

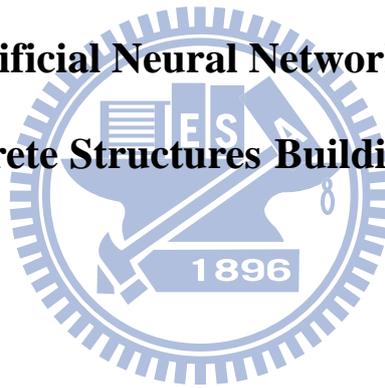
國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

應用類神經網路模擬鋼筋混凝土房屋結構容量震譜

**Application of Artificial Neural Network Model for Simulating  
Reinforced Concrete Structures Building Capacity Spectrum**



研究生：陳彥伶

指導教授：洪士林 博士

中華民國 九十九年 七 月

應用類神經網路模擬鋼筋混凝土房屋結構容量震譜

**Application of Artificial Neural Network Model for Simulating  
Reinforced Concrete Structures Building Capacity Spectrum**

研究生：陳彥伶

Student : Yen-Lin Chen

指導教授：洪士林 博士

Advisor : Dr. Shih-Lin Hung



Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master of Science

in

Civil Engineering

July 2010

HsinChu, Taiwan, Republic of China

中華民國 九十九 年 七 月

# 應用類神經網路模擬鋼筋混凝土房屋結構容量震譜

學生：陳彥伶

指導教授：洪士林 博士

## 國立交通大學土木工程學系

### 摘要

結構物之功能與型態日趨複雜化，傳統耐震設計已不能滿足各方面需求，於是發展出耐震性能設計法。根據結構性能需求可將其功能特性區分為五項，分別為安全性、耐久性、經濟性、環境性與適用性。近年來，房屋結構耐震性能設計法趨於設計主流，開始有人提出在滿足耐震性能目標”生命安全”下，同時考慮滿足目標”最小成本”要求的結構多目標最佳化設計。本研究之目的乃以類神經網路（ANN）模式來模擬鋼筋混凝土房屋結構之容量震譜，以作為在考量安全與維護成本之多目標基因演算法（GA）鋼筋混凝土房屋結構最佳化用。整體設計原則係依據美國 ATC-40 耐震性能設計法進行考量，以容量震譜法進行設計評估，其中引入位移指標對結構的耐震性能進行控制概念。本研究首先利用 SAP2000 建立 719 棟五層樓到十層樓的房屋結構容量震譜為 ANN 模式之案例，其中 638 棟為訓練案例，其餘為驗證案例。最後結合 GA 結構多目標設計進行測試，探討容量震譜之 ANN 模式所模擬的結構物之容量震譜對房屋結構功能性設計的影響。由研究結果證實，ANN 可有效模擬 3D RC 房屋結構之容量震譜。而當訓練案例加入變異後確實會影響 GA 最佳化結構設計產生的性能點，且加入變異的容量震譜若提高，則最後最佳化結果的性能點也偏高，造成不保守情況產生。

**關鍵字：**ATC-40、容量震譜、類神經網路、耐震性能設計法、性能目標、基因演算法

# **Application of Artificial Neural Network Model for Simulating Reinforced Concrete Structures Building Capacity Spectrum**

**Student: Yen-Lin Chen**

**Advisor: Dr. Shih-Lin Hung**

**Department of Civil Engineering  
College Engineering  
National Chaio Tung University**

## **Abstract**

The requirement-function of building structures is getting multifarious; hence conventional seismic design approach cannot completely satisfy all requirements. Newly, performance-based seismic design is developing and turns into a novel design scheme. The functionality of building structures can be categorized into different categories, such as safety, durability, economic, environmental, and utilizable. Recently, the approach of performance-based seismic resistance design of buildings gets more paying attention. Besides satisfying seismic resistant for safety purpose, constructing with minimum cost is also an important issue for multi-objective optimization of buildings. The aim of this work is applying artificial neural network model to simulate the capacity spectrum of concrete building structures. The simulating results are then used for a genetic algorithm (GA) model for optimization design of reinforced concrete buildings under multi-objectives, the safety and maintenance cost. The complete design principle is based on US ATC-40 performance-based seismic design code. First, 719 cases of 5-storey to 10-storey buildings capacity spectrums are created with SAP2000 for ANN model. 638 cases are used for training and the rest are used as verification cases. Finally, the ANN model is integrated with GA multi-objective optimization design to verify the affect of the simulated results generated via ANN model. The verification results confirmed that ANN can effectively simulate the capacity spectrum of 3D RC building structures and the final design through GA model is acceptable. Also the effect of noise in data is investigated and shows that noise may influence the performance of the solution searched by GA.

**Keywords:** ATC-40; capacity spectrum; artificial neural network (ANN); performance-based seismic design; genetic algorithm (GA).

## 誌謝

研究所兩年即將結束，在交大的求學生涯即將邁向終點，本文承蒙指導教授洪士林教授多方之指導與鼓勵，無論在專業知識或待人處世上都讓我獲益良多，於學生修課與論文撰寫上教授也提供許多協助、指導與發揮空間。感激之情溢於言表，在此祝福教授身體健康，平安快樂。

同時在論文審查及口試期間，感謝黃炯憲教授、鄭復平副教授惠予指導並提供寶貴意見，使論文內容的疏漏之處得以消補及改進；還要感謝學長詹君治副教授在研究室時給予我的指導，無論是學業上或是在論文研究及寫作上都耐心的帶領我，啟發我思考。在此致上深深的謝意。

研究期間，我還要感謝同研究室成員們。感謝博士班的林子軒、陸勇奇學長在求學研究過程上的建議與協助；感謝志明同學一起研究奮鬥與努力；感謝冠豪、家宇、夙修、麗松、思伶、倫桓、江祥、孟軒等學弟妹們，在研究室的給我打氣與帶來歡笑。最後感謝家人的一路支持與鼓勵；感謝一路陪伴在我求學研究過程中遇到的師長、同學、室友與朋友。僅以此論文獻給所有愛我及我愛的人。

# 目錄

摘要 .....	I
Abstract .....	II
誌謝 .....	III
目錄 .....	IV
表目錄 .....	VI
圖目錄 .....	VII
第一章 緒論 .....	1
1-1 研究背景與動機.....	1
1-2 研究目的.....	4
1-3 研究步驟.....	4
1-4 論文章節及架構.....	5
第二章 文獻回顧 .....	6
2-1 耐震性能設計法發展介紹.....	6
2-2 ATC-40 介紹 .....	7
2-3 容量震譜法之概述與發展.....	10
2-4 側推分析方法介紹及發展概述.....	11
2-4-1 側推分析方法原理 .....	13
2-5 類神經網路.....	13
2-5-1 類神經網路介紹 .....	13
2-5-2 倒傳遞類神經網路之架構 .....	15
第三章 系統設計之理論與工具 .....	20
3-1 極限強度設計法.....	20
3-1-1 混凝土材料與鋼筋材料之力學性質 .....	20

3-1-2 鋼筋混凝土梁之極限強度設計法 .....	21
3-1-3 鋼筋混凝土柱之極限強度設計法 .....	23
3-2 性能目標.....	25
3-3 容量震譜法介紹.....	26
3-3-1 設定梁柱塑鉸性質 .....	27
3-3-2 側向力分佈 .....	30
3-3-3 建立容量曲線 .....	30
3-3-4 建立容量震譜 .....	31
3-3-5 建立需求震譜 .....	33
3-3-6 等效阻尼對需求譜折減 .....	35
3-3-6 計算性能點 .....	41
3-3-8 檢核確認 .....	43
3-4 類神經網路模擬容量震譜.....	44
3-4-1 容量震譜模型 .....	44
3-4-2 房屋結構容量震譜之類神經網路模擬系統 .....	46
第四章 數值案例模型分析 .....	48
4-1 房屋結構設計資料介紹 .....	49
4-1-1 房屋結構設計前置模型設定(斷面設計配置與塑鉸設定).....	50
4-2 容量震譜之類神經網路模式架構建立與訓練測試.....	61
4-3 進行基因演算法最佳化結構設計測試.....	74
第五章 結論與建議 .....	82
5-1 結論.....	82
5-2 建議.....	82
參考文獻 .....	83

## 表目錄

表 3-1 ATC-40 耐震評估法分析流程.....	26
表 3-2 梁構件塑鉸建模參數表.....	28
表 3-3 柱構件塑鉸建模參數表.....	29
表 3-4 Structural Behavior Types ATC-40 建築結構型態區分.....	38
表 3-5 Values for Damping Modification Factor.....	39
表 3-6 Minimum Allowable $SR_A$ and $SR_V$ Values.....	40
表 3-7 ATC-40 樓層最大層間變位角之限制.....	43
表 4-1 樓層梁柱斷面配置分類設定.....	49
表 4-2 柱斷面編碼說明.....	51
表 4-3 梁斷面編碼.....	52
表 4-4 各樓層性能等級限制.....	54
表 4-5 五樓塑鉸設定與斷面參數配置圖表.....	56
表 4-6 七樓塑鉸設定與斷面參數配置圖表.....	58
表 4-7 十樓塑鉸設定與斷面參數配置圖表.....	60
表 4-8 容量震譜之類神經網路模式案例數.....	63
表 4-9 類神經網路模式參數.....	63
表 4-10 部分七層樓案例訓練案例資訊.....	76
表 4-11 七數值案例之 Pareto front 解.....	78
表 4-12 40%變異 ANN 模式七數值案例之 Pareto front 解.....	80

# 圖目錄

圖 1-1 結構設計理念的演化過程 .....	2
圖 1-2 呂怡廷(2008)流程圖 .....	3
圖 2-1 容量震譜法 .....	10
圖 2-2 轉換函數示意圖 .....	15
圖 2-3 單層感知器架構 .....	16
圖 2-4 多層感知器架構 .....	16
圖 2-5 典型之三層類神經網路架構圖 .....	17
圖 3-1 E. Hognestad 混凝土應力應變關係 .....	20
圖 3-2 鋼筋之塑性行為模式 .....	21
圖 3-3 雙筋梁斷面之內力平衡示意圖 .....	22
圖 3-4 柱斷面之軸力—彎矩交互影響示意圖 .....	23
圖 3-5 柱斷面之內力計算示意圖 .....	24
圖 3-6 一般建築物損害評估模式示意圖 .....	25
圖 3-7 SAP2000 塑性鉸性質示意圖 .....	27
圖 3-8 以樓層高分配側推力示意圖 .....	30
圖 3-9 側推分析之容量曲線 .....	31
圖 3-10 模擬單自由度系統 .....	31
圖 3-11 容量曲線轉換 ADRS 格式建立容量震譜 .....	33
圖 3-12 ATC-40 彈性設計反應譜 .....	34
圖 3-13 彈性反應譜轉換至 ADRS 示意圖 .....	35
圖 3-14 容量震譜之雙線性模擬 .....	35
圖 3-15 等效黏滯阻尼對反應譜折減的關係圖 .....	36
圖 3-16 $E_D$ 能量修散示意圖 .....	37

圖 3-17 理想雙線性容量震譜之遲滯阻尼.....	37
圖 3-18 彈性設計需求震譜折減之示意圖.....	41
圖 3-19 步驟 1.....	42
圖 3-20 步驟 2.....	42
圖 3-21 步驟 3.....	43
圖 3-22 容量震譜計算流程示意圖.....	44
圖 3-23 類神經網路模擬系統示意圖.....	45
圖 3-24 容量震譜.....	46
圖 3-25 輸出層參數設定.....	47
圖 4-1 房屋設計步驟流程圖.....	48
圖 4-2 斷面編碼說明圖.....	50
圖 4-3 SAP2000 內部 CSISD 斷面設計.....	53
圖 4-4 SAP2000 內梁塑鉸參數設定圖.....	53
圖 4-5 SAP2000 內柱塑鉸參數設定圖.....	54
圖 4-6 五樓斷面組配置示意圖.....	55
圖 4-7 七樓斷面組配置示意圖.....	57
圖 4-8 十樓斷面組配置示意圖.....	59
圖 4-9 側推分析之側向力與頂層位移.....	61
圖 4-10 五層樓所有訓練案例之容量震譜.....	61
圖 4-11 七層樓所有訓練案例之容量震譜.....	62
圖 4-12 十層樓所有訓練案例之容量震譜.....	62
圖 4-13 類神經網路架構.....	64
圖 4-14 訓練曲線圖（上）與誤差 MSE（下）.....	65
圖 4-15 迴歸係數圖.....	66
圖 4-16 五層樓容量震譜預測案例 7.....	66
圖 4-17 五層樓容量震譜預測案例 8.....	67

圖 4-18 五層樓容量震譜預測案例 13 .....	67
圖 4-19 五層樓容量震譜預測案例 17 .....	67
圖 4-20 七層樓容量震譜預測案例 30 .....	68
圖 4-21 七層樓容量震譜預測案例 32 .....	68
圖 4-22 七層樓容量震譜預測案例 40 .....	68
圖 4-23 七層樓容量震譜預測案例 47 .....	69
圖 4-24 十層樓容量震譜預測案例 61 .....	69
圖 4-25 十層樓容量震譜預測案例 65 .....	70
圖 4-26 十層樓容量震譜預測案例 70 .....	70
圖 4-27 十層樓容量震譜預測案例 79 .....	70
圖 4-28 六層樓容量震譜預測案例 1 .....	71
圖 4-29 六層樓容量震譜預測案例 2 .....	71
圖 4-30 六層樓容量震譜預測案例 3 .....	72
圖 4-31 六層樓容量震譜預測案例 4 .....	72
圖 4-32 九層樓容量震譜預測案例 1 .....	73
圖 4-33 九層樓容量震譜預測案例 2 .....	73
圖 4-34 九層樓容量震譜預測案例 3 .....	74
圖 4-35 九層樓容量震譜預測案例 4 .....	74
圖 4-36 GA 程式運作流程圖 .....	75
圖 4-37 七層樓所有訓練案例之容量震譜與 5%需求震譜 .....	77
圖 4-38 七層樓性能點設計目標前進方向 .....	78
圖 4-39 七層樓分析結果之 ADRS 格式 .....	79
圖 4-40 加入 40%變異後七層樓分析結果之 ADRS 格式 .....	80
圖 4-41 無變異與 40%變異 ANN 模式之分析結果比較 .....	81

# 第一章 緒論

本章將闡述研究背景與動機、研究目的、研究方法及論文架構。簡單敘述過去研究情形及本研究所要討論問題。

## 1-1 研究背景與動機

房屋結構傳統設計方法普遍是採用以極限強度設計法，近十年來有鑑於全球各地發生的強大地震（如 1994 美國加州北嶺地震、1995 日本神戶地震及 1999 台灣九二一集集地震等）均造成為數不少的人員傷亡與結構物崩塌與嚴重損壞，經濟損失更是異常的大，迫使工程界與學術界重新對現行傳統設計規範進行檢討，認為過去的耐震設計只以生命安全為目標是遠遠不夠的，耐震設計不僅應考慮人身安全，並且要考慮因建築破壞所造成的巨大經濟損失的控制準則。因此基於性能需求的耐震設計(Performance-Based Seismic Design)就是在這種背景下產生，此法是一種全新工程設計概念，包含工程結構物之設計、施工和維護以及設備監測過程要滿足其預估的性能目標。1992 年美國聯邦危機災害管理局（Federal Emergency Management Agency, FEMA）贊助由應用技術委員會（Applied Technology Council, ATC）與其他機構研究引進耐震性能設計理念。

傳統耐震設計要把結構物設計成能抵抗強震時仍不發生破壞是可以完全做得到的，況且這樣極不經濟又不必要。因此傳統耐震設計主要設計概念是以考慮結構物在強震下不至於倒塌保障生命安全為主要目的，即為設計「小震不壞、中震可修、大震不倒」的房屋結構。但是這樣的設計在地震作用下並沒有辦法去預估結構物的損壞情況，雖整體結構並未崩塌，但非結構構件、設備毀損或無法運作等等，所造成之經濟損失更是異常的大。

性能設計法是以控制結構破壞程度為目的耐震設計方法，其概念就是使所設計的工程結構在其使用期間應該滿足各種預期的性能目標要求，而具體的性能要求可根據建築物或結構物的重要性來確定。對於結構工程師來說，性能設計法並非完全排斥以力量

為主的極限強度設計法或工作應力法，而是希望在考量結構承受荷載時各階段的受力與變形行為，在選擇適宜的設計方法與分析工具下，除了考量傳統的強度外，還可選擇其他表達性能的參數（如：力、位移、速度、加速度、能量或損傷等）作為設計之依據，以使結構物在不同規模地震力作用下能夠滿足業主、使用者與社會的各種”使用”、”運作”、”安全”、”經濟”或”歷史文化”等性能目標要求【1】。所以在 2004 年在第十三屆世界地震工程會議提出耐震性能設計為未來建築物規範遵循方向，其中”位移”是表達建築物耐震性能的重要指標之一。

Kusakabe 於 2002 年指出結構設計理念的演化過程是由剛開始符合單目標的容許應力法進化到具多目標功能的極限設計法，再演化到現今強調的性能設計法【2】。

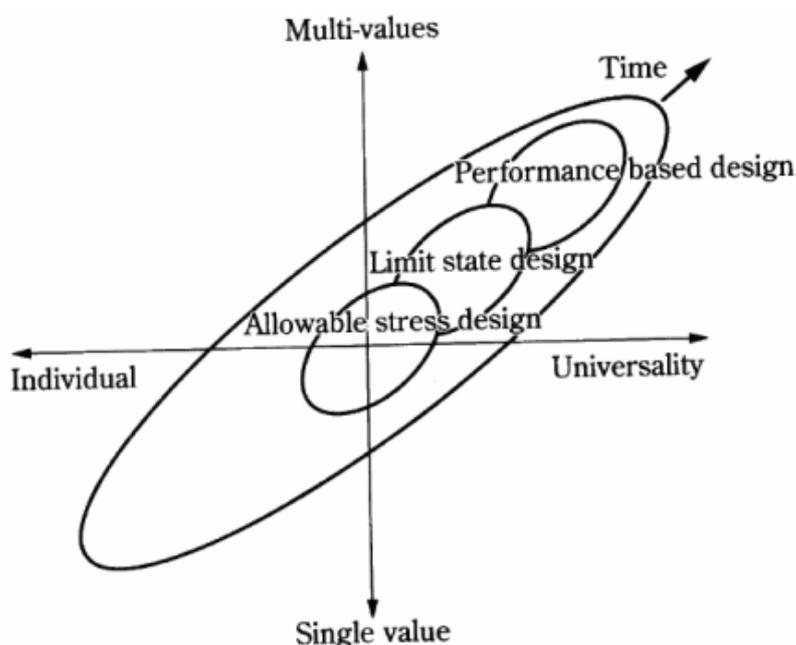


圖 1-1 結構設計理念的演化過程【2】

而在滿足了單目標的性能設計後，開始有人提出在符合性能目標下進行考慮最小成本的性能設計目標。日本建設省於 1995~1998 年間進行的「建築結構之新工程架構發展」研究報告指出，可由經濟方面考量，設定性能目標為成本最少之方法，此法一般稱為最小成本原則，此報告提出當性能水準關係於人命安全時並不能只於經濟上考量，但若要求的性能水準已經確保生命安全的性能要求時，則可以考慮以最小成本原則來決定建築物的性能目標水準，其中最小成本為施工成本加上服務期間的維護成本【3】。

Min Liu 等人於 2003 年提出基於性能耐震下多目標最佳化在設計於抗彎鋼構架之研

究，並以側推分析在考量滿足性能設計與最小成本（施工成本與維護成本）兩者為設定目標進行鋼結構房屋結構的多目標最佳化設計【4】。

基於上述文獻的觀念下，本研究室呂怡廷學長在 2008 年也進行了相關的研究【5】，使用基因演算法（Genetic Algorithm, GA）進行鋼筋混凝土房屋結構之多目標最佳化設計：首先進行房屋結構斷面尺寸規畫配置，再利用 SAP2000 進行該側推分析並得其容量震譜；之後將此容量震譜存入案例，作為類神經網路訓練的訓練案例，其研究之類神經網路模式為一離線系統；接下來進行房屋結構基因演算法多目標分析得最佳化設計解，其中設定的兩個目標分別為：建造成本與維護成本。建造成本可由最初斷面配置後進行材料與斷面尺寸的計算而得。使用後的維護成本很難定義計算得知，所以假設當地震來臨時，房屋的結構位移量越大，震後房屋結構受損與物品損壞的程度會越大，其維護成本也越大。因此假設地震下的最大位移代表房屋結構使用後的維護成本，而地震下的最大位移則可由離線系統架構的類神經網路求取容量震譜，並與需求震譜相交產生的性能點得到。



圖 1-2 呂怡廷(2008)流程圖

而在 2008 年呂怡廷【5】之研究中留下了一些值得再探討的議題，首先，當初為了

簡化及方便多目標最佳化而選擇 2D 鋼筋混凝土構架進行分析，而非與實際建築結構較相近的 3D 構架；而且只進行探討二樓層及七樓層案例作為數值分析的模型，其餘樓層並未進行探討；最後其最佳化結果仍有改善空間，其結果不盡理想之原因可能來自於由類神經網路產生之房屋結構容量震譜誤差所致。

## 1-2 研究目的

本研究乃延續呂怡廷 2008 年之研究，「多目標基因演算法於鋼筋混凝土結構設計之應用」【5】將原本 2D 鋼筋混凝土構架改為 3D 鋼筋混凝土構架設計，並再深入探討利用類神經網路模擬 3D 鋼筋混凝土構架容量震譜之可行性。

利用類神經網路模式來模擬五樓~十樓的房屋結構設計之容量震譜系統，將來在進行多目標最佳化設計時由此類神經網路模式產生相同之容量震譜，即可免去複雜的數值分析流程。

最後探討結合類神經網路房屋結構容量震譜模式之基因演算法多目標鋼筋混凝土房屋結構最佳化之準確度與效率。

本文擬以五層、七層及十層樓鋼筋混凝土構架為本論文主要建立類神經網路系統的案例。並對該系統進行五樓~十樓的樓層的容量震譜準確度、最佳化結構設計測試結果來做分析與探討。

## 1-3 研究步驟

本研究在探討多目標基因演算法應用於鋼筋混凝土結構設計，研究的步驟簡述如下：

### 1. 資料蒐集

首先蒐集結構耐震性能設計評估相關的論文和研究報告，藉此了解學術界對此問題的研究情形和成果。

### 2. 建立前處理架構

鋼筋混凝土房屋結構設計的過程主要針對斷面尺寸進行調整，配置斷面於房屋結構後，依據性能設計法規 ATC-40 設定性能目標，並進行 SAP2000 側推分析得房屋容量震

譜建立案例庫。再將此案例庫訓練相關之類神經網路架構，建立類神經網路模擬房屋結構容量震譜模式。

### 3. 類神經網路系統的建構

確認類神經網路的輸入參數與輸出參數，並配合前處理架構產生的 719 筆房屋容量震譜，進行類神經網路的訓練與測試。

### 4. 數值案例分析與測試

對訓練好的類神經網路進行測試，驗證網路的可行性；之後透過最佳化結構設計程式測試網路準確的影響。

### 5. 撰寫論文

彙整本研究之相關理論、成果及結論撰寫成論文。

## 1-4 論文章節及架構

本研究論文之架構分為五個章節：

第一章為緒論，說明本研究的背景與動機、研究目的、研究方法及研究步驟。

第二章為文獻回顧，簡要的介紹結構性能耐震設計法演進過程與發展，進而介紹容量震譜法、側推分析方法、類神經網路。

第三章為系統設計之理論方法與流程，說明性能目標設定、結構耐震能力評估法、類神經網路建立流程與整體系統架構。

第四章為數值結果，用來討論類神經網路測試案例與容量震譜在最佳化結構設計測鋼筋混凝土結構設計的影響。

第五章為結論與討論。

## 第二章 文獻回顧

### 2-1 耐震性能設計法發展介紹

傳統耐震設計主要裡面在於設計出強震下不至於倒塌之建築物，已達保障生命安全之目的，並未考慮在各種設計地震水準下建築物之性能表現為何。近十年來全球各地發生的強大地震地震災害造成的人員傷亡之外，房屋、橋樑、道路、非結構構件及設備等的倒塌與破壞，經濟損失更是異常的大，於是就對過去長期視為正確的設計思想進行檢討，認為過去的耐震設計只以生命安全為目標是遠遠不夠的，耐震設計不僅應考慮人身安全，並且要考慮因建築破壞所造成的巨大經濟損失的控制準則。因此基於性能的耐震設計方法（Performance-Based Seismic Design）就是在這種背景下產生，此法是一種全新工程概念，包含工程結構物之設計、施工和維護以及設備監測過程要滿足其預估的性能目標。

耐震性能設計（Performance Based Design, PBD）方法要求能夠預估結構承受不同強度地震作用時，這些結構在地震作用下的需求值（Demand），以及結構自身的能力值（Capacity）。尤其當結構進入非彈性階段時，若以承载力作為單獨的指標難以全面描述結構的非彈性性能及破損狀態，因此目前基於性能耐震設計方法的研究主要用位移指標對結構的耐震性能進行控制，稱為基於位移的耐震設計方法（Displacement Based Design, DBD）。功能法著眼於設計程序和最後使用目標，建立出一套設計標準，以期能確保結構物之耐震能力，使結構物具有可預期之耐震性能和安全性與經濟性；主要觀點為將不同安全度要求之各類建築物設定不同之性能目標，並針對各種地震設計水準下結構物之表現進行評估，以確認是否符合結構物之欲其性能水準。

所以，現在在美國、歐洲和日本等國，結構工程界都正在將基於性能或位移的設計概念引進新一代的設計規範中，例如 1995 年美國加州結構工程協會 SEAOC（Structural Engineering Association of California）的 Vision2000【6】、1996 年美國應用技術評議會（Applied Technology Council）ATC-40【7】和 1997 年美國聯邦危機災害管理局（Federal

Emergency Management Agency) FEMA273【33】等文獻中都詳述了這些概念。日本建設省於 1995~1998 年進行了完整之技術研究與發展—『建築結構之新工程計構展』，此研究主要著重於有關性能設計法之概念性架構；隨後 2000 年日本又將其建築標準修訂為以性能設計為基礎之設計方法【8】。其中側推分析作為實現耐震性能或位移的重要工具。CSI【9】將 SAP2000 分析程式依據美國應用技術評議會發行之 ATC-40 的建議，以非線性靜力分析的側推分析方法來求取 RC 結構之容量曲線 (Capacity Curve)。目前 ETABS 與 SAP2000 結構分析程式亦將 ATC-40 建議之容量震譜非彈性分析方法納入。

與國外相比，台灣對於建立基於性能的結構工程方法落後一些。但近年來，隨著結構側推分析方法 Pushover 傳入台灣後，逐漸的得到了重視，在基於性能工程提出不久，台灣也對性能設計理論及建築物耐震性能設計規範做一系列的研究（廖文義、柴駿甫，2000【10】；羅俊雄、廖文義、簡文郁、鄧崇任、柴駿甫，2001【11】；蕭江碧、羅俊雄、陳柏端、廖文義、柴駿甫、鄧崇任、簡文郁，2002【3】；許茂雄、劉白梅、杜怡萱、劉宜珮、胡采琦，2003；羅俊雄、簡文郁、廖文義，2003；蕭江碧、葉祥海、王亭復、薛強，2004；宋裕祺，劉光晏，蘇進國，蔡益超，張國鎮，2004）。

## 2-2 ATC-40 介紹

1986 年 Army TM-5-809-10-15 針對重要軍方建築而建議之技術手冊，考量兩種等級地震力並間接評估建築物塑性性能【13】。自 1992 年起，美國加州工程師協會 (SEAOC) 組成 VISION 協會，試著發展一套使建築物具有可預估其功能表現的設計方法。主要為 1992 年美國聯邦災害管理局美國聯邦危機災害管理局 (Federal Emergency Management Agency, FEMA) 贊助由應用技術委員會 (Applied Technology Council, ATC) 與其他機構研究引進耐震性能設計理念，ATC-33 試圖將功能性標準化之方法規範化，並以量化的性能表示所使用的性能等級研究。1996 年頒布 ATC-40 (Applied Technology Council, 1996)【7】，以結構性能 (Performance-Based) 表現為基礎，針對鋼筋混凝土建築物所制定的一套有效評估與補強準則。ATC-40 規範以結構功能績效設計法與傳統的設計地

震力比較應用較深入的結構力學觀念，卻也助使結構工程師更加實際地瞭解建築物在地震過程中的反應，而非僅以模糊的安全係數涵蓋。這種以功能績效設計（Performance-Base Design）的概念，已是美、日兩國對耐震設計觀念做根本性的檢討，漸漸為耐震設計的主流。其內容包含有：既有建築物之耐震性能評估和補強、震後建築物之破壞評估和修復、以及新建結構物之耐震設計三大部分，本研究採用新建結構物之耐震設計作為準則進行設計評估。在第三章中有詳述以容量震譜法評估鋼筋混凝土建築物耐震能力的完整分析流程。

ATC-40 以繁複的迭代計算方式來求取結構物在某一耐震需求下對應的結構性能點，其主要觀念係以耐震需求為輸入，結構性能為輸出【7】。此種方法較適用於新設結構物的耐震設計，對於既有結構物之耐震能力評估而言則似太過繁瑣。結構物耐震能力評估之基本邏輯應以結構物的實際結構容量為基準，去反推其所能容忍的地震需求，亦即應以結構性能為輸入，而以對應的耐震需求為輸出才較合理【14】。

此法以容量震譜法為主要的耐震評估方法，考量性能要求，主要觀念是將安全要求不同的各類建築物設定不同的性能目標，並針對各種地震設計標準下結構物之表現進行評估，確認是否達到建築物的預期性能水準。

新建結構物之耐震設計新建方面之研究：

1997 年，Kang K. Y.與 H.S.Lee【15】針對十層樓之鋼筋混凝土結構物之 10 縮尺模型以實驗方式驗證非線性靜力分析之準確性。結果發現，（1）整體結構之極限強度與各樓層之傾角變形皆能得到高度準確之預測；（2）整體結構中，各塑鉸發生之順序與實驗觀察結果相符。2000 年，Nagao T.等人【16】針對九層樓剛接鋼構結構使用容量譜法進行性能式設計（Performance Based Design）原理之耐震分析。結論顯示在適當之假設下，使用容量譜法可有效完成性能式設計，且可準確評斷該結構物在地震力作用下之耐震性能準則（seismic performance criteria）。內政部建築研究所委託財團法人中興工程顧問社，協助執行建築物耐震性能設計規範相關研究，於 2005 年底，已完成現階段建築結構耐震性能設計規範草案之雛型【17】，案例探討也初步證明其可行性【18】。2007 年，薛強等人「建築物耐震性能設計採用直接位移設計法之效益」研究報告說明耐

震性能設計應用強度設計法與直接位移設計法之設計流程差異性，並提出一簡便有效之設計流程，提升設計效率。最後，以一 RC 建築物為例說明該設計流程，並以非線性靜力側推分析驗證直接位移設計法相較於強度設計法之效益。內政部建築研究所「容量設計法應用於建築物耐震設計之探討」提出研究報告 Ganzerli S 等人與 Foley CM 分別於 2000 年與 2002 年發表使用性能的設計使結構優化的研究。宋裕祺與蔡益超於 2002 年首先提出一修正 ATC-40 之方法，以結構實際容量為基礎，反推結構物所能容忍之地震需求，即以結構性能為輸入，求得所對應的耐震需求。宋裕祺等人於 2003 年導入一直接擷取結構容量曲線上性能點的觀念來決定建築物耐震性能的改良式評估方法。其中提到 ATC-40 之基本目標為在一已知的耐震需求下，評估建築物的耐震性能，此法較適合新建結構物之耐震設計【19】【20】。

