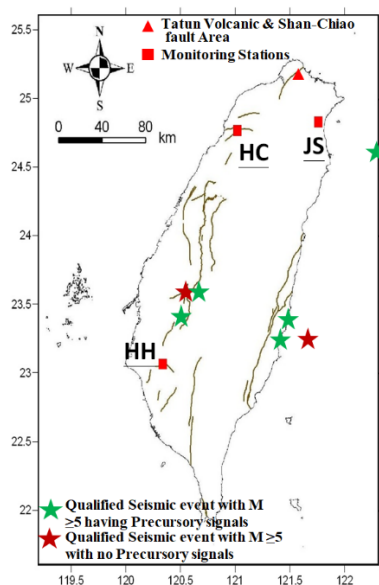
圖二 台南新化測站土氣與大氣因子之時序資料(2017/01/01-2017/12/31)



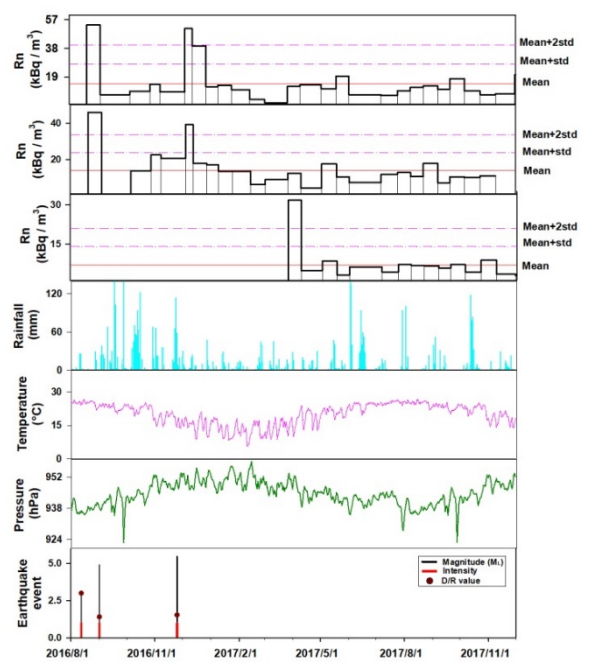
圖三 竹科新城測站土氣與大氣因子之時序資料(2017/01/01-2017/12/31)



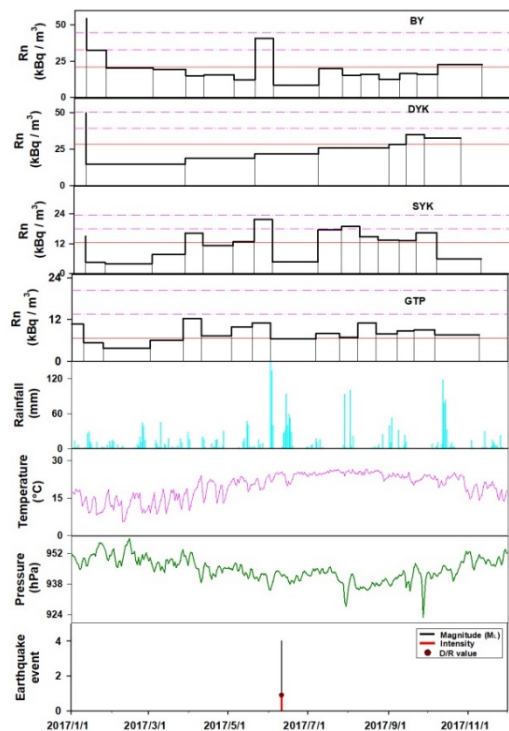
圖四 宜蘭礁溪測站土氣與大氣因子之時序資料(2017/01/01-2017/12/31)



圖五 經篩選後的地震事件與測站(新竹 HC,新化 HH,礁溪 JS)分布位置圖



圖六 山腳斷層附近臨時固定觀測點(SF-2,SF-3,SF-4)之大氣溫、濕度、壓力等因子與土氣濃度之時序變化



圖七 利用固態核徑跡探測器(SSNTDs)方法於八煙、大油坑、小油坑、庚子坪等地，測得之氡氣濃度與大氣因子關係

參考文獻

1. 楊燦堯(1999)陽明山國家公園大屯火山群之氦氣及其同位素地球化學之研究，內政部營建署陽明山國家公園管理處委託計畫。
2. Belousov, A. M., C.-H. Chen., G.F. Zellmer, 2010: Deposits, character and timing of recent eruptions and gravitational collapses in Tatun Volcanic Group, Northern Taiwan: Hazard-related issues. *J Volcanol Geotherm Res.*, 191, 205–221.
3. Burton M., M. Neri, and D. Condorelli, 2004: High spatial resolution radon measurements reveal hidden active faults on Mt. Etna. *Geophys. Res. Lett.*, 3, L07618.
4. Chen, C.-H., S-B. Lin, 2002: Eruptions younger than 20 ka of the Tatun Volcano Group as viewed from the sediments of the Sungshan Formation in Taipei Basin. *West Pac Earth Sci.*, 2, 191–204.
5. Kumar, A., V. Walia., T.F. Yang., C.H. Hsien., S.J. Lin., K.P. Eappen., B.R. Arora, 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.
6. Lee, H.-F., T.F. Yang., T.-F. Lan., S.-R. Song., S. Tsao, 2005: Fumarolic gas composition of the Tatun Volcano Group, northern Taiwan. *Terr Atmos Ocean Sci.*, 16, 843–864.
7. Ohba, T., T. Sawa., N. Taira., T.F. Yang., H.-F. Lee., T.-F. Lan., M. Ohwada., N. Morikawa., K. Kazahaya, 2010: Magmatic fluids of Tatun volcanic group, Taiwan. *Appl Geochem.*, 25, 513–523.
8. Ohsawa, S., H.-F. Lee., B. Liang., S. Komori., C-H. Chen., T. Kagiya, 2013: Geochemical characteristics and origins of acid hot spring waters in Tatun Volcanic Group, Taiwan. *J Hot Spring Sci.*, 62, 282–293. (in Japanese with English abstract) (in Japanese with English abstract)
9. Tsao, S., 1994: K-Ar age determination of volcanic rocks from the Tatun Volcano Group. *Bull Central Geological Surv.*, 9, 137–154. (in Chinese).
10. Walia, V., T.F. Yang., S.J. Lin., A. Kumar., C. Fu., J.M. Chiu., H.H. Chang., K.L. Wen., C.H. Cheng, 2013: Temporal variation of soil gas compositions for earthquake surveillance in Taiwan. *Radiat Meas* 50,154–159

嘉義地區致災性地震模擬設定

張議仁¹ 溫士忠² 溫怡瑛³ 林哲民⁴

摘要

台灣位於歐亞板塊和菲律賓海板塊交界處，處於環太平洋地震帶上，強烈的板塊擠壓作用，使得地震活動非常頻繁；台灣西南部為主要地震帶之一，因為板塊碰撞前緣的斷層作用引發地震活動，由於此區域震源深度相對較淺，每當規模較大的地震發生時常易導致嚴重災損。研究中以嘉義為主要研究區域，其範圍呈東西向狹長形，西部為嘉南平原，東部屬山地及丘陵；並有多條斷層通過，山崩與地滑敏感區約占全區 15%。由歷史地震來看，嘉義地區已發生多次致災性地震，對此區域的地震活動與孕震構造有其研究的重要性，我們基於對嘉義地區的微震觀測資料，求解震源機制、區域應力研究、三維速度構造與衰減構造研究，探討區域內地體構造概貌，並用此精確的地下構造模型進行三維震波模擬；並且進一步的計算地震 b 值分布，用以探討地震高潛勢區域；研究中將致災性地震設定為規模大於 6.0 以上進行回歸，結果顯示有兩地震潛勢高區，後依據區域斷層概況與震源機制解等，進行震源參數設定與波傳模擬，而求得最大地動加速度(PGA)分布。利用歷史地震分布，探討嘉義地區地震高潛勢區域並且求取其 PGA 分佈圖，作為地震工程與地震防災應用的參考資料。

關鍵詞：震源機制解、b 值、複雜構造、最大地動加速度

一、前言

嘉義地區地質構造相當複雜，此區域內包括許多斷層與褶皺，構造主要以南-北至北北東-南南西之走向為主。主要斷層分布由東而西有沙里仙溪斷層、內磅斷層、小林斷層、茶山斷層、鹿窟斷層、馬頭山斷層、頂平林斷層、竹頭崎斷層、崙後斷層、觸口斷層、大尖山斷層與九芎坑斷層等由東向西逆衝之逆斷層，部分帶有橫移分量。另外尚有水社寮斷層、瀨頭斷層與梅山斷層等走向較偏東西。其中，依經濟部中央地質調查所 2010 年版的活動斷層分類標準，梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層屬於第一類活動斷層，以及九芎坑斷層被歸類為第二類活動斷層。

嘉義地區地質構造包含海岸平原沖積層，地質年代甚新且地勢平坦，有屬第四

紀現代沖積層、臺地堆積層及更新世者之紅土礫石層，分佈於河流流域附近；東側山地以中新世地層為主，此區斷層較多，構造複雜，岩體因地殼擠壓劇烈，較為破碎，地質構造為西部山麓地質區與第三紀變質岩區；丘陵區為上新世卓蘭層及更新世頭嵙山層為主，圖一為地質與斷層分布圖。

本研究對雲嘉南地區進行微震監測，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，並且對所收集到的地震資料，進行地震定位與地下構造研究；包含 V_p 、 V_s 、 V_p/V_s 、 Q_p 及 Q_s 等，用以探討區域內斷層地底下的形式及地體構造概貌，並利用此精確的地下構造模型進行三維震波模擬。在地震動模擬設定方面，我們計算了 b 值探討地震高潛勢區，評估地震再

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國立中正大學地球與環境科學系助理教授

³ 國立中正大學地球與環境科學系副教授

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

現周期、相關構造、斷層與震源等所需參數，進行強地動預估研究及其最大地動加速度(PGA)分佈。

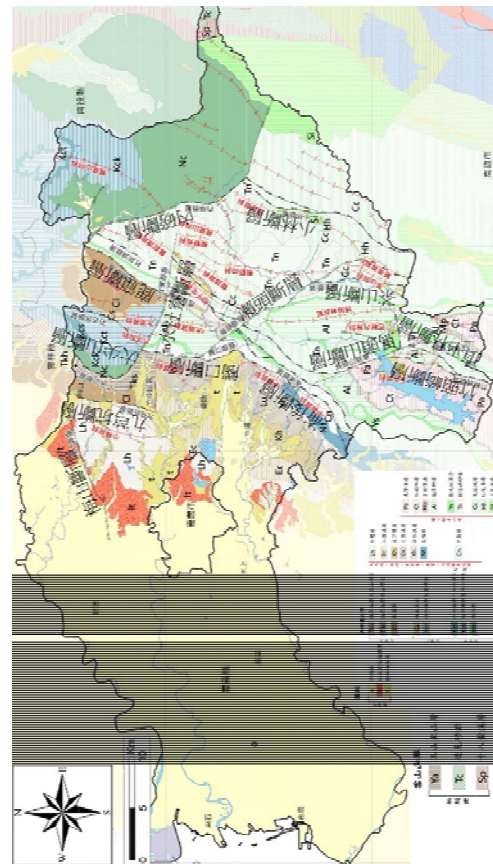
二、研究區域相關研究基礎

為了求得嘉義地區高解析的地下構造，我們使用國家地震工程研究中心及中央氣象局設置的寬頻地震監測網資料，另外本中心也與國立中正大學(CCU)相互合作，佈設雲嘉南聯合地震觀測網，涵蓋主要斷層周邊，測站包覆微震分佈，利於地震定位，定期對地震站進行資料收集與測站維護，使用 Antelope 資料庫系統進行 P、S 波形檢拾，及 Hypo71(Lee and Lahr, 1972)進行定位，並對所觀測到的地震事件進行三維重新定位(Thurber, 1983)；此方法利用模擬彎曲波線法(Pseudo bending method)及三維速度構造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，屬於速度型感測器，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，以便監測較小的地震活動。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。

在速度構造方面，我們利用阻尼最小平方法進行反演，藉由反演所得之 V_p 及 V_p/V_s 觀察此區地下構造及分析地震活動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。藉由獲得的高解析速度構造，判斷斷層幾何形貌分析該地區的地質構造與震波傳遞之間的相關程度，並作為強地動預估的基礎。

除了速度構造外，並配合震波衰減因子 (Q_p 及 Q_s) 的分佈共同探討地下構造情形， Q 值對於區域的可透性、側向異質性有密切的關聯，如熔融塑性程度、岩層性質、破碎程度及含流體狀態等甚為敏感，

進而可判斷地熱潛勢區、破碎帶與火成岩體的位置。研究中假設頻率在 1-20Hz 內， Q 值與頻率無關。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。



圖一 研究區域地質與斷層分布圖(修改自中央地質調查所嘉義縣市區域地質圖)

震波傳遞時，介質的速度分布對波場變化有重大的影響，因此求取可靠的地下速度構造，是高解析震波模擬的基礎工作，研究中係利用譜元素法(spectral element method, SEM)去模擬震波在複雜結構中的傳播；這個方法在 3D 結構中是有效率的研究工具，包含震波的各種波動特性和地下構造反應。採用這方法的原因之一是，能表現震波在真實的地質結構中產生的複雜波相，通常需要高精準性的方法去模擬邊界條件、具非齊次性質的不規則介面和強烈速度不均勻性。地震波因不規則地形

引致地表之測站效應，特別是在 3D 地形表面，局部的速度變化和層狀構造可以產生複雜的增幅型態和能量的逸散。為了確認 SEM 的穩定度與準確度，利用研究中所求得的三維速度構造去驗證 1022 嘉義地震的震波傳遞。

三、b 值微分區計算

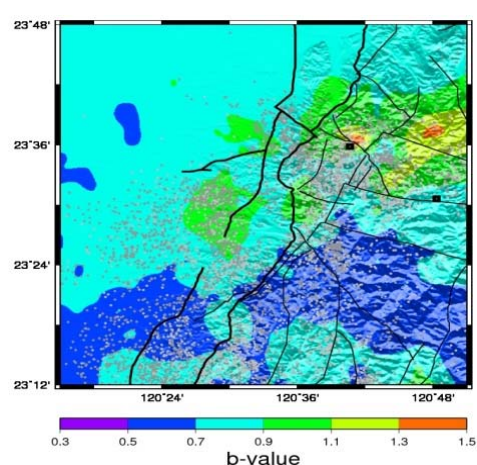
在早期的地震相關研究中，Gutenberg 與 Richter 兩位學者提出一地震發生頻率與地震規模的經驗關係式： $\log N = a - bM$ ，其中 a 值則代表了某段時間內特定區域內的地震活動特性，a 值愈大表示地震活動度愈高；b 值則反映不同地震規模之間的比例關係。一般來說，根據不同的地體構造，全球的 b 值變化範圍為 0.5~2.5，平均值則為 1，而對某些地震群集區域則可達到 2。b 值隨著研究區域內的不同地質特性、地體構造、地溫與應力形式等條件不同而有所變化。過去曾有多位學者 (Tsai et al., 1981; Wang, 1988; Cheng and Yeh, 1989) 對臺灣地區不同時期進行全區 b 值研究，所得結果介於 0.8~1.2 之間。

對於地震監測網可偵測到的最小完整規模 MC (completeness of magnitude)，台灣於 1994 年進入現代化觀測與連續式記錄的地震觀測數量較之前大幅增加，能觀測到的最小完整規模更可平均降低至 1.6。大地震發生之後，多伴隨大量的餘震活動，須將餘震序列自背景地震活動中抽離 (decluster)，若以全部觀測到的地震活動進行分析，所得的結果則被大量的餘震母數弱化，不宜作為地震活動度異常評估的基礎。為了評估嘉義地區近年的 b 值變化，研究中利用 1990~2015 中央氣象局所收錄到的地震資料，以網格化分析技術，選取適當的網格展距大小，即可依序計算各子網格的背景地震活動參數，這些參數即為各子網格本身的背景活動特性，即已移除較大地震序列發生的情況下，該地區平時的地震活動表現。分析地震活動的每各子網格大小為 4 x 4 公里，外加周圍半徑 15 公里內分析地震樣本數至少 100 個地震以

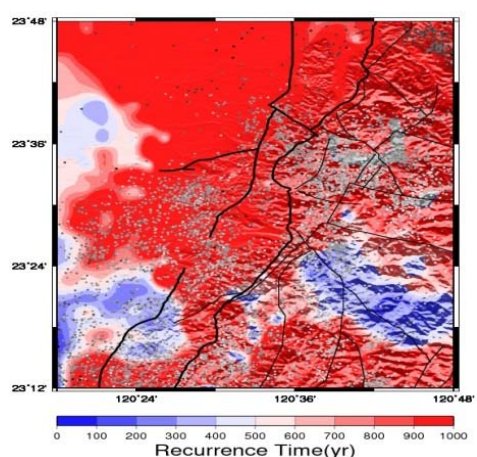
上，以及回歸分析時擬合度須達 90% 以上等條件進行計算，所得 b 值分布圖與地震規模大於 6 之地震再現週期圖結果如圖二與圖三所示。

四、結果分析與討論

就背景地震活動來說，b 值偏低的位置主要有兩大區域(b 值小於 0.7)，一在觸口斷層上盤，主要涵蓋了瀨頭斷層與部分的馬頭山斷層、茶山斷層，東至小林斷層右側中央山脈之間，另外一區在白河、新營一帶；木屐寮斷層與六甲斷層周邊。



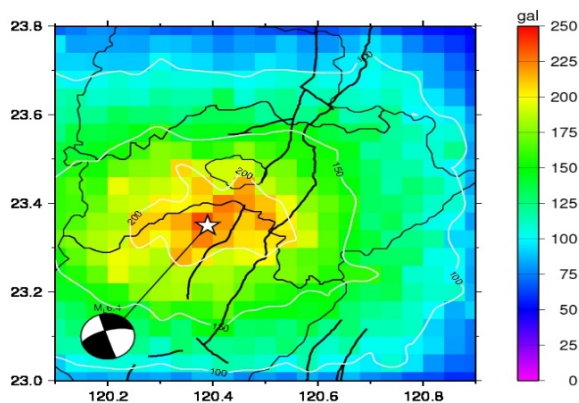
圖二 嘉義地區 1990~2015 年地震 b 值分布圖



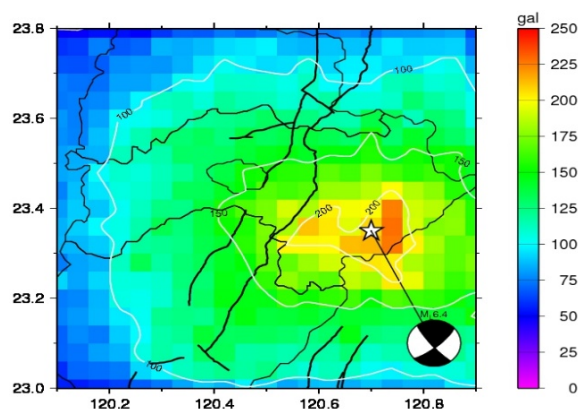
圖三 嘉義地區 $M \geq 6$ 地震再現周期分布圖

由圖三來看，呈現兩區再現周期較短，約小於 300 年(藍色區塊)，比對圖二來看，藍色區塊相對縮小。圖三右側藍色區塊主要涵蓋瀨頭斷層，此區域依觀測所得之震

源機制解多為走向滑移形態。另一再現周期較短的區域主要位在木屐寮斷層西側，區域內所得之震源機制解亦多為走向滑移形態。所以接下來的步驟便會使用上述所得之地震高潛勢區域其破裂型態設定為情境地震模式，以譜元素法波傳模擬共使用了 $96 \times 96 \times 23$ 個元素於三維模型裡，可模擬之頻率可達 1 Hz。所得之結果如圖四及圖五。我們可觀察到情境地震一，M6.4 設定發生於嘉義地震密及帶上，所求得之 PGA 其高值分布於人口密度較高區域，鄰近嘉義市區。圖五則為本研究測試的另一個案例，其情境地震二設定 M6.4 發生於觸口斷層上盤，PGA 高值區則大都分布於山區。從本測試結果可看出波傳於三維速度構造除了可顯示複雜的振動分布外，淺層構造對於震波所產生之諸多響應亦多所呈現。



圖四 情境地震一所得之 PGA 分佈圖



圖五 情境地震二所得之 PGA 分佈圖

五、結論與展望

本研究的執行，希望藉由震源分佈、b 值微分區分布和精密構造成像的獲得，透過三維數值方法模擬情境地震所造成之地震動分布情形，期許能對台灣西南部的地震致災因子有更深入的了解。計畫結果除與其他研究單位之成果互相配合以更瞭解斷層區構造特性外，更希望能與相關地震地質的研究相輔相成，除了對台灣西南部孕震構造及其相關地震活動有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。

參考文獻

1. Cheng, S. N., and Yeh, Y. T., (1989) Catalog of the earthquakes in Taiwan from 1604 to 1988. Inst. Earth Sci., Academia Sinica, IES-R-661, pp. 255
2. Gutenberg, B., Richter, C. F., (1956) Magnitude and Energy of Earthquakes. *Annali di Geofisica*, 9: 1-15
3. 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
4. Lee, W. H. K. and J. C. Lahr, (1972) HYP071: A computer program for determining hypocenter, magnitude, and first motion pattern of local earthquakes, Open File Report, U. S. Geological Survey, pp. 100
5. Komatitsch, D. and Tromp, J., (1999) Introduction to the spectral element method for 3-D seismic wave propagation, *Geophys. J. Int.*, 139, 806-822.
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. Tsai, Y. B., Liaw, Z. S., and Lee, T. Q., (1981) A statistical study of the Taiwan Telemetered Seismographic Network Data during 1973-1979, *Bull. Inst. of Earth Sci.*, 1, 1-22.

垂直向與水平向反應譜比值模型建置

趙書賢¹ 林柏伸² 林哲民¹ 郭俊翔³ 黃雋彥⁴ 許喬筑⁵

摘要

現行耐震設計規範中訂定垂直向的耐震需求乃由水平向反應譜乘上垂直向與水平向反應譜的比值(V/H)計算所得，於近斷層區域之 V/H 訂定為 2/3，一般震區與台北盆地之 V/H 則訂定為 1/2，適用於所有週期。然而許多近期的研究都發現 V/H 與地震規模、距離、場址條件與結構週期皆有高度的相關性，且在大規模近距離的情況下部分場址條件的 V/H 在某些週期下很可能會大於 1，因此本研究擬結合水平向地震動模型與垂直向地震動模型的研究成果，了解水平向與垂直向地震動特徵的差異與建立可適用於台灣地區的 V/H 模型，供後續耐震設計規範修訂之參考。

關鍵詞：地震動模型、V/H 比值、場址效應

一、前言

過去國內外研究所開發的地震動模型大部分皆僅能用來預估水平向的地震動強度，而可用來預估垂直向地震動強度的地震動模型則相當少見。然而近年來許多的研究都發現垂直向與水平向的地震動特徵有很大的差異，且垂直向的地震動也會引致部分特殊結構額外的耐震需求（例如隔震結構），因此近年來國外也開始有一些研究針對垂直向的地震動特徵進行探討[1]，與建置相對應的垂直向地震動模型[1]與垂直向與水平向反應譜的比值(V/H)模型[2-4]。有鑑於此，本研究擬結合過去開發台灣水平向地震動模型的相關經驗[5]，同時以台灣的水平向與垂直向地震動資料進行分析，探討台灣地區垂直向地震動的特徵以及其與水平向地震動特徵的差異，並建置可適用於台灣地區的 V/H 模型，供後續耐震設計規範修訂之參考。

二、選用的地震資料

本研究採用中心執行“台灣地震危害

高階模型建置計畫”所發展的地震動資料平坦檔 (flatfile) [6]，該資料庫包含有水平向與垂直向的反應譜，並於其中挑選合適的地震紀錄來建置 V/H 模型，為了簡化迴歸分析的過程，本研究僅挑選 Rmax 範圍內的地震紀錄進行分析，其他紀錄的挑選條件與建置台灣水平向地震動模型時所採用的篩選條件相同[5]。

三、V/H 模型方程式與迴歸係數

本研究所採用的水平向與垂直向地震動模型其方程式可表示如下：

$$\begin{aligned} \left[\begin{matrix} \ln S_{a,H} \\ \ln S_{a,V} \end{matrix} \right] &= \left[\begin{matrix} \ln S_{a,H}^{ref} \\ \ln S_{a,V}^{ref} \end{matrix} \right] + S_{source} + S_{path} + \left[\begin{matrix} S_{site,lin,H} \\ S_{site,lin,V} \end{matrix} \right] \\ &+ \left[\begin{matrix} S_{site,non,H} \\ S_{site,non,V} \end{matrix} \right] + c_v R_{rup} F_V + \delta_e + \left[\begin{matrix} \delta_{s,H} \\ \delta_{s,V} \end{matrix} \right] + \left[\begin{matrix} \delta_{r,H} \\ \delta_{r,V} \end{matrix} \right] \end{aligned}$$

由上式可知本研究假定來自相同地震事件的水平向與垂直向之記錄皆具擁有相同的事件項與類似的路徑項，並將水平向與垂直向地震動資料同時進行迴歸分析，以求

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 中興工程顧問社正研究員

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 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

得相同的事件項與路徑項，進而求得水平向、垂直向與 V/H 模型的迴歸係數。上式中各項次的方程式與台灣水平向地震動模型的方程式皆相同[7]，除了事件與路徑相關的項次以外，其餘項次皆分作水平向與垂直向，此外以 $c_v R_{rup} F_V$ 項來反映水平向與垂直向之地震波的組成與其傳遞速率的不同所導致之地震動強度衰減速率的差異。本研究的 V/H 模型可由上式求得如下：

$$\ln\left(\frac{S_{a,V}}{S_{a,H}}\right) = c_1 + c_2 \ln\left(\frac{V_{s30}}{V_{s30}^{ref}}\right) + c_3 \ln\left(\frac{Z_{1.0}}{Z_{1.0}^{ref}}\right) + \{S_{site,non,V} - S_{site,non,H}\} + c_v R_{rup} F_V$$

其中垂直向與水平向的非線性場址項如下：

$$S_{site,non,V} = c_{4,V} u(V_{s30}^{ref} - V_{s30}) \left\{ -1.5 \ln\left(\frac{V_{s30}}{V_{s30}^{ref}}\right) - \ln(\hat{S}_{a1100,V} + 2.4) + \ln\left(\hat{S}_{a1100,V} + 2.4 \left(\frac{V_{s30}}{V_{s30}^{ref}}\right)^{1.5}\right) \right\}$$

$$S_{site,non,H} = c_{4,H} u(V_{s30}^{ref} - V_{s30}) \left\{ -1.5 \ln\left(\frac{V_{s30}}{V_{s30}^{ref}}\right) - \ln(\hat{S}_{a1100,H} + 2.4) + \ln\left(\hat{S}_{a1100,H} + 2.4 \left(\frac{V_{s30}}{V_{s30}^{ref}}\right)^{1.5}\right) \right\}$$

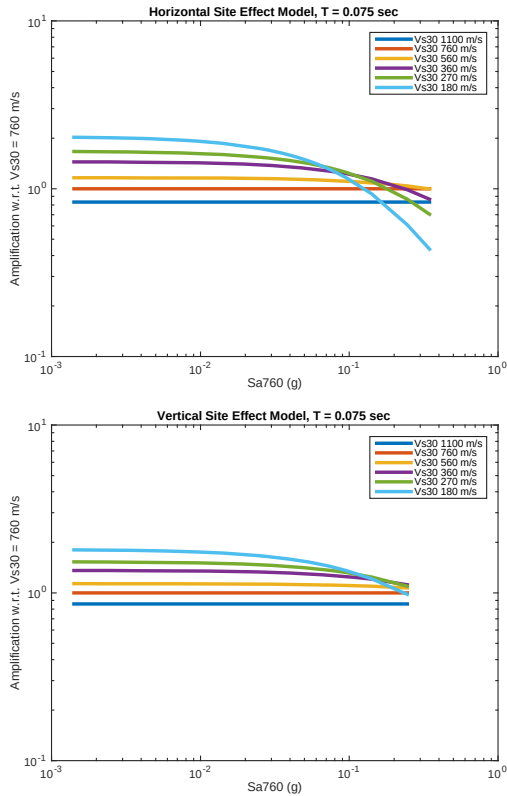
其中 $\hat{S}_{a1100,H}$ 與 $\hat{S}_{a1100,V}$ 分別代表在 Vs30 為 1100 m/s 的場址條件下其水平向與垂直向地震動強度的預測值。由上式可以發現由於本研究假定水平與垂直向共用相同的事件項與類似的路徑項，因此 V/H 值主要反映了水平與垂直向參考反應譜與場址效應的差異。其中 c_1 反映出 Vs30 760 m/s 場址條件下的 V/H 值；而 Vs30 > 760 m/s 的岩盤場址由於不受土壤非線性的影響，因此由 c_2 與 c_3 ，也就是垂直與水平向地震動之 Vs30 與 $Z_{1.0}$ 尺度關係的差異來反映其與 Vs30 760 m/s 場址之 V/H 的差異；而 Vs30 < 760 m/s 的土壤場址在地震動強度較大時，其 V/H 則會受到非線性場址效應的影響，而迴歸係數 $c_{4,H}$ 與 $c_{4,V}$ 則分別控制水平向與垂直向的非線性場址效應； c_v 則反映垂直向與水平項地震動強度衰減速率的差異。

經迴歸分析後得到的迴歸係數可參考表一。其中不同周期的 c_1 值大部分介於 -0.8 至 -0.4 之間，代表在 Vs30 為 760 m/s 的場址條件下的 V/H 約為 0.45 至 0.6，不同周期的 c_2 大部分介於 0.1 至 0.5 之間，代表在不考慮非線性場址效應的情況下相較於岩盤場址，土壤場址垂直向反應譜的放大不會像水平向反應譜的放大要來的明顯，因此其 V/H 較低。不同周期 c_3 的值大部分介於 -0.07 至 0.03 之間，由於其值較 c_2 小，因此代表相較於淺層的速度構造，岩盤深度對 V/H 的影響較不顯著。不同周期的 c_v 絕對值大部分介於 $1E-4$ 至 $1E-3$ 之間，代表垂直向與水平向的反應譜衰減速度並未有顯著的差異。

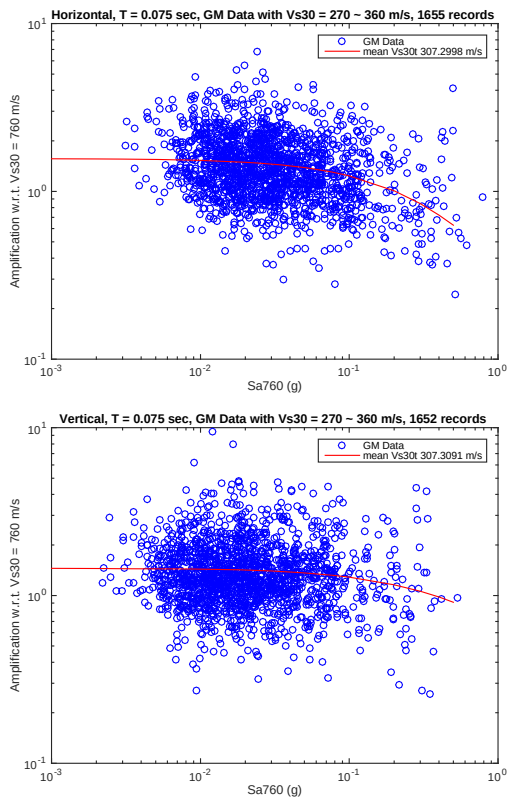
表一 V/H 模型的迴歸係數

T (sec)	c1	c2	c3	c4,V	c4,H	cV
0	-0.5774	0.1461	0.0101	-3.2369	-2.9030	-0.0006
0.01	-0.5713	0.1526	0.0135	-3.0804	-2.9683	-0.0003
0.02	-0.5030	0.1499	0.0234	-2.5561	-3.0123	-0.0006
0.03	-0.4251	0.1395	0.0294	-2.0464	-2.9894	-0.0008
0.05	-0.3635	0.1139	0.0275	-1.4763	-2.8184	-0.0008
0.075	-0.4185	0.0941	0.0178	-1.3944	-2.5060	-0.0003
0.1	-0.5101	0.0788	0.0129	-1.5893	-2.2035	0.0001
0.15	-0.6620	0.0744	0.0067	-1.9817	-1.7495	0.0003
0.2	-0.7501	0.1066	-0.0002	-2.1528	-1.4781	0.0004
0.25	-0.7875	0.1620	-0.0094	-2.1615	-1.3157	0.0004
0.3	-0.8002	0.2180	-0.0189	-2.1287	-1.2137	0.0004
0.4	-0.7847	0.3174	-0.0350	-2.0621	-1.0847	0.0003
0.5	-0.7451	0.3932	-0.0470	-2.0611	-0.9978	0.0002
0.75	-0.6613	0.4677	-0.0593	-2.2064	-0.9244	-0.0001
1	-0.6022	0.4745	-0.0623	-2.3139	-0.9160	-0.0002
1.5	-0.5468	0.4134	-0.0650	-1.7977	-0.6146	-0.0003
2	-0.5061	0.3608	-0.0663	-1.1979	-0.3989	-0.0004
3	-0.4517	0.2979	-0.0673	-0.3477	-0.0373	-0.0006

過去有許多研究探討水平向地震動的場址非線性效應，但針對垂直向地震動場址非線性效應的探討則相當有限。圖一為本研究所建置之水平向與垂直向模型所預測的場址效應，而圖二為該模型與實測地震資料的比較。由圖一與圖二可以發現水平向與垂直向的地震動皆會受到土壤非線性行為的影響。由於 $\hat{S}_{a1100,H}$ 較 $\hat{S}_{a1100,V}$ 要來得大，因此土壤場址水平向的地震動因土壤非線性所造成的地震動強度折減會比垂直向的要來得更為顯著，此為造成大規模近距離的地震境況下土壤場址部分周期之 V/H 放大的主要原因。



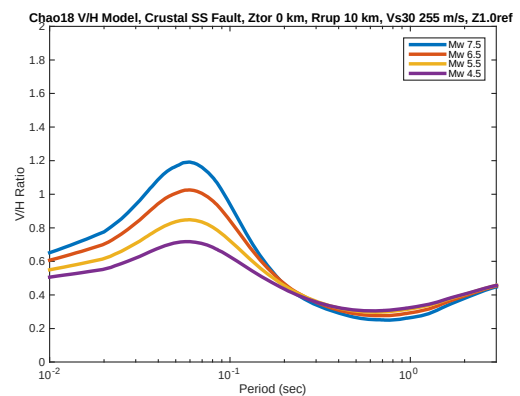
圖一 本研究所建置之水平向與垂直向之模型所預測之場址效應 (T 0.075 sec)



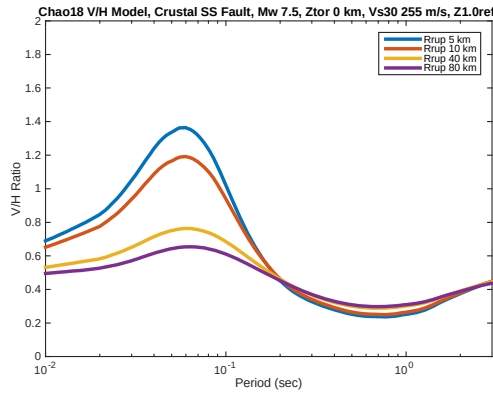
圖二 水平向與垂直向之場址性應模型與實測地震資料的比較 (T 0.075 sec)

四、V/H 模型的預測結果

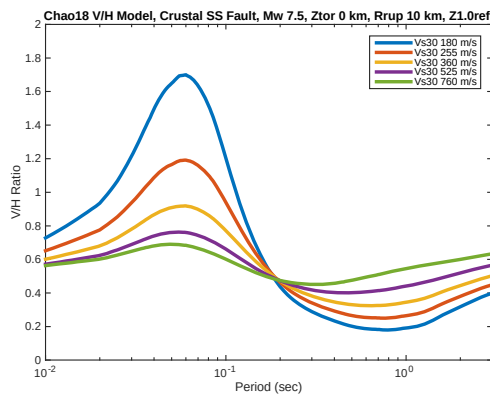
以下將以破裂至地表之地殼地震作為範例呈現本研究所建置之 V/H 模型的預測結果。圖三為針對 Vs30 255m/s 的場址在距離 10 km 與不同地震規模之情況下的 V/H 預測結果，可以發現當地震規模增加時，週期小於 0.1 sec 的 V/H 也會隨之增加。圖四為針對 Vs30 255m/s 的場址在地震規模 Mw 7.5 與不同距離之情況下的 V/H 預測結果，可以發現工址與斷層破裂面越接近時，週期小於 0.1 sec 的 V/H 也會隨之增加。圖五為不同 Vs30 的場址在地震規模 Mw 7.5 與距離 10km 之情況下的 V/H 預測結果，可以發現土壤場址的 V/H 有較強烈的週期相關性，而岩盤場址的 V/H 較無週期相關性，而土壤場址週期小於 0.2 sec 的 V/H 較岩盤場址的 V/H 來得低，不過當週期大於 0.2 sec 時兩者的趨勢就相反。相較於岩盤場址，土壤場址其 V/H 的週期相關性，以及其於大規模近距離之地震動境況下週期小於 0.1 sec 之 V/H 的放大，皆與土壤非線性效應有關。圖六為水平向反應譜與垂直向、V/H 與 H/V 的相關係數，由分析結果可以發現當地震動紀錄之水平向反應譜較模型中值預測為高時，其垂直向反應譜也很可能比中值預測來得大，相關係數約為 0.75，而 V/H 值則會比中值預測來得小，相關係數約為 -0.4，H/V 則會比中值預測來得大，相關係數約為 0.4。該相關係數可以用來預測已知水平向反應譜時之垂直向反應譜、V/H 與 H/V 等條件值。



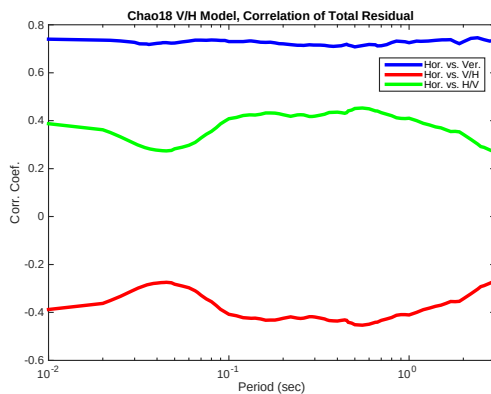
圖三 本研究所建置之 V/H 模型針對不同地震規模的預測結果



圖四 本研究所建置之 V/H 模型針對不同距離的預測結果



圖五 本研究所建置之 V/H 模型針對不同場址條件的預測結果



圖六 水平向反應譜與垂直向反應譜、V/H 與 H/V 的相關係數

五、小結

本研究以台灣的地震動資料分析垂直向地震動與 V/H 之特性，並建置適用於台灣的 V/H 模型。由初步分析結果可以發現

目前耐震設計規範所訂定的 V/H 值可適用於岩盤場址與遠域地震之土壤場址，而在大規模近距離的土壤場址因為受到土壤非線性行為的影響，其 V/H 值除了具有高度的週期相關性，且短周期的 V/H 值很可能會大於耐震設計規範所訂定的 2/3，因此其適用性需要再更進一步的探討。

參考文獻

1. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2013). NGA-West2 Ground Motion Prediction Equations for Vertical Ground Motions. Report PEER 2013/03, University of California, Berkeley, CA.
2. Zeynep Gülerce, Norman A. Abrahamson, (2011) Site-Specific Design Spectra for Vertical Ground Motion. Earthquake Spectra: November 2011, Vol. 27, No. 4, pp. 1023-1047.
3. Yousef Bozorgnia and Kenneth W. Campbell (2016) Ground Motion Model for the Vertical-to-Horizontal (V/H) Ratios of PGA, PGV, and Response Spectra. Earthquake Spectra: May 2016, Vol. 32, No. 2, pp. 951-978.
4. Bommer, J. J., Akkar, S., and Kale, O., (2011). A model for vertical-to-horizontal response spectral ratios for Europe and the Middle East, Bulletin of the Seismological Society of America 101, 1783 – 1806.
5. Chao, S.H., Y.H. Chen, C.C. Hsu, P.S. Lin (2017). Development of Horizontal Taiwan Ground Motion Model for Crustal Earthquake and Subduction Earthquake, Report No. NCREC-17-009, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.
6. National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREC) (2018). GMC Technical Report of Taiwan SSHAC Level 3 Project, June 2018. (in preparation)

自來水池狀結構耐震設計規範草案研擬

翁元滔¹ 鍾立來² 劉季宇³ 林敏郎⁴ 邱聰智⁵ 沈文成⁶

摘要

本研究延續上一年度計畫，針對自來水設施之池狀結構耐震設計原則與服務性控制要求、分析與模擬方法、耐震性能檢核及構件設計方法與流程加以研討並訂定相對應之規範草案條文及解說內容，並以新建矩形及圓形 RC 池狀結構各一(容量 5,000~10,000 m^3)為例，並按所擬規範草案完成耐震設計示範例之載重估算、分析檢核與結構設計圖說，以驗證該規範草案之合理性與可行性。

關鍵詞：自來水設施、池狀結構、服務性控制、耐震設計

一、前言

本計畫中以第一年計畫所完成之規範草案架構為基礎，主要著重於池狀結構耐震設計所需之容量計算方法，賡續參考國內外相關於池狀結構之設計規範，探討池狀結構之耐震分析方法、檢核程序研擬，並訂定池狀結構構造及各主要構件之細部設計要求，進一步增訂池狀結構耐震設計規範條文並撰寫解說，並以新建矩形及圓形 RC 池狀結構各一(容量 5,000~10,000 m^3)為例，完成耐震設計之示範例，及提供設計標準圖說。

二、計畫內容

(1) 分析模擬要點

在建構池狀結構有限元分析模型時，柱、梁、版、牆等構件應選取適當之元素以有效掌握其行為，開孔處亦應視其邊界條件以選取對應之元素；構件剛度之估算亦應考量其邊界條件或例如是否承受高軸力等因素，而適當掌握一些元素分割原則亦可有效促進分析結果之準確度。

(2) 設計通則

ACI 350 (2006)提及有關像自來水設施之池狀結構，進行耐震設計時須兼顧其服務性之要求，例如水密性或耐久性之要求。相較於一般之建築結構，池狀結構之贅餘度較少且韌性容量較低，且須兼顧其服務性之要求，亦即應使其儘量保持彈性或僅能產生輕微之非線性行為。

(3) 材料要求

鋼筋強度：ACI 350 (2006)對於池狀結構設計所用之鋼筋規定降伏強度一般不得大於 4200 kgf/cm^2 ；對於規定降伏強度大於 4200 kgf/cm^2 之鋼筋仍可採用，但設計時僅可採用於 0.35% 拉伸應變時所對應之強度進行設計。對於降伏強度低於 4200 kgf/cm^2 之鋼筋，其應力與應變曲線較易具有明顯之彈塑雙線性，以滿足構件基本設計假設，但對於強度大於 4200 kgf/cm^2 之鋼筋，其應力與應變曲線通常較無此彈塑雙線性特性，為免構材強度估算不保守，應對其設計容許之降伏強度加以設限。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國立台灣大學土木工程學系教授

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副研究員

⁵ 國家地震工程研究中心副研究員

⁶ 國家地震工程研究中心助理研究員

混凝土強度及水膠比：ACI 350 (2006)對於池狀結構採用之混凝土，要求其抗壓強度 f'_c 不得小於 280 kgf/cm^2 ，池狀結構之混凝土限定最低抗壓強度主要用以增加混凝土之水密性，進而提昇混凝土構材之耐久性，增加混凝土結構物之使用年限，間接達到減少過度使用天然資源及節能減碳之功效。池狀結構採用之混凝土，ACI 350 (2006)要求最大水膠比不得大於 0.45，以確保具良好之工作性及耐久性。

(4) 耐久性因子

考量池狀結構需具備耐久性與長期工作性要求，構件須具備適合之強度及水密性等，因此 ACI 350(2006)規定需求強度尚須乘以環境耐久性因子加以考量。環境耐久性因子用以降低於使用載重下，鋼筋所承受之應力範圍，以避免因承受過高應力造成混凝土之開裂。ACI 350 透過耐久性因子 S_d (durability factor)，放大常時載重組合(不包含地震或風力等瞬時載重之載重組合)，使得池狀結構在常時載重作用下，其張力控制構件中各種鋼筋所發展之應力，小於規定之允許應力 f_s (permissible stress)，進而達到裂縫控制之目的，以確保結構物之耐久性。

(5) 構件設計細節

鋼筋之保護層：混凝土保護層係為保護鋼筋抵抗天候及其他之侵蝕，混凝土保護層之量測為自混凝土之表面至鋼筋之最外表面。ACI 350 對於池狀混凝土結構其鋼筋之最小保護層厚度，依不同構件種類，並按照與土壤或雨水接觸情形區分為不受風雨侵襲且不與土壤接觸者、受風雨侵襲或與土壤接觸者、澆置於土壤或岩石上或經常與水及土壤接觸者及與海水或腐蝕性環境接觸者共四種狀況來訂定最小保護層厚度。

撓曲鋼筋間距之限制：最接近構材受拉面之鋼筋中心距 s ，應按下列規定：

$$s \leq 38 \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5c_c$$
；亦不得大於 30 cm，為避免混凝土產生開裂，確保水密性，

限制撓曲鋼筋之最大間距，其中 f_s 為使用載重下計算所得之鋼筋應力； c_c 為撓曲受拉鋼筋或預力鋼筋至最近受拉面之淨保護層厚度。 s 若接近最外受拉面僅有單支鋼筋或鋼線時， s 為最外受拉面寬度。

受撓構材之最少鋼筋量：凡因建築表現或其他原因使斷面尺寸遠大於強度需要時，規範規定受撓構材之最少鋼筋用量。於拉力鋼筋量極少時，鋼筋混凝土開裂斷面之彎矩計算強度變得比同斷面之無筋混凝土按開裂模數 f_r 計算所得者為低，此時

將會有突發性破壞之可能。為防止此類破壞，不論正、負彎矩處之斷面均須配置最少受拉鋼筋量之規定。

牆體：為確保池狀結構之耐久性與水密性，ACI 350 針對牆體設計在若干項目上較一般混凝土結構設計嚴格。其中包括牆體垂直鋼筋面積與牆體總斷面積之比率須大於 0.003、牆體垂直與水平鋼筋間距不得大於 30 cm。此外，ACI 350 規定承重牆之厚度不得小於支承間高度或長度之 1/25，以較小者為準，亦不得小於 20 cm；而非承重牆之厚度不得小於 15 cm，亦不得小於側向支承構材間距最小距離之 1/30。再者，ACI 350 亦規定場鑄混凝土牆若與液體接觸高度超過 3 m 時，其牆體最小厚度須為 30 cm。

溫度鋼筋量：池狀結構須配置適當之乾縮與溫度鋼筋量且控制其間距，以避免乾縮及溫度變化引致之裂縫。ACI 350(2006)要求乾縮與溫度鋼筋之間距不得大於 30 cm，且至少採用四號鋼筋。相較於土木 401 規範之要求，ACI 350(2006)對於池狀結構所須配置之溫度鋼筋量是較多且較嚴格，依接縫長度，最小乾縮與溫度鋼筋比由 0.003 漸增至 0.006，遠較土木 401 規範之 0.0018 嚴格。

鋼筋搭接與錨定：為產生鋼筋所需承受之拉力或壓力，鋼筋在構材任一斷面之每側須有足夠之埋置長度、彎鉤、機械式錨定。對於受拉伸展長度或是錨定長度，無論是 ACI 350 (2006)或是國內混凝土工

程設計規範與解說(2011)之相關規定均相同。除此之外，鋼筋之續接規定，例如搭接長度及搭接位置，上述兩者文獻之規定一致，由此可知，池狀結構在伸展長度、搭接長度、錨定長度等配筋細節並未有特殊規定。

開孔周圍之補強筋：牆內如有開孔需求時，ACI 350 (2006)規定開孔四周必須加置不少於 2 根 D16 之鋼筋，且必須延伸至孔角外至少 60 cm，並不得小於伸展長度。然而池狀結構之外牆處除因配置入出水管外，頂版處亦因施工或維修用途而有開孔情形，前述規範並未提出針對樓版開孔周圍配置補強筋之類似條文，國內實務上通常設計使用較版筋大一號數之鋼筋佈設於開孔周圍，來抑制開孔周圍處之裂縫發生。

(6) 施工縫與伸縮縫

池狀結構於設計時得依需要，指定位置設置各種接縫。施工縫(construction joints)應設置於對結構體強度影響較小之處。除按工程圖說或施工計畫設置之預定施工縫外；若有需要設置非預定施工縫，其位置及形狀須經監造者許可。施工縫混凝土接面，在澆置銜接混凝土前須除去水泥乳皮、不良表層及其他雜物，並徹底潔淨後潤濕之，但不可有滯留水。垂直施工縫，於第一次澆置混凝土前應設置臨時模板或埋入式金屬網以使接縫面較為平整。模板拆除後再澆置銜接混凝土前，必須將接縫面濕潤。水平施工縫，如外露結構體之水平接縫，梁、柵、及版中之水平接縫以及液體儲存構造物之水平接縫，其接面應加塗一層適當水灰比之水泥漿。若需剪力摩擦傳遞剪力之施工縫，設計圖說若無規定時，其新舊介面需處理成凹凸總深約 6 mm 之粗糙面。伸縮縫(expansion joints)須設置具有不透水性且可壓縮之止水帶。收縮縫(contraction joints)應按合約文件之指示位置及規定施工。若經許可或需要鋸切收縮縫時，鋸切時機應與混凝土之凝結時間配合。俟混凝土已硬化至足以防止骨材被鋸片啄脫時，即可開始鋸切。鋸切工作應在收縮應力足以造成裂縫之前完成。相較於土木 401 規範，ACI 350 (2006)此部

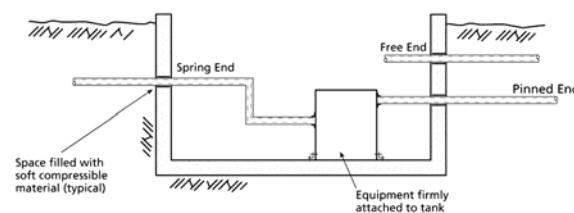
份有較詳細之規定。環境工程混凝土結構，考量混凝土澆置後之體積收縮現象，故單元澆置之時間間隔須至少 48 小時。

(7) 入、出水管

池狀結構之入、出水管為附屬設備物，然而一旦損壞，將影響池狀結構之機能。日本「水道施設耐震工法指針・解說」(日本水道協會，2009) 4.2.1.4 節，針對場站內之配管路，建議：(1)重要管路可考慮複式系統、環狀化或系統間聯結化等配置方式；(2)管線連結與電纜佈設宜採共同管溝為之；(3)管線配置詳細規定，可參考「導、送、配水管線」、「加壓設備」各節相關內容。以上建議，目前亦已編入新版「自來水設施耐震設計指南及解說」(中華民國自來水協會，2013)之中。

此外，根據 O'Rourke 等人(2008)對於淨水場地下管線之研究，水池間或水池與建物間之地下管線，其端部條件之簡化模型可概分為自由端(free end)、彈簧端(spring end)、鉸接端(pinned end)等三種，如錯誤! 找不到參照來源。所示。在地震動之作用下，管線與土壤間之互制行為，可區分為兩大類：(1)完全發展(fully developed)—管線隨土壤而運動，出現於土壤應變較小、地震波長較長、土壤相對較硬(或管線較具撓度)之情形；(2)未發展(underdeveloped)—管線與土壤間有滑動，出現於土壤應變較大、地震波長較短、土壤相對較軟(或管線較具剛度)之情形。

因此，在地下管線端部條件之六種不同組合(Free-free、Pin-pin、Spring-spring、Free-pin、Free-spring、Pin-spring)下，完全發展或未發展情形相應之管體最大軸應變、管端與池壁間作用力及相對位移，可分別予以訂定，並作為耐震設計或檢核之參考。



圖一 淨水場地下管線端部條件簡化模型

示意圖(O'Rourke *et al.*, 2008)

(8) 設計基本圖說

本計畫預計蒐集繪製池狀結構實務上所需例如池壁與頂底或底板接合、開孔周圍補強等標準設計基本圖說，並經由專家學者訪談以確定與標準設計基本圖說相關之施工方法與注意事項等。

三、執行成果

本計畫所研擬之池狀結構耐震設計規範草案，與目前之池狀結構設計方式之差異主要如下所列：

- (1) 訂立池狀結構重要性區分原則，期使設計更加趨向經濟兼具合理。
- (2) 更新設計反應譜格式及強地動參數，其中包含考慮新增活動斷層所對應之近斷層因子，以及考慮池狀結構液體之對流模態週期甚長，故須增訂中長週期交界值 T_L ，使其液面晃動之估計值更加合理。
- (3) 強化池狀結構服務性控制設計：例如採用耐久性因子，以有效增強裂縫控制的效果，確保使用機能；更新混凝土與鋼筋之材料要求及最小保護層厚度，以增加池狀結構的使用年限及增加施工便利度。
- (4) 設計方法從以往的容許應力法改以強度設計法為主軸，並確立載重組合設定方式，使設計安全裕度均一化。
- (5) 更新液體與土壤動態載重的估算方法，以力求載重估算更加精確合理。
- (6) 建立考慮結構與土壤互制之土壤彈簧設定方式等池狀結構分析模擬方法與要點。
- (7) 詳訂設計細則：例如訂定混凝土接縫之設置原則、池牆與版接合處應加設補強筋、提供相關標準圖說及構件設計流程等。

參考文獻

1. ACI (American Concrete Institute), 2006, "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary

(ACI 350.3-06)."

