

運用結構物強震監測資料於提升台灣結構物耐震安全 之研究

Application of CWB/TSMIP Seismic Response Data of Structures to Enhance Seismic Safety Research of Structure in Taiwan

主管單位：交通部中央氣象局

羅俊雄¹

趙書賢²

Loh, Chin-Hsiung

Chao, Shu-Hsien

¹ 國立臺灣大學土木工程系結構工程組

² 國家地震工程研究中心

摘要

本研究計劃之目的乃建立不同地震反應下結構物(含建築物及橋梁)之反應分析報告書(Report Card)。配合中央氣象局對結構物地震反應所進行之強地動觀測計劃，選擇三棟建築物及三座橋梁，針對該結構物所收集到之地震反應進行分析，並探討及比較不同地震反應下該結構物動態特性之差異，以建立分析資料庫、評估及診斷報告書。反應分析報告書之內容將包含下列事項：

1. 結構物之描述(結構形式、構造種類等)。
2. 強震儀位置之描述
3. 收集到之地震事件以及紀錄之反應歷時。
4. 利用子空間系統識別法與遞迴子空間系統識別法探討結構物振頻、阻尼比，並探討結構物動態特性之時變性。
5. 建立不同事件下之結構地震反應評估。

關鍵詞：結構系統識別、結構健康診斷

Abstract

This proposal is to develop the "Report Card" of buildings/bridges from their seismic response data. Based on the CWB Taiwan Strong Motion Instrumentation Program (TSMIP) three instrumented buildings and three instrumented bridges are selected as the target structures for the analysis. Based on the collected seismic response data during the past, each event data will be analyzed to identify the dynamic characteristics of the structure during earthquake excitation. The results of analyses are expressed in the form of report card for each earthquake event. The report card will include the following items after the analysis:

1. Description of the building/bridge type of construction, location of sensors, and dimension,
2. Description of the earthquake information and recorded data (time history)
3. Using Subspace Identification (SI) to extract the system natural frequencies, damping ratios and mode shapes,
4. Discussion the difference on the results of identification among different seismic events.

Keywords : Structural System Identification, Structural Health Monitoring

一、前言

中央氣象局地震測報中心近十多年來在臺灣強地動觀測計劃之執行下，對選定之建築物及橋梁有強震網之建置，以收集其地震反應，做為回饋往後對結構物耐震設計之參考。對此所收集到之地震反應資料，有必要加以進行系統化之分析，建立資料庫。其中以特殊構造之建築物（如具中間層隔震之台大土木新研究大樓）及隔震橋梁或長跨度橋梁（如嘉南大圳隔震橋），更有必要做此分析及資料庫之建置，分析結果未來可供該結構物耐震能力評估之依據。

本研究計劃的目的在於建立不同地震反應下結構物（含建築物及橋梁）之反應分析報告書(Report Card)。配合中央氣象局對結構物地震反應所進行之強地動觀測計劃，選擇三棟建築物及三座橋梁，進行該結構物所收集到之地震反應進行分析，探討該結構物動態特性及比較不同地震反應下之不同。針對每個地震反應事件所分析之結果建立該結構物分析報告書，並比較不同地震事件之反應分析結果，建立評估及診斷報告。反應分析報告書內容將包含下列事項：

1. 結構物之描述(結構形式、構造種類等)。
2. 強震儀位置之描述
3. 收集到之地震事件以及紀錄之反應歷時。
4. 利用子空間系統識別法與遞迴子空間識別法探討結構物振頻、阻尼比，並探討結構物動態特性之時變性。
5. 建立不同事件下之結構地震反應評估。

報告將針對三棟建築物與三座橋梁的分析結果進行說明，該三棟建築物分別為：

(1) 台大土木系新研究大樓；(2) 台電大樓；(3) 中興大學土木環工大樓。

另三座橋梁分別為：

(1) 南二高嘉南大圳橋；(2) 牛欄河二號橋；(3) 宜蘭淋漓坑橋。

以下將針對上述三棟建築物分析的結果進行說明，包括了建築物的概述，量測所得的地震事件說明，以及系統識別結果的說明等等。各結構的量測訊號大部分可由中央氣象局地球物理資料管理系統之網頁下載而得到[1]。

三、台大土木系新研究大樓地震反應資料分析

3.1 結構說明與感測器配置

臺大土木系新研究大樓地址位於台北市大安區辛亥路三段 188 號，為一地下一層地上八層之結構物。該結構為特殊之隔震結構，隔震層位於一樓樓頂，一共包含十九個隔震墊位於主要的柱位，並安裝數支速度型消能阻尼器提高系統阻尼比，減少隔震層的位移。此特殊設計之隔震結構不僅具有特殊隔震安排，且在施工上亦屬特殊(預鑄工法)，在國內尚屬稀少及特殊。而在地震頻繁之臺灣，對此特殊結構之強震觀測有其必要。除了解其地震反應外，亦可回饋工程設計。

本大樓一共安裝了 31 個頻道之感測器，其中加速度感測器有 27 個頻道，位移計有 4 個頻道，位移計主要目的是為了監測隔震層的相對變位。各感測器的安裝位

置如圖 1 所示。

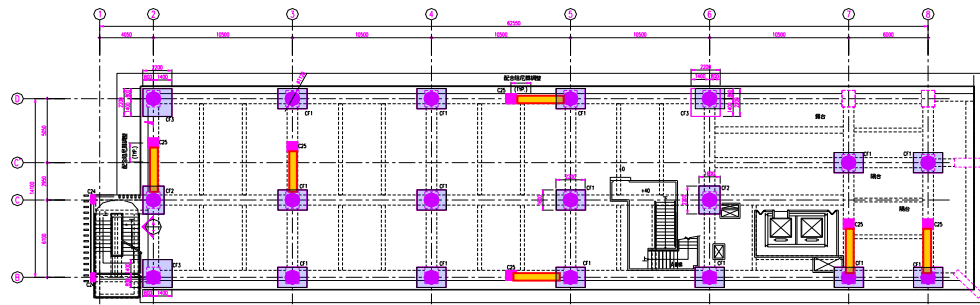


圖 1a: 隔震層中隔震器及阻尼器位置圖。

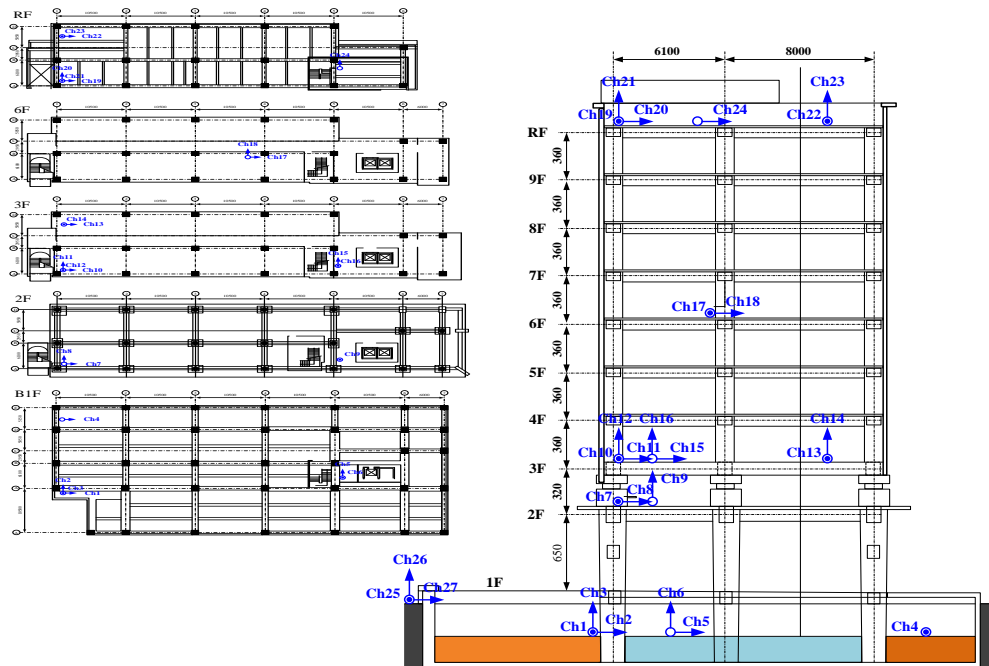


圖 1b: 台大土研大樓加速規配置圖。

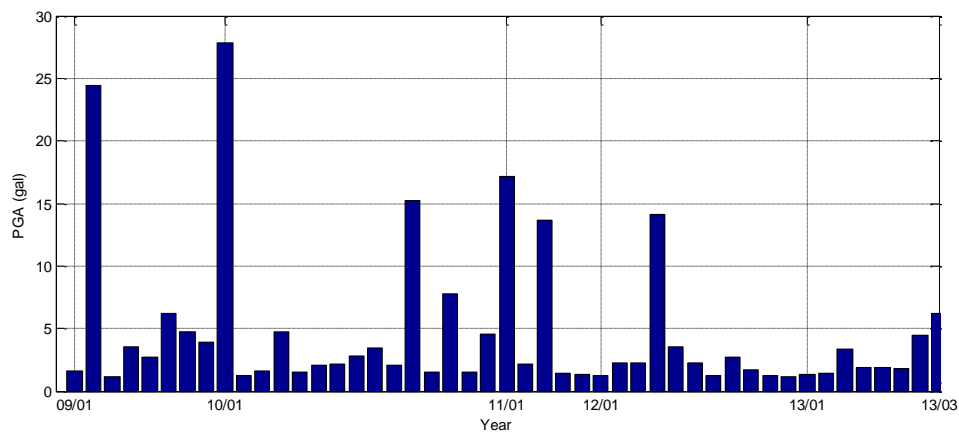


圖 2a: 台大土木系新研究大樓最大量測自由場加速度圖。

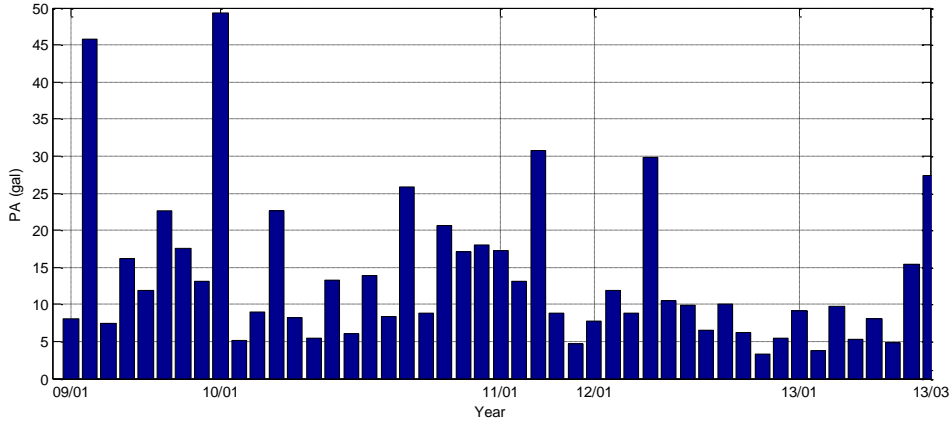


圖 2b: 台大土木系新研究大樓最大量測結構加速度圖。

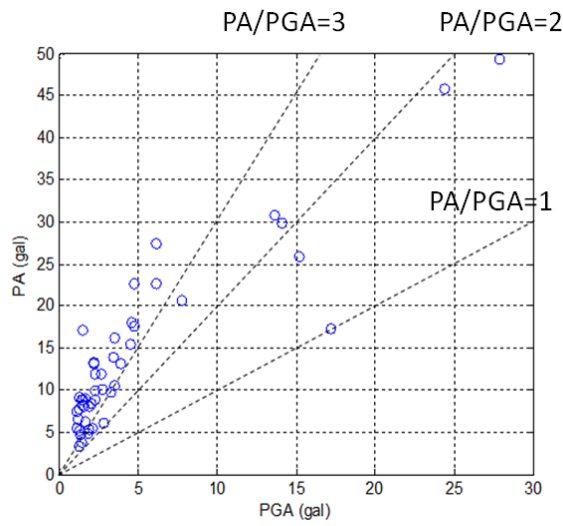


圖 2c: 台大土木系新研究大樓最大量測結構加速度與最大地表加速度之關係圖。

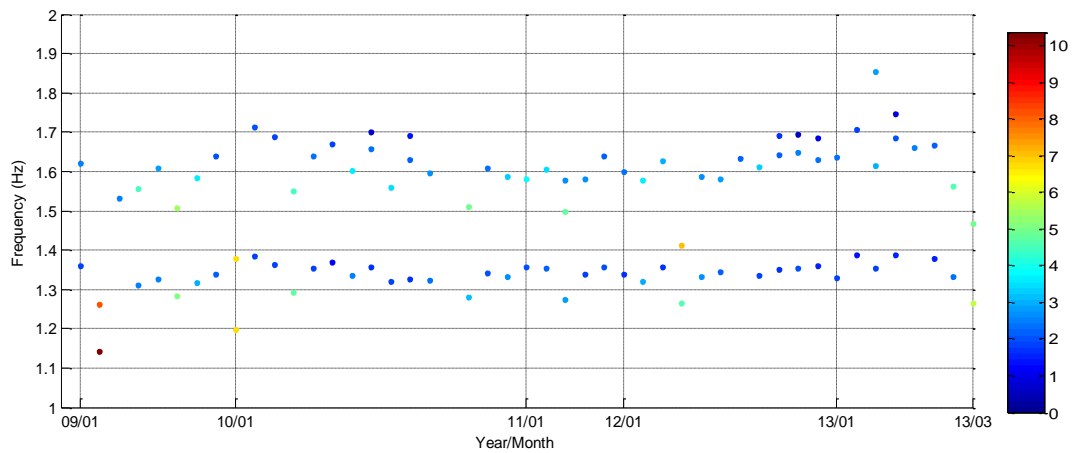


圖 3: 台大土木系新研究大樓模態頻率圖。

3.2 量測資訊

本大樓至量測系統開始建置開始，由 2009/06/01 開始至今，規模 5 以上之地震事件，一共集錄到了 47 筆。該 47 筆地震資料經檢查之後並未發現有訊號異常的情況，因此所有的資料都被使用來進行後續的系統識別分析。量測所得之最大地表加速度值，以及結構內各頻道量測所得之最大加速度值 (PA)，兩者之關係可參考圖 2。