現有及震後結構物方面之研究：

Mahaney於1993年【21】利用容量震譜方法為評估過程中結構在丘陵普里伊塔地震後的影響。Abeyasinghe R.S.於2002年【22】等人使用側推分析法針對現有橋梁進行耐震能力評估。利用橋柱之轉角容量與剪力強度描述局部塑鉸之抗力行為，最終定義出安全因子。2002年內政部建築研究所發表「建築物耐震評估方法之研修與作業準則之研擬」【23】，文獻中介紹了四種耐震評估方式，其中之一為容量震譜法。此方法為ATC-40規範所推薦，內容主要將材料複雜度高的各種鋼筋混凝土結構元件，提供簡化的力與變位關係，以模擬桿件之非線性行為，再進行非線性靜力推垮分析，藉此估算結構物耐震能力強度。並以等效阻尼係數來折減所在工址之需求譜，模擬結構物進入非線性範圍之消能效果。2005年，在國家地震中心所舉辦的校舍耐震評估與補強講習會中，杜怡萱、涂耀賢等人【25】提出針對弱柱強樑型較低矮建築物之簡化側推分析，其優點在於不需要經過逐次增量、應力重分配與迭代等複雜計算，亦可以獲得結構物推垮曲線，與建築物崩塌地表加速度之簡化耐震評估方式。2006年，藍光庭發表了「鋼筋混凝土樓房耐震能力評估研究」【26】，文獻中，使用建築物實例進行推垮分析，並證明此法在評估老舊建築物之耐震能力其分析結果有相當的真實性。2004年，蘇晴茂發表「以推垮分析檢核含非結構牆結構之弱層現象」【27】，文獻中使用非線性推垮分析，並以一簡單

按例說明計算分析方法，但是文獻中僅提出，由性能點觀察結構受震後之行為，並未探討如何判斷建築物之耐震性能。國家地震中心在2000年~2007年也陸續發表關於現有結構與震後結構補強之研究。2003年，楊斯如【28】根據強度韌性法為基礎，改良ATC-40反覆迭代的缺點，亦可獲得各種結構性能狀態與地表加速度之間的相互關係。2004年，張瑜晏【29】依照ATC-40將結構性能的理念導入結構耐震設計與評估，並建立一套建築物耐震能力詳細輔助系統。

ATC-40 容量震譜 (Capacity Spectrum) 法有三種方法求取建築物耐震性能績效點【7】，基本上是假設結構之容量 (Capacity) 與需求 (Demand) 完全獨立，容量曲線可由 Pushover 分析得到，基底剪力與結構位移容量曲線需轉為 ADRS 座標系統，需求曲線可由 ADRS 座標系統下反應譜曲線表示，為了表達出結構塑性行為，反應譜可採用高阻尼比之等效彈性反應譜，應用繪於同一 ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) 座標系統 (圖 2-1)，亦即譜位移  $S_d$  與譜加速度  $S_a$  座標系統，可獲得容量與需求兩曲線的交點，此交點即為結構在該需求曲線所反映之地震力作用下之耐震性能績效點。

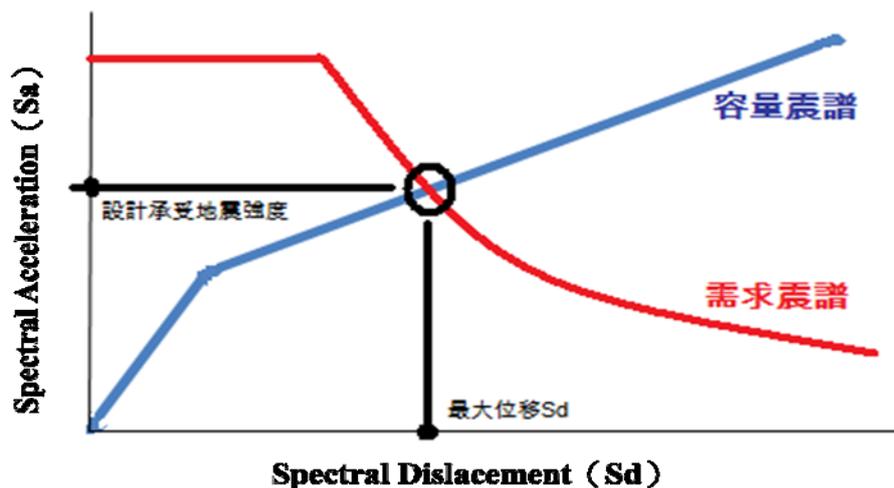


圖 2-1 容量震譜法

### 2-3 容量震譜法之概述與發展

容量震譜評估方法是主要是利用結構物之容量震譜及折減之需求震譜的交點來求

得結構物之需求位移或韌性，需求震譜之折減，在 ATC-40 之耐震評估法中為利用等值阻尼之觀念來加以折減，其觀念是將結構物之遲滯能以等效之阻尼耗散能來取代。為了瞭解結構物在地震下的真實行為，以及檢核在不同地震設計標準之下，結構物是否符合期望的性能目標 (Performance Objects)，傳統的彈性評估方法已經無法達成需求，因此非線性靜力分析方法便被廣泛運用在各研究中【6】【7】【33】。在這些研究中容量震譜法是其中很常被採用的一種方法。

容量震譜法首先由 Freeman 提出【30】【31】，起初是使用規範倒三角形分布側力或以第一震態之震形之側力進行側推分析，建立以譜加速度 (Spectral acceleration) 與週期 (Period) 表示的容量曲線，再藉由工址所在的彈性反應譜分析，了解結構物耐震能力。後來 Mahaney 引進 ADRS (Acceleration—Displacement Response Spectrum) 格式【32】，是以譜位移  $S_d$  為橫座標及譜加速度  $S_a$  為縱座標之關係圖，它可以巧妙的將需求震譜及容量震譜會於同座標圖上，圖上兩個震譜的交點則提供了位移需求的估計。1996 年美國應用科技委員會發表 ATC-40 並將此法納入其中，採用此種方法做為建築物耐震評估之標準程序。

此方法主要優點包括：(1) 在尋求需求震譜與容量震譜交點過程中，寓含尋求動力平衡 (dynamic equilibrium) 的滿足；(2) 強度與勁度對最大位移反應的影響可由圖解過程中明白顯現出來；(3) 提供簡易的等效阻尼消能與結構遲滯消能的計算方式。【3】由於容量震譜法採用等效勁度與等效阻尼的等效線性系統來估算非線性結構的最大位移反應，會因迭代過程趨於繁複，使求交點解有過於費時。

## 2-4 側推分析方法介紹及發展概述

靜力彈塑性分析方法 (Static Pushover Analysis，簡稱側推分析方法)，最早是 1975 年由 Freeman 等提出。90 年代初美國科學家和工程師提出了目標性能 (Performance-based) 及目標位移 (Displacement-based) 的設計方法，引起了日本和歐洲同行的極大興趣，側推分析方法開始各方面的研究。一些國家耐震規範也逐漸接受了這一分析方法並納入其中，如美國加州結構工程師協會的 SEACC Vision1996；應用技術委員會的 ATC-40；聯邦

應急管理廳 (FEMA273&274) 【33】;建築抗震安全委員會 (BSSC) 的 NEHRP;歐洲模式規範 (Eurocode-8);日本的 PPESS 鋼筋混凝土建築結構設計指南等。

靜力彈塑性分析方法亦稱側推分析法，它是一種考慮材料非線性來對建築物的耐震性能進行評估的靜力分析方法，其中結合了耐震設計方面很受重視的以性能為基本的耐震設計理念。側推分析法是將沿結構高度為某種規定分佈形式的側向力，靜態、單調作用在結構計算模型上，逐步增加側向力，直到結構產生的位移超過允許限值，或認為結構破壞接近倒塌為止。此法能對結構的彈塑性行為做出比較可靠的評估。對於樓層數小或固有週期小的結構，能夠較好地評估結構的耐震性能。

對結構進行側推分析方法在國外的研究和應用較早。該方法是在 1975 年由 Freeman 等人最先提出了對結構進行彈塑性靜力分析的能力譜方法，後來經過不斷的完善和改進，現在已經成為彈塑性靜力分析的重要方法。Saiidi Mehdi 等人於 1981 年提出了用等效單自由度體系進行非線性地震分析的簡化方法，在其所著文中，通過逐級增加水平荷載，從而得到結構水平方向的力—變形關係曲線，這是將多自由度體系轉換成為單自由度體系的基本依據，對後來側推分析方法的發展起了很重要的作用。1988 年在第九屆世界地震工程會議上，Peter Fajfar 等提出了非線性地震反應分析的 N2 方法，其基本思想是對結構用兩個不同的計算模型進行非線性分析，N 是指非線性 (nonlinear)，2 代表兩個計算模型。Miranda 於 1991 年論文中採用倒三角之水平側向力分佈型式進行側推分析，建立舊有建築物之耐震能力評估方法。Lawson 於 1994 年等人在第五屆美國地震工程會議上發表的文章極有影響力，該文對彈塑性分析方法的可行性其對實際地震作用下結構動力反應預測的準確性進行了分析研究。Fajfar 和 Gaspersic 於 1996 年文中建議以一個固定之變形模態，求得目標位移，施加水平側向力的形式以各樓層質量與其固定變形模態之乘積等比例施加，以 N2 method 對地震下，鋼筋混凝土建築物之損害程度做一評估。有關側推分析方法的研究和應用開始得到重視，並逐漸成為結構耐震能力評估的一種較為流行的方法 【12】。

在 1997 年，美國的 ATC-40 和 FEMA273，274 文件頒佈以後，對彈塑性靜力分析

方法的應用得到了進一步的推廣。一些商業軟體或公益軟體的新版本中也增加了 Push-over 分析的功能，如 NCEER 的 IDARC、SAP2000、ETABS 等等。

## 2-4-1 側推分析方法原理

側推分析方法作為一種結構耐震能力評價的新方法，主要經由對現有結構或設計方案進行抗側力能力的計算，從而估計其耐震能力。其主要原理是：根據結構的具體情況，在結構上施加某種分佈的水平力側向力，逐漸增加側向力使結構各構件依次進入塑性，進而改變整個結構的耐震特性（勁度、自振週期等），然後調整水平力的大小和分佈。這樣交替往復，直到結構達到預定的破壞（成為不穩定機構或達到目標位移），即可得到建築物的容量曲線（Capacity Curve），達到目標位移的結構內力和變形可作為結構的承載力和變形要求，側推過程中依次求出各構件的承載力和變形，並且與容許值比較，從而評估結構的耐震性能。而這建立容量曲線之過程亦稱之為非線性靜力側推分析法。

## 2-5 類神經網路

### 2-5-1 類神經網路介紹

類神經網路之相關研究早在五十年代起源，其理論一度遭遇瓶頸而蕭條，直到 1982 年加州理工學院的 Hopfield 教授提出了一篇突破性的文章，類神經網路才開始蓬勃發展，最近二十年逐漸發展成熟並應用在許多的領域之中。

Rosenblatt 於 1957 年提出第一種神經網路模式-感知機（Perceptron）模式，它由二元值神經元組成，以此模仿生物的大腦及視覺系統，主要用於理論研究與樣本識別。Widrow 和 Hoff 於 1960 年提出自適應線性元件（Adaptive Linear Element）模式，它是一種連續值的線性網路。Werbos 於 1974 年深感類神經網路感知機模式欠缺隱藏層的缺點，首先提出倒傳遞類神經網路模式。Rumelhart 等人於 1985 年【34】【35】再次提出著名的倒傳遞類神經網路模式（Back-Propagation Network, BPN），此網路模式之基本原理是利用最陡坡降法（Gradient Steepest Descent Method）的觀念，將誤差函數予以最小

化。Kohonen 於 1980 年提出組織映射圖 (Self-Organizing Map) 模式，並且在 1988 從該模式衍生出學習向量量化網路 (Learning Vector Quantization Network)。Hinton 和 Miller 於 1988 年對霍普菲爾-坦克神經網路在解決最佳化問題時，其收斂最小值和參數設定等問題加以改善。Barnard 於 1992 年探討訓練類神經，網路值目標函數最佳化之各種方法，並提出一個以隨機的觀念所建立的序列演算法。Hagan 和 Menhaj 於 1994 年【36】根據 Kollias 和 Anastassiouh 所建議的概念，提出改良式倒傳遞演算法，此法是將應用與非線性最小平方法的 Levenberg-Marquardt 演算法，配合傳統倒傳遞演算法來訓練前向式類神經網路。

Flood 和 Kartam 於 1994 年提出將類神經網路應用於土木工程上的明瞭性、使用性以及實用性方面的論述，並利用倒傳遞前向式網路訓練，來解決結構分析問題。Narendra 和 Parthasarathg 於 1990 年曾驗證類神經網路能有效地使用至非線性動力系統識別中。

Wu 等人【37】以一系列三層樓鋼構架之數值模擬資料，利用倒傳遞神經網路 (Back-Propagation Neural Network, BPN) 來描述該結構的破壞狀態。該研究以加速度反應富氏譜以及桿件勁度，分別作為其 BPN 之輸入及輸出變數。而 Elkordy 等人【38】則以模態作為其 BPN 之輸入變數，以偵測模擬的結構破壞。

Szewczyk 與 Hajela【39】則應用反傳遞神經網路 (Counter-Propagation Neural Network, CPN)，以剛架之靜定位移來估算桿件勁度的折減情形。Pandey 與 Barai【40】應用多層感知器 (Multilayer Perceptron)，以數值模擬資料偵測桁架橋之破壞。Zhao 等人【41】以靜定位移、自然頻率、以及模態，應用 CPN 來分別偵測梁和剛架的破壞位置。Masri 等人【42】根據非線性系統識別，建立了一套破壞偵測的方法。其方法裡採用了實驗中所量測到的位移、速度、加速度反應，以及輸入外力等資料，作為網路訓練之用。傳統的類神經網路多為一非參數系統識別之方法，而本文則是利用 ARX 來模擬結構系統的運動方程式，建立起參數系統識別之方法，而推出結構的系統參數。

類神經網路依照學習模式可以區分成兩大類：

#### 1. 監督式學習 (Supervised learning)

監督式學習是以迭代方式不斷修正神經網路中的權值 (Weight)，在修正的過程中

我們希望輸出 (Output) 結果符合期待 (Desired) 的結果。在每一個訓練例子，給於神經網路一個輸入值和期望輸出值，這個期望輸出值便扮演老師的角色，不斷監督神經網路去修正權值，在整個訓練過程中不斷修正權值，來修正神經網路輸入值與期望輸出值之間的誤差，直到誤差小於一定的臨界值或權值不再改變才會停止訓練。

## 2. 非監督式學習 (Unsupervised learning)

非監督式學習僅需要提供輸入資料，不需要期望輸出資料，也就是說它不需要誤差訊息去改善神經網路的輸出，僅需要依照輸入資料便可以判斷其類別。

### 2-5-2 倒傳遞類神經網路之架構

類神經網路是一種模擬生物神經網路的資訊處理系統，是一種計算系統，包括軟體與硬體，它由一些相互連結在一起的簡單處理單元 (又稱神經元) 所組成，使用了大量簡單的相連人工神經元來模仿生物神經網路的能力。而其中最基本的運算單元為人工神經元 (Neuron)，其主要分成三個部分：(1) 權重—主要是模擬不同生物神經元間的連結強弱。(2) 輸入訊號疊加器—輸入訊號經過不同的權重加權後，在疊加器作線性的疊加。(3) 轉換函數 (Transfer Function)—大部分是用來轉化輸入訊息疊加後的輸出值範圍。處理單元的工作包含兩部分：第一部分是將所有傳遞至此神經元的權重信號值做加總；第二部分的工作是將第一部分加總值作非線性的轉換，而此部分就稱轉換函數。(圖2-2)

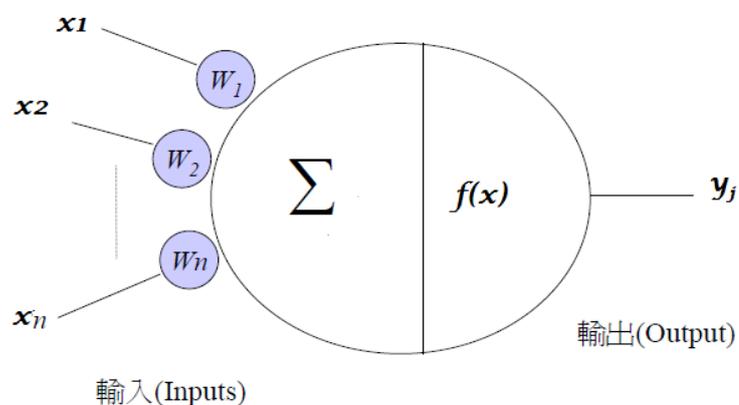


圖 2-2 轉換函數示意圖

感知器 (Perceptron) (圖 2-3) 也就是指一個簡單的類神經元。人工神經元是生物

神經元的簡單模擬，它從外界環境或其它的人工神經元取得資訊，並加以非常簡單的運算，而後輸出其結果到外界環境或其它人工神經元。連結的權值 (weights) 代表儲存在系統的資訊並用來表示連結的強度，這些權值掌握了使類神經網路產生功能的關鍵。

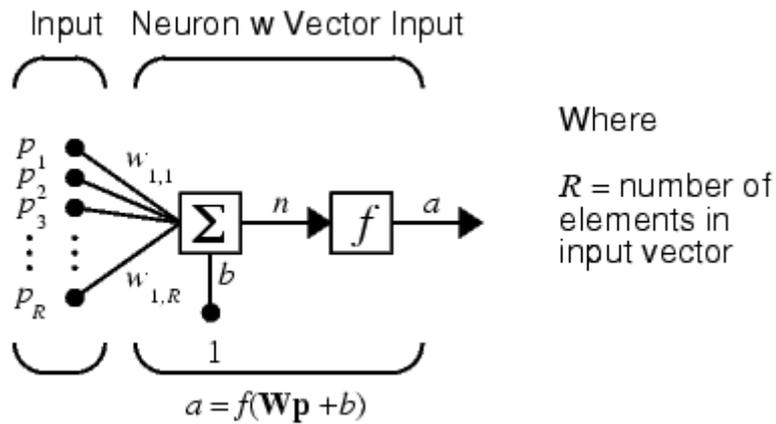


圖 2-3 單層感知器架構【54】

在各種不同的類神經網路模式中，本研究選用的是多層感知器 (Multilayer perceptron, MLP)，也就是將多個感知器連接在一起，而形成一串函數連結網路，輸入訊號以前送 (feedforward) 的方式由輸入層一直遞傳計算，經過隱藏層後到達輸出層，這種多層的架構在類神經網路中是為了來解決非線性的問題。

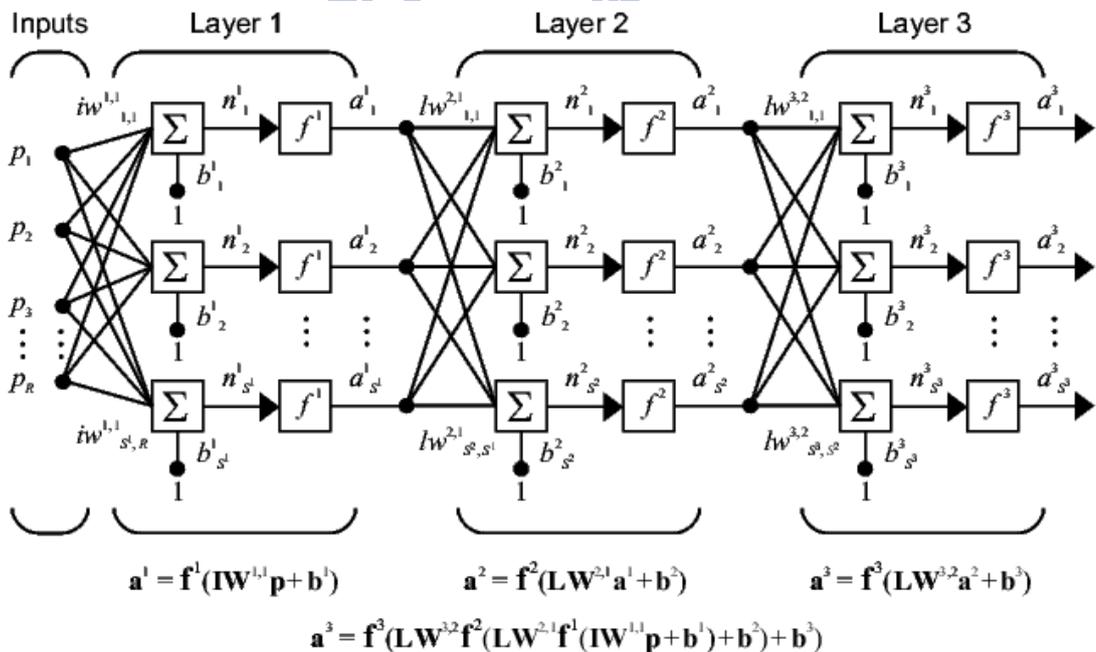


圖 2-4 多層感知器架構【54】

多層感知器中常被使用的網路學習模式是倒傳遞類神經網路 (Back-Propagation

Network, BPN)【43】，由於它的簡單性，此也是目前廣泛應用的類神經網路學習模式，以1992到1998年之間為例，約有78%的類神經網路分析是採用倒傳遞類神經網路作為其學習模式。

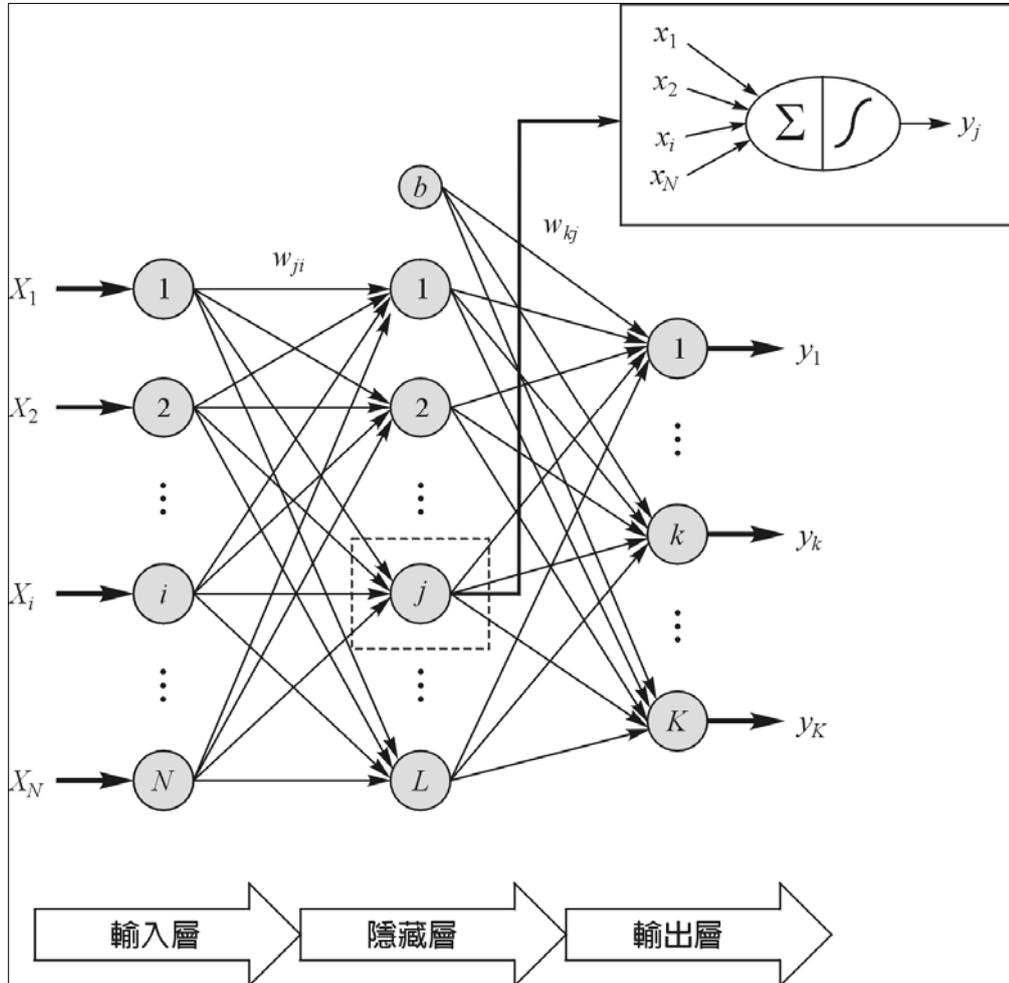


圖 2-5 典型之三層類神經網路架構圖

如圖2-5上所示，BPN的網路架構包含了一層的輸入層、一或多層的隱藏層以及一層的輸出層。而每一層之節點皆與其鄰層的節點相連接。輸出層為接受資料傳入類神經網路，輸入節點依問題變數多寡而定。隱藏層的層數依問題複雜度由一層增加到數層，而神經元數目依試誤法決定，該層主要為接收輸入層的資料，對資料進行處理。輸出層則將接收網路處理後的資料，並將結果傳到外面，處理單元數目依問題而定。轉化函數由輸入值由輸入層直接傳入隱藏層，經加權累加後再透過轉化函數轉換可得一輸出值，同理再傳入輸出層。

通常隱藏層之結點數目越多收斂越慢，但可達到更小的系統誤差值，當超過一定數

目後，再增加則對降低系統誤差幾乎沒有幫助，只是徒然增加執行之時間。另外值得一提的是，Hecht-Nielsen 【44】在其研究中證明，一層的隱藏層已足夠解決大部分實際應用上的問題。因此，於本報告中之各個神經網路將只使用一層的隱藏層。在一類神經網路能夠使用之前，它必須先經過訓練的過程。利用BP學習演算法的訓練過程，一般包含了三個階段。第一階段稱之為資料向前饋入（data feedforward）前向運算主要是利用連結各層之權重值來計算每個神經元的輸出值及誤差函數。輸出層中第*i*個節點的計算輸出值 $y_i$ 定義如下：

$$y_i = g\left(\sum_{j=1}^{N_h}(W_{ij}g(\sum_{k=1}^{N_i} V_{jk} X_k + \theta_{vj})) + \theta_{wi}\right) \quad i = 1, 2, \dots, N_0 \quad (2-1)$$

其中 $W_{ij}$ 為隱藏層及輸出層節點之間的連接權值； $V_{jk}$ 為輸入層及隱藏層節點之間的連接權值； $\theta_{wi}$ 與 $\theta_{vj}$ 為轉換函數  $g$  之門檻值； $X_k$ 為輸入層第  $k$  個節點的輸入值。而 $N_i$ 、 $N_h$ 、及 $N_0$ 則分別為輸入層、隱藏層、及輸出層的節點數目。而  $g$  為轉換函數，轉換函數之採用可取線性或非線性。

第二階段為反向運算稱之為誤差向後推導（error back-propagation）。在訓練的過程中，以一系統誤差函數來監測網路的學習表現。而此函數通常定義如下：

$$E(W) = \frac{1}{2P} \sum_{p=1}^P (\widetilde{Y}_p - Y_p)(\widetilde{Y}_p - Y_p)^T \quad (2-2)$$

其中  $P$  為學習的案例數。 $\widetilde{Y} = \widetilde{y}_1, \widetilde{y}_2 \dots \widetilde{y}_1 \dots \widetilde{y}_{N_0}$ ； $Y = y_1, y_2 \dots y_i \dots y_{N_0}$ ， $\widetilde{y}_i$ 為輸出節點  $i$  之期望值，而

**W**

$$= (V_{11} V_{12} \dots V_{jk} \dots V_{N_h N_i} \theta_{v1} \theta_{v2} \dots \theta_{v N_h} w_{11} w_{12} \dots w_{ij} \dots w_{N_0 N_h} \theta_{w1} \theta_{w2} \dots \theta_{w N_0}) \quad (2-3)$$

訓練的最後階段為權值的修正。標準 BP 演算法係基於最陡梯度法（gradient descent method）並使用固定的搜尋步幅（step length）或學習速率（learning ratio）來訓練網路。其權值的修正如下：

$$W^{(k+1)} = W^{(k)} + \Delta W^{(k)} \quad (2-4)$$

$$\Delta \mathbf{W}^{(k)} = -\eta \frac{\partial E}{\partial \mathbf{W}^{(k)}} \quad (2-5)$$

其中 $\eta$ 為學習率，一般介於0~1之間。上標(k)表示迭代第k次，亦即網路經過k次的學習。BP演算法中最小化搜尋方向是由負的誤差函數梯度決定，這種搜尋方向上的搜尋步幅由固定的學習速率決定，因此常常導致學習之系統誤差不穩定以及學習速度緩慢之困擾。

類神經網路訓練的目的，就是讓類神經網路的輸出越接近目標值。亦即，相同的輸入進入到系統與類神經網路，得到的輸出值亦要相同。類神經網路未訓練前，其輸出是凌亂的，隨著訓練次數的增加，類神經網路的鍵結值會逐漸的被調整，使得目標值與神經網路的輸出兩者誤差越來越小。當兩者的誤差幾乎不再變化時，我們稱此類神經網路已收斂(convergence)，此時類神經網路便訓練完成。通常我們會定義一個價值函數(cost function)作為神經網路收斂的指標，價值函數將會隨著網路的訓練次數越變越小最後幾乎不再變化。

學習率(learning rate)，在類神經網路的訓練過程中是一個非常重要的參數。學習率影響著類神經網路收斂的速度，若學習率選擇較大則類神經網路收斂的速度將變得較快，反之，較小的學習率會使得類神經網路的收斂速度變慢。選擇太大或太小的學習率對類神經網路的訓練都有不良的影響。

當類神經網路經由訓練樣本訓練完成後，雖然神經網路的輸出已經與我們所要求的數值接近，但對於不是由訓練樣本所產生的輸入，我們並不知道會得到何種輸出。因此，我們必須使用另一組類神經網路從未見過樣本進入到類神經網路中，測試其推廣性(generalization)，看看是否與所要求的值接近，而此樣本則稱之為測試樣本(testing pattern)。推廣性亦是類神經網路中的一項優點，當類神經網路訓練完成後，對於與訓練樣本相近的輸入，類神經網路亦能給予一個合理的輸出，但是如果測試樣本與訓練樣本的差異過大，類神經網路仍是無法給予正確的數值。

## 第三章 系統設計之理論與工具

本章將介紹本論文所用理論及系統架構。首先介紹極限強度設計法、性能目標、耐震能力評估、類神經網路輔助及最後整個系統架構。

### 3-1 極限強度設計法

傳統鋼筋混凝土結構的理論分析與設計可分為工作應力法 (work stress design method, W. S. D) 與極限強度設計法 (ultimate strength design method, U. S. D)。在 1963 年 ACI 規範中極限強度設計法成為重要一部分，截至目前為止在國內極限強度設計法已成為鋼筋混凝土構件主要的設計方法。在本研究將採用呂怡廷【5】的力學行為與設計方法，根據 ACI318-0245【45】採用極限強度設計法進行鋼筋混凝土梁斷面與柱斷面設計。

#### 3-1-1 混凝土材料與鋼筋材料之力學性質

混凝土單軸應力應變之數值模式有許多研究成果可提供參考；例如 Blume 模式、Kent-Park (1982) 模式、Sheikh & Uzumeri (1982) 模式等。以上所描述數值模式各別適用於不同情形。本研究則採用一般常用數值模式為 E. Hognestad 所提出模式，如下圖：

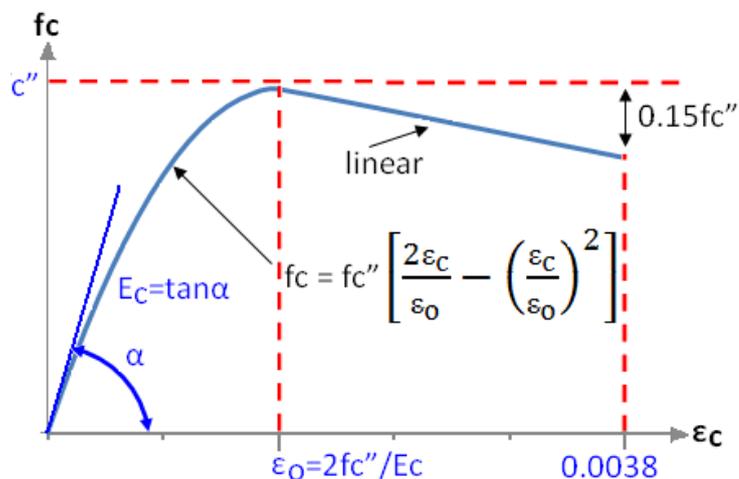


圖 3-1 E. Hognestad 混凝土應力應變關係

其中混凝土應力應變數值模式所用方程式如下：

$$f_c = f_c'' \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \text{ for } \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \quad (3-1)$$

$$f_c = f_c'' \left[ 1 - 0.15 \left( \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_o}{\varepsilon_u - \varepsilon_o} \right) \right] \text{ for } \varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \quad (3-2)$$

