

102年度 | 國家地震工程研究中心 研究成果報告



財團法人國家實驗研究院

國家地震工程研究中心



目錄

- 1 耐震性能設計規範中期改進研究(二)
鄧崇任、翁元滔、柴駿甫、廖文義、邱世彬
- 5 耐震設計規範之檢討與改進對策
鄧崇任、柴駿甫、簡文郁、林克強、林瑞良、邱俊翔、翁元滔
洪曉慧、劉光晏、許尚逸、汪向榮、張毓文、林凡茹、邱世彬
- 9 半主動變擺長懸吊式調諧質塊阻尼器之能量消散
連冠華、賴勇安、楊創盛、鍾立來、吳賴雲
- 13 高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究
林敏郎、林至聰、楊善淳
- 17 具非比例阻尼之多層樓平面不對稱建築的反應譜分析法
林瑞良、蔡克銓
- 21 鋼骨外包覆混凝土型梁構件行為研究
林敏郎、翁元滔、莊勝智、林志翰、李權峰
- 25 新建設計建物之耐震評估參數探討
周德光、葉勇凱
- 29 非線性側推分析方法應用於各式補強工法之研究
蕭輔沛、邱聰智、許家瑋、黃昭勳
- 33 以簡易側推分析驗證口湖國小含磚牆RC構架之現地試驗
鍾立來、黃鈞鼎、楊耀昇、林聖學、賴勇安、吳賴雲
- 37 校舍擴柱補強之簡易側推分析
鍾立來、黎育誠、翁緯彬、楊耀昇、周德光、黃炯憲、劉進賢
- 41 後置式化學錨栓在低強度混凝土中之錨定行為
黃世建、李曉盈、翁樸文
- 45 含開口鋼筋混凝土深梁剪力強度之研究
曾建創、黃世建
- 49 考慮混凝土潛變階段施工的向量式有限元模擬
莊清鏘、呂學治、吳俊霖
- 53 臺灣中小學校舍結構耐震安全柱量比之研究
宋嘉誠、邱聰智、黃世建
- 57 補強用鋼框架斜撐與既有RC構架之接合研究
邱聰智、蕭輔沛、林獻延、黃世建
- 61 臺灣校舍耐震評估與補強之推行
沈文成、黃世建、鍾立來
- 65 河川橋梁之洪水下穩定性能研究(III)
洪曉慧、李昊翰、黃仲偉
- 69 國道一號五楊段第C907標光纖橋梁安全檢監測
李路生、李政寬、陳俊仲
- 73 橋墩沖刷效應之等效作用力試驗研究
陳俊仲、張國鎮、林其穎、陳志豪
- 77 碳纖維混凝土於結構監測應用之研究(I)
葉芳耀、張國鎮、廖文正、連婉佑
- 81 以結構性能為基準之橋梁耐震設計與檢核程式開發
宋裕祺、賴明俊、林冠禎
- 85 醫院消防撒水系統接頭之耐震行為研究
柴駿甫、張國鎮、林凡茹、林震宇、黃振綱
- 89 考慮性能設計之斜面式滾動隔震平台數值分析研究
林旺春、楊印涵、蕭佳益、洪家翔、汪向榮、黃震興
- 93 醫院耐震評估補強準則之研擬(三) - 醫院耐震補強性能目標
柴駿甫、黃震興、劉光晏、林凡茹、蕭輔沛、翁元滔、林震宇、王鑑翔
- 97 膨脹錨栓之耐震性能測試
柴駿甫、廖文義、林凡茹、林震宇、鄭皓澤
- 101 鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖
林克強、莊勝智、林志翰、李昭賢、林德宏
- 105 改進局部柔度法於梁結構損傷診斷之研究
許丁友、廖文義、蕭勝元、羅俊雄

- 109 使用高阻尼橡膠隔震支承建築結構之非線性行為分析
楊印涵、蕭佳益、汪向榮、黃震興
- 113 自體調諧質量阻尼系統耐震行為研究
李柏翰、汪向榮、莊韓竹、張國鎮、黃震興
- 117 NEESR-SG/NCREE國際合作研究計畫：受震自復位鋼板剪力牆之研發
蔡克銓、李昭賢、王孔君、P. M. Clayton、D. M. Dowden、J. W. Berman、M. Bruneau
- 121 鋼板剪力牆底層邊界柱之耐震設計
蔡克銓、李昭賢、李弘祺
- 125 土工構造災損快速檢測技術發展－近景影像測量之應用
柯永彥、韓仁毓、周君芸
- 129 非凝聚性地層中固定樁頭單樁之位移韌性容量
邱俊翔、蔡煜青
- 133 高強度螺紋節鋼筋與混凝土握裹行為研究
林克強、紀凱甯、邱建國
- 137 運用數值模擬分析核能電廠反應器廠房動態特性-以進步型沸水式反應器(ABWR)廠房為例
張國鎮、吳俊霖、楊炫智、陳昱志、趙書賢、許尚逸
- 141 核電廠餘熱移除系統管線之元件測試與模擬分析
柴駿甫、黃尹男、賴姿妤、林凡茹、沈明毅、劉嚴方、游青青
- 145 核電廠設備耐震性能驗證與評估
柴駿甫、林凡茹、賴姿妤、曹心瑜、沈明毅
- 149 核電廠電氣盤體之盤內反應譜分析
柴駿甫、黃尹男、廖文義、賴姿妤、陳明毅、周佩芳、林凡茹、沈明毅
- 153 新一代核能電廠地震機率式風險評估方法之研究
黃尹男、張長菁、沈盈琇
- 157 近斷層場址設計地震歷時製作技術研究
趙書賢、簡文郁、吳俊霖、張毓文、劉勛仁、張宛婷
- 161 地震動境況模擬系統建置
張毓文、張宛婷、簡文郁、劉勛仁、趙書賢
- 165 震波傳遞特性地殼異常觀測
張議仁、溫士忠、陳朝輝、溫國樑
- 169 臺灣雲嘉南地區複雜構造成像
溫士忠、張議仁、林哲民、溫國樑
- 173 地震動潛勢評估地震前兆研究及即時地化觀測平台
瓦里亞、張效賢、林世榮、亞耳文、楊燦堯、溫國樑
- 177 微地動場址特性分析與地層波速調查
郭俊翔、謝宏灝、林哲民、溫國樑
- 181 嘉南地區活動斷層地震潛勢評估參數(III)
林哲民、謝宏灝、張議仁、郭俊翔、溫國樑
- 185 支撐向量法於現地型強震即時警報系統之離線模擬結果與探討
許丁友、吳旭昱、黃謝恭、江宏偉、林沛暘、盧恭君、張道明、溫國樑
- 189 自來水地下管線耐震需求之初步探討
鍾立來、葉錦勳、劉季宇
- 193 自來水管線力學試驗與非線性側推分析之研究
鍾立來、劉季宇、汪瀚喻、邱于軒、黃炯憲、劉進賢
- 197 震災境況模擬的應用實例
黃李暉、陳世良、葉錦勳
- 201 海嘯預警系統及災損資料庫建置計畫(2/3)
葉錦勳、林青青
- 205 行動震災資訊應用程式雛型研發
陳世良、陳志欣、周光武、劉季宇、葉錦勳
- 209 即時複合試驗技術之研究
陳沛清、蔡克銓
- 213 耦合連體—離散體模擬之多功能工程模擬環境設計
張慰慈、謝尚賢、王仁佐、張國鎮
- 217 劣化橋梁之耐震性能研究
許家銓

耐震性能設計規範中期研究（二）

鄧崇任¹ 翁元滔² 柴駿甫¹ 廖文義³ 邱世彬⁴

摘要

本研究係針對欲實施機率式耐震性能設計法所需要之背景材料作一全面性的概述並提出現階段較為具體確實可行之性能設計建議方案同時配合示範例之製作以說明該建議方案之實施步驟。現階段較為具體確實可行之性能設計建議方案仍然是以地震需求的方式來量化結構之耐震性能從而可以進行相關之耐震性能設計與檢核。

關鍵詞：耐震設計規範、性能設計規範

完整之機率式耐震需求危害分析及廣義耐震性能目標之檢核分別概述如下：

一、地震地表運動強度指標參數預測估計式及其相關係數

一般於地震工程常見的參數預測估計式為下列兩類：

（1）第一類參數預測估計式為：預估在某一工址處可能發生之地震紀錄其特定地表運動強度指標（intensity measure; IM）的預測估計值隨著震源參數（規模 M 與震央距 R ）及斷層錯動型態與地盤種類變化之地表運動預測均值再加上殘差，而此殘差則為一個考慮地震天然隨機性（aleatory randomness）之隨機變數。NGA（next generation attenuation）五種公式即是屬於諸多地表運動各週期對數譜加速度預測式當中較為著名的公式。若再配合各震源規模之地震事件年發生率分佈模型（給定各震源區規模發生機率密度函數）則可預估未來於該工址處發生超越某一特定地表運動強度 IM 指標門檻值的年發生率（此即所之地震危害度）；

（2）第二類參數預測估計式為：藉由

進行不同地震大小之結構地震歷時反應分析，即可回歸得到特定結構參數（即工程需求參數；EDP，例如最大層間變位角）之某一地震反應中值（median value）隨地震大小（以特定地表運動強度 IM 指標來度量）變化的幕次函數預估關係式（例如：隨著譜加速度在變化之 EDP 估計關係； $\hat{\mu}_{EDP} = a(S_a)^b$ 與相對應之離散度（dispersion）。

而一般於地震工程常見的相關係數為一個天然地震紀錄之各週期譜加速度之間的相關係數。Baker & Jayaram（2008）藉由統計 NGA 地表運動任兩個週期對數譜加速度預測式之正規化殘差，提出在 $(0.01s, 10s)$ 週期範圍內之 $[S_a(T_i); 0.01s \leq T_i \leq 10s]$ 指標中的任意兩個 IM 指標 $S_a(T_1)$ 與 $S_a(T_2)$ 間之相關係數並將之參數化後得到相關係數預測公式。

二、離散目標譜加速度之隨機模擬與地震紀錄之選擇

給定一情境地震的震源參數（規模 M 與震央距 R ）及斷層錯動型態與地盤種類以及在結構基本週期 T_0 處之對數譜加速

¹國家地震工程研究中心研究員

²國家地震工程研究中心副研究員

³台北科技大學土木工程系教授

⁴國家地震工程研究中心助理研究員

度預測的正規化殘差 $\varepsilon(T_0)$ 。若我們將包含結構基本週期在內之一組離散的各個不同週期處之對數譜加速度預測之正規化殘差（具相異之標準差）視為是具有滿足不同週期對數譜加速度間應有之協方差矩陣（例如滿足前述所提任兩個 IM 指標間之 Baker & Jayaram 相關係數預測公式）的多變量隨機變數且符合聯合正態分佈。若將各個不同週期處之某一對數譜加速度預測值（在該處之均值估計值加上隨機殘差值）組合在一起就可形成一個離散反應譜。若進一步將多組之離散反應譜縮放調整至使其在結構基本週期 T_0 處之對數譜加速度預測值均為相同的條件下，則先前所提的其餘各個不同週期處之對數譜加速度預測（視為是多變量隨機變數）之聯合正態分佈均值估計與協方差矩陣必須加以修正成為具有條件均值(conditional mean)估計與條件協方差矩陣之聯合正態分佈以符合條件機率之要求。

Jayaram et al. (2011) 提出與地震危害度相符之條件反應譜 (Conditional Spectrum; CS) 地震紀錄挑選法。藉由多變量亂數產生可以模擬此修正後聯合正態分佈之多組離散週期之對數譜加速度多變量隨機樣本以作為挑選地震紀錄之離散目標條件譜。若逕行統計此多組對數譜加速度多變量隨機模擬樣本之條件均值向量與條件協方差 Σ 矩陣會自動滿足原先所預設之多變量隨機變量之聯合正態分佈條件。將所模擬之多組對數譜加速度多變量隨機離散樣本視為多組之離散目標譜。分別將每一離散目標譜與地震資料庫中各地震地反應譜進行比對以挑選出最為匹配的地震紀錄，最後可得到與危害度相符合之地震紀錄群組以作為結構地震歷時反應分析的輸入地震之用。

三、重新定義結構耐震需求及其需求危害分析

傳統之結構耐震設計其結構耐震需求之考量為將結構與地震地表運動進行切割並分開處理。其結構耐震需求之考量為先

考慮在工址處的地震地表運動強度 IM 指標之危害需求；然後在此地表運動強度 IM 指標需求作用之條件下，再進行坐落於其上的結構物的地震反應分析。這種帶有先決條件的結構耐震需求並非是真正的結構耐震需求，嚴格的說只能算是工址地表運動強度 IM 指標之危害需求而已，故稱之為基於強度的結構耐震需求。

真正的結構耐震需求為將結構與地震地表運動進行切割之後再合併在一起處理。首先必須認知的一個事實就是在結構物所坐落的工址處所發生的任何地表運動強度 IM 指標大小(各自有其超越該地表運動強度 IM 指標的年發生率)的地震均有發生結構地震反應需求參數超越指定工程需求參數門檻值的可能性，其差別只在於超越門檻值之發生的可能性大小而已（地震越大越可能發生超越，但該地震本身卻越罕見）。因此最終發生結構地震反應需求參數超越指定工程需求參數門檻值的年發生率 $\lambda_D(d)$ 為將某一地表運動強度 IM 指標作用之下發生結構地震反應需求參數超越指定工程需求參數門檻值的條件機率 $P[D \geq d | S_a = x]$ 再乘上超越該地表運動強度 IM 指標的年發生率機率密度 $|d\lambda(x)|$ 之後，然後再對所有可能發生之地表運動強度 IM 指標大小求和（或求積）而得。因為其已對所有可能發生之地表運動強度 IM 指標大小求和，故其結果為不帶有任何地表運動強度之先決條件，這種無任何條件的分析即稱之為需求危害分析，若以積分形式則可以表示如下：

$$\lambda_D(d) = \int P[D \geq d | S_a = x] |d\lambda(x)| \quad (1)$$

在進行需求危害分析當中(即計算(1)式)，最為繁瑣的工作就是計算各個地表運動強度 IM 指標作用之下發生結構地震反應需求參數超越指定工程需求參數門檻值的條件機率 $P[D \geq d | S_a = x]$ 。此可藉由進行各個地表運動強度 IM 指標作用之下分別挑選與危害度相符合之地震紀錄群組並調整至相同的各個地表運動強度 IM 指標值以作為結構地震歷時反應分析的輸入地

震之用。分析之後可以得到在各個地表運動強度 IM 指標作用之下結構地震反應的分佈情況符合對數正態分佈之假設。經過回歸之後得到特定工程需求參數（例如最大層間變位角）之某一地震反應中值估計 $\hat{D}$ 隨著地震大小（以譜加速度 S_a 來度量）變化的冪次函數預估關係式 $\hat{D} = a(S_a)^b$ 與相對應之離散度（dispersion） $\beta_{D|S_a}$ 。由 $\hat{D} = a(S_a)^b$ 以及對數正態分佈之假設，各個地表運動強度 IM 指標作用之下發生結構地震反應需求參數超越指定工程需求參數門檻值的條件機率 $P[D \geq d | S_a = x]$ 可以計算如下：

$$P[D \geq d | S_a = x] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln[d / a(x)^b]}{\beta_{D|S_a}}\right) \quad (2)$$

其中函數 $\Phi(\cdot)$ 為標準正態分佈之累計分佈函數。

前面所敘述之耐震需求危害分析若進一步假設工址地震危害度曲線 $\lambda(S_a)$ 在 $S_a^{\lambda_0}$ 附近可近似為如(3)式所示之指數函數形式，則(1)式之積分可以顯式積出：

$$\lambda(S_a) \cong k_0 e^{-k_2 \ln^2 S_a - k_1 \ln S_a} \quad (3)$$

將(2)式與(3)式代入(1)式之積分，則可將需求危害曲線 $\lambda_D(d)$ 之積分（即(1)式）顯式積出如下（Vamvatsikos, 2013）：

$$\lambda_D(d) = P[D \geq d] = \sqrt{q} \times k_0^{1-q} \times [\lambda(S_a^d)]^q \times \exp\left[\frac{k_1^2}{4k_2}(1-q)\right] \quad (4)$$

其中

$$q = \frac{1}{1 + 2k_2 \beta_{D|S_a}^2 / b^2} \quad (5)$$

而 S_a^d 為位移水準 d 所對應之譜加速度，由

$$\hat{D} = a(S_a)^b \text{ 知： } S_a^d = \left(\frac{d}{a}\right)^{1/b}。$$

四、機率式的廣義性能目標之設定及其檢核格式

若只單純檢核離散之性能水準（performance level; PL）是否有達到預期性能目標，則廣義的性能目標檢核格式可以設定為：未達性能水準的年發生率 λ_{PL} （屬於容量面）必須小於或等於事先所設預定之年發生率性能目標 λ_0 （屬於需求面）；意即

$$\lambda_{PL} \leq \lambda_0 \quad (6)$$

其中未達性能水準的年發生率 λ_{PL} 可以用積分形式表示如下：

$$\lambda_{PL} = \int P[C \leq d] d\lambda_D(d) \quad (7)$$

(7)式的積分其先決條件為需要知道完整的需求危害曲線 $\lambda_D(d)$ 。積分中的第二項為一已知位移需求水準其發生之可能性 $\lambda[D = d_i]$ ，此可由(1)式或(4)式所得之變位需求危害曲線 $\lambda_D(d)$ 而得知。而積分中的第一項 $P[C \leq D | D = d_i]$ 則為給定變位需求為一指定值 d_i 之條件下，變位容量小於該指定值之可能性，其表示式類似於(2)

式 $P[C \leq d] = \Phi\left(\frac{\ln[d/C]}{\beta_C}\right)$ 。若工址地震危害度曲線 $\lambda(S_a)$ 在 $S_a^{\lambda_{PL}}$ 附近可近似為如(3)式的形式，則(7)式之積分亦可顯式積出，其結果類似於(4)式，故於此不再贅述。

對於廣義性能目標檢核格式的需求面而言；藉由工址地震危害度曲線 $\lambda(S_a)$ 在 $S_a^{\lambda_0}$ 附近之近似形式（即(3)式）可以將事先所設預定之廣義性能目標需求 λ_0 轉換成對於地表運動強度 IM 指標的需求 $S_a^{\lambda_0}$ （此與傳統的作法相同），然後再藉由地震反應中值估計 $\hat{D}$ 隨著譜加速度 S_a 大小變化的關係式 $\hat{D} = a(S_a)^b$ ，最終可以將對於地表運動強度 IM 指標的需求轉換成在該地表運動強度 $S_a^{\lambda_0}$ 作用下之中值變位需求 $\hat{D}^{\lambda_0} \equiv a(S_a^{\lambda_0})^b$ 。同理；對於廣義性能目標檢

核格式的容量面而言亦可作類似的轉換，從而將其代入(6)式之後可以將廣義的性能目標檢核格式轉換成工程師較為熟悉且較為方便的需求與容量比較之檢核格式。

若要進一步進行計算存在於(6)式之不等式當中的安全餘裕度或者是性能目標達成與否的把握信心度。因為 λ_{PL} 本身為符合對數正態分佈之不確定量，其模型不確定性(epistemic uncertainty)則是由離散度 $\beta_{\lambda_{PL}}$ 來度量；故代表設計方案之安全餘裕度或達成目標的信心度可以藉由計算事先所設預定之年發生率性能目標 λ_0 與未達性能水準之年發生率 λ_{PL} 的對數殘差之大小來得知。此對數殘差經過正規化之後得到 K_x

$$\frac{\ln(\lambda_0) - \ln(\hat{\lambda}_{PL})}{\beta_{\lambda_{PL}}} = K_x \quad (8)$$

因此最後之信心度百分比為 $x = \Phi(K_x)$ ，一般設計之規定為保證超越限度狀態(容量)的年均發生率一定會小於年發生率性能目標 λ_0 之信心度至少要達到90%以上。

五、結語

在落實於規範條文草案時，可以將各鄉鎮村里的工址地震危害度曲線 $\lambda(S_a)$ 在 $S_a^{\lambda_0}$ 附近可分別近似為如(3)式所示之指數函數形式，其中的危害度曲線參數 (k_0, k_1, k_2) 可以很方便的分別列表於震區係數相應欄位當中。因此可很方便的查表得到各震區所屬的危害度曲線參數 (k_0, k_1, k_2) ，從而就可得到該工址之地震危害度曲線。

最後留待工程師執行的工作為分別進行各個地表運動強度IM指標作用下之結構地震歷時反應分析。再將分析結果經過回歸之後得到地震反應中值估計隨著譜加速度大小變化的冪次函數預估關係式與相對應之離散度。

六、參考文獻

1. Baker, J. W., and Jayaram, N. (2008). "Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models." *Earthquake Spectra*, 24(1), 299-317.
2. Jayaram, N., Lin, T., and Baker, J. W., (2011). "A computationally efficient ground motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance." *Earthquake Spectra*, 27, 797-815.
3. Vamvatsikos D. (2013). "Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42: 1171-1188.

耐震設計規範之檢討與改進對策

鄧崇任¹ 柴駿甫¹ 簡文郁¹ 林克強¹ 林瑞良¹ 邱俊翔¹ 翁元滔²

洪曉慧² 劉光晏² 許尚逸² 汪向榮² 張毓文³ 林凡茹³ 邱世彬³

摘要

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

關鍵詞：耐震設計規範、規範修正建議、規範研究發展委員會

一、前言

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

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

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

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

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

二、102 年度研議討論之議題

102 年度所討論之議題，共有 2 項，分述如下：

1. 非建築結構物之地震力修訂：

隨著經濟的進展，在廣設科學園區及工業園區的帶動下，國內的大型工業用廠房數量增加，對於非建築結構物如水塔、儲槽、廠房等的非建築結構之耐震需求也隨之提高，因此針對耐震設計規範中有關非建築結構物之規定加以修訂。

修訂內容主要參照國外規範如美國之

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

ASCE 7-10 等規定，將非建築結構物之韌性容量分為「相似於建築之非建築結構」以及「非類似於建築之非建築結構」兩類，並據以修訂相關條文內容如下：

5.1 適用範圍

1. 非建築結構物包括建築物以外自行承擔垂直載重與地震力之結構物，其設計需能承擔本章所規定之最小地震力，鑒於非建築結構物之用途乃非供人類居住，故僅須以回歸期 475 年的設計地震力進行設計與分析。設計時須符合本規範其他各章可適用之規定，惟其規定應經本章修正。

解說：

非建築結構物的構造與建築物結構有差異，且其靜不定度少，韌性容量 R 較低，應有所規定，以免工程師設計時取建築物結構的 R 值來使用。鑒於非建築結構物之用途乃非供人類居住，較不易產生嚴重的人命及財產損失，故此等結構物不須考慮嚴重損壞甚至崩塌，僅須以回歸期 475 年之設計地震力進行設計與分析。

建築法仍認定非建築結構物乃屬建築物的一部份，故此等結構物仍須申請建照及雜項執照，非建築結構物雖非供人類居住，但是否須檢核其最大考量地震下是否會產生崩塌或不滿足韌性要求仍須再詳加斟酌。另外，若非建築結構物之用途非同於一般建築物之使用用途時，例如排放廢水或重度污染危險性排放物之水工結構物時，應進行詳細分析檢核。

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

5.2 設計地震力

1. 非建築結構物，若其結構系統與建築物之結構系統相似(如表 5-1 所列，若無則參考表 1-3)，則其最小設計水平總橫

力應依(2-3)式計算，而最小設計垂直地震力則依 2.18 節之規定計算。

2. 非建築結構物，若其結構系統與建築物之結構系統非相似，則其設計地震力之計算應依據 5.3 節至 5.4 節規定設計。

解說：

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

另配合修訂表 5-1，改為相似於建築之非建築結構系統韌性容量與高度限制表，列出鋼造儲物架、構架系統以及抗彎矩構架系統三類構造物，依照其結構型式加以細分並限定建築高度，其韌性容量 R 值介於 1.5 至 4.8 之間，據以設計相似於建築之非建築結構物。

因表 5-2 中已提供地盤支承之平底式儲水槽 R 值，其計算方式依照非類似建築結構計算，故刪除原規範 5.4 節之條文規定，另將原 5.5 節之條文內容修訂為 5.4 節，建議修訂條文如下：

5.4 其他非建築結構物

5.3 ~~及 5.4~~ 節未涵蓋之非建築結構物，且其結構系統與建築物之結構系統非相似者，其最小設計水平總橫力 V_h 應依下式計算：

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

垂直地震力應作適當的考量，最小設計垂直地震力 V_z 依下式計算：

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

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

並應滿足以下各點：

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

解說：

與建築物非相似之非建築結構物因其靜不定度少，故由(2-3)式計算最小設計水平地震力時，係數 1.4 也不宜使用，改用 1.2。

其他非建築結構物之耐震設計，若未涵蓋於本章節範圍者，可參考國內外相關研究報告或規範，依學理與工程判斷合理設計之。

配合 5.4 節修訂原表 5.1 為 5.2，據以設計非相似於建築之非建築結構物。

2. 附錄 B—懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南修正建議：

從近年來地震災害的統計與調查發現，結構主體的損壞縱然有之，然而隨著設計地震力的提升以及結構構材細部設計的要求，建築結構主體破壞程度較往年來得輕微，反倒是附屬於建築物之構體、構

材或是設備物遭受到重大損壞，其中輕鋼架天花板受災情況更是嚴重，因此，本中心與成功大學姚昭智教授合作針對建築物耐震設計規範附錄 B 中之懸吊式輕鋼架天花板的耐震施工指南提出修正建議，在主架與副架之收邊材、連續天花板間之隔離縫等均有具體規定以及修訂之建議，概述如下：

一、附錄 B 第 1 節解說中，註明該附錄適用於設計地震時樓版加速度峰值在 1600gal 以下之抗震懸吊式輕鋼架天花板。然因國外研究【1】(另參附件一)顯示，依據 ASTM-E580【2】施作之抗震懸吊式輕鋼架天花板在有垂直向加速度作用下抗震能力不佳，因此為避免爭議，建議該段文字予以刪除。

二、附錄 B 之 3.2.2 條文中，規定主架和副架須有兩鄰邊固定於牆壁側之收邊材，未固定於另兩鄰接牆壁收邊材之主架與副架，其末端與牆壁須留有 1.2 公分的空隙。為便於施工與檢驗，建議主架與副架末端與牆壁間，改為留設 1.0 公分的空隙(常用收邊材寬度之一半)。

三、附錄 B 之 3.2.4.9 條文中，規定天花板面積超過 250 平方公尺的連續天花板應裝設地震隔離縫，如垂壁之類的高剛度支撐材，使各單元面積小於 250 平方公尺，且其邊界應支撐在結構體或全高的隔間牆上；每個單元應允許有 2 公分的側向振動量而不至於撞擊他物。為避免切割後之單元過於細長而降低單元內部不同區域受震反應之一致性，建議參酌 ASCE 7-10【3】(另參附件二)，增加單元長寬比須小於 4.0 之規定。

三、結論與展望

耐震設計規範的訂定為落實結構工程

基礎研究，並提供國內工程界耐震設計之依循，攸關經濟及工程之層面甚廣，規範研究發展委員會至 102 年底為止，共召開過 23 次會議，討論之議題共有 25 項，研議後皆已送請內政部營建署審議通過，後續擬定研議之議題尚有：

- 1、土壤－結構互制效應檢討
- 2、平面、立面不規則性檢討（含不規則水平雙向效應檢討）
- 3、增加穩定性因子 θ 之規定檢討
- 4、具耗能元件系統之韌性設計檢討
- 5、非建築結構物用途係數 I 值訂定
- 6、設計反應譜增加長週期分界點 T_L 的規定檢討
- 7、超強因子可行性檢討
- 8、鋼結構設計規範

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

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

參考文獻

1. 「建築物耐震設計規範及解說修訂草案」，2002，內政部建築技術審議委員會。
2. 「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，民國 100 年 7 月。
3. FEMA-273, (1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
4. FEMA-274, (1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
5. FEMA-356, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
6. FEMA-357, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
7. ASCE Standard, ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2010.
8. Siavash Soroushian, Keri L. Ryan, Manos Maragakis, J. D. Wieser, T. Sasaki, E. Sato, T. Okasaki, NEES/E-Defense Tests: Seismic Performance of Ceiling / Sprinkler Piping Nonstructural Systems in Base Isolated and Fixed Base Building, 15 WCEE, Lisbon, Portugal, 2012.
9. ASTM E 580-08, Standard Practice for Installation of Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and lay-in Panels in Areas Subject to Earthquake Ground Motions, 2008.

半主動變擺長懸吊式調諧質塊阻尼器之能量消散

連冠華¹ 賴勇安² 楊創盛³ 鍾立來⁴ 吳賴雲⁵

摘要

現今對於調諧質塊阻尼器之研究已趨於成熟，且應用已相當廣泛。但因其適應性問題，若非設計風力，則無法充分發揮原設計下之減振效果。有鑑於此，本文旨在探討半主動控制之可變擺長懸吊式調諧質塊阻尼器，藉由可垂直上下移動之支點，改變單擺長度，進而調整懸吊式調諧質塊阻尼器之勁度，提供非線性回復力，進行能量消散。本文並提出一最佳化勁度控制法則，藉由此控制法則調整擺長，可使非線性回復力如同黏滯阻尼力一般進行消能，達成預期之能量消散。由數值模擬分析可知，經由最佳化勁度控制法則控制之可變擺長懸吊式調諧質塊阻尼器，其非線性回復力可產生蝴蝶型之遲滯迴圈，可有效解決懸吊式調諧質塊阻尼器阻尼不足造成減振效果下降之問題。

關鍵詞：懸吊式調諧質塊阻尼器、變勁度、半主動控制、結構控制

一、前言

本文旨在探討半主動變擺長懸吊式調諧質塊阻尼器之能量消散 (Semi-active Control of Suspension-type Tuned Mass Damper, SASTMD)，提出一最佳化勁度控制法則，藉由此控制法則調整擺長，提供可控回復力，以進行能量消散。為了讓可變擺長單擺式調諧質塊阻尼器發揮最大之消能效益，因此必須針對最佳化勁度控制之設計參數進行最佳化。依據變分學原理，以目標函數最小化，進行最佳化之程序，來推導最佳設計參數之方程式。因該方程式為非線性，不易求得解析解，故採迭代方法求解。最後以單自由度化之臺北 101 大樓作為實際案例，於設計風力下，進行可變擺長單擺式調諧質塊阻尼器之數值模擬，確認其減振效果。

二、結構加裝可變擺長懸吊式調諧質塊阻尼器之動力行為

半主動變擺長懸吊式調諧質塊阻尼器的擺長變化，如圖 1 所示。SASTMD 裝置主要由擺繩、支點(環管)、致動器及滑軌所組成。擺長支點(環管)之運動於 X 向(水平向)受到束制，故僅能由致動器控制力，於 Y 向(垂直向)進行運動。當支點(環管)往下移動，此時 SASTMD 之單擺長度減少，裝置之勁度增加；反之，則單擺長度增加，裝置之勁度減少。因此 SASTMD 裝置可由支點(環管)位置之改變，提供可控回復力。

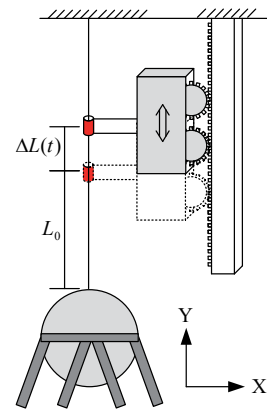


圖 1 變擺長懸吊式調諧質塊阻尼器示意圖

¹ 國立台灣大學土木系博士

² 國立台灣大學土木系碩士

³ 喬治亞理工研究員

⁴ 國家地震工程研究中心研究員、國立台灣大學土木系教授

⁵ 國立台灣大學土木系教授

針對一單自由度化之結構，結構質量為 m_s 、阻尼係數為 c_s 及勁度為 k_s 。於結構上裝置 SASTMD，其質量為 m_d 、阻尼係數為 c_d 及勁度為 $k_d(t)$ 。SASTMD 之勁度 $k_d(t)$ 可藉由支點之變化而改變：

$$k_d(t) = m_d g / L(t) \quad (1)$$

其中 g 為重力加速度； $L(t)$ 為可變之單擺長度。SASTMD 之勁度可分為兩部分，定值部分以及可變部分，以增進數值分析之穩定性：

$$k_d(t) = k_{d0} + k_{d1}(t) \quad (2)$$

其中 $k_{d0} = m_d g / L_0$ 為一初始勁度，為一定值； L_0 為初始擺長； $k_{d1}(t)$ 為可變之勁度：

$$k_{d1}(t) = \frac{m_d g}{L(t)} - \frac{m_d g}{L_0} = \frac{-m_d g \Delta L(t)}{L_0 [L_0 + \Delta L(t)]} \quad (3)$$

單自由度化結構裝設 SASTMD 後，變為二自由度系統（圖 2），受到一外力 $w(t)$ 擾動時，其運動方程式為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{b}f_r(t) + \mathbf{e}w(t) \quad (4)$$

其中 $\mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} x_d(t) \\ x_s(t) \end{bmatrix}$ 為位移向量， $x_d(t)$ 和 $x_s(t)$ 分別為 SASTMD 位移及結構位移；

$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_d & 0 \\ 0 & m_s \end{bmatrix}$ 為質量矩陣； $\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_d & -c_d \\ -c_d & c_d + c_s \end{bmatrix}$ 為阻尼矩陣； $\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_d & -k_d \\ -k_d & k_d + k_s \end{bmatrix}$ 為勁度矩陣；

$\mathbf{b} = \begin{bmatrix} -1 \\ 1 \end{bmatrix}$ 和 $\mathbf{e} = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \end{bmatrix}$ 分別為可變回復力配置向量及外力配置向量； $f_r(t)$ 為 SASTMD 可變之回復力：

$$\begin{aligned} f_r(t) &= k_{d1}(t)[x_d(t) - x_s(t)] \\ &= \frac{-m_d g \Delta L(t)}{L_0 [L_0 + \Delta L(t)]} [x_d(t) - x_s(t)] \end{aligned} \quad (5)$$

將式(4)之二階微分方程式，轉換成狀態空間之一階微分方程式為：

$$\dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{b}f_r(t) + \mathbf{e}w(t) \quad (6)$$

其中 $\mathbf{z}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{x}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}(t) \end{bmatrix}$ 為狀態向量；

$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}$ 為系統矩陣； $\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{b} \end{bmatrix}$ 為狀態空間之可變回復力 $f_r(t)$ 的配置向量； $\mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{e} \end{bmatrix}$ 為狀態空間之擾動配置向量。

假設可控回復力 $f_r(t)$ 與外力擾動 $w(t)$ 於任一積分步幅內皆為常數，則式(6)之連續時間狀態方程式可離散化為：

$$\mathbf{z}[n+1] = \mathbf{A}_d \mathbf{z}[n] + \mathbf{b}_d f_r[n] + \mathbf{e}_d w[n] \quad (7)$$

其中 $\mathbf{A}_d = e^{\mathbf{A}\Delta t}$ 為離散時間系統矩陣； $\mathbf{B}_d = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{B}$ 為離散時間狀態空間之可控回復力的配置向量； $\mathbf{E}_d = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{A}_d - \mathbf{I})\mathbf{E}$ 為離散時間狀態空間之擾動配置向量。式(5)之可變之回復力 $f_r(t)$ ，於離散時間系統可表示為：

$$\begin{aligned} f_r[n] &= k_{d1}[n](x_d[n] - x_s[n]) \\ &= k_{d1}[n]\mathbf{d}_1^T \mathbf{z}[n] \\ &= \frac{-m_d g \Delta L[n]}{L_0 (L_0 + \Delta L[n])} \mathbf{d}_1^T \mathbf{z}[n] \end{aligned} \quad (8)$$

其中 $\mathbf{d}_1^T = [1 \ -1 \ 0 \ 0]^T$ 為 SASTMD 相對位移之配置向量。

如外力已知，第 $(n+1)$ 步之狀態向量 $\mathbf{z}[n+1]$ 可由式(7)計算。經由迭代，狀態向量之歷時可完整求得，結構加速度則可將求取之系統狀態，代入式(4)之運動方程式計算而得。

三、最佳化勁度控制法則

基於 SASTMD 提供之可控回復力需類似阻尼力，以進行能量消散之考量，因此提出一最佳化勁度控制法則，即式(8)之離散時間可變擺長 $\Delta L[n]$ 設計為：

$$\begin{aligned} \Delta L[n] &= G(x_d[n] - x_s[n])|\dot{x}_d[n] - \dot{x}_s[n]|^\gamma \times \\ &\quad \text{sgn}(\dot{x}_d[n] - \dot{x}_s[n]) \\ &= G\mathbf{d}_1^T \mathbf{z}[n]|\mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n]|^\gamma \text{sgn}(\mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n]) \end{aligned} \quad (9)$$

其中 G 為增益參數； $\mathbf{d}_2^T = [0 \ 0 \ 1 \ -1]^T$ 為 SASTMD 相對速度之配置向量。 γ 為 SASTMD 相對速度之次冪。

將式(9)代入式(8)，則可得 SASTMD 之離散時間可控回復力 $f_r[n]$ 為：

$$f_r[n] = \left\{ \frac{-Gm_d g(\mathbf{d}_1^T \mathbf{z}[n])^2}{L_0 \left(L_0 + G(\mathbf{d}_1^T \mathbf{z}[n]) \left| \mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n] \right|^\gamma \text{sgn}(\mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n]) \right)} \right\} \times \left| \mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n] \right|^\gamma \text{sgn}(\mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n]) \quad (10)$$

從式(10)可知，經由式(9)設計之擺長變化形式，其回復力 $f_r[n]$ ，將變為非線性阻尼力，其阻尼次冪為 γ ，且其阻尼係數將隨擺長而變，因此為一變係數之阻尼力。且式(10)中之增益參數 G 必為負值，以確保大括號中之阻尼係數為正值，維持系統之穩定性。

為了讓 SASTMD 之可控回復力 $f_r[n]$ 達到最佳消能效果，因此必須針對其增益參數 G 進行最佳化，故本文提出最佳化理論，並以數值方法進行迭代，求取最佳增益參數 G 。最佳控制設計理論中需定義目標函數 J 才能獲得最佳化參數，因此本文以結構位移反應歷時之平方和作為目標函數：

$$J = \sum_{n=0}^{n_1} \mathbf{d}_y^T \mathbf{z}[n] \mathbf{z}[n] \mathbf{d}_y^T \quad (11)$$

其中 n_1 為外力擾動終止作用之時間； $\mathbf{d}_y^T = [0 \ 1 \ 0 \ 0]$ 為結構位移輸出向量。

上式中之狀態向量 $\mathbf{z}[n]$ 須滿足式(7)之狀態方程式，因此將式(7)以拉格朗日乘子向量(Lagrange multiplier vector) λ 作為束制條件，加入式(11)，可得束制目標函數 $\bar{J}$ ：

$$\begin{aligned} \bar{J} &= J + \sum_{n=0}^{n_1} \left\{ \lambda^T[n+1] \times \left((\mathbf{A}_d \mathbf{z}[n] + \mathbf{b}_d f_r[n] + \mathbf{e}_d w[n] - \mathbf{z}[n+1]) \right) \right\} \\ &= \sum_{n=0}^{n_1} \left\{ \mathbf{z}^T[n] \mathbf{d}_y \mathbf{d}_y^T \mathbf{z}[n] + \lambda^T[n+1] \times \left((\mathbf{A}_d \mathbf{z}[n] + \mathbf{b}_d f_r[n] + \mathbf{e}_d w[n] - \mathbf{z}[n+1]) \right) \right\} \end{aligned} \quad (12)$$

其中 $\lambda[n+1]$ 為 4×1 之拉格朗日乘子向量。

欲使束制目標函數 $\bar{J}$ 達到最小，故令目標函數之一次變分 $\delta \bar{J}$ 為零，進而可得三組方程式以及二組邊界條件，其中第一組

方程式 $\frac{\partial \bar{J}}{\partial \lambda^T[n+1]} = 0$ 如下：

$$\mathbf{z}[n+1] = \mathbf{A}_d \mathbf{z}[n] + \mathbf{b}_d f_r[n] + \mathbf{e}_d w[n], \quad \mathbf{z}[0] = \mathbf{z}_0 \quad (13)$$

其中 $\mathbf{z}[0] = \mathbf{z}_0$ 為狀態方程之初始條件。

第二組方程式 $\frac{\partial \bar{J}}{\partial \mathbf{z}^T[n]} = 0$ 為：

$$\begin{aligned} \lambda[n] &= 2 \mathbf{d}_y \mathbf{d}_y^T \mathbf{z}[n] + \mathbf{A}_d^T \lambda[n+1] + \\ &\quad (\mathbf{d}_1 k_{d1}[n] + \mathbf{z}^T[n] \mathbf{d}_1 \frac{-m_d g \left(\frac{\partial \Delta L[n]}{\partial \mathbf{z}^T[n]} \right)}{(L_0 + \Delta L[n])^2}) \times \quad (14) \\ &\quad \mathbf{b}_d^T \lambda[n+1], \quad \lambda[n_1+1] = 0 \end{aligned}$$

其中 $\frac{\partial \Delta L[n]}{\partial \mathbf{z}^T[n]} = G \mathbf{d}_1 \left| \mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n] \right|^\gamma \text{sgn}(\mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n]) + G(\mathbf{d}_1^T \mathbf{z}[n]) \gamma \left| \mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n] \right|^{\gamma-1} \mathbf{d}_2$

且拉格朗日向量之終端條件為 $\lambda[n_1+1] = 0$ 。

第三組方程式 $\frac{\partial \bar{J}}{\partial G} = 0$ 為：

$$\sum_{n=0}^{n_1} \left\{ \frac{\lambda^T[n+1] \mathbf{b}_d \mathbf{z}^T[n] \mathbf{d}_1 \times (-m_d g \mathbf{d}_1^T \mathbf{z}[n] \left| \mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n] \right|^\gamma \text{sgn}(\mathbf{d}_2^T \mathbf{z}[n]))}{(L_0 + \Delta L[n])^2} \right\} = 0 \quad (15)$$

對束制目標函數一次變分為零而得之式(13)至式(15)方程式皆為非線性方程式，不易求其解析解，故以數值方法解之，以求取最佳增益參數 G^{opt} 。在設計外力作用下，初始猜設增益參數 $G^{(0)}$ 為 0，由式(10)、式(9)及式(3)可分別求得可變回復力、可變擺長以及可變勁度。狀態向量則可藉由式(13)求得，拉格朗日乘子向量則可接著由式(14)求得，最後再以式(15)是否滿足，做為誤差檢核；如其誤差接近 0，則此增益參數 $G^{(0)}$ 為最佳增益參數；如否，則重新猜測增益參數 $G^{(1)}$ ，繼續迭代，直到誤差可接受為止。

四、數值分析

以單自由度化之台北 101 大樓為主結構，結構頻率為 0.1425 Hz，結構阻尼比為 0.02 (Chung et al.)。於台北 101 半年回歸期風力歷時下，分別比較加裝 SASTMD 以及加裝傳統最佳被動 TMD 之歷時反應。

設計風力

台北 101 單自由度結構於半年回歸期風力歷時下之反應如圖 3，SASTMD 經由最佳化設計，即使 SASTMD 此時並無加裝任何阻尼($c_d=0$)，SASTMD 仍可擁有相當接近傳統最佳被動 TMD 之減振效果，其加裝 SASTMD 之結構位移反應，僅為加裝傳統最佳被動 TMD 之 104.97%。SASTMD 非線性回復力之遲滯迴圈如圖 4，相較於傳統被動 TMD 之橢圓形遲滯迴圈，SASTMD 非線性回復力之遲滯迴圈為一蝴蝶形。經由最佳化設計，SASTMD 遲滯迴圈與傳統被動 TMD 遲滯迴圈之面積相似，因此其消能效果接近，減振效果也相近。

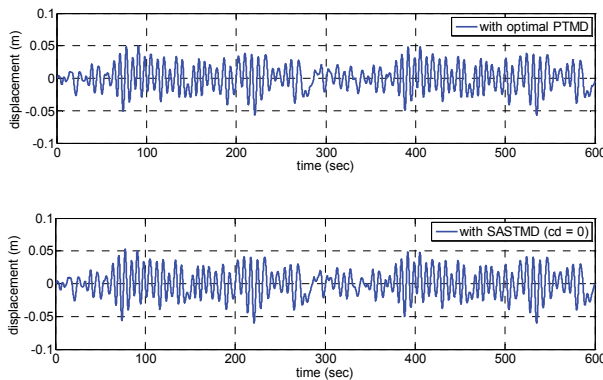


圖 3 結構位移歷時反應

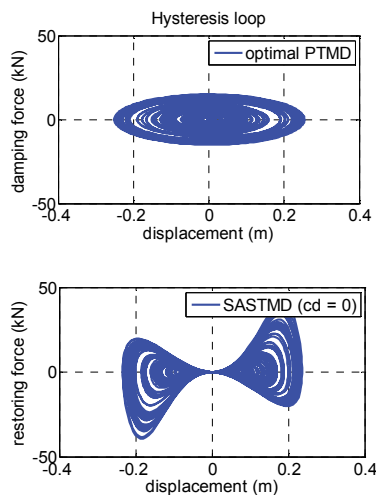


圖 4 調諧質塊阻尼器之遲滯迴圈

五、結論

本文針對半主動變擺長懸吊式調諧質塊阻尼器提出一最佳消能控制法則，藉由

控制擺長變化，可產生非線性回復力，進行消能，解決阻尼不足之缺點。此外，並提出半主動變擺長懸吊式調諧質塊阻尼器之最佳化設計理論，以目標函數最小化，獲得最佳化之增益參數。經由數值模擬，成功驗證其減振效益，即使無額外消能裝置，仍可藉由非線性回復力彌補阻尼不足之缺陷，使其接近最佳被動 TMD。

1. SASTMD 之最佳消能控制法則，以增益參數、SASTMD 相對位移以及 SASTMD 相對速度的乘積，調整擺長，如此可使可變回復力與阻尼力相似，為一變係數之阻尼力。
2. 如 SASTMD 之阻尼不足時，最佳消能控制法則可藉由改變擺長，產生非線性回復力，補足阻尼力至最佳阻尼。因此可解決 SASTMD 消能不足之問題。

參考文獻

1. Chu, S.Y., Soong, T.T. and Reinhorn, A.M. (2005), Active, Hybrid and Semi-Active Structural Control. Wiley, New York.
2. Chung, L.L., Wu, L.Y., Yang, C.S, Lien, K.H., Lin M.C. and Huang H.H. (2013), "Optimal design formulas for viscous tuned mass dampers in wind-excited structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Structural Control and Health Monitoring 20, 320–336.

高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究

林敏郎¹ 林至聰² 楊善淳³

摘要

剪力牆系統為公認之卓越抗震構材，但由於經常需要開孔以滿足空間需求，所以需要連接梁做連結，而 ACI 318-11 規範其配置對角鋼筋籠的形式容易造成施工困難，因此為了兼具施工性與良好的結構行為，本研究共製作九座鋼筋混凝土剪力連接梁試體，在雙曲率變形與零軸壓之狀態下進行反覆載重實驗，除了提出簡化鋼筋籠配筋方案，增大其對角鋼筋之 α 角度，提供連接梁之塑角區更多的抗剪分量，另外為符合日本日趨平凡的高樓 RC 建築所需更高規格的耐震強度，則全面採用新型高強度材料，期望以真實之高強度連接梁實驗觀察其強度與韌性行為發展，並以高強度鋼纖維以一定比例摻入混凝土中，希望藉此更進一步提升短跨度連接梁之韌性，探討高強度材料之連接梁耐震行為與韌性發展。實驗結果顯示，簡化鋼筋籠配置之連接梁雖然能有效改善傳統配筋形式之斷面鋼筋全面受拉之情況，明顯地提升其耐震行為，但和對角鋼筋籠之試體相比其遲滯行為仍有進步空間，而使用高強度鋼纖維能有效的抑制裂縫發展、提升試體的剪力強度及韌性行為。

關鍵詞：高強度鋼筋混凝土、剪力牆系統、鋼筋混凝土、剪力強度、鋼纖維混凝土、雙曲率變形、跨深比、韌性

一、前言

美國 ACI 318-11[1] 規範規定跨深比小於或等於 2 之剪力牆連接梁必須配置對角向鋼筋，但其要求之對角鋼筋籠的配置形式繁雜，導致施工品質不佳。2010 年 Parra, G.J 藉著鋼纖維混凝土對裂縫之橋接作用與纖維之拉拔強度等提高韌性之優點，進而取消對角筋以傳統配筋形式加入體積比 1.5% 的高強度鋼纖維提升施工便利性，共設計兩座跨深比為 2.75、3.3 的連接梁試體進行反覆載重試驗。實驗結果顯示加入高強度鋼纖維後，試體皆具有良好的遲滯消能表現，測試結果清楚地表明即使不配置對角方向之傾角鋼筋，也是有可能實現位移能力達到 8%，其位移遲滯迴圈圖飽滿，表示其具有高消能的特性，但對於跨深比小於 2.75 之連接梁則

無更進一步之研究。

二、試體規劃

表 1 為本研究試體命名與配筋方式，本研究之實驗模擬剪力連接梁於側力影響下之耐震行為，並使測試梁體可以達到零軸壓、雙曲率變形之行為，根據美國 ACI 318-11 規範在設計剪力連接梁時，若其跨深比小於 2，則對角鋼筋的配置是必要的，當此跨深比大於 2，則對角鋼筋在其抗剪方向的分量較小，與傳統梁之配筋行為較無差別，因此可以取消配置傾斜鋼筋。本實驗共分為兩部分進行探討，第一部分為跨深比為 2 之連接梁，選定 30×50 平方公分之標準斷面，與 100 公分做為梁之淨長度，主要探討跨深比在規範之臨界值時對角鋼筋籠之必要性，第二部分取跨深比為 3 之連接梁，配合測試構架之限

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 臺北科技大學土木工程系副教授

³ 臺北科技大學土木與防災研究所碩士生

制，其梁斷面為 30×50 平方公分，與 150 公分做為梁之淨長度，主要觀察簡化鋼筋籠之配置方法與使用高強度鋼纖維對連接梁性能上的影響。九座試體皆採用高強度鋼筋混凝土材料，混凝土強度 700kgf/cm^2 ，鋼筋強度 6850kgf/cm^2 ，箍筋強度 7850kgf/cm^2 ，圖 1 與圖 2 為試體配筋詳圖與梁體參數。

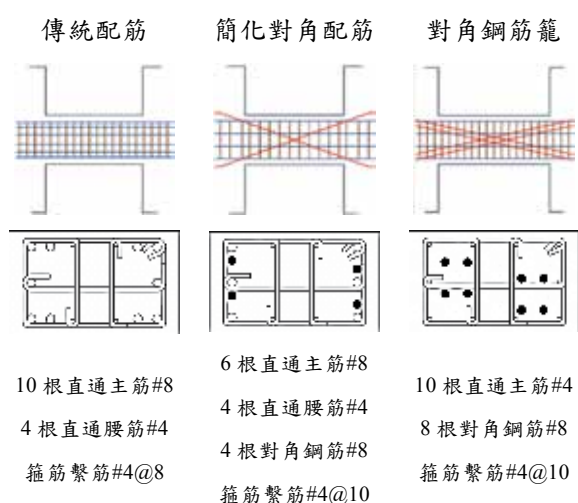


圖 1 試體配筋詳圖

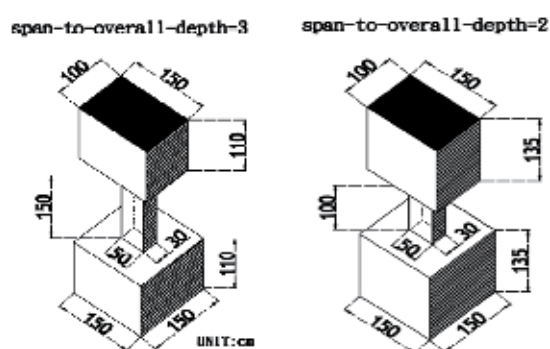


圖 2 兩種跨深比之試體參數

高強度鋼纖維以連接梁身之體積比 1.5% 摻入混凝土中，本次所採用的高強度鋼纖維其端部具有彎鉤，如圖 3 所示，詳細鋼纖維參數如表 2 所示。



圖 3 高強度彎鉤鋼纖維

本實驗九座試體皆以相近之撓曲強度進行設計，跨深比為 2 的部分共有 CB201、CB201F、CB202、CB202F 與 CB203 五座，其中試體 CB201 系列為簡化鋼筋籠之配筋形式，試體 CB202 系列則是以主筋均勻分布於斷面，採以傳統直通的方式貫穿整隻梁體，而 CB201F 與 CB202F 則是摻入了高強度鋼纖維，CB203 是採取美國 ACI 318-11 規範中對剪力連接梁所規定的 Type-B 形式。而在跨深比為 3 的部分共有 CB301、CB301F、CB302 與 CB302F 四隻，其中試體 CB301 系列為簡化鋼筋籠之配筋形式，而 CB302 系列採取美國 ACI 318-11 規範中對剪力連接梁所規定的 Type-B 形式，而 CB301F 和 CB302F 另外摻入了高強度鋼纖維。本研究將以下列四點進行探討：

1. 跨深比為 2 之連接梁完全不配置對角鋼筋籠之可能性。
2. 跨深比為 2、3 之連接梁於簡化配筋形式之耐震行為。
3. 跨深比為 2、3 之連接梁添加高強度鋼纖維後之影響。
4. 現今各規範於高強度材料下對剪力連接梁估算之適用性。

表 1 試體名稱與配筋方式

試體名稱		配筋細則	鋼纖維
$\frac{l_n}{h} = 2$	CB201	簡化對角配筋	-
	CB201F	簡化對角配筋	1.5%
	CB202	傳統配筋	-
	CB202F	傳統配筋	1.5%
	CB203	對角鋼筋籠	-
$\frac{l_n}{h} = 3$	CB301	簡化對角配筋	-
	CB301F	簡化對角配筋	1.5%
	CB302	對角鋼筋籠	-
	CB302F	對角鋼筋籠	1.5%

表 2 本試驗採用之鋼纖維參數

直徑 (mm)	長度 (mm)	密度 (g/cc)	長寬比	拉伸強度 (MPa)	彈性模數 (GPa)
0.38	30	7.85	79	2300	200

三、試驗方法

下圖 4 為本研究試驗構架系統，為了模擬在剪力牆系統受到地震力作用時，其連接梁的受力情況，因此在測試梁體之上、下兩端之基礎須被限制不能有轉角產生，為確保試體在測試過程中可以維持雙曲率變形之條件，如圖 5，於國家地震中心 6 米反力牆實驗處進行裝設，將 PVC 管預留之孔位對應於強力地板上之孔位使用直徑 6.9 cm 的螺桿將試體鎖在強力地板上，並於每根螺桿上施加預力，並利用勁度相較於梁試體較高之 L 型鋼架做為上方之施力系統，如同下部基礎的固定模式，利用 4 支直徑 6.9 公分的螺桿將 L 型鋼架與試體固定，相同地確保試體與施力構架達成不滑動之條件。本次實驗研究使用四支 MTS 油壓制動器與 L 型鋼做連接，整體實驗依靠這四支油壓致動器進行加載控制，其中兩支垂直向油壓致動器作為控制軸力施加裝置，因本實驗無軸力施加，故此兩支垂直向油壓致動器之合力等於 L 型鋼架自重，而水平油壓致動器則使其水平側向合力能通過試體高度一半位置處對梁試體施加側力，其合力通過柱體之反曲點，則柱頂無旋轉角。本次測試受限於國家地震工程研究中心的場地，因此設計單邊之側撐系統防止試體產生面外扭轉變形。



圖 4 試驗構架

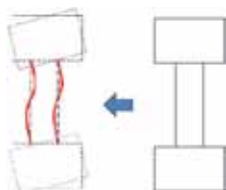


圖 5 試體達雙曲率變形

四、試驗結果與討論

由圖 6 觀察傳統之直通配筋形式之試體，在相同的配筋細節與斷面尺寸下，兩者最大側力強度由 1360.4kN(CB202)上升至 1687.6kN(CB202F)，剪力強度提升幅度為 24%，高強度鋼纖維有效的抑制混凝土開裂和延緩軟化速率，使混凝土與鋼筋之握裹全面提升，其能量耗散並非混凝土擠碎或是界面磨擦的一次性消能，同樣的現象也能從簡化鋼筋籠配筋的試體上看出，試體 CB201 系列為簡化鋼筋籠配置形式，取消對角鋼筋籠的限制，改配以兩兩成對貫穿整隻梁體的對角鋼筋，提升對角鋼筋之 α 角以提供更多的強度貢獻，在強度方面來比較，試體 CB201 最大強度 1463.7kN，而試體 CB201F 則達到 1629.4kN，剪力強度提升幅度為 11%。由以上兩組試體之實驗過程中可以看出添加鋼纖維的試體其混凝土開裂速度較緩慢，對於試體上之撓區裂縫與剪力裂縫的抑制效果較好，進而能夠有效地提升試體其剪力強度與韌性發展。另外於相同斷面尺寸下，試體 CB201 於梁中配置對角鋼筋，其能夠提供試體額外對角分量的剪力強度，於拉壓桿模式中有更佳的消能機制，但在試體 CB202F 添加高強度鋼纖維之後，兩者之載重位移遲滯迴圈行為明顯接近，一般於傳統直通的鋼筋配置，因為其排列方法使力臂皆相等，導至真正產生塑角之有效鋼筋減少，斷面之鋼筋易呈現全面受拉，而 CB202F 之混凝土有鋼纖維之幫助，使得鋼筋握裹力得以全面提升，在側力加載於垂直主拉向時，所有鋼筋接能夠發揮其拉拔強度，在往壓力側方向縫合裂縫過程中，鋼纖維亦加入鋼筋共同抵抗，充份展現了高強度鋼纖維混凝土對於改善混凝土韌性與抗剪強度的特性。即便如此，加入高強度鋼纖維補強之試體其遲滯行為與 CB203 相較之下仍是有進步空間。然而在跨深比為 3 試體之遲滯包絡線比較圖，如圖 7，簡化對角配筋形式之連接梁的遲滯包絡線，幾乎與對角鋼筋籠配置之試體包絡線重合，在剪力強度、消散能量之能力與遲滯行為與完全

配置對角鋼筋的試體亦步亦趨，高強度鋼纖維於此跨深比發揮之效果有限，各試體之最終破壞情形如圖 8。

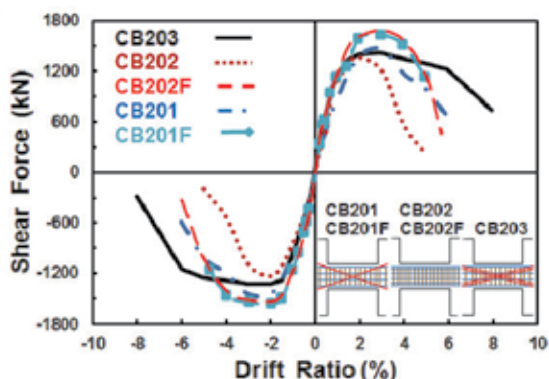


圖 6 跨深比 2 之遲滯包絡線

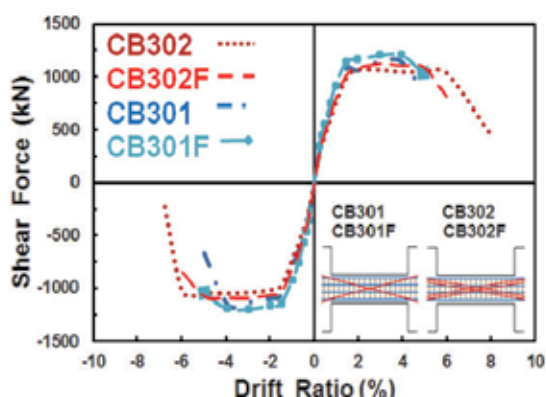


圖 7 跨深比 3 之遲滯包絡線

五、結論與展望

簡化對角鋼筋籠配置之形式雖能有效改善傳統形式配筋的不足，但與鋼筋籠配置形式相比仍然有進步的空間，而高強度鋼纖維對剪力強度的貢獻甚劇，其確實也能有效抑制裂縫發展，進而提供連接梁更好的圍束效果，達到韌性提升之目的。未來能多嘗試以非對角鋼筋籠形式配置短跨度之剪力連接梁，以驗證規範規定必須配置對角鋼筋籠之必要性。並考慮僅將鋼纖維加入塑角區，以改善裂縫集中與塑角區縮短之問題，並建立高強度鋼纖維混凝土之強度預測模型。

參考文獻

1. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2011.
2. Parra Montesinos, G.J., "High-Performance Fiber-Reinforced Cement composites: An Alternative for Seismic Design of Structures", ACI Structural Journal, September-October, 2005.
3. 鄭志宏, "鋼筋混凝土連接梁反覆載重測試之研究", 碩士論文, 國立台灣大學土木工程系, 台北, 民國 99 年。

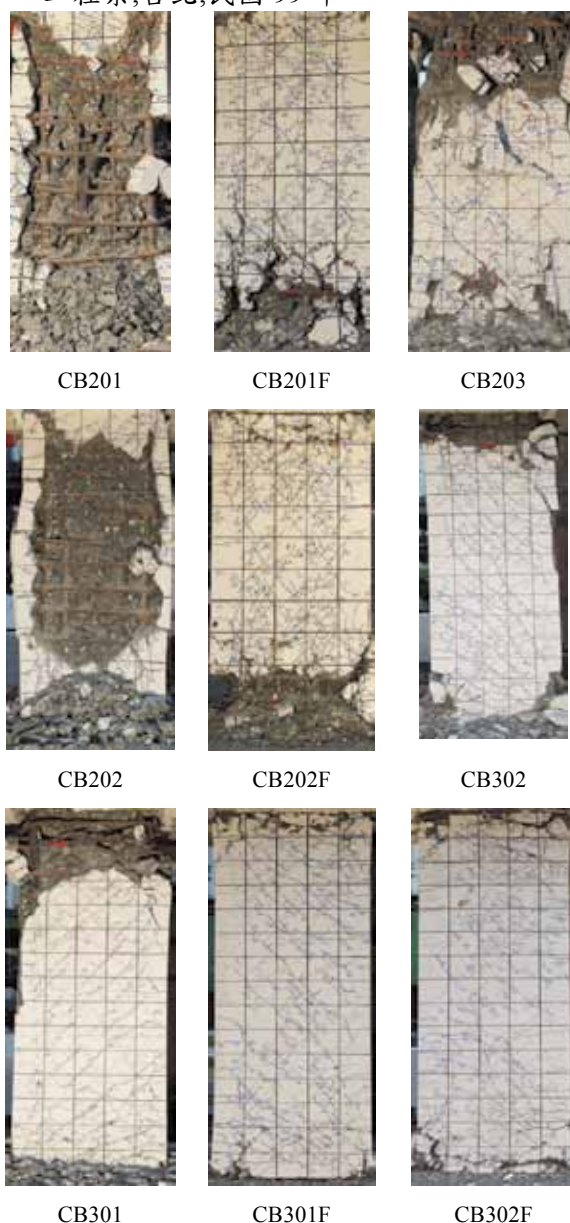


圖 8 各試體最終破壞情形

具非比例阻尼之多層樓平面不對稱建築的反應譜分析法

林瑞良¹ 蔡克銓²

摘要

如何量化建築物中額外阻尼的整體特性，對於了解裝置阻尼器後所產生的總效應是相當重要。對於一層樓平面不對稱建築，要以適當的參數量化所裝置的阻尼器的數量與空間配置特性並無困難，但是對於多層樓平面不對稱建築，上述工作卻不簡單。因此本研究首先發展能夠保有具非比例阻尼的多層樓平面不對稱建築的兩個主控振態之特性的有效單層樓建築，再利用此有效單層樓建築即可以量化出原多層樓平面不對稱建築的額外阻尼的整體特性。其次建立原多層樓平面不對稱建築與有效單層樓建築的位移反應關係，即可以利用由有效單層樓建築所建構出的位移反應譜來估算原多層樓平面不對稱建築的最大屋頂位移。

關鍵詞：反應譜分析、非比例阻尼、平面不對稱建築、黏滯性阻尼器、有效單層樓建築

一、前言

在地震工程中已經有許多種阻尼器被發展出來，以抑制結構物的受震反應。為了採用反應譜分析法估算具有黏滯性阻尼器的建築物受震反應，一些標準的建築耐震設計規範，例如 IBC(2000)，規定了如何計算因加裝黏滯性阻尼器所產生的等效阻尼比。顯而易見的，黏滯性阻尼器的多寡與其在空間中配置的情形，例如阻尼器分散的程度及阻尼力中心與質量中心間的距離，皆會對於平面不對稱建築物的受震反應產生顯著的影響。事實上，對於單層樓平面不對稱建築物，上述的效應已經被廣泛的研究 (Goel 1998)。雖然複數的特徵值分析提供了具非比例阻尼建築物的振態特性，但是代表黏滯性阻尼器對於整體結構系統所產生的效應，例如等效阻尼比及空間配置特性等，卻是無法由複數的特徵值分析來求得。代表黏滯性阻尼器在整體結構系統中的特性參數可以增進對於額外阻尼總效應的了解，因此 Goel (1998)以三個整體結構系統的參數量化了具有線性黏滯性阻尼器的單層樓平面不對稱建築物的額外阻尼特性。這三個參數是額外阻尼比

ξ_{sd} 、正規化額外阻尼偏心距 $\bar{e}_{sd}$ 、正規化額外阻尼旋轉半徑 $\bar{\rho}_{sd}$ 。Goel (1998)也對於這三個參數進行了參數研究，關於阻尼器的數量、合力位置與分散度對於受震反應所產生的影響提供了深入的見解。因此工程師可以藉由這三個參數對於單層樓平面不對稱建築中的黏滯性阻尼器的總效應作出具體的描述與評估結構受震反應。Goel (1998)並且指出對於具有黏滯性阻尼器的多層樓平面不對稱建築物亦值得進行相關的研究。

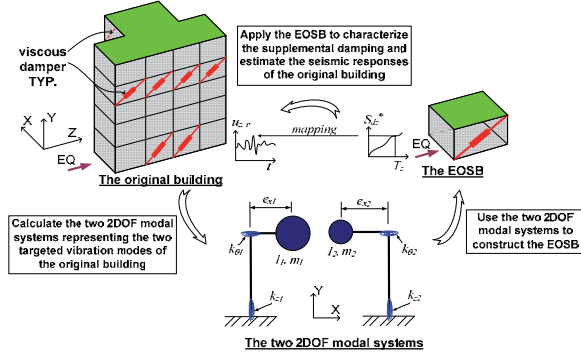
採用具有非比例阻尼的單層樓建築所建構出的反應譜已經被廣泛地應用於研究額外阻尼對於單層樓建築的受震反應的影響。但是目前似乎缺少這些單層樓建築與一般具有非比例阻尼的多層樓建築間彼此受震反應的量化關係。因此，雖然目前已經有許多關於這類型單層樓建築反應譜的研究 (Tso and Sadek 1985)，但是要應用這類型反應譜去評估一般具有非比例阻尼的多層樓建築的受震反應似乎仍有困難。

Lin and Tsai (2007)提出以兩個自由度 (2DOF) 的振態系統來表示單向平面不對稱建築的一個振態。因為量化單層樓平面不

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

對稱建築的額外阻尼特性並無困難，本研究首先發展與原多層樓平面不對稱建築有關的有效單層樓建築。有效單層樓建築是利用原建築的第一個平移主控與第一個旋轉主控的振態來考慮阻尼的耦合效應。因此可以利用有效單層樓建築來估算原建築的最大受震反應，此一概念示意如圖一。



圖一 有效單層樓建築的概念及應用示意圖

二、有效單層樓建築

本研究採用的坐標系統是兩個水平軸為 X 軸和 Z 軸，Y 軸向上為正。用於以下各方程式中的下標 x 、 z 和 θ 分別代表與 X 平移、Z 平移和 Y 旋轉有關的分量。為了簡化問題，考慮原 N 層樓平面不對稱建築僅對稱於 X 軸並且地表運動作用於 Z 軸。採用原建築的第一個平移主控與第一個旋轉主控的振態作為目標振態，以建構有效單層樓建築。換言之，代表有效單層樓建築的兩個振態的 2DOF 振態系統與原建築的兩個目標振態的 2DOF 振態系統相同。將有效單層樓建築的質量矩陣、阻尼矩陣及勁度矩陣表示如下：

$$\mathbf{M}^* = \begin{bmatrix} m^* & 0 \\ 0 & I^* \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C}^* = \begin{bmatrix} c_{zz}^* & c_{z\theta}^* \\ c_{\theta z}^* & c_{\theta\theta}^* \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K}^* = \begin{bmatrix} k_{zz}^* & k_{z\theta}^* \\ k_{\theta z}^* & k_{\theta\theta}^* \end{bmatrix} \quad (1)$$

並且將振形表示為 $[\phi_{zi}^* \ \phi_{\theta i}^*]^T$ ， $i=1, 2$ 。式 1 中的上標*表示相關的物理量是屬於有效單層樓建築，藉以區分屬於原多層樓建築的相對應的物理量。因為有效單層樓建築與原多層樓建築具有兩個相同的 2DOF 振

態系統，下式必須成立：

$$\phi_{zi}^* m^* \phi_{zi}^* : \phi_{\theta i}^* I^* \phi_{\theta i}^* = m_i : I_i, \quad i=1, 2 \quad (2)$$

其中 m_i 、 I_i ， $i=1, 2$ 表示原建築的兩個目標振態的 2DOF 振態系統的參數，計算如下(Lin and Tsai 2007)：

$$m_i = \phi_{zi}^T \mathbf{m} \phi_{zi}, \quad I_i = \phi_{\theta i}^T \mathbf{I} \phi_{\theta i}, \quad i=1, 2 \quad (3)$$

並且 $\mathbf{m}$ 、 $\mathbf{I}$ 是原 N 層樓單向平面不對稱建築的 $N \times N$ 質量矩陣與 $N \times N$ 質量慣性矩矩陣； ϕ_{zi}^* 、 $\phi_{\theta i}^*$ 是原建築第 i 個振形的 $N \times 1$ 次向量。必須注意在與原多層樓建築有關的物理量，下標 $i=1, 2$ (式 2) 分別表示兩個目標振態中較低與較高的振態；在與有效單層樓建築有關的物理量，下標 $i=1, 2$ 分別表示第一與第二振態。式 2 顯示：

$$\frac{\phi_{z1}^*}{\phi_{\theta 1}^*} = \pm \sqrt{\frac{m_1 I^*}{I_1 m^*}}, \quad \frac{\phi_{z2}^*}{\phi_{\theta 2}^*} = \pm \sqrt{\frac{m_2 I^*}{I_2 m^*}} \quad (4)$$

由式 4 可以得到有效單層樓建築的振形矩陣：

$$\Phi^* = \begin{bmatrix} \phi_{z1}^* & \phi_{z2}^* \\ \phi_{\theta 1}^* & \phi_{\theta 2}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \alpha \\ s_1 \sqrt{\frac{I_1 m^*}{m_1 I^*}} & \alpha s_2 \sqrt{\frac{I_2 m^*}{m_2 I^*}} \end{bmatrix} \quad (5)$$

其中 α 表示一個任意常數， s_1 、 s_2 可能等於 1 或 -1。有效單層樓建築之轉換後質量矩陣計算如下：

$$\bar{\mathbf{M}}^* = \Phi^{*T} \mathbf{M}^* \Phi^* = \begin{bmatrix} m^* + \frac{m^* I_1}{m_1} & \alpha m^* + s_1 s_2 \alpha m^* \sqrt{\frac{I_1 I_2}{m_1 m_2}} \\ \alpha m^* + s_1 s_2 \alpha m^* \sqrt{\frac{I_1 I_2}{m_1 m_2}} & \alpha^2 m^* + \alpha^2 \frac{m^* I_2}{m_2} \end{bmatrix} \quad (6)$$

因為轉換後質量矩陣(式 6)的非對角元素必須為零，所以

$$s_1 s_2 = -1, \quad I_1 I_2 = m_1 m_2 \quad (7)$$

因為 $m_1 + I_1 = m_2 + I_2 = 1$ ，並且取 $\alpha = \sqrt{m_2 / m_1}$ ，式 6 可以簡化成

$$\bar{\mathbf{M}}^* = \frac{m^*}{m_1} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (8)$$

由式 7 可以得到 $m_1 = I_2$ 與 $m_2 = I_1$ 。因此可以得到有效單層樓建築的勁度矩陣如下：

$$\mathbf{K}^* = (\Phi^{*T})^{-1} \Lambda \bar{\mathbf{M}}^* (\Phi^*)^{-1} \\ = m^* \begin{bmatrix} m_1 \omega_1^2 + m_2 \omega_2^2 & \text{sym.} \\ -r^* \sqrt{m_1 m_2} (s_2 \omega_1^2 + s_1 \omega_2^2) & r^{*2} (I_1 \omega_1^2 + I_2 \omega_2^2) \end{bmatrix} \quad (9)$$

其中

$$\Lambda = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 \\ 0 & \omega_2^2 \end{bmatrix} \quad (10)$$

且 $r^* = \sqrt{I^*/m^*}$ ，參數 ω_1 與 ω_2 為原多層樓建築兩個目標振態的圓頻率。參數 s_1 、 s_2 的值，可能等於 1 或 -1，可以由原多層樓建築兩個目標振態的振形來決定。當 Φ_{zn} 與 $\Phi_{\theta n}$ 同向時， s_n 等於 1；反之，當 Φ_{zn} 與 $\Phi_{\theta n}$ 異向時， s_n 等於 -1。假設有效單層樓建築的阻尼矩陣與兩個目標振態中較低振態的 2DOF 阻尼矩陣成正相關，因此有效單層樓建築的阻尼矩陣可以表示如下式：

$$\mathbf{C}^* = \begin{bmatrix} c_{zz}^* & c_{z\theta}^* \\ c_{\theta z}^* & c_{\theta\theta}^* \end{bmatrix} = m^* \begin{bmatrix} \frac{c_{z1}}{m_1} & \frac{s_1 r^* c_{z\theta 1}}{\sqrt{m_1 I_1}} \\ \frac{s_1 r^* c_{z\theta 1}}{\sqrt{m_1 I_1}} & \frac{r^{*2} c_{\theta 1}}{I_1} \end{bmatrix} \quad (11a)$$

其中

$$c_{z1} = \Phi_{z1}^T \mathbf{c}_{zz} \Phi_{z1}, \quad c_{\theta 1} = \Phi_{\theta 1}^T \mathbf{c}_{\theta\theta} \Phi_{\theta 1}, \quad c_{z\theta 1} = \Phi_{z1}^T \mathbf{c}_{z\theta} \Phi_{\theta 1} \quad (11b)$$

並且 $\mathbf{c}_{zz}$ 、 $\mathbf{c}_{\theta\theta}$ 、 $\mathbf{c}_{z\theta}$ 是原多層樓建築的 $N \times N$ 次阻尼矩陣。由式 8、9、11，可得到有效單層樓建築的運動方程式如下：

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_z^* \\ r^* \ddot{u}_\theta^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{c_{z1}}{m_1} & \frac{s_1 c_{z\theta 1}}{\sqrt{m_1 I_1}} \\ \frac{s_1 c_{z\theta 1}}{\sqrt{m_1 I_1}} & \frac{c_{\theta 1}}{I_1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_z^* \\ r^* \dot{u}_\theta^* \end{bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} m_1 \omega_1^2 + m_2 \omega_2^2 & \text{sym.} \\ -\sqrt{m_1 m_2} (s_2 \omega_1^2 + s_1 \omega_2^2) & I_1 \omega_1^2 + I_2 \omega_2^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_z^* \\ r^* u_\theta^* \end{bmatrix} \\ = - \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{u}_g(t) \quad (12)$$

若是忽略固有阻尼，有效單層樓建築的三

個額外阻尼參數 ξ_{sd} 、 $\bar{e}_{sd}$ 、 $\bar{\rho}_{sd}$ 可以表示為：

$$\xi_{sd} = \frac{c_{z1}}{2m_1 \omega^*} = \frac{c_{z1}}{2m_1 \sqrt{m_1 \omega_1^2 + m_2 \omega_2^2}} \\ \bar{e}_{sd} = \frac{s_1 c_{z\theta 1}}{c_{z1}} \sqrt{\frac{m_1}{I_1}} \\ \bar{\rho}_{sd} = \sqrt{\frac{m_1}{I_1 c_{z1}} \left(c_{\theta 1} - \frac{c_{z\theta 1}^2}{c_{z1}} \right)} \quad (13)$$

三、反應譜分析

為了利用由有效單層樓建築所建構出的反應譜來估算原多層樓平面不對稱建築的最大受震反應，Lin and Tsai (2013) 建立有效單層樓的反應譜值，標記為 S_{dz}^* 與 $S_{d\theta}^*$ ，與原多層樓建築的最大屋頂位移，標記為 $S_{dz,r}$ 與 $S_{d\theta,r}$ ，之間的關係：

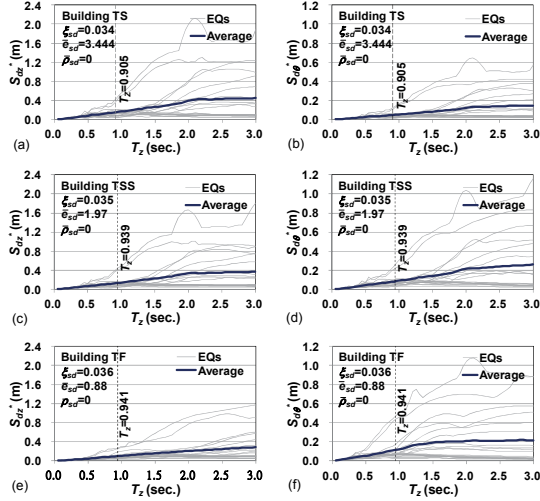
$$S_{dz,r} \approx \eta_z S_{dz}^*, \quad S_{d\theta,r} \approx \eta_\theta S_{d\theta}^* \quad (14a)$$

其中

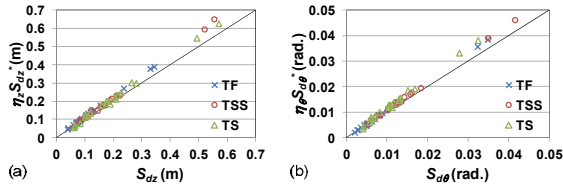
$$\eta_z = \frac{\mathbf{h}^T \mathbf{m} \mathbf{1}}{\mathbf{h}^T \mathbf{m} \mathbf{h}}, \quad \eta_\theta = \frac{\mathbf{h}^T \mathbf{m} \mathbf{1}}{\sqrt{\mathbf{h}^T \mathbf{m} \mathbf{h} \mathbf{h}^T \mathbf{1} \mathbf{h}}} \\ \mathbf{h} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{N-1}{N} & \dots & \frac{1}{N} \end{bmatrix}^T, \quad n = 1 \sim 2 \quad (14b)$$

採用三棟八層樓建築 TS、TSS 與 TF 作為示範例建築來驗證由有效單層樓建築所建構出的反應譜估算原多層樓平面不對稱建築的最大屋頂位移反應的有效性 (Lin and Tsai 2013)。共計選用 20 筆回歸期為 475 年的地表加速度記錄，亦是 SAC 鋼構研究計畫中對於工址位於 Los Angeles 的建築物所施加的地表加速度記錄。對應於建築 TS、TSS 與 TF 的有效單層樓建築的參數值可以詳見於論文 Lin and Tsai (2013)。由這些有效單層樓建築所建立的位移反應譜如圖 2 所示。在建築 TS、TSS 與 TF 的平移振動週期下的反應譜值 S_{dz}^* 與 $S_{d\theta}^*$ (圖 2) 再分別乘上映射參數 η_z 與 η_θ 後的估計值及其相對應的誤差值均詳見於論文 Lin and Tsai (2013)。驗證結果顯示估計的屋頂平移位移與旋轉位移的平均誤差分別為 3.8% 與 13.4%；變異係數分別為 0.23 與 1.61，並

且大部分的估計值落於保守側。圖 3 為最大屋頂位移的估計值與正確值的比較。上述的評估結果確認了本研究所提出的方法可以有效估算這三棟示範例建築的最大屋頂位移反應。



圖二 (a)與(b) 建築 TS ($\xi = 0.02$, $\bar{e} = 1.3$, $\Omega = 1.794$); (c)與(d) 建築 TSS ($\xi = 0.02$, $\bar{e} = 0.738$, $\Omega = 1.098$); (e)與(f) 建築 TF ($\xi = 0.02$, $\bar{e} = 0.331$, $\Omega = 0.492$) 在選用的 20 筆地表加速度記錄作用下的位移反應譜



圖三 建築 TS、TSS 與 TF 在選用的 20 筆地表加速度記錄作用下的(a)屋頂平移位移與(b)旋轉位移的估計值， $\eta_z S_{dz}^*$ 及 $\eta_\theta S_{d\theta}^*$ ，與正確值， $S_{dz,r}$ 及 $S_{d\theta,r}$ ，的比較

四、結論

很明顯地，除了等效阻尼比外，還必須要有其它的整體系統參數才能夠量化在多層樓平面不對稱建築中加裝黏滯性阻尼器的配置特性。本研究提出與既有文獻中有關單層樓平面不對稱建築相同的三個參數來量化具有線性黏滯性阻尼器的多層樓平面不對稱建築的額外阻尼特性。這三個

參數是等效額外阻尼比 ξ_{sd} 、正規化等效額外阻尼偏心距 $\bar{e}_{sd}$ 、正規化等效額外阻尼旋轉半徑 $\bar{\rho}_{sd}$ 。本研究首先建立有效單層樓建築作為量化多層樓平面不對稱建築中額外阻尼特性的工具。這些描述整體系統額外阻尼特性的參數可以使工程師了解並且量化一棟多層樓平面不對稱建築中所加裝的阻尼器的總效應。其次，本研究證明可以將有效單層樓建築的位移反應映射回原多層樓建築的屋頂位移反應。由數值例驗證結果顯示，藉由有效單層樓建築的位移反應譜可以有效估算三棟具有額外阻尼的八層樓示範例建築物在受到 20 筆地表加速度記錄作用下的最大屋頂位移。

參考文獻

- Goel, R.K. (1998), "Effects of supplemental viscous damping on seismic response of asymmetric-plan systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27: 125-41.
- IBC (2000), International building code, *International Conference of Building Officials*, Whittier, CA.
- Lin, J.L., Tsai, K.C. (2007), "Simplified seismic analysis of asymmetric building systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36: 459-79.
- Lin, J.L., Tsai, K.C. (2013), "Application of supplemental damping characteristics to response spectrum analyses of non-proportionally damped multistory asymmetric-plan buildings", *Earthquake Spectra*, 29: 207-232.
- Tso, W.K., Sadek, A.W. (1985), "Inelastic seismic response of simple eccentric structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13: 255-269.

鋼骨外包覆混凝土型梁構件行為研究

林敏郎¹ 翁元滔¹ 莊勝智² 林志翰² 李權峰³

摘要

本計畫研究鋼骨外包覆混凝土梁構件之鋼筋配置細節與鋼柱接合型式對於斷面強度與韌性行為之影響。探討包覆混凝土對於斷面彎矩強度之貢獻情形及其計算考量方式，以及對其鋼骨梁進行梁翼板切削或是增設剪力釘或於腹部加勁板對此類梁構件之影響，進行構件試驗及分析相關研究。其次，在此類構件設計時，因其梁主筋並未連接至柱，故彎矩強度僅計算其鋼梁部份，而其鋼筋混凝土部分之強度則不考慮，但應可適切考慮鋼筋混凝土部分之承壓強度對 SC 型梁構件強度之貢獻。為釐清上述構件性能評估之考量，故進行本試驗研究以探討混凝土部份抗彎矩強度之認定方法。

關鍵詞：鋼骨外包覆混凝土型梁、韌性、防火被覆、梁翼切削

一、前言

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

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

二、試驗規劃與設計

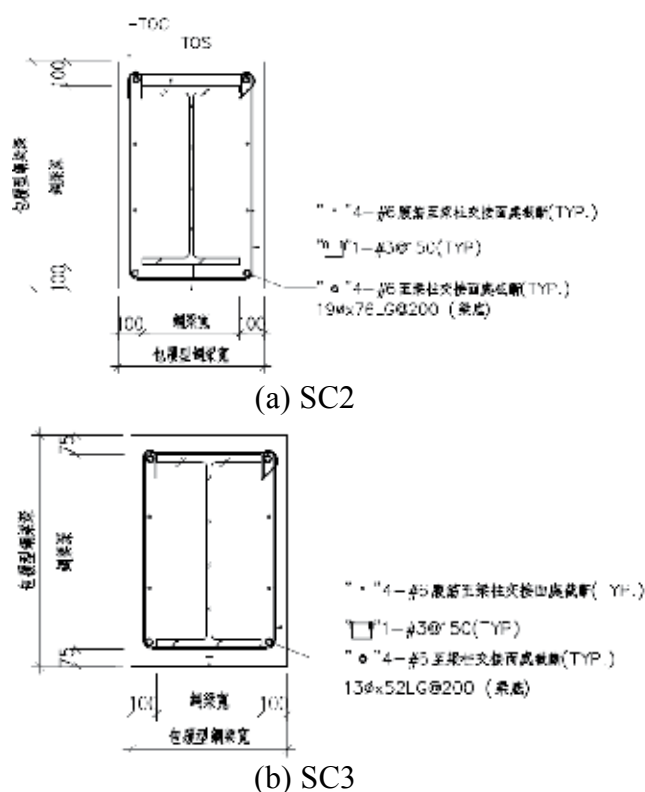
本研究主要探討用作防火披覆的混凝土部份、剪力釘及混凝土保護層厚度等對 SC 梁勁度及彎矩強度之貢獻，其中分別規劃了純鋼梁試體 SC1 及如圖一所示混凝土保護層厚度分別為 900 mm 的 SC2 試體與 950 mm 的 SC3 試體，圖二及表 2 顯示此三組的反覆載重試驗結果，此三組試體尺寸及梁柱接合形式可見表 1，其中顯示增設剪力釘及混凝土保護層厚度對 SC 梁強度的影響不明顯，而混凝土部份當然可有效提昇 SC 梁構件的勁度；其次，雖然所有試體皆具有梁翼切削設計，但 SC2 與 SC3 試體因其梁翼切削段被混凝土包覆，以致該區段之鋼梁翼板及腹板皆被混凝土

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立臺北科技大學土木所碩士班研究生

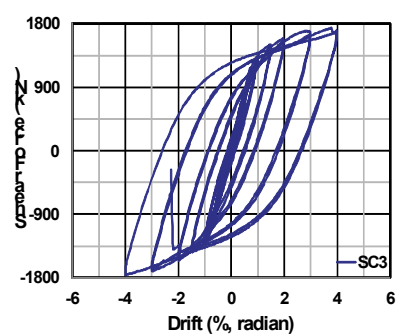
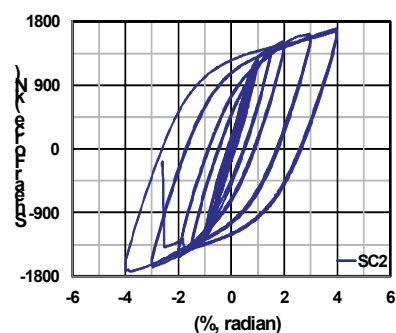
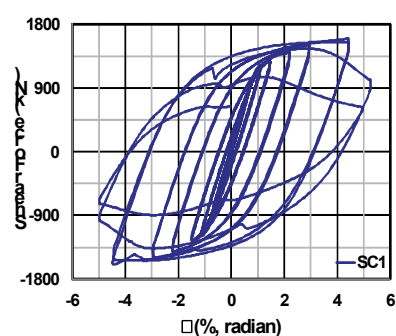
束制而無法產生局部挫屈，反而在柱面梁端產生如圖八所示鋼梁焊道撕裂的破壞，亦即原先期待經由梁翼切削所產生的韌性無法順利發展。目前已有研究探討梁翼切削量、鋼梁梁翼增設混凝土隔絕機制、增設剪力釘或腹部加勁板等能否改善或確保 SC 梁的韌性(范晨緯，2009)，但其效果及相關細部設計方法仍有待確認。



圖一 SC 梁試體

表 1 試體梁柱桿件尺寸及參數表

Spec.	SC1	SC2	SC3
Steel Beam Section	BH 750x400x12x36		
L(mm)	3350		
鋼梁外包混凝土尺寸		900x600	950x600
Box Column Section	BOX 700x700x28		
H(mm)	3600		
鋼柱外包混凝土尺寸	900x800		
梁柱接合型式	梁翼梯形切削	梁翼梯形切削	梁翼梯形切削



圖二 反覆載重實驗所得遲滯迴圈

三、試驗分析結果

三組試體的彈性勁度分別為 1269.1, 1565.8 和 1642.6 kN/rad，顯示鋼梁包覆混凝土後勁度提昇約 23%到 29%左右，但從表 1 所示反覆載重試驗結果可知，鋼梁包覆防火被覆用混凝土後最大剪力強度僅約提昇約 10%；而梁端總轉角及梁端塑性轉角則分別降低約 25%及 32%，顯示鋼梁被混凝土包覆束制後，其變形能力亦明顯降低，但仍符合台灣鋼結構設計規範所訂塑性轉角須大於 3%之規定。另外，根據圖三所示試體 SC2 與 SC3 的破壞模式，皆非原本預設應在梁翼切削區段內產

生破壞，反而在梁柱交接面的鋼梁梁翼處產生焊道破裂，此因混凝土包覆鋼梁後，鋼梁梁翼被混凝土束制導致無法產生挫屈，且梁翼切削段的斷面強度亦可能高於梁柱交接面梁端的強度，由此可知無法經由梁翼切削以確保 SC 梁的韌性，亦無法有效控制其破壞機制。

表 2 試驗所得 SC 梁最大剪力強度與梁端轉角

	P_b (kN)		θ (%, rad.)		θ_p (%, rad.)	
	正向	負向	正向	負向	正向	負向
SC1	1586	1600	5.28	4.98	4.58	4.44
SC2	1685	1741	3.98	3.99	3.00	2.97
SC3	1728	1764	4.00	3.99	3.04	2.99



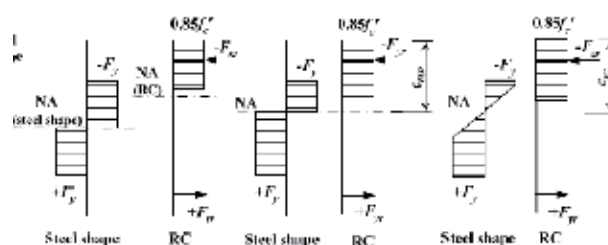
(a) SC2



(b) SC3

圖三 反覆載重試驗所得 SC 梁破壞情形

本研究對於 SC 梁斷面強度之計算，採用三種方式，1)與 SRC 規範精神相符的強度疊加法，2)應變諧和法，3)塑性應力分析法，各方法之示意圖如圖四所示。

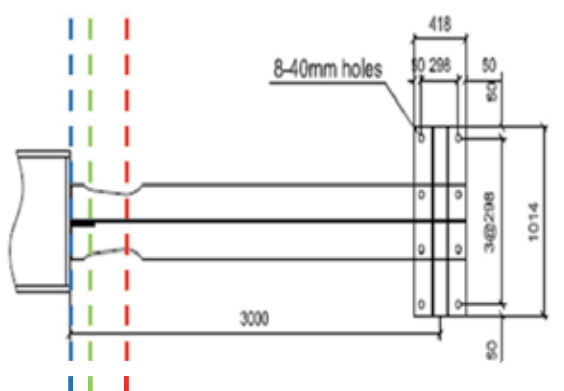


(a) 強度疊加法 (b) 應變諧和法 (c) 塑性應力分析法

圖四 SC 梁斷面強度計算方法示意圖

表 3 SC 梁斷面強度計算結果

		梁斷面塑性彎矩強度 M_p (ton-m)			
試體	位置	純鋼骨	強度疊加法	應變諧和法	塑性應力法
SC1	柱面	494			
	切 1	415			
	切 2	361			
SC2	柱面		527	544	585
	切 1		449	468	505
	切 2		394	415	450
SC3	柱面		527	541	580
	切 1		449	462	499
	切 2		394	408	448



圖五 SC 梁斷面強度計算位置

本研究中試驗之 3 組試體，分別為 SC1(純鋼梁)、SC2(總梁深 900 mm)、SC3(總梁深 950 mm)，分別考慮柱面、切削轉換段 1 與切削轉換段 2 三個位置之強

度，如圖五所示。於斷面強度計算時，鋼骨與混凝土之材料性質設定均參照材料試驗所得之數據，則 SC1 至 SC3 之強度計算結果如表 3 所示。

四、結論與展望

本研究主要探討 SC 梁構件之鋼筋配置細節與鋼柱接合型式對於斷面強度與韌性行為之影響，其中針對防火被覆混凝土對 SC 梁彎矩強度貢獻情形與計算考量方式，未來可持續研發可確保 SC 梁韌性可順利發展的機構設計方式，例如在柱面梁端部翼板進行擴翼處理，或是在減弱梁翼切削段的混凝土部份使該區段的鋼梁翼板及腹板不被混凝土束制而能順利產生挫屈，以確保 SC 梁的韌性可順利發展。為釐清 SC 梁構件性能評估方式並研發韌性發展機制的設計程序，故本研究後續擬規劃一系列試驗研究以確定設計 SC 梁時混凝土部份之抗彎矩強度之認定方法，並擬提出 SC 梁行為的分析模擬技術。

參考文獻

1. 內政部，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」，營建雜誌社，中華民國九十三年六月。
2. 內政部，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範－鋼結構極限設計法規範及解說」，營建雜誌社，中華民國九十六年七月。
3. 范晨緯，「含混凝土防火層鋼結構梁柱接頭之韌性」，台灣科技大學營建工程學研究所碩士論文，陳正誠教授指導，2009。
4. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, IL, 2005.

新建設計建物之耐震評估參數探討

周德光¹ 葉勇凱²

摘要

目前國內工程界常用的新建設計係基於現行耐震設計規範，依據耐震需求與設定之容許韌性容量，再與反應譜結合，提供設計者最小設計水平總橫力，從而完成彈性設計。而現行耐震評估程序採用非線性側推分析，依據耐震需求設定性能目標，以評估所得之性能目標地表加速度與場址 475 年設計地震最大地表加速度比較，作為結構耐震能力是否足夠之依據。本文探討依最新耐震設計規範進行設計之建物，使用耐震評估之側推分析，從而比對其相關參數並加以探討。不論是初始降伏水平總橫力或容量曲線顯示之韌性容量，皆比現行耐震設計規範法規需求值為高，顯示現行耐震設計規範有較保守的最小設計水平總橫力與韌性容量規定。此外結果顯示使用不同的水平荷載分佈模式，亦會影響側推分析的結果。

關鍵詞：新建設計、耐震設計規範、耐震評估、非線性側推分析

一、前言

既有建築的耐震能力常以耐震詳細評估程序來確認，目前最廣為使用的詳評方法即是運用非線性側推分析來求得建物結構的容量曲線，即建立結構基底剪力與屋頂位移的關係曲線，再依據建物的性能需求，設定性能點於容量曲線上，經由特定程序再尋求具有性能點之屋頂位移反應之設計地震，此性能目標設計地震以 475 年設計地震反應譜及地震歷時最大地表加速度來呈現；上述的特定程序可分成兩大類，一是 ATC 40[1]的容量震譜法(Capacity Spectrum Method)，另一為 FEMA 356[2]的係數法(Coefficient Method)。

我國工程師常用的耐震詳細評估方法，計有國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)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)」[3,4]，及台灣大學蔡益超教授團隊開發的「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估系統(SERCB)」[5]，此兩方法皆是基於 ATC-40 的容量震譜法。由於容量震譜法已廣泛應用於我國的既有建物耐震評估補強程序，有必要探

討其相關參數與新建耐震設計規範規定值之差異；若針對依現行最新耐震設計規範[6]進行設計之建築物，使用非線性側推分析進行耐震評估，則可探討兩者參數的差異及保守程度。新建設計處理的結構為彈性結構，而側推分析則針對非線性結構，二者皆有相對應之參數如設計地震力、降伏地震力、極限地震力、韌性容量、容許韌性容量等，設計規範基於結構系統設定相關數值，側推分析則可針對相同結構分析得到對應之參數值，並加以比較。

本文採用土木 404-100 下冊 Part-IV 之新建設計示範例，至於非線性側推分析工具採用國震中心技術手冊第三版[4]的建議設定構件的彎矩、剪力、剪力牆非線性鉸，並以國內工程師常用的套裝軟體 ETABS 執行非線性側推分析。

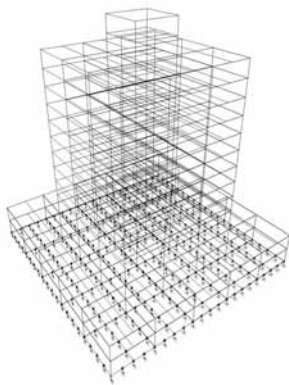
二、新建設計案例介紹

新建設計建物之整體結構設計，參考土木 404-100 下冊，整理其相關資料如下所述：

¹ 國家地震工程研究中心助理技術師

² 國家地震工程研究中心研究員

1. 本基地假設位於台中市中區，為第一類地盤。
2. 本例設計興建地下二層、地上十層及屋突二層之鋼筋混凝土建築大樓，建築物1樓高4.5m，2樓~10樓高3.2m，屋突二層高3m，地下二層高3.2m。如圖一所示。



圖一 三維結構分析模式圖

3. 基礎型式採用筏式基礎，土壤與基礎層之互制關係可用彈簧來模擬。
4. X向為採韌性抗彎矩構架與剪力牆共同抵抗水平力之二元系統；Y向採韌性抗彎矩構架系統。
5. 材料強度(kgf/cm^2)：混凝土 280、主筋 4,200、箍筋 2,800。
6. 構材尺寸：
柱：全部採用 80×80 cm 方柱。
大梁：依樓層高低採用 40×70、50×75、50×80、60×75、60×80cm 矩形梁
小梁：採用 30×60 cm
剪力牆：二樓以下 30 cm，三至四樓 25 cm，五樓以上 20 cm
版：除一樓室內版 20 cm 及室外版 24 cm 厚外，其餘採用 15 cm 厚
7. 垂直載重分析，各樓層重量計算如表一所示。
8. 地震力分析，X、Y 向最小設計水平總橫力之各樓層豎向分配計算如表二所示。
9. 新建設計所得的相關參數，未來須運用於側推分析比對，整理後如表三所示。
10. 鋼筋混凝土構材設計配筋結果，參考中心報告 NCREE-13-041。

表一 各樓層重量

樓層別	樓層總重(tf)
PRFL	65.82
R2FL	102.85
R1FL	545.45
10FL	667.74
9FL	667.74
8FL	667.74
7FL	667.74
6FL	693.32
5FL	694.79
4FL	697.56
3FL	699.02
2FL	775.3
1FL	1927.44
B1FL	1767.53
B2FL	4462.91
總重	15102.95

表二 X 向及 Y 向各樓層豎向分配表

X向			Y向		
樓層別	水平力(tf)	比例	樓層別	水平力(tf)	比例
PRFL	30.04	0.177	PRFL	21.6	0.177
R2FL	22.44	0.132	R2FL	16.14	0.132
R1FL	169.67	1	R1FL	122.01	1
10FL	143.77	0.847	10FL	91	0.746
9FL	128.49	0.757	9FL	81.32	0.666
8FL	113.2	0.667	8FL	71.65	0.587
7FL	97.92	0.577	7FL	61.98	0.508
6FL	85.8	0.506	6FL	54.31	0.445
5FL	70.08	0.413	5FL	44.35	0.363
4FL	54.39	0.321	4FL	34.42	0.282
3FL	38.5	0.227	3FL	24.37	0.200
2FL	24.96	0.147	2FL	15.8	0.129
1FL	192.74	1.136	1FL	192.74	1.580
B1FL	162.61	0.958	B1FL	162.61	1.333
B2FL	0	0	B2FL	0	0

表三 新建設計相關參數整理表

	X向	Y向
$T_{dyn}(\text{sec})$	0.7592	1.2544
地震回歸期475年 $0.4S_{0.5}(g)$ (PGA)	0.32	
起始降伏地震力放大倍數 α_y	1	
結構系統韌性容量 R	4	
結構系統容許韌性容量 R_s	3	
最小設計水平總橫力	0.141W 979.26 tf	0.092W 638.95 tf

三、耐震評估側推分析

首先建立前述之新建設計示範例結構模型，並加入非線性鉸設定；載重包括垂直載重及 1/2 設計活載重；至於水平地震力載重則考慮兩種不同的側力分佈，主控模態及設計規範側力分佈；而垂直地震力則未列入考量。共建立 3 個結構模型，分別是原設計模型(土木 404-100 示範例)、側推分析用 X 方向模型(原示範例剪力牆皆以等值寬柱來模擬)及側推分析用 Y 方向模

型(保有原示範例韌性抗彎矩構架之結構模型)。分析所得之模態週期如表四所示。

表四 分析模型模態週期

方向	主控模態	T _{dvn} (sec)			
		土木 404-100 示範例	原設計 模型	側推分析用X方 向模型	側推分析用Y方 向模型
X平移	3	0.7592	0.7792	0.8398	---
Y平移	1	1.2544	1.2528	---	1.2861
Z轉動	2	---	---	---	---

由表四可看出原設計模型與 404-100 示範例所述週期相當接近，至於側推分析用 X、Y 方向模型週期較示範例所述為大，其主要原因來自於梁柱勁度折減及剪力牆模型變更，而降低了結構整體勁度。

由側推分析求得容量曲線，此時容量曲線為全結構的容量曲線，即基礎層 B2FL 基底剪力與屋頂層 R1FL 質心點位移之關係曲線，轉換為地面結構容量曲線，即地面層 1FL 基底剪力與屋頂層 R1FL 質心點位移之關係曲線，再以地面層結構參考模態轉換為容量震譜，而後得到地面結構耐震性能曲線，表五為主控模態側力分佈之側推分析用 X 方向模型之參考模態分量表。由 X 向與 Y 向側推分析結果，可比較其 CP(Collapse Prevention)點耐震能力與設計規範 2500 年回歸期最大考量地震之耐震需求，若將容量曲線最終點視為 CP 點，將前述二種側力分佈所得之 X、Y 方向分析結果整理如表六所示，可看出 CP 點 X、Y 方向之耐震能力皆高於現行耐震規範需求，此外計算之韌性容量 R 值亦高於新建築設計之設定值 4，表示現行耐震設計規範存在相當的保守程度。

四、新建築設計與側推分析案例之參數比較

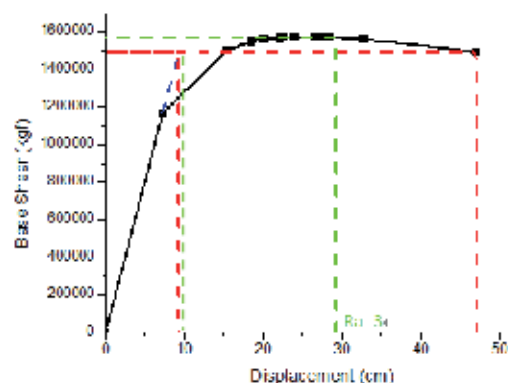
由容量曲線可設定結構系統之韌性容量 R 、設計地震力 P_d 、降伏地震力 P_y 、極限地震力 P_u 等參數，將新建築設計與側推分析二者之相關參數比對，其 X 向分析結果如圖二、圖三及表七所示；Y 向分析結果如圖四、圖五及表八所示。

表五 參考模態(側推分析用 X 方向模型)

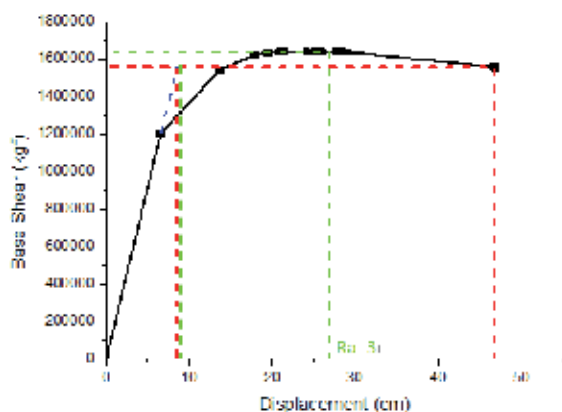
樓層	全結構		地面結構	
	UX模態 分量	UX模態分量 正規化	UX模態 分量	UX模態分量 正規化
PRFL	0.0215	1.000	-	-
R2FL	0.0198	0.921	-	-
R1FL	0.0181	0.842	0.0172	1.000
10FL	0.0163	0.758	0.0154	0.895
9FL	0.0144	0.670	0.0135	0.785
8FL	0.0126	0.586	0.0117	0.680
7FL	0.0107	0.498	0.0098	0.570
6FL	0.0089	0.414	0.0080	0.465
5FL	0.0071	0.330	0.0062	0.360
4FL	0.0054	0.251	0.0045	0.262
3FL	0.0039	0.181	0.0030	0.174
2FL	0.0025	0.116	0.0016	0.093
1FL	0.0009	0.042	0.0000	0.000
B1FL	0.0004	0.019	-	-
B2FL	0	0.000	-	-

表六 X、Y 向側推分析參數

	主控模態側力分佈		設計規範側力分佈	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
性能目標 地表加速度	0.736g	0.824g	0.701g	0.799g
韌性容量	5.07	4.88	5.50	5.07
耐震能力	0.736g		0.701g	
耐震需求 0.4S _{MS}	0.4 g		0.4 g	
結果	高於現行耐震規範 需求		高於現行耐震規範 需求	



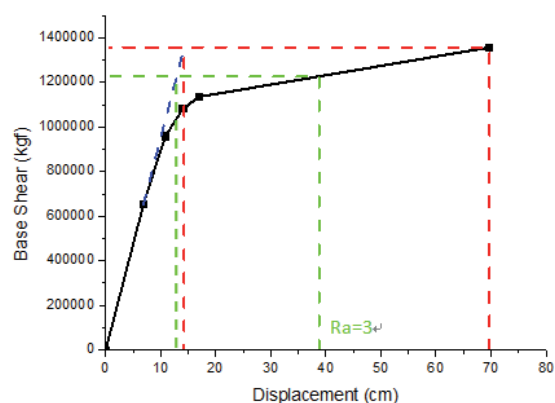
圖二 X 向韌性容量圖(主控模態側力分佈)



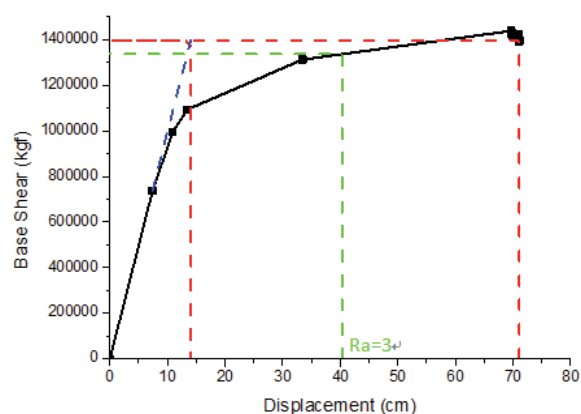
圖三 X 向韌性容量圖(設計規範側力分佈)

表七 X 向新建設計與側推分析對照表

	新建設計	主控模態側力分佈	設計規範側力分佈
極限地震力 P_u (tf)	1371	1494	1561
降伏(設計)地震力 P_y (tf)	979	1167	1206
極限韌性容量 R	4	5.07	5.50
容許韌性容量 $R_a=3$ 時之性能目標地表加速度 (g)	0.32	0.571	0.522
CP性能點性能目標地表加速度 (g)	0.40	0.736	0.701



圖四 Y 向韌性容量圖(主控模態側力分佈)



圖五 Y 向韌性容量圖(設計規範側力分佈)

表八 Y 向新建設計與側推分析對照表

	新建設計	主控模態側力分佈	設計規範側力分佈
極限地震力 P_u (tf)	895	1357	1396
降伏(設計)地震力 P_y (tf)	639	652	736
韌性容量 R	4	4.88	5.06
容許韌性容量 $R_a=3$ 時之性能目標地表加速度 (g)	0.32	0.578	0.567
CP性能點性能目標地表加速度 (g)	0.40	0.824	0.797

由上述圖表可得知，對於設計參數如設計地震力 P_d 、475 年設計地震需求、降

伏極限地震力 P_y 、最大考量地震及結構系統韌性容量，二種不同的水平荷載模式之側推分析結果皆優於新建設計，顯示現行耐震新建規範較為保守，以側推分析評估建物會得到較高的耐震能力。

五、結論

本研究結果顯示不同的水平荷載分布模式，對於側推分析結果會有改變；建物實際耐震能力較現行耐震設計規範所得之耐震能力為大，現行耐震設計規範仍保有相當的保守程度。

參考文獻

1. Applied Technology Council (ATC), ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, prepared by the Applied Technology Council, Redwood City, Calif., 1996.
2. Federal Emergency Management Agency (FEMA), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 356), prepared by the American Society of Civil Engineers, Washington, D.C., 2000.
3. 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。
4. 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、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「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。
5. 蔡益超、宋裕祺、謝尚賢，「建築物耐震評估法之修訂及視窗化研究」，內政部建築研究所報告，台北，2005。
6. 內政部營建署，「建築物耐震設計規範與解說」，台北，2011 年 7 月。

非線性側推分析方法應用於各式補強工法之研究

蕭輔沛¹ 邱聰智² 許家瑋³ 黃昭勳⁴

摘要

目前有許多學者專家對於結構物補強工法之評估均有不同看法，相對於評估結果也有所差異，本文選以國家地震工程研究中心所研發之 TEASPA 方法，結合目前各式補強方法進行個別介紹與探討。文中亦對擴柱、翼牆、鋼板包覆、鋼斜撐、外加構架等常用補強工法進行案例模擬，對於分析與實驗所得之基底剪力和屋頂位移關係曲線圖進行討論比較，所得結果可以比較不同補強工法提升結構物耐震能力之差異。

關鍵詞：非線性側推分析、補強工法、耐震能力、鋼筋混凝土

一、前言

建築物的強度評估及性能補強是非常重要的課題，透過耐震評估可以對建築物的弱項加以補強和改善。現今有眾多的補強方式可以增加建築物的耐震能力，但在模擬分析這方面並沒有完整的介紹及實驗比對來證明該分析軟體和評估方法的準確度及可信度。本文利用 ETABS 程式進行側推分析(pushover analysis)，塑鉸定義使用國家地震中心所提供的評估方法 TEASPA (Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Pushover Analysis)，本研究將分析 6 座試體，分別有翼牆補強、擴柱補強、外構架剪力牆補強、鋼板包覆補強、鋼斜撐補強、複合柱補強，此 6 座試體經過國家地震中心實驗側推後得容量曲線，將此容量曲線數據值與本研究容量曲線分析值做比較。比較容量曲線之數據值一來可評估該模擬方式的準確性，二來對於此 6 種補強方式可得知其補強效益之貢獻。此研究目的在於將 6 種補強方式簡單扼要說明如何來模擬，能對於建築物的耐震評估與補強有極大之貢獻。

二、耐震補強工法

1. 剪力牆補強

剪力牆補強適用於鋼筋混凝土構架之補強，較適合補強低矮樓層的建築物，施工上較不困難，但在牆體上配筋間距和大小則常常由工程師決定之。

2. 翼牆補強

翼牆補強適用於鋼筋混凝土之構架之補強，較適合補強低矮樓層的建築物，施工上較不困難，可分為單側翼牆及雙側翼牆，但在牆體上配筋間距和大小則常常由工程師決定之。

3. 擴柱補強

擴柱補強適用於鋼筋混凝土之柱結構補強，較適合補強低矮樓層的建築物，施工上較不困難，擴柱的尺寸及配筋大小和間距由工程師而決定。

4. 鋼板牆補強

鋼板牆補強適用於鋼筋混凝土結構及鋼結構之構架補強，惟施工技術較困難，且目前尚無設計規範可供參考，鋼板牆的

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立台灣科技大學土木與防災研究所碩士

⁴ 國立台灣科技大學土木與防災研究所副教授

尺寸由工程師而決定。

5. 鋼板包覆補強

鋼板包覆補強適用於鋼筋混凝土之梁、柱結構補強，較適合補強低矮樓層的建築物，困難在於梁柱接頭的施工方式是否提升此建築物韌性，而鋼板的尺寸及厚度由工程師而決定。

6. 複合柱補強

複合柱補強適用於鋼筋混凝土結構之隔間牆補強，較適合補強低矮樓層的建築物，施工上較不困難，複合柱的尺寸及配筋大小和間距由工程師而決定。

7. 鋼斜撐補強

適用於鋼筋混凝土結構及鋼結構之構架補強，較適合補強結構之韌性，困難點在於該如何施工，以及構件和梁柱的交接處容易發生破壞，須作額外檢核與設計。

8. 外加構架補強

當鋼筋混凝土結構或鋼結構本身耐震能力不足且原結構空間之配置無法增設剪力牆或擴柱等傳統補強方式時，可使用外加鋼構架、RC 構架或剪力牆構架之補強工法，分擔原結構所承受之水平側力。

三、案例分析

本章主要在探討建築物於地震作用下之結構行為，以下案例，主要依據國家地震工程研究中心所提供的現地及實驗室試驗資料與結構分析結果，以探討分析模型之合理性。

補強案例包含複合柱補強、擴柱補強、鋼板包覆補強、翼牆補強、鋼斜撐補強、外加構架補強，以下針對鋼斜撐補強及外加構架補強做介紹。

1. 鋼斜撐補強

(1) 鋼斜撐試體介紹

本試體屬 2D 門型構架，構架中柱之淨高為 300cm；梁之淨長為 330cm。圖 1 為鋼斜撐原構架模型圖。

(2) 補強方式介紹

本案補強方式為鋼斜撐補強，在門型構架上安裝適合 X 型鋼斜撐，其鋼斜撐尺寸為 $15 \times 15 \times 0.7 \times 1$ cm 的 H 型鋼，鋼斜撐淨長為 417cm。在鋼斜撐塑鉸定義為 ETABS 內建塑鉸 M3，其依據 FEMA 公式而設定。圖 2 為鋼斜撐補強後圖型。

(3) 破壞模式及曲線

實驗破壞模式為柱之撓曲破壞，側推由鋼斜撐承受極大軸壓力而先破壞，破壞後將其力量分散給 RC 柱，造成 RC 柱之撓曲破壞，容量曲線為 $133 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ 。圖 3 為鋼斜撐補強前後之容量曲線。

2. 外加構架補強

(1) 外加構架剪力牆試體介紹

本案為地上四層無地下室之鋼筋混凝土建築物，北棟為地上四層之建築物，南棟為地上兩層之建築物；一樓高為 360cm，二至屋頂層高均為 330cm，總高度 1350cm。樓板厚為 15 cm，內部及外部隔間牆或磚牆均以載重方式進行模擬。圖 4 為外加構架剪力牆原試體模型圖，圖 5 為外加構架剪力牆原試體模型上視圖。

(2) 補強方式介紹

本案補強方式為外加剪力牆補強，在北棟兩側共補 8 座剪力牆，剪力牆高度為 4 層樓，在南棟兩側共補 8 座剪力牆，剪力牆高度為 2 層樓。其剪力牆以等值寬柱模型進行模擬，圖 6 為外加構架剪力牆補強後 3D 建模圖型，圖 7 為外加構架剪力牆補強後上視圖。補強前後之耐震容量曲線見圖 8。

根據建築物耐震設計規範之規定，本案例之耐震能力經計算可得該建物之耐震能力需達 $A_c = 0.4 \times S_{DS} = 0.28g$ 。本案例經非線性靜力分析方法進行耐震評估，其耐震能力僅為 0.192 g，由此可知該建築物之耐震能力不足，應進行耐震補強工程，以提昇其耐震能力。

(3) 外加構架補強效益

補強效果從原本容量曲線 580844.0 kN 提升至 2967693.7 kN，從原本耐震能力 0.192 g 提升至 0.385 g（詳見圖 9 及圖 10），

有明顯成效。

四、結論與展望

本文介紹的七種補強模擬大多是目前工程師最為熟悉的補強方式，將這些補強方式做整理可供工程師參考使用，但在建築物補強模擬分析上並未完全收集到所有補強模擬的方式，目前工程師所採用的補強工法多過於本文的補強方式。且在補強模擬上，假使能考慮到更多因素，則可以將分析值與實驗值更接近。

建議未來能對更多補強實驗之數據進行模型分析擬合與比較，也可將建築物之真實震損程度納入參考來進行評估，如此一來補強分析模型之性能目標地表加速度與耐震容量曲線則更加具有參考性。

參考文獻

1. ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
2. ACT-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, 1996.
3. ASCE 41-06, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings by American Society Of Civil Engineers, ASCE, 2006.
4. FEMA 273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
5. FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., 2000.
6. FEMA 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2004.