3.3 系統識別結果

本大樓採用子空間系統識別法，針對量測到的 47 筆地震資訊，進行系統識別與穩定分析，計算每一個事件的結構模態特性。其中本研究將位於自由場的兩個水平方向的加速度量測當作是系統的輸入訊號，而將其它位於結構內兩個水平方向的加速度量測當作是系統的輸出訊號。各事件經穩定分析後可得到系統識別之穩定圖，由系統識別穩定圖可以得到各事件下，結構系統的模態特性，包含了模態頻率、阻尼比與模態振形。圖 3 為不同的時間之下，系統識別所得到之前兩個模態的模態頻率值以及阻尼比值。由圖 3 可發現在不同的地震事件下，經由量測之資料，所得到的結構頻率並非固定值，而是會隨著地震事件的不同而有所改變。結構的第一模態頻率值約介於 1.1Hz 至 1.4Hz 之間，而第二模態的頻率值則介於 1.5Hz 至 1.9Hz 之間，識別的模態頻率變化的範圍約為 0.3Hz 至 0.4Hz。對照圖 3-2，我們可以發現當最大量測地表加速度值與結構內最大加速度值越高時，系統識別所得到之模態頻率則越低。圖 4 為識別所得之模態頻率，與最大地表加速度及最大結構加速度之關係圖。由圖 4 可以發現，識別所得之前兩個模態頻率與量測所得之最大地表加速度或是最大結構加速度，呈一線性關係，也就是當地震越大，結構的頻率就約低，此一趨勢與隔震結構之特性吻合。

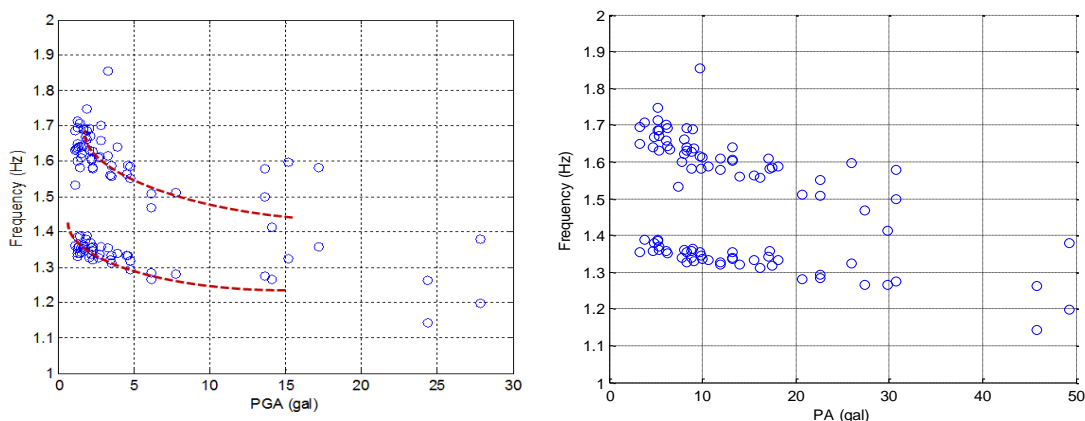


圖 4: 台大土木系新研究大樓識別模態頻率和最大量測自由場加速度(PGA)與最大量測結構加速度(PA)之關係圖。

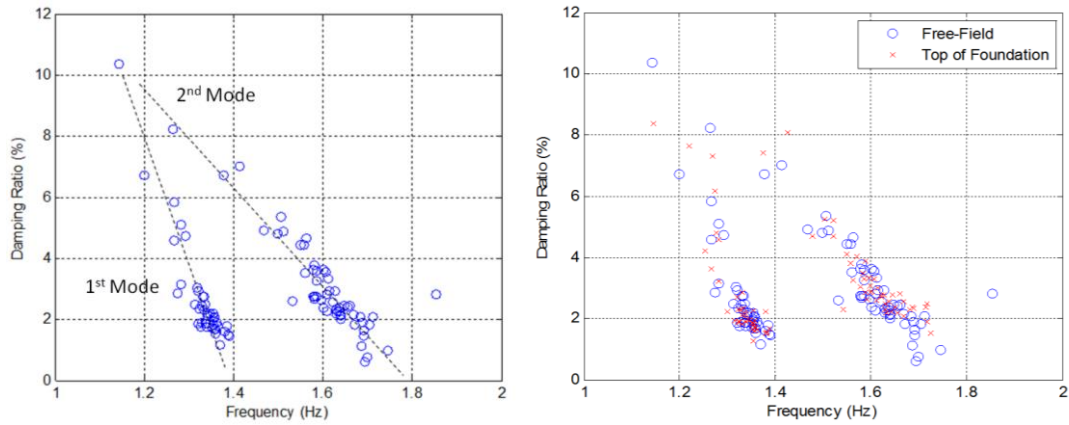


圖 5: 台大土木系新研究大樓識別模態頻率與阻尼比之關係圖。

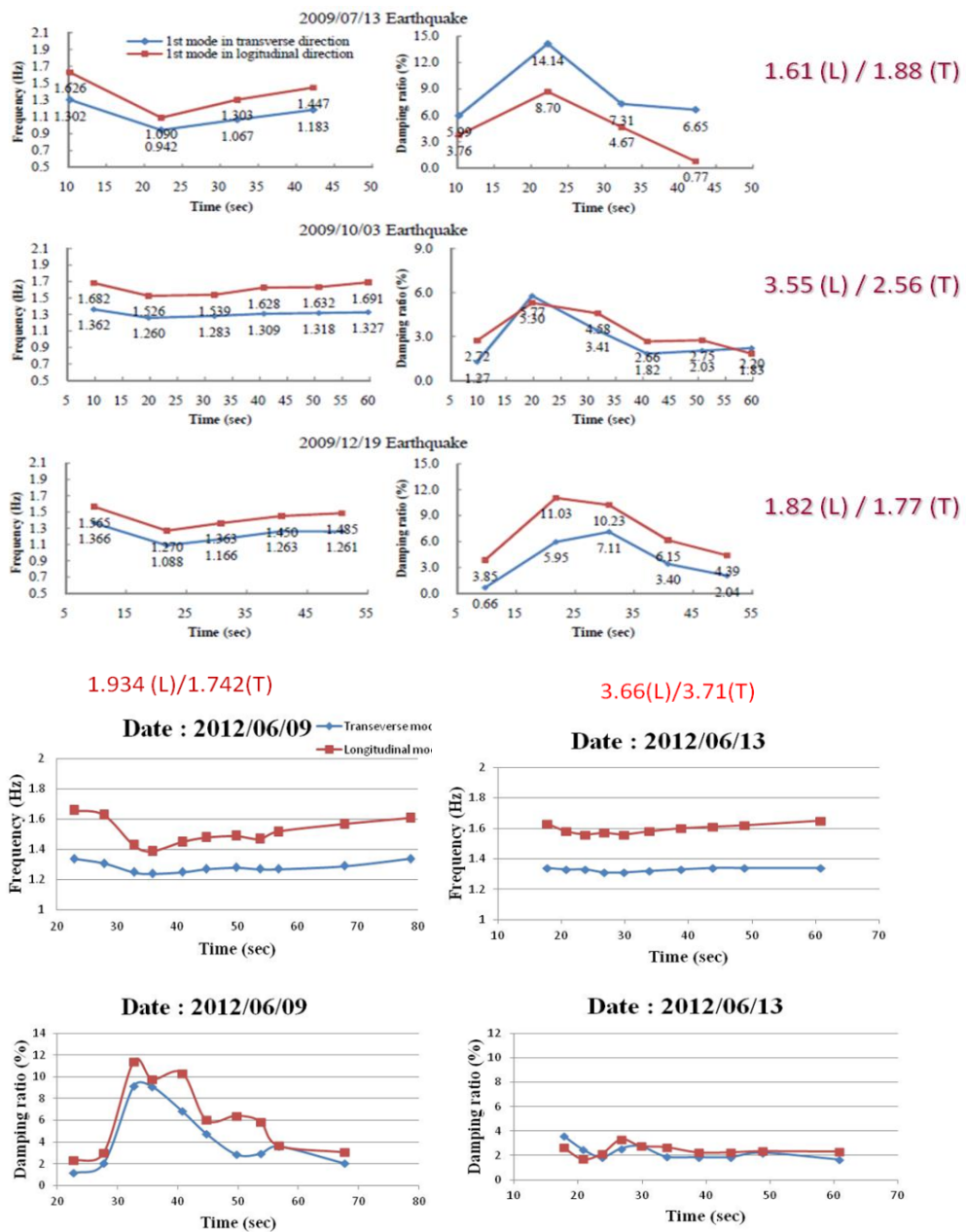


圖 6: 不同事件下所識別之時變性之頻率與阻尼比

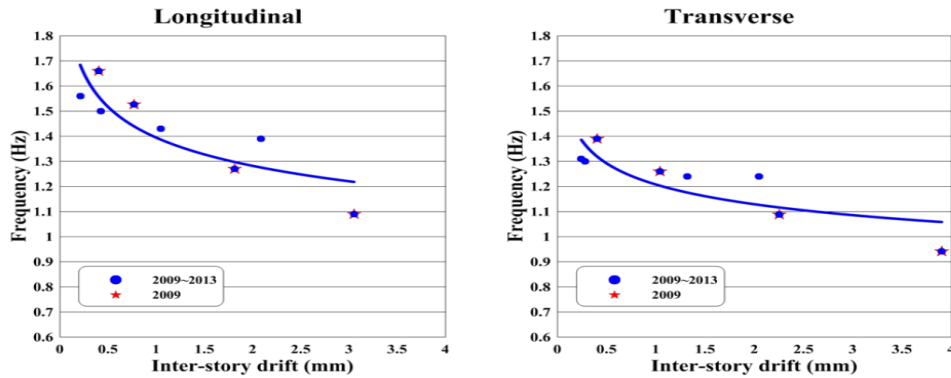


圖 7: 結構物之主振動頻率與隔震層層間位移關係圖。

圖 5 為系統識別所得之模態頻率與模態阻尼之關係圖。由圖 5 可以發現，當識別所得之模態頻率越低，模態阻尼比則越高，兩者亦呈一線性關係，此現象亦與隔震結構之特性吻合，因該結構於小地震時，隔震層尚未進入降伏開始消能，因此結構較硬，模態頻率較高，阻尼比較低。而當結構受到大地震時，隔震層進入降伏而開始消能，因此結構較軟，模態頻率較低，而阻尼比較高。一般結構的阻尼比約為 2%~5%，而該結構系統識別所得之阻尼比，最高有達到 10%，因此可大致證明該結構所裝設之消能減震裝置，於地震時能夠發揮作用，減少地震對結構物的影響與衝擊。圖 5 亦比較了分別選取地震時自由場與基礎頂部之訊號當作系統輸入訊號的分析結果，兩者之分析結果相當之接近。

在所有之土研大樓地震記錄中取七筆事件來探討其隔震系統對地震大小所造成之動態反應變化。圖 6 則顯示不同事件下所識別之時變性之頻率與阻尼比。圖 7 為結構物之主振動頻率與隔震層層間位移關係圖。

四、台電大樓地震反應資料分析

4.1 結構說明與感測器配置

台電大樓位於台北市大安區羅斯福路 242 號，其結構為鋼筋混凝土所構成，分主樓與副樓，主樓地上 26 層，地下 3 層，副樓地上 11 層，地下 2 層。感測器的部分，該結構一共裝設了 26 個頻道之加速度計，其中主樓有 18 個頻道，副樓有 8 個頻道，各頻道的量測位置與方向可參考圖 8。

4.2 量測資訊

台電大樓於架設監測系統以來，自 1992 年一月一日，至 2012 年十二月三十一日，其中規模大於 5 的地震事件，一共有高達 133 個。經訊號檢查之後，一共有 125 個地震事件之資料沒有異常，可以用來進行後續的系統識別分析。