其中

$f_c$  : 混凝土應力。

$\varepsilon_c$  : 混凝土應變。

$f_c''$  : 某一形狀試體之混凝土極限應力。

$\varepsilon_o$  : 對應於 $f_c''$ 之混凝土應變。一般 $\varepsilon_o = 0.002$ 。

本研究採用 ASTM A992 鋼筋規格作為數值分析。其應力應變關係如下圖：

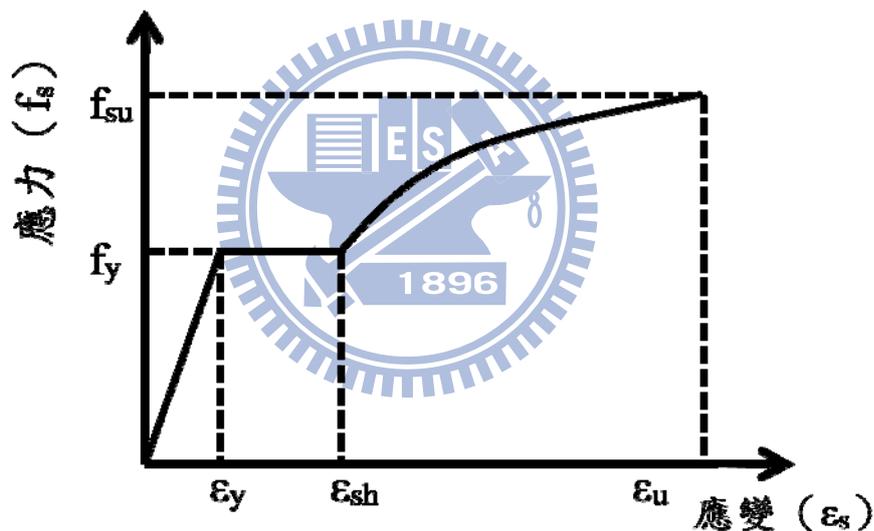


圖 3-2 鋼筋之塑性行為模式

### 3-1-2 鋼筋混凝土梁之極限強度設計法

梁依照其斷面形狀及鋼筋配置情形分為單筋矩形（只在張力區內配置鋼筋）梁與雙筋矩形梁（同時在張力區及壓力區內皆配置鋼筋）。根據前面材料力學性質假設條件，此處以受一彎矩作用的矩形斷面鋼筋混凝土梁來說明梁之極限強度設計法所估算出設計彎矩強度。如下圖所示的鋼筋混凝土雙筋梁斷面，其所受彎矩作用的拉應力合成一集中力  $T$  作用於該拉力鋼筋所在的位置上，而壓應力則不均勻的分布於受壓面上；混凝土

壓應力應變數值模式分佈，其合成集中力  $C_c$  作用於分佈混凝土壓應力之形心位置；最後壓力鋼筋壓應力合成一集中力  $C_s$  作用於壓力鋼筋所在位置上。

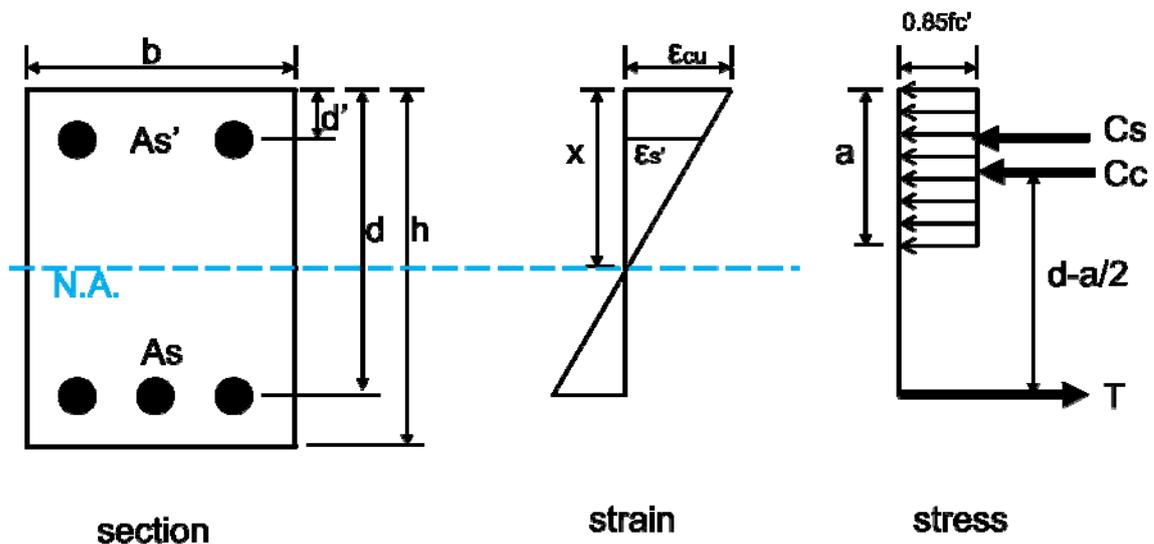


圖 3-3 雙筋梁斷面之內力平衡示意圖

當拉力鋼筋和壓力鋼筋均達到降伏時，藉由調整中性軸距離  $x$  來滿足力平衡條件

$$T = C_c + C_s \quad (3-3)$$

其中

$C_c$  為混凝土壓應力的集中力， $C_c = 0.85f_c' ba$ 。

$C_s$  為壓力鋼筋壓應力的集中力， $C_s = A_s' (f_y - 0.85f_c')$ 。

$T$  為拉力鋼筋拉應力的集中力， $T = A_s f_s$ 。

滿足力平衡條件後，以該對應中性軸距離  $x$  來計算梁所承受的標稱彎矩強度  $M_n$ ：

$$M_n = C_s \times (d - d') + C_c \times (d - a/2) \quad (3-4)$$

ACI 規範規定的極限強度為其內部所受的理論彎矩值乘上強度折減因子，作為設計上的極限彎矩  $M_u$ ：

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3-5)$$

其中

$M_u$  為極限彎矩【4】【5】【46】。

### 3-1-3 鋼筋混凝土柱之極限強度設計法

在一般的鋼筋混凝土柱的設計上，會依據柱的細長比 (Slenderness Ratio) 將鋼筋混凝土柱的設計區分成細長柱設計與短柱設計，對應設計方式也會有所區別。長柱設計時須考慮彎矩作用所產生二次彎矩 (P- $\Delta$ 效應)；短柱由於彎矩作用所產生的側傾較小，設計上可將 P- $\Delta$ 效應忽略，設計起來較長柱的設計簡便。

故本研究為設計簡便，延用呂怡廷【5】採用的短柱設計。根據上述對鋼筋混凝土柱的基本假設，鋼筋混凝土柱設計強度還需考慮軸力 (Pn) 與彎矩 (Mn) 聯合作用，對於同一個斷面可能存在著無限多組的 Pn 與 Mn 組合，這些不同的 Pn 與 Mn 組合將可繪製出一條曲線，該曲線又稱為柱斷面交互影響圖 (Interaction Diagram)。本研究設計要求如下圖所示：

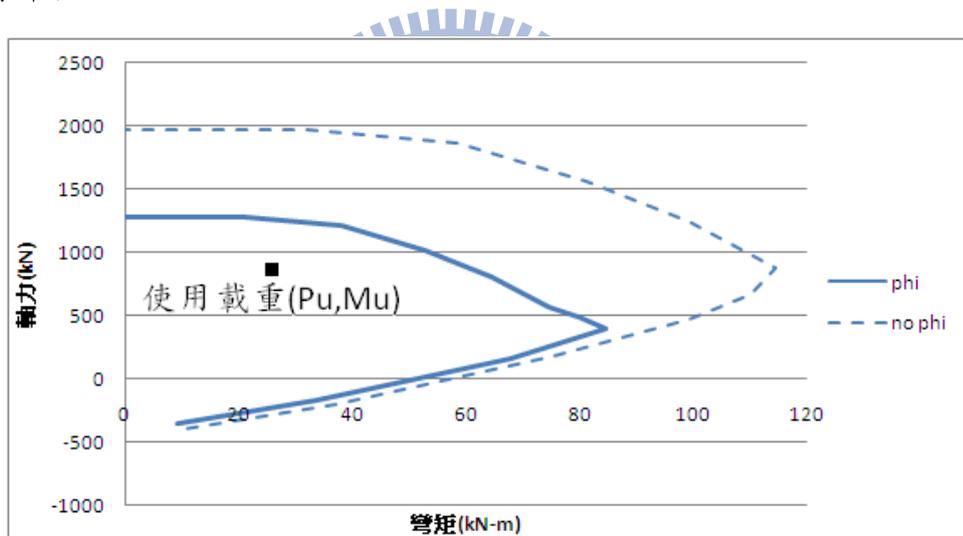


圖 3-4 柱斷面之軸力—彎矩交互影響示意圖【5】

此交互影響圖可由 SAP2000 中自動計算繪出 (如圖 3-4)，其中 no phi 曲線表示不考慮細長比效應的交互影響曲線，phi 曲線表示考慮細長比效應的交互影響曲線。

其設計強度計算與受彎矩作用的矩形斷面鋼筋混凝土梁相似。以下說明短柱受一軸向載重及彎矩作用時之極限強度設計法所估算出設計強度。混凝土應力分佈如下圖所示，鋼筋混凝土柱斷面在應力部分均與梁一樣，唯有在考慮力平衡條件時須加入受一純軸力作用。

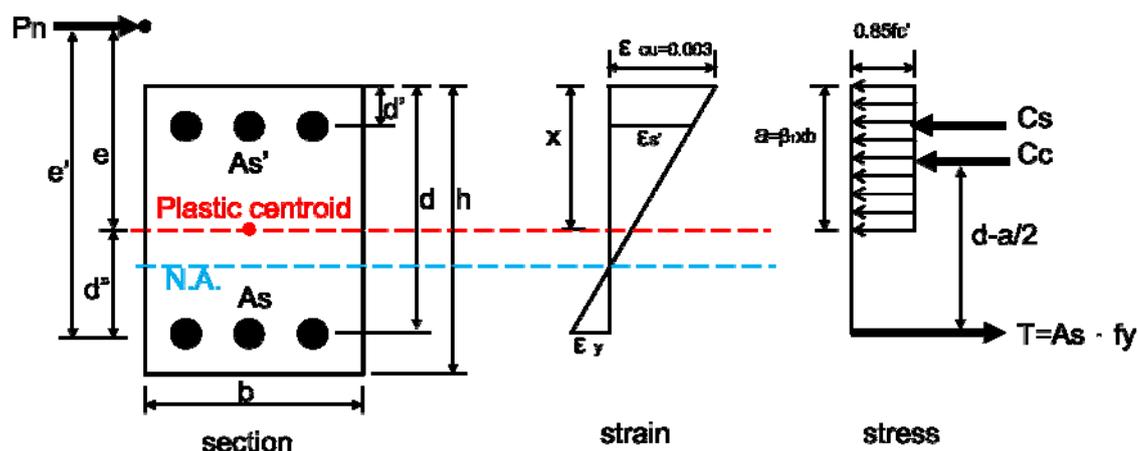


圖 3-5 柱斷面之內力計算示意圖

假設偏心距  $e$  已知

由力平衡條可得

$$\begin{aligned}
 P_n &= C_c + C_s - T \\
 &= 0.85 f'_c \beta_1 x b + A'_s (f_y - 0.85 f'_c) - A_s E_s (0.003/x)(d - x) \quad (3-6)
 \end{aligned}$$

對塑性中心取力矩平衡

$$P_n \times e = C_c \times (d - a/2 - d'') + C_s \times (d - d' - d'') - T \times d'' \quad (3-7)$$

其中

$C_c$  為混凝土壓應力的集中力， $C_c = 0.85 f'_c \beta_1 x b a$ 。

$C_s$  為壓力鋼筋壓應力的集中力， $C_s = A'_s (f_y - 0.85 f'_c)$ 。

$T$  為拉力鋼筋拉應力的集中力， $T = A_s f_y$ 。

將式 3-6 與式 3-7 兩者求出中性軸  $x$ ，滿足力平衡條件後，以該對應中性軸距離  $x$  計算標稱軸力強度  $P_n$  與標稱彎矩強度  $M_n$ ：

有撓曲彎矩時

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (3-8)$$

其中， $M_u$  為極限彎矩。

標稱軸力強度  $M_n$  為

$$M_n = P_n \times e \quad (3-9)$$

根據上述公式的推導，現可將一般鋼筋混凝土柱的理論設計要求荷重與彎矩強度為

【4】【45】【46】：

$$P_u \leq \phi P_n \quad (3-10)$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3-11)$$

### 3-2 性能目標

耐震性能設計流程首先進行性能目標之設定。結構物在不同等級的地震作用下，會呈現不同的結構性能 (structural performance)，結構耐震性能設計的主旨在於確保結構物承受不同考量的地震等級作用時，其對應的結構性能均可以符合預期要求【47】。

在 ATC-40 中也包含此性能設計法之原理精神。性能目標 (Performance Objectives) 是對所設計的建築物在每一個設計地震等級 (Earthquake Level) 下所要求達到的性能水準 (Performance Level)。而性能目標應根據建築物的使用要求、性能要求的重要性、經濟考慮 (傷亡、財產損失、業務中斷、震後維修) 和其他 (如文化歷史遺跡) 等綜合因數來確定。

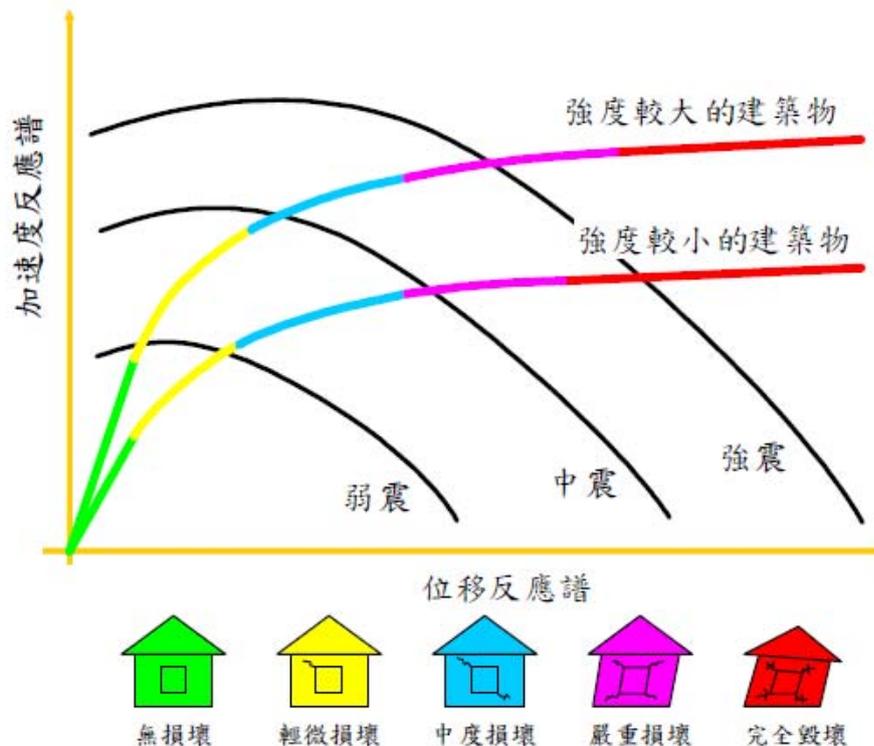


圖 3-6 一般建築物損害評估模式示意圖【48】

### 3-3 容量震譜法介紹

本研究所使用的容量震譜法 (Capacity Spectrum Method) 為 ATC-40 針對鋼筋混凝土結構物所發展出之耐震評估方法，利用折減的需求震譜及容量震譜之交點，即性能點 (Performance Point) 來作為鋼筋混凝土構架之最大位移及所能承受的地震強度。此法是基於結構之功能表現為基礎 (Performance-Based) 所發展之耐震評估方法，考量建築結構物受地震的性能績效，且針對各種安全性要求不同的建築結構物設定不同的功能目標 (Performance Objectives)。ATC-40 與 FEMA273 已針對房屋結構發展出一套側推分析流程 (表 3.1)。

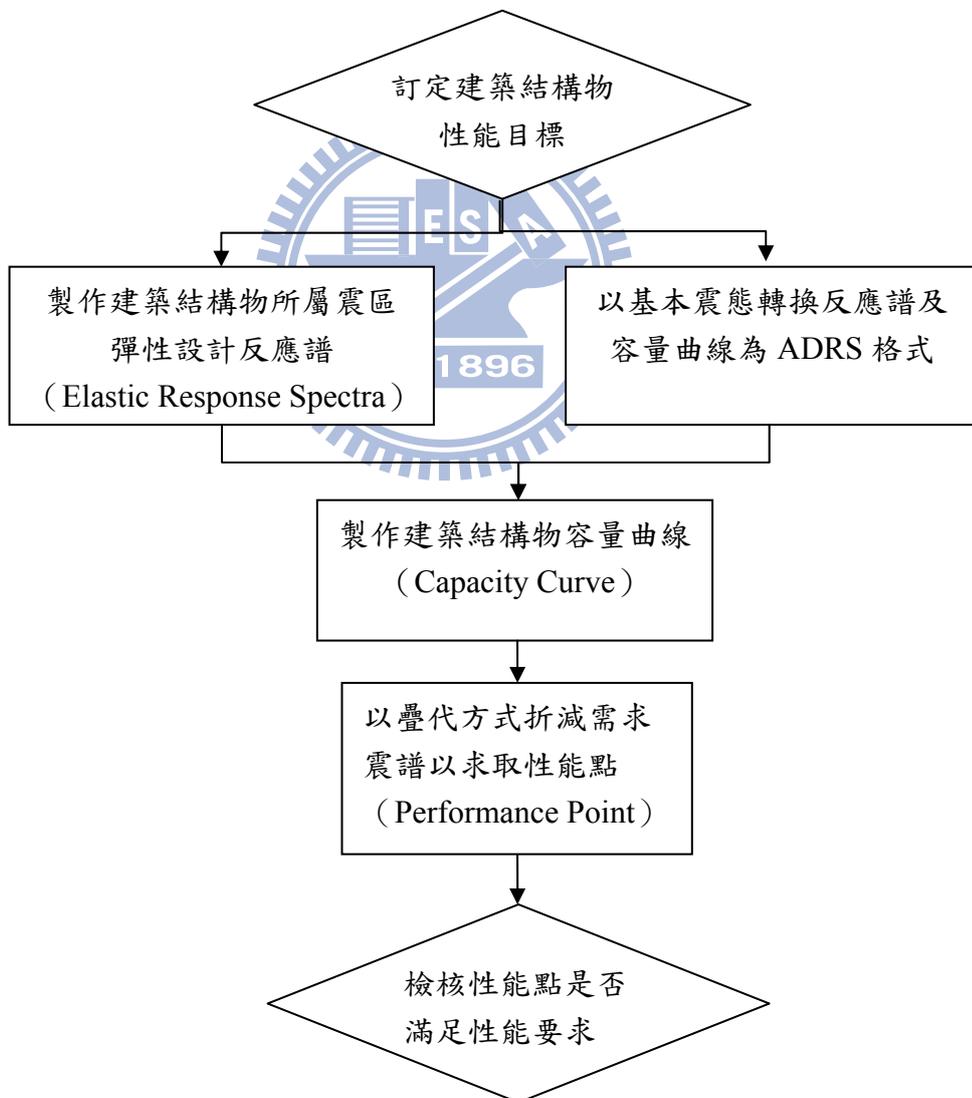


表 3-1 ATC-40 耐震評估法分析流程

### 3-3-1 設定梁柱塑鉸性質

一般塑鉸設定在梁柱接頭或集中載重地方，在進行側推分析前必須先設定梁柱之塑鉸性質，為了使材料非線性分析更加簡便，本研究採用ATC-40對房屋結構之鋼筋混凝土斷面提出塑鉸抗力性質曲線，藉著此曲線完全表現該斷面之材料非線性。塑鉸抗力性質曲線描述構材之非線性載重－變形關係，是以一系列連續之直線段組成，ACT-40 Ch. 9 所定義塑鉸如下圖3-7所示：

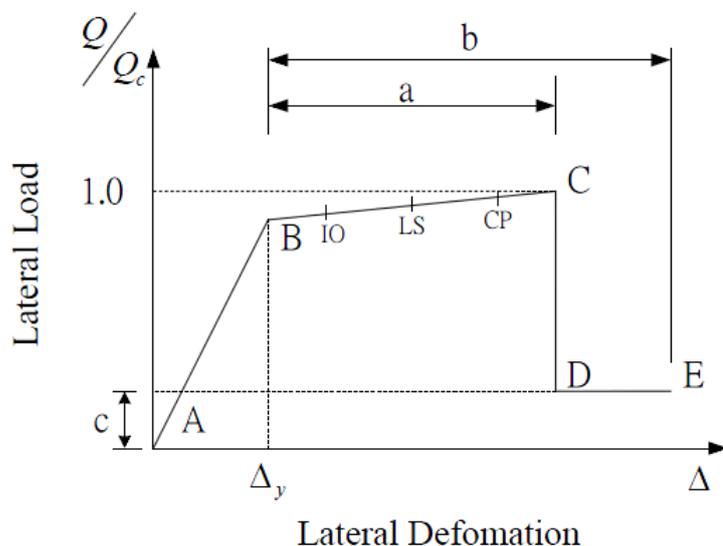


圖 3-7 SAP2000 塑性鉸性質示意圖

本研究在 SAP2000 中混凝土柱塑鉸的型式考慮軸力與彎矩塑鉸 (P-M-M hinge) 模擬，混凝土梁塑鉸的型式則考慮彎矩塑鉸 (Moment hinge) 模擬。

其中 a、b、c 等參數可查 ATC-40 表（參考 ACT-40 Table 9-6）得之。

表 3-2 梁構件塑鉸建模參數表

Table 9-6. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Beams					
			Modeling Parameters <sup>3</sup>		
			Plastic Rotation Angle , rad		Residual Strength Ratio
Component Type			a	b	c
1. Beams controlled by flexure <sup>1</sup>					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse Reinforcement <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} 4$			
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$	0.025	0.05	0.2
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$	0.02	0.04	0.2
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$	0.015	0.02	0.2
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$	0.005	0.01	0.2
<p>1. when more than one of the conditions 1 , 2 , 3 and 4 occur for a given component , use the minimum appropriate numerical value from the table.</p> <p>2. Under the heading "Transverse Reinforcement , " "C" and "NC" are abbreviations for conforming and non-conforming details , respectively.</p> <p>3. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.</p> <p>4. V = Design shear force.</p> <p>5. For lightweight concrete , use 75 percent of tabulated values. ( see Section 9.5.2.2 )</p>					

資料來源：ACT-40，Table 9-6

Note：灰底標示區為本論文使用參數

表 3-3 柱構件塑鉸建模參數表 (參考 ACT-40 Table 9-7)

Table 9-7. Modeling Parameters for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Columns					
		Modeling Parameters <sup>4</sup>			
		Plastic Rotation Angle,rad		Residual Strength Ratio	
Component Type		a	b	c	
1. columns controlled by flexure <sup>1</sup>					
$\frac{P}{A_g f_c'}$ <sup>5</sup>	Transverse Reinforcement <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$ <sup>6</sup>			
$\leq 0.1$	C	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2
$\leq 0.1$	C	$\geq 6$	0.015	0.025	0.2
$\geq 0.4$	C	$\leq 3$	0.015	0.025	0.2
$\geq 0.4$	C	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2
$\leq 0.1$	NC	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2
$\leq 0.1$	NC	$\geq 6$	0.005	0.005	-
$\geq 0.4$	NC	$\leq 3$	0.005	0.005	-
$\geq 0.4$	NC	$\geq 6$	0.0	0.0	-
<p>1. when more than one of the conditions 1, 2, 3 and 4 occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.</p> <p>2. Under the heading "Transverse Reinforcement", "C" and "NC" are abbreviations for conforming and non-conforming details, respectively. A component is conforming if within the flexural plastic hinge region: (1) closed hoops are spaced at <math>\leq d/3</math>, and (2) for components of moderate and high ductility demand the strength provide by the stirrups (<math>V_s</math>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered non-conforming.</p> <p>3. To qualify, (1) hoops must not be lap spliced in the cover concrete, and (2) hoops must have hooks embedded in the core or must have other details to ensure that hoops will be adequately anchored following spalling of cover concrete.</p> <p>4. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.</p> <p>5. P = Design axial load.</p> <p>6. V = Design shear force.</p> <p>7. For lightweight concrete, use 75 percent of tabulated values. (see Section 9.5.2.2)</p>					

資料來源：ACT-40，Table 9-7

Note：灰底標示區為本論文使用參數



能力。

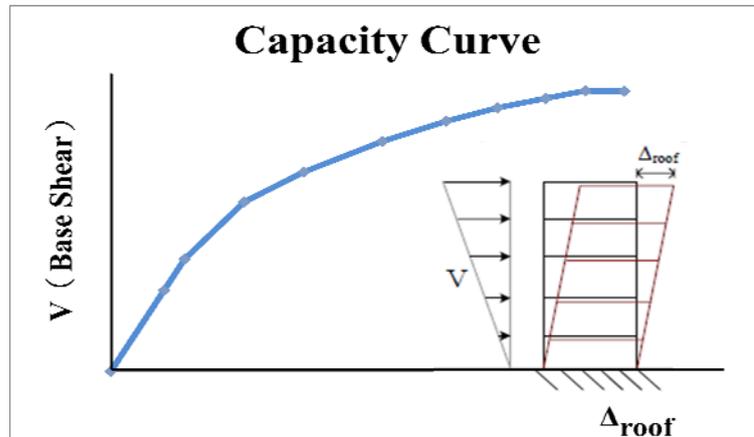


圖 3-9 側推分析之容量曲線

本研究使用 SAP2000 中內建的側推分析法是依據美國應用技術評議會發行之 ATC-40 的建議，以非線性靜力分析的側推分析方法得鋼筋混凝土結構之容量曲線。首先對結構體施加一適當之側向分佈力，側向力進行非線性側推分析，施力過程中可獲得整體建築物於彈性限度之後的反應，每當側向力加一增量時，檢視構件是否降伏或減載，若有則更改有效勁度矩陣及計算不平衡力，再施加側向力增量，直達崩塌或設定位移為止。

### 3-3-4 建立容量震譜 (Capacity Spectrum)

真正結構物都是多自由度系統，1975 年，Freeman 等人提出容量譜法 (Capacity Spectrum Method)，利用等值單自由度之觀念，將多自由度系統的柱頂位移與總地震力的關係轉成第一振態關係，假設結構物受地震力作用時由單一振態控制 (圖3-10)

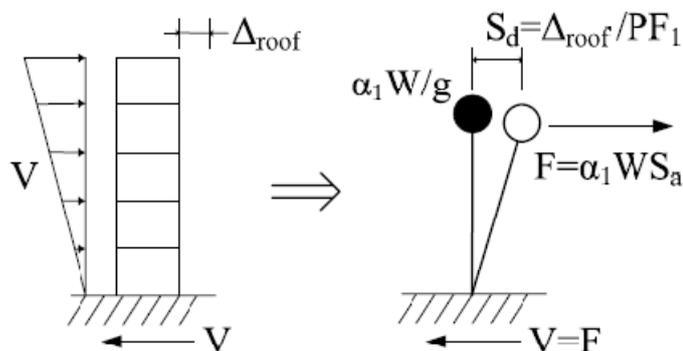


圖 3-10 模擬單自由度系統

ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) 格式是以譜位移  $S_d$  為橫座標及譜加速度  $S_a$  為縱座標之關係圖，將容量曲線經由轉換公式成 ADRS 格式之容量震譜。

側推分析所得容量曲線的橫座標為結構物頂層變位  $\Delta_{\text{roof}}$ ，縱座標為基底剪力  $V$ ，可由下列轉換公式推導轉換至 ADRS 格式：

第  $m$  個振態的層間加速度可由下式計算：

$$a_{im} = PF_m \varphi_m S_{am} \quad (3-13)$$

$$PF_m = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_m) / g}{\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_m^2) / g} \right] \quad (3-14)$$

其中  $PF_m$  為第  $m$  個振態的振態參與因數如上式 (3-14)、 $\varphi_{im}$  第  $i$  層第  $m$  振態的震幅、 $w_i/g$  第  $i$  層的地震參與質量、 $N$  為樓層數、 $S_{am}$  為第  $m$  個振態的譜加速度。

由  $F=ma$  可得第  $m$  個振態的層間力：

$$F_{im} = PF_m \varphi_m S_{am} w_i / g \quad (3-15)$$

因此，第  $m$  振態之基底剪力  $V_m$  為：

$$\begin{aligned} V_m &= \sum_{i=1}^N F_{im} = \sum_{i=1}^N PF_m \varphi_m S_{am} w_i / g = S_{am} PF_m \sum_{i=1}^N \varphi_m w_i / g \\ &= S_{am} \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_m) / g}{\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_m^2) / g} \right] \sum_{i=1}^N \varphi_m w_i / g = S_{am} \left[ \frac{(\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_m) / g)^2}{\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_m^2) / g} \right] \\ &= S_{am} \left[ \frac{(\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_m) / g)^2}{\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_m^2) / g \times \sum_{i=1}^N w_i / g} \right] \sum_{i=1}^N w_i / g \\ &= \alpha_m M S_{am} \end{aligned} \quad (3-16)$$

將上式改寫為

$$S_{am} = \frac{V_m / M}{\alpha_m} \quad (3-17)$$

其下標  $m$  均指第  $m$  個振態的值， $M$  為質量， $\alpha_m$  第  $m$  個振態的有效質量係數如下式：

$$\alpha_m = \frac{(\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_m) / g)^2}{\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_m^2) / g \times \sum_{i=1}^N w_i / g}$$

(unitless) (3-18)

故容量曲線以第一振態轉換 ADRS 的譜加速度為：

$$S_a = \frac{V/M}{\alpha_1}$$

(3-19)

同理，譜位移與結構物頂層位移關係：

$$\Delta_{\text{roof}} = PF_1 \varphi_{\text{roof}, 1} S_d$$

(3-20)

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{roof}}}{PF_1 \varphi_{\text{roof}, 1}}$$

(3-21)

其中  $S_d$  為容量曲線轉至 ADRS 之譜變位， $PF_1$  為第一個振態的振態參與因數， $\varphi_{\text{roof}, 1}$

為第一振態頂層振幅。

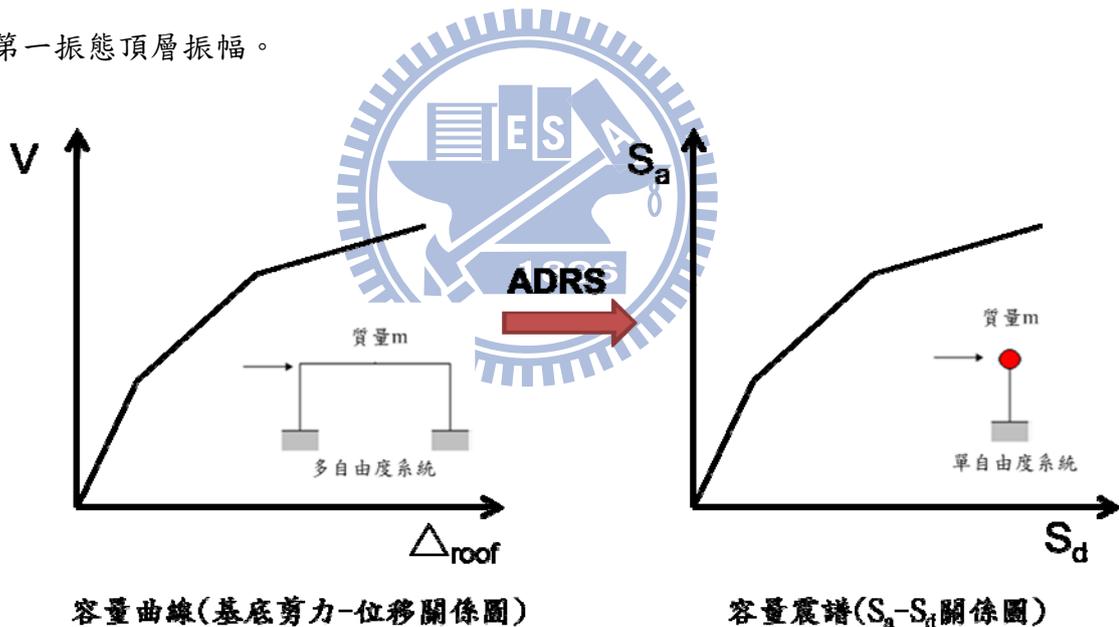


圖 3-11 容量曲線轉換 ADRS 格式建立容量震譜

### 3-3-5 建立需求震譜 (Demand Spectrum)

需求震譜 (Demand Spectrum) 是指建築物受地震作用下的耐震需求。在 ATC-40 規範裡地震設計反應譜由兩個區域所架構，分別為震力係數  $C_A$  及  $C_V$  所定義。震力係數  $C_A$  代表地表有效尖峰加速度 (EPA)，其為地震力設計標準、地震震區、地震地盤種類及近斷層效應的函數。該值的 2.5 倍為規範中短週期阻尼比等於 5% 之彈性反應譜。震力係數

