

# 國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

類神經網路於基礎裸露橋梁耐震能力  
分析之應用

Analysis of Seismic Capacity for Abutments  
Scoured Bridge using Artificial Neural Network

研究生：華晟佑

指導教授：洪士林 博士

中華民國 一百零一年 八月

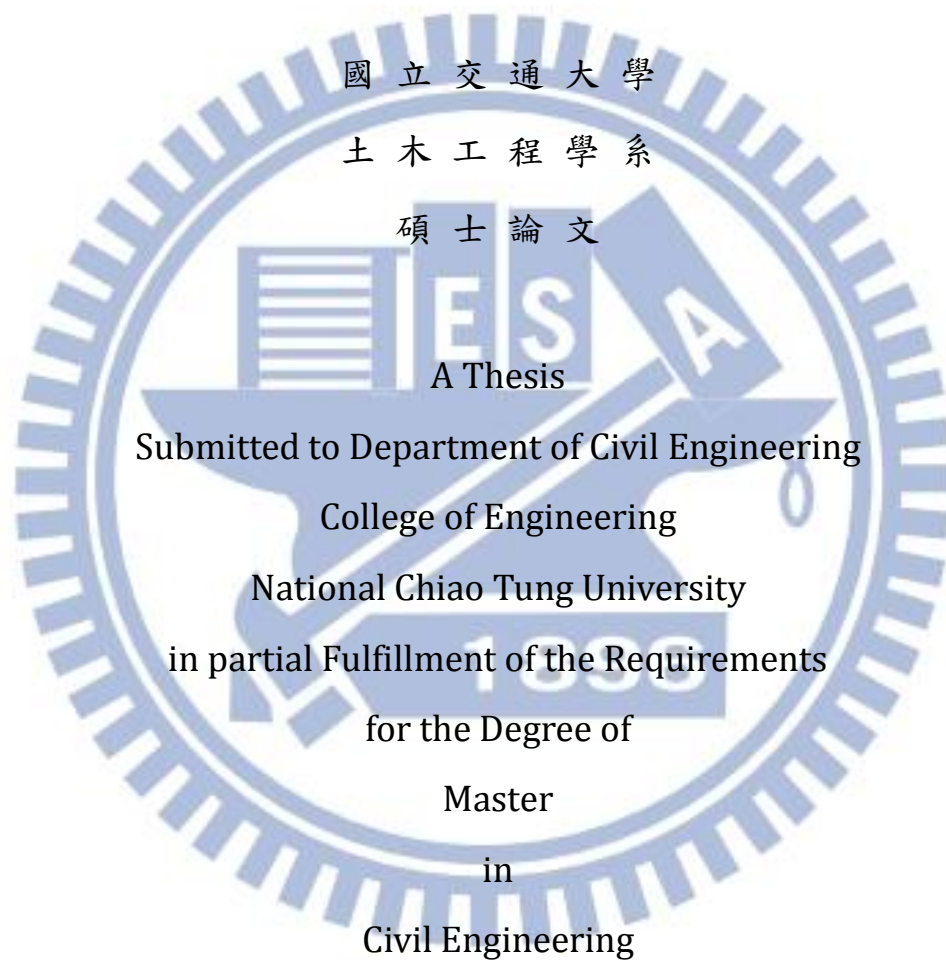
# 類神經網路於基礎裸露橋梁耐震能力評估之應用

研究生：華晟佑

Student：Chen-You Hua

指導教授：洪士林 博士

Advisor：Dr. Shih-Lin Hung



August 2012

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國 一百零一年 八月

# 類神經網路於基礎裸露橋梁耐震能力評估之應用

研究生：華晟佑

指導教授：洪士林 博士

國立交通大學土木工程學系

## 摘要

台灣因為地理環境因素，地形陡峭，河流短而急且降雨集中，河床逐年下降，造成跨河橋梁時常發生基礎裸露的問題，當地震來臨時，受沖刷橋梁的受力情況已異於原設計，為此，針對橋梁的現況做一快速之耐震能力評估便相當重要。本研究係利用公路橋梁耐震設計規範中之靜力分析方法所設計的橋梁為模型，以側推分析（Pushover Analysis）和容量震譜法（Capacity Spectrum Method）進行橋梁的耐震能力評估。本研究所分析的橋梁為一跨簡支型式之鋼筋混凝土橋梁，使用有限元素軟體 SAP2000 建構完成後，輸入適當的柱塑性鉸，配合規範設計地震力下之水平地震力進行非線性靜力側推分析，得到結構物之容量曲線，接著使用容量震譜法評估橋梁的耐震能力；關於耐震能力之計算，ATC-40 有建議一套方法，惟此法需繁複迭代且不易收斂的缺點，本文則是參考以結構性能為基準的評估法，於容量震譜上選定任意一結構物之性能點，反推其對應之地表加速度。最後，利用類神經網路（ANN）模擬整個橋梁耐震能力評估法，判斷橋梁遭沖刷後可承受之降伏及崩塌地表加速度值。由研究結果證實，ANN 不僅有效預測出鋼筋混凝土橋梁之耐震能力，也可反映出不同沖刷深度下，橋梁耐震性能之非線性變化的關係。

關鍵字：基礎裸露、鋼筋混凝土橋梁、非線性靜力側推分析、容量震譜法、類神經網路。

# **Analysis of Seismic Capacity for Abutments Scoured Bridge using Artificial Neural Network**

Student : Chen-You Hua

Advisor : Dr. Shih-Lin Hung

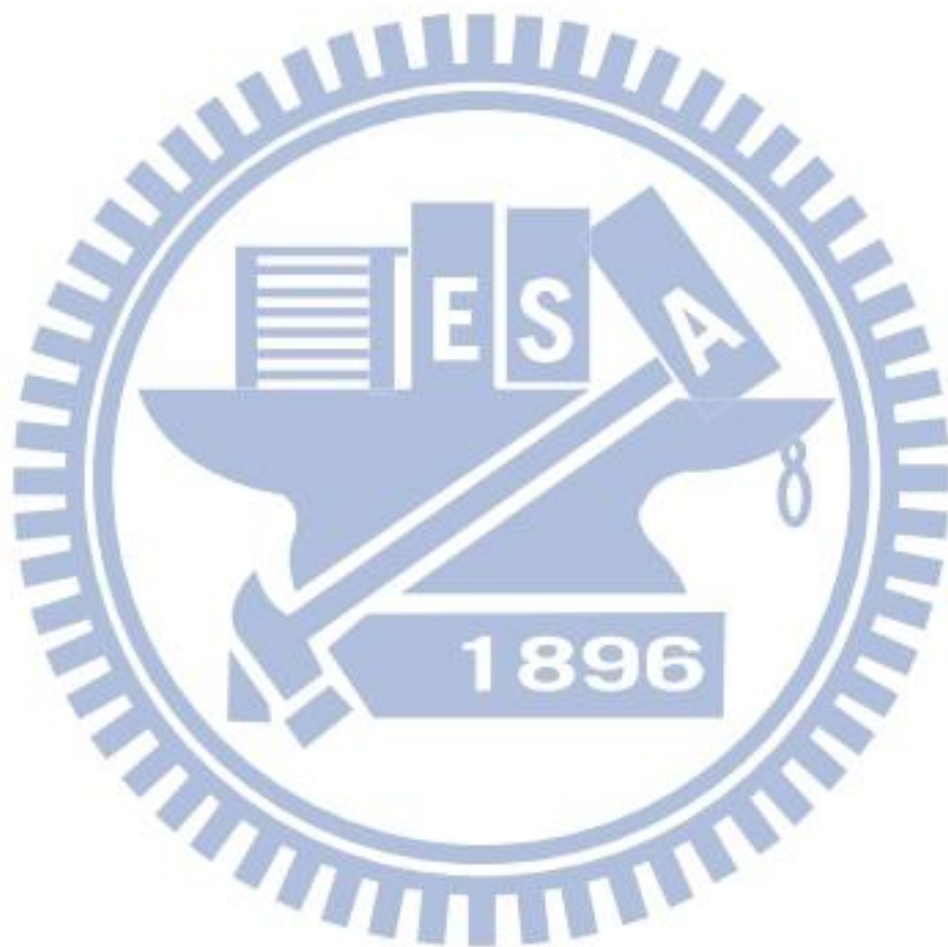
Department of Civil Engineering, College Engineering  
National Chaio Tung University

## **Abstract**

In Taiwan, the rivers originate in the central part mountains of the island, they have short courses and rapid streams due to the fact of that the terrain is precipitous and the climate is generally marine. The annual typhoons always bring intensive rain, therefore, the problem of abutment scouring of bridges is one of major damages to bridges in Taiwan. Another natural hazard is from earthquakes, when they occur to the bridges that foundation have been scoured, current situation of bridges could not withstand this violent force. This work presents the results of an analytical study on the seismic response of simply supported bridges. The main goal of the work is to predict the seismic capacity for four variables, scouring depth, upper load, diameter of pillar and steel area, in order to investigate the nonlinear behavior of bridges under predefined earthquake force by artificial neural network (ANN) model, especially, the abutment scoured bridge. Furthermore, the modeling approach and appropriateness of analyses, like pushover analysis and capacity spectrum method are also concerned in this work. Finally, the simulated results show that a well-trained artificial neural network can simulate the relations between the seismic responses

of bridges and the scoured depth effectively.

**Keywords :** Abutment scoured, Reinforced concrete bridge, Nonlinear static pushover analysis, Capacity spectrum method, Artificial neural network (ANN).



## 誌謝

研究所階段即將來到尾聲，在交大兩年的磨鍊讓我成長許多，學到許多的科學知識與做研究的方法，其中我認為對我收穫最多的則是培養了我獨立思考的方式，而在做論文期間，經歷了很多困難，很高興最後也能順利通過，其中要感謝的人首先為指導教授洪士林老師，以及詹君治學長，在我研究中遇到問題時，他們總是不吝其煩的指導我、幫助我。

再來要感謝的是研究室的大家庭們，博班學長子軒、勇奇、玉邦，以及學長姐志銘、彥伶、冠豪、夙修、麗松、家宇、穎泰、思伶、孟軒、綸桓，帶領我進入研究所的生活，在我對未來感到疑惑時能適時的給我建議和方向，同學俊佐、宣治、隔壁間的承哲、博士哥、政甯學長和 417 的朋友們，在這裡和我一同打拼，使我兩年的求學路途中有伴相隨，學弟子陽、君廷、銘澤、錦鴻、義洋、奇霖，有你們的加入，使研究室的生活熱鬧不少。求學以來幸運的我在每個階段及每個領域都有一些的好朋友相伴，我要感謝你們為我的生活增添許多色彩，同時你們也都是扶持我的力量。

最後最重要的是要感謝我的父母、阿公阿嬤、爺爺奶奶，以及所有愛護我的親戚們、兄弟姐妹，我想在我這一路上的求學路程，你們的支持與鼓勵是我最大的動力，感激之情已難以言表，因為沒有你們就沒有今天的我。然後，僅以此論文獻給所有愛我及我愛的人。

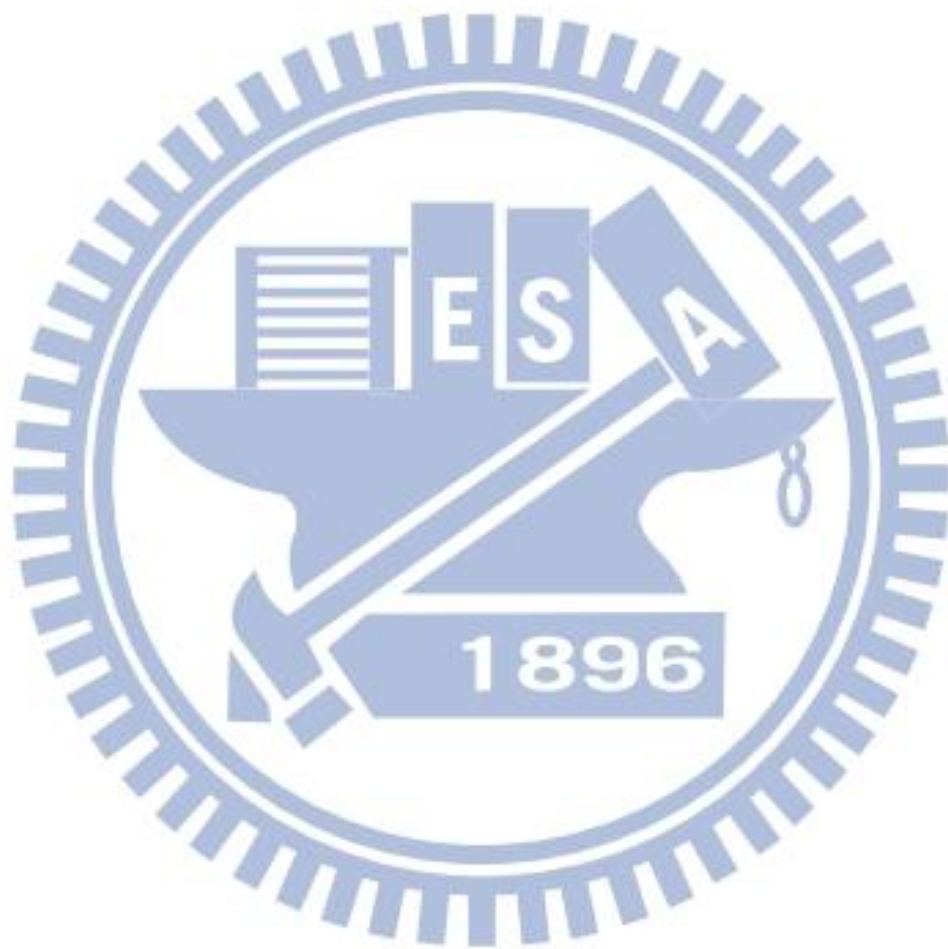
# 目錄

摘要 .....	I
ABSTRACT .....	II
誌謝 .....	IV
目錄 .....	V
表目錄 .....	IX
圖目錄 .....	X
<b>第一章 緒論</b> .....	<b>1</b>
1.1 研究背景與動機.....	1
1.2 研究目的 .....	3
1.3 論文章節及架構.....	3
<b>第二章 文獻回顧</b> .....	<b>5</b>
2.1 公路橋梁耐震設計規範之沿革與發展.....	5
2.2 ATC-40 介紹.....	6
2.3 容量震譜法之概述與發展.....	9
2.4 側推分析法之概述與發展.....	10

2.4.1 側推分析法之原理.....	12
2.5 類神經網路 .....	13
2.5.1 類神經網路發展.....	13
2.5.2 倒傳遞類神經網路之架構.....	14
<b>第三章 研究方法 .....</b>	<b>19</b>
3.1 橋梁模型 .....	19
3.2 靜力分析方法 .....	19
3.2.1 振動單元 .....	20
3.2.2 橋梁基本振動周期.....	20
3.2.3 設計總橫力.....	22
3.2.4 避免最大考量地震下崩塌之水平地震力.....	24
3.2.5 結構系統韌性容量與容許韌性容量.....	25
3.2.6 震區短周期與一秒周期設計水平譜加速度係數.....	26
3.2.8 反應譜工址地盤放大係數.....	26
3.2.9 工址短周期與一秒周期設計水平譜加速度係數.....	27
3.2.10 設計總橫力下限值.....	29
3.2.11 設計總橫力之分布.....	29
3.3 容量震譜法 .....	29
3.3.1 設定塑鉸性質.....	29



3.3.2 結構物容量曲線.....	30
3.3.3 結構物容量震譜曲線.....	31
3.3.4 容量譜曲線上任一性能點之周期與阻尼比.....	32
3.3.5 阻尼比異於 5%之修正係數 .....	34
3.3.6 任一性能點對應之地表加速度計算.....	34
3.4 類神經網路模擬耐震分析.....	35
3.4.1 橋梁耐震分析流程.....	35
3.4.2 類神經網路橋梁耐震分析模型.....	36
<b>第四章 數值模型與結果.....</b>	<b>39</b>
4.1 建立橋梁模型 .....	39
4.2 數值分析結果 .....	40
<b>第五章 結論與建議 .....</b>	<b>46</b>
5.1 結論 .....	46
5.2 建議 .....	47
<b>參考文獻 .....</b>	<b>48</b>
<b>附表 .....</b>	<b>53</b>
<b>附圖 .....</b>	<b>61</b>



## 表目錄

表 3-1 用途係數 I .....	53
表 3-2 結構系統韌性容量 R .....	53
表 3-3 起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y$ .....	54
表 3-4 震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_S^D$ 與 $S_1^D$ 與最大考量水平譜加速度係數 $S_S^M$ 與 $S_1^M$ .....	54
表 3-5 台北縣市屬一般震區之村里及其震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_S^D$ 與 $S_1^D$ 與最大考量水平譜加速度係數 $S_S^M$ 與 $S_1^M$ .....	55
表 3-6 反應譜等加速度段之工址放大係數 $F_a$ (線性內插求值) ....	56
表 3-7 反應譜等速度段之工址放大係數 $F_v$ (線性內插求值) .....	56
表 3-8 各第一類活動斷層近域調整因子 $N_A$ 與 $N_V$ .....	57
表 3-9 塑鉸發展設定參數(FROM FEMA 356 TABLE 6-8) .....	58
表 3-10 ATC-40 阻尼折減係數K .....	59
表 3-11 短週期與一秒週期結構之阻尼比修正係數 $B_S$ 與 $B_1$ (線性內插求值) .....	59
表 3-12 類神經網路相關參數 .....	60

## 圖目錄

圖 2-1 生物神經元模式.....	61
圖 2-2 轉移函數 $F$ .....	61
圖 2-3 單個感知器 .....	62
圖 2-4 多層感知器(隱藏層、輸出層神經元各為單個感知器) .....	62
圖 3-1 橋柱配筋示意圖(KGF, CM, C) .....	63
圖 3-2 橋軸向振動單元.....	64
圖 3-3 橫向振動單元 .....	64
圖 3-4 彈性系統與彈塑性系統位移反應(等位移原理).....	65
圖 3-5 彈性系統與彈塑性系統位移反應(能量相等法則).....	65
圖 3-6 橋梁設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量 $R$ .....	66
圖 3-7 塑鉸發展圖(DEFORMATION) .....	66
圖 3-8 SAP2000 P-M2-M3 塑鉸設定 .....	67
圖 3-9 容量曲線示意圖.....	67
圖 3-10 轉換單自由度系統示意圖 .....	68
圖 3-11 容量曲線(左)轉換成容量譜曲線(右).....	68
圖 3-12 雙線性化容量譜曲線後之遲滯迴圈 .....	69
圖 3-13 遲滯迴圈之等值彈性應變能 $E_{SO}$ .....	69

圖 3-14 橋梁之耐震分析流程.....	70
圖 3-15 計算設計地震力大小與分佈 .....	71
圖 3-16 本文使用的耐震分析流程與 ATC-40 所建議的分析流程 ....	72
圖 3-17 正切雙彎曲轉移函數.....	73
圖 3-18 線性轉移函數 .....	73
圖 4-1 JOINT RESTRAINT.....	74
圖 4-2 JOINT CONSTRAINT(HINGE SUPPORT).....	74
圖 4-3 JOINT CONSTRAINT(ROLLER SUPPORT) .....	75
圖 4-4 MASS SOURCE(FROM ELEMENT AND ADDITIONAL MASSES AND LOAD) .....	75
圖 4-5 計算各節點之設計地震力 P .....	76
圖 4-6 結構物自重靜力分析.....	76
圖 4-7 結構物側推分析.....	77
圖 4-8 模型編號 001~010 耐震能力分析 .....	78
圖 4-9 模型編號 001~010 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	78
圖 4-10 模型編號 011~020 耐震能力分析 .....	79
圖 4-11 模型編號 011~020 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	79
圖 4-12 模型編號 021~030 耐震能力分析 .....	80
圖 4-13 模型編號 021~030 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	80
圖 4-14 模型編號 031~040 耐震能力分析 .....	81

圖 4-15 模型編號 031~040 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	81
圖 4-16 模型編號 041~050 耐震能力分析 .....	82
圖 4-17 模型編號 041~050 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	82
圖 4-18 模型編號 051~060 耐震能力分析 .....	83
圖 4-19 模型編號 051~060 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	83
圖 4-20 模型編號 061~070 耐震能力分析 .....	84
圖 4-21 模型編號 061~070 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	84
圖 4-22 模型編號 071~080 耐震能力分析 .....	85
圖 4-23 模型編號 071~080 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	85
圖 4-24 模型編號 081~090 耐震能力分析 .....	86
圖 4-25 模型編號 081~090 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	86
圖 4-26 模型編號 091~100 耐震能力分析 .....	87
圖 4-27 模型編號 091~100 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	87
圖 4-28 模型編號 101~110 耐震能力分析 .....	88
圖 4-29 模型編號 101~110 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	88
圖 4-30 模型編號 111~120 耐震能力分析 .....	89
圖 4-31 模型編號 111~120 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	89
圖 4-32 模型編號 121~130 耐震能力分析 .....	90
圖 4-33 模型編號 121~130 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	90

圖 4-34 模型編號 131~140 耐震能力分析 .....	91
圖 4-35 模型編號 131~140 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	91
圖 4-36 模型編號 141~150 耐震能力分析 .....	92
圖 4-37 模型編號 141~150 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	92
圖 4-38 模型編號 151~160 耐震能力分析 .....	93
圖 4-39 模型編號 151~160 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	93
圖 4-40 模型編號 161~170 耐震能力分析 .....	94
圖 4-41 模型編號 161~170 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	94
圖 4-42 模型編號 171~180 耐震能力分析 .....	95
圖 4-43 模型編號 171~180 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	95
圖 4-44 模型編號 181~190 耐震能力分析 .....	96
圖 4-45 模型編號 181~190 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	96
圖 4-46 模型編號 191~200 耐震能力分析 .....	97
圖 4-47 模型編號 191~200 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	97
圖 4-48 模型編號 201~210 耐震能力分析 .....	98
圖 4-49 模型編號 201~210 橋梁周期與橋柱側向勁度關係 .....	98
圖 4-50 橋梁耐震分析之類神經網路架構 .....	99
圖 4-51 類神經網路訓練過程 .....	100
圖 4-52 模擬輸出迴歸分析 .....	100

圖 4-53 類神經網路模擬結果一 .....	101
圖 4-54 類神經網路模擬結果二 .....	101
圖 4-55 類神經網路模擬結果三 .....	102
圖 4-56 類神經網路模擬結果四 .....	102
圖 4-57 研究總流程圖 .....	103
圖 4-58 各個沖刷深度下的容量譜曲線 .....	104





# 第一章 緒論

## 1.1 研究背景與動機

橋梁是交通運輸中不可或缺的建築物，人類賴以為生的工具，假使橋梁在地震中損壞，除了造成生命財產上的損失，爾後在救災和災後重建上更是相當困難。近十幾年來，全球各地均發生不少地震，且每隔數年就會發生一次災害性地震（如 1994 美國加州北嶺地震、1995 日本神戶地震及 1999 台灣 921 集集地震等），其所帶來的災害相當大，均造成不少的人員傷亡與結構物損壞甚至是崩塌，不僅經濟遭受嚴重打擊，更使許多人無家可歸。位於板塊交界帶的台灣，因為先天的地理環境因素，地質複雜、山高坡陡，在降雨量集中的氣候條件下，台灣河流短而急且沖刷力強，河床逐年下降導致跨河橋樑普遍都有基礎裸露的問題，又台灣因為地震頻繁，當地震來臨時橋梁的受力狀況因為橋柱相對變長的關係，受地震力的力量分布已發生改變，整體勁度下降致使橋體提早降伏甚至崩塌。為了防止災害的發生，針對橋梁現況的耐震能力評估與補強刻不容緩。

關於耐震能力的評估，國內外均有發展，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）與其他機構提出混凝土建物的耐震評估與耐震性能設計，主要是改變過去對於建築物只考慮強度的因素，加入更多表達結構性能的參數（如：力、位移、速度、加速度、能量或損傷等），改變過去只注重生命安全的目標，在結構物耐震分析的表現上更為清晰，使研究人員可以藉

由不同的參數來了解建築物 and 地面的相互關係以及預測建築物在災害發生時的反應，而災害後則可以針對建築物之現況分析其使用性，是否需要立即修復或是損害嚴重需要拆除重建等。而我國對於耐震評估之方法，在過去二十多年的研究中已然蓬勃發展，規範中與耐震相關的檢討修訂和研究調查的計畫，主要是由國家地震工程研究中心執行，除了參考上述國外的橋梁耐震性能設計之觀點，也融入國內有關地震危害度和反應譜等研究成果；直至今日，已有針對台灣所訂定的完整耐震設計規範。

橋梁的耐震分析需要考慮的因素很多，在建造橋樑模型時，要決定橋梁的幾何形狀、完整的震動單元、材料性質和支承的模擬等，在施加水平地震力時，要考慮橋梁所在地的工址條件及橋樑模型的週期等，進行側推分析的時候須設置與受力狀況對應的塑性鉸，這樣分析後的容量曲線才會正確，接著使用容量震譜法分析結構物的耐震能力又有一套完整的流程，面對複雜的參數和流程希望利用其他科學方法來模擬這個問題。

人工智慧(AI)是一種模擬人類思考、分析、決策等行為的電腦系統，其目的是讓電腦或機器具有人類的運用知識、學習或推理判斷的能力來解決問題。而人工智慧中的類神經網路更是 AI 領域中重要的理論模式之一，且廣泛應用於不同領域中。因此，希望利用 AI 中的類神經網路來建構一套橋梁的耐震能力評估系統，模擬整個耐震性能分析流程，針對基礎裸露橋梁之狀況作探討。

## 1.2 研究目的

接續上述之動機，本研究之目的在於了解橋梁耐震能力與沖刷深度的關係，其中包含完整的橋樑耐震分析流程，從開始建立橋樑震動單元分析模型，到最後的建築物狀況與最大地表加速度之間的關係，也藉此認識國內外橋樑耐震方面的研究與發展，其中也學習如何依據耐震規範使用有限元素軟體 SAP2000 作分析，最後深入探討利用類神經網路模擬整個設計流程的可行性。

本文擬以一簡支型式橋梁模型為基礎，跨徑為三十公尺，原始柱長為十公尺，以加長柱長的方式模擬沖刷深度，最深考慮到沖刷深度為九公尺，也就是橋梁上部結構重心距離沖刷位置十九公尺，沖刷將近一倍之原始柱長，並改變其上部結構之重量、橋柱之直徑和主筋鋼筋量，之後把這四個參數當作類神經網路之輸入層神經元，利用數值分析得到的數據訓練類神經網路，使神經網路能有效模擬不同沖刷深度下橋梁耐震能力的變化，本研究主要是觀察橋梁在降伏以及崩塌時所能承受之最大地表加速度值，以此做為分析橋梁耐震能力的依據。

## 1.3 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，引進本論文之主題，並說明其研究背景，接著敘述寫此論文的動機及目的。

第二章為文獻回顧，介紹國內橋梁耐震規範的歷史與發展過程，接著介紹側推分析法、容量震譜法和類神經網路。

第三章為研究方法，首先說明橋梁模型的尺寸、材料性質、橋樑的型式和工址條件等，接著是耐震規範對於地震力的設定，再來介紹以側推分析法和容量震譜法求取結構物耐震性能，最後是類神經網路的基本原則與運作方式，然後指出倒傳遞網路的架構與倒傳遞演算法的概念以及對整個耐震分析流程進行模擬。

第四章為數值模型與結果，討論基礎裸露橋梁耐震能力由數值分析方法得到的結果，以及倒傳遞類神經網路的訓練狀況和模擬的情況與數值分析值作比較。

第五章為結論與建議，此章將對本研究的結果提出結論與建議。

最後為本論文之附錄，在整本論文中所提及的各種圖形、表格、參考資料等都將置於此供讀者參閱。

## 第二章 文獻回顧

### 2.1 公路橋梁耐震設計規範之沿革與發展

我國之橋梁耐震規範起源甚早，直到民國七十六年一月，由交通部頒布的公路橋梁設計規範方有對地震力作章節之討論，並依當時台灣地區實際情況做編訂，規範主要是參考 1980 年社團法人日本道路協會出版之「道路橋示方書同解說 V 耐震設計篇」，該文獻曾於 1990 年修訂，又在阪神兵庫地震後於 2002 年再作修訂。1992 年，美國州公路及運輸官員協會（American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO）以對付工址回歸期 475 年的地震作為建築物之耐震目標，對於一般橋梁設計地震力大小與分佈依單振態反應譜法求之，較複雜之橋梁則以動力振態疊加法配合反應譜求之【1】。民國八十年開始，交通部鑑於規範之內容過於老舊，遂委託財團法人中華顧問工程司主辦，並由國家地震工程研究中心執行「公路橋梁設計規範耐震設計調查研究」計劃，調查美、日等國最新橋梁耐震設計規範，引進先進國家開發之設計理念並本土化，於民國八十四年一月頒布「公路橋梁耐震設計規範」，新加入的韌性設計概念確保結構物在 475 年回歸周期的地震下，容許產生非彈性變化，同時具有足夠韌性，不至於崩塌並可修復。民國八十八年九月二十一日，台灣中部發生芮氏規模 7.3 的大地震，又稱集集大地震，乃台灣戰後傷亡損失最為慘重之天災，為此，交通部於民國八十九年四月公布局部修正規範，針對震區之劃分與橋梁耐震設計細則作修正與調整。民國九十年，交通部規劃執行「公路橋梁耐震設計規劃修訂草案之研究」，蒐集了 921 大地震後之災害資料、氣象局之強震地動資料，佐以日本阪神兵庫地震及美國北嶺大地震後之相關耐震研究成果，並提出一系

列修訂之重點【2】。經過多次修訂草案與成果報告，交通部每隔幾年就會頒布改版的公路橋梁耐震設計規範。

## 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【3】。自1992年起，美國加州結構工程師協會（SEAOC）組成 VISION 協會，一個以性能為導向的地震工程子委員會，發展具有可預估結構物之耐震表現的設計方法。同時1992年美國聯邦災害管理局（Federal Emergency Management Agency, FEMA）贊助由應用技術委員會（Applied Technology Council, ATC）與其他機構研發引進耐震性能設計理念，首次試圖將功能性標準化之方法規範化，並以定量的功能表示所使用的性能等級。1996年ATC-40（Applied Technology Council, 1996）【4】頒布，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也幫助結構工程師更加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。這種以功能績效作設計（Performance-Base Design）的概念，已漸漸成為美、日兩國耐震設計之主流。其內容包含：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。ATC-40 以繁複的迭代計算方式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【4】。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

力評估而言則過於繁瑣。結構物耐震能力評估應以結構物的實際容量震譜為基準，反推其所能容忍的地震狀態，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【5】。此法以容量震譜法為主要的耐震評估方法，考量性能要求，主要觀念是將耐震需求不同的各類建築物設定不同的性能目標，並針對各種設計地震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【6】針對十層樓鋼筋混凝土結構物1:12之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【7】針對九層樓鋼結構使用容量震譜法進行性能設計（Performance Based Design）原理之耐震分析。結果顯示在適當之假設下，使用容量震譜法可有效完成性能式設計，且符合該結構物在地震力作用下之耐震性能準則（seismic performance criteria）。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，較適合新建結構物之耐震設計【8】【9】。係因此法提供較易於接受且直觀的耐震能力評估，故本研究將於容量震譜法之後半段做一小修改，省去繁複迭代的步驟。