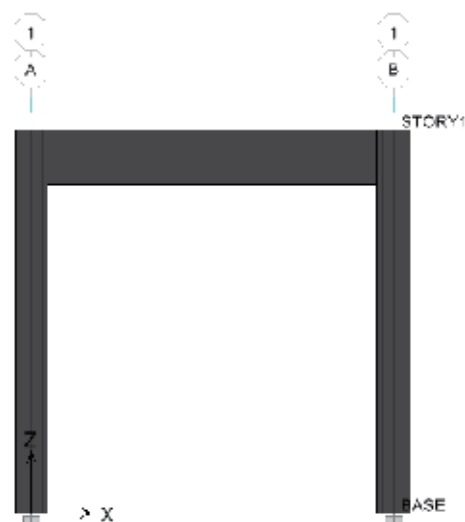


圖 1 鋼斜撐原構架 2D 圖型

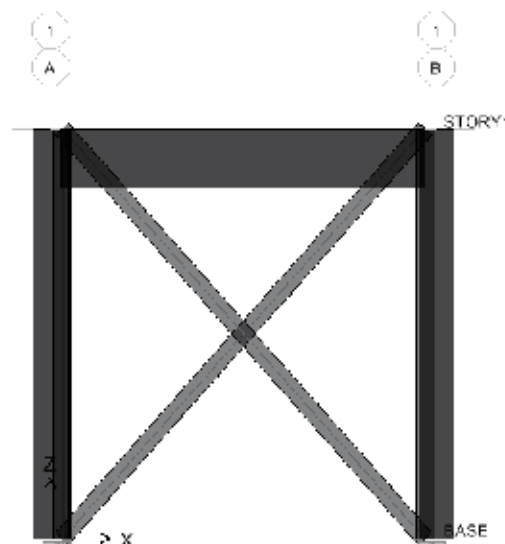


圖 2 鋼斜撐補強後圖型

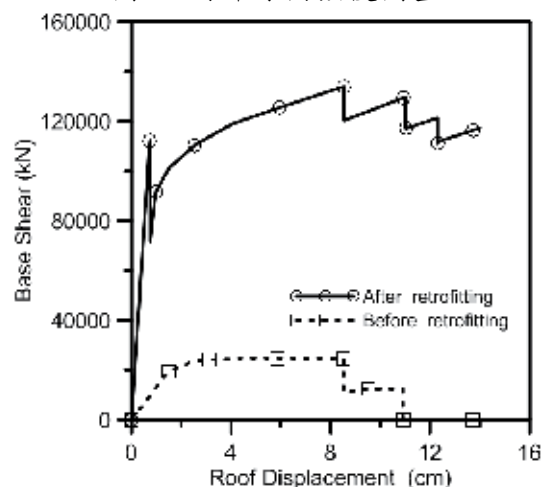


圖 3 鋼斜撐補強前後比較

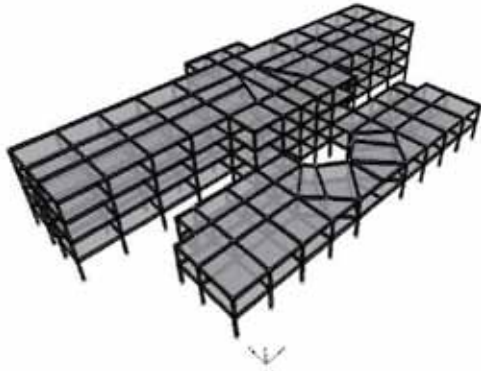


圖 4 外加構架剪力牆原試體模型圖

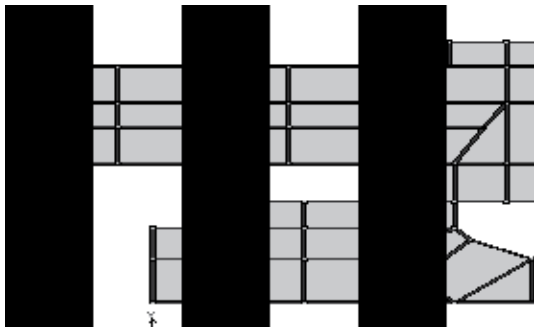


圖 5 外加構架剪力牆原試體模型上視圖

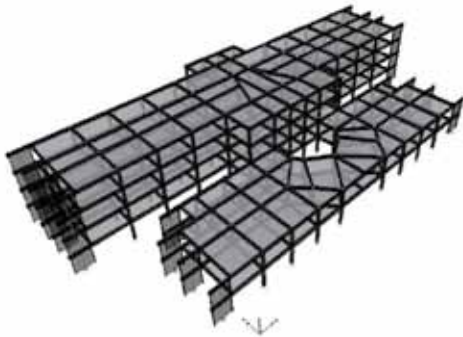


圖 6 外加構架剪力牆補強後 3D 建模圖

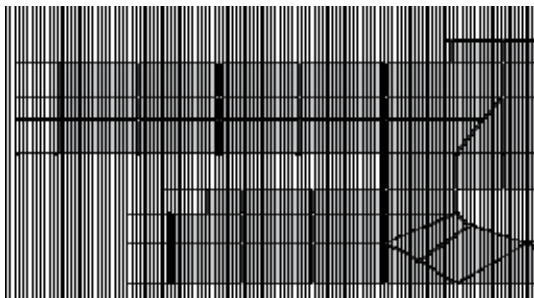


圖 7 外加構架剪力牆補強後模型上視圖

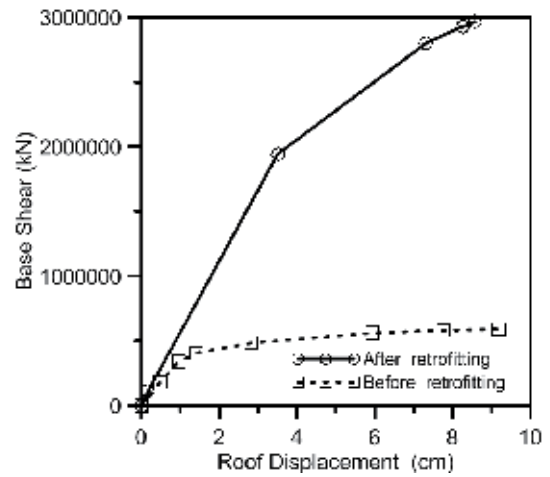


圖 8 外加構架剪力牆補強前後之耐震容量曲線

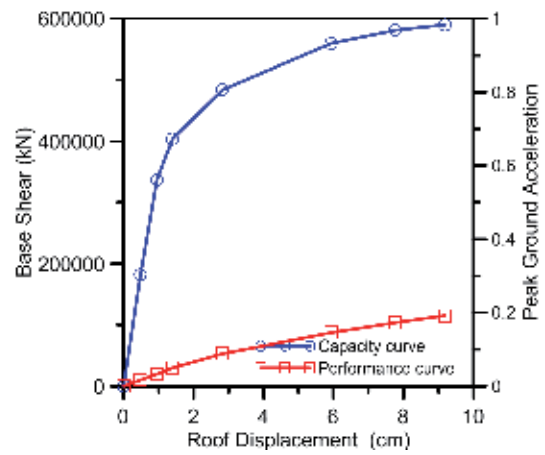


圖 9 外加構架剪力牆補強前容量曲線圖及性能目標地表加速度圖

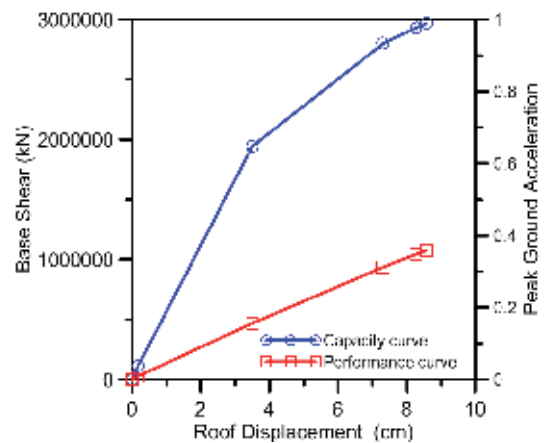


圖 10 外加構架剪力牆補強後容量曲線圖及性能目標地表加速度圖

以簡易側推分析驗證口湖國小含磚牆 RC 構架之現地試驗

鍾立來¹ 黃鈞鼎² 楊耀昇² 林聖學² 賴勇安² 吳賴雲³

摘要

台灣中小學校舍多為低矮樓層建築，除了是師生每天活動的地方，地震來時也可作為緊急避難場所。不幸的是集集大地震發生後，台灣中小學校舍受損倒塌嚴重，校舍主要破壞集中在沿走廊方向之垂直構件，由此可知校舍沿走廊方向為主要抵抗地震方向。而校舍沿走廊方向除了有柱垂直構件，柱兩側因教室有採光通風需求，需配置三面圍束磚牆，以利窗戶設置。由校舍耐震資料庫數據顯示，有 43.6%之校舍沿走廊方向含三面圍束磚牆，由此可知，沿走廊方向含三面圍束磚牆為台灣校舍重要且常見之結構系統。為確保台灣既有常見校舍於大地震時有足夠耐震能力，亟需針對既有常見校舍進行耐震能力評估。目前台灣除了可以套裝軟體提供之側推分析進行校舍耐震能力評估外，尚有一種不需套裝軟體亦可手解進行側推分析之簡易側推分析法。為了解此分析方法針對台灣常見且重要校舍結構之適用性，本文以簡易側推分析驗證口湖國小校舍沿走廊方向含三面圍束磚牆現地試驗結果，經比較簡易側推分析所得之最大基底剪力強度、初始勁度均趨於保守，故以簡易側推分析進行校舍耐震能力評估之結果尚屬合理，可提供工程師作為套裝軟體評估結果之參考。

關鍵詞：磚牆、現地試驗、簡易側推分析

一、前言

台灣既有典型中小學校舍皆為低矮樓層，除了作為學生上課及活動場所外，於地震來時也可作為緊急避難場所使用，但由 921 大地震損災顯示，全台共有 786 棟校舍受損倒塌，故亟需針對既有校舍進行耐震評估，以作為後續重建或補強依據。國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)基於美國 ATC-40 容量震譜法，於 2009 年提出一套適用於低矮樓層校舍之耐震詳細評估方法，此方法需搭配套裝軟體進行分析。而成功大學針對鋼筋混凝土低矮樓層建築，另外提出一套簡易側推分析方法，此法不需套裝軟體，仍可手解求得構件破壞模式、破壞位置及破壞順序。且可求得含負勁度段之完整結構容量曲線。本團隊先前以簡易側推分析驗證四棟標準空構架實體校舍現地試驗結果，由分析結果

可知，簡易側推分析之最大基底剪力、屋頂位移及結構韌性皆較現地試驗值保守。

標準空構架實體校舍，其沿走廊方向僅柱一種垂直構件，以國內典型中小學校舍而言，不少校舍為了通風、採光考量，會在沿走廊方向設置大量玻璃窗，因窗戶存在關係使得柱兩側須配置三面圍束磚牆，而國震中心亦於 2005 年利用雲林縣口湖鄉口湖國小含三面圍束磚牆廢棄校舍進行現地試驗，本文以簡易側推分析求得口湖國小沿走廊方向含三面圍束磚牆之鋼筋混凝土實體校舍容量曲線，並與現地試驗結果相比較，以驗證簡易側推分析之合理性。

二、沿走廊方向垂直構件之破壞模式及側向力與側位移關係曲線

921 大地震後，由現地勘災可發現，

¹國家地震工程研究中心組長 暨 國立台灣大學土木工程學系教授

²國立台灣大學土木工程學系研究生

³國立台灣大學土木工程學系教授

受損嚴重之中小學校舍，皆為低矮樓層鋼筋混凝土結構，其主要破壞集中於沿走廊方向之柱及牆等垂直構件，整體校舍呈現強梁弱柱破壞模式，整體結構可簡化為剪力屋架變形模式，故符合此類型之中小學校舍可以簡易側推分析進行耐震評估。

簡易側推分析第一步驟需先求出校舍沿走廊方向各樓層所有垂直構件之破壞模式，本文研究之校舍共計有柱及磚牆兩種垂直構件，柱採用 Sezen 及 Moehle 建議之三種破壞模式，撓曲破壞、撓剪破壞及剪力破壞，經分析後，本文採用之校舍，其沿走廊方向之柱皆為撓剪破壞。

柱撓剪破壞相對應之側向位移係採用 Elwood 及 Moehle 對雙曲率柱所建議之公式，當柱達到降伏應力時，柱之側向位移為 Δ_y ， Δ_y 可由式(1)計算而得：

$$\Delta_y = V_m / k \quad (1)$$

其中， $k = 12(E_c I_g) / H_n^3$ 為雙曲率柱勁度， $(E_c I_g)$ 為混凝土柱開裂斷面之撓曲剛度，依國震中心建議，RC 柱使用 $0.35E_c I_g$ ， E_c 為混凝土彈性模數， I_g 為 RC 柱總斷面對其中心軸之慣性矩， H_n 為柱之淨高度； V_m 為撓曲強度，可由式(2)計算得到：

$$V_m = 2M_n / H_n \quad (2)$$

其中 M_n 為鋼筋混凝土柱斷面之標稱彎矩強度，為保守及簡化起見，計算時不考慮主筋之應變硬化。

當柱發生剪力破壞時，其側向位移為 Δ_s ， Δ_s 可由式(3)計算而得：

$$\frac{\Delta_s}{H_n} = \left[\frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \right] \quad (3)$$

其中 $\frac{\Delta_s}{H_n} \geq \frac{1}{100}$ ； $\rho'' = A_{st} / (b \times s)$ 為剪力箍筋體積比； A_{st} 為剪力鋼筋面積； b 為柱斷面寬度； s 為箍筋間距； $v_m = V_m / bd$ 為剪應力； d 為柱斷面有效深度； f'_c 為混凝土抗壓強度； P 為柱承受之軸力； A_g 為柱全斷面積。柱軸向破壞時之側向位移為 Δ_a ， Δ_a 可由式(4)計算而得：

$$\frac{\Delta_a}{H_n} = \left[\frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \right] \quad (4)$$

其中 f_{yt} 為剪力鋼筋之降伏強度； d_c 為柱核心混凝土之深度，由箍筋中心至中心計算，計算時方向考慮與側力方向同向； θ 為剪力裂縫與水平之夾角，建議可定為 65° ，但不可超過 $\tan^{-1}(H_n/h)$ ； h 為柱全斷面深度。柱撓曲破壞時之側向強度與側向位移關係曲線如圖 1。

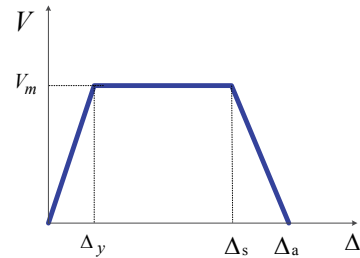


圖 1 柱撓曲破壞之側向強度與側向位移關係曲線

另除柱構件外，磚牆因能提供側向強度，分析時也一併納入考量。而口湖國小沿走廊方向皆為 1B 三面圍束磚牆，其極限側向強度 $V_{n,BW}$ 可由式(5)計算：

$$V_{n,BW} = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \quad (5)$$

其中， T_b 為磚牆之厚度； W_b 為磚牆寬度； τ_f 為紅磚與砂漿介面之摩擦強度； f_{mbt} 為紅磚與砂漿介面之劈裂強度； $H_2 = 0.5W_b \tan \theta_c \leq H_b$ ； H_b 為磚牆高度； $\tan \theta_c$ 為磚牆臨界破壞角，可由式(6)計算：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{w_b + l_b + 2g_v} \quad (6)$$

其中， h_b 是磚塊高度； w_b 是磚塊寬度； l_b 是磚塊長度； g_h and g_v 分別是磚塊與磚塊間在垂直方向與水平方向之砂漿厚度。而 τ_f 及 f_{mbt} 可由式(7)、(8)計算而得：

$$\tau_f = 0.0337(f_{mc})^{0.885} \quad (7)$$

$$f_{mbt} = 1.079(f_{mc})^{0.338} \quad (8)$$

其中， f_{mc} 為砂漿單軸抗壓強度。

當磚牆達到極限側向強度，所對應之

磚牆之極限側向位移為 $\Delta_{u,BW}$ ， $\Delta_{u,BW}$ 可由式(9)計算：

$$\Delta_{u,BW} = \lambda V_{n,BW} / E_u \times T_b \quad (9)$$

其中 E_u 為磚牆達極限點時之割線模數，可由式(10) 計算而得：

$$E_u = 61.29 \eta_1 \eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (10)$$

其中， $\eta_1 = 1.67 - 0.64(H_b/W_b)$ 及 $\eta_2 = 0.367$ 為三面圍束磚牆剛度修正係數； f_{bc} 為磚塊單軸抗壓強度； λ 可由式(11)計算而得：

$$\lambda = \left(\frac{5}{4} + \frac{3\nu}{2} \right) \frac{W_b}{H_b} + \left(2 + \frac{7\nu}{4} \right) \frac{H_b}{W_b} + \left(2 + \frac{3\nu}{2} \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \quad (11)$$

其中 ν 為波松比，可取為 0.15；另外需注意的是 η_1 及 λ 有 $0.5 \leq H_b/W_b \leq 2.0$ 之限制。

當磚牆達到極限強度時，其紅磚與砂漿介面劈裂強度 f_{mbt} 逐漸消失，僅存紅磚與砂漿介面之摩擦強度 τ_f ，因此可將 τ_f 視為磚牆殘餘側向強度 $V_{r,BW}$ ， $V_{r,BW}$ 可由式(12)計算而得：

$$V_{r,BW} = \tau_f \times T_b \times W_b \leq 0.6 V_{n,BW} \quad (12)$$

另殘餘側向強度對應之側向位移為 $2\Delta_{u,BW}$ ，而磚牆最大側向位移可保守取牆高 2%。磚牆側向強度與側向位移關係曲線如圖 2。

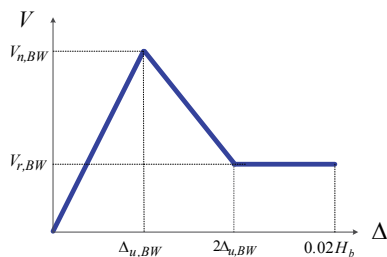


圖 2 磚牆側向強度與側向位移關係

三、簡易側推分析

簡易側推分析係假設結構為剪力屋架，而本研究校舍為兩層樓，其簡易側推分析流程如下：

1. 由垂直構件破壞模式求得一樓及二樓所有沿走廊方向垂直構件側向力與側向位移關係。
2. 由垂直構件之側向位移與該樓層側向位移相同之條件，將一樓垂直構件在某

側向位移對應之側向強度疊加，可得該側向位移對應一樓之側向強度，同理將二樓垂直構件在某側向位移對應之側向強度疊加，可得該側向位移對應二樓之側向強度，依此類推可建立出一樓及二樓之側向強度與側向位移關係曲線。

3. 依據建築物耐震設計規範地震力豎向分配，將地震力以倒三角形分佈在各層樓版處，分別求得一樓及二樓層間剪力(即側向強度)，由地震力豎向分配可知，一樓側向強度 V_{1F} 即基底剪力 V_{bs} ，二樓側向強度 V_{2F} 可由式(13)計算而得：

$$V_{2F} = \frac{W_{RF} h_{RF}}{W_2 h_2 + W_{RF} h_{RF}} \times V_{1F} \quad (13)$$

其中， W_2 及 W_{RF} 為二樓及頂樓樓層靜載重； h_2 及 h_{RF} 為二樓及頂樓樓版距基面之高度。而側推分析最終目標，即求得結構之基底剪力 V_{bs} 與屋頂側位移 Δ_{RF} 之關係，而屋頂位移可將一樓及二樓側向位移疊加得到， Δ_{RF} 可由式(14)計算：

$$\Delta_{RF} = \Delta_1 + \Delta_2 \quad (14)$$

四、現地試驗校舍

本文簡易側推分析驗證之現地試驗位於雲林縣口湖國小，該國小其中一棟校舍沿走廊方向含三面圍束磚牆，該校舍為二層樓結構物，校舍平面圖如圖 3 所示。每層樓有兩間教室，每間教室有三跨，每跨為 3 公尺，總長 18 公尺，寬 9.3 公尺。

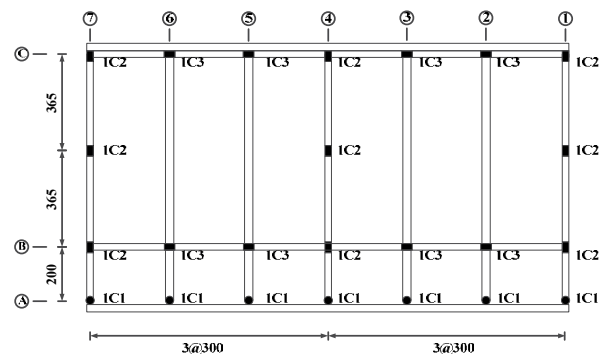


圖 3 口湖磚牆 RC 校舍平面圖

校舍立面圖如圖 4 所示，校舍一樓高為 3.32 公尺，二樓高為 3.4 公尺。

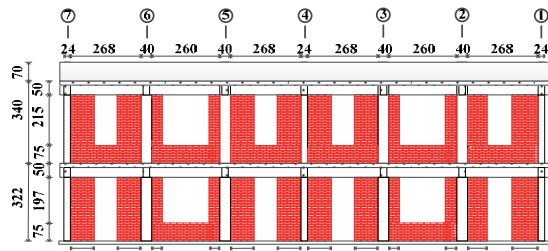


圖 4 口湖含磚牆 RC 校舍立面圖

依據口湖國小材料取樣試驗可知，試體混凝土抗壓強度 $f'_c=281.35\text{kgf/cm}^2$ ；主筋平均降伏強度 $f_y=3200.21\text{ kgf/cm}^2$ ；箍筋平均降伏強度 $f_{yt}=3537.21\text{ kgf/cm}^2$ ；砂漿平均單軸抗壓強度 $f_{mc}=265.30\text{kgf/cm}^2$ ；磚塊單軸抗壓強度 $f_{bc}=221.20\text{kgf/cm}^2$ 。磚牆臨界破壞角 $\tan\theta_c$ 為 0.378。

五、分析與結論

由簡易側推分析求得之口湖國小磚牆 RC 構架一樓及二樓側向強度與側向位移關係曲線如圖 5 所示，一樓最大側向強度為 206tf，二樓最大側向強度為 180tf。

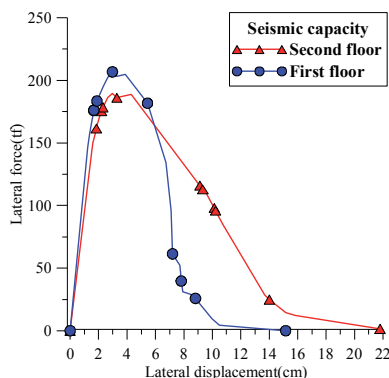


圖 5 口湖含磚牆 RC 校舍一樓及二樓側向強度與側位移關係曲線

由簡易側推分析求得之口湖國小含磚牆 RC 構架容量曲線，可與現地試驗轉換成擬反覆載重試驗之容量曲線進行比較，如圖 6 所示。

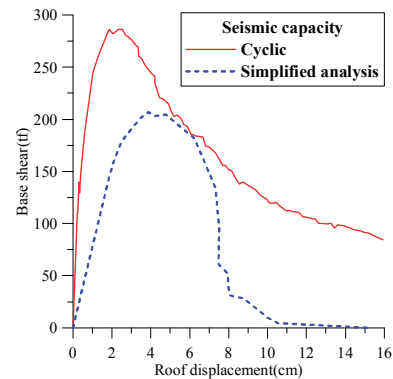


圖 6 現地試驗與分析之容量曲線比較

經比較兩者之容量曲線可得：

1. 擬反覆載重試驗之最大基底剪力為 286tf，而簡易側推分析最大基底剪力為 206.77tf。
2. 擬反覆載重試驗之最大基底剪力對應之屋頂位移為 2.6cm，而簡易側推分析最大基底剪力對應之屋頂位移為 3.9cm。
3. 擬反覆載重試驗初始勁度為 266.67tf/cm，而簡易側推分析初始勁度為 76.98tf/cm。
4. 簡易側推分析分析之最大基底剪力、及初始勁度皆較現地試驗值保守，分析結果尚屬合理，工程師在以套裝軟體進行既有低矮校舍建築物之耐震能力評估前，可先以簡易側推分析進行分析，作為後續套裝軟體評估方法結果之參考。

參考文獻

1. Sezen H. and Moehle, J.P., "Shear Strength Model for Lightly Reinforced Columns," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 11, pp. 1692-1703, 2004.
2. Elwood, K.J. and Moehle, J.P., "Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement," Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, pp. 71-89, 2005.
3. Elwood, K.J. and Moehle, J.P., "Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns," ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 4, pp. 578-587, 2005.

校舍擴柱補強之簡易側推分析

鍾立來^{1,2}, 黎育誠³, 翁緯彬⁴, 楊耀昇⁴,
周德光⁵, 黃炯憲⁶, 劉進賢²

摘要

在 921 大地震中，許多的國中小校舍受到損害，因此學者們提出補強方法，提升校舍的耐震能力，其中擴柱補強能使校舍的韌性和強度有所提升。然而在補強之後，我們可以對結構物進行簡易側推分析，來了解結構的行為，這是一個簡單的方法，提供給年輕的工程師，以手算來分析結構，而不需使用到像 ETABS 這樣的電腦軟體。在這篇文章所用到的方法稱為傾角變位簡易側推分析，此法以傾角變位法為基礎，並且做了些假設，因此此法不僅適用於弱柱強梁的結構，也適用於強柱弱梁的結構。相較於實驗結果，傾角變位簡易側推分析低估了強度和變形能力，以及高估了結構物的勁度；相較於 ETABS 分析結果，強度和勁度都是傾角變位側推分析高於 ETABS，然而破壞的模式和順序，傾角變位簡易側推分析和 ETABS 結果是非常接近的。

關鍵詞：校舍、擴柱補強、耐震檢核、強柱弱梁、側推分析

一、傾角變位側推分析的假設

既有簡易側推分析僅適用於弱柱強梁之建築物，然而經由擴柱補強後，建築物的行為由弱柱強梁改為強柱弱梁，以既有簡易側推分析之結果，其強度與勁度會高估。因此，本文提出傾角變位簡易側推分析，使分析結構不再受限於弱柱強梁或是強柱弱梁，然而使用傾角變位簡易側推分析前，需有些前提假設，如下：

- 1)適用於低矮的鋼筋混凝土建築物
- 2)同一層樓的每根柱子側向位移皆相同
- 3)無牆或是忽略牆所提供的強度
- 4)梁兩端的轉角相同

二、傾角變位簡易側推分析

圖一為後甲國中擴柱補強試體，由於

之前提到的第四條假設，我們可以將此試體分成四個獨立的單元柱，以單元柱 C11(圖二 a)為例，將各桿端彎矩以傾角變位法的公式列出：

$$M_{c,bot,1F} = \frac{2(EI)_{c,1F}}{H_{c,1F}}(\theta_{b,1F} - 3\frac{\Delta_{1F}}{H_{c,1F}}) \quad (1)$$

$$M_{c,top,1F} = \frac{2(EI)_{c,1F}}{H_{c,1F}}(2\theta_{b,1F} - 3\frac{\Delta_{1F}}{H_{c,1F}}) \quad (2)$$

$$M_{b,1F} = \frac{6(EI)_{b,1F}}{L_{b,1F}}\theta_{b,1F} = k_{b,1F}\theta_{1F} \quad (3)$$

$$M_{c,bot,2F} = \frac{2(EI)_{c,2F}}{H_{c,2F}}(2\theta_{b,1F} + \theta_{b,2F} - 3\frac{\Delta_{2F}}{H_{c,2F}}) \quad (4)$$

$$M_{c,top,2F} = \frac{2(EI)_{c,2F}}{H_{c,2F}}(\theta_{b,1F} + 2\theta_{b,2F} - 3\frac{\Delta_{2F}}{H_{c,2F}}) \quad (5)$$

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

³國立交通大學土木工程系研究生

⁴國立台灣大學土木工程系研究生

⁵國家地震工程研究中心研究助理

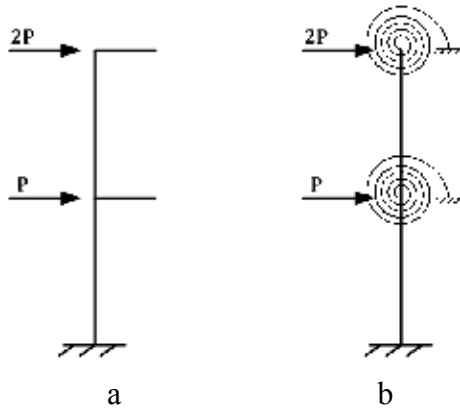
⁶國立交通大學土木工程系教授

$$M_{b,2F} = \frac{6(EI)_{b,2F}}{L_{b,2F}} \theta_{b,2F} = k_{b,2F} \theta_{b,2F} \quad (6)$$

其中： $M_{c,bot,1F}$ 和 $M_{c,top,1F}$ 分別為一樓柱底和柱頂之彎矩； $M_{c,bot,2F}$ 和 $M_{c,top,2F}$ 分別為二樓柱底和柱頂之彎矩； $M_{b,1F}$ 和 $M_{b,2F}$ 分別為一樓和二樓梁之彎矩； $H_{c,1F}$ 和 $H_{c,2F}$ 分別為一樓和二樓柱之有效高度； $\theta_{b,1F}$ 和 $\theta_{b,2F}$ 分別為一樓和二樓接頭之轉角； Δ_{1F} 和 Δ_{2F} 分別為一樓和二樓之側向位移； $k_{b,1F}$ 和 $k_{b,2F}$ 分別為一樓和二樓梁所模擬成的彈簧勁度(圖二 b)； $(EI)_c$ 為柱混凝土開裂斷面的撓曲勁度，參考 FEMA 273 和 ATC-40，未補強柱為 $0.35 E_c I_g$ ，擴柱補強柱為 $0.7 E_c I_g$ ，其中 E_c 為混凝土之楊氏係數， I_g 為混凝土柱之斷面慣性矩， $(EI)_b$ 為梁混凝土開裂斷面的撓曲勁度，為 $0.35 E_c I_g$ 。



圖一 後甲國中擴柱補強試體



圖二 單元柱 C11

三、容量曲線的線彈性段

在式 (1) 到式 (6) 中有 Δ_{1F} 、 Δ_{2F} 、 $\theta_{b,1F}$ 、 $\theta_{b,2F}$ 四個自由度和一個未知力 P ，由四個平衡條件式，一樓接頭處彎矩總和為零，二樓接頭處彎矩總和為零，一樓柱剪力等於 $3P$ ，二樓柱剪力等於 $2P$ ，我們可以得到四個自由度與未知力 P 的關係。

基底剪力與頂層位移曲線不會無限的上升，如果有一根構件達到降伏，容量曲線上就會有個折點，導致曲線的勁度下降。桿件降伏則是第五個條件式，且可以得到 P 的唯一解，也是曲線中的一個折點。至於是哪一根桿件降伏，則是需要假設，得到解之後必須要代回去檢查四個自由度和未知力 P 的關係，如果檢查合理，這確實是曲線中的一點；如果不合理，重新假設別的桿件降伏。在下一步的計算中，以降伏的桿件從原來的式子變成其降伏的彎矩值，然後必須假設下一根降伏的桿件，找到合理的下一曲線點。根據上述的步驟，可以找出曲線上升段的每一點，直到解閉合為止，一旦不需要假設降伏彎矩就可得出唯一解 P ，代表著 P 已經到最大強度，而曲線也不會再上升。

四、容量曲線的塑性段

當曲線進入塑性段，不能再假設固定的彎矩值去得到塑性段的折點，所以必須先算出柱破壞位移 Δ_s 和梁破壞轉角 $\theta_{b,s}$ ，然後得到曲線下降段的折點。一般來說，當桿件破壞時，並不會馬上喪失所有的強度。為了方便計算，假設桿件到達破壞位移或破壞轉角時，強度會馬上降為零，破壞位移和破壞轉角的計算如式 7 和式 8：

$$\frac{\Delta_s}{H} = 0.03 + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{N}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (7)$$

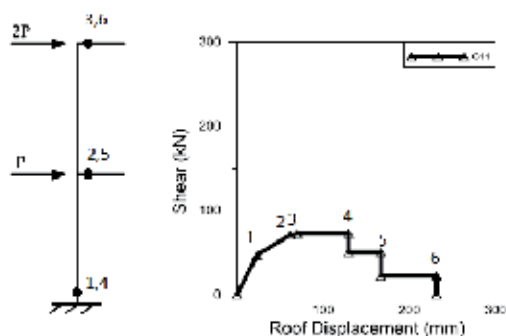
$$\theta_{b,s} = a + \theta_{b,y} \quad (8)$$

式 (7) 是參考 Elwood 和 Moehle 的研究，其中 $\rho'' = A_{st} / bs$ 為剪力鋼筋體積比， $v_m = V_m / bd$ 為剪應力， f'_c 為混凝土抗壓強

度， N 為軸力， A_g 為斷面積， A_{st} 為在一間距的剪力筋斷面積， b 為斷面寬度， s 為鋼筋間距， d 為有效斷面深度。

式 (8) 則是參考 ASCE 41-06，其中 $\theta_{b,s}$ 為梁的破壞角， $\theta_{b,y}$ 為梁的降伏角， a 為降伏角到破壞角間的增加量，等於 0.02。

曲線下降段的計算與上升段的計算相似，唯一不一樣的地方是，在下降段會先假設破壞角或破壞位移，而非假設彎矩。所以先假設桿件達到破壞角或是破壞位移，然後得出唯一解並檢核，如果合理，則此解為下降段的其中一折點。在下一步的計算中必須把破壞的彎矩改為零，然後再得到下一點，按照以上步驟就可以得出曲線的每一點，直到強度變成零為止 (圖三)。



圖三 C11 降伏與破壞順序對應圖

五、結構的容量曲線

按照前面的計算方法，我們可以從四個分離出來的單元柱得出四條容量曲線 (圖四)，然後根據前面所提到的假設第二條，我們可以將這四條曲線疊加成一條整體結構的容量曲線 (圖五)。

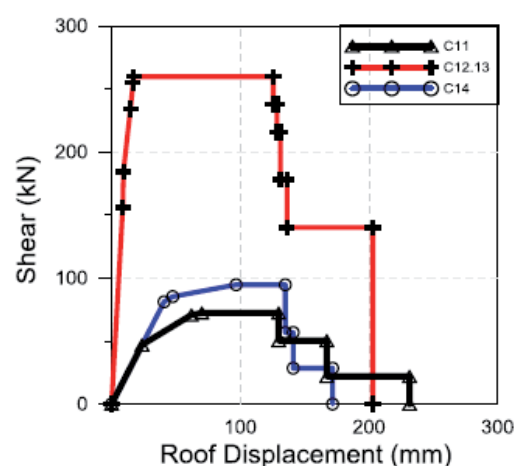
實驗在頂層位移為 170.93mm 時，達到最大基底剪力 882.26kN；傾角變位側推分析在頂層位移為 96.73mm 時，達到最大基底剪力 686.36kN，傾角變位側推在強度上低估了約 22% (圖五)。

當曲線下降到最大強度的 0.8 倍時，實驗的強度為 705.81 kN，此時頂層位移為 380.41mm，而傾角變位側推的強度為

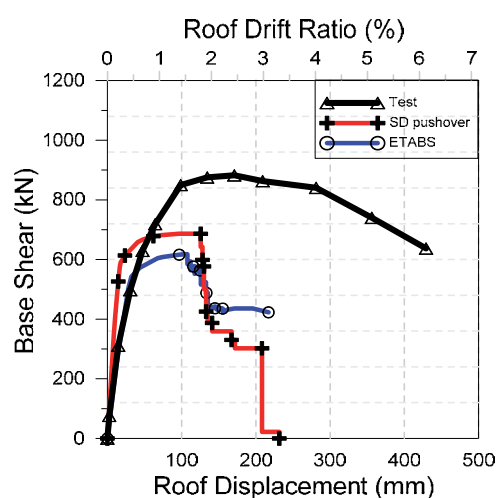
549.09 kN，此時頂層位移為 130.01mm，由此可知，實驗的變形能力是優於傾角變位側推出來的結果。

ETABS 分析結果在頂層位移為 107.83mm 時，達到最大基底剪力 617.77kN，強度很明顯是低於傾角變位側推時的最大強度，而勁度則是低於傾角變位側推，但較接近於實驗結果，當曲線下降到最大強度的 0.8 倍時，ETABS 分析結果的強度為 494.22kN，此時頂層位移為 132.90mm，變形能力與傾角變位側推分析的結果相近。

從這些曲線觀察可得知，傾角變位側推和 ETABS 分析的韌性和強度和實驗比起來是保守的，但勁度則都是高於實驗結果。



圖四 四柱線之容量曲線



圖五 容量曲線

六、破壞順序

傾角變位側推和 ETABS 分析的破壞順序都是都是內梁兩端先產生塑鉸，然後是內柱底部產生塑鉸，最後則是外柱底部產生塑鉸，由此可知，經過擴柱補強後，結構的行為變成是強柱弱梁，這兩種分析和實驗的結果，塑鉸的產生都是集中於一樓。

當產生最大強度時，除了梁端產生塑鉸之外，擴柱的底部也產生塑鉸（圖六），這代表說，柱子充分的發揮了強度，傾角變位側推（圖七）和 ETABS 分析（圖八）在最大強度時，柱底部也都有產生塑鉸，和實驗的結果一致。

七、結論

和實驗相比，傾角變位側推對於強度和韌性的分析結果是保守的，然後勁度方面卻是高估，這是因為實驗的試體為先破壞然後，再進行擴柱補強的試體，所以我們可以說，傾角變位側推是一個分析結構行為的好方法。

傾角變位側推之所以是一個簡單用手算分析結構的方法，是因為我們假設梁的反曲點位置是在梁的中央，然而在實際的情況裡，在彈性狀態下，反曲點的位置是會接近於較弱的接頭，當梁的兩端達到降伏，反曲點的位置是根據梁兩端正負彎矩的大小而決定，如果能找到一個簡單的方法去決定反曲點的真正位置，那麼傾角變位側推的結果會更接近於實驗。

參考文獻

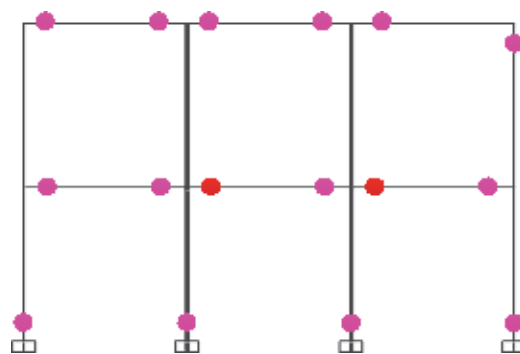
1. FEMA 273, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings," Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
2. ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, 1996.
3. Elwood, K.J. and Moehle, J.P., "Drift Capacity of Reinforced Concrete

Columns with Light Transverse Reinforcement," Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, pp. 71-89, 2005.

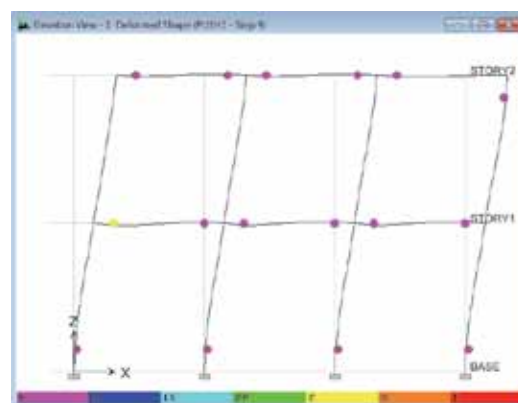
4. American Society of Civil Engineers (ASCE), Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Report No. ASEC/SEI 41-06, Virginia, USA, 2007.



圖六 實驗最大強度的破壞情形



圖七 傾角變位側推最大強度的破壞情形



圖八 ETABS 最大強度的破壞情形

後置式化學錨栓在低強度混凝土中之錨定行為

黃世建¹ 李曉盈² 翁樸文³

摘要

植筋工程經常於建築物補強中應用，而補強工程之種類繁多，在翼牆補強以及剪力牆補強等工法中，植筋工程更是被廣泛運用。藉由對既有建築物結構進行植筋，進而將補強增設之結構體與既有建築構件相連接，以期發展出良好的結構耐震行為。國家地震工程研究中心(以下簡稱 NCREE)於臺灣校舍補強案例中，發現老舊校舍結構物常有混凝土強度偏低的問題，其平均混凝土強度大約為 17MPa，因此探討錨栓在低強度混凝土中的錨定行為以及其適用性便成為本研究之課題。

錨栓可依其施工時機分為預埋式錨栓以及後置式錨栓兩種。預埋式錨栓為混凝土進行澆置前便完成安裝，適用於新建結構物；後置式錨栓為混凝土固化後進行錨栓安裝，於工程上具有許多應用方式。後置式錨栓於補強時可依其需要以及施工性選擇埋設孔位，對於新增耐震構件至現有結構體較具機動性及經濟性，於是本研究於錨栓之選擇上採用後置式化學錨栓作為試驗之用。

本研究在混凝土強度分別為 5MPa、10MPa、15MPa 之混凝土試體中，根據 Hilti 固定技術手冊以及 NCREE 校舍耐震補強植筋參考圖說之植筋深度建議，進行一系列的植筋及單向拉拔測試。實驗結果顯示，對 Hilti 固定技術手冊建議之植筋深度，應注意其允許抗拉強度之規定；NCREE 校舍耐震補強植筋參考圖說之植筋深度，則建議可予以縮減為 75%即可滿足設計要求。

關鍵詞：植筋、後置式化學錨栓、低強度混凝土

一、前言

本研究為探究後置式化學植筋在低強度混凝土中的錨固行為，於 NCREE 實驗室進行低強度鋼筋混凝土試體之施作，依據 NCREE 校舍結構耐震補強工程參考圖說的植筋參考圖說[1]與 Hilti 固定技術手冊[2]建議之植筋埋置深度進行植筋，並進行拉拔試驗，由試驗數據中檢核 Hilti 技術手冊中建議植筋埋置深度於低強度混凝土中之適用性，以及對 NCREE 校舍結構耐震補強工程植筋參考圖說建議之植筋埋置深度進行修正，以下將就本研究提出概要說明。

二、文獻回顧

2.1 NCREE 校舍結構耐震補強之植筋參考圖說[1]

NCREE 校舍結構耐震補強植筋參考圖說的形成源自民國 98 年行政院施行之「振興經濟擴大公共建設投資計畫」，其中教育部規劃執行「加速高中職及國中小老舊校舍及相關設備整建計畫」，於是 NCREE 成立「校舍結構耐震補強工程參考圖說」工作小組，邀集學者專家共同訂定補強設計之參考圖說，植筋參考圖說即為其中一部分。植筋參考圖說主要對植筋施工提供總則、使用材料及化學植筋藥劑、施工步驟以及拉拔試驗進行建議。參考圖說規定施工前之拉拔試驗，必須依設計之埋深及同尺寸鋼筋材料，以 $1.25 A_s f_y$ 之拉力在工地施作三支拉拔試驗，若出現任一支不合格，施工廠商則必須變更植筋埋入深度或藥劑等改善措施。NCREE 校舍結構耐震補強植筋參考圖說之植筋深度參

¹ 國立台灣大學土木工程系教授

² 國立台灣大學土木工程系碩士

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

考詳如下表 1 所示。

表 1 NCREE 植筋參考圖說最短埋入深度

鋼筋土強度 $f'_c > 175 \text{ kgf/cm}^2$ 時之 植筋最短埋入深度表			
鋼筋號數	#3	#4	#5
孔徑(mm)	13	16	20
SD280 鋼筋埋入深度 h_{ef} (mm)	135	185	235
SD420 鋼筋埋入深度 h_{ef} (mm)	200	280	355
鋼筋土強度 $f'_c < 175 \text{ kgf/cm}^2$ 時，植筋埋入深度 需乘以 $\sqrt{\frac{175}{\text{實際混凝土強度}}}$ 作為修正。			

2.2 Hilti 固定技術手冊[2]

本試驗中之化學錨栓安裝採用喜利得化學植筋藥劑(Hilti HIT-RE500 SD)，於安裝化學錨栓時必須遵照該製造商安裝說明書(MPII)之指示。於 Hilti 固定技術手冊中，對在無裂縫混凝土基材中使用化學植筋藥劑進行錨栓系統的安裝，提供鑽頭直徑、建議埋置深度等建議，並依其建議之化學錨栓埋置深度提供單支錨栓基本承載力資料，如下表 2 所示：

表 2 Hilti 固定技術手冊最短埋入深度

鋼筋土強度 $f'_c > 210 \text{ kgf/cm}^2$ 時之 植筋最短埋入深度表			
鋼筋號數	#3	#4	#5
孔徑(mm)	12-14	16-18	20-22
鋼筋埋入深度 h_{ef} (mm)	90	115	125
鑽孔深度(mm)	93	120	130
錨定系統抗拉設計值(kgf)	1880	3201	4356
鋼筋土強度 $f'_c < 210 \text{ kgf/cm}^2$ 時，植筋埋入深度 需乘以 $\sqrt{\frac{210}{\text{實際混凝土強度}}}$ 作為修正。			

三、試體設計及測試規劃

3.1 鋼筋混凝土版

本試驗採用強度分別為 5MPa、10MPa、15MPa 之低強度混凝土版，版厚 30cm，配筋上分為具圍束箍筋以及不具圍束箍筋兩種。於具圍束箍筋試體中，混凝土版配置縱向鋼筋量約為 0.35%，箍筋量於 5MPa 之試體約為 0.17%；於 10MPa 與 15MPa 之試體中箍筋量約為 0.13% 左右。於不具圍束箍筋之試體中，其配筋則是滿

足版之最低溫度鋼筋量 0.18%。

3.2 植筋埋設設計

本試驗之鋼筋埋設位置依照 ACI 318-11 [3]中對錨栓最小邊距以及最小間距之要求所設計，最小邊距為有效埋置深度之 2 倍，錨栓產生錐形破壞之範圍是有效埋置深度的 1.5 倍，所以最小間距採 3 倍有效埋置深度。有效錨栓埋置之深度規劃則是分別考慮 NCREE 植筋參考圖說 [1]及 Hilti [2]建議之埋置深度，再依據低強度混凝土之圓柱抗壓試驗強度值進行修正。

另外，考量 NCREE 植筋參考圖說之埋置深度可能過深，係以 5MPa 進行 0.5~0.95 倍的#3 鋼筋植筋深度測試，其餘則參考 5MPa 試驗結果後，採 0.65 倍 NCREE 植筋深度進行；而 Hilti 技術手冊之埋置深度，則僅針對混凝土強度 10MPa 及 15MPa 進行鋼筋 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 植筋拉拔試驗，詳細試驗規劃列於下表 3。

表 3 植筋深度規劃表

型式	具圓束鋼筋			不具圓束鋼筋		
鋼筋 $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$						
混凝土 $f'_c=5\text{MPa}$ (3.2MPa for test)						
規劃	No.	深度 (mm)	數量	No.	深度 (mm)	數量
0.50NCREE	#3	155	1	#3	155	1
0.65NCREE		205	2		205	2
0.70NCREE		225	3		225	3
0.75NCREE		235	5		235	5
0.85NCREE		265	3		265	3
0.95NCREE		300	1		300	1
0.70NCREE	#4	300	3	#4	300	3
混凝土 $f'_c=10\text{MPa}$ (11.5MPa for test)						
0.65 NCREE	#3	110	2	#3	110	2
	#4	150	2	#4	150	3
混凝土 $f'_c=15\text{MPa}$ (15.42MPa for test)						
0.65 NCREE	#3	95	1	#3	95	1
	#4	130	1	#4	130	1
鋼筋 $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$						
混凝土 $f'_c=10\text{MPa}$ (11.5MPa for test)						
Hilti	#3	130	2	#3	130	2
	#4	160	2	#4	160	2
	#5	180	2	#5	180	2
0.65 NCREE	#3	170	4	#3	170	2
	#4	240	2	#4	240	3
	#5	250	2	#5	250	2
混凝土 $f'_c=15\text{MPa}$ (15.4MPa for test)						
Hilti	#3	110	1	#3	110	1
	#4	130	1	#4	130	1
	#5	150	2	#5	150	1
0.65 NCREE	#3	140	4	#3	140	5
	#4	200	3	#4	200	3
	#5	250	3	#5	250	4

3.3 植筋拉拔試驗裝置

對於植筋拉拔試驗裝置，參考 ASTM E488[4]以及 ASTM E1512[5]之規定，利用鋼梁保留足夠之跨度，以油壓千斤頂進行緩慢加載，並裝設荷重計及位移計用以量測鋼筋受力及變形，藉以獲得植筋受拉時之應力-應變曲線，測試佈置詳如圖 1 所示。



圖 1 測試佈置圖

四、試驗結果

4.1 圍束鋼筋對植筋之影響

本研究採用之混凝土版配筋分為具圍束及不具圍束鋼筋兩種型式，試驗結果發現兩者之破壞強度比值約為 1.01，變異係數為 0.23，在本試驗中兩者並無明顯差異(圖 2)。

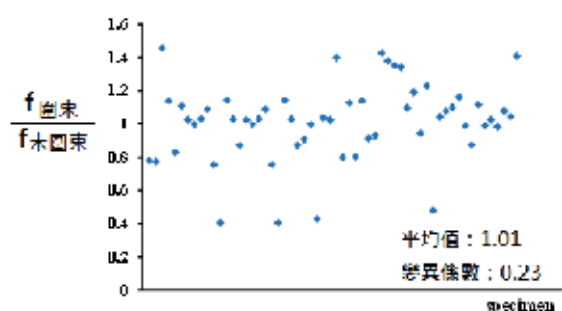


圖 2 具圍束及不具圍束鋼筋之植筋比較

4.2 Hilti 方法之植筋拉拔試驗結果

本研究中依照 Hilti 固定技術手冊建議之埋置深度，再依據低強度混凝土之圓柱抗壓試驗強度值進行修正，規劃#3~#5 鋼筋植筋於 10MPa 及 15MPa 之混凝土版中。拉拔試驗結果顯示，最大強度可達 $1.25f_{允許}$

以上(圖 3)，表示依照 Hilti 建議深度進行化學植筋之安裝是符合其設計標準的，而植筋系統的破壞模式，則是以混凝土拉破或植筋與混凝土間之黏結破壞為主，造成非鋼材斷裂控制的原因為混凝土強度較低或植筋深度不足。

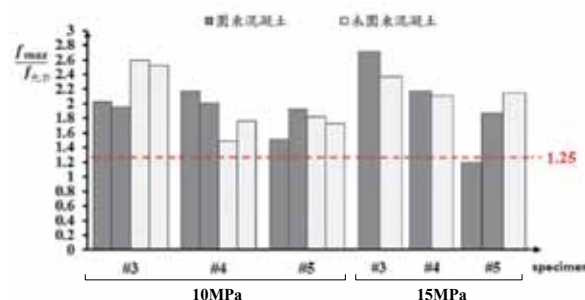


圖 3 Hilti 方法， $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ 之植筋結果

4.2 NCREE 方法之植筋拉拔試驗結果

在 NCREE 參考圖說之 SD280 建議埋入深度中，依據低強度混凝土之圓柱抗壓試驗強度值進行修正，進行#3 鋼筋之植筋試驗，由實驗結果可知化學植筋埋置深度為 22.5 公分及 23.5 公分時，#3 鋼筋可發展出 $1.25f_y$ 以上之極限強度，當化學植筋埋置深度超過此埋置深度時，化學植筋之極限強度將容易受植筋施工之困難而下降，至於埋置深度為 30 公分時，則因施工過於困難不予以考慮；而對#4 鋼筋，採用 30cm 深度植筋拉拔測試則宣告失敗(圖 4)。

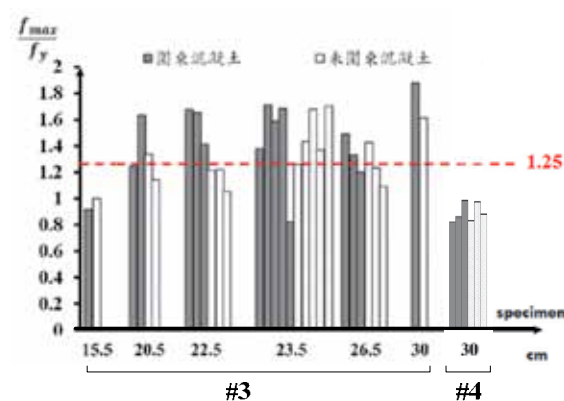


圖 4 NCREE 方法， $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ ， $f'_c=5\text{MPa}$ 之植筋結果

在混凝土強度 10MPa 及 15MPa 之植筋結果中，可以發現以 0.65 倍 NCREE 的建議深度進行植筋，最大強度均可達 $1.25f_y$ 以上，而最大強度將隨鋼筋尺寸而有減小

之現象，#5 鋼筋則因植筋深度需求過大，在本試驗中未施作。

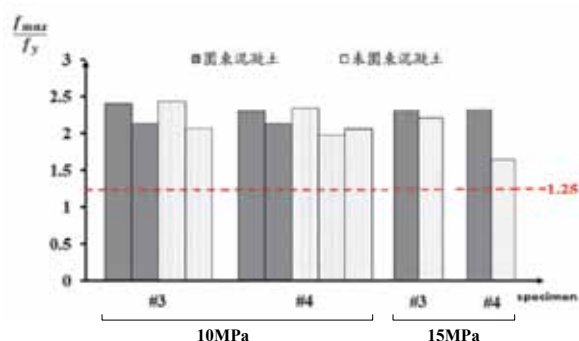


圖 5 NCEE 方法， $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ 之植筋結果

五、結論與展望

本研究主要探討鋼筋在混凝土強度分別為 5MPa、10MPa、15MPa 之具箍筋圍束以及不具箍筋圍束的鋼筋混凝土試體中進行植筋拉拔試驗之結果，植筋深度係根據依據 NCEE 植筋參考圖說[1]與 Hilti 固定技術手冊[2]之建議，以下將說明本研究之各項總結：

● NCEE 校舍結構耐震補強植筋參考圖說[1]植筋建議埋置深度

若使用 NCEE 之合格標準，當鋼筋降伏強度為 280MPa，混凝土強度 5MPa 時，按照 NCEE 方法植筋，#3 鋼筋只允許對其折減為 0.75 倍，#4 鋼筋則因深度過深不建議使用；當混凝土強度為 10MPa 及 15MPa 時，按照 0.65 倍 NCEE 方法植筋，#3 及 #4 鋼筋皆能符合規定。

● Hilti 技術手冊[2]植筋建議埋置深度

由試驗結果得知，Hilti 技術手冊之植筋建議埋置深度在低強度混凝土中，皆能滿足其允許抗拉設計值，但根據其建議深度進行植筋，發現破壞模式大部分以混凝土拉破為主。

● 施工品質

由試驗過程中發現在同樣的植筋深度下常出現一些強度極低值，代表植筋的強度在安裝時具有極高之敏感度，故良好的安裝與施工品質對於化學植筋系統來說是很關鍵的，包括鑽設孔洞、清潔孔洞、化學植筋藥劑之注入、植筋埋設之妥善...等

皆會影響植筋成敗。有鑒於此，適當的鑽設孔洞深度設計，必須以不增加施作人員負擔及避免造成施工品質降低為考量，另良好的施工前教育訓練也是必須的。

● 對校舍補強工法之建議

於本試驗結果可歸納出在混凝土強度為 10MPa 及 15MPa 時，僅適合進行 #3、#4 鋼筋之植筋，於是建議在此混凝土強度範圍，植筋可應用於翼牆、剪力牆或擴柱補強工法；而在混凝土強度為 5MPa 時，僅適合進行 #3 鋼筋之植筋，則建議在此混凝土強度範圍植筋可應用於擴柱補強工法。

● 對 NCEE 植筋深度之建議

於本試驗中將 NCEE 對植筋建議深度折減為 0.65 倍，不過有鑑於植筋的強度在安裝時具有極高之敏感度，本研究建議將 NCEE 對植筋建議深度折減為 0.75 倍較為適當，也可進一步使植筋能具有較好之破壞模式。

參考文獻

1. 國家地震工程研究中心，「植筋參考圖說」，校舍結構耐震補強工程參考圖說，<http://school.ncree.org.tw/school/information/reference.php>，臺北，2011。
2. 喜利得股份有限公司，「Hilti 固定技術手冊」，第 189-197 頁，2006。
3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (318-11) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011, 503 pp.
4. ASTM Committee E06, "Standard Test Methods for Strength of Anchors in Concrete Elements," American Society for Testing and Materials E488-96, West Conshohocken, PA, 1996, 21 pp.
5. ASTM Committee E06, "Standard Test Methods for Testing Bond Performance of Bonded Anchors 1," American Society for Testing and Materials E1512-01, West Conshohocken, PA, 2007, 5 pp.

含開口鋼筋混凝土深梁剪力強度之研究

曾建創¹ 黃世建²

摘要

本研究建議了一個含開口鋼筋混凝土深梁剪力強度之分析方法，以軟化壓拉桿的觀念為基礎，可同時滿足力平衡要求、材料組成律、變形諧和條件、剪力傳遞路徑和各傳遞路徑的剪力分配比例，以合理地預測各種開口型式的鋼筋混凝土深梁剪力強度。本文將所建議之分析方法、Tan 等人之壓拉桿模型及 Kong 和 Sharp 經驗公式所得之剪力強度分析值與已有之剪力強度試驗值詳加比對。研究結果顯示，本文所建議之分析方法對於含開口鋼筋混凝土深梁剪力強度之預測，針對不同混凝土強度及跨深比的試體，皆有不錯的預測結果，而 Tan 等人和 Kong 和 Sharp 的預測，針對高強度混凝土或跨深比 a/h 大於 1 的試體，其預測剪力強度有偏不保守的情況。

關鍵詞：鋼筋混凝土深梁、梁腹開口、剪力強度、壓拉桿

一、前言

有關含開口深梁的相關研究，最早是由 Kong 和 Sharp(1973,1977)以一系列試驗結果來探討含開口深梁之剪力強度，其試驗結果指出，深梁開口對剪力強度之影響，主要和開口的位置及開口的大小有關。藉由這些試驗結果，Kong 和 Sharp [1] 於 1977 年提出了一個經驗公式，用來預測含開口深梁的剪力強度，其經驗公式之主要參數為：開口位置、開口大小、鋼筋的配置情形、鋼筋抗拉強度與混凝土劈裂抗拉強度。但由試驗之觀察顯示，含開口鋼筋混凝土深梁之破壞，應為混凝土在開口上方之對角方向上及開口下方之對角方向上遭到擠碎，但 Kong 和 Sharp (1977)以混凝土劈裂抗拉強度為主控參數，似乎與實際情形不符。而 Tan[2]等人於 2003 年提出以壓拉桿模型來預測含開口深梁之剪力強度，能合理且準確地預測剪力強度，但計算必須涉及迭代程序，計算過程較為複雜，且無法預測破壞模式。

接續 Hwang 等人(2000)對深梁剪力強度之研究，本研究擬提出針對含開口深梁剪力強度之分析方法，可準確且合理地預測針對不同開口位置、開口大小、混凝土

土強度、跨深比、剪力鋼筋、撓曲鋼筋的含開口鋼筋混凝土深梁剪力強度，其計算過程不須迭代，且可預測破壞模式及所對應的位置。

二、本文建議之分析方法

針對含開口鋼筋混凝土深梁剪力強度的預測，本文所提出的建議方法係以軟化壓拉桿的觀念為基礎，可同時滿足力平衡要求、材料組成律、變形諧和條件、剪力傳遞路徑和各傳遞路徑的剪力分配比例，以合理地預測各種開口型式的鋼筋混凝土深梁剪力強度。

1. 剪力傳遞路徑

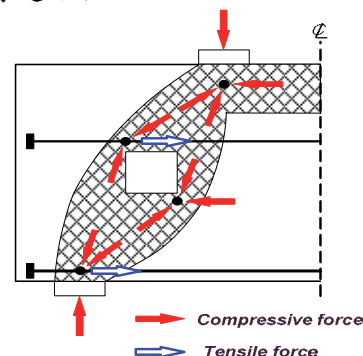


圖 1 本研究含開口鋼筋混凝土深梁之剪力傳遞路徑

¹國家地震工程研究中心助理技術師

²國家地震工程研究中心副主任、國立台灣大學土木工程系教授

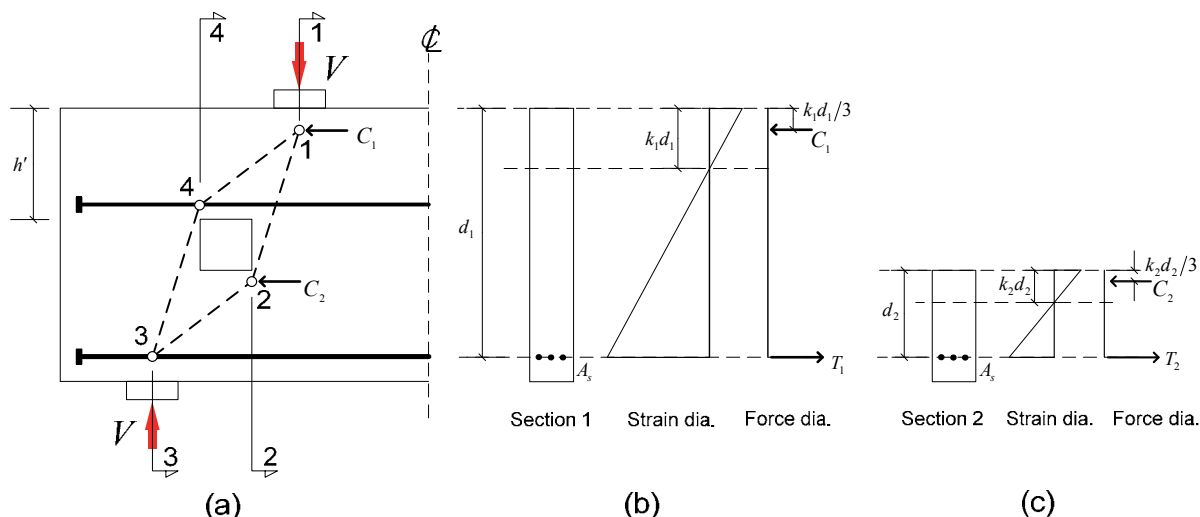


圖 2 含開口鋼筋混凝土深梁之剪力傳遞路徑：(a)各節點位置；(b)斷面 1；(c)斷面 2

本文建議含開口鋼筋混凝土深梁，其剪力傳遞路徑如圖 1 所示。含開口鋼筋混凝土深梁因開口的關係，剪力會繞過開口分成兩個路徑傳遞，其剪力傳遞路徑會經過四個節點，且每個節點必須滿足力平衡。含開口深梁屬於深短構件，剪力可藉由壓桿直接傳遞剪力，主要破壞模式與深梁相同，很容易發生混凝土軟化的擠碎破壞，此破壞現象屬碎性破壞，在破壞前的行為，可假設為彈性變形。因此可利用彈性行為下的剪力勁度分配方式，來計算上傳遞路徑與下傳遞路徑的剪力比。

剪力傳遞路徑的各節點位置，可參考圖 2(a) 所示。其中節點 1 與節點 2 的位置與各別斷面彈性彎矩分析的壓力區深度有關，各別的壓力區深度計算如式 1a 與式 1b 所示：

$$k_1 d_1 = \left(\sqrt{\left(n \frac{A_s}{b d_1} \right)^2 + 2n \frac{A_s}{b d_1}} - n \frac{A_s}{b d_1} \right) \cdot d_1 \quad (1a)$$

$$k_2 d_2 = \left(\sqrt{\left(n \frac{A_s}{b d_2} \right)^2 + 2n \frac{A_s}{b d_2}} - n \frac{A_s}{b d_2} \right) \cdot d_2 \quad (1b)$$

其中 $k_1 d_1$ 和 $k_2 d_2$ (圖 2(b) 和圖 2(c)) 分別為斷面 1 和斷面 2 的彈性分析下的壓力區深度； d_1 和 d_2 分別為斷面 1 和斷面 2 的有效深度； n 為彈性模數比 ($n = E_s / E_c$)； A_s 為撓曲鋼筋面積；而 b 為深梁寬度。

由以上說明及對照圖 2，可明確定義四個節點的位置：節點 1 位於上支承板中心位置與斷面 1 壓力區合力中心點的交點；節點 2 位於開口右側臨界斷面與斷面 2 壓力區合力中心點的交點；節點 3 位於下支承板中心位置與梁底撓曲鋼筋的交點；節點 4 位於開口左側臨界斷面與開口上方第一根拉力鋼筋的交點。

2. 剪力傳遞之剪力分配

含開口鋼筋混凝土深梁剪力破壞會發生在開口的上下兩側，使剪力元素 14 及剪力元素 23 (圖 3(b)) 產生混凝土開裂軟化的現象，但值得注意的是，開口上下兩側發生剪力破壞時，由於剪力破壞屬脆性破壞，且上剪力傳遞路徑與下剪力傳遞路徑並不會同時達到對角壓力強度，因此不能直接將上下傳遞路徑的剪力強度相加，必須計算上下傳遞路徑的剪力分配大小，方能得知哪一個剪力元素先達剪力強度、上下傳遞路徑的剪力大小，以求得含開口鋼筋混凝土深梁之剪力強度。本研究假設圖 3(b) 中之剪力元素皆為剪力變形 (忽略撓曲變形量)，開口上方的剪力元素 14 及 34 的剪力變形量總和，與開口下方的剪力元素 12 及 23 的剪力變形量總和相等，即滿足變形諧和，可藉由剪力勁度來分配各剪力元素的剪力大小。

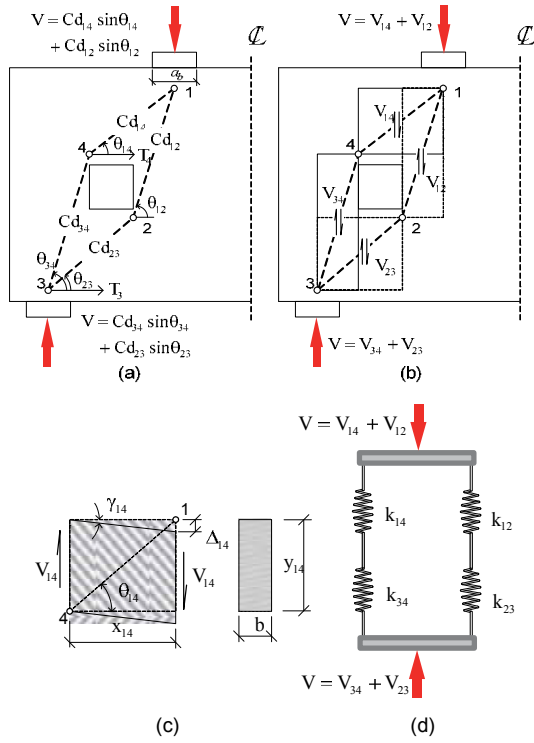


圖 3 含開口 RC 深梁之剪力傳遞: (a) 對角壓力強度; (b) 垂直向剪力強度; (c) 剪力元素 14; (d) 剪力分配

本文定義各剪力元素的變形皆由剪力變形產生，因此剪力勁度可由剪力模數 (shear modulus) 的定義和剪力虎克定律 (Hooke's law in shear) 的假設來求得，各剪力元素所對應的剪力勁度比可表示如下：

$$k = \frac{V}{\Delta} = \frac{\tau by}{\gamma x} = \frac{Gby}{x} \propto \tan \theta \quad (2)$$

式中 $\frac{V}{\Delta}$ 為各剪力元素所對應的剪力勁度; by 為剪力方向所承受的面積; 而 $\frac{\tau}{\gamma} = G$ 為剪力模數。

參考圖 3(d) 勁度分配的概念，只需分別求得每個剪力元素的勁度，即可求得上下傳遞路徑之勁度比：

$$\begin{aligned} k_{143} : k_{123} &= \frac{1}{1/k_{14} + 1/k_{34}} : \frac{1}{1/k_{12} + 1/k_{23}} \\ &= \frac{1}{1/\tan \theta_{14} + 1/\tan \theta_{34}} : \frac{1}{1/\tan \theta_{12} + 1/\tan \theta_{23}} \end{aligned} \quad (3)$$

而開口上方及下方剪力傳遞路徑的剪力分配大小，可依據剪力勁度來作分配，其關係如下：

$$\frac{V_{14}}{V_{12}} = \frac{V_{34}}{V_{23}} = \frac{k_{143}}{k_{123}} \quad (4)$$

3. 含開口鋼筋混凝土深梁之剪力強度

本文所建議的分析方法，可針對各種破壞機制，計算所對應的剪力強度，最後可求得主控的破壞機制及剪力強度，其各種破壞機制所對應的剪力強度說明如下：

- (1) 節點 1 混凝土擠碎破壞：由對角壓桿 C_{d12} 與 C_{d14} 聯合擠碎節點 1 區域的混凝土，而對角壓桿 C_{d12} 與 C_{d14} 的力量比值，可由上下傳遞路徑的剪力勁度來決定。
- (2) 節點 2 混凝土擠碎破壞：由對角壓桿 C_{d23} 來擠碎節點 2 區域的混凝土。利用軟化壓拉模型計算混凝土軟化擠碎的強度，即可求得下傳遞路徑的剪力強度，同樣地由上下傳遞路徑的剪力勁度比，即可求得所對應的上傳遞路徑的剪力強度。
- (3) 節點 3 撓曲鋼筋降伏：在滿足上下傳遞路徑的剪力分配法則以及節點 3 滿足力平衡的條件下，可求得節點 3 撓曲鋼筋降伏所對應的對角壓桿 C_{d23} 與 C_{d34} 強度，最後即可求得所對應的剪力強度。
- (4) 節點 4 水平拉力鋼筋降伏：當開口上方的水平拉力鋼筋達降伏時，在節點 4 必須滿足力平衡的條件下，可計算所對應的壓桿 C_{d14} 強度，即可求得所對應的上傳遞路徑的剪力強度，而下傳遞路徑的剪力強度仍會持續發展至節點 1、節點 2 或節點 3 破壞為止。

由以上的說明，可求得各破壞機制所得應的剪力強度，而各破壞機制中最小的剪力強度值，即為含開口深梁的剪力強度預測值。

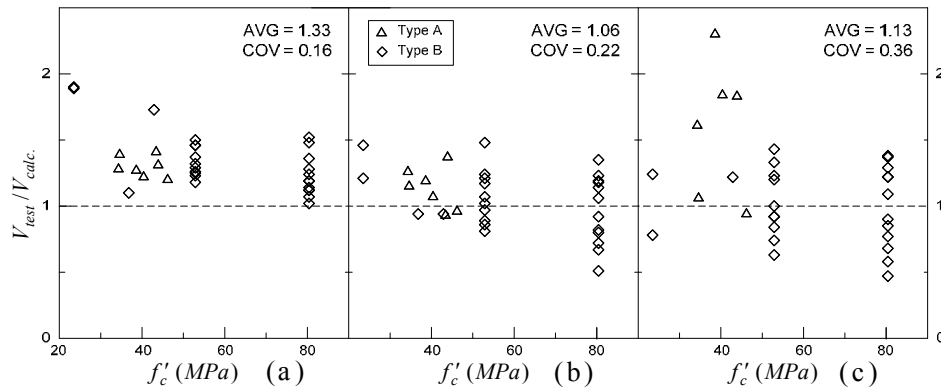


圖 4 混凝土強度對剪力強度預測的影響：(a) 本研究方法；
(b) Tan 等人分析方法；(c) Kong 和 Sharp 經驗公式

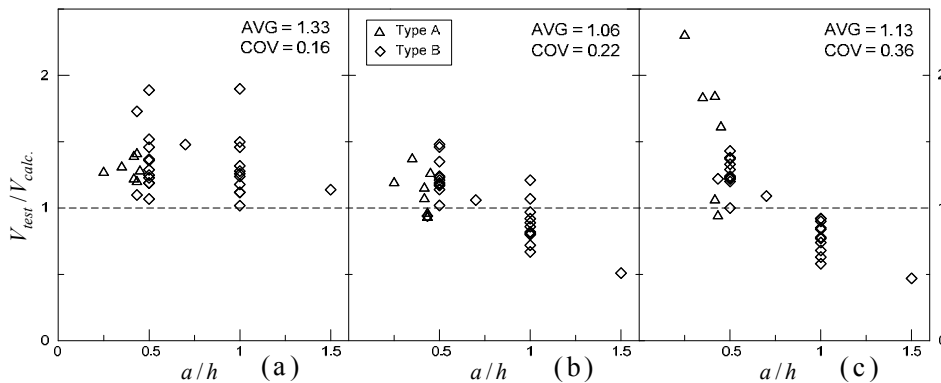


圖 5 跨深比 a/h 對剪力強度預測的影響：(a) 本研究方法；
(b) Tan 等人分析方法；(c) Kong 和 Sharp 經驗公式

三、分析結果與討論

分別以本文所建議之分析方法、Kong 和 Sharp(1977)之經驗公式及 Tan 等人(2003)之壓拉桿分析模型做為分析工具，來預測 Kong 等人(1978)[3]、Kong 和 Kubik(1979)、Guan 和 Kong(1994) 及 Yang 等人(2006)所測試之 33 組含開口鋼筋混凝土深梁試體之剪力強度。

由圖 4 可清楚比較不同混凝土強度的試體在預測剪力強度上的差異。本文所建議之分析方法，針對混凝土強度較低的試體，其預測剪力強度有較保守的傾向，即混凝土強度較低時，剪力強度比值有偏大的趨勢，而 Tan 等人和 Kong 和 Sharp 的預測，其剪力強度比有隨著混凝土強度越大而變小的趨勢，有些試體的剪力強度預測有偏不保守的情況(剪力強度比小於 1)。

觀察圖 5 之結果，本文所建議之分析方法，針對不同跨深比 a/h 的試體，其預

測剪力強度比分佈較為一致，而 Tan 等人和 Kong 和 Sharp 的預測，其剪力強度比有隨著 a/h 比值越大而變小的趨勢，當跨深比 a/h 大於 1，其預測剪力強度有偏不保守的情況，尤其以 Kong 等人的預測最為明顯。

參考文獻

1. Kong, F. K., and Sharp, G. R., 1977, "Structural idealization for deep beams with web openings," Magazine of Concrete Research, Vol. 29, No. 99, pp. 81-91.
2. Tan, K. H., Tong, K., and Tang, C. Y., 2003, "Consistent strut-and-tie model of deep beams with web openings," Magazine of Concrete Research, Vol. 55, No. 1, pp. 65-75.
3. Kong, F. K., and Sharp, G. R., Appleton, S. C., Beaumont, C. J., and Kubik, L. A., 1978, "Structural idealization for deep beams with web openings: Further Evidence," Magazine of Concrete Research, Vol. 30, No. 103, pp. 89-95.

考慮混凝土潛變階段施工的向量式有限元模擬

莊清鏘¹ 呂學治² 吳俊霖³

摘要

潛變為混凝土的重要力學特性，固定載荷作用下構件變形會隨著時間持續增加，長期載荷作用的潛變變形可能超過彈性變形，靜不定結構會產生應力重分配，進而影響結構長期行為，因此結構設計與施工應考量潛變影響。本研究嘗試用向量式有限元素法建立含混凝土潛變效應的階段施工模擬程序，從簡單數值驗證可看出向量式有限元素法模擬含混凝土潛變效應階段施工的可行性。

關鍵詞：向量式有限元素法、潛變、階段施工

一、前言

混凝土為目前應用最廣的工程材料之一，隨著文明進步，結構形狀日趨多樣化，行為也愈漸複雜，因此了解混凝土特性、受力行為、保證結構安全，愈來愈重要。

國內外因混凝土收縮、潛變造成工程事故的案例並不少。據調查，部份混凝土懸臂橋完工 10 年後撓度仍有明顯增加現象，譬如美國 1978 年建成的 Parrots 渡橋、帕勞共和國 Koror-Babeldaob 橋，其中 Koror-Babeldaob 橋 20 年後倒塌，這都直接、間接的與混凝土潛變有關。關於混凝土潛變研究，許資生[1]、張正欣[2]等曾探討混凝土潛變、乾縮和溫度對施工階段的影響，並且考慮預力、混凝土齡期等效應。李鎮宏[3]探討當時常用的預測模式並自訂一個潛變修正模式。陳太聰等[4]考慮階段性施工的潛變效應。雖然混凝土潛變計算理論、方法不斷發展，但如何正確預測、控制混凝土潛變對工程的影響至今仍是一大難題，仍有許多進步空間。本研究主要建立含潛變效應的階段施工的向量式有限元素法模擬程序，並說明該模擬方式的可行性和可信性。

二、向量式有限元素法

不同於以連體力學與變分法為基礎的傳統有限元素法，向量式有限元素法 (Vector Form Intrinsic Finite Element) [5] 模擬時結構空間位置用具有質量(質量慣性矩)的構件點描述，構件點運動軌跡用離散時間點描述，滿足牛頓運動定律。結構單元和構件點相接，結構單元目的只在求構件點間的互制內力，不具質量，可將構件點間互制內力的材料、幾何效應納入。向量式有限元素法處理流程可概分為：

(1) 設定構件點及時間點

結構位置、幾何形狀用構件點位置描述，任一構件點運動軌跡用一組時間點描述，時間點間可依實際狀況定義途徑單元。

(2) 利用逆向運動求結構單元的節點變形並計算等效節點內力

(3) 計算等效節點外力

(4) 計算構件點的質量與質量慣性矩

(5) 設定途徑單元構件點的控制方程式和時間積分求解

階段施工的力學模擬經常要求每階段結束的靜力反應，與傳統有限元素法不同

¹ 中原大學土木工程系副教授

² 中原大學土木工程系碩士

³ 國家地震工程研究中心副研究員

的是，向量式有限元素法為運動模擬(動力模擬程序)，假若要模擬靜力反應需要加入消能或減速機制。原始的向量式有限元素法用正比於質量的速度阻尼消散系統能量，此方式經常要較多的參數試誤和計算時間，有時甚至不容易得到所要結果。為了希望更有效進行向量式有限元素法的靜力模擬，本研究引入運動阻尼，推導向量式有限元素法的質點運動差分方程式，使每個質點在相同的模擬時間達到速度接近 0 的結果，此方式可提供向量式有限元素法一個穩定且大幅減少計算的靜力模擬程序，更方便進行施工階段的靜力模擬。

三、向量式有限元素法階段模擬

向量式有限元素法進行階段施工模擬時，可在不改變原來計算流程下有效、簡單處理(1)構件點、構件新增，(2)構件點、構件移除，(3)各種束制、束制改變，(4)載荷改變的行為。

(1) 構件點和構件新增

向量式有限元素法處理構件點、構件新增問題只需在相應的途徑單元增加構件點運動和構件內力計算，並將構件內力疊加至相應構件點，不需變動原來資料儲存方式和處理流程，程式撰寫較傳統有限元素法、結構矩陣法容易。

(2) 構件點和構件移除

向量式有限元素法對於構件點移除只需跳過該構件點的運動計算，同樣的構件移除也只是不再提供牽制力給相接的構件點。

(3) 各種束制、束制改變

向量式有限元素法可用空間點模擬物體的更種束制，空間點可分為(A)運動點：點的運動依循運動定律，位移可用中值差分法獲得；(B)位移、速度或加速度點：其中固定點位移為 0；(C)聯結點：假若構件 1 的 j 點和構件 2 的 k 點相接，此時只需

考慮 k 點運動，j 點和 k 點有相同的運動，j 點為聯結點。向量式有限元素法可用上面的點模擬結構運動、外在束制、內在束制和束制改變。

(4) 載荷改變

向量式有限元素法模擬隨時間改變的載荷只需要在相應時間點重新定義載荷。

四、階段施工混凝土潛變的模擬

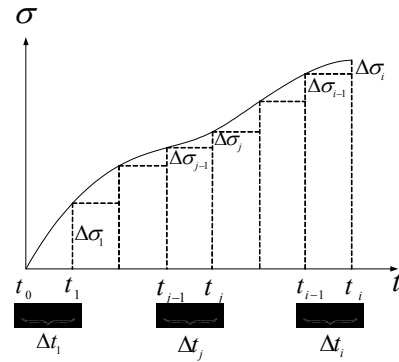


圖 1 含潛變結構單元應力-時間關係圖

大量的實驗顯示，應力小於混凝土強度 50%時，潛變應變與應力接近線性，因此許多學者提出的計算理論都遵守波茲曼(L. Boltzmann)的重疊原理。施工階段混凝土的齡期短，潛變會產生較大的變形，本節主要說明含混凝土潛變的向量式有限元素法階段施工模擬程序。

令圖 1 為含潛變結構單元的應力-應變關係圖，其中橫軸 t 為結構單元形成後時間(絕對時間減掉結構單元形成的時間)，此時 $\Delta\sigma(t_j)$ 在時刻 t_{i-1} 、 t_i 的潛變應變分別為

$$\int_{t_{i-1}}^{t_j} \frac{1}{E} \frac{d\sigma(t')}{dt'} \varphi(t_{i-1}, t') dt' \approx \frac{\Delta\sigma(t_j)}{E} \varphi(t_{i-1}, t_{j-\frac{1}{2}}) \quad (1)$$

$$\int_{t_{i-1}}^{t_j} \frac{1}{E} \frac{d\sigma(t')}{dt'} \varphi(t_i, t') dt' \approx \frac{\Delta\sigma(t_j)}{E} \varphi(t_i, t_{j-\frac{1}{2}}) \quad (2)$$

所以 $\Delta\sigma(t_j)$ ($j=1 \sim i-1$) 在 $t_{i-1} \sim t_i$ 時間 (Δt_i) 的潛變應變為

$$\sum_{j=1}^{i-1} \frac{\Delta\sigma(t_j)}{E} \left(\varphi(t_i, t_{j-\frac{1}{2}}) - \varphi(t_{i-1}, t_{j-\frac{1}{2}}) \right) \quad (3)$$

同時 $\Delta\sigma(t_i)$ 在 Δt_i 的應變為

$$\frac{\Delta\sigma(t_i)}{E}(1+\varphi(t_i,t_{i-1})) \quad (4)$$

亦即 Δt_i 的總應變

$$\Delta \mathcal{E}_c(t_i) = \frac{\Delta \sigma(t_i)}{E} (1 + \varphi(t_i, t_{i-1})) + \sum_{j=1}^{i-1} \frac{\Delta \sigma(t_j)}{E} \left(\varphi(t_i, t_{j-\frac{1}{2}}) - \varphi(t_{i-1}, t_{j-\frac{1}{2}}) \right) \quad (5)$$

其中 $\Delta\sigma(t_i)$ 為 Δt_i 的應力增量。

向量式有限元素法模擬含潛變結構單元的反應時，同樣時間步程 Δt_i 用牛頓運動定律預測構件點位置、逆向運動扣除構件剛體運動，求構件應力增量 $\Delta\sigma(t_i)$ 時，除了要扣除時間步程 (Δt_i) 桿件的初始長度外，還需扣除 $\Delta\sigma(t_j)$ ($j=1\sim i-1$)在 Δt_i 引起的潛變，如圖 2 所示。

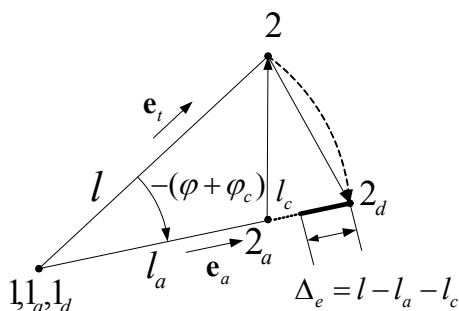


圖 2 考慮潛變之逆向運動

亦即應力增量

$$\Delta\sigma(t_i) = E_\varphi \left(\Delta\varepsilon(t_i) - \sum_{j=1}^{i-1} \Delta\sigma(t_j) \frac{\eta}{E_\varphi} \right) \quad (6)$$

其中 $E_{\varphi} = \frac{E}{1 + \varphi(t_i, t_{i-1})}$,

$$\eta = \frac{E_\varphi}{E} \left(\varphi(t_i, t_{j-\frac{1}{2}}) - \varphi(t_{i-1}, t_{j-\frac{1}{2}}) \right)$$

所以結構單元軸力增量

$$\Delta N(t_i) = AE_\varphi \left(\Delta \varepsilon(t_i) - \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma(t_j) \frac{\eta}{E_\varphi} \right) \quad (7)$$

同樣時間步程 Δt_i 結構單元彎矩增量如下

$$\Delta M(t_i) = E_\varphi I \left(\Delta \kappa(t_i) - \sum_{j=1}^{i-1} \Delta M(t_j) \frac{\eta}{E_\varphi I} \right) \quad (8)$$

五、數值算例

2 跨、1 度靜不定梁 2 階段施工，受均佈荷作用的含潛變效應模擬

一根 2 跨、1 度靜不定梁受均佈載荷 24kgf/cm 作用，如圖 3 所示，假設梁長 10m ，二次矩 0.078m^4 ，密度 2500kg/m^3 。

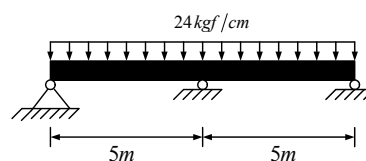


圖 3 2 跨、1 度靜不定梁受均佈載荷作用示意圖

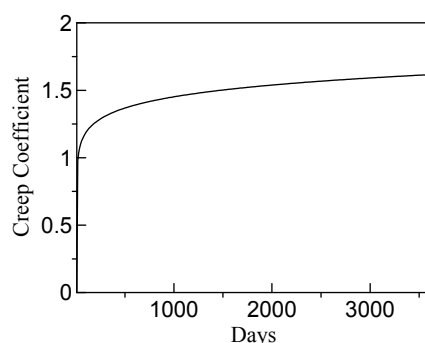


圖 4 潛變係數-時間關係圖

本算例採用簡化對數雙冪級潛變律模型

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_0} + \frac{\psi_0}{E_0} \times \ln(1 + (t_0^{-m} + \alpha) \times (t - t_0)^n) \quad (9)$$

其中 $E_0 = 1.5 \times 57000 \sqrt{f'_c}$ ， f'_c 為混凝土 28 天抗壓強度，單位為 kgf/cm^2 ，材料參數參考文獻[2]強度 $280 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 的潛變材料參數， $E_0 = 380000 (\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 、 $m = 0.7$ 、 $n = 0.1$ 、 $\psi_0 = 4$ 、 $\alpha = 0.02$ ，潛變係數-時間關係，如圖 4 所示。

令梁 2 階段施工，如圖 5 所示，階段 1 先完成第一跨，養護 10 天再拆模承載，30 天後進行第二階段施工，澆置第二跨，同樣養護 10 天再拆模承載，模擬時每跨分

10 個構件、11 構件點。文獻[2]階段分析時使用重疊原理，分別用圖 5 階段 1、階段 2 的結構個別模擬再進行反應疊加。不同於文獻[2]，向量式有限元素法可直接模擬不同階段結構形狀、材料、載荷、束制、潛變係數不同的反應。

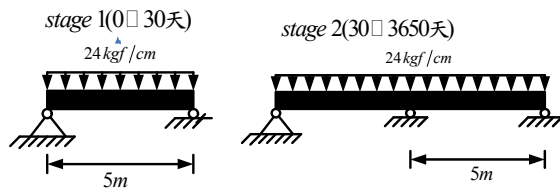


圖 5 梁階段澆置示意圖

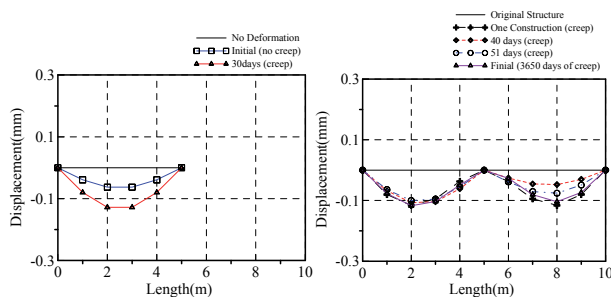


圖 6 第一階段變形 圖 7 第二階段變形

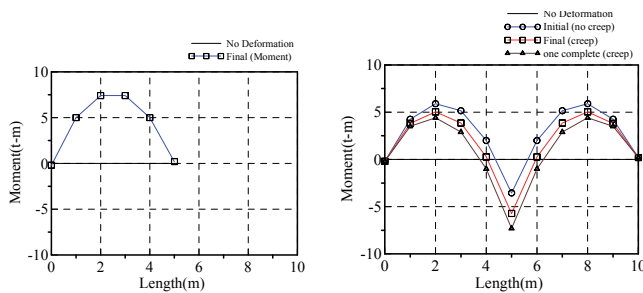


圖 8 第一階段彎矩圖 圖 9 第二階段彎矩圖

圖 6 為階段 1，不考慮潛變、考慮潛變(30 天)向量式有限元素法(一次性)模擬結果，圖 7 為階段 2，拆模(40 天)、第 51 天和 3650 天的變位圖，結果和文獻[2]非常接近。從圖 7 可以看出第一跨 40 天的變形較 51 天大，原因是 40 天第二跨剛拆模，第二跨對第一跨尚未有應力重分配，51 天後由於結構的應力重分配，導致第一跨變形較 40 天小，另外因潛變持續影響，所以隨著時間推移，第一跨、第二跨變形仍隨時間慢慢增加。

圖 8、圖 9 分別為階段 1 和階段 2 向

量式有限元素法的彎矩分佈圖。從圖 8、圖 9 可看出階段 1 的彎矩不受潛變變形影響，原因是目前仍為小變形問題，同時向量式有限元素法和文獻[2]所得結果一致。階段 2 由於二跨混凝土齡期不同，潛變速率不一致，所以內力持續重分配，同時隨時間增加兩端支承附近正彎矩漸減、中間支承附近負彎矩漸增，如圖 9 所示。

五、結論與展望

本研究主要建立含潛變效應的向量式有限元素法模擬程序，並進行算例驗證。從模擬結果可看出，向量式有限元素法含潛變階段模擬的可行性和可信性，此外向量式有限元素法可直接模擬結構階段建造力學反應，不需像傳統文獻使用重疊原理。

參考文獻

1. 許資生，「潛變、乾縮、溫度對預力混凝土結構之影響研究」，博士論文，台灣大學土木工程研究所(1995)。
2. 張正欣，「潛變乾縮對階段性施工之預力混凝土橋力學行為探討」，碩士論文，台灣大學土木工程研究所(1994)。
3. 李鎮宏，「混凝土乾縮、潛變預測模式之現況探討與研究」，碩士論文，台灣大學土木工程研究所(1995)。
4. 陳太聰，蘇成，鄧江，韓大建，「考慮階段施工的結構收縮徐變效應分析」，第十屆全國工程設計計算機應用學術會議論文集，(2000)。
5. 丁承先、王仲宇、吳東岳、王仁佐、莊清鏘、V-5 研究組，「運動解析與向量式有限元(2.0 版)」，中央大學工學院，橋梁工程研究中心(2007)。

臺灣中小學校舍結構耐震安全柱量比之研究

宋嘉誠¹ 邱聰智² 黃世建³

摘要

臺灣地理位置特殊，時常飽受地震威脅，而歷年災損報告均指出中小學校老舊校舍往往為強震下受損最嚴重的建築群。有鑒於此，教育部於民國 98 年開始實施「加速高中職及國中小老舊校舍補強整建計畫」，委託國家地震工程研究中心提供技術與行政支援。本研究根據上述計畫彙整之詳細評估資料庫，統計民國 100 年 4 月前承攬者完成上傳之詳細評估資料（共 4518 棟校舍），篩選結構材料、系統與型式相近之老舊典型校舍，以統計迴歸方式研究垂直構材量與校舍耐震性能之線性關係，並探討樓層數等變因對耐震性能之影響。藉由此分析結果，建議一快速保守之校舍耐震能力初步診斷公式，並計算各縣市符合耐震設計規範下之校舍安全柱量比。

關鍵詞：詳細評估、典型校舍、統計迴歸、垂直構材、安全柱量比

一、緒論

民國 88 年 9 月 21 日凌晨於南投縣集集鎮發生芮氏規模 7.3(ML, CWB)之強烈地震，導致震央附近之校舍受損情況嚴重。由教育部統計資料顯示，有 786 棟校舍受損，其中包含 43 棟中小學校舍全毀。根據羅俊雄等人[1]勘災報告可以歸納出幾點校舍受地震常見的破壞行為模式：

1. 校舍沿走廊方向(長向)常為結構弱向
2. 校舍嚴重破壞常集中於一樓
3. 窗臺柱、極短柱易發生嚴重剪力破壞
4. 懸臂走廊之校舍較易損壞

有鑒於此，教育部委託國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)於民國 98 年開始實施「加速高中職及國中小老舊校舍補強整建計畫」，希望針對全臺灣所有既有校舍之耐震能力進行調查，並且建置完整的校舍耐震能力資料庫。評估與補強之流程依序為初步評估、詳細評估、補強設計與補強工程，其中初步評估[2]係以直接考慮各構材極限剪力強度和之疊加折減後作為此校舍之耐震能力，適用於第一階段快速篩選機制。而詳細評估[3]則係以性能

設計法模擬實際校舍構架之反覆側推分析曲線，再參考美國 ATC-40[4]的容量震譜法，轉換成校舍耐震能力曲線，此分析方式已經由多次的校舍現地試驗[5]得到驗證，具備可靠與精確性，適用於第二階段確認耐震能力。

本文結合上述兩方法之概念，截取初步評估快速、簡單的分析原則，並加入詳細評估考量校舍整體結構與韌性行為分析，以「校舍耐震資訊網」蒐集詳細評估資料作為統計母體，在篩選結構材料、系統與型式相近的老舊典型校舍之後，以迴歸方式研究垂直構材與耐震性能之線性關係，並探討樓層數等變因對耐震性能之影響。

二、校舍耐震詳細評估資料庫分類與篩選

在統計迴歸分析之前，必須將資料加以分類並檢核篩選，去除不合理或離散程度太高的奇異值，才能確保統計分析結果符合結構工程理論。於下分述篩選之規則：

¹ 國家地震工程研究中心助理技術師

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立台灣大學土木系教授兼國家地震工程研究中心副主任

1. 分析方法之篩選

本研究彙整民國 100 年 4 月 5 日為止之 4518 棟校舍詳評資料做分類與篩選，其中包含強度韌性法、側推分析的 *SERCB* 以及 *NCREE* 法三種分析方法，各評估法對於性能點的認定與結構元件設定的塑性行為不盡相同，而 *NCREE* 法[3]是由國震中心所建議，最常為專業技師所採用，因此僅選擇 *NCREE* 法作為本研究分析之對象。

2. 典型校舍之篩選

典型校舍定義係指校舍平面結構系統為教室沿單向的排列配置，游泳池、體育館等非一般教學與辦公用途不予考慮，校舍結構最弱層為一樓，弱向為長向。其二，典型校舍之結構支承材料必須限定為鋼筋混凝土或磚構造，即 *RC* 柱純構架、含三面圍束磚牆構架、含四面圍束磚牆構架與含 *RC* 牆構架校舍，排除木構造與石構造及少數採 *SRC* 構造之新建校舍。

3. 資料分析檢核

對於會直接影響迴歸分析之變數，必須檢核其合理性，如二樓以上總樓地板面積、柱量、磚牆量與性能目標地表加速度等；而間接相關於迴歸分析，若係屬非線性靜力分析之重要參數，為保守確認詳細評估分析結果之正確性，亦須排除不合理值，如各樓層層間變位角與基底剪力等。

三、校舍結構安全柱量比之研究

典型校舍在一樓為最弱層的假設下，一樓的垂直構材所能提供之剪力強度便成為校舍結構是否符合耐震安全的最重要判斷指標之一，而校舍長向的垂直構材多以 *RC* 柱為主，故優先考慮柱之貢獻。校舍柱又可細分為走廊柱、教室柱與隔間牆柱，而教室柱會主控整體構架行為，為方便校舍初步勘查柱量之工作，忽略各柱的差異，直接計算所有柱量總和，則校舍所受總基底剪力 V 可表示為：

$$V = \tau_c \Sigma A_c \quad (1)$$

其中， τ_c 為 *RC* 柱平均極限剪應力強

度(kgf/cm^2)， ΣA_c 為一樓所有 *RC* 柱的斷面積和。

而典型純構架校舍之抵抗側力能力，可表示為該校舍所能承受的基底剪力 V 除以校舍總重 W ，即：

$$\frac{V}{W} = \frac{\tau_c \Sigma A_c}{w_i \Sigma A_f} \quad (2)$$

其中， ΣA_f 為校舍二樓以上總樓地板面積(cm^2)， τ_c 為 *RC* 柱平均極限剪應力強度， w_i 為樓地板單位面積載重，而後兩者則可視為固定係數省略，固可化簡為柱量比(*column-to-floor ratio, CFR*)的定義：

$$CFR = \frac{\Sigma A_c}{\Sigma A_f} \quad (3)$$

而柱量比 *CFR* 則為本研究判斷校舍耐震能力之重要指標，並且作為迴歸分析之變數。透過統計分析軟體 *SPSS* 以最小平方迴歸結果之關係式為：

$$CFR = (0.93A_p + 0.21)\% \quad (4)$$

其中， A_p 為性能目標地表加速度，亦即為校舍耐震能力。此關係式之相關係數 r 為 0.41，屬中度相關，表示式(4)尚不足完全表達柱量比 *CFR* 與性能目標地表加速度 A_p 之關係。為提高關係式之解釋能力，必須進一步考慮其他重要參數對於校舍耐震能力之影響，故本研究針對興建年代、材料強度與樓層數三個參數個別對性能目標地表加速度 A_p 作相關性分析，結果以樓層數相關性最高，而迴歸結果修正為：

$$CFR = (0.71A_p - 0.1N_f + 0.56)\% \quad (5)$$

其中， N_f 為校舍樓層數。此關係式之相關係數 r 提升為 0.61，仍屬中度相關。故再嘗試修正迴歸關係，另考量性能目標地表加速度 A_p 與樓層數 N_f 之間會有結構韌性之關連性，以兩者乘積作為交互作用之新變數，則迴歸結果修正為：

$$CFR = (1.38A_p - 0.05N_f - 0.2A_p N_f + 0.40)\% \quad (6)$$

此關係式之相關係數 r 提升為 0.66，接近高度相關。進一步分析各樓層之結果，將迴歸模型投影至柱量比 *CFR* 與性能目標地表加速度 A_p 如圖 1，對於 1 樓校舍，

迴歸結果顯示柱量比 CFR 對應至性能目標地表加速度 A_p 略高而較不保守；而對於 2 至 4 樓校舍，迴歸趨勢最能表達資料結果，亦由於多數校舍資料散佈於此類；對於 5 樓校舍，資料樣本數過少，造成迴歸結果之斜率過低，故不適用，改取 4 樓校舍迴歸結果作為較保守之推估，因此式(6)依不同樓層數校舍可分別化簡為：

$$1 \text{ 樓 } CFR_1 = (1.18A_p + 0.35)\% \quad (7)$$

$$2 \text{ 樓 } CFR_2 = (0.98A_p + 0.30)\% \quad (8)$$

$$3 \text{ 樓 } CFR_3 = (0.78A_p + 0.25)\% \quad (9)$$

$$4 \text{ 樓 } CFR_4 = (0.58A_p + 0.20)\% \quad (10)$$

$$5 \text{ 樓 } CFR_5 = (0.58A_p + 0.20)\% \quad (11)$$

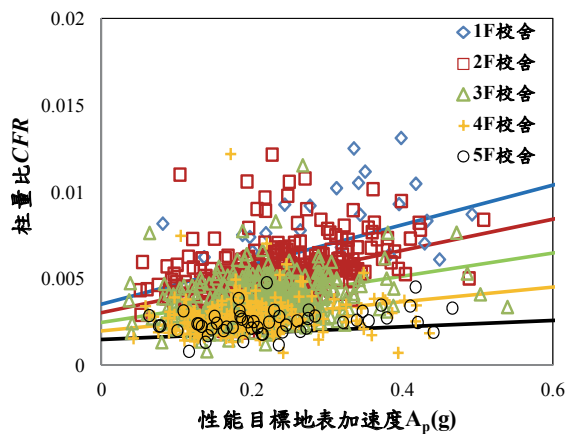


圖 1 各樓層校舍考慮交互作用之迴歸結果

為考慮不同耐震需求下所需之柱量比，視情況為已知某校舍之結構平面資訊，而求其耐震能力，則可將式(6)改寫為：

$$\begin{cases} A'_p = \frac{100CFR - 0.4 + 0.05N_f}{1.38 - 0.2N_f}, CFR \geq (0.4 - 0.05N_f)\% \\ A'_p = 0, CFR < (0.4 - 0.05N_f)\% \end{cases} \quad (12)$$

