

國立交通大學
土木工程學系
碩士論文

應用小波分析與功率譜密度法於結構健康監測



Application of Wavelet Analysis and Power
Spectral Density on Structural Health Monitoring

研 究 生：問世賢

指導教授：洪士林 博士

中華民國 九十八 年 二 月

應用小波分析與功率譜密度法於結構健康監測之研究

Application of wavelet analysis and power spectral density on structural health monitoring

研 究 生：問世賢

Student: Shih-Hsian Wen

指導教授：洪士林

Advisor: Dr. Shih-Lin Hung

國立交通大學

土木工程研究所

碩士論文



A Thesis

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

August 2008

HsinChu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十八年二月

應用小波分析與功率譜密度法於結構健康監測之研究

學生：問世賢

指導教授：洪士林 博士

國立交通大學土木工程學系

摘 要

由於結構健康監測議題日益受到重視，多種結構系統識別方式如雨後春筍般提出，小波分析在近年來應用在結構系統識別方面有著相當程度的優越性，而功率譜密度法以其在頻率域較為敏感的特性，廣泛的應用在各種不同之訊號處理上。

本論文係分成三個部份來探討小波分析與功率譜密度法於結構健康監測之研究：先以數值模擬一簡支梁，藉由改變簡支梁部分鋼梁斷面以模擬損壞；而後使用國家地震研究中心五層樓鋼構之試驗資料，以加斜撐之方式改變構架性質；最後以一自製之小型三層樓鋼構架，由小型震動台做地震模擬，並以無線感應器接收構架各層之加速度變化。將以上三種訊號先利用小波分析的多重解析技術找出結構特性之變化，其後利用功率譜密度法比較構架未損壞與損壞後之頻率相位差異，建立一識別參數 D_i ，觀察功率譜密度法是否可明確的指出構架損壞的位置，由結果顯示在適當之調整門檻值 α 與擷取頻率 f_{cf} 之下，可以概括地找出構架之損害位置。

關鍵字：小波分析、功率譜密度、結構健康監測

Application of wavelet analysis and power spectral density on structural health monitoring

Student : Shih-Hsian Wen

Advisor : Dr. Shih-Lin Hung

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

ABSTRACT

Since the research of structural health monitoring (SHM) is paid more attention recently, many different approaches of structural system identification (SI) and damage detection have been developed. In which, wavelet analysis is one of successful approach in structural system identification. The power spectral density (PSD) has comparatively sensitive characteristic in frequency domain, It., hence, is employed in the problems of structural damage detection.

The objective of this research is applying wavelet analysis and PSD approaches to identify the structural properties, such as natural frequencies and damping ratios, and detect the location of damage, if it occurred, of structures. Three different cases were employed to verify the feasibility of proposed approaches. One is a numerical example of simple supported beam with different damaged cases. The other two are experiment examples, a five-story steel frame in NCREE and a small three-story test steel frame. The structural properties, natural frequencies and damping ratios, of three examples with different damages were identified via wavelet analysis. The results indicate that the approach of wavelet analysis is a sufficient method for SI. Thereafter, the PSD method were employed to identify the location of damage occurred via comparing the values of absolute difference PSD method (ADPSD) and curvature difference PSD method (CDPSD) between damaged and undamaged cases. By properly selecting threshold value α and cutoff frequency f_{cf} , two proposed PSD approaches can roughly detect the location of damage occurred in which segment of beam or floor of frames.

Keywords: wavelet analysis, power spectral density, structural health monitoring

誌謝

漫長的交大之旅終於在今日劃上休止符，求學生涯也在此告一段落了，回想在學時間經歷了很多事，我也從不諳世事的狀態中破繭而出，在交大的這段期間，變成我最重要的回憶。

在求學期間，最感謝的是我的指導教授洪士林老師，老師真的是盡心盡力的幫助我，處處為我著想，並教導了我很多東西，且讓我在在學期間自由發展，內心的感謝真是道之不盡。

此外，特別感謝家湘姊，在我最脆弱的時候扶我一把，讓我能繼續堅持下去；感謝黃炯憲老師、鄭復平老師和林昌佑老師，在口試時給了我許多寶貴的意見；感謝威智學長、子軒學長和勇奇學長的協助，使我的論文能夠順利完成；感謝系所助理秀琪、君君、怡芳和怡君，適時的給我打氣和鼓勵；感謝怡廷和承禹，與不才我一同奮戰寫作；感謝志銘、彥伶和智中與其他學弟們的體諒，讓我能無後顧之憂的努力。

最後感謝我的家人們，一路支持我到完成碩士學位，我想我也是時候該把握緊的手放開了，這本書是獻給你們的第一份禮物，之後我會繼續努力走下去的，謝謝你們。

目 錄

中文摘要	i
英文摘要	ii
目 錄	iv
第一章 緒論	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究動機與目的	3
1.3 文獻回顧	4
1.4 研究方法與步驟	7
第二章 小波轉換與功率譜密度法	9
2.1 小波轉換	10
2.2 多尺度分析	11
2.3 小波轉換與傅立葉轉換之比較	13
2.4 小波轉換之系統識別	14
2.5 功率譜密度法	19
第三章 數值模擬與實體構架設計	24
3.1 實驗震動台介紹	24
3.2 無線結構健康監測系統介紹	25

3.3 實驗構架分析與設計	26
3.4 實體構架介紹	27
第四章 案例分析	30
4.1 訊號分析	30
4.2 數值模擬案例分析	31
4.3 震動台實驗構架分析	33
4.4 小型實驗構架分析	35
4.5 綜觀分析結果	37
第五章 結論與建議	39
5.1 結論	39
5.2 建議	40
參考文獻	41



表 目 錄

表 3.1 Quanser 小型震動台之詳細規格與資料	45
表 4.1 模擬簡支梁於小波包轉換時之自然振動頻率與阻尼比	46
表 4.2 模擬簡支梁在第 4 單元損壞時之ADPSD D_i 參數	46
表 4.3 模擬簡支梁在第 4 單元損壞時之CDPSD D_i 參數	47
表 4.4 模擬簡支梁在第 12 單元損壞時之ADPSD D_i 參數	48
表 4.5 模擬簡支梁在第 12 單元損壞時之CDPSD D_i 參數	49
表 4.6 模擬簡支梁在第 9 單元損壞時之ADPSD D_i 參數	50
表 4.7 模擬簡支梁在第 9 單元損壞時之CDPSD D_i 參數	51
表 4.8 模擬簡支梁在第 4 單元與第 9 單元同時損壞時之ADPSD D_i 參數 ...	52
表 4.9 模擬簡支梁在第 4 單元與第 9 單元同時損壞時之CDPSD D_i 參數 ...	53
表 4.10 國家地震中心五層樓鋼構之材料性質	54
表 4.11 五層樓鋼構於小波包轉換時之自然振動頻率與阻尼比	54
表 4.12 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 D_i 參數I	55
表 4.13 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 D_i 參數II	56
表 4.14 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 D_i 參數III	57
表 4.15 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 D_i 參數IV	58
表 4.16 三層樓小型鋼構於小波包轉換時之自然振動頻率與阻尼比:	59

表 4.17 小型震動台試驗設計鋼構於底層抽掉中心柱時之 D_i 參數	60
表 4.18 小型震動台試驗設計鋼構於底層替換中心柱時之 D_i 參數	60
表 4.19 小型震動台試驗設計鋼構於頂層抽掉中心柱時之 D_i 參數	61
表 4.20 小型震動台數值模擬鋼構於底層抽掉中心柱時之 D_i 參數	61
表 4.21 小型震動台數值模擬鋼構於底層替換中心柱時之 D_i 參數	62
表 4.22 小型震動台數值模擬鋼構於頂層抽掉中心柱時之 D_i 參數	62
表 4.23 模擬簡支梁在第 4 單元損壞時之ADPSD $\hat{C}_i$ 參數.....	63
表 4.24 模擬簡支梁在第 4 單元損壞時之CDPSD O_i 參數.....	64
表 4.25 模擬簡支梁在第 12 單元損壞時之ADPSD $\hat{C}_i$ 參數.....	65
表 4.26 模擬簡支梁在第 12 單元損壞時之CDPSD O_i 參數.....	66
表 4.27 模擬簡支梁在第 9 單元損壞時之ADPSD $\hat{C}_i$ 參數.....	67
表 4.28 模擬簡支梁在第 9 單元損壞時之CDPSD O_i 參數.....	68
表 4.29 模擬簡支梁在第 4 單元與第 9 單元同時損壞時之ADPSD $\hat{C}_i$ 參數..	69
表 4.30 模擬簡支梁在第 4 單元與第 9 單元同時損壞時之CDPSD O_i 參數 ..	70
表 4.31 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數I	71
表 4.32 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數II	72
表 4.33 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數.....	73
表 4.34 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數.....	74
表 4.35 小型震動台試驗設計鋼構於底層抽掉中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數.....	75

表 4.36 小型震動台試驗設計鋼構於底層替換中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數.....	75
表 4.37 小型震動台試驗設計鋼構於頂層抽掉中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數.....	76
表 4.38 小型震動台數值模擬鋼構於底層抽掉中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數.....	76
表 4.39 小型震動台數值模擬鋼構於底層替換中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數.....	77
表 4.40 小型震動台數值模擬鋼構於頂層抽掉中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數.....	77



圖 目 錄

圖 2.1 短時傅立葉轉換在時間-尺度面上的解析度	78
圖 2.2 小波轉換在時間-尺度面上的解析度	78
圖 2.3 多尺度一維小波分解結構圖	79
圖 2.4 一維小波分解演算流程圖	80
圖 2.5 一維小波重構演算流程圖	81
圖 3.1 震動台試驗之設計架構圖	81
圖 3.2 Quanser震動台實體照片	82
圖 3.3 Imote2 無線結構健康監測系統關係圖	82
圖 3.4 Imote2 無線結構健康監測系統資料處理關係圖	83
圖 3.5 北嶺地震轉換為震動台震動的地震規模值	83
圖 3.6 對設計構架於SAP2000 輸入震動台北嶺地震力時的位移反應	84
圖 3.7 實體構架質量塊設計方式	85
圖 3.8 實體構架整體設計方式	85
圖 3.9 實體構架實際照片圖與無線感應器擺設方式	86
圖 4.1 無線感應器置於小型結構示意圖	87
圖 4.2 SAP2000 數值模擬分析用之簡支梁	88
圖 4.3 數值模擬簡支梁 4 號偵測點之功率譜反應	89

圖 4.4 數值模擬簡支梁 12 號偵測點之功率譜反應.....	90
圖 4.5 數值模擬簡支梁 9 號偵測點之功率譜反應.....	91
圖 4.6 SAP2000 模擬梁損壞時簡支梁之模態振型I.....	92
圖 4.7 SAP2000 模擬梁損壞時簡支梁之模態振型II.....	93
圖 4.8 數值模擬簡支梁第 4 單元受損之ADPSD D_i 直條圖	94
圖 4.9 數值模擬簡支梁第 4 單元受損之CDPSD D_i 直條圖	95
圖 4.10 數值模擬簡支梁第 12 單元受損之ADPSD D_i 直條圖	96
圖 4.11 數值模擬簡支梁第 12 單元受損之CDPSD D_i 直條圖	97
圖 4.12 數值模擬簡支梁第 9 單元受損之ADPSD D_i 直條圖	98
圖 4.13 數值模擬簡支梁第 9 單元受損之CDPSD D_i 直條圖	99
圖 4.14 數值模擬簡支梁第 4 單元和第 9 單元受損之ADPSD D_i 直條圖 ..	100
圖 4.15 數值模擬簡支梁第 4 單元和第 9 單元受損之CDPSD D_i 直條圖 ..	101
圖 4.16 五層樓鋼構之上視與正視平面圖.....	102
圖 4.17 五層樓鋼構之設計案例.....	103
圖 4.18 五層樓鋼構一樓之功率譜反應.....	104
圖 4.19 五層樓鋼構二樓之功率譜反應.....	105
圖 4.20 五層樓鋼構三樓之功率譜反應.....	106
圖 4.21 五層樓鋼構四樓之功率譜反應.....	107
圖 4.22 五層樓鋼構頂樓之功率譜反應.....	108

圖 4.23 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之ADPSD D_i 直條圖I	109
圖 4.24 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之CDPSD D_i 直條圖I.....	110
圖 4.25 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之ADPSD D_i 直條圖II.....	111
圖 4.26 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之CDPSD D_i 直條圖II	112
圖 4.27 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之ADPSD D_i 直條圖III.....	113
圖 4.28 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之CDPSD D_i 直條圖III.....	114
圖 4.29 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之ADPSD D_i 直條圖IV	115
圖 4.30 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之CDPSD D_i 直條圖IV.....	116
圖 4.31 三層樓小型鋼構 1 樓之功率譜反應.....	117
圖 4.32 三層樓小型鋼構 2 樓之功率譜反應.....	118
圖 4.33 三層樓小型鋼構 3 樓之功率譜反應.....	119
圖 4.34 三層樓小型鋼構 1 樓之功率譜反應(數值模擬).....	120
圖 4.35 三層樓小型鋼構 2 樓之功率譜反應(數值模擬).....	121
圖 4.36 三層樓小型鋼構 3 樓之功率譜反應(數值模擬).....	122
圖 4.37 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱抽離所量測之ADPSD D_i 直條圖 ..	123
圖 4.38 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱抽離所量測之CDPSD D_i 直條圖 ..	124
圖 4.39 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱置換所量測之ADPSD D_i 直條圖 ..	125
圖 4.40 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱置換所量測之CDPSD D_i 直條圖 ..	126
圖 4.41 三層樓小型鋼構於 3 樓中心柱抽離所量測之ADPSD D_i 直條圖 ..	127

圖 4.42 三層樓小型鋼構於 3 樓中心柱抽離所量測之CDPSD D_i 直條圖 ..	128
圖 4.43 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱抽離所量測之ADPSD D_i 直條圖(數值 模擬)	129
圖 4.44 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱抽離所量測之CDPSD D_i 直條圖(數值 模擬)	130
圖 4.45 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱置換所量測之ADPSD D_i 直條圖(數值 模擬).....	131
圖 4.46 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱置換所量測之CDPSD D_i 直條圖(數值 模擬)	132
圖 4.47 三層樓小型鋼構於 3 樓中心柱抽離所量測之ADPSD D_i 直條圖(數值 模擬)	133
圖 4.48 三層樓小型鋼構於 3 樓中心柱抽離所量測之CDPSD D_i 直條圖(數值 模擬)	134



第一章 緒論

1.1 研究背景

近年來全球大型地震頻繁，從 1999 年在台灣發生的 921 大地震，2004 年印尼由地震引發的海嘯，及 2008 年在中國四川的大地震等，由於建築物本身材料的老化衰減或桿件破壞等並不一定會顯露在外，在平時的小型地震或是颱風、洪水等天災，或是一般建築施工等人為因素，皆有可能影響建築結構物本身的性質，而平時並不一定會對每個結構物做“安全”檢測，等到發現結構物已不能承受如設計時預期的外力作用時，多半已為時已晚。

台灣屬亞熱帶海島型氣候，對於結構物所產生的影響不僅僅是來自外力，有可能來自空氣中的高鹽分產生的鏽蝕，由經年累月的洗禮所產生的外在或內在細部的損壞，而從結構物的外部卻無法用肉眼偵測。為了檢測現今結構物隱藏的缺陷，在以不破壞受測結構物的狀態下所衍生出來的偵測議題，即為結構健康監測(Structural Health Monitoring, SHM)。結構健康監測的目的在於結構的損壞識別，藉由足以反映結構物之物理現象的外在媒介(如外力、電磁、光...等)，收集不同情況下結構物的物理變化資料並加以研判，最後判定結構物本身目前的完整性與其他特性，判別破壞的狀況分為幾個層級:第一階段為判斷損壞的發生與否，第二階段為損壞的確切位

置，第三階段為損壞的大小與規模。

由於數值分析方法的進步，以往必須直接實測的試驗品可先用電腦模擬的方式先行分析，以避免實作時材料的浪費。現今的分析軟體有很多種，舉凡 ETABS、SAP2000、ANSYS 等，皆能把結構物的力學與動力性質模擬如同現實結構，應用於土木結構的範圍相當廣泛，也有利於資料的比對上。隨著學術理論及數位發展，結構健康監測已研發出多種演算法[1]，舉凡利用自我迴歸外變數方法(auto-regressive with exogenous inputs, ARX)之迴歸分析(Regression Analysis)[2]，與其後改良之利用殘餘誤差所得之子空間區別分析(Subspace-Based Identification Method) [3]，主要用以偵測溫度對結構物的影響；奇異值分解法(Singular Value Decomposition)利用特徵向量的性質找出結構物損害的起始位置[4];自動關聯之神經網路(Auto-associative neural network)以資料庫的方式，利用自動迴歸與自我迴歸外變數方法(AR-ARX) 將結構物在不同環境下之各種性質作自動分類[5]；電阻抗法(Impedance method)利用壓電傳感器(piezoelectric transducer, PZT) 對外在環境敏感之特性，將其連接於結構物之上，藉由驅動器和感應器所感應之資料估算出電阻抗，進而找出問題點[6][7]。除上述方法之外，小波轉換(Wavelet Transform)與功率譜密度(Power Spectrum Density, 以下簡稱 PSD)亦列入結構健康監測眾多方法之中。

1.2 研究動機與目的

結構物在經年累月的受地震力作用下，結構外表上可能並無任何變化，實際上結構物內部的構件已開始損壞，使得結構物本身的勁度、強度等力學性質均降低，已無法再承受原先設計時的最大容許力。也由於力學性質的變化，導致結構的自然頻率、阻尼比等結構動力參數均有所改變，於是吾人可藉由分析結構動力性質的變化，以偵測出結構物是否損壞或其損壞位置。傳統分析結構損壞的方式是基於傅立葉轉換的頻譜分析法，藉由分析結構動力訊號在時間域上的統計平均值來觀測出結構特性。然而，傅立葉轉換卻受限於不能反應訊號的局部特性，且接收的訊號必須是穩態且線性的，而現今的土木工程領域，處理的資料則絕大多數為非穩態與非線性訊號，此時傅立葉轉換便無法得知震動過程的非穩態與非線性特性，也無法得知損害發生過程。

小波轉換具有多尺度分析(Multiresolution Analysis)的特性，且能將頻率隨時間變化的關係表現出來，改善了傅立葉轉換僅能將訊號轉換成頻率域之缺陷。由於其對於訊號處理與非線性問題方面的優越性，近年來小波轉換廣泛的應用在各個領域上[8]。

功率譜密度法(PSD)主要用於定義訊號或者時間序列的功率如何隨頻率分布。大多數的頻率圖僅僅表示譜密度，有時完整的頻率圖需要用兩部份來表示:一部分是對應於頻率的“幅度”(即為譜密度)，另一部分則為對應

於頻率之“相位”，其中相位包含了頻譜中剩餘之其他訊息。藉由觀察結構物於功率譜密度中微妙的相位變化，利用適當的識別參數將這些資料加以解析出來。由於藉由分析自然振動頻率的改變並不會明確的判斷出結構物的損害位置，然藉由觀察結構物的功率相位變化可以找出結構相對性變化最大的位置，進而找出結構物的受損位置。

本論文為探討三種不同的實驗模型案例，在其發生損壞時所接收訊號的變化，先以 SAP2000 模擬簡支梁受力後的加速度與動力學反應，觀測其 PSD 之頻率相位變化；再以國家地震中心五層樓鋼構試驗之加勁試驗狀況，以小波分析識別出結構物的自然頻率變化後，利用 PSD 法觀測出結構物變化最大的位置；最後以 SAP2000 所設計的小型實體構架設計為實體，利用小型震動台與無線感應器偵測實體構架的加速度反應，將偵測的數值以小波轉換做分析測出結構物在不同狀況的性質後，將 PSD 偵測方法導入並進行資料比對，觀察偵測訊號的變化並驗證小波轉換與 PSD 方法用於結構損壞偵測的可行性。

1.3 文獻回顧

端看小波的發展史，小波首先由 Haar 提出小波規範正交基，當時還沒有“小波”這個名詞[9]。各領域專家經過了二三十年的努力，Grossmann 與 Morlet 於 1984 年正式提出“小波”為此分析波的專有名詞，並將他們所研發的“時間-尺度”關係小波，以他們的名字命名。其後，Marr 提出俗稱

“墨西哥帽”之小波。Meyer(1986)成功的建構出有一定衰減性質的光滑函數，其二進尺度伸縮和二進整倍數平移所產生之函數系構成空間 $L^2(R)$ 之標準正交基，此函數便為後來小波轉換的基底。1988 年，Mallat 統一了 strömberg(1981)、Meyer、Lemarie(1988)及 Battle(1989)各別之小波解析方法，提出了多尺度分析概念，也建構了現今較為常見的離散小波數值方法，並將其利用在數字圖像的分析與重建。

在近十年的研究中，楊黎熙(1994)利用數值方法模擬振動訊號，配合類神經網路學習，以梁結構本身的自然振動頻率與加速度極值的變化，對梁裂縫的位置及大小作偵測[10]。Quan Wang 與 Xiaomin Deng (1999)以一個簡單的簡支梁設計，藉由在簡支梁的中心製造裂縫來改變簡支梁的性質，在簡支梁的中心位置施加一集中力，並利用不同的小波分析來針對波型作損壞監測，皆有不錯的表現[11]，並與 Ser-Tong Quek 等人在 2001 年嘗試對簡支梁的裂縫寬度、深度和裂縫大小作改變並觀察小波轉換的變化[12]；J. N. Watson 與 P. S. Addison (2002)利用小波的超音波回聲訊號，先分析出時間-頻率域上係數之最大值，保留其係數並加以解析[13]。Z. Sun 等人(2002)使用小波包分析 (Wavelet Packets method)，將結構物的振動行為以小波分解各階層的能量，並以類神經網路學習輔助用以衡量結構物的破壞[14]。蘇威智(2003)結合小波包轉換與離散化結構系統運動方程式，推導以用於解析系統識別過程中的各項參數如自然頻率與阻尼比等[15]。Hoon Sohn 等人(2003)

於板面損壞監測時，利用 Morlet Wavelet 的變化偵測電路板面的損壞位置，並顯示小波轉換不易受到外在環境影響的特性[16]；Y. J. Yan、H. N. Hao 與 L. H. Yam (2004)在複合板的裂縫檢測中，以小波轉換分析其動力結果，證實小波轉換比使用自然頻率的偵測敏感度更高且更明確[17]。

相較於小波轉換的發展史，功率譜密度使用在土木工程上的文獻則較為少見；M. Shinozuka (1970)初次提出功率譜密度應用於工程界之觀念，利用功率譜密度之多變性，將其應用在模擬各項外在環境上，如風速、非線性結構反應等[18]；J. Merle Elson等(1995)則首度嘗試應用PSD運算於非平滑簡支梁上，並利用平均之觀念將PSD繪製函數圖平滑化[19]；S. Liberatore，G. P. Carman (2003)利用功率譜密度識別一小型鋁材試驗橋面的功率相位變化，並使用根均方值(Root Mean Square，RMS)識別參數用以識別鋁材的受損位置[20]；Sherif Beskhyroun等(2005)應用功率譜密度的曲率變化，構架曲率差值功率譜密度法(Curvature Difference PSD method，CDPSD)，並將其應用在有限元素所建立的橋面分析上[21]；R. K. Giles與B. F. Spencer, Jr. (2007)將CDPSD的分析方法與絕對差值功率譜密度法(Absolute difference PSD method，ADPSD)做整合，並用於分析數值模擬的桁架上，精確度相當不錯[22]；W. L. Bayissa等(2007)將橋面數值模擬所得到的加速度資料先行作PSD加噪處理後，將其用逆快速傅立葉轉換，用以模擬實際構架受外在環境影響之資料，最後用連續小波轉換的方式尋找損害位置[23]。

1.4 研究方法與步驟

本論文的重點著重於對實驗構架所量測之數據，先利用小波分析將所收到的訊號做構架特性分析，找出其自然振動頻率與阻尼比，進而使用 PSD 做深入分析，觀察其損害參數變化並找出構架的損害位置。主要研究步驟如下：

1. 資料蒐集

蒐集過去小波傳導與功率譜密度法相關的文獻資料，如期刊、論文等，尋找有關非破壞檢測的訊號分析方法，了解小波傳導與功率譜密度法的特性、主要優點及應用於損壞識別的研究成果，學習利用適當的程式語言轉換偵測到的訊號，並熟稔各個研究時所需的程式。

2. 製作構架與設計案例

利用結構分析程式，將小型實驗構架設計出來並輸入與小型震動台相對應的地震力作模擬，觀察其基本性質、加速度與震動頻率變化，逐步修正為類似真實建築的動力性質，製作實際構架，並以 SAP2000 用數值模擬的方式，模擬各種不同的損壞狀況。

3. 尋找構架的損壞識別參數

利用 PSD 分析實體構架在不同尺度下分解或轉換無線感應器所偵測到的訊號找出構架的特性之後，以找出某一特定尺度對損壞發生與程度較具有關聯性，並以定量識別參數的方式呈現。

4. 建構損壞識別系統

整合實體實驗與小波分析與功頻譜密度在不同損壞狀況下的分析結果，建構完成整個損壞識別流程與方法，並從不同損壞狀況下的分析檢視此系統的正確性。

5. 研究成果討論與論文撰寫

彙整本研究實驗分析的成果，做出結論並將相關理論撰寫成論文。

1.5 論文章節與架構

本論文的研究架構主要分為五個章節，第一章為緒論，內容大致描述研究背景、研究動機與目的、文獻回顧及研究方法與步驟；第二章則描述小波傳導與功頻譜分析的理論基礎，大略介紹兩者的發展、特性與適用性，並就理論做基本介紹。第三章則介紹數值模擬及設計構架，除大致描述小型實驗用震動台的特性外，並介紹無線感測器的應用及偵測資料方式，及如何利用 SAP2000 做數值模擬；最後則大致描述小型構架的製作方法；第四章為案例分析，針對不同的數值模擬案例及實驗所量測到的數據做分析，利用小波分析解析出構架之特性，並藉由 PSD 的識別方法架構一完整的識別系統；第五章為結論與建議，就本研究所使用的方法做一個總結並探討其不足所應改進之處與未來展望。

第二章 小波轉換與功率譜密度法

傳統的訊號分析基礎是建立在傅立葉轉換(Fourier Transform)之上，由於訊號的頻率含有很多重要的訊息，但因傅立葉轉換是一種全域的轉換，對時間局部區域的資料會有所缺漏，而有時訊號出現的特徵是非常短暫的，此時傅立葉轉換便不容易去偵測此類短時訊號。由於短時訊息往往是非平穩訊號關鍵性的存在，因此為了改善這種缺失，1946 年，Dennis Gabor 將傅立葉轉換視窗化(window)，便為短時傅立葉轉換(Short-Time Fourier Transform, STFT)，並且對於短時訊號的發生時間偵測有一定的資訊蒐集，但由於其精度為固定值，一旦視窗的大小固定下來，此視窗內的訊號不管有無用途都會被使用，因此，讓訊號分析更加彈性的小波分析(Wavelet Analysis)因此而誕生。小波分析的分析視窗由於其視窗的長度和寬度可彈性調整，在高頻資訊中便可用短時區間，低頻資訊使用長時區間，所得的精確度因此更為準確，非常適合偵測瞬態反常現象；也因為小波分析的此種特性，近年已有學者提出將小波作為系統識別的工具，不僅保留傅利葉轉換的優點，又能克服其不足之處。

在小波轉換識別出結構物的特性之後，由於觀測出的是結構物的整體變化，因此細部的分析便利用功率譜密度法(Power Spectral Density, PSD)來檢測，由於功率譜密度所展現之功率相位特性是基於傅立葉轉換的資

料，為全頻域的性質，因此藉由調整須比對的取樣頻率資料來作詳細分析，藉此找到結構物明確的損害位置。

2.1 小波轉換

小波轉換(wavelet transform)優於 STFT 的主要特點，在於其視窗大小可以隨著訊號而改變，對於低頻的訊號可以使用較寬的時間視窗，對高頻訊號則用較窄的時間視窗以取得較精確的訊號分辨率，正由於這種特性，使得小波轉換具有對訊號的自適應性[24]，其解析度如圖 2.2 所示。相較於傅立葉轉換的完整轉換時間序列，小波分析則將時間序列分解成數個基底函數的疊加，每個基底函數都有不同的尺度特徵，可表現出不同的時間與頻率特性。以下對於連續小波轉換的方式稍做介紹：

連續小波轉換(Continuous Wavelet Transform, CWT)是對於任意之訊號假設其為平方可積(即能量有限的訊號空間)，以 $f(t) \in L^2(R)$ 表示，其連續小波轉換為：

$$CWT(a, \tau) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int f(t) \psi\left(\frac{t-\tau}{a}\right) dt, \quad a, \tau \in R; a \neq 0 \quad (2.1.1)$$

其中 $\psi(t)$ 稱為基本小波(basic wavelet)或母小波(mother wavelet)，且 $\psi((t-\tau)/a)/\sqrt{a}$ 為小波的基底函數，也可稱之為子小波(baby wavelet)。其逆轉換式為：

$$f(t) = \frac{1}{C_\psi} \int_{R^+} \int_R \frac{1}{a^2} CWT(a, \tau) \psi\left(\frac{t-\tau}{a}\right) da d\tau \quad (2.1.2)$$

其中 C_ψ 為隨著 ψ 而變的常數:

$$C_\psi = \int \frac{|\bar{\psi}(\omega)|^2}{|\omega|} d\omega \quad (2.1.3)$$

而 $\bar{\psi}(\omega)$ 為小波函數的傅立葉轉換:

$$\bar{\psi}(\omega) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int \psi(x) e^{-i\omega x} dx \quad (2.1.4)$$

2.2 多尺度分析

在 1980 年後期各種小波轉換函數如雨後春筍般被提出時，S. Mallat 在構造正交小波基時提出了多尺度分析(Multiresolution Analysis, MRA)的概念，以空間的概念上抽象地說明了小波多分辨率特性，將此之前所有的正交小波基構造法統一起來，並發展出了正交小波的構造方法與快速小波轉換的演算法(Fast Wavelet Transform Algorithm)，即所謂 Mallat 演算法[25]。

與多尺度分析有密切關聯的，是多層解析空間(Multiresolution space)的概念:諾一個擁有無限解析度的空間 V ，其所包含的任意 V_i 與 V_{i+1} 子空間， V_{i+1} 的維度比 V_i 高且擁有包含性($V_i \subset V_{i+1}$)當 i 為無限大時，空間 V 是一層套著一層的多層空間，因此當 i 越來越大時， V_i 中的函數 $f_i(x)$ 便逼近 V 的函數 $f(x)$ ，稱此空間族 $\{V_i\}$ 為多層解析空間[26]。

多尺度分析的主要應用為表現出訊號在某一尺度的明顯特徵，將 $f(x)$ 逐層分解為不同的分量，並藉由這些分量觀察原始訊號的特性並加以解析，其多尺度一為小波分解的結構組織形式如圖 2.3 所示。其中 cA_i 為經過分解

後的低頻係數， cD_i 為分解後的高頻係數，而下標數字則為分解尺度的表示。

2.2.1 近似空間與細部空間

近似空間 V_i 與細部空間 W_i 的關係如下：

$$V_{i+1} = V_i \oplus W_i, V_i \perp W_i \quad (2.2.1)$$

其中 $\oplus$ 符號稱為兩空間 V_i 與 W_i 的正交直和(Orthogonal direct summation)。

V_{i+1} : 解析度較高的近似訊號函數空間

V_i : 解析度較低的近似訊號函數空間

W_i : V_{i+1} 與 V_i 相對應近似訊號函數之細節訊號函數空間

在訊號處理的過程中，解析度較高的訊號由於較低解析度訊號的部份，在於其訊號內含有的資訊更為充分，即所謂的細節部份。通常細節部份是落在 W_i 之中，將式 2.3.1 反覆代換可得：

$$V_i = W_{i-1} \oplus W_{i-2} \oplus \dots \oplus W_1 \oplus W_0 \oplus V_0 \quad (2.2.2)$$

當 i 趨近於無限大時，所有 W_i 的正交直和即為 $L^2(R)$ 。

V_i 是層層相套的空間，全是由一個尺度函數(scaling function) $\phi(x)$ 的縮張平移所造成； W_i 是兩兩正交的空間，它是 V_i 每層之間的細節部份，全是由一個小波函數 $\psi(x)$ 的縮張平移所造成。

2.2.2 Mallat 演算法

在離散小波的分解與重構(Wavelet Decomposing and Reconstruction)

中，可利用 Mallat 演算法將訊號逐層進行分解，每一層的分解結果皆可得

到高頻與低頻部份，每一層分解完後將其數據量減半，到了下一層再分解為高頻與低頻部份，再將數據減半送至下一層，以此類推，其演算流程如圖 2.4。重構部份則是分解部分的反向過程，在其中一層重構完成以後，將其訊號量增加一倍送至下一層再行重構，可提高訊號時域之解析度，其演算流程如圖 2.5。

Mallat 分解與重構的過程中，分別需要跳取(Downsample or Decimate)與零內插(Subsample or Zero interpolation)，舉例說明如下；

令一訊號為[0 1 2 3 4 5 6 7 8]:

在跳取因子為 2 的狀況下，則新的序列為[0 2 4 6 8]；將上述跳取所取得的新的序列中，每個訊號中皆插入 0 值，變為[0 0 2 0 4 0 6 0 8]，即為零內插。

2.3 小波轉換與傅立葉轉換之比較

由於小波轉換是傅立葉轉換的延伸發展，因此小波分析與傅立葉轉換有密切的相關性。雖然小波轉換的基底構造等均依賴傅立葉轉換，其特性有些許的不同性，茲列舉如下：

1. 同為有限能量的訊號 $f(t)$ ，傅立葉轉換的本質為將其分解至以 $e^{i\omega t}$ 為正交基底的空間上；小波轉換則分解至近似空間 $W_i (i = 1, 2, \dots, I)$ 與細部空間 V_i 這兩個由訊號所構成的函數空間中。
2. 由於傅立葉轉換所使用的基本函數侷限在 $\cos(\omega t)$ 、 $\sin(\omega t)$ 和 $e^{i\omega t}$ 上，具有唯一性；而小波所使用的小波函數不具有唯一性，當對同一個工程

問題，使用不同的小波函數分析時，結果可能相差甚遠。正因如此，小波函數的使用一直是小波分析中的一個熱門話題，目前絕大多數依舊是經過不斷的試驗和篩選，跟試驗結果進行比對分析，以選擇最適合的小波函數來使用。

3. 在頻率域中，傅立葉轉換的局部化能力較好，當遇到成分比較簡單的頻率訊號時，傅立葉轉換很容易將其轉換成各頻率成分疊加總和的形式；但在時域中，傅立葉轉換並沒有局部化的能力，及沒有辦法在 $f(t)$ 經由傅立葉轉換所得到的訊號中，看出 $f(t)$ 函數在任何一個時間點的性質。

4. 在傅立葉轉換與小波轉換的數值對比中，小波轉換的尺度值 a 越大，相當於傅立葉轉換中 ω 的數值越小。

2.4 小波轉換之系統識別

系統識別的分析方法可分為兩種，一為頻率域之分析(Frequency Domain Analysis)，另一則為時間域之分析(Time Domain analysis)。常見的頻率域分析即為傅立葉轉換，而時間域的分析較為直接也較為實際，常用的方法為 Ibrahim Time Domain Method (ITD) 或 Least Square Complex Exponential Method，以求得該結構系統的動態特性，然此兩法僅適用於自由振動(free vibration)之訊號。本文所採用的小波分析方式則為時間域分析，即利用量測到的加速度資料直接進行離散小波轉換，藉由結構系統的運動方程式為基礎以識別結構物之各項系統參數。

動態特性即是只結構系統的自然振動頻率、震態及模態阻尼比。對一線性系統之動力反應可利用結構系統運動方程之離散表示式為：

$$\underset{\sim}{y}(t) = \sum_{i=1}^I [\Phi]_i \underset{\sim}{y}(t-i) + \sum_{j=0}^J [\theta]_j \underset{\sim}{f}(t-j) \quad (2.4.1)$$

其中 $\underset{\sim}{y}(t)$ 為於 t 時刻所量測各自由度之反應， $\underset{\sim}{f}(t)$ 為 t 時刻之輸入外力向量， $[\Phi]_i$ 與 $[\theta]_j$ 則為係數矩陣[15]。

於上式中， $\underset{\sim}{y}(t-i)$ 與 $\underset{\sim}{f}(t-j)$ 皆為已知，而 $[\Phi]_i$ 與 $[\theta]_j$ 為待識別之係數矩陣。可應用小波包轉換將 $\underset{\sim}{y}(t-i)$ 與 $\underset{\sim}{f}(t-j)$ 分別表示成：

$$\begin{aligned} \underset{\sim}{y}(t-i) &= \sum_{m=0}^{\bar{m}} \sum_{l=0}^{\bar{l}} \underset{\sim}{f}^{(i)}(m, \hat{i}, l) \mu_{m, \hat{i}, l} \\ \underset{\sim}{f}(t-i) &= \sum_{m=0}^{\bar{m}} \sum_{l=0}^{\bar{l}} \underset{\sim}{f}^{(i)}(m, \hat{i}, l) \mu_{m, \hat{i}, l} \end{aligned} \quad (2.4.2)$$

其中 $\mu_{m, \hat{i}, l}$ 為 t 之小波包函數，代入式(2.5.1)得：

$$\sum_m \sum_l \underset{\sim}{y}^{(0)}(m, \hat{i}, l) \mu_{m, \hat{i}, l} = \sum_m \sum_l \sum_i [\Phi]_i \underset{\sim}{y}^{(i)}(m, \hat{i}, l) \mu_{m, \hat{i}, l} + \sum_m \sum_l \sum_j [\theta]_j \underset{\sim}{f}^{(j)}(m, \hat{i}, l) \mu_{m, \hat{i}, l} \quad (2.4.3)$$

將上式乘上 $\mu_{m, \hat{i}, l}$ ，再利用其正交性，則得：

$$\underset{\sim}{y}^{(0)}(m, \hat{i}, l) = \sum_i [\Phi]_i \underset{\sim}{y}^{(i)}(m, \hat{i}, l) + \sum_j [\theta]_j \underset{\sim}{f}^{(j)}(m, \hat{i}, l) \quad (2.4.4)$$

對於不同的 $(m, \hat{i}, l)$ ，可利用(2.5.4)得：

$$[Y^0] = [C] \begin{bmatrix} [Y] \\ [F] \end{bmatrix} \quad (2.4.5)$$

其中

$$[C] = [[\Phi]_1 \quad [\Phi]_2 \quad \cdots [\Phi]_I \quad [\theta]_0 \quad [\theta]_1 \quad \cdots \quad [\theta]_J]$$

$$[Y] = \begin{bmatrix} [Y^1] \\ [Y^2] \\ \vdots \\ [Y^{(I)}] \end{bmatrix}$$

$$[Y^{(i)}] = \begin{bmatrix} y_1^{(i)}(1, \hat{i}, 1) & y_1^{(i)}(1, \hat{i}, 2) & \cdots & y_1^{(i)}(m, \hat{i}, l) \\ y_2^{(i)}(1, \hat{i}, 1) & y_2^{(i)}(1, \hat{i}, 2) & \cdots & y_2^{(i)}(m, \hat{i}, l) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_k^{(i)}(1, \hat{i}, 1) & y_k^{(i)}(1, \hat{i}, 2) & \cdots & y_k^{(i)}(m, \hat{i}, l) \end{bmatrix}$$

$$[F] = \begin{bmatrix} [F^1] \\ [F^2] \\ \vdots \\ [F^{(J)}] \end{bmatrix}$$

$[F^{(j)}]$ 的定義與 $[Y^{(i)}]$ 雷同，惟以 $f_k^{(j)}(m, \hat{i}, l)$ 取代 $y_k^{(i)}(m, \hat{i}, l)$ 。當 $(m, \hat{i}, l)$ 的組合不同時，即可達到濾波及使用不同段數據之結果。

式(2.5.5)可利用廣義逆矩陣求解:

$$[C] = [Y^0] \begin{bmatrix} [Y] \\ [F] \end{bmatrix}^+ \quad (2.4.6)$$

其中“+”代表廣義逆矩陣，以上式之解答對等最小平方差之解法:

$$[C] = [Y^0] \begin{bmatrix} [Y] \\ [F] \end{bmatrix}^T \left(\begin{bmatrix} [Y] \\ [F] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [Y] \\ [F] \end{bmatrix}^T \right)^{-1} \quad (2.4.7)$$