2. O'Rourke, M.J., Symans, M.D., and Masek, J.P., 2008, "Wave Propagation Effects on Buried Pipe at Treatment Plants," *Earthquake Spectra*, 24(3), pp.725-749.
3. 日本水道協會，2009，「水道施設耐震工法指針・解説」。

低矮建物與液化基礎土層互制行為之簡化分析模式

盧志杰¹ 黃郁惟² 黃俊鴻³

摘要

本研究旨在建立一套簡化分析模式，用於評估淺基礎低矮建物(五樓以下、樓高低於15m)於基礎土壤液化後之震後沉陷量。該模式使用有限差分程式進行液化土壤與互制分析，擬合實際液化建物震後沉陷結果，提出經驗之基礎液化土層參數之折減係數，供工程師進行抗液化設計參考。本研究首先利用1999年集集地震以及2016美濃地震低矮建物液化震損案例，嘗試釐清不同基礎土壤液化條件與不同樓層數對建物震後沉陷之影響。繼而提出一套簡化分析模式，以量化分析低矮建物與液化土層互制行為。本研究針對各研究區域，建立區域標準土層，並以簡易液化評估法，識別關鍵液化土層及其抗液化安全係數，再以有限差分程式FLAC2D建置土壤-結構互制模型，利用參數弱化的觀念，模擬液化土層之變形行為。以數值分析之沉陷結果對比液化土層上之建物實際量測沉陷，逐步調整參數弱化比例，直到兩者接近，以此方式建立符合現地狀況之液化土壤參數弱化程度。

關鍵詞：低矮建物、液化、簡化模式、參數弱化、有限差分

一、前言

土壤液化現象是地震過程所發生的地盤災害之一。在2016美濃地震後，因為許多建築物受基礎土壤液化影響而失穩沉陷(黃俊鴻等, 2016)，使得土壤液化議題受到社會高度關注。除了近期發生之美濃地震外，在歷史上亦有許多災害性地震因為引發大規模土壤液化現象，造成嚴重的生命與財產的損失，例如1964年日本新潟大地震，因為土壤液化，造成新潟市遭受嚴重之地震損壞；1995年日本阪神大地震，因神戶港區回填土嚴重液化，使神戶港喪失營運功能，產生鉅額的地震損失；1999年台灣集集大地震，土壤液化在員林、南投、霧峰與台中港都產生一定程度的地震損失(Hwang et al., 2003)。由於土壤在液化過程會瞬間喪失承載力，造成位在液化土層上方的結構物因基礎底部土壤無法提供足夠的承載力，產生整體垂直沉陷與差異沉陷，進而影響到結構物的安全與

功能。國內都會區因為都市更新不易推動，許多老舊建物難以汰舊更新，因此針對位於具液化潛能區內既有建物之補強與評估，為工程界下一階段將面臨之課題。內政部亦因而積極推動多年期之「安家固園計畫」，期能提升土壤液化潛勢區內老舊建物之安全性能。

由於液化土壤與結構互制是一個高度非線性複雜的計算力學問題。早期國、內外對於地震災害損失的評估大都著重在單純地震動所造成之影響(FEMA-249, 1994；葉錦勳, 2002)。隨著計算機能力及統計分析技術提升，才開始有土壤液化所引起建物地震損失估計的相關研究(HAZUS-MH, 2003；Bird et al., 2006；Bird and Bommer, 2004)。針對考量液化土壤力學性質及淺基礎結構動態互制行為之研究，Lu et al. (2011)曾以FLAC2D程式，建置淺基礎結構與液化土層之動態分析模型。該研究顯示，建物沉陷與其自重及地震加速度呈正相關，但是由於液化土層之強度極低，在不平衡

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佐理研究員

³ 國家地震工程研究中心組長

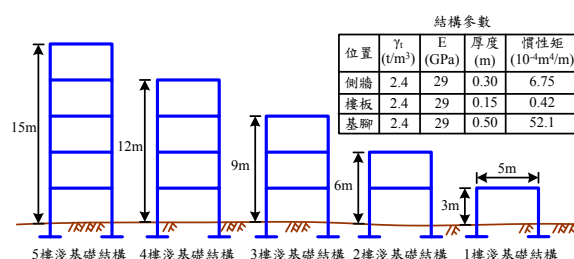
外力作用下，數值網格常常出現過大之變形而停止計算，難以完整求得結構與液化土層在地震過程中之動態互制行為。

目前在實務上，針對地工結構物與液化地層之互制作用，多採用弱化液化土層參數之簡化方式，藉由弱化土層參數以簡單模擬液化土層之軟化行為。對於承受側向載重之基礎，例如基樁，利用此一參數弱化方式，再配合彈簧分析模式，即可進行液化地層與結構互制擬靜態分析。因為此法簡單，且避開複雜之液化土壤組成律及動態外力的不確定性，可快速且一定程度合理評估地工結構物於液化土層之安全性能，因此普遍為工程界使用。有關彈簧模式下土質參數折減之建議，日本道路協會(1996)及日本建築學會(1988)，曾以日本歷史地震資料及本土地質參數進行基樁承受側向力作用下之反算分析，建立符合其本土特性之土質折減參數表。國內規範因為尚無相關研究可供參考，因此多沿用日本規範之建議。然對於基礎座落於液化地層之建築物，因為地層材料在垂直向並不均質，且液化層所在位置也不一定，難以在基礎底面完整定義出一個合理的等值彈簧，以反應液化地層提供之反力。因此雖然弱化液化地層參數之概念簡單可行，然彈簧模式仍難以應用於地表建築物與液化地層之互制分析。對於基礎位在液化地層之地表建築物，其土壤-結構互制行為，仍不免需要採用可完整模擬層狀土壤與結構互制行為之有限元素/有限差分等數值分析模式，進行模擬。然此分析架構下，尚無相關研究提出液化土層簡化分析參數之建議可供參考，值得進一步發展。因此，本研究擬針對此課題，以台灣本土案例資料為基礎，提出液化土層參數折減之建議，供使用數值分析模式進行液化土壤與低矮建物互制分析之參考。希望能建立一套考慮本土地震、地質、建物基礎型式特性之低矮建物液化災害損失評估流程，供各界參考應用。

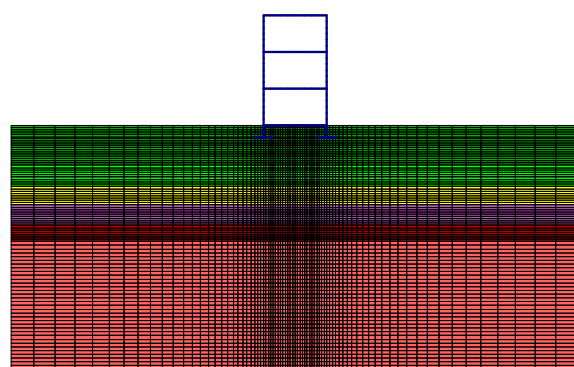
二、研究方法與流程

考本研究工作內容包括：

1. 低矮建物液化災損資料之歸納整理，所蒐集之資料包括 1999 集集地震時，員林鎮、南投軍功里及霧峰鄉以及 2016 美濃地震時台南市安南區及新市區之建物沉陷資料及地質鑽探資料。
2. 針對上述液化區域，建立典型分析土層與液化簡易評估，識別各液化區域之關鍵液化深度及厚度。
3. 建置土壤結構互制數值分析模式如圖一、圖二)，並進行液化地層不同弱化程度下之數值分析。
4. 比對建物液化震陷結果，歸納出合理之液化地層弱化程度，並提出液化土層參數折減之建議。



圖一 不同樓層建物示意圖及結構參數

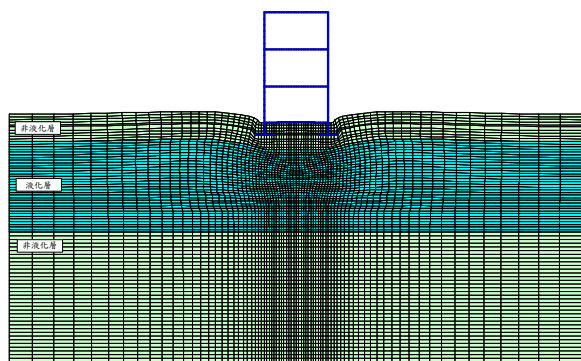


圖二 員林鎮崙雅里之 3 樓淺基礎建物數值分析模型

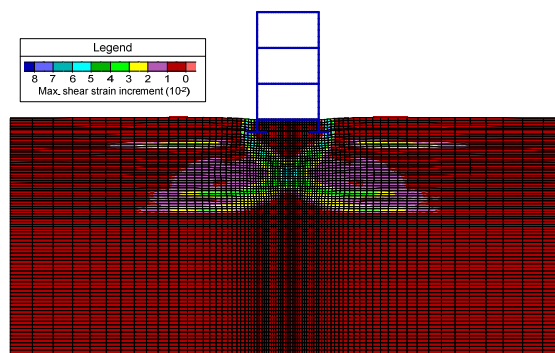
三、分析結果與討論

以員林鎮崙雅里 3 樓淺基礎建築物為例，建築物於液化砂土層參數弱化至原強度 0.3 倍以前變位量不明顯，但在其之後，結構體因基礎土壤整體強度無法再支撐上部結構之重量而失穩，開始向下沉陷，基礎土壤受到建物之擠壓而向兩側排開，造成建物周圍土層隆起。建物正下方土層因結構體下陷而相對向上擠壓，作用在建築物 1 樓地板之上頂力將可能使其發生彎矩破壞。當液化砂土層弱化至原強度 0.15 倍時之網格變形圖如圖四。另由地層之剪應變分布圖(圖四)顯示，整體土壤呈現全面剪力破壞之形式，其破壞範圍之下界位置液化地層與非液化地層之交界。

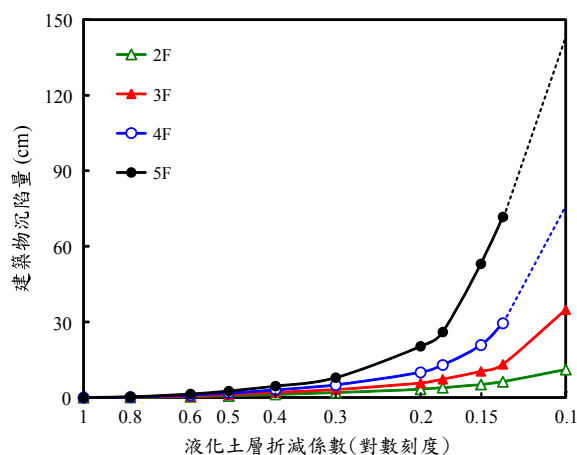
圖五為 2 樓、3 樓、4 樓及 5 樓建築物沉陷與液化地層弱化程度之關係。如圖所示在液化地層弱化比在某個倍率以上時，建築物沉陷量不明顯，造成建築物沉陷之原因主要來自地層參數勁度弱化。惟當液化地層弱化比在某個倍率以下時，因建築物基礎地層無法承受上構重量而出現全面剪力破壞，此時建築物之沉陷量開始大幅增加。整個建築物沉陷與液化地層弱化程度之關係又與建築物樓層數(建築物重量)相關。如圖四所示，5 樓建築物沉陷趨勢在液化地層弱化至原強度 0.3 倍以後，沉陷量隨著液化地層弱化比減少而快速增加；對比於 5 樓建築物，3 樓建築物模型則是在液化地層弱化比達 0.15 倍以後才出現沉陷量快速增加之趨勢。



圖三 液化地層參數弱化比為 0.15 倍時之數值網格變形放大圖(員林鎮崙雅里)



圖四 參數弱化比為 0.15 倍時之剪應變分布(員林鎮崙雅里)



圖五 建築物沉陷與液化地層弱化程度之關係(員林鎮崙雅里)

四、結論與建議

1. 本研究歸納整理國內過往低矮建物液化災損資料，所蒐集之資料包括 1999 集集地震時，員林鎮崙雅里、南投內轆里及台中霧峰鄉以及 2016 美濃地震時台南市安南區及新市區之建物沉陷資料及地質鑽探資料，可供液化災損評估之參考。

2. 本研究提出一套利用有限差分程式進行液化土層與淺基礎低矮建物之互制分析之簡化分析模式。此方法避開複雜之動力分析以及液化土壤組成模式，以參數弱化之簡化模式，再配合實地量測案例，反算較適切之液化土壤弱化參數，可適度反應液化地層對於低矮建築物之影響。所建議之分析模式與流程，期能讓工程師能簡易地評估低矮建物液化後之震陷量，進行液化災損評估。

3.藉由反算分析，比對建物液化震陷實測結果後，液化土層參數應折減至原強度之0.4~0.1倍時，分析結果方與實測結果相近。惟考量到本研究設定之典型地層與實際地層仍具一定程度之差異性，基於此不確定性以及進行設計工作時之保守考量，因此在使用類似之簡化分析模式，建議液化土壤參數之弱化比為0.3~0.05。

4.液化土層與淺基礎低矮建物之互制分析為國內「安家固園計畫」下一階段之重點，本研究所提出之簡化分析流程或可作為該計畫評估位於液化地層上之建築物性能之參考方法。

5.本研究所建議之簡化分析流程以及所反算之土質參數折減係數係根據台灣本地地震資料及地質資料所建置，為一考量本土特性之簡化分析方法，研究成果期能作為後續修訂液化相關規範之參考。

參考文獻

1. Bird, J. F., and Bommer, J. J., 2004, "Earthquake losses due to ground failure," Eng Geol, Vol. 75, No. 2, pp. 147-179.
2. Bird, J. F., Bommer, J. J., Crowley, H., and Pinho, R., 2006, "Modelling liquefaction-induced building damage in earthquake loss estimation," Soil Dyn Earthq Eng, Vol. 26, pp. 15-31.
3. FEMA-249, 1994, "Assessment for state-of-the-art earthquake loss estimation methodologies," Technical report, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
4. FEMA, 2003, HAZUS-MH technical manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
5. Hwang, J. H., Yang, C. W., and Chen, C. H., 2003, "Investigations on soil liquefaction during the Chi-Chi earthquake," Soils Found, pp. 107-123.
6. Itasca Consulting Group Inc, 2016, FLAC, Version 8.0, Itasca Consulting Group Inc, Minneapolis, MN.
7. Lu, C. C., Hwang, J. H., and Hsu, S. Y., 2017, "The impact evaluation of soil liquefaction on low-rise building in the Meinong earthquake," Earth, Planets and Space, Vol. 69, No. 109, pp. 1-16.
8. Lu, C. C., Hwang, J. H., Huang, C. R., and Lu, Y. D., 2011, "Earthquake loss estimation of building with shallow foundation due to soil liquefaction," 5th Cross-strait Conference on Structural and Geotechnical Engineering (SGE-5), Hong Kong.
9. Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung R.M., 1985, "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation," J Geotech Eng ASCE, Vol., NO. 12, pp. 1425-1445.
10. 日本道路協會，1996，道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編。
11. 日本建築學會，1988，建築基礎構造設計指針。
12. 邱吉爾，2012，以動態離心模型試驗模擬液化地盤淺基礎建築物之受震反應，碩士論文，國立中央大學土木工程學系。
13. 黃俊鴻、陳正興、莊長賢，2012，本土 HBF 土壤液化評估法之不確定性，地工技術，第 133 期，第 77~86 頁。
14. 黃俊鴻、陳正興、蔡祁欽、王國隆、許尚逸、楊炫智、張為光、陳家漢，2016，美濃地震台南地區土壤液化與地工災害之踏勘調查，國家地震工程研究中心報告，NCREE-16-004。
15. 葉錦勳，2002，地震災害境況模擬方法與應用軟體整合研究，國家地震工程研究中心報告，NCREE-02-009。
16. 盧志杰、許尚逸、黃郁惟、黃俊鴻，2016，美濃地震液化災損調查及簡易評估，中華民國第十三屆結構工程研討會暨第三屆地震工程研討會，桃園。

高振態效應對建築物受震反應的影響

林瑞良¹

摘要

量化高振態效應對建築物受震反應的影響，不僅有助於了解建築物受震反應的組成特性，對於發展快速或簡化的分析方法亦有所幫助。本研究將先發展廣義的建築模型，以模擬不同樓高與變形特性的建築物，並且考慮各個振態塑性變形程度的不同與工址地盤種類的變化，進行參數分析研究，以探討高振態效應對樓層位移、層間變位角、樓層加速度與基底剪力的影響。

關鍵詞：高振態效應，受震反應需求，反應譜，純剪力變形建築，純撓曲變形建築

一、前言

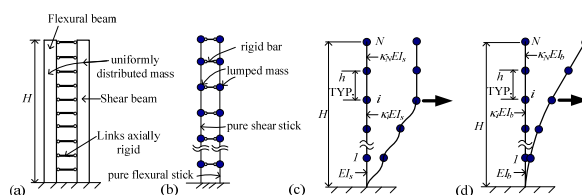
對於一個可能有數十萬棟建築的人口稠密地區進行災損評估，是現今地震工程重要的工作之一。當進行這樣一個工作，通常僅考慮結構的第一個振態的貢獻，以估算建築物的受震反應需求。但是若能夠適當的量化高振態對於結構受震反應需求的影響，則將有效提升震損評估的準確度。上述量化工作的架構必須具備普遍性與簡易性，以便與建築的分類目錄相配合。懸臂梁模型(圖一)僅使用少數幾個參數就可以模擬具有牆與構架之二元系統的高樓層建築的複雜變形(Miranda and Taghavi 2005)，所以懸臂梁模型是很適合用來模擬高樓層建築的受震反應。然而，懸臂梁模型由一支純剪力變形的梁與一支純撓曲變形的梁所組合而成，並且其質量為沿梁長方向上均勻分布，故較不適合於模擬中等或低矮高度的建築。本研究首先提出廣義建築模型(generalized building mode, GBM)代替懸臂梁模型，以做為量化各種不同高度之建築的高振態效應的工具。

本研究的目的是要量化高振態對於各種受震反應，包含樓層位移、層間位移角、樓層加速度與基底剪力的影響。本研究特別之處在於包含多類的建築型態，從純撓曲變形的建築至純剪力變形的建築、從低矮建築至高層建築。本研究除了考慮高振

態的塑性程度與工址地盤特性對於高振態效應的影響，亦希望量化的結果能夠具有代表性，即與地表加速度記錄無關。

二、廣義建築模型

參考懸臂梁模型(圖一 a)，用來模擬一棟具有剛性樓板、各樓層高度皆為 h 的 N 層樓建築的廣義建築模型是由兩支桿件所構成(圖一 b)。這兩支桿件受到側力作用下的變形分別為純剪力變形與純撓曲變形(圖一 c 與圖一 d)。這兩支桿件在各個樓層集中質量點處以軸向剛性桿互相連接。



圖一 (a)懸臂梁模型，(b)廣義建築模型的示意圖，受到集中側力作用下(c)純剪力桿與(d)純撓曲桿的變形。

當 N 層樓建築的各樓層質量已知，即可得到廣義建築模型的 $N \times N$ 對角質量矩陣。廣義建築模型的位移向量表示成 $u = [u_N \ u_{N-1} \ \cdots \ u_1]^T$ ，其中 u 的下標代表樓層編號。假設第 r 層的側向勁度與第一層的側向勁度的比值為 κ_r ，則純剪力桿的側向勁度矩陣為

¹國家地震工程研究中心研究員

$$\mathbf{K}_s = k_s \mathbf{E}_s \quad (1)$$

其中 $k_s = EI_s/h^3$ ， EI_s 為純剪力桿最下段的撓曲剛度。並且 $\mathbf{E}_s$ (式 1) 是一個僅在對角線帶寬上具有非零元素的矩陣。另一方面，純撓曲桿的側向勁度矩陣為

$$\mathbf{K}_b = \mathbf{F}_b^{-1} \quad (2)$$

其中 $\mathbf{F}_b$ 為純撓曲桿的 $N \times N$ 柔度矩陣。藉由單位力法，可以得到 $\mathbf{F}_b$ 的第 i 列第 j 行的元素，表示為 f_{ij} ，如下：

$$f_{ij} = \frac{e_{ij}}{k_b} \quad (3)$$

其中 $k_b = EI_b/h^3$ ， EI_b 為純撓曲桿最下段的撓曲剛度。並且 e_{ij} (式 3) 為

$$e_{ij} = \begin{cases} \sum_{n=i}^N \frac{1}{\kappa_{N+1-n}} \left\{ \frac{1}{3} [(n-i+1)^3 - (n-i)^3] + \frac{1}{2} (i-j) [(n-i+1)^2 - (n-i)^2] \right\}, & i \geq j \\ e_{ji}, & i < j \end{cases} \quad (4)$$

所以 $\mathbf{K}_b$ (式 2) 可以表示為：

$$\mathbf{K}_b = k_b \mathbf{E}_b \quad (5)$$

其中 $\mathbf{E}_b$ 為由 e_{ij} 所構成的矩陣的反矩陣，且 i 與 j 皆由 1 變換至 N 。故廣義建築模型的整體側向勁度矩陣 $\mathbf{K}$ 為：

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_s + \mathbf{K}_b = k_s \mathbf{E}_s + k_b \mathbf{E}_b = k[\alpha \mathbf{E}_s + (1-\alpha) \mathbf{E}_b] \quad (6)$$

其中

$$k = k_s + k_b = \frac{EI_b + EI_s}{h^3} = \frac{EI}{h^3}, \quad \alpha = \frac{k_s}{k_s + k_b} \quad (7)$$

明顯地，參數 α 的值介於 0 與 1 之間 (式 7)。當 α 等於 0 時，廣義建築模型是純撓曲變形；當 α 等於 1 時，廣義建築模型是純剪力變形。為了使本研究儘可能的具有一般性，除了特別說明外，只考慮質量與勁度皆呈均勻分布的理想情況，而非針對某一種特殊的質量或勁度分布的情形作探討。

三、高振態效應

嚴格來說，振態分析僅適用於線性反應，若將振態分析擴展應用至非彈性反應，則只是一種近似的作法，準確度會隨

著結構非線性程度的增加而減少。當結構 $T_1 > T_s$ 、 $T_2 > T_s$ 且 $T_3 < T_s$ ，對於第 j 層樓的樓層位移、第 j 層樓的層間位移角、第 j 層樓的樓層加速度、與基底剪力，其高振態效應分別以符號 $H_{u,j}$ 、 $H_{\theta,j}$ 、 $H_{a,j}$ 與 H_V 做表示，可以估算如下：

$$H_{u,j} = \left[1 + \left(\frac{\Gamma_2 \phi_{2,j} S_{d2,in}}{\Gamma_1 \phi_{1,j} S_{d1,in}} \right)^2 + \left(\frac{\Gamma_3 \phi_{3,j} S_{d3,in}}{\Gamma_1 \phi_{1,j} S_{d1,in}} \right)^2 \right]^{1/2} = \left[1 + \left(\frac{\Gamma_2 \phi_{2,j} C_2 T_2}{\Gamma_1 \phi_{1,j} C_1 T_1} \right)^2 + \left(\frac{\Gamma_3 \phi_{3,j} C_3 T_3}{\Gamma_1 \phi_{1,j} C_1 T_1} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (8a)$$

$$H_{\theta,j} = \left[1 + \left(\frac{\Gamma_2 (\phi_{2,j} - \phi_{2,j-1}) C_2 T_2}{\Gamma_1 (\phi_{1,j} - \phi_{1,j-1}) C_1 T_1} \right)^2 + \left(\frac{\Gamma_3 (\phi_{3,j} - \phi_{3,j-1}) C_3 T_3}{\Gamma_1 (\phi_{1,j} - \phi_{1,j-1}) C_1 T_1} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (8b)$$

$$H_{a,j} = \left[1 + \left(\frac{\Gamma_2 \phi_{2,j} S_{a2,in}}{\Gamma_1 \phi_{1,j} S_{a1,in}} \right)^2 + \left(\frac{\Gamma_3 \phi_{3,j} S_{a3,in}}{\Gamma_1 \phi_{1,j} S_{a1,in}} \right)^2 \right]^{1/2} = \left[1 + \left(\frac{\Gamma_2 \phi_{2,j} T_1 R_1}{\Gamma_1 \phi_{1,j} T_2 R_2} \right)^2 + \left(\frac{\Gamma_3 \phi_{3,j} T_1 R_1}{\Gamma_1 \phi_{1,j} T_3 R_3} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (8c)$$

$$H_V = \left[1 + \left(\frac{\Gamma_2^2 M_2 S_{a2,in}}{\Gamma_1^2 M_1 S_{a1,in}} \right)^2 + \left(\frac{\Gamma_3^2 M_3 S_{a3,in}}{\Gamma_1^2 M_1 S_{a1,in}} \right)^2 \right]^{1/2} = \left[1 + \left(\frac{\Gamma_2^2 M_2 T_1 R_1}{\Gamma_1^2 M_1 T_2 R_2} \right)^2 + \left(\frac{\Gamma_3^2 M_3 T_1 R_1}{\Gamma_1^2 M_1 T_3 R_3} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (8d)$$

其中 T_n 、 Γ_n 、 M_n 、 R_n ，且 $n = 1 \sim 3$ ，分別為第 n 振態的周期、振態參與係數、振態質量、強度比。並且， $\phi_{n,j}$ 與 T_s 分別為第 n 振態振形的第 j 個分量與設計反應譜的轉角周期。並且 $S_{dn,in}$ 與 $S_{an,in}$ ，其中 $n = 1 \sim 3$ ，分別為代表第 n 振態的單自由度振態系統的最大位移與最大加速度。並且 C_n ，其中 $n = 1 \sim 3$ ，用於表示一個具有完全彈塑性受力與變形關係的非彈性單自由度振態系統的最大位移與其若保持在線彈性反應下的最大位移的對應關係。係數 C_n 可以計算如下 (FEMA-440 2005)：

$$C_n = 1 + \frac{R_n - 1}{a T_n^2} \quad (9)$$

當工址地盤分類為 B、C 與 D 時，常數 a (式 9) 分別等於 130、90 與 60；並且當周期小於 0.2 秒時， C_n 的值等於 0.2 秒時的 C_n 值。當周期大於 1.0 秒時， C_n 的值等於 1.0 (FEMA-440 2005)。式 8a 至 8d 清楚顯示當改變相關參數值，影響各種受震反應需求的高振態效應的趨勢。例如，當 T_1/T_i 的值增加，其中 $i = 2$ 與 3 ，會減少樓層位移與層間位移角的高振態效應 (式 8a 與 8b)，但是會增加樓層加速度與基底剪力的高振態效應 (式 8c 與 8d)。注意參數 C_n 基本上是與參數 R_n 成正比例 (式 9)，因此當 R_1/R_i

的值增加，其中 $i = 2$ 與 3 ，式 8c 與 8d 直接顯示樓層加速度與基底剪力的高振態效應會隨之增加，但是式 8a 與 8b 則間接顯示樓層位移與層間位移角的高振態效應會隨之減少。並且當 $\Gamma_i^2 M_i / \Gamma_1^2 M_1$ 的值增加，其中 $i = 2$ 與 3 ，基底剪力的高振態效應會隨之增加(式 8d)。當 $\Gamma_i \phi_{i,j} / \Gamma_1 \phi_{1,j}$ 的值增加，其中 $i = 2$ 與 3 ，樓層位移與樓層加速度的高振態效應會隨之增加(式 8a 與 8c)。最後，當 $\Gamma_i(\phi_{i,j} - \phi_{i,j-1}) / \Gamma_1(\phi_{1,j} - \phi_{1,j-1})$ 的值增加，其中 $i = 2$ 與 3 ，層間位移角的高振態效應會隨之增加(式 8b)。

本研究所提出的對於各種形式的建築，從低矮建築至高樓建築、從純撓曲變形的建築至純剪力變形的建築，近似量化其各種受震反應需求的高振態效應的方法簡述如下：首先，利用廣義建築模型估算各種建築的彈性振態性質；第二，利用 T_n 、 C_n 、 R_n 與彈性設計反應譜，計算各振態的最大位移反應與加速度反應，即 $S_{dn,in}$ 與 $S_{an,in}$ ；第三，將彈性振態性質與 $S_{dn,in}$ 及 $S_{an,in}$ 代入式 8，計算高振態效應 $H_{u,j}$ 、 $H_{\theta,j}$ 、 $H_{a,j}$ 與 H_v 。

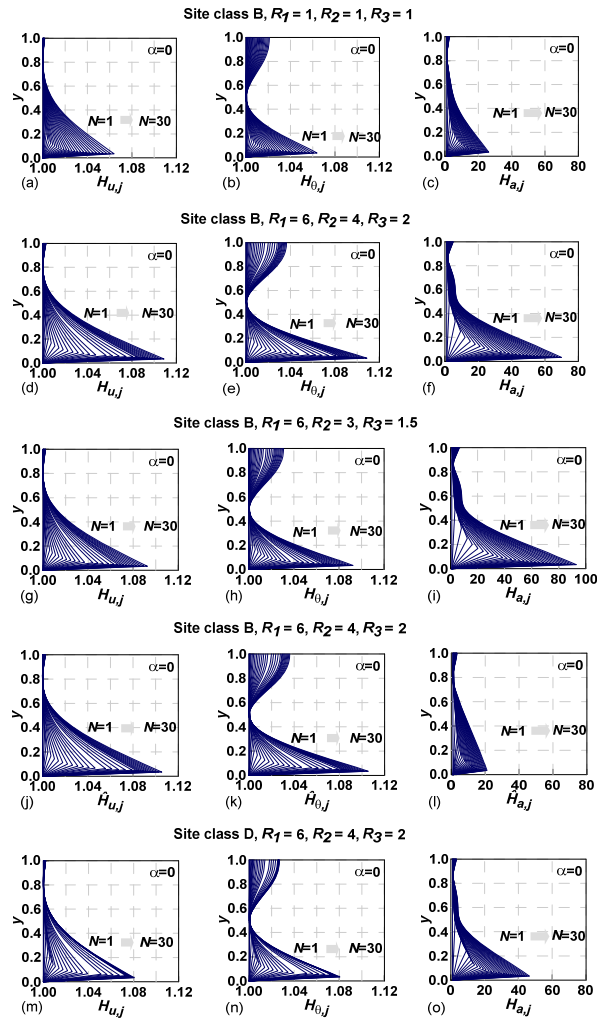
圖二與圖三分別顯示當樓層數 N 由 1 變換至 30，純撓曲變形建築($\alpha = 0$)與純剪力變形建築($\alpha = 1$)沿建築高度方向上的高振態效應 $H_{u,j}$ 、 $H_{\theta,j}$ 與 $H_{a,j}$ 。依據高振態效應的定義，對於單樓層建築($N = 1$)， $H_{u,j}$ 、 $H_{\theta,j}$ 與 $H_{a,j}$ 的值自然皆等於 1。並且，沿建築高度方向上某處的 $H_{u,j}$ 、 $H_{\theta,j}$ 或 $H_{a,j}$ 的值接近於 1，表示該處幾乎沒有相應的高振態效應。圖二 a 至二 c 與圖三 a 至三 c 為工址地盤分類為 B，建築保持彈性(即 $R_1 = 1$ 、 $R_2 = 1$ 與 $R_3 = 1$)時的高振態效應。無論樓層數為何，圖二 a、二 c、三 a 與三 c 顯示：當與下部樓層相比，似乎可以忽略在頂樓的高振態效應 $H_{u,j}$ 與 $H_{a,j}$ 。純撓曲變形建築與純剪力變形建築分別大約在 0.8(圖二 a)與 0.7(圖三 a)的建築總高處， $H_{u,j}$ 的值趨近於 1。這顯示樓層位移幾乎沒有高振態效應的位置正好或是相當靠近第二振態振

形的節點(即不動點)位置。

四、結論

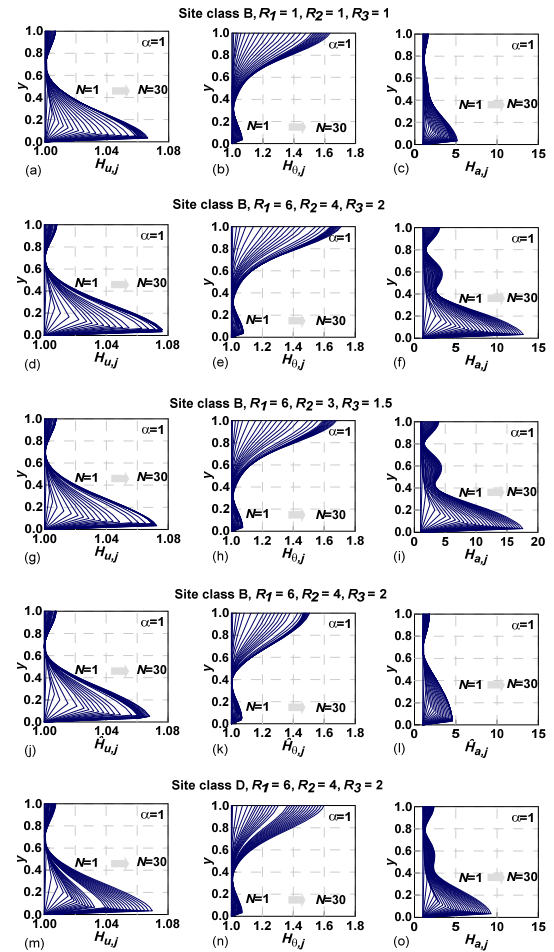
本研究發展出一種以泛用型為導向的建築模型，稱之為廣義建築模型。廣義建築模型保有傳統懸臂梁模型的優點，即能夠以簡易的方式模擬同時具有牆與構架的高樓受震反應，並且，廣義建築模型能夠模擬的建築沒有樓層數的下限。利用廣義建築模型與設計反應譜，而非特定的地表加速度記錄，對各種形式的理想建築(即質量與勁度沿建築高度上為均勻分布)的各種受震反應需求的高振態效應進行了研究。故本研究所估算的高振態效應具有一般性，有益於於精進大量建築的快速耐震性能評估的準確度。概述本研究所量化的受震反應需求的高振態效應如下：

高振態效應隨著建築高度的增加而增加。對於工址地盤分類 B 的彈性建築，可以忽略屋頂位移與加速度的高振態效應。對於僅考慮第一振態的純撓曲變形與純剪力變形的彈性高樓層建築的最大層間位移角，建議分別乘上 1.02 與 1.067 進行修正，以考慮高振態效應。對於前述建築的最大基底剪力，則建議分別乘上 1.69 與 1.07 進行修正。對於非彈性高樓層建築的受震反應需求的高振態效應，通常大於其對應的彈性高樓層建築。



圖二 純撓曲變形的建築的高振態效應 (a、b、c) $R_1 = 1$ 、 $R_2 = 1$ 、 $R_3 = 1$ 、地盤分類 B，(d、e、f) $R_1 = 6$ 、 $R_2 = 4$ 、 $R_3 = 2$ 、地盤分類 B，(g、h、i) $R_1 = 6$ 、 $R_2 = 3$ 、 $R_3 = 1.5$ 、地盤分類 B，(j、k、l) $R_1 = 6$ 、 $R_2 = 4$ 、 $R_3 = 2$ 、地盤分類 B，但不考慮第三振態，(m、n、o) $R_1 = 6$ 、 $R_2 = 4$ 、 $R_3 = 2$ 、地盤分類 D。

並且， $H_{a,j}$ 與 H_v 的增量明顯大於 $H_{u,j}$ 與 $H_{\theta,j}$ 的增量。對於具有相同的第一振態的強度比的建築，高振態的強度比越小， $H_{a,j}$ 與 H_v 的值就越大，但是 $H_{u,j}$ 與 $H_{\theta,j}$ 的值就越小。當建築座落於越軟弱的地盤，高振態效應就越小。



圖三 純剪力變形的建築的高振態效應 (a、b、c) $R_1 = 1$ 、 $R_2 = 1$ 、 $R_3 = 1$ 、地盤分類 B，(d、e、f) $R_1 = 6$ 、 $R_2 = 4$ 、 $R_3 = 2$ 、地盤分類 B，(g、h、i) $R_1 = 6$ 、 $R_2 = 3$ 、 $R_3 = 1.5$ 、地盤分類 B，(j、k、l) $R_1 = 6$ 、 $R_2 = 4$ 、 $R_3 = 2$ 、地盤分類 B，但不考慮第三振態，(m、n、o) $R_1 = 6$ 、 $R_2 = 4$ 、 $R_3 = 2$ 、地盤分類 D。

參考文獻

1. Miranda, E. and Taghavi, S. (2005), "Approximate floor acceleration demands in multistory buildings I: formulation", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131(2), 203-211.
2. FEMA-440 (2005), "State Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington.

M3 或 PMM 非線性鉸設定對於鋼筋混凝土建築側推分析的影響

葉勇凱¹ 周德光²

摘要

目前國內工程界常用的耐震詳細評估程序，係基於容量震譜法的非線性靜力分析即所謂的側推分析；建物的非線性行為集中由構件的非線性鉸表現，國震中心發展的 TEASPA 耐震評估方法即採用 M3(Y 向則為 M2)彎矩非線性鉸，不考慮軸力彎矩互制，由靜載階段的柱軸力決定彎矩非線性鉸的彎矩強度；PMM 彎矩非線性鉸則可考慮軸力彎矩互制，由側推過程的柱軸力決定彎矩強度，比 M3 彎矩非線性鉸較能忠實反應受軸力柱的彎矩強度；本文即以三個範例結構探討 M3 或 PMM 非線性鉸設定對於鋼筋混凝土建築側推分析的影響，三個範例結構分別為三層樓傳統校舍結構、十層樓抗彎構架及十層樓抗彎構架結合剪力牆，結果顯示 PMM 非線性鉸能呈現側推過程軸力變化對於彎矩強度的影響，也能反應雙向彎矩對於彎矩強度的折減，但是由側推分析估計的性能目標地表加速度而言，M3 或 PMM 非線性鉸的選擇，其差異不超過 10%。

關鍵詞：耐震詳細評估、非線性側推分析、PMM 彎矩非線性鉸、性能目標地表加速度

一、前言

我國既有老舊建築以非線性靜力分析耐震詳細評估程序確認建物的耐震能力，目前校舍建築已廣泛使用國家地震工程研究中心開發的「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估方法(推垮分析)」[1]又稱 TEASPA[2]，屬於 ATC-40 的容量震譜法，採用套裝軟體執行非線性側推分析；本文採用工程界常用的套裝軟體 ETABS，ETABS 的結構座標系統為 X、Y、Z 三軸向，梁柱構件座標系統為 1、2、3 三軸向，一般柱的 2 軸與 X 軸平行，3 軸與 Y 軸平行，因此 X 方向的側推分析會在柱形成 3 軸的彎矩即 M3，而 Y 方向的側推分析會在柱形成 2 軸的彎矩即 M2；在非線性側推分析中，TEASPA[2]假設結構的非線性行為集中由構件的端點的彎矩非線性鉸反應，彎矩與轉角的關係係依據一系列固定軸力雙曲率非韌性配筋 RC 柱反覆側向載重試驗結果而定，彎矩強度決定於 RC 斷面配置及柱

軸力的大小，因此 TEASPA 採用固定軸力的 M3 非線性鉸，以確定彎矩強度與彎矩轉角關係；TEASPA 在向營建署申請耐震評估方法認證時，審查委員對於側推過程中，柱軸力不是固定值，M3 非線性鉸的固定軸力之假設，在中高樓層建築側推分析時可能有較大誤差，因此做成決議限制 TEASPA 只能適用於六層樓(含)以下的低矮樓層建築的耐震評估。

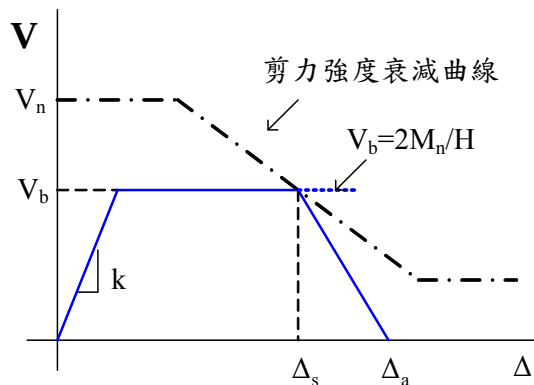
本文即針對側推分析柱軸力變化對於側推分析結果的影響加以探討；ETABS[3]的 PMM 非線性鉸的彎矩強度依據斷面配置的軸力彎矩互制關係而定，在側推過程中柱軸力的變化直接影響非線性鉸的彎矩強度；本文即以三座不同樓層數及不同結構系統的範例結構，以 TEASPA 的 M3 非線性鉸及 PMM 非線性鉸分別進行側推分析與比較，探討考慮軸力變化與否對於側推分析結果的影響。

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技術師

二、TEASPA 之 M3 非線性鉸與 PMM 非線性鉸轉換

進行側推分析之前，需先建立結構元件的非線性鉸，而非線性鉸性質的建立，最直接方式就是由試驗數據迴歸分析；一般老舊建築結構的長柱由於箍筋量不多，其破壞模式多屬於撓剪破壞；以一雙曲率柱的側力位移曲線加以說明，如圖一所示，柱受側力以勁度 k 變形，當側力達到 V_b ，柱發揮撓曲強度，柱的主筋降伏，為保守及簡化起見，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，而當側向位移 Δ 到達 Δ_s 時，柱端部的非線性鉸區會產生明顯的剪力斜裂縫，此狀態稱之為韌性剪力破壞 (Ductile Shear Failure)，亦即所謂的撓剪破壞 (Flexure-Shear Failure)，之後側力強度會下降，當側向位移 Δ 到達 Δ_a 時，側力強度趨近於零，柱體喪失軸向承載能力，以致發生軸向破壞 (Axial Failure)。



圖一 撓剪破壞側向載重位移曲線

Elwood 及 Moehle[4]由 50 個各種尺寸及不同箍筋比之鋼筋混凝土柱試體，控制雙曲率變形試驗後得到柱體剪力破壞時剪應力與變位角 (Drift Ratio) 之關係曲線，用最小平方差的數值方法，歸納出撓剪破壞時的變位角可由下式計算：

$$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (1)$$

式中 H 為柱淨高； $\rho'' = \frac{A_{st}}{b \times s}$ 為剪力箍筋體積比； $v_m = V_b/bd$ 為剪應力。

Elwood 及 Moehle[5]亦由試驗得到柱試體到達軸向破壞時軸力與變位角之關係，並歸納出軸向破壞時的變位角可由下式計算：

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (2)$$

式中 d_c 為柱核心混凝土的深度，由箍筋中心至中心計算之； θ 為剪力裂縫與水平的夾角，一般可定為 65° ，但不可超過 $\tan^{-1}(H/h)$ ；而係數 k' 隨著韌性比 $\mu = \Delta_s/\Delta_y$ 增加，由 1 變化到 0.7。

在進行非線性側推分析時，在柱的兩端設置彎矩非線性鉸，以表現撓剪或撓曲的破壞模式，先假設其反曲點在柱中點來定義非線性鉸性質，雖然於側推分析過程，柱的反曲點位置會變化且不一定位於中點，但其導致的非線性鉸轉角誤差甚小；依前述撓剪破壞模式下之側向載重位移曲線，假設非線性位移完全由柱端彎矩非線性鉸的轉角產生，可保守地定義反映撓剪或撓曲破壞模式之彎矩非線性鉸參數，但為避免低估構件初始勁度，以致在彈性分析時，發生結構振動週期過大之情形，而於彎矩轉角曲線上之 M_n 點之前新增一降伏彎矩點 M_y ，並令其值不得大於 $0.95M_n$ ，再將柱開裂斷面之撓曲剛度調整為 $0.7EcI_g$ ，依此可定義 M3 彎矩非線性鉸參數如表一所示。

表一 RC 柱 M3 彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	$\min(M_y/M_n, 0.95)$	0
C	1	a
D	1	b
E	0	c

表中 SF (Scale Factor) 所相對應之 Moment SF 為 M_n ；而 Rotation SF 固定為 1。根據撓剪破壞柱的側向載重位移關係，表一中之參數定義如下：

$$a = \frac{\Delta_n}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (3)$$

$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (4)$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right)$$

$$(5) \Delta_y = \frac{V_b}{k} = \frac{V_b H^3}{12(EI)_c} = \frac{V_b H^3}{12(0.7E_c I_g)}$$

(6)

依照以上彎矩非線性鉸之參數，修改 M3 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，乃修改 M3 非線性鉸；若進行 Y 方向之側推分析，則修改 M2 非線性鉸)。

ETABS 有兩種彎矩非線性鉸，M3(或 M2)及 PMM 非線性鉸，兩者的差異在於 M3 非線性鉸須指定降伏彎矩強度，而 PMM 非線性鉸是藉由軸力 P、2 軸彎矩 M2 與 3 軸彎矩 M3 的互制曲面(P-M2-M3 interaction surface)，依側推分析過程柱軸力決定降伏彎矩強度。

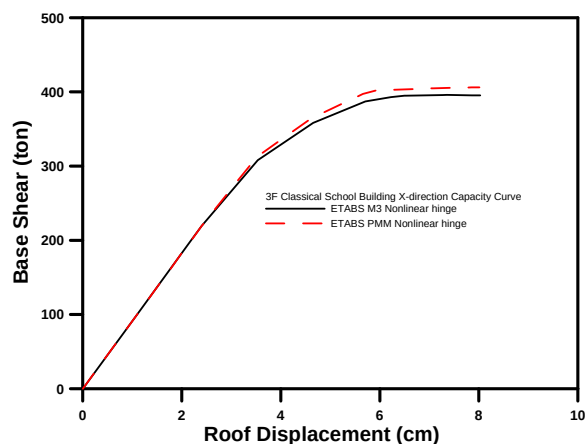
表二 RC 柱 PMM 彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	1	b
E	0	c

PMM 非線性鉸的參數之設定值如表二所示，表中 SF(Scale Factor)所相對應之 Rotation SF 固定為 1，Moment SF 為降伏彎矩強度，非線性鉸彎矩到達 B 點即進入降伏階段，其彎矩強度依即時的軸力值與 P-M2-M3 互制曲面決定，由於本文目的在比較 PMM 取代原 TEASPA 的 M3 非線性鉸的變化，為了不放大 PMM 的降伏彎矩，因此將 B 點彎矩值由 M3 的 M_y 調整為 PMM 的 M_n 。

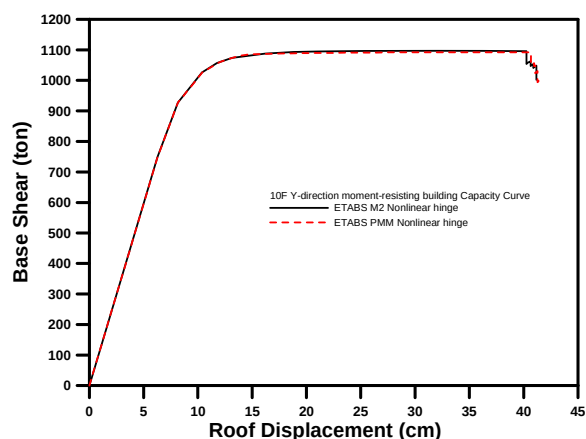
三、範例結構 M3 與 PMM 模型比較

本節以三個範例結構探討 M3 或 PMM 非線性鉸設定對於鋼筋混凝土建築側推分析的影響，三個範例結構分別為三層樓傳統校舍結構、十層樓抗彎構架及十層樓抗彎構架結合剪力牆。



圖二 三層樓典型校舍 M3 與 PMM 模型容量曲線比較

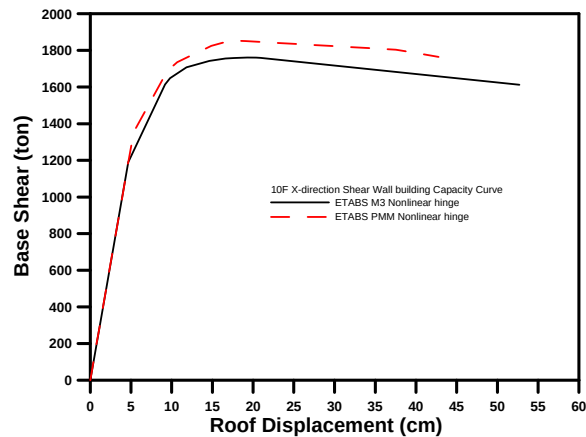
三層樓典型校舍的 M3 非線性鉸與 PMM 非線性鉸兩個模型的側推分析容量曲線如圖二所示，兩者相當接近，PMM 模型的容量曲線略高於 M3 模型，若以結構模型分析發散即容量曲線的最後一點為性能目標，則 M3 模型的性能目標地表加速度 A_p 為 0.208g，PMM 模型的性能目標地表加速度 A_p 為 0.210g，誤差低於 10%。



圖三 十層樓 Y 向抗彎構架 M2 與 PMM 模型容量曲線比較

十層樓 Y 向抗彎構架的 M2 非線性鉸

與 PMM 非線性鉸兩個模型的側推分析容量曲線如圖三所示，若以結構模型分析容量曲線強度下降點為性能目標，則 M2 模型的性能目標地表加速度 AP 為 0.566g，PMM 模型的性能目標地表加速度 AP 為 0.568 g，誤差遠低於 10%。



圖四 十層樓 X 向抗彎構架與剪力牆二元系統 M3 與 PMM 模型容量曲線比較

十層樓 X 方向韌性抗彎構架與剪力牆的二元系統的 M3 非線性鉸與 PMM 非線性鉸兩個模型的側推分析容量曲線如圖四所示，PMM 模型的容量曲線強度略高於 M3 模型，而韌性則較低，若以結構模型分析容量曲線強度急遽下降點為性能目標，則 M3 模型的性能目標地表加速度 AP 為 0.847g，PMM 模型的性能目標地表加速度 AP 為 0.789 g，PMM 模型略小，但誤差小於 10%。

四、結論

本文針對三層樓傳統校舍及十層樓鋼筋混凝土建築為分析標的，探討原 TEASPA 的 M3 模型及以 PMM 非線性鉸取代柱 M3 非線性鉸的 PMM 模型，對於耐震評估結果的差異，分析結果顯示以下結論：

1. 雖然 PMM 非線性鉸因為忠實反應軸力變化對於降伏彎矩的影響，以致降伏彎矩值與 M3 模型數值不同，而三層樓典型校舍由於屬於低矮樓層結構，在側推過程中柱軸力變化不大，以致詳細評估結果的性能目標地表加速度差異甚小，

誤差低於 10%；因此對於低矮校舍，TEASPA 原有的 M3 非線性鉸設定，運用於耐震詳細評估作業，應該仍具有相當的準確度。

2. 於十層樓結構，在側推過程中柱軸力有較大的變化，但由於 PMM 模型壓力側彎矩強度增加，張力側彎矩強度下降，以致 PMM 模型與 M3 模型之側推分析的基底剪力值變化不大，以致詳細評估結果的性能目標地表加速度差異甚小，誤差低於 10%，因此對於十層樓的中高樓層建築，雖然 TEASPA 原有的 M3 非線性鉸設定，運用於耐震詳細評估作業，仍具有相當的準確度，但仍建議採用 PMM 非線性鉸取代 M3 非線性鉸，以反應側推過程中柱軸力的較大變化對於彎矩強度的影響。

參考文獻

1. 葉勇凱、蕭輔沛、沈文成、楊耀昇、黃世建，「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法(推垮分析)」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-09-015，台北，2009。
2. 「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。
3. CSI, ETABS, Integrated Building Design Software, Version 9, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, 2005.
4. Elwood, K. J., and Moehle, J. P., "Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement," Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, 71-89, 2005.
5. Elwood, K. J., and Moehle, J. P., "Axial capacity model for shear damaged columns," ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 4, 578-587, 2005.

