

行政院國家科學委員會專題研究計畫 期中進度報告

類神經網路結構安全監測系統之發展(2/3)

計畫類別：個別型計畫

計畫編號：NSC91-2211-E-009-037-

執行期間：91年08月01日至92年07月31日

執行單位：國立交通大學土木工程學系

計畫主持人：洪士林

共同主持人：黃炯憲

計畫參與人員：溫俊明、林立偉

報告類型：精簡報告

處理方式：本計畫涉及專利或其他智慧財產權，1年後可公開查詢

中 華 民 國 92 年 5 月 21 日

中文摘要

在本三年期的研究計畫案中，將針對結構之破壞偵測以及安全評估等技術進行模式發展以及縮尺模型之振動臺試驗。由於類神經網路所具有的強健性 (robustness)、容錯性 (fault tolerance)、以及強大的計算能力，使其於近十年間，在許多研究領域之中成爲一種極具優勢的工具。於是本研究亦採用類神經網路來作爲發展結構損壞偵測以及結構安全監測的基礎。待理論模式發展完成後，將透過一系列的實驗室動態試驗，來驗證所提模式。因此，本研究計畫將包含兩項主要工作項目。第一爲發展基於類神經網路的結構損壞偵測模式，該模式可利用適當的量測訊息，並透過類神經網路將損壞處加以定位，而後評估該處的損壞程度。第二項的工作項目則是進行縮尺鋼結構房屋模型的振動臺試驗。該試驗將於國立交通大學土木系所自行設計開發的地震模擬振動臺上進行。

有關模式發展的相關理論已於去年度的報告之中加以敘述。而在本報告中，首先將說明縮尺鋼構模型的設計理念，而後報告初步的振動臺試驗結果。此次的振動臺試驗主要目的在於鋼構模型的系統識別，因此文中亦將介紹所採用的系統識別方法。藉由該模型的系統識別結果，將理論分析模型做適當的修正，使分析模型與實際模型間具有較高的一致性，以利類神經網路所需訓練案例的獲得。文中將針對四項議題分別展示其識別結果並討論之。此四項議題爲：分析模型與實際鋼構架之差異；不同地震事件對識別結果之影響；不同地震強度對識別結果之影響；層間勁度補強肢材之效用。

關鍵詞：破壞偵測、振動臺試驗、類神經網路、系統識別

ABSTRACT

In this proposed three-year period research, the development of damage detection or condition assessment techniques of structures will be investigated. Due to the properties of robustness, fault tolerance, and powerful computing capability, artificial neural networks (ANN) is a promising tool in solving civil engineering problems. In this study, the ANN is adopted to develop the techniques of damage detection and health monitoring of structures. After this, a series of laboratory dynamic experiments will be conducted. There are two major topics involved in this research. First, development of damage detection model using ANN: after the model is implemented, the location and extent of the damage of a structure can be identified and quantified throughout the trained ANN; second, laboratory dynamic experiments of a five-storey 1/2 scaled steel frame structure: the experiments will be conducted on the shaking table of National Chiao-Tung University.

In this report, the design of a 4-storey steel frame for the damage detection purpose is introduced. The results of the preliminary shaking table test on the tested frame are also reported. The main object of the conducted experiments is to identify

the dynamic parameters (natural frequencies, modal damping ratios, and mode shapes) of the frame. The identified results are shown and discussed based on four topics: the discrepancy between the analytic model and the real steel frame; the influence of different earthquake events; the influence of different scale of the earthquake; and the efficiency of the strengthen-column.

Keywords: damage detection, shaking table test, artificial neural network, ANN, system identification.

一、前言

在第一年度之研究中，提出了一個利用類神經網路來進行結構損壞偵測的模式。該偵測模式可透過測量結構之模態參數並比對案例庫既存案例後，來診斷損壞發生的位置。藉由數值案例之說明，即使在有雜訊的情形下，所提模式仍可有效地偵測損壞位置。為了解所發展的偵測模式是否對於真實情況仍具有良好的強健性，於是規劃從事大型的結構體試驗。試驗之結構主體為一縮尺四層樓的鋼骨構架模型。有關四層鋼骨模型之設計、組裝等事項將於研究方法中加以說明。

結構動力試驗方法中，以振動臺最能模擬真實的地動環境。透過振動臺試驗，結構的動力特性可以表露無遺，適合作為研究理論的檢驗。因此，本計畫規劃一系列有關結構損壞偵測的振動臺試驗，來檢驗所提的偵測模式。