$[C]$ 中之 $[\Phi]_j$ 隱含結構系統之特性，以此建構:

$$[G] = \begin{bmatrix} 0 & I & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & I & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & I \\ [\Phi]_n & [\Phi]_{n-1} & [\Phi]_{n-2} & \cdots & [\Phi]_1 \end{bmatrix} \quad (2.4.8)$$

今引進上述 ITD 之觀念，透過繁瑣之矩陣運算與利用相似轉換之特性，可證明 $[G]$ 之特徵值與特徵向量與結構系統之動態特性相關，其關係由式 (2.5.8) 可令第 k 特徵向量表示為：

$$\{g\}_k = \begin{Bmatrix} \{\varphi\}_1 \\ \{\varphi\}_2 \\ \vdots \\ \{\varphi\}_i \end{Bmatrix}_k \quad (2.4.9)$$

其中 $\{g\}_k$ 含 $2N$ 個元素， $\{\varphi\}_i$ 則各含 l 個元素。

由於 $[G]$ 本身之特殊結構，造成各 $\{\varphi\}_i$ 互相平行，即 $\{\varphi\}_i = \lambda_k \{\varphi\}_{i-1}$ 。其中 λ_k 為對應之特徵值，所以任一 $\{\varphi\}_i$ 均可代表結構系統之第 k 模態。另外令特徵值 $\lambda_k = a_k + ib_k$ ，則結構系統之第 k 自然振動頻率 ω_k 與模態阻尼比 ξ_k 可由下式計算得知：

$$\omega_k = \sqrt{\alpha_k^2 + \beta_k^2} \quad (2.4.10)$$

$$\xi_k = -\alpha_k / \beta_k \quad (2.4.11)$$

其中 α_k 、 β_k 為：

$$\alpha_k = \frac{1}{2\Delta t} \ln(a_k^2 + b_k^2) \quad (2.4.12)$$

$$\beta_k = \frac{1}{\Delta t} \tan^{-1} \left(\frac{b_k}{a_k} + \bar{l} \pi \right) \quad (2.4.13)$$

其中 $\bar{l}$ 為整數， Δt 為取樣時間間隔， β_k 即為所謂的自然振動頻率。上式中 α_k 與 Δt 相關，而 β_k 與 $\bar{l}$ 和 Δt 皆有相關性。由於遇識別之阻尼振動頻率 $\omega_k = \beta_k$ ，從式 (2.5.13) 可得知：

$$\frac{\bar{l}\pi}{\Delta t} \leq \omega_d \leq \frac{(\bar{l}+1)\pi}{\Delta t} \quad (2.4.14)$$

若已知所用自由衰減震動訊號之最大與最小自然振動頻率分別為 $f_{\max}$ 與 $f_{\min}$ ，則可得：

$$\frac{\bar{l}\pi}{\Delta t} \leq 2\pi f_{\min} \leq \omega_d \leq 2\pi f_{\max} \leq \frac{(\bar{l}+1)\pi}{\Delta t} \quad (2.4.15)$$

因此， $\bar{l}$ 和 Δt 須滿足下列兩式：

$$\frac{(\bar{l}+1)}{\bar{l}} > \frac{f_{\max}}{f_{\min}} \quad (2.4.16)$$

$$\frac{\bar{l}}{2f_{\min}} \leq \Delta t \leq \frac{(\bar{l}+1)}{2f_{\max}} \quad (2.4.17)$$

一般常見處理之訊號，當 $\frac{f_{\max}}{f_{\min}} \geq 2$ 時， $\bar{l}$ 必為零，且 $\Delta t < \frac{1}{2f_{\max}}$ 。

由於小波包函數序列之構造有各種方法與不同之類型，小波包函數所選擇之標準通常根據以下幾種特性[15]：

1. ψ 、 $\hat{\psi}$ 、 ϕ 和 $\hat{\phi}$ 之支撐長度。即當時間或頻率趨於無窮大時， ψ 、 $\hat{\psi}$ 、 ϕ 和 $\hat{\phi}$ 從一個有限值收斂到 0 之速度。
2. 對稱性。於影像處理中有助於避免移向之問題。
3. ψ 與 ϕ 之消失矩價數。可應用於資料之壓縮。
4. 正交性。有助於訊號或影像之重構獲得較好之平滑效果。

本研究中所使用的小波分析識別利用其正交性，以套裝軟件 MATLAB 程式為主，並採用 Daubechies 於 1988 與 1992 所研發出來的小波包函數，

其種類有 dbN 系列(1988)與 symN 系列(1992)。其中 symN 系列是 dbN 系列的改良版，其與 dbN 的小波函數相比中較具有對稱性，時寬與頻寬的特性由 sym1 往 sym10 逐漸變窄，而支撐長度則由 sym1 至 sym10 變長。本研究將採 sym4 之分解函數，以介於 sym1 與 sym10 的性質來進行結構系統識別；ARX model 的小波包分解層數則設為 1。

2.5 功率譜密度法(Power Spectral Density, PSD)

訊號的轉換方式主要是在不同的基底下轉換，而傅立葉轉換的基底為三角函數 $\cos(x)$ 、 $\sin(x)$ 或指數函數 e^{ix} ，將所偵測到的訊號從時間域轉換到頻率域其轉換式與逆轉換式如下：

$$f^F(f) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int f(x) e^{-i\omega x} dx \quad (2.5.1)$$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int f^F(f) e^{i\omega x} dx \quad (2.5.2)$$

式中 $f(x)$ 為原始訊號， $f^F(f)$ 則為傅立葉函數。

由感應器所接收到的結構動量反應(如加速度)，藉由快速傅立葉轉換以後，對其訊號的平方做訊號週期 T 內之積分，象徵信號之能量在頻域中之相位分布狀況，即為該訊號的功率譜(Power Spectrum)，其應用多半在通信功用上，公式如下：

$$G(f) = \frac{1}{T} \int_0^T f^2(f) dt \quad (2.5.3)$$

而功率譜密度(PSD)即為在該頻率中 f 與 $f + \Delta f$ 間之正規化功率之和，其與

功率譜的關係式如下：

$$P(f) = \frac{G(f)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n G(f)^2}} \quad (2.5.4)$$

其中 n 代表功率譜 $G(f)$ 之所有資料點， i 代表功率譜 $G(f)$ 中之個別資料點。

藉由PSD的功率變化，可應用在工程的監測上，本文即應用其特性在於製作結構健康監測的損害參數(Damage index, D_i)。本論文所採用的PSD偵測方法分為兩種，分別為絕對差值功率譜密度法(Absolute difference PSD method, ADPSD)和曲率差值功率譜密度法(Curvature Difference PSD method, CDPSD)。

由於在同一個監測系統中通常會設置多組感應器，而ADPSD主要所觀察的是受監測系統正規化後未損壞與破壞後之PSD數值，藉由兩數值之絕對值差值比對觀測出結構物受損後之變化：

$$\Delta P_i(f) = |P_i^u(f) - P_i^d(f)| \quad (2.5.5)$$

其中 $P_i^u(f)$ 與 $P_i^d(f)$ 分別為結構物未損壞與損壞後第 i 個感應器的PSD數值。

每組感應器的資料必定會有個PSD最大差值 $\Delta P^{\max}$ ，係將這些數值以矩陣的方式列出後，在一已知的門檻值 α ，並以下面的式子作篩選：

$$\text{if } \Delta P_i(f) < \alpha \Delta P_i^{\max}(f) \quad \text{then } \Delta P_i(f) = 0 \text{ and } C_i^{\Delta P}(f) = 0$$

$$\text{if } \Delta P_i(f) \geq \alpha \Delta P_i^{\max}(f) \quad \text{then } \Delta P_i(f) = \Delta P_i(f) \text{ and } C_i^{\Delta P}(f) = 1 \quad (2.5.6)$$

其中的 α 即為一預設的門檻值，其值介於0~1之間，為用來定義 D_i 參數之一重要指標。適度的調整 α 可將欲擷取之 $\Delta P_i(f)$ 之峰值保留下來。而 $C_i^{\Delta P}$ 則代

表大於 $\alpha\Delta P_i^{MAX}$ 之個體數量。將每一個 $\Delta P_i(f)$ 之數值與 $\alpha\Delta P_i^{MAX}$ 相互比對之後，藉由式(2.5.6)將小於 $\alpha\Delta P_i^{MAX}$ 之數值設為零，其餘的數值保留，即為原本的 $\Delta P_i(f)$ 值。 $C_i^{\Delta P}$ 與 $\Delta P_i(f)$ 相似，唯一不同之處為所有非零之 $\Delta P_i(f)$ 值全部設為1，以表示 $\Delta P_i(f)$ 大於 $\alpha\Delta P_i^{MAX}$ 之單位數量。

在利用經過判別的 $\Delta P_i(f)$ 和 $C_i^{\Delta P}$ 觀測損害後每一個資料點的峰值數量和差值之差異性後，建立一個識別參數 D_i 來做鑑定。在使用識別參數 D_i 之前，首要之務為將 $\Delta P_i(f)$ 與 $C_i^{\Delta P}$ 作正規化向量統合，其式子如下：

$$\begin{aligned}\hat{P}_i &= \sum_{f=f_1}^{f_n} \Delta P_i(f) - 2\sigma_p \\ \hat{C}_i &= \sum_{f=f_1}^{f_n} C_i^{\Delta P}(f) - 2\sigma_c\end{aligned}\quad (2.5.7)$$

其中 $\hat{P}_i$ 為每組感應器之正規化損害質向量(normalized nodal damage quality vector)，即為所有大於 $\alpha\Delta P_i^{MAX}$ 的加總； $\hat{C}_i$ 則為每組感應器之正規化損害量向量(normalized nodal damage quantity vector)，即所有大於 $\alpha\Delta P_i^{MAX}$ 的數值個數； σ_p 為 $\Delta P_i(f)$ 所有數值之標準差， σ_c 則為 $C_i^{\Delta P}$ 之標準差。而識別參數 D_i 之定義即為各組感應器之 $\hat{P}_i$ 與 $\hat{C}_i$ 之乘積，其式子如下：

$$D_i = \hat{P}_i \hat{C}_i \quad (2.5.8)$$

藉由觀察每個偵測點中 D_i 的差異性，來找出結構物變化最大的位置，即為ADPSD識別法[22]。

CDPSD所觀察的數值與ADPSD略有不同，主要為求得受監測系統在損

害前後的資料數值中，每組資料間之曲率變化。因此所取得的資料數據必須做二次微分； $\Delta P_i''$ 的差值變化如下式：

$$\Delta P_i''(f) = |P_i'''(f) - P_i'''^d(f)| \quad (2.5.9)$$

其中 $P_i'''(f)$ 與 $P_i'''^d(f)$ 分別為受測結構未受損資料與受損所量測的訊號資料之二次微分。

在求出曲率差值 $\Delta P_i''(f)$ 後，由於其數值做了些許變動，必須將其再做一次正規化的動作，其方程式如下：

$$\tilde{P}_i(f) = \frac{\Delta P_i''(f) - \Delta \bar{P}_i''(f)}{\sigma_{\tilde{P}}(f)} \quad (2.5.10)$$

其中 $\tilde{P}_i(f)$ 即為經過重新正規化後的PSD曲率差值矩陣， $\Delta \bar{P}_i''(f)$ 為每組資料在每個頻率下的平均值，而 $\sigma_{\tilde{P}}(f)$ 則為 $\tilde{P}_i(f)$ 在每組資料之標準差。

與ADPSD相同的是，在設計 D_i 識別參數前，需要經過門檻值 α 值的篩選，其篩選的規則如下：

$$\begin{aligned} \text{if } |\tilde{P}_i(f)| < |\alpha \tilde{P}_i^{MAX}| \quad \text{then } \tilde{P}_i(f) = 0 \text{ and } C_i(f) = 0 \\ \text{if } |\tilde{P}_i(f)| \geq |\alpha \tilde{P}_i^{MAX}| \quad \text{then } \tilde{P}_i(f) = \tilde{P}_i(f) \text{ and } C_i(f) = 1 \end{aligned} \quad (2.5.11)$$

由於此為尋找高於一定程度比例的峰值，門檻值 α 可自由調整成識別狀況最佳的狀態。 D_i 識別參數的建立如同ADPSD般，在 $\tilde{P}_i(f)$ 經過篩選以後，產生了兩組矩陣之和：

$$A_i = \sum_{f=f_1}^{f_n} |\tilde{P}_i(f)|$$

$$O_i = \sum_{f=f_1}^{f_n} C_i(f) \quad (2.5.12)$$

其中 A_i 為所有大於 $|\alpha \tilde{P}_i^{MAX}|$ 數值之和， O_i 為所有大於 $|\alpha \tilde{P}_i^{MAX}|$ 數值之總個數。將這兩個參數相乘即為CDPSD的識別參數 D_i 值：

$$D_i = A_i O_i \quad (2.5.13)$$

藉由每個偵測點 D_i 的變化，以找出差異性最大的位置，進而識別出結構物的損害位置[21]。

本論文所使用之 PSD 分析方法亦採用擷取頻率(frequency cutoff, f_{cf})之方式，擷取之頻率資料範圍主要分為兩部份：

- (1) 取樣範圍為 200 個資料點時，所擷取頻率 f_{cf} 範圍在 5Hz 以內，即僅僅包含第 1 模態自然震動頻率之範圍。
- (2) 取樣範圍為 600 個資料點時，所擷取頻率 f_{cf} 範圍在 15Hz 以內，即包含至少至第 5 模態自然震動頻率之範圍。
- (3) 擷取功率頻譜圖上所有之相位點，即擷取頻率 f_{cf} 範圍為 100Hz 以內。

另外，用於定義識別參數 D_i 之門檻值 α 則依文獻之定義，設為 0.575 與 0.78[21][22]，藉由觀察所取之功率相位峰值多寡來判斷識別參數 D_i 值是否準確。

第三章 數值模擬與實體構架設計

小波分析與 PSD 雖已証實應用在結構系統識別與結構損壞偵測之問題有其成效，本研究將利用四個數值模擬案例以及震動台實驗案例來探討相關問題，如 PSD 中相關係數變化與系統可靠度，以及無線感應器應用於結構監測系統之可靠度。其中數值模擬案例係使用 SAP2000 軟件設計簡支梁及小型構架，震動台實驗案例則採用國家地震工程研究中心之五層樓鋼構試驗及本研究室自行設計之小型鋼構架試驗作分析並加以探討。

本研究室設計之小型鋼構架流程如圖 3.1 所示，先利用分析軟體 SAP2000 模擬構架的力學及動力性質(如加速度變化、振動頻率等)，在考慮構架的細部因素及其他外在條件的狀況下，做出近似模擬構架的實體構架，藉由 Quanser 小型震動台輸出欲試驗的地震資料模擬，所得的訊號進行分析並相互比對，以確認實體構架的特性。

3.1 實驗震動台介紹

一般而言，要做結構物地震模擬分析時，多半使用大型震動台與大型實驗構架做試驗，不過，由於大型構架之價格過於昂貴，且目前僅有少數實驗室可進行此試驗與模擬結構物損壞(係藉由抽除支承桿件、鬆脫螺絲或加斜支承來模擬破壞的形式)，並且驅動大型震動台的動力也相當高，每一次驅動所花費的金額相當可觀。因此，在做大型震動台試驗之前，可由小

型震動台與小型構架先行分析和模擬，確認分析方法的可行性後，再進一步的使用大型構架來驗證。以下簡單介紹 Quanser 小型震動台的特性：

Quanser 小型震動台(見圖 3.2)是由鋁板與小型驅動器所組成的小型試驗震動台，上層鋁板面提供 6*6 共 36 個鎖孔，可藉由板面的鎖孔位置調整實驗構架的寬度與深度，震動台本身可對構架基底施加單向的作用力，最大作用力可達 700N，可承受的實驗構架重量上限為 20kg，震動台本身的底座並裝有加速度規，可於試驗過後量測到小型震動台所實際提供之基底加速度。震動台的詳細規格與資料如表 3.1 所示。

使用小型震動台分析的好處是，由於構架並不算很大，驅動所需的能量並需要太多，並且對於構架性質的變化也容易掌握，可以在一定的時間內進行多組案例試驗，如降低實驗構架之勁度 K 值，改變各樓層的質量塊重量，加裝斜撐桿件觀察勁度的變化量，及變換整體構架的受力方向等，並由於安全性較高，也可模擬構架損壞倒塌的狀況。

3.2 無線結構健康監測系統介紹

無線結構健康監測系統(wireless structural health monitoring system)為利用無線感應器感應結構物的動力變化，並將量測訊息以無線方式傳回給資料記錄系統做分析的完整系統構架。當實驗構架的力學性質出現變化時，藉由架設在實驗構架上之感應器量測出變化後，利用無線網路的方式傳達至作為健康監測用途的電腦主機上面，經由事先撰寫好的監測用系統程

式，可以立即的知道結構物的力學變化與相關特性，其系統架構如圖 3.3 所示。本實驗利用的是 ITS-400 的感應器。ITS-400 感應器能感應出外在環境之 3D 加速度、溫度及濕度等，且重量很輕易於架設使用。由 ITS-400 感應器監測構架之資料，藉由無線網路傳達到電腦主機上，並使用以 Imote2 感測系統為基礎的結構健康監測系統作進一步的解析(Imote2 系統詳見圖 3.4 所示)，使用 LABVIEW 軟體可同步處理多種解析方式，以最快的速度掌握結構的各種特性[27]。

3.3 實驗構架分析與設計

在分析構架之前，要先確定實驗構架所使用之材料相關係數。由於小型震動台的載重限制與試驗考量，優先考量的材料為鋁材與鋼材。鋁材的優點為較輕且較軟，質量塊的重量變化較為彈性，構架也可設計的較為小型，但也因過於小型，容易受到外部環境的影響而改變結構性質，並且由於鋁材的降伏點較不容易偵測，藉由鋁材的拉伸試驗所量測出來的楊氏模數較不容易精確；鋼材則是降伏點明確，實體結構所分析出來的數據較有參考性，但也由於鋼材的剛度為鋁材的三倍，在設計構架時必須盡量縮減柱的斷面積與增加實驗構架高度以增加構架的柔度，並且由於材質較重，對於構架質量塊的重量變化也較有限。

在考量完材料性質以後，最終選擇了鋼材來做本研究所探討之構架，接著考慮柱斷面的問題。由於鋼材的剛性過大不容易修正自然振動頻率過

高的問題，也須兼顧整體構架穩定性的狀況，若柱身過細，則可能無法承受住質量塊重量而斷裂倒塌，並由於震動台輸出力方向為單向的性質，最終決定實驗構架設計為矩形構架以維持住構架的穩定性。

決定構架的基本性質後，利用 SAP2000 對設計的構架做地震基本模擬，測試用的地震波以北嶺(northridge)地震轉換到 Quanser 震動台後的規模後，平均輸入至構架上。在分析時基底地震力則以振動台上無線感測器所量測之數值為準，北嶺地震波的資料見圖 3.5。當 SAP2000 輸入地震波時，可分析出設計構架的最大位移、最大絕對與相對加速度、振動頻率以及構架歷時變形，可藉此觀察設計構架的性質，並視情況修訂實驗構架，如質量塊重量、柱斷面與構架層間距等。此功能也可應用在之後的設計實驗案例上。



在幾經測試與數值分析後，最終決定的構架為總高 1200mm 之三層構架，支撐住分配狀況為左右各三根立柱，每根立柱分為三節，層間距為 400mm，柱斷面為 2mmx30mm 以施加 x 方向之單向力，質量塊重量為 4kg，最終實驗構架的相關資料如圖 3.6 所示。

3.4 實體構架介紹

在決定完欲製作的實驗構架後，接著進入實體製作的部份；由於實體製作並不會像分析般理想化，必須考量各種不同的因素，實體構架就算僅僅是些微的影響因素，也有可能造成極大的誤差。在此將製作實體構架

遇到的些許狀況於下面稍做說明。

質量塊與柱的接頭狀況，由於構架本身算是小型，在接頭處如果使用鉚接固定，會使得整體構架因高熱熔解而產生變形，若產生變形，則構架的性質會大幅改變，更有可能因為對稱性被破壞而產生預料之外的扭轉，使得構架的安定性大幅降低；另外，也容易影響到質量塊的重心分配，重心偏移方向的柱身可能會無法承受壓力而斷裂。

構架的固定方式，由於是小型構架，若是用非鑽孔式的螺絲在兩端作固定，在震動台啟動時可能會因構架本身的震動，造成螺絲鬆動的狀況。筆者利用測試設計構架親身試驗過沒鑽孔的搖晃狀況，由於柱件沒鑽孔之影響，在震動台屢次測試後，緊貼柱件之螺絲會逐漸鬆脫，造成構架變成只有四根柱子支撐的狀況；藉由快速傅立葉轉換法觀察結構物的頻率變化，發現每次量測到的值均越來越小。因此，如何用非焊接的方式將構架固定，實為一需要注意的問題。

為了考量質量塊水平狀況，避免實驗因受力而產生扭矩，需注重實驗構架之對稱性，以及螺絲鬆動的狀況，最終決定為將質量塊和柱分開，質量塊本身增加八個 L 型角鋼，L 型角鋼的尺寸為 30mmx20mm，厚度 2mm，中間層質量塊上下各加八個 L 型角鋼，頂層質量塊則僅在底面加八個 L 型角鋼(圖 3.7)，於角鋼上面增加兩個鎖孔，外側的角鋼為一個，置於質量塊寬最外側往內移動 2mm 的地方用螺絲固定；內側在設計柱位置的左右兩側

各 1mm 的地方架設兩個角鋼，並從其中一側將兩個螺絲緊緊的把柱件與另一個角鋼固定住，柱件的頂部與角鋼的鎖孔位置需為一致；質量塊本身則為一般的正方形板，利用雷射切割的方式將因製作所產生的偏差降到最小，以力求質量塊的水平性避免產生扭轉的現象。整體構架的設計圖與實體照片如圖 3.8 與圖 3.9 所示，在量測時於每個質量塊板面與震動台檯面的正中央放置 ITS-400 無線感測器，觀察在輸入地震力後收集到的加速度變化資料並記錄下來，以用於做小波傳導與 PSD 分析，並與 SAP2000 的分析資料相互比對。



第四章 案例分析

接續第三章設計與製作實驗構架完成後，便開始著手於實驗案例之分析。本研究所分析之案例分為三個部份：1.數值模擬之簡支梁：將簡支梁細分為 15 個單元後，藉由改變不同單元之勁度以模擬簡支梁損壞；2.國家地震研究中心五層樓鋼構架試驗：其案例分為原始構架與樓層間增加斜撐之狀況，以改變構架之性質；3.Quanser 小型震動台實驗：將第三章所設計之實驗構架分別改變構架中心柱之勁度以模擬構架損壞；其後以 SAP2000 對小型實驗構架於試驗中所模擬之受力狀態作數值模擬，以比較其結果。

在取得上述三個案例之資料後，先用小波分析觀察其在未損壞時與損壞後之結構動力性質(自然震動頻率與阻尼比)是否有改變；觀測其發生變化後，再利用 PSD 之功率頻譜圖來分析頻率相位之細部變化，並觀測識別參數 D_i 之差異性以找出構架損害之明確位置。三個案例之分析結果分別詳述如後。

4.1 訊號分析

在規劃試驗案例之前，首先要確認的就是訊號分析的方式。在訊號資料處理完成以後，可應用 MATLAB 做小波轉換，將分析構架的訊號藉由轉換分解成高頻與低頻訊號以找出結構物的自然振動頻率與阻尼比，最後再透過 PSD 識別公式比對出功率相位變化所產生的 D_i 值變化，進而偵測結構的

損壞位置。

在小型震動台的實驗中，無線感測器之擺設方式如圖 4.1 所示，將四個無線感測器皆放置在質量塊的正中央並處於開啟狀態，利用個人電腦以無線網路作為媒介將四個無線感應器同步啟動，以解決感應時間相異的誤差。

在完成實驗訊號處理之前，可先將 SAP2000 所分析出來的絕對加速度資料匯出之後，利用小波轉換與 PSD 分析出在各種狀態下的功率特性，並與實體結構所量測的數據相比較，以觀測實體構架性質是否接近。

4.2 數值模擬案例分析

在實體構架案例分析前，首要之務為驗證所採用分析方法之可行性。因此先設計一簡單的簡支梁(如圖 4.2 所示)，簡支梁總長 35 公尺，以 2.5 公尺為 1 單位分成 14 個單元(elements)，感應器分別置於每一單元的左側節點，間距為 2.5 公尺，採用的梁斷面為 W16x31 的 I 型梁；簡支梁本身所預設之阻尼比為 0.05。利用 SAP2000 對此簡支梁施加垂直方向的均勻北嶺(northridge)地震力，並設計四個損害案例：

B1:損害位置在第 4 單元；

B2:損害位置在第 12 單元；

B3:損害位置在第 9 單元；

B4:損害位置同時在第 4 單元與第 9 單元。

在 B1 與 B2 之案例中，假設損害的方式為將原先該單元的鋼梁斷面之 I 值

比例降低使其勁度下降，而第 9 單元降低之勁度比例較其他單元為多。在模擬完後將 15 個感測節點之絕對加速度資料取出，先利用小波分析來作系統識別，觀測其結果與 SAP2000 本身所偵測到之自然振動頻率與阻尼比是否一致，由表 4.1 之結果，發現小波分析所得之結構動力特性與 SAP2000 本身所分析之資料幾乎一致，僅有阻尼比變化稍大；在確定完小波分析確實能找到構架之變化後，利用 ADPSD 法與 CDPSD 法將模擬橋梁之加速度資料作分析；首先可將第 4、第 9 和第 12 節點之感應器，所量測之訊號在各種不同狀況下之功率譜密度圖繪製出來(如圖 4.3 至圖 4.5 所示)，並觀測其功率頻譜圖上之相位變化。之後將所有 15 個節點感應器之資料矩陣利用 MATLAB 所撰寫的方程式分析出每個節點在不同狀態下之 PSD 的 D_i 數值。在 PSD 的設計參數中，採用的資料分析參數依構架模態分為五種：

- I. 門檻值 $\alpha=0.575$ ，擷取頻率 $f_{cf}=5\text{Hz}$ (包含構架第 1 模態)；
- II. 門檻值 $\alpha=0.575$ ，擷取頻率 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (包含構架第 1~5 模態)；
- III. 門檻值 $\alpha=0.78$ ，擷取頻率 $f_{cf}=5\text{Hz}$ ；
- IV. 門檻值 $\alpha=0.78$ ，擷取頻率 $f_{cf}=15\text{Hz}$ ；
- V. 門檻值 $\alpha=0.78$ ，擷取頻率 $f_{cf}=100\text{Hz}$ (包含構架第 1~10 模態)。(4.2.1)

以這四種不同的分析數據規則來判斷在不同情況時，PSD 的各種方法是否能準確的找出損害位置。在利用 ADPSD 與 CDPSD 的方法測試之後，資料如表 4.2 至表 4.9 所示，可觀察出 ADPSD 在分析參數 I 與 III 時，由於擷取

頻率 f_{cf} 僅僅在 5Hz 之內，相當於僅收集到第一至第三模態之資料，因此各點之功率相位變化波動均不小而變得無從比較；當 f_{cf} 提升到 15Hz 時，各節點之 D_i 參數才有明顯的差異出現；在分析參數 IV 時，雖然還是有固定端變化較大的變形，會造成邊緣有較高數值出現，不過損害最大的位置也較其他節點數值明顯，可以看出結構損害位置。由於本研究模擬受損點單元之柔度會提升，使得簡支梁的變形趨向受損端(如圖 4.6 和圖 4.7 所示)，而各單元之曲率是相互影響的，各點的曲率變化(CDPSD)都會隨著受損單元產生較大的變化，造成 D_i 值過散而不集中；因此，在此 CDPSD 所偵測到的 D_i 參數並不如 ADPSD 來的精確。而 ADPSD 在此皆能掌握住簡支梁之受損趨勢；僅僅在 B4 案例時，由於受損單元有兩個，在全受測點之 D_i 值比較會有程度上之差異；在分析參數 V 的狀況時，由於簡支梁之 PSD 高頻相位差值均過小，因此在 ADPSD 之各種案例下，其數值皆與分析參數 IV 相同；而 CDPSD 之資料由於有再一次之正規化，因此數值與分析參數 IV 仍有些許之差異。ADPSD 與 CDPSD 之 D_i 直條圖如圖 4.8 至圖 4.15 所示。

4.3 震動台實驗構架分析

接著本研究要探討知之案例，為國家地震研究中心五層樓震動台試驗，該實驗構架為一 1/2 縮尺五層樓鋼構架，該構架 X 方向(長向)為單跨度，跨距為 3 公尺；Y 方向(短向)亦為單跨度，跨距為 2 公尺，兩方向皆由兩個構架組成。各個樓面均由許多小梁組成，每層樓高均為 1.3 公尺，而有線感應

器則架設在樓面與樓柱之接合點中。其構架的斷面特性如表 4.10 所示，正視與俯視圖如圖 4.16 所示。設計案例時，使用樓層間加斜撐改變勁度的方式改變構架性質，斜撐的架設處為 3 樓與 4 樓間(如圖 4.17 所示)；此鋼構架之案例分為四部分，分別為構架在兩種不同的地震力(El Centro 20%與 Kobe 8%)在加勁前和加勁後之反應，以及將兩組地震力之資料作交叉分析。

首先利用小波分析觀測構架在結構未加斜撐與加斜撐兩種不同的狀態下，構架的自然振動頻率與阻尼比變化(如表 4.11 所示)，在找出結構物確實在頻率有所改變以後，利用 PSD 先繪出各樓在不同狀態的功率頻譜圖(如圖 4.18 至圖 4.22 所示)，再使用 ADPSD 與 CDPSD 分析法，依循式(4.2.1)之資料擷取規則觀測損壞參數 D_i 值的變化，所使用的參數與式(4.2.1)相同。其損壞參數 D_i 值之變化如表 4.12 至表 4.15 所示。在 ADPSD 之分析結果中，可以看出除了分析參數 I 與 V 之外，損壞參數 D_i 皆能明確找出構架之變化點在三樓與四樓之間；在分析參數 I 之狀況下，由於取樣之功率相位點相對較少，也因門檻值 α 較低，所篩選之數值相對較少，因此 D_i 變化性較大而準確度較低；而分析參數 V 時，由於高頻相位變動較大的資料也納入分析，因此頂樓 PSD 功率相位的變動也大幅提升，而相對的影響損害參數 D_i 值。觀察分析結果之直方圖時(如圖 4.23 至圖 4.30 所示)，也可發現在不同地震力之作用下，對 PSD 各頻率之相位點大小也有明確之影響；CDPSD 則很明顯的可以看出在擷取頻率 f_{cf} 值為 5Hz 與 15Hz 之差異下，損壞參數 D_i 值的

精確度有明顯的差異。從功率譜密度圖的變化來看，由於各點之功率相位變化均甚為劇烈，而第 3 到第 4 樓間之勁度值明顯的因為加斜撐而大幅增加，因此在擷取頻率 f_{cf} 值較小時，因僅僅將低模態之功率相位曲率變化作分析，以致第 3 樓與第 4 樓之損壞參數 D_i 較為明顯(分析參數 III)；若提升擷取頻率 f_{cf} 至 15Hz 時，則會因為其他樓層較高頻之相位點變化亦為劇烈狀態，而使得其他樓層之曲率損壞參數 D_i 值大幅上升，造成損害位置較難比較之狀況。

4.4 小型實驗構架分析

最後分析的是第三章所設計之小型實驗鋼構架，其構架特性如第三章所述。設計之損害狀況如下列三種案例：

Qi.一樓中心柱抽離(勁度減少 1/3)

Qii.一樓中心柱由較細鋼柱(2mmx20mm)替換(勁度減少 1/9)

Qiii.三樓與頂樓間中心柱抽離(勁度減少 1/3)

而資料擷取規則比照式(4.2.1)，構架在經由小波分析所得之不同狀態時的自然振動頻率與阻尼比如表 4.16 所示，由 SAP2000 數值模擬之構架與實驗構架之自然振動頻率相比較，發現實驗構架之自然振動頻率皆比數值模擬之數據要高一些，但構架性質基本上是相同的；從小波分析所得之實驗構架動力特性，也能很明顯的掌握實驗構架所產生之變化，並數值模擬分析結果相比較得知，所擷取到之實驗構架加速度資料可以精確得知構架之

動力特性。從小波分析得知實驗架構有些許改變後，而後利用 PSD 功率頻譜圖分析，得到每層樓之功率譜圖如圖 4.31 至圖 4.36 所示，觀察功率頻譜圖之變化可發現，實驗構架之功率頻譜圖明顯的在前三模態之功率相位有明顯之上升值，而相同性質之數值模擬構架則僅僅在第一模態有較高之相位值，推估是由於外在實驗環境所影響；在 Qi 案例的狀況中，可以看出功率頻譜圖的變化集中在較低頻率的部份，在 Qii 案例的情形時則為在後端高頻的功率相位趨於集中但擺動很大。最後使用 APDSD 與 CDPSD 將找出構架之識別參數 D_i 值，其數值變化如表 4.17 至表 4.22 所示，由於是小型構架，比對的數據僅有 3 組感應器，在結構物產生變化時，歧異性可說較為輕微。並且由於在 Qiii 案例的狀況對結構物的影響並不大，要識別出來損害位置並不是十分明顯；而 ADPSD 在 Qi 案例中，可以發現除了 2 樓之外，1 樓和 3 樓之損壞參數 D_i 值均有大幅度的變動，推測由於底層構架性質改變，造成在實驗構架實際震動時 1 樓之柔度大於 2 樓，因此在 1 樓之震動位移相對而言較為劇烈；而 3 樓之損壞參數 D_i 因 2 樓之性質並未改變，由構架整件效應造成 3 樓之動力性質等反而被影響到，因此在 3 樓之損壞參數 D_i 值亦跟 1 樓相似，可藉由繪出之 D_i 直條圖得知(如圖 4.37 至圖 4.48 所示)；由於功率相位在 2 樓幾近無變化，造成 2 樓功率相位之曲率大幅上升，因此在 CDPSD 識別結果上之損壞參數 D_i 值多半集中在 2 樓位置；在擷取頻率 f_{cf} 為 5Hz 之狀況下，由於擷取之頻率資料僅僅包含第 1 與第 2 模態，可以看

出在各種分析結果上參考性並不高；擷取頻率 f_{cf} 為 15Hz 時，擷取頻率模態增加至第 5 模態以上，實驗構架之變化因而較為明顯；由於從觀測功率譜可得知，若構架為 Qii 案例時，則頻率相位變化級中在高頻區，此時如果將 Qii 案例的資料利用全功率頻域相位分析(分析參數 V)，可以很明顯的注意到一樓的 D_i 數值大幅上升，構架的損壞狀況變的顯而易見，這與其它的案例分析有著明確的不同點。

4.5 綜觀分析結果

將上述所有案例的分析狀況，利用門檻值 α 篩選後所剩餘之 PSD 功率相位總數 $\hat{C}_i$ 與 O_i ，可以大致看出 PSD 法之分析狀況(如表 4.23 至表 4.40)，可以歸納出的有三大項：

1. 由於數值模擬的簡支梁受損後受力的變位與曲率較為明顯，因此在非中心梁損壞的狀態下變化最大的是偵測點與其鄰近受損位置周圍的點位，且如果同時有兩處受損的狀況下，由於構架是連動性的，因此所偵測出之 D_i 參數在同時有兩個損害單位時，其中之一受損離橋中心較遠之單位所偵測到之數值相對較大；而另一受損單位所偵測之 D_i 值雖然跟附近之偵測點相比局部較高，但相對於較遠離中心之受損單位則輕微許多。另外，簡支梁上的 ADPSD 偵測準確度要比 CDPSD 來的高上許多，而擷取頻率 f_{cf} 增加為 15Hz 時又比 5Hz 來的精準。

2. 五層樓鋼構之案例中，為完好構架與構架加勁的狀況，由於加勁是直

接對於結構物特定樓層的勁度產生變化，因此在分析結果可以說是相當不錯，ADPSD 的分析狀況除了分析參數 I 與 V 的時候誤差較大，其他的接能很明顯的指出有問題的樓層。而由於構架的曲率變化較為不固定，CDPSD 的分析狀況則由於在加勁之狀況時，僅僅在較低之震頻模態有明顯之區別，因此在分析參數 III 時較為準確，若擷取頻率 f_{cf} 為 15Hz 時反而會因其他樓層之高頻變化亦為劇烈而使得 D_i 值不精確。

3.在小型構架無線感應器震動台試驗中，ADPSD 雖可以看出構架的局部變化，但由於構架連動效應之影響，整體構架之最大變化出現在頂層，因此有時會產生頂層的 D_i 值比受損端要大的情形；擷取頻率 f_{cf} 為若較高 (15Hz) 時，局部變化會明顯化而較易看出除頂端以外的最大 D_i 值。若受損端在接近頂層的情況則可以很明確的看出頂層的 D_i 會高出許多，而擷取頻率 f_{cf} 為 5Hz 時又比 15Hz 來的明顯。CDPSD 所偵測之構架變化的位置都在接近地表和接近頂層，實驗構架之 2 樓由於結構特性幾乎未改變，曲率變化反而是最大的，因此 2 樓的 D_i 值反而會大幅上升；在分析案例 Qii 之狀況下，高頻之功率相位點反而趨於集中，因此當高頻訊號納入分析中時，1 樓受損的情形會凸顯出來，尤其是勁度減少 1/9 的情形，勁度減少 1/3 時雖較為趨緩但也可明顯看出損害位置，而門檻值 α 為 0.78 時更為明顯。

第五章 結論與建議

5.1 結論

本論文之研究目的為針對各種不同案例，如第四章介紹之數值模擬簡支梁、國家地震中心五層樓鋼構與第三章所提之小型鋼實驗構架等，藉由小波分析中的小波包分析加速度資料，將分析後的數據利用動力學運動方程式來找出結構特性，如自然振動頻率與阻尼比之後，觀測構架的變化，再利用功率譜密度法將結構物的功率相位反應呈現出來，並依照 ADPSD 與 CDPSD 兩種分析方法得到不同之識別參數 D_i ，加以比較以找出損害位置，所得之結論如下：

- (1) 本文提出的小波分析系統識別方法能夠有效地識別結構物的變化，如第一模態之自然震動頻率在不同案例下，可以很明顯的區別構架損壞前和損壞後結構動力性質之差異。
- (2) 將不同的案例資料經過 PSD 轉換成功率頻譜圖後，經由 ADPSD 與 CDPSD 所設計之損壞參數 D_i ，將構架未受損壞與損壞後之資料相互比對，可以概括找出構架性質主要改變之損害位置。
- (3) 門檻值 α 對於損壞參數 D_i 的影響至為重大，由於構架之 PSD 功率頻譜圖在同一頻率所變化的相位不一，而用以篩選頻率相位大小的 α 值如何調整對於損壞參數 D_i 之數值變化有莫大的影響。因此如何將 α 值調整為最

適當之數值將直接影響到 PSD 損壞識別之準確度。

- (4)由於 PSD 功率頻譜圖之功率相位在構架產生變化時，並不容易精確找出功率相位變化最大之處，因此在擷取頻率 f_{cf} 之調整下，可以調整所欲擷取頻率之上限值，以觀察較低模態之頻率相位特性。

5.2 建議

功率譜密度法的損害參數 D_i 雖補足了小波轉換僅能顯示結構物的自然振動頻率和阻尼比的不足，但識別時所使用之門檻值 α 值與擷取頻率 f_{cf} 值卻未能統一，而且在不同損壞狀況的構架，功率相位的變化位置亦不容易掌握。因此日後可加強的部份如下：

- (1)設計一能自動尋找功率相位變化最大區間的程式，以避免將不必要的訊號給納入進去，造成資料精確降低的狀況；並可嘗試擷取頻率 f_{cf} 初始值非零之狀況；另外也可考慮使用資料庫之方式(如類神經網路)整理構架特性，以針對各種不同之構架調整適當之門檻值 α 。
- (2)除了使用原始資料外，另可考慮在資料進行加噪處理，觀測雜訊對偵測結果是否會產生改變；並可嘗試分析降伏構架之資料，觀察分析結果之變化。
- (3)除了分析加速度資料以外，亦可嘗試分析結構物的速度資料，並可嘗試對所得到的資料進行前置處理，觀測結構物的損壞狀況會不會因為所使用的資料性質不同而準確性更高。

參考文獻

- [1] Hoon Sohn , “Effects of Environmental and Operational Variability on Structural Health Monitoring” , Philosophical Transactions of the Royal Society , 2007.
- [2] B. Peeters , G. De Roeck , “environmental influences versus damage effects” , San Antonio TX , IMAC-XVIII , 1570-1576 , 2000.
- [3] C.R. Fritzen , G. Mengelkamp , A. Guemes , “Elimination of temperature effects on damage detection within a smart structure concept” , International Workshop on Structural Health Monitoring , 4th , 1530-1538 , 2003.
- [4] R. Ruotolo , C. Surace , “Damage detection using singular value decomposition” , Structural Damage Assessment Using Advanced Signal Processing Procedures , DAMAS 97 , 87-96 , 1997.
- [5] H. Sohn , K. Worden , C.R. Farrar , “Statistical damage classification under changing environmental and operational conditions” , Journal of Intelligent Materials Systems and Structures , 13(9) , 561-574 , 2003.
- [6] G. Park , H. Cudney , D. Inman , “Impedance-based health monitoring technique for massive structures and high-temperature structures” , SPIE , 3670 , 461-469 , 1999.

