

國立交通大學
土木工程研究所
碩士論文

以基底展開法識別多自由度時變系統之
瞬時模態參數

**Identification of instantaneous modal parameters of a MDOF time
varying structure via a basis expansion technique**

研究生：王政淵

指導教授：黃炯憲博士

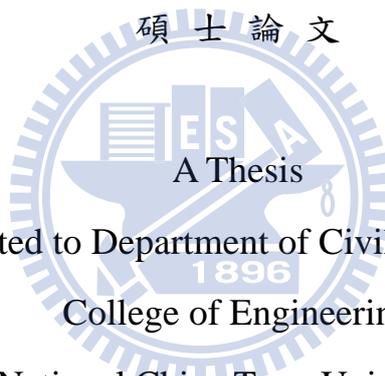
中華民國九十八年十月

以基底展開法識別多自由度時變系統之
瞬時模態參數

**Identification of instantaneous modal parameters of a MDOF time
varying structure via a basis expansion technique**

研究生：王政淵 Student：Cheng-Yuan Wang
指導教授：黃炯憲 Advisor：Chiung-Shiann Huang

國立交通大學
土木工程研究所



Submitted to Department of Civil Engineering
College of Engineering

National Chiao Tung University

in partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master

in

Civil Engineering

September 2009

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十八年十月

以基底展開法識別多自由度時變系統之瞬時模態參數

研究生：王政淵

指導教授：黃炯憲 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

本研究為利用移動最小平方差法(Moving Least Square method,MLS)從時變系統之動態位移反應架構 TVARX(time-varying autoregressive with exogenous input model)模型，利用識別之時變係數直接估算瞬時模態參數。

透過三層樓剪力構架模擬之數值反應驗證可行性，接著考慮各種參數如節點數(l_n)、指數權重函數之影響半徑(d_m)、TVARX 之模型階數(I,J)與雜訊之干擾等對識別結果之影響。進一步應用於分析五層樓鋼構與六層樓鋼構之振動台試驗等實測資料，識別其瞬時模態特性。識別結果與試驗觀察到之物理現象一致。

本研究亦提出以不同自由度所構成之子結構系統，建立 TVARX 模型，透過子結構系統之瞬時擬自然振動頻率可得知哪一自由度(或哪一層樓)可能損傷。

Identification of instantaneous modal parameters of a MDOF time varying structure via a basis expansion technique

Student: Cheng-Yuan Wang

Adviser: Prof. Chiung-Shiann Huang

Department of Civil Engineering National Chiao-Tung University

Abstract

This study applies moving least square method (MLS) to construct the time varying autoregressive with exogenous input model (TVARX) for a structure from its dynamic displacement responses and further estimates the instantaneous model parameters of the structure from the time varying coefficients of TVARX model.

Through the three-story shear structure of the numerical simulations verify the feasibility of reaction. The parameters under investigation include the order of TVARX model, nodal point, support length of exponential weighting function, and noise. The proposed approach is also employed to obtain the modal parameters of five-story steel frames and six-story frames from their measured displacement responses in shaking table tests.

This study also proposes to freedom posed by the different sub-structure system, the creation TVARX model, through the sub-structure system, the natural vibration frequency of the transient to be able to know which degrees of freedom (or what floor) may be damage.

誌謝

本文承蒙恩師 黃炯憲博士悉心指導與不厭其煩的校正，方得以順利完成。吾師治學態度嚴謹，待人處世溫和謙恭，使我在兩年多的求學期間，在學業與處世態度獲益匪淺，在此致最由衷之謝忱。

文稿之初，承蒙洪士林教授、鄭復平副教授與林昌佑副教授的詳細審閱，多方修正，提供許多寶貴的意見與批評，使本論文得以更加精確嚴謹，感銘五內。

在研究所期間，特別感謝明儒與威智學長的耐心指導，在課業與研究上給予極大幫助。且能與明儒學長、威智學長、勝彥學長、增尉學長、佳穎學姐、政寧學長、志偉學長、仲維學長、靖俞學長、昱成學長、同窗榕師、勵元、力邨、灝勳和羿廷以及學弟妹凱平、宛臻、熾糧一起在生活 and 課業中成長學習、相互激勵，使我在研究的路上不孤單。

最後感謝我的家人與摯愛文珮，有你們的支持與鼓勵，陪我經歷情緒的起伏與低潮，給我許多慰藉和力量，感謝你們。

目錄

摘要	I
abstract.....	II
誌謝	III
目錄	IV
第一章 前言	1
1.1 文獻回顧	2
1.2 研究目的以及方法	5
1.3 論文架構	6
第二章 以移動最小平方差法架構 TVARX 模式	7
2.1 前言	7
2.2 以多項式為基底配合移動最小平方差法	7
2.3 以 MLS 架構 TVARX 模型	8
2.4 瞬時模態參數估算	12
2.5 TVARX 與時變線性運動方程式之對等關係	14
2.6 不完全量測自由度	16
2.7 局部動態識別	18
2.8 識別動態特性準確指標	21
第三章 數值模擬驗證與參數探討	23
3.1 前言	23
3.2 數值模型概述	23
3.3 數值模擬驗證	24
3.3.1 識別參數定義	24
3.3.2 無雜訊反應之識別結果	25
3.3.3 雜訊之影響	26
3.4 局部動態識別	29
第四章 應用於振動台試驗數據分析	32
4.1 前言	32
4.2 五層樓鋼構架振動台試驗	32
4.2.1 待測結構物介紹	32
4.2.2 輸入之地震力	33
4.2.3 線性反應之識別結果	34
4.2.4 非線性反應之識別結果	35
4.2.5 五層樓鋼構架之局部動態識別	36
4.3 六層樓鋼構架振動台試驗	38
4.3.1 待測結構物介紹	38
4.3.2 輸入之地震力	39

4.3.3 整體構架實測資料之識別結果	40
4.3.4 六層樓鋼構架之局部動態識別	43
第五章 結論與建議	45
5.1 結論	45
5.2 建議	46
參考文獻	47



第一章 前言

台灣位處環太平洋地震帶上，由於板塊碰撞及隱沒，地震發生極為激烈頻繁，有許多結構物受到地震造成損壞或崩塌。因此，結構工程師除了持續在建築物之材料強度以及建築物功能性持續發展研究，也逐漸重視結構物健康檢測。但是土木結構系統龐大與繁雜，而且現地施工品質不易掌握，所以藉由現地量測資料識別結構物動態特性是非常重要的。

為了避免結構物受到地震造成破壞倒塌，在建築法規上以韌性設計來抵抗地震力。尤其以 921 大地震之後，加速隔減震裝置廣泛地用於補強或修復舊有結構物，以及新結構物之設計。許多半主動控制元件（如半主動控制磁流變消能器、電流變阻尼器、蓄壓式油壓半主動減震器、半主動摩擦阻尼器等）亦相繼被研發與應用。若將此類半主動控制元件裝置於結構物上，則該結構系統之勁度或阻尼於地震中將隨時間而改變，此即為系統識別領域中所稱之時變系統。在此類工程應用問題中，若能透過系統識別技巧識別該結構系統隨時間改變之動態特性或建立起完整之非線性模型，將有助於檢驗半主動控制元件等非線性元件應用於結構物之設計，及評估結構系統之健康情況。若結構系統於地震中展現材料非線性行為，亦可被視為一時變系統。若能透過系統識別估算該系統隨時間改變之動態特性，則有助於吾人了解該結構系統產生非線性行為對整體動態行為之影響。因

此，可知發展一準確且有效率之時變系統識別技巧於土木工程應用之重要性。

以下將分別對線性系統以及時變系統所使用之分析方法做簡單之回顧，並且對研究中所使用之理論背景與應用領域做個介紹。

1.1 文獻回顧

識別時變系統可分為非參數法與參數法。非參數法將反應訊號視為一非穩態(nonstationary)訊號，利用時間和頻率表示法來識別頻率隨時間改變之特性，例如利用短時傅利葉轉換法 (STFT) (Cohen, 1989)、Wigner-Ville distribution (WVD) (Cohen, 1989 ; Martin and Flandrin, 1985)、Choi-Williams distribution (CWD) (Choi and Williams, 1989)、adaptive optimal kernel distribution (AOKD) (Jones and Baraniuk, 1995)、Huang-Hilbert transformation (Huang et al., 1998; Yang et al., 2003)以及小波轉換 (Qian, 2002; Kijewski and Kareem, 2003)等。通常此類方法大部分只能適用於結構系統無外力之反應訊號（例如自由振動反應）分析，識別結構系統之瞬時擬自然振動頻率或阻尼。但於識別模態有其困難性。另外，此類方法如同非時變系統於頻率域分析技巧，其識別頻率解析度不是很高，對互相干擾嚴重之模態不易識別。

時變參數法提供了簡潔且高解析度之方法，並被廣泛地被應用至工程問題。以下介紹以基底函數展開技巧之時變參數法。

基底函數展開技巧其基本觀念為對每一個時變系統參數，利用基底函數展開，再以最小平方差法，計算每一基底函數之係數。以此估算各基底函數對應之係數將不隨時間改變。利用基底函數最主要之目地，乃是考慮減少所須之資料量以獲得必須之時變係數。但是基底函數展開之方式對於波型變化過於劇烈且歷時過於短暫之資料，仍然無法有效進行識別。有幾種基底函數常被使用，包括傅利葉序列(Marmarelis, 1987)、Legendre Polynomials (Zou et al., 2002)、Walsh function (Zou et al., 2002)、以及小波 (Tsatsanis and Giannakis, 1993)。此類方法之優劣與選擇基底函數之次空間延伸有很大的相關。Zou(2003)透過數值模擬發現 Legendre Polynomials 可準確模擬平滑變化之時變曲線，Walsh function 則對片段穩態 (piece-wise stationary)之時變係數有較好之模擬結果。一般而言，基底函數展開法須引入較多之基底函數，而過多之基底函數易造成數值困難，特別是多項式基底。

為了透過 TVARX 模式直接估算系統之瞬時模態特性，須透過結構系統之反應，發展出有效率建構 TVARX 模型之方法。研究中將以移動最小平方差法(Liu, 2003)以架構 TVARX 模型中之時變係數，並證明以位移反應架構

之 TVARX 模式方能準確估算系統之瞬時模態參數。

以移動最小平方差法架構 TVARX 模式，須選擇一系列之基底函數對時變係數進行展開。根據函數近似理論可知，任一函數均可透過具完備特性 (complete set) 之基底函數展開 Watson (1980)。多項式函數為一眾所周知於有限區間內具完備特性之函數。因此，研究中將選用多項式函數對時變係數展開。

在蘇(2008)得知，以基底展開法識別單自由度時變系統之瞬時模態參數是可行地，能以較少之基底函數準確識別平緩變化、週期變化與折線變化等時變系統；但是對於不連續之跳躍時變系統無法準確識別。本研究將此單自由度之識別推廣至多自由度之識別，並進一步將識別流程應用在實測資料上。

大多現有結構如高樓結構物，受到地震而損害。若再次受地震侵襲，而損害未被檢測，可能會造成結構物發生災難性的破壞。結構物經由強烈地震損害而改變結構物之物理特性。Udwadia 和 Jerath(1980)與 Carydis 和 Mouzakis(1986)觀察樓層發生勁度下降，試圖將樓層勁度下降與損害之關係連結。自 1980 年以來，在結構損害評估之系統識別和結構動力反應之量測，受到很多研究人員的注意(Toussi and Yao, 1982; Banon and Veneziano, 1982; Lin et al., 1990)。吳 等人(2001)提出透過上層結構所紀錄的地震反應，利用

推導出輸入與輸出之關係，評估其動態特性。研究中將識別子結構系統並討論其動態特性。

1.2 研究目的以及方法

台灣處於地震頻繁之地震帶上，因此當結構系統受到小地震時，表現出線性行為，而遇到大地震時，結構系統受到破壞表現出非線性行為，此非線性行為使得結構系統特性隨著時間改變。所以可藉由結構系統之地震反應識別隨時間改變之趨勢，來判斷該結構是否健康。

本研究旨在擴展並改善 Huang 等人 (2003) 所提出之識別方法，並將蘇(2008)之識別方法由單自由度系統推廣至多自由度系統，時變系統中之時變係數，乃利用移動最小平方差法結合各種基底函數以架構時變係數之形狀函數，各基底對應之係數將隨時間改變；而前人所用傳統基底函數展開法所得之係數則是不隨時間改變。因此，相信本研究所研發之時變系統識別程序當比前人所提者更能準確抓住時變系統之時變特性。

研究中將針對不同自由度所構成子結構系統，建立 TVARX 模型，試圖識別哪一自由度具時變物理性質，並探討 TVARX 之模型階數(L,J)、指數權重函數之影響半徑(d_m)、節點數(l_n)與雜訊等參數對識別結果之影響。對這些方法參數之選用可供未來使用者參考之依據。

1.3 論文架構

本論文共有五章，其內容如下：

第一章 前言。主要內容為研究動機與背景；前人研究方法與成果之相關文獻介紹；並闡數本論文之研究方法與架構。

第二章 利用移動最小平方差法於線性時變系統識別。其主要內容為介紹移動最小平方差法架構 TVARX 模型之方法；TVARX 與運動方程式對等關係之推導；以子結構觀念建構局部動態識別之推導。

第三章 以多項式基底架構 TVARX 模式進行數值模擬。其內容以多自由度時變系統之模擬反應驗證所提方法之適用性；探討不同參數對識別結果之影響；驗證局部動態識別之可行性。

第四章 將本研究之識別方法應用於五層樓鋼構架與六層樓鋼構架之振動台試驗數據分析。

第五章 結論與建議。主要總結此研究之分析結果。

第二章 以移動最小平方差法架構 TVARX 模式

2.1 前言

本章主要是介紹以移動最小平方差法(Moving Least Square method, MLS)來架構 TVARX(time varying autoregressive with exogenous input)模型，以識別線性時變系統之瞬時模態特性。此方法主要是透過量測之輸入與輸出反應架構 TVARX 模型，以移動最小平方差法求得 TVARX 模型之參數，再進一步估算時變系統之瞬時模態參數。2.2 節介紹移動最小平方差法。2.3 節利用移動最小平方差法架構 TVARX 模型的方法。2.4 節介紹瞬時模態參數之估算方法。2.5 節利用中央差分法將時變運動方程式展開，以推導 TVARX 與運動方程式之對等關係。2.6 節介紹不完全自由度量測。2.7 節為推導局部動態識別之運動方程式。2.8 節介紹識別動態特性準確指標。

2.2 以多項式為基底配合移動最小平方差法

本節將介紹以移動最小平方差法(MLS)(Liu, 2003)架構 TVARX 模型的方法。移動最小平方差法將 TVARX 之時變係數以基底函數展開後，先利用權重平方差估算各個節點(nodal points)之形狀函數，接著再以傳統最小平方差法反算各個形狀函數對應之係數。此方法能以較少之基底展開，且計算過程較為省時。

以移動最小平方差法基底函數技巧建立 TVARX 模式時，將 TVARX 之係數函數以選定基底函數展開。在傳統之基底函數展開法長用之基底函數

之種類包括有 Walsh 函數(Zou et. al,2003)，傅利葉級數(Marmarelis, 1987)，Legendre polynomials (Niedwiecki, 2000)，小波函數(Tsatsanis and Giannakis, 1993)等，。本章則利用多項式函數，並配合移動最小平方差法，取最高冪次為 2 即 $[1 \ t \ t^2]$ ，並考慮指數權重函數之影響半徑(d_m)，以求取函數展開之係數。由於多項式函數是一種平滑函數，對於平滑變化之時變係數其識別效果較佳。

2.3 以 MLS 架構 TVARX 模型

時變 ARX(TVARX(L,J))模式定義為

$$y(t) = \sum_{i=1}^L \Phi_i(t)y(t-i) + \sum_{j=0}^J \Theta_j(t)f(t-j) + a_n(t), \quad (2.1)$$

其中， $y(t-i)$ 是在 $t-i\Delta t$ 時刻下量得之反應向量； $f(t-j)$ 是在 $t-i\Delta t$ 量得之外力輸入向量； $\Phi_i(t)$ 和 $\Theta_j(t)$ 為待測之時變係數矩陣； $a_n(t)$ 為誤差向量，由於量測噪訊或模型誤差所造成。TVARX 通常被應用於架構時變線性系統或非線性系統之輸入與輸出關係。當利用 TVARX 模式建構一非線性系統之輸入及輸出時；即是將與位移或速度反應相關之系統特性(勁度或阻尼，為時間之隱函數)以一等價之時間顯函數替代。

多自由度時變線性系統之反應，以移動最小平方差法架構 TVARX 模式。TVARX 模型中之係數函數以多項式基底函數展開，可以矩陣型式表示得

$$\Phi_i(t) = \sum_{\hat{n}=0}^{N_i} \mathbf{A}_{i\hat{n}} t^{\hat{n}} = \tilde{\mathbf{A}}_i \mathbf{P}_i, \quad (2.2a)$$

$$\Theta_j(t) = \sum_{\hat{n}=0}^{\bar{N}_j} \mathbf{B}_{j\hat{n}} t^{\hat{n}} = \tilde{\mathbf{B}}_j \mathbf{T}_j, \quad (2.2b)$$

其中

$$\mathbf{P}_i = \begin{bmatrix} [\mathbf{I}] & [\mathbf{I}]t & [\mathbf{I}]t^2 & \dots & [\mathbf{I}]t^{N_i} \end{bmatrix}^T, \quad (2.3a)$$

$$\mathbf{T}_j = \begin{bmatrix} [\mathbf{I}] & [\mathbf{I}]t & [\mathbf{I}]t^2 & \dots & [\mathbf{I}]t^{\bar{N}_j} \end{bmatrix}^T, \quad (2.3b)$$

$$\tilde{\mathbf{A}}_i = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_{i0} & \mathbf{A}_{i1} & \dots & \mathbf{A}_{iN_i} \end{bmatrix}, \quad (2.3c)$$

$$\tilde{\mathbf{B}}_j = \begin{bmatrix} \mathbf{B}_{j0} & \mathbf{B}_{j1} & \dots & \mathbf{B}_{j\bar{N}_j} \end{bmatrix}, \quad (2.3d)$$

$\mathbf{A}_{i\hat{n}}$ 與 $\mathbf{B}_{j\hat{n}}$ 為待定係數矩陣， $[\mathbf{I}]$ 為維度與係數矩陣一致之單位矩陣。式(2.3)中之待定係數 $\mathbf{A}_{i\hat{n}}$ 與 $\mathbf{B}_{j\hat{n}}$ 可以權重最小平方差法 (weighted least square) 進行求解。令 $\Phi_i(t_k)$ 與 $\Theta_j(t_k)$ 之真值分別為 $\bar{\Phi}_{ik}$ 與 $\bar{\Theta}_{jk}$ 。待定係數可透過誤差函數最小化求得。以求取式(2.2a) Φ 之 $\tilde{\mathbf{A}}_i$ 為例，將誤差函數定義為

$$\bar{\mathbf{E}}(t) = \sum_{l=1}^{\bar{i}_i} \left(\tilde{\mathbf{A}}_i \mathbf{P}_i(t_l) - \bar{\Phi}_{il} \right)^T \mathbf{W}(t, t_l) \left(\tilde{\mathbf{A}}_i \mathbf{P}_i(t_l) - \bar{\Phi}_{il} \right), \quad (2.4)$$

其中

$\mathbf{W}(t, t_l) = w(t, t_l) [\mathbf{I}]$ ； \bar{i}_i 為描述 $\Phi_i(t)$ 上所取之節點總數，其值遠小於反應總取樣點數。

使函數 $\bar{\mathbf{E}}$ 最小化可得

$$\frac{\partial \bar{\mathbf{E}}}{\partial \tilde{\mathbf{A}}_i} = [\mathbf{0}], \quad (2.5)$$

將誤差函數代入上式；整理可得

$$\tilde{\mathbf{A}}_i \bar{\mathbf{A}}_i(t) = \bar{\mathbf{\Phi}}_i \mathbf{Q}_i(t), \quad (2.6)$$

其中

$$\bar{\mathbf{A}}_i(t) = \sum_{l=1}^{\bar{i}_i} \mathbf{P}_i(t_l) \mathbf{W}(t, t_l) \mathbf{P}_i(t_l)^T, \quad (2.7a)$$

$$\mathbf{Q}_i(t) = [\mathbf{Q}_{i1} \quad \mathbf{Q}_{i2} \quad \cdots \quad \mathbf{Q}_{i\bar{i}_i}]^T, \quad (2.7b)$$

$$\mathbf{Q}_{il} = \mathbf{P}_i(t_l) \mathbf{W}(t_n, t_l), \quad (2.7c)$$

$$\bar{\mathbf{\Phi}}_i = [\bar{\mathbf{\Phi}}_{i1} \quad \bar{\mathbf{\Phi}}_{i2} \quad \cdots \quad \bar{\mathbf{\Phi}}_{i\bar{i}_i}], \quad (2.7d)$$

則式中 $\tilde{\mathbf{A}}_i$ 之解為

$$\tilde{\mathbf{A}}_i = \bar{\mathbf{\Phi}}_i \mathbf{Q}_i(t) \bar{\mathbf{A}}_i^{-1}(t), \quad (2.8)$$

上式所得之 $\tilde{\mathbf{A}}_i$ 為時間 t 之函數。將之代回式(2.6)，整理可得

$$\mathbf{\Phi}_i(t) = \bar{\mathbf{\Phi}}_i \tilde{\mathbf{\Phi}}_{p,i}(t), \quad (2.9)$$

$\tilde{\mathbf{\Phi}}_{p,i}(t)$ 類似有限元素中所稱之形狀函數 (shape function) 矩陣，

$$\tilde{\mathbf{\Phi}}_{p,i}(t) = \mathbf{Q}_i(t) \bar{\mathbf{A}}_i^{-1}(t) \mathbf{P}_i(t)^T, \quad (2.10)$$

同理， $\mathbf{\Theta}_j(t)$ 可用相同方式展開，表示成

$$\mathbf{\Theta}_j(t) = \bar{\mathbf{\Theta}}_j \tilde{\mathbf{\Theta}}_{p,j}(t), \quad (2.11)$$

其中

$$\bar{\mathbf{\Theta}}_j = [\bar{\mathbf{\Theta}}_{j1} \quad \bar{\mathbf{\Theta}}_{j2} \quad \cdots \quad \bar{\mathbf{\Theta}}_{j\hat{i}_j}], \quad (2.12a)$$

$$\tilde{\mathbf{\Theta}}_{p,j}(t) = \mathbf{U}_j(t) \bar{\mathbf{B}}_j^{-1}(t) \mathbf{T}_j(t)^T, \quad (2.12b)$$

$$\bar{\mathbf{B}}_j(t) = \sum_{l=1}^{\hat{i}_j} \mathbf{T}_j(t_l)^T \mathbf{W}(t, t_l) \mathbf{T}_j(t_l), \quad (2.12c)$$

$$\mathbf{U}_j(t) = [\mathbf{U}_{j1} \quad \mathbf{U}_{j2} \quad \cdots \quad \mathbf{U}_{j\hat{i}_j}]^T, \quad (2.12d)$$

$$\mathbf{U}_{jl} = \mathbf{T}_j(t_l) \mathbf{W}(t, t_l), \quad (2.12e)$$

i_j 為描述 $\Theta_j(t)$ 上所取之節點總數(假設 $\theta_j(t)$ 中每一分量函數所取之節點總數相同)。如果對 TVARX 模型中之各個時變係數取相同之結點數與相同之多項式基底，則可簡化以上表示式。

在式 (2.9) 與式 (2.11) 中未知數為 $\bar{\Phi}_i$ 和 $\bar{\Theta}_j$ ，以最小平方差法對 $\bar{\Phi}_i$ 和 $\bar{\Theta}_j$ 求解。其對應之誤差函數定義為

$$\mathbf{E} = \sum_{\bar{n}=1}^{\bar{N}} (\mathbf{a}_n(t_{\bar{n}}))^T (\mathbf{a}_n(t_{\bar{n}})), \quad (2.13)$$

其中， \bar{N} 為用於分析之各自由度反應資料點數。由式(2.1)、(2.9)和(2.11)可得

$$\begin{aligned} \mathbf{a}_n(t) &= \mathbf{y}(t) - \left(\sum_{i=1}^I \Phi_i(t) \mathbf{y}(t-i) + \sum_{j=0}^J \Theta_j(t) \mathbf{f}(t-j) \right) \\ &= \mathbf{y}(t) - \left(\sum_{i=1}^I \bar{\Phi}_i \tilde{\Phi}_{p,i}(t) \mathbf{y}(t-i) + \sum_{j=0}^J \bar{\Theta}_j \tilde{\Theta}_{p,j}(t) \mathbf{f}(t-j) \right), \\ &= \mathbf{y}(t) - \left(\sum_{i=1}^I \bar{\Phi}_i \Gamma_{t,i} + \sum_{j=0}^J \bar{\Theta}_j \Omega_{t,j} \right) \end{aligned} \quad (2.14)$$

其中

$$\Gamma_{t,i} = \left[\tilde{\Phi}_{p,i,1} \mathbf{y}(t-i)^T \quad \tilde{\Phi}_{p,i,2} \mathbf{y}(t-i)^T \quad \dots \quad \tilde{\Phi}_{p,i,\bar{i}} \mathbf{y}(t-i)^T \right]^T, \quad (2.15a)$$

$$\Omega_{t,j} = \left[\tilde{\Theta}_{p,j,1} \mathbf{f}(t-j)^T \quad \tilde{\Theta}_{p,j,2} \mathbf{f}(t-j)^T \quad \dots \quad \tilde{\Theta}_{p,j,\bar{j}} \mathbf{f}(t-j)^T \right]^T, \quad (2.15b)$$

對未知數取導數可得：

$$\frac{\partial \mathbf{E}}{\partial \bar{\Phi}_i} = \sum_{\bar{n}=1}^{\bar{N}} 2 \tilde{\Phi}_i \mathbf{y}(t_{\bar{n}} - i)^T \left(\mathbf{y}(t_{\bar{n}}) - \left(\sum_{i=1}^I \bar{\Phi}_i \Gamma_{t,i} + \sum_{j=0}^J \bar{\Theta}_j \Omega_{t,j} \right) \right) = [\mathbf{0}], \quad (2.16a)$$

$$\frac{\partial \mathbf{E}}{\partial \bar{\Theta}_j} = \sum_{\bar{n}=1}^{\bar{N}} 2\bar{\Theta}_j \mathbf{f}(t_{\bar{n}} - j)^T \left(\mathbf{y}(t_{\bar{n}}) - \left(\sum_{i=1}^I \bar{\Phi}_i \Gamma_{t_{\bar{n}},i} + \sum_{j=0}^J \bar{\Theta}_j \Omega_{t_{\bar{n}},j} \right) \right) = [\mathbf{0}] , \quad (2.16b)$$

將以上之聯立方程組以矩陣形式表式可得

$$\mathbf{V}_m^T \mathbf{F} = \mathbf{V}_m^T \mathbf{V}_m \mathbf{C}_m , \quad (2.17)$$

其中

$$\mathbf{V}_m = \begin{bmatrix} \Gamma_{t_1,1} & \Gamma_{t_1,2} & \cdots & \Gamma_{t_1,I} & \Omega_{t_1,0} & \Omega_{t_1,1} & \cdots & \Omega_{t_1,J} \\ \Gamma_{t_2,1} & \Gamma_{t_2,2} & \cdots & \Gamma_{t_2,I} & \Omega_{t_2,0} & \Omega_{t_2,1} & \cdots & \Omega_{t_2,J} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \Gamma_{t_{\bar{n}},1} & \Gamma_{t_{\bar{n}},2} & \cdots & \Gamma_{t_{\bar{n}},I} & \Omega_{t_{\bar{n}},0} & \Omega_{t_{\bar{n}},1} & \cdots & \Omega_{t_{\bar{n}},J} \end{bmatrix} ,$$

$$\mathbf{F} = [\mathbf{y}(t_1) \quad \mathbf{y}(t_2) \quad \cdots \quad \mathbf{y}(t_{\bar{n}})]^T ,$$

$$\mathbf{C}_m = [\bar{\Phi}_1^T \quad \bar{\Phi}_2^T \quad \cdots \quad \bar{\Phi}_I^T \quad \bar{\Theta}_0^T \quad \bar{\Theta}_1^T \quad \cdots \quad \bar{\Theta}_J^T]^T ,$$

對 (2.17) 式求解即可得到每個節點之真值，代入式(2.9)即可得到此系統於某個時刻 $t = t_n$ 下之時變係數 $\Phi_i(t_n)$ 。

2.4 瞬時模態參數估算

架構 TVARX 之各個時變係數時，可考慮不同之多項式階數 N_i 與 \bar{N}_j 以及不同之節點數 l_i 與 \hat{l}_j 。於實際應用時若取相同之多項式階數以及相同之節點數，(即令 $N_1 = N_2 = \cdots = N_I = \bar{N}_0 = \bar{N}_1 = \cdots = \bar{N}_J = N_p$; $l_1 = l_2 = \cdots = l_I = \hat{l}_0 = \hat{l}_1 = \cdots = \hat{l}_J = l_n$)，則每個時變係數可使用相同之形狀函數，將可使運算過程更有效率。

TVARX 之通式如式(2.1)所示，在瞬時 t 下， $\Phi_i(t)$ 與 $\Theta_j(t)$ 均為常數矩陣，故在瞬時 t 下，TVARX 模式，與非時變之 ARX 模式對等。依非時變 ARX

模式估算動態特性之方法，令

$$[G] = \begin{bmatrix} 0 & I & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & I & 0 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & I \\ \Phi_i(t) & \Phi_{i-1}(t) & \Phi_{i-2}(t) & \Phi_{i-3}(t) & \cdots & \Phi_1(t) \end{bmatrix}, \quad (2.18)$$

在時變系統 $[G]$ 將隨時間而改變。 $[G]$ 之特徵值及向量是與結構系統之瞬時動態特性有直接關係。如同非時變系統之推導可知

$$[G]\tilde{\Psi}_k = \lambda_k \tilde{\Psi}_k, \quad (2.19)$$

其中 $\tilde{\Psi}_k$ 及 λ_k 為 $[G]$ 之第 k 特徵向量及特徵值。在時變系統中， $\tilde{\Psi}_k$ 及 λ_k 亦是時間之函數。令

$$\tilde{\Psi}_k = \begin{Bmatrix} \tilde{\Psi}_k^{(1)} \\ \tilde{\Psi}_k^{(2)} \\ \vdots \\ \tilde{\Psi}_k^{(l)} \end{Bmatrix},$$



其中， $\tilde{\Psi}_k^{(i)}$ 為一 $(l \times 1)$ 之向量， l 為量測自由度。由於 $[G]$ 之特殊構造，可得

$$\tilde{\Psi}_k^{(i)} = \lambda_k \tilde{\Psi}_k^{(i-1)} \quad (i=1,2,\dots,l), \quad (2.20a)$$

且

$$\sum_{j=0}^{l-1} \tilde{\varphi}_{n-j} \tilde{\Psi}_k^{(j+1)} = \lambda_k \tilde{\Psi}_k^{(l)}, \quad (2.20b)$$

從上式兩關係式(2.20a)及(2.20b)可得

$$\tilde{\Psi}_k = \begin{Bmatrix} \tilde{\Psi}_k^{(1)} \\ \lambda_k \tilde{\Psi}_k^{(1)} \\ \lambda_k^2 \tilde{\Psi}_k^{(1)} \\ \vdots \\ \lambda_k^{l-1} \tilde{\Psi}_k^{(1)} \end{Bmatrix}, \quad (2.21)$$

及 $\tilde{\Psi}_k^{(1)}$ 代表量測自由度之第 k 模態。

式(2.18)中之特徵值常為複數，成雙或成對之共軛根。令 $\lambda_k = a_k + ib_k$ ，

則結構系統之瞬時擬自然振動頻率及阻尼比為

$$\tilde{\beta}_k = \sqrt{\alpha_k^2 + \beta_k^2}, \quad \xi_k = \alpha_k / \tilde{\beta}_k, \quad (2.22)$$

其中

$$\beta_k = \frac{1}{\Delta t} \tan^{-1} \frac{b_k}{a_k}, \quad \alpha_k = \frac{1}{2\Delta t} \ln(a_k^2 + b_k^2), \quad (2.23)$$

Δt 為時間增量(即取樣頻率之倒數)。通常 $\tilde{\beta}_k$ 亦稱為瞬時擬自然振動頻率 (instantaneous pseudo-undamped circular natural frequency)。

2.5 TVARX 與時變線性運動方程式之對等關係

多自由度時變線性系統之運動方程式為：

$$\mathbf{M}(t)\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}(t)\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}(t)\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t), \quad (2.24)$$

其中， \mathbf{M} ， \mathbf{C} ， \mathbf{K} 分別為該系統之質量，比例阻尼以及勁度，假設均為時間函數； $\mathbf{f}(t)$ 為外力向量； $\mathbf{x}(t)$ ， $\dot{\mathbf{x}}(t)$ 及 $\ddot{\mathbf{x}}(t)$ 分別為位移，速度及加速度反應。

對式(2.24)無因次化得

$$\mathbf{M}(t)[\Phi]\ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}(t)[\Phi]\dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K}(t)[\Phi]\mathbf{y}(t) = \mathbf{f}(t), \quad (2.25)$$

其中 $[\Phi]$ 為理論之特徵矩陣。將上式各項前乘以 $\{\Phi_i\}^T$ ，再以向量型式表示可得

$$\{\Phi_i\}^T \mathbf{M}(t) \{\Phi_i\} \ddot{y}_i(t) + \{\Phi_i\}^T \mathbf{C}(t) \{\Phi_i\} \dot{y}_i(t) + \{\Phi_i\}^T \mathbf{K}(t) \{\Phi_i\} y_i(t) = \{\Phi_i\}^T \mathbf{f}(t), \quad (2.26)$$

其中 $\{\Phi_i\}^T$ 為第 i 振態之轉置向量； $\{\Phi_i\}$ 與 $y_i(t)$ 分別代表 $[\Phi]$ 與 $y(t)$ 第 i 個分量

$$\{\phi_m\}^T \mathbf{M}(t) \{\phi_i\} = 0, \quad (2.27)$$

$$\{\phi_m\}^T \mathbf{K}(t) \{\phi_i\} = 0, \quad (2.28)$$

$$\{\phi_m\}^T \mathbf{C}(t) \{\phi_i\} = 0, \quad m \neq i, \quad (2.29)$$

將式(2.26)表示成

$$m_i(t)\ddot{y}_i(t) + c_i(t)\dot{y}_i(t) + k_i(t)y_i(t) = \hat{f}_i(t), \quad (2.30)$$

其中 $m_i(t) = \{\phi_i\}^T \mathbf{M}(t) \{\phi_i\}$,

$$k_i(t) = \{\phi_i\}^T \mathbf{K}(t) \{\phi_i\} ,$$

$$c_i(t) = \{\phi_i\}^T \mathbf{C}(t) \{\phi_i\} ,$$

$$\hat{f}_i(t) = \{\phi_i\}^T \mathbf{f}(t) ,$$

此時式(2.30)為單自由度系統之表示式，其系統參數以瞬時模態參數表示可獲得：

$$\ddot{y}_i(t) + 2\xi_i(t)\omega_i(t)\dot{y}_i(t) + \omega_i^2(t)y_i(t) = \frac{\hat{f}_i(t)}{m_i(t)}, \quad (2.31)$$

其中

$$k_i(t) = \omega_i^2(t)m_i(t), \quad (2.32)$$

$$c_i(t) = 2\xi_i(t)\omega_i(t)m_i(t), \quad (2.33)$$

由此可定義線性時變系統之瞬時模態參數如下所示

$$\Rightarrow \begin{cases} f_n(t) = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_i(t)}{m_i(t)}} \\ \xi_n(t) = \frac{c_i(t)}{2\omega_i(t)m_i(t)} \end{cases}, \quad (2.34)$$

對此多自由度運動方程式進行離散化，其流程與蘇(2008)所推導之單自由度運動方程式離散化相仿，仿造單自由度運動方程式離散化之流程，利用中央差分法(central difference approach)可將式(2.24)離散成

$$\begin{aligned} & \left[\frac{\mathbf{M}(t)}{(\Delta t)^2} + \frac{\mathbf{C}(t)}{2\Delta t} \right] \mathbf{x}(t+\Delta t) \\ & = \mathbf{f}(t) - \left[\mathbf{K}(t) - \frac{2\mathbf{M}(t)}{(\Delta t)^2} \right] \mathbf{x}(t) - \left[\frac{\mathbf{M}(t)}{(\Delta t)^2} - \frac{\mathbf{C}(t)}{2\Delta t} \right] \mathbf{x}(t-\Delta t) \end{aligned}, \quad (2.35)$$

其中 Δt 為時間增量。可將(2.35)表示成：

$$\mathbf{x}(t) = \Phi_1(t)\mathbf{x}(t-1) + \Phi_2(t)\mathbf{x}(t-2) + \Theta_1(t)\mathbf{f}(t-1), \quad (2.36)$$

其中， $\mathbf{x}(t-i)$ 即代表 $\mathbf{x}(t-i\Delta t)$ ；

$$\Phi_1 = -\mathbf{A}_{t-\Delta t}^{-1} \left(\mathbf{K}_{t-\Delta t} - \frac{2\mathbf{M}_{t-\Delta t}}{(\Delta t)^2} \right),$$

$$\Phi_2 = -\mathbf{A}_{t-\Delta t}^{-1} \left(\frac{\mathbf{M}_{t-\Delta t}}{(\Delta t)^2} - \frac{\mathbf{C}_{t-\Delta t}}{2\Delta t} \right),$$

$$\Theta_1 = -\mathbf{A}_{t-\Delta t}^{-1},$$

$$\mathbf{A}_{t-\Delta t} = \frac{\mathbf{M}_{t-\Delta t}}{(\Delta t)^2} + \frac{\mathbf{C}_{t-\Delta t}}{2\Delta t}.$$

雖然於現地通常量測速度或加速度反應，若直接利用速度或加速度反應架構 TVARX 模式，則所算得之瞬時模態參數將會有系統誤差(Huang et.al, 2009)。因此，於本研究中，祇考慮用位移反應架構 TVARX 模式。若量得速度或加速度，可透過不同之技巧積分得位移(參看黃之報告, 1999)。