$C_v$ 代表阻尼比為5%之結構系統的速度反應譜，亦為地震設計標準、地震震區、地震地盤及近斷層效應的函數，將其值除以週期轉換成彈性加速度反應譜。得  $C_A$ 、 $C_v$  後，可得阻尼比5%的彈性反應譜如下圖所示，其中常數加速度區之加速度為  $2.5C_A$ ，常數速度區之加速度之計算公式為  $C_v/T$ 。SAP2000 與 ETABS 軟體中地震設計反應譜是採用上述 ATC-40 所建議模式，無法修改。

$C_A$ 可視為設計地表加速度係數，如設計加速度為  $0.23g$  時， $C_A=0.23$  結構之用途係數不為1時，需將此值乘上用途係數。 $C_v$ 為週期等於1時，所對應至加速度反應譜。令  $2.5C_A=C_v/T$ ，可求得圖 3.9 中  $T_s$  值，且  $T_A=0.2T_s$ 。

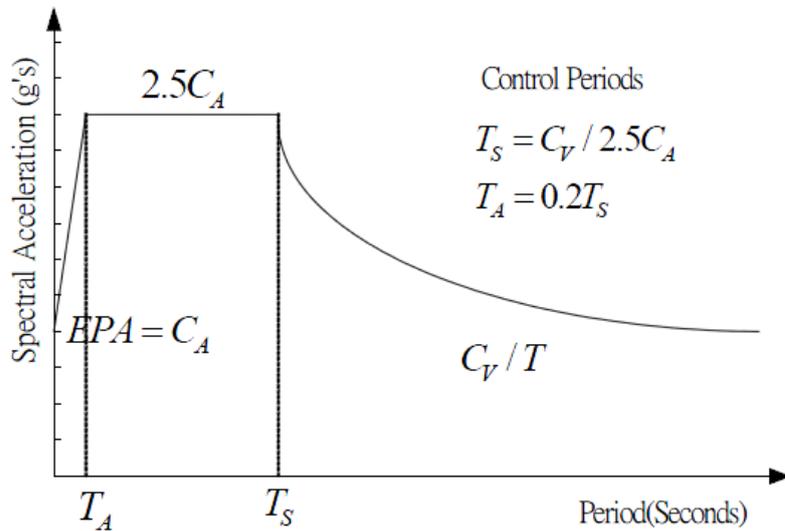


圖 3-12 ATC-40 彈性設計反應譜

為了與容量震譜一起做比較，則需要將傳統以週期和譜加速度表示的彈性設計地震反應譜轉至 ADRS 格式的需求震譜，再經由適當的阻尼消能折減等一連串疊代運算，方可得功能點。本研究採用 ATC-40 規範中 5% 阻尼之需求震譜進行功能點運算。

彈性設計反應譜轉換至 ADRS 格式，如下圖 3-17 所示，利用結構動力學 Chopra 【50】 下列公式求得：

建築物的側向力分布形式：

$$F_x = \frac{w_x \phi_x}{\sum w_x \phi_x} V \quad (3-22)$$

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (3-23)$$

$$S_a = \omega_n^2 S_d \quad (3-24)$$

利用上兩式以及週期與譜加速度之關係得譜變位如下式：

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3-25)$$

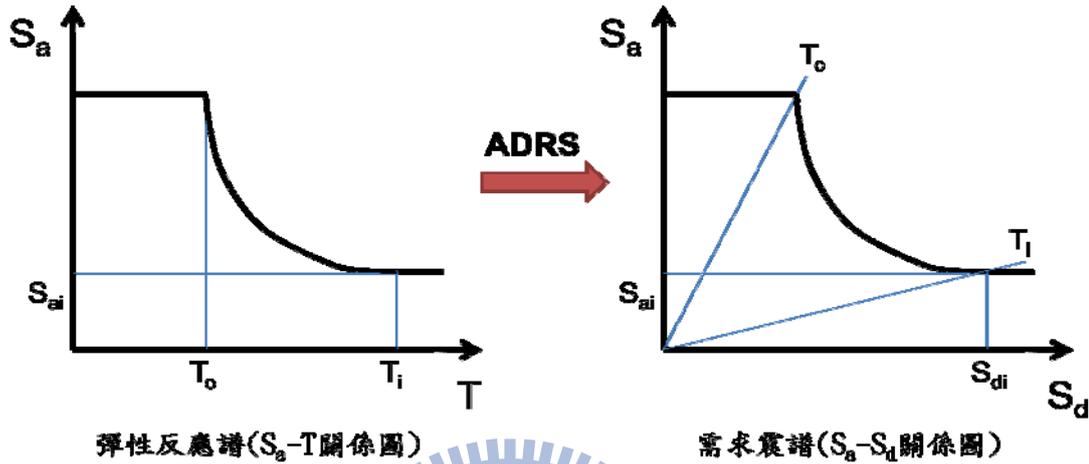


圖 3-13 彈性反應譜轉換至 ADRS 示意圖

### 3-3-6 等效阻尼對需求譜折減

等效阻尼對需求譜的折減，主要是在反應結構物受力降伏後變軟狀態，此時結構物阻尼比考慮時可合理增加，所以我們從容量震譜計算能量來對需求震譜作一折減動作。

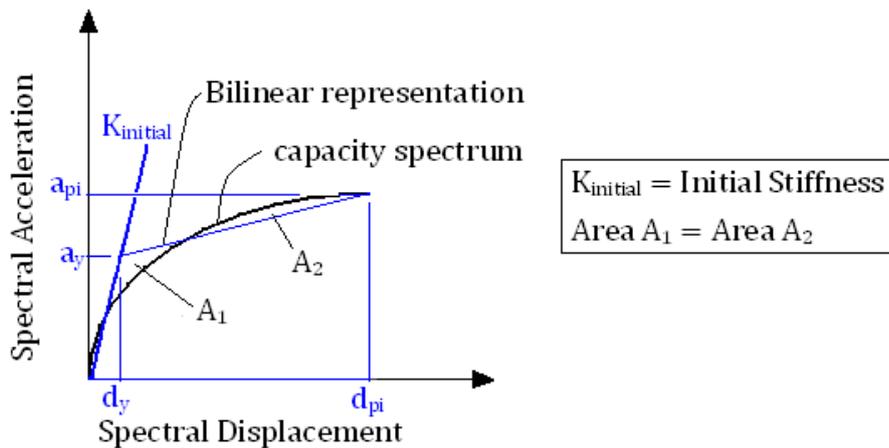


圖 3-14 容量震譜之雙線性模擬

當結構物受地震力作用而進入非線性行為時，結構物的固有黏滯阻尼 (Viscous Damping) 及遲滯阻尼 (Hysteretic Damping) 會導致結構物於運動過程中產生消能的作用如下圖，

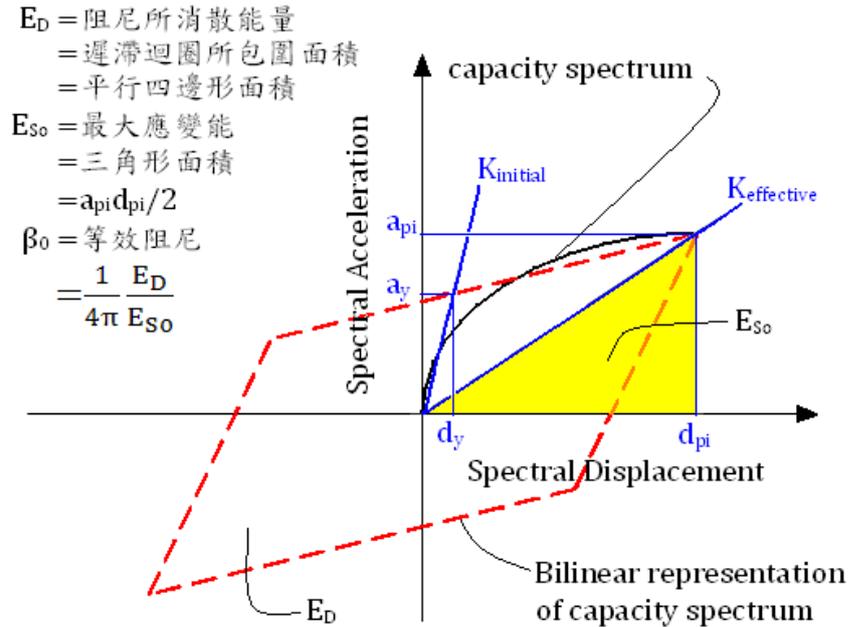


圖 3-15 等效黏滯阻尼對反應譜折減的關係圖

遲滯阻尼及固有阻尼 (Inherent Damping) 可使用等效黏滯阻尼 (Equivalent Viscous Damping) 來評估，將容量震譜曲線以雙線性表示，若  $d_{pi}$  為結構體最大變位時，其等效之阻尼可表示為：

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (3-26)$$

其中  $\beta_{eq}$  為等效遲滯阻尼，0.05 為 5% 結構物本身之固有黏滯阻尼 (假設為常數)， $\beta_0$  為遲滯阻尼經計算所得之等效黏滯阻尼，其與最大變位  $d_{pi}$  有關，可由下式表示：

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (3-27)$$

這裡  $E_D$  為結構物單週期運動阻尼所消散的能量，可由下圖單圈遲滯迴圈面積計算得到，如下式

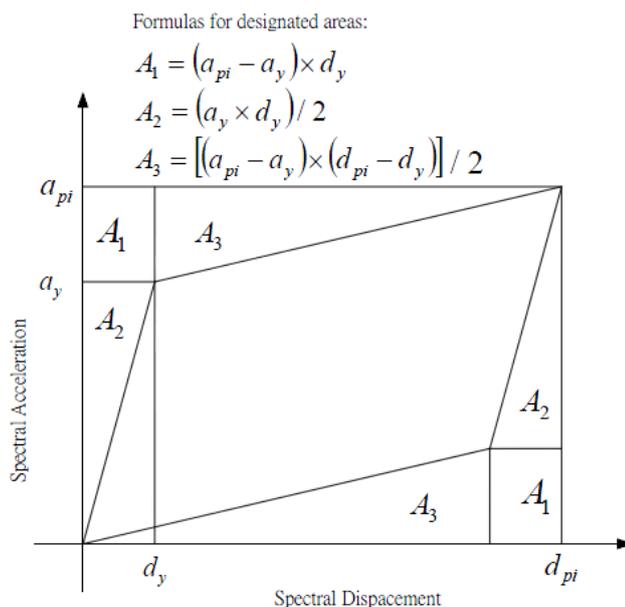


圖 3-16  $E_D$  能量修散示意圖

$$E_D = 4(a_{api}d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3)$$

$$= 4[a_{api}d_{pi} - a_y d_y - (d_{pi} - d_y)(a_{pi} - a_y) - 2d_y(a_{pi} - a_y)]$$

$$= 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (3-28)$$

其中：

$a_y$  = 結構體之降伏譜加速度。

$d_y$  = 結構體之降伏譜位移。

$a_{pi}$  = 結構體之極限譜加速度。

$E_D$  = 阻尼之消散能。

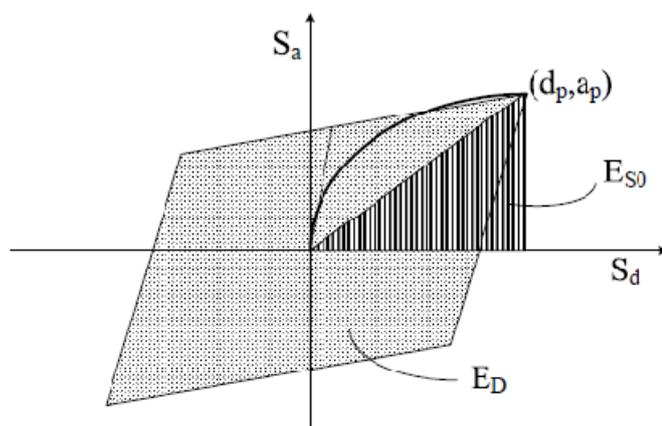


圖 3-17 理想雙線性容量震譜之遲滯阻尼

而  $E_{S0}$  為最大應變能，如上圖 3-17 三角形區域所示。 $E_{S0}$  為所圍面積為：

$$E_{S0} = \frac{a_{pi}d_{pi}}{2} \quad (3-29)$$

將 (3-28)、(3-29) 代入 (3-30)：

$$\begin{aligned} \beta_0 &= \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\frac{a_{pi}d_{pi}}{2}} = \frac{2(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\pi a_{pi}d_{pi}} \\ &= \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} \end{aligned} \quad (3-30)$$

上式使用百分比表示：

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} \quad (3-31)$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} + 0.05 \quad (3-32)$$

圖 3-15 為韌性結構物之遲滯迴圈，但於某些情況下遲滯迴圈並非如此完美（如 pinch 導致消能面積減少，意即所消散的能量較預期少），故 ATC-40 利用  $\kappa$  值來考量此類問題。表 3-4 所示為不同結構物對於地震延時之長或短將結構行為分成三類。

Type A：結構遲滯迴圈與圖 3-15 相近，具有良好的消能能力， $\kappa=1$ ；

Type B： $\kappa=2/3$ ，表示結構系統具中等消能能力；

Type C：結構消能能力不佳，（會有嚴重的 pinched）， $\kappa=1/3$ 。

表 3-4 Structural Behavior Types ATC-40 建築結構型態區分

Structural Behavior Types			
Shaking Duration	Essentially New Building	Average Existing Building	Poor Existing Building
	Type A	Type B	Type C
short	Type A	Type B	Type C
long	Type B	Type C	Type C

參考資料：ATC-40

對一般鋼筋混凝土結構物而言其結構物受力反應之遲滯迴圈不太可能為理想型式，若結構物若施工未臻完善、或經年使用造成材料老（劣）化，當結構物承受反覆載重作

用時，往往會有勁度衰減 (stiffness degradation)、強度退化 (strength deterioration)、鋼筋混凝土結構物可能會有 pinching 效應，此些情形均會使得結構物的遲滯迴圈不再呈現飽滿 (well saturated) 的狀態，遲滯消能的效果將因而降減。

所以在 ATC-40 中建議以阻尼修正因子  $\kappa$  來考量實際建物之情況，阻尼修正因子  $\kappa$  等值黏滯性阻尼比 (equivalent viscous damping ratio)  $\beta_0$  (%) 與建築結構型態之不同而定，表 3-5 為 ATC-40 建議因不同阻尼比對  $\kappa$  的修正，最後可將  $\beta_{eq}$  換為  $\beta_{eff}$  (等效阻尼比) 如下：

$$\beta_{eff} = \kappa\beta_0 + 5 = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (3-33)$$

其中：

$d_{pi}$  = 譜位移。

$a_{pi}$  = 為譜加速度。

$d_y$  = 為降伏譜位移。

$a_y$  = 為降伏譜加速度。

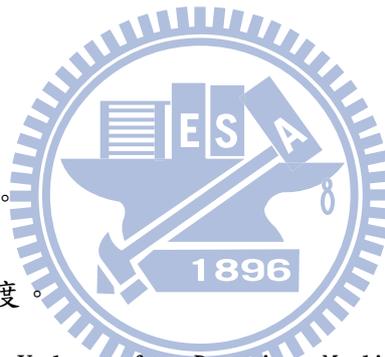


表 3-5 Values for Damping Modification Factor

Values for Damping Modification Factor , $\kappa$		
Structural Behavior Type	$\beta_0$ (percent)	$\kappa$
Type A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	any value	0.33

參考資料：ATC-40

彈性需求震譜因等效阻尼之增加而轉變為非彈性需求震譜，其改變震幅由  $SR_A$  及  $SR_V$  兩因子來決定。式(3-33)所獲得等效黏滯阻尼  $\beta_{eff}$  可用來評估反應譜的折減因數，其關係是由式(3-34)、(3-35) (Newmark & Hall, 1982) 得到，是指當結構系統阻尼比值大於 5% 的臨界阻尼時，對 5% 阻尼之彈性反應譜的折減，其式如下：

$$SR_A = \frac{1}{B_S} \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[ \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (3-34)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.62} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[ \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.62} \quad (3-35)$$

$SR_A$  及  $SR_V$  分別代表於常數加速度區及常數速度區的折減係數，表 3-6 為於不同形式結構行為下， $SR_A$  及  $SR_V$  所能折減的容許值，所計算之所減值不得比表所列之值小。

表 3-6 Minimum Allowable  $SR_A$  and  $SR_V$  Values

Minimum Allowable $SR_A$ and $SR_V$ Values		
Structural Behavior Type	$SR_A$	$SR_V$
Type A	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

參考資料：ATC-40

因結構行為的不同對於  $\beta_{eff}$  亦有所限制，Type A： $\beta_{eff}$  最高至 40%；Type B： $\beta_{eff}$  最高至 29%；Type C： $\beta_{eff}$  最高至 20%。

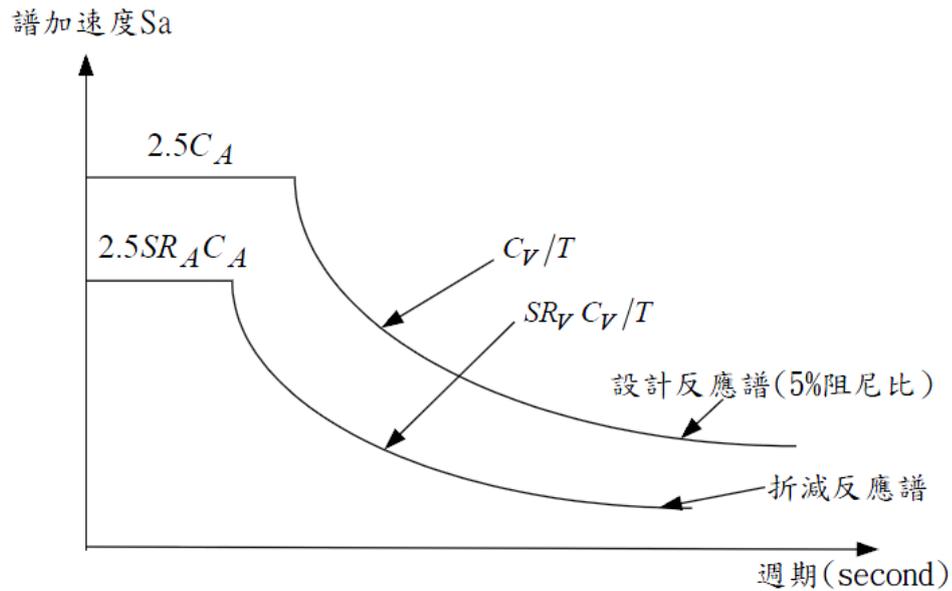


圖 3-18 彈性設計需求震譜折減之示意圖

### 3-3-6 計算性能點 (Performance Point)

性能點 (performance point) 代表結構物於考量設計地震力作用下結構物之最大位移及所能承受的地震強度。求得性能點後，對整體結構於性能點下之位移反應檢核局部構件之抗力性質，以確定是否滿足耐震需求。於 ATC-40 中，性能點之求得方法分為三種，本研究中僅簡單介紹第一種求得性能點的方法。

利用 ADRS 格式之容量震譜與需求震譜疊代計算求得性能點。其中彈性需求震譜隨著結構物進入非線性區域，結構物因構件降伏而使得週期延長，非彈性變形形成等效阻尼消散部分地震能量，使得結構物耐震需求減少而折減需求震譜。當折減後之非彈性需求震譜與容量震譜經疊代產生交點時，該點便為性能點 (如圖 3-19)。

其疊代步驟如下：

1. 將需求震譜與容量震譜繪於同一座標上，接著大致定出容量震譜初始斜率，並延伸與需求震譜產生交點於容量譜上選擇一試誤點  $c(a^*, d^*)$ ，如圖 3-19。

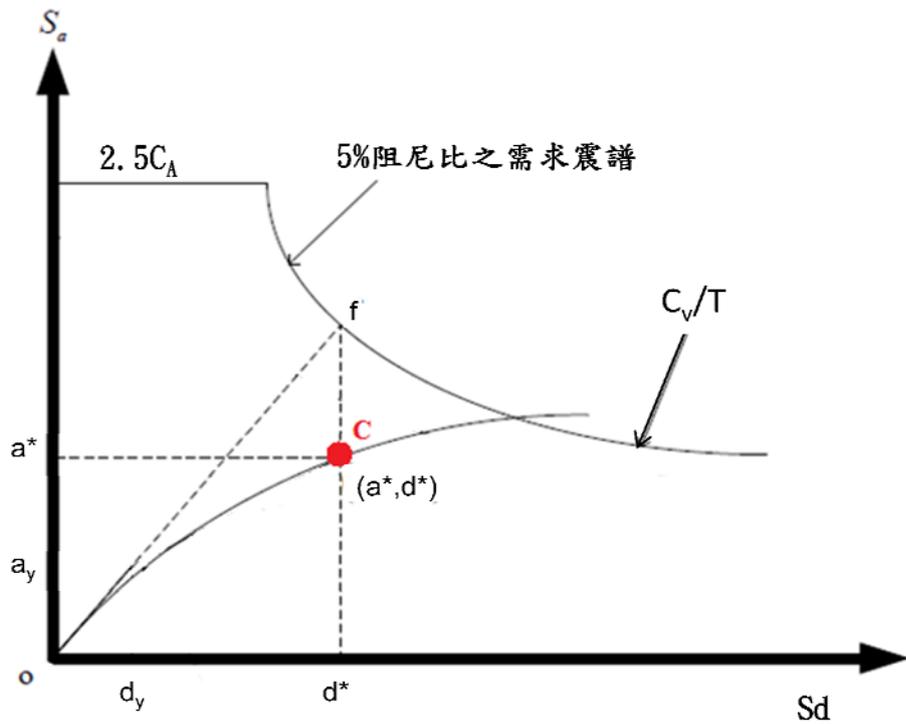


圖 3-19 步驟 1

2. 依所選擇之試誤點對容量震譜曲線建立雙線性關係，建立 b c 直線且所包圍產生的面積必須滿足  $A1 = A2$  條件，b 點為降伏點 ( $a_y, d_y$ )。

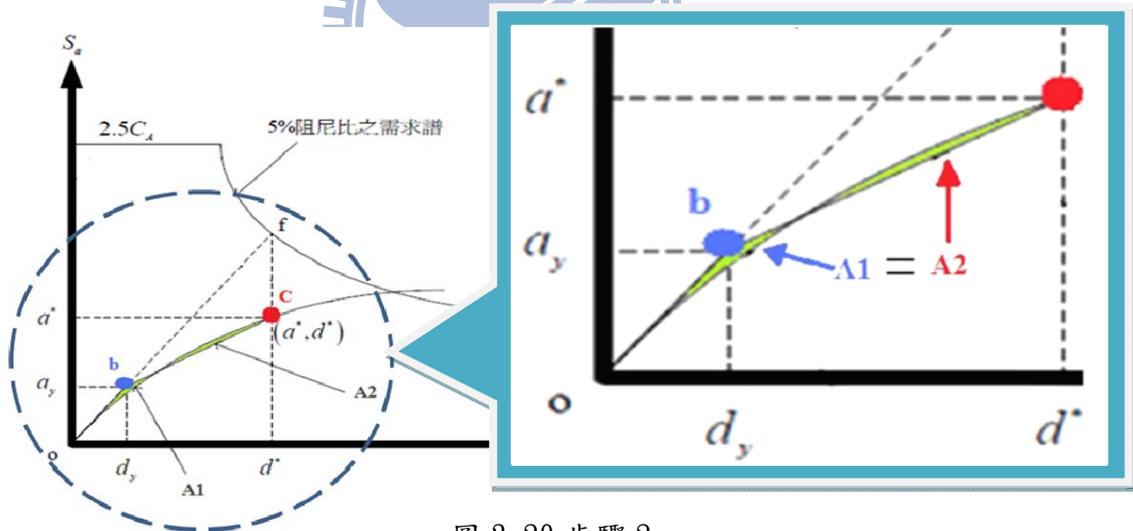


圖 3-20 步驟 2

3. 利用所求得之等效阻尼值計算出需求震譜的折減因子  $SR_A$  及  $SA_V$ ，繪出折減後的需求震譜，並求得折減後之需求譜與容量譜之交點。若此交點與試誤點距離介於 ATC-40 所建議之容許範圍  $\pm 5\%$  內，則此點即為性能點，否則需重新選擇試誤點重複上述步驟直至小於容許誤差內。

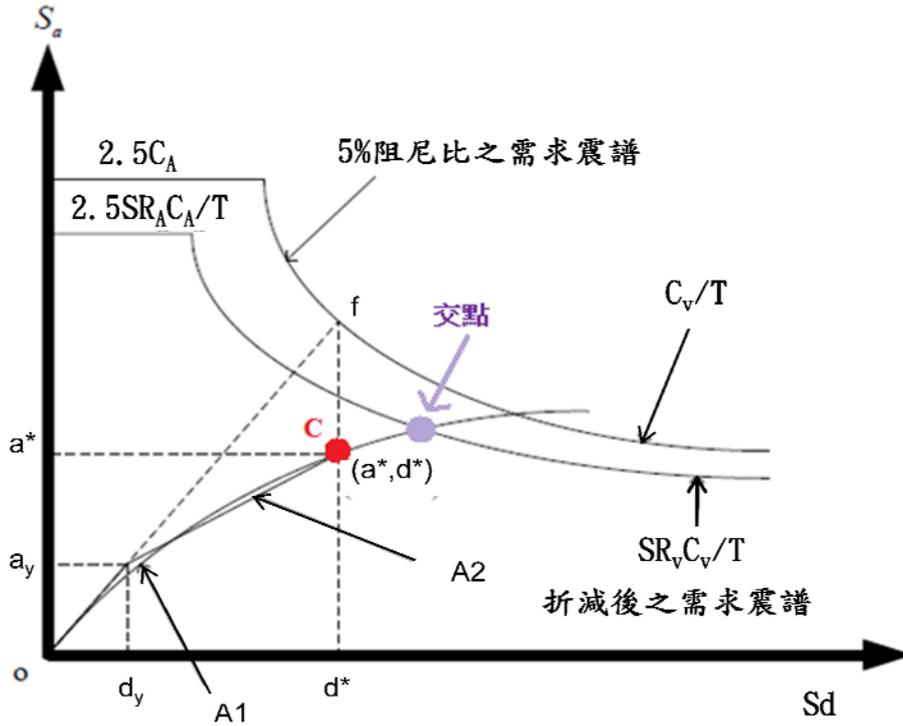


圖 3-21 步驟 3

### 3-3-8 檢核確認

求得性能點後，必須進一步對結構物在該功能點下設計地震力所對應的最大變位反應進行檢核結構物的強度是否足夠，以確定其是否符合耐震需求。在 ATC-40 規範中，依據對建築物安全度要求不同檢核是滿足其性能設計要求，本研究採用 ATC-40 所做的層間變位角限制，在設計性能目標為生命安全下，故最大層間變位角不得大於規範表 3-7 要求。

表 3-7 ATC-40 樓層最大層間變位角之限制

層間變位角限制	性能水準			
	正常使用	輕微受損	生命安全	結構穩定
最大層間變位角	0.01	0.01-0.02	0.2	0.33Vi/Pi

耐震性能設計法之設計與檢核可因選定之性能目標，或不同之結構系統來選擇適當的方法。

### 3-4 類神經網路模擬容量震譜

本論文利用類神經網路系統建構非線性的預測與分析模型的功能，來協助容量震譜的建立。本節首先再次大略介紹系統使用的容量震譜模型，從容量震譜求取計算流程觀察其數值模型，接著描述類神經網路模擬系統，最後說明如何訓練類神經網路。

#### 3-4-1 容量震譜模型

從 3-2 節中，可以知道計算結構性能點必須有兩個要素：一是需求震譜；另一則是容量震譜。其中計算以容量震譜較為繁瑣，容量震譜計算流程示意圖如下；

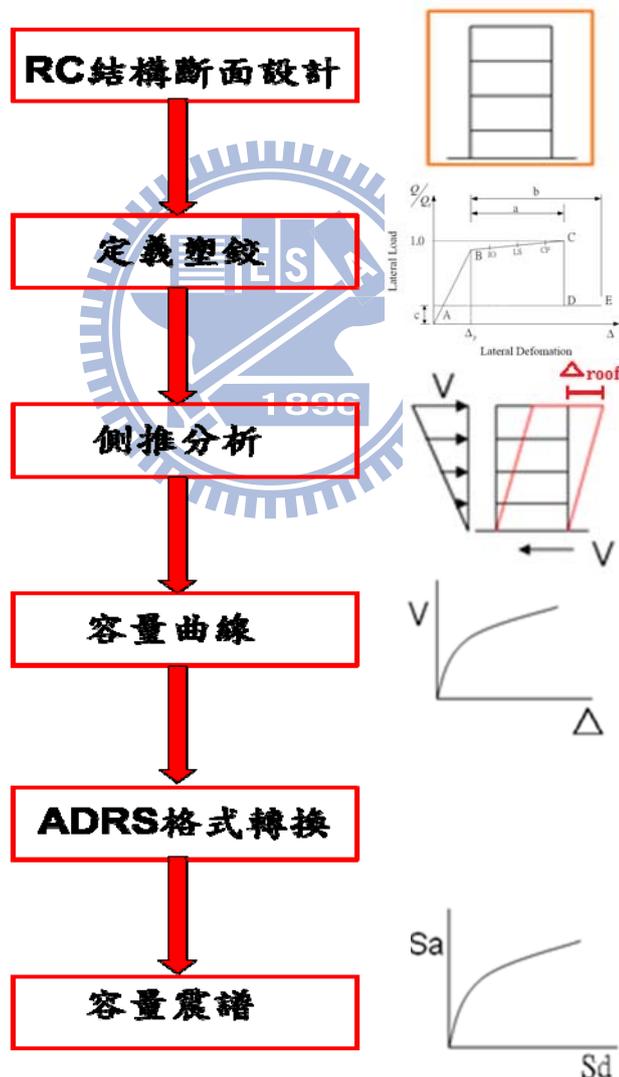


圖 3-22 容量震譜計算流程示意圖

以鋼筋混凝土剛架為例，詳細容量震譜求取步驟如下：

步驟一選擇斷面配置：對 3D RC 房屋結構剛架設定所設計之載重並進行結構分析求得設計內力值，依據此值來設計梁與柱斷面尺寸與配筋量；步驟二設定塑鉸配置及參數：佈設可能發生塑鉸位置，本論文中塑鉸參數設定則是根據 3-3-1 節中圖 3-7、表 3-2 與表 3-3 來設定；步驟三擬定需求性能目標：通常性能目標可利用地震危害度分析所得對應不同地震回歸期工址最大地表加速度，因此性能目標需求也可以表示為考量的地表加速度或結構位移，本研究設定的性能目標為生命安全性能需求；步驟四側推分析：側推力分佈參考 3-3-2 節，接著以該分佈力逐步增加並計算對應頂層位移，同時檢核塑鉸狀態，最後繪出基底剪力與頂層位移關係圖即容量曲線。步驟五容量曲線轉換容量震譜：將步驟一中設定載重中質量設定與步驟三求得容量曲線一同代入 3-3-5 節中公式，將容量曲線轉換至容量震譜（圖 3-11）。以上為結構容量震譜計算流程，將步驟一至步驟五整理後建立數值模型系統。

而側推分析為分線性分析，其斷面配置與容量震譜對應關係為非線性關係，故從側推分析至容量震譜之計算極為複雜耗時，故本研究利用類神經網路來模擬此步驟並建立容量震譜之類神經網路模式系統，如下圖所示：