- [7] G. Park , H. Cudney , D. Inman , “Impedance-based health monitoring technique for civil structures” , International Workshop on Structural Health Monitoring , 2nd , 523-532 , 1999.
- [8] 林岑彥 , “應用小波轉換於結構物之系統識別” , 國立交通大學 , 碩士論文 , 2003.
- [9] 李建平 , 唐遠炎 , 小波分析方法的應用 , 重慶大學出版社 , 中國大陸 , 1999.
- [10] 楊黎熙 , “以數值方法模擬振動訊號配合類神經網路在結構破壞檢測之應用” , 國立交通大學 , 碩士論文 , 1994.
- [11] Quan Wang , Xiaomin Deng , “Damage detection with spatial wavelets” , International Journal of Solids and Structures , 36 , 3443-3468 , 1999.
- [12] Ser-Tong Quek , Quan Wang , Liang Zhang , Kian-Keong Ang , “Sensitivity analysis of crack detection in beams by wavelet technique” , International Journal of Mechanical Sciences , 43 , 2899–2910 , 2001.
- [13] J.N. Watson , P.S. Addison , “Spectral-temporal filtering of NDT data using wavelet transform modulus maxima ” , Mechanics Research Communications , 29 , 99-106 , 2002.
- [14] Z. Sun , C. C. Chang , “Structural Damage Assessment Based on Wavelet Packet Transform ” , Journal of Structural Engineering , Vol. 128 No. 10 ,

October 1 , 2002.

- [15] 蘇威智, “應用小波包轉換於結構物動態量測資料分析”, 國立交通大學, 碩士論文, 2003.
- [16] Hoon Sohn , Gyuhae Park , Jeannette R. Wait , Nathan P. Limback , Charles R. Farrar , “Wavelet-based active sensing for delamination detection in composite structures” , Smart Materials And Structures , 13 , 153-160 , 2004.
- [17] Y. J. Yan , H. N. Hao , L. H. Yam , “Vibration-based construction and extraction of structural damage feature index” , International Journal of Solids and Structures , 41 , 6661-6676 , 2004.
- [18] M. Shinozuka , “Simulation of Multivariate and Multidimensional Random Processes” , The Journal of the Acoustical Society of America , Volume 49 , 1(2) , 357-368 , 1971.
- [19] J. Merle Elson , Jean M. Bennett , “Calculation of the power spectral density from surface profile data” , Applied Optics , 34(1) , 201-208 , 1995.
- [20] S. Liberatore , G. P. Carman , “Power spectral density analysis for damage identification and location” , Journal of Sound and Vibration , 274 , 761-776 , 2004.
- [21] Sherif Beskhyroun , Toshiyuki Oshima , 大島俊之 , 三上修一 , 山崎智之 , “A numerical analysis of structural damage detection using changes in the

- curvature of power spectral density”，構造工學論文集，Vol.51A，日本，2005.
- [22] R. K. Giles，B. F. Spencer,Jr.， “Hierarchical PSD damage detection methods for smart sensor networks”，University of Illinois at Urbana-Champaign，USA，2007.
- [23] W. L. Bayissaa，N. Haritosa，S. Thelandersson， “Vibration-based structural damage identification using wavelet transform”，Mechanical Systems and Signal Processing，22，1194–1215，2008.
- [24] 戴佳信，“小波理論於智慧型影像處理在鋼構橋梁表面銹蝕面積檢測之應用”，國立交通大學，碩士論文，2004.
- [25] 胡昌貨、章軍波、夏軍、張偉，基於MATLAB的系統分析與設計-小波分析，西安電子科技大學出版社，中國大陸，2000.
- [26] 單維彰，凌波初步 First Concepts of Wavelets，全華科技圖書，台北，1999.
- [27] S. L. Hung，T. H. Lin，F. Qin， “Developing of.net based Imote2 data logging and signal processing system for wireless structural health monitoring sensor networks”，Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-11)，2008.

附表

表 3.1 Quanser 小型震動台之詳細規格與資料

特性	數值	單位
Table Dimentions	18*18	in ²
Maximum payload	33	lb
Operational bandwidth	20	Hz
Peak velocity	33	in/s
Ball screw efficiency	90	%
Maximum force	700	N
Peak acceleration	2.5	g
Stroke	± 3	in
Weight	60	lb
Encoder/lead screw resolution	$1.22 * 10^{-4}$	in
Motor maximum torque	1.65	N.m
Ball nut dynamic loading capacity	12000	N
Ball nut life expectancy at full load	$2.50 * 10^{10}$	in
Linear bearing life expectancy	$2.50 * 10^8$	in
Linear bearing load carrying capability	290	lb

表 4.1 模擬簡支梁於小波包轉換時之自然振動頻率與阻尼比

垂直軸模態振頻	數值模擬	小波分析數據	阻尼比
Nondamage	1.052	1.052	0.485
B1	0.905	0.903	0.46
B2	0.958	0.903	0.461
B3	0.713	0.708	0.358
B4	0.672	0.666	0.328

表 4.2 模擬簡支梁在第 4 單元損壞時之 ADPSD D_i 參數

B1 D_i Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	161.8304	1093.2	22.245	22.245	22.245
2	101.6291	391.6	33.9344	33.9344	33.9344
3	74.2805	*2332.9	29.8887	*193.9538	*193.9538
4	103.1672	103.2	50.3256	50.3256	50.3256
5	126.3362	126.3	58.9451	58.9451	58.9451
6	77.7499	77.7	28.0711	28.0711	28.0711
7	120.0274	509.3	25.8129	25.8129	25.8129
8	217.4314	1634.2	80.6486	94.2387	94.2387
9	370.2555	370.3	*123.8585	123.8585	123.8585
10	417.2236	417.2	107.8597	107.8597	107.8597
11	71.9861	72	27.8771	27.8771	27.8771
12	102.5452	102.5	41.3701	41.3701	41.3701
13	143.7638	143.8	50.4722	50.4722	50.4722
14	*795.895	795.9	66.2998	66.2998	66.2998
15	161.8304	1093.2	22.245	22.245	22.245

註:*指該偵測法之最大值

表 4.3 模擬簡支梁在第 4 單元損壞時之 CDPSD D_i 參數

B1 D_i Sensing node	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1	958.8	40.255	39.2915	12.6594	95.9385
2	266.7	18.1147	75.9582	18.1147	334.7669
3	350.4	43.4631	123.1279	13.6128	19.7686
4	325.3	81.655	20.2239	11.5089	194.8099
5	855.3	348.262	99.8909	29.0677	190.3638
6	252.8	343.2122	44.5262	60.4464	17.0358
7	325.7	*698.0112	77.0299	*174.3065	109.5668
8	761.3	40.1102	100.7539	12.2743	76.3259
9	*2339.6	190.6444	*427.4576	37.4368	*871.3609
10	47.9	122.478	24.0952	72.1884	180.8746
11	26.2	40.0679	26.1561	11.8991	139.435
12	48.3	13.6462	7.0596	13.6462	182.8737
13	147.9	213.6912	42.0943	60.818	83.9825
14	1533.6	15.3197	367.3538	15.3197	82.5407
15	957.1	40.1458	39.2234	12.6236	95.7491

註:*指該偵測法之最大值

表 4.4 模擬簡支梁在第 12 單元損壞時之 ADPSD D_i 參數

B2 D_i Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	161.8299	1093.226	22.245	22.245	22.245
2	*795.8916	795.8916	66.2998	66.2998	66.2998
3	143.7642	143.7642	50.4722	50.4722	50.4722
4	102.546	102.546	41.3701	41.3701	41.3701
5	71.9865	71.9865	27.877	27.877	27.877
6	417.225	417.225	107.8597	107.8597	107.8597
7	370.2576	370.2576	*123.8585	123.8585	123.8585
8	217.432	1634.173	80.6486	94.2387	94.2387
9	120.0276	509.2936	25.8129	25.8129	25.8129
10	77.7492	77.7492	28.0711	28.0711	28.0711
11	126.336	126.336	58.9451	58.9451	58.9451
12	103.167	103.167	50.3256	50.3256	50.3256
13	74.28	*2332.888	29.8887	*193.9538	*193.9538
14	101.628	391.5933	33.9344	33.9344	33.9344
15	161.8299	1093.226	22.245	22.245	22.245

註:*指該偵測法之最大值

表 4.5 模擬簡支梁在第 12 單元損壞時之 CDPSD D_i 參數

B2 D_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	958.8	40.2549	39.2915	12.6592	95.9217
2	1536.9	15.3576	368.0956	15.3576	82.5218
3	148.2	214.1376	42.1845	60.9472	84.1373
4	48.4	13.67	7.0682	13.67	182.8034
5	26.2	40.1009	26.172	11.9091	140.4105
6	47.9	122.5608	24.0993	72.2467	181.2365
7	*2340.7	190.7295	*427.582	37.4573	*872.3607
8	761.5	40.115	100.7892	12.2759	76.3289
9	325.6	*697.7244	76.9923	*174.2218	109.5215
10	311.3	422.6692	44.4835	60.3885	16.9983
11	854.8	348.135	99.852	29.0562	189.9619
12	325	81.5962	20.2096	11.4997	194.7405
13	349.8	43.4028	122.9447	13.5944	19.6828
14	265.8	18.0913	75.7259	18.0913	334.4419
15	957.1	40.1457	39.2234	12.6234	95.7325

註：*指該偵測法之最大值

表 4.6 模擬簡支梁在第 9 單元損壞時之 ADPSD D_i 參數

B3 D_i Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	732.7458	733	270.0443	270	270
2	798.0688	3372	305.2925	305.3	305.3
3	365.3107	4160	120.786	120.8	120.8
4	271.654	272	111.6795	111.7	111.7
5	196.5571	197	75.0865	75.1	75.1
6	*949.5603	950	*392.2705	392.3	392.3
7	421.5518	422	174.3376	174.3	174.3
8	233.0835	233	98.6046	98.6	98.6
9	602.2462	*11471	233.8976	*3846.2	*3846.2
10	238.6918	239	106.0062	106	106
11	159.4103	159	64.1856	64.2	64.2
12	248.7819	249	85.0347	85	85
13	353.1156	2343	139.2317	139.2	139.2
14	276.7251	277	49.5091	49.5	49.5
15	732.7458	733	270.0443	270	270

註:*指該偵測法之最大值

表 4.7 模擬簡支梁在第 9 單元損壞時之 CDPSD D_i 參數

B3 D_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	609.1	663	5.1492	30.2606	63.6306
2	396.4	13.2	161.4858	13.1758	28.438
3	257.1	13.3	113.8149	13.2866	24.8577
4	906.1	1225.1	18.4591	24.9585	61.1812
5	82.4	159.4	23.8149	63.9991	119.513
6	346.1	462	120.4903	63.5398	*559.5361
7	212.1	180.2	22.1649	10.181	61.3492
8	200.1	458.9	5.6322	30.3488	59.0937
9	797.2	109.2	199.3927	9.4348	504.8086
10	*1113.2	*1619.8	149.6123	264.3643	17.689
11	487.4	909.3	*224.2662	*387.7425	109.8098
12	281.5	15	21.5502	15.0136	32.2994
13	75.5	13.7	22.7352	13.7245	24.4898
14	270.8	413.9	21.2697	32.5054	238.8859
15	608.2	661.8	5.1421	30.1998	63.5028

註:*指該偵測法之最大值

表 4.8 模擬簡支梁在第 4 單元與第 9 單元同時損壞時之 ADPSD D_i 參數

B4 D_i Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	329.6	2373	134.2216	134.2	134.2
2	322.9	4769	86.2889	2024	2024
3	81.7	8713	30.7525	*4379.2	*4379.2
4	81.7	82	40.0234	40	40
5	67.6	68	24.9369	24.9	24.9
6	469.7	470	152.0789	152.1	152.1
7	420.1	420	*174.2661	174.3	174.3
8	277.6	1447	131.9332	131.9	131.9
9	347.2	3932	65.5457	625.4	625.4
10	51	51	16.5251	16.5	16.5
11	199.4	199	19.8719	19.9	19.9
12	203.9	6457	22.8237	2611.9	2611.9
13	*1119.6	*12014	52.0808	1323	1323
14	220.3	1028	71.3716	71.4	71.4
15	329.6	2373	134.2216	134.2	134.2

註:*指該偵測法之最大值

表 4.9 模擬簡支梁在第 4 單元與第 9 單元同時損壞時之 CDPSD D_i 參數

B4 D_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	678.6	11.9	40.1857	11.8769	24.8351
2	269.4	15.2	44.0458	15.1974	*333.1096
3	78.7	48.2	6.9173	15.2791	232.1384
4	157.8	174.6	22.4688	32.9923	190.8087
5	*2716.4	77.4	*360.1691	37.9629	184.4502
6	792.4	1326	144.1816	*194.558	53.5655
7	431.4	257.6	40.0138	36.3718	79.4033
8	452.9	131.9	19.7064	38.677	87.0125
9	1172.7	851.1	64.1941	57.7867	129.692
10	1052.4	*1704.2	38.6876	89.2785	190.6272
11	2388.9	13.9	292.9064	13.8916	18.3395
12	25.5	15.7	25.457	15.7238	24.6197
13	48.3	73.9	7.1626	10.9524	68.7474
14	274.9	73.9	21.4399	10.7884	80.7603
15	677.7	11.9	40.1352	11.8558	24.791

註:*指該偵測法之最大值

表 4.10 國家地震中心五層樓鋼構之材料性質

	Dir-2m	Dir-3m
Column(1F~5F)	H125x125x6.5x9	H125x125x6.5x9
Beam(1F~5F)	H150x75x5x7	H100x100x6x8
Girder(1F~5F)	H100x50x5x7	H100x50x5x7
Bracing	L65x65x6x6	L65x65x6x6

表 4.11 五層樓鋼構於小波包轉換時之自然振動頻率與阻尼比

完好構架振頻 mode	自然振動頻率	阻尼比(%)
1	1.398	1.55
2	4.533	0.177
3	8.23	0.177
4	12.39	0.158
5	15.99	0.205

加勁振頻 mode	自然振動頻率	阻尼比(%)
1	1.515	2.06
2	5.93	1.06
3	8.214	0.53
4	14.11	0.768
5	-	-

表 4.12 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 D_i 參數 I(EI 20%)

NCREE Add K EI20% D_i Sensing node	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	252	5561.2	3.568	212.9	8595.1
2F	222.3	4683.4	21.9604	215.2	100050
3F	*1331.6	5110	*257.7907	1516.5	16752
4F	7.2	*9633.6	0.6426	*2289.4	22208
5F	112.8	1589.1	55.8769	355.4	*493310

NCREE Add K EI20% D_i Sensing node	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	221.8634	467.3	23.629	31.358	195.0949
2F	81.6787	159.4	24.1583	31.4409	48.296
3F	84.3506	302.4	24.424	*31.7067	171.1103
4F	*280.3286	160.1	*79.9229	30.6933	*1520
5F	274.6513	*1037.7	22.0585	24.6684	423.75

註:*指該偵測法之最大值

表 4.13 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 D_i 參數 II(Kobe 8%)

NCREE Add K Kobe8% D_i Sensing node	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	228.6508	4852	0.9955	85.1472	13790
2F	*851.6671	2921	15.6489	81.3965	*18742
3F	692.8878	6724	*49.5684	777.4026	13327
4F	16.7726	*11006	3.6991	*901.5155	9788.8
5F	21.2932	126	14.5533	42.0989	83994

NCREE Add K Kobe8% D_i Sensing node	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	126.592	806.7	6.6524	27.3753	446.8193
2F	170.4261	590.3	24.973	166.6946	*1532.3
3F	282.0408	500.5	*122.1594	*171.3516	285.5066
4F	277.3675	*1279.5	21.3097	103.398	313.4332
5F	*282.067	1210.7	46.8971	108.3469	1103.9

註:*指該偵測法之最大值

表 4.14 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 D_i 參數 III

(Kobe 8% Nondamaged – El 20% 加勁)

NCREE Add K Kobe-El D_i Sensing node	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	447.9	5934	*136.3776	208.4	17670
2F	208.7	3893	74.8946	224.4	46760
3F	*1001.3	6380	31.3907	646.6	18740
4F	0.7	*10787	0.6688	*2916.5	17850
5F	153.6	177	132.7982	154.4	*169470

NCREE Add K Kobe-El D_i Sensing node	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	280.3019	*1168	22.6911	*293.3968	*8820.1
2F	86.9162	609.3	7.2565	117.3048	2730.8
3F	*492.8116	162.6	*278.8605	32.977	2054.1
4F	125.2636	645.9	24.2163	28.3378	979.2
5F	91.1164	132.1	55.7578	80.8071	2462.2

註:*指該偵測法之最大值

表 4.15 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 D_i 參數 IV

(El 20% Nondamaged –Kobe 8%加勁)

NCREE Add K El-Kobe D_i Sensing node	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	514.5255	7300	*179.3435	1055	13500
2F	64.3473	3980	30.7368	191	28350
3F	*747.1927	5411	20.9105	1458.3	21190
4F	86.2491	*10578	17.5559	*2407.3	13550
5F	80.15	1446	19.6916	226.5	*118150

NCREE Add K El-Kobe D_i Sensing node	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	254.2738	946.1	5.8456	7.1808	*7865.4
2F	216.9828	743.3	22.0076	27.2153	813.3
3F	345.2168	542.3	80.2742	*59.6372	931.9
4F	*778.6171	*1117.3	*190.5258	51.3964	220.6
5F	51.0376	268.6	25.5035	28.1581	3259.6

註:*指該偵測法之最大值

表 4.16 三層樓小型鋼構於小波包轉換時之自然振動頻率與阻尼比：

完好構架振頻 mode	數值模擬	實體實驗數據	阻尼比
1	1.76	1.839	0.512
2	5.4	5.339	0.435
3	7.96	7.92	0.404

底層中心抽離 mode	數值模擬	實體實驗數據	阻尼比
1	1.546	1.587	3.71
2	4.973	4.9	4.05
3	6.73	7.86	2.42

底層中心置換 mode	數值模擬	實體實驗數據	阻尼比
1	1.57	1.75	0.81
2	5.27	5.18	0.534
3	6.82	7.86	0.996

頂層中心抽離 mode	數值模擬	實體實驗數據	阻尼比
1	1.748	1.813	0.41
2	4.373	4.651	0.285
3	7.45	7.464	0.781

表 4.17 小型震動台試驗設計鋼構於底層抽掉中心柱時之 D_i 參數

Qi D_i Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	446.6	7774.1	64.6782	1103.2	85062
2F	797.4	6076.5	100.2716	667	93656
3F	*1244	*9683.4	*245.0474	*1496.7	*117730

Qi D_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	1019.9	8774	153.7	*944.1919	*422.1844
2F	2619.6	*11776	63.3	414.0027	343.8178
3F	*5002.3	5771	*1307.5	433.7923	110.752

表 4.18 小型震動台試驗設計鋼構於底層替換中心柱時之 D_i 參數

Qii D_i Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	159.1015	5241.8	*21.0951	418.3	104150
2F	95.0023	1769.4	13.2028	277.1	92539
3F	*182.7008	*7072.3	14.1536	*1202.2	*116170

Qii D_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	479.1	51344	21.6563	162.3553	*777.8359
2F	*2997.5	*91324	*429.7024	*906.697	160.6759
3F	324.9	77732	43.3214	281.3349	43.2668

註:*指該偵測法之最大值

表 4.19 小型震動台試驗設計鋼構於頂層抽掉中心柱時之 D_i 參數

Qiii D_i Sensing node	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	89.4183	5986	12.547	579.2	80004
2F	233.4327	*6811.5	20.3595	803.2	78363
3F	*290.0362	6413.9	*63.3596	*1039.6	*125930

Qiii D_i Sensing node	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	171.101	*45054	6.2593	312.6503	*2412.2
2F	*859.4509	43681	*190.0383	*514.4345	160.2433
3F	379.8418	27100	43.3387	245.2258	2076.3

表 4.20 小型震動台數值模擬鋼構於底層抽掉中心柱時之 D_i 參數

SAP Qi D_i Sensing node	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	608.5	*666.3298	323.9494	*315.0145	347.8426
2F	882.2	504.9341	459.0916	141.6438	*361.1316
3F	*1197.1	409.7701	*714.8322	181.3563	241.7483

SAP Qi D_i Sensing node	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	*97.7032	*16228	*28.058	129.378	1103.2
2F	90.0018	625	25.6801	8.2726	*2495.2
3F	97.4405	9872	28.0382	*133.1316	1867.7

註:*指該偵測法之最大值

表 4.21 小型震動台數值模擬鋼構於底層替換中心柱時之 D_i 參數

SAP Qii D_i Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	98.5549	*147.749	1.7189	41.513	*140.1238
2F	179.7835	1.7976	0.7839	0.1531	21.2254
3F	*211.781	104.549	*68.7497	*41.6538	116.3615

SAP Qii D_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	129.8815	*521.355	25.0111	*57.1657	*1159.6
2F	*280.5954	35.6817	*46.1818	10.9296	853.7977
3F	90.2243	105.7767	26.1366	31.4292	1024.1

表 4.22 小型震動台數值模擬鋼構於頂層抽掉中心柱時之 D_i 參數

SAPQiii D_i Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	*2548.9	1712.1	*720.1229	879.4	347.8426
2F	1238.6	*7363.4	589.7363	*3880.7	*361.1316
3F	1.5	6253.9	0.6185	3162	241.7483

SAPQiii D_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	206.3608	*166.7986	*44.1738	9.1374	*965.2883
2F	177.5569	160.1293	22.8842	8.5695	33.1324
3F	*396.0433	33.1284	21.6168	*10.0744	467.0501

註:*指該偵測法之最大值

表 4.23 模擬簡支梁在第 4 單元損壞時之 ADPSD $\hat{C}_i$ 參數

B1 $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	27	73	9	9	9
2	24	51	13	13	13
3	20	119	12	*32	*32
4	18	18	12	12	12
5	20	20	13	13	13
6	23	23	13	13	13
7	42	92	18	18	18
8	40	*115	23	25	25
9	48	48	*26	26	26
10	50	50	24	24	24
11	17	17	10	10	10
12	20	20	12	12	12
13	27	27	15	15	15
14	*84	84	22	22	22
15	27	73	9	9	9

註:*指該偵測法之最大值

表 4.24 模擬簡支梁在第 4 單元損壞時之 CDPSD O_i 參數

B1 O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	17	2	3	1	2
2	8	1	4	1	4
3	9	2	5	1	1
4	9	3	2	1	4
5	16	8	5	2	4
6	8	8	3	3	1
7	9	*11	4	*5	3
8	15	2	5	1	2
9	*28	5	*11	2	*9
10	3	4	2	3	4
11	2	2	2	1	3
12	3	1	1	1	3
13	6	6	3	3	2
14	22	1	10	1	2
15	17	2		1	2

註:*指該偵測法之最大值

表 4.25 模擬簡支梁在第 12 單元損壞時之 ADPSD $\hat{C}_i$ 參數

B2 $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	27	73	9	9	9
2	*84	84	22	22	22
3	27	27	15	15	15
4	20	20	12	12	12
5	17	17	10	10	10
6	50	50	24	24	24
7	48	48	*26	26	26
8	40	115	23	25	25
9	42	92	18	18	18
10	23	23	13	13	13
11	20	20	13	13	13
12	18	18	12	12	12
13	20	*119	12	*32	*32
14	24	51	13	13	13
15	27	73	9	9	9

註:*指該偵測法之最大值

表 4.26 模擬簡支梁在第 12 單元損壞時之 CDPSD O_i 參數

B2 O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	17	2	3	1	2
2	22	1	10	1	2
3	6	6	3	3	2
4	3	1	1	1	3
5	2	2	2	1	3
6	3	4	2	3	4
7	*28	5	*11	2	*9
8	15	2	5	1	2
9	9	*11	4	*5	3
10	9	9	3	3	1
11	16	8	5	2	4
12	9	3	2	1	4
13	9	2	5	1	1
14	8	1	4	1	4
15	17	2		1	2

註:*指該偵測法之最大值

表 4.27 模擬簡支梁在第 9 單元損壞時之 ADPSD $\hat{C}_i$ 參數

B3 $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	47	47	27	27	27
2	65	141	38	38	38
3	39	143	21	21	21
4	28	28	17	17	17
5	24	24	14	14	14
6	64	64	39	39	39
7	41	41	25	25	25
8	34	34	21	21	21
9	*68	*251	*40	*136	*136
10	30	30	19	19	19
11	25	25	15	15	15
12	31	31	17	17	17
13	40	114	24	24	24
14	39	39	15	15	15
15	47	47	27	27	27

註:*指該偵測法之最大值

表 4.28 模擬簡支梁在第 9 單元損壞時之 CDPSD O_i 參數

B3 O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	13	11	1	2	2
2	10	1	6	1	1
3	8	1	5	1	1
4	16	16	2	2	2
5	4	5	2	3	3
6	9	9	5	3	7
7	7	5	2	1	2
8	7	9	1	2	2
9	15	4	*7	1	*7
10	*18	*19	6	7	1
11	11	13	7	*8	3
12	8	1	2	1	1
13	4	1	2	1	1
14	8	8	2	2	4
15	13	11	2	2	2

註:*指該偵測法之最大值

表 4.29 模擬簡支梁在第 4 單元與第 9 單元同時損壞時之 ADPSD $\hat{C}_i$ 參數

B4 $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	30	85	18	18	18
2	42	154	20	95	95
3	19	190	11	*129	*129
4	15	15	10	10	10
5	14	14	8	8	8
6	47	47	*25	25	25
7	41	41	*25	25	25
8	35	86	23	23	23
9	52	177	21	67	67
10	17	17	9	9	9
11	38	38	11	11	11
12	37	195	11	117	117
13	*91	*287	17	87	87
14	36	83	19	19	19
15	30	85	18	18	18

註:*指該偵測法之最大值

表 4.30 模擬簡支梁在第 4 單元與第 9 單元同時損壞時之 CDPSD O_i 參數

B4 O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1	14	1	3	1	1
2	8	1	3	1	*4
3	4	2	1	1	*4
4	6	5	2	2	*4
5	*30	3	*10	2	*4
6	15	17	6	*6	2
7	11	6	3	2	2
8	11	4	2	2	2
9	19	13	4	3	3
10	18	*20	3	4	*4
11	28	1	9	1	1
12	2	1	2	1	1
13	3	3	1	1	2
14	8	3	2	1	2
15	14	1	1	1	1

註:*指該偵測法之最大值

表 4.31 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數 I(El 20%)

NCREE Add K El20% $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	18.4523	88.4523	1.4523	15.4523	99.6913
2F	17.5528	82.5528	5	16	340.4473
3F	*65.5528	92.5528	*27	48	140.6353
4F	3.4523	*138.4523	0.4523	*63.4523	161.6101
5F	12	46	8	20	*741.2295

NCREE Add K El20% O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	7	9	2	2	6
2F	4	5	2	2	3
3F	4	7	2	2	6
4F	*8	5	*4	2	*19
5F	*8	*15	2	2	10

註:*指該偵測法之最大值

表 4.32 五層樓鋼構於第3樓與第4樓間加斜撐時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數 II(Kobe 8%)

NCREE Add K Kobe8% $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	17.4523	82.4523	0.4523	9.4523	126.6532
2F	42	66	5	10	149.6243
3F	*45	104	*11	33	127.6519
4F	7	*143	3	*38	108.678
5F	5	13	4	7	*311.4693

NCREE Add K Kobe8% O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	5	12	1	2	10
2F	6	10	2	*5	*20
3F	*8	9	*5	*5	8
4F	*8	*16	2	4	8
5F	*8	15	3	4	17

註:*指該偵測法之最大值

表 4.33 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數

(Kobe 8% Nondamaged – El 20% 加勁)

NCREE Add K Kobe-El D_i Sensing node	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	26.4523	92.4523	*13.4523	15.4523	143.5528
2F	15.4523	73.4523	8.4523	15.4523	232.4523
3F	*56.4523	100.4523	8.4523	29.4523	150.4523
4F	0.4523	*143.4523	0.5528	*70.5528	145.5528
5F	12.4523	13.4523	11.4523	12.4523	*439.4523

NCREE Add K Kobe-El D_i Sensing node	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	8	*15	2	*7	*44
2F	4	10	1	4	24
3F	*11	5	*8	2	20
4F	5	11	2	2	14
5F	4	4	3	3	23

註:*指該偵測法之最大值

表 4.34 五層樓鋼構於第 3 樓與第 4 樓間加斜撐時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數

(El 20% Nondamaged –Kobe 8%加勁)

NCREE Add K El-Kobe D_i Sensing node	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	29	104	*16	37	126
2F	8.5528	75.5528	5.5528	14.5528	181.5528
3F	*46.5528	95.5528	7	47	160
4F	17	*143	7	*64	128
5F	10.5528	43.5528	4.5528	15.5528	*366.5528

NCREE Add K El-Kobe D_i Sensing node	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.575$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha = 0.78$ $f_{cf} = 100\text{Hz}$
1F	8	14	1	1	*40
2F	7	12	2	2	12
3F	9	10	4	*3	13
4F	*15	*16	*7	*3	6
5F	3	7	2	2	25

註:*指該偵測法之最大值

表 4.35 小型震動台試驗設計鋼構於底層抽掉中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數

Qi $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	25.4226	105.4226	9	37	315.4662
2F	34	93	11	28	329.4555
3F	*40.4226	*115.4226	*17	*42	*369.4266

Qi O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	17	50	6	*15	*10
2F	29	*60	4	10	9
3F	*42	40	*20	10	5

表 4.36 小型震動台試驗設計鋼構於底層替換中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數

Qii $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	14.4226	85.4226	*5	22	347.4422
2F	12	52	4	19	328.4563
3F	*16	*98	4	*37	*366.4287

Qii O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	11	38	2	6	*14
2F	*32	*52	*11	*15	6
3F	9	47	3	8	3

註:*指該偵測法之最大值

表 4.37 小型震動台試驗設計鋼構於頂層抽掉中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數

Qiii $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	12	92	4	26	305.474
2F	19	*98	5	31	301.4772
3F	*20.4226	93.4226	*8.4226	*35	*382.4176

Qiii O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	6	34	1	8	*25
2F	*16	*35	*7	*11	6
3F	10	26	3	7	23

表 4.38 小型震動台數值模擬鋼構於底層抽掉中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數

SAP Qi $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	144	35	102	*23	20.8571
2F	*181	*46	*127	*23	*34.8159
3F	140	30	104.4226	19	16.8714

SAP Qi O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	4	*20	2	*5	12
2F	4	3	2	1	*20
3F	4	15	2	*5	15

註:*指該偵測法之最大值

表 4.39 小型震動台數值模擬鋼構於底層替換中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數

SAP Qii $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	123	*32	15	16	*13.8832
2F	*164	4	9.4226	1	8.9063
3F	125.4226	30	*69	*18	12.8875

SAP Qii O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	5	*10	2	*3	*12
2F	*8	2	*3	1	11
3F	4	4	2	2	11

表 4.40 小型震動台數值模擬鋼構於頂層抽掉中心柱時之 $\hat{C}_i$ 與 O_i 參數

SAPQiii $\hat{C}_i$ Sensing node	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	ADPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	*195.4226	48	*97	33	*68.7426
2F	69.4226	99	46	*69	*68.7426
3F	4.4226	*101	3	*69	32.8212

SAPQiii O_i Sensing node	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.575$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=5\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=15\text{Hz}$	CDPSD $\alpha=0.78$ $f_{cf}=100\text{Hz}$
1F	7	*5	*3	1	*10
2F	6	*5	2	1	2
3F	*10	2	2	1	7

註:*指該偵測法之最大值

附圖

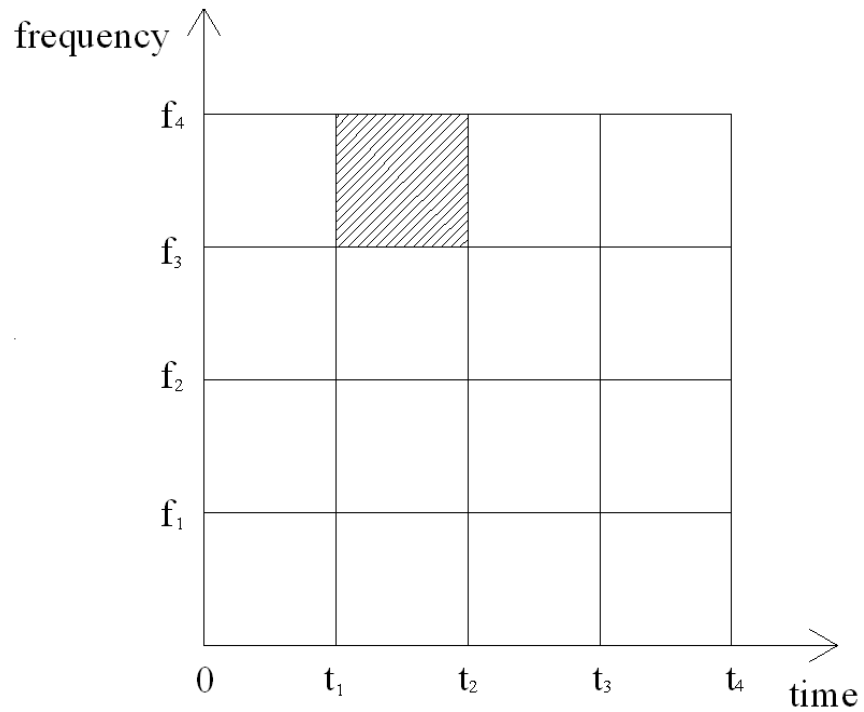


圖 2.1 短時傅立葉轉換在時間-尺度面上的解析度

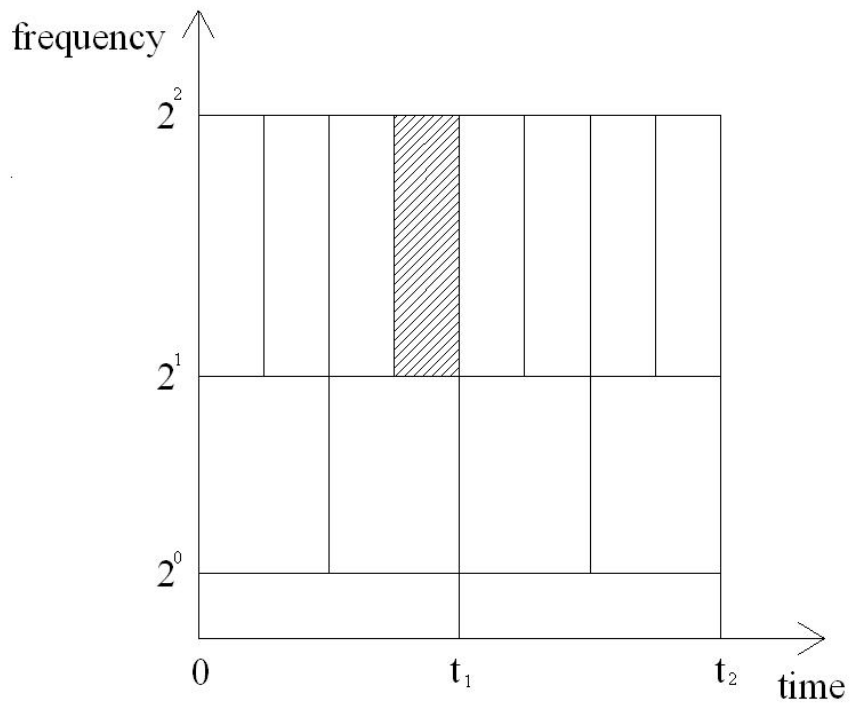
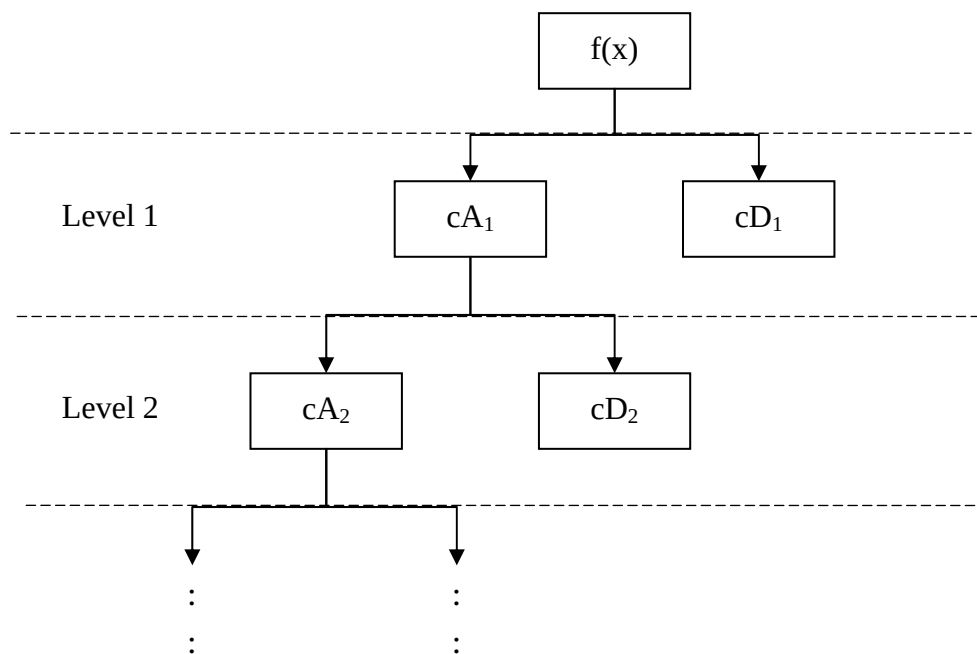


圖 2.2 小波轉換在時間-尺度面上的解析度



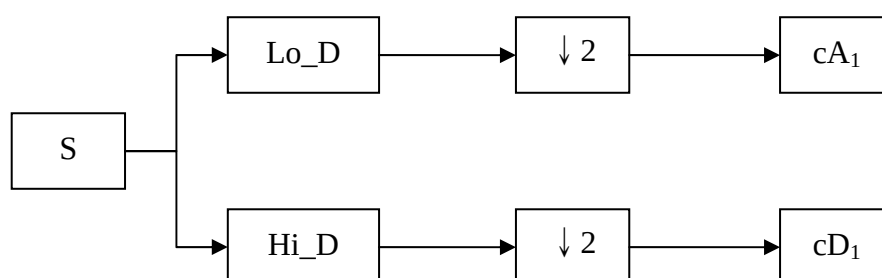
$f(x)$ ：原始訊號

cA ：近似係數 (approximation coefficients)

cD ：細部係數 (detail coefficients)

圖 2.3 多尺度一維小波分解結構圖

第一階分解：



S：原始訊號

cA：近似係數（approximation coefficients）

cD：細部係數（detail coefficients）

Lo_D：分解低通濾波器（low-pass filter）

Hi_D：分解高通濾波器（high-pass filter）

↓ 2 (downsample)：表示列抽樣,保留向量中所有偶數

第 i 階分解：

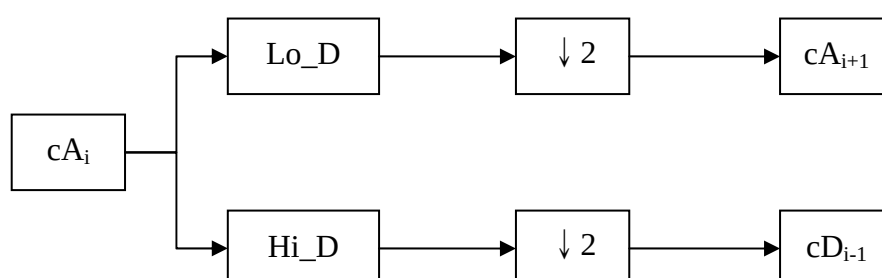
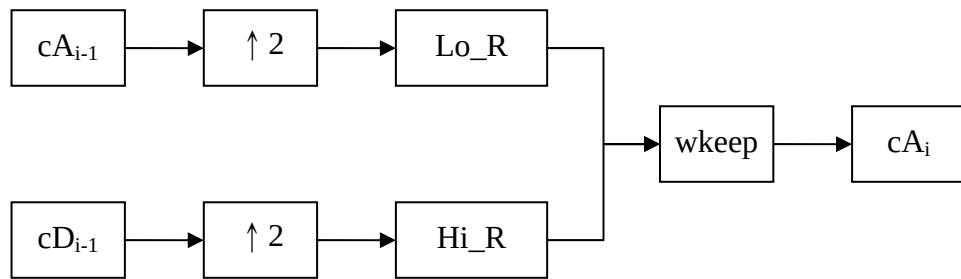