2.6 不完全量測自由度

快。當 $\bar{m}=2p-3$ 時，則有 $(\bar{m}+1)pN_d$ 條方程式，亦有 $(\bar{m}+1)pN_d$ 個未量測值。利用此 $(\bar{m}+1)pN_d$ 條線性方程，可將此未量測值由已知量測值來表示。如此可將 TVARX 模式表示成：

$$\mathbf{x}_m(t) = \sum_{i=1}^{2p-1} \hat{\Phi}_i(t) \mathbf{x}_m(t-i) + \sum_{j=1}^{2p-2} \hat{\Theta}_j(t) \mathbf{f}(t-j), \quad (2.39)$$

若 p 非為一整數時，即若 $\bar{n} < p < \bar{n}+1$ ，其中 \bar{n} 為一整數，則依上述之說明，可知 TVARX 之 $I = 2\bar{n}+1$ ， $J = 2\bar{n}$ 。

2.7 局部動態識別

目前建築物之設計大部分依賴 ETABS 商業軟體，其剛體樓板之假設，可使建築物於地震反應分析中，每一層樓簡化成 3 自由度(2 水平位移及 1 扭轉自由度)。既然 ETABS 被廣泛使用於設計，顯然 ETABS 之分析模式應足夠反應實際建築物之地震行為。在此每層樓 3 自由度之簡化下，吾人可很容易引入子結構系統分析觀念，對子結構進行瞬時模態識別，進一步發現建築物可能損壞之樓層。

多自由度時變線性系統之運動方程式為：

$$\mathbf{M}(t)\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}(t)\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}(t)\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t), \quad (2.24)$$

其中， \mathbf{M} ， \mathbf{C} ， \mathbf{K} 分別為該系統之質量，阻尼係數以及勁度，假設均為時間函數； $\mathbf{x}(t)$ 為各個自由度位移反應。當考慮 shear building 時，式(2.24)可

$$\begin{aligned}
& \left(\frac{m_j}{\Delta t^2} + \frac{c_{j,j}(i)}{2\Delta t}\right)x_j(i+1) + (k_{j,j}(i) - \frac{2m_j}{\Delta t^2})x_j(i) + \left(\frac{m_j}{\Delta t^2} - \frac{c_{j,j}(i)}{2\Delta t}\right)x_j(i-1) \\
\Rightarrow & = -\frac{c_{j,j-1}(i)}{2\Delta t}x_{j-1}(i+1) - k_{j,j-1}(i)x_{j-1}(i) + \frac{c_{j,j-1}(i)}{2\Delta t}x_{j-1}(i-1) \quad , \\
& \quad -\frac{c_{j,j+1}(i)}{2\Delta t}x_{j+1}(i+1) - k_{j,j+1}(i)x_{j+1}(i) + \frac{c_{j,j+1}(i)}{2\Delta t}x_{j+1}(i-1) + \widehat{f}_j(i)
\end{aligned}$$

由所得 TVARX 與運動方程式之對等關係，當用位移反應建立 TVARX

模式時，得

$$\begin{aligned}
x_j(i+1) = & \phi_1(i)x_j(i) + \phi_2(i)x_j(i-1) + \theta_1(i)x_{j-1}(i+1) + \theta_2(i)x_{j-1}(i) + \theta_3(i)x_{j-1}(i-1) \quad , \quad (2.45) \\
& + \eta_1(i)x_{j+1}(i+1) + \eta_2(i)x_{j+1}(i) + \eta_3(i)x_{j+1}(i-1) + \gamma_1(i)\widehat{f}_1(i)
\end{aligned}$$

其中

$$\phi_1(i) = -\frac{k_{j,j}(i) - 2m_j/(\Delta t)^2}{\alpha(i)} \quad ,$$

$$\phi_2(i) = -\frac{m_j/(\Delta t)^2 - c_{j,j}(i)/(2\Delta t)}{\alpha(i)} \quad ,$$

$$\theta_1(i) = -\frac{c_{j,j-1}(i)/2\Delta t}{\alpha(i)} \quad ,$$

$$\theta_2(i) = -\frac{k_{j,j-1}(i)}{\alpha(i)} \quad ,$$

$$\theta_3(i) = \frac{c_{j,j-1}(i)/2\Delta t}{\alpha(i)} \quad ,$$

$$\eta_1(i) = -\frac{c_{j,j+1}(i)/2\Delta t}{\alpha(i)} \quad ,$$

$$\eta_2(i) = -\frac{k_{j,j+1}(i)}{\alpha(i)} \quad ,$$

$$\eta_3(i) = \frac{c_{j,j+1}(i)/2\Delta t}{\alpha(i)} \quad ,$$

$$\gamma_1(i) = \frac{1}{\alpha(i)} \quad ,$$

$$\alpha(i) = \frac{m_j}{(\Delta t)^2} + \frac{c_{j,j}(i)}{2\Delta t} \quad ,$$

如此，代入式(2.18)可得[G]為

$$[\mathbf{G}] = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ \phi_2 & \phi_1 \end{bmatrix}, \quad (2.46)$$

因此，依式前節所得之瞬時模態估算結果即為系統在 i 時刻之瞬時擬自然振動頻率及阻尼比。

2.8 識別動態特性準確指標

為比較識別模態及理論模態之吻合程度，可利用 MAC (model assurance criterion) 值為指標 (Allemang 與 Brown, 1983) 其定義為：

$$\text{MAC}(\psi_{it}, \psi_{it}^*) = \frac{\left| \{\psi_{it}^*\}^T \{\psi_{it}\} \right|^2}{\{\psi_{it}^*\}^T \{\psi_{it}^*\} \{\psi_{it}\}^T \{\psi_{it}\}}, \quad (2.47)$$

其中 $\{\psi_{it}^*\}$ 與 $\{\psi_{it}\}$ 分別為識別與理論之第 i 模態。由以上之定義式可看出當兩模態完全一致時， $\text{MAC}=1$ 。但當兩模態差異甚大時，則 MAC 值越接近於零。

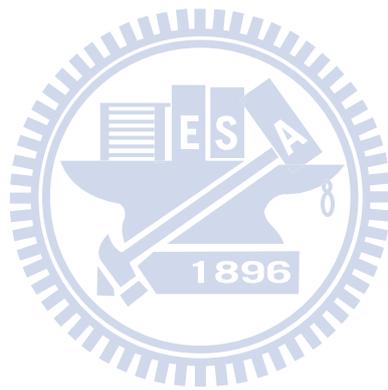
在模態變化下， MAC 值改變並不會相當明顯。因此，考慮一種由 Trifunac(1972)所提出之指標，其定義為：

$$e = \left(\frac{(\psi_{it} - a\psi_{it}^*)^T (\psi_{it} - a\psi_{it}^*)}{(\psi_{it}^*)^T (\psi_{it}^*)} \right)^{1/2}, \quad (2.48)$$

其中 a 為修正係數，使 $(\psi_{it} - a\psi_{it}^*)^T (\psi_{it} - a\psi_{it}^*)$ 縮到最小。由以上之定義式可看出當兩模態相當接近時， e 值會趨近於 0。

當識別之振動頻率與阻尼比分別與理論值相差小於 2% 和 20%，且 MAC 值 ≥ 0.9 時， e 值趨近於 0 時，可認定此識別結果為 “準確” (Huang et.al,

2003) °



第三章 數值模擬驗證與參數探討

3.1 前言

本章主要利用一三層樓剪力建築物之數值地震反應，驗證本研究所建構系統識別演算流程之可行性。3.2 節將介紹所要識別之三層樓鋼構數值模型。3.3 節利用該模型之數值動態反應，以驗證本研究所用方法之正確性及準確性；並進一步探討各種參數對識別結果之影響。3.4 節則是驗證局部動態識別之可行性。

3.2 數值模型概述

本章利用如圖 3.1 之三層樓剪力建築物之數值模擬地震反應，進行系統識別以確認本研究所用方法之正確性。自由度之編號是從頂樓至最底樓層依序排列，此三層樓剪力建築物之質量矩陣、阻尼矩陣及勁度矩陣分別為，

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 100 & 0 & 0 \\ 0 & 100 & 0 \\ 0 & 0 & 200 \end{bmatrix} \text{ kg} \quad ,$$

$$\begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & 0 \\ -c_1 & c_1+c_2 & -c_2 \\ 0 & -c_2 & c_2+c_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 124.3 & -124.3 & 0 \\ -124.3 & 183.23 & -58.93 \\ 0 & -58.93 & 58.93+239(1+0.5\sin(2\pi/10t)) \end{bmatrix} \text{ N} \cdot \text{sec}/\text{m} \quad ,$$

$$\begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 \\ -k_1 & k_1+k_2 & -k_2 \\ 0 & -k_2 & k_2+k_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 20 & -20 & 0 \\ -20 & 40 & -20 \\ 0 & -20 & 20+30(1-0.5\sin(2\pi/10t))^2 \end{bmatrix} \text{ KN}/\text{m} \quad , \quad 0 \leq t \leq 30 \quad ,$$

其中只有 c_3 與 k_3 分別為時間函數，其隨時間變化如圖 3.2 所示。此結構系統非為一比例阻尼系統，考慮地表加速度輸入歷時如圖 3.3 所示，該歷時為

921 地震台中地區某自由場測所得資料。利用 Runge-Kutta 常微分數值計算技巧，求取各自由度之反應(位移、速度和加速度)。各自由度之位移輸出反應與頻譜圖如圖 3.4 所示。時間總長為 30 秒，取樣頻率為 250Hz。

依第二章所述，考慮每個時間點對應質量參數、阻尼參數與勁度參數，根據線性系統理論可估算每個時刻之瞬時模態參數，以此來作為理論值(如圖 3.2 所示)。其第一模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比分別介於 0.7~1.2Hz 與 3.5%~7%；第二模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比分別介於 2.1~2.6Hz 與 4.6%~6.6%；第三模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比分別介於 3.3~4.8Hz 與 2.5%~5.5%。若將時變系統視為非時變系統，則從反應頻譜中大約識別出第一、二模態頻率分別在 1Hz 及 2.3Hz 附近，而第三模態則無法分辨(參看圖 3.4)。

3.3 數值模擬驗證

為驗證本研究所建構系統識別程序之可行性及電腦程式之正確性；本研究將分析三層樓剪力數值模擬地震反應，並將刻意加入雜訊。本節亦將探討式(2.1)中之模型階數(I, J)、指數權重函數之影響半徑(d_m)、節點數(l_n)以及雜訊，對識別結構系統瞬時動態特性之影響。

3.3.1 識別參數定義

以下將探討模型階數(I, J)、指數權重函數之影響半徑(d_m)、節點數(l_n)

等各個參數對時變系統識別之影響，而識別結果與實際時變特性之相對誤差定義如下：

$$\frac{|\rho_{id}(t_i) - \rho_{true}(t_i)|}{\rho_{true}(t_i)} \times 100\% , \quad (3.1)$$

其中 ρ_{true} 與 ρ_{id} 分別代表瞬時擬自然振動頻率或阻尼比之實際值與識別所得之結果。而相對誤差之平均值與標準差分別記為 μ 與 σ 。

3.3.2 無雜訊反應之識別結果

當地表加速度為 921 地震如圖 3.3，取節點數(l_n)為 30，權重函數之影響半徑(d_m)為 10，TVARX 模型階數(I, J)為 (2,2)，識別之結果如圖 3.5 所示。 $(I, J)=(2,2)$ 是依前章推導所得理論階數。第一個模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比之識別最大誤差分別為 0.5%及 1%左右；第二個模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比之識別最大誤差分別為 0.2%及 0.5%左右；第三個模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比之識別最大誤差分別為 0.1%及 0.5%左右。此識別結果屬相當準確。

所用地表加速度為無噪訊比之資料，故考慮到 TVARX 模型階數無需提高。圖 3.6 為在不同節點數考慮不同權重函數之支撐參數 $d_m=4$ 、 $d_m=6$ 、 $d_m=8$ 、 $d_m=10$ 下，隨著節點數增加之識別誤差變化曲線。在支撐參數 $d_m=4$ 時，第一模態在 $l_n \geq 25$ 其瞬時擬自然振動頻率及阻尼比之識別誤差趨於穩

定；第二模態其瞬時擬自然振動頻率及阻尼比之節點數在 $30 \leq l_n \leq 40$ 有比較好之識別結果；第三模態其瞬時擬自然振動頻率及阻尼比之節點數在 $l_n = 30$ 有最小之識別誤差。支撐參數 $d_m = 6$ 、 $d_m = 8$ 與 $d_m = 10$ 時，三個模態之瞬時擬自然振動頻率及阻尼比在節點數 $l_n \geq 20$ 時之識別誤差逐漸趨於穩定，誤差小於較 $d_m = 4$ 所得者。

圖 3.7 為節點數(l_n)為 30、權重函數之影響半徑(d_m)為 6、TVARX 模型階數(I, J)為 (2,2)之各個模態 MAC 值，每個模態之 MAC 值皆非常接近 1，從而得知識別模態非常準確。



3.3.3 雜訊之影響

為瞭解雜訊對識別品質之影響，於數值分析所得之相對位移反應及輸入加速度中加入白噪，使得噪訊比(NSR)=5%。然後，對此含有雜訊之訊號，進行識別，並與未含雜訊之分析結果比較。以下將探討如何挑選不同之參數如節點數(l_n)、權重函數之支撐參數(d_m)以及 TVARX 模型階數(I, J)之識別結果。

若將時變系統視為非時變系統，則從反應頻譜中大約識別出第一、二模態頻率分別在 1Hz 及 2.3Hz 附近，而第三模態則無法分辨(如圖 3.9 所示)。

圖 3.10 為加入 5%噪訊比之識別結果，所使用之參數為節點數(l_n)為 20、權

重函數之影響半徑(d_m)為 6、TVARX 模型階數(I, J)為(15,15)。第一個模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比之識別最大誤差分別為 1%及 4%左右；第二個模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比之識別最大誤差分別為 0.5%及 5%左右；第三模態者之識別最大誤差分別為 1.5%及 15%左右。此些結果尚屬準確。

圖 3.11 為不同支撐參數(d_m)與不同節點數在模型階數(I, J)為(15,15)之識別誤差，在不同節點數考慮不同權重函數之支撐參數 $d_m=4$ 、 $d_m=6$ 、 $d_m=8$ 、 $d_m=10$ 下，隨著節點數增加之識別誤差變化曲線。在支撐參數 $d_m=4$ 時，第一模態在 $l_n \geq 15$ 其瞬時擬自然振動頻率之識別誤差趨於穩定及在 $l_n \geq 20$ 其阻尼比之識別誤差趨於穩定；第二模態在 $l_n \geq 15$ 其瞬時擬自然振動頻率之識別誤差趨於穩定及在 $l_n = 25$ 其阻尼比之有最小之識別誤差；第三模態其瞬時擬自然振動頻率及阻尼比之節點數在 $15 \leq l_n \leq 30$ 有比較好之識別結果。在支撐參數 $d_m=6$ 時，第一模態與第二模態在 $l_n \geq 15$ 其瞬時擬自然振動頻率之識別誤差趨於穩定及在 $l_n \geq 20$ 其阻尼比之識別誤差趨於穩定；第三模態在 $l_n \geq 10$ 其瞬時擬自然振動頻率之識別誤差趨於穩定及在 $l_n = 20$ 其阻尼比之有最小之識別誤差。支撐參數 $d_m=8$ 與 $d_m=10$ 時，三個模態之瞬時擬自然振動頻率及阻尼比在節點數 $l_n \geq 15$ 時之識別誤差逐漸趨於穩定。由以上結果得知，當支撐參數(d_m)越高，識別誤差越小；而在模型階數(I, J)之探討將由利用不同階數分析含雜訊於不同時間點所得之瞬時頻率來判別。

圖 3.12、圖 3.13 和圖 3.14 分別為利用 $d_m=4$ 秒配合節點數(l_n)10、20 和 30 之分析含雜訊反應於不同時間點($t=3、7、13、17、23、27$ 秒)所得瞬時頻率之 stability diagram。由圖 3.12 可看出，第一模態不需很高之模型階數就能得到較好之識別結果；第二模態在 $(I,J) \geq (15,15)$ 可得到較佳之識別效果，其中在 $t=17$ 秒時，模型階數 (I,J) 為 $(15,15)$ 為較準確之識別結果；第三模態在 $(I,J) \geq (20,20)$ 可得到較佳之識別效果。由圖 3.13 可看出，第一模態與第二模態皆不需很高之模型階數就能得到較好之識別結果；第三模態在 $(I,J) \geq (15,15)$ 可得到較佳之識別效果。由圖 3.14 可看出，第一模態與第二模態皆不需很高之模型階數就能得到較好之識別結果；第三模態在 $(I,J) \geq (15,15)$ 可得到較佳之識別效果。由以上結果可知，當節點數(l_n)越高時，第一模態和第二模態不需很高之模型階數 (I,J) 就可得到較佳之識別結果，第三模態在 $(I,J) \geq (15,15)$ 可得到不錯之識別結果。

識別結果顯示，在訊號中引入雜訊仍能準確識別瞬時擬自然振動頻率之變化情形；雖然對阻尼比之識別結果較不理想，但是其誤差尚在可接受範圍。在選擇參數時，為了得到較佳之識別結果，需選擇節點數(l_n) ≥ 15 、支撐參數(d_m)越大、模型階數 $(I,J) \geq (15,15)$ 。

圖 3.16 為節點數(l_n)為 30、權重函數之影響半徑(d_m)為 10、TVARX 模型階數 (I,J) 為 $(15,15)$ 之各個模態之 MAC 值，每個模態之 MAC 值皆非常

接近 1，從而得知識別模態非常準確。

3.4 局部動態識別

在前節所述者為利用之三層樓剪力建築物之數值模擬地震反應，進行整體之系統識別。此剪力構架是設計在第三個自由度之勁度參數以及阻尼參數有週期性變化，然而進行整體系統識別時，是可以明顯看出三個模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比隨著時間變化而改變，卻無法得知是哪個自由度或樓層之阻尼參數與勁度參數隨時間改變。本節將針對利用不同自由度所構成之子結構系統，建立 TVARX 模型，試圖識別那一自由度(或那一層樓)具時變物理性質。吾人將該剪力建築物分為三個子結構系統；第一個子結構系統為由第一及第二自由度之相對位移及地表加速度所構成，第二個子結構系統為由第一、第二及第三自由度之相對位移所構成，第三個子結構系統為第二及第三自由度之相對位移所構成。

圖 3.17(a)考慮第一子結構系統，利用第一個自由度之相對位移反應當成輸出，第二自由度之相對位移反應以及地表加速度當成輸入透過系統識別所求得之。由圖 3.1 可得知每層樓之質量參數、勁度參數與阻尼參數，此子結構之理論瞬時擬自然振動頻率與阻尼比分別為

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_1}{m_1}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{20\text{KN}/m}{100\text{kg}}} \cong 2.2508\text{Hz} ,$$

$$\xi = \frac{c_1}{2m_1 2\pi f_1} = \frac{124.3\text{N}\cdot\text{sec}/m}{2\cdot 100\text{kg}\cdot 2\pi\cdot 2.2508\text{Hz}} = 0.04394 ,$$

圖 3.17(b) 考慮第二子結構系統，利用第二個自由度之相對位移反應當成輸出，第一自由度相對位移反應、第三自由度相對位移反應以及地表加速度當成輸入透過系統識別所求得之。此子結構之理論瞬時擬自然振動頻率和阻尼比分別為

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_1+k_2}{m_2}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{20\text{KN}/m+20\text{KN}/m}{100\text{kg}}} \cong 3.183\text{Hz}$$

$$\xi = \frac{c_1+c_2}{2m_2 2\pi f_2} = \frac{(124.3+58.93)\text{N}\cdot\text{sec}/m}{2\cdot 100\text{kg}\cdot 2\pi\cdot 3.183\text{Hz}} \cong 0.0458$$

圖 3.17(c) 考慮第三子結構系統，利用第三個自由度之相對位移反應當成輸出，第二自由度相對位移反應以及地表加速度當成輸入透過系統識別所求得之，此子結構之理論瞬時擬自然振動頻率和阻尼比分別為 1.94Hz~3.07Hz 之間和 0.02~0.09 之間。

以下識別結果仍利用節點數(l_n)為 30、指數權重函數之影響半徑(d_m)為 4、模型階數(I, J)為(3,3)。由圖 3.18 可知從局部系統識別中可看出第一子結構系統之瞬時擬自然振動頻率最大誤差在 0.05%，阻尼比最大誤差在 0.2%；第二子結構系統之瞬時擬自然振動頻率最大誤差在 0.43%，阻尼比最大誤差

在 0.74%；第三子結構系統之瞬時擬自然振動頻率及阻尼比隨著時間而改變，瞬時擬自然振動頻率誤差最大在 0.3%，阻尼比最大誤差在 2%。由以上分析可知，在真實結構物量測時，當結構物受到破壞時，吾人可利用局部之系統識別，進而得知是在哪個自由度受到破壞。



第四章 應用於振動台試驗數據分析

4.1 前言

本章將第二章所述時變系統識別方法，應用於分析於國家地震工程研究中心所執行之鋼結構振動台試驗反應，識別此些鋼結構之瞬時模態以及瞬時自然振動頻率和阻尼比。有二剛結構系統被考慮，分別為一五層樓鋼構(如圖 4.1 所示)及一六層樓鋼構(如圖 4.2 所示)。

4.2 五層樓鋼構架振動台試驗

4.2.1 待測結構物介紹



振動台試驗通常在實驗室中實行，以檢驗在地震過程中之結構行為。國家地震工程研究中心(NCEE)對一長 3m、寬 2m、高 6.5m 之鋼構架進行一連串之振動台試驗如圖 4.1 所示(葉 等人,1999)。此結構每一樓層樓版部分為小樑所組成，吾人可以清楚地由上視平面圖 4.3 與側視圖 4.4 看出。而鋼構之材料性質如表 4.1 所示，各樓層之鋼柱斷面為 H125x125x6.5x9、各樓層長向(X 方向)之樑斷面為 H100x100x6x8、各樓層 Y 方向之樑斷面為 H150x75x5x7、各樓層樓版之小樑則為 H100x50x5x7。另外每個樓層均利用鉛塊堆疊使得每樓層之質量約為 3664kg。

4.2.2 輸入之地震力

各樓層之位移、速度、和加速度反應於振動台試驗過程中記錄下來，並在第一樓層柱頂部分設置應變計。原始資料之取樣率為 1000Hz。

當地震力輸入為 10%之 Kobe 地震強度(如圖 4.5 所示)時，結構反應仍在線性範圍。圖 4.6 與圖 4.7 分別為每一樓層相對位移反應歷時及其頻譜圖。而當輸入地震強度為 60%(如圖 4.8 所示)時，各樓層相對位移反應歷時即其頻譜圖分別為圖 4.9 與圖 4.10。研究中僅針對長跨方向(X 方向)之輸入與各樓層輸出之反應進行分析。

由應變計資料顯示如圖 4.11 所示，在地震強度達到 60%時，其第一樓層間之柱已經進入非線性降伏階段。比較 10%Kobe 地震輸入與 60%Kobe 地震輸入之應變反應，兩組輸入之振幅比值約為 0.1667，如果系統保持線性行為，則兩組輸出反應之應變峰值比值，應與輸出訊號之振幅比值相似。當輸入分別為 10%與 60%Kobe 地震時，在 1 秒左右之波谷與波峰比值為 0.1646 與 0.1635；而接近 2 秒之波谷與波峰比值分別為 0.1237 與 0.3112。因此，由應變反應可以初步判斷，當以 60%Kobe 地震輸入時，其非線性行為開始之時間點約為 2 秒左右。

4.2.3 線性反應之識別結果

以 10%Kobe 地震輸入，已知結構反應仍在線性範圍。由此可推知，對此結構之振動反應進行分析，所識別之瞬時擬自然振動頻率應無明顯地變化。由圖 4.7 之各自由度頻譜圖可得知，其中包含五個主要振動頻率，分別約在 1~2、4~5、8~9、12~13 和 15~16Hz 之間。

圖 4.12 為對 10%Kobe 地震輸入之結構位移反應進行識別結果。識別所使用之參數分別為節點數(l_n)為 20、指數權重函數之影響半徑(d_m)為 10、模型階數(I,J)為 (15,15)。在第一模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比識別結果變化區間分別為[1.40,1.41]和[0.95%,2.31%]；第二模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比識別結果變化區間分別為[4.53,4.54]和[0.15%,0.34%]；第三模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比識別結果變化區間分別為[8.23,8.24]和[0.09%,0.41%]；第四模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比識別結果變化區間分別為[12.37,12.39]和[0.07%,0.73%]；第五模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比識別結果變化區間分別為[15.96,16.06]和[0.92%,0.18%]，由圖 4.12 可看出在瞬時擬自然振動頻率大致呈一直線，識別所得各個模態之瞬時擬自然振動頻率並無明顯之時變特性。此結果與圖 4.7 之五個主要振動頻率大致符合。

圖 4.12 為 10% Kobe 地震下各模態之 MAC 以及 e 值，參考模態是用連

續小波轉換架構之線性模型分析 10%Kobe 地震輸入資料所得之識別結果。所識別出來之每個模態之 MAC 皆趨近於 1 且 e 值趨近於 0，代表此識別結果相當吻合參考模態。

4.2.4 非線性反應之識別結果

以 60%Kobe 地震輸入，結構展現非線性反應；因此，對此結構之振動反應進行分析，所識別之瞬時模態參數應有明顯之時變特性。圖 4.10 所示各自由度頻譜圖與 10%Kobe 地震輸入所得者比較，兩者之峰值所對應之頻率並無明顯差異。

圖 4.14 為對 60%Kobe 地震為輸入之結構位移反應進行識別之結果。識別所使用之參數分別為節點數(l_n)為 20、指數權重函數之影響半徑(d_m)為 4、模型階數(I, J)為 (15,15)。在第一模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比識別結果變化區間分別為[1.34,1.43]和[1.8%,4.7%]；第二模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比識別結果變化區間分別為[4.38,4.66]和[0.11%,1.05%]；第三模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比識別結果變化區間分別為[8.02,8.46]和[0.4%,3.2%]；第四模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比識別結果變化區間分別為[12.20,12.40]和[0.13%,1.22%]；第五模態之瞬時擬自然振動頻率與阻尼比識別結果變化區間分別為[15.77,16.07]和

[0.44%,1.45%]。識別所得各個模態之瞬時擬自然振動頻率於 2 秒左右有明顯降低之現象。尤其是第一模態頻率降低特別明顯，第一模態之瞬時擬自然振動頻率所呈現之時變反應於 2 秒由 1.43Hz 降至 1.34Hz(相差超過 5%)，最後平穩回復至 1.4Hz。此結果顯示，當以 60%Kobe 地震為輸入時，此結構系統於 2 秒左右有顯著之非線性反應。此分析結果與應變計所顯示非線性反應類似。

圖 4.15 為 60% Kobe 地震下各模態之 MAC 以及 e 值，MAC 值在第一、第二以及第三模態於 1 秒前比 1 秒後還要低，不過大致上還算是準確；第四、第五模態則是於 2 秒時 MAC 值降到 0.995。

4.2.5 五層樓鋼構架之局部動態識別

根據之前 2.7 節理論推導，以及 3.4 節數值模擬得知，吾人可以以子結構觀念，來分析結構物在哪個自由度受到破壞。根據應變計歷時圖(圖 4.11)得知當地震力輸入為 60%之 Kobe 地震強度時，在第一樓層間之柱已經進入非線性降伏階段。吾人將該五層樓鋼構架分成五個子結構系統，第一個子結構系統為由第一及第二自由度之相對位移及地表加速度所構成，第二個子結構系統為由第一、第二及第三自由度之相對位移構成，第三個子結構系統為由第二、第三及第四自由度之相對位移構成，第四個子結構系統為

由第三、第四及第五自由度之相對位移構成，第五個子結構系統為由第四及第五自由度之相對位移構成。

以下識別結果所使用之參數分別為節點數(l_n)為 20、 d_m 為 6、模型階數(I, J)為 (15,15)。圖 4.16(a)考慮第二個子結構系統，利用第二個自由度之相對位移反應當成輸出，第一與第三自由度之相對位移反應以及地表加速度當成輸入透過系統識別所求得之。10% Kobe 地震強度之瞬時擬自然振動頻率變化區間為[9.30,9.36]，60% Kobe 地震強度之瞬時擬自然振動頻率變化區間為[9.28,9.35]。10%與 60%之 Kobe 地震強度所識別出來之頻率相當接近。圖 4.16(b) 考慮第三個子結構系統，利用第三個自由度之相對位移反應當成輸出，第二與第四自由度之相對位移反應以及地表加速度當成輸入透過系統識別所求得之。10% Kobe 地震強度之瞬時擬自然振動頻率變化區間為[8.74,8.83]，60% Kobe 地震強度之瞬時擬自然振動頻率變化區間為[8.71,8.88]。10%與 60%之 Kobe 地震強度所識別出來之瞬時擬自然振動頻率相當接近。

圖 4.16(c) 考慮第四個子結構系統，利用第四個自由度之相對位移反應當成輸出，第三與第五自由度之相對位移反應以及地表加速度當成輸入透過系統識別所求得之。10% Kobe 地震強度之瞬時擬自然振動頻率變化區間為[8.78,8.94]，60% Kobe 地震強度之瞬時擬自然振動頻率變化區間為

[8.75,8.91]。10%與 60%之 Kobe 地震強度所識別出來之瞬時擬自然振動頻率相當接近。圖 4.16(d) 考慮第五個子結構系統，利用第五個自由度之相對位移反應當成輸出，第四自由度之相對位移反應以及地表加速度當成輸入透過系統識別所求得之。10% Kobe 地震強度之瞬時擬自然振動頻率變化區間為[10.43,10.49]，60% Kobe 地震強度之瞬時擬自然振動頻率變化區間為[10.01,10.45]。10%Kobe 地震強度所識別出來之頻率呈一直線，而 60%Kobe 地震強度所識別出來之頻率在第 2 秒時產生勁度折減，由此可以得知當地震輸入為 60%Kobe 地震強度在第一樓層間進入非線性降伏階段。



4.3 六層樓鋼構架振動台試驗

4.3.1 待測結構物介紹

振動台試驗通常在實驗室中實行，以檢驗在地震過程中之結構行為。實驗構架(如圖 4.2)為長 1.5m、寬 1m、高 6m 之六層樓鋼構架，樓地板厚度 2cm，面積大小 1.5m x1.0m；結構鋼柱為實心矩形 15cm x2.5cm 斷面長條形鋼板；結構鋼梁為 5cmx5cm 等厚度 0.5cm 之等邊 L 型鋼圍繞於樓地板外緣四周，並以焊接方式與樓地板連結。而結構鋼柱與鋼梁的接合方式為，每一處接頭皆以四顆螺栓鎖定，上部兩顆直接貫穿鎖定鋼樓版，下部兩顆則直接與鋼樑接合。結構長向(1.5m)為震動台之 Y 向，短向(1m)為震動台之 X

向。

實驗構架中含有斜撐構件，一般是作為主動元件實驗測試之用。在本實驗中，該斜撐構件並未與構架的樓地板接合，故不提供勁度，僅計算提供的質量大小。而每一樓層中皆擺放兩組之配重質量塊，每組配重質量塊包含四塊質量塊與夾具，每一個質量塊重 75kg，故每一樓層之兩組配重質量塊共重 600kg。每樓層之質量約為 900kg。

4.3.2 輸入之地震力



國家地震工程研究中心(NCREER)對此鋼構架進行一連串之振動台試驗。表 4.2 為本節所識別之各個案例，在線性試驗中，採用 1940 年 EL Centro NS 之地震紀錄，最大地表加速度調整為 100gal，以及一組白噪隨機振動資料，其最大加速度分別為 50gal 和 100gal。於非線性試驗方面，同樣採用 1940 年 EL Centro NS 之地震紀錄，最大地表加速度調整為 500gal。以上所有案例皆於 X 向進行線性試驗。於試驗中，各樓層之絕對位移和絕對加速度反應均有紀錄下來，原始資料之取樣頻率為 200Hz。

case1、case2 及 case3 試驗中所使用之結構物為完好之六層樓鋼構架；case4、case5 及 case6 試驗中所使用之結構物為在第一樓層南邊之兩根柱子中間，切了 3.75 cm 寬，切了 2.5cm 深度，如圖 4.18 及 4.20 所示；在 case7、

case8、case9 及 case10 試驗中所使用之結構物為在第一樓層每根柱子中間，切了 7.5cm 寬，切了 2.5cm 深度，如圖 4.19 以及 4.20 所示。由應變量測資料顯示(圖 4.22)，case 10 試驗在第一樓層間之柱已經進入非線性降伏階段。在 2 秒左右之第一個、第二個波谷與波峰比值為 0.175、0.157 與 0.192，在 3 秒左右之波谷與波峰比值為 0.148 與 0.1204，在 4 秒左右之波谷與波峰比值為 0.130 與 0.33。因此由應變反應可以初步判斷，在 case10 時，其一開始就已經進入非線性行為。

4.3.3 整體構架實測資料之識別結果

圖 4.23 與圖 4.24 分別為 case3 試驗中輸入歷時及頻譜圖與各樓層位移反應。圖 4.25 與圖 4.26 分別為 case6 試驗中輸入歷時及頻譜圖與各樓層位移反應。圖 4.27 與圖 4.28 分別為 case9 試驗中輸入歷時及頻譜圖與各樓層位移反應。圖 4.29 與圖 4.30 分別為 case10 試驗中輸入歷時及頻譜圖與各樓層位移反應。

圖 4.31 為 case3、case6、case9 與 case10 之各個樓層位移頻譜圖，由圖可以得知，case3、case6 與 case9 試驗中包含六個主要振動頻率，大小分別約略為 1、3.6~3.8、6.3~6.5、9.3~9.5、12.1~12.3 和 14.1~14.3Hz 之間，而 case10 試驗中，大約可看出六個主要振動頻率，大小分別為 0.8~1、3.4~3.6、

6、9、12 和 14Hz 之間。由位移頻譜圖可看出，這 case3、case6 與 case9 之峰值位置並無明顯差異，顯示在同一層樓柱之切割並未明顯造成勁度之改變，而 case10 之峰值位置比其他三個案例之峰值還要小一些。

圖 4.32 為利用 case1、case2 與 case3 試驗之各自由度位移反應進行識別所得之結果。識別所使用之參數分別為節點數(l_n)為 20、指數權重函數之影響半徑(d_m)為 4、模型階數(I, J)為 (15,15)。case1 為 White noise 50gal 之地震輸入，case2 為 White noise 100gal 之地震輸入，case3 為 EL Centro NS 100gal 之地震輸入。表 4.3 為 case1、case2 與 case3 試驗之識別結果變化區間，所有模態誤差大約在 2%以內；因此，各個模態之瞬時擬自然振動頻率並無明顯之時變特性，與圖 4.31 之 case3 各個自由度位移頻譜圖所含六個主要振動頻率大致吻合。圖 4.33 為對 case1、case2 與 case3 試驗之結構位移反應進行識別之 MAC 與 e 值。參考模態是用連續小波轉換架構之線性模型分析 case1 試驗資料所得之識別結果。識別所得各個模態之 MAC 值皆趨近於 1 且 e 值趨近於 0，可認定此識別結果相當吻合參考模態。

圖 4.34 為利用 case4、case5 與 case6 試驗之結構位移反應進行識別之結果。識別所使用之參數分別為節點數(l_n)為 20、指數權重函數之影響半徑(d_m)為 4、模型階數(I, J)為 (15,15)。case4 為 White noise 50gal 之地震輸入，case5 為 White noise 100gal 之地震輸入，case6 為 EL Centro NS 100gal 之地

震輸入。表 4.4 為 case4、case5 與 case6 試驗之識別結果變化區間，所有模態誤差大約在 2% 以內；因此，各個模態之瞬時擬自然振動頻率並無明顯之時變特性，與圖 4.31 之 case6 各個自由度位移頻譜圖所含六個主要振動頻率大致吻合。圖 4.35 為對 case4、case5 與 case6 試驗之結構位移反應進行識別之 MAC 與 e 值。參考模態是用連續小波轉換架構之線性模型分析 case6 試驗資料所得之識別結果。識別所得各個模態之 MAC 值皆趨近於 1 且 e 值趨近於 0，可認定此識別結果相當吻合參考模態。

圖 4.36 為對 case7、case8、case9 與 case10 試驗之結構位移反應進行識別之結果，case10 試驗由圖 4.22 得知已進入非線性範圍。識別所使用之參數分別為節點數(l_n)為 20、指數權重函數之影響半徑(d_m)為 4、模型階數(I, J)為 (15,15)。case7 為 White noise 50gal 之地震輸入，case8 為 White noise 100gal 之地震輸入，case9 為 EL Centro NS 100gal 之地震輸入，case10 為 EL Centro NS 500gal 之地震輸入。表 4.5 為 case7、case8、case9 與 case10 試驗之識別結果變化區間。case7、case8 與 case9 試驗中所有模態誤差大約在 2% 以內，case10 試驗在第一模態誤差大約在 27%，第二模態誤差大約在 12%，第三模態誤差大約在 8.9%，第四模態誤差大約在 5.7%，第五模態誤差大約在 3%，第六模態誤差大約在 1.1%。因此 case10 各個模態之瞬時擬自然振動頻率在一開始就產生勁度折減。圖 4.37 為對 case7、case8、case9

與 case10 試驗之結構位移反應進行識別之 MAC 與 e 值。參考模態是用連續小波轉換架構之線性模型分析 case7 試驗資料所得之識別結果。case7、case8 與 case9 試驗識別所得各個模態之 MAC 值皆趨近於 1 且 e 值趨近於 0，可認定此識別結果相當吻合參考模態。而 case10 試驗中第一模態之 MAC 值在第三秒時下降，其他模態之 MAC 則是一開始就下降。

4.3.4 六層樓鋼構架之局部動態識別

本節所使用之案例分別為 case3、case6、case9 及 case10。根據應變計歷時圖(圖 4.21)得知當地震力輸入為 EL Centro 500gal 地震強度時，在第一樓層間之柱已經進入非線性降伏階段。