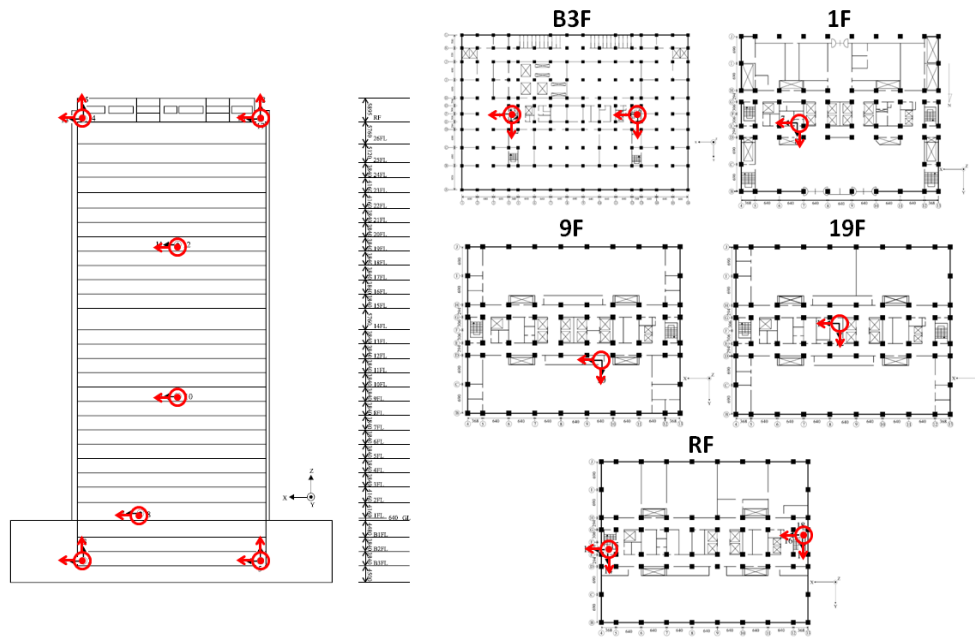


圖 8: 臺電大樓強震儀配置圖。

4.3 系統識別結果

本大樓採用子空間系統識別法，針對量測到的 125 筆地震事件，進行系統識別與穩定分析，計算每一個事件的結構模態特性。其中本研究將位於主樓地下室的四個水平方向的加速度量測當作是系統的輸入訊號，而將其它位於主樓結構內兩個水平方向的加速度量測當作試系統的輸出訊號，副樓則不在本研究之考慮範圍之內。各事件經穩定分析後可得到系統識別穩定圖，由系統識別穩定圖可以得到各事件下，結構系統的模態特性，包含了模態頻率、阻尼比與模態振形。

圖 9 為不同的時間之下，系統識別所得到之第一個模態的模態頻率值以及阻尼比值。由圖 9 可發現在不同的地震事件下，經由量測之資料，所得到的結構頻率並非固定值，而是會隨著地震事件的不同而有所改變，該現象與前述之土研大樓之分析結果一致。結構的第一模態頻率值約介於 0.35Hz 至 0.4Hz 之間，識別的模態頻率變化的範圍約為 0.5Hz。圖 9 亦表示各事件量測所得的最大自由場地表加速度值。對照圖 9，我們可以發現當最大量測地表加速度值越高時，系統識別所得到之模態頻率則越低。圖 10 為識別所得之模態頻率，與最大地表加速度及最大結構加速度之關係圖。由圖 10 可以發現，識別所得之第一個模態頻率與量測所得之最大地表加速度或是最大結構加速度，兩者呈現二次曲線之關係，也就是當地震越大，結構的頻率就約低，此一趨勢可能與結構本身與基礎土壤之非線性行為有關。圖 11 為系統識別所得之模態頻率與模態阻尼之關係圖。與前述土研大樓之結果不同，台電大樓識別所得之第一模態頻率，與其第一模態阻尼比並無相關性，阻尼比識別的 average 結果約為 1~1.5%。

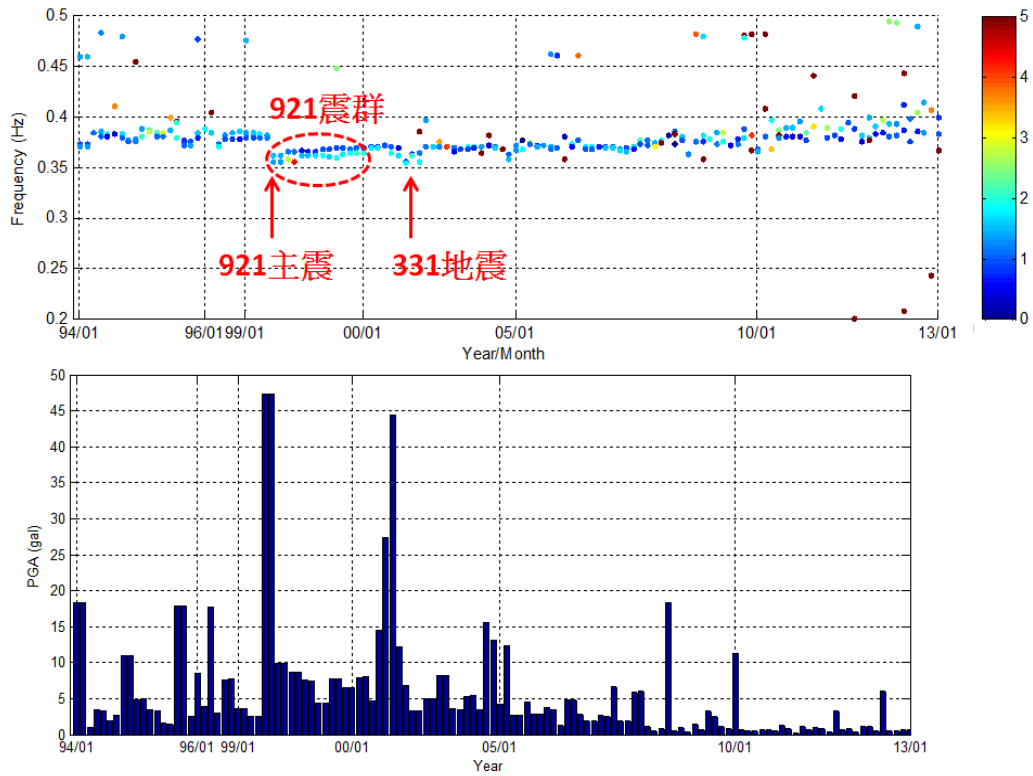


圖 9: 台電大樓識別之模態頻率圖及各事件最大量測結構加速度圖。

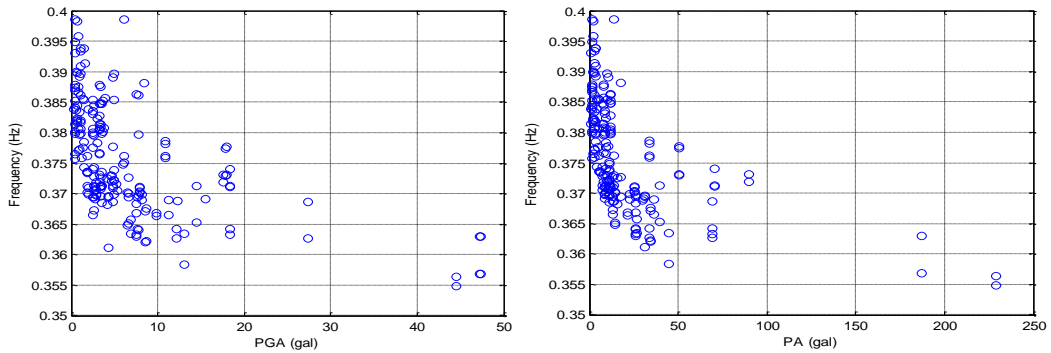


圖 10: 台電大樓識別模態頻率和最大量測基礎加速度(PGA)與最大量測結構加速度(PA)之關係圖。

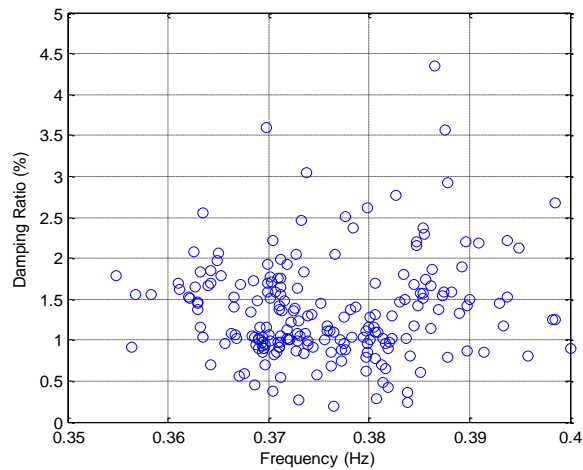


圖 11: 台電大樓識別模態頻率與阻尼比之關係圖。

五、中興大學土木環工大樓地震反應資料分析

5.1 結構說明與感測器配置

中興大學土木環工大樓位於中興大學校區內，結構系統為 RC 樑、柱立體鋼構架系統，中央樓梯及電梯間有部份 RC 牆，前後各具中庭。其為地下一層，地上長方向中 1/3 部份為 3 層，餘為 7 層。7 層部份長邊地下室與地面分離，間隔約 1.5 公尺。於民國 81 年完工。該大樓於 1999 年 921 集集大地震發生之後，結構有發生損壞，因此之後有針對該大樓進行補強的工程。該結構一共裝設了 29 個頻道的加速度計，各頻道的量測位置與方向可參考圖 12。

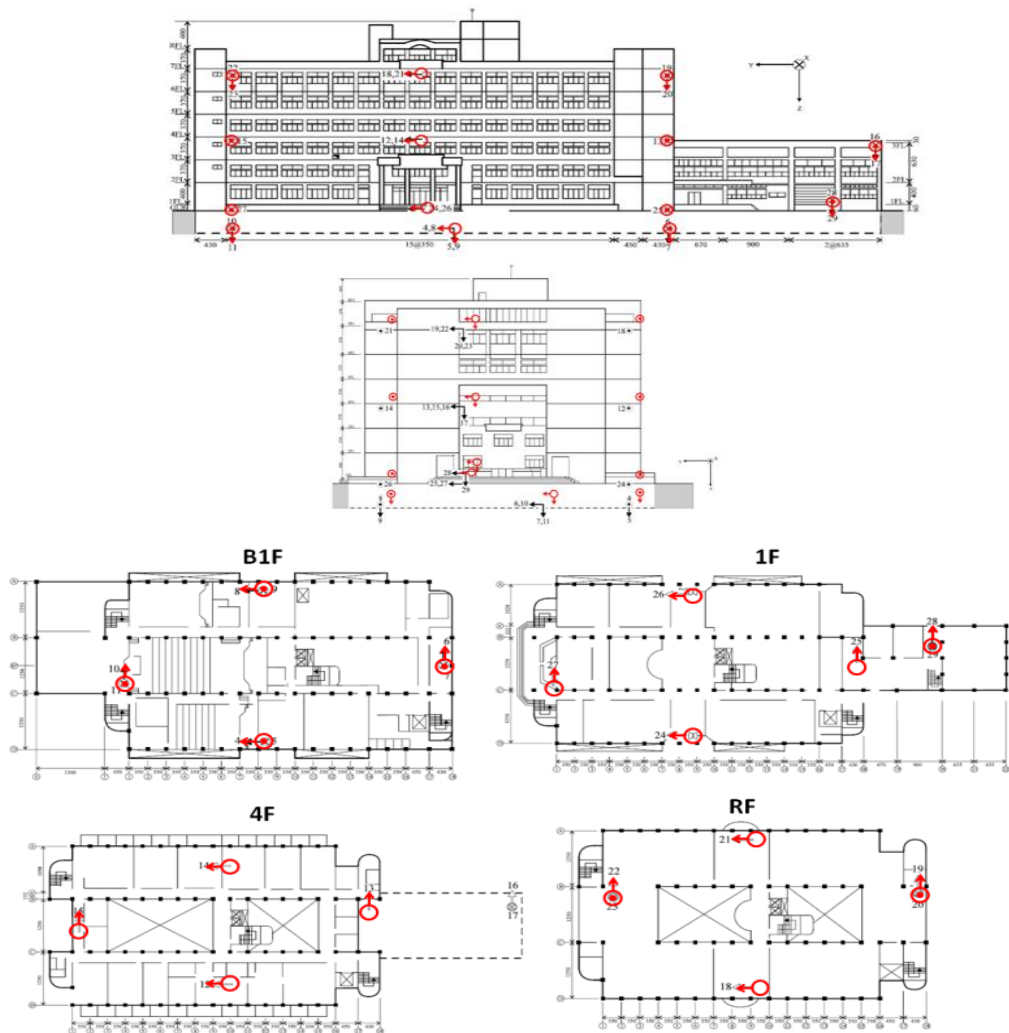


圖 12: 中興大學土木環工大樓最大量測自由場加速度圖。

5.2 量測資訊

中興土木環工大樓於架設監測系統以來，自 1992 年一月一日，至 2012 年十二月三十一日，其中量測到規模大於 5 的地震事件，一共有高達 165 個。經訊號檢查之後，一共有 95 個地震事件之資料沒有異常，可以用來進行後續的系統識別分析。量測所得之結構內各頻道量測所得之最大加速度值可參考圖 13。