圖 2.4 一維小波分解演算流程圖

第 i 階合成：



Lo_R：合成低通濾波器（low-pass filter）

Hi_R：合成高通濾波器（high-pass filter）

↑ 2（UPsample）：表示列差樣，於向量奇數項插入 0

wkeep：提取向量中間適當長度

圖 2.5 一維小波重構演算流程圖

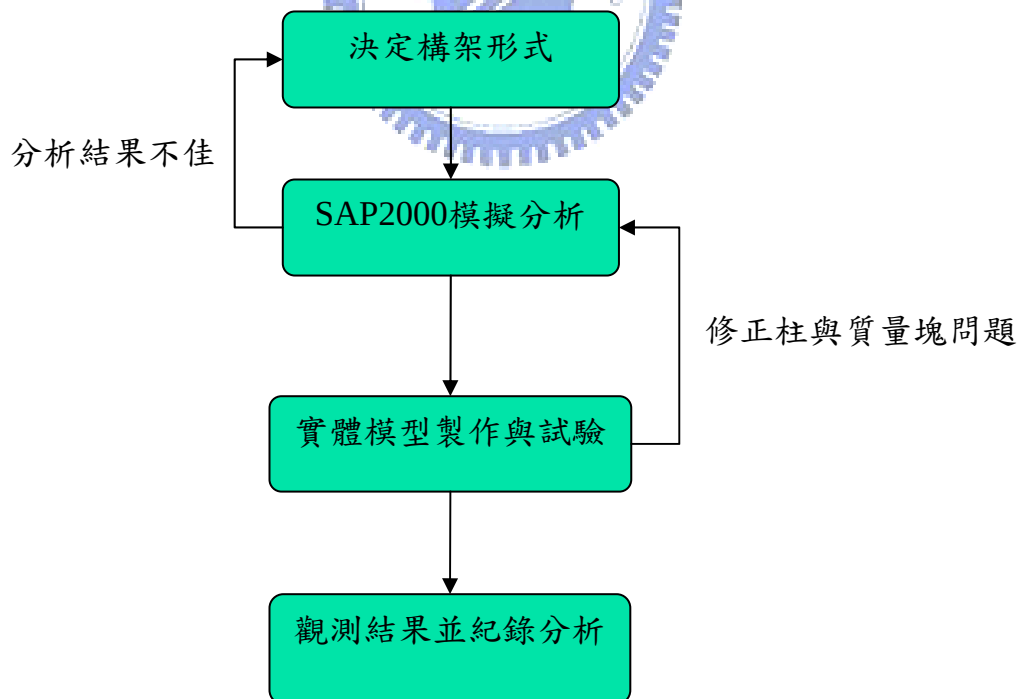


圖 3.1 震動台試驗之設計架構圖



圖 3.2 Quanser 震動台實體照片

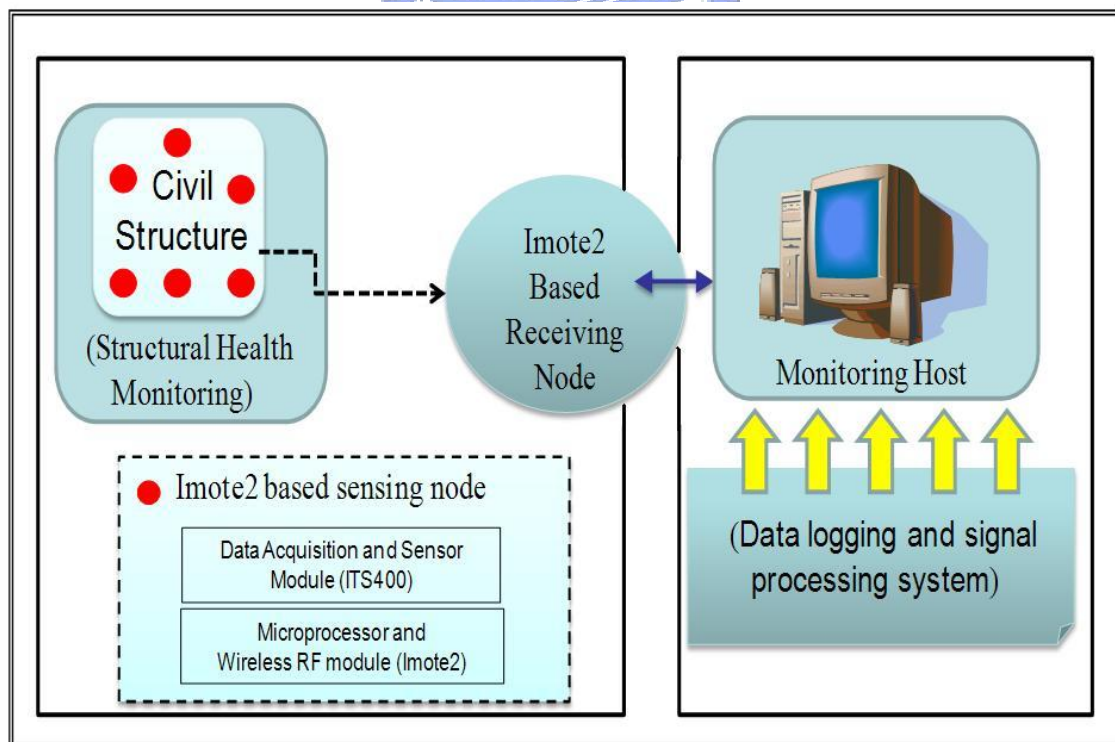


圖 3.3 Imote2 無線結構健康監測系統關係圖[27]

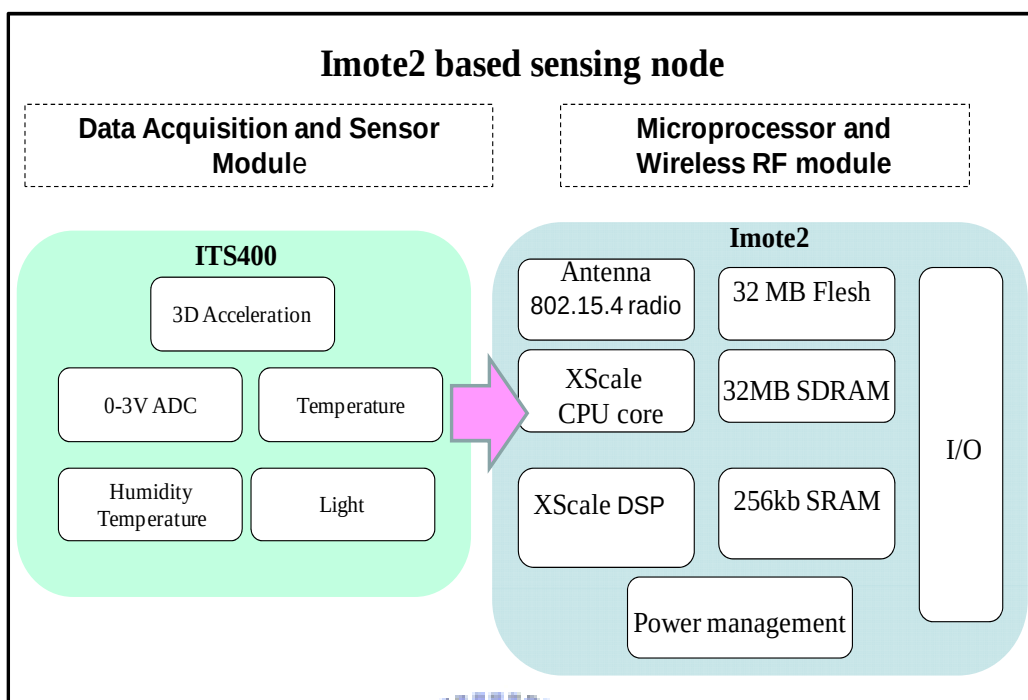


圖 3.4 Imote2 無線結構健康監測系統資料處理關係圖[27]

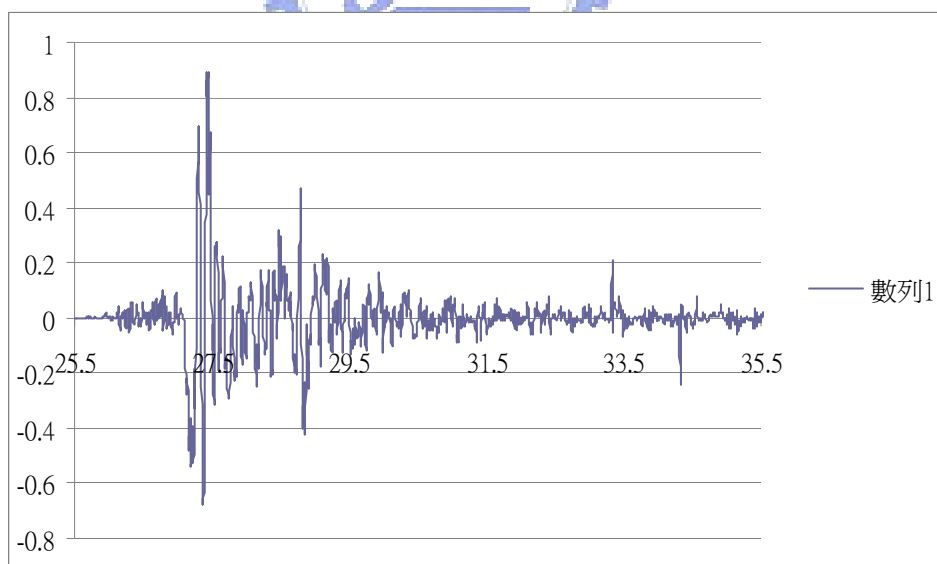


圖 3.5 北嶺(northridge)地震轉換為震動台震動的地震規模值(單位:g)

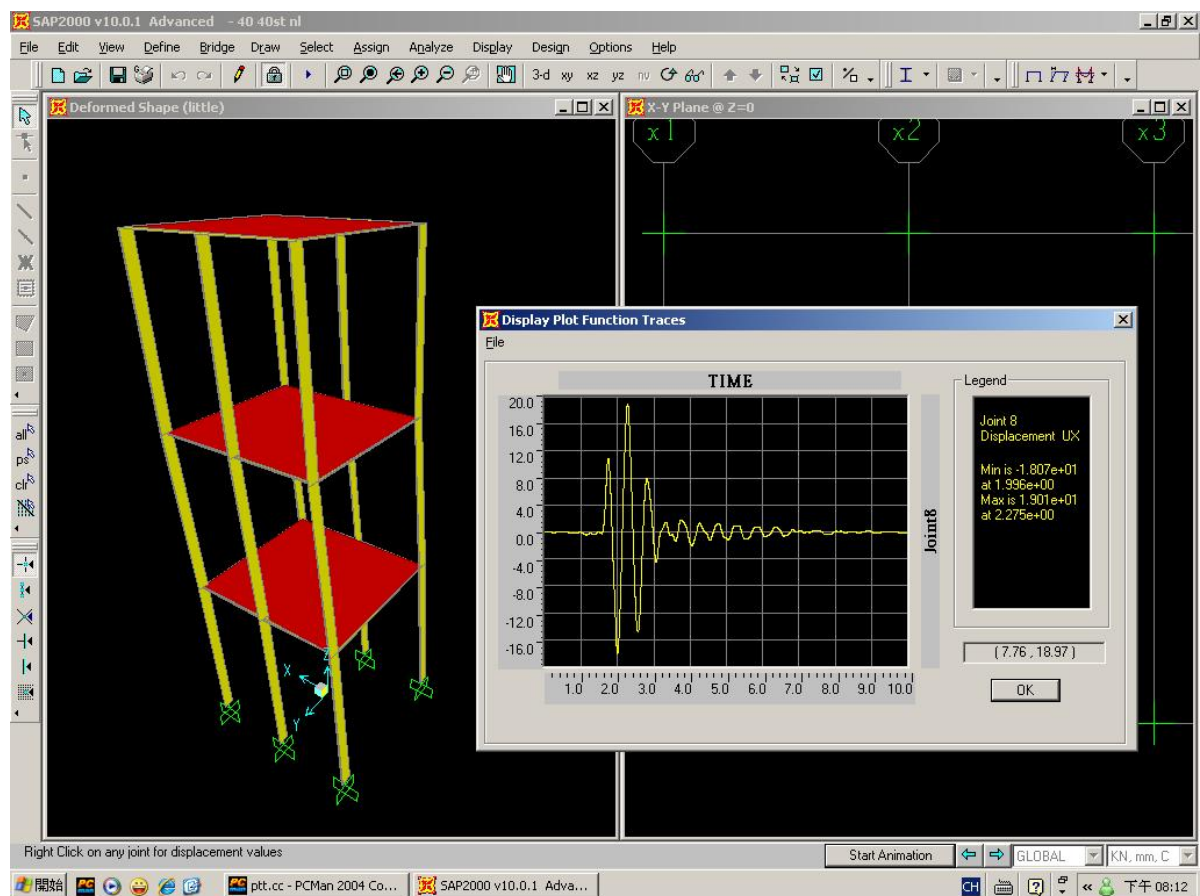


圖 3.6 對設計構架於 SAP2000 輸入震動台北嶺地震力時的位移反應

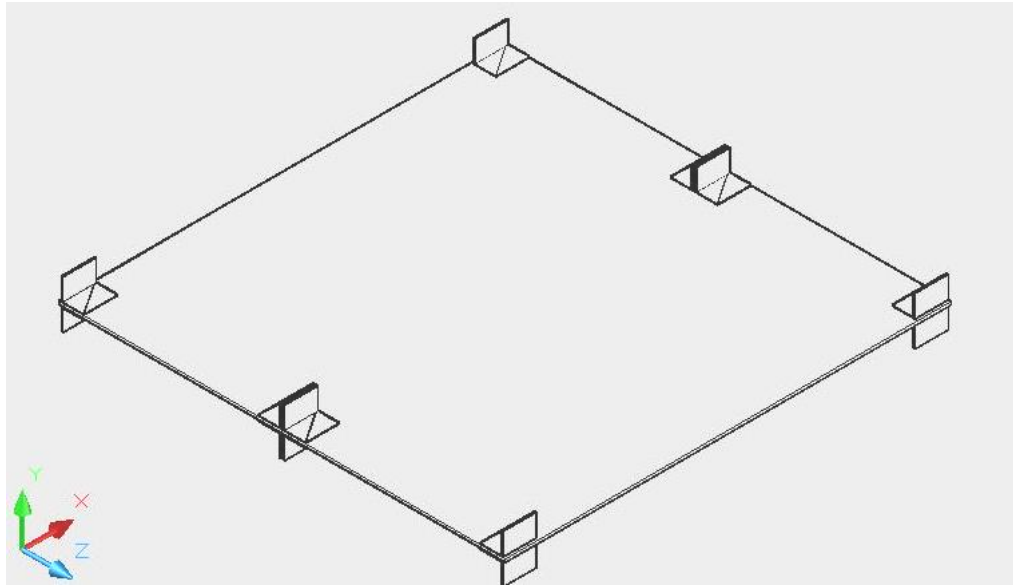


圖 3.7 實體構架質量塊設計方式

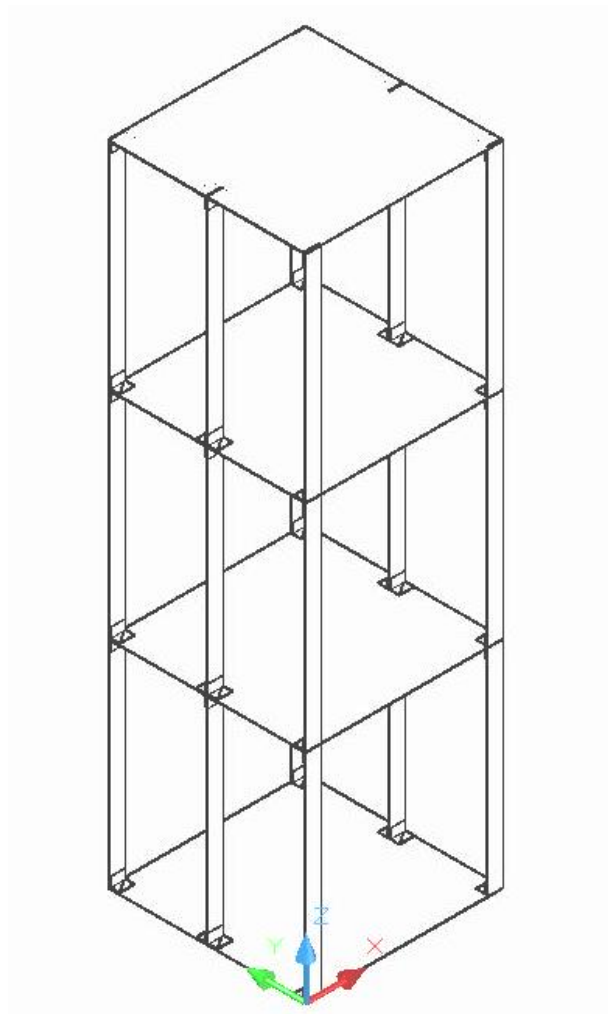


圖 3.8 實體構架整體設計方式



圖 3.9 實體構架實際照片圖與無線感應器擺設方式

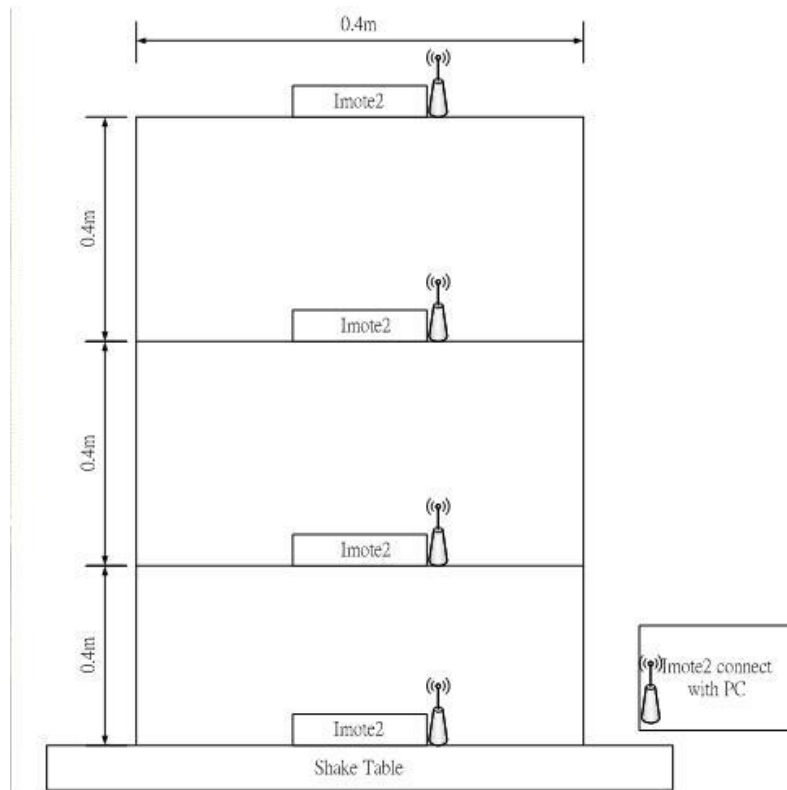


圖 4.1 無線感應器置於小型結構示意圖



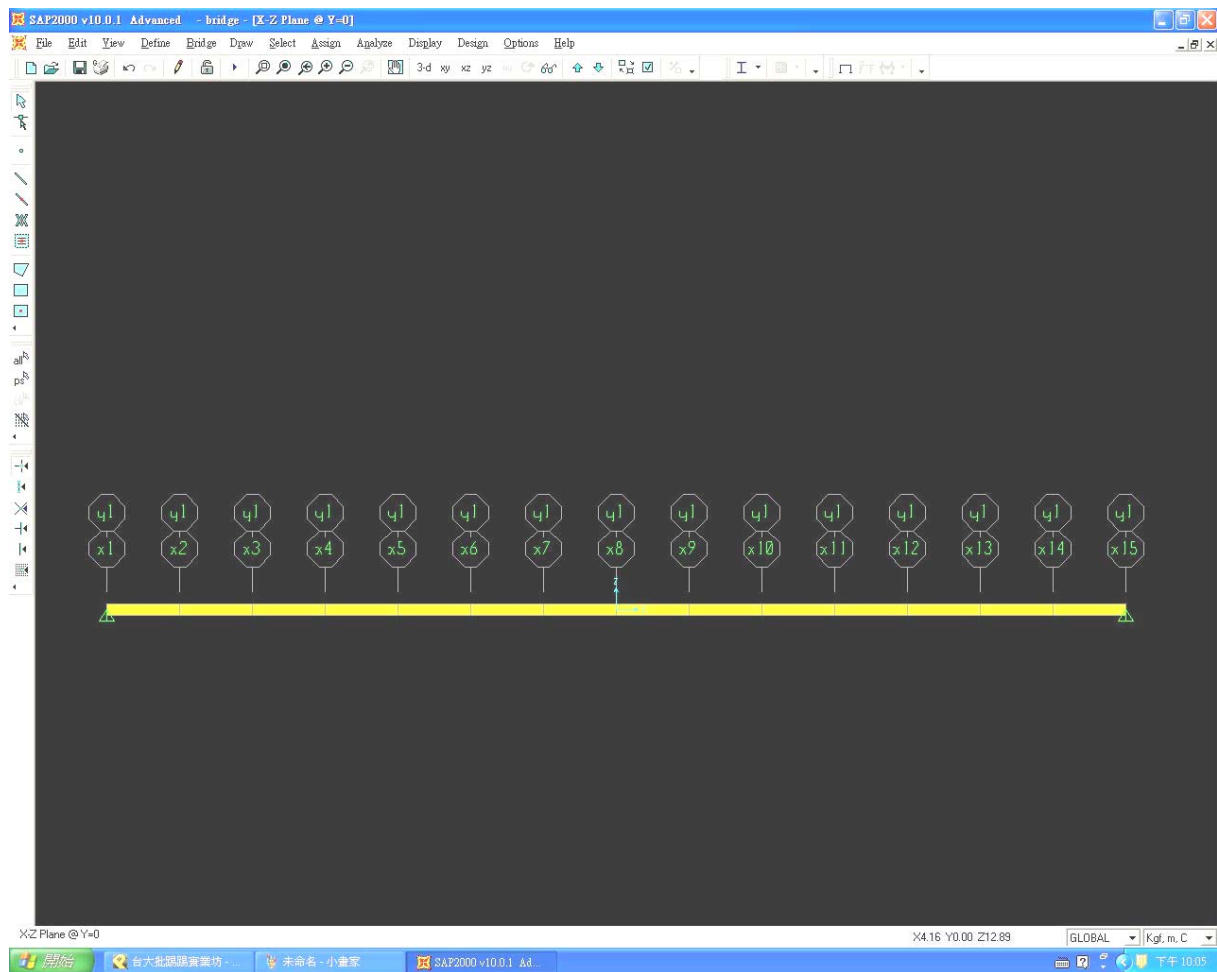
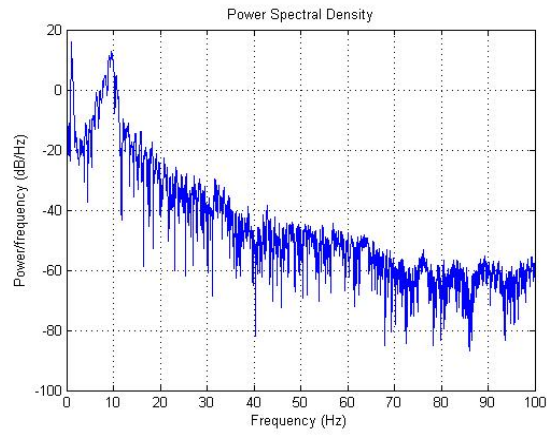
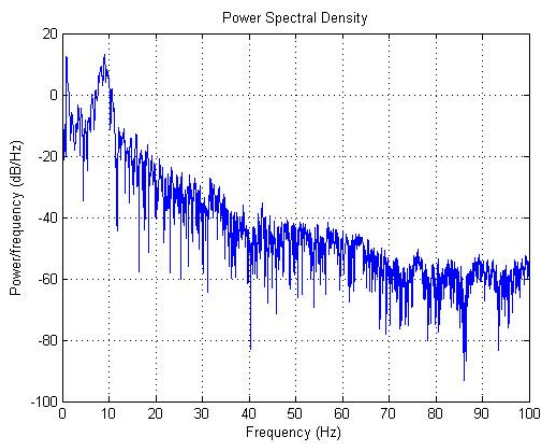


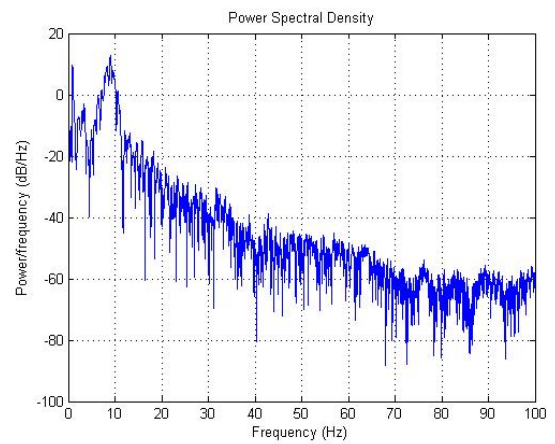
圖 4.2 SAP2000 數值模擬分析用之簡支梁



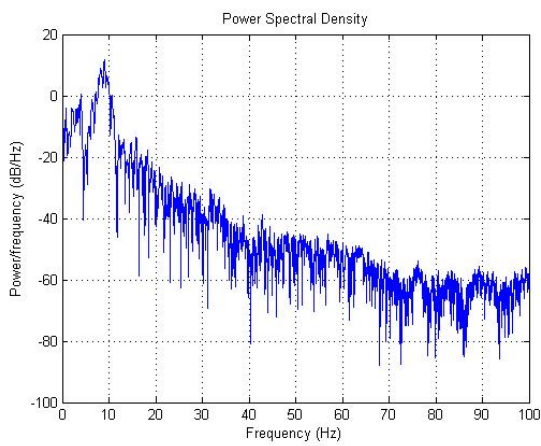
(a)



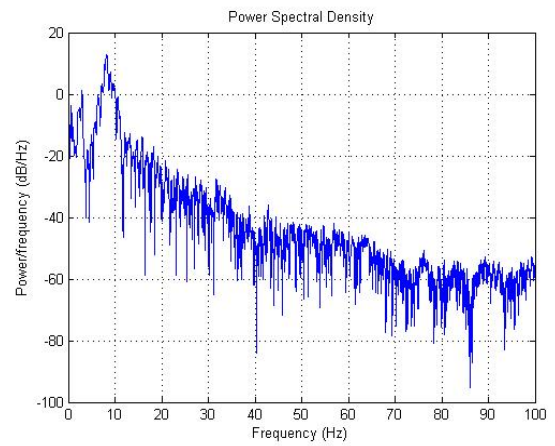
(b)



(c)

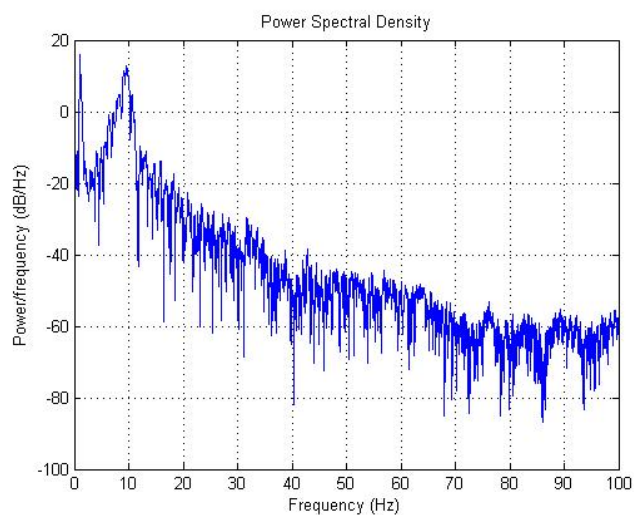


(d)

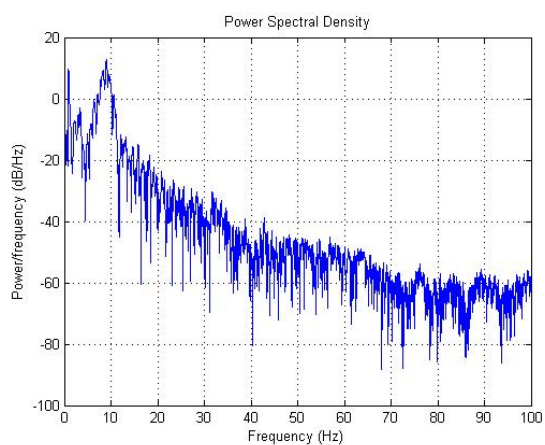


(e)

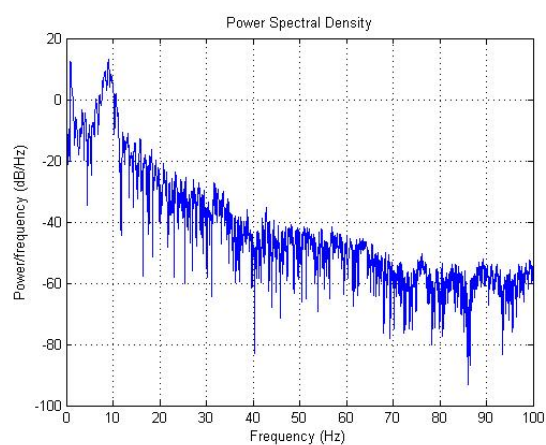
圖 4.3 數值模擬簡支梁 4 號偵測點之功率譜反應:(a)完好構架;(b)第 4 單元受損;(c)第 12 單元受損;(d)第 9 單元受損;(e)第 4 和第 9 單元同時受損



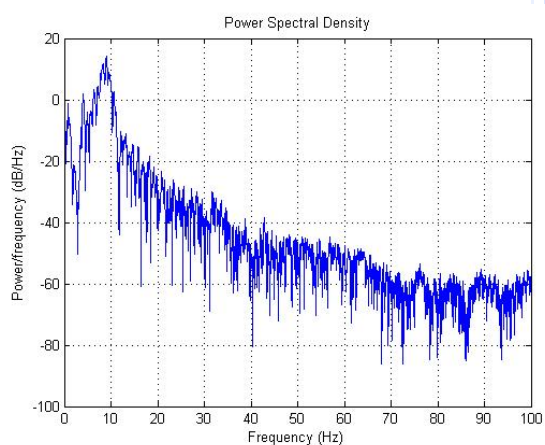
(a)



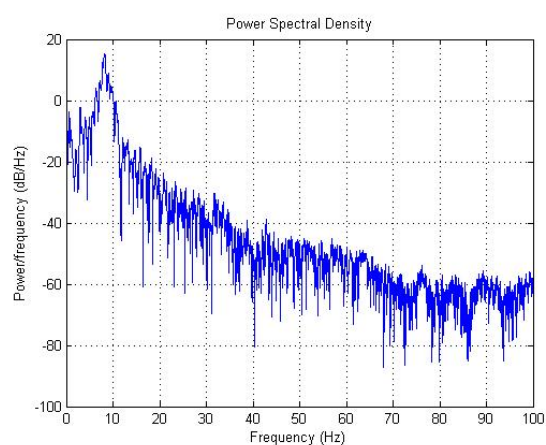
(b)



(c)

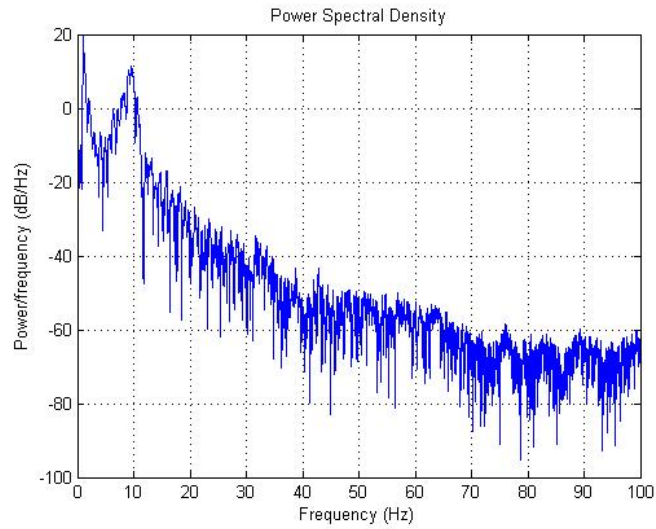


(d)

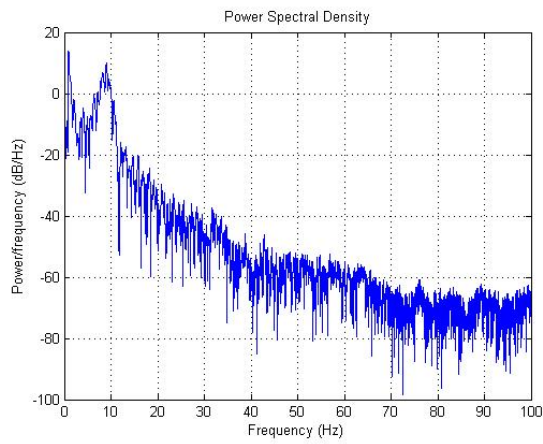


(e)

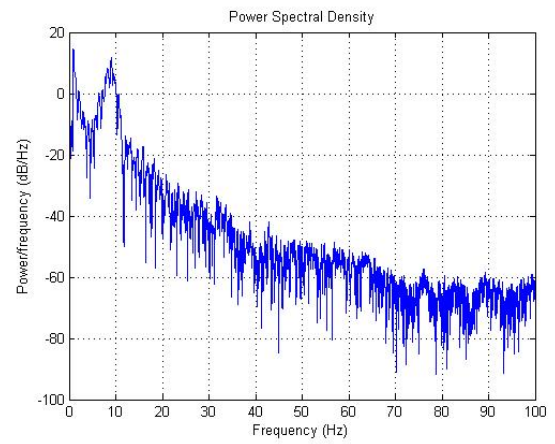
圖 4.4 數值模擬簡支梁 12 號偵測點之功率譜反應:(a)完好構架;(b)第 4 單元受損;(c)第 12 單元受損;(d)第 9 單元受損;(e)第 4 和第 9 單元同時受損



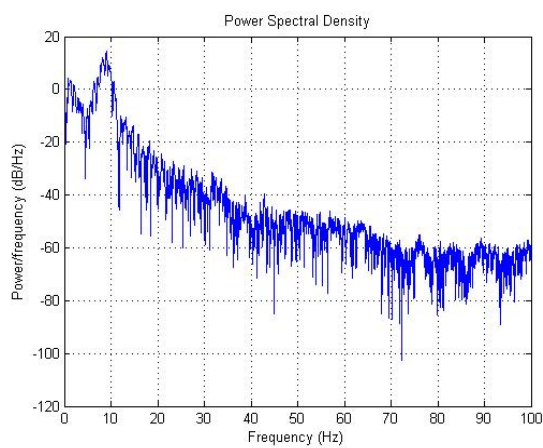
(a)



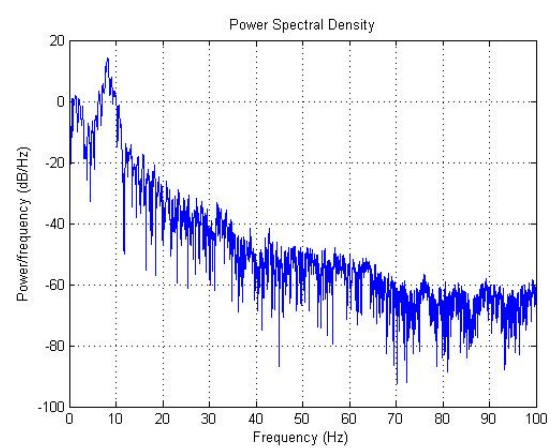
(b)



(c)

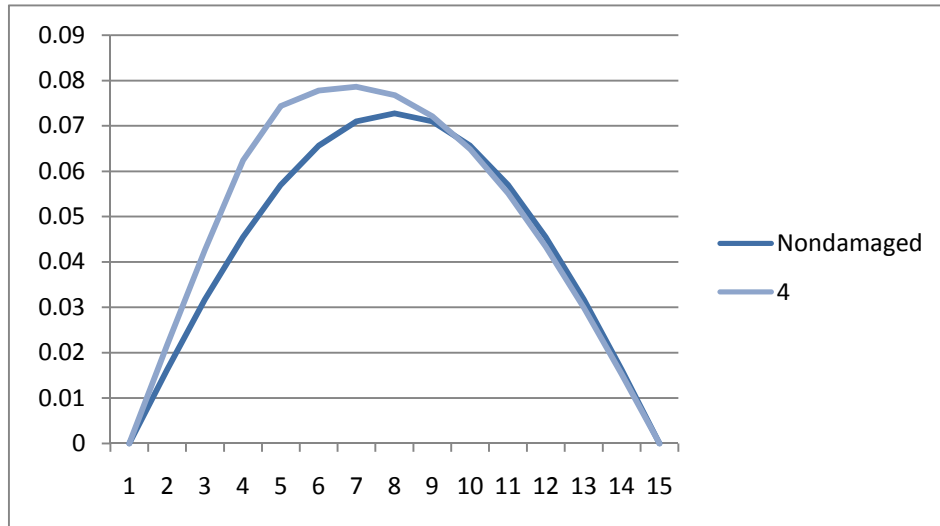


(d)

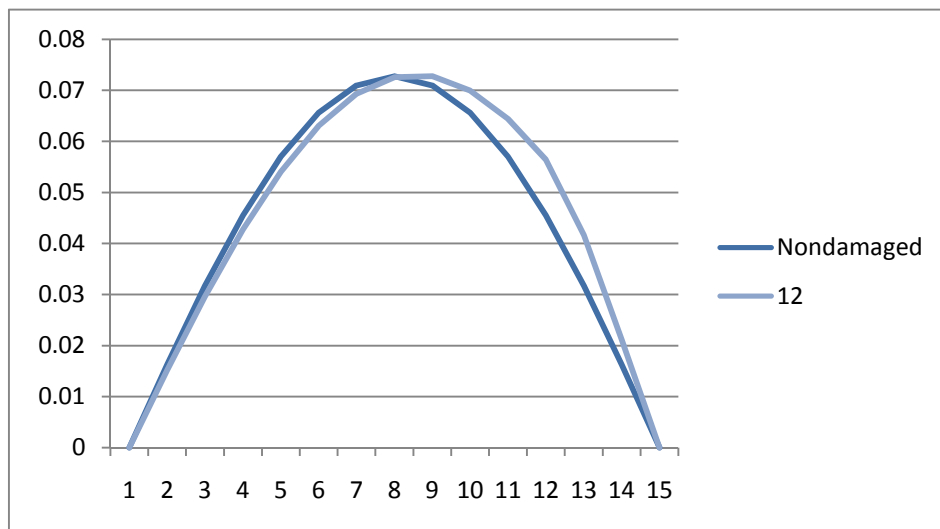


(e)

圖 4.5 數值模擬簡支梁 9 號偵測點之功率譜反應:(a)完好構架;(b)第 4 單元受損;(c)第 12 單元受損;(d)第 9 單元受損;(e)第 4 和第 9 單元同時受損