中高樓建築機率式倒塌風險評估法之研究

蕭輔沛¹ 湯宇仕² 盧煉元³ 謝瑋桓⁴

摘要

我國公寓式集合住宅大多屬於中高樓層建築，若於地震中倒塌或受損所造成的地震災害將不容小覷。因此對於這些中高樓建物，吾人有必要建立一套合理的評估準則，以作為工程實務上篩檢之依據。另一方面，現行建物耐震評估大多採用非線性靜力側推分析進行，此種方法對於低矮樓房或許有其準確性，但其缺點為無法預估中高樓結構高頻振態之反應，且其評估方法多屬於確定性(deterministic)方法，未能計及地震力、分析及施工過程所具有的不確定因子。而中高樓建物結構對實際地震力的頻率內涵實則較為敏感，因此其地震反應較低矮樓房複雜且不確定因素較高，採用定性式評估方法亦有可能不夠保守。有鑑於此，本文旨在針對中高樓層建物建議一合理的機率式建物倒塌耐震評估方法及流程，該流程將參考最新之美國 FEMA P-58 機率式倒塌易損評估法(collapse fragility assessment, CFA)及增量式非線性動力分析方法(incremental dynamic analysis, IDA)，以考慮中高樓層在強震下的非線性動態特性及地震力的不確定性等項因子。

關鍵詞：中高樓建築、耐震評估、倒塌分析、機率式評估、非線性歷時分析、增量動力分析

一、前言

本計畫的目的在於分析、設計、製作與測試可供整合型計畫使用的鋼構樓房。考量控制元件的控制能量以及震動台測試的負載，本計畫必須設計適當尺寸的三層樓鋼構樓房試體。另考量經濟性與實驗效率，控制用樓房試體將採用與系統識別用試體相同之樓版元件。藉由非線性分析軟體 ABAQUS 的協助，分析各種斷面下的結構物歷時分析行為反應，挑選適當的無控制反應下的樑柱斷面。緊接著以國家地震工程研究中心的震動台進行原始標竿鋼構樓房測試以及裝置斜撐之標竿鋼構樓房之震動台試驗，並將試驗資料建置成為資料庫，提供結構控制系統研究學者使用。此外，為提供更有效率的測試平台，本研究以系統識別的方式識別出此標竿結構之數值分析模型，供初步數值分析使用。

傳統耐震設計方法僅能確保於設計地

震力下人員生命安全之需求，無法量化所設計結構之耐震性能。故為確保結構耐震設計或補強後之建物耐震性能能滿足業主預期之需求，以性能為導向的耐震工程技術 (Performance Based Earthquake Engineering, PBEE)便在此背景下應運而生。然而，傳統耐震評估法屬於定性式評估法，皆未考慮結構分析時之諸多不確定性及隨機性，例如：地震力特性、構材性質、施工細節、結構反應等，且上述耐震性能評估法大多是供一般建物低矮建物耐震評估補強之用，對於中高樓建物之應用缺乏有力依據。為解決上述工程困境，新一代的耐震性能評估 FEMA P-58 便於 2012 年被提出。FEMA P-58 所建議的評估方法係以機率式的架構進行耐震評估，並將原先離散的結構反應性能等級，改為業主較能理解的性能指標，如：修繕金額、修繕時間及人員傷亡等加以描述，以利業主於進行決策。同時，該文獻所建議的評

¹ 國家地震工程研究中心研究員暨國立成功大學土木工程學系合聘副教授

² 國立成功大學土木工程學系碩士生

³ 國立成功大學土木工程學系教授

⁴ 國立成功大學土木工程學系碩士

估方法及架構亦能針對非結構構件進行易損性分析，使得評估的結果同時涵蓋了結構與非結構構件，並且可考慮結構分析時之諸多不確定性。FEMA P-58 報告中並提供大量的結構及非結構構件之易損資料庫、修繕費用與時間資料庫及應用程式等，使工程師可輕易的用以推估建物修繕金額、修繕時間及人員傷亡等耐震性能指標。

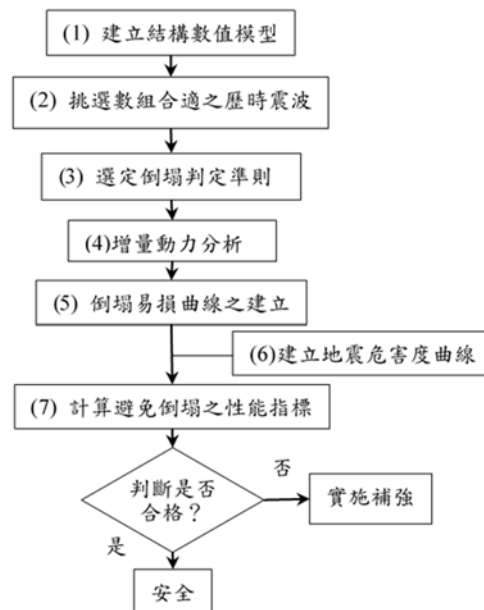
目前實務應用上仍缺一套具共識的完整中高樓結構倒塌評估流程及判定倒塌的準則。因此，如何建立一套適用於中高樓結構的系統化倒塌評估方法並以動力實驗驗證其正確性益顯重要。基於上述緣由，本文擬採用前述 FEMA P-58 之機率風險分析架構，並藉由其中有關倒塌分析之流程作為建立中高樓結構倒塌耐震性能評估法之依據。本文所發展之倒塌評估方與流程將結合 FEMA P-58 中機率式倒塌易損分析法及增量式非線性動力分析法 (Vamvatsikos, 2006)，以建立建物之倒塌易損曲線，再與地震危害度結合即可計算建物之倒塌機率風險，因此可考慮到中高樓建在強震時之非線性動態反應與地震力的不確定性等項因子。

二、建物機率式倒塌評估流程與步驟

本文建議之建物機率式倒塌評估流程如圖一所示，包含以下 8 個步驟：

- (1) 建立考量非線性特性之結構數值模型：利用結構分析軟體建立能模擬中高樓結構非線性行為之數值模型。
- (2) 選取與調整地震歷時震波：因結構非線性動力反應與所採用之地震歷時震波形式有關，故歷時震波之選取與調整將對分析結果具有極大之影響，必須遵循合理的選取與調整程序。
- (3) 選定倒塌判定準則：為評估建物倒塌之機率，必須訂定合理之倒塌準則，以作為判定在不同地震力下受評估建物是否倒塌之依據。
- (4) 執行增量動力分析：採行增量動力分析，以模擬該建物於小震依序漸增至烈震下之動力行為反應，以便依倒塌準則判定該建物於倒塌時地震強度。

- (5) 建立倒塌易損曲線：倒塌易損曲線即為該建物在不同地震力下之倒塌機率，可由前一步驟之增量動力分析結果以統計方法整理迴歸而得。
- (6) 建立地震危害度曲線：若欲計算建物年平均倒塌頻率(性能指標之一)則必須準備地震危害度曲線，該曲線可由地震危害度分析而得，其代表建物所在場址發生某一地震強度的年超越機率。
- (7) 計算倒塌風險之性能指標：可分為「最大考量地震力下之倒塌機率」及「年平均倒塌頻率」等兩種性能指標。
- (8) 判斷耐震能力是否合格：首先必須先決定吾人可承受之倒塌風險，如此方可決定避免倒塌之性能指標合格標準。此合格標準可參考現有之耐震規範或指標，例如：ASCE 7-10。如此方能篩檢出具高倒塌風險或耐震能力不足之建物。



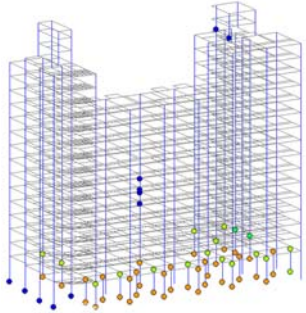
圖一 中高樓建物機率式倒塌評估流程圖

三、評估方法與實際應用案例

3.1 案例建物介紹

在本節中，吾人將以一棟於 2016 年美濃地震中實際發生倒塌之中高樓建物作為範例，以說明本文建議倒塌評估流程於實際應用時之方式。本案例建物為坐落於台

南市永康區之 16 層中高樓鋼筋混凝土建物，該建物樓層數地上 16 層、地下 1 層，其立面如圖二。



圖二 分析案例數值模型示意圖

3.2 地震歷時挑選與縮放

本文參照 FEMA P-58 之建議，於進行非線性動力分析時須同時考量水平雙向地震力對於結構反應之影響，而所輸入震波之選取(selection)及縮放(scaling)須依地震強度選定適當的目標加速度反應譜(target acceleration spectrum)，再選取至少 7 組與目標反應譜形狀吻合之雙向震波，挑選出與目標反應譜較為吻合之數個地震事件，再從其中挑選最為吻合之 11 組地震歷時，並將所選之震波進行適當縮放調整。

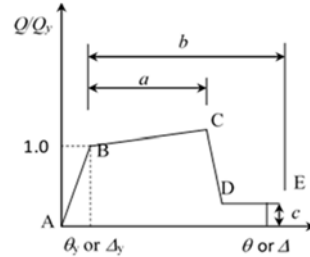
3.3 訂定倒塌破壞準則

本文從其他文獻中找尋適用於中高樓 RC 建物之最大容許準則或破壞準則，以定義瀕臨倒塌之整體結構與局部構件之預設破壞準則。一般而言，最大考量地震力之基本耐震性能要求即為避免倒塌(collapse prevention)。撓性系統開始產生顯著衰退之最大層間變位角界於 3%-5%間，而結構系統產生嚴重衰退後，接著極可能導致結構系統之倒塌。綜合以上說明，因案例建物屬於撓性系統，故於後文以最大層間變位角 4%作為避免倒塌之整體破壞準則。而結構倒塌的發生可起因於局部構件之強度或勁度衰減或破壞，以致漸進式的造成整體系統的不穩定，故除訂定整體結構破壞準則外，亦參考 ASCE 41-13 作為訂定個別構件預設破壞準則之依據。本文所使用之個別構件預設破壞準則為待評估建物中主要柱構件發生韌性容量用盡時

之行為，塑鉸狀態如圖二所示，韌性容量 μ_b 有如下之關係：

$$\mu_b = 1 + \frac{b}{\theta_y} \quad (1)$$

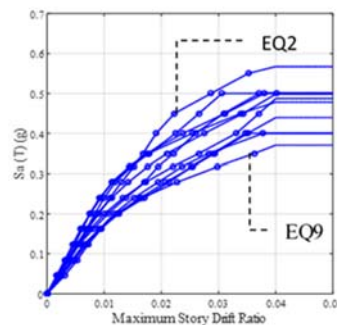
式中 θ_y 為柱構件達降伏時之塑性轉角，可由結構分析程式(如 MIDAS)求得， b 值如圖三所示。本文將以案例建物中任一主要柱構件是否達其韌性容量 μ_b 值作為判定是否發生局部構件破壞之準則。



圖三 混凝土構件標準化之力與變形關係

3.4 建立倒塌易損曲線

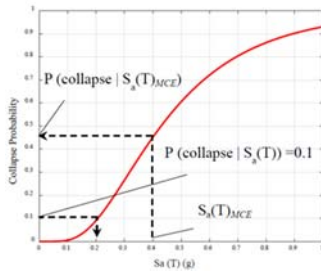
吾人可利用前述之建物數值模型執行增量動力分析，再據以建立倒塌易損曲線(collapse fragility curve, CFC)。首先利用各組震波在建物有效基本週期 $\bar{T}$ 之幾何平均譜加速度 $S_{gm}(\bar{T})$ 值，循序地調整震波之大小，以進行非線性動力分析，其後記錄各震波在不同地震強度之最大反應(一般為層間變位角)。增量動力分析之結果可利用如圖四所示之曲線加以展示，圖中橫軸為非線性動力分析所得之最大層間變位角 θ_{max} ，縱軸為遞增之地震強度 $S_a(\bar{T})$ ，圖中任一條曲線代表一組由小至大的歷時震波反應。當建物在某組歷時震波作用下被判定為倒塌後，便無需再繼續利用該筆震波進行非線性動力分析，僅需針對其餘未被判定為倒塌的歷時震波繼續向上調整其 $S_a(\bar{T})$ 強度，並執行非線性動力分析。而建



圖四 使用不同倒塌準則之 IDA 曲線

物於各地震歷時作用下發生倒塌與否，係依照倒塌準則加以判定，直到半數歷時反應被判定為倒塌時，即可停止增量動力分析，此時半

數地震歷時被判定為倒塌之地震力 $S_a(\bar{T})$ 即為該結構之倒塌容量中位數值 $\hat{S}_a(\bar{T})$ ，可用以建立倒塌易損曲線，如圖五所示。



圖五 案例建物倒塌易損曲線

3.5 計算性能指標及判定合格與否

倒塌耐震性能評估是將前述所得之倒塌易損曲線轉換成避免倒塌之性能指標。因此倒塌性能指標之選擇與其容許值之訂定將變得格外重要。本文參考國外規範選擇以「最大考量地震力下建物倒塌機率」及「年平均倒塌頻率」作為建物抗倒塌(CP)之性能指標，及判定是否需進行補強之依據。以下說明如何計算此二指標。

(1)最大考量地震力下之建物倒塌機率：

本文以 FEMA P-695 中第 7.1.2 節倒塌機率容許值作為判定建物抗倒塌耐震力是否合格之依據。其建議之容許值為建物が最大考量地震力下之倒塌機率須小於 10%。由於本案建物基本振動週期已大於 $2.5T_0^M$ ，故按照我國建築物耐震設計規範，本案建物之最大考量地震力於其有效第一模態週期處之譜加速度值為 $S_a(\bar{T})_{MCE} = 0.40g$ (亦即 $0.4 S_{MS}$)，再藉由圖五之倒塌易損曲線可查得當 $S_a(\bar{T})_{MCE} = 0.40g$ 時，該建物所對應之倒塌機率為 45.1%，如表 2 所示。該值已大於建議之容許機率 10%，故該建物被判定為抗倒塌耐震力不足需進行補強。

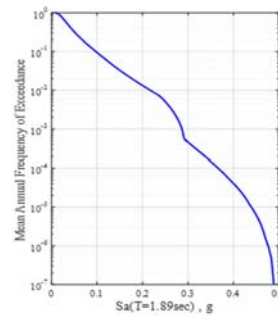
(2)年平均倒塌機率：

年平均倒塌頻率一般可由下式加以計算(Medina & Krawinkler, 2002)

$$\lambda_c = \int_0^\infty P(\text{Collapse} | S_a(\bar{T}) = x) d\lambda(x) \quad (2)$$

式中 $P(\text{Collapse} | S_a(\bar{T}) = x)$ 為地震強度 $S_a(\bar{T}) = x$ 時建物倒塌之機率，而 $\lambda(x)$ 為地震危害度曲線(圖六)中地震強度 $S_a(\bar{T}) = x$ 所

對應之年超越頻率。本文之 λ_c 合格標準採用 ASCE 7-10 所訂之標準，亦即 50 年內倒塌風險為 1% 以內 (或 $\lambda_c < 2.01 \times 10^{-4}$)。由本案建物之地震危害度曲線(如圖六)及倒塌易損曲線(圖五)可計算出其年平均倒塌



圖六 案例建物危害度曲線

頻率為 $\lambda_c = 43 \times 10^{-4}$ ，再將其轉換為 50 年內倒塌機率為 19.55%，因此依據前述 ASCE 7-10 之抗倒塌標準，可知該建物耐震力遠低於合格標準。

四、結論

建物之耐震性能評估法已於國外實行多年，其中需執行非線性動力分析之中高樓建物耐震性能評估亦於近五年中已有大幅進展，不僅在非線性動力分析上有所改進，同時於耐震評估架構與災損評估結果呈現上亦多有改善。本文及參考美國 FEMA P-58 之倒塌易損分析及國外有關倒塌評估準則，研議一套機率式倒塌風險評估法，該法以非線性動力分析推估結構反應，且採機率式耐震評估架構以考慮分析時所涵蓋之諸多不確定因子。同時本文倒塌判定準則參考 ASCE 41-13 及 TBI 所建議之避免倒塌破壞標準進而訂出本明確的倒塌判定準則。最後，為量化建物之抗倒塌能力，本文建議二種抗倒塌耐震性能指標，即最大考量地震力之倒塌機率及年平均倒塌頻率，再依 ASCE 7-10 及 FEMA P695 建議之倒塌風險容許值作為判定建物是否具有足夠抗倒塌能力之合格標準。最後，以一實際發生倒塌之案例建物執行本文之倒塌評估法，計算該建物兩種倒塌耐震性能指標，亦即經本文評估法評估之結果可知，該建物實屬具高倒塌疑慮之中高樓建築，應予補強。

中高樓層建築軟弱層及扭轉不規則效應評估研究

翁元滔¹ 鍾立來² 蕭輔沛³ 周德光⁴ 翁樸文⁵ 沈文成⁶ 黃立宗⁷

摘要

在 0206 美濃地震之建築物震害調查結果發現：中高樓層建築物常因其商業用途及使用機能所需，其結構特性常產生力傳遞路徑不良、贅餘度不足、底層軟弱、結構不規則效應過大及非韌性配筋等問題，以致易產生震損甚至倒塌造成大量人命傷亡。本計畫擬針對臺灣常見的鋼筋混凝土造之既有中高樓層建築物，蒐集 0206 美濃地震中臺南市區中高樓層災損案例，探討例如結構贅餘度因子、穩定性因子及剛重比指標等參數，是否可有效篩選及檢視中高樓層建築物是否有底層軟弱、平面與立面不規則效應、結構穩定性不足、結構贅餘度不足及力傳遞路徑不良等問題，以研擬後續的既有中高樓層建物耐震初評或篩檢之改進對策。

關鍵詞：軟弱層、非韌性配筋、結構不規則

一、研究方法及過程

從近年來國際接連發生例如：台灣 0206 美濃地震、2016 年日本熊本地震及 2017 年墨西哥地震等重大震害的經驗與啟示，帶動世界各國重新檢視既有建物耐震評估與補強程序是否可適切推動執行，尤其對於產權複雜，或因工程技術以外之因素而無法完成整體評估及補強作業之建築物，又例如台灣常見之中高樓層住商混合建物，因其底層常有挑高或挑空，導致底層軟弱而使其震害風險甚高，但又常因其所有權人間不易達成共識，或現況不允許整體結構補強之情況，故台灣目前急需發展適用於既有中高樓層建物之初評或篩檢程序。故本計畫針對國內習用之既有建物耐震初評程序，蒐集 0206 美濃地震中臺南市區中高樓層災損案例，探討例如結構贅餘度因子、穩定性因子、剛重比指標、結構不規則程度、柱構件破壞模式檢核、

剪力強度檢核及強柱弱梁檢核及結構現況檢討等定量參數或定性描述，並配合進行台灣習見之既有建物耐震初評結果，以檢視現有的初評程序是否可有效篩選及檢視中高樓層建築物常見底層軟弱、平面與立面不規則效應、結構穩定性不足、結構贅餘度不足及力傳遞路徑不良等問題，然後研討各個實際災損案例研討諸般定量參數與結構現況定性描述與其災損原因之相關性，以提出力求簡易且易於推動執行的耐震初評估程序改進方案，期以可有效篩檢出目前台灣震害風險較高之既有中高樓層建物，以促進提高此類建築之抗震能力，以更加確保國內建築物之耐震安全。

二、重要發現

經過對國內外有關既有建物之耐震初步評估程序之研討，以及綜整近年來國內外重大震害調查結果與建築物耐震評估與

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國立台灣大學土木工程學系教授

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副技術師

⁵ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁶ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁷ 聯邦工程顧問股份有限公司副總經理

補強之研究現況與發展方向，亦檢視國內外建築物耐震設計規範修訂沿革後，隨即就本計畫所選定之既有中高樓層建物實際災損案例，示範量化與展示其結構整體特性例如結構贅餘度因子、穩定性因子、剛重比指標、結構不規則程度等定量參數或結構現況例如力傳遞路徑不良等定性描述，並就建物底層結構檢核其例如梁柱構件破壞模式檢核、強柱弱梁檢核等局部特性指標；另外，各案例亦採用兩種建物初評程序以研討其耐震初評結果與該案例實際災損狀態之相關性。本研究對於既有建物耐震初評程序，以及現行建築物既有建物耐震評估與補強相關規範或指南修訂主要有以下幾點重要發現：

1. 目前國內外習見既有鋼筋混凝土建物耐震初評程序例如國內正在推行的 PSERCB 等，在結構不規則性、底層梁柱構件強度與韌性及 $P-\Delta$ 效應等往往僅倚靠工程師直覺定性的判斷，在評估時易未能適切反應其對建物耐震能力之影響，但在實際建築物震災調查結果發現這些結構特性常是導致既有中高樓層建物發生震損之重要因素，故應將結構不規則性、底層梁柱構件強度與韌性及 $P-\Delta$ 效應加以量化後適度融入建物耐震初評程序中，為提升國內既有中高樓層建物耐震評估準確度的最有效的手段之一。
2. 國內現行建築物耐震設計規範未來針對結構贅餘度、 $P-\Delta$ 效應及樓層非線性側向位移限制等研擬相關規定。

對於產權複雜，或因工程技術以外之因素而無法完成整體評估及補強作業之建築物，例如建物低樓層為商場，其上為住宅之住商混合情況，常因其所有權人間不易達成共識，或現況不允許整體結構補強之情況，但經初評結果有耐震安全疑慮須

緊急補強者，須儘速另訂簡易的耐震評估程序與局部補強設計方法，以優先確保建物無局部或整體崩塌之疑慮為其性能目標，以簡易的耐震補強工法如增加斜撐或框架等施工方式快速施工，期於短時間內大幅提高此類建築軟弱樓層之抗震能力。為強化既有建物耐震補強整合意願之誘因，故須儘速研議針對老舊公寓大廈之耐震能力初步評估結果為危險度甚高者，可提供短期緊急性之處理措施，並將該措施定義為階段性補強，其中須先建立建物崩塌潛能評估方法，藉由一系列之崩塌潛能量化指標以呈現建物是否有局部或整體崩塌之疑慮，若有高度疑慮者，應儘速報請主管機關同意後得優先進行階段性耐震補強，該補強設計應以優先確保無局部或整體崩塌之疑慮為其性能目標。

三、結論

主要結論如下：

本計畫所提有關結構贅餘度因子、穩定性因子、結構不規則、剛重比指標、非韌性配筋及梁柱構件破壞模式判別等參數與簡易程序，已彙整檢視其計算方法與流程，透過案例分別求算演示各個指標與簡易程序，以驗證是否可有效篩選及檢視中高樓層建築物是否有底層軟弱、平面與立面不規則效應、結構穩定性不足、結構贅餘度不足及力傳遞路徑不良等問題，初步發現本計畫所針對之結構設計分析檢核參數與簡易程序，可適度量化及篩檢整體結構及抗側力構件之耐震能力。

目前國內外習見既有鋼筋混凝土建物耐震初評程序例如國內正在推行的 PSERCB 等，在結構不規則性、底層梁柱構件強度與韌性及 $P-\Delta$ 效應等往往僅倚靠工程師直覺定性的判斷，在評估時易未能適切反應其對建物耐震能力之影響，但在實際建

築物震災調查結果發現這些結構特性常是導致既有中高樓層建物發生震損之重要因素，故應將結構不規則性、底層梁柱構件強度與韌性及 P- Δ 效應加以量化後適度融入建物耐震初評程序中，為提升國內既有中高樓層建物耐震評估準確度的最有效的手段之一。

- (1) 目前國內現行建築物耐震設計規範尚未針對結構贅餘度、P- Δ 效應及樓層非線性側向位移限制等，然而在台灣 921 大地震及 0206 美濃地震之建築物震災調查結果發現，部份嚴重受損的建築結構之贅餘度明顯不足或 P- Δ 效應甚大，或存在非線性側向位移過大等現象，故未來仍應將這些重要因素適度納入耐震設計規範研修規劃之中。

四、建議

由於目前國內現行常見的結構耐震初評或快速篩檢程序中常僅以概略定性或定量的指標來表達結構物之耐震能力，有時無法有效反映既有中高樓層建物例如住商混合大樓等常見之底層軟弱、平面與立面不規則效應、結構穩定性不足、結構贅餘度不足及力傳遞路徑不良等問題，本計畫針對蒐整國內外規範中常見之結構設計與分析檢核參數，蒐集匯整實際災損案例及其災損原因，查驗這些設計與分析檢核參數與程序是否可適切反映結構之耐震能力，以研擬適用既有中高樓層建物耐震初步評估程序。

本研究針對既有建物耐震評估與補強及建築物耐震設計規範檢討及修訂，並提出下列具體建議：

建議一：於「鋼筋混凝土建築物耐震能力初步評估平台(PSERCB)」增修有關結構不規則性、底層梁柱構件強度與韌性及

P- Δ 效應等加以量化後融入定量評估內容之項目與分級。

鑒於目前習見之既有建物初評流程中未能將結構不規則性、底層梁柱構件強度與韌性及 P- Δ 效應等加以量化作為評估之具體依據，尤其對既有中高樓層建物有可能影響其評估結果之準確度，故建議在例如 PSERCB 初評流程中有關結構系統之平面對稱性與立面對稱性，可參考本計畫所擬之結構不規則性量化等級作為評分標準；並將剛重比指標或結構穩定性因子列入評估項目中以適切反映 P- Δ 效應；另外，亦可將本計畫所採用之柱構件剪力比指標與強柱弱梁檢核指標列入評估項目中以適切考量梁柱破壞模式之影響。

建議二：於「建築物耐震設計規範及解說」增訂有關結構贅餘度相關規定

參考文獻

1. ASCE/SEI 7-10 (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10, published by the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
2. ASCE/SEI 41-13 (2014), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13, published by the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
3. MOC-2008 (2009), Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo. Comisión Federal de Electricidad, México, November (in Spanish).
4. Muto, K (1965), "Seismic Analysis of Reinforced Concrete Building", Shokoku-sha Publishing Co., Inc, Japan.
5. Nicola Caterino, Edoardo Cosenza and Behnam Mahzoun Azmoodeh (2013), "Approximate Methods to Evaluate

- Storey Stiffness and Interstory Drift of RC buildings in Seismic Area”, Structural Engineering & Mechanics Vol.46, No.2, pp. 245-267.
6. Paulay, T. and Priestley, M.J.N (1992), “Seismic design of reinforcement concrete and masonry buildings”, John Wiley & Sons Inc., New York.
 7. SEAOC Vision 2000, (1995), “A Framework for Performance-based Design”, California Office of Emergency Services.
 8. Vamvatsikos D and Cornell C A, (2002), “Incremental Dynamic Analysis”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, No.3, pp. 491-514.
 9. 中國土木水利工程學會, (2011), 「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-100)」, 科技圖書。
 10. 中華人民共和國住房和城鄉建設部, 2010, 「高層建築混凝土結構技術規程 JGJ 3-2010」, 中國建築工業出版社, 北京, 中國。
 11. 內政部, 1974, 「建築技術規則」, 台內營字第 573693 號令公布實施, 臺灣, 臺北。
 12. 內政部, 2006, 「建築物耐震設計規範及解說」, 台內營字第 0940087319 號令修正, 臺灣, 臺北。
 13. 吳俊霖、郭武威、黃世建、楊元森、羅俊雄, 2009, 「在地震力作用下非韌性鋼筋混凝土構架倒塌行為研究」, 國家地震工程研究中心研究報告 (NCREE-09-025), 臺灣, 臺北。
 14. 林士涵、Soheil Yavari、吳俊霖、黃世建、Kenneth J. Elwood、楊元森、翁樸文、Beyhan Bayhan、Jack P. Moehle, 2010, 「非韌性配筋鋼筋混凝土構架振動台實驗研究」, 國家地震工程研究中心研究報告 (NCREE-10-002), 臺灣, 臺北。
 15. 張筑媛, 2017, 「中高樓層初步評估」, 碩士論文, 國立臺灣大學土木工程學系, 臺灣, 臺北。
 16. 蔡宛婷, 2015, 「鋼筋混凝土橫簾柱耐震圍束之研究」, 碩士論文, 國立臺灣大學土木工程學系, 臺灣, 臺北。

鋼構造建築物耐震能力詳細評估方法研擬

林敏郎¹ 樂大誠² 鍾立來³ 王勇智⁴

摘要

鋼構造詳細評估法為延續鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估方法之原理以容量震譜法與非線性靜力側推分析為基礎，並使用國內工程師普遍使用之 ETABS 程式進行非線性靜力側推分析。本研究整理與統計國內已完成的 118 筆鋼結構構件試驗資料，提出構件受力與變形之建議塑鉸曲線，且與 ETABS 程式內建值、FEMA 273 及 ASCE 41-13 等建議塑鉸曲線比較，顯示本研究所提出的受力與變形曲線較為接近試驗結果且偏保守。其次，經由分析兩座門形鋼構架與一座同心斜撐鋼構架試驗結果，使用本研究提出的構件受力與變形曲線所得之構架側推曲線仍較 ETABS 程式及 FEMA273 及 ASCE41-13 接近試驗反應，顯示本研究所提出之構件受力與變形曲線確實較為合理。最後，以一棟鋼構造建築物進行詳細評估，以完整說明鋼構造耐震評估流程並對評估結果進行討論。

關鍵詞：鋼構造、詳細評估、側推分析

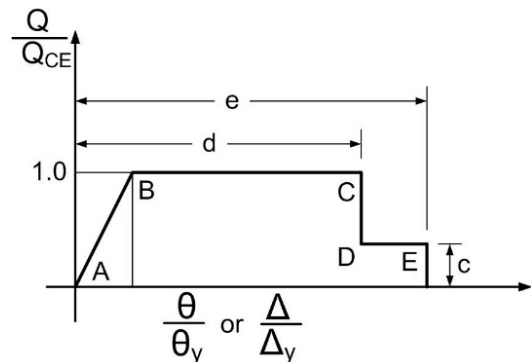
一、前言

鋼結構詳細評估以現行耐震規範修正 ATC-40 建議之容量震譜法，而容量震譜法所需之容量曲線可由對建築物進行非線性靜力推垮分析獲得。需注意進行側推分析時建築物的非線性行為由結構元件上的設定的塑鉸掌控，因此塑鉸的設定是否合理會影響到分析的結果。塑鉸的設定可參考 FEMA 273 的塑鉸曲線定義，然而 FEMA 273 的塑鉸曲線與 ETABS 內建塑鉸與國內多筆試驗資料有所差異。FEMA 273 的塑鉸曲線與 ETABS 內建塑鉸於強度是保守的，但韌性可能不保守，所以本文依照前人理論自行定義出一套合理的塑鉸設定建議，以供工程師參考與使用。

二、塑鉸建議

本章節提供詳細評估執行側推分析時，彎矩與軸力塑鉸的設定建議。當然工程師亦可依照其他文獻或實際試驗結果或自身經驗設定合理的塑鉸參數。使用本章節建議塑鉸得注意這些塑鉸表示的行為不包括且不考慮焊道破壞、栓接破壞、鏽蝕造成的效應等。本研究蒐集國內鋼構造試驗，藉由

擷取這些試驗中結構元件的力學行為與 FEMA 273[4]建議的力與位移曲線相互比較，如圖一，依統計結果提出建議值。



圖一 定義參數與載重與位移行為

彎矩塑鉸目標是能表現出彎矩作用在梁或柱產生的效應，故作者蒐集梁柱接頭的試驗資料用於此小節的統計分析。將試驗資料分為三大類，分別是一般型、增強型、減弱型。根據統計結果，建議塑鉸將梁依照斷面的寬厚比給予對應的塑鉸建議曲線的參數， $\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ 建議 $d=5.5$, $e=7$, $c=0$, $\frac{b}{2t_f} > \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$ 建議 $d=5.5$, $e=7$, $c=0$, $\frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b}{2t_f} \leq \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$ 以線性內插選取 d 值與 e 值。雖然三種類型的梁柱接

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研究所碩士

³國家地震工程研究中心副主任

⁴國立中央大學土木工程系教授

頭行為略有差異，以統計結果來看韌性行為減弱型最優，增強型次之，最後是一般型，但最終決定選取的 d 值與 e 值相同。建議塑鉸於 ETABS 中的輸入參數如表一與表二所示。

表一 彎矩塑鉸建議($\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$)

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	0	-6
D-	0	-6
C-	-1.135	-4.5
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.135	4.5
D	0	6
E	0	6

表二 彎矩塑鉸建議($\frac{b}{2t_f} > \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$)

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	0	-4.25
D-	0	-4.25
C-	-1.094	-3.125
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.094	3.125
D	0	4.25
E	0	4.25

常見的鋼結構元件，例如：梁、柱、斜撐等，破壞模式較少由剪力破壞主控，大多為降伏、挫屈、焊道撕裂等因素主控，加上目前沒有蒐集到適用的鋼結構剪力行為試驗，因此於執行實際鋼構造建築物側推分析時，需設定剪力塑鉸可使用 ETABS 內建的 V2 塑鉸，而對應的 SF(Scale Factor)由 0.55 倍腹板剪力強度計算而來，但建議完成分析後仍須逐一檢查模型中每根構件承受的剪力值是否大於該構件的剪力容量，工程師亦可以其他文獻或實際試驗結果或自身經驗設定合理的剪力塑鉸。

斜撐的力學行為以軸力塑鉸表現。鋼構中的斜撐有一般型的鋼斜撐，與近年許多學者研發出各式各樣的挫屈束制斜撐又稱 BRB。一般型斜撐軸力塑鉸的正值代表受拉，負值代表受壓，因此受拉所對應之軸力與軸向變形 SF(scale factor)為 P_y 與 Δ_y ，受壓所

對應之軸力與軸向變形 SF 為 P_{cr} 與 Δ_{cr} 。根據統計結果，建議軸力塑鉸受拉 $d=6, e=10, c=0$ ；受壓 $d=1, e=6, c=0$ 。建議塑鉸於 ETABS 中的輸入參數如表三所示。挫屈束制斜撐添加了側向支撐構材，改善了斜撐的挫屈問題。在 FEMA 273 中並無對於挫屈束制斜撐的建議力與位移曲線，因此將 FEMA 273 斜撐之受拉建議曲線對 x 軸與 y 軸各鏡射一次後做為挫屈束制斜撐 BRB 的受壓建議曲線。挫屈束制斜撐軸力塑鉸的正值代表受拉，負值代表受壓，且因受壓曲線是受拉曲線之鏡射，所以受拉與受壓對應之軸力與軸向變形 SF(scale factor)同為 P_y 與 Δ_y 。根據統計結果，本研究建議 BRB 的軸力塑鉸如表 12 所示， $d=8, e=10, c=0$ 。建議塑鉸於 ETABS 中的輸入參數如表四所示。

表三 軸力塑鉸建議:一般型斜撐

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	0	-8
D-	0	-5
C-	0	-5
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.15	5
D	0	9
E	0	9

表四 軸力塑鉸建議:挫屈束制斜撐

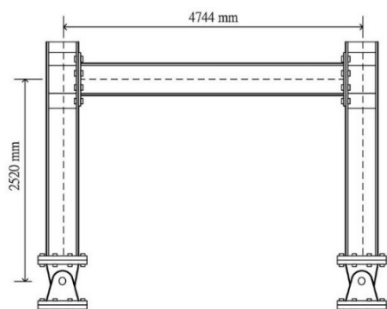
Point	Force/SF	Disp/SF
E-	0	-9
D-	0	-9
C-	-1.21	-7
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.21	7
D	0	9
E	0	9

三、構架試驗比較

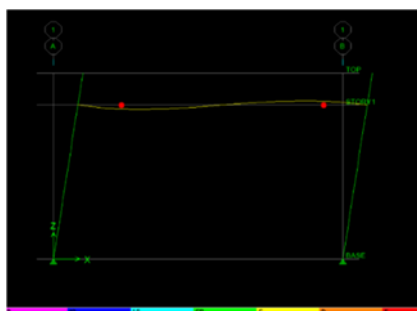
將建議的塑鉸加於構架試驗的模型中，再由 ETABS 執行側推分析，將 ETABS 側推分析得到之容量曲線與構架試驗的實際反應相互比較。本研究以 3 組構架試驗的資料為例，分別為單層單跨之抗彎構架、雙層單跨之抗彎構架、同心斜撐構架，礙於篇幅此處以單層單跨為例，驗證本研究提出

的塑鉸建議值，並希望這些塑鉸用於實際的建築物時能更具說服力。

選取的構架試驗來源為「Seismic performance of steel frames with controlled buckling mechanisms in knee braces」〔8〕，其中一組空構架試體，試體編號為 SMRF。SMRF 為單層單跨之空構架，梁為 H175×175×7.5×11，柱為 250×250×9×14，梁、柱材料皆使用 ASTM A36。材料的實際強度參考原文獻〔8〕中試片拉伸試驗結果，梁的實際材料強度為 310Mpa，柱的實際材料強度為 324.6Mpa。梁跨距為 4744mm，柱高為 2520mm，支承形式為鉸接。試驗配置如圖二所示。於構架頂層梁端一側以油壓動力機加載側向載重，採用位移控制，記錄試驗結果。



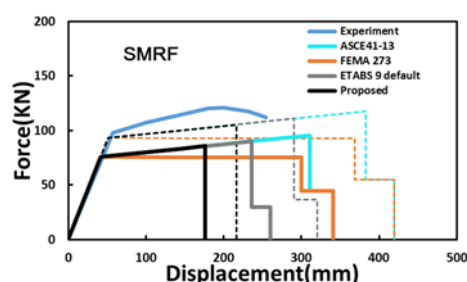
圖二 SMRF 試驗立面圖(示意圖)



圖三 SMRF 試體塑鉸破壞機制(Proposed)

在 ETABS 中建立模型，分別給予四種不同的塑鉸設定，其一是以 ETABS 的內建塑鉸設定，使用的 ETABS 版本為 9.7.4；其二是以本研究的塑鉸建議值設定塑鉸；其三是以前 FEMA 273 的塑鉸建議值設定塑鉸；其四是以 ASCE 41-13 的塑鉸建議值設定塑鉸。分別進行側推分析，並觀察四者的破壞模式皆是梁兩端塑鉸韌性用盡，如圖三所示。將四者由側推分析得到的容量曲線與試驗的遲滯迴圈包絡曲線皆繪於圖四，

以實線代表模型使用標稱材料強度而點狀虛線代表模型使用原文獻中拉伸試驗所得之實際強度。



圖四 SMRF 容量曲線比較圖

觀察圖四可列出以下幾項比較分析結果的重要項目。試驗的彈性勁度與側推分析得到的彈性勁度相當接近。再比較分析得到的最大強度和最大位移量，以試驗的最大強度和最大位移量為基準將各個不同塑鉸設定模型側推分析得到的最大強度和最大位移量以百分比表示，若數值大於 100%則表示有不保守的疑慮。首先，以試驗的最大位移 254mm 為基準列出各個不同塑鉸設定模型側推分析得到的最大位移量計算值，標稱強度 ETABS 內建塑鉸 102%，實際強度 ETABS 內建塑鉸 126%；標稱強度本研究建議塑鉸 69%，實際強度本研究建議塑鉸 85%；標稱強度 FEMA 273 建議塑鉸 134%，實際強度 FEMA 273 建議塑鉸 164%；標稱強度 ASCE 41-13 建議塑鉸 134%，實際強度 ASCE 41-13 建議塑鉸 164%。接著以試驗的最大強度 121kN 為基準列出各個不同塑鉸設定模型側推分析得到的最大強度計算值，標稱強度 ETABS 內建塑鉸 74%，實際強度 ETABS 內建塑鉸 91%；標稱強度本研究建議塑鉸 70%，實際強度本研究建議塑鉸 87%；標稱強度 FEMA 273 建議塑鉸 62%，實際強度 FEMA 273 建議塑鉸 76%；標稱強度 ASCE 41-13 建議塑鉸 79%，實際強度 ASCE 41-13 建議塑鉸 97%。根據以上觀察結果，除了以本研究建議塑鉸設定的模型分析結果韌性是保守的之外，其他塑鉸設定的模型分析結果有韌性不保守的情況，而所有的塑鉸設定的模型分析結果強度皆是保守的。

五、結論

1. 以許多國內鋼結構試驗資料修統計提出建議的塑鉸曲線，重點如以下所列：

彎矩塑鉸：

FEMA 273 建議的梁彎矩塑鉸($\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$)的 d 值為 10，e 值 12，本研究將一般型、增強型或減弱型的接頭，彎矩塑鉸($\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$)的 d 值皆建議為 5.5，e 值皆建議為 7，同時也觀察到 FEMA 273 的建議塑鉸曲線和試驗資料相比可能有韌性不保守的情況。此外，本研究提出的彎矩塑鉸曲線殘餘強度改用負勁度的方式表示，c=0。

剪力塑鉸：

剪力塑鉸建議使用 ETABS 的內建塑鉸，ETABS 內建剪力塑鉸係取 0.55 倍的腹板剪力強度為構件的剪力強度，且建議工程師完成分析後仍須逐一檢查模型中每根構件承受的剪力值是否大於該構件的剪力容量。

軸力塑鉸：

FEMA 273 建議的軸力塑鉸受拉段的 d 值為 12，e 值 15，受壓段的 d 值為 1，e 值 9。本研究除了一般斜撐外也蒐集了挫屈束制斜撐的試驗資料，一般斜撐的軸力塑鉸受拉段的 d 值建議為 6，e 值建議為 10，受壓段的 e 值建議為 6；挫屈束制斜撐的軸力塑鉸的 d 值建議為 8，e 值建議為 10。同時也觀察到 FEMA 273 的建議塑鉸曲線和試驗資料相比可能有韌性不保守的情況。此外，本研究提出的彎矩塑鉸曲線殘餘強度改用負勁度的方式表示，c=0。

2. 經由分析一座單跨單層門形鋼構架側推試驗顯示，使用本研究建議塑鉸性質之側推曲線，其最大位移最為接近試驗結果且偏保守，採用 ETABS 內建塑鉸、FEMA273、ASCE41-13 塑鉸性質之側推曲線與試驗結果相比則有最大位移高估之現象，且 ASCE41-13 高估最多，其次為 FEMA 273 及 ETABS 內建塑鉸。比較最大強度反應，最大強度排序與最大位移相同，不論模型使用標稱強度或實際強度本研究建議塑鉸與各文獻提出的塑

鉸建議曲線分析結果的最大強度皆接近試驗反應但仍低於試驗強度，屬偏保守側。綜合三座實際鋼構架測試結果比較顯示，本研究所建議塑鉸性質分析結果，在以保守為前提下最大位移與最大強度皆最接近試驗反應，可推論本研究所建議塑鉸性質具合理的保守，且分析結果具參考價值。

參考文獻

1. 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。
2. 陳正平，「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。
3. SCE standard ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", 2014.
4. 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。
5. 國家地震中心，安全耐震的家，2009。
6. 中華鋼結構工程學會，「鋼結構設計手冊(極限設計法)」，2003。
7. 林敏郎、游雅喬、樂大誠、邱聰智、蕭輔沛、鍾立來、王勇智，「鋼構造校舍結構耐震初步評估」，國家地震工程研究中心，報告編號:NCREE-15-012，2015。
8. H.-L. Hsu, Z.-C. Li, 「 Seismic performance of steel frames with controlled buckling mechanisms in knee braces」, Journal of constructional Steel Research 107, 2015.
9. 陳鈺霖，「多層多跨隅撐鋼結構之耐震性能研究」，許協隆教授指導，國家地震工程研究中心，報告編號:NCREE-12-024，2012。
10. 蔡克銓、連育群、魏志毓、吳安傑、蔡青宜、陳家乾、林克強，「斜撐面內挫屈之特殊同心斜撐構架耐震行為研究」，國家地震工程研究中心，報告編號:NCREE-10-003，2010。

鋼造組合式構架設計與振動台試驗反應與分析

林敏郎¹ 翁元滔² 鄭敏元³ 周蔚恩⁴

摘要

國家地震工程研究中心(NCREE)於台南建置第二實驗設施，特地設置「高速度長衝程地震模擬振動台」，此振動台可模擬地表近斷層運動，藉此進行與近斷層效應相關大型實驗研究。本研究規劃一座水平雙向各兩跨、高兩層樓之組合式鋼構架試體，利用該振動台進行一系列控制訓練與量測試驗，以驗證振動台控制技術及性能。該試體的梁柱接合部位以螺栓取代銲接，並提供斜撐接頭以進行完整空構架(Bare Frame)、加裝阻尼器構架(Viscous dampers Frame)以及 L 型構架(L-shape Frame)在加速度歷時下行行為反應與動力特性識別，並將實驗結果與非線性結構動力分析結果進行比較討論。試驗結果顯示，振動台精度控制達其設計目標，滿足實驗需求，且組合式鋼構架之樓層加速度及位移反應與模擬結果相近，並且為預期彈性運動反應，動力識別週期也與分析模型相近，該模型可用以建置後續不同構架組合之預測模型。

關鍵詞：近斷層、高速度長衝程地震模擬振動台、組合式構架、外橫隔板

一、研究方法及過程

過去研究指出近斷層地震波具有，例如有顯著的速度脈衝等特性，該速度脈衝對結構產生的力量可能高於耐震設計、地表錯動會產生明顯的永久位移等。鑒於近斷層為一速度脈衝波，國際間能夠模擬近斷層地震特性之實驗室非常有限，一般文獻對於近斷層效應大多根據數值分析模擬結果。近期在台南已建置完成國家地震工程研究中心(以下簡稱 NCREE)第二實驗設施，其中針對自 921 地震以來深受關切的近斷層效應與中高樓層建物耐震性能研究，特地設置「高速度長衝程地震模擬振動台」，此振動台提供六個自由度，平面雙向 ± 1000 mm 衝程位移量與垂直方向 ± 400 mm 衝程位移量，且可承載結構總重達 250 噸，適合從事大型結構實驗。本研究利用此實驗設備進行一系列之實尺寸三維鋼結構試體振動台試驗，欲了解該結構物在近斷層地震作用下之反應特性，其中該鋼構架試體(如圖一)是以模組化組合方式進行

設計，期望未來可用如消能元件與系統識別等課題相關試驗研究。

本研究針對振動台承重 100 噸重情況，振動台輸出最大加速度為 1.4g 之性能要求進行一系列設備性能驗證測試及振動台近、遠域地震波輸入測試，主要用以驗證振動台之性能及設備控制技術，並設計一座多功能之組合式鋼構架，建構其不同組合方式下構架的結構分析模型，並識別其動力特性，使此一組合式鋼構架可滿足例如結構健康診斷，隔減震元件測試，附屬設備及非結構元件測試及系統識別等研發需求。



圖一 兩層兩跨空構架試體組立完成

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副研究員

³ 國立台灣科技大學營建工程學系副教授

⁴ 國立台灣科技大學營建工程學系研究生

二、重要發現

實驗規劃為兩部分：一為探討振動台對於大型構架其地震模擬效能驗收；二為輸入挑選之近域與遠域兩筆地震資料對試體進行測試，利用加速度規、位移計、測力計、應變計量測試結果，並與國震中心開發軟體 PISA 3D 作比較討論。實驗分成三種不同組合之構架，參圖，純鋼構空構架(Bare Frame,BF)、加裝阻尼器構架(Viscous Damper Frame,VF)、L 型之空構架(L-Shape Frame,LF)總共三種不同型態的結構系統進行兩筆地震歷時不同縮尺(從 20%、40%、60%、80%、100%)的測試，紀錄結構在近域、遠域地震歷時運動下反應。每次變更試體型態或是同一型態在多次測試時會不定期利用白訊號進行系統識別，確保變更型態可以掌握構架系統週期與阻尼比；即使同一型態也可以不定期利用白訊號進行動力識別，確認週期還有阻尼比是否出現變化、試體是否有鬆動或是進入局部降伏等，以保持實驗品質。

探討分析裝置非線性液態黏性阻尼器之鋼結構以及接續一連串之行為反應前，皆須進行動力識別之白訊號試驗，藉以掌握構架特性，包括各振態週期(Period)、模態(Mode Shape)以及阻尼比(Damping Ratio)等。但是由於此構架裝置非線性阻尼器(VF)，故其整體結構系統之阻尼比會隨構架之受力狀態以及位移量而有所不同，無法識別其實際的系統阻尼比，故對於空構架(BF)，作動力識別之分析結果以利進行後續試驗。

振動台理想反應為輸入檯面之加速度歷時等於回傳之加速度歷時，但是實際上試體構架為非剛性試體，加速度歷時於頻率域上可以發現當有試體共振頻的內涵，會出現不收斂的現象。

振動台使用均方根值(Root Mean Square,RMS)來表示加速度歷時激發與響應其離散程度的系統誤差，均方根值可以表示成式(1)：

$$\text{RMS}[X] = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i)^2}{N}} \quad (1)$$

令 X_{ref} 代表對振動台加速度歷時之輸入； X_{fbk} 代表振動台檯面回傳加速度歷時之輸出，則系統誤差可用式(2)來表示之：

$$\begin{aligned} \text{Error}(\%) \\ = \frac{\text{RMS}[X_{ref} - X_{fbk}]}{\text{RMS}[X_{ref}]} \end{aligned} \quad (2)$$

每一次振動台對試體輸入地震加速度歷時後，均會透過 RMS 誤差值來判斷地震歷時重現之失真程度，透過多次操作迭代可以漸漸降低振動台系統誤差，一般對振動台控制誤差在 20% 為良好可接受之誤差。

表一為輸入振動台地震歷時，RMS 誤差經過多次迭代作系統誤差修正後的值，可以發現空構架的誤差大，不容易收斂；而加裝阻尼器之構架在多次迭代後有良好收斂性，意即阻尼器確實可以在構架第一模態與第二模態提供阻尼比。

表一 振動台響應之系統誤差 RMS

Bare Frame	CHY101-60p	TCU084-60p
X-direction	33.8%	18.2%
Y-direction	23.8%	30.7%
Z-direction	19.8%	14.2%
Viscous DP Frame	CHY101-100p	TCU084-100p
X-direction	10.3%	5.3%
Y-direction	12.6%	11.2%
Z-direction	9.2%	6.4%

三、結論

主要結論如下：

- (1) 試驗反應如設計預期，各種組合構架於實驗前後皆使用白訊號進行動力識別，由空構架(Bare Frame)頻率為 3.2Hz 到加裝阻尼器構架(Viscous Dampers Frame)頻率為 3.1Hz，沒有太大變化，L 型構架(L-shape Frame)實驗前後結構頻率均維持在 3.4Hz，合理判斷試體仍然為彈性反應。
- (2) 本研究主要用以驗證 NCEE 台南實驗室高速度長衝程振動台的效能，其中透過一系列的振動台測試，振動台模擬地震加速度歷時控制響應誤差在容許接受範圍，展現該振動台確可適切模擬近斷層地震的高速度脈衝與地表永久位移的近斷層特性。
- (3) 本研究針對空構架(BF)、加裝阻尼器構架(VF)以及 L 型構架(LF)三種組合結構系統，建立其相對應的結構分析模型，並輸入振動台實測所得加速度歷時以進行模態分析及歷時動力分析，經比對分析及動力識別所得的模態週期比較，結果證明所建分析模型與試體構架動力特性甚相近，可作為後續分析模擬與試驗研究之參考。
- (4) 比較最大頂層位移與加速度在近域(CHY101)與遠域(TCU084)地震的結果，發現頂層加速度甚接近，誤差約 10%，而最大位移誤差在動態實驗中相對大約 30%，但是分析之歷時波形良好的模擬實驗實際波形。

四、建議

1. 未來此組合式鋼構架還有其它組合方式，例如組合成立面不規則特性結構，並可進行相關的試驗與分析研究；另外，亦可利用此一組合式構架加裝隔減震元件，進行相關試驗與分析研究以驗證隔減震元件之效能。
2. 本研究所設計之組合式鋼構架，不但提供了數種組合方式，亦可加裝附屬

設備或非結構元件，以進行相關的試驗與分析研究。

參考文獻

1. Jack W. Baker, (2007) –Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions Using Wavelet Analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 97, No.5, pp. 1486-1501.
2. Hall, J.F., Heaton, T.H., Halling, M.W. and Wald, D.J., (1995) –Response of High-rise and Base-isolated Buildings to a Hypothetical Mw 7.0 Blind Thrust Earthquake, Science, Vol.267.
3. Makris, Nicos and Roussos, Yiannis, (1998). Structure–Rocking Response and Overturning of Equipment Under Horizontal Pulse-Type Motion, Earthquake Engineering Research Center, UC-Berkeley, PEER report, 98/05, pp. 19-31
4. Kurobane,Y., Packer,J.A., Wardenier,J., Yeomans,N., (2004) –Design guide for structural hollow section column connections ,ISBN 3-8249-02802-6, TÜV-Verlag, Germany, p136.
5. Ray W. Clough, Joseph Penzien, (1993) –Dynamics of Structures ,ISBN 0-07-011394-7,p53
6. 「鋼結構極限設計法規範及解說」，2010，內政部營建署。
7. 洪雅惠，2002，「含非線性黏性阻尼器結構之減震試驗與分析」，國立台灣科技大學營建工程系碩士論文，黃震興教授指導。
8. 詹雅嵐，2008，「結構動力歷時分析之地震強度調整方法研究」，國立台灣大學土木工程系碩士論文，蔡克銓教授指導。
9. 陳生金，2009，「鋼結構行為與設計」，科技圖書。
10. 蔡宛昀，2012，「含矩形鋼管柱構架系統之研發」，國立台灣科技大學營建工程系碩士論文，陳正誠教授指導。

11. Charles G. Salmon, John E. Johnson, Faris A. Malhas, (2009) –Steel Structures Design and Behavior.
12. 林永盛，1991，「基礎結構動力」，文笙書局。
13. 林克強，2000，「具上下夾型柱外橫隔板之鋼管混凝土柱梁接頭行為研究」，國立台灣大學土木工程系博士論文，蔡克銓教授指導。
14. Bo-Zhou Lin, Yi-Jer Yu, Ming-Chieh Chuang, Keh-Chyuan Tsai, (2011) – PISA3D Standard Edition R3.2 User's Manual, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan.