其中， A'_p 為預測之性能目標地表加速度。須注意的是，此關係式只適用於 1 至 4 樓校舍，5 樓校舍以 4 樓校舍計算之。根據式(12)以詳評資料所提供之垂直構材量與二樓以上總樓地板面積，反算其預測值 A'_p ，再除以原資料實際的性能目標地表加速度 A_p ，可得比值 A'_p/A_p ，並以 0.2 為一區間作比值頻率分佈圖，如圖 2。圖中顯示大於 1 之校舍棟數約為 500 棟，佔 42.1%；而比值大於 1.4 倍之校舍棟數約為 280 棟，

佔 23.5%。

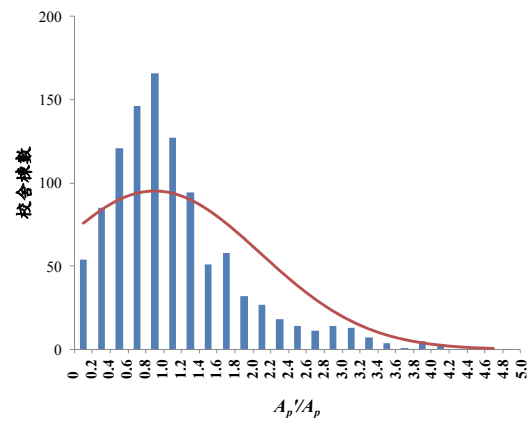


圖 2 迴歸預測與實際之性能目標地表加速度比值分佈圖

以工程角度而言，結構設計必須趨於保守，故增加安全係數以確保結構受力超過理想分析值時，仍能維持一段時間而不會有立刻崩塌之危險。又由於本研究之目的為校舍耐震能力快速評估，必須採更為保守之策略。因此將式(12)乘以一安全係數 ϕ 折減，使比值大於 1 之超越機率降至 30% 左右。以試誤法計算後之結果，取安全係數為 0.85，修正式(12)為：

$$\begin{cases} A'_p = \frac{100CFR - 0.4 + 0.05N_f}{1.62 - 0.24N_f}, CFR \geq (0.4 - 0.05N_f)\% \\ A'_p = 0, CFR < (0.4 - 0.05N_f)\% \end{cases} \quad (13)$$

式(13)與式(12)之差異在於乘以安全係數 0.85 後之分母變大，於同樣的柱量比 CFR 下，預估之耐震能力會較保守。同樣計算各詳評資料之比值 A'_p/A_p ，並以 0.2 為一區間作比值頻率分佈圖，如圖 3。圖中顯示比值大於 1 之頻率從 42.1% 減少為 32.1%，且比值大於 1.4 之頻率從 23.5% 減少為 8.4%，與圖 2 相比之下保守許多。

將式(13)代入樓層數計算可化簡為：

$$1 \text{ 樓 } \begin{cases} A'_p = 72.46CFR_1 - 0.25, CFR_1 \geq 0.35\% \\ A'_p = 0, CFR_1 < 0.35\% \end{cases} \quad (14)$$

$$2 \text{ 樓 } \begin{cases} A'_p = 87.72CFR_2 - 0.26, CFR_2 \geq 0.30\% \\ A'_p = 0, CFR_2 < 0.30\% \end{cases} \quad (15)$$

$$3 \text{ 樓 } \begin{cases} A'_p = 111.11CFR_3 - 0.28, CFR_3 \geq 0.25\% \\ A'_p = 0, CFR_3 < 0.25\% \end{cases} \quad (16)$$

$$4 \text{ 樓 } \begin{cases} A'_p = 151.52CFR_4 - 0.30, CFR_4 \geq 0.20\% \\ A'_p = 0, CFR_4 < 0.20\% \end{cases} \quad (17)$$

$$5 \text{ 樓 } \begin{cases} A'_p = 151.52CFR_5 - 0.30, CFR_5 \geq 0.20\% \\ A'_p = 0, CFR_5 < 0.20\% \end{cases} \quad (18)$$

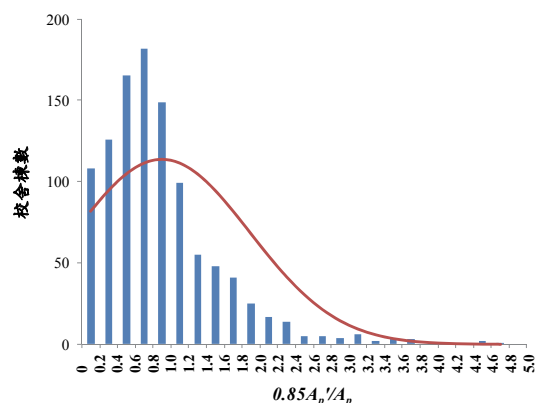


圖 3 乘以安全係數 0.85 折減後迴歸預測與實際之性能目標地表加速度比值分佈圖

式(14)至式(18)即為本研究對於柱量比 CFR 與性能目標地表加速度 A_p 兩者關係之建議，可運用於典型純構架校舍的耐震能力初步診斷。

此外，對於含三面或四面圍束磚牆構架校舍，本研究亦有所建議。經篩選後含三面圍束磚牆校舍為 751 棟，以柱量 ΣA_c 與三面圍束磚牆量 ΣA_{bw3} 為自變數，性能目標地表加速度 A_p 為因變數作迴歸分析，得到結果為：

$$A_p = 15.39 \frac{\Sigma A_c}{\Sigma A_f} + 0.42 \frac{\Sigma A_{bw3}}{\Sigma A_f} + 0.15 \quad (19)$$

其中，15.39 代表 RC 柱之強度貢獻係數，0.42 則為三面圍束磚牆之強度貢獻係數，兩強度貢獻係數可視為平均極限剪應力強度與發揮比率之乘積，而兩強度貢獻係數之比值 0.03 則可作為等值柱量 $\Sigma A_{c,eq}$ 之轉換：

$$\Sigma A_{c,eq} = \Sigma A_c + 0.03 \Sigma A_{bw3} \quad (20)$$

同理，經篩選含四面圍束磚牆校舍 1540 棟作迴歸分析，四面圍束磚牆量 ΣA_{bw4} 與等值柱量 $\Sigma A_{c,eq}$ 之關係式為：

$$\Sigma A_{c,eq} = \Sigma A_c + 0.2 \Sigma A_{bw4} \quad (21)$$

四、結論

本研究所建議之校舍結構耐震安全柱量比是以詳細評估資料庫迴歸而得，不同於多數文獻採地震災損勘查或模型分析。經與其他相關文獻、模擬校舍結構地震行為的現地試驗及地震災損校舍相比較後，皆可驗證本研究具有相當的保守度，且對柱量比多寡的敏銳度高，能快速且有效評估校舍耐震能力。

參考文獻

1. 羅俊雄、鍾立來、黃炯憲、鄧崇任、葉錦勳、張順益、簡文郁、柴駿甫、劉季宇、廖文義、李政寬、黃富國、鄧慰先、翁作新、張國鎮、黃震興，「集集地震初步勘查報告」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-99-027，臺北，1999 年 10 月。
2. 許丁友、鍾立來、廖文義、邱建國、簡文郁、周德光，「國民中小學典型校舍耐震能力初步評估法」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-03-049，台北，2003 年 12 月。
3. 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建、孫啓祥，「校舍結構耐震評估與補強手冊第二版」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-09-023，台北，2009 年 11 月。
4. Applied Technology Council (ATC), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Report No. ATC-40, California, USA, Nov., 1996.
5. 葉勇凱、沈文成、蕭輔沛、周德光，「側推分析於校舍現地試驗之驗證」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-08-031，台北，2008 年 7 月。

補強用鋼框架斜撐與既有 RC 構架之接合研究

邱聰智¹ 蕭輔沛² 林叡延³ 黃世建⁴

摘要

鋼框架斜撐補強工法在國內尚未有較明確的設計方式，其中鋼框架構架及混凝土構架之間的界面細節設計是個重要的課題。因此本研究針對界面細節，探討化學錨栓的設計，規劃出 4 座補強試體及 1 座純構架。由於這次實驗當中，水泥砂漿之抗壓強度控管不當，導致強度過低，四座補強試體界面水泥砂漿最終都嚴重破壞剝落，尤以角落最為嚴重，因此在往後的設計中，須注意其界面細節的設計，改善界面水泥砂漿圍束的方式，並嚴格控管水泥砂漿之強度，使鋼框架斜撐能發展出理想之強度，而達到預期的補強效果。

關鍵詞：鋼筋混凝土、既有建築物、耐震補強、鋼框架斜撐、植筋

一、前言

本研究探討鋼框架斜撐與 RC 構架之間的界面接合方法，其界面接合藉由剪力釘與化學錨栓需有效的將鋼骨斜撐的力量傳遞至 RC 構架，其間界面層以水泥砂漿及螺旋箍筋圍束緊密接合，確保剪力釘與化學錨栓之間的剪力傳遞。針對化學錨栓數量及不同力量傳遞需求，本研究設計出五座試體，其規劃列於表 1，包括非韌性配筋構架、含 X 形鋼骨框架斜撐以及含鑽石形鋼骨框架斜撐等，考慮不同的力量傳遞方式，設計不同的化學錨栓數量，期望能得到一套可靠的分析模式，可供台灣老舊建築物以鋼框斜撐補強的評估與設計的依據。

二、實驗佈置

本測試實驗在無軸力之情況下進行側向反覆載重測試，加載歷程如圖 1 所示，以外部 LVDT 讀取梁端部位移輸出作為位移控制點，輸出施力的波形種類、振幅、頻率及每個循環週期數目。本實驗施力系統採用三支水平油壓制動器，其中兩側油

壓制動器採位移控制，中間油壓制動器採用兩側油壓制動器合力的平均值做力量控制，此測試方法能減少試體扭轉效應。此外，為了確保試體在面內平面上變形，試體兩側部置側撐系統，防止試體有面外變形，如圖 2 所示。

三、實驗結果

鋼框架補強之功效(PFX-M16 及 PF)

以鋼框架斜撐補強改變了結構行為模式，在純構架中是以雙曲率之行為，當鋼框架斜撐補強後，出現了受拉側邊界構材全斷面受拉，受壓側全斷面受壓；若將兩試體之載重位移遲滯迴圈做一比較，鋼框架斜撐補強能有效之提升純構架之強度，增加構架的勁度，但是無法提升構架之韌性行為，使純構架的變形能力降低。(圖 3)

化學錨栓之設計方法

以不同的設計化學錨栓方法設計出三組試體，分別為 PFX-M16、PFX 及 PFX-M20。

PFX-M16 提升純構架之勁度較 PFX 來

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

³ 國立台灣大學土木工程系碩士

⁴ 國立台灣大學土木工程系教授兼國家地震工程研究中心副主任

得高，明顯地顯示出有化學錨栓能有效地將鋼骨斜撐的力量傳遞至補強構架，而無化學錨栓造成兩種不同材料性質的構架無法緊密接合，傳力的機制也不同，PFX 是靠著兩界面互相接觸摩擦傳遞力量，當接觸時才有斜撐的力量傳遞至 RC 構架，而能提升的勁度較為有限，但是在兩者過了強度點後之行為，PFX 的變形能力較 PFX-M16 來的好，從實驗的觀察中，PFX-M16 雖能較 PFX 有效的將力量傳遞，界面水泥砂漿卻因為化學錨栓及剪力釘作用下，而造成嚴重的破壞，由於化學錨栓不足，力量較為集中在角落，PFX 之界面水泥砂漿，僅在界面互相接觸時才有磨損，因此角落的破壞較不嚴重。(圖 4)

PFX-M16 及 PFX-M20

從實驗結果來看兩者之破壞形式不同，在 PFX-M20 中因為化學錨栓配置的量較多，提高 PFX-M16 之化學錨栓的數量 1.45 倍，在傳遞鋼骨斜撐力量時較為均勻，裂縫發展趨勢均勻的分散，PFX-M20 出現很多沿著剪力釘與化學錨栓走向的裂縫，界面水泥砂漿最終已全數破壞脫落，而旁邊的邊界構材無受到嚴重的破壞，只有些微的撓曲及剪力裂縫，有此顯示出足夠的化學錨栓能有效地傳遞力量，而在 PFX-M16 中，因為所配置的化學錨栓數量不足，使力量多集中在四個角落由以上部最為集中，因此界面水泥砂漿最終以上部角落破壞最為嚴重，並且角落旁之邊界構材受到影響，發生了短柱效應之現象，PFX-M20 之設計方法較為可行。(圖 5)

鋼骨框架斜撐形式

PFX-M16 及 PFD-M16 兩種不同形式之鋼骨斜撐，從破壞模式來看，兩者相同都是邊界柱之剪力破壞，但是 PFD-M16 發生破壞較 PFX-M16 來的晚，而 PFD-M16 提升的強度較 PFX-M16 提升之強度低，但是卻有較好的變形能力；當 PFX-M16 到了強度點之後強度衰減迅速，PFD-M16 同樣的衰減程度沒有 PFX-M16 來得快也較平緩，由初期的裂縫來看，PFX-M16 的裂縫多集中於角落，並向四周延伸，而 PFD-M16

的裂縫一開始主要產生在力量集中區也就是在斜撐接合處，角落的裂縫產生的較晚，可發現因為鋼骨斜撐之形式，使得 PFX-M16 力量皆集中在角落，PFD-M16 力量分散在角落及斜撐接合處，因此可能造成 PFD-M16 提升強度較低而 PFX-M16 強度較高的現象，不過 PFD-M16 也因此提升了韌性，雖然強度較低，卻有良好的變形能力。改變了鋼骨斜撐的形式，也改變了力量的傳遞方式。(圖 6)

四、結論與建議

1. 界面水泥砂漿

由於界面中剪力釘是藉著水泥砂漿來傳遞力量，而由計算剪力釘之抗剪強度公式中，水泥砂漿之強度因子是很重要的，水泥砂漿強度越高，剪力釘所能提供的強度就越高，因此在本試驗結果發現，因水泥砂漿強度過低，導致最終界面破壞得最為嚴重，改善水泥砂漿強度嚴格控管在 30MPa 以上。

2. 界面之螺旋箍筋

最終界面破壞時，水泥砂漿大部分皆已剝落，箍筋之效果有限，可能原因在於螺旋箍筋間距過大，應將螺旋箍筋的間距縮小，以增加螺旋箍筋圍束之效果，而建議螺旋箍筋之淨間距應為 6 公分，並增加圍束的範圍，將螺旋外直徑提升為 11 公分。

3. 界面角隅部配筋

由於鋼斜撐是藉由鋼框架以點至面的方式傳遞力量，而使力量多集中於四個角落，實驗的結果也發生了界面水泥砂漿嚴重破壞，因此若增加角落之圍束效果，對於鋼框架斜撐補強會有很大的幫助，以 U 形鋼筋綁在化學錨栓上，通過裂縫產生處，增強角隅處使之不易受到力量而嚴重破壞。

4. 剪力釘之設計

由於剪力釘強度已水泥砂漿強度控制，而製作試體時，水泥砂漿之抗壓強度較困難控管，因此由本實驗中最低水泥砂漿強度設計剪力釘，提升剪力釘之強度，應由 2-#4@24 公分改為 2-#5@24 公分，避

免界面接合部產生破壞。

5. 化學錨栓

➤ 非固定

從實驗結果發現，無化學錨栓之傳力機制是靠著界面之間的摩擦力傳遞，與有化學錨栓傳力機制不同，雖然提升之強度有限，但是以結構行為來看，其較有良好的變形能力，只要將中間的部分以其他之方法加以固定，對於無化學錨栓其施工性較方便。

➤ 固定

配置化學錨栓之 PFX-M20，根據分析之結果，PFX-M20 之化學錨栓抗剪剪強度高於鋼骨斜撐提供之剪力強度，PFX-M20 最終混凝土構架並無嚴重破壞，若將水泥砂漿之強度提升，PFX-M20 之設計方法較能有效地將鋼骨斜撐力量發展出強度，另外 PFX-M16 之界面摩擦剪力並未發生，因此改用 D 區域剪力進行設計，提升化學錨栓之需求，而相較於 PFX-M20 多了兩倍，可在未來的實驗中比較兩者設計方式較為合適。

6. 鋼框架斜撐形式

改變斜撐形式明顯的看出差異性，變形能力以鑽石形鋼骨框架斜撐較 X 形鋼骨框架斜撐好，將強度衰減及破壞時間發生延後，但強度卻沒有 X 形鋼骨框架斜撐來得高，以分析之結果來看，若發展出斜撐之強度，其鑽石形之強度應比 X 形高。

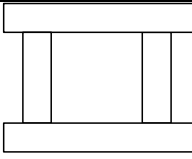
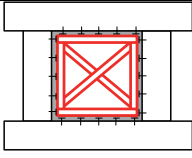
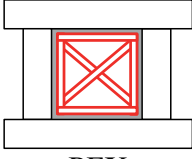
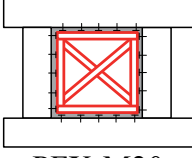
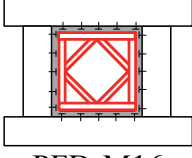
參考文獻

1. 內政部營建署編輯委員會，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-(二)鋼結構極限設計規範及解說」，內政部營建署，民國 100 年 6 月。
2. 国土交通省住宅局建築指導課，「2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針」，財団法人日本建築防災協会，民國 91 年 9 月。
3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (318-11) and Commentary (ACI 318-11R)," American Concrete Institute,

Farmington Hills, Michigan, 2011, 503 pp.

4. 國家地震工程研究中心，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊-第二版」，NCREE，民國 98 年 11 月。
5. 吳炳昀，「低矮形鋼筋混凝土牆之鋼筋配置暨補強研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程系，台北，民國 101 年。

表 1 試體規劃表

試體名稱	化學錨栓	斜撐型式
 PF	NONE	純構架
 PFX-M16	M16@24cm	X 形
 PFX	NONE	X 形
 PFX-M20	M20@24cm	X 形
 PFD-M16	M16@24cm	鑽石形

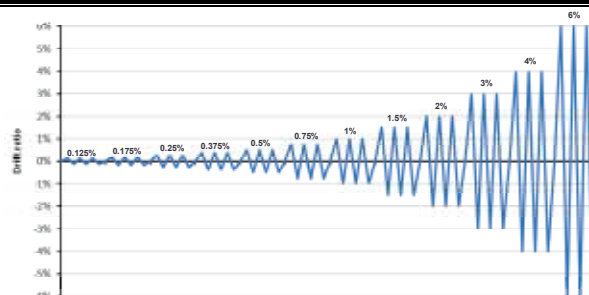


圖 1 加載歷時



圖2 測試布置全景圖

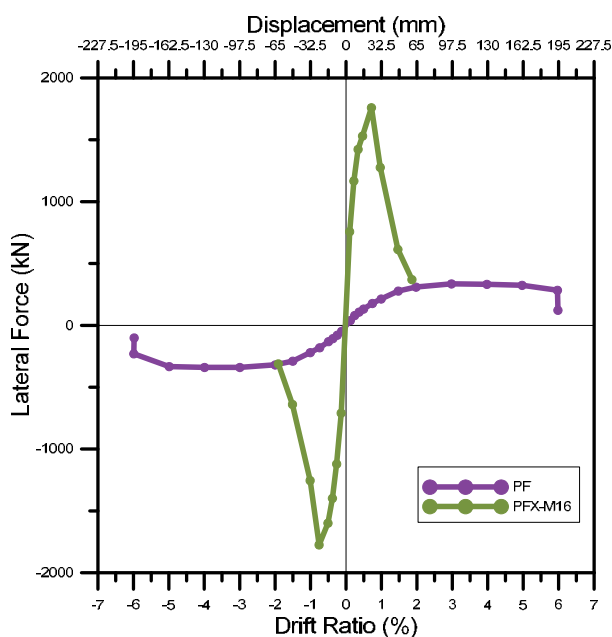


圖 3 PFX-M16 及 PF 之載重位移曲線

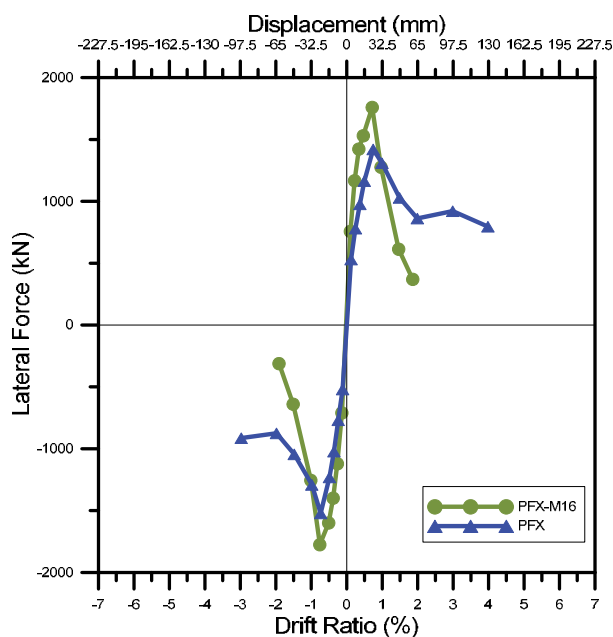


圖 4 PFX-M16 及 PFX 之載重位移曲線

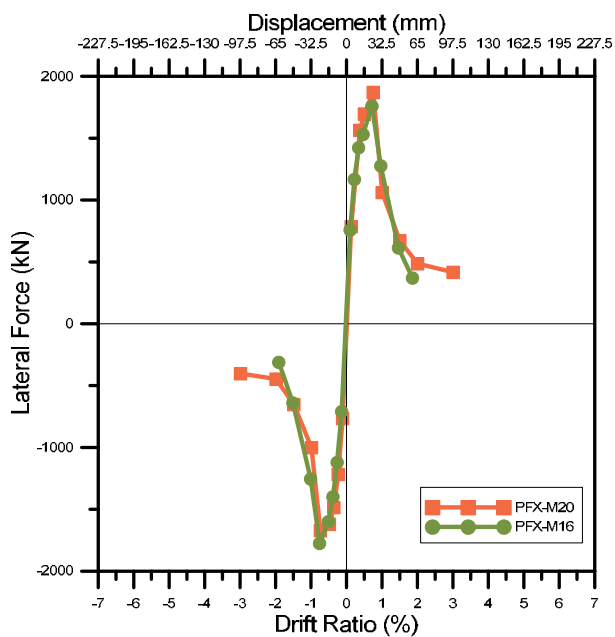


圖 5 PFX-M16 及 PFX-M20 之載重位移曲線

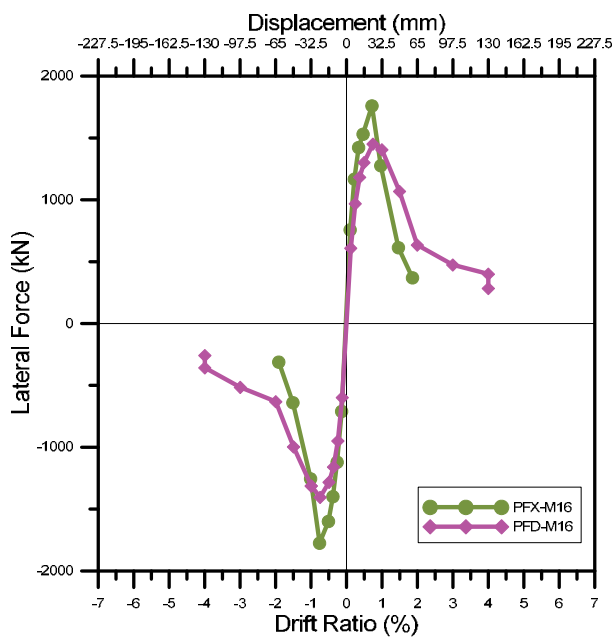


圖 6 PFX-M16 及 PFD-M16 之載重位移曲線

臺灣校舍耐震評估與補強之推行

沈文成* 黃世建† 鍾立來‡

摘要

學校建築物與臨街式店鋪住宅是九二一集集大地震中受損最為嚴重的類型，其結構耐震是否安全應加以檢視，以確保生命之安全，又學校建築物為學童接受教育之場所，且於地震災害發生後須做為避難使用，更突顯其重要性。政府自 2009 年起大規模實施既有校舍耐震評估與補強計畫，目的在於提升結構安全並縮短辦理期程，期能於下一次大地震前做好準備。2013 年臺灣發生 3 次規模 6 以上之地震，雖未造成重大災害，但由震後勘查結果顯示，經過耐震補強之校舍，並未出現結構性損壞，可說是經得起大自然之考驗；反觀耐震能力不足且尚未執行補強之校舍，在地震後則出現結構性損壞，顯示校舍耐震補強之推動確實發揮其成效。本文將概略性介紹近年來之執行成效供讀者瞭解，並期望各界持續努力改善既有建築物之耐震能力。

關鍵詞：耐震評估、耐震補強、教育訓練、決策支援

一、前言

校園是政府提供學童接受教育、快樂學習成長的環境，又國中小校舍常做為震後緊急避難之場所，建築物之結構安全格外重要。目前臺灣國中小校舍以 1960 年代興建者居多，因政府開始實施九年義務教育，當時校舍數量嚴重不足，為快速提供學習環境，以標準圖方式大量興建，簡化規劃設計時間。以標準圖說施工之校舍，有以下幾點特色：

- (1) 摺版屋頂，正立面呈三角形；
- (2) 為增加學童走廊之活動空間，採懸臂式走廊教室單元；

(3) 因通風、採光等使用需求，開窗率大。然而，上述特色卻隱藏著結構上的弱點，例如窗台旁之柱體受到窗台束制，其剪力需求大增，每當地震來襲，柱體無法承受剪力作用而出現斜向剪裂縫，最終破壞。又隨著國內耐震設計規範不斷更新，若以現行耐震設計法規檢核早期興建之校舍，普遍存在耐震能力不足之問題。

1999 年臺灣發生芮氏規模 7.3 之集集

大地震，造成許多建築物嚴重損壞，甚至倒塌，顯示既有建築物耐震不足。行政院於 2000 年即頒布「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，要求全面檢視公私有建築物之耐震能力。爾後，更延長該方案之實施期間，並將實施對象鎖定為公有建築物，期能成為民間表率，順利推動耐震評估與補強[1]。

教育部主要以拆除重建方式改善老舊校舍之耐震能力，然此舉除耗時且加重政府財政負擔。考量地震具有高度不確定性及瞬間發生之特性，必須於下一次大規模地震前做好震前整備，本中心向教育部提出改以耐震補強方式，以縮短辦理期程，減少地震災害造成之損失。

2009 年適逢全球面臨金融風暴造成經濟不景氣，政府為振興國內經濟而提出「振興經濟擴大公共建設特別預算案」，教育部趁此機會順利爭取到特別預算支持，自同年 4 月起全面針對公立高中職以下學校，展開「加速高中職及國中小老舊校舍及相關設備補強整建計畫」[2, 3]，全面針對 1999 年九二一地震以前興建之校舍進行

* 國家地震工程研究中心助理研究員

† 國立臺灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心副主任

‡ 國家地震工程研究中心研究員兼組長

耐震能力評估，並就評估結果不符現行耐震設計標準之校舍優先予以補強，加速提升既有校舍之耐震能力，保障學校師生之生命安全，並解除家長對於校舍結構不安全之疑慮。

前述特別預算案已於 2011 年結束，為持續改善既有校舍之耐震能力，自 2012 年起，教育部改向經建會申請經費，展開「101 至 105 年度國中小校舍耐震能力評估、補強及設施設備改善計畫」[4, 5]，鎖定對象為經評估後有高度震損風險之校舍，給予耐震補強。由於高中職校舍數量較少且完成率較高，所需經費可由行政院一般性教育補助款支應，故該計畫之實施對象以國中小校舍為主。

由於教育部多屬教育領域之專業人才，鮮少具有土木結構專業背景之人員或單位可執行計畫，國家地震工程中心接受教育部委託成立專案辦公室，除提供耐震評估與補強技術支援，並協助推動該計畫相關事務，以確保計畫執行成效，達成計畫之推動目標。

二、執行方式

推動校舍耐震補強計畫應全面性展開，不應依學校之執行意願自行提報，故掌握校舍之數量為推動計畫之首要工作。本中心與各地區大專院校土木、營建、建築等科系合作，逐一前往全國公立高中職及國中小學校進行現地調查[6]，除蒐集校舍耐震基本資料，並拍照記錄外觀照片，以便日後容易辨識。歷時 3 年餘時間，終於完成相關資料之蒐集與資料庫之建置。根據資料庫顯示，全國公立高中職及國中小校舍總數近 26,000 棟，考量校舍數量龐大，且為兼顧經濟效益，本中心提出一套解決方案，其提升策略程序包含篩選、評估、設計與施工等階段[7]，如圖 1 所示。第一階段為初步評估，由專業人員(土木技師、結構技師或建築師)至學校調查柱與牆之數量、尺寸後，得到其耐震能力，藉由初步評估結果篩選出耐震能力有疑慮之校舍，可縮小問題之規模。再來針對耐震能力有疑慮之校舍，依危險程度由專業人員

進行詳細評估，倘若判定耐震能力確有不足，且尚符合補強之經濟效益時，經專業人員與學校充分溝通補強構想後，即進行細部設計，最後再予以補強施工；若不符補強之經濟效益，則將其調整為拆除重建。

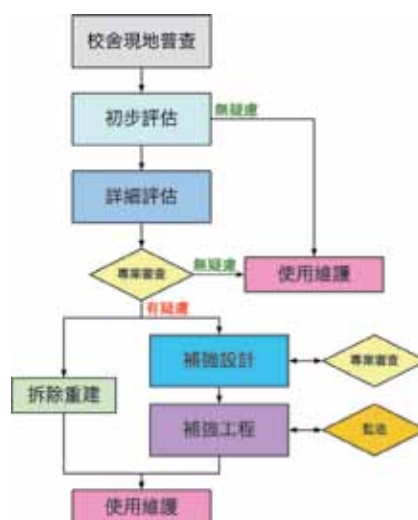


圖 1 校舍耐震能力提升策略

三、執行現況

各階段作業

截至 2013 年 12 月底止，各階段執行現況如圖 2 所示，紅色區塊表示尚未處理，綠色區塊為評估後無疑慮或工程竣工。各階段作業仍有未處理之校舍，應盡速依圖 1 之程序逐步將執行進度往下一階段移動，達成全面提升校舍耐震能力之最終目標。



圖 2 各階段作業執行現況

資料蒐集與建置

此次政府大規模實施既有校舍耐震能力提升計畫，數據資料對於訂定執行策略或是增進校舍之耐震行為研究，均有非常大的幫助，為蒐集及儲存大量校舍耐震評

估與補強資料，使資料能提供最大的效益與服務，因而建置資料庫，並透過網路系統將耐震評估與補強相關成果資料回傳至資料庫中儲存管理，圖 3 為各階段成果資料之分佈情形。

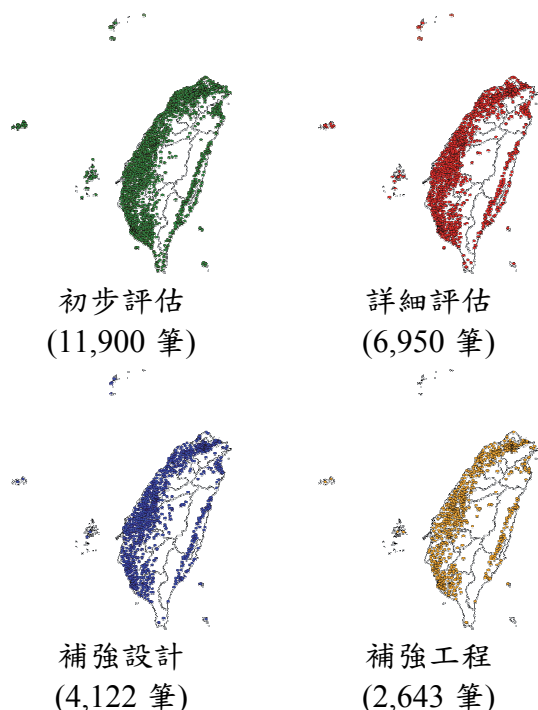


圖 3 校舍耐震評估與補強成果資料建置情形

教育訓練課程

學校承辦人員係屬教育體系，有關合約之發包內容、工程監造督導等部分，均缺乏土木結構或建築等之專業能力，且不瞭解整體校舍耐震能力提升策略以及相關規定。承攬耐震評估與補強業務之專業技師或建築師亦需再教育，加強訓練耐震評估分析理論與各種補強工法之設計細節。施工廠商為耐震補強施工第一線人員，其施工注意事項或植筋細節更應予以加強。以上所述須透過舉辦教育講習課程，強化各個執行面相關人員之專業能力。自 2009 年至今辦理之教育訓練場次與參加人次統計整理於表 1。

表 1 教育訓練辦理場次與參加人次

對象	辦理場次	參加人次
學校人員	128	8,424
專業人員	28	2,223

對象	辦理場次	參加人次
施工廠商	11	427

決策支援

每個人前往醫院看病後，醫院會詳實記錄病人之診療紀錄，作為每個人之健康履歷；而校舍經過專業人員之評估分析或補強施工，該程序亦類似於醫院看診之作法，應完整地記錄其耐震能力之提升情形。本中心自 2011 年起利用校舍耐震資訊庫中的初步評估、詳細評估、補強設計以及竣工報告等耐震評估與補強紀錄，與各校現存校舍逐一進行比對，建立每一棟校舍之耐震評估與補強執行狀況(即為耐震履歷)，學校人員可即時透過校舍耐震資訊網查詢，快速掌握尚未解除列管之校舍，將相關資訊提報給主管單位申請經費，盡早完成耐震能力提升作業。

除此之外，本中心每季定期更新各縣市政府所轄校舍之執行狀況，並估算所需經費，出版執行現況報告(如圖 4)及耐震履歷一覽表，供相關承辦人員掌握各校舍辦理耐震評估與補強之現況。報告中條列尚未辦理耐震評估或補強之校舍，縣市政府可針對危險度高之校舍優先撥款執行，將經費做出最有效之運用。



圖 4 校舍耐震評估與補強執行現況報告

四、真實地震之考驗

校舍耐震補強計畫推動期間，歷經多次規模 6 以上之地震，茲整理重要地震事件於表 2。高雄甲仙地震發生於 2010 年，

許多學校正積極展開耐震評估與補強，此次地震發現已補強竣工之校舍未出現結構性損壞；未及時補強之校舍則有較嚴重之結構性損壞，如圖 5 所示。2013 年之南投仁愛地震造成之損壞大多為輕鋼架天花板擠壓掉落或鄰棟間碰撞，但未造成嚴重之結構性損壞，茲將中部地區校舍於南投仁愛地震之表現整理於圖 6，可發現待補強校舍之輕度結構損壞比例較已補強竣工校舍高出 5%。

表 2 近年來規模 6 以上之重大地震事件

時間	震央	芮氏規模	深度(公里)
2009.12.19	花蓮磯崎	6.9	43.8
2010.03.04	高雄甲仙	6.4	22.6
2013.03.27	南投仁愛	6.2	19.4
2013.06.02	南投魚池	6.5	14.5
2013.10.31	花蓮萬榮	6.4	15.0

已補強竣工校舍
(國立玉井工商)

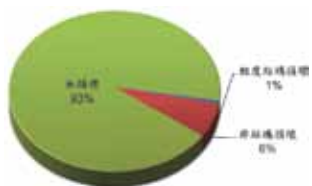


待補強校舍
(臺南市玉井國中)



圖 5 校舍於高雄甲仙地震之表現

已補強竣工校舍



待補強校舍

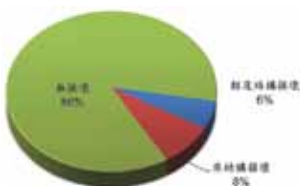


圖 6 校舍於南投仁愛地震之表現

五、結論與展望

近年來全球大規模地震頻傳，加強建築物之耐震能力已受到許多國家之重視，為做好震前整備，必須積極推動既有建築物之耐震能力改善計畫，尤其是經過評估確為高度震損風險之建築物更應優先辦理耐震補強，主管機關更應逐年編列經費盡早改善建築物之耐震能力，使建築物符合現行耐震設計法規之要求。而學校單位更應把握難得之經費，以排除萬難之決心來執行耐震補強。

參考文獻

1. 行政院，(2009)「建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案」。
2. 教育部，(2010)「加速高中職老舊校舍及相關設備補強整建計畫(修正版)」。
3. 教育部，(2010)「加速國中小老舊校舍及相關設備補強整建計畫(修正版)」。
4. 教育部，(2012)「101 年度國中小校舍耐震能力評估、補強及設施設備改善計畫」。
5. 教育部，(2013)「102 至 105 年度國中小校舍耐震能力評估、補強及設施設備改善計畫」。
6. 翁樸文、沈文成，(2012)「校舍耐震基本資料現地普查作業於耐震能力提升策略之影響」，中華民國第十一屆結構工程研討會暨第一屆地震工程研討會，臺中。
7. 黃世建、鍾立來、簡文郁、蕭輔沛、陳鴻銘、沈文成、葉勇凱、莊清寶，(2012)「台灣校舍結構耐震評估與補強計畫之推動」，結構工程，第二十七卷，第一期，第 4-16 頁。

河川橋梁之洪水下穩定性能研究(III)

洪曉慧¹ 李昊翰² 黃仲偉³

摘要

本研究旨在探討河川橋梁在颱洪狀態下受水流力作用之穩定性。台灣地區河川坡陡流急，每當颱風挾帶豪雨來襲時，常會對橋墩基礎附近產生局部沖刷，加重基礎裸露程度，而颱風與高速行進之水流與浮木也會對橋體與裸露之基礎作用不小的水平力，進而危及橋梁整體之安全與穩定性。此外，依據過去勘災經驗，已證實橋墩或上部結構附近淤積之漂流物會使橋體所受之作用力產生加乘效果，工程師需仰賴可靠的分析步驟估計此等作用力，才可合理地評估橋梁之安全性。有鑑於此，本研究擬結合分析與試驗探討橋梁結構在不同流速、水深、基礎裸露深度與不同程度漂流物淤積狀態下之耐洪能力。本計畫分三年進行。完成之第一年度針對基樁基礎橋梁進行洪水下穩定分析，並藉由總計畫之水工試驗平台進行單柱試體在漂流物淤積狀態下之沖刷試驗。第二年度進行沉箱基礎橋梁之洪水下穩定分析，並持續進行水工試驗以校正分析所輸入之外力。第三年度除持續進行單柱橋墩之水工試驗，也進行連續橋梁在漂流物淤積狀態下之沖刷試驗，並針對新建橋梁，檢討現行橋梁設計規範在水流力之計算公式。本報告主要針對第三年計畫成果進行說明。本研究結果將來可提供工程界進行相關耐洪評估之參考，也可作為改進現行規範之依據。

關鍵詞：墩前淤積、沖刷、水流力

一、前言

臺灣為歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊擠壓形成之海島，由於地形影響加上降雨量豐枯懸殊，河川湍急，經常傳出洪水災情。尤其近年國際新聞常報導全球各地發生自然災變天氣與氣候異常，顯然全球氣候正在快速改變中，極端氣候如乾旱或豪雨發生的頻率逐年增加且更為嚴重。而臺灣不但位居太平洋西側的地震帶，也處於西北太平洋地區颱風侵襲的主要路徑，屬於極易受天然災害影響的區位。如民國 98 年 8 月莫拉克颱風即對臺灣造成重大災情，檢視當時勘災報告發現，很多受損橋梁附近都有漂流物淤積，漂流物於橋墩或上部結構之淤積可能為橋梁崩塌的主因之一 [1]，尤其是跨距短之橋梁，當橋梁所在之河道遭大量漂流物土石堆積所阻擋時，河道的束縮會引致沖刷，並加速河床之侵蝕、沖刷深度會加深。此外主河道水流之

阻礙也將引起橋梁上游壅水效應，提高水位高程與流速，並對鄰近橋墩產生斜向水流力，再加上橋梁受力面積會增加，以及高速水流帶來之流木衝擊效應，橋梁結構所受之總作用力將比無漂流物或土石堆積之情況增高數倍之多。因此本研究之目的有為透過縮尺模型實驗來探討漂流物淤積對橋墩受力及橋墩沖刷的影響。分別由縮尺實驗中荷重計的資料、沖刷深度的變化與實驗後沖刷坑的大小來探討不同淤積程度對橋墩受力以及橋墩沖刷所造成之額外影響。其次是藉由實驗中微振儀所得的歷時記錄，搭配前人所發展的分析理論，評估漂流物淤積對橋墩穩定性之影響。

二、實驗規劃

本研究透過實驗模擬不同程度漂流物淤積之橋墩沖刷情況，其中漂流物淤積是以不同大小的木板簡化取代。實驗的對象

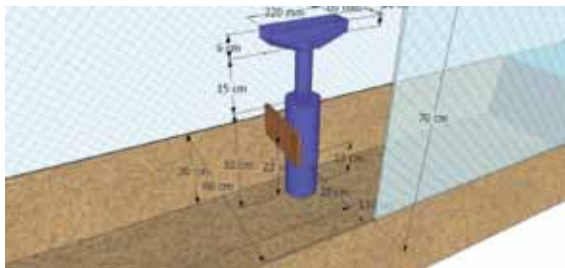
¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 中原大學土木工程學系研究生

³ 中原大學土木工程學系副教授

分別為縮尺單橋墩模型以及縮尺全橋四跨模型，實驗設計是在不同流速及不同程度之淤積條件（不同尺寸木板）下，分別利用微振儀量測沖刷過程中橋墩之振動訊號，利用荷重計量測作用於木板之側向水流力歷時資料，最後利用影像記錄追蹤沖刷深度的歷時曲線變化，相關量測結果皆可作為後續分析橋墩穩定性之依據。

單橋墩沖刷試驗於台灣大學土木研究大樓水工試驗水槽進行，實驗水槽及配置如圖一所示，為一循環水路系統，水槽總長 13 m，依序為水箱 1 m、定床區 4 m、動床區 3 m、定床區 3.6 m 與沉砂池及尾水版 1.4 m。水槽寬度為 0.6 m，邊壁為高 1 m 之透明強化玻璃。為了隨時記錄橋墩沖刷程度且配合水槽尺寸，本實驗使用如圖一所示之縮小試體，採內置攝影機的方式進行沖刷監控，並以四種不同尺寸之矩形木板模擬墩前漂流物淤積情況。本實驗忽略河道具有坡度、河寬、河向等不同之水利變化條件，目的為以較單純之實驗條件，減少控制變因，觀察漂流物淤積對沖刷深度之影響，以及橋墩在漂流物淤積狀態下之受力行為。

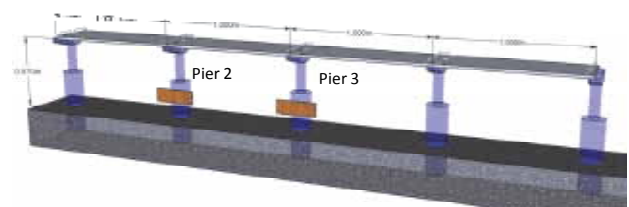


圖一 單墩沖刷試驗配置圖

實驗水槽以抽水馬達之頻率及尾水板角度控制實驗流速，選定三種流速 14.36 cm/s、28.49 cm/s、40.53 cm/s，以及四種木板尺寸 $10 \times 15 \text{ cm}^2$ 、 $10 \times 20 \text{ cm}^2$ 、 $10 \times 25 \text{ cm}^2$ 、 $10 \times 30 \text{ cm}^2$ ，再搭配無木板情況，故單墩沖刷試驗共計 15 組。15 組實驗之初始埋砂深度均為 12 cm，壓克力試體放置於砂槽中心，即距砂槽起點 150 cm 處，模擬漂流物的板材中心點安裝於距基礎底部高 22 cm 處，流速穩定狀態之水深為 15 cm。

縮尺全橋沖刷試驗場地設於新北市經

濟部水利署水利規劃試驗所之水工試驗場，該水工試驗場之水工模型以國道一號大甲溪橋所在河段為模擬對象，模型與實體之垂直與水平比為 1/36，模型長寬分別為 36 m 及 7 m，高度約 1 m 左右。該水工模型之最大流量為模擬大甲溪河段一百年重現期之洪水量。實驗配置如圖二所示，試驗採用之橋梁模型共四跨五墩，每跨跨徑為 1 m，透明壓克力橋墩試體總高 77 cm，含柱身高度 22 cm，帽梁高度 7 cm，沉箱高度 48 cm。試驗之穩定水深為 15 cm，埋砂深度均為 21.5 cm。實驗以 $10 \times 30 \text{ cm}^2$ 、 $10 \times 50 \text{ cm}^2$ 、 $10 \times 70 \text{ cm}^2$ 、 $10 \times 130 \text{ cm}^2$ 等四種不同尺寸之矩形木板固定於沉箱基礎前方，模擬不同程度之漂流物淤積程度，採用兩組流速觀察漂流物面積對橋墩沖刷之影響，加上無配置木板之全橋沖刷實驗，共計十組實驗數據可供比較。其中 $10 \times 130 \text{ cm}^2$ 木板同時固定於 2 號墩及 3 號墩，模擬跨橋墩淤積模式，其餘尺寸木板則各兩塊，同時分別設置於 2 號墩及 3 號墩前，故 2 號墩和 3 號墩為主要觀察對象。

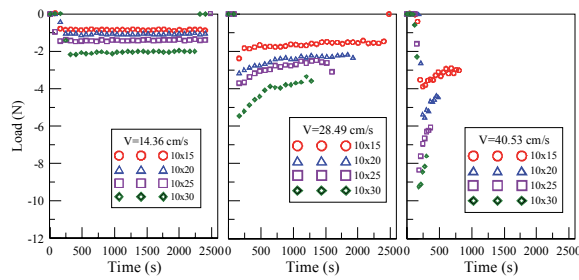


圖二 全橋沖刷試驗配置圖

三、試驗結果與探討

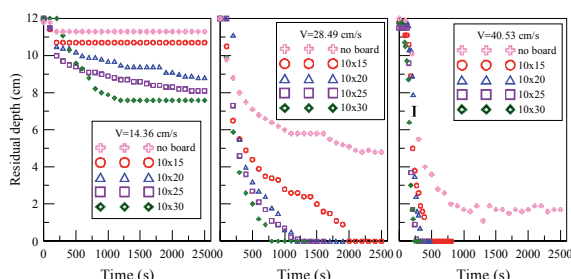
圖三為實驗在三種不同流速 $V=14.36 \text{ cm/s}$ 、 28.49 cm/s 與 40.53 cm/s 之水流作用下，四種不同尺寸木板對橋墩造成之荷重歷時曲線。從圖中可發現，由於各組實驗所需之達水位穩定時間不同，最大荷重產生之時間亦不相同，但整體荷重趨勢仍符合常理，即木板面積越大對橋墩造成的荷重越大。而從荷重歷時圖中可以發現歷時曲線隨時間增加會發生荷重逐漸減少之現象，此現象是由於橋墩周圍受水流沖刷影響，產生一個隨時間增加而擴大的沖刷坑，沖刷坑將使得局部通水斷面增加，進而減緩橋墩周圍之局部流速，荷重計所測

得之水流力自然減少。當流速越快且木板面積越大時，此效應越趨明顯。



圖三 單墩沖刷實驗之荷重歷時

同樣以流速作為區分，將四種木板尺寸及無木板等五次實驗之墩前沖刷歷時繪製於圖四，圖中縱軸為橋墩之剩餘埋深。另外將實驗之橋墩傾倒時間整理於表一中。如圖所示，在本實驗所選定之低流速狀態(14.36 cm/s)下，無木板之橋墩試體沖刷深度小於 1 cm，配置尺寸 10×15 cm² 木板橋墩試體約略維持在 1.5 cm 的沖刷深度，然而配置尺寸 10×20 cm²、10×25 cm² 及 10×30 cm² 木板之橋墩試體則產生 3 cm 至 4 cm 之沖刷。中等流速(28.49 cm/s)及高流速(40.53 cm/s)狀態更可明顯看出有無配置木板之差異性。當流速越快，有配置木板橋墩之沖刷深度及沖刷速度與無配置木板實驗產生明顯差距，原本在低流速下與無木板沖刷程度僅有些微差異的 10×15 cm² 木板橋墩試體也因流速增加而出現差異放大之效果。此外，由表一亦可發現，隨著流速越快或木板尺寸越大，橋墩試體變得更快也更易傾倒。由此可見若漂流物淤積是導致橋墩大量沖刷之主因時，流速在其中扮演著相當重要的角色。



圖四 單墩實驗之沖刷剩餘深度歷時

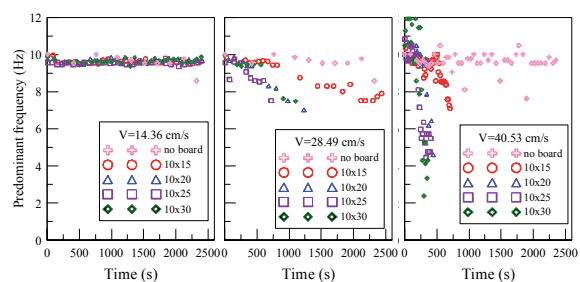
另外將橋墩上部安裝之速度計所記錄的 y 向(水流向)振動資料，使用分段快速傅立葉求得橋墩主頻歷時，並繪製於圖五

中。由主頻歷時曲線可以發現結構主頻有明顯隨時間下降之趨勢，並且下降的速度隨著木板尺寸增大而提高。主頻隨時間下降之現象是由於木板尺寸會影響沖刷深度，如前述所得結果，木板尺寸越大，沖刷速度越快也越嚴重，而沖刷深度越深，橋墩承受砂體之握裹力會相對減小，整體結構勁度降低，進而使得結構週期提高，頻率降低。接著比較不同流速下之結果可發現當流速越大，頻率隨著時間降低之趨勢更為顯著也更為快速，這是由於流速越大，沖刷也會越為嚴重所致。藉由此結果可證實使用振動訊號分析所得之瞬時頻率域反應可在沖刷深度不易量測之情況下，可作為研判橋墩沖刷嚴重性之參考指標。

表 1 單墩沖刷實驗之橋墩試體傾倒狀況

流速 木板	14.36 cm/s	28.49 cm/s	40.53 cm/s
無木板	無	無	無
10×15 (cm ²)	無	無	傾倒 (14 分 44 秒)
10×20 (cm ²)	無	傾倒 (32 分 20 秒)	傾倒 (08 分 19 秒)
10×25 (cm ²)	無	傾倒 (27 分 00 秒)	傾倒 (06 分 15 秒)
10×30 (cm ²)	無	傾倒 (22 分 35 秒)	傾倒 (05 分 19 秒)

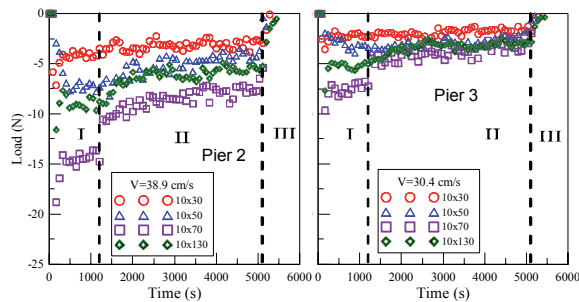
註：括弧內為橋墩傾倒所經過之實驗時間。



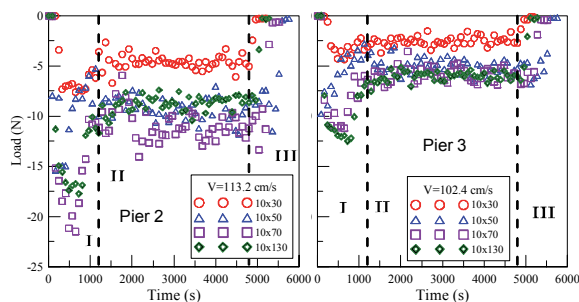
圖五 單墩實驗之 y 向橋墩主頻歷時

縮尺全橋試驗之實驗場地為模擬大甲溪橋所在河段之水工模型，故較單橋墩沖刷實驗更為貼近實際狀況。在沖刷破壞模式方面，因橋墩上部橋面板之存在對於單一橋墩之傾倒破壞具有束制作用，個別橋墩因沖刷導致之傾倒破壞將受到橋面板之限制，因此個別橋墩產生傾倒破壞並不易顯

現，本實驗之實驗過程也並未出現倒塌狀況。本實驗採用兩組流速觀察漂流物面積對橋墩冲刷之影響，高流速組 2 號墩墩前流速為 113.2 cm/s，3 號墩墩前流速為 102.4 cm/s，渠道平均流速為 104 cm/s；低流速組 2 號墩墩前流速為 38.9 cm/s，3 號墩墩前流速為 30.4 cm/s，渠道平均流速為 34 cm/s。



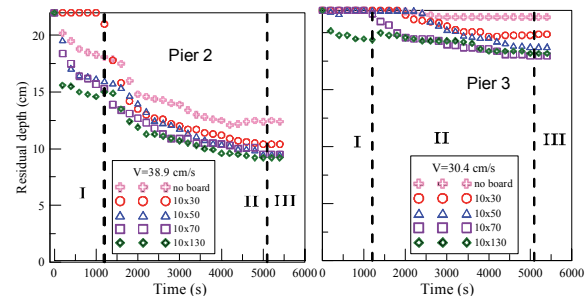
圖六全橋實驗之荷重歷時
(平均流速 34.06 cm/s)



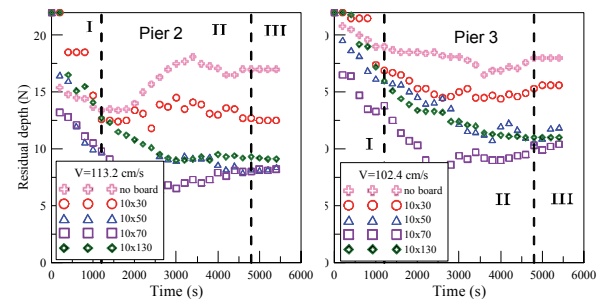
圖七全橋實驗之荷重歷時
(平均流速 104.35 cm/s)

圖六至圖九所示分別為 2 號墩與 3 號墩在兩種流速及不同木板狀態下之荷重歷時曲線及冲刷歷時曲線。如圖所示，由於南勢角水工模型為彎曲之河段，橋墩上游砂面因局部流速不同而產生不同之冲刷形狀，再加上漂流木的阻礙增加流場混亂條件，使得沖淤變化頻繁以及荷重數據變動較大。雖然流場變化較為複雜，但整體而言，有配置木板的實驗組別之冲刷深度皆大於沒有木板橋墩的冲刷結果，且木板越大，剩餘埋深就越低，荷重歷時曲線亦顯示冲刷深度增加則橋墩所受荷重減少之現象。此外，另由實驗之觀察也可以發現橋墩周圍的冲刷坑隨著配置木板寬度之增加也有明顯擴大的趨勢，此現象影響橋墩周圍土壤之承载力，對橋梁安全的影響不容忽視。所以本實驗顯示當漂流物淤積在橋

墩周圍時，無論是水流透過木板對橋墩所造成之水流向荷重，或者是橋墩周圍的冲刷量，都會大幅增加，由此可見漂流物於較寬廣之河道中仍會對淤積之橋墩產生局部性的嚴重影響，其影響的程度與漂流物淤積的面積以及水流流速成正比。



圖八全橋實驗之冲刷剩餘深度歷時
(平均流速 34.06 cm/s)



圖九全橋實驗之冲刷剩餘深度歷時
(平均流速 104.35 cm/s)

四、結論與展望

本研究將橋墩淤積物簡化為一矩形木板，利用實驗水槽及河道模型模擬墩前淤積之現象並進行冲刷實驗，以速度計、荷重計、墩內攝影機等儀器記錄冲刷過程，根據實驗結果及數據分析已證實漂流物淤積不僅增加橋墩所受之水流力，其冲刷速度及深度皆大幅成長，故其為橋梁安全之影響不容小覷，未來新建橋梁之設計與既有橋梁之安全評估均須將漂流物淤積之潛在可能性與其影響納入考量。

參考文獻

1. 財團法人中華顧問工程司，2009，2009 莫拉克颱風八八水災橋梁道路勘災紀實，科技圖書出版。

國道一號五楊段第 C907 標光纖橋梁安全檢監測

李路生¹ 李政寬² 陳俊仲²

摘要

國道五楊高架橋，因施工瑕疵，大梁出現裂縫，安全性受到大眾關心。國公局因此委託國震中心對三跨處橋梁進行長期監測。本研究擬自製光纖沈陷計長期監測大梁撓度，以及拍攝照片，回報業主橋梁近況。

關鍵詞：光纖光柵、橋梁安全監測

一、前言

為協助國家重大建設之橋梁工程問題及研究推廣，國道一號五股至楊梅段拓寬工程第 C907 標桃園蘆竹段及機場系統交流道工程，北上主線 P19N~P20N、南下主線 P21S~P22S 與 P31S~P32S 上構部分節塊，施工時混凝土澆置未搗實致蜂窩缺失，雖已補強改善，然國道為交通的重要樞紐，其橋梁於通車後之車行健康行為不容疏失，藉由本中心自行開發光纖感測元件，長期監測並同步執行橋梁垂直變位及外觀裂縫檢測紀錄，為橋梁健康把脈以維路人行車安全。

本中心全橋全光纖橋梁監測技術感測器與軟體研發之成果，應用於現地可即時掌握監測橋梁結構安全，當有異動時，發出警訊以提供管理單位正確且可靠之資訊，藉以評判橋梁設施維護週期的參考以及耐久性之評估。

二、目的與重要性

台灣位處於特殊地理環境特性及駕駛人員行為模式，當地震發生或超載超速或大量車流等突發異樣時，能即時進行監測與資料的判讀、分析，進而即時獲得橋梁健康行為，將快速與正確資訊提供主管機關，以確保橋梁功能性，有賴於現地即時

遠端監測把脈，按其橋梁的使用狀況，安全評估與診斷等達成良好的監測預警系統。

橋梁的安全將隨時間的增加而改變，其設計及施工品質雖精良、安全係數再高的橋梁，都將避免不了老、劣化的現象，再加上車流、超載、地震等相關運動所造成之傷害，故有其必要施於橋梁安全檢監測與維護才能保障行車安全。

三、研究執行概要

檢視大梁裂縫方面，P19N 與 P20N 大梁、P21S 與 P22S 大梁、P31S 與 P32S 大梁下，覓得最佳處所定點標註，並於護欄外側或梁下固定標靶使各處所明確標的，定位取錄，另除補強處加強檢測外，同時將全橋首次取得之畫面作為背景基準參考值（如圖一）。

檢測時將擇天候良好下進行較為適當，除拍攝記錄大梁外，同時再以目視方式檢查該全橋段外貌併紀錄，與前次紀錄畫面驗證，查察是否有新裂縫發展併彙整照片，以掌握各處路段橋梁之大梁外觀狀況。

¹ 國家地震工程研究中心技術師

² 國家地震工程研究中心副研究員



圖一 現地全橋與補強照片檢測

監測作業方面，本研究路段之大梁，分別已於 102 年 2 月 7 日及 102 年 3 月 13 日進行載重實驗，以人力水準測量，獲得大梁之撓度反應，（如圖二）。此撓度反應，可作為日後安全指標重要參數。本監測計畫採用「光纖水準測量」定期量測之方法，告知業主大梁撓度變化。

光纖水準感測儀架設於上述橋梁段之箱梁內，先以雷射水準掃描儀，繪出定位基準點後，將光纖水準感測儀固定，同時配置管路與光纖引線與 P19N~P20N 及 P21S~P22S、P31S~P32S 等感測儀將光纖引線融接完成，佈設管路及組成光纖接頭配至橋柱下之儀器箱。

本監測進行現地資料收集，再將資料分析判讀其變位，若其結果發現橋梁撓度變位達到警戒安全值(可合理的設定為載重試驗中最大撓度值之半為異常，如表一。)



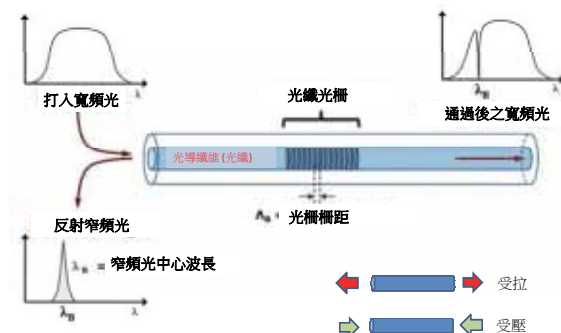
圖二 102 年 3 月，載重實驗與水準測量

表一 載重試驗中最大撓度值

P19N 與 P20N 大梁	P21 與 P22S 大梁	P31 與 P32S 大梁
16 部砂石車 每部砂石車 20tf	28 部砂石車 每部砂石車 20tf	12 部砂石車 每部砂石車 20tf
2.6 cm	4.4 cm	1.0 cm

四、光纖感測原理簡介

光纖，是光導纖維的簡稱，是利用「全反射原理」，傳輸光能和訊號。目前常用的通訊光纖是單模石英纖維，光損失率大約為每公里 0.2 dB，通訊波段大致在 1520nm~1590nm。光纖是傳輸介質，本身不具感測功能，而本文所使用的感測原件是布拉格光纖光柵(fiber bragg grating)，簡稱爲 FBG，是一段感測元件，如圖三示。



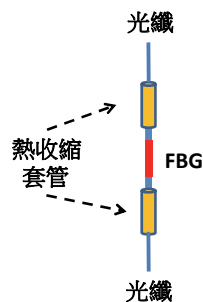
圖三 布拉格光纖光柵感測元件

於光纖的一端打入寬頻光，FBG 會將特定的窄頻光反射(由光柵柵距決定)，「剩餘的」寬頻光繼續前進。當 FBG 承受拉力時，柵距變寬，窄頻光反射的中心波長會增加，光譜向右移動；當光纖光柵承受壓力時，柵距縮短，窄頻光反射的中心波長減小，光譜向左移動。另外，FBG 亦受溫度影響而改變其柵距，綜和以數學式表達如下：

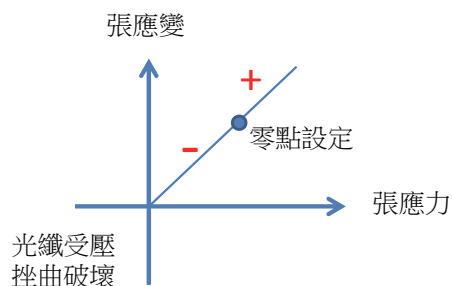
$$\frac{\Delta \lambda_B}{\lambda_B} = C_S \Delta \varepsilon + C_T \Delta T \quad (1)$$

其中 λ 是窄頻光反射的中心波長， $\Delta \varepsilon$ 為光柵承受應力所產生的應變， ΔT 為光柵溫度的改變量， C_S 與 C_T 分別是相關係數。理論上，欲分辨 $\Delta \varepsilon$ 與 ΔT 對 $\Delta \lambda$ 的影響，需要同時同地點使用兩 FBG，其中的一 FBG 處於無受力狀態(Stress Free)；實務上，只要 ΔT 的影響量不到 10%，工程應用上可合理地忽略溫度效應，以避免過多 FBG 數量。有時，透過儀器機構設計原理， ΔT 的影響量甚至是可消除的。

從前面的討論可知，FBG 基本上可視為一枚應變計，經機構加工後，便可成為特定的感測儀器，如位移計、高度沈陷計等。本文的加工方式，是於 FBG 的兩端，以熱收縮套管夾住光纖，熱收縮套管作為外力導入 FBG 的媒介，如圖四示意。這樣的局部組織，形成儀器元件，有了接頭便可施加預力，作為感測原點，如圖五示意。圖四這樣的局部組織，也易結合其他機構或物理原理，共同構成儀器。



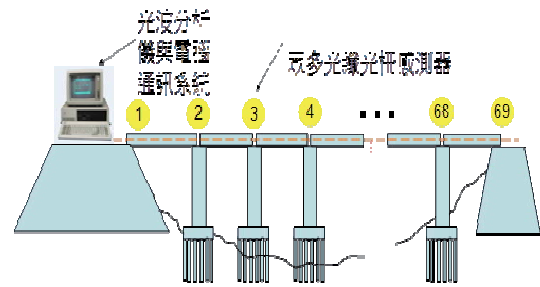
圖四 接頭製作，作外力導入 FBG 的媒介



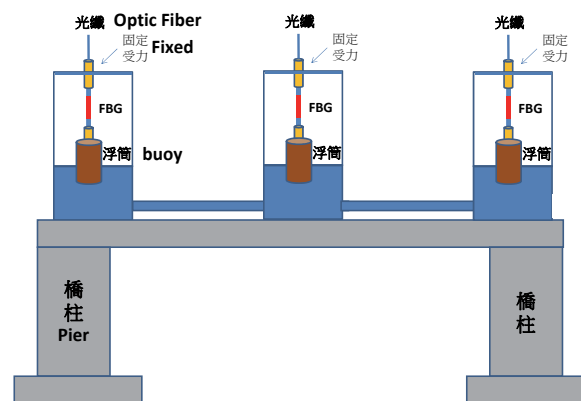
圖五 施加預力，感測原點新設定

五、光纖水準測量

「光纖水準測量」是一種替代人力水準測量的量測技術。其優點是不需人力操作水準儀，可同步測量眾多水準點位（如圖六示意）。「光纖水準測量」是連通管原理之應用（如圖七）。當管筒抬升或沉下（橋梁垂直變位），水面高改變，水由高處流向低處，引致光纖應變。進而得知橋墩沉陷或大梁撓度變化，若橋梁撓度變位達到警戒安全值時，監測系統能立即知管理單位。



圖六 光纖監測(水準測量、伸縮縫測等)



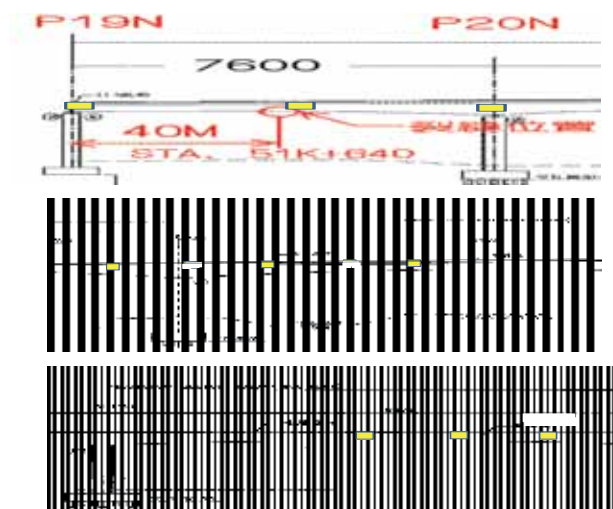
圖七 光纖沈陷計之原理與應用

六、研究標的之感測儀器佈設

P19N~P20N 大梁、P21S~P22S 大梁、P31S~P32S 大梁，橋柱與大梁之高程變位監測，示如圖八與圖九。



圖八 五楊高架橋三跨監測地點(藍圈)



圖九 P19N~P20N、P21S~P22S、P31S~P32S
大梁監測點位佈設

六、結語與未來展望

1. 本研究應用於「國道一號五楊段第 C907 標」段，進行橋梁檢監測技術的建置與系統維護經驗，除展現橋梁安全預警外，提供用路人行車安全之普及，將科技研發成果貢獻於社會。
2. 光纖感測系統除可務實驗證即時量測資料外，同時提供快速準確訊息予主管機關緊急應變參考機制。
3. 自行研發光纖感測器並配合自主開發監測軟體技術，預計其創新的技術與成果，將成為產業界提供簡單易懂人性化與經濟性量測技術。
4. 藉由現地檢測評估紀錄表及光纖監測技術，建立橋梁安全評估，進而訂定橋梁安全警戒值，俾免造成橋梁危害致國人財產損失，使預防重於治療觀念更趨嚴謹。
5. 應用長距多跨橋梁，藉由連結「光纖光柵感測與通訊技術」和「橋梁工程」，驗證防災監測系統的運作耐久性。
6. 期能藉以由深而淺的瞭解，增入地震監測技術，建立橋梁安全模式。

橋墩沖刷效應之等效作用力試驗研究

陳俊仲¹ 張國鎮² 林其穎³ 陳志豪⁴

摘要

頻繁颱風災害造成沖刷成為跨河橋梁破壞之主因之一。雖然沖刷現象在水利工程領域已研究多年，但針對沖刷效應對橋梁安全性之影響及橋梁設計程序仍有許多待探討研究和定義之處。現行橋梁設計規範雖有考量沖刷效應對橋梁之影響，但係採檢核安全性的觀點而並非直接以橋梁結構性影響因素進行設計，此乃因沖刷效應為造成土壤或地況條件改變，直接降低橋梁結構束制之承載力而非由外加載重考量之故。本研究探討一種創新之想法，將沖刷效應轉換為等效之沖刷作用力載重，觀念上將土壤承載力折減轉換為載重效應施加於結構上。為了探討此方法對於沖刷深度對土壤承載力之影響，本研究進行一系列之縮尺單樁模型於砂土中之側向承載力實驗，藉由控制覆土深度及土壤性質建立沖刷深度與土壤側向承載力之關係。本研究驗證此方法將沖刷深度轉換為等效沖刷作用力之可行性，可利用預估之沖刷深度計算相對應之等效沖刷作用力以進行橋梁設計。欲將沖刷效應轉換為等效沖刷作用力之概念與實際工程規範結合則縮尺效應對於此轉換關係之影響仍需在未來探討與研究。

關鍵詞：沖刷、等效沖刷作用力、樁基礎、側向承載力

一、前言

台灣近年來遭遇極端氣候現象颱風災害下橋梁損毀數量漸增，屢傳因橋梁損壞造成人命損失之重大災害。在美國，Reddy(2006) 統計，在超過 482,000 座跨河橋梁中，地震、強風、材料腐蝕、結構物問題、意外載重及建造問題等因素造成之橋梁損壞總數甚至低於沖刷造成之橋梁損壞數量。橋梁沖刷現象具自然界中之高度不確定性，單以沖刷深度作為結構安全檢核並無法反映此現象之不確定性特徵，因此必須制定出考量沖刷作為設計準則之設計規範進行橋梁設計，已反映沖刷現象及橋梁受災情形下之不確定性並在安全性及使用性能下考量工程經濟性。本研究即針對將沖刷考量入可靠度為基準之設計方法中之一可行方法之首要步驟，將沖刷效應轉換為等值沖刷作用力進行探討。

總沖刷包含三個主要部分，長期沖刷、束縮沖刷及局部沖刷(FHWA,2012)，

當橋墩覆土深度減少時，基樁之側壁摩擦力及樁底點承載也會因接觸面積及有效應力之下降而減少，而在大部分情況下橋梁破壞會因橋墩土壤垂直承載力不足而下陷、側向承載力不足傾倒或基樁裸露深度過多造成之挫曲破壞。現行橋梁設計規範將沖刷與其他常時載重分別討論，因沖刷效應並非外加荷載而是造成土壤承載力之折減。Liang 及 Lee (2013) 提出了將承載力折減量轉換為等值載重之方法，並包含了垂直沉陷及不穩定傾倒等兩種破壞模式的等效沖刷作用力模型及推導，然而，此兩種破壞模式之等效沖刷作用力模型之推導邏輯並不一致，垂直沉陷破壞之等效沖刷作用力模型是根據直接方法推導，直接將土壤承載力之折減轉換為等值沖刷作用力，而不穩定傾倒破壞模式之等效沖刷作用力模型之推導則是根據間接之方法，包含一假想樁長之假設。因此，本研究針對兩種破壞模式相對應互補之等效沖刷作用力模型進行推導並比較其結果。

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主任

³國立台灣大學土木工程學系研究助理

⁴國立台灣大學土木工程學系碩士研究生

本研究主要目的為驗證不穩定傾倒破壞模式之等效沖刷作用力公式，此外，亦為之建立一修正之等效沖刷作用力公式。欲探求直接法或間接法之可行性及正確性以及了解沖刷深度與橋墩穩定性之關係，遂執行一系列控制條件下之縮尺單樁基礎側向承載力試驗。藉由固定砂土單位重，改變樁體覆土深度，以及假設樁基礎為剛體運動下，可回歸求得沖刷深度改變對土壤側向承載力折減之經驗公式，並藉此推得不穩定破壞模式之等效沖刷力作用公式。此研究亦將等效沖刷作用力施加於 LPILE 分析模型中與相對應沖刷深度之實驗結果進行比較。雖然複雜縮尺效應仍然存在於真實結構與縮尺試驗結果之間，等效沖刷作用力模型及受沖刷土壤承載力折減之結果仍可作為橋墩安全性及穩定性之參考。

二、等效沖刷作用力

將沖刷考慮近多重災害之載重與強度係數設計法之概念始由紐約州立大學水牛城分校榮譽教授 George C. Lee 等所提出 (Lee et al, 2008)，期望將多重災害包含沖刷現象考慮近美國各州公路暨運輸官員協會 (American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO) 之設計規範中，而 Liang 及 Lee 在 2013 年發表之期刊論文 (Liang and Lee, 2013) 中提出了沖刷、車載及地震等時變性載重結合設計規範的初步方法，其中沖刷部分則提出了將沖刷現象所造成之橋梁基礎土壤承載力減少轉換為等效之沖刷作用力之概念，並推導出簡化模型下之等效沖刷作用力公式，期望將等效沖刷作用力經過機率分析後整合於載重與強度係數設計法中並計算載重放大係數。

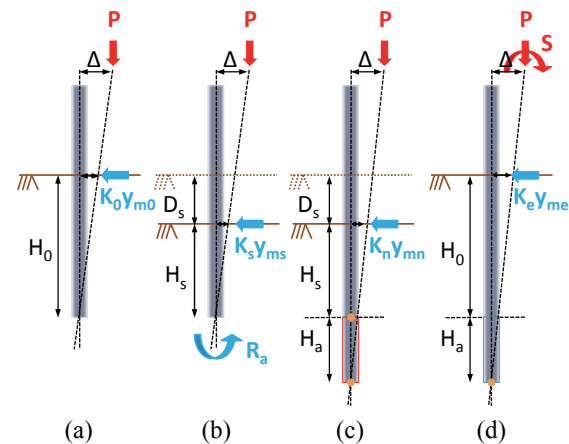
為簡化分析模式，Liang 與 Lee 將橋梁受沖刷災害下的破壞模式分為垂直沉陷與不穩定傾倒兩個模式進行討論，本研究則針對不穩定傾倒模式與縮尺試驗比較，將 Liang 與 Lee 在垂直沉陷破壞模式中所利用的直接法推導等效沖刷作用力模型套用在

不穩定傾倒模式推導出互補模型。其基本概念可見於圖一中。圖一中，土壤反力的計算是假設地盤反力模數正比於深度 x ($k(x) = n_h x$ ， n_h 為水平地盤反力模數係數)，並且以一水平等效彈簧至於土表處取代原本之分部土壤反力，利用增加樁長後的等效模型土壤阻抗與原模型土壤阻抗之差值得等效沖刷作用力模型如

$$S = \frac{n_h \Delta}{12} \left[\frac{(H_0 + H_a)^4}{H + H_a} - \frac{H_0^4}{H} \right] \quad (1)$$

此處 H 為樁全長， H_0 為樁於未沖刷時之覆土深度，而 H_a 為用以平衡因沖刷深度增加造成土壤承載力折減之假想樁長，可近似表示如下

$$H_a = \frac{4H}{4H - H_0} d_s \quad (2)$$



圖一 不穩定傾倒破壞平衡狀態示意圖 (a)沖刷前 (b)沖刷後 (c)沖刷後增加額外樁長以平衡承載力損失 (d)未沖刷之等效結構

三、等效沖刷作用力互補模型

Liang 及 Lee 提出將沖刷作用轉換為等效沖刷作用力應用於垂直沉陷及不穩定傾倒兩種破壞模式，但此兩種破壞模式所採用的等效沖刷力轉換方法概念並不一致，在垂直沉陷中，因沖刷造成的土壤強度損失直接轉換為等效沖刷作用力施加於未沖刷結構上；然而，在不穩定傾倒破壞中相對於直接使用強度的損失採取了較為間接

的方法，假想一額外增加的樁長來彌補因沖刷造成的強度損失，而等效沖刷作用力則為增加樁長的結構及原結構在未沖刷情形下的土壤強度差值，由於此不一致性之存在，本研究推導不穩定傾倒破壞模式互補之等效沖刷作用力公式，於圖一(b)中，直接將受沖刷損失之土壤承载力等值為等效沖刷作用力，則可推導公式如下

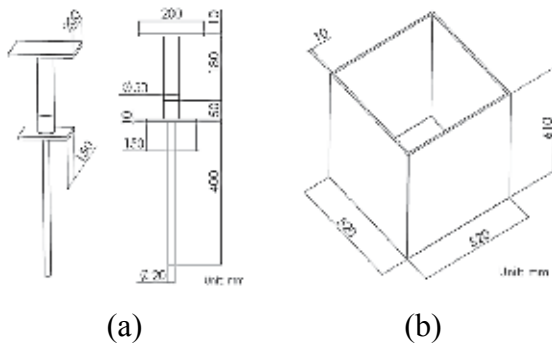
$$S = R_a = y_{m0}k_0H_0 - y_{ms}k_sH_s$$

$$= \frac{n_h\Delta}{12H} \left[H_0^4 - (H_0 - d_s)^4 \right] \quad (3)$$

根據推導出的公式，代入適當數值可畫出等效沖刷作用力隨沖刷深度改變之趨勢。由直接法計算出之等效沖刷作用力與沖刷深度之關係為開口向下之拋物線，而以間接法算出之等效沖刷作用力與沖刷深度之關係為開口向上之拋物線。因此，本研究進行一系列之縮尺單樁側向承载力試驗以釐清此兩種方法之合理性。

四、側向承载力試驗

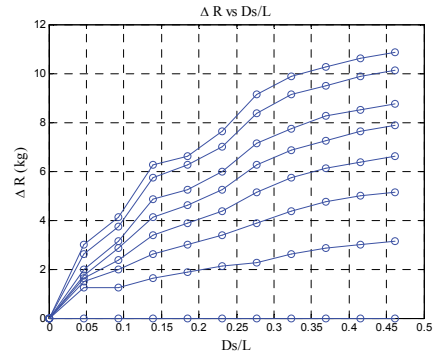
本試驗所使用之試體及砂箱尺寸圖分別如圖三(a)及圖三(b)所示，試驗所使用之砂土為標準石英砂，摩擦角 29 度，並控制相對密度在 50%。



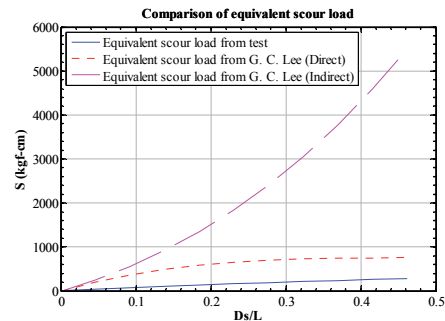
圖二 (a)試體示意圖 (b) 砂箱示意圖

不同樁側移下之承载力折減與沖刷深度的關係如圖三所示。將樁頂位移於 10mm 訂為破壞標準，承载力折減與沖刷深度之關係依直接法可視為等效沖刷作用力與沖刷深度之關係。圖四中，直接法與間接法所求出之等效沖刷作用力皆高估土壤承载力之折減量，然而，可看出直接法所求出

之結果較接近試驗結果，基於此原因，本研究根據直接法推導修正公式如下節。



圖三 土壤承载力折減與冲刷深度在不同側向位移下之關係



圖四 直接與間接法等效冲刷作用力與試驗結果比較

五、修正等效冲刷作用力模型及 LPILE 分析

等效冲刷作用力公式高估可能原因為高估土壤側向承载力，假設之樁體旋轉點位於樁底，因而高估土壤所能提供之回復力，並且根據 LPILE 之分析結果，旋轉點近乎位於由樁底向上四分之一覆土深度處，因此修正公式則以此為假設推導。根據相同假設改變旋轉點位置，可推得旋轉點上方及下方等效土壤彈簧勁度 k_1 及 k_2 分別為

$$k_1 = \frac{2}{45} n_h H_0^2 \quad (4)$$

以及

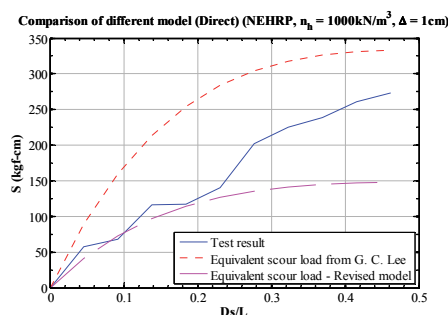
$$k_2 = \frac{1}{10} n_h H_0^2 \quad (5)$$

將冲刷前後上下等效土壤彈簧所提供的回復力總合相減可得以直接方法計算之

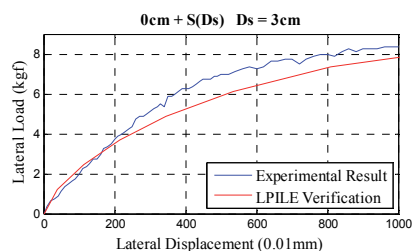
等效沖刷作用力並表示如下，

$$S = \frac{n_h \Delta}{8} \left(\frac{H_0^4}{4H - H_0} - \frac{H_s^4}{4H - H_s} \right)$$

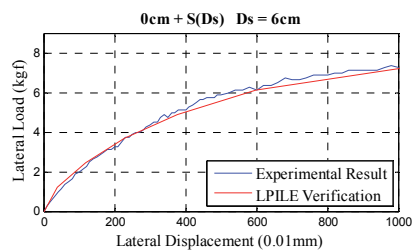
修正等效沖刷作用力公式與原直接法公式以及試驗結果之比較繪於圖五，此外，試驗結果與 LPILE 分析繪於圖六。在 LPILE 分析中，為未沖刷結構加上等效沖刷作用力後之力與位移關係與對應沖刷深度之試驗結果比較。



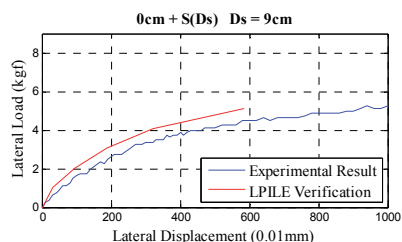
圖五 修正等效沖刷作用力公式、原直接法公式以及試驗結果之比較



(a)



(b)



(c)

圖六 將等效沖刷作用力施加於未沖刷結構之 LPILE 分析與試驗結果比較

六、討論與小結

圖五中可看出修正後之等效沖刷作用力趨勢較接近試驗結果，然而，隨沖刷深度增加將低估因沖刷造成之承載力折減，因此在圖六中也可看出，隨沖刷深度上升後，力量控制之 LPILE 分析結果逐漸低估樁頂側移。因此仍需持續研究更準確之等效沖刷力模型以改善此現象，此外，試驗結果所隱含之縮尺效應亦應於未來研究中釐清。等效沖刷作用力公式將沖刷深度增加轉換為等值外力，有此轉換則沖刷效應將可與 LRFD 設計流程結合。然而因為沖刷效應之複雜難測，不同基礎型式及破壞模式之等效沖刷作用力仍需持續探討。

參考文獻

1. FHWA. (2012), Evaluating Scour at Bridges. 5th edition, Federal Highway Administration (FHWA), Hydraulic Engineering Circular No.18 (HEC-18). U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
2. Lee, G. C., Tong, M., and Yen, W. P. (2008), Design of highway bridges against extreme hazard events: issues, principles and approaches, Report No. MCEER-08-SP06, the State University of New York at Buffalo, NY.
3. Liang, Z., Lee, C. G. (2013), Bridge pier failure probabilities under combined hazard effects of scour, truck and earthquake. Part I: occurrence probabilities, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Volume 12, Issue 2, pp 229-240
4. Liang, Z., Lee, C. G. (2013), Bridge pier failure probabilities under combined hazard effects of scour, truck and earthquake. Part II: failure probabilities, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Volume 12, Issue 2, pp 241-250

碳纖維混凝土於結構監測應用之研究(I)

葉芳耀¹ 張國鎮² 廖文正³ 連婉佑⁴

摘要

結構物監測是現今土木工程界重要的議題之一，纖維混凝土是目前主要的補強材料，具有高抗張強度、高彈性模數、韌性佳與減少裂縫產生等優點，可增加結構耐震能力與安全性。在混凝土中添加纖維可改善混凝土抗彎、抗張、易脆等特性，現今土木工程界常用之纖維混凝土包括鋼纖維混凝土、玻璃纖維混凝土與碳纖維混凝土等。目前工程界及學術界常用之監測方式，主要是將電子感測元件置入試體內部或是披覆於試體表面上，以進行物理量之量測。然而感測元件的有效期限通常遠低於結構物之使用壽命，耐久性較差。為使感測元件的使用壽命與所監測之結構物相近，本文嘗試以碳纖維混凝土作為結構監測之元件，探討此種材料是否具有感測應變及偵測損壞之能力，並研究此智慧型碳纖維混凝土於結構監測應用之可行性。試驗結果顯示碳纖維混凝土在受拉時纖維產生 pull-out，此時電阻值會提高，拉力消失後纖維產生 push-in，電阻值會下降，可以應用碳纖維混凝土之電阻變化率量測混凝土之應變。當碳纖維混凝土受力將達到破壞時，電阻值會忽然升高許多，可藉此現象監測和預警結構體是否產生裂縫與達到破壞。

關鍵詞：碳纖維混凝土、自我感知、應變量測、損壞偵測

一、前言

傳統的監測系統有其限制，像是壽命較結構物短，必須定期更換等，因此欲找到一種監測系統或材料，其性質與壽命能與結構物相近，甚至就是結構物的一部分，並具有感測應變的能力，如此則不需要埋設其他監測儀器即可達到監測之目的，因此若可使混凝土成為智慧型材料(Smart Material)，對未來的結構與橋梁將會有巨大之貢獻。

1993 年紐約州立大學水牛城分校 D.D.L Chung 教授提出將碳纖維加入混凝土中成為碳纖維混凝土(Carbon Fiber Reinforced Concrete, CFRC)，可明顯地提高材料的導電性，其電阻將隨著壓或拉應變的變化而改變，因此，可利用量測電阻的方式來量測應變，並了解結構的破壞情形[1]及[2]。其後，Manuela Chiarello 等人於 2005 年提出在材料裡加入碳纖維，利用電學的行為與損壞程度之間的相關性，使材

料有自我感知之能力，並討論各種因素對此材料產生的影響[3]。圖 1(a)顯示，當碳纖維含量在 0.2 vol.% 以前，導電率隨著纖維含量增加而急遽上升；當碳纖維含量在 0.2 vol.% 以後，即使再增加更多的碳纖維，對於導電率的貢獻並不大，因此門檻值約為 0.2 vol.%。圖 1(b)顯示，當纖維的長度增加，將增加導電性，當纖維長度減少，門檻值將增加，因此，可先利用增加纖維的長度，達到需要的導電性。

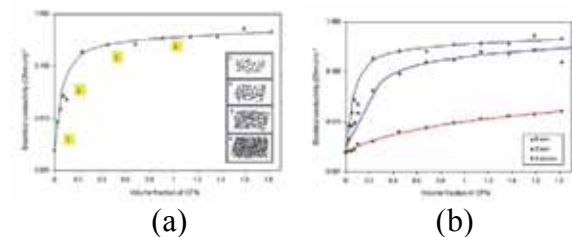


圖 1 (a)碳纖維含量對 CFRC 導電率的影響
(b)碳纖維長度對 CFRC 導電率的影響[3]

然而，碳纖維之價格不斐，本研究將經濟性列入考量，僅使用 0.2 vol.% 之碳纖

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主任

³國立台灣大學土木工程系助理教授

⁴國立台灣大學土木工程系碩士

維，為文獻所使用的碳纖維含量(0.48 vol.%)的一半左右，並研究在 0.2 vol.%的碳纖維含量下 CFRC 的性能為何，且與文獻比較其差異性，探討此配比下碳纖維混凝土於結構監測應用之可行性[4]。為了利於後續之實際應用，本研究基於先前拉力與壓力試驗研究之基礎，先進行 CFRC 梁抗彎試驗，探討其電阻變化率及不同類型試體間的差異，以了解 CFRC 之基本性質，並應用於構架式橋柱之應變量測與損壞偵測。

二、試驗計畫

文獻中關於 CFRC 受拉與受壓行為之電阻變化與應變的關係已多做討論，本研究欲探討配比为碳纖維含量(0.2 vol.%)之 CFRC 於受撓曲時之電阻變化及塗層之應用，並應用於構架式橋柱受反覆載重之應變量測。探討在碳纖維含量較少之情況，是否依然有應變量測及損壞預警之能力。

2.1 材料組成與配比

CFRC 組成材料包括：I 型卜特蘭水泥、F 級飛灰、3 號石英砂、圓球形非壓密矽灰、羧酸型減水緩凝劑、碳纖維(直徑 $7\mu\text{m}$ ，長度 15mm)及甲基纖維素。配比为根據文獻[1]及[2]並做經濟性之考量，確定碳纖維含量為 0.2 vol.%，並以文獻[2]中之材料為基礎，唯消泡劑加入與拌合步驟中，甲基纖維的加入方式做些微調整。

2.2 試體製作

(1)抗彎試體：抗彎試體為 $15*15*55\text{cm}$ 之長方體，使用塑膠模具進行試體製作。試體分為純 CFRC 與塗層兩類，各類試體中包含有鋼筋及無鋼筋兩種。(2)構架式橋柱試體：試體為雙柱構架式橋墩，淨跨度與柱淨高均為 4 m，採用 60 cm 方形斷面，配置 16 根 D25 鋼筋，柱上、下端 1.5 倍斷面深度(90 cm)範圍內配置 D14@10 cm 之矩形閉合箍筋與繫筋。試體之混凝土抗壓強度為 20.6 MPa、縱向鋼筋降伏強度為 412 MPa、橫向鋼筋降伏強度為 275 MPa。

2.3 抗彎試驗

為瞭解 CFRC 受撓曲的行為，探討純

CFRC 與塗層之差異，並考慮有無鋼筋對 Gauge Factor 之影響，試驗設置如圖 2，量測電阻之間距為 12cm。試驗時做 6~8 個循環後停止，同步記錄力量、位移及電阻變化，MTS 加載速率為 0.005mm/sec，位移量測及電阻讀取頻率皆為 1Hz。

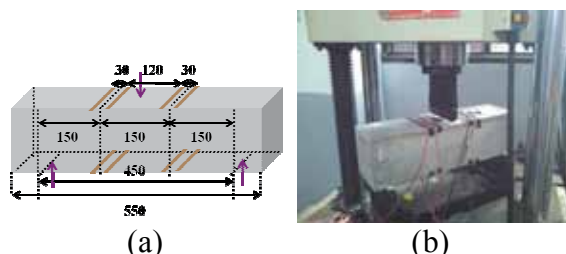


圖 2 抗彎試體(a)電極配置與(b)試驗設置

2.4 構架式橋柱試驗

由抗彎試驗之結果，實際運用於雙柱構架式橋墩之應變量測試。選取 P1 柱南側柱底做為以 CFRC 進行應變量測之區域，在柱底設置長寬為 $600*600\text{ mm}$ 及厚度 10 mm 的 CFRC 塗層，在其中選取三個區域分別設置電極與左中右三個應變計，分別為 CH-1、CH-2 及 CH-3。依電極設置方法來設置電極，以四線式方法進行電阻量測，設置之電極長度為 150 mm，電極間距為 120 mm，詳細配置與彎曲試驗中塗層梁之配置相同，如圖 3 所示。再經量測三個區域的初始電阻後選擇中間的部分做試驗量測。試驗時同時記錄力量、位移、三個應變計之應變及電阻變化，再經由 Gauge Factor 將電阻變化轉換為應變。



圖 3 橋柱試體(a)電極配置與(b)試驗設置

三、結果與討論

3.1 抗彎試驗

圖 4(a)為塗層含鋼筋 CoS3 試體之力量對時間之關係，因為內含鋼筋，所施加的力量比不含鋼筋時大，為 13 kN，共八

個循環。圖 4(b)為 CoS3 試體之應變與電阻變化率對時間的關係，壓力側受力電阻下降，拉力側受力電阻上升，而電阻變化的部分兩側之變化趨勢皆與應變的變化趨勢很相似，且隨著循環次數增加，兩側在每次循環結束時的電阻值皆有回歸至零，代表著試體內部的微裂縫在卸載之後閉合的情況良好，並無明顯損壞之情形，使電流通過依然順暢，且兩側的電阻變化其後面的循環與前面的循環變化相似，並沒有因為循環次數增加使電阻開始變得不規則。圖 4(c)為 CoS3 試體之電阻變化率與應變的關係，由圖可明顯看出，兩側電阻變化率的趨勢與應變趨勢的形狀皆很相似，拉力側電阻變化率約為 3.1% 左右，壓力側則約為 -3.2%，其變化量較拉力側多，且發現拉壓兩側曲線之斜率相近，由此可得知兩側 Gauge Factor 之差異應不大。圖 4(d)為 CoS3 之拉壓兩側八個循環中其中一循環之 Gauge Factor，CoS3 拉力側之 Gauge Factor 為 516， R^2 為 0.93，壓力側則為 445， R^2 為 0.94，可知試體壓力側之 Gauge Factor 較拉力側小。

表 1 為所有抗彎試體的數據比較，其中 P 為純 CFRC 不含鋼筋試體，PS 為純 CFRC 含鋼筋試體，Co 為塗層 (Coating) 不含鋼筋試體，CoS 為塗層含鋼筋試體，Strain 代表最大拉(壓)應變值，Force 代表

加載的最大力量。試體之間的比較如下：(1)純 CFRC 試體有無鋼筋之比較：無鋼筋梁的拉壓側應變較含鋼筋梁低，但初始電阻 R_0 及 Gauge Factor 均較含鋼筋梁高。(2)塗層試體有無鋼筋之比較：含鋼筋塗層梁之 Gauge Factor 較不含鋼筋者為大。(3)含鋼筋之純 CFRC 試體與塗層試體之比較：塗層試體的 Gauge Factor 較純 CFRC 大，因塗層僅 1.2cm，對裂縫及損壞較為敏感，故反應在電阻變化率上，使 Gauge Factor 有明顯增大的現象。總合來說，Gauge Factor 以 CoS 試體最大，但必須改進的是塗層與混凝土之間結合的能力及材料的穩定性。

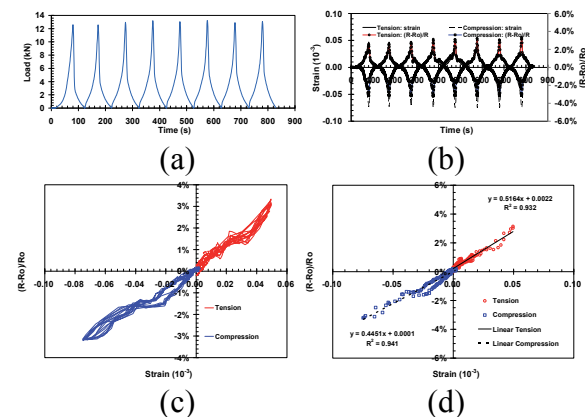


圖 4 CoS3 試體(a)載重對時間的關係(b)應變與電阻變化率對時間的關係(c)電阻變化率與應變之關係(d)線性回歸結果

表 1 抗彎試體試驗結果

Bending		Specimen	Strain (10 ⁻³)		Ro (Ω)		GF		R ²		Force kN
			c	t	c	t	c	t	c	T	
CFRC	w/o Rebar	P1	-0.08	0.040	36.8	53.3	175	220	0.97	0.81	7
	w Rebar	PS1	-0.17	0.075	14.7	18.9	52	87	0.96	0.90	10
		PS2	-0.15	0.075	15.3	15.9	78	89	0.92	0.89	10
Coating	w/o Rebar	Co1	-0.11	0.075	54.1	51.1	252	160	0.97	0.91	8.5
		Co2	-0.15	0.060	31.9	35.7	49	78	0.88	0.95	8.5
	w Rebar	CoS1	-0.15	0.060	81.9	49.7	1031	497	0.95	0.94	13
		CoS2	-0.06	0.045	40.6	84.3	603	844	0.98	0.93	13
		CoS3	-0.08	0.050	31.8	47.8	445	516	0.94	0.93	13

3.2 構架式橋柱試驗

應變量測是由位移為 5 mm 時開始量測(t=0)，三個應變計之應變及電阻變化率與時間之關係如圖 5(a)。圖中應變與電阻變化率兩者隨時間變化的曲線大致符合，而電阻產生變化的時間點也較應變更早，

顯示有預測結構變形的能力。由抗彎試驗結果表 1 得知塗層含鋼筋試體(CoS)，壓力測之平均 GF 為 693，張力測之平均 GF 為 619，以此兩個 GF 可將電阻變化率轉換為電阻應變，則以應變計及 CFRC 量測之柱底應變與時間之關係如圖 5(b)。

圖 5(b)中顯示位移為 20 mm 之 3 個迴圈中，以應變計(CH-3)及電阻變化率量測之壓應變兩者隨時間變化的曲線大致符合。柱底受壓力時：位移為 5、10 及 20 mm 之迴圈中應變計及 CFRC 均可以量測到壓應變，但 CFRC 對壓應變的變化較應變計敏感，在位移為 20 mm 之 3 個迴圈中量到的最大壓應變約為 5.9×10^{-4} 。柱底受張力時：應變計對張力應變的量測似乎不準確，原因可能為應變計黏貼位置並非最大張應變發生的位置，因此喪失了量測張應變的敏感度。而 CFRC 對張應變的變化有較高的敏感度，在位移為 20 mm 之 3 個迴圈中皆可以量到最大張應變，估計最大張應變約為 1.7×10^{-4} 。

當橋柱位移繼續增加至 30 mm 時，CFRC 塗層與橋柱表面開始產生裂縫，如圖 6(a)。此時電阻變化率不再改變，CFRC 喪失量測應變之功能。當橋柱位移繼續增加，CFRC 塗層與柱之間產生剝離與崩塌之情形，如圖 6(b)。後續進行 CFRC 應變量測應用時，CFRC 塗層與受測結構物間的黏結問題，將是研究必須克服的重點。

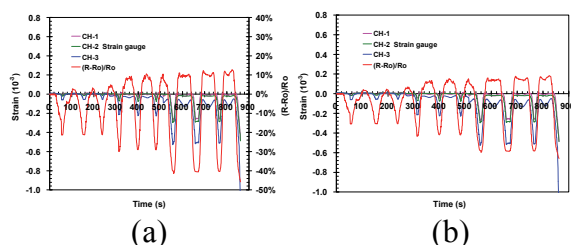


圖 5 橋柱試體(a)橋柱柱底應變及電阻變化率與時間之關係(b)橋柱柱底以不同方式量測之應變與時間之關係

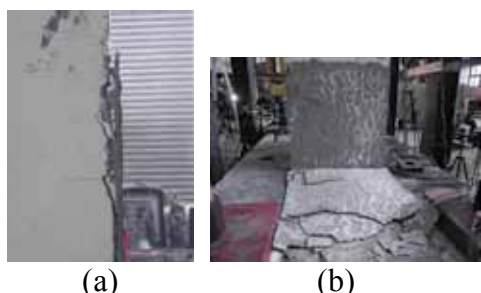


圖 6 橋柱表面 CFRC 塗層之破壞模式 (a)CFRC 塗層與柱中間所產生之裂縫 (b)CFRC 塗層與柱剝離與崩塌之情形

四、結論與建議

本研究使用 0.2 vol.%碳纖維含量配比之 CFRC，探討其於受撓曲行為下對應變量測及損壞預警之可行性，並應用於實際構架式橋柱之應變量測。由試驗結果獲得結論如下：(1)抗彎試驗以塗層且含鋼筋之效果最好，但必須改進的是塗層與混凝土之間結合的能力及材料的穩定性。(2)使用 0.2 vol.%碳纖維含量配比之 CFRC，在受撓曲行為下具有應變量測及損壞預警之能力。(3)構架式橋柱試驗結果顯示，柱底受壓力時應變計及 CFRC 均可以量測到壓應變，但 CFRC 對壓應變的變化較應變計敏感。柱底受張力時應變計對張力應變的量測似乎不準確，而 CFRC 對張應變的變化有較高的敏感度。(6)橋柱位移增加至 30 mm 時，CFRC 塗層與橋柱表面開始產生裂縫，此時電阻變化率不再改變，CFRC 喪失量測應變之功能。當橋柱位移繼續增加，CFRC 塗層與柱之間產生剝離與崩塌之情形。後續進行 CFRC 應變量測應用時，CFRC 塗層與受測結構物間的黏結問題，將是研究必須克服的重點。

參考文獻

1. Sihai Wen, and D.D.L. Chung, "Uniaxial Tension in Carbon Fiber Reinforced Cement, Sensed by Electrical Resistivity Measurement in Longitudinal and Transverse Directions," Cement and Concrete Research, Vol. 30, pp. 1289-1294, 2000.
2. Sihai Wen, and D.D.L. Chung, "Uniaxial Compression in Carbon Fiber-Reinforced Cement, Sensed by Electrical Resistivity Measurement in Longitudinal and Transverse Directions," Cement and Concrete Research, Vol. 31, pp. 297-301, 2001.
3. Manuela Chiarello, and Raffaele Zinno, "Electrical Conductivity of Self-Monitoring CFRC," Cement and Concrete Composites, Vol. 27, pp. 463-469, 2005.
4. 葉芳耀、張國鎮、廖文正、宋康德、連婉佑，「碳纖混凝土於結構監測應用之研究(I)」，國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-13-026，台北，2013。

以結構性能為基準之橋梁耐震設計與檢核程式開發

宋裕祺¹ 賴明俊² 林冠禎³

摘要

近年來耐震性能設計法之精神與內涵已成為世界各國訂定耐震設計規範之基本架構。為此，交通部臺灣區國道新建工程局也積極召集國內相關學術單位與顧問團隊進行適用於國內公路橋梁耐震性能設計規範之研究，以提升國內橋梁工程技術達國際水準，此研究成果亦於 2013 年完成規範草案之覆審，因此，本研究將以此規範草案所規定的地震性能等級及相關耐震性能檢核方法為基礎，開發”以結構性能為基準之橋梁耐震設計與檢核程式(NCREE-PBSD for Bridge)”，希望能簡化國內工程師未來在橋梁耐震性能設計時之作業，以提升設計與分析效率。

關鍵詞：性能設計、公路橋梁、非線性靜力側推分析

一、前言

自 1989 年 Loma Prieta 地震後，為兼顧基礎設施的使用機能、可修復性、安全性與經濟性，從既有基礎設施評估補強到新建設施設計，美國開始引進耐震性能設計法，同時也帶動其它國家積極的跟進，如日本、中國大陸、紐西蘭、澳洲、西班牙、加拿大等皆已將耐震性能設計之精神與內涵納為編訂新世紀技術規範之基本架構。為此，交通部臺灣區國道新建工程局於 2011 及 2012 年委託財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心及財團法人中興工程顧問社進行「公路橋梁耐震性能設計規範委託研究案」，期能藉此提升國內橋梁工程技術達國際水準。此研究案架構主要分三大區塊，分別為設計要求與地震資料、第一階段設計及第二階段耐震性能評估與檢核。其中第二階段是用來檢核初步設計橋梁在不同地震等級下所處的性能狀態，除須檢核整體橋梁是否符合對應的性能標準外，個別構材亦須進行位移容量之檢核。一般進行耐震性能評估檢核大都採用靜力非線性分析，然而，在進行靜力非線性分析及性能點檢核的過程相關繁

複，可能造成分析上的不便，如構件塑性鉸分析、性能點計算與檢核等，故本研究將開發一”以結構性能為基準之橋梁耐震設計與檢核程式”，希望能簡化工程師未來在橋梁耐震性能設計時之作業，以提升設計與分析效率。

二、橋柱塑性鉸分析功能

NCREE-PBSD for Bridge 目前提供鋼筋混凝土柱(圓型、矩型、壁式)及鋼橋柱(圓型、矩型)之塑性鉸分析功能。圖 1 及圖 2 分別為 RC 及鋼橋柱塑性鉸破壞模式。另外，在程式開發時亦加入視窗化之斷面編輯功能，除可加快工程師輸入相關斷面資訊，亦可即時檢視所輸入斷面尺寸或配筋資訊是否有誤(圖 3)。

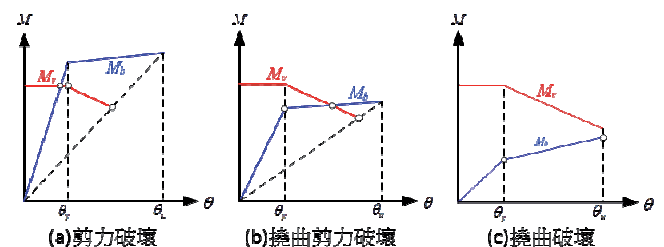


圖 1 鋼筋混凝土橋柱塑性鉸破壞模式定義

¹ 國立台北科技大學土木工程學系教授

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立台北科技大學土木與防災所博士生

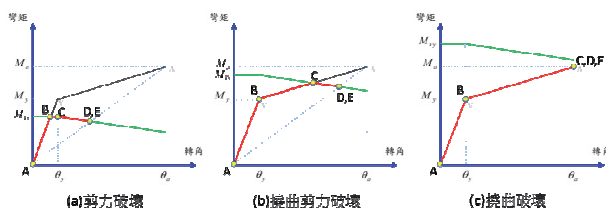


圖 2 具填充混凝土鋼橋柱塑性鉸破壞模式定義

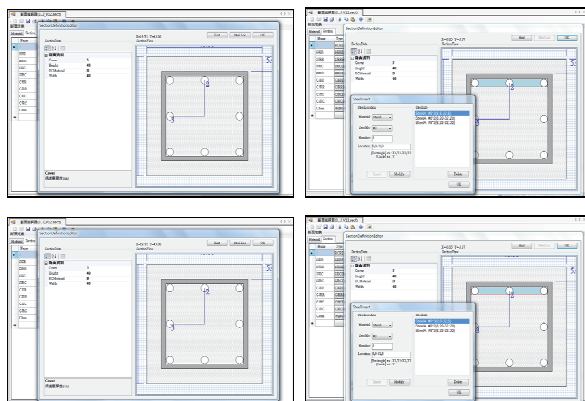


圖 3 斷面編輯視窗

三、耐震性能曲線之建立

在求結構耐震性能曲線時，必需先以靜態側推分析求得容量曲線，並求得該容量曲線之降伏點後進行雙線性化，以利後續結構系統地震力折減係數的計算，以下將說明以等能量原則求取降伏點之計算方法：

步驟一、假設初始勁度 K_1 及後降伏勁度 K_2 及其交點 P_1 如圖 4(a)所示，同時計算容量曲線下所包圍之面積 A_1 。

步驟二、以 K_1 與容量曲線之交點為原點沿順時針方向增量，每增量一次即計算增量後 K_1 與 K_2 所圍成之面積 A_2 ，比對 A_2 及 A_1 之面積，如果 $A_2 \cong A_1$ 則計算此狀態之 K 值為 K_3 ， K_3 與 K_2 之交點 P_2 ，如果 $A_2 \neq A_1$ 則重覆步驟二，直到 $A_2 \cong A_1$ (如圖 4(b))。

步驟三、以 K_2 與容量曲線之交點為原點，沿逆時針方向增量，每增量一次即計算增量後 K_2 與 K_1 (原始 K_1) 所圍成之面積 A_3 ，比對 A_3 及 A_1 之面積，如果 $A_3 \cong A_1$ 則計算此 K 值與 K_1 之交點 P_3 ，如果 $A_3 \neq A_1$ 則重覆步驟三，直到 $A_3 \cong A_1$ (如圖 4(c))。

步驟四、最後，求出通過原始 K_1 及 K_2 交點之 P_2 與 P_3 兩點連線之中垂線，此中垂線與 P_1 及 P_2 之交點即定為降伏點，如圖 4(d)所示。

求得降伏點後即可雙線性化容量曲線，並根據各階段之塑性位移 δ_i 與降伏位移 δ_y 依(3)式計算結構物各階段下之韌性 R_i ，將分析所得之韌性 R_i 代入(1)式，即可求得橋梁振動單元在所考慮方向基本振動週期 T 對應之結構系統地震力折減係數 F_u ，其可依據不同等級地震之計算方式如下：