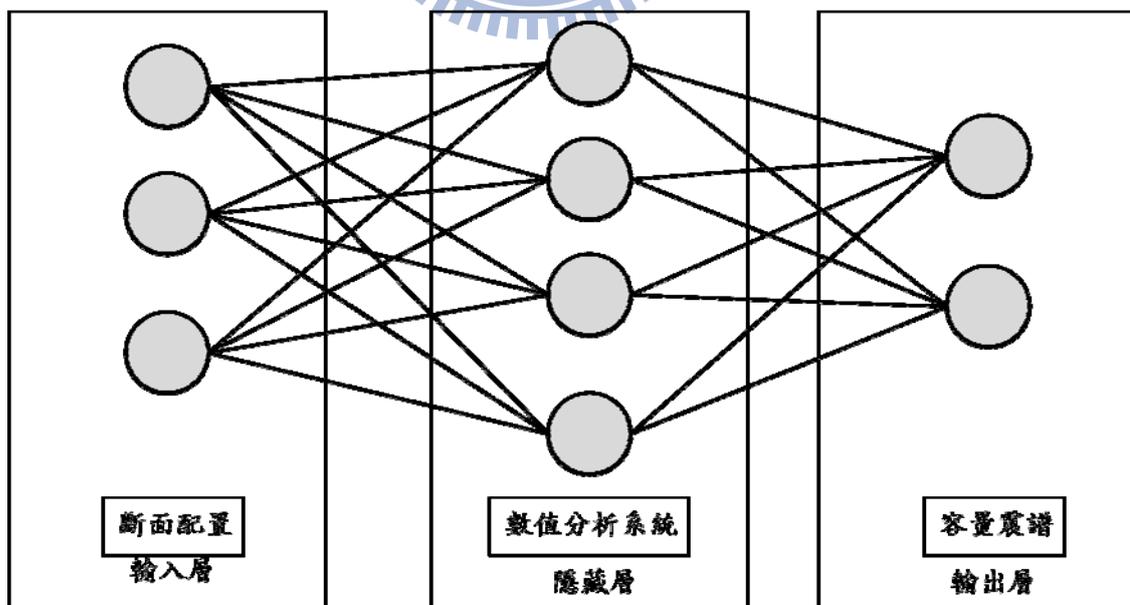


圖 3-23 類神經網路模擬系統示意圖

### 3-4-2 房屋結構容量震譜之類神經網路模擬系統

本論文採用倒傳遞類神經網路來模擬 3-4-1 節所描述步驟，以建立 3D 鋼筋混凝土房屋結構容量震譜之類神經網路模式。該類神經網路由輸入層、隱藏層與輸出層所構成，本小節將介紹本論文輸入層與輸出層各別代表設定參數以及訓練類神經網路所需案例設定。

輸入層：設定該結構斷面配置與樓層數，本論文採用斷面積、鋼筋量與樓層數作為輸入參數；輸出層：輸出參數為容量震譜。

一般而言容量震譜會有三個階段組成，本研究因為有設定性能等級，所以在功能績效點時（最大地震力與最大位移時），所容許的最大位移已經到達，即停止側推，故容量曲線會出現下面三種情況（圖 3-24）：

1. 到達設計最大位移時仍然未看見第 3 個點。
2. 到達設計最大位移時第 2 點與第 3 點呈水平不變。
3. 到達設計最大位移時第 3 點已下降。此種情形因本研究中設計皆為法規定的“安全的房子”（通常性能點在第 2 點前就已經出現，第 3 點就沒用到）。

故輸出層只選用容量震譜的  $(S_{a1}, S_{d1})$ 、 $(S_{a2}, S_{d2})$ 。

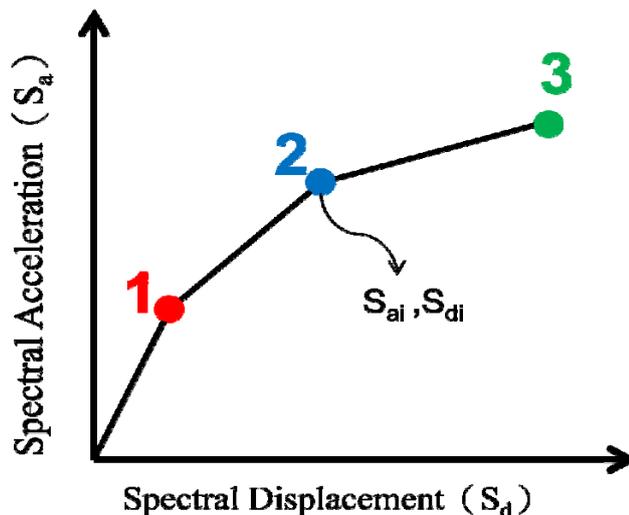


圖 3-24 容量震譜

又從圖 3-33 得知容量震譜必須經過之雙線性模擬，因此為了減少類神經網路模式

模擬的誤差，故本論文輸出層並非直接描述該容量震譜而是容量震譜雙線性模擬後之曲線，如下圖所示：

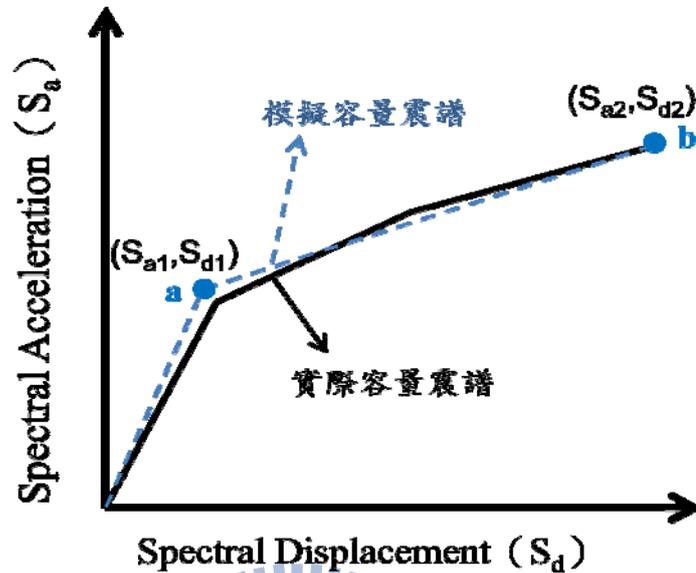


圖 3-25 輸出層參數設定

透過訓練的方式，讓類神經網路反覆的學習，直到對於每個輸入層都能正確的對應到所需要的輸出。隨著訓練次數的增加，類神經網路的鍵結值會逐漸被調整，使得目標值與類神經網路的輸出兩者誤差越來越小。當誤差幾乎不再變化時，此類神經網路已收斂，亦即完成神經網路訓練。類神經網路的工作性能與樣本有直接的關係，若訓練樣本不正確、太少或太相似，則類神經網路的能力將大打折扣。因此，訓練樣本越多、越正確、差異性越大，類神經網路的能力就越強。

訓練類神經網路模式所需學習案例設定：學習案例以 SAP2000 所建立出來。首先建立結構斷面資料，並紀錄對應特性，例如：編碼、斷面積、鋼筋量、極限彎矩強度、降伏彎矩強度、…等。從斷面資料中挑選部分斷面並設計有限個斷面組合案例，接著利用 SAP2000 分析得到訓練類神經網路模式所需學習案例。

## 第四章 數值案例模型分析

本章將介紹建立房屋結構模型進行側推分析得到容量震譜曲線，並建立容量曲線之類神經網路模式，再結合 GA 進行最佳化結構設計進行驗證。

首先本研究所建立的房屋結構模型主要是依據 ACI318-02 與土木 401-93 進行斷面設計與結構模擬，主要的房屋結構設計流程如下所示（圖 4-1）：

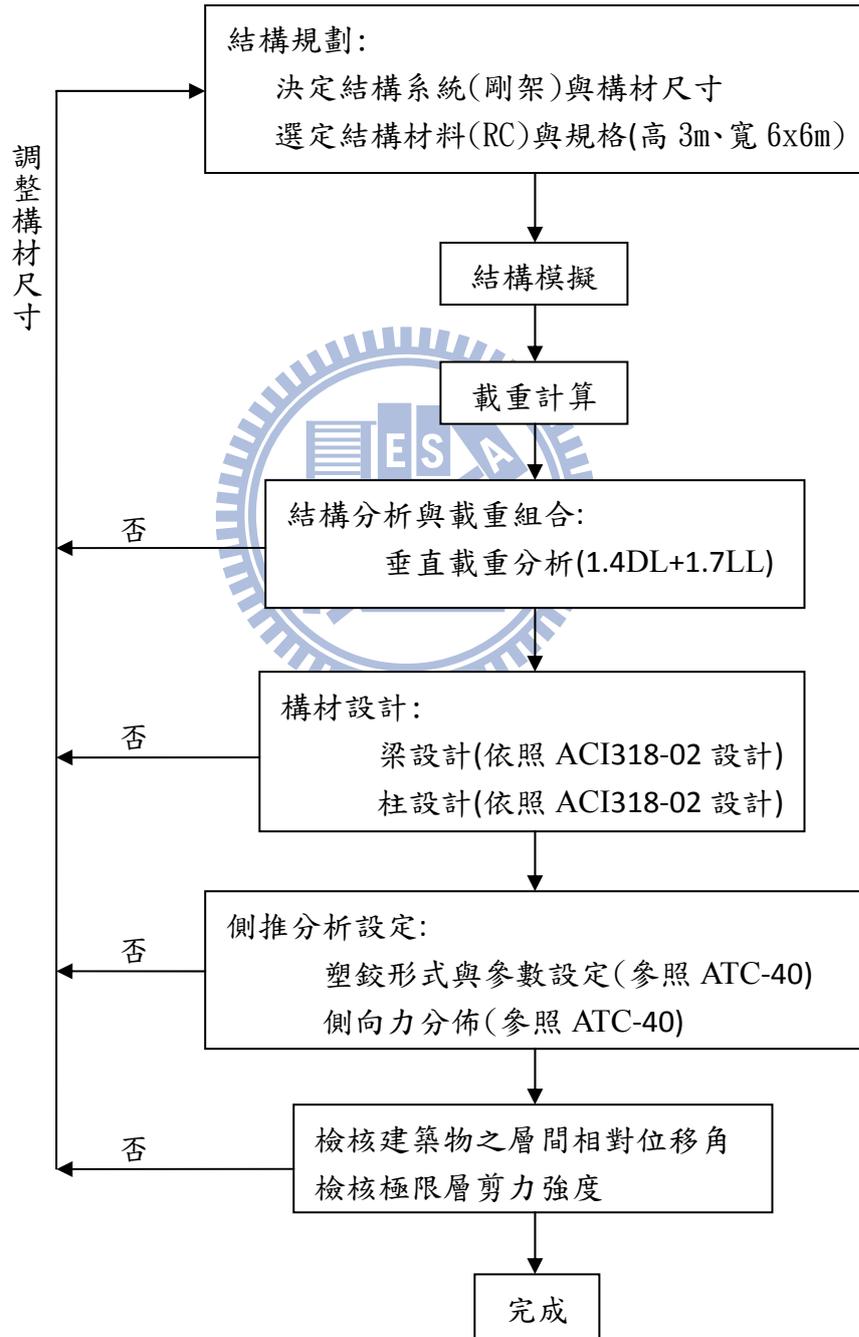


圖 4-1 房屋設計步驟流程圖

## 4-1 房屋結構設計資料介紹

數值案例中所有模型構架皆為 3D 鋼筋混凝土剛架。其共同之設計資料為：

- 構架幾何條件皆為柱高 3 公尺、梁長 6 公尺。
- 鋼筋混凝土極限抗壓強度  $f_c'$  為  $280\text{kgf/cm}^2$ ，  
彈性模數  $E_c = 2.53 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 。
- 鋼筋抗拉降伏強度  $f_s'$  為  $4200\text{kgf/cm}^2$ ，彈性模數  $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 。
- 設計均佈載重(1.4DL + 1.7LL)條件為因次化載重  $690\text{kgf/m}^2$ 。
- 設計樓層設定分別為五樓、七樓與十樓共三種類型。
- 而梁柱自重將可由 SAP2000 軟體內部計算得知。

分析軟體名稱及版本：SAP2000 v.11

樓層梁柱斷面配置設定分類為共 3 個群組，以方便建立容量震譜之類神經網路模式的輸入值選用，各類型樓層的斷面配置分別如下表所示：

表 4-1 樓層梁柱斷面配置分類設定

斷面 配置 樓層	A 斷面群	B 斷面群	C 斷面群
5 樓 CASE	1、2F	3、4F	5F
7 樓 CASE	1、2、3F	4、5F	6、7F
10 樓 CASE	1、2、3、4F	5、6、7F	8、9、10F

## 4-1-1 房屋結構設計前置模型設定(斷面設計配置與塑鉸設定)

本論文斷面資料庫建立分成兩部份：一部分為梁斷面，根據混凝土工程設計規範與解說【45】15.4.1條與15.4.2條規定假設梁斷面寬深比介於1~0.4之間，拉力鋼筋比介於0.003~0.025之間，壓力鋼筋比為拉力鋼筋比一半；另一則為柱斷面根據【45】15.5.1條與15.5.3條規定假設柱斷面寬深比介於1~0.6之間，縱向鋼筋面積介於0.01~0.06柱面積之間，而保護層皆設為5公分【5】。

這邊使用呂怡廷【5】的編碼七碼來分別代表個別斷面設定，如圖4-2所示。

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	編號	設計軸力	彎矩對應	平衡軸力	平衡彎矩	h(cm)	b(cm)	拉力比
17	1020003	2108	65.8717	851.2261	204.317	40	30	0.02
18	1020004	2255	72.2533	837.941	228.2401	40	30	0.025
19	1020005	239	239	239	252.4049	40	30	0.03
20	1030000	184	184	036	160.491	45	30	0.005
21	1030001	205	012	012	202.8179	45	30	0.01
22	1030002	2181	76.7142	999.8306	229.297	45	30	0.015
23	1030003	2323	85.2762	987.2459	258.0514	45	30	0.02
24	1030004	2506	95.9031	971.8287	294.4504	45	30	0.025
25	1030005	2702	106.8429	955.6927	332.7998	45	30	0.03

圖 4-2 斷面編碼說明圖【5】

首先第一碼代表斷面使用性質：柱斷面為1，梁斷面為2；二三碼描述斷面深度（柱編碼參考表4-2、梁編碼參考表4-3）；四五碼描述為斷面寬（柱編碼參考表4-2、梁編碼參考表4-3）；最後六七碼則是鋼筋量描述：柱斷面編碼從00~05，梁斷面編碼從00~22。

表 4-2 柱斷面編碼說明【5】

柱斷面編碼說明					
編碼	h(cm)	編碼	b(cm)	編碼	總鋼筋比
0	30	0	30	0	0.01
1	35	1	35	1	0.02
2	40	2	40	2	0.03
3	45	3	45	3	0.04
4	50	4	50	4	0.05
5	55	5	55	5	0.06
6	60	6	60		
7	65				

補充說明：

1. 鋼筋降伏強度為 492975  $\text{kN/m}^2$
2. 混凝土極限抗壓強度  $f_c'$  為 27579  $\text{kN/m}^2$
2. 假設拉力鋼筋量等於壓力鋼筋量

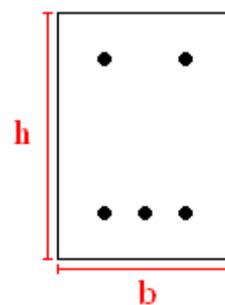
(示意圖)

表 4-3 梁斷面編碼【5】

梁斷面編碼						
編碼	h(cm)	編碼	b(cm)	編碼	拉力筋比	壓力筋比
0	25	0	25	0	0.003	0.0015
1	30	1	30	1	0.004	0.002
2	35	2	35	2	0.005	0.0025
3	40	3	40	3	0.006	0.003
4	45	4	45	4	0.007	0.0035
5	50	5	50	5	0.008	0.004
6	55	6	55	6	0.009	0.0045
7	60	7	60	7	0.01	0.005
8	65			8	0.011	0.0055
				9	0.012	0.006
				10	0.013	0.0065
				11	0.014	0.007
				12	0.015	0.0075
				13	0.016	0.008
				14	0.017	0.0085
				15	0.018	0.009
				16	0.019	0.0095
				17	0.02	0.01
				18	0.021	0.0105
				19	0.022	0.011
				20	0.023	0.0115
				21	0.024	0.012
				22	0.025	0.0125

補充說明：

1. 鋼筋降伏強度為 492975 kN/m<sup>2</sup>
2. 混凝土極限抗壓強度 $f_c'$ 為 27579 kN/m<sup>2</sup>
2. 假設拉力鋼筋量等於兩倍壓力鋼筋量



(示意圖)

每一組編碼除了代表斷面幾何與鋼筋量關係外，還可以進一步取得斷面對應內力關係，相關資訊可利用 SAP2000 計算求得。

首先進入 SAP2000 內部的 CSISD 進行斷面設計與配置。

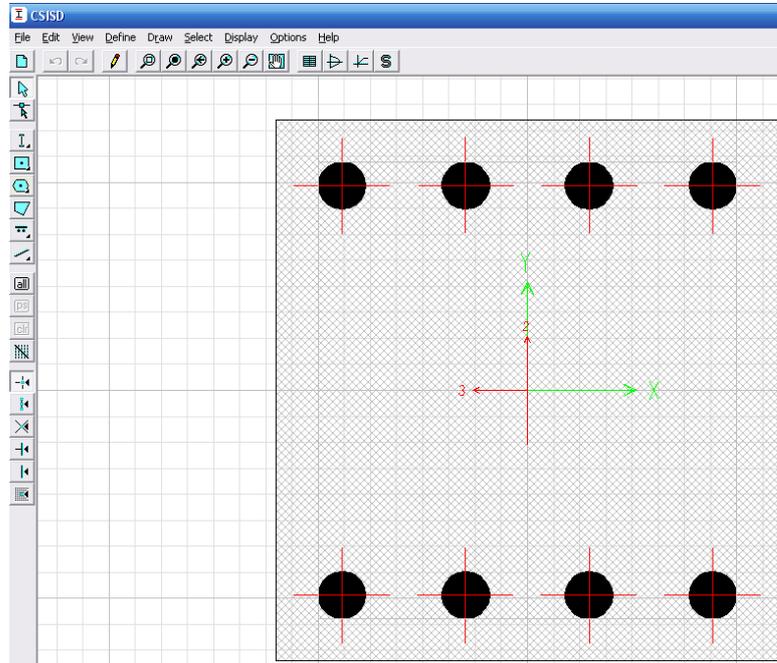


圖 4-3 SAP2000 內部 CSISD 斷面設計

接著將五樓層、七樓層及十樓層分別選用 SAP2000 內進行側推分析前的塑性鉸設定，設定過程塑性鉸依照本文 3-3-1 節、圖 3-7、表 3-2 及表 3-3 進行參數設定：

- 梁 → 彎矩塑性鉸(Moment hinge)

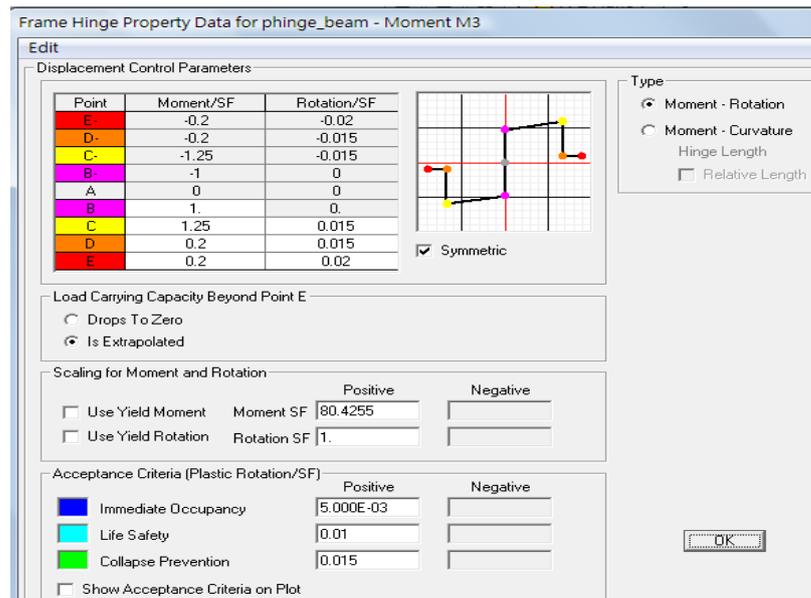


圖 4-4 SAP2000 內梁塑鉸參數設定圖

● 柱 → 軸力與彎矩塑性鉸(P-M-M hinge)

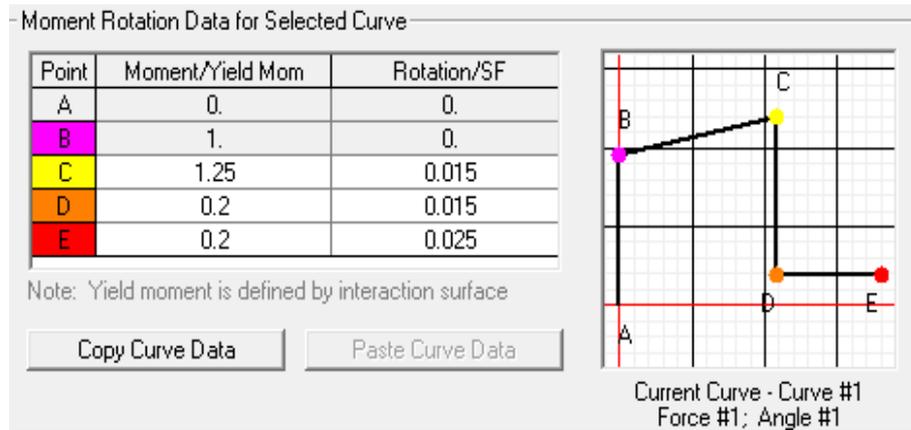


圖 4-5 SAP2000 內柱塑鉸參數設定圖

依照 ATC-40 法規設定 Pushover 性能等級設定: 生命安全。

Pushover 位移限制=0.02×樓層總高度

表 4-4 各樓層性能等級限制

樓層	頂層位移限制
5F	0.3m
7F	0.42m
10F	0.6m

➤ 五層樓數值案例為 3D 鋼筋混凝土剛架

斷面配置：一、二樓以 A 斷面群配置；三、四樓以 B 斷面群配置；五樓以 C 斷面群配置。

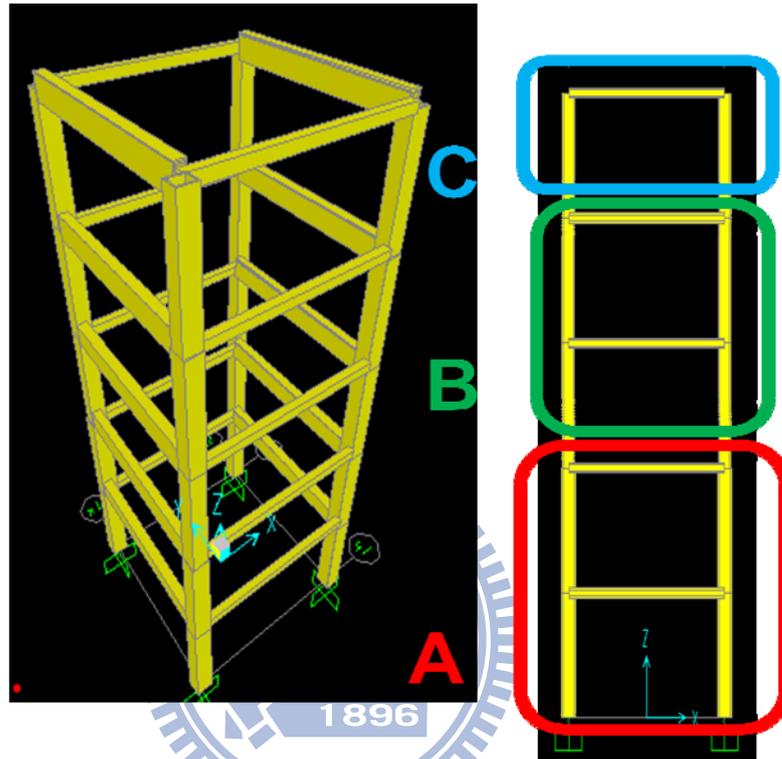
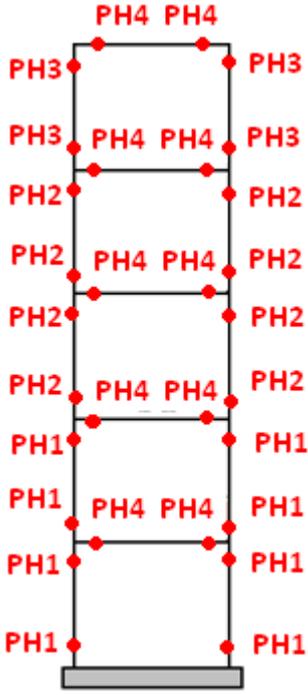
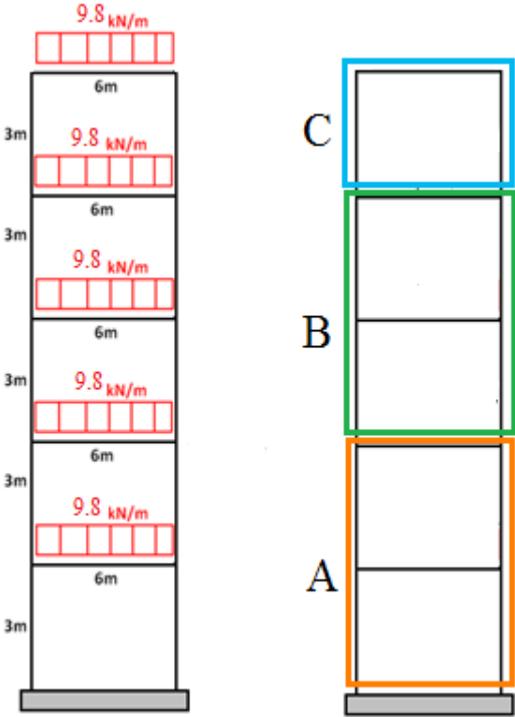


圖 4-6 五樓斷面組配置示意圖

表 4-5 五樓塑鉸設定與斷面參數配置圖表

五樓塑鉸配置圖		五樓 2D 斷面組參數與斷面配置
	<p>PH1 塑鉸設定</p> <p>PH2 塑鉸設定</p> <p>PH3 塑鉸設定</p> <p>PH4 塑鉸設定</p>	
<p>說明：1. PH1、PH2、PH3 還要考慮軸力效應。</p> <p>2. 各塑鉸主要以彎矩效應考量，暫時不考慮剪力影響。</p> <p>3. 塑鉸位置以 SAP2000 內建方式設定，塑鉸參數參照 ATC-40 設定。</p>		

➤ 七層樓數值案例為 3D 鋼筋混凝土剛架

斷面配置：一、二、三樓以 A 斷面群配置；四、五樓以 B 斷面群配置；六、七樓以 C 斷面群配置。

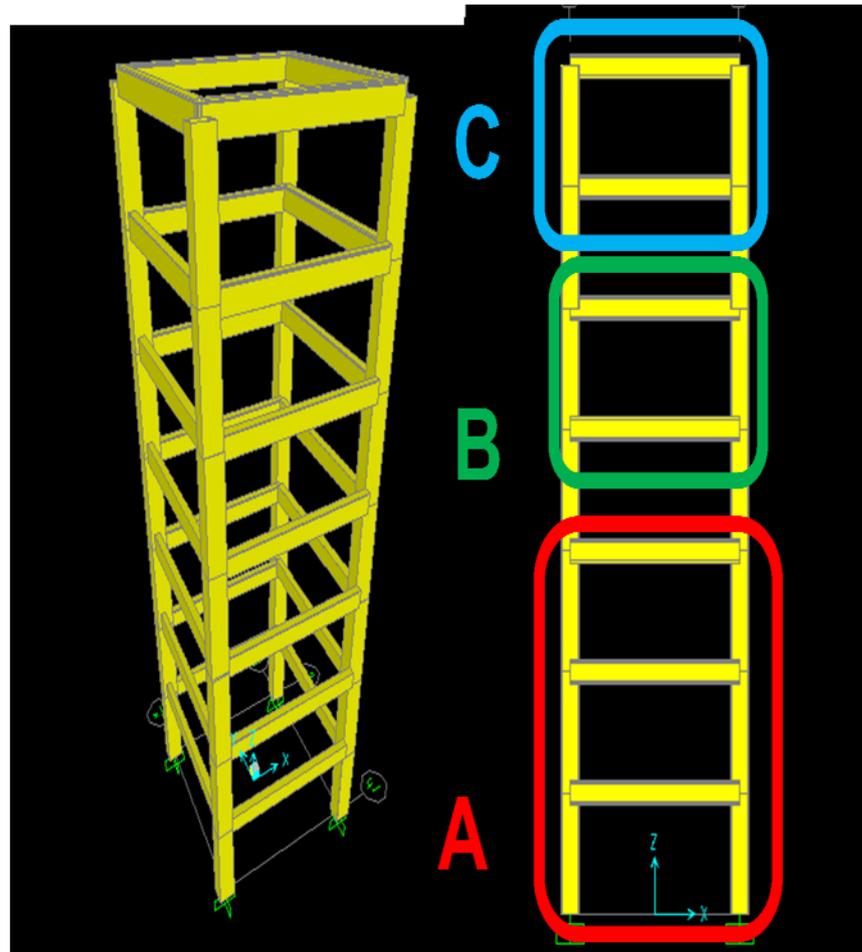
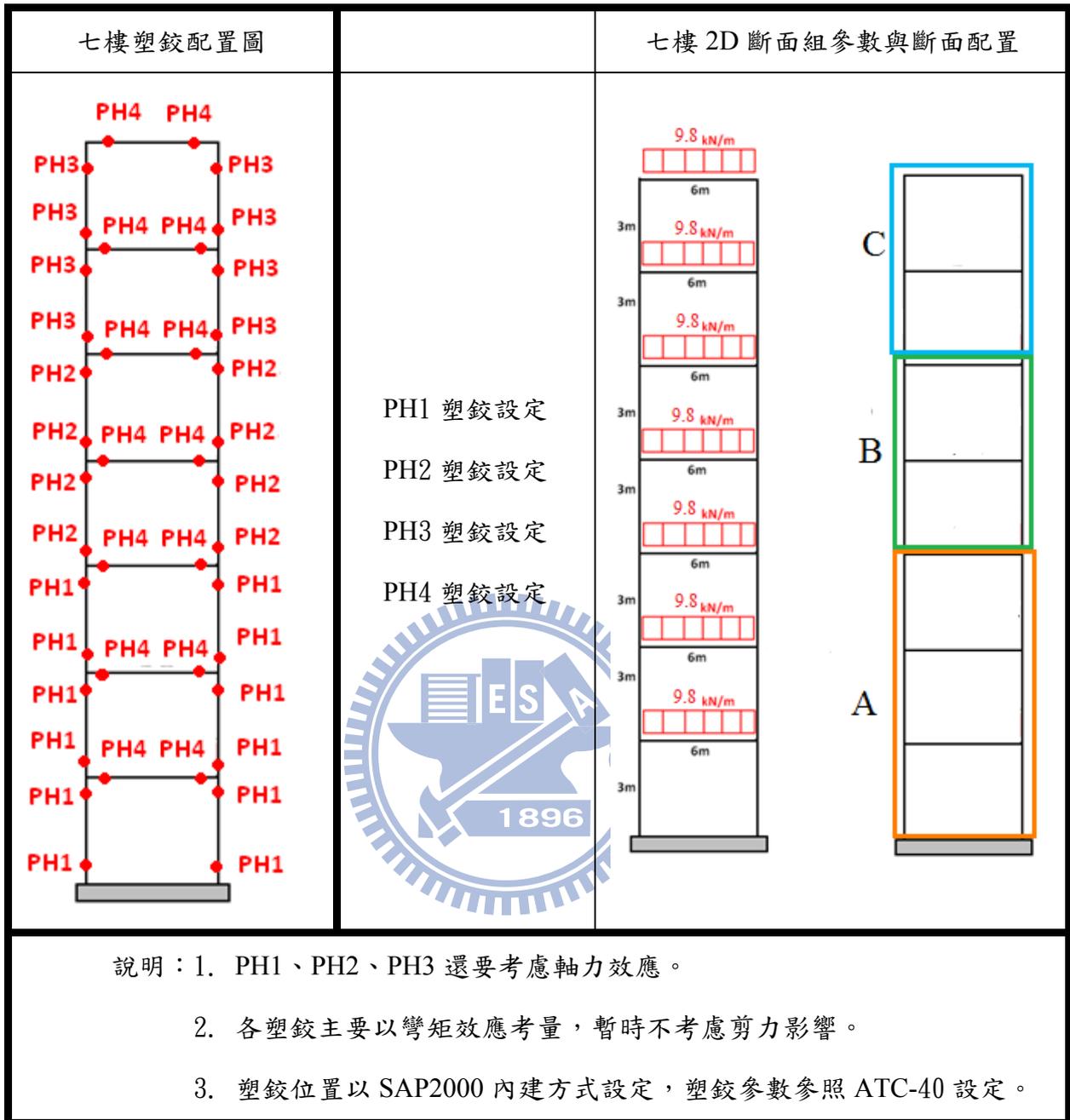