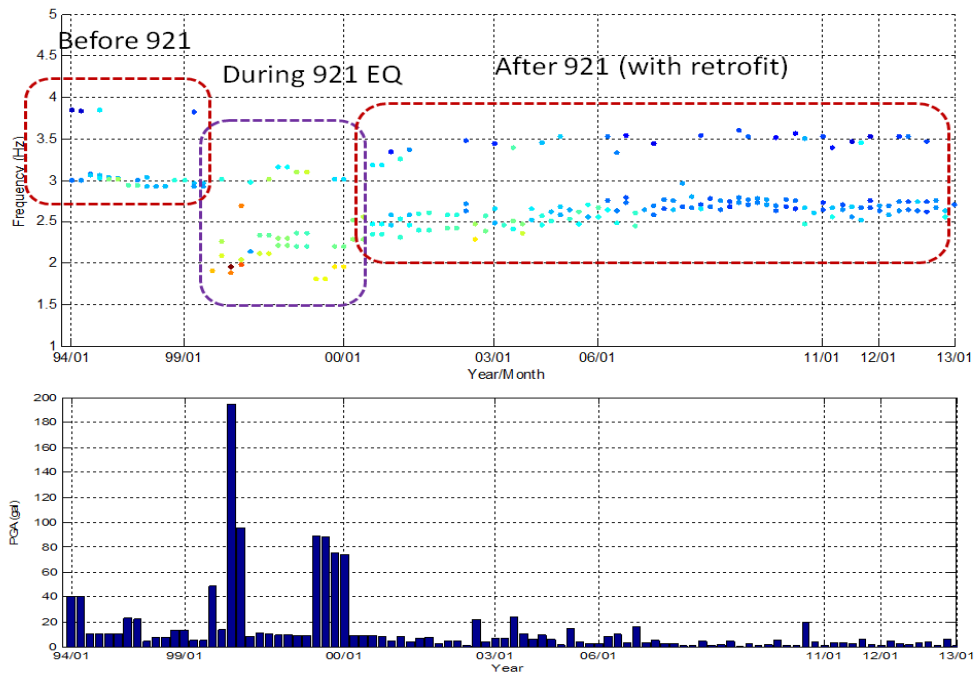


圖 13: 中興大學土木環工大樓模態頻率圖。

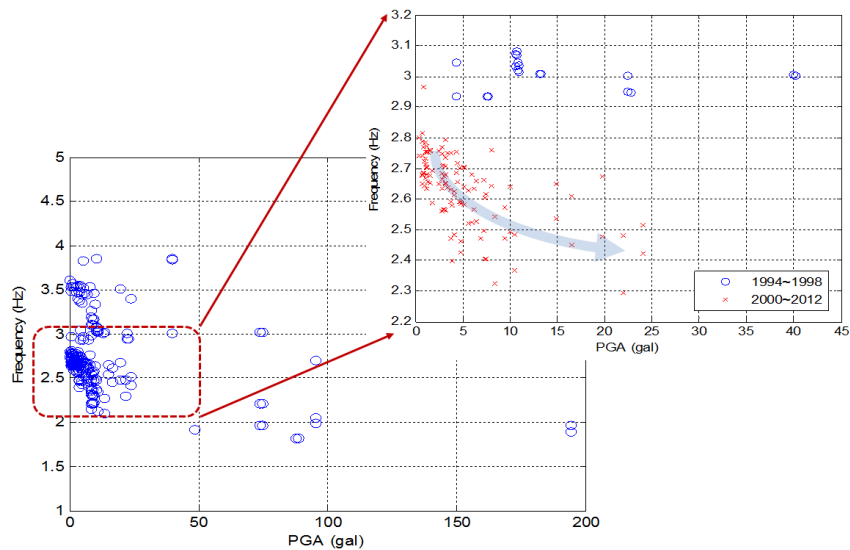


圖 14: 中興大學土木環工大樓模態頻率與最大地表加速度之關聯圖。

5.3 系統識別結果

本大樓採用子空間系統識別法，針對量測到的 95 筆地震事件，進行系統識別與穩定分析，計算每一個事件的結構模態特性。其中本研究將位於自由場的兩個水平方向的加速度量測當作是系統的輸入訊號，而將其它位於七層樓結構內兩個水平方向的加速度量測當作是系統的輸出訊號，惟頻道 8 之感測器，因其於大部分之地震事件中，量測所得知訊號皆為異常，因此不予採用，而位於三層樓結構內之感測器亦不予採用。各事件經穩定分析後可得系統識別穩定圖，由系統識別穩定圖可以得到各事件下，結構系統的模態特性，包含了模態頻率、阻尼比與模態振形。

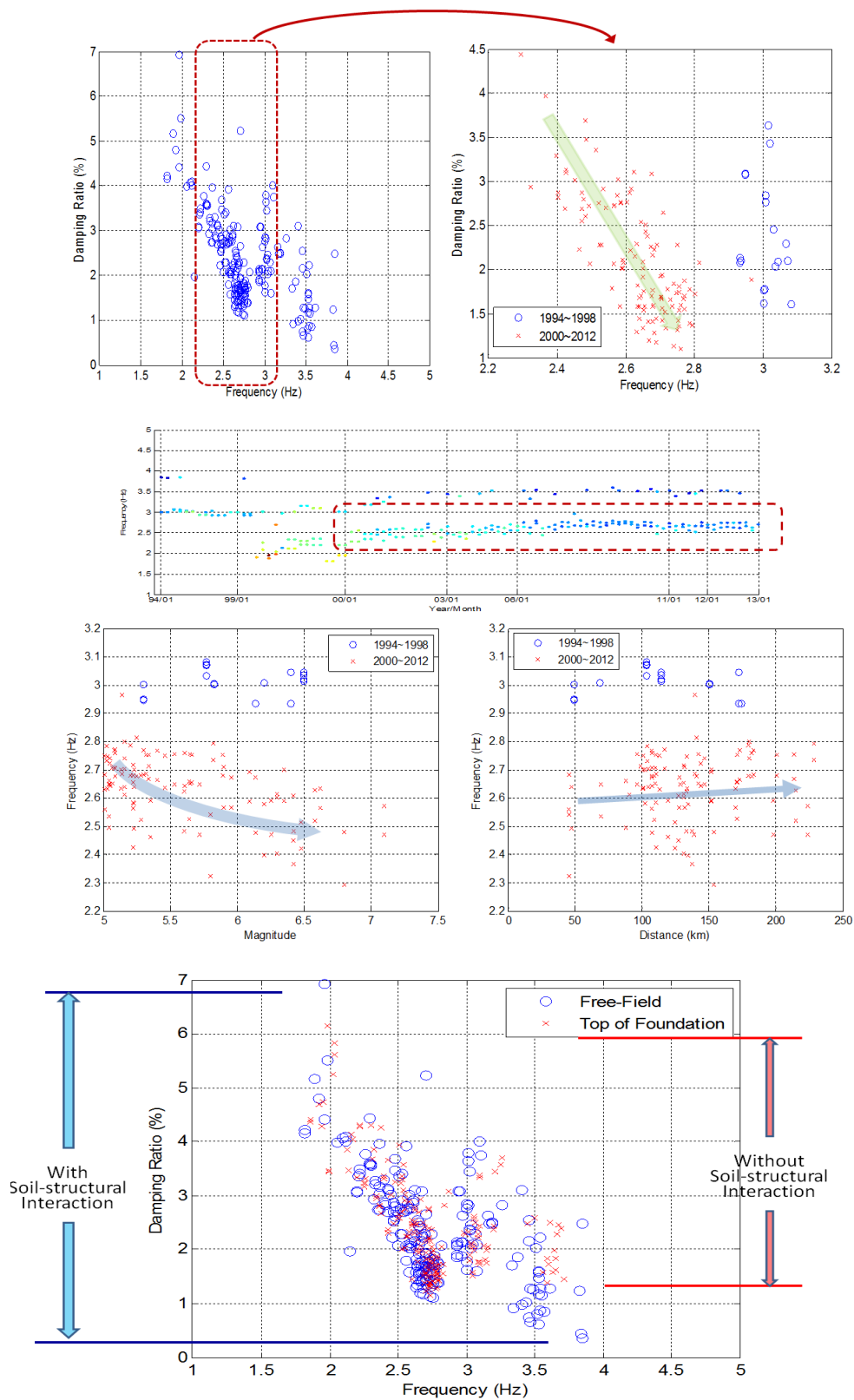


圖 15: 系統識別所得之模態頻率與模態阻尼之關係圖。

圖 13 為不同的時間之下，系統識別所得到之第一個模態的模態頻率值以及阻尼比值。由圖 13 可發現在 921 地震之前，結構第一模態約為 3Hz，當 921 地震發生之後，結構的第一模態頻率值則降低至 2Hz，此一頻率變化乃結構損壞所造成。921 地震之後，該結構有進行補強的工程，因此由後續的資料的識別結果，結構的第一模態頻率逐漸回升至 2.5Hz。圖 14 中興大學土木環工大樓模態頻率與最大地表加速度之詳細關聯圖。圖 15 為系統識別所得之模態頻率與模態阻尼之關係圖，當模態頻率識別之結果越低，識別之阻尼比則越高，該現象與前述土研大樓之結果類似。今將量測資料分成三個時段：A 段(1994~1999/8)，B 段(1999/9/21~2000/1)，C 段(2000/1~2012) 進行探討。由圖 15 可知 A 段(1994~1999/8) 所識別之結構振頻幾乎不受不同地震作用下而有變化，但 C 段(2000/1~2012) 之結構振頻略受不同地震作用下而有變化。就建物在地震作用下之系統識別，其輸入之地震歷時可考慮由自由場之記錄作為輸入，或以基礎之量測地震歷時作為輸入。此乃考慮土壤互制下之系統識別。圖 16 則比較了不同地震歷時作為輸入情況下之轉換函數，基本上有考慮土壤結構互制(考慮由自由場之記錄作為輸入) 時所識別之結構阻尼比較高。

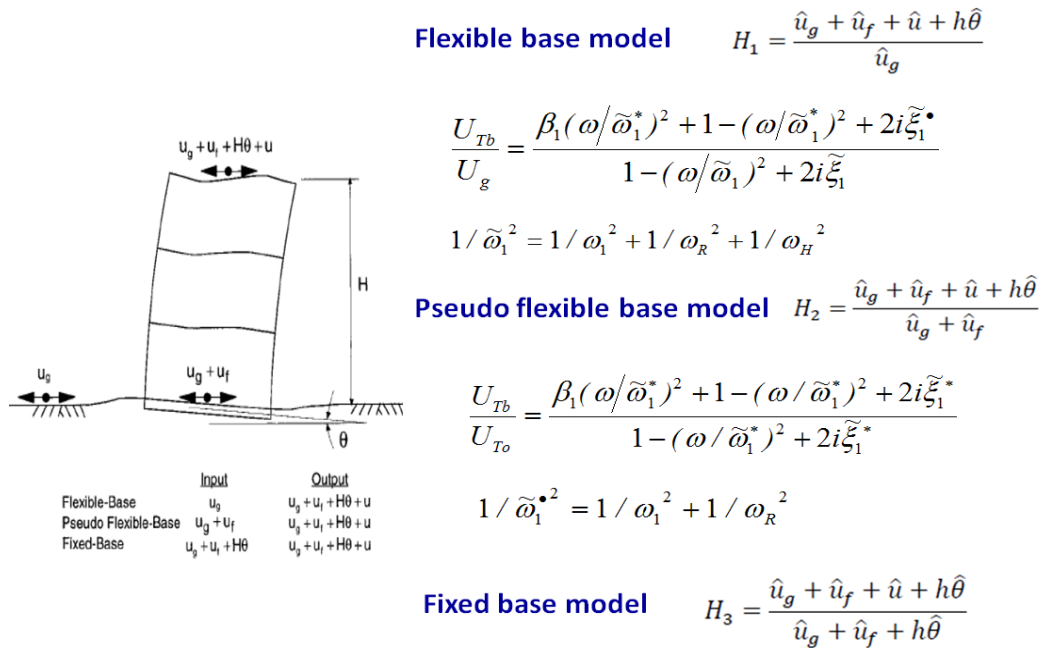


圖 16: 考慮由自由場之記錄作為輸入，或以基礎之量測地震歷時作為輸入下之系統轉換函數。

九、結論與討論

本研究案採用中央氣象局過去在台灣的結構佈設的強震觀測網觀測所得之資料，選擇三棟建築結構及三座橋梁，利用量測所得之資料進行系統識別之工作，了解各結構的模態特性，以及其隨著地震事件不同的變化。由系統識別的結果可以發現，大部分的結構本身具有非線性的行為，因此觀測所得的模態頻率值會隨著地震力的大小而改變，以台大土木系新研究大樓與台電大樓為例，第一模態頻率變化的範圍約為 0.5Hz。由觀測的結果亦可以幫助釐清結構系統的阻尼比，例如由台大土

木系新研究大樓的識別結果可以大致的判定該大樓裝設的消能減震器可以有效的提高結構的消能能力，減少地震力對結構物的衝擊。系統識別的結果可以當作是該結構之基本特性，該特性可以幫助使用這了解該結構之性能，未來若發生大地震侵襲，亦可幫助使用者進行結構健康診斷，了解結構物是否有損壞與損壞的情況為何。本研究所得之各結構相關的資料皆已存檔備存，可供後續的研究參考與相關應用。

七、參考文獻

- [1] 中央氣象局地球物理資料管理系統 <http://gdms.cwb.gov.tw/>
- [2] 翁健煌、羅俊雄(2010),”子空間識別法於系統識別及結構損壞診斷之應用”，國立台灣大學工學院土木工程研究所博士論文。

建築物樓板強震反應特性

Special Features of Floor Vibration in Earthquakes

主管單位：中央氣象局地震測報中心

姚昭智¹ 洪李陵² 朱世禹²

George C, Yao Li-Ling, Hong Shih-Yu, Jhu

¹ 國立成功大學建築研究所

² 國立成功大學土木工程研究所

摘要

本研究利用中央氣象局建築物強震監測系統所提供之資料，針對台灣地區建築物水平向與垂直向的加速度樓高放大特性進行分析討論，建立樓高放大係數的經驗公式和條件標準差，並比對國內「建築物耐震設計規範及解說」[1]第4.2節「附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力最小設計總橫力」之規範做比較討論。此結果可應用於建物構體、構材和設備之地震力評估。

本研究並以觀察隔震建築的實際減震效能做為研究目標，分別針對同一地區中，裝設鉛心橡膠隔震設施之大樓(測站編號 HWABA5)及未裝設隔震設施之大樓(測站編號 HWABA3)進行樓板絕對加速度特性研究。經由觀察隔震層上下樓層之相對位移實測資料，據以研判隔震元件之啟動機制與對應之隔震效能，並藉由分析不同地震 PGA 作用下，結構物各方向絕對加速度反應於各觀測樓層之放大特性，探討有無隔震設施所對應之行為，並以一般未裝設隔震設施之醫療建築為比較基準，觀察裝設隔震設施之隔震醫療建築之實際隔震效能。

關鍵字：地表加速度、樓高放大係數、隔震建築、垂直向

Abstract

This research utilizes the information offered by the Central Weather Bureau to analyze strong earthquake responses of different buildings.