等級 I：

$$F_{u,I} = 1 \quad (1-1)$$

等級 II：

$$F_{u,II} = \begin{cases} R_i & ; T \geq T_0^{II} \\ A + (R_i - A) \times \frac{T - 0.6T_0^{II}}{0.4T_0^{II}} & ; 0.6T_0^{II} \leq T \leq T_0^{II} \\ A & ; 0.2T_0^{II} \leq T \leq 0.6T_0^{II} \\ A + (A - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^{II}}{0.2T_0^{II}} & ; T \leq 0.2T_0^{II} \end{cases}$$

(1-2)

等級 III：

$$F_{u,III} = \begin{cases} R_i & ; T \geq T_0^{III} \\ A + (R_i - A) \times \frac{T - 0.6T_0^{III}}{0.4T_0^{III}} & ; 0.6T_0^{III} \leq T \leq T_0^{III} \\ A & ; 0.2T_0^{III} \leq T \leq 0.6T_0^{III} \\ A + (A - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^{III}}{0.2T_0^{III}} & ; T \leq 0.2T_0^{III} \end{cases}$$

(1-3)

其中，

$$A = \sqrt{[1 + \alpha(R_i - 1)][2R_i - 1 - \alpha(R_i - 1)]} \quad (2)$$

$$R_i = \frac{\delta_i}{\delta_y} \quad (3)$$

α = 結構系統降伏勁度比。將容量曲線雙線性化後，以後降伏勁度 (K_s) 除以初始勁度 (K_e) 即可求得 α ，其雙線性化曲線如圖 4(d)所示。將式 1 求得之地震力折減係數，根據基本振動週期於短週期或中長週期，依草案之解說表 C5-2 與表 C5-3 計算出有效最大加速度(EPA)，並建立耐震性能曲線圖(EPA-Sd 關係圖)。上述之雙線性化

之過程相當繁複，需進行反覆迭代計算，因此，NCREE-PBSD for Bridge 亦針對此分析功能完成實作，以減少使用者計算量(如圖 7)

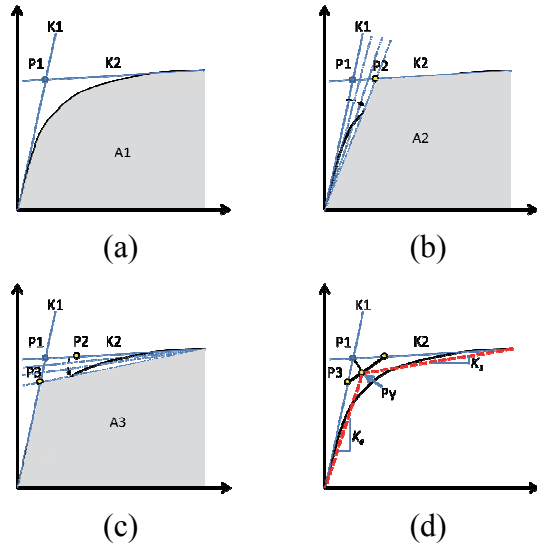


圖 4 容量曲線降伏點及雙線性化示意圖

四、橋梁耐震性能檢核

根據草案 2.4 節耐震性能檢核規定，橋梁耐震性能以變形為主要檢核項目，以確保橋梁整體結構及局部構材在各種等級地震作用下所引致之變形需求，小於限定之變形量。若分析採用靜力側推分析，須分別檢核整體結構之韌性需求與各構材之韌性需求需合乎各等級地震之檢核規定。以下分別就各等級地震之檢核進行說明。

4.1 整體橋梁結構檢核

在進行整體梁結構檢核時，需先針對橋梁結構進行非線性靜力側推分析後，求得橋梁容量震譜(Sa-Sd)與耐震性能曲線(EPA-Sd)，如圖 5 所示。在檢核等級 I 地震時，先從圖 5(a)求得 EPA=0.4S_{I,S}(時所對應之譜位移需求Δ_I，在檢核圖 5(b)中性能狀態 A 所對應之譜位移容量Δ_A是否大於Δ_I。同理，依此方法檢核等級地震 II 及 III 作用時之結構是否符合規範規定。其中，各性能狀態之譜位移需求可由草案 5.2 節及表 2-4、表 2-5，根據不同震區及橋梁重要性求得。

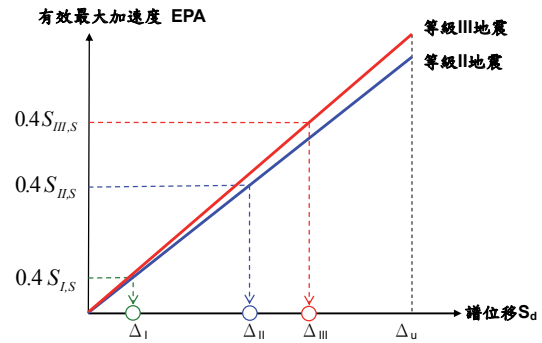


圖 5(a) 橋梁性能檢核示意圖

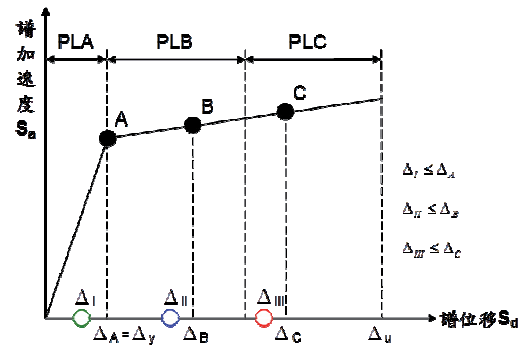


圖 5(b) 橋梁性能檢核示意圖

4.2 局部構件檢核

橋墩或基樁單一構材之位移韌性需求μ_{II}及μ_{III}依式(4)計算，且應滿足草案表 2-6 規定。其中在等級 III 的地震考量下，需進一步檢核其相對位移δ_{III}應滿足式(5)規定。

$$\mu_{II} = \frac{\delta_{II}}{\delta_y}, \quad \mu_{III} = \frac{\delta_{III}}{\delta_y} \quad (4)$$

$$\delta_{III} \leq 0.25 \frac{M_{ult}}{P_D} \quad (5)$$

其中，μ_{II}及μ_{III}為等級 II 及 III 地震作用時，橋墩或基樁之位移韌性需求；δ_{II}及δ_{III}為等級 II 及 III 地震作用時，橋墩或基樁反曲點與最大彎矩處間之相對位移，(cm)；δ_y為橋墩或基樁反曲點與最大彎矩處之降伏相對位移，(cm)；M_{ult}為橋墩或基樁之極限彎矩(kgf-cm)；P_D為靜載重作用時，橋墩或基樁之軸力(kgf)。

而針對上述之檢核程序 NCREE-PBSD for Bridge 亦實作出相對應之功能，同時提供使用者介面，讓使用者能快速解讀分析

結果，其實作之功能有容量譜降伏點與各狀態之譜位移容量之求取、各地震等級之位移需求求取及視窗介面(圖 6~9)。



圖 6 橋址相關資料輸入視窗

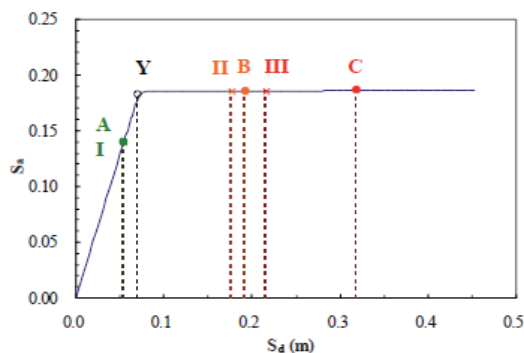


圖 7 耐震性能檢核圖

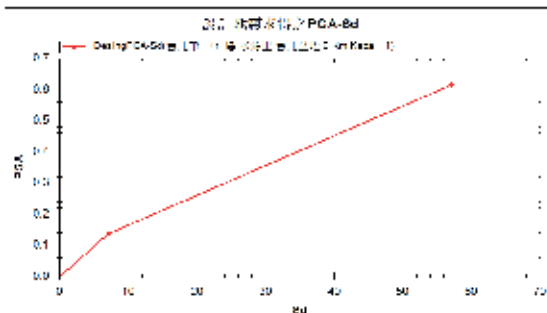


圖 8 耐震性能曲線

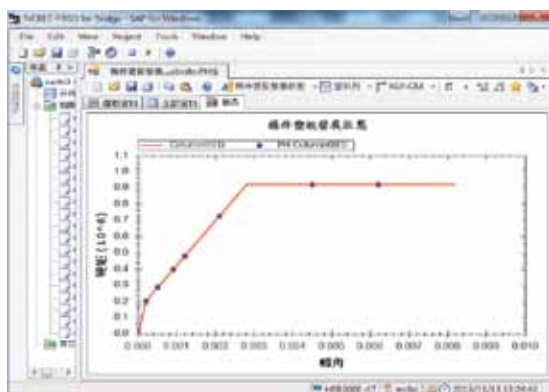


圖 9 構件韌性檢核圖

四、結論

目前 NCEE-PBSD for Bridge 程式開發工作已針對「公路橋梁耐震性能設計規範委託研究案」中第二階段所需檢核之工作相關功能進行初步建置，希冀作為工程師在未來在進行橋梁設計與檢核時之工具，以提升工作效率，節省設計成本，未來，也希望透過工程師的使用經驗回饋，以讓 NCEE-PBSD for Bridge 能更為完善。

參考文獻

1. Sung, Y.C., Liu, K.Y., Su, C.K., I-Chau Tsai, and Chang, K.C., "A Study on Pushover Analyses of Reinforced Concrete Columns," Journal of Structural Engineering and Mechanics, Vol. 21, No. 1, Sep, p.p.35~52. 2005.
2. 日本道路協會，「道路橋示方書・V 耐震設計編」，2012。
3. 交通部國道新建工程局，「公路橋梁耐震性能設計規範研究」，2012。
4. 交通部公路總局，「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」，2009。
5. 宋裕祺，蔡益超，「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊-視窗化輔助分析系統SERCWin2008」，內政部建築研究所，台北，2009。

醫院消防撒水系統接頭之耐震行為研究

柴駿甫¹ 張國鎮² 林凡茹³ 林震宇⁴ 黃振綱⁵

摘要

我國緊急醫療救護法明定，急救責任醫院必須全天候提供緊急傷病患醫療照護。然而國內外重要建築抗震經驗顯示，消防撒水管線系統一旦於某處輕微震損而發生洩漏，且隨即因工作水壓導致消防水大量外流，釀成淹水等二次傷害，迫使醫院等重要建築中斷正常醫療機能。其中，消防撒水系統末端之一英吋管徑螺牙式接頭因抗彎或抗剪容量不足而在強震中受損，為我國消防撒水管線經常發生的破壞模式。本研究假設螺牙式管線接頭為彎矩破壞機制，執行螺牙式與機械式續接接頭擬靜態抗彎實驗，比較其受震行為及耐震容量，並以靜力與動力分析結果進行評估，做為消防管線耐震性能提升之參考。

關鍵詞：消防撒水系統、螺牙式接頭、機械接頭

一、研究目的

國內重要建築結構耐震性能於近年來備受重視已顯著改善，而近期多次地震引致生命與財產損失之主因，已轉為建築物內部的非結構物損壞。以九二一大地震後之南投醫院為例[1]，該醫院建築結構於強震下外觀尚稱完好，但由於醫院非結構受損，僅能撤院而於室外提供緊急醫療(圖1)。此外，位於嘉南地區之Y醫院在甲仙地震中，由於消防管線拉扯斷裂，造成該樓層淹水與消防系統關閉(圖2)。

消防管線系統於強震下受損，少有整個倒塌的案例，多為發生內容物洩漏。當管線系統受震輕微受損而致使內容物外洩，往往導致其他非結構物破壞(如懸吊式天花板系統)。因此檢核管線可分為內容物洩漏、管線結構破壞等兩階段受震性能點。

由 Ju et al. 文獻[2]可知，消防撒水系統中最常發生震損構件為位於鄰近撒水頭之最小支管螺牙式接頭(圖3)，甲仙地震中Y醫院消防管線系統之受損構件亦位於末

端1英吋管線處之螺牙式接頭。螺牙式接頭的破壞模式可能為撓曲或者剪力破壞，必須取得螺牙式接頭的抗彎與抗剪容量，並與受震需求比對，方能推得管線系統實際破壞原因。另一方面，在 NFPA 13 [3] 規定中，將撓性接頭視為管線耐震裝置之一，然國內消防管線之撓性機械接頭設置為基於機電或配管施工考量，而非依據 NFPA 13 耐震要求安裝。若求得撓性機械接頭的受震行為，則可評估依據 NFPA 13 之撓性接頭設置是否使管線系統滿足設計地震下受震需求。因此，本研究執行螺牙式與機械式續接接頭之擬靜態抗彎實驗，比較兩者受震行為及耐震容量，做為後續螺牙式接頭耐震性能改善措施之依據。



圖1 九二一大地震後
南投醫院



圖2 甲仙地震後嘉南
地區Y醫院

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台灣大學土木系教授、國家地震工程研究中心主任

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

⁵ 國立台灣大學土木系碩士

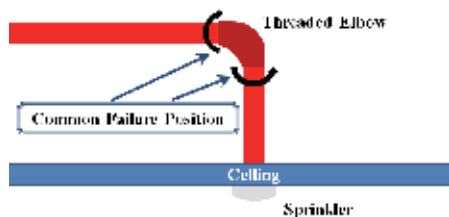


圖 3 常見螺牙式接頭破壞位置示意圖

二、實驗配置

本實驗對象為國內消防撒水系統常用之接頭，故實驗結果求得之接頭耐震容量，可用於檢核國內消防撒水系統之安全與否，亦可作為往後模擬管線構件之依據。依據大型醫院常見水平、垂直消防撒水管線尺寸、接頭形式之現地調查結果，本實驗試體選取 6 英吋(150mm)、4 英吋(100mm)以及 1 英吋(25mm)作為試體管徑，接頭形式包括剛性與撓性機械接頭(圖 4)、螺牙式直接頭(以下簡稱螺紋接頭，如圖 5)等三類。剛性與撓性機械接頭於外觀上相似，但於管線相接之凹槽處相異，此差異亦使試體破壞模式有所不同。

擬靜態載重試驗之實驗構架如圖 6 所示，試體兩端反力裝置分別為鉸接與滾接支承，並施加純彎矩載重於置中之管線接頭。實驗目的為獲得接頭轉角及彎矩載重之間的關係，並檢討兩階段性能點下(內容物洩漏、管線結構破壞)對應之接頭轉角及彎矩載重值，故管線試體內部施加 6 kgf/cm^2 之水壓，以觀察加載過程中之內壓變化，並做為初始洩漏性能點之判斷依據。



圖 4 剛性與撓性機械接頭



圖 5 螺紋接頭

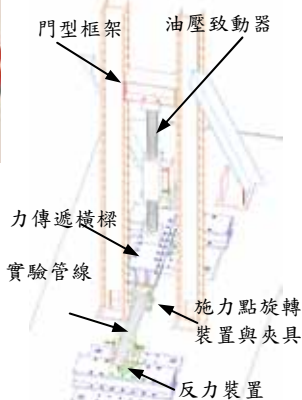


圖 6 管線實驗配置

三、機械接頭撓性測試

依據 ASCE7-10、NFPA 13 之規定，管線穿牆束制區域與立管指定位置應裝設撓性接頭，其受彎轉角容量應至少達到 1.0 度。依據美國 FM 認證(FM Approvals)規定，撓性機械式續接接頭須符合 FM1920 之性能檢測程序，試驗中或結束時，未出現洩漏、斷裂或裂縫，即為通過撓性接頭之檢測。因此，本研究依據 FM1920 規定檢驗機械接頭撓度，測試波條件為加載頻率 1Hz、最大振幅至少使接頭受彎轉角達 1 度以上、反覆來回次數 15 次，並設定管線內部壓力與額定工作壓力相同。

由實驗結果可知，市售的剛性接頭或撓性接頭皆可通過 FM1920 之擬靜態撓度檢測，下文將進一步以反覆載重破壞試驗比較兩者之受震容量與破壞模式。

四、反覆載重破壞試驗

反覆載重輸入波為依據 ISO-16670 規定，反覆載重實驗前須進行單載實驗而得試體極限位移，以設計反覆載重測試波，據以求得接頭受震行為與耐震容量。加載測試波為位移控制，試驗結果簡述如下：

1. 剛性與撓性機械接頭：以 6" 管線試驗結果為例，圖 7、圖 8 為剛性與撓性接頭試驗結果，藍線為油壓致動器加載歷時、綠線為荷重計垂直向反力總和歷時、紅線為水壓計歷時，圖左垂直軸標示力量值、圖右垂直軸標示為水壓值。由水壓計讀值可知，撓性與剛性接頭試體洩漏時間點幾乎一致，但是撓性機械接頭可持續承受較大的變形而不至於破壞。剛性機械接頭承受反覆載重時，水壓幾乎無明顯變化，而撓性機械接頭試體水壓值卻隨著輸入波上下震盪，由此可知撓性接頭可提供較大的容積變形，亦即撓性接頭允許較大的變位，並利用密合墊避免水洩漏；然而剛性接頭容許容積變化量較低，抗彎勁度在小振幅加載下即由管體與接頭提供，當兩者之一無法抵抗外力時隨即破壞。故相同加載時間與位移下，剛性接頭抗力高於撓性接頭。剛性接頭破壞模式為接頭斷裂

(圖 9)，撓性接頭則為管線脫出(圖 10)。

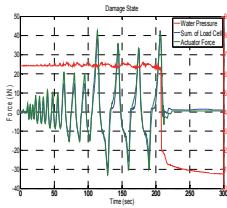


圖 7 剛性機械接頭加載與水壓變化



圖 9 剛性機械接頭破壞情形

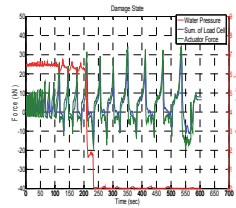


圖 8 撓性機械接頭加載與水壓變化



圖 10 撓性機械接頭破壞情形

2. 螺紋接頭與撓性機械接頭：由過去消防系統受震經驗可知，受震破壞構件大部分為系統末端之 1 英吋管線。圖 11、圖 12 為 1 英吋螺紋接頭與撓性機械接頭實驗結果，由圖可知兩者強度和受力行為差異甚大，且撓性機械接頭之彎矩容量遠大於螺紋接頭。螺紋接頭之加載過程中保持彈性行為，其管線試體容積變化量較低，因此加載過程中水壓值保持穩定，直至初始洩漏點後急速降低，而其洩漏點亦即管線結構破壞點。撓性機械接頭於小振幅加載時為非線性彈性行為，大振幅加載下更明顯看出加載位移接近零時，接頭抗力之平台區段。圖 13、圖 14 為兩者破壞照片，螺紋接頭之破壞模式為接頭銜接處斷裂，而撓性接頭則為管線自接頭脫出。

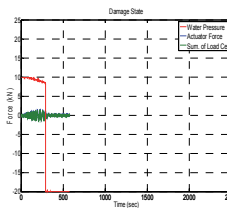


圖 11 螺紋接頭反覆加載歷時圖



圖 13 螺紋接頭破壞圖

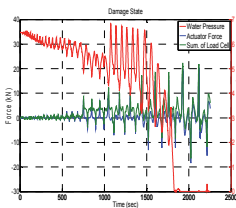


圖 12 撓性機械接頭反覆加載歷時圖



圖 14 撓性機械接頭破壞圖

五、數值模擬與振動台實驗比對

由上述管線接頭反覆載重破壞實驗，可得接頭之彈性與非彈性行為，進而建立管線接頭之簡化數值模型。為比對管線系統實際動態行為並進一步求得管線接頭實際受震需求，本研究引用中心於 2010 年完成之消防管線系統振動台實驗結果[4]，據以驗證本研究建立之 SAP 2000 數值模型動力分析之準確性(圖 15)。2010 年實驗試體為重現嘉南地區 Y 醫院七樓某病房範圍內之消防撤水管線子系統(圖 16、圖 17)，振動台輸入波為甲仙地震下醫院結構模擬反應。由實驗結果可知管線系統之受震反應與破壞模式，包括管線自吊桿 U 型夾具滑移、天花板材和隔間牆板材受管線壓損、支管三通接頭處之 1 英吋管線螺紋接頭破壞導致洩漏等(圖 18)。

比較數值模擬分析與實驗之管線位移反應歷時(圖 19)，兩者於振動台加載歷時 19.8 秒前大致相符，19.8 秒後由於接頭破壞導致之大變位，故模擬與實驗結果並未一致。由數值模型之三通螺紋接頭處之彎矩內力歷時可知(圖 20)，加載歷時 19.4 秒時，其彎矩內力已超過反覆載重實驗而得之螺紋接頭彎矩容量(590 kN-mm)，推測此時三通螺紋接頭左側已有局部受損而造成內容物洩漏。上述數值模型分析結果，與振動台實驗中試體破壞模式相符(圖 18)。本數值模型除了用以比對實驗下之受震行為，亦藉由參數分析而得隔間牆最佳模擬勁度(約 0.4kN/mm)，其參數值可用於整體醫院模型的隔間牆束制設定。

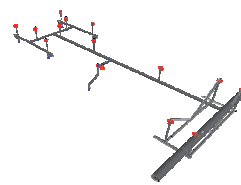


圖 15 試體數值模型



圖 17 隔間牆設置



圖 16 沿走廊局部主管



圖 18 實驗試體破壞處

為建立消防管線系統整體模型，本研究亦至嘉南地區 Y 醫院七樓進行消防撒水管線系統現地衝擊實驗，做為建立該樓層消防撒水管線系統數值模型之依據(圖 21)，整體系統頻率約為 2.0 Hz(垂直走廊方向)與 5.37 Hz(沿走廊方向)。

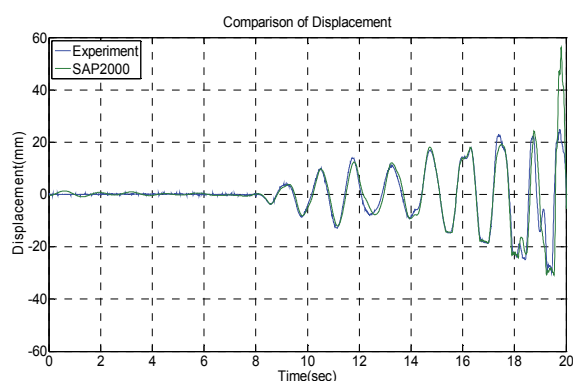


圖 19 實驗與模擬之位移歷時圖

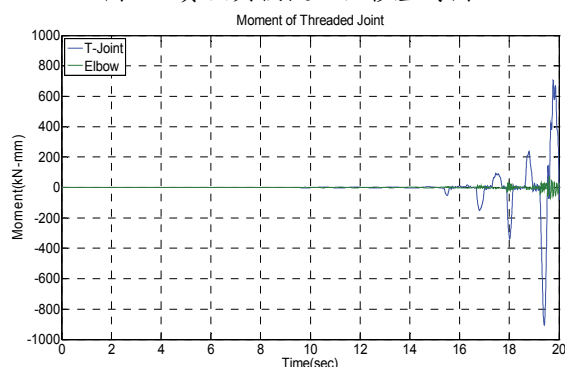


圖 20 模擬螺紋接頭之彎矩圖

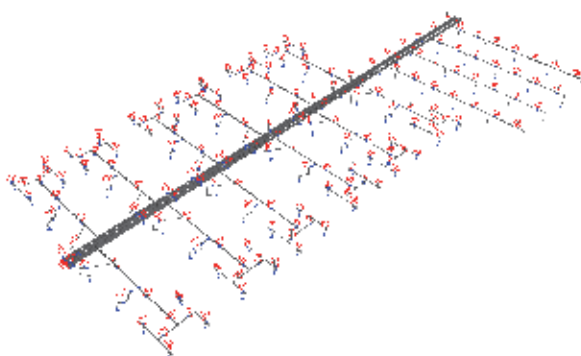


圖 21 醫院管線系統之數值模型

六、結論

本研究執行四點純彎矩反覆載重實驗，求得不同管徑接頭之耐震容量與行為，並利用數值模型模擬管線子系統之受震行為，與振動台實驗結果比對。由本研究之試驗與分析結果可歸納出下列結論：

1. 撓性機械接頭與剛性機械接頭在本次實驗下之初始破壞點(洩漏點)相近，但繼續加載後撓性接頭明顯比機械接頭可提供更多之撓度，惟消防管線系統於洩漏時，即無法發揮正常之功能，以該性能點而言，二者並無太大差距。
2. 1 英吋管線螺紋接頭之抗彎容量明顯低於相同尺寸的撓性機械接頭，管線子系統之振動台實驗結果亦證實螺紋接頭為管線系統耐震之弱點。經由管線子系統實驗比對驗證數值模型，由兩者分析結果可知，該子系統受震弱點為 1 英吋支管與三通接頭之相接處。
3. 從數值模型動力分析結果可推得該系統之構件受震需求，其於強震下之彎矩內力已超過抗彎實驗而得之彎矩容量，因此，螺紋接頭撓曲破壞極可能為甲仙地震時該管線系統之破壞模式。
4. 由擬靜態反覆載重破壞實驗結果可知，1 英吋管線撓性機械接頭撓曲容量遠大於螺紋接頭，故若以撓性機械接頭替換鄰近管線穿牆處之螺紋接頭，或可得較大轉角容量並降低其彎矩需求。後續研究將進行加設撓性接頭之管線子系統振動台動態試驗，以驗證小管徑撓性接頭提升管線系統耐震性能之效益。

參考文獻

1. C.C. Hwang, and G.C. Yao.(2003), A Study on the Earthquake Performance of Fire Sprinkler Systems, *Master Thesis of NCKU*, Tainan, Taiwan.
2. Ju, B., Tadinada, S. and Gupta (2011), A., Fragility Analysis of Threaded T-Joint Connections in Hospital Piping Systems, *ASME2011 PVP Conference*, Baltimore, USA.
3. NFPA 13 (2010), Standard For The Installation of Sprinkler Systems.
4. K.C. Kuo, Z.Y. Lin, H.W. Chiang, P.Y. Lin, F.R. Lin & J.F. Chai (2012), Experimental Evaluation of the Seismic Performance Hospital Sprinkler Systems, *15WCEE*, Lisbon.

考慮性能設計之斜面式滾動隔震平台數值分析研究

林旺春¹ 楊印涵² 蕭佳益³ 洪家翔⁴ 汪向榮⁵ 黃震興⁶

摘要

過去研究得知單斜面定阻尼滾動隔震平台具有穩定的水平向傳遞加速度表現與優異的自復位能力，而內置滑動摩擦阻尼消能機制可有效抑制其在擾動中可能產生的過大位移反應，並於擾動後迅速停止滾動行為。本研究進一步將單斜面定阻尼滾動隔震平台上版與下版的斜面角度分別假設為 θ_1 與 θ_2 ，以推導其廣義運動方程式。此外，導入利用多斜面與變阻尼進行性能設計之概念建立數值分析模型，並進行數值分析以驗證此多斜面變阻尼滾動隔震平台之設計對於降低水平向位移反應之隔震效益。

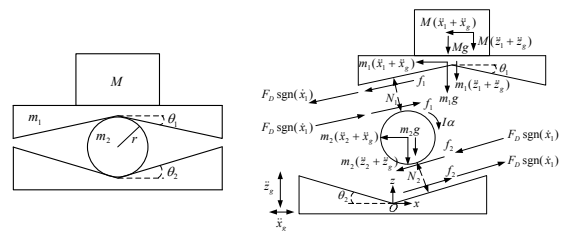
關鍵詞：隔震、滾動隔震平台、雙旗桿遲滯迴圈數值模型、性能設計、數值驗證

一、前言

汪等人 (Wang *et al.*, 2013) 將單斜面定阻尼滾動隔震平台分為兩種型式，分別進行其動力行為之理論推導，並針對不同設計參數(如斜面角度或內置滑動摩擦力)進行數值分析與振動台試驗研究，以驗證單斜面定阻尼滾動隔震平台相關隔震效益，研究成果中亦指出若以 SAP2000 中之簡化雙旗桿遲滯迴圈模型模擬滾動隔震平台之動力反應時，無法確實反應垂直向輸入擾動對於水平向最大傳遞加速度的影響。因此，本研究為獲得更準確且符合其實際動力行為之分析與預測，透過合理的簡化假設，進行廣義運動方程式之推導以及相關探討。此外，藉由數值分析驗證利用多斜面與變阻尼的設計觀念(即多斜面變阻尼滾動隔震平台)，於相同水平向傳遞加速度性能目標下，透過斜面角度的變化以及增加滑動摩擦阻尼消能能力，並在不影響其本身自復位能力之條件下，對其位移需求降低之效益。

二、廣義運動方程式推導

將單斜面定阻尼滾動隔震平台上版與下版的斜面角度分別假設為 θ_1 與 θ_2 ，並假設其運動模式為理想純滾動模式，可依物理動力學之自由體動力平衡與轉動平衡定律，將其拆解成多個自由體，分別描述其切線方向接觸力、法線方向接觸力與滑動摩擦力，並進行廣義運動方程式推導。



(a)靜止狀態 (b)滾軸在斜面上運動

圖一 簡化模型自由體圖

圖一(a)即為隔震平台之簡化模型示意圖(滾軸於兩任意斜率之 V 型斜面間進行滾動)，其中， M 、 m_1 與 m_2 分別為設備、上版及滾軸質量； θ_1 與 θ_2 分別為上、下版斜面角度； r 為滾軸半徑。當滾軸在斜面上

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專案佐理研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國立台灣科技大學碩士

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組長

滾動時，考慮上版(或滾軸)於下版左、右兩側且兩相反滾動方向，共可得四種運動情況，當中一種運動情況如圖一(b)表示，其中， g 為重力加速度； $\ddot{x}_g(\ddot{z}_g)$ 為水平向(垂直向)加速度擾動輸入； $x_1(z_1)$ 、 $\dot{x}_1(\dot{z}_1)$ 與 $\ddot{x}_1(\ddot{z}_1)$ 分別為設備與上版相對於圖中 O 點之水平向(垂直向)位移、速度及加速度反應； $x_2(z_2)$ 、 $\dot{x}_2(\dot{z}_2)$ 與 $\ddot{x}_2(\ddot{z}_2)$ 分別為滾軸相對於圖中 O 點之水平向(垂直向)位移、速度及加速度反應； α 為滾軸之轉動角加速度； f_1 與 f_2 分別為作用於上版與滾軸、滾軸與下版間之滾動摩擦力； N_1 與 N_2 分別為作用於上版與滾軸、滾軸與下版間之正向力； F_D 為側版內置摩擦阻尼所提供之阻尼力。

取上版與設備兩者之自由體圖，依力平衡方程式可列出以下二式

$$\sum F_x = (M + m_1)(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g) = -f_1 \cos \theta_1 - \text{sgn}(\dot{x}_1)N_1 \sin \theta_1 - \text{sgn}(\dot{x}_1)F_D \cos \theta \quad (1)$$

$$\sum F_z = (M + m_1)(\ddot{z}_1 + \ddot{z}_g) = -f_1 \sin \theta_1 + \text{sgn}(\dot{x}_1)N_1 \cos \theta_1 - \text{sgn}(\dot{x}_1)F_D \sin \theta - (M + m_1)g \quad (2)$$

由滾軸之自由體圖，按轉動平衡方程式，可列出以下三個方程式

$$\sum F_x = m_2(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g) = f_1 \cos \theta_1 - f_2 \cos \theta_2 + \text{sgn}(\dot{x}_1)N_1 \sin \theta_1 - \text{sgn}(\dot{x}_1)N_2 \sin \theta_2 + \text{sgn}(\dot{x}_1)F_D \cos \theta_1 - \text{sgn}(\dot{x}_1)F_D \cos \theta_2 \quad (3)$$

$$\sum F_z = m_2(\ddot{z}_1 + \ddot{z}_g) = \text{sgn}(\dot{x}_1)f_1 \sin \theta_1 - \text{sgn}(\dot{x}_1)f_2 \sin \theta_2 + \text{sgn}(\dot{x}_1)F_D \sin \theta_1 - \text{sgn}(\dot{x}_1)F_D \sin \theta_2 - N_1 \cos \theta_1 + N_2 \cos \theta_2 - m_2g \quad (4)$$

$$\sum M = I\alpha = f_1r + f_2r \quad (5)$$

並考慮上版與滾軸之變位諧和條件，可獲得以下四條諧和方程式

$$\ddot{x}_2 = r\alpha \cos \theta_2 \quad (6)$$

$$\ddot{z}_2 = r\alpha \sin \theta_2 \quad (7)$$

$$\ddot{x}_1 = \ddot{x}_2 + r\alpha \cos \theta_1 = r\alpha \cos \theta_2 + r\alpha \cos \theta_1 \quad (8)$$

$$\ddot{z}_1 = \ddot{z}_2 + r\alpha \sin \theta_1 = r\alpha \sin \theta_2 + r\alpha \sin \theta_1 \quad (9)$$

將前述九個方程式，進行聯立方程式簡化求解，過程中忽略滾軸質量除以上版與設備質量總和之項次，並且假設 $\cos^2 \theta \approx 1$

與 $\sin^2 \theta \approx 0$ 以及代入轉動慣量，共可求解九個物理量，即滾軸之轉動角加速度(α)、作用於上版與滾軸、滾軸與下版間之滾動摩擦力(f_1 與 f_2)、作用於上版與滾軸、滾軸與下版間之正向力(N_1 與 N_2)，以及如下所列之上版(或設備)與滾軸之水平向及垂直向傳遞加速度反應：

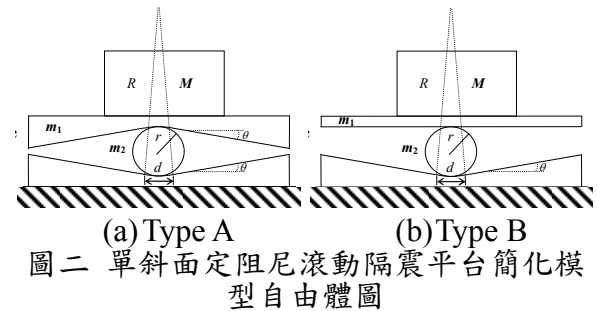
$$\ddot{x}_1 = \frac{(\cos \theta_1 + \cos \theta_2)}{2(M + m_1)(1 + \cos(\theta_1 - \theta_2))} \{-\text{sgn}(\dot{x}_1)2F_D - (M + m_1)[\ddot{x}_g(\cos \theta_1 + \cos \theta_2) + \text{sgn}(\dot{x}_1)(g + \ddot{z}_g)(\sin \theta_1 + \sin \theta_2)]\} \quad (10)$$

$$\ddot{z}_1 = \frac{\cos \theta_2}{2(M + m_1)(1 + \cos(\theta_1 - \theta_2))} \{-\text{sgn}(\dot{x}_1)2F_D - (M + m_1)[\ddot{x}_g(\cos \theta_1 + \cos \theta_2) + \text{sgn}(\dot{x}_1)(g + \ddot{z}_g)(\sin \theta_1 + \sin \theta_2)]\} \quad (11)$$

$$\ddot{x}_2 = \frac{-(\sin \theta_1 + \sin \theta_2)}{2(M + m_1)(1 + \cos(\theta_1 - \theta_2))} \{\text{sgn}(\dot{x}_1)2F_D + (M + m_1)[\ddot{x}_g(\cos \theta_1 + \cos \theta_2) + \text{sgn}(\dot{x}_1)(g + \ddot{z}_g)(\sin \theta_1 + \sin \theta_2)]\} \quad (12)$$

$$\ddot{z}_2 = \frac{\sin \theta_2}{2(M + m_1)(1 + \cos(\theta_1 - \theta_2))} \{\text{sgn}(\dot{x}_1)2F_D + (M + m_1)[\ddot{x}_g(\cos \theta_1 + \cos \theta_2) + \text{sgn}(\dot{x}_1)(g + \ddot{z}_g)(\sin \theta_1 + \sin \theta_2)]\} \quad (13)$$

根據汪等人(2013)之研究成果，吾人可利用上述廣義運動方程式推導之結果，獲得單斜面定阻尼滾動隔震平台之動力行為，分別為(1)滾軸於兩 V 型斜面間進行滾動(Type A)以及(2)滾軸於 V 型斜面與平面間進行滾動(Type B)，如圖二所示。



滾軸在斜面上滾動的水平向傳遞加速度反應分別推導如下：

Type A：假設上、下版之斜面角度皆為 θ

$$\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g = \frac{1}{2}(g + \ddot{z}_g) \sin 2\theta \text{sgn}(\dot{x}_1) + \frac{F_D}{M + m_1} \cos \theta \text{sgn}(\dot{x}_1) \quad (14)$$

Type B：假設上版之斜面角度為 0，下版之斜面角度為 θ

$$\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g = -\frac{1}{2}(g + \ddot{z}_g) \sin \theta \operatorname{sgn}(x_1) - \frac{F_D}{M + m_1} \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) \quad (15)$$

亦可推導求得當滾軸在圓弧曲面範圍(d)內滾動時，在合理假設 $\cos \theta \approx 1$ 及 $\sin \theta \approx x_1/2R$ 的條件下，得 Type A 之滾軸於圓弧曲面上滾動的水平傳遞加速度反應為

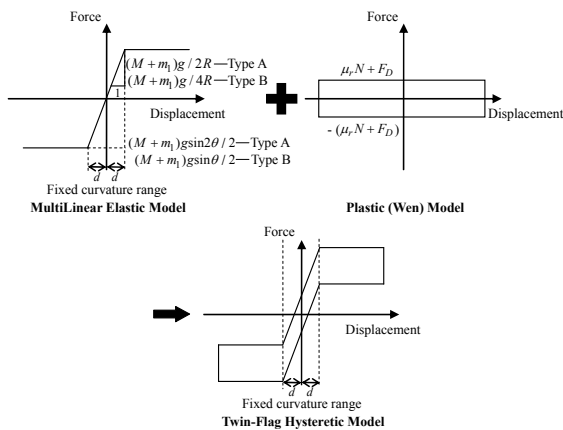
$$\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g = \frac{x_1}{2R}(g + \ddot{z}_g) \operatorname{sgn}(x_1) + \frac{F_D}{M + m_1} \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) \quad (16)$$

同理，Type B 之滾軸於圓弧曲面上滾動的水平傳遞加速度反應為

$$\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g = \frac{x_1}{4R}(g + \ddot{z}_g) \operatorname{sgn}(x_1) - \frac{F_D}{M + m_1} \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) \quad (17)$$

三、廣義數值分析模型驗證

單斜面定阻尼滾動隔震平台之遲滯迴圈行為，可根據廣義運動方程式，建立數值分析模型進行其動力行為之模擬。而在不考慮 $\ddot{z}_g$ 之條件下，亦可利用商用軟體 SAP2000 軟體建立一簡化雙旗桿遲滯迴圈數值模型(simplified twin-flag hysteretic model)，由“MultiLinear Elastic”模型與“Plastic (Wen)”模型 (Wen, 1976) 模擬之，如圖三所示。



圖三 簡化雙旗桿遲滯迴圈數值模型

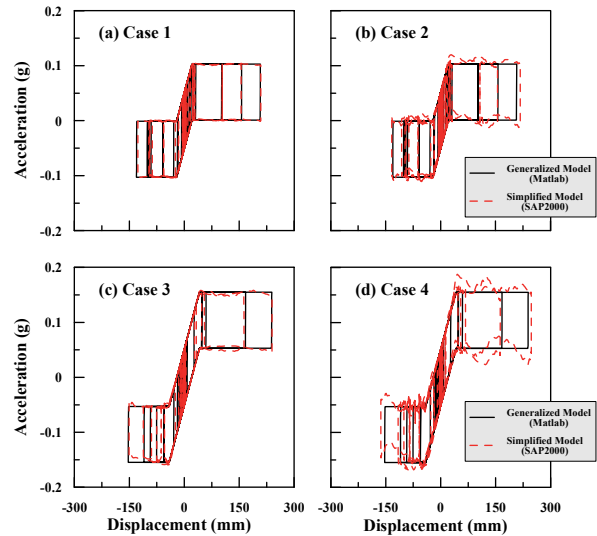
以下將以日本神戶 Kobe 地震紀錄作為輸入擾動，探討本研究建立之數值模型與利用商用軟體 SAP2000 建立之簡化雙旗桿遲滯迴圈數值模型的差異。以 Type B

為例，假設內置摩擦阻尼力(F_D)為 250N，設備與上版質量總和($M + m_1$)為 500kg，圓弧防撞機制曲率半徑(R)為 100mm，分別進行以下四種分析例，如表一所列。

表一 數值分析參數

分析例	斜面角度	輸入擾動	最大輸入加速度(g)
Case 1	6°	Uniaxial (X)	0.821
Case 2	6°	Biaxial (X/Z)	0.821/0.343
Case 3	12°	Uniaxial (X)	0.821
Case 4	12°	Biaxial (X/Z)	0.821/0.343

根據比較圖四(a)與圖四(b)、圖四(c)與(d)的分析結果，在僅考慮輸入水平向擾動下，本研究建議之數值模型與 SAP2000 建立之雙旗桿遲滯迴圈模型兩者結果近乎相同，但經考慮垂直向輸入擾動後，見圖四(b)及圖四(d)，可知 SAP2000 並無法確實模擬垂直擾動與斜面角度高次項對遲滯迴圈之影響，故本研究建議之數值分析模型可獲得較準確之動力行為預測。

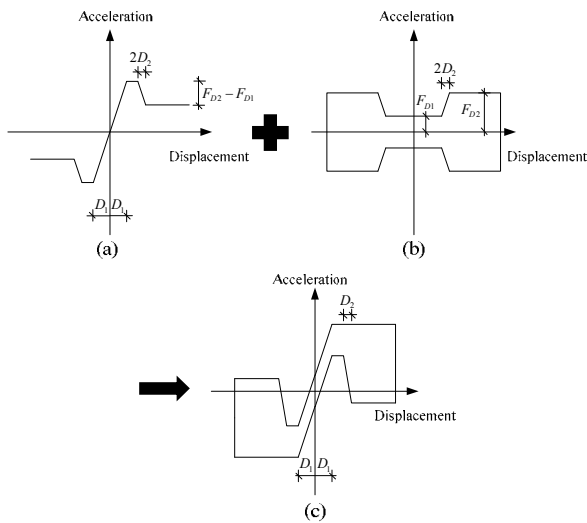


圖四 四種分析例之遲滯迴圈

四、多斜面變阻尼滾動平台探討

為實現性能設計之目標，本研究將透過改變斜面角度與內置摩擦阻尼力之設計，進而提出多斜面變阻尼滾動隔震平台。以下將採用本研究建議之數值分析模型，探討多斜面變阻尼滾動隔震平台與前述 Type B 單斜面定阻尼滾動隔震平台 ($\theta=6^\circ$) 兩者之動力行為差異。首先，設計

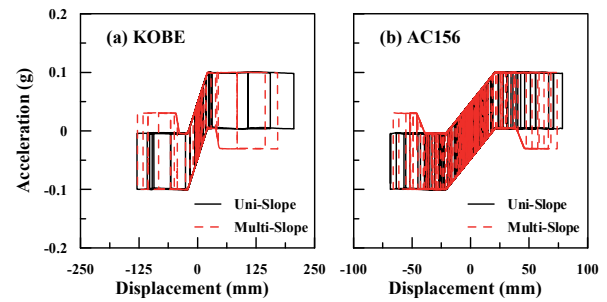
前 25%之設計位移為小位移區間，目的為以較大斜面角度配合較小之內置摩擦阻尼力(F_{D1})，達到較佳之自復位能力與時常使用機能；後 75%之設計位移則採用較小斜面角度與較大內置摩擦阻尼力(F_{D2})，以提供更大之消能面積、抑制相對位移反應，達到固定加速度層級之設計目標。同樣的，於兩區間亦提供過渡轉換區(D_2)，如同圓弧防撞機制(D_1)，以防止非預期之碰撞產生，其遲滯迴圈示意圖見圖五。



圖五 多斜面變阻尼滾動隔震平台簡化遲滯迴圈數值模型

考慮進行水平向擾動作為地震輸入，除採用日本神戶 Kobe 地震紀錄，並加入滿足 AC156 需求反應譜(AC156, 2007)之人造地震歷時，其最大輸入加速度為 0.62g。假設兩者最大傳遞加速度皆為 0.1g，設備與上版質量總和($M+m_1$)為 500kg，轉換過渡區與圓弧防撞機制曲率半徑(R)皆為 100mm。設定多斜面變阻尼滾動隔震平台於小位移區間之斜面角度為 6 度，與大位移區間之斜面角度為 4 度，亦由式(15)可分別獲得兩區間之設計內置摩擦阻尼力為 235N(F_{D1})與 320N(F_{D2})，同理，Type B 平台之設計斜面角度與內置摩擦阻尼力分別為 6 度與 235N。由圖六可以得知，當納入變角度之機制與搭配對應之摩擦阻尼力，於相同設計傳遞加速度下，可知多斜面變阻尼設計對於抑制位移反應之表現，皆明顯優於 Type B 單斜面定阻尼滾動隔震平台的反應。可證明本研究建議

之多斜面變阻尼滾動隔震平台，可將傳遞加速度視為性能目標進行設計，以達到最佳之抗震表現。



圖六 隔震平台遲滯迴圈之比較

五、結論與展望

本研究推導了滾軸於兩任意斜率之 V 型斜面間進行滾動之廣義運動方程式，並建立其數值分析模型。經由數值分析與探討，得知該數值分析模型可獲得更為準確之運動行為預測。而多斜面變阻尼滾動隔震平台，可在中、小地震時，提供較小阻尼力，在較大斜面角度下，獲得較佳之自復位能力與時常使用機能；面臨大地震時，以較大之阻尼力抑制位移反應，並使滾軸通過較小角度之斜面，以達到控制傳遞加速度之效果。未來將以試驗研究繼續探討設計流程與方法，以達到最佳化之性能設計目標，獲得更佳之抗震策略。

參考文獻

1. Wang SJ, Hwang JS, Chang KC, Shiau CY, Lin WC, Tsai MS, Hong JX, Yang YH. Sloped multi-roller isolation devices for seismic protection of equipment and facilities. *Earthq. Eng. Struct. Dynam.*, 2013. DOI: 10.1002/eqe.2404.
2. Wen YK. Method for random vibration of hysteretic systems. *J. Eng. Mech.*, ASCE, 1976; 102(2): 249-263.
3. AC156. Acceptance criteria for seismic qualification by shake-table testing of nonstructural components and systems. ICC Evaluation Service, inc: 2007

醫院耐震評估補強準則之研擬(三)－ 醫院耐震補強性能目標

柴駿甫¹ 黃震興² 劉光晏³ 林凡茹⁴ 蕭輔沛³ 翁元滔³ 林震宇⁵ 王鑑翔⁶

摘要

本計畫預計於三年期間，逐年提供衛生福利部、醫院與工程界參考使用之醫院耐震評估補強準則，提供院方可行之具體技術內容，據以進行耐震評估與補強。第一年與第二年度計畫工作內容，為整合近年來國內外已成熟之醫院結構與非結構耐震相關研究成果，並探討應補足醫院結構與重要非結構之耐震評估補強等技術尚未成熟的研究領域，預計第三年度依據醫院提供之結構圖說與設備基本特性等資料，建立耐震評估補強示範例，探討本準則於國內急救責任醫院之適用性與可行性。

關鍵詞：醫院建築結構、醫院重要非結構物、耐震評估、耐震補強

一、前言

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」，急救責任醫院應在大地震後仍能執行緊急醫療工作。然由九二一與近年地震經驗可知，醫院應同時提升建築結構體、醫療設備等直接性設施與供電、供水、資訊系統等間接性設施的耐震性能，方能在震後提供大量湧入傷患緊急醫療與照護，避免如九二一震後部分災區醫院無法使用醫療空間，甚至人員撤離醫院至戶外進行醫療。

行政院於97年核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案」，以推行震災後須維持機能之重要建築物耐震能力評估及補強，如教學醫院及各級醫院等。目前國內署立醫院建築結構及其部分機電設備系統已完成初步耐震評估，部分醫院建築結構已完成詳細評估，但國內尚未評估或補強影響救災甚鉅的醫療設備、機電管線系統等。基於醫院使用機能複雜性與維持正常營運之需求，國內醫院亟需可行性

高之結構與非結構補強準則據以依循。

鑒於上述，本計畫擬於三年內制訂可供衛生福利部、醫院與工程界參考使用之醫院耐震評估補強準則，並以示範例驗證耐震詳評與補強技術之可行性，內容包括：

1. 醫院耐震性能提昇策略—包括醫院結構與非結構調查分類，並整合醫院管理者與專業人員之意見，依據新修正之緊急醫療救護法，針對擁有重度、中度、一般級等各層級處理急重症能力之急救責任醫院，建立耐震補強性能目標。

2. 醫院建築結構評估與補強準則—針對低矮型署立醫院、中高樓層及不對稱醫院建築物，提出醫院結構耐震詳細評估方法，以及彙整適用於醫院結構之耐震補強工法及隔減震技術。

3. 醫院非結構評估與補強準則—醫院非結構為院區內維持震後緊急醫療機能之非結構物，包含與醫療行為直接相關之醫療設備物、藥品儲存設施，以及間接相關之機電設備、管線系統等。工作內容包括研擬耐震詳細評估方法，以及彙整與研究

¹國家地震工程研究中心研究員

²國立台灣科技大學營建工程系教授

³國家地震工程研究中心副研究員

⁴國家地震工程研究中心助理研究員

⁵國家地震工程研究中心佐理研究員

⁶國家地震工程研究中心專案佐理研究員

適用之耐震補強方法。

以下僅就準則第一部分「醫院耐震性能提昇策略」，介紹第二年度針對醫院耐震補強性能目標之修訂成果。

二、醫院耐震補強性能目標

本項作業之目的在於考量醫院結構與非結構特性，訂定補強後之耐震性能目標，並建議耐震評估與補強原則。

1. 結構與非結構分類：

醫院建築結構分類依據現行「建築物耐震設計規範與解說」[1]分為第一類至第四類建築物，此外，針對國內現況，依據「緊急醫療救護法」所列之「醫院緊急醫療能力分級評定」原則，將急救責任醫院區分為「重度級」、「中度級」與「一般級」，以突顯非結構對緊急醫療能力影響程度。非結構分類以美國加州醫院耐震安全法案 SB1953[2]為藍本，並參考世界衛生組織(WHO)所編列之醫院安全指標評估問卷，就醫院非結構於震後須能提供之醫療服務進行重要空間及其重要非結構物之篩選。醫院必要空間包括重要醫療空間與逃生避難空間，重要非結構物則包括支援重要醫療空間之「重要機電設備」與「佈線系統」，以及必要空間中具生命安全性能或震後醫療機能的「建築裝修構造物」、「醫療設備物」。

2. 性能目標：

醫院結構經耐震補強後之性能目標，係考慮各類型醫院依現行耐震設計規範所定義之地震作用下，造成結構及非結構之損壞，對於安全性、服務性、及修復性影響程度，給予不同等級接受標準。若依性能要求寬鬆至嚴峻排序，醫院結構之耐震性能等級可分為PLA、PLB與PLC等三種等級(表一)。結構性能根據地震等級與用途係數，由側推分析所得之容量曲線規定如表二、圖一與圖二所示。

非結構耐震性能等級如表三所示，分為NPL1至NPL5等五種等級，而耐震性能目標則如表四至表六所示。醫院非結構物項目繁雜，固定方式差異性甚大，故執行醫

院非結構耐震補強作業前，應先依據醫院非結構性能目標，篩選出不同非結構耐震性能等級下，需要補強之醫院非結構物項目。如圖三所示，醫院空間可分為居室與非居室；其中，醫院必要空間又分為兩大類，第一類為強震之後緊急醫療相關或是重症病患相關的醫院居室空間，簡稱重要醫療空間；第二類則為逃生避難空間，包含出入口、避難層及通往避難層之走廊、樓梯等。參考我國緊急醫療救護法與美國加州SB1953法案之規定，應考量NPL5「重要醫療空間正常運作性能」，亦即斷水斷電情形下仍能維持現場供水、污水儲槽運作，供重要醫療空間72小時獨立運作以執行放射性醫療服務與緊急醫療救護功能。目前國內既有醫院均為NPL1性能等級，即不補強，但大多數非結構物恐不符合耐震維持原狀要求。

綜合考量結構及非結構性能表現，給予醫院建築整體耐震性能目標之描述，表七至表九即為建議各級急救責任醫院於三種地震水準下之耐震性能要求。非急救責任醫院得參考本準則或依實際使用需求，在兼顧結構與非結構之性能等級與目標的原則下，建議適合的耐震性能要求。

3. 設計地震基準：

設計地震基準依據現行「建築物耐震設計規範與解說」規定，考量中小度地震、設計地震、最大考量地震等三種地震等級。

4. 性能檢核標準：

建築結構性能檢核標準根據現行「建築物耐震設計規範與解說」第8.2節「耐震能力評估與耐震補強」解說第二點規定，研擬以「位移-地表加速度曲線」進行耐震性能檢核，比較前述性能點所對應之地表加速度值，與現行耐震設計規範之規定，檢討結構於補強前及補強後是否滿足強度與韌性要求。此外，本研究增列建築結構於中小度地震及最大考量地震檢核項目，使耐震性能檢核更臻完備。

三、結論與展望

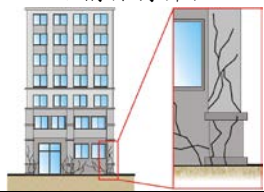
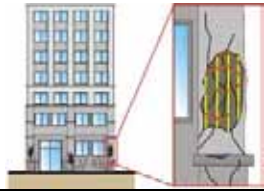
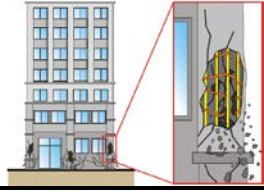
本計畫於執行期間，陸續將國內外近

年來醫院結構與非結構耐震相關研究成果進行整合，且完成管線系統振動台實驗等研究，補足目前尚未成熟之領域。另，為提高準則之適用性，國震中心已與數間大型醫院簽署或洽談合作備忘錄，期於未來一年內，與醫院合作進行調查與專訪、補強設計示範例等，以強化醫院建築地震工程之研究能量，將研究成果有效落實。

參考文獻

1. 建築物耐震設計規範與解說，內政部營建署，2011。
2. SB 1953 Regulations (2001). Title 24, Part 1, California Building Standards Administrative Code, Chapter 6, OSHPD.

表一 醫療院所結構耐震性能等級

性能等級	安全性	使用性
PLA	結構保持彈性 	與地震前機能相同
PLB	結構產生可修復之塑性變形，但防止倒塌 	短期搶修可恢復震前機能
PLC	防止倒塌 	人員安全撤離並管制人員進出
性能等級	修復性	
	短期	長期
PLA	臨時維修	無
PLB	緊急修復或更換受損構件	局部整修或結構補強
PLC	優先支撐垂直構材再進行緊急搶修	局部重建或結構補強

表二 醫療院所結構耐震性能目標

地震等級	用途係數	
	I = 1.0 或 1.25	I = 1.5
中小度地震	PLA	PLA
設計地震	PLB	PLB
最大考量地震	PLC	PLC 或 PLB

表三 醫療院所非結構耐震性能等級

性能點	內容
NPL5	重要醫療空間正常運作性能等級—斷水斷電下仍能執行緊急醫療救護功能： • 應含現場給水、污水儲槽，並與建築管路系統結合。 • 建築電力系統應包含現場緊急系統，並備有現場燃料庫存，供重要醫療空間 72 小時獨立運作以執行放射性醫療服務與緊急醫療救護功能。
NPL4	醫院居室空間立即使用性能等級： 滿足 NPL3，並確保位於或服務醫院居室空間之建築性非結構物、重要機電設備、室內傢俱設備及重要醫療設備等，符合耐震需求。
NPL3	重要醫療空間立即使用性能等級—維持主要病患照護機能，執行緊急醫療救護功能： 滿足 NPL2，且位於或服務重要醫療空間之建築性非結構物、室內傢俱設備、重要機電設備及重要醫療設備等應滿足耐震需求。 • 重要醫療空間：如重症照護區、藥局、臨床檢驗室、放射室、中央供應室、無菌物品供應室。 • 上述的「重症照護區」，包括養護病房、加護病房、心臟病加護病房、血管攝影室、心導管實驗室、產房、急診室、手術室、手術後恢復室，以及其他容納侵入性療程、並連接電子醫療裝置病患的空間。 • 特定非結構構件、設備：包括醫療設備物、醫療運作所需之電梯、通訊、管線與醫療用途之儲存槽。
NPL2	生命安全性能等級—維持避難逃生性能並避免人員傷亡： 影響避難逃生之非結構物：如通訊設備、緊急供電系統、大宗氣體供應系統、消防設備系統以及逃生通道之緊急照明設備、標示設備等，儲存具有毒性、爆炸性、放射性等危險物品之非結構物，以及醫院必要空間中可能墜落或傾倒之非結構物，應滿足耐震需求。
NPL1	維持原狀不補強：設備物可能不符合耐震要求。

表四 醫療院所非結構性能目標
(非屬急救責任醫院之地區醫院或區域醫院)

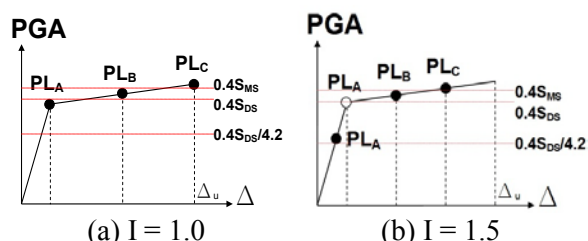
地震水準	NPL2	NPL3	NPL4	
中小度地震	○	○	⊙	
設計地震	○	⊙		
最大考量地震	⊙			

表五 醫療院所非結構性能目標
(一般級或中度級急救責任醫院)

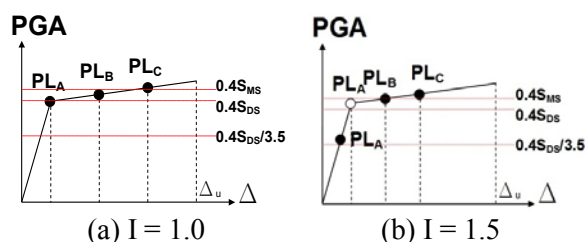
地震水準	NPL2	NPL3	NPL4	NPL5
中小度地震	○	○	⊙	○
設計地震	○	⊙		⊙
最大考量地震	⊙			

表六 醫療院所非結構性能目標
(醫學中心或重度級急救責任醫院)

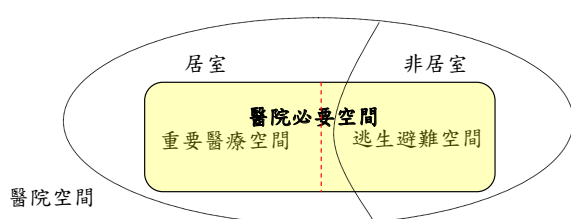
地震水準	NPL2	NPL3	NPL4	NPL5
中小度地震	○	○	○	○
設計地震	○	○	⊙	○
最大考量地震	⊙	⊙		⊙



圖一 一般工址之建築物耐震性能目標
(以 I=1.0、I=1.5 為例)



圖二 臺北盆地之建築物耐震性能目標
(以 I=1.0、I=1.5 為例)



圖三 醫院空間分類示意圖

表七 耐震性能要求-非屬急救責任醫院之地區醫院或區域醫院

地震等級	對象	耐震性能目標
中小度地震	結構	PLA (與地震前醫療機能相同)
	非結構	NPL4 (醫院居室空間立即使用)
設計地震	結構	PLB (經短期搶修可全院或局部恢復醫療機能)
	非結構	NPL3 (重要醫療空間立即使用)
最大考量地震	結構	PLC (人員安全撤離, 以戶外或轉院方式維持醫療機能)
	非結構	NPL2 (生命安全性能等級)

表八 耐震性能要求-一般級或中度級急救責任醫院

地震等級	對象	耐震性能目標
中小度地震	結構	PLA (與地震前醫療機能相同)
	非結構	NPL4+NPL5 (醫院居室空間立即使用+重要醫療空間正常運作)
設計地震	結構	PLB (經短期搶修可恢復醫療機能)
	非結構	NPL5 (重要醫療空間正常運作)
最大考量地震	結構	PLC (人員安全撤離, 以戶外或轉院方式維持醫療機能)
	非結構	NPL2 (生命安全性能等級)

表九 醫耐震性能要求-醫學中心或重度級急救責任醫院

地震等級	對象	耐震性能目標
中小度地震	結構	PLA (與地震前醫療機能相同)
	非結構	— (與地震前醫療機能相同)
設計地震	結構	PLB (經短期搶修可恢復醫療機能)
	非結構	NPL4+NPL5 (醫院居室空間立即使用+重要醫療空間正常運作)
最大考量地震	結構	PLB (經短期搶修可全院或局部恢復醫療機能)
	非結構	NPL5 (重要醫療空間正常運作)

膨脹錨栓之耐震性能測試

柴駿甫¹ 廖文義² 林凡茹³ 林震宇⁴ 鄭皓澤⁵

摘要

固定於混凝土基材之後置式膨脹錨栓為藉由膨脹錨座產生錨定力以抵抗拉力，因施工方便、調整度高，已廣泛被工程界應用於建築內部設備之固定。本研究依據 ACI 355.2 規範後置式錨栓測試相關規定，進行拉力與剪力單向試驗與受震模擬試驗，探討國內常見後置式錨栓之受震行為。由試驗結果得知，錨栓若固定於混凝土裂縫處，其極限承载力、彈性勁度與破壞模式等均與固定於非開裂混凝土基材不同。另一方面，比較各組試驗可知，未經受震模擬破壞試驗而得之極限承载力，與承受受震模擬試驗後之極限承载力值差距甚微。最後，本文依據試驗結果，比對並探討混凝土工程設計規範與解說中有關後置式膨脹錨栓之強度估算值、建築物耐震設計規範相關參數值之適用性。

關鍵詞：後置式膨脹錨栓、非結構、耐震性能

一、研究目的

建築內部之機電設備於建築結構之固定方式，考量施工方便性與調整性，大多使用後置式膨脹錨栓固定於混凝土基座或混凝土樓板。然由過去受震經驗可知，後置式膨脹錨栓可能因基材狀況與受力方向等影響其耐震容量與破壞模式，並成為設備物之耐震弱點。為探討建築物內部設備以膨脹錨栓錨定之耐震性能，本研究以懸吊式設備物--消防管線系統為例，依據國內兩家大型醫院消防管線系統錨定之調查結果，選定懸吊式設備物固定之常見膨脹錨栓規格(圖一)，並依 ACI 355.2 規範【1】進行拉力與剪力之單向試驗與受震模擬試驗。本研究進一步比對試驗結果與混凝土工程設計規範【2】(後文簡稱混凝土規範)設計值，並探討建築物耐震設計規範【3】(後文簡稱耐震規範)相關參數規定之適用性。膨脹錨栓於反覆載重破壞試驗下之受力行為，亦可做為數值模擬之參考。



圖一 醫院消防管線系統之膨脹錨栓固定

二、耐震設計與測試相關規範

建築物內部設備進行耐震設計，應依耐震規範求得設備之設計地震力，進而檢核用以定著於建築結構之鉸道或膨脹錨栓等固定繫件；而膨脹錨栓之細部設計，則應符合混凝土規範之規定。基於膨脹錨栓耐震容量之不確定性，混凝土規範於近期新增規定，說明膨脹錨栓部分設計參數值可依據符合 ACI 355.2 之試驗結果而得。

ACI355.2 為美國 ACI 318 規範【4】認可之後置式混凝土機械錨栓品質試驗準則，測試對象包括固定於非開裂或開裂混

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台北科技大學土木系教授

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

⁵ 國立台北科技大學土木與防災所碩士生

混凝土基材之後置式膨脹錨栓，試驗項目分為參考測試、可靠度測試、服務狀態測試等三類。本研究假設錨栓邊距條件均已滿足混凝土規範之規定，僅執行參考測試之破壞試驗、服務狀態測試之模擬受震張力與模擬受震剪力試驗，據以探討國內懸吊式常用膨脹錨栓之拉力、剪力設計參數值。

三、膨脹錨栓試驗規劃

依據國內大型醫院懸吊式設備物錨定調查結果，消防管線、小型空調設備等大多採用 3/8" 車牙螺桿懸吊，螺桿末端使用內牙敲擊式膨脹錨栓(簡稱敲脹錨栓)固定於混凝土樓板。故本研究以國內規模較大之五金公司生產的 3/8" 敲脹錨栓為試驗對象，探討該類敲脹錨栓應用於細部設計之參數值，以及單向、反覆受拉或受剪載重下之力學行為、極限承载力與破壞模式。

1. 混凝土基材條件：懸吊式設備物多錨定於樓板下緣，考量樓板受張面可能有張力裂縫分佈，本試驗參酌 ACI355.2 規定，製作開裂與非開裂混凝土等兩種基材。混凝土強度設定為 210 kgf/cm^2 ，基材試體之厚度與寬度分別為 20 cm 與 30 cm，並依一般混凝土樓板設計其配筋。依據 ACI 355.2，開裂混凝土基材裂縫寬度應在 0.5 mm 以上，深度應達 9 cm 以上，本實驗試體均符合上述規定。

2. 實驗機制(圖二與圖三)：本研究以單支 25 噸油壓動態致動器進行動態試驗。3/8" 敲脹錨栓埋置深度約 4 公分，考量降低邊距效應影響，埋置點與邊距均保持 1.5 倍以上埋置深度距離。

3. 輸入波設計：本試驗分為單向加載破壞試驗、ACI355.2 受震模擬試驗、反覆加載破壞試驗等三種加載形式，受震模擬試驗為力量控制，兩種破壞試驗則為位移控制。為瞭解膨脹錨栓於受震期間與受震過後之耐震容量變化，本試驗依 ACI 355.2 設計動態測試波進行受震模擬試驗(圖四)，受震模擬試驗前需進行其他組單向加載破壞試驗(Case I)，初步求得錨栓極

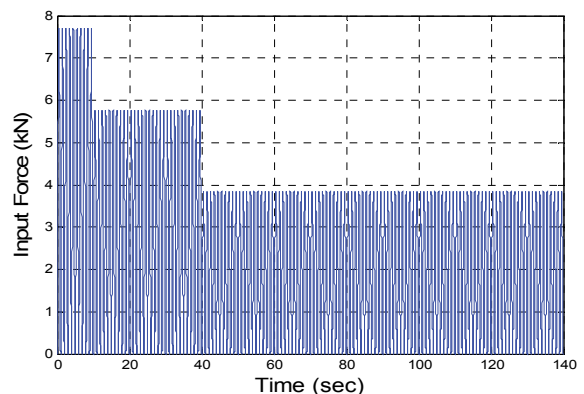
限承载力以設計受震測試波；受震測試完畢後，繼續執行單向破壞試驗(Case II)。除依 ACI 355.2 進行受震測試，本研究亦進行擬靜態反覆載重測試，觀察敲脹錨栓非線性受震行為與遲滯迴圈。測試波採正弦波形，同一振幅執行兩迴圈。測試前段振幅增值較小，加載速率每 20 秒 0.2mm，便於觀察其彈性行為；測試後段錨栓已呈塑性行為，加載速率改為每 20 秒 0.4mm。



圖二 拉力試驗配置



圖三 剪力試驗配置



圖四 受震模擬拉力測試波

四、試驗結果分析

下文簡述敲脹錨栓抗拉與抗剪之破壞試驗(Case I)與受震模擬試驗結果：

1. 拉力試驗：錨栓抗拉極限承载力與彈性勁度分析結果如表 1 所示。由表可知，非開裂與開裂混凝土組別結果差異甚大，證

實混凝土開裂與否影響甚鉅。此外，錨栓承载力與彈性勁度並未如預期因受震模擬試驗而顯著降低，除因敲脹錨栓抗拉能力滿足規範，亦可能因破壞試驗 Case I 與 Case II 之基材組別不同。

(1) 單向破壞試驗(Case I)：非開裂或開裂混凝土組別之破壞模式均為錨栓伴隨混凝土部分承拉面碎裂而拔出破壞，此為混凝土規範敘述之常見拉力破壞模式之一。

(2) 受震模擬拉力試驗：模擬受震測試波為依據 Case I 試驗推估極限拉力強度 $f_{5\%}$ ，並分別以 $N_{eq}=0.5F_u$ 、 $0.75N_{eq}$ 與 $0.5N_{eq}$ 為加載振幅(圖四)。圖五為某點錨栓之抗拉力與變位關係圖(F-D 圖)，除第一迴圈因實驗機制調整因素使測得勁度值偏低，錨栓於後續反覆作用力下保持幾近彈性反應，然因加載力克服錨栓與混凝土之間的靜摩擦力，使其殘餘變位量約達 0.6mm。

表 1 拉力試驗與剪力試驗結果

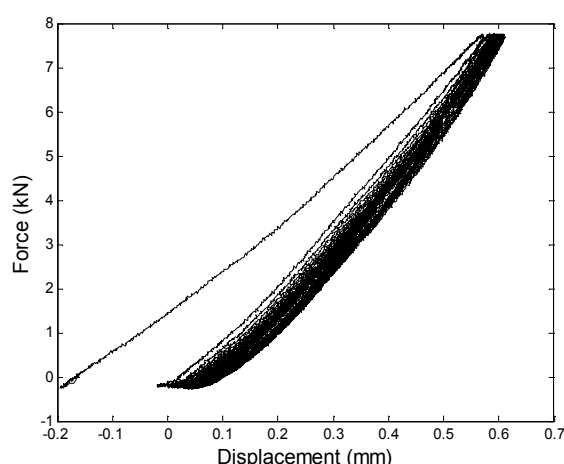
拉力試驗		試驗方法	極限承載力 (kN)	彈性勁度 (kN/mm)
混凝土基材	非開裂	破壞試驗 (Case I)	17.93	17.79
		受震模擬		17.94
		破壞試驗 (Case II)	17.49	18.56
	開裂	破壞試驗 (Case I)	14.32	4.00
		受震模擬		13.62
		破壞試驗 (Case II)	17.48	10.76
剪力試驗		試驗方法	極限承載力 (kN)	彈性勁度 (kN/mm)
混凝土基材	非開裂	破壞試驗 (Case I)	13.24	8.57
		受震模擬		3.63
		破壞試驗 (Case II)	13.78	12.73
	開裂	破壞試驗 (Case I)	11.02	6.67
		受震模擬		3.08
		破壞試驗 (Case II)	8.32	4.94

2. 剪力試驗：由表 1 可知，非開裂混凝土相較於開裂混凝土之試驗結果較高，故證實裂縫對於膨脹錨栓之抗剪承载力與彈性

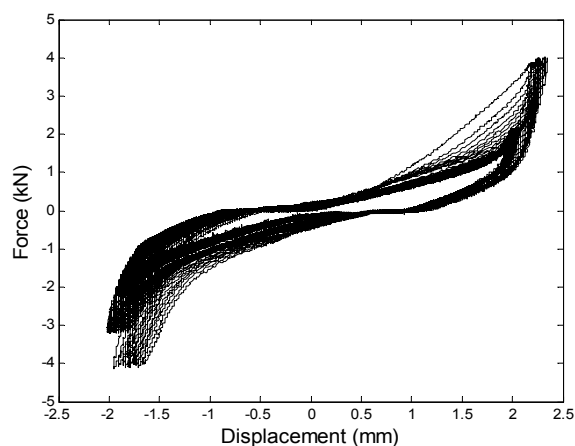
勁度影響甚大；然如同拉力試驗觀察結果，由於破壞試驗 Case I 與 Case II 基材不同，且非開裂混凝土基材組別抗剪能力滿足 ACI355.2 受震模擬試驗，Case II 抗剪承载力與彈性勁度並未低於 Case I。

(1) 單向破壞試驗(Case I)：非開裂或開裂混凝土基材組別之錨定破壞模式均為與錨栓結合之螺桿剪斷，此亦為混凝土規範所列常見後置式錨栓剪力破壞模式之一。

(2) 受震模擬剪力試驗：模擬受震測試波為依據 Case I 試驗推估極限剪力強度 $f_{5\%}$ ，並以 $0.5f_{5\%}$ 作為最大加載振幅，同時滿足 ACI 355.2 規定設計加載歷時。圖六為某錨栓之 F-D 圖，隨著反覆加載次數增加，前段勁度變緩、後段勁度提升且趨於穩定。由於錨栓底部膨脹擴座機制，其頂部與混凝土孔位之間於安裝完成階段即存在間隙，故受剪時呈現勁度先低後高之兩階段反應。



圖五 受震模擬拉力試驗(非開裂基材)



圖六 受震模擬剪力試驗(非開裂基材)

五、試驗結果與規範設計強度之比較

1. 混凝土工程設計規範與解說

依據敲脹錨栓試驗結果，拉力試驗皆為混凝土承拉面破壞，比對試驗值與混凝土規範混凝土受拉破壞之強度值可知：(1) 比對非開裂混凝土組別抗拉試驗值，規範評估之強度值較試驗值為高，顯示規範式中之「非開裂混凝土修正因數」參數值可能使規範值偏於不保守。(2) 比對開裂混凝土組別抗拉試驗值，依規範計算之強度值較試驗值為低，故規範值偏為保守。

敲脹錨栓剪力強度方面，由於試驗結果皆為螺桿斷裂，若依混凝土規範之預埋式錨栓公式，以錨定螺桿鋼材抗拉極限強度推估錨定剪力強度，其值高於敲脹錨栓試驗值而偏不保守，故應將試驗值帶入規範替代性公式而得較適用之抗剪設計值。

2. 最小設計總橫力之地震反應折減係數

本研究藉由膨脹錨栓之拉力、剪力單向破壞試驗結果，依據能量相等法則推估設備錨定設計地震力之地震反應折減係數值，並比對我國耐震規範及美國ASCE 7-05【5】規定之地震反應折減係數(R_p)值。由表3可知，設計規範對於耐震設計 R_p 值並未區分為抗拉、抗剪方向，其值皆小於抗拉試驗推估值，但非開裂混凝土組別剪力試驗結果顯示，敲脹錨栓抗剪方向之韌性不足，此時規範計算值偏為不保守。

表 3 設備地震力設計結果與規範比較

		試驗方法	R_p 推估值		規範(剛性設備 R_p)
			拉力	剪力	
混凝土 基材	非 開 裂	破壞試驗 (Case I)	2.43	1.37	1.5
		破壞試驗 (Case II)	3.02	1.44	
	開 裂	破壞試驗 (Case I)	1.64	2.23	
		破壞試驗 (Case II)	2.05	1.50	

六、結論

本研究選定懸吊式設備物固定之常見

膨脹錨栓規格，分為開裂、非開裂混凝土基材等兩類組別，依 ACI 355.2 進行拉力與剪力之單向試驗與受震模擬試驗，並另執行反覆載重破壞試驗，以做為後續非線性數值模擬之參考。本研究歸納結論如下：

1. 裂縫對於膨脹錨栓抗拉、抗剪彈性勁度與極限承载力影響甚大。當膨脹錨栓施作於混凝土基材之裂縫內，錨栓與混凝土之握裹力大幅降低，致使混凝土產生半錐形破壞模式，無法發揮預期強度。
2. 對非開裂混凝土基材而言，受震模擬拉力試驗之後的錨栓極限承载力與彈性勁度，並未因受震模擬試驗而顯著降低；受震模擬剪力試驗後之錨栓雖然保持原有承载力，但彈性勁度會因承壓側混凝土受力情形而有所變化。
3. 與試驗結果相較，混凝土規範之非開裂混凝土基材下後置式錨栓抗拉強度值偏不保守；剪力設計方面，應將抗剪試驗值帶入規範替代性公式，而得較為保守之設計值。此外，敲脹錨栓抗拉方向雖可得較高地震反應折減係數，為免低估設備與錨定之受震需求，進行敲脹錨栓耐震設計時，設備最小設計總橫力之地震反應折減係數值建議低於 1.5。

參考文獻

1. Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary (ACI 355.2-07), American Concrete Institute, Detroit, 2007.
2. 「混凝土工程設計規範與解說」，土木 401-100，中國土木水利工程學會混凝土工程委員會，2011。
3. 「建築物耐震設計規範及解說」，內政部營建署，2011 年。
4. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R-05), American Concrete Institute, Detroit, 2005.
5. ASCE 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2006.

鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖

林克強¹ 莊勝智² 林志翰² 李昭賢² 林德宏²

摘要

本設計手冊之主要目的，是在收集符合台灣或美國規範耐震需求之各類銲接型抗彎梁柱接合，原則上挑選經試驗驗證符合規範變形容量需求之各類接合型式的最大規模試體者，分別摘錄試驗試體所採用之材質、構件斷面型式及製作方法、試體規模及接合細節、與梁柱接合試驗性能，並提供相關之接合與施工細節參考圖說，提供工程師實際執行梁柱接合設計工作之參考。所有收錄之梁柱接合均經實尺寸試驗驗證合格，且設計原理、方法、細節與試驗結果均能於公開場合取得，使所收錄之梁柱接合更具公信力。此外，本設計手冊也收錄台灣 2007 年版規範與美國 2010 年版規範中，有關建築物鋼結構抗彎構架系統耐震設計相關條文，與美國 AISC 鋼結構設計規範耐震特別規定中預先驗證合格接合之觀念，提供工程師進行相關實際工程設計時可直接參考應用。

關鍵詞：梁柱接合、耐震、預先驗證

一、前言

在建築結構系統中，因抗彎構架系統(moment resisting frame system, MRF)符合建築之大範圍空間應用與構造形狀特性，為建築構造系統中應用最普遍之結構系統之一。由於抗彎構架同時承受重力與側向力之能力較為穩定且可靠，因此在所有建築耐震構架系統中，許多建築物耐震設計規範給予最高的耐震容量評價。就抗彎構架而言，系統之耐震性能取決於梁柱接合之韌性容量，因此在符合強柱弱梁(strong column-weak beam)之耐震設計原理下，系統消散地震輸入之能量由梁端塑鉸提供，而梁柱接合應能提供梁端順利發展降伏，且達預期變形能力下之應變硬化強度，故梁柱接合為抗彎構架系統中之主要關鍵元件。如何使梁柱接合能順利發展預期強度與充分提供變形能力，為本設計手冊主要探討之議題。

二、梁柱接合耐震相關規定

本章節內容收錄台灣與美國鋼結構耐

震設計規範中，與抗彎構架系統設計之相關規定，並加以整理，方便使用者閱讀與應用。其中台灣規範摘取自 2007 年版鋼結構容許應力設計法與極限設計法規範及解說(內政部營建署，2007a、2007b)，將第十三章耐震設計中之韌性抗彎構架之相關設計條文整合，並納入其他與耐震設計有關章節之圖表與公式。美國規範摘錄自 2010 年版鋼結構設計規範耐震特別規定 ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010b)，收錄第 E3 節特殊抗彎構架(special moment frame, SMF)之相關設計條文，同時亦將關聯至其他章節之圖表與公式併入。但此耐震特別規定廣泛引用另兩本規範，包含 ANSI/AISC 358-10「特殊與部分韌性抗彎構架預先驗證合格之耐震梁柱接合」(AISC, 2010a)與 ANSI/AISC 360-10「鋼結構設計規範」(AISC, 2010c)。

三、梁柱接合耐震評估與驗證

由於梁柱接合之組合多樣且種類型式繁多，然而每種形式之梁柱接合欲應用於採用韌性抗彎構架系統之實際鋼結構建築

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

前，其接合必須確認具有梁柱接合耐震相關規定所要求之強度與變形容量。為證明梁柱接合具有適當之耐震性能，利用試驗驗證為最直接且有效之方法，同時試驗試體之規模與邊界條件應儘可能與實際應用者相同，以降低尺寸效應並獲得其適當的代表性。另外，為使各種形式梁柱接合試體之試驗結果有相同之評定標準，試驗時應採用相同之載重歷時，以獲得符合規範規定之最基本耐震性能。一般而言，鋼材受動態載重效應影響並不顯著，因此以靜態反覆載重試驗驗證尚具代表性，此也可大幅降低高規格、高成本之動態試驗設備需求。但不管如何，進行試驗驗證所花費之經費、時間與人力成本相當大，因此，為節省重覆的試驗資源與工程成本，可將經試驗驗證合格之不同型式梁柱接合分類，建立預先驗證合格之梁柱接合(prequalified beam-to-column connection)資料庫，以提供後續進行規模相當之實際工程應用的參考。此可將試驗驗證計畫與預先驗證程序結合為一體，建立梁柱接合耐震性能驗證合格之評估平台。

美國 AISC 鋼結構設計耐震特別規定自 2002 起至今，已將此預先驗證合格(prequalification)程序納入規範(AISC, 2002, 2005, 2010b)之中，建立一套完整的梁柱接合預先驗證程序與試驗驗證標準，其中導入一「預先驗證審查小組(connection prequalification review panel, CPRP)」之觀念，以確立預先驗證參數與相關限制條件，建立預先驗證程序與試驗驗證之審核標準。此預先驗證審查小組由主管機關核可成立。同時美國 AISC 也收集過去經試驗驗證合格之梁柱接合，整理彙編一冊「特殊與部分韌性抗彎構架預先驗證合格耐震梁柱接合」(AISC, 2009, 2010a)，集合多種過去經試驗驗證合格之梁柱接合型式，並詳述其設計方法與參考圖說，工程師在進行實際工程設計時，若梁柱接合之材質、規模與接合細節相近者，則可直接應用。

然而現行之台灣鋼結構設計規範，尚未有類似之梁柱接合預先驗證程序與試驗驗證標準之設計，因此尚無法以建立預先

驗證合格梁柱接合之設計方法與細節的參考圖說。因此，本設計手冊收錄美國規範對於梁柱接合預先驗證程序與試驗驗證標準之相關規定，提供國內工程師在進行梁柱接合耐震性能評估與驗證試驗之參考。

四、梁柱接合參考圖說

耐震梁柱抗彎接合(seismic beam-to-column moment connections)在鋼造抗彎構架系統或與其他抵抗側向力系統共同組成之二元系統中，為符合在「強柱弱梁」的耐震設計原則，其抗彎接合扮演重要消釋地震能量的角色，因此，不僅需提供足夠的梁端撓曲強度容量，同時亦須具有充分的變形能力。就銲接型梁柱接合而言，其接合強度可藉由調整構件之材質或尺寸與配合採用相稱之銲接材料達成。而接合之變形能力，除了需要嚴謹的銲接品質與可靠的檢測方法外，仍需採用適當的設計方法與接合細節配合。本設計手冊所介紹之梁柱接合型式均可提供現行規範規定之強度與變形容量，同時手冊中也將對應說明此合格梁柱接合之試驗條件、限制與性能。

為達成提升變形能力的目標，梁柱接合型式依對梁端強度的調整情形可歸類為下列三種類別：

(一) 接合細節改良型梁柱接合

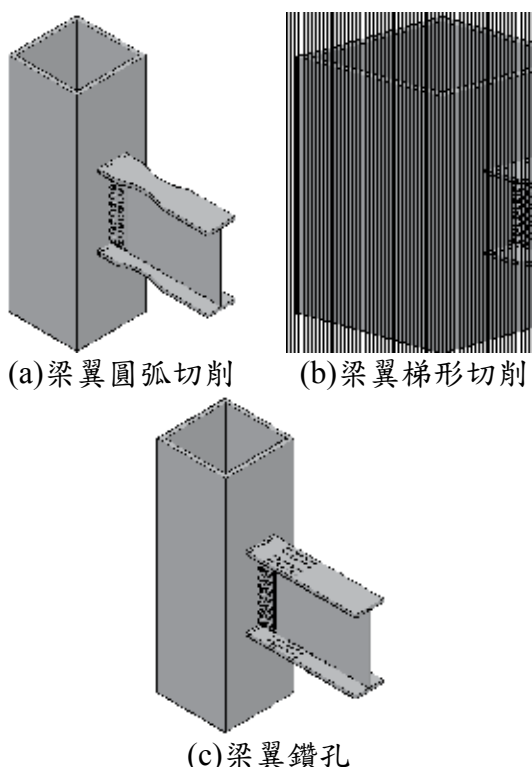
此類梁柱接合僅採用較講究之接合細節，以降低柱面接合處之應力集中效應，並不調整梁構件之彎矩強度，包括特殊銲接扇形開孔型梁柱接合與無銲接型扇形開孔接合。

(二) 強度減弱型梁柱接合

此類梁柱接合主要依「梁塑鉸遠離柱面，降低柱面強度需求」之梁柱接合設計原則，減少預期發生塑鉸處之彎矩強度，降低柱面接合處應力，以達到提升變形能力之目的，包括梁翼圓弧切削減弱型接合、梁翼梯形切削減弱型接合與梁翼鑽孔減弱型接合，如圖一所示。

表一 接合條件與性能參考表

範例接合 ⁽¹⁾			
條件項目 ⁽¹⁾		箱型柱接合 ⁽²⁾	H型柱接合 ⁽³⁾
梁 ⁽¹⁾ 構件 ⁽¹⁾ 條 ⁽¹⁾ 件 ⁽¹⁾	材質	○	○
	斷面組合型式	○	○
	淨跨深比	○	○
	梁深/梁寬/翼厚	○	○
柱 ⁽¹⁾ 構件 ⁽¹⁾ 條 ⁽¹⁾ 件 ⁽¹⁾	材質	○	○
	斷面組合型式	○	○
	柱高	○	○
	柱深/翼厚	○	○
接合 ⁽¹⁾ 細 ⁽¹⁾ 節 ⁽¹⁾ 條 ⁽¹⁾ 件 ⁽¹⁾	工廠或現場製作接合	○	○
	梁翼銲接型式	○	○
	梁腹銲接型式	○	○
	梁腹板扇形開孔	○	○
	連續板或橫隔板銲接型式	○	○
	連續板或橫隔板厚度	○	○
接合 ⁽¹⁾ 強度 ⁽¹⁾ 條 ⁽¹⁾ 件 ⁽¹⁾	內柱或外柱	○	○
	交會區剪力需求容量比	○	○
	柱梁彎矩深底比	○	○
強度 ⁽¹⁾ 與 ⁽¹⁾ 變形 ⁽¹⁾ 性能 ⁽¹⁾	最大塑性轉角容量	○	○
	最大層間位移角容量	○	○
	塑性區應變硬化	○	○
備註：			
參考文獻：			

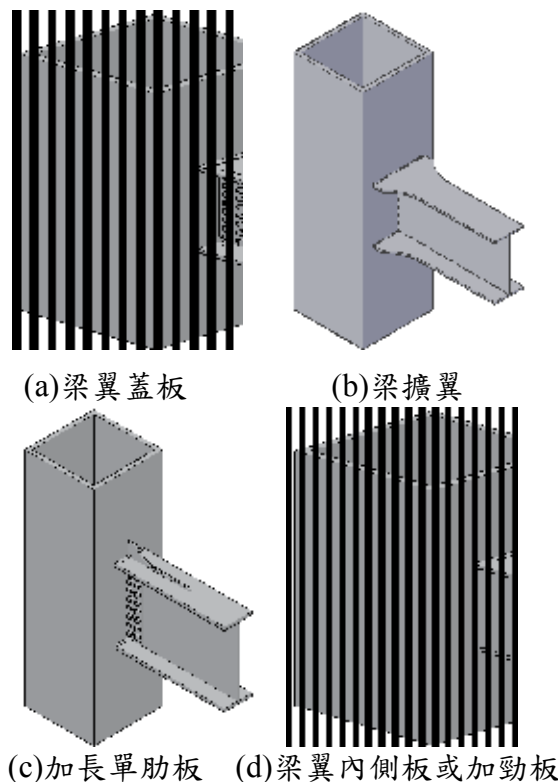


圖一 強度減弱型梁柱接合

(三) 強度增強型梁柱接合

此類梁柱接合則依「梁塑鉸遠離柱面，降低柱面強度需求」之梁柱接合設計原則，增加接合處柱面之彎矩強度，降低柱面接合處應力，以達到提升變形能力之目的，

包含梁翼蓋板增強型接合、梁擴翼增強型梁柱接合、加長單肋板增強型接合、與梁翼內側板或加勁板增強型接合。

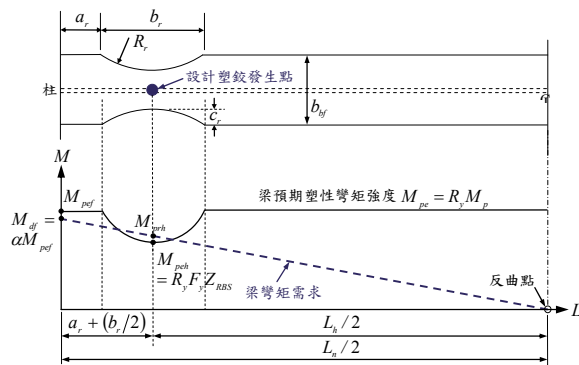


圖二 強度增強型梁柱接合

過去許多相關研究成果證實，此三類梁柱接合均可獲得符合規範要求之接合變形能力。本設計手冊除了提供各式接合的設計背景、設計原理、參考圖示及其接合條件與性能參考表外，同時也列出參考文獻，可溯其源，提供結構工程師在設計引用時有所依據。在接合條件與性能參考表中，分別歸納且摘要列出接合之構件尺寸規模、接合細節條件、接合強度設計及強度與變形性能結果，其表格範例如表一所示，以提供結構工程師在進行建築鋼結構設計工作時，做為選用適當梁柱接合型式之參考。

本設計手冊之梁柱接合設計原理，如圖三所示，對於塑鉸強度與位置之設計，只考慮初步設計中因地震力作用下之線性梯度彎矩需求，而忽略重力載重效應。因此，進行實際梁柱接合設計時，應適當地考慮重力載重效應，特別當作用於梁構件上之重力載重效應相對顯著時，其考慮重力載重後之塑鉸位置，將明顯地在初步設

計之塑鉸位置隨著不同之組合載重的影響前後移動，讀者應特別注意本設計手冊對於梁柱接合之假設與限制。



圖三 梁翼圓弧切削接合設計原理示意圖

五、結論與建議

基於本文所探討之內容，可歸納出以下的結論與建議。

1. 本設計手冊共收錄九種耐震梁柱接合型式，其變形容量均滿足台灣或美國規範對SMF系統梁柱接合之變形要求。此提供工程師進行實際梁柱接合設計時，有更多元的梁柱接合型式可作為評估與選擇。
2. 對於韌性抗彎構架系統之梁柱接合設計而言，「梁塑鉸遠離柱面，降低柱面應力需求」為最基本有效之設計原理。為確保柱面應力能獲得控制，避免柱面處因應力過大而造成非預期的破壞。
3. 本設計手冊參照美國鋼結構設計規範耐震特別規定，建立一套梁柱接合耐震評估與驗證機制，提供做為梁柱接合之預先驗證程序與試驗驗證標準，使得通過驗證之各種梁柱接合型式，均可獲得符合規範要求之耐震性能。
4. 本設計手冊藉由收集不同型式之梁柱接合，並整理經試驗驗證合格者，建構預先驗證合格之梁柱接合 (prequalified beam-to-column connection) 資料庫，以提供工程師進行相關實際工程應用的參考。此可與預先驗證程序與試驗驗證標準機制結合為一體，建立耐震梁柱接合預先驗證之應用平台。

參考文獻

1. AISC (2002), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-02, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
2. AISC (2005a), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
3. AISC (2005b), Specifications for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
4. AISC (2009), Supplement No. 1 to ANSI/AISC 358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-05s1-09, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
5. AISC (2010a), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
6. AISC (2010b), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
7. AISC (2010c), Specifications for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
8. 內政部營建署 (2007a), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—鋼結構容許應力設計法規範及解說」，內政部營建署，台北。
9. 內政部營建署 (2007b), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—鋼結構極限設計法規範及解說」，內政部營建署，台北。

改進局部柔度法於梁結構損傷診斷之研究

許丁友¹ 廖文義² 蕭勝元³ 羅俊雄⁴

摘要

基於振動訊號之結構損傷診斷技術大多利用由振動訊號所識別之結構特徵來判斷該結構整體的損傷情況。局部柔度法(Local flexibility method)主要係藉由所量測之模態參數判斷梁結構之局部剛度變化。該方法之基本條件之一，係使用虛力使其所導致之應力在局部結構區域不為零，其他區域為零；本研究提出一擬局部柔度法(Pseudo local flexibility method)，係打破此基本條件，其所使用之虛力導致應力集中在局部結構區域外，其他區域也有著微小應力。本研究將此方法應用於連續梁，進行數值模擬及實驗驗證，其結果顯示，擬局部柔度法可利用較少量之模態，更準確診斷超靜定梁結構之損傷位置與程度；因此，在實際僅獲得少量模態情況下，使用擬局部柔度法其可行性較高。此外，同樣發現了當損傷位於支承處附近時，擬局部柔度法所使用之小範圍虛力組合能較容易的進行診斷。

關鍵詞：局部柔度法、擬局部柔度法、梁結構、損傷診斷、健康診斷

一、前言

本研究的目的是在於利用模態域的結構特徵來發展損傷診斷方法。近幾年來所發展的「局部柔度法」，便是利用梁結構損傷前後的側向位移模態形狀，建置損傷前後之結構動態柔度矩陣，結合相對應的虛力組合，即可針對局部區域的損傷程度進行推估。而局部柔度法若應用在較複雜之結構時，需要較多的模態數量，始能準確診斷損傷位置與程度。由於實務上僅能獲得少量模態，因此本研究將原始之局部柔度法作一改進，提出「擬局部柔度法(Pseudo Local Flexibility Method, PLFM)」，能夠在少量模態情況下，獲得較佳之損傷診斷結果。

二、方法

假設有一體積為 Ω 的結構體，其邊界條件 Γ 的部分範圍符合 Dirichlet 邊界條件。當第一外力組 f^1 作用於有限的 l 自由

度上，且這些自由度之反應是可以量測的，則選取擬局部柔度法之第一外力組 f^1 使得所導致之結構應力場 σ^1 符合：(1)可直接由 f^1 求得而不需要知道結構的勁度，(2)在 Ω_p 區域內有集中應力， Ω_p 之外的區域即 Ω_q 有微小應力存在。此外，局部柔度法之第一外力組 f^1 係僅造成 Ω_p 區域內有非零應力存在。此時根據虛功原理，且忽略 Ω_q 區域之應變能，其梁結構之損傷診斷之方程式如式(1)：

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

在第一外力組 f^1 作用下造成相對應的自由度之位移向量組 x^1 可由下式求得：

$$x^1 = Hf^1 \quad (2)$$

其中 H 為柔度矩陣；假設該結構之質量集中與均勻分佈，則柔度矩陣可使用未

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教授

³ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁴ 國立台灣大學土木工程系教授

質量正規化之模態來估算：

$$H \cong H' = -\Phi \Lambda_c^{-1} (\Lambda_c^H \Phi^H \Phi \Lambda_c + \Phi^H \Phi)^{-1} \Lambda_c^H \Phi^H \quad (3)$$

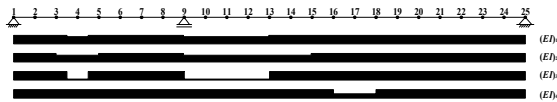
基於上述之理論，使用擬局部柔度法主要有三種誤差來源：(1)近似之柔度矩陣因模態數量有限所造成之誤差，此誤差以 ER_H^{PLFM} 表示，(2)忽略體積 Ω_q 之虛應變能，此誤差以 ER_E^{PLFM} 表示，及(3)假設超靜定梁其損傷前後之應力相等，此誤差以 ER_σ^{PLFM} 表示。另一方面，局部柔度法僅有兩種誤差來源 ER_H^{LFM} 及 ER_σ^{LFM} 。

擬局部柔度法之重點為，若使用非局部之第一外力組 f^1 可大幅度減少誤差 ER_H^{PLFM} ，使總誤差 ER^{PLFM} 遠小於局部柔度法之總誤差 ER^{LFM} ，則使用非局部之第一外力組 f^1 應利於損傷檢測之結果。

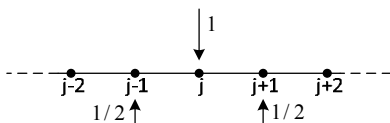
三、數值模擬分析

連續梁為一 I 型鋼梁，其跨距為 6 m，斷面性質係根據歐洲 I 型鋼梁之 IPE100；梁整體是由 48 個等長梁元素所分割，假設量測該梁 25 個等距離點的垂直位移資訊，而梁元素之勁度及質量矩陣係根據 Przemieniecki 公式所組成。

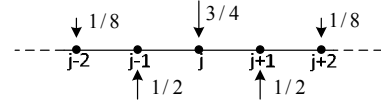
四種損傷情況為(如圖一所示):(1) 與量測點 4 相鄰之兩個元素以及量測點 9~13 間之元素勁度折減 5%，(2) 量測點 3~5 間及 9~15 間之元素勁度折減 10%，(3) 損傷範圍同第一種損傷情況，而其勁度則折減 90%，(4) 量測點 16~18 間之元素勁度折減 50%。



圖一 連續梁之損傷情況



圖二 梁結構之虛力配置，僅造成 j-1 至 j+1 間有集中虛應力產生

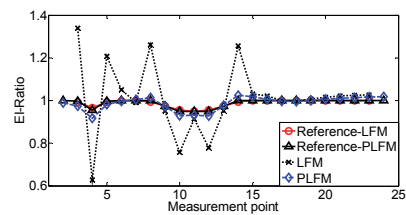


圖三 梁結構之虛力配置，僅造成 j-2 至 j+2 間有非零虛應力產生

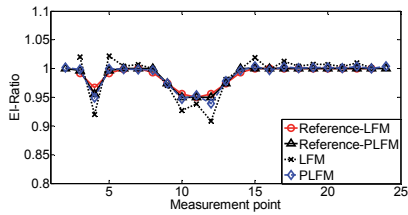
圖二及圖三分別為擬局部柔度法與局部柔度法之第一外力組 f^1 ，且圖二亦是兩種方法之第二外力組 f^2 。

圖四為第一種損傷情況兩種方法之比較，僅使用前 2 個未正規化之模態，而圖中參考值之計算係以虛力作用範圍內元素組成之勁度矩陣的反矩陣，即柔度矩陣，乘上虛力而得，且假設虛力作用範圍之桿件為一簡支梁。在使用擬局部柔度法的情況下，其估計之剛度比相當接近參考值，然而在使用局部柔度法的情況下，僅有 6、7、9、11、13 和 15 至 23 這幾點是較接近於參考值外，其他量測點皆相差甚遠，這些相差較大之量測點是位於非零應力同時存在於損傷及未損傷之區域；圖五則是使用前 12 個未正規化模態，在使用局部柔度法情況下，其估計剛度比雖已較接近於參考值，但第 4、10 及 12 點與參考值相差較大，在使用擬局部柔度法的情況下，其估計之剛度比是更為接近於參考值。於第一種損傷情況中便可看出擬局部柔度法相較於局部柔度法，其損傷估計程度及範圍係較為準確。

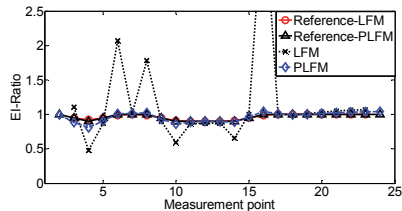
第二及第四種損傷情況之模擬則是與第一種損傷情況有著相同的現象(如圖六、七所示)，在少量模態的情況下，擬局部柔度法都較接近參考值；其中圖六第 16 點的值超出縱座標範圍，其估計剛度比之值為 4.2，而圖七第 15、19 點之估計剛度比分別為 -0.42 和 -0.32。



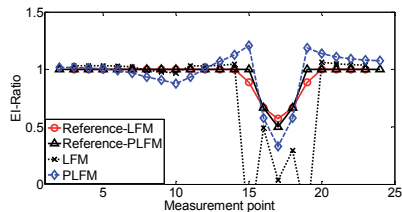
圖四 連續梁於「損傷情況一」之估計剛度比(使用前 2 個未正化模態)



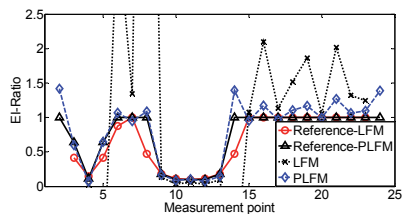
圖五 連續梁於「損傷情況一」之估計剛度比(使用前 12 個未正化模態)



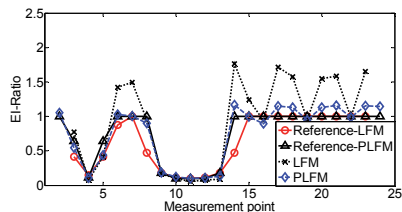
圖六 連續梁於「損傷情況二」之估計剛度比(使用前 2 個未正化模態)



圖七 連續梁於「損傷情況四」之估計剛度比(使用前 2 個未正化模態)



圖八 連續梁於「損傷情況三」之估計剛度比(使用前 9 個未正化模態)



圖九 連續梁於「損傷情況三」之估計剛度比(使用前 16 個未正化模態)

第三種損傷情況則是模擬第一種損傷程度大幅增加之情況，於此情況下需要較多的模態。若應用擬局部柔度法，需要使用前 9 個未正規化模態，其估計剛度比程

度才算接近參考值(如圖八所示)。若應用局部柔度法情況，則是需要使用到前 16 個未正規化模態，(如圖九所示)，而同樣使用前 16 個未正規化模態於擬局部柔度法，其估計剛度比更為接近參考值。

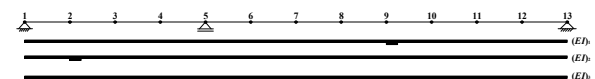
由以上四種損傷情況之診斷結果可知，擬局部柔度法相較於局部柔度法，其損傷估計程度及範圍係較為準確，且僅需要較少之模態，即可得到接近於參考值之診斷結果。

四、實際試驗

試驗所採用之試體為一跨度 2.4m 之連續梁(如圖十所示)，其損傷模擬方式改為加勁，如此試驗時便不需換梁而使得邊界條件改變。加勁方式係將一尺寸為長度 50mm、寬度 40mm 及深度 5mm 之鐵片黏接於梁下，而 3 種加勁情況為(如圖十一所示):(1) 第 9 點向右 40mm 之範圍內黏接一塊鐵片，(2) 第 2 點向右 40mm 之範圍內黏接一塊鐵片 (3) 第 2 點及第 10 點向右 40mm 之範圍內分別黏接一塊鐵片。

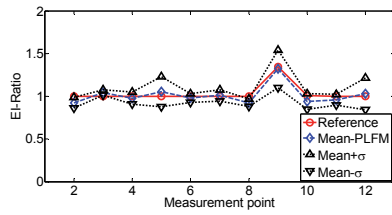


圖十 試驗：矩形連續鋼梁

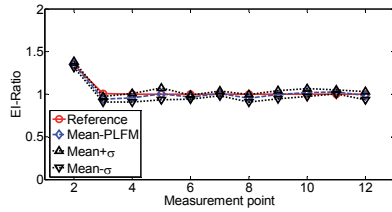


圖十一 矩形連續鋼梁之節點位置及三種加勁情況

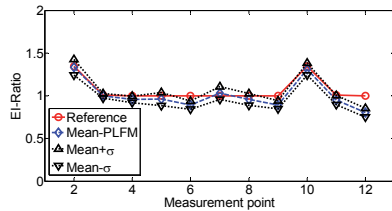
若應用擬局部柔度法，不論是哪一種加勁情形，僅需要使用前 2 個模態資訊，其診斷之加勁位置與平均估計剛度比，已經非常接近參考值(如圖十二所示)，且增加更多的模態數量並不會使結果更好。若應用局部柔度法，則是需要使用前 4 個模態資訊，其診斷之加勁位置與平均估計剛度比，才較為接近參考值(如圖十三所示)。此一結果再次展現擬局部柔度法優於局部柔度法之處。



(a) 第一種加勁情況



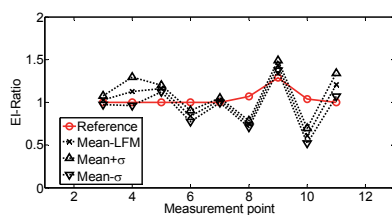
(b) 第二種加勁情況



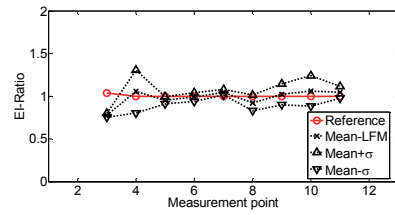
(c) 第三種加勁情況

圖十二 應用「擬局部柔度法」，僅使用「前 2 個模態」之估計剛度比

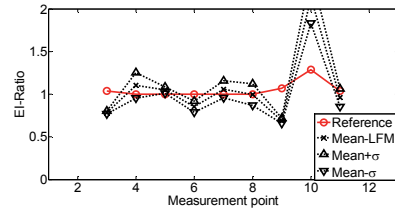
若觀察局部柔度法之參考值，可發現其於第二種及第三種加勁情形中，第二點之加勁方式難以被局部柔度法診斷（如圖十三所示）。這是因為局部柔度法之第一組虛力組合所造成之非零應力區較廣，係介於第一點至第五點之間，而加勁位置係位於第二點旁。此一現象隱含一個重要事實，亦即，當損傷位置接近支承處時，局部柔度法可能不易診斷，因為其非零應力區之中間位置無法接近於損傷位置。另一方面，由於擬局部柔度法之第一外力組所造成之集中應力區域範圍較小，因此即使損傷位置接近支承時，擬局部柔度法仍可能可以診斷。此一特點為擬局部柔度法相較於局部柔度法之另一優勢。



(a) 第一種加勁情況



(b) 第二種加勁情況



(c) 第三種加勁情況

圖十三 應用「局部柔度法」，僅使用「前 4 個模態」之估計剛度比

五、結論與展望

本研究主要係改進既有之「局部柔度法」，發展出「擬局部柔度法」，可利用模態域的結構特徵來診斷超勁定梁結構是否受損、受損的位置以及損壞的程度，並利用數值分析及實際試驗進行驗證。

參考文獻

1. Toksoy, T. and Aktan, A. E., "Bridge-Condition Assessment By Modal Flexibility," Experimental Mechanics, Vol. 34, 1994, pp. 271–278.
2. Bernal D., "Load Vectors for Damage Localization," Journal of Engineering Mechanics, "Vol. 128, No. 1, 2002, pp. 7-14.
3. Reynders E. and De Roeck G., "A Local Flexibility Method for Vibration-based Damage Localization and Quantification," Journal of Sound and Vibration, Volume 329, Issue 12, 2010, pp. 2367-2383.