含剪力鋼板之鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究

林敏郎¹ 黃昭勳² 姚本濠³

摘要

本研究針對傳統梁配筋型式連接梁韌性不佳之問題，提出於 RC 連接梁內部置入剪力鋼板之改善方案，由於置入之鋼板主要提供剪力強度，並非提供彎矩強度，因此，僅需使用少量之鋼板面積，且端部僅需剪力傳遞，故邊界構材之端部錨定相對容易許多，此型式之連接梁更具備可預鑄之優勢，故極具研發價值。本研究主要經由實驗與分析之方式，進行六座跨深比 2 之連接梁試體，經由雙曲率與零軸壓之狀態下進行反覆載重試驗，發展置入鋼板於邊界構材之端部錨定型式，探討不同鋼板添加量對於連接梁剪力強度提升效果與韌性改善情形，並提出置入鋼板及端部錨定之設計方法。試驗結果顯示超過 ACI 318-14 規定之剪力上限之傳統型連接梁試體，不僅發揮其撓曲能力，也展現極限層間位移大於 4% 之位移能力，而在不同鋼板錨定長度之試體中，可看到能藉由改變錨定長度來控制撓曲強度之發展，從不同用鋼量之試體中，可得知較少用鋼量之試體，能展現較良好之耐震行為。

關鍵詞：剪力牆、連接梁、剪力鋼板、剪力強度、韌性

一、前言

在美國 ACI 318-14[1]規範中，對剪力連接梁配置對角向鋼筋籠之規定往往造成現場施工上的不便，而從過去研究得知簡化對角配筋是一在施工性和連接梁行為取其平衡之方式，但其行為仍不及規範所規定之配筋型式，作者認為鋼板的配置是可以在取得施工性同時又能提升連接梁之剪力容量及其韌性行為，並且能夠改善在後期強度衰降迅速之問題。因此，研發具良好耐震性能又同時兼顧施工性之剪力連接梁為本研究主要目標。



圖一 試驗佈置圖

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，選定 30×50 平方公分之斷面，與 100 公分作為梁之淨長度。本研究共設計六座跨深比為 2 之連接梁試體，試體編號分別為 CB2-1、CB2-2、CB2-3、CB2-4、CB2-5 及 CB2-6，六座試體之主要設計參數為鋼板用量及鋼板之錨定長度，試體設計參數如表 1，其餘材料標稱強度分別為，縱向鋼筋採用 #8 SD420、箍筋採用 #4 SD420 之普通強度鋼筋，鋼板採用降伏強度 250MPa 之 A36 鋼板，混凝土皆採用 42MPa 之普通強度混凝土。主要探討跨深比為 2 之連接梁，在加入鋼板情況下是否仍有良好行為，並改變鋼板錨定長度，藉此觀察控制彎矩發展之可能性。

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

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工程學系副教授

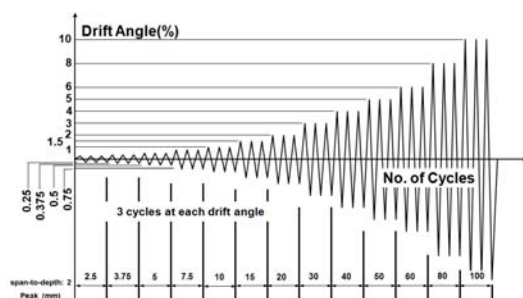
³國立台北科技大學土木工程學系研究生

型鋼架確保上部基礎不會發生轉動，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 1。

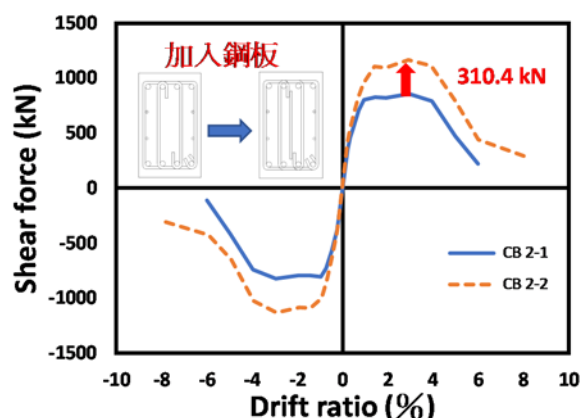
為了模擬地震反覆之作用，本試驗參考 ACI 374.1-05[2]之加載方式，每個層間變位三個迴圈，層間變位依序為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%、8%及 10%。

表 1 試體設計參數

試體編號	斷面配筋	鋼板厚度 (錨定長度)	Mn (kN-m)	受拉 鋼筋比
CB 2-1		-	364	0.0174
CB 2-2		t=1cm (75cm)	496.6	0.0174
CB 2-3		t=1cm (25cm)	364	0.0174
CB 2-4		t=1cm (25cm)	364	0.0174
CB 2-5		t=0.5cm (25cm)	364	0.0174
CB 2-6		t=0.6cm (25cm)	364	0.0174



圖二 加載歷時圖

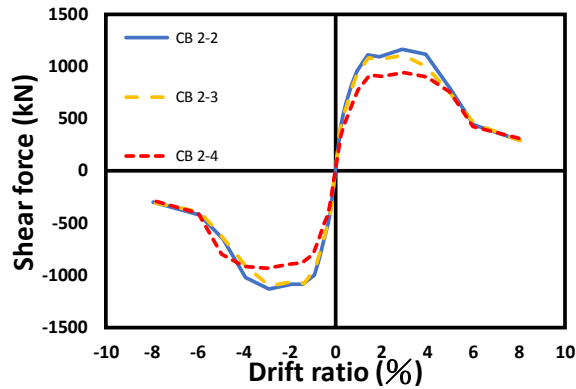


圖三 試體置入鋼板與否之行為比較

四、試驗結果

試體 CB2-1 與 CB2-2 於斷面設計、混凝土及鋼筋強度皆相同，控制變化參數為在試體 CB2-2 加入一片 1cm 厚鋼板，並埋入基礎 75cm(1.5 倍梁深)確保其錨定良好可完全發揮鋼板之撓曲強度，二支試體之包絡線如圖 3。試體 CB2-2 中可看到加入鋼板後可使最大側力強度由 854.2 kN 提升至 1164.6 kN 約 36%，達強度點時層間位移皆約在 3%，此時主筋早已發生降伏，且皆有發展撓曲強度，從 CB2-2 之主筋降伏時間點可以看到較試體 CB2-1 來的晚，說明鋼板能夠共同承擔彎矩，發揮其抗彎功效；於位移能力方面，試體 CB2-1 與 CB 2-2 之極限層間位移僅由 4.3%提升至 4.5%，從實驗結果可看到試體 CB2-2 因鋼板之影響造成側邊混凝土有垂直向裂縫發生，可能導致混凝土受擠壓較早開裂使強度下降；於初始勁度方面，試體 CB2-1 與 CB 2-2 皆因為架設過程之影響，正負向之初始勁度彼此皆有落差，故採用極值之割線勁度做比較，初始勁度分別為 157kN/mm 與 183kN/mm，試體 CB2-2 較 CB2-1 增加了約 17%，說明鋼板確實能提升連接梁整體勁度；於強度衰減方面，從遲滯迴圈圖可以看到試體 CB2-2 在達最大強度點後衰降程度皆與試體 CB2-1 相近，但於第二第三迴圈衰降程度則較試體 CB2-1 少約 10%，可說明在混凝土壓碎後鋼板與鋼筋共同抵抗側力延緩其衰降；於能量消散方面，試體 CB2-2 因加入鋼板共同承擔力量使遲滯迴圈較為飽滿，在完成 6%層間位移時其

累積能量消散比試體 CB2-1 提升了約 2 倍之消能，擁有較佳之消能行為。是故試體 CB2-2 在強度、勁度與能量消散方面確實優於試體 CB2-1，但對於位移能力並無顯著提升。

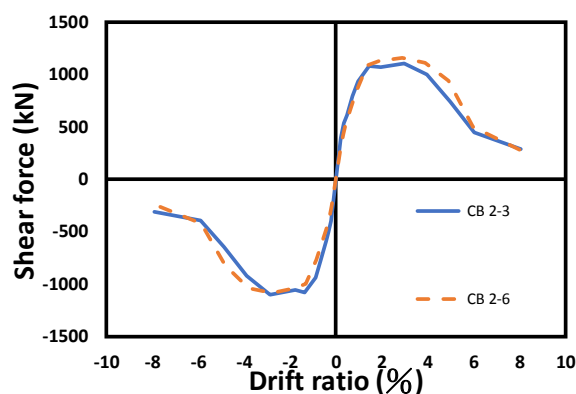


圖四 不同錨定長度之行為比較

試體 CB 2-2、CB 2-3 與 CB 2-4 於斷面設計皆相同，但因試體 CB 2-4 為不同時間發包之試體，故材料強度有些微差異。此三支試體主要控制參數為鋼板埋入基礎之長度，皆使用厚度 1cm 之鋼板，試體 CB 2-2 設計需求為鋼板需錨定良好，試體 CB 2-3 則不需錨定良好，而試體 CB 2-4 之鋼板完全不錨定僅進入基礎保護層 4cm。其包絡線如圖 4 所示，其最大側力強度分別為 1164.6kN、1106.8kN 與 939.6kN，發生時層間位移分別為 2.91%、2.96%與 2.98%，此時主筋已發生降伏。於鋼板錨定長度之影響，從表 5.4 可看到試體 CB 2-2 在錨定良好情況下提升 36%撓曲強度，試體 CB 2-3 在未錨定完全下提升 29%撓曲強度，幾乎與試體 CB 2-2 齊平，由此可說明其錨定長度也相當足夠，可推論原因可能為低估基礎之承壓力所造成之影響。試體 CB 2-4 之撓曲強度僅提升了 4%，與預期之效果相近；於位移能力方面試體 CB 2-2、CB 2-3 與 CB 2-4 極限層間位移則分別為 4.5%、4.4%及 5.0%，說明了試體 CB2-4 有較佳之位移能力；於初始勁度方面，試體 CB 2-2、CB 2-3 與 CB2-4 皆因為架設過程之影響，正負向之初始勁度彼此皆有落差，故採用極值之割線勁度做比較，初始勁度分別為 183kN/mm、186kN/mm 與 157kN/mm；於強度衰減方面，試體 CB2-2 與 CB2-3 皆

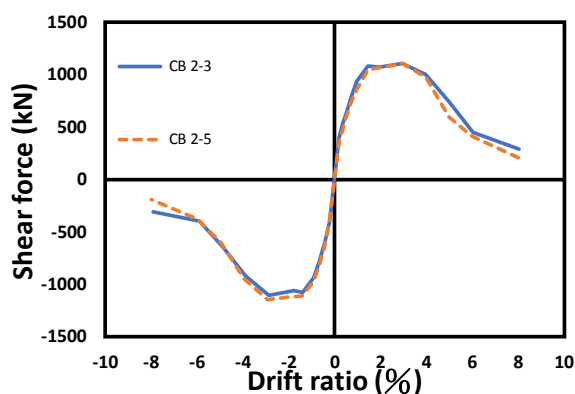
在達最大強度點後開始大幅衰降，而試體 CB2-4 則較為緩慢；於能量消散方面，在完成 8%層間位移時試體試體 CB2-2 與 CB2-3 累積能量消散相近，而試體 CB2-4 僅有其 60%之消能，可說明錨定良好之鋼板其強度較高，擁有較好的消能行為。

試體 CB2-3 與 CB2-6 於斷面設計皆相同，但因兩者為不同時間發包之試體，故材料強度有些微差異。此兩支試體主要控制參數為鋼板用量，鋼板用量取決於試體後期強度之衰降，衰降程度介於 1.3 至 2.9 倍 V_c ，於保守設計下取 2 倍和 3.5 倍 V_c 作為鋼板用量，試體 CB2-3 為加入厚度 1cm 之鋼板(3.5 倍 V_c)，試體 CB2-6 為加入厚度 0.6cm 之鋼板(2 倍 V_c)，兩者鋼板錨定長度皆相同。其試體包絡線如圖 5 所示，其最大側力強度分別為 1106.8kN 與 1158.2kN，發生時層間位移分別為 2.96%與 2.87%，此時主筋已發生降伏，試體 CB 2-3 與 CB2-6 比預測最大撓曲強度多發展近 30%，兩者最大強度接近除因試體材料差異，也與鋼板挫屈行為有關，從實驗結果看到試體 CB2-3 鋼板有發生嚴重挫曲，試體 CB2-6 則僅有些微挫屈發生，由此可推論在用鋼量較少情況下，鋼板與混凝土間複合情況較為良好，使鋼板能發揮較多之撓曲強度；於位移能力方面，試體 CB2-3 與 CB2-6 極限層間位移分別為 4.4%與 4.9%，再次說明用鋼量較少的情況下，可以減緩試體強度衰降；於初始勁度方面，試體 CB2-3 與 CB2-6 皆因為架設過程之影響，正負向之初始勁度彼此皆有落差，故採用極值之割線勁度做比較，初始勁度分別為 186kN/mm 與 143kN/mm；於強度衰減方面，試體 CB2-3 與 CB2-6 皆在達最大強度點後開始衰降，而試體 CB2-6 則較為緩慢；於能量消散方面，試體 CB2-6 在完成 8%層間位移時累積能量消散約為試體 CB 2-3 的 85%，說明鋼板用量與其能量消散成正比，越多的用鋼量可擁有較好之消能行為。



圖五 不同用鋼量之行為比較

試體 CB2-3 與 CB2-5 於斷面設計皆相同，但因兩者為不同時間發包之試體，故材料強度有些微差異。此兩支試體主要控制參數為鋼板與混凝土接觸面積，試體 CB2-3 為加入厚度 1cm 之鋼板，試體 CB2-6 為加入兩片厚度 0.5cm 之鋼板，兩者鋼板錨定長度和用鋼量皆相同。其試體包絡線如圖 6 所示，其最大側力強度分別為 1106.8kN 與 1144.4kN，發生時層間位移分別為 2.96% 與 2.91%，此時主筋已發生降伏，從實驗結果看到試體 CB2-3 與 CB2-5 之鋼板皆有發生嚴重挫曲；於位移能力方面，試體 CB2-3 與 CB2-5 極限層間位移分別為 4.4% 與 4.0%，試體 CB2-5 之極限層間位移反而比試體 CB2-1 還差，推論原因為試體內鋼板之圍束混凝土短向厚度較小且無配置繫筋，導致混凝土圍束效果較差，因此強度衰降較快；於初始勁度方面，試體 CB 2-3 與 CB2-5 皆因為架設過程之影響，正負向之初始勁度彼此皆有落差，故採用極值之割線勁度做比較，初始勁度分別為 186kN/mm 與 179kN/mm；於強度衰減方面，試體 CB2-3 與 CB2-5 皆在達最大強度點後開始衰降，而試體 CB2-5 則較早開始衰降；於能量消散方面，試體 CB2-3 與 CB2-5 在完成 8% 層間位移時累積能量消散相近，說明消能行為與強度有直接影響關係。



圖六 增加鋼板與混凝土接觸面積

五、結論與展望

本研究結果發現各試體之耐震行為皆良好，UDR 皆有高於 4% 以上，因此有以下四點結論：一、加入鋼板可有效提升跨深比 2 之連接梁行為；二、在不同鋼板錨定長度之試體中，可看到確實能藉由改變錨定長度來控制撓曲強度之發展，可達到僅提升剪力強度，不提升撓曲強度之目的；三、在較少的用鋼量下連接梁之行為較為良好，根據本實驗結果建議以 1.3% 之用量作為設計依據；四、實驗結果顯示，ACI 318-14 對於連接梁之設計剪力上限值方面過於低估，由本次試驗之試體 CB2-1 結果顯示，在使用普通強度材料下其剪力強度為 6.5 倍混凝土抗剪強度(超過規範規定之剪力上限值)時，不僅可發揮構件之撓曲強度，其強度也維持近 5% 層間位移，而極限層間位移(UDR)可達 4.3%，展現出良好之位移能力。而在跨深比較低之連接梁於設計上容易超過規範規定之剪力強度上限值，因此建議可放寬此上限值，以利於工程師設計連接梁。

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. ACI Committee 374, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, 2005.

層間梁結合擴柱工法應用於雙層 RC 構架耐震補強之驗證

黃昭勳¹ 林敏郎² 鄭宇軒³

摘要

目前台灣地區對於耐震能力不足的中小學校舍大多以擴柱方式進行補強。由於擴柱工法主要在增強個別柱體之撓曲及抗剪強度，對於中高層建築物耐震能力之提升效果十分有限。為提高擴柱工法之補強效益，本研究提出一種以層間輔助梁結合擴柱之補強方式。藉由層間梁兩端在構架側向變形中所產生的抵抗彎矩，擴柱所增加之柱體強度將能更有效地發揮。先期研究中顯示結構物在以上述工法補強後，其耐震能力確實有明顯的提升。為進一步探討層間梁高程提高對補強效果之影響並驗證其應用於多樓層建築物之可行性，本研究中針對三座分別代表原型構造、擴柱補強、及層間梁結合擴柱補強之雙層 RC 構架進行擬靜態側推試驗。試驗結果顯示層間梁高程提高並未影響此工法之補強效果，對於多樓層建築物之補強效果亦較單層構造更為顯著。

關鍵詞：耐震補強、擴柱工法、層間梁、側推分析

一、前言

近年來台灣地區老舊校舍之耐震補強主要採用翼牆、擴柱、及剪力牆三種工法。其中擴柱工法主要在提高個別柱體之撓曲及剪力強度，對於柱體兩側之 RC 梁並未進行補強，因此一旦柱底出現撓曲降伏，建築物之側力強度便無法繼續提昇。為提高擴柱工法之補強效率，我們可在相鄰擴柱元件間增設一層間梁，藉由層間梁端部在構架變形時所產生的抵抗彎矩提高構架之側力強度，繼而提昇擴柱工法之補強效益。以上工法已於 2016 完成單層構架之實驗驗證，為進一步驗證此工法應用於多樓層建築物之補強效果，本研究中將試體高度提高至雙層，跨度增加為 4.0 m、並將垂直於主梁之擴柱寬度增加為兩側各擴大 20 cm、層間梁寬度則與擴柱寬度相同。

二、試體設計

為驗證層間梁配合擴柱工法應用於校舍耐震補強之可行性，本研究中規劃了「原

型」(Prototype, 編號 PR-2)、「擴柱補強」(Column Jacketing, 編號 CJ-2)、以及「擴柱並增設層間梁補強」(Column Jacking + Supplemental Beam, 編號 CJB-2) 等三座實尺寸混凝土構架試體(見表 3-1)。其中原型試體之高度及構材斷面乃是參照台灣地區典型中小學校舍之長向構架型式進行設計，試體跨度則須配合試驗場現有之預力孔位(間距 1 m)，因此取為 4 m。

為反映老舊校舍中混凝土強度普遍偏低的現象，原型試體(包括 PR-2 與補強前之 CJ-2 及 CJB-2 試體)中之梁、柱、及版均採用 $f_c' = 15.7 \text{ MPa}$ (160 kgf/cm^2) 之混凝土，基座則使用 $f_c' = 41.2 \text{ MPa}$ (420 kgf/cm^2) 之混凝土以避免鎖固時發生損壞。在鋼筋強度方面，梁柱主筋原擬比照多數既有校舍使用 SD280W 鋼筋($f_y = 275 \text{ MPa}$ 或 2800 kgf/cm^2)，然因國內廠商已停產 No.6 (含) 以上之 SD280W 鋼筋，因此改以 SD420W 鋼筋($f_y = 412 \text{ MPa}$ 或 4200 kgf/cm^2) 替代，橫向鋼筋 (No.3) 仍維持 SD280W，基座(非本研究之測試標的)，則

¹ 國立台北科技大學土木工程學系副教授

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國立台北科技大學土木工程學系研究生

使用 SD420W 鋼筋。

在補強構材方面，試體 CJ-2 及 CJB-2 中擴柱斷面之新增部分及層間梁均使用 $f_c' = 27.5 \text{ MPa}$ (280 kgf/cm^2) 之混凝土，鋼筋則一律採用 SD420W 鋼筋。相關構材之材料性質請參考表 1 及表 2。

表 1 試體中各元件之混凝土強度

Specimens	Element	$f_c, \text{MPa (kgf/cm}^2\text{)}$	
		Specified	Test
PR-2	Foundation	41.2 (420)	44.1 (449)
CJ-2 CJB-2	T-Beam, Column	Story 1	15.7 (160)
		Story 2	15.7 (160)
CJ-2 CJB-2	Column-Jacketing, Supplemental Beam	Story 1	27.5 (280)
		Story 2	27.5 (280)

表 2 鋼筋降伏強度

	$f_y, \text{MPa (kgf/cm}^2\text{)}$	
	Specified	Test
No.3	275 (2800)	341 (3475)
No.4	412 (4200)	472 (4817)
No.6	412 (4200)	460 (4690)
No.8	412 (4200)	454 (4628)

三、加載方式

為模擬三層樓之規則性建築物在地震中頂層及底層之受力狀況（根據靜力分析法，一樓層高度及重量均相同之三層樓規則性建築物三樓與一樓之水平地震力比值約為 1:2），本實驗中各試體上下層均以相同之水平力同步加載，並以試體下層之層間變位比

$$\text{Drift Ratio} = (\Delta / H) \times 100\%$$

（ Δ_1 = 試體下層 T 形梁中心點之水平變位， H = 柱底至 T 型梁中心線高度 = 2.95 m）作為各加載階段 (loading phase) 之控制參數。每一個加載階段應執行三個正反向加載循環，各階段所對應之層間變位比及加載速率 (圖 1)。

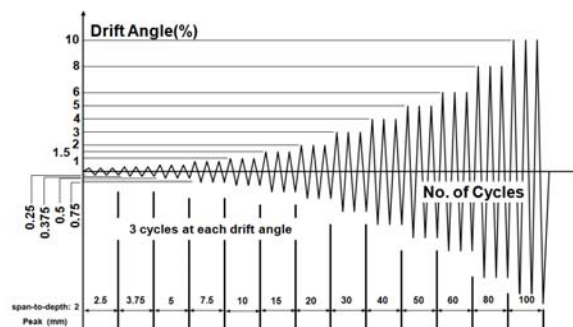


圖 1 加載歷時圖

四、試驗結果

試體 PR-2 在反向循環載重 (reversed cyclic loading) 下試體整體之遲滯迴圈、強度包絡線、與脊骨曲線請參考圖 2 及圖 3，圖中橫座標為試體 (上層) 頂部之水平位移，縱座標為基底剪力。試驗結果顯示試體正、反向 (脊骨曲線) 之最大側力強度別為 209 kN 及 214 kN。

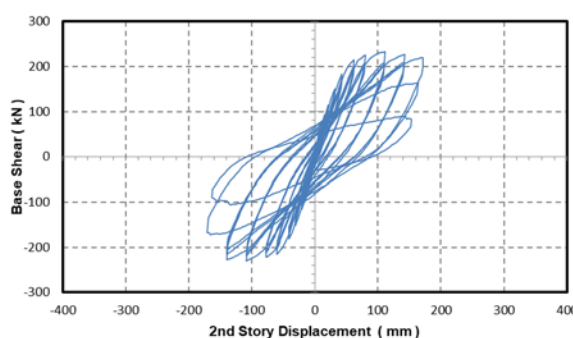


圖 2 試體 PR-2 遲滯迴圈

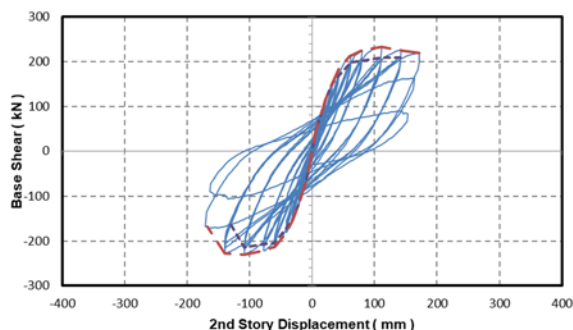


圖 3 試體 PR-2 強度包絡線與脊骨曲線

試體 CJ-2 於各加載階段之變形狀況。試體之遲滯迴圈、強度包絡線、與脊骨曲

線請參考圖 4 及圖 5，試驗結果顯示試體正、反向(脊骨曲線)之最大側力強度分別為 846 kN 及 734 kN。

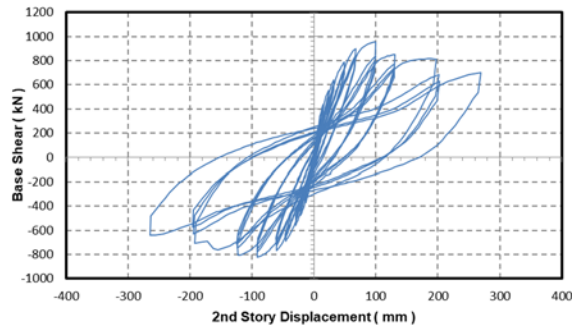


圖 4 試體 CJ-2 遲滯迴圈

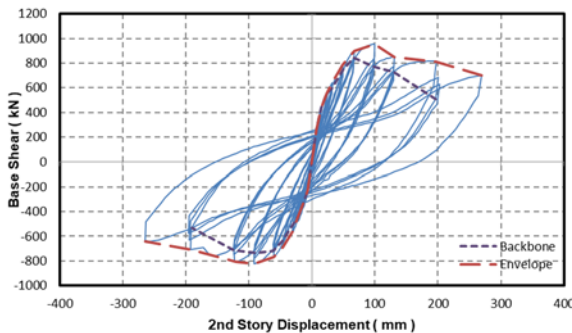


圖 5 試體 CJ-2 強度包絡線與脊骨曲線

試體 CJB 於各加載階段之變形狀況。試體之遲滯迴圈、強度包絡線、與脊骨曲線請參考圖 6、圖 7 試驗結果顯示試體正、反向(脊骨曲線)之最大側力強度分別為 1326 kN 及 1342kN。

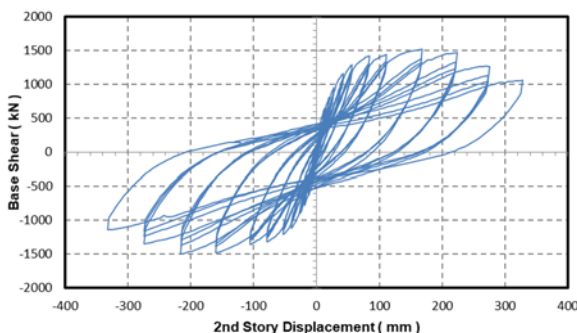


圖 6 試體 CJB 之遲滯迴圈

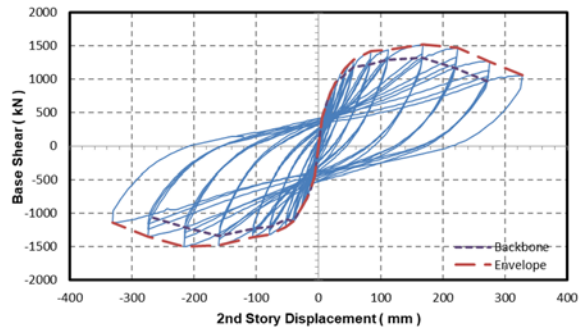


圖 7 試體 CJB 之強度包絡線與脊骨曲線

所示分別為三座試體以頂層水平變位為橫座標所繪製之脊骨曲線(圖中各曲線縱座標為正、反向脊骨曲線縱座標之平均值)，其中試體 PR-2、CJ-2、及 CJB-2 之最大側向強度分別為 212 kN、790 kN、及 1334 kN。由於試體損壞主要集中於構架下層，實驗時亦以下層之層間變位作為加載依據，因此以下分析主要針對各試體下層層間變位與基底剪力之關係進行比較。

五、結論與展望

本研究中針對一雙層 RC 構架在以「擴柱」及「層間梁結合擴柱」兩種工法補強後之耐震能力進行分析，並以於國家地震工程研究中心進行實尺寸試體實驗驗證後，獲致下列結論：原型構架在以「擴柱」與「層間梁結合擴柱」兩種方式補強後，其側向強度分別由 212 kN 提高至 790 kN (+578 kN) 及 1334 kN (+1122 kN)，亦即擴柱試體在增設層間梁之後，其補強效益提高了 94%。目前業界對於擴柱頂端(鋼筋於頂層天花板下方終止)之模擬方式乃是將擴柱頂端之撓曲強度設定為補強前之柱體撓曲強度。依上述方式分析，試體 CJ-2 及 CJB-2 頂層之撓曲破壞應出現於上層柱頂，然而實驗結果卻顯示該處破壞均出現在 T 形梁端部，可見上述模擬方式過於保守。若有需要，分析者可依鋼筋實際錨定深度及該處可提供之剪力摩擦換算鋼筋所能承受之最大拉應力及對應之撓曲強度考慮一般教室使用上之需求，本研究中將層間梁中心線高程提高至樓板上方 2.35 m

處（下方保留 2.1 m 之淨高）以避開門窗。實驗結果顯示補強效果並未受到影響，破壞模式亦符合預期。實驗顯示試體 CJB-2 中之 T 形梁在 Drift Ratio = 3.0% 已出現撓曲破壞，而層間梁則到 Drift Ratio = 5.0% 時才發生撓剪破壞，亦即後者在側向力作用下具備較佳之韌性變形能力。因此若 T 形梁在地震中受損而失去承重能力，下方之層間梁將可承接其載重，對人員安全提供進一步的保障。試體 CJB-2 中下層之層間梁在(下層之)Drift Ratio = 5.0% 時發生撓剪破壞，導致試體側向強度遽減為提高結構之韌性變形能力，在實際應用時可考慮提高層間梁端部之箍筋量。為避免層間梁與擴柱接頭內之鋼筋過於擁擠，層間梁主筋尾端可採用「T 頭」錨定。此外在層間梁澆置完成後若持續灌漿，應將梁頂面以模板封閉，防止後續之灌漿溢出梁頂。

參考文獻

1. Júlio, E. S., Branco, F., and Silva, V. D., "Reinforced Concrete Jacketing - Interface Influence on Monotonic Loading Response", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 2, 2005, pp. 252-257。
2. Konstantinos G. and Stephanos E. Dritsos, Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns.
3. Rodriguez ,M, and Park, R., Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing, Structural Engineers Association of California SEAOC, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No. 2, 1994, pp.150-159.
4. CI Committee 374, *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structure Testing and Commentary*. American Concrete Institute, 2005.
5. EMA, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Report No. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, 2000, Washington, D.C
6. 陳維宏，層間梁配合擴柱之耐震補強工法驗證，碩士論文，國立臺北科技大學土木與防災研究所，臺北，2016
7. 蕭輔沛、鍾立來、葉勇凱、簡文郁、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、翁樸文、楊耀昇、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構地震評估與補強技術手冊」第三版，NCREE-13-023，國家地震工程研究中心，2013

含邊界構材之鋼板混凝土複合牆反覆載重之行為研究

張長菁¹ 黃尹男² 鄭與錚³ 何其安³ 林柏劭³

摘要

鋼板混凝土複合牆為核能電廠中常見之重要複合材料結構元件，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。為瞭解含邊界構材之鋼板混凝土複合牆之耐震行為，本研究於國家地震工程研究中心完成大尺寸含邊界構材之鋼板混凝土複合牆平面內反覆載重試驗，為考量不同破壞模式下之極限強度，試驗試體採不同高寬比之設計，並以不同厚度之邊界鋼板(endplate)作為牆體之邊界構材，探討不同混凝土強度、牆體鋼材比(或厚度)及高寬比對剪力強度及撓曲強度之影響。

關鍵詞：鋼板混凝土複合牆、高寬比、鋼材比、擬靜態反覆載重試驗

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(faceplate)內填充混凝土(infill concrete)材料組合而成，填充混凝土可防止鋼板局部挫曲而提高其穩定性，鋼板與填充混凝土之間以剪力釘(shear studs)及螺桿(tie rods)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(Ozaki et al., 2004)。此類牆體首次被用於核能電廠之結構元件係在 2002 年日本的 Kashiwazaki Kariwa 核能電廠，作為反應爐圍阻體之結構元件。因而發現此類牆體除具備高強度、高勁度之優點外，在高溫下亦能保持良好耐震性能，且施工時安裝簡易且可縮短工期。

近年來，鋼板混凝土複合牆在受力行為、試驗驗證及數值分析之相關研究已引起美國、日本、韓國及中國等各國之關注，且美國已在 AISC N690s1 (2015) 制定鋼板混凝土複合牆之設計規範，供設計者在設計時估算此類牆體之設計強度，然而其設計強度公式中針對平面內剪力強度之估算，

乃基於無邊界構材之鋼板混凝土複合牆受純剪作用之分析及試驗驗證所得，然實際應用此類鋼板混凝土複合牆結構並非以單一構件使用，通常此類牆體與其他牆體或柱連接，可視為此類牆體之邊界構材。邊界構材可提供較大之撓曲強度，使此類牆體本身所受到之撓曲需求下降，剪力強度提升，因此實際設計時應考量邊界構材之影響。目前對於含邊界構材之鋼板混凝土複合牆之力學行為僅少數文獻及試驗研究有提及。為瞭解含有邊界構材之鋼板混凝土複合牆之耐震行為，本研究於國家地震工程研究中心完成大尺寸含邊界構材之鋼板混凝土複合牆平面內反覆載重試驗，為考量不同破壞模式下之極限強度，試驗試體採不同高寬比之設計，並以不同厚度之邊界鋼板(endplate)作為牆體之邊界構材，探討不同混凝土強度、牆體鋼材比(或厚度)及高寬比對剪力強度及撓曲強度之影響。

二、試驗設計與配置

本試驗所設計五座試體依序為 SCB1-SCB5，為考量不同破壞模式下之極限強度，

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國立台灣大學土木工程學系副教授

³ 國立台灣大學土木工程學系研究生

試體採用不同厚度邊界鋼板以及不同高寬比，其中 SCB1-SCB4 設計為剪力破壞模式控制；SCB5 設計為撓曲破壞模式控制，試體設計參數如表一，SCB1 試體平面配置如圖一，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；鋼面板厚度定義為 t_s ；斷面鋼材比定義為 $2t_s/T$ ，即牆體任一水平斷面鋼面板總厚度與牆體總厚度之比值，鋼面板的細長比定義為 S/t_s ，即剪力連接器間距與鋼板厚度之比值，每座試體之鋼面板厚度皆為 0.45 公分，鋼材使用 JIS G3131 SPHC 熱軋軟鋼鋼板，其標稱降伏強度為 3059 kgf/cm²。邊界構材之鋼板採用 SN490B 熱軋鋼板。四座試體之螺桿皆使用 A490 規格、直徑為 1.3 公分，長度分別為 8 公分之剪力釘。依據 AISC 規範中剪力連接器之最小設計間距公式規定，若依本試驗試體鋼材料性質和鋼板厚度設計可得設計細長比不得超過 25.8，即剪力連接器間距不得大於 19.3 公分，為符合規範標準，本試驗採用細長比為 24.4 及 22.22，即剪力連接器間距為 11 公分及 10 公分。

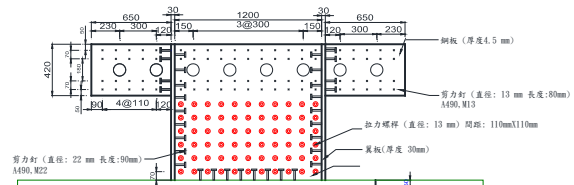
表一 含邊界構材之複合牆試體尺寸表

試體	$H \times L \times T$ (cm)	t_p (cm)	t_s (cm)	鋼材比 (%)	S (cm)	細長比	高寬比	混凝土 強度 f'_c (kgf/cm ²)
SCB1	90×120×25.9	0.45	3	3.47	11	24.44	0.75	210
SCB2	90×120×25.9	0.45	3	3.47	11	24.44	0.75	350
SCB3	104×100×22.5	0.45	3	4	10	22.22	1.04	210
SCB4	104×100×22.5	0.45	5	4	10	22.22	1.04	210
SCB5	146×120×25.9	0.45	2	3.47	11	24.44	1.22	210

本實驗試體安裝於國家地震中心 2m 高反力牆處，如圖二，本試驗基座採用可重複使用型，牆體底部鋼板與基座以 38 支預力螺桿及螺栓連接並施加預力，使得上部牆體與下部基座能夠緊密結合且能提供足夠摩擦力以抵抗側推力且不產生滑移。基座及強力地板以 16 支預力螺桿連接並施加預力，使基礎與強力地板緊密合且能提供足夠摩擦力以抵抗側推力且不產生滑移。本實驗使用 6 支油壓致動器，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油壓致動器所施加之力量，反覆載重施加歷時如圖

三，每個側向變位角進行 2 次迴圈，皆由正向(油壓致動器推向)開始，實驗停止在試體強度下降至最高強度之 60%。

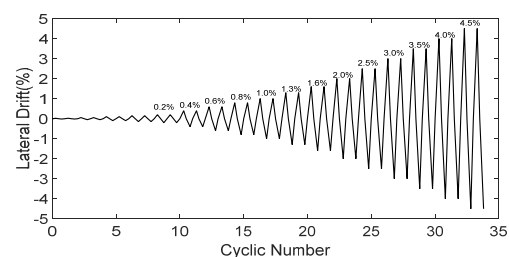
本實驗量測儀器主要用位移計、光學位移測量系統及三軸向應變計。位移計用於測量試體位移，包含牆體各高程水平向位移、牆體與傳力梁夾具間之位移以及基座與強地地板間之位移。光學位移測量系統則以空間點座標方式計算相對位移量，用於求取位移歷時及應變歷時。



圖一 SCB-1 試體設計示意圖



圖二 實驗試體安裝示意圖



圖三 反覆載重施加歷時

三、試驗結果

本試驗結果如表二及圖五，表二中所列出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，表中分別列出邊界鋼板及鋼面板在降伏時的側向變位角及其對應載重、鋼面板在挫曲時的側向變位角及其對應載重、整體鋼板混凝土複合牆在受推及受拉時的最大載重及所對應側向變位角，邊界鋼板及鋼面板之降伏點係由應變計讀數及採 Von Mises 準則判斷，表三顯示實驗終止前最大受拉(+)及受

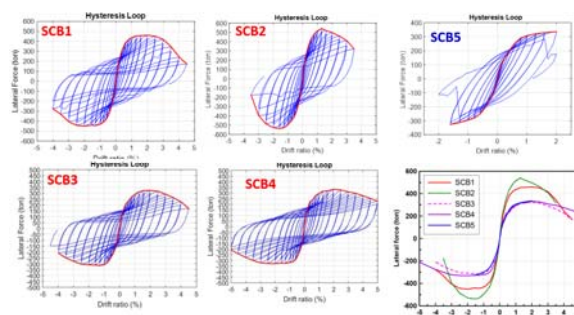
拉(-)之側向變位角及所對應側推載重。由表二及表三可知 SCB2 之初始勁度及最大剪力強度均高於試體 SCB1，主要由於 SCB2 之混凝土強度高於 SCB1。而 SCB1-SCB4 之邊界鋼板與鋼面板幾乎同時發生降伏，且其降伏載重及側向變位無明顯差異，在達降伏後，SCB1-SCB4 之鋼面板發生挫曲時之側向變位差異不大，顯示混凝土強度大小並不影響鋼板降伏及挫曲之變形。而 SCB5 之邊界鋼板發生降伏點較鋼面板早，顯示邊界鋼板底部在受力過程中較鋼面板持續受到較大撓曲應力，導致在牆體兩端邊界鋼板斷裂，造成脆性破壞。SCB3 及 SCB4 之最大載重差異不大，顯示當邊界鋼板強度足夠時，其厚度對最大強度載重影響不大。

表二 試驗結果

試體	初始勁度 (ton/cm)	試驗資料							
		邊界鋼板降伏		鋼面板降伏		鋼面板挫曲		最大載重	
		載重 (ton)	側向 變位 (%)	載重 (ton)	側向 變位 (%)	載重 (ton)	側向 變位 (%)	載重 (ton)	側向 變位 (%)
SCB1	1333.4	-311.3	0.4	311.3	0.4	428.4	1.6	461.5	-449.8
SCB2	1543.7	-338.2	0.4	338.2	0.4	497.7	2.0	541.2	-537.2
SCB3	704.3	-289.5	1.0	232.6	0.6	317.1	2.5	324.1	-315.7
SCB4	735.9	246.6	0.8	230.4	0.4	326.5	2.5	332.3	-330.0
SCB5	537.8	200.1	0.4	254.0	1.0	289.0	1.0	336.3	-327.3

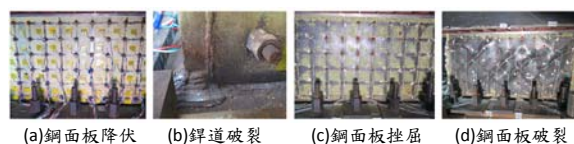
由本試驗結果可知含邊界構件之鋼板混凝土複合牆受到高寬比及邊界構件厚度之影響而由不同破壞模式控制其極限強度，主要分為剪力破壞模式及撓曲破壞模式，試體 SCB1-SCB4 為剪力破壞模式，試體 SCB5 為撓曲破壞模式。實驗過程中可觀察剪力破壞模式之破壞演進依序如圖六。而撓曲破壞模式之破壞演進依序如圖七。每面試體之鋼面板僅使用螺桿作為剪力連接器，可以在試驗結束後將鋼面板解開螺桿或電燒卸下鋼面板觀察內部核心混凝土開裂情形，如圖八。由剪力破壞模式控制之 SCB1-SCB4 之填充混凝土破壞較嚴重，核心混凝土自牆端往牆頂延伸出兩斜 45 度角大裂縫，且從混凝土壓碎區域可推測此區域為鋼面板已經因受局部挫屈嚴重而無法提供適當圍束，而屬撓曲破壞模式之 SCB5 之混凝土破壞於對角僅產生細微裂縫，而角落兩側之混凝土並未壓碎，顯示因邊界鋼板底部焊道破壞致使試驗終止點較 SCB1-SCB4 早，使得混凝土尚未完整

發展到混凝土強度時整體牆體強度就下降低於最大強度之 60% 以下。



圖五 試體遲滯迴圈及側推曲線

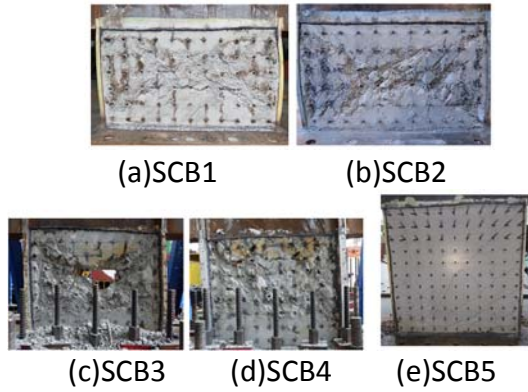
圖九為試驗終止時之整體牆體破壞狀態，顯示 SCB1-SCB4 於試驗終止時鋼面板破壞較嚴重，由此可推論，對於有邊界構材之鋼板混凝土複合牆而言，若為剪力控制之試體能有效發揮試體之整體行為，使試體具有良好之韌性與消能能力。而 SCB4 之破壞行為為邊界鋼板底部焊道斷裂之破壞，此時牆體破壞程度輕微，僅在鋼面板底部發生挫屈，故整體而言並無法充分發揮牆之消能能力。圖五(d)為側推曲線比較圖，圖中實線為剪力控制試體，虛線為撓曲控制試體，從圖中可以觀察出剪力控制試體之韌性皆較撓曲控制試體佳，其包絡線在到達最大側推強度後會有強度衰減的現象發生，屬於較有韌性之行為；而撓曲控制試體在到達最大側推強度時，其邊界鋼板發生斷裂造成試驗終止，屬於較脆性之行為。



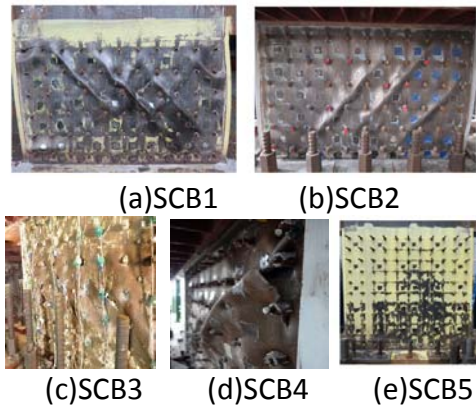
圖六 剪力破壞之破壞演進示意圖 (SCB1)



圖七 撓曲破壞之破壞演進示意圖 (SCB5)



圖八 試驗終止時之核心混凝土破壞狀態



圖九 試驗終止時之牆體破壞狀態

四、試驗結果與文獻估算公式比較

有邊界構材之鋼板混凝土複合牆之邊界構材能夠提供較大抗撓曲強度，亦能使圍束在牆中的混凝土產生拱效應，而提升混凝土強度，使得牆體能夠發展出剪力強度，並提升平面內側向強度。因此有邊界構材之鋼板混凝土複合牆在抵抗平面內剪力可分為兩個階段：第一階段為持續施加剪力直到鋼板降伏，第二階段為混凝土產生拱效應使得對角線壓縮而增加剪力強度直到牆的極限破壞。基於此，最大平面內剪力強度為 V_{ub} 可表示為

$$V_{ub} = V_y + \Delta V \quad (1)$$

其中 V_y 為第一階段鋼板降伏之剪力強度，係依據 AISC 規範中不含邊界構材之鋼板混凝土複合牆之平面內剪力強度公式； ΔV 為第二階段考慮混凝土拱效應額外提供之剪力強度。由表四可知，本研究修正式將與試驗值非常相近，誤差範圍在 5% 之內。而目前無針對含有邊界構材之平面內撓曲強度設計公式，由表五可知，由 XTRACT 斷面分析軟體所得之撓曲強度預測值與試驗

結果相近。

表 4 剪力預測與試驗結果比較

試體	H/L	混凝土強度 (kgf/cm^2)	V_{exp} (ton)	V_{ub} (ton)	V_{exp}/V_{ub}	V_{ub}' (ton)	V_{exp}/V_{ub}'
SC1	0.75	237	461	397	1.16	449	1.03
SC2	0.75	431	541	490	1.11	554	0.98
SC3	1.04	271	324	323	1.00	318	1.02
SC4	1.04	289	332	331	1.00	325	1.02

表 5 XTRACT 撓曲預測與試驗結果比較

試體	V_{exp} (ton)	XTRACT	
		V_{XTRACT} (ton)	$\frac{V_{exp}}{V_{XTRACT}}$
SCB5	336	330	1.02

五、結論與展望

本研究透過含邊界構材之反覆載重試驗探討鋼板混凝土複合牆之力學行為，由試驗結果可知含邊界構件之鋼板混凝土複合牆受到高寬比及邊界構件厚度之影響而由不同破壞模式控制其極限強度，主要分為剪力破壞模式及撓曲破壞模式。此外，由剪力強度估算公式比較可知，剪力強度估算公式將低估其剪力強度，若進一步將高寬比納入剪力強度估算公式，將可較準確估算剪力強度，誤差範圍在 1% 以內。以 XTRACT 斷面分析軟體所分析之撓曲強度與本試驗結果相近。

參考文獻

1. Ozaki, M., Akita, S., Osuga, H., Nakayama, T., and Adachi, N.. "Study on steel plate reinforced concrete panels subjected to cyclic in-plane shear." Nuclear Engineering and Design, 228(1-3), pp.225-244, 2004.
2. AISC, "Specification for safety-related steel structures for nuclear facilities, Supplement No. 1." N690s1, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2015.
3. Booth P., Varma, A.H., and Seo, J., "Lateral load capacity of steel plate composite wall structures." SMiRT23, Manchester, United Kingdom. 2015.

詮釋資料(Metadata)於橋梁管理系統之應用

陳俊仲¹ 許家銓¹ 周光武¹ 洪曉慧² 宋裕祺³

摘要

本研究以建置橋梁生命週期防災管理系統為目標，最主要的特色是融入橋梁全生命週期的管理概念，建立一套具創新的橋梁防災安全管理與評估機制。系統遵循交通部頒之最新橋梁檢測與補強規範內容，提供更完整的橋梁評估項目，以記錄完整的檢測資料為主，減少檢測人員主觀的評分方式，提高橋梁實際損壞狀況資訊之完整度，讓專家能更精準地協助橋管人員進行判斷。本研究透過應用思維，為簡化並修訂橋梁現場檢測項目架構，故對於橋梁檢測作業項目與評估工作架構，對檢測者與評估者之角色進行明確的分工，將檢測與評估進行系統性區隔與邏輯的分工，提高執行上的可行性，並具技術創新性。

關鍵詞：橋梁管理系統、詮釋資料

一、前言

橋梁連結各公路與鐵路等交通運輸網路，確保橋梁結構安全使其長期具備正常服務使用功能，對於社會經濟活動相當重要，尤其在政府透過推動經濟建設的同時，持續提升大眾生活品質更應保障人民生命財產安全，讓各項公共工程維持使用性與服務安全。本文闡述橋梁生命週期防災管理系統建置技術研發現況並探討持續性的研究課題，訂定研發目標為整合橋梁結構生命週期各階段所需技術，以建構有效且完整之橋梁防災安全管理服務平台。依據交通部統計資料，我國橋梁目前約 2 萬餘座，分別由鐵路局、高公局、公路局、觀光局、營建署及各縣市政府負責管理，為整合各機關橋梁資料，並利各層級進行整體性之橋梁管理、預算分配及災害防救等業務，交通部運輸研究所於民國 88 年開發臺灣地區橋梁管理系統(Taiwan Bridge Management System，下稱 TBMS)，並於民國 89 年建置完成，開放全國各橋梁管理機

關使用。目前 TBMS 係以 DERU 做為檢測與評估的基礎，此方法將橋梁結構劣化的情形，依「嚴重程度(Degree)」、「範圍(Extend)」、「對橋梁結構安全性與服務性之影響(Relevancy)」及「維修急迫性(Urgency)」，等四個部份加以評估，其優點是作業方式簡單，但由於不同檢測人員之判斷結果可能產生較大差異，必須仰賴更客觀且較具一致性的標準或作業規範協助。規劃、設計、施工、維護與拆除為橋梁生命週期五個階段，其中維護營運階段為期最長，尤其對於台灣橋梁而言，因地理位置屬於發生地震、風災與水災等多種天然災害頻繁的地區，橋梁服務期間受到諸多因素影響和威脅，對於橋梁防災的管理更為重要。近幾年，如何強化防災管理已成為橋梁管理單位相當重視的課題之一，目的在延長橋梁使用年限並有效發揮橋梁服務功能，減少橋梁結構受天然災害和老劣化因素影響損壞造成生命財產損失意外。以生命週期之觀點，應用新思維與新技術導入橋梁評估檢測與管理工作，已深受各

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

³國家地震工程研究中心組長、台北科技大學土木系教授

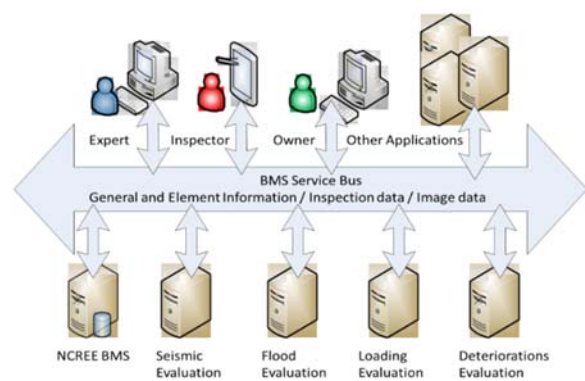
先進國家的重視，均積極投入相關研究與開發資源，在此趨勢下，鑑於台灣橋梁已逐漸邁入高齡化，對於各橋梁構件結構服務能力隨時間之變化，更應加強研究瞭解與掌握。本研發目的在建置一套符合實務現況使用的橋梁生命週期防災管理系統，市場目標為輔助國內橋梁管理及維護相關單位，使其瞭解橋梁構件劣化趨勢，包括耐久能力、耐震能力與耐洪能力等因素，同時對於構件劣化改善提供有效的因應對策、管理建議與具體執行做法。

本研究應用創新的詮釋(Metadata)資訊技術，將現場所有的橋樑檢測記錄和評估結果整合到照片中，可更完整紀錄橋梁生命週期檢測履歷，搭配具擴充性的技術規範資料庫模組及客製化與行動化的管理系統介面，可有效掌握橋梁狀態變化趨勢，達到生命週期防災管理目標。

二、系統架構

NCREE-BMS 依據不同的管理與應用方式，區分為網路層級、專案層級與構件層級。構件層級是其它層級應用的基礎，屬於橋梁管理系統的基础功能，包含橋梁構件管理與圖形管理。系統研發階段，經訪談部分第一線橋梁檢測工程師，通常進行現地作業時，檢測人員通常習慣於紙本及平立示意圖說，直接標記橋梁損壞狀況，此記錄與評估方式未來規劃結合行動裝置或具輔助性的硬體工具，藉由構件模型顯示技術，除將目視檢測資料直接建檔之外，亦可以構件模型整合，將更有利於專家對於損壞狀況的判讀。而在系統規劃方面，使用關聯式資料庫一直是實現橋梁構件管理的主要方式，除了橋梁構件化的屬性資料之外，時間序列管理亦是重要的一環，欠缺時間序列管理，就不易反應出構件損壞及維修歷史狀況及計算構件的維護成本。除構件資料模型之資料庫建構外，研發的系統朝向服務導向架構設計，在資料層面提供完整網路服務應用程式介面，建構成 NCREE-BMS 資料匯流的整合概念(參考圖一所示)。透過 NCREE-BMS 資料匯流提供

之服務程式介面，NCREE-BMS 主系統可與耐震能力評估模組、耐洪能力評估模組、載重能力評估模組、老舊劣化評估模組等應用系統整合，透過此服務整合方式，系統與其他擴充功能系統的設計將更有彈性，可以使用系統擴充的方式建置在一起，也可個別建置，保有個別系統可以獨立維護之彈性，減少日後可能需大幅調整系統架構之成本。和多數橋梁管理系統類似，NCREE-BMS 依功能區分研發架構規劃多個不同模組，包括橋梁基本資料、檢測紀錄、專家系統、離災警示、維護管理、成本效益、系統設定及資料交換等模組，目前部分模組已進入現地作業試辦階段，協助橋梁檢測工程師於現場以高效率模式詳實紀錄檢測成果，並可藉由系統客製化服務，輔助相關橋梁管理單位進行防災管理業務。



圖一 NCREE-BMS 資料匯流概念

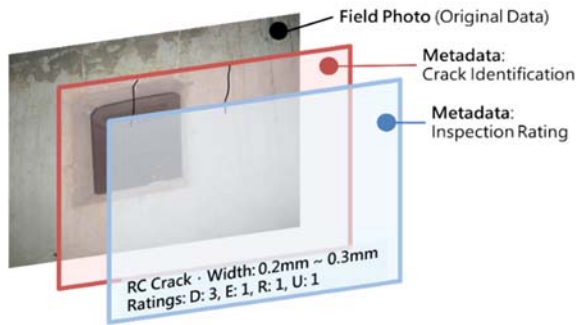
三、詮釋(Metadata)之應用

詮釋(Metadata)是一種新的信息技術，其可用來協助描述針對資源或資料的辨識或描述之任何資料。應用本技術將使得橋梁檢查的外部作業和辦公室內部作業可以輕易地結合。

本系統將詮釋數據寫入照片檔案中，以便管理數量龐大的檢測照片，並將檢測資料的管理變得簡單。而且，這種將詮釋寫入照片的方式為橋梁檢測帶來以下優勢。

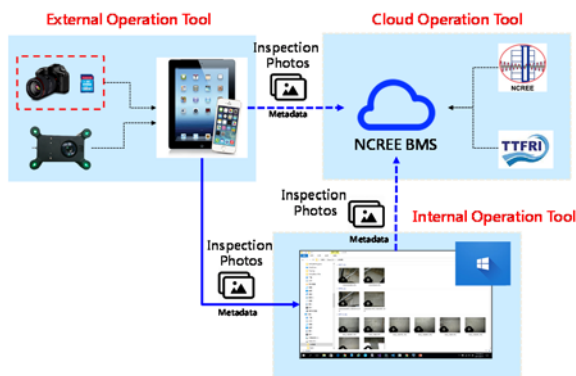
首先，用戶可以根據詮釋中包含的初步檢查結果對嵌入了詮釋的照片進行分類，

亦可使用嵌入照片中的詮釋來描述拍攝照片中橋梁構建的不同劣化模式。另一方面，若想使用詮釋來描述像某一點或多段線這樣的幾何圖形來記錄橋梁裂縫分佈的範圍，系統可將這樣的數據描繪為 GIS 層，並將這個圖層疊加在由裂縫處拍攝的照片上（如圖二所示）。



圖二 將詮釋描述為 GIS 圖層並將其疊加在照片上

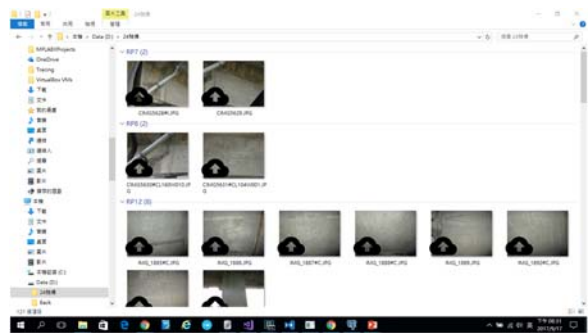
本系統提供了雲端操作工具，可幫助用戶上傳檢測照片，並通過其 Web 界面編輯這些照片的詮釋。本系統亦提供移動應用程式（APP），可幫助用戶將現場詮釋寫入檢測照片，並將照片從現地檢測人員的手機或平板上傳到本系統，或將照片傳送到電腦中，然後使用圖三所示的內部操作工具進一步處理這些照片。



圖三 系統將詮釋寫入外部，內部和雲端操作工具

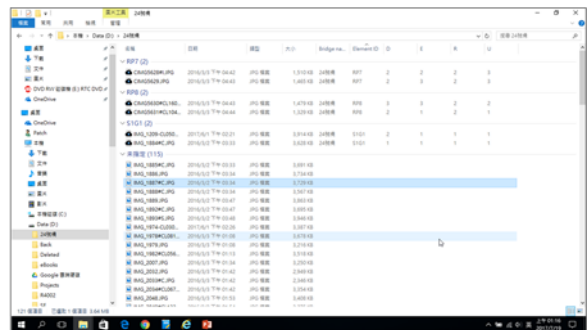
內部操作工具是一個擴展 Windows 檔案總管功能的 Windows 應用程式(如圖四所示)。檢測人員可在 Windows 檔案總管中簡單地操作該應用程式識別包含詮釋的檢測照片並顯示其詮釋，本系統也為用戶提

供界面以編輯照片的詮釋或上傳照片。

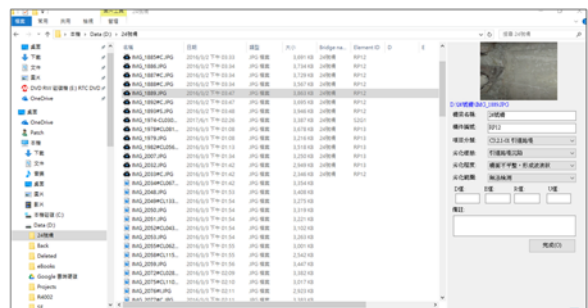


圖四 照片可依據其詮釋在 Windows 檔案總管中分類

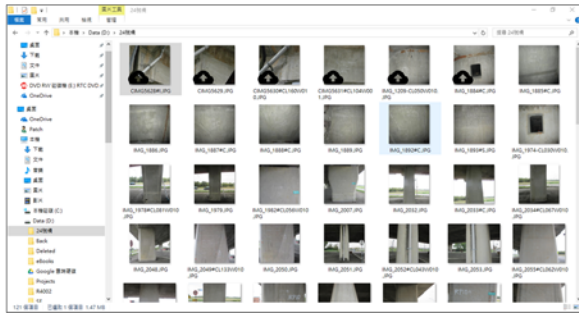
在圖五中，Windows 檔案總管顯示照片的檢測結果，包括 Ds、Es、Rs 和 Us 以及這些照片的橋名和 ID 等。圖六顯示了檢測人員能夠通過內部操作工具在 Windows 檔案總管中提供的對話框來預覽和編輯包含詮釋的照片。圖七顯示檢測人員可以選擇包含檢查詮釋的照片並上傳。值得注意的是，除了上傳操作外，物聯網的所有操作都可以離線進行，這使得內部操作工具比雲端操作工具更有效率。



圖五 檢測結果顯示於 Windows 檔案總管中



圖六 在 Windows 檔案總管中預覽照片並可以詳細描述照片的劣化模式



圖七.可由 Windows 檔案總管中一次上傳所有照片

四、結論

本研究針對建構之橋梁防災管理系統技術架構，包括檢測紀錄、耐震評估、耐洪評估以及鋼筋混凝土橋梁老劣化評估等模組進行說明，並由案例說明檢測模組應用概況和成果，並探討後續技術研發規劃，期待持續整合橋梁結構生命週期各階段所需技術，建構有效且完整之橋梁防災安全管理服務平台為目標。橋梁防災管理系統建置部分涉及廣泛的技術領域，屬於實務應用型的服務平台，建置之模組需持續測試開發及應用試辦改善，以劣化評估模組部分為例，期藉由長期橋梁檢測紀錄，進行劣化評估模式之驗證與修正，同時橋梁防災管理系統，亦須納入橋梁監測系統提供之橋梁結構安全資訊，以滿足全方面橋梁防災管理業務之需求。

參考文獻

1. Sung, Y.C., Liao, W.I., Yen, W. Phillip, "Performance-Based Concept on Seismic Evaluation of The Existing Bridges," Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 8, No. 1, 2009, 127-135.
2. Sung, Y.C., Huang, C.H., Liu, K.Y., Wang, C.H., Su, C.K., and Chang, K.C., "Life-Cycle Evaluation on Deteriorated Structural Performance of Neutralized Reinforced Concrete Bridges," Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 6, No. 6, 2010, 741-751.
3. Sung, Y.C. & Su, C.K. 2011. Time-

dependent seismic fragility curves on optimal retrofitting of neutralised reinforced concrete bridges. Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 7, No. 10, October 2011, 797-805.

