

國立臺灣大學工學院土木工程學系

博士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

PH.D Thesis



自體調諧質量阻尼系統耐震行為與試驗研究

Analytical and Experimental Studies

on Building Mass Damper System

李柏翰

Lee, Bo-Han

指導教授：張國鎮 教授

Major Professor： Chang, Kuo-Chun

中華民國 102 年 7 月

July, 2013

# 口試委員會審定書



## 國立臺灣大學博士學位論文 口試委員會審定書

自體調諧質量阻尼系統耐震行為與試驗研究

Analytical and Experimental Studies on Building Mass Damper  
System

本論文係李柏翰君 (D96521003) 在國立臺灣大學土木工程學系博士班完成之博士學位論文，於民國 102 年 6 月 7 日承  
下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

張 國 鎮

(指導教授)

田 堯 彰

羅 俊 雄

林 其 璋

黃 震 興

廖 文 義

謝 紹 松

系主任

呂 良 正

張國鎮

田堯彰

羅俊雄

林其璋

黃震興

廖文義

謝紹松

呂良正

## 誌謝



本論文得以順利完成，首先要感謝恩師 張國鎮教授六年來的教導，使學生在博士就學期間受益良多，謝謝老師您給學生機會順利完成博士學位，任命學生擔任團隊召集人學習如何管理團隊及待人處事的道理，生活上也總是給予溫暖的關懷與照顧，未來學生就業及生活上勢必謹記吾師對我的諄諄教誨，感謝老師您當初給學生機會在您門下求學，未來一定不會辜負您對學生的期待，在此致上最誠摯的敬意與謝意。

博士班就學期間，吾人也在最艱辛的時候完成人生大事，謝謝我的父親 李昭輝先生與母親 洪素禎小姐鼓勵求學及對兒子的疼愛，謝謝岳父 簡景寬先生與岳母 楊鳳淑小姐的信任與期待，特別感謝我的妻子 簡靖晏小姐一直以來的支持與鼓勵，讓我順利完成博士學位，未來將用一輩子的時間回應妳對我的照顧。

感謝口試委員 林其璋教授、羅俊雄教授、田堯彰教授、黃震興教授、廖文義教授、謝紹松董事長，於論文口試中提供寶貴意見與指正，使本文更加完善，特此致以由衷的謝意。

在論文研究期間，感謝田堯彰教授對學生的關心與教導。在研究上感謝汪向榮學長不厭其煩的教導，指正許多錯誤並給予建議。在生活上感謝陳俊仲學長不時的關心與提攜。感謝葉芳耀學長、林詠彬學長、林子剛學長、劉光晏學長、陳宗珺學長、王柄雄學長時常給學弟研究上的建議與鼓勵。感謝同學木森、修駿在博士班期間的陪伴。感謝凡茹時常協助研究團隊事務。感謝學弟妹孟慧、瑩真、佳益、亭宜、穎萱、幃竹於研究上的協助。感謝學弟妹維晉、忠翰、士晟、其穎、鎮安、贊翔、婉佑、明毅、威昱、德鵬、冠中、振綱、志豪、子俊、日騰、文絹、紀維的關懷與鼓勵，研究室因為你們帶來歡樂的氣氛。感謝大家的幫助，祝福諸位健康如意、鵬程萬里。

## 摘要



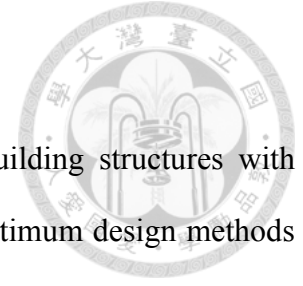
本研究擬探討自體調諧質量阻尼系統之耐震行為，同時降低自體調諧質量結構與主結構之受震反應。傳統調諧質量阻尼系統為一有效的振動能量吸收器，連接主要系統以降低其在諧和外力擾動下之振動反應，基本原理為將調諧質量阻尼系統的自然頻率調整到接近主要系統的基本振動頻率，進而產生兩者之反相位共振以消散外力擾動能量。過去已有許多研究提出不同之最佳化設計目標函數，並發展主動與半主動調諧質量阻尼系統以大幅提升控制效能，其在工程上之應用，由早期應用於降低高層建築物因風力擾動產生的振動，後來將其應用於土木結構之抗震設計。近年來亦有研究提出利用結構本身質量作為能量吸收器，即自體調諧質量阻尼系統，以克服傳統調諧質量阻尼系統因調諧質量過小而導致減震效益不彰之困擾，然而，其控制目標仍以降低主要結構系統的動力反應為主，對於自體調諧質量結構因反應過大而造成空間應用的浪費仍是一大問題。

因此，本研究將提出同時控制自體調諧質量結構與主要結構動力反應的最佳化設計方法，使兩結構系統可因互制作用而同時降低受震反應，以提高建築物之使用性。本研究內容將考慮合理的質量比與目標函數，利用簡化三自由度結構模型(自體調諧質量結構、自體調諧質量阻尼系統控制層與主要結構)推導最佳化設計方法，進行相關系統參數之敏感度分析，以數值分析與振動台試驗結果驗證自體調諧質量阻尼系統設計之可行性與最佳化設計方法之正確性，研究成果期能提出具體之被動自體調諧質量阻尼系統最佳化設計流程，以供實務工程應用。

關鍵字：調諧質量阻尼器、中間樓層隔震、自體調諧質量阻尼器、設計方法、數值分析、系統識別



# ABSTRACT



This research project will study the seismic performance of building structures with passive building mass damper (BMD) system, and will address the optimum design methods for the BMD systems to reduce the dynamic responses of both the building mass absorber and the primary structure. Tuned mass damper (TMD) system has been recognized as an effective energy absorbing device to reduce the undesirable vibrations of the attached vibrating system (or primary system) subjected to harmonic excitations. Various objective functions for determining the optimum design parameters of a TMD system were discussed and developed based on the concept of generating a significant phase lag attributed to resonance between the primary structure and TMD system. In addition, active and semi-active control devices were proposed to be incorporated into the TMD system to enhance its control performance. For engineering applications, this technology was adopted to mitigate the wind-induced vibrations of high-rise buildings at the early stage, and to enhance the seismic capability of building structures subsequently. Recently, a new design concept, namely BMD system, attracted immense attention. The use of partial structural mass, instead of additional mass, to be an energy absorber can overcome the concern of limited response reduction due to insufficient tuned mass. However, the control target is still focused on the primary structure performance rather than on either the building mass absorber performance or both.

Therefore, in this research application, an optimum design method for the BMD system to effectively protect both the primary structure and the building mass absorber (may be a multi-story structure for occupancy) will be thoroughly investigated. In this research, considering appropriate mass ratios and objective functions (modal characteristics and dynamic responses), the influences of different system parameters of interest on the dynamic characteristics of a building with the BMD system will be discussed based on a simplified three-lumped-mass structural model in which three lumped masses are assigned to the

building mass absorber, BMD control system and primary structure. Then, the optimum design parameters for a building with the BMD system will be proposed. A series of numerical analyses and shaking table tests will be performed to verify the feasibility of the BMD concept and the effectiveness of the optimum BMD design on seismic protection of buildings. Based on the research results, the appropriate design procedures for practical applications of passive BMD systems will be provided.

Keywords: Building mass damper, Tuned mass damper, Building mass damper, Objective function, Optimum design, Sensitive analysis, numerical analysis, Shaking table test

# 目錄



口試委員會審定書.....	I
誌謝.....	II
摘要.....	III
ABSTRACT.....	IV
目錄.....	VI
表目錄.....	VIII
圖目錄.....	IX
第一章 緒論.....	1
1.1 研究背景與目的.....	1
1.1.1 中間樓層隔震.....	2
1.1.2 調諧質量阻尼系統.....	3
1.1.3 自體調諧質量阻尼器.....	4
1.2 研究內容與架構.....	5
第二章 文獻回顧.....	11
2.1 中間樓層隔震相關文獻.....	11
2.2 調諧質量阻尼器相關文獻.....	13
2.3 自體調諧質量阻尼系統相關文獻.....	15
2.4 調諧質量阻尼器最佳化參數理論.....	16
第三章 自體調諧質量阻尼系統最佳化參數與設計.....	29
3.1 調諧質量阻尼器與自體調諧質量阻尼器系統設計.....	29
3.2 最佳化參數推導.....	30
3.3 參數敏感度分析.....	34
3.4 系統設計流程.....	36
第四章 自體調諧質量阻尼系統縮尺振動台試驗.....	43
4.1 縮尺結構試體簡介.....	43
4.2 變異系統參數之試驗構架設計.....	44
4.3 結構控制元件.....	45
4.3.1 橡膠支承墊基本構造、設計與檢核.....	45
4.3.2 橡膠支承墊性能測試.....	48
4.3.3 液態黏性阻尼器基本構造與力學行為.....	49
4.3.4 液態黏性阻尼器性能測試.....	50
4.4 試驗細部規劃及感測計配置.....	51
4.4.1 結構控制元件及斜撐裝設.....	52
4.4.2 試驗感測計裝置佈設.....	52
4.5 輸入地震歷時.....	53
4.6 試驗結果探討與數值模擬.....	54

4.6.1	試驗構架與空構架受震反應比較.....	54
4.6.2	系統識別.....	55
4.6.3	變異各參數之構架受震反應比較.....	65
4.6.4	數值模擬結果.....	68
4.6.5	試驗參數誤差計算.....	68
4.7	小結.....	69
第五章	最佳化自體調諧質量阻尼系統設計與探討.....	179
5.1	最佳化系統構架設計.....	179
5.2	最佳化數值模型參數變異.....	179
5.3	振動台試驗結果.....	181
5.4	最佳化自體調諧質量阻尼系統設計與隔震設計比較.....	182
5.5	小結.....	182
第六章	結論與未來展望.....	225
6.1	結論.....	225
6.2	未來展望.....	226
參考文獻	.....	228

## 表目錄

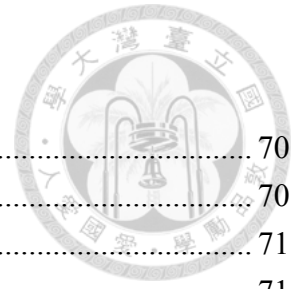


表 4-1	各試驗構架使用參數及設計結果.....	70
表 4-2	各組橡膠支承墊細部設計結果.....	70
表 4-3	橡膠支承墊使用之橡膠硬度性質.....	71
表 4-4	橡膠支承墊之性能測試項目.....	71
表 4-5	隔震支承墊設計有效勁度及性能測試結果.....	71
表 4-6	各組液態黏性阻尼器設計參數.....	72
表 4-7	液態黏性阻尼器測試項目.....	72
表 4-8	液態黏性阻尼器設計阻尼係數及性能測試結果.....	72
表 4-9	感測計種類、數量與量測資訊.....	73
表 4-10	試驗使用之真實地震資訊.....	73
表 4-11	BMD 構架試驗測試項目.....	74
表 4-12	空構架試驗測試項目.....	75
表 4-13	空構架於不同地震作用下系統識別所得之動力特性.....	75
表 4-14	Specimen A-1 於不同地震作用下系統識別所得之動力特性.....	76
表 4-15	Specimen B-1 於不同地震作用下系統識別所得之動力特性.....	76
表 4-16	各試驗構架之控制層位移.....	77
表 4-17	7 組 Specimen A 試驗參數計算結果.....	77
表 4-18	Bare Test Frame 數值模型各模態參數.....	78
表 4-19	Specimen A-1 數值模型各模態參數.....	78
表 4-20	Specimen A-1 設計與試驗參數之比較.....	78
表 5-1	OBMD 與 Numerical BMD Model 設計參數比較.....	184
表 5-2	空構架與 Numerical BMD Model 數值模型各模態參數.....	184
表 5-3	Numerical BMD Model 與主結構加勁數值模型各模態參數.....	184
表 5-4	隔震設計參數.....	184

## 圖目錄



圖 1-1 國內採用隔震設計之建案數量統計.....	7
圖 1-2 國內隔震建築使用用途分類.....	7
圖 1-3 公館捷運大樓.....	7
圖 1-4 台灣大學土木系新研究大樓.....	7
圖 1-5 調諧質量阻尼系統示意圖【3】 .....	8
圖 1-6 台北 101 大樓.....	8
圖 1-7 高雄東帝士大樓.....	8
圖 1-8 加拿大多倫多的 CN Tower.....	8
圖 1-9 波士頓的 John Hancock Tower.....	8
圖 1-10 本文研究架構.....	9
圖 1-11 三自由度簡化結構模型.....	9
圖 2-1 基礎隔震建築採用背拉式地錨之基礎施工.....	21
圖 2-2 基礎隔震結構與中間層隔震結構之簡化數值模型【8】 .....	21
圖 2-3 簡化三自由度結構模型上部結構、隔震層及下部結構參數定義【7】 .....	21
圖 2-4 中間層隔震建築物下部與上部結構特性對於第一模態動力特性之影響.....	22
圖 2-5 中間層隔震結構之高模態動力特性【8】 .....	22
圖 2-6 隔震層加速度反應在不同 $\omega_{sub}/\omega_{iso}$ 與 $\omega_{sup}/\omega_{iso}$ 之比較【7】 .....	23
圖 2-7 隔震結構試驗模型【13】 .....	23
圖 2-8 中間層隔震結構在地震作用下各樓層不同時間側向地震力與層剪力分佈 【13】 .....	24
圖 2-9 中間層隔震結構在地震作用下各樓層不同時間側向位移分佈【13】 .....	24
圖 2-10 中間層隔震結構在白噪音訊號（White Noise）下之轉換函數 .....	25
圖 2-11 無阻尼主結構系統在不同調諧質量阻尼比下之動力反應變化【18】 .....	25
圖 2-12 最佳化 TMD 設計頻率比【50】 .....	25
圖 2-13 最佳化 TMD 設計阻尼比【50】 .....	25
圖 2-14 (a)原始結構 (b)補強後結構【57】 .....	26
圖 2-15 橡膠隔震器與黏性阻尼器於頂樓 TMD 設計【58】 .....	26
圖 2-16 高樓抗震設計示意圖【59】 .....	26
圖 2-17 日本東京 Swatch Group Japan .....	26
圖 2-18 BMD 設計數值模型【61】 .....	26
圖 2-19 鋼板加載質量【61】 .....	26
圖 2-20 支承墊與阻尼器【61】 .....	26
圖 2-21 結構未補強與補強後位移角反應【61】 .....	27
圖 2-22 結構未補強與補強後加速度反應【61】 .....	27
圖 2-23 TMD 之二自由度結構模型.....	27
圖 3-1 BMD 之三自由度結構模型 .....	38

圖 3-2	參數敏感度分析流程圖.....	38
圖 3-3	$\mu_2$ 與 $\mu_3$ 變異示意圖.....	38
圖 3-4	變異 $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 、 $\xi_1$ 與 $\xi_3$ 之 $\xi_2^{opt}$ .....	39
圖 3-5	變異 $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 、 $\xi_1$ 與 $\xi_3$ 之 $f_2^{opt}$ .....	39
圖 3-6	變異 $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 、 $\xi_1$ 與 $\xi_3$ 之 $f_3^{opt}$ .....	40
圖 3-7	BMD 結構系統設計流程圖 .....	41
圖 4-1	試驗構架樓層及重量配置.....	79
圖 4-2	簡化三自由度結構樓板定義.....	79
圖 4-3	BMD 試驗構架數值模型 .....	80
圖 4-4	變異各參數試驗構架設計.....	80
圖 4-5	橡膠支承墊構造示意圖.....	81
圖 4-6	橡膠支承墊細部構造示意圖.....	81
圖 4-7	本試驗使用之橡膠支承墊.....	82
圖 4-8	橡膠支承墊性能測試構架.....	82
圖 4-9	橡膠支承墊性能測試之量測機制.....	83
圖 4-10	9.8kN 軸向作用力下 Type A 橡膠支承墊性能測試結果 .....	83
圖 4-11	9.8kN 軸向作用力下 Type B 橡膠支承墊性能測試結果 .....	84
圖 4-12	9.8kN 軸向作用力下 Type C 橡膠支承墊性能測試結果 .....	84
圖 4-13	9.8kN 軸向作用力下 Type D 橡膠支承墊性能測試結果.....	85
圖 4-14	9.8kN 軸向作用力下 Type E 橡膠支承墊性能測試結果 .....	85
圖 4-15	液態黏性阻尼器構造示意圖【63】 .....	86
圖 4-16	不同性質液態黏性阻尼器速度與出力關係圖【63】 .....	86
圖 4-17	本試驗使用之液態黏性阻尼器.....	86
圖 4-18	液態黏性阻尼器性能測試構架.....	87
圖 4-19	液態黏性阻尼器性能測試之量測機制.....	87
圖 4-20	液態黏性阻尼器#1 性能測試結果之遲滯迴圈.....	88
圖 4-21	液態黏性阻尼器#2 性能測試結果之遲滯迴圈.....	88
圖 4-22	液態黏性阻尼器#3 性能測試結果之遲滯迴圈.....	89
圖 4-23	液態黏性阻尼器#4 性能測試結果之遲滯迴圈.....	89
圖 4-24	液態黏性阻尼器#1 速度與出力關係性能試驗值與理論值比較圖.....	90
圖 4-25	液態黏性阻尼器#2 速度與出力關係性能試驗值與理論值比較圖.....	90
圖 4-26	液態黏性阻尼器#3 速度與出力關係性能試驗值與理論值比較圖.....	91
圖 4-27	液態黏性阻尼器#4 速度與出力關係性能試驗值與理論值比較圖.....	91
圖 4-28	構架設計示意圖 (Specimen A) .....	92
圖 4-29	控制層樓板細部設計圖.....	93
圖 4-30	控制層配置示意圖.....	94
圖 4-31	控制層橡膠支承墊之裝設.....	94
圖 4-32	控制層橡膠支承墊連接控制層上下樓板之短柱設計圖.....	95

圖 4-33	控制層液態黏性阻尼器之裝設.....	95
圖 4-34	控制層液態黏性阻尼器連接耳座設計圖.....	96
圖 4-35	控制層液態黏性阻尼器轉接鋼板設計圖.....	96
圖 4-36	控制層液態黏性阻尼器三角轉接鋼板設計圖.....	97
圖 4-37	加勁斜撐之裝設.....	98
圖 4-38	加勁斜撐之連接鋼板設計圖.....	98
圖 4-39	試驗所使用之加速度計.....	99
圖 4-40	加速度計配置圖.....	99
圖 4-41	試驗所使用之位移計.....	100
圖 4-42	位移計配置圖.....	100
圖 4-43	控制層測力計配置圖.....	101
圖 4-44	構架基底測力計配置圖.....	101
圖 4-45	七組地震紀錄於南北向之加速度歷時.....	103
圖 4-46	七組地震紀錄南北向加速度反應譜.....	105
圖 4-47	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之加速度歷時比較....	106
圖 4-48	Kobe 30% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之加速度歷時比較.....	106
圖 4-49	TCU047 60% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之加速度歷時比較.....	107
圖 4-50	TCU068 30% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之加速度歷時比較.....	107
圖 4-51	THU 40% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之加速度歷時比較.....	108
圖 4-52	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之位移歷時比較.....	108
圖 4-53	Kobe 30% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之位移歷時比較.....	109
圖 4-54	TCU047 60% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之位移歷時比較.....	109
圖 4-55	TCU068 30% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之位移歷時比較.....	110
圖 4-56	THU 40% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之位移歷時比較.....	110
圖 4-57	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之加速度歷時比較....	111
圖 4-58	Kobe 30% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之加速度歷時比較.....	111
圖 4-59	TCU047 60% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之加速度歷時比較.....	112
圖 4-60	TCU068 30% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之加速度歷時比較.....	112
圖 4-61	THU 40% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之加速度歷時比較.....	113
圖 4-62	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之位移歷時比較.....	113
圖 4-63	Kobe 30% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之位移歷時比較.....	114
圖 4-64	TCU047 60% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之位移歷時比較.....	114
圖 4-65	TCU068 30% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之位移歷時比較.....	115
圖 4-66	THU 40% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之位移歷時比較.....	115
圖 4-67	空構架 Bare Frame 於五筆地震作用下之轉換函數.....	116
圖 4-68	Specimen A-1 於五筆地震作用下之轉換函數.....	117
圖 4-69	空構架 Bare Frame 於五筆地震作用下之 FFT.....	118
圖 4-70	Specimen A-1 於五筆地震作用下之 FFT.....	119



圖 4-71	空構架於不同地震作用下系統識別所得之模態振形.....	120
圖 4-72	Specimen A-1 於不同地震作用下系統識別所得之模態振形.....	121
圖 4-73	Specimen B-1 於不同地震作用下系統識別所得之模態振形.....	122
圖 4-74	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之加速度歷時比較	123
圖 4-75	Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之加速度歷時比較 .....	123
圖 4-76	TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之加速度歷時比較	124
圖 4-77	TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之加速度歷時比較	124
圖 4-78	THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之加速度歷時比較....	125
圖 4-79	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之位移歷時比較 .	125
圖 4-80	Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之位移歷時比較 .....	126
圖 4-81	TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之位移歷時比較 ....	126
圖 4-82	TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之位移歷時比較 ....	127
圖 4-83	THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之位移歷時比較.....	127
圖 4-84	所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大加速度比較 .....	130
圖 4-85	所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大位移比較	132
圖 4-86	所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大層間位移角 比較.....	135
圖 4-87	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之加速度歷時比較	136
圖 4-88	Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之加速度歷時比較 .....	136
圖 4-89	TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之加速度歷時比較	137
圖 4-90	TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之加速度歷時比較	137
圖 4-91	THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之加速度歷時比較....	138
圖 4-92	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之位移歷時比較 .	138
圖 4-93	Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之位移歷時比較 .....	139
圖 4-94	TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之位移歷時比較 ....	139
圖 4-95	TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之位移歷時比較 ....	140
圖 4-96	THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之位移歷時比較.....	140
圖 4-97	所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大加速度比較 .....	143
圖 4-98	所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大位移比較	145
圖 4-99	所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大層間位移角 比較.....	148
圖 4-100	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之加速度歷時比較 .....	148
圖 4-101	Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之加速度歷時比較 ...	149
圖 4-102	TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之加速度歷時比較	149
圖 4-103	TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之加速度歷時比較	150

圖 4-104	THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之加速度歷時比較..	150
圖 4-105	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之位移歷時比較	151
圖 4-106	Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之位移歷時比較 .....	151
圖 4-107	TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之位移歷時比較..	152
圖 4-108	TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之位移歷時比較..	152
圖 4-109	THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之位移歷時比較 .....	153
圖 4-110	所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大加速度比較.....	155
圖 4-111	所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大位移比較	158
圖 4-112	所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大層間位移角比較.....	160
圖 4-113	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之加速度歷時比較 .....	161
圖 4-114	Kobe 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之加速度歷時比較....	161
圖 4-115	TCU047 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之加速度歷時比較	162
圖 4-116	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之位移歷時比較	162
圖 4-117	Kobe 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之位移歷時比較 .....	163
圖 4-118	TCU047 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之位移歷時比較...	163
圖 4-119	不同地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之各樓層最大加速度比較...	164
圖 4-120	不同輸入地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之各樓層最大位移比較	165
圖 4-121	不同輸入地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之各樓層最大層間位移角比較.....	166
圖 4-122	EL Centro 80% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之加速度歷時比較 .....	167
圖 4-123	Kobe 30% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之加速度歷時比較...	167
圖 4-124	TCU047 60% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之加速度歷時比較	168
圖 4-125	TCU068 30% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之加速度歷時比較	168
圖 4-126	THU 40% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之加速度歷時比較...	169
圖 4-127	EL Centro 80% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之位移歷時比較	169
圖 4-128	Kobe 30% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之位移歷時比較.....	170
圖 4-129	TCU047 60% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之位移歷時比較.	170
圖 4-130	TCU068 30% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之位移歷時比較.	171
圖 4-131	THU 40% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之位移歷時比較 .....	171
圖 4-132	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之加速度歷時比較.....	172
圖 4-133	Kobe80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之加速度歷時比較	172
圖 4-134	TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之加速度歷時比較.....	173

圖 4-135	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之位移歷時比較.....	173
圖 4-136	Kobe80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之位移歷時比較...	174
圖 4-137	TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之位移歷時比較.....	174
圖 4-138	EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗結果及數值模擬之 FFT 比較.....	175
圖 4-139	Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗結果及數值模擬之 FFT 比較.	176
圖 4-140	TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗結果及數值模擬之 FFT 比較.....	177
圖 5-1	本試驗各地震歷時正規化後反應譜.....	185
圖 5-2	EL Centro 80% 地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度加速度歷時.....	185
圖 5-3	Kobe 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度加速度歷時	186
圖 5-4	TCU047 60% 地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度加速度歷時.....	186
圖 5-5	TCU068 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度加速度歷時.....	187
圖 5-6	THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度加速度歷時.	187
圖 5-7	EL Centro 80%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度位移歷時.....	188
圖 5-8	Kobe 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度位移歷時....	188
圖 5-9	TCU047 60%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度位移歷時	189
圖 5-10	TCU068 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度位移歷時	189
圖 5-11	THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度位移歷時...	190
圖 5-12	各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度各樓層最大加速度	191
圖 5-13	各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度各樓層最大位移...	192
圖 5-14	各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度各樓層最大層間位移角.....	193
圖 5-15	EL Centro 80%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比加速度歷時.....	194
圖 5-16	Kobe 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比加速度歷時.....	194
圖 5-17	TCU047 60%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比加速度歷時.....	195
圖 5-18	TCU068 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比加速度歷時.....	195
圖 5-19	THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比加速度歷	

時.....	196
圖 5-20 EL Centro 80%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比位移 歷時.....	196
圖 5-21 Kobe 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比位移歷時	197
圖 5-22 TCU047 60%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比位移歷 時.....	197
圖 5-23 TCU068 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比位移歷 時.....	198
圖 5-24 THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比位移歷時	198
圖 5-25 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比各樓層最大加速 度.....	199
圖 5-26 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比各樓層最大位移	200
圖 5-27 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比各樓層最大層間 位移角.....	201
圖 5-28 EL Centro 80%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度加速度 歷時.....	202
圖 5-29 Kobe 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度加速度歷時	202
圖 5-30 TCU047 60%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度加速度歷 時.....	203
圖 5-31 TCU068 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度加速度歷 時.....	203
圖 5-32 THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度加速度歷時	204
圖 5-33 EL Centro 80%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度位移歷 時.....	204
圖 5-34 Kobe 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度位移歷時..	205
圖 5-35 TCU047 60%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度位移歷時	205
圖 5-36 TCU068 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度位移歷時	206
圖 5-37 THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度位移歷時...	206
圖 5-38 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度各樓層最大加速度	207
圖 5-39 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度各樓層最大位移...	208
圖 5-40 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度各樓層最大層間位 移角.....	209
圖 5-41 EL Centro 80% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度歷時 .....	210
圖 5-42 Kobe 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度歷時....	210
圖 5-43 TCU047 80% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度歷時	211
圖 5-44 TCU047-Artificial 20% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加 速度歷時.....	211

圖 5-45	TCU072 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度歷時	212
圖 5-46	THU 50% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度歷時.....	212
圖 5-47	EL Centro 80% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時	213
圖 5-48	Kobe 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時 .....	213
圖 5-49	TCU047 80% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時...	214
圖 5-50	TCU047-Artificial 20% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位 移歷時.....	214
圖 5-51	TCU072 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時...	215
圖 5-52	THU 40% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時.....	215
圖 5-53	各地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果各樓層最大加速度 .....	216
圖 5-54	各地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果各樓層最大位移 .....	217
圖 5-55	各地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果各樓層最大層間位移角	218
圖 5-56	EL Centro 80% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計加速度歷時.....	219
圖 5-57	Kobe 30% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計加速度歷時.....	219
圖 5-58	TCU047 60% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計加速度歷時 .....	220
圖 5-59	THU 40% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計加速度歷時 .....	220
圖 5-60	EL Centro 80% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計位移歷時.....	221
圖 5-61	Kobe 30% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計位移歷時.....	221
圖 5-62	TCU047 60% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計位移歷時 .....	222
圖 5-63	THU 40% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計位移歷時 .....	222
圖 5-64	所有輸入地震作用下 OBMD 設計與隔震設計各樓層最大加速度.....	223
圖 5-65	所有輸入地震作用下 OBMD 設計與隔震設計各樓層最大位移.....	223
圖 5-66	所有輸入地震作用下 OBMD 設計與隔震設計各樓層最大層間位移角.....	224

# 第一章 緒論



## 1.1 研究背景與目的

隔震設計主要分為基礎隔震設計與中間樓層隔震設計，隔震層以支承墊及黏滯性阻尼器組合延長第一模態週期，降低傳遞至上部結構的地震力，可使上部結構的層間變位與加速度反應減少。近年來基礎隔震設計因施工時需要基礎開挖並佔用臨地，不易於都會區施工，逐漸被中間層隔震設計所取代，然而，下部結構可能會因其柔性而造成動力反應放大；另外，建築物若採用調諧質量阻尼(Tuned Mass Damper, TMD)設計，可降低主結構系統的加速度與位移反應，但由於調諧質量遠小於主結構系統質量，若要達到預期之減震效益，調諧質量阻尼系統可能需要產生較大之振動反應。近年來自體調諧質量阻尼系統相關研究日益劇增，希望藉由結構自身質量作為調諧質量塊以提高調諧質量阻尼設計之減振效益，然而，傳統調諧質量阻尼器設計未考慮調諧質量自身柔性，阻尼比需求過高而不易設計，調諧質量亦因此而受限。

本文擬結合中間層隔震與自體調諧質量 (Building Mass Damper, BMD) 結構之力學特性與耐震行為，利用調諧質量結構(即上部結構)本身質量作為一調諧質量阻尼系統，在實際應用上不需在主結構系統 (即下部結構) 額外安裝調諧質量，並利用隔震系統提供調諧質量阻尼系統所需之設計勁度與阻尼 (即考慮下部結構第一模態的動力特性)，結合中間層隔震有效控制上部結構與 TMD 設計有效控制下部結構之優點，上部結構不僅具有隔震效益，亦可協助下部結構消散地震輸入能量，可同時減少上下部結構在地震中之受震反應(如層間變位與加速度反應)，使上下部結構均可作為建築物之使用空間，在空間應用上較建築物含傳統調諧質量阻尼系統更為經濟且有彈性。

為探討並結合此一結構系統兼具隔震設計與調諧質量阻尼設計，本文將深入了解結構自體調諧質量阻尼系統，依傳統 TMD 理論模態參數最佳化，將調諧質量結構自身柔性考慮於運動方程式中推導系統設計參數，控制目標為各模態在一定比例貢獻使上、下部呈反向位運動之互制作用，亦對系統參數進行敏感度分析以掌握系統參數變異對

BMD 設計參數之影響，並進行振動台試驗驗證，提出最佳化自體調諧質量阻尼系統（Optimum Building Mass Damper, OBMD）設計方法，同時以數值模擬驗證此一設計概念的可行性。



### 1.1.1 中間樓層隔震

隔震技術是將結構物的基本週期延長並增加阻尼效應，於地震來襲時可降低傳遞至隔震系統（Seismic Isolation System）上部結構（Superstructure）之地震力，進而有效控制上部結構的受震反應。各式各樣的隔震系統例如橡膠支承墊（Rubber Bearing, RB）、鉛心橡膠支承墊（Lead-Rubber Bearing, LRB）、摩擦單擺系統（Friction Pendulum System, FPS）以及滑動支承（Sliding Bearing, SB）被廣泛地應用在許多建築結構中【1、2】，尤其是醫院結構、學校建築以及防救災單位等需要在地震中及震災後發揮功能的重要結構。根據統計，截至 2009 年底全台約有 50 個建案採用隔震設計（Seismic Isolation Design），如圖 1-1 所示，目前雖無 2011 年之最新統計資料，然而根據初步調查評估，全台於 2011 年已遠超過 50 個（應已接近 100 個）建案已採用隔震設計。由圖 1-2 中可發現除了上述數種重要建築結構採用隔震設計，以保護結構本身及其內部重要或貴重之非結構設備外，國內亦有許多住宅大樓設計採用隔震技術，以進一步提升人民居住的舒適度。

近年來隔震技術發展逐漸成熟，因應經濟與施工條件、建物特性、都市人口集中以及土地取得不易等因素，國內除了傳統基礎隔震建築物（Base-Isolated Building）的蓬勃發展外，中間層隔震建築物（Mid-Story Isolated Building）之實務案例亦日益廣泛，所謂中間層隔震建築物即是將隔震層（Isolation Layer）設置於基礎以上之樓層，國內最常見之中間層隔震設計是將隔震層設置於一樓頂，如公館捷運大樓以及台灣大學土木系新研究大樓（見圖 1-3 及圖 1-4）。

介紹完許多隔震設計應用實例，回顧過去在中間層隔震結構之研究成果（詳述於第二章），歸納幾點如下：

1. 下部結構質量愈大或結構柔度增加，會造成下部結構受震反應放大，地震力輸

入至上部結構亦會隨之放大，但其在合理的設計下仍具有隔震效益。

2. 中間層隔震結構下部結構質量愈大或結構柔度增加，會造成高模態質量參與因子提高，因此，分析設計上需審慎考慮高模態效應。此外，高模態發生耦合應於設計時予以避免。
3. 中間層隔震結構之上部與下部結構會產生不同相位的動力反應，下部結構的動力反應不僅受到本身結構柔性的影響，亦會與上部結構存在一超過 90 度相位差之高模態效應。

### 1.1.2 調諧質量阻尼系統

調諧質量阻尼器(Tuned Mass Damper, TMD)過去多應用於高樓結構抗風設計，以降低因風力擾動造成的動態反應，同時提高建築物內人員的舒適性。隨著耐震技術的高度發展，建築結構樓層高度亦日益增加，TMD 利用調諧質量配合特定頻率比及阻尼比設計，產生與主結構具有反相位共振(Out-Of-Phase Resonance)，達到消散能量及降低主結構動態反應之效果，由相關文獻可知，TMD 質量愈大，其減震效用愈佳，惟調諧質量過大，會造成阻尼器於設計阻尼比需求愈高，且裝設上會佔用更多使用空間，因此 TMD 質量有先天設計上之限制，其大多小於主結構質量的 10%。近年來為了提高建築空間的使用性，以及有效控制高樓結構受外力擾動下之反應。