使用高阻尼橡膠隔震支承建築結構之非線性行為分析

楊印涵¹ 蕭佳益² 汪向榮³ 黃震興⁴

摘要

高阻尼橡膠支承墊為結構隔震系統常用隔震器之一，但採用雙線性分析模型並無法準確模擬其受地震作用下之非線性力與位移關係。因此，本研究採用一數學分析模型來模擬高阻尼橡膠隔震支承墊之遲滯行為。該數學分析模型中之參數將利用縮尺基底隔震鋼結構單軸向振動台試驗結果進行識別獲得，並將應用於分析隔震結構受雙軸向地震作用之反應。透過比較雙軸向振動台試驗結果與數值分析結果可得知地震特性對於高阻尼橡膠隔震支承墊分析模型之影響甚鉅，此外，雖然分析結果顯示由單軸向試驗結果識別獲得之參數將可應用於隔震結構雙軸向受震反應之數值分析，然雙軸向之耦合效應對於高阻尼橡膠支承墊分析模型之影響將需要後續更多相關研究。

關鍵詞：高阻尼橡膠隔震支承墊、遲滯迴圈模型、基底隔震、非線性分析

一、前言

由於高阻尼橡膠隔震支承墊之高度非線性力與位移關係，使得在利用商用軟體分析隔震建築結構應用此支承墊之受震反應時，雙線性遲滯迴圈分析模型 (Naeim and Kelly, 1999) 並無法準確模擬支承墊之遲滯行為。因此，過去研究中，Bouc-Wen (1967, 1976) 與 Özdemiir (1976) 分別提出模擬高阻尼橡膠支承墊遲滯行為之分析模型。而 Kikuchi 及 Aiken (1997) 則參考上述分析模型，在忽略應變率及軸力對於橡膠支承墊遲滯行為影響的假設下，針對合成橡膠支承墊於承受較大剪力應變時之遲滯行為提出另一套分析模型。此外，Abe 等人 (2004a, 2004b) 則根據三維材料組成律，對於高阻尼橡膠隔震支承墊之多軸向遲滯行為進行探討。有別於前述之分析模型，Pan 和 Yang (1996) 提出一包含十一個參數的數學分析模型來預測高阻尼橡膠支承墊的力量與位移關係，此分析模型乃將高阻尼橡膠支承墊承受之水平剪力，表示為水平勁度乘以剪力變形以及阻尼係

數乘以變形速度兩者之合的函數。綜合上述所介紹模擬高阻尼橡膠隔震支承墊遲滯行為的分析模式中，僅 Kikuchi 與 Aiken (1997) 所提出之分析模型能夠預測高阻尼橡膠的 Mullin 及 Scragging 效應 (Mullins, 1969; Clark et al., 1997)，但也僅限於一次軟化現象，對於高阻尼橡膠支承墊隨迴圈數目逐次軟化的現象則無法描述，因此，Hwang 等人 (2002) 基於 Pan 和 Yang 所提出之分析模型，並針對高阻尼橡膠的材料性質及受力行為進行深入探討，進而建立一可模擬高阻尼橡膠支承墊受上述迴圈軟化因素影響之數學分析模型，並利用反覆載重材料試驗以及隔震橋面版縮尺模型單軸向振動台試驗，進行此數學分析模型之試驗驗證。由結果得知，此數學分析模型確實可合理的預測高阻尼橡膠支承墊之 Mullin 及 Scragging 效應以及伴隨軟化現象的力量與位移關係。

故本研究將採用 Hwang 等人 (2002) 所提出之高阻尼橡膠隔震支承墊數學分析模型，利用縮尺多樓層隔震鋼結構單軸向

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組長

振動台試驗結果進行模型參數識別，並探討該識別參數應用於基底隔震結構受雙軸向地震反應分析之適用性。

二、高阻尼橡膠隔震支承墊之數學分析模型

Hwang 等人(2002)所提出之數學分析模型中，高阻尼橡膠隔震支承墊所承受的水平剪力可表示為下式

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

其中， $x(t)$ 和 $\dot{x}(t)$ 分別為在時間 t 下高阻尼橡膠隔震支承墊之相對位移與相對速度。而時間 t 下高阻尼橡膠隔震支承墊之水平勁度與阻尼係數分別表示為下兩式

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

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

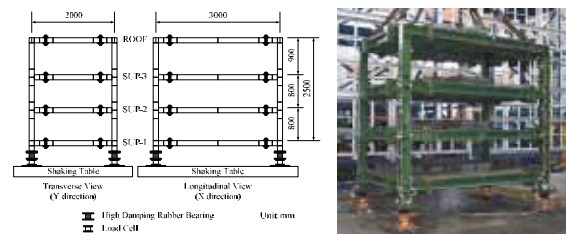
其中， $a_1 \sim a_{10}$ 為高阻尼橡膠隔震支承墊經反覆載重試驗結果或振動台試驗結果所識別獲得之模型參數。此數學分析模型利用高阻尼橡膠隔震支承墊受力後每一迴圈能量消散之變化，來模擬高阻尼橡膠之迴圈軟化效應，故在式(2)及式(3)中，積分項 $\int_0^t F(x(t), \dot{x}(t)) dx(t)$ 用以分別表示水平勁度及迴圈消能面積之變化。

三、縮尺多樓層基底隔震結構振動台試驗驗證

為配合國家地震工程研究中心振動台現有試驗尺寸及最大承载力之限制，本試驗所規劃之基底隔震鋼結構構架為縮尺比例為 1/4 (Scale Factor = 1/4) 之試驗結構，如圖一所示。此試驗結構之平面尺寸為 3m × 2m，長軸為 X 向，短軸為 Y 向。為於文後能夠說明清楚，試驗構架之隔震層定義為 SUP-1，而上部結構樓版由底層至頂層

分別定義為 SUP-2、SUP-3 及 ROOF。試驗結構之上部結構係依據建築物耐震設計規範及解說 (MOI, Taiwan, 2011) 且不考慮地震力折減之情況下進行設計，因此，上部結構於試驗過程中皆保持彈性。在各樓版質量塊重量配置上，SUP-1 配置 5kN-sec²/m 之載重，SUP-2、SUP-3 及 ROOF 則分別配置 4kN-sec²/m。

本試驗採用之隔震支承墊為 Bridgestone 公司所提供之高阻尼橡膠支承墊。試驗結構之基底隔震系統由四組高阻尼橡膠支承墊組成，每一組橡膠支承墊包含 25 層厚度為 1.97mm 之高阻尼橡膠，其剪力模數為 0.62N/mm²。另外，於每一層高阻尼橡膠間配置厚度為 1.2mm 之鋼板用以束制支承墊受軸壓力時橡膠層產生之側向變形。單組支承墊之設計軸力約為 41.7kN，若假設試驗結構之上部結構為一剛體，且高阻尼橡膠支承墊之遲滯行為可初步由雙線性迴圈模型模擬，吾人可依據設計反應譜進行等效靜力分析得到此試驗結構之有效週期為 1sec、等效阻尼比為 20% 以及隔震層設計位移為 55mm。



圖一 試驗構架設計圖及照片

本研究之振動台試驗共選用三組真實地震歷時資料，分別為 1999 年集集地震 (TCU047)、1940 年 El Centro 地震 (ELC270) 以及 1995 年神戶地震 (KJM000)。為滿足縮尺試驗之相似法則，三組輸入地震歷時資料之時間間隔皆縮小為原始記錄之 0.5 (Time Scale = 1/2)。三組分別對應於各組單軸向地震歷時輸入之振動台試驗結果所識別獲得之模型參數如表一列。

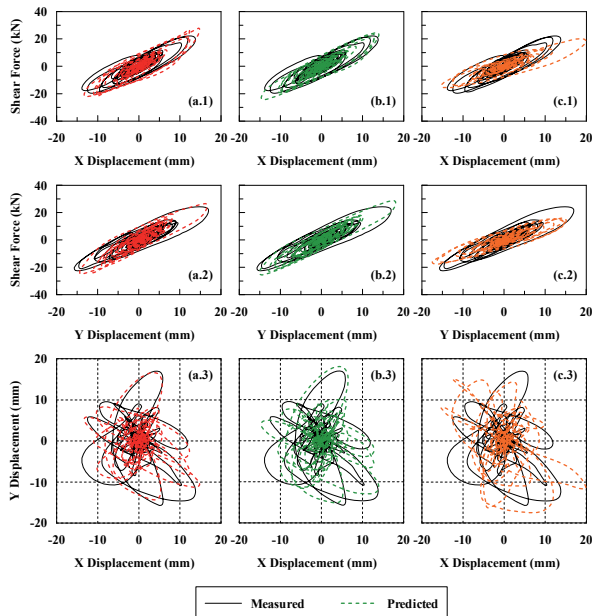
本研究著重於支承墊受中、小程度剪力應變時，利用單軸向試驗結果所識別出之模型參數，是否能夠進行模擬高阻尼橡膠支承墊之雙軸向遲滯行為以及上部結構

之受震反應。在分析過程中，上部結構之固有阻尼比假設為 2%。

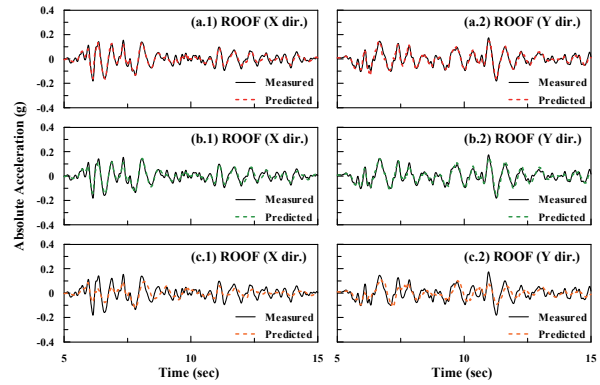
表一 由單軸向試驗結果識別獲得之參數

Test name	TCU047	ELC270	KJM000
a_1	3055.51	3121.88	2216.91
a_2	-139.55	-127.88	-28.09
a_3	2.52	1.87	0.61
a_4	2988.63	1474.36	193.51
a_5	0.10	0.08	0.09
a_6	2311.21	1719.44	2587.66
a_7	8.98	122.62	5.38
a_8	26.60	20.46	-30.39
a_9	-7.47E-06	-2.76E-06	9.18E-07
a_{10}	3.90E-07	-2.05E-06	-5.15E-07

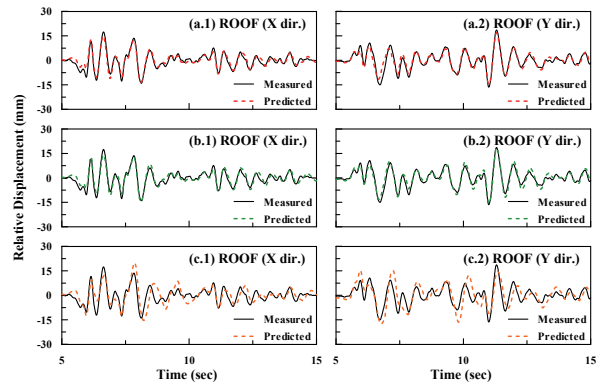
此外，為探討分析模型對於不同地震特性之敏感度，三組識別出之模型參數將交互運用於模擬各組不同地震輸入歷時之雙軸向振動台試驗結果。受雙軸向 ELC270 作用下高阻尼橡膠支承之雙軸向遲滯迴圈與位移軌跡以及上部結構頂層(ROOF)絕對加速度、相對位移反應與數值分析結果之比較如圖二所示。



(I) 基底隔震層之遲滯迴圈及位移軌跡



(II) 上部結構頂層絕對加速度反應歷時



(III) 上部結構頂層相對位移反應歷時

圖二 受雙軸向 ELC270 作用下之試驗結果與利用不同組參數: (a) TCU047 (b) ELC270 (c) KJM000 進行數值分析結果之比較

由結果比較得知，若使用單軸向 TCU047 及 ELC270 試驗結果所得之參數，將可用以模擬基底隔震結構受雙軸向 ELC270 作用下之反應，反觀若使用單軸向 KJM000 識別所得之參數進行分析基底隔震結構受雙軸向 ELC270 作用下之反應時，則產生較大之誤差。由於三組地震歷時資料中，因神戶地震(KJM000)屬於近斷層地震，其速度脈衝將使得隔震結構產生較大的位移反應，而數學分析模型受橡膠支承墊之速度與位移反應影響甚鉅，因此，上述分析結果之差異可歸因於不同地震特性對隔震結構之影響。過去研究曾指出高阻尼橡膠支承墊之雙軸向遲滯行為於承受較大剪力應變時會產生較顯著之耦合效應 (Abe et al, 2004a, 2004b; Grant et al., 2004)，且同時承受雙軸向地震作用時，扭矩變形將使支承墊提早產生局部破壞

(Yamamoto et al., 2012)，因此，對於高阻尼橡膠支承墊承受較大剪力應變之雙軸向數學分析模型，仍需後續更多相關研究。

四、結論與展望

本研究採用數學分析模型以模擬高阻尼橡膠隔震支承墊之高度非線性遲滯行為，並進行基底隔震結構非線性行為分析。透過振動台試驗結果與數值分析結果之比較得知往後進行分析時若採用數學分析模型且依據不同地震特性之單軸向試驗結果進行模型識別參數，將可以更準確地預測使高阻尼橡膠隔震支承墊之基底隔震建築於地震作用下之反應。

參考文獻

1. Abe, M., J. Yoshida, and Y. Fujino. 2004a. "Multiaxial Behaviors of Laminated Rubber Bearings and Their Modeling. I: Experimental Study." *J. Struct. Eng.* 130 (8): 1119–1132.
2. Abe, M., J. Yoshida, and Y. Fujino. 2004b. "Multiaxial Behaviors of Laminated Rubber Bearings and Their Modeling. II: Modeling." *J. Struct. Eng.* 130 (8): 1133–1144.
3. Bouc, R. 1967. "Forced Vibration of Mechanical Systems with Hysteresis," In *Proc. 4th Conf. on Nonlinear Oscillations*, Prague, Czechoslovakia, 5-9 September 1967.
4. Clark, P. W., I. D. Aiken, and J. M. Kelly. 1997. "Experimental Studies of the Ultimate Behavior of Seismically-Isolated Structures." Report No. UCB/EERC-97/18, Earthquake Engineering Research Center.
5. Grant, D. N., G. L. Fenves, and A. S. Whittaker. 2004. "Bidirectional Modelling of High-Damping Rubber Bearings." *J. Earthq. Eng.* 8(1): 161-185.
6. Hwang, J.-S., J.-D. Wu, T.-C. Pan, and G. Yang. 2002. "A Mathematical Hysteresis Model for Elastomeric Isolation Bearings." *Earthq. Eng. Struct. Dynam.* 31 (4): 771-789.
7. Kikuchi, M., and I. D. Aiken. 1997. "An Analytical Hysteresis Model for Elastomeric Seismic Isolation Bearings." *Earthq. Eng. Struct. Dynam.* 26 (2): 215-231.
8. Mullins, L. 1969. "Softening of Rubber by Deformation." *Rubber Chem. Tech.* 42 (1): 339-362.
9. Naeim, F., and J. M. Kelly. 1999. *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
10. Özdemir, H. 1976. "Nonlinear Transient Dynamic Analysis of Yielding Structures." Doctoral dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
11. Pan, T.-C., and G. Yang. 1996. "Nonlinear Analysis of Base-Isolated MDOF Structures." In *Proc. of the 11th World Conf. on Earthq. Eng.*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996.
12. *Seismic Design Specifications and Commentary of Buildings*. 2011. Ministry of the Interior, Taipei, Taiwan.
13. Yamamoto, M., S. Minewaki, H. Yoneda, and M. Higashino. 2012. "Nonlinear Behavior of High-Damping Rubber Bearings under Horizontal Bidirectional Loading: Full-Scale Tests and Analytical Modeling." *Earthq. Eng. Struct. Dynam.* 41(13): 1845-1860.
14. Wen, Y. K. 1976. "Method for Random Vibration of Hysteretic Systems." *J. the Eng. Mech. Div.* 102 (2): 249-263.

自體調諧質量阻尼系統耐震行為研究

李柏翰¹ 汪向榮² 莊幃竹³ 張國鎮⁴ 黃震興⁵

摘要

調諧質量阻尼系統為一有效的振動能量吸收器，將其連接於主要系統以降低在諧和外力擾動下之振動反應，其基本原理為將調諧質量阻尼系統的自然頻率調整到接近主要系統的基本振動頻率，進而產生兩者之反相位共振以消散外力擾動能量。本研究將利用結構自身質量作為調諧質量阻尼系統，即自體調諧質量阻尼系統，並探討可同時控制自體調諧質量結構與主結構動力特性的最佳化設計方法，使兩者可因互制作用而同時降低受震反應，提高建築物之使用性。在考慮合理的質量比與目標函數，利用簡化三自由度結構模型(自體調諧質量結構、自體調諧質量阻尼系統控制層與主結構)推導最佳化設計方法，以數值分析驗證自體調諧質量阻尼系統設計之可行性與最佳化設計方法之正確性。

關鍵詞：自體調諧質量阻尼系統、目標函數、最佳化設計、數值分析

一、前言

過去已有許多研究針對調諧質量阻尼(Tuned Mass Damper, TMD)系統提出不同之最佳化設計目標函數，並發展主動或半主動調諧質量阻尼系統以大幅提升控制效能，其在工程上之應用，由早期應用於降低高層建築物因風力擾動產生的振動，後來將其應用於土木結構之抗震設計。近年來有研究提出利用結構本身質量作為能量吸收器，即自體調諧質量阻尼(Building Mass Damper, BMD)系統，以克服傳統TMD系統因調諧質量過小而導致減震效益不彰之困擾，然而，其控制目標仍以降低主結構的動力反應為主，對於自體調諧質量結構因反應過大而無法作為建築空間使用仍是一大問題。為探討結構系統兼具隔震與調諧質量阻尼設計之可行性，本研究提出之BMD系統，由自體調諧質量結構(Building Mass Absorber)、自體調諧質量阻尼系統控制層(Control Layer)與主結構(Primary Structure)所組成，參考TMD模態

參數最佳化之理論，並考慮調諧質量結構自身柔性於運動方程式中，控制目標為各模態在一定比例貢獻下，使自體調諧質量結構與主結構呈反相位運動，可同時降低兩者之受震反應，初步提出最佳化自體調諧質量阻尼(Optimum Building Mass Damper, OBMD)系統之設計方法，並以數值分析驗證此一設計概念的可行性。

二、最佳化設計參數推導

在BMD系統中，以控制層上部結構作為調諧質量，由於自體調諧質量結構可能是具有柔度的多層樓結構，和傳統TMD之調諧質量塊近似於剛體行為不同，且多層樓結構之質量相較於主結構質量比例亦遠大於傳統TMD設計，因此將以一三自由度結構模型模擬BMD之動力行為，三自由度分別代表自體調諧質量結構、控制層及主結構，如圖1。三自由度結構模型之運動方程式可以主結構頻率定義 ω_1 、各自由度頻率定義與 ω_1 的比值 $f_i (i = 2, 3)$ 、質量比定

¹ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國立台灣大學土木工程系碩士生

⁴ 國立台灣大學土木工程系教授

⁵ 國立台灣科技大學營建工程系教授

義 μ_i ($i = 2, 3$) 及各自自由度定義的構件阻尼比 ξ_i ($i = 1 \sim 3$) 表示之

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

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

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

其中，下標 $i=1 \sim 3$ 分別代表主結構、控制層及自體調諧質量結構；各自自由度頻率 ω_1 、 ω_2 及 ω_3 分別定義為 $\sqrt{k_1/m_1}$ 、 $\sqrt{k_2/(m_2+m_3)}$ 及 $\sqrt{k_3/m_3}$ ，本文引入狀態空間法，可求取系統矩陣 A

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$M^{-1}K = \begin{bmatrix} -\omega_1^2 [1 + f_2^2 (\mu_2 + \mu_3)] & \omega_1^2 f_2^2 (\mu_2 + \mu_3) & 0 \\ \omega_1^2 f_2^2 (\mu_2 + \mu_3) & -\omega_1^2 [f_2^2 (\mu_2 + \mu_3) + f_3^2 \mu_3] & \omega_1^2 f_3^2 \mu_3 \\ \mu_2 & \mu_2 & \mu_2 \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$M^{-1}C = \begin{bmatrix} -2\omega_1 [\xi_1 + f_2 \xi_2 (\mu_2 + \mu_3) + \xi_1] & 2\omega_1 f_2 \xi_2 (\mu_2 + \mu_3) & 0 \\ \frac{2\omega_1 f_2 \xi_2 (\mu_2 + \mu_3)}{2\omega_1 f_2 \xi_2 (\mu_2 + \mu_3)} & -2\omega_1 [f_2 \xi_2 (\mu_2 + \mu_3) + f_3 \xi_3 \mu_3] & 2\omega_1 f_3 \xi_3 \mu_3 \\ \mu_2 & \mu_2 & \mu_2 \end{bmatrix} \quad (6)$$

對系統矩陣進行特徵分析，可計算每個模態之頻率與阻尼比，其特徵方程式為：

$$\lambda'_{n, n+1} = \omega'_n \xi'_n \pm i \omega'_n \sqrt{1 - \xi'^2_n}, n = 1 \sim 3 \quad (7)$$

其中， ω'_n 為第 n 個模態頻率； ξ'_n 為第 n 個模態阻尼比。討論合理質量比 μ_2 範圍為 0.1(相當於主結構 10 層)至 0.5(相當於主結構 2 層)，質量比 μ_3 範圍為 0.1(相當於主結構 10 層時，自體調諧質量結構 1 層)至 2(自體調諧質量結構樓層數為主結構樓層數之兩倍)，如圖 2。在欲設計之質量比下，使各模態阻尼比皆有一定發揮之 ξ_2 、 f_2 與 f_3 ，即為本研究建議之 OBMD 設計參數。

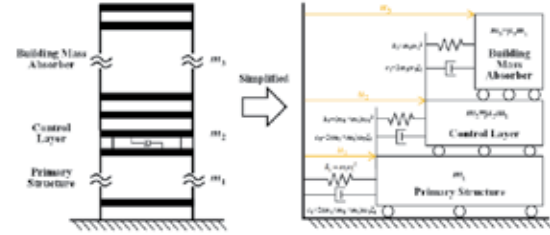


圖 1 BMD 之三自由度結構模型

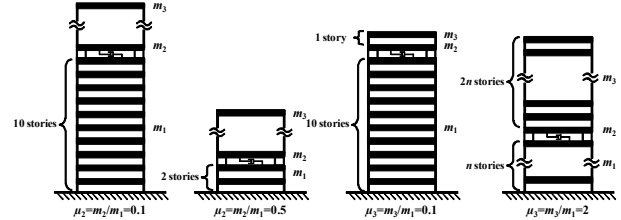
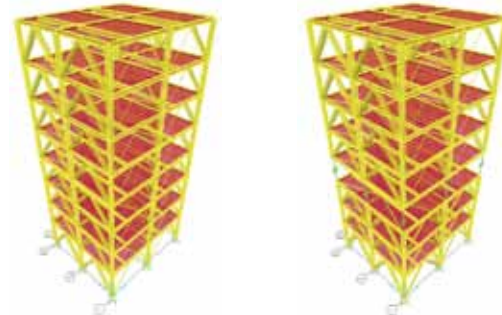


圖 2 μ_2 與 μ_3 探討範圍示意圖

三、數值分析模型

數值模型規畫為 8 層樓兩跨結構模型進行 BMD 設計與分析，每層單跨樓版平面尺寸為 2250mm×2000mm，每層樓高為 1250mm，如圖 3 所示，柱構材斷面為 125×125×6.5×9(mm) 的 H 型鋼，梁構材斷面為 125×60×6×8(mm) 的 H 型鋼，每層樓配置質量均為 0.5kN-sec²/m。



(a) 空構架 (b) BMD 數值模型

圖 3 數值分析模型

OBMD 數值模型採用本研究提出之最佳化設計參數，並與空構架之數值分析結果進行比較與探討。自體調諧質量結構為四層樓結構設計，主結構為三層樓結構設計，控制層介於兩結構間，配置天然橡膠支承墊及線性黏性阻尼器。為滿足 OBMD 設計參數 ($\xi_2=20\%$, $f_2=0.27$, $f_3=0.25$)，主結構或自體調諧質量結構須分別予以加勁，本研究中自體調諧質量結構與主結構分別以 25×25×3(mm) 及 100×100×3(mm) 之

角鋼加勁，經分析得第一模態週期為 0.42 秒，模態參與比例為 63.4%，此外，模態參與比例 24.1%之高模態反應(週期為 0.054 秒)亦不可忽略。

四、輸入地震歷時

本研究採用五筆真實地震歷時，包括 1999 年台灣集集大地震在測站 TCU047 與 TCU072 所測得之地震歷時、1940 年美國加州北嶺地震於測站 I-ELC270 量測之地震紀錄、1995 年日本阪神大地震於測站 KJM000 量測之地震紀錄、2011 年日本東北大地震在建物 THU(接近測站 MYG013)量測之地震紀錄，以上分別以 TCU047、TCU072、EL Centro、Kobe 及 THU 表示之，詳如表 1，各地震歷時最大地表加速度正规范化至 1g 之反應譜如圖 4 所示。

表 1 輸入地震歷時

Name	Earthquake Record	PGA
TCU047	Chi-Chi/TCU047,	0.36g
	Chi-Chi, Taiwan, 1999/09/21	
TCU072	Chi-Chi/TCU072,	0.47g
	Chi-Chi, Taiwan, 1999/09/21	
EL Centro	El Centro/I-ELC270,	0.35g
	Imperial Valley, U.S., 1940/05/19	
Kobe	KJMA/KJM000,	0.59g
	Kobe, Japan, 1995/01/16	
THU	Tohoku/THU,	0.40g
	Tohoku, Japan, 2011/03/11	

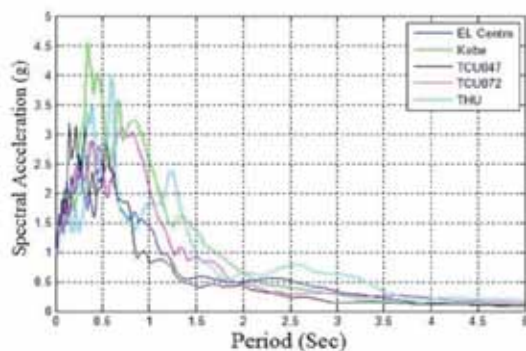


圖 4 各地震歷時正规范化反應譜 (阻尼比為 5%)

五、數值分析結果

於不同地震歷時下，空構架、BMD(無最佳化設計)與 OBMD 構架之受震反應如圖 5 及圖 6 所示，包含各樓層最大加速度與最大層間位移角之比較。由比較結果可知，採 OBMD 設計能夠有效降低主結構與自體調諧質量結構之受震反應，此外，無最佳化設計之 BMD 設計，於特定地震歷時下，如 TCU072，可能會造成加速度與層間位移角甚至較空構架為大的現象，足見本研究提出 OBMD 設計方法之有效性。

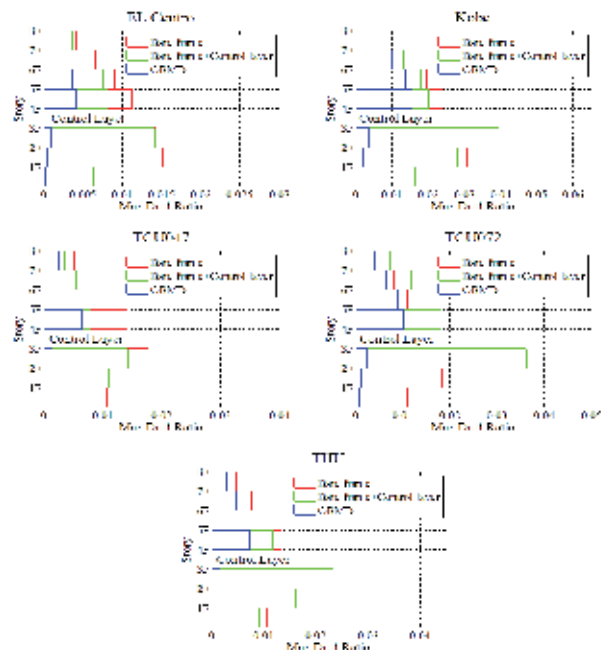


圖 5 不同地震作用下各樓層最大層間位移角比較

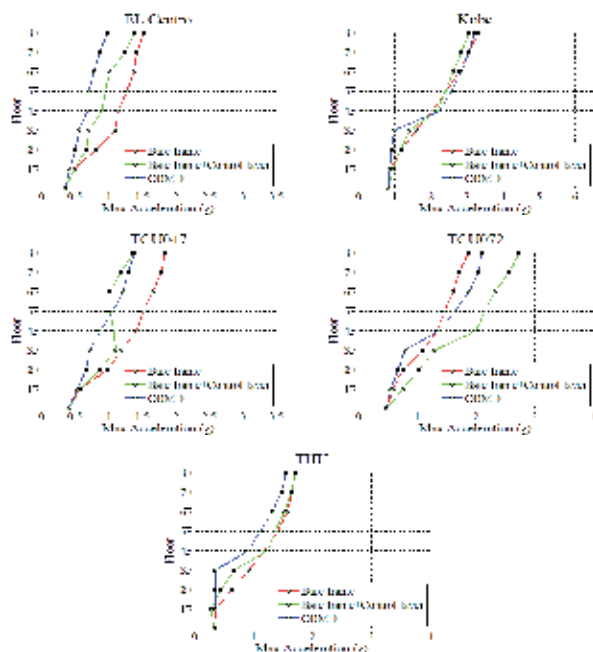


圖 6 不同地震作用下各樓層最大加速度比較

六、結論與展望

BMD 系統利用結構自身質量作為調諧質量，不需額外配置調諧質量塊，在實際應用可提升建築物之經濟性及使用性，且經研究顯示，考慮自體調諧質量結構柔度可合理降低最佳化系統之設計阻尼比需求。本研究依合理之目標函數提出 OBMD 系統設計方法，同時控制自體調諧質量結構與主結構之受震反應，並經由數值分析比較，進一步驗證其有效性及可行性。未來將持續考慮不同之目標函數，如以動力反應最佳化為控制目標，進行 OBMD 系統參數分析，同時，亦考慮利用主動或半主動控制技術於 OBMD 系統，以降低離頻效應並提高控制效益。

參考文獻

1. Hartog Den J P. (1956), *Mechanical Vibrations*, 4th ed., McGraw-Hill, New York
2. Rahul Rana and T. T. Soong (1997), "Parametric study and simplified design of tuned mass dampers", Eng. Struct.
3. Sadek F, Mohraz B, Taylor AW and Chung RM (1997), "A Method of Estimating the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications",

- Earthq. Eng. Struct. Dyn., 26:617-635
4. Tsai HC and Lin GC (1993), "Optimum Tuned-Mass Dampers for Minimizing Steady-State Response of Support-Excited and Damped Systems", Earthq. Eng. Struct. Dyn., 23:957-973
5. Warburton GB and Ayorinde EO (1980), "Optimum Absorber Parameters for Simple Systems", Earthq. Eng. Struct. Dyn., 8:197-217
6. Warburton GB (1981), "Optimum Absorber Parameters for Minimizing Steady-State Response", Earthq. Eng. Struct. Dyn.

NEESR-SG/NCREE 國際合作研究計畫：

受震自復位鋼板剪力牆之研發

蔡克銓¹ 李昭賢² 王孔君³

P. M. Clayton⁴, D. M. Dowden⁵, J. W. Berman⁶, M. Bruneau⁷

摘要

國家地震工程研究中心(NCREE)與美國 NEESR-SG 團隊(其主要成員來自美國西雅圖華盛頓大學 University of Washington (UW)與水牛城大學 University at Buffalo (UB))在 2012-2013 期間進行國際合作研究，共同研發受震自復位鋼板剪力牆(self-centering steel plate shear wall, SC-SPSW)抗震系統。本研究欲結合鋼板剪力牆系統(steel plate shear wall, SPSW)中薄鋼板牆體高效率的抗側力與能量消散能力、以及運用預力技術達成結構受震自復位的機制，使兩者共同作用並組成一受震自復位的抗震系統，以期大幅減少結構系統震後的維修成本以及降低建築物機能受損的機率。本國際合作計畫本著資源共享、成果分享的精神，依據團隊成員各自所屬實驗室之屬性安排適合的試驗項目，完成了一系列的試驗研究。主要試驗項目包括：(1)在 UW 實驗室的大尺度的 SC-SPSW 子結構靜態試驗；(2)在 UB 實驗室的 1/3 縮尺的三層樓 SC-SPSW 靜態試驗與振動台試驗；(3)在 NCREE 實驗室的實尺寸兩層樓 SC-SPSW 擬動態試驗。此一系列試驗研究之主要成果包括驗證多種 SC-SPSW 系統的耐震性能、研發能避免普遍存在於傳統預力結構系統中樓板開合問題的特殊梁柱接合細節、以及對於 SC-SPSW 系統提出一系列的設計、施工與分析建議。

關鍵詞：鋼板剪力牆、受震自復位鋼板剪力牆、耐震設計、自復位、後拉式預力

一、前言

在近十年裡，許多研究團隊致力於研發受震自復位(self-centering)的結構系統，也是近期北美結構工程學術界的主要研究趨勢之一。另一方面，鋼板剪力牆(steel plate shear wall, SPSW)也是近十幾年來一項在北美與日本逐漸被大量應用的新興鋼造建築結構耐震系統，國家地震工程研究中心(以下簡稱 NCREE 或本中心)也對於鋼板剪力牆系統的耐震設計與改良研發進行了多年的研究。在 2013-2014 年，本中心與美國 NEESR-SG 團隊組成一國際合作研

究團隊，共同研發受震自復位鋼板剪力牆系統(self-centering steel plate shear wall, SC-SPSW)。美國團隊的成員來自西雅圖華盛頓大學 University of Washington (UW)、水牛城大學 University at Buffalo (UB)及伊利諾大學香檳分校 University of Illinois at Urbana-Champaign, (UIUC)，其獲得美國 "George E. Brown, Jr. Network for Earthquake Engineering Simulation Research Small Group (NEESR-SG)"研究計畫之經費補助，因此稱之為 NEESR-SG 團隊。

本研究著眼於鋼板剪力牆中鋼板牆體的高側向勁度、強度、韌性消能行為等優

¹ 國立台灣大學教授、國家地震工程研究中心顧問

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技術師

⁴ 美國德州大學奧斯汀分校助理教授

⁵ 美國水牛城大學研究員

⁶ 美國華盛頓大學副教授

⁷ 美國水牛城大學教授

點，將其與具受震自復位行為的後拉式預力 post-tensioned (PT) 梁柱接合(Garlock *et al.*, 2007)結合，使兩者共同組成 SC-SPSW 系統(Clayton *et al.*, 2012)，如圖 1 所示，以期此系統在受震作用時能同時發揮兩者的優點。本計畫所進行的一系列試驗研究之試體包括大尺寸子結構試體、縮尺三層樓構架系統與實尺寸兩層樓構架系統。

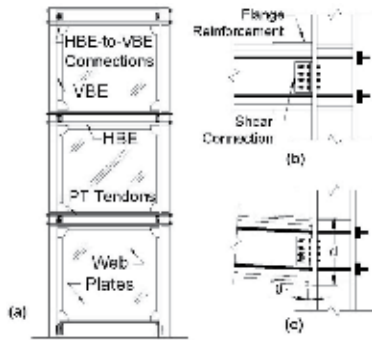


圖 1 (a)SC-SPSW 系統與其梁翼搖擺 PT 梁柱接合的(b)未變形圖與(c)變形圖

二、SC-SPSW 系統的性能設計目標

本研究提出 SC-SPSW 系統在 50 年超越機率 50%、10%、2%之地震(以下分別以 50/50、10/50、2/50 表示之)下的性能設計目標(performance objectives (POs))如下：

1. 在設計重力載重與風力載重下，預力梁柱接合處的梁柱接觸面不能發生解壓的情形(decompression)。
2. 在常遇地震(50/50 地震)作用下，系統於震後自復位且不須進行任何維修。其自復位之標準以層間側位移角 0.2%的殘餘變形作為標準，此意謂鋼板牆體在此地震下須保持彈性。
3. 在設計地震(10/50 地震)作用下，鋼板牆體可發生顯著降伏以消散地震能量；而預力元件與邊界梁柱構件須保持彈性且系統於震後自復位。降伏後的鋼板牆體可在震後進行更換，使建築物在震後迅速回復正常營運。
4. 在最大考量地震(2/50 地震)作用下，允許發生些微的殘餘變形與構架降伏，但不允許發生構架的軟層機構(soft-story mechanism)以及梁柱構件的顯著降伏，以避免系統發生倒塌。

考量上述四項設計目標，本研究提出 SC-SPSW 系統的性能導向設計方法(performance-based seismic design, PBS)與流程，其詳細內容可見參考文獻(Clayton *et al.*, 2012)。

三、預力梁柱接合

如圖 1(b)所示，在習見預力梁柱接合處，梁與柱之間透過水平走向、橫貫梁構件且其兩端各自錨定於一對相鄰邊界柱的後拉式預力(post-tension, PT)鋼絞線相連接。梁柱間的剪力板接合藉由長條孔傳遞剪力並保有梁的旋轉自由度。如圖 1(c)所示，在構架側位移時，梁構件端部上翼板或下翼板會頂住柱構件翼板並發生搖擺式旋轉，造成梁與柱之間的開合行為，接合打開時會增加預力鋼絞線之張力同時增加梁柱接觸面的承壓力，進而使預力梁柱結合在其接觸面發生解壓後可傳遞更多的彎矩。在適當的設計下，預力梁柱接合能在不發生塑性變形下傳遞大量的梁端彎矩。

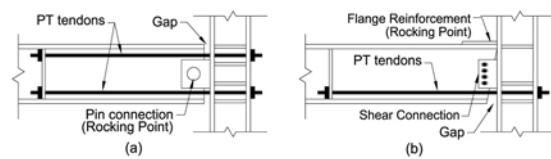


圖 3 (a) 中心線搖擺(CL)與(b) NewZ-BREAKKS (NZ)預力梁柱結合細節

上述運用翼板搖擺(flange-rocking, FR)機制的預力梁柱接合，在接合打開時會在梁與柱間產生一空隙，使得相鄰兩邊界柱之間距增加，造成樓版開裂的問題，因此需要配置特殊的樓版細節。

如圖 2 所示，本研究提出兩種能消弭樓版開裂問題的預力梁柱接合:(1)透過鉸(Pin)接合之配置達成梁對其中心線做搖擺的 CL 接合；以及(2)梁構件僅對其上翼板角隅做旋轉的 NewZ-BREAKKS (NZ)接合(Dowden and Bruneau, 2011)。在這兩種接合中，其預力鋼絞線不會穿通整支梁，每支梁兩端的梁柱接合所搭配的鋼絞線會各自在梁跨中適當位置做錨定。

為確保 SC-SPSW 邊界梁柱構架的自

復位能力，本研究亦提出柱底的自復位接合，以避免柱底產生塑鉸。除了使用鉸支承的方式之外(如圖 5 所示)，亦可將翼板搖擺 FR 機制應用於柱底接合(如圖 6 所示)。

四、UW 子結構靜態試驗

本計畫在 UW 實驗室進行一系列 SC-SPSW 子結構試驗，其試體與試驗配置如圖 3 所示。此系列試驗探討多種不同的設計參數對於邊界梁、梁柱接頭受力需求以及對於整體行為之影響。試體為一 1/2 縮尺的兩層樓 SC-SPSW 子結構，所有梁柱接合皆採用 FR 型式的預力梁柱接合，千斤頂在頂梁高程安裝於單側柱(施載柱)上，在施載柱底採用鉸支承細節而在另外一支柱底則採用具水平向位移自由度的輥支承。

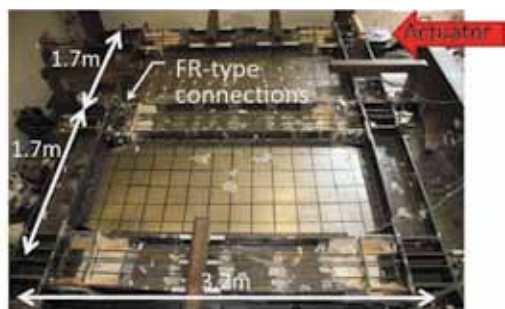


圖 3 在 UW 實驗室進行之子結構試驗配置

本計畫總共進行了 14 座子結構試體的靜態位移漸增至 5% 頂層側位位移角的反覆側推試驗。變化參數包括鋼板牆體厚度、邊界梁深度、預力鋼鉸線數量與初始預力量、鋼板牆體與邊界梁柱間採栓接或銲接、以及鋼板牆體僅與邊界梁相接或鋼板牆體與邊界梁和邊界柱相接。

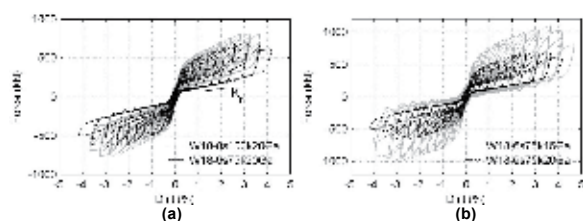


圖 4 UW 子結構試驗遲滯迴圈：(a)比較不同預力量與(b)比較不同鋼板牆體厚度

圖 4(a)與 4(b)分別展示使用不同數量預力鋼鉸線與不同厚度之鋼板牆體對於試體受力與變形關係的影響。試體命名規則為：梁深(“W18”表示 W18×106 的寬翼斷

面)、預力鋼鉸線數量(“6s”表示在每個梁柱接合處，每組有 7 條 Grade 270 等級直徑 13 mm 鋼鉸線群，總共使用 6 組)、初始預力(“100k”表示 100 kips = 445 kN 的預力)以及鋼板牆體厚度(“16Ga”與“20Ga”分別表示鋼板厚度為 1.52 mm 與 0.91 mm)。試驗結果顯示增加預力鋼鉸線數量可等比例地增加系統的卸載勁度(又稱復位勁度， K_r)；增加鋼板牆體厚度則可提升系統的抗側力強度與能量消散容量。

五、UB 縮尺構架試驗

本計畫在 UB 實驗室進行 1/3 縮尺三層樓 SC-SPSW 構架試體的靜態反覆側推試驗與振動台動態試驗。總共進行 15 座試體的試驗，其中 9 座靜態試驗；6 座振動台試驗。實驗試體的變化參數包括採用不同的預力梁柱接合細節(FR、CL 與 NZ 等型式)以及不同種類的鋼板牆體(不裝鋼板牆體、使用鋼板牆體、使用等效於鋼板牆體的一系列斜向長條鋼板)。詳細實驗結果可詳參考文獻(Dowden and Bruneau, 2014)。



圖 5 在 UB 實驗室進行之 1/3 縮尺三層樓構架試體靜態試驗配置

六、NCREE 實尺寸構架擬動態試驗

本計畫在 NCREE 實驗室進行兩座實尺寸兩層樓 SC-SPSW 構架的擬動態試驗。如圖 6 所示，兩座試體皆使用翼板搖擺式的柱底接合並在頂梁與中間梁的梁柱接合使用預力梁柱接合。兩座試體之幾何與構件尺寸相同、但分別採用 FR 與 NZ 型式的預力梁柱接合，故兩座試體依此分別命名為 FR 與 NZ。兩支 1000 kN 千斤頂在頂梁高程與單側的邊界柱相連。

本計畫對於兩座試體進行相同的 50/50、10/50、2/50 地震擬動態試驗，地震歷時選自 SAC 計畫(Somerville *et al.*, 1997) 中的洛杉磯地震歷時。實驗試體的兩層樓原型建築則是參考 SAC 計畫所提出的 3 層樓 SAC building (Gupta and Krawinkler, 1999)並予以適度改編。

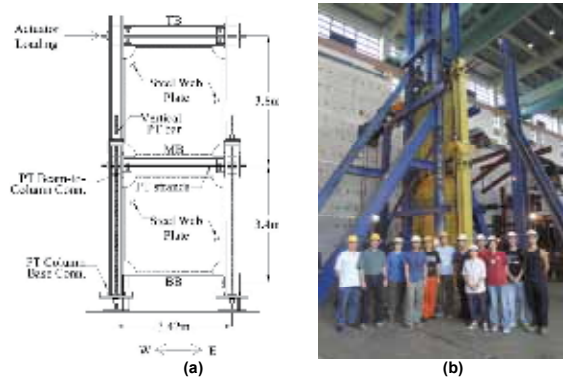


圖 6 在 NCEE 實驗室進行之實尺寸構架擬動態試驗(a)試體 FR 與(b)試驗配置

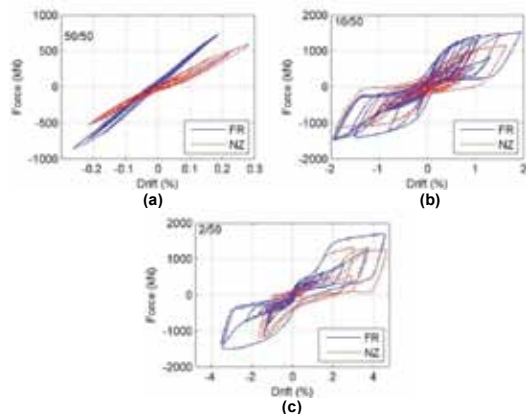


圖 7 NCEE 擬動態試驗(a)50/50(b)10/50 與(c)2/50 地震下各試體之試驗遲滯迴圈

圖 7(a)顯示兩座試體在 50/50 地震作用下保持彈性行為，符合前述所提的第二項「不須任何維修」的耐震性能目標。圖 7(b)顯示兩座試體在遭遇 10/50 地震時的最大層間位移角低於法規限制的 2%；且兩座試體於震後的殘餘層間側位移皆小於 0.2%。此証實兩座試體確實展現受震自復位的行為並達成前述所提第三項「只須進行鋼板牆體維修」的耐震性能目標。

圖 7(c)顯示兩座試體在遭遇 2/50 地震時的最大頂層位移角小於 4.7%；且兩座試體於 2/50 地震後僅在梁柱構件上、預力梁柱接合周遭的區域因應力集中而發生些微

降伏。兩座試體滿足前述第四項「避免系統發生倒塌」的耐震性能目標。

七、結論

本國際合作研究計畫針對自復位鋼板剪力牆 SC-SPSW 系統，在多個實驗室完成了一系列的試驗研究。包括縮尺寸結構靜態試驗、縮尺的三層樓構架靜態試驗與振動台試驗以及實尺寸兩層樓構架擬動態試驗。研究成果包括驗證多種 SC-SPSW 系統的耐震性能、研發能避免樓版開裂問題的預力梁柱接合細節、以及對於 SC-SPSW 系統提出一系列的設計、施工與分析建議。

參考文獻

1. Clayton, P.M., Berman, J.W., and Lowes, L.N. (2012). "Performance Based Design and Seismic Evaluation of Self-Centering Steel Plate Shear Walls". *J. of Struct. Engng.*, 138(1): 22-30.
2. Garlock, M.M., Sause, R., and Ricles, J.M. (2007). "Behavior and Design of Posttensioned Steel Frame Systems." *J. of Struct. Engng.*, 133(3): 389-399.
3. Dowden, D., Bruneau, M., (2011) "NewZ- BREAKSS: Post-tensioned Rocking Con- nection Detail Free of Beam Growth." *AISC Engineering Journal*, 153-158.
4. Dowden, D., Bruneau, M., (2014) "Cyclic and Dynamic Testing of Self-Centering Steel Plate Shear Walls." *Proceedings of the 10th NCEE*, Anchorage, AK, USA.
5. Somerville, P., Smith, N., Punyamurthula, S., and Sun, J. (1997). "Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project." *SAC Background Document, Tech. Rep. SAC/BD-97/04*.
6. Gupta, A. and Krawinkler H. (1999). "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures." *John A. Blume Earthquake Engng. Center, Stanford Univ., Tech. Rep. 132*.

鋼板剪力牆底層邊界柱之耐震設計

蔡克銓¹ 李昭賢² 李弘祺³

摘要

鋼板剪力牆(Steel Plate Shear Wall, SPSW)是一種新興的抗側力結構系統，其藉由鋼板牆體在受剪挫屈後所發展的拉力場行為(tension field action)抵抗地震力並透過牆體沿拉力場方向的反覆拉伸降伏來消散地震能量。鋼板牆體的拉力場效應造成牆體周圍的邊界梁柱構件承受顯著的撓曲需求，並使得邊界梁柱上的塑鉸可能發生在梁跨中或柱高中，過去許多研究致力於發展可以控制塑鉸發生在邊界構件端部的容量設計方法，以避免跨中塑鉸(in-span plastic hinge)發生的情形。然而，要限制底層邊界柱上的塑鉸僅在柱底產生，往往需要斷面尺寸很大的邊界柱；此外，過去的試驗亦顯示邊界柱上塑鉸在柱高中產生時並未顯著影響邊界柱與整體系統的耐震性能。為尋求經濟性的底層邊界柱設計方法，本研究提出較為寬鬆的設計目標—允許在底層邊界柱產生柱中塑鉸但須避免柱頂塑鉸的發生，並沿擬出相關的設計流程，用以計算柱中塑鉸的位置並求算柱頂在不同極限狀態下的軸力、彎矩與剪力需求，協助設計者針對(1)結構系統發展出均勻塑性機構(Uniform Yielding State, State-UY)時與(2)結構系統在最大考量地震(Maximum Considered Earthquake, MCE)中達到最大層間側位變形(Target Hardening State, State-HD)等兩種極限狀態下，檢核底層邊界柱的柱頂是否保持彈性。

關鍵詞：鋼板剪力牆、耐震設計、容量設計、邊界柱

一、前言

鋼板剪力牆(Steel Plate Shear Wall, SPSW)是一種新興的抗側力結構系統，在北美與日本地區有越來越多的實用案例。鋼板剪力牆包括未束制的薄鋼板牆體以及邊界梁柱構架(boundary frame)兩部分。鋼板剪力牆主要的作用機理乃是藉由鋼板牆體在受剪挫屈後所發展的拉力場行為(tension field action)來抵抗地震力、並透過牆體沿拉力場方向的反覆拉伸降伏來消散地震能量。近年來，許多國內外的研究團隊致力於發展鋼板牆體周圍之邊界梁(boundary beam)與邊界柱(boundary column)的容量設計(Capacity Design)。美國水牛城大學的研究(Berman and Bruneau, 2008)針對一般樓層的邊界柱，提出其軸力與彎矩需求的計算方法，然而，其推導過程奠基於底層邊界柱底為鉸支承的假設，此與一

般建物集中柱底為固支承的情形有所出入。國家地震工程研究中心(以下簡稱本中心)研究團隊在 2010 年提出控制底層邊界柱上塑鉸僅發生於柱底的設計方法(Tsai *et al.*, 2010)，並透過大型結構試驗(Li *et al.*, 2010)證實其方法確實有效。接著，在 2012 年，本中心團隊在 2012 年放鬆設計要求，提出將底層邊界柱上塑性區控制在柱底以上 1/4 柱高範圍內的設計方法(Li *et al.*, 2012)。本研究再進一步地尋求更經濟的設計標準—允許在底層邊界柱產生柱中塑鉸但必須避免柱頂塑鉸的發生，並提出一系列的設計流程以計算柱中塑鉸的位置以及柱頂在不同極限狀態下的受力需求。本計畫亦在本中心反力牆與強力地板實驗室進行 3 座實尺寸兩層樓鋼板剪力牆構架的靜態反覆側推試驗，以驗證本研究提出的設計方法，並探討底層邊界柱的塑性行為。

¹ 國立台灣大學土木工程系教授

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 前國立台灣大學土木工程系碩士生

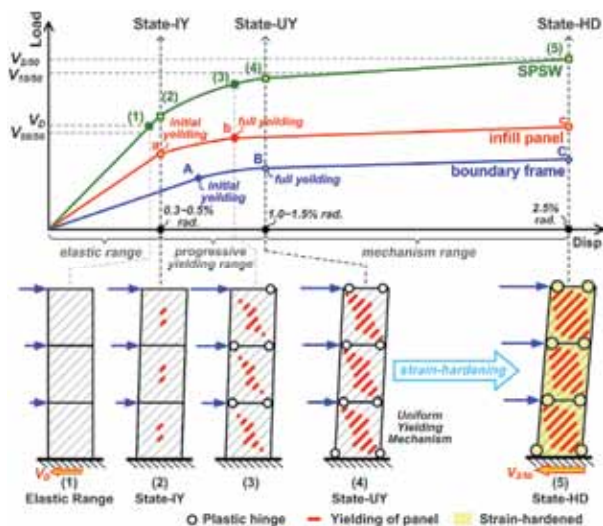


圖 1 鋼板剪力牆的預期側推反應

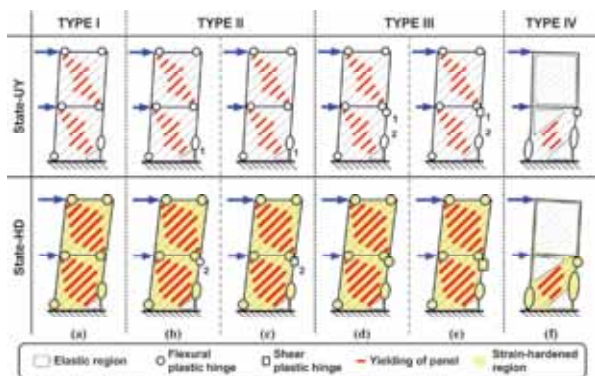


圖 2 多種底層邊界柱的非線性反應

二、鋼板剪力牆底層邊界柱容量設計

參考許多過去的試驗研究結果，設計恰當的鋼板剪力牆之 pushover 側推反應如圖 1 所示，其過程可分為以下 4 個極限狀態：

(1)彈性狀態 State-E (Elastic)：法規地震力作用下整個鋼板剪力牆系統須保持彈性。

(2)初始降伏狀態 State-IY (Initial Yield)：系統的初始降伏發生在鋼板牆體上受拉對角線與其鄰近區域，而邊界梁柱構件仍保持彈性，此階段通常發生於 0.3% ~ 0.5% rad. 的層間側位移角。

(3)均勻降伏狀態 State-UY (Uniform Yield Mechanism)：當側位移角來到 1.0 ~ 1.5% rad. 的階段，鋼板剪力牆會發展出均勻降伏的塑性機構，所有的鋼板牆體會發展出全面的塑性拉力場，且在所有邊界梁的兩端與底層邊界柱上產生塑鉸。

(4)目標應變硬化狀態 State-HD (Target Hardening State)：本研究定義 State-HD 為鋼板剪力牆在 50 年超越機率為 2% 之最大考量地震 (Maximum Considered Earthquake, MCE) 作用下會遭遇的最大層間側位移的變形階段。在此一階段，鋼板牆體與梁柱構件上的塑鉸會發生應變硬化，除了在 State-UY 已發展完成的塑性區外，邊界構件上的其餘區域在此階段不應產生額外的塑鉸，以避免軟層機構的發生。參考過去的擬動態實驗 (Lin *et al.*, 2010)，本研究將 State-HD 的層間側位移角設定在 2.5%。

在鋼板剪力牆受側向推垮的過程，構架傾倒彎矩使得其一排的邊界柱受拉而另一排受壓。在受拉的底層柱上塑鉸僅會產生於柱底；而在受壓的底層柱上，無可避免地會在構件的下半部產生一「柱中塑性區」(in-span plastic zone, in-span PZ)，此外，在柱頂處也有可能產生「柱頂塑鉸」(top-end plastic hinge, top-end PH)。

依照構件上塑鉸發生與否已及塑鉸發生的順序，如圖 2 所示，受壓底層邊界柱的非線性反應可分為 4 類：

(1)TYPE I：如圖 2(a)所示，「柱中塑性區」產生於 State-UY 而構架發展出均勻降伏機構，而當構架由 State-UY 繼續側推至 State-HD 時，「柱頂塑鉸」並未產生。

(2)TYPE II：如圖 2(b)與 2(c)所示，「柱中塑性區」產生於 State-UY，當構架由 State-UY 繼續側推至 State-HD 的過程中，因應變應化效應使得「柱頂塑鉸」產生。

(3)TYPE III：如圖 2(d)與 2(e)所示，在 State-UY 階段「柱頂塑鉸」率先產生，而「柱中塑性區」隨後產生。

(4)TYPE IV：如圖 2(f)所示，在上部結構還未全面降伏之前，底層柱上的「柱頂塑鉸」與「柱中塑性區」皆已產生，鋼板剪力牆底部出現軟層機構。

本研究提出一套設計流程計算底層邊界柱在 State-UY 與 State-HD 極限狀態下的軸力、剪力與彎矩需求，檢核邊界柱的受力需求與強度，可預測其非線性反應。為

求算 State-HD 階段的構件內力，本研究使用應變硬化因子 Ω_{Hb} 與 Ω_{Hf} 來分別估算鋼板牆體與邊界梁柱上塑鉸的應變硬化效應。如圖 3 所示，本研究將構架側位移動應與鋼板拉力場效應各自造成的彎矩透過簡易方式估算再將其兩者疊加，即可求得總彎矩需求。並假設柱中塑性區發生於柱中彎矩極值處，即可求得柱中塑性區的位置 $y=y^*$ 。隨後透過圖 3 所示自由體圖計算柱的剪力需求。詳細計算流程可詳參考文獻(Tsai *et al.*, 2014)

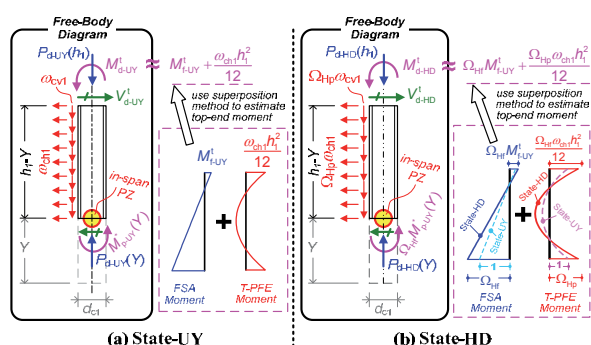


圖 3 計算 State-UY 與 State-HD 階段下邊界柱彎矩與剪力所用的疊加法與自由體圖

三、試驗計畫

本研究設計三座實尺寸兩層樓的鋼板剪力牆試體，如圖4(a)所示，所有試體的基本幾何尺寸相同，跨度皆為3820 mm而每層樓高皆為3420 mm。所有鋼板牆體使用厚度2.7 mm、降伏應力為 $F_{yp} = 220$ MPa的低降伏強度鋼(low yield strength (LYS) steel)。所有試體選用相同斷面尺寸的頂梁、中間梁與底梁。三座試體間主要的變化參數在於邊界柱的斷面尺寸，所有邊界梁柱選用A572 GR50鋼材。鋼板牆體則是透過厚度6 mm且寬度50 mm的魚尾板與邊界梁柱相接。邊界梁柱接頭皆採用剛接接合，頂梁與中間梁的端部採用梁翼圓弧切削(reduced beam section, RBS)細節。

三座試體依邊界柱尺寸由大至小分別命名為 NC (代表 Normal Column)、SC (代表 Small Column)、WC (代表 Weak Column)。圖 5 所示為依照本研究所提出之設計檢核方法，對於三座試體之塑性反應

的預測結果。試體 NC、SC 與 WC 的底層邊界柱被預期會分別發生前述 TYPE I、TYPE II 與 TYPE III 的塑性反應。詳細的試體設計可詳參考文獻(Li *et al.*, 2014)

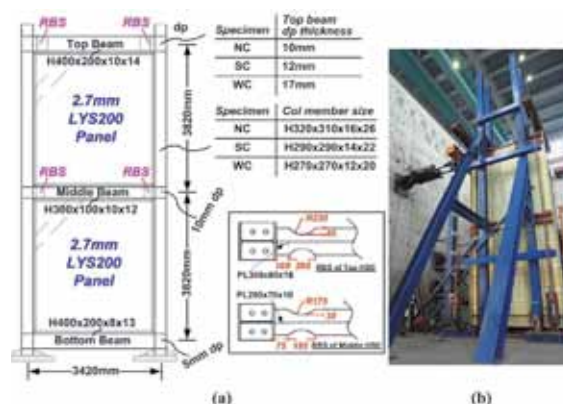


圖 4 (a)實驗試體與(b)試驗配置

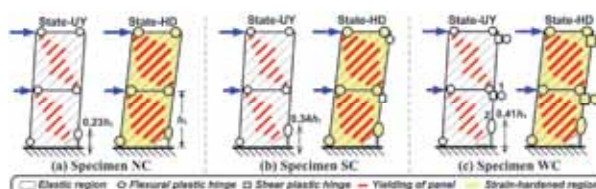


圖 5 三座試體的預期塑性行為

圖4(b)所示為試驗配置，千斤頂在頂梁的高程安裝於單側的柱構件上。對試體施加反覆漸增的位移控制至4.5%的屋頂側位移。在試體反覆側推的過程中，利用預力鋼棒與油壓系統對於每根邊界柱施加將近10%降伏柱軸力的垂直載重。此外，在試體的外圍組立一座側撐構架用以束制試體的面外傾倒。

四、試驗結果

圖6所示為三座試體的整體與各樓層的遲滯迴圈。試體NC、SC與WC的極限強度分別為1596、1406與1327 kN。三座試體皆展現良好的韌性行為，其變形容量都能達到至少4%的屋頂側位移。然而，試體SC與WC的底層邊界柱分別在屋頂側位移角達3%與2.5%時發生側向扭轉挫屈(簡稱側扭挫屈)。然而邊界柱的側扭挫屈形為並未顯著影響整體系統的抗側力強度與韌性。圖7所示為三座試體於試驗後的情形，可看出試體SC與WC的邊界柱因側扭挫屈之故而在試驗後有顯著的面外永久變形。

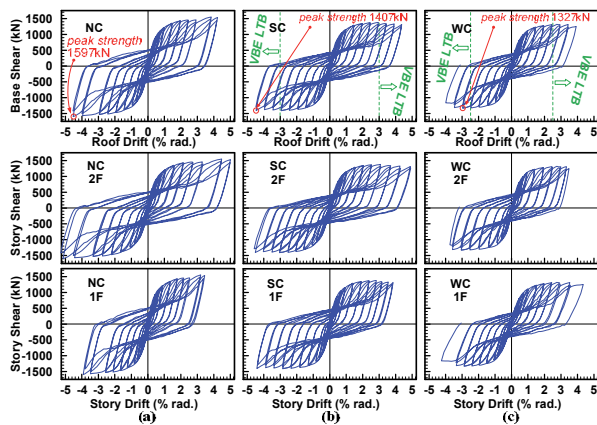


圖 6 三座試體的受力變形關係



圖 7 三座試體於試驗後的情形

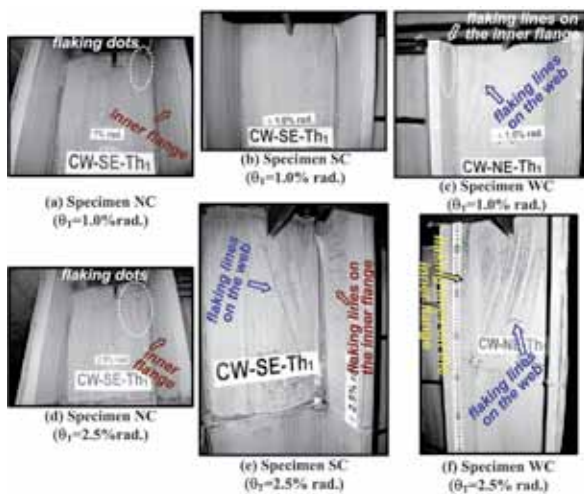


圖 8 三座試體於屋頂側位移角達 1.0%與 2.5%時底層邊界柱頂的情形

圖 8 所示為三座試體於屋頂側位移角 $\theta_T = 1.0\%$ 與 2.5% 時底層邊界柱頂的情形。在 $\theta_T = 1.0\%$ 的階段(相當於 State-UY)，試體 NC 與 SC 的底層邊界柱大致上保持彈性；而試體 WC 的底層柱頂則發生明顯降伏。在 $\theta_T = 2.5\%$ 的階段(相當於 State-HD)，試體 NC 底層柱頂保持彈性、而試體 SC 與 WC 的底層柱頂則發生顯著降伏。上述柱頂處的反應皆與本研究所提方法之預測吻合。

五、結論

本研究提出鋼板剪力牆底層邊界柱的設計流程，試驗結果證實本研究所提方法能有效預測底層柱的塑性反應。實驗結果亦顯示本研究所提「避免底層柱頂降伏」的設計目標是經濟且合理的，因為柱頂塑鉸之產生可能會導致構架變形集中在剪力牆底部或是造成柱構件側扭挫屈等問題。

參考文獻

1. Berman, J.W. and Bruneau, M., 2008. "Capacity Design of Vertical Boundary Elements in Steel Plate Shear Walls", *Engineering Journal (AISC)*, 15(1): 55-71.
2. Tsai, K.C., Li, C.H., Lin, C.H., Tsai, C.Y. and Yu, Y.J., 2010. "Cyclic Tests of Four Two-Story Narrow Steel Plate Shear Walls—Part 1: Analytical studies and specimen design". *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics (EESD)*, 39(7): 775-799.
3. Li, C.H., Tsai, K.C., Chang, J.T., Lin, C.H. Chen, J.C., Lin, T.H. and Chen, P.C., 2012. "Cyclic Test of a Coupled Steel Plate Shear Wall Substructure". *EESD*, 41(9):1277-1299.
4. Lin, C.H., Tsai, K.C., Qu, B., and Bruneau, M., 2010. "Sub-structural Pseudodynamic Performance of Two Full-scale Two-story Steel Plate Shear Walls". *Journal of Constructional Steel Research*, 66(12): 1467-1482.
5. Tsai, K.C., Li, C.H., and Lee, H.C., 2014. "Seismic Design and Tests of the Bottom Vertical Boundary Elements in the Steel Plate Shear Walls. Part 1: Design Methodology". *EESD*. (accepted)
6. Li, C.H., Tsai, K.C., and Lee, H.C., 2014. "Seismic Design and Tests of the Bottom Vertical Boundary Element in the Steel Plate Shear Walls. Part 2: Experimental Studies." *EESD*. (accepted)

地工構造災損快速檢測技術發展－近景影像測量之應用

柯永彥¹ 韓仁毓² 周君芸³

摘要

本年度研究係針對地工構造於地震、颱風等台灣常見天然災害下受損之情況，發展能快速施行檢測之技術。由於地工災害場址常難以到達，而無法直接進行檢測，故在此引入近景影像測量，其能提供某段距離外物體之精確空間資訊。對於被紀錄在兩幀由不同視點所拍攝照片中之目標物體，利用影像對中共軛點之相對方位關係，配合相片中任何已知尺寸物體所提供之參考尺度，便可在無地表控制點之情況下，重建目標物體之相對三維幾何特性。如此一來，地工結構之局部位移與變形便能被求得，並能據以評估其破壞狀態。為進行案例研究，在此選用在台灣一場 $M_L 6.5$ 地震中之擋土牆損壞案例進行分析。結果顯示，基於影像對間相對方位關係之近景影像測量，可獲得具高精度之牆頂位移。因此，可驗證本研究提出之檢測方法足供地工構造災後快速檢測之用。

關鍵詞：地工構造、災損快速檢測、近景影像測量、影像對、相對方位

一、前言

在台灣，地震與颱風屬於常見之天然災害，且兩者均易於導致地工構造之破壞。此乃由於颱風所帶來之豪雨將減弱土壤材料之強度，而地震引致之慣性力則會對結構帶來損傷。因此，為能供緊急應變參考之用，吾人對災害發生後之災損快速檢測有著大量之需求。

對地工構造而言，其位移與變形對於損傷程度之評估甚為重要。然而，地工災害之場址有時並不易接近，這通常是因為地工構造之所在位置可能原本便無通道可到達；即便設有通道，其在災害時亦可能受損而中斷。在此種情況下，地工構造之位移與變形便無法近接觀察與直接測量，因此便需要發展間接式之檢測技術。

在今日，近景影像測量(close-range photogrammetry)已有良好之發展，其對於一定距離外之物體，能使用非測量專業相機獲得具相當精度之空間資訊，因此相當適用於前述之情況。

本研究中，將引入基於相對方位技術之近景影像測量方法，此技術係用來重建任何被紀錄於兩幀不同視角影像內物體之三維幾何特性。相較於採用絕對方位技術之傳統影像測量，此方法無需地表控制點，因而相當適用於對位於無法接近場址之地工構造進行快速測量。此方法僅需要一對由不同觀測點所拍攝之部分重疊影像，以及任何一個已知尺寸之現地物體作為參考尺度。接著，藉由識別影像對(image pair)中之共軛點(conjugate points)，便可建立待測物體於物空間中之相對幾何特性。

為驗證應用基於相對方位技術之近景影像測量方法於地工構造災損檢測之可行性，在此選用南投縣一場 $M_L 6.5$ 地震中之擋土牆破壞案例進行案例研究。由於該次地震中於擋土牆場址之震度達五級，造成其牆身與背填土分離。應用本研究提出之方法，並利用於災後勘查時所拍攝之一對影像，可估算該擋土牆之牆頂位移，並與現地直接以捲尺量測之結果比較，相關成果將於後文中呈現。

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博士班研究生

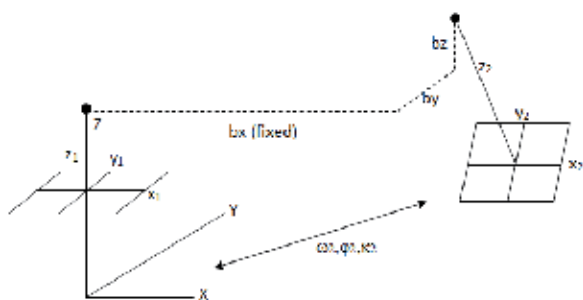
二、基於相對方位之近景影像量測

1. 相對方位之概念：

由兩個不同視點拍攝同一景物的兩幀影像，可用來建立此景物範圍的三維立體模型。為達此一目的，需利用通過共軛點（意指影像對中對應到同一物點之像點）之投影光線將於空間中交會之關係，藉此重建像對之原始核幾何(epipolar geometry)關係，此一過程稱為相對方位求解，其可利用類比製圖儀建立，或藉由量測相對應之像點來求解方位參數。

假設影像之內方位參數為已知，每幀影像仍有六個未知外方位參數，分別為三個位置參數(X_L, Y_L, Z_L)，以及三個轉角參數(ω, ϕ, κ)，則一組像對共有十二個未知數。求解相對方位之方法包括相依相對方位法(dependent relative orientation)與獨立相對方位法(independent relative orientation)。

以相依相對方位法為例，其係先固定一幀影像之六個方位參數與第二幀影像的一個位置參數，再解算第二張影像的其餘五參數。如圖 1 所示，若定義模型之坐標系統平行於第一幀影像之像坐標系統，則第一幀影像之六個方位參數便可固定；第二幀影像之一個固定位置參數則是對應到模型空間的尺寸比例。此時，第二幀影像仍有二個位置參數及三個方位參數待求解(Mikhail et al., 2001)。



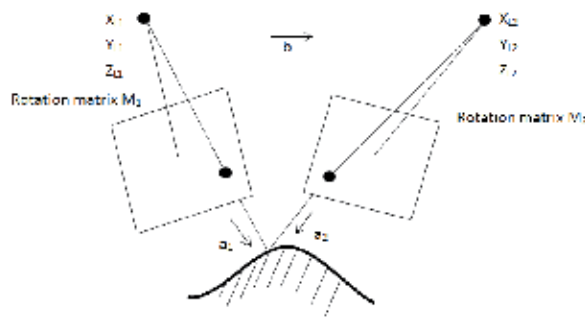
圖一 相依相對方位示意圖

2. 共面條件與共面方程式：

如圖 2 所示，有一對部分重疊之影像及一對共軛像點，若此兩幀影像間之相對

方位已決定，由左、右兩個共軛像點分別連接其透視中心之兩條光線將恰於空間中交會，此一交點定義了像點在模型空間(model space, 其常指縮小比例之物空間)中之對應位置(Mikhail et al., 2001)。

上述兩交錯光線與兩透視中心連線可構成一三角形，如圖 2 所示，此三角形的三邊向量可表為：



圖二 共面條件幾何關係示意圖

$$\begin{aligned} \bar{a}_1 &= \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \end{bmatrix} = \frac{1}{k_1} \begin{bmatrix} X - X_{L1} \\ Y - Y_{L1} \\ Z - Z_{L1} \end{bmatrix} \\ &= \frac{1}{k_1} M_1^T \begin{bmatrix} x - x_0 \\ y - y_0 \\ -f \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \bar{a}_2 &= \begin{bmatrix} u_2 \\ v_2 \\ w_2 \end{bmatrix} = \frac{1}{k_2} \begin{bmatrix} X - X_{L2} \\ Y - Y_{L2} \\ Z - Z_{L2} \end{bmatrix} \\ &= \frac{1}{k_2} M_2^T \begin{bmatrix} x - x_0 \\ y - y_0 \\ -f \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\bar{b} = \begin{bmatrix} b_x \\ b_y \\ b_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_{L2} - X_{L1} \\ Y_{L2} - Y_{L1} \\ Z_{L2} - Z_{L1} \end{bmatrix} \quad (3)$$

其中，

$\bar{a}_1$ 為構成左像像點之物空間向量；

$\bar{a}_2$ 為構成右像像點之物空間向量；

$\bar{b}$ 為基底向量(base vector)，其代表兩透視中心間之位移量；

(X_{L1}, Y_{L1}, Z_{L1}) 與 (X_{L2}, Y_{L2}, Z_{L2}) 分別為左像與右像之位置參數；

(x_0, y_0, f) 為相機內之內方位參數；

M_1 與 M_2 分別為左像與右像之旋轉矩陣。以 M_1 矩陣為例，矩陣內各個元素為轉角參數 $(\omega_1, \phi_1, \kappa_1)$ 之函數：

$$\begin{aligned} m_{11} &= \cos \phi_1 \cos \kappa_1; \\ m_{12} &= \cos \phi_1 \sin \kappa_1; \\ m_{13} &= -\sin \phi_1; \\ m_{21} &= \sin \omega_1 \sin \phi_1 \cos \kappa_1 - \cos \omega_1 \sin \kappa_1; \\ m_{22} &= \sin \omega_1 \sin \phi_1 \sin \kappa_1 + \cos \omega_1 \cos \kappa_1; \\ m_{23} &= \sin \omega_1 \cos \phi_1; \\ m_{31} &= \cos \omega_1 \sin \phi_1 \cos \kappa_1 + \sin \omega_1 \sin \kappa_1; \\ m_{32} &= \cos \omega_1 \sin \phi_1 \sin \kappa_1 - \sin \omega_1 \cos \kappa_1; \\ m_{33} &= \cos \omega_1 \cos \phi_1; \end{aligned}$$

圖 2 中之三角形可定義一特定平面，則三角形三邊向量間之關係稱為共面條件(coplanar condition)，可表為：

$$\bar{b} \cdot (\bar{a}_1 \times \bar{a}_2) = 0 \quad (4)$$

式(4)一般稱為共面方程式(coplanarity equation)，其可用來決定影像對間之相對方位，如前所述，通常會先固定十二個方位參數中之七個，再求解另外五個。

3. 射影幾何：

在相依相對方位法中，藉由射影幾何(projective geometry)可重建影像對所對應原始核幾何關係（鄭傑文，2007）。假設有一點 m' 位於右像之上，其在左像上之共軛點 m 必定落在核線(epipolar line)之上，該核線之幾何方程式可表為：

$$l = Fm'^T = 0 \quad (5)$$

其中， F 為描述影像對核幾何關係之基礎矩陣(fundamental matrix)，簡稱為 F 矩陣。

由 $m \cdot l = 0$ ，可得核幾何束制條件為：

$$mFm'^T = 0 \quad (6)$$

若內方位參數已知，可定義一個含有內方位資訊之 C 矩陣，如式(7)所示：

$$C = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -x_0 \\ 0 & 1 & -y_0 \\ 0 & 0 & -f \end{bmatrix} \quad (7)$$

透過 C 矩陣將 F 矩陣予以分解，可將式(6)改寫如下：

$$mFm'^T = mC^T E C m'^T = 0 \quad (8)$$

其中， E 為本質矩陣(essential matrix)，簡稱為 E 矩陣。

若將式(1)與式(2)中之 $\bar{a}_1$ 與 $\bar{a}_2$ 改寫為：

$$\begin{aligned} \bar{a}_1 &= \frac{1}{k_1} M_1^T \begin{bmatrix} 1 & 0 & -x_0 \\ 0 & 1 & -y_0 \\ 0 & 0 & -f \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \\ 1 \end{bmatrix} \\ &= \frac{1}{k_1} M_1^T C \begin{bmatrix} x \\ y \\ 1 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \bar{a}_2 &= \frac{1}{k_2} M_2^T \begin{bmatrix} 1 & 0 & -x_0 \\ 0 & 1 & -y_0 \\ 0 & 0 & -f \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \\ 1 \end{bmatrix} \\ &= \frac{1}{k_2} M_2^T C \begin{bmatrix} x \\ y \\ 1 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (10)$$

並將式(3)中之 $\bar{b}$ 改寫為具反對稱型式(skew-symmetric matrix)之矩陣 K_b ：

$$K_b = \begin{bmatrix} 0 & -b_z & b_y \\ b_z & 0 & -b_x \\ -b_y & b_x & 0 \end{bmatrix} \quad (11)$$

接著，便可改寫式(4)之共面方程式為：

$$\begin{aligned} \bar{b} \cdot (\bar{a}_1 \times \bar{a}_2) &= \bar{a}_1 \cdot (\bar{b} \times \bar{a}_2) = \bar{a}_1^T K_b \bar{a}_2 \\ &= [x_1 \ y_1 \ 1] C^T M_1 K_b M_2^T C [x_2 \ y_2 \ 1]^T \end{aligned} \quad (12)$$

比較式(8)與式(12)，可將 E 矩陣表為：

$$E = M_1 K_b M_2^T \quad (13)$$

利用前述之幾何與運算關係，可訂定利用射影幾何求取影像對間相對方位關係之程序，如下所列：

- 根據相依相對方位法之精神，將左像之六個外方位參數 X_{L1} 、 Y_{L1} 、 Z_{L1} 、 ω_1 、 ϕ_1 、 κ_1 與右像之一個外方位參數 X_{L2} 固定；
- 根據共軛像點於影像對中之座標，利用式(13)組成 E 矩陣；
- 透過奇異值分解法(singular value decomposition)將 E 矩陣分解 (Faugeras and Luong, 2001)，求解剩餘之五個未知相對方位參數 Y_{L2} 、 Z_{L2} 、 ω_2 、 ϕ_2 、 κ_2 ，則影像對間之相對幾何關係便可建立；
- 由某個已知其於物空間中真實尺寸之物體，以及其在影像空間中所觀測到之尺寸，可建立影像空間與真實物空間之尺度轉換關係，藉此便可求得影像中某段長度所對應之真實物空間長度。



圖三 鹿谷國中擋土牆破壞案例（左：翼牆開裂；右：牆體與背填土分離）

三、擋土牆破壞案例研究

2013 年 6 月 2 日，南投縣仁愛鄉發生一起 $M_L 6.5$ 之地震，南投縣境內大部分區域之震度達到五級(80~250gal)。在如此之強震作用下，鹿谷國中之擋土牆因而受損，如圖三所示，其牆體與背填土分離，並造成其翼牆產生巨大裂縫。此時，若無法到達擋土牆之頂部，將不易準確評估對擋土牆損壞狀態評估甚為重要之牆頂外移量。因此，在此選用此破壞案例，來探討本研究提方法應用於地工構造災損檢測之可行性。

首先，在現地拍攝如圖四所示之一對影像。在影像對上選取足夠數量(約 20 個)且均勻分佈之共軛點以降低誤差，則應用前節所提出之程序，搭配最小二乘法，便可將所有共軛點之相對座標求出。如此一來，根據影像中已知實際尺寸之物體(此例中為男性之身高與擋土牆節塊單元之高度)，便可求得由 B 點至 A 點之位移向量，並可算出外移量為 31.6 cm。此結果與利用捲尺在牆頂測得之外移量 30 cm 相當接近。

根據以上之案例研究結果，可證明基於影像對間相對方位關係之近景影像測量具實用價值，並可獲得精度足供災害快速檢測需求之結果。



圖四 供相對方位求解之影像對



圖五 擋土牆頂外移量之直接量測情況

參考文獻

1. Mikhail, E.M., Bethel, J.S. and McGlone, J.C. (2001), Introduction to Modern Photogrammetry, John Wiley & Sons, Inc., New York.
2. Faugeras, O.D. and Luong, Q.T. (2001), The geometry of multiple images, The MIT press, Cambridge, MA.
3. 鄭傑文 (2007)，「射影幾何於攝影測量之應用」，台灣大學土木工程學系碩士論文。

非凝聚性地層中固定樁頭單樁之位移韌性容量

邱俊翔¹ 蔡煜青²

摘要

本研究發展非凝聚性地層中固定樁頭單樁位移韌性容量之評估公式。評估公式之基本型式係根據一理想模型推導出樁位移韌性容量與樁-土系統參數間之關係。理想模型考量一具雙線性彎矩-曲率性質之半無限長樁，埋置於地盤反力模數隨深度線性增加之溫克土壤中。評估公式被進一步修正以考量土壤非線性效應。公式參數包含樁斷面之過強度比、曲率韌性容量及土壤非線性效應修正因子。

關鍵詞：韌性容量、固定樁頭樁、塑鉸

一、前言

傳統樁基礎耐震設計理念係強迫塑性區發生於上部結構物中，而不使樁發生塑性區，因此將樁設計為彈性結構物。然而，在大地震發生的情況下，若仍將樁設計成彈性結構物，則相當不經濟。特別是固定樁頭的基樁，其樁頭因受樁帽或基礎版的束制，經常承受高的撓曲應變，使基樁在樁頭處極易產生損害。另一個較為經濟的作法係將樁設計成具有韌性的結構物，使其具有消能的作用。

當樁進行耐震韌性設計時，樁的位移韌性容量是個重要的設計參數之一，此參數代表樁基礎之非彈性變形能力。為避免樁在大地震下產生過度之非彈性變形，設計上應使樁具備足夠之韌性容量，且設計所採用之韌性係數 R 不得超過其韌性容量。側推分析法常被用來評估樁之位移韌性容量，不過這個方法在初始設計階段因設計參數多，會使得分析工作量相當龐大，有鑑於此，許多簡易評估法便因應而生。例如，Song et al. (2005) 利用集中塑鉸模式發展固定樁頭樁位移韌性容量之評估模式；Budek and Benzoni (2008) 將固定樁頭樁簡化成雙曲率柱 (fixed-fixed column)，並採用 Priestley et al. (1996) 發展

之柱位移韌性容量評估公式以估算預鑄預力混凝土樁之韌性容量。在這些研究中，斷面曲率韌性容量被視為關鍵之影響因子。此外，邱俊翔 (2009) 與 Chiou et al. (2012) 之研究發現，樁斷面之過強度比亦是一重要因子。為完整涵蓋樁韌性容量之影響因子，邱俊翔等人 (2010) 與 Chiou et al. (2011) 針對凝聚性土層中固定樁頭樁發展其韌性容量之簡易評估方法，該研究採用一理想模式，為一半無限長樁埋置於土壤勁度隨深度不變之土層中，據以建立樁位移韌性容量與樁-土系統參數間之關係。從其研究指出，對於線性土壤，樁之位移韌性容量完全與樁斷面曲率韌性容量與過強度比相關，對於非線性土壤，樁之位移韌性容量會因土壤非線性效應的貢獻而增加。本研究將延伸應用該分析模式至非凝聚性土層上，發展固定樁頭樁在該土層中位移韌性容量之評估公式，以供進行樁基礎耐震韌性設計所需，並比較樁在非凝聚性與凝聚性兩類土層情況下之位移韌性容量的差異。

二、溫克地盤中長樁之位移韌性容量

1. 樁在線彈性土層

為了推導樁的韌性容量，本研究建立

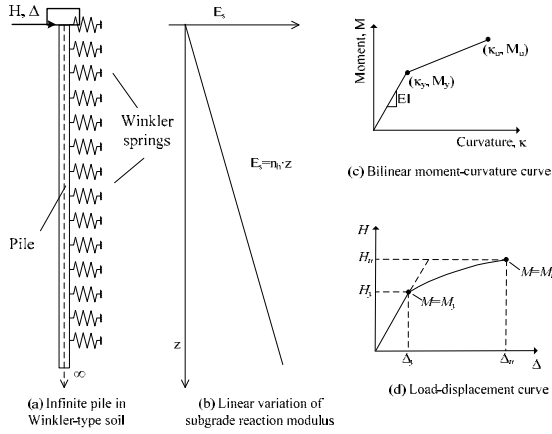
¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 台灣電力公司輸工處北區施工處課長

一簡單的理想模型，如圖一所示。圖一(a)所示為一固定樁頭條件下之半無限長樁埋置於土壤勁度隨深度線性增加之溫克土層中（吉普生土層）。樁的斷面性質假設為由斷面降伏點與極限點所定義而成之雙線性曲線，如圖一(b)所示。根據此斷面性質，進一步可定義斷面曲率韌性容量 μ_k 與過強度比 ω 如下：

$$\mu_k = \frac{K_u}{K_y} \quad (1)$$

$$\omega = \frac{M_u}{M_y} \quad (2)$$



圖一 理想分析模型

根據以上所建立之分析模型，當樁受側向力作用時，其樁頭側力-位移關係，將如圖一(c)所示。根據此關係可定義位移韌性容量 μ_Δ 為

$$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y \quad (3)$$

其中， Δ_u 與 Δ_y 分別為樁頭極限位移與降伏位移。

根據上述模型進行理論推導，可得位移韌性容量，如下式所示：

$$\mu_\Delta = \omega + 0.6825 \frac{\eta}{\lambda} \left(1 - \frac{1}{\omega}\right) (\mu_k - \omega) \quad (4)$$

其中， λ 為樁頭極限側力與彎矩的比值，定義為 $H_u/(1.088M_u)$ ，以及 η 為線性樁-土系統特徵係數，定義為

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{EI}} \quad (5)$$

其中， n_h 為地盤反力係數，代表地盤反力模數隨深度線性增加之斜率， EI 為樁的撓曲剛度。

從式(4)可以明顯看到 η/λ 、 ω 、 μ_k 為位移韌性之顯著因子。 λ 可以進一步透過理論分析推導出其與 η 的關連性，並進一步將式(4)簡化成下式：

$$\mu_\Delta = \frac{-0.226\omega + \sqrt{\omega^2 + 1.057(\omega-1)(\mu_k - \omega)}}{0.774} \quad (6)$$

由式(6)可知對於線性土壤，樁之韌性容量完全由 ω 、 μ_k 所控制。

2. 樁在非線性土層

當樁埋置於非線性土壤中，土壤在樁受側向荷載的過程中有可能會進入非線性反應。土壤非線性程度由樁位移超出土壤降伏位移的程度而定。由於式(6)係針對樁在線性土壤中的情況下所推得，因此若考量土壤非線性效應的影響，採用類似 Chiou et al. (2011)發展凝聚性土層中固定樁頭樁韌性容量評估公式的修正方式，引進參數 α 來修正線性土壤情況下之位移韌性容量如下式：

$$\mu_\Delta = \omega + \alpha(-\omega + \sqrt{\omega + \mu_k(\omega-1)}) \quad (7)$$

其中，參數 α 為一位移相關之放大因子。由於 α 會隨土壤p-y曲線之非線性型式而有所不同，並無法直接求得，因此本研究將利用一些數值案例來求取 α 之經驗值。

三、 α 值之決定

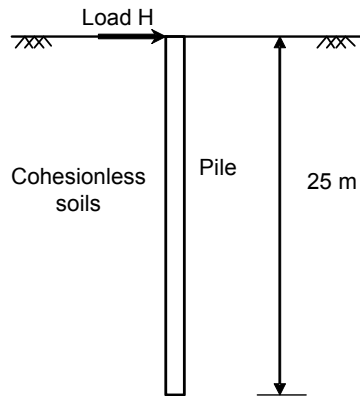
如前述，式(7)之 α 值尚未決定，因此並不能直接應用該式。因此，本研究藉由一些數值側推分析結果來建立估算 α 之經驗式。

1. 分析模型與參數選擇

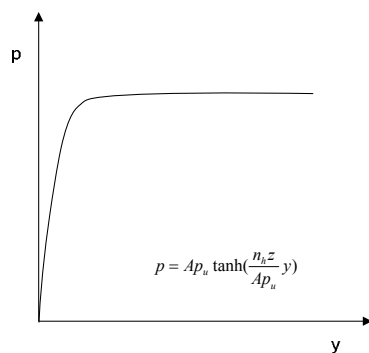
圖二所示為案例分析所採用之模型，為一長25m之樁，埋置非凝聚性土壤中，

在固定樁頭條件下，樁頭受側向力 H 作用。

以溫克基礎梁模式考量樁材與土壤之非線性效應來分析此樁在不同參數條件下之行為。溫克基礎梁模式係以梁元素來模擬樁，對於土壤則以隨深度分佈之獨立彈簧元素來模擬。樁斷面之非線性彎矩-曲率關係以雙線性曲線簡化模擬，如圖 1(c)所示。樁身非線性行為的模擬以分佈塑鉸模式來模擬。分佈塑鉸模式係在樁身佈設許多塑鉸以模擬塑性區隨荷載發展之情形。相關配置詳細說明可參考 Chiou, et al. (2009b)。在土壤非線性的模擬上，係利用非線性 p - y 曲線定義彈簧之受力-變形關係。非凝聚性土壤之非線性 p - y 曲線模式如圖三所示，採用美國石油協會 API 砂土 p - y 模式 (API, 2000) 作為示範模式。



圖二 案例分析模型



圖三 非凝聚性土壤之 p - y 曲線模型

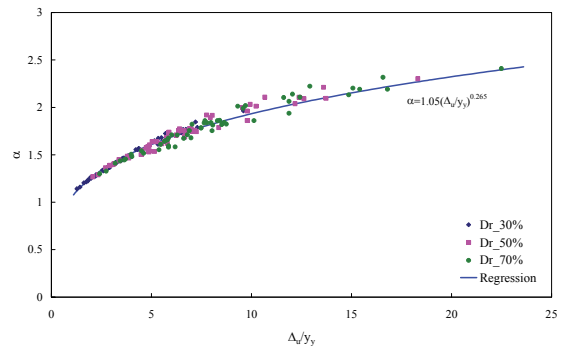
根據上述之側推分析模型，分析參數包括樁斷面之有效撓曲剛度 EI_e 、降伏曲率 κ_y 、過強度比 ω 與曲率韌性容量 μ_κ ，以及土壤相對密度 D_r ，分析參數值選擇涵蓋工程實務上常用之參數範圍。根據所設定之分

析參數，執行一系列側推分析以求得各案例之樁頭側推曲線，並由該曲線之降伏位移與極限位移決定出對應之位移韌性容量。

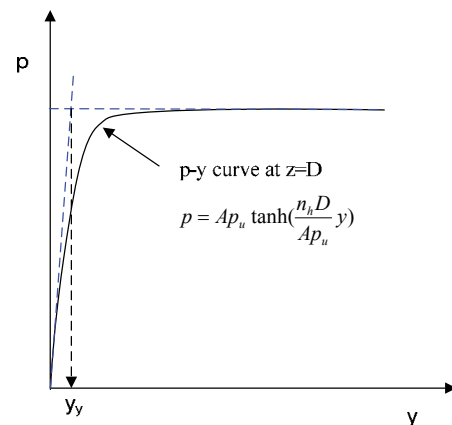
2. α 經驗式之建立

利用式(7)以側推分析所得之韌性容量值反算 α 值，並對應各案例之 Δ_u/y_y ，繪製出無因次 α - Δ_u/y_y 之關係，如圖四所示，其中， Δ_u 為樁頭極限位移， y_y 為土壤有效降伏位移，其定義如圖五所示，為為 1 倍樁徑 D 深度處，API p - y 曲線初始斜率與極限反力延伸段交點所對應之位移。利用這些資料點，建立出 α 值經驗式如下式：

$$\alpha = 1.05(\Delta_u / y_y)^{0.265} \quad (8)$$



圖四 α - Δ_u/y_y 關係



圖五 有效降伏位移 y_y

四、討論

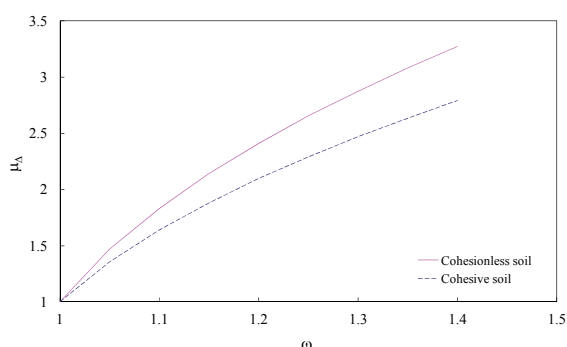
根據 Chiou et al. (2011)，對於凝聚性土壤（地盤反力模數隨深度不變），其樁

位移韌性容量可表為下式：

$$\mu_{\Delta} = \sqrt{\omega + \mu_k(\omega - 1)} \quad (9)$$

比較式(6)與式(9)可知，樁之位移韌性容量獨立於土壤勁度，但受土層勁度隨深度分佈變化之影響。針對 $\mu_k=16$ 的情況，代入式(6)與式(9)所得 $\mu_{\Delta}-\omega$ 之關係圖，如圖六所示。由圖可知，在非凝聚性土層中之樁，其位移韌性容量較大，約凝聚性土層情況下之 1.1-1.2 倍。

當土壤為非線性時， α 值在非凝聚性土壤條件下介於 1.2-2.5 之間，而根據 Chiou et al. (2011)，對於凝聚性土壤(採 Matlock clay model)， α 值則介於 1.8-2.5 間。經以上比較顯示，非凝聚性土壤之土壤非線性效應對於位移韌性容量之影響較小，不過因為土壤為彈性的情況下，樁在非凝聚性土壤中會有較大之位移韌性容量，使得整體而言，樁在非凝聚性土壤中之位移韌性容量仍然稍大於樁在凝聚性土壤的條件下之位移韌性容量。



圖六 線性土壤條件下，非凝聚性土壤與凝聚性土壤之樁位移韌性容量

五、結論

本研究利用一半無限長樁於吉普生土層之理想模型，推導在非凝聚土層固定樁頭單樁之位移韌性容量評估公式。公式格式類似於凝聚性土層條件下所得者，參數包括樁斷面曲率韌性容量、過強度比及土壤非線性效應修正因子。評估公式會受到土壤勁度隨深度之分佈剖面的影響，工程應用上可再針對其他土壤反力模數隨深度之分佈剖面發展類似之評估公式。

參考文獻

1. 邱俊翔 (2009)，固定樁頭單樁韌性容量之參數研究，國家地震工程研究中心報告 (NCREE-09-016)。
2. 邱俊翔、陳正興、蔡煜青 (2010)，凝聚性土層固定樁頭單樁韌性容量之簡易評估法，國家地震工程研究中心報告 (NCREE-10-008)。
3. American Petroleum Institute (API). (2000). "API recommended practice for planning, design, and constructing fixed offshore platforms-working stress design." Rep. RP-2A-WSD.
4. Budek, A.M., and Benzoni, G. (2008). "Rational seismic design of precast, prestressed concrete piles." PCI Journal, 53(5), 40-53.
5. Chiou, J.S., Tsai, Y.C., and Chen, C.H. (2011). "Simple estimation for ductility capacity of a fixed-head pile in cohesive soils." Canadian Geotechnical Journal, 48(10), 1449-1460.
6. Chiou, J.S., Tsai, Y.C., and Chen, C.H. (2012). "Investigating influencing factors of the ductility capacity of a fixed-head reinforced concrete pile in homogeneous clay." Journal of Mechanics, 28(3), 489-498.
7. Chiou, J.S., Yang, H.H., and Chen, C.H. (2009b). "Use of plastic hinge model in nonlinear pushover analysis of a pile," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(9), 1341-1346.
8. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M. (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, New York.
9. Song S.T., Chai, Y. H., and Hale, T. H. (2005). "Analytical model for ductility assessment of fixed-head concrete piles," Journal of Structural Engineering, 131(7), 1051-1059.