Analysis are targeted on the buildings' floor amplification in horizontal and vertical acceleration. This research builds the empirical formula and the conditional standard deviation which is based on the data of the strong motion building array. Also this research compares the seismic design codes of buildings and discuss the descriptions in chapter 4.2- building codes of the partial construction and the minimum seismic designed lateral forces of the non-construction equipment. The research result can be applied to estimate the design seismic force for the equipment at different floor levels.

In order to observe and evaluate the seismic performance of isolated buildings, the building array database of the emergency service building (HWABA5) with base isolation

and another regular hospital building (HWABA3) without base isolation of Tzu-Chi Hospital in Hualien County are analyzed. By observing the relative displacements between the slabs below and above the LRB isolators, the activation mechanism of these isolation devices can be justified. Therefore, the response reduction performance can then be investigated. By analyzing the characteristics of the acceleration behavior in three directions, we are able to evaluate the seismic performance of both buildings when they were subjected to different earthquakes.

Keywords: ground acceleration, floor amplification factor, isolated buildings, vertical.

一、前言

設備物經常附屬於建築物之內，其耐震設計依據由樓板之加速度反應譜建立，與建築物結構體依地表加速度設計震譜來建立有所不同。樓板加速度因建築物的動態放大效應，振幅將變大，且因建築物的振態頻率過濾效應，頻率內涵更為集中，但振幅增大和頻率集中程度，將視樓板高程而定。一般而言，樓板愈高，振幅增大和頻率集中程度愈明顯。設計震譜的平台乃因建築物與地盤共振之結果，而樓板反應譜的平台實因設備物與建築物共振之結果。

地震發生時，建築物的震動反應可分成水平與垂直兩個方向，由於垂直方向地震力一般較水平方向來的小，因此在探討建築結構耐震能力時，大多以考慮水平方向震動的影響為主，因此國內外仍缺乏垂直方向地表加速度對於建築物影響之研究。但由各國文獻指出，垂直地表加速度的存在亦有可能是造成重大災害的因素之一，當地震來臨時，非結構物的破壞程度通常比結構本身來的嚴重，可能造成使用者的安全威脅。目前中央氣象局在全省超過 30 棟建築物中，安置了強震監測系統，其建築物種類和監測樓板高度多樣化，監測資料日益增多，足可檢討建築物樓板振幅增大之趨勢，本研究即分別針對水平向與垂直向之反應推導樓高放大係數經驗公式，以回饋耐震設計規範之需。

再者，近年由於各式隔減震技術已實務應用於建築結構，對於實際隔減震成效可藉助實測記錄加以分析研究。因此，本研究藉由中央氣象局「結構物強震監測系統」之強震監測資料，分別對同一地區中，裝設有鉛心橡膠支承元件(LRB)之大樓(測站編號 HWABA5)和無裝設隔震設施之大樓(測站編號 HWABA3)，分析及比較此兩種不同型式之結構物各方向結構反應之特性，以此探討隔震元件對結構物之減震效果。

二、研究目的及意義

支承於建築物之設備的設計地震力與樓板反應譜息息相關，一般耐震設計規範為簡便計，習以樓高放大係數和設備共振放大倍數來取代樓板反應譜。因此，由建築物的設計震譜轉換至樓板反應譜增添了樓高放大係數和設備共振放大倍數兩項因素，其中前者與設備所在樓板高度比有關，後者與設備和建築物的振動頻率比值有關。

經過 1994 年美國洛杉磯的北嶺地震及 1995 年日本關西的阪神地震後，研究人員發現其垂直地表加速度高達 0.5g 及 0.33g，距離震央 10 至 50 公里間的水平向加速度與垂直向加速度幾乎相同。Bardet and Davis(1996)[7]分析 1994 年美國北嶺(Northridge)地震的強地動特性，比較水平方向及垂直方向的最大地表加速度(PGA)，發現多筆測站資料的垂直向加速度超過水平向加速度的 2/3，甚至達到水平向的 100% 以上；也發現水平向反應譜與垂直向反應譜有所差異，顯示地震發生時在水平向及垂直向振動的幅度及頻率內涵差異甚大，地震的垂直能量相當顯著。

而由內政部頒布的「建築物耐震設計規範及解說」[1]，大部分是參考國外的法規所訂定，建築物受地震力之垂直方向耐震設計法規更是以水平方向之耐震設計法規做為參考依據。但國內的地震特性或工程環境與國外不盡相同，因此本研究利用中央氣象局建築物強震監測系統，針對國內強地動特性，蒐集多筆建築物強震資料，希望了解水平向與垂直向地表加速度對於建築物的影響，檢討樓高放大係數，並探討樓高放大係數與建築物類型、建築物總樓高和地動幅度的相關性。進而經由迴歸分析建立樓高放大係數的經驗公式，與法規公式比較，檢討其適用性，並希望增進國人對於建築物垂直方面耐震能力重要性的認知。

另一方面，本研究並以觀察隔震建築的實際減震效能為研究目標，經由觀察隔震層上下樓層之相對位移實測資料，據以研判隔震元件之啟動機制與對應之隔震效能，並藉由分析不同地震 PGA 作用下，結構物各方向絕對加速度反應於各觀測樓層之放大特性，探討有無隔震設施所對應之行為，並以一般未裝設隔震設施之醫療建築為比較基準，觀察裝設隔震設施之隔震醫療建築之實際隔震效能，提升國內結構物之耐震安全。

三、文獻回顧

根據國內耐震設計規範中第 4.2 節 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力，最小設計水平總橫力 F_{ph} ：

$$F_{ph} = 0.4 S_{DS} I_p \frac{a_p}{R_{pa}} \left(1 + 2 \frac{h_x}{h_n}\right) W_p \quad (1)$$

其中：

S_{DS} ：工址短週期設計水平譜加速度，需考慮臺北盆地&近斷層區域的不同。

a_p ：構體、構材或設備之共振放大倍數。

F_{ph} ：構體、構材或設備等質心點之設計地震力，並按各構體、構材或設備之質量分布分配。

h_x ：構體、構材或設備所在樓層 x 距基面之高度。

h_n ：建築物基面至屋頂之高度。

依牛頓第二運動定律，可將式(1)表示為外力等於質量乘以加速度，即 $F = ma$ ，故可得知加速度係數與 $(1 + 2h_x / h_n)$ 有關。因此可知加速度放大倍率與樓層高度比有關，得到關係式

$$\frac{A_x}{A_g} = 1 + 2 \frac{h_x}{h_n} \quad (2)$$

式中， A_x 為量測樓層之最大輸出加速度， A_g 為最大地表加速度。樓高放大係數與樓板高度比成線性關係，依樓高由1增加至3。因此，不論是水平向或垂直向加速度，頂樓之最大放大倍率皆為輸入地表水平與垂直向加速度的三倍。此法在工程設計上或許有計算上的便利性，但卻有可能低估高樓層之頂樓加速度或是高估低樓層之頂樓加速度。

本文將統計國內不同建築物的加速度樓高放大倍率做討論。另外，因本研究蒐集的國內建築物資料多為遠斷層地震資料，且為增加資料點數，在此僅以一般工

址做討論，暫不考慮近斷層區域對於最小設計地震力的影響。

四、研究方法

4.1 水平向樓高放大係數經驗公式之研究

4.1.1 建物和強震監測紀錄

目前中央氣象局在全省數十棟建物安裝強震監測系統，本節分析時為了研究樓高放大係數之需，捨棄隔震和鐵塔等特殊結構物後，合計有鋼筋混凝土建物 21 棟、鋼結構建物 1 棟、鋼骨鋼筋混凝土建物 2 棟和加強磚造建物 1 棟進入後續分析。建物的總樓高分佈由 7 公尺至 106 公尺，各建物的頂樓和中間樓層裝設長向和短向的加速度計。第 x 層量測樓板高度比 h_x/h_n 與總樓高 h_n 的分佈如圖 1 所示，基本上量測樓板高度比分佈均勻，而總樓高較集中於 15 公尺至 30 公尺之間。

各建物安裝強震監測系統的時程不一，收錄事件有多有少。每棟建物選取 7 筆紀錄，其中一筆為最大反應，其餘各筆為中小反應。挑選之各量測樓板至少安裝三個水平向加速度計，故可經由迴歸分析技巧求算形心的長、短向水平加速度和樓板的旋轉加速度。一樓樓板形心長、短向最大加速度 A_1 與總樓高的分佈如圖 2 所示，大多數建物 7 筆紀錄的最大 A_1 低於 0.15g，威信處於彈性振動範圍。

因各建物的柱量分佈接近對稱，剛心與質心接近，故以形心取代剛心，求算第 x 層樓板形心的長向和短向加速度，分別取其最大值 A_x ，而樓高放大係數乃各樓板最大加速度 A_x 與基底最大加速度 A_g 的比值。

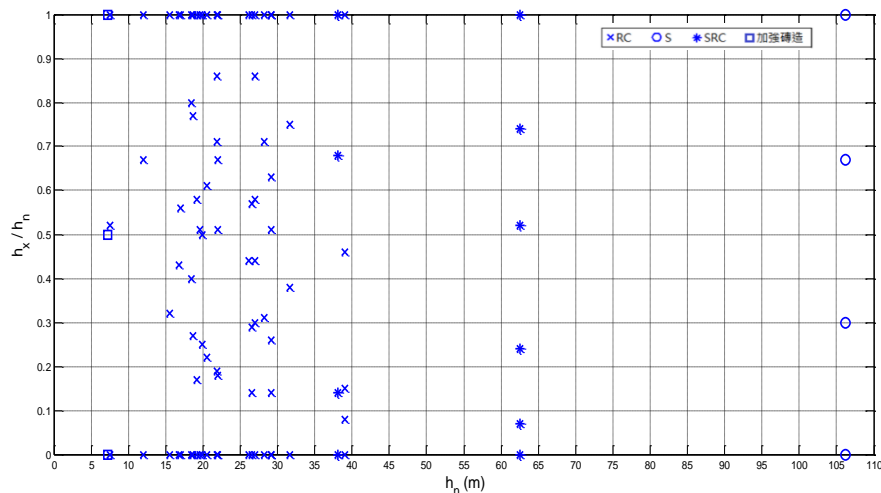


圖 1 水平向量測樓板高度比與總樓高之分佈

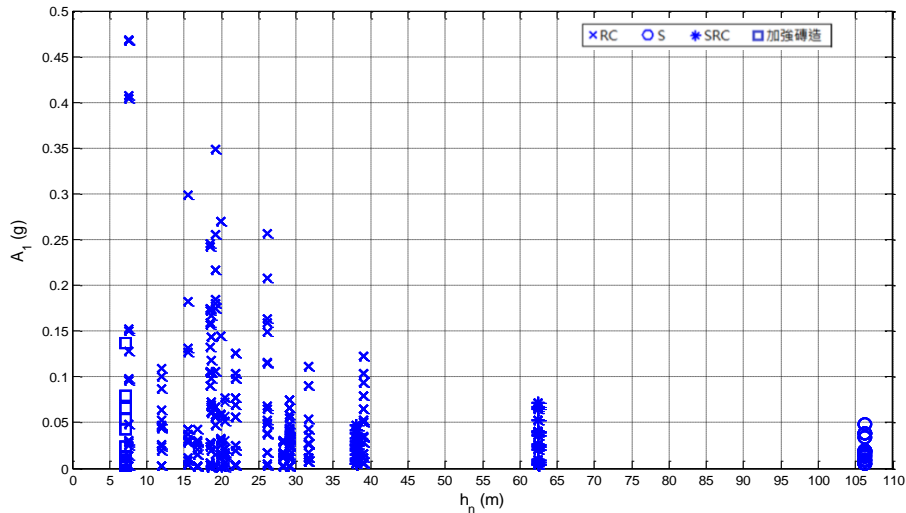


圖 2 一樓形心水平向最大加速度與總樓高之分佈

4.1.2 樓高放大係數之比較分析

由於每棟建物皆於頂樓安置加速度計，且頂樓之樓高放大係數最為明顯，故以頂樓之樓高放大係數為例，探討其與總樓高和振動幅度之相依性。各建物頂樓長、短向樓高放大係數與總樓高之分佈如圖 3 所示，圖中折線為各建物長、短向樓高放大係數之平均值。觀察圖 3，發現無論是各筆紀錄之頂樓樓高放大係數或是各建物之平均頂樓樓高放大係數皆與總樓高無明顯相關性。從圖 3 亦得知總樓高較低之加強磚造建物或總樓高較高之鋼結構和鋼骨鋼筋混凝土建物與數量較多的鋼筋混凝土建物相比，其頂樓樓高放大係數之範圍和平均值亦無明顯差異，故此四種類型建物之樓高放大係數可考慮合併分析，以增加樣本個數和適用範圍。