吾人將該六層樓鋼構架分成六個子結構系統，第一個子結構系統為由第一及第二自由度之相對位移及地表加速度所構成，第二個子結構系統為由第一、第二及第三自由度之相對位移構成，第三個子結構系統為由第二、第三及第四自由度之相對位移構成，第四個子結構系統為由第三、第四及第五自由度之相對位移構成，第五個子結構系統為由第四、第五及第六自由度之相對位移構成，第六個子結構系統為由第五及第六自由度之相對位移構成。

圖 4.37(a) 考慮第二個子結構系統，利用第二個自由度之相對位移反應

當成輸出，第一與第三自由度之相對位移反應以及地表加速度當成輸入透過系統識別所求得之。所有案例所識別出來之瞬時擬自然振動頻率相當接近。圖 4.37(b) 考慮第三個子結構系統，利用第三個自由度之相對位移反應當成輸出，第二與第四自由度之相對位移反應以及地表加速度當成輸入透過系統識別所求得之。所有案例所識別出來之瞬時擬自然振動頻率相當接近。

圖 4.37(c) 考慮第六個子結構系統，利用第六個自由度之相對位移反應當成輸出，第五自由度之相對位移反應以及地表加速度當成輸入透過系統識別所求得之。case3、case6 和 case9 試驗所識別出來之頻率相當接近，而 case10 所識別出來之頻率在一開始產生勁度折減，由此可以得知當地震輸入為 EL Centro 500gal 地震強度在第一樓層間進入非線性降伏階段。

第五章 結論與建議

5.1 結論

本文以移動最小平方差法將 TVARX 之時變係數以基底函數展開後，先利用權重平方差估算各個節點之形狀函數，接著再以傳統最小平方差法反算各個形狀函數對應之係數。利用時變係數識別出系統之瞬時模態參數。

為了透過 TVARX 模式直接估算系統之瞬時模態特性，於研究中建立 TVARX 模式與運動方程式之對應關係式。將單自由度系統之 TVARX 模型與運動方程式之對應關係式推廣至多自由度系統，探討 TVARX 之模型階數 (I, J) 、指數權重函數之影響半徑 (d_m) 、節點數 (l_n) 與雜訊等參數對識別結果之影響。藉此些參數之探討更能掌握此分析方法之特性，並將此識別流程應用於鋼構架實測資料之識別。接著藉由不同自由度所構成之子結構系統，建立 TVARX 模型，對子結構進行瞬時模態識別，試圖識別哪一自由度具時變物理性質。

分析結果可歸納出幾項結論：

1. 分析無雜訊反應時，以移動最小平方差法架構 TVARX 模式進行識別，所使用之參數應選用節點數 (l_n) 大於 20，在指數權重函數之影響半徑 (d_m) 為 4、6、8 與 10 之間，當 d_m 越大，識別結果越準確。但是 $6 \leq d_m \leq 10$ 之識別誤差非常相近，因此選用適當之 d_m 配合 l_n 即可有較佳識別結果。

2. 分析 5% 噪訊比之反應時，以移動最小平方差法架構 TVARX 模式進行識別，所使用之參數應選用當 $d_m=4$ 時，在 $20 \leq l_n \leq 30$ 與 $15 \leq (I, J) \leq 25$ 能有較佳之識別結果；當 $d_m=6、8$ 與 10 時，在 $20 \leq l_n \leq 35$ 與 $15 \leq (I, J) \leq 25$ 能有較佳之識別結果。
3. 對於五層樓鋼構之振動台試驗實測資料的識別結果，已知此鋼結構於 60%Kobe 地震輸入下已經進入非線性反應。藉由應變繼之歷時反應可約略估計非線性反應較明顯之時間點。研究所用識別方法能準確描述結構系統各個模態之瞬時擬自然振動頻率之變化情形。
4. 局部動態識別以子結構觀念，能有效得知哪一自由度(或哪一層樓)具隨時間變化之物理性質，可藉於判斷該自由度是否損傷。

5.2 建議

時變系統之識別上，以移動最小平方差法架構 TVARX 模式對於跳耀變化之時變系統之識別效果不盡理想，未來研究可進一步探討不同權重函數對識別結果之影響。

在局部動態識別中，須以識別之自由度以及相鄰之自由度之資料進行識別；而在現地量測時，每個自由度資料並不是相當齊全，未來之研究可探討如何在不完全自由度之下進行局部動態識別。

參考文獻

- Carydis, P. and Mouzakis, H. P. “Small amplitude vibration measurement of buildings undamaged, damaged and repaired after earthquakes Earthq.” 1986; Spectra 3:123–42
- Choi, H. I. and Williams, W. J. “Improved time-frequency representation of multicomponent signals using exponential kernel.” IEEE Transactions on Acoustics, Speech and Signal Processing, 1989; 17(6): 862-871.
- Cohen, L. “Time-frequency distributions – A review.” Proceedings of the IEEE, 1989; 77(7): 941-981.
- Huang, C. S. “Structural identification from ambient vibration measurement using the multivariate AR model.” Journal of Sound and Vibration. 2001; 241(3): 337-359.
- Huang, C. S. and Lin H. L. “Modal identification of structures from ambient vibration, free vibration and seismic response data via a subspace approach.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2001; 30:1857-1878.
- Huang, C. S., Hung, S. L., Lin, C. I. and Su, W. C. “A wavelet-based approach to identifying structure modal parameters from seismic response and free vibration data.” Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering. 2005; 20:408-423.
- Huang, C. S., Hung, S. L., Wen, C. M. and Tu, T. T. “A neural network approach for structural identification and diagnosis of a building from seismic response data.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2003; 32:187-206.
- Huang, N. E., Shen, Z., Long, S. R., Wu, M. C. and Shin, H. H. “The empirical mode decomposition and Hilbert spectrum for nonlinear and nonstationary time series analysis.” Proceedings of the Royal Society of London 1998; A454: 903-995.
- Jones, D. L. and Baraniuk, R. G. “An adaptive optimal-kernel time-frequency representation.” IEEE Transactions on Signal Processing 1995; 43 (10): 2361-2371.
- Kijewski, T. and Kareem, A. “Wavelet transforms for system identification in civil engineering.” Computer-aided Civil and Infrastructure Engineering

2003; 18(5): 339-355.

Lin, C. C. and Wang, C. E. and Wu, H. W. and Wang, J. F. “On-line building damage assessment based on earthquake records.” Institute of Physics Publishing 2005; 14:S137-S153

Liu, G. R. Mesh, Free Methods- Moving beyond the Finite Element Method. CRC Press, NY. 2003.

Martin, W. and Flandrin, P. “Wigner-Ville spectral analysis of non-stationary processes.” IEEE Transactions on Acoustics, Speech and Signal Processing 1985; ASSP-33: 1461-1470.

Marmarelis, V. Z. “Nonlinear and nonstationary modeling of physiological system: an overview in Advanced Methods of Physiological System Modeling, edited by Marmarelis V. Z..” Biomedical Simulations Resource, 1,pp.1-24,1987.

Niedwiecki, M., Identification of Time-Varying Processes, John Wiley & Sons, Inc. New York, NY, USA 2000

Qian, S., Introduction to Time-frequency and Wavelet Transforms. Prentice-Hall PTR, NJ, 2002.

Tsatsanis, M. K. and Giannakis, G. B. “Time-varying system identification and model validation using wavelets.” IEEE Transactions on Acoustics, Speech and Signal Process, 41, pp. 3512-3523,1993.

Udwadia, F. E. and Jerath, N. “Time variations of structure properties during strong ground shaking.” J. Eng. Mech. Div. ASCE. 1980; **106** 111–21.

Watson, G. A. Approximation Theory and Numerical Methods, John Willey & Sons, NY. 1980

Wu, W. H and Wang, J. F. and Lin, C. C. “Systematic assessment of irregular building–soil interaction using efficient modal analysis Earthq.” Eng. Struct. Dyn. 2001; 30:573–94

Yang, J. N., Lei, Y., Pan, S. W. and Huang, N. “System identification of linear structures based on Hilbert-Huang spectral analysis, part I : normal modes.” Earthquake Engineering structure. 2003; 32(10): 1533-1554.

Zou, R., Cupples, W. A., Yip, K. P., Holstein-Rathlou, N. H. and Chon, K. H.

“Time-varying properties of renal autoregulatory mechanisms.” IEEE Transactions on Bio-medical Engineering. 2002; 49: 1112–1120.

Zou, R., Wang, H. and Chon, K. H. “A robust time-varying identification algorithm using basis function.” Annals of Biomedical Engineering. 2003; 31: 840-853.

黃炯憲、洪士林、蘇威智、陳承俊，「利用小波包識別橋樑動態特性」，中央氣象局報告，2003。

黃炯憲，「微動量測分析工具探討(二)—時間序列法」，國家地震工程研究中心報告 NCREE-99-018，1999。

蘇威智，「以時間序列模型識別結構之模型參數」，國立交通大學，博士論文，2008。

劉靖俞，「應用遞迴最小平方差法識別時變系統之瞬時模態參數」，國立交通大學，碩士論文，2009。

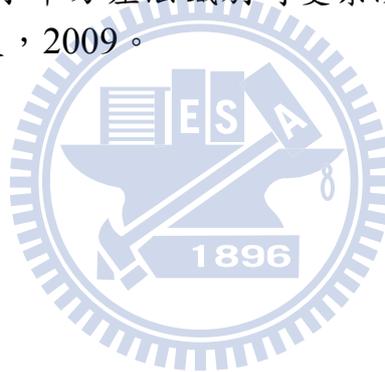


表 4.1：鋼構之材料性質

	Dir-2m	Dir-3m
Column(1F~5F)	H125x125x6.5x9	H125x125x6.5x9
Beam(1F~5F)	H150x75x5x7	H100x100x6x8
Girder(1F~5F)	H100x50x5x7	H100x50x5x7



表 4.2：六層樓所識別之案例

Test No.	Excitation case	PGA(ideal)	Direction	Description	Remarks
Case 1	White Noise	50 gal	x	With no cuts	Strain Gauges were not mounted. DX0 was not ready for service. The disp. of shaking table (Long Dis) is used instead.
Case 2	White Noise	100 gal	x		
Case 3	El Centro	100 gal	x		
Case 4	White Noise	50 gal	x	Damage scenario 1 *: A cut with 3.75cm deep at the medium height of each of the two south-side columns in 1st floor (with Strain gauges 7 and 8).	Strain Gauges were mounted.
Case 5	White Noise	100 gal	x		
Case 6	El Centro	100 gal	x		
Case 7	White Noise	50 gal	x	Damage scenario 2 *: A cut with 7.5cm deep at the medium height of each columns in 1st floor	
Case 8	White Noise	100 gal	x		
Case 9	El Centro	100 gal	x		
Case 10	El Centro	500 gal	x		

表 4.3：case1、case2 與 case3 試驗之識別結果變化區間

	MODE	f_n (Hz)		ξ_n (%)	
		min	max	min	max
Case1	1	1.107	1.11	0.9	1.1
	2	3.74	3.76	0.67	0.86
	3	6.48	6.52	0.6	0.7
	4	9.41	9.43	0.38	0.45
	5	12.23	12.26	0.31	0.33
	6	14.22	14.24	0.15	0.20
Case2	1	1.102	1.106	0.9	1.3
	2	3.73	3.75	0.71	0.89
	3	6.47	6.50	0.6	0.7
	4	9.40	9.42	0.38	0.42
	5	12.21	12.24	0.3	0.4
	6	14.20	14.23	0.12	0.24
Case3	1	1.093	1.106	0.6	1.8
	2	3.71	3.76	0.67	1.1
	3	6.47	6.48	0.5	0.8
	4	9.37	9.43	0.2	0.7
	5	12.19	12.25	0.2	0.6
	6	14.19	14.25	0.1	0.4

表 4.4：case4、case5 與 case6 試驗之識別結果變化區間

	MODE	f_n (Hz)		ξ_n (%)	
		min	max	min	max
Case4	1	1.10	1.11	0.9	1.1
	2	3.73	3.74	0.7	0.8
	3	6.46	6.49	0.53	0.64
	4	9.39	9.41	0.39	0.47
	5	12.20	12.23	0.30	0.36
	6	14.20	14.21	0.13	0.24
Case5	1	1.09	1.10	0.8	1.8
	2	3.71	3.75	0.7	1.1
	3	6.44	6.47	0.4	0.8
	4	9.37	9.43	0.05	0.72
	5	12.18	12.25	0.3	0.5
	6	14.19	14.24	0.11	0.33
Case6	1	1.105	1.11	0.8	1.3
	2	3.74	3.76	0.7	0.8
	3	6.48	6.51	0.5	0.7
	4	9.41	9.43	0.35	0.43
	5	12.23	12.25	0.30	0.32
	6	14.21	14.23	0.15	0.21

表 4.5 : case7、case8、case9 與 case10 試驗之識別結果變化區間

	MODE	f_n (Hz)		ξ_n (%)	
		min	max	min	max
Case7	1	1.11	1.13	1.1	1.8
	2	3.76	3.78	0.8	0.9
	3	6.47	6.53	0.6	0.7
	4	9.38	9.44	0.5	0.6
	5	12.2	12.3	0.3	0.4
	6	14.20	14.21	0.13	0.24
Case8	1	1.09	1.11	1.5	1.8
	2	3.73	3.75	0.7	0.9
	3	6.45	6.50	0.7	0.8
	4	9.38	9.43	0.5	0.6
	5	12.21	12.25	0.3	0.5
	6	14.20	14.24	0.11	0.33
Case9	1	1.09	1.11	0.9	2.0
	2	3.71	3.75	0.7	1.3
	3	6.46	6.48	0.6	0.8
	4	9.41	9.46	0.1	0.8
	5	12.22	12.25	0.3	0.8
	6	14.20	14.25	0.16	0.26
Case10	1	0.79	1.10	0.8	7.3
	2	3.3	3.75	0.3	4.2
	3	5.9	6.5	0.7	3.0
	4	8.88	9.43	0.5	4.0
	5	11.84	12.25	0.2	1.1
	6	14.08	14.24	0.2	0.8

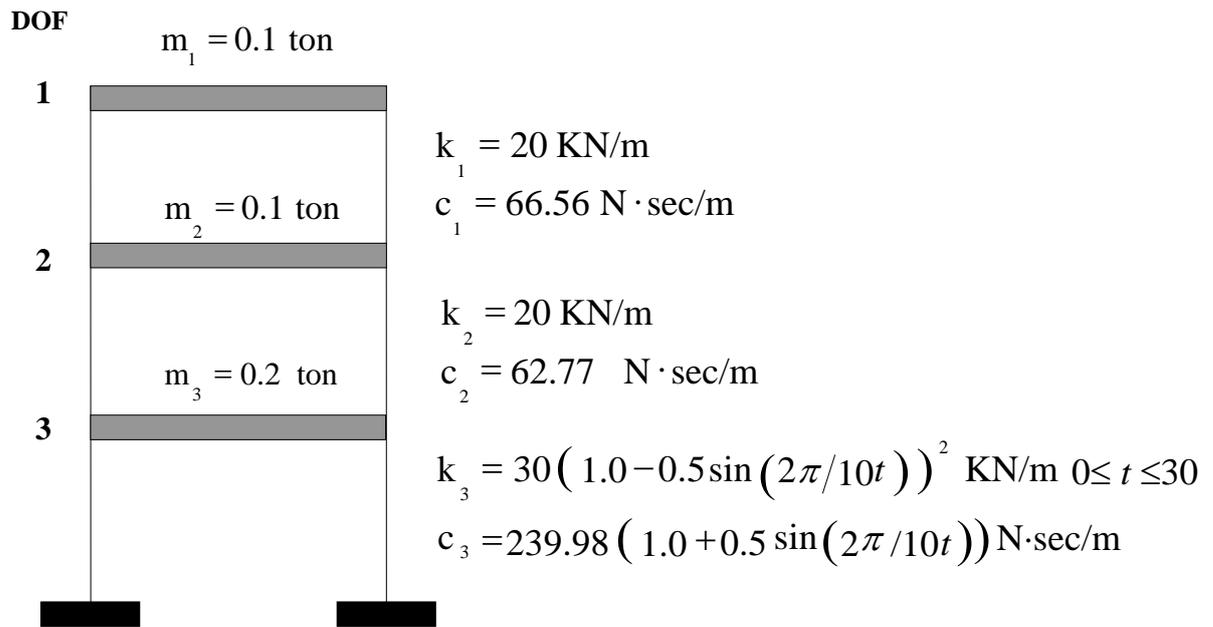


圖 3.1：三層樓剪力構架示意圖



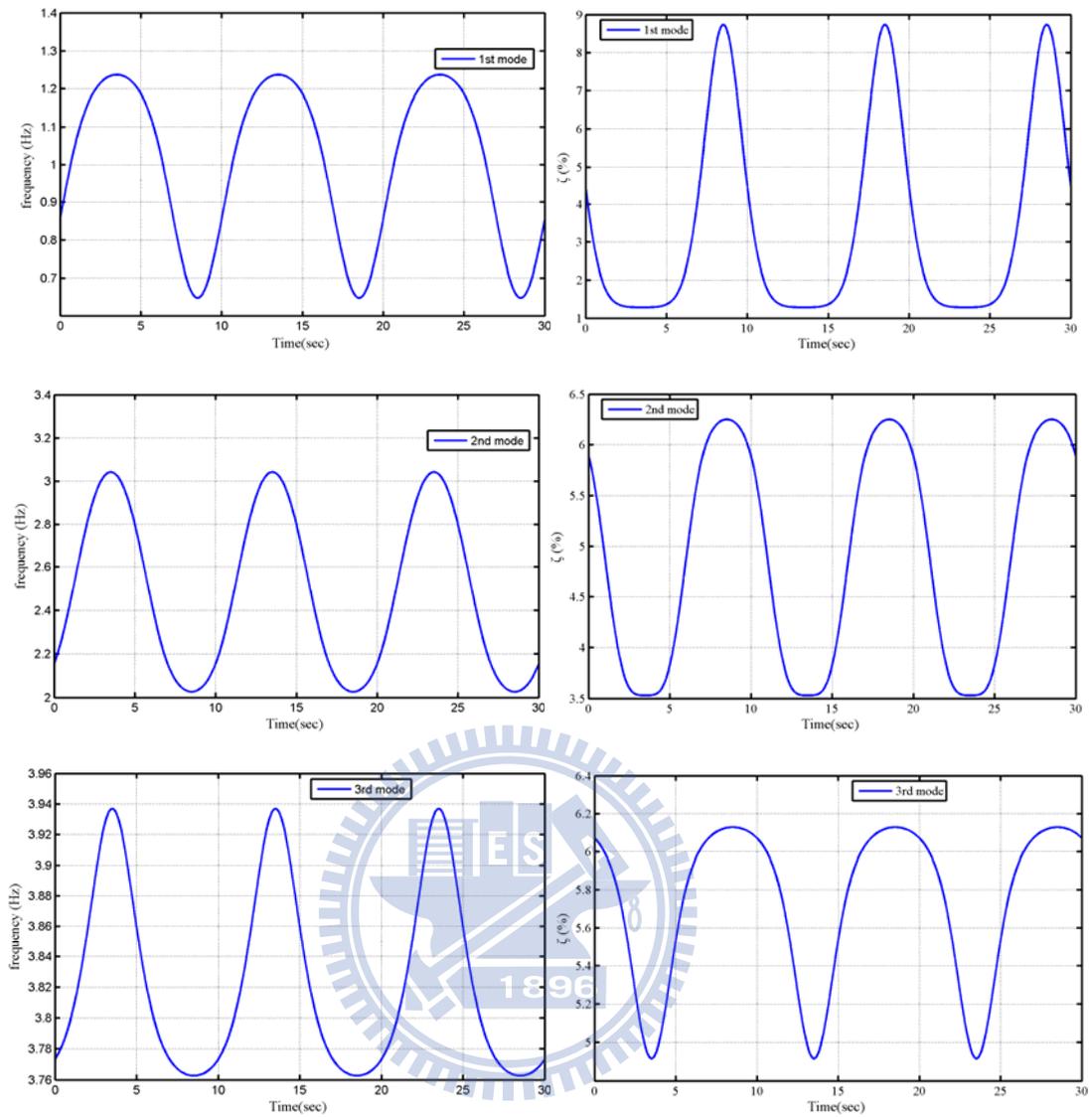


圖 3.2：平滑變化時變系統之理論模態

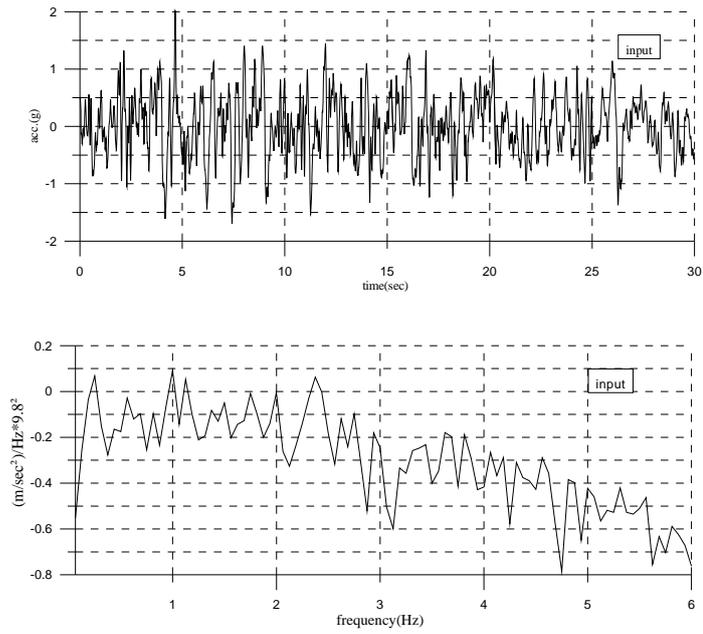


圖 3.3：數值模擬輸入之訊號及頻譜圖

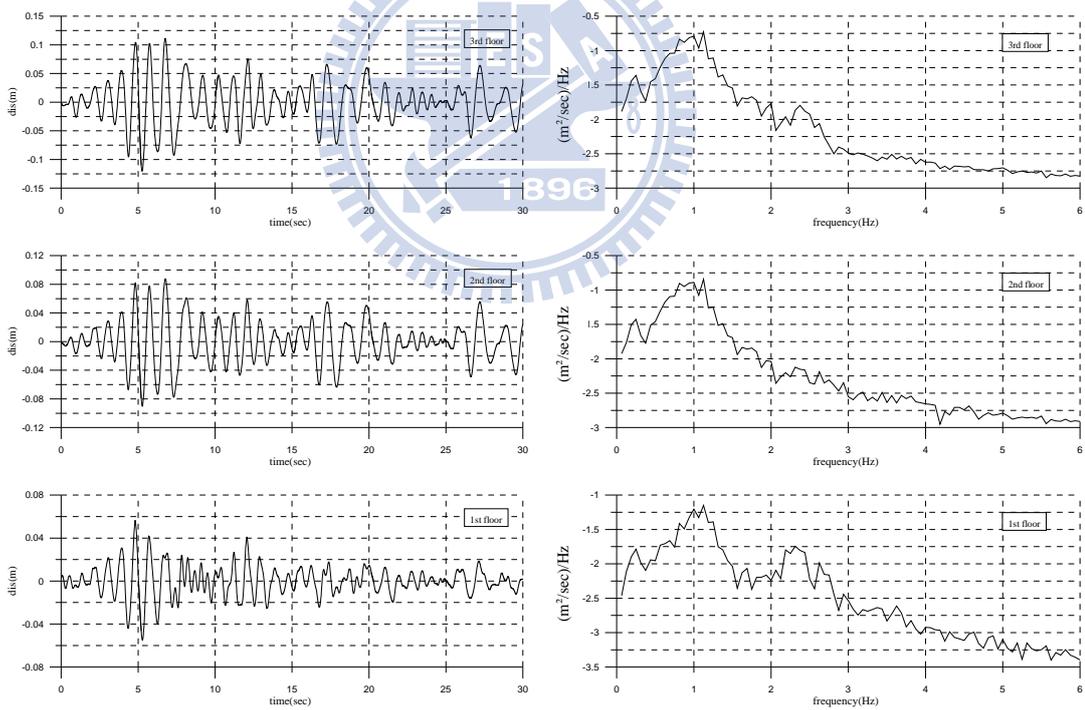
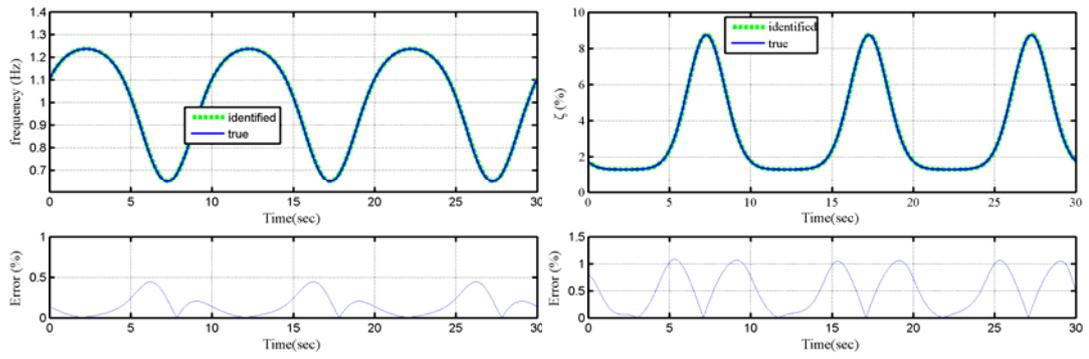
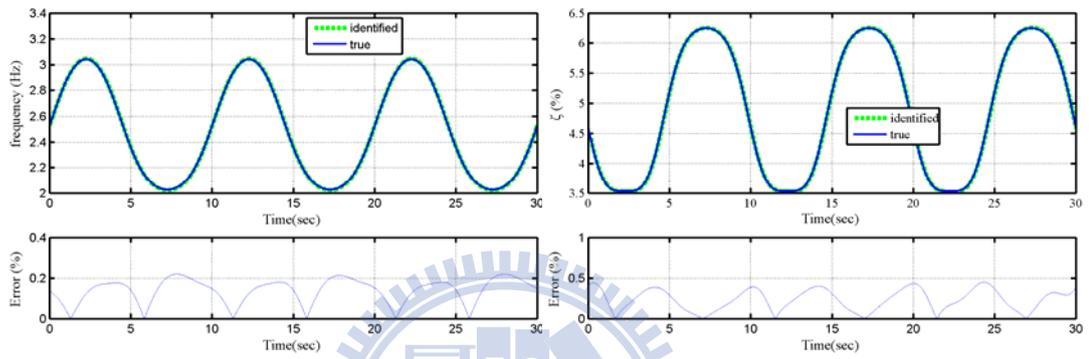


圖 3.4：每個自由度之位移輸出反應及其頻譜圖

1st mode



2nd mode



3rd mode

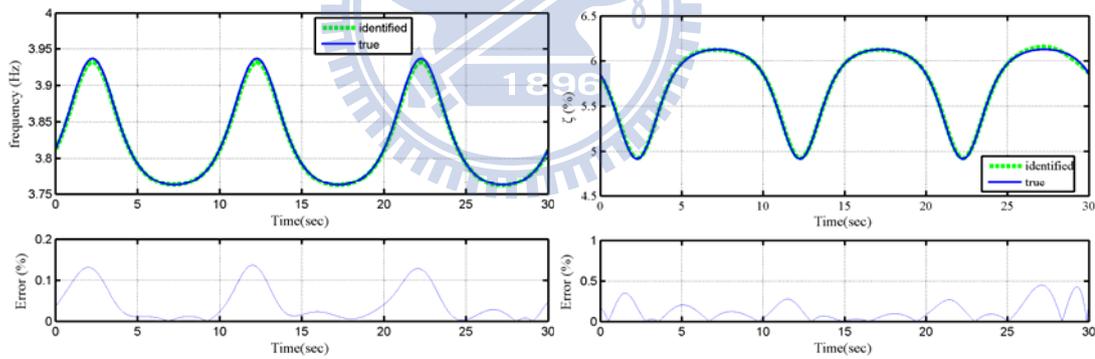


圖 3.5：以 921 地震輸入對平滑變化之時變系統識別結果

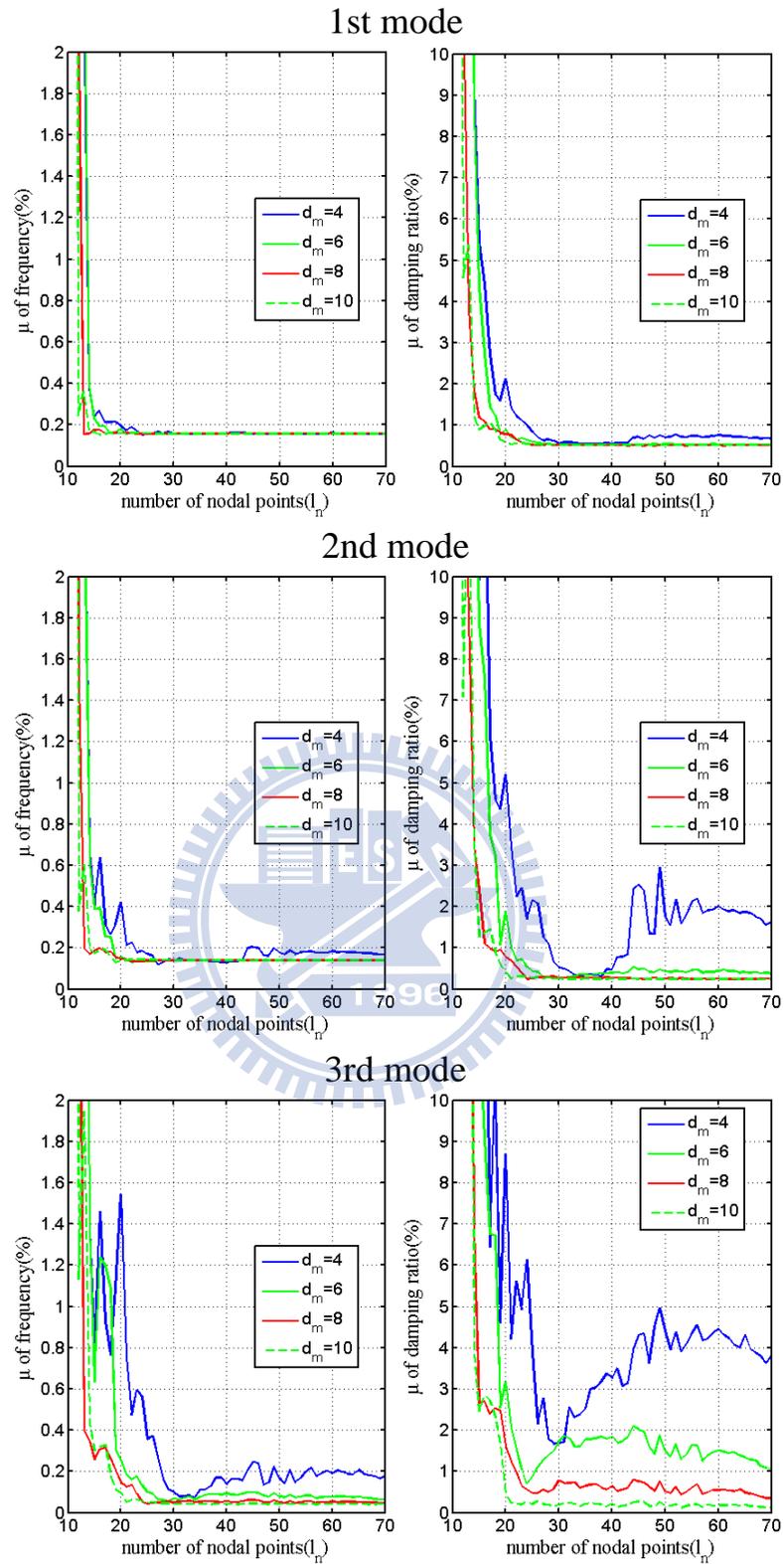


圖 3.6：各組支撐參數(d_m)於不同節點數下之識別誤差

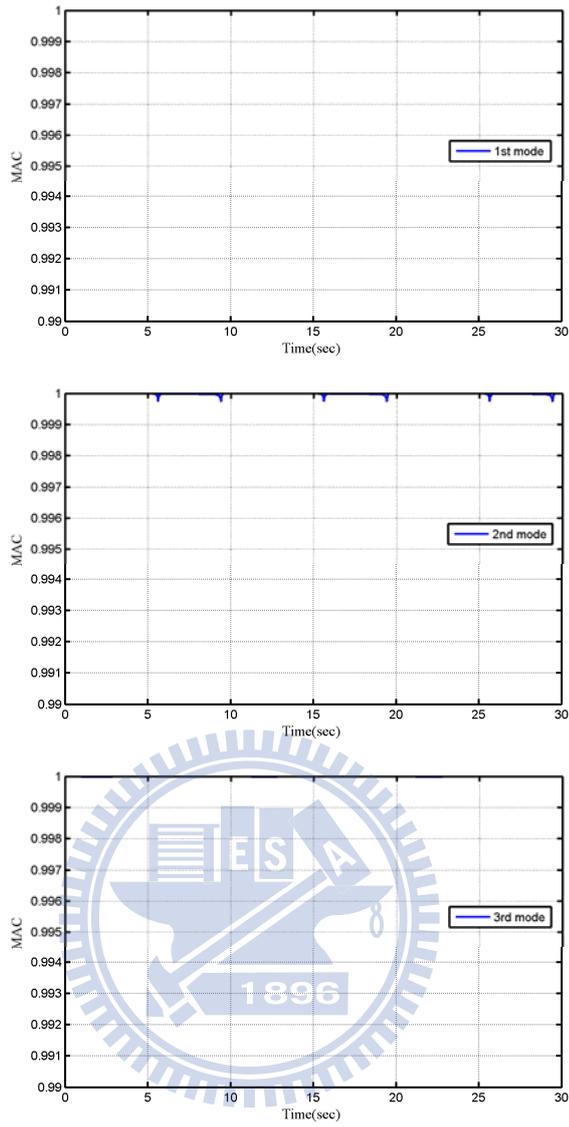


圖 3.7：以 921 地震輸入對平滑變化之時變系統識別之 MAC 圖

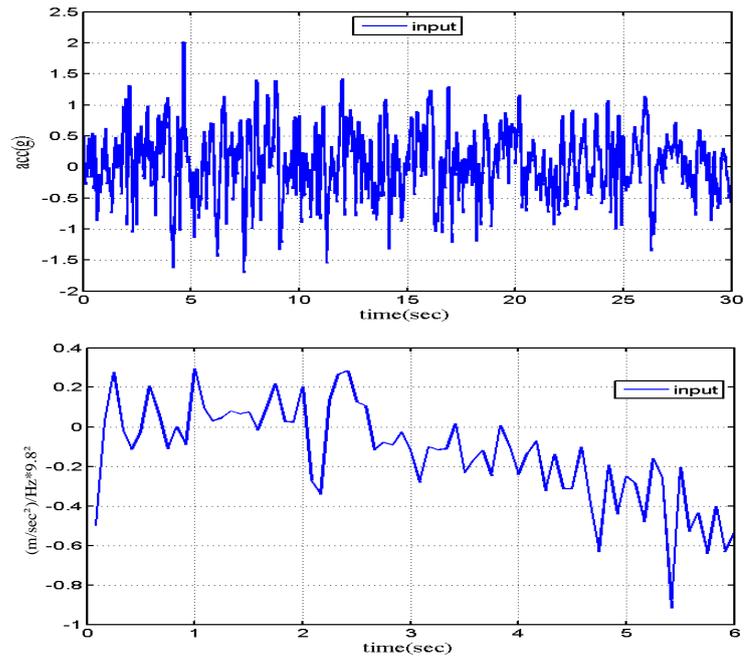


圖 3.8：加入 5% 噪訊比之輸入及頻譜圖

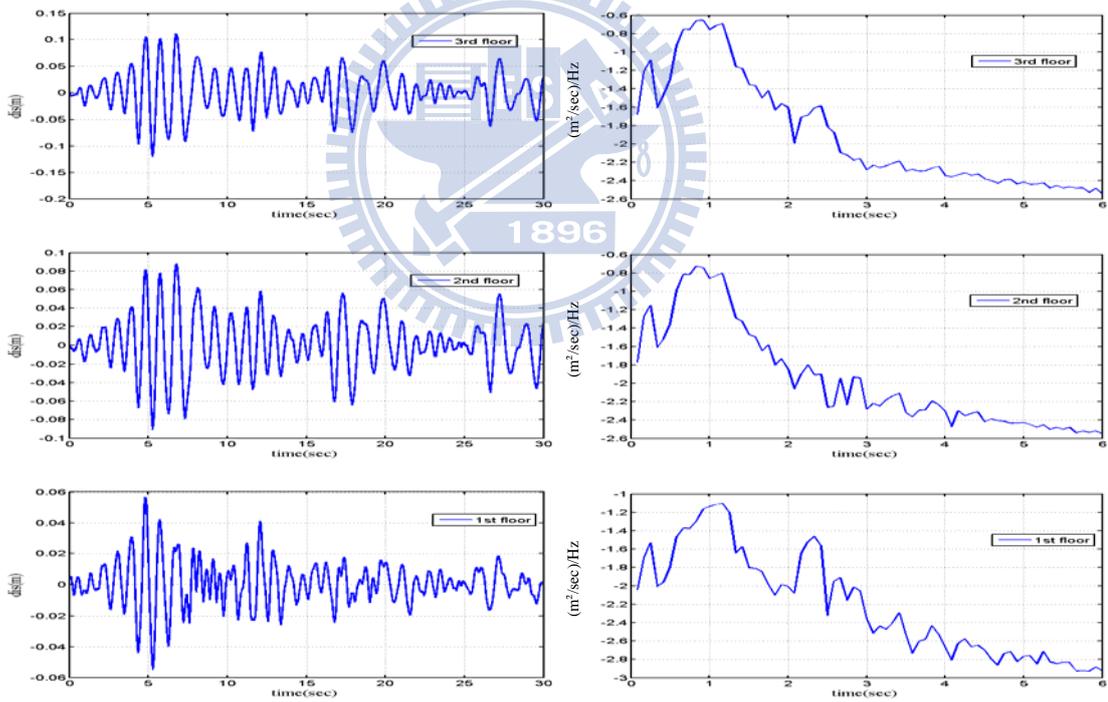
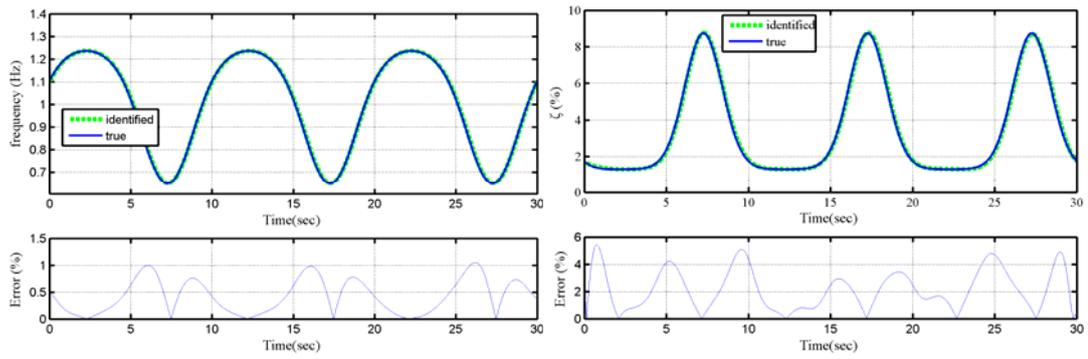
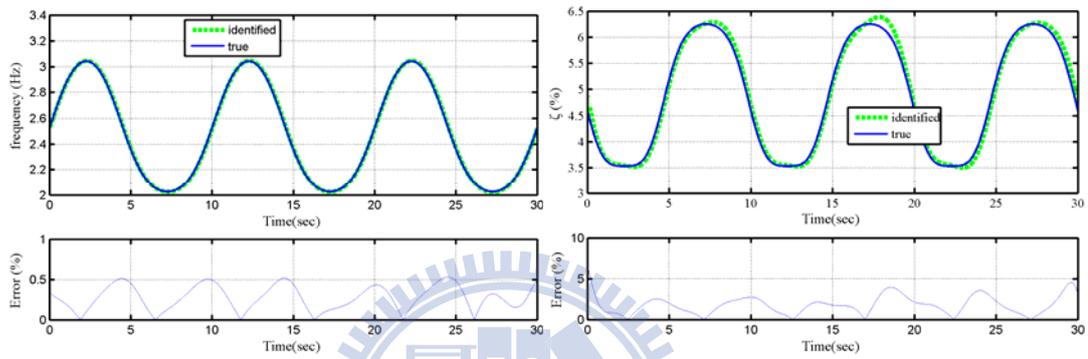