TMD 系統的概念最早於 1909 年由 Frahm 提出，利用一振動控制裝置(即 TMD)作為振動能量吸收器(Energy Absorber)，其主要由質量(Mass)、彈簧(Spring)與阻尼(Dashpot)元件所組成，如圖 1-5 所示，將 TMD 的自然頻率(Natural Frequency)調整到接近主要系統的基本振動頻率(Fundamental Natural Frequency)，透過 TMD 與主要系統的反相位共振進而消散外力擾動能量，起初並不考慮主要系統的內含阻尼(Inherent Damping)效應，只有在吸收器的自然頻率非常接近外力頻率時才能發生效應，而當外力頻率遠離吸收器的頻率時，吸收器的性能會快速折減而無法發揮預期功能。早期多將 TMD 應用於降低高樓建築(High-Rise Building)因風力擾動產生的振動，如台北 101 大樓於 87 層至 92 層



樓採用了被動 TMD (Passive Tuned Mass Damper, PTMD)系統，見圖 1-6，係由 1 組重 600 噸之鋼球、8 組高強度鋼纜、8 組黏性阻尼器(Viscous Damper)及 8 組緩衝減震器(Snubber Damper)所組成，高雄市東帝士 85 國際廣場採用主動 TMD (Active Tuned Mass Damper, ATMD)系統，見圖 1-7，係將兩組懸吊鐘擺式質塊阻尼器分別裝設於第 78 層樓版的兩個對角角落，以抑制該大樓兩個水平方向及扭轉方向之動力反應，國外採用被動 TMD 系統應用實例如加拿大多倫多的 CN Tower，見圖 1-8，以及波士頓的 John Hancock Tower，見圖 1-9，以上諸多 TMD 設計案例均為降低主要結構受風力擾動時之動力反應，以提升建築物內人員之舒適度。

介紹完許多 TMD 應用實例，回顧過去調諧質量阻尼器之研究成果(詳述於第二章)，歸納幾點如下：

1. 傳統 TMD 的調諧質量通常遠小於主結構基本模態質量(即質量比小於 10%)，因此，調諧質量在反相位差作用時需要產生很大的位移與加速度反應，方能發揮其最佳的控制效果。
2. TMD 在特定頻率比與阻尼比設計下，質量比愈大則愈有效降低主結構之動力反應，然而，過度增加額外調諧質量將導致工程實務愈不經濟，且安裝位置亦會受到許多限制，主結構亦須特別考慮調諧質量之靜載重及動力反應，對於安裝空間及位置有相當大之設計需求。
3. 由二自由度簡化結構模型提出之 TMD 最佳化設計方法可發現，當質量比愈大時會造成阻尼比設計需求愈高，其可能在實務工程中較不易達到，且增加過多阻尼比亦會降低經濟效益。

### 1.1.3 自體調諧質量阻尼器

自體調諧質量阻尼(Building Mass Damper, BMD)系統逐漸被重視與應用，適當配置控制元件於傳統結構系統，藉由自體調諧質量結構(Building Mass Absorber)與主結構(Primary Structure)於動態反應下之互制作用，降低主結構在風力及地震力作用之動力反

應。因此，利用結構自身質量作為調諧質量，將整體系統分為自體調諧質量結構、控制層與主結構，藉由適當的設計使自體調諧質量結構與主結構於受力下具有反相位差，進而降低兩者之受力反應，以確保結構與人員之安全，提供更舒適之居家與辦公環境，即為本文主要課題。

由過往 BMD 的相關研究文獻中(詳述於第二章)，可發現 BMD 最佳化理論與其在實務工程上之適用性仍需深入探討，歸納幾點如下：

1. BMD 利用自身結構質量作為調諧質量，改善 TMD 於實務設計上之先天限制(調諧質量與主結構質量比小於 10%)，因此，若能利用適當設計使自體調諧質量結構與主結構在反相位共振下產生互制作用，同時降低兩者之受力反應，則可視為一經濟且有效之先進抗震技術。
2. 過往 BMD 設計大多應用 TMD 最佳化理論，惟傳統 TMD 最佳化理論並未考慮調諧質量本身柔性，然而，自體調諧質量結構可能為一多樓層結構而具有不可忽略的柔性，其會嚴重影響最佳化目標函數之決定與計算，此為本研究欲探討之重要課題。

## 1.2 研究內容與架構

因此，如何能夠應用 BMD 的概念，提出同時控制自體調諧質量結構與主要結構動力反應的最佳化設計方法，使兩結構系統因互制作用而同時降低受震反應，以提高建築物之使用性，本文之研究架構整理如圖 1-10，並分為六個章節如下簡述：

### 第一章 緒論

簡介 TMD 與 BMD 之原理及優缺點，期藉由本文建議之設計流程有效降低自體調諧質量結構與主要結構動態反應，提出最佳化結構自體調諧質量阻尼系統。

### 第二章 文獻回顧

回顧 TMD 之最佳化參數求取方法，以 TMD 二自由度模型推廣之三自由度模型，定義質量比、頻率比、阻尼比等各項參數，根據 SADEK 求取 TMD 最佳化參數之方法，推導得 BMD 三自由度系統之參數敏感度分析結果，並以此為試驗構架設計基準。

### 第三章 自體調諧質量阻尼系統最佳化參數與設計

三自由度之堆疊質量(Lumped Mass)分別代表自體調諧質量結構、BMD 控制層與主要結構，以確實反映各自由度動力特性對於整體結構動力反應之影響，如圖 1-11 所示。在決定目標函數後，以三自由度簡化結構模型進行相關參數的敏感度分析，探討各系統參數(如質量比、頻率比與阻尼比)之重要性與相關性，以掌握各系統參數變異對 BMD 最佳化設計參數之影響。

### 第四章 自體調諧質量阻尼系統縮尺結構振動台試驗

內容包括介紹試驗 BMD 構架設計流程、其他變異各參數之構架設計方法、各系統參數變異之結構動態反應比較、試驗使用消能元件 RB 和 VD 之設計方法及性能測試結果、輸入地震歷時、測試項目、試驗使用感測器之種類及配置方法、試驗細部裝設規劃等。

### 第五章 最佳化自體調諧質量阻尼系統設計與探討

利用國家地震工程研究中心既有的組合式縮尺結構模型，考慮前章節試驗結果與環境條件為基礎，設計一最佳化構架進行數值模擬與試驗，並以修正後之數值模型、試驗構架為基準與空構架做比較，比較折減反應之效益，證明控制層最佳化設計參數存在與 OBMD 確實能同時控制調諧質量結構、主結構受震反應。

### 第六章 結論與未來展望

藉由本文數值分析與試驗結果驗證 OBMD 設計方法之可行性，以及變異各系統參數造成的影響，提出具體之 OBMD 設計流程供實務工程應用。

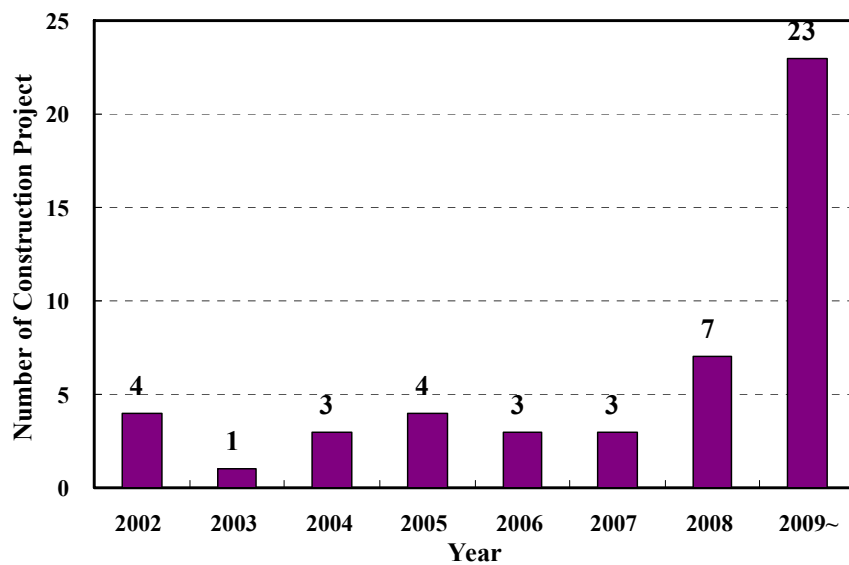


圖 1-1 國內採用隔震設計之建案數量統計

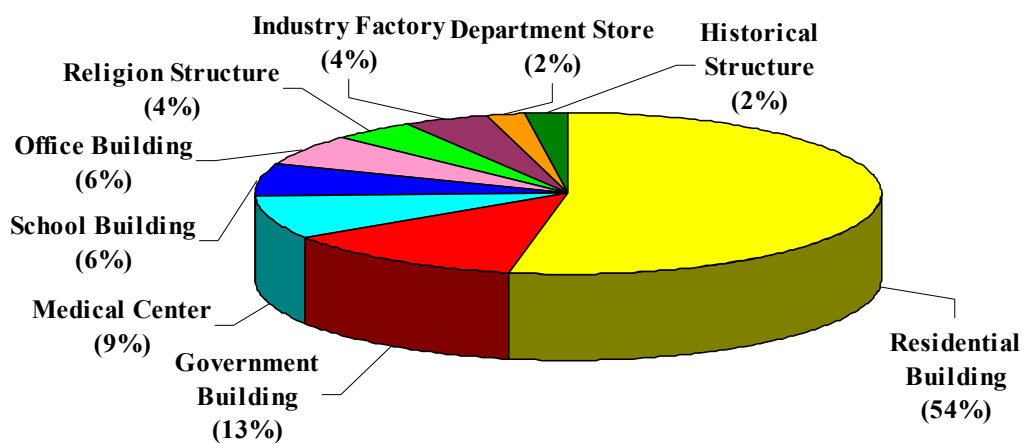


圖 1-2 國內隔震建築使用用途分類



圖 1-3 公館捷運大樓



圖 1-4 台灣大學土木系新研究大樓

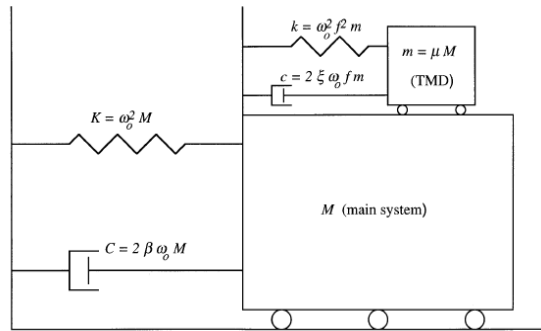


圖 1-5 調諧質量阻尼系統示意圖【3】

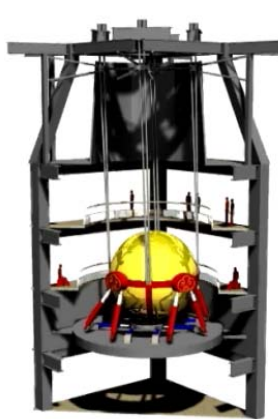


圖 1-6 台北 101 大樓

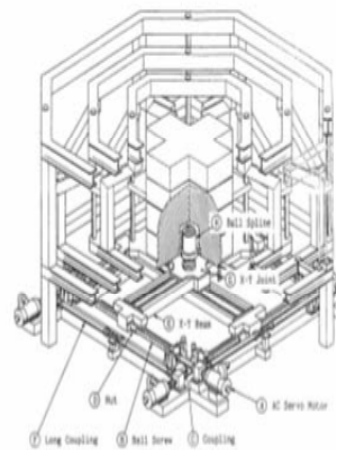


圖 1-7 高雄東帝士大樓



圖 1-8 加拿大多倫多的 CN Tower



圖 1-9 波士頓的 John Hancock Tower

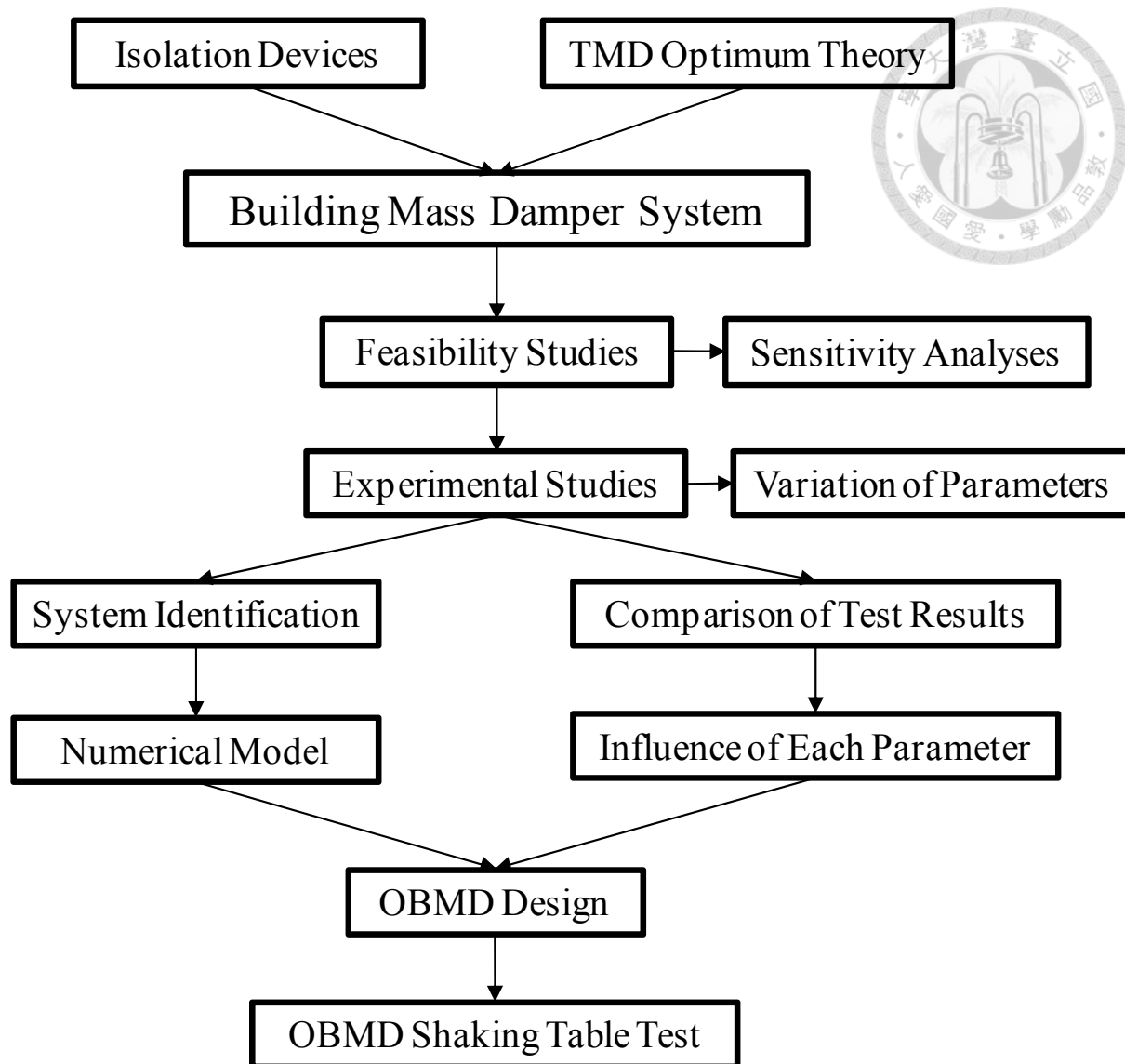


圖 1-10 本文研究架構

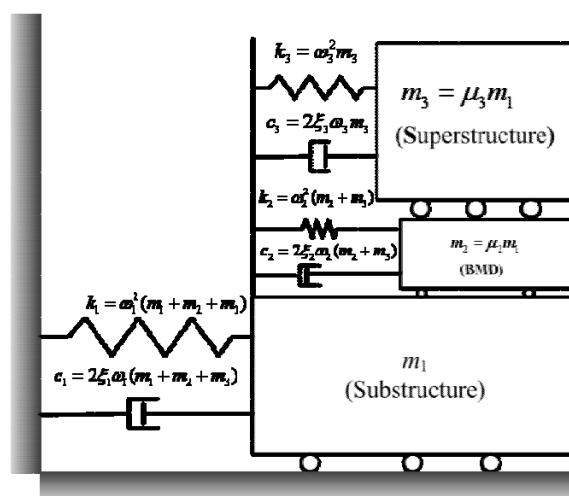


圖 1-11 三自由度簡化結構模型



## 第二章 文獻回顧



本章將簡短回顧 TMD 與 BMD 相關文獻，當中包含考慮位形空間(Configuration Space) 下之數學模型，推導出無阻尼系統的相關動力參數，其後引入狀態空間(State Space) 之數學模型，並考慮含阻尼系統後之相關動力參數推導，以 TMD 求取最佳化參數方法為基礎，引入 BMD 三自由度模型，探討 BMD 之設計條件，針對相關結構參數進行敏感度分析(Sensitive Analysis)作為設計振動台試驗之依據，並參考分析結果建立 OBMD 系統參數之充要條件。

### 2.1 中間樓層隔震相關文獻

本節將簡述近年來中間樓層隔震相關研究，2007 年蔡宜真【3】首次進行中間層隔震縮尺結構於振動台試驗，以探討下部結構勁度對於隔震效益的影響，同年江春琴【4】利用簡化三自由度結構系統模擬中間層隔震結構，利用不同參數定義進行數值分析，以探討中間層隔震建築物之基本動力特性與模態非預期之耦合效應。2008 年林孟慧【5】針對中間層隔震建築物之動力特性進行深入研究，說明模態耦合效應對中間層隔震結構的影響並以振動台試驗結果驗證分析結果。2010 年洪瑩真【6】針對一組傳統基礎隔震結構以及兩組中間樓層隔震結構進行振動台試驗研究，藉由試驗結果比較隔震系統裝置於不同樓層以及隔震系統加裝線性黏性阻尼器之隔震效益，並探討中間樓層隔震結構之下部結構對其隔震效益的影響。相較於基礎隔震建築物，中間層隔震建築物可較易滿足建築上的特殊考量與功能需求，且在都會區之施工較為便捷，不需因採用傳統基礎隔震設計而造成繁瑣之基礎施工或影響鄰地的使用（如背拉式地錨或扶壁式擋土牆等施工方法，見圖 2-1），亦不會受到隔震建築物與周遭擋土壁或其它基礎阻礙物之最大總位移間距限制，在建築基地空間的使用變得更為經濟且有彈性，可提高施工效率以及有效地使用現有建築用地。另外，隔震層的排水、通風與常時維護條件變得更為簡易。然而，其在設計上須考慮隔震層以上之上部結構與隔震層以下之下部結構(Substructure)的結構特性，並適度考量高模態反應之影響，同時，須避免設計不當之情形發生，如非預期之高模態耦合效應或柔性過高之下部結構【4-6、7-9】。



相較於基礎隔震建築物，中間層隔震建築物可能因下部結構的存在而造成對於隔震設計非預期之影響。因此，針對 Kelly 【10、11】所提出的簡化二自由度隔震結構模型（Two-Lumped-Mass Structural Model），Chang et al. 【4、7、8】以一簡化三自由度結構模型（Three-Lumped-Mass Structural Model）模擬一中間層隔震建築物，三個自由度之堆疊質量分別代表中間層隔震建築物之上部結構、隔震層以及下部結構，如圖 2-2 所示，其中， $m_{sub}$ 、 $m_{iso}$  與  $m_{sup}$  分別為下部結構、隔震層及上部結構質量； $k_{sub}$  與  $k_{sup}$  分別為下部結構及上部結構彈性側向勁度， $k_{iso}$  則為隔震層有效側向勁度； $c_{sub}$  與  $c_{sup}$  分別為下部結構及上部結構黏滯阻尼係數， $c_{iso}$  則為隔震層等效阻尼係數。隔震系統之雙線性遲滯迴圈行為（Bilinear Hysteresis Loop Behavior）以一等效線性系統（Equivalent Linear System）模擬（即有效勁度與等效阻尼比【10、12】）。在定義質量比  $r_{sub}=m_{sub}/m_{iso}$  與  $r_{sup}=m_{sup}/m_{iso}$ ，以及相關頻率與阻尼比的條件下（見圖 2-3），由模態參數分析結果可初步得知，中間層隔震建築物下部與上部結構之勁度與質量對於第一模態角頻率（ $\omega_1$ ）、阻尼比（ $\xi_1$ ）以及質量參與係數（ $L_1$ ）均有相當大之影響，尤以下部結構之結構特性影響為最，如圖 2-4 所示，此外，由反應譜動力分析結果可知，高模態反應對於下部結構層間剪力之影響不容忽視，若在高模態發生耦合（Modal Coupling Effect, MCE）【5、7-9】的情況下，即圖 2-5 中特定  $\omega_{sub}/\omega_{iso}$  與  $\omega_{sup}/\omega_{iso}$  之頻率帶寬內，則高模態反應對於隔震層之影響亦不可忽略，其會造成隔震層之加速度反應急遽放大，如圖 2-6 所示。

Chang et al. 【7、13】亦針對基礎隔震與中間層隔震結構模型進行振動台試驗比較，三組隔震結構試驗模型，試體 A、B 與 C，如圖 2-7 所示，具有相同之上部結構設計，且隔震系統分別設置於上部結構底部、一層樓下部結構頂部以及二層樓下部結構頂部，試體 A 即為傳統基礎隔震結構，試體 B 與 C 則為中間層隔震結構，其中試體 C 上下部結構之質量相當接近。上部結構之四層樓版由下至上分別定義為 SUP-1、SUP-2、SUP-3 與 ROOF，試體 B 下部結構樓版定義為 SUB-1，試體 C 下部結構二層樓版由上至下分別定義為 SUB-1 與 SUB-2。試驗結果顯示由於中間層隔震結構之第一模態參與質量明顯小於基礎隔震結構，因此，在中間層隔震結構之試驗結果中可明顯看到高模態的反應，

上部結構之慣性力與層間剪力主要仍為第一模態反應，但是下部結構之慣性力與層間剪力則主要由高模態反應控制，此試驗結果與數值分析結果吻合，此外，當隔震層設置於較高樓層時，其仍能有效發揮預期之隔震效益，但是隔震系統會有較大之變形反應，下部結構亦會因較大之柔性而造成較大之受震反應，且上部與下部結構之位移與受力反應會明顯存在一超過 90 度之相位差，如圖 2-8 與圖 2-9 所示。

由上述試驗研究亦可發現一重要結果，對於隔震層設置於較高樓層之中間層隔震結構（如試體 C 上下部結構之質量相當接近且下部結構具有相當之柔性時，即高模態反應參與量較大時，其轉換函數可見圖 2-10），仍可透過隔震系統將傳遞至上部結構的地震力降低。

## 2.2 調諧質量阻尼器相關文獻

近年來許多研究將 TMD 的概念應用於土木結構之抗震設計。Hartog【14】考慮主結構系統在不合阻尼情況下，受到固定加速度振幅及固定位移振幅之諧和外力 (Harmonic Excitation) 作用時，利用主結構系統反應振幅與輸入諧和外力振幅的比值一定會通過固定兩點的特性，見圖 2-11，推導出主結構在最小穩態反應 (Steady-State Response) 下之最佳化 TMD 阻尼比與頻率比理論公式。Warburton【15】則推導出對於主結構系統不合阻尼情況下之單自由度系統，受到諧和外力與白噪音隨機擾動 (White Noise Random Excitation) 下之最佳化 TMD 設計參數公式。然而，實際上結構系統均含有阻尼效應，在決定最佳化 TMD 的設計參數時仍需將結構阻尼的影響納入考慮，因此，Warburton【16-17】利用數值方法研究主結構系統含阻尼的情況下之最佳化 TMD 設計參數，並製作成圖表以供實務設計參考，Tsai 及 Lin【18】亦利用曲線擬合 (Curve Fitting) 的方式迴歸出最佳化 TMD 的設計參數公式。Villaverade 及 Toshihiko 等人【19-22】則提出另一最佳化阻尼比設計公式，並進行了一系列的數值模擬以驗證其適用性，然而在調諧質量與主結構質量之比率較大的情況下，其最佳化阻尼比公式所得結果並不能與前兩個模態的阻尼比相對應。Emiliano【23】探討 TMD 對基底輸入脈衝之有效性，Satish【24】考慮 TMD 頻率變異下結構體受風力影響之效益，T. T. Soong 等人【25-31】針對 TMD 最佳化參數

對於單自由度及多自由度主結構之影響，亦探討主結構固有阻尼對 TMD 最佳化參數，Narasimhana 及 Chey 【32-34】對半主動 TMD 控制最佳化設計參數進行了一系列探討，國內亦有許多學者探討 TMD 最佳化參數，Chung 【35-38】近幾年提出控制 TMD 與主結構相位差於整體反應最小值時，為 TMD 最佳化參數設計之必要條件，Lin 【39-49】提出 MTMD 設計不僅可有效降低調諧質量比需求，亦可控制主結構多模態反應，並有效降低傳統 TMD 離頻效應對主結構反應折減效益之影響。

此外，Sadek 【50】利用狀態空間法，在主結構含 TMD 在前兩個模態阻尼比最大且近乎相等的條件下，推導出另一最佳化 TMD 的頻率比及阻尼比理論公式，並經由數值分析證明其可行性，隨著質量比  $\mu$  (調諧質量塊質量/主結構基本模態質量) 增加，會造成設計頻率比  $f$  (TMD 頻率/主結構基本模態頻率) 愈小 (見圖 2-12)、設計阻尼比  $\xi$  (TMD 阻尼比/主結構基本模態阻尼比) 愈大 (見圖 2-13) 的情況，Sadek 所提出的方法與 Hartog 等人最大的不同在於，Sadek 針對 TMD 最佳化設計的目標函數 (Objective Function) 為動力特性最佳化 (即最大模態阻尼)，而 Hartog 針對 TMD 最佳化設計的目標函數則為動力反應最佳化 (即最小穩態反應)。

一般在設計 TMD 參數時，均考慮主結構系統受到諧和外力時，仍保持在線彈性階段所得到的公式或迴歸圖表，雖然地震頻涵範圍較廣泛，不同地震特性對於 TMD 系統的效應亦有不同的影響，但對於以受到諧和外力推導所得的結果來設計 TMD 系統，其仍可達到減震的效果。Rana 及 Soong 【51】的研究中採用單自由度結構裝設 TMD，其設計參數即是利用受到諧和外力推導而得的公式，在地震作用下之歷時分析結果顯示其仍具有減震效益。此外，由於 TMD 在主結構系統進入降伏後其自然頻率會隨著勁度的折減而降低，導致 TMD 系統的效益會因離頻效應 (Detuning Effect) 而有所折減，Lukkunaprasit 及 Wanitkorkul 【52】的研究中安裝 TMD 於 5 層樓結構，在受到地震力作用下且主結構在降伏後，TMD 仍能降低結構物反應且減少樓層累積遲滯能；Pinkaew 等人 【53】則將一 20 層樓結構模擬成等值單自由度系統，在受到地震力作用下，裝設 TMD 的結構在降伏後雖無法降低結構最大位移，但是可以減少結構損壞；Masato' 【54】提出

雙線性遲滯型 TMD 系統的概念，在假設主結構系統其力與位移關係為彈塑性的行為下，使結構在降伏後仍可使 TMD 系統頻率與主結構頻率一致，使 TMD 系統能繼續發揮減震作用。

由過往 TMD 的相關研究文獻中可發現，傳統 TMD 通常置於主結構物的頂層，由彈簧提供勁度與阻尼器提供能量消散能力連接於主結構上；另外，最佳化 TMD 設計控制目標大致可分為模態特性控制及動力反應控制兩大類，模態特性控制考慮主結構與調諧質量模態互制之系統最佳化參數選定，如模態頻率比及模態阻尼比等，動力反應控制則考慮降低主結構之最大反應，如動力放大係數及動力傳遞係數等。

## 2.3 自體調諧質量阻尼系統相關文獻

由前述 TMD 相關的研究結果顯示，由於額外調諧質量遠小於主結構的基本模態質量，在控制效益上勢必會有一定之限制，且對於抗震效益上較不若抗風顯著，因此，近年來有許多研究開始探討利用結構本身局部質量作為調諧質量(即 BMD 的概念)應用於結構抗震之可行性，以克服傳統 TMD 調諧質量過小之困擾。Ziyzeifar et al.【57】首先提出對於中、高樓層建築結構之抗震設計或耐震補強，可利用一高樓局部隔震的方式，隔震系統之橡膠隔震器(Elastomeric Bearing)與黏性阻尼器(Viscous Damper)分別提供勁度與能量消散能力，如圖 2-14，將結構高模態反應視為控制目標函數，則可使高樓局部質量在地震來襲時扮演一震動吸收器，降低隔震系統下方主要結構之受震反應，若隔震系統採用主動控制系統，則可得到更佳的控制效果。Villaverde【58】以一 13 層樓的建築物於頂樓上安裝隔震樓版，如圖 2-15，隔震系統由橡膠隔震器與黏性阻尼器組成，其隔震樓版視為一能量吸收質塊，橡膠隔震器與黏性阻尼器則可視為此能量吸收質塊之彈簧與阻尼元件，研究結果顯示此設計對於主結構可發揮良好的減震效益，亦可減低非結構元件之破壞潛勢。Chey et al.【59】將額外樓層結構以隔震系統連接在主結構上進行耐震補強，如圖 2-16，分別以黏性阻尼器與半主動控制裝置(Semi-Active Resettable Device)提供能量消散能力，研究結果顯示其可發揮較傳統 TMD 更佳之主結構減震效益，尤其是利用半主動控制裝置。

目前美、日已有一些應用 BMD 的實務工程案例。日本東京的 Swatch Group Japan 鋼骨結構大樓(由 Arup Group Limited 設計)【60】，如圖 2-17，在考慮具經濟性(不致浪費有限的建地，因其工址為東京最貴的地段)與耐震效益下，於 9、10、12 及 13 樓分別設計了 BMD 系統，其勁度與阻尼主要由高阻尼橡膠支承墊(High-Damping Rubber Bearing)提供，另外亦搭配滑動支座(Sliding Bearing)，分析結果顯示其可減少傳統設計基底剪力的 30%以上；1959 年興建的美國洛杉磯機場 Theme Building【61】，其耐震補強亦是採用 BMD 系統，結構數值分析模型如圖 2-18，鋼板作為 BMD 加載質量與支承墊、阻尼器等元件組合成 BMD 系統，如圖 2-19 與圖 2-20，在設計地震(Design Based Earthquake)需求下其性能目標需補強至安全無虞(Life Safety, LS)等級，利用 Sadek【50】提出之最佳化參數進行設計，在 20%的質量比設計下，約可減少 30~40%的受震反應，如圖 2-21 與圖 2-22。

## 2.4 調諧質量阻尼器最佳化參數理論

被動調諧質量阻尼器 (Passive Tuned Mass Damper, PTMD) 是屬於最簡單且可靠的一種控制裝置，它是由一質量塊、彈簧及阻尼共同組成，如圖 2-23 所示之一個主結構加上調諧質量阻尼器即構成一個二自由度系統，其運動方程如式(2-1)：

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{bmatrix} \quad (2-1)$$

其中， $u_1$ 和 $u_2$ 分別代表主結構及調諧質量之相對地表位移； $m_1$ 和 $m_2$ 為主結構質量及調諧質量； $k_1$ 和 $k_2$ 為主結構及調諧質量阻尼器之彈性勁度； $c_1$ 和 $c_2$ 為主結構及調諧質量阻尼器之阻尼係數。

式(2-1)所示之調諧 $f_1$ 和 $f_2$ 分別表示作用於主結構 $m_1$ 和及調諧質量 $m_2$ 之外力，當 $f_2 = 0$ 時，此系統則稱之為 PTMD。為了提高 PTMD 的減震能力，則必須藉助外力 $f_2$ ，此力稱為控制力 (Control Force)，控制力必須依據適當主動控制理論，配合控制力驅動

裝置（一般稱為驅動器或致動器 Actuator），最後由電腦進行控制，此種  $f_2 \neq 0$  的系統，稱之為主動式調諧質量阻尼器（Active Tuned Mass Damper，ATMD）。

結構動力系統一般係以位形空間來描述其數學模式，如結構系統為離散參數系統，則其結構運動方程式為二階微分方程式，如式(2-2)表示之：

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}_s \mathbf{x}(t) = \mathbf{E}_s \mathbf{w}(t) \quad (2-2)$$

其中  $\mathbf{x}(t)$  為  $n \times 1$  位移向量； $\mathbf{M}_s$  為  $n \times n$  質量矩陣； $\mathbf{C}_s$  為  $n \times n$  阻尼矩陣； $\mathbf{K}_s$  為  $n \times n$  勁度矩陣； $\mathbf{E}_s$  為  $n \times q$  擾動配置矩陣， $q$  即為擾動數目； $\mathbf{w}(t)$  為  $q \times 1$  擾動矩陣。

根據位形空間表示法之二階微分方程式進行振模分析，僅能以結構之質量矩陣與勁度矩陣進行之，所得之振頻與振形，均為在無阻尼下之振頻與振形，除了振頻與振形外，尚需在比例阻尼之假設下，才能獲得振模之阻尼資料。在位移空間理論中，極可能因為有未被考慮之變數及被忽略之振模，而造成數值發散的情況出現，產生動力不穩定現象，且若為非比例阻尼時，即無法獲知任何關於該振模之阻尼性質。

若改由狀態空間表示，結構之運動方程式(2-2)將從二階微分方程式降為一階微分方程式，謂之狀態方程式(2-3)：

$$\dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{B}\mathbf{u}(t) + \mathbf{E}\mathbf{w}(t) \quad (2-3)$$

其中  $2n \times 1$  狀態向量  $\mathbf{z}(t)$ 、 $2n \times 2n$  系統  $\mathbf{A}$ 、 $2n \times p$  控制矩陣  $\mathbf{B}$  及  $2n \times q$  擾動矩陣  $\mathbf{E}$  為：

$$\mathbf{z}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{x}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}(t) \end{bmatrix} \quad (2-4)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} \quad (2-5)$$

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}_1 \end{bmatrix} \quad (2-6)$$

$$\mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{E}_1 \end{bmatrix} \quad (2-7)$$

其輸出方程式可變為式(2-8)：

$$\mathbf{y}(t) = \mathbf{D}\mathbf{z}(t) \quad (2-8)$$

其中  $r \times n$  輸出矩陣為：

$$\mathbf{D} = [\mathbf{D}_1 \quad \mathbf{D}_2] \quad (2-9)$$

對狀態閉迴路回饋控制系統而言，控制力向量與狀態向量呈線性關係，其控制力之計算為：

$$\mathbf{u}(t) = \mathbf{G}\mathbf{z}(t) \quad (2-10)$$

其中  $p \times 2n$  狀態回饋增益矩陣  $\mathbf{G}$  為：

$$\mathbf{G} = [\mathbf{G}_1 \quad \mathbf{G}_2] \quad (2-11)$$

將控制方程式整理之後可得式(2-12)：

$$\dot{\mathbf{z}}(t) = (\mathbf{A} + \mathbf{B}\mathbf{G})\mathbf{z}(t) + \mathbf{E}\mathbf{w}(t) \quad (2-12)$$