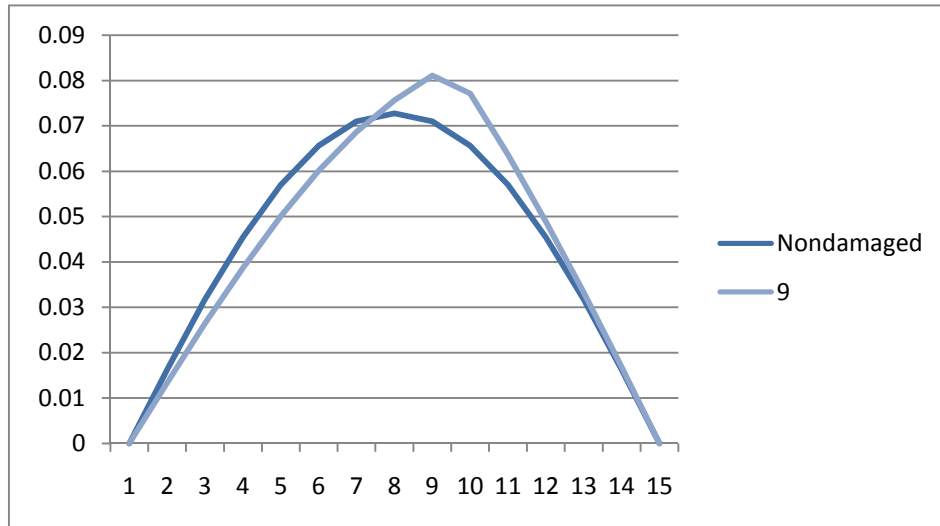


(a)

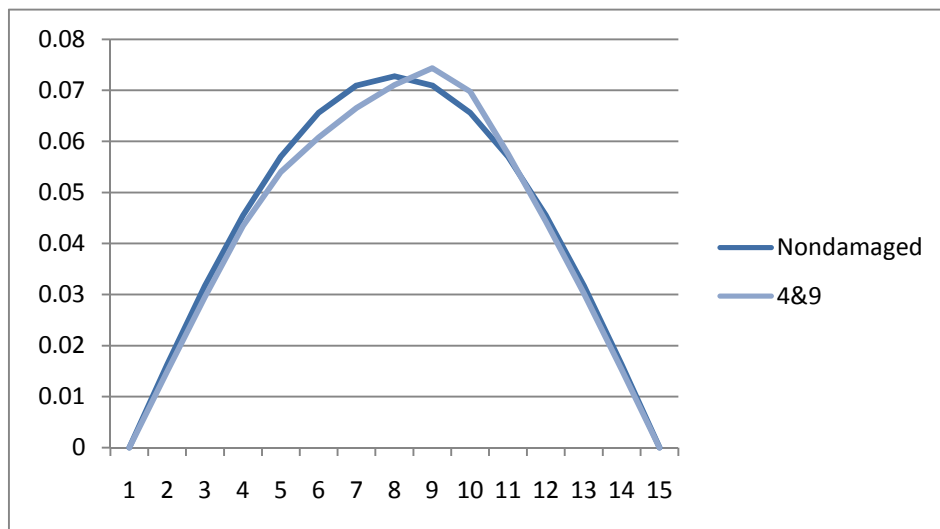


(b)

圖 4.6 SAP2000 模擬梁損壞時簡支梁之模態振型 I:(a)未損壞與第 4 單元損壞位移比較；(b)未損壞與第 12 單元損壞位移比較；

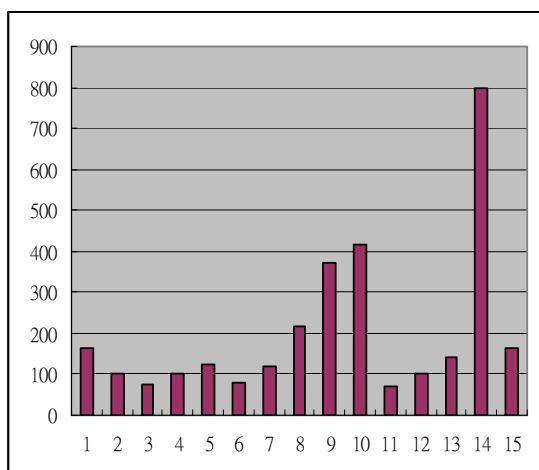


(a)

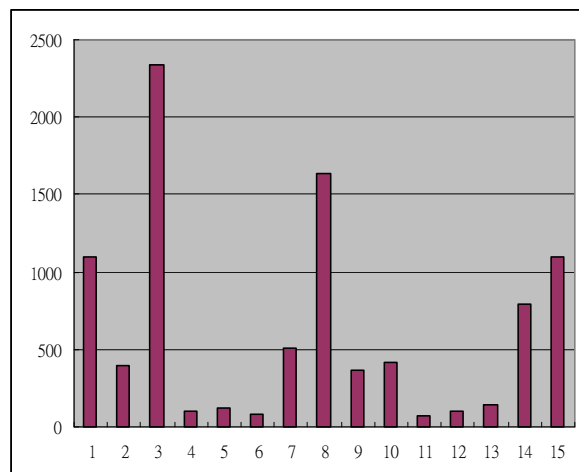


(b)

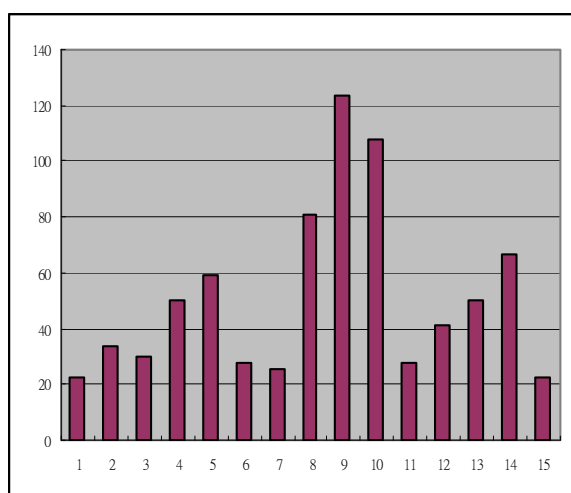
圖 4.7 SAP2000 模擬梁損壞時簡支梁之模態振型 II:(a)未損壞與第 9 單元損壞位移比較；(b)未損壞與第 4 單元和第 9 單元同時損壞之比較



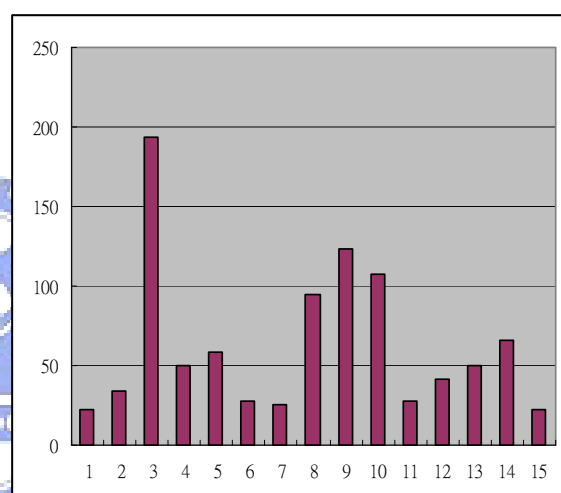
(a)



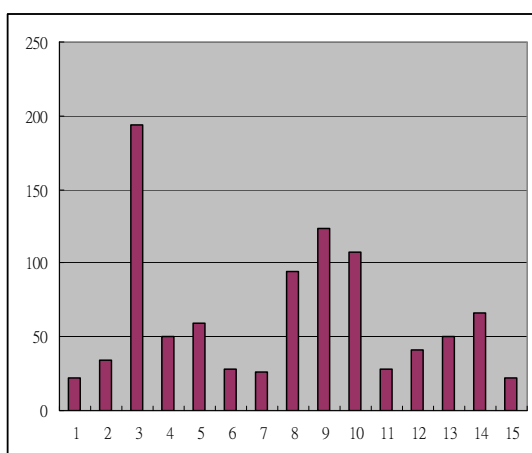
(b)



(c)



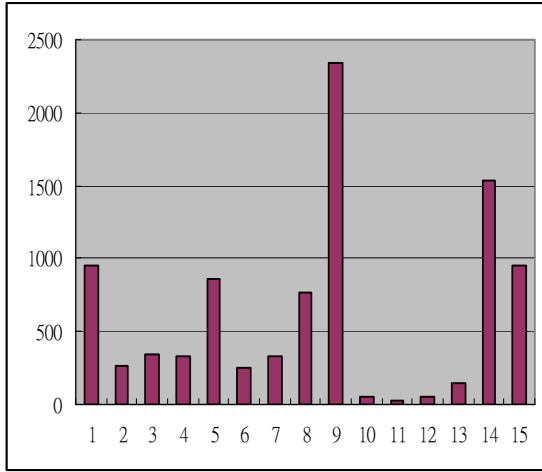
(d)



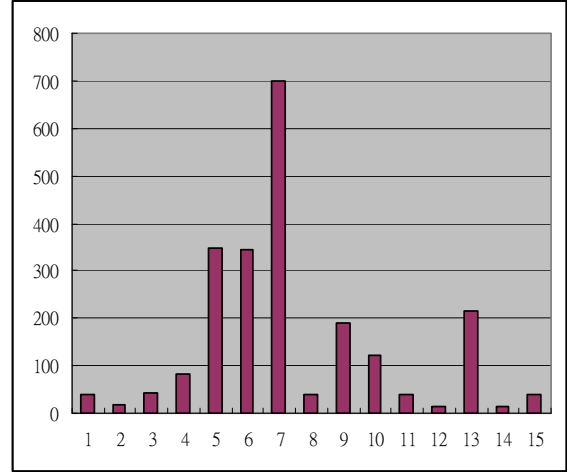
(e)

圖 4.8 數值模擬簡支梁第 4 單元受損之 ADPSD D_i 直條圖:(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) α

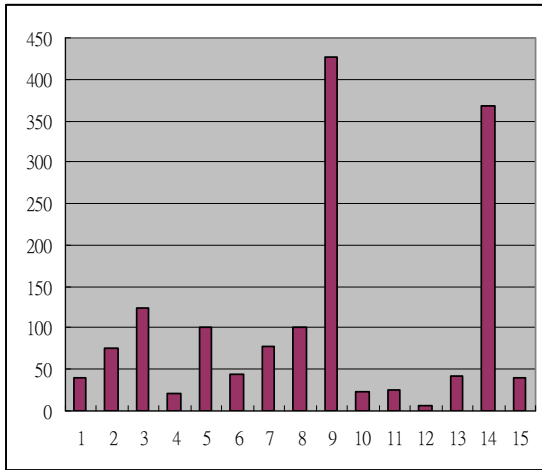
$=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



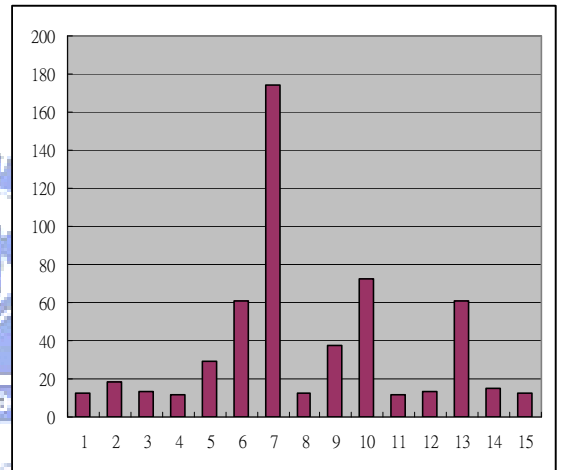
(a)



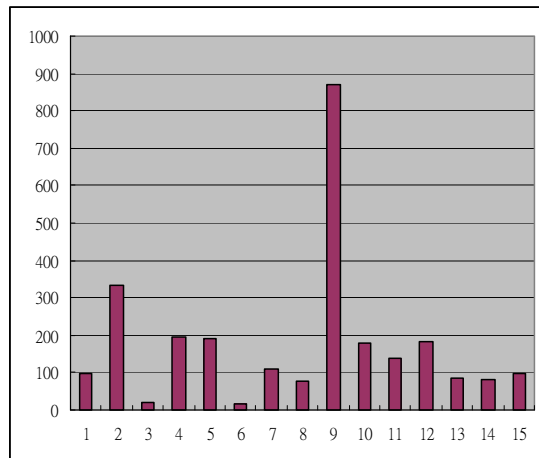
(b)



(c)

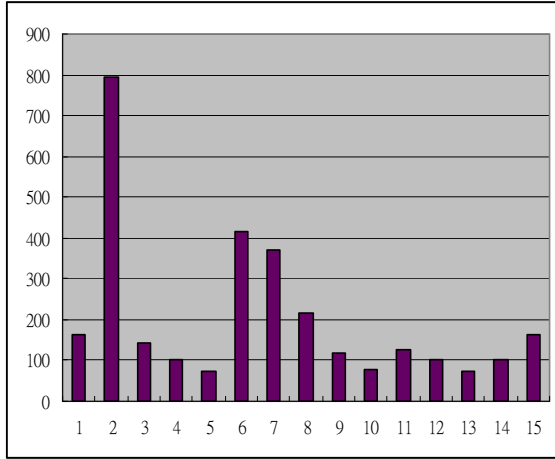


(d)

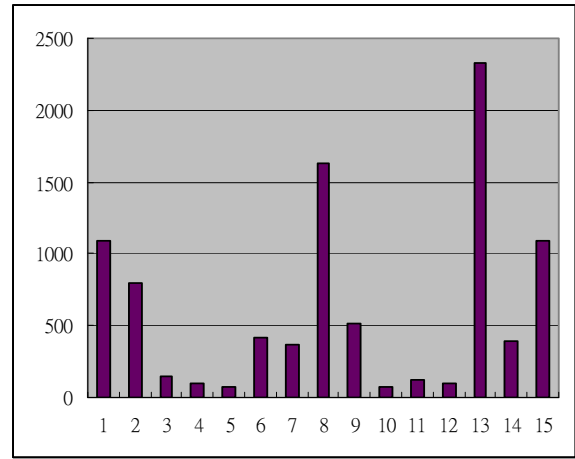


(e)

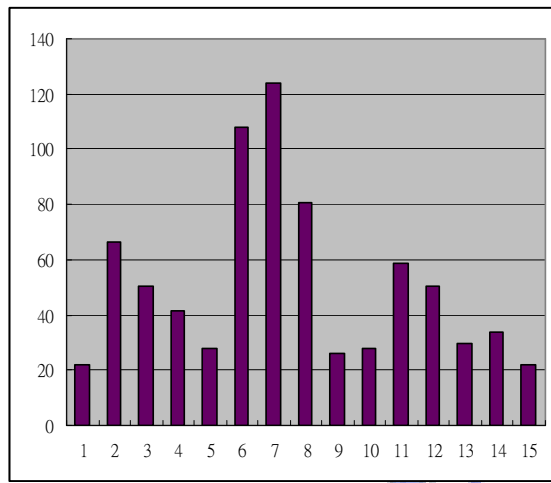
圖 4.9 數值模擬簡支梁第 4 單元受損之 CDPSD D_i 直條圖:(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



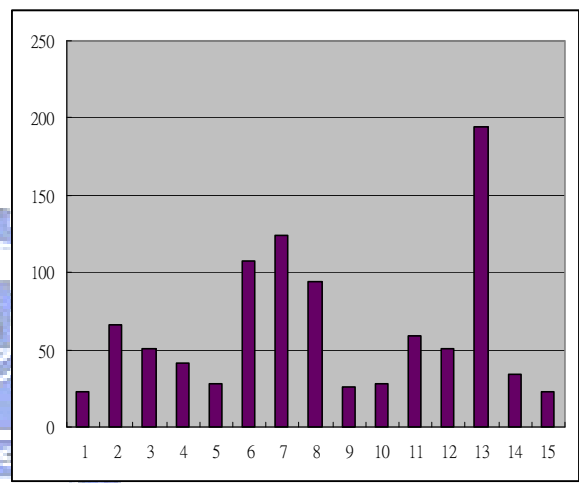
(a)



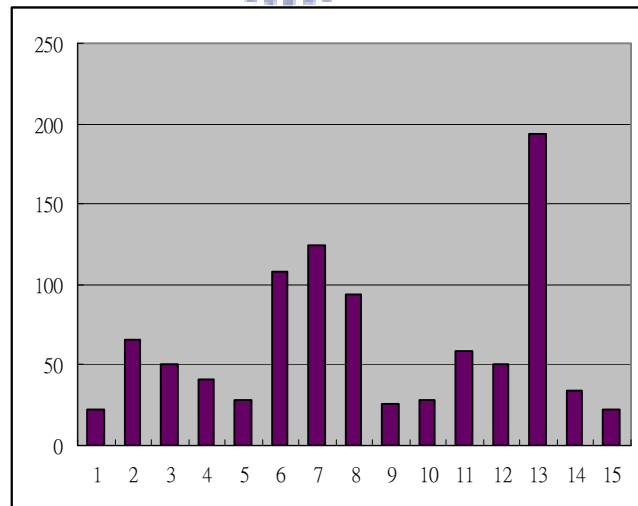
(b)



(c)

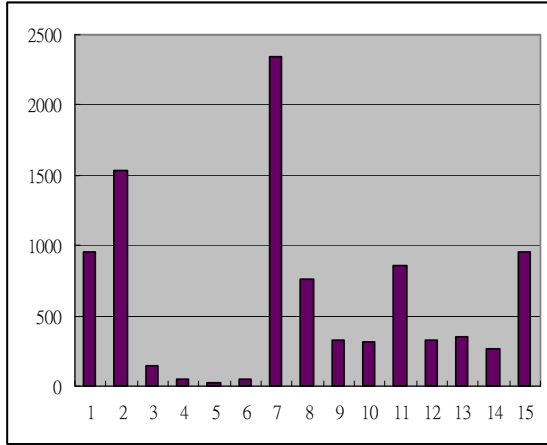


(d)

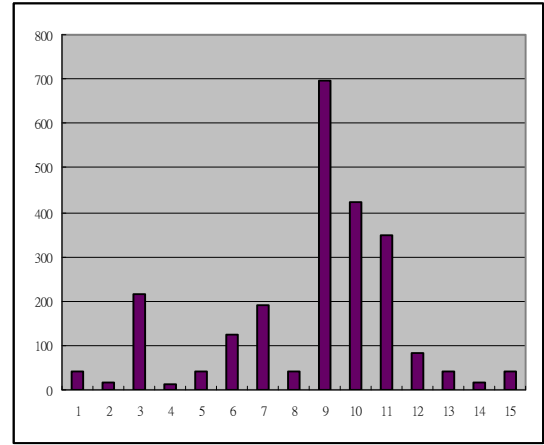


(e)

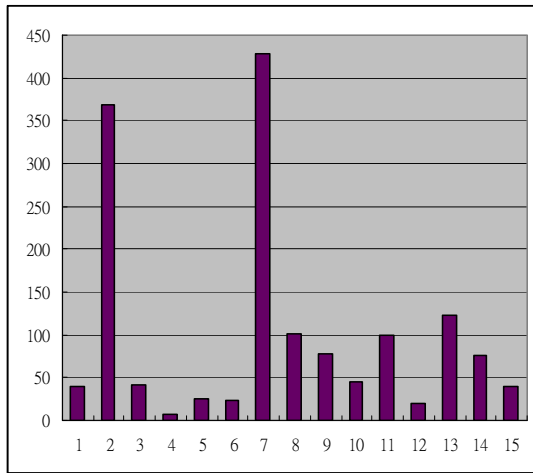
圖 4.10 數值模擬簡支梁第 12 單元受損之 ADPSD D_i 直條圖: (a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



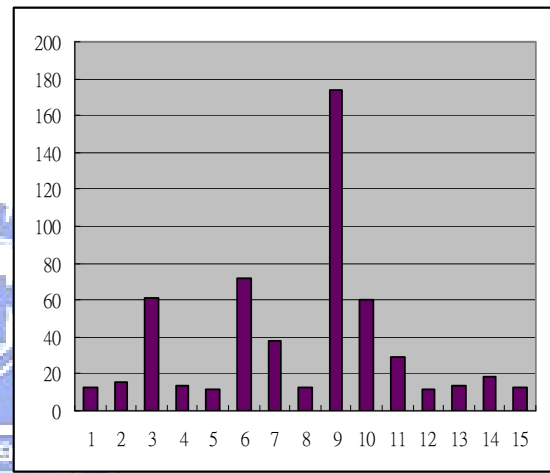
(a)



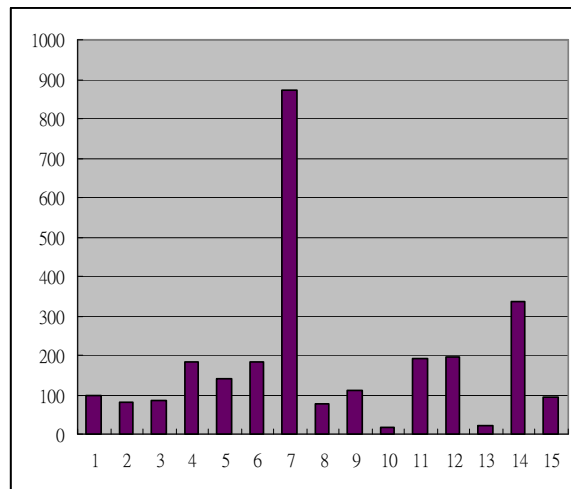
(b)



(c)

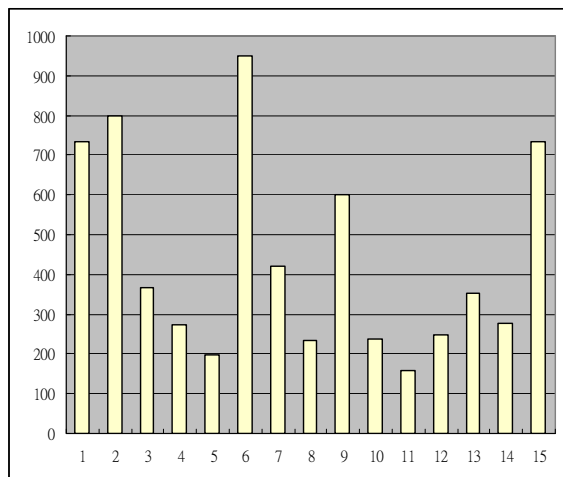


(d)

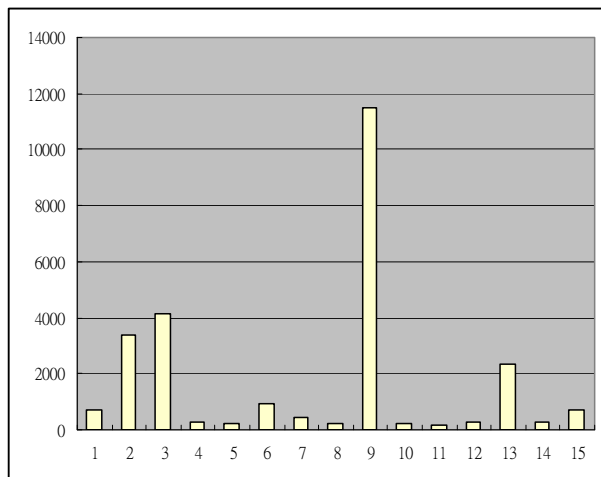


(e)

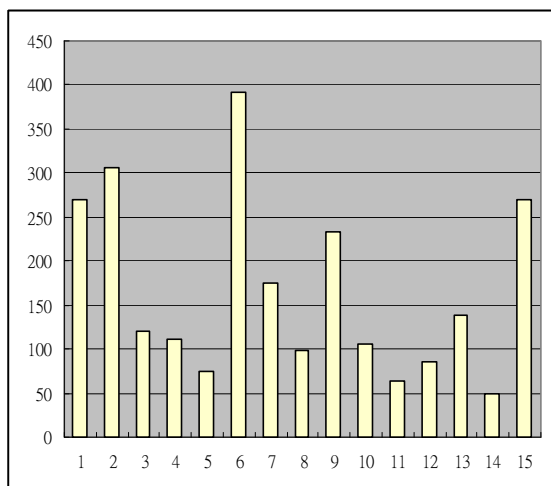
圖 4.11 數值模擬簡支梁第 12 單元受損之 CDPSPD D_i 直條圖:(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



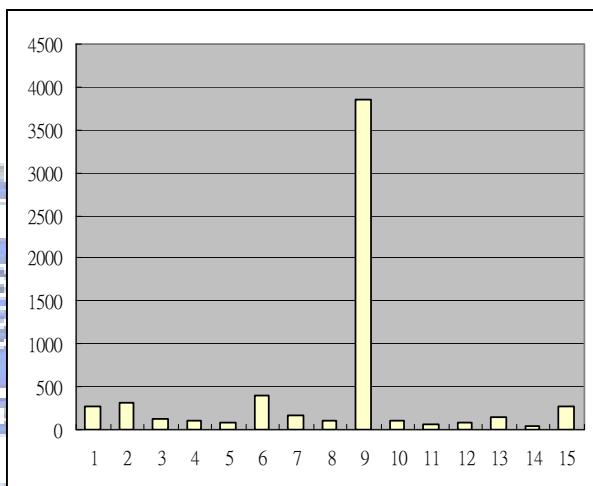
(a)



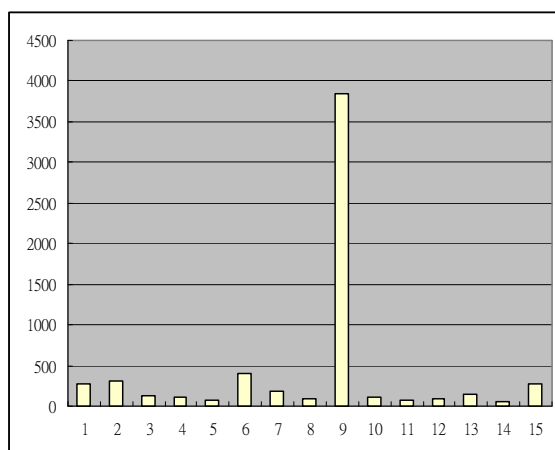
(b)



(c)

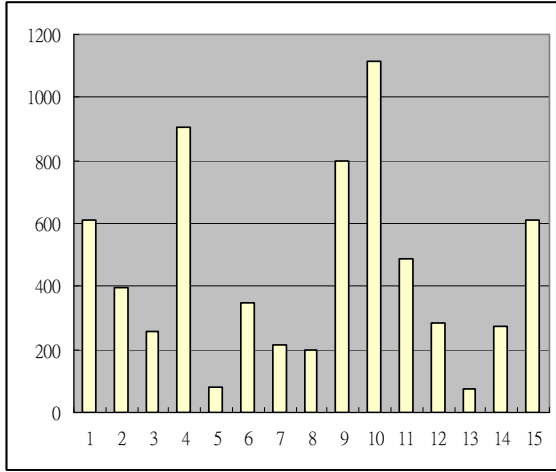


(d)

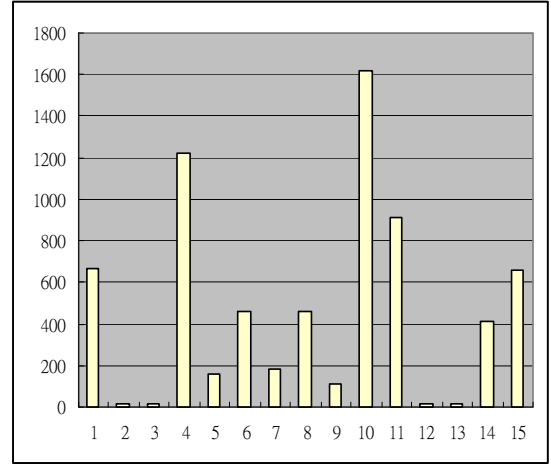


(e)

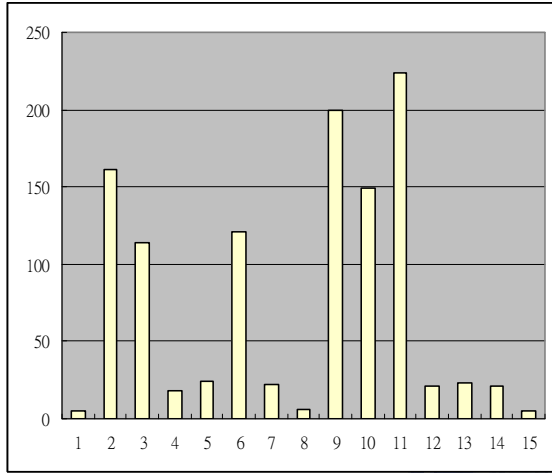
圖 4.12 數值模擬簡支梁第 9 單元受損之 ADPSD D_i 直條圖: (a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



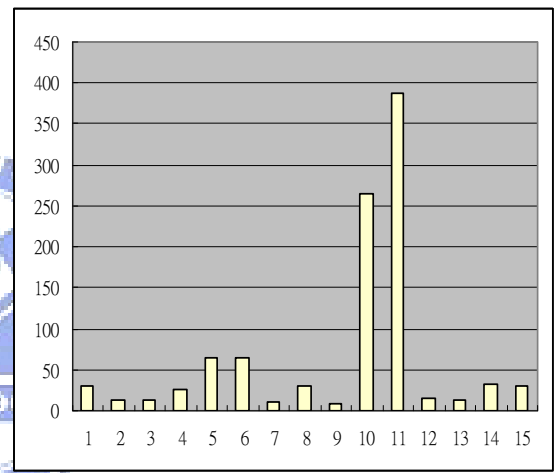
(a)



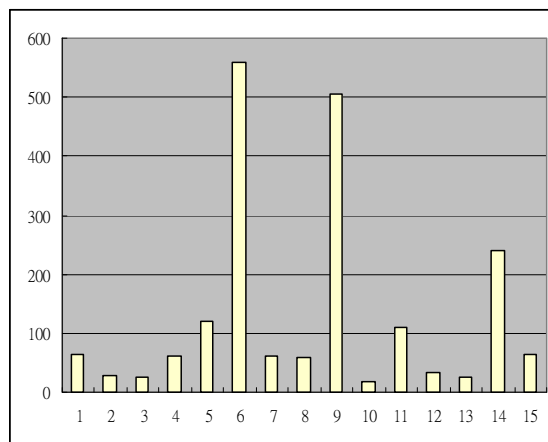
(b)



(c)

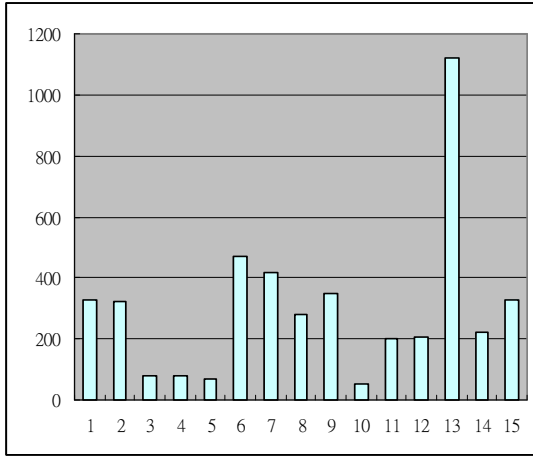


(d)

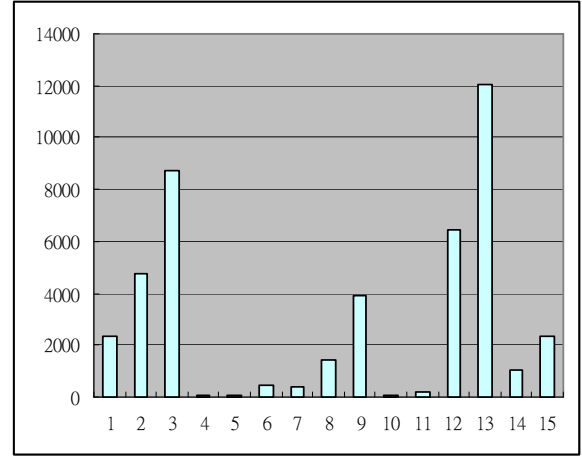


(e)

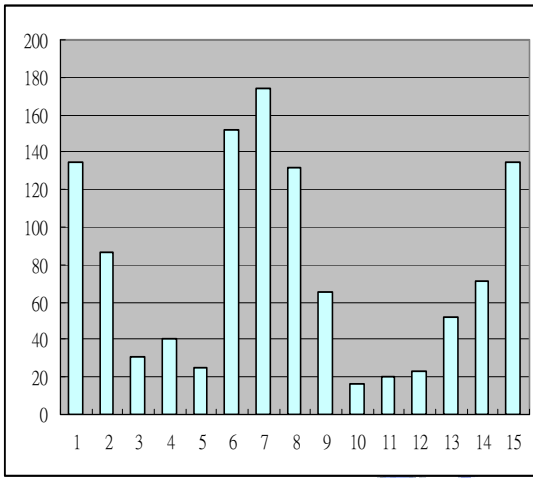
圖 4.13 數值模擬簡支梁第 9 單元受損之 CDPSD D_i 直條圖: (a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



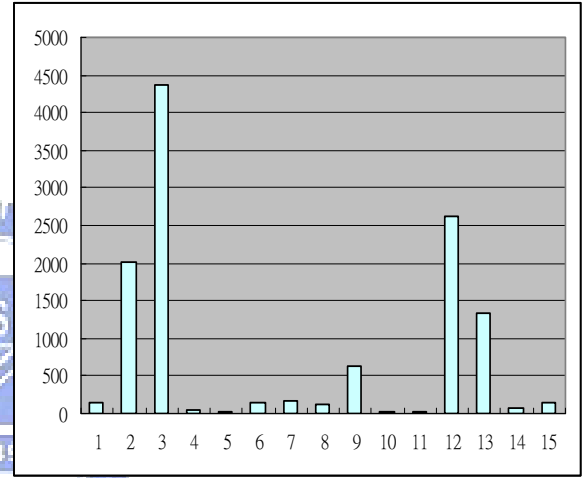
(a)



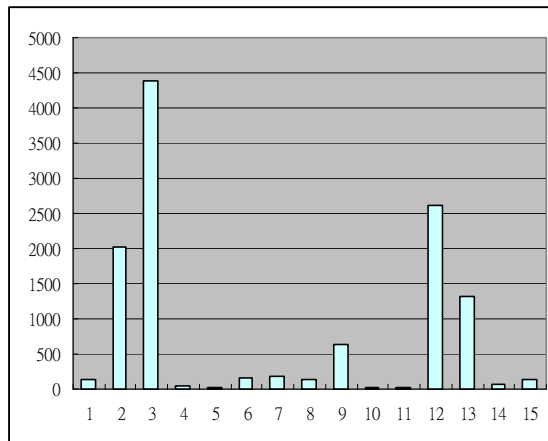
(b)



(c)



(d)

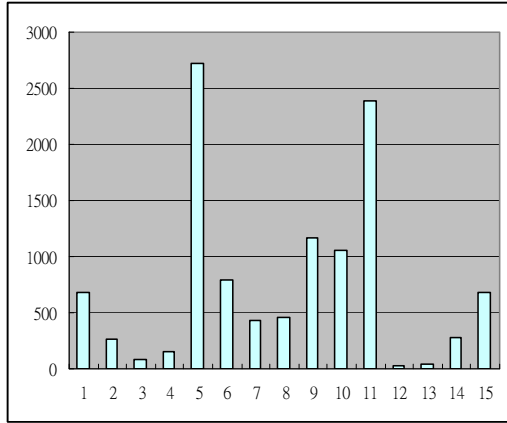


(e)

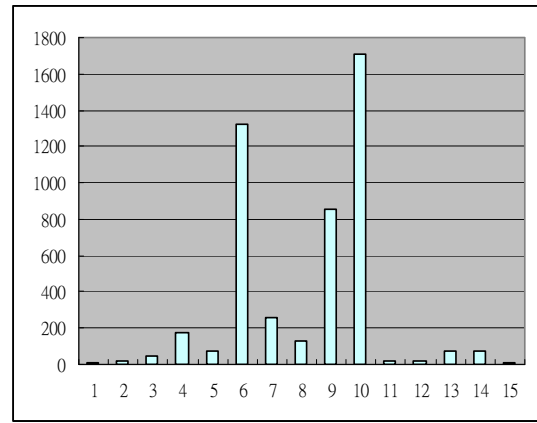
圖 4.14 數值模擬簡支梁第 4 單元和第 9 單元受損之 ADPSD D_i 直條圖: (a) $\alpha=0.575$ 、

$f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (e) α

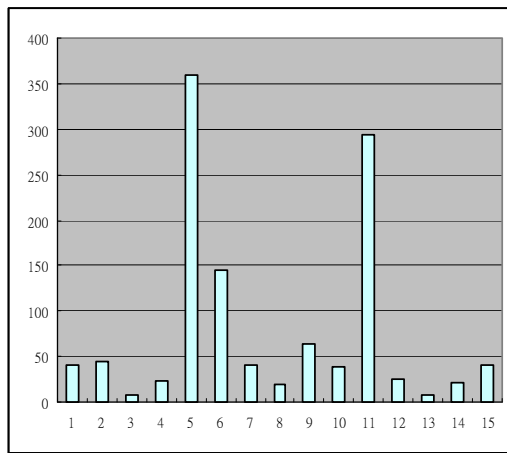
$=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



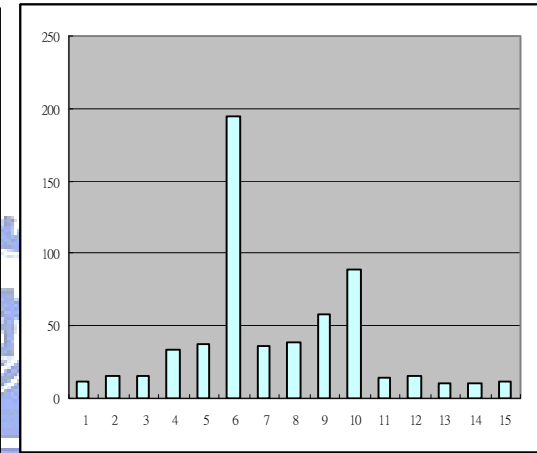
(a)



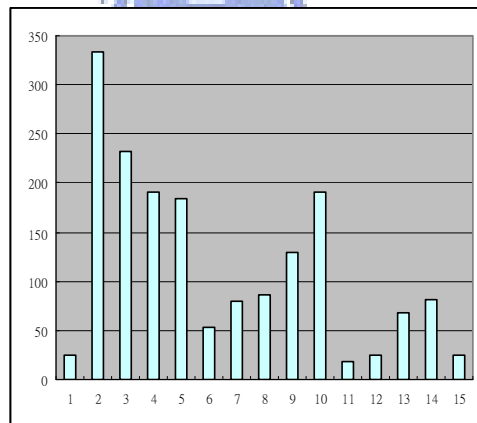
(b)



(c)



(d)

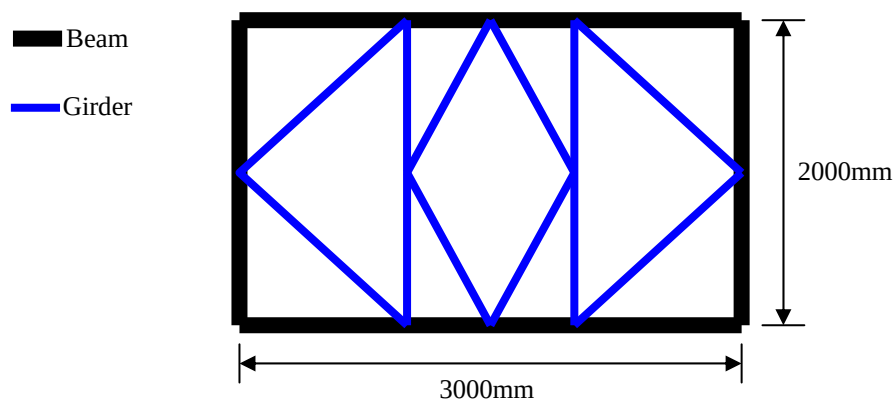


(e)

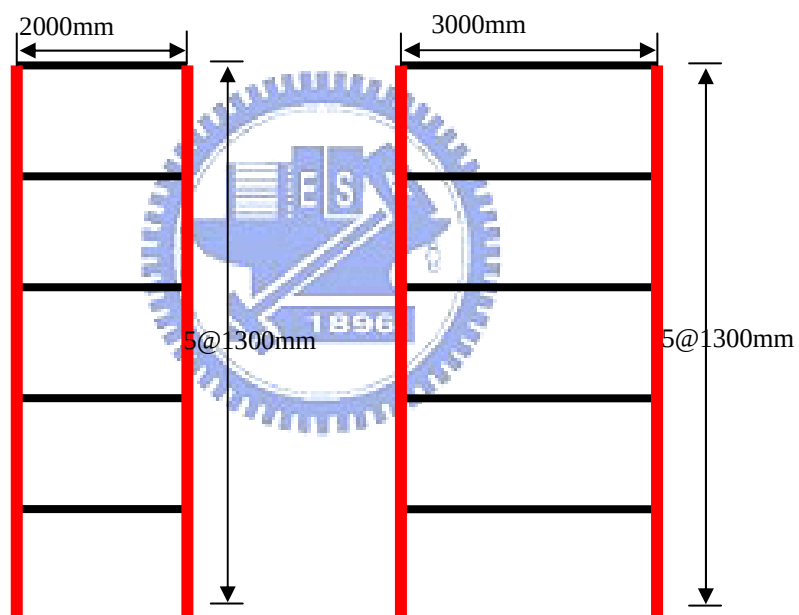
圖 4.15 數值模擬簡支梁第 4 單元和第 9 單元受損之 CDPSD D_i 直條圖:

(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



(a)



(b)

圖 4.16 五層樓鋼構之上視與正視平面圖:(a)上視平面圖；(b)正視平面圖

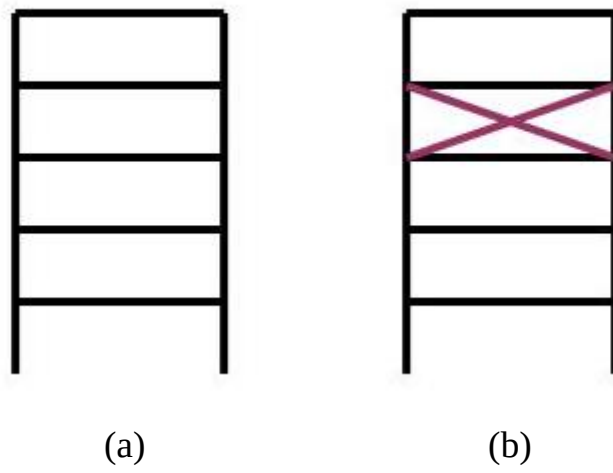
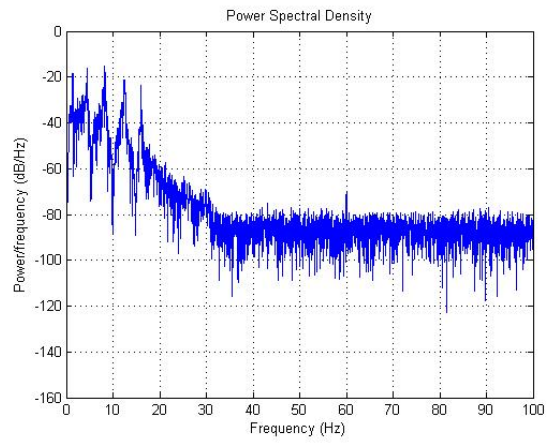
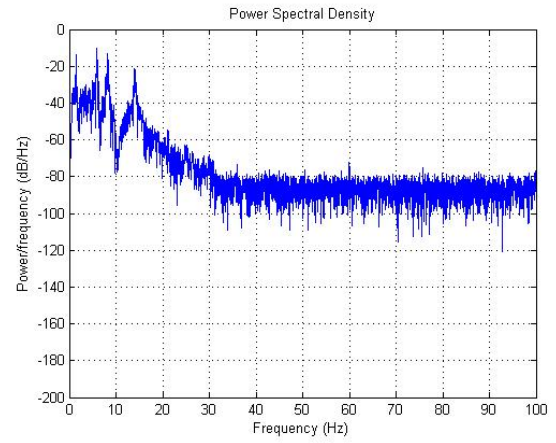


圖 4.17 五層樓鋼構之設計案例:(a)原始構架；(b)三至四樓間加斜撐

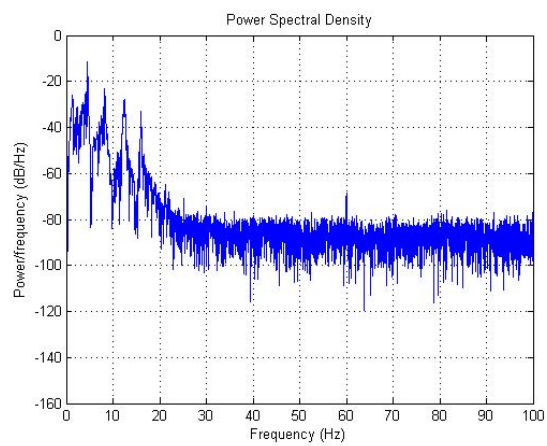




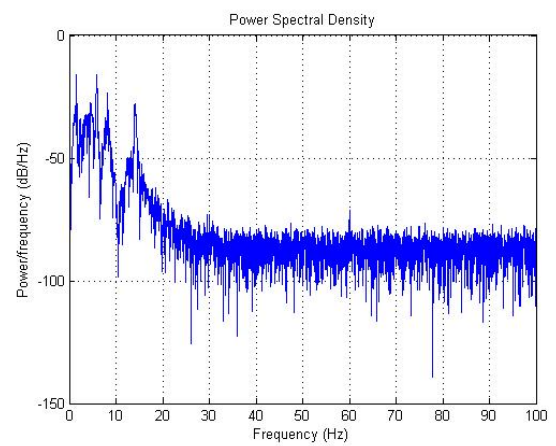
(a)



(b)

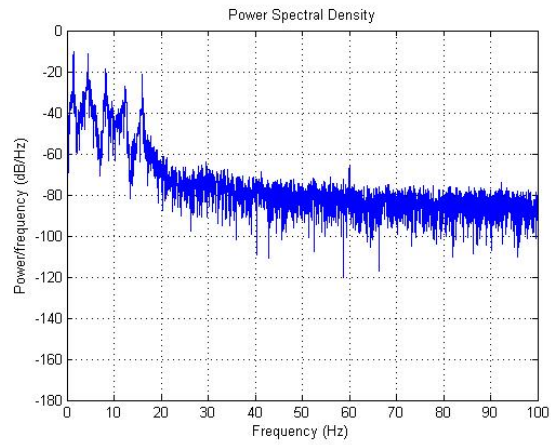


(c)

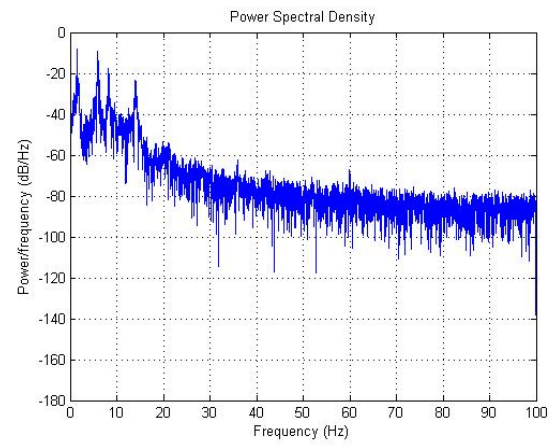


(d)

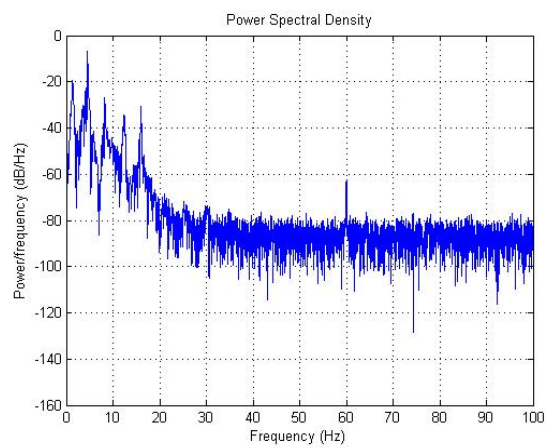
圖 4.18 五層樓鋼構一樓之功率譜反應:(a)EI 完好構架；(b) EI 3-4 樓間加斜撐;(c) Kobe 完好構架；(d) Kobe 3-4 樓間加斜撐



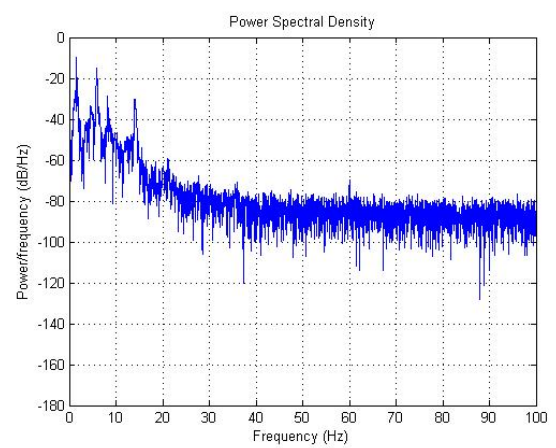
(a)



(b)

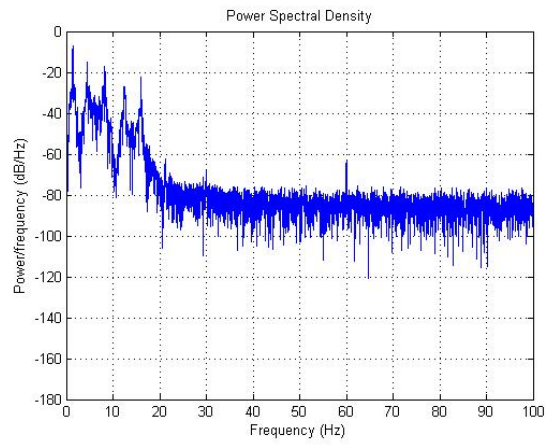


(c)

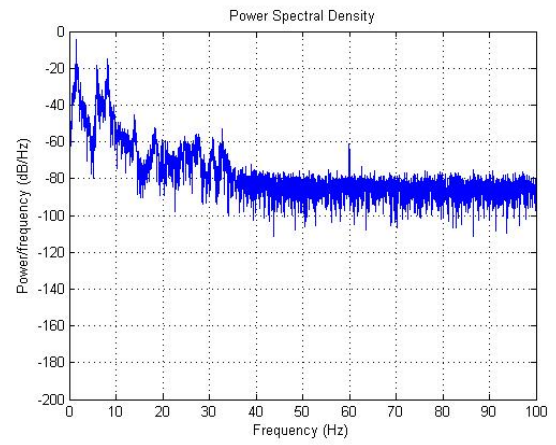


(d)

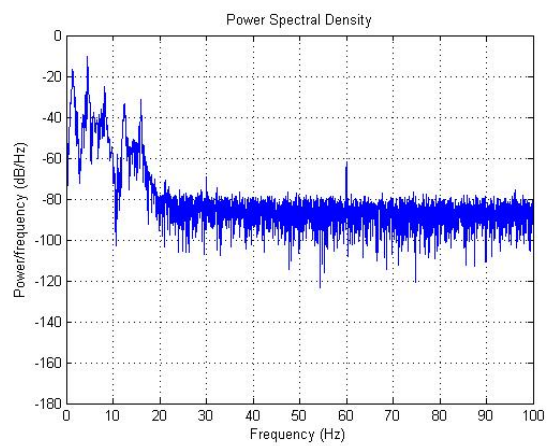
圖 4.19 五層樓鋼構二樓之功率譜反應:(a)EI 完好構架；(b) EI 3-4 樓間加斜撐;(c) Kobe 完好構架；(d) Kobe 3-4 樓間加斜撐



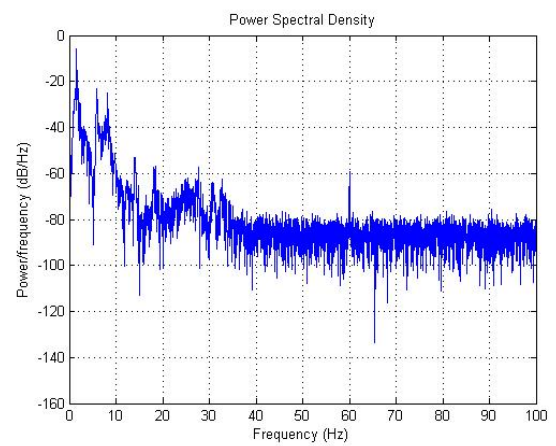
(a)



(b)

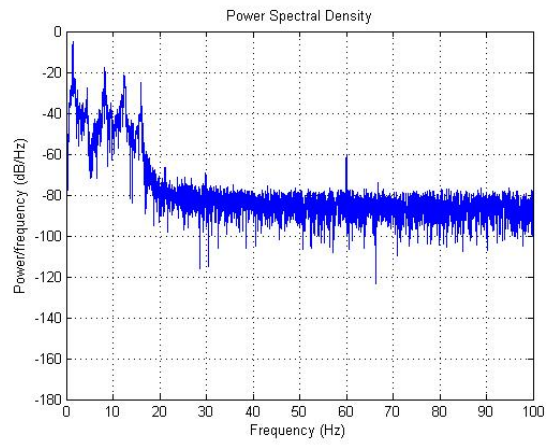


(c)

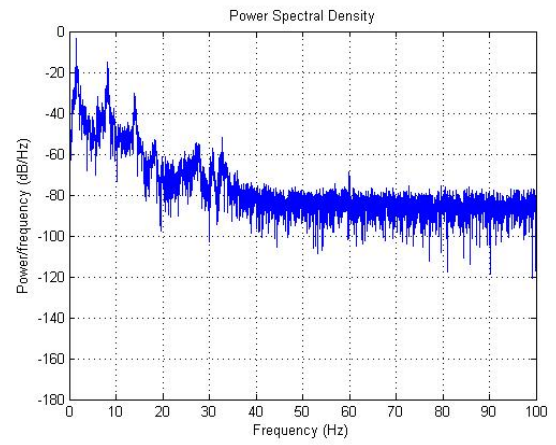


(d)

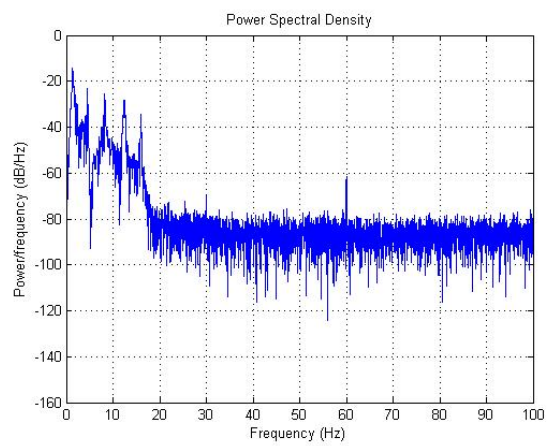
圖 4.20 五層樓鋼構三樓之功率譜反應:(a)El 完好構架；(b) El 3-4 樓間加斜撐;(c) Kobe 完好構架；(d) Kobe 3-4 樓間加斜撐



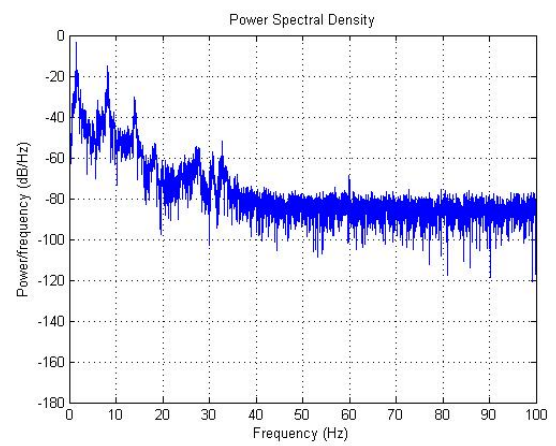
(a)



(b)

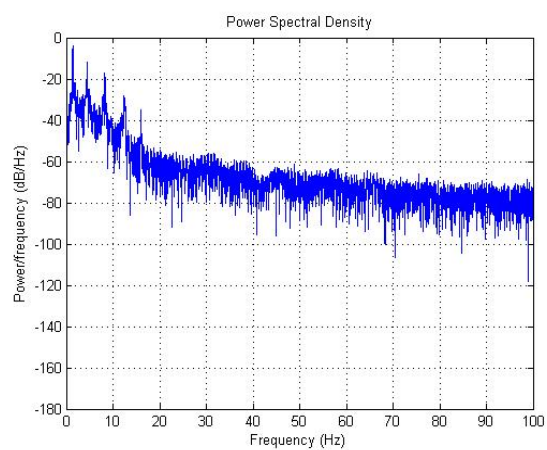


(c)

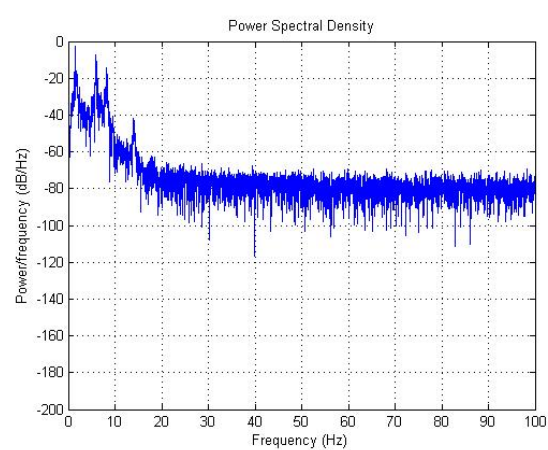


(d)

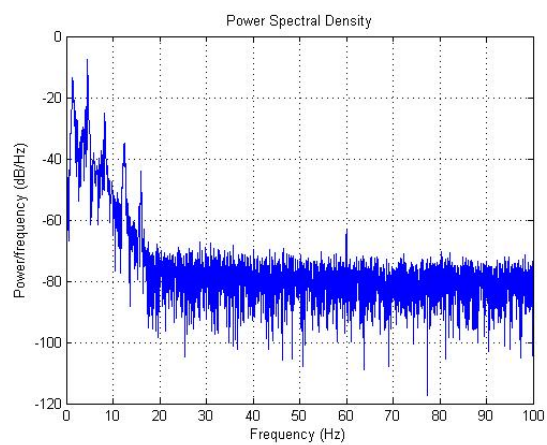
圖 4.21 五層樓鋼構四樓之功率譜反應:(a)EI 完好構架；(b) EI 3-4 樓間加斜撐;(c) Kobe 完好構架；(d) Kobe 3-4 樓間加斜撐



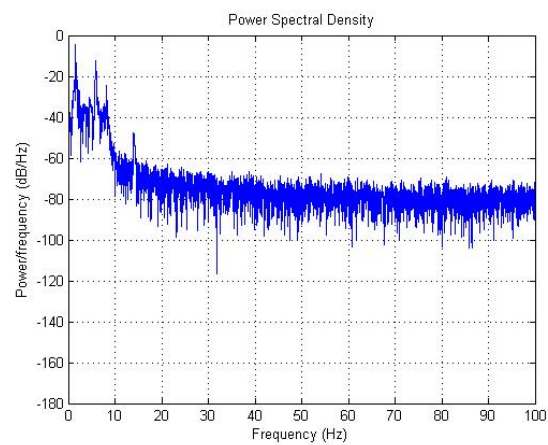
(a)



(b)



(c)



(d)



圖 4.22 五層樓鋼構頂樓之功率譜反應:(a)EI 完好構架；(b) EI 3-4 樓間加斜撐;(c) Kobe 完好構架；(d) Kobe 3-4 樓間加斜撐

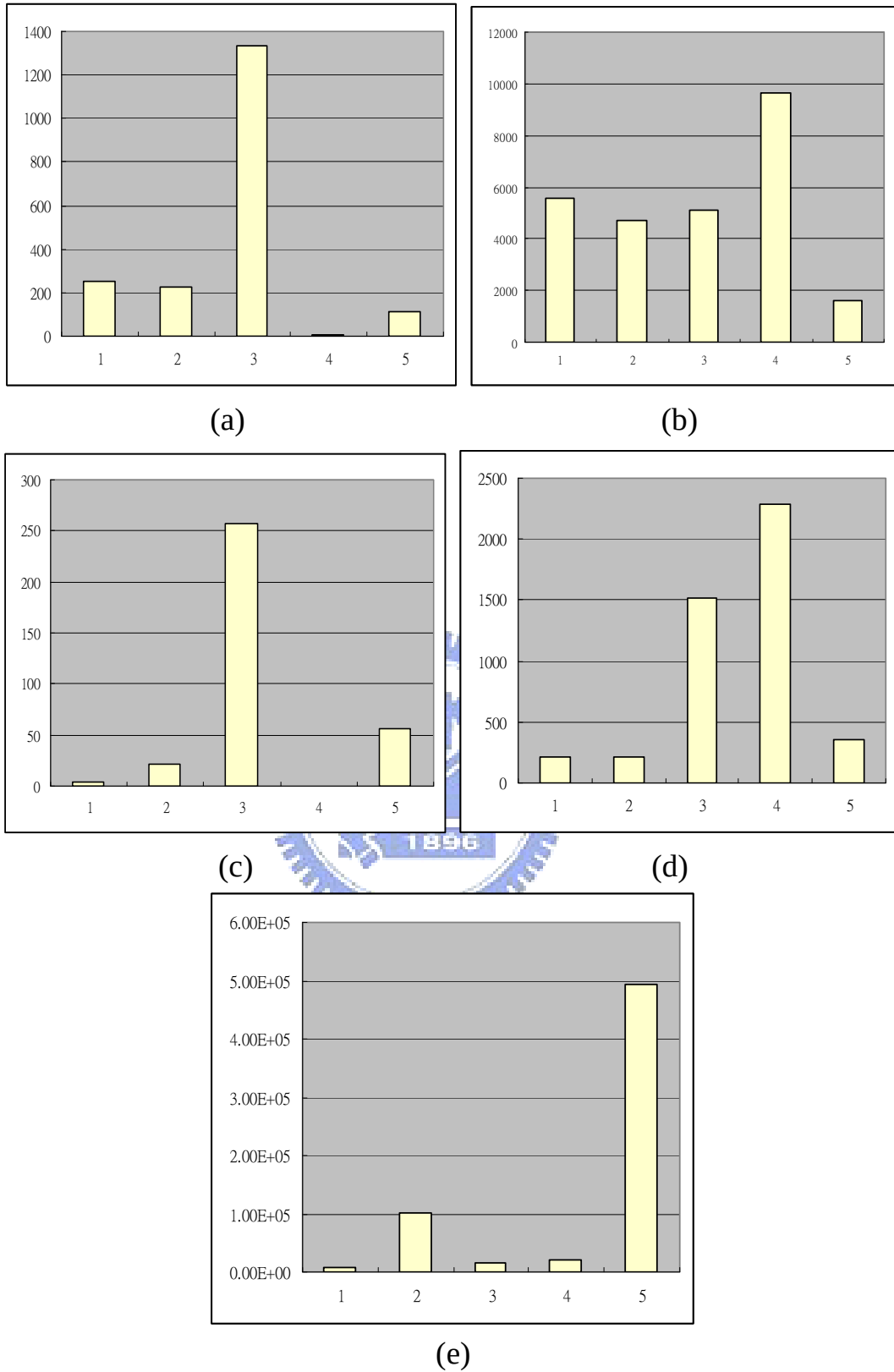


圖 4.23 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之 ADPSD D_i 直條圖 I

(El Centro 20%):(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;

(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$

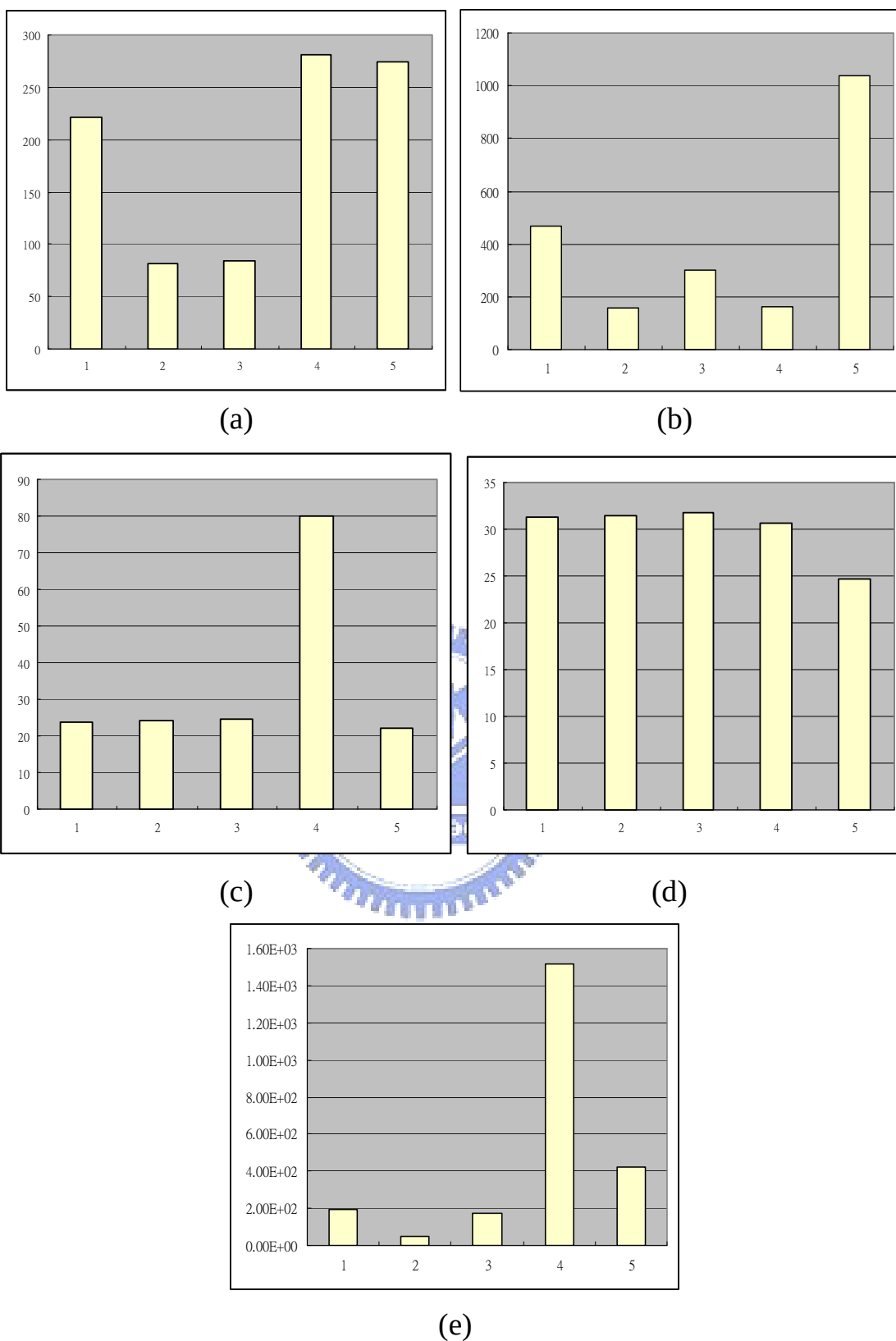
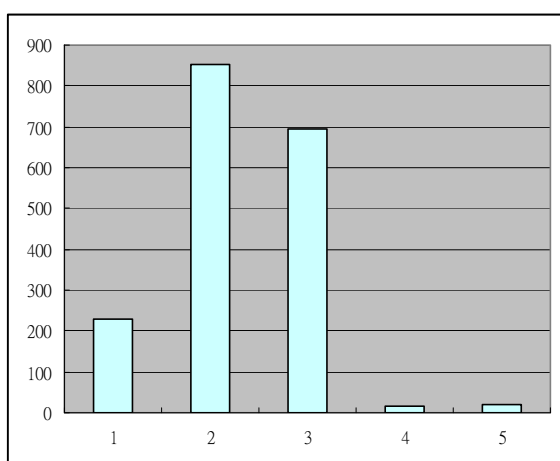


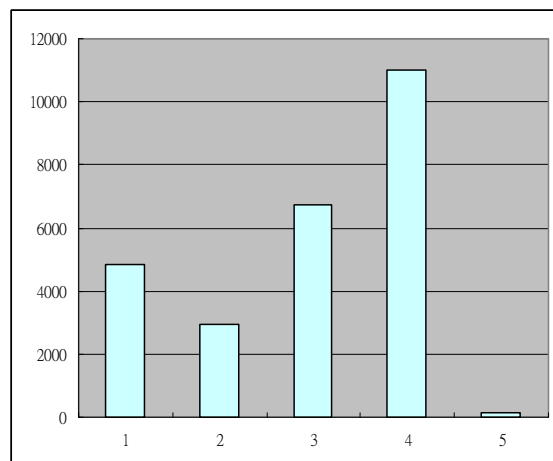
圖 4.24 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之 CDPSD D_i 直條圖 I

(El Centro 20%):(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;

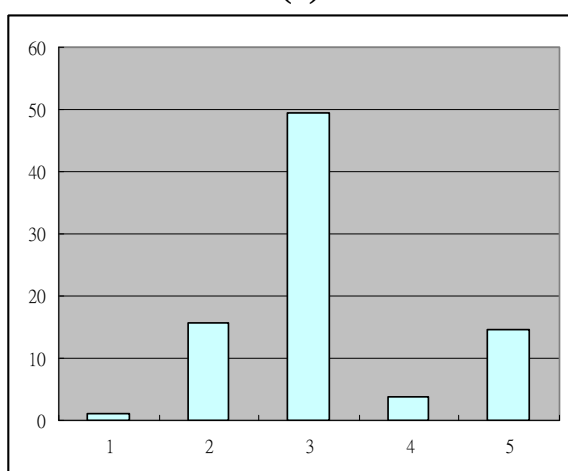
(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



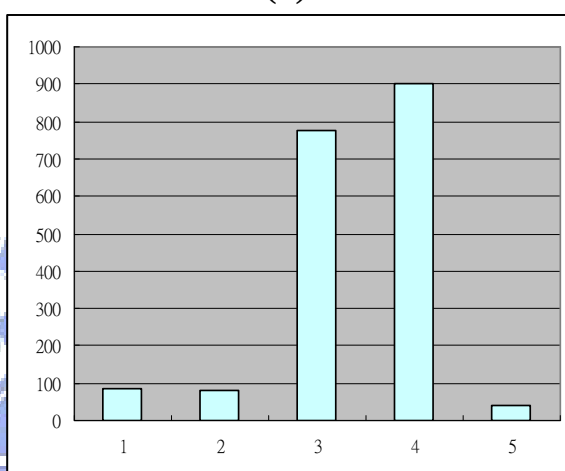
(a)



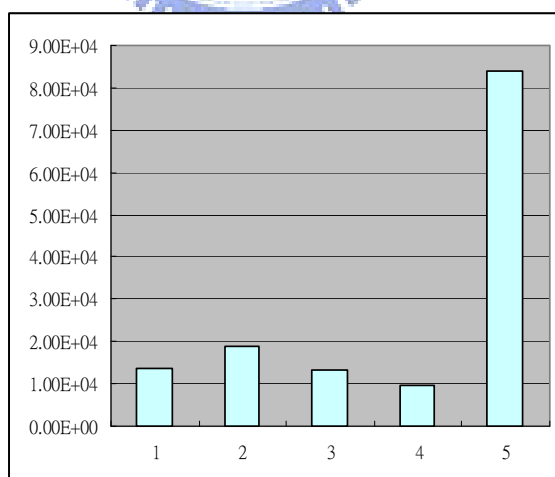
(b)



(c)



(d)

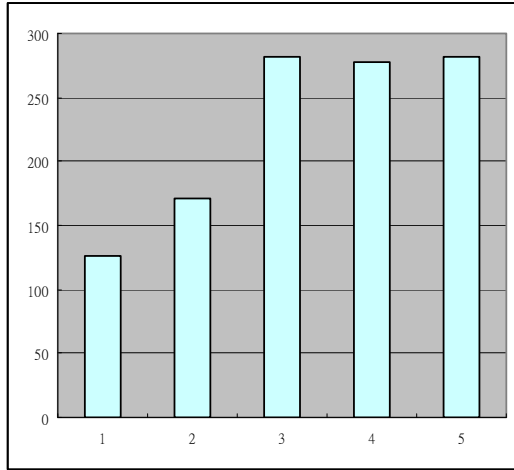


(e)

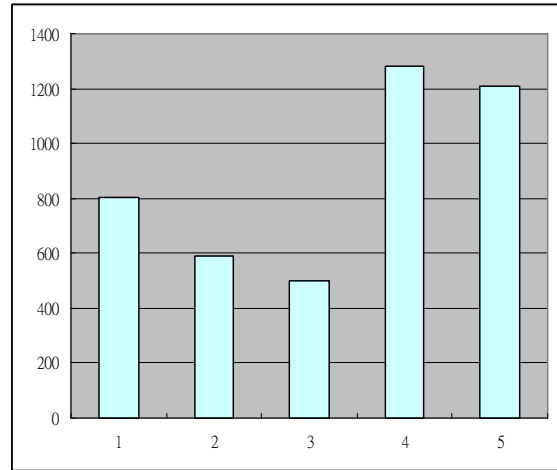
圖 4.25 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之 ADPSD D_i 直條圖 II

(Kobe 8%):(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;

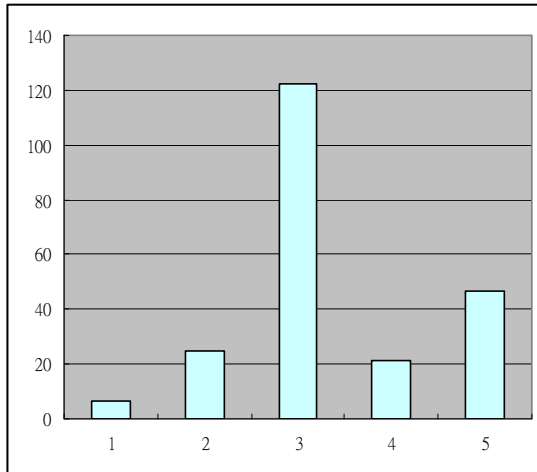
(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



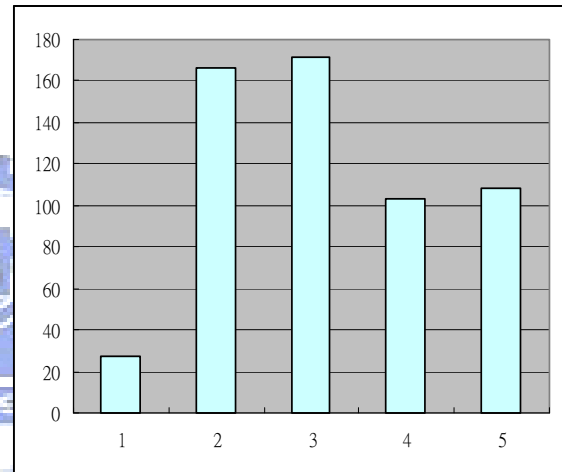
(a)



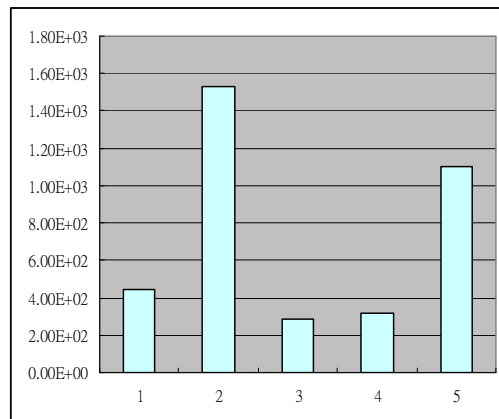
(b)



(c)



(d)

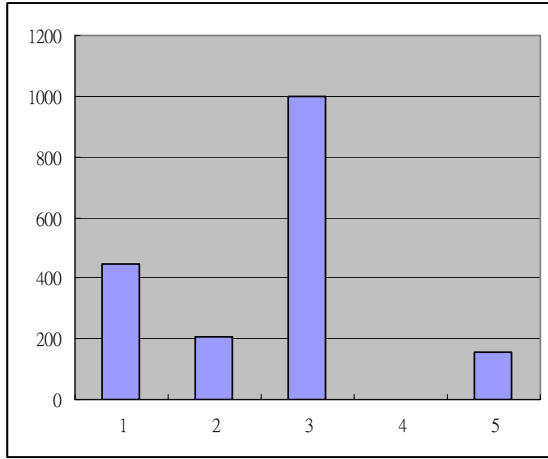


(e)

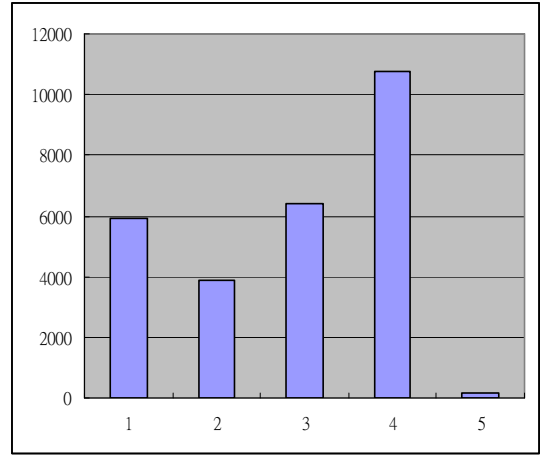
圖 4.26 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之 CDPSD D_i 直條圖 II

(Kobe 8%):(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;

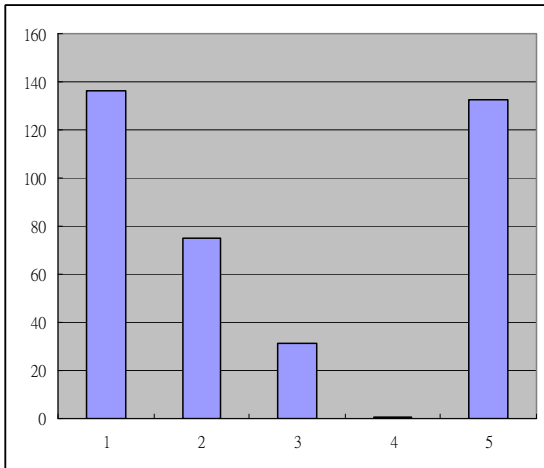
(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



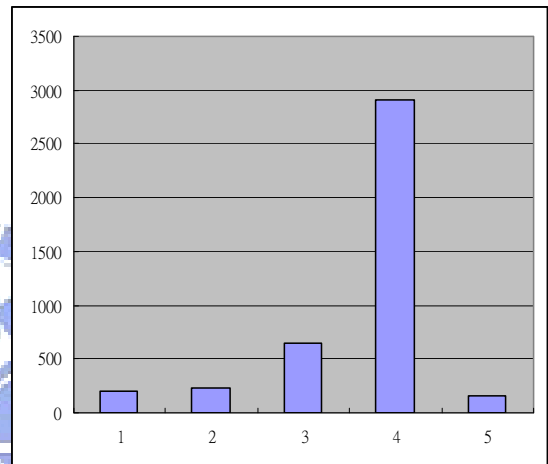
(a)



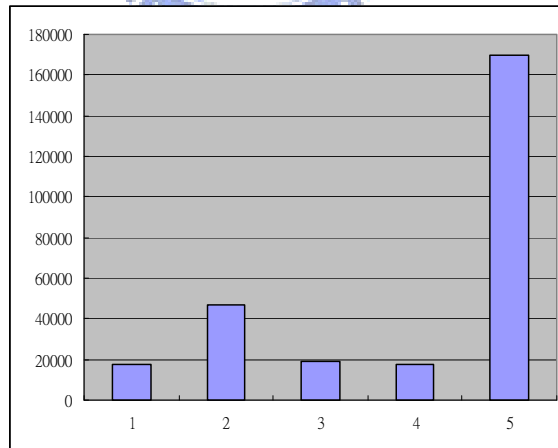
(b)



(c)



(d)



(e)

圖 4.27 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之 ADPSD D_i 直條圖 III

(Kobe-El):(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;