現有及震後結構物方面之研究：

Mahaney於1993年【10】利用容量震譜方法評估結構物在勒馬普利塔大地震過程中的反應。Abeyasinghe R.S.於2002年【11】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力學行為，最後定義出安全因子。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」

【12】，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，再進行非線性靜力側推分析，又稱推垮分析，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【13】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」【14】，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」【15】，文獻中使用非線性側推分析，並以一簡單案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【16】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【17】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 容量震譜法 (Capacity Spectrum Method) 有三種方法求取建築物耐震性能績效點【4】，基本上是假設結構之容量 (Capacity) 與需求 (Demand) 完全獨立，由側推分析得到基底剪力與結構位移之容量曲線，接著轉換為ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) 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，繪於同一ADRS座標系統，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。

## 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消散能來取代。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【4】【18】【19】。

容量震譜法首先由Freeman 提出【20】【21】，起初是使用規範倒

三角形分佈之側力或以第一振態振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【10】，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【22】。但是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，使求解過程過於費時。

## 2.4 側推分析法之概述與發展

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目標性能 (Performance-based) 及目標位移 (Displacement-based) 的設計方法，引發日本及歐洲等國之迴響，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 Vision 1996；應用技

術委員會的 ATC-40；聯邦應急管理 (FEMA273&274)【19】；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。

靜力彈塑性分析又稱側推分析、推垮分析，它是一種考慮材料的非線性行為來對建築物的耐震性能進行評估的靜力分析方法，結合了耐震設計以性能為基礎的理念。側推分析法以結構高度為分佈側向力，靜態、單調作用在結構計算模型上，並逐步增加側向力，直到結構產生的位移超過允許值，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。對於樓層數小或自然頻率小的結構物，能夠提出較好耐震性能評估。

對結構進行側推分析方法耐震評估始於國外。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，後來經過不斷的研究和改進，現在已成為耐震分析的重要方法。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—位移關係曲線，這是將多自由度體系轉換成為單自由度體系，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，其基本理念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分佈型式之水平側向力進行側推分析，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 年文中建議以結構物之主要模態，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 方法對地震中，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【23】。

1997 年，美國 ATC-40 和 FEMA273、274 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、MIDAS 等等。

#### 2.4.1 側推分析法之原理

側推分析法針對結構物之耐震能力評估，主要經由對現有結構或設計方案進行抗側向力反應的計算，從而評估其耐震能力。其主要原理為根據結構物的具體情況，在結構上施加某種分佈的水平側向力，逐漸增加側向力使結構各部位依次進入塑性，整個結構的耐震特性（勁度、自振週期等）發生改變，然後調整水平力的大小和分佈。這樣往復交替，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 類神經網路發展

為了在語音及影像辨認獲至與人腦相似的功能，自 1940 年起，科學家即著手從事此方面的研究，仿造人類的神經元行為模式(圖 2-1)，開始建立最原始的類神經網路(Artificial Neural Network,ANN)。而有關於類神經網路發展歷史，可參考 Anderson 和 Rosenfeld 在 1989 年合著的“Neurocomputing: Foundations of Research “【24】一書。以下摘要出重要的歷史發展。

1943 年，心理學家 McCulloch 和數學家 Pitts，介紹了第一個神經元數學模型，在這裡神經元的輸入信號加權總和與閾值比較再決定神經元是否輸出。這是在對計算元素認識的基礎上，第一次對大腦工作原理描述的嘗試。他們證明了簡單的神經網路可以計算任何數學和邏輯函數，也是他們共同提出了神經元最早的數學模式(即 MP 模式)，開創了腦神經科學理論研究的時代。在 1958 年 Rosenblatt 首先引用感知器觀念來模擬大腦感知和學習兩大能力，並受到人們的廣泛注意。而感知器是由具活化轉移函數的神經元組成的層狀網路，它具有學習功能。在 1969 年，Minsky 和 Papert 合著的“Perceptron”，一本劃時代的著作，其中包含了對什麼樣的感知機能夠學習這一問題的嚴密研究。感知機的形式化處理不僅要解釋感知機的限制性，並且要指明克服它們的方向。也指出由於感知器結構上的限制，使它不能產生複雜的邏輯函數。最後，該書悲觀地預言感知機的限制性說明神經網路研究方向是行不通的，而受到 Minsky 在 M.I.T.學術地位的影響，類神經網路的研究從該書發表後就一直陷入低潮無所進展。

所幸在 1962 年 Widrow 提出所謂的適應性線性元件(Adaline)，由於它是一種線性網路，而且具有適應學習能力，在訊號處理與系統識別等領域受到廣泛的重視和應用。另外，在此挫折時期(1967 年~1982 年)，依然有不少學者從事類神經網路方面的研究，例如，Kohonen 提出了自組織映射圖(SOM)的網路，Grossberg 提出了適應性共振理論(ART)的網路等等，還有許多其他學者的共同努力，為類神經網路以後的發展奠下了堅固的基礎。到了 1980 年代初期，著名的物理學家 Hopfield 提出了 HNN 網路，於此網路中首先引用了能量函數的觀念，為判定網路的穩定性給了依據。Hopfield 的研究論文推動了類神經網路的研究。此後，美國國防的 DARPA 計劃更是大大地推動了類神經網路的研究和進展。當 1986 年，Rumelhart 和 McClelland 共同編著的“Parallel Distributed Processing: Explorations in the Microstructure of Cognition”【25】一書發表後，更是將類神經網路的研究帶入了新的里程碑，書中所提的倒傳遞網路更是目前最廣為使用的網路，也是本論文中將採用的網路。至此，類神經網路已進入了蓬勃發展階段。

### 2.5.2 倒傳遞類神經網路之架構

類神經網路(Artificial Neural Network)是一種模擬生物神經網路的平行計算系統，使用大量相連之人工神經元作資訊處理。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) 轉移函數(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，而此部分就稱為轉移函數(圖 2-2)。

感知器 (Perceptron) (圖 2-3)是一個最簡單最早提出的單層神經網路模型。感知器神經元的每一個輸入值 $P_i$ 都對應一個相應的權重值 $w_n$ ，所有的輸入值與其相對應權重值之乘積加總後再輸入一個閾值單元，此外閾值單元另一個輸入為權重值恆為 1 的偏權值 b，而閾值單元將上述兩個輸入丟進轉移函數 f 之後，最終感知器將輸出一個純量 t，至此便是一個人工神經網路之基礎型式。

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) (圖 2-4)，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，輸入訊號以前饋 (feedforward) 的方式由輸入層一直遞傳計算，經過一個或多個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解決非線性的問題。

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) 【26】，由於它的簡單性，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。

BPN 的網路架構(圖 2-4)包含了一層輸入層、一或多層隱藏層以及一層輸出層。而每一層之節點皆與其鄰層的節點相連接。輸入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。通常隱藏層之結點數目越多收

敏越慢，但可使系統誤差值更小，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，只是徒然增加執行時間。Hecht-Nielsen【27】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，於本報告中之神經網路將只使用一層的隱藏層。在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，一般包含三個階段。第一階段稱之為資料前饋 (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  $y_i$  茲定義如下：

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

其中  $W_{ij}$  為隱藏層及輸出層節點之間的連接權重值； $V_{jk}$  為輸入層及隱藏層節點之間的連接權重值； $\theta_{wi}$  與  $\theta_{vj}$  為轉移函數  $g$  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  $N_o$  則分別為輸入層、隱藏層、及輸出層的節點數目。而  $g$  為轉移函數，轉移函數之採用可取線性或非線性。

第二階段為反向運算稱為誤差倒傳遞 (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。而此函數茲定義如下：

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

其中  $P$  為學習的案例數。 $\widetilde{Y} = \widetilde{y}_1, \widetilde{y}_2, \dots, \widetilde{y}_{N_o}$ ； $Y = y_1, y_2, \dots, y_{N_o}$ ， $\widetilde{y}_1$  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:

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

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

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 研究方法

### 3.1 橋梁模型

本文之橋梁模型為一跨簡支型式的橋梁，橋墩為單柱式橋墩，橋柱為RC圓柱，混凝土抗壓強度為 $210\text{kgf/cm}^2$ ，鋼筋降伏強度為 $4200\text{kgf/cm}^2$ ，橋梁跨徑為30m，假設橋址座落於台北市士林區，重要性係數1.2。因為最後要探討類神經網路評估基礎裸露橋梁耐震能力的可行性，故建立模型時，挑出幾個對於橋梁之耐震能力比較有影響的四個參數做變化，模型的製作方式主要是使用有限元素軟體SAP2000中的橋梁精靈(Bridge Wizard)，於製作完成後再進行細部修改。首先介紹第一個參數，沖刷深度，以柱高來表示，柱高為原始柱長十公尺加上沖刷深度，單位為m，柱高之集合為{10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19}，第二個參數是上部結構載重，單位為tf，上部結構載重之集合為{556.94, 533.74, 545.34, 568.55, 580.15, 591.75, 603.36}，第三個參數是橋柱之直徑，單位為m，橋柱直徑之集合為{2, 2.1, 2.2}，第四個參數為橋柱主筋量，因為這個參數與橋柱之混凝土斷面積在規範上有所限制，即橋柱之主鋼筋比，主鋼筋量與全斷面積 $A_g$ 的比值，不得小於0.01，亦不得大於0.04【28】，故相對於橋柱直徑之橋柱主筋配筋集合為{#11×44, #11×48, #11×53}，所以建立的模型總共有 $10 \times 7 \times 3 = 210$ 個模型，而詳細的配筋方式可參考圖3-1

### 3.2 靜力分析方法

本節係參考民國九十八年六月交通部頒布的公路橋梁耐震設計

規範中的第二章，靜力分析方法對橋梁模型進行行車向側推分析；規範中提到，形狀規則之橋梁，適用靜力分析方法來決定設計總橫力，並以靜力法進行結構分析。其中關於橋址的影響、結構周期和設計地震力的大小、分部等，分述如下：

### 3.2.1 振動單元

振動單元係指進行地震力分析時，視為一體振動的單元，分為沿縱向振動的單元(圖 3-2)和橫向振動的單元(圖 3-3)，本文主要是執行縱向(行車向)分析，並因為分析之模型為兩伸縮縫之間的橋體，分析單元鄰接別的分析單元，故模型上稍做修正，在共同邊界柱頂之質量模擬鄰跨上部結構半跨的質量集中於柱頂。

### 3.2.2 橋梁基本振動周期

假設橋梁在考慮方向施加载重  $w(x)$  時產生同施力方向之變位  $u(x)$  與其同向之第一振態振形相似，則橋梁地震時之變位  $u(x,t)$  可表示為：

$$u(x,t) = u(x) \times u(t) \quad (3-1)$$

假設外力  $w(x)$  徐徐加上，則外力所做的功  $W_E$  亦為結構體儲存之應變能  $U$ ，可依下式計算：

$$W_E = \frac{1}{2} \int_0^L w(x)u(x)dx = \frac{\beta}{2} \quad (3-2)$$

其中

$$\beta = \int_0^L w(x)u(x)dx \quad (3-3)$$

假設外力  $w(x)$  突然釋放，不計阻尼效應下，則橋體以此第一振態做簡諧運動，圓周頻率為  $\omega$ 。當橋梁振動至平衡位置時，全部的應變能化為動能，此時動能以下式表示：

$$T_{max} = \frac{\omega^2}{2g} \int_0^L w(x) u^2(x) dx = \frac{\omega^2 \zeta}{2g} \quad (3-4)$$

其中

$$\zeta = \int_0^L w(x)u^2(x)dx \quad (3-5)$$

令  $W_E = T_{max}$ ，則

$$\frac{\beta}{2} = \frac{\omega^2 \zeta}{2g} \quad (3-6)$$

得到橋梁沿考慮方向之第一振態周期  $T$  為：

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\zeta}{\beta g}} = 2.01\sqrt{\eta} \quad (3-7)$$

其中  $\eta = \frac{\zeta}{\beta}$

在實際計算時，上述積分式之積分結果可以節點變數值相乘加總得到，如式(3-8)

$$\eta = \frac{\sum w_i u_i^2}{\sum w_i u_i} \quad (3-8)$$

其中  $w_i$  與  $u_i$  分別為第  $i$  個節點之重量與位移。

### 3.2.3 設計總橫力

公路橋梁耐震規範中對於設計總橫力  $V$  的定義有三種，分別是  $V_D$  以及最大考量地震下之水平地震力  $V_M$  中的較大值和設計總橫力的下限值  $V_{min}$ ， $V_D$  之計算方式如下：

$$V_D = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_{uD}} \right)_m W \quad (3-9)$$

其中

$W$  = 橋梁振動單元靜載重；包括該振動單元上部結構之靜載重、該振動單元所有橋墩重量。

$I$  = 用途係數，因橋梁的重要性不同，使重要橋梁之設計地震力加大，提高其安全性及功能性；依表 3-1 之規定。

$\alpha_y$  = 起始降伏地震力放大倍數，結構第一個斷面降伏所對應的地震力  $P_y$  除以設計地震力  $P_d$ ；依表 3-3 之規定。

$V_D$  = 設計地震下之水平地震力，但不得小於  $\frac{I}{1.2\alpha_y} \left( \frac{0.4S_{DS}}{F_{uD}} \right)_m W$ ，

$\left( \frac{0.4S_{DS}}{F_{uD}} \right)_m$  依式(3-10)計算，其中  $S_{aD}$  以  $0.4S_{DS}$  取代。

式(3-9)中的  $\left( \frac{S_{aD}}{F_{uD}} \right)_m$  係考慮短周期結構與土壤互制後阻尼較高，地震力需求會降低，因此需稍做修正：

$$\left( \frac{S_{aD}}{F_{uD}} \right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_{uD}} & ; \frac{S_{aD}}{F_{uD}} \leq 0.3 \\ 0.20 \frac{S_{aD}}{F_{uD}} + 0.24 & ; 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_{uD}} < 0.8 \\ 0.50 \frac{S_{aD}}{F_{uD}} & ; \frac{S_{aD}}{F_{uD}} \geq 0.8 \end{cases} \quad (3-10)$$

其中

$S_{aD}$  = 設計地震水平譜加速度係數。

$F_{uD}$  = 設計地震結構系統地震力折減係數。

$F_{uD}$  與結構系統之容許韌性容量  $R_a$  有關，一般而言，週期長的橋梁彈性系統與彈塑性系統最大動力位移反應約相等，即等位移原理，如圖 3-4 所示。因此，當系統降伏後尚能承受  $R$  倍之地表加速度方能將韌性用盡崩塌，故取  $F_{uD} = R_a$ ；但對於周期較短之系統，彈性與塑性變形階段所吸收的能量約略相等，如圖 3-5 所示，稱為等能量原理，因此結構物降伏後，只能再承受  $\sqrt{2R_a - 1}$  倍的地表加速度就會將韌性容量用盡而崩塌，故取  $F_{uD} = \sqrt{2R_a - 1}$ ，也就是說短周期之結構之韌性沒有長周期結構來的好。

$S_{aD}$  在短週期部份為一常數，等於工址短週期設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$ ；當週期超過  $T_0^D$  後，則隨  $1/T$  的衰減趨勢遞減，其中  $T$  為橋梁的基本振動週期(秒)，在較短週期 ( $T \leq 0.2T_0^D$ ) 的範圍內，設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$  與結構週期呈線性變化關係，而短週期與中週期的分界  $T_0^D$  依據式(3-11)計算。 $S_{aD}$  與  $F_{uD}$  計算方式如下：

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3-11)$$

$$S_{aD} = \begin{cases} S_{DS} \left( 0.4 + \frac{3T}{T_0^D} \right) & ; \quad T \leq 0.2T_0^D \\ S_{DS} & ; \quad 0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \frac{S_{D1}}{T} & ; \quad T > T_0^D \end{cases} \quad (3-12)$$

$$F_{uD} \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \quad (3-13)$$

### 3.2.4 避免最大考量地震下崩塌之水平地震力

最大考量地震下之水平地震力 $V_M$ ，係考慮 50 年 2% 超越機率之均布危害度分析而訂定，其對應地震回歸期為 2500 年，算法如下：

$$V_M = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W \quad (3-14)$$

其中

$V_M$  = 最大考量地震下之水平地震力，但不得小於  $\frac{I}{1.2\alpha_y} \left( \frac{0.4S_{MS}}{F_{uM}} \right)_m W$ 。

$\left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m$  依式(3-10)計算，將 $S_{aD}$ 代換成 $S_{aM}$ ， $F_{uD}$ 代換成 $F_M$ 即可。

$\left( \frac{0.4S_{MS}}{F_{uM}} \right)_m$  的計算則再將 $S_{aM}$ 以 $0.4S_{MS}$ 取代。

$S_{aM}$  = 最大考量地震水平譜加速度係數。

$F_{uM}$  = 最大考量地震結構系統地震力折減係數。

$S_{aM}$ 之計算將式(3-12)中 $S_{DS}$ 代換成 $S_{MS}$ ， $S_{D1}$ 代換成 $S_{M1}$ ， $T_0^D$ 代換成 $T_0^M$ ； $F_{uM}$ 之計算則是將式(3-13)中 $R_a$ 代換成 $R$ ， $T_0^D$ 代換成 $T_0^M$ 。

$$T_0^M = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad (3-15)$$



$T_0^M$  = 最大考量地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界。

$S_{MS}$  = 工址短週期之最大考量地震水平譜加速度係數。

$S_{M1}$  = 工址一秒週期之最大考量地震水平譜加速度係數。

### 3.2.5 結構系統韌性容量與容許韌性容量

設計地震作用時若橋梁仍設計保持彈性殊不經濟，故容許橋梁進入塑性變形階段，則可適度降低彈性設計地震力，而其降低幅度端視構材韌性好壞而定。橋梁在承受側力產生側位移後，通常在柱底生成第一個降伏斷面，其塑性彎矩與降伏彎矩的比值隨斷面形狀而異，規範中取較合理且保守的比值 1.2，若將結構物以彈塑性之非線性關係表示(圖 3-6)，則外力在  $P_u$  以下為線性，其後為完全塑性，結構物的韌性容量  $R$  為  $\Delta u/\Delta y$ ，目前是以  $R$  取代舊規範所定義之結構系統特性係數  $R^*$ ，韌性容量  $R$  隨橋梁型態與下部結構之類別而異，可由表 3-2 得知。

而系統容許韌性容量  $R_a$ ，規範中對區域的不同分類計算如下：

(1) 一般工址與活動斷層近域：

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} \quad (3-16)$$

(2) 台北縣市區域

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2} \quad (3-17)$$

### 3.2.6 震區短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數

台灣震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數( $S_S^D$ 、 $S_1^D$ )，分別代表工址所屬震區在第一類(堅實)地盤下受設計地震作用時，短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度  $g$  之比值，是由 50 年 10% 超越機率的均布危害度分析求得，地震回歸期為 475 年，而均布危害度分析係考慮工址周圍約 200 公里以內過去發生之地震規模、震央及震源深度等，並利用結構短週期與一秒週期水平譜加速度隨距離、地震規模變化之衰減律以及其他地質構造等資料，經複雜的或然率分析而得。

而震區堅實地盤短週期與一秒週期之最大考量地震水平譜加速度係數( $S_S^M$ 、 $S_1^M$ )則是代表工址所屬震區在第一類(堅實)地盤下受最大考量地震作用時，短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度  $g$  之比值，由 50 年 2% 超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為 2500 年。

規範中將設計水平譜加速度係數依工址所屬之鄉、鎮、市、區位置定義以台南縣為例， $S_S^D$ 、 $S_1^D$ 、 $S_S^M$ 、 $S_1^M$  可由表 3-4 查出該係數值。而台北縣市則又劃分為兩部分，一個是一般震區，以台北市為例可由表 3-5 查表得到，另一個為台北盆地，於 3.2.9 節做說明。

### 3.2.8 反應譜工址地盤放大係數

反應譜工址地盤放大係數係考慮土壤之非線性放大效應，軟硬程度不同之地盤產生不同的地盤周期，進而改變短週期與長週期結構之

譜加速度放大倍率，故依據地盤種類與震區水平譜加速度係數，訂定  
工址地盤放大係數 $F_a$ 與 $F_v$ 。

$F_a$ 與 $F_v$ 可由表 3-6 與表 3-7 得到，在計算工址短周期與一秒周期  
設計水平譜加速度係數( $S_{DS}$ 、 $S_{D1}$ )與工址短周期與一秒周期最大考  
量水平譜加速度係數( $S_{MS}$ 、 $S_{M1}$ )時都要用到。

### 3.2.9 工址短周期與一秒周期設計水平譜加速度係數

規範中將工址短周期與一秒周期設計水平譜加速度係數分成三  
部分，一般工址、活動斷層近域及台北縣市區域三種情況，包含工址  
短週期與一秒周期之最大考量地震水平譜加速度係數分述計算如下：

(1) 一般工址：

$$S_{DS} = F_a \times S_S^D \quad (3-18)$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1^D \quad (3-19)$$

$$S_{MS} = F_a \times S_S^M \quad (3-20)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1^M \quad (3-21)$$

$F_a$  = 反應譜等加速度段之工址地盤放大係數。

$F_v$  = 反應譜等速度段之工址地盤放大係數。

(2) 活動斷層近域：

對於活動斷層近域，工址所屬震區堅實地盤之短週期與一秒週期  
水平譜加速度係數深受該斷層之特性以及工址與斷層間之水平距離  
的影響，若僅由均布危害度分析做考慮，則無法完整表現活動斷層之

區域特性，致使該區域考慮之地震力不足，設計出來的結構物無法反滿足耐震要求，必須藉由特徵地震之規模密度函數配合舊有之分析，定義斷層近域調整因子 $N_A$ 與 $N_V$ ，方能使結構物之設計趨於合理，滿足斷層近域之耐震要求，可由表 3-8 得到。

$$S_{DS} = F_a(S_S^D \times N_A) \quad (3-22)$$

$$S_{D1} = F_v(S_1^D \times N_V) \quad (3-23)$$

$$S_{MS} = F_a(S_S^M \times N_A) \quad (3-24)$$

$$S_{M1} = F_v(S_1^M \times N_V) \quad (3-25)$$

$N_A$  = 反應譜等加速度段之斷層近域調整因子。

$N_V$  = 反應譜等速度段之斷層近域調整因子。

(3) 台北縣市區域之台北盆地：

$$S_{DS} = 0.6 \quad (3-26)$$

$$S_{MS} = 0.8 \quad (3-27)$$

$$T_0^D, T_0^M = \begin{cases} 1.60 \text{ 秒(台北一區)} \\ 1.30 \text{ 秒(台北二區)} \\ 1.05 \text{ 秒(台北三區)} \end{cases} \quad (3-28)$$

$$S_{D1} = S_{DS} \times T_0^D \quad (3-29)$$

$$S_{M1} = S_{MS} \times T_0^M \quad (3-30)$$

非屬台北盆地之一般震區則查表 3-5 依式(3-16)至(3-19)計算得到。

### 3.2.10 設計總橫力下限值

橋梁震動單元之設計總橫力之下限值 $V_{min}$ 依下式計算：

$$V_{min} = \frac{I \times S_{aD}}{3.25\alpha_y} W \quad (3-31)$$

其中 $V_{min}$ 不得小於  $\frac{0.4I \times S_{DS}}{3.25\alpha_y} W$ 。

### 3.2.11 設計總橫力之分布

作用在橋梁單位長度上之設計水平地震力分布 $p_e(x)$ 以下式計算：

$$p_e(x) = \frac{w(x)u(x)}{\int w(x)u(x)dx} V \quad (3-32)$$

## 3.3 容量震譜法

在依規範分佈完設計地震力後，尚須設定結構之塑鉸性質，方能執行結構物之側推分析，或稱推垮分析，得到結構物之容量曲線，接著經過 ADRS 轉換後得到容量震譜曲線，最後本文以新的耐震分析方法進行結構物之耐震能力評估，屏除 ATC-40 繁複迭代的缺點，以較直接的方式探討結構物承受地震力之狀況。

### 3.3.1 設定塑鉸性質

本文之塑鉸設定方式係依據 FEMA 356 所建議的鋼筋混凝土非線性分析準則，在橋柱的柱頂以及柱底佈置塑性鉸，藉由設定與受力

狀態相符之塑性鉸，使結構物在承受地震力時可表現出彈性變形至塑性變形直到無法再承受側向力的狀態(圖 3-7)。針對橋柱塑鉸的參數設定可由表 3-8 查表得到，在 SAP2000 中是以 A~E 共五個點做設定(圖 3-8)，AB 段之線段表示彈性行為，BE 段之線段表示非線性行為，降伏彎距與轉角發生在 B 點，BC 段之變形階段中又分三個結構物性能點，分別是立即修復(Immediate Occupancy, IO)、生命安全(Life Safety, LS)和防止崩塌(Collapse Prevention, CP)。

### 3.3.2 結構物容量曲線

側推分析法(Pushover Analysis)，是藉著施加一組符合設計地震之水平力於結構物上，力量緩慢的增加，於模型上各個已佈置塑鉸點之位置，階段性的發生變化，經由紀錄整個結構物產生彈性變形，發生第一個降伏斷面，到進入塑性變形之階段，最後發生崩塌。每當結構物的狀態發生改變，程式就會修改有效勁度矩陣並計算不平衡力，直到整個結構物隨著各個塑性鉸上力量的卸載不能再承受側向力，或是極限位移為止，這一連串力與變形的關係，以曲線的形式繪於圖表上，是謂容量曲線(Capacity Curve)，縱軸為基底剪力(Base Shear)，橫軸為層頂位移(Displacement)，清楚地表示結構物在各個階段受力與變形行為(圖 3-9)。

### 3.3.3 結構物容量震譜曲線

容量震譜曲線(Capacity Spectrum Curve)係將結構物之層頂位移與總地震力的關係轉化程第一振態的關係，將真實結構物的多自由度系統假想成以單一振態來表示(圖 3-10)，轉換的方法是經由ADRS(Acceleration-Displacement Response Spectrum)格式，將容量曲線基底剪力與總地震力的關係分別轉成譜加速度(Spectrum Acceleration)與譜位移(Spectrum Displacement)的關係(圖 3-11)，轉換公式如下：

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W\alpha_1} \quad (3-33)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof,1}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}} \quad (3-34)$$

其中

$\alpha_1$  = 第一振態有效振態質量(Effective modal mass)。

$PF_1$  = 第一振態參與因子(Participation factor)。

$\phi_{1,roof}$  = 第一振態形狀在結構物頂部之值。

而 $\alpha_1$ 與 $PF_1$ 之計算方式如下：

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[ \sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2 \right]} \quad (3-35)$$

$$PF_1 = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1}^2)}{g}} \right] \quad (3-36)$$

其中

$w_i$  = 結構物第  $i$  個節點的重量。

$g$  = 重力加速度。

有關節點的位移表示結構物的第一振態下各個節點之位移。

### 3.3.4 容量譜曲線上任一性能點之周期與阻尼比

ATC-40 所建議的性能點求取方法，是利用容量震譜上選定的一個結構物性能點，以折減彈性設計需求譜經過繁複的迭代與收斂，直到與容量震譜交於一點為止，因為此法過程繁瑣故本節參考文獻【29】的做法，選定任一結構性能點的座標值，反推其所能承受的地表加速度，以較直接且易於接受的方式評估耐震能力。

容量震譜曲線上任一性能點之周期  $T_i$  可由下式計算：

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai}g \quad (3-37)$$

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作用，假設該選定之性能點之橫座標為  $d_{pi}$ ，縱座標為  $a_{pi}$ ，在經過雙線性化的容量譜曲線上(圖 3-12)，計算該遲滯迴圈之面積(每一振動周期遲滯阻尼所消散的能量)，表示如下：

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (3-38)$$



其中

$a_y$  = 結構之降伏譜加速度。

$d_y$  = 結構之降伏譜位移。

$E_D$  = 阻尼之消散能。

遲滯迴圈之等值彈性應變能 $E_{SO}$ (圖 3-13)由下式計算：

$$E_{SO} = \frac{a_{pi}d_{pi}}{2} \quad (3-39)$$

結構物之有效黏滯性阻尼比為：

$$\beta_{eff} = \beta_{basic} + \beta_0 \quad (3-40)$$

式中 $\beta_{basic}$ 為結構物之內含阻尼比，一般取為 5%， $\beta_0$ 為該遲滯迴圈所對應之遲滯阻尼比(Hysteretic damping ratio)，以等值黏滯性阻尼比(Equivalent viscous damping ratio)表示。

$\beta_0$ 的算式以及將式(3-38)與式(3-39)代入後得到：

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \times \frac{E_D}{E_{SO}} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3-41)$$

綜合上式後以百分比表示：

$$\beta_{eff} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (3-42)$$

考慮真實結構物的耐震能力並不好，導致遲滯迴圈沒有想像中完美，消散的能量不如預期，為此 ATC-40 利用阻尼折減係數 $\kappa$ 來考量此種問題，表 3-10 以不同結構物地震延時之長短分成三類。Type A 表示結構物具有良好消能能力，Type B 表示結構物具中等消能能力，

Type C 結構物消能能力不足。

既有 RC 橋梁若因施工未完善，或長年使用造成材料劣化，往往會有勁度衰減(stiffness degradation)、強度退化(strength deterioration)或是緊縮效應(pinching)等，這些問題都會導致遲滯迴圈不完美，因此式(3-42)必須做一修正，乘上一折減係數 $\kappa$ ，保守地限制結構物之消能行為：

$$\beta_{eff} = \beta_{basic} + \kappa\beta_0 = 0.05 + \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3-43)$$

### 3.3.5 阻尼比異於 5% 之修正係數

根據公路橋梁耐震設計規範【28】，橋梁阻尼比異於 5% 時，可依橋梁有效阻尼比 $\beta_{eff}$ ，由表 3-11 內插得短週期與一秒週期結構之阻尼比調整係數 $B_S$ 與 $B_1$ ，將水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ 調整為 $S_{DS}/B_S$ 與 $S_{D1}/B_1$ ，以及工址短周期與一秒周期之最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 與 $S_{M1}$ 修改成 $S_{MS}/B_S$ 與 $S_{M1}/B_1$ 。

### 3.3.6 任一性能點對應之地表加速度計算

結構物所能承受之最大地表加速度(Peak Ground Acceleration, GPA)，與結構物的基本振動周期 $T_i$ 、所在工址的水平譜加速度係數(如 $S_{DS}$ 、 $S_{aD}$ 等)、結構物之有效黏滯性阻尼比 $\beta_{eff}$ 和阻尼比異於 5% 之加速度修正係數 $B_S$ 與 $B_1$ 等有關，欲求對應之地表加速度 $A_i$ ，可由容量震譜上任一點 $a_{pi}$ 經由下式計算：

$$A_i = \frac{a_{pi} B_{S,1}(\beta_{eff})}{c} \quad (3-44)$$

其中 C 值為工址正規化水平加速度反應譜係數，為  $\frac{S_{ad}(T_i)}{0.24}$ 。

在民國 88 年版規範中工址水平加速度係數 Z 與 C 值的乘積就是工址設計地震水平譜加速度係數  $S_{ad}$ ，代表橋梁在設計地震作用下所引致的工址絕對水平譜加速度係數；對於若有需要依工址水平加速度係數 Z 進行其他本規範未規定之相關耐震設計或耐震評估時，即可取工址地表之水平加速度係數  $Z = 0.4S_{DS}$  進行分析【28】。

### 3.4 類神經網路模擬耐震分析

本文擬利用類神經網路建構橋梁之耐震分析系統，以基礎裸露為主要探討方向。首先介紹耐震分析流程，接著介紹橋梁模型和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 橋梁耐震分析流程