圖 4-7 七樓斷面組配置示意圖

表 4-6 七樓塑鉸設定與斷面參數配置圖表



➤ 十層樓數值案例為 3D 鋼筋混凝土剛架

斷面配置：一、二、三、四樓以 A 斷面群配置；五、六、七樓以 B 斷面群配置；

八、九、十樓以 C 斷面群配置。

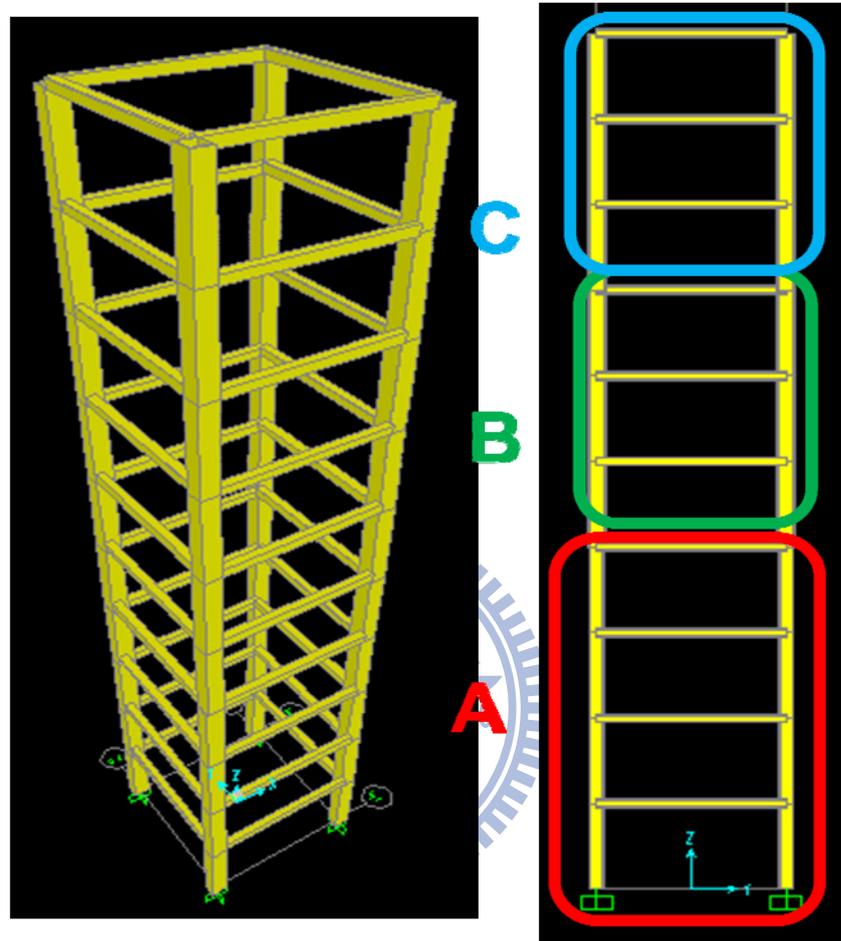
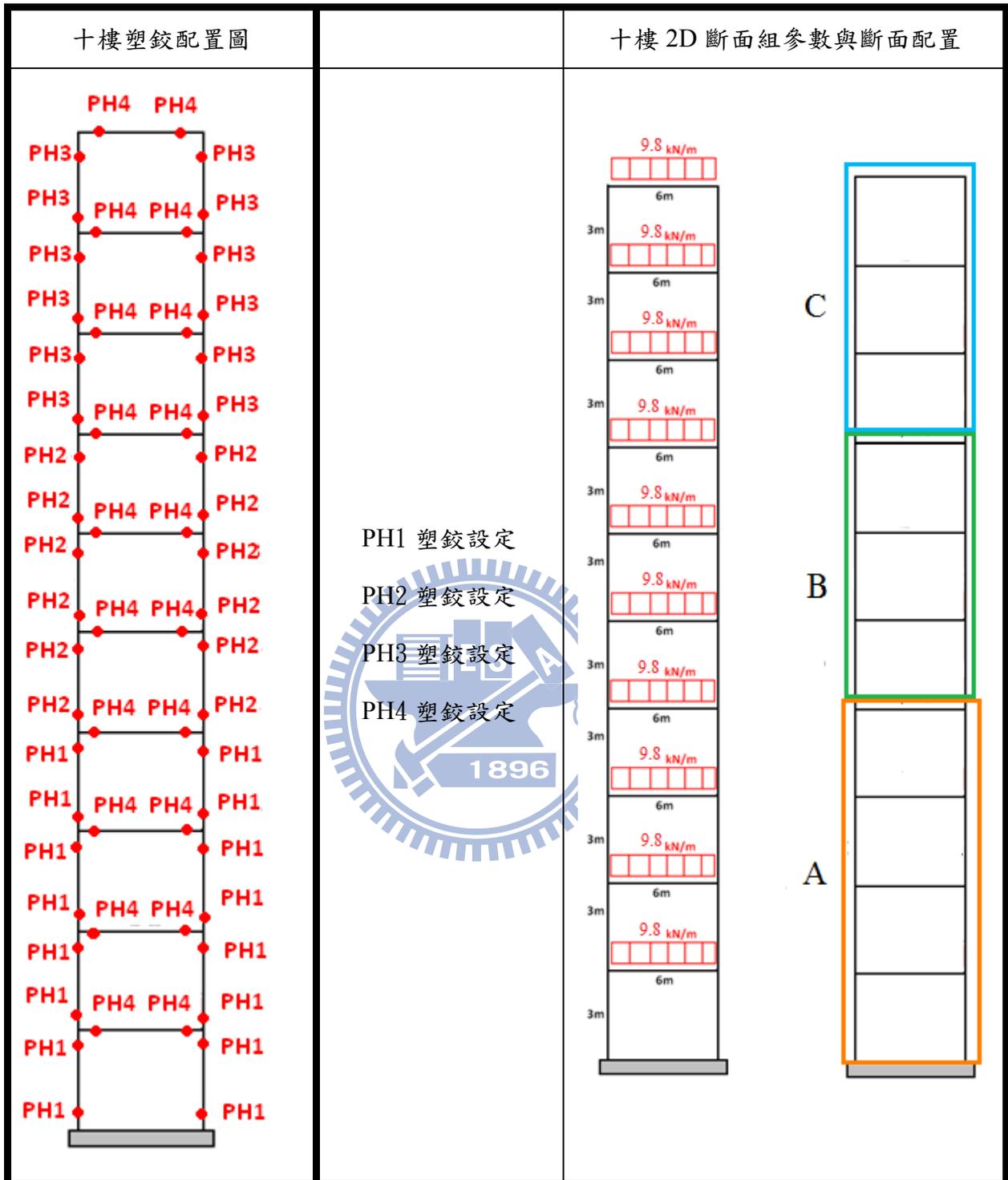


圖 4-8 十樓斷面組配置示意圖

表 4-7 十樓塑鉸設定與斷面參數配置圖表



說明：1. PH1、PH2、PH3 還要考慮軸力效應。

2. 各塑鉸主要以彎矩效應考量，暫時不考慮剪力影響。

3. 塑鉸位置以 SAP2000 內建方式設定，塑鉸參數參照 ATC-40 設定。

各樓層設定完畢後，使用倒三角形分佈之側向力進行側推分析以得該房屋結構之容量震譜。

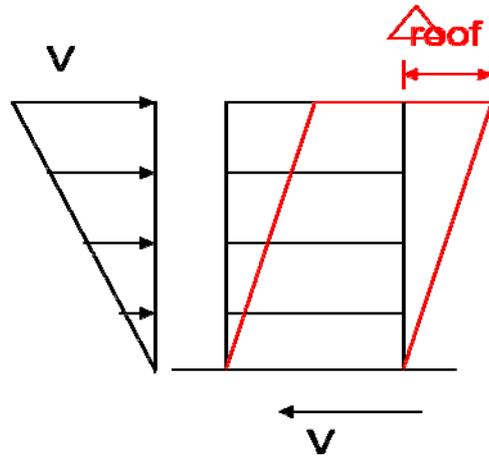


圖 4-9 側推分析之側向力與頂層位移

## 4-2 容量震譜之類神經網路模式架構建立與訓練測試

在 SAP2000 中進行側推分析得到容量震譜，分別得到五層樓有 203 棟的房屋建築容量震譜（圖 4-10）；七層樓有 254 棟的房屋建築容量震譜（圖 4-11）；十層樓有 262 棟的房屋建築容量震譜（圖 4-12）。共得到 719 棟鋼筋混凝土房屋建築的容量震譜。

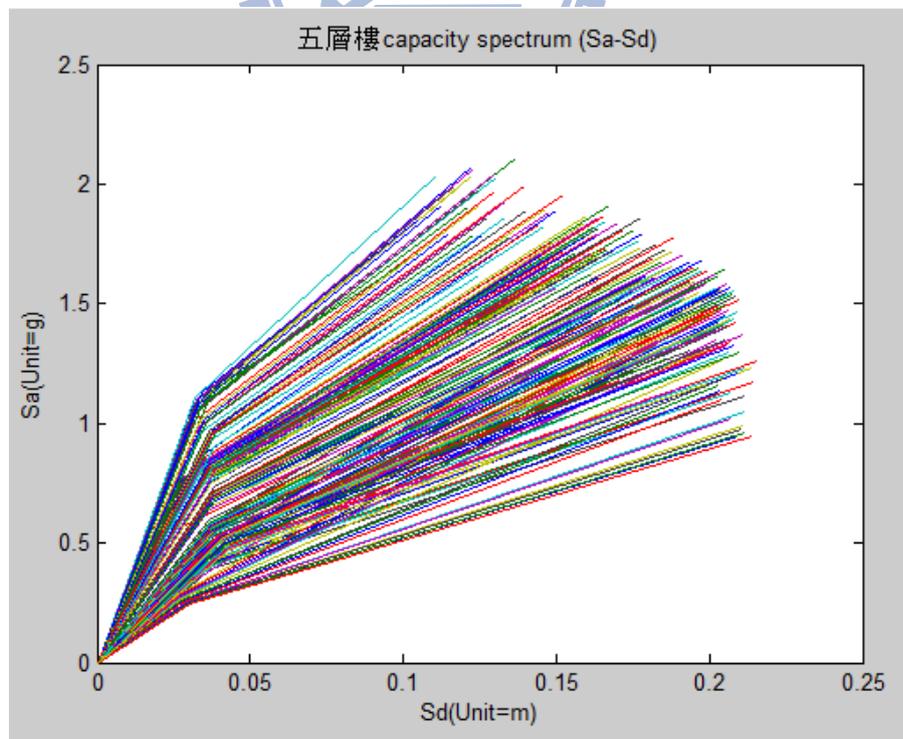


圖 4-10 五層樓所有訓練案例之容量震譜

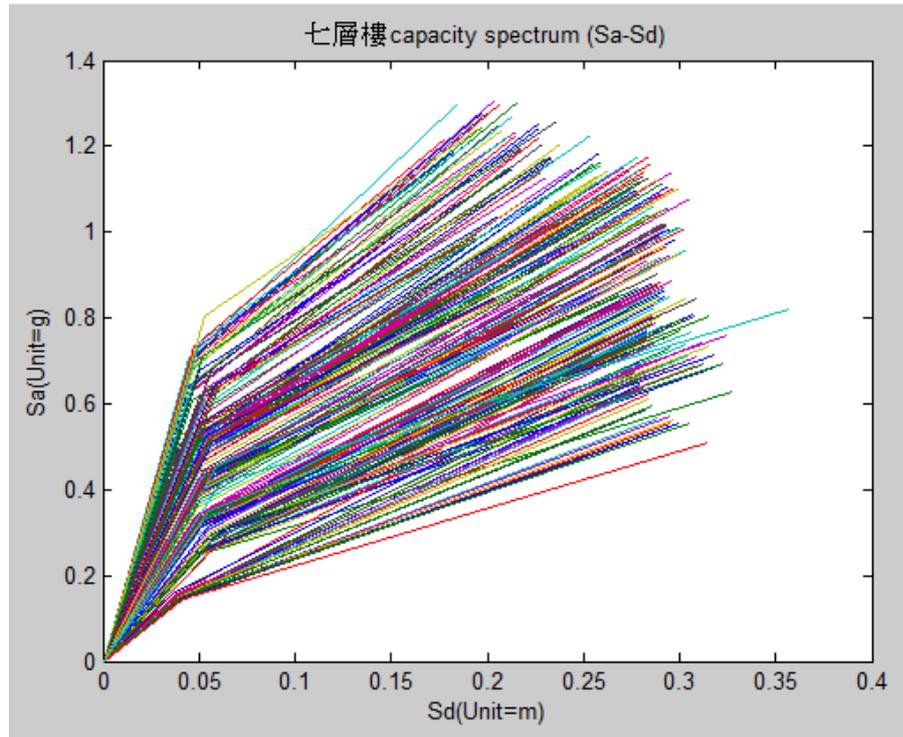


圖 4-11 七層樓所有訓練案例之容量震譜

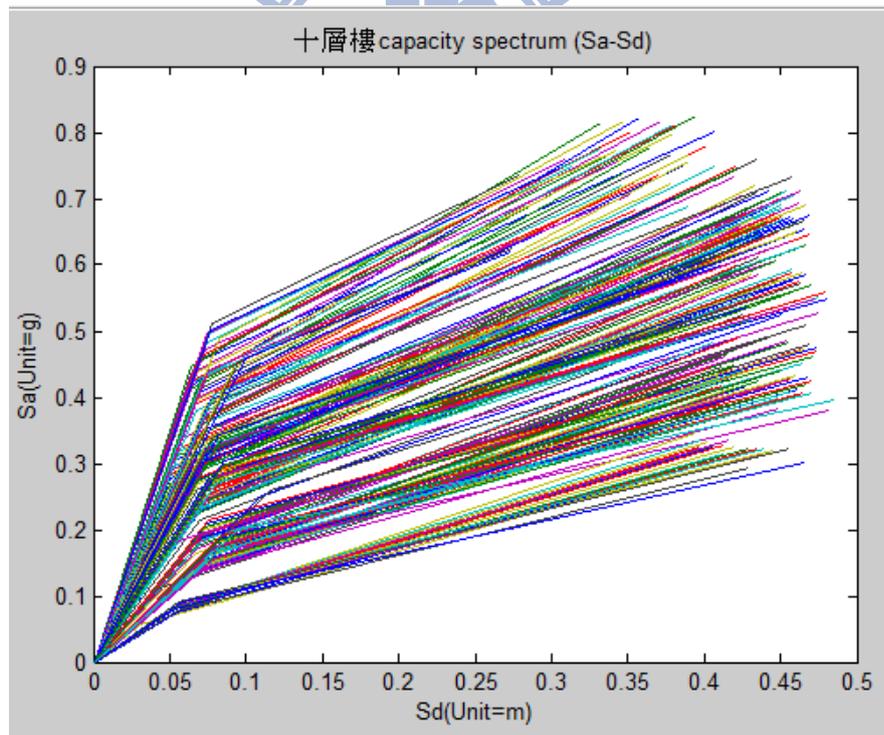


圖 4-12 十層樓所有訓練案例之容量震譜

將 719 棟鋼筋混凝土房屋建築的容量震譜，使用類神經網路進行訓練，以建立容量震譜之類神經網路模式，其設定訓練案例數與測試案例數如下：

表 4-8 容量震譜之類神經網路模式案例數

	ANN 訓練案例數	ANN 測試案例數
5 層樓	181	22
7 層樓	222	32
10 層樓	235	27
Total	638	81

設定類神經網路模式的參數如下表：

表 4-9 類神經網路模式參數

網路相關參數設定	
網路類型	MLP(Feed-forward back)
訓練函數	TRAINLM(Levenberg-Marguardt)
適應性學習函數	LEARNGDM(具有動量的梯度法)
性能函數	MSE(均方誤差)
轉移函數(Transfer Function)	TANSIG (雙彎曲正切函數)

訓練之類神經網路模式使用參數如下所列：

Input={樓層數，A 群柱斷面積，A 群柱鋼筋斷面積，A 群樑斷面積，

A 群樑鋼筋斷面積，B 群柱斷面積，B 群柱鋼筋斷面積，B 群樑斷面積，

B 群樑鋼筋斷面積，C 群柱斷面積，C 群柱鋼筋斷面積，C 群樑斷面積，

C 群樑鋼筋斷面積}

Output={ Sa<sub>1</sub>，Sd<sub>1</sub>，Sa<sub>2</sub>·Sd<sub>2</sub>}

共 13 個輸入值與 4 個輸出值，隱藏層 1 層。

總訓練案例數=638

總測試案例數=81

隱藏層神經元=50

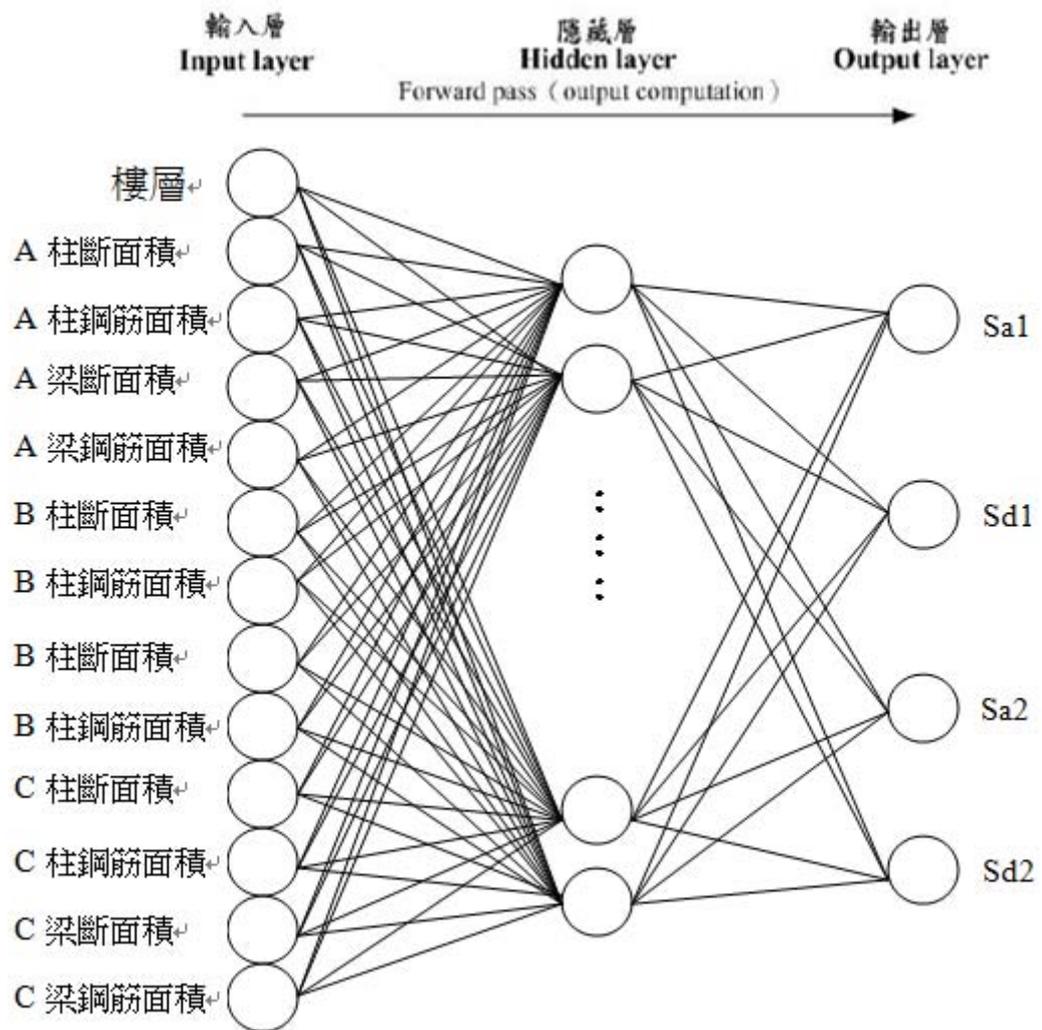


圖 4-13 類神經網路架構

開始進行類神經網路模式的訓練，可由圖 4-14 看到類神經網路模式的訓練過程。

訓練得到結果誤差  $MSE=0.000116$ 。

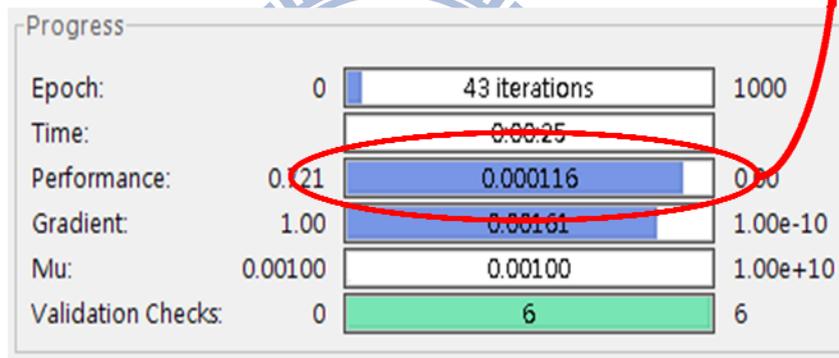
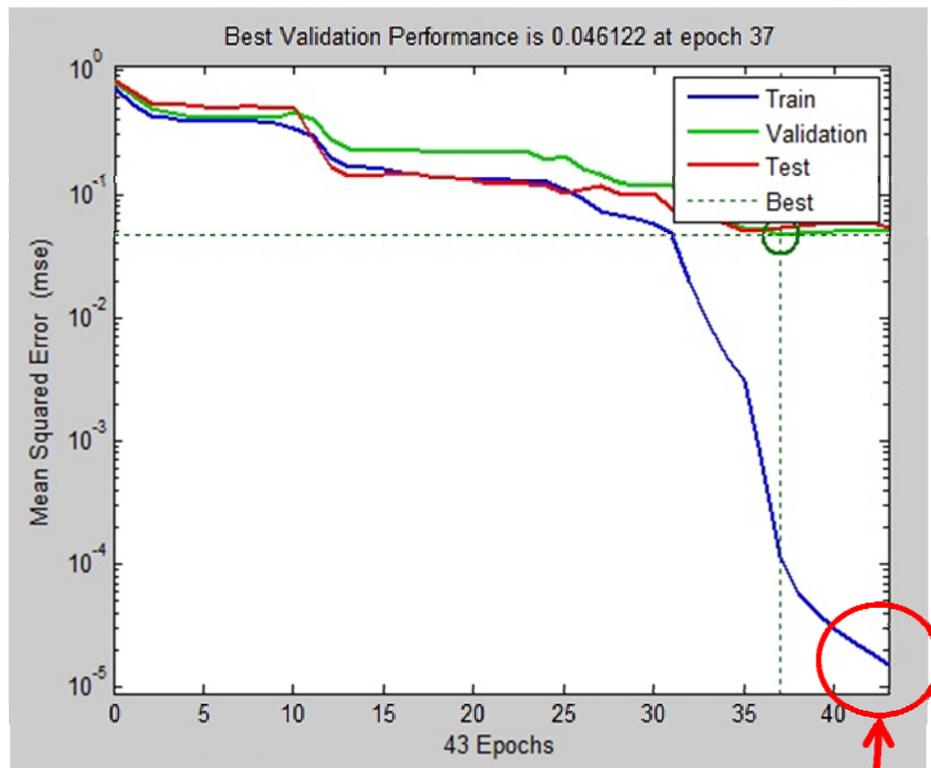


圖 4-14 訓練曲線圖 (上) 與誤差 MSE (下)

進行類神經網路模式測試案例產生的容量震譜與目標值的容量震譜比較。

類神經網路模式測試案例結果如下 (圖 4-15)：

誤差 MSE=0.0053 (R=0.98246)