圖 3.9：加入 5% 噪訊比每個自由度之位移輸出反應及其頻譜圖

1st mode



2nd mode



3rd mode

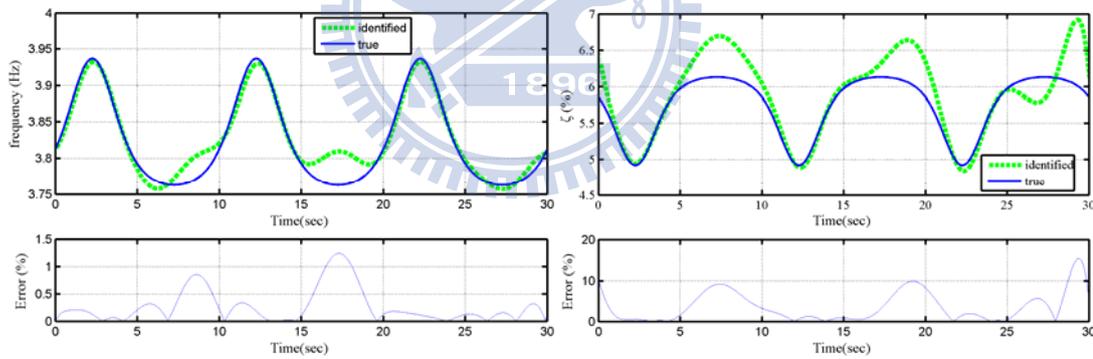


圖 3.10：以 921 地震輸入加入噪訊比 5% 對平滑變化之時變系統識別結果

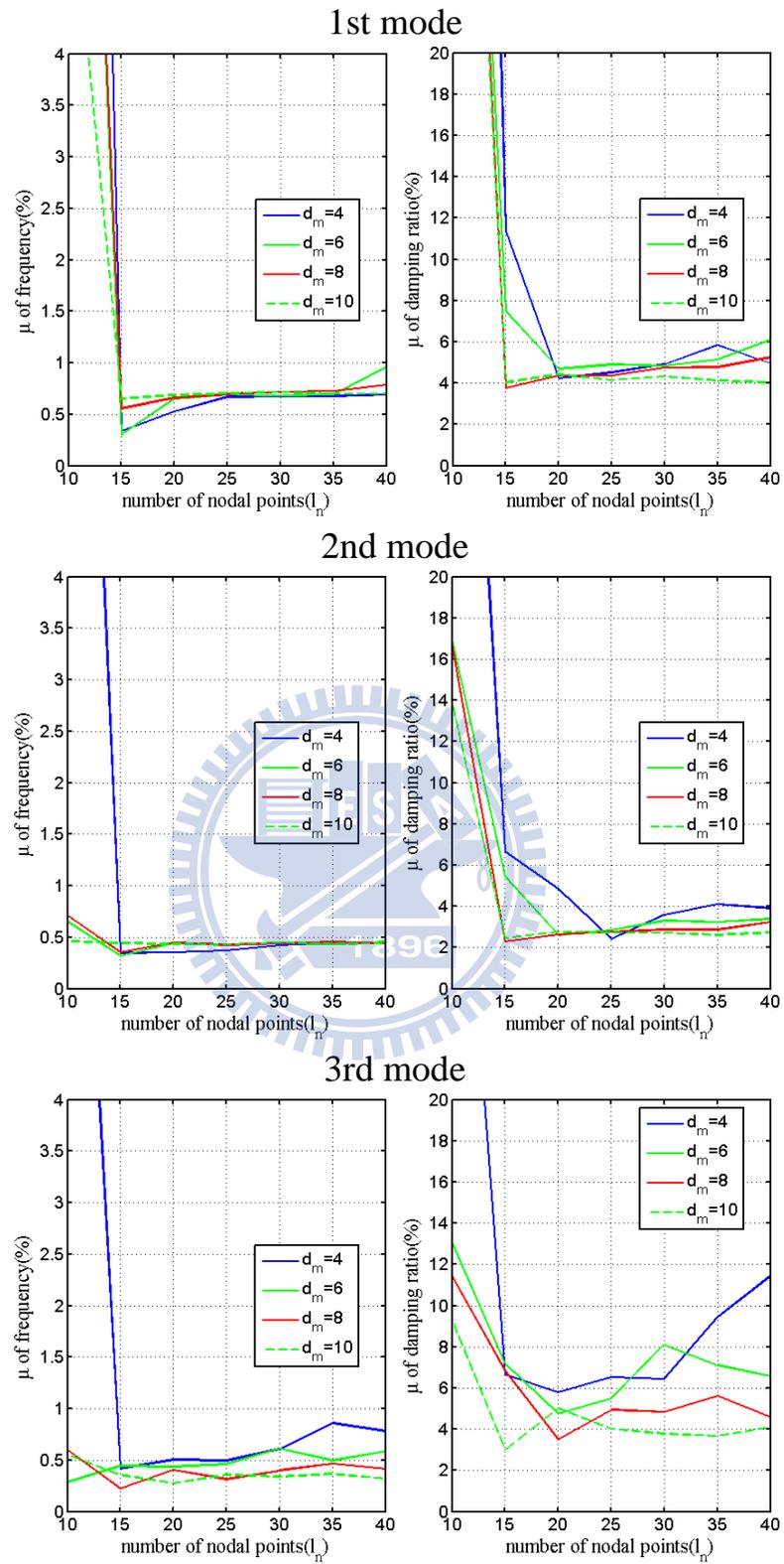


圖 3.11：各組支撐參數(d_m)與不同節點數在模型階數(I, J)為(15,15)之識別

誤差

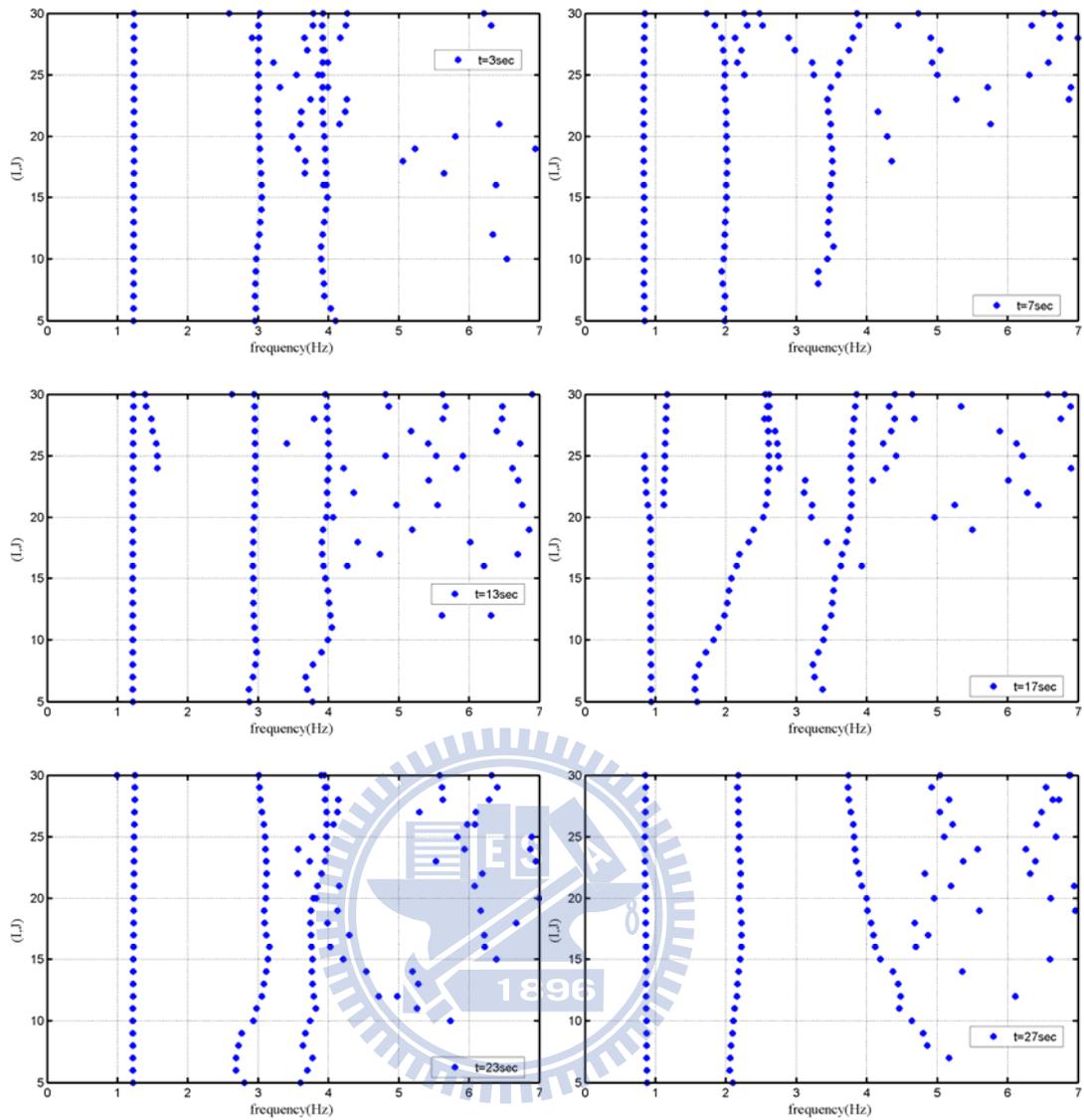


圖 3.12：利用不同階數分析含雜訊反應於不同時間點所得之瞬時頻率

$$(l_n=10, d_m=4)$$

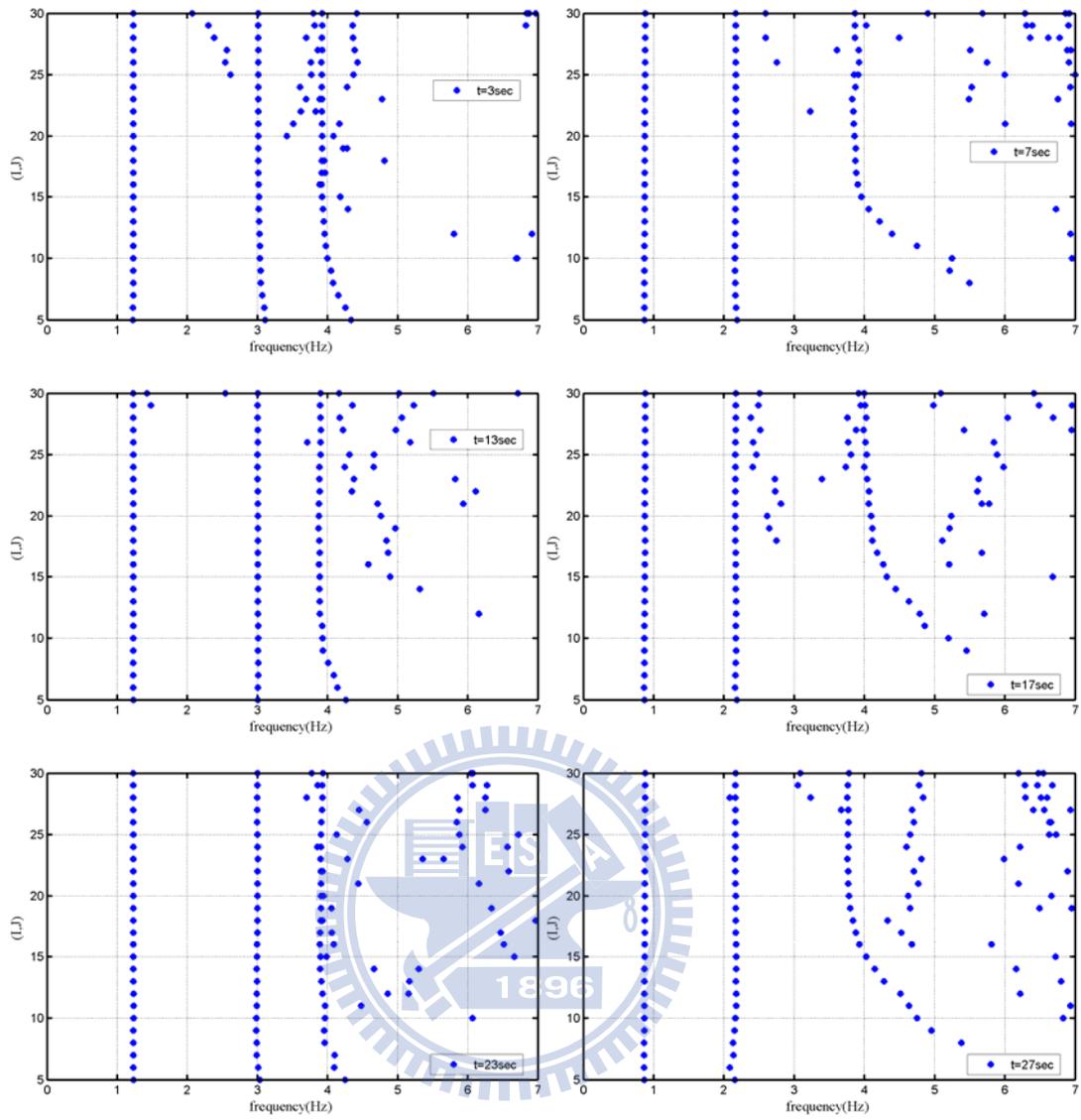


圖 3.13：利用不同階數分析含雜訊反應於不同時間點所得之瞬時頻率

$$(l_n=20, d_m=4)$$

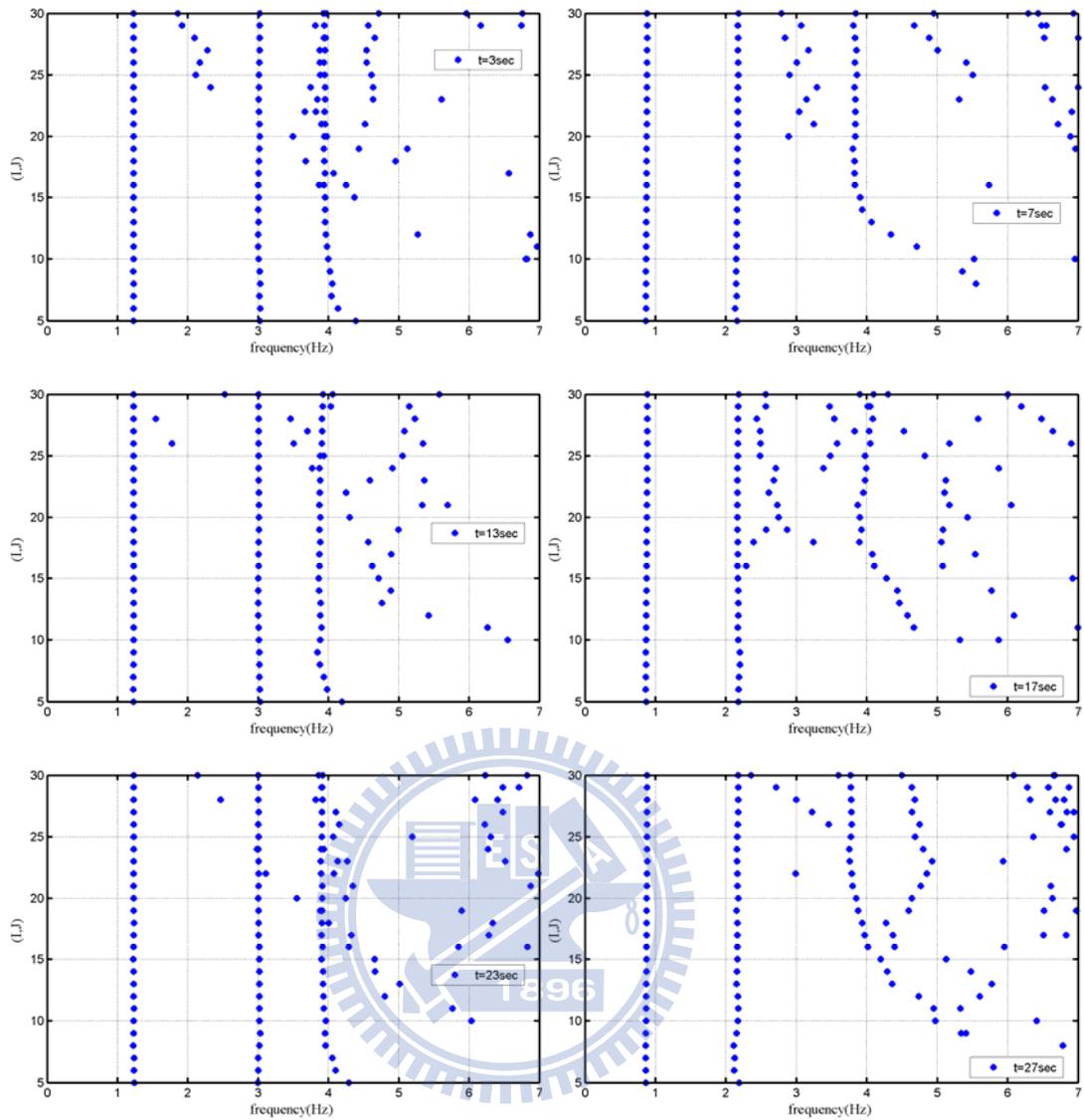


圖 3.14：利用不同階數分析含雜訊反應於不同時間點所得之瞬時頻率

$$(l_n=30, d_m=4)$$

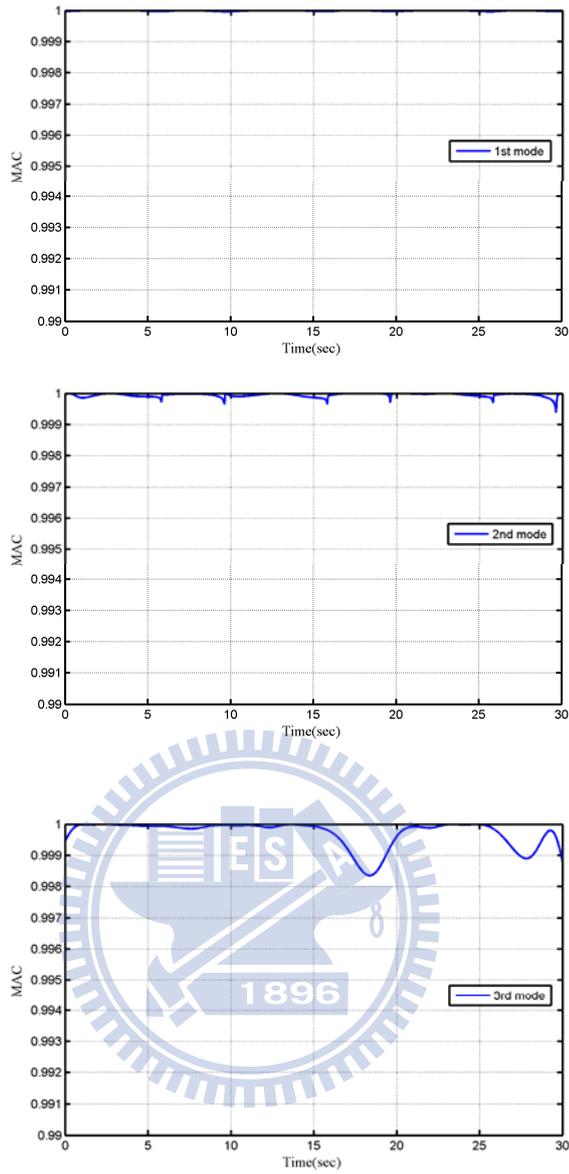
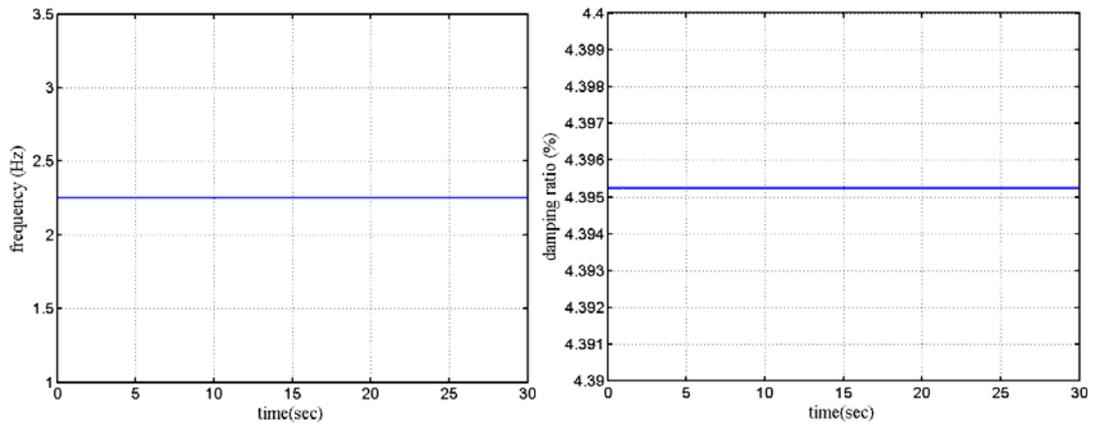
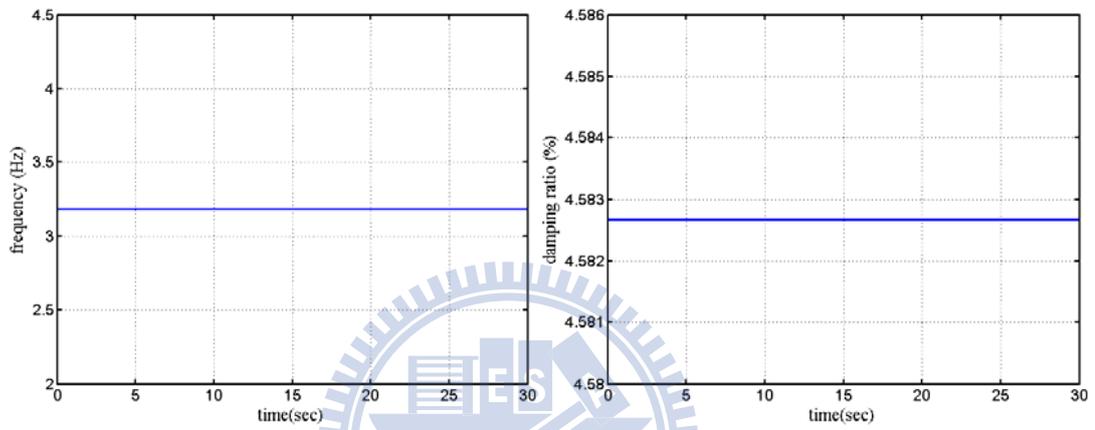


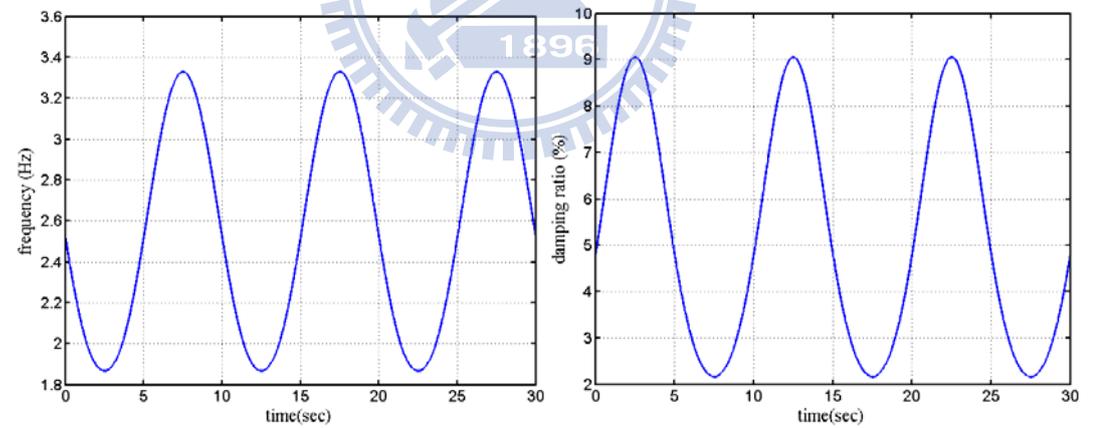
圖 3.16：以 921 地震輸入加入噪訊比 5% 之 MAC 圖



(a)

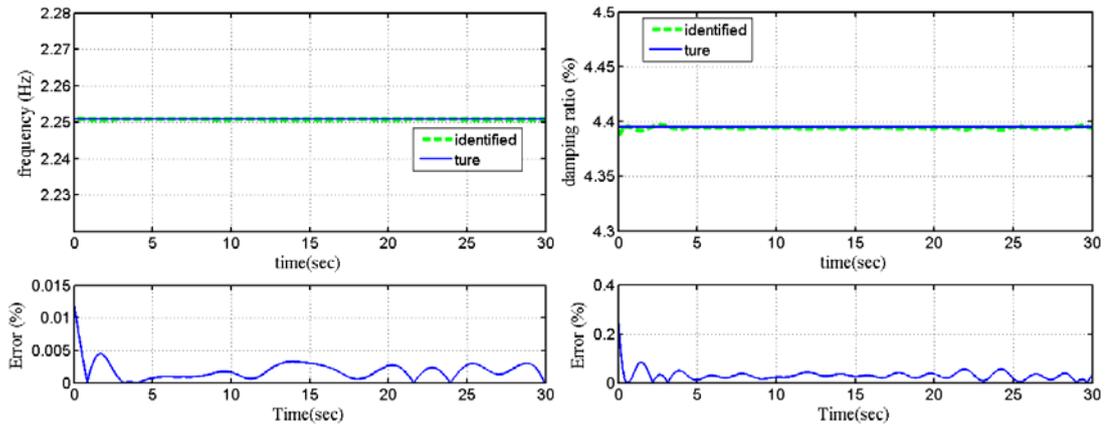


(b)

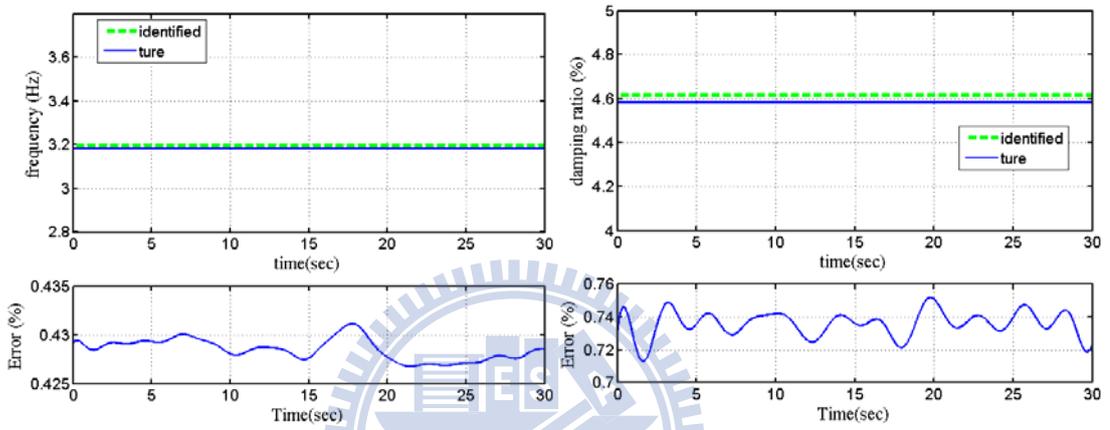


(c)

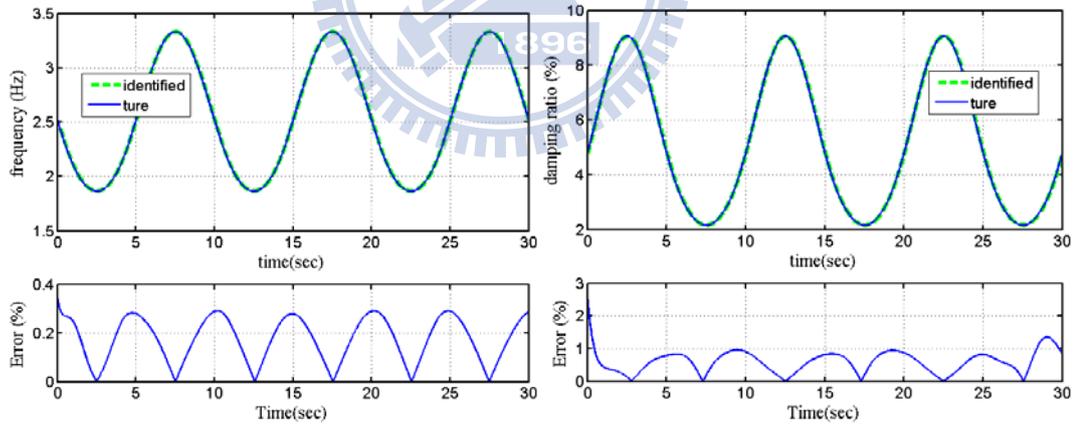
圖 3.17：各子結構系統之理論瞬時擬自然振動頻率及阻尼比



(a)



(b)



(c)