4. Sung, Y.C., Hsu, C.C., Hung, H.H. & Chung, Y.J. 2011. Seismic risk assessment system of existing bridges in Taiwan. Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 9, No. 9, 2013, 903-917.
5. Thompson, P. D. & Kerr, B. 1998. A New Bridge Management System for Ontario, ITX Stanley Ltd., Canada.

臨時救災用複材輕便橋之設計理念與實驗驗證

葉芳耀¹ 張國鎮² 宋裕祺³

摘要

台灣地區颱風和地震發生頻繁，往往導致跨河橋梁的沖刷或倒塌，從而導致交通中斷。國震中心進行臨時救災用橋梁之研究，希望於橋梁受損導致交通中斷時，能快速恢復交通，並提供必要的緊急救援服務。所研提的解決方案是開發一種可攜式、重複使用並且由居民就能輕鬆組裝的臨時救災用橋梁。本文的目的是介紹創新之臨時救災橋梁的設計理念和實驗驗證。設計成果為提出非對稱自錨式的斜張橋為救災用橋型，以重質材料建造的構體於救援端做為配重之節塊，以輕質材料建造的構體為跨河段之節塊。在設計驗證階段，進行了一系列跨河試驗，以評估其是否滿足設計要求，最後進行實尺寸的彎曲和動態試驗，以檢查橋梁性能及救災應用之可行性。實驗結果證明所提的設計理念之可行性，並且顯示使用非對稱自錨式斜張橋進行臨時救災用橋梁的良好潛力。

關鍵詞：非對稱自錨式斜張橋、救災用橋梁設計理念、複合材料輕便橋

一、前言

近年來，受到氣候極端化之影響，颱風、洪水等天然災害發生頻繁，橋梁因洪水衝擊及地震導致損毀的情形亦時有所聞，如 2009 年莫拉克颱風帶來之強降雨，造成全國 100 餘座橋梁遭受洪水及土石沖毀(圖 1a)，1999 年 921 集集地震也造成了 150 多座橋梁的損壞(圖 1b)，許多山區唯一聯外道路因橋梁中斷而形成孤島，導致救援與救災物資難以抵達。為因應天災導致橋梁損毀無法發揮正常交通功能之情況，許多國家均積極開發具快速架設特性的臨時替代用便橋，以降低因道路中斷所導致的交通問題及孤島效應。

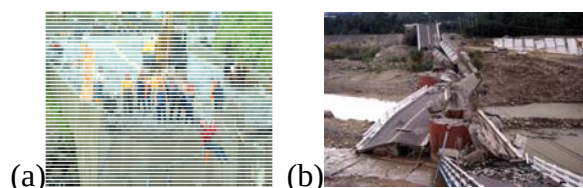


圖 1 橋梁損壞情形：(a)莫拉克颱風和
(b)921 集集地震

由於複合材料具有良好的工程性能，如比強度高、比剛性大與重量輕等特性，已大量使用在航空、船舶和汽車等行

業。複合材料於土木工程方面可用於替換橋面板或新橋系統，如(1)橋面板方面：複合材料筋混凝土橋面系統、複合材料格柵和鋼筋混凝土橋面系統及全複合材料橋面系統等；(2)橋梁主梁方面：玻璃纖維複合材料(Glass Fiber Reinforced Polymer, GFRP)組合梁、碳纖維複合材料組合梁及全複合材料橋梁等[1]。

目前，複合材料主要用於橋面板系統、人行橋等，較少應用於車行橋梁。本文的目的是介紹創新之臨時救災橋梁的設計理念和實驗驗證，在設計驗證階段，進行跨河試驗，以評估其是否滿足設計要求，最後進行實尺寸的彎曲和動態試驗，以檢查橋梁性能及救災應用之可行性。希望能在緊急災變發生時提供快速搶通與救援，以縮短道路搶通及人員救援時間，降低人命傷亡與財產損失。

二、臨時救災用橋梁之設計理念

天然災害往往導致橋梁的沖刷或倒塌，從而導致交通中斷。為了恢復交通並提供必要的緊急救援服務，台灣最常用的臨時便橋是混凝土涵管便道及鋼便橋，但

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教授、國家地震工程研究中心顧問

³國立台北科技大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心組長

混凝土涵管便道必須等洪水退了，通常需要三天到一週的時間才能修建完成(圖 2a)；而鋼便橋則需要一到三週的時間來安裝(圖 2b)，這兩種便橋通常因建構時間過長，而不能提供緊急救災的需求。

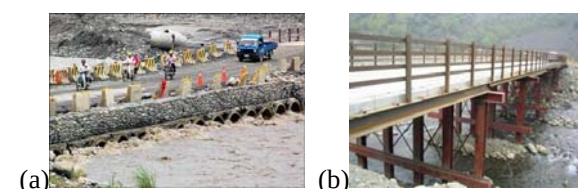


圖 2 台灣常用的臨時便橋：(1)混凝土涵管便道及(2)鋼便橋

本文提出了一個具有邏輯程序的新設計理念(圖 3)，以幫助橋梁設計工程師解決臨時救災橋梁設計問題的解決策略。設計過程中的關鍵步驟是，該程序必須考慮臨時救災橋梁的設計審查階段和設計驗證階段，以確保設計輸出滿足設計輸入的要求。

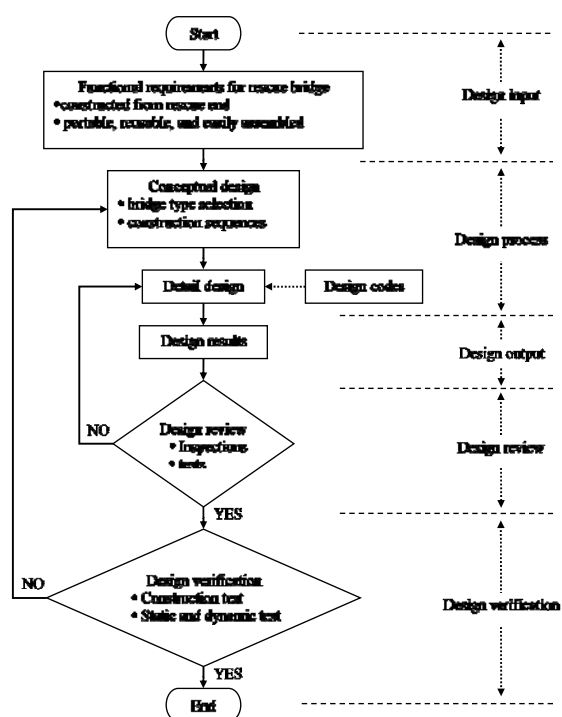


圖 3 臨時救災橋梁的設計理念和程序

圖 3 為臨時救災橋梁的設計理念和程序，共有五個設計階段包括：(1)設計輸入、(2)設計過程、(3)設計輸出、(4)設計審查和(5)設計驗證。在設計輸入階段，考量臨時救災橋梁的功能需求，可能包括以下部分：(1)橋梁必須由救援端開始建構；

(2)橋梁應該是便於攜帶、可重複使用，且容易組裝。在設計過程階段，應由概念設計開始，包括以下內容：(1)橋梁類型的選擇，以滿足臨時救災橋梁的要求；(2)施工順序與施工方法，需考慮以滿足臨時救災橋梁的要求。接下來才是詳細設計，在這個過程中應考慮不同建築材料相應的設計規範等。

三、臨時救災用複材輕便橋之設計

3.1 模擬情境與設計思維

設計案例為考慮受 2009 年莫拉克颱風影響，被隔離為孤島的社區有 20 米跨度橋梁被洪水沖走，造成交通中斷。需要在 8 小時內建造臨時救災便橋，緊急搶通以便 5 噸的小型卡車可以將救災物資運送到受災隔離地區。

3.2 概念設計

本文研擬能在短暫時間內以有限的人力、機具能組裝完成且可重覆使用之臨時救災用便橋，以符合緊急搶通與救災之功能。救災用輕量化便橋於建造階段，運用鋼梁及鋼橋塔的自重與跨河段 GFRP 梁的自重平衡，可以由單側進行道路搶通。斜張橋的鋼索可以應用懸臂吊裝與推進工法，不需於河面上設置橋墩即可以輕易跨過河面完成搶通(如圖 4a)。斜張型式的輕便橋於完工通車階段，由於鋼索的垂直拉力，可以減少活載重造成之變形量；由於鋼索的水平拉力，可以橋梁結構的接合處更為緊密(如圖 4b)。經由現地組裝與載重實驗顯示，所研提臨時救災用輕便橋之設計與組裝規劃確實可行。

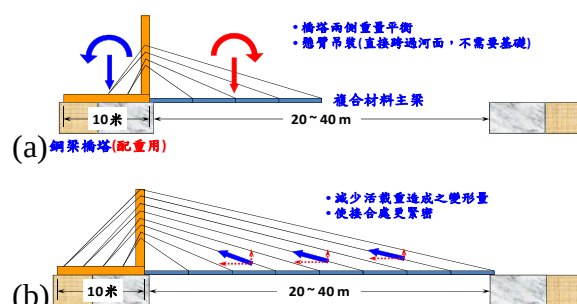


圖 4 救災輕便橋之設計概念與創意：(a) 建造階段及(b)完工通車階段

3.3 詳細設計

臨時救災用橋梁由結構鋼和 GFRP 複合材料組成。在本文中，鋼結構設計遵循交通部頒布之公路橋梁設計規範[2]，複合材料結構採用美國農業部(USDA)林務局 [3] 和美國公路和運輸官員協會(AASHTO)提出的設計規範[4]。

橋型選擇非對稱斜張橋，橋梁分為側跨鋼構段、橋塔段以及主跨 GFRP 跨河段。設計階段採用有限元素分析，建立分析模型以進行鋼索預力最佳化與斜張橋施工階段分析。輕便橋所採用之 GFRP 梁容許強度為 177 MPa，等效楊氏模數(E)約為 17.2 MPa。鋼構段中，型鋼之材料編號為 ASTM-A572 (Grade 50)，其降伏強度 $F_y = 345\text{MPa}$ 、極限強度 $F_u = 448\text{MPa}$ 。

設計完成之複合材料輕便橋具體造型如圖 5a 所示，為求組裝方便，本次輕便橋中使用的 GFRP 梁斷面尺寸為 $H410 \times 200 \times 18 \times 20\text{ mm}$ ，側跨鋼構段與橋塔段之型鋼其斷面尺寸也均選用 $H294 \times 200 \times 8 \times 12\text{ mm}$ 。本文輕便橋淨跨度為 20m，其換算容許撓度為 50mm。考量設計運送物資之車輛載重為 5 噸，根據影響線觀念進行分析，獲得輕便橋主跨最大變位為 50mm (即跨徑的 1/400)，符合設計條件之要求(如圖 5b 所示)。

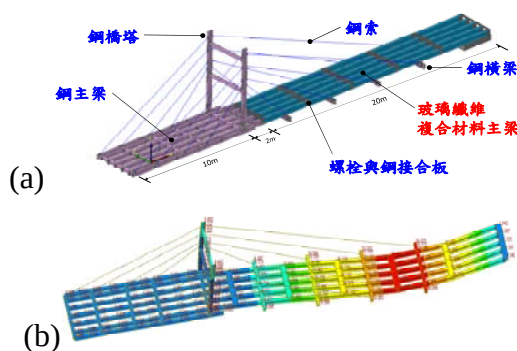


圖 5 救災用複合材料輕便橋之設計成果：(a)三維立體圖及(b)有限元分析變形圖

四、輕便橋現地實驗與設計驗證

4.1 模擬現地組裝與跨河實驗

本文所設計之輕便橋共分為三大部份，包含鋼構段、橋塔段與 GFRP 段。鋼

構段由 3 個節塊所組成，每節塊包含 5 根主梁與 2 根邊梁。橋塔段由兩根長度為 6.5 公尺的型鋼柱與兩根 3.5 公尺長箱型鋼梁組合成，橋柱固定於鋼構段 C 節塊左右邊梁型鋼之上。GFRP 段包含五個節塊，每節塊由 5 根 4 公尺長 GFRP 梁組成，節塊底部有鋼構橫梁供鋼索端點固定使用。

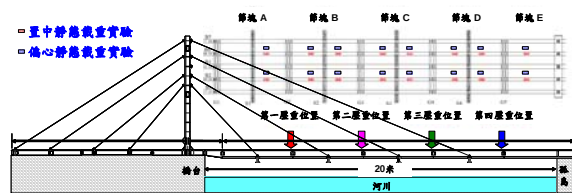
輕便橋現地組裝實驗時，第 6 分鐘完成組合鋼構段節塊 A 後吊放至定位；第 49 分鐘鋼構段節塊 B 與 C 組裝完成，並且進行鋼節塊 A 與節塊 B、C 間接合；第 90 分鐘完成鋼構段橋面板鋪設、橋塔段組裝與鋼構段、橋塔段接合；第 109 分鐘於地面組裝完成 GFRP 段 A 節塊，吊放至定位與鋼構段進行接合組裝；第 203 分鐘於輕便橋上使用吊車輔助進行 GFRP 段 B 節塊與 C 節塊接合；第 207 分鐘於地面上完成 GFRP 段 D 節塊，等待 GFRP 段 B、C 節塊接合完成；第 234 分鐘於輕便橋上進行 GFRP 段 C 節塊與 D 接塊接合；第 263 分鐘進行 GFRP 段 D 節塊與 E 節塊接合；第 343 分鐘全橋組裝完成，組裝時間共計 5 小時 43 分鐘，組裝照片如圖 6 所示。



圖 6 輕便橋現地組裝與渡河實驗之照片

4.2 靜態實車載重實驗

本研究由小貨車進行 5 噸重的靜態加載實驗，橋面上詳細加載位置如圖 7a 所示，加載時使配重塊重量均勻分配至 4 個點所示之車輪行駛位置。實驗配置如圖 7b 所示，實驗時以線性位移計(LVDT)及可攜式三維量測儀(PCMM)兩種方法，量取載重作用下 GFRP 大梁觀測點的變形量。



(a)靜態車載實驗之壓重位置圖



(b)靜態載重實驗



(c)動態載重實驗

圖 7 輕便橋實車載重實驗配置

靜態 5 噸實車載重實驗結果如圖 8a 所示，由圖可知不同載重位置下 GFRP 輕便橋大梁之變位情況，最大變位發生於加載在第三壓重位置(即 GFRP 節塊 C 與節塊 D 之接合位置)附近，置中載重實驗之變形量為 53mm，偏心中載重實驗之變形量為 56mm，符合撓度檢核之要求。

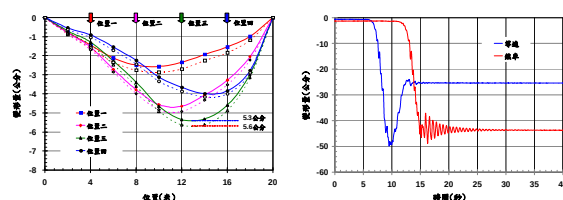


圖 8 輕便橋實驗結果：(a)靜態實車載重及 (b)動態車載實驗

4.3 動態實車載重實驗

動態實車載重實驗過程為小貨車從側跨段通過橋塔段進入主跨段，最後停止於主跨段橋面上。本次等速率動態車載實驗中下小貨車之時速為 10km/h，實驗結果如圖 8b 所示，其中輕便橋變位最大值為 50mm，發生於第 9.4 秒小貨車通過

GFRP 段節塊 C 與節塊 D 接合處之時。煞車動態車載實驗中，小貨車行駛速度較正常狀態時稍微提升，時速約略等於 13.5km/h，小貨車從開始行駛至靜止的時間約為 15 秒，實驗結果如圖 8b 所示，其中實驗最大變位為 49mm。

五、結語

本文提出了一種用於臨時救災用複合材料輕便橋，這是一座非對稱自錨式斜張橋，採用鋼和玻璃纖維複合材料設計，可提高複合構件的剛度，減少橋梁的撓度。救災橋梁使用重量平衡和懸臂推進的工法，在沒有任何其他支撐或基礎的情況下跨越河流，達到了緊急救災的目標。研究結果總結如下：(1)提出的臨時救災橋梁的設計概念和程序，有助於橋梁設計人員解決臨時救災橋設計問題的解決策略；(2)透過使用人力、簡易工具和配備起重機的小型卡車，在 6 小時內由 30 名無經驗的居民組建橋樑，滿足緊急救災要求；(3)彎曲和動力試驗結果顯示，對於 5 噸的活載，撓度跨度比在 $L/356$ 左右，非常接近 $L/400$ 的設計要求。

參考文獻

1. L. Cheng, V.M. Karbhari, New bridge systems using FRP composites and concrete: a state-of-the-art review, readers write, Progress in Structural Engineering Materials, 8(4):143-154, 2006.
2. 交通部，「公路橋梁設計規範」，中華民國交通部，2009 年 12 月 1 日。
3. USDA Forest Service, A guide to fiber-reinforced polymer trail bridges, United States Department of Agriculture, second edition, 2011.
4. AASHTO, Guide specifications for design of FRP pedestrian bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, first edition, 2008.

公共給水原水導管地震風險評估技術之研究

葉錦勳¹ 劉季宇² 洪祥瑗³ 黃李暉⁴

摘要

公共給水(自來水)系統為重要維生線系統之一，所涵蓋的設施與地下管線數量龐大、分布廣泛且耐震性能差異極大。一旦災害性地震發生時，即可能造成部分設施或送/配水管線損害，導致部分地區限水或停水。公共給水(自來水)系統包括取水、導水、淨水、送水、配水等的管道(包含管線、隧道和渠道)與淨水、儲水和加壓等設施，彼此相互串聯建構而成。目前「公共給水系統地震災害衝擊模擬技術」已結合自來水系統送/配水管網和淨水場的災損推估模式，完成公共給水系統地震損害暨損失推估模式。本研究之目標為完善公共給水系統之地震防災與應變工作，納入淨水場前端之原水管道(含隧道、渠道及管線)的震後災損推估；並加強收集原水管道資料，以研擬其在地震作用下的自來水原水隧道與渠道耐震易損性模式。研究成果可落實應用於自來水系統震災風險管理工作之強化，協助地震減災應變之施政作為。

關鍵詞：自來水、原水導管、震災境況模擬

一、前言

公共給水系統在淺層、近域的地震作用下，可能受損並造成極大的生活不便、社會衝擊與經濟損失。目前較有效可行的減災規劃和風險管理手段為透過重要想定地震事件之情境探討，研析震後地下管線及重要設施的災損數量和分布，在震前作好減災整備及擬妥完善的震後應變措施。既有的公共給水系統地震損害暨損失評估模式，尚未考慮淨水場前端之取水設施和原水管道(含隧道、渠道及管線)損害對整體供水系統所造成的影響；但如大型原水管道損害對於整體供水能力的影響不言而喻。本研究透過經濟部水利署的協助，收集建置台灣之水庫堰壩至大型淨水場的原水管道 GIS 圖資和結構耐震屬性資料。就原水管道的設計/建造年代(設計規範)、結構型式、襯砌種類與所處地盤等屬性資料，參酌九二一地震經驗與國外震害經驗、易損性相關研究等，研擬原水管道的震損評估模式及參數值。經比較驗證後，將原水管道之震損評估模式應用於公共給

水系統之地震災害衝擊情境模擬分析。

二、原水管道資料建置

供公共給水使用的原水導水管道眾多，本研究以水庫堰壩至大型淨水場間之公共給水原水導水管道為研究標的，且依結構型態概分為地下管線、隧道及渠道等三類；農業灌溉用水管道、水庫清淤隧道，以及部分離槽水庫的原水導水管道不在本研究資料收集範圍內。與本研究研析標的有關的為 43 座淨水場與 32 座水庫堰壩；進一步挑選其中 29 座設計出水能力大於 10 萬 CMD 之大型淨水場，以此為核心，建置從水庫堰壩之取水工通往淨水場的原水管道 GIS 圖資。原水管道包含導水隧道、引水渠道和原水管線等。

原水管線資料的主要來源為經濟部水利署、台水公司各區管理處及北水處等單位，口徑由 700 mm 至 4,000 mm，總長度約為 334.64 公里；各管理單位之公共給水原水管線長度統計如表一所示。管材包含

¹ 國家地震工程研究中心研究員暨震災模擬組組長

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助理研究員

鋼管(SP)、延性鑄鐵管(DIP)、預力混凝土管(PSCP)與鋼襯預力混凝土管(PCCP)等。導水渠道和隧道資料的主要來源為經濟部水利署之各區水資源局、北水處、台水公司、台灣電力公司、石門農田水利會、桃園農田水利會、嘉南農田水利會等單位。

表一各單位公共給水原水管線長度統計

管理單位	700- 1,400mm 長度	1,500- 4,000mm 長度	總 長度	每日 出水量 (CMD)
北水局	-	6.79	6.79	-
北水處	3.93	13.57	17.5	2,137,163
台水一區	22.32	-	22.32	344,988
台水二區	0.74	24.73	25.47	1,053,146
台水三區	5.27	3.3	8.57	697,617
台水四區	8.02	10.91	18.93	1,663,496
台水五區	16.39	7.02	23.41	585,159
台水六區	7.27	4.52	11.79	901,220
台水七區	50.69	138.83	189.52	1,730,863
台水八區	1.03	-	1.03	178,832
台水十二區	0.06	9.25	9.31	720,481
總計(公里)	115.72	218.92	334.64	-

三、原水管道震損評估模式

公共給水系統包含為數眾多的地下管線，個別管線確切的耐震性能和在震後的損害程度實難以清楚釐清；較為可行的方式為以管線災損率(RR)描述之。管線災損率定義為「損害(修理)件數/管長」，意即單位長度管線可能發生的損害(修理)件數。管線災損率可表為地震動強度(PGA)或地表永久變形量(PGD)的函數如下

$$RR_{PGA} = 4.5 \cdot C_{S_i-PGA} \cdot C_{T_i} \cdot (PGA - 0.1)^{1.97} \quad (1)$$

$$RR_{PGD} = 0.04511 \cdot C_{S_i-PGD} \cdot C_{T_i} \cdot PGD^{0.728} \quad (2)$$

其中 PGA 以 g 為單位，PGD 以公分為單位。當 PGA 值小於 0.1g 時，令 $RR_{PGA} = 0$ 。管線災損率 RR 的單位為災損數/公里，其值越小表示管線的耐震性能越佳；反之，則管線的耐震性能較差。 C_{T_i} 、 C_{S_i-PGA} 與 C_{S_i-PGD} 為

不同自來水管線相對於中管徑 PVC(P)管線的管材與管徑修正係數。

綜合考慮地震動、斷層破裂或土壤液化引致的地表永久變形對管線災損率的影響，本研究建議依下式進行自來水管線災損率推估：

$$RR = \max(RR_{PGA}, p_{fault} \cdot RR_{PGD(fault)}, p_{lqf} \cdot RR_{PGD(lqf)}) \quad (3)$$

其中， $RR_{PGD(fault)}$ 與 $RR_{PGD(lqf)}$ 為斷層破裂或土壤液化所引致的管線災損率。因地表永久變形通常不連續且具不確定性，因此斷層破裂或土壤液化所引致的管線災損率須分別乘以遭遇斷層機率 p_{fault} 或土壤液化機率 p_{lqf} 。個別管線災損率乃取地震動、斷層破裂或土壤液化三者造成的最大災損率。

為區分不同損害程度對管線輸水能力的影響，將自來水管線災損概分滲漏(leak)與斷裂(break)兩種型態。不同管徑與管材之導/送/配水管線因地震動或地表永久變形所造成的斷裂比率略有不同；因地表永久變形可令管線強制變位，故管線斷裂的比率較大。當地震動或地表永久變形較小時，管線斷裂的比率理應較小而非定值；因此，假設在地震動 PGA 小於 0.6g 與地表永久變形 PGD 小於 100 cm 時，管線斷裂的比率可依線性調整，其關係式如下

$$BR_{PGA} = \begin{cases} B_{S_i T_j - PGA} \cdot 2 \cdot (PGA - 0.1) & 0.1g < PGA < 0.6g \\ B_{S_i T_j - PGA} & PGA \geq 0.6g \end{cases} \quad (4)$$

$$BR_{PGD} = \begin{cases} B_{S_i T_j - PGD} \cdot 0.01 \cdot PGD & PGD < 100 \text{ cm} \\ B_{S_i T_j - PGD} & PGD \geq 100 \text{ cm} \end{cases} \quad (5)$$

其中， $B_{S_i T_j - PGA}$ 與 $B_{S_i T_j - PGD}$ 分別為 $PGA \geq 0.6g$ 和 $PGD \geq 100 \text{ cm}$ 時，不同管徑與管材組合之自來水管線斷裂數佔總災損數的比率。

渠道多以挖填方式修建，水流按自然條件在渠道內作表面水流動。渠道長度有時甚長，會分段選擇合適的斷面形狀、高度或寬度，以配合地形條件、水理要求及施工便利。渠道的內裡均須設有襯砌，以避免因滲流作用而喪失水量。襯砌一旦受損，渠道的導水功能必然部分或完全喪失。本研究將渠道依結構特性概分為明渠、暗渠、箱涵和管涵等四類，並依斷面

大小概分為兩類；因此共概分為八種類別。一般而言，導水渠道的長度可能極大，且地震時不同渠道段承受的地震動強度和地表永久變形量差異甚大；因此，渠道宜以線型物件視之。本研究建議採類似管線震後災損率推估模式，以災損率 RR_{canal} 推估震後可能的災損數，並依不同渠道類別和地震動強度或地表永久變形量適當調整震後渠道斷裂數(或阻斷)佔總災損數的比率。

導水隧道一般採鑽掘(boring)或明挖覆蓋(cut-and-cover)的方式修建。隧道具有一定之埋設深度，其震害之肇因可為地震動、跨越活動斷層或山崩(影響隧道口安全)。隧道的內裡亦須設有襯砌，以避免因滲流作用而喪失水量。襯砌一旦受損，隧道的導水功能必然部分或完全喪失。一般而言，隧道發生損害的機率與程度，與周圍岩土條件及本身結構狀況(如施工方式、襯砌種類等)關係較為密切，與是否經耐震設計較不相關。導水隧道依通水方式及是否充填混凝土，將隧道分為直接通水、內置脆性管線並完全填充(內置水泥管)、內置韌性管線並完全填充(內置金屬管)或內置韌性管線且無填充(內置金屬管)等四類，也依斷面大小概分兩類，亦即隧道共概分為八種類別；已分別擬訂與地震動和土層破壞相關之不同損害狀態的易損性參數。

四、導水路徑劃設與震後導水率推估

大型淨水場所需原水多數來自水庫堰壩，其間須行經數段原水管道；從水庫堰壩取水工至大型淨水場之數段首尾串聯的原水管道集合可視為一條導水路徑。水庫堰壩常能同時供給多座大型淨水場使用；另一方面，大型淨水場也常有兩個以上之原水來源或導水路徑，以互為備援。都會區及工業區的用水量較龐大，從水庫堰壩取水口至大型淨水場間之導水路徑常形成網絡狀分布。與交通路網類似，多條導水路徑可視為路段與節點的組合，但每一路段為單行道。根據震損評估需求，扣除離槽水庫之澄清湖淨水場、鳳山淨水場(二期)，將 27 座大型淨水場之原水管道劃設成

50 條導水路徑，每條導水路徑以淨水場為起點向上游溯源，終點為水庫堰壩取水口。

原水管道於震後導水能力以導水率(TR)表示，其定義為震後實際流量與設計流量的比值，假設與該原水管道震後的等值斷裂數 n_e (由災損數 n_r 和斷裂數 n_b 推估)有密切關聯。當 $n_e \geq 1$ 時導水率降為零，表示該原水管道極可能因斷裂而亟需修復，因此完全喪失導水能力。震後導水率以下式表示

$$\begin{aligned} TR &= \exp[-1.582 \cdot (1 - e^{-n_e})] \\ &= \exp[-1.582 \cdot (1 - e^{-0.5 \cdot (n_r + n_b)})] \end{aligned} \quad (6)$$

五、大型淨水場震後出水能力推估

評估大型淨水場震後是否能正常運作並提供足量的清水時，除了須考慮本身可能因受地震動和地表永久變形的影響而損害外，尚須考慮水源之取水設施是否能正常運作，自水庫堰壩取水口至淨水場前的每一段原水管道是否受損等因素。當某一段原水管道損害而無法正常導水時，須自動搜尋是否存在其它替代的導水路徑。

由以往震災經驗顯示，自來水設施的震損程度與地震動強度和斷層破裂引致的地表永久變形息息相關。為估計個別自來水設施距離斷層破裂面的最短距離，除需個別設施的點位座標，也需收集其平面尺寸作為估算距離的參考。其次，就大型淨水場而言，可能因不同時期興建或設計時即有並聯的數個淨水單元，每個淨水單元可獨立運作而不受鄰近淨水單元損害的影響。再者，大範圍區域內之不同設施的損害狀態差異頗大，且屬較嚴重損害的比率通常小於較輕微損害的比率。根據前述觀察所得，本研究擬訂大型淨水場的震後出水率 O 的推估式如下：

$$O = 1 - \sum_{i=2}^5 (p_i \cdot d_{r,i} \cdot s_i) \quad (7)$$

其中， p_i 、 $d_{r,i}$ 和 s_i 分別代表在損害狀態 i 之損害狀態機率、淨水單元比率和失效率。假設淨水場所需原水量和出水量的比率(f)與其震後出水率推估值(O)有密切關

係，並以下式推估

$$f = \frac{10.1}{9+O} \quad (8)$$

當震後提供大型淨水場原水的導水路徑失效或可輸送的原水量不足時，均可能降低該大型淨水場的出水能力。為探討新增之原水管道震損評估模式，含震後災損率與導水能力推估結果的合理性，本研究也借鏡九二一地震與高雄美濃地震時自來水系統之震害經驗，綜合比較情境模擬結果與實際災損調查紀錄的一致性。

表二 九二一地震之實際災損與評估結果比較

淨水場	實際受損情形	原水路徑情境模擬				淨水場模擬	
		導水路徑	災損數	斷裂數	導水率	可取得原水量	出水率
豐原一場	全部損毀	豐原二石岡壩	1.6	1.40	0	0	0
豐原二場	1.取水單元全損毀 2.淨水單元部分損毀						
鯉魚潭一	取水口及淨水設備受損	鯉魚場_鯉魚庫	0.52	0.06	0.67	741,189	0.89
鯉魚潭二	尚未竣工						0.88
林內	尚未竣工	林內場_集集堰	3.56	2.30	0	0	0

表二綜合比較九二一地震之實際災損紀錄，以及導水路徑和大型淨水場的震損評估結果。由該表可知，豐原一場和二場除本身因鄰近車籠埔斷層且位於上盤處而嚴重損害外，也因導水路徑失效，無法獲得足夠的原水而使震後出水率的推估值降為零；與實際災情紀錄相符。鯉魚潭一場則因導水路徑輕微損害而部分影響震後出水能力，但其出水能力仍正常，也與實際災情紀錄相符。換言之，增加導水路徑的震損評估結果確能具體提升大型淨水場震後出水能力的評估精度，讓評估結果更能反映災情的規模和分布。

六、結語

台灣本島除台水九區、台水十區及台水十一區之外，水庫堰壩對每一區處都是重要的原水來源。粗估水庫堰壩之取水量可提供全台一千七百萬多人使用，接近全國四分之三的總人口數。為提升公共給水系統地震災害衝擊模擬結果的可信度和參考價值，以及加強公共給水系統在地震防災與應變的效能，本研究以既有的震災境況模擬技術(含地震災害潛勢分析、重要設施與送/配水管線震損評估)為基礎，收集水庫堰壩至大型淨水場間之公共給水原水管道(含隧道、渠道及管線)的資料；探討原水管道之震損評估模式的研擬與應用。完整的自來水系統受地震災害衝擊之情境模擬結果，包含原水管道損害、大型淨水場損害、送水幹管和送/配水管網損害、震後缺水率與停水戶數，以及預期修復所需時間與經費、停/限水時間…等，可作為震前防災整備和震後應變調度的重要參考數據。本研究運用批次震災境況模擬，建立公共給水系統相關的地震事件損失模擬資料庫，未來若配合水理分析可釐清各設施與管線間的依存關係，應可更精確推估各項量化的災損數據或可能後果以供防災與應變參考。

參考文獻

1. 台灣自來水公司，2000，「九二一集集大震自來水搶修(復舊)紀實」。
2. 陳耀楠、王炳鑫，2003，「九二一集集大地震之供水設施損壞分析研究」，中華民國自來水協會，台北。
3. 經濟部水利署，2016，「公共給水系統地震災害衝擊模擬技術之研究」研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1050316，台北。

Shakeout 大臺北都會區地震衝擊分析技術開發

葉錦勳¹ 黃李暉²

摘要

都會區因人口密集、商業活動頻繁，位於都會區之建築物有著密度高、樓層高、數量多、結構形式多樣等特性，並且建造於各種不同時期的耐震設計規範。本研究研發地址定位技術透過地址精確定位建物之門牌座標位置，配合建立的村里網格之圖資，能凸顯實際建物存在地點，展示建物震損評估之結果；研發超高樓建物損壞評估模式並精進建築物震損評估模式，可滿足都市中各種建築物之型態，以提升都會區建物地震損失評估之準確性。

關鍵詞：建築物震損評估、地址定位、超高樓建物損壞評估模式

一、前言

本計畫由災防中心與國震中心共同合作執行，其中災防中心負責建立大台北都會區 shake out 計畫開發工具，包含大台北都會區不同防護等級地震衝擊情境地圖、大台北都會區地震防災力評估及大台北都會區 shake out 計畫演練主軸與 SOP 建議；而國震中心則負責大台北都會特定情境衝擊分析技術開發，都市的建築型態有著數量多、密度高、商業活動頻繁、結構形式多樣、建造於各種不同時期之耐震設計規範以及超高樓層建物數量多等特性，本研究開發地址定位技術、繪製村里網格圖資、研擬超高樓建物損壞評估模式並精進建築物震損評估模式，以滿足都會區的建築物地震損失評估之需要。

二、地址定位技術之研發與應用

以往受限於個別戶或單棟建築物無法精確取得座標資訊，僅能以房屋稅籍資料中的村里代碼作為定位與數量統計的依據。為提升一般建築物的定位精度，或震後大規模勘災時由地址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。

國震中心於民國 99 年、101 年和 103 年，經內政部同意後取得各縣市的門牌定位資料。民國 103 年取得台灣地區共計 8,867,333 筆門牌定位資料；由於同一「號」但不同樓層建築物的座標相同，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、校正與正規化。之後利用已整理的門牌定位資料，研發由地址查詢座標的演算法和工具軟體。輸入任一常見的地址字串，即可快速查詢對應的座標值，並回傳定位結果的代碼(參考表 1)，作為該地址定位精度的參考。

表 1 地址定位結果之回傳代碼的意義

回傳代碼	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

¹ 國家地震工程研究中心震災模擬組組長暨研究員

² 國家地震工程研究中心震災模擬組助理研究員

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

建置房屋稅籍資料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「棟」為單元之建造年份、構造別、樓層數和座標等耐震相關的資訊。在整理以「棟」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)房屋稅籍代碼中也有「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。

本研究於整理民國 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。並以房屋稅籍代碼中的棟號，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棟建築物。本研究已建立以棟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殊用途分類的模型建物組成律。除少數屬農業或鄉村地區外，本研究完成之地址定位技術所回傳座標的正確率可達

95%以上。

圖 1 所示的每一點代表一棟房屋，以不同的符號代表該棟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。前述情形可能代表該處有增建，或因地址定位之解析度有限，原本不同地址的兩棟建築物卻回傳相同的座標值。結合房屋稅籍資料與地址定位技術，除顯示房屋座落位置外，更能識別各行政區發展的年代和建築物的耐震屬性。如與模擬地震事件之可能重災區(如近斷層或高震度)套疊，可精確統計處於高風險區域的建築物數量和分布情形，並檢視其建造年份、構造類別、樓層數等耐震屬性資料，提升平時防災整備或震後應變調度等各項作業的精確性、可行性和效率。

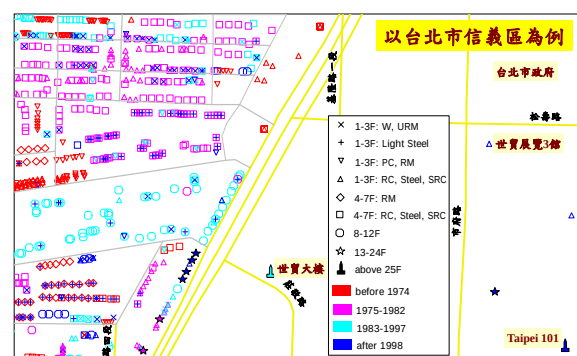


圖 1 房屋稅籍資料地址定位成果

三、建物數量統計，以村里網格方式呈現主題圖

由於都市建物密集，為提升都市區域建物評估結果之鑑別度，本研究以邊長 200 公尺的網格劃分村里區界圖，將村里和網格圖資的結合，如圖 2 所示；此時之解析度，已能識別出多數沒有建築物的河川、湖泊和大型空地等，此外，可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。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，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，並計算村里內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(TELES)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，套疊建物地址定位圖層，剷除無建物的網格，使面積較大的村里僅保留有建物存在的區域，用於展示建物震損評估的結果，會更明顯地凸顯確有建物存在的區域，以及因建築物倒塌而引致之受困與傷亡的數量分佈狀況。

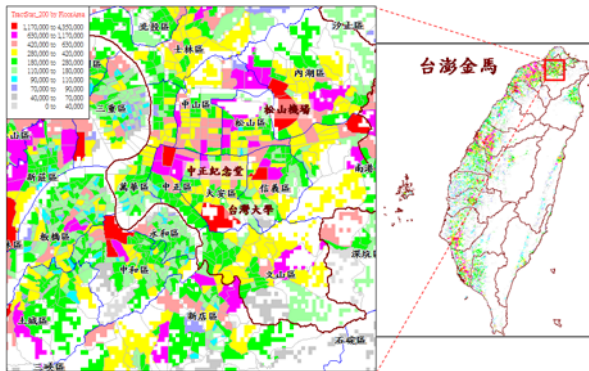


圖 2 結合村里與網格圖資

四、超高樓建物損壞評估模式研發

隨建築技術與材料日益發達，也因應都市化的需求，大型都會區常見二十層以上的超高樓層建築。為提升建築物震損評估結果的合理性和可信度，本研究將 19 層以上的鋼結構、鋼筋混凝土結構和鋼骨鋼筋混凝土結構分別增加一種模型建物分類，藉以反映其受震反應行為與其它模型建物類別的差異性。

本研究依據不同年代耐震設計規範，建立 24 層樓的鋼筋混凝土建築物彈性結構數值模型進行分析；參考分析結果，進一步研擬超高層鋼筋混凝土造與鋼構造模型建築的易損性曲線與能耐曲線的 TELES 參數值，並以過去實際的災損資料進行適當調校，將可以細緻化 TELES 的災損評估結果，對於未來震災緊急應變與救災作業的擬定會有所助益。另外，針對一棟三層樓鋼筋混凝土建築的振動台試驗結果進行模擬，驗證數值模擬技術的準確性，可以進一步建立 24 層樓鋼筋混凝土建築物的非彈性結構模型，此模型可以做為探

討依據不同年代耐震設計規範所設計的超高樓層建築的耐震性能的差異，做為規劃都市防救災作業的參考。

五、建築物震損評估模式精進

以往建物的能耐曲線和易損性曲線的角色模糊，假設結構系統之抗震強度與韌性容量密切相關且趨勢一致，依結構形式、建造年份和震區劃分作為分類依據，將建築物概分為 15 種模型建物和四種耐震設計水準，僅有 60 種類型。另外，易損性曲線之參數設定僅考慮不同損害狀態之頂層位移率的經驗值，未能考慮能耐曲線是否已降伏的假設。事實上，排除不確定之因素後，建物的數量眾多，其能耐曲線和易損性曲線可以有上千萬種可能性，過去將建物之耐震能力僅分為 60 種類型，似乎過於粗糙。

因此本研究重新檢討模型建物分類系統，除增加鋼結構、鋼筋混凝土構造和鋼骨鋼筋混凝土構造等之超高樓層分類(19 層樓以上)外，並依據建築物之建造年份、所在地、構造類別、樓層數、用途係數等，以及不同年份耐震設計規範之地震力需求和工程實務經驗，分別擬訂百種以上之模型建物的能耐曲線和易損性曲線。

新擬定的能耐曲線可反映結構系統之抗震強度，易損性曲線則反映結構系統之韌性容量。易損性曲線已綜合考慮震災經驗和試驗數據，以及能耐曲線的降伏假設。一般而言供公眾使用之建築物耐震需求要求較高，因此新版的建築物震損評估模式中，新增考慮建築物之用途係數對結構系統強度的影響。此外，同時檢討了非結構構件的易損性曲線參數值。

新版的建築物震損評估模式除可滿足都市各種結構型式之建築物外，其能耐曲線和易損性曲線的考量更能反映建築物強度和韌性的結構特性。

六、小結

前述各項成果目前已整合於 TELES

的子系統 Tgbs，完成建築物震損評估模組和資料的軟體更新，並以民國 103 年的房屋稅籍資料為例，進行震損評估模式修訂前後的分析結果比較，完成系統功能測試。並進行多個歷史地震事件的境況模擬分析，與實際調查的建築物災損資料比對，探討其合理性後，必要時作適當的參數修訂。除提供更細緻的建築物損害和人員傷亡推估結果，同時也可作為建築物商業地震險之震損評估的基礎。研究成果已應用於科技部交辦之任務—大台北地區因山腳斷層破裂引致規模 6.6 地震的情境模擬與災損推估。未來搭配其它震損評估子系統，如自來水系統、鐵/公路系統等，可提供完整且多樣的災損推估數據，協助中央部會、地方政府和防災協力機構等進行地震防災規劃和臨震應變的整備。

參考文獻

1. 葉錦勳，2003，「台灣地震損失評估系統-TELES」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-03-002，台北。

自來水管線地震風險評估與耐震補強優選排序

劉季宇¹ 葉錦勳² 黃李暉³ 洪祥瑗³

摘要

本研究針對台灣自來水公司口徑 800 mm 以上管線進行風險評估，標的管線總長度 2,229.3 公里，經整理，將之劃分為 1,687 個管線評估單元，作為需進行耐震評估與補強排序的對象。研究中由地震災害潛勢(hazard)、管線易損性(vulnerability)兩方面，考量管線之地震風險(risk)，按風險值高低分組，最後再一併參考管線不同重要性(importance)，作出耐震補強優選排序之建議。

關鍵詞：自來水管線、災害潛勢、易損性、地震風險、耐震補強

一、引言

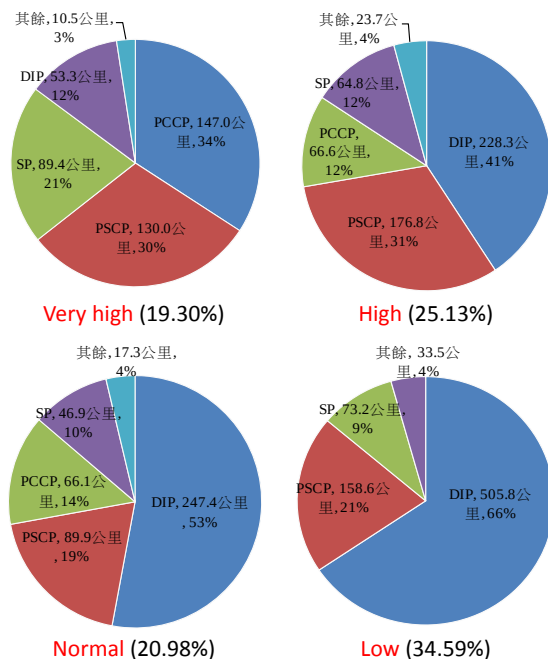
台灣位處環太平洋地震帶，自來水系統遍佈各地，原水由水源經導水幹管送往淨水場，之後清水經輸水幹管送至各地配水池，再透過配水管網送至自來水用戶。途中無可避免地會經過地震災害高潛勢區；地震時任何一條幹管發生損害，均可能造成大範圍地區、長時間的停水。因此，有必要針對地震災害高潛勢區內、耐震能力有疑慮的管線，進行系統性的耐震評估與補強，以提升自來水系統耐災能力。

本研究與台灣自來水公司合作，就所有口徑 800mm 以上自來水管線進行風險評估。研究中由地震災害潛勢(hazard)、管線易損性(vulnerability)兩方面，考量管線之地震風險(risk)，按風險值高低分組，最後再一併參考管線不同重要性(importance)，作出耐震補強優選排序之建議。

二、標的管線及其重要性劃分

本研究標的管線總長度 2,229.3 公里。經整理，將其中的導、送水幹管劃分為 1,687 個「管線評估單元」，長度約略相等，作行耐震評估與補強排序的對象。研究中

根據供水量多寡、有無備援管線等因素，將這些管線概分為高、次高、中、低等四種不同的重要性，其個別之總長度與管材種類占比如圖一所示。



圖一 不同重要性標的管線之總長度與管材種類占比

標的管線中，高重要性管線包含鋼襯預力混凝土管(PCCP；147.0 公里，34%)、

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兼組長

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

預力混凝土管(PSCP; 130.0 公里, 30%)、鋼管(SP; 89.4 公里, 21%)以及延性鑄鐵管(DIP; 53.3 公里, 12%)等。其中, 混凝土材質的 PCCP 與 PSCP 合計占 64%, 為早年大量埋設之大型管路, 屬於脆性管材, 耐震性能十分堪慮, 加以應力鋼絲長期埋置於地下, 管齡稍長即容易發生銹蝕、斷裂, 導致管體強度明顯降低, 國內自來水管線耐震問題之嚴峻可見一斑。

三、地震災害潛勢

本研究關於地震災害潛勢, 共考慮地震動、活動斷層錯動、土壤液化、坡地災害等四種。地震動方面, 根據「建築物耐震設計規範及解說」的新版規範草案, 考慮各震區之水平譜加速度係數、近斷層調整因子(不計車籠埔斷層, 因近期已發生錯動)、工址放大係數(統一假設屬第二類地盤)等, 得到設計地震(回歸期 475 年)之最大地表速度 PGV、最大地表加速度 PGA 的潛勢分布圖, 前者為與地下管線震害直接相關之地震動因子, 後者則供液化評估之用。

活動斷層錯動方面, 根據地調所 2012 年版臺灣活動斷層分布圖(不計車籠埔斷層), 供跨越斷層抑或鄰近斷層的分析之用。此外, 亦彙整地調所報告與 Wells and Coppersmith (1994)之經驗公式, 求得各活動斷層之平均錯動量與再現期。

土壤液化方面, 根據本中心所發展之全國土壤液化敏感類別圖, 結合 PGA 潛勢圖、新版規範草案之規模分區圖(液化評估使用)、地下水位(預設 1.5 m), 得到設計地震(回歸期 475 年)之土壤液化災害潛勢(液化潛能指數 PL 值)圖。

坡地災害方面, 則根據地調所以斜坡單元方式劃設之災害潛勢圖, 經歷年的山崩歷史目錄的調整, 概分高、中、低、無等四種潛勢, 得到坡地。

利用地理資訊系統中的環域(buffer), 可以配合以上災害潛勢圖進行空間分析, 得到四種與管線受震損壞有關的災害潛勢代表值。根據日本「地震による水道管路

被害予測の手引き」(日本水道技術研究中心, 2011), 所有自來水地下管線受地震動而損壞的災損率(單位管長內的損壞件數), 正比於 $(PGV - 15)^{1.14}$, 其中 15 cm/s 為發生災損之 PGV 門檻值; 考量標的管線乃口徑 800 mm 以上管線, 對應之門檻值宜適度放大(取 30 cm/s), 藉以反映較大管徑管線對於地震動之耐震能力相對較佳的事實, 本研究定義某一管線評估單元之地震動災害潛勢代表值 H_{GM} 為

$$H_{GM} = (\overline{PGV} - 15)^{1.14} - (30 - 15)^{1.14}$$

其中為管線評估單元環域的 PGV 平均值。同理, 這些管線評估單元的已知活動斷層(考慮跨越或鄰近斷層長度、平均錯動量與再現期)、土壤液化和地震引致山崩, 個別的災害潛勢代表值, 也可以一一得到(台灣自來水公司, 2017), 不再贅述。

由於這四種災害潛勢代表值分別有不同的數值範圍, 且差異頗大; 其次, 需進行排序的 1,687 個管線評估單元中, 四種代表值的分布也極不平均。因此, 四種代表值並不能直接用於災害潛勢高低的量化或排序, 須進一步予以合理詮釋和排序後, 將之轉為序分, 以避免被單一災害潛勢類別控制。以地震動為例, H_{GM} 之最小值與最大值分別為 23.5、147.9, 若按照代表值由小到大排列, 可得所有管線評估單元的序號 i (由 1 至 1,687), 定義地震動災害潛勢序分 $\bar{H}_{GM}$ 為:

$$\bar{H}_{GM}(i) = r \left(\frac{i}{1687} \right) \quad i = 1, \dots, 1687$$

其中 $r(\cdot)$ 為四捨五入至小數點後第二位之運算元。同理, 可以得到另外已知活動斷層、土壤液化和地震引致山崩等三種災害潛勢的序分, 依序是 $\bar{H}_F$ 、 $\bar{H}_{LQF}$ 、 $\bar{H}_{LS}$, 其值域均自動成為 $[0, 1]$, 相關細節可參考(台灣自來水公司, 2017)。

如此, 各管線評估單元的地震災害潛勢序分 $\bar{H}$, 可定義為四種不同序分的加權平均, 表為:

$$\bar{H} = w_1 \cdot \bar{H}_{GM} + w_2 \cdot \bar{H}_F + w_3 \cdot \bar{H}_{LQF} + w_4 \cdot \bar{H}_{LS}$$