(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$

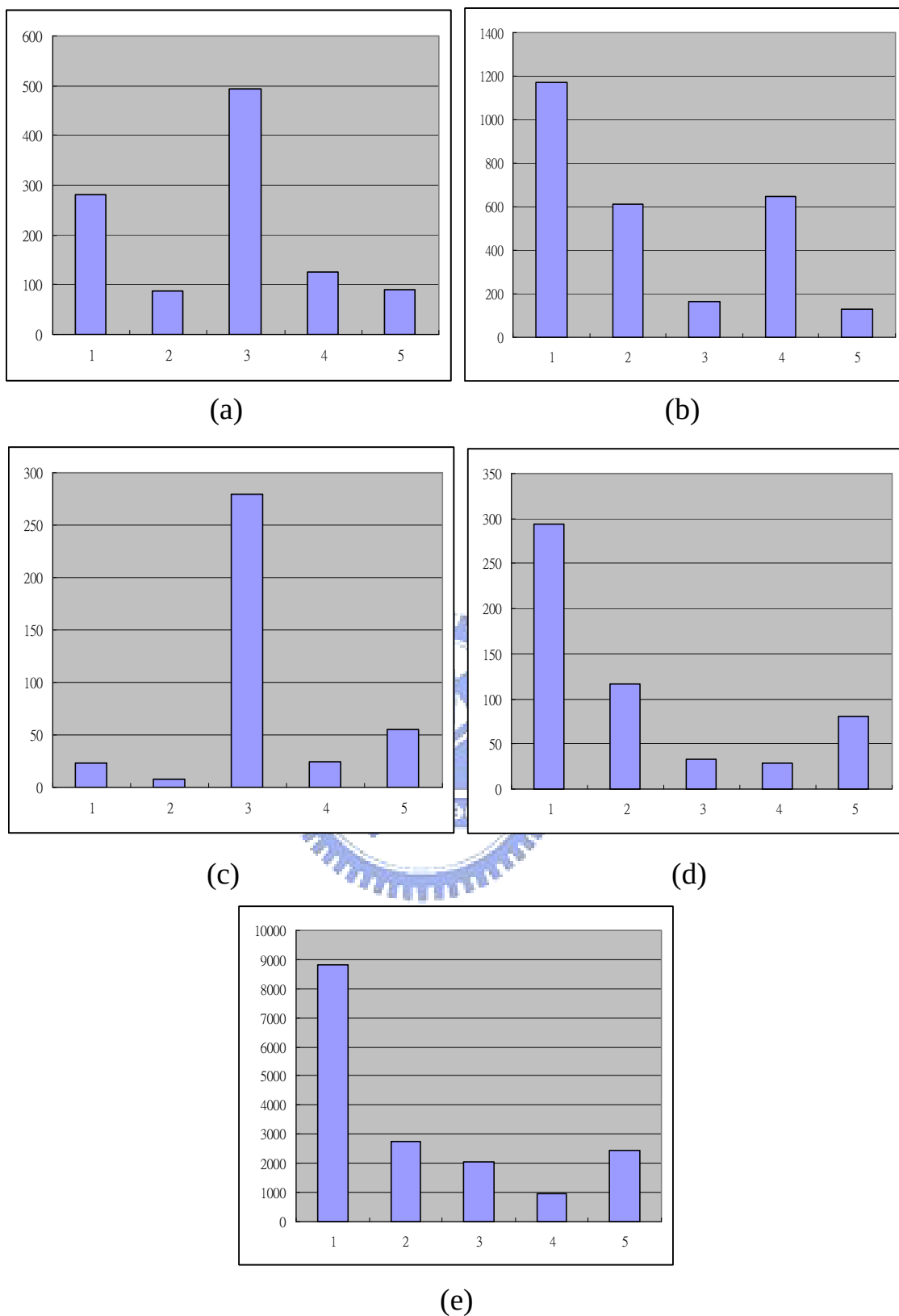


圖 4.28 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之 CDPSD D_i 直條圖 III

(Kobe-El):(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;

(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$

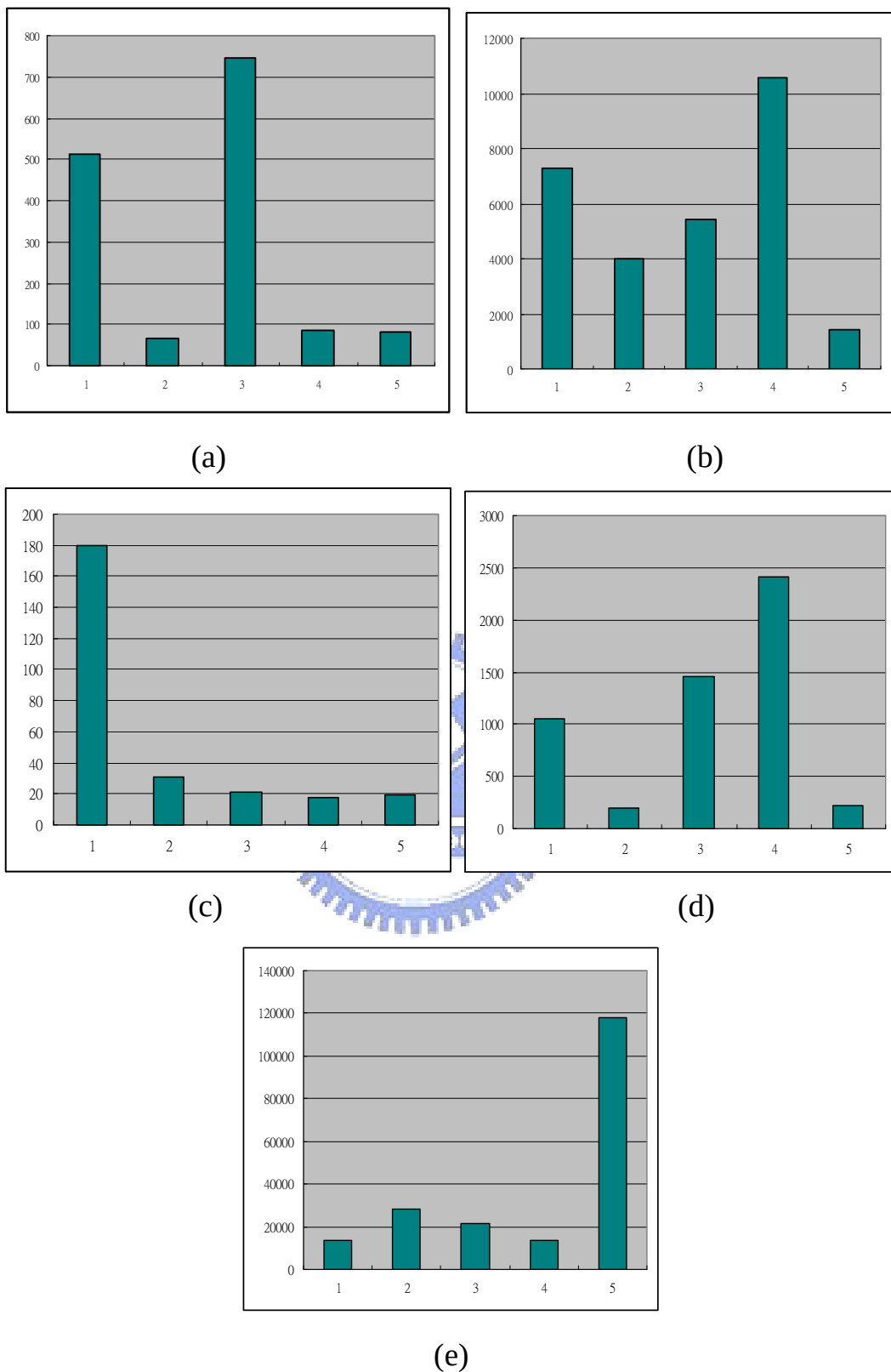


圖 4.29 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之 ADPSD D_i 直條圖 IV

(El-Kobe):(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;

(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$

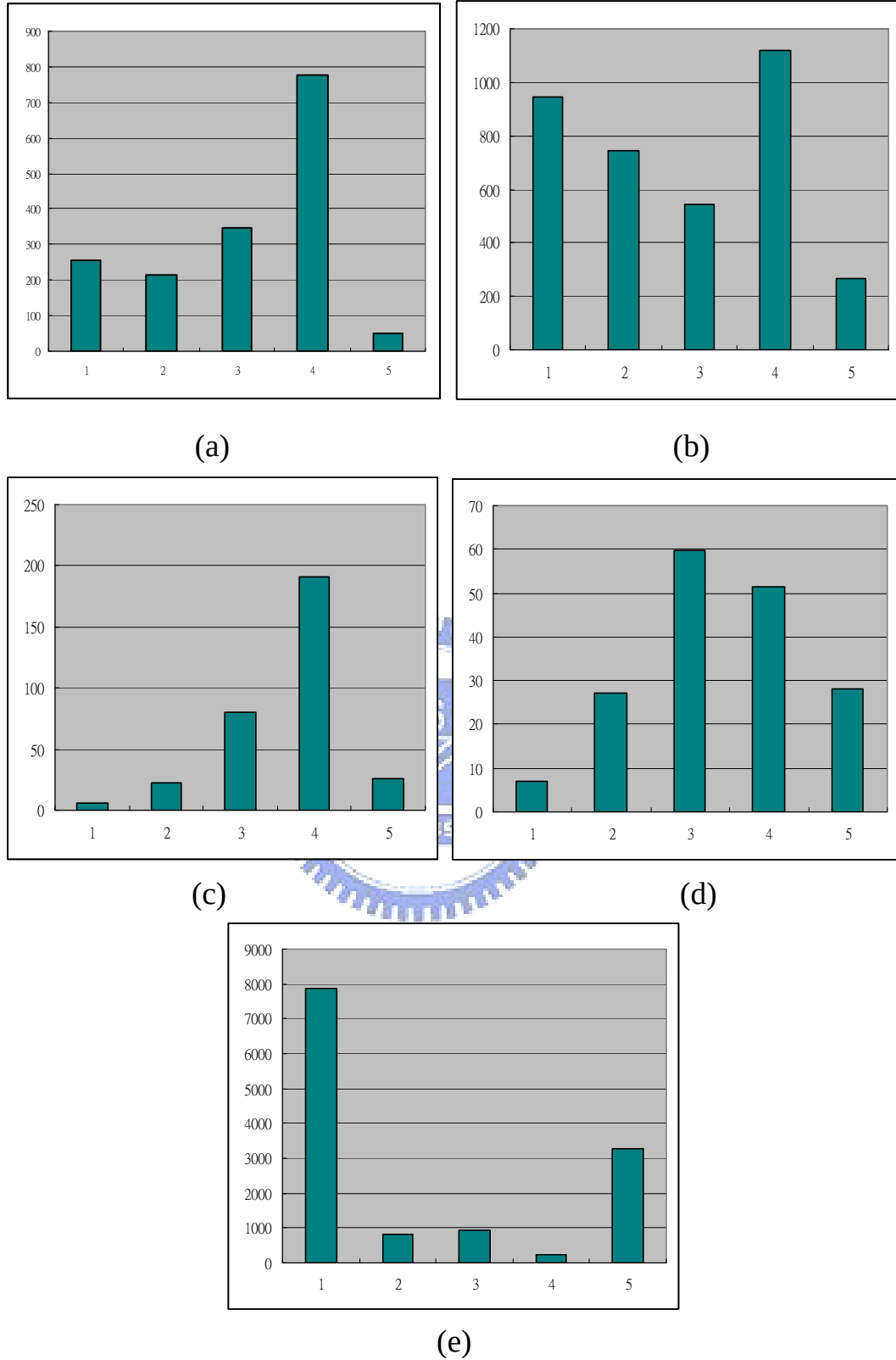
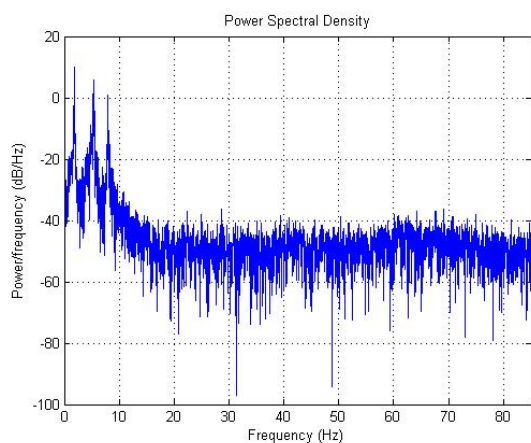


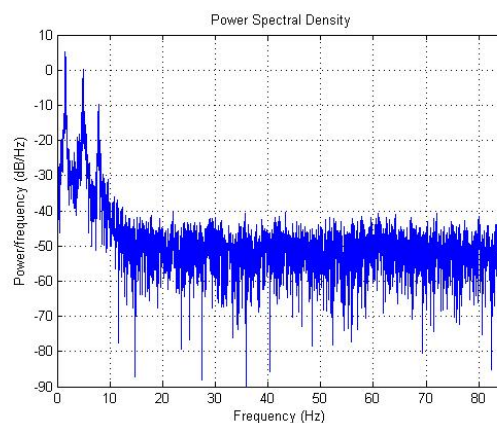
圖 4.30 五層樓鋼構於 3-4 樓間加斜撐所量測之 CDPSD D_i 直條圖 IV

(El-Kobe):(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$;

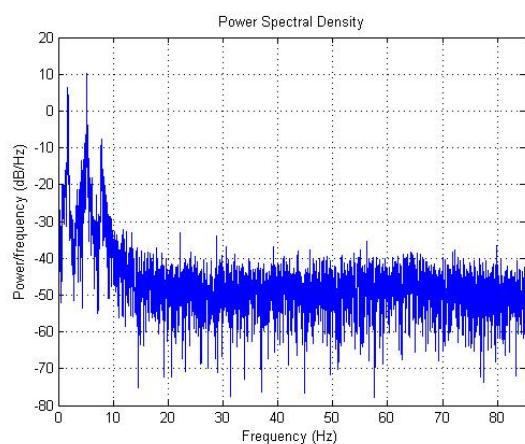
(c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$;(d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$ (e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



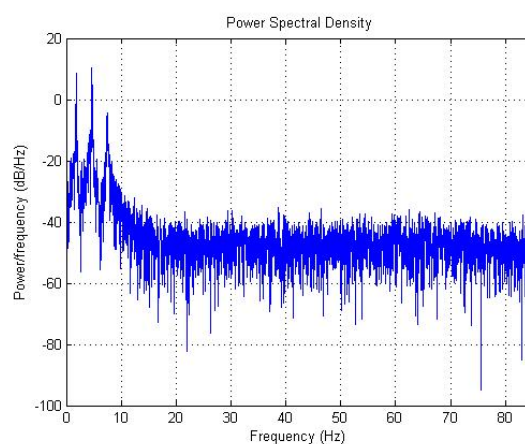
(a)



(b)

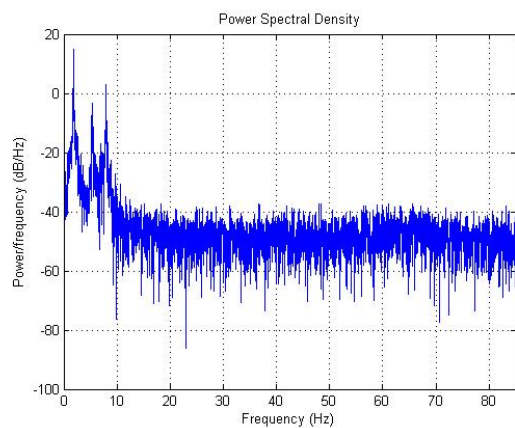


(c)

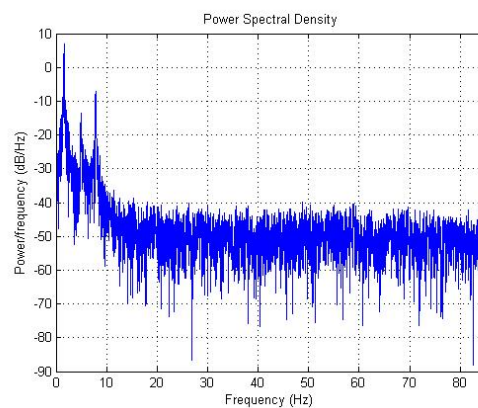


(d)

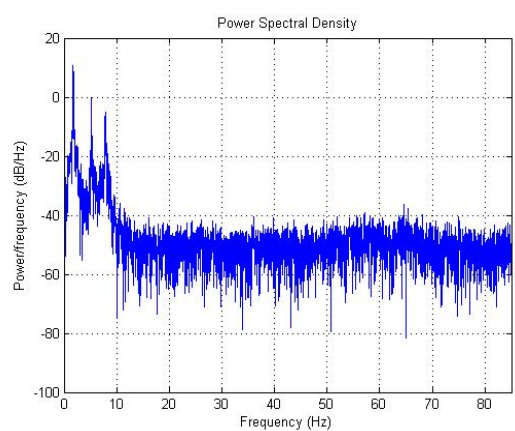
圖 4.31 三層樓小型鋼構 1 樓之功率譜反應:(a)完好構架；(b)1 樓中心柱抽離;(c)1 樓中心柱置換;(d)頂樓中心柱抽離



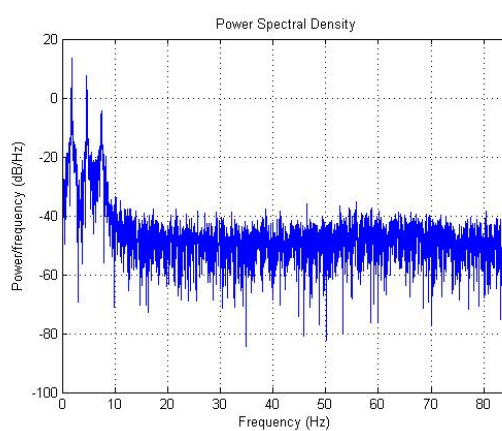
(a)



(b)

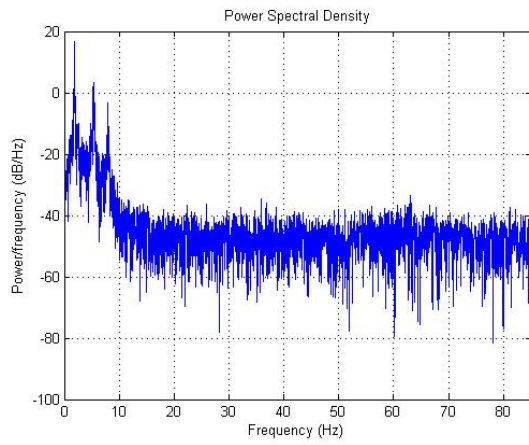


(c)

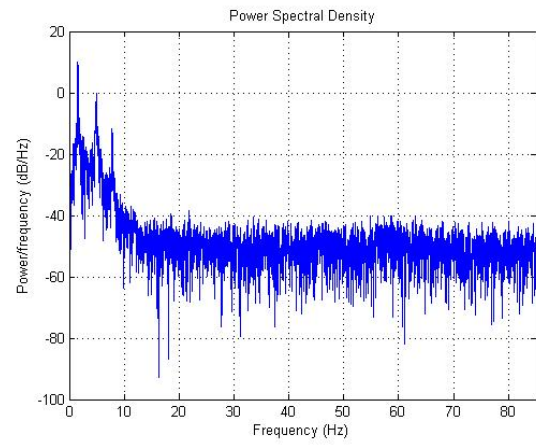


(d)

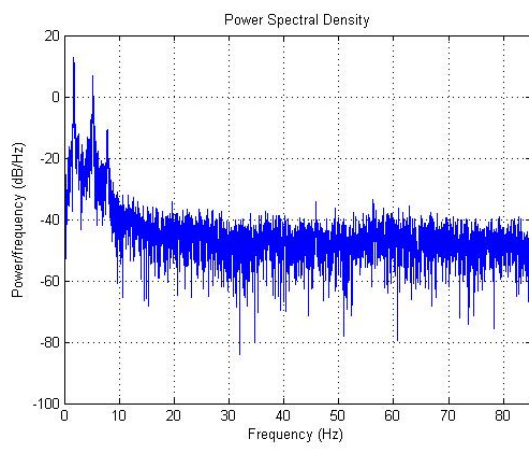
圖 4.32 三層樓小型鋼構 2 樓之功率譜反應:(a)完好構架；(b)1 樓中心柱抽離;(c)1 樓中心柱置換;(d)頂樓中心柱抽離



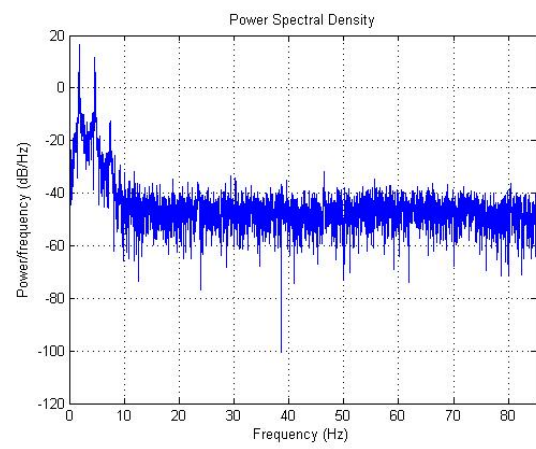
(a)



(b)

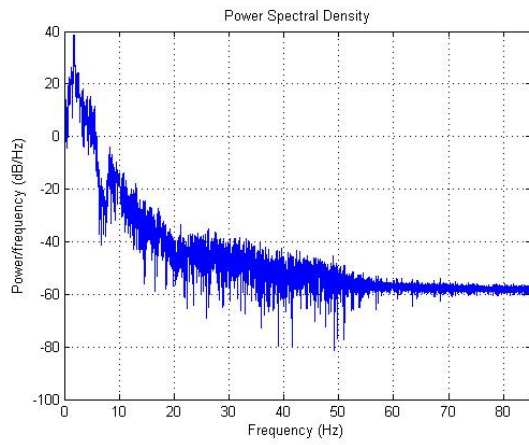


(c)

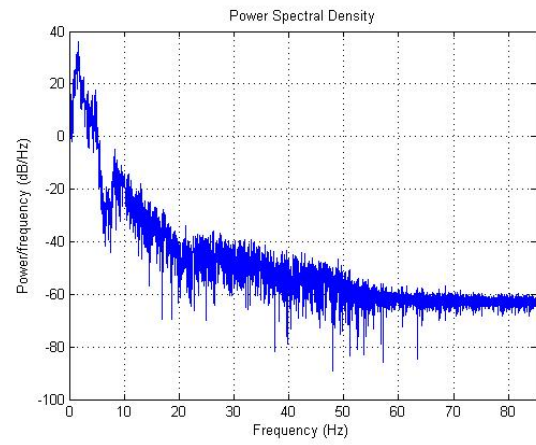


(d)

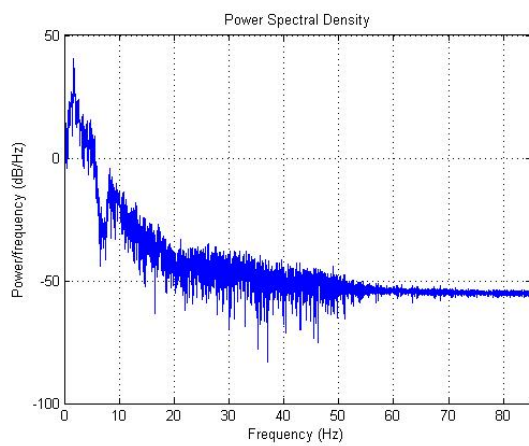
圖 4.33 三層樓小型鋼構 3 樓之功率譜反應:(a)完好構架；(b)1 樓中心柱抽離;(c)1 樓中心柱置換;(d)頂樓中心柱抽離



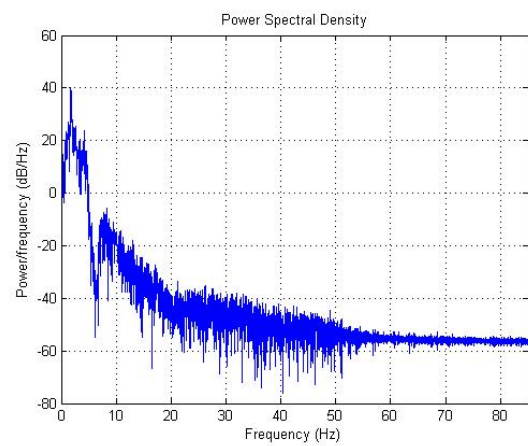
(a)



(b)

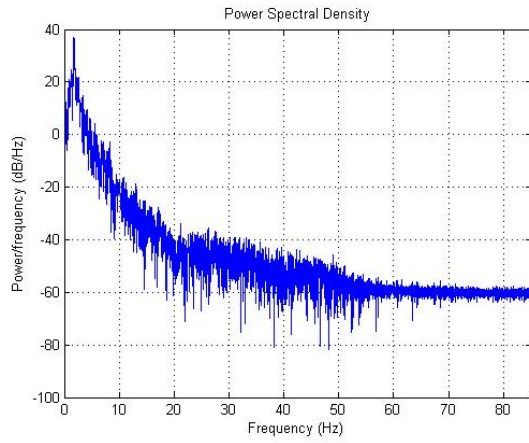


(c)

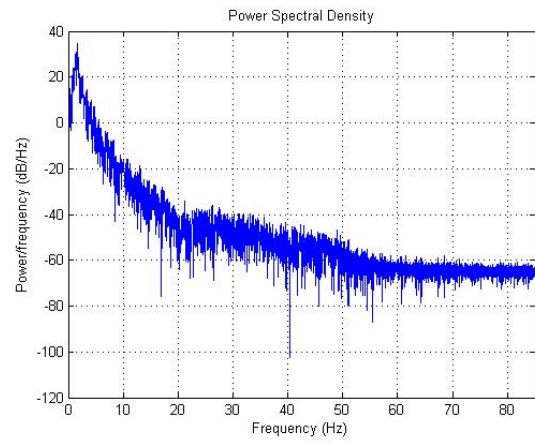


(d)

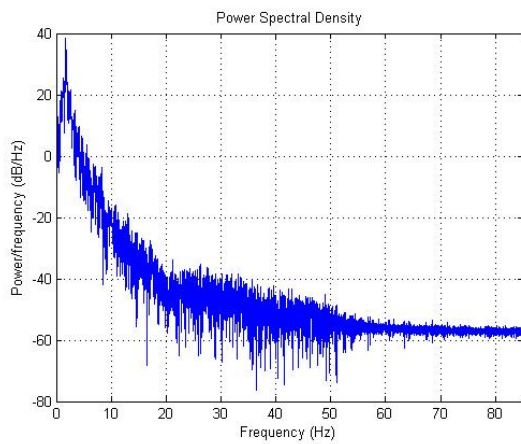
圖 4.34 三層樓小型鋼構 1 樓之功率譜反應(數值模擬):(a)完好構架；(b)1 樓中心柱抽離;(c)1 樓中心柱置換;(d)頂樓中心柱抽離



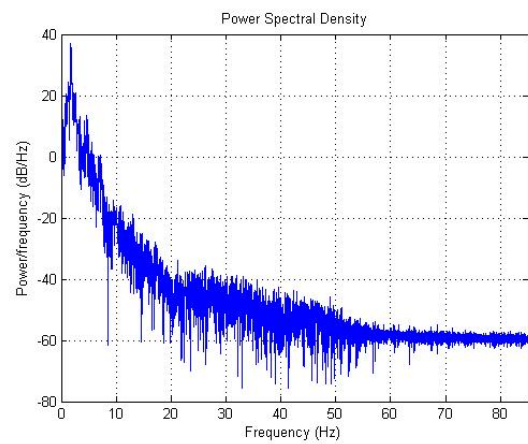
(a)



(b)

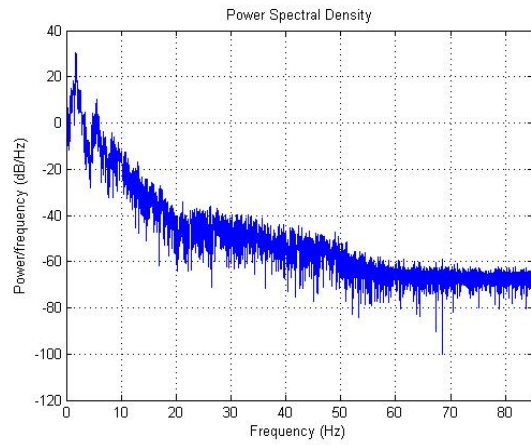


(c)

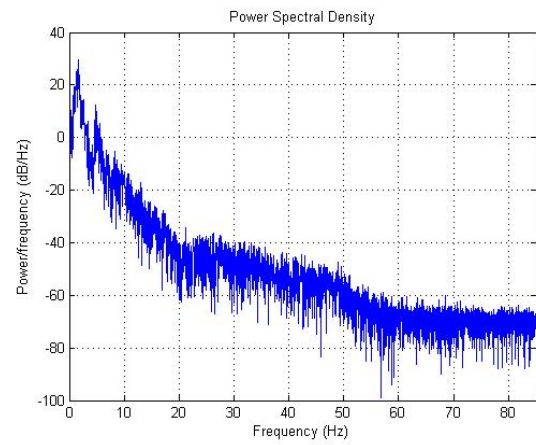


(d)

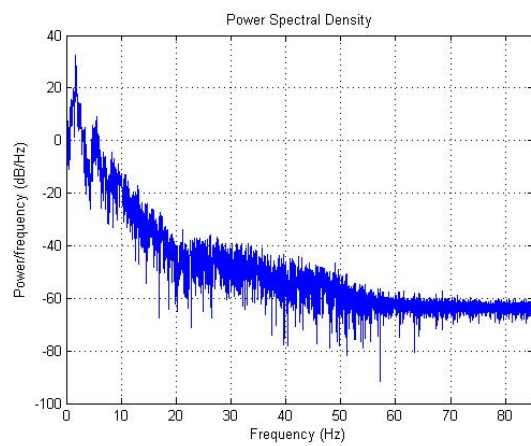
圖 4.35 三層樓小型鋼構 2 樓之功率譜反應(數值模擬):(a)完好構架；(b)1 樓中心柱抽離;(c)1 樓中心柱置換;(d)頂樓中心柱抽離



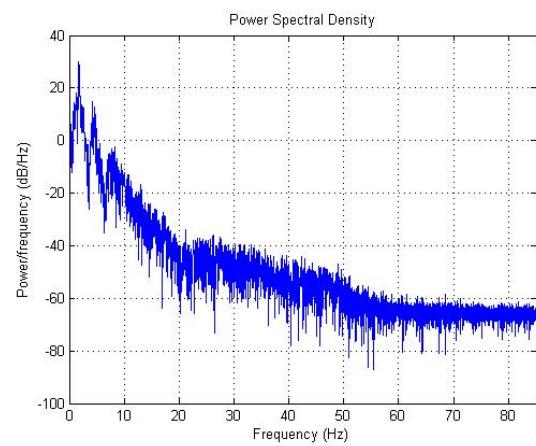
(a)



(b)

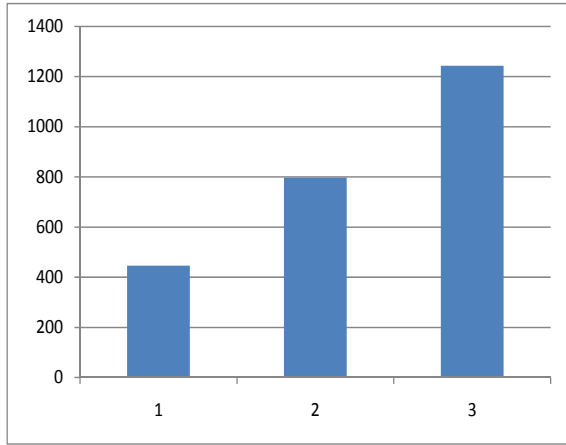


(c)

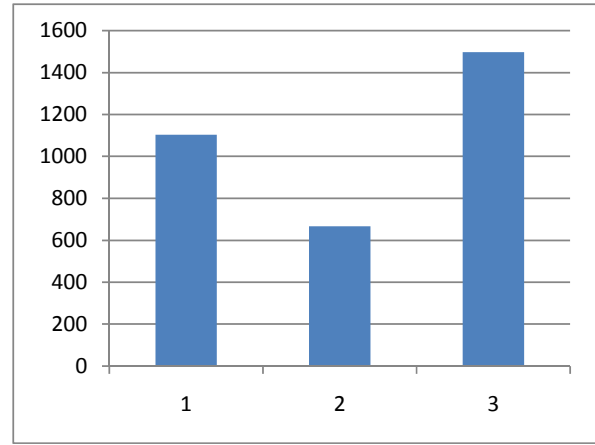


(d)

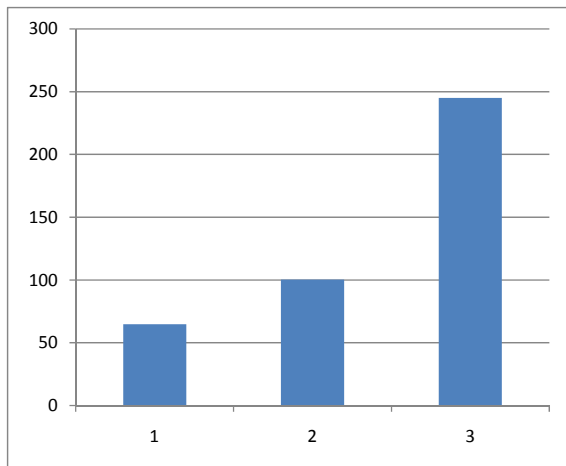
圖 4.36 三層樓小型鋼構 3 樓之功率譜反應(數值模擬):(a)完好構架；(b)1 樓中心柱抽離;(c)1 樓中心柱置換;(d)頂樓中心柱抽離



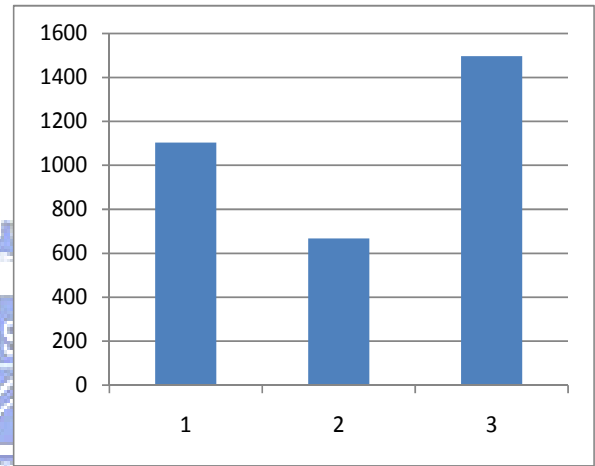
(a)



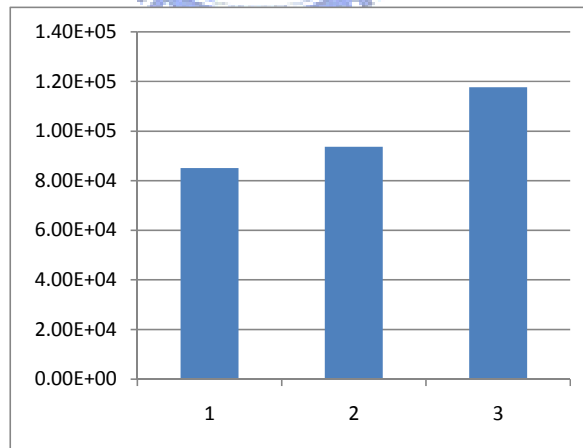
(b)



(c)



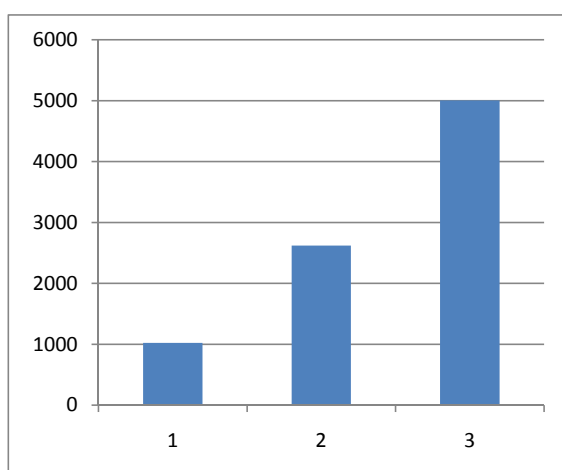
(d)



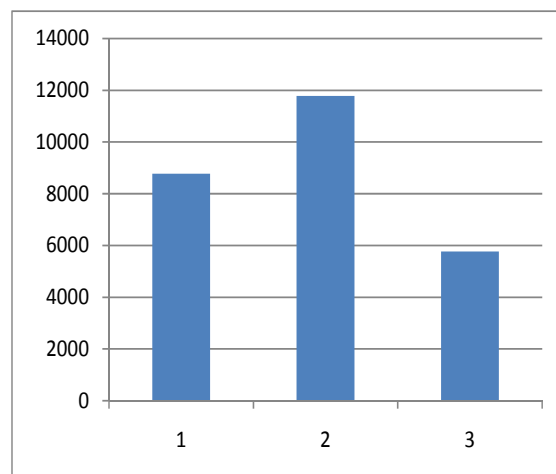
(e)

圖 4.37 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱抽離所量測之 ADPSD D_i 直條圖: (a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

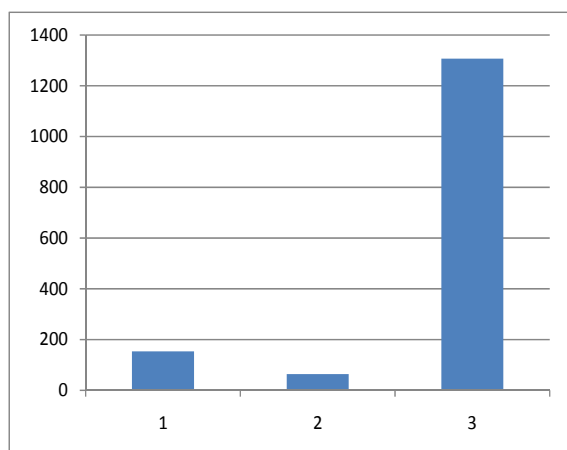
(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



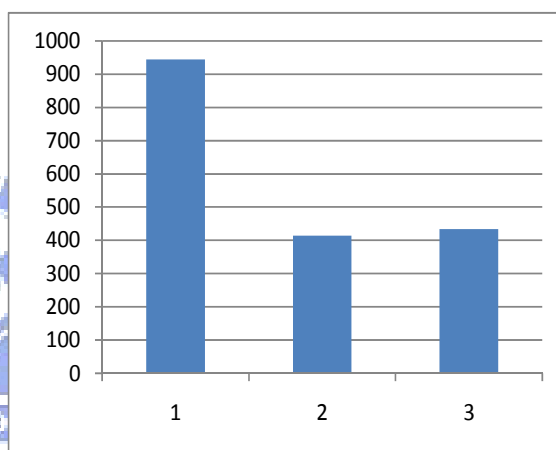
(a)



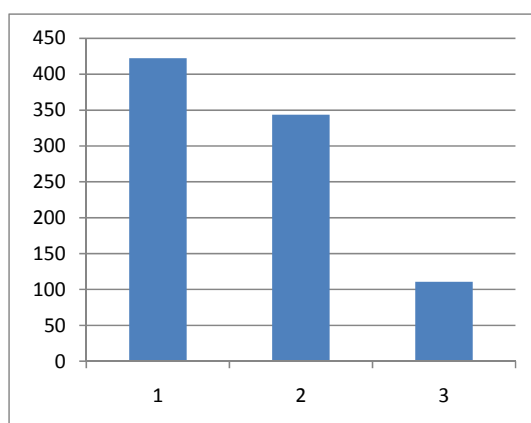
(b)



(c)



(d)

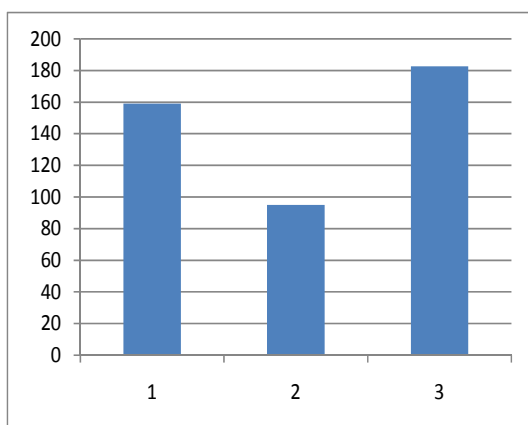


(e)

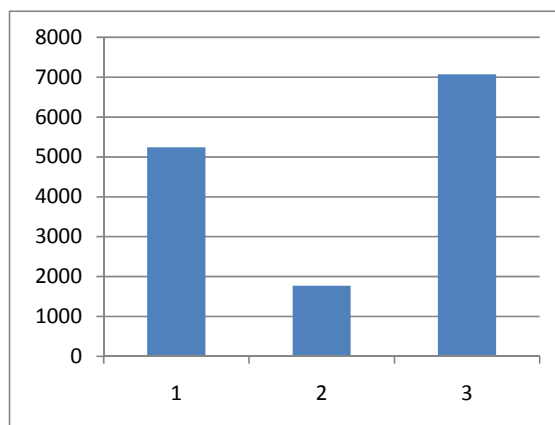
圖 4.38 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱抽離所量測之 CDPSD D_i 直條圖: (a) $\alpha=0.575$ 、

$f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

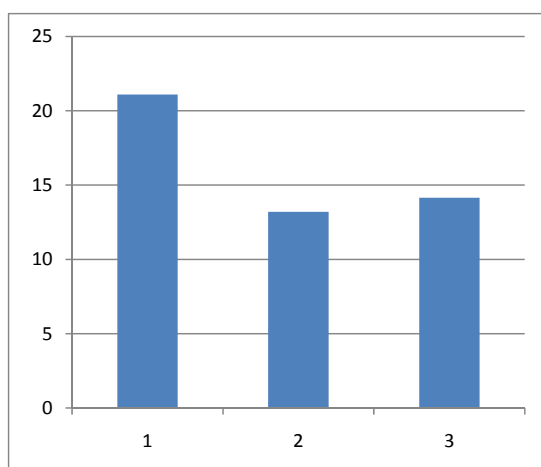
(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