圖示橋梁之耐震分析流程(圖 3-14)，大致可分為五個步驟，分別是建立橋梁模型、設計地震力分佈、設定塑性鉸、側推分析和容量震譜法，其中又以設計地震力分佈(圖 3-15)和容量震譜法(圖 3-16)計算上較為繁瑣，再以流程圖圖示之。

本文之橋梁耐震評估流程以文字說明如下：

步驟一是建立橋梁模型，為了突顯本文之重點，針對基礎裸露橋梁進行耐震分析，所以在建立模型上，分配較多的變數於柱高上(原始柱長十公尺加上沖刷深度)，方便比較沖刷深度與耐震性能間變化

的關係，詳細之模型資料可參考本文 3.1 節。步驟二是設計地震力分佈，以我國現行之公路橋梁耐震設計規範，第二章靜力分析方法，在橋梁各個節點上佈置對應之地震力，地震力的求法和分佈可參考本文 3.2 節。步驟三是設定塑性鉸，根據文獻 FEMA 356 所分析的鋼筋混凝土柱之力學行為，在橋梁模型的橋柱頂與柱底加上對應之塑性鉸，使橋梁模型能正確地表現其彈性與非彈性變形的狀態，詳細資料可參考 3.3.1 節。步驟四是側推分析法，在設定完成塑性鉸之後，經過側推分析所得到的容量曲線就可完美表現結構物受力時，降伏到極限變形之基底剪力與柱頂位移的關係，接著打開程式所記錄的完整側推分析步幅，查看塑鉸的發展狀態、降伏點和崩塌點。步驟五是容量震譜法，將步驟四的容量曲線轉換成 ADRS 格式，得到容量譜曲線，接著以新的耐震評估法進行耐震評估，取代 ATC-40 繁複迭代的步驟，詳細方法參考本文 3.3 節。以上說明之分析流程，步驟一到步驟五，都將以類神經網路建立成數值分析系統。

### 3.4.2 類神經網路橋梁耐震分析模型

接續上節之耐震分析步驟，本文以倒傳遞類神經網路模擬之，圖示流程參考圖 3-14 至圖 3-16，類神經網路模式說明如下：

輸入層：包含四個神經元，分別是柱高(H)、上部結構總重量(W)、橋柱混凝土淨斷面積( $A_c$ )和縱向鋼筋斷面積( $A_s$ )。

隱藏層：包含十個神經元，因為第一次測試的結果已經很不錯，所以就固定為十個，隱藏層所使用的轉移函數是正切雙彎曲(tansig)轉移函數，此函數當變數趨近於正無限大與負無限大時，函數值趨近

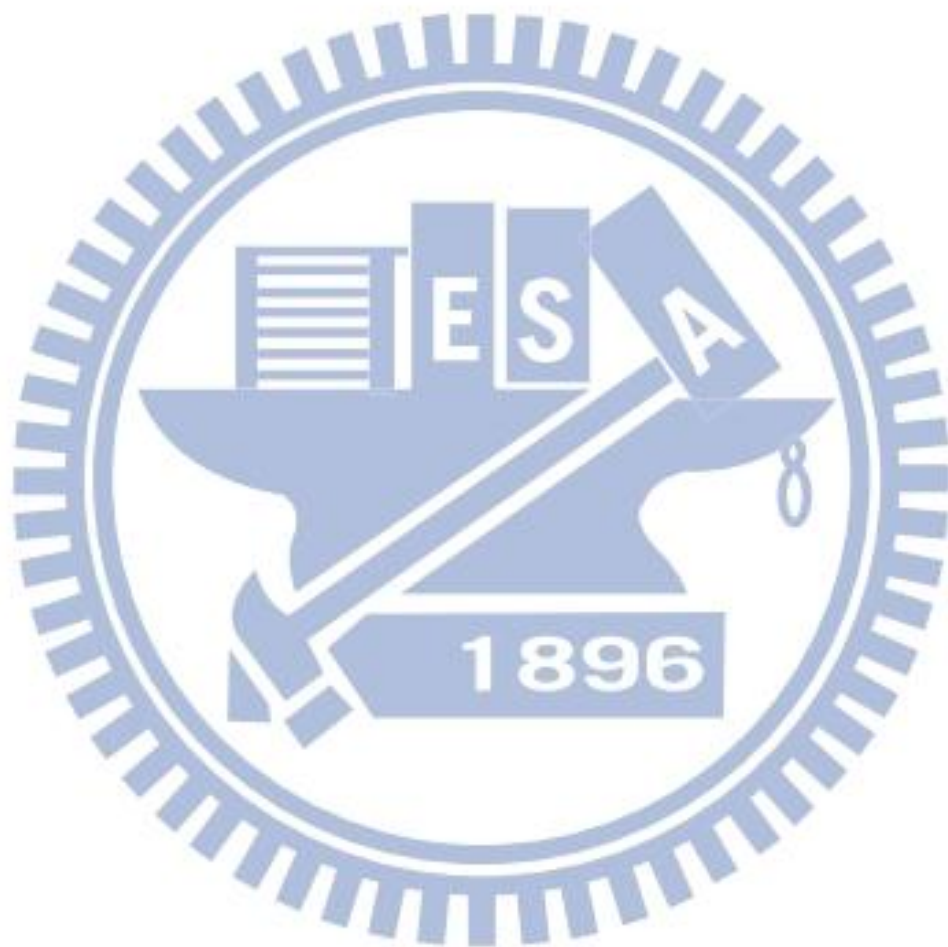
於常數，使得轉換後之輸出值介於-1 到+1 之間，示意圖參考圖 3-17 公式如下：

$$f(z) = \frac{e^z - e^{-z}}{e^z + e^{-z}} \quad (3-45)$$

輸出層：包含兩個神經元，分別是降伏地表加速度與崩塌地表加速度，單位為重力加速度 g，輸出層所使用的轉移函數是線性(purelin)轉移函數，此函數為單純之直線，能將輸出值對應到任意值，示意圖參考圖 3-18。

關於轉移函數和神經元的選擇並沒有一個明確的挑選方法，係根據所要模擬問題本身的條件和複雜度而定，必須經過程式實際執行後，依照神經網路的訓練狀況和結果來斷定；本文類神經網路之訓練演算法為比例共軛梯度演算法(Scaled Conjugate Gradient Algorithm)，此法在最陡坡降法(The Steepest descent method)的簡易演算程序和牛頓法(Newton's Method)的快速二次收斂之間取得一個折衷的辦法，因此被廣泛利用於求解各類問題，而神經網路在訓練過程中，必須有一個停止條件，透過指定訓練參數(Training Parameters)的方式，如最大迭代次數或是訓練時間等，本文以程式預設值為主，透過訓練的方式，類神經網路反覆學習，直到每個輸入層神經元都能正確對應到所需要的輸出；隨著訓練次數的增加，神經網路逐漸調整神經元中的權重值(Weights)和偏權值(Bias)，使得輸入值與目標值之間的誤差越來越小，但當訓練到達一定程度時有可能發生過度學習的情況，為了避免這種情況發生，神經網路裡需要一組新的樣本來驗證權重修正的正確性，這組資料稱為鑑效組(Validation Set)，這組資料並不會參與神經網路的學習，單純用來驗證權重修正的正確性，在訓練過程中，訓練資料的誤差理論上會趨近於零，鑑效組也是，但當過度學習發生

時，鑑效組的誤差不減反增，於是程式便會將訓練結果停止在鑑效組誤差在最低點時，本文之鑑效組是由程式隨機於訓練資料取樣而得，以期達到最佳之訓練結果。



## 第四章 數值模型與結果

第四章將說明本論文之研究步驟，以及所得到的結果。首先介紹本論文建立橋梁模型的方式以及模型分析的設定，接著介紹模型資料與分析結果，最後是類神經網路的架構、訓練結果以及模擬結果，整個研究流程可參考(圖 4-57)。

### 4.1 建立橋梁模型

本節主要是說明橋梁模型的小細節、設計地震力的設定方法以及模型分析的設定，詳細的模型資料、尺寸和數量可參考 3.1 節。

本文的橋梁模型是以有限元素軟體 SAP2000 建製，為一跨簡支型式的橋梁，橋柱底部使用節點限制(Joint Restrain)的方式模擬固定端(圖 4-1)，橋柱和上部結構的重心之間則以節點約束(Joint Constrain)的方式模擬鉸支承與滾支承(圖 4-2、圖 4-3)，這兩種針對節點的限制的方式不同之處在於節點約束是指兩個節點之間互動的限制，而節點限制則只針對一個節點做限制；本文因為是模擬一跨的橋梁，依照公路橋梁耐震設計規範，須在震動單元內共同邊界柱之柱頂模擬臨跨上部結構載重之半，而在 SAP2000 中，本文是以質量源(Mass Source)的方式做模擬(圖 4-4)，以重量的方式將臨跨上部載重之半加在柱頂，並定義質量來源來自橋梁元素以及附加重量；接著介紹設計地震力的設定，第一步是將建立完成的橋梁模型執行模態分析得到第一振態各節點的位移並將節點位移與節點質量輸出，第二步是配合規範中的設計總橫力與節點位移和質量計算各個節點的地震力大小(圖 4-5)，最後則是將設計地震力加到對應的節點上，完成側向力的加載，而在執行側推分析前還要設定與受力狀況相符的塑性鉸，

本文是以軸力-彎矩互制的塑鉸(P-M2-M3 Hinge)來模擬，在 SAP2000 中塑鉸的模擬方式可參考圖 3-8；設定完側向力以及塑鉸後就可以執行側推分析，有兩個步驟，第一步先執行自重分析，將模型的狀態調整到承受自身重量的狀態，並記錄下執行完成的狀態(圖 4-6)，第二步接續步驟一，以上一步的最後狀態繼續執行非線性靜力側推分析，並以位移控制的方式逐步記錄側推下橋梁的反應(圖 4-7)。

## 4.2 數值分析結果

本節將介紹橋梁模型中的重要參數與相對應的分析結果，分別對 21 個不同狀態的橋梁探討其未沖刷時以及 9 種不同沖刷深度下橋梁的耐震能力，在耐震能力分析前先進行容量震譜曲線的比較，藉此驗證模型的正確性(圖 4-58)，而橋柱的側向勁度比較圖則是取橋梁未降伏前的總橫力與柱頂位移的比值。

### (1)模型 001~010:

上部結構載重 556.94 噸重，橋柱直徑 2.2 公尺，橋柱主筋配筋為#11x53，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-8)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-9)。

### (2)模型 011~020:

上部結構載重 533.74 噸重，橋柱直徑 2.2 公尺，橋柱主筋配筋為#11x53，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-10)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-11)。

### (3)模型 021~030:



上部結構載重 545.34 噸重，橋柱直徑 2.2 公尺，橋柱主筋配筋為#11x53，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-12)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-13)。

(4)模型 031~040:

上部結構載重 568.55 噸重，橋柱直徑 2.2 公尺，橋柱主筋配筋為#11x53，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-14)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-15)。

(5)模型 041~050:

上部結構載重 580.15 噸重，橋柱直徑 2.2 公尺，橋柱主筋配筋為#11x53，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-16)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-17)。

(6)模型 051~060:

上部結構載重 591.75 噸重，橋柱直徑 2.2 公尺，橋柱主筋配筋為#11x53，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-18)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-19)。

(7)模型 061~070:

上部結構載重 603.36 噸重，橋柱直徑 2.2 公尺，橋柱主筋配筋為#11x53，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-20)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-21)。

(8)模型 071~080:

上部結構載重 556.94 噸重，橋柱直徑 2.1 公尺，橋柱主筋配筋

為#11×48，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-22)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-23)。

(9)模型 081~090:

上部結構載重 533.74 噸重，橋柱直徑 2.1 公尺，橋柱主筋配筋為#11×48，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-24)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-25)。

(10)模型 091~100:

上部結構載重 545.34 噸重，橋柱直徑 2.1 公尺，橋柱主筋配筋為#11×48，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-26)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-27)。

(11)模型 101~110:

上部結構載重 568.54 噸重，橋柱直徑 2.1 公尺，橋柱主筋配筋為#11×48，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-28)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-29)。

(12)模型 111~120:

上部結構載重 580.15 噸重，橋柱直徑 2.1 公尺，橋柱主筋配筋為#11×48，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-30)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-31)。

(13)模型 121~130:

上部結構載重 591.75 噸重，橋柱直徑 2.1 公尺，橋柱主筋配筋為#11×48，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-32)，而橋梁基

本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-33)。

(14)模型 131~140:

上部結構載重 603.36 噸重，橋柱直徑 2.1 公尺，橋柱主筋配筋為 #11×48，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-34)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-35)。

(15)模型 141~150:

上部結構載重 556.94 噸重，橋柱直徑 2 公尺，橋柱主筋配筋為 #11×44，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-36)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-37)。

(16)模型 151~160:

上部結構載重 533.74 噸重，橋柱直徑 2 公尺，橋柱主筋配筋為 #11×44，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-38)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-39)。

(17)模型 161~170:

上部結構載重 545.34 噸重，橋柱直徑 2 公尺，橋柱主筋配筋為 #11×44，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-40)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-41)。

(18)模型 171~180:

上部結構載重 568.55 噸重，橋柱直徑 2 公尺，橋柱主筋配筋為 #11×44，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-42)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-43)。

(19)模型 181~190:

上部結構載重 580.15 噸重，橋柱直徑 2 公尺，橋柱主筋配筋為 #11×44，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-44)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-45)。

(20)模型 191~200:

上部結構載重 591.75 噸重，橋柱直徑 2 公尺，橋柱主筋配筋為 #11×44，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-46)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-47)。

(21)模型 201~210:

上部結構載重 603.36 噸重，橋柱直徑 2 公尺，橋柱主筋配筋為 #11×44，隨著沖刷深度變化的耐震能力參考(圖 4-48)，而橋梁基本振動周期與橋柱側向勁度的關係參考(圖 4-49)。

### 4.3 類神經網路架構與模擬結果

本文之類神經網路架構可參考圖 4-50，並將 210 個橋梁模型的耐震分析結果，分成 190 組訓練案例和 20 組測試案例，而類神經網路模型的設定參數可參考表 3-12。

類神經網路的訓練參數如下:

Input: {H, W,  $A_c$ ,  $A_s$ }

柱高(H)=

{10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19}

上部結構載重(W) =

{556.94, 533.74, 545.34, 568.55, 580.15, 591.75, 603.36}

混凝土淨斷面積( $A_c$ )=

{3.8013, 3.4636, 3.1416}

主筋斷面積( $A_s$ ) =

{0.05335, 0.048317, 0.04429}

Output: {降伏 PGA 值, 崩塌 PGA 值}

本文以比例共軛梯度法訓練類神經網路，由圖 4-51 可看到類神經網路的訓練結果，在迭代次數 iterations=105 時完成訓練，訓練結果的均方誤差 MSE=1.37e-05(R=0.9994)，訓練完成後接著進行模擬，將事先取出的 20 筆資料讓類神經網路進行預測，這 20 筆資料是從上節 21 種分類橋梁隨機取出兩種，這兩種橋樑各有兩組隨著沖刷深度變化的降伏以及崩塌地表加速度值，這邊將分別以四張曲線圖做比較(圖 4-53 至圖 4-56)，而這 20 筆預測值與數值分析值之間的均方誤差 MSE=9.3895e-06(R=0.998835)參考圖 4-52。

## 第五章 結論與建議

本研究主要探討基礎裸露橋梁的耐震能力，使用靜力分析方法分析橋梁在地震力作用下的非線性行為，並嘗試改變橋梁的模型尺寸；除了與沖刷深度有關的參數外，還藉由改變橋梁的上部結構重量、橋柱直徑和主筋量，觀察這些參數與橋梁耐震能力的關係，最後再使用類神經網路建構一個橋梁耐震能力評估系統，經過訓練和模擬的結果發現，倒傳遞類神經網路確實能準確預測橋梁的耐震能力，研究所得的結論與建議如下：

### 5.1 結論

1. 本文利用有限元素軟體建立 210 個橋梁模型，其中 190 個用來訓練類神經網路，剩下 20 個用來測試類神經網路的可用性，由測試案例結果證實，模擬基礎裸露橋梁的耐震能力確實可行。
2. 由研究結果顯示，當沖刷度在  $1/3$  原始柱長內的時候，耐震能力下降的趨勢較不明顯，甚至有可能發生沖刷深度較深耐震能力卻較高的情形，原因主要是橋梁周期拉長所造成；但是沖刷深度超過原始柱長  $1/3$  之後這種情況便不再發生。
3. 藉由選擇適當之學習演算法、神經元數目和轉移函數，使類神經網路可有效率地模擬出沖刷後橋梁耐震性能與沖刷深度之間非線性變化的趨勢。

## 5.2 建議

接續上節的結論，本研究係以加長柱長的方式模擬橋墩之沖刷，由於實際之土壤行為模擬不易，當大地震發生時，甚至有發生土壤液化的可能，如何有效的模擬土壤與結構之間的互制行為將有助於了解更真實的橋梁受力反應；本文的橋梁模型為單柱式橋墩，建議可將模型延伸至多柱式橋墩之橋梁，觀察單柱與多柱之間耐震性能之差異，增加類神經網路的適用範圍。



## 參考文獻

- 【1】 蔡益超，張荻薇，楊永斌，「公路橋梁耐震設計規範草案研究」，國家地震工程研究中心，NCEE-93-005，民國八十二年十月。
- 【2】 國家地震工程研究中心，「九二一集集大地震全面勘災精簡報告」，NCEE-99-033，民國八十八年十二月。
- 【3】 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。
- 【4】 ATC, 「Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings」 volume 1、2, ATC-40 report, Applied Technology Council, California, 1996.
- 【5】 Sung, Y. C., and I. C., “A New Approach to Performance-Based Seismic Evaluation for Bridge, “Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Workshop on Performance-Based Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities, Tokyo, 2002.
- 【6】 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,” *12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, paper no. 0958, 2000.
- 【7】 Nagao T., H. Mukai, and D. Nishikawa, “Case Studies on Performance Based Seismic Design Using Capacity Spectrum



Method,” *12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, paper no. 0694, 2000.

- 【8】 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。
- 【9】 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。
- 【10】 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.
- 【11】 Abeyasinghe 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.
- 【12】 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。
- 【13】 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。
- 【14】 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。

- 【15】 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。
- 【16】 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。
- 【17】 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。
- 【18】 SEAOC Vision 2000 Committee, VISION 2000-Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, 1995.
- 【19】 FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., 1997.
- 【20】 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.
- 【21】 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

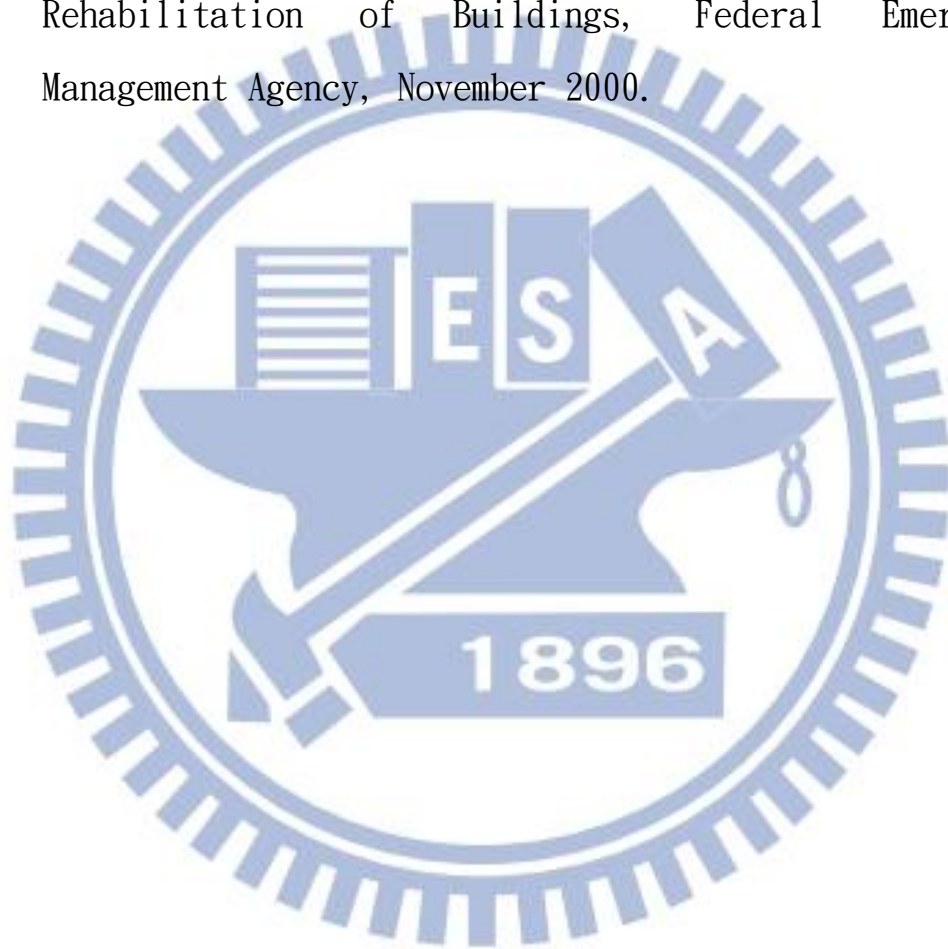
Engineering, 113~122, Bremerton, 1975.

- 【22】 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。
- 【23】 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。
- 【24】 Anderson J. and Rosenfeld E., “Neurocomputing: Foundations of Research.” , 1989.
- 【25】 Rumelhart D. and McClelland J., “Parallel Distributed Processing: Explorations in the Microstructure of Cognition.” , Vol.1, Cambridge, MA: MIT Press, 1986.
- 【26】 Rumelhart, D.E., et al., 「 Learning international 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.
- 【27】 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.

【28】 交通技術標準規範公路類公路工程部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國九十八年六月。

【29】 陳彥豪，基礎裸露橋梁耐震能力評估，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文，蔡益超教授指導，民國九十三年六月。

【30】 FEMA 356, Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, November 2000.



## 附表

表 3-1 用途係數 I 【28】

橋梁類別	用途係數
高速公路	1.2
重要公路、跨越重要設施之公路橋梁、城鎮之主要聯外公路橋梁	1.2
其他	1.0

表 3-2 結構系統韌性容量 R 【28】

類別	下部結構	R
1.	壁式橋墩	2.0
2.	單柱橋墩	3.0
3.	多柱構架式橋墩	4.2
4.	RC 樁構架式橋墩	
	全為垂直樁	3.0
	1 支或 1 支以上斜樁	1.6
5.	鋼樁或鋼與混凝土合成樁構架式橋墩	
	全為垂直樁	4.2
	1 支或 1 支以上斜樁	3.0

表 3-3 起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y$  【28】

構材設計方法	$\alpha_y$
鋼筋混凝土構材強度設計法	1.65
鋼構材容許應力設計法	1.70

表 3-4 震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_S^D$ 與 $S_1^D$ 與

最大考量水平譜加速度係數 $S_S^M$ 與 $S_1^M$  【28】

縣市	鄉鎮市區	$S_S^D$	$S_1^D$	$S_S^M$	$S_1^M$	臨近之斷層
台南縣	新營市	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹽水鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	白河鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	柳營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	後壁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	麻豆鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	下營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六甲鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	官田鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大內鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	佳里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	學甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	七股鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	將軍鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新化鎮	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	善化鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	新市鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
安定鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層	
山上鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層	
玉井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層	
楠西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		
南化鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		

縣市	鄉鎮市區	$S_5^D$	$S_1^D$	$S_5^M$	$S_1^M$	臨近之斷層
	左鎮鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	仁德鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	歸仁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	關廟鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	龍崎鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	永康市	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層

表 3-5 台北縣市屬一般震區之村里及其震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_5^D$ 與 $S_1^D$ 與最大考量水平譜加速度係數 $S_5^M$ 與 $S_1^M$

【28】

台北市	文山區	指南里、萬芳里、老泉里、博嘉里 (共 4 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	南港區	舊莊里、九如里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	內湖區	大湖里、金瑞里、碧山里、內溝里 (共 4 里)	0.6	0.35	0.7	0.45
	士林區	天母里、永福里、公館里、新安里、陽明里、菁山里、平等里、溪山里、翠山里 (共 9 里)	0.5	0.3	0.8	0.5
	北投區	永和里、林泉里、開明里、中和里、秀山里、泉源里、湖山里 (共 7 里)	0.5	0.3	0.7	0.45

表 3-6 反應譜等加速度段之工址放大係數 $F_a$ (線性內插求值)【28】

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 $S_S$ ( $S_S^D$ 、 $S_S^M$ )				
	$S_S \leq 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \geq 0.9$
第一類地盤 (堅實地盤)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤 (普通地盤)	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤 (軟弱地盤)	1.2	1.1	1.1	1.0	1.0

表 3-7 反應譜等速度段之工址放大係數 $F_v$ (線性內插求值)【28】

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1$ ( $S_1^D$ 、 $S_1^M$ )				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
第一類地盤 (堅實地盤)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤 (普通地盤)	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤 (軟弱地盤)	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4



表 3-8 各第一類活動斷層近域調整因子 $N_A$ 與 $N_V$ 【28】

斷層名稱	設計地震		最大考量地震	
	$N_A$	$N_V$	$N_A$	$N_V$
1. 獅潭斷層 神卓山斷層	1.14	1.17	1.13	1.21
2. 屯子腳斷層	1.14	1.16	1.13	1.21
3. 車籠埔斷層	1.12	1.18	1.13	1.25
4. 梅山斷層	1.19	1.22	1.15	1.24
5. 大尖山斷層 觸口斷層	1.08	1.08	1.11	1.21
6. 新化斷層	1.12	1.08	1.15	1.15
7. 花東縱谷地區斷層 (含米崙、玉里、池上與奇美 斷層)	1.21	1.29	1.16	1.29

表 3-9 塑鉸發展設定參數【30】

Conditions	Modeling Parameters <sup>4</sup>			Acceptance Criteria <sup>4</sup>						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
<b>ii. Columns controlled by shear<sup>1,3</sup></b>										
All cases <sup>5</sup>			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
<b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1,3</sup></b>										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P<sub>o</sub><sup>1,3</sup></b>										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

表 3-10 ATC-40 阻尼折減係數 $\kappa$

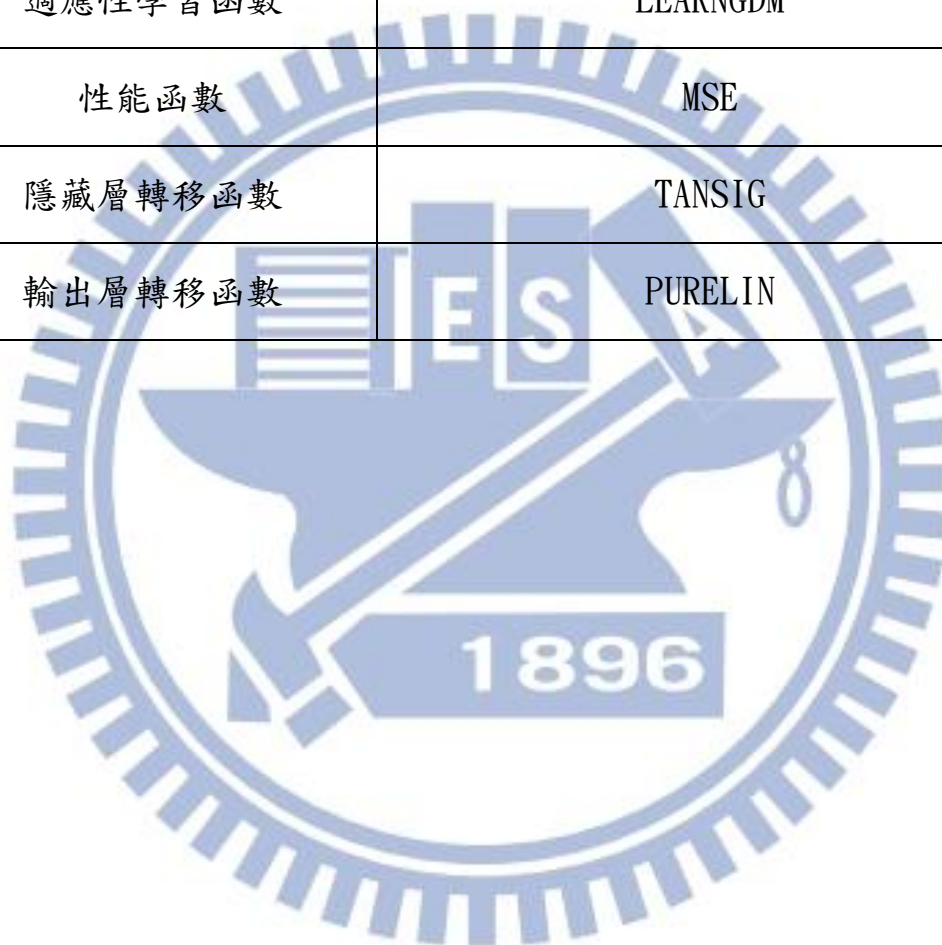
結構型態	$\beta_0$ (%)	$\kappa$
Type A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	任意值	0.33

表 3-11 短週期與一秒週期結構之阻尼比修正係數 $B_S$ 與 $B_1$ （線性內插求值）【28】

有效阻尼比 $\xi$ (%)	$B_S$	$B_1$
$< 2$	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
$\geq 20$	1.60	1.50

表 3-12 類神經網路相關參數

參數設定	
網路類型	MLP(Feed-forward back)
訓練函數	TRAINSCG(Scaled Conjugate Gradient)
適應性學習函數	LEARNGDM
性能函數	MSE
隱藏層轉移函數	TANSIG
輸出層轉移函數	PURELIN