在無控制之情況下，即  $\mathbf{G} = \mathbf{0}$ ，上述方程式可變為式(2-13)：

$$\dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{E}\mathbf{w}(t) \quad (2-13)$$

由於狀態方程式(2-13)為一階微分方程式，故可得解析解為：

$$\mathbf{z}(t) = e^{\mathbf{A}(t-t_0)}\mathbf{z}_0(t) + \int e^{\mathbf{A}(t-\tau)}\mathbf{E}\mathbf{w}(\tau)d\tau \quad (2-14)$$

其中推移矩陣  $e^{\mathbf{A}t}$  為：

$$e^{\mathbf{A}t} = \mathbf{I} + \mathbf{A}t + \frac{\mathbf{A}^2 t^2}{2!} + \frac{\mathbf{A}^3 t^3}{3!} + \dots \quad (2-15)$$



式(2-15)右邊第一項為初始條件  $z(t_0)$  所引致之結構反應；第二項則為擾動  $w(\tau)$  所引致之結構反應，且只有在時間  $t_0$  至  $t$  之擾動  $w(\tau)$ ，對時間  $t$  之結構反應才有所貢獻。

對系統矩陣  $\mathbf{A}$  進行特徵分析，其特徵方程式為：

$$|\mathbf{A} - \lambda \mathbf{I}| = 0 \quad (2-16)$$

其中  $\gamma$  為系統矩陣  $\mathbf{A}$  之特徵值。假設  $\gamma_i$  為第  $i$  個特徵值， $\Psi_i$  為相對應之第  $i$  個特徵向量，則：

$$\mathbf{A}\Psi_i = \gamma_i\Psi_i \quad (2-17)$$

由於系統矩陣  $\mathbf{A}$  為實數矩陣，對上式左右兩邊取共軛複數後，即可發現共軛複數  $\gamma_i$  及共軛複數向量  $\Psi_i$  亦分別為系統矩陣  $\mathbf{A}$  之特徵值及特徵向量。因此，系統矩陣  $\mathbf{A}$  擁有  $n$  對互為共軛複數之特徵值及  $n$  對互為共軛複數之特徵向量。一般而言，特徵值為複數，其形式可表示為式(2-18)：

$$\gamma_i = \alpha_i + j\beta_i \quad (2-18)$$

其中  $j = \sqrt{-1}$ ； $\alpha_i$  為特徵值  $\gamma_i$  之實部； $\beta_i$  為特徵值  $\gamma_i$  之虛部。取式(2-5)  $\mathbf{A}$  系統矩陣之特徵矩陣可表示為式(2-19)：

$$\mathbf{A}\Psi = \Psi\Gamma \quad (2-19)$$

可將式(2-19)表示為式(2-20)：

$$\Gamma = \Psi^{-1}\mathbf{A}\Psi \quad (2-20)$$

其中矩陣  $\Psi^{-1}$  之行向量即是矩陣  $\mathbf{A}^T$  之所有特徵向量。以下式(2-21)：

$$\mathbf{z}(t) = \Psi\eta(t) \quad (2-21)$$

進行座標轉換，並代入狀態方程式(2-13)，經整理後可得：

$$\dot{\eta}(t) = \Gamma\eta(t) + \Psi^{-1}\mathbf{E}w(t) \quad (2-22)$$

其中  $\eta(t)$  為  $2n \times 1$  廣義狀態向量。考量第  $i$  個振模之自由振動，可得解：



$$\dot{\eta}(t) = e^{\alpha_i(t-t_0)} e^{j\beta_i(t-t_0)} \eta_i(t_0) \quad (2-23)$$

由上式(2-23)得知，第*i*個特徵值 $\gamma_i$ 之實部 $\alpha_i$ ，決定第*i*個振模之衰減速率；而第*i*個特徵值 $\gamma_i$ 之虛部 $\beta_i$ ，決定第*i*個振模之振盪頻率。所以：

$$\alpha_i = -\xi'_i \omega'_i \quad (2-24)$$

$$\beta_i = \omega'_i \sqrt{1 - \xi_i'^2} \quad (2-25)$$

其中 $\omega'_i$ 為第*i*個振模之等效自然振頻； $\xi'_i$ 為第*i*個振模之等效阻尼比。整理兩式，即可得式(2-26)和式(2-27)：

$$\omega'_i = \sqrt{\alpha_i^2 + \beta_i^2} \quad (2-26)$$

$$\xi'_i = \frac{-\alpha_i}{\sqrt{\alpha_i^2 + \beta_i^2}} \quad (2-27)$$

從特徵值 $\gamma_i$ 之實部 $\alpha_i$ 及虛部 $\beta_i$ ，可萃取等效自然振頻 $\omega'_i$ 及等效阻尼比 $\xi'_i$ ，並從而評估結構系統之動力特性。

如此一來，無論結構動力系統是否為比例阻尼，均可經由狀態方程式之特徵分析，由其特徵值萃取結構之自然振頻與阻尼比，進而由其特徵向量取得結構在有阻尼下之振形，以評估結構之效益。





圖 2-1 基礎隔震建築採用背拉式地錨之基礎施工

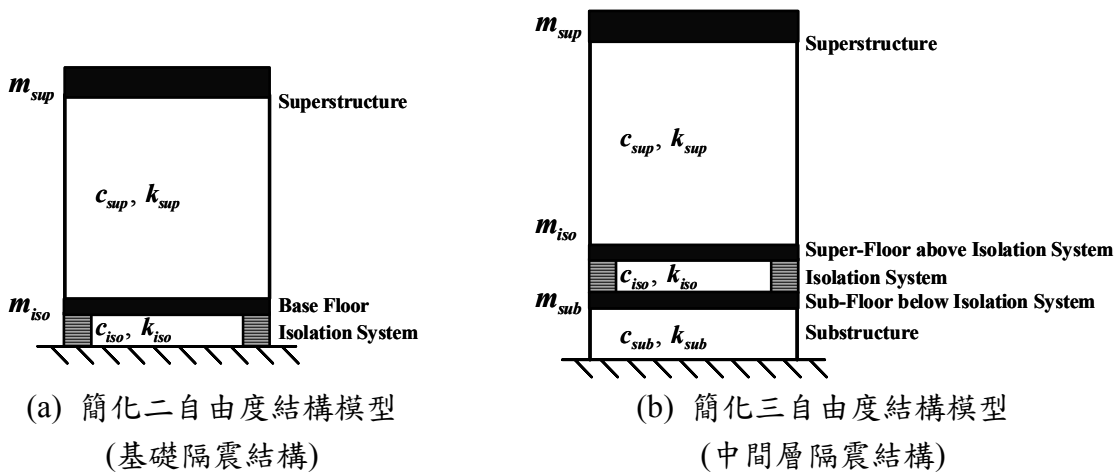


圖 2-2 基礎隔震結構與中間層隔震結構之簡化數值模型【8】

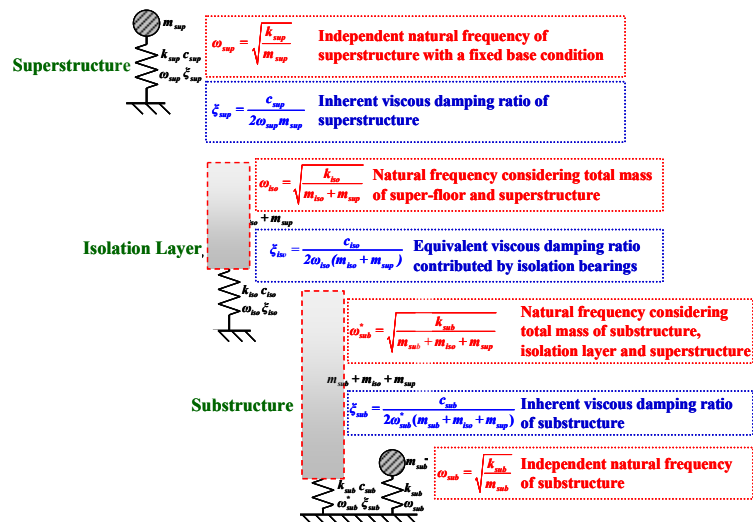
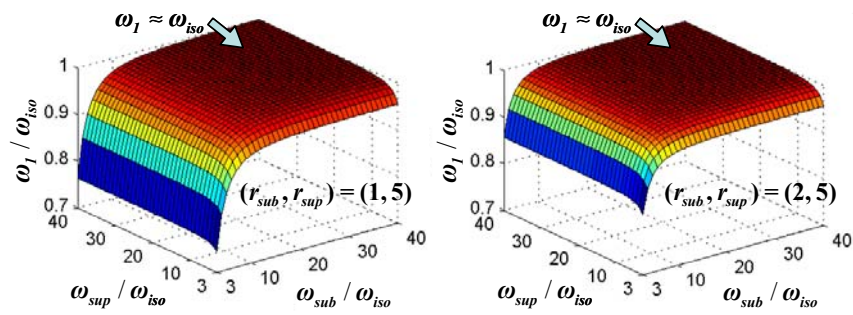
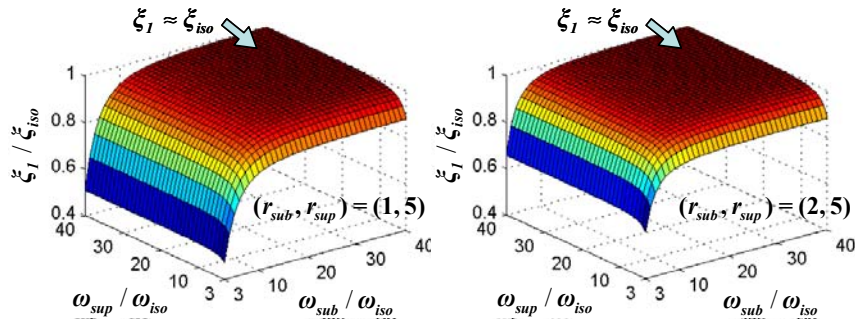


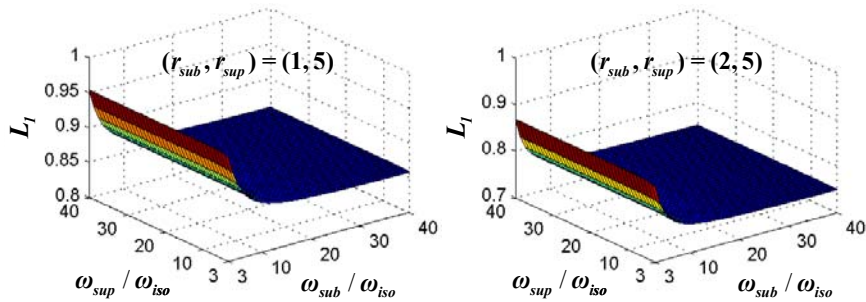
圖 2-3 簡化三自由度結構模型上部結構、隔震層及下部結構參數定義【7】



(a)  $\omega_I$  在不同  $\omega_{sub}/\omega_{iso}$  與  $\omega_{sup}/\omega_{iso}$  之比較



(b)  $\xi_I$  在不同  $\omega_{sub}/\omega_{iso}$  與  $\omega_{sup}/\omega_{iso}$  之比較



(c)  $L_I$  在不同  $\omega_{sub}/\omega_{iso}$  與  $\omega_{sup}/\omega_{iso}$  之比較【8】

圖 2-4 中間層隔震建築物下部與上部結構特性對於第一模態動力特性之影響

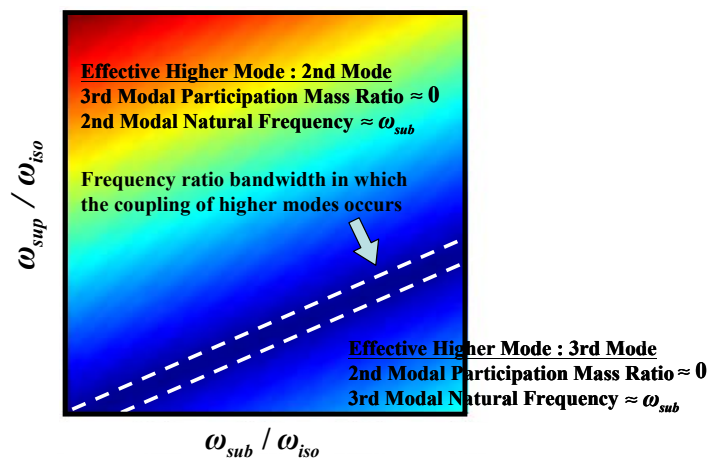


圖 2-5 中間層隔震結構之高模態動力特性【8】

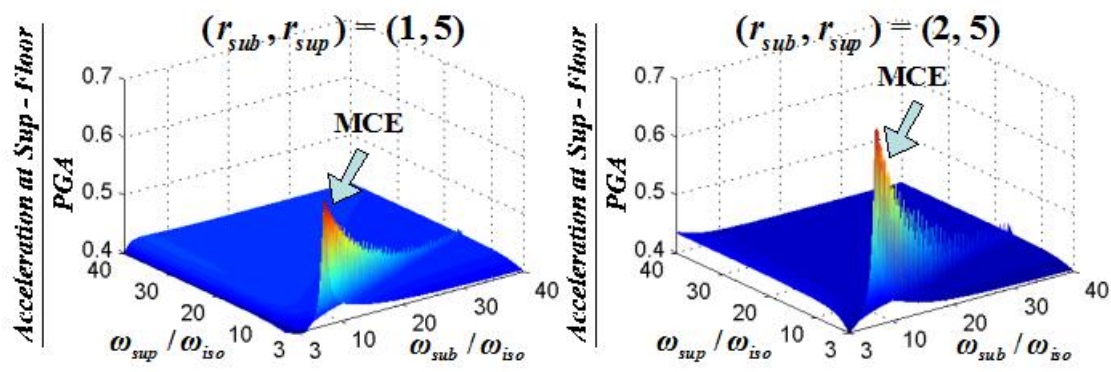


圖 2-6 隔震層加速度反應在不同  $\omega_{sub}/\omega_{iso}$  與  $\omega_{sup}/\omega_{iso}$  之比較【7】

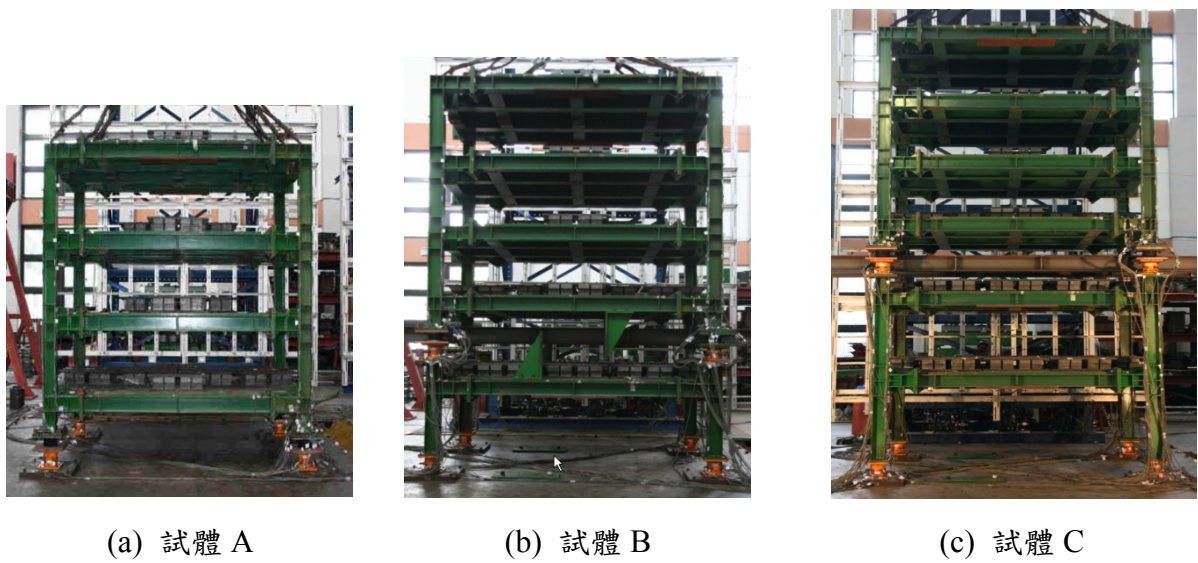


圖 2-7 隔震結構試驗模型【13】

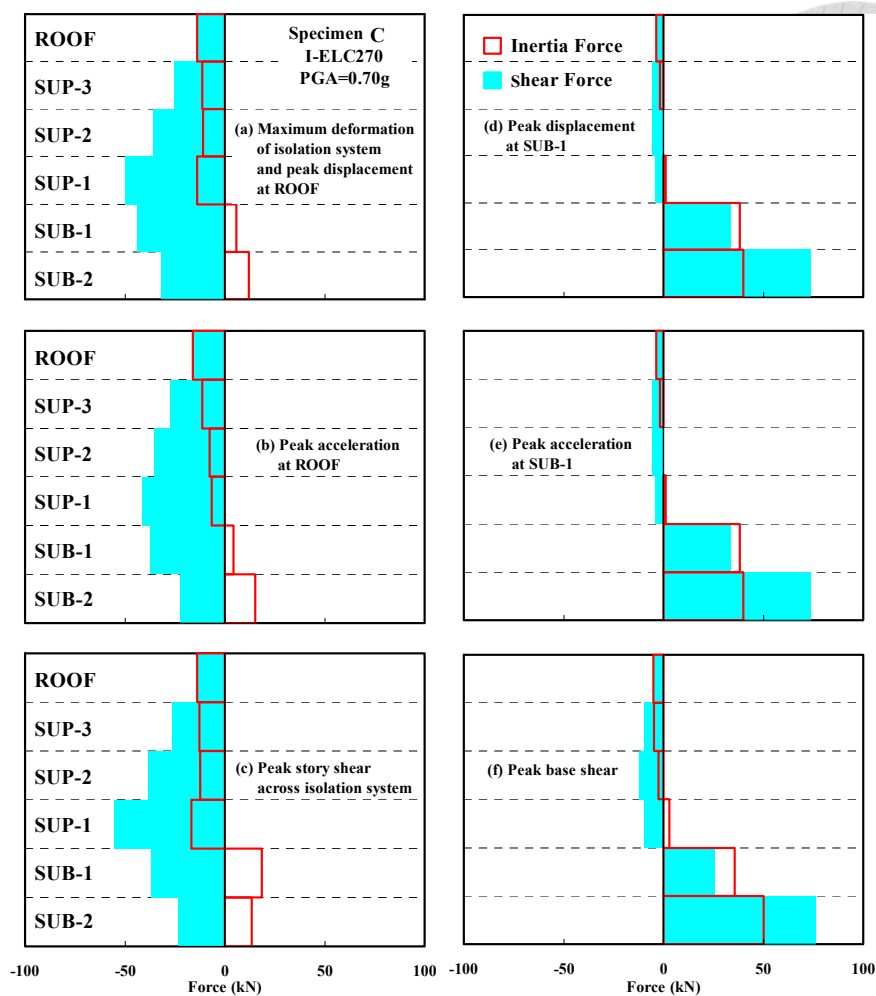


圖 2-8 中間層隔震結構在地震作用下各樓層不同時間側向地震力與層剪力分佈【13】

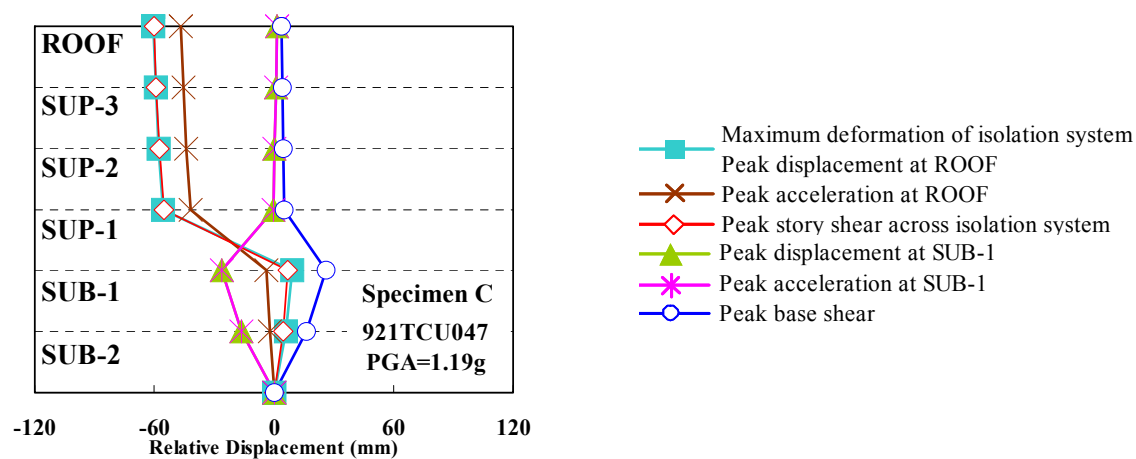


圖 2-9 中間層隔震結構在地震作用下各樓層不同時間側向位移分佈【13】



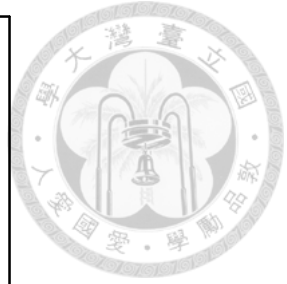
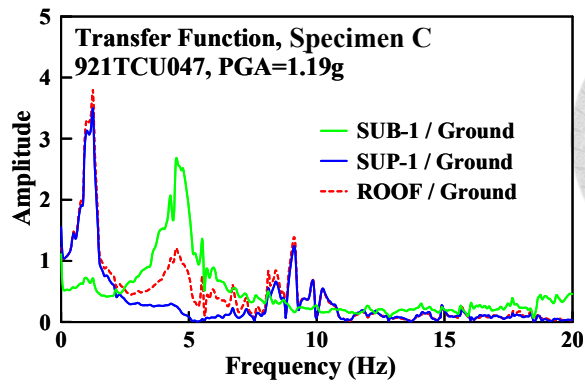


圖 2-10 中間層隔震結構在白噪音訊號 (White Noise) 下之轉換函數

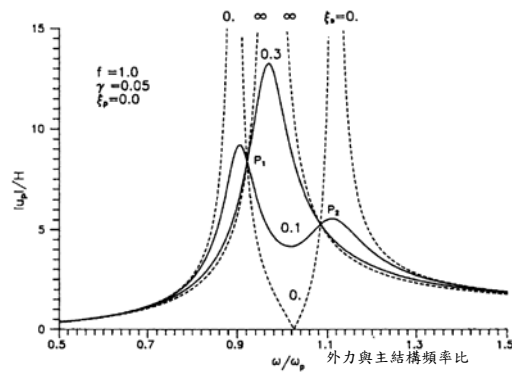


圖 2-11 無阻尼主結構系統在不同調諧質量阻尼比下之動力反應變化【18】

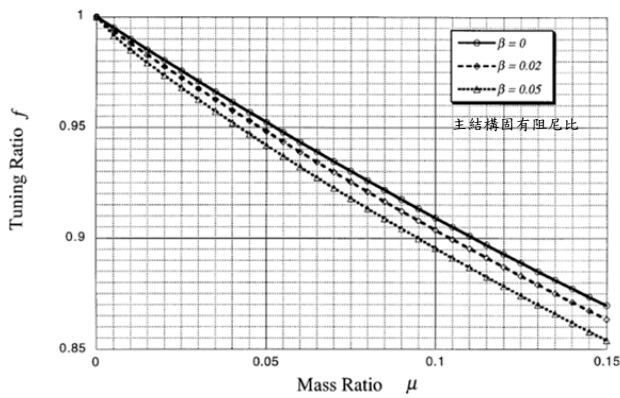


圖 2-12 最佳化 TMD 設計頻率比【50】

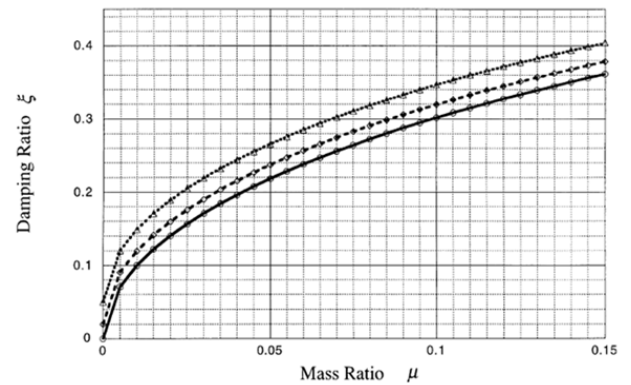


圖 2-13 最佳化 TMD 設計阻尼比【50】

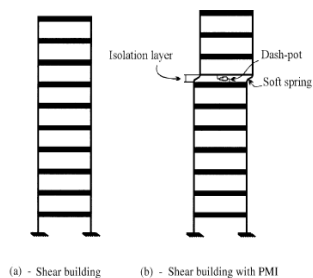


圖 2-14 (a)原始結構 (b)補

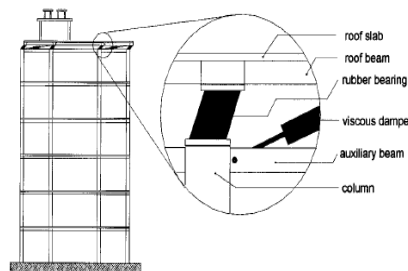


圖 2-15 橡膠隔震器與黏性阻尼器

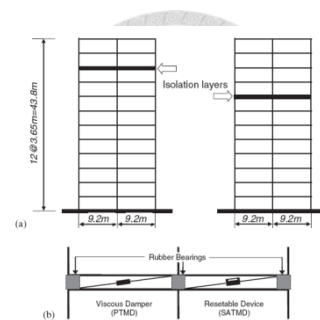


圖 2-16 高樓抗震設計示

強後結構【57】

於頂樓 TMD 設計【58】

意圖【59】



圖 2-17 日本東京 Swatch Group Japan

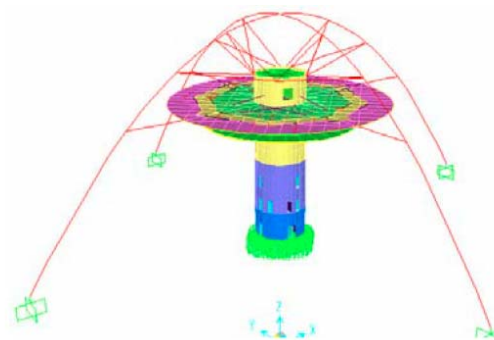


圖 2-18 BMD 設計數值模型【61】

鋼骨結構大樓【60】



圖 2-19 鋼板加載質量【61】



圖 2-20 支承墊與阻尼器【61】

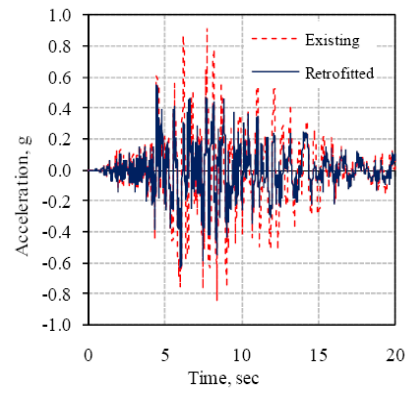
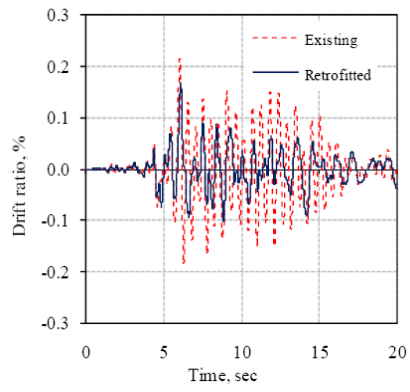


圖 2-21 結構未補強與補強後位移角反應【61】 圖 2-22 結構未補強與補強後加速度反應【61】

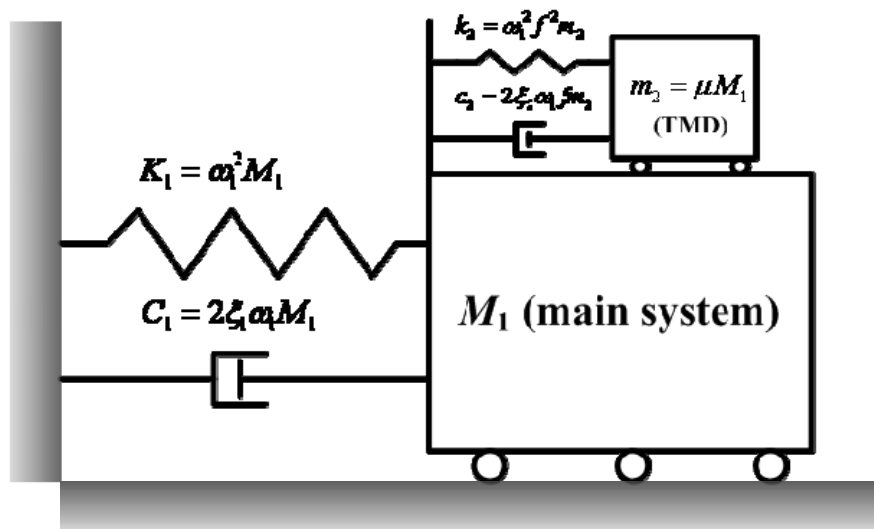


圖 2-23 TMD 之二自由度結構模型





### 第三章 自體調諧質量阻尼系統最佳化參數與設計

為了驗證 TMD 最佳化理論參數於三自由度之可行性，本文將使用三自由度數學模型進行推導其動力方程式，考慮非比例阻尼引入狀態空間法，同時將簡述參數定義、目標函數之選定以及特定條件下參數間敏感度之比較。

#### 3.1 調諧質量阻尼器與自體調諧質量阻尼器系統設計

本節將比較傳統 TMD 設計與自體調諧質量阻尼器設計之差異，傳統 TMD 在設計參數推導中，在考慮調諧質量遠小於主結構體質量的條件下，通常使用兩個自由度之簡化結構系統，其一為主結構，另一則為調諧質量阻尼器，在未考慮調諧質量阻尼器特性(如調諧質塊勁度與阻尼)的條件下，若採用較大的質量比設計則會造成設計阻尼比過大的問題。為了結合中間層隔震設計與 TMD 設計之優點，並真實反應調諧質量結構、控制層與主結構之結構特性對於 BMD 設計參數之影響，本研究將以三自由度簡化結構模型模擬 BMD 結構，考慮調諧質量結構、主結構與控制層交互作用，在推導其動力方程式後，將選定合適之目標函數及特定質量比條件下進行相關參數之敏感度比較。

在蒐集 TMD 系統最佳化設計的相關參考文獻後，本研究將深入探討 BMD 設計之適用性與可行性。誠如前言，BMD 系統調諧質量與主結構的質量比較傳統 TMD 系統為大，且相關目標函數亦有所不同，因此相關參考文獻所提出之設計方法並不全然適用於本研究範疇，因此，本研究將會考慮合理之質量比與目標函數（同時降低調諧質量與主結構之受震反應），在結構保持彈性的條件下，推估 BMD 最佳化之設計阻尼比和頻率比。以 Sadek 提出之 TMD 最佳化設計方法為例，本研究會採用模態特性控制方法，利用狀態空間法考慮 BMD 三自由度簡化結構系統中三個模態的互制關係以有效控制調諧質量與主結構反應（即考慮高模態反應具有一定比例貢獻的影響），使整體結構系統之各模態阻尼比發揮最大效益，並進行各項結構系統參數之敏感度分析，以探討相關參數變異之敏感度，進而定義 BMD 系統之最佳設計參數與流程，並以數值模擬結果之比較驗證 BMD 系統之減震效益。

### 3.2 最佳化參數推導

調諧質量阻尼器由一質量塊、彈簧、和阻尼器組成，其模型可以一二自由度模型分別表示調諧質量及主結構，如圖 2-23。而在結構自體調諧質量阻尼系統（Building Mass Damper, BMD）中，以控制層上部作為調諧質量，其勁度和阻尼則由控制層的隔震支承墊和阻尼器提供，由於調諧質量結構可能是具有柔度的多層樓結構，和傳統行為近似於剛體之調諧質量塊勁度有差異，且多層樓結構之重量遠大於傳統 TMD，因此將以一三自由度結構模型來模擬其動力反應及行為，三自由度分別代表調諧質量結構（Tuned Mass Absorber）、控制層（Control Layer）及主結構（Primary Structure），如圖 3-1，其運動方程式如式(3-1)：

$$\begin{aligned} \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} &= \mathbf{M}\mathbf{R}\ddot{\mathbf{u}}_g \\ \Rightarrow \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \end{Bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} &= - \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \end{aligned} \quad (3-1)$$

其中  $m_1$  為主結構質量； $m_2$  為 BMD 控制層質量； $m_3$  為自體調諧質量結構質量； $k_1$  為主結構勁度； $k_2$  為 BMD 控制層勁度； $k_3$  為自體調諧質量結構勁度； $c_1$  為主結構阻尼係數； $c_2$  為 BMD 控制層阻尼係數； $c_3$  為自體調諧質量結構阻尼係數。

若結構系統為比例阻尼(Proportional Damping)，可利用位形空間(Configuration Space)來進行運動方程式之運算；但若結構系統為非比例阻尼(Non-Proportional Damping)時，以位移空間算出的位移分量有可能會因為遺漏其中的模態產生數值發散之情況出現，造成結構系統動力不穩定。在相關研究文獻中提到 TMD 的減振效益在於調諧質量與主結構的相位差，若僅使用古典控制理論進行運算時，所見之振形在相位差上即為同相或反相，但若可引入狀態空間法(State Space)，所得到振形的相位差將可精確的介於零度至一百八十度間，速度分量亦然。

本節將建立目標函數以達到同時折減 BMD 系統中調諧質量結構(SUP)及主結構(SUB)之受震反應，結合傳統隔震設計之優點（降低調諧質量結構受震反應）與 TMD 設計之優點（降低主結構受震反應），BMD 系統將由模態特性作為控制條件，使整體結構系統之各模態阻尼比且頻率相近。模態阻尼比的增加可以降低該模態的反應，而結構物反應為質量參與比例乘上各模態反應之總和，在考慮非比例阻尼的條件下，以基本動力方程式代入狀態空間法推導相對應之模態參數。