圖 3.18：各子結構系統之識別結果



圖 4.1：國家地震工程研究中心之五層樓鋼構架



圖 4.2：國家地震工程研究中心之六層樓鋼構架

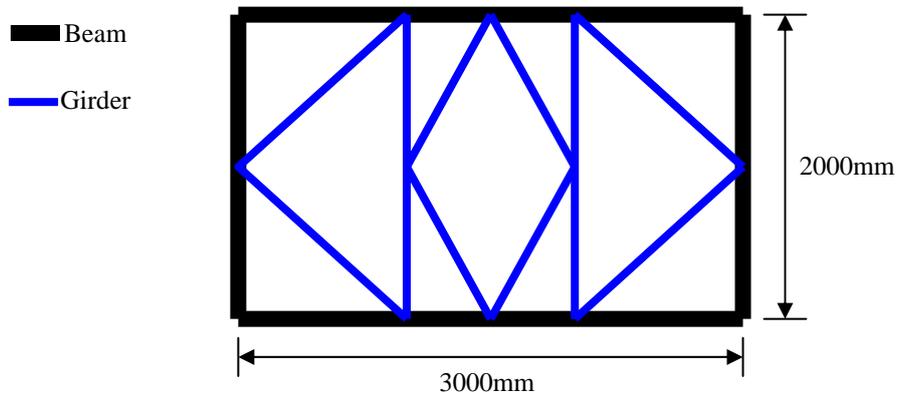


圖 4.3：五層樓鋼構架之上視平面圖

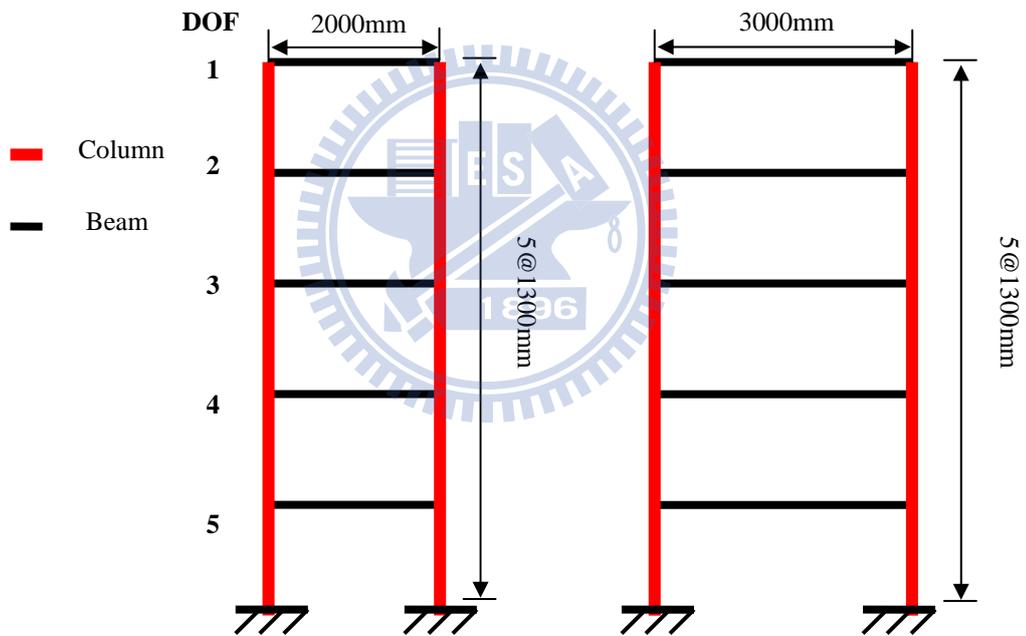


圖 4.4：五層樓鋼構架之側視平面圖

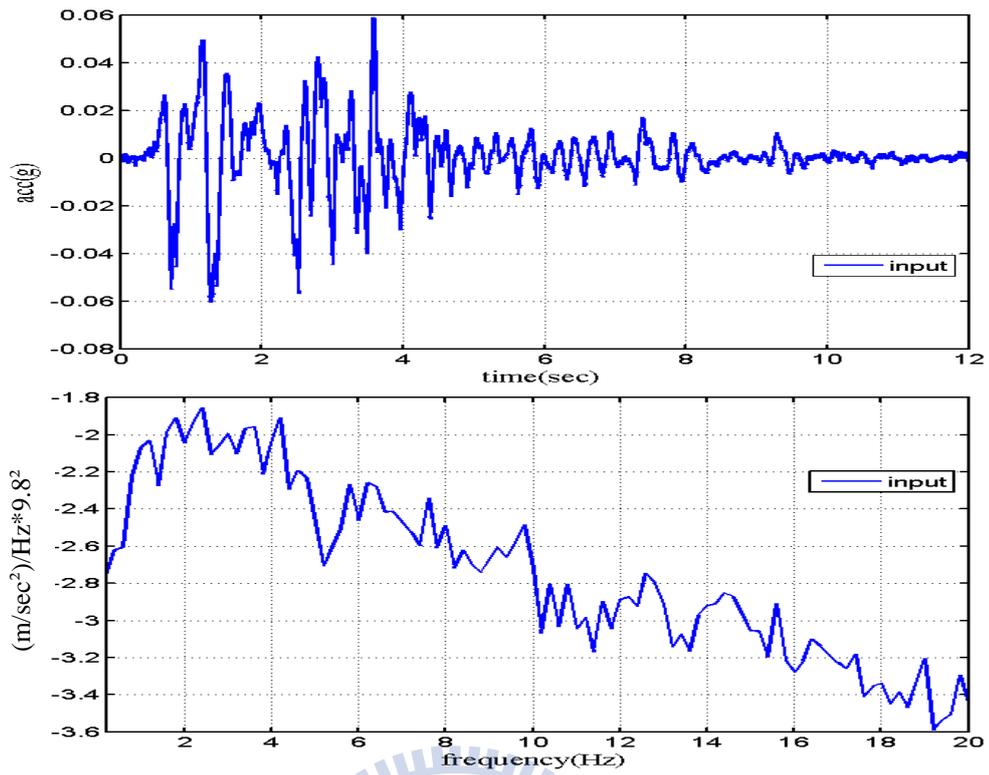


圖 4.5：10%Kobe 地震輸入反應及其頻譜圖



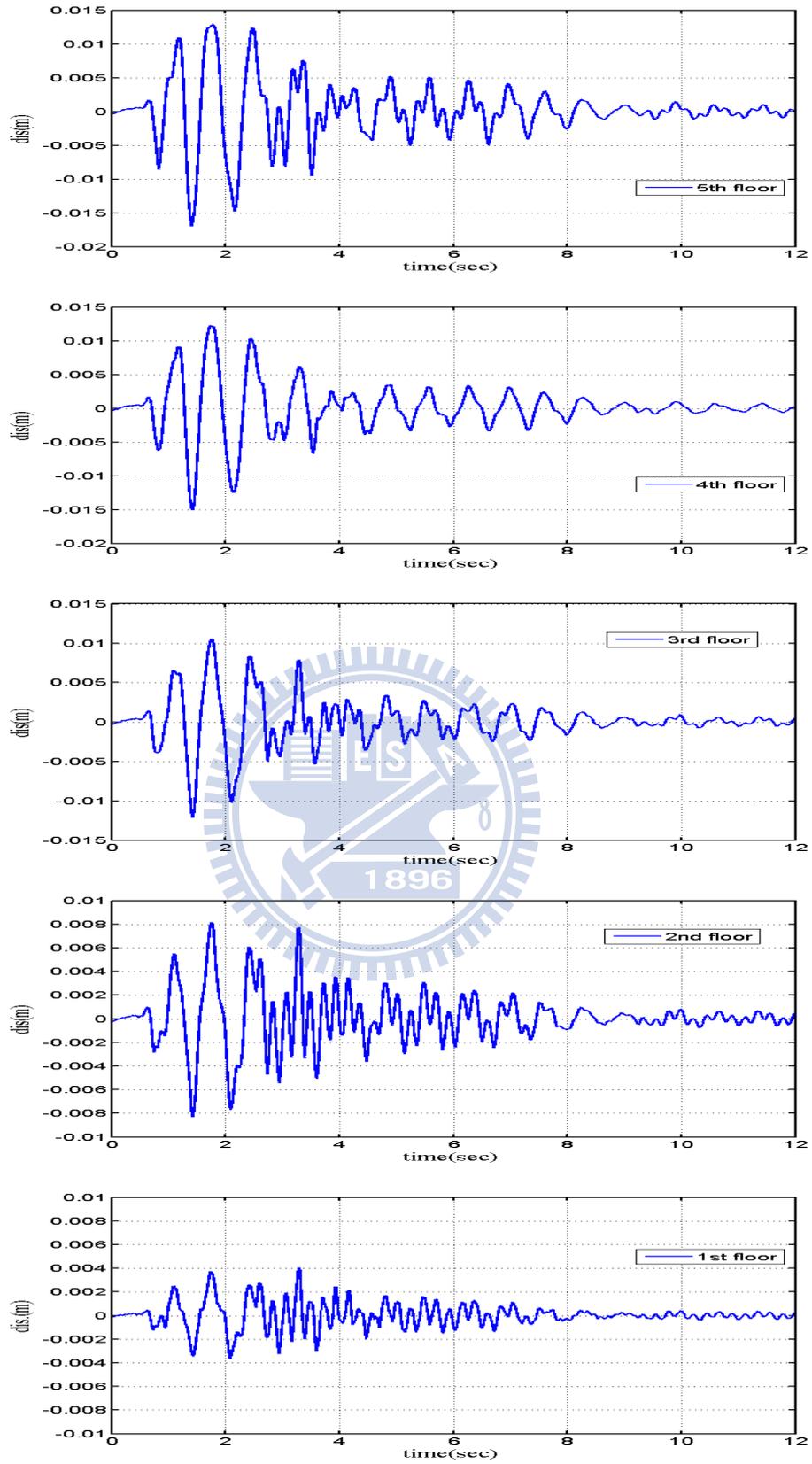


圖 4.6：10%Kobe 地震作用下各樓層之位移反應圖

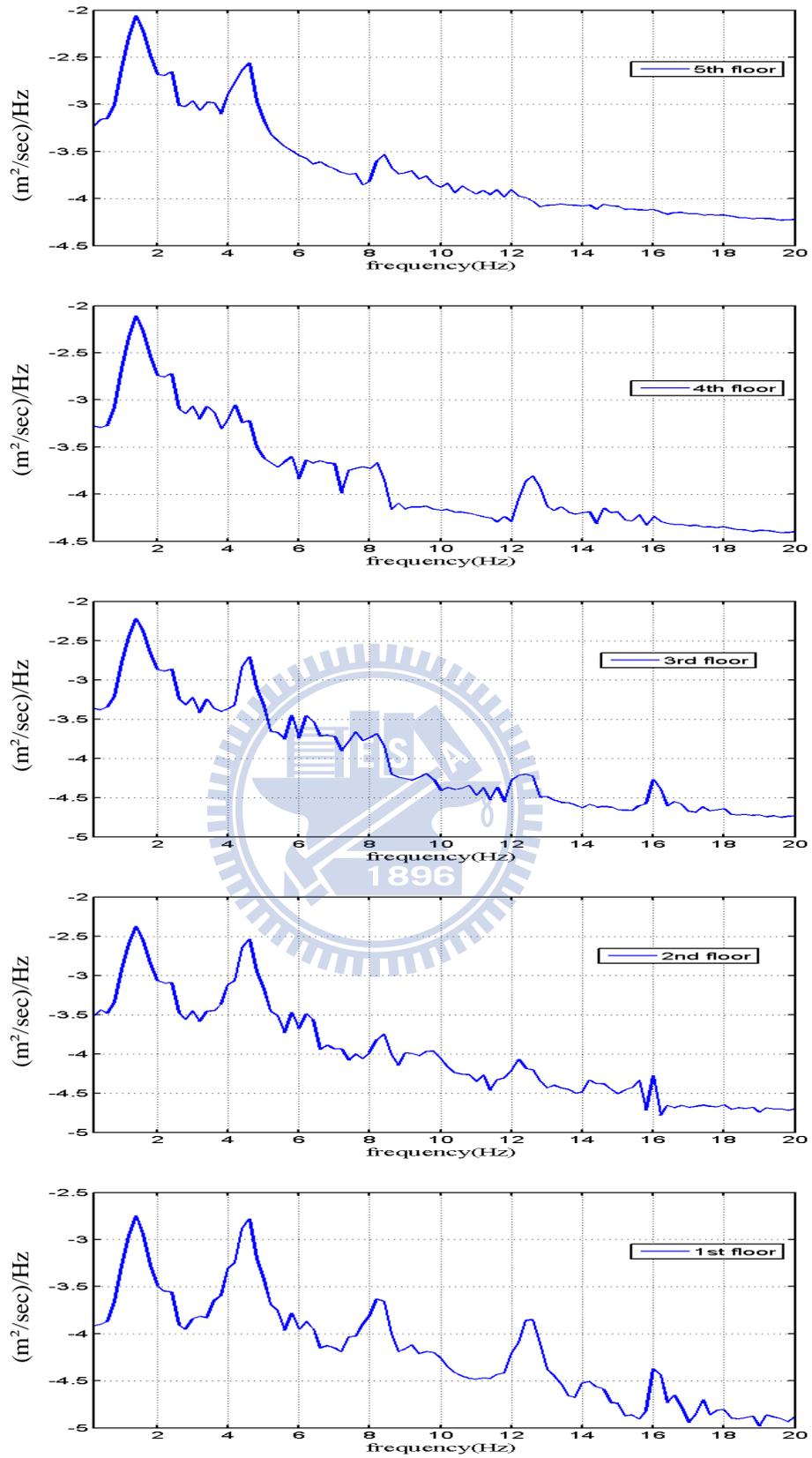


圖 4.7：10%Kobe 地震作用下各樓層之位移頻譜圖

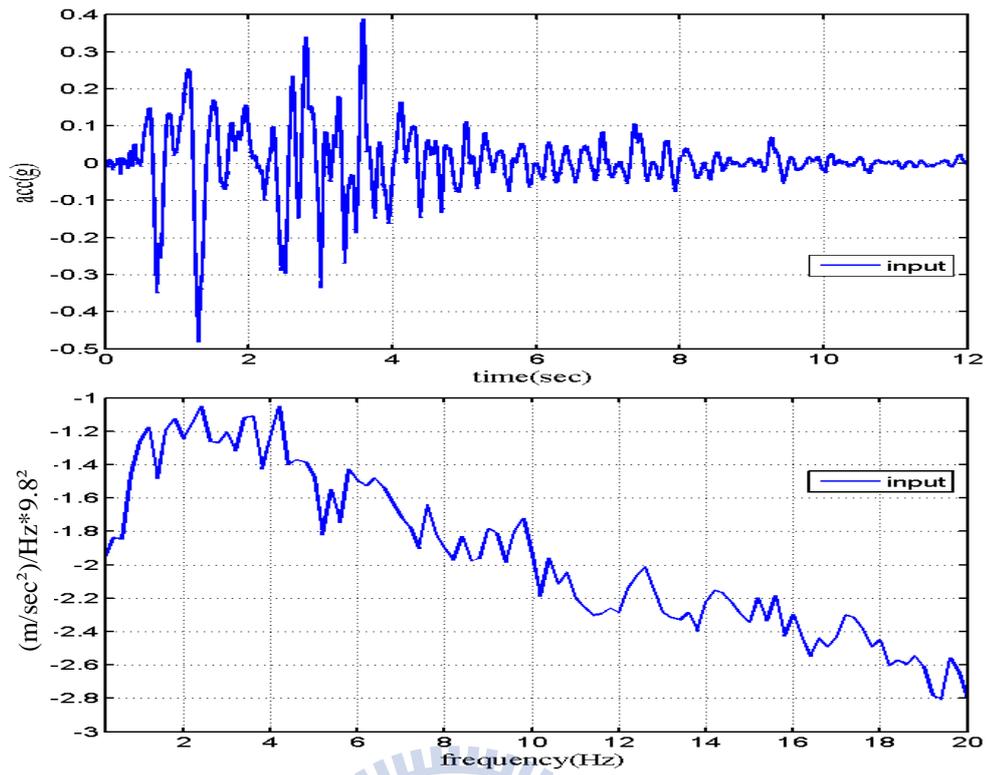


圖 4.8：60%Kobe 地震輸入反應及其頻譜圖



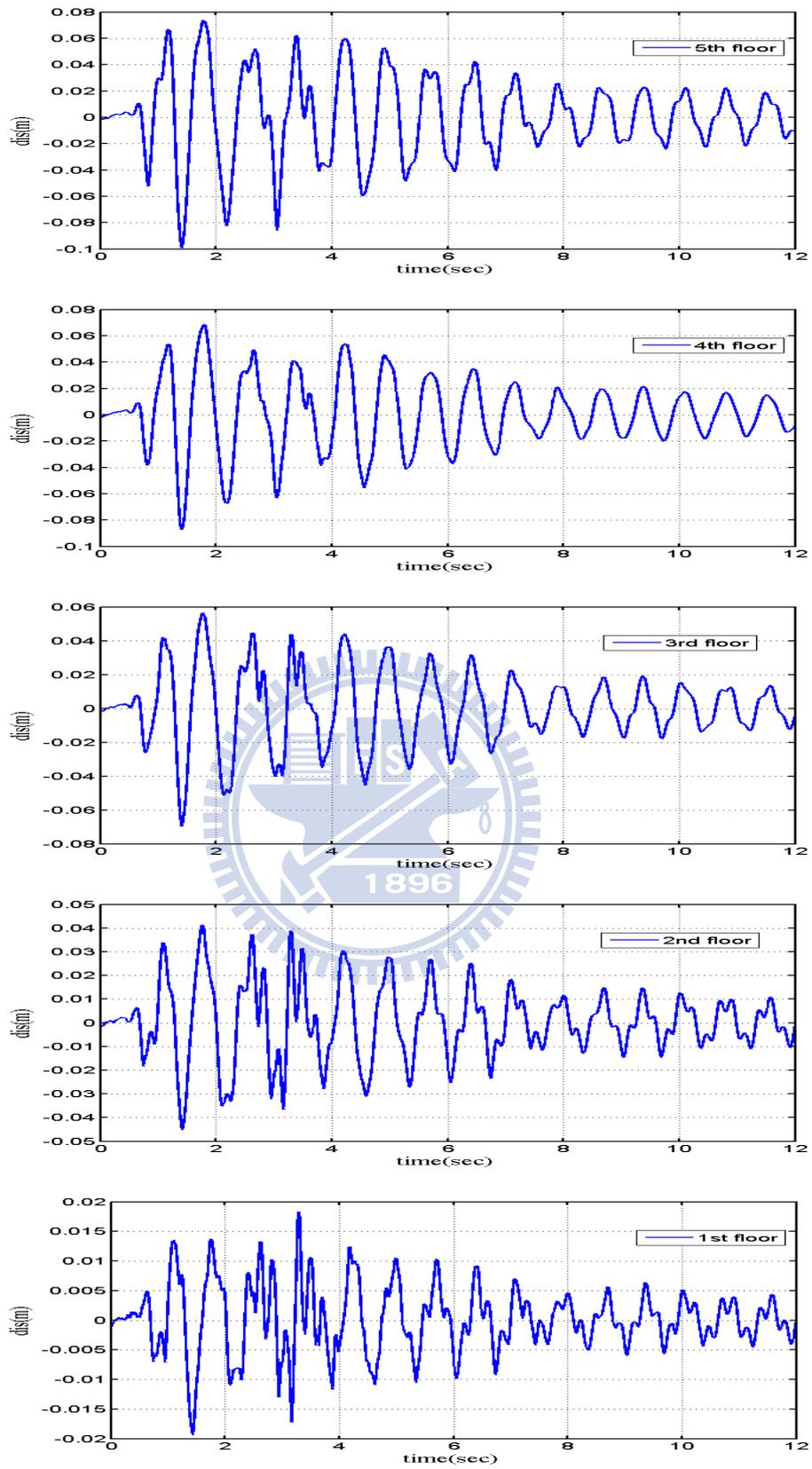


圖 4.9：60%Kobe 地震作用下各樓層之位移反應圖

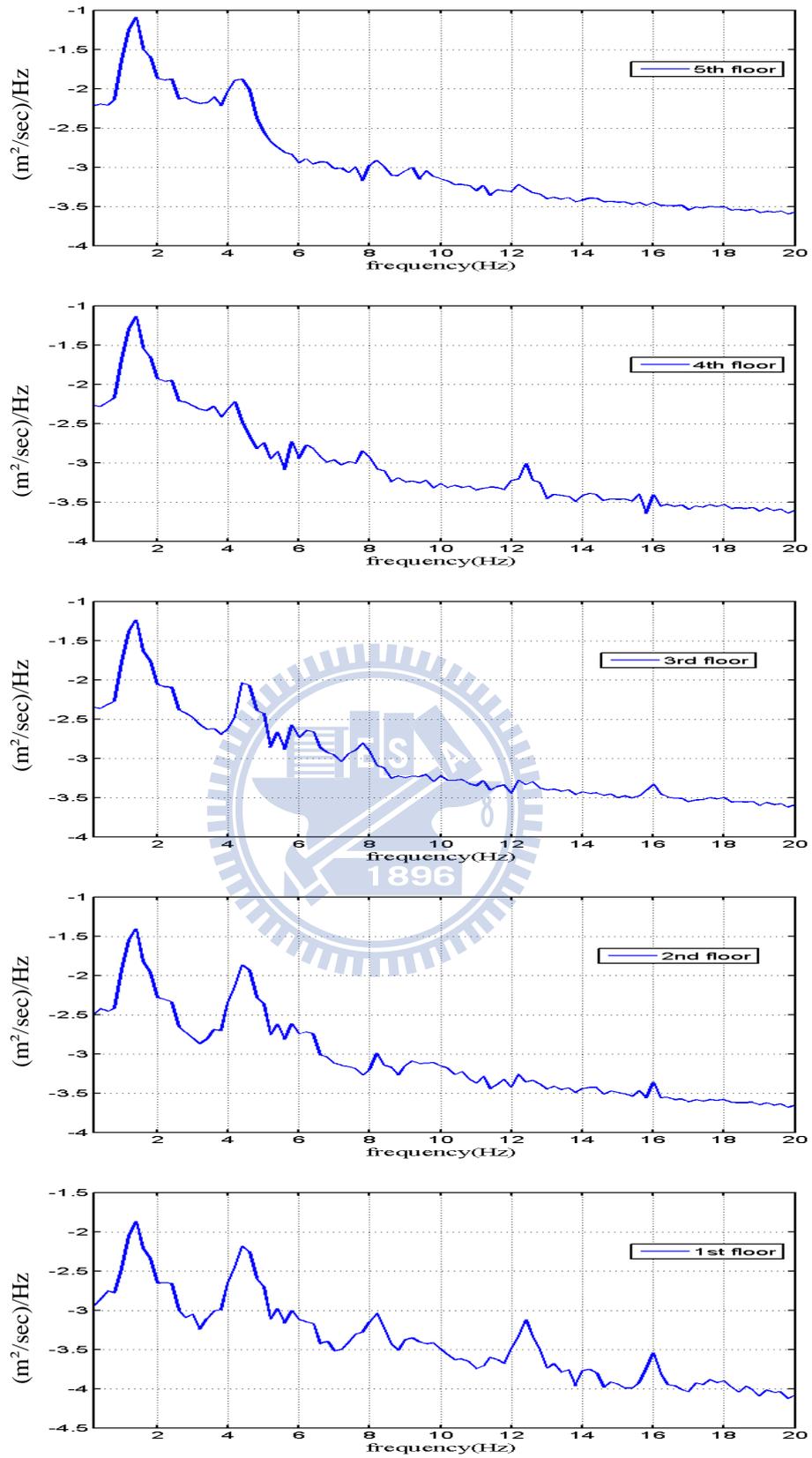


圖 4.10：60%Kobe 地震作用下各樓層之位移頻譜圖

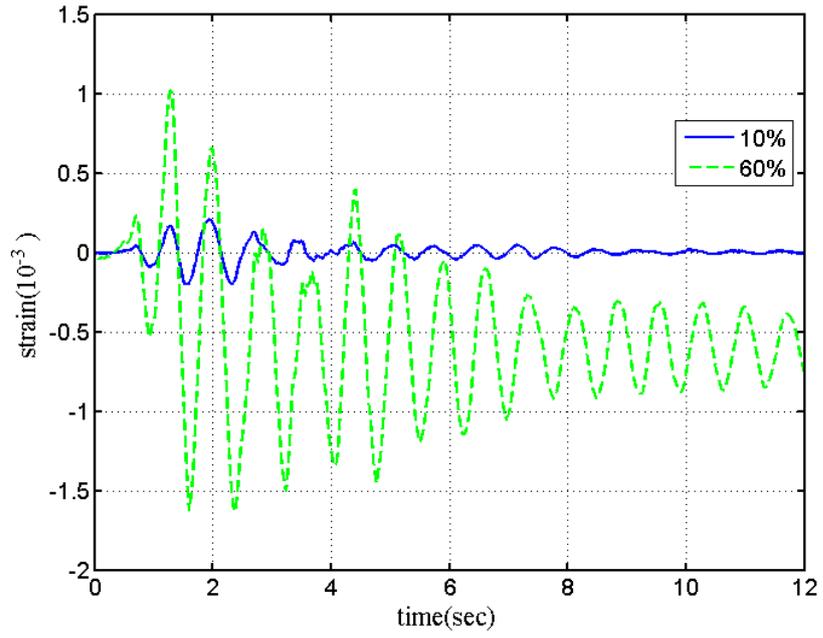
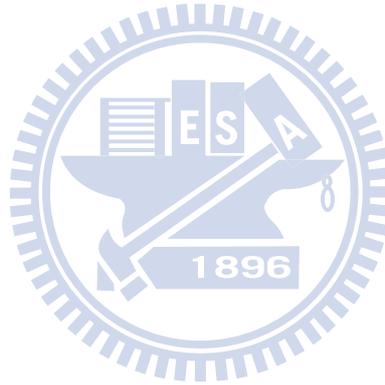


圖 4.11：10%與 60%Kobe 地震下最底層柱之應變歷時圖



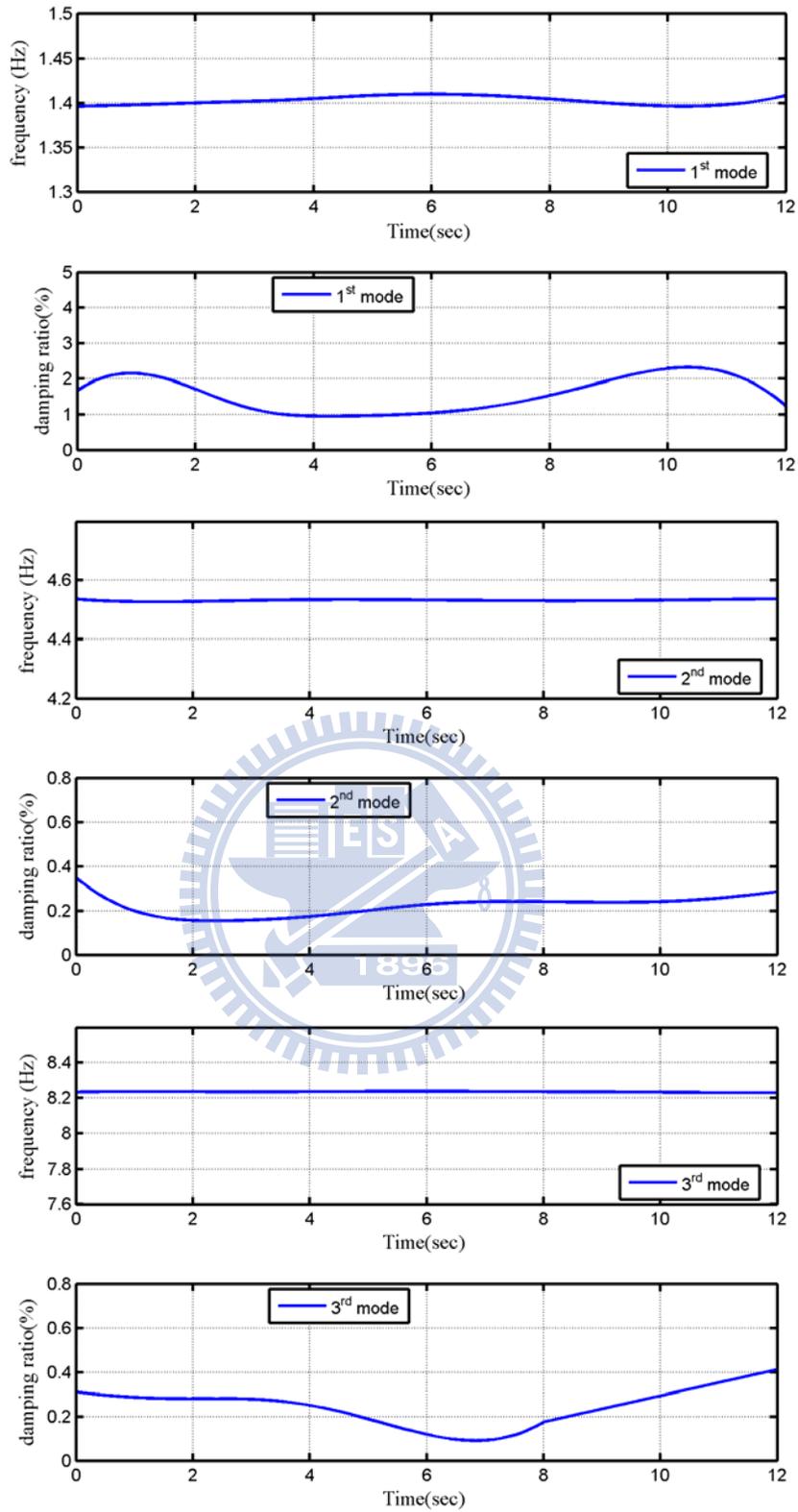
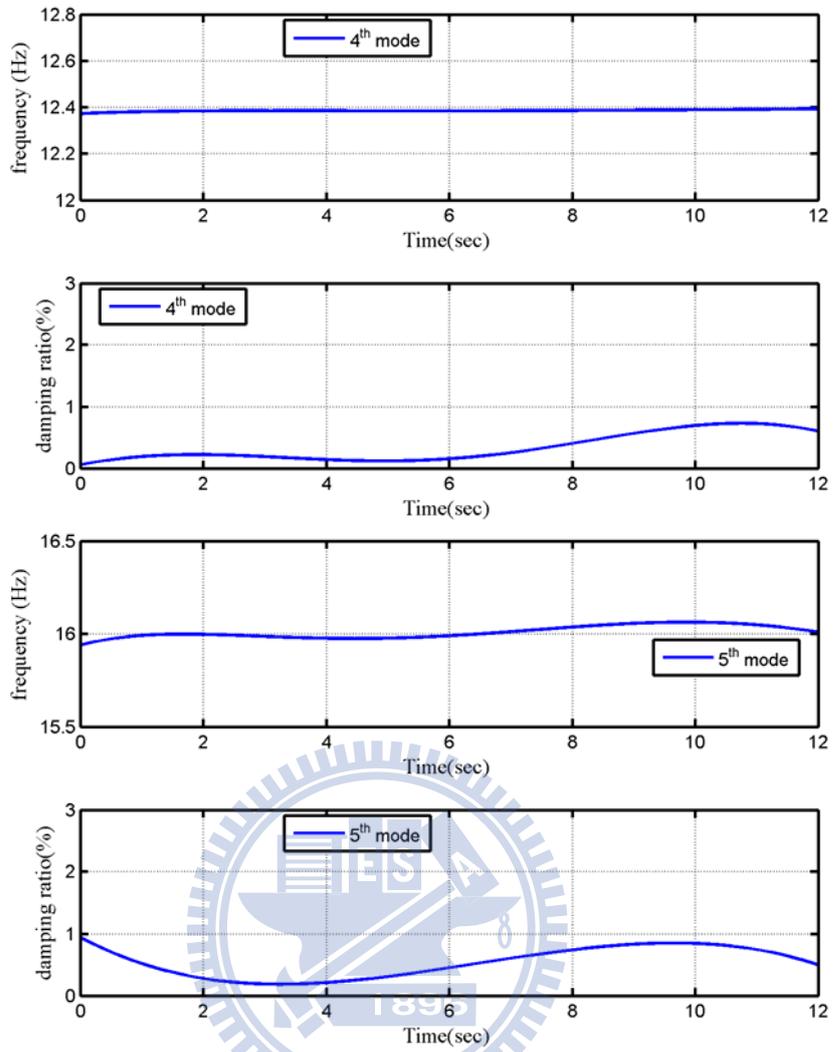


圖 4.12：10% Kobe 地震下各自由度之識別瞬時動態特性



(圖 4.12 續上頁)

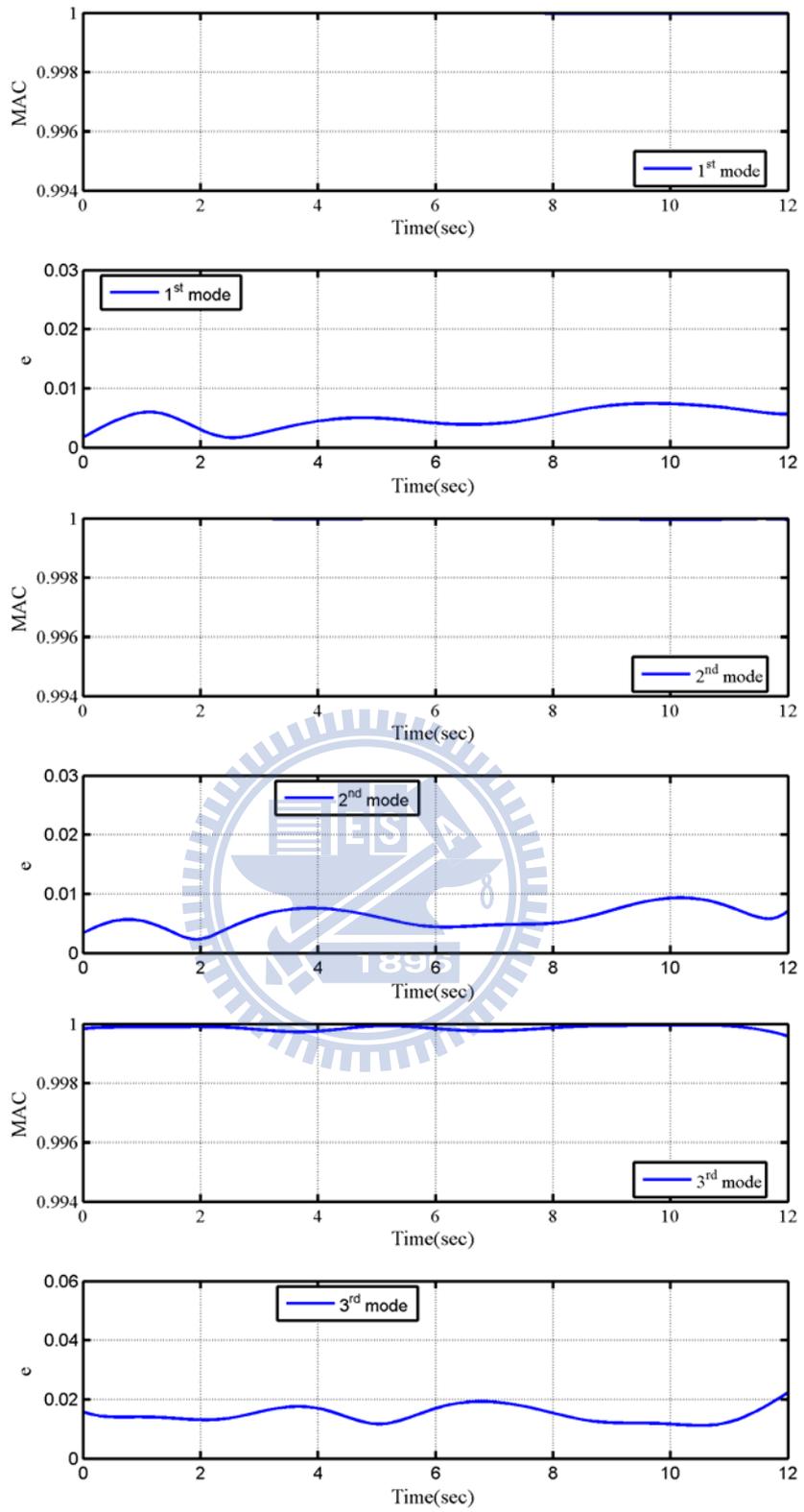
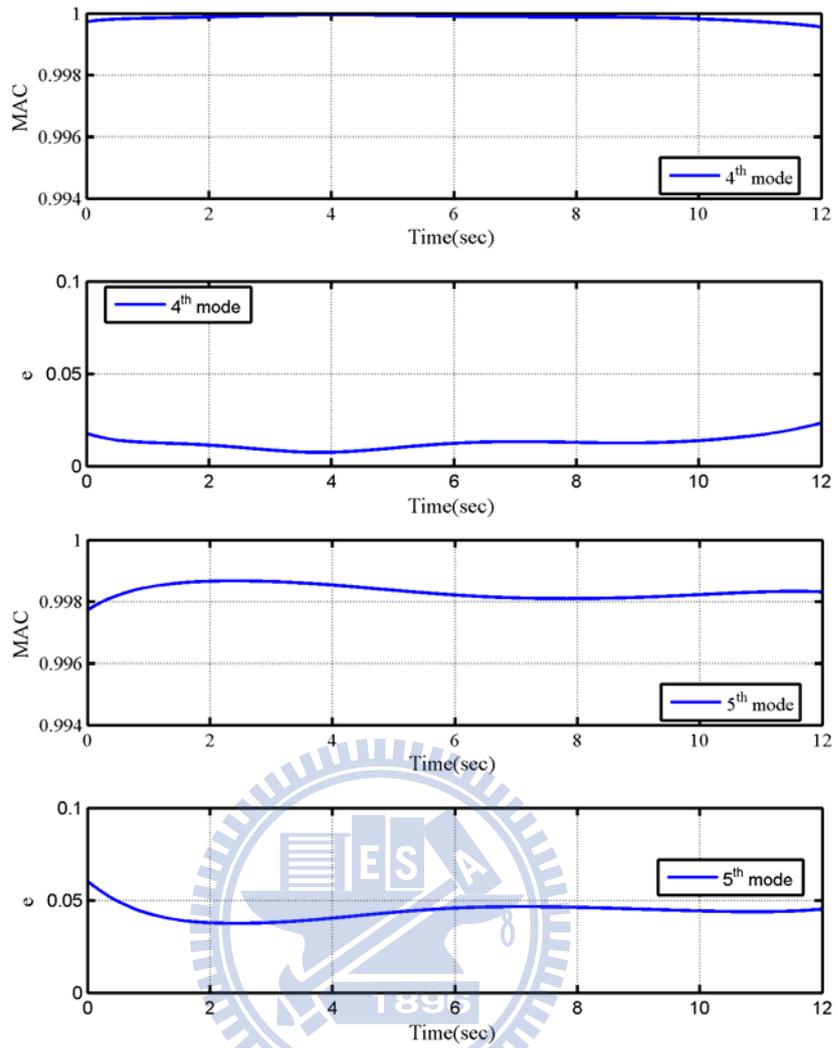


圖 4.13：10% Kobe 地震下各模態之 MAC 以及 e 值



(圖 4.13 續上頁)

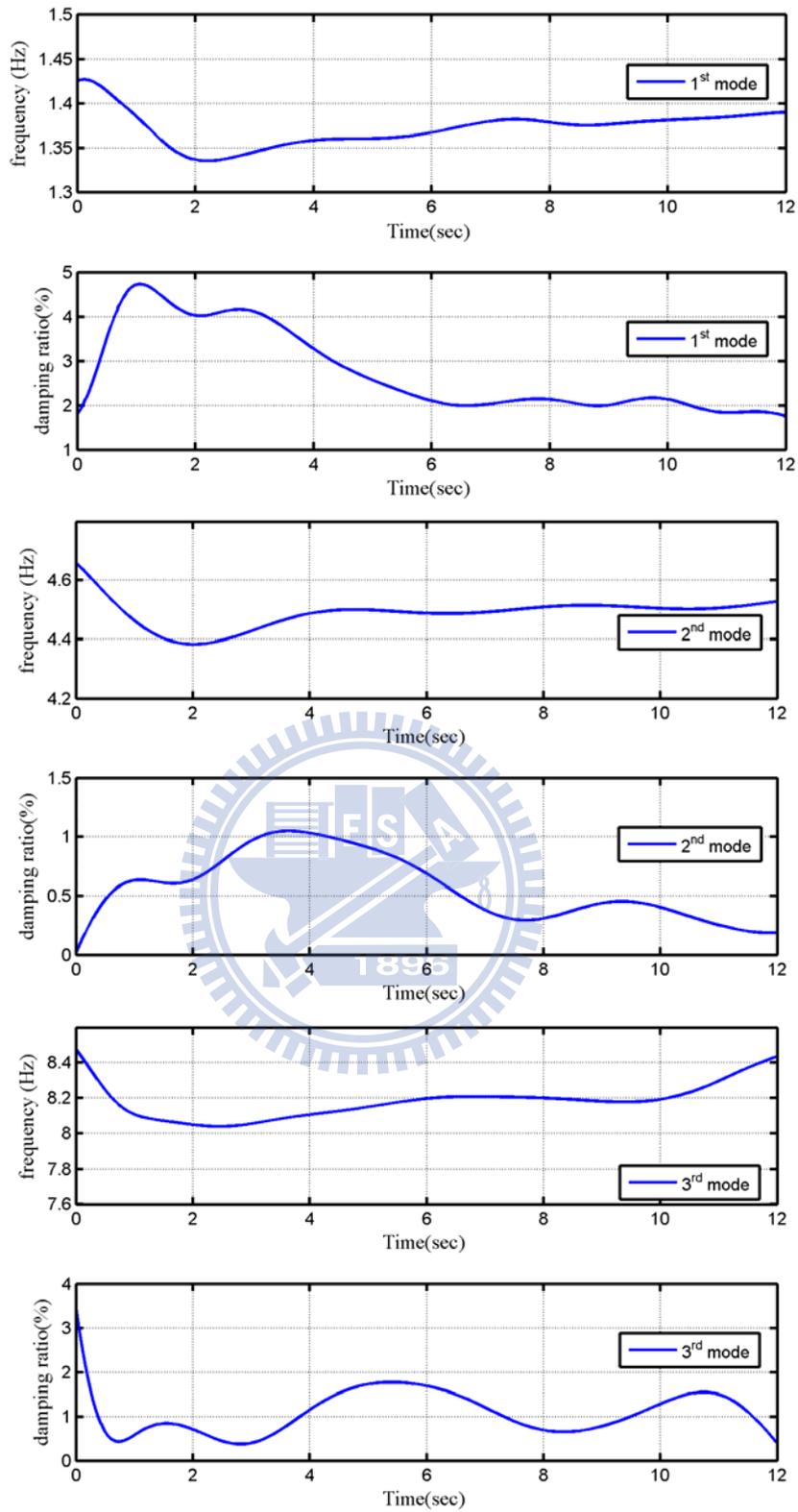
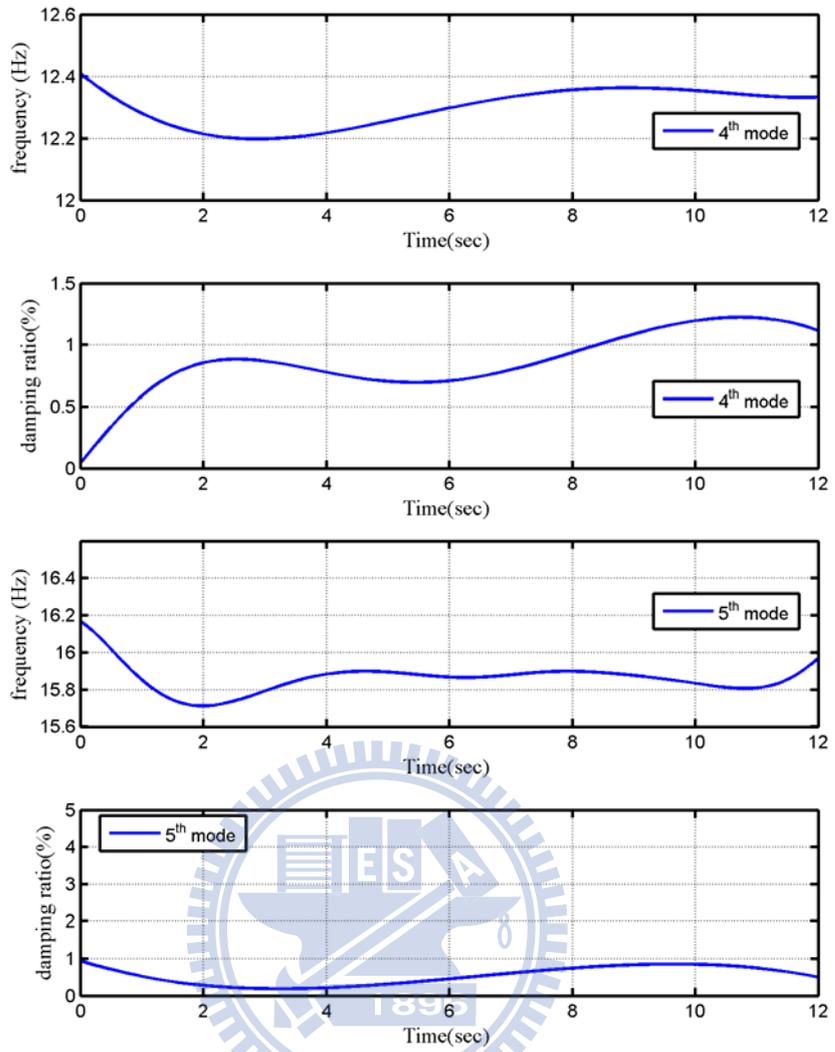