由於分析模型與實際完工後的結構體之間往往存在著不可避免的差異性，因此在主要試驗程序（破壞模擬實驗）之前，需先就已設計完成的四層鋼構模型進行系統識別。在振動臺試驗中，吾人可輸入地震資料，再根據量測到的結構反應進行系統識別，從而求得結構模態參數，進而了解該真實模型的動力特性，以便能更確切地掌握實際結構的真實行為。本試驗將於國立交通大學土木系（隨後之文章將以「本校」簡稱）之地震模擬振動臺上進行。

有關系統識別之方法以及振動臺試驗之程序，吾人將於研究方法中提及。而系統識別之結果將於文末予以呈現並加以討論。

二、研究目的

本年度研究工作項目主要包含兩個部分。一為破壞偵測用之試體結構模型規劃、設計、組裝。所規劃設計的模型，將具有能方便拆裝、可改變結構體層間勁度的層間勁度補強肢材元件，以作為結構損壞之模擬。另外，由於前度所發展之破壞偵測模式需採用模態參數資料作為依據，因此設計之模型將能順利識別出所有模態。另一部分則是試體結構的初步振動臺試驗。關於本次初步試驗所欲探討的議題，以及其相關的實驗規劃如下列四點所述：

1. 為探討分析模型與實際試體結構間的差異性，透過系統識別技術比較兩者之模態參數，作為修正分析模型之依據。

2. 為探討試體結構在受到不同地震作用下，其模態參數之識別情況，茲規劃兩種不同之地震作為振動臺之輸入震源，分別為 El-centro 以及 Kobe 地震加速度歷時資料。
3. 為探討試體結構在受到不同強度之地震作用下，其模態參數之識別情況，茲規劃以 Kobe 地震正規化至 0.04g、0.08g、0.12g 等三種的地震強度。
4. 為探討補強肢裝設後的實際效果，將比較空構架以及裝設補強肢後的結構模態參數。

三、文獻探討

3.1 利用類神經網路之相關研究

類神經網路起初被用來模擬人腦或是神經系統的功能，隨後，更被廣泛地應用到不同的領域裡。於土木工程上之應用更於近二十年間蓬勃發展。一些較為值得注意的文獻為 Ghaboussi 等人[1]以及 Wu 等人[2]的研究成果。在這些研究中，他們訓練神經網路以辨識未受損和受損結構的頻率反應特性。經由調整結構特定桿件的性質（如勁度）以反應不同破壞的程度。Elkordy 等人[3]利用有限元素模式來求得使用於網路訓練的破壞樣本，以便之後作為結構破壞診斷的依據。

Pandey 與 Barai[4]以節點靜定垂直位移，試驗了多層感知器(multiplayer perceptron)於鋼橋破壞偵測應用上之可行性。Zhao 等人[5]以反傳遞神經網路(CPN)對梁、剛架、及梁之軸向支承移動，來偵測其結構破壞位置。該研究考慮了數種診斷參數，包括靜定位移、自然頻率、振形、以及其他根據振形的參數。

Masri 等人[6, 7]推展了前面研究的成果提出了神經網路之方法，以偵測未知結構(structure-unknown)之系統其特徵之改變。Nakamura 等人[8]發表了一個以神經網路為基礎，用以偵測未知結構系統特性之變化情形的方法。此方法依靠從一未損壞系統所得到的振動量測資料，來訓練神經網路以作系統識別之用。接著，為了監測結構的安全，從相同結構在不同反應事件下，所得的振動量測資料被輸入到已訓練的網路中。這個方法被應用在從一鋼構建築結構所得到的微振動(ambient vibration)量測的真實資料上。

所有的這些相關研究論文均指出，類神經網路為這些有內在破壞的結構之狀況評估，提供了一個非常強大的工具。

3.2 國內相關研究情形

在國內之相關研究方面，有 Tang 與 Leu[9]在宜蘭進行現地試驗，以拉後速放法振動橋梁，證明位移模態之變化可作為橋梁破壞偵測的有效指標。並利用系統識別之技巧處理振動資料，計算橋梁結構桿件破壞程度。蘇益民[10]將以往應變模態理論延伸之彎矩模態理論應用於鋼橋破壞區位之診斷，經由數值分析與實驗分析證實彎矩模態為良好之破壞指標。張國振等人[11, 12, 13, 14]針對新店碧潭橋進行一系列之靜力與動力特性分析。黃心豪[15]利用時空域類神經網路之特