高強度螺紋節鋼筋與混凝土握裹行為研究

林克強¹ 紀凱甯² 邱建國³

摘要

本研究以螺紋節鋼筋表面節理節高與節距比之相對節面積(relative rib area) R_r 為主要參數，探討螺紋節鋼筋與混凝土間之握裹行為，目的在驗證 ACI 318-11 設計規範所建議的直線握裹長度公式之適用性，並建議符合現行握裹強度之適當的螺紋節鋼筋表面幾何形狀，提供作為訂定螺紋節鋼筋表面幾何尺寸之參考。本研究共進行十二組握裹試體，其中兩組採用光面鋼筋作為對照組外，其餘皆採用螺紋節鋼筋，混凝土設計強度為 70 及 100MPa。主要研究參數包括：混凝土強度及螺紋節鋼筋表面相對節面積 R_r 值。試驗結果顯示，ACI 318-11 建議之直線發展長度設計公式，當考慮混凝土 70MPa 之應用上限限制時，螺紋節鋼筋均能提供預期之握裹強度；當混凝土強度不受 70MPa 上限限制時，螺紋節鋼筋之相對節面積 R_r 值大於 0.18 者，方能達到 ACI 318-11 設計公式預期之握裹強度。

關鍵詞：螺紋節鋼筋、握裹長度、光面鋼筋、相對節面積

一、前言

近年來國家地震工程研究中心積極推動「台灣新型高強度鋼筋混凝土結構研發」計畫(Taiwan New RC Project)，研發本土化之高強度鋼筋混凝土材料在高層建築結構上之應用，混凝土強度以 70MPa 以上，鋼筋主筋採用 SD685 鋼筋($f_y=685\text{MPa}$)為目標。針對材料強度超過現行國內規範無規定部分，可參考其他國家的研究成果或透過試驗研究驗證，進而推動台灣在高強度鋼筋混凝土結構的應用。鋼筋與混凝土材料間之握裹性質，即為兩者間摩阻力與連結力互鎖之行為，也是鋼筋混凝土中最基本之力學關係，唯有透過良好的握裹力，才能確保鋼筋和混凝土能形成符合預期的複合材料結構以抵抗其載重。當鋼筋混凝土構件在某一斷面位置欲使鋼筋發揮某特定強度（特別是拉力），則鋼筋必須從該斷面處起配置一直線握裹長度、或標準彎鉤或機械式錨定之錨定長度，使鋼筋在該設計斷面處提供充分的握裹強度或錨定強度。若採用直線握裹，一般握裹長度可假

設握裹應力均勻分布，而由公式(1)求得。

$$L_d = \frac{A_b \times f_s}{\pi \times d_b \times u} \quad (1)$$

其中 L_d 為握裹長度； A_b 為鋼筋斷面積； f_s 為鋼筋欲傳遞之應力； d_b 為鋼筋標稱直徑； u 為鋼筋與混凝土間之握裹應力。

基於高強度鋼筋含碳量高的材料特性，該類型鋼筋材質並不利於鋼筋採用彎鉤或銲接加工，故可將鋼筋表面採用螺紋節形式，以利鋼筋搭配灌漿式螺紋續接套筒進行續接或螺紋 T 型端部套筒進行錨定，取代傳統鋼筋之彎鉤或銲接式機械錨定。由 ACI 408-03 規範[1]中得知，竹節鋼筋表面之幾何特性乃影響鋼筋混凝土握裹行為之重要因素。

為探討螺紋節鋼筋表面之相對節面積 R_r 值(節高與節距之比值)與混凝土間握裹行為的影響，本研究進行十二組螺紋節鋼筋之直線伸展握裹試驗，利用不同鋼筋表面之 R_r 值以釐清高強度螺紋節鋼筋於高強度混凝土中之握裹行為，對螺紋節鋼筋表

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台灣科技大學營建工程系博士生

³ 國立台灣科技大學營建工程系副教授

面幾何特性提出適當應用建議。

二、相關規範與文獻回顧

臺灣現行混凝土結構設計規範[2]與 ACI 318-11[3]規範兩者採用相同之鋼筋直線拉力伸展長度 L_d 之設計公式，其基本公式如下：

$$L_d = 0.9 \frac{f_s}{\sqrt{f'_c}} \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) d_b \quad (\text{SI unit}) \quad (2)$$

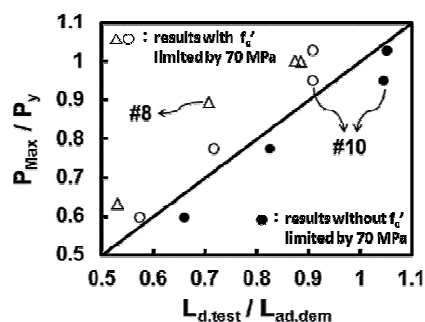
$$1.0 \leq \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) \leq 2.5$$

其中 f_s 為鋼筋欲發展之應力，設計時常以鋼筋降伏強度 f_y 為基準； f'_c 為混凝土之抗壓強度； c_b 為鋼筋中心至混凝土邊緣距離較小者或鋼筋中心至中心距離之半，兩者之較小值； d_b 為伸展鋼筋直徑； K_{tr} 為橫向鋼筋指標。依據前述規範規定，在計算此伸展長度 L_d 時，混凝土抗壓強度之上限限制為 70MPa。

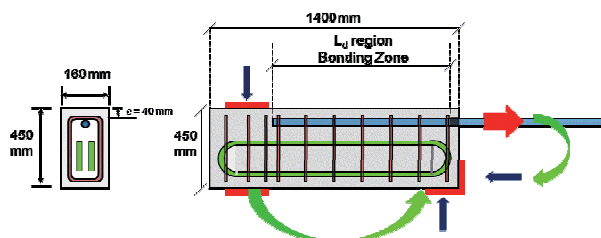
「台灣新型高強度混凝土結構研發」計畫，其最小設計混凝土強度 70MPa，鋼筋主筋與箍筋強度分別為 685MPa 及 785MPa，顯然材料強度已超越現行規範拉力伸展長度設計公式(2)之上限。為使高強度螺紋節鋼筋於高強度混凝土中，在不受材料強度之條件限制下，仍能適用現行鋼筋混凝土之直線拉力握裹模型(公式(2))，其螺紋節鋼筋 R_r 值之應用範圍。

國內有關高強度螺紋節鋼筋握裹行為之相關研究[4]成果顯示，在八組握裹試體中，鋼筋分別採用 #8 及 #10-SD685 螺紋節鋼筋，其平均相對節面積比值 $R_{r,avg}$ 分別為 0.14(#8)及 0.12(#10)，最大相對節面積比值 R_r 分別為 0.16(#8)及 0.14(#10)。研究結果顯示，以公式(2)計算鋼筋直線伸展長度，若混凝土受 70MPa 之強度上限限制時，此螺紋節鋼筋皆能滿足公式(2)之伸展長度模型；但當混凝土不受 70MPa 之強度限制時，對於混凝土強度超過 70MPa 之 #10-SD685 螺紋節鋼筋之試體，未能滿足

公式(2)直線伸展長度力學模型，詳圖一所示，研判握裹強度不足原因乃與螺紋節鋼筋表面之相對節面積 R_r 值不足有關。



圖一 SD685 螺紋節鋼筋握裹試驗之握裹強度與長度之關係圖[4]



圖二 鋼筋混凝土梁試體握裹拉拔示意圖



圖三 握裹試驗之實際試驗裝置圖

三、試驗計畫

本研究共進行十二組鋼筋混凝土梁握裹試驗，試體寬度、高度及長度分別為 160mm、450mm 與 1400 mm，如圖二所示，採用圖三之握裹試驗裝置，模擬真實梁構件試體在同時受彎矩與剪力作用下，鋼筋直線伸展之握裹力學行為，直接對鋼筋施加單向拉力。本研究之參數包括鋼筋強度 (f_y)、混凝土抗壓強度 (f'_c) 及螺紋節鋼筋表面的相對節面積比值 (R_r)，詳細的試體設計參數表如表一所示。其中鋼筋表面 R_r 值為本研究之主要參數，螺紋節鋼筋

之 R_r 值分別為 0.13、0.16 與 0.18。

表一 試體設計參數表

Spec.	$d_{b,b}$	Thread Types	h_r	s_r	R_r	f_c'	f_y	c_{side}	c_{top}	s_s	$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$	D. Length	
	(mm)		(mm)	(mm)	(h_r/s_r)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	$L_{d,dem}$	$L_{d,test}$
SP1	32	Rolled	1.56	11.88	0.13	70	685	4.9	5.13	180	32.9	945	
SP2						100				180			
SP3			2.21	12.06	0.18	70				150	34.7		
SP4						100				150			
SP5		Milled	2.21	12.01	0.18	70				175	33.2		
SP6						100				175			
SP7	39	Rolled	2.37	14.8	0.16	70	490	4.55	4.78	188	27.0	813	800
SP8						100				188			
SP9	32	Plain	X	X	X	70		4.9	5.13	183	32.7	676	600
SP10						100				183			
SP11	39	Rolled	2.37	14.8	0.16	70		4.55	4.78	180	27.3	813	950
SP12						100				180			

註：箍筋直徑皆為 13mm；

h_r 、 s_r 分別為鋼筋螺紋節節高與節距；

c_{side} 、 c_{top} 分別為側邊與頂面淨保護層；

$L_{d,dem}$ 為式(2)依設計條件計算之鋼筋伸展長度；

Thread Types 為鋼筋螺紋節製作方法；

R_r 為鋼筋表面相對節面積(h_r/s_r)；

s_s 為握裹區域之圍束鋼筋配置間距；

$L_{d,test}$ 為鋼筋實際埋置長度。

表二 各試體伸展長度供需比與握裹強度試驗結果

Spec.	Materials		D. Length				Ratio of D. Length			Bond Force Results		
	Concrete f'_{ca} (MPa)	Steel f_{ya} (MPa)	$L_{d,dem}$ (mm)	$L_{d,lim}$ (mm)	$L_{d,unlim}$ (mm)	$L_{d,test}$ (mm)	$\frac{L_{d,test}}{L_{d,dem}}$	$\frac{L_{d,test}}{L_{d,lim}}$	$\frac{L_{d,test}}{L_{d,unlim}}$	P_{ya} (kN)	P_{Max} (kN)	$\frac{P_{Max}}{P_{ya}}$
SP1	80	710	945	1000	923	825	0.87	0.83	0.89	578	561	0.97
SP2	111	710	945	1000	787	745	0.79	0.75	0.95	578	517	0.89
SP3	85	716	945	1007	906	310	0.33	0.31	0.34	583	296	0.51
SP4	111	716	945	1007	793	328	0.35	0.33	0.41	583	278	0.48
SP5	91	777	945	1093	951	563	0.60	0.51	0.59	633	443	0.70
SP6	106	777	945	1093	879	545	0.58	0.50	0.62	633	504	0.80
SP7	94	534	813	903	773	605	0.74	0.67	0.78	628	513	0.82
SP8	109	534	813	903	717	613	0.75	0.68	0.85	628	510	0.81
SP9	87	503	676	708	630	600	0.89	0.85	0.95	410	122	0.30
SP10	106	503	676	708	569	600	0.89	0.85	1.06	410	141	0.35
SP11	91	534	813	903	783	735	0.90	0.81	0.94	628	587	0.93
SP12	102	534	813	903	740	755	0.93	0.84	1.02	628	592	0.94

註： f'_{ca} 為混凝土試驗當天抗壓強度；

f_{ya} 為鋼筋實際降伏強度；

$L_{d,lim}$ 為公式(2)依實際強度計算之鋼筋伸展長度，混凝土強度受 70MPa 上限限制；

$L_{d,unlim}$ 為公式(2)依實際強度計算之鋼筋伸展長度，混凝土強度不受 70MPa 上限限制；

$L_{d,test}$ 為修正後之鋼筋有效握裹伸展長度；

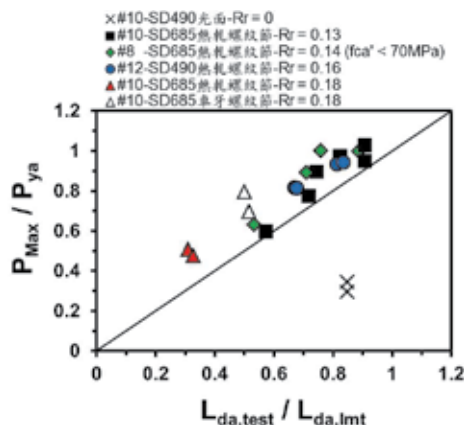
P_{ya} 為試體鋼筋之實際受拉降伏強度； P_{Max} 為試體鋼筋之最大受拉強度。

四、試驗結果與討論

所有試驗結果均列於表二中，包括混凝土在試體試驗當天之抗壓強度、鋼筋拉力試驗所得之降伏強度與試體試驗所得知鋼筋大握裹力，同時，為探討螺紋節鋼筋

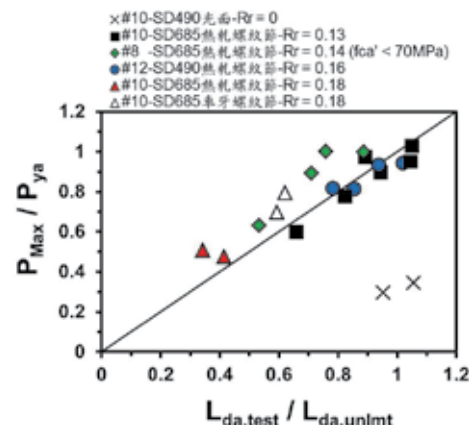
應用公式(2)握裹力學模型之適當性，將實際材料強度代入公式(2)，分別計算受與不受混凝土 70MPa 上限限制之握裹伸展長度，及試驗修正後有效握裹伸展長度，也列於表二中，並列出試驗與公式(2)模型之伸展長度比值，及鋼筋握裹強度與降伏強

度比值。圖四及圖五為表二中鋼筋試驗伸展長度比值及試驗握裹強度比值關係圖，其中圖四與圖五分別為公式(2)之混凝土強度受與不受 70MPa 限制之分析結果，並納入文獻[4]之試驗結果。由圖四顯示，除#10 光面鋼筋試體(SP9 及 SP10)之試驗結果明顯位於對角線之右下方，顯示握裹強度明顯不足外，其他所有採用螺紋節鋼筋(R_r 值介於 0.13 至 0.18)試體，以公式(2)握裹力學模型受混凝土強度 70MPa 上限限制計算者皆能獲得預期之握裹行為；但圖五顯示，部分 R_r 值為 0.13 之#10-SD685 及 R_r 值為



圖四 混凝土強度受 70MPa 限制之試驗伸展長度比值與握裹強度比值關係圖(含文獻[4]之結果)

0.16 之#12-SD490 螺紋節鋼筋，在計算公式(2)握裹伸展長度不受混凝土強度 70MPa 限制下，其結果未能完全符合公式(2)之預期握裹行為，其中也特別注意，所有 R_r 值為 0.14 之#8-SD685 螺紋節鋼筋試體，雖然均落在對角線之左上方，但該試體之混凝土實際抗壓強度均未超過 70MPa，故尚無法確認當混凝土超過 70MPa 時， R_r 值為 0.14 之螺紋節鋼筋表面幾何特性是否可適用公式(2)之力學模型。對於四組 R_r 值為 0.18 之#10-SD685 螺紋節鋼筋試體，公式(2)握裹模型均能保守地預測其握裹行為。



圖五 混凝土強度不受 70MPa 限制之試驗伸展長度比值與握裹強度比值關係圖(含文獻[4]之結果)

五、結論與建議

1. 試驗結果顯示，本研究所採用螺紋節鋼筋，當採用公式(2)之握裹力學模型且混凝土強度受 70MPa 上限限制時，均能發揮公式(2)預期之握裹性能。
2. 試驗結果顯示，螺紋節鋼筋之表面相對節面積 R_r 值為 0.18 者，在應用公式(2)時，可不受混凝土強度 70MPa 上限之限制。但對於 R_r 值小於 0.18 之螺紋節鋼筋有部分試體未如預期提供足夠之握裹強度，是否能不受混凝土強度 70MPa 之上限限制，仍需更多的試驗加以驗證。
3. 試驗結果顯示，螺紋節鋼筋之相對節面積 R_r 值愈大，其鋼筋所能提供之握裹性能愈佳。

參考文獻

1. ACI Committee 408, 2003, Splice and Development Length of High Relative Rib Area Reinforcing Bars in Tension (408.3-01) and Commentary (408.3R-01) American Concrete Institute, Farmington Hills.
2. 內政部營建署，「混凝土結構設計規範」，臺灣，民國一百零六年六月。
3. ACI Committee 318 (2011), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2011.
4. 林克強、紀凱甯、邱建國，「SD685 螺紋節鋼筋與高強度混凝土之握裹行為研究」，中華民國第十一屆結構工程研討會暨第一屆地震工程研討會，第 15030 篇，民國一百零一年九月。

運用數值模擬分析核能電廠反應器廠房動態特性-以進步型沸水式反應器(ABWR)廠房為例

張國鎮¹ 吳俊霖² 楊炫智³ 陳昱志⁴ 趙書賢⁴ 許尚逸²

摘要

核能電廠之安全性一直以來都是被大眾高度關注的議題，尤其在歷經 311 東日本大地震後，福島電廠受損所造成的社會、經濟與環境的衝擊更無法估計，致使核能電廠的結構、設備與其組件的受震安全性評估格外重要；因此，針對核能電廠安全性評估首要任務著重於評估反應器廠房系統受到安全停機地震力作用時，仍能保持在規範容許之變形範圍內，並確認反應器廠房系統的耐震安全餘裕；同時，藉由分析反應器廠房之受震反應得到特定設備所在樓板位置之反應歷時曲線及反應譜，提供反應器、重要設備物在不同等級地震強度侵襲下的耐震強度需求更是一重要議題。因此，本文將以進步型沸水式反應器(ABWR)結構廠房為例，分別於 SPA2000 以及 ABAQUS 結構分析軟體內建立質量集中簡化模型與實體元素之有限元素模型，並就所建立之模型進行初步比對與結構反應特性分析，經由模擬分析的結果可以發現兩種分析模型模式雖然在形式與自由度上差異極大，但所得到的結果相當具有一致性，故後續可藉由此模型進行結構受震反應分析之用，以利運用於建立結構耐震檢核、樓板與重要設備之反應譜之用。

關鍵詞：反應器廠房、數值模擬、簡化模型

一、前言

2011 年 3 月 11 日發生在日本的東海大地震導致福島第一核能電廠產生嚴重之核子事故，強烈地震動及海嘯規模均超過其電廠之設計基準，此次核能災害衝擊全球並使所有發展核能應用的國家重新檢視其所擁有的核能電廠之安全性。台灣位於環太平洋地震帶上，且其上存在有三座正在運營中及一座興建中之核能電廠，隨時都有可能面臨強震之威脅，核能電廠反應器廠房受到強震時的反應及其性能變化是一重要課題，核能電廠內部設施與管線的耐震餘裕更須被重新計算。有鑑於此，為有效評估核能電廠的耐震性能以及關鍵性能，須以數值分析程式建立可靠的結構分析模型，以利後續考量當結構物在受到地震侵襲或是受到內壓力時的反應，藉以評

估結構物可能的損壞。本文選定以進步型沸水式反應器(ABWR)為例，針對其所在之反應器廠房（即一次圍阻體及反應器廠房）進行模型建立與結構反應特性分析，探討不同模型對結構特性分析的影響。

二、數值模擬模型建立

圖 1 為進步型沸水式 (ABWR) 核能機組的反應器結構示意圖，結構主要是由鋼筋混凝土以及鋼結構所組成，主要的耐震元件包括了鋼筋混凝土反應器圍阻體(RCCV)以及反應器廠房(R/B)的內外牆；依據分析的需求與目的不同所採用建立的反應器結構分析模型方式亦有所差異，本文分別採用質量集中模型（簡化模型）以及結構分析模擬軟體 ABAQUS 建立 ABWR 反應器廠房之模型(不包含反應

¹ 國立台灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心主任

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專案副研究員

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

器)；建立模型時參照反應器廠房的相關圖說、設備與儀器配置圖以瞭解位置對應關係與載重分布，並設定相關的材料性質參數做為分析之用，如表 1 所示。

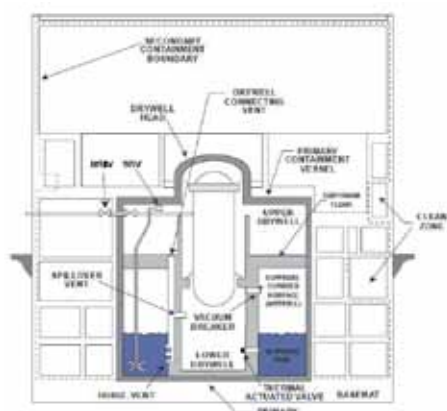


圖 1 ABWR 反應器結構示意圖

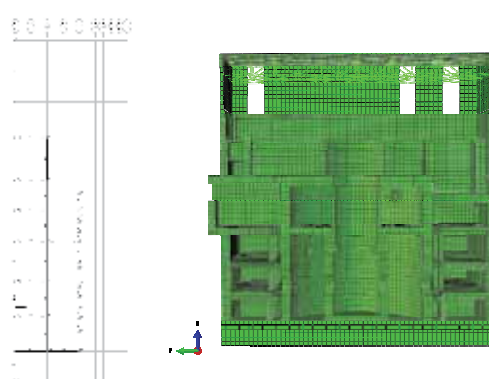
表 1 材料線性行為參數

材料	混凝土	鋼
密度 $\rho(\text{tf/m}^3)$	2.4	7.8
彈性模數 E (kgf/cm^2)	$15000\sqrt{f'_c}$	$2.04\text{E}6$
蒲松比 ν	0.2	0.3

質量集中模型的概念即假設反應器廠房結構體在受震時結構保持線彈性，以此假設計算各結構桿件的勁度值；反應器結構廠房的結構勁度主要是由外牆、內部剪力牆以及 RCCV 結構所提供；而每個樓層之重量計算主要考慮其所分配的區域、載重型態以及其結構單元等三個部分所組成，意指重量座落的高程與平面位置，靜荷載(DL)、動荷載(LL)、環境荷載(EL)、管線荷載(PL)與 R/B 結構額外的載重等，以及反應器廠房結構設計上所採用底板、內外牆、樑、柱等結構元件。

將各樓層之勁度與質量集中置一處，以一剛性樑連接在同一高程代表反應器廠房(R/B)以及鋼筋混凝土反應器圍阻體(RCCV)的兩個節點，將經由計算所得到之反應器廠房各節點與勁度、轉動慣量等參數於 SAP 2000 結構分析軟體中建立簡化分析模型，如圖 2(a)所示。

利用 ABAQUS 建立 ABWR 反應器廠房之有限元素模型時，採用實體元素之方式依據結構相關圖說、材料密度與尺寸建立模型，其中結構的靜載重之部分將由程式自動計算，而諸如活載重，管線與設備之載重，以及流體之載重，則需另外將其增加至有限元素模型之中；由下到上依序建立各高程結構有限元素模型，結構桿件包括了基礎、樑、柱、內外牆、圍阻體與其上之開孔、樓版與樓版之開孔等部分，完成之結構有限元素模型圖如圖 2(b)所示。



(a)簡化模型 (b)有限元素模型

圖 2 反應器廠房數值模擬模型示意圖

三、反應器廠房反應特性

為瞭解反應器廠房之結構動態特性，分別針對簡化分析模型與有限元素模型進行模態分析，表 2 為反應器廠房簡化模型經過模態分析後呈現頻率在 33Hz 以下之結果，參照 IAEA 國際原子能機構針對日本柏崎-刈羽 (Kashiwasaki-Kariwa, KK) 電廠 ABWR 7 號機組歷經日本 2007 年新瀉中越沖地震後之結構安全報告，該報告內針對簡化模型水平方向模態分析結果之第一模態頻率在東西向與南北向分別為 4.99Hz 與 4.64Hz，而在頻率介於 0~20Hz 內所涵蓋的有效質量參與因子約為 85.4% 與 84.6%；而本文所建立的簡化模型在東西向與南北向第一模態的模態頻率分別為 4.26Hz 與 4.20Hz，而模態頻率在 20Hz 以內之有效質量參與因子則約為 89.3% 與 89.1%，雖然針對 ABWR 反應器廠房所建

立的簡化分析模型有所不同，但兩者結果相當近似。

表 2 簡化模型結構模態頻率表

模態	東西向			南北向		
	頻率 (Hz)	有效質量參與因子		頻率 (Hz)	有效質量參與因子	
		UX	RY		UY	RX
1	4.26	51.54	78.25	4.20	52.75	78.84
2	8.47	13.02	2.92	8.80	12.13	3.56
3	9.85	2.18	1.15	10.03	1.86	1.08
4	10.55	3.41	0.87	10.48	3.98	1.13
5	15.18	0.17	5.51	14.14	0.08	4.45
6	15.85	0.45	0.19	16.21	4.36	0.00
7	17.04	5.19	0.38	20.15	0.40	0.01
8	20.42	0.18	0.00	21.59	0.34	1.02
9	23.34	0.39	1.68	22.53	2.28	1.87
10	24.43	0.42	1.11	24.39	0.41	0.14
11	25.21	1.85	0.90	27.79	0.18	1.40
12	30.69	1.51	0.08	30.08	1.46	0.11
13	32.02	0.59	0.41	31.66	0.80	0.29

反應器廠房有限元素模型模態分析結果在頻率範圍小於 33Hz 下共分析出 2591 個模態，為瞭解其主要貢獻之模態頻率，依據模態頻率與該頻率下在東西向與南北向之有效質量貢獻量繪製成圖 3 與圖 4，圖上線段與圓點分別代表經由有限元素模型與簡化模型分析所得到的結果分佈，由圖上可以發現，雖然有限元素模型因模型複雜且自由度多的因素導致產生非常多之模態頻率，但可由圖中找出其主要貢獻之頻率所在，經由有限元素分析之結果在東西向與南北向之第一模態頻率分別為 4.71%與 4.27%，加總模態頻率在 20Hz 以內的有效質量參與因子貢獻量則分別為 88.2%與 88.1%。

參照日本柏崎-刈羽電廠 ABWR 7 號機之結構安全報告中採用有限元素模型進行模態分析的結果，雖然報告中採用的分析軟體與有限元素模型元素上與本文所建立的模型具有差異，但總觀其趨勢可以發現該報告中水平向第一模態的頻率在東西向約介於 4~5.6Hz 之間，而南北向則分佈在 3.5~5.2Hz 之間，本文中所得到的頻率落在此範圍之內，同時，亦符合東西向第

一模態之頻率略高於南北向的趨勢。

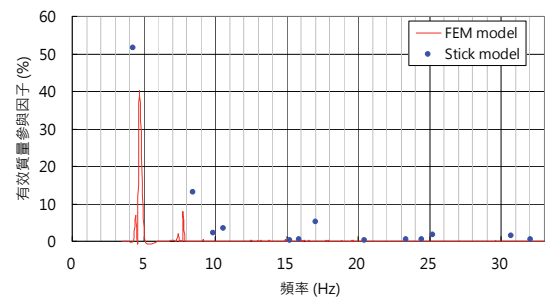


圖 3 反應器廠房東西向模態頻率貢獻圖

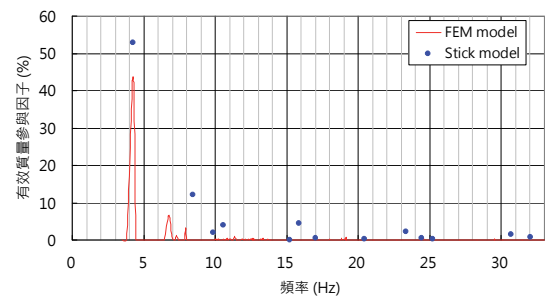
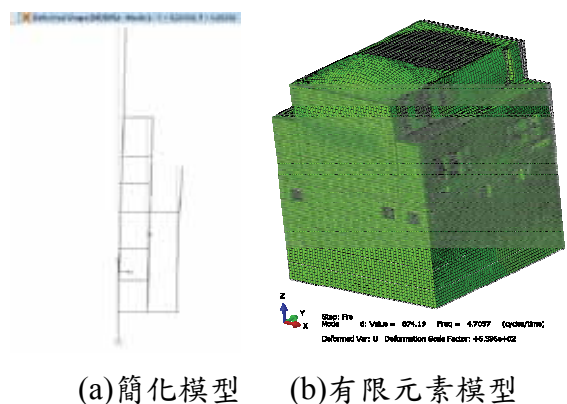


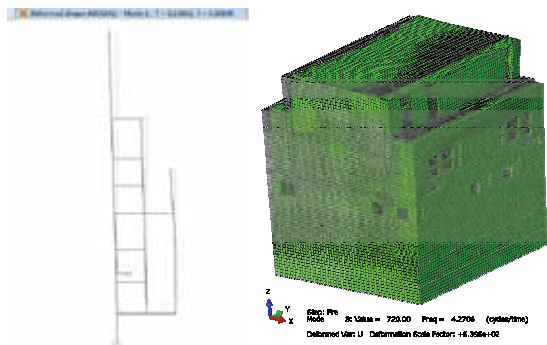
圖 4 反應器廠房南北向模態頻率貢獻圖

比較圖三與圖四上線段與圓點的相對位置可以發現，在第一模態頻率之結果相當一致，而第二模態頻率則有些許的偏差，爾後於有限元素模型之分析結果則較無明顯的頻率值出現，但參照前述的有效質量參與因子的貢獻量則可發現簡化模型與有限元素模型兩者在 20Hz 以內的有效質量貢獻量相當接近；圖 5 與圖 6 分別為簡化模型與有限元素模型第一模態頻率之模態振形，可以發現兩者相當一致。



(a)簡化模型 (b)有限元素模型

圖 5 反應器廠房東西向模態振型圖



(a)簡化模型 (b)有限元素模型

圖 6 反應器廠房南北向模態振型圖

五、結論與展望

針對核能電廠反應器廠房受震反應分析，可以依據目的與對象採用簡化質量集中模型(stick model)與反應器廠房完整有限元素模型，本文以進步型沸水式反應器(ABWR)廠房為例分別建立簡化模型與有限元素兩種模型，並針對所建立的模型進行模態分析並探討其結果；由結果可以得知所建立的反應器廠房經過模態分析後兩種不同的模型所得到的結果相當一致，簡化模型與有限元素模型在水平東西向與南北向所產生的第一模態頻率值均介於在4~5Hz，且東西向之模態頻率略高於南北向，而頻率 20Hz 以下有效質量參與因子的貢獻度在簡化模型與有限元素模型分別為 89%與 88%，兩種模型間具有相當一致性；後續將可依據本文所建立的模型進行結構受震反應分析，針對核能電廠反應器結構提出合適的分析模式供後續進行結構耐震檢核、樓板反應譜求取及廠房易損分析之用。

參考文獻

1. ASCE Standard 4-98 (2000), "Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary," American Society of Civil Engineers, January 2000.
2. 土木 401-93 (2004), "混凝土工程設計規範與解說", 中國土木水利工程學會。
3. GE Nuclear Energy (1997), "ABWR

Design Control Document"

4. IAEA 2012, "KAsiwazaki-Kariwa Research Initiative for Seismic Margin Assessment KARISMA BENCHMARK Part 1-STRUCTURE Final Report"
5. Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc. "Abaqus Analysis User's Manual", Version. 6.3.

核電廠餘熱移除系統管線之元件測試與模擬分析

柴駿甫¹ 黃尹男² 賴姿妤³ 林凡茹⁴ 沈明毅³ 劉嚴方⁵ 游青青⁶

摘要

依據某電廠期末安全報告(FSAR)識別之爐心受損風險貢獻度最高的兩條事故序列，其關鍵性構件為餘熱移除系統(RHR)管線。為探討 RHR 系統管線易損性分析相關參數值之適用性，本計畫預計針對 RHR 管線系統局部區域執行擬靜態反覆載重實驗，據以修正而得較為準確的數值模型。為模擬管線系統局部區域中之管線接頭元件彈性與非彈性受震行為，本研究於 102 年度執行法蘭與頸縮接頭之純彎矩反覆載重試驗，並利用試驗結果與 ABAQUS 有限元素數值模型分析結果進行比對。後續研究包括簡化接頭構件數值模型為 6 個自由度元件，以利提升系統數值模型之分析效率。

關鍵詞：管線、元件測試、法蘭接頭、頸縮接頭、數值分析

一、前言

核能電廠地震機率式風險評估(SPRA)可用於計算爐心受損、輻射外洩等核安事件的年平均超越頻率，為核能電廠耐震安全評估最全面、完整的方法。本計畫依據某核電廠之期末安全報告(FSAR)，從爐心受損風險貢獻度最高的兩個事故序列中挑選出最為關鍵系統—餘熱移除系統 C 串(RHR-C loop)，並預計於 103 年度針對其管線系統局部區域進行擬靜態反覆載重測試，實驗試體包含管線段、法蘭、頸縮接頭、彈簧支撐架與電動馬達閥門等元件。

本報告僅針對法蘭與頸縮接頭進行反覆抗彎載重破壞試驗，目的為藉由試驗結果而得管線接頭之平移與旋轉初始勁度、彈性與非彈性行為及其破壞模式。反覆載重實驗結果將進一步與有限元素模型分析結果比對，並利用數值模型建立接頭元件之 6 個自由度簡化模型，以利提升後續管線系統模型簡化模擬之效率與準確性。

二、實驗規劃

為獲得管線接頭於彎矩反覆載重下之行為，本實驗建置四點純彎矩機制，以期降低剪力載重影響。實驗規劃簡述如下：

2.1 試體介紹

本實驗試體為 RHR 管線系統之接頭元件，包括法蘭或頸縮接頭與兩端管線段，試體材料與規格等均依據核電廠實體設定。法蘭或頸縮接頭試體兩側之管線段長度均為 1200mm(標稱管徑 DN300 四倍長度)，組合後總試體長度為八倍標稱管徑長度外加接頭長度。為觀測初始洩漏狀態，試體兩端以端板封閉，端板僅留設注水及出水用之開孔。試體安裝順序為將兩側支承轉接板(包含圓棒)固鎖於試體兩側端板，再將試體跨坐於鉸支承與滾支承處，圓棒兩端以 L 型鋼座與 Z 型鋼座夾持，以束制圓棒垂直向位移。完成組裝之試體、抗彎實驗構架如圖一、圖二所示。

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助理教授

³ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁵ 國立台灣大學機械工程研究所研究生

⁶ 國立台灣大學土木工程研究所研究生

接頭試體構件如圖三所示，法蘭接頭兩端均與 DN300 管材對銲連結，法蘭中間另夾法蘭墊片與流量計，並採用 16 組 ASME A193 GR B7 螺桿並以螺帽對鎖。頸縮接頭兩端分別為 DN250 與 DN300 管材，接頭與管線段亦為對銲連接，接頭材料為 A420WPL6。上述管線段試體均為 A333 低溫無縫鋼管，管壁厚度分別為 9.27mm(DN250)與 10.31mm(DN3000)。



圖一 管線試體



圖二 實驗構架配置



(a)法蘭墊片



(b)流量計



(c)螺栓螺帽



(d) 法蘭接頭



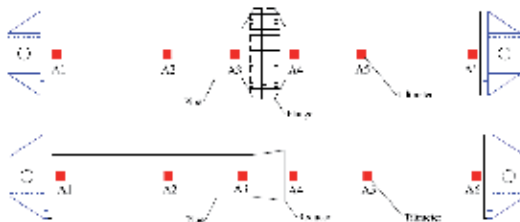
(e) 頸縮接頭

圖三 法蘭接頭構件與接頭試體

2.2 量測儀器配置

本元件測試採用量測儀器包含角度計、應變計、荷重計、水壓計與影像量測系統，以下概述各儀器量測點位及其目的：

1. 角度計：為比對接頭兩端偏轉角度，角度計於接頭試體兩側採對稱放置(圖四)，其量測數據亦可推估彎矩對應旋轉勁度值。



圖四 角度計量測點位圖

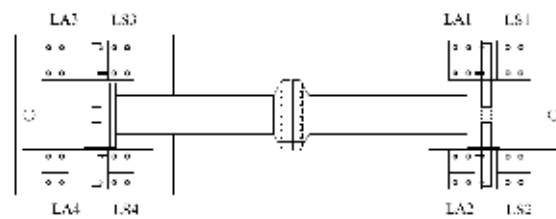
2. 應變計：為求得試體與銲接部分受彎矩載重下之彈性與局部非彈性應變量，應變計設置於法蘭接頭與管線段之間對銲處、頸縮接頭置中頂部與底部，並於銲接處外

側 50mm 之管線頂部與底部各放置兩組應變計(圖五)。應變計規格為單軸向 350 歐姆電阻，量測點編號中之 E、W，代表量測點位置在接頭東側、西側，X、Y 則代表應變計量測方向為管線試體縱向、弧向。



圖五 應變計量測點位圖

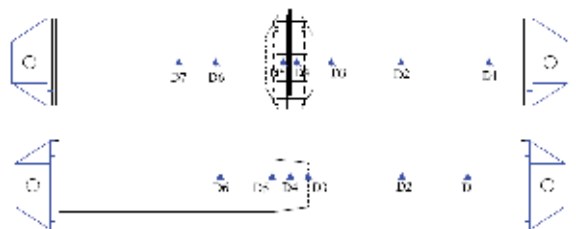
3. 荷重計：本實驗試體兩端各放置兩座 50 噸荷重計，用以量測支承反力，同時檢核 100 噸油壓致動器所施加外力是否保持鉛直。荷重計配置示意圖如圖六所示，編號中之 LA 代表量測方向為重力方向，LS 為管線試體水平剪力方向。



圖六 荷重計配置圖

4. 水壓計：為觀測試體初始洩漏點，本實驗試體內部注水至初始水壓 8kgf/cm^2 ，並以水壓計記錄反覆載重下之水壓變化。

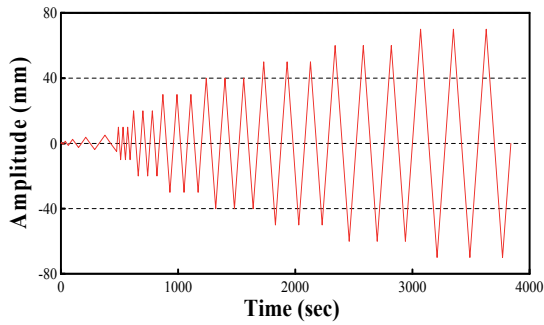
5. 影像量測系統：本實驗採 NDI 光學量測位移系統，量測數據為各點絕對座標，可進而推估試體受載之相對位移，包括試體重心方向位移及滾支承於試體軸向之偏移量。影像量測點位配置如圖七所示。



圖七 影像量測點位圖

2.3 測試波

本試驗致動器加載以位移控制，輸入位移歷時設計均符合 ISO-16670(2003)[1] 循環次數、振幅大小等規定(圖八)。

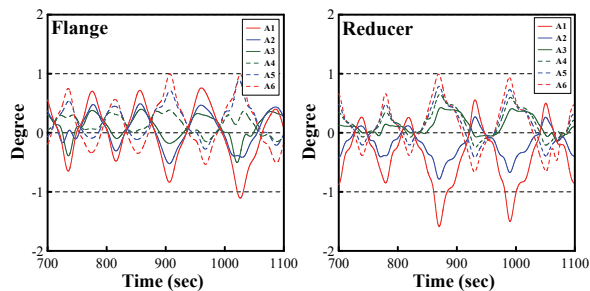


圖八 反覆載重測試波

三、實驗結果分析

本實驗目的之一為觀察接頭元件於反覆彎矩載重下之初始洩漏、結構受損之兩階段性能點。實驗結果顯示，頸縮接頭試體並未發生洩漏情形，法蘭接頭試體因實驗過程中螺桿對鎖預拉力喪失致使內容物洩漏，但頂部或底部螺桿並未發生拉拔降伏或破壞。法蘭與頸縮接頭兩試體並未達到結構受損之性能點，實驗最後終止於接頭兩側加載處發生管體局部大變形。

圖九為接頭試體於角度計量測點之旋轉角歷時。由圖可知，頸縮接頭試體細管支承端旋轉角變形大於粗管端，兩試體旋轉角度隨量測點位接近支承端而遞增。法蘭接頭試體最小旋轉角反應位於 A3、A4 點位之間，頸縮接頭試體則於 A2、A3 點位之間，故法蘭接頭試體變形較為對稱。



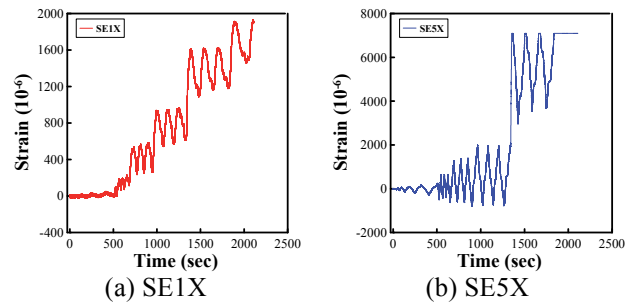
(a) 法蘭接頭 (b) 頸縮接頭

圖九 試體旋轉角歷時

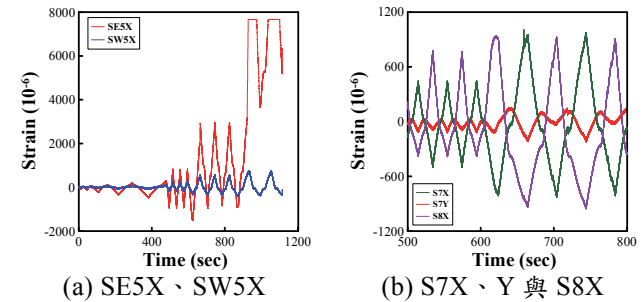
觀察法蘭接頭試體應變(圖十)，接頭端部鉚道於較小振幅時開始累積縱向應變值(SE1X)，振幅較大時因加載處產生局部變形，靠近加載處之管線縱向應變因而劇增(SE5X)。觀察靠近法蘭接頭端之管線弧向應變(Y)，可知管線截面於加載時產生橢圓化變形。頸縮接頭試體方面(圖十一)，細管縱向應變(SE5X)高於粗管(SW5X)，位於接

頭之同斷面頂、底部縱向應變，大致符合振幅相近且反方向之變化(S7X、S8X)。比較接頭頂部之縱、弧向應變(S7X、S7Y)，弧向應變於致動器施加拉力時與縱向應變反向，然施加推力時其振幅較低且與縱向應變同向，與 Poisson 效應不符，推測頸縮接頭弧向應變另受斷面橢圓變形影響。

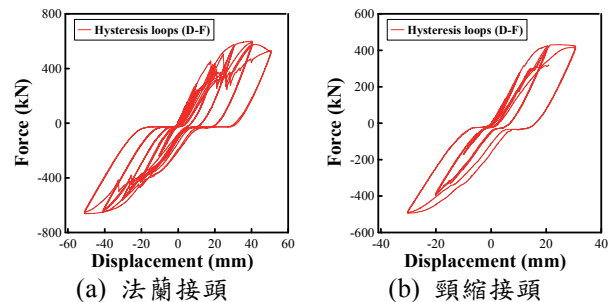
繪製致動器加載力量與位移歷時關係，可得法蘭或頸縮接頭試體之遲滯迴圈(圖十二)。兩試體加載處之垂直向位移初始勁度均約為 30 kN/mm 。而當致動器施加於法蘭接頭試體之位移振幅大於 30 mm 、力量振幅大於 600 kN 時，加載力量出現零值平台段，亦即加載處管線已局部變形，而使夾具與管線間產生間隙。



圖十 法蘭接頭試體應變歷時



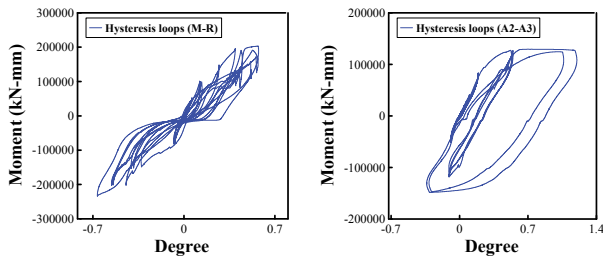
圖十一 頸縮接頭試體應變歷時



圖十二 致動器加載力量-位移關係圖

依據致動器加載力量與角度計量測值可得接頭彎矩與開合角關係(圖十三)。法蘭

接頭初始旋轉勁度約 $1000 \text{ kN} \cdot \text{m/degree}$ ，當施加彎矩載重大於 $100 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，法蘭接頭即進入非彈性階段，加載階段旋轉勁度下降約至 $250 \text{ kN} \cdot \text{m/degree}$ ，推測此時法蘭頂部與底部螺桿已於受壓時解除預拉力而致使螺帽鬆脫，並於後續加載振幅增大時漏水。由角度計 A2 與 A3 推算頸縮接頭最小旋轉角處彎矩與開合角關係(圖十三(b))，該點初始旋轉勁度約為 $500 \text{ kN} \cdot \text{m/degree}$ 。



(a) 法蘭接頭 (b) 頸縮接頭
圖十三 彎矩-角度關係圖

四、數值模擬分析

本研究採 ABAQUS 軟體進行法蘭接頭試體數值分析，除了法蘭與墊片之開孔半徑縮至螺桿半徑(16.5mm)、螺桿和螺帽假設為同一實體外，其餘均依實驗條件建立。模型採用實體(solid)元素，材料性質依據材料試驗結果與廠商提供資料設定。管線兩端連接剛性板元素，一端剛性板邊界條件為鉸接，另一端則為滾接。所有接觸區域均假設其接觸條件，並使用滑動摩擦設定於接觸面。模型加載設定為位移控制，逕採實驗之致動器位移，法蘭螺桿於加載第一步驟施加扭力換算而得之預力。法蘭與螺桿接觸區域網格較密，管線段厚度接近銲接端處分為五層網格，越往支承端其切割層數越低。圖十四為致動器位移大於 10mm 時之數值模擬與實驗比對結果，圖十五則為致動器位移達 50mm 之整體與局部法蘭 von Mises 應力分布。

五、結論與展望

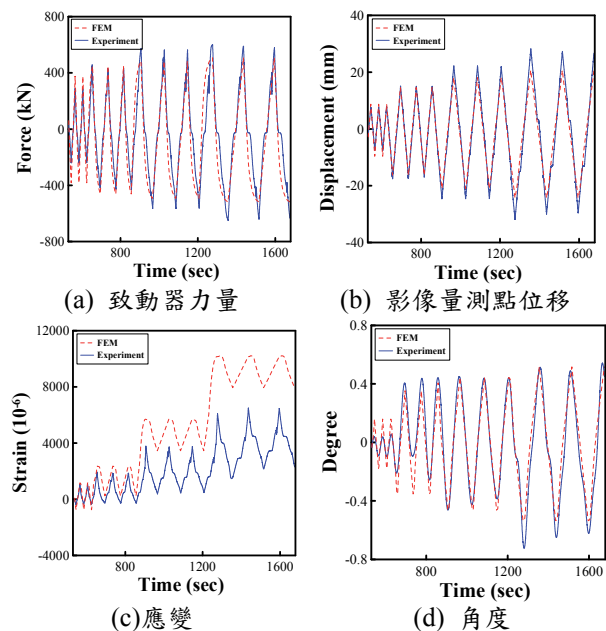
本實驗目的為觀察 RHR 系統法蘭、頸縮接頭於反覆彎矩載重下之行為，做為數值模型分析之依據。由實驗結果可知，當彎矩載重大於 $100 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，法蘭因部分螺桿

預拉力喪失致使螺帽鬆脫而內容物洩漏，然螺桿受力均未達降伏值；頸縮接頭試體則未發生內容物洩漏。此外，兩試體之管線斷面於加載過程中均呈現橢圓化變形。

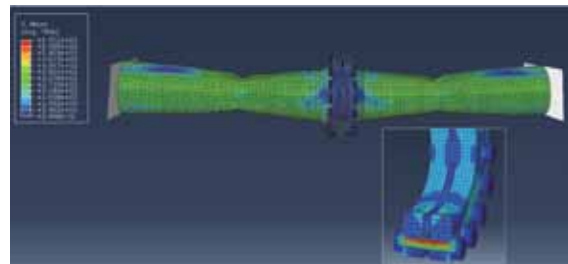
由數值模型初步分析結果可知，模型仍需依據試驗結果持續修正而得較為準確之分析結果。後續研究包括建立管線接頭元件 6 個自由度簡化模型，以利提升管線系統模型簡化模擬之效率與準確性。

參考文獻

- [1] Timber structures – Joints made with mechanical fasteners – Quasi-static reversed cyclic test method, International Organization for Standardization.(2003)



圖十四 數值模型與試驗數據比對



圖十五 整體與局部螺栓應力分布

核電廠設備耐震性能驗證與評估

柴駿甫¹ 林凡茹² 賴姿妤³ 曹心瑜⁴ 沈明毅⁴

摘要

本研究初步探討美國核電廠設備物耐震性能驗證與評估機制，以期針對國內核能電廠設備物與管線耐震驗證與評估機制提出改善建議。核電廠設備物耐震性能驗證方面，本研究分析美國 RG1.100 認可之 IEEE 344-2004 與 ASME QME-1-2007 之相關規定；核電廠設備物耐震性能評估方面，本研究詳述 GIP 規定之耐震裕度檢核執行步驟，並進一步說明電驛功能性、儲槽、電纜系統等特定設備之耐震裕度檢核規定。此外，本研究另依據 EPRI-6041 分析核電廠設備確定性保守破壞餘裕評估(CDFM)之耐震餘裕評估方法，並探討直立式儲槽與填角鉀之耐震餘裕評估規定。

關鍵詞：核電廠設備物、耐震性能驗證、耐震性能評估

一、前言

為因應我國核能電廠管線及設備可能之老化、劣化等現象，本研究之長期目標為提出核電廠設備管線耐震評估補強方案，包括提出國內核電廠設備與管線補強理論、方法與對策，並提供工程業界進行核能電廠補強作業規劃初期之初步評估方法，據以分析耐震補強作業執行之可行性。

本文概要介紹現階段之初步研究成果—美國核電廠設備物耐震性能評估與驗證方法，包括 IEEE 344-2004【1】與 ASME QME-1-2007【2】之耐震性能驗證測試規定，以及核電廠特定設備之評估方法，如儲槽與熱交換器(下文簡稱儲槽)、電纜與導管管槽(cable and conduit raceway，下文簡稱電纜系統)、電驛、鉸接固定等，以期針對國內核能電廠設備物與管線耐震驗證與評估機制提出改善建議，做為後續研擬核能電廠設備耐震補強方案依據。

二、耐震性能驗證方法

美國 RG1.100【3】認可 IEEE 344-2004

與 ASME QME-1-2007 為美國核電廠一般設備與主動機械設備適用之耐震性能驗證規範。IEEE 344 囊括多種常見測試方法，並建議規劃耐震性能驗證測試時應考量以下項目：

1. 模擬地震的設定，包括設備安裝位置、設備結構特性、設計地震特性等。
2. 一般性測試考量事項，包括測試時之設備固定、量測計配置等。
3. 測試類型應考量設備為僅安裝於某特定工址，或是應用於多處工址。倘若設備僅安裝於某特定電廠，其地震動特性能夠明確定義，則應進行證實測試(proof testing)，以符合該設備安裝的特定規格；當設備應用於多個工址，其地震特性與安裝環境並未明確定義，則應採通用測試(generic testing)，以評估該設備之耐震性能。若欲知設備耐震容量極限，則另應符合易損性測試(fragility testing)相關規定。
4. 測試範圍可區分為獨立裝置(device，如電驛、馬達等)或是構成繁複的組裝裝置

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

(assembly, 如控制面板等)。若測試範圍為獨立裝置, 可於測試當中實際模擬其運作環境, 並測得其於受震環境下之性能表現; 若測試範圍為組裝裝置, 則較難於測試之中實際模擬其運作環境; 位於組裝裝置內部之獨立裝置測試程序建議如下:

- (1) 在非運作狀態下進行組裝裝置測試, 並量測獨立裝置固定處之反應。
- (2) 在運作狀態下進行獨立裝置測試, 其測試波即為上述組裝裝置測試所測得之獨立裝置固定處反應。

依據 RG1.100 要求, 核電廠安全相關之主動機械設備的耐震性能驗證測試或分析, 應符合 ASME QME-1-2007 規定, 以確保主動機械設備達到安全運行及安全停機。ASME QME-1-2007 定義主動機械設備為: 「機械設備內具有用來執行或防止機械運動之動件, 以達驗證規格(Qualification Specification)要求之功能。動件包括失效故障會降低設備運作機能之任何內部組件或配件。」, 並針對動態束制、主動泵附件、主動閥附件之設備進一步說明其驗證方法。ASME QME-1-2007 並不適用電氣組件驗證(如: 馬達、電氣閥門發電機、儀器和控制裝置), 電氣組件應另參照 IEEE 相關規定。以下概述 ASME QME-1-2007 之五種耐震驗證方法:

1. 分析: 只有在確認結構完整性即能確保設備達到機能要求之狀況, 方可逕採分析方法進行設備驗證, 而不需另行試驗或採地震經驗數據驗證之。較常使用之分析方法包括動態分析與靜態分析, 其他方法則需經過判斷方可採用。動態分析可用模擬質量分布情況和剛度特點之模型執行模態分析, 以確定設備的動態特性。動態分析亦可採時間逐步積分法, 雖分析較為耗時, 但能夠直接確定多獨立支承運動和非線性反應。
2. 試驗: ASME QME-1-2007 之試驗部分規定大多沿用 IEEE 344。試驗類型有結構特性勘查測試(exploratory tests, 如自

然頻率搜尋)、耐震性能證實測試(seismic proof tests)與易損性測試(fragility tests)。其中勘查測試和熱老化、運行老化等試驗, 必須要在耐震性能證實測試前進行。

3. 相似性: 若待評設備和過去驗證過的參考設備只有尺寸上的不同, 或是待評設備內含有不同於參考設備的構件但已經過驗證, 則該待評設備可由相似性方法進行驗證。相似性驗證方法需結合參考設備驗證結果與待評設備分析結果, 並基於動力荷載、物理性質和功能上的相似性, 方能經由已知參考設備之驗證結果推論待評設備之耐震性能:

- (1) 動力荷載相似性: 其程度由下列參數決定之: 荷載頻譜特性、持續時間、動力荷載輸入軸向、相對於設備錨定點之量測位置。倘若上述參數值不同但屬合理範圍, 則可內、外插數據而得較為保守荷載。

- (2) 物理性質相似性: 其視待評設備配置與構造而定, 若設備為完整的套裝組件, 則可由製造廠商、模組、序號比對並考量其動態反應特性和施工安裝情形, 確認其相似性。動態反應特性取決於下列參數: 設備的尺寸、重量分佈與重心、結構荷載傳遞特性及勁度、結構完整性以及適當邊界條件的基底錨定強度和勁度、設備與鄰近物體或連接附件的交界面。

- (3) 功能上相似性: 待評設備申請驗證時, 須註明其強震中與(或)強震後之運作功能要求。倘若待評設備被要求於強震中發揮運作功能, 引用參考設備之測試結果作為相似性驗證時, 需提出有力證據以證實待評設備確能於強震下發揮運作功能。

4. 地震經驗數據: 本驗證方法為將待評主動設備特性與經歷過強震經驗的參考主動設備相互比對, 進而推得待評主動設備之耐震能力。地震經驗數據驗證共分

五個步驟：

- (1) 由反應譜瞭解地震特性；
 - (2) 基於地震經驗數據建立參考主動設備類別之耐震能力；
 - (3) 辨識參考主動設備類別之特性；
 - (4) 比對參考主動機械設備類別與待評主動設備特性；
 - (5) 驗證程序說明文件。
5. 複合驗證方法：上述之耐震驗證方法各有其優點與限制，因此，上述方法及其複合後之驗證方法都可用來驗證一般設備運行時之可靠性與功能性。對於特定機械設備之驗證方法則應由專業工程師或審核並簽署耐震驗證報告的驗證機構來決定。

三、核電廠特定設備評估方法

美國核能管制委員會(簡稱 NRC)於 1988 年同意運轉中核電廠採用 SQUG 組織研擬之設備物耐震評估通用執行程序(簡稱 GIP)【4】檢核其關鍵機電設備之耐震裕度，作為 USI A-46 的解決方案。另一方面，NRC 於 1991 年要求美國所有運轉中的核電廠依據 NUREG-1407【5】執行外部事件檢查，其規定可依 EPRI-6041【6】以確定性保守破壞餘裕評估方法(簡稱 CDFM 法)執行耐震餘裕評估(簡稱 SMA)。下文以特定設備物為例，概述 GIP 與 SMA(CDFM 法)之評估方法：

1. 耐震評估通用執行程序(GIP)

依據 GIP 進行耐震裕度檢核之執行步驟為挑選耐震評估人員、辨識安全停機功能相關設備、透過「現場巡查」與「耐震裕度檢核」篩除耐震容量足夠之設備、辨識例外項目及其解決方案。GIP 第六章至第八章為說明電驛功能性、儲槽、電纜系統等特定設備耐震裕度檢核，以下簡述特定設備之相關規定：

- (1) GIP 第六章之電驛功能性審查(relay functionality review)為驗證 SSE 下電驛

顫振是否造成電廠安全停機系統無法執行安全停機功能，並挑出故障行為不可接受的電驛，降低審查系統與電驛數量。

- (2) GIP 第七章中，依直立式或橫臥式兩種類型分述儲槽之耐震裕度檢核程序。直立式儲槽耐震需求為採最大水平方向之地表或樓板反應譜，且假設核電廠儲槽中最臨界之載重情況，亦即水位高度在正常運轉下之最高水位狀態。基於液體與結構互制效應，GIP 考量直立式儲槽水平方向之二個模態，包括頻率較低之槽內液面擺盪(Slosh)引致之潑濺模態(Sloshing mode)，以及假設液體與儲槽同步運動的衝擊模態(Impulsive mode)。若考量動態水壓載重，直立式儲槽主要檢核項目為儲槽傾倒力矩及基底剪力載重。GIP 之橫臥式儲槽耐震裕度評估規定重點為儲槽支撐及錨定，採用簡化等值靜態分析方法決定其支撐與錨定之耐震需求及耐震容量，並針對下列位置與項目進行耐震裕度評估：錨定螺栓及其混凝土埋置部分(螺棒抗拉強度)、底板彎曲(底板抗彎強度)、底板與鞍座間之銲接(底板銲接強度)、鞍座彎曲及受壓。

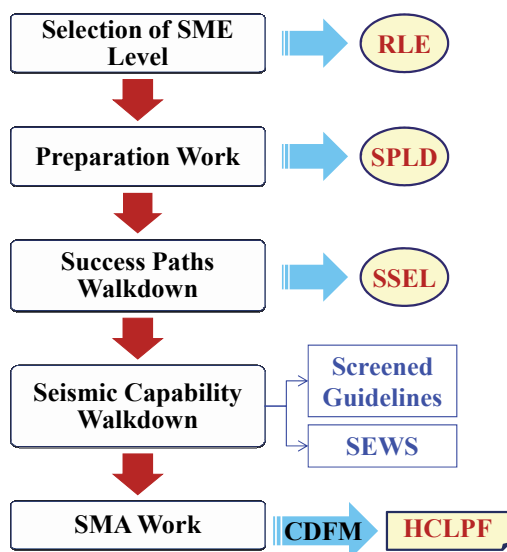
- (3) GIP 第八章之電纜系統耐震裕度檢核，目的為評估並篩除耐震裕度足夠的電纜系統構件。多數電纜系統在過去受震經驗與測試當中耐震性能表現良好，因此，GIP 依據電纜系統之地震經驗與振動台測試資料，建立電纜系統篩選程序以及判斷其耐震性能良窳之評估準則。電纜系統篩選程序為依據巡查準則(walkdown guidelines)至現場巡查電纜系統，並依據限定分析評估準則(limited analytical review guidelines)檢核巡查後被挑出易損性較高之支承架。不符合上述準則者即被列為例外清單，GIP 亦針對例外項目提供替代性檢核方法。

2. 耐震餘裕評估 (SMA)

本研究依據 EPRI-6041 規定之耐震餘

裕評估方法，採用 CDFM 定值法評估核電廠設備之耐震裕度，其主要執行步驟如圖一所示，包括：決定評估基準地震(RLE)、決定安全停機成功路徑並藉以建立安全停機設備清單(SSEL)、藉由耐震裕度篩選準則與現場耐震巡查決定需進行耐震容量計算之設備、採用 CDFM 定值法計算設備具高信心度且低失效機率之耐震容量(簡稱 HCLPF)。以下簡述 EPRI-6041 針對直立式儲槽與填角鋸之相關規定：

- (1) EPRI NP-6041 之附錄 H 適用範圍僅為直立式儲槽座落於堅硬地盤地表的情況，但亦提及當座落地盤為一般土壤時，分析過程必須考量土壤與結構互制之效應。由於直立式儲槽之耐震容量的大小，會受到耐震需求大小之影響，因此於計算 HCLPF 值時，需要進行迭代方可得到最終的評估結果，因此計算之過程較為複雜。
- (2) 由於填角鋸失效多為脆性破壞模式(brittle failure mode)，EPRI NP-6041 附錄 P 建議，其非彈性消能因子值為 1.0，不提供任何額外的保守度。填角鋸脆性破壞模式之 CDFM 容量定義應提升至 99%的超越機率，包括容許製造公差(fabrication tolerances)之材料強度應提升至 98%超越機率，靜態容量應提升至 95%超越機率。



圖一 EPRI SMA 執行步驟

四、結論與展望

本研究最終目標為提出核電廠設備管線耐震評估補強方案，現階段已完成美日等相關規範文獻蒐集、國內核電廠重要設備物與管線系統之耐震評估補強機制調查研究、GIP 與 SMA(CDFM 法)之核電廠設備耐震性能評估方法說明，後續工作將彙整 NUREG-1742【7】之美國既有核電廠耐震評估案例以及核電廠設備物實際受震經驗，並參酌 GIP、EPRI NP-6041 之耐震評估項目，提出符合核電廠設備物原始功能設計考量、且適用於核電廠空間之耐震改善對策。

參考文獻

1. IEEE Std 344-2004 (2004), IEEE Recommended Practice for Seismic Qualification of Class 1E Equipment for Nuclear Power Generating Stations, Institute of Electrical and Electronics Engineers, New York.
2. ASME QME-1-2007 (2007), Qualification of active mechanical equipment used in nuclear power plants, American Society of Mechanical Engineers, New York.
3. Regulatory Guide 1.100 rev. 3 (2009), Seismic Qualification of Electrical and Active Mechanical Equipment and Functional Qualification of Active Mechanical Equipment for Nuclear Power Plants, U.S. NRC, Washington, DC.
4. GIP, Revision 3A (2001), Generic Implementation Procedure for Seismic Verification of Nuclear Plant Equipment, Seismic Qualification Utility Group (SQUG).
5. NUREG-1407 (1991), Procedural and Submittal Guidance for the Individual Plant Examination of External Events (IPEEE) for Severe Accident Vulnerabilities, US Nuclear Regulatory Commission.
6. EPRI NP-6041-M-Rev.1 (1991), A methodology for assessment of nuclear power plant seismic margin, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
7. NUREG-1742 (2002), Perspectives Gained From the Individual Plant Examination of External Events (IPEEE) Program, US Nuclear Regulatory Commission.

核電廠電氣盤體之盤內反應譜分析

柴駿甫¹ 黃尹男² 廖文義³ 賴姿妤⁴ 陳明毅⁵ 周佩芳⁶ 林凡茹⁷ 沈明毅⁸

摘要

電氣盤體之盤內設備(如電驛等)為過去地震中受損機率較高之設備物，為確保隸屬核電廠餘熱移除系統(RHR-C loop)之盤內設備於強震後維持運作，本計畫旨在建立具精確度與分析效率之盤內反應譜(In-cabinet Response Spectra, ICRS)，據以進行廠內大量盤內設備物之耐震評估。本研究分為三部分執行：(1)完成隸屬於 RHR-C 串且具有不同間層尺寸之三組馬達控制中心(MCC)盤體的振動台試驗，分析 MCC 盤體於受震時之動力反應與結構特性，並依不同 MCC 盤體之盤內加速度反應歷時建立盤內反應譜，探討盤內設備物質量與安裝位置、輸入波大小、輸入波類型等條件對盤內反應譜及盤內放大因子(In-cabinet Amplification Factor, AF)之影響；(2)利用有限元素分析軟體(SAP2000)建立詳細數值模型，並依據振動台試驗結果驗證其準確性；(3)依據電氣盤體結構特性建立簡化分析方法，並與實驗以及詳細數值模型分析結果比對。簡化分析結果顯示，該方法可準確模擬 600mm 型之 MCC 盤體水平雙向第一模態反應，並利用面板數值模型而得盤內面板之面外方向高頻反應。後續研究將執行多盤體機櫃振動台試驗，據以探討多盤體與單盤體之動力特性差異，並進行多盤體數值模擬分析。

關鍵詞：MCC 盤體、盤內反應譜、振動台試驗、數值模擬分析

一、前言

根據國內核電廠期末安全分析報告【1】之耐震風險評估分析結果，爐心受損風險貢獻度最高的兩個事故序列中最為關鍵之系統為餘熱移除系統(RHR)，而在過去地震經驗中，隸屬於 RHR-C 串之 MCC 盤體的盤內設備(如電驛)，為受損機率較高之構件。為評估與驗證盤內設備之耐震性能，可透過振動台實驗或數值分析，輸入電氣盤體之受震反應或盤內設備物固定處之加速度歷時，據以獲知盤內設備之受震反應。盤內設備固定處之加速度歷時應與實際或規範要求之盤內反應譜相容，以確保其符合電氣盤體實際動力特性或規範要

求強度。核能電廠之電氣盤體種類繁雜、特性相異，且盤內設備物固定位置不盡相同，故為求得較精確之盤內設備受震需求，應經由現地微振量測並配合電氣盤體詳細數值模型分析。然電廠之電氣盤體與盤內設備為數眾多，上述分析方法殊不經濟，而相關規範之簡易評估方法恐又過於保守。因此，本研究旨在建立經濟性與準確性兼具之盤內反應譜簡化設計機制，使核電廠得以針對特定盤內設備即時提出適用之耐震需求。

二、振動台試驗試體與規劃

依據核電廠 MCC 盤體實地調查結果，

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助理教授

³ 國立臺北科技大學土木與防災所教授

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁵ 國立台灣大學土木工程系碩士

⁶ 國立臺北科技大學土木與防災所碩士

⁷ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁸ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

本研究製作外部尺寸相同但間層高度不同之三類型 MCC 盤體(圖一)，機櫃外部寬(X向)、深(Y向)、高(Z向)分別為 630mm、550mm 與 2350mm，重量約 140kgf；間層高度與層數分別為 600mm 三層、450mm 四層及 300mm 六層(簡稱 600 型、450 型及 300 型機櫃)。其中，600 型不含抽屜，450 型及 300 型則為內含抽屜型式，450 型機櫃另依現況於抽屜右側加製一片 Z 型板。MCC 盤體之盤內設備包括斷路器、變壓器、保護電驛、零材線料、控制 RHR-C 串管線段附屬設備之電子儀器等，大多以螺栓鎖固於機櫃內側鋼板或抽屜，其擺置位置依不同機櫃類型而相異(圖二)。機櫃每間層承載之盤內設備重量約達 1.3kgf 至 5.1kgf，由於廠內機櫃頂部另承載電纜線及其輸送管之額外重量，故以 2kgf 質量塊加裝於試驗機櫃頂部模擬之。

為了解不同條件下之 MCC 盤體受震動力反應與結構特性，以及其對盤內反應譜及盤內放大因子之影響，本試驗變數包括：(1)空櫃(代號 bare)與含模擬盤內設備之質量塊的機櫃(代號 mass)；(2) 盤內反應量測位置，如機櫃內或外部不同高程處；(3) 輸入波強度；(4) 櫃內有無抽屜型式；(5) 輸入波類型。本實驗輸入波共有四類，為初步探討電氣盤體之彈性反應，地震模擬測試波為強度較小之符合 IEEE693 需求反應譜或 OBE 設計反應譜之兩種人造歷時，地震模擬測試前後進行白噪音(white noise)測試與衝擊載重波(impact pulse)測試，觀察盤體結構動力特性之變化。



圖一 300 型、450 型、600 型機櫃



(a) 600 型 (b) 450 型 (c) 300 型
圖二 電氣盤體機櫃之盤內設備配置

三、實驗結果分析

3.1 機櫃自然頻率

機櫃結構之自然頻率為利用機櫃底層加速度歷時和機櫃頂部絕對加速度歷時之轉換函數(transfer function)求得。表一為 600 型機櫃之自然頻率分析案例，機櫃整體反應於 X 向(櫃寬)自然頻率均略小於 Y 向(櫃深)，代表機櫃整體反應之強軸向為沿櫃深方向，弱軸向則為沿櫃寬方向。當機櫃內含模擬盤內設備之質量塊時，其自然頻率均隨質量塊增設而降低；而當輸入波強度增強時，自然頻率隨之降低，顯示 600 型機櫃之非線性結構動力特性。

表一 600 型機櫃自然頻率識別結果

	WN (PA=0.05g)		IEEE693 (PA=0.5g)		OBE (PA=0.47g)	
	X	Y	X	Y	X	Y
Dir.						
bare	12.7	15.8	10.2	13.5	11.5	13.5
mass	11.9	14.2	9.0	8.4	9.2	9.2

3.2 機櫃阻尼比

依據單軸向白噪音(輸入波強度 0.05g)試驗之轉換函數頻譜圖，可使用半功率法(half-power method)求得機櫃阻尼比。表二為各類機櫃水平雙向第一模態對應之阻尼比，當 450 型與 300 型機櫃於抽屜面板增設質量塊，阻尼比隨之減少。600 型之盤內設備為直接固定於機櫃內部面板結構，因而同時改變機櫃質量與勁度，因此 600 型機櫃阻尼比變化趨勢與其他類別不同。

表二 機櫃阻尼比識別結果

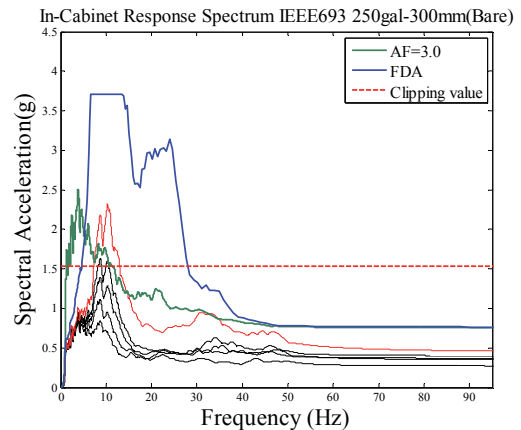
	X-dir.	Y-dir.
600 型(bare)	4.53	2.58
600 型(mass)	4.54	3.03
450 型(bare)	4.47	4.38
450 型(mass)	3.60	3.02
300 型(bare)	4.35	4.85
300 型(mass)	3.12	3.77

3.3 盤內反應譜及盤內放大因子

本研究藉由振動台足尺試驗而得 MCC 盤體之真實盤內反應譜，將盤內譜加速度與測試波譜加速度相除而得盤內放大因子(In-cabinet Amplification Factor, AF)，其為頻率函數。由實驗結果可知，影響盤內反應譜主要因素為盤內設備之錨定高度，其次為輸入波大小，測試波類別不同亦使峰值頻率範圍不同，如 OBE 及 IEEE 693 測試之反應譜峰值頻率各位於高頻及低頻範圍。此外，比對機櫃內部與外部反應譜，機櫃內部反應譜因盤內設備錨定處面板之局部模態而於高頻範圍有顯著峰值。本實驗之盤內放大因子(AF)值大多介於 2.0 至 3.0 之間；AF 值隨盤內設備錨定高度提升，故要估算保守 AF 值，可直接由最高間層盤內反應譜推算而得。

常見盤內反應譜評估方法分為兩類，第一類為依據 EPRI NP-6041【2】，將樓板反應譜乘上適用之 AF 值(如 MCC 盤體為 3.0 常數值)，即為該機櫃內部設備之盤內反應譜；第二類為以 EPRI-7146-SL【3】之頻率域分析(Frequency Domain Analysis, FDA)方法推估。上述兩種方法均求得該機櫃最為保守之盤內反應譜，亦即假設盤內設備固定於機櫃頂層。圖三為 300 型機櫃實驗與評估方法之盤內反應譜比對結果，黑線與紅線為 IEEE 693 模擬地震測試中 X 向測得之各間層盤內反應譜，綠線為 IEEE 693 測試波反應譜乘上 AF 值 3.0，藍線為 FDA 法估算結果。考量盤內反應譜具窄帶(narrow band)特性，FDA 法估算結果已折減為等值之寬帶(broad band)反應譜。由盤內反應譜比對結果可知，由 AF 常數值估算

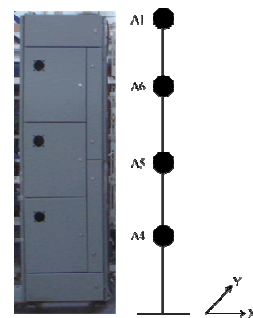
之盤內反應譜無法反映機櫃動力特性，而 FDA 估算之盤內反應譜則過於保守。



圖三 真實與評估盤內反應譜比對

四、數值模擬分析

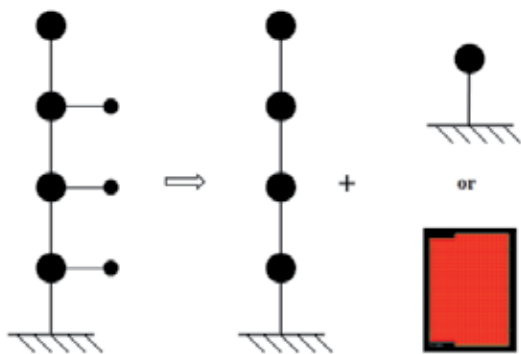
本研究利用有限元素分析軟體(SAP 2000)建立詳細有限元素模型，以線性連接元件(link)模擬門門、機櫃螺栓固定處，並比對振動台試驗結果驗證其準確性。然本方法不僅耗時而且分析過程也較為複雜，因此，本研究以 600 型機櫃為例，依據水平雙向自然頻率識別結果，以簡化質量彈簧模型(Stick model)代替機櫃詳細數值模型(圖四)，利用 Stick model 模擬真實機櫃之受震反應，並於機櫃各質點加設模擬盤內設備錨定處面板之局部構件單自由度模型。由分析結果可知，Stick model 可精確模擬機櫃整體模態(global mode)反應，然而該模型之局部構件顯著模態(local mode)為屬簡化模型之高模態，其模態質量參與係數遠低於第一、二模態，導致局部構件反應並不顯著，而無法反映實驗中於盤內設備錨定處測得之真實盤內反應譜。



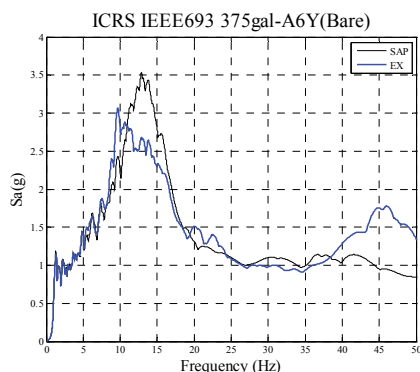
圖四 機櫃簡化模型示意圖

為使局部構件模態反應更加顯著，本研究提出改良簡化分析方法(圖五)，即分開建立模擬機櫃整體反應的 Stick model 和機櫃盤內面板模型，使原本在簡化模型中的局部構件模態變為分離後模型的第一模態，大幅提高模態質量參與比例。改良簡化分析方法為將振動台上實際測得的歷時反應輸入 Stick model，再將 Stick model 節點的加速度歷時輸出當作面板模型之輸入波。由於 Stick model 對機櫃整體反應之精準度佳，故 Stick model 節點反應可視為機櫃固定面板之框架的反應。盤內面板模型設計分為單自由度系統及詳細有限元素模型兩類(圖五)，比對兩者分析結果，面板詳細模型可得較顯著局部構件模態反應。

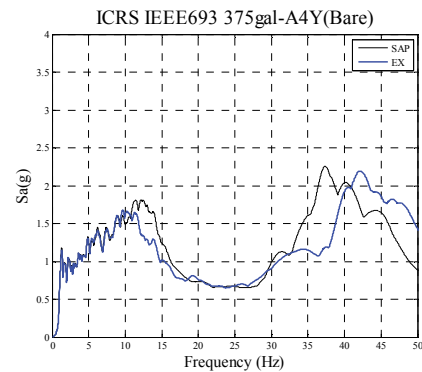
圖六與圖七為比對 IEEE 693 測試波之簡化分析方法(黑線)與實驗(藍線)測得之 Y 向盤內反應譜，分析點位分別位於頂部間層與底部間層。由圖可知，面板模型雖可改善 Stick model 無法模擬高頻反應之特性，但因實驗數據含有部分非線性高頻反應，故面板模型反應譜波形之高頻區段仍無法精確符合真實機櫃之盤內反應譜。



圖五 改良簡化分析方法示意圖



圖六 盤內反應譜分析結果(頂部間層)



圖七 盤內反應譜分析結果(底部間層)

五、結論與展望

本研究透過振動台試驗探討 MCC 盤體之動力特性，探討承載質量、設備安裝位置、輸入波大小、輸入波類型等參數對盤內反應譜與盤內放大因子的影響，並將實驗結果比對現今兩類評估方法推得之盤內反應譜，探討盤內設備耐震需求評估方法之保守性。數值模型分析方面，本研究同時建立詳細有限元素模型與簡化分析方法，並以實驗所得之加速度歷時與盤內反應譜驗證其準確性。

本研究提出之改良簡化分析方法可得較接近實際之盤內反應譜與放大因子，有助於進行盤體設計參數分析與盤內設備耐震評估。由於核電廠內絕大多數為多個盤體並聯安裝，後續研究將執行多盤體機櫃振動台試驗，據以探討多盤體與單盤體之動力特性差異，並進行多盤體數值模擬分析，使簡化分析方法亦可適用於多盤體。

參考文獻

1. Taipower Company (2007). FSAR of Lungmen nuclear power station units 1&2, appendix AC, Taiwan.
2. Electric Power Research Institute (1991). A methodology for assessment of nuclear power plant seismic margin, EPRI NP-6041-M-Rev.1, CA, USA.
3. Kassawara, R. P., et al. (1995). Guidelines for Development of In-Cabinet Demand for Devices Mounted in Electrical Cabinets, EPRI NP-7146-SL R1, EPRI, CA, USA.

新一代核能電廠地震機率式風險評估方法之研究

黃尹男¹ 張長菁² 沈盈琇³

摘要

地震機率式風險評估(Seismic Probabilistic Risk Assessment, SPRA)自 1980 年代被提出之後，已廣被認為估算核電廠因地震引致之核安事故(如爐心受損、早期大量輻射外洩)之年平均超越頻率的可行方法。本研究採用 Huang 等人(2011)所提出核能電廠地震機率式風險評估(Seismic Probabilistic Risk Assessment, SPRA)之方法(簡稱 Huang et al. SPRA)，包含五個步驟，分別為(1)核電廠系統分析；(2)地震危害度分析；(3)非線性反應歷時分析；(4)評估元件損傷(Assess Component Damage)；(5) 地震風險量化計算，此評估法改進了業界習用之方法，其特色為(1)以結構反應參數定義結構與非結構元件之易損性曲線；(2)採用歷時分析來決定核電廠元件之耐震需求；及(3)以蒙地卡羅法決定各元件之破壞狀況。本研究進一步以一案例核電廠事故序列為例，計算其地震風險並針對 Huang et al. SPRA 方法提出一套有效率之計算程序。

關鍵詞：核電廠地震機率式風險評估、地震危害度曲線、易損性曲線

一、前言

1991 年美國核能管制委員會(United States Nuclear Regulatory Commission, USNRC)要求境內所有核電廠進行外部事件檢查(Individual Plant Examination of External Events, IPEEE)(USNRC, 1991)，為配合這項要求，USNRC 發表 NUREG-1407 (Chen *et al.*, 1991)協助各核電廠進行 IPEEE，地震機率式風險評估(Seismic Probabilistic Risk Assessment, SPRA)為 NUREG-1407 明確記載 USNRC 認可的耐震安全評估方法之一。SPRA 採用機率式(Probabilistic Approach)之評估方式，考慮所有導致爐心受損之事故序列，計算爐心受損、輻射外洩等核安事件的年發生頻率。

SPRA 自 1980 年代被提出之後，已廣被認為估算核電廠因地震而導致爐心受損之年平均超越頻率的可行方法。USNRC 在 NUREG/CR-2300 (USNRC, 1983)提供 SPRA 程序準則，此準則中定義兩種 SPRA 的方法：(1) Zion 法和(2) Seismic Safety

Margin (SSM)法。Zion 法以最大地表加速度(PGA)作為電廠元件易損性曲線之強度參數，主要執执行程序包含四個部分(1)危害度分析(Seismic hazard analysis)，(2)元件易損性分析(Component fragility evaluation)，(3)系統分析(Plant system and accident-sequence analysis)，(4)風險分析(Consequence analysis)，為目前核電廠普遍使用的 SPRA 方法。而 SSM 法則採用結構反應參數，如樓版譜加速度或結構層間位移等，作為易損性曲線之強度參數，使用上需進行動力分析。

自 1980 年代以來，地震工程學界與業界對結構物之耐震設計與耐震性能評估已有長足的進展，Huang 等人(2009, 2011a, 2011b)綜合核電廠既存之地震機率式風險評估方法與地震工程學界在性能評估上的新做法，發展出一套新的 SPRA 方法(簡稱 Huang et al. SPRA)，Huang et al. SPRA 除以結構反應參數定義易損性曲線，並考慮了核能電廠中不同位置間各結構反應的相關

¹ 國立台灣大學土木工程系助理教授

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

性(Correlation)，此外，引用蒙地卡羅模擬(Monte Carlo Simulation)決定各結構反應的損壞情況(安全或失效)。

本研究採用 Huang et al. SPRA 方法，以一簡化之典型沸水式核能電廠目標事故序列為例，計算該簡化序列所代表之事故年平均超越頻率，並針對 Huang et al. SPRA 方法提出一套有效率之計算程序，本研究成果將有助於改進國內核電廠耐震風險評估的方法，作為核電廠耐震安全補強之參考。本研究因旨在改進既有的核電廠耐震風險評估步驟，因此採用簡化之事故序列，本研究所計算之風險結果並非範例電廠之爐心受損年均超越頻率。

二、新一代地震機率式風險評估方法

本研究採用 Huang et al. SPRA 方法，此方法已被納入美國核電廠耐震分析規範 ASCE 4 新版(ASCE, 2013)非強制性附錄 A(Non-Mandatory Appendix A)，Huang et al. SPRA 分析流程包含五個步驟，主要程序為：

(一)系統分析及建立元件易損性曲線

以事件樹及故障樹方法進行系統分析，建立因地震導致爐心受損之事故序列，事故序列由事件樹組成，事件樹列出所有可能導致爐心受損事件，每一事件涉及了一連串系統的成功運作或失效，每一個系統的失效則經由故障樹來組成。此外，必須建立結構及非結構構件易損性曲線，元件之易損性曲線表示該元件在某一地震強度下失效機率。在本方法中結構、系統與設備之易損性曲線為結構反應參數（如樓板加速度反應值、層間位移等）之函數，而非最大地表加速度之函數。本研究之易損性曲線以對數常態分布(Lognormal Distribution)的累積分布函數(Cumulative Distribution Function, CDF)來表示，可表示為

$$G_c(a) = \Phi \left[\frac{\ln(a/\hat{a})}{\beta_c} \right] \quad (1)$$

其中 Φ 為標準常態分布函數； $G_c(a)$ 為以

結構反應參數 a 為函數之易損性曲線； $\hat{a}$ 則表示元件之耐震容量中位數值； β_c 為耐震容量之對數標準差，包含對耐震容量考慮不確定性及對易損性曲線考量之隨機性。後續且將配合非線性歷時反應分析結果，建立整個事故序列之發生機率曲線。

(二)地震危害度分析

針對廠址進行機率式地震危害度分析，以建立地震危害度曲線。由地震危害度曲線可知特定地震強度參數(例如地表最大加速度或地表最大譜加速度)下之年平均超越頻率。

(三)結構動力歷時反應分析

以動力歷時反應分析決定結構物在某一地表運動強度下之反應，用以評估結構系統之變形以及在核電廠非結構元件或設備所需之需求加速度、受力及位移。在動力分析過程中，地震歷時選取與縮放之方法為條件反應譜法(Conditional Spectrum Method)，依據地震危害度分析結果進行參數拆解，求得各地震強度等級下所對應目標譜加速度之平均地震規模(M)及距離(R)，以便利用衰減率求得各地震強度下之中位數反應譜(Median Spectrum Prediction)及各週期譜加速度之對數標準差，用以挑選適合之地震歷時。本研究在地震強度分段上，將地震危害度曲線分成 8 個地震強度等區間，針對地震強度之 8 個等級，進行地震歷時之選取及縮放。

(四)元件損傷評估

藉由在不同地震強度等級下，以不同地震歷時作為輸入力，進行動力歷時反應分析得到各元件所在位置之反應後，並轉換為各元件易損性曲線之反應參數，得到需求矩陣(Demand Matrix)，並參考 ATC-58 認可方法增廣需求矩陣，再透過過蒙地卡羅法(Monte Carlo Method)比較元件反應參數與易損性曲線，決定結構、系統與設備之失效或安全與否，並配合事件樹及故障數樹所建立之事故序列，進一步計算該序列爐心受損之失效機率。

(5).地震風險量化計算

事故序列爐心受損年平均頻率計算方法為該序列爐心受損之失效機率與地震危害度曲線中每個地震強度區間的年平均發生頻率之乘積相加，可表示為

$$\lambda_{UP} = \sum_{i=1}^8 P_{UP}(S_{ai}) \cdot \Delta\lambda_{H,i} \quad (2)$$

其中 $P_{UP}(S_{ai})$ 係指在地震強度 S_{ai} 區間內該事故序列爐心受損失效機率； $\Delta\lambda_{H,i}$ 係指地震危害度曲線中，地震強度 S_{ai} 區間的年平均發生頻率； λ_{UP} 係指該事故序列爐心受損的年平均發生頻率。

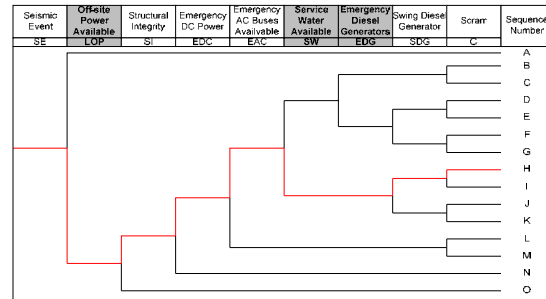
三、目標事故序列地震風險計算案例

本研究以一典型沸水式核能電廠事故序列為例，依 Huang et al. SPRA 方法，計算其地震風險，首先以事件樹及故障樹方法進行系統事故序列分析，以地震事件 (Seismic Event, SE) 作為初始事件而建立導致爐心熔毀之事件樹，如圖一所示，所選定目標事故序列為序列編號 2，該事故序列導致爐心受損主要涉及 3 個安全功能系統 (Safety Function) 之失效，分別為廠外電源 (Off-Site Power, LOP)、廠用海水系統 (Service Water System, SW) 及餘熱移除系統消防補水系統 (AC-Independent Water Addition, ACIWA)。每個安全功能系統有其故障樹，如圖二則為 ACIWA 系統之故障樹，由故障樹中可知導致 ACIWA 系統失效元件。接著針對所涉及安全相關元件建立以結構反應為參數之易損性曲線，用以計算各元件之破壞機率。序列 2 中其他未失效之安全系統則予以忽略。

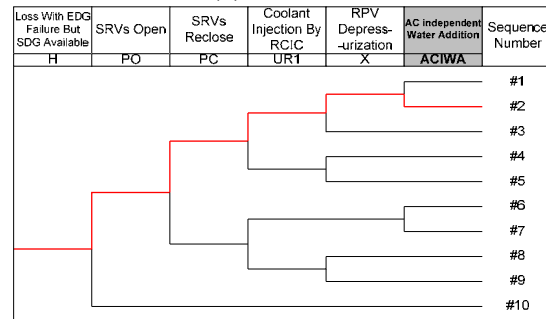
依案例核電廠廠址特性及廠房結構特性，針對結構週期 0.2 秒，阻尼比為 5%，進行地震危害度分析，求得以譜加速度為函數之地震危害度曲線，如圖三。

針對本研究涉及安全系統相關元件之所在廠房，以結構分析軟體 SAP2000 建立數值分析模型，如圖四，將輸入地震力之強度分為 8 個等級，進行非線性歷時分析，所選用之地震歷時係依地震危害度分

析之參數，由太平洋地震工程研究中心 (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER) 地震資料庫中選取，地震歷時選取與縮放之方法為條件反應譜法，在每個地震強度等級下挑選 20 組地震紀錄作為輸入地震紀錄。



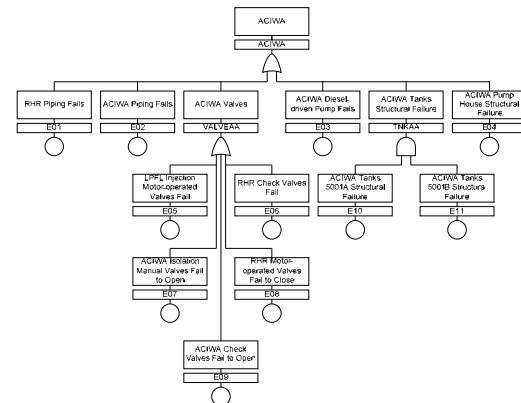
(a) 主要事件樹



■ Failure of related SFs in #2

(b) 接續事故序列 H 之事件樹

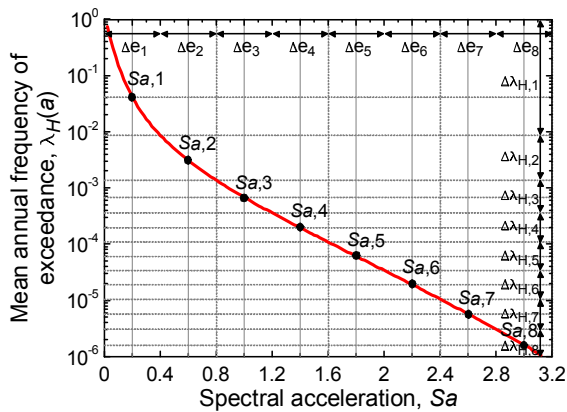
圖一 核電廠事件樹



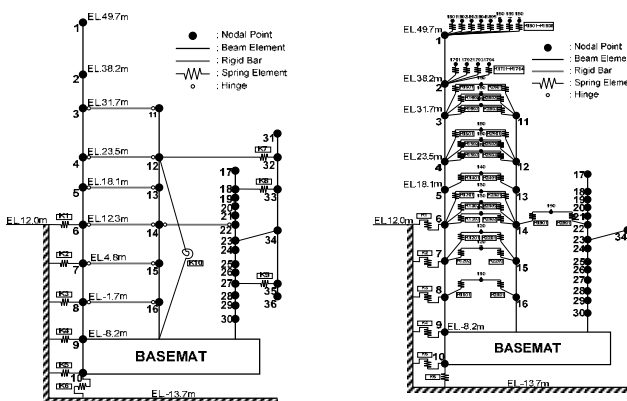
圖二 ACIWA 系統故障樹

元件損傷評估程序係透過反應歷時分析得到所有相關元件所在位置之反應 (如樓板加速度) 後，並轉換為各元件易損性曲線之反應參數，其反應參數主要為樓板加速度反應譜、應力比及層間位移等，由 20 組地震紀錄為外力作用下，得到 20 組需求矩陣 (Demand Matrix)，並參考 ATC-58 認可方法增廣之 50000 列之需求矩陣，再透

過蒙地卡羅法(Monte Carlo Method)比較元件反應參數與易損性曲線，決定結構、系統與設備之失效或安全與否，並配合事件樹及故障樹所建立之事故序列，進一步計算該簡化序列之機率，結果如表一。配合地震危害度曲線可得該簡化序列之年平均發生頻率，其結果如表一，本案例核電廠目標事故序列之地震風險為 1.55×10^{-4} 。



圖三 核電廠地震危害度曲線



圖四 本研究案例之核電廠廠房簡化模型

表一 目標事故序列爐心受損之年平均發生頻率

Ground-motion intensity level, $S_{a,i}$	Probability of unacceptable performance, $P_{UP}(S_{a,i})$	Mean annual frequency of occurrence, $\Delta\lambda_{H,i}$	Annual frequency of unacceptable performance, $P_{UP}(S_{a,i}) \times \Delta\lambda_{H,i}$
$S_{a,1}$	0.2g	0.000	7.36×10^{-1}
$S_{a,2}$	0.6g	6.86×10^{-3}	7.20×10^{-3}
$S_{a,3}$	1.0g	4.77×10^{-2}	1.00×10^{-3}
$S_{a,4}$	1.4g	1.05×10^{-1}	2.49×10^{-4}
$S_{a,5}$	1.8g	2.56×10^{-1}	7.43×10^{-5}
$S_{a,6}$	2.2g	3.20×10^{-1}	2.35×10^{-5}
$S_{a,7}$	2.6g	4.50×10^{-1}	7.40×10^{-6}
$S_{a,8}$	3.0g	6.15×10^{-1}	2.25×10^{-6}

五、結論與展望

傳統地震機率式風險評估法自 1980 年代被提出後，至今持續用以進行核電廠之風險評估，傳統以 PGA 定義核電廠結構與設備元件之易損性曲線，雖有助於簡化地震風險評估工作之進行，但 PGA 與結構與設備元件破壞之相關性遠低於結構本身之反應。Huang et al. SPRA 方法改進傳統 SPRA 方法，以結構反應參數定義易損性曲線，並利用動力歷時分析求得結構反應，增加核能電廠耐震風險評估之可靠性。

參考文獻

1. Chen, J.T., Chokshi, N.C., Kenneally, R.M., Kelly, G.B., Beckner, W.D., McCracken, C., Murphy, A.J., Reiter, L., Jeng, D., Procedural and Submittal Guidance of Individual Plant Examination of External Events (IPEEE) for Severe Accident Vulnerabilities. NUREG-1407. U.S. Nuclear Regulatory Commission. Washington, DC. 1991
2. Huang, Y.-N., Whittaker, A. S. and Luco, N. "A Probabilistic Seismic Risk Assessment Procedure for Nuclear Power Plants: (I) Methodology," Nuclear Engineering and Design, 241, 2011, 3996-4003.
3. Huang, Y.-N., Whittaker, A. S. and Luco, N. "A Probabilistic Seismic Risk Assessment Procedure for Nuclear Power Plants: (II) Application," Nuclear Engineering and Design, 241(2011), 3985-3995.
4. U.S. Nuclear Regulatory Commission (USNRC) (1991). Individual Plant Examination of External Events (IPEEE) for Severe Accident Vulnerabilities. Generic Letter No. 88-20, Supplement 4. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.
5. U.S. Nuclear Regulatory Commission (USNRC) PRA Procedures Guide. NUREG/CR-2300. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC. 1983

近斷層場址設計地震歷時製作技術研究

趙書賢¹ 簡文郁² 吳俊霖³ 張毓文¹ 劉勛仁¹ 張宛婷¹

摘要

本研究探討了針對近斷層場址製作設計地震歷時之流程以及所需之相關技術，包括了機率式地震危害度分析、機率式斷層位移危害度分析、地震歷時篩選、加速度地震歷時基線校正、以及反應譜相符合地震歷時製作等等。最終完成之設計地震歷時，除了能夠反映出場址之地震需求之外，亦可反映出近斷層場址未來所可能承受之地振動特性，包含了近斷層地震之加速度與速度歷時脈衝效應、地表永久位移、以及其他相關的強地動參數等等，可供近斷層場址之結構，如管線、橋梁、建築與隔震結構等進行動態歷時分析，以評估近斷層地震對結構所可能產生之影響與衝擊。

關鍵詞：近斷層地震、地震危害度分析、斷層位移危害度分析、基線校正、反應譜相符合地震歷時

一、前言

根據經濟部中央地質調查所發表之2012年版台灣活動斷層分布圖來看，台灣地區一共有33條活動斷層，其中第一類活動斷層有20條，第二類活動斷層有13條，斷層分布主要在西部麓山帶與平原交界處及東部花東縱谷區域。台灣過去幾次的災難性大地震，皆是由斷層的活動所造成的，例如1999年車籠埔斷層的活動所造成的921集集大地震。斷層的活動除了會造成近斷層區域廠址相當大的地表振動強度之外，近斷層廠址之地表振動特性，如長週期之速度脈衝、斷層錯動所產生之永久位移等，亦會對結構產生相當大的影響，如速度脈衝會導致周期較長的隔震結構產生相當大的位移，而斷層錯動的所產生的永久位移亦會造成地下管線系統的損壞。因此近斷層之廠址於進行耐震設計與評估補強時，必須要考量近斷層地震所可能產生的效應，未來一旦斷層活動之時，方能夠減少其對結構所產生之衝擊。

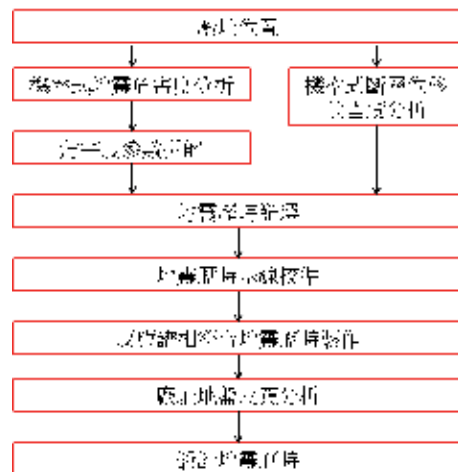


圖2 設計地震歷時之製作流程

本研究的主要目的為針對近斷層之場址，探討製作設計地震歷時之各項流程以及所需之相關技術。製作設計地震歷時之各項流程可參考圖二，包括了機率式地震危害度分析、機率式斷層位移危害度分析、地震歷時篩選、地震歷時基線校正、反應譜相符合地震歷時製作以及地盤反應分析等等。最終完成之設計地震歷時，除了能夠反映出場址之地震需求之外，亦可反映出近斷層場址未來所可能承受之地振

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副研究員

動特性，包含了近斷層地震之加速度與速度歷時脈衝效應、地表永久位移、以及其他相關的強地動參數等等，可供近斷層場址之結構，如管線、橋梁、建築與隔震結構等進行動態歷時分析，以評估近斷層地震對結構所可能產生之影響與衝擊。以下將分別針對製作設計地震歷時所需之部分流程與相關技術進行摘要介紹。

二、機率式地震危害度分析

進行機率式地震危害度分析之主要目的是為了評估廠址未來所可能遭受之地表振動強度。若假設地震在時間上之分佈，即地震之發生模式為卜桑模式（Poisson Model），則廠址之地震危害度可表示如下式所示：

$$P[IM > x] = \sum_{i=1}^N v_i \left\{ \iint P[IM > x | m, r] f_{M,R}(m, r) dm dr \right\}_i \quad (1)$$

其中 IM 為考量之地表振動強度，一般採用地震歷時之虛擬譜加速度值； N 為該場址所需考慮的震源區數量； M 為地震規模； R 為廠址至震央之距離（點震源），或是廠址至斷層破裂區之最短距離（線震源與面震源）； v 為震源區地震之平均發生率，單位為次/年； $f_{M,R}(m, r)$ 為震源區發震後發生規模以及與廠址距離之機率； $P[IM > x | m, r]$ 則為發生某規模與廠址距離之地震時，廠址地表振動強度大於 x 之機率； $P[IM > x]$ 為廠址地表振動強度大於 x 之年發生率。

由上式可以了解地震危害度分析之過程需建立兩個主要的模型，一個為地震源特徵之模型，一個是地表運動特徵之模型。地震源特徵模型建立了場址所需考量之各震源區之發震特徵（如上式之 v 與 $f_{M,R}(m, r)$ ），其建立所需考量的議題包括了震源區的劃分方式、地震目錄的建立與完整性分析、餘震的篩選、斷層模型的建立、地震規模的選定與不同規模之轉換、規模不確定性之影響、規模上限值之預估、地震發生率之預估以及斷層破裂長度與規模之關係等等；而地表運動特徵模型則建立

了各震源區一旦發震後所可能引發場址之地表振動強度（如上式之 $P[IM > x | m, r]$ ），其建立所需考量的議題包括了廠址效應、斷層上下盤效應、波傳效應、現有衰減率之適用性與不確定性等等。透過地震危害度分析最終可以得到場址不同超越機率之地表振動強度，以及可供設計與評估之設計反應譜。

三、機率式斷層位移危害度分析

近斷層之廠址除了進行機率式地震危害度分析了解地震設計需求之外，亦需透過機率式斷層位移危害度分析，評估斷層未來若是錯動，所可能產生之地表永久位移量，以提供工程師進行後續設計及評估之工作。斷層位移之危害度可表示如下式所示[1]：

$$P[D > d] = \sum_{i=1}^N v_i \left\{ \iint P[D > d | Slip] P[Slip | m, r] f_{M,R}(m, r) dm dr \right\}_i \quad (2)$$

其中 D 為斷層所可能產生之永久位移； $P[Slip | m, r]$ 則為考量之震源區一旦發生某地震規模與廠址距離之地震時，斷層錯動產生永久位移之機率； $P[D > d | Slip]$ 則為一旦斷層錯動產生永久位移之後，其位移值大於 d 值的機率； $P[D > d]$ 為斷層位移大於 d 值之年發生率。

進行機率式斷層位移危害度分析時，所需考量之議題包括了斷層發震與錯動機率的評估、不同斷層位置發生錯動所可能產生的位移量、錯動位移與地震規模之關係等等；透過機率式斷層位移危害度分析最終可以得到場址不同超越機率之永久位移值，以及所需的設計位移量。

四、實測地震歷時篩選方法

地震歷時篩選之目的，在於挑選滿足設計水準與危害條件之實測紀錄，以適當地反映工址的地盤特性與地震特徵，以利後續製作設計地震歷時，提升結構耐震設計之可靠度、安全性與經濟性。一般來說，

透過危害度參數拆解了解廠址主要的危害度之來源之後，接著依據其結果建立地震資料庫，接著比對地震資料庫中地震紀錄之反應譜與目標設計反應譜的曲線形狀，判斷兩者之符合程度，為目前最普遍使用之挑選地震紀錄方式。地震紀錄之反應譜與目標設計反應譜的接近程度可以以下 2 項指標來評估：

1. 比例因子(scale factor, F)，即調整指標，表示原始紀錄與標的反應譜之間平均比值，數值越小表示兩者能量振幅越接近。
2. 均方差值(Mean Squared Error, MSE)，即符合度指標，表示調整紀錄與標的反應譜之間差異度，MSE 越小表示兩者形態越接近。

若取對數值各項指標計算公式如下：

$$F = \sum_i^N \left[\ln(SA_{target}(t_i)) - \ln(SA_{record}(t_i)) \right] / N \quad (3)$$

$$MSE = \sum_i^N \left[\ln(SA_{target}(t_i)) - \ln(F \times SA_{record}(t_i)) \right]^2 / N \quad (4)$$

配合上述兩項指標可挑選出反應譜與目標反應譜最接近之地震歷時。

五、地震歷時基線校準

一般來說，經由強震儀量測所得之地震加速度歷時訊號，若直接將其積分所得之速度與位移訊號，往往會產生失真與偏移之現象（如圖 3 所示）。造成速度與位移訊號偏移發散與失真的原因，主要是因為量測所得之加速度訊號，除了實際的地表加速度運動之外，還隱含隨機的背景白噪訊以及低頻的噪訊。若採用該加速度歷時訊號計算反應譜，則將導致長週期結構的反應譜值產生誤差。進行基線校準的目的在於校準量測之加速度歷時訊號，求得接近真實的地表加速度歷時訊號，使其積分所得之地表速度與位移歷時能夠接近實際值，使用經過基線校準之加速度歷時訊號進行反應譜分析，方可得到正確的反應譜值。

一般之地表加速度地震力時進行基線

校準之方式可採用學者 Trifunac 於 1971 年所提出來之方法，其同時使用了一次線性方程式以及高通濾波器，分別針對地表加速度、速度以及位移進行校準，經過該方法校正之後之加速度歷時，在積分後所得之位移與速度歷時，除了不會有速度與位移反應偏移發散與失真之狀況，亦可以滿足地震開始前與結束後之地表速度與位移為零值之情況，因此其可用來校準沒有產生永久位移之地表加速度歷時。

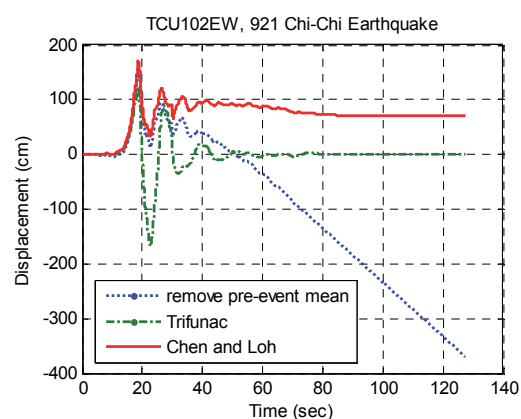


圖 3 採用不同方式進行地表加速度基線校準所得之地表位移歷時比較

由於近斷層之廠址，斷層一旦發生錯動，即可能產生永久之地表位移，因此近斷層之測站所量測之加速度歷時於進行基線校準之時，高通濾波器之使用與設計必須要特別小心，否則永久地表位移之訊號就很有可能被濾除（如圖 3 所示）。過去有許多學者探討如何針對近斷層測站之加速度歷時進行基線校準，以還原真實之永久位移，其中陳賢銘博士[2]採用小波包轉換之方式，配合觀察積分後位移穩定之情況以及 GPS 量測之結果，選擇合適之高通濾波器進行濾波，還原真實的地表位移反應（如圖 3 所示）以及校正所得之加速度歷時。

六、反應譜相符合地震歷時

在進行結構動態歷時分析時，所採用的地震加速度歷時，其反應譜必須與廠址之設計反應譜相符合，才能夠反映廠址預期之地震強度。然而在大部分的情況下，挑選

之實際地震加速度歷時，其反應譜無法與設計反應譜一致，因此在過去有許多製作反應譜相符合地震歷時的方法被不同的學者提出與應用。

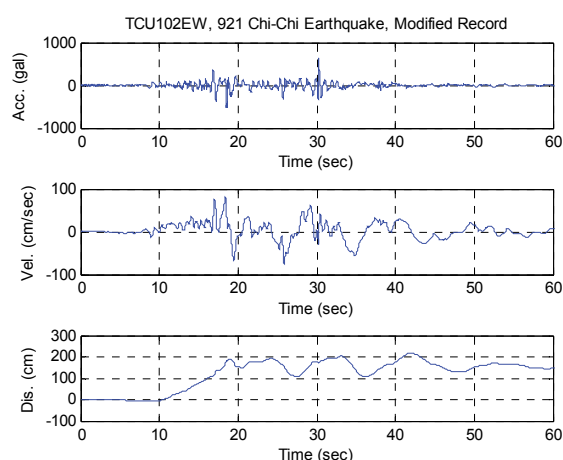


圖 4 反應譜相符合地震歷時之加速度、速度以及位移歷時(其反應譜如圖 5 所示)

本研究所採用之方法乃修正之時間域法，該方法之理論最早由 Kaul 於 1978 年所提出，而在最近這十年許多學者也提出了對該方法理論之修正與應用，使用該方法進行反應譜相符合地震歷時之製作的好處包括了：

1. 採用真實的地震紀錄進行調整，使其反應譜最終可以與設計反應譜一致。此外本研究利用地震歷時群組探討修正前後加速度歷時強地動特性的變化，可以證明本研究所採用之方法可最大限度的保留原始地震紀錄的強地動特性，如其時頻譜、強震與總延時、 V/A 值以及 AD/V^2 值等等。
2. 可同時設定不同阻尼比之設計反應譜做為目標反應譜，以滿足不同的設計需求。
3. 可同時調整雙軸向加速度地震歷時，使其最大反應譜與目標反應譜一致。
4. 可保留調整前後加速度歷時之基線，配合本研究所提出的調整方法，可以控制調整前後的峰值地表加速度、速度、位移值以及永久位移值。

圖 4 為反應譜相符合地震歷時之製作範例，其中原始地震紀錄採用 921 集集地震 TCU102 近斷層測站東西向量測所得之

加速度歷時，經基線修正後再進行反應譜相符合地震歷時製作，所得到之結果，修正前後之反應譜以及與目標反應譜之比較可參考圖 5 所示。製作完成之反應譜相符合地表加速度歷時，仍可保有原始近斷層紀錄地表永久位移與長週期脈衝波之特性。

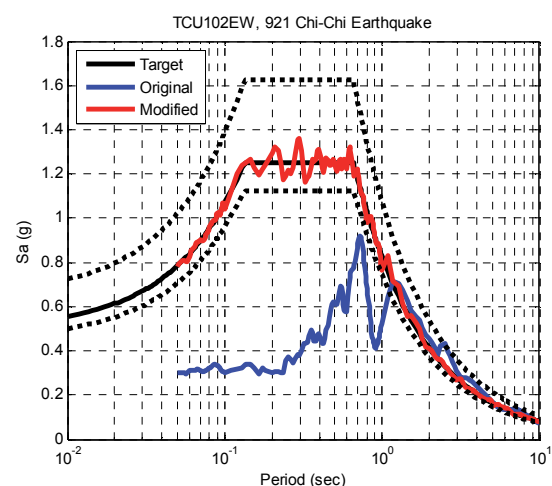


圖 5 修正前後之地表加速度歷時其反應譜與目標反應譜之比較

七、小結

本研究探討了製作近斷層廠址設計地震歷時之相關議題與技術，包括了危害度分析、地震篩選、基線校準與反應譜相符合地震歷時製作技術等等，以製作能反映廠址地震設計需求的地表加速度歷時，供進行後續結構設計與評估之用。

參考文獻

1. Youngs, R.R. etc. (2003). "A Methodology for Probabilistic Fault Displacement Hazard Analysis" *Earthquake Spectra*, 19, 1, pp. 191–219.
2. Chen, S.M., Loh, C.H. (2007). "Estimating Permanent Ground Displacement from Near-Fault Strong-Motion Accelerograms," *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97, 1B, pp. 63–75.

地震動境況模擬系統建置

張毓文¹ 張宛婷² 簡文郁³ 劉勛仁¹ 趙書賢⁴

摘要

地震發生時，各地區地震動評估為緊急應變規劃與推估建物可能之損傷狀況的重要參考，工程上多以地震的規模與距離套用地震動衰減律以評估所在位置之地震動值。除此外，建物所在位置過去之歷史資料亦是提供判斷建物是否受損之參考指標。有鑑於此，本研究之目的在於建置一系統能提供歷史地震動查詢與地震境況模擬，該系統以 MATLAB 程式撰寫視窗介面，讓使用者可簡便查詢台灣過往地震事件資訊，了解工址過去之地震動特性，並於災害性地震發生時，可快速評估地震災害潛勢，作為震災緊急應變之參考。

關鍵詞：地震動境況模擬、地震動查詢、地震動衰減律、緊急應變

一、前言

地震災害潛勢評估一般以地震動衰減律(Ground Motion Attenuation Relation)為基礎，針對地震發生時各地的地震動值作合理的估算，如尖峰地表加速度值(Peak Ground Acceleration, PGA)、短週期(0.3 秒)及中長週期(1.0 秒)之譜加速度值(Spectral Acceleration, S_a)等，以建置地震動分佈圖(ShakeMap)，作為緊急應變規劃的參考。地震動衰減律多為地震規模與距離之函數，一旦震央位置確定，即能評估地震動之大小。然而，地震動大小會因土層厚度不同而放大，最明顯的例子即為集集地震的發生使在一百公里外的台北盆地因場址效應而造成建物倒塌。因此，將堅硬地盤地震動衰減律配合特定場址本身之歷史地震資料，可合理且場址相依的評估該場址特殊之場址效應，稱為考慮場址效應之地震動衰減律(張毓文, 2002)。再者，由於地震動衰減律分析時包含不同之地震資料，結果屬於一平均地震特性的經驗式，因此對單一地震所造成地震動的描述仍存在一誤差，是來自於地震的特殊效應(Jean et al., 2006)。因此，以考慮實際地震資料進行震

源效應的校正，可提高地震動評估的可信度。

由於地震動潛勢分佈圖可作為緊急應變規劃、建物可能之災損分佈評估、歷史地震動值查詢等應用，為此，上述之分析系統有必要以視窗化介面呈現，以增加應用層面，方便操作與查詢。因此，本研究之目的在於建置一系統能提供歷史地震動查詢與地震境況模擬，擬以 MATLAB 軟體撰寫視窗介面，整合考慮場址效應之地震動衰減律與中央氣象局之實測地震紀錄修正震源效應，提供準確度高之地震動潛勢分佈圖，讓使用者可簡便查詢台灣過往地震事件資訊，了解建物地點過去之地震動特性，並於災害性地震發生時，可快速評估地震災害潛勢，作為震災緊急應變之參考。

二、地震動評估

當地震發生時，震源破裂釋放的能量以波的形式外傳，至工址地表引起震動。地表震動通常以加速度歷時的型式表現，其所內涵資訊多且複雜。在地震工程的應用上常必須擷取其重要且有意義的物理

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專案助理研究員

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專案助理研究員

量，做為研究與應用之標的。一般而言，地震波由震源往外輻射傳播時，包含震源(S)、路徑(P)、地盤(I)等三種基本參數影響地震動(A)大小，故地震動衰減律多以此三種參數描述地震波傳播時所發生的衰減現象，可以下式表示其關係

$$A = S \cdot P \cdot I \quad (1)$$

地震動評估所採用的地震動衰減律之基本架構以式(1)作為主要範疇，對於各參數之考慮如下詳述之。

(1) **堅硬地盤之地震動衰減律 Y_a** ：為堅硬地盤資料回歸分析所得，採用規模大於 5.0 的地震。由於地震震央位置平均分佈於整個臺灣，因此，可以合理將震源效與路徑效應在此衰減律中視為平均，故式(1)可以近似改寫為

$$A \cong Y_a \cdot I \quad (2)$$

故場址效應 I ，為存在於實際震度值 A 與堅硬地盤之地震動衰減律 Y_a 之間的關係因子，可實際反映出各測站之間的場址特性。

(2) **測站場址效應修正函數**：為測站本身所收錄的地震紀錄 A 對堅硬地盤衰減律 Y_a 間存在的系統偏差，即為場址效應 I 。於二者之間取對數後的線性關係，作為該測站對於堅硬地盤衰減律 Y_a 的修正函數：

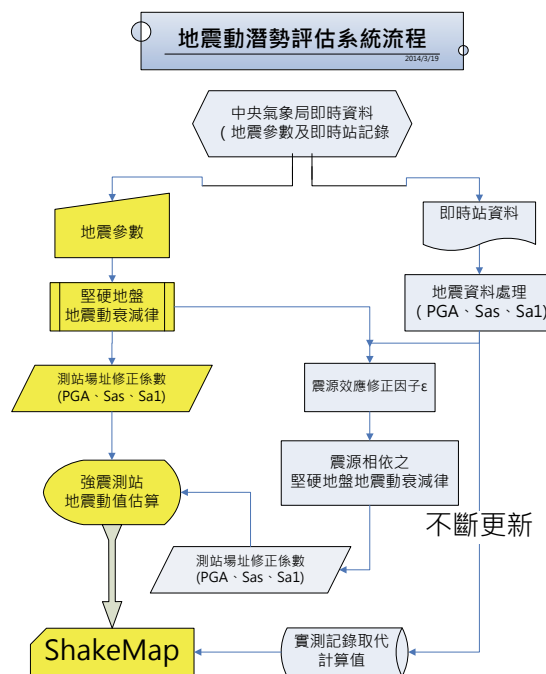
$$\ln(A)_i = C_0 + C_1 \times \ln(Y_a)_i \quad (3)$$

此一修正函數可以反映測站本身之場址效應，配合堅硬地盤衰減律 Y_a 而為考慮場址效應之地震動衰減律，可有效的降低偏差量，使對地震動的預測誤差可降低到 60% 以內。

(3) **震源效應修正**：由於每個地震之發生皆有其獨特性存在，對應於屬於平均震源效應的堅硬地盤衰減律，震源效應可由地震發生時由堅硬地盤所收錄的實測紀錄進行校正，成為一震源相依的地震動衰減律。

本系統的兩個主要程序如圖一所示。對於過去無實測紀錄的歷史地震或地震境況模擬，其地震動的評估可由圖一中的黃色流程建置，即為結合上述步驟一、二，進行地震境況模擬評估，如對 1906 年的梅

山地震的預估。相對於地震發生時，經由中央氣象局所公布的地震資訊與部分實測紀錄值，則可結合完整步驟得到高準確度的地震動潛勢分佈圖。



圖一 地震動境況模擬流程

三、地震動境況模擬系統

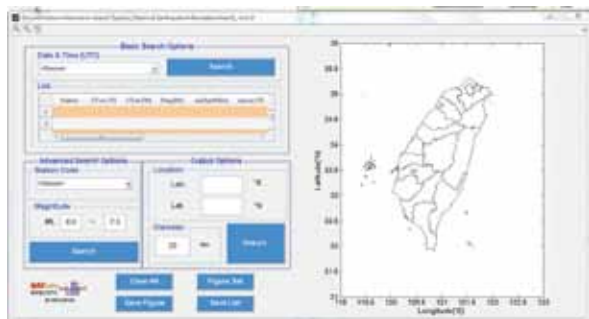
本研究所建置之地震動境況模擬與查詢系統介面如圖二所示，為採用 MATLAB 程式，其功能著重於災害地震之境況模擬，或地震發生時之高精度地震動分佈估算。本系統收錄中央氣象局 1991 年至 2010 年規模大於 6.0 之災害性地震紀錄，可提供各地區歷史地震動值之查詢。針對本系統，以下搭配不同案例之地震動模擬計算過程與成果予以說明之。

案例一：重現早期之災害地震

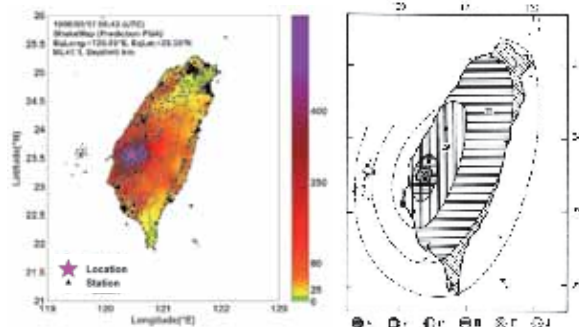
年代久遠之災害地震，因早期資訊傳輸不普遍，欠缺地震紀錄或說明極為簡陋，然其對台灣地區造成重大地質災害，如跨越西部麓山帶與嘉南平原區之 1906 年梅山地震，地震發生當時地裂明顯並伴隨噴水及噴砂等現象，亦造成梅山斷層。

1906 年 3 月 17 日的梅山地震僅有簡陋

地震說明，地震規模為 $M_L 7.1$ ，震源深度 6 公里，震央位置為 $120.45^\circ\text{E} / 23.55^\circ\text{N}$ ，以各地區之搖晃程度建立簡易的震度分佈圖，了解當時的地震動分佈情形。本系統依據圖一之流程重新估算梅山地震之地震動值，將上述震源參數作為輸入檔，以考慮場址效應之地震動衰減律估算 986 個測站之 PGA 值，其估算結果如圖三(左)所示。與台灣十大災害地震圖集(鄭世楠等，1999)中梅山地震之震度分佈圖(圖三(右))相比較，結果顯示，利用本系統之地震動潛勢分析模組重建歷史地震之地震動分佈可大致上呈現當時地震動分佈狀況，尤為近震源區。



圖二 地震動境況模擬與查詢系統



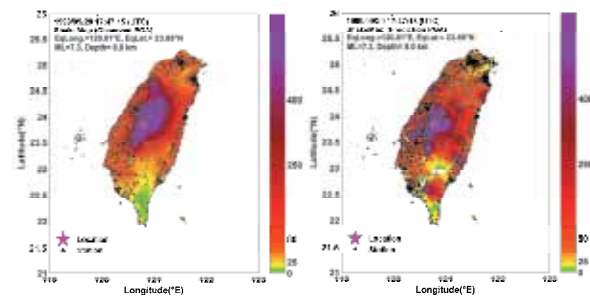
圖三 (左)梅山地震之 PGA 地震動分佈圖(採考慮場址效應之地震動衰減律估算)。(右)梅山地震之震度分佈(資料來源：台灣十大災害地震圖集)。

案例二：即時地震動模擬

一、集集地震

1999 年 9 月 21 日 2 的集集大地震，芮氏規模為 7.3，為車籠埔斷層錯動所引發之

內陸淺層地震，震央在 $120.81^\circ\text{E} / 23.85^\circ\text{N}$ ，震源深度 8 公里。地震發生初期，中央氣象局於速報系統上提供即時地震觀測資料，予相關單位進行緊急救災評估。本研究搭配中央氣象局之地震資料，將集集地震應用於本系統流程進行地震災害潛勢評估，其中中央氣象局之實測地震資料共 446 筆，將其利用於震源效應校正後，並建立震源相依之地震動衰減律，配合測站場址修正係數，採計算之地震動值共 540 筆。圖四為 PGA 之地震動分佈圖，由結果顯示，以估算值結合實測值之 PGA 分佈(圖四右)與僅實測值分布(圖四左)大致上相符，但對區域上的描述會較於細緻，如台北盆地與屏東平原之地震動分佈。



圖四 集集地震之 PGA 地震動分佈圖。(左)採實測記錄，(右)採地震境況模擬程序之估算結果。

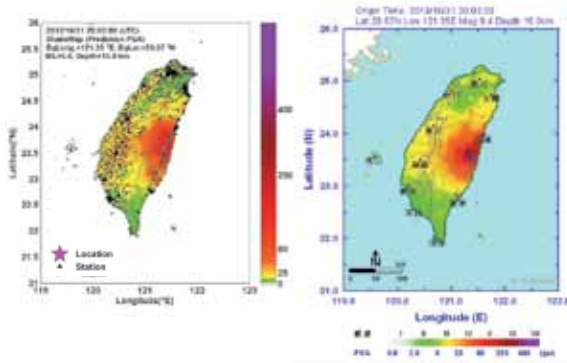
二、2013 年 10 月 31 日花蓮地震

2013 年 10 月 31 日發生於台灣東部縱谷位置的花蓮地震，芮氏規模為 6.4，震央位置 $121.35^\circ\text{E} / 23.57^\circ\text{N}$ ，震源深度 15 公里。1031 花蓮地震發生後五分鐘，自中央氣象局速報系統取得共計 102 個測站之地震動實測紀錄，採用本系統的境況模擬結果，具估算值的測站共 884 站。其 PGA 與中長週期之譜加速度(S_{al})之地震動分佈結果分別如圖五與圖六所示。由於此地震發生於花東縱谷，是否與斷層錯動所造成，是為一爭議性問題。圖五中之 PGA 估算結果乃採用震源距套用於地震動衰減律，其結果與中央氣象局實測紀錄分佈接近，因此，該地震是否由斷層錯動所引發，此結果可背參考。另外， S_{al} 觀測分布與其預測分布

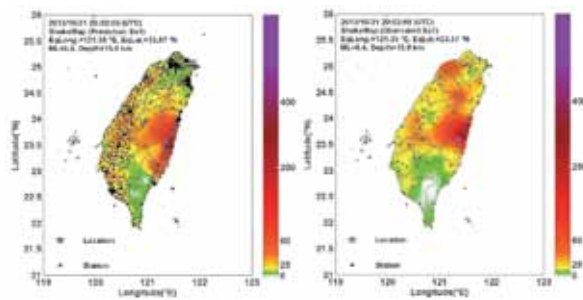
圖亦被繪於圖六中進行比較。

四、歷史地震查詢系統

本系統收錄中央氣象局 1991 年至 2010 年規模 6.0 以上之災害性地震紀錄，可提供各地區歷史地震動值之查詢。此功能可提供建物所在位置查詢過去曾經發生過的地震動值大小，可提供檢核建物受損的可能。如全台各校舍現正持續進行耐震評估與補強，此系統功能查詢並檢查校舍過去曾經發生的地震動值，以了解建物之損傷是否為設計上之不足或其他原因有關。本系統可自行輸入測站名或經緯度，並給與篩選條件，則可得到該地區之歷史地震紀錄值，案例如圖七所示。



圖五 1031 花蓮地震之 PGA 分布。(左)採境況模擬估算結果，(右)取自中央氣象局地震測報中心網站



圖六 1031 花蓮地震之 S_{a1} 分布。(左)採境況模擬估算結果，(右)採實測記錄。

五、結論與展望

本研究建置一系統能提供歷史地震動查詢與地震境況模擬，整合考慮場址效應

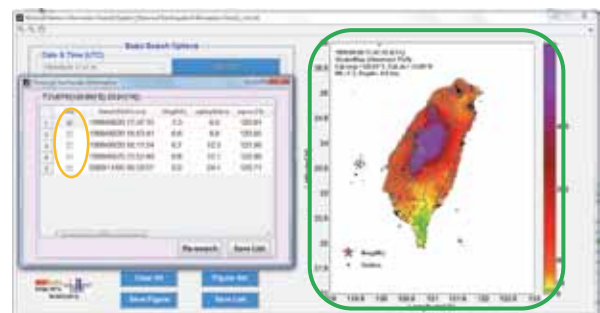
之地震動衰減律與中央氣象局之實測地震紀錄，提供準確度高之地震動潛勢分佈圖，讓使用者可簡便查詢台灣過往地震事件資訊，了解建物地點過去之地震動特性，並於災害性地震發生時，可快速評估地震災害潛勢，作為震災緊急應變之參考。

由台灣過去所發生之地震來檢驗地震動境況模擬與查詢系統之計算結果，其成果顯示本系統之境況模擬模組，可提供高精度之地震動分佈圖，作為緊急應變參考。另一方面，此系統亦可提工各工址進行歷史地震動值的查詢，以了解建物損傷狀況。

本研究建置之系統為初步測試階段，尚有許多技術層面問題待解決，未來會持續擴充地震資料庫，以提供更完善的地震事件資訊，並持續修正與更新系統功能，以滿足各界多元之需求。

參考文獻

1. 鄭世楠、葉永田、徐明同、辛在勤，1999。台灣十大災害地震圖集，交通部中央氣象局地震測報中心。
2. 張毓文，2002。場址特性分析及最大加速度衰減模式校正，國立中央大學碩士論文。
3. Jean, Wen-Yu, Yu-Wen Chang, Kuo-Liang Wen, Chin-Hsiung Loh, Early Estimation of Seismic Hazard for Strong Earthquakes in Taiwan, Natural Hazards, Volume 37, Issue 1 - 2, Feb 2006, pp39 - 53.