各建物頂樓長、短向樓高放大係數與一樓最大加速度之分佈如圖 4 所示，似乎有地動幅度愈大，頂樓樓高放大係數愈低之趨勢。由於 A_n/A_1 皆大於 1，且 A_1 較小的數據比較多，故 A_n/A_1 在 A_1 較小時，會有偏高的數據出現。因此，改以 A_1 分組的平均 A_n/A_1 觀察之，即圖 4 中的水平線。即令建物在彈性振動範圍之內，樓層側向勁度依然可能非線性變化，即地動幅度愈小時，或層間變位愈小時，層間側向勁度會愈大，因而造成樓高放大係數偏大。依圖 4 的分組平均值觀之，仍舊呈現 A_1 愈小， A_n/A_1 愈大的趨勢。然而因 A_1 較高的數據不夠多，難以進行 A_1 不同尺度的樓高放大係數分析，故本研究暫不考慮地動幅度對樓高放大係數的影響。

另一方面，每棟建物有 7 筆事件計算樓高放大係數，取其平均值，進行後續樓高放大係數與樓板高度比之迴歸分析。每筆事件之 A_1 不同，以頂樓樓高放大係數為例，以各筆紀錄的 A_n/A_1 與該建物平均 A_n/A_1 之偏差對 A_1 作圖，示於圖 5。圖 5 依然顯示 A_1 愈小時， A_n/A_1 有愈大的趨勢。若樓高放大係數的經驗公式只想應用於地動幅度較大的狀況時，可考慮每棟建物選取 7 筆最大 A_1 的強震監測紀錄來進行分析。

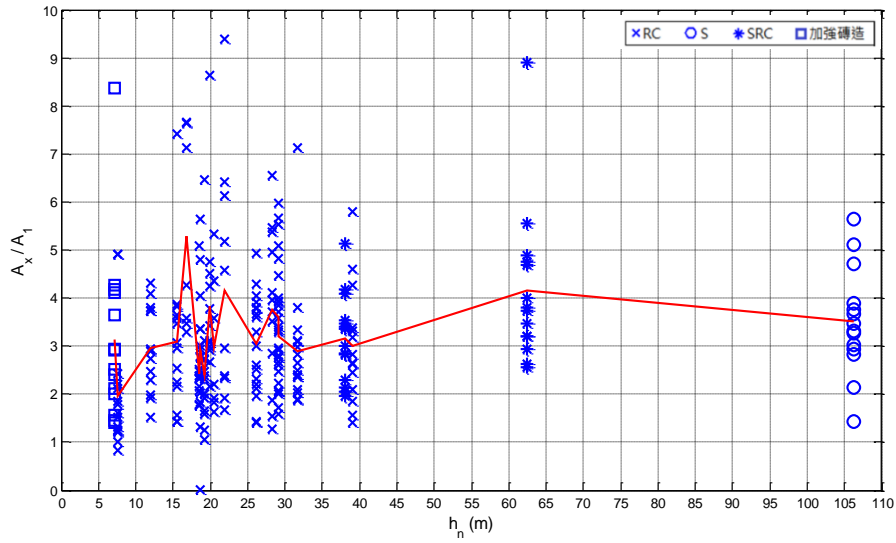


圖 3 頂樓樓高水平向放大係數與建物總樓高之分佈

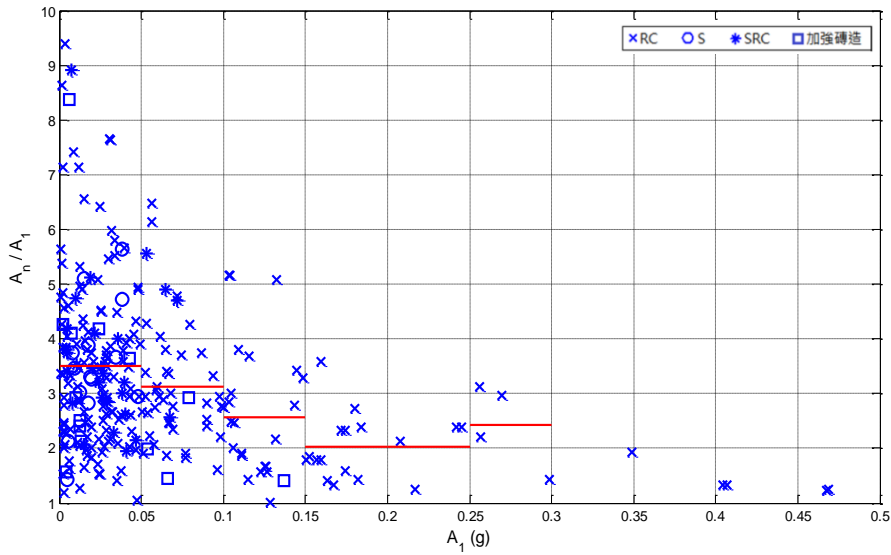


圖 4 頂樓樓高水平向放大係數與一樓最大加速度之分佈

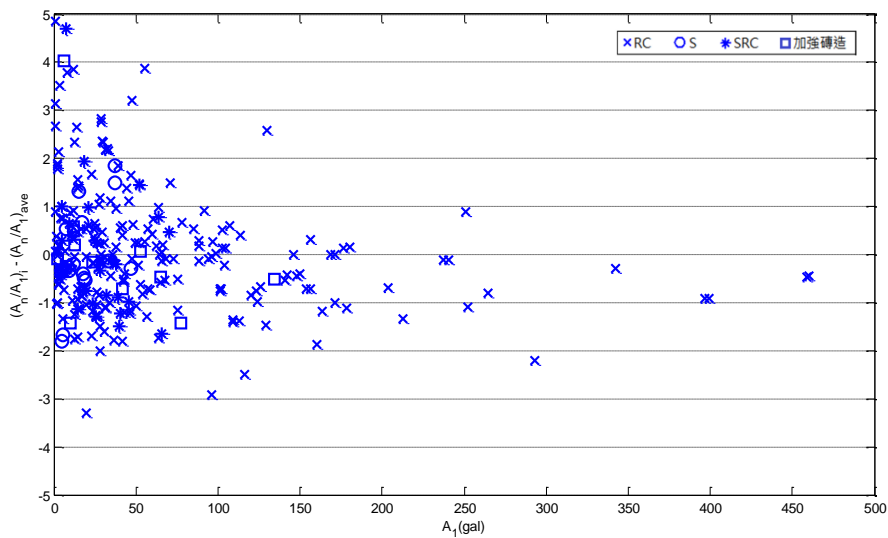


圖 5 各建築物頂樓水平向樓高放大係數與平均值偏差分佈圖

4.1.3 樓高放大係數之迴歸分析

本研究以各建物所有量測樓板之樓高放大係數對樓板高度比進行線性迴歸分析，由(2)式，得長向的樓高放大係數經驗公式為：

$$\frac{A_x}{A_1} = 1 + 2.18 \frac{h_x}{h_n} \quad (3)$$

標準差為 $0.58h_x/h_n$ 。短向的樓高放大係數經驗公式為：

$$\frac{A_x}{A_1} = 1 + 1.90 \frac{h_x}{h_n} \quad (4)$$

標準差為 $0.57h_x/h_n$ 。上兩式中， A_1 為一樓地板的最大反應加速度， h_n 為建物一樓地板至屋頂之高度。由於長向和短向的樓高放大係數差異不大，故合併進行迴歸分析，得經驗公式為：

$$\frac{A_x}{A_1} = 1 + 2.04 \frac{h_x}{h_n} \quad (5)$$

標準差為 $0.57h_x/h_n$ 。式(5)與法規公式幾無差異，但 A_g 和 h_n 之定義不同。樓高放大係數的數據點和迴歸公式示於圖 6，實線為上述經驗公式，上、下虛線為平均數（即經驗公式）加減一個標準差。圖 6 顯示：(一) 同一樓板高度比之樓高放大係數隨著樓板高度比 h_x/h_n 之增加而愈分散，故本研究假設標準差正比於樓板高度比，據以估計經驗公式之斜率。(二) 樓板高度比接近的樓高放大係數數據點和迴歸公式的差異有高有低，且高低變化不因樓板高度比而異，故此經驗公式適用於各種樓板高度比。(三) 不同類型建物的樓高放大係數數據點和迴歸公式的差異程度無明顯不同，故此經驗公式可適用於這四種類型建物。

考慮圖 4 有地動幅度愈大，樓高放大係數愈低之趨勢，因此選取每棟建物最大事件之長、短向樓高放大係數，重新進行迴歸分析，得經驗公式為：

$$\frac{A_x}{A_1} = 1 + 1.73 \frac{h_x}{h_n} \quad (6)$$

標準差為 $0.76h_x/h_n$ ，樓高放大係數的數據點和迴歸公式示於圖 7。比較式(5)和式(6)，得悉：(一)地動幅度愈大，樓高放大係數的確有愈低之趨勢，故經驗公式(6)之斜率明顯低於式(5)。(二)單一事件的樓高放大係數比 7 事件的平均樓高放大係數分歧，故標準差較大。

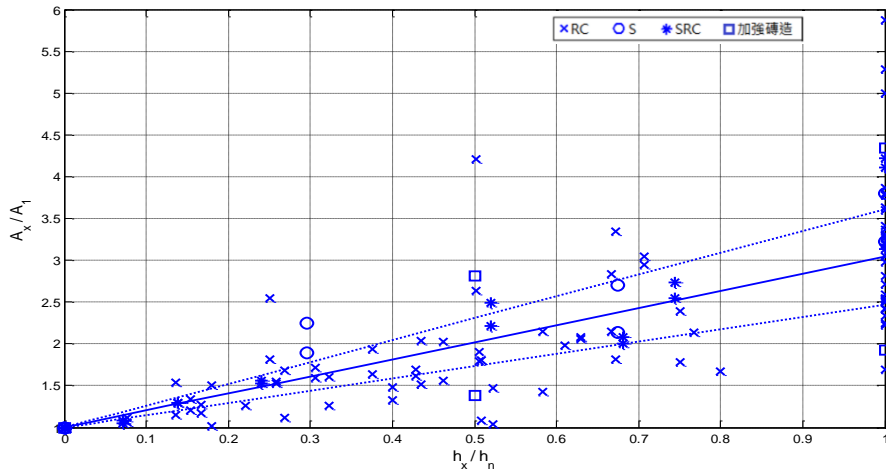


圖 6 水平向樓高放大係數之迴歸分析

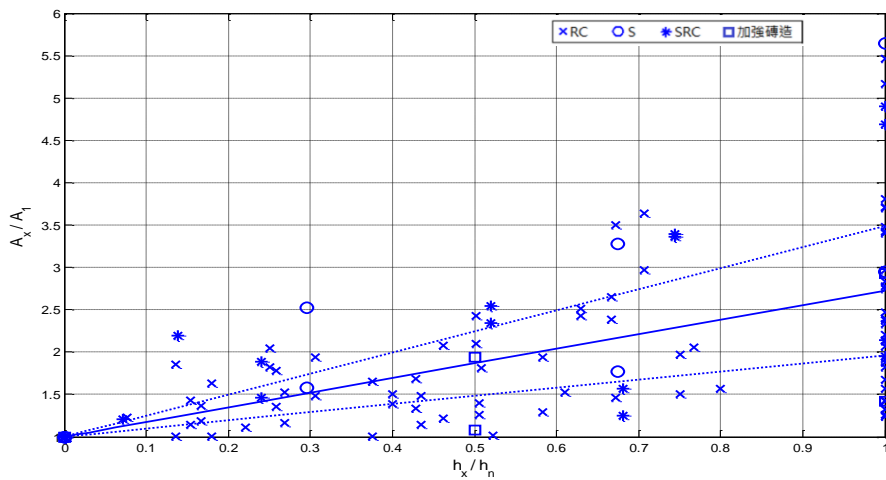


圖 7 各建物最大事件長短向樓高放大係數和迴歸分析結果

4.2 垂直向樓高放大係數經驗公式之研究

4.2.1 建物和強震監測紀錄

由於垂直向地震力通常較水平向來的小，其影響時常被忽略，因此裝設有垂直向加速度計之建築物數量較少。由所有裝設有強震儀之建築物中，挑選出屋頂或中間樓層裝有垂直向加速度量測計之建築物做為主要的研究結構體，就 1999 年至今，約十五年內所記錄到建築物水平向輸入加速度大於 80gal 之強震紀錄實測資料，分析台灣地區建築物垂直向的加速度放大特性，由圖 8 可知，當輸入之水平向加速度值越大時，輸入之垂直向加速度大小也有逐漸升高之趨勢。符合上述挑選條件之建築物合計共有十三棟結構物進行分析，此十三棟結構物均屬於中低矮樓層建築物，平均層高約 7 層樓高。

由於垂直向加速度計之裝設位置幾乎都位在地表及頂樓樓層，中間樓層裝設有垂直向加速度計之建築物少之又少，因此樓高比 h_x/h_n 幾乎都等於 1，只有少部分輸出之資料是裝設在中間樓層的。第 x 層量測樓板高度比 h_x/h_n 與總樓高 h_n 的分佈如圖 9 所示。