性進行破壞性檢測，並建立一套預測橋梁損壞之模式，以做為橋梁受地震作用下之安全性評估。吳吉峰[16]以模態分析法為基礎，分析碧潭橋動力監測系統於集集大地震中收集到的資料，再配合倒傳遞式類神經網路，輸入橋梁 2~3 個主要振態當作網路訓練，以改善僅能檢測出少數測站附近破壞程度及位置之缺點。蔡中暉[17]以類神經網路及模糊集理論，建立鋼筋混凝土結構損壞診斷模式，以結構之振動反應作為神經網路之輸入特徵，識別損壞結構之損壞配置，最後藉由模糊邏輯技術來處理各個網路所輸出之損壞配置之差異及矛盾性，進行結構損壞情況之綜合評估。其他相關文章尚有羅永富[18]、陳正傑[19]、陳振華等人[20]等。

從國內之研究情形可發現，大部分分析或實驗乃以橋梁結構為對象，且其實驗模型較為簡單，而針對建築物模型之破壞檢測的研究則較少。目前除國家地震工程研究中心正規劃大型房屋結構破壞檢測之振動臺試驗外，尚無人從事相關大型實驗。

四、研究方法

4.1 四層鋼骨構架模型之設計

為考量高空作業上之不便性、研究經費限制、以及振動臺最大荷重限制等因素，在不影響實驗本質的情形下，將試體結構模型由原規劃之五層樓高改為四層樓高，各樓層高度為 1.6 公尺。同時，依據實驗之目的需求，本研究所設計之四層鋼骨構架模型將具有較低的自然頻率，亦即將試體結構設計為軟結構，以便能夠順利的識別出結構之模態參數。因此將設計之試體結構第一自然振動頻率落於 1 至 1.5 Hz 之間。依據以上限制與要求，本研究之四層試體結構設計規格如表 1 所列。

根據表 1 所列之模型設計參數，以 ETABS 分析軟體分析之，置兩塊鋼板時，結構體總重約為 5 噸，滿足振動臺最大荷重限制，而其特徵分析後的模態參數如表 2 所示。本研究中，將試體結構之弱軸作為地震力輸入之方向，因此表 2 中僅列出弱軸之模態參數。另外，以 El-centro 地震歷時資料進行動力分析，檢核各桿件之應力情形。當 El-centro 地震力正規化為 0.3 g 時，弱軸一樓柱之應力比將大於 1.0，表示該桿件有降伏之虞，於實驗操作上須特別注意，以避免可能之危險。

表 1、四層鋼骨構架模型之設計參數

各樓層平面尺寸(m ²)	2×2
各樓層高度(m)	1.6
柱之斷面尺寸(mm)	H125×60×6×8
大梁之斷面尺寸(mm)	H125×60×6×8
小梁之斷面尺寸(mm)	H100×50×5×7
鋼板(質量塊)尺寸(mm)	1360×1360×32

表 2、四層鋼骨構架模型弱軸（y 向）之特徵分析值

<i>Mode</i>		<i>1st mode</i>	<i>2nd mode</i>	<i>3rd mode</i>	<i>4th mode</i>
<i>Natural Frequency (Hz)</i>		1.218	3.604	5.653	7.062
<i>Damping ratio (%)</i>		5	5	5	5
<i>Mode shape</i>	<i>4th dof</i>	1.000	1.000	0.662	-0.358
	<i>3rd dof</i>	0.876	-0.008	-0.873	0.873
	<i>2nd dof</i>	0.642	-1.002	-0.313	-1.000
	<i>1st dof</i>	0.328	-0.961	1.000	0.677