圖 4.14：60% Kobe 地震下各自由度之識別瞬時動態特性



(圖 4.14 續上頁)

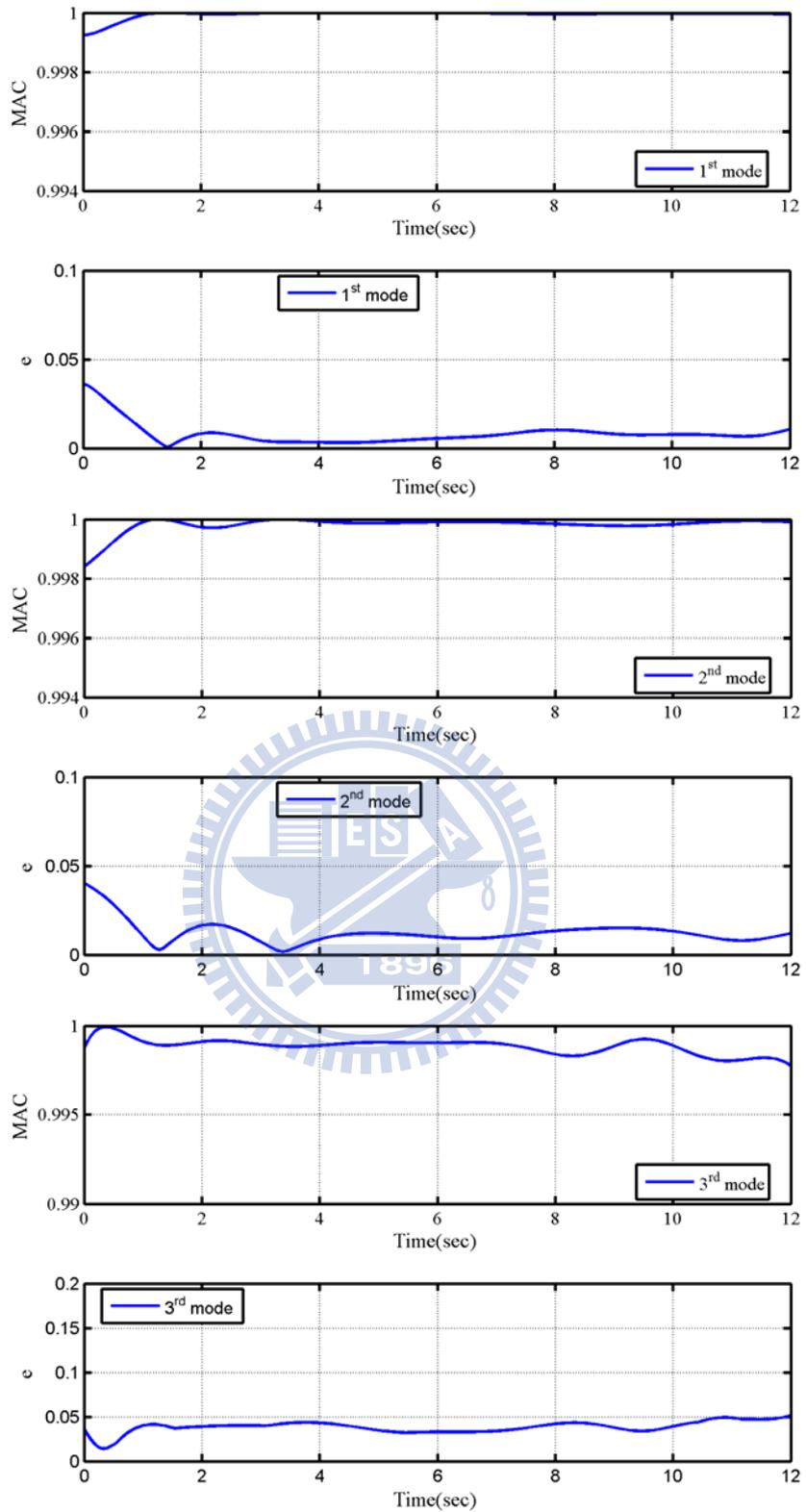
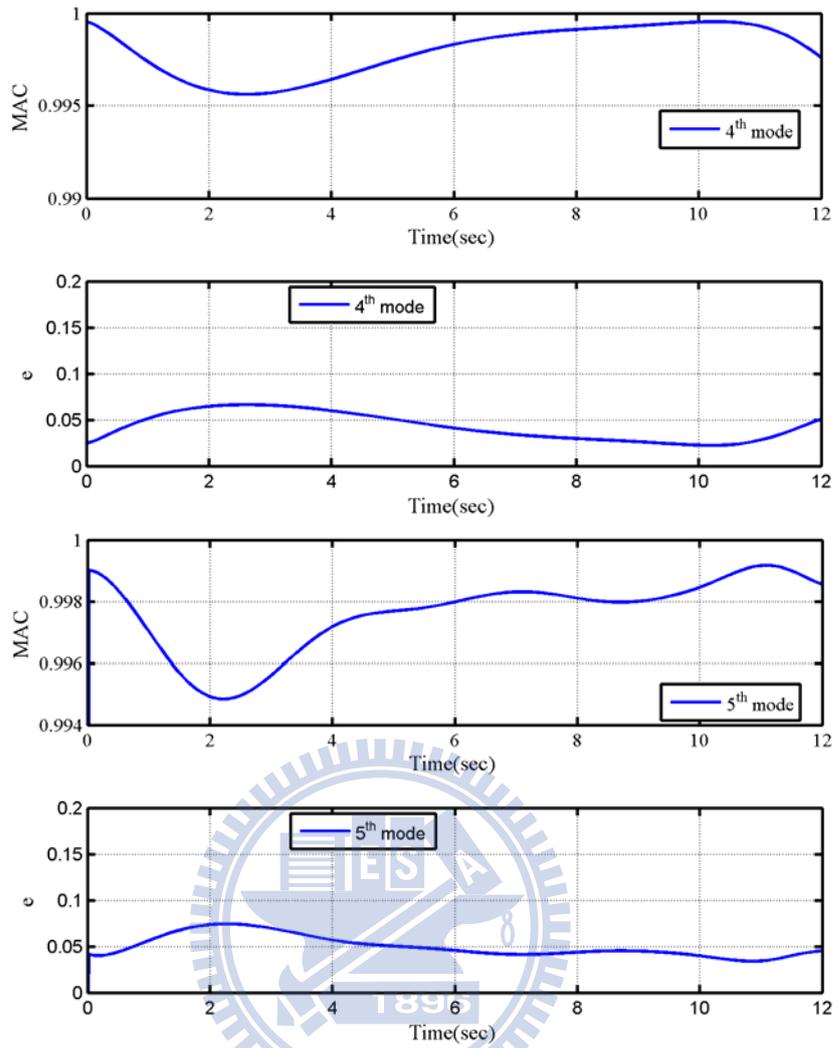
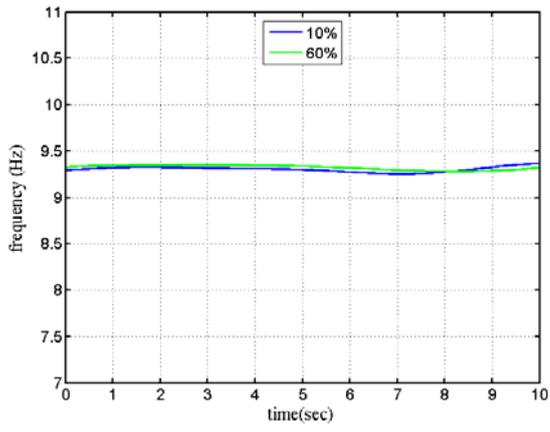


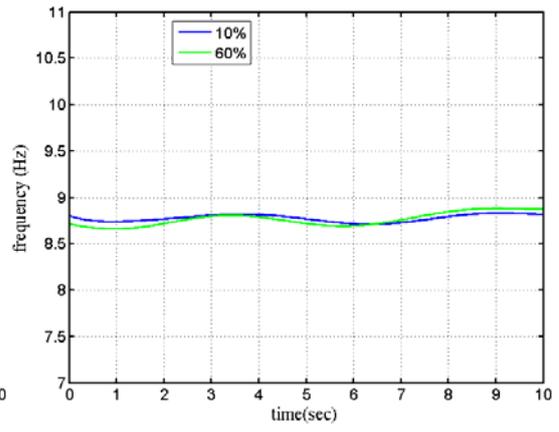
圖 4.15：60% Kobe 地震下各模態之 MAC 以及 e 值



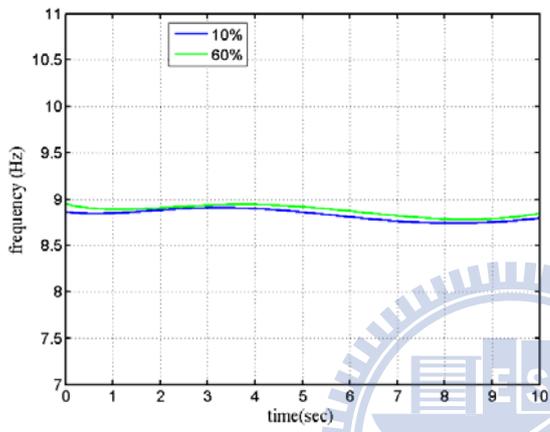
(圖 4.15 續上頁)



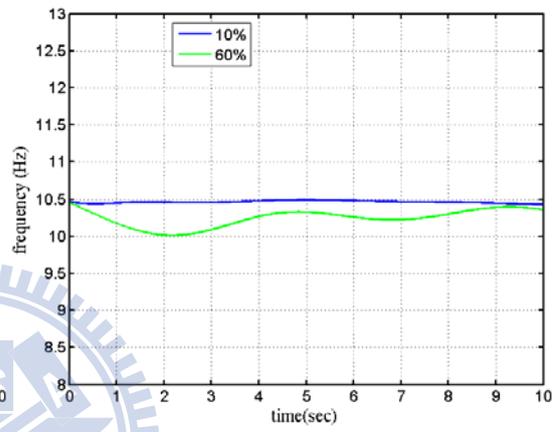
(a)



(b)



(c)



(d)

圖 4.16：五層樓各個自由度之局部動態識別

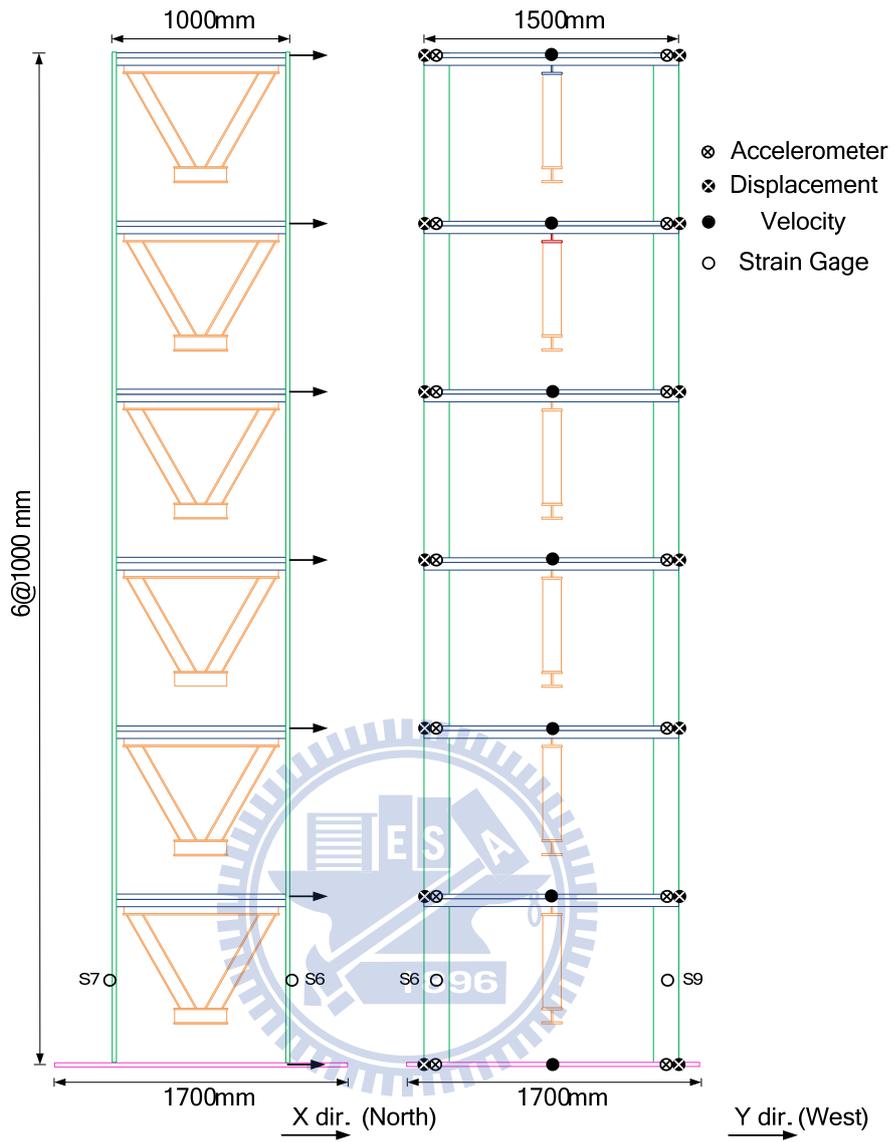


圖 4.17：六層樓鋼構架之側視圖

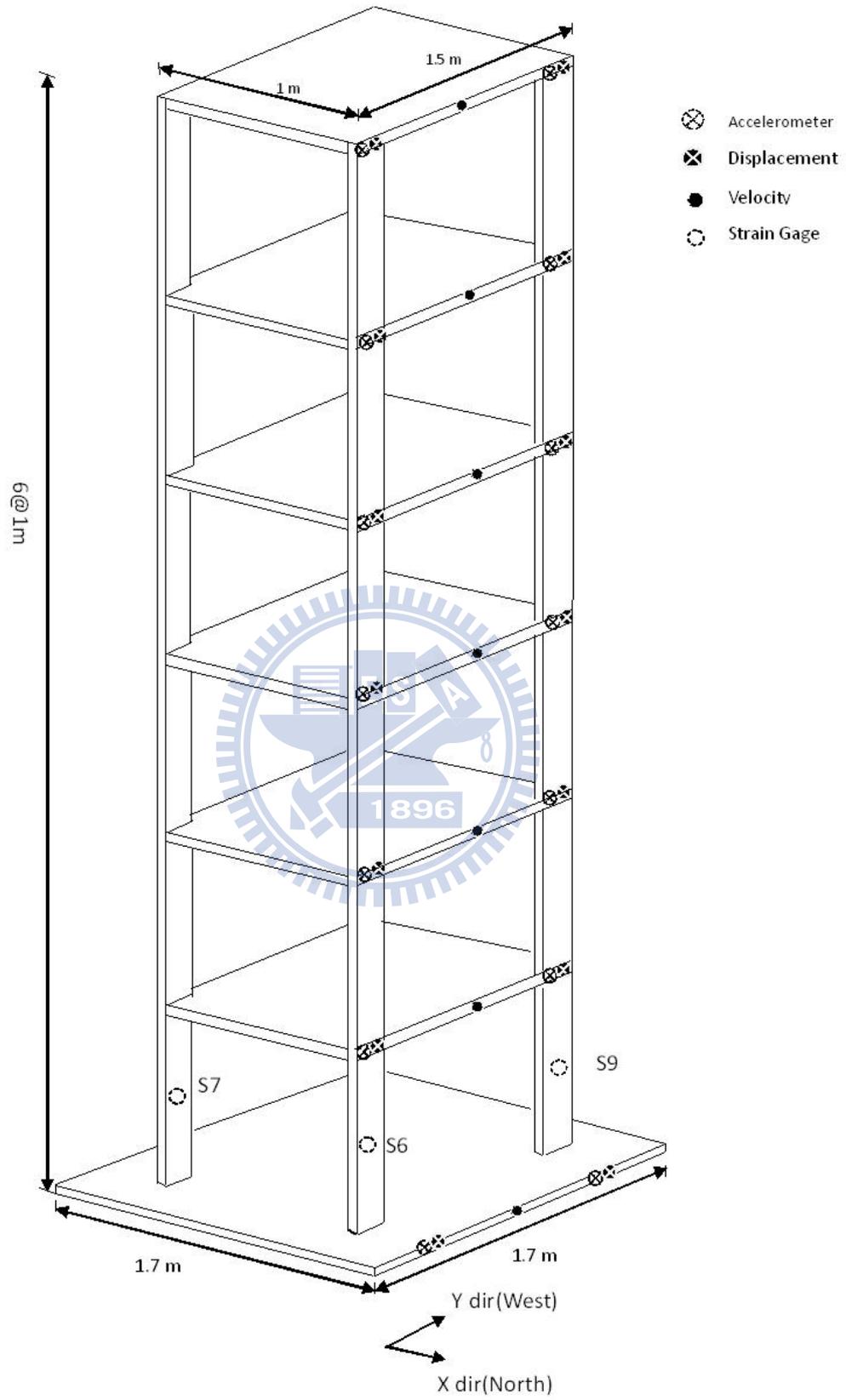


圖 4.18：六層樓鋼構架之立體圖

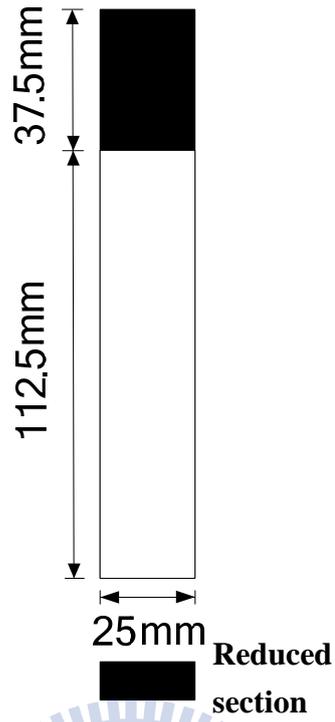


圖 4.19 : Damage Scenario 1

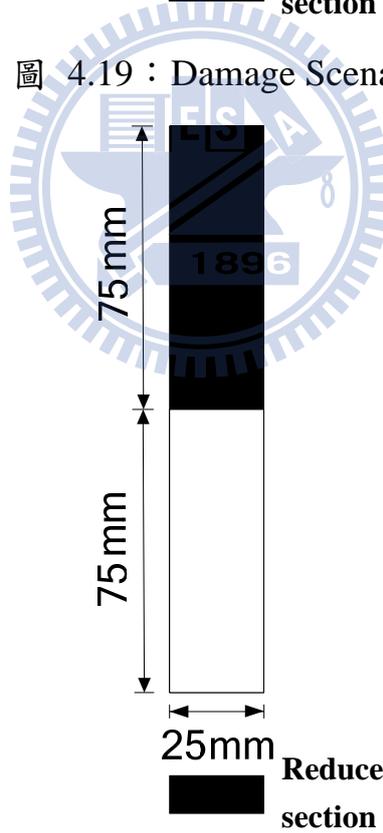


圖 4.20 : Damage Scenario 2

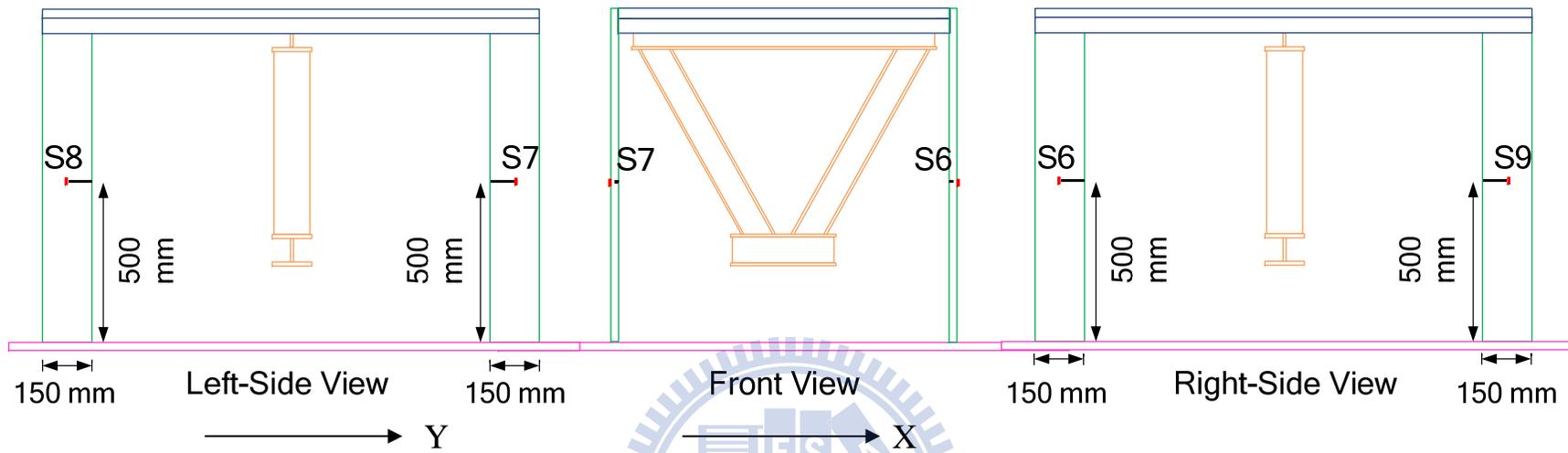


圖 4.21：在最底層實驗示意圖

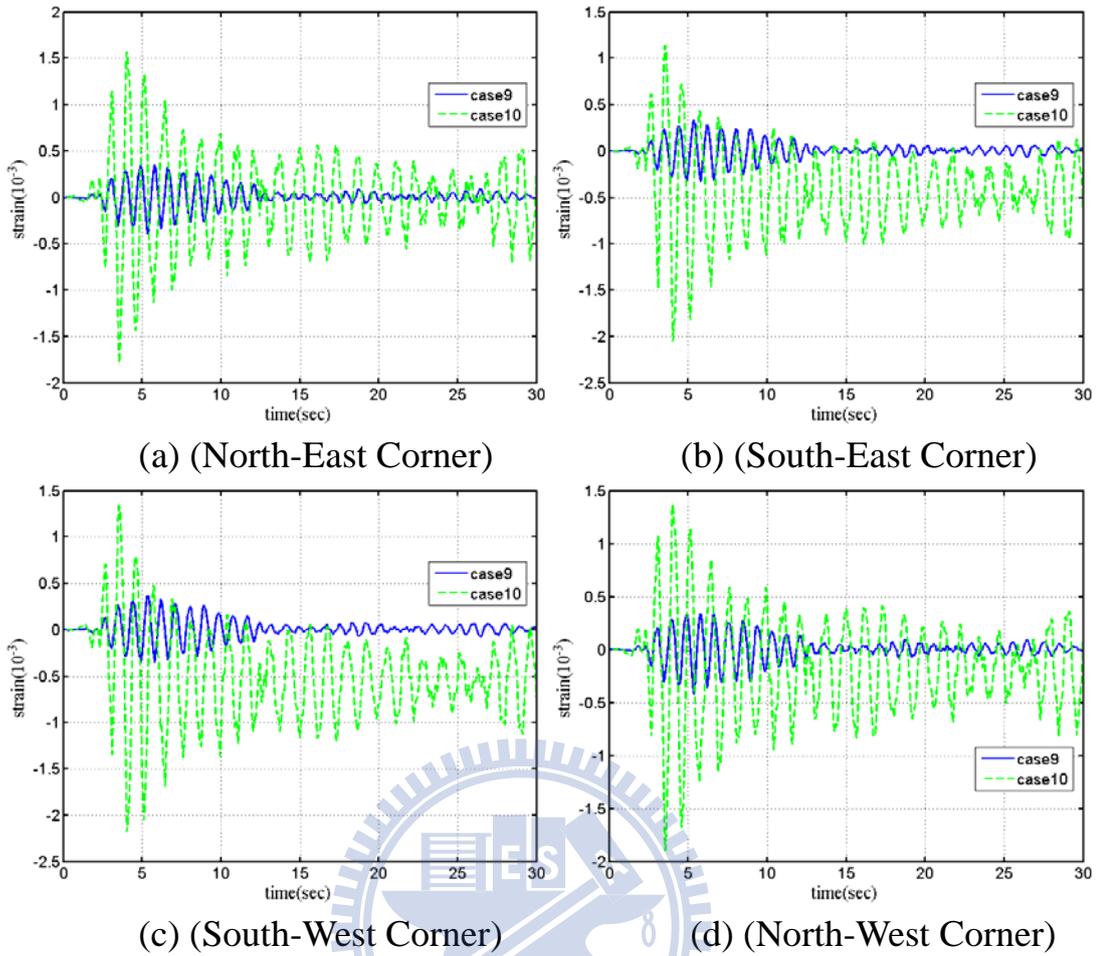


圖 4.22 : case 9 與 case 10 試驗中最底層柱之應變歷時

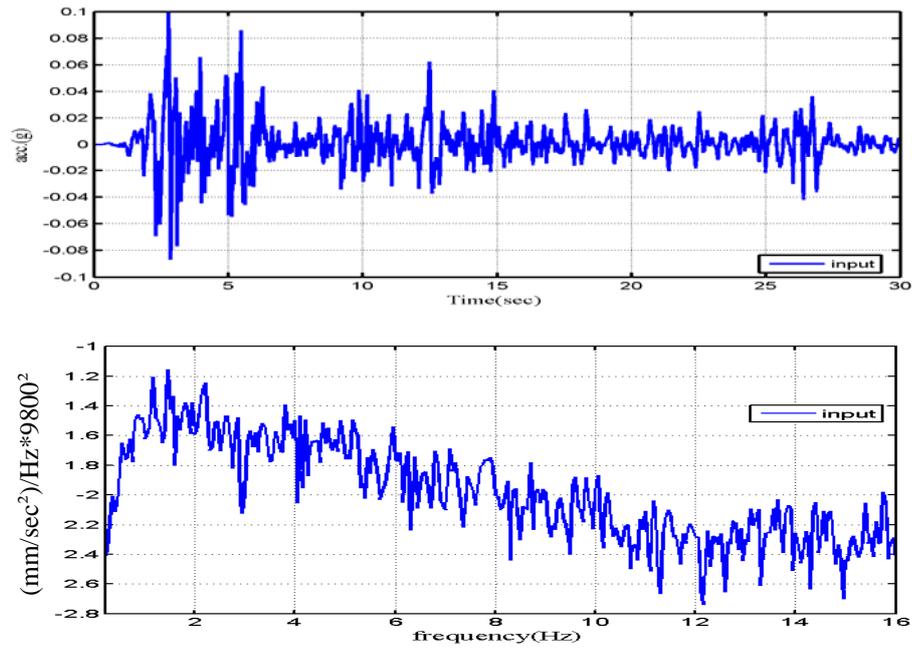


圖 4.23：case 3 試驗中輸入歷時及其頻譜



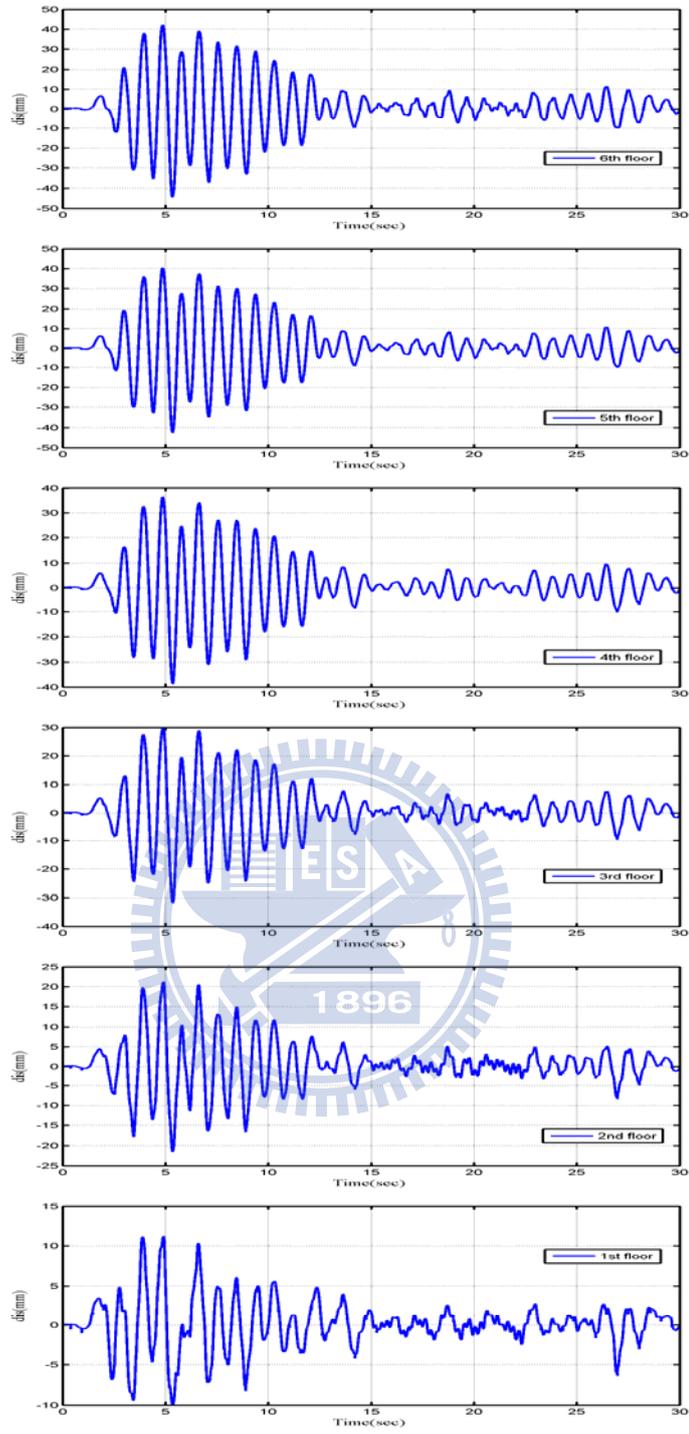


圖 4.24：case 3 試驗中各樓層之位移反應

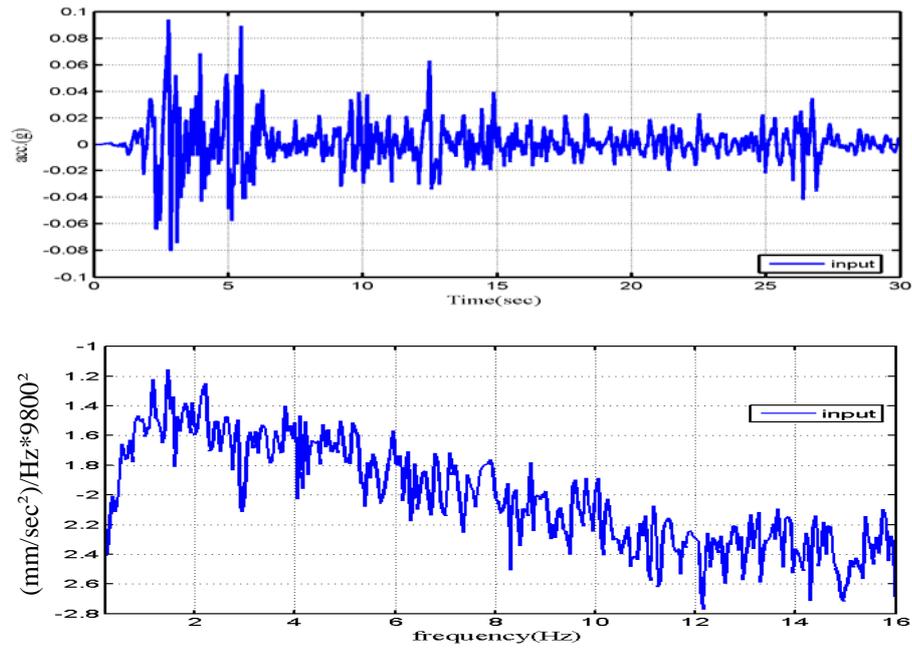
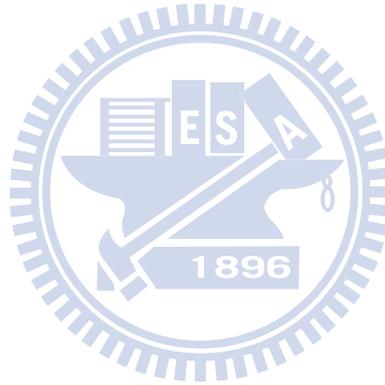


圖 4.25：case 6 試驗中輸入歷時及其頻譜



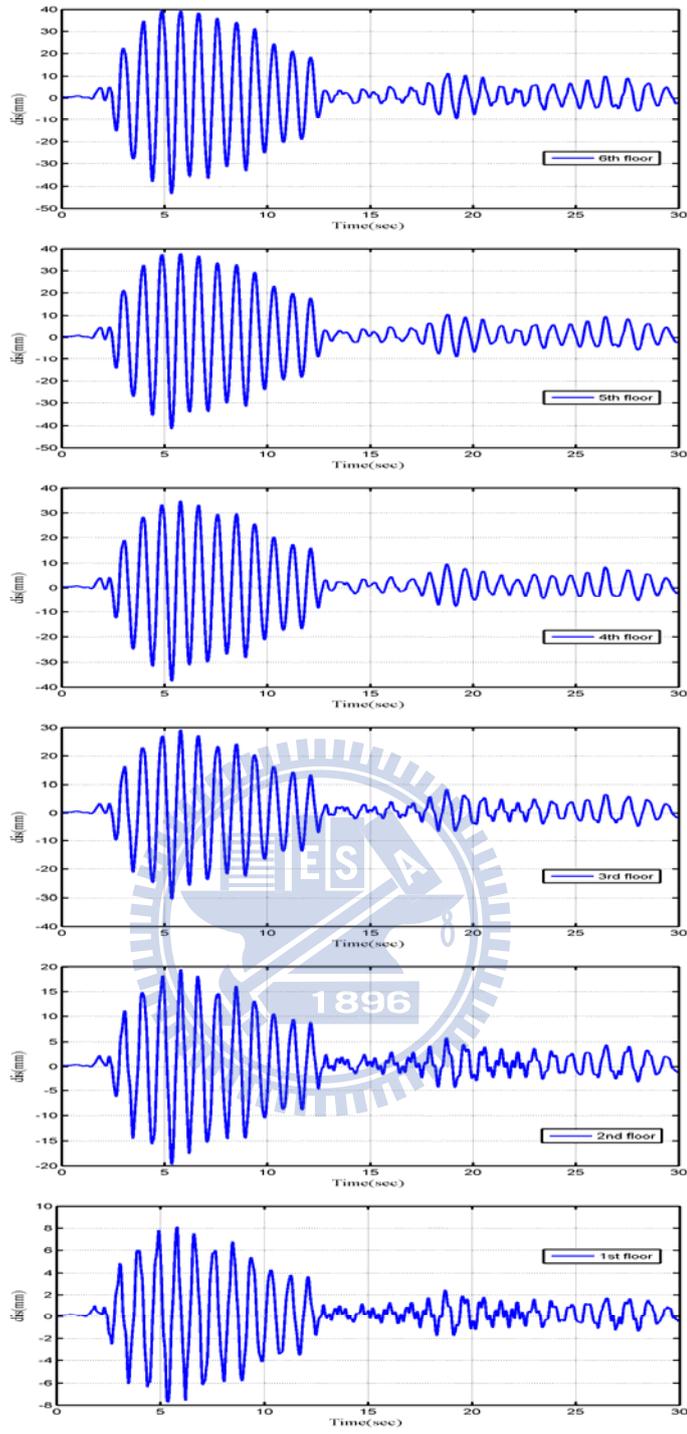


圖 4.26：case 6 試驗中各樓層之位移反應

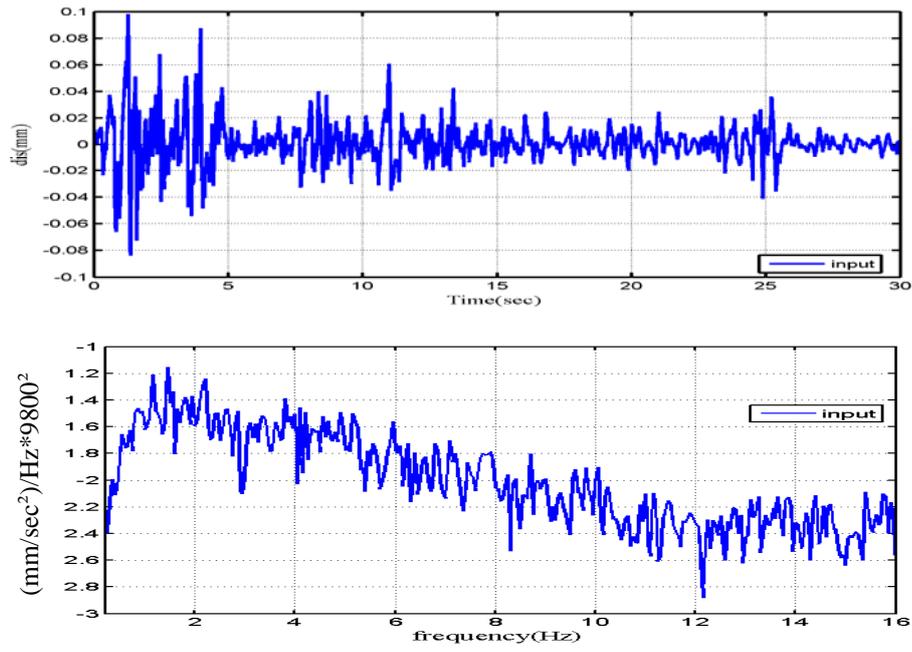
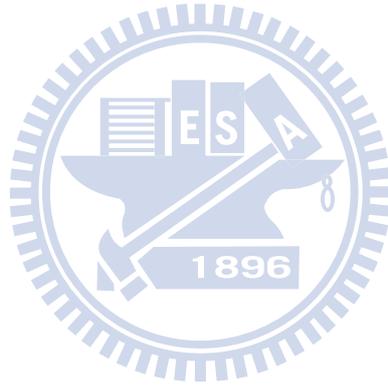