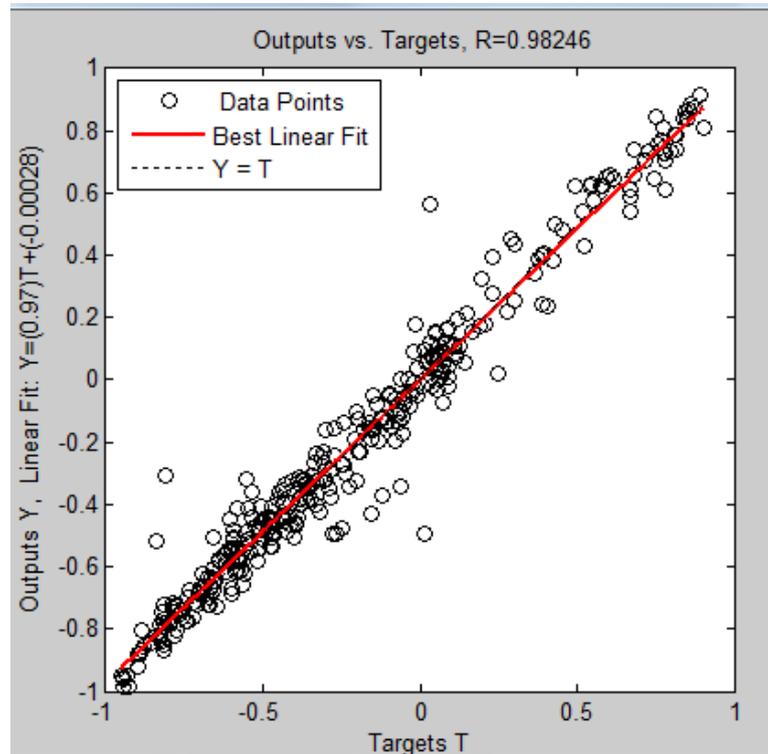


圖 4-15 迴歸係數圖

比較容量震譜在此類神經網路模式中測試預測結果。由於案例數繁多無法在本文中畫出全部的對照結果圖，故此處取幾組容量震譜進行顯示。

- 五層樓容量震譜預測結果

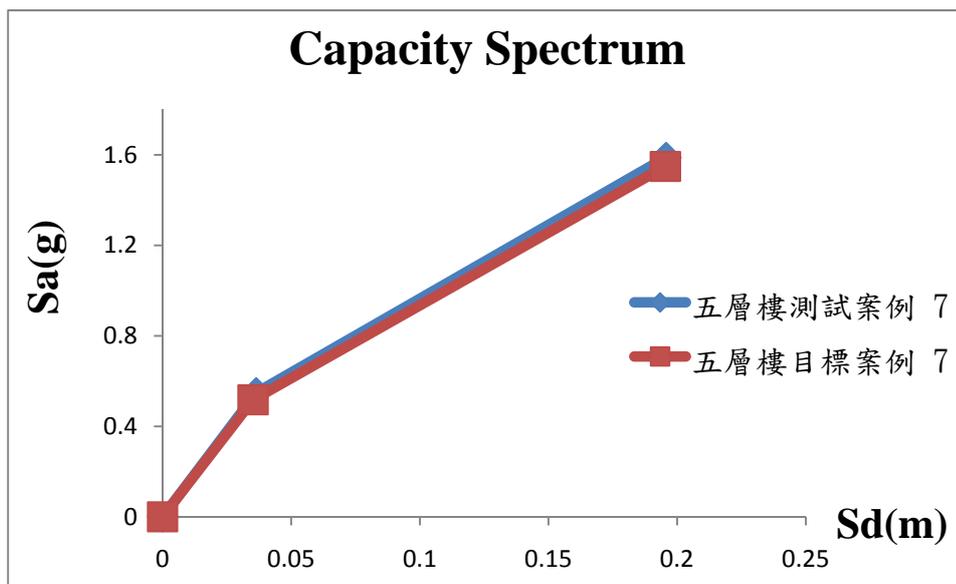


圖 4-16 五層樓容量震譜預測案例 7

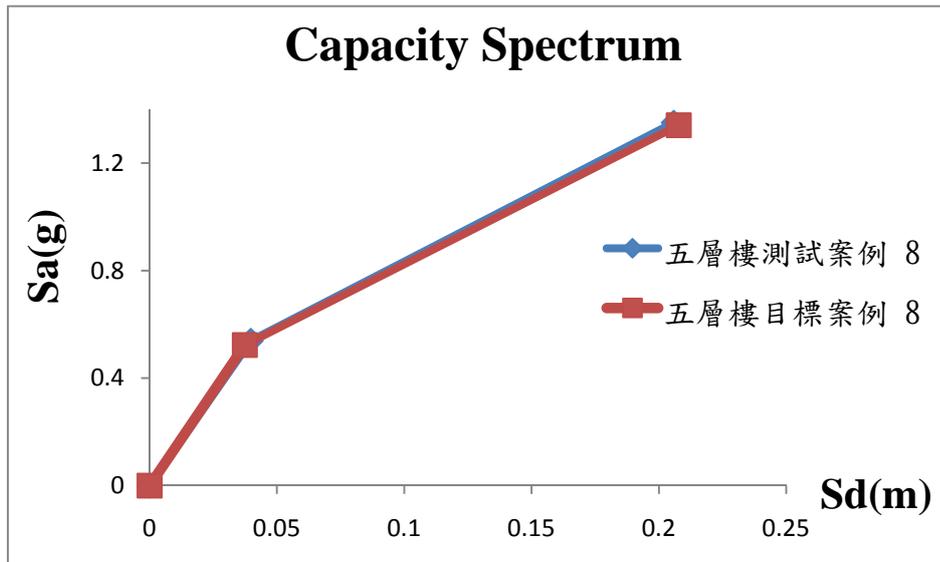


圖 4-17 五層樓容量震譜預測案例 8

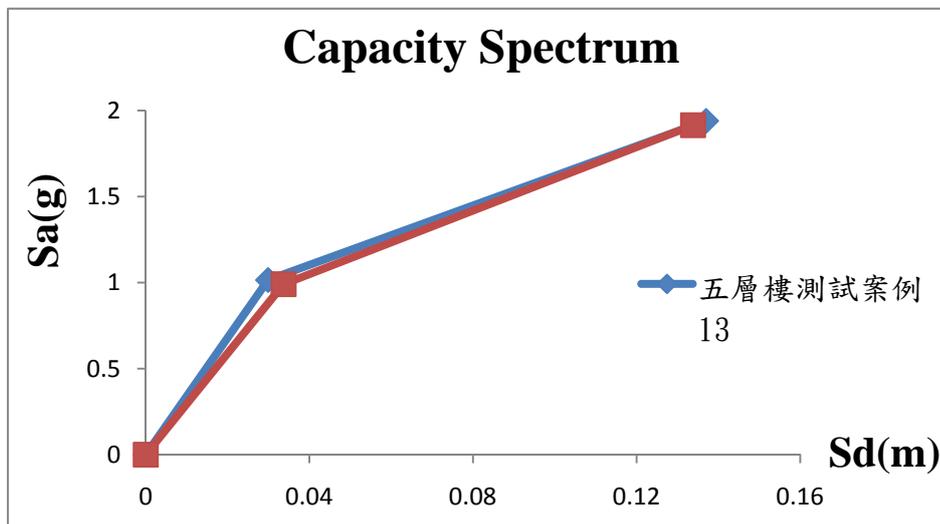


圖 4-18 五層樓容量震譜預測案例 13

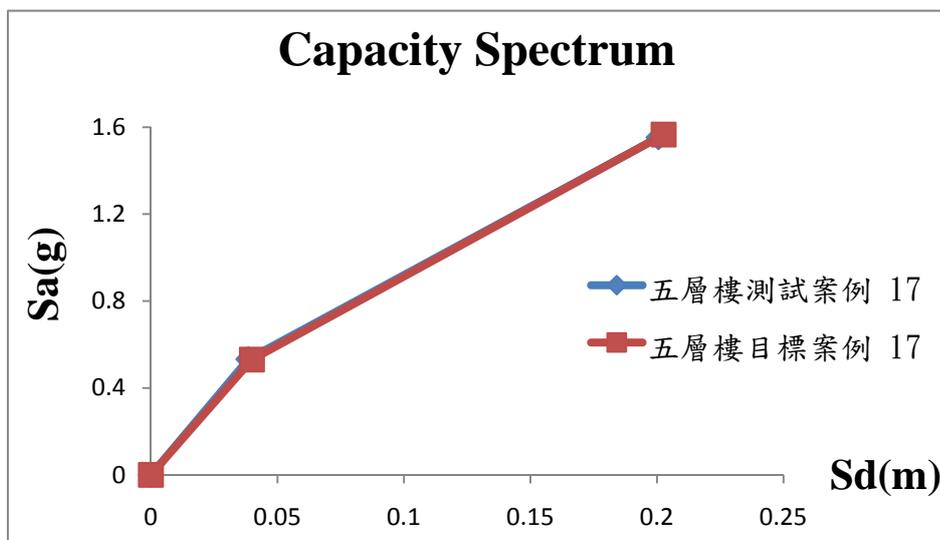


圖 4-19 五層樓容量震譜預測案例 17

● 七層樓容量震譜預測結果

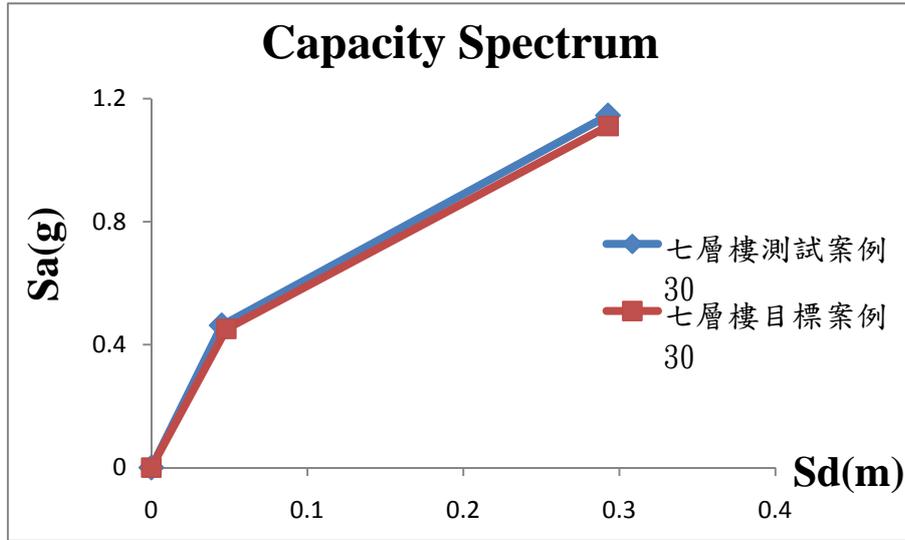


圖 4-20 七層樓容量震譜預測案例 30

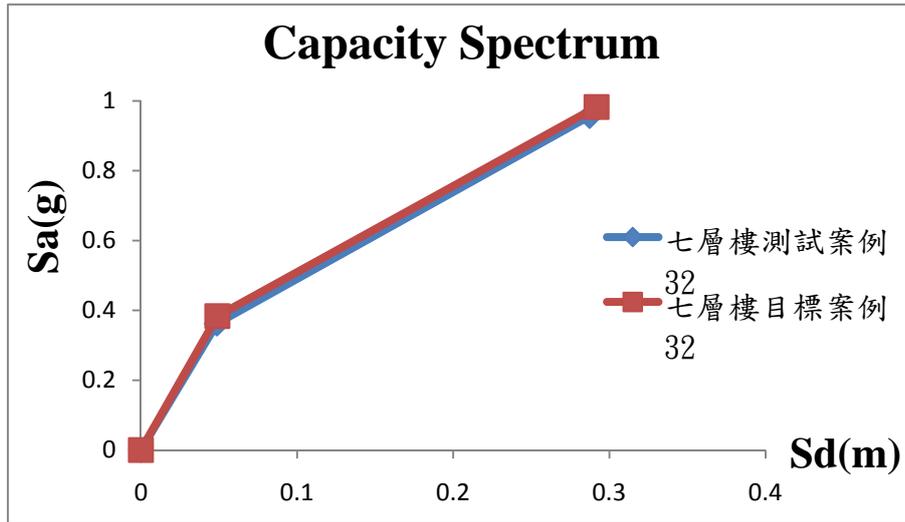


圖 4-21 七層樓容量震譜預測案例 32

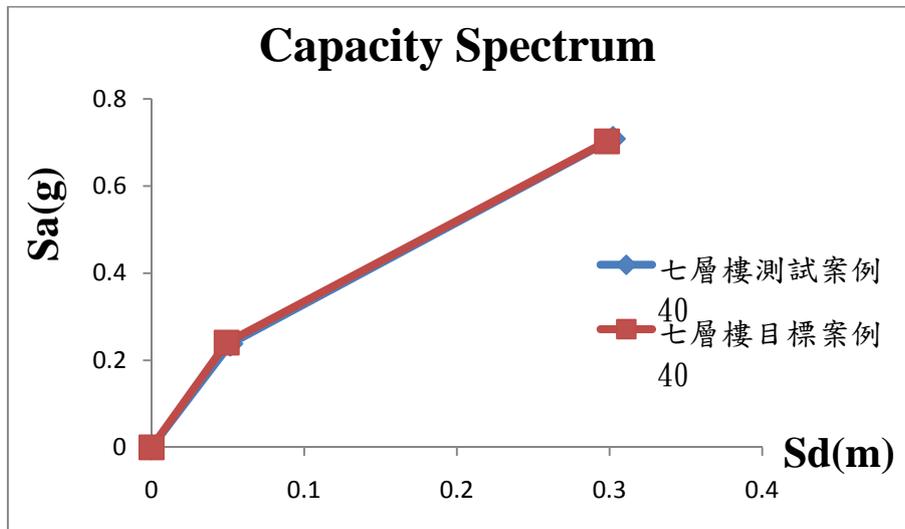


圖 4-22 七層樓容量震譜預測案例 40

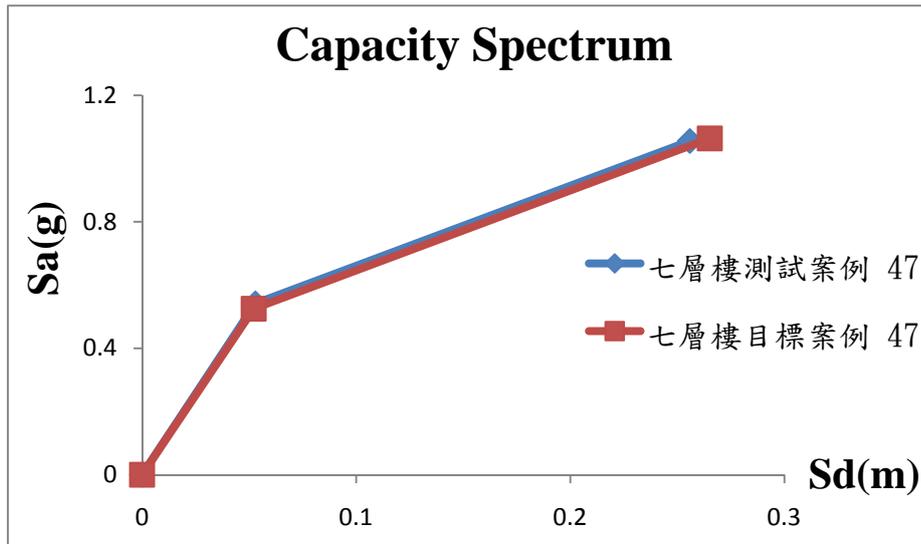


圖 4-23 七層樓容量震譜預測案例 47

● 十層樓容量震譜預測結果

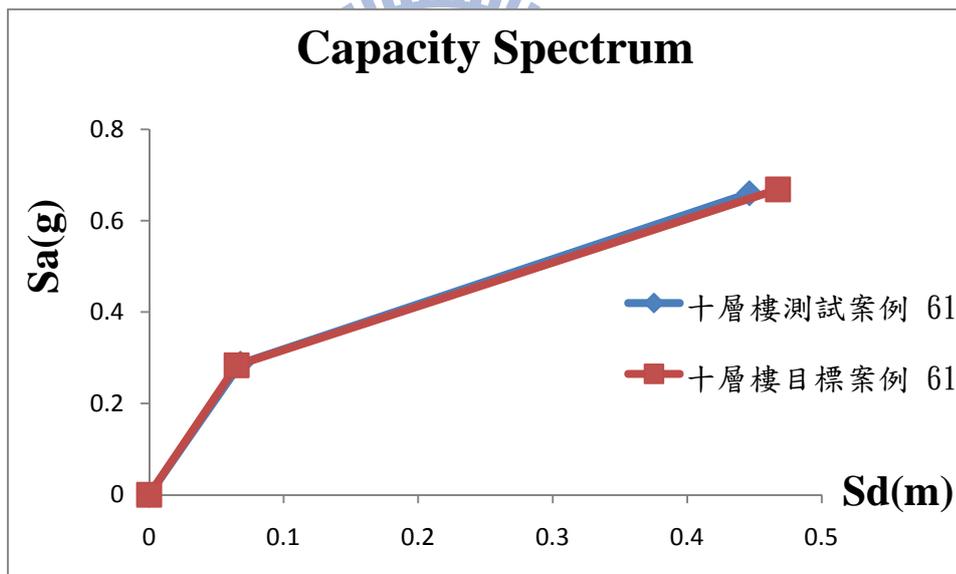


圖 4-24 十層樓容量震譜預測案例 61

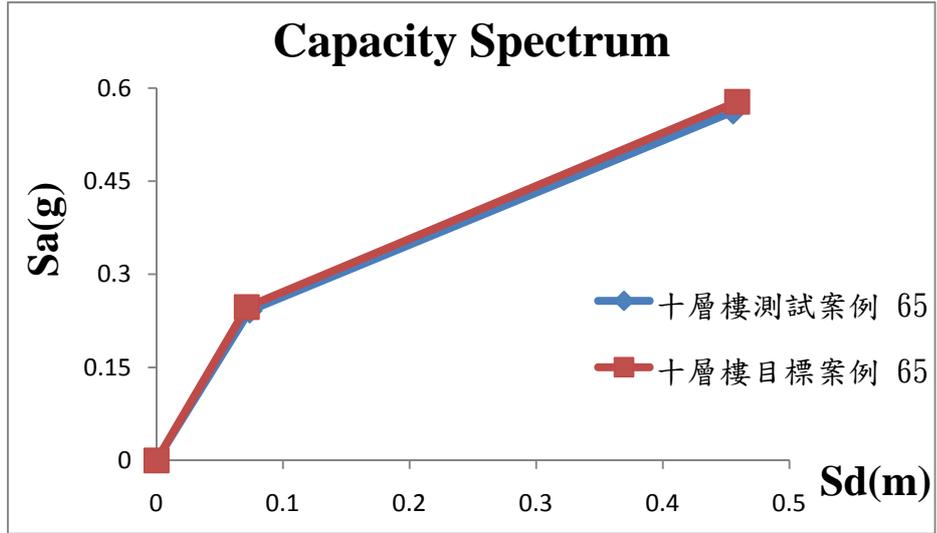


圖 4-25 十層樓容量震譜預測案例 65

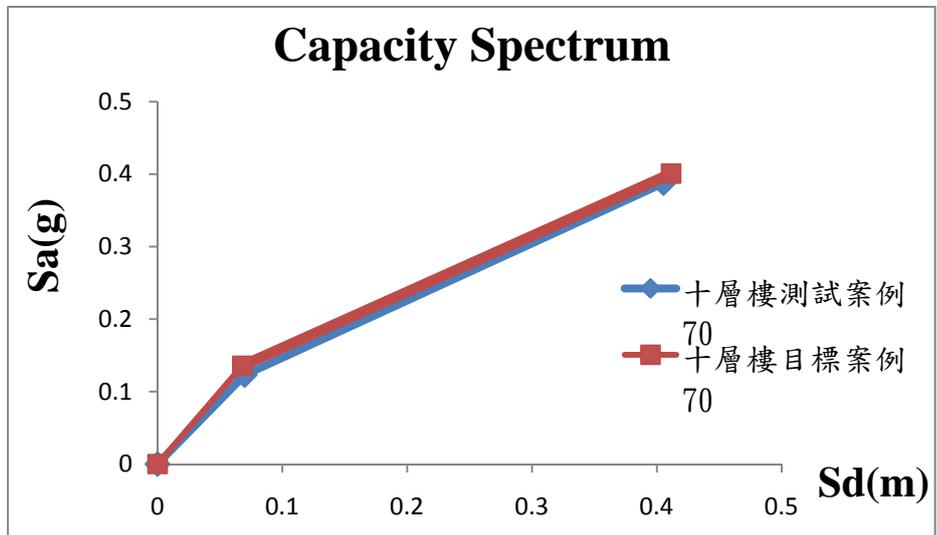


圖 4-26 十層樓容量震譜預測案例 70

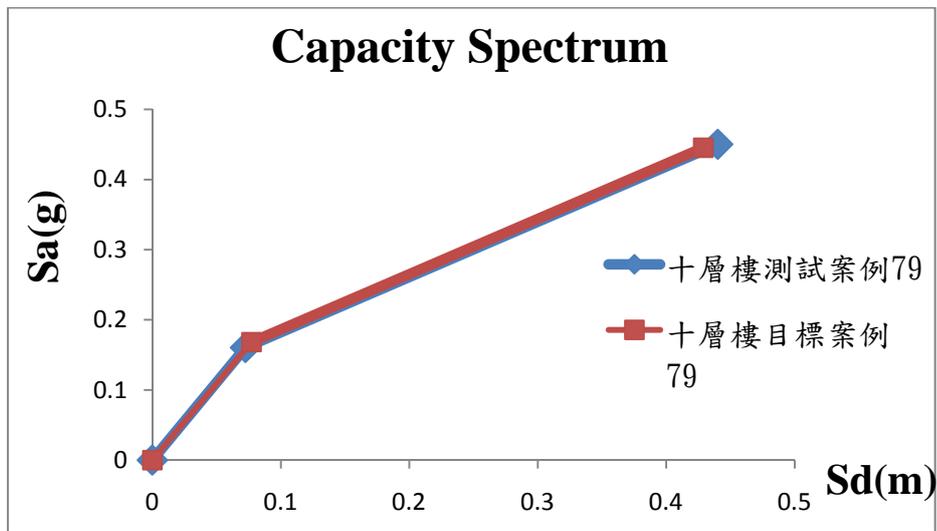


圖 4-27 十層樓容量震譜預測案例 79

由於目前 3D 鋼筋混凝土房屋結構容量震譜之類神經網路模式中組成的房屋結構模型只有五層樓七層樓與十層樓，故我們在此已經訓練完畢的類神經網路模式裡隨機輸入六層樓與九層樓的斷面參數為輸入值進行測試，驗證類神經網路模式。

測試結果如下：

- 六層樓容量震譜預測結果

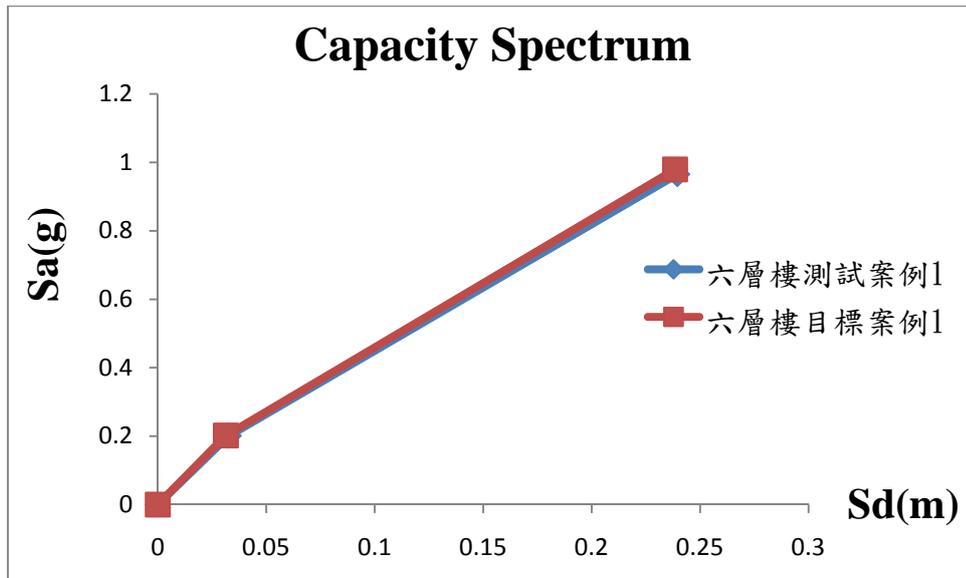


圖 4-28 六層樓容量震譜預測案例 1

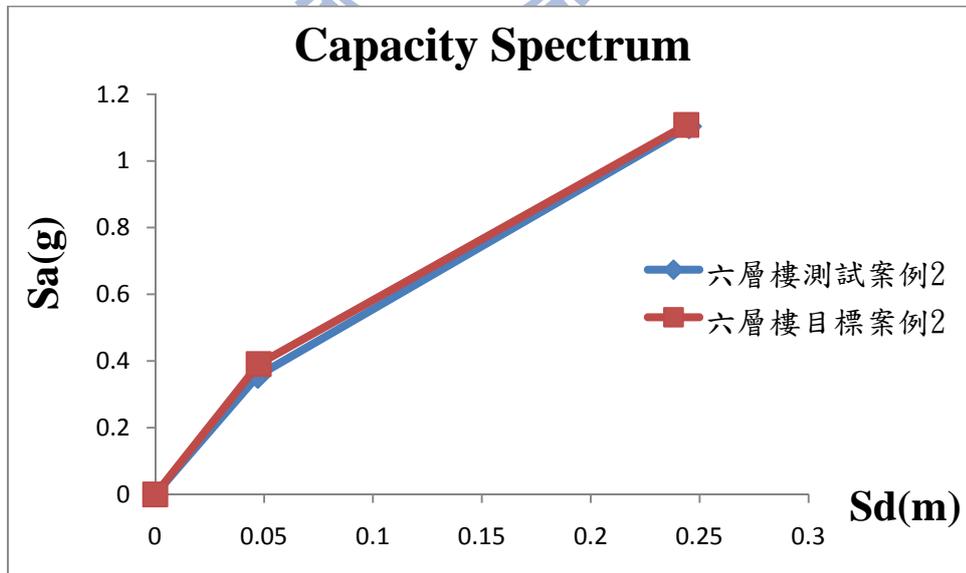


圖 4-29 六層樓容量震譜預測案例 2

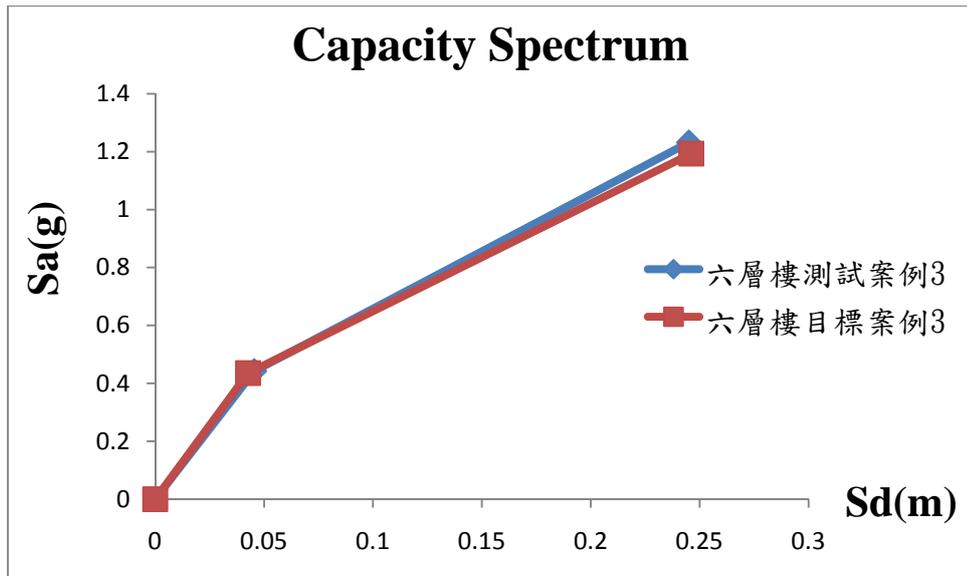


圖 4-30 六層樓容量震譜預測案例 3

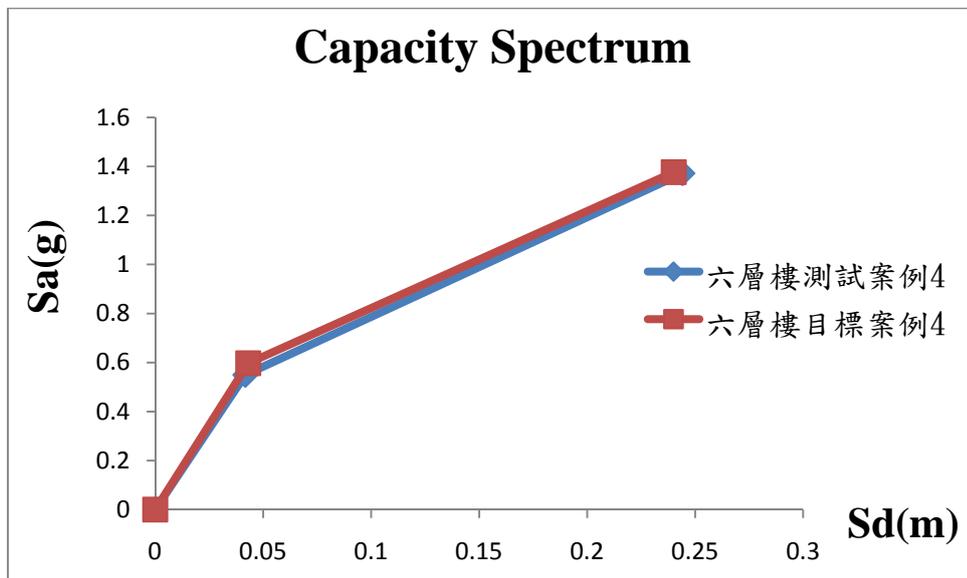


圖 4-31 六層樓容量震譜預測案例 4

● 九層樓容量震譜預測結果

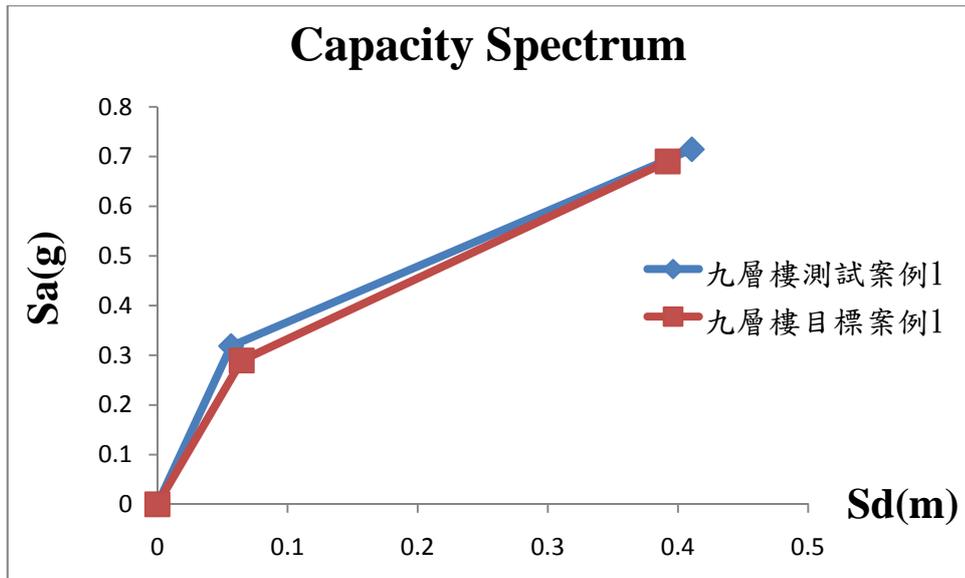


圖 4-32 九層樓容量震譜預測案例 1

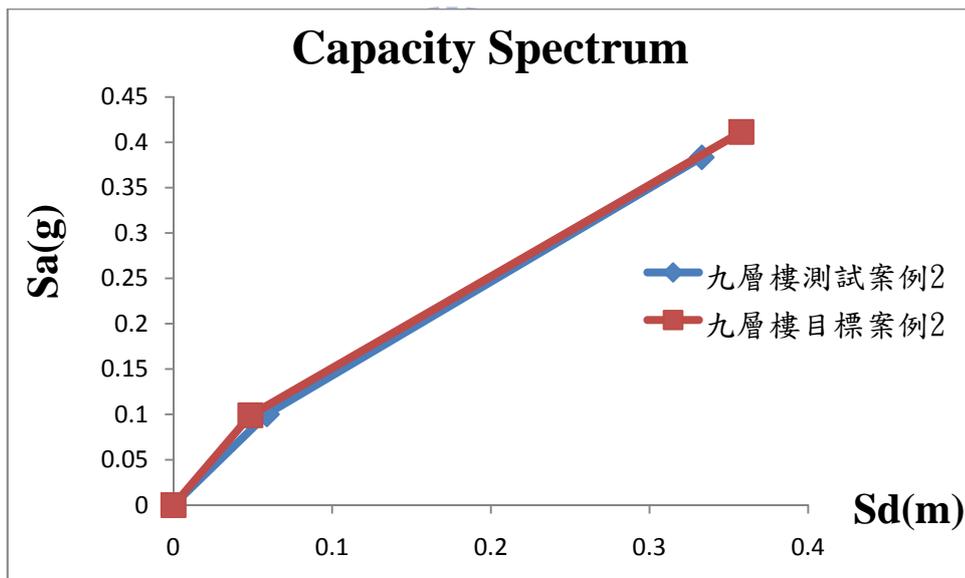


圖 4-33 九層樓容量震譜預測案例 2

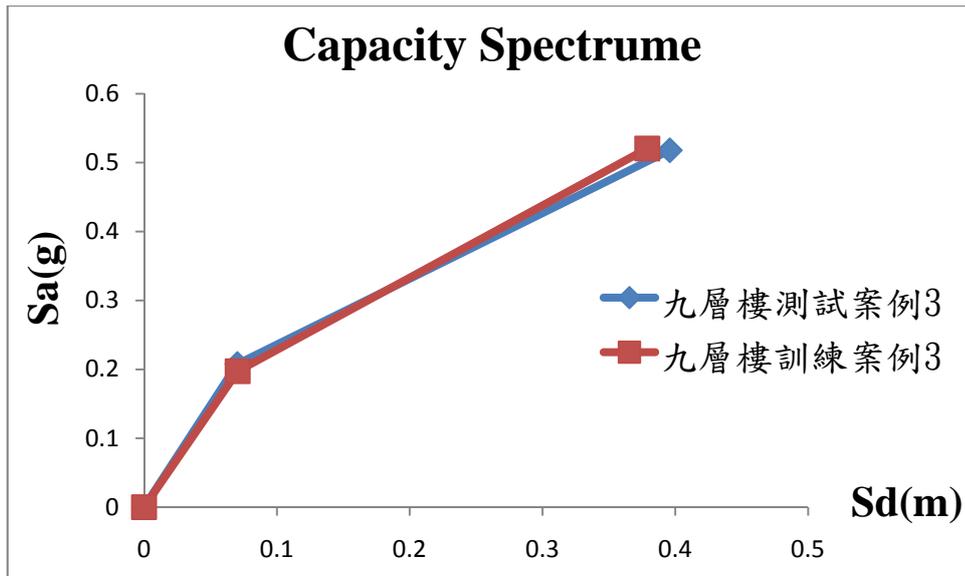


圖 4-34 九層樓容量震譜預測案例 3

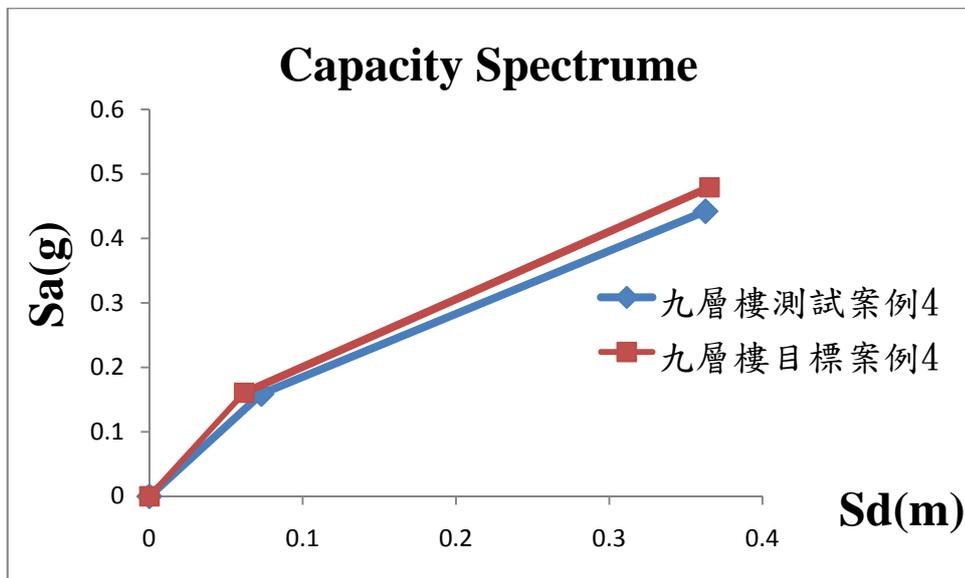


圖 4-35 九層樓容量震譜預測案例 4

### 4-3 進行基因演算法最佳化結構設計測試

將 3D 鋼筋混凝土房屋結構容量震譜之類神經網路模式進入呂怡廷【5】的 GA 程式中進行最佳化結構設計測試，比較 GA 程式產生斷面後呼叫該模式後產生的容量震譜進行最佳化設計產生的性能點，與 GA 程式產生斷面後拿此斷面到 SAP2000 內進行側推分析產生的容量震譜與性能點，兩者結果如何（此處取七樓層案例進行測試）。

其中 GA 程式運作流程如下圖所示。

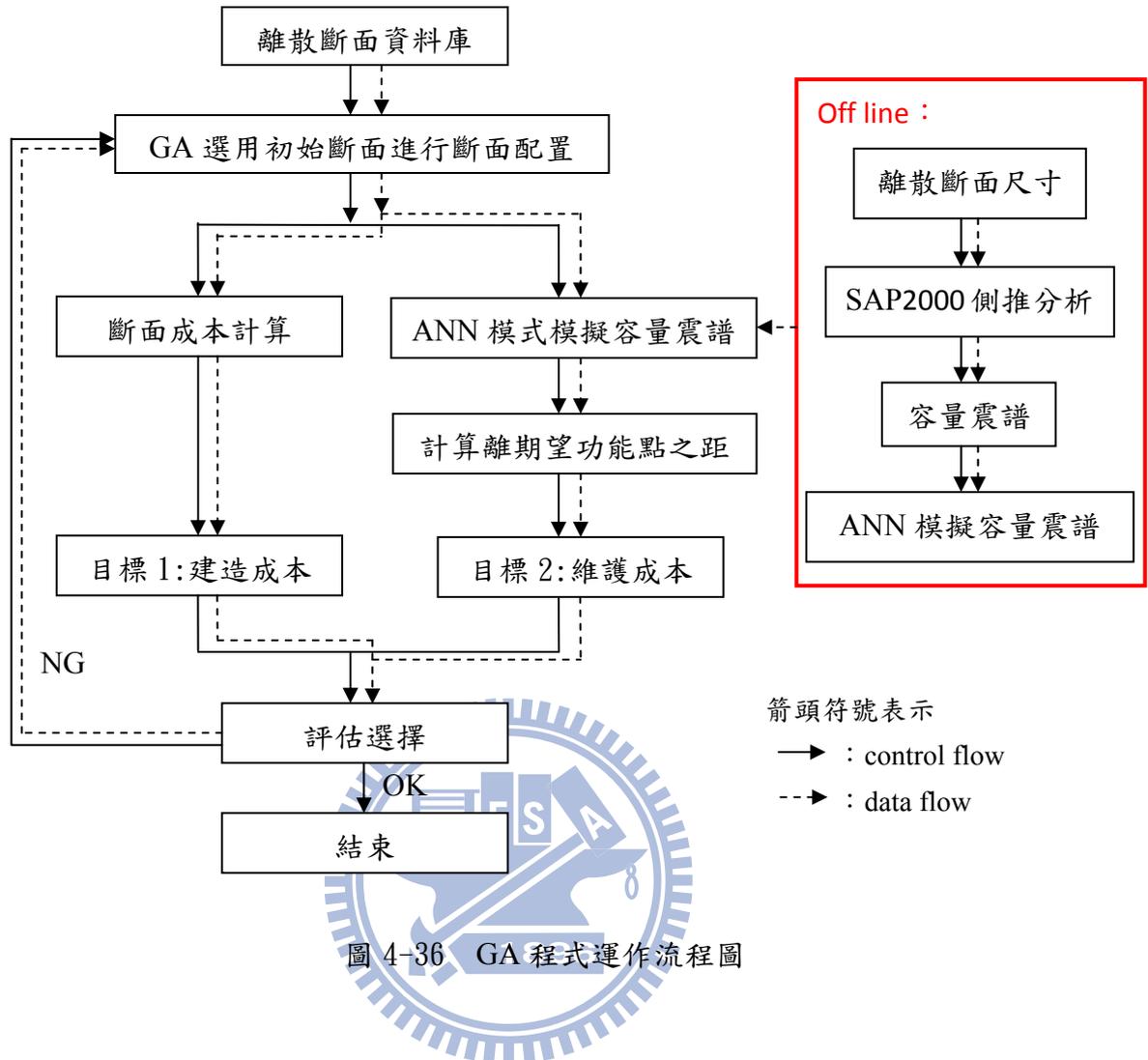


圖 4-36 GA 程式運作流程圖

首先以建造成本與維護成本作為 GA 設定的兩個目標，建造成本可由 GA 產生的斷面配置計算其尺寸與材料得知。維護成本因無法實際量化精確計算，故本研究假設當地震下結構物的位移越大，結構物本身受損與內部物品損壞的情況也會越大，使用後的維護成本相對的也會提高。因此假設地震下的最大位移代表房屋結構使用後的維護成本，而地震下的最大位移則可以從容量震譜與需求震譜產生的性能點得到。