# 附圖

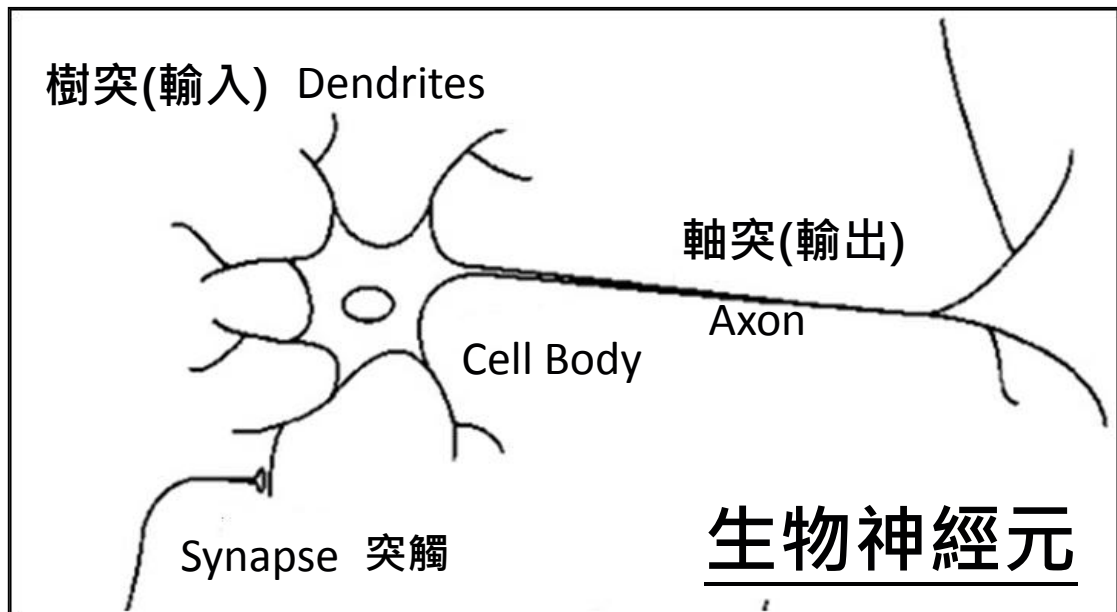


圖 2-1 生物神經元模式

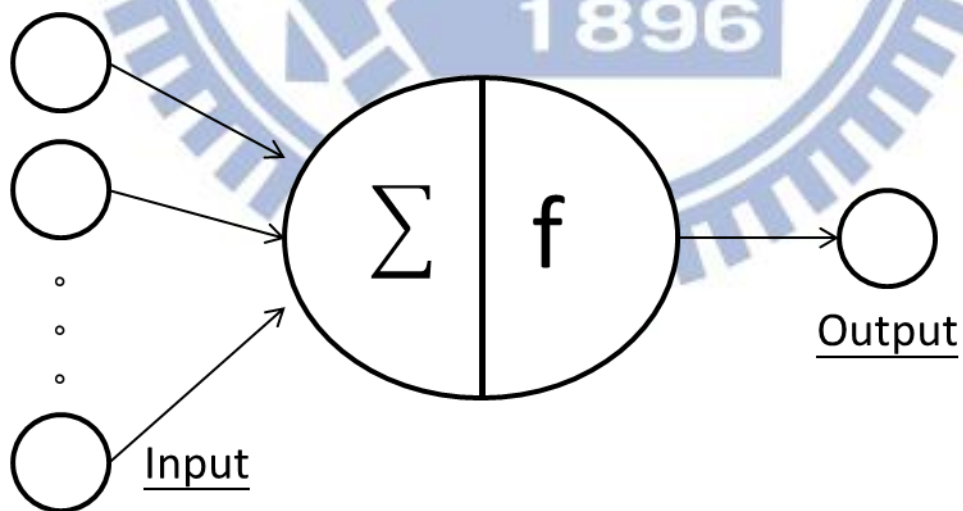


圖 2-2 轉移函數  $f$

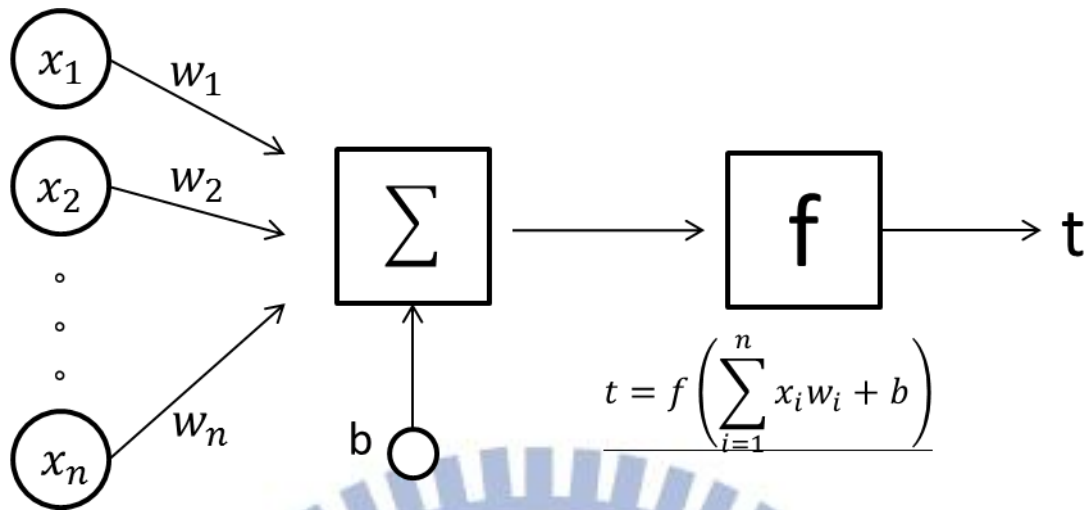


圖 2-3 單個感知器

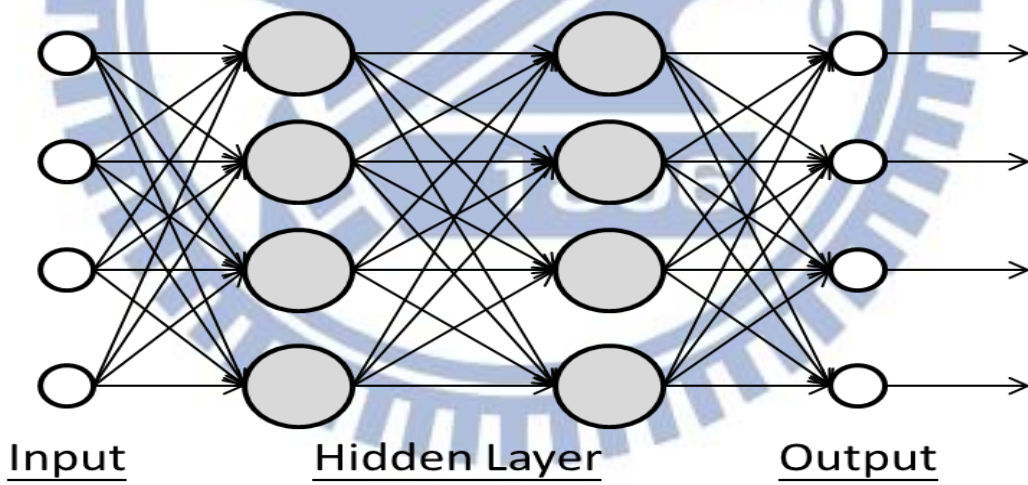


圖 2-4 多層感知器(隱藏層、輸出層神經元各為單個感知器)

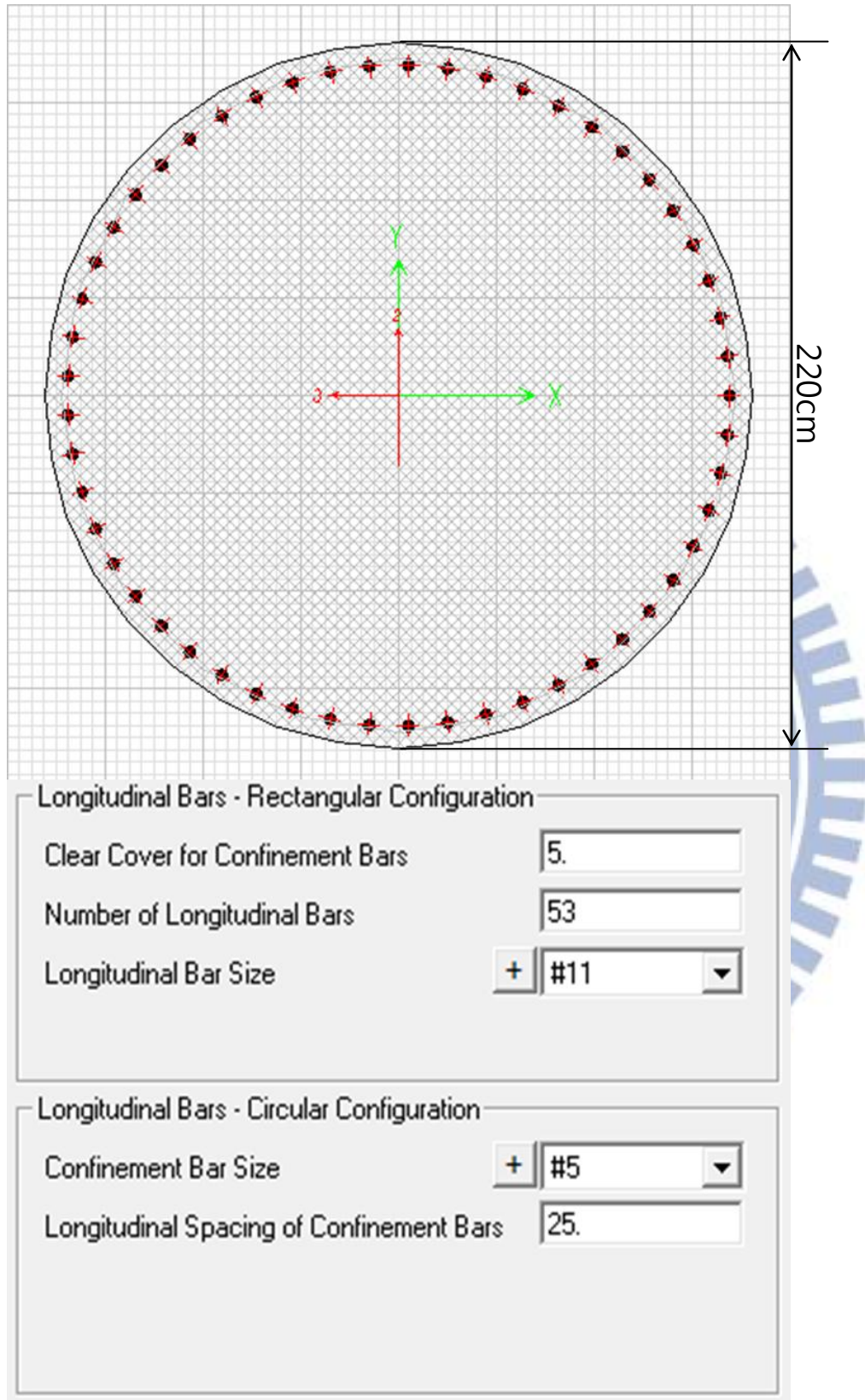


圖 3-1 橋柱配筋示意圖(kgf, cm, C)

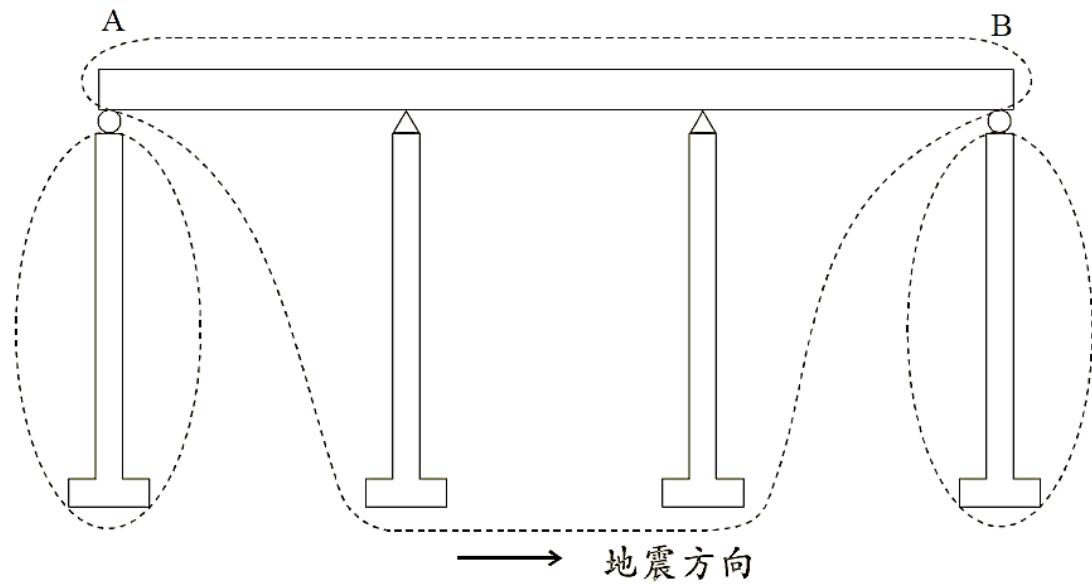


圖 3-2 橋軸向振動單元【28】

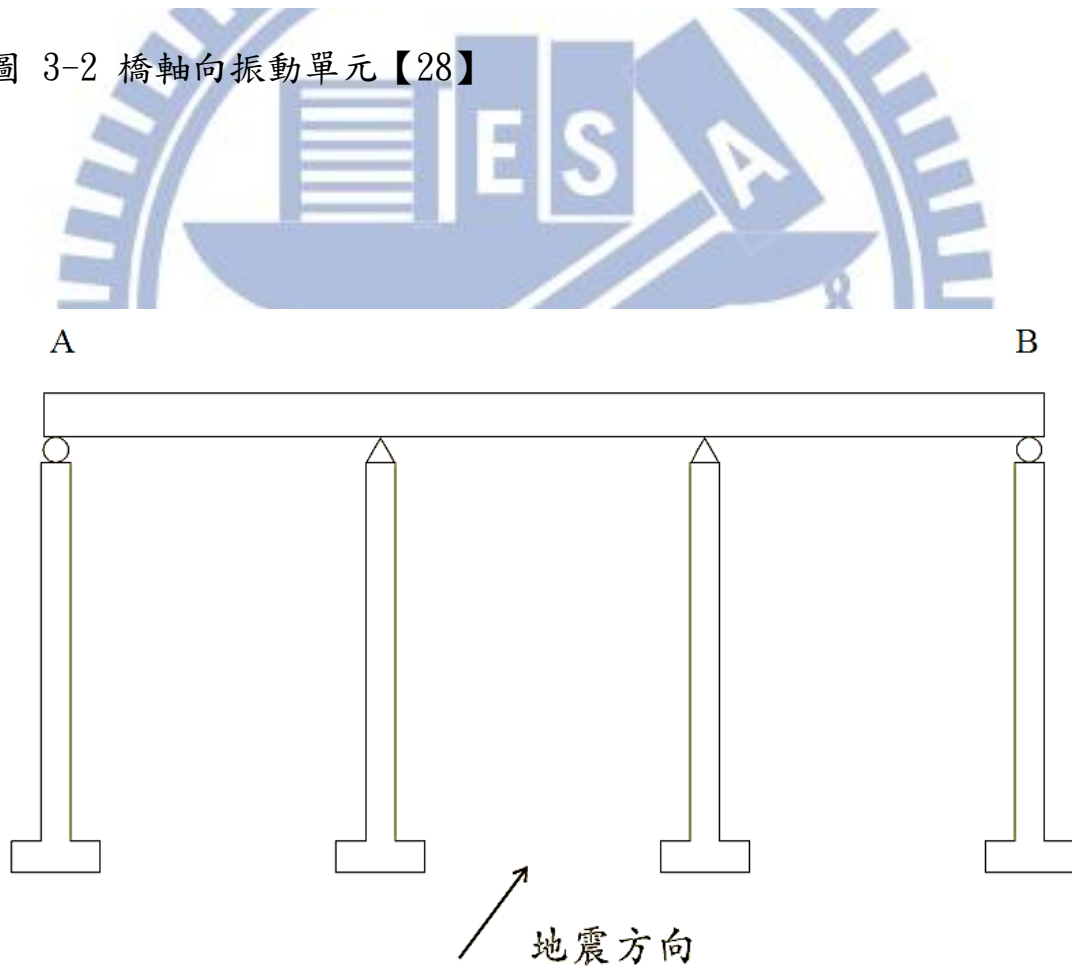


圖 3-3 橫向振動單元【28】



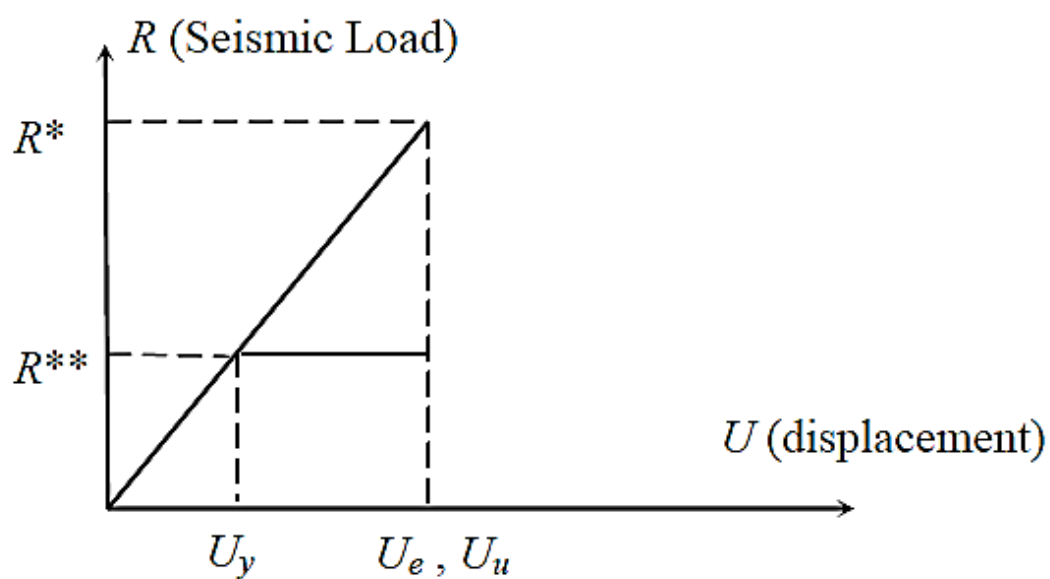


圖 3-4 彈性系統與彈塑性系統位移反應(等位移原理)【28】

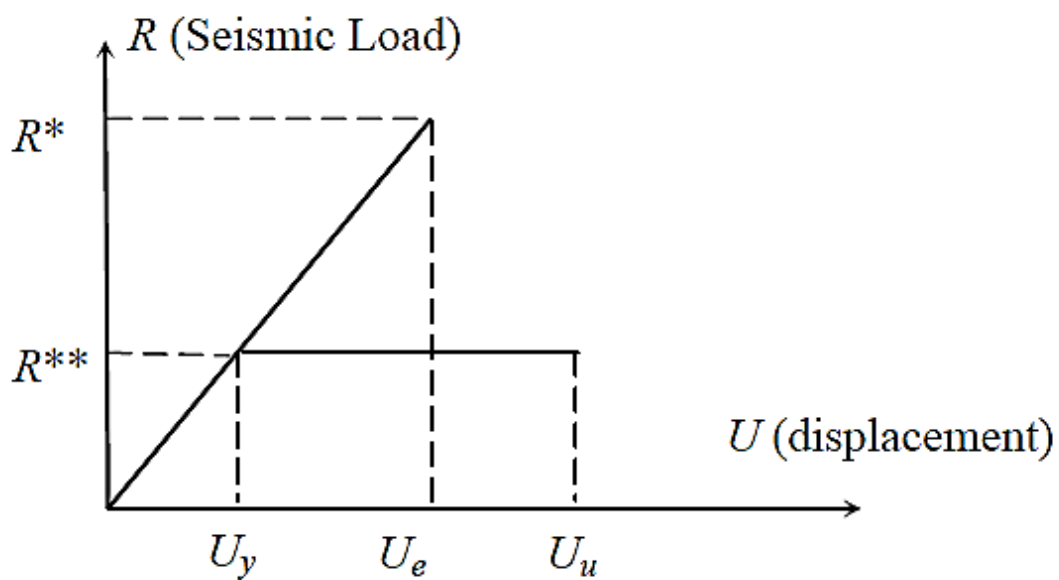


圖 3-5 彈性系統與彈塑性系統位移反應(能量相等法則)【28】

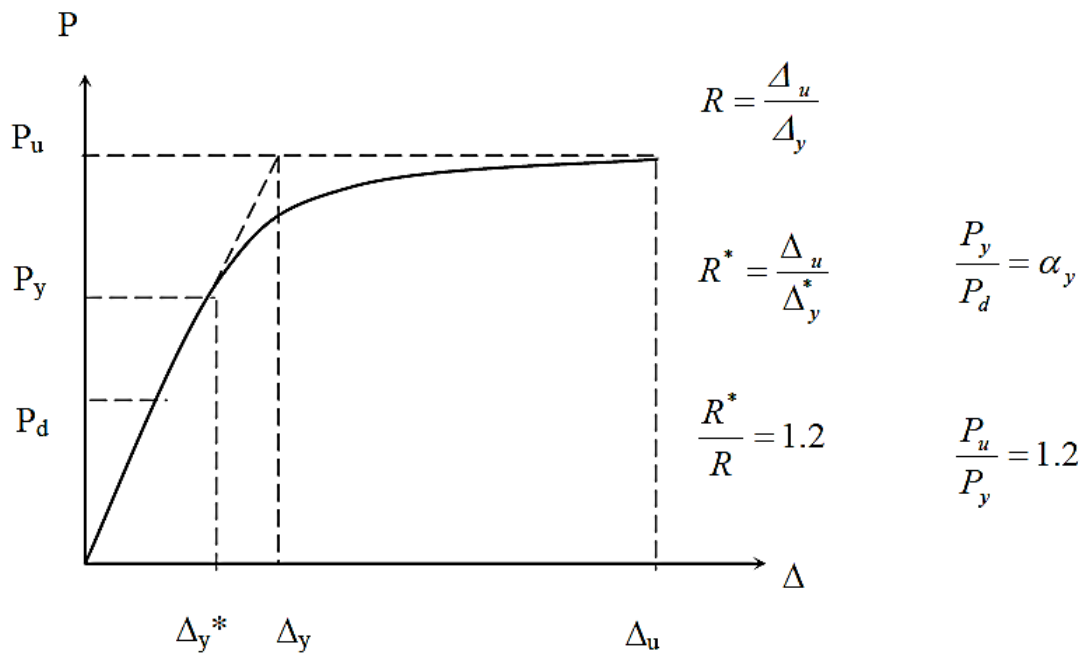


圖 3-6 橋梁設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量  $R$ 【28】

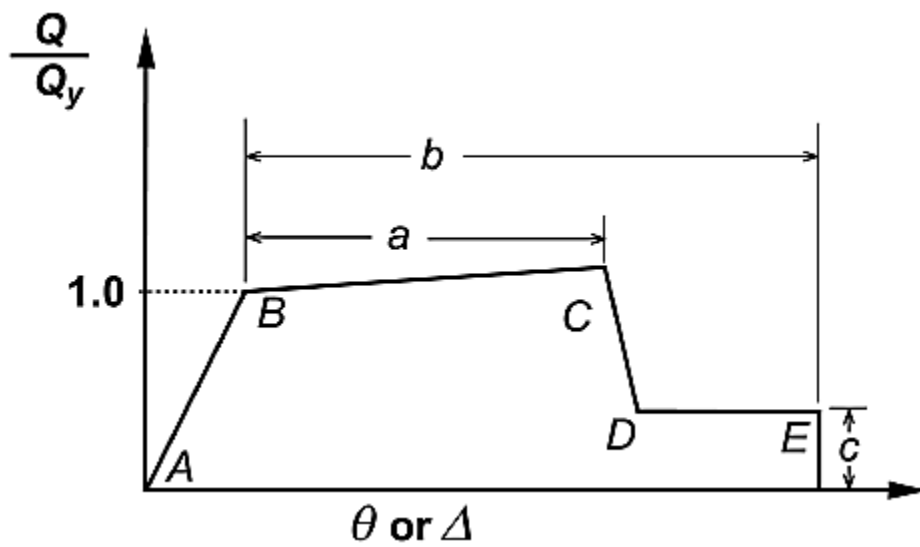


圖 3-7 塑鉸發展圖(Deformation)【30】

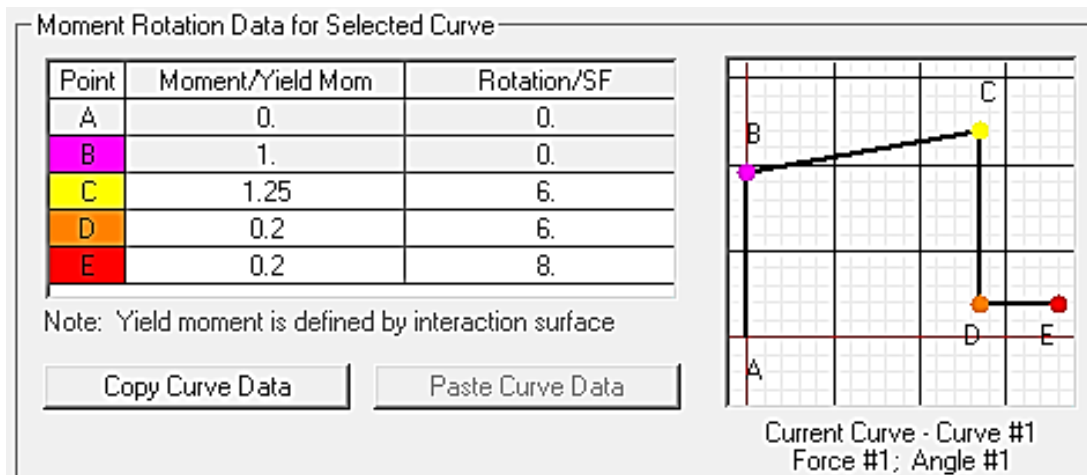


圖 3-8 SAP2000 P-M2-M3 塑鉸設定

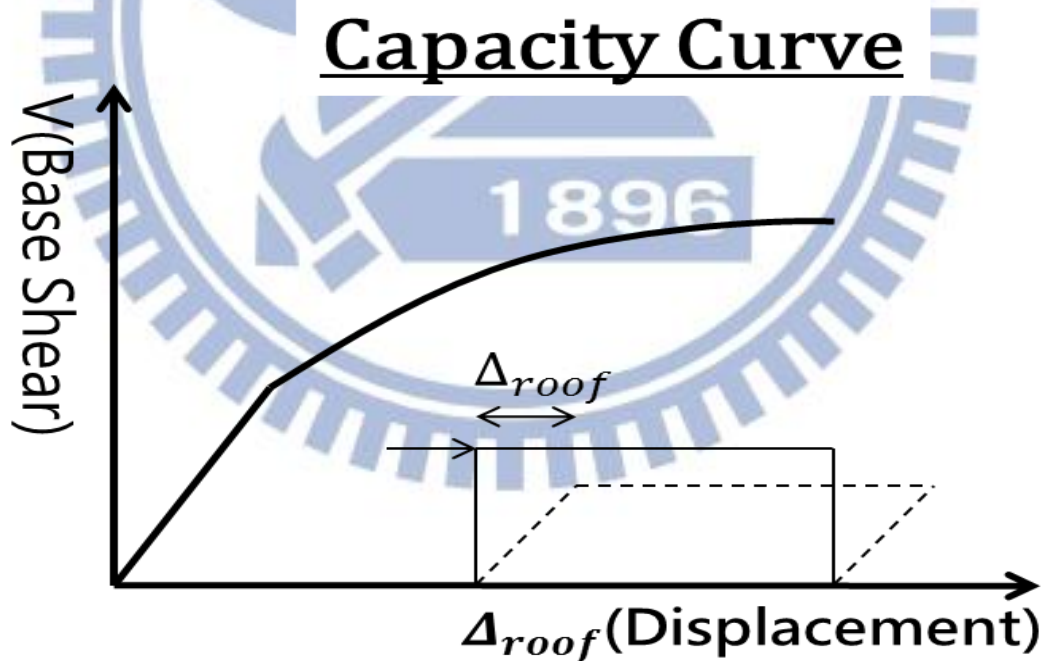


圖 3-9 容量曲線示意圖

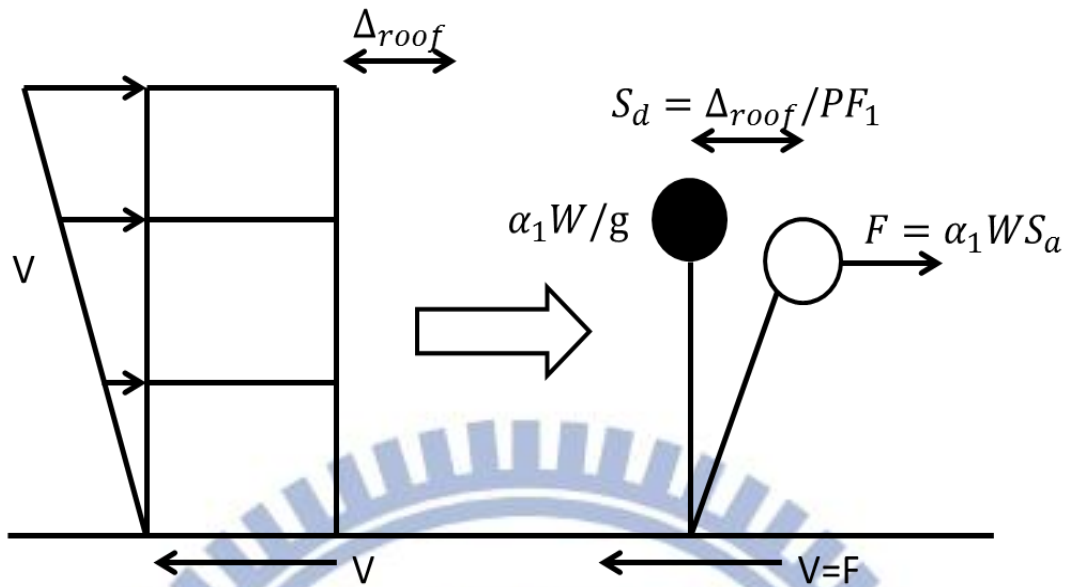


圖 3-10 轉換單自由度系統示意圖

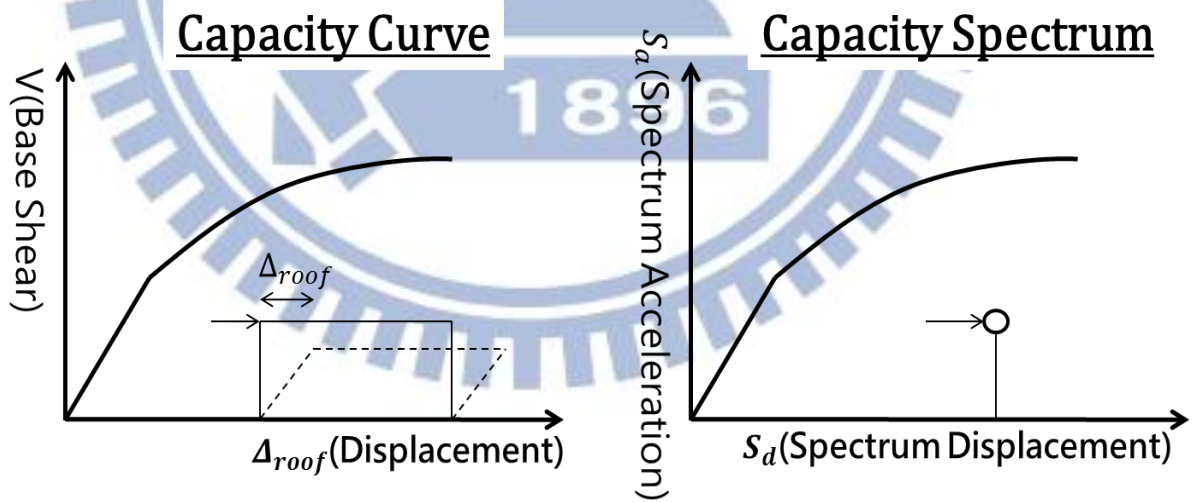


圖 3-11 容量曲線(左)轉換成容量譜曲線(右)