其中 w_1 、 w_2 、 w_3 、 w_4 分別為地震動、已知活動斷層、土壤液化、地震引致山崩之災害權重，其值分別設為 0.45、0.08、0.45 以及 0.02。由於權重和為 1.00，故 $\bar{H}$ 的值域為 [0,1]。

四、管線易損性

本研究參考前述日本「地震による水道管路被害予測の手引き」(日本水道技術研究中心，2011)之自來水管線災損率，以之反映管線易損性。該災損率與管材(接頭)、管徑有關，並分別以管材、管徑修正係數，反映其與標準管災損率之比值。由於該文獻所考慮之管材(接頭)的種類與國內並非全然一致，且對於管徑的區分也較粗略，必須同時有所調整，方能符合本研究之需要。本研究訂定管材修正係數 C_p 方式為：當管材(接頭)種類與日本相同時，依循其修正係數，不同時則經研判，將其耐震易損性歸併至相似管材，設為同一耐震等級，並給予相同之修正係數，相關細節可參考(台灣自來水公司，2017)。

再者，以上原始管材、管徑修正係數，最大與最小值相差分別達 15、20 倍，不宜直接作為管線易損性之量化值，否則進行耐震補強優選排序時，結果將會失去解析度，而被最差管材或是最小管徑的管線所控制。因此，本研究另外定義個別管線之易損性 V 如下：

$$V = \log_{10}(10 \cdot C_p) \times \left(\frac{800}{\phi} \right)^{0.125}$$

其中 ϕ 為標稱管徑(單位 mm)。如此，管材(接頭)、管徑所影響的易損性相對大小，可分別縮至 1.176、1.189 倍。

最後，就 V 值進行正規化，得到管線易損性 $\bar{V}$ ，其值域亦為 [0,1]。

五、風險群組與耐震補強建議

根據各管線評估單元的地震災害潛勢

$\bar{H}$ 以及管線易損性 $\bar{V}$ ，可定義其地震風險值為二者之乘積，表為：

$$R = (\bar{H} + 1) \cdot (\bar{V} + 1)$$

其中， $\bar{H}$ 與 $\bar{V}$ 同時賦予偏移量(+1)可避免零值出現於乘法運算，且不會造成乘積大小的順序改變。

最後，將所有管線評估單元按地震風險值由高至低排列，均分為 R1、R2、R3、...、R10 等 10 組，即得到最高、次高、第三高...等的 10 個地震風險群組，又各自包含不同數量的高、次高、中、低重要性的管線評估單元，如表一所示。

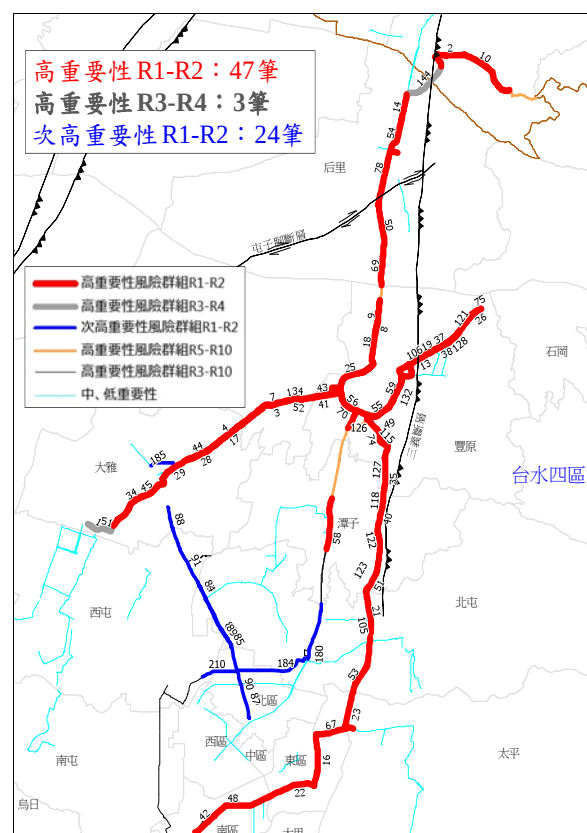
表一 各地震風險群組之管線評估單元數

風險群組	高重要性	次高重要性	中重要性	低重要性	合計
R1	29	51	38	51	169
R2	53	33	40	43	169
R3	46	38	34	51	169
R4	20	56	28	65	169
R5	34	55	30	50	169
R6	18	45	47	59	169
R7	22	35	57	55	169
R8	24	34	44	67	169
R9	41	27	31	70	169
R10	6	48	26	86	166
總計	293	422	375	597	1687

由於未來在實施自來水管線耐震補強時，必須以有限之經費及時間，達到自來水供水系統耐震補強效益最大化之目標。因此，必須優先選擇高、次高重要性，並且地震風險為最高、次高的管線評估單元，作為耐震補強對象，方能切中要點。因此，本研究最終建議三個耐震補強群組：(1)第一優先群組 82 筆管線評估單元，包含高重要性管線中 R1、R2 群組之管線評估單元；(2)第二優先群組 97 筆，包含次高重要性管線中 R1，以及高重要性管線中 R3 群組者；(3)第三優先群組 53 筆，包含次高重要性管線中 R2 群組，以及高重要性管線中 R4 群組者。

表二 台灣自來水公司各區處之建議耐震補強管線評估單元數量

區 處	高重要性		次高	合計
	R1-R2 風險群組	R3-R4 風險群組	R1-R2 風險群組	
台水一區	0	0	4	4
台水二區	0	1	0	1
台水三區	0	0	4	4
台水四區	47	3	24	74
台水五區	0	0	12	12
台水六區	21	10	6	37
台水七區	10	44	11	65
台水八區	0	0	0	0
台水九區	0	0	0	0
台水十區	0	0	0	0
台水十一區	0	0	9	9
台水十二區	4	8	14	26
總 計	82	66	84	232



圖二 台灣自來水公司第四區管理處建議

耐震補強管線分布圖

由於各地區水源位置、供水系統特性、地震災害潛勢高地彼此不同，因此台灣自來水公司各區處的管線耐震補強建議標的，數量差異很大，如表二所列，其中又以第四區管理處數量最多(74 筆)，分布如圖二所示。

六、結語

根據以上耐震補強優選排序結果，未來台灣自來水公司實施自來水管線耐震補強時，可視時間與預算等因素，依序酌量進行，較能夠切中要點，以有限的經費及時間，達到供水系統耐震補強效益最大化之目標。

自來水管線的耐震補強(改善)對策，廣義而言，手段可以十分多元，除了直接汰換管線或局部施予補強以提升耐震能力之外，設置可旁通管件、增加供水系統的備援管線、外部支援管線、緊急貯水量，以及提升管線快速修復性等，均有助於提升自來水管線及系統之耐震能力。因此，台灣自來水公司未來決策時，應多方考慮，詳細評估各種方案的可行性與成本效益。

參考文獻

1. Wells, D. L. & Coppersmith, K. J., 1994, "New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement," Bull. Seismo. Soc. Amer., Vol. 84(4), pp.974-1002.
2. 日本水道技術研究中心，2011，「地震による水道管路被害予測の手引き」。
3. 台灣自來水公司，2017，「口徑 800 公厘以上管線安全評估計畫，第一部分管線耐震評估及補強計畫」研究報告，台中。

急救責任醫院之地震暴險資訊展示系統開發

林祺皓¹ 楊承道²

摘要

根據我國緊急醫療救護法規定，急救責任醫院需辦理的緊急醫療業務，第一項即為『全天候提供緊急傷病患醫療照護』，故急救責任醫院必須在大地震後仍能執行緊急醫療工作。為能即時掌握、識別大地震時這些醫療重要設施的地震風險，本研究以建置急救責任醫院之地震風險評估系統為目標。現已完成急救責任醫院之地震暴險資訊展示介面，展示系統的即時地震事件資訊整合了台灣大學吳逸民教授開發之 P-alert 測站、國家地震工程研究中心之地震測站、以及氣象局地震速報站等即時地震動資訊。醫院暴險設施係根據衛生福利部對醫院緊急醫療能力分級評定標準，區分為一般級、中度級、和重度級等三類急救責任醫院。目前已蒐集彙整 105 年評定的急救責任醫院名單，並將醫院資訊展示於本系統中。

關鍵詞：急救責任醫院、地震暴險、地震風險

一、前言

急救責任醫院為大規模地震後的重要設施，需擔負即時、有效的緊急醫療措施。為提升震後緊急醫療能量的衝擊評估技術，本研究著手開發急救責任醫院地震損失評估系統。目前已完成急救責任醫院之地震暴險資訊展示系統，該系統使用 Python 程式語言為基礎，利用使用者介面函式庫(Tkinter)、網路爬蟲(urllib2)、震度圖之數值計算(sqlite3、math、pandas、numpy、geostatsmodels)等程式工具進行開發。資料處理方面則利用 Spatialite 資料庫儲存整理地震資訊和急救責任醫院資料。Spatialite 是添加了空間功能的 SQLite 資料庫引擎，同樣具備 SQLite 的優點，SQLite 目前是流行的資料庫管理系統(database management system, DBMS)，具有簡單、功能強大，且易於操作使用的優勢。因此 Spatialite 為一款非常輕量化的空間資訊資料庫引擎，可應用簡單的 SQL 語言來篩選、整理資料庫的內容。

二、地震事件資料

本研究利用 Python 網路爬蟲函式庫(urllib2)擷取網站上的內容，主要用來收集氣象局地震速報測站(Rapid Earthquake Information Release System, RTD)、P-alert 測站以及國震中心(NCREE)強地動測站的地震資訊，經整理後存入 Spatialite 資料庫以利後續應用。

2.1 氣象局地震測站

目前系統中取得氣象局 RTD 測站的資料來源分成兩種：(1)地震事件發生後由氣象局主動發送 RTD 測站地震資訊的即時電子郵件；(2)公開在氣象局全球資訊網的地震彙整資料區。由氣象局主動發送的信件一般約 3~5 分鐘可送達信箱，傳遞資訊較為即時；而透過氣象局網站的內容，大約會在地震發生後的 5~30 分鐘內於網站上更新，其中網站上的小區域地震不擷取入資料庫，僅抓取有給予地震編號的較大地震。兩者來源資料均於資料庫中紀錄地震發生時間、震央經緯度、震央深度、地震規模、RTD 測站代號及測站最大地表加速

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副研究員

度(PGA，包含 XYZ 三個方向)。

2.2 P-alert+NCREC

台灣大學吳逸民教授開發的 P-alert 地震監測系統目前在國震中心的整合下，於地震事件發生後，其監測資料與國震的測站資料，約於地震發生後 3~5 分鐘內可推播到國震內部網站上。本研究開發的系統再藉由爬蟲方式即時擷取地震事件的資料。此部分的記錄資料不包括震央的推估(位置、深度)，僅包含地震發生的時間、P-alert 測站代號及測站測得之最大 PGA。

三、急救責任醫院資料

當有重大災難發生時，無法避免的會產生大量傷患，在檢傷分類後，需迅速判斷要將傷患送往何處救治，每間醫院能處理的傷患數量及受傷種類不同，因此預先收集整理醫院的技術及人員資訊，可在災難發生時提供就近且適當的判斷依據。

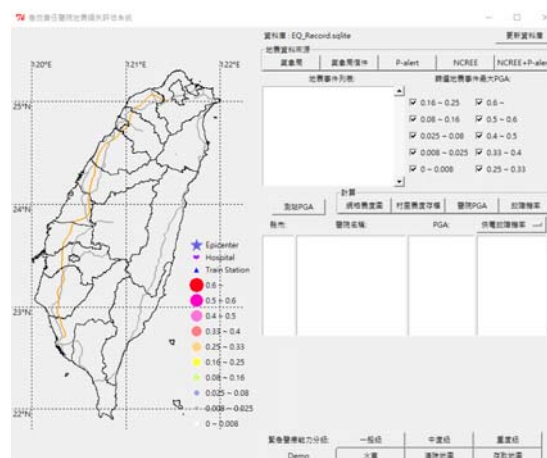
對此衛生福利部針對醫院緊急醫療能力分級評定提供了一個基準，根據醫院的急診醫療品質、急性腦中風病人照護品質、急性冠心病病人照護品質、緊急外傷病人照護品質及高危險妊娠孕產婦及新生兒(含早產兒)照護品質，分類為一般級、中度級、和重度級。評分標準考慮很多項目，簡單列舉如是否設有急診室、醫院人力配置、會診機制、病患轉院機制、緊急傷病患或大量傷病患事故調度機制、假日及夜間應變措施等。本研究目前已收集 105 年評定的急救責任醫院名單、分區、地址及經緯度位置，且存入 SpatialLite 資料庫中。

四、地震暴險系統介面

為將地震事件與醫院等資料得以視覺化展示，本研究使用 Python 程式語言，利用使用者介面函式庫(Tkinter)進行展示介面開發。圖一為本研究目前開發之醫院地震暴險系統介面。主要可分為三個區塊，介面左半邊為用於地圖展示的畫布、介面右上為地震事件區塊、介面右下為急救責

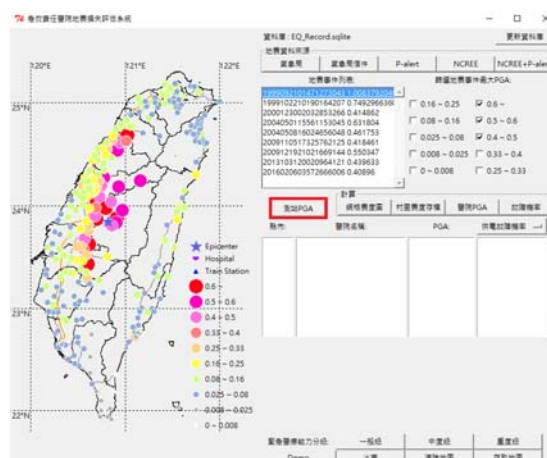
任醫院列表資訊。

左半邊的畫布為 400 像素 x 600 像素的解析度，顯示台灣海岸線輪廓，範圍為東經 119.78 度~122.25 度，北緯 21.80 度~25.40 度。介面右上為地震事件區塊，地震事件來源按鈕可挑選不同地震資訊來源；下方的勾選框可進一步篩選地震事件的最大 PGA。系統顯示的 PGA 單位皆統一為 $g(m/s^2)$ ，地震事件列表為列出所選測站來源之地震事件編號+該事件下所有測站測得的最大 PGA。



圖一 醫院地震暴險系統介面

測站 PGA 按鈕係用來展示地震事件的測站 PGA 大小與分布。使用方法為點選事件編號+測站 PGA 按鈕即可將測站 PGA 資訊顯示於左側畫布上(如圖二以 921 地震為例)。

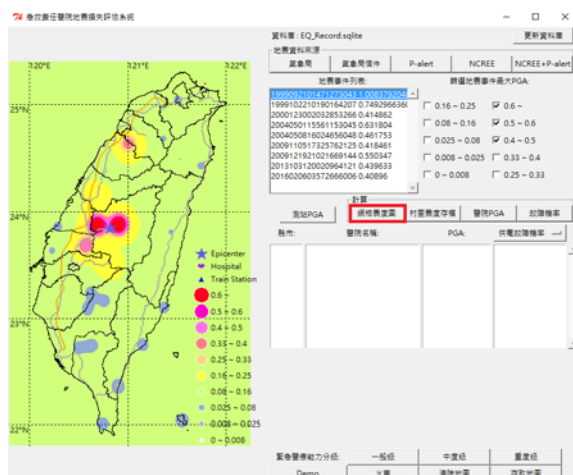


圖二 地震事件測站 PGA 展示

4.1 網格化地震動潛勢

除了展示地震測站的 PGA，本系統為能製作全台的地震震度圖，以便於瞭解醫院等設施的地震暴險程度，故進一步完成可計算網格化的地震動潛勢功能。首先，網格的製作係將東經 119.78 度至 122.25 度範圍切為 400 格，北緯 21.80 至北緯 25.40 範圍切為 600 格，即共有 240,000 個網格數分布於畫布上。

數值推估的內插方法目前採用克利金法(Kriging method)，該方法是以簡化的最小自成演算法為基礎，並使用變異圖作為估測時之權重函數。克利金法通常用於使用已知點的數值來取得待測點的推估值。因此，每一地震事件皆可以測站測得的 PGA 值為基準，利用克利金法估測各個網格之 PGA 值。該功能之使用方法為點選事件編號+網格震度圖按鈕即可估算各網格 PGA，並顯示於左側畫布上(如圖三以 921 地震為例)。



圖三 網格化地震潛勢

4.2 村里震度與醫院 PGA

本系統規劃未來可將即時震度資訊導入台灣地震損失評估系統(TELES)，得以進一步應用於評估一般建築物之地震損害。因 TELES 採用村里評估單元，故本系統在推估村里震度時採以各村里的形心為待估測點，再以克利金法進行推估計算。使用方法為點選事件編號+村里震度存檔按鈕即可估算各村里形心位置 PGA 並存檔至資

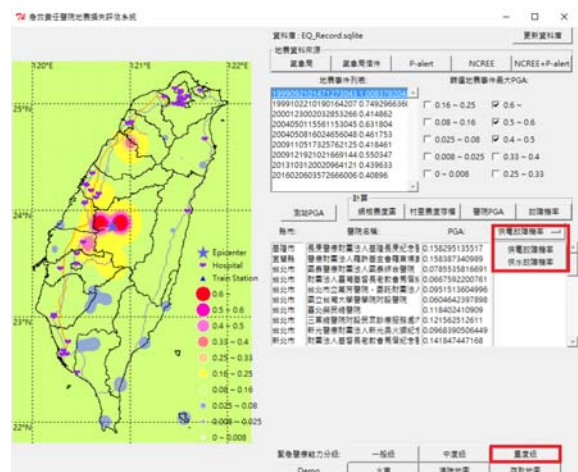
料庫。

醫院 PGA 係用來估算台灣本島急救責任醫院的場址 PGA 並存檔至資料庫，此部分功能是因未來將應用於醫院功能性系統故障機率的推估(如緊急供電系統、供水系統等)。故障機率的推估方法係根據林祺皓等人的研究[1-2]，透過調查急救責任醫院的緊急供電(供水)邏輯樹圖，識別重要元件之安裝條件、安裝樓層，以及各元件間之相依性。再利用醫院場址 PGA 與樓層放大係數計算最大樓層加速度(PFA)，進而以元件易損性和邏輯樹推估功能性系統的故障機率。

醫院 PGA 的功能使用方法為點選事件編號+醫院 PGA 按鈕即可估算急救責任醫院場址 PGA 並存至資料庫中；再點選故障機率按鈕即可計算各急救責任醫院的功能性系統故障機率。然而，本系統目前尚缺乏各醫院功能性系統的邏輯樹等資料，以及邏輯樹的機率演算法尚未寫入系統中。此為本研究的最終目標，期許未來可逐步完成「急救責任醫院地震損失評估系統」。

4.3 急救責任醫院列表

介面的右下區塊為顯示急救責任醫院的各項資訊，下方按鈕可篩選顯示三種分級的急救責任醫院於左側畫布上，且同時將醫院名單、所在縣市、場址 PGA、和故障機率(尚未完成)等資訊顯示於列表內，如圖四。



圖四 醫院地震暴險與列表資訊

hospital_demo

醫院名稱: [] 醫院: []

供電系統: [] 供水系統: [] 暖氣PGA: []

PGA = 0.459216047772

緊急供電系統

分電盤 B

分電盤 B

分電盤 B

分電盤 B

發電機 4F

蓄電池 4F

柴油桶 4F

五、結論與展望

象局速報站、P-alert 測站、以及國震測站等多方資訊。測站資訊與醫院名單採用資料庫管理系統中的 SpatialLite 方式儲存，並可在系統中展示相關資訊，如網格化地震潛勢圖、村里 PGA、醫院場址 PGA，以及醫院資訊列表等功能。

參考文獻

1. C. H. Lin, X. Liu, C. T. Yang, Y. K. Pan, Y. C. Liao, "Approaches for evaluating failure probability of emergency power supply systems in hospitals," *Int. J. of Safety and Security Eng.* 7(4), 568-576.
2. 林祺皓，劉小勤，高莉昕，蔡俊彥，楊承道，"醫院緊急供電設備物之耐震易損性研究"，中華民國第十三屆結構工程研討會暨第三屆地震工程研討會，桃園，台灣，PN: 1116 (2016).
3. 莊佳璋等，"台南地區急救責任醫院救護設備之防震措施評估，" 衛生署 DOH89-TD-1223, 2000.
4. 莊佳璋等，"台南地區急救責任醫院救護設備之防震措施評估，" 衛生署 DOH90-TD-1069, 2001.

鉛心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 游忠翰⁵

摘要

近年來，隔震設計已廣泛應用於世界各地建築工程、基礎建設與設施，其中，鉛心橡膠隔震支承墊為隔震系統常用隔震器之一。本研究將分別執行一系列鉛心橡膠支承墊於水平單軸向與水平雙軸向非比例平面軌跡加載試驗，其中包含圓形與八字形之平面軌跡加載。試驗結果顯示在承受水平單軸與雙軸向非比例平面載重下之遲滯行為並不相同，足以看出其遲滯行為對於平面加載軌跡、加載速度，以及扭轉耦合造成之影響，導致其力學特性已無法由理想化雙線性遲滯迴圈模型進行模擬。最後，本研究採用 Hwang 等人提出分析模型，分別透過鉛心橡膠支承墊於水平單軸與雙軸向非比例平面軌跡加載試驗的數據與預測結果比較，可說明其對於鉛心橡膠支承墊於水平單軸與雙軸向非比例平面軌跡載重下遲滯行為皆具有相當之準確性與適用性。

關鍵詞：鉛心橡膠隔震支承墊、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

在過去數十年間，積層橡膠支承墊，包含鉛心橡膠支承墊(Lead Rubber Bearing, LRB)、天然橡膠支承墊(Natural Rubber Bearing, NRB)與高阻尼橡膠支承墊(High-Damping Rubber Bearing, HDRB)已經透過大量的振動台試驗與實務應用，證明於地震下可獲得相當滿意的耐震性能表現。在這各式各樣的積層橡膠支承墊中，則以鉛心橡膠支承墊較為普遍採用於隔震設計中，並廣泛應用於全球建築工程、基礎建設與設施。一般而言，鉛心橡膠支承墊之遲滯模型可透過在承受固定垂直軸力與水平單軸載重下的試驗結果求得，並用於表達其於動態平面軌跡下之力學特性。然而，過去研究成果(Huang et al., 2000; Huang, 2002)顯示，鉛心橡膠支承墊在承受水平單軸與雙軸向非比例平面載重下之試驗結果並不相同，如果一來，可能造成設

計結果不甚準確，亦或未盡保守。因此，本研究將執行與探討鉛心橡膠支承墊於水平單軸與雙軸向非比例平面軌跡加載試驗，其中包含圓形與八字形之平面軌跡加載(abe et al., 2004; Wang et al., 2017)，並透過採用 Hwang 等人之分析模型進行模擬於載重試驗下鉛心橡膠支承墊之遲滯行為。透過試驗結果的分析與比較，對於鉛心橡膠支承墊於水平單軸與雙軸向非比例平面載重下遲滯行為的預測皆具有相當程度準確性與適用性。同時，對於鉛心橡膠支承墊於平面非比例軌跡載重下，其扭轉耦合效應對於遲滯迴圈的影響一併進行探討。

二、水平單軸與雙軸向平面載重試驗

本研究採用之鉛心橡膠支承墊具有一直徑 30mm 之鉛心，其由 16 層厚度為 2mm 之橡膠層及 15 片厚度為 2mm 之鋼板組合而成。試體直徑與高度分別為 128mm 與 62mm，試體配置與試驗設施如圖一所示。

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

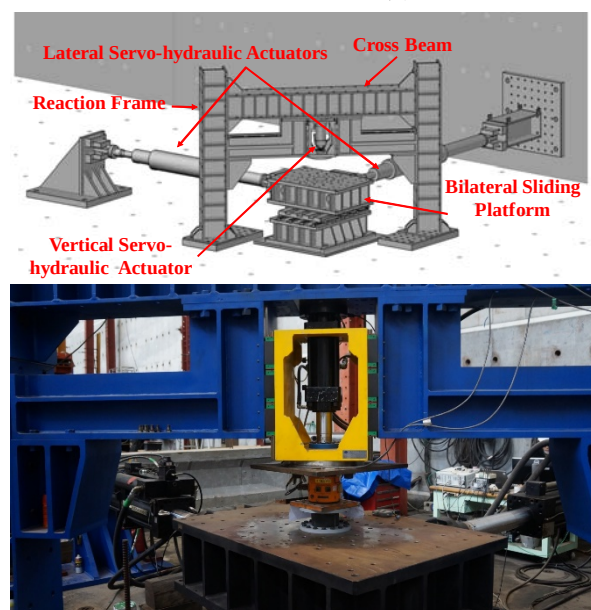
² 國家地震工程研究中心兼任研究員

³ 國家地震工程研究中心組長

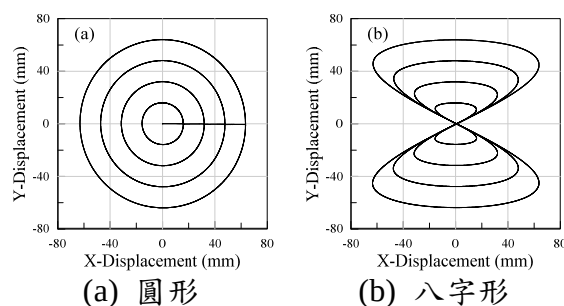
⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁵ 國家地震工程研究中心助理研究員

透過圖一可知，藉由垂直向動態油壓致動器可對試體施加载垂直荷載，與雙向滑動平臺於兩水平相互正交方向分別與兩水平向動態油壓致動器相互接合，以加载水平位移。安裝線性滑軌系統於雙向滑動平台內，以降低三軸向動態縮尺試驗設施引致之摩擦力。同時，透過額外安裝荷重計於制動器端部，以量測試體之實際受力反應。



圖一 試驗配置：三軸向動態縮尺試驗設施



圖二 平面運動軌跡圖

表一與表二分別為以三角波與正弦波加载之水平單軸向試驗程序，表三為以正弦波加载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：

$$U_x = U_0 \sin \omega t \quad (1)$$

$$U_y = U_0 \cos \omega t \quad (2)$$

八字形(figure-8)軌跡：

$$U_x = U_0 \sin \omega t \quad (3)$$

$$U_y = U_0 \sin 2\omega t \quad (4)$$

其中， U_x 與 U_y 分別為兩個主要水平方向之位移分量，即 X 與 Y 方向之位移分量； U_0 為位移的振幅， ω 為角頻率。

表一 三角波加载之單軸向反覆載重試驗

軸壓 (kg/cm ²)	剪應變 (%)	振幅 (mm)	速度 (mm/s)	循環數
50	50	16	16 32 48	3
75	100	32		
100	150	48		
120	200	64		

表二 正弦波加载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	16	0.0125 0.05 0.1	3
75	100	32		
100	50	48		
120	200	64		

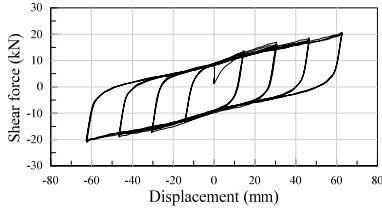
表三 正弦波加载之雙軸向反覆載重試驗

運動軌跡	軸壓 (kg/cm ²)	剪應變 (%)	振幅 (mm)	頻率 (Hz)	循環數
圓形	50 100	50	16	0.0125	3
		100	32		
		150	48		
		200	64		
八字形	50 100	50	16	0.0125	3
		100	32		
		150	48		
		200	64		

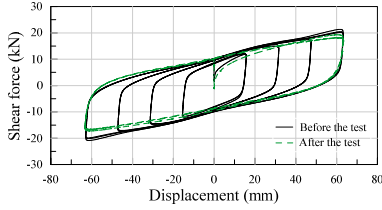
三、水平單軸與雙軸向試驗結果探討

支承墊承受軸壓應力為 50kg/cm² 時，分別進行速度為 16mm/s 之三角波反覆載重與頻率為 0.0125Hz 正弦波反覆載重試驗的遲滯迴圈，如圖二所示，由試驗結果顯示支承墊在承受水平單軸向載重下，皆具有良好且穩定的消能能力，並無發生循環軟化(cyclic softening)的現象。值得注意的是，透過觀察可知有別於正弦波反覆載重試驗，進行三角波反覆載重試驗時，遲滯迴圈於加载到卸載的階段會產生稍微尖銳的現象。再者，根據支承墊於承受水平單軸向載重下之遲滯迴圈明顯可知，其遲滯迴圈可採用理想化雙線性遲滯迴圈分析模型進行模擬。圖四為支承墊承受軸壓應力為 100kg/cm² 時，進行頻率為 0.0125Hz 之圓形平面軌跡載重試驗遲滯迴圈比較，依據圖五的試驗結果可知，圓形平面軌跡載重試驗在 X 與 Y 方向的遲滯迴圈與黏彈性模型的力學行為十分相似。

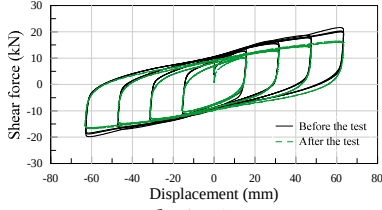
透過觀察支承墊承受軸壓應力為 100kg/cm^2 時，頻率為 0.0125Hz 之八字形平面軌跡載重試驗遲滯迴圈結果，發現八字形平面軌跡載重試驗在 X 方向之遲滯迴圈近似於水平單軸向載重下之遲滯迴圈，惟與典型的力學行為相比，則其遲滯迴圈具有較為平滑之形狀；以及在 Y 方向的遲滯迴圈形狀類似於一迴旋鏢。



(a) 三角波反覆載重

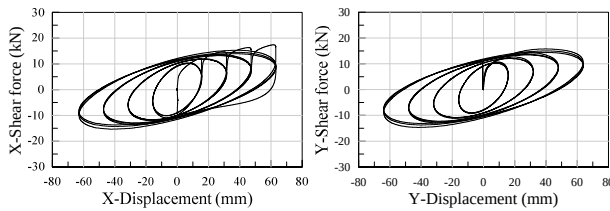


(b) 正弦波反覆載重：圓形軌跡



(c) 正弦波反覆載重：八字形軌跡

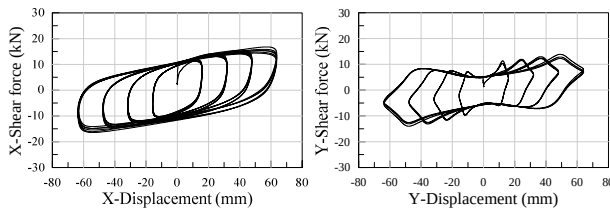
圖三 不同單軸向加載型式之遲滯迴圈



(a) X 向遲滯迴圈

(b) Y 向遲滯迴圈

圖四 圓形軌跡載重試驗之遲滯迴圈



(a) X 向遲滯迴圈

(b) Y 向遲滯迴圈

圖五 八字形軌跡載重試驗之遲滯迴圈

四、Hwang 等人之分析模型

Hwang 等人(2017)採用回復力與阻尼力的組合模擬彈性支承之剪力(Pan and

Tang, 1996; Hwang et al., 2002)，並忽略循環軟化之影響，提出一具向量形式的數學分析模型，進而描述平面非比例載重下之遲滯行為，表示如下式：

$$\mathbf{F} = \mathbf{F}_H^1 + \mathbf{F}_H^2 = \left\{ F_x(t) \quad F_y(t) \right\}^T \quad (5)$$

$$\mathbf{F}_H^1 = a_1 \mathbf{U} + a_2 \mathbf{U}^3 + a_3 \mathbf{U}^5 \quad (6)$$

$$\mathbf{F}_H^2 = \int \left(a_4 + a_5 \mathbf{U}^2 \right) \left\{ \frac{\mathbf{F}_H^2 \cdot \mathbf{F}_H^2}{\left[a_7 + \left(1 + \left(\|\mathbf{U}\|/a_8 \right)^{a_9} \right) \right]^{a_6}} \right\} dt \quad (7)$$

其中， $\mathbf{F}_H^1$ 與 $\mathbf{F}_H^2$ 分別為在時間 t 的回復力與阻尼力向量(由 X、Y 方向向量組成)； $a_1 \sim a_9$ 為由試驗識別之待定係數。

五、試驗結果與數值分析比較

圖六為採用 Hwang 等人提出分析模型，分別進行支承墊於水平單軸與雙軸向非比例平面軌跡加載試驗數據與預測結果的比較，其中分析模型之待定係數利用 Levenberg-Marquardt 演算法(Moré, 1978)進行參數識別，目標函數可表示為下式：

$$\min \sum_{i=1}^m \left(F_{\text{test}} - F_{\text{prediction}} \right)^2 \quad (8)$$

其中， m 為資料點總數； F_{test} 為試驗量測之剪力； $F_{\text{prediction}}$ 為數值預測之剪力。為量化評估分析模型的適用性與準確性，以決定係數(coefficient of determination, R^2)作為試驗量測值與預測值比較之指標參數(見圖六)，其表示式如下所示：

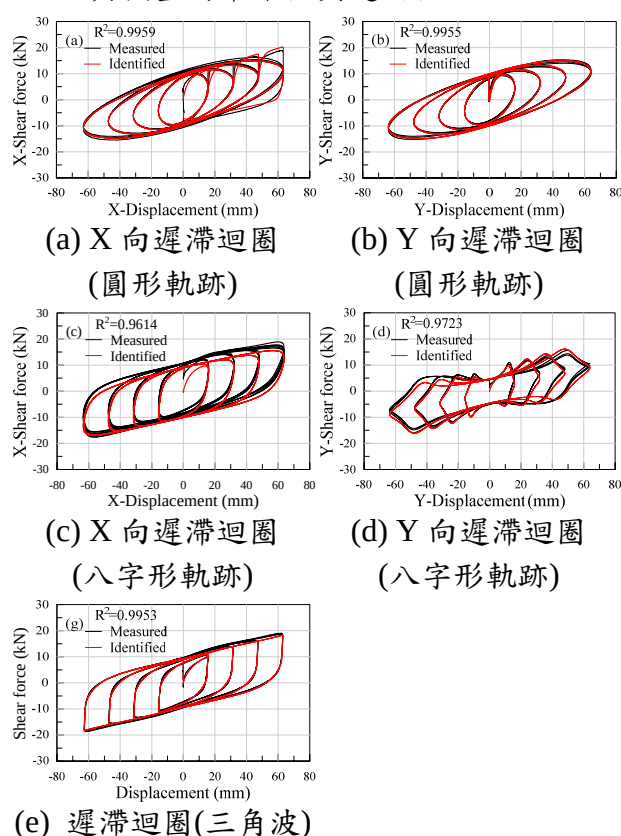
$$R^2 = 1 - \frac{SSE}{SST} \quad (9)$$

$$SSE = \sum_{i=1}^m \left[\left(F_{\text{test}} \right)_i - \left(F_{\text{prediction}} \right)_i \right]^2 \quad (10)$$

$$SST = \sum_{i=1}^m \left[\left(F_{\text{test}} \right)_i - \left(F_{\text{prediction}} \right)_{\text{mean}} \right]^2 \quad (11)$$

其中， $(F_{\text{prediction}})_{\text{mean}}$ 為 m 個 $F_{\text{prediction}}$ 的平均值。本研究根據三角波反覆加載與水平雙軸向非比例平面軌跡加載試驗分別求得分析模型之識別參數，如表四所示。透過相同試驗之識別參數進行預測，依分析結果顯示 Hwang 等人提出之分析模型可準確模擬支承墊於不同速度條件之圓形

與八字形軌跡反覆加載的遲滯行為，進而證明其模型的準確性與適用性。



圖六 預測單軸與雙軸向載重試驗遲滯迴圈比較圖

表四、識別參數

參數	參數識別之試驗項目		
	圓形軌跡	八字形軌跡	三角波
	軸壓應力： 軸壓應力：50kg/cm ² 頻率：0.0125Hz		
	軸壓應力： 50kg/cm ² 速度： 16mm/sec		
a_1	0.1844	0.1374	0.2436
a_2	-1.17E-05	1.26E-06	-4.63E-05
a_3	1.68E-09	-4.08E-10	7.71E-09
a_4	3.2179	3.3372	5.2329
a_5	0.0007	-0.0004	-6.44E-05
a_6	1.1729	0.4370	0.6979
a_7	2.3215	8.0256	2.4541
a_8	0.0028	0.0000	3.65E-10
a_9	0.1192	-0.0447	0.0484

六、結論

本研究執行鉛心橡膠支承墊於水平單軸與雙軸向非比例平面軌跡加載試驗，以完整探討其在不同載重加載下之遲滯行為，並採用 Hwang 等人之分析模型模擬支承墊在非比例平面軌跡加載下之力學行

為。透過水平單軸與雙軸向非比例平面軌跡加載試驗的比較，足以看出支承墊之遲滯行為對於平面加載路徑與加載速度的相依性。根據水平單軸與雙軸向非比例平面軌跡加載試驗的識別參數分別進行模擬，由結果顯示 Hwang 等人提出之分析模型針對水平雙軸向平面軌跡反覆加載的遲滯行為具有顯著的預測結果，進而可證明其模型的準確性與適用性。

參考文獻

1. Huang WH, Fenves GL, Whittaker AS, Mahin SA. Characterization of seismic isolation bearings for bridges from bi-directional testing. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
2. Huang WH. Bi-directional testing, modeling, and system response of seismically isolated bridges. Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley 2002.
3. Abe M, Yoshida J, Fujino Y. Multiaxial behaviors of laminated rubber bearings and their Modeling. I: experimental study. Journal of Structural Engineering, ASCE 2004; 130(8): 1119-1132.
4. Wang SJ, Lin WC, Hwang JS, Huang BW. Hysteretic behavior of high-damping rubber bearings under non-proportional plane loading. Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 2017.
5. Pan TC, Yang G. Nonlinear analysis of base-isolated MDOF structures. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering 1996, Acapulco, Mexico, 1996.
6. Hwang JS, Wu JD, Pan TC, Yang G. A mathematical hysteresis model for elastomeric isolation bearings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31(4): 771-789.
7. Moré JJ. The Levenberg-Marquardt algorithm: implementation and theory. Lecture Notes in Mathematics 1978; 630: 105-116.

近斷層地震動於電廠低頻設備影響

林凡茹¹ 柴駿甫² 林震宇³ 賴姿妤¹

摘要

我國於電廠設備耐震設計時，未及考量鄰近斷層新事證造成之影響。本研究旨於三年計畫期間，規劃並執行低頻設備振動台實驗，據以提出電廠設備於近斷層地震動下之耐震性能評估方法，以及因應近斷層地震動之耐震性能提升對策。本文為說明第一年之計畫研究成果，包括識別近斷層地震動影響較高之低頻設備(管線、天花板、儲槽流體振態)，並針對電廠儲槽彙整相關評估文獻。

關鍵詞：近斷層地震動、電廠、低頻設備

一、我國電廠鄰近斷層狀況

依據經濟部中央地質調查所於民國 102 年 3 月公布之核能電廠的區域地質概況(中央地質調查所，2013)，核一廠距離山腳斷層(第 2 類活動斷層)約 7 公里，核二廠距離山腳斷層約 5 公里，核三廠距離恆春斷層(第 2 類活動斷層)約 1.1 公里，核四廠距離山腳斷層約 35 公里。因應日本福島事件，原能會於核管事件要求台電參照 NTTF2.1 要求，重新評估核電廠地震危害度。目前台電正委由國震中心執行核能設施地震危害重新評估計畫，考量實際斷層分佈對核電廠造成之地震危害度，依據 SSHAC PSHA 程序建置控制點高程之場址地震動反應譜(GMRS)，以規劃後續電廠耐震安全評估方式。

二、國外電廠受震經驗

2007 年芮氏規模 6.8 日本新潟縣中越沖地震發生海底斷層錯動，距離震央 16 公里之柏崎刈羽核電廠(KK 電廠)測得高達 680gal(東西向)與 488gal(垂直向)之 PGA，且其波形具顯著脈衝。中越沖地震

當中，因超過 120gal 警戒值而啟動緊急停機系統，其主要結構體並無顯著破壞，而受損構件為位於廠房外之設備，因液化沉陷導致排氣管破損、設備基腳傾斜、支援反應爐消防之地下管線破壞。由於排氣管接頭受損、用過燃料池盛水潑濺而出、低輻射核廢料貯存桶掉落，進而造成 KK 電廠輻射物質外洩。廠房內之非結構構件受損包括 KK 電廠行政使用之兩層鋼構建築中，天花板材掉落與窗戶破裂，通道門因基礎沉陷近 40 公分無法正常使用。若排除液化而造成之震損，由 KK 電廠中越沖地震事件可知，近斷層強地動下，核電廠內絕大部分預防爐心熔毀之安全相關結構與構件(safety-related systems, structures, and components, 安全相關 SSCs)耐震性能表現良好，且能確保緊急停機程序運作順利，然而用過燃料池與非安全相關(non-safety-related)之 SSCs 則可能於高過設計地震強度之近斷層地震中受損。加州能源委員會(California Energy Commission)於 AB1632 報告中亦認為，安全相關之 SSCs 通常並無耐震性能不足疑慮，但非

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研究員

安全相關之 SSCs(天花板系統、非安全相關廠房結構等)多依一般建築法規設計，反而造成爐心融毀風險提升的主因之一。

三、 電廠低頻設備識別

我國過去於非安全相關 SSCs、用過燃料池、戶外生水池等儲槽液面潑濺評估，並未考量鄰近斷層新事證造成之影響。依據 Baker(2007)文獻判斷，近斷層地震主頻範圍落在 0.4~12.9 秒(0.078~2.5 Hz)之間，並根據耐震餘裕評估(益鼎 2014)與其他管線耐震評估報告可知，電廠內界於此頻率範圍內之設備約有閥門(1.1-11.5 Hz)、MCC 盤體(3-7 Hz)、天花板、RC 儲槽(圓槽)、Class II 管線(2.7 Hz 以上)。等。又從 NTTF 2.1 可知，用過燃料池(矩形槽)也為重要之評估設備。因此，本年度首要探討圓形與方形槽體低頻振態評估方式，以釐清本計畫後續研究方向。

四、 儲槽設計/評估相關規範

槽體結合儲存流體之動力特性可分為衝擊模態(impulsive mode)和對流模態(convective mode)兩種，其中衝擊模態(T_i)主要為槽體本身之振動模態，因此計算方式與槽體尺寸、材料有關；而對流模態(T_c)則為槽體內液體晃動之模態，因此與槽體尺寸、槽內液體密度等有關。美國 API 650、ACI 350.3-6、GIP 等三規範皆為目前常用之槽體設計與評估方法，此外，本研究另考量 SPID (EPRI 1025287, EPRI 2013)對於用過燃料池之評估。API 650 與 GIP 主要針對圓形鋼槽，ACI 350.3-6 規範則為矩形或圓形之混凝土槽體，SPID 評估對象為矩形之用過燃料池。由 API 650 設計流程與 SPID 評估流程可知(圖 1)，衝擊模態(T_i)與對流模態(T_c)影響兩者之譜加速度係數值(A_i 、 A_c)，進而改變基底剪力之大小，而依據 SPID 之評估流程，可計算用過燃料池之液體震盪頻率進而評估強震下之潑濺效應，計算因潑濺而喪失的水量，進而評估對於用過燃料池儲存機能影響。

四規範對於兩模態之計算公式如表 1

所示。由於衝擊模態與結構本身有關，一般衝擊模態週期皆小於 0.2 秒，而對流模態之週期則大於 2 秒，故為對流模態週期落在近斷層地震常見之週期範圍內(0.4~12.9 秒)。對照四部規範對於對流模態之評估公式，在圓槽方面，API 650、GIP、ACI 350.3-06 等三者規範公式雖係數不一，但仍保有儲槽直徑與水位高度等參數；在矩形儲槽方面，SPID 對流模態頻率評估公式與 ACI 350.3-06 相同。

五、 儲槽案例分析

本研究以某電廠耐震餘裕評估之 CST、RWST、FOST 等三座直立式儲槽為例，並依 API650、ACI 350.3-06、GIP 圓形儲槽評估公式，分析對流模態週期範圍。RWST、CST、FOST 均為圓形之鋼筋混凝土儲槽，以 CST 為例，代入三規範對流模態之公式後，API 650 所求得之對流模態為 4.539 sec.，ACI 350.3-06 所求得之對流模態為 4.534 sec.，而 GIP-3A 所求得之對流模態為 4.534 sec.。由結果可知，三規範公式雖略有不同，但求得結果幾乎一致。因此，日後研究近斷層地震對對流模態之影響時，可擇一評估公式即可。

如圖 2 所示，將上述三座 RC 直立儲槽尺寸代入後，可知儲槽對流模態範圍為 3.23 sec.至 4.55 sec.，落於近斷層地震動主頻範圍區間。

六、 實驗規劃

本計畫預計執行低頻設備之近斷層地震動振動台實驗，實驗目的為探討近斷層地震動下評估低頻設備適用之工程需求參數(EDP)。設備之近斷層效應參數包括：

1. 近斷層地震動特性：包含脈衝週期、累積能量、強震區間延時、反覆次數等特性；此外，參酌 SPID 中敘述，一般儲槽對流模態頻率相當低，與 PGD、PGV 相依，而與 PGA 獨立，實驗將進一步探討位移頻譜與速度頻譜之影響性；

2. 電廠結構動力特性：廠外低頻設備對象如廠外儲槽等，僅需考量地震動特

性，若為廠內懸吊系統(如天花板系統、管線系統)或樓板錨定設備(如 MCC)，則需進一步考量電廠結構動力特性。如以核一廠為例，其兩個水平方向主要模態振頻分別為 2.5 Hz 和 3.5Hz(原能會)，皆高於一般近斷層地震動主頻範圍，然於具脈衝與永久殘餘位移之近斷層地震動下，仍需分析位移敏感之廠內設備(如天花板系統)之近斷層效應。

本計畫亦完成蒐集設備近斷層效應之相關動力實驗，以 PEER 儲槽振動台實驗(Calugaru et al., 2009)為例，該實驗目的為探討固定式或隔震式儲槽本體與液體模態行為與強地動下之反應，據以驗證數值模型之準確性。該實驗儲槽試體高寬比為 1:1，輸入 921 地震(TCU028)、神戶地震、Loma Prieta 地震等近斷層強地動，其中以神戶地震較具有低頻含量。由實驗結果可知，隔震機制有效降低儲槽基底剪力、拉力與儲槽變形，且擺盪(sloshing)高模態僅影響液體擺盪動力特性，而對儲槽基底剪力與槽體應力影響甚低。本案例實驗規劃與量測儀器設計可供後續實驗之參考。

七、結論

本計畫識別電廠中可能受近斷層影響之低頻設備，並綜整比對美國儲槽相關評估準則，包括 API 650、ACI 350.3-6、GIP Revision 3A、EPRI-1025287 等對於槽體或用過燃料池之內容物顯著模態評估方法，探討受到近斷層地震影響的可能性，並以某電廠三座直立式儲槽為例，評估其對流

模態週期範圍，據以界定探討近斷層效應之標的設備，以利後續實驗之設計規劃。

參考文獻

1. ACI Committee 350.3-06 (2010), "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
2. API 650 (2012), "Welded Tanks for Oil Storage", American Petroleum Institute.
3. GIP, Revision 3A (2001), "Generic Implementation Procedure for Seismic Verification of Nuclear Plant Equipment", Seismic Qualification Utility Group (SQUG).
4. EPRI TR-1025287, "Screening, Prioritization and Implementation Details (SPID) for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1: Seismic", Electric Power Research Institute, February 2013
5. 益鼎工程股份有限公司(2014)，核能一廠耐震餘裕評估總結報告，台電。
6. 原能會(2009)，核一廠 1、2 號機第三次十年整體安全評估報告之第六章「耐震安全評估」審查報告。
7. Vladimir Calugaru and Stephen A. Mahin, Experimental and analytical studies of fixed-base and Seismically isolated liquid storage tanks, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2009.