接著定出期望的設計譜位移目標值 (Sd)。以七層樓為例從類神經網路訓練案例中觀察到傾角為 0.02 時之頂層位移 u 與對應譜位移如下表，僅列出部分：

表 4-10 部分七層樓案例訓練案例資訊

Case	A 斷面群 (柱)	B 斷面群 (柱)	C 斷面群 (柱)	Beam	u(m)	Sd(m)
1	1050305	1040302	1040202	2020022	0.42	0.295125
2	1050205	1040303	1040203	2020022	0.42	0.295316
3	1040205	1030304	1020203	2000022	0.42	0.295421
4	1070305	1060503	1060404	2030122	0.42	0.295492
5	1030005	1020103	1020002	2000022	0.42	0.295705
6	1030305	1030203	1020202	2000022	0.42	0.295748
7	1070605	1070504	1070404	2040122	0.42	0.296014
8	1050505	1050303	1040400	2020122	0.42	0.296341
9	1060605	1060503	1060403	2040022	0.42	0.297153
10	1020005	1010002	1000002	2000022	0.42	0.297372
11	1060305	1050404	1060203	2030022	0.42	0.297963
12	1060205	1040404	1050303	2030022	0.42	0.299895
13	1020205	1020103	1020002	2000022	0.42	0.299997
14	1060205	1040404	1050303	2040022	0.42	0.300283
15	1040305	1030303	1020203	2010122	0.42	0.300672
16	1050305	1040302	1040202	2020122	0.42	0.300993
17	1060205	1040404	1050303	2030122	0.42	0.301244
18	1040205	1030304	1020203	2010022	0.42	0.302189
19	1060305	1050404	1060203	2030122	0.42	0.302483
20	1030305	1030203	1020202	2020022	0.42	0.302999
21	1040105	1040003	1030304	2010122	0.42	0.303762
22	1040305	1030303	1020203	2020022	0.42	0.303919
23	1050205	1040303	1040203	2030022	0.42	0.304095

從圖 4-37 所有房屋結構容量震譜之類神經網路模式訓練案例中可觀察到七層樓傾角為 0.02 時頂層位移對應之譜位移大約集中在 0.2~0.3m 範圍；所有訓練案例的容量震譜與 5% 需求震譜交點大約範圍在 0.04~0.125 之間。本研究七層樓數值案例期望的設計譜位移目標值是自行設定為 0.08m。

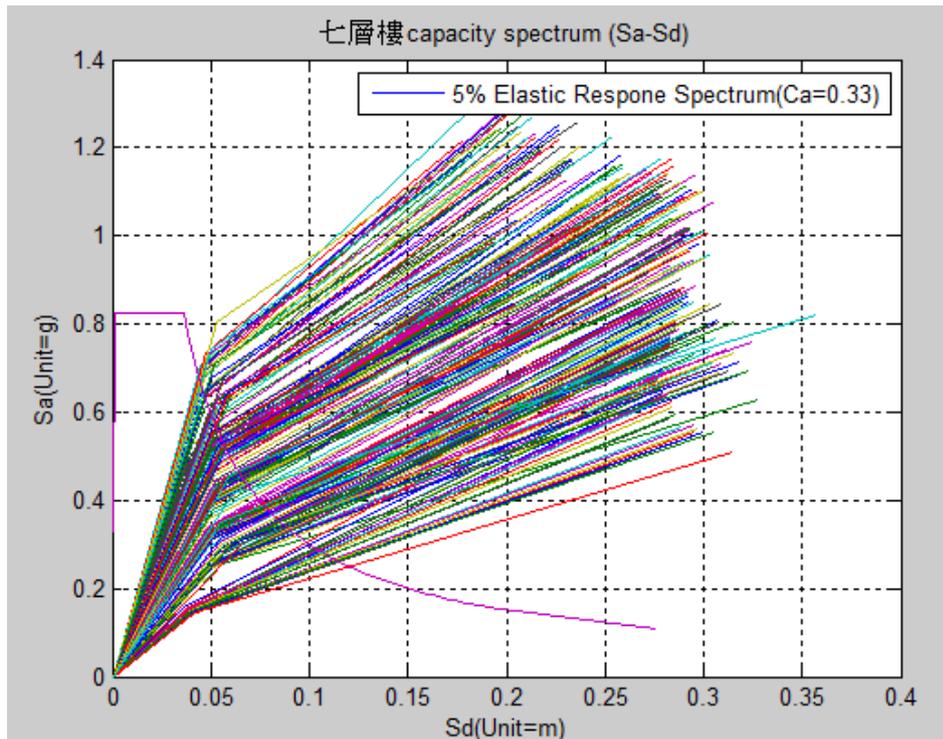


圖 4-37 七層樓所有訓練案例之容量震譜與 5%需求震譜

而本研究希望 GA 找出的性能點能越接近所設定期望的設計譜位移目標值，因此訂出距離公式：性能點與評估目標距離 $=\sqrt{(pd - Sd)^2 + (pa - Sa)^2}$ 。也就是在  $C_A=0.33$ ， $C_V=0.35$  下 5% 阻尼需求震譜，設定期望加譜速度  $Sa=0.33(g)$ ，期望譜位移  $Sd=0.08(m)$ ， $pa$ =計算性能點譜加速度， $pd$ =計算性能點譜位移，如下圖所示：

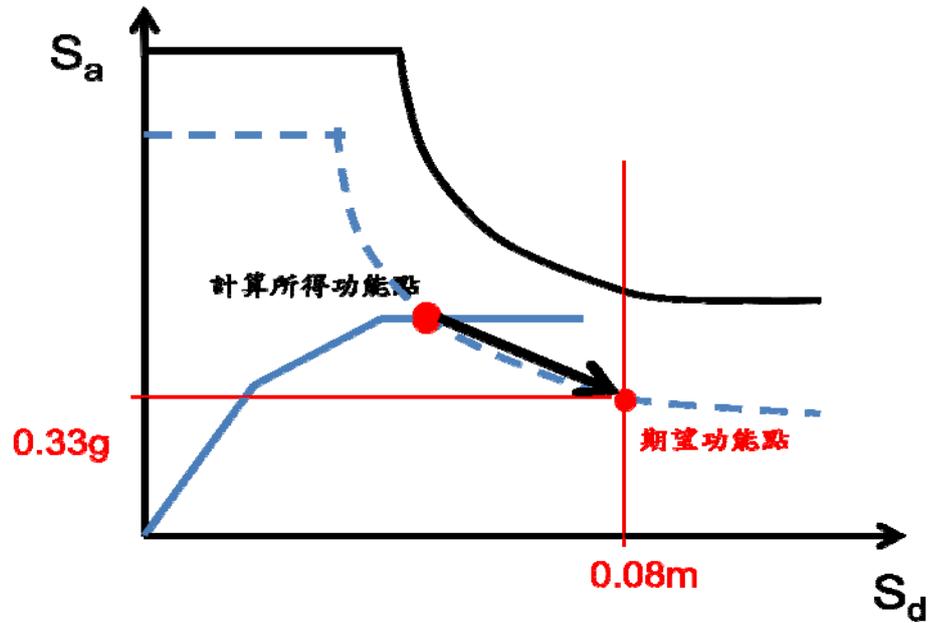


圖 4-38 七層樓性能點設計目標前進方向

開始進行 GA 分析，GA 在離散斷面群中找出一群最接近同時滿足建造成本與維護成本的解，如表 4-11 所示。

表 4-11 七數值案例之 Pareto front 解

Pareto front set						
A 斷面群 (柱)	B 斷面群 (柱)	C 斷面群 (柱)	Beam	cost	pd	pa
1030101	1040002	1030101	2000022	296438.4	0.0809	0.2341
1040100	1050300	1060503	2010122	460358.4	0.0791	0.331
1010105	1030102	1040002	2000022	301972.8	0.0795	0.1897
1010105	1030102	1020103	2000022	302164.8	0.08	0.2003
1010105	1040100	1020203	2000022	312086.4	0.08	0.1805
1040100	1030004	1050404	2000022	363127.2	0.0864	0.3398
1040100	1040300	1060503	2010122	453595.2	0.0758	0.3323
1040100	1050200	1060503	2010122	452395.2	0.0751	0.3327
1030101	1040002	1010105	2000022	298310.4	0.0805	0.2175
1040100	1040005	1050404	2000022	371911.2	0.0845	0.3341

將這群解中由 GA 斷面組經容量震譜 ANN 模式下進行最佳化設計產生的性能點 (pa, pd)，與相同的 GA 斷面組經 SAP2000 分析得之容量震譜產生的性能點 (Sa, Sd) 進行比較，發現兩者有集中在同一區域附近，誤差小，且有多點進行重疊或極為靠近，如圖 4-39 所示。

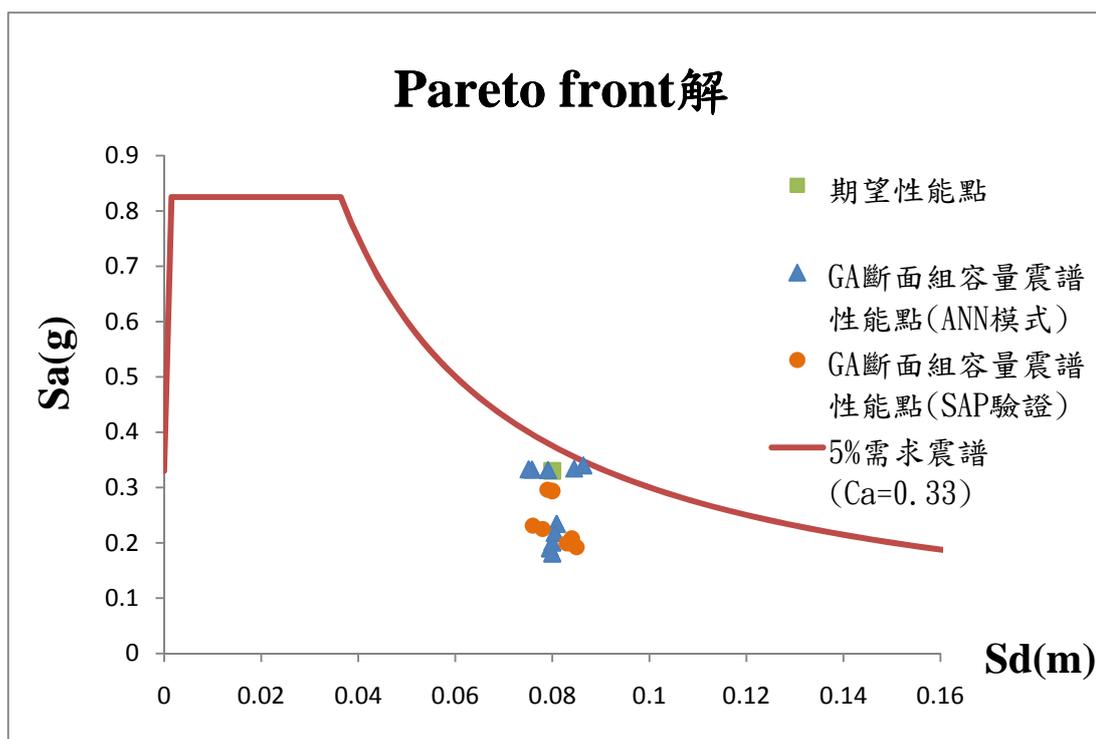


圖 4-39 七層樓分析結果之 ADRS 格式

接著本研究將 3D 鋼筋混凝土房屋結構容量震譜之類神經網路模式加上 40% 的變異之後，再次進入 GA 程式中進行最佳化結構設計測試，一樣比較 GA 程式產生斷面後呼叫類神經網路模式產生的容量震譜進行最佳化設計產生的性能點，與 GA 程式產生斷面後拿此斷面到 SAP2000 內進行側推分析產生的容量震譜與性能點，看看兩者結果如何。

結果發現這群解中，有部分 GA 斷面組經容量震譜 ANN 模式下進行最佳化設計而得的性能點 (pa, pd) 產生偏移，在相同的 GA 斷面組經 SAP2000 分析得之容量震譜產生的性能點 (Sa, Sd) 也略有偏移。兩者比較發現並無集中在同一區域，誤差較大，如圖 4-40 所示。

表 4-12 40%變異 ANN 模式七數值案例之 Pareto front 解

Pareto front set						
A 斷面群 (柱)	B 斷面群 (柱)	C 斷面群 (柱)	Beam	cost	pd	pa
1050202	1030102	1060201	2000022	361120.8	0.0737	0.3327
1030303	1030102	1040301	2000022	354669.6	0.0685	0.3334
1040402	1030300	1040301	2000022	381206.4	0.0796	0.3307
1040105	1040100	1030004	2000022	337615.2	0.0601	0.333
1040005	1040100	1040005	2000022	332546.4	0.0533	0.3318
1060302	1040200	1030201	2000022	374486.4	0.0805	0.3313
1030101	1030101	1030101	2000022	293899.2	0.0935	0.1902
1040205	1030101	1030200	2000022	347584.8	0.0632	0.3316
1030205	1030200	1030103	2000022	344018.4	0.0623	0.3356
1030101	1030101	1020005	2000022	296448	0.0796	0.1896
1030102	1040002	1010105	2000022	302400	0.0799	0.2118
1030205	1040100	1030004	2000022	339415.2	0.0608	0.3345
1030004	1010105	1030101	2000022	303079.2	0.08	0.2134
1030303	1030200	1050201	2000022	355490.4	0.0722	0.3338

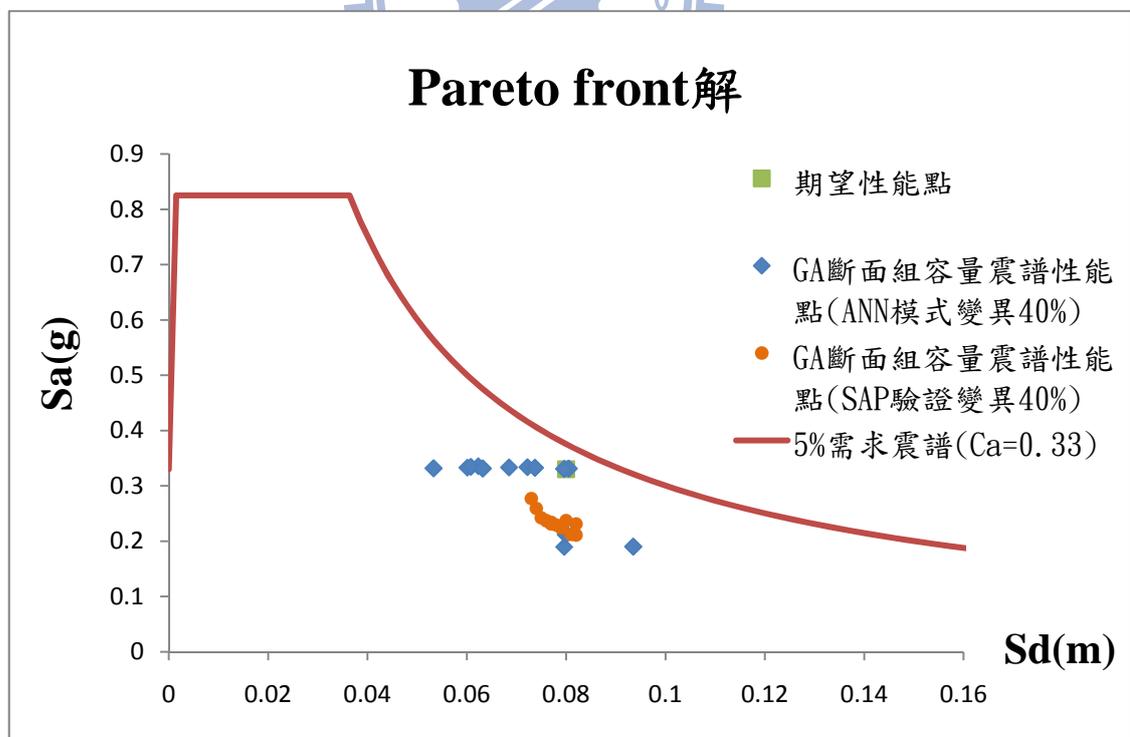


圖 4-40 加入 40%變異後七層樓分析結果之 ADRS 格式

再將無變異之 ANN 模式與加入 40% 變異之 ANN 模式兩者進行最佳化設計的性能點結果比較，可看出 GA 程式呼叫 40% 變異之 ANN 模式後進行最佳化設計產生的性能點明顯偏移，而向左偏移估計可能是加雜訊時都將容量震譜提高（曲線斜率增加往左上偏移）的影響，如圖 4-41 所示。因此可由此看出在 ANN 模式訓練案例中加入變異後，確實會影響 GA 最佳化結構設計產生的性能點結果。

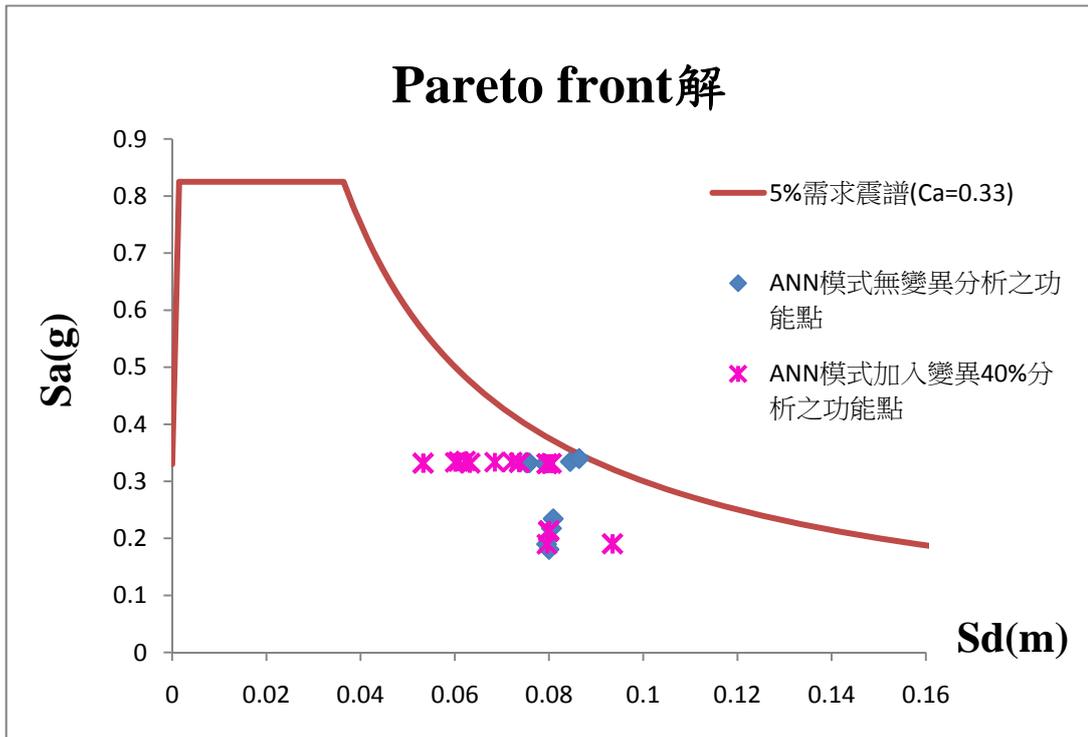


圖 4-41 無變異與 40% 變異 ANN 模式之分析結果比較

## 第五章 結論與建議

### 5-1 結論

本研究建立一 3D 鋼筋混凝土房屋結構容量震譜之類神經網路模式，並對該模式進行準確度探討研究。由本研究結果證實，準確度高的容量震譜，對基因演算法最佳化結構設計確實有大大降低側推分析計算上所耗時間的幫助。以下為本論文研究所得之結論：

1. 本研究將經由側推分析得到的 719 棟房屋結構之容量震譜，分成 638 棟訓練案例與 81 棟測試案例進入類神經網路學習測試，由案例驗證結果顯示模擬 3D 鋼筋混凝土結構物確實可行。

2. 本研究建立之 3D 鋼筋混凝土房屋結構容量震譜之類神經網路模式適用範圍為 5 層樓~10 層樓間，使用者只要在此類神經網路模式範圍內皆可直接使用此模式得到該結構之容量曲線，不需再另外費時建模透過複雜結構分析才能進行後續基因演算法最佳化設計。

3. 在訓練案例中加入變異後，確實會影響基因演算法最佳化結構設計產生的性能點結果，且加入變異的容量震譜若是較原本實際容量震譜提高，則最後結果出來相對的設計出的房子耐震能力（性能點）也偏高，造成不保守情況。

### 5-2 建議

1. 本研究所建立的 3D 鋼筋混凝土房屋結構僅為單跨且對稱的簡單模型，然而實際房屋結構有多跨、偏心扭轉不對稱等等的情況，這些值得後人進行深入研究探討。

2. 在基因演算法最佳化設計產生的地震設計反應譜，是採用美國法規 ATC-40 中，設定為  $C_A=0.33$ 、 $C_V=0.35$  下的地震設計反應譜，在台灣僅台北盆地適用，故建議建立能針對現場工址選擇適用的地震反應譜進行容量震譜法分析。

## 參考文獻

- 【1】 宋裕祺，蔡益超，「以結構性能為目標的鋼橋耐震能力評估」，中國土木水利工程學刊，第十四卷，第四期，603~615頁，民國九十一年。
- 【2】 宋裕祺，蔡益超，「以結構性能為目標的鋼筋混凝土橋耐震能力評估」，中華技術，第五十八期，民國九十二年。
- 【3】 蕭江碧，羅俊雄，陳柏端，廖文義，柴駿甫，鄧崇任，簡文郁，「建築物耐震性能設計法之性能目標與相關研究」，內政部建築研究所，計畫編號 MOIS-912023，民國九十一年。
- 【4】 Min Liu, Scott A. Burns, Y. K. Wen, "Multiobjective optimization for performance-based seismic design of steel moment frame structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics Earthquake Engng Struct, P 289-306, 2005.
- 【5】 呂怡廷，「多目標基因演算法於鋼筋混凝土結構設計之應用」，國立交通大學，碩士論文，民國九十七年。
- 【6】 SEAOC Vision 2000 Committee, VISION 2000-Performance- Based Seismic Engineering of Buildings, 1995.
- 【7】 ATC, 「Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings」 volume 1、2, ATC-40 report, Applied Technology Council, California, 1996.
- 【8】 鄧崇任，「專題報導一：國震中心93—95年中程計畫綱要——性能設計法之研究概況與落實」，國家地震中心簡訊，第四十六期，3~4頁，民國九十二年。
- 【9】 CSI, Manual of SAP2000 Nonlinear Version 11, Computers and Structures. Inc., 2001.
- 【10】 廖文義，柴駿甫，「學校建築耐震能力之簡易評估法及震譜容量法」，國家地震工程研究中心報告，NCREE00-042，台北，台灣，民國八十九年。
- 【11】 羅俊雄 廖文義，柴駿甫，鄧崇任，簡文郁，「容量設計法應用於建築物耐震設計之探討」，中華民國地震工程學會，內政部建築研究所，計畫編號 MOIS-901021，民國九十年。
- 【12】 何象鏞，「含牆鋼筋混凝土結構側推分析之研究」，國立中央大學土木工程研究所，博士論文，民國九十六年。
- 【13】 張哲瑜，「功能性耐震設計法應用於碼頭結構物之探討」，臺灣海洋大學，碩士論文，民國九十三年。
- 【14】 Sung, Y.C., and Tsai, I.C. , "A New Approach to Performance-Based Seismic Evaluation for Bridges," Proceedings of the 3rd International Workshop on Performance-Based Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities, Tokyo , 2002.
- 【15】 Kang K. Y., H. S. Lee, "Correlation of Experimental and Analytical Responses of a 1:12 Scale 10-Story Reinforced Concrete Frame Having Nonseismic Details," *12th World Conference on Earthquake Engineering*, paper no. 0958, 2000.
- 【16】 Nagao T., H. Mukai, and D. Nishikawa, "Case Studies on Performance Based Seismic

Design Using Capacity Spectrum Method ,” *12th World Conference on Earthquake Engineering*, paper no. 0694, 2000.

【17】薛強，陳國慶，吳嘉偉，陳正忠，石豐銘，周文陽，「建築物耐震性能設計規範之研擬—子計畫一：規範與解說(2005b)」，內政部建築研究所 094301070000G1018。

【18】薛強，陳國慶，吳嘉偉，陳正忠，「建築物耐震性能設計規範之研擬—子計畫二：案例研究(2005a)」，內政部建築研究所 94301070000G1018。

【19】宋裕祺，「以結構性能為目標的橋梁耐震設計與耐震能力評估」，國立台灣大學土木工程研究所，博士論文，民國九十二年。

【20】宋裕祺，蘇進國，吳傳威，蔡益超，「以結構性能為基準之鋼筋混凝土建築物橋耐震能力評估」，中華民國建築學會「建築學報」，第46期，47~65頁，民國九十三年。

【21】 Mahaney, J.A., Paret, T.F., Kehoe, B.E. and Freeman S.A. (1993). “The capacity spectrum method for evaluating structural response during the Loma Prieta earthquake,” National Earthquake Conference, Memphis.

【22】 Abeysinghe R. S., M. Asce, and Theodoros Tzaveas, “Pushover Analysis of Inelastic Seismic Behavior of Greveniotikos Bridge,” *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.7, No.2, 2002.

【23】內政部建築研究所，「建築物耐震評估方法之研修與作業準則之研擬」，內政部建築研究所專題研究計畫報告，民國九十一年十二月。

【24】王力行，林炳昌，「非韌性鋼筋混凝土構造建築物之樑柱構件塑性鉸性質推算及耐震能力評估」，九十四年電子計算機於土木水利工程應用研討會，台南市，台灣，民國九十四年。

【25】杜怡萱，涂耀賢，「耐震評估之 ETABS 推垮分析」，校舍耐震評估與補強講習會，NCREE-05-014，國家地震工程研究中心，民國九十四年。

【26】藍光庭，「鋼筋混凝土樓房耐震能力評估研究」，國立中央大學土木工程研究所，碩士論文，民國九十五年。

【27】蘇晴茂，「以推垮分析檢核含非結構牆結構之弱層現象」，建築設計規範修訂草案講習會，NCREE-04-004，民國九十三年四月。

【28】楊斯如，「學校建築結構耐震行為詳細評估」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文，民國九十二年。

【29】張瑜晏，「以結構容量震譜為基礎之建築物耐震能力詳細評估輔助系統之建置與應用」，臺灣大學土木工程學研究所，碩士論文，民國九十二年。

【30】Freeman S.A., “Development and Use of Capacity Spectrum Method,” *Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, EERI, Oakland, California, 1998.

【31】Freeman S.A., Nicoletti JP, Tyrell JV., “Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk—A case study of Puget Sound Naval Shipyard,” *Washington. Proceedings of the 1st US National Conference on Earthquake Engineering*, 113~122, Bremerton, 1975.

- 【32】 Mahaney, J.A., Paret, T.F., Kehoe, B.E. and Freeman S.A., “The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response During the Loma Prieta Earthquake,” National Earthquake Conference. Memphis, 1993.
- 【33】 FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
- 【34】 Rosenblatt F., “The Perceptron: A probabilistic model for information storage and organization in the brain.” *Psychological Review* (65), pp. 388-408, 1958.
- 【35】 Rumelhart D.E., Hinton G.E., and Williams R.J., “Parallel distributed processing: explorations in the microstructure of cognition.” *Mit Press Computational Models Of Cognition and Perception Series* (1), 1986, pp. 318-362.
- 【36】 Hagan, M. T. and Menhaj, M. B., “Training Feedforward Networks with the Marquardt Algorithm”, *IEEE Transaction on Neural Networks* (5:6), November, 1994.
- 【37】 Wu, X., et al., “Use of neural networks in detection of structural damage”, *Computers and Structures*, 42, 4, pp. 649-659, 1992.
- 【38】 Elkordy, M.F., et al., “Neural networks trained by analytically simulated damage states”, *Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE*, 7, 2, pp. 130-145, 1993.
- 【39】 S Szewczyk, Z.P.a.H., P., “Damage detection in structures based on feature-sensitive neural network,” *Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE*, 8, 2, pp. 163-178, 1994.
- 【40】 Pandey, P.C.a.B., S. V, “Multilayer perceptron in damage detection of bridge structures”, *Computers and Structures*, 54, 4, pp. 597-608, 1995.
- 【41】 Zhao, J., et al., “Structural damage detection using artificial neural networks”, *Journal of Infrastructure Systems, ASCE*, 4, 3, pp. 93-101, 1998.
- 【42】 Masri, S.F., et al., “Application of neural networks for detection of changes in nonlinear systems”, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 126, 7, pp. 666-676, 2000.
- 【43】 Rumelhart, D.E., et al., “Learning internal representation by error propagation”, in *Parallel Distributed Processing*, D. E. Rumelhart et al., Eds, The MIT Press, Cambridge, MA, in *Parallel Distributed Processing*, D. E. Rumelhart et al., Eds, The MIT Press, Cambridge, MA, 1986.
- 【44】 Hecht-Nielsen, R., “Theory of the back propagation neural network”, *Proceedings of International Joint Conference on Neural Networks, IEEE*, 1, *Proceedings of International Joint Conference on Neural Networks, IEEE*, 1, 1989.
- 【45】 American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-02) And Commentary ACI318-02*, 2002.
- 【46】 李錫霖、陳炳煌，*鋼筋混凝土學 REINFORCED CONCRETE*，第二版，五南圖書出版股份有限公司，民國九十六年。
- 【47】 宋裕祺，蔡益超，「以結構性能為目標的鋼筋混凝土橋耐震能力評估」，*中華技術*，第 58 期，民國九十二年。

【48】葉錦勳，鍾立來，簡文郁，「地震損失評估及應變—地震災損早期評估」，國家地震中心簡訊，第四十六期，9~12頁，民國九十二年。

【49】葉永凱，蕭輔沛，沈文成，楊耀昇，黃世建，「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法（推垮分析）」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-09-015，民國九十八年。

【50】Chopra, A.K., Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc., 1995.

【51】中國土木水利工程學會，混凝土工程設計規範與解說【土木 401-93】，科技圖書股份有限公司，民國九十三年。

【52】張容瑞，「橋梁耐震能力評估之側推法」，國立中央大學土木工程研究所，碩士論文，民國九十一年。

【53】聯邦工程顧問公司，李森祐，SAP2000 入門與工程上之應用，科技圖書，民國九十一年。

【54】MATLAB R2008b 軟體 HELP 工具。