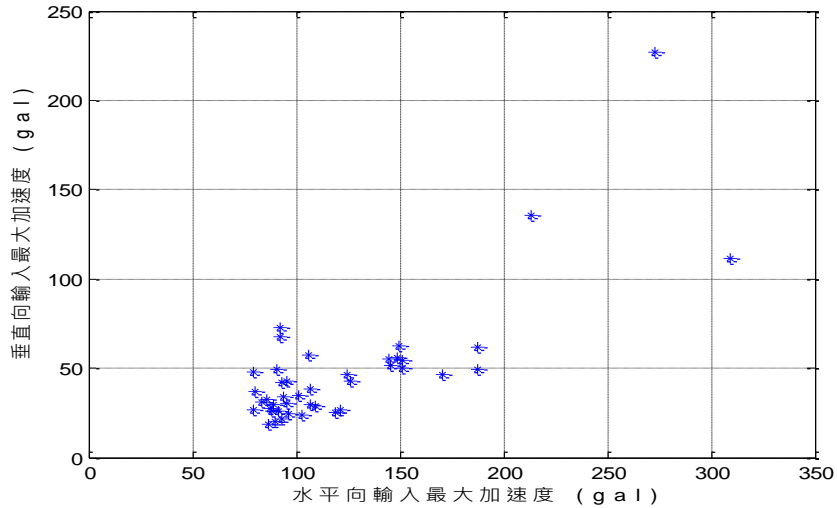


圖 8 水平向加速度與垂直向加速度之關係圖

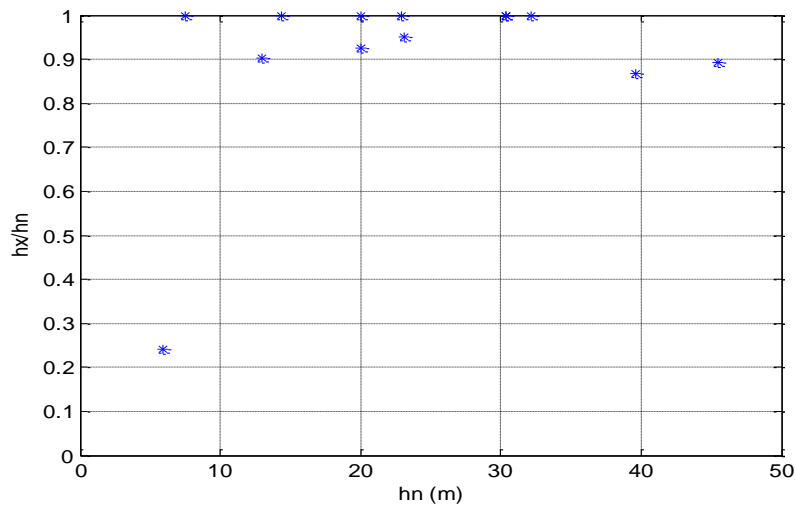


圖 9 垂直向量測樓板高度比與總樓高之分佈

4.2.2 基底加速度

針對裝設有垂直向強震儀之樓層進行分析，取各樓層之各個垂直向加速度頻道所測得之最大加速度值取平均，作為基底垂直向之輸入加速度 A_g ，或 x 層樓之垂直向輸出之加速度值 A_x （由於本研究著重於建築物垂直方向反應之探討，因此水平方向加速度的資料選取為 x 方向加速度值或 y 方向加速度值兩者間較大的一個。）以成功大學為例，分析方式如表 1。此為 1999 年 10 月 22 日之測站地震資料。

表 1 成功大學 1999 年 10 月 22 日之地震資料分析

成功大學雲平大樓-19991022									
樓層數	高度(m)	h_x/h_n	垂直向			水平向			垂直/水平
			頻道	加速度 (cm/s ²)	放大倍率	頻道	加速度 (cm/s ²)	放大倍率	
自由場	0	0	CH02	21.77	1	CH01	86.45	1	0.252
9F(RF)	30.36	1	CH24+CH27	47.11	2.164	CH23	187.89	2.173	0.251

4.2.3 樓高放大係數之比較分析

各建物垂直向樓高放大係數與基底最大加速度之分佈如圖 10 所示，似乎顯示地動幅度愈大，頂樓樓高放大係數有愈低之趨勢。然而由於垂直向之地震反應通常較水平向來的小，因此 A_g 較高的數據不夠多，難以進行 A_g 不同尺度的樓高放大係數分析，故本研究暫不考慮地動幅度對樓高放大係數的影響。

另一方面，取垂直向樓高放大係數 A_x/A_g 與樓高比 h_x/h_n 之趨勢來看，如圖 11，可知垂直向之樓高放大係數約落在 1 到 3 倍之間。再以各建物所有量測樓板之樓高放大係數對樓板高度比進行線性迴歸分析，得垂直向樓高放大係數經驗公式為：

$$\frac{A_x}{A_g} = 1 + 0.7 \frac{h_x}{h_n}$$

(7)

在國內耐震設計規範中，建築物受地震力之垂直方向耐震設計法規皆以水平方向之耐震設計法規做為參考依據。即表示在設計垂直向地震力樓高放大係數時，亦是依照式(2)來計算。但由式(7)中可知，針對中低矮層建築物之垂直向實際量測出之平均樓高放大係數之最大值約為 1.7 倍，較水平向放大係數最大值 3 倍來的小，可知若以法規訂定之最小設計水平總橫力作為垂直向加速度值依據，中低矮層建築物之垂直向地震力明顯低於法規公式，恐有高估垂直向地震力的可能；但高樓層之垂直向地動資料數量目前仍不足，因此，往後可針對十五層樓以上高樓層建築物之垂直向放大倍率做更進一步深入探討研究。

而本研究以中央氣象局強震監測系統所提供之國內地震資料做分析，因垂直向資料點數較少而無考慮遠近斷層及結構系統等因素。比較郭鳳文碩士論文「一般建築與隔震建築垂直向地震反應分析」[2]中之內容，主要以日本地區之結構物震動反應為資料來源，得到之垂直向頂樓放大倍率之平均值為 1.87，甚至在 15 樓以上之垂直向樓高放大倍率約為 2.82 倍，皆較規範所訂定之 3 倍來的小。由此可知，國內的地震特性或工程環境與國外不盡相同，且國內之耐震設計規範對於垂直向方面耐震能力的重要性尚有研究的空間。

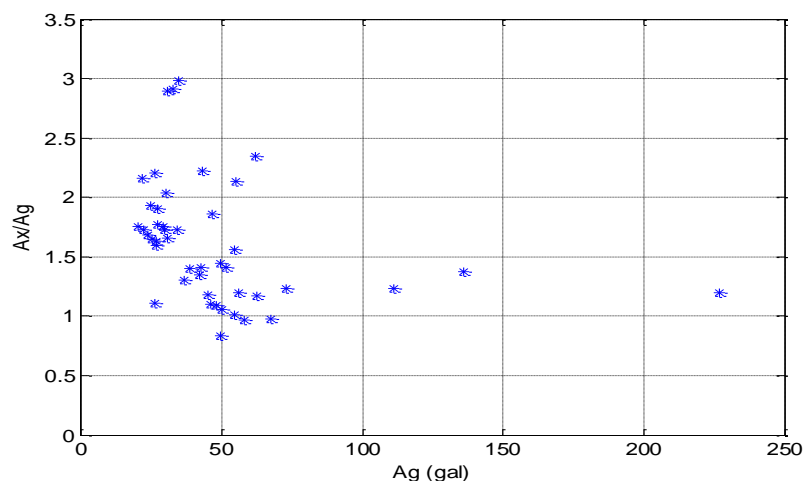


圖 10 垂直向樓高放大係數與基底垂直向加速度之分佈

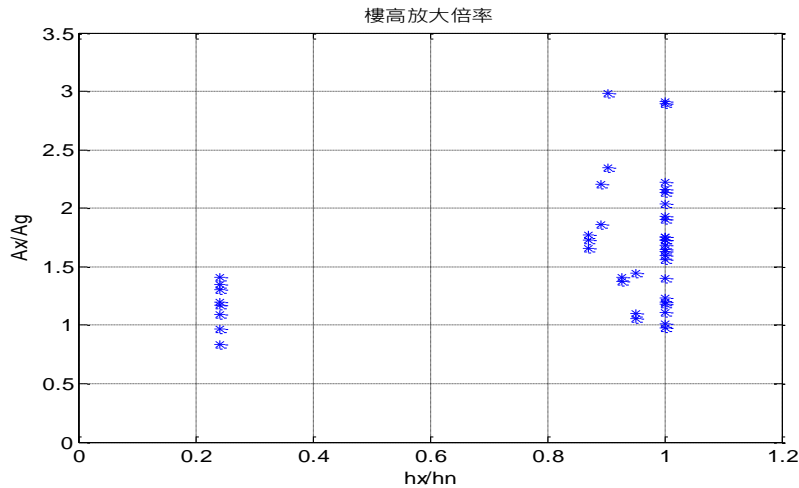


圖 11 垂直向樓高放大係數與樓高比之分佈

4.3 隔震建築物強地動紀錄特性研究

4.3.1 未裝設隔震設施之大樓加速度特性分析

測站編號 HWABA3 [3]之強震儀共設置 30 個頻道，全部皆為加速度計。本研究根據 1994 年至 2007 年所測得之地震記錄，進行最大絕對加速度量測反應放大特性評估。首先將選用之地震資料，依據 B1F 中心 X 向(CH7)之絕對加速度量測記錄以 30gal 為標準，分為較大 PGA 及較小 PGA 兩組，如表 2 及表 3 所示。Z 向反應因為裝設之感測器資料不足因此未加以分析。

表 2 大於 30gal 之地震資料

地震編號	Events	芮氏規模	深度(km)	PGA(gal) X 向-中心 CH7	PGA(gal) Y 向-中心 CH8	PGA(gal) X 向-角隅 CH4	PGA(gal) Y 向-角隅 CH6
1	1994/06/30	4.99	7.61	65.21	82.43	65.60	103.61
2	2000/05/06	5.07	26.97	44.67	37	48.42	36.71
3	2000/06/10	6.70	16.21	35.88	29.27	36.94	33.04
4	2003/08/06	5.06	10.29	72.93	113.58	82.97	122.65
5	2004/04/24	4.94	16.51	34.07	34.43	31.29	45.17

表 3 小於 30gal 之地震資料

地震編號	Events	芮氏規模	深度(km)	PGA(gal) X 向-中心 CH7	PGA(gal) Y 向-中心 CH8	PGA(gal) X 向-角隅 CH4	PGA(gal) Y 向-角隅 CH6
6	1998/05/15	4.86	46.04	9.03	4.29	8.29	4.4
7	2001/01/17	4.43	7.46	5.07	4.76	4.24	5.65
8	2004/07/22	4	22	3.51	3.02	4.21	3.36

		.61	.01				
9	2005/06/07	5 .16	2. 09	12.05	19.98	11.82	19.1 6
1 0	2006/01/08	5 .10	21 .65	1.91	2.44	2.30	2.61

• X 向與 Y 向隔震效能分析

本研究定義反應放大(或隔震效能)指標,如 RF 最大絕對加速度量測值相對 B1F 最大絕對加速度量測值之比值 RF/B1F,以及 1F 最大絕對加速度量測值相對 B1F 最大絕對加速度量測值之比值 1F/B1F。將各方向各樓層中心端與角隅端之量測比值合併表示,如圖 12 及圖 13 所示。圖中顯示 X 向與 Y 向反應放大特性相當類似,不論地震 PGA 大小,1F/B1F 之放大指標皆略大於 1,不過,當地震 PGA 較小時,RF/B1F 之放大指標較大,不論 X 向或 Y 向,皆介於 1.5 至 4 之間,且 PGA 越小,RF/B1F 之放大指標越大。當地震 PGA 較大時,X 方向(PGA 大於 50gal 時),RF/B1F 之放大指標僅介於 1.5 至 2 之間,Y 方向(PGA 大於 80gal 時),RF/B1F 之放大指標約為 1.5,亦即,當地震 PGA 越大,一般醫院建築之頂樓最大絕對加速度之放大效應反而較小。這可能是因為當建築物受到大地震作用時,觸發整體結構物較低之振動頻率,使得頂樓加速度放大效應相對於小地震時來的小。

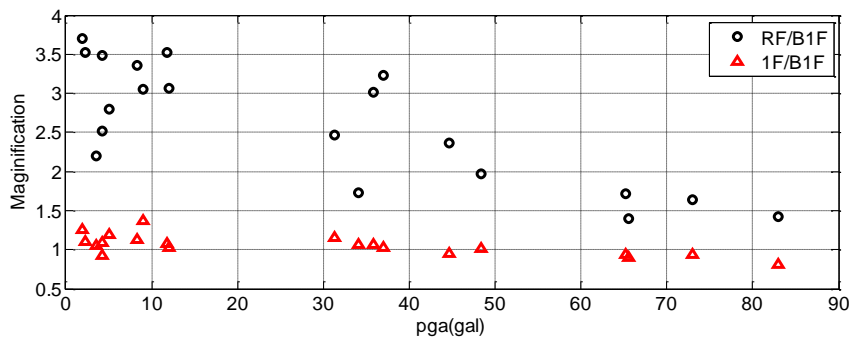


圖 12 X 方向之樓層加速度放大倍率

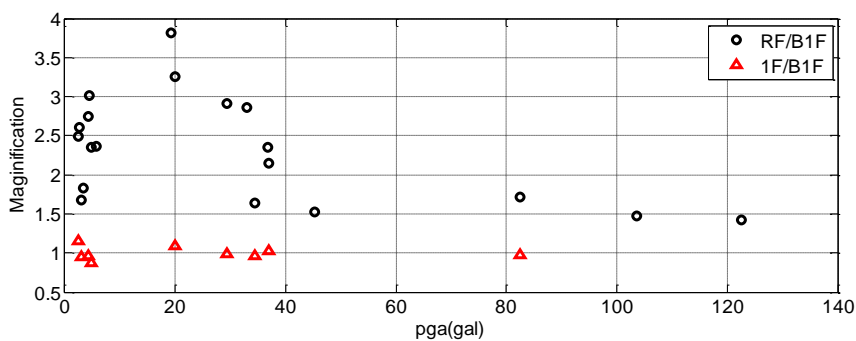


圖 13 Y 方向之樓層加速度放大倍率

4.3.2 裝設鉛心橡膠隔震設施之大樓加速度特性分析

測站編號 HWABA5 [4]之強震儀共設置 30 個頻道,其中 26 個為加速度計、4 個為位移計。本研究根據 2005 年至 2012 年所測得之地震記錄,進行隔震效能之評估。首先將選用之地震資料,依據 B2F X 向中心(CH1)絕對加速度量測值採 30gal 為標準,分為較大 PGA 及較小 PGA 兩類,如表 4 及表 5 所示。