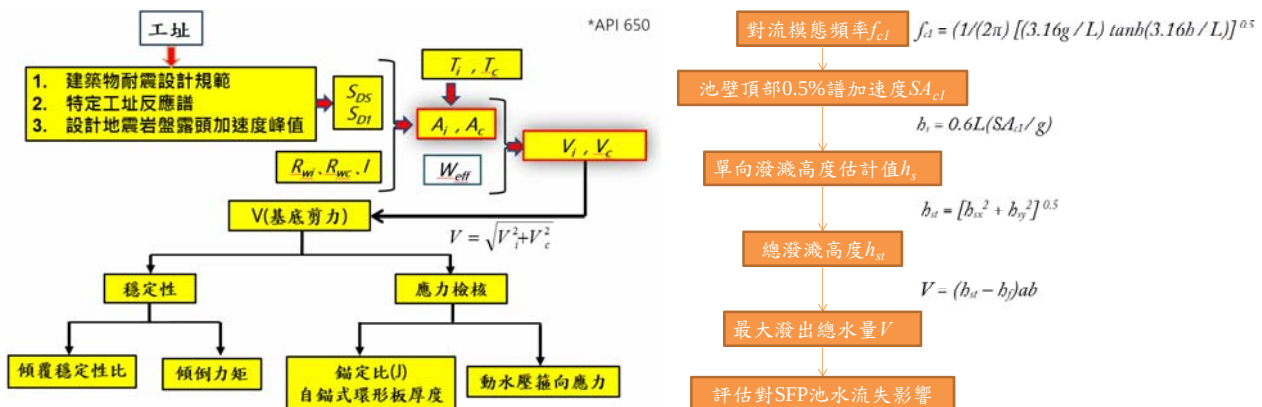


圖 1 API 650 儲槽設計流程與用過燃料池潑濺喪失水量之初步評估流程

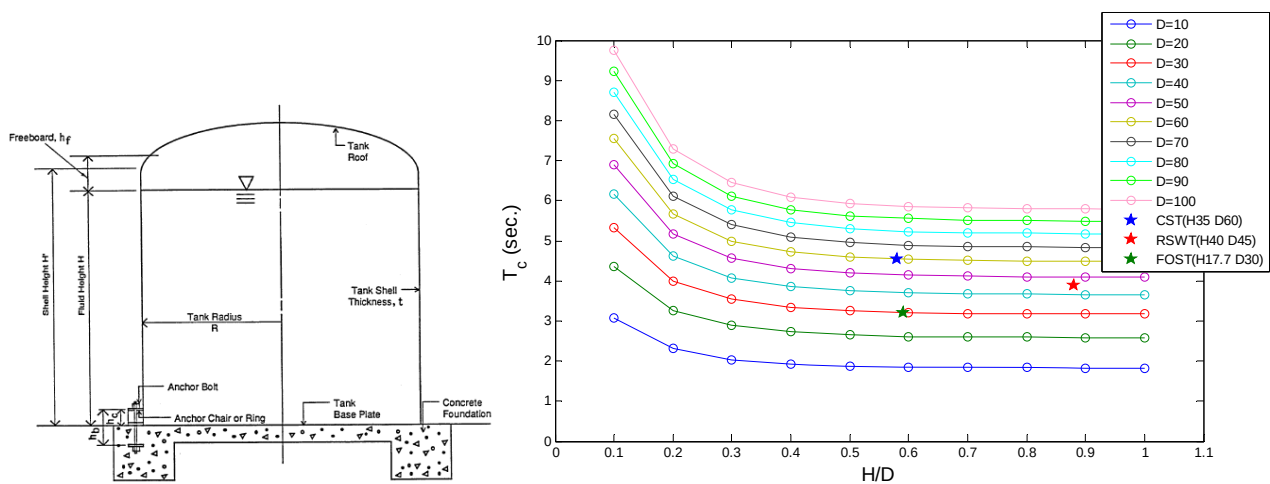


圖 2 典型直立式儲槽(GIP)與對流模態週期(\$T_c\$)與深度直徑比(\$H/D\$)之關係圖

表 1 API 650、ACI 350.3-6、SPID、GIP-3A 規範於衝擊模態與對流模態之比較

規範	衝擊模態 (\$T_i\$)	對流模態 (\$T_c\$)	
		圓槽	矩形槽
API 650	$T_i = \left(\frac{1}{27.8} \right) \left(\frac{C_i H}{\sqrt{t_u}} \right) \left(\frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}} \right)$	$T_c = K_s \sqrt{D}$ $K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68H}{D}\right)}}$	-
ACI 350.3	$\omega_i = C_i \frac{12}{H_L} \sqrt{E_c \frac{g}{\gamma_c}}$ $C_i = C_w 10 \sqrt{\frac{t_w}{12r}}$	$T_c = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{D}$ $\lambda = \sqrt{3.68g \tanh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]}$	$T_c = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{L}$ $\lambda = \sqrt{3.16g \tanh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]}$
SPID	-	-	$f_{c1} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3.16g}{L} \tanh\left(\frac{3.16h}{L}\right)}$
GIP-3A	$F_f = F'_f \left[\frac{1200}{R} \right]$	$F_s = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{1.84G}{R} \tanh\left(\frac{1.84H}{R}\right)}$	-

核能三廠一號發電機轉動軸與軸承振動量測分析

石峰¹、柴駿甫²、許丁友³、蕭勝元¹、鍾立來⁴、簡文郁²、盧恭君⁵、林憲忠⁶

摘要

台電核能三廠一號發電機組於滿載運轉時，其轉動軸與軸承之相對穩定位移為 2.5 mil，但因近期 8 號軸承處之轉動軸與軸承之相對水平與垂直位移皆出現間歇性低頻振動之異常現象，該軸承之異常相對位移極值(peak-to-peak)經常超出警戒值(7 mil)，且有逐漸增大的趨勢，若軸承異常相對位移極值達 12 mil，該發電機組將被迫強制停機，可能造成台電公司重大的營運損失。此外，該振動異常亦可能導致核電廠廠內地震儀之記錄失真，而影響核三廠地震危害風險之抑低。因此，釐清核三廠一號發電機軸承振動異常原因並解決此問題實為本計畫迫切之課題。本計畫擬釐清振動異常訊號之來源，並提出改善措施之建議，以降低異常訊號之影響。

關鍵詞：核電廠、發電機、系統識別、振動量測分析、低頻振動

一、前言及研究動機與目的

台電核能三廠一號發電機組於滿載運轉時，其轉動軸與軸承之相對穩定位移為 2.5 mil，但因近期偵測 8 號軸承處(如圖 1)之轉動軸與軸承之相對水平與垂直位移皆出現間歇性低頻振動異常現象，該軸承之異常相對位移極值(peak-to-peak)經常超出警戒值(7 mil)，且有逐漸增大的趨勢，若軸承異常相對位移極值達 12 mil，該發電機組將被迫強制停機，且該振動異常亦可能導致核電廠廠內地震儀之記錄失真，而影響核三廠地震危害風險之抑低，故此問題須儘速解決。

由廠內振動記錄器所量得之異常振動頻譜得知 8 號軸承處水平向相對位移計於頻率為機械運轉一倍頻 ($1800 \text{ rpm} / 60 \text{ min} = 30 \text{ Hz}$) 之轉動軸與軸承相對位移維持在 2.5 mil 穩定值，但於頻率小於 2Hz 處，卻出現過大之異常振動值 3.6 mil，導致 8 號軸承處水平向之相對位移極值將超出警戒值 7 mil；另於 8 號軸承處垂直向相對位移計顯示於頻率為機械運轉一倍頻 (30 Hz)

處之振動維持在 1.2 mil 的穩定值，但於 2Hz 低頻處，則出現過大之異常振動值 1.4 mil。

因上述軸與軸承之異常相對位移極值於近期經常超過警戒值(7mil)，且有逐漸增大的趨勢，考量發電機組之軸與軸承間之異常過大振動將影響核電廠廠內地震儀，導致地震儀記錄值失真，失去裝置地震儀之意義；且一旦相對位移極值大於 12mil，該發電機組將被迫強制停機，造成台電公司重大的營運損失，因此釐清核三廠一號發電機軸承振動異常原因並解決此問題實為本計畫迫切之課題。

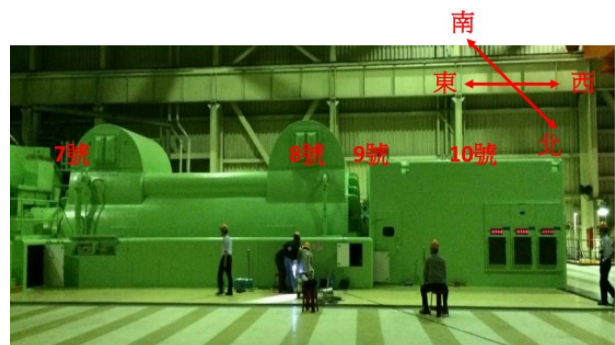


圖 1 核三廠一號機組 8 號軸承位置示意圖

¹國家地震工程研究中心專案佐理研究員

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系助理教授

⁴國家地震工程研究中心副主任

⁵國家地震工程研究中心助理研究員

⁶國家地震工程研究中心副技術師

二、微振量測

針對一號發電機 7、8 號軸承處之基礎、端板及外殼振動進行量測，圖 2 為量測一號發電機 8 號軸承處之基礎、端板及外殼振動時感測器所放置之位置，圖中紅色圓圈為 VSE-15D 感測器，紅色直線為軸承處之徑向相對位移計(水平向)#8-YE475(H)；圖 3 至圖 4 分別為量測 7 及 8 號軸承處之轉動軸與軸承徑向相對位移時，感測器所放置之位置，紅色直線為軸承處之徑向相對位移計(水平與垂直向)，其分別為#7-YE473(H&V)、#8-YE475(H&V)。

為瞭解 8 號軸承處之基礎、端板及外殼振動情況，於上述位置進行第一次微振動量測，取樣頻率規格為 200Hz，圖 2 為感測器之配置。進行分析之速度計訊號共二個方向，分別為 Y 向及 Z 向，其中 Y 為水平向，Z 為垂直向。由 8 號軸承處之基礎(樓版)位置所量測之速度歷時將其轉為頻率域後發現該訊號並無 2Hz 以下之低頻能量，因此可知低頻振動訊號並非樓板(土建結構系統)所引致。

由 8 號軸承處端板位置所量測之速度歷時發現端板在不同位置所量測之訊號並不一致，將其轉為頻率域後進行觀察發現端板之南北側(Y 向)振動訊號具有 30Hz 及接近 1.2Hz 之頻率特徵，其 30Hz 之頻率含量遠大於 1.2Hz 左右之頻率，而端板之南北側(Z 向)亦有相同情況，與其相比之下(Y 向)則係偏小；進一步探討端板之南北側振動訊號，將其細分為南及北側進行觀察，發現端板之 Y 向振動除了 CH.15 外，南側都大於北側，而端板之 Z 向振動則都是北側較大。由於軸承處之徑向相對位移計係裝設於端板上，其位移感測探針指向軸心，藉此量測端板與軸心之徑向相對位移量；而依上述之結果，發現端板同樣可觀察到 2Hz 以下之特徵頻率，因此必須釐清徑向相對位移計所量得之低頻能量(1.2Hz 左右)內涵主要為端板行為所貢獻抑或軸心運動所引致。因此，將量測所得之端板速度訊號，利用時間域積分取得相對位移訊號，發現於極低頻處有較大能量。

第一次量測 8 號軸承處之徑向相對位移計為#8-YE475(H)，該位移計之位置如圖 2 所示，與速度計進行同步量測，取樣頻率為 200Hz。由徑向相對位移計之位移歷時圖轉為頻率域後，發現訊號之主要來源為 30Hz 頻率之訊號以及頻率接近 1.2Hz 之訊號，其中 30Hz 訊號係轉動軸之機械振動，而 1.2Hz 訊號便為低頻振動之異常現象；若將頻率域 30Hz 訊號利用 IFFT 轉換回時間域，即可得知 30Hz 訊號對於整體訊號所佔之貢獻量僅約為 $\pm 0.5\text{mil}$ (如圖 5)，因此造成徑向相對位移過大主要係因 1.2Hz 左右之低頻振動不時出現，其貢獻量有時達到 $+1.24/-2.00\text{ mil}$ 。

第二次量測 8 號軸承處之徑向相對位移計為#8-YE475(H)和#8-YE476(V)，該位移計之位置如圖 4 所示量測分析後將位移歷時轉為頻率域；再利用 IFFT 求得 30Hz 之貢獻量(如圖 6 及圖 7 所示)，水平向及垂直向之 30Hz 貢獻量僅分別約為 $\pm 1\text{mil}$ (水平向)及 $\pm 0.5\text{mil}$ (垂直向)，而 1.2Hz 之貢獻量分別為 $+1.93/-4.00\text{ mil}$ (水平向)及 $+1.43/-1.03\text{ mil}$ (垂直向)。圖 3 為 7 號軸承處徑向相對位移計之位置。量測分析後將位移歷時轉為頻率域後，發現訊號之主要來源為 30Hz 頻率，且於低頻處並沒有發現如先前接近 1.2Hz 之頻率特徵；利用 IFFT 求得 30Hz 之貢獻量約為 $\pm 1.5\text{mil}$ (H)及 $\pm 0.5\text{mil}$ (V)得知，7 號軸承較無受到低頻影響。

第三次量測 7 號及 8 號軸承處之徑向相對位移計(#7-YE473(H&V)、#8-YE475(H&V))，取樣頻率更改為 1000Hz。針對 8 號軸承處進行量測分析後將歷時轉為頻率域；再利用 IFFT 求得 30Hz 之水平向及垂直向貢獻量僅分別約為 $\pm 1\text{mil}$ (水平向)及 $\pm 0.5\text{mil}$ (垂直向)，而 1.2Hz 之貢獻量分別為 $+2.26/-5.92\text{ mil}$ (水平向)及 $+1.10/-1.94\text{ mil}$ (垂直向)。利用相同方式針對 7 號軸承處進行量測分析，發現訊號之主要來源為 30Hz 頻率，且於低頻處並沒有發現接近 1.2Hz 之頻率特徵；利用 IFFT 求得 30Hz 之貢獻量約為 $\pm 1.5\text{mil}$ (H)及 $\pm 0.5\text{mil}$ (V)得知，7 號軸承較無受到低頻影響。

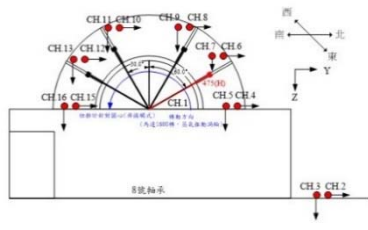


圖 2 8 號軸承之基礎、端板及外殼振動量測位置

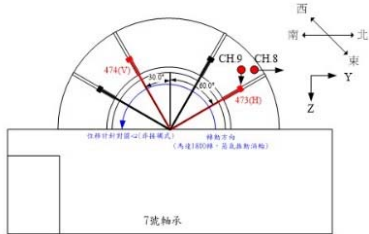


圖 3 7 號軸承之轉動軸與軸承相對位移量測位置

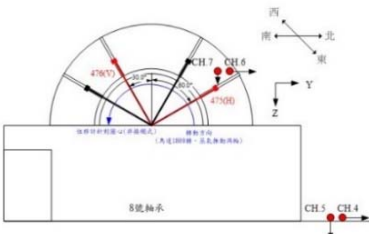


圖 4 8 號軸承之轉動軸與軸承相對位移量測位置

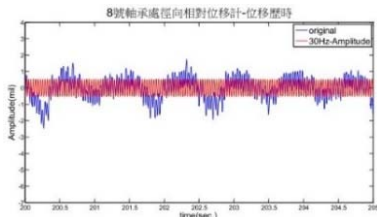


圖 5 8 號軸承水平向相對位移計之位歷時(1st)

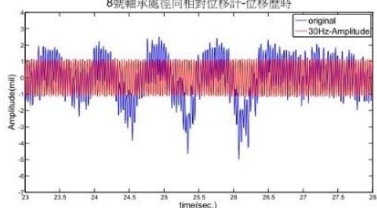


圖 6 8 號軸承水平向相對位移計之位歷時(2nd)

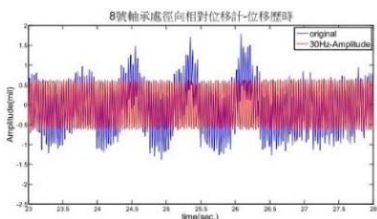


圖 7 8 號軸承垂直向相對位移計之位歷時(2nd)

三、量測資料分析與建議

根據第一次量測分析結果顯示，已確認 8 號軸承處之間歇性低頻振動，主要係因 1.2Hz 左右之低頻振動不時出現，使得該軸承之異常徑向相對位移極值經常超出警戒值。第二及第三次量測主要針對 7 及 8 號軸承部分徑向相對位移之振動情形；顯示 8 號軸承處之徑向相對位移計同樣有著低頻之效應存在，而 7 號軸承處之徑向相對位移計則係沒有發現其頻率特徵。根據此分析結果，結合上述端板之結論，推測低頻振動為 8 號軸承處軸的振動所引致。

由上述之見再對照於由核三廠取得各軸承之位移資料(102 年大修)，可知 8 號軸承之徑向相對位移明顯較大，另進行比較後，可以得知水平位移紀錄器之低頻部分，都較大於垂直向位移。另再對照 103 年大修後各軸承位移資料，與 102 年進行比較後，8 號軸承之低頻部分明顯增大許多，且一樣小於水平位移。由以上資料，更加確認 8 號軸承處為該低頻之振動來源。

綜合上述之結論，再加上目前所蒐集到之文獻中，其中有一篇文獻之內容與此情況相當類似[1]，該文獻中提到此狀況可能為發電機之“轉子偏心”(Eccentric rotor)。若發電機之轉子偏心，原先發電機之頻率域上便會產生一個電極通過頻率 F_p (PPF)，且機械運轉頻率旁會有邊帶存在(如圖 10)。8 號軸承處相對位移計 YE475(H)之頻譜圖(如圖 11)與上述文獻中所描述之現象雷同，因此推測 8 號軸承處可能有上述轉子偏心之情況。

轉子偏心之因素可能為(1)軸承處轉子不良，(2)軸承不良、引致偏心，及(3)軸承處定子偏移。然而若為轉子不良，則於任何轉速下都應有異常現象，但是系統於大修後重新啟動之紀錄，發現於轉速需達每小時 1500 轉以上才開始有低頻異常訊號發生，因此判斷轉子不良之可能性較低。另外，若定子產生偏移情況，則 7 號及 8 號軸承處都應有異常現象，但僅有 8 號軸承處發生異常，故定子偏移的可能性亦較低。因此，軸承不良的可能性較高。此外，根據台電提供之資訊，低頻振動現象至少自從民國 96 年即開始，且軸承使用已約 30 年無更換，

再加上 102 年發電機大修分解回裝作業之發電機#7、#8 軸承內徑測量紀錄表(如圖 12)，顯示 8 號軸承(軸承內側)之內徑已有左右不對稱之情形。綜合上述台電提供之資料，對照量測分析結果，研判 8 號軸承異常低頻振動原因，主要可能係該軸承長久磨耗，導致內徑不對稱所造成之偏心所導致。因此建議台電公司優先將一號發電機之 8 號軸承進行相關改善對策，應可改善 8 號軸承間歇性低頻振動之情況。

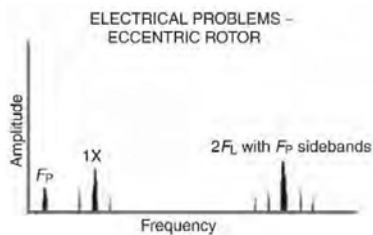


圖 10 轉子偏心之頻譜圖

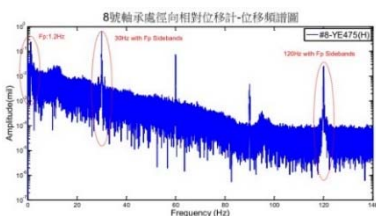


圖 11 8 號軸承處水平向相對位移計之頻譜圖(3rd)

主發電機#7、#8 軸承內徑測量紀錄表 表 6

七 號 軸 承		八 號 軸 承	
軸承內側	軸承外側	軸承內側	軸承外側
1 30.086"	30.077"	1 28.0815"	28.0735"
2 30.052"	30.056"	2 28.0495"	28.0545"
3 30.046"	30.050"	3 28.0395"	28.045"
4 30.055"	30.057"	4 28.0445"	28.0535"
5 30.085"	30.084"	5 28.0675"	28.0725"

備註: #1 軸頭 30 英寸
#2 軸頭 28 英寸

備註: #1 軸頭 28 英寸
#2 軸頭 26 英寸

圖 12 102 年大修分解回裝作業發電機#7、#8 軸承內徑測量紀錄表

四、進行複測及結果

核三廠根據本計畫建議將 8 號軸承完成改善措施後，為確認軸承振動量是否較為穩定，故再次進行複測。

核三廠於大修期間，針對發電機 8 號軸承進行檢驗，拆離軸承並檢查其下軸承面與轉軸之接觸痕跡，發現確實有稍微偏向一邊之狀況，因此決議更換 8 號軸承之 Liner。

為瞭解更換 8 號軸承之 Liner 後，間歇性低頻振動之情況是否有改善，針對一號發電機 7、8 號軸承處進行振動量測。根據複測分析結果，發現 7 號及 8 號軸承之端板部分，其頻率域已無低頻能量存在。轉動軸與軸承徑向相對位移計部分，比較改善前後之振動幅度及徑向相對位移極值，都有明顯降低之情形，尤其是 8 號軸承徑向相對位移(水平向)下降情形最為明顯；同樣的，觀察頻率域部分得知，7 號軸承處於改善後已無 1.2Hz 之頻率特徵，而 8 號軸承處 1.2Hz 之頻率振幅大小則明顯降低。由此可知，8 號軸承間歇性低頻振動之情況明顯得到改善。

五、結論與展望

根據以上量測訊號分析結果與台電提供位移資料，並結合文獻所描述之情況，研判 1.2Hz 頻率之異常低頻振動訊號之原因可能為“轉子偏心”。根據台電公司所提供之 7 號及 8 號軸承內徑測量紀錄，本計畫研判引發 8 號軸承間歇性低頻振動高值，主要可能係該軸承長久磨耗，導致轉子運動偏心導致。因此，本計畫建議台電公司優先將 8 號軸承進行相關改善對策，之後核三廠根據建議將 8 號軸承之 Liner 進行更換。為確認軸承振動量於改善措施後是否較為穩定，本計畫進行複測，由結果看出 8 號軸承間歇性低頻振動已有明顯降低之情形。

參考文獻

【1】Girdhar P, Scheffer C (2004) Practical Machinery Vibration Analysis and Predictive Maintenance, Burlington: Elsevier

【2】核能電廠地震危害風險抑低計畫_子計畫九 核能三廠一號發電機轉動軸與軸承振動量測分析完整報告

核能電廠用過燃料池結構評估方法

柴駿甫¹ 徐瑋鴻² 曾柏翰³

摘要

因應日本福島核子事故發生，美國 NRC 要求現有電廠持照者依新資訊及新技術執行地震危害度分析以滿足近期專案小組之建議，並決定是否進一步執行相關評估分析工作。美國電力研究所因此發展出耐震評估準則 EPRI-1025287 供各電廠持照者進行分析之用，其中，也提出了用過燃料池完整性的評估方法。另外，美國電力研究所針對用過燃料池提出了另一耐震評估準則 EPRI-3002009564 用以補充說明 EPRI-1025287，並將用過燃料池結構評估依場址之 GMRS 分為 Low GMRS ($GMRS < 0.8g$) 和 High GMRS ($GMRS > 0.8g$)，並分別採用 EPRI NP-6041 中的耐震評估準則及結構分析準則進行評估。本研究參酌 EPRI-3002009564，探討美國核能電廠用過燃料池結構評估準則，以期能提供國內核能電廠評估用過燃料池之依據。

關鍵詞：用過燃料池、耐震評估、結構評估

一、前言

美國電力研究所 (Electric Power Research Institute, EPRI) 發展出耐震評估準則 EPRI-1025287[1] 中的第七章為用過燃料池完整性評估，評估著重於地震造成用過燃料池功能性失效導致池水快速流失，而池水快速流失之定義為震後 72 小時內燃料池水位下降使得燃料棒裸露於水面上，而可能導致池水快速流失之失效模式分為結構和非結構失效，結構部分包括：內襯鋼板或鋼筋混凝土結構失效以及燃料儲存架產生位移撕裂內襯鋼板，非結構部分包括：過燃料池穿越孔損壞、池水震盪導致池水濺溢到池外、管路虹吸效應以及大修期間燃料池外其他結構物或設備失效，耐震評估準則 EPRI-1025287 也針對這些可能失效模式提出了評估方式，另一耐震評估準則 EPRI-3002009564[2] 提供了更詳細的評估方式用以補充說明 EPRI-1025287，並將用過燃料池結構評估依場址之 GMRS 大小分為 Low GMRS ($GMRS < 0.8g$) 和 High GMRS ($GMRS > 0.8g$) 兩種情況，以採

取不同的評估方式。本文將探討美國核能電廠用過燃料池完整性評估準則中針對結構的評估方式，以期能提供國內核能電廠評估用過燃料池結構之參考。

二、用過燃料池結構評估

EPRI-3002009564 將用過燃料池完整性評估依場址之 GMRS 分為 Low GMRS 和 High GMRS，用過燃料池結構評估方法則依據場址之 GMRS 分別採用 EPRI NP-6041[3] 中的耐震評估準則 (適用於 Low GMRS) 及結構分析準則 [2] (適用於 High GMRS) 進行評估。

依據導則 EPRI-1025287 所進行的資料蒐集與彙整結果，文獻 NUREG-1353[4]、NUREG-1738[5] 以及 NUREG/CR-5176[6] 曾對現有核能電廠的燃料池做過完整性分析，認為現行燃料池結構具有足夠強度之外；NUREG-1353 認為燃料儲存格架移動造成內襯鋼板撕裂的可能性極低；NUREG/CR-5176 也針對兩個電廠

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專案助理研究員

³ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

Vermont Yankee 以及 H.B. Robinson S.E. 進行用過燃料池地震風險評估，結果顯示風險極小。此外，針對燃料池結構進行耐震能力評估亦可參考 EPRI-3002009564 中提出的兩種評估方式，將分別介紹如下。

Low GMRS site 用過燃料池結構評估

耐震評估準則[1] 提到文獻 EPRI NP-6041[3] 中土木結構的篩濾準則(Screeing Criteria)適合用於評估用過燃料池結構耐震容量，此列於 EPRI NP-6041 Table 2-3 之篩濾準則可用於低 GMRS 場址，如表 1 所示，此準則分為<0.8g、0.8-1.2g 及>1.2g 三種不同基準針對 13 種不同形式之結構進行耐震餘裕評估。因用過燃料池結構之負載路徑包含：鋼筋混凝土剪力牆、鋼筋混凝土抗彎矩構架、鋼結構構架構件及後拉法預力混凝土牆，由表 1 中可知需評估項目有第一列、第四列、第六列及第七列之結構形式，將這些項目對應其第一欄之結果可知在”<0.8g”基準下，後拉法預力混凝土牆是非常強健的，不需進行評估，其餘三種結構需參考註腳(e)之描述，如下所示：

(e) Evaluation not required for Category I structures if design was for a SSE of 0.1g or greater.

由上述註腳得知，若結構屬於耐震一級結構且安全停機地震大於或等於 0.1g，則不需進行評估。而用過燃料池因貯存用過燃料屬於耐震一級結構，必須依場址的安全停機地震進行設計，如美國核電廠之安全停機地震皆大於或等於 0.1g，因此美國核電廠之用過燃料池結構符合此篩濾準則，具有 0.8g 的高信心水準的低失敗機率值(High Confidence Low Probability of Failure, HCLPF)。

因此，基於此評估準則，只要確認以下四項特徵，即可得知用過燃料池結構具有足夠耐震容量。

- GMRS 小於或等於 0.8g。
- 容納用過燃料池之結構依大於或等於

0.1g 之安全停機地震進行設計。

- 用過燃料池結構的負載路徑包含：鋼筋混凝土剪力牆、鋼筋混凝土抗彎矩構架、鋼結構構架構件及後拉法預力混凝土牆。
- 用過燃料池結構依據 NRC Maintenance Rule (10 CFR 50.65)執行土木結構檢視程序(Civil Inspection Program)。

表一 EPRI NP-6041 Table 2-3

Type of Structure	5% Damped Peak Spectral Ground Acceleration		
	< 0.8g	0.8 – 1.2g	> 1.2g
Concrete containment (post-tensioned and reinforced)	no	(a)*	(b)
Freestanding steel containment	(c) (d)	(c) (d)	yes
Containment internal structures	(e)	(f)	yes
Shear walls, footings and containment shield walls	(e)	(f)	yes
Diaphragms	(e)	(g)	yes
Category I concrete frame structures	(e)	(f)	yes
Category I steel frame structures	(e)	(h)	yes
Masonry walls	yes	yes	yes
Control room ceilings	(i)	(i)	yes
Impact between structures	no	(j)	yes
Category II structures with safety-related equipment or with potential to fail Category I structures	(k)	yes	yes
Dams, levees, dikes	yes	yes	yes
Soil failure modes, soil-liquefaction and slope instability	(l)	(l)	(l)

High GMRS site 用過燃料池結構評估

當場址之 GMRS 大於 0.8g 時，將採用文獻[2]所提到的結構分析準則進行用過燃料池結構評估，著重於用過燃料池底與池牆之失效模式。

NUREG-5176 和 NRC Scoping Study[7] 之研究結果顯示用過燃料池結構主要失效模式由池牆與池底受到面外剪力與撓曲之反應主控，這些研究亦指出池底與池牆具有相對較高之勁度，其自然振動頻率約在 10~20Hz 之間，故其結構受地震所引起位移相對較小。因此，評估用過燃料池池底與池牆之結構反應可採用詳細的單自由度模型(Single Degree-of-freedom Model)進行分析，其依據常用於耐震結構設計與分析之規範及標準，此模型亦廣泛適用於各

種用過燃料池設計。此分析方法基於保守確定性失效餘裕評估 (Conservative Deterministic Failure Margin, CDFM)，其分析結果與 NRC Scoping Study 詳細分析之結果比較後可知用來評估用過燃料池結構之 HCLPF 值是合理的，且此為一種更為簡單的評估方法。

NRC Scoping Study 以美國電廠 Peach Bottom 用過燃料池詳細的有限元素模型進行分析，模型亦包含其周圍的結構，分析結果為用過燃料池在假設地震事件發生時仍有足夠的耐震能力。而此較為簡易的評估方法是依據 NRC Scoping Study 結果發展出來的，其中考慮到 NRC Scoping Study 中幾個重要的觀點：

- 用過燃料池的池牆和池底為影響耐震容量的重要結構元素。
- 用過燃料池的池牆和池底有相對高的自然頻率($\geq 10\text{Hz}$)。
- 用過燃料池的池牆和池底之位移相對較小。

執行此評估方法時，其流程可大致分為：用過燃料池池體結構評估所需設計參數、用過燃料池板(Panel)結構強度評估、用過燃料池板結構剛性評估、用過燃料池板結構頻率計算、地震需求評估、用過燃料池 HCLPF 值計算，如圖 1 所示。

若需對用過燃料池結構進行評估，則應事先掌握標的用過燃料池之基本材料參數，如池板結構斷面性質與參數、鋼筋與混凝土強度與鋼筋配置情形等等；利用訂定材料基本參數配合 ACI 349[8]所建議公式，計算其斷面彎矩及剪力強度，並考慮其於工作載重下，判斷結構強度係為撓曲控制或為剪力控制。有關池板結構之頻率評估，因池牆、池底板承受載重行為不同，必須利用彈性、彈塑性關係所得之等效勁度分別計算牆與底板之頻率。求得用過燃料池池體結構容量後，尚需考量池體結構受地震力之需求，有關用過燃料池池板結構受地震力需求評估，需考慮池板結構本

身自重以及慣性力與流體動力於垂直與水平二方向所造成之壓力，再利用 100-40-40 理論[9]將三方向合併為一組合力進行評估，其中水平二方向之流體動力僅需取其二方向較大者作為控制水平作用力即可。利用上述求得之結果，即可對用過燃料池池板結構之位移進行檢核，並可計算其餘裕因子(Margin Factors)進行 HCLPF 值計算。

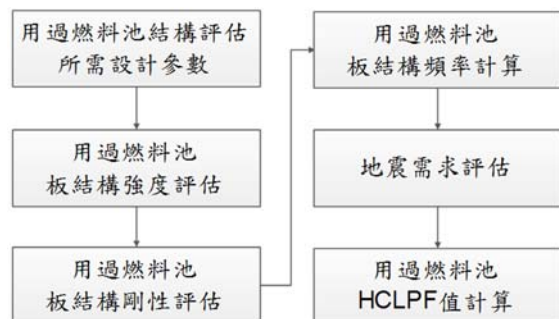
板結構強度評估流程中，可利用典型評估鋼筋混凝土板結構設計之降伏線理論 (Yield Line Theory) 評估極限強度，其中，材料性質需與設計之假設值一致，而混凝土抗壓強度 (Compressive Strength) 與鋼筋降伏強度 (Yield Strength) 需假設為設計標稱值 (Nominal Design Values)。此外，依照 ASCE 43-05[10]建議，可將用過燃料池池底與池牆等效勁度折減 50%，以考慮混凝土開裂情形。

板結構剛性評估流程中，用過燃料池之板結構(池底與池牆)之彈性和彈塑性撓曲勁度可參考 Biggs[11]之方法以板結構本身的性質及邊界條件計算而得，再將彈性撓曲勁度和彈塑性撓曲勁度合併計算求出其等效勁度，此為結構工程中一種常見的做法。

板結構頻率計算流程中，係以考量其剛度、質量以及水之有效質量。評估池底板頻率時，其質量因子尚需考慮用過燃料棒和貯存格架之質量，雖然用過燃料棒和貯存格架之質量並非均勻分佈，故建議用過燃料棒與貯存格架總重量除以池底面積以取其平均值計算。至於評估池牆之頻率時，則考慮 50%池水質量進行計算。

至於耐震需求評估流程中，可依據 ISRS(In-structure Response Spectra) 或 FRS(Floor Response Spectra) 進行評估。這些需求可由已經評估且針對特定場址 GMRS 需求的分析模型得到(如：SPRA 結構模型)。以 GMRS 為基礎的 ISRS 可以由簡化的集中質量(Lumped Mass Models)或詳細的有限元素模型(Finite Element

Models)進行分析並擷取包含 20Hz 內之結構模態求得。許多電廠已經將用過燃料池考慮於分析模型中,進而求得 ISRS(或 FRS)以估算作用於用過燃料池結構上的慣性力和流體動力載重。



圖一 用過燃料池結構評估流程示意圖

三、結論

本研究參酌 EPRI-1025287 及 EPRI-3002009564 等文獻,探討美國核能電廠用過燃料池之完整性評估準則,並整理出 EPRI-3002009564 針對核能電廠場址 GMRS 大小提出的用過燃料池結構評估方法,以期能提供國內核能電廠評估用過燃料池結構之參考。雖然從文獻中得知用過燃料池結構具有足夠強度,且燃料儲存格架移動造成內襯鋼板撕裂的可能性極低,地震風險亦低,但需要執行用過燃料池結構評估時,仍可參照震評估準則 EPRI-3002009564 提出的兩種方式。

參考文獻

1. EPRI-1025287 "Seismic Evaluation Guidance: Screening, Prioritization and Implementation Details (SPID) for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1: Seismic", 2013.
2. EPRI-3002009564 "Seismic Evaluation Guidance: Spent Fuel Pool Evaluation", 2017.
3. EPRI NP-6041 "A Methodology for Assessment of Nuclear Power Plant Seismic Margin (Revision 1)", 1991.
4. NUREG-1353 "Regulatory Analysis for the Resolution of Generic Issue 82, Beyond Design Basis Accidents in Spent Fuel Pools", 1989.
5. NUREG-1738 "Technical Study of Spent Fuel Pool Accident Risk at Decommissioning Nuclear Power Plants", 2001.
6. NUREG/CR-5176 "Technical Study of Spent Fuel Pool Accident Risk at Decommissioning Nuclear Power Plants", 2001.
7. NUREG-2161 "T Consequence Study of a Beyond-Design-Basis Earthquake Affecting the Spent Fuel Pool for a U.S. Mark I Boiling Water Reactor", 2014.
8. ACI-349 "Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary", 2001.
9. ASCE 4-98 "Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary", 1999.
10. ASCE 43-05 "Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities", 2005.
11. Biggs, J.M. "Introduction to Structural Dynamics", 1964.

核能電廠設備耐震評估技術與對策研究

高頻設備耐震性能驗證方案

柴駿甫¹ 林凡茹² 張長菁³ 簡子婕⁴

摘要

「建置高頻設備耐震性能驗證方案」為高頻敏感核能設備相關研究，針對美國核管會與美國電力研究所(Electric Power Research Institute, EPRI)相關規定與導則進行蒐集與彙整，以了解高頻設備耐震性能驗證的相關流程與內容。後續再依據導則內容與國外電廠經驗了解各參數來源依據與國外執行高頻確認(High Frequency Confirmation)完整流程，再針對我國核能電廠之條件，判斷EPRI導則對於我國核能電廠之適用性以及需調整之參數。

關鍵詞：核能電廠設備、耐震評估、高頻設備

一、前言

本計畫「核能電廠設備耐震評估技術與對策研究」，針對最新核能電廠設備耐震性能驗證相關技術文件研究，建立符合U.S. NRC最新標準並提升我核電廠設備耐震評估技術與適用之因應策略，包括建置高頻設備耐震性能驗證方案、建立用過燃料池功能性評估技術方案、探討近斷層效應對設備之衝擊及因應對策—低頻設備、建立具符實性易損性分析研究、追蹤NTTF 2.1等國內外核電廠設備耐震評估補強案例文件等。本篇為「高頻設備耐震性能驗證方案」執行成果。

二、適用範圍

地表運動反應譜(GMRS)篩選條件

NTTF 2.1 耐震篩選程序表示，1至10 Hz範圍內GMRS超越SSE(或適用的IHS)的電廠被篩選出需進行耐震風險評估，SSE完全包絡GMRS的電廠則無需進一步評估。如電廠在1 Hz至10 Hz的低頻範圍內已被判定無需

進行風險評估，但其在大于10 Hz處卻具有超出SSE的GMRS，則需進一步執行高頻確認程序。如大于10 Hz的範圍僅有小部分超越SSE，則可被排除無需進行高頻確認。

設備篩選條件

判定需執行高頻確認程序之電廠，為能確保反應爐跳脫/急停等事件後關鍵的電廠安全功能仍可恢復至穩定狀態。檢閱地震所引起的高頻電驛顫振是否會對所列之功能造成任何不利影響，並敘述高頻確認範疇中各功能所使用之典型元件。詳細設備元件描述於EPRI高頻導則3002004396[1]中。

三、高頻性能確認程序

EPRI NP-6041[2]中針對SMA電驛評估發展的流程同時採用了HCLPF容量篩選與CDFM需求計算兩個系統結果的比較。對於使用GMRS作為RLGM的高頻確認，建議參照圖一並遵循以下步驟：

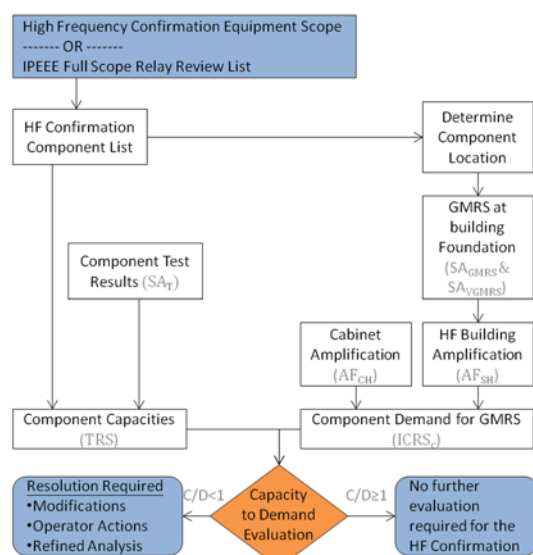
¹ 國家地震工程研究中心研究員

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

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

1. 辨別適用設備範疇
2. 確認接觸控制設備所在位置
3. 安裝點位置之高頻需求計算
4. 使用 EPRI 高頻測試結果(EPRI 3002002997 [3])或其他適用的元件耐震測試結果決定元件高頻容量
5. 最終進行元件高頻安裝點的耐震需求與容量比較



圖一 高頻確認程序圖

設備高頻確認評估方式

高頻確認評估包含所關注的頻率範圍內 CDFM 安裝點需求(ICRS_c)與 HCLPF 元件容量(TRS)的比較。如 SPID 所述，高頻確認程序所關注的頻率範圍為 20 Hz 至 40 Hz。有效測試容量與元件安裝點需求比值即為耐震餘裕，可表示為式(1)：

$$\text{Capacity/Demand} = \text{TRS}/\text{ICRS}_c \quad (1)$$

HCLPF 元件容量 (TRS)

由 EPRI NP-6041[2]可知有效的寬頻元件容量是由SA_T(測試譜加速度容量)除以F_K(CDFM 折減因子)再乘上F_{MS}(單軸修正因子)所得，如式(2)所列：

$$\text{TRS} = (\text{SA}_T/\text{F}_K)\text{F}_{\text{MS}} \quad (2)$$

測試譜加速度容量SA_T

元件測試容量SA*即為未出現顫振或故障情形的最高測試水準，完整結果可參照導則[1]第二節內容。元件

故障的臨界值SA_T即定義為元件測試容量SA*加上一半的試驗增量 1.25g，如下式所列：

$$\text{SA}_T = \text{SA}^* + 1.25\text{g}/2 \quad (3)$$

在高頻測試計畫中未測試之特定元件，可使用如 SQRSTS testing 或 GERS 等其他寬頻的低頻容量數據來推估高頻容量。可保守估算 20 Hz 至 40 Hz 的容量可由低頻推展至約 40Hz 的頻率。

CDFM 折減因子F_K

一般來說 CDFM 折減因子F_K取決於作為代表測試容量SA_T的測試數值來源，此處依元件測試結果有兩種可能：(1)測試至某等級時發生接觸點顫振或故障、(2)元件可承受至振動台最大動態測試等級或能力。對於使用式(3)估算時，CDFM 折減因子F_K為 1.56；對於測試至振動台容量極限仍未出現故障的情形，則F_K為 1.11。該因子於各情況影響下的選擇條件詳見表一。

表一 CDFM 測試容量折減因子F_k

測試來源 (Test Source)		F _k
Relay GERS (SQRSTS Test)	Lowest level without chatter	1.5
	No chatter, Test table capacity	1.2
High Frequency Test Program	Fragility threshold $\text{SA}_T = \text{SA}^* + 0.625\text{g}$	1.56
	Function Confirmed, Test table capacity	1.11
Qualification Test (IEEE 344)	No chatter	1.2

單軸修正因子F_{MS}

對於底座與頂部同時具錨定安裝的機櫃或壁掛式機櫃(元件)，垂直與水平的高頻動態始終存在，因此F_{MS}因子建議取 1.0；而對於僅基底固定(無頂部支撐)的懸臂型機櫃，水平方向的低頻動態與垂直向的高頻動態易於區別，此兩種動態模式應個別獨立考量，如分析者判定機櫃的水平與垂直動態可被區別，則F_{MS}因子建議取 1.2。

CDFM 安裝點耐震需求 (ICRS_c)

以 AF_{CH} (盤內放大因子) 乘上其同方向的 SA_{CH} (結構裁剪頻譜值), 其獲得之最大值即為元件安裝點耐震需求 $ICRS_c$ 數值。

$$ICRS_c = \max\{AF_{CH}SA_{CH}, AF_{CV}SA_{CV}\} \quad (4)$$

SA_{CH} (或 SA_{CV}) (結構裁剪頻譜) 是由 $GMRS > 15\text{Hz}$ 的 SA_{GMRS} 或 SA_{VGMRS} (水平與垂直峰值譜加速度) 再乘上同向的 AF_{SH} (結構水平向放大因子) 或 AF_{SV} (結構垂直向放大因子) 所得到。

垂直向 GMRS

設備所在電廠場址可能不具有垂直向 GMRS, 但高頻確認流程需同時考量水平與垂直方向的 GMRS 以進行耐震需求的計算。

導則[1]表 3-2 提出了可用於一定範圍內電廠條件(根據表面地盤與土壤條件以及與水平 GMRS 相關的地表動態決定)的平均 V/H 係數, 此 V/H 係數為通用的, 不需考量特定電廠情況或特定水平 GMRS, 可適用於一般調查和核能電廠篩選以評估地震安全性。

對於需進行垂直向 GMRS 確認的場址訂定計算流程, 包含以下步驟:

1. 計算用來取得場址 GMRS 的 V_{S30} 數值資料。
2. 決定 V_{S30} 與水平 GMRS 控制點地表加速度峰值兩項數值, 依據導則[1]表 3-1 決定該場址地盤類別。
3. 經由導則[1]表 3-2, 依據地盤類別選擇對應欄位, 即可得該地盤於不同頻率下對應之 V/H 係數。
4. 將水平向 GMRS 各頻率數值乘上其對應之 V/H 係數即可得到該場址垂直向 SA_{VGMRS} , 入式(5)所示。

$$SA_{VGMRS} = (SA_{GMRS})(V/H) \quad (5)$$

結構裁剪頻譜

以基礎上方高程為函數對水平和垂直資料做圖, 以獲得對應建築高程的變化, 對數據進行迴歸分析計算符合準則的 84%NEP(非超越機率), 所得

的高頻放大因子為:

水平向結構反應放大因子 AF_{SH} 為雙線性, 於建築基礎至高程 40 ft 之放大因子數值由 1.2 線性放大至 2.1, 高程超過 40 ft 的部份, 數據並無明顯的變化, 對於所有 40 ft 以上的數據, 符合 84%NEP 的放大因子數值為 2.1。垂直向結構反應放大因子 AF_{SV} 為線性放大方程式, 於建築基礎至高程 100 ft 之放大因子數值從 1.0 線性放大至 2.7。

經由 $GMRS > 15\text{Hz}$ 的峰值譜加速度 SA_{GMRS} (垂直向為 SA_{VGMRS}), 乘上各別的結構水平向放大因子 AF_{SH} 或垂直向放大因子 AF_{SV} , 即可得到用於高頻評估的控制元件機櫃所處位置(高程)裁剪 ISRS 數值。如式(6)與式(7)所列:

$$SA_{CH} = AF_{SH}(SA_{GMRS}) \quad (6)$$

垂直向為:

$$SA_{CV} = AF_{SV}(SA_{VGMRS}) \quad (7)$$

盤內放大反應譜評估

元件安裝點需求決定通常經兩階段過程, 首先為前述之裁剪樓板反應, 而後經由 CDFM 盤內放大因子 AF_C 決定有效盤內動態, 此放大因子由機櫃構造種類決定。有效的盤內放大因子是基於假設結構動態為寬頻所發展, 因此必需將結構的窄頻頻譜裁剪再乘上盤內放大因子以獲得元件置於機櫃內的有效寬頻輸入等級。這些盤內放大因子可有效裁剪盤內傳遞性能最大數值, 表 X 為 EPRI NP-7148[4]認定的三種常見機櫃類型於 EPRI NP-6041[2]附錄 Q 所提供的 CDFM 盤內放大因子 AF_C (於假設 5% 阻尼盤內反應譜) 建議數值。EPRI NP-6041[2]並未考量垂直向的盤體放大因子, 導則[1]附錄 C 發展一適用於所有機櫃的垂直放大因子, 如表二, 其建議的 CDFM 數值為 $AF_{CV} = 4.7$ 。

表二 機櫃對應盤內放大因子

機櫃種類	AF_{CH} or AF_{CV}
馬達控制中心 (MCC, Motor Control Centers)	$AF_{CH} = 3.6$
配電盤 (Switchgear)、柔性盤體 (Flexible Panels)	$AF_{CH} = 7.2$
控制盤體 (Control Cabinets) (如控制室斜面操作盤)	$AF_{CH} = 4.5$
所有機櫃	$AF_{CV} = 4.7$

EPRI NP-6041[2]附錄 Q 表示元件安裝點的寬頻有效耐震需求即為盤內放大因子乘上裁剪結構頻譜之乘積，15 Hz 至 40 Hz 頻率範圍內各方向的乘積最大值即為該機櫃所需的耐震需求，可由式(4)表示。

設備未通過高頻確認的解決方案

當元件 HCLPF 容量小於 CDMF 安裝點需求或無法計算 HCLPF 數值時，導則[1]亦提供許多適用的解決辦法。一般來說有以下四種選擇：額外元件測試、精確計算安裝點需求數值、人員操作、電廠修正，以下詳述此四種選擇。在技術判斷合理的情況下亦可採用其他解決方式。

四、後續進度

本子計畫今年度以了解國外執行高頻確認完整流程與各參數來源依據為主，後續針對我國核能電廠之條件，判斷 EPRI 提出之導則對於我國核能電廠之適用性以及需調整之參數。後續研究驗證重點包含：

1. 計算高頻設備安裝點耐震需求(包含計算結構放大因子與盤內放大因子、訂定 CDFM 計算程序等研究內容)：

a.評估結構放大因子：樓板譜加速度(SA_{CH} 與 SA_{CV}) 不以樓板放大係數(AF_{SH} 與 AF_{SV}) 進行放大，而是使用台灣針對營運電廠新 GMRS 所建立之樓板反應譜(ISRS)。

b.評估盤內放大因子：電驛等元件通常置於樓板或牆面以錨定方式連接之機櫃，因此，盤內元件之耐震需求為機櫃安裝點產生之盤內放大濾波反應。本計畫擬進行案例機櫃振動台實驗，據以分析盤內放大因子，實驗輸入波類型包括原設計樓板反應譜、GMRS 分析結果、通用寬頻反應譜、逐步增強輸入歷時(易損性分析之用)，探討因應新事證發展之樓板反應譜對於盤內放大因子之影響，據以評估 EPRI 建議之盤內放大因子的適用性，並提出評估參數之建議。

2. 評估元件高頻性能：EPRI 3002002997 錯誤! 找不到參照來源。針對 SPID 報告[5]提出之設備項目進行高頻測試，若特定元件未經過高頻測試計畫測試，亦建議可參考其他寬頻低頻測試資料(如 SQRSTS 測試或 GERS 錯誤! 找不到參照來源。)，經修正求得該設備高頻性能。本計畫將參酌 EPRI 3002002997 錯誤! 找不到參照來源。，制定元件高頻容量之評估程序。

參考文獻

1. Application Guidance for Functional Confirmation and Fragility Evaluation, EPRI 3002004396, dated July 30, 2015
2. A Methodology for Assessment of Nuclear Power Plant Seismic Margin(Revision 1), EPRI, Palo Alto, CA: 1991. NP-6041-SL.
3. High Frequency Testing Summary, EPRI, Palo Alto, CA: 2014. 3002002997
4. Procedure for Evaluating Nuclear Power Plant Relay Seismic Functionality, EPRI, Palo Alto, CA: 1990. NP-7148.

設備自然頻率估算及驗證導則

賴姿妤¹ 柴駿甫² 林凡茹³ 張長菁⁴

摘要

若了解設備最低基本震動頻率，可助於進行電廠內耐震巡查(walkdown)所使用。EPRI TR-102180 為 SQUG 發展機電耐震評估方法與解決 USI A-46 程序之導則，該方法主要收及地震現場設備性能數據及振動台試驗經驗，並提供建立符合條件下一般安全停機設備之耐震堅固性，若滿足其條件，則可進一步評估其設備。由過去振動台試驗和電廠設備所在位置測試獲得設備基本頻率資料，將設備利用基本頻率分為高於 8Hz 或低於 8Hz 兩大類。最後，利用簡易計算方法、現場測試及有限元素分析來確定設備基本頻率。

關鍵詞：耐震巡查、機電設備、基本頻率

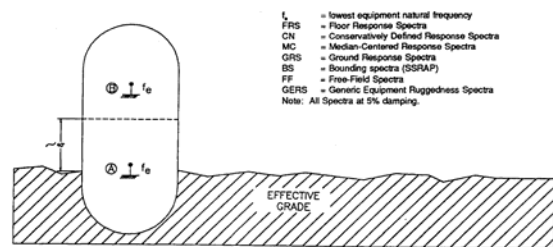
一、前言

1980 年美國核能管理委員會(USNRC)指出一些較老且運行中之核電廠設備的耐震資格(Qualification)為未解決安全問題(USI A-46)，這將落實於現有電廠且未設計與新電廠所需相同等級之耐震審查。SQUG 為解決 USI A-46 計劃，利用先前地震經驗去驗證耐震充足的設備。1984 年電力研究所(EPRI)開始建立通用設備耐震反應譜(GERS)，使用現有振動台測試數據作為 SQUG 部分程序支援。這些程序與注意事項(Caveats)隨後納入 SQUG 通用執行程序(GIP)中，並要求確認設備之耐震需求。在 SSRAP 和 GIP 中沒有具體說明如何進行評估，EPRI TR-102180 [1]中將介紹如何估算或驗證設備基本頻率、方法與建議，並提供示範例進行說明。

二、設備頻率估算

先前設備耐震程序如圖一所示，若設備基本頻率大於 8Hz，且安裝於有效高程低於 40ft，可採用此簡化程序。將電廠場址水平地表反應譜與 SSRAP/SQUG 邊界反應譜(Bounding Spectrum, BS)進行比

較，若場址之水平反應譜小於邊界反應譜(於 $f > 8\text{Hz}$ 範圍)，則判定設備耐震充足。



圖一 設備耐震驗證建議示意圖

SSRAP 邊界反應譜由先前地震資料所建立，說明設備可承受 1.5 倍邊界反應譜地震輸入。SSRAP 認為核電廠結構內設備頻率大於 8Hz 且有效高程低於 40ft，放大效率不可超過 1.5 倍，以確保設備耐震充足，不需參考現有或計算新的樓板反應譜。對於位於有效高程高於 40ft 或基本頻率低於 8Hz 設備，設備所在位置之樓板反應譜須與 1.5 倍邊界反應譜進行比較。

為了採用振動台測試資料，將耐震需求(Demand)與耐震反應譜 GERS 進行比較，進行比較前，需求樓板反應譜需乘上一保守因子，此保守因子將決定樓板反應

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副研究員

譜計算程序。對於設備基本頻率大於 8Hz 且安裝於有效高程高於 40ft 處，設備所在位置之樓板反應譜可透過該場址地表反應譜乘上 1.5 得之，在將此樓板反應譜乘上 1.5 倍保守因子與上述 GERS 進行比較。

三、範圍與方法

統整電廠內部振動量測與振動台測試之設備基本頻率，將大於 8Hz 與小於 8Hz 基本頻率進行區分。準則中，利用三種方法估算設備之基本頻率，包含(1) 通過簡易計算方法估算設備頻率，(2) 提供簡單測試驗證設備頻率巡查團隊可採用直接量測，此測試不為 SQUG 巡查程序，但某些有限試驗量測可能較快、較具成本效益獲得設備基本頻率之方法，故 USNRC 表示可採用試驗技術對設備基本頻率進行抽查、(3)利用電腦輔助設備頻率計算，此方法較為複雜，採用有限元素模型進行頻率分析，但對於巡查團隊判斷頻率估算為有用的。

(1) 簡易計算方法

簡易計算程序通常只需幾分鐘不到一小時，可增強巡查團隊頻率估算。巡查團隊可參考設備目錄、教科書和其他參考手冊，特別為「Formulas for Natural Frequency and Mode Shape」，巡查團隊應準備簡單之幾何量測(例如：捲尺)。

簡易計算方法主要分為五類進行計算：

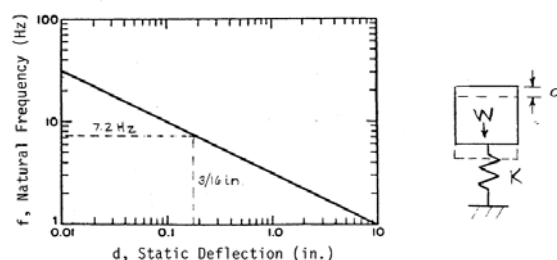
(a) 基本設備自然頻率：即使設備質量與勁度分佈複雜，亦可將設備基本振動視為有效自由度振盪器之振動，可由式(1)計算之。其中 f 為基本頻率單為 Hz， K 為系統勁度， W 為系統重量， g 為重力加速度。而 W/g 為系統總質量，其公式內單位為 lbf、inch 和 sec， $g=386.4 \text{ inches/sec/sec}$ 。考慮勁度與重量變化所計算的頻率為有用的，由於期望估計頻率下限(即傾向於低估頻率)，故應低估勁度並高估重量。

$$f = (1/2\pi)\sqrt{K \times g / W} \quad (1)$$

(b) 靜態位移作為設備自然頻率量

測：SDOF 系統之基本頻率可由式(2)表示，其中， $d=W/K$ 或通過施加等於系統重量之外力(等同 $1g$ 加速度產生的位移)SDOF 系統的靜態偏轉量，其基本頻率 f 可表示為圖二中靜態位移 d 之函數。此方法可透過直接物理量測進行量化。

$$f = (1/2\pi)\sqrt{g/d} \quad (2)$$



圖二 靜態位移函數單自由度系統基本頻率

通常，簡易的「思維試驗」足以說明設備具有小於或大於 8Hz 之頻率。從牆壁懸臂且受到等於設備總重量之橫向外力，其設備可視為足以超過 0.1875inch 之位移。對於較小之物品，可利用手動推動設備完成上述思維試驗，並簡單估算位移及設備重量，而非施加外力。靜態位移估算可利用一些基本配置(如：面板、梁、基本框架等)之分析程序完成。

綜合以上所述，施加荷載(實際或分析)下的靜態位移估算，足以建立系統基本頻率，對於更為複雜之系統亦可使用。設備配置確實會影響所施加之荷載，並量測所產生之位移(通常接近或高於設備重心)，若採用最大位移量測和使用總設備重量，則 SDOF 之有效頻率將較為保守估計。

(c) Rayleigh 方法：此方法將假設振動模態之應變能與該模態相關動能相等，採用之靜態位移由施加外力等於系統重量計算所得。可由 SDOF 估算基本頻率如式(3)所示。其中 d' 為測試荷載 P (位於設備重心處)之位移。

$$f = (1/2\pi)\sqrt{g/d' \times P/W} \quad (3)$$

(d) 柔性面板系統：柔性面板一般頻率特性可建力彈性面板模型模擬之。首先計算標準厚度的簡單支撐裸板基本頻率，再

根據實際面板規格與面板重量(含所有附件)進行修改。對於各種面板規格、重量與高寬比，該基本程序優於表列頻率，其計算方法如式(4)所示。其中， f 為面板頻率(Hz)， b 為面板寬度(in)， a 為面板高度(in)， t 為面板厚度(in)， t_s 為標準面板厚度(0.105in)， W_s 為標準面板重量(=0.3 t_{sab} ，磅)， W_T 為總面板重量(= $W_s(t/t_s)+W_A$ ，磅)， W_A 為添加組件重量(磅)。

$$f = 9646(1/b^2)(1+b^2/a^2)(t/t_s)^{1.5}\sqrt{W_s/W_T}$$

(4)

另一常見之面板配置為立面板，僅提供局部位置支撐，計算立面板基本頻率由標準厚度再根據實際面板厚度與添加組件重量進行修改。典型繼電器與電動啟動器重量與面板厚度訊息如表一及表二所示。

表一 面板尺寸厚度

常見鋼板 厚度	厚度 (inch)	常見鋼板 厚度	厚度 (inch)
20ga	.036	3/32in	.094
18ga	.048	12ga	.105
16ga	.060	1/8in	.125
1/16in	.063	10ga	.134
14ga	.075	3/16in	.188

表二 典型繼電器/電動啟動機重量

輔助繼電器	近似重量(磅)
Pneumatic Timing	3
Hinged Amature Multi-contact	5-12
GE HFA/W MG-6	4-8
Double-Pole, Double-Throw	2
Socket	1
Industrial Type 1 (600V)	3
Industrial Type 2 (300V)	2
Rotary	2
Lockout	4-8
Miscellaneous	4
保護繼電器	近似重量(磅)
Induction Disk-GE	12-18
Induction Disk-W	8-12
Miscellaneous GE NGV, SAM, PJC, W KF, GE PVD, GGP	5-12 20

(e) Southwell-Dunkerley 法：此方法有

兩種變化，(1) 考慮獨立子系統頻率與總系統質量評估之頻率計算，(2) 考慮具有部分質量的獨立總系統頻率。

(2) 設備基本頻率量測

以下為設備基本頻率量測方法簡要介紹，這些方法與 SSE 地震反應相比通常為低振幅激振。由於含非線性行為，在較高等級之荷載下，此測試方法可能會高估設備基本頻率。以下提供有用的測試類型，根據所使用的性質進行分類：

(a) 環境激振(Ambient Excitation)：此方法決定於自然背景震動激發設備基本頻率，通常放置加速度計於設備與支座地板上量測其反應，並使用雙頻道頻譜分析儀獲得設備震動與樓層輸入間的傳遞函數，由該傳遞函數可從頻率反應之峰值識別共振頻率。環境激振優點為不需激振設備，所量測的設備不會超出正常壓力，並可於幾分鐘內量測完畢，設備重量需為 10-60 磅間。

(b) 脈衝激振(Impulse Excitation)：利用橡膠槌或儀器的脈衝加載足以激發設備基本頻率，優點為可量測比環境激振更高的反應，且試驗設備簡易。衝擊槌具有內建力傳感器，可輸出槌撞擊設備時所產生的衝擊力呈正比的訊號，並使用雙頻道分析儀來獲得安裝在設備上之加速度計輸出與衝擊槌力之間的傳遞函數。該傳遞函數提供設備動態特性，包括共振頻率。脈衝測試可在幾分鐘內決定大多數設備之基本頻率，但設備重量需小於 100 磅，因在較重之設備難找到低頻模態。

(c) 往返激振(Snapback Excitation)：利用靜態外力施加至設備上，產生初始位移。該外力突然釋放，設備在初始條件下受自由振動，原則上，所有振動模態都會被激發，設備或結構之最低幾種模態為主要反應。往返測試對於大型組件和低頻系統特別有用，數據分析與脈衝激振測試類似。往返測試需要較重設備(高達 200 磅)，較難找到施力點，因此，測試時間比環境和脈衝激振長。

(d) 正弦激振(Sinusoidal Excitation)：此種測試方法採用偏心質量，利用液壓或機電振動去激發具有變化頻率的正弦強制功能之設備，設備量測變化反應產生傳遞函數進行反應譜分析，可由分析中估計共振頻率之動態特性。正弦測試可透過可攜式振動器獲得足夠激振力，通常為較重設備測試，重量為 10-200 磅之間。具有較大力量與往返測試低頻優點，且比其他測試方法間隔距離更近，不需遠離設備施力點，但需附著於設備上及特殊固定裝置，測試時間大於上述討論之其他方法。

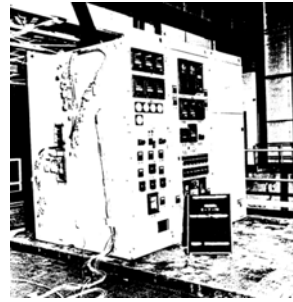
(e) 隨機激振(Random Excitation)：此測試方法採用機電或液壓振動器，以隨機(白噪音)激發設備，在輸入與輸出反應間觀察傳遞函數，提供決定頻率所需之數據。此方法需要最精細之設備，否則該測試類似於正弦測試方法。

(3) 設備基本頻率詳細分析

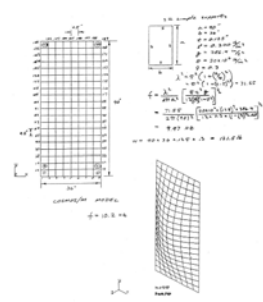
一般設備勁度與質量分佈不對稱，對於頻率估算可能造成失真，此情況下，必須進行有限元素模型與頻率分析。市面上有多種有限元素電腦軟體可商購，因此，巡查團隊可透過建立適當大小之有限元素模型估算設備頻率，花費時間可能不到一天即可完成。

以下提供 PC 軟體頻率分析示範例。考慮圖三(a)開關櫃中心面板，假設安全相關繼電器位於中心面板上，那麼位於開關櫃外部控制必要設備之面板頻率為多少？以此作為基準，先確定沒有繼電器面板的基本頻率。此情況下，面板具有框架構件和最小水平加勁門，因此，假設一簡單支撐板為 $90' \times 36' \times 0.125'$ ，手算或有限元素模型結果表示，沒有繼電器之面板頻率約為 1Hz，如圖三(b)所示。

圖四(a)指出繼電器實際為剛性盒插入面板切口且附著於切口邊緣，繼電器顯著增加質量，亦可作為剛性加強板。該模型將繼電器簡化為剛性元件放置於繼電器所在位置，並藉由增加材料進行修改其密度，如圖四(b)。

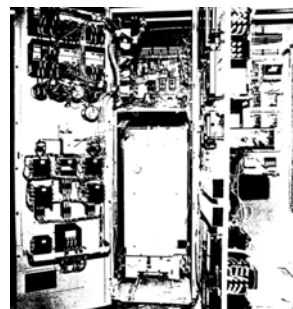


(a)開關櫃門面板

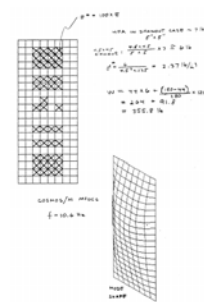


(b)基本門模型
(無繼電器)

圖三 開關櫃示範例



(a)門面板內部圖



(b)門模型(含剛性
繼電器)

圖四 開關櫃門模型示範例

根據試驗結果可得到頻率約為 10Hz，因此若僅考慮依簡化模型得到小於 8Hz 的頻率估算，需配合樓板反應譜，而示範例面板之詳細模型將使用 $1.5 \times$ 電廠 SSE 地表反應譜。

四、結論與展望

由 EPRI TR-102180 導則所提供之核電廠內設備頻率估算方法及簡易量測方法，可加速電廠內部設備評估作業，判定設備是否耐震充足。

參考文獻

1. Merz, K.L., and Ibanez, P. "Guidelines for Estimation or Verification of Equipment Natural Frequency", United States, EPRI TR-102180, 1993.