圖七 歷史地震查詢系統介面說明

震波傳遞特性地殼異常觀測

張議仁¹ 溫士忠² 陳朝輝³ 溫國樑⁴

摘要

利用 P 波頻散衰減與 S 波剪波分裂特性探討與觀測臨震前反應，發現 P 波頻散衰減中 dQ (將 Q 值作線性迴歸去除震央距效應) 會於震前出現相對高值；S 波的快剪波極化方向在震後會出現變動且延遲時間會升高。本文探討 2012 年嘉義 M5.28 地震並以測站 CHN5 對梅山斷層附近進行觀測，以案例探討並對地震高潛勢區域進行觀測，期望歸納出強震前地殼異常訊號。

關鍵詞：頻散衰減、剪波分裂、極化角、延遲時間

一、前言

本計畫是利用震波傳遞特性來觀測臨震前地殼異常變化，主要研究方法有二；第一是應用 P 波頻散衰減特性。地殼具有非均質、非均向且非彈性的特性，故震波在傳遞時會因幾何擴散與滯彈性吸收產生衰減，而利用觀測到的天然地震波形進行分析，找出臨震前震波頻散衰減因地殼介質所產生的異常變化。第二是應用剪波分裂特性，先前亦有研究將剪波分裂特性應用在地震前兆的觀測(Crampin, 2004)。剪波分裂特性主要可反映出地殼中裂隙範圍大小、地殼裂隙排列、構造走向及岩石葉理等情形，可表大地應力、晶體排列或斷層剪切應力等結果。所以，本研究將各測站的剪波分裂與 P 波頻散衰減特性隨時間之變化合併進行比對，討論其產生異常的時間與大地震發生時間的關係，此兩種方法對於區域裂隙密度變化具有高敏感性，其顯示的強震前兆，能作為震源區的應力場改變的時間指標，研究目標為歸納出臨震前地殼異常反應，並對地震高潛勢區域進行實際監測加以驗證，以期在強震前能掌握相關訊息。本文研究原理與方法及資料分析流程僅對剪波分裂方法作說明，不包

含 P 波頻散衰減的部分。

二、研究原理與方法

2.1 剪波分裂(Shear Wave Splitting)

非均向性 (Anisotropy) 指物體的全部或部分物理、化學等性質隨方向的不同而有所變化的特性。而當地震波通過非均向性物質時，剪力波會產生分裂的現象，稱為剪波分裂(Shear Wave Splitting)。其中快剪波極化方向會平行破裂面方向，慢剪波則會垂直於破裂面方向。

2.2 波形計算

波形計算使用梁文宗(1990)所提出的波形相關係數交互比對法；取 S 波的第一個波形進行波形比對，將兩水平分量以每次增加 1 度去做旋轉，並在時間上以 1 毫秒的量平移，並對每一次的時間平移及角度旋轉做相關係數的計算 (Cross-Correlation Coefficient)，當相關係數最大時，即為快剪波與慢剪波，進一步可得延遲時間(Delay-Time)與快剪波極化角度(Polarization Angle)，其中，

¹ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國立中正大學地球與環境科學系教授暨國家地震工程研究中心兼任研究員

⁴ 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

快剪波與慢剪波的延遲時間，反映出地殼中裂隙密度或範圍大小，而所求得的極化角度，則與裂隙排列、構造走向及岩石葉理等相關。

2.3 相關係數與信賴區間計算

相關係數與信賴區間計算，主要參考 Kreyszig(1970)。以兩水平分量為樣本母體，且對每筆地震波以每秒一百點取樣率為樣本空間，之後每旋轉 1 度或移動 1 毫秒計算波形延遲時間與極化角度的相關係數及信賴區間。當信賴區間介於 95% 且相關係數最大時，所得之延遲時間與快剪波極化角度即為所求。

三、資料選取與分析流程

3.1 資料選取

資料取用中央氣象局即時地震觀測網，採用地震規模 ≤ 3.0 之地震，挑選震央距 ≤ 30 公里，震源深度 ≤ 30 公里；資料取用條件如震央距過遠則易造成資料品質不佳；另外，大地震有較高的低頻能量，不適合用來測量頻散衰減，且大地震會因斷層錯動量大，增加了訊號之複雜度，因此地震規模設定在 $ML \leq 3.0$ 。研究區域附近測站包含 CHN5、CHN2 及 CHY 等測站，CHN2 與 CHY 資料品質較差，可利用的波形較少，本報告以 CHN5 測站做成果說明。

3.2 波形處理

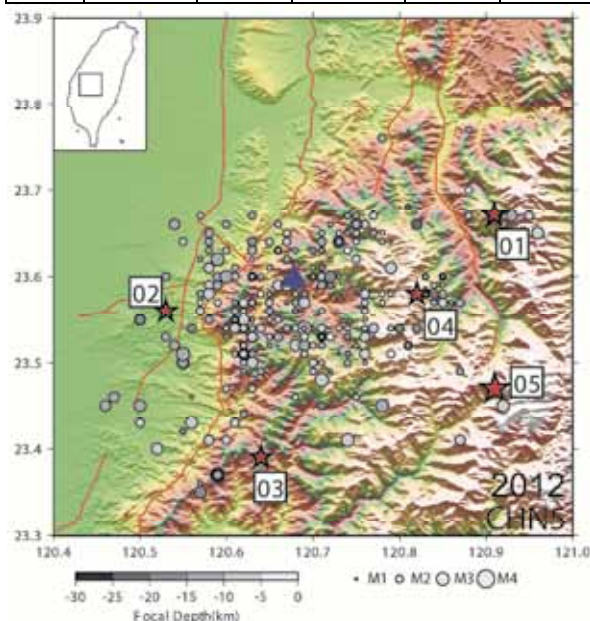
為了去除潮汐效應，將速度型資料積分為位移型紀錄並作基線修正。引用陳美瑜(2006)頻譜分析可知，台灣地區剪力波大致集中在 2-6Hz，因此以 2-6Hz 作為帶通濾波(Band Pass Filter)的範圍。

3.3 擷取 S 波第一個波形(First Cycle)訊號

擷取 S 波第一個波形(First Cycle)訊號進行分析，使用梁文宗(1990)波形相關係數交互比對法，詳 2.2。計算所得的參數以延遲時間(Delay-time，以 δ_t 表示)與快波極化角度(Polarization Angle，以 ϕ 表示)表示。延遲時間反映出地殼中裂隙密

表一 測站 CHN5 震央距 30 公里內 2012 下半年規模大於 3.0 地震列表。

編號	時間	震央		深度 (公里)	規模 (ML)
01	10/24	23.67°	120.91°	13.18	3.63
02	10/24	23.56°	120.53°	5.46	3.49
03	11/29	23.39°	120.64°	11.41	4.00
04	12/08	23.58°	120.82°	17.13	3.25
05	12/31	23.46°	120.90°	4.41	5.28

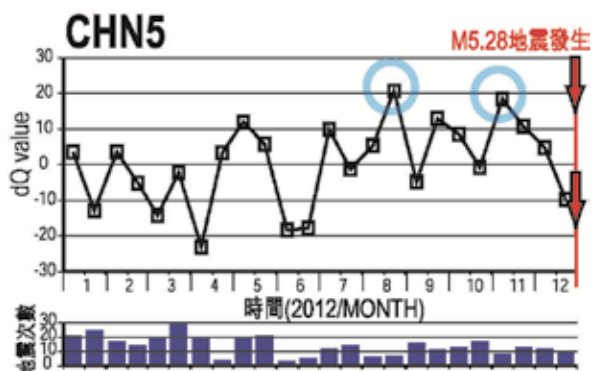


圖一 2012 年所使用地震資料分佈圖，藍色三角為測站 CHN5，紅色星號對應表一地震編號。

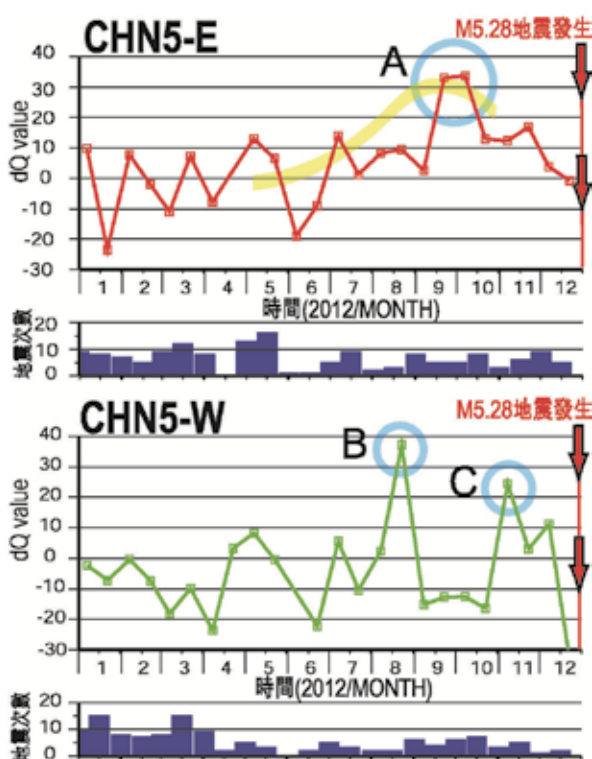
度，當延遲時間增加反映地殼裂隙密度或範圍增加；反之，當延遲時間逐漸降低，則可能為地殼裂隙產生閉合的現象。快剪波極化角度，反映出地殼裂隙排列、構造走向及岩石葉理等情形，其結果代表大地應力、晶體排列或斷層剪切應力等結果，本研究結果以玫瑰圖顯示，如圖六。

四、結果分析與討論

本章節包含 2012 年年底的案例探討與 2013 年 7 月之後的初步觀測結果。為了解臨震前 P 波頻散衰減的反應，我們挑選了近期規模相對較大的地震進行分析討論，觀測目標為發生於 2012 年 12 月規模



圖二 CHN5 測站 2012 年頻散衰減變化圖，紅色箭頭為嘉義地震(M5.28)發生時間，藍色柱狀圖為地震次數。

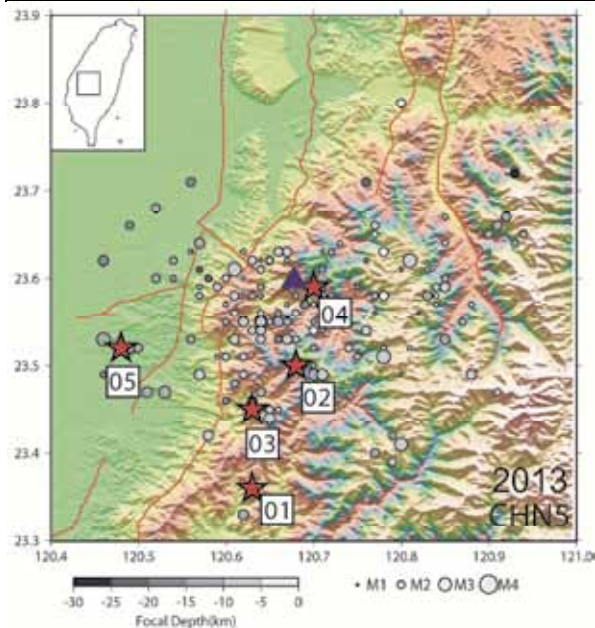


圖三 以測站 CHN5 為中心，分東、西向顯示 2012 年 dQ 值隨時間變化。

M5.28 地震；如圖一編號 05 紅色星號位置。圖二為測站 CHN5 震央距 30 公里內求取 2012 年全年規模小於 3.0 的地震所繪製頻散衰減變化圖；圖中可見出現兩處相對高值，dQ 值約在 20 左右。當 dQ 升高代表震波能量較不易衰減，可能是區域應力增加、密度增高或其它物理、化學變化導致；而地震也都在 dQ 出現高值之後發生。我們進一步將資料以測站 CHN5 為中心，分為

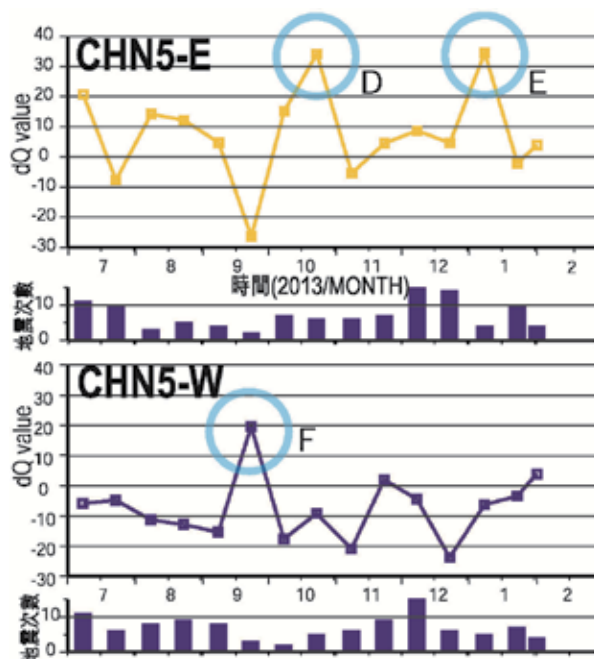
表二 測站 CHN5 震央距 30 公里內 2013 下半年規模大於 3.0 地震列表。

編號	時間	震央		深度 (公里)	規模 (ML)
01	10/25	23.36°	120.63°	12.60	3.16
02	11/21	23.50°	120.68°	12.21	3.02
03	12/01	23.45°	120.63°	9.75	3.29
04	12/03	23.59°	120.70°	14.43	3.44
05	12/07	23.52°	120.48°	12.98	3.42

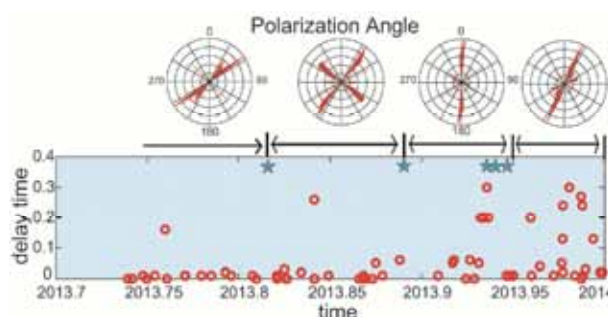


圖四 2013 年所使用地震資料分佈圖，紅色星號對應表二地震編號。

東、西兩側進行解析，如圖三；圖中 A、B、C 處為 dQ 相對高值，均高於 20。為了便於討論我們將 2012 年下半年規模大於 3.0 的地震列於表一。圖三 A 處(CHN5-E)的高值可能是反應表一編號 05 地震，兩者均在測站東側，反應一致。而圖三 B、C 處(CHN5-W)的高值可能分別反應表一編號 02 及 03 地震，震央位置分別繪製於圖一，均在測站西側。至於此研究方法對於規模較小的地震是否也能明顯的反應還需較多觀測資料才能評估。當地殼受應力擠壓而產生地震，在這個過程中地殼勢必產生細微變化，地震波形亦會隨之改變，研究方法係截取 P 波的第一個波形進行分析，可避免其它波向干擾，並利用地震波形通過介質帶出地震前、後細微的變化，而 P 波頻散效應對於此變化是較為敏感的。另外影響



圖五 以測站 CHN5 為中心，依東西方位顯示 2013 年 dQ 值隨時間變化。



圖六 快剪波極化角與延遲時間圖，藍色星號同表二所列地震。

dQ 反應幅度的情況還包含天然地震分佈是否均勻，如圖一編號 05 附近地震較少，則較少震波穿越主震區解析也會較差。主震與測站間的震央距也有關係，當震央距越遠 dQ 反應幅度較小。

為了驗證與應用本文所述方法，於 2013 年底執行實際觀測，圖五為 2013 年下半年觀測資料，圖中 D、E、F 處為 dQ 相對高值，E 點時間為 2014 年暫不討論，為了討論 D、F 高值，我們把 2013 年下半年大於規模 3.0 的地震列表及位置分別繪製於表二與圖四；圖六為同時段的快剪波極化角與剪波分裂延遲時間。表二編號 02-05 位置與時間相近可能為同一地震序

列，圖五中 D、F 高值出現在十月上半月與九月下半月，可能是受表二編號 02~05 地震序列所影響。而 F 較 D 先出現高值反應，推測可能是地質與構造差異所產生。圖六，可見於地震發生後極化角度產生改變，反映的是當地的區域應力產生變化，且快剪波與慢剪波的延遲時間也在地震發生後延遲時間有升高且變多的趨勢。

五、結論與展望

在一開始的研究中僅尋找規模 5.0 以上的強震進行探討，後來經由結果發現規模較小地震也會有反應，dQ 均在地震前出現高值，且將資料依方位分區觀察均與強震發生的方位符合。由此次觀測資料發現 dQ 對於規模界於 3.0-5.0 間的地震也能有所反應，可以藉由往後的觀測資料再次確認。dQ 對於較軟弱或堅硬的地質情況在時間與反應幅度上的差異、強震規模大小與測站距離的關係等，均需更多觀測資料來進行評估。另外，地震發生後造成極化角度產生改變且延遲時間升高，往後亦可利用此條件來評估區域應力是否回復到震前的狀態。

參考文獻

1. Correig, A. M. (1991). On the measurement of body wave dispersion, J. Geophys. Res. **96**, 16,525–16,528.
2. Crampin, S., S. Peacock, Y. Gao, and S. Chastin(2004). The scatter of time-delays in shear-wave splitting above small earthquakes, Geophys. J. Int. **156**, 39–44.
3. Kreyszig, Erwin, (1970). Introductory Mathematical Statistics : Principles and methods.
4. 梁文宗(1990)，利用地震 S 波的分離作用探討臺灣北部地殼之非均向性，國立臺灣大學海洋研究所碩士論文。
5. 陳美瑜(2006)，利用地震剪力波的分離性質探討台灣西部變形前緣地殼變形機制，國立臺灣海洋大學應用地球科學研究所碩士論文。

臺灣雲嘉南地區複雜構造成像

溫士忠¹ 張議仁² 林哲民³ 溫國樑⁴

摘要

本研究利用阻尼最小平方法反演雲嘉南地區地下速度構造。藉由反演所得之 V_p 及 V_p/V_s 構造觀察此地區地殼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。從以前的研究發現速度構造可以作為一個判斷斷層的幾何形貌和地體構造的指標。因此，本研究旨在分析速度構造，並分析該地區的地質構造與地震特徵之間的相關程度，根據研究結果可對地層演化、地體變動有進一步的了解。已知雲嘉南地區速度構造確實有因沉積構造、斷層通過而有所變化。本研究於反演結果的解釋，除斷層下速度變化而有所不同，地震亦明顯分布於 V_p/V_s 梯度變化大的地區。由於地震震源的分布，推測在觸口斷層西側可能有一傾斜向西之斷層構造，但仍需進一步的研究。

關鍵詞： V_p 、 V_p/V_s 、複雜構造、層析成像法

一、前言

近幾年來台灣經濟蓬勃發展，且重大的交通建設(高速鐵路)及嘉南地區新興工業區之設立(包含台南科學園區)，大型工廠設備將陸續興建，且新市鎮開發後將會增加相當多的建設於雲嘉南地區(如圖一)。分析地殼累積的地震能量，雲嘉南地區具有較高的地震潛勢。是故本研究藉由速度構造變化(V_p 及 V_p/V_s 分佈情形)來探討是否與地震發生位置的關聯性作一分析，嘗試對大地震發生的徵候提供相關的資訊。

國家地震工程研究中心與中央氣象局設置的寬頻地震監測網，廣佈於台灣本島及附近少數島嶼上。密集的震測網及三分量的地震儀，提供高品質的 P 波及 S 波走時記錄，可用以進行精確的地震定位與地下構造研究。目前測站記錄均有三個分量(南北、東西、垂直)的地動資料，以便使 P 波及 S 波到達時間能更清楚辨識。這些高品質的資料極適於使用於三維速度構造的反演，其結果除了可改善地震定位的精確度外，更可獲得清楚的地下構造影像。除

了 V_p 和 V_s 的構造外，因 V_p/V_s 與 Poisson's ratio value(柏松比)有關，更被視為研究地殼岩石特性的一關鍵參數(Walck, 1988; Chen *et al.*, 2001)。因此，以 V_p/V_s 探求速度構造是否因壓力變化產生裂隙，使得地殼深處氣體或液體逸出或遷移，造成淺部地層較大的孔隙壓，從而得以觀測斷層之活動性與 V_p/V_s 分布的關聯性。另外，利用速度構造亦可作為探討斷層位於地底下形式及地體構造概貌。根據研究結果可對地層演化、地體變動有進一步的了解。

二、研究區地質概況

雲嘉南地區主要分為西部麓山帶及西部沿海平原。西部麓山帶地質區主要由新第三紀碎屑岩所組成，有一部份為漸新世地層，而主要的岩石為砂岩和頁岩的互層，頁岩和泥岩由北至南漸增厚。在構造上，則為標準的褶皺衝斷帶。顯著的覆瓦狀斷層體系，以緊密和不對稱的褶皺及東南傾斜的低角度逆斷層為主。而雲嘉南地區西側的地體構造則為第四紀蓋層，表層

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

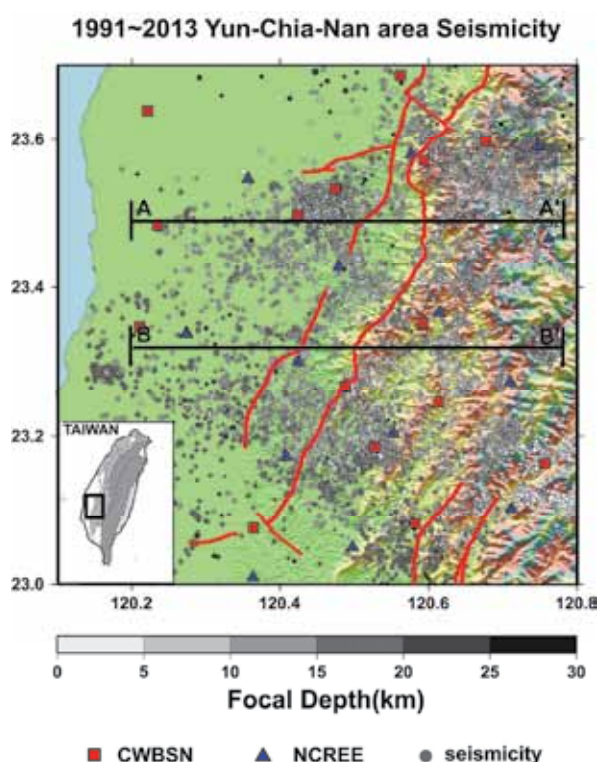
為沖積層或紅土礫石層，層面分布較東側為平坦。許多不同的沖積物，如河川及三角洲的沖積物、海岸砂、及再沉積的海灘堆積物，均分布在海岸平原之上。這些沖積物可以反映出中央山脈的構造上升和所受到的侵蝕作用(Ho, 1986)。本研究區中出露於西部麓山帶地表的地質構造，包括向斜、背斜、及三大斷層系統(見圖一)。地質狀況大體來說，由北至南、由東至西地層由麓山帶堅硬地質至鬆軟的地質。在複雜地層結構的情況下，地質明顯變化大的區域是否會使得速度構造呈現不一樣的型態為本研究欲了解的目標之一。

三、資料處理

本研究主要是藉由中央氣象局地震監測網與國家地震工程研究中心之微震網所紀錄自 1991 年至 2013 年的地震震波走時資料，運用層析成像方法，其中包含阻尼最小平方方法逼近真實值(Thurber, 1983; Eberhart-Phillips and Michael, 1998)。研究區範圍為北緯 22.9-23.8 度，東經 120.1-121 度間，進行反演。以反演台灣雲嘉南地區地殼及上部地函之三維速度構造。為確保地震資料的品質，故誤差不可過大。選取水平誤差小於 5 公里，垂直誤差小於 10 公里之初始定位地震資料。由以上條件選取出了 7591 筆地震資料，其中包含了 67793 個 P 波走時和 60513 個 S-P 走時差的地震資料。對雲嘉南地區區域速度構造之選用，需一近似真實的速度構造，以利於線性反演過程。本研究採用 Yeh et al.(2013) 研究所得之分層平均一維速度構造，依深度分層，經由嘗試錯誤法找到三維非對稱的格點，並同時考慮測站的分布或斷層帶附近波線密度來調整格點大小。表一為 Yeh et al.(2013) 研究所得之分層平均一維速度構造，由地表之上至深度超過 75km 格點分層間分別代入速度初始值以進行反演，本研究亦同時在反演計算裡考慮測站高程的問題。

表一 一維初始速度模型(Yeh, et. al., 2013)

深度(公里)	P 波速度 (km/s)	Vp/Vs
0~3	4.08	1.78
3~7	5.07	1.79
7~12	5.11	1.78
12~17	5.76	1.83
17~22	6.21	1.74
>22	7.15	1.78

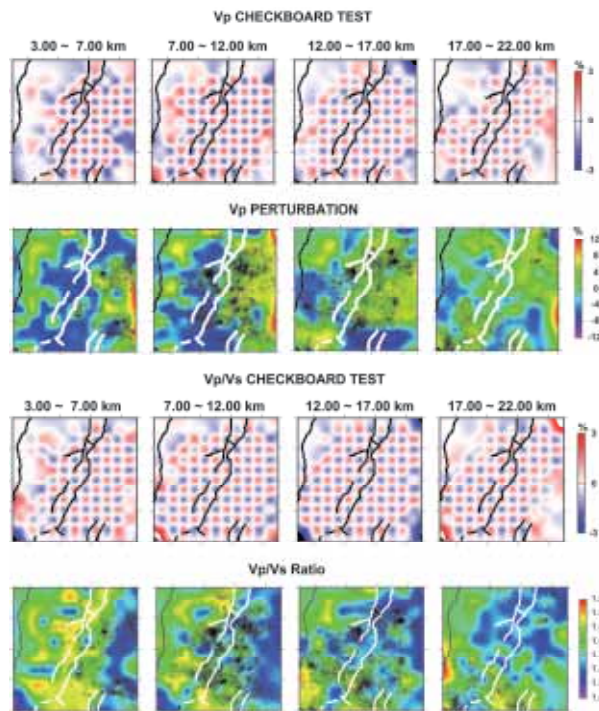


圖一 研究區測站、斷層線、剖面位置及地震分布圖

四、結果分析與討論

本章主要分為兩個部分來探討；第一部分就反演結果之解析度及 V_p 與 V_p/V_s 值速度構造來加以探究地下結構；第二部分則在本研究區域內選取兩條橫剖面，依各剖面地下速度變化情形，對雲嘉南地區之地下構造進行更深入的研究。在地震資料迭代演算下，地震震源、速度構造將被重新定位計算，所呈現震源深度、位置亦隨之變動。反演結果所得之 V_p 及 V_p/V_s 模式(見圖二)，運用格點模型中，非等間距

所形成的區塊，深度達 35km。重點區域(觸口斷層及其兩側約 15km)的解析度因地震資料分布均勻，除深度 0~3km 及 22~35km 兩層之解析度較差，歸因於地震波線通過這些平面的密度較低、或較少地震分布外。對雲嘉南地區大部分區域皆顯示高解析度，表示在反演模型中，大部分的區塊均有波線通過，而能充分反映此區下的地下構造。



圖二 檢驗板及各層速度分布圖(3~7km, 7~12km, 12~17km, 17~22km)，其中黑色及白色實線為斷層位置，黑色圓點為地震分布

若以深度分層(如圖二)，研究地區雖地震數目頗多(地震以圓點表示)，地震卻多集中於淺層中(3~22km)，故在進行反演中仍免不了受地震分布不均勻所影響。震波反演對深度 0~7 km(第一、二層)而言， V_p 高、低值分布較為分散，且斷層帶附近有破碎低 V_p 異常分布。7~17km 深，低 V_p 異常隨深度增加有逐漸擴大的趨勢，且向西南偏移，推論與此區沉積構造有關(Ho, 1986)。靠近中央山脈處呈現 V_p 相對較高，推論可能為此區岩層較老而導致速度相對較高。有數個地震群分別存在於各深度範圍中，且大多位於 V_p 低異常區域內。斷層帶附

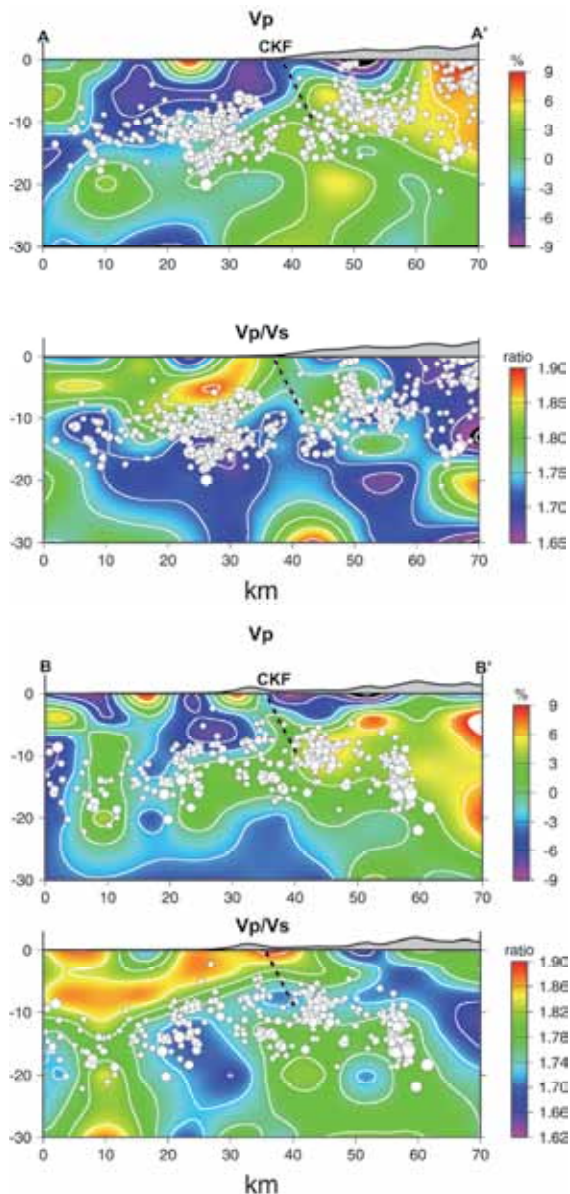
近，高 V_p/V_s 異常值可能由孔隙水壓擴張性裂隙所造成，而大幅降低 S 波速度而造成高 V_p/V_s 異常。研究區域內顯示高 V_p/V_s 異常漸由西部麓山帶延伸到海岸平原，在深度 3~17km 更為明顯。隨深度增加可以看出 V_p/V_s 值低區漸向中央山脈偏移，本研究推論其地層可能為較老而緻密的變質岩層而不含水分、水分較少或 SiO_2 減少，導致 V_p/V_s 值相對較低。多數地震分布於 V_p/V_s 梯度變化較大、或 V_p/V_s 值較高的地區，亦有小型地震群集中的現象。

由圖三 AA' 剖面可知，於 V_p 及 V_p/V_s 剖面可辨示出一高低異常區，且可發現在觸口斷層之速度構造皆有向東傾斜的現象，推測應為觸口斷層所在；另於斷層西側，亦存在一低 V_p ，高 V_p/V_s 的異常區，此異常區有向西傾地震群集現象發生。觸口斷層西側之異常區乃由於高孔隙水壓可降低正向壓力而引發滑動，故此異常區可被解釋為一具過飽和孔隙水壓的破裂區；另於 BB' 剖面可知，於 V_p 及 V_p/V_s 剖面可辨示出一高低異常區，推測應為觸口斷層所在；另於斷層西側，亦存在一低 V_p ，高 V_p/V_s 的異常區，此異常區有向西傾地震群集現象發生，值得密切注意。本研究於反演結果的解釋，除斷層下速度變化而有所不同，地震亦明顯分布於 V_p/V_s 梯度變化大的地區。由於地震震源的分布，推測在觸口斷層西側可能有一傾斜向西之盲斷層構造。這種現象於雲嘉南地區地質構造上所代表的意義值得更進一步探討。

五、結論與展望

本研究利用地震波之到達時間資料，藉反演方法來推求台灣雲嘉南地區之地下三維速度構造。透過 P 波和 S 波之間的時間差，我們能夠反演 V_p/V_s 的比值。所求得之結果，我們可歸納出本研究成果可被用於地震之重新定位，及推演地震活動與研究區地質構造間之關係。對於反演結果的解釋，本研究推測在觸口斷層西側可能有一傾斜向西之斷層構造，但仍需進

一步的研究。在 1022 嘉義地震中，其主震所推測出之震源機制解亦為一傾斜向西之逆斷層 (Wen et al., 2008)，顯示此一斷層構造為一盲斷層。故反演結果與此區較大地震之震源機制解仍有一致的結果。將 V_p 與 V_p/V_s 值構造合併探討，有助於地下構造及其演化的解釋。本研究所得之三維數值模型除了可提供在地震定位上精度的改善，亦是區域強地動預估的重要參考數據，對雲嘉南地區之地震防減災具重大意義。



圖三 研究區剖面 V_p 及 V_p/V_s 分布圖。 V_p 擾動值為與一維速度模型比較得來，CKF 表示為觸口斷層的位置，白色圓點為剖面內的地震分布

參考文獻

1. Chen, C.H., W.H. Wang, and T. L. Teng (2001). 3-D Velocity Structure Around the Source Area of The Chi-Chi Earthquake, 1999, Taiwan: Before and After Mainshock, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **91**, 1010-1027.
2. Eberhart-Phillips, D., and A. Michael (1998). Seismotectonics of the Loma Prieta, California, region determined from three-dimensional V_p , V_p/V_s , and seismicity, *J. Geophys. Res.*, **103**, 21,099-21,120.
3. Ho, C.S. (1986). A synthesis of the geologic evolution of Taiwan, *Tectonophysics* **125**, 1-16.
4. Thurber, C. H. (1983). Earthquake locations and three-dimension crustal structure in the Coyote Lake area, central California, *J. Geophys. Res.*, **88**, 8226-8236.
5. Walck, M. C. (1988). Three-Dimensional V_p/V_s Variation for the Coso Region, California, *J. Geophys. Res.*, **93**, 2047-2052.
6. Wen S., C. H. Chen, and T. L. Teng (2008). Ruptures in a Highly Fractured Upper Crust, *Pure and Applied Geophysics*, **165**, 201-213.
7. Yeh, Y-L., Wen, S., Lee, K-J., Chen, C-H. (2013), Shear-wave velocity model of the Chukuo Fault Zone, Southwest Taiwan, from Cross Correlation of Seismic Ambient Noise, *Journal of Asian Earth Sciences*, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jseas.2013.07.023>.

地震動潛勢評估

地震前兆研究及即時地化觀測平台

瓦里亞¹ 張效賢² 林世榮³ 亞耳文⁴ 楊燦堯⁵ 溫國樑⁶

摘要

本研究目的為利用分布在全台各地的土氣觀測站資料，發展台灣地震前兆模型。作法是收集各站土氣資料，與大氣資料、地震事件比對，評估土氣資料中的地震前兆訊號。其中，資料處理程序已由過去人工定時處理的方式，發展為自動化蒐集測站資料與大氣參數，並濾除週期訊號或雜訊等，大幅縮短資料處理時間。為整合資料蒐集、運算、出圖與展示等功能，將訊號處理所需之商用軟體"Visual Signal"，以開源程式語言"R"取代，並與開源的網路應用開發系統"AMP"(Apache、MySQL、PHP)結合，建立地化與大氣資料蒐集、運算與展示平台。目前其平台已完成，以網頁形式即時呈現各測站土氣與天候等時序資料。

關鍵詞：土壤氣體、氬氣、地震前兆、R-language

一、前言

近年來應用土壤氣體及地下水水氣濃度異常變化作為研判斷層位置及監測地震前兆之研究皆有不錯成果。地震發生前，當區域應力增加，地層中岩體微裂隙產生而導致岩體的表面積增加，而此結果造成地下水中氬濃度的上升(Igarashi et al. 1995; Teng, 1980)。各種氣體如氬氣、氬氣及載流氣體，如：carbon dioxide, nitrogen, methane 等，亦廣泛地被用來調查斷層活動上。

氬是無色、無味具放射性的惰性氣體，其主要來自自然界三大原始放射性系列，這三大系列分別是鈾系(U-238)、釷系(Th-232)及錒系(U-235)，它們均會不斷地衰變而衍生多種放射性核種。而在衰變過程中，三大系列均會產生一氣態之放射性核種，其中鈾系為 Rn-222、釷系

為 Rn-220、錒系為 Rn-219，不過釷系及錒系產生之氬，因其半衰期太短（分別為 55 秒及 4 秒），一般所謂的氬係專指 Rn-222 而言。

本研究選擇氬(Rn-222)為主要研究對象，氬-222 是鈾-238 蛻變系列中的一個放射性核種，為地層中自然存在之放射性示蹤劑，地殼中所含天然放射性物質(鈾)在衰變過程中會產生放射性氣體氬，氬氣易沿地層裂隙或隨地下水遷移至地表後釋放於大氣中，由於一般斷層通過的地方皆有破碎帶形成，有利於氬氣在地層中遷移。地底下土壤氣體的遷徙受控於許多因子，如地層組成、斷層破碎帶位置、土壤孔隙率、天候條件...等。

目前已在新竹新城斷層、台南新化斷層及宜蘭地區建立土壤氣體觀測站，主要探討土氣濃度變化與地震活動之關連性。

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助理研究員

⁴國家地震工程研究中心專案副研究員

⁵國立台灣地學地質科學系教授

⁶國家地震工程研究中心組長

二、測站、大氣與地震資料

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

地震參數（規模、測站震度、位置等）及天候資料（氣壓、大氣溫濕度、雨量等）則參考中央氣象局資料。

依據中央氣象局自 1991 至 2012 年 22 年的觀測資料顯示，臺灣地區平均每年約發生 20,000 次地震，其中約有 1,000 次為有感地震。在眾多地震中如何篩選出可與觀測資料對比的地震是重要的課題，因此，隨著研究結果不斷累積，本研究對地震的篩選標準漸進修正。據 Dobrovolsky et al. (1979) 之研究，在大地應力作用下，即將發生地震的震源區會形成一個震前岩石變形破裂帶。假設此變形帶為一個以震央為中心的圓，其應變半徑 (D) 與地震規模 (M) 的關係為：

$$D=10^{0.43M} \quad (\text{km})$$

由此估算，一個規模 $M=5$ 的地震，其應變半徑可達約 140 公里；規模 $M=6$ 的地震，其應變半徑約 380 公里；規模 $M=7$ 的地震，更可達 630 公里以上。因此位於具有深部地下流體循環系統的特定地區，較有機會反應出地震前兆。而地震前兆出現的時間，一般與測站距震源的距離成反比關係。

本研究對於所有測站的地震一般篩選原則，納入地震規模 (M_L)、測站當地地震震度 (Int.)、測站與震央的距離 (R)，及地震應變半徑 (D) 與測站距震源的距離的比值 (D/R) 等四項參數，其次再依據各測站所在地區之地質構造特性（有的測站只對區域地震有反應，有的測站反應範圍較廣）來篩選出地震。目前地震事件之篩選條件為距離測站 150km 內、 $D/R > 1$ 且震

源深度 $< 40\text{km}$ 。

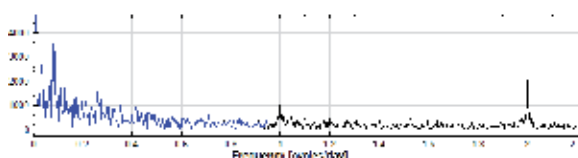
近年來隨著測站資料與數量逐年增加，以往定時由人工更新測站土氣、天候與地震資料再加以研判異常，已無法滿足需求。對於異常判釋的標準及門檻需固定、正確且即時。

為達成自動化即時資料處理工作，今年度開始使用開源程式語言 "R"，取代以往以 AnCAD 所開發的軟體 Visual signal 進行的數據運算工作，並進行資料倉儲及圖表輸出等工作。

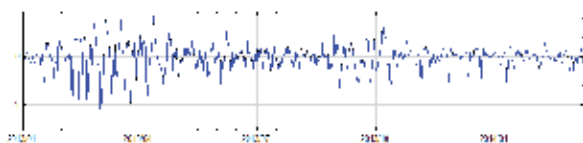
R 是一個程式語言、統計計算與繪圖的整合環境，萌生於貝爾實驗室 (Bell Laboratories)，主要作者為 John Chambers。其語法與 S 語言 (S-Plus) 非常相似，提供非常多的統計工具，包含線性與非線性模型 (linear and nonlinear modelling)、統計檢定 (statistical tests)、時間序列分析 (time series analysis)、分類分析 (classification)、群集分析 (clustering) 等相關工具，也具有陣列及矩陣的演算能力及展示的繪圖工具，及簡單容易的程式設計語言，便於進行資料篩選、反覆演算、匯入/匯出資料及開發自訂程式功能。

三、結果與討論

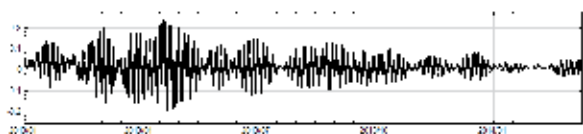
在數據處理流程上，先以一低通濾波器，降低雜訊，包括濾除高頻雜訊和日夜變化、背景雜訊和地潮等影響，如圖一。再以滾動平均 (rolling average) 與正規化 (normalization) 量化資料的變化程度。比較以 R 編寫的資料處理程式處理結果與 AnCAD 公司之 Visual signal 軟體處理後結果，差異不大，如圖二及圖三。



圖一 測站資料經以 R 編寫的濾波器處理後（藍線）與原始資料的 FFT 結果比較。

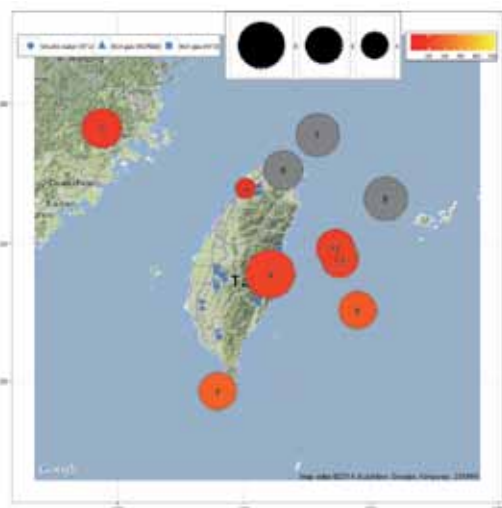


圖二 測站資料經以 R 編寫的資料處理程式處理後之結果（藍線）與以 AnCAD 公司之 Visual signal 軟體處理後（黑線）的結果幾乎相同。

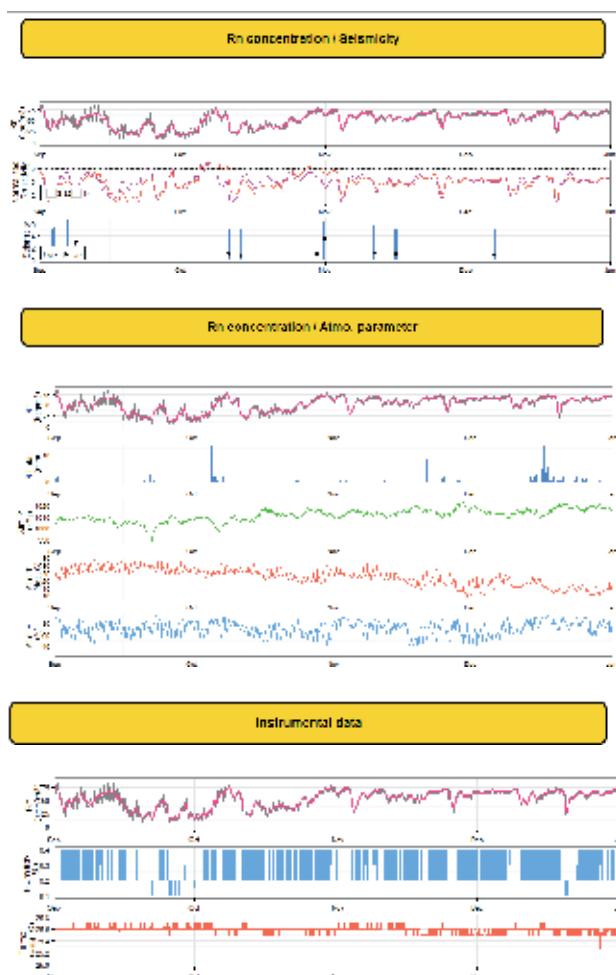


圖三 殘差圖顯示兩者結果差異小於 0.2。

另外還需自動化收集中央氣象局所提供的地震參數（規模、測站震度、位置等）及測站附近的大氣資料，之後將各種不同功能的程式做成批次檔自動執行。為展示蒐集與處理後的資料，結合以 R 編寫的圖表程式和著名的開源網路應用開發系統 "AMP" (Apache, MySQL, and PHP)，進行資料倉儲與出圖，以網頁形式呈現各測站即時的土氣與天候資料，如圖四。



Station	ID	Latitude (N)	Lat. (N)	Longitude (E)	Depth (m)	Location	Category
1	Local	2013-12-02 11:04:00	21.59	121.2	0.1	2013-12-02 11:04:00	2.5951
2	Local	2013-12-04 16:45:00	20.61	119.2	0.2	2013-12-04 16:45:00	2.5951
3	197	2013-12-08 16:11:00	20.55	109.2	0.7	2013-12-08 16:11:00	1.0001
4	197	2013-12-08 16:11:00	20.55	109.2	0.7	2013-12-08 16:11:00	1.0001
5	197	2013-12-08 16:11:00	20.55	109.2	0.7	2013-12-08 16:11:00	1.0001
6	197	2013-12-08 16:11:00	20.55	109.2	0.7	2013-12-08 16:11:00	1.0001
7	Local	2013-12-11 14:21:00	20.52	121.2	0.1	2013-12-11 14:21:00	2.5951
8	Local	2013-12-20 06:17:00	20.55	121.2	0.7	2013-12-20 06:17:00	2.5951
9	19	2013-12-21 06:09:00	20.55	121.2	0.3	2013-12-21 06:09:00	2.5951
10	19	2013-12-21 06:09:00	20.55	121.2	0.3	2013-12-21 06:09:00	2.5951
11	19	2013-12-21 06:09:00	20.55	121.2	0.3	2013-12-21 06:09:00	2.5951
12	19	2013-12-21 06:09:00	20.55	121.2	0.3	2013-12-21 06:09:00	2.5951
13	Local	2013-12-27 08:35:00	20.57	121.2	0.1	2013-12-27 08:35:00	2.5951



圖四 即時地化觀測資料展示平台 (ex:竹科站)，包含土氣觀測資料、地震目錄、天候資料等參數。

於 2013 年計有 33 起規模大於 5 的地震，經由上述資料處理流程，有 14 起符合各測站的篩選條件，其中竹科、新化及礁溪站之土氣資料在震前有出現異常者共 9 起。

參考文獻

1. Dobrovolsky, P., Zubkov, S.I. and Miachkin, V.I. (1979) Estimation of the size of earthquake preparation zones.

- Pure and Applied Geophysics, 117, 1025-1144.
2. Etiope G., Calcara, M., Quattrocchi, F. (1997). "Seismogeochemical algorithms for earthquake prediction: an overview". *Annali Di Geofisica*, 40(6), 1483-1492.
 3. Kumar, A., Singh, S., Mahajan, S., Bajwa, B.S., Kalia, R., Dhar, S., (2009). "Earthquake precursory studies in Kangra valley of North West Himalayas, India, with special emphasis on radon emission". *Appl. Radiat. Isot.* 67, 1904-1911.
 4. Fu, C.C., Yang, T.F., Walia, V., Chen, C.H. (2005). "Reconnaissance of soil gas composition over the buried fault and fracture zone in southern Taiwan". *Geochemical Journal*, 39, 427-439.
 5. Walia, V., Yang, T.F., Lin, S.J., Hong, W.L., Fu, C.C., Wen, K-L., Chen, C-H. (2009a). "Geochemical variation of soil-gas composition for fault and earthquake precursory studies along Hsincheng fault in NW Taiwan". *Appl. Radiat. Isotopes*, 67, 1855- 1863.
 6. Walia, V., Yang, T.F., Lin, S.J., Hong, W.L., Fu, C.C., Wen, K.L., Chen, C.H. (2009b). "Continuous temporal soil gas composition variations for earthquake precursory studies along Hsincheng and Hsinhua faults in Taiwan". *Radiat. Meas.*, 44, 934-939.
 7. Walia, V., Virk, H.S., Yang, T. F., Mahajan, S., Walia, M. and Bajwa, B.S. (2005). "Earthquake prediction studies using radon as a precursor in N.W Himalayas, India: a case study". *TAO*, 16(4), 775-804.
 8. Walia, V., Lin, S-J., Yang, T.F., Fu, C-C., Hong, W-L., Wen, K-L., Chen, C-H. (2010). "Soil-gas monitoring: A tool for fault delineation studies along Hsinhua Fault (Tainan) Southern Taiwan." *Applied Geochemistry*, 25, 602-607.
 9. Walia, V., Yang, T.F., Lin, S-J., Kumar, A., Fu, C-C., Chiu, J-M., Chang, H-H., Wen, K-L., Chen, C-H. (2012). "Temporal variation of soil gas compositions for earthquake surveillance in Taiwan." *Radiat. Meas.*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.radmeas.2012.11.007>.
 10. Yang, T.F., Chou, C.Y., Chen, C.H, Chyi, L.L., Jiang, J.H. (2003). "Exhalation of radon and its carrier gases in SW Taiwan". *Radiat. Meas.* 36, 425-429.
 11. Yang, T.F., Fu, C.C., Walia, V., Chen, C.H., Chyi, L.L., Liu, T.K., Song, S.R., Lee, M., Lin, C.W., Lin, C.C., (2006). Seismo-geochemical variations in SW Taiwan: multi-parameter automatic gas monitoring results, *Pure Appl. Geophys.*, 163, 693-709.
 12. Yang, T.F., Wen, H.-Y., Fu, C.-C., Lee, H.-F., Lan, T.F., Chen, A.-T., Hong, W.-L., Lin, S.-J., Walia, V., (2011). "Soil radon flux and concentrations in hydrothermal area of the Tatun Volcano Group, Northern Taiwan". *Geochem. J.*, 45, 483-490.

微地動場址特性分析與地層波速調查

郭俊翔¹ 謝宏灝² 林哲民¹ 溫國樑³

摘要

本研究為發展微地動技術，在宜蘭地區的自由場強震站進行微地動量測，並參考國震中心與中央氣象局多年來合作建置之「強震測站場址工程地質資料庫」在此區的資料(共有 48 個測站具鑽探資料)，分析此區的微地動特性與場址效應。另外，國震中心在實驗場後方花園空地裝設一套井下地震儀陣列，其前置作業包含微地動分析、鑽探地質調查及地層波速測量，其結果將一併於本報告中說明。宜蘭地區微地動頻譜比之主頻與測站之 Vs30 數值有明顯相關性，當 Vs30 增加時微地動主頻也隨之升高，然而，屬於 D 類與 E 類地盤的測站由於其沖積層厚度幾乎都超過 30 公尺，因此 Vs30 僅能反應出這兩類測站淺部地層的速度差異，使用微地動主頻較難辨識這兩種地盤之間的不同，此情況與台北、高雄、屏東等地區類似。本地區已調查之強震站多分布於宜蘭平原區沖積層上，測站地盤種類以 D 類為主，此類測站各深度波速的變化不大；其次為 C 類測站，主要分布於平原邊緣，其波速隨深度增加之趨勢較為明顯；此區的 B 類測站共有 4 個，從東北角沿宜蘭平原北側向西南方分布，基盤之剪力波速皆高過 1,000 公尺/秒；E 類測站數量最少。平原地區之微地動主頻約在 2 Hz 以下，山區則在 3 Hz 以上。而於國震中心實驗場後方測站之地質鑽探調查結果顯示，此處沖積層厚度為 57.7 公尺，下方則為風化岩層。地層波速測量結果也可看出明顯之速度不連續面在深度 58 公尺處，而進行鑽探前之微地動分析預估沖積層厚度為 50.1 公尺，則略有低估的現象。

關鍵詞：微地動、單站頻譜比、自由場強震站、地盤分類

一、引言

場址效應為區域地質特性對特定頻段之地震波產生放大作用的現象，不論在地震學研究如估計地震規模和震波放大係數等，或是地震工程應用如土壤與結構互制作用和強地動衰減率修正等，都具有相當的重要性。早在 19 世紀地震學家就發現近地表地層特性的差異會引起程度不一的場址效應，場址效應可能造成距離很近的測站強地動特性卻相差甚大，這也代表場址效應在強震地動學上的重要性。

微地動係由各種自然現象（如風吹、海浪、雨水等）與人為活動（如交通、機械振動等）所造成的地表微小振動。與地震相比，其優點在於振動來源

隨時存在，僅須短暫之測量時間即可得到足夠的可用資料。在 Nakamura(1989)提出單站頻譜比（HVSr）法後，使用微地動記錄評估場址效應變得相當容易而開始被廣為利用。國震中心與氣象局合作建置之「強震測站場址工程地質資料庫」（EGDT）（郭俊翔等，2011）在宜蘭地區已完成 48 個自由場強震站的鑽探及波速調查，其 Vs30 數值與地盤分類（BSSC，2001）也已公佈於該網站上（Kuo et al., 2012），本研究建立之微地動 HVSr 地盤模型需參考此成果。

本研究在宜蘭地區（氣象局強震測站編號 ILA）已鑽探之強震測站收集微地動記錄，共完成 43 個測站之測量（圖一）。這些完成微地動和地層波速測量

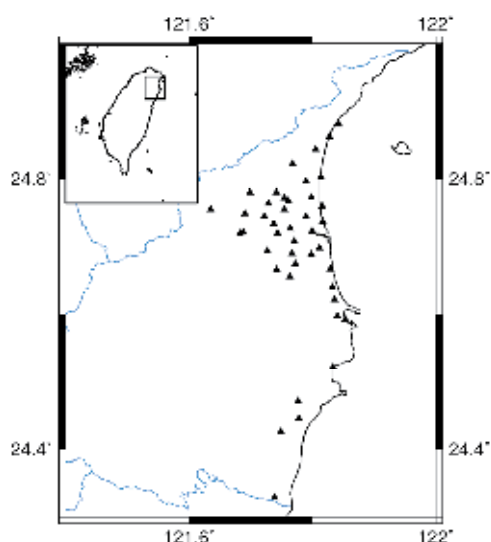
¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國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

的測站分別包括 2 個 B 類測站、11 個 C 類測站、28 個 D 類測站和 2 個 E 類測站。這些資料可用來分析微地動特性在各種地盤的測站上有何異同。

國震中心在實驗場擴建時曾進行兩孔地質鑽探 (BH1、BH2)，其位置如圖二所示。2013 年在實驗場後方設置一井下地震儀陣列，其地質鑽探 (AH4) 和波速測量結果正好也可用來驗證微地動 HVSR 推估沖積層厚度與計算 Vs30 之準確性，也可檢視使用 Kuo et al. (2012) 所提出之剪力波速經驗式所計算的剪力波速剖面結果。



圖一 宜蘭地區已完成微地動測量之強震站分布



圖二 國震中心內之地質鑽孔位置

二、微地動測量與資料處理

本研究使用之微地動量測儀器有兩種，一為日本東京測振株式會社的六

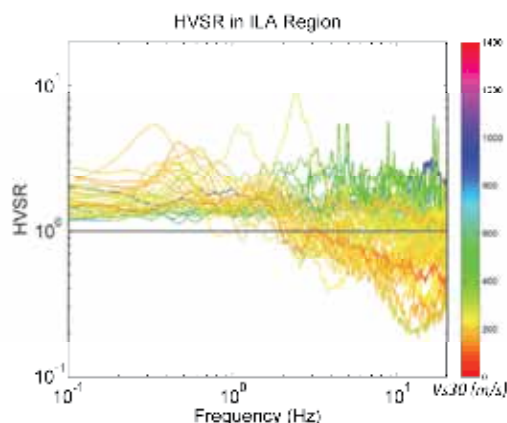
頻道攜帶式地震觀測系統 SAMTAC-801B 記錄器及 VSE-311C 感應器；另外則是美國 Kinemetrics 公司所生產的 K2 內含一 EpiSensor。微地動測量地點皆盡可能靠近強震站以求結果精確，而進行測量時之取樣率為 200 點/秒，連續測量 18 分鐘。資料處理時，對時間歷時採用多視窗平均法，視窗長度定為 8192 個資料點，截切視窗時在其前後端使用 6% 的餘弦處理，波形資料須經過人工檢視，若判定有不合理雜訊則刪除其影響之視窗，但每個測站之選擇視窗數皆須在 20 個以上以確保結果之穩定可靠。將各分量之時間域波形資料經由快速傅立葉轉換至頻率域頻譜後，兩水平向傅氏譜取均方根再與垂直向傅氏譜相除，則可得單站頻譜比，此頻譜比在 5 次平滑化處理 (smooth) 後計算全部視窗結果之平均值，即可得到該測站之單站頻譜比。

三、微地動特性分析

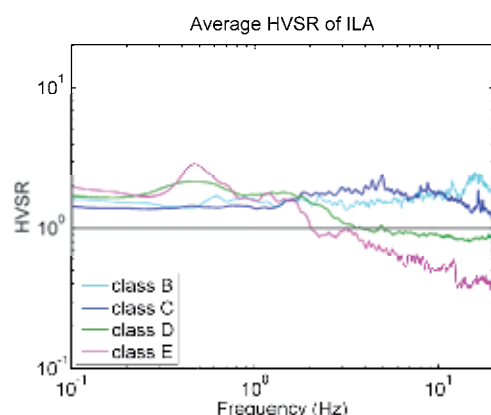
微地動資料經過前述之標準分析流程處理後，所有測站所得之 HVSR 可根據各測站地層波速測量所得之 Vs30 給予其對應的顏色 (如圖三)，可明顯看出其主頻隨著 Vs30 增加而往高頻移動的趨勢，並可大約分辨出 HVSR 若為黃色則屬於 D 或 E 類地盤，若為綠色則屬 C 類地盤，若為藍色則屬 B 類地盤，而其中以 C 類地盤和 D 類地盤佔大多數。

再進一步根據已知的測站場址分類結果 (Kuo et al., 2012)，將這些測站的 HVSR 分成 B、C、D、E 四類並加以平均 (如圖四)，各種測站 HVSR 特性之差異則清楚可見，其主頻隨地盤 Vs30 之增加而逐漸往高頻處移動，顯示若依據微地動 HVSR 之主頻分布確實可辨別出該場址 Vs30 數值之高低 (或指出該地盤之軟硬)。而 HVSR 高頻衰減的現象在 D、E 類的測站中相當明顯，此特性和台北地區結果一致。整體來說，此地區 B 類地盤 HVSR 之主頻約在 10 Hz 以

上, C 類地盤 HVSR 之主頻約分布在 4~9 Hz, D 類和 E 類地盤 HVSR 相當近似, 皆有兩個放大主頻, 分別在 1~2 Hz 與 0.4~0.6 Hz 之間, 此特性可能是反應宜蘭平原沖積層厚度之變化, 或是代表此平原底下有兩個主要的速度界面。



圖三 本研究分析的宜蘭地區 43 個強震測站之 HVSR 與 Vs30 之分布狀況



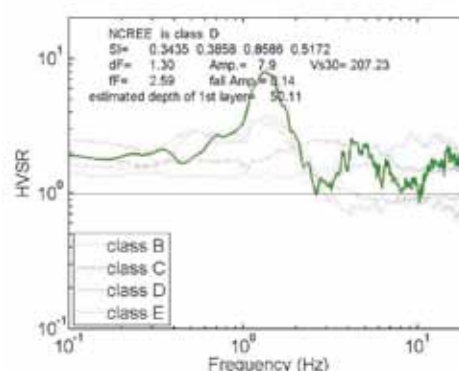
圖四 位於宜蘭地區各種地盤測站的平均 HVSR

四、國震中心之地盤特性

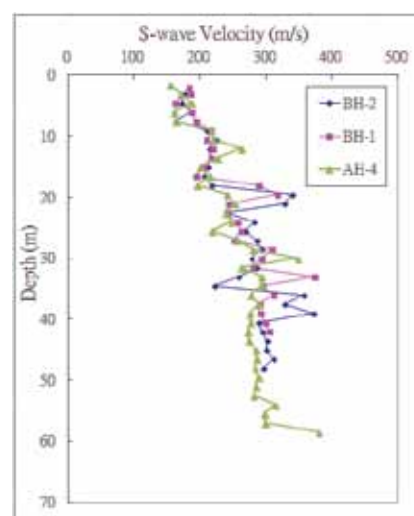
國震中心於實驗場後方花園空地處設置一井下地震儀陣列, 欲觀測台北盆地之近地表震波場址效應, 而前置作業則包括微地動特性分析、地質鑽探調查及地層波速測量等。先在選定之場址進行微地動測量並進行分析, 其 HVSR 如圖五所示, 分析結果顯示此處應屬於 D 類地盤, Vs30 約 207.2 公尺/秒, 沖積層厚度約為 50.1 公尺。之後進行地質鑽探調查, 結果指出此處地層基盤深度在

57.7 公尺。

根據國震中心實驗場擴建時之地質鑽探結果指出, BH1 和 BH2 的基盤深度分別為 42.3 和 48.8 公尺, 因此顯示國震中心所在地點有一傾斜基盤面。根據這三個地質鑽孔的標準灌入 N 值推估地層剪力波速, 使用 Kuo et al. (2012) 之經驗式, 結果如圖六所示, 其 Vs30 數值分別為 BH1: 223.3 公尺/秒、BH2: 224.8 公尺/秒、AH4: 213.9 公尺/秒。



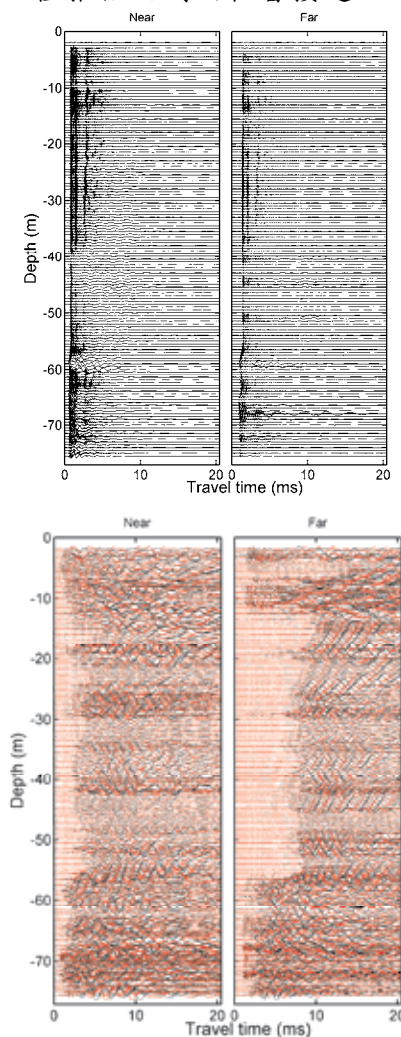
圖五 國震中心 AH4 點位之 HVSR 及分析結果



圖六 使用經驗式推估之剪力波速剖面

後續使用懸浮式井測系統 (Suspension PS-logging System) 進行地層波速測量, 每 0.5 公尺測量一筆波速記錄, 其波形記錄依深度排列後可看出地層波速隨深度之變化 (圖七), 也可清楚看出在深度約 58 公尺處有一明顯的速度變化。經資料處理後, P 波和 S 波速度剖面即可繪出如圖八, 可看出 S

波速度從約 150 公尺/秒隨深度漸增，至 30 公尺時約達 300 公尺/秒，然後無明顯變化，直到約 58 公尺後到達基盤而波速急遽升高至 1,000 公尺/秒以上，而其 Vs30 數值經計算後為 236.7 公尺/秒，其淺層 S 波速度值和變化情況都和圖六中使用 N 值推估之剖面相當接近。

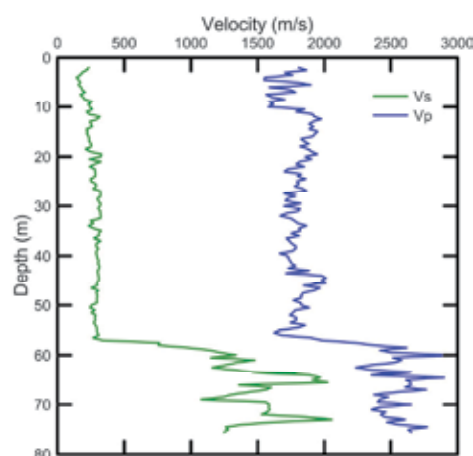


圖七 地層波速測量波形之深度序列，上圖為 P 波，下圖為 S 波

五、結論

本報告可分為兩個部份，宜蘭地區微地動場址特性分析和國震中心之地盤特性分析。宜蘭地區 B 類地盤之微地動主頻約在 10 Hz 以上，C 類地盤之主頻約分布在 4~9 Hz，D 類和 E 類地盤之 HVSR 相當近似，皆有兩個放大主頻，分別在 1~2 Hz 與 0.4~0.6 Hz 之間，此特性可能是反應宜蘭平原沖積層厚度之變

化，或代表平原底下有兩個主要速度界面。國震中心所在位置之下為傾斜基盤，深度變化快速（40~60 公尺），使用微地動分析技術推估之基盤深度和 Vs30 都有低估的現象，但誤差不大。與實際測量結果之比較則證實 Kuo et al. (2012) 之剪力波速經驗式準確性相當高。



圖八 井孔 AH4 之測量波速剖面

參考文獻

1. Building Seismic Safety Council, BSSC (2001), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", Washington, DC.
2. Kuo, C.H., Wen, K.L., Hsieh, H.H., Lin, C.M., Chang, T.M., and Kuo, K.W. (2012), "Site Classification and Vs30 Estimation of Free-field TSMIP Stations Using the Logging Data of EGDT", Engineering Geology, 129-130, 68-75.
3. Nakamura, Y. (1989), "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface", Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, 30 (1), 25-33.
4. 郭俊翔、溫國樑、謝宏灝、林哲民、張道明，2011，「近地表剪力波速性質之研究」，國家地震工程研究中心成果報告，NCREE-11-022，共 82 頁。

嘉南地區活動斷層地震潛勢評估參數 (III)

林哲民¹ 謝宏灝² 張議仁³ 郭俊翔¹ 溫國樑⁴

摘要

臺灣西南部的嘉南地區存在多條活動斷層，區域內地震活動度高且分佈範圍廣，大規模之地震災害一直是該地區不可忽視之隱憂。本研究以三年期間（2011~2013）針對大嘉南地區進行微地震監測，嘗試以微地震監測資料瞭解斷層破裂面，並釐清震源破裂機制，綜整嘉南地區活動斷層震源參數，作為嘉南地區地震動潛勢評估之重要參考。於觀測期間，蒐集了超過兩千一百筆之微地震活動資料，定期進行資料處理和定位分析工作，評估嘉南地區微地震活動現況與變化；最後並透過精確重新定位與震源機制解算，瞭解微震分佈與斷層構造之關係，辨識出數個斷層活動事件，描繪其發震構造形貌與活動特徵。

關鍵詞：嘉南地區、活動斷層、地震定位、震源機制

一、前言

臺灣西南部的嘉義與台南地區從上個世紀以來已發生過多次因大規模地震所導致的嚴重災害，包括 1906 年梅山地震、1941 年中埔地震、1946 年新化地震、1964 年白河地震、1998 年瑞里地震及 1999 年嘉義地震等，而 2010 年 3 月 4 日之高雄甲仙地震也對嘉南地區造成多處建築物損害。根據國科會古地震研究推估，臺灣主要活動斷層特徵地震發生機率以位於嘉義且屬於第一類活動斷層之梅山斷層的近期發生機率最高，該斷層在五十年內發生規模 7 以上地震之機率為 45%，十年內的機率也有 9.75%。而位於嘉南地區之第一類活動斷層還包括大尖山斷層、觸口斷層、六甲斷層和新化斷層，另外則還存在四條第二類活動斷層；大規模地震災害是嘉南地區不可忽視之隱憂，瞭解該地區活動斷層參數乃急為迫切之工作。

因此，本研究針對大嘉南地區進行微地震監測，希望以微震監測資料嘗試瞭解斷層主要破裂面，並釐清震源破裂機制，綜整嘉南地區活動斷層震源參數，作為嘉

南地區地震動潛勢評估之重要參考。

二、微地震監測網

微地震監測網根據嘉南地區歷史地震活動及主要斷層分佈，妥善規劃測站位置，於 2011 年下半年陸續完成 21 個測站之建置工作。此外，配合本中心設立於國立中正大學之「嘉義地區地震防救災研究計畫辦公室」相關工作，陸續於嘉南地區建置數個即時地震觀測站，各即時站包含速度型寬頻地震儀和加速度型強震儀，資料即時傳送至本中心進行監測；透過整合式監測成果提供該計畫辦公室所需完整的嘉義地區地震與斷層活動資訊。

圖一即是本計畫所建置嘉南地區微震監測網之測站分佈圖。監測網涵蓋整個嘉義縣、市、台南市以及鄰近斷層所在之麓山帶，完整監測嘉南地區之微震活動，以作為斷層及震源特性研究之基礎。

微地震測站使用高靈敏度寬頻地震儀 Guralp CMG-6TD，屬於速度型感測器，頻寬範圍 0.033 到 100 Hz，解析度達 24 bits，

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

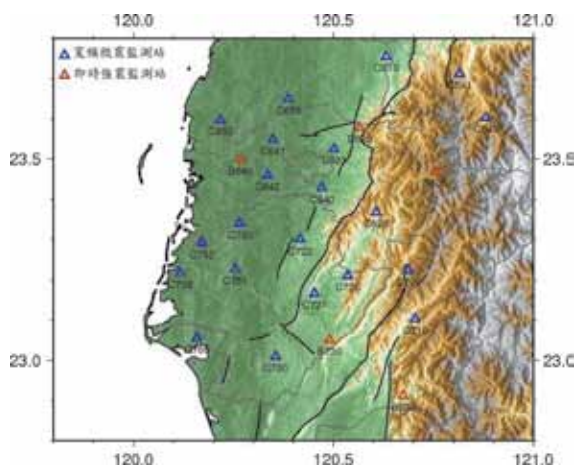
² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁴ 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

動態範圍達 132 dB，靈敏度高於 2000 V/m/s，以內建高容量快閃記憶體儲存資料，測站並配備 GPS 衛星接收天線、太陽能供電裝置及備援電池，維持測站校時及長時間運作之功能；記錄方式採 24 小時連續記錄，地震波形取樣率為每秒 100 點。

即時強震監測站之加速度強震儀則是使用 Kinemetrics Etna，頻寬範圍 DC 到 80 Hz，解析度 18 bits，動態範圍 108 dB；強震儀設置於 FRP 站房內之水泥平台上，再配合緊鄰且同樣埋於地下之寬頻地震儀（CMG-6TD）。



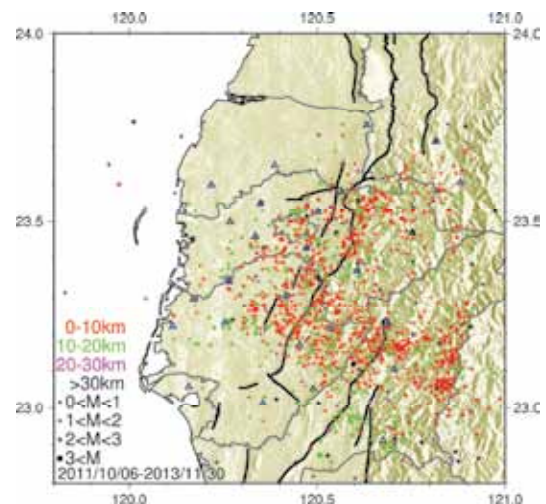
圖一 本計畫所建置嘉南地區微地震監測網之測站分佈圖

三、觀測與分析

觀測到之微地震資料，採用本中心發展之微地震監測網資料處理程式（張道明，2009）進行分析，包含格式轉換、地震波形篩選、到時挑選與地震定位等完整資料處理流程，計算各地震發生時間、震央位置、震源深度及規模（Duration Magnitude, M_d ）等。依據過去研究經驗顯示，本微震網主要偵測範圍在規模（ M_d ）2.5 以下，但能更有效偵測較小規模之微地震活動，達到監測斷層潛在活動之目的。

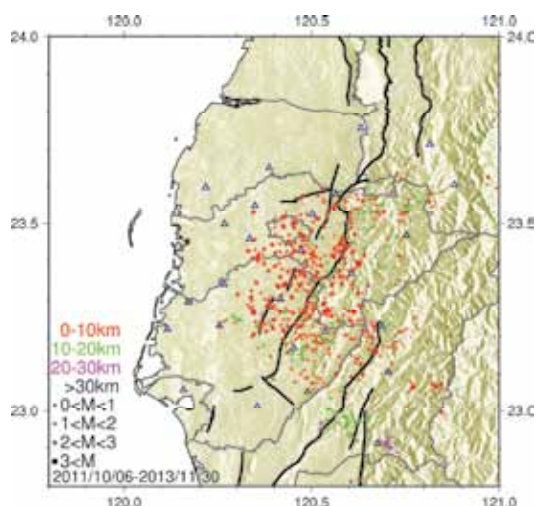
圖二是本監測網從 2011 年 10 月至 2013 年 11 月底所定位出之微地震活動分佈圖，共定位出近 2100 多筆地震活動。由於嘉南地區是臺灣西半部地震活動最為活躍的地區，微地震活動也一直相當頻繁且

分佈廣泛，從西側沿海平原一直到東側之西部麓山帶都有密集分佈，穩定持續的活動。在北段嘉義一帶，地震明顯集中在大尖山與觸口斷層以東一帶，梅山及九芎坑斷層一帶之微震相對較少，但嘉義市東側一帶則有顯著微地震活動。南段之台南地區，微地震活動相對活躍，大量集中在觸口、木屐寮及六甲斷層沿線，也延伸至旗山斷層北段東南側之高雄市境內，在斷層兩側皆有大範圍且均佈之微震活動，串連成一西北-東南向之長條型密集地震帶，其分佈向東南可延伸至高雄與台東交界。此外，2010 年 3 月 4 日發生之高雄甲仙地震，其主震區現今仍不時有小規模地震活動，至今仍持續活動釋放其構造應力。

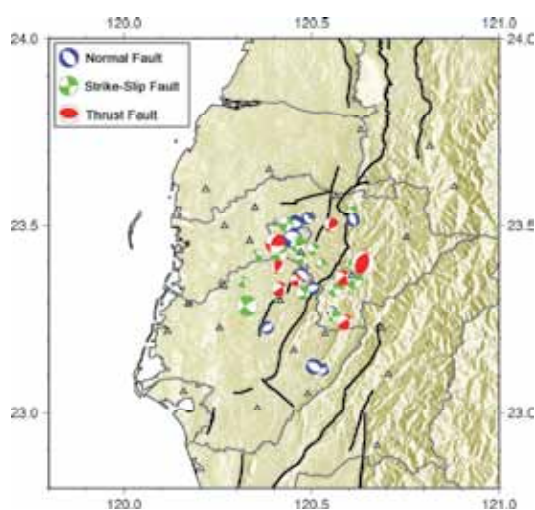


圖二 嘉南地區微地震監測網截至 2012 年 11 月所觀測到之微地震震央分佈

除了 HYPO 71 之傳統單事件定位方法，為降低定位誤差，並考慮大量地震事件彼此間與地下構造之相關性，也採用多事件聯合定位方法之雙差分地震定位演算法（Waldhauser and Ellsworth, 2000）對所觀測到之嘉南地區微震資料進行重新定位。此方法可透過相近地震之波形比對或是利用到時差異計算，能將發散分佈之地震重新定位到主要發震構造上。圖三是經由雙差分重新定位之微地震活動分佈圖，地震數為 703 筆。重新定位後，最顯著的地震分佈特徵即是沿著觸口斷層東側之地震活動，以及甲仙地震震源區之西北-東南線型。



圖三 雙差分重新定位之微地震震央分佈



圖四 本研究所解出之嘉南地區微地震震源機制解

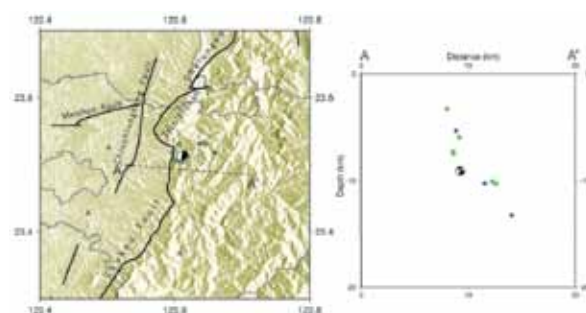
此外，本研究也利用各測站所觀測之地震波形解算其震源機制解，也就是地震震源破裂型態；解算時採用美國地質調查所之 HASH 程式 (Hardebeck and Shearer, 2002; 2003)。但受限於微地震波形解析度不佳，有效波形上下動資料易不足，最後僅解算出 52 個震源機制解 (圖四)。解算出之地震型態中，以走向滑移機制最多；其次為正斷層機制，但多為規模 2 以下之微小地震；逆斷層機制雖然最少，但大多是規模 3 以上之地震。此現象顯示，雖然嘉南地區麓山帶之活動斷層被判斷是以逆斷層型態為主，較大規模之地震表現出之特性也同樣是逆斷層；但在頻繁發生的微小地震中，其震源機制反而存在大量的走向平移和正斷層型態，其原因可能是構造

應力作用在此破碎區域時，其反覆累積、釋放及回復的複雜效應所造成。

四、微地震與斷層活動

為了能釐清可能與斷層活動相關之微地震事件，進而確認斷層活動形貌，將地震目錄透過兩種方法比對。其一，比對氣象局在此區域所發佈之較大規模地震，觀察其前後是否有前震或餘震活動；第二則是搜尋目錄中，時間與位置皆密集發生之微地震群進行進一步評估。以下則針對本研究所觀測到的幾個明顯與斷層活動有關之微地震進行討論說明。

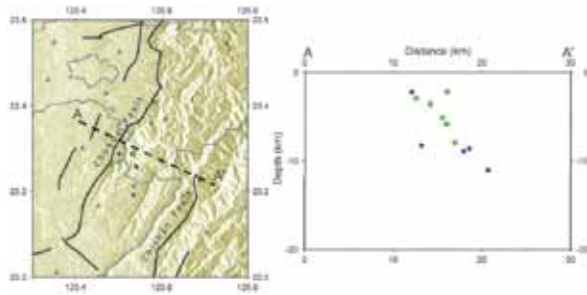
觸口斷層是地調所公布之第一類活動斷層之一，為逆移斷層；斷層北端與大尖山斷層相連，原南段 48 公里改稱為崙後斷層，被認為不具活動性。觸口斷層北端之嘉義竹崎，於 2012 年 1 月 18 日發生一筆規模 (M_L) 4.2 之地震，震央緊鄰觸口斷層北端之東側；本研究在數天內觀測到一些餘震活動，重新定位後之震央分佈和深度剖面圖如圖五所示。圖中清楚顯示餘震與主震震源分佈呈現一向東高角度 (約 60 度) 下傾之破裂面，與主震之震源機制相符，顯示該次地震是由觸口斷層活動所造成。此外，2013 年 8 月間，在觸口斷層中段密集觀測到十餘起微地震 (圖六)，規模皆在 2.5 以下；其垂直斷層線之深度剖面也顯示明確向東傾沒之斷層面，但角度則是較小的 45 度。



圖五 微震網所觀測到嘉義 2012/1/18 規模 4.2 地震之餘震和主震震源機制解 (左圖)，以及震源深度剖面圖 (右圖)

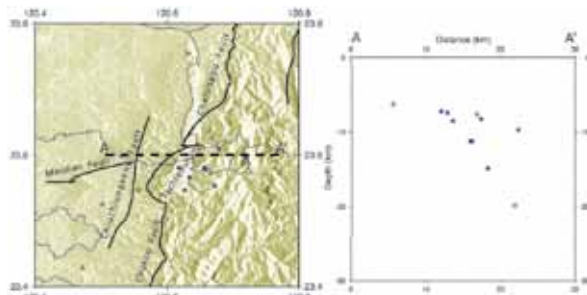
此於觸口斷層兩段區域所觀測到之地震分佈傾角差異，推測可能與觸口於嘉義

番路觸口一帶轉折有關，由北段之南北向，轉為中南段之東北-西南向，乃構造環境所造成之斷層面延伸與傾角變化。地調所於觸口之鑽井則推測近地表斷層傾角為 60 度，介於本研究觀測到的兩種傾角之間。



圖六 微震網 2013 年 8 月間，於觸口斷層中段所觀測到微地震群分佈圖（左圖）及震源深度剖面圖（右圖）

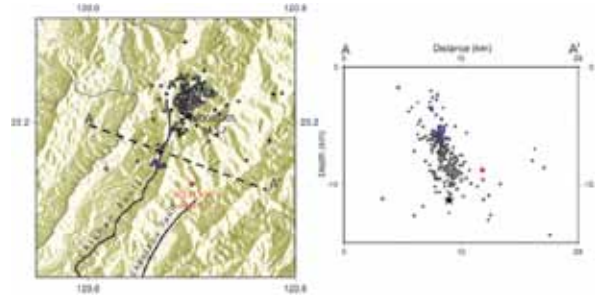
2013 年 3 月底至 4 月間，在大尖山斷層兩側同樣觀測到十餘起微地震（圖七），規模皆在 2 以下，其深度剖面顯示兩個傾角不同之東傾層面。上部 6 至 10 公里深度間之傾角為平緩之 12 度，地震延伸至九穹坑斷層下方；下部 8 至 20 公里間，於大尖山東側之傾角則為 55 度。由於此區域斷層密佈且交會複雜，觀測到的微震群尚不能明確釐清此區之斷層構造形貌，但大致也符合地調所推測九穹坑（35 度）與大尖山（72 度）斷層不同之傾角變化特徵。



圖七 微震網於大尖山斷層附近所觀測到之微地震群分佈圖（左圖）及震源深度剖面圖（右圖）

2013 年 11 月 6 日於旗山斷層北段發生規模 $M_L 3.3$ 地震，在地震前後共觀測到 14 筆呈線型分佈之前震和餘震（圖八），雖然前、餘震深度較主震淺了許多，但其深度剖面上之分佈仍清楚看出高角度向東北

東下傾之破裂面。此外，本中心先前之南科微震網研究，於 2008 年 3 月 5 日發生之規模 $M_L 5.2$ 地震前後，觀測到超過 200 次的前震和餘震；主震震源機制和餘震空間分佈（圖八）都與旗山斷層特性相符合。此次規模 3.3 地震雖然規模小了許多，位置也略偏南，但兩組地震之深度剖面呈現相近的斷層面形貌，都以約 70 度傾角從地表斷層線往東北東下傾。此結果顯示旗山斷層北段自 2008 年至今，持續有地震活動，近期斷層活動性明確。



圖八 旗山斷層北段分別於 2008 年 3 月 5 日（黑色星形及圓圈）和 2013 年 11 月 6 日（紅色及藍色圓圈）發生之主、餘震分佈圖（左圖），以及震源深度剖面圖（右圖）

參考文獻

1. Hardebeck, J. L. and Shearer, P. M., "A new method for determining first motion focal mechanisms", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 2002, 92, pp. 2264-2276.
2. Hardebeck, J. L. and Shearer, P. M., "Using S/P amplitude ratios to constrain the focal mechanisms of small earthquakes", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 2003, 93, pp. 2434-2444.
3. Waldhauser, F. and Ellsworth, W. L., "A double-difference earthquake location Algorithm: method and application to the northern Hayward fault, California", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 2000, 90, pp. 1353-1368.
4. 張道明，「地震資料處理系統之安裝使用手冊」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-09-006，2009。

支撐向量法於現地型強震即時警報系統 之離線模擬結果與探討

許丁友¹ 吳旭昱² 黃謝恭³ 江宏偉³ 林沛暘⁴ 盧恭君³ 張道明¹ 溫國樑⁵

摘要

眾所周知，台灣的地震頻仍，其潛在的危險亦威脅著人民的生命財產。如能在地震發生初期，即時推估即將來到的地震強度，便能在強震波到達前做好相關防災措施，進而將傷害減至最低，因此許多預測地震強度的相關演算法也應運而生。日前提出的「支撐向量法」(Support Vector Machine, SVM法)係利用初達波的特徵，透過監督式學習(Supervised Learning)的方式，建立可預測地震強度的模型，進而於未來地震發生時即時利用該模型預測地震強度。日前「支撐向量法」雖於中央氣象局資料庫(Taiwan Strong Motion Instrumentation Program, TSMIP)中擁有良好的訓練與驗證表現，然而在現地測站的表現仍有待更進一步的探討與檢驗。基於此，本研究擬了解「支撐向量法」應用於現地測站，作為強震即時警報之情形，但是由於目前安裝於現地測站之預測地震方法大多為「體波震源法」，因此本研究將利用離線模擬方式重現「支撐向量法」於現地測站的線上即時運算結果，並與目前線上使用之「體波震源法」進行比較。最後，我們發現「支撐向量法」於現地測站的表現是優於「體波震源法」的。

關鍵詞：強震即時警報系統、支撐向量法、體波震源法、預測準確率、高報率、低報率

一、前言

常年來，台灣因位於環太平洋地震帶(Circum-Pacific seismic zone)上而飽受地震所帶來的恐慌與災害，倘若能利用地震初期訊號，精準地推估即將來到的地震強度，爾後搭配完善的防災措施，則預期可以將可大幅降低傷害。日前所提出的「支撐向量法」[1]應用於中央氣象局的歷史地震資料時，其預測與實測地震震度在正負一級內之比例，可以達到 99.22% 的高預測準確率，但該方法應用在現地測站的相關表現仍有待進一步驗證；另一方面，在預測地震震度過程中，必須避免誤報的情形發生。舉例來說，實際地震震度為三級，預測地震震度卻高報為五級，對於一旦停止運作即造成龐大損失與影響

的產業，是必須盡量避免的。例如科學園區的高科技產業，或是高速鐵路等大眾運輸公司，一旦緊急停止運作，再次重新運作的成本非常龐大。相反的，實際地震震度為五級以上，預測地震震度卻低報為三級，則將無法爭取到初達波與強震波之間的時間差，只能藉由實際量測地震加速度超過某一特定門檻值的方式，爭取較為少量的預警時間。因此，提高預測準確率以及降低誤報率一直是強震即時警報技術研發的努力目標。目前國震中心於現地測站安裝之強震即時警報系統，大多數使用「體波震源法」[2]，僅有宜蘭縣南安國中測站的其中一段時間(2012 年 8 月 14 日至 2013 年 11 月 3 日)，其強震即時警報系統係使用「支撐向量法」。因此，本研究將對其

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心專案助理研究員

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研究員

⁵ 國家地震工程研究中心組長、中央大學地球科學系教授

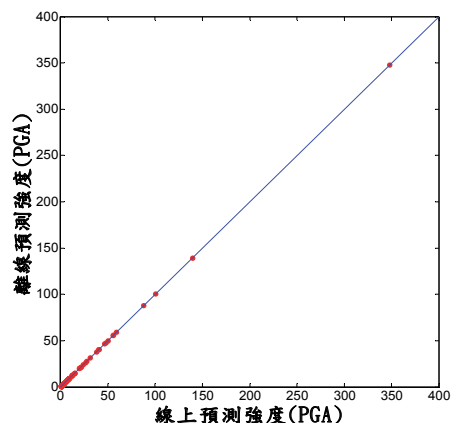
餘之宜蘭國小、港坪國小、南安國中(2012年8月14日之前)、光復國小與玉東國中等現地測站，進行「支撐向量法」的離線模擬，並與目前線上使用之「體波震源法」進行預測準確率與誤報率的比較，最後針對模擬結果進行探討，並提出未來研究的方向。

二、支撐向量法離線模擬

就線上實測而言，「支撐向量法」是利用垂直向地震歷時之短時平均超過某一特定門檻值後，亦即強震即時警報系統觸發後，紀錄觸發後之初達波歷時，並運用初達波到達後之前三秒地震歷時，計算初達波之各種訊號特徵，包括加速度極值(Pa)、速度極值(Pv)、位移極值(Pd)、主要週期(TauC)、累積絕對速度(CAV)及速度平方積分(IV2)等六種，並將這些訊號特徵輸入事先訓練好的預測模型，即可估算該測站在該次地震下之最大地表加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)，其單位為gal。

在利用現地測站的實測地震記錄，進行「支撐向量法」之離線模擬時，其運算方式與線上實測之運算方式大體上是相同的。值得注意的是，由於「支撐向量法」是運用初達波到達後之前三秒地震歷時特徵，來預測最大地表加速度，因此為了便於與「體波震源法」比較，本研究僅採用觸發時間長度超過三秒以上的地震事件進行離線模擬。

為了檢驗離線模擬的可靠度，我們將宜蘭縣南安國中測站安裝「支撐向量法」期間所記錄之實測地震歷時，利用離線模擬的方式計算，並將兩種運算結果進行比對，如圖一所示。圖一中，橫軸代表線上預測PGA；縱軸代表離線預測PGA。本研究利用相關係數量化離線模擬與線上實測結果的一致性，其相關係數計算結果為0.99999889，顯示出離線模擬結果與線上實測結果幾近一致。



圖一 線上預測 PGA 與離線預測 PGA 比對示意圖

大致上來說，擁有相關係數趨近於 1 的「支撐向量法」離線模擬，代表離線模擬的可信度極高。但嚴格來說，離線模擬之計算結果仍與線上實測有細微差距，其原因係來自於在計算六個訊號特徵之前，線上實測訊號一直是處於濾波狀態的，但記憶體儲存的時間歷時長度有限，系統僅儲存時間長度約為兩分鐘的地震訊號，其地震歷時起始時間為觸發前十秒。因此，在運用此有限時間長度之時間歷時進行離線模擬，與一直處於濾波狀態的線上實測情況是不同的。離線模擬時，濾波運作起始於觸發前十秒，與線上實測時濾波起始時間不同，因此造成些微的誤差。由圖一的結果可知，這種對於濾波運作起始點不一而造成的模擬差距對於支撐向量法預測結果的影響非常小，是可以被忽略的。

本研究進行離現模擬時，係使用 2011 年至 2013 年間的宜蘭市宜蘭國小、嘉義市港坪國小、宜蘭縣南安國中、花蓮縣光復國小與花蓮縣玉東國中等測站的地震記錄，這些測站之強震即時警報系統係使用體波震源法，共計有 15347 筆地震事件(除了南安國中 2012 年 8 月 14 日至 2013 年 11 月 3 日外，因其強震即時警報系統係使用「支撐向量法」)。上述測站中，其地震儀大多放置於井下兩米深處，只有宜蘭國小其中一測站設置於地板上。

三、模擬結果

本研究中，預測準確率、高報率與低報率為衡量預測地震是否可靠之指標。預測準確率定義為「實際震度與預測震度相差正負一級以內地震事件個數占地震事件總個數的比例(%)」，公式如下：

$$\frac{\text{實際震度與預測震度相差正負一級以內個數}}{\text{地震事件總個數}}$$

一般而言，一旦現地測站預測震度達到四級(25gal)以上，便可能立即發布地震警報與啟動相關應變措施。因此，高報率與低報率的觀察對象便專指為震度四級以上的地震事件。本研究將「預測震度四級以上且實測震度低於預測震度兩級以上」之情形定義為「高報」，亦即圖二左上角黑色虛線內之區域為「高報區」。「高報」個數占預測震度四級以上地震事件個數的比例(%)則定義為「高報率」，公式如下：

$$\frac{\text{高報區地震事件個數}}{\text{預測震度四級以上個數}}$$

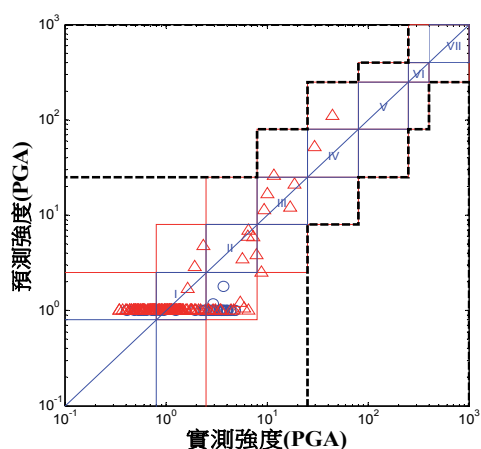
同樣地，「實測震度四級以上且預測震度低於實測震度兩級以上」之情形定義為「低報」，亦即圖二右下角黑色虛線內區域為「低報區」。「低報」個數占實測震度四級以上地震事件個數的比例(%)則定義為「低報率」(實測震度四級以上地震事件係以中央氣象局公布之地震事件為準)，低報率之公式如下：

$$\frac{\text{低報區地震事件個數}}{\text{實測震度四級以上個數}}$$

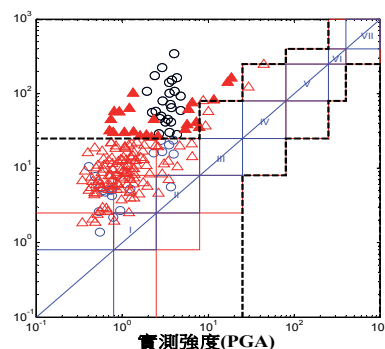
圖二及圖三分別為「支撐向量法」及「體波震源法」應用於花蓮縣玉東國中測站之結果，圖中三角形皆為經中央氣象局比對過後的地震事件，其餘無法與中央氣象局比對之事件以圓圈表示。圖三中，紅色實心三角形或黑色圓圈係強調該筆資料預測結果落於高報區。由圖二可知，「支撐向量法」預測準確率為 100.0%、高報率為 0.0%、低報率為 0.0%；相對地，由圖三可知，「體波震源法」預測準確率為

26.8%、高報率為 90.4%、低報率為 0.0%。

表一為各現地測站模擬結果之比較。總體而言，「支撐向量法」的平均預測準確率為 99.4%，標準差為正負 1.2%；「體波震源法」的平均預測率為 71.8%，標準差為 23.2%。另一方面，「支撐向量法」的平均高報率為 7.7%；「體波震源法」的平均高報率為 67.3%；在低報率方面，兩種預測方法皆為零低報率，但因目前所收集到之實測地震震度為四級以上的數量有限，仍須持續於現地測站收集足夠之地震事件，始可得到較為可信的統計數字。

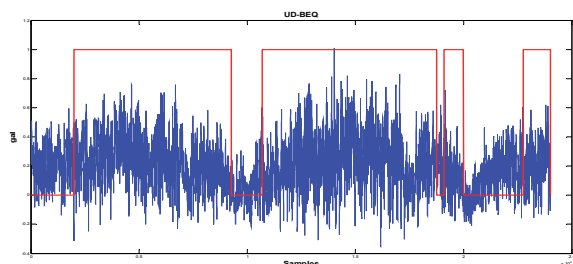


圖二 支撐向量法於玉東國中之預測 PGA 與實測 PGA 示意圖

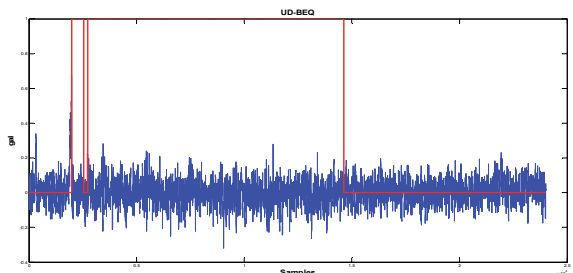


圖三 體波震源法於玉東國中之預測 PGA 與實測 PGA 示意圖

附帶一提，在模擬過程中發現「體波震源法」的部分高報案例，係源自於非地震之訊號所造成(如基線漂移、雜訊等)，如圖四、五所示。相對地，此類訊號並未對於「支撐向量法」產生影響，亦即「支撐向量法」較不會因為非地震訊號觸發，而造成高報的現象。



圖四 典型現地測站之基線漂移訊號



圖五典型現地測站之雜訊

四、討論與展望

本研究利用離線模擬方式重現「支撐向量法」於現地測站的線上即時運算結果，並與目前線上使用之「體波震源法」進行比較。結果顯示，「支撐向量法」平均預測準確率於六個不同地震測站中仍能達到99.4%，說明了「支撐向量法」是擁有高強健性的預測方法。就整體表現來說，不管是預測準確率(99.4% 與 71.8%)抑或是誤報率(7.7% 與 67.3%)，「支撐向

量法」的表現是優於「體波震源法」的。此外，預測準確率標準差亦表示著預測方法的穩定性，相較於「體波震源法」的不穩定(23.2%)，「支撐向量法」的穩定性(1.2%)是優於「體波震源法」的。

未來的工作中，除了持續增進支撐向量法的預測準確率和穩定性外，為了避免非地震訊號干擾而導致誤報的風險，將尋求硬體改善，或是設計分辨是否為地震事件的演算法來進行改善。

五、參考文獻

1. Hsu T.Y., Huang S.K., Chang Y.W., Kuo C.H., Lin C.M., Chang T.M., Wen K.L., Loh C.H., "Rapid on-site peak ground acceleration estimation based on support vector regression and P-wave features in Taiwan." Soil Dynamics and Earthquake Engineering (2013), Volume 49, June 2013 2013 ,Pages 210-217.
2. 蔡克銓、林沛暘、林子剛、林主潔、林詠彬、林瑞良、翁元滔、張道明，「強震即時警報系統資訊加值分析先期研究」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-09-013，台北（2009）。

表一 現地測站模擬結果之比較

測站名稱 預測震度 和實測震度關係		宜蘭國小 (地板)	宜蘭國小 (井下2米)	南安國中 (井下2米)	港坪國小 (井下2米)	光復國小 (井下2米)	玉東國中 (井下2米)	平均 (標準差)
預測準確率 (%)	SVM 法	100.0	99.9	99.8	100.0	96.9	100.0	99.4(1.2)
	體波震源法	82.0	94.4	74.7	74.7	78.0	26.8	71.8(23.2)
高報率(%)	SVM 法	0.0	20.0	3.8	0.0	22.2	0.0	7.7(10.5)
	體波震源法	77.8	90.0	68.2	0.0	77.1	90.4	67.3(34.0)

自來水地下管線耐震需求之初步探討

鍾立來¹ 葉錦勳² 劉季宇³

摘要

自來水管線耐震設計，理應兼顧其耐震需求與容量，耐震需求係專指所需要抵抗的地震力大小，與工址所在地的地震危害度有關。本研究回顧地下管線分析所採反應變位法的地盤震動變位與永久變位的基本假設，連續或接頭構造管線耐震分析的檢核程序，從而探討地下管線耐震相關的災害潛勢因子，如地盤震動週期、地震災害潛勢之最大地表速度與土壤液化潛能、沉陷量等，最後以 475 年回歸期之設計地震為基準，介紹目前國內耐震設計規範所界定之參數及分布，並說明工址災害潛勢值決定之可行程序。

關鍵詞：自來水管線、耐震需求、設計地震

一、引言

地震侵襲下，自來水管線可能因地盤震動、土層破壞而受損，影響供水。管線之耐震設計，理應兼顧耐震容量與耐震需求。其中，耐震需求是管線所需要抵抗的地震力，與工址地震危害度的高低有關；耐震容量則是管線的強度與變形性能，各種不同管徑、材料、接頭型式等的管線，分別有不同的耐震容量。

目前國內尚未訂定自有之自來水地下管線耐震設計規範，一般耐震設計係參酌日本的設計檢核方法(日本水道協會，2009)，其中缺乏可供依循、操作的國內的地下管線耐震需求的訂定，而難行銜接。因此，實有必要就設計地震(回歸期 475 年)，針對管線的耐震需求，依震區(工址)之不同而作一規定。基於以上目地，本研究乃探討與自來水地下管線震害有關的地震災害潛勢因子，進而綜合國內建築物耐震設計規範訂定之既有成果，闡述如何可以決定出地下管線耐震設計所需要的災害潛勢的設計地震值。

二、地下管線耐震設計之概念與相關之地震災害潛勢

自來水地下管線之設計，係採反應變位法(response displacement method)，此乃基於單位長度地下管線之質量，遠小於周遭土層，故地震作用下地下管線與土層同步振動，其變形亦受土層束制，相對於周遭土層可視為靜態反應(中興工程，2005)。

反應變位法耐震分析，地下管線結構反應係地震時地表變位所引致之軸向作用，包含管軸方向(軸力)與管軸側向(撓曲)。地震波定義為入射角 45°之 SH 剪力波，以之概括所有入射角度且較大強度之地震波。因此，經由地盤變位的作用，可以求出管體軸向應力、撓曲應力、軸向應變、撓曲應變等，進而計算管體的合成應力與應變，以及接頭上的伸縮量與彎曲角度，進行地下管線耐震設計或檢核(日本水道協會，2009)。此時，管線受震行為的求取，依反應變位法，決定於工址的地盤震動週期和最大地表速度。工址執行地質鑽探，可實測或估算各土層之平均剪力波速，再計算地盤的震動週期。考慮美國 AASHTO (2010)以工址一秒週期水平加速

¹ 國家地震工程研究中心研究員、組長、國立台灣大學土木工程系教授

² 國家地震工程研究中心研究員、組長

³ 國家地震工程研究中心副研究員

度係數 S_{D1} ，估算最大地表速度，其公式可簡化為 $V_{\max} = (0.885) \times 9.81 S_{D1} / 2\pi$ ，其中 $V_{\max}$ 之單位為 cm/s， S_{D1} 為重力加速度的倍率（經濟部水利署，2013）。

地震發生時，斷層錯動以及土壤液化引致地盤沉陷或側向流動，均會造成地下管線變形、受損。此時地盤已超越彈性狀態，因此反應變位法並不適用。這些土層破壞，會隨各別工址的局部地質或地盤的特殊性，而可能在很小的範圍內有極大的變化。除非有極詳細的工址調查資料，並配合完整的大地工程分析，否則土層破壞的程度實難掌握。惟土壤是否發生液化，以及液化所引致地盤沉陷，目前已有可用的推估模式，或可予以考慮，對應的自來水地下管線設計檢核方法，也可參考日本水道協會(2009)。一般而言，土壤液化與工址土壤液化敏感類別、最大地表加速度、地下水位和地震規模有關，而土壤液化敏感類別又必須由地質鑽探決定。

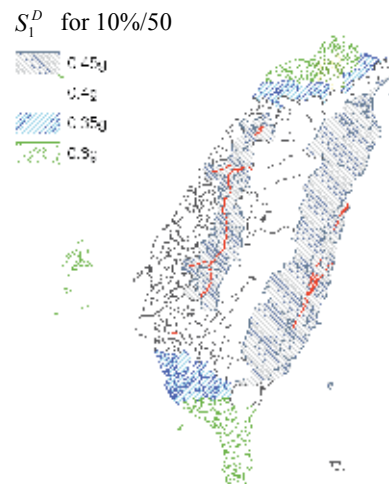
綜上所述，自來水地下管線耐震設計需求，除決定於工址的地盤震動週期、液化敏感類別、地下水位深度之外，也決定於其他地震災害潛勢因子，包括最大地表速度、最大地表加速度、地震規模等。

三、設計地震之工址最大地表速度與最大地表加速度

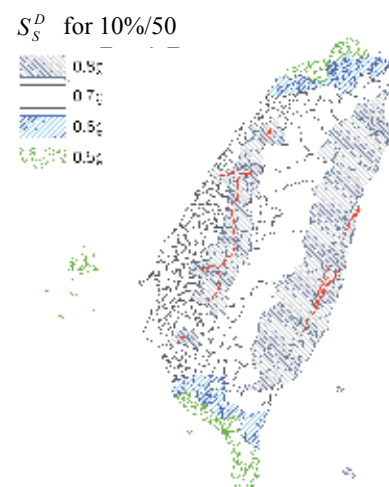
以下檢討設計地震(回歸期 475 年)的最大地表速度與最大地表加速度。前述最大地表速度，可由震區一秒週期水平加速度係數 S_{D1} 求得；考慮結構為剛體，即基本振動週期 $T=0$ 時，結構之運動與地表同，其工址水平譜加速度之值，即為有效最大加速度(effective peak acceleration, EPA)，可取為 $A_{\max} = 0.4 S_{DS}$ ，其中 S_{DS} 為工址短週期水平加速度係數。

參照「建築物耐震設計規範及解說」（內政部營建署，2011），對於設計地震的工址 S_{DS} 與 S_{D1} 係數值，有一套計算程序可以依循，並進一步用於求得設計地震的最大地表速度與最大地表加速度。首先，由工