表 4 大於 30gal 地震資料

地震編號	Events	芮氏規模	深度 (km)	PGA(gal) X 向-中心 CH1	PGA(gal) Y 向-中心 CH2	PGA(gal) X 向-角隅 CH4	PGA(gal) Y 向-角隅 CH5
1	2005/4/30 14:48	5.62	8.45	95.69	103.49	105.01	88.68
2	2006/4/28 09:05	5.21	9.78	41.27	28.61	33.61	22.89
3	2008/8/1 18:55	5.08	2.109	64.87	44.6	61.58	32.75
4	2009/12/19 13:02	6.92	4.378	119.05	103.8	116.12	93.48
5	2010/6/15 00:31	5.53	1.673	52.22	40.89	41.51	36.36
6	2010/11/21 12:31	6.14	4.687	42.51	43.07	41.8	39.05

表 5 小於 30gal 地震資料

地震編號	Events	芮氏規模	深度 (km)	PGA(gal) X 向-中心 CH1	PGA(gal) Y 向-中心 CH2	PGA(gal) X 向-角隅 CH4	PGA(gal) Y 向-角隅 CH5
7	2005/3/5 19:06	5.9	6.39	8.91	8.03	7.83	8.17
8	2005/4/30 14:49	4.74	9.64	13.62	7.27	8.92	6.38
9	2005/6/7 16:45	5.16	2.09	12.05	19.98	11.82	19.16
10	2005/6/10 01:32	5.04	1.52	25.63	23.63	22.79	23.32
11	2007/7/23 13:40	5.77	3.863	15.98	20.11	16.41	17.23
12	2007/9/6 17:51	6.63	5.401	29.42	20.11	22.22	18.21
13	2009/10/3 17:36	6.09	2.915	33.7	22.75	32.92	19.19
14	2009/11/5 09:32	6.15	2.408	19.93	19.61	20.48	16.20
15	2011/2/7 05:55	4.61	1.384	24.39	16.51	16.67	13.98
16	2012/6/9 21:00	6.62	6.988	12.48	13.29	12.32	10.74

- X 向與 Y 向隔震效能分析

本研究定義隔震效能指標為，11F 最大絕對加速度量測值相對 B2F 最大絕對加速度量測值比值 11F/B2F，以及 B1F 最大絕對加速度量測值相對 B2F 最大絕對加速度量測值比值 B1F/B2F。經由觀察各次地震事件下之反應比值可據以討論隔震建築之隔震效能。由於 HWABA5 無明顯扭轉之影響，故將各方向中心端與角隅端之量測比值合併表示，如圖 14 及圖 15 所示。圖中顯示 X 向與 Y 向隔震作用特性相當類似，其趨勢與未隔震醫院建築 HWABA3 也類似，亦即，當地震 PGA 越大，一般醫院建築或隔震醫院建築之頂樓最大絕對加速度之放大效應反而較小。

詳細比較圖 14 與圖 12，可得知當 X 方向受到較大地震作用(大於 50gal)時，有隔震建築 HWABA5 之 B1F/B2F 放大倍率都在 1 以下，相較於 HWABA3 之 1F/B1F 放大倍率為小，減震較果良好；而 HWABA5 之 11F/B2F 之放大倍率介於 1 至 1.5，比 HWABA3 之 RF/B1F 之 1.5 至 3 為佳；尤其當 PGA 介於 40 至 60gal 間之中度地震作用時，隔震效能最為明顯。而當小於 40gal 之地震作用時，HWABA5 之隔震效能就較不明顯，其行為與 HWABA3 相近。

同樣，將 Y 向之各地震 PGA 與隔震效能指標之關係繪製如圖 15 所示，詳細與圖 13 進行比較，可得知當 Y 方向受到較大地震作用(大於 30gal)時，也可明顯得知有隔震建築 HWABA5 之 B1F/B2F 放大倍率亦都在 1 以下，尤其當 PGA 超過 80gal 以上時，其 11F/B2F 之放大倍率幾乎接近 1，比 HWABA3 之 RF/B1F 之 1.5 為佳，隔震效能良好；而當 PGA 介於 30 至 40 gal 間之中度地震作用時，隔震效能最為明顯。當小於 30gal 之地震作用時，隔震效能亦不明顯，其行為與 HWABA3 相近。

綜觀上述之觀察與比較，當較大地震 PGA 作用時，隔震層之相對位移有明顯的反應，代表隔震元件啟動，由 B2F 上傳至 B1F 之加速度反應都有降低，有顯著的隔震效果。而當較小地震外力 PGA 作用時，隔震層雖有相對位移反應，但上傳之加速度反應仍有放大的結果，其原因可能是加速度反應所造成結構物的剪力未超過隔震元件之降伏強度，相對位移也沒有超過隔震元件之降伏位移，應還在彈性範圍內，所以較無明顯之減震行為。

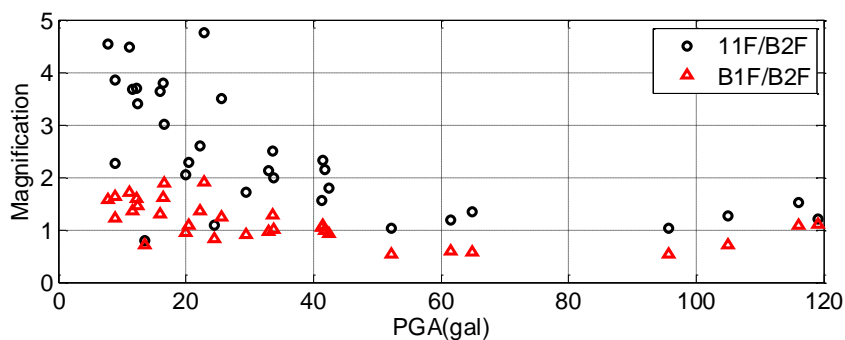


圖 14 X 向之樓層絕對加速度放大倍率圖

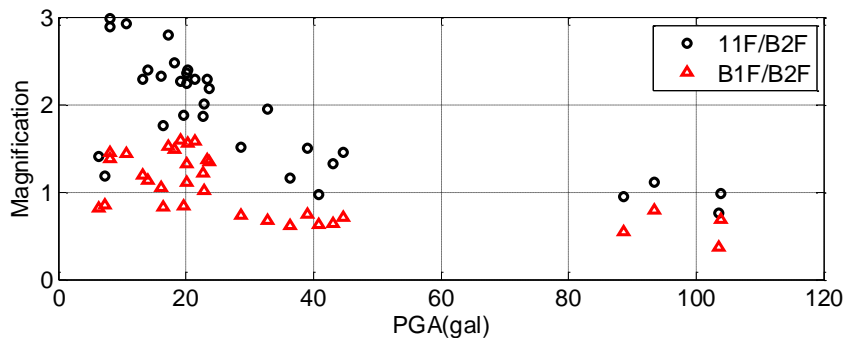


圖 15 Y 向之樓層絕對加速度放大倍率圖

- Z 向隔震效能分析

接著分析 Z 向隔震作用特性，將各地震事件下隔震效能指標放大倍率繪製如圖 16 所示，可以發現各地震作用後並無減震效果，B1F/B2F 之放大倍率介於 1 至 1.5，亦即 B2F 輸入加速度後，B1F 反應完全無減小之情況；不論地震 PGA 之大小，都會導致 11F/B2F 加速度仍放大 1.5 至 2.5 倍以上之情況，且地震 PGA 越大，其頂層 Z 向最大絕對加速度之放大倍率越大，此與 X 向及 Y 向之趨勢相反。若本棟隔震大樓為此區域之重點醫療建築物，當遭受較大 PGA 地震作用時，雖於 X 與 Y 兩個水平方向因設置隔震裝置而達到良好之隔震效能，其垂直 Z 方向並無隔震效果，可能會造成上部各樓層地震發生時之醫療行為之風險，同時影響醫療儀器之準確度，需謹慎評估其引致之損害問題。

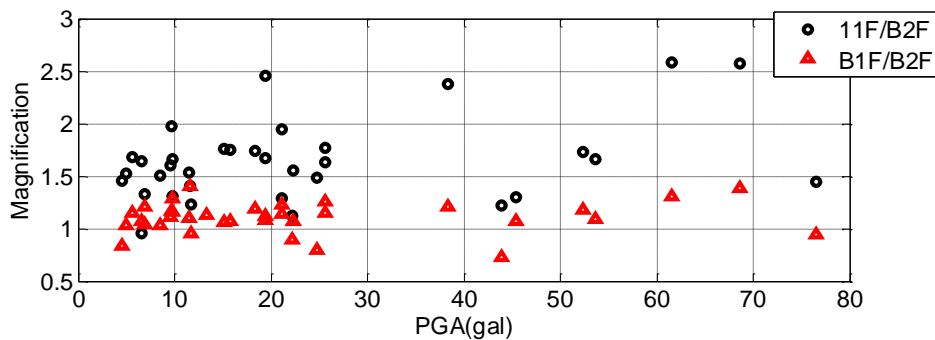


圖 16 Z 向樓層絕對加速度放大倍率圖

五、結論與建議

一、依據建築物強震監測系統的量測紀錄計算樓高放大係數，並進行迴歸分析，得到下列幾點結論與建議：

1. 建物長短向的樓高放大係數差異不大；鋼筋混凝土、鋼結構、鋼骨鋼筋混凝土和加強磚造等建物的樓高放大係數無明顯偏向，且頂樓樓高放大係數亦不隨總樓高而偏移，故所有建物的樓高放大係數可合併進行迴歸分析。

2. 以中、小地動幅度的水平向樓高放大係數進行迴歸分析，所得之經驗公式與法規公式相差無幾；但以最大地動幅度的水平向樓高放大係數進行迴歸分析時，所得之經驗公式卻明顯低於法規公式。

3. 水平向地動幅度愈大，樓高放大係數有愈低之趨勢；而輸入之水平向加速度值越大時，輸入之垂直向加速度大小似乎有逐漸升高之趨勢。建議往後較大地動幅度的量測紀錄增多時，可探討樓高放大係數與地動幅度的相關性。

4. 針對中低矮層建築物之垂直向實際量測出之平均樓高放大係數之最大值約為 1.7 倍，可知若以法規訂定之最小設計水平總橫力作為垂直向加速度值依據，中低矮層建築物之垂直向地震力明顯低於法規公式，恐有高估垂直向地震力的可能；往後可針對十五層樓以上高樓層建築物之垂直向放大倍率做更進一步深入探討研究。

二、經由上述同一地區中，有無裝設隔震層之大樓之研究觀察結果可得下列幾點結論與建議：

1. 處於中度至較大震度地震作用時，有隔震大樓的水平向隔震元件明顯將上傳之地震加速度折減，無隔震之大樓則無此現象。而在小地震時有無加裝隔震的兩棟建築物間的差別並不明顯，因此顯現在中度以上地震作用時隔震器才能發揮其減震效能。

2. 隔震建築垂直向因無隔震效果，因此仍有加速度反應放大之現象。且地震 PGA 越大，其頂層之放大倍率越大，可能造成上部各樓層醫療行為之風險，同時影響醫療儀器之準確度。

3. 未來將對裝設隔震元件之結構進行系統識別，並進一步估算 LRB 隔震元件之相關參數，同時將對各頻道訊號之資料處理狀況進行分析，以獲得完整及正確之結構健康診斷參數及結構健康檢查報告。

致謝

本研究案承蒙交通部中央氣象局提供研究經費補助(計畫編號 MOTC-CWB-102-E-10)，以及地球物理資料管理系統所提供之建築物強震監測資料，並得到地震測報中心同仁之配合協助，此研究才方得以順利進行，特此致謝。

參考文獻

- [1] 內政部營建署(2011)，「建築物耐震設計規範及解說」。
- [2] 郭鳳文(2013)，「一般建築與隔震建築垂直向地震反應分析」，國立成功大學建築研究所，碩士論文，台南市。
- [3] 中央氣象局(2004)，「HWABA3 結構物強震監測系統裝設計畫」。
- [4] 中央氣象局(2004)，「HWABA5 結構物強震監測系統裝設計畫」。
- [5] 王國書(2007)，「結構動態反應訊號自動監測系統於剛心識別之應用」，國立成功大學土木工程研究所，碩士論文，台南市。
- [6] Ang,A. H-S. and W. H. Tang(1975), *Probability Concepts in Engineering Planning and Design Volume I-Basic Principles*.
- [7] Bardent,J.P. and C. Davis, (1996). Engineering observations on ground motion at the Van Norman Complex after the 1994 Northridge earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, **86**, S333-S349.