於此，本文引入狀態空間法，代入三個自由度運動方程式中，分別定義質量矩陣  $\mathbf{M}$ ，阻尼矩陣  $\mathbf{C}$ ，勁度矩陣  $\mathbf{K}$ ，如下式(3-2)、式(3-3)與式(3-4)：

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad (3-2)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \quad (3-3)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad (3-4)$$

並求取系統矩陣  $\mathbf{A}$  於下式(3-5)、式(3-6)、式(3-7)與式(3-8)：

$$-\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} = \begin{bmatrix} -\frac{(c_1 + c_2)}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} & 0 \\ -\frac{c_2}{m_2} & -\frac{(c_2 + c_3)}{m_2} & \frac{c_2}{m_2} \\ 0 & \frac{c_2}{m_3} & -\frac{c_2}{m_3} \end{bmatrix} \quad (3-5)$$

$$-\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} = \begin{bmatrix} -\frac{(k_1+k_2)}{m_1} & \frac{k_2}{m_1} & 0 \\ -\frac{k_2}{m_2} & -\frac{(k_2+k_3)}{m_2} & \frac{k_2}{m_2} \\ 0 & \frac{k_2}{m_3} & -\frac{k_2}{m_3} \end{bmatrix} \quad (3-6)$$



$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} \quad (3-7)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ -\frac{(k_1+k_2)}{m_1} & \frac{k_2}{m_1} & 0 & -\frac{(c_1+c_2)}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} & 0 \\ -\frac{k_2}{m_2} & -\frac{(k_2+k_3)}{m_2} & \frac{k_2}{m_2} & -\frac{c_2}{m_2} & -\frac{(c_2+c_3)}{m_2} & \frac{c_2}{m_2} \\ 0 & \frac{k_2}{m_3} & -\frac{k_2}{m_3} & 0 & \frac{c_2}{m_3} & -\frac{c_2}{m_3} \end{bmatrix} \quad (3-8)$$

首先定義以三自由度簡化結構模型模擬 BMD 結構之重要參數，調諧頻率比  $f_i$  可定義為各自由度頻率  $\omega_i$  與主結構頻率  $\omega_1$  的比值，如式(3-9)：

$$f_i = \frac{\omega_i}{\omega_1}, i = 2, 3 \quad (3-9)$$

質量比  $\mu_i$  定義為各自由度質量  $m_i$  與主結構質量  $m_1$  的比值，如式(3-10)：

$$\mu_i = \frac{m_i}{m_1}, i = 2, 3 \quad (3-10)$$

各自由度的構件阻尼比(Component Damping Ratio,  $\xi_i$ )可假設如式(3-11)：

$$\xi_i = \frac{c_i}{2 \sum_{j=i}^3 m_j \omega_i}, i = 1 \sim 3 \quad (3-11)$$

各自由度的頻率(Nominal Frequency,  $\omega_i$  定義如式(3-12)、式(3-13)與式(3-14)：

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{k_1}{(m_1 + m_2 + m_3)}} \quad (3-12)$$

$$\omega_2 = \sqrt{\frac{k_2}{(m_2 + m_3)}} \quad (3-13)$$

$$\omega_3 = \sqrt{\frac{k_3}{m_3}} \quad (3-14)$$

其中  $i=1\sim3$ ，各參數之下標 1 代表主結構，2 代表 BMD 控制層，3 代表自體調諧質量結構； $\omega_1$  為考慮整體質量與主結構勁度關係之頻率； $\omega_2$  為考慮 BMD 控制層以上質量與 BMD 控制層勁度關係之頻率； $\omega_3$  為考慮自體調諧質量結構與勁度關係且在固定基礎條件下之頻率。

由圖 3.1 可更清楚瞭解上述自然頻率及阻尼比之實質意義，根據定義之質量比、自然頻率以及阻尼比，式(3-8)可以一更簡單且廣義之形式表示新的系統矩陣  $\mathbf{A}'$  式(3-15)：

$$\mathbf{A}' = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ -[\omega_1^2 + (\omega_1 f_2)^2 \mu_2] & (\omega_1 f_2)^2 \mu_2 & 0 & -2(\xi_1 \omega_1 + \xi_2 \omega_1 f_2 \mu_2) & 2\xi_2 \omega_1 f_2 \mu_2 & 0 \\ (\omega_1 f_2)^2 & -[(\omega_1 f_1)^2 + \frac{(\omega_1 f_3)^2 \mu_3}{\mu_2}] & \frac{(\omega_1 f_3)^2 \mu_3}{\mu_2} & 2\xi_2 \omega_1 f_2 & -2\left(\xi_2 \omega_1 f_2 + \frac{\xi_3 \omega_1 f_3 \mu_3}{\mu_2}\right) & \frac{2\xi_3 \omega_1 f_3 \mu_3}{\mu_2} \\ 0 & (\omega_1 f_3)^2 & -(\omega_1 f_3)^2 & 0 & \xi_3 \omega_1 f_3 & -\xi_3 \omega_1 f_3 \end{bmatrix} \quad (3-15)$$

對新系統矩陣  $\mathbf{A}'$  進行特徵分析，其特徵方程式為：

$$|\mathbf{A}' - \lambda \mathbf{I}| = 0 \quad (3-16)$$

$$\lambda_{i,i+1} = -\alpha_i \pm i\beta_i \quad (3-17)$$

其中  $i=1,3,5$

$$\alpha_i = -\xi'_i \omega'_i \quad (3-18)$$

$$\beta_i = \omega'_i \sqrt{1 - \xi_i'^2} \quad (3-19)$$

將式(3-18)與式(3-19)重新整理即可得：

$$\omega'_i = \sqrt{\alpha_i^2 + \beta_i^2} \quad (3-20)$$

$$\xi_i' = \frac{-\alpha_i}{\sqrt{\alpha_i^2 + \beta_i^2}} \quad (3-21)$$

其中  $\omega'_i$  為第  $(2i-1)$  個振模之等效自然振頻； $\xi_i'$  為第  $(2i-1)$  個振模之等效阻尼比。

由狀態空間法可計算每個模態之頻率與阻尼比，在欲設計之質量比下置換不同的  $\xi_2$ 、 $f_2$  與  $f_3$  使各模態阻尼比皆有一定量發揮極為所求之最佳化設計參數。在下一章節將詳細討論假設條件與參數間之敏感度。

### 3.3 參數敏感度分析

本節將進行 BMD 系統參數之敏感度分析，目標函數初步決定為三自由度簡化結構模型中前三個模態阻尼比最大且近乎相等，在進行參數敏感度分析之前，以上述參數定義代入三自由度簡化結構模型並列出位形空間(Configuration Space)系統矩陣，考慮系統非比例阻尼(Non-proportional Damping)，以狀態空間(State Space)法求出狀態空間矩陣，在變異各定義參數且在合理範圍的條件下，瞭解各參數相互變異對於 BMD 最佳化系統設計參數之影響。

為了解假定條件  $\xi_1$ 、 $\xi_3$ 、 $\mu_2$ 、 $\mu_3$  與最佳化設計參數  $\xi_2^{opt}$ 、 $f_2^{opt}$ 、 $f_3^{opt}$  間之關係。首先建立參數敏感度分析流程圖如圖 3-2，第一階段決定質量比  $\mu_2$ 、 $\mu_3$  變異範圍，本文界定  $\mu_2$  範圍為 0.1~0.5 及  $\mu_3$  為 0.1~2，其示意圖如圖 3-3 所示，第二階段選定合理之  $\xi_1$ 、 $\xi_3$ ，本文選定三種組合，其一阻尼比分別為  $\xi_1 = 2\%$  及  $\xi_3 = 2\%$ ；其二為  $\xi_1 = 2\%$  及  $\xi_3 = 10\%$ ；其三為  $\xi_1 = 10\%$  及  $\xi_3 = 2\%$ ，第三階段決定目標函數，本文以模態特徵參數最佳化為主，目標函數為三自由度簡化結構模型中前三個模態阻尼比最大且近乎相等，並考量高模態

影響於控制反應，第四階段為 $\xi_1$ 與 $\xi_3$ 在前述假設下，以特定的 $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 找出相對應之參數 $\xi_2^{opt}$ 、 $f_2^{opt}$ 、 $f_3^{opt}$ ，探討其參數變異之敏感度，期提供一具有理論根據之 BMD 最佳化設計參數。

討論參數敏感度分析結果，圖 3-4 中顯示在相同變異量下 $\mu_2$ 對 $\xi_2^{opt}$ 較敏感於 $\mu_3$ ，當 $\xi_1 = 2\%$ 及 $\xi_3 = 2\%$ 時，質量比 $\mu_2$ 正相關於 $\xi_2^{opt}$ ，亦即主結構質量愈小時，為達到 $\xi_2^{opt}$ 則控制層之阻尼需求增加， $\mu_3$ 則負相關於 $f_2^{opt}$ 。當 $\xi_1 = 2\%$ 及 $\xi_3 = 10\%$ 時，控制層之阻尼需求減少。當 $\xi_1 = 10\%$ 及 $\xi_3 = 2\%$ 時，控制層之阻尼需求減少。圖 3-5 中顯示在相同變異量下 $\mu_2$ 對 $f_2^{opt}$ 較敏感於 $\mu_3$ ，當 $\xi_1 = 2\%$ 及 $\xi_3 = 2\%$ 時，質量比 $\mu_2$ 正相關於 $f_2^{opt}$ ，亦即主結構質量愈小時，為達到 $f_2^{opt}$ 則主結構之勁度需求增加， $\mu_3$ 則負相關於 $f_2^{opt}$ 。當 $\xi_1 = 2\%$ 及 $\xi_3 = 10\%$ 時，主結構之勁度需求增加。當 $\xi_1 = 10\%$ 及 $\xi_3 = 2\%$ 時，主結構之勁度需求增加。圖 3-6 中顯示在相同變異量下 $\mu_2$ 對 $f_3^{opt}$ 較敏感於 $\mu_3$ ，當 $\xi_1 = 2\%$ 及 $\xi_3 = 2\%$ 時，質量比 $\mu_2$ 正相關於 $f_3^{opt}$ ，亦即主結構質量愈小時，為達到 $f_3^{opt}$ 則主結構之勁度需求增加， $\mu_3$ 則負相關於 $f_3^{opt}$ 。當 $\xi_1 = 2\%$ 及 $\xi_3 = 10\%$ 時，主結構之勁度需求增加。當 $\xi_1 = 10\%$ 及 $\xi_3 = 2\%$ 時，主結構之勁度需求增加。

綜上所述，從圖 3-4、圖 3-5 與圖 3-6 顯示，在考量相同變異量， $\mu_2$ 對 BMD 最佳化參數 $\xi_2^{opt}$ 、 $f_2^{opt}$ 與 $f_3^{opt}$ 較敏感於 $\mu_3$ ，比較各系統參數，建議選擇適當的質量比較易使設計之阻尼比或是頻率比滿足 $\xi_2^{opt}$ 、 $f_2^{opt}$ 與 $f_3^{opt}$ ，若考量經濟性欲降低控制層阻尼需求，可由降低 $\mu_2$ 或是增加 $\mu_3$ 進行設計調整，欲降低主結構勁度需求，須考慮系統參數之間相依性調整 $\mu_2$ 與 $\mu_3$ 以達到 $f_2^{opt}$ 與 $f_3^{opt}$ ，設計最佳化 BMD 系統需要了解各系統參數之變異



性與相依性，續以迭代求得最佳化參數設計值，如當 $\xi_2^{opt}$  過大時可降低 $\mu_2$ ，以降低控制層阻尼需求，但相對地將提高了主結構對於勁度的需求，不利於主結構設計，因此對於最佳化 BMD 系統之參數選取必須更加謹慎。



### 3.4 系統設計流程

本小節將以設計試驗構架為例，詳細敘述 BMD 結構系統之設計流程，BMD 系統之設計流程圖如圖 3-7，各步驟說明如下：

- 步驟1：** 決定結構物樓層數，並選定控制層位置以區分調諧質量結構、主結構。
- 步驟2：** 決定結構物基本參數如斷面尺寸、材料性質等。
- 步驟3：** 決定調諧質量結構、主結構阻尼比 $\zeta_1$ 和 $\zeta_3$ ，本試驗構架為鋼構架，因此假設調諧質量結構、主結構之阻尼比均為 2%。
- 步驟4：** 分別建立調諧質量結構、主結構在固定基礎條件之下之數值模型，由調諧質量結構、主結構的模態質量及週期等基本參數，可求取該結構之質量比 $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 、和初始 $f_{3,design}$ 。
- 步驟5：** 由步驟 4 之質量比 $\mu_2$ 和 $\mu_3$ 可根據 3.2 節所述參數分析結果，依據步驟 3 所決定之不同調諧質量結構、主結構阻尼比條件下，求取適當之 $\zeta_2$ 、 $f_2$ 和 $f_3$ 。
- 步驟6：** 將步驟 4 所得之調諧質量結構、主結構初始頻率比 $f_{3,design}$ 和步驟 5 所得之建議頻率比 $f_3$ 互相比較，決定加勁調諧質量結構或是主結構。以 Specimen A 為例，由於原始 $f_{3,design}$ 大於目標之 $f_3$ ，為使 $f_3$ 達到參數分析結果之建議值，必須加勁主結構，因此在主結構數值模型設計不同斷面斜撐，使加勁後頻率比 $f_3$ 等於目標之 $f_3$ ；Specimen B 則相反，由於原始 $f_{3,design}$ 小於建議之 $f_3$ ，必須加勁調諧質量結構。
- 步驟7：** 檢核加勁是否合理及符合規範所規定，若不符合則需重回步驟 1 變更原始結構設計並重新計算各項參數。
- 步驟8：** 由所得之 $\zeta_2$ 、 $f_2$ 建議值可分別求取控制層之隔震支承墊所需有效側向勁度，以及阻尼器所需之阻尼係數

**步驟9：** 檢核所得之隔震支承墊勁度及阻尼器阻尼係數在實際設計上是否可行，若不可行亦需重回步驟1 變更設計。

**步驟10：** 結合調諧質量結構、主結構以及控制層之參數計算結果，完成 BMD 系統之設計。



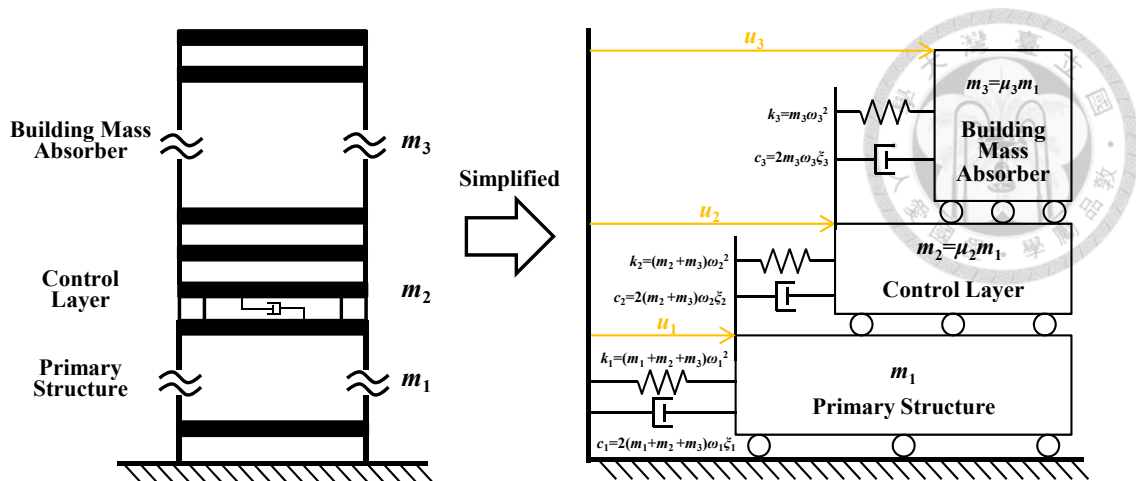


圖 3-1 BMD 之三自由度結構模型

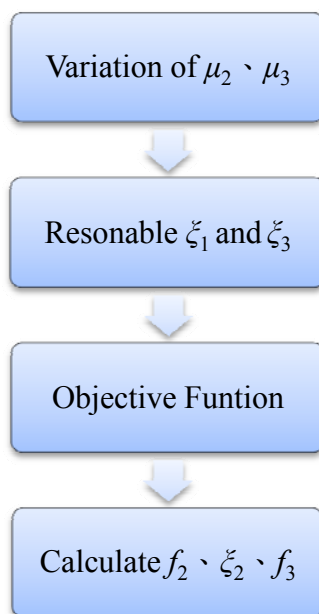


圖 3-2 參數敏感度分析流程圖

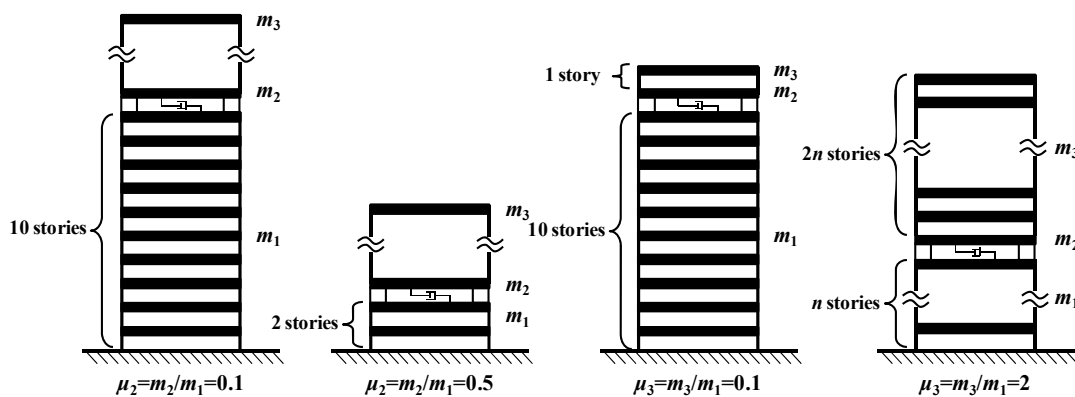
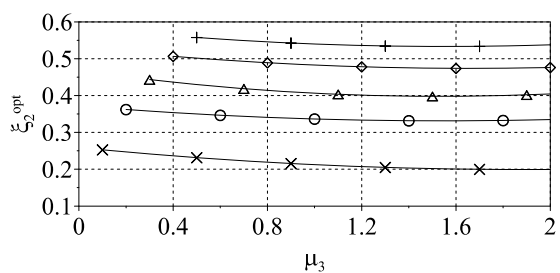
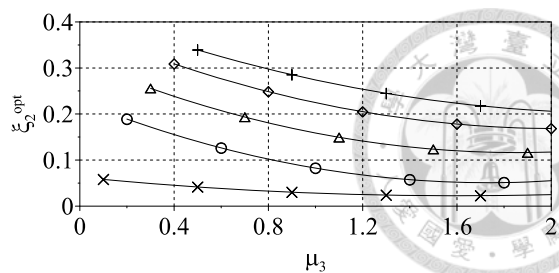


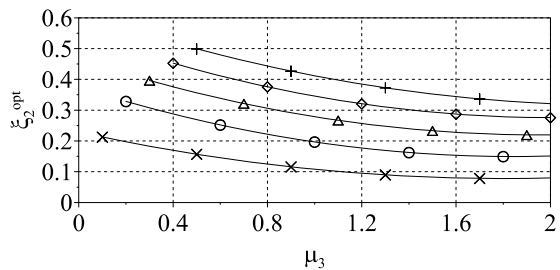
圖 3-3  $\mu_2$  與  $\mu_3$  變異示意圖



(a)  $\xi_1=2\%$  and  $\xi_3=2\%$



(b)  $\xi_1=2\%$  and  $\xi_3=10\%$



(c)  $\xi_1=10\%$  and  $\xi_3=2\%$

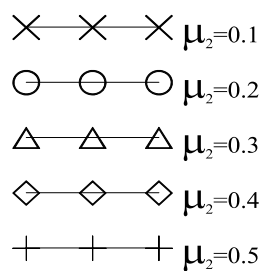
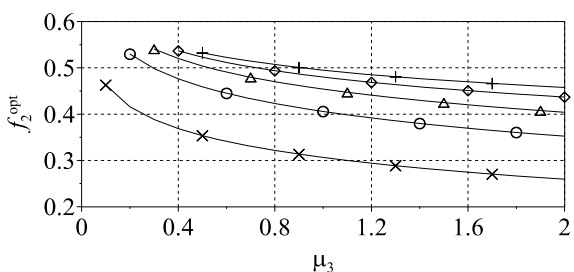
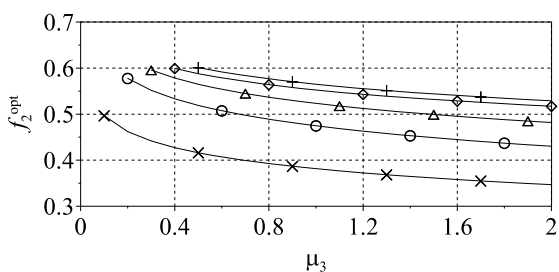


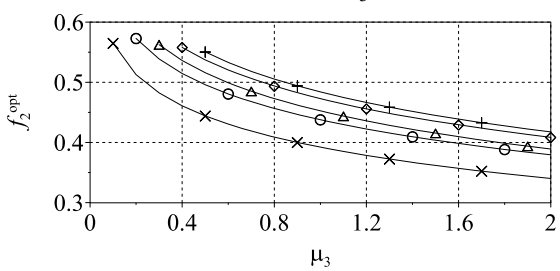
圖 3-4 變異  $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 、 $\xi_1$  與  $\xi_3$  之  $\xi_2^{opt}$



(a)  $\xi_1=2\%$  and  $\xi_3=2\%$



(b)  $\xi_1=2\%$  and  $\xi_3=10\%$



(c)  $\xi_1=10\%$  and  $\xi_3=2\%$

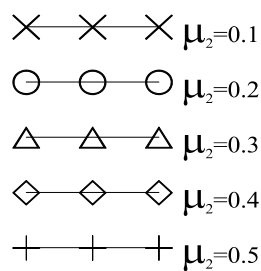
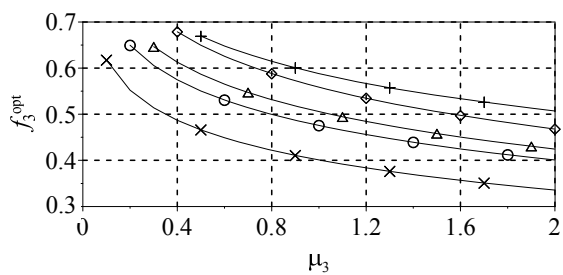
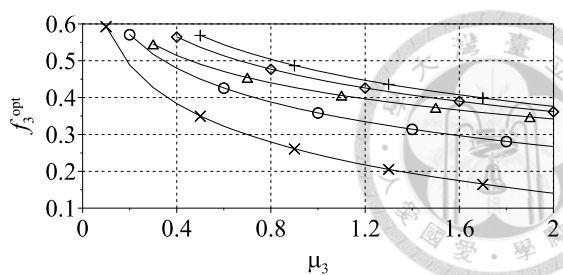


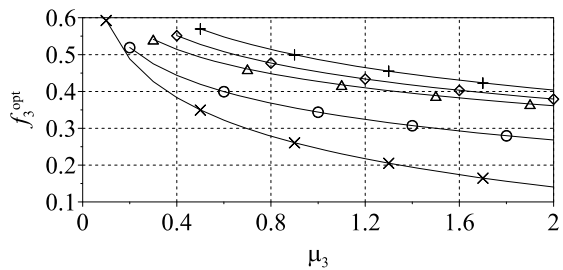
圖 3-5 變異  $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 、 $\xi_1$  與  $\xi_3$  之  $f_2^{opt}$



(a)  $\zeta_1=2\%$  and  $\zeta_3=2\%$



(b)  $\zeta_1=2\%$  and  $\zeta_3=10\%$



(c)  $\zeta_1=10\%$  and  $\zeta_3=2\%$

$\times \times \times \mu_2=0.1$

$\circ \circ \circ \mu_2=0.2$

$\triangle \triangle \triangle \mu_2=0.3$

$\diamond \diamond \diamond \mu_2=0.4$

$+ + + \mu_2=0.5$

圖 3-6 變異  $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 、 $\zeta_1$  與  $\zeta_3$  之  $f_3^{opt}$

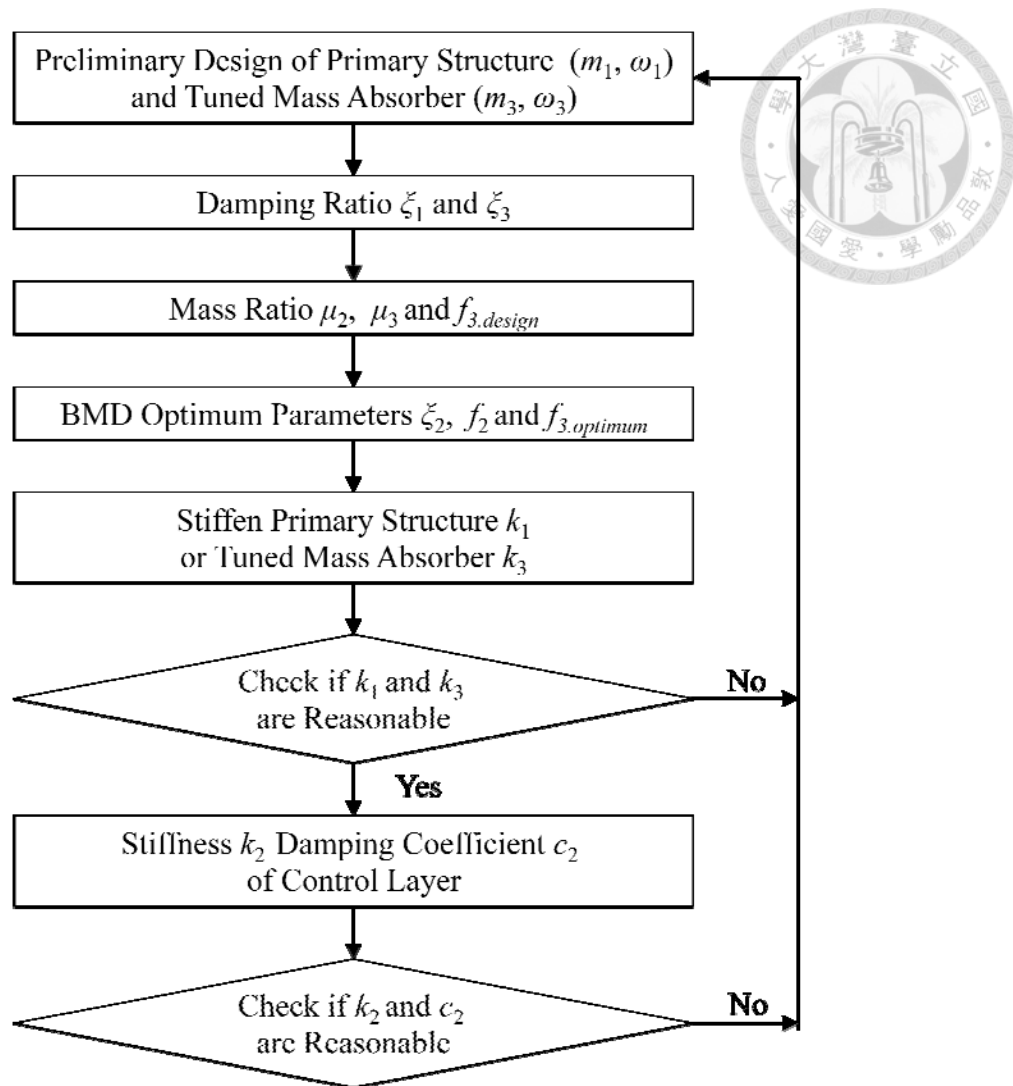


圖 3-7 BMD 結構系統設計流程圖



## 第四章 自體調諧質量阻尼系統縮尺振動台試驗

為驗證 BMD 系統之有效性及可行性，及該系統中各參數對於反應之影響，於國家地震工程研究中心（National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE）規劃一縮尺試體構架振動台試驗，選定八自由度鋼構架並參考第三章推導之系統參數進行試驗，討論使用 BMD 系統設計變異各參數試驗構架之受震反應，了解各系統參數考量試驗構架及元件誤差於 BMD 受震反應之影響，並配合系統識別結果，為數值模擬推估試驗 OBMD 設計參數之依據。

### 4.1 縮尺結構試體簡介

國家地震工程研究中心之地震模擬振動台平面尺寸為 5m×5m，每一軸向均有四組油壓致動器，可模擬六自由度、三軸向之地震作用。振動台之最大位移量在 X、Y、Z 方向分別為 25、10、10 公分，最大加速度在 X、Y、Z 方向分別為 1、3、1g，最大載重為 50000 公斤。

配合振動台之規格及載重，試驗構架選定國家地震工程研究中心現有之八層鋼構架，加以設計為 BMD 系統之試驗構架，以及一系列對照各參數變異反應之試驗構架。試驗構架為一縮尺比 1/4（Scale-down factor=1/4）之鋼構架，每層樓板長 1500mm，寬 1100mm，每層樓高 1100mm。構架之柱構材斷面為 100×100×6×8（mm）的 H 型鋼，梁構材斷面為 100×50×5×5（mm）之槽鋼，所採用鋼材為 A36 性質。

本研究設計兩種不同調諧質量結構、主結構樓層數之試體，即控制層裝設在不同樓層之兩組試驗構架，分別比較調諧質量結構、主結構加勁，以及控制層位置對於 BMD 行為之影響。考量調諧質量結構、主結構需以合理加勁方式達到 3.2 節參數敏感度分析所建議之頻率比  $f_3$ ，且考慮實際施工及材料製作上的可行性，設計 Specimen A 的調諧質量結構為四層樓，控制層配置橡膠支承墊（Rubber Bearing, RB）和液態黏性阻尼器（Viscous Damper, VD），主結構為三層樓；Specimen B 的調諧質量結構則為六層樓，主結構為一層樓，構架 A 和 B 的每層樓配置質量均為 0.5 kN-sec<sup>2</sup>/m，詳細之樓層、重量配置如圖 4-1 所示。簡化三自由度模型樓板位置示意，即控制層下方樓版（SUB）、控



制層上方樓版 (SUP) 與頂層樓版 (ROOF)，可見圖 4-2 說明。

## 4.2 變異系統參數之試驗構架設計

本試驗共規劃十組試驗構架，包含不同樓層數之 Specimen A 與 Specimen B 以參數分析為基準設計之試驗構架，以及一系列變異各參數之試驗構架，以了解 BMD 之行為以及各參數對於反應之影響。

由前章所述步驟，可完成試驗構架之設計。以建議參數設計之構架 A 和 B 的分別以 Specimen A-1 和 Specimen B-1 表示，設計完成之數值模型如圖 4-3，設計參數將與下節所述之變異參數構架之設計參數統整於表 4-1。為討論比較各參數對於 BMD 系統之模態特性及反應之影響，將以建議設計之試驗構架 Specimen A-1 和 Specimen B-1 為基準，變異  $\zeta_2$ 、 $f_2$  和  $f_3$ ，設計一系列試驗構架 Specimen A-2~A-7 以及 Specimen B-2、B-3，比較圖如圖 4-4。

為比較不同頻率比  $f_2$ ，即控制層頻率  $\omega_2$  對於反應之影響，以 Specimen A-1 之  $f_2$  值 0.43 為基準，改變隔震支承墊之有效側向勁度。Specimen A-2 為降低控制層勁度， $f_2$  降低至 0.29；反之 Specimen A-3 則增加控制層勁度， $f_2$  提高至 0.53。由於變動控制層勁度  $k_2$ ，等於改變控制層之頻率  $\omega_2$  進而影響阻尼比  $\zeta_2$ ，因此為固定阻尼比  $\zeta_2$  為 22%，必須分別設計調整阻尼器之阻尼係數。

為比較不同的阻尼比  $\zeta_2$ ，以 Specimen A-1 之  $\zeta_2$  值 22% 為基準，改變控制層液態黏性阻尼器之阻尼係數。Specimen A-4 為降低阻尼器之阻尼係數， $\zeta_2$  為 9%；反之 Specimen A-5 則提高阻尼器之阻尼係數， $\zeta_2$  為 35%。本組試驗構架中，除了阻尼係數，其餘設計均不改變。

為比較不同的調諧質量結構、主結構頻率比  $f_3$ ，以 Specimen A-1 之  $f_3$  值 0.47 為基準，改變主結構加勁比例，即改變主結構之斜撐斷面，以使主結構之勁度和頻率達到設計所需。Specimen A-6 置換斷面較小之斜撐，即主結構勁度降低， $f_3$  為 0.52；反之 Specimen A-7 中則增加主結構之勁度， $f_3$  為 0.42。本組試驗構架中，由於改變主結構之勁度，主結構頻率  $\omega_1$  改變， $f_2$  亦隨之改變，因此需調整 Specimen A-6 及 A-7 之控制層勁度以維

持  $f_2$  為定值 0.43，並配合設計不同之阻尼器阻尼係數以固定  $\zeta_2$  為 22%。

在 Specimen B 部分，僅規劃一組比較  $f_3$ ，以 Specimen B-1 之  $f_3$  值 0.4 為基準，改變調諧質量結構勁度比例，即改變斜撐斷面。Specimen B-2 降低調諧質量結構勁度， $f_3$  為 0.34；反之 Specimen B-3 中則增加調諧質量結構勁度， $f_3$  為 0.45。由於改變調諧質量結構之勁度，即改變調諧質量結構頻率  $\omega_3$ ，並不影響其他參數  $f_2$  及  $\zeta_2$ ，因此除調諧質量結構斜撐斷面，其餘設計皆不需改變。

以上所述共 10 組試驗構架，包含 Specimen A 設計 7 組構架及 Specimen B 設計 3 組構架，所有試驗構架之詳細參數及元件設計參數統整於表 4-1，各構架所使用之橡膠支承墊及液態黏性阻尼器細部設計如以下 4.3、4.4 節所述。

## 4.3 結構控制元件

### 4.3.1 橡膠支承墊基本構造、設計與檢核

本試驗構架之隔震系統由四個橡膠支承墊組成，以下將敘述其基本力學行為、設計方法、設計結果與性能測試結果。控制層之隔震元件目標在於延長調諧質量結構週期並消散大部分之地震能量，其在垂直方向上必須具備足夠的勁度承載調諧質量結構重量，水平方向則需有一定的柔度以達到延長上部週期之目標，但在常態載重下能夠抵抗風力維持結構物正常機能。