此鋼結構模型如圖 1 所示，係一平面 2 公尺見方，總高度約 6.4 公尺之縮尺模型。

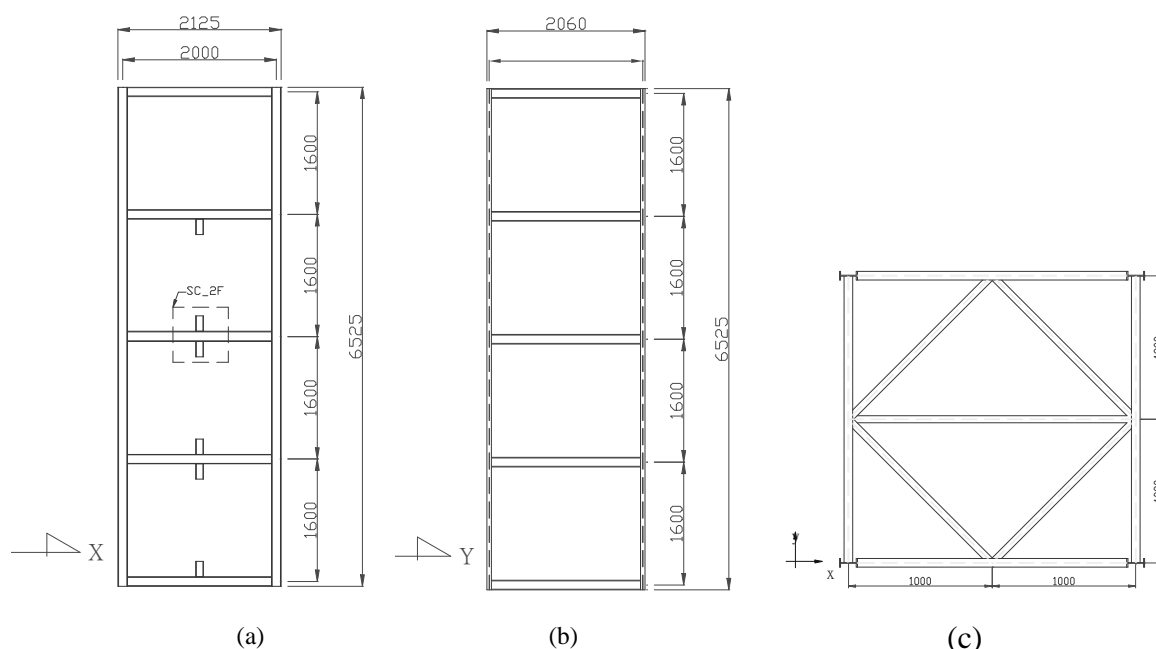


圖 1、縮尺四層鋼骨構架模型：(a)強軸（x）方向設計尺寸；(b)弱軸（y）方向設計尺寸；(c)各樓層平面（俯視圖）設計尺寸

本研究中，關於結構損傷之模擬將以結構層間勁度之折減為之，以不同的層間勁度值模擬不同的損傷程度。由於結構在遭受地震力侵害下其損傷位置常位於較低之樓層，因此在設計上使一至三樓樓之層間勁度可產生不同之變化。圖 1(a)中所標示之 SC_2F 表示二樓樓版處的層間勁度補強肢材接合元件（簡稱為補強肢接合元件），透過此接合元件將補強肢以螺栓結合於此處。選擇不同尺寸之補強肢，可提供不同之補強勁度。為使補強肢所提供之勁度效應遠大於質量效應，斷面選擇上應採用能提供相對較大慣性矩而較小質量的尺寸。當一至三樓層皆裝置最大尺寸之補強肢時，此時的結構體被視為初始結構，亦即為未受損之結構。而裝置較小尺寸之補強肢時，則模擬結構層間勁度之降低。

鋼構架裝設於振動臺時，透過焊接於四個柱腳上的鋼板，以螺栓固定於四個

加勁 H 型鋼（H400×400×13×21）的基座上。空構架固定完成後，再將質塊鋼板吊裝至各樓層之小梁上，各樓層配置兩塊鋼板，以五支螺栓分別固定於五支小梁之上。接著，於一至三樓各裝置兩支對稱之補強肢，補強肢上下兩端各以四支螺栓固定於補強肢接合元件。圖 2 及圖 3 為一至三層樓裝設補強肢前後之結構外觀圖。



圖 2、四層鋼構模型(未裝設補強肢)



圖 3、四層鋼構模型(裝設補強肢)

由於分析模型與實際完工後的結構體之間往往存在著不可避免的差異性，因此，需先進行結構之系統識別，以便能更確切地掌握實際結構的真實行為。本研究採用由 Huang 等人[21]所發展的類神經網路式系統識別模式，來識別鋼構架模型之模態參數。

4.2 類神經網路式系統識別程序

簡單來說，本程序藉由類神經網路之強大計算能力，學習結構的真實動態反應資料，待學習完成後，結構系統之模態參數可直接由類神經網路之權重矩陣（weighting matrices）擷取出來。經適當安排，一個三層（一個輸入層、一個隱藏層、及一個輸出層）的類神經網路，其輸出層的輸出值可以表示如下：

$$\begin{Bmatrix} \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \\ \vdots \\ \ddot{x}_k(t) \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^m \hat{\mathbf{W}}_1^{(i)} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1(t-i) \\ \ddot{x}_2(t-i) \\ \vdots \\ \ddot{x}_k(t-i) \end{Bmatrix} + \sum_{j=0}^n \hat{\mathbf{W}}_2^{(j)} \begin{Bmatrix} f_1(t-j) \\ f_2(t-j) \\ \vdots \\ f_l(t-j) \end{Bmatrix} + \{C\} \quad (1)$$