國震中心臺南實驗室 BATS 系統

林德宏¹ 林克強² 蔡克銓³

摘要

雙自由度多功能試驗系統 (Bi-axial testing system, BATS) 為國家地震工程研究中心於 2017 年設置的台南實驗室中主要設施之一。2007 年在 NCEE 台北實驗室建造的多自由度試驗系統 (Multi-axial testing system, MATS)，在多年的營運中已成功進行多種結構測試，並取得了豐碩的成果，然而 MATS 系統縱向採用的是帶小型伺服閥的靜態制動器，因此 NCEE 團隊藉此在成功大學設置台南實驗室的機會，增設高性能的 BATS 試驗系統，以彌補 MATS 系統在試驗能力上的不足。為滿足高速和長衝程測試的要求，BATS 被設計成能同時於試體施加水平力、高水平速度、大水平位移與高垂直力，試體可固定在頂部橫樑與底部載重平台中高 2 米、寬 3.1 米之淨空間，載重平台與縱向四支水平向動態制動器、11 支垂直向及 4 支側向制動器連接。本文介紹 BATS 之設計、建造與測試容量。

關鍵詞：BATS、試驗系統、SAP 分析

一、前言

近年來，台灣重要建築物耐震設計中基礎隔震技術與消能裝置之應用顯著增加。建築設計和結構中常採用具大垂直載重和側向變形能力的隔震支承墊及具大軸向載重能力的斜撐構件，此耐震裝置預期在地震過程中承受單軸或多軸的力與位移。為提供學者與產業界進行研究或性能測試，國家地震工程研究中心於 2007 年台北實驗室擴建工程中，設置多自由度多功能構件試驗系統 (Multi-Axial Testing System，簡稱 MATS 系統)[1]，MATS 系統在多年的頻繁使用過程中，已協助許多學者進行總數超過三百組之試驗，並取得非常豐碩的成果，為國內產學界爭相使用的重要實驗設備。然而，由於現有實驗室油壓硬體設備的限制與有限的預算，MATS 系統水平向制動器的配置為靜態制動器，此制動器的最大速度能力不足，因此 MATS 的使用受到了許多限制與不便。

有鑑於此，國震中心團隊藉此在國立成功大學歸仁校區建置台南實驗室之機

會，規劃一套類似 MATS 但更高性能的系統。圖一為台南實驗室之示意圖，此實驗室包含能研發近斷層抗震技術的高速長衝程地震模擬震動台及能進行大型結構實驗的強力地板與反力牆，以及如圖二所示之雙自由度多功能構件試驗系統 (Bi-Axial Testing System，簡稱 BATS 系統)，能同時對試體施加垂直軸向力與高速大行程之水平向力量與位移，以滿足產學界對高速長衝程雙軸向試驗設施之需求。

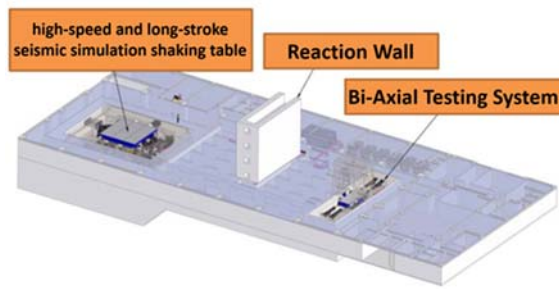
與 MATS 系統類似，BATS 系統可同時對測試試體施加水平力、高速水平位移和高垂直力，以滿足高速長衝程測試的要求，因此可對大尺寸橡膠鉛心支承墊、高阻尼橡膠支承墊和摩擦單擺支承墊進行測試。BATS 主要的設計要求為 (1) 最大垂直力 40 MN，(2) 最大水平力 4 MN，(3) 最大水平位移 1.2 m 以及 (4) 最大水平速度 1000 mm/sec。本文首先敘述 BATS 載重平台與鋼反力構架的配置和結構分析，接著介紹 BATS 的制動器與試驗容量，最後描述 BATS 的建造過程以及以 BATS 進行的支承

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 國立台灣大學土木工程學系教授

墊測試。



圖一 NCREE 台南實驗室

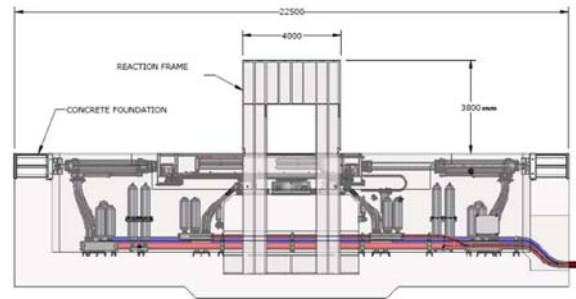


圖二 BATS 試驗系統

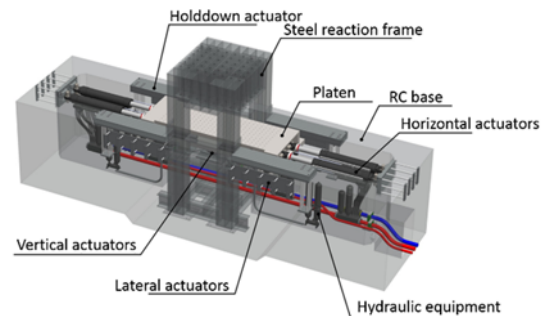
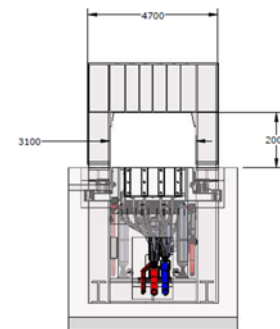
二、BATS 系統配置和結構分析

BATS 系統位於台南實驗室內靠近研究棟的位置，由國震中心負責規劃及鋼構架之設計與分析，聯邦工程顧問負責基礎與側梁之配筋設計，國科企業與 MTS Systems Corporation 負責油壓伺服控制設備與載重平台分析，達輝機械負責製作鋼構架與載重平台，宏昇營造負責鋼筋混凝土施工，自開始規劃設計至完工歷時約三年。其立面如圖三所示，基礎長度為 22.5 m、寬度為 6.1 m，由實驗室強力地板面往上算起高度為 3.8 m，透過鋼筋混凝土組成的側牆及基礎與實驗室基礎連接。如圖四所示，BATS 由鋼筋混凝土基礎、鋼筋混凝土側牆、鋼製反力構架、鋼製載重平台以及油壓伺服制動器組成。反力構架埋設處的基礎厚度為 1.9 m，其餘部分厚度為 1.4 m，側牆寬度為 1.5 m，水平向制動器後方反力牆厚度為 1.55 m，並於其上設有開孔以利管線通過與人員維修。試體可固定於反力構架頂部橫樑與載重平台間高 2 m、寬 3.1 m 之空間，若試體高度不足 2 m 則需以墊塊補足。除縱向 4 支水平高性能動

態制動器外，另有 11 支垂直向及 4 支側向制動器連接載重平台。



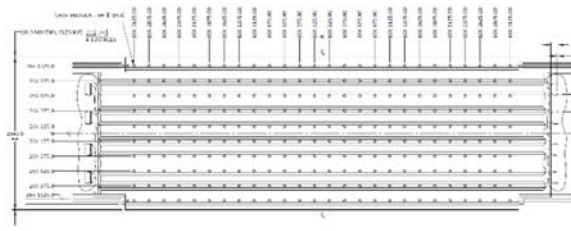
圖三 BATS 系統立面圖



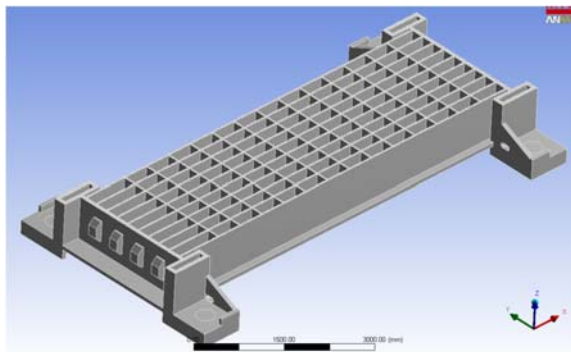
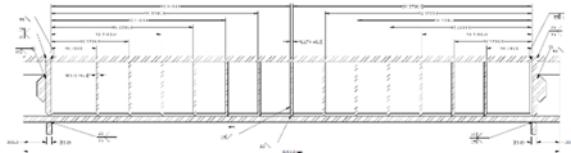
圖四 BATS 系統構件圖

鋼製載重平台

載重平台與所有制動器連接，需能將制動器所施加的力或位移傳遞至試體，頂面與一樓強力地板面切齊，以利試體之吊裝。鋼製載重平台為長 8.3 m、寬 2.54 m、深 1.0 m 之箱形平台，內部含縱向與橫向之加勁版。圖五顯示載重平台的結構平面圖，圖六顯示載重平台的內部加勁板，頂板和底板厚度為 90 mm，兩端板與兩側板厚度為 80 mm，內部縱向和橫向之加勁板厚度分別為 50 mm 和 40 mm。載重平台頂部設有在兩方向間距皆為 250 mm，直徑 42 mm 深度 85 mm 的螺栓孔，以便於安裝試體。



圖五 載重平台平面圖



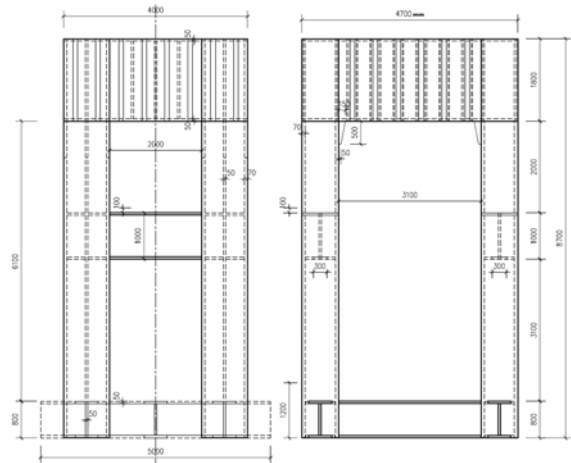
圖六 載重平台內部加勁板

鋼製反力構架

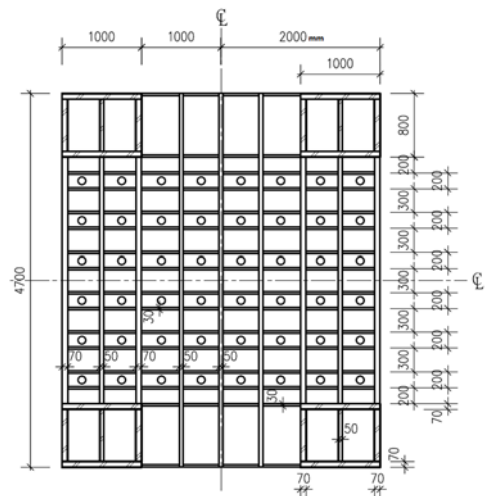
鋼製反力構架為自反力構架，圖七為反力構架立面圖，構架在水平向制動器作用方向上長 4m，另一方向寬 4.7m，自基礎算起總高度為 8.7m，其中 0.9m 深入基礎、4 m 埋入地下一樓的側牆中，露出一樓強力地板面上之高度為 3.8m，鋼構架側邊反力梁與地板間另留有長寬各 2m 的觀景窗，可提供作為安裝試體或觀察試體於實驗過程中的變化之用。構架頂梁、中間樑和底樑的深度分別為 1.8m、1.0m 和 0.8 m。圖八為反力構架的頂部結構平面圖，四支箱形柱寬皆為 0.8 m、深皆為 1.0 m，兩翼板與兩外側腹板厚度為 70mm，中間腹板厚度為 50 mm。反力橫梁內含 48 個內徑為 93.6mm 穿透的安裝孔，以便安裝試體與其他鋼筋混凝土或鋼墊塊，其間距在兩個方向上均為 500 mm。

BATS 鋼構架使用 SAP2000 程式進行有限元素分析，圖九為部分鋼構架和鋼筋混凝土基礎的模型，鋼構架部分以 shell 元素

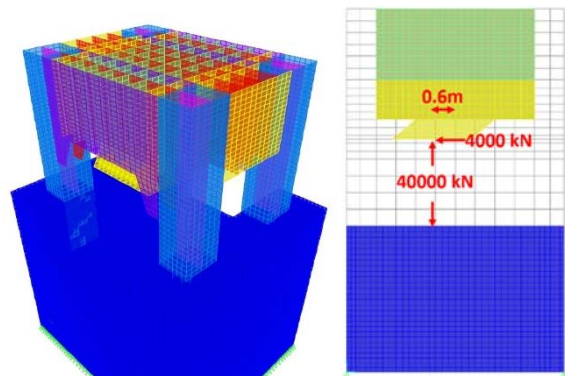
模擬，混凝土部分以 solid 元素模擬，研究鋼構架在 40000 kN 軸壓力與 4000 kN 側向力同時作用下的最大變形與應力。分析結果顯示，反力橫樑的最大垂直變形和旋轉分別為 1.6mm 和 0.0004 弧度。第一模態的頻率為 23.36 Hz。



圖七 反力構架立面圖



圖八 反力構架頂部平面圖



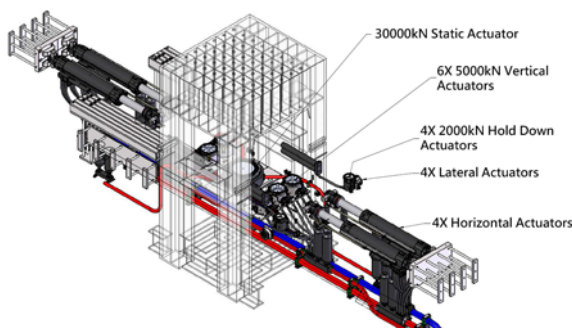
圖九 BATS 有限元素模型

三、BATS 系統試驗容量

BATS 系統為雙軸試驗系統，能透過載重平台對試體施加垂直與水平向載重及位移，無法對試體在橫向施加力或位移，最大容許試體高度為 2 米。BATS 系統試驗容量如表一所示，制動器配置如圖十所示，水平向由 4 支高速長衝程制動器所組成，可達到的最大位移為 ± 1.2 m，最大速度為 ± 1.0 m/sec，最大出力為 4 MN。垂直向由中間 1 支最大力量 30 MN 的靜態制動器與旁邊 6 支最大力量各 5 MN 的動態制動器所組成，最大位移為 $+0.125$ m，最大速度為 ± 0.15 m/sec，最大垂直力為 60 MN，包括 30 MN 靜態載重和 30 MN 動態載重。此外，BATS 亦可透過 4 支最大力量各 2 MN 的下壓制動器施加最大 8 MN 之軸拉力於試體上，進行反覆軸向拉壓之試驗。BATS 系統於側向亦設置 4 支制動器，但與 MATS 不同，BATS 為雙軸向試驗系統，因此側向制動器僅提供維持載重平台穩定的功能，無法進行試驗。

表一 BATS 系統試驗容量

方向	力量(MN)		最大位移(mm)	最大速度(mm/s)
垂直	靜態	60.0 (軸壓力)	+125	± 150
	動態	30.0 (軸壓力)		
		8.0 (軸拉力)		
水平	± 4.0		± 1200	± 1000



圖十 BATS 制動器配置

四、BATS 系統建造與試驗

BATS 的建造過程如圖十一所示，鋼構架先在工廠中分成四個部分製造，完成焊接後再運送到台南實驗室安裝在預留的基坑內，接著同時建造鋼筋混凝土基礎與進行鋼構架的最後銲接，完成後安裝油壓設備與制動器。圖十二所示為以 BATS 進行試驗之 HDRB 的實驗配置，未來將有更多大尺寸 HDRB 和 FPB 使用 BATS 進行測試，可提升國內的隔震技術。



圖十一 BATS 施工照



圖十二 HDRB 實驗配置

五、結論與展望

BATS 為高性能的實驗系統，能同時施加大垂直力、高速和大的橫向位移，其設置完成可提高 NCREE 實驗室的實驗研究能力，滿足先進基礎隔震技術研發之要求，未來 NCREE 更可透過 BATS 研發其他先進的實驗控制技術。

參考文獻

1. Lin TH, Chen PC, Lin KC. "The multi-axial testing system for earthquake engineering researches.", Earthquakes and Structures 2017; 13 (2): 165-176.

基於梯度之參數識別方法應用於含模型更新之複合實驗

莊明介¹

摘要

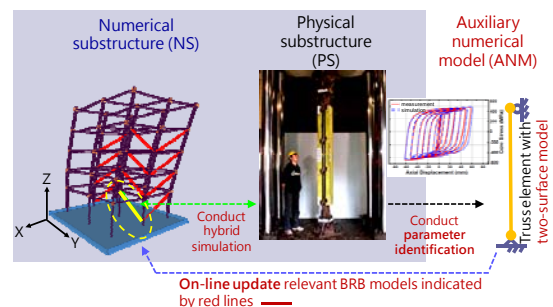
透過現有的複合實驗(hybrid simulation)技術，可以在歷時積分的求解過程中，整合數值模型與多個真實試體的受震反應，進而得到近似於振動台實驗所呈現的全結構動態反應。縱然如此，這樣的試驗方法，需要同步執行多個真實試體的子結構試驗，故在硬體設備的需求上，依舊有著極大的挑戰。因此，囿於硬體資源的限制，對於多層的結構系統，研究人員常常僅能選擇將配置於結構底層，預期受震反應最大的阻尼器製作為真實試體(physical substructure, PS)。這樣一來，除了作為試體的阻尼器其反應可由真實的實驗求得，其他樓層之阻尼器在數值模型子結構(numerical substructure, NS)中皆採用有限元素搭配非線性材料模型，又稱本構關係(constitutive model)，來進行模擬。因此，無論是慢速(slow)、快速(fast)或即時(real-time)的子結構複合實驗，在進行實驗時，若模擬阻尼器的非線性材料模型初始設定不準確，將會造成數值模型子結構(NS)的模擬失真，進而降低實驗結果的精確度，也大幅地減損了複合實驗的應用價值。國家地震工程研究中心研究團隊近期發展應用於複合實驗的模型更新(online model updating)技術。模型更新為一種在複合實驗中，參考真實試體(PS)反應來即時更新數值模型(NS)參數的技術，經由修正數值模型子結構的準確性，可以提升複合實驗的模擬品質。針對模型更新技術所需要的參數識別(parameter identification)技術，本研究針對所發展的基於梯度之參數識別方法，並以虛擬複合實驗的方式進行數值驗證。

關鍵詞：複合實驗、模型更新、參數識別、最佳化方法

一、前言

當研究人員欲以複合實驗(hybrid simulation, HS)來探討多樓層(multi-story)配置減震元件的建築結構系統其動力行為時，若進行實尺寸全結構擬動態試驗(full-structure hybrid simulation)，昂貴的全結構實尺寸試體費用、反力牆高度與油壓致動器數量等硬體資源，皆為實尺寸全結構擬動態試驗在執行面上必然遭遇到的嚴峻挑戰。因此，研究人員在面對這樣的難題時，通常採取子結構複合實驗(sub-structure hybrid simulation)的方法執行試驗。子結構複合實驗的基本操作概念為「已知的部分做模擬，未知的部分做試體。」，在使用現有的複合實驗技術，可將一個全結構拆解成分屬「數值模型子結構(numerical substructure, NS)」與「真實試體子結構(physical substructure, PS)」兩種類

型的數個子結構。以含挫屈束制支撐(BRB)(Tsai et al., 2014)的鋼造構架為例(圖一)，在傳統的子結構複合實驗中，動力行為能夠被數值模型準確預測的抗彎矩構架部分，可以採用有限元素分析軟體建立數值模型子結構(NS)。

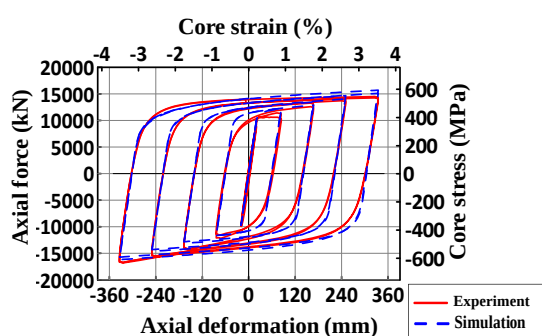


圖一 含模型更新之 BRB 構架複合實驗

¹國家地震工程研究中心助理研究員

另一方面，受力行爲尚不明確的 BRB 則製作成實際試體，作為複合實驗中的真實試體子結構(PS)。透過現有的複合實驗技術，可以在歷時積分的求解過程中，整合數值模型與多個真實試體的受震反應，進而得到近似於振動台實驗所呈現的全結構動態反應。縱然如此，這樣的試驗方法，需要同步執行多個真實試體(BRB)的子結構試驗，故在硬體設備的需求上，依舊有著極大的挑戰。

應用國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)研究團隊近期所發展的含模型更新之複合實驗技術(Chuang et al., 2018)，研究人員可以挑選降伏時機較早、受震反應較劇烈的 BRB 作為試體。如圖一中由黃色線段所圈選標示裝配於 1 樓的 BRB 可作為真實試體子結構(PS)，其餘構架中的 BRB 則是以桁架元素(truss element)建立在數值模型子結構(NS)中，並且採用雙面理論的塑性硬化材料模型(two-surface model)(圖二)來模擬 BRB 構件受力下的塑性硬化反應與遲滯行為(Tsai et al., 2014; Chuang et al., 2015)。



圖二 以硬化模型模擬 BRB 受力反應

如圖一，在子結構複合實驗中進行模型更新時，先以即時量測到的 BRB 試體反應(measurement)，透過最佳化方法來校正與試體位移歷時同步的輔助模型(auxiliary numerical model, ANM)，讓 ANM 輔助模型的模擬結果(simulation)能夠有近似於量測數據(measurement)的仿真效果，進而得到可以適當描述 BRB 受力反應的塑性硬化材料模型(two-surface model)的適用參數，即是進行所謂的參數識別(parameter

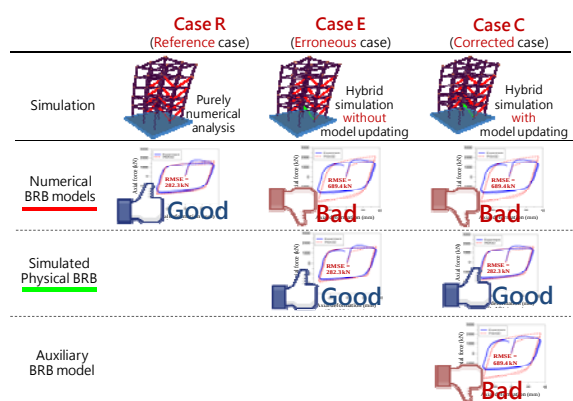
identification)工作，而參數識別的結果可以用來即時校正數值模型子結構(NS)中的 BRB 數值模型。綜上所述，量測 PS 反應-執行 ANM 位移控制分析-參數識別-更新 NS 模型，這樣的模型更新基本操作流程重覆在整個子結構複合實驗過程中，可以提高實驗的擬真度。

二、基於梯度之參數識別方法

針對執行先進複合實驗所需的關鍵技術之一，即是線上參數識別(online parameter identification)與模型更新(online model updating)，國震中心研究團隊(Chuang et al., 2018)近期發展應用於複合實驗的模型更新技術架構，以及適用的基於梯度之參數識別方法(the gradient-based method for online model updating, GBM_MU)。所發展的 GBM_MU 參數識別方法是以傳統的梯度下降法(gradient decent method)作為基礎，但是在參數識別時，特別考量塑性硬化材料模型的雙面理論特性，根據 ANM 模型的受力狀態為彈性、等向硬化(isotropic hardening)、走動硬化(kinematic hardening)的情況，來精準控制塑性硬化材料模型的待識別參數項目，進而達到更有效率的參數識別結果。

三、數值驗證方法與成果

在此研究中，國震中心研究人員採用 2009 年日本 E-defense 含 BRB 之五層樓鋼構架的振動台試驗試體為例(Kasai et al., 2010)，以數值模擬的方式來進行含模型更新的虛擬複合實驗(simulated hybrid test)(圖一)，藉此透過數值方法來驗證模型更新的成效。如圖三所示，本研究共進行三個分析案例，分別為(1)標竿數值模型(the reference case, Case R)、(2)不含模型更新之複合實驗(the erroneous case, Case E)，以及(3)含模型更新之複合實驗(the corrected case, Case C)。

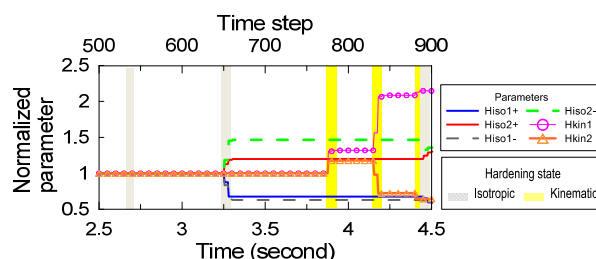


圖三 分析案例的模型配置

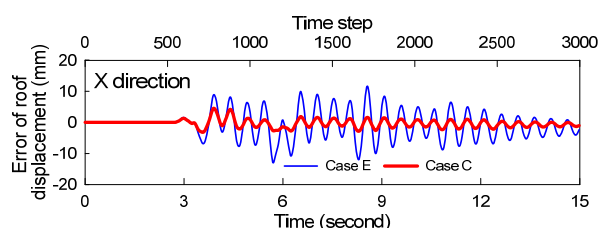
在 Case R 中，是以非線性結構分析軟體 PISA3D(Lin et al., 2009)建立 E-defense 的 BRB 構架之數值模型，並透過與 E-defense 振動台試驗量測到的數據比對(Kasai et al., 2010)，確認由 PISA3D 建立的數值模型可以作為標竿數值模型(benchmark)。因此，Case R 採用此標竿數值模型所產生的分析結果，可以用來評量 Case E 與 Case C 的模擬成效，以顯現含模型更新的複合實驗其必要性以及應用價值。在 Case E 與 Case C 的模型(圖三)，兩者在 NS 中的 11 個 BRB 模型刻意給予模擬效果很差的塑性硬化材料模型參數組，其餘構架中的樑、柱、接頭等模擬方式皆與 Case R 的標竿數值模型相同。再者，在 Case E 與 Case C 中作為 PS 的 BRB 虛擬試體(simulated physical BRB)，則是採用根據實驗數據校正後的精確模型進行模擬 (Chuang et al., 2018)。綜上所述，可知 Case E 與 Case C 的模擬結果，會因為在 NS 中的 11 個 BRB 模型給予不恰當的模擬參數，故模擬結果將會偏離標竿數值模型的分析結果(Case R)。然而，在 Case C 中，因為採用研究團隊所發展的模型更新技術，故可以降低 Case C 與 Case R 之間的誤差。換言之，相較於 Case E (不含模型更新)，Case C (含模型更新)的結果會更接近 Case R。

如圖四所示，在 Case C 中採用基於梯度之參數識別方法(GBM_MU)進行參數識別的工作十分順利。而在 Case C 的模擬

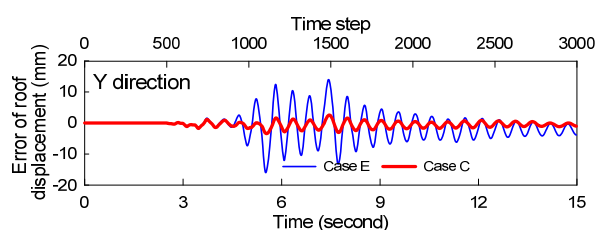
中，模型更新的動作於歷時積分第 900 步後中止，此時 PS 的受力反應已發生了顯著的非線性行為，意即該試體的非線性反應已足夠用來識別出適當的參數組。如圖五與圖六所示，與 Case R 的分析結果相比，在 X 與 Y 兩個水平方向(圖一)的屋頂位移誤差(error)歷時結果看來，在 Case C 中，即使在 900 步時中止模型更新，後續的分析結果也沒有誤差放大的情況。另外，與 Case E 相比，可知 Case C 的結果透過模型更新的機制已大幅降低誤差。



圖四 Case C 參數識別結果



圖五 X 水平方向上的屋頂位移誤差

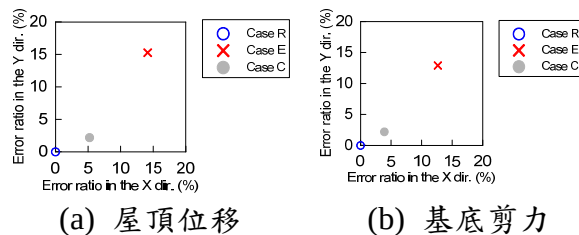


圖六 Y 水平方向上的屋頂位移誤差

上述 Case C 在屋頂位移誤差的改善成效，在基底剪力的反應上，也可以觀察到類似的趨勢。圖七綜合整理屋頂位移與基底剪力兩個項目，Case E 與 Case C 的誤差率(error ratio)採以下方式計算：

$$\text{error ratio} = \frac{\text{absolute maximum error}}{\text{absolute maximum value of Case R}} \quad (1)$$

與 Case E 的結果相比，Case C 的誤差率獲得大幅改善，足見採用國震中心研究團隊發展的含模型更新技術(Chuang et al., 2018)可以讓複合實驗的精確度大幅提升。



圖七 誤差率分佈圖

四、結論與展望

經由本文所介紹的數值驗證案例，可知國震中心研究團隊所發展的模型更新技術架構搭配基於梯度之參數識別方法(GBM_MU)，可以在複合實驗的進行中，根據試體(PS)反應，有效地找到合適的參數來修正數值模型子結構(NS)的正確性，進而提高複合實驗的擬真度，詳細的研究發展成果已發表於國際期刊(Chuang et al., 2018)。期望本研究所發展之模型更新技術與參數識別方法，能作為地震工程相關研究人員在擴大應用複合實驗的重要基石，並且提高複合實驗的精確度與應用價值。

參考文獻

1. Chuang MC, Hsieh SH, Wu AC. (2015). Model fitting of the experiment of buckling-restrained brace by using gradient descent method. *Structural Engineering*, **30**(4): 79-106 (in Chinese).
2. Chuang MC, Hsieh SH, Tsai KC, Li CH, Wang KJ, Wu AC. (2018). Parameter identification for on-line model updating in hybrid simulations using a gradient-based method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **47**(2): 269-293.
3. Dafalias YF, Popov, EP. (1975). A model of nonlinearly hardening materials for complex loading. *Acta Mechanica*, **21**(3): 173-192.
4. Kasai K, Ito H, Ooki Y, Hikino T, Kajiwar K, Motoyui S, Ozaki H, Ishii M. (2010). Full-scale shake table tests of 5-story steel building with various dampers. *Proceedings of the 7th CUEE and 5th ICEE Joint Conference*, Tokyo, Japan.
5. Lin BZ, Chuang MC, Tsai KC. (2009). Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework. *Advances in Engineering Software*, **40**(1): 66-82.
6. Tsai KC, Wu AC, Wei CY, Lin PC, Chuang MC, Yu YJ. (2014). Welded end-slot connection and debonding layers for buckling-restrained braces. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **43**(12): 1785-1807.

自適性平滑分布式區域震源活動度模型之發展

劉勛仁¹ Norman Abrahamson² 葉錦勳³

摘要

評估區域震源(Areal Source)的地震發生率，傳統作法為在研究全區域內劃成數個子分區，根據子分區內的地震資料進行時空分布統計與分析，並假設子分區內各地具有相同的地震活動度。為解決分區劃界存在的主觀性與不確定性，近年多以無震源分區(Zoneless)方式處理，主要根據全區域的地震位置分布，以高斯核密度估計(Gaussian Kernel Density Estimation)法進行空間分析，最後得到平滑分布式地震活動度模型(Smoothed-Distributed Seismicity Model)，以能切實反映地震活動與空間分布之間特徵。然而，相關於歷史地震目錄的未來地震發生位置不確定性，以及平滑分配資料地震發生率的空間分析參數設定，仍未有一方式評估之。對此，在未來發震位置不確定性的考量，本研究藉由長度-規模尺度經驗關係式，以推估各個歷史地震對應之未來孕震範圍；在地震空間分析的距離參數設定，本研究應用 k 階最鄰近演算法(K-Nearest Neighbor)，使地震發生率的空間分配隨著地震資料分布聚散程度具自適性(Adaptive)的彈性調整，並藉由二維相關係數(2-D Correlation Coefficient)來訂定最佳 k 階數，以得到具代表性之地震密度分布結果。最後，本研究提出一套自適性平滑分布式地震活動度模型之建置程序，使區域震源評估結果更為合宜。

關鍵詞：分布式地震活動度模型、高斯核密度估計、自適性平滑寬距、最鄰近演算法、二維相關係數

一、前言

台灣位於菲律賓海板塊與歐亞大陸板塊之碰撞聚合帶上，於地體構造上具有斷層系統、隱沒帶系統、海洋與大陸板塊等型式，而根據不同空間活動特性，構造地震分有斷層地震(Fault Earthquake)、板塊介面型地震(Interface Earthquake)、板塊內部型地震(Intraslab Earthquake)及背景地震(Background Seismicity)。在地震危害度評估中，對於板塊內部型地震及背景地震可藉由區域震源(Areal Sources)型式模擬，以考量破裂方向與位置未知之地震源。過去進行區域震源分析時，對於地震活動度(經 G-R 關係式估算之 a 值或 N 值)之時、空評估，常根據構造與地震特徵於研究區域內劃設數個分區，各區地震發生率以均勻(Uniform)分布假設來考慮其空間特徵上之不確定性。

為解決分區劃界存在的主觀性與不確定性，近年國際改採無震源分區(Zoneless)方式處理，主要根據全區域的地震位置分布事實，以高斯核函數(Gaussian Kernel Function)之核密度估計(Kernel Density Estimation, KDE)法進行空間分析，最後得平滑分布式地震活動度模型(Smoothed-Distributed Seismicity Model)，其核心概念為：(1)未來致災地震具復發於過去中、大規模地震位置或附近之潛勢特性；(2)地震活動潛勢高低與地震分布密度有關。

對於第 1 項概念，本研究藉由規模-長度尺度經驗推估式(L(M) Scaling Law)，以合理推估歷史地震對應之未來孕震範圍。對於第 2 項概念，本研究應用 k 階最鄰近演算法(K-Nearest Neighbor, KNN)，使各地震發生率的分配範圍隨著地震資料分布聚散程度具自適性(Adaptive)的彈性調整，同

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 美國加州大學柏克萊分校教授

³ 國家地震工程研究中心組長

時採用二維相關係數(2-D Correlation Coefficient)來訂定最佳 k 階數，使高斯核密度推估結果具穩定與可靠結果。

最後，本研究歸納前述無震源分區之處理概念邏輯與演算法，提出一套自適平滑分布式地震活動度模型之建置程序，供為地震危害度分析對區域震源 a 值空間分布之完善評估方法。

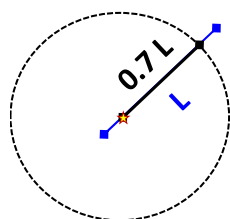
二、致災地震潛勢範圍評估

對於未來致災地震的潛勢位置，本研究認為將隨機發生在與過去地震對應破裂長度相關之區域範圍內，且該範圍與地震規模具正相關性。對此，本研究應用 Wells 與 Coppersmith 於 1994 年(W&C94)發展之不分錯動型式(All Type)規模-長度尺度經驗推估式，以給定發震潛勢範圍之半徑距離，完整關係式如下：

$$\log_{10}(L) = -2.44 + 0.59M_w + \sigma \quad (1)$$

其中， L 表地表破裂長度； M_w 表地震矩規模； σ 表標準差(0.16)，考慮估計長度之不確定性。

對於有效孕震區，根據地震源錯動機制原理，震央發生多位在一破裂長度的中段，故本研究取 0.7 倍 L 為未來孕震潛勢範圍之有效半徑，主要以常態分佈主要機率聚集在一個標準差範圍內的特性作為參考。圖一為一歷史地震之未來孕震潛勢範圍有效半徑($0.7L$)之說明示意。



- L : surface rupture length by $L(M)$ scaling from W&C94
- $0.7L$: the range a earthquake will occurred mainly based on one sigma region of normal distribution

圖一 孕震潛勢範圍有效半徑說明示意圖

三、地震活動潛勢密度分布評估

對於全區微分化之各地未來地震活動潛勢，本研究認為各地的地震活動發生率與統計歷史地震的空間分布密度，兩者具

程度上的關聯性，故藉由震央可能位置的離散分布程度，透過 KDE 之空間分析法，據以建立網格化 2 維空間機率密度分布模型。KDE 法係處理研究區域內劃為網格的各處皆有一密度值，而非僅事件點處才存有發生性，KDE 之 2 維向量空間公式如下：

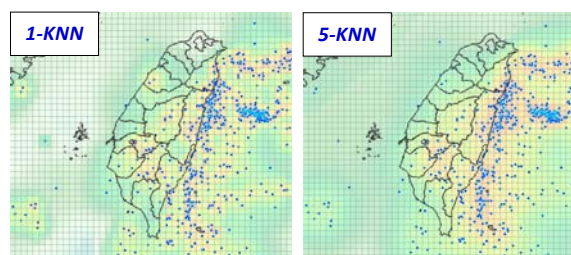
$$f(x, y) = \frac{1}{nh_x h_y} \sum_{i=1}^n K\left(\frac{x - X_i}{h_x}, \frac{y - Y_i}{h_y}\right) \quad (2)$$

其中， $f(x, y)$ 為地震分布之 2 維空間機率密度函數； x 與 y 分別為網格單元中心點座標； n 為主震總個數； K 為核函數； 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，亦稱分布寬距(Bandwidth)。核函數在此取用高斯分佈模式以具代表性，如下式：

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

其中， d_i 表網格形心與震央之間距離； c 表標準差，設定核密度分布呈正圓對稱型態，等同式(2)之分布寬距(h_x 與 h_y 同值)。

分布寬距為發展平滑分布式地震活動度模型之重要參數。劉勛仁等(2016)過去首先以固定寬距(Fixed Bandwidth)為 30 公里方式應用於台灣淺地殼震源危害度評估。本研究採用彈性寬距(Adaptive Bandwidth)方式，藉由 KNN 演算技巧以推估地震空間分布密度，對於為密集地震分布之區域，設定之平滑距離將偏小，表示地震發生機率趨增於該區；反之，若為地震分布疏散之區域，設定之平滑距離將偏大，表示該區地震發生機率趨緩。圖二為應用 KNN 法分別取第 1、5 階數之高斯核密度估計結果示範例。



圖二 最鄰近演算法取第 1 階(左)與第 5 階(右)之高斯核密度估計結果圖例

對於 KNN 演算中關鍵 k 階數的測定方式，係採二維相關係數(2-D Correlation Coefficient)進行判斷，計算公式如下：

$$r = \frac{\sum_m \sum_n A_{m,n} B_{m,n}}{\sqrt{\left(\sum_m \sum_n A_{m,n}^2\right)} \sqrt{\left(\sum_m \sum_n B_{m,n}^2\right)}} \quad (4)$$

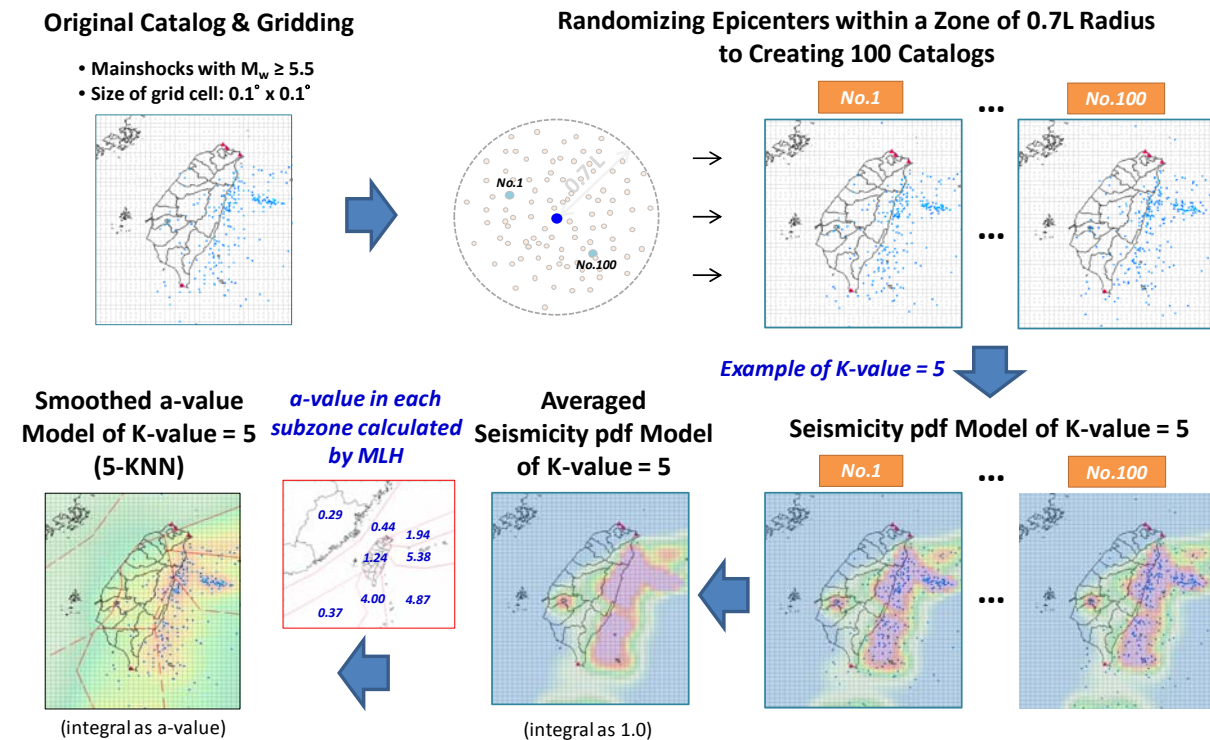
其中， r 為二維相關係數，介於 0 到 1 之間； A 、 B 分別表示為第 k 階、第 $k+1$ 階之地震空間機率密度分布模型矩陣； m 、 n 分別表示為前述模型矩陣之平面兩向維度。相關係數主要用於量度兩樣本之間的關係程度，愈接近 1 者表示關連性愈強。檢定各個兩鄰近階數對應之相關係數結果，在趨勢變化上具穩定的起始處為最佳階數，表示該階數的地震空間機率密度分布結果能為可靠代表。

四、自適性平滑分布式區域震源活動度模型建置流程

綜合前述處理區域震源活動度空間分布的概念邏輯與對應評估方法，本研究提出一套自適性平滑分布式地震活動度模型

的建置程序，示範例如圖三所示，執行步驟以下依序說明：

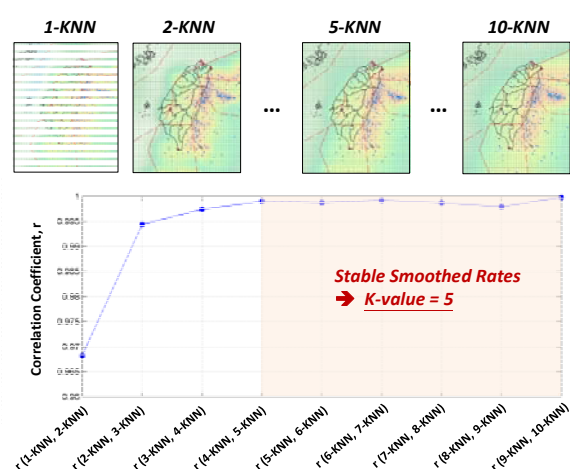
1. 繪製原始地震目錄之震央分布位置：自地震目錄中挑選歷史中、大規模地震事件，依此進行後續全域災害地震潛勢推估之背景資料。圖三以吳逸民等人(2016)根據中央氣象局「地球物理資料管理系統(GDMS)」地震資料庫進行整合與重製之地震目錄為本，分布震央設限為震矩規模(M_w) 5.5 以上之 1900 年至 2015 年 6 月期間主震，其中考慮到 1900 年至 1935 年 M_w 不小於 6.5 之資料完整性。
2. 建立全區域微型化網格：在研究區域範圍內建立一微分網格，以利細緻處理後續離散化的平滑分布地震活動度結果。圖三之網格尺寸取為 $0.1^\circ \times 0.1^\circ$ 。
3. 建構多重潛勢地震目錄：將每一震央之地震規模，藉由式(1)規模-長度尺度經驗式以評估有效半徑，在此孕震範圍內隨機產生震央位置，以發展成多數個地震目錄，依此模擬未來致災地震位置的可能境況。圖三以建置 100 組地震目錄作為潛勢樣本代表。



圖三 自適性平滑分布式區域震源活動度模型之建置流程圖(以淺地殼震源為例)

4. 建構地震機率密度模型：將每一潛勢地震目錄依 KNN 演算法推求得地震分布機率密度模型，最後機率密度結果取為 100 組地震目錄之平均

對於 KNN 之最鄰近階數選定，本研究針對台灣地區經度 119°至 123°、緯度 21°至 26°範圍之淺地殼震源(震源深度 35 公里內)進行不同 k 階數機率密度空間分布模型之評估，其依式(4)求得二維相關係數變化結果如圖四所示，觀其趨勢可得第 5 階後結果趨向穩定，為最佳 k 階數之選擇。



圖四 台灣淺地殼震源不同 k 階數最鄰近演算法結果之二維相關係數評估趨勢圖。第 5 階後相關係數變化表現趨向穩定

5. 地震活動度 a 值空間分布模型：依據最大規模、震源特性等因素之區域分區，將前項所得地震機率密度模型進行子分區正規化，以求得最終地震活動度 a 值之空間分布模型，計算方式如下：

$$\lambda_z(x, y) = f'_z(x, y) \cdot \Delta_x \cdot \Delta_y \cdot a_z \quad (5)$$

其中，z 表子分區； $\lambda_z(x, y)$ 表子分區內單元網格之平滑分布 a 值； $f'_z(x, y)$ 表子分區內正規化地震分布機率密度函數； Δ_x 與 Δ_y 分別表單元網格之長度與寬度(各為 0.1°)； a_z 表子分區依 G-R 關係式所得 a 值。

圖三所示台灣區域淺地殼震源分區圖，為本研究依據鄧屬予(2007)所提台灣大地構造框架進行劃界。

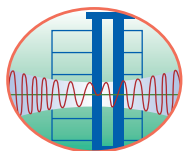
五、結論與展望

本研究對自適性平滑分布式區域震源活動度模型之目前發展與展望，總結如下：

1. 本研究所提以無分區概念評估區域震源地震活動度(a 值)空間分布的方式，藉由規模-破裂長度尺度經驗關係式(W&C94)所得有效半徑 0.7L，可適當推估出未來致災地震潛勢範圍；藉由 KNN 演算法配合二維相關係數，可擇定最佳自適性的機率密度模型平滑分布結果，為第 5 階最鄰近數。
2. 本研究延續議題包括：(1)試以小規模地震(M_w 小於 4.0)評估未來致災地震潛勢，與中、大規模地震的結果進行比較；(2)以 2016 年美濃地震、2018 年花蓮地震為目標案例，檢視本方法評估潛勢地震結果之確適性。

參考文獻

1. Frankel, A. D. (1995). "Mapping Seismic Hazard in the Central and Eastern United States," *Seism. Res. Lett.*, 66(4), 8-21.
2. Peterson, M. D. et al. (2014). "Documentation for the 2014 Update of the United States National Seismic Hazard Maps," *U.S. Geological Survey, Open-File Report 2014-1091*, p.243.
3. Wells, D. L. and Coppersmith, K. J. (1994). "New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 84(4), 974-1002.
4. 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。期末報告，台電公司核能設施地震危害重新評估計畫。
5. 鄧屬予，(2007)。台灣第四紀大地構造。經濟部中央地質調查所特刊，第十八號，第 1-24 頁。
6. 劉勛仁、簡文郁、張志偉、張毓文，(2016)。應用核密度估計法評估台灣地區地震活動度。中華民國第十三屆結構工程研討會暨第三屆地震工程研討會，編號：1129，桃園。



國家地震工程研究中心

106 台北市辛亥路三段 200 號

電話：(02) 6630-0888 傳真：(02) 6630-0858

<http://www.ncree.org.tw>