圖 4.27：case 9 試驗中輸入歷時及其頻譜



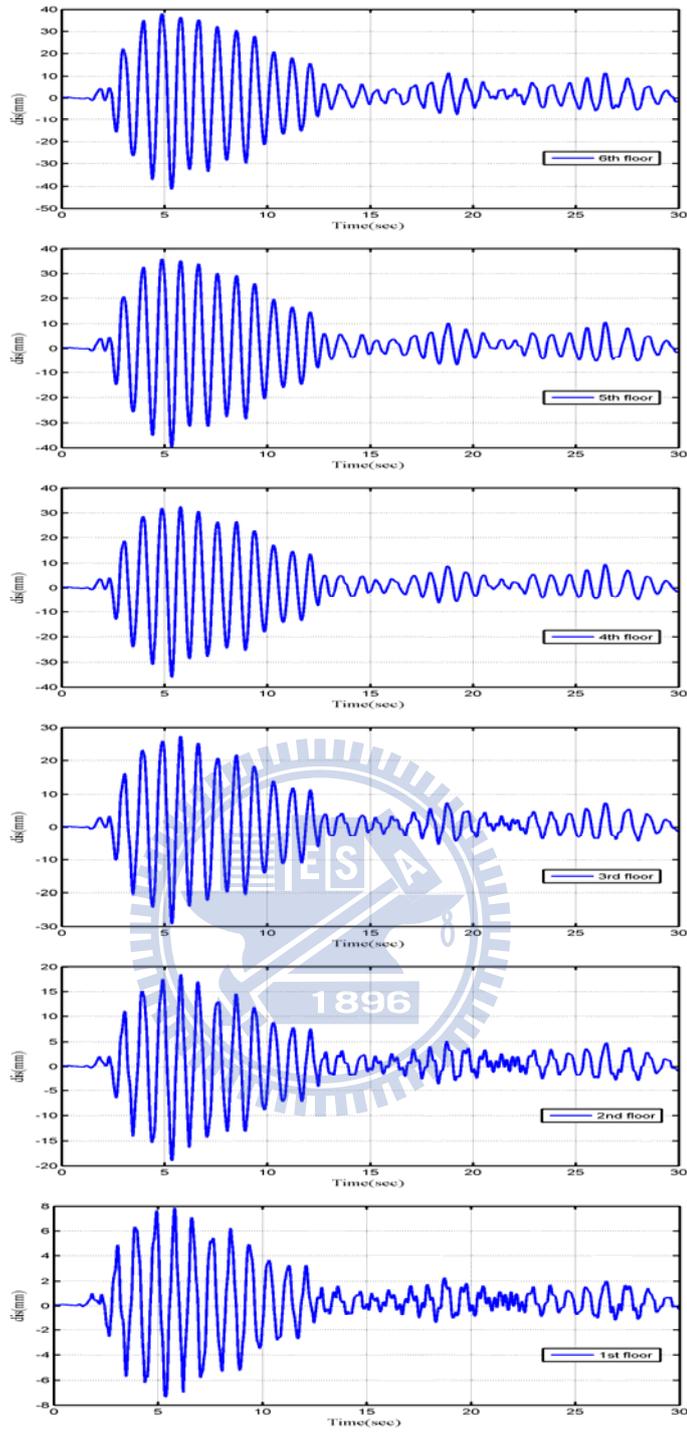


圖 4.28：case 9 試驗中各樓層之位移反應

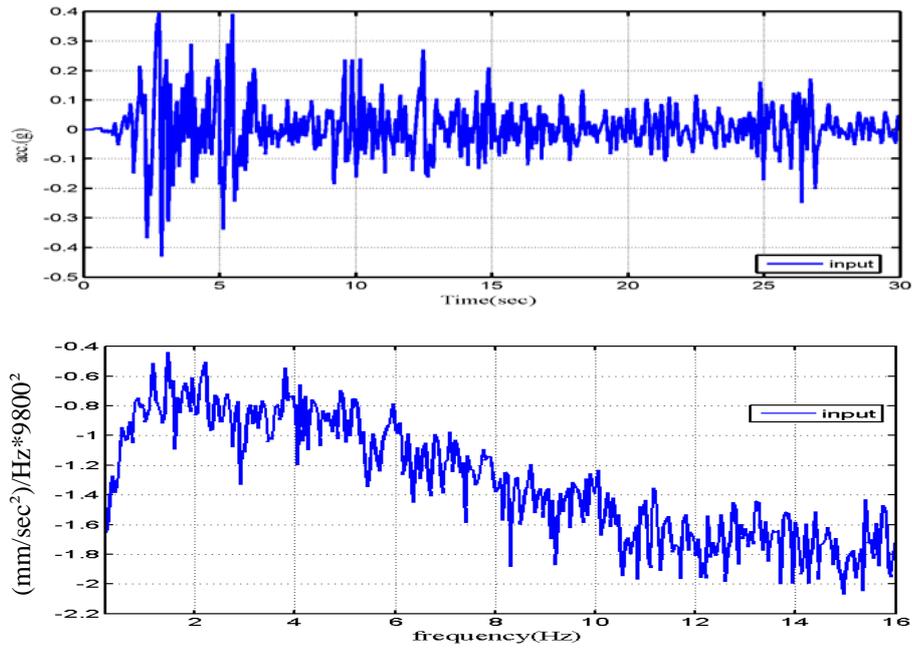
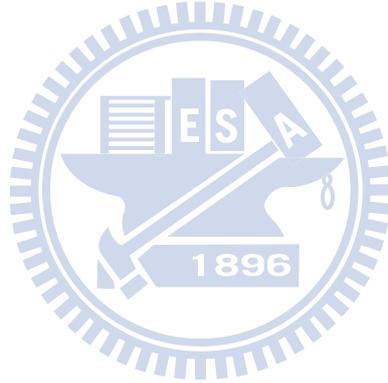


圖 4.29：case10 試驗中輸入歷時及其頻譜



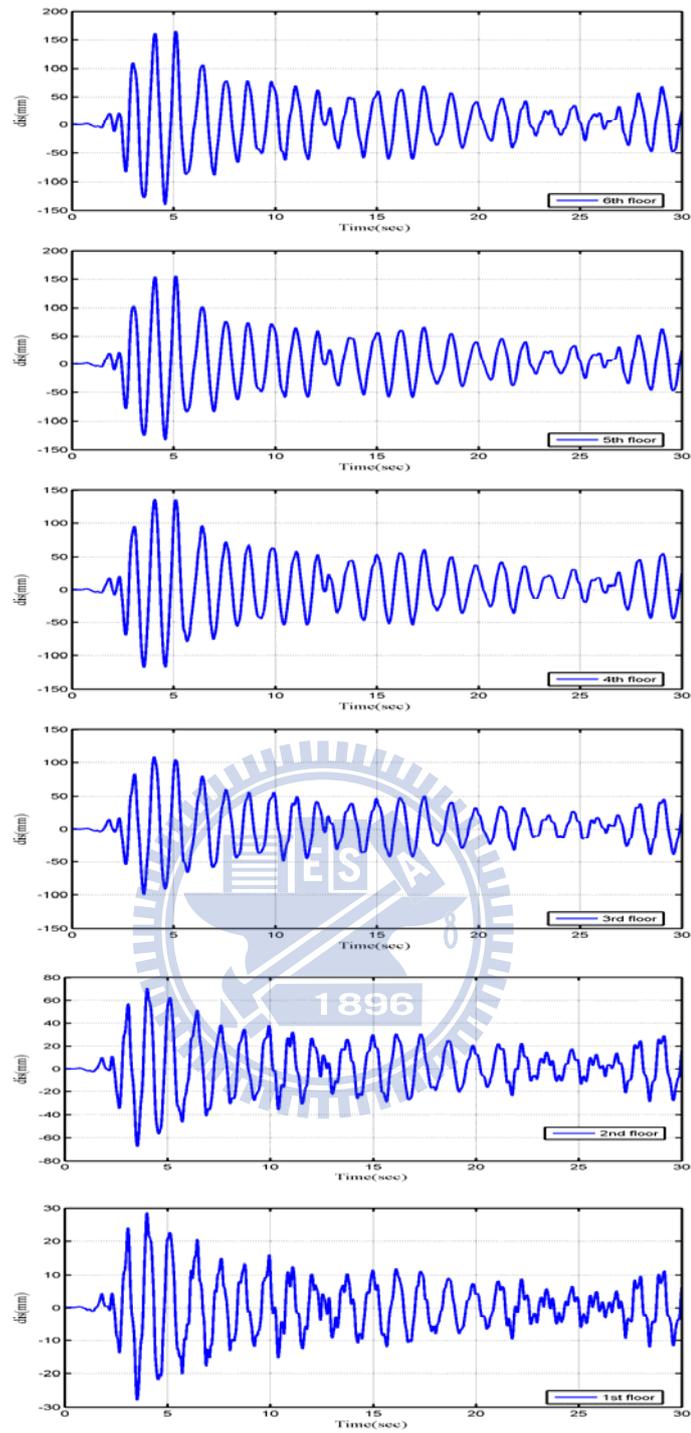


圖 4.30：case10 試驗中各樓層之位移反應

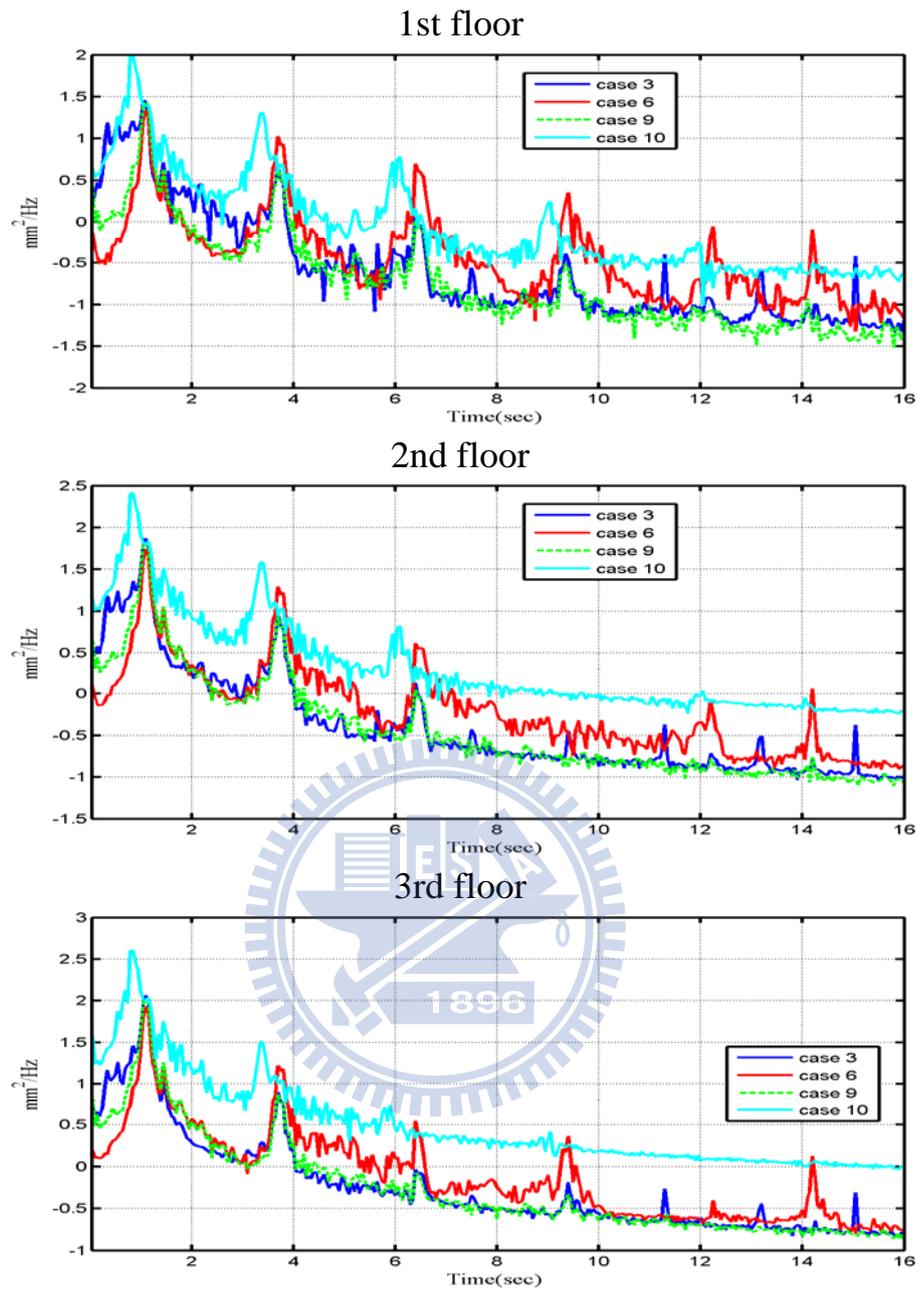
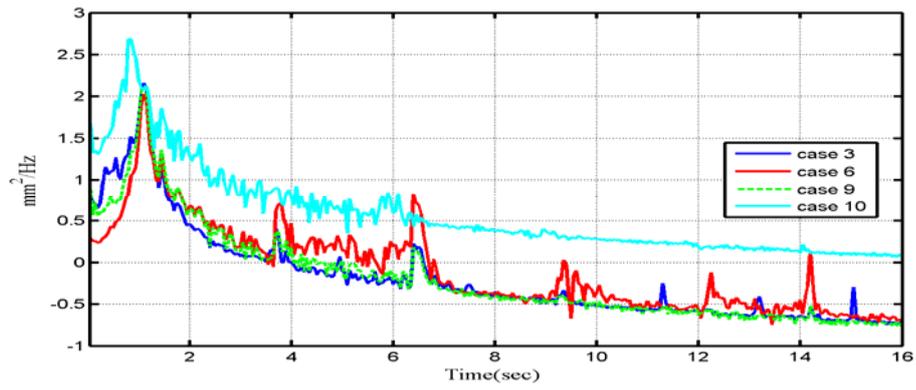
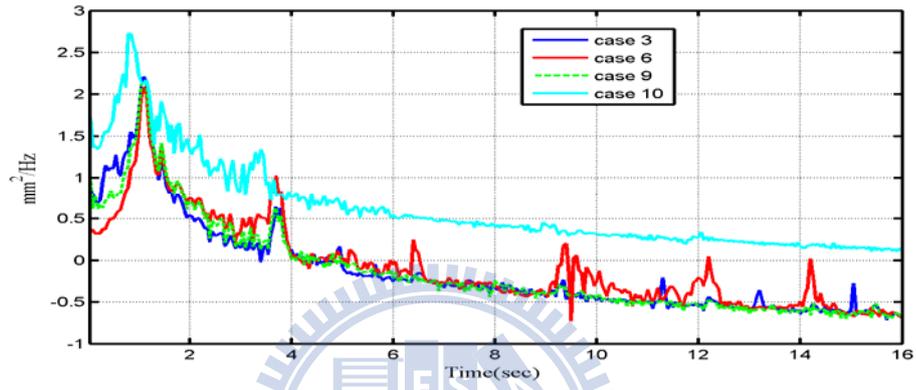


圖 4.31：case 3、case 6、case9 與 case 10 試驗中各樓層之位移頻譜

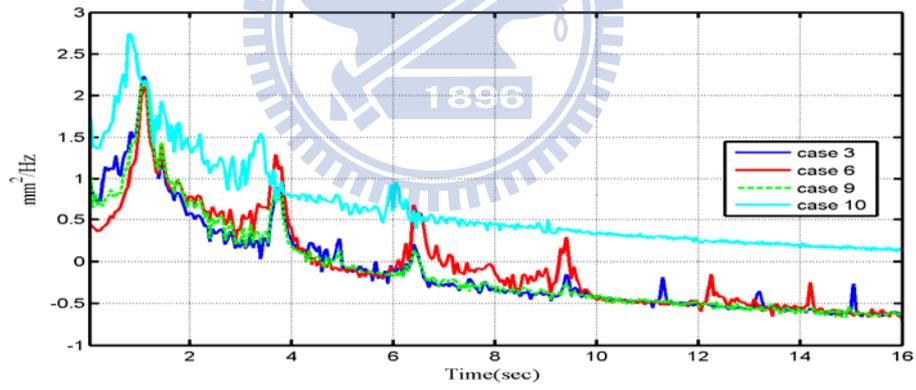
4th floor



5th floor

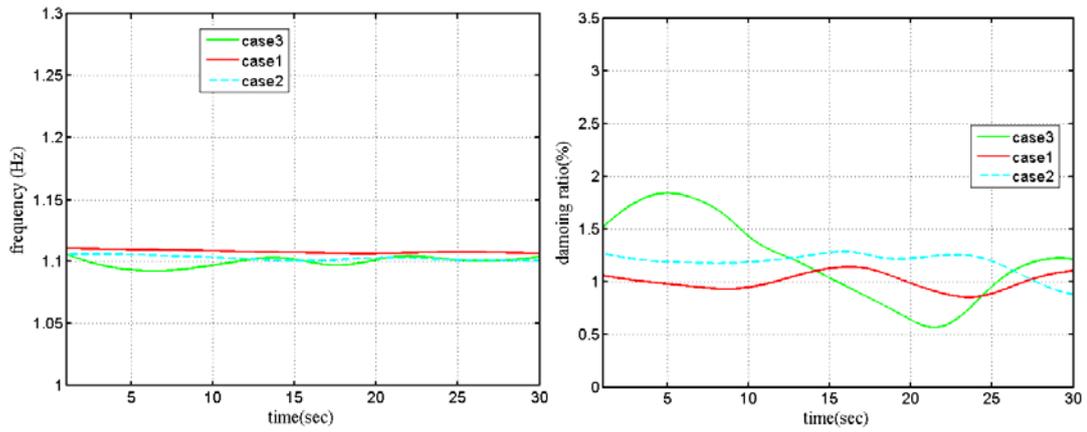


6th floor

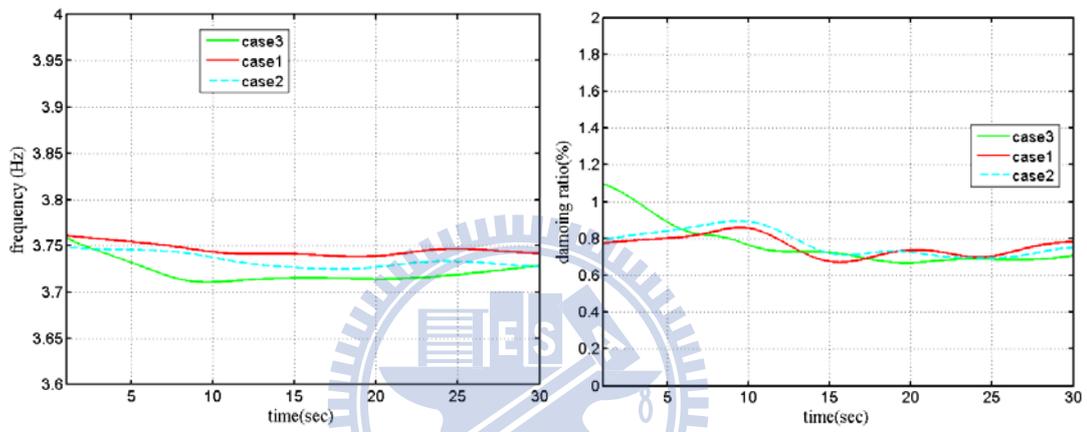


(圖 4.31 續上頁)

1st mode



2nd mode



3rd mode

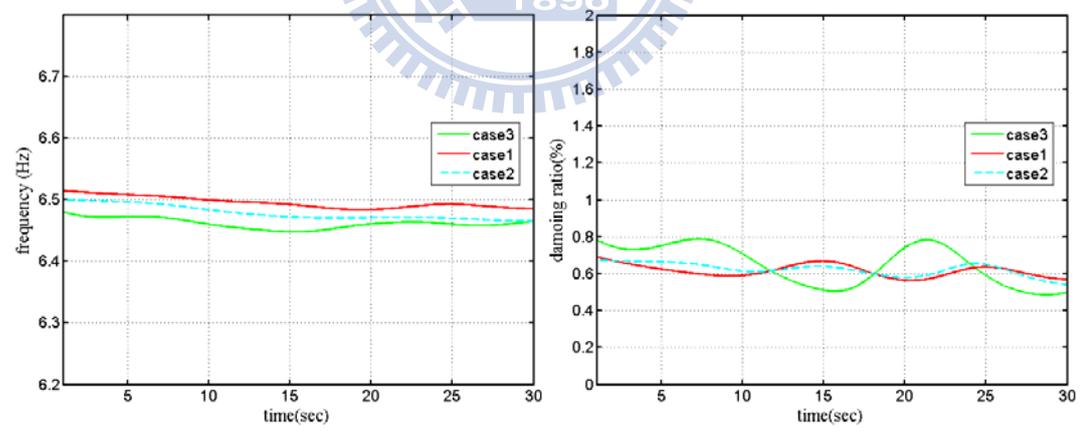
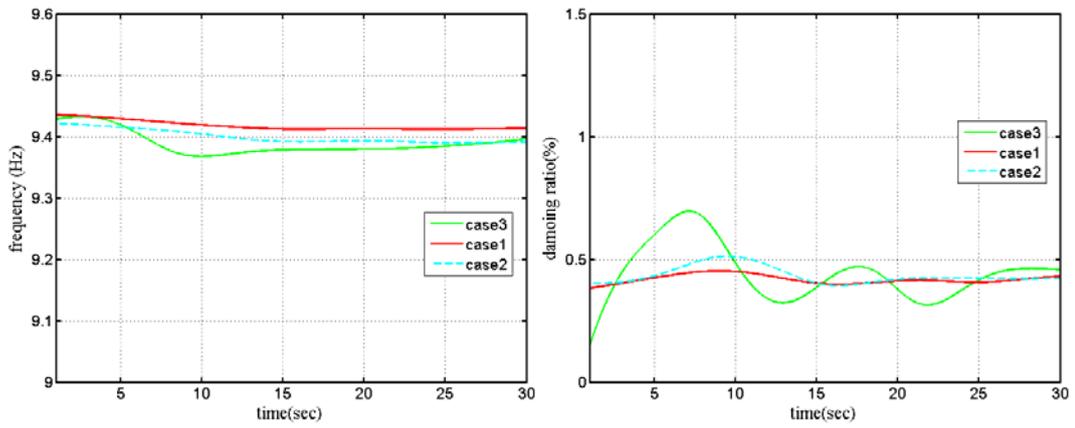
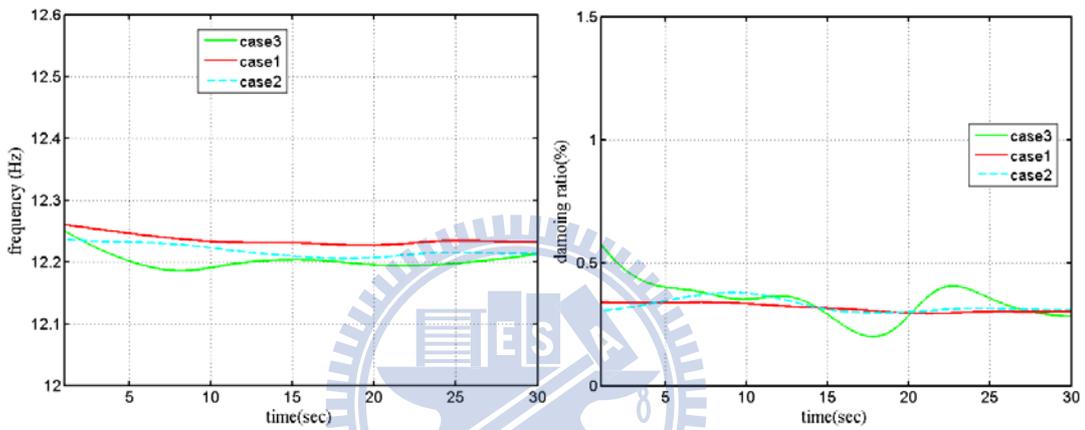


圖 4.32：case1、case2 和 case3 試驗識別之結果

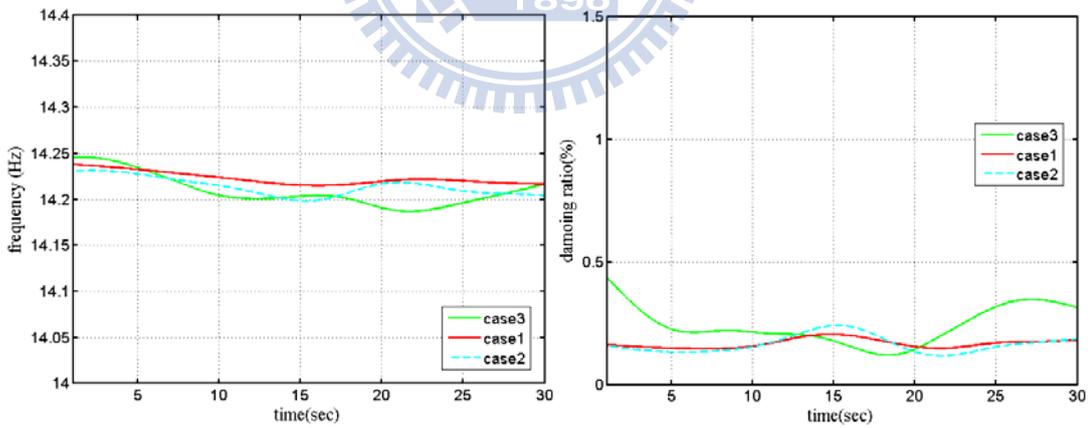
4th mode



5th mode

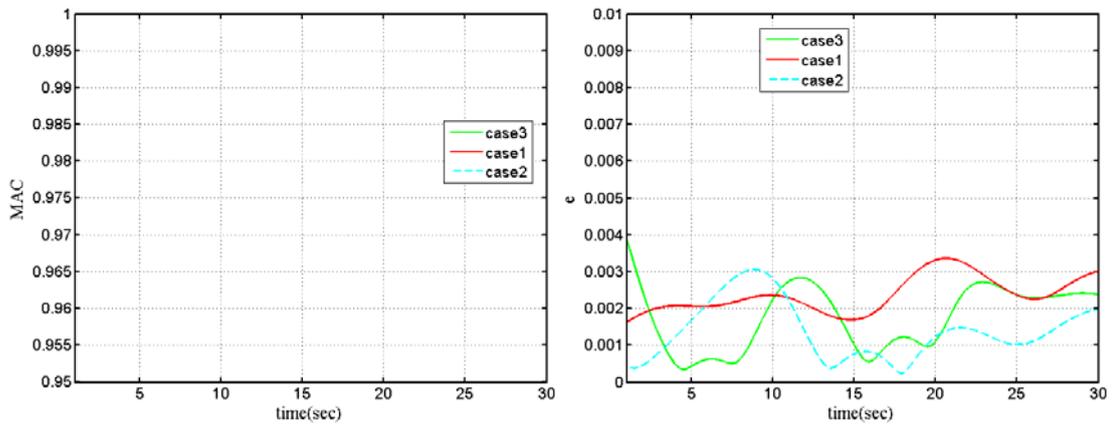


6th mode

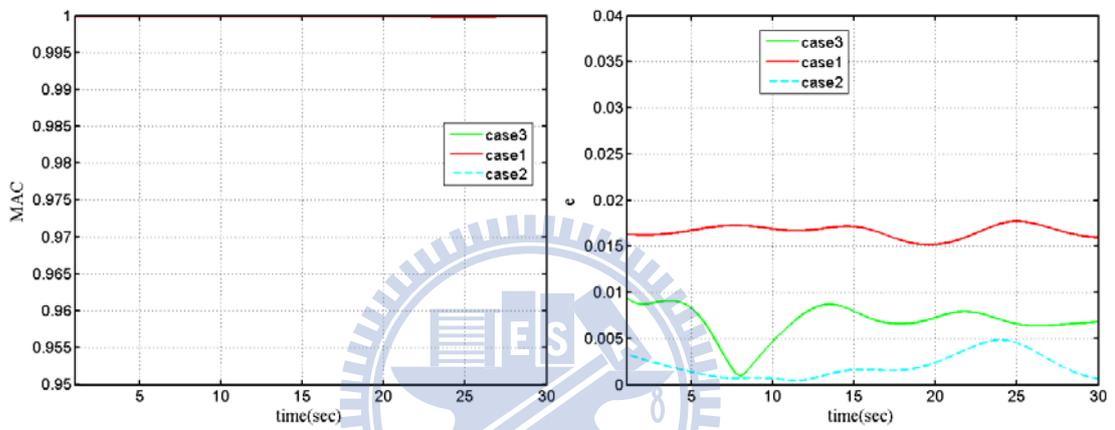


(圖 4.32 續上頁)

1st mode



2nd mode



3rd mode

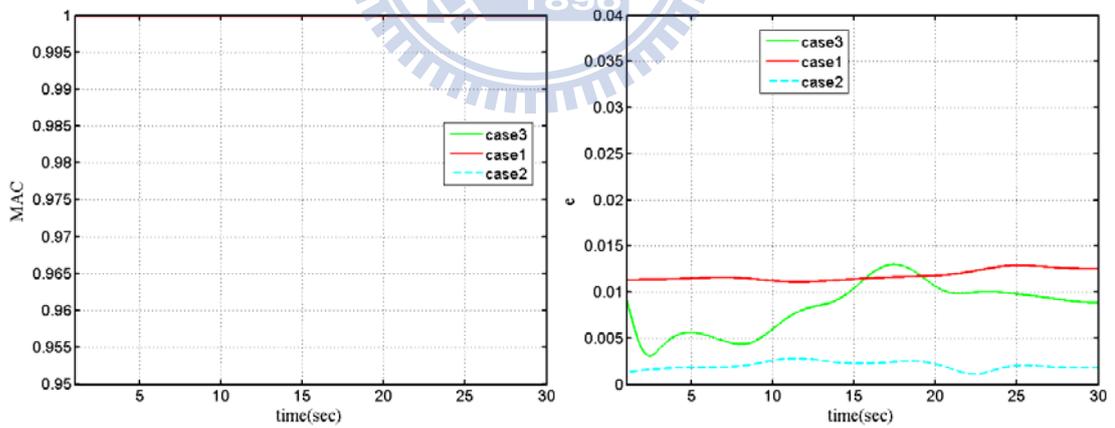
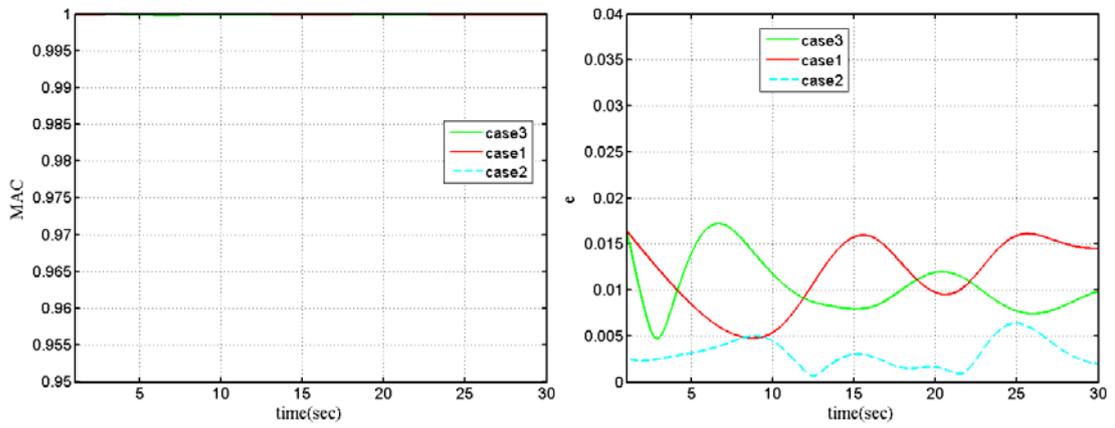
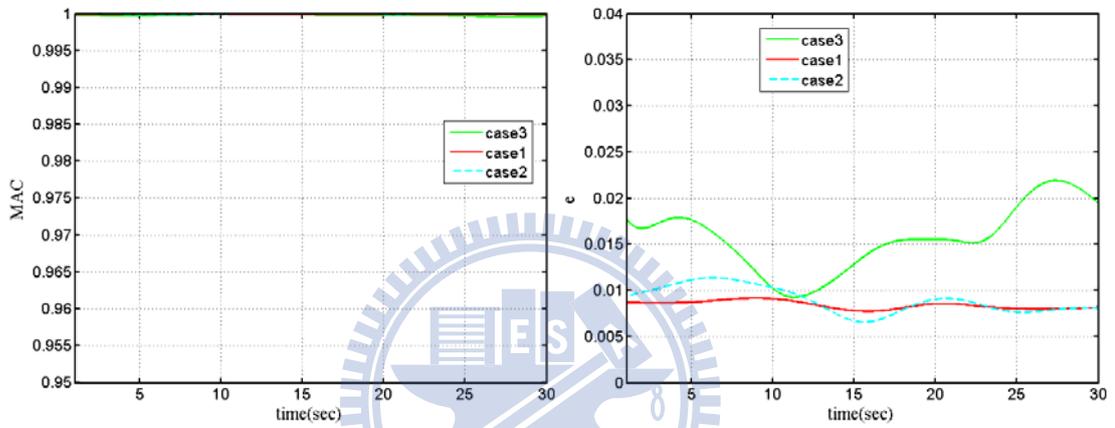


圖 4.33 : case1、case2 和 case3 試驗各模態之 MAC 以及 e 值

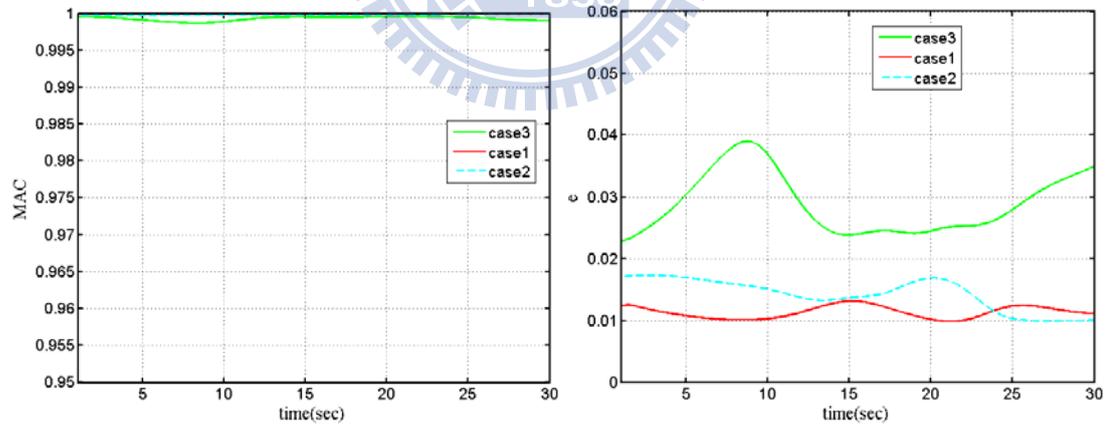
4th mode



5th mode

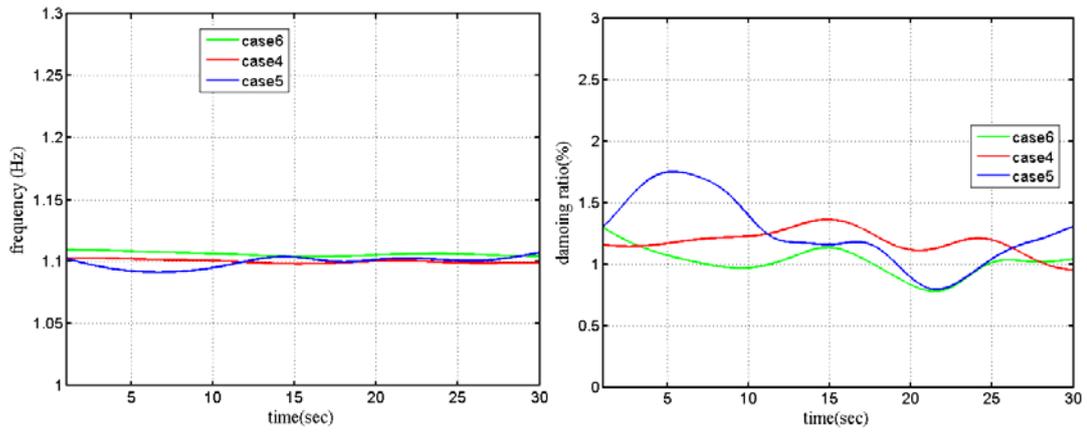


6th mode

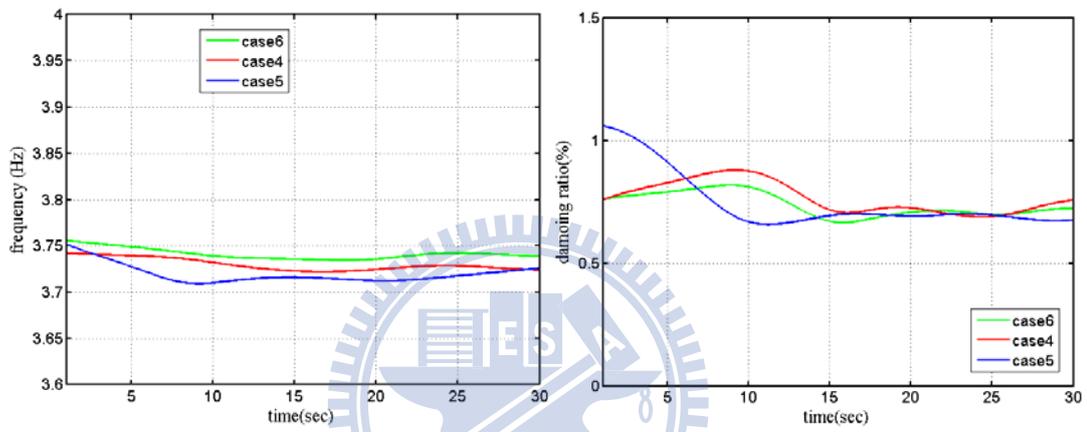


(圖 4.33 續上頁)