其中 $\hat{\mathbf{W}}_1 = [\hat{\mathbf{W}}_1^{(1)} \ \hat{\mathbf{W}}_1^{(2)} \ \dots \ \hat{\mathbf{W}}_1^{(n)}]$ 與 $\hat{\mathbf{W}}_2 = [\hat{\mathbf{W}}_2^{(0)} \ \hat{\mathbf{W}}_2^{(1)} \ \dots \ \hat{\mathbf{W}}_2^{(m)}]$ 為網路權值；

$\ddot{x}_k(t)$ 、 $f_i(t)$ 分別為結構加速度反應以及結構輸入地震資料。上式之型式類似於時間序列模型 ARX，而 ARX 模型等同於結構系統之運動方程式，於是系統之動態特徵可由 AR 之係數矩陣來求得。

$$[G] = \begin{bmatrix} 0 & \mathbf{I} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{I} & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mathbf{I} \\ \hat{\mathbf{W}}_1^{(n)} & \hat{\mathbf{W}}_1^{(n-1)} & \dots & \hat{\mathbf{W}}_1^{(2)} & \hat{\mathbf{W}}_1^{(1)} \end{bmatrix} \quad (2)$$

$[G]$ 矩陣之特徵值與特徵向量與結構系統之動態特性相關，因此可由 $[G]$ 矩陣之特徵分析求得結構系統之各項模態參數。詳細的相關公式，可見於文獻[25]中。

4.3 系統識別之實驗規劃

本次實驗中，共佈置了五顆加速度計，於各樓層以及基座上各佈置了一個加速度計。基座所配置之加速度計位於東側柱腳附近，此加速度計所量測到的加速度資料被視為輸入於結構之地震地表加速度。而一至四樓之加速度計皆裝設於鋼構架南面大樑，鄰近補強肢接合元件處。

本次試驗所探討的議題以及其相關的實驗規劃如下列四點所述：

1. 為探討分析模型與實際試體結構間的差異性，透過系統識別技術比較兩者之模態參數，作為修正分析模型之依據。
2. 為探討試體結構在受到不同地震作用下，其模態參數之識別情況，茲規劃 El-centro 以及 Kobe 兩種不同之地震資料作為振動臺之輸入震源。
3. 為探討試體結構在受到不同強度之地震作用下，其模態參數之識別情況，茲規劃以 Kobe 地震正規化至 0.04g、0.08g、0.12g 等三種的地震強度。
4. 為探討補強肢裝設後的實際效果，將比較空構架以及裝設補強肢後的結構模態參數。所選定之補強肢材料及尺寸乃斷面為 C100×50×20×2.3 之輕型鋼。

歸納以上四點，茲將本次振動臺試驗之操作項目以及順序整理於表 3 中。

表 3、試驗操作項目說明

操作順序	地震名稱	地震強度	補強肢	試驗編號
1	El-centro	0.08g	YES	El_0.08_SC
2	El-centro	0.12g	YES	El_0.12_SC
3	Kobe	0.08g	YES	Kobe_0.08_SC
4	Kobe	0.12g	YES	Kobe_0.12_SC
5	Kobe	0.04g	No	Kobe_0.04

6	Kobe	0.08g	No	Kobe_0.08
---	------	-------	----	-----------

五、結果與討論

利用類神經網路式系統識別程序，分別對六組試驗所獲得的結構反應加速度資料進行模態參數之識別，其結果分別列於表 4 至表 9。同時，就本次試驗所要探討之四項議題，以下分別依據所列系統識別結果來加以討論。

表 4、EL_0.08_SC 試驗之系統識別結果

Mode		1 st mode	2 nd mode	3 rd mode	4 th mode
Natural Frequency (Hz)		1.216	3.615	5.73	7.262
Damping ratio (%)		0.35	0.16	0.12	0.12
Mode shape	4 th dof	1.000	1.000	0.648	0.370
	3 rd dof	0.867	-0.007	-0.873	-0.890
	2 nd dof	0.647	-0.971	-0.319	1.000
	1 st dof	0.342	-0.950	1.000	-0.661

表 5、EL_0.12_SC 試驗之系統識別結果

Mode		1 st mode	2 nd mode	3 rd mode	4 th mode
Natural Frequency (Hz)		1.213	3.613	5.727	7.251
Damping ratio (%)		0.32	0.20	0.15	0.13
Mode shape	4 th dof	1.000	1.000	0.646	0.320
	3 rd dof	0.867	-0.005	-0.874	-0.885
	2 nd dof	0.646	-0.969	-0.324	1.000
	1 st dof	0.341	-0.950	1.000	-0.659