址的行政區，可查得震區短週期及一秒週期水平譜加速度係數 S_S^D 及 S_1^D ，參考圖一、圖二所示之係數分布；其次，由工址與斷層之距離，可查得設計地震反應譜等加速度段及等速度段之近斷層調整因子 $N_A^{(D)}$ 及 $N_V^{(D)}$ ；其次，根據地質鑽探，實測或估算各土層之平均剪力波速，計算工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} ，決定其地盤分類；其次，依地盤種類，線性內插得到反應譜等加速度段及等速度段之工址放大係數 $F_a^{(D)}$ 及 $F_v^{(D)}$ ；最後，依規範計算工址短週期及一秒週期水平譜加速度係數 S_{DS} 及 S_{D1} 。



圖一 震區水平譜加速度(一秒週期)係數分布(內政部營建署，2011)



圖二 震區水平譜加速度(短週期)係數分布(內政部營建署，2011)

台北盆地因盆地效應及沖積層影響，

長週期之地盤效應明顯，故設計地震之工址短週期與中長週期的分界 T_0^D 大於一秒。因此，設計地震之工址水平加速度反應譜，改以工址之短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 及短週期與中長週期的分界 T_0^D 設定之。此時，可由工址的行政區，查得微分區屬台北一區、台北二區或台北三區，查得短週期水平譜加速度係數 S_{DS} ，以及短週期與中長週期的分界 T_0^D ，並計算一秒週期水平譜加速度係數為 $S_{D1} = S_{DS} T_0^D$ 。

四、設計地震之工址土壤液化潛能指數與設計沉陷量

根據工址所在地之工程鑽孔資料，包含各土層的 SPT-N 值、相對密度、顆粒大小分佈特性、類別(黏土、砂土或礫石)、細料含量、塑性指數等，可計算在給定的地震規模和最大地表加速度作用下，工址所在地的液化潛能指數，並據以判識是否有液化的疑慮。一般而言，如液化潛能指數大於 15，表示有液化的可能。

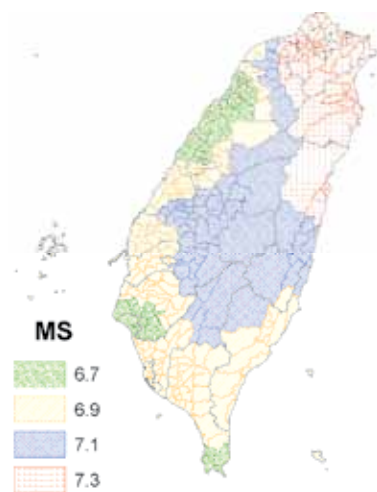
考慮回歸期 475 年的設計地震，在計算工址液化潛能指數時，可以前一節的方法計算所需之最大地表加速度。至於地震規模，在現行「建築物耐震設計規範及解說」中，亦透過地震危害度分析的參數拆解，得到對應不同回歸期之控制地震規模，如圖三所示，即為符合大地工程基礎設計時之液化潛能評估的需求，所建議使用之設計地震的控制地震規模的分布。因此，進行地下管線設計之液化潛能評估時，可依據工址所在地的工程鑽孔資料，配合工址之最大地表加速度、近斷層效應、場址放大效應以及控制地震規模，進行液化潛能指數的計算，藉以判定在設計年限內是否有液化的疑慮。

為瞭解不同土壤特性和所在地周圍震源活動對土壤液化潛勢的影響，可依葉錦勳等人(2002)之建議，將土壤特性概分為無、極低、低、中、高、極高等六種液化敏感類別。圖四所示，即以鄉鎮區為單元，根據 475 年設計地表加速度和控制地震規

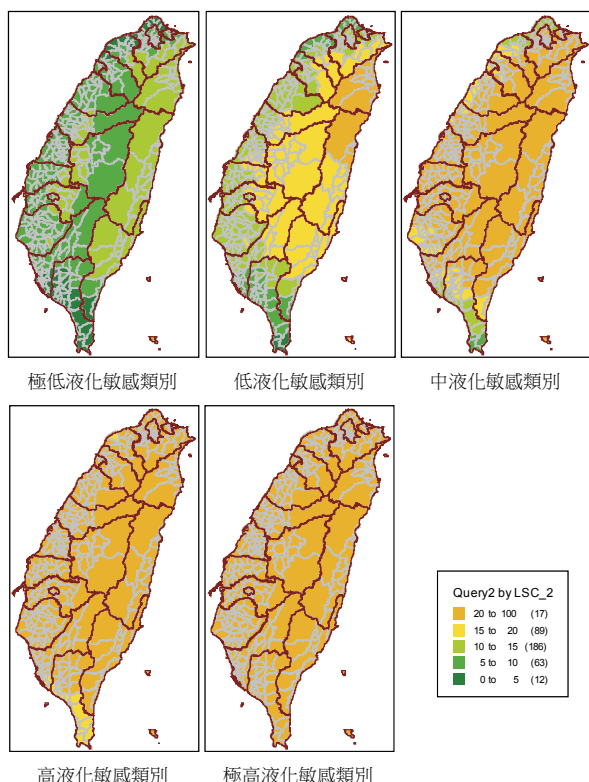
模，並保守地假設場址效應均為 1.2 (為 $F_a^{(D)}$ 的最大值)，計算不同液化敏感類別之液化潛能指數。在特定液化敏感類別的假設條件下，圖中偏黃色的鄉鎮區(液化潛能指數大於 15)為液化潛勢較高的區域，偏綠色的鄉鎮區(液化潛能指數小於 10)則無須考慮液化引致的風險。

在任意的地震規模和最大地表加速度下，不同液化敏感類別的液化潛能指數可予以估算。因此，利用地震危害度分析理論和適當的震源機率模型，可獲得各地區(以村里為單元)不同液化敏感類別在 475 年回歸期下的液化潛能指數。如工址所在地的液化敏感類別已透過工程鑽孔資料而得，Yeh and Liu (2013)提出另一種簡化的方法，以查表方式獲得不同回歸期之工址的液化潛能指數，藉以判定該工址於設計年限內是否有液化的疑慮。如欲採用此簡化模式，則震源機率模型的各項參數須參考現行「建築物耐震設計規範及解說」，藉以與其它災害潛勢因子的大小相容。

前述兩種土壤液化潛勢評估模式可任選一種，如土壤液化潛能指數大於 15 即表示該工址於 50 年設計年限內有 10% 的機率會發生液化現象；一旦土壤液化時，可能引致的沉陷量可參考各液化敏感類別之最大沉陷量的平均值(葉錦勳等，2002)。為考慮其變異性，設計沉陷量之值可如表一(經濟部水利署，2013)所列。



圖三 土壤液化潛能評估建議使用之地震規模分區(內政部營建署，2011)



圖四 設計地震下，各鄉鎮區依液化敏感類別計算之液化潛能指數(Yeh and Liu, 2013)

表一 不同土壤液化敏感類別之設計沉陷量(經濟部水利署，2013)

液化敏感類別	設計沉陷量(cm)
極高	110
高	100
中	90
低	70
極低	50

五、結語

本研究回顧了反應變位法中地盤震動變位與永久變位之基本假設，探討地下管線相關之災害潛勢因子，如地盤震動週期、地震災害潛勢之最大地表速度與土壤液化潛能、沉陷量等。其次，參酌現行「建築物耐震設計規範及解說」，針對其中與這些災害潛勢因子有關的地震動與土壤液化評估的參數，說明規範所界定之參數分布，並剖析如何應用其圖表，決定特定工址之災害潛勢值，細節可參考「公共給水系統震災早期災損預警技術研究(1/2)」研

究報告(經濟部水利署，2013)。

六、誌謝

感謝經濟部水利署提供經費補助(計畫編號：MOEA-WRA-1020117)，本研究得以順利進行，在此深誌謝忱。

參考文獻

1. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2010), "Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Ch.13 Seismic Considerations."
2. Yeh, C.-H. and Liu, G.-Y. (2013), "Scenario-based Probabilistic Seismic Hazard Analysis of Soil Liquefaction," Proc. 8th US-Taiwan-Japan Workshop on Water System Seismic Practices, pp.215-227, Oakland, CA.
3. 日本水道協會，2009，「水道設施耐震工法指針解說、設計事例集」。
4. 中興工程，2005，「地盤及基礎結構物的耐震設計」(譯印)，台北。
5. 內政部營建署，2011，「建築物耐震設計規範及解說」。
6. 經濟部水利署，2013，「公共給水系統震災早期災損預警技術研究(1/2)」研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1020117，台北。
7. 葉錦勳、謝旻諺、李君宇、張光仁、羅俊雄，2002，「土壤液化潛能分區與評估參數研究」，液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會，國家地震工程研究中心，台北。

自來水管線力學試驗與非線性側推分析之研究

鍾立來¹ 劉季宇² 汪瀚喻³ 邱于軒⁴ 黃炯憲⁵ 劉進賢⁶

摘要

此研究首先對自來水接續管線進行含水耐震性能測驗，選擇國內已大量使用之 K 型接頭延性鑄鐵管，受測管材之標稱管徑統一取為 DN400，試驗內容包含軸拉、軸壓及彎矩，藉以求得接頭的變形容量及破壞模式。經由試驗可知 K 型接頭水密性良好，但不具防脫功能。利用試驗結果可推導接頭之力與位移關係，進而建立 K 型接頭之軸拉、壓力及彎矩非線性塑性鉸。在取得塑鉸參數後，使用商用有限元素軟體對分段管進行非線性側推分析，模擬管線受平移斷層之行為，考慮容許錯動量以及管線破壞模式，由分析結果發現，在接頭控制破壞模式下容許錯動量有減少的趨勢。

關鍵詞：地下自來水管線、管線試驗、非線性鉸、地層錯動、側推分析

一、前言

強震帶來的災害嚴重地影響到民生安全，自來水為維生系統中重要的一環，因此當地下自來水管線因地震產生損壞而無法提供正常功能，則勢必產生民生與衛生問題。1999 年集集大地震的調查報告顯示，當時中部災區之自來水主要管種為延性鑄鐵管，其中又以 K 型為主。目前國內外延性鑄鐵管施工規範定有管線接頭處的容許偏位與偏倚角，然地震以強震動的形式對管線施加額外的位移，造成管線與接頭的隨機損壞，其所施加之軸向或測向位移量已超出規範所容許且程度亦可觀，故管線接頭之功效相當重要。

另一方面，Wang 與 Yeh 以彈性基礎上之 Winkler 梁原理搭配大變形分析來探討連續管受地層錯動之行為，其假設連續管受地層錯動時，變形乃反對稱，因此可取半簡化成半無限梁來分析。Wang 與 Yeh 另指出當管線位置距斷層夠遠時，土壤與管線間無相對位移，因此管線幾乎無變形，

符合無限管長之假設。國家地震工程研究中心綜合多位學者的研究，先利用 ABAQUS 以及延性鑄鐵管的材料特性建立連續管的非線性鉸(2011)，再使用梁元素和土壤彈簧以非線性側推分析來探討連續管受平移斷層錯動之行為。

二、試驗與非線性塑鉸

一般而言，如欲使用商用有限元素軟體如 ETABS 或 SAP2000 進行側推分析，則必須給定模型構件非線性鉸來模擬廣義力與廣義位移關係，如彎矩非線性鉸、剪力非線性鉸、軸力非線性鉸。本研究需使用管體及接頭的塑鉸，其中管體的部分，先由 ABAQUS 分析管體之撓曲行為，並建立管體彎矩非線性鉸，如圖一。同時，根據管線之材料試驗取得降伏拉力及降伏位移，降伏段為假設全斷面降伏、勁度為零的水平線，且令單位長度構件之變形達 10% 時斷面無法再承受拉力，訂定軸拉力非線性鉸，如圖二 (Chen et. al)。而後再藉由 ABAQUS 分析管體之壓力行為建立管

¹ 國家地震工程研究中心研究員、國立台灣大學土木系教授

² 國家地震工程研究中心副研究員

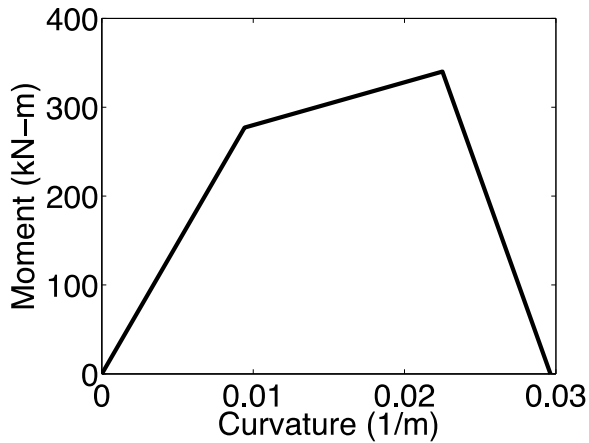
³ 國立交通大學土木系碩士

⁴ 國立台灣大學土木系碩士

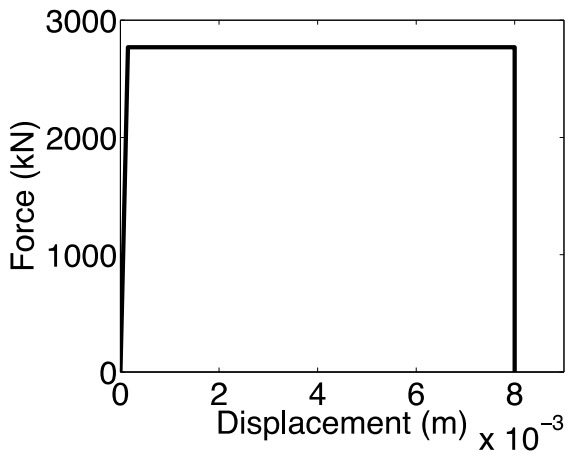
⁵ 國立交通大學土木系教授

⁶ 國立台灣大學土木系教授

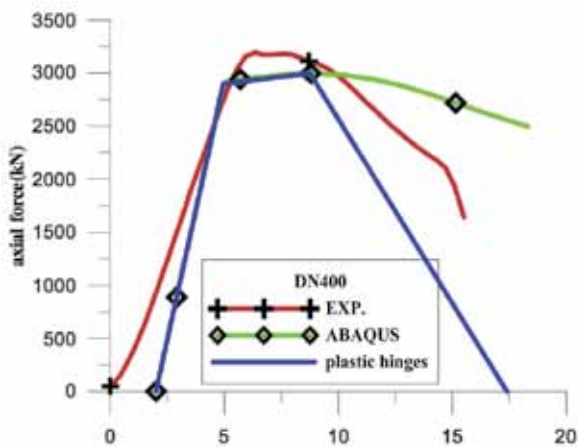
體壓力非線性鉸 (Kuo et. al)，完成管體部分塑鉸之建立，如圖三。



圖一 管體彎矩塑鉸



圖二 管體拉力塑鉸



圖三 管體壓力塑鉸

由於接頭的構造複雜，不容易用電腦分析其力學行為，因此實驗之進行為取得接頭力與位移關係之必要途徑，圖四為 K 型接頭及其組成。經過一系列含水耐震性

能試驗，包括軸拉力，軸壓力及彎矩試驗後得到接頭的力與位移關係，進而依此建立接頭之非線性塑鉸。



(a)

(b)



(c)

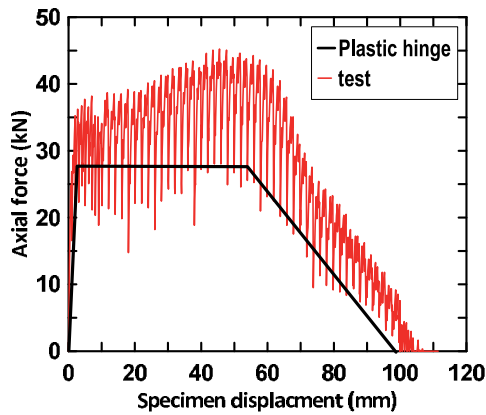
(d)

圖四 (a) K 型接頭之壓圈 (b) 橡膠圈

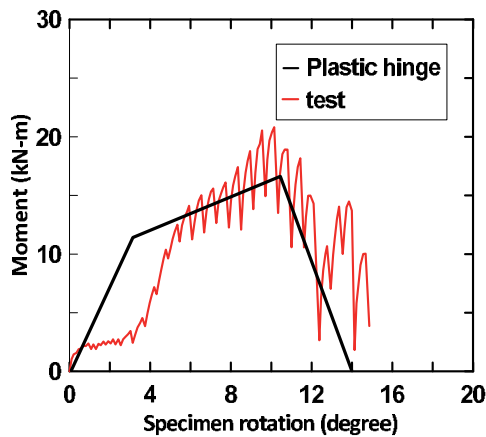
(c) T 型螺栓 (d) K 型接頭

由於試體為地下水管線，故試驗中將其內注滿水，並以儀器維持水壓，定義試體漏水致水壓維持能力喪失即破壞。軸拉試驗結果顯示，接頭相對位移與試體相對位移相近，代表位移量皆由接頭提供。試體在拆裝後發現除了橡膠圈上有少許破壞，其餘無明顯變形，表示拉脫力幾乎是由橡膠圈的摩擦力提供。

圖五為 K 型接頭之軸拉力試驗結果及拉力塑鉸，圖六為彎矩部分，圖七則為壓力部分。拉力位移圖顯示，接頭拉力於 30kN 停止上升，約小於延性鑄鐵管管體降伏拉力近一百倍。而圖中最大位移為 11 公分是由於 K 型接頭不具防脫功能：接頭之接合長度為 11 公分，則拉位移 11 公分後即脫離、失效。圖六中也可發現彎矩容量遠小於管體降伏彎矩。彎矩試驗中，試體拆裝後發現膠圈有明顯破壞，表示膠圈破壞導致漏水失壓。



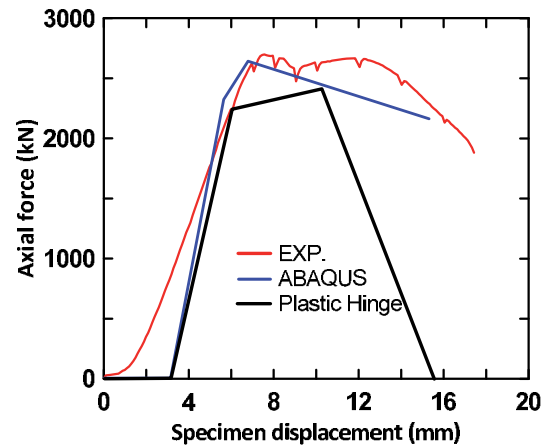
圖五 接頭拉力-位移曲線及拉力塑鉸



圖六 接頭彎矩-轉角曲線及彎矩塑鉸

圖七顯示壓力力與位移關係及塑鉸，在試體之安裝時，插口端之前緣及承口端之承座在管軸方向會有些許空隙，當軸壓位移達此間隙後，插口端之前緣及承口端之承座開始接觸。故由於接頭在受軸壓時，其力學行為在接頭間距消失後，即兩管直接對頂的狀況下與無接頭之管體相似。故可以軸壓試驗之結果在商用有限元素軟體中建立一個管徑 400 毫米之模型，即在壓力的力與位移圖中的藍色線，而後可用此模型去模擬其他管徑之接頭壓力的力與位移關係。

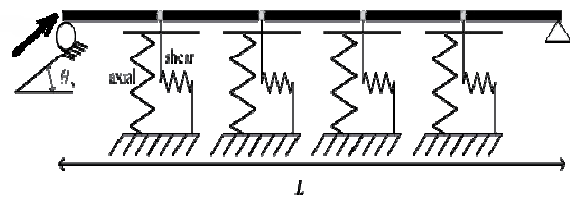
K 型接頭延性鑄鐵管雖然軸拉變形容量及撓曲轉角容量表現良好，但若局部之軸拉位移或撓曲轉角的需求稍高，由於其軸拉強度及彎矩強度過低，無法有效傳遞至鄰近管段，共同承擔軸拉位移或撓曲轉角的需求，變形反而很容易集中於單一管段，導致漏水。



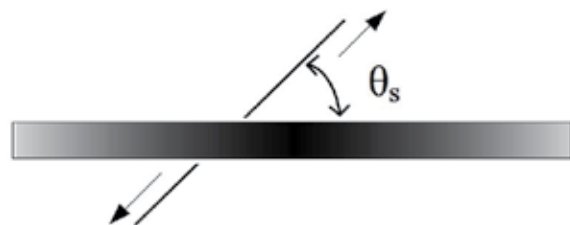
圖七 接頭壓力-位移曲線及壓力塑鉸

三、側推分析

首先介紹側推分析模型的建立。假設有一管長 372 公尺之地下水管線，斷層交於中間處。由於連續管受地層錯動時變形反對稱，故可取半分析，即模型總長為 186 公尺，設有非線性土壤彈簧，並於距斷層三公尺處開始每六公尺設一個接頭，示意如圖八 ($L=186$ 公尺)。為了權衡在計算精度與速度間，故選擇在有較大變形的距斷層 15 公尺內取 0.08 公尺為一個元素，其他部分則是 0.04 公尺。平行斷層的錯動角度取 0 到 180 度間(含)每三十度分析一次，如圖九。



圖八 側推分析數值模型示意圖

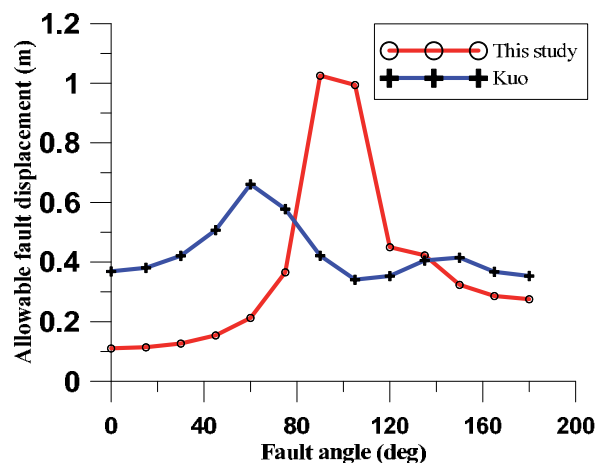


圖九 管線受錯動之斷層角度示意圖

分析結果可看出儘管數值模型全長為 186m，但是管線之破壞卻集中在距斷層 3 公尺處的接頭上，其中當管線與平移斷層

之夾角為 0 度時，管線只有軸向變形而無撓曲變形，而對於撓曲變形而言，距斷層 30m 處幾乎已經無撓曲變形，因此本文分析之模型管長對於模擬無限長分段管之撓曲行為是足夠的，接著進一步討論管線與平移斷層在不同夾角下之破壞行為。

圖十為分析結果之斷層容許錯動量，發現其結果並不是一個對稱圖形，圖中可以看三部分來看，當管線與平移斷層夾角為 0 度到 90 度時，破壞模式皆為接頭的拉力破壞，105 度到 120 度破壞模式為接頭的撓曲破壞，135 度到 180 度破壞模式為接頭的壓力破壞。最後與國家地震工程研究中心報告(2011)的連續管容許錯動量比較，0 度到 75 度可看出分段管的容許錯動量比連續管的容許錯動量低很多，主要是因為接頭拉力非線性鉸的容量只有管體拉力非線性鉸的 0.01 倍，因此容許錯動量也較低。觀察 90 度到 135 度可發現分段管的容許錯動量比連續管的容許錯動量高，主要是因為接頭可承受的撓曲變形角度較管體的角度大，因此容許錯動量較高。最後觀察 150 度到 180 度，分段管的容許錯動量比連續管的容許錯動量低一點，主要是因為接頭的壓力非線性鉸建立的位移以及力量皆為管體壓力非線性鉸的 0.8 倍，因此分段管的容許錯動量也約為連續管的 0.8 倍。



圖十 連續與分段管之容許錯動量

四、結論

綜合上述討論可得本研究結論整理如下：

1. K 型接頭之水密性良好，但不具防脫功能，無法有效讓鄰近管段共同承擔軸拉位移及撓曲轉角之需求，不宜應用於地震活躍及地盤軟弱之地區。
2. 透過實驗取得接頭之拉力、壓力與彎矩的力與位移曲線，進而建立接頭之非線性塑鉸，與試驗比較下皆是偏向保守合理的。
3. 透過上述分段管與連續管之比較，可發現接頭的力學特性明顯反映在容許錯動量上，且於做模擬分析時不可忽略接頭的影響，此亦呼應前言所提到地下管線在受地震過後，接頭控制破壞的比例是比管體控制破壞來得高。

參考文獻

1. Chen, Z. H., Chung, L. L., Wu, L. Y., Liu, G. Y., Hung, K. L. (2011), "Application of Nonlinear Pushover Analysis on Buried Water Pipelines under Faulting", *National Center for Research on Earthquake Engineering*, Research Paper, NCREE-11-026.
2. Kuo, C. W., Chung, L. L., Wu, L. Y., Chen, Z. H., Liu, G. Y. (2012), "Tests and Nonlinear Pushover Analysis of Water Pipeline", *National Center for Research on Earthquake Engineering*, Research Paper, NCREE-12-010.
3. Wang, L. R. L., Yeh, Y. H. (1985), "A refined seismic analysis and design of buried pipeline for fault movement" *International Journal on Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13(1), pp. 75-96.

震災境況模擬的應用實例

黃李暉¹ 陳世良² 葉錦勳³

摘要

台灣地震損失評估系統 TELES 為因應不同的地震防災需求，以震災境況模擬為基礎，發展三種不同功能的技術。震災境況模擬技術應用於地震防災演練、救災需求評估、大規模地震的防災避難規劃；地震早期損失評估技術應用於災情研判、協助啟動應變機制、震後巡檢建議等緊急應變作為；機率式地震風險評估應用於鐵公路橋梁的耐震補強可行性分析與補強排序、地震保險費率擬訂等，作為地震風險管理的工具。本文粗略簡介近年台灣地震損失評估系統的應用範疇，以及如何協助政府各單位掌握其主管業務可能面臨的震後境況和地震風險，作為平時地震防災規劃、整備演練、風險管理以及震後緊急應變等應用的參考工具。

關鍵詞：震災境況模擬、TELES

一、前言

台灣長期以來遭受颱風和地震侵襲。目前已有科技可預知颱風的強度、登陸時間以及各地的最大風速、降雨量等資訊，讓政府和民眾得以事先準備防範。但目前科技尚無法預知地震發生的確切時間、地點和規模，大規模地震可能在短時間內造成大範圍地區的建築物、交通與民生系統毀損，導致人員傷亡和經濟巨大損失。有鑑於此，地震災害防治乃政府與民間都極為重視的研究課題。知己知彼百戰百勝，地震後的災害情境模擬技術，是目前探討地震可能造成威脅的工具之一。

震災境況模擬技術的應用領域主要有早期評估、防災規劃和風險評估三個方面的應用。其中早期評估可協助政府於震後迅速掌握災情，防災規劃和風險評估則可協助政府擬定地震災害防治的相關政策。

地震災害防治工作可概分為工程和非工程兩類的途徑(圖 1)。工程手段固然可提升結構物的耐震能力，但通常需耗費龐大的人力和經費，對於現今社會中的弱勢族

群受益有限，因此無法確保整體社會之人命和財產的安全。

為更進一步減少地震可能引致的災害和損失，必須配合其它非工程的手段，譬如識別易致災地區、進行防災教育宣導和演練以強化社區抗災能力、擬訂地區災害防救計畫和應變措施、規劃緊急救援避難道路和設施、研擬地震風險分散、移轉和管理策略…等。為使所規劃或擬訂的防震減災對策能具體落實執行，並且兼顧經濟和效率等因素。這些非工程手段必須以地震災害境況模擬所推估的數據為基礎，協助政府進行地震防災施政的決策，以避免決策錯誤或準備不足。

震災境況模擬技術近年來已協助政府在地震應變、風險管理和防災規劃等之應用，為政府在制定地震防災政策上不可或缺的工具。以下針對政府各單位應用震災境況模擬技術作為地震防災規劃和風險管理施政時的工具進行概略說明。

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心助理技術師

³ 國家地震工程研究中心研究員兼任組長

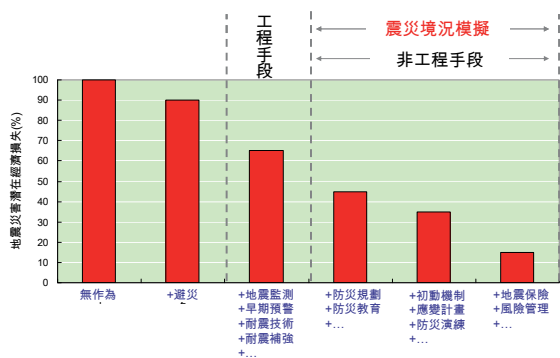


圖 1 震災境況模擬技術於地震減災作為之應用與貢獻

二、運用早期評估技術，迅速掌握災情

大地震後交通、電力、通訊等系統可能皆無法持續運作，對於政府掌握災情和緊急應變動員極為不利，應用震災境況模擬的地震早期損失評估技術可大量縮短政府掌握災情之時間。

以 1999 年集集地震為例(參考圖 2)，假設當時已完成地震早期損失評估與震災境況模擬技術，TELES 可於收到中央氣象局之地震報告電子郵件後即時獲得早期傷亡評估結果，可立即發送訊息給相關應變人員掌握震後災情。

橋梁之震後特別檢測，乃確保橋梁震後安全通行之必要工作，應用震災境況模擬的早期評估技術支援，方能不再以撒網方式逐一巡查，於震後迅速掌握可能損壞的橋梁，針對損壞機率較高的橋梁執行檢測和應變。

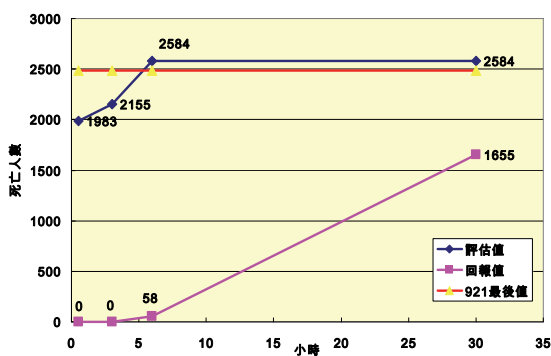


圖 2 震災境況模擬推估與實際回報傷亡人數時效之比較

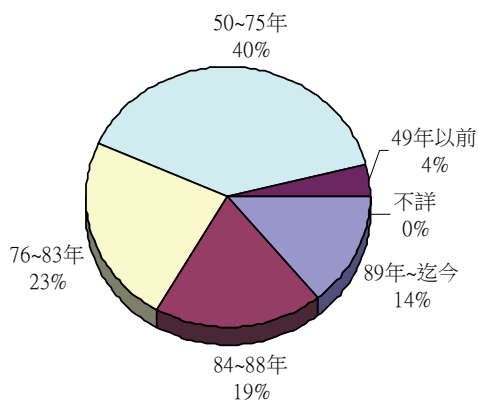
三、運用風險評估技術，進行橋梁耐震補強排序

橋梁是跨越地形阻礙的交通基礎建設，台灣地區多山及河流，因此橋梁數量眾多，統計公路總局管轄之省道橋梁計有 2830 座，橋齡分佈甚廣(參考圖 3)，不同年代建造採用之耐震設計規範不一，其中橋齡 40 年以上者達 248 座，老裂化問題嚴重，符合現行規範者僅約 23%，屬無耐震韌性設計者(1987 年以前設計者)高達 65%。鐵路橋梁亦然，皆需儘早進行耐震補強以維護用路人的安全。

利用地震風險評估技術的分析結果，台灣地區的省道公路多跨橋梁於補強後的年平均損失可減少新台幣 5.8 億元，約佔補強前之年平均損失的 60%(參考圖 4)，顯見橋梁承受的地震風險和進行耐震補強的必要。然因公路和鐵路橋梁數量之多，所需的耐震補強費用驚人，橋梁主管機關在財源窘困的情況下，仍須想辦法為橋梁進行耐震補強。

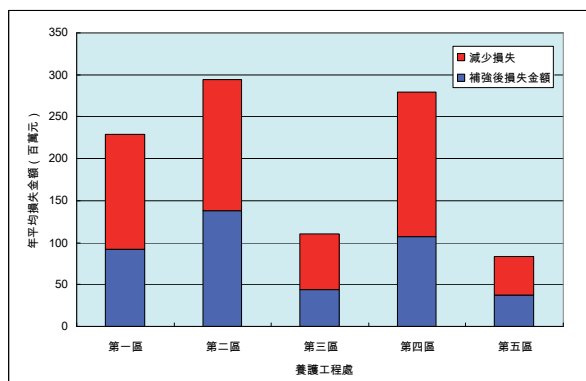
應用震災境況模擬的地震風險評估技術可提供橋梁耐震補強排序的建議，目的在於提供政府於每年有限的財源下，應優先進行耐震補強的橋梁。考慮橋梁補強前後所承擔的地震風險以及補強所需的經費，以期在有限的時間和補強工程預算下，發揮橋梁耐震補強的最大效益，以協助橋梁主管機關擬定橋梁耐震補強策略。

此技術目前已給予交通部公路總局、交通部臺灣鐵路管理局、新北市政府以及桃園縣政府等單位所管轄橋梁的耐震補強排序建議，協助分年分期規劃橋梁補強的經費和順序，使其在財源壓力下，得以進行橋梁耐震補強的施政規劃，快速逐年地降低橋梁的地震風險。



資料來源：「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」

圖 3 省道橋梁之建造年代百分比分布



資料來源：「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」

圖 4 公路總局管轄之省道多跨橋梁於補強前後之年平均損失的比較

四、大台北地區發生大規模地震可能面臨之問題及整備作為評估

大台北地區為台灣首要之政治、經濟、文化中心，總人口數近六百六十萬，一旦在附近發生大規模地震，必然引致極大的人員傷亡和經濟損失，造成全國性、全面性的嚴重衝擊。因此，震後的救援、避難、收容、醫療、物資、交通運輸等工作，在事先都必須有妥善的規劃以備不時之需，而事前的規劃，必須倚賴合理的境況模擬結果，藉以提供可靠的參考數據，方能擬訂有效的整備和應變計畫。

內政部消防署委託國震中心應用震災境況模擬技術，評估山腳斷層錯動引致大規模地震的情境，包括(1)地震致災潛勢（最大地表加速度、地表破裂、土壤液化等）；(2)可能發生的人員傷亡、建物倒塌、震後火災、關鍵設施和維生管線損

害；(3)救災整備所需要的人力、機具、運輸、緊急醫療、避難收容、民生物資等。

有了各項資源需求的推估，配合各縣市的防災和應變能量，方能擬訂切實可行且有效率的減災應變對策。

現行搜救能量足夠與否，運用震災境況模擬可協助檢討如何考量？綜合目前我國整體搜救能量與境況模擬結果(建築物 and 國中小校舍倒塌受困人數所需之重級、中級搜救隊數)，可以評估出國內救災能量是否足夠。比較所需搜救能量彙整如表 1，可以得知在不管任何時段發生地震，在現有重級與中級搜救隊人數部分都是明顯不足的，欠缺約 1,500 人左右；但在現有輕級搜救隊人數的部分是足夠的，且還有 4,500 人左右的搜救能量能供使用。

參考震災境況模擬結果，方能擬定有效的地震減災政策。因現有輕級搜救隊人數的部分是足夠的，建議可將現有輕級搜救隊人數的部分，提出約 1,500 人，用以加強訓練及裝備提升成中級搜救隊，以補足現有重級與中級搜救隊人數不足的情形；這樣一來在發生震災時，國內的搜救能量就足以應付。

除此之外，研擬的因應對策施政建議，尚有：(1)廣域救援（含搜救、避難收容、支援調度、震後滅火等）及緊急醫療；(2)交通管制及緊急運送；(3)政府持續運作。這些施政建議可提供政府規劃地震救災政策時，有合理的參考，其主要的依據即為震災境況模擬的評估結果，簡言之，震災境況模擬技術是防災規劃時不可或缺的工具。

表 1 搜救能量供需差評估結果

時段	所需重級與中級搜救隊總人數	現有重級與中級搜救隊人數	供需差	所需輕級搜救隊總人數	現有輕級 ¹ 搜救隊人數	供需差
日間時段	2,232	730	-1,502	830	5,420	4,590
夜間時段	2,016	730	-1,286	930	5,420	4,490
通勤時段	1,854	730	-1,124	840	5,420	4,580

備註：¹我國因應重大災害整體救援能量評估報告，2012

資料來源：「大台北地區發生大規模地震可能面臨之問題及整備作為評估」

五、花蓮地區潛勢地震情境分析

花蓮地區是我國地震發生頻率最高的地區之一，出現災害地震的機率亦高於其他區域。101年6月15日，花蓮發生地震後，餘震不斷，引起當地民眾恐慌。中央氣象局綜合專家學者之分析，研判台灣地震活動有開始另一階段活躍期的跡象，初步分析仍以花蓮為主要關注地區。依以往強地動觀測之研究，發現花蓮地區之強震，對台北、台中等盆地都會區易造成較強之地震動，且對較高樓層之建築有一定程度的威脅。以花蓮331地震為例，民國91年3月31日於宜蘭縣南澳地震站東偏南方55.0公里處，發生芮氏規模6.8、深度13.8公里之地震，雖地震發生於花蓮外海，但災情確集中在大台北地區，包含了興建中101大樓塔式起重機吊臂斷裂震落，砸中多部汽機車，另外多位工地人員在地震發生當時跳樓以及遭到重物砸傷，造成5人死亡、20多人受傷。另外，台北市承德路一棟公寓大樓倒塌，至少1人死亡、上百人受傷。而新北市至少造成五百多棟建物受損等災情。

針對花蓮潛勢地震可能造成之災情，國震中心協助行政院災害防救辦公室與國家災害防救科技中心，應用TELES針對花蓮可能發生較大地震進行震災境況模擬，包含建築物倒塌棟數、人員傷亡、經濟損失、交通設施受損情況、震後避難救災之需求等災損推估。分析結果點出花蓮地區與大台北都會區地震時易致災之地區及可能發生之災害，地方政府及相關單位可依分析結果提出綜整建議，研擬地震防救災之相關因應對策並及早防範。

六、結論

震災境況模擬技術需整合跨領域的學術研究及應用最新資訊科技，以延伸許多服務。對於地震防災具有高度的參考價值，可輔助政府作出正確的決策。以下是震災境況模擬技術主要的三個應用領域：

震後緊急應變：震災境況模擬的早期評估技術，可於震後迅速掌握災情，以及可能損壞的橋梁、校舍等設施，作為震後救災規劃、橋梁檢測、緊急動員的應變參考。

地震防災規劃：「台北市震後救援道路及避難道路規劃研究」、「協助地方政府擬訂地區災害防救計畫中程計畫」、「大台北地區發生大規模地震可能面臨之問題及整備作為評估」...等地震防災規劃研究計畫。若無適當的震災境況模擬評估及救災整備需求評估結果參考，中央及地方政府的地震緊急應變策略將無法進行合理的規劃、擬定適當的政策。

地震風險管理：由於地震發生的時間、地點和規模具極大的不確定性，運用地震風險評估技術，暴顯出橋梁承受的地震風險以及耐震補強的必要性，以規劃適當的橋梁耐震補強排序方案，不啻降低政府財政負擔，更降低風險、提高橋梁補強工程的可行性。

參考文獻

1. 交通部公路總局，2009，「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」期末報告，台灣世曦工程顧問股份有限公司，台北。
 2. 桃園縣政府，2011，「桃園縣橋梁耐震補強工程可行性研究」，台灣世曦工程顧問股份有限公司，台北。
 3. 施邦築等，2013，「大台北地區發生大規模地震可能面臨之問題及整備作為評估」，內政部消防署，新北。
- 梁智信等，2014，『環島鐵路整體系統安全提昇計畫「全線橋梁總檢查及耐震補強延壽規劃」』，中興工程顧問股份有限公司，台北。

海嘯預警系統及災損資料庫建置計畫(2/3)

葉錦勳¹ 林青青²

摘要

本文為國家科學委員會專題委託研究計畫「海嘯預警系統及災損資料庫建置計畫(2/3)」之精簡報告；工作重點為整合與校正不同來源、座標系統和解析度的陸地和海域的數值地形資料，重新內插以產製正確、合理之 COMCOT 所需的巢狀網格數值地形資料；其次，重新檢討可能影響臺灣地區的海嘯源，擬訂海嘯災損模擬資料庫內所需涵蓋的震源參數組合(目前包含不同震矩規模、斷層滑移量、斷層走向，概分 T、S 和 R 等三種情境設定，共 600 組)，並進行海嘯數值模擬；再者，為提升海嘯模擬效率和縮短計算時間，探討不同巢狀網格配置對海嘯模擬結果之收斂性和正確性的影響；最後，為完備影響臺灣地區的海嘯源，嘗試利用 COMCOT 模式探討海底山崩引致海嘯的模擬技術。

關鍵詞：海嘯模擬、溢淹潛勢分析、海嘯災損資料庫、海嘯早期預警系統

一、前言

本計畫整體目標在強化海嘯模擬技術與建置海嘯早期預警系統，執行期限自 2011 年 8 月 1 日至 2014 年 7 月 31 日止。研究步驟包含調查對臺灣具有災害潛勢的海嘯源，擬定各種可能引致海嘯的震源參數組合，透過數值模式的模擬，獲得海嘯波高、淹水深度、最大流量等資訊。再以既有臺灣地震損失評估系統(TELES)之軟體架構和資料庫為基礎，開發整合地理資訊系統的海嘯災損推估系統—Tsunami。將海嘯模擬結果匯入地理資訊系統中，即可與其它風險暴露和基本圖資套疊，製作災害潛勢圖，建置海嘯災害潛勢資料庫，藉以研發海嘯早期預警機制。

第一年工作主要在建立計算環境、識別海嘯源、收集必要資料和整合地理資訊系統技術等。本計畫採用康乃爾大學發展之海嘯模式(COMCOT)進行數值模擬；根據專家意見，識別可能影響臺灣地區的海嘯源，可概分為 T01~T18；收集並整理數值地形資料，進行海嘯模擬並評估沿海地區的溢淹潛勢；開發 Tsunami 離型軟體。

二、數值地形資料之整合與校正

陸地與海洋數值地形資料的精確性，可直接影響海嘯模擬和沿海地區的溢淹潛勢分析結果。第一年所使用的數值地形資料存在不合理的現象，譬如陸地與海洋交界處、鄰岸海域的數值高程等，影響溢淹潛勢分析結果的可信度。為彌補前述缺失，本年度的工作重點即在整合內政部所提供之高解析陸地數值地形資料，並據以校正其它不同來源、座標系統與解析度的陸地與海洋數值地形資料。

表 1 為本年度整合暨校正所採用的數值地形資料。在整合時，除須進行必要的座標轉換外，若發現部分數值地形資料与其它較可靠圖資(如行政區界圖)比對時有不合理數值，例如：位於行政區界外但高程大於零、同一座標位置但高程差異過大、東部近海海域的水深極淺等，須一併處理。一般而言，解析度較高的資料，其可信度也較高；以可信度較高的圖資校正可信度較低的圖資，並去除不合理資料點。套疊內政部提供之高解析數值地形資料、行政區界圖和福衛二號衛星影像等，可發現三者具極高的吻合度，因此可以前

¹ 國家地震工程研究中心研究員兼任組長

² 國家地震工程研究中心專案助理研究員

述三項圖資作為後續數值地形資料校正時的基準；將海科沿海水深資料與行政區界圖比對，發現其取樣位置具極高可信度，可作為校正其它海底數值地形資料的基準。

表1 本計畫彙整之數值地形資料組

資料組 (解析度)	資料來源	座標系統
ETOPO2 (2 弧分)	美國地球物理 資料中心	WGS84 經緯度
海科海洋 (0.005 度)	海洋科技研究 中心	TWD97 經緯度
海科沿海水深 (N.A.)	海洋科技研究 中心	TWD97 經緯度
中大海域 (0.001 度)	中央大學地科 系	TWD67 經緯度
中大陸地 (40 公尺)	中央大學太空 遙測中心	TWD67 二度分帶
內政部 5m (5 公尺)	內政部地政司	TWD97 二度分帶

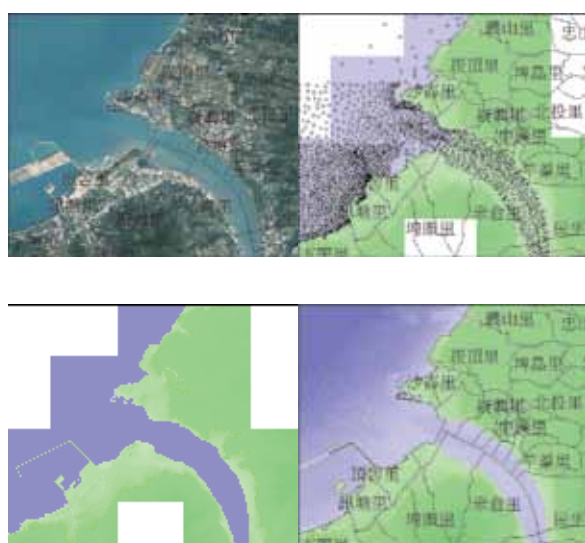


圖1 新北市淡水河河口附近地形資料校正，左上：福衛二號衛星影像和行政區界圖；右上：內政部高解析數值地形資料、行政區界圖和海科沿岸水深資料點；左下：處理後的高解析數值地形資料；右下：解析度為 0.0004 度之內插分析結果

在整合校正不同來源之數值地形資料後，因原始規則排列的網格資料點已不存在，須重新內插分析以獲得不同解析度的

數值地形資料。在去除不合理資料點時，常見的情況為港灣內和近海區域的海域資料點，因高程大於零而被刪除。為避免內插分析後，港灣內或河川出海口的高程再出現大於零的現象，需事先計算水陸交界的資料點位置，並在內插分析時作為必要的輸入資料點。因高解析數值地形資料的數量龐大，須開發工具軟體進行資料分割、局部內插分析、合併內插分析結果等。

三、海嘯源識別與情境模擬事件設定

第一年研究成果之一係識別臺灣周圍可能引致海嘯影響臺灣的海溝，如馬尼拉海溝、亞普海溝…等。將海溝依專家學者建議，劃分為 T01~T18，視為 18 段獨立之海溝。每段海溝為一海嘯源，其中，各段海溝可能引致地震的最大震矩規模一併由專家們決議訂定。透過彙整後之海洋地形水深圖描繪 T01~T18 形貌，並估算其空間上長度。根據 Yen and Ma (2011)的研究成果，計算 T01~T18 海溝在專家建議之地震規模時的破裂長度和滑移量，以此破裂長度作為參考長度。考慮若每段海溝在空間上的長度遠大於參考長度時，假設破裂位置不同，可再細分為不同的海嘯事件以進行境況模擬分析，如亞普海溝(T08)可概分為 T08a 和 T08b 兩種破裂區域。依此方式將原始 18 個海嘯源細分 27 個海嘯源。

為建置可能影響臺灣地區之一系列海嘯事件的災損模擬資料庫，本年度情境模擬事件概分為 T、S 與 R 三大類。T 事件係假設斷層破裂面的方位角(strike)與已知海溝的方向大致相同。其次，依 Yen and Ma (2011)的研究成果，由震矩規模推算所對應的破裂面積、斷層破裂長度和錯動量。最後，斷層破裂寬度由破裂面積除以破裂長度而得。

S 事件主要在考慮地栓效應影響。在給定的震矩規模下，假設斷層破裂面的方位角仍與海溝方向一致，但錯動量為平均值的 1.5 倍。此時，為維持相同的地震規模值，面積須除以 1.5 以維持能量釋放不變。假設斷層長度與寬度等比例縮小。

編號R開頭之事件(圖2)則是考量極端情況，不僅考慮地栓效應，更任意地改變斷層破裂面之方位角，使其海嘯波能量正對臺灣方向傳遞，作為該海嘯源可能影響臺灣地區最嚴重的海嘯事件。其擬訂原則是以斷層中心點為轉軸，旋轉斷層破裂面之方位角，令出露地表之斷層線的法線方向與斷層中心點至參考點(121E, 23.5N)的連線一致。因R08~R14位於太平洋中間，離陸地較遠，假設斷層線旋轉的角度不受限制；其餘破裂區塊因離陸地較近，因此控制旋轉角度小於10度。

為簡化分析時的條件設定，假設斷層面傾角(dip)統一為20度，滑移角(slip)為90度。震央設定於斷層參考長度之中心點。並據第一年度之成果觀察，以震矩規模7.7作為最小的模擬規模，增量為0.2；情境事件的最大震矩規模則超過專家建議值約0.2~0.3。T、S與R各有200個事件。模擬總長(時間)則依破裂面距臺灣遠近，設為3、6與12小時。

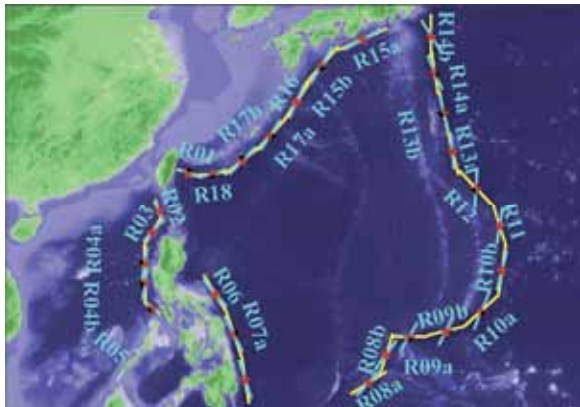


圖2 R事件之海溝破裂方向(淺藍)，依水深圖描繪之海溝走向(黃)

四、COMCOT 巢狀網格配置

模式計算時，為顧及數值地形資料品質和運算模擬所需時間，以多重網格層模式進行模擬。一般認為相鄰兩網格層的解析度比為1:4，可確保分析結果的可信度。將彙整後之數值地形資料內插成如表2之解析度。解析度0.0004度用於模擬海嘯在近岸的溯上行為，為節省運算時間，共分

40個小區塊環繞臺灣沿海。

表2 網格層範圍與解析度

解析度	範圍
0.0256 度	105E~155E;6N~40N
0.0064 度	118E~124E;20N~27N
0.0016 度	119E~122.5E;21.5N~26N
0.0004 度	環繞臺灣沿海及澎湖

五、海底地滑引致海嘯討論

臺灣位於大陸棚邊緣，由於河川所沖蝕之沉積物大部分堆積於大陸棚海底，堆積現象的不均衡或海底地震均可能誘發海底地滑。為了探究海底地滑規模與模式參數所引致的海嘯，避免複雜地形效應對於海嘯波傳遞造成影響，故本章使用一個理想化的等坡度之斜坡地形進行COMCOT海底地滑模組測試，並以五種不同規模大小的滑落塊體進行模擬，以了解不同的塊體寬度與長度所引致的海嘯規模與特性。假設斜坡為30.5度，塊體厚度為30公里，其餘參數如表3所示。

表3 地滑規模參數設定

案例	塊體長度	塊體寬度	滑落距離
A	100 公里	100 公里	300 公里
B	200 公里	200 公里	300 公里
C	300 公里	300 公里	300 公里
D	300 公里	300 公里	100 公里
E	300 公里	300 公里	200 公里

由模擬結果可知，滑動塊體面積增加9倍，最大波高增加約1.43倍；而在滑動塊體面積相同的條件下，滑落距離增加3倍，海嘯最大波高約增加1.66倍，而對於最大波高到達時間幾乎沒有差別。

由於海底地滑所需參數眾多，在實際應用上亦需考慮海嘯波對於海岸的衝擊。本章所測試的參數敏感性與海底地滑引致之海嘯波特性結果，對後續計畫在實際推算臺灣海域可能發生的最大規模海底地滑所引致之海嘯波應有所助益。

六、溢淹潛勢分析

為涵蓋未來可能侵臺的各種海嘯事

件，本年度依 T、S 與 R 三種類型，共完成 600 例海嘯情境事件。透過潮位站的歷時記錄分析(圖 3)海嘯初達波到時、最大波到時及最大的海嘯波高，並製作表格列出受影響村里的最大淹水深度。在海嘯模擬結果的展示部份，除了以往的陸上溢淹範圍與淹水深度外，也將海上的浪高分布一併繪出，綜觀海嘯能量分布。

綜觀本年度海嘯模擬的案例結果，可發現臺灣東半部雖然直接面對太平洋諸多海嘯源的威脅，但因東部海域水體厚度大，加上岩岸地形，除了少數平坦沙岸外，其餘大都腹地狹窄，山脈逼近海岸，因此海嘯不容易造成大範圍的溢淹情形。西部地區除了高雄、屏東等兩縣市需嚴加注意馬尼拉海溝錯動所引起的海嘯外，其餘縣市較不受海嘯的影響。根據 COMCOT 模式計算結果，宜蘭縣蘭陽平原(五結鄉、壯圍鄉、礁溪鄉)與蘇澳港、花蓮港、臺東市區，以及屏東車城、林邊、佳東鄉和墾丁南灣一帶，受海嘯溢淹影響較為嚴重。另外，因海底地形效應，靠近河口區域為易受海嘯侵襲的地區，未來可針對這些區域加強防治對策。

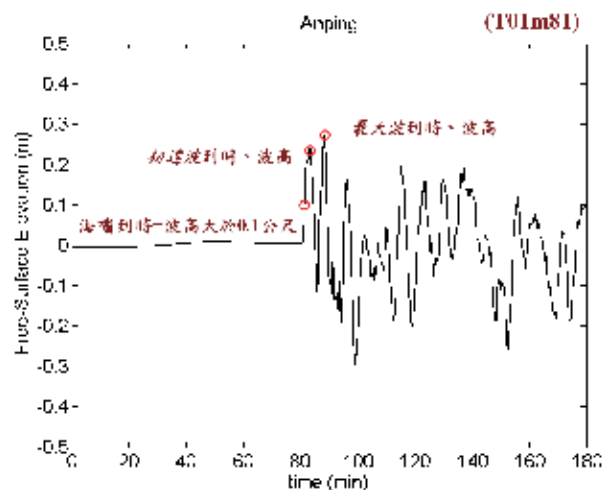


圖3 潮位站波高歷時紀錄分析

七、結論與展望

綜合而言，本年度的計畫成果著重在充實海嘯模擬資料庫的內容。在相同地震規模和震央位置的強震作用下，T、S 和 R 三種情境設定的模擬結果，可分別代表平

均、特殊和極端的後果，於應變時可提供更豐富的資訊。為提升海嘯早期預警系統的應用價值，本研究未來著重於結合中央氣象局，研發海嘯早期預警系統所需的演算法，並運用已初步完成的海嘯情境模擬資料庫，可提供海嘯災害潛勢圖，協助沿海縣市研擬地區災害防救計畫之海嘯防治對策。

參考文獻

1. Wang X., 2009, User Manual for COMCOT Version 1.7, <http://ceeserver.cee.cornell.edu/pll-group/comcot.htm>.
2. Yen, Y.T., and Ma, K.F., 2011, Source-Scaling Relationship for Mw 4.6-8.9 Earthquakes, Specifically for Earthquakes in the Collision Zone of Taiwan: Bulletin of the Seismological Society of America, v. 101, no. 2, p. 464-481.
3. 葉錦勳，2003，「臺灣地震損失評估系統—TELES」，國家地震工程研究中心，NCREE-03-002。
4. 許樹坤，2007，「臺灣海嘯的潛勢分析——臺灣附近海底山崩造成海嘯潛勢之地物調查」，行政院國家科學委員會研究報告。

行動震災資訊應用程式雛型研發

陳世良¹ 陳志欣¹ 周光武² 劉季宇² 葉錦勳³

摘要

本研究探討行動裝置開發平台，決定使用 Android 所提供之應用程式框架研發地震早期損失評估行動通訊裝置 APP 通報服務，並規劃行動裝置 APP 系統運作機制與功能架構。藉由 Android 之相關技術分析及探討，其可滿足行動裝置 APP 系統之需求，並於本年度之研究試作行動裝置 APP 系統之雛型。

關鍵詞：Android APP、TELES

一、前言

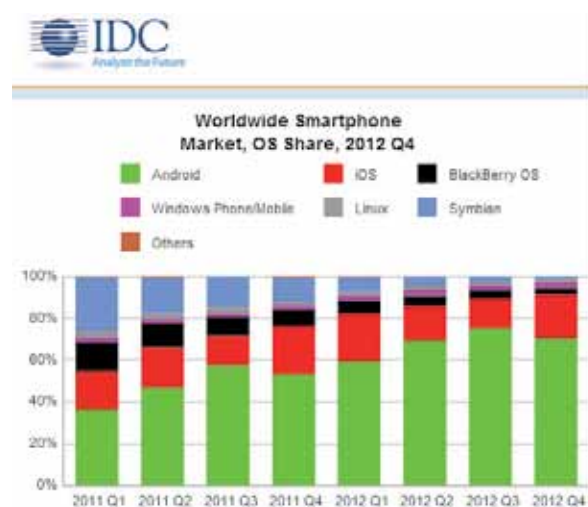
以往手機功能單純以通話為主，使用者僅能藉由簡訊功能進行資訊的接收與傳遞。但近年來，行動裝置如智慧手機與平板電腦日漸普及，日常通話搭配隨時隨地的上網已是行動裝置的最大特色。可個人化、具高度互動性人機介面的行動裝置 Application(APP)，已逐漸取代瀏覽器，成為使用者獲取即時資訊的重要管道。APP 具備的特點包含可即時存取特定資訊而無需透過瀏覽器搜尋；快速順暢的觸控式操作；資料呈現可更簡明，因而頻寬需求更低，傳輸與溝通更有效率；定位功能、拍照功能、社群整合功能、支援被動式推播(Push)訊息的接收。未來對於資訊的交流，APP 將逐漸與網站平行而成為使用者生活中不可或缺的一環。

本研究擬研發地震早期損失評估行動通訊裝置 APP 通報服務雛型，藉此探討通報服務開發及運行實務上可能遭遇的技術瓶頸或系統整合障礙。

二、開發平台分析

根據市場研究機構 IDC (International Data Corporation) 統計，2012 年 Android

行動裝置作業系統，以市佔率 68.3% 大幅領先其他競爭對手成為智慧型手機平台之龍頭(如圖一)。其中智慧型行動裝置開發商蘋果的 iOS 市佔率 18.8% 居次，其仍以相當幅度領先其餘競爭對手如黑莓作業系統(BlackBerry) 4.7%，微軟 Windows Phone 2.6%，Linux 2.0%。因此目前智慧型手機市場大致以 Android 及 iOS 兩大系統主導。但由於 iOS 為封閉式作業系統，僅蘋果獨有，大多數其他廠商的則傾向支持屬於開放式作業系統的 Android，致使其多年坐穩智慧型行動手機平台的龍頭地位。因此，為有效推廣擬建置之 APP 通報服務，本研究選擇 Android 為 APP 開發平台。



¹ 國家地震工程研究中心助理技術師

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心研究員、震災模擬組組長

圖一 IDC 行動裝置作業系統市佔率統計表(2011~2012)

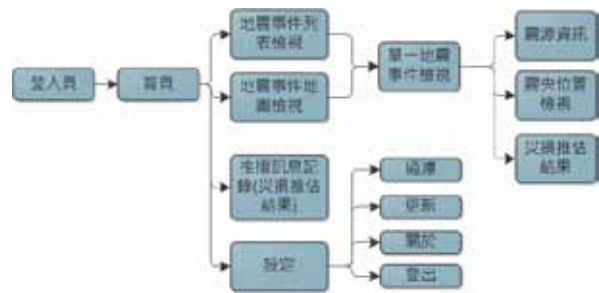
三、APP 系統運作機制與功能架構

本研究擬依圖二所示之系統整合與運作機制，建置地震早期損失評估 APP 通報服務。其中，地震發生後，地震早期損失評估模組即依據中央氣象局所發送之地震震源及測報資訊郵件，推估一般建築物可能災損；接著早期損失模擬資訊網則將災損推估結果轉換成可供民眾查詢之資料型式。同時間模擬資訊網亦擬透過 APP 雲端 Server 的協助，主動傳遞災損推估結果至所有訂閱本研究 APP 通報服務之行動裝置。在此一訊息傳遞機制運作下，服務訂閱用戶不需時時主動到網站查詢震後災損推估結果，僅需被動地接受相關訊息通知而能夠於震後即時獲知災損推估結果。



圖二 APP 通報服務之系統整合與運作機制

本研究規劃 APP 通報服務之功能架構如圖三所示。為限定 APP 之訂閱用戶，用戶擬需通過帳號證認後方能使用。APP 主要功能包括地震事件檢視、推播訊息記錄、以及設定功能。地震事件檢視功能擬以列表及地圖兩種方式呈現；藉由點選特定地震事件，用戶可檢閱事件詳情包含震源資訊、震央位置與一般建築物災損推估結果等。推播訊息記錄功能為記載 APP 接受地震通報推播服務之訊息記錄，而訊息內容擬以震後即時評估之災損推估結果為主。設定功能則擬包含地震事件篩選條件之設定與事件列表手動更新等功能。

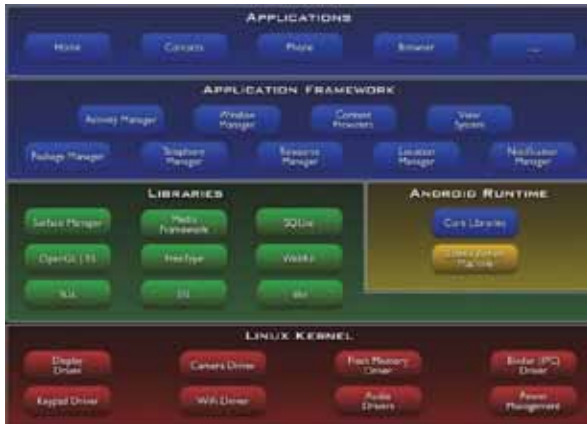


圖三 APP 通報服務之功能架構

四、技術需求分析

Android 軟體架構如圖四所示，架構頂層為應用程式層(Applications)，提供使用者需要的 APP 如網路瀏覽器(Browser)及手機通話(Phone)功能。Linux 作業系統核心(Linux Kernel)乃架構底層，各式裝置的驅動程式為主要組成分子。位於頂層下的中間層則包括應用程式框架(Application Framework)、程式庫(libraries)與 Android Runtime(運行庫)。其中應用程式框架包含 APP 開發所需之基礎元件，APP 開發者可利用 Java 或 C++ 程式語言呼叫這些基礎元件，完成整合 Android 系統功能的應用程式開發。

基於 Android 軟體架構下，所可使用之整合開發工具眾多，包含 Eclipse、NetBeans、Google Android Studio 等。其所使用語言為 Java，輔助開發套件為 Android SDK (Software Development Kit)。而輔助開發套件提供了與應用程式框架溝通之應用程式模準介面 API (Advanced Programmers Interface)，透過 API 可使用應用程式框架內之服務或系統，如活動管理者(Activity Manager)、視窗管理者(Window Manager)、內容提供者(Content Providers)、外觀元件系統(View System)、程式管理者(Package Manager)、電話功能管理者(Telephony Manager)、資源管理者(Resource Manager)、地理位置管理者(Location Manager)以及訊息管理者(Notification Manager)等，進行 APP 功能整合開發。



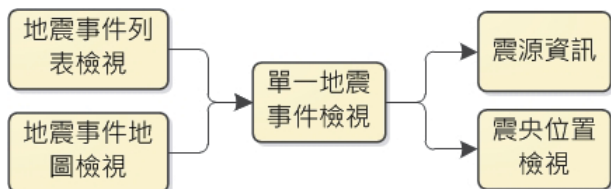
圖四 Android 軟體架構

Android SDK 足以協助本研究進行災損評估資訊之展示與權限控管，包含文字與圖片顯示、列表查詢、定位服務、資料庫存取等功能。但地圖展示則需透過 Google Map Android API 協助展示；主動通知服務則需透過 GCM (Google Cloud Message for Android) 進行訊息發送。

五、研發階段成果

Android 資料顯示及如何與地震早期損失評估資訊網進行資料之交換為 Android 開發關鍵重要技術之一，本研究初步嘗建置 APP 資料交換伺服器提供資料交換服務，並以整合開發工具 NetBeans，進行 APP 之開發。

本年度 Android APP 雛形系統試作之功能架構如圖五，主要為利用伺服器端之資料交換服務，提供歷史地震事件資訊之瀏覽並以 Google Map Android 呈現顯示歷史地震之震源資訊。



圖五 Android APP 試作之功能架構圖

其雛形系統試作之功能說明如下：

1. Android APP 版面設計：版面設計主要劃分為上下兩區域如圖六，上方區域為標題與功能列，用以呈現 APP 之標題

資訊與功能選單；下方區域為內容顯示區域，用以呈現該頁面之主要資訊。



圖六 Android APP 版面設計

2. 地震事件列表檢視：APP 啟動後，主動與伺服器介接資料，讀取歷史地震事件等資訊後以地震發生時間順序(由新至舊)呈現於列表頁面如圖七。單則地震事件顯示之資訊如圖八所示。其中規模分級圖示範圍如圖九，以不同顏色區分不同規模範圍；當地震所造成之災損達警戒以上之等級(包含警戒階段、部分動員與全部動員)，警戒狀態將顯示警戒等級資訊以供使用者參考。此外，點選單列地震事件，可將頁面切換至單一地震事件檢視頁面。



圖七 地震事件列表檢視



圖八 單列地震事件資訊

規模範圍(芮氏規模)	規模分級圖示
4以下 (不包含4)	灰色
4~5 (不包含5)	青色
5~6 (不包含6)	黃色
6~7 (不包含7)	淡紅色
7以上	深紅色

圖九 規模分級圖示範圍

- 地震事件地圖檢視：本頁面基於 Google Map Android 技術與其所提供之功能，將歷史地震事件依其發生位置標示於地圖上，如圖十。其中各地震事件之圖示顏色同地震事件列表檢視內規模分級圖示範圍，以不同顏色區分不同規模範圍；另外圖示之形狀與大小代表不同時間範圍之地震事件，其中規模分級圖示範圍如圖十一所示。而點選單一圖示可顯示該歷史地震之震源資訊。



圖十 地震事件地圖檢視

時間範圍	圖示形狀與大小
三個月內	橢圓形
四個月至一年內	圓形
一年以前	星形

圖十一 時間分級圖示範圍

- 單一地震事件檢視：檢視頁面如圖十二，將地震事件之位置標示於地圖上並顯示其震源資訊，未來實作將加入相關災損資訊置於該頁面中，供使用者檢閱。



圖十二 單一地震事件檢視

六、結論與展望

本研究應用 Android 應用程式框架服務，完成行動震災資訊應用程式雛型探討與研發，應變人員可透過 APP 以列表與地圖化之方式，直接獲取地震資訊。本研究期望未來完整建置行動震災資訊應用程式功能，並藉由推播技術之研發及應用，震後主動發送災損資訊，提供應變人員更便捷與即時之服務。

即時複合試驗技術之研究

陳沛清¹ 蔡克銓²

摘要

即時複合試驗為地震工程先進實驗技術之一，結合了數值模擬與結構試驗兩種方法，基本原理與擬動態試驗相同，然而即時複合試驗並不放慢實驗速度，試體在即時的狀態下運動，在數值模型取得試體反應後即運算出下一個步階位移，並驅動致動器施加目標位移於試體上，反覆進行至試驗結束。此方法可真實反應速度相依型構件在全結構下的真實受震行為，與振動台試驗比較，可避免因實驗設備資源有限所導致的試體縮尺效應，採子結構的方法更可節省試體的施工成本。本研究利用控制理論，有效地提升了試驗結果的正確性，提供國內學者日後進行複雜與多元的即時複合試驗一種嶄新的選擇。

關鍵詞：即時複合試驗、控制理論、先進實驗技術

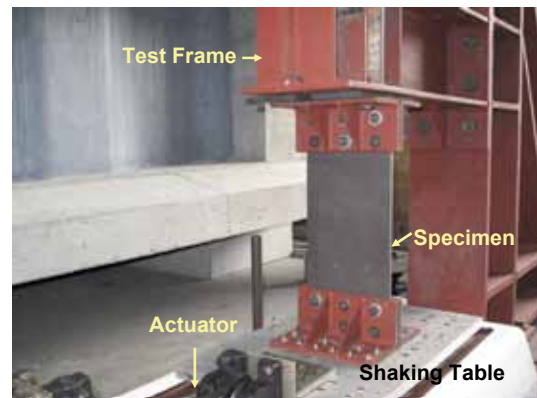
一、前言

大型結構實驗室的結構抗震試驗方法主要可分為三種：(1)擬靜態試驗、(2)振動台試驗，以及(3)擬動態試驗。近年來由於各式隔震減震材料之研發，導致結構受震行為與其反應速度相依之情形愈來愈普遍。傳統擬動態試驗法以靜態施載方式進行，無法正確模擬出待測試體之速度反應。有鑑於此，日本學者 Nakashima(1992)提出以動態致動器進行試驗，並將阻尼力改以實驗方式量取，稱為即時擬動態試驗法，或稱為即時複合試驗法。但此一試驗方法面臨新的技術挑戰，包括系統的時間延遲、試體與數值模型傳遞資料所需的時間，以及數值方法的運算速度與收斂性能等，皆影響試驗結果的正確性，亦為相關研究人員極欲解決的問題。

二、單自由度結構即時複合試驗

為了能解決因延遲造成即時複合試驗的不正確性與潛在的系統發散風險，本研究使用系統控制的方法修正因系統延遲造成的不穩定，藉由加入外迴圈控制器的方

法以改善系統的穩定性。首先以一個單自由度的結構進行研究，其數值模型包含了質量與阻尼係數，而彈性恢復力則由真實試體進行試驗量測而得，以台大土木系之小型振動台，架設了一個單自由度試體的測試平台。結構週期設定為 0.5 秒，阻尼比為 2%，以鋼板作為此單自由度系統的彈性恢復力，其臨界延遲僅為 3.18 毫秒，是實驗條件十分嚴格的個案。試驗設置如圖一所示。



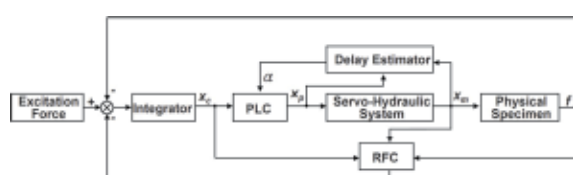
圖一 單自由度速度不相依試體試驗架設

為了精確控制油壓致動器，以得到正確的受震反應模擬，本研究發展二階相位補償器(PLC)以補償系統延遲。因實驗過程

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國立台灣大學土木系教授

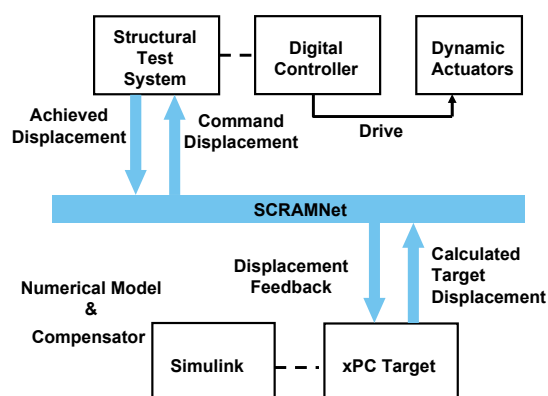
中系統延遲並非定值，本研究使用了適應性控制理論(Ioannou and Fidan, 2006)，使此二階補償器能在實驗過程中自動調整其延遲常數，達成有效且即時的延遲補償。此外，為了修正量測位移與目標位移造成的誤差所導致的系統不平衡等效外力，本研究提出了補償恢復力器(RFC)將此外力於下一個積分步進行修正。此方法需求得試體的切線勁度，本研究以移動平均方法於實驗過程中求取切線勁度，即時地以運算出對應的補償力加入動力方程式中，求得較精確的試驗結果。試驗控制方塊圖如圖二所示。



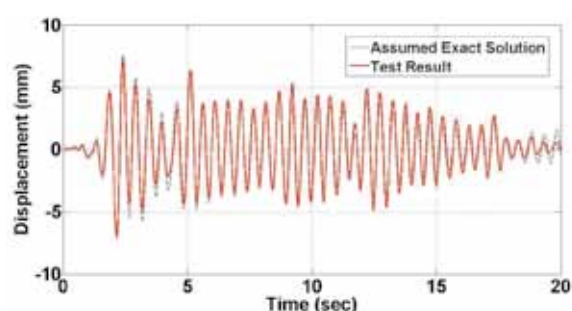
圖二 單自由度結構即時複合試驗塊狀圖

國家地震工程研究中心於2007年增添了具備光纖共享記憶體網路的數位控制器，提供了進行即時複合試驗之硬體平台。配合 MATLAB/ Simulink 的 real-time workshop，以 Simulink 為數值運算模型及外部控制器的編輯介面，將其編碼為 C 語言程式以 TCP/IP 下載至 xPC target 上。此 target PC 上安裝一張光纖共享記憶體卡，與數位控制器上的光纖共享記憶體卡進行同步協定，為一即時運算核心，可進行即時的數值運算。target PC 每一步運算的結果儲存於該 PC 上的光纖共享記憶體卡，並透過光纖傳達至數位控制器上的光纖共享記憶體卡。透過此記憶體共享介面，資料傳輸之間所需的時間極短至可忽略。其硬體配置說明如圖三所示。本研究使用此硬體介面，完成安裝 PLC 與 RFC 補償器於油壓控制系統中。

圖四為採用正規化至 0.04g 的 El Centro 地震地表加速度歷時所進行之即時複合試驗之結果，可清楚發現本研究所提出的 PLC+RFC 補償方法，能夠穩定並準確地執行一個含速度不相依型試體的即時複合試驗。



圖三即時複合試驗硬體配置關係圖



圖四試驗結果與正確解之位移歷時

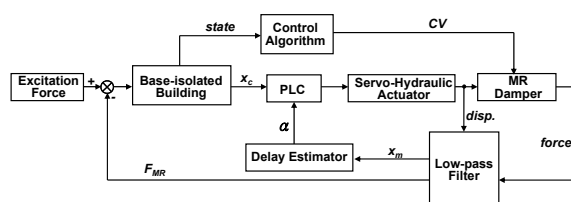
三、智慧型結構即時複合試驗

傳統隔震結構使用橡膠支承或滾動支承，以拉長隔震層的基本週期，達到降低地震力對上部結構影響的目的。智慧型結構使用可控制的消能元件，例如磁流變阻尼器(MR damper)，以控制結構的反應(Ramallo *et al.*, 2002)。為了驗證所提出的補償方法適用於速度相依型試體，本研究使用一雙自由度的智慧型隔震結構，其提供隔震層阻尼力的磁流變阻尼器由實驗即時控制並量測所得。實驗架設如圖五所示。磁流變阻尼器的控制法則，使用控制電流全開的被動阻尼器模式，或使用 linear-quadratic (LQ) 控制器與模糊控制器(FLC)等半主動控制模式。試驗控制程序包含油壓致動器的補償、磁流變阻尼器的控制，以及量測訊號的蒐集與運算等，如圖六所示。實驗結果證明，本研究所提出的二階相位補償器，能夠得到穩定且準確的即時複合試驗結果，包括速度相依之受測試體，以 0.33g 的 El Centro 地震所進行之即時複合試驗之結果為例，其試驗過程中

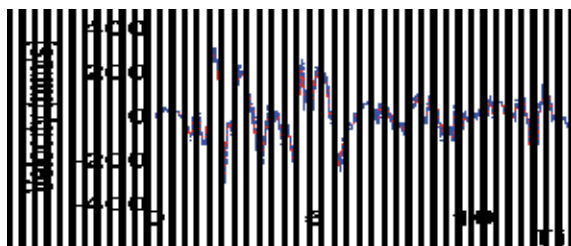
試體的加載速度與目標速度十分相近，如圖七所示。此外，更可藉由此實驗技術平台，進行智慧型隔震結構之控制器驗證，與傳統振動台試驗比較，可節省試體的製作成本，大幅提升結構實驗之效率與複雜性。



圖五 智慧型結構即時複合試驗試驗架設



圖六 智慧型結構即時複合試驗塊狀圖



圖七 磁流變阻尼器與目標之速度歷時

四、大型磁流變阻尼器即時複合試驗

本研究與美國伊利諾大學香檳分校土木與環境工程系的大型結構實驗室 Smart Structures Technology Laboratory (SSTL) 進行交流，共同開發一套控制理論，以提升即時複合試驗的正確性。該實驗室發展出前饋與回饋控制理論(Carrion and Spencer, 2007)，可有效補償油壓致動器之位移誤差

與時間延遲。其中前饋控制器的設計，在於抵消油壓致動器與測試試體所造成的動態響應；回饋控制器的設計目的，可以修正前饋控制器在高頻時放大的系統響應、抑制量測噪音之影響，以及降低因數值模型與實際系統之間的建模誤差。

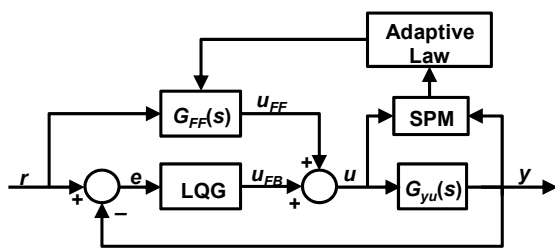
一般傳統控制器的設計，控制器參數在系統控制的過程中保持不變，不隨著時間的改變而變化。然而，當控制系統因內部或外在環境的變動而引起系統參數變化時，可能喪失原控制器設計的性能目的。舉例來說，使用磁流變阻尼器作為受測試體之即時複合試驗，因磁流變阻尼器的阻尼力與輸入電流的大小以及阻尼器運動的速度相關，其系統參數必隨著時間而改變。因此，適應性控制的設計目的，在於面對系統參數的變動或不確定時，可藉由控制參數的自動調整，使系統仍能繼續保持良好的工作性能。

本研究以適應性控制器應用於前饋與回饋控制器方法，改善致動器控制的精確度。為了確保評估參數對系統穩定性的影響，使用魯茲穩定性法則來限制參數的範圍。本研究使用梯度法進行評估系統參數，並配以參數投影演算法來限制評估參數，確保所有參數皆滿足魯茲穩定性法則，進而滿足控制系統的絕對穩定性。整個控制模式如圖八所示，其中 G_{FF} 為前饋控制器、LQG 為回饋控制器， G_{yu} 為油壓控制系統。

本研究最後以一個九層樓的抗彎構架進行即時複合試驗(Ohtori *et al.*, 1994)，該構架為一標竿結構，主要用於結構主動與半主動控制效果之驗證。抗彎構架以數值模型進行模擬，阻尼比為 2%。地震歷時選擇 El Centro 與 Kobe 地震歷時，並藉由調整地震輸入大小，以驗證所提出之適應性控制器的穩定性。試驗試體則使用磁流變阻尼器與油壓伺服致動器。本研究在美國伊利諾大學香檳分校土木與環境工程學系進行實驗驗證，使用大型 200 kN 的磁流變

阻尼器進行試驗，油壓致動器的最大出力為 556kN，實驗架設如圖九所示。磁流變阻尼器的衝程為 ± 292 mm，經由一帶寬調節器產生 0 安培和 2.5 安培大小的輸入電流。油壓伺服致動器的衝程為 ± 152.4 mm，使用 80 gpm 三階伺服閥。假設使用 18 組磁流變阻尼器安裝在一樓，可提供約 10% 建築物的重量的最大阻尼力。磁流變阻尼器使用被動模式和半主動控制模式進行即時複合試驗，被動模式以定值 2.5 安培的輸入電流；而半主動控制則使用 clipped optimal 演算法(Dyke *et al.*, 1996)。

為了提升即時複合試驗的精確度，此回饋與前饋的控制器使用 dSPACE 配合 1103 DSP 板與 PPC 750GX 處理器來進行設計與安裝控制器。dSPACE 系統藉由 Simulink 與 MATLAB 的環境下進行控制器的設計與量測數據的採集，並可透過 ControlDesk 視窗化介面調整參數、採集數據與即時顯示量測結果。整個試驗的取樣頻率為 2000Hz。實驗結果證明適性控制理論的應用，改善了既有的前饋與回饋控制器方法，並提升了即時複合試驗結果的正確性。



圖八 適應性前饋與回饋控制塊狀圖



圖九 大型磁流變阻尼器試驗架設

五、結論與展望

本研究所發展的地震工程即時複合試驗技術，可有效地提升即時複合試驗之精確度，增進結構實驗室整體產能，幫助地震工程領域研究人員進行更精緻之實驗模擬，用更經濟的方式取得複雜結構之真實受力動態反應，更有節省試體製作成本與天然資源的效果，為國內結構實驗技術上一個重大的突破。未來擬進行多自由度之即時複合試驗技術研究，方便日後進行複雜與多元的即時複合試驗，提供國內學者進行結構試驗的一種嶄新選擇。

參考文獻

1. Carrion, J. E. and Spencer, Jr. B. F., "Model-based strategies for real-time hybrid testing", Newmark Structural Engineering Laboratory Report Series, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, No. 6, 2007.
2. Dyke, S. J., Spencer, Jr. B. F., Sain, M. K. and Carlson, J. D., "Modeling and control of magnetorheological dampers for seismic response reduction", Smart Materials and Structures, 5(5), 1996, pp. 565-575.
3. Ioannou, P. A. and Fidan, B., "Adaptive control tutorial", Society for Industrial and Applied Mathematics: Philadelphia, 2006.
4. Nakashima, M., Kato, H. and Takaoka, E., "Development of real-time pseudo dynamic testing", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, 1992, pp. 79-92.
5. Ohtori, Y., Christenson, R. E. and Spencer, Jr. B. F., "Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings", Journal of Engineering Mechanics, 130(4), 1994, pp.366-385.
6. Ramallo, J. C., Johnson, E. A. and Spencer, Jr. B. F., "Smart base isolation systems", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 128 (10), 2002, pp. 1088-1099.

耦合連體—離散體模擬之多功能工程模擬環境設計

張慰慈¹ 謝尚賢² 王仁佐³ 張國鎮⁴

摘要

為能克服工程軟體在整合基於連體與離散體模擬理論能兼具彈性與擴充性的要求，財團法人國家實驗研究院（National Applied Research Laboratories, NARLabs）轄下的國家地震工程研究中心（National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE）已初步設計實作完成一多功能工程模擬環境（Versatile Engineering Simulation Environment, VESEN）。該環境整合了向量式有限元素法（Vector Form Intrinsic Finite Element method, VFIFE method）與離散元素法（Discrete Element Method, DEM），採用物件導向程式設計（Object-Oriented Programming, OOP）技術與軟體工程中的設計模式（design patterns）來確保 VESEN 在整合上的便利性，考量未來可能衍生的模組包括：組成律、接觸偵測演算法、元素的幾何形狀、破壞準則、元素間的互動行為、控制點、元素和控制點的關係、以及元素的斷面形狀。本文介紹 VESEN 的軟體架構設計。未來可望進一步應用 VESEN 於結構大變形與崩塌之動態行為分析上。

關鍵詞：向量式有線元素法、離散元素法、連體—離散體耦合模擬、物件導向程式設計、設計模式

一、背景

連體—離散體之耦合模擬可以應用在許多複雜的工程問題上，諸如：結構與流體之互制行為，或評估結構受地震、土石流或海嘯時的反應。基於進行連體—離散體耦合模擬之目標，財團法人國家實驗研究院（National Applied Research Laboratories, NARLabs）轄下的國家地震工程研究中心（National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE）初步設計實做了一多功能工程模擬環境（Versatile Engineering Simulation Environment, VESEN，涵義為挪威語中的「Being—存在」）來整合兩種數值方法：向量式有限元素法（Vector Form Intrinsic Finite Element method, VFIFE method）（Shih, *et al.*, 2004；Ting, *et al.*, 2004a and 2004b）與離散元素法（Discrete Element Method, DEM）（Cundall, 1971; Williams,

et al., 1985），以利未來能應用於多重災害對結構侵襲之分析工作上。

二、軟體架構

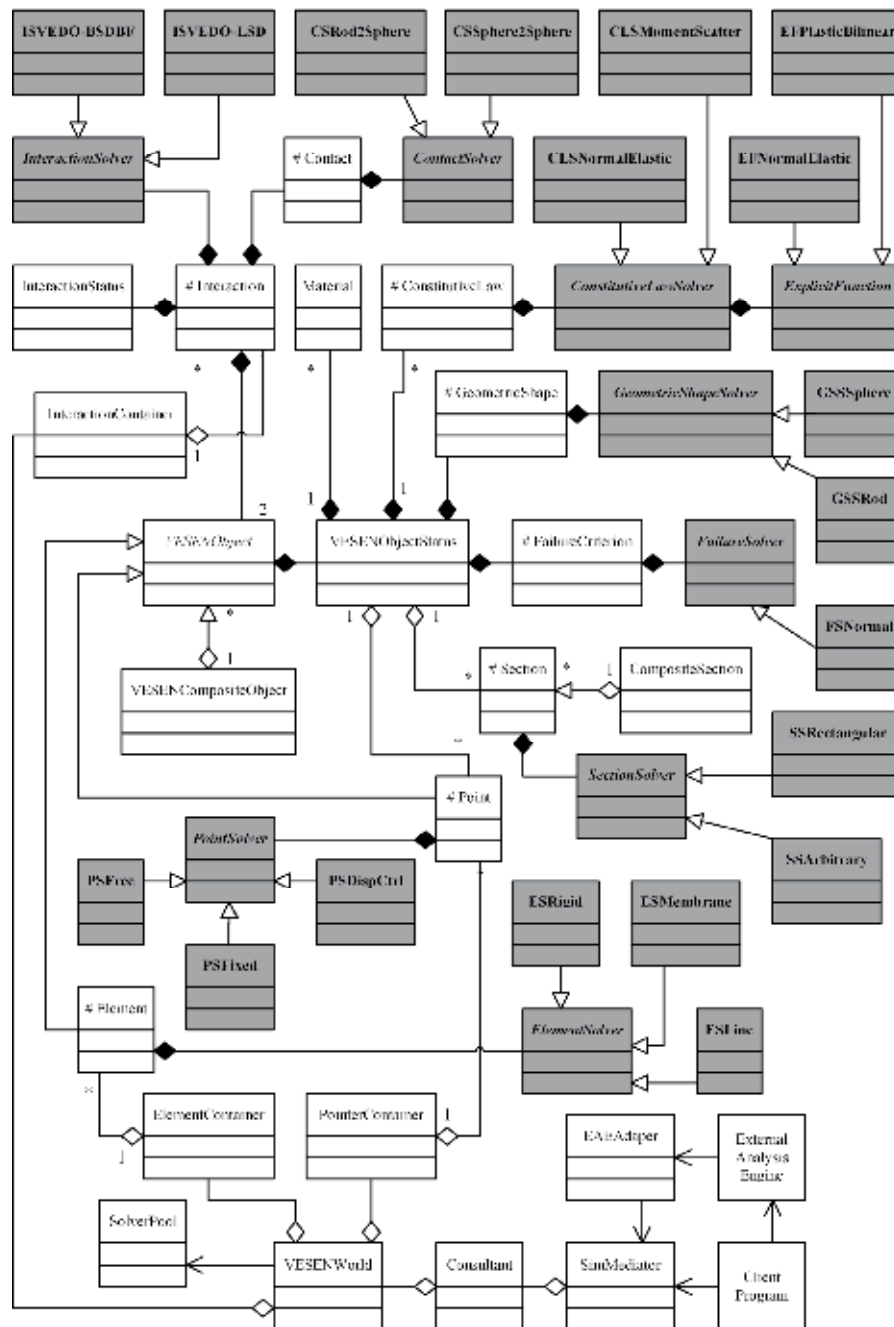
在分析 VFIFE 與 DEM 的軟體理論與應用後（Chang and Hsieh, 2009；Wang, 2005），本研究列出八種需要處理的分析概念，包括：(1)組成律；(2)接觸偵測演算法；(3)元素的幾何形狀；(4)元素間的互動行為；(5)破壞準則；(6)控制點；(7)元素和控制點的關係；以及(8)元素的斷面形狀。本研究基於一多功能離散物件模擬架構（Versatile Discrete Objects framework, VEDO framework）（Yang and Hsieh, 2005；Chang and Hsieh, 2009）為基礎擴充設計 VESEN 的物件導向軟體架構（圖一）來包含以上概念，為符合連體—離散體耦合模擬時的物理意義，架構中的類別（class）名稱修改如表一所示。

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國立臺灣大學土木工程學系教授、國家地震工程研究中心組長

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國立臺灣大學土木工程學系教授、國家地震工程研究中心主任



圖一 VESEN 軟體架構圖（斜體字表示抽象類別，以符號「#」開頭的類別為資料類別，灰色類別為求解器類別）

三、分隔資料與求解演算法的設計—求解池

VESEN 中具實際物理意義的類別被區分為資料類別（圖一中以符號「#」開頭的類別）與求解器類別（圖一中的灰色類別）兩部份，這是採用軟體工程中設計模式（design patterns）的「橋模式」（bridge pattern）（Gamma, et al., 1995）來分解資

料與實作方法，進而降低擴充新模組時複雜度（如表二所示）。

為了讓個別模組的設計者能夠較容易地在 VESEN 中加入其自行開發的類別、且不必接觸到 VESEN 的核心部份，本研究設計了「求解池」（solver pool）（即圖一中的 SolverPool 類別）。在 VESEN 啟動時，系統會載入所有在求解池中的求解

器類別以備候選之用（如圖二 a 所示），每一個求解器類別均需能回報自己的類別名稱以供動態檢索；VESEN 模擬時會用到的參數與類別是由輸入檔指定（如圖二 b 所示），在此階段才會動態地結合產生實體物件。以元素模組為例，元素（Element）類別與元素求解器（ElementSolver）類別便是由橋模式來分隔設計（如圖二 c 所示）。在 VESEN 中新增一項元素求解器模組時，元素模組的設計者僅需在主程式中添加兩行程式碼（圖二 a 的粗體字部份）而不必碰觸到 VESEN 的其餘部份。這種設計不僅對於模組的設計師而言是種便利，同時也能保護個別模組設計者的智慧財產權。

四、未來展望

目前 VESEN 已經完成離型系統開發，並納入共計 25 種求解器模組，已經驗證其可應用於大型桁架的動力反應。待剛架元素（frame element）與相關的材料模型完成後，便可探討具多功能支承的橋樑系統受震反應與崩塌行為。本研究模擬的結果將進一步與國家地震工程研究中心進行的大型結構崩塌實驗互相比對以確認其在實務結構工程設計上的可行性。

致謝

本計畫特別感謝中央大學土木系王仲宇教授在向量式有限元素法開發上提供之建議與協助，使得本計畫之推展得以順利進行，在此特別表達感謝之意。

參考文獻

1. Chang, W.-T. and Hsieh, S.-H. (2009). "Parallelization of Discrete Element Simulation," *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 32(6), 825-841.
2. Cundall, P.-A. (1971). "A Computer Model for Simulating Progressive, Large Scale Movement in Blocky Rock System," *Proceeding of ISRM Symposium on Rock Fracture*, Nancy, France, 129-136.

3. Gamma, E., Helm, R., Johnson, R. and Vlissides, J.-M. (1995). *Design Patterns: Elements of Reusable Object-Oriented Software*, Addison-Wesley Longman, Boston, USA, 416 pages.
4. Munjiza, A. (2004). *The Combined Finite-Discrete Element Method*, Wiley, 352 pages.
5. Shih, C., Wang, Y.-K. and Ting, E.-C. (2004). "Fundamentals of A Vector Form Intrinsic Finite Element: Part III. Convected Material Frame and Examples," *Journal of Mechanics*, 20(2), 133-143.

表 1 VEDO 與 VESEN 架構的類別名稱對照表（斜體字表示抽象類別）

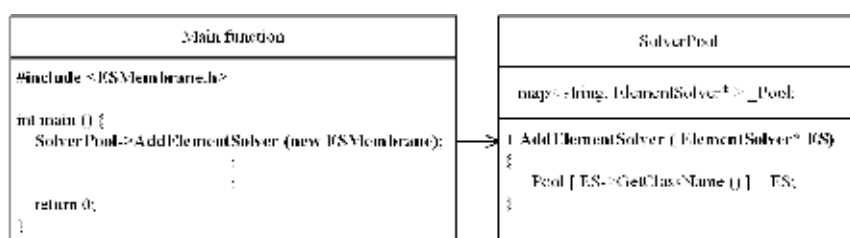
考量	VEDO 類別	VESEN 類別
元素間的關係	Interaction <i>ImpactSolver</i> <i>ContactDetecor</i> <i>DiscreteObject</i>	Interaction <i>InteractionSolver</i> Contact 與 <i>ContactSolver</i> <i>VESENOject</i> 與其 衍生類別
資料結構與模擬過程	DOWorld <i>Consultant</i> SimMediator DOContainer	VESENWorld <i>Consultant</i> SimMediator ElementContainer、 PointContainer 與 InteractionContainer

表 2 VESEN 使用橋模式的類別

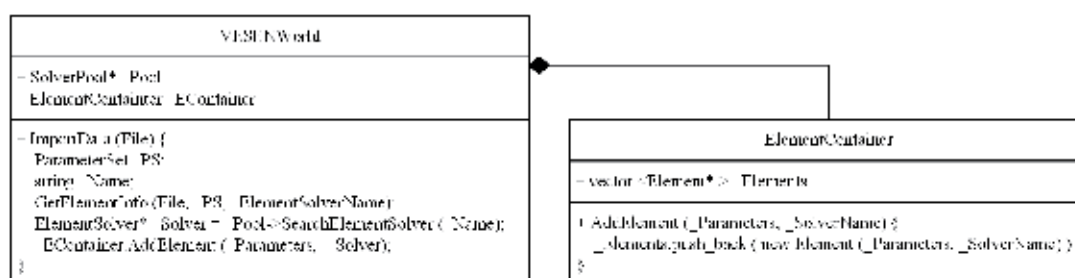
物理意義	資料類別	求解器類別
組成律	ConstitutiveLaw	<i>ConstitutiveLawSolver</i>
接觸偵測演算法	Contact	<i>ContactSolver</i>
元素破壞準則	Element FailureCriterion	<i>ElementSolver</i> <i>FailureSolver</i>
幾何形狀	GeometricShape	<i>GeometricShapeSolver</i>
控制點	Point	<i>PointSolver</i>
元素間的互動機制	Interaction	<i>InteractionSolver</i>
元素斷面	Section	<i>SectionSolver</i>

6. Ting, E.-C., Shih, C. and Wang, Y.-K.

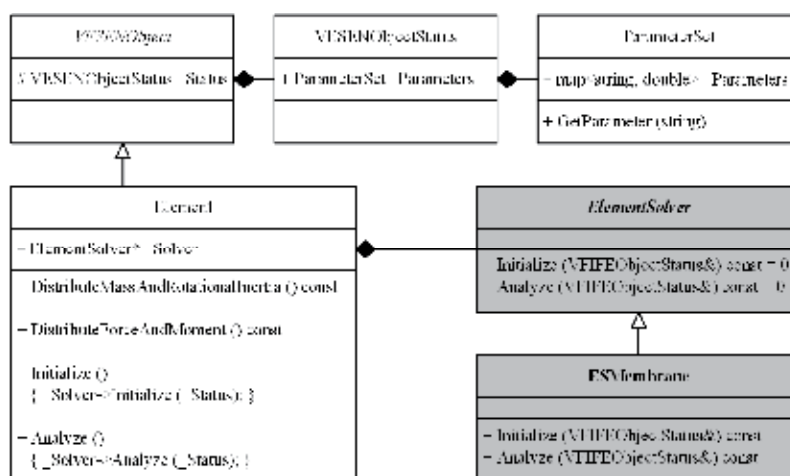
- (2004a). “Fundamentals of A Vector Form Intrinsic Finite Element: Part I. Basic Procedure and A Plane Frame Element,” *Journal of Mechanics*, 20(2), 113-122.
7. Ting, E.-C., Shih, C. and Wang, Y.-K. (2004b). “Fundamentals of a Vector Form Intrinsic Finite Element: Part II. Plane Solid Elements,” *Journal of Mechanics*, 20(2), 123-132.
8. Williams, J.-R., Hocking, G., and Mustoe, G.-G.-W. (1985) “The Theoretical Basis of the Discrete Element Method,” in Proceeding of the International Conference on Numerical Methods in Engineering: Theory and Applications, NUMETA 85, Balkema, A.-A. ed., Rotterdam, 897-906.
9. Yang, C.-T. and Hsieh, S.-H. (2005). “An Object-Oriented Framework for Vesatile Discrete Objects Simulation Using Design Patterns,” *Computational Mechanics*, 36(2), 85-99.
10. 王仁佐 (2005), 「向量式結構運動分析」, 博士論文, 國立中央大學, 中壢市, 294 頁。



(a) 添加新求解器模組時，僅需在主程式加入兩行程式碼（**粗體字**部份）



(b) VESIN 由輸入檔取得求解器所需的參數與求解器類別



(c) 範例：元素（Element）與元素求解器（ElementSolver）類別採用「橋模式」設計

圖二 藉由「求解池」的設計，模組設計者可輕易地添加自行開發的求解器模組

劣化橋梁之耐震性能研究

許家銓¹

摘要

中性化及鹽害對於現有鋼筋混凝土橋之耐震性能有很大的影響，本研究參考過去學者於混凝土中性化及鹽害的相關研究成果作為基礎，探討此兩種劣化因子對鋼筋混凝土構件的力學行為變化。據此，橋梁各種不同損壞程度之機率時變關係及其對應之耐震維修或補強等生命週期成本最佳化分析即可完成，所得成果可供為橋梁最佳化管理決策制定之參考。

關鍵詞：中性化、鹽害、生命週期

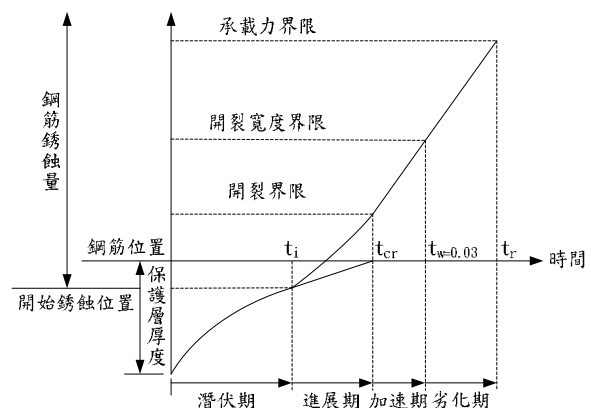
一、前言

鋼筋混凝土為工程中常見之材料，應用相當廣泛，然而，傳統的結構設計多偏重工程材料的力學特性，卻疏忽所處環境對結構物耐久性之影響，台灣地區屬亞熱帶海島型氣候，終年潮濕，尤其在部份人口密集的都會地區或工業區，汽機車排放超量的二氧化碳，更易加速混凝土老劣化的形成，造成混凝土保護層剝落、鋼筋銹脹腐壞等負面影響，更進一步喪失結構的使用機能與安全性。目前國內外相關研究機構對於混凝土老劣化議題探討甚多，但大部份都是針對材料部份進行分析與討論，混凝土老劣化對整體結構安全之影響情況及後續補強維護策略的探討相對較為缺乏。因此，本文將以過去學者在混凝土中性化及鹽害的相關研究成果作為基礎，並進一步探討此兩種劣化因子對鋼筋混凝土構件的力學行為變化。據此，橋梁各種不同損壞程度之機率時變關係及其對應之耐震維修或補強等生命週期成本最佳化分析即可完成，所得成果可供為橋梁最佳化管理決策制定之參考。

二、劣化橋梁之斷面特性

一般而言，混凝土中性化過程可依據

鋼筋銹蝕發展進程區分為潛伏期、進展期、加速期及劣化期等四大階段(如圖一所示)。



圖一 混凝土中性化過程示意圖

而混凝土中鋼筋開始銹蝕時間常被定義為中性化深度到達鋼筋表面所需時間。然而，鋼筋銹蝕實際上是取決於鋼筋周圍混凝土的pH值。大量工程調查和試驗結果顯示，酚酞試劑只能測出混凝土完全中性化區的長度及其界限，而不能測出碳化的程度。日本學者岸谷孝一提出了“中性化殘量”的概念，定義中性化殘量(D₀)為在鋼筋開始銹蝕時，用酚酞試劑測得的中性化前緣至鋼筋表面的距離。據此，根據一般大氣環境鋼筋開始銹蝕的條件，可以得到

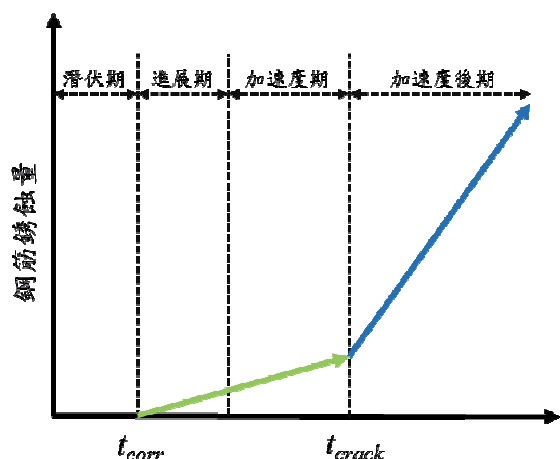
¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

鋼筋開始銹蝕時間 t_i 如下：

$$t_i = \left(\frac{c - D_0}{K} \right)^2 \quad (1)$$

式中， K 為中性化係數， c 為保護層厚度。

另一方面，根據國家地震工程研究中的研究報告，鋼筋受到鹽害後的銹蝕情況可分成四個階段(如圖二所示)，分別為潛伏期、進展期、加速度期、及加速度後期。由圖二可知，潛伏期與進展期之時間分界為 t_{corr} ，當構件使用時間超過 t_{corr} ，鋼筋即開始產生銹蝕，當使用時間超過 t_{crack} ，則鋼筋銹蝕情況發展至加速度後期，此時鋼筋銹蝕量會有明顯加劇現象，而造成構件強度的不足。



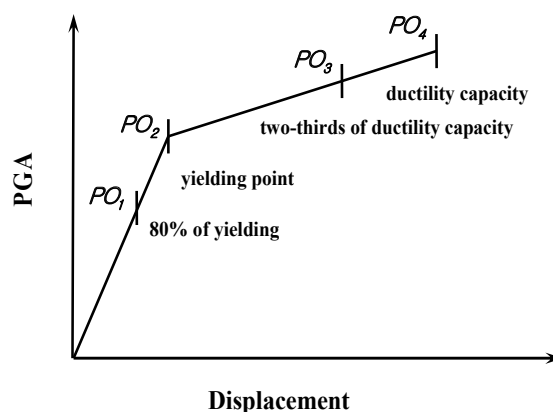
圖二 鹽害造成鋼筋銹蝕階段示意圖

三、劣化橋梁易損性曲線時變特性之建立

藉由非線性靜力推覆分析與改良式容量震譜法，結構物之耐震能力可以圖三所示之最大地表加速度(PGA)與結構位移之雙線性關係表示之。

本研究採用以下四種結構性能等級作為地震損壞評估之依據：(1) 結構性能一(PO_1)：當結構物之位移達到降伏位移之80%時。(2) 結構性能二(PO_2)：當結構物之位移達到降伏位移時。(3) 結構性能三(PO_3)：當結構物之位移達到韌性容量之2/3時。(4) 結構性能四(PO_4)：當結構物之位

移達到韌性容量時。



圖三 結構物之耐震能力

假定易損性關係遵循常態分佈，則當地震損壞等於或大於結構性能 i (PO_i)之累積機率可表示為：

$$P_i(\geq PO_i) = \Phi\left(\frac{X - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}\right) \quad (2)$$

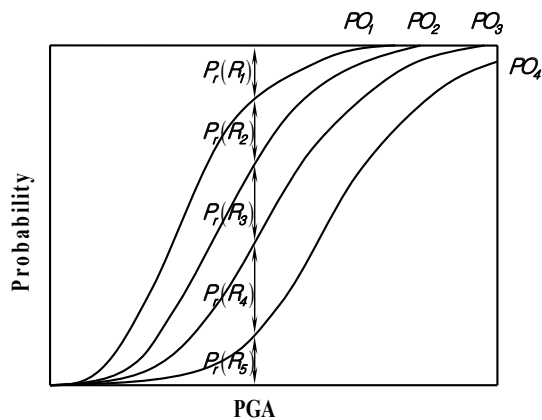
其中 Φ 為標準常態累積分佈函數 (standard normal cumulative distribution function)； μ_{X_i} 與 σ_{X_i} 分別為第 i 個損壞等級 (以 X 表為 PGA 之變數) 之平均值與標準偏差。因此，如圖四所示之五種損壞等級：(1)無損壞；(2)輕微損壞；(3)中度損壞；(4)嚴重損壞 與 (5)完全損壞 所對應之發生機率 可表示為：

$$\begin{aligned} P_r(R_1) &= 1 - P_1 \\ P_r(R_i) &= P_{i-1} - P_i, \quad i = 2 \sim 4 \\ P_r(R_5) &= P_4 \end{aligned} \quad (3)$$

依據式(3)即可建立各時間點之橋梁易損性曲線，其時變特性便可因此據以掌握。若各損壞等級所需之橋梁耐震維修或補強直接費用以 $Cost_R_i(t)$ ，($i=1\sim5$) 表示之，則在某一特定之地震需求(以對應之 PGA 表示)下，整體橋梁耐震維修或補強之直接費用可以下式表示：

$$\begin{aligned} TOTAL_DIRECT_COST(t) &= \sum_{i=1}^5 COST_R_i(t) \times P_r(R_i) \end{aligned} \quad (4)$$

當損壞程度達到完全損壞時，其所需耐震維修或補強之經費即為橋梁重新建造之費用。



圖四 橋梁易損性曲線

四、結論與展望

本文依據國內學者之研究成果，探討混凝土中性化及鹽害對鋼筋銹蝕之影響，據以計算各種不同損壞程度的發生機率與所需之橋梁維修或補強直接費用逐年變化曲線，由所得橋梁維修或補強總直接費用逐年變化曲線斜率呈現大幅上揚之時機點，可訂出橋梁維修或補強作業之最佳時機點，供為老劣化鋼筋混凝土橋耐震性能生命週期成本效益評估之用，未來亦可將此研究成果應用於相關橋梁管理系統中，以提供相關單位作為橋梁維修與補強之決策參考。

參考文獻

1. 王傳輝，台灣地區鋼筋混凝土橋中性化效應之耐久性評估，國立台北科技大學土木與防災研究所碩士論文，台北，2005。
2. 牛荻濤，混凝土結構耐久性與壽命預測，科學出版社，2003。
3. 施建志，「混凝土結構的腐蝕檢測及防蝕維修技術」，土木技術，第一卷，第五期，第82-101頁，1998。
4. 岸谷孝一等，「コンクリート中の鉄筋腐蝕に関する研究」，日本建築學會構造系論文集，Vol. 406，pp.1-12，1989。

5. 徐善華等，「鋼筋混凝土結構的碳化耐久性分析」，建築技術開發，2002。
6. 蕭輔沛、邱建國、涂豐鈞，「考慮劣化與震損之 RC 校舍耐震能力評估研究」，國家地震工程研究中心，2012。
7. 邱建國，「劣化建築物之維護管理與永續再生-表面被覆材料耐久性能評估」，公益財団法人交流協會フェローシップ事業成果報告書，2012。
8. 鳥取誠一，宮川豐章，「中性化の影響を受ける場合の鉄筋腐食に関する劣化予測」，土木學會論文集，第64卷，第767期，第35-46頁，2004。
9. Sung, Y. C., Su C. K., "Seismic Evaluation of Existing Bridges: Theory And Application," *International Training Program for Seismic Design of Structures*, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, October 26, 2005.
10. 李剛，程耿東，基於性能的結構抗震設計-理論、方法與應用，科學出版社，北京，2004。
11. Sung, Y.C., Liu K.Y., Su, C.K., Tsai, I.C. and Chang, K.C., 2005. A Study on Pushover Analyses of Reinforced Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering and Mechanics*. 21(1), 35-52.
12. Sung, Y.C., et al., 2006. Performance-based damage assessment of low-rise reinforced concrete buildings. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 29 (1), 51-62.
13. Sung, Y.C., Lin, T.W., Tsai, I.C., Chang, S.Y. and Lai, M.C., 2007. Application of Normalized Spectral Acceleration-Displacement (NSAD) Format on Performance-Based Seismic Design of Bridge Structures, *Journal of Mechanics*, 23(2), 86-93.
14. Sung, Y.C., and Su, C.K., 2011. Time-dependent seismic fragility curves on optimal retrofitting of neutralized reinforced concrete bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*, 7 (10), 797-805.

國家地震工程研究中心 102 年度研究成果報告

發行：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

出版：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

地址：台北市辛亥路三段200號

電話：(02)6630-0888

傳真：(02)6630-0858

網址：<http://www.ncree.org.tw>

印刷：益盛彩色製版有限公司

ISBN：978-986-89629-3-4

103年7月出版