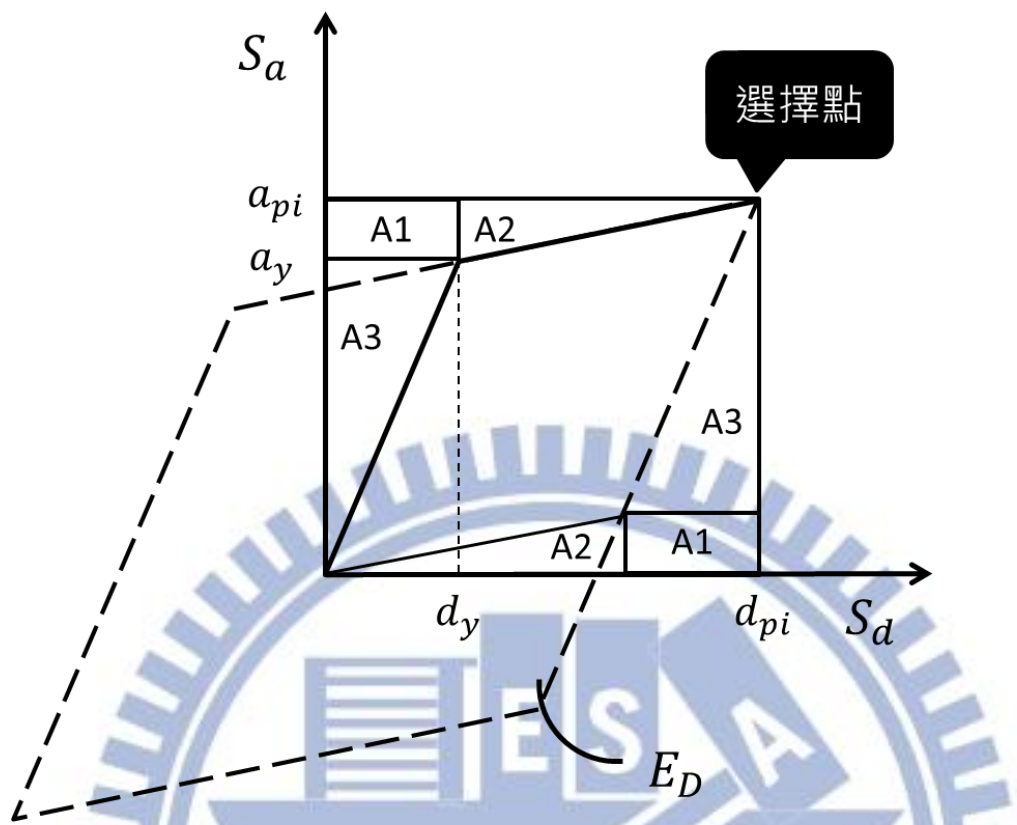


圖 3-12 雙線性化容量譜曲線後之遲滯迴圈

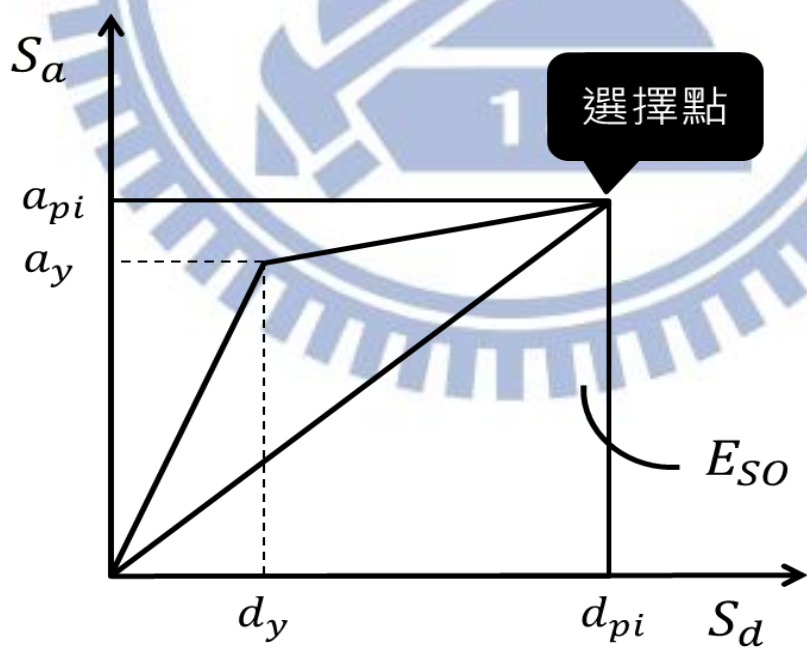


圖 3-13 遲滯迴圈之等值彈性應變能  $E_{SO}$

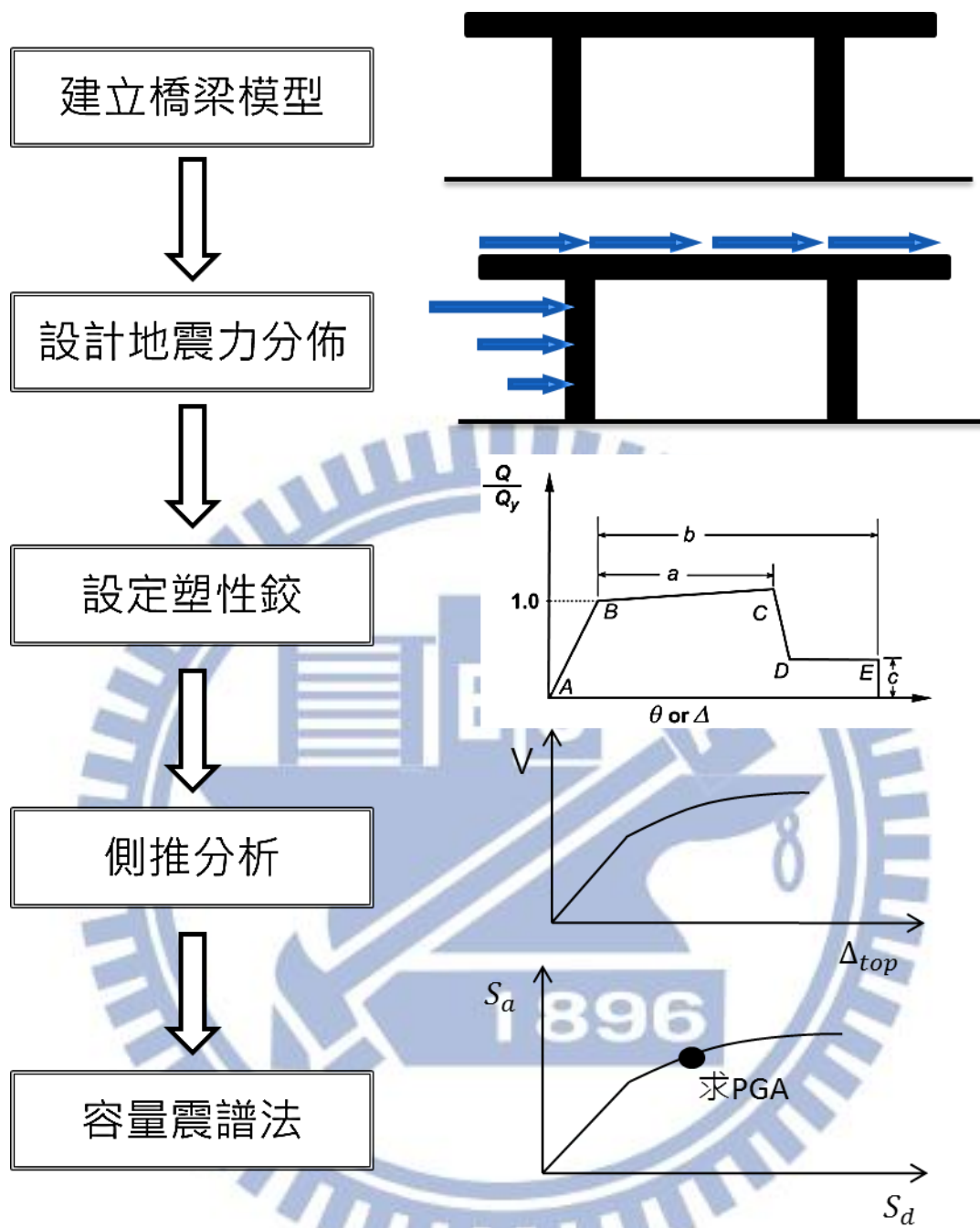


圖 3-14 橋梁之耐震分析流程

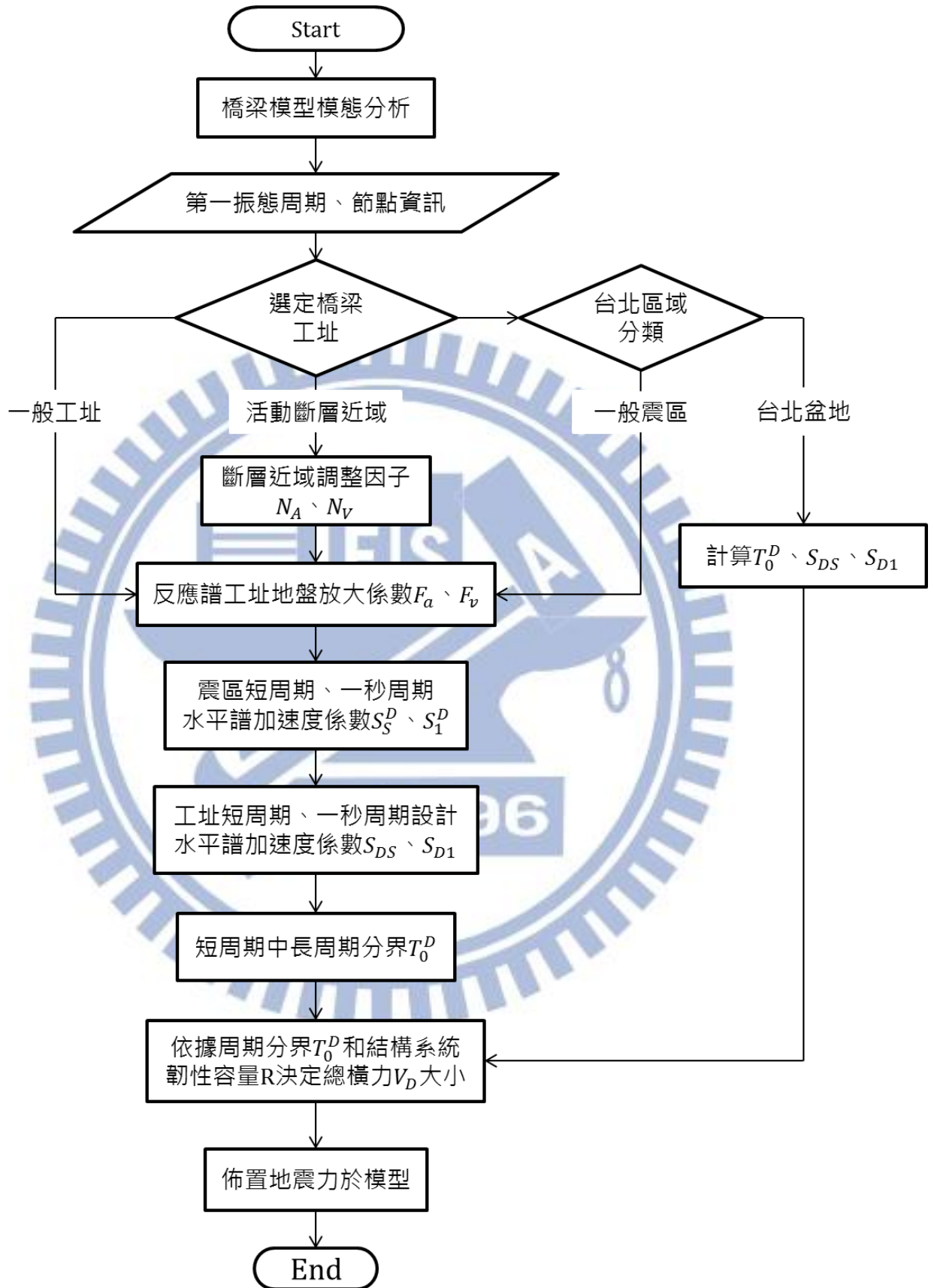


圖 3-15 計算設計地震力大小與分佈

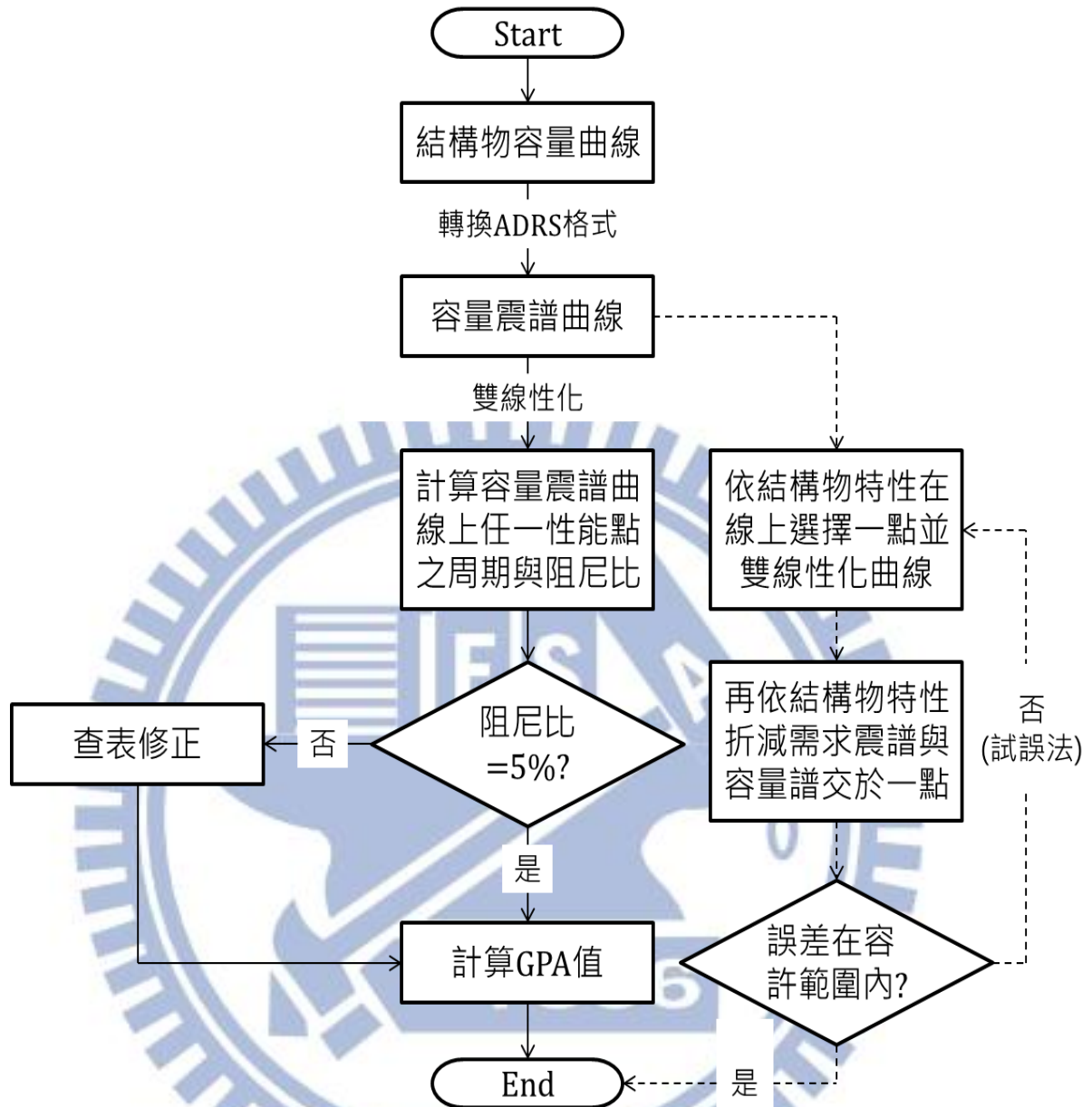


圖 3-16 本文使用的耐震分析流程(實線)與 ATC-40 所建議的分析流程(虛線)



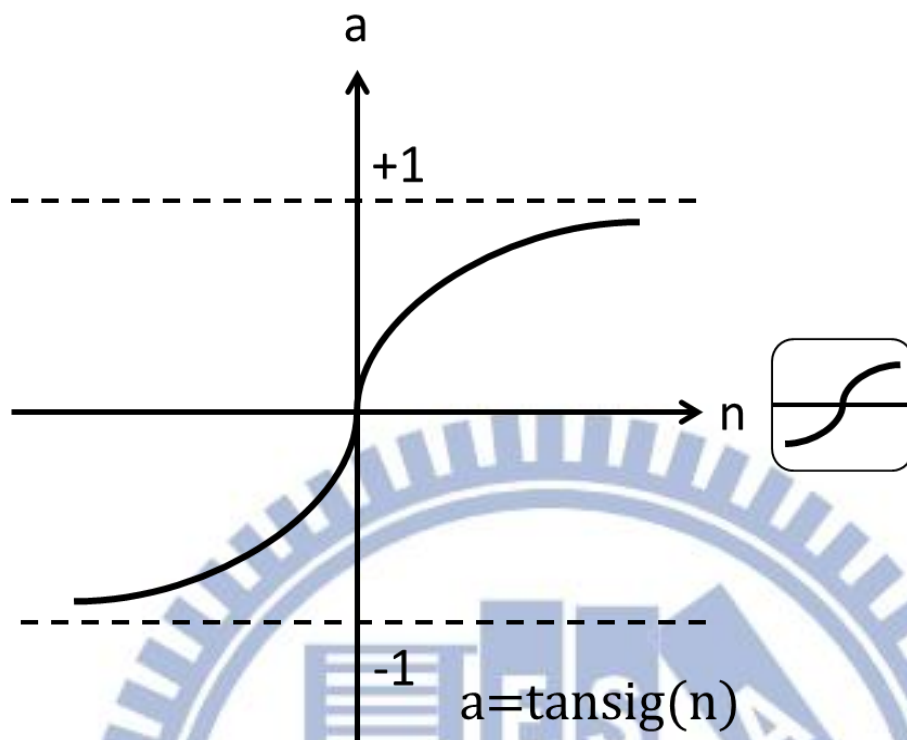


圖 3-17 正切雙彎曲轉移函數

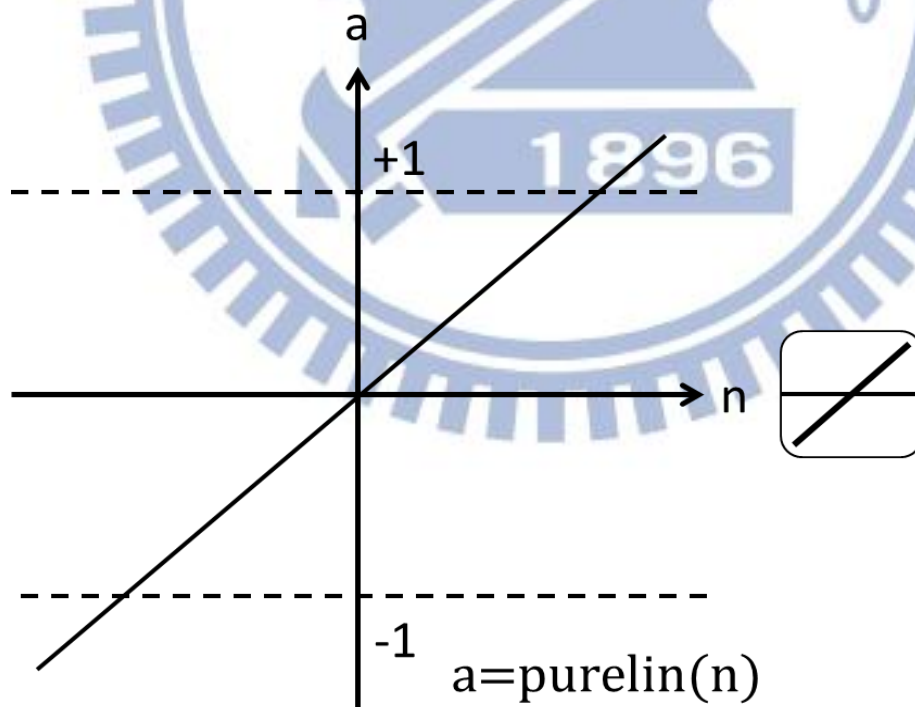


圖 3-18 線性轉移函數

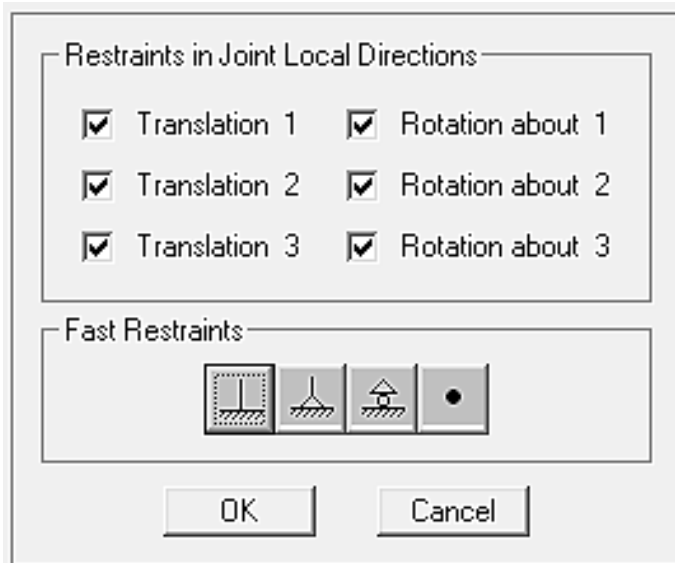


圖 4-1 Joint Restraint

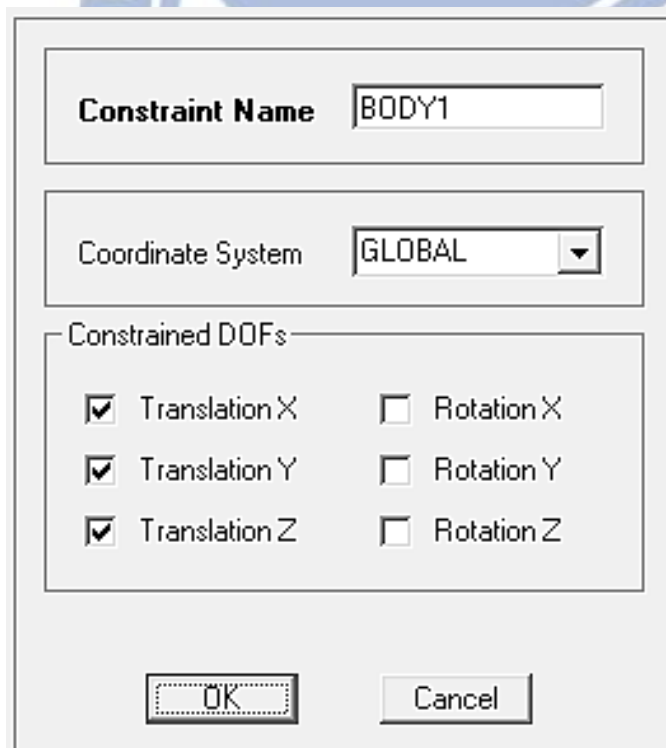


圖 4-2 Joint Constraint(Hinge Support)

**Constraint Name**

**Coordinate System**

**Constrained DOFs**

Translation X       Rotation X

Translation Y       Rotation Y

Translation Z       Rotation Z

圖 4-3 Joint Constraint(Roller Support)

**Mass Definition**

From Element and Additional Masses

From Loads

From Element and Additional Masses and Loads

**Define Mass Multiplier for Loads**

Load	Multiplier
DEAD	1

圖 4-4 Mass Source(From Element and Additional Masses and Load)

TABLE: Assembled Joint Masses												
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3						
Text	Kgf-s2/m	Kgf-s2/m	Kgf-s2/m	Kgf-m-s2	Kgf-m-s2	Kgf-m-s2	w(kgf)	toatal weight	u(m)	wu	sigma wu	p
5	4651.529768	4651.529768	4651.529768	0	0	0	45631.51	1306197.83	-0.00696	-317.571	-10536.2	39370.03
6	4651.529768	4651.529768	4651.529768	0	0	0	45631.51		-0.00348	-158.716		19676.46
7	4651.529768	4651.529768	4651.529768	0	0	0	45631.51		-0.00099	-45.0915		5590.096
8	2325.764884	2325.764884	2325.764884	0	0	0	22815.75		0	0		0
9	4651.529768	4651.529768	4651.529768	0	0	0	45631.51		2.84E-13	1.29E-08		-1.6E-06
10	4651.529768	4651.529768	4651.529768	0	0	0	45631.51		-1.4E-13	-6.4E-09		7.94E-07
11	4651.529768	4651.529768	4651.529768	0	0	0	45631.51		-4.1E-13	-1.9E-08		2.3E-06
12	2325.764884	2325.764884	2325.764884	0	0	0	22815.75		0	0		0
153	1346.025374	1346.025374	1346.025374	0	0	0	13204.51		-0.01092	-144.137		17868.99
154	1346.025374	1346.025374	1346.025374	0	0	0	13204.51		-0.01092	-144.137		17868.99
156	33414.00539	33414.00539	33414.00539	0	0	0	327791.4		-0.01092	-3577.88		443558.5
160	1346.025374	1346.025374	1346.025374	0	0	0	13204.51		-5.6E-13	-7.4E-09		9.17E-07
161	1346.025374	1346.025374	1346.025374	0	0	0	13204.51		4.23E-13	5.59E-09		-6.9E-07
163	5017.815632	5017.815632	5017.815632	0	0	0	49224.77		-5.5E-14	-2.7E-09		3.33E-07
173	2838.64977	2838.64977	2838.64977	0	0	0	27847.15		-0.01092	-303.955		37682.02
174	5677.299539	5677.299539	5677.299539	0	0	0	55694.31		-0.01095	-609.699		75585.79
175	5677.299539	5677.299539	5677.299539	0	0	0	55694.31		-0.01098	-611.384		75794.8
176	5677.299539	5677.299539	5677.299539	0	0	0	55694.31		-0.01101	-612.953		75989.29
177	5677.299539	5677.299539	5677.299539	0	0	0	55694.31		-0.01103	-614.384		76166.7
178	5677.299539	5677.299539	5677.299539	0	0	0	55694.31		-0.01105	-615.654		76324.04
179	5677.299539	5677.299539	5677.299539	0	0	0	55694.31		-0.01107	-616.735		76458.17

圖 4-5 計算各節點之設計地震力 p

Analysis Case Name: PD

Initial Conditions:  Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Modal Analysis Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load	DEAD	1.
Load	DEAD	1.

Other Parameters: Load Application: Full Load; Results Saved: Final State Only; Nonlinear Parameters: Default

圖 4-6 結構物自重靜力分析

Analysis Case Name:

Notes:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Analysis Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load	EQX	1.
Load	EQX	1.