表 6、Kobe_0.08_SC 試驗之系統識別結果

Mode		1 st mode	2 nd mode	3 rd mode	4 th mode
Natural Frequency (Hz)		1.214	3.613	5.727	7.242
Damping ratio (%)		0.50	0.21	0.18	0.10
Mode shape	4 th dof	1.000	1.000	0.649	0.361
	3 rd dof	0.868	-0.007	-0.868	-0.855
	2 nd dof	0.650	-0.972	-0.329	1.000
	1 st dof	0.340	-0.953	1.000	-0.654

表 7、Kobe_0.12_SC 試驗之系統識別結果

Mode		1 st mode	2 nd mode	3 rd mode	4 th mode
Natural Frequency (Hz)		1.213	3.614	5.727	7.243
Damping ratio (%)		0.31	0.26	0.15	0.39
Mode shape	4 th dof	1.000	1.000	0.656	0.313
	3 rd dof	0.865	-0.008	-0.868	-0.883
	2 nd dof	0.647	-0.967	-0.331	1.000
	1 st dof	0.340	-0.946	1.000	-0.671

表 8、Kobe_0.04 試驗之系統識別結果

Mode		1 st mode	2 nd mode	3 rd mode	4 th mode
Natural Frequency (Hz)		1.197	3.585	5.678	7.150
Damping ratio (%)		0.30	0.17	0.18	0.74
Mode shape	4 th dof	1.000	1.000	0.641	0.426
	3 rd dof	0.853	-0.010	-0.841	-0.881

	<i>2nd dof</i>	0.643	-0.994	-0.347	1.000
	<i>1st dof</i>	0.338	-0.969	1.000	-0.644

表 9、Kobe_0.08 試驗之系統識別結果

<i>Mode</i>		<i>1st mode</i>	<i>2nd mode</i>	<i>3rd mode</i>	<i>4th mode</i>
<i>Natural Frequency (Hz)</i>		1.195	3.584	5.680	7.152
<i>Damping ratio (%)</i>		0.22	0.14	0.17	0.37
<i>Mode shape</i>	<i>4th dof</i>	1.000	1.000	0.656	0.407
	<i>3rd dof</i>	0.868	-0.008	-0.844	-0.914
	<i>2nd dof</i>	0.645	-0.993	-0.351	1.000
	<i>1st dof</i>	0.334	-0.971	1.000	-0.626

5.1、分析模型模態與試體結構模態之比較

為比較理論分析模型之模態（表 2）與試體結構之模態的差異性，以 Kobe_0.08 該組試驗之識別結果（表 9）作為對照組。根據表 2 與表 9，當試體結構無補強肢時，理論分析模型之自然振動頻率為 1.218 Hz、3.604 Hz、5.653 Hz、7.062 Hz，而試體結構之識別自然振動頻率為則 1.195 Hz、3.584 Hz、5.680 Hz、7.152 Hz。識別出之基本自然振動頻率（第一振頻）較理論為低，可知完工後之實際結構較原先結構稍軟，同時識別出之阻尼比皆不超過 0.5%，遠小於分析模型所假設之 5%，為確保不發生預期外之結構行為，理論模型勢必須做適當修正，同時實驗操作上的限制（如最大之輸入地震強度）須向下調整。

再比較各振態可發現，各振態值雖略有差異，但其趨勢極為類似，表示分析模型可大致掌握實際結構的真實動態反應。

5.2、不同輸入地震下的識別結果比較

一般研究指出，在不同地震作用下，系統識別之結果會有所差異。因此本研究安排兩種不同地震（El-centro 以及 Kobe 地震），作為結構系統之輸入地震，藉以比較兩者之形識別情[El_0.08_SC 與 Kobe_0.08_SC] 以及試驗編號[0.12_SC 與 Kobe_0.12_SC] 此兩組，分別說

表 4 與表 6 為試驗編號 El_0.08_SC 與 Kobe_0.08_SC 之識別結果，由兩表中可知，除第四模態之自然振動頻率略有差異外（7.262 Hz 與 7.242 Hz），其餘自然振動頻率之識別結果皆極為吻合。第四模態識別差異較大之原因可能與前面所提到，Kobe 地震下之反應頻譜無明顯峰值的情形有關。表 5 與表 7 為試驗編號 El_0.08_SC 與 Kobe_0.08_SC 之識別結果，同樣地，由兩表中可知，除第四模態之自然振動頻率略有差異外（7.251 Hz 與 7.243 Hz），其於自然振動頻率之識別結果皆極為吻合。