1st mode



2nd mode



3rd mode

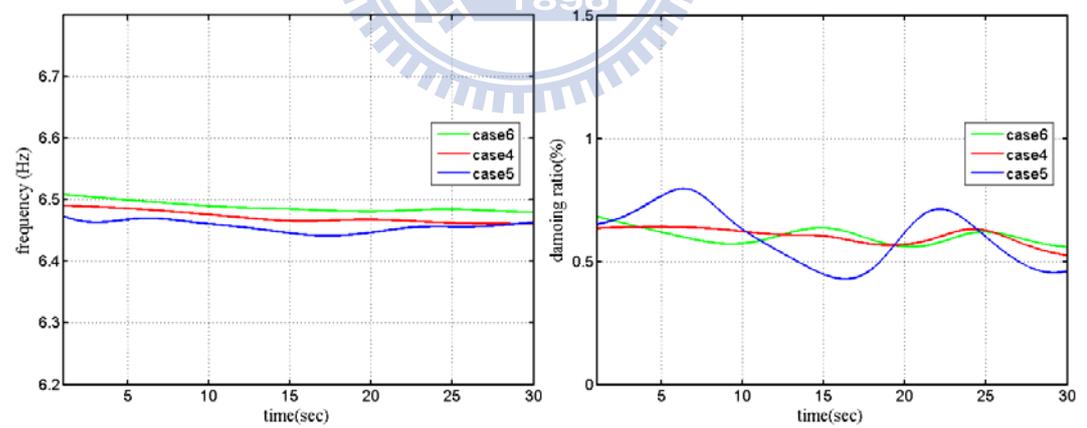
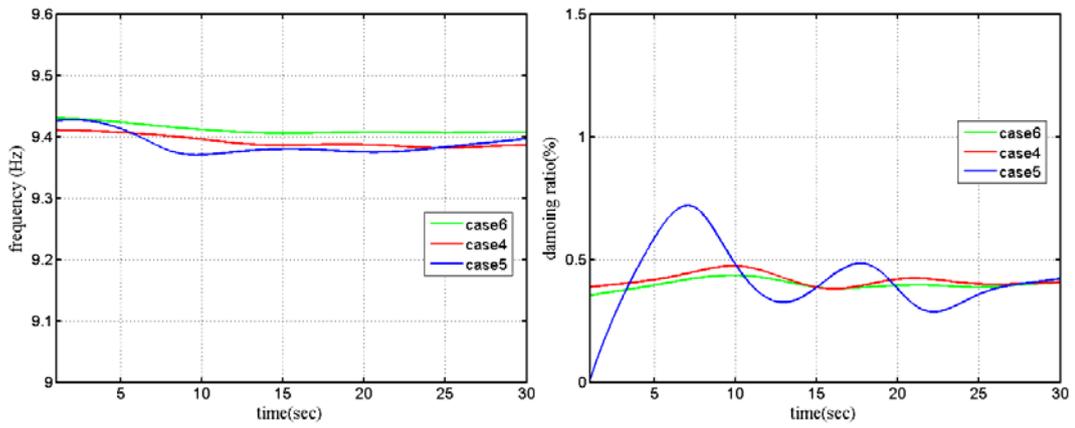
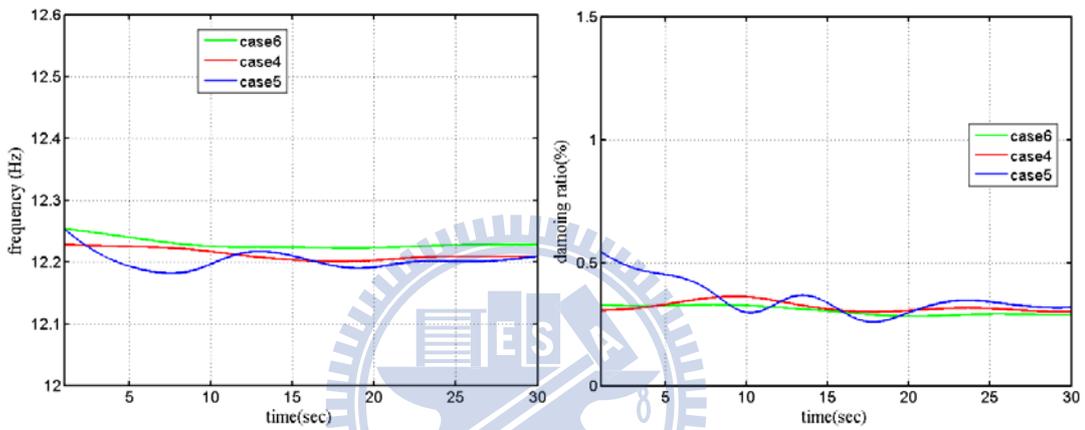


圖 4.34：case4、case5 和 case6 試驗識別之結果

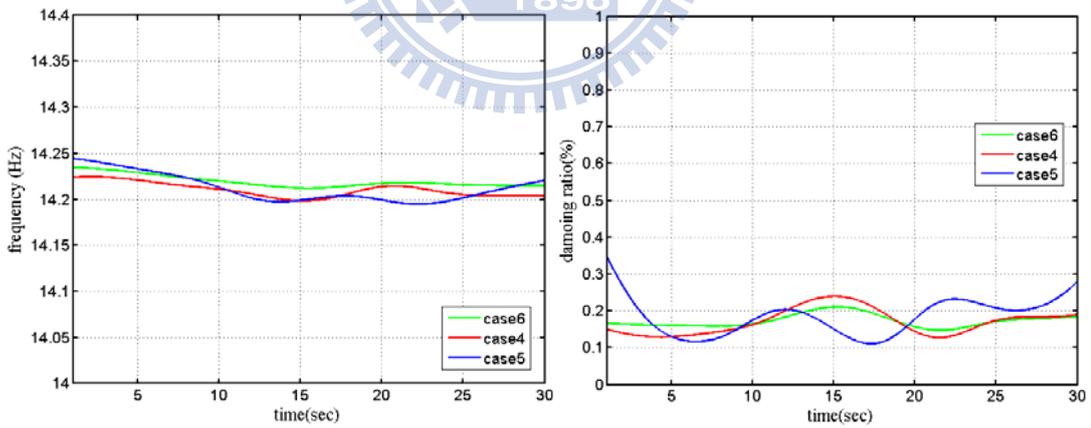
4th mode



5th mode

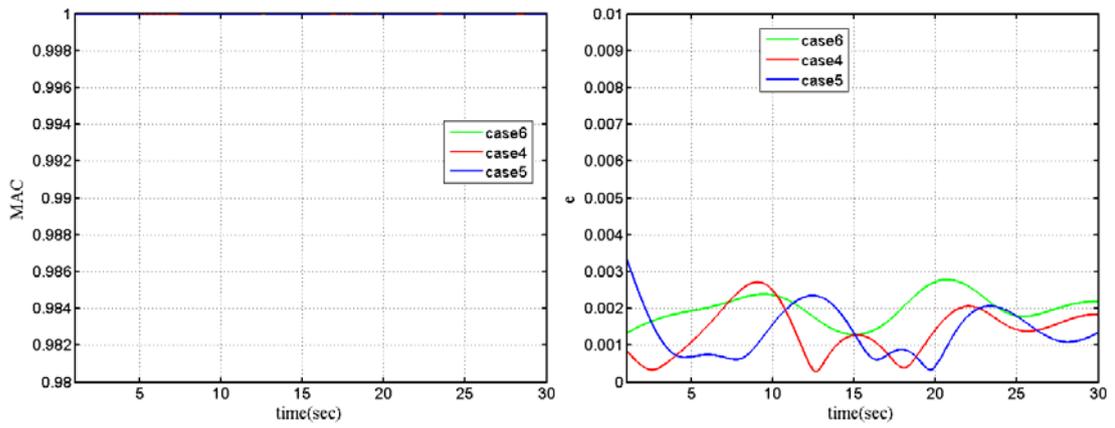


6th mode

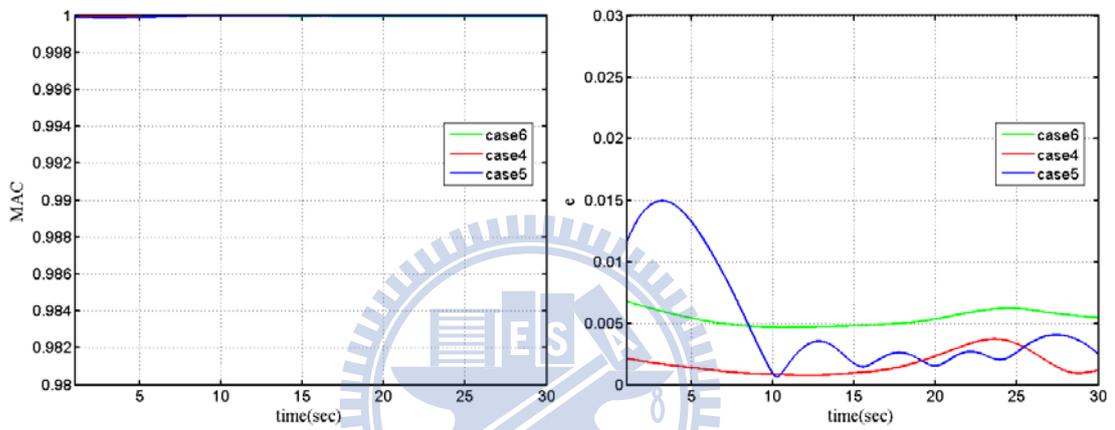


(圖 4.34 續上頁)

1st mode



2nd mode



3rd mode

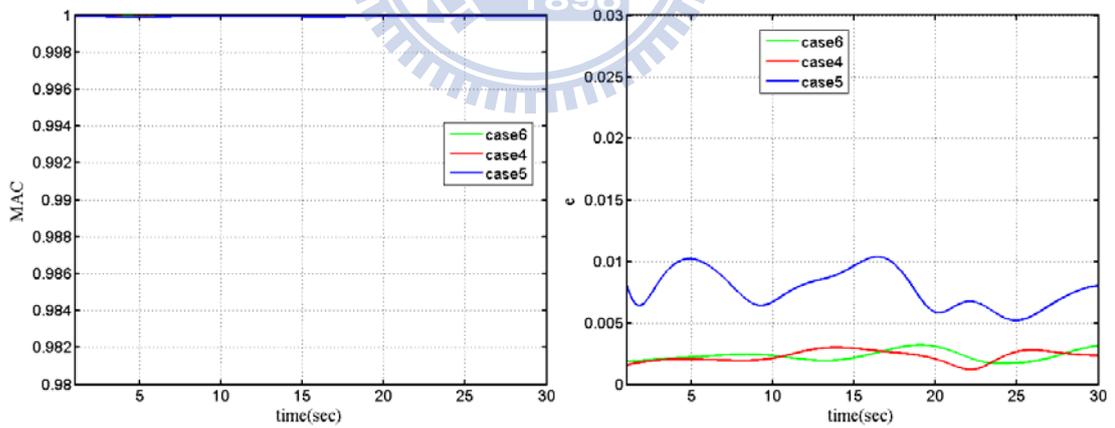
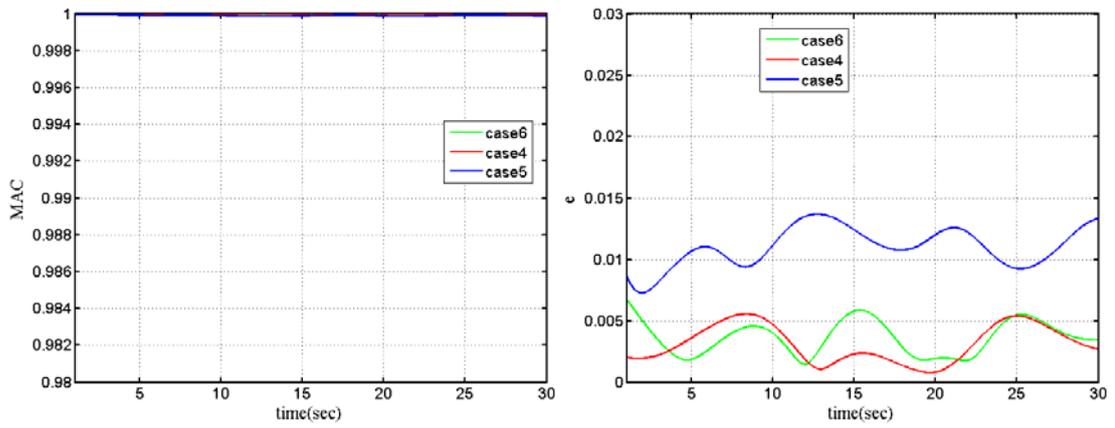
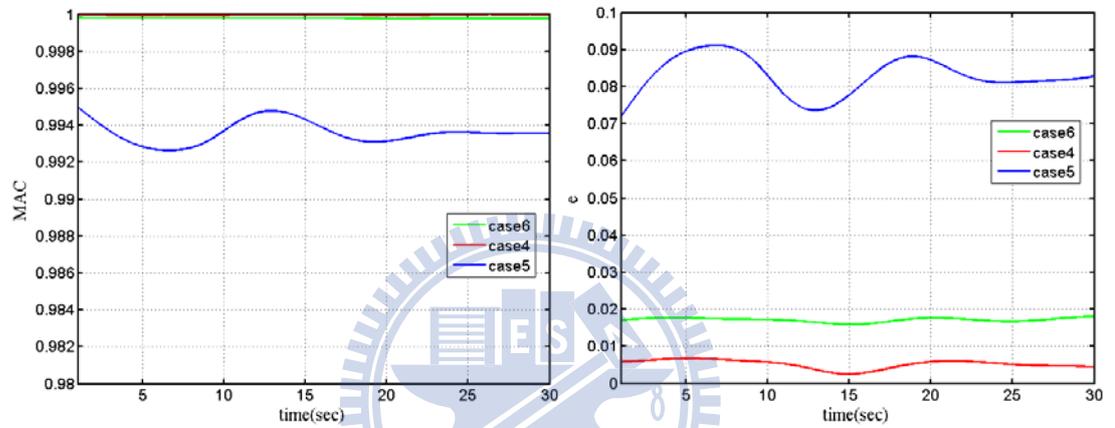


圖 4.35 : case4、case5 和 case6 試驗各模態之 MAC 以及 e 值

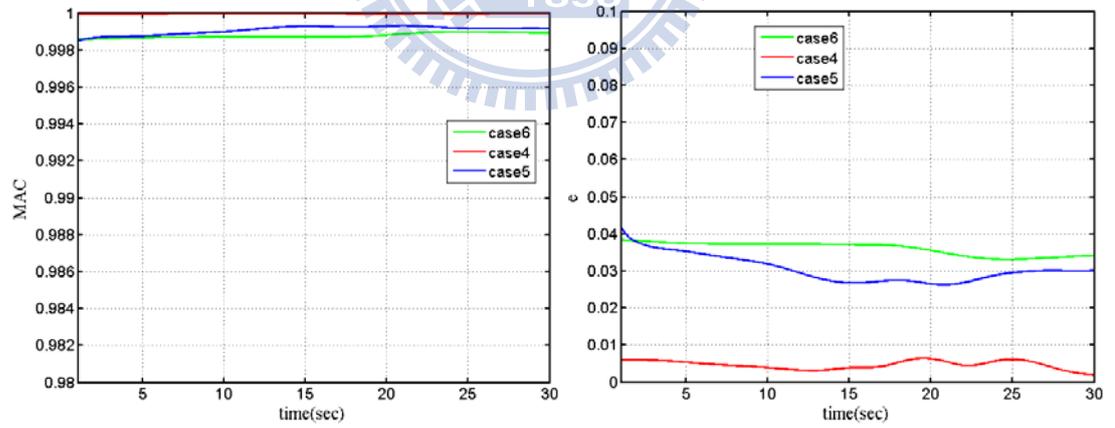
4th mode



5th mode

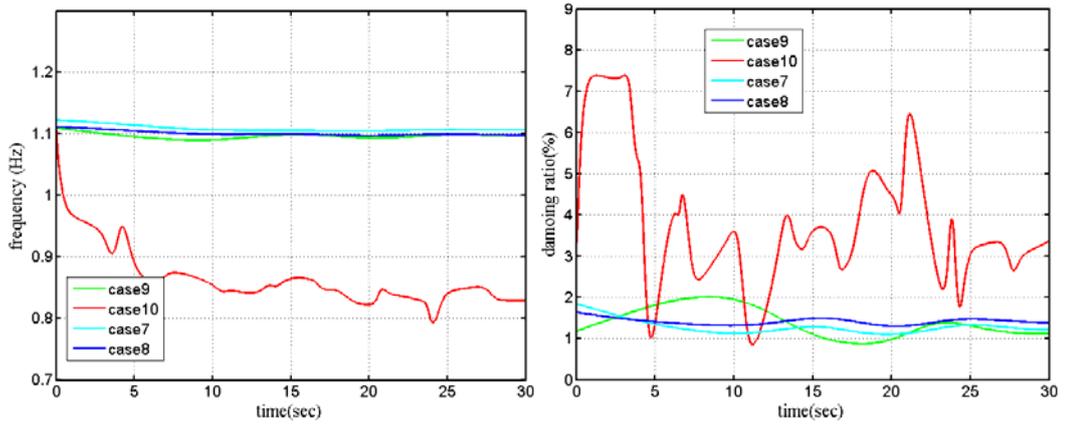


6th mode

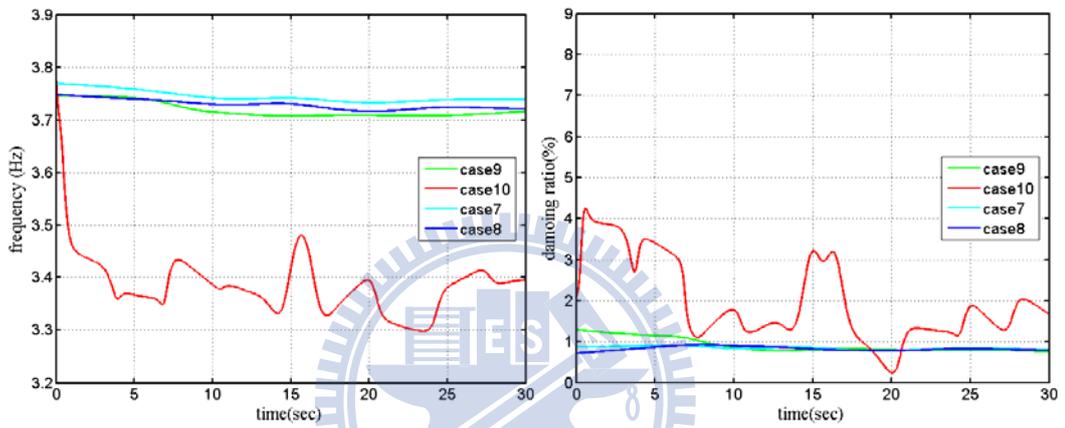


(圖 4.35 續上頁)

1st mode



2nd mode



3rd mode

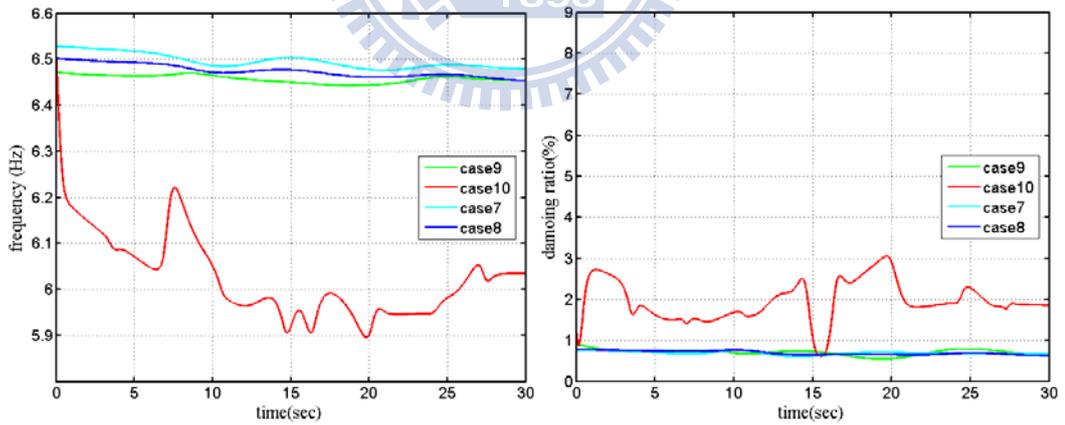
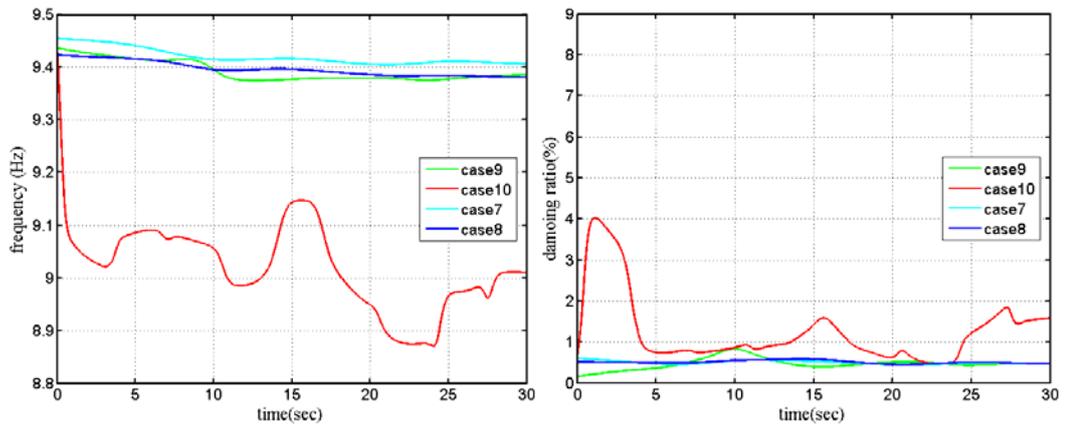
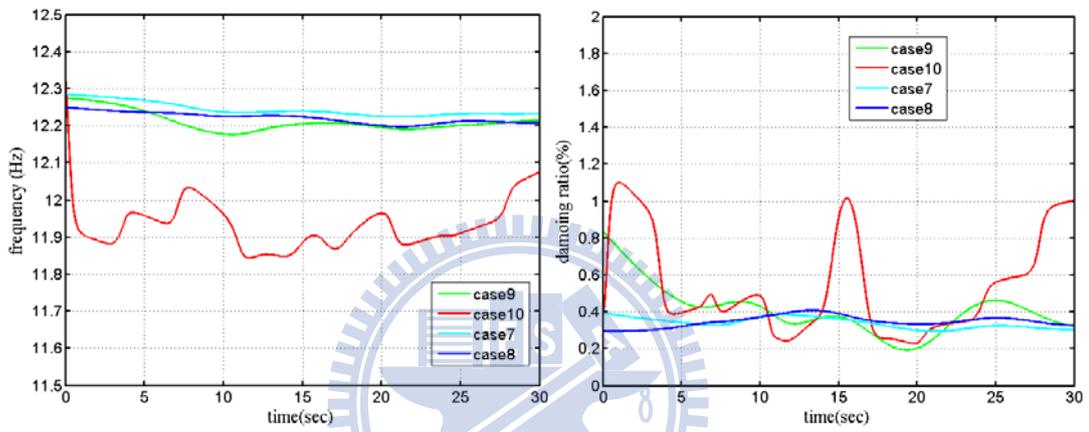


圖 4.36：case7、case8、case9 和 case10 試驗識別之結果

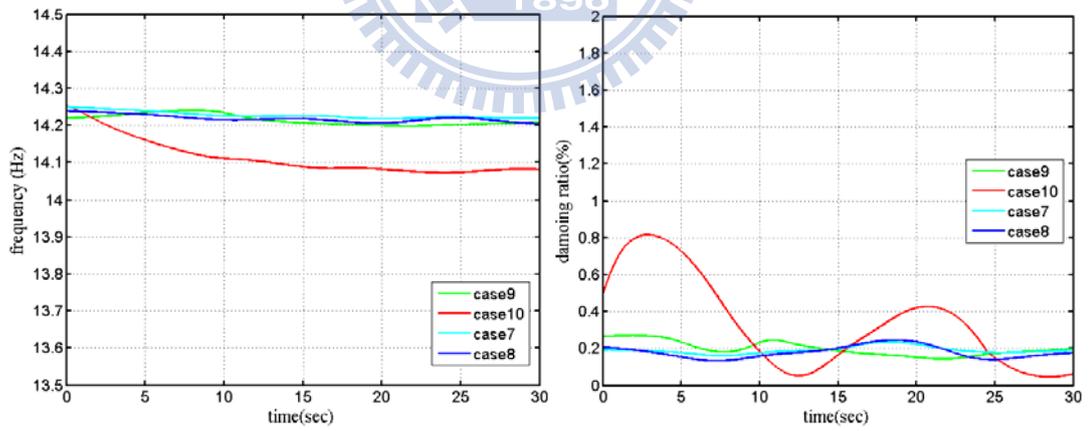
4th mode



5th mode

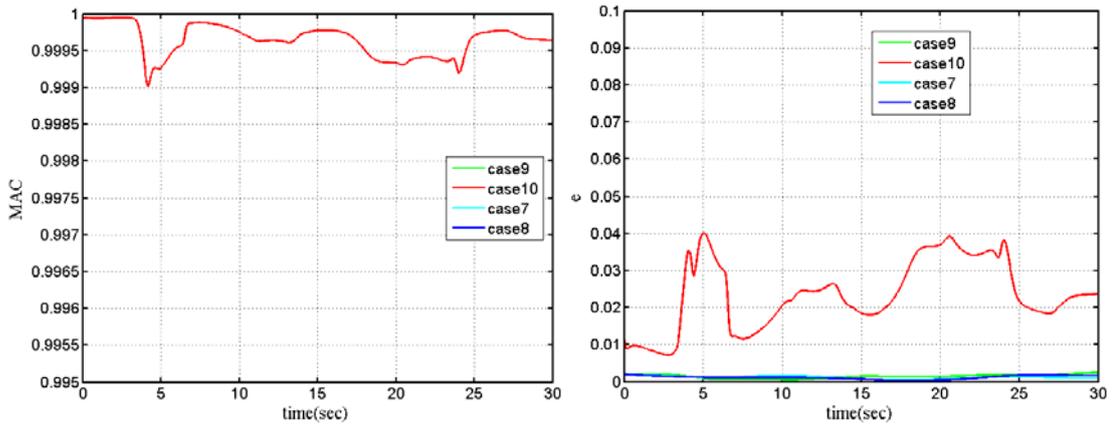


6th mode

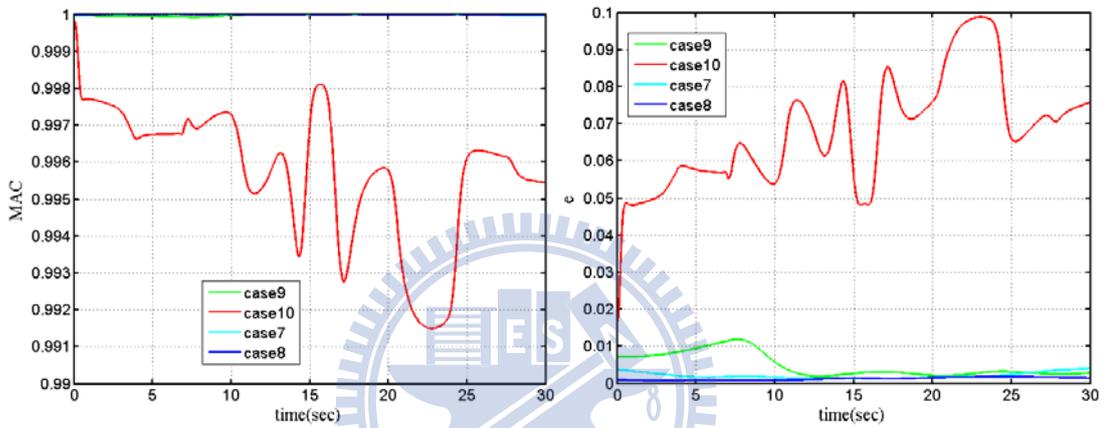


(圖 4.36 續上頁)

1st mode



2nd mode



3rd mode

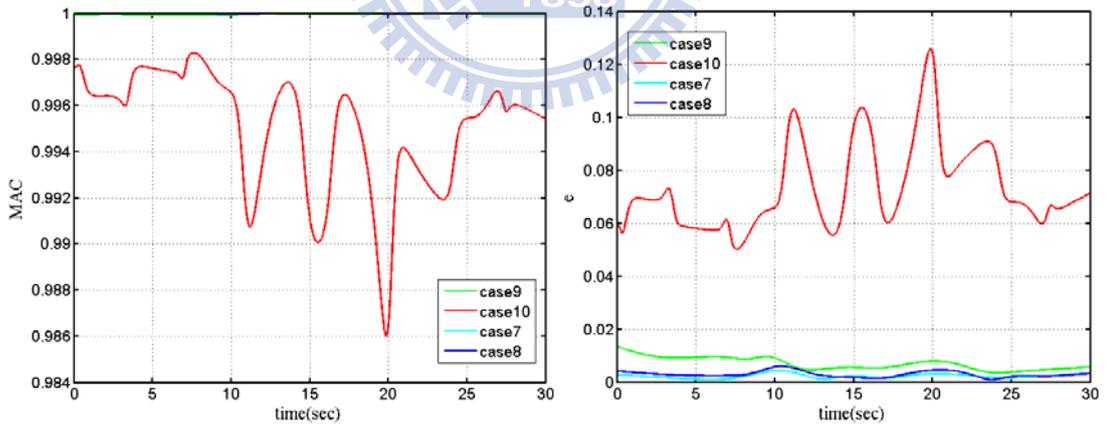
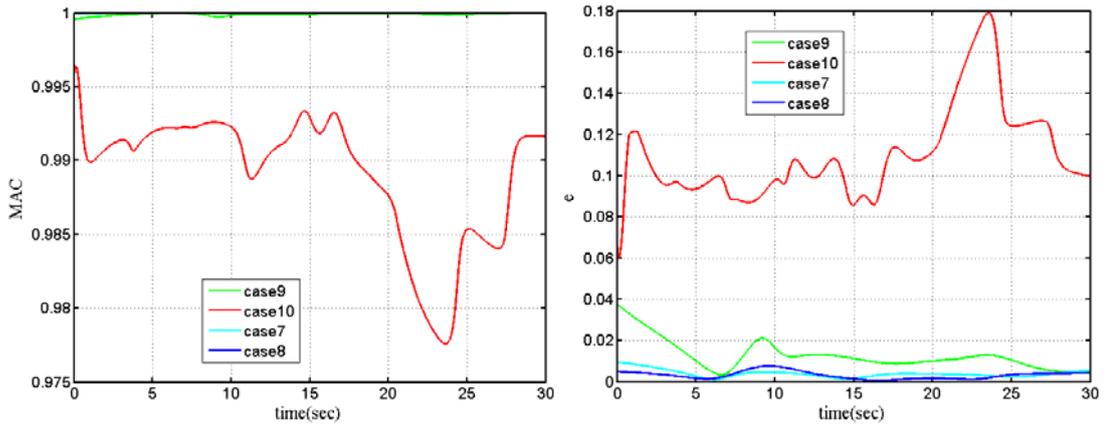
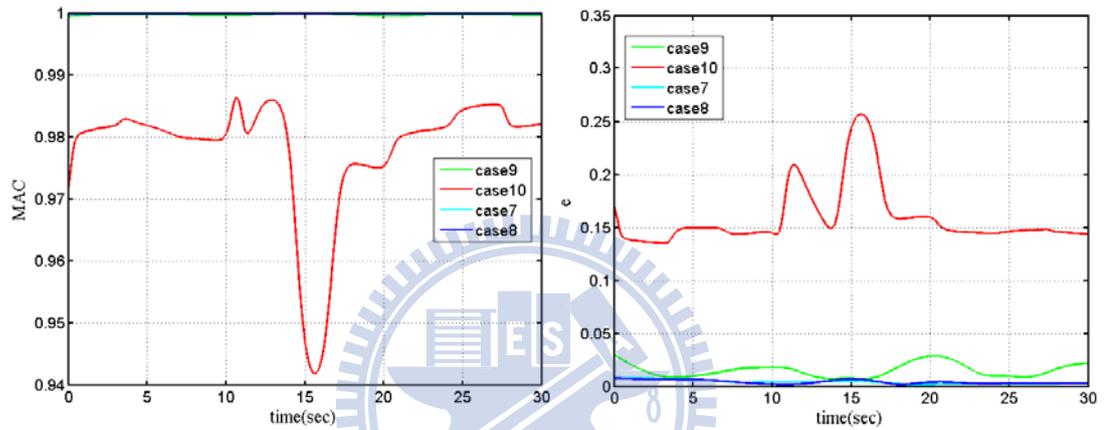


圖 4.37 : case7、case8、case9 和 case10 試驗各模態之 MAC 以及 e 值

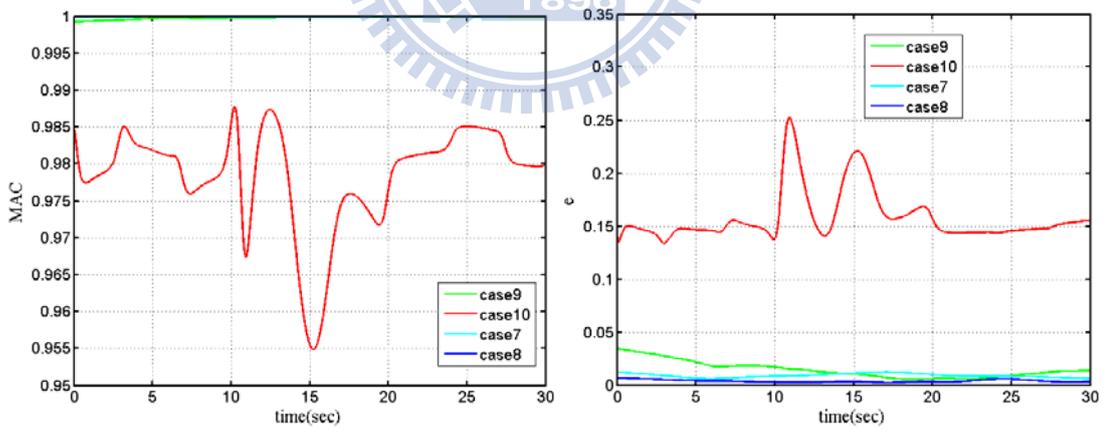
4th mode



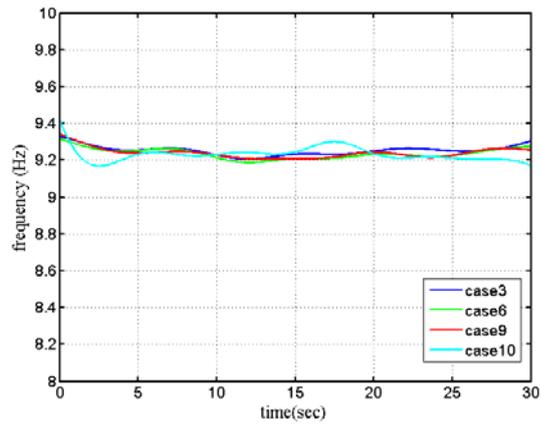
5th mode



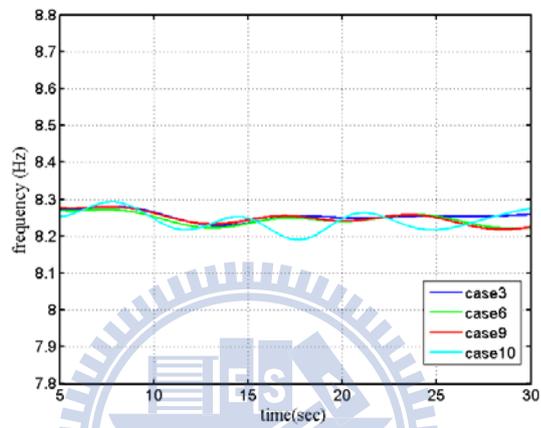
6th mode



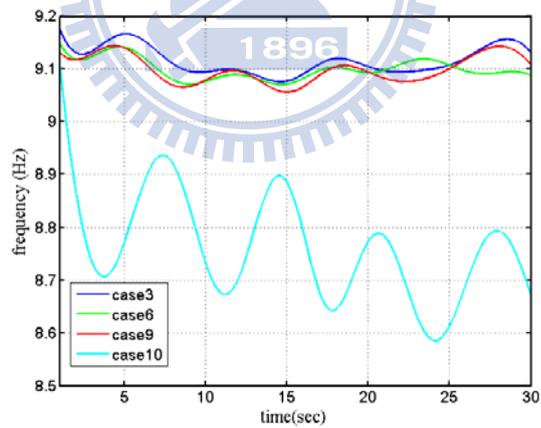
(圖 4.37 續上頁)



(a)



(b)



(c)

圖 4.38：六層樓各個自由度之局部動態識別