本試驗採用之隔震元件為橡膠支承墊，其基本構造為薄鋼板與薄橡膠層相互堆疊黏結而成，如圖 4-5 所示，其中橡膠具有較低之水平勁度以延長調諧質量結構週期並降低地震能量，鋼板可提高隔震元件之垂直勁度以支撐調諧質量結構垂直載重，並可避免橡膠過度受壓膨脹，上下轉接板用以固定支承墊。由 4.1 及 4.2 節求得橡膠支承墊基本設計參數後，進一步之細部設計及穩定性檢核步驟如下：

**步驟1：** 決定橡膠層墊之設計應變  $\gamma_{max}$ 、設計溫度，以及橡膠材料硬度有關之有效剪力模數  $G$ 、有效楊氏模數  $E$  及修正因子  $k$ 。

**步驟2：** 計算橡膠層墊總厚度  $T_r$ ：

$$T_r = \frac{D_D}{\gamma_{\max}} \quad (4-1)$$

**步驟3：** 計算橡膠層墊之有效受壓面積：

(1) 選定形狀因子  $S$ 。

$$\frac{E_c}{G} = \frac{E(1+2kS^2)}{G} \geq 400 \quad (4-2)$$

其中  $E_c$  為壓力模數。

(2) 由橡膠層墊於純軸力  $W$  作用下之容許壓應力，估算有效受壓面積  $A_{re0}$ 。

$$\frac{W}{A_{re0}} \leq 80 \text{ kg/cm}^2 \quad (4-3)$$

(3) 由橡膠層墊垂直壓力所引致剪應變，估算橡膠層墊之有效受壓面積  $A_{re1}$ 。

$$6S \frac{W}{E_c A_{re1}} \leq \frac{EB}{3} \quad (4-4)$$

其中， $EB$  為橡膠之拉斷應變。

(4) 由橡膠層墊所受剪力求得橡膠層墊之最小剪力斷面面積  $A_{re2}$ 。

$$A_{re2} = \frac{K_{eff} T_r}{G} \quad (4-5)$$

(5) 選取以上三者之最大值作為橡膠層墊之斷面面積  $A_r$ 。

$$A_r = \max(A_{re0}, A_{re1}, A_{re2}) \quad (4-6)$$

**步驟4：** 計算單層橡膠厚度  $t_i$  及橡膠層數  $N$ 。

(1) 由形狀因子及橡膠層墊斷面尺寸決定單層橡膠厚度  $t_i$ 。

$$\text{若隔震支承墊為矩形斷面：} S = \frac{LB}{2(L+B)t_i} \quad (4-7)$$

$$\text{若隔震支承墊為圓形斷面：} S = \frac{d}{4t_i} \quad (4-8)$$

其中  $L$  及  $B$  為橡膠層墊斷面尺寸； $d$  為橡膠層墊斷面直徑。

(2) 決定橡膠層數  $N$ 。

$$N = \frac{T_r}{t_i} \quad (4-9)$$

**步驟5：** 設計鋼板厚度  $t_s$ 。



$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1})W}{A_{re}F_s} \quad (4-10)$$

其中， $t_i$  及  $t_{i+1}$  各為鋼板上、下方之橡膠層厚度； $F_s = 0.6F_y$ ， $F_y$  為鋼板之降伏強度； $A_{re}$  為水平變位時橡膠層墊之有效受壓面積，如下式所示：

$$\text{若隔震支承墊為矩形斷面：} A_{re} = L(B - \Delta_s) \quad (4-11)$$

$$\text{若隔震支承墊為圓形斷面：} A_{re} = \frac{d^2}{4}(\beta - \sin \beta) \quad (4-12)$$

$$\beta = 2\cos^{-1}\left(\frac{\Delta_s}{d}\right) \quad (4-13)$$

其中， $L$  及  $B$  為垂直與平行位移方向之隔震支承墊斷面尺寸； $\Delta_s$  為隔震支承墊之水平位移。

**步驟6：** 檢核隔震支承墊之剪應變、傾覆與穩定度。

(1) 於純軸力  $W$  作用下，檢核隔震支承墊之剪應變是否滿足下式：

$$6S \frac{W}{E_c A_{re}} \leq \frac{EB}{3} \quad (4-14)$$

(2) 在考慮地震力作用之載重組合（包含靜載重、活載重及地震力載重）下，檢核隔震支承墊之總剪應變是否滿足下式：

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75EB \quad (4-15)$$

其中， $\gamma_{sc}$  為隔震支承墊受軸壓力（考慮靜載重、活載重及地震力所引致之垂直力）時產生的剪應變； $\gamma_{eq} = D_D/T_r$  為隔震支承墊受到地震力作用下，於設計位移對應之剪應變； $\gamma_{sr}$  如下式：

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2 \theta}{2t_i T_r} \quad (4-16)$$

其中， $\theta$  為地震力設計轉角。

(3) 為防止隔震支承墊發生傾覆（Roll-Out）現象，設計位移須滿足下式：

$$D_D \leq \frac{WL}{W + K_{eff}h} \quad (4-17)$$

其中， $K_{eff}$  為橡膠支承墊之有效勁度； $h$  為橡膠支承墊總高度； $L$  為矩形支承墊之短邊長度或圓形支承墊之直徑。

(4) 為了防止隔震支承墊發生不穩定的現象，建議其平均壓力須符合下式：

$$\frac{W}{A_r} < \frac{GSL}{2.5T_r} \quad (4-18)$$

其中， $L$  為矩形支承墊之短邊長度或圓形支承墊之直徑。

經由上述各項考慮，可計算橡膠支承墊之細部構造。由 3.2 節敘述之設計流程計算出本試驗十組試驗構架所需之控制層勁度如表 4-1，共需五組不同勁度之橡膠支承墊，勁度由低至高分別以 Type A 至 E 代表。橡膠支承墊構造示意圖如圖 4-6，各組橡膠支承墊之細部設計整理於表 4-2，本試驗為使各種不同勁度之橡膠支承墊在試驗中能夠順利置換，將些微調整上下層鋼板厚度  $T_t$  及  $T_b$ ，使各個橡膠支承墊總高度  $H_t$  均相同。

本試驗規劃之五組橡膠支承墊將採用兩種不同橡膠硬度，Type A 採用 30IRHD 而 Type B 至 E 採用 60IRHD，兩種不同橡膠硬度對應之相關參數如表 4-3。各構架所使用之橡膠支承墊亦整理於表 4-1，Specimen A-1、Specimen A-4 及 Specimen A-5 均使用 Type C，控制層勁度較低的 Specimen A-2 使用 Type A，控制層勁度較高的 Specimen A-3 和 Specimen B-1、Specimen B-2、Specimen B-3 使用 Type E，配合主結構頻率改變而變異控制層勁度的 Specimen A-6 和 Specimen A-7 分別使用 Type B 和 Type D。

#### 4.3.2 橡膠支承墊性能測試

將橡膠支承墊裝設於試驗構架前須先進行性能測試 (Performance Test)，以了解其真實力學行為，提供結構分析時所需資訊。

本測試於國家地震工程研究中心進行，試驗裝置如圖 4-8，垂直向使用兩組油壓致動器模擬實際載重之影響，水平方向則由一組油壓致動器提供反覆之水平剪力，可模擬橡膠支承墊同時受到載重及水平向作用力之行為。性能測試之量測機制部分如圖 4-9，在橡膠支承墊上方配置測力計 (Load Cell)，如圖 4-9 (a)，以量測支承墊所受到之軸向壓力及水平剪力；並在隔震支承墊上下方轉接板配置位移計量測支承墊之水平向位移，

如圖 4-9 (b)。

由於垂直向載重對於橡膠支承墊之勁度影響甚大，為同時測試在試驗載重下以及較大之垂直向作用力下橡膠支承墊之勁度及行為，規劃兩種不同載重，即每個橡膠支承墊承受 1 噸及 20 噸之軸力情況下，施加不同頻率之正弦波反覆載重，並控制位移為 1 至 3 公分，詳細測試項目如表 4-4。

圖 4-10 至圖 4-14 為 Type A 至 E 五種不同勁度橡膠支承墊之遲滯迴圈，並可由所繪出之力與位移關係，推算橡膠支承墊之有效勁度，即在某一循環試驗下，有效勁度為：

$$k_e = \frac{F^+ - F^-}{2\Delta} \quad (4-19)$$

其中  $k_e$  為該循環有效勁度， $F^+$  和  $F^-$  為正向和負向之最大剪力， $\Delta$  為正向和負向之最大位移之平均值。

性能測試所得之平均橡膠支承墊勁度與原設計勁度之比較列於表 4-5，可看出實際性能測試結果所得之有效勁度，除 Type A 之外，其餘 Type B 至 E 均略低於原始設計勁度，但誤差均在  $\pm 10\%$  以內，後續數值模擬部分將於數值模型中加以調整參數，將實際勁度誤差的影響納入考慮。

### 4.3.3 液態黏性阻尼器基本構造與力學行為

本試驗構架之隔震系統將依不同組尼比設計，裝設二至四支線性黏性阻尼器，以下將敘述其基本力學行為、設計方法、設計結果與性能測試結果。在各種減震元件中，液態黏性阻尼器因為不干擾結構物本身週期及勁度，而具有設計簡便的特點，成為國內外經常被採用之減震元件，用以消散風力或地震力輸入至結構物之能量。

圖 4-15 為液態黏性阻尼器之基本構造圖，包含了高強度的筒身、油封、活塞桿、有小孔 (Orifice) 的活塞頭，並在阻尼器內填滿黏性矽基脂液體 (Silicone Oil)。液態黏性阻尼器的阻尼力來自於流體經由阻尼器的一側經過活塞頭上的小孔流至另一側，在活塞頭兩側產生的壓力差。利用改變活塞頭上小孔的配置以及內部之機械構造可改變流體的流動特性，因而產生不同的阻尼力性質，如線性或非線性阻尼力及不同之阻尼常數等。黏滯性阻尼器理想的力學行為，是阻尼力只與相對速度相關且同相，其關係式如下式：

$$F_D = C|\dot{u}|^\alpha \text{sgn}(\dot{u}) \quad (4-20)$$

其中， $F_D$  為阻尼器產生之阻尼力； $C$  為阻尼器之阻尼常數； $\dot{u}$  為活塞運動速度； $\alpha$  為非線性係數。

由上式可知，黏滯性阻尼器之阻尼力與速度同相，與位移呈  $90^\circ$  之相位差，即不具儲存勁度 (Storage Stiffness)，當構架採用黏滯性阻尼器之減震設計時，並不會影響構架本身之自然頻率，所以裝設阻尼器於構架時，理論上在構架位移最大，梁柱系統受力最大時，阻尼器出力最小，故不會帶給構架梁柱系統太多額外的力量負擔，因此在設計上較為簡單方便為其很大的優點。

液態黏性阻尼器之力學性質可分為線性和非線性兩種，當  $\alpha = 1$  時，為線性黏性阻尼器之行為；而  $\alpha \neq 1$  (通常  $\alpha < 1$ ) 則為非線性黏性阻尼器之行為。目前在工程業界較具實用價值的是  $\alpha = 1$  及  $\alpha < 1$  的阻尼器，圖 4-16 為  $\alpha < 1$ 、 $\alpha = 1$ 、 $\alpha > 1$  三種黏滯性阻尼器之出力與速度關係圖。線性黏性阻尼器具有製造及設計容易等優點，但由圖可看出在較小的速度作用下，非線性阻尼器 ( $\alpha < 1$ ) 即可發揮較線性阻尼器大之阻尼力以協助結構抵抗外力，減震效益較線性阻尼器佳；反之在較大速度作用下，非線性阻尼器 ( $\alpha < 1$ ) 之阻尼力增量變得有限，而線性阻尼器則維持固定比例增加，當超過某一定值，線性阻尼器之阻尼力反而會大於非線性阻尼器之阻尼力。

#### 4.3.4 液態黏性阻尼器性能測試

本試驗將使用四組不同阻尼係數及出力設計之線性黏性阻尼器，四組阻尼器設計參數統整於表 4-6，以 #1 至 #4 代表，並於每個試驗構架配置一組阻尼器，或兩組加以組合達到各試驗構架所需之阻尼比，各構架採用之阻尼器編號及阻尼係數整理於表 4-1。

試驗所採用之阻尼器外觀如圖 4-17，進行性能測試時，將以三角形鋼板將阻尼器的兩端分別固定在試驗構架上部及下部，並維持阻尼器水平狀態，試驗裝置與如圖 4-18，和橡膠支承墊之性能測試構架不同，液態黏性阻尼器之性能測試僅使用一組油壓致動器提供水平方向之力量，模擬阻尼器受水平向反覆作用力之行為，詳細之性能測試測試項目如表 4-7。性能測試之量測機制部分如圖 4-19，在阻尼器一端連接測力計，如圖 4-19(a)，

以量測支承墊所受到之軸向力；並以位移計量測阻尼器活動端與下方固定構架之間的相對位移，如圖 4-19 (b)。

四種不同阻尼器之性能測試結果，遲滯迴圈如圖 4-20 至圖 4-23。線性黏性阻尼器之遲滯迴圈大致為一平躺之橢圓形，不具有儲存勁度。

由性能測試結果可推估線性黏性阻尼器之阻尼常數  $C$  值，當阻尼器活塞運動的位移為一簡諧之正弦函數時，

$$u = u_0 \sin \omega t \quad (4-21)$$

其中， $u$ ：阻尼器活塞運動之位移； $u_0$ ：阻尼器活塞運動之振幅； $\omega$ ：阻尼器活塞運動之角頻率。

阻尼器產生之阻尼力由(4-20)式可得

$$F_D = C |u_0 \omega \cos \omega t|^\alpha \quad (4-22)$$

當  $\alpha = 1.0$ ，為線性阻尼力行為，則

$$(F_D)_{\max} = C u_0 \omega \quad (4-23)$$

因此，阻尼常數  $C$  可由下式求得

$$C = \frac{(F_D)_{\max}}{u_0 \omega} = \frac{(F_D)_{\max}}{(\dot{u})_{\max}} \quad (4-24)$$

其中， $(F_D)_{\max}$ ：正弦位移下阻尼力之最大值； $\dot{u}_{\max}$ ：正弦位移下之速度最大值。

各液態黏性阻尼器性能測試結果之速度與出力關係如圖 4-24 至圖 4-27，由速度與出力關係亦可如上述求取出阻尼器實際之阻尼係數，阻尼係數設計及性能測試結果比較整理於表 4-8，可看出試驗值較設計值普遍偏小，在後續分析部分，將根據性能測試結果，考慮阻尼器阻尼常數誤差對於設計阻尼比之影響。

#### 4.4 試驗細部規劃及感測計配置

本試驗共設計十組 BMD 試驗構架，包含 Specimen A 七組構架及 Specimen B 三組構架。構架之設計圖如圖 4-28，各構架將依據 3.2 節所述之設計參數，於試驗中置換不同設計參數之橡膠支承墊、黏滯性阻尼器以及斜撐，本節將敘述構架各部分詳細裝設方



式，並簡介試驗構架之量測機制。

#### 4.4.1 結構控制元件及斜撐裝設

控制層所使用之控制元件包括橡膠支承墊以及液態黏性阻尼器，考量控制層需有足夠空間以配置質量塊及裝設阻尼器，控制層高度設計約為 70 公分高，並將質量塊配置方式些微改變，控制層上下樓板設計圖如圖 4-29，立體配置示意圖如圖 4-30。

隔震支承墊裝設如圖 4-31，於橡膠支承墊下方配置測力計，以測量水平兩向和垂直向之受力，測力計之規格及配置將於 3.5.3 節詳述。依照控制層設計高度，設計轉接之短柱以連接控制層上下樓板，詳細設計尺寸如圖 4-32，短柱之柱斷面與其餘樓層相同。

液態黏性阻尼器裝設部分如圖 4-33，於阻尼器兩端設計耳座及轉接板以連接三角鋼板，細部設計如圖 4-34、圖 4-35、圖 4-36，阻尼器其中一端連接測力計以測量阻尼器所受之軸力。考量到阻尼器須保持水平，三角鋼板之螺栓孔採槽孔設計，以避免施工誤差造成阻尼器無法保持水平裝設。

試驗斜撐裝設方式如圖 4-37，於柱旁設計兩片轉接板，轉接鋼板設計如圖 4-38，焊接於各樓層之上下樓板，並在試驗構架的調諧質量結構或是主結構，裝設不同大小斷面的斜撐，以達到設計所需的勁度及週期。

#### 4.4.2 試驗感測計裝置佈設

本試驗共使用三種不同之感測計，分別為加速度計、位移計和測力計，三種感測計之數量、頻道數目與量測資訊整理於表 4-9。

試驗使用之加速度計如圖 4-39，加速度計於整體試驗構架之配置如圖 4-40。頂樓及控制層上、下層樓板，即圖 4-2 所示之 ROOF、SUP 和 SUB (Specimen A 之 3、4、8 樓頂樓樓板或 Specimen B 之 1、2、8 樓頂樓樓板)，裝設兩個 X 方向、一個 Y 方向和三個 Z 方向加速度計，以檢核構架是有扭轉和傾覆現象；調諧質量結構和主結構其餘樓板則於 X 和 Y 方向各裝設一加速度計，量測各樓層加速度反應；基底部分配置 X、Y、Z 三方向之加速度計以量測振動台輸入之加速度。

試驗使用之加位移計如圖 4-41，位移計於整體試驗構架之配置如圖 4-42，位移計所



量測之位移為各層樓樓板之絕對位移，須扣除振動台之位移量方可得到各樓層之相對地表位移。位移計於頂樓及控制層上、下層樓板樓板裝設兩個 X 方向和一個 Y 方向位移計；其餘樓板則於 X 和 Y 方向各裝設一位移計，量測各樓層位移反應並可計算層間變位角。

試驗使用兩種不同尺寸之測力計，圖 4-9 (a)之橡膠支承墊性能測試所使用之測力計，軸向承載容量為 20 噸，可量測軸向力及二正交水平剪力，分別於控制層及基底各裝設四個測力計，如圖 4-43 和圖 4-44；圖 4-19 (a)液態黏性阻尼器性能測試所使用之測力計則尺寸較小，軸向承載容量為 5 噸，僅提供軸向力量測，用於控制層量測阻尼器受力，配置如圖 4-43 (b)。

## 4.5 輸入地震歷時

本試驗使用五筆真實地震歷時及兩筆人造地震歷時，包括 1999 年台灣集集大地震在測站 TCU047 和 TCU068 所測得之地震歷時、1940 年美國加州北嶺地震於測站 I-ELC270 量測之地震紀錄、1995 年日本阪神大地震於測站 KJM000 量測之地震紀錄、2011 年日本東北大地震在建物 THU(接近測站 MYG013)量測之地震紀錄以及 TCU047 和 TCU068 之人造地震歷時，以上分別以 TCU047、TCU068、EL Centro、Kobe、THU、TCU047-Artificial 及 TCU068-Artificial 代表。五組真實地震歷時特性整理於表 4-10，本試驗採用 PGA 較大之南北向地震歷時進行試驗，七組地震歷時加速度訊號如圖 4-45，加速度反應譜如圖 4-46。此外，因本試驗構架為縮尺構架，地震歷時之時間間隔皆考慮相似法則，即輸入之地震歷時時間間隔皆縮小為原始紀錄之  $1/2$  倍 (Time Scale  $= \sqrt{\text{scale factor}} = 1/\sqrt{4}$ )。藉由七筆不同性質地震歷時，探討 BMD 結構系統於各地震作用下是否能發揮良好之效果。

試驗程序上，每筆地震歷時均輸入二至三種不同倍率。試驗前採用 SAP2000 軟體進行數值模擬，以各樓層之最大層間位移角小於 0.005 且橡膠支承墊之位移小於設計位移為原則，依據數值模擬結果決定輸入地震之倍率，詳細試驗測試項目整理於表 4-11。

為比較 BMD 設計與原始八層樓空構架反應之差異，本試驗亦測試空構架於各地震

歷時作用下之受震反應，為避免空構架變形過大，所輸入之地震倍率較 BMD 構架來得小，如表 4-12 所示。



## 4.6 試驗結果探討與數值模擬

由於系統識別僅能求取整體構架之參數，本試驗欲探討頻率比、阻尼比等參數對於系統反應之影響，因此藉由數值模擬，建立可模擬試驗構架行為之數值模型，再分別求取調諧質量結構、主結構之參數，進而計算所需討論之系統參數。

### 4.6.1 試驗構架與空構架受震反應比較

本節比較以建議參數設計之 Specimen A-1、Specimen B-1 與空構架試驗結果。為避免空構架層間位移過大，空構架輸入之地震歷時倍率較小，和 BMD 試驗構架測試項目不同，因此本節各項比較中的 BMD 構架反應，除 EL Centro 80%與 TCU068 30%為原始試驗測得資訊，Kobe 30%、TCU047 60%、THU 40%三組地震歷時反應，皆選取與空構架測試倍率最接近之試驗結果，即 Kobe 40%、TCU047 60%、THU50%之結果，比較不同特性之地震下，BMD 系統構架與空構架歷時反應。

圖 4-47 至圖 4-66 為五筆不同地震下，Specimen A-1、Specimen B-1 和空構架之加速度和位移歷時反應比較，所比較之樓層定義如圖 4-2，定義頂樓、控制層上、下樓板分別為 8F、SUP、SUB，Specimen A 之 8F、SUP、SUB 將分別對應於空構架之 8F、4F、3F 頂樓樓板，Specimen B 則對應 8F、2F、1F 頂樓樓板。圖 4-47 至圖 4-56 為各樓層最大加速度、最大位移、最大層間位移角之比較，各地震歷時作用下控制層之最大位移統整於表 4-16。

由圖 4-47 至圖 4-56 之歷時反應結果，Specimen A-1 和空構架相比，確實能折減構架在不同地震作用下之加速度和位移反應，雖然加速度及位移峰值並沒有明顯降低，但由歷時反應可發現在加速度或是位移最大值過後，BMD 系統之設計構架能有有效折減反應，而空構架之歷時反應振幅仍維持在較大值。至於圖 4-57 至圖 4-66 可看出 Specimen B-1 對於反應的折減效果較不如 Specimen A-1 明顯，甚至部分地震歷時作用下，最大加速度有放大情形。

由以上結果可看出適當配置控制層之 BMD 系統設計構架，能有效降低結構受震反應，但由於試驗與設計存在誤差因素，實際試驗構架之阻尼比及頻率比  $\zeta_2$ 、 $f_2$  和  $f_3$ ，已與原始設計參數有相當差異，造成折減效果不如預期，將於後續章節探討。

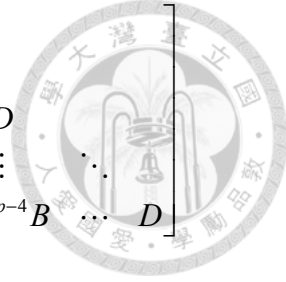
#### 4.6.2 系統識別

無論設計結構控制、損害評估或預估結構受地震作用之行為，必須先求得結構之模態參數（頻率、阻尼比及振態），由於真實結構系統十分複雜且擁有相當大之自由度，不易直接求得真實結構之質量、阻尼及勁度矩陣，而系統識別即藉以量測輸入外力及所引致結構各自由度之動態反應來求取結構模態參數，則較為實際可行。以往的系統識別方式可針對單一輸入、單一輸出(SISO)或單一輸入、多重輸出(SIMO)的系統模式進行識別，而 SRIM 可對多重輸入、多重輸出(MIMO)的系統模式進行識別，尤其是多層樓的扭轉耦合結構，由於扭轉耦合效應明顯，必須將結構縱向(longitudinal)、橫向(transverse)及扭轉(torsion)模態同時考慮，適合以 SRIM 系統識別方法進行分析。將輸入及輸出訊號整理為數列矩陣式如下：

$$\begin{bmatrix} y(k) \\ y(k+1) \\ y(k+2) \\ \vdots \\ y(k+p-1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ CA^2 \\ \vdots \\ CA^{p-1} \end{bmatrix} x(k) + \begin{bmatrix} D & & & \\ CB & D & & \\ CAB & CB & D & \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \\ CA^{p-2}B & CA^{p-3}B & CA^{p-4}B & \cdots & D \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} u(k) \\ u(k+1) \\ u(k+2) \\ \vdots \\ u(k+p-1) \end{bmatrix} \quad (4-25)$$

其中  $p$  為整數，與系統的秩數有關。由式(4-25)吾人定義參數如下：

$$y_p(k) = \begin{bmatrix} y(k) \\ y(k+1) \\ y(k+2) \\ \vdots \\ y(k+p-1) \end{bmatrix} \quad u_p(k) = \begin{bmatrix} u(k) \\ u(k+1) \\ u(k+2) \\ \vdots \\ u(k+p-1) \end{bmatrix}$$

$$O_p = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ CA^2 \\ \vdots \\ CA^{p-1} \end{bmatrix} \quad T_p = \begin{bmatrix} D & & & \\ CB & D & & \\ CAB & CB & D & \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \\ CA^{p-2}B & CA^{p-3}B & CA^{p-4}B & \cdots D \end{bmatrix}$$


式(4-25)為輸入  $u(k)$  與輸出  $y(k)$  關係可表示如下：

$$y_p(k) = O_p x(k) + T_p u_p(k) \quad (4-26)$$

其中  $O_p$  為  $pm \times n$  的矩陣，稱為觀測性矩陣(Observability Matrix)。  $T_p$  為  $pm \times pr$  的矩陣，稱為 Toeplitz 矩陣，由馬可夫參數組成，因此  $T_p$  對同一系統而言亦是唯一。

在狀態空間系統識別中，吾人欲求之狀態空間係數矩陣  $A$ 、 $B$ 、 $C$  和  $D$  實隱含在  $O_p$  和  $T_p$  中，故萃取  $O_p$  及  $T_p$  為此法之關鍵所在。接著再以  $k+1$  為起始點，疊代  $p$  次整理成矩陣式，如此重複至以  $k+N-1$  為起始點，共重複  $N$  次如下：

$$\begin{aligned} y_p(k+1) &= O_p x(k+1) + T_p u_p(k+1) \\ &\vdots \end{aligned} \quad (4-27)$$

$$y_p(k+N-1) = O_p x(k+N-1) + T_p u_p(k+N-1)$$

由於式(4-26~27)皆含有  $O_p$  及  $T_p$ ，故可整理如下式：

$$Y_p(k) = O_p X(k) + T_p U_p(k) \quad (4-28)$$

其中

$$\begin{aligned} X(k) &= [x(k) \quad x(k+1) \quad \cdots \quad x(k+N-1)] \\ Y_p(k) &= [y_p(k) \quad y_p(k+1) \quad \cdots \quad y_p(k+N-1)] \\ &= \begin{bmatrix} y(k) & y(k+1) & \cdots & y(k+N-1) \\ y(k+1) & y(k+2) & \cdots & y(k+N) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y(k+p-1) & y(k+p) & \cdots & y(k+p+N-2) \end{bmatrix} \end{aligned}$$

$$U_p(k) = [u_p(k) \quad u_p(k+1) \quad \cdots \quad u_p(k+N-1)]$$

$$= \begin{bmatrix} u(k) & u(k+1) & \cdots & u(k+N-1) \\ u(k+1) & u(k+2) & \cdots & u(k+N) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ u(k+p-1) & u(k+p) & \cdots & u(k+p+N-2) \end{bmatrix}$$



上式是解  $O_p$  和  $T_p$  的 MIMO 關鍵式，其中  $Y_p(k)$  和  $U_p(k)$  皆是從已知之輸入和輸出量測訊號所組成，下一節將說明如何萃取未知項  $O_p$  及  $T_p$ 。

定義下列之自相關(Auto-correlation)與互相關(Cross-correlation)矩陣

$$\begin{aligned} R_{yy} &= (1/N)Y_p(k)Y_p^T(k) & R_{yu} &= (1/N)Y_p(k)U_p^T(k) \\ R_{uu} &= (1/N)U_p(k)U_p^T(k) & R_{xx} &= (1/N)X(k)X^T(k) \\ R_{yx} &= (1/N)Y_p(k)X^T(k) & R_{xu} &= (1/N)X(k)U_p^T(k) \end{aligned} \quad (4-29)$$

$R_{yy}(mp \times mp)$ 、 $R_{uu}(rp \times rp)$  及  $R_{xx}(n \times n)$  分別是輸出量測向量  $y$ 、輸入量測向量  $u$  及未知狀態向量  $x$  的自相關。 $R_{yu}(mp \times rp)$ 、 $R_{yx}(mp \times n)$  及  $R_{xu}(n \times rp)$  分別是輸出量測向量  $y$  對於輸入量測向量  $u$ 、輸出量測向量  $y$  對於未知狀態向量  $x$  及未知狀態向量  $x$  對於輸入量測向量  $u$  的互相關。如果輸出和輸入量測均為穩定散漫過程(stationary process)且  $N$  足夠大時，則式(4-29)將會近似於各相關係數之期望值。接著，以狀態空間參數  $A$ 、 $C$  及  $B$ 、 $D$  之萃取分兩部分討論：

### (1) 計算 $A$ 和 $C$ ：

參照式(4-29)，在式(4-28)後乘  $U_p^T(k)$  並除以  $N$  可得：

$$R_{yu} = O_p R_{xu} + T_p R_{uu} \quad (4-30)$$

若  $R_{uu}$  不為奇異矩陣，則

$$T_p = [R_{yu} - O_p R_{xu}] R_{uu}^{-1} \quad (4-31)$$

同上法，在式(4-28)後乘  $Y_p^T(k)$  並除以  $N$  可得：

$$R_{yy} = O_p R_{yx}^T + T_p R_{yu}^T \quad (4-32)$$

以及在式(4-28)後乘  $X_p^T(k)$  並除以  $N$  可得：

$$R_{yx} = O_p R_{xx} + T_p R_{xu}^T \quad (4-33)$$

將式(4-31~33)整理移項後可得：

$$R_{hh} = O_p \tilde{R}_{xx} O_p^T \quad (4-34)$$

其中

$$\begin{aligned} R_{hh} &= R_{yy} - R_{yu} R_{uu}^{-1} R_{yu}^T \\ \tilde{R}_{xx} &= R_{xx} - R_{xu} R_{uu}^{-1} R_{xu}^T \end{aligned}$$

$R_{hh}$  為已知項而  $\tilde{R}_{xx}$  為未知項。且經由觀察式(4-34)，吾人將對稱矩陣  $R_{hh}$  進行奇異值解耦(Singular Value Decomposition)，可得：

$$R_{hh} = V \Sigma^2 V^T = \begin{bmatrix} V_{n \times mp \times n} & V_{0 \times mp \times n_1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Sigma_{n \times n}^2 & 0_{n \times n_1} \\ 0_{n_1 \times n} & \Sigma_0^2 \approx 0_{n_1 \times n_1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_n^T \quad n \times mp \\ V_0^T \quad n_1 \times mp \end{bmatrix} = V_{n \times mp \times n} \Sigma_{n \times n}^2 V_n^T \quad (4-35)$$

其中，整數  $n_1 = pm - n$  與  $R_{hh}$  的階數有關， $V_n(mp \times n)$  則相關於非零的奇異值(Singular Value)對角矩陣  $\Sigma_n$ ，而  $V_0(mp \times n_1)$  則相關於零的奇異值對角矩陣  $\Sigma_0$ 。比較式(4-34)和(4-35)得到下列關係：

$$O_p \equiv V_n \quad (4-36)$$

且

$$\tilde{R}_{xx} \equiv \Sigma_n^2 \quad (4-37)$$

讓吾人定義對角矩陣  $\Sigma_n$  為：

$$\Sigma_n = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \sigma_2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & \sigma_n \end{bmatrix} \quad (4-38)$$



其中  $\sigma_i$  ( $i=1,2,\dots,n$ ) 為遞減數列：

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \dots \geq \sigma_n \geq 0$$

本文將採用 MATLAB® 之程式語法以進一步說明 SRIM：茲定義  $O_p(m+1:pm,:)$  代表由  $O_p$  的第  $m+1$  至  $pm$  列(Row)和所有行(Column)所組成之子矩陣。定義如下兩子矩陣：

$$O_p(m+1:pm,:) = \begin{bmatrix} CA \\ CA^2 \\ CA^3 \\ \vdots \\ CA^{p-1} \end{bmatrix} \quad O_p[1:(p-1)m,:] = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ CA^2 \\ \vdots \\ CA^{p-2} \end{bmatrix} \quad (4-39)$$

由上式比較可得下列關係：

$$O_p(m+1:pm,:) = \begin{bmatrix} CA \\ CA^2 \\ CA^3 \\ \vdots \\ CA^{p-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ CA^2 \\ \vdots \\ CA^{p-2} \end{bmatrix} A = O_p[1:(p-1)m,:] A \quad (4-40)$$

由上式，我們可以計算出  $A$  矩陣為：

$$A = O_p^{\oplus}[1:(p-1)m,:] O_p(m+1:pm,:) \quad (4-41)$$

其中，符號  $\oplus$  表示虛擬反矩陣(Pseudoinverse)。而整數  $p$  的選擇，要能使矩陣  $O_p[1:(p-1)m,:]$  的秩(rank)等於或大於  $n$ ：

$$(p-1)m \geq n \rightarrow p \geq (n/m) + 1$$

其中  $n$  為  $A$  矩陣的階數。可知  $O_p$  的前  $n$  列為即為  $C$ ：

$$C = O_p(1:n,:) \quad (4-42)$$

## (2) 計算 B 和 D：

參照式(4-35)和(4-36)，在式(4-30)前乘  $V_0^T$  並利用  $V_n$  與  $V_0$  的正交性可得到：

$$V_0^T R_{yu} = V_0^T T_p R_{uu}$$



將其移項

$$V_0^T T_p = V_0^T R_{yu} R_{uu}^{-1} \quad (4-43)$$

藉由觀察可知式(4-43)中僅  $T_p$  為未知，其他皆為已知，然而， $B$  和  $D$  即隱含於  $T_p$  之中。

接著將  $T_p$  矩陣做行列轉換處理，首先將  $T_p$  分割成  $p$  個子矩陣：

$$T_p = \{T_p(:, 1:r) \quad T_p(:, r+1:2r) \quad \cdots \quad T_p[:, (p-1)r+1:pr]\} \quad (4-44)$$

且由式(4-25)及(4-36)可以得知：

$$\begin{aligned} T_p(:, 1:r) &= \begin{bmatrix} D \\ V_n[1:(p-1)m, :]B \end{bmatrix} \\ T_p(:, r+1:2r) &= \begin{bmatrix} 0_{m \times r} \\ D \\ V_n[1:(p-2)m, :]B \end{bmatrix} \\ &\vdots \\ T_p[:, (p-1)r+1:pr] &= \begin{bmatrix} 0_{(p-1)m \times r} \\ D \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (4-45)$$

其中  $0_{i \times j}$  是  $(i \times j)$  的零矩陣。則  $V_0^T$ 、 $T_p$  即可展開如下：

$$\begin{aligned} V_0^T T_p(:, 1:r) &= V_0^T(:, 1:m)D + V_0^T(:, m+1:pm)V_n[1:(p-1)m, :]B \\ V_0^T T_p(:, r+1:2r) &= V_0^T(:, m+1:2m)D + V_0^T(:, 2m+1:pm)V_n[1:(p-2)m, :]B \\ V_0^T T_p(:, 2r+1:3r) &= V_0^T(:, 2m+1:3m)D + V_0^T(:, 3m+1:pm)V_n[1:(p-3)m, :]B \\ &\vdots \\ V_0^T T_p[:, (p-1)r+1:pr] &= V_0^T[:, (p-1)m+1:pm]D \end{aligned} \quad (4-46)$$

由式(4-46)整理成下列之矩陣形式：

$$V_{0T} = V_{0n} \begin{bmatrix} D \\ B \end{bmatrix} \quad (4-47)$$

其中



$$V_{0T} = \begin{bmatrix} V_0^T T_p(:, 1:r) \\ V_0^T T_p(:, r+1:2r) \\ V_0^T T_p(:, 2r+1:3r) \\ \vdots \\ V_0^T T_p[:, (p-1)r+1:pr] \end{bmatrix}$$

$$V_{0n} = \begin{bmatrix} V_0^T(:, 1:m) & V_0^T(:, m+1:pm)V_n[1:(p-1)m,:] \\ V_0^T(:, m+1:2m) & V_0^T(:, 2m+1:pm)V_n[1:(p-2)m,:] \\ V_0^T(:, 2m+1:3m) & V_0^T(:, 3m+1:pm)V_n[1:(p-3)m,:] \\ \vdots & \vdots \\ V_0^T[:, (p-1)m+1:pm] & 0_{n_1 \times n} \end{bmatrix}$$

$V_{0T}$  是  $(pn_1 \times r)$  之矩陣，而  $V_{0n}$  是  $(pn_1 \times (m+n))$  矩陣。定義式(4-43)的等號右邊為：

$$V_{0R} = V_0^T R_{yu} R_{uu}^{-1} \quad (4-48)$$

其中  $V_{0R}$  是  $(n_1 \times pr)$  的矩陣，式(4-47)中  $V_{0T}$  可由  $V_{0R}$  表示如下：

$$V_{0T} = \begin{bmatrix} V_{0R}(:, 1:r) \\ V_{0R}(:, r+1:2r) \\ V_{0R}(:, 2r+1:3r) \\ \vdots \\ V_{0R}[:, (p-1)r+1:pr] \end{bmatrix} \quad (4-49)$$

B 和 D 即可由下式計算出：

$$\begin{bmatrix} D \\ B \end{bmatrix} = V_{0n}^{\oplus} V_{0T} \quad (4-50)$$

上式解得之  $B$  和  $D$  必須是最小平方(Least Square)解，所以須滿足  $pn_1 \geq (m+n)$ ，其中  $n_1 = pm - n$ 。

由所定義之輸出向量  $y(k)$  及輸入向量  $u(k)$  並藉由 SRIM 方法以求得對應此多重輸出輸入(MIMO)系統之狀態空間參數，然而，因為系統模態參數即隱含於  $A$  和  $C$  兩參數矩陣當中，以下則說明如何自此二參數中求出模態參數；首先，將  $A$  參數矩陣進行特徵值解耦：



令  $x_{n \times 1} = \psi_{n \times n} z_{n \times 1}$ ，則特徵方程式可寫成：

$$A_{n \times n} \psi_{n \times n} = \psi_{n \times n} \Lambda_{n \times n} \quad (4-51)$$

其中

$$\psi_{n \times n} = [\psi_{1 \times n} \quad \cdots \quad \psi_{n \times n}]_{n \times n} \quad \Lambda_{n \times n} = \begin{bmatrix} \lambda_1 & & \\ & \ddots & \\ & & \lambda_n \end{bmatrix}_{n \times n}$$

$\Lambda$  為特徵值矩陣， $\psi$  為特徵向量。

由  $A = e^{A_c \Delta t}$  且根據 Frobenius 定理，則  $A$  之特徵值  $\lambda_i$  與  $A_c$  之特徵值  $\lambda_{ci}$  有如下之關係

$$\lambda_i = e^{\lambda_{ci} \Delta t} \quad (4-52)$$

且由  $A_c = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C^* \end{bmatrix}$  可解特徵值：

$$\lambda_{ci} = -\omega_i \xi_i \pm \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} j, (j = \sqrt{-1}) \quad (4-53)$$

其中， $\xi_i$  為系統第  $i$  模態之阻尼比， $\omega_i$  為第  $i$  模態自然頻率。

令  $\lambda_i = a_i + b_i j$  並代入式(4-52)及(4-53)可解得

$$\omega_i = \sqrt{4 \left[ \tan^{-1} \left( \frac{b_i}{a_i} \right) \right]^2 + \left[ \ln(a_i^2 + b_i^2) \right]^2} / 2\Delta t \quad (4-54)$$

$$\xi_i = -\ln(a_i^2 + b_i^2) / \sqrt{4 \left[ \tan^{-1} \left( \frac{b_i}{a_i} \right) \right]^2 + \left[ \ln(a_i^2 + b_i^2) \right]^2} \quad (4-55)$$

因為吾人並未定義狀態向量  $x(k)$  之位置及指向，故  $z(k)$  之位置及指向亦無從得知，但觀察

$$y(k) = Cx(k) + Du(k) \quad (4-56)$$

由於  $D = [0]_{m \times r}$ ，故可知式(4-56)實為陳述輸出座標與模態座標之關係式，而  $C$  即為

$x$ (狀態空間)向量座標轉換至  $y$ (感應器)向量座標之座標轉換矩陣。再者，由定義知  $\psi_x$  為對應於狀態空間向量座標  $x$  之振態，所以吾人可利用式(4-56)，將對應於感應器向量座標之  $\phi_{ch}$  求出：

$$\phi_{ch \times n} = C_{m \times n} \psi_{x \times n} \quad (4-57)$$

雖然  $\phi_{ch}$  所具有之維度為  $m \times n$  ( $m$  個感應器座標對應於  $n$  個模態)，其中  $n$  代表著有兩倍於系統自由度  $n_0$  之振態數 ( $n = 2n_0$ )，實際上， $\phi_{ch}$  會以兩兩成對之形式出現，而  $\xi$  及  $\omega$  亦然，故所求得之模態數實為與系統定義之自由度數  $n_0$  相同，這是狀態空間方程解耦之特點。

若吾人欲求得對應於質心座標之振態  $\phi_c$ ，則需先求出感應器座標  $y$  轉換至質心座標  $y_c$  之座標轉換矩陣  $T$ ：

$$y_c = T \cdot y \quad (4-58)$$

則

$$\phi_{c \times n} = T_{l \times m} \phi_{ch \times n} = T_{l \times m} C_{m \times n} \psi_{x \times n} \quad (4-59)$$

故系統對應於質心座標之第  $i$  模態參數為  $[\omega_i, \xi_i, \phi_{ci}]$ ，且共有  $n_0$  個，而其模態順序則視  $\omega_i$  由小至大排列即可。

由於吾人可得知輸出及輸入向量資料都不在樓板質心位置上，而是以感應器位置座標及指向來表示該層樓板之運動行為，如圖(4-26)第  $i$  層樓板之示意圖，至少三個感應器座標(ch01<sub>*i*</sub>、ch02<sub>*i*</sub> 及 ch03<sub>*i*</sub>)方可記錄剛性樓板之運動行為，故若欲得知樓板質心座標( $X_i$ 、 $Y_i$  及  $\theta_i$ )之運動行為，則需定義一座標轉換矩陣  $T_i$  如下：

$$y_{ci} = T_i \cdot y_i \quad (4-60)$$

其中

$$y_{ci} = \begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ \theta_i \end{Bmatrix} \quad y_i = \begin{Bmatrix} ch01_i \\ ch02_i \\ ch03_i \end{Bmatrix}$$

其中  $y_i$  為第  $i$  層樓板之感應器位置向量座標， $y_{ci}$  為第  $i$  層樓板之質心位置向量座標，而  $T$  矩陣即陳述著  $y_i$  和  $y_{ci}$  之相對關係。

各座標有如下之相對關係：

$$\begin{aligned} ch01_i &= Y_i - l_{cli} \cdot \theta_i \\ ch02_i &= X_i + l_{c2i} \cdot \theta_i \\ ch03_i &= Y_i + l_{c3i} \cdot \theta_i \end{aligned} \quad (4-61)$$

或表示成

$$y_i = \begin{bmatrix} 0 & 1 & -l_{cli} \\ 1 & 0 & l_{c2i} \\ 0 & 1 & l_{c3i} \end{bmatrix} y_{ci} \quad (4-62)$$

比較式(4-61)與(4-62)可知：

$$T_i^{-1} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & -l_{cli} \\ 1 & 0 & l_{c2i} \\ 0 & 1 & l_{c3i} \end{bmatrix} \quad (4-63)$$

所以可求得式(4-63)之反矩陣如下：

$$T_i = \frac{1}{l_{13i}} \begin{bmatrix} l_{c2i} & l_{13i} & -l_{c2i} \\ l_{c3i} & 0 & l_{cli} \\ -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4-64)$$

因此只要將感應器向量座標乘上座標轉換矩陣  $T$  即可轉換至質心向量座標：

$$y_{ci} = \begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ \theta_i \end{Bmatrix} = \frac{1}{l_{13i}} \begin{bmatrix} l_{c2i} & l_{13i} & -l_{c2i} \\ l_{c3i} & 0 & l_{cli} \\ -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} ch01_i \\ ch02_i \\ ch03_i \end{Bmatrix} = T_i \cdot y_i \quad (4-65)$$

SRIM 系統識別之計算步驟：

- (1) 定義相應感應器裝設樓層之輸出  $y(k)$  及輸入  $u(k)$  向量其及數量  $m$  及  $r$ 。
- (2) 設定識別參數，選擇所期望之系統平衡方程式數量  $p$ 、資料分析起始點  $k$  及分析長度數  $N$ 。
- (3) 計算相關係數  $R_{yy}$ 、 $R_{uu}$ 、 $R_{yu}$  與相關係數所組成之  $R_{hh}$ 。
- (4) 對  $R_{hh}$  做奇異值解耦(Singular Value Decomposition)。

(5)由式(4-38)之奇異值(Singular Value)決定狀態空間系統自由度數  $n$ ，其中  $n$  應為偶數且為欲求得模態數之兩倍。

(6)令  $V_n=O_p$  而得到觀測矩陣  $O_p$ ，並分別由式(4-41)及(4-42)可得  $A$  及  $C$  兩狀態空間參數。

(7)由式(4-48)及(4-49)計算  $V_{0n}$  及  $V_{0T}$ ，則由式(4-50)可得  $B$  和  $D$  兩狀態空間參數。

(8)由所識別出之狀態空間參數  $A$ 、 $B$ 、 $C$  及  $D$ ，即可由式(4-54)、(4-55)及(4-59)求出各模態之頻率、阻尼比及振態。

系統識別主要針對空構架及 Specimen A-1、Specimen B-1，以傅立葉轉換 (Fourier Transform, FFT) 和轉換函數 (Transfer Function) 求取頻率域之反應，並配合 SRIM (System Realization using Information Matrix) 系統識別方法，求取試驗構架之基本參數如各模態週期、阻尼比、質量參與係數等資訊。

圖 4-67 至圖 4-70 為空構架及 Specimen A-1 之轉換函數和 FFT 圖形，由頻率域反應可求取整體構架之週期；表 4-13 至表 4-15 為 EL Centro、Kobe、TCU047 三筆不同地震歷時作用下，SRIM 系統識別所得之各模態參數，各模態週期與轉換函數所求取之結果近似；圖 4-71 至圖 4-73 為系統識別所得之各模態振形。由系統識別結果可看出，空構架第一模態參與比例約為 80%，此試驗選取之構架柔度較大，高模態參與比例較高，和傳統結構第一模態主控之情形較為不同；採用 BMD 設計的 Specimen A-1，第一模態參與比例則些微降低至 76%至 77%，第二模態參與比例增加至 20%左右；Specimen B-1 由於控制層降低至一樓頂部，控制層下部勁度增加，較接近傳統隔震行為，第一模態參與比例增加，約為 85%至 86%。此外，空構架之第二模態阻尼比均小於 1%，BMD 系統設計之 Specimen A-1 和 Specimen B-1 第二模態阻尼比則佔有較高之比例，甚至達到 4% 左右。

#### 4.6.3 變異各參數之構架受震反應比較

如 3.2.2 節所述，為比較變動各參數對 BMD 系統構架之影響，本研究以 Specimen A-1 及 Specimen B-1 為基準設計一系列之試驗構架。本節將針對各組變異參數之試驗構架比較其加速度及位移反應，各組構架比較參數可參考圖 4-4，所採用之控制元件及斜撐斷

面規格如表 4-1。各地震歷時作用下控制層之最大位移統整於表 4-16。

Specimen A-1、A-2、A-3 比較不同頻率比  $f_2$ ，即改變控制層勁度對反應之影響，Specimen A-2 降低控制層勁度，Specimen A-3 則增加控制層勁度。由 Specimen A-1 之參數計算結果，可進而推算七組 Specimen A 構架之實際參數，整理於表 4-17，雖然參數與原始設計有誤差，但 Specimen A-1、A-2、A-3 之  $f_2$  變化趨勢仍和設計相同，可比較變動  $f_2$  之影響。

圖 4-74 至圖 4-83 為不同地震歷時作用下，構架頂部樓板與控制層上下樓板之加速度及位移反應，各樓層之最大加速度、位移、層間位移角整理於圖 4-84、圖 4-85 和圖 4-86。降低控制層勁度之 Specimen A-2，行為較近似於傳統中間層隔震，在某些地震歷時如 Kobe、TCU068、THU 作用下，主結構最大加速度明顯偏大，且調諧質量結構位移和最大層間位移角有放大情形；而增加控制層勁度之 Specimen A-3，在大部分的地震歷時作用下，調諧質量結構、主結構反應均為三者中最大，甚至各樓層最大加速度有大於空構架之情形，可參考 EL Centro 80%和 TCU068 30%之各樓層最大加速度。

雖然此組試驗構架下部頻率未達設計預期，但由試驗結果可看出改變控制層勁度對反應影響的趨勢。降低頻率比  $f_2$ ，需注意主結構反應放大；而控制層勁度設計不當，過度增加則反而會放大結構受震反應。本試驗以改變控制層勁度之方式探討  $f_2$  變異，在未來試驗規劃亦可考慮在固定控制層勁度情況下變動主結構頻率。

Specimen A-1、A-4、A-5 在控制層置換不同阻尼係數之液態黏性阻尼器，達到比較不同阻尼比  $\zeta_2$  之目的。由於  $\zeta_2$  受到控制層勁度以及控制層以上質量影響，不受構架週期及主結構勁度誤差之影響，因此此組試驗構架參數誤差較小，Specimen A-1 實際阻尼比為 18%，和設計值 22%之差距主要來自性能測試求得之阻尼係數誤差，而降低及增加阻尼比之 Specimen A-4 和 Specimen A-5 實際阻尼比分別為 6%及 30%，如表 4-17，三組構架試驗結果如圖 4-87 至圖 4-99。

減少阻尼比的 Specimen A-4 反應如預期，在大部分的地震作用下，不論是加速度或是最大位移都是三者之中折減效果最差的；值得注意的是，增加阻尼比的 Specimen A-5，反應卻未必為最小，和 Specimen A-1 近似。可見由 Specimen A-4 的阻尼比 6%增加至

Specimen A-1 的 18% 效益較大，由 18% 繼續增加至 Specimen A-5 的 30%，效益則較不明顯。

以參數分析結果之阻尼比進行 BMD 設計，確實可有效降低整體構架反應，阻尼比增加並不一定對折減反應更加有利，且需考量增加阻尼比所降低之經濟效益。但整體來說，變動阻尼比  $\zeta_2$  對反應的影響不如頻率比  $f_2$  來得明顯。

Specimen A-1、A-6、A-7 比較不同調諧質量結構、主結構頻率比  $f_3$ ，在試驗過程中改變主結構斜撐斷面以調整主結構勁度，並配合主結構頻率改變搭配設計不同的控制層勁度和液態黏性阻尼器阻尼係數，以維持其餘參數為固定值。此組試驗構架中，由於主結構加勁效果未達預期，所影響之參數誤差如表 4-17，且  $f_2$  值偏大可能對比較結果造成影響。

由圖 4-100 至圖 4-112 之三組構架反應結果可看出，主結構勁度最低的 Specimen A-6 在部分地震歷時作用下有主結構加速度放大情形，例如 TCU047 和 THU；而主結構勁度最大的 Specimen A-7 則在大多數地震作用下，有較佳的折減反應效果。

由於 Specimen A-1、A-6 和 A-7 三者之下部構架斜撐斷面、隔震支承墊勁度以及阻尼器阻尼係數均不同，除了主結構的勁度不足，其他參數無法準確控制在定值亦會對於反應折減造成影響，因此未來規劃試驗可考慮以變異調諧質量結構勁度之方式變動  $f_3$ 。

Specimen B 之樓層數與 Specimen A 不同，控制層配置於一樓頂部。Specimen B-1、B-2、B-3 比較不同調諧質量結構、主結構頻率比  $f_3$ ，和 Specimen A-1、A-6、A-7 不同，是置換上部構架斜撐斷面，試驗結果如圖 4-113 至圖 4-121。

當控制層配置於低樓層時，使用 BMD 設計之效益較不明顯，構架整體受震反應對於參數變異較不敏感。此外，試驗設計之三組不同斷面斜撐差異過小，也是造成三組構架之調諧質量結構勁度過於相似，無法有效判別出差異之原因，三組構架之加速度及位移歷時幾乎重疊，但仍可由歷時反應看出加勁最小的 Specimen B-2 在大部分的情況下反應為三者中最大。



#### 4.6.4 數值模擬結果

SAP2000為工程界廣泛使用之結構分析及設計軟體，本研究利用SAP2000建立隔震結構之數值分析模型，並預測結構物於不同地震下之受震反應。構架之尺寸、材料及梁柱斷面尺寸如3.1節所述，各樓層之質量配置上是採用平均載重方式均勻施加於剛性樓板上，以振動台試驗實際測得之地表加速度進行數值模擬，使分析結果更為精確。圖4-122至圖4-131為空構架於五筆不同地震作用下，數值分析與試驗結果之歷時反應比較，並使其週期與系統識別所得結果近似，如表4-18。

以上述空構架數值模型，加入模擬隔震支承墊及液態黏性阻尼器之元件，建立模擬BMD系統設計之Specimen A-1數值模型。其中橡膠支承墊使用”Linear”元件模擬一線彈性模型，提供兩個水平向及一個垂直向之勁度參數；液態黏性阻尼器之模擬部分，則使用”Damper”元件，設定其彈性勁度以及阻尼係數，而勁度通常可以一極大值模擬，使彈性勁度不致於影響液態黏性阻尼器之模擬結果，以上所需RB彈性勁度以及VD阻尼係數，皆以性能測試所得之結果輸入至數值模型，以使模擬結果更加接近真實情況。

圖4-132至圖4-137為EL Centro、Kobe、TCU047三筆地震作用下，Specimen A-1數值分析與試驗結果之歷時反應比較，圖4-138至圖4-140為FFT之比較，可看出數值模型可準確模擬加速度及位移反應，繪出之FFT圖形亦相似，唯獨高模態反應較難完全吻合試驗結果，數值模型之各模態參數如表4-19。值得注意的是，建立數值模型時，亦調整主結構加勁斜撐斷面以準確模擬試驗結果，顯示試驗裝設下部斜撐方式未達到預期之加勁效果。

#### 4.6.5 試驗參數誤差計算

為求取本試驗欲探討之頻率比及阻尼比等系統參數，將可模擬振動台試驗結果之數值模型，區分其調諧質量結構、主結構，並搭配橡膠支承墊及液態黏性阻尼器性能測試結果計算系統參數。根據系統識別及數值模擬之結果，空構架實際週期較設計預估來得大，造成調諧質量結構、主結構之頻率與原始設計有差異，加上加勁效果未達到設計預期之勁度，影響各參數設計。參數誤差整理於表 4-20，試驗之主結構頻率偏小，造成頻

率比 $f_2$ 和 $f_3$ 偏大，而阻尼比 $\zeta_2$ 僅受到阻尼器實際阻尼係數偏小之影響，控制層勁度及控制層以上質量則維持不變，因此試驗誤差較小。



## 4.7 小結

BMD 系統設計目標為結合能夠有效控制上部結構反應的中間層隔震設計以及控制主結構反應之 TMD 系統概念，同時將本文之調諧質量結構與主結構的受震反應控制在容許範圍內。由振動台試驗結果可證明 BMD 系統設計方法之可行性及有效性，BMD 系統確實能有效折減控制層上下部結構之受震反應，並且了解各系統參數改變的情況下，對於結構加速度及位移折減效益之影響。

頻率比 $f_2$ 降低時，需注意主結構之反應放大；而過度增加則會同時放大調諧質量結構與主結構之反應。阻尼比對於反應結果影響較不明顯，但可看出參數分析結果所得之建議阻尼比確實可有效降低整體構架反應，且提供一較為經濟有效之數值作為設計依據。變更主結構加勁部分，由於同時變動控制層勁度、阻尼比及主結構勁度，造成各個參數均有誤差影響。

表 4-1 各試驗構架使用參數及設計結果

Specimen	$\xi_2$	$f_2$	$f_3$	Stiffness of RB	RB Type	Damping coefficient of VD	VD Type	Brace section
-	-	-	-	kN/m	-	kN·s/m	#	(mm)
A-1	22%	0.43	0.47	952.57	C	25.56	3	L70×70×6
A-2	22%	0.29	0.47	435.13	A	17.28	2	L70×70×6
A-3	22%	0.53	0.47	1470.0	E	31.88	4	L70×70×6
A-4	9%	0.43	0.47	952.57	C	10.46	1	L70×70×6
A-5	35%	0.43	0.47	952.57	C	40.67	1+4	L70×70×6
A-6	22%	0.43	0.52	811.93	B	23.60	3	L60×60×5
A-7	22%	0.43	0.42	1226.3	D	29.00	4	L90×90×9
B-1	28%	0.45	0.34	1452.29	E	46.98	2+4	L15×15×1
B-2	28%	0.45	0.40	1452.29	E	46.98	2+4	L20×20×2
B-3	28%	0.45	0.45	1452.29	E	46.98	2+4	L25×25×3

表 4-2 各組橡膠支承墊細部設計結果

橡膠支承墊 Type			A	B	C	D	E
直徑	$d$	mm	180	180	180	180	180
上下轉接板厚度	$T_u$	mm	19	19	19	19	19
上層鋼板厚度	$T_t$	mm	26	20.5	20.5	25.5	26
橡膠層層數	$n$	-	5	5	6	5	5
單層橡膠厚度	$t_{ri}$	mm	3.8	6.0	4.5	4.0	3.8
單層鋼板膠厚度	$t_s$	mm	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
下層鋼板厚度	$T_b$	mm	26	20.5	20.5	25.5	26
橡膠支承墊淨高	$H$	mm	83	83	83	83	83
橡膠支承墊總高	$H_t$	mm	121	121	121	121	121
橡膠墊硬度	IRHD		30	60	60	60	60
剪應變	$\gamma_{max}$	-	211%	192%	148%	150%	211%
設計有效勁度	$K_{eff}$	kgf/cm	444	828	971	1250	1500
設計位移	$D_D$	mm	40	30	40	30	40

表 4-3 橡膠支承墊使用之橡膠硬度性質

橡膠硬度 IRHD	楊氏模數 $E$ ( $\text{N/cm}^2$ )	剪力模數 $G$ ( $\text{N/cm}^2$ )	修正因子 k
30	92	30	0.93
60	445	106	0.57

表 4-4 橡膠支承墊之性能測試項目

軸力 (每個)	震幅	頻率	Max velocity	軸力 (每個)	震幅	頻率	Max velocity
kN	cm	Hz	cm/s	kN	cm	Hz	cm/s
9.8	1	1	6.28	196	1	1	6.28
		1.5	9.42			1.5	9.42
		2	12.57			2	12.57
		2.5	15.71			2.5	15.71
		3	18.85			3	18.85
	2	1	12.57		2	1	12.57
		1.5	18.85			1.5	18.85
		2	25.13			2	25.13
		2.5	31.42			2.5	31.42
		3	37.70			3	37.70
	3	1	18.85		3	1	18.85
		1.5	28.27			1.5	28.27
		2	37.70			2	37.70

表 4-5 隔震支承墊設計有效勁度及性能測試結果

Type	A	B	C	D	E
設計有效勁度 (kgf/cm)	444.0	828.0	971.0	1250.0	1500.0
性能測試平均有效勁度 (kgf/cm)	481.3	806.8	927.5	1130.0	1388.9

表 4-6 各組液態黏性阻尼器設計參數

No.	設計阻尼係數 C (kN-s/m)	設計最大出力 (kgf)	設計位移 (cm)	$\alpha$
#1	10.50	600	$\pm 5$	1
#2	17.28	1000	$\pm 5$	1
#3	25.56	1500	$\pm 5$	1
#4	31.75	1800	$\pm 5$	1

表 4-7 液態黏性阻尼器測試項目

震幅	頻率	Max velocity
cm	Hz	cm/s
1	1	6.28
	1.5	9.42
	2	12.57
	2.5	15.71
	3	18.85
2	1	12.57
	1.5	18.85
	2	25.13
	2.5	31.42
	3	37.70
3	1	18.85
	1.5	28.27
	2	37.70

表 4-8 液態黏性阻尼器設計阻尼係數及性能測試結果

Type	#1	#2	#3	#4
理論阻尼係數 C (kN-s/m)	10.5	17.3	25.6	31.8
性能測試阻尼係數 C (kN-s/m)	7.0	13.0	20.5	27.5

表 4-9 感測計種類、數量與量測資訊

Sensor	Measurement Information	Denotation	Number of Sensors	Number of Channels
Displacement Transducer	Relative Displacement	D	19	19
Accelerometer	Absolute Acceleration	A	31	31
Load Cell	Axial and Shear Force	L	10	26

表 4-10 試驗使用之真實地震資訊

Test Name	Input Excitation	Earthquake Component	Time Scale	Shaking Direction	Original PGA Value (g)
I-ELC270	El Centro/I-ELC270 Imperial Valley, U.S. 1940/05/19 Real Earthquake	NS	$\sqrt{\text{scale factor}}$	X	0.35g
		EW	$=1/\sqrt{4}$	Y	0.21g
		Vertical		Z	0.21g
KJM000	KJMA/KJM000 Kobe, Japan 1995/01/16 Real Earthquake	NS	$\sqrt{\text{scale factor}}$	X	0.83g
		EW	$=1/\sqrt{4}$	Y	0.63g
		Vertical		Z	0.34g
921TCU047	Chi-Chi/TCU047 Chi-Chi, Taiwan 1999/09/21 Real Earthquake	NS	$\sqrt{\text{scale factor}}$	X	0.40g
		EW	$=1/\sqrt{4}$	Y	0.30g
		Vertical		Z	0.27g
921TCU068	Chi-Chi/TCU047 Chi-Chi, Taiwan 1999/09/21 Real Earthquake	NS	$\sqrt{\text{scale factor}}$	X	0.56g
		EW	$=1/\sqrt{4}$	Y	0.49g
		Vertical		Z	0.44g
THU	Tohoku/THU Tohoku, Japan 2011/03/11 Real Earthquake	NS	$\sqrt{\text{scale factor}}$	X	0.33g
		EW	$=1/\sqrt{4}$	Y	0.33g
		Vertical		Z	0.26g

表 4-11 BMD 構架試驗測試項目

Input Excitation	Shaking Direction	Original PGA	Test Scale	Test PGA
		g	%	g
EL Centro	X	0.349	80%	0.279
			160%	0.558
			240%	0.837
Kobe	X	0.822	40%	0.328
			60%	0.493
			80%	0.656
TCU047	X	0.401	80%	0.321
			160%	0.642
			240%	0.962
TCU047 - Artificial	X	0.309	20%	0.062
			40%	0.124
			60%	0.185
TCU068	X	0.403	30%	0.121
			60%	0.242
			90%	0.364
TCU068 - Artificial	X	0.242	40%	0.098
			50%	0.121
THU	X	0.336	50%	0.168
			100%	0.336
			150%	0.504

表 4-12 空構架試驗測試項目

Input Excitation	Shaking Direction	Original PGA	Test Scale	Test PGA
		g	%	g
EL Centro	X	0.349	40%	0.139
			60%	0.209
			80%	0.279
Kobe (filter)	X	0.822	20%	0.164
			30%	0.247
TCU047	X	0.401	40%	0.160
			60%	0.241
TCU047- Artificial	X	0.309	10%	0.031
			20%	0.062
TCU068 (filter)	X	0.403	20%	0.081
			30%	0.121
TCU068- Artificial	X	0.242	10%	0.024
			20%	0.048
THU	X	0.336	20%	0.067
			40%	0.134

表 4-13 空構架於不同地震作用下系統識別所得之動力特性

Input Earthquake	Bare Frame	Mode 1	Mode 2	Mode 3
EL Centro 80%	Natural Frequency $f$ (Hz)	1.64	6.43	10.58
	Natural Period $T$ (Sec.)	0.61	0.16	0.09
	Damping Ratio (%)	1.40%	0.71%	0.88%
	Modal Participation Mass Ratio	0.79	0.17	0.02
Kobe 30%	Natural Frequency $f$ (Hz)	1.62	6.35	10.46
	Natural Period $T$ (Sec.)	0.62	0.16	0.10
	Damping Ratio (%)	1.52%	0.91%	0.18%
	Modal Participation Mass Ratio	0.79	0.18	0.01
TCU047 60%	Natural Frequency $f$ (Hz)	1.65	6.49	10.69
	Natural Period $T$ (Sec.)	0.61	0.15	0.09
	Damping Ratio (%)	1.20%	0.53%	0.69%
	Modal Participation Mass Ratio	0.79	0.17	0.02



表 4-14 Specimen A-1 於不同地震作用下系統識別所得之動力特性

Input Earthquake	Specimen A-1	Mode 1	Mode 2	Mode 3
EL Centro 80%	Natural Frequency $f$ (Hz)	1.76	6.08	11.00
	Natural Period $T$ (Sec.)	0.57	0.16	0.09
	Damping Ratio (%)	4.49%	1.09%	1.33%
	Modal Participation Mass Ratio	0.76	0.21	0.05
Kobe 80%	Natural Frequency $f$ (Hz)	1.67	5.88	11.29
	Natural Period $T$ (Sec.)	0.60	0.17	0.09
	Damping Ratio (%)	5.25%	4.33%	0.06%
	Modal Participation Mass Ratio	0.77	0.18	0.00
TCU047 80%	Natural Frequency $f$ (Hz)	1.73	5.70	11.19
	Natural Period $T$ (Sec.)	0.58	0.18	0.09
	Damping Ratio (%)	4.22%	2.85%	0.92%
	Modal Participation Mass Ratio	0.77	0.18	0.01

表 4-15 Specimen B-1 於不同地震作用下系統識別所得之動力特性

Input Earthquake	Specimen B-1	Mode 1	Mode 2	Mode 3
EL Centro 80%	Natural Frequency $f$ (Hz)	1.64	5.59	12.37
	Natural Period $T$ (Sec.)	0.61	0.18	0.08
	Damping Ratio (%)	5.33%	1.83%	3.14%
	Modal Participation Mass Ratio	0.86	0.11	0.01
Kobe 80%	Natural Frequency $f$ (Hz)	1.49	5.24	11.72
	Natural Period $T$ (Sec.)	0.67	0.19	0.09
	Damping Ratio (%)	3.88%	3.89%	0.57%
	Modal Participation Mass Ratio	0.85	0.13	0.01
TCU047 80%	Natural Frequency $f$ (Hz)	1.58	5.62	11.48
	Natural Period $T$ (Sec.)	0.63	0.18	0.09
	Damping Ratio (%)	3.15%	1.48%	0.78%
	Modal Participation Mass Ratio	0.86	0.10	0.01

表 4-16 各試驗構架之控制層位移

Input Excitation	Input Scale	Test PGA	Displacement of Control Layer (cm)						
			A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7
EL Centro	80%	0.279	0.51	0.82	0.47	0.63	0.54	0.75	0.46
	160%	0.558	1.06	1.48	1.06	1.36	1.10	1.34	0.96
	240%	0.837	1.59	2.03	1.51	1.95	1.50	1.65	1.37
Kobe	40%	0.328	0.76	1.23	0.83	0.90	0.75	0.96	0.75
	60%	0.493	1.09	1.87	1.14	1.31	1.08	1.27	1.10
	80%	0.656	1.32	2.03	1.31	1.54	1.30	1.50	1.25
TCU047	80%	0.321	0.42	0.64	0.46	0.52	0.45	0.47	0.38
	160%	0.642	0.86	1.29	0.87	1.09	0.85	1.00	0.87
	240%	0.962	1.40	1.72	1.31	1.69	1.25	1.48	1.32
TCU047- Artificial	20%	0.062	0.26	0.40	0.27	0.30	0.30	0.29	0.24
	40%	0.124	0.53	0.78	0.52	0.62	0.53	0.61	0.51
	60%	0.185	0.74	1.11	0.70	0.82	0.72	0.86	0.75
TCU068	30%	0.121	0.26	0.56	0.29	0.30	0.28	0.29	0.27
	60%	0.242	0.58	1.18	0.55	0.74	0.67	0.62	0.57
	90%	0.364	1.21	2.14	1.05	1.47	1.26	1.17	1.07
TCU068- Artificial	40%	0.098	0.37	0.73	0.41	0.45	0.37	0.47	0.39
	50%	0.121	0.44	0.92	0.51	0.60	0.49	0.58	0.50
THU	50%	0.168	0.50	0.76	0.53	0.63	0.53	0.65	0.52
	100%	0.336	0.98	1.31	1.00	1.26	0.96	1.08	0.96
	150%	0.504	1.63	1.83	1.17	1.98	1.56	1.59	1.43

表 4-17 7 組 Specimen A 試驗參數計算結果

Test Specimen	$\xi_2$	$f_2$	$f_3$
Specimen A-1	18%	1.35	0.96
Specimen A-2	16%	0.95	0.96
Specimen A-3	20%	1.60	0.96
Specimen A-4	6%	1.35	0.96
Specimen A-5	30%	1.35	0.96
Specimen A-6	20%	1.36	1.04
Specimen A-7	21%	1.34	0.85

表 4-18 Bare Test Frame 數值模型各模態參數

Bare Test Frame	Mode1	Mode2	Mode3
T (Sec.)	0.61	0.18	0.09
Modal Participation Factor	0.76	0.12	0.05

表 4-19 Specimen A-1 數值模型各模態參數

Specimen A-1	Mode1	Mode2	Mode3
T (Sec.)	0.54	0.17	0.09
Modal Participation Factor	0.72	0.16	0.04

表 4-20 Specimen A-1 設計與試驗參數之比較

Design Parameter	Original Design Specimen A-1	Experimental Specimen A-1
$T_1$ (Original primary structure)	0.122sec	0.190sec
$T_1$ (Stiffened primary structure)	0.050sec	0.163sec
$T_3$ (Tuned mass absorber)	0.172sec	0.274sec
$\omega_1$	77.67	24.31
$\xi_2$	22%	18%
$f_3$	0.47	0.96
$f_2$	0.43	1.35

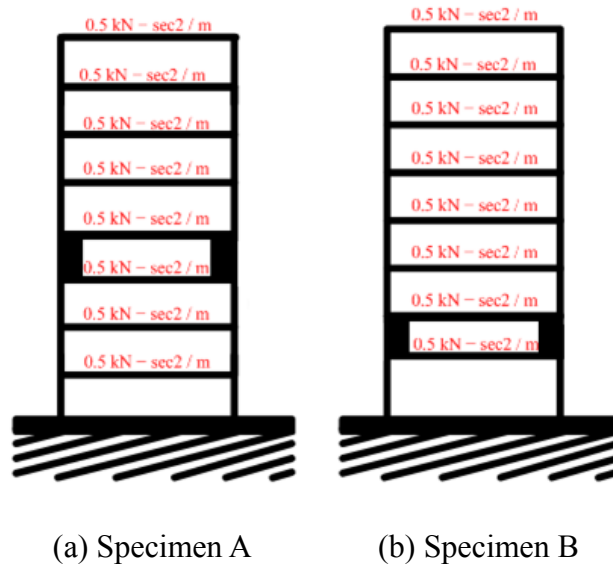


圖 4-1 試驗構架樓層及重量配置

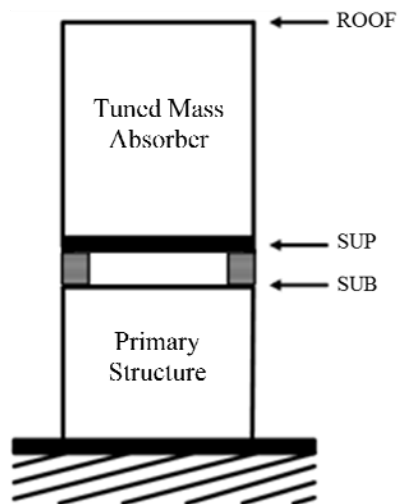
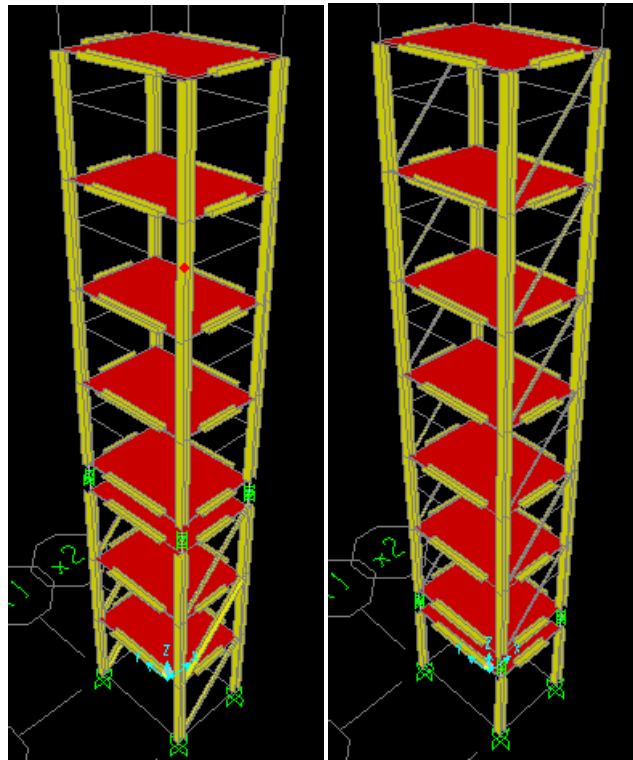


圖 4-2 簡化三自由度結構樓板定義



(a) Specimen A      (b) Specimen B

圖 4-3 BMD 試驗構架數值模型

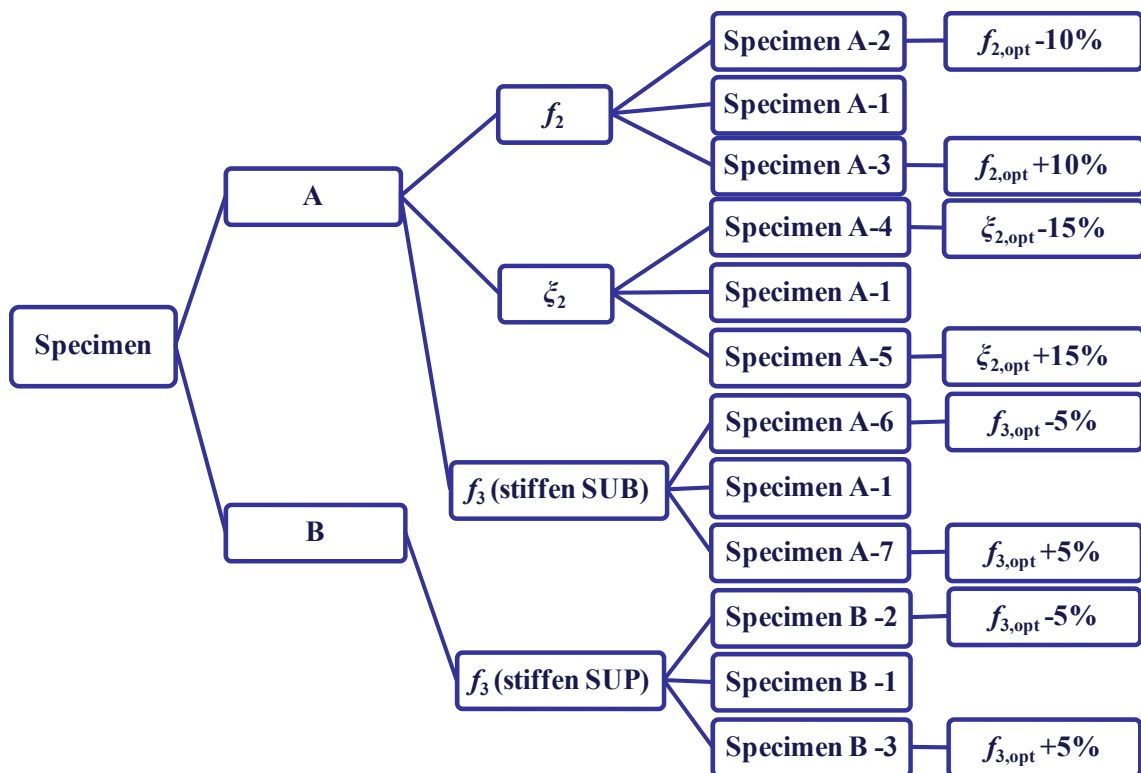


圖 4-4 變異各參數試驗構架設計

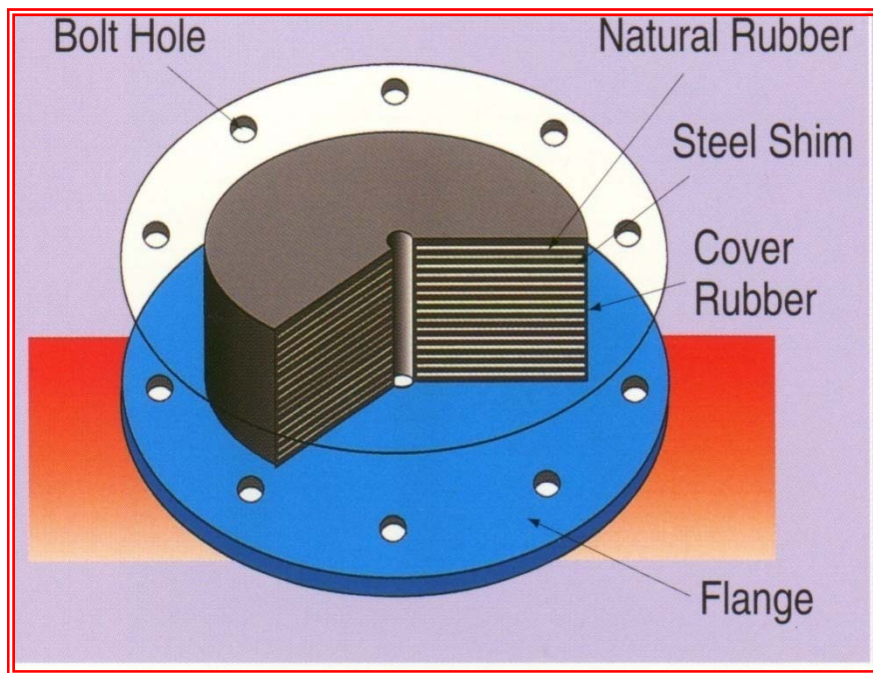


圖 4-5 橡膠支承墊構造示意圖

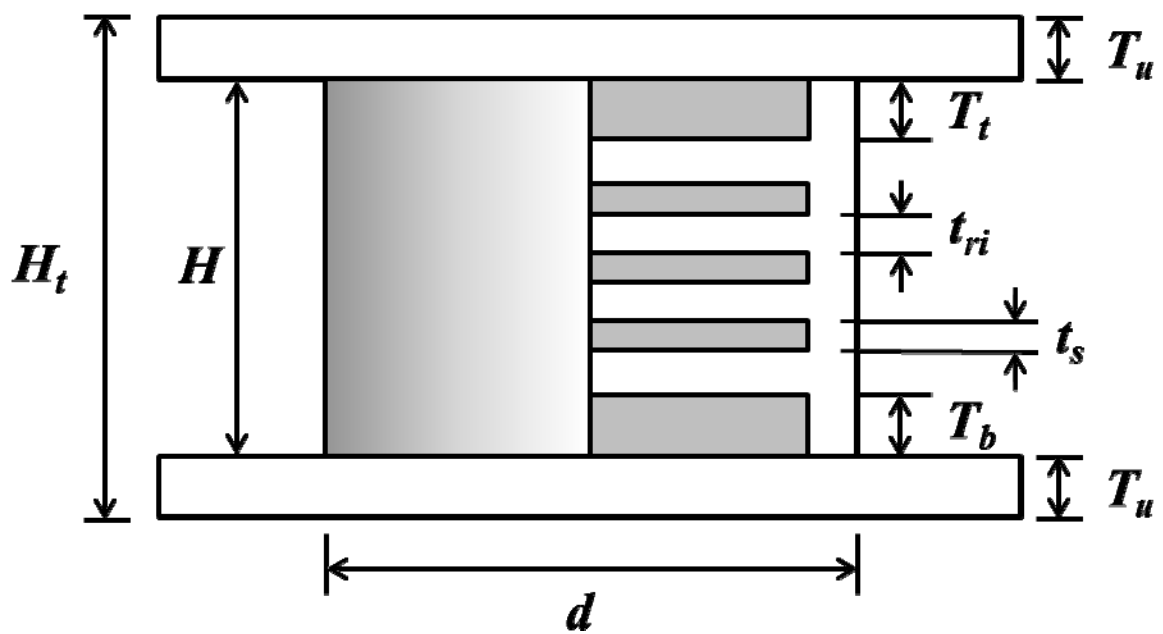


圖 4-6 橡膠支承墊細部構造示意圖

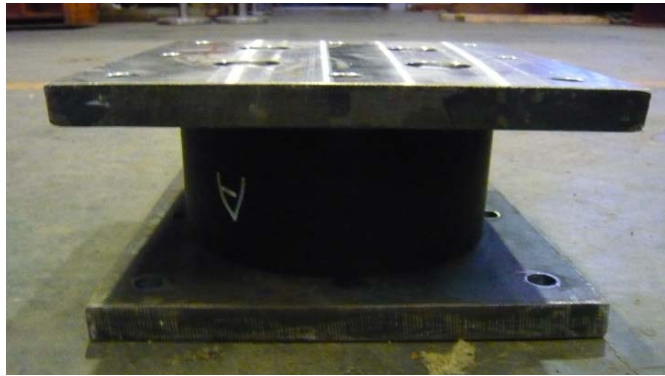


圖 4-7 本試驗使用之橡膠支承墊

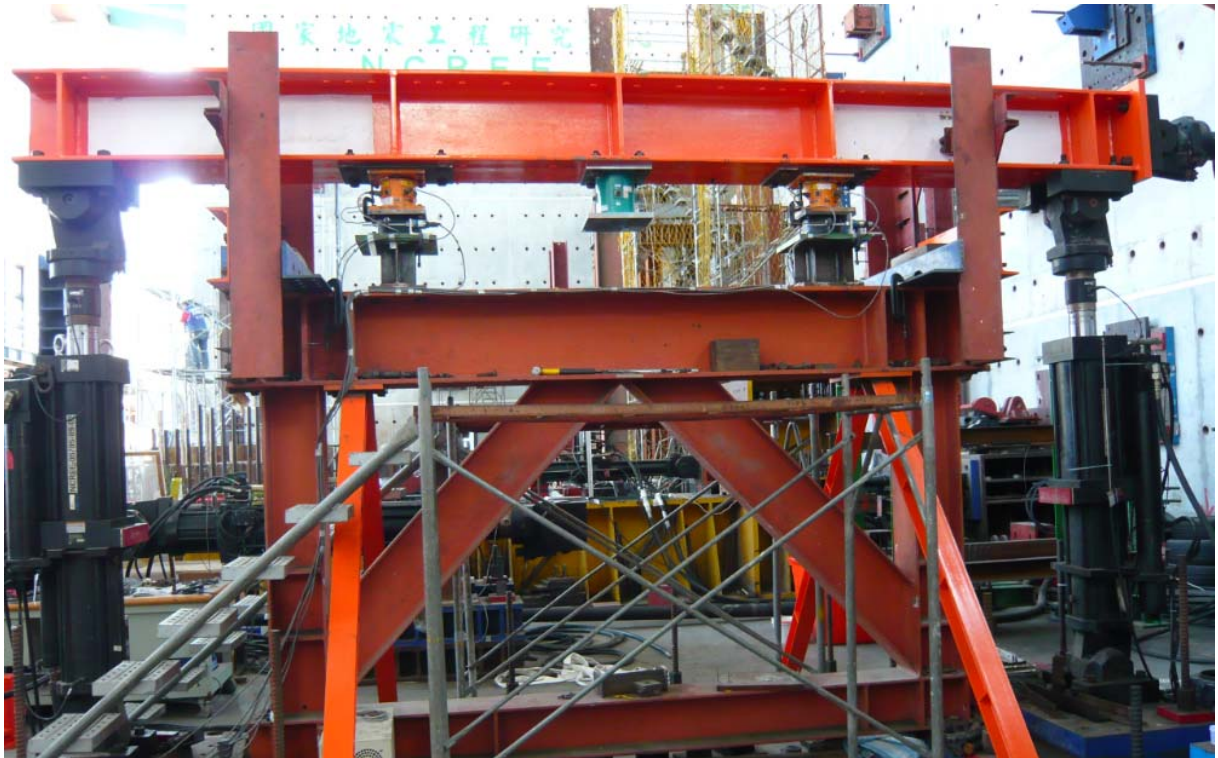
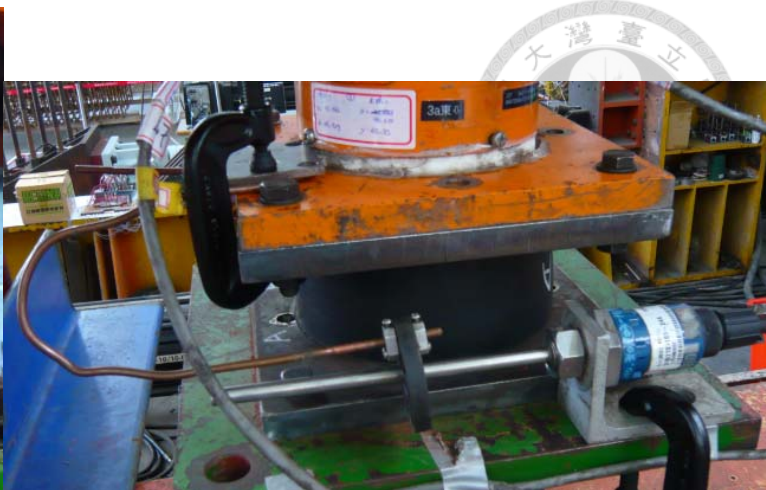