由以上之討論可知，對本研究之試體結構而言，不同輸入地震力對於模態識別結果並無明顯之影響。

5.3、不同地震強度下之識別結果比較

一般研究指出，隨著荷載強度之增加，結構材料之強度和剛度有可能相對增加來比較其識別結果。實驗安排不同地震強度之[El_0.08_SC 與 El_0.12_SC]、[Kobe_0.08_SC 與 Kobe_0.12_SC]、以及 [Kobe_0.04 與 Kobe_0.08

〕 共 三組

表 4 與表 5 為試驗編號 EI_0.08_SC 與 EI_0.12_SC 之識別結果，表 6 與表 7 為試驗編號 Kobe_0.08_SC 與 Kobe_0.12_SC 之識別結果，此兩組之試體結構皆為裝設補強肢之結構。表 8 與表 9 為試驗編號 Kobe_0.04 與 Kobe_0.08 之識別結果，此結構為不裝設補強肢時之結構。由各組之識別結果的比較中可知，無論是自然振動頻率或是振態，在各組中皆相當吻合。因此，對本研究之試體結構而言，不同輸入地震強度對於模態識別結果之影響不大。

5.4、裝設補強肢之效應

本研究之規劃中，預計以不同之補強肢來模擬不同之層間勁度，並藉由系統識別之結果來偵測層間勁度之改變情形。因此，本次實驗最重要之議題乃是在於了解結構在裝設補強肢後，是否發揮其預期之效果，同時比較其實際效應與預期效應。

取試驗編號 Kobe_0.08_SC 與 Kobe_0.08 之識別結果（表 4 和表 9）來看，在裝設補強肢後，各自然振動頻率皆相對提高，顯示裝設補強肢確實可達到增加層間勁度，進而改變其系統參數之目的。接著比較補強肢之實際效應與預期效應，根據理論分析模型，在未裝設補強肢時的振動頻率為 1.218 Hz、3.604 Hz、5.653 Hz、7.062 Hz，而裝設補強肢後的振動頻率則變為 1.286 Hz、3.726 Hz、5.881 Hz、7.547 Hz，其頻率變化各為 5.58%、3.39%、4.03%、6.87%。而實際試體結構在未裝設補強肢時的振動頻率為 1.195 Hz、3.584 Hz、5.680 Hz、7.152 Hz，而裝設後的振動頻率則提高至 1.213 Hz、3.614 Hz、5.727 Hz、7.243 Hz，其實際頻率變化為 1.51%、0.84%、0.83%、1.27%。由此可知，補強肢之實際效應與理論上有些差異。原因可能在於，理論分析模型分析時，乃假設補強肢與上下樓層之大樑完全固接，而實際結構之補強肢僅以螺栓將 C 型鋼之腹版鎖定於接合元件上，使得 C 型鋼所提供之慣性矩 I 值並未完全被使用到。因此，在下階段之實驗前，補強肢之選擇與設計應做調整。

六、總結與後續研究工作之規劃

總括本年度計畫之工作項目，包含了結構模型確認與設計、施工、組裝、以及結構初步實驗等。在結構模型之設計上，考量條件限制以及實驗需求，設計了一棟重約 5 噸、高度約 6.4 公尺、基本振動頻率約 1.2、可識別所有模態、以及透過補強肢元件改變層間勁度的四層鋼骨構架模型。在本年度工作項目中，最重要之部分為完工後的試體結構之振動臺初步實驗。規劃此次初步實驗之目的在於透過分析振動臺實驗資料，獲得其系統識別之結果，以探討四項討論議題。

透過四項議題之探討可知，本試體結構比理論分析模型為軟，為確保安全性，分析模型應加以修正，同時在實驗操作上宜保守。另外，對本研究之試體結構而言，不同之地震種類以及地震強度對於模態識別之結果，其影響不大。最重要的是，透過本次實驗，了解補強肢之裝設確實可增加層間勁度，達到改變結構

系統參數的效果。

在後續研究之規劃方面，由於本次實驗中，與理論分析模型比較後，補強肢的實際效應在本次實驗中並未完整發揮，其原因在於理論模型與實際結構間，關於補強肢接合的假設不同。因此，後續研究工作之首要在於選擇或設計不同斷面尺寸之補強肢，使得理論所要求之結構變化能夠順利達成。待此工作項目完成後，即可進行研究主題「結構破壞偵測」的相關試驗。該試驗預計將進行總共約 22 組試驗，總實驗時間預計將達 30 個工作天。22 組的試驗包含了初始參考結構（裝設最大尺寸之補強肢）一組；一樓層間勁度變化（即一樓發生破壞）情況共三組；二樓層間勁度變化（即二樓發生破壞）情況共三組、三樓層間勁度變化（即三樓發生破壞）情況共三組；一、二樓層間勁度變化（即一、二樓發生破壞）情況共四組；一、三樓層間勁度變化（即一、三樓發生破壞）情況共四組；二、三樓層間勁度變化（即二、三樓發生破壞）情況共四組。於是，實驗模擬包含了單一位置破壞以及多重位置破壞之狀況。各組試驗下的系統識別結果，將套用至前年度所發展的破壞偵測模式中來加以驗證其效果。