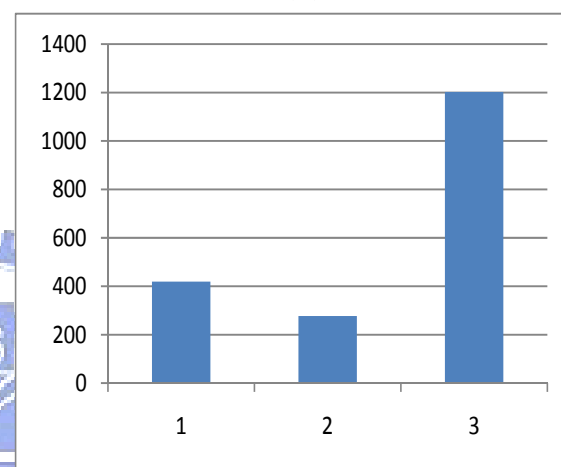
(a)



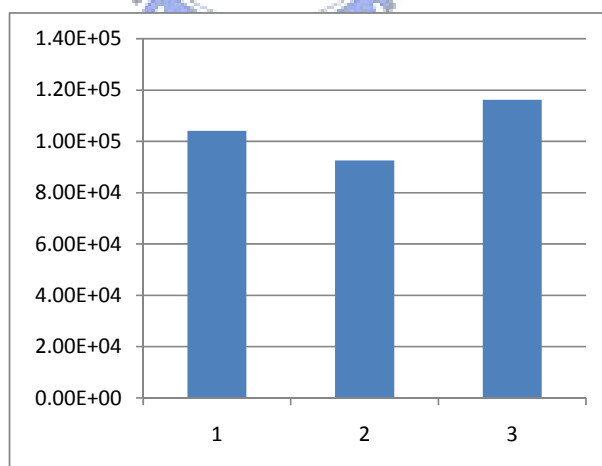
(b)



(c)



(d)

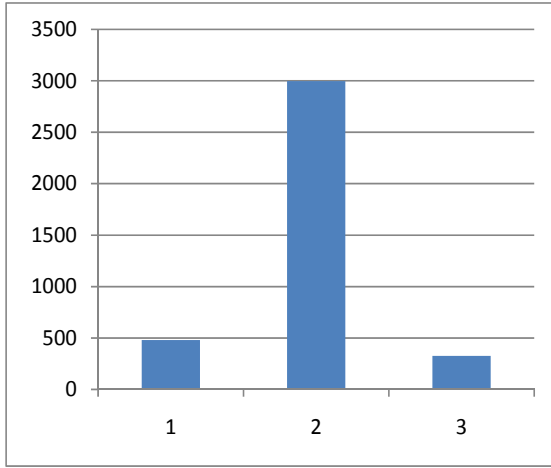


(e)

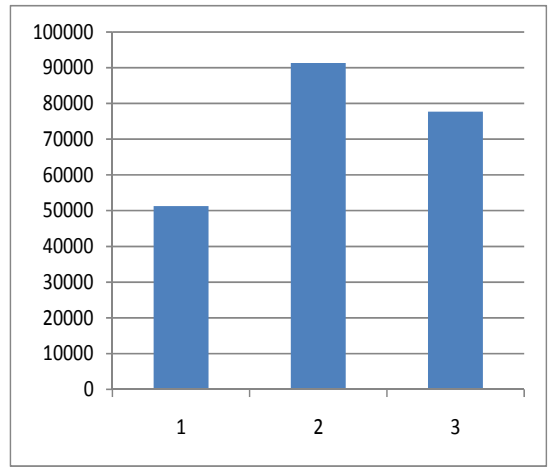
圖 4.39 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱置換所量測之 ADPSD D_i 直條圖: (a) $\alpha=0.575$ 、

$f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

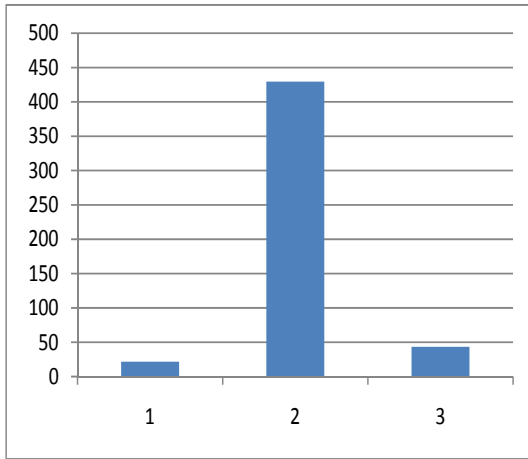
(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



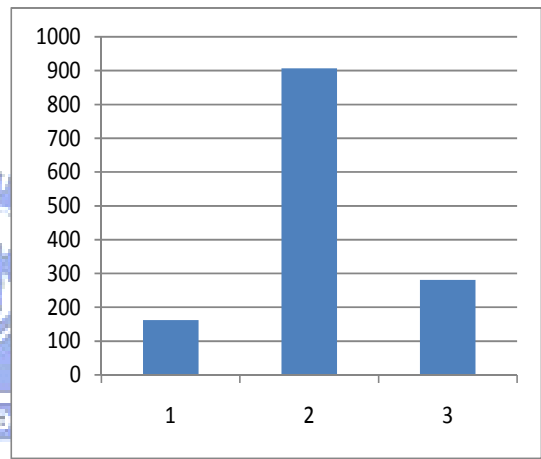
(a)



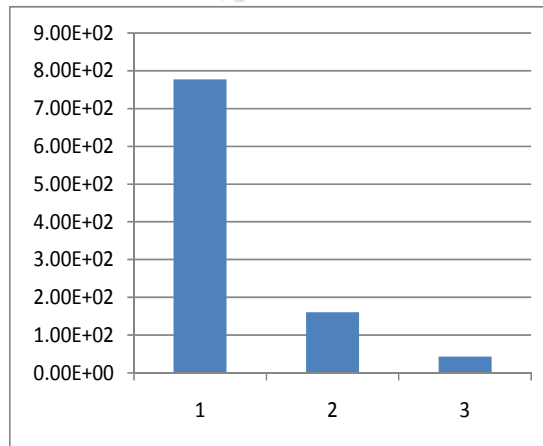
(b)



(c)



(d)

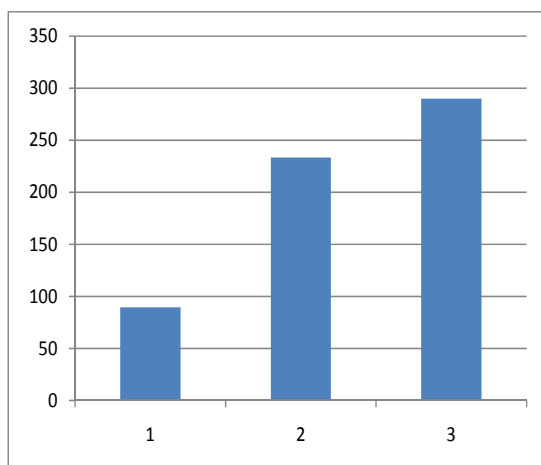


(e)

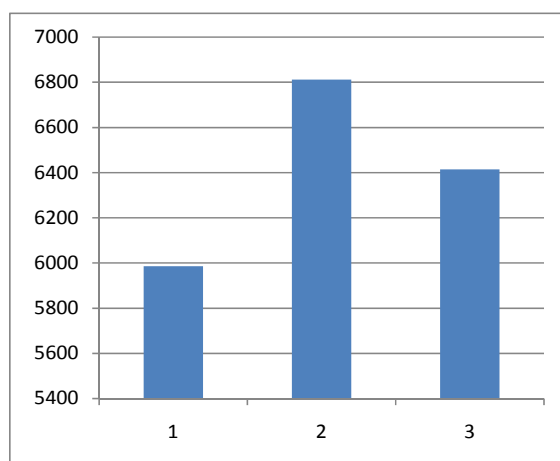
圖 4.40 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱置換所量測之 CDPSP D_i 直條圖: (a) $\alpha=0.575$ 、

$f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

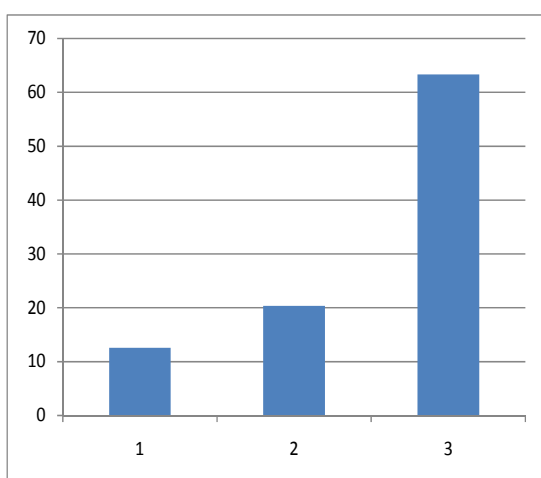
(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



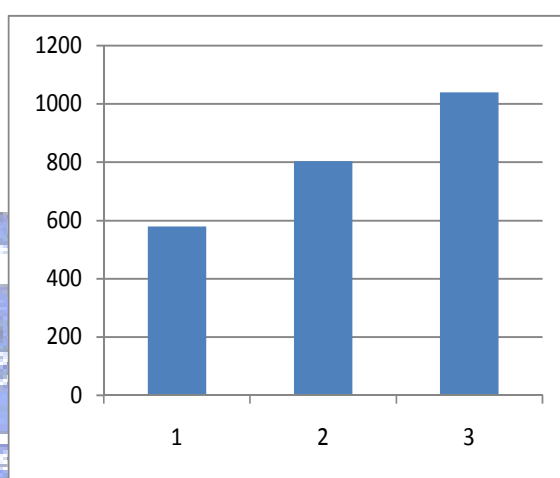
(a)



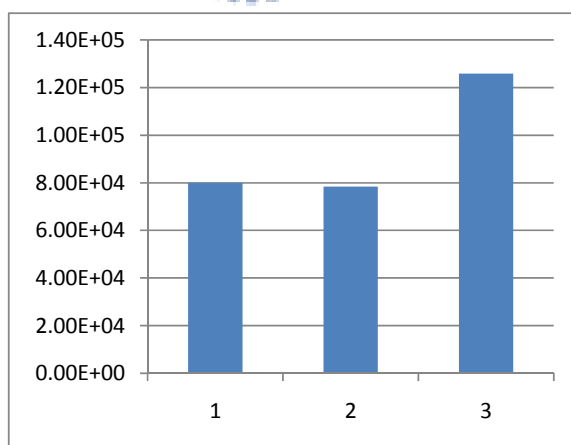
(b)



(c)



(d)

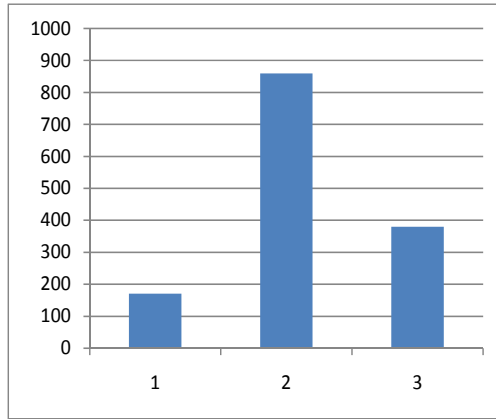


(e)

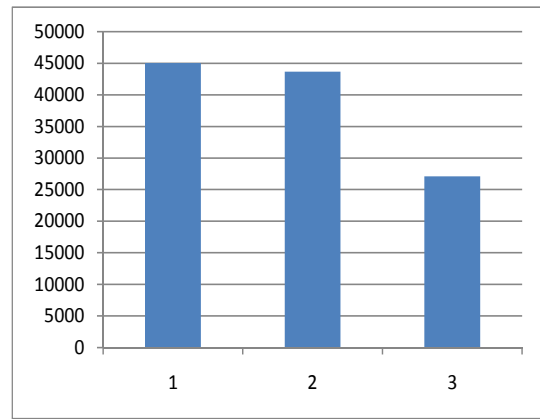
圖 4.41 三層樓小型鋼構於 3 樓中心柱抽離所量測之 ADPSD D_i 直條圖: (a) $\alpha=0.575$ 、

$f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

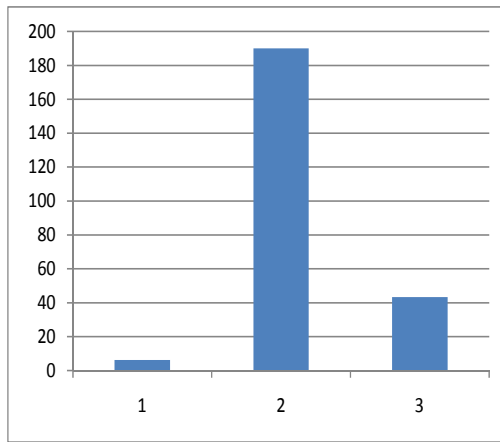
(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



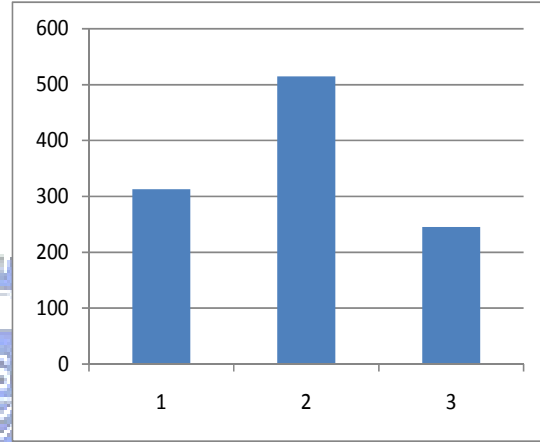
(a)



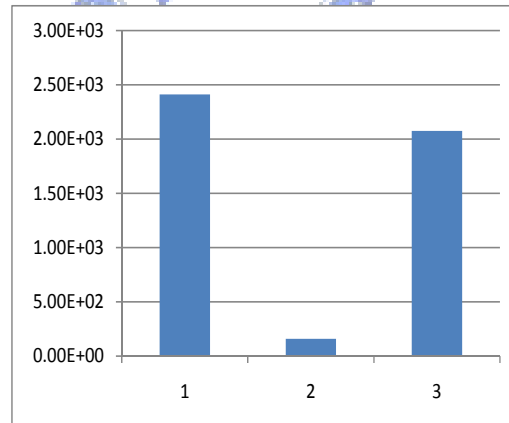
(b)



(c)



(d)



(e)

圖 4.42 三層樓小型鋼構於 3 樓中心柱抽離所量測之 CDPSP D_i 直條圖: (a) $\alpha=0.575$ 、

$f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$

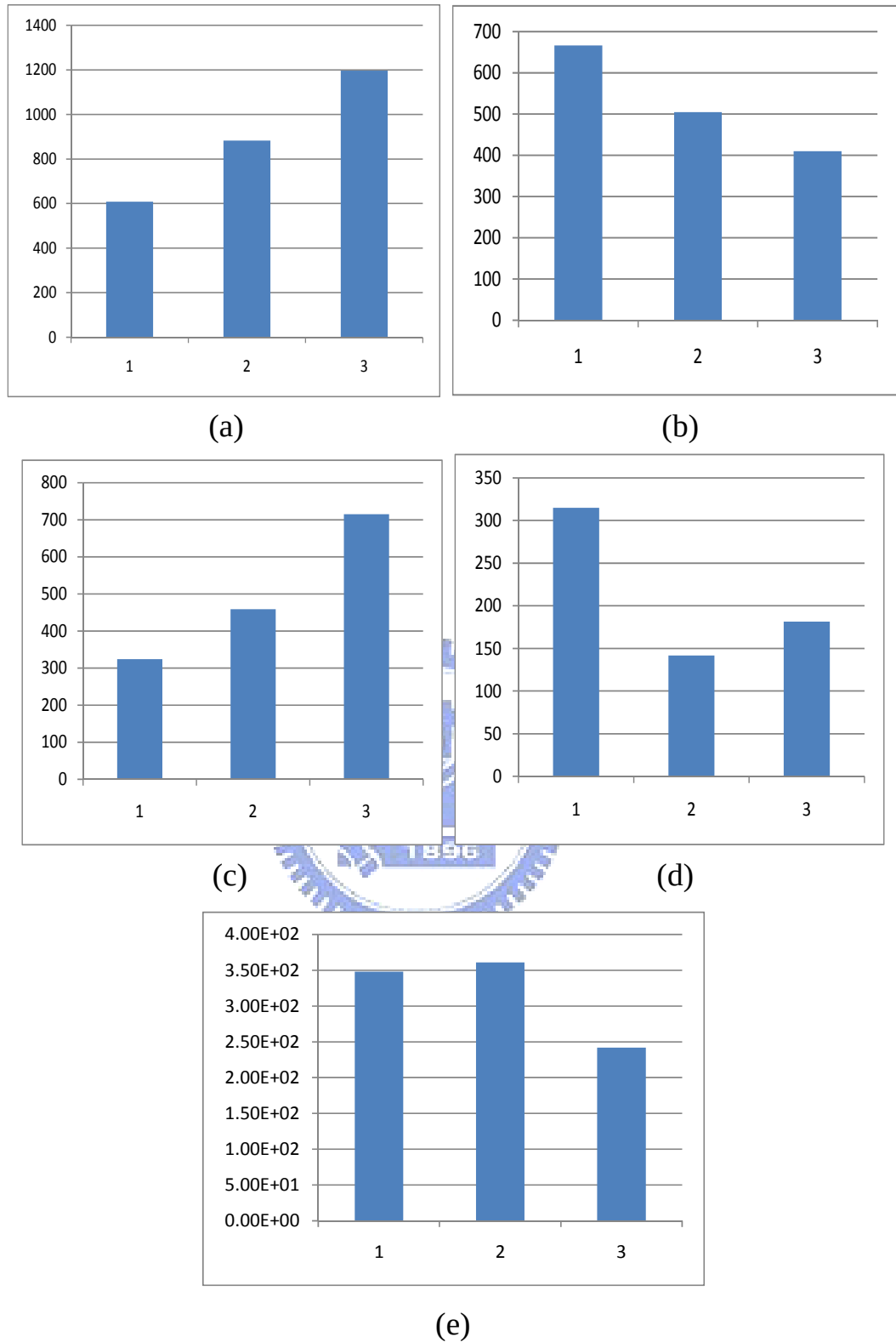
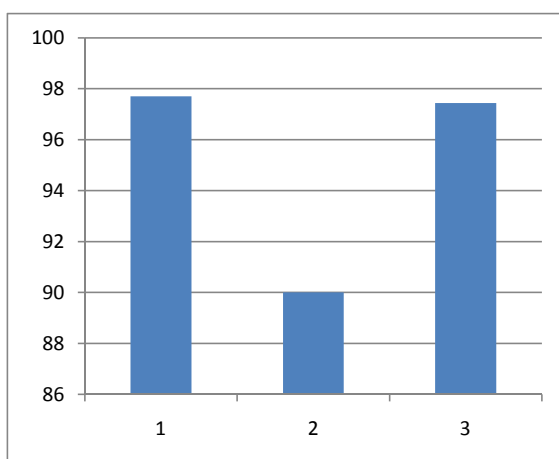


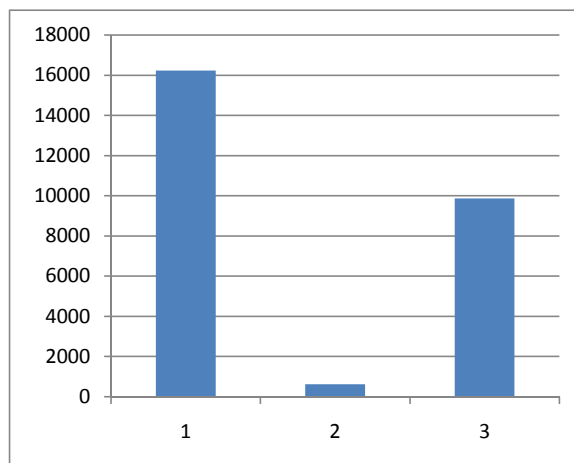
圖 4.43 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱抽離所量測之 ADPSD D_i 直條圖(數值模擬):

(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

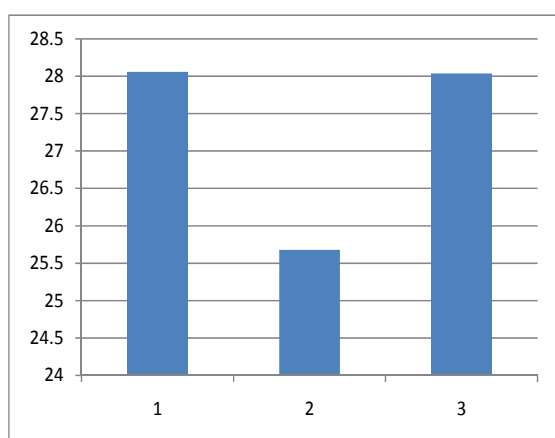
(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



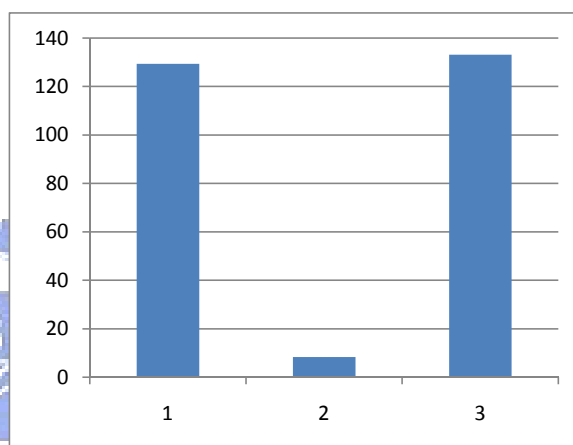
(a)



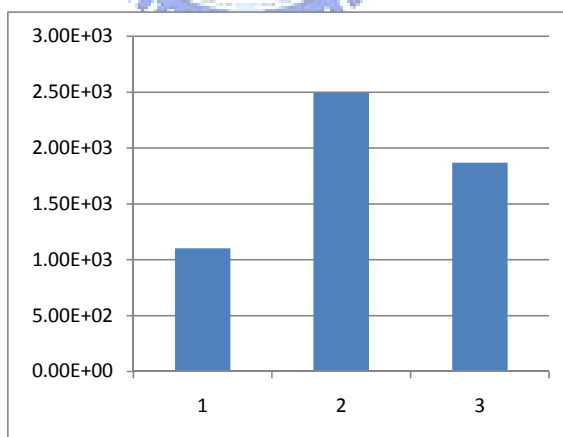
(b)



(c)



(d)

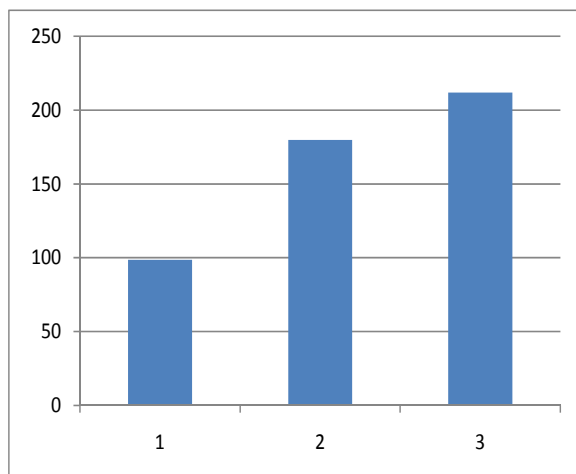


(e)

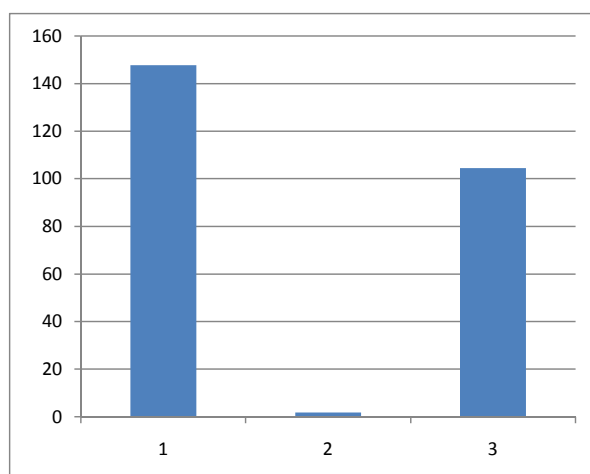
圖 4.44 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱抽離所量測之 CDPSP D_i 直條圖(數值模擬):

(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

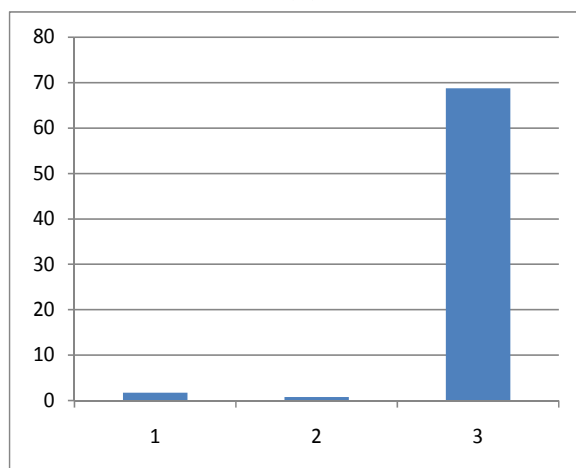
(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



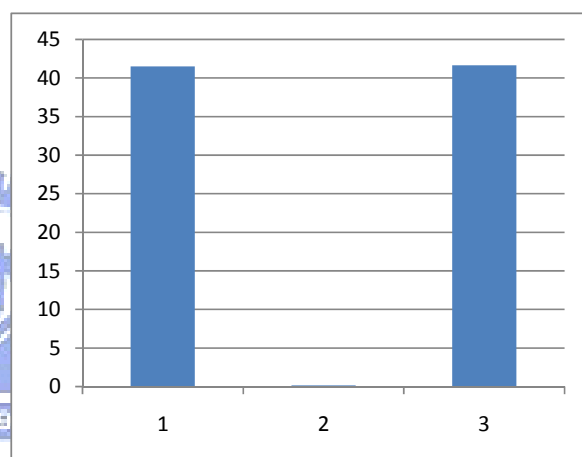
(a)



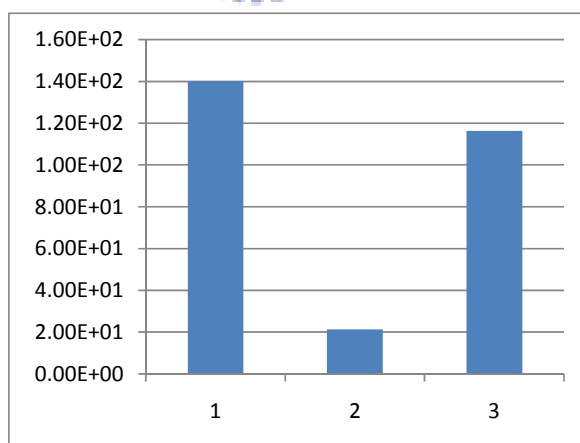
(b)



(c)



(d)

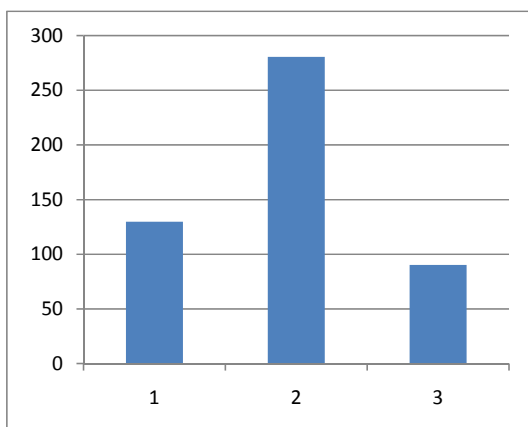


(e)

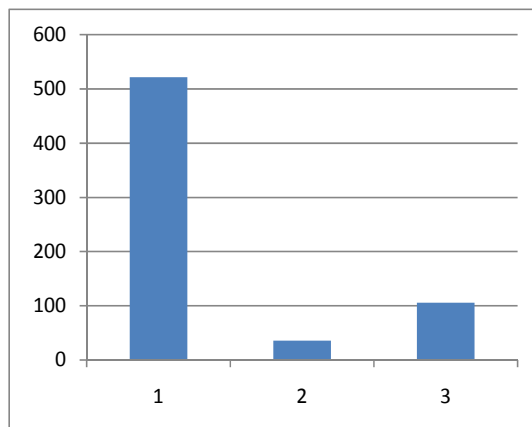
圖 4.45 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱置換所量測之 ADPSD D_i 直條圖(數值模擬):

(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

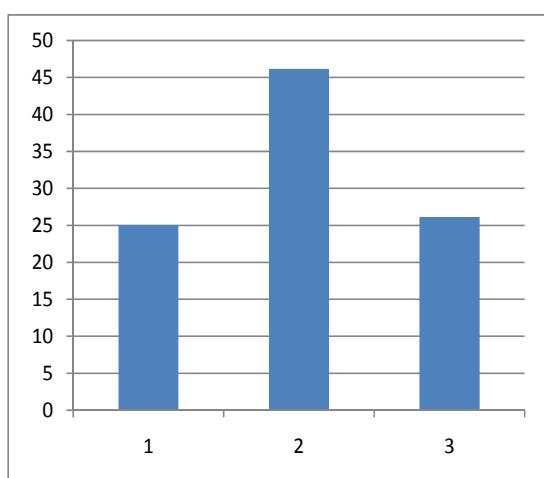
(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



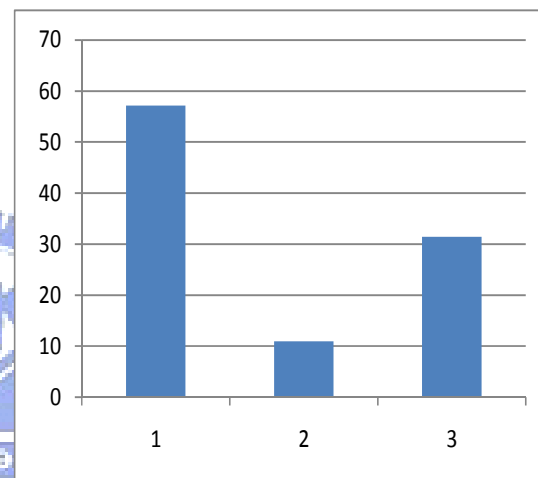
(a)



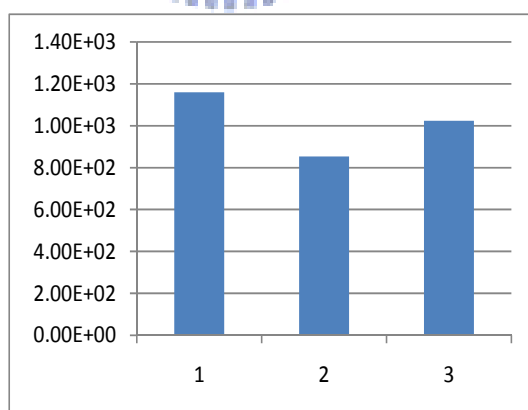
(b)



(c)



(d)

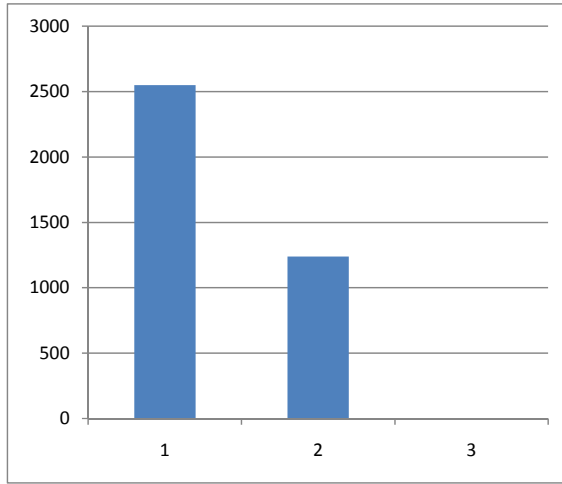


(e)

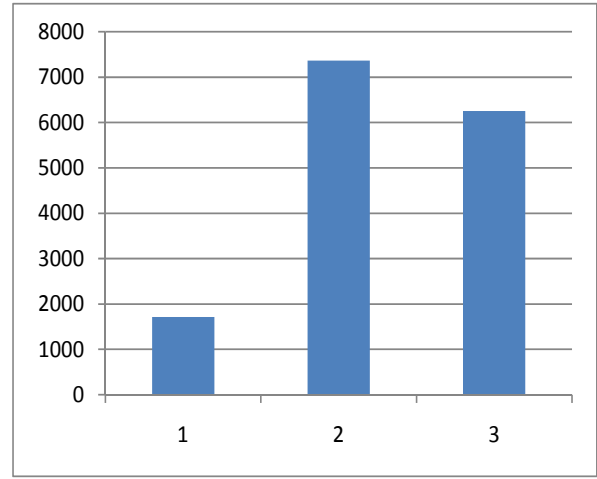
圖 4.46 三層樓小型鋼構於 1 樓中心柱置換所量測之 CDPSP D_i 直條圖(數值模擬):

(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

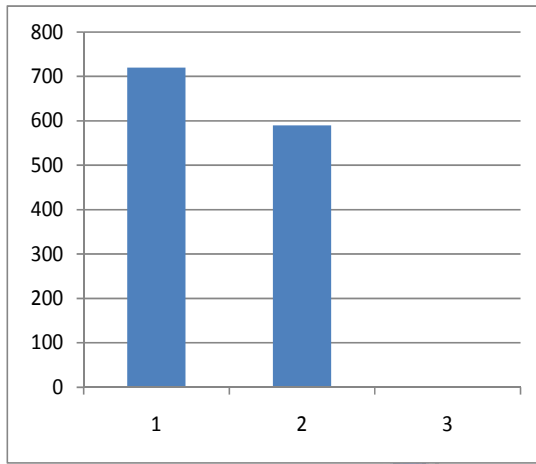
(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



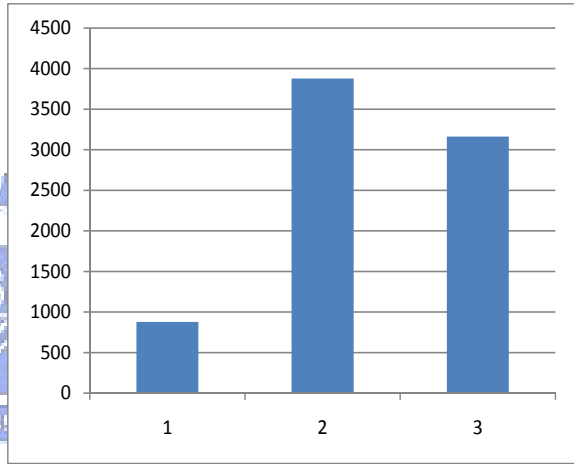
(a)



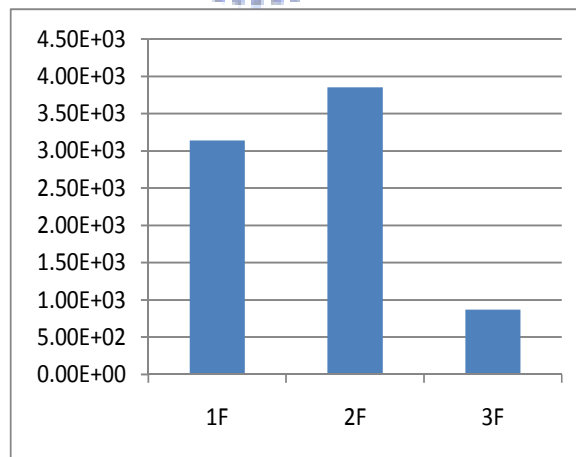
(b)



(c)



(d)

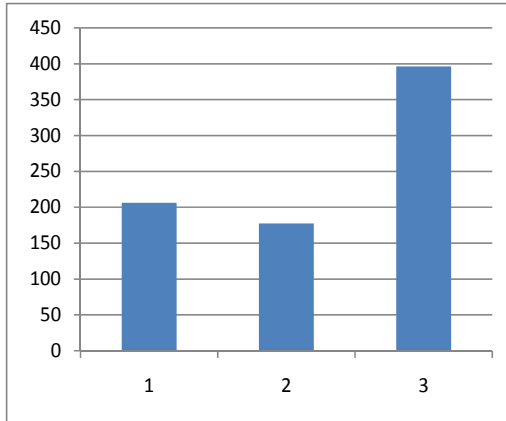


(e)

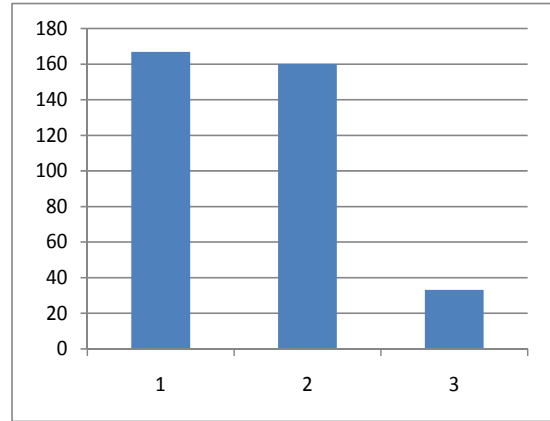
圖 4.47 三層樓小型鋼構於 3 樓中心柱抽離所量測之 ADPSD D_i 直條圖(數值模擬):

(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

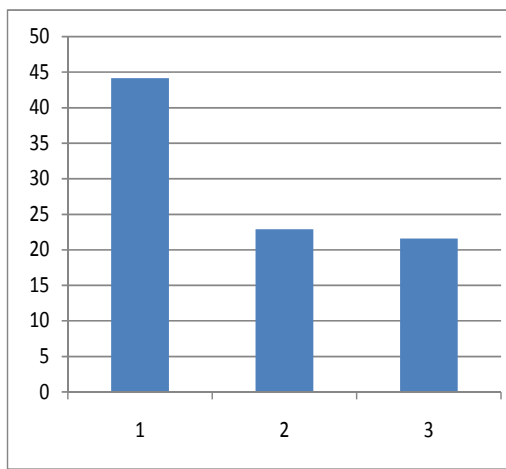
(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$



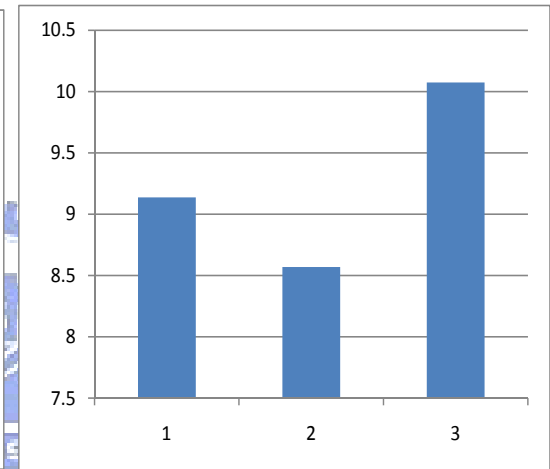
(a)



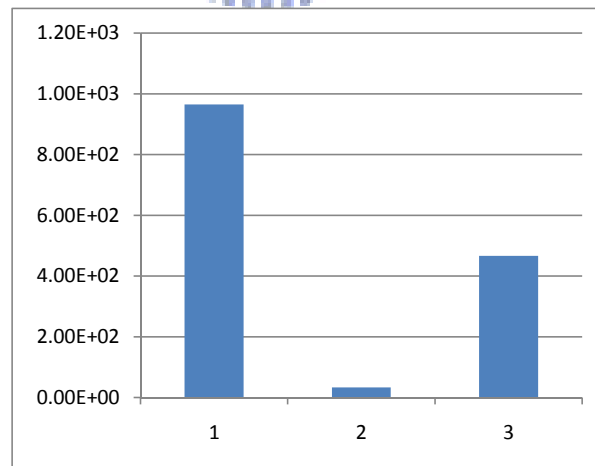
(b)



(c)



(d)



(e)

圖 4.48 三層樓小型鋼構於 3 樓中心柱抽離所量測之 CDPSP D_i 直條圖(數值模擬):

(a) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (b) $\alpha=0.575$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$; (c) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=5\text{Hz}$; (d) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=15\text{Hz}$

(e) $\alpha=0.78$ 、 $f_{cf}=100\text{Hz}$