圖 4-8 橡膠支承墊性能測試構架





(a) 測力計



(b) 位移計

圖 4-9 橡膠支承墊性能測試之量測機制

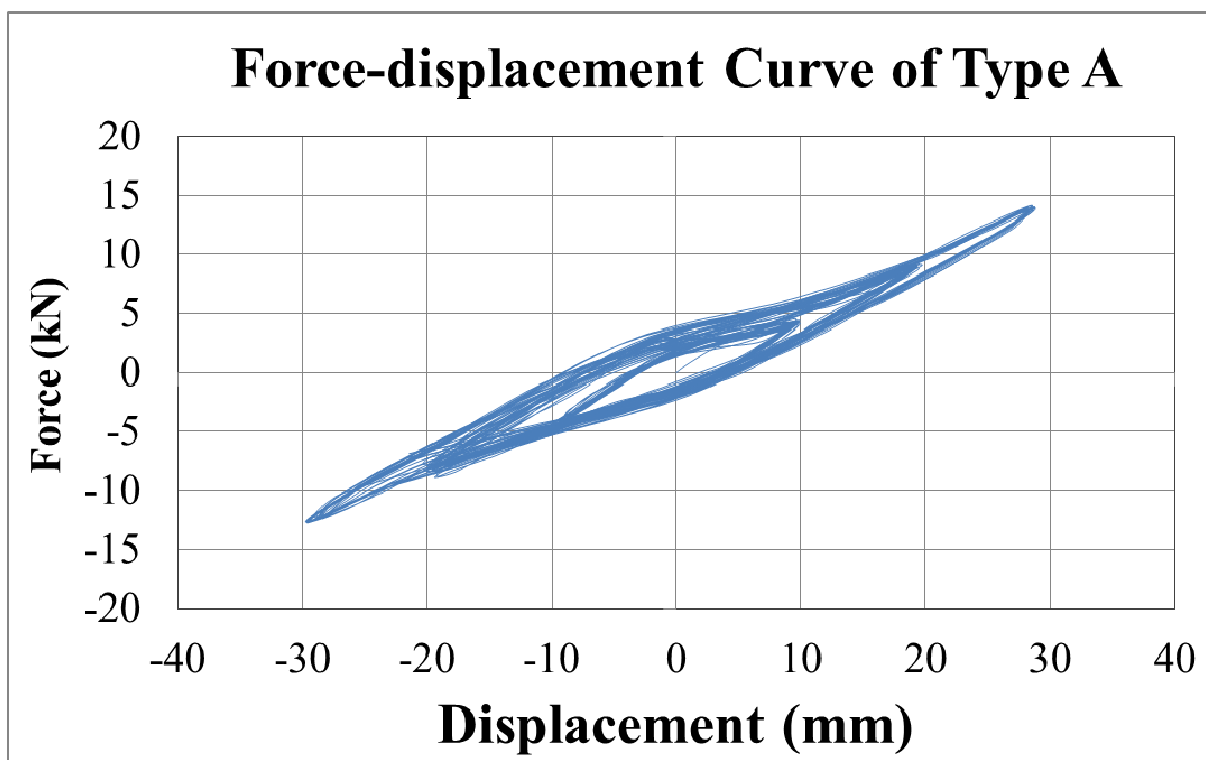


圖 4-10 9.8kN 軸向作用力下 Type A 橡膠支承墊性能測試結果



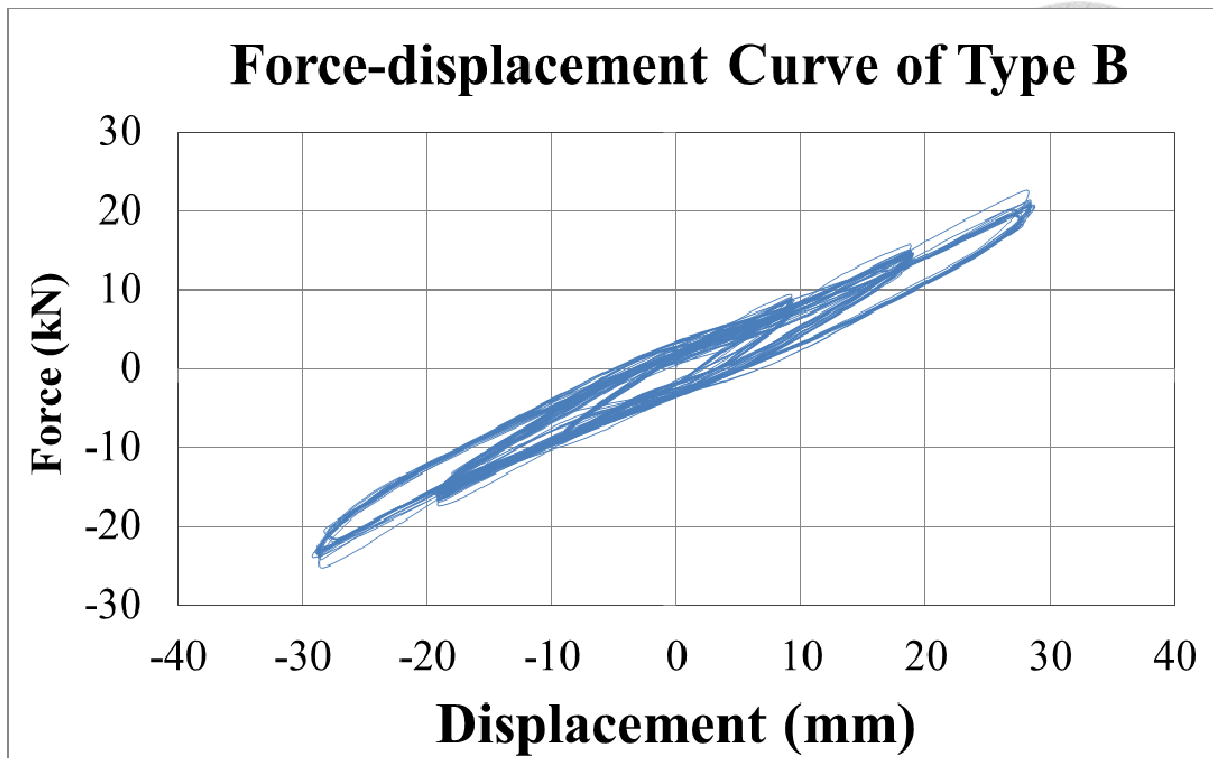


圖 4-11 9.8kN 軸向作用力下 Type B 橡膠支承墊性能測試結果

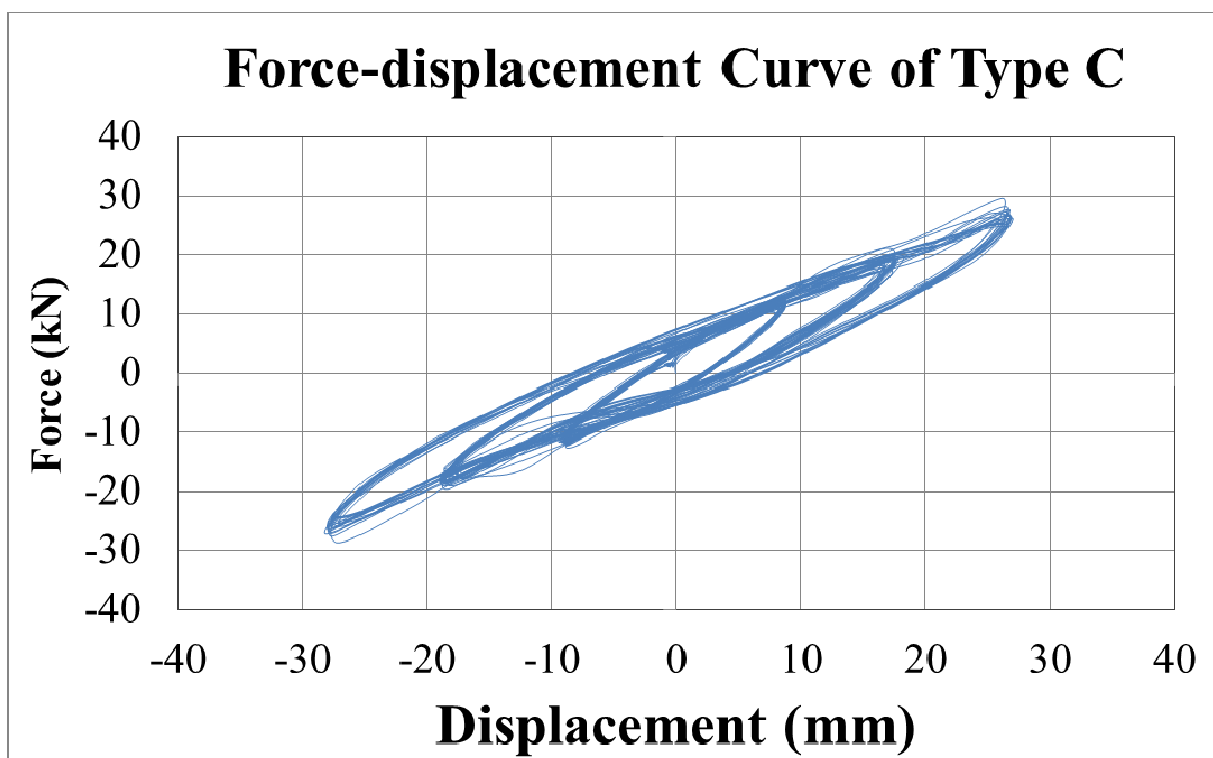


圖 4-12 9.8kN 軸向作用力下 Type C 橡膠支承墊性能測試結果

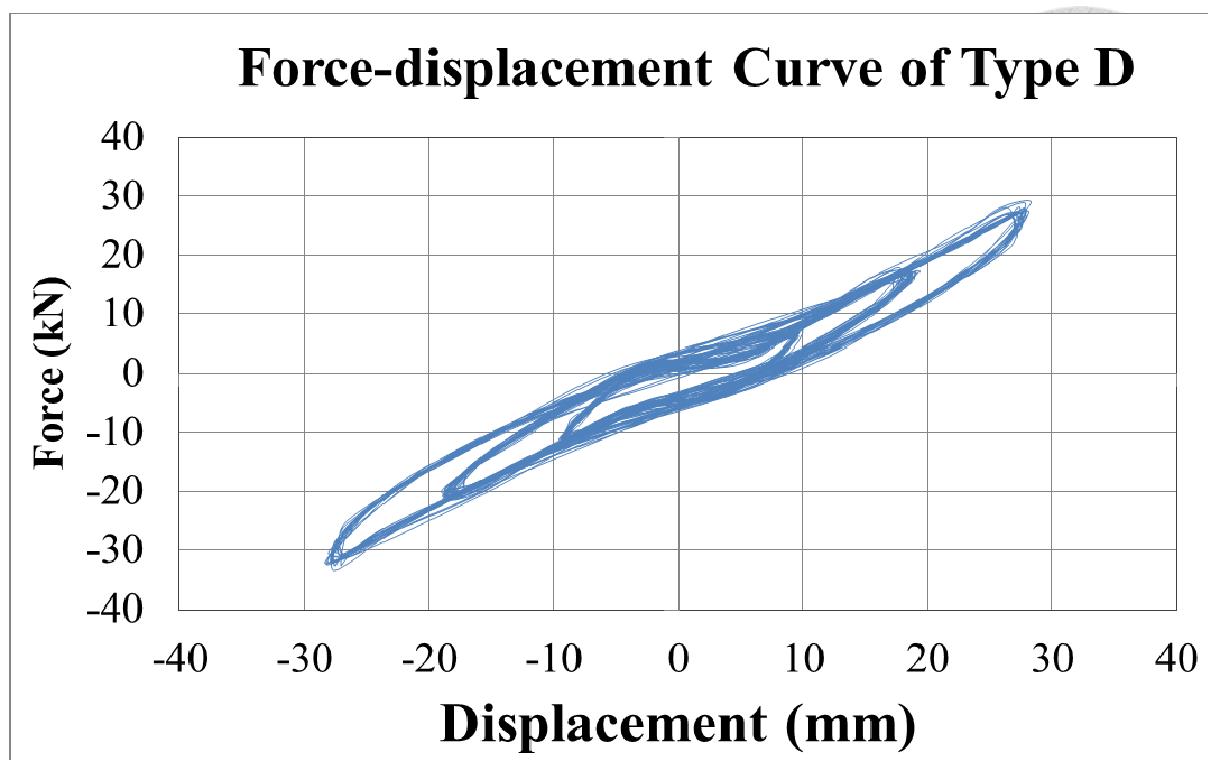


圖 4-13 9.8kN 軸向作用力下 Type D 橡膠支承墊性能測試結果

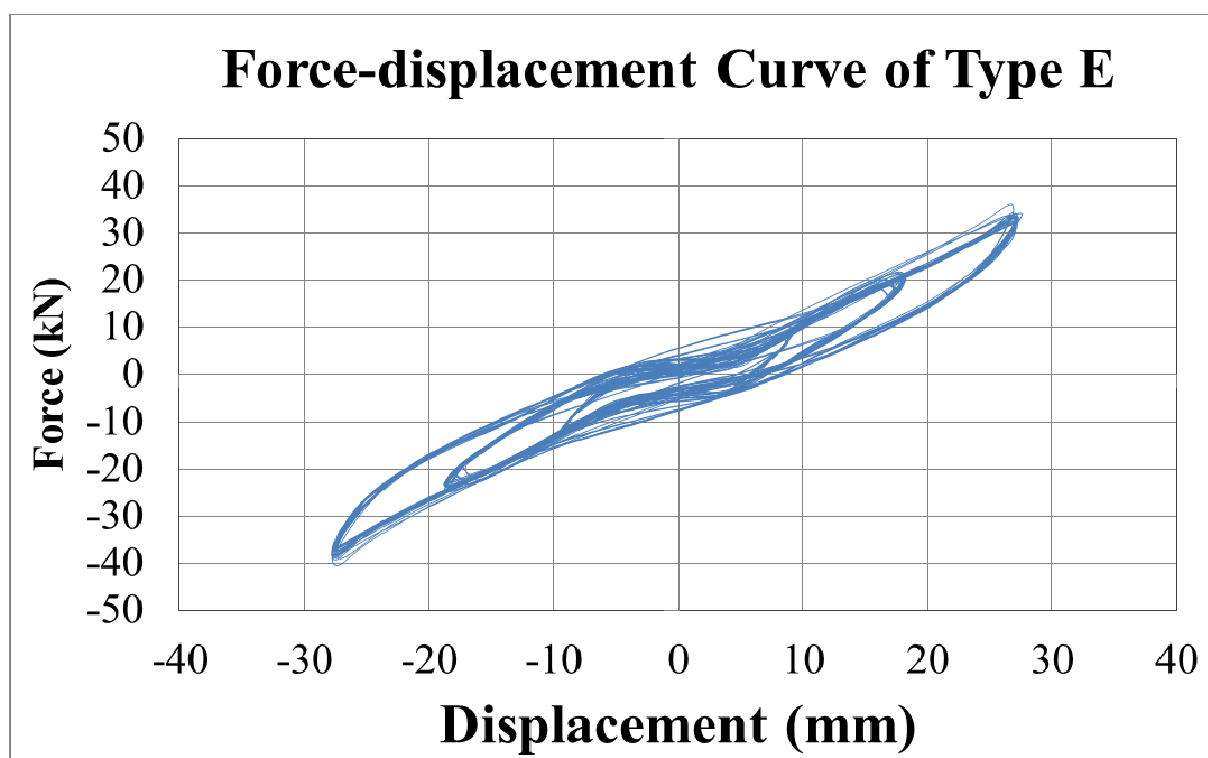


圖 4-14 9.8kN 軸向作用力下 Type E 橡膠支承墊性能測試結果

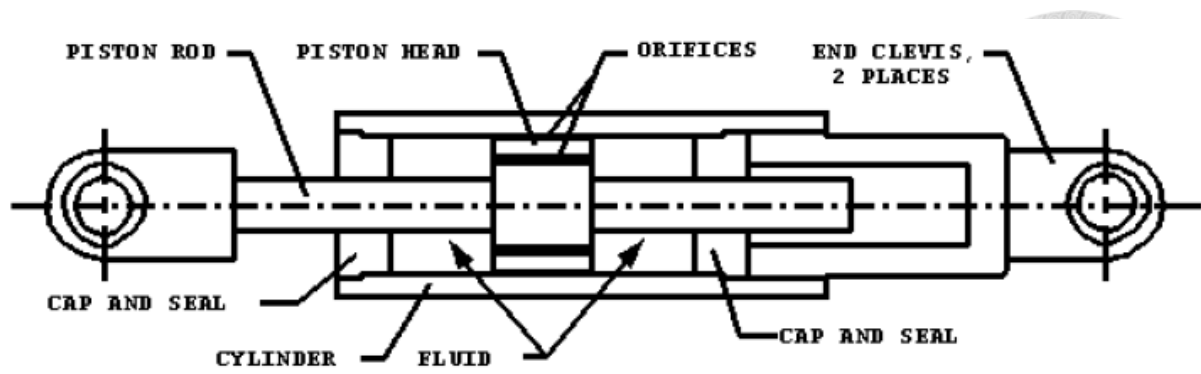


圖 4-15 液態黏性阻尼器構造示意圖【63】

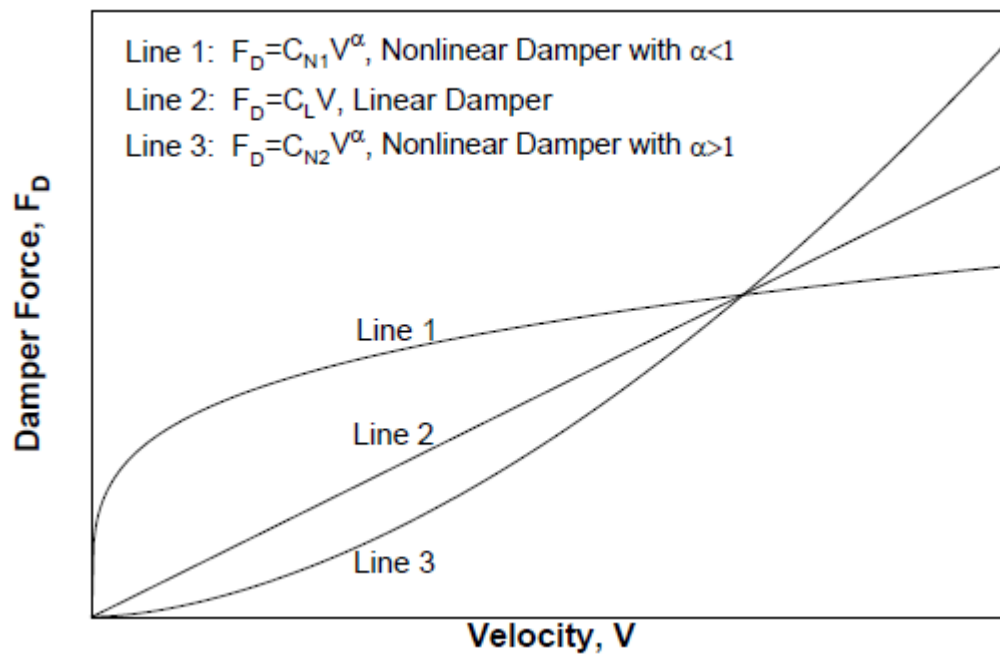


圖 4-16 不同性質液態黏性阻尼器速度與出力關係圖【63】



圖 4-17 本試驗使用之液態黏性阻尼器



圖 4-18 液態黏性阻尼器性能測試構架



(a) 測力計



(b) 位移計

圖 4-19 液態黏性阻尼器性能測試之量測機制

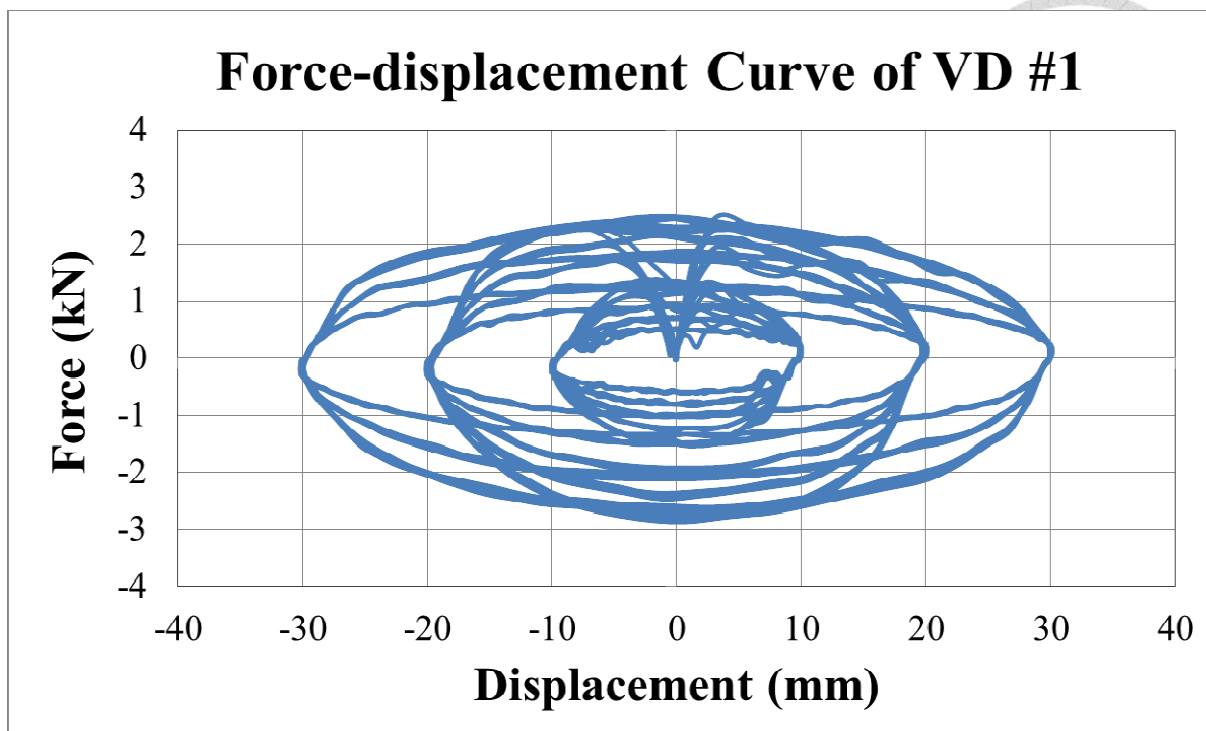


圖 4-20 液態黏性阻尼器#1 性能測試結果之遲滯迴圈

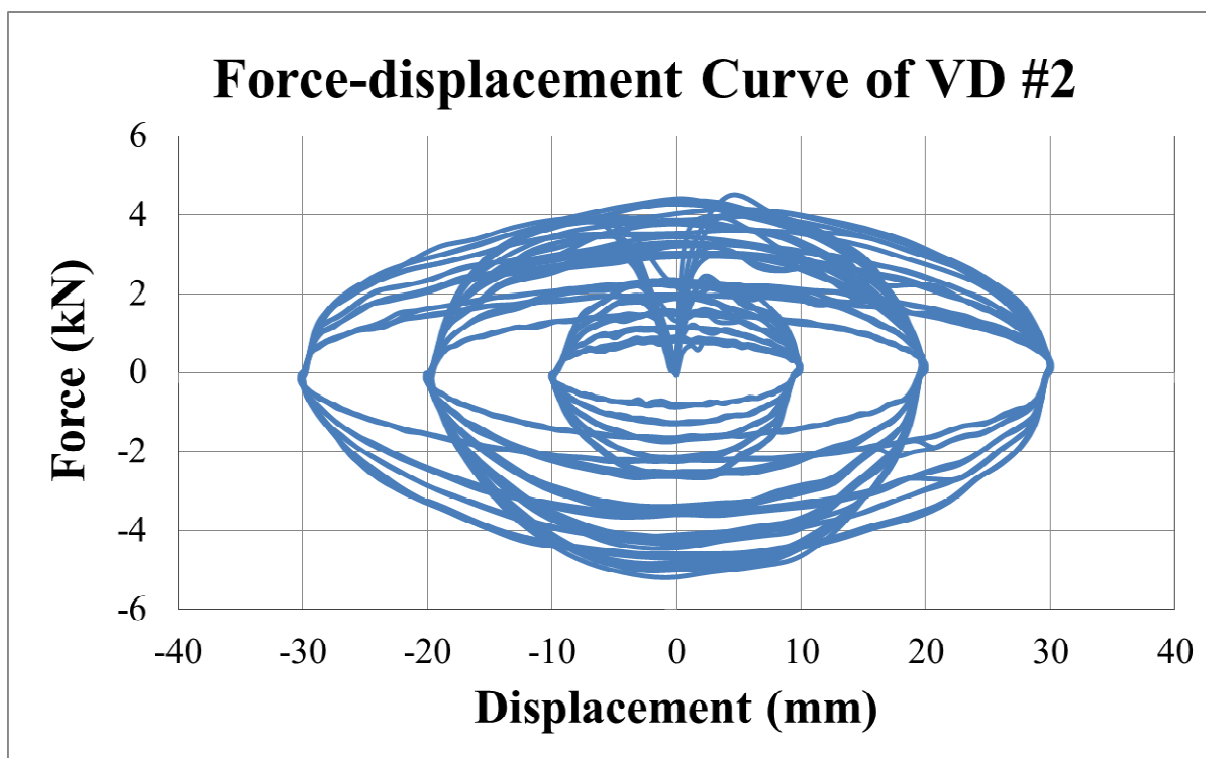


圖 4-21 液態黏性阻尼器#2 性能測試結果之遲滯迴圈

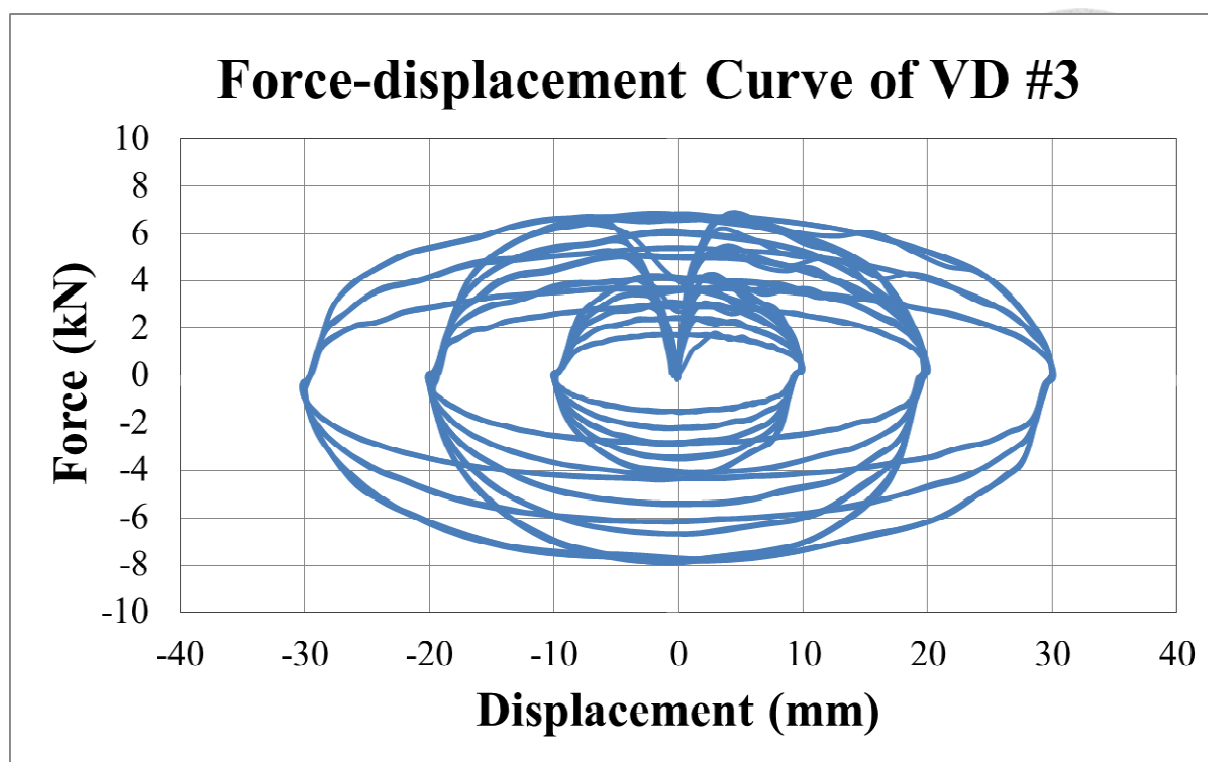


圖 4-22 液態黏性阻尼器#3 性能測試結果之遲滯迴圈

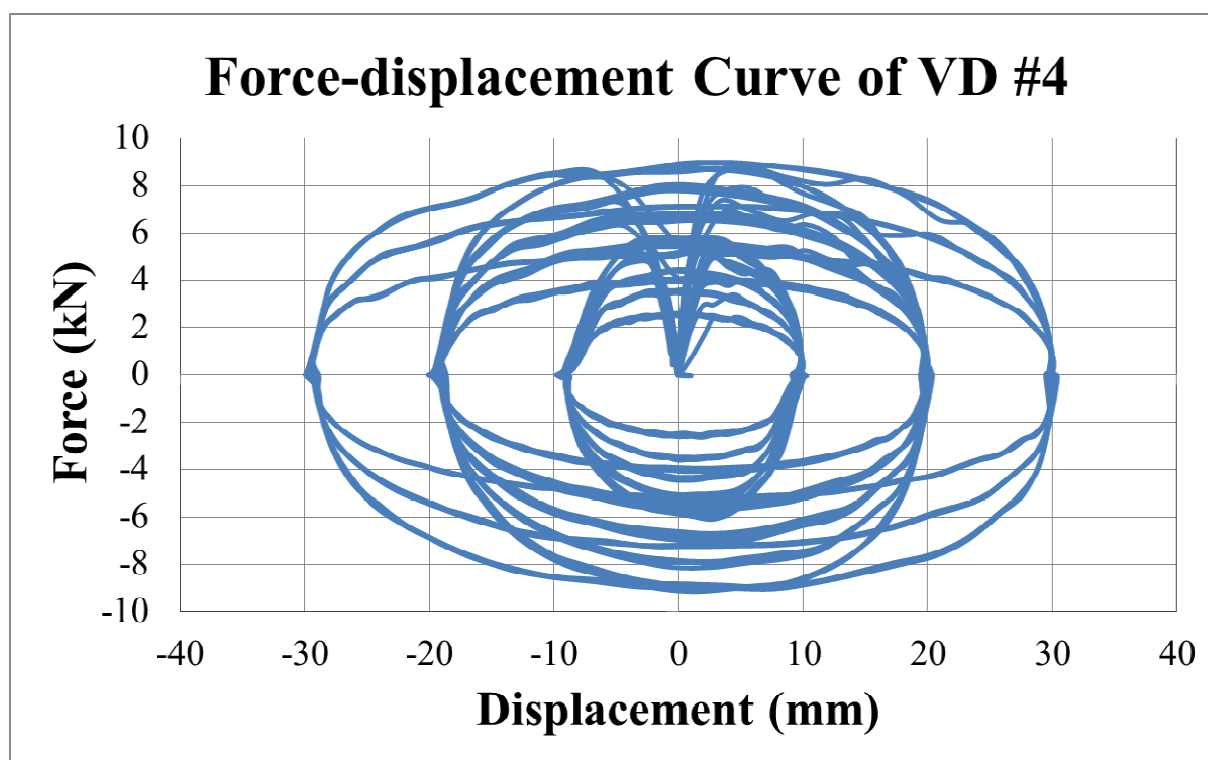


圖 4-23 液態黏性阻尼器#4 性能測試結果之遲滯迴圈

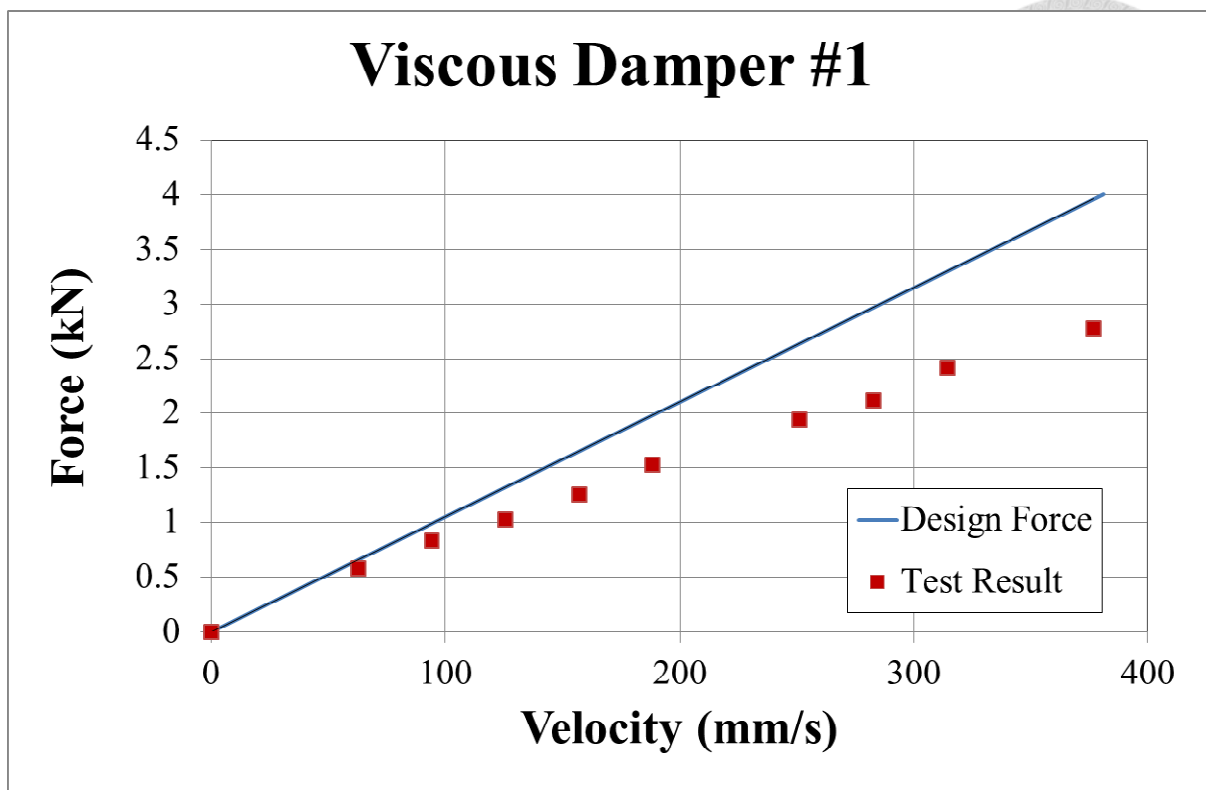


圖 4-24 液態黏性阻尼器#1 速度與出力關係性能試驗值與理論值比較圖

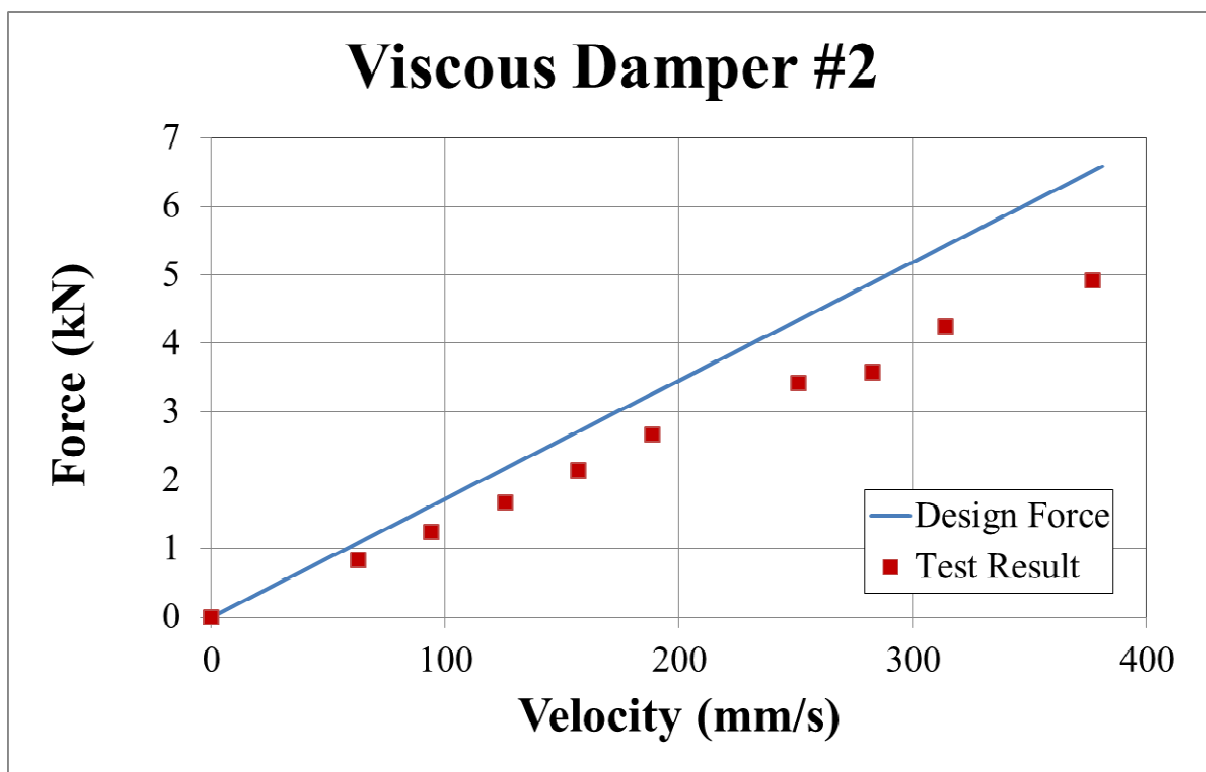


圖 4-25 液態黏性阻尼器#2 速度與出力關係性能試驗值與理論值比較圖

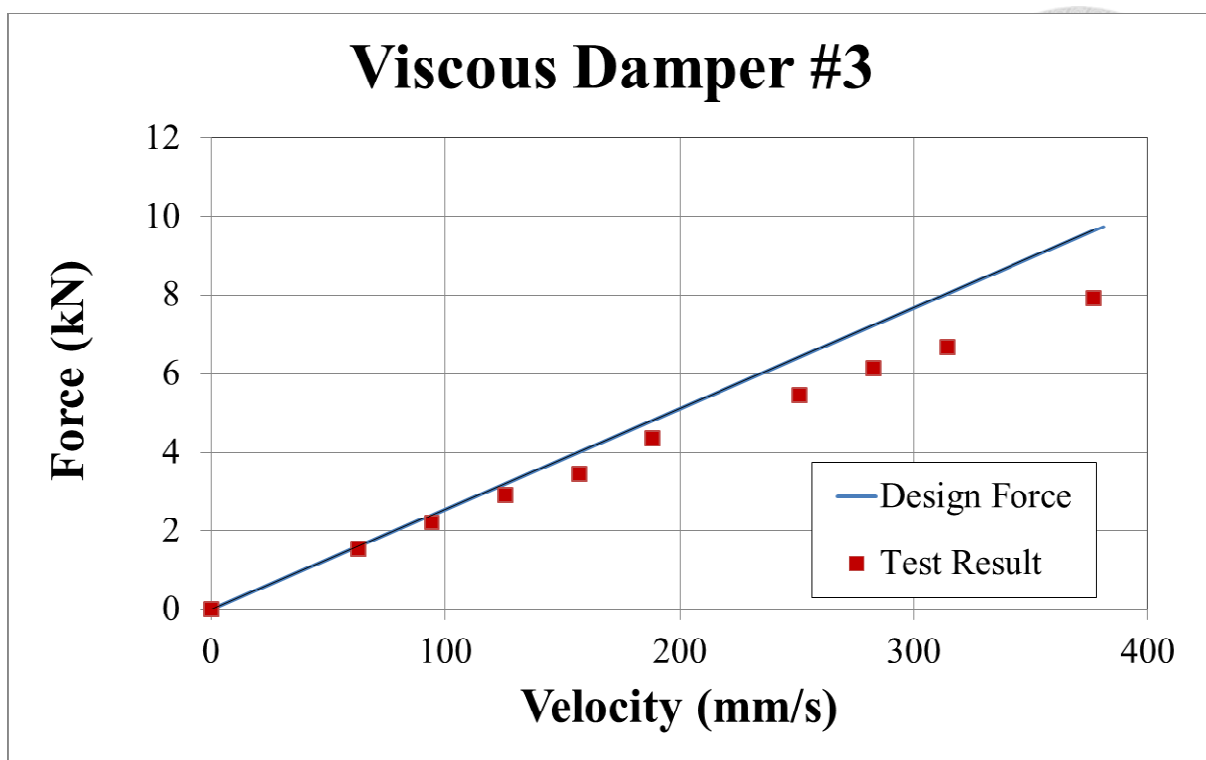


圖 4-26 液態黏性阻尼器#3 速度與出力關係性能試驗值與理論值比較圖

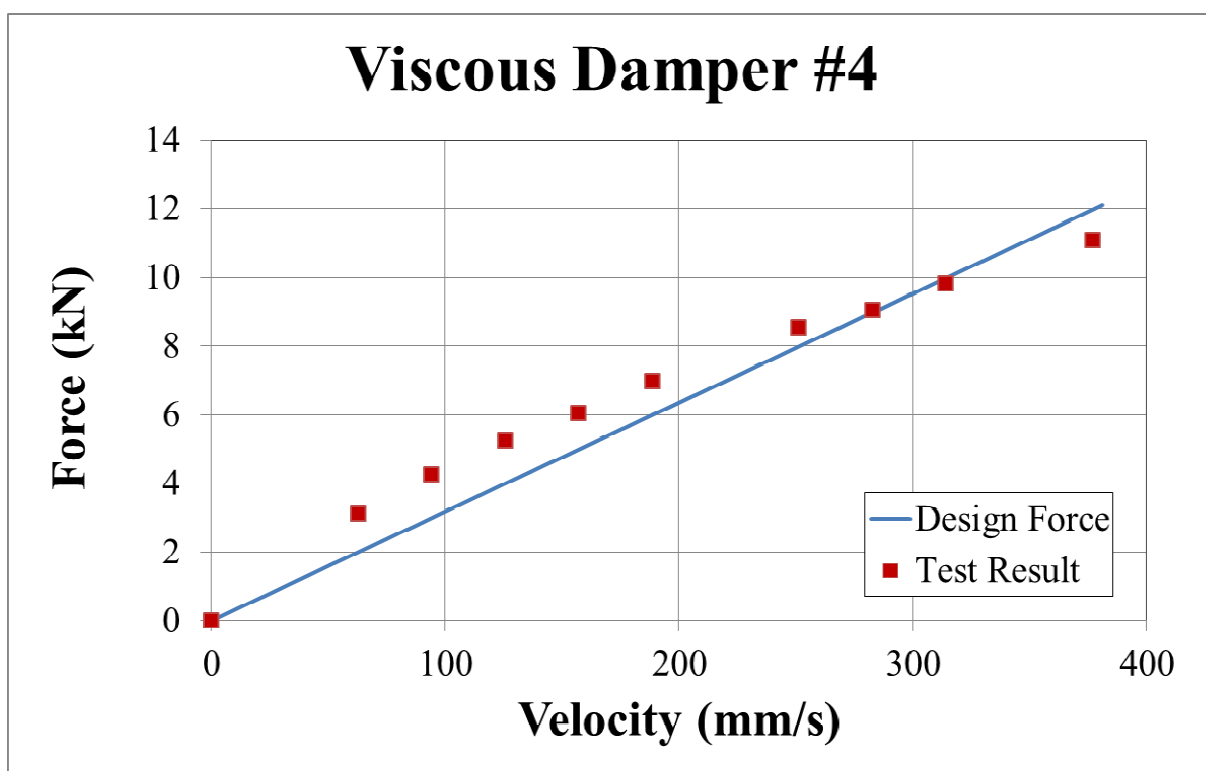
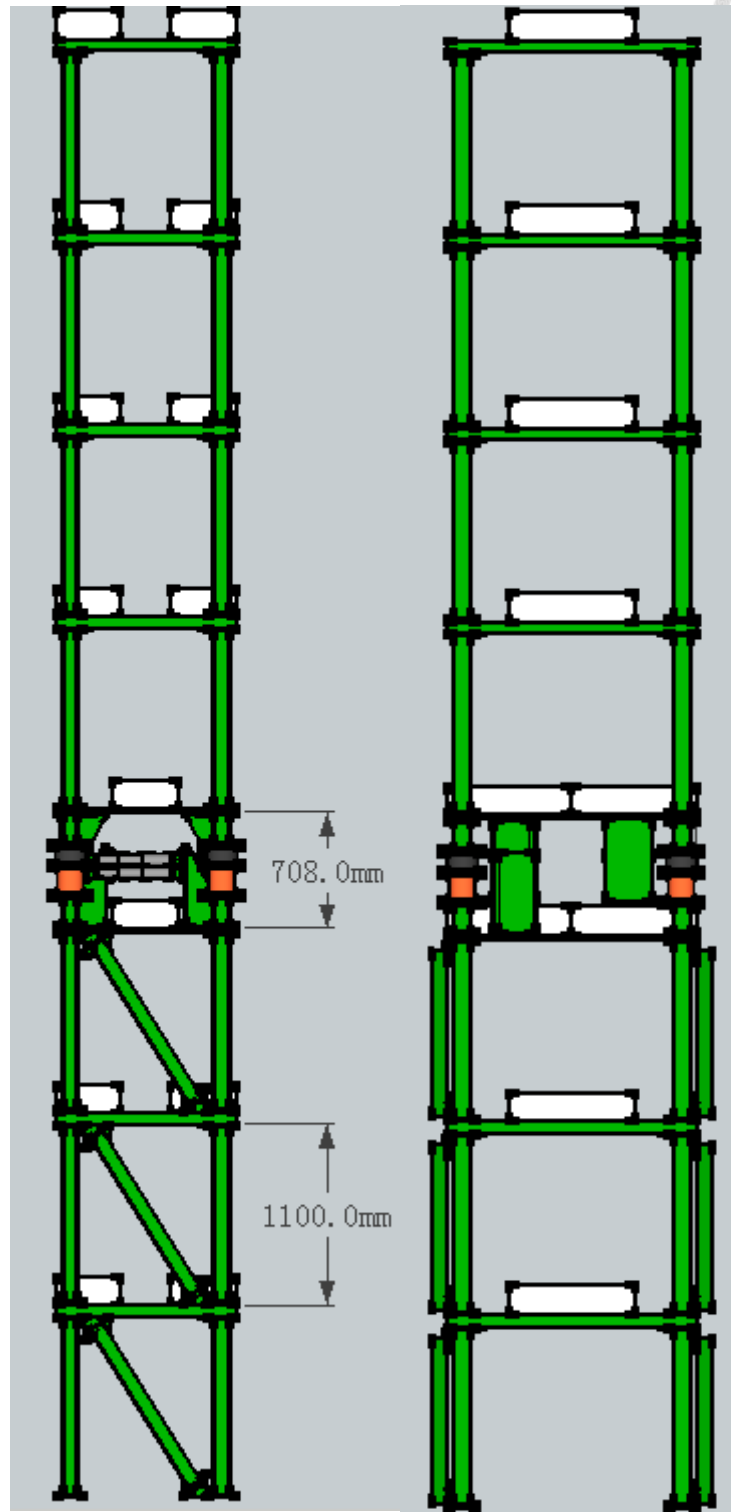


圖 4-27 液態黏性阻尼器#4 速度與出力關係性能試驗值與理論值比較圖





(a) 正視圖

(b) 側視圖

圖 4-28 構架設計示意圖 (Specimen A)

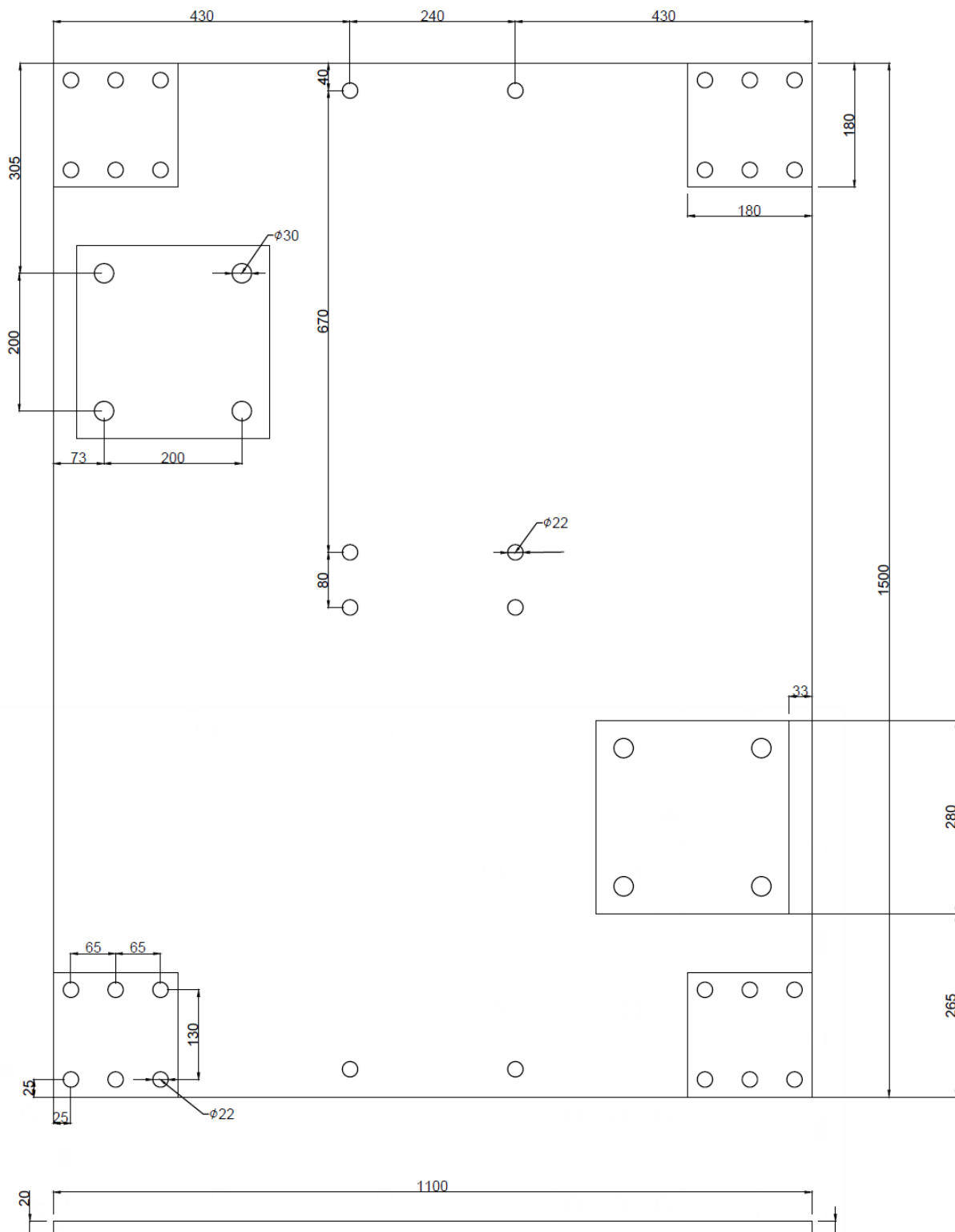


圖 4-29 控制層樓板細部設