參考文獻

- [1] J. Ghaboussi, J. H. Garrett, and X. Wu, "Knowledge-based modeling of material behavior with neural networks," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, vol. 117, pp. 132-153, 1991.
- [2] X. Wu, J. Ghaboussi, and J. H. Garrett, Jr., "Use of neural networks in detection of structural damage," *Computers and Structures*, vol. 42, pp. 649-659, 1992.
- [3] M. F. Elkordy, K. C. Chang, and G. C. Lee, "Neural networks trained by analytically simulated damage states," *Journal of Computing In Civil Engineering., ASCE*, vol. 7, pp. 130-145, 1993.
- [4] P. C. Pandey and S. V. Barai, "Multilayer perceptron in damage detection of bridge structures," *Computers and Structures*, vol. 54, pp. 597-608, 1995.
- [5] J. Zhao, J. N. Ivan, and J. T. DeWolf, "Structural damage detection using artificial neural networks," *Journal of Infrastructure Systems, ASCE*, vol. 4, pp. 93-101, 1998.
- [6] S. F. Masri, M. Nakamura, A. G. Chassiakos, and T. K. Caughey, "Neural network approach to the detection of changes in structural parameters," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, vol. 122, pp. 350-360, 1996.
- [7] S. F. Masri, A. W. Smyth, A. G. Chassiakos, T. K. Caughey, and N. F. Hunter, "Application of neural networks for detection of changes in nonlinear systems," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, vol. 126, pp. 666-676, 2000.
- [8] M. Nakamura, S. F. Masri, A. G. Chassiakos, and T. K. Caughey, "A neural network approach to damage detection in a building from ambient vibration measurements," presented at Proc., SPIE Far East and Pacific Rim Symp. On Smart Mat., Struct. and MEMS, Indian Inst. Of Sci., Bangalore, India, 1996.
- [9] J. P. Tang and K. M. Leu, "Vibration tests and damage detection of P/C bridges," *Journal of Chinese Institute of Engineers*, vol. 14, pp. 531-536, 1991.
- [10] 蘇益民(1994)，「鋼橋動力監測系統」，國立成功大學建築研究所碩士論文。
- [11] 張國鎮、陳振川、莫詒隆、洪宏基(1994)，「碧潭橋靜力與動力特性之監測與分析」，交通部國道新建工程局研究計畫成果報告。

- [12] 張國鎮、陳振川、田堯彰、莫詒隆(1995a),「碧潭橋靜力與動力特性之監測與分析(二)」,交通部國道新建工程局研究計畫成果報告。
- [13] 張國鎮、陳振川、田堯彰、莫詒隆(1995b),「碧潭橋靜力與動力特性之監測與分析(三)」,交通部國道新建工程局研究計畫成果報告。
- [14] 張國鎮、陳振川、田堯彰、莫詒隆(1996),「碧潭橋靜力與動力特性之監測與分析(四)」,交通部國道新建工程局研究計畫成果報告。
- [15] 黃心豪(1999),「時空域類神經網路在橋梁破壞檢測之應用」,國立台灣大學土木工程研究所碩士論文。
- [16] 吳吉峰(2000),「系統識別與類神經網路於碧潭橋破壞檢測之應用」,國立台灣大學土木工程研究所碩士論文。
- [17] 蔡中暉(2000),「以人工智慧技術及結構反應作既有鋼筋混凝土結構損壞診斷」,國立成功大學土木工程學系博士論文。
- [18] 羅永富(1995),「類神經網路於橋梁檢測之應用」,國立台灣大學應用力學研
- [19] 陳正傑(1996),「以動態反應進行結構系統識別之研究」,國立台灣大學應用力學研究所博士論文。
- [20] 陳振華、盧煉元、楊永斌(1997),“高速公路橋梁之現地動力實驗”, 結構工程, 第十二卷, 第三期, 3-22。
- [21] C. S. Huang, S. L. Hung, C. M. Wen, and T. T. Tu (2003), "A neural network approach for structural identification and diagnosis of a building from seismic response data," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 32, pp. 187-206.