Other Parameters

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

圖 4-7 結構物側推分析

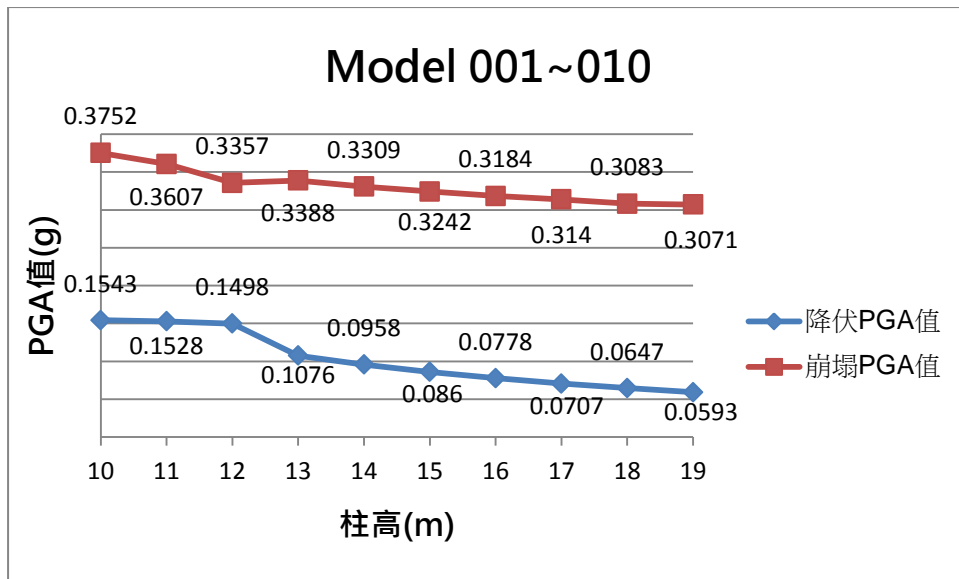


圖 4-8 模型編號 001~010 耐震能力分析

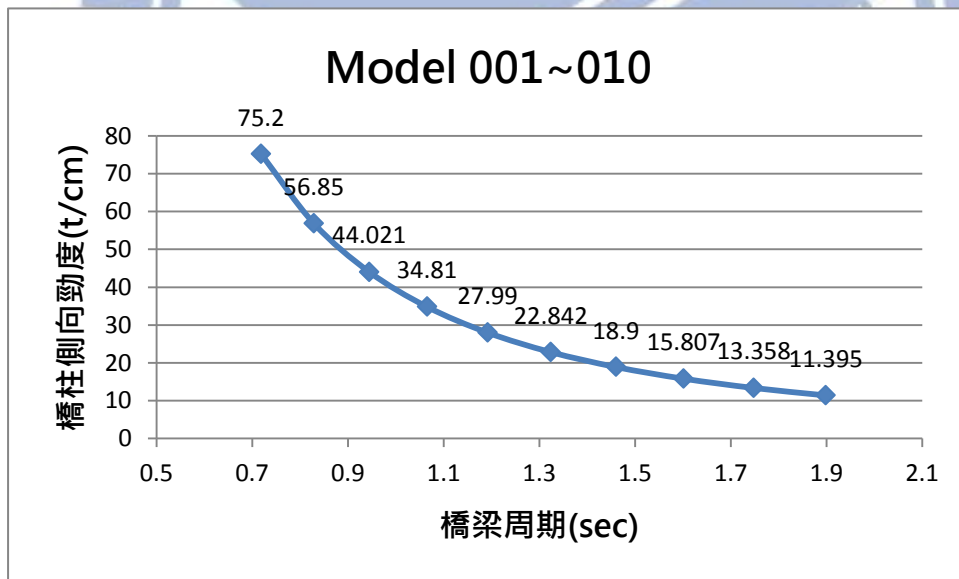


圖 4-9 模型編號 001~010 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

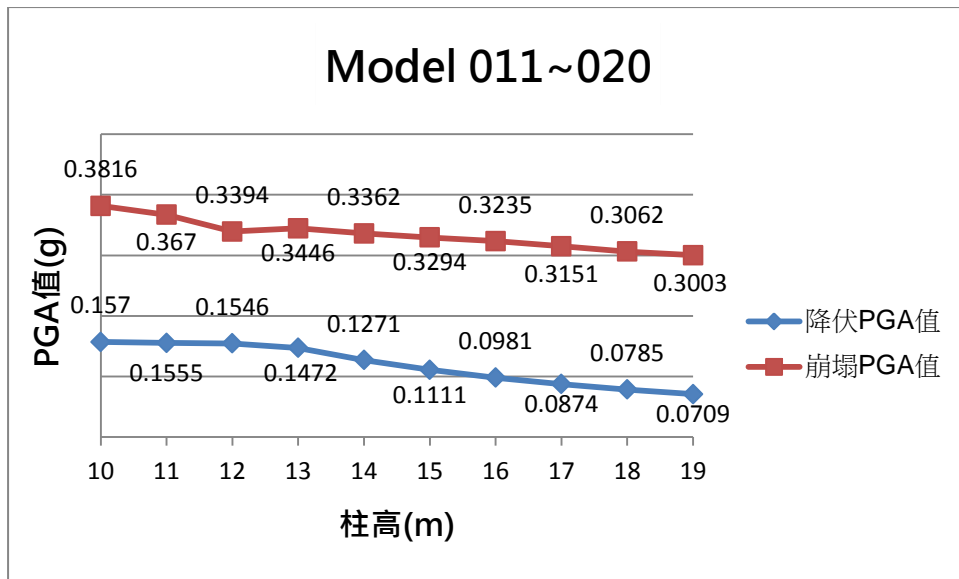


圖 4-10 模型編號 011~020 耐震能力分析

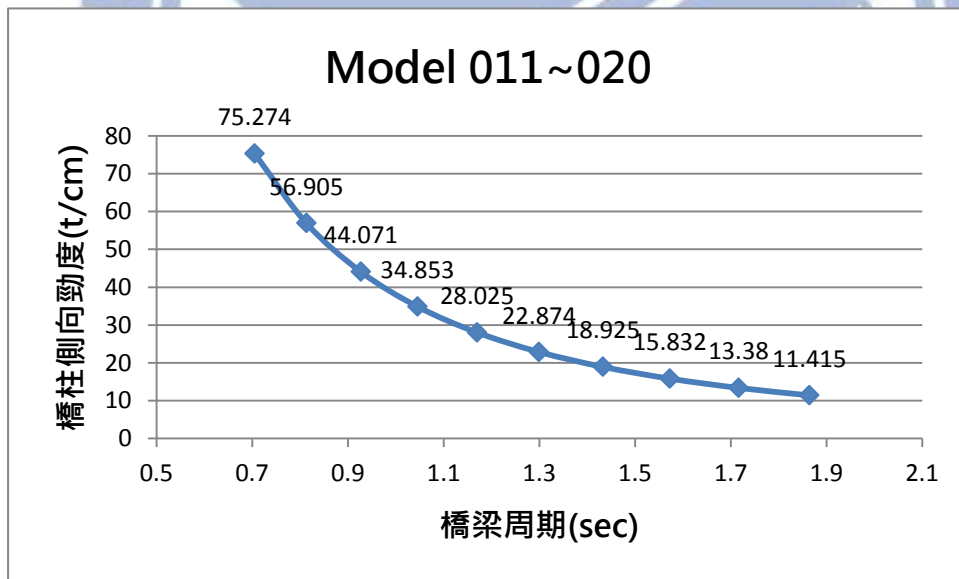


圖 4-11 模型編號 011~020 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

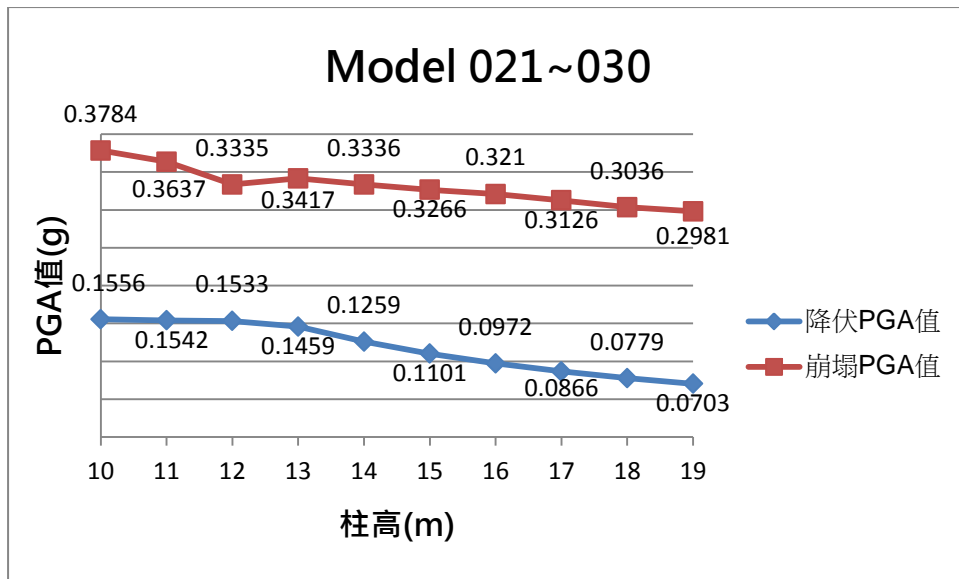


圖 4-12 模型編號 021~030 耐震能力分析

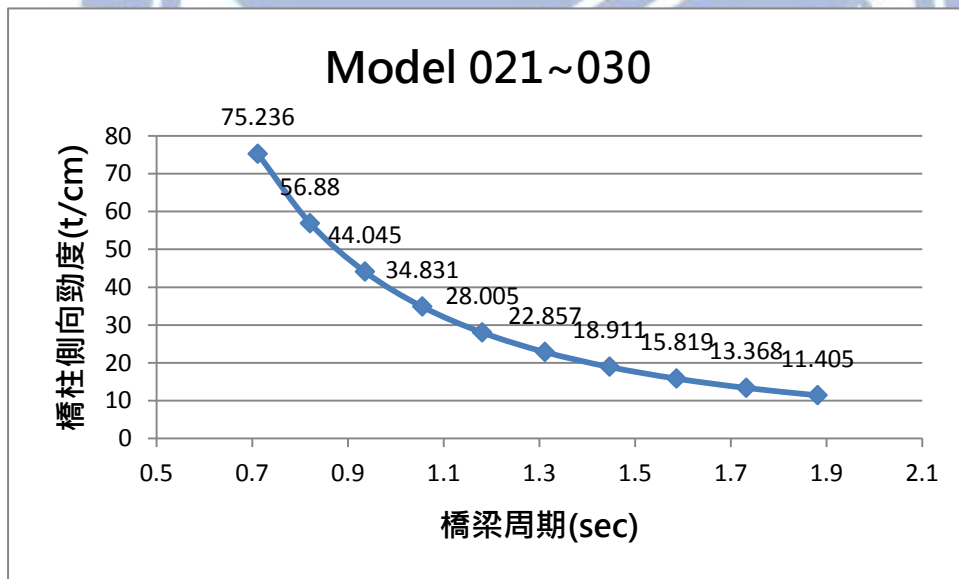


圖 4-13 模型編號 021~030 橋梁周期與橋柱側向勁度關係



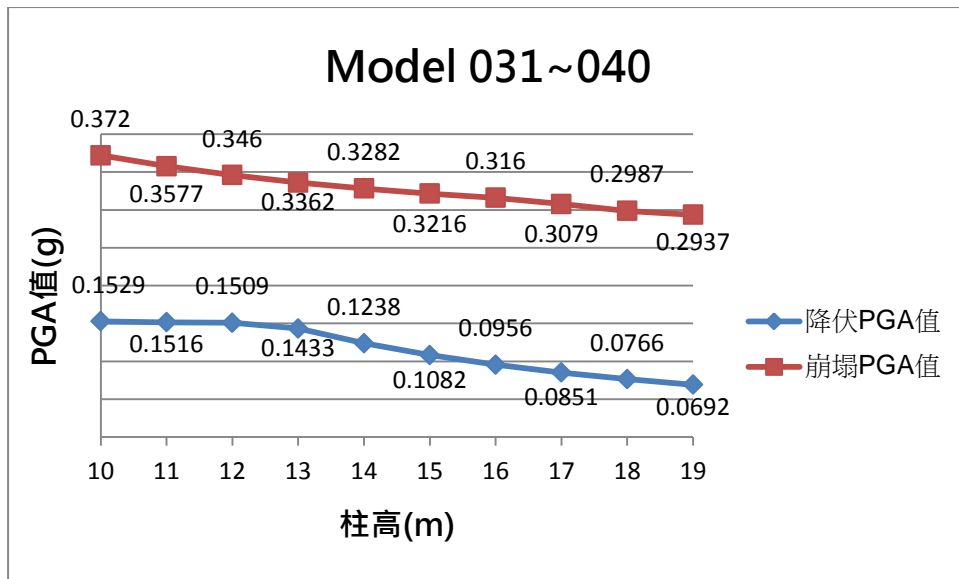


圖 4-14 模型編號 031~040 耐震能力分析

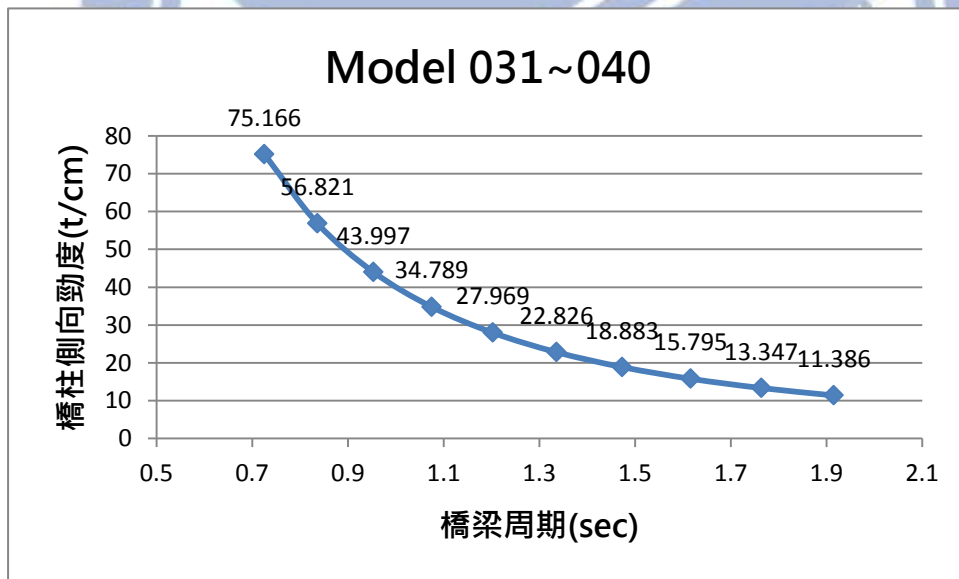


圖 4-15 模型編號 031~040 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

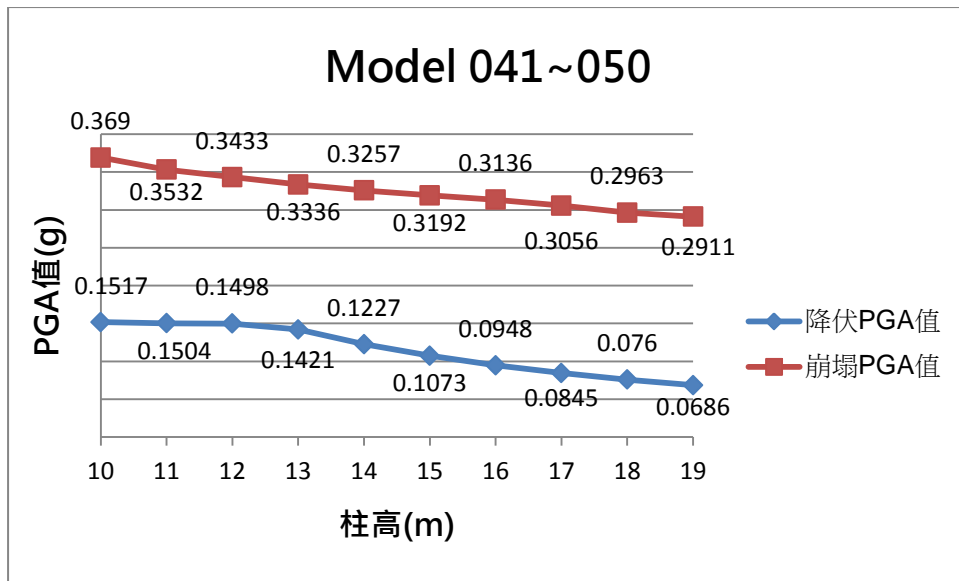


圖 4-16 模型編號 041~050 耐震能力分析

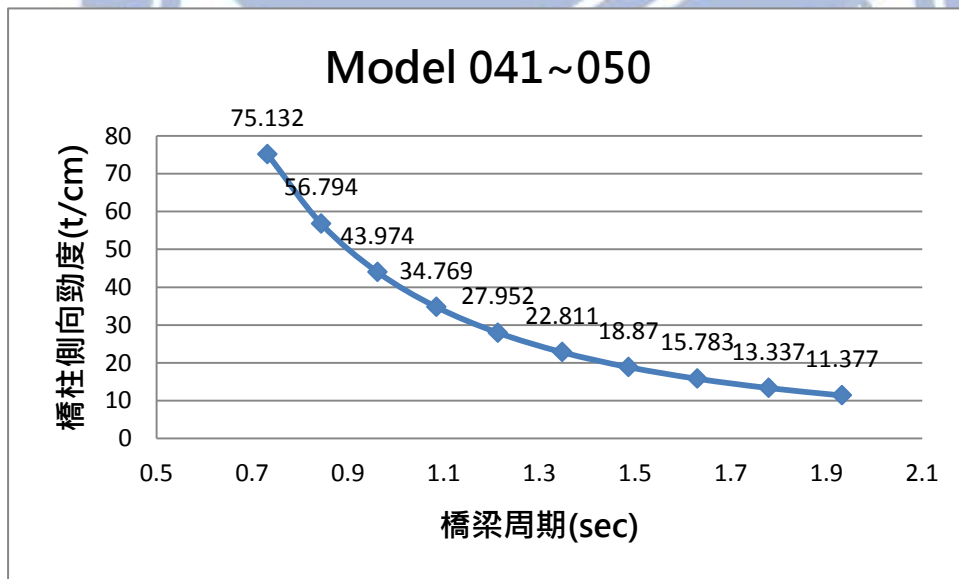


圖 4-17 模型編號 041~050 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

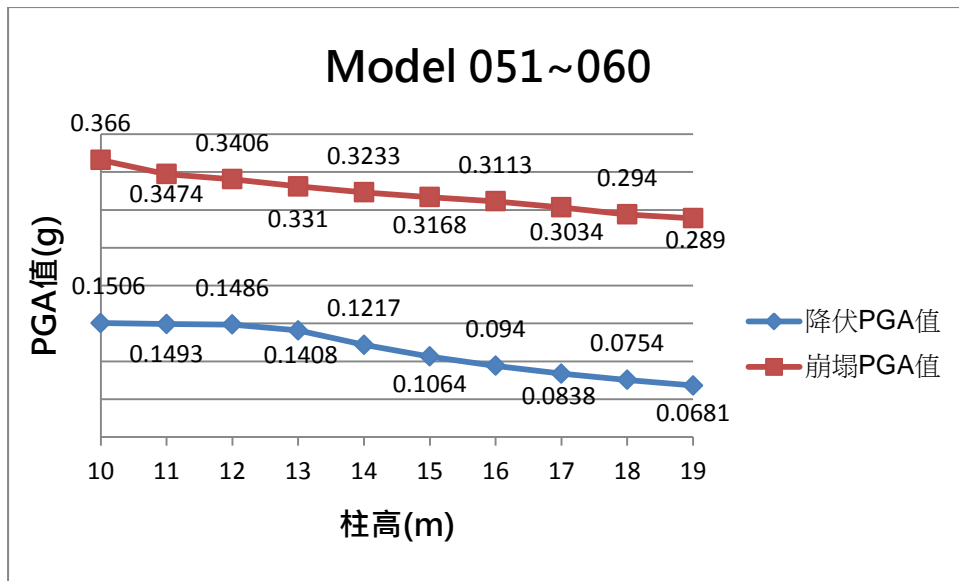


圖 4-18 模型編號 051~060 耐震能力分析

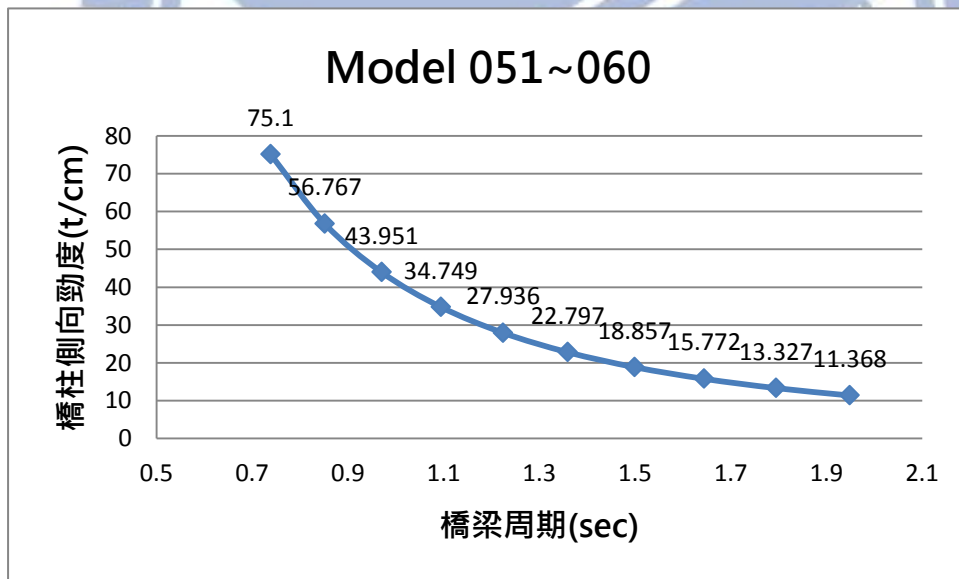


圖 4-19 模型編號 051~060 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

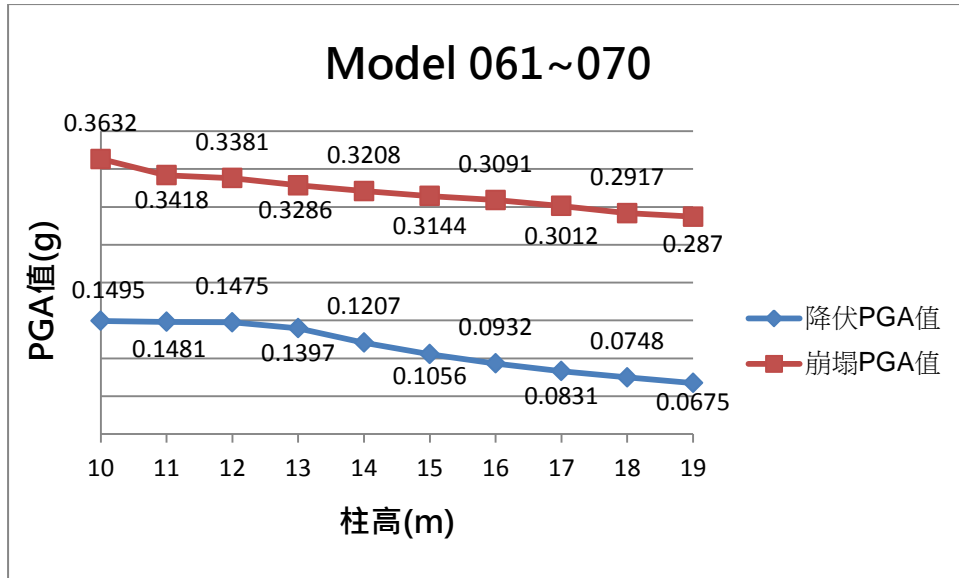


圖 4-20 模型編號 061~070 耐震能力分析

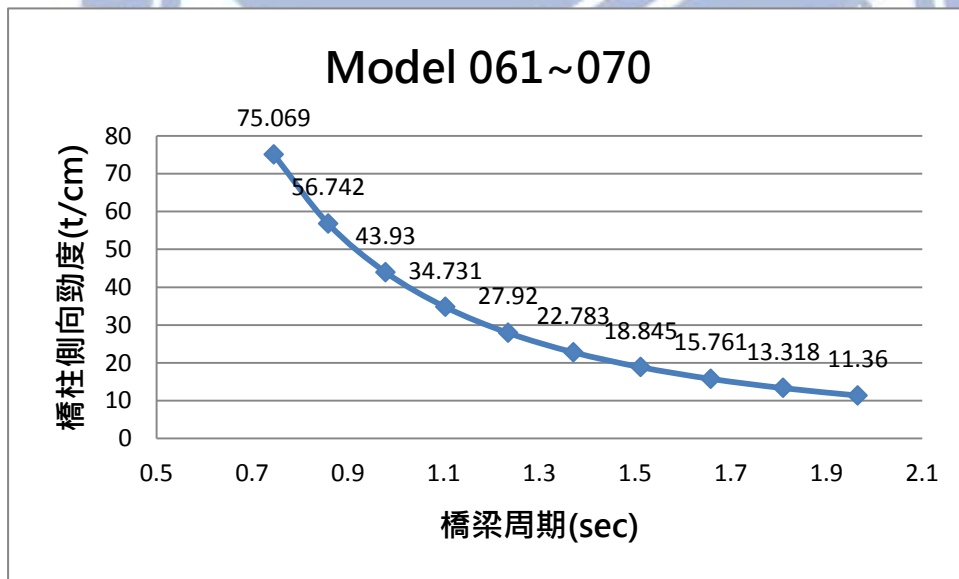


圖 4-21 模型編號 061~070 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

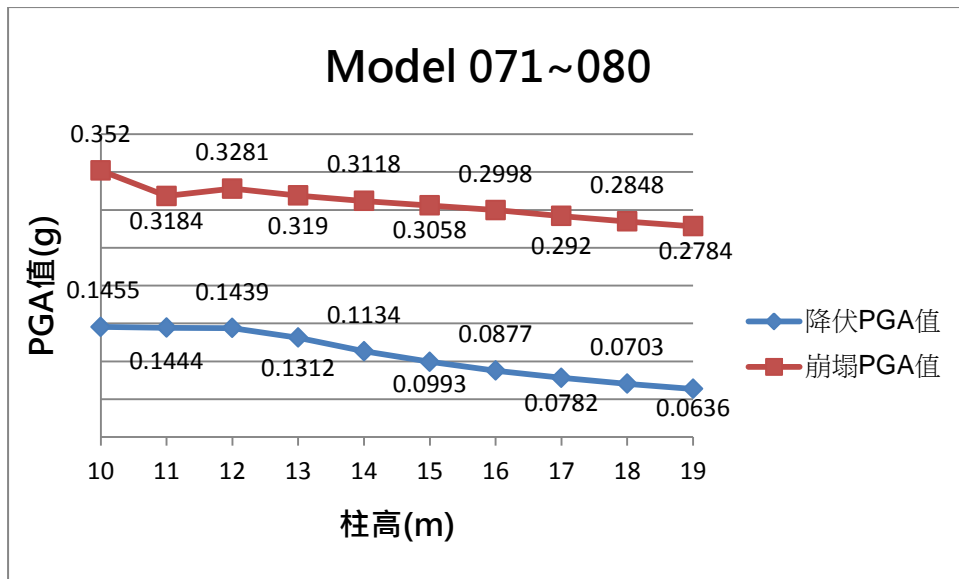


圖 4-22 模型編號 071~080 耐震能力分析

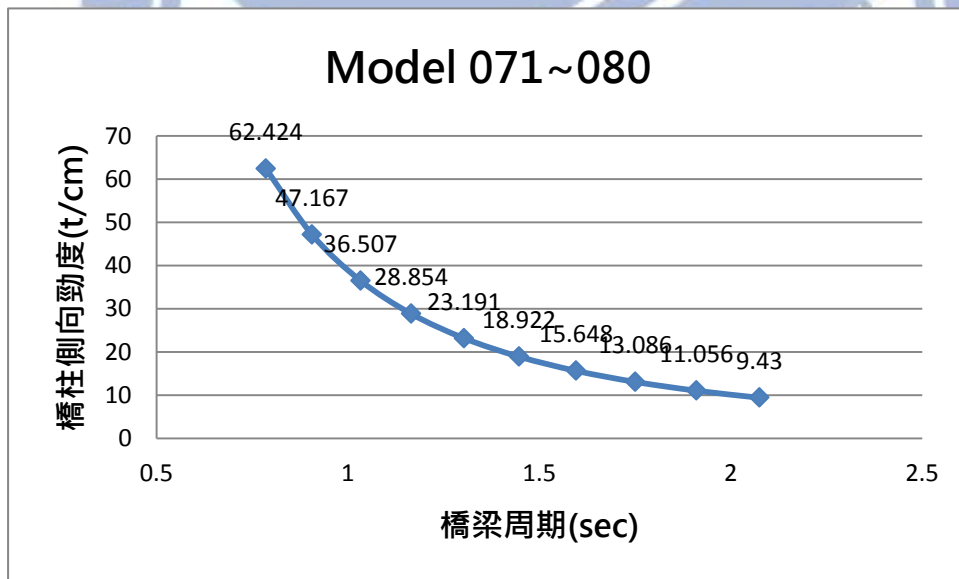


圖 4-23 模型編號 071~080 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

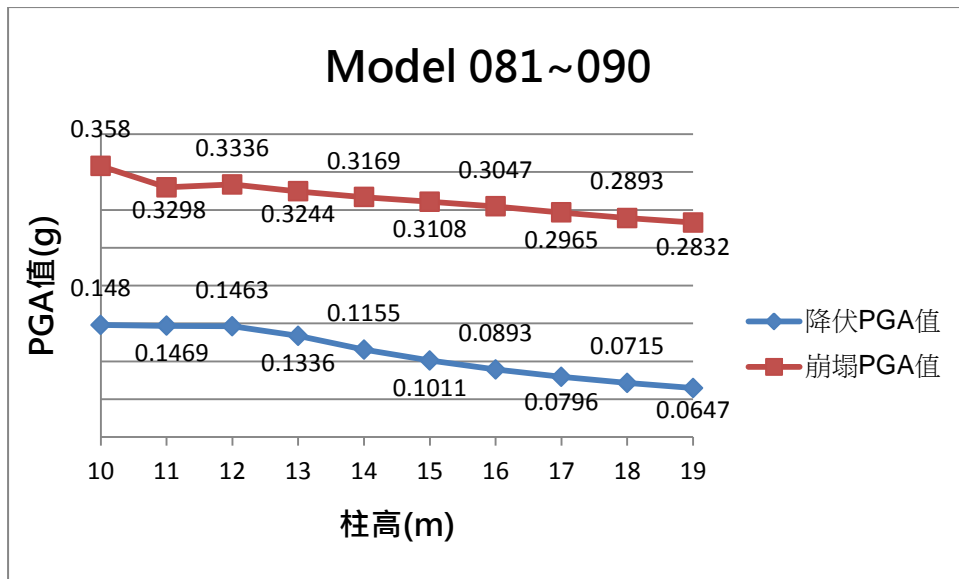


圖 4-24 模型編號 081~090 耐震能力分析

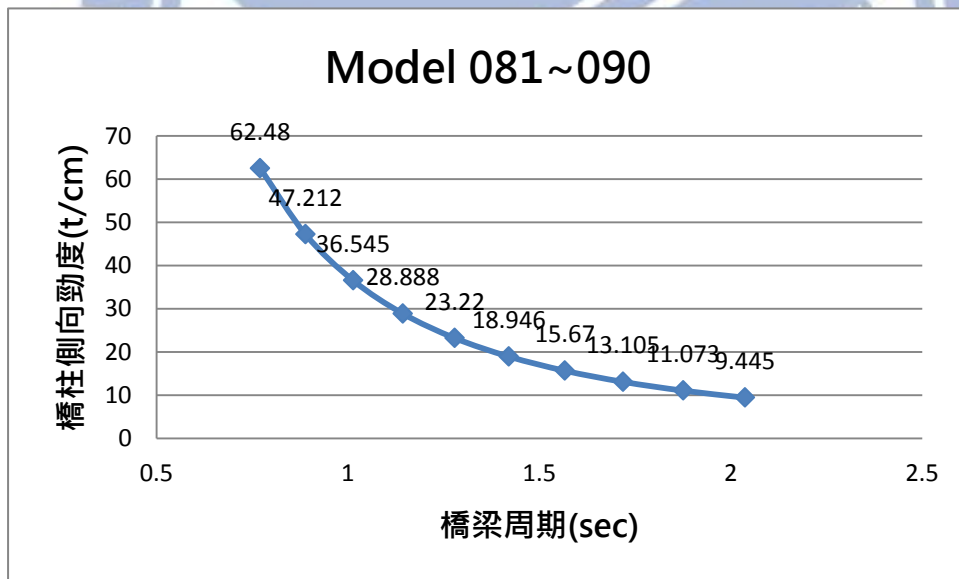


圖 4-25 模型編號 081~090 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

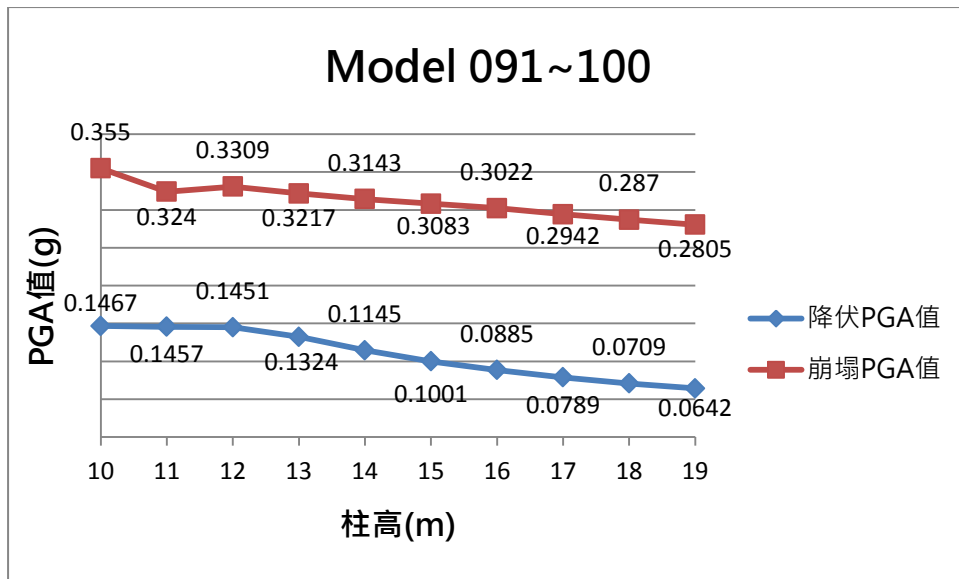


圖 4-26 模型編號 091~100 耐震能力分析

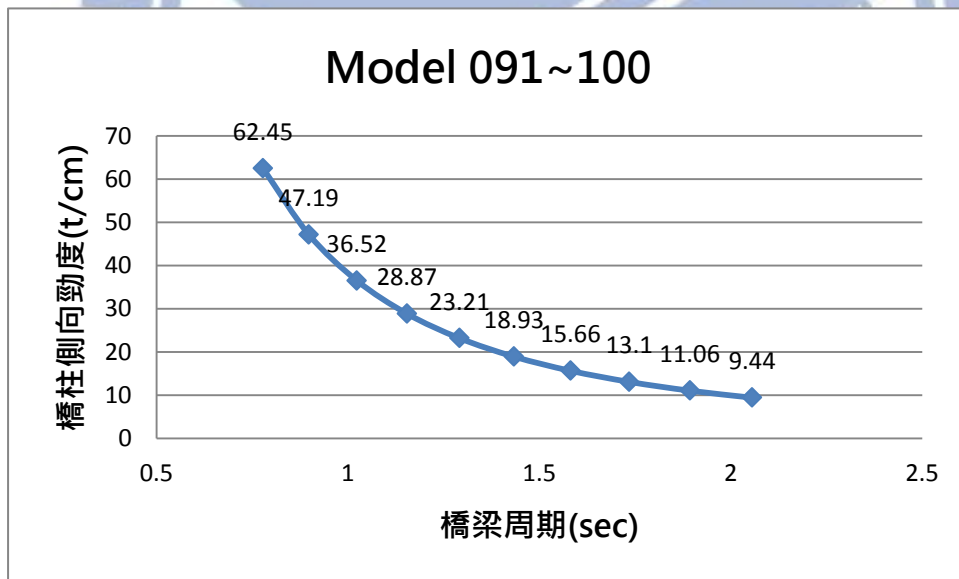


圖 4-27 模型編號 091~100 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

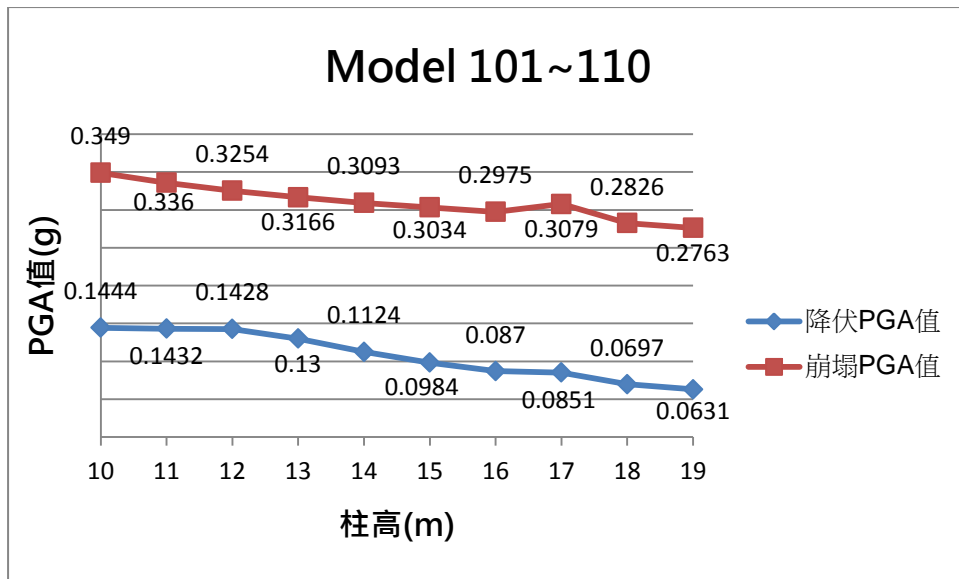


圖 4-28 模型編號 101~110 耐震能力分析

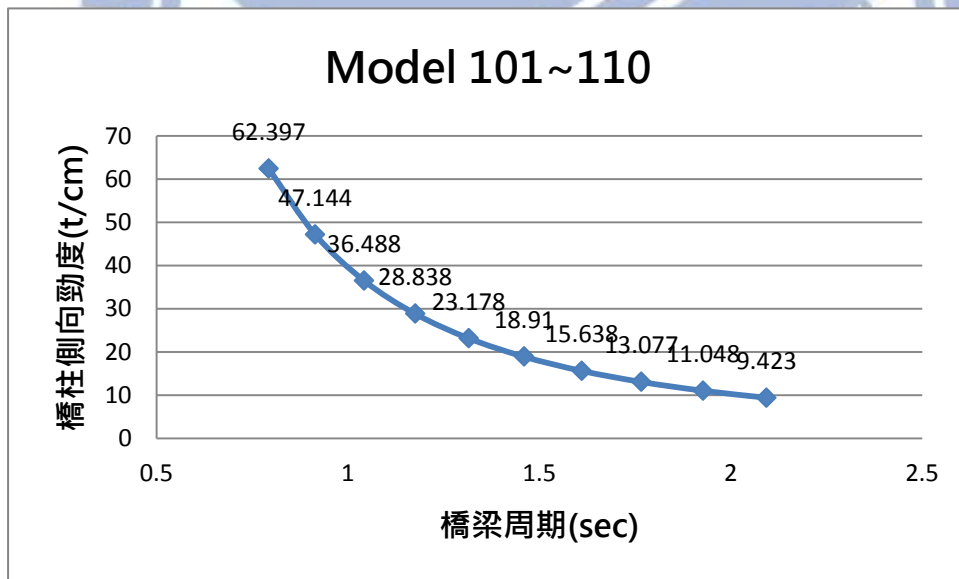


圖 4-29 模型編號 101~110 橋梁周期與橋柱側向勁度關係



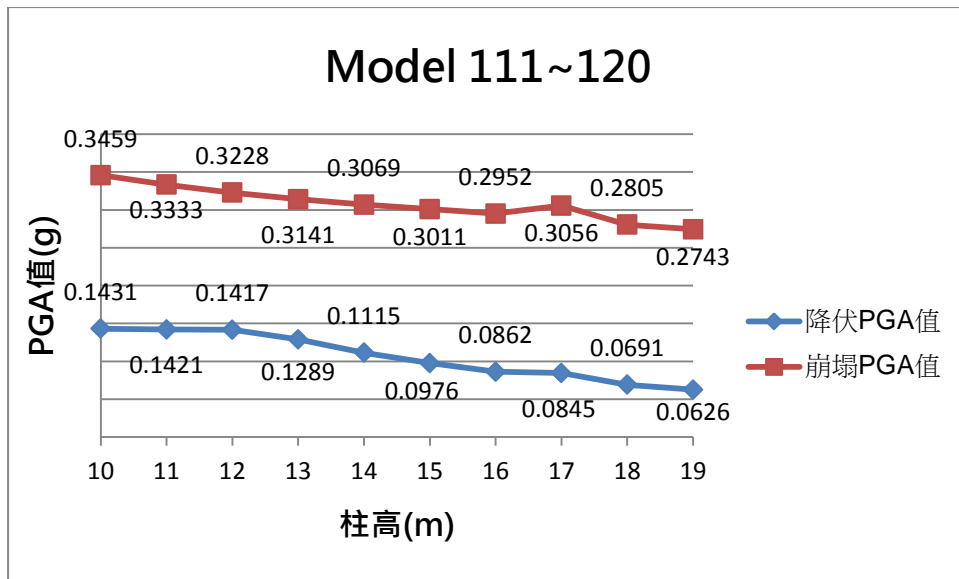


圖 4-30 模型編號 111~120 耐震能力分析

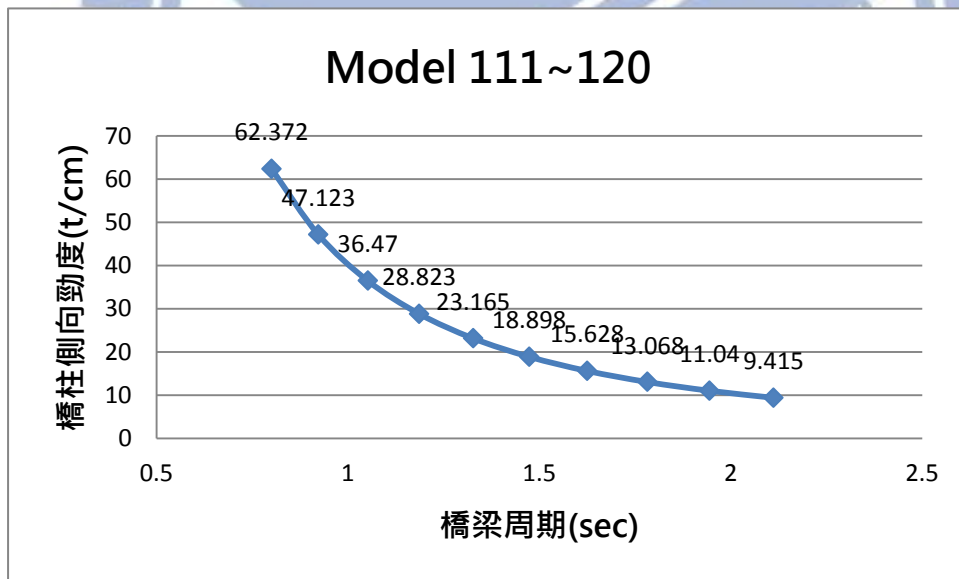


圖 4-31 模型編號 111~120 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

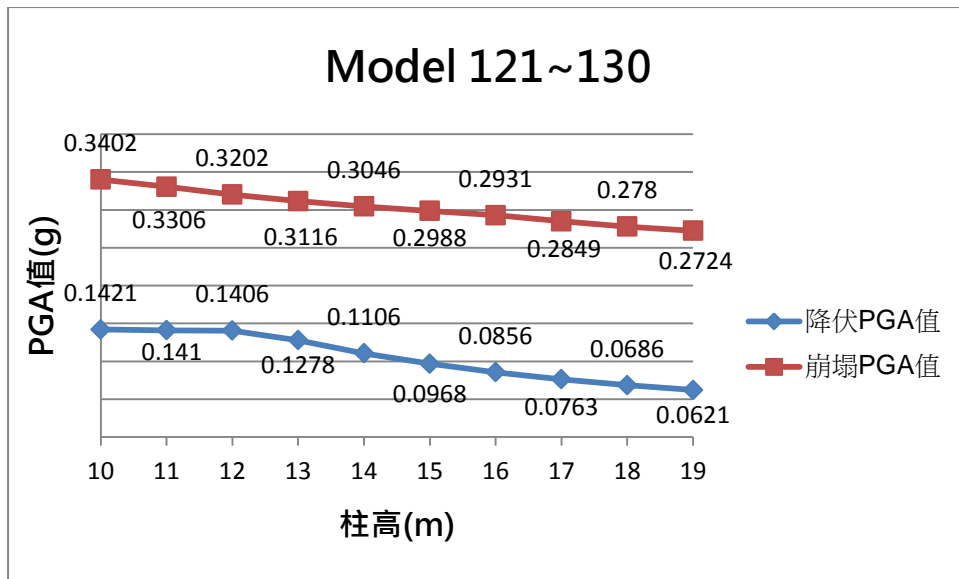


圖 4-32 模型編號 121~130 耐震能力分析

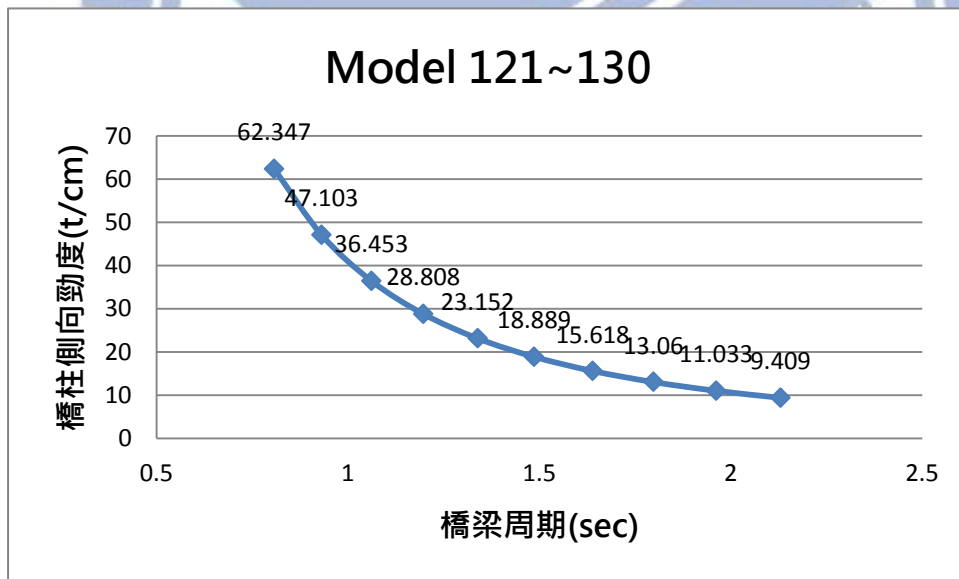


圖 4-33 模型編號 121~130 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

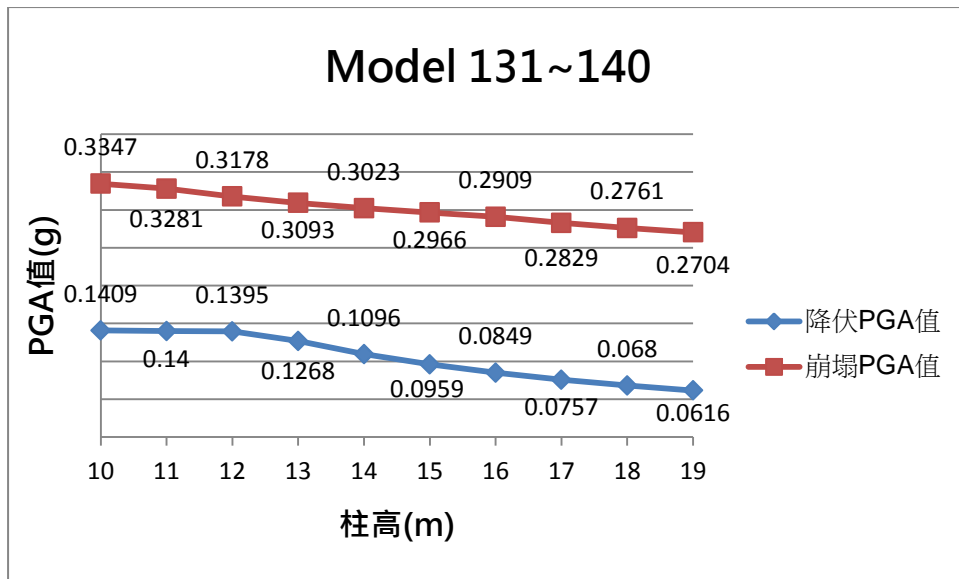


圖 4-34 模型編號 131~140 耐震能力分析

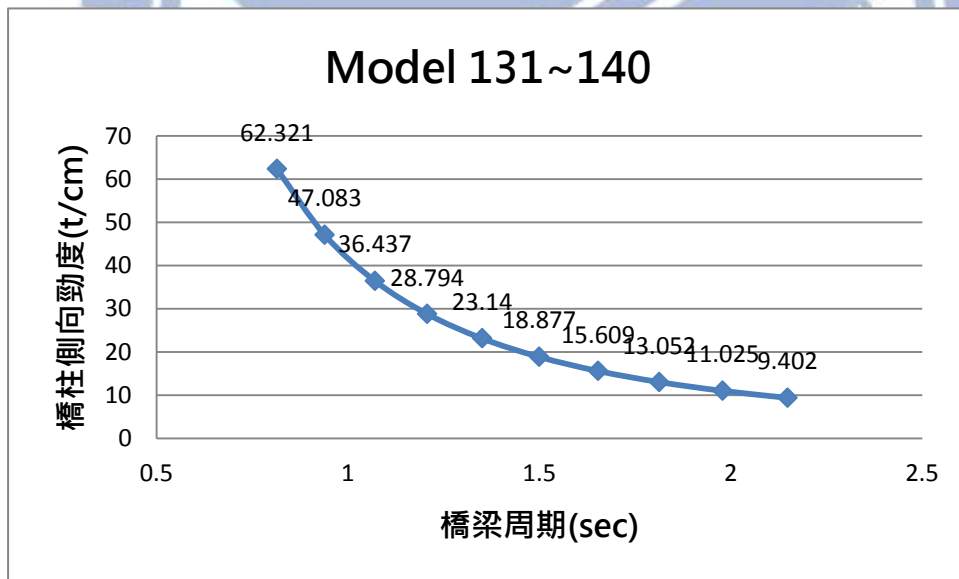


圖 4-35 模型編號 131~140 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

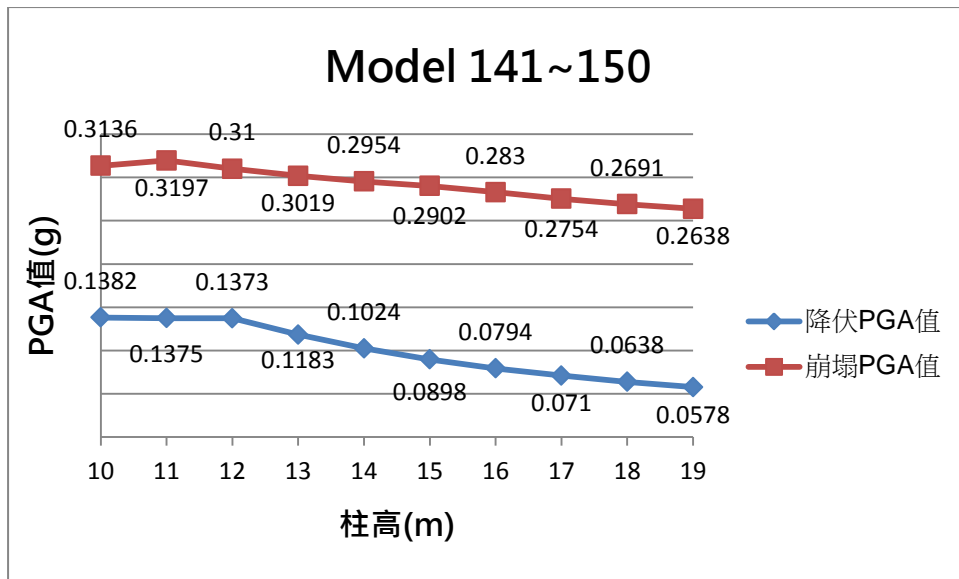


圖 4-36 模型編號 141~150 耐震能力分析

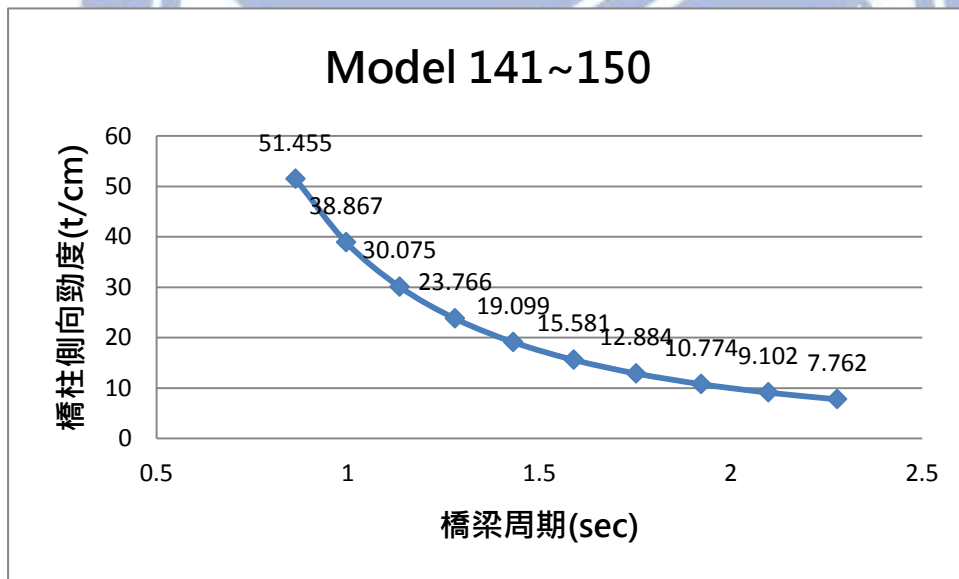


圖 4-37 模型編號 141~150 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

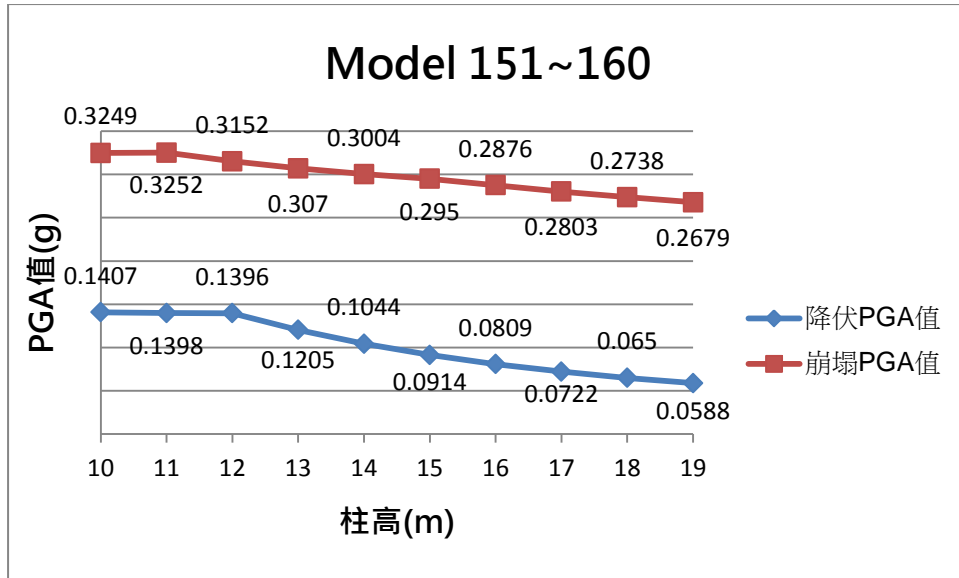


圖 4-38 模型編號 151~160 耐震能力分析

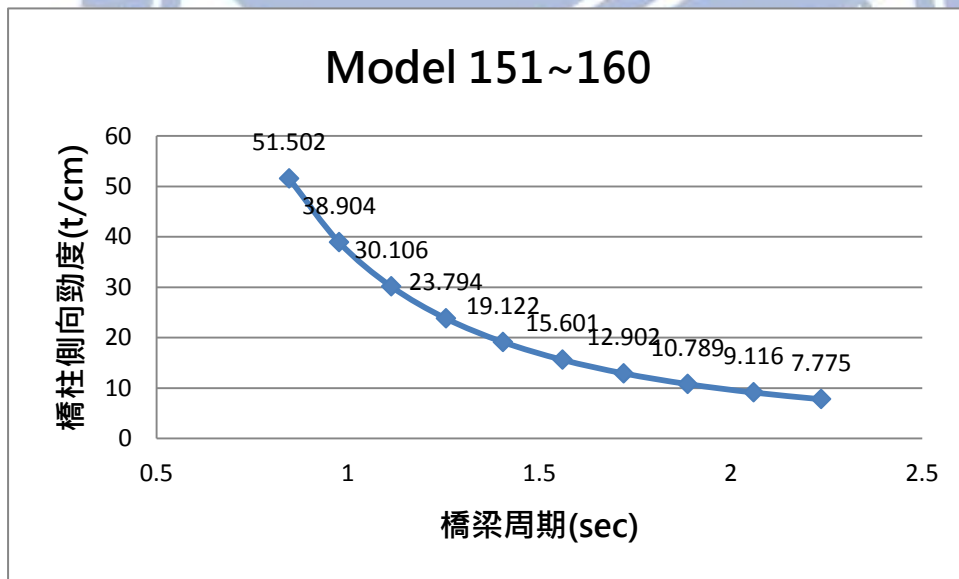


圖 4-39 模型編號 151~160 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

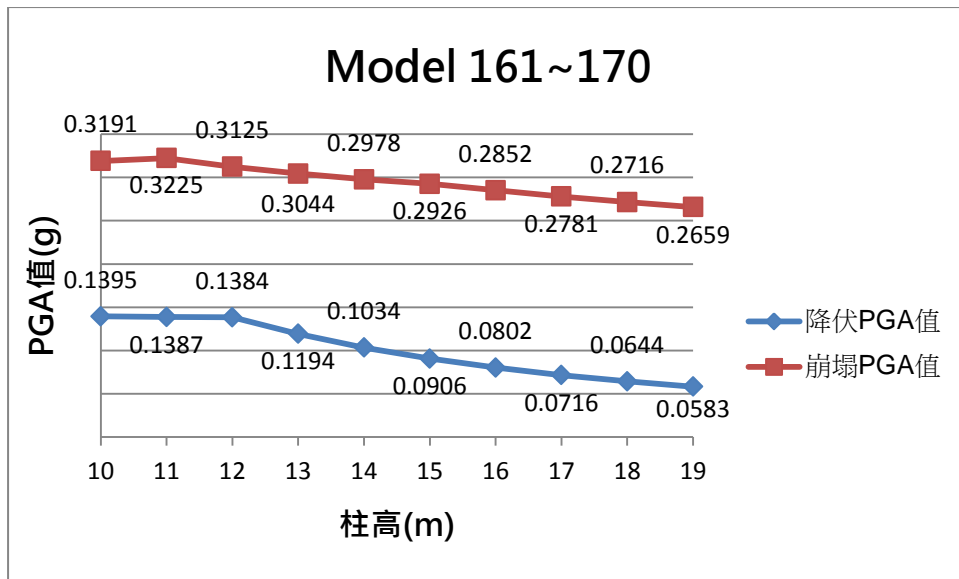


圖 4-40 模型編號 161~170 耐震能力分析

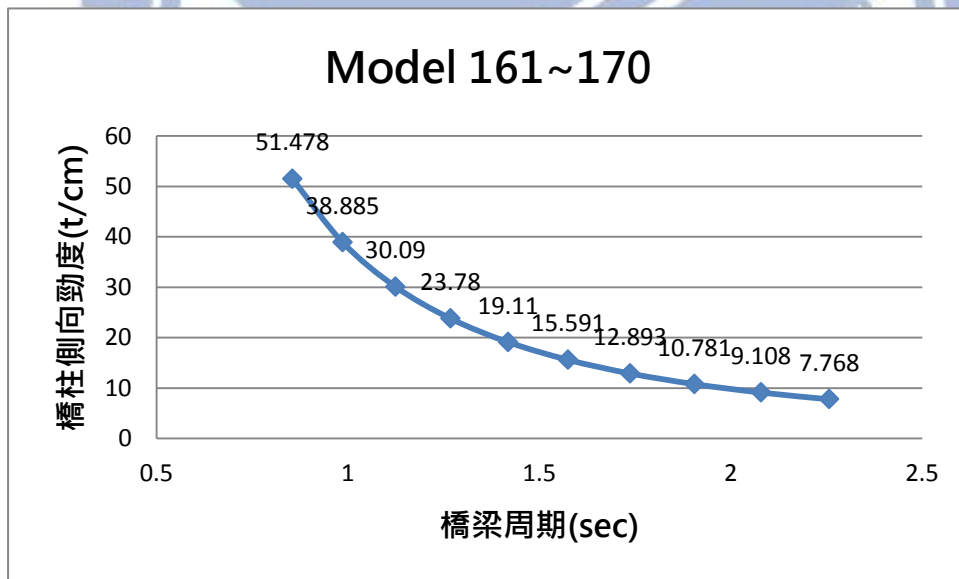


圖 4-41 模型編號 161~170 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

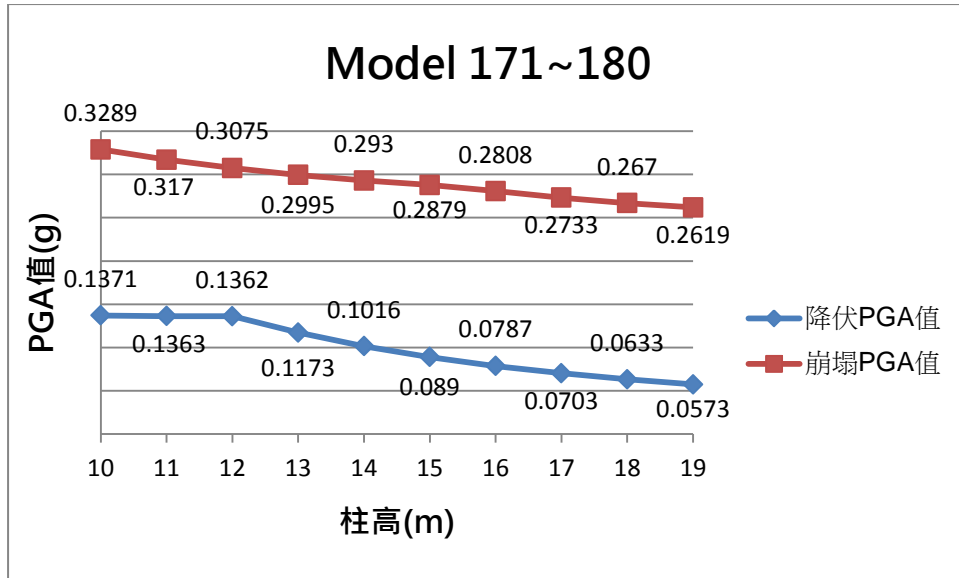


圖 4-42 模型編號 171~180 耐震能力分析

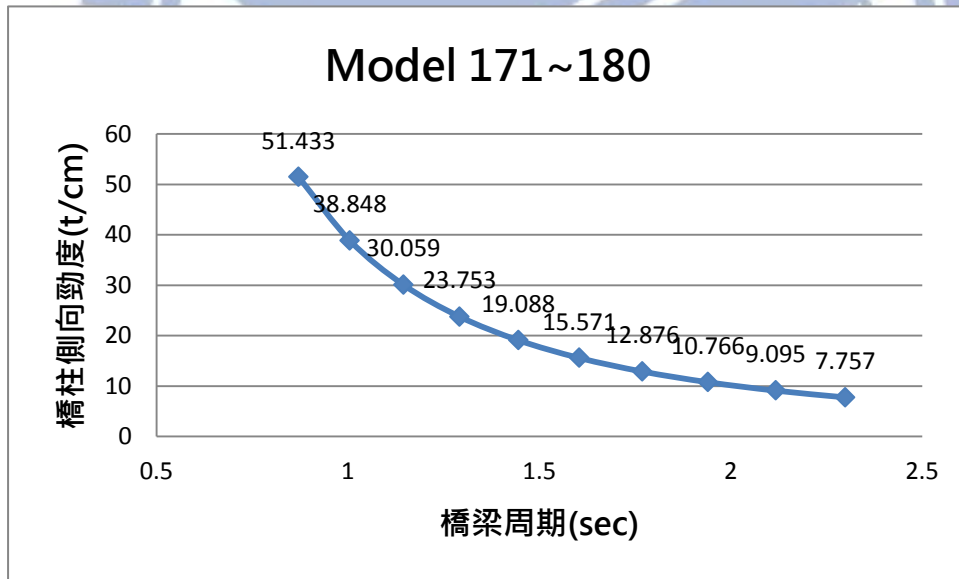


圖 4-43 模型編號 171~180 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

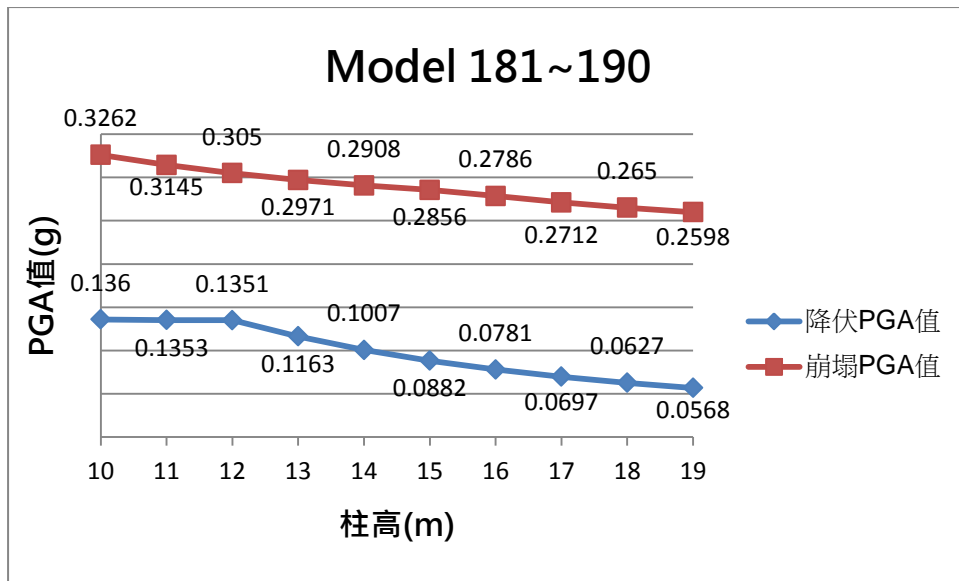


圖 4-44 模型編號 181~190 耐震能力分析

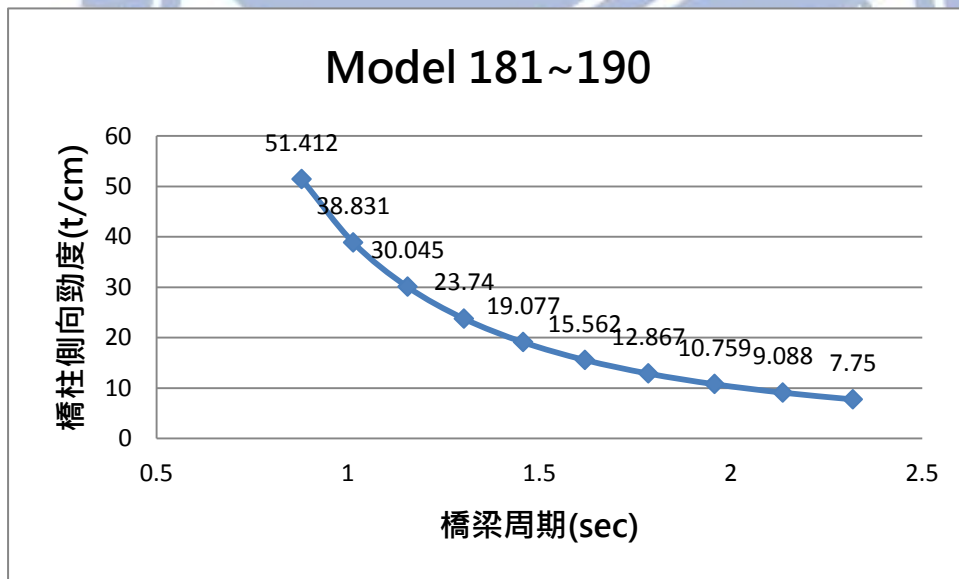


圖 4-45 模型編號 181~190 橋梁周期與橋柱側向勁度關係



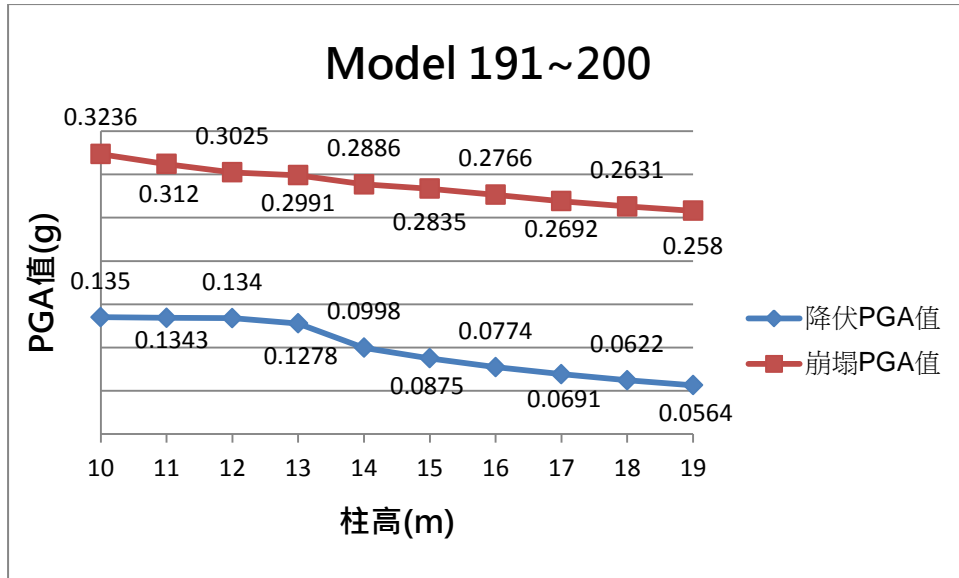


圖 4-46 模型編號 191~200 耐震能力分析

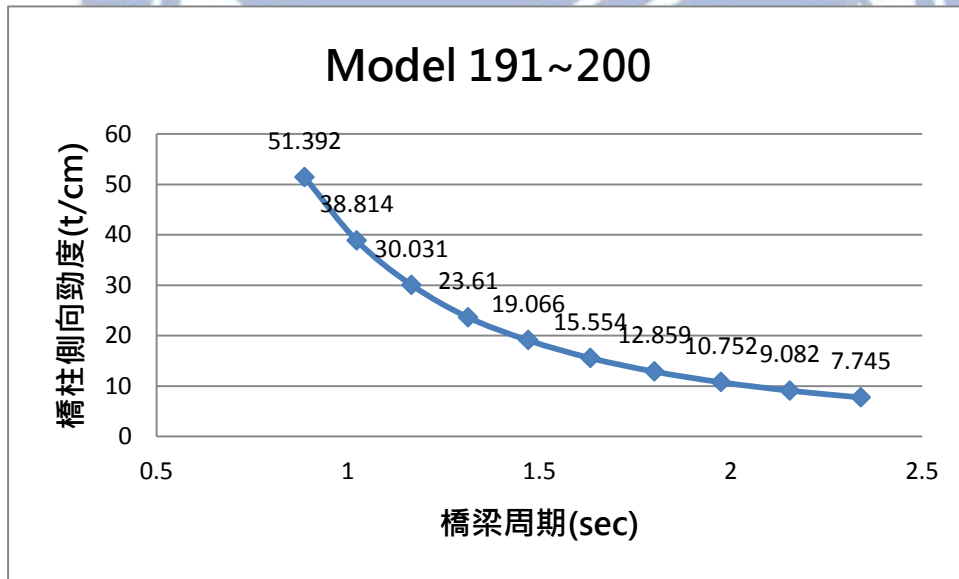


圖 4-47 模型編號 191~200 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

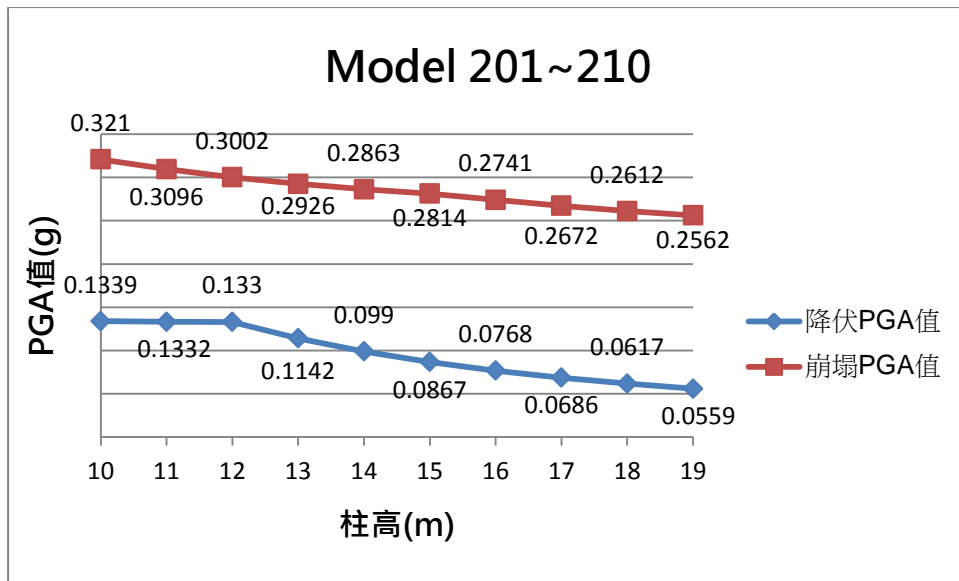


圖 4-48 模型編號 201~210 耐震能力分析

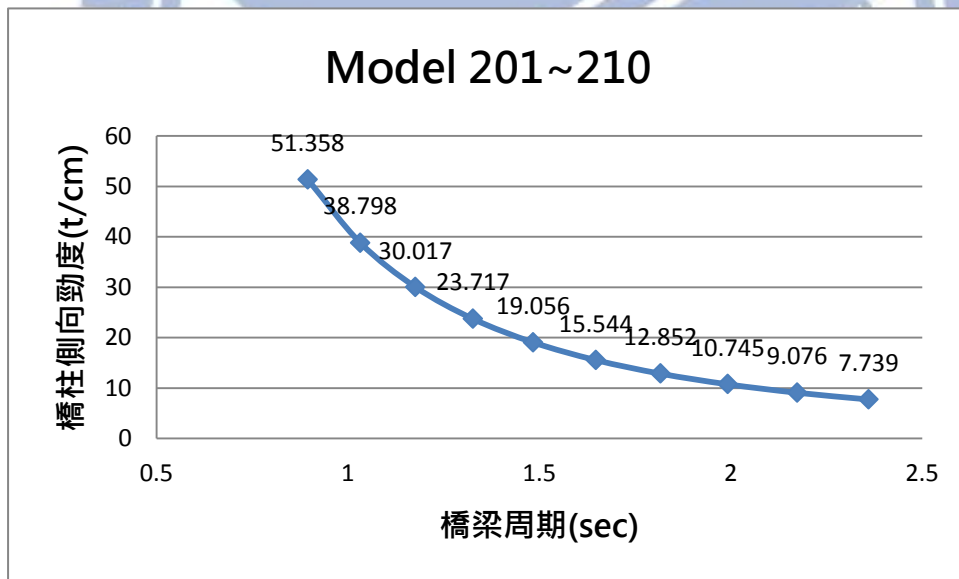


圖 4-49 模型編號 201~210 橋梁周期與橋柱側向勁度關係

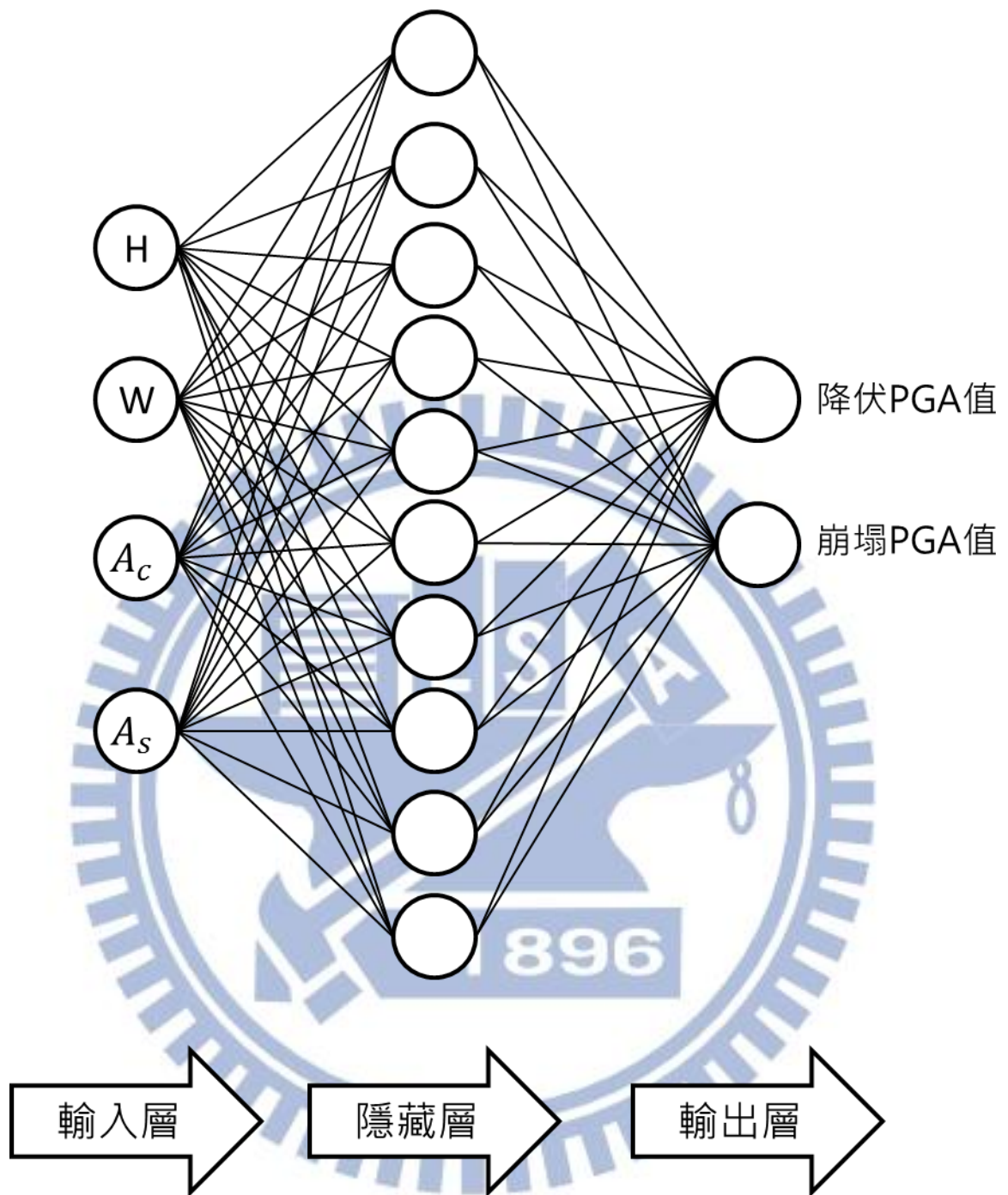


圖 4-50 橋梁耐震分析之類神經網路架構

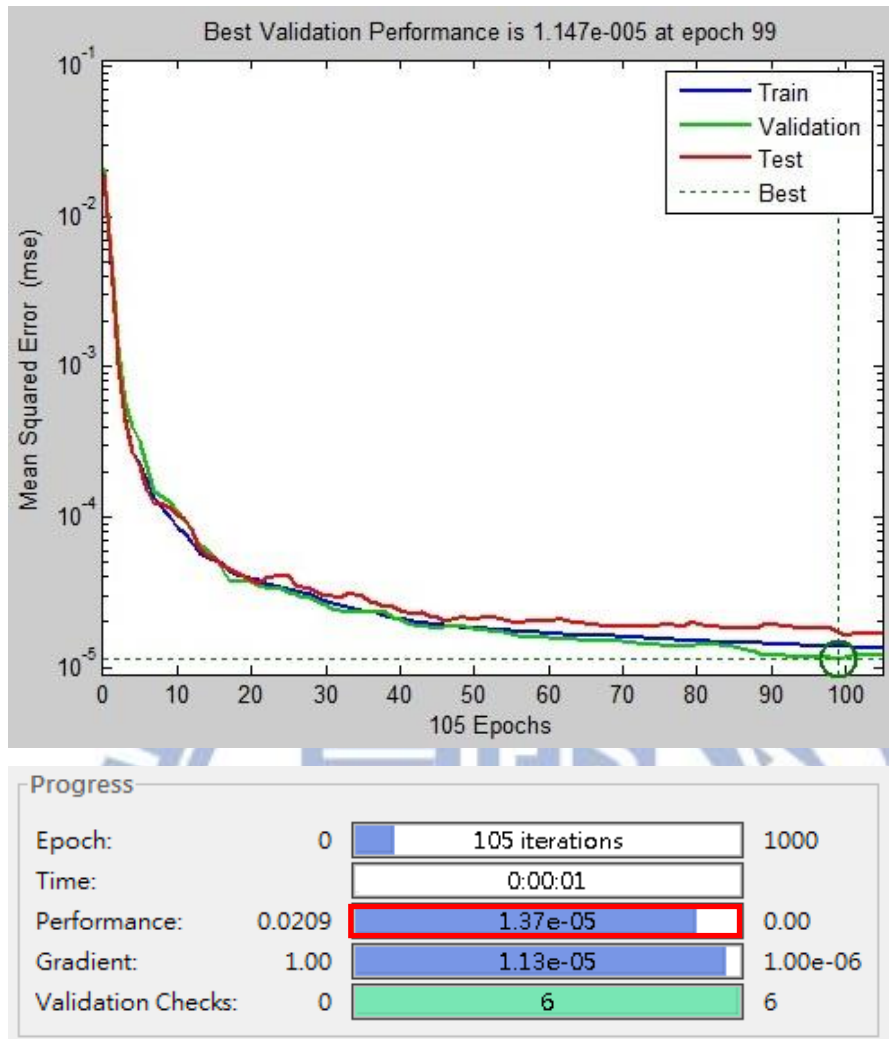


圖 4-51 類神經網路訓練過程

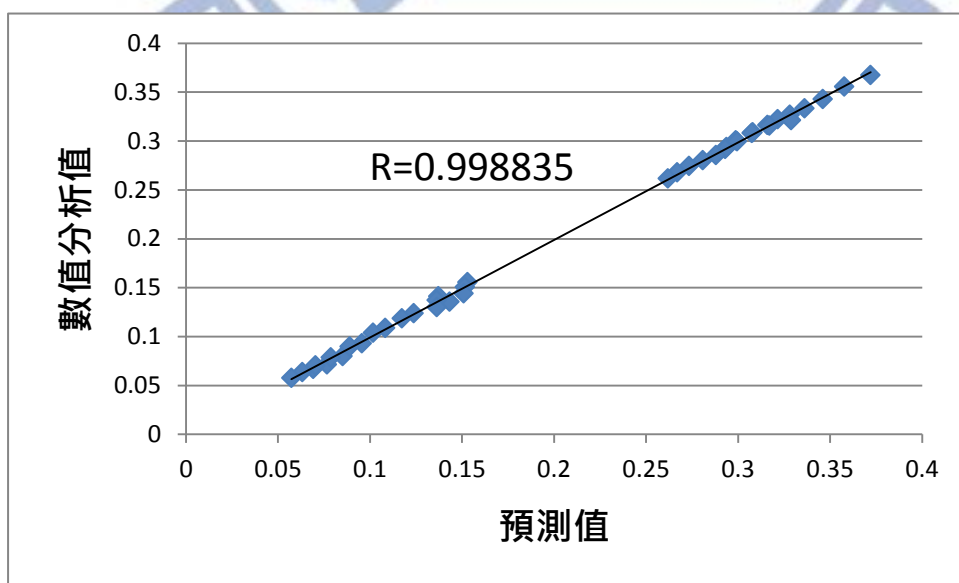


圖 4-52 模擬輸出迴歸分析

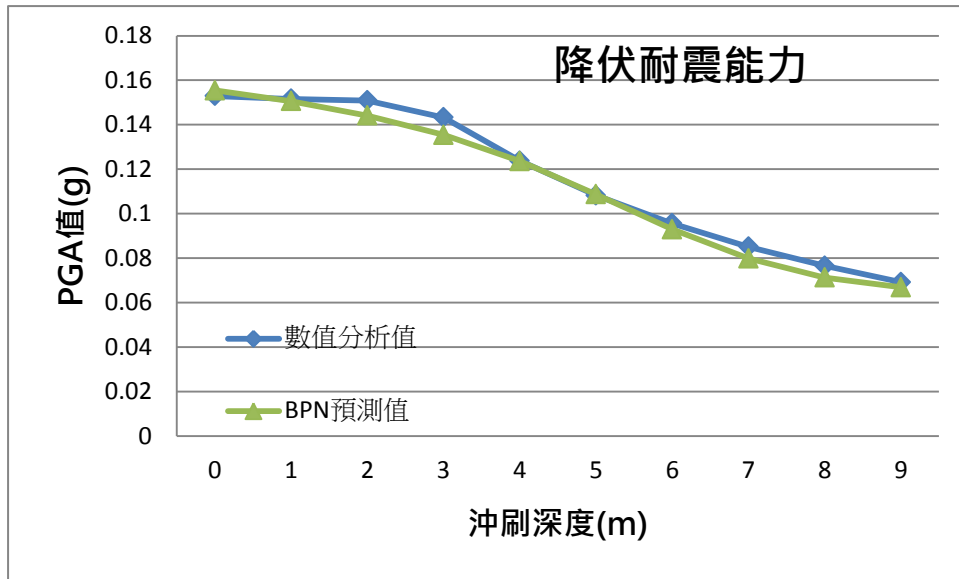


圖 4-53 類神經網路模擬結果一

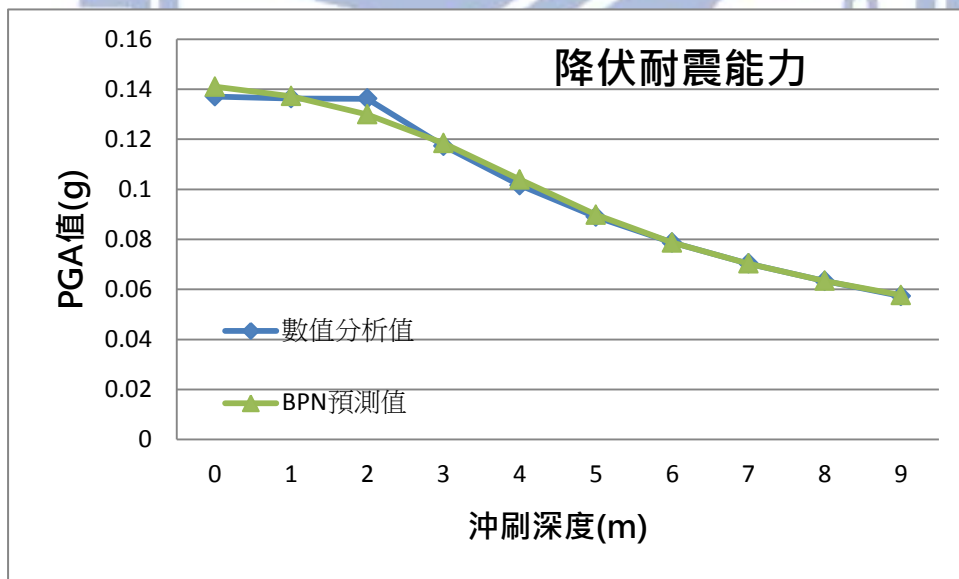


圖 4-54 類神經網路模擬結果二

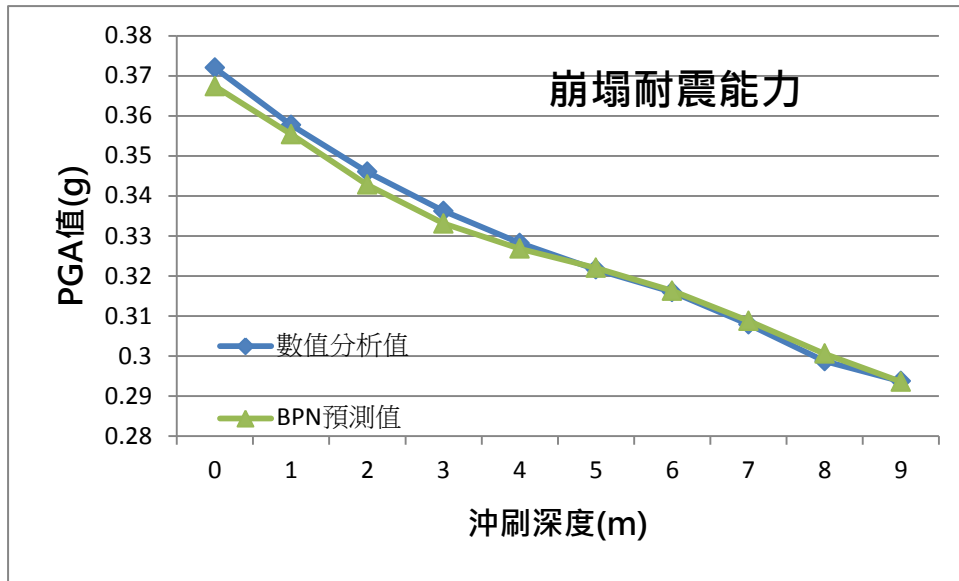


圖 4-55 類神經網路模擬結果三

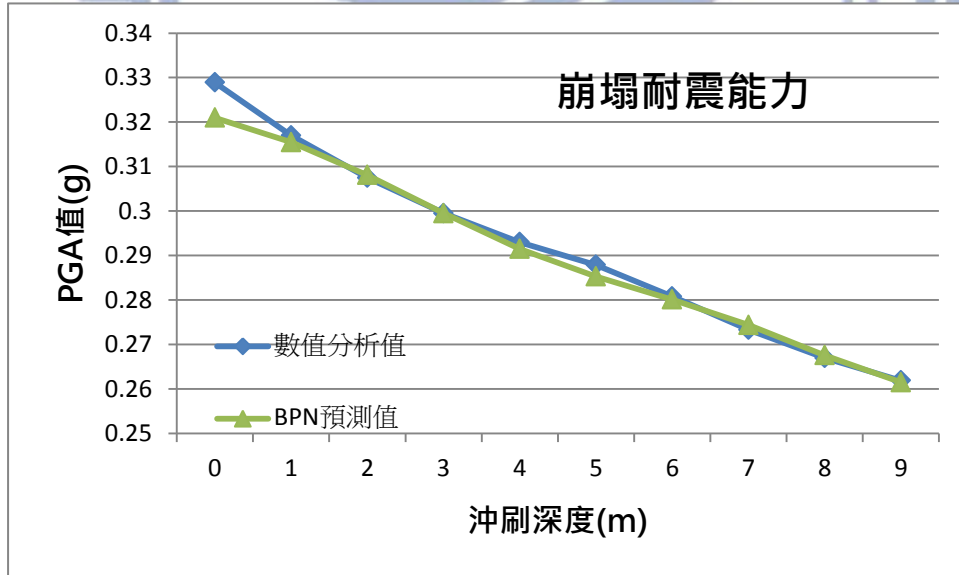


圖 4-56 類神經網路模擬結果四

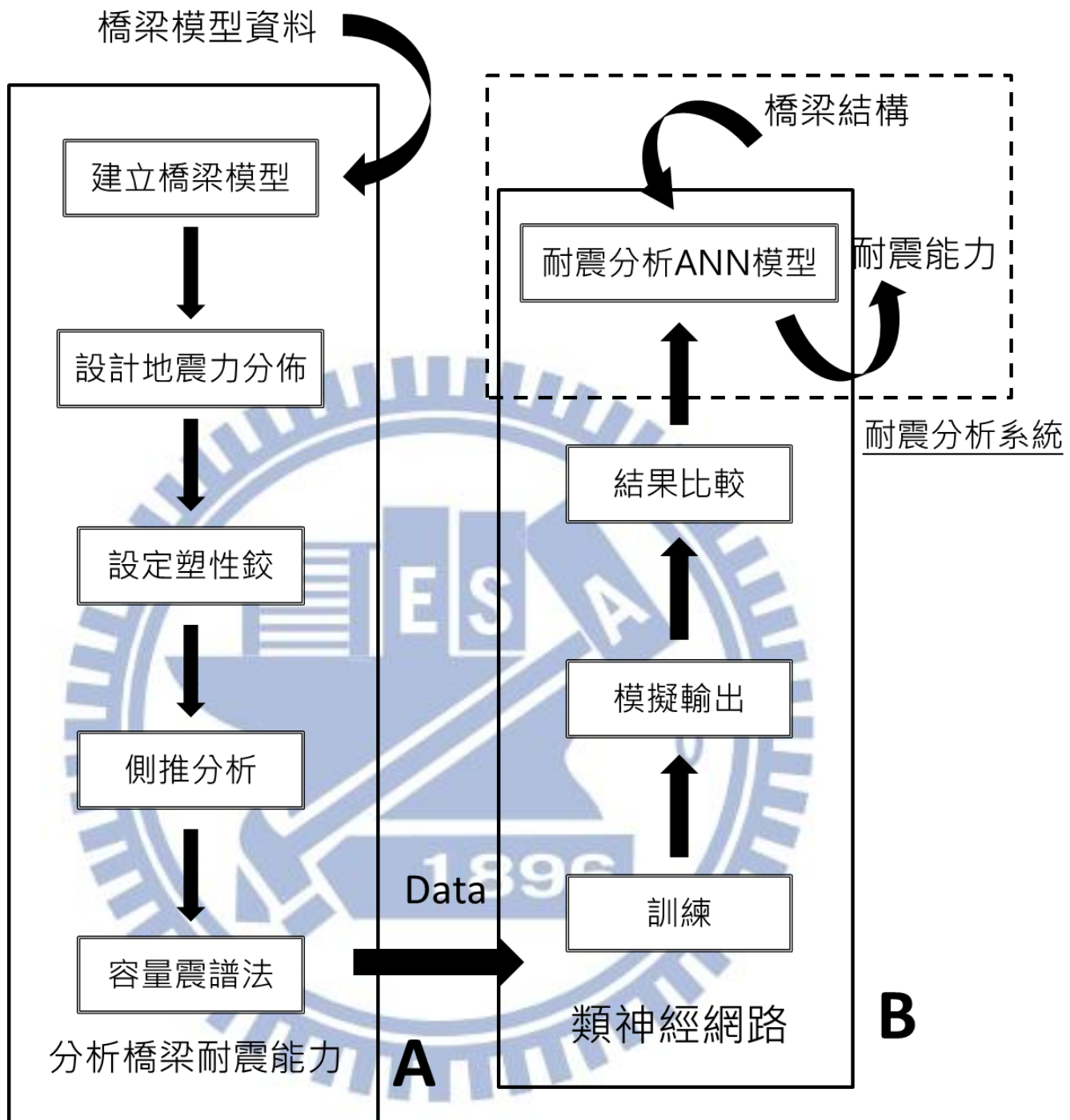


圖 4-57 研究總流程圖

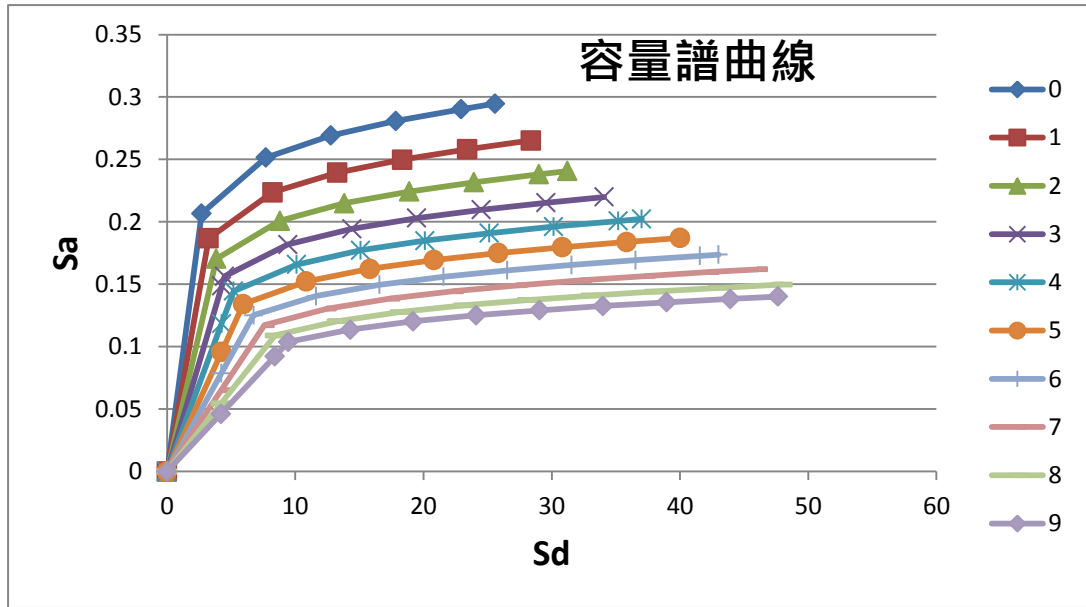


圖 4-58 各個沖刷深度下的容量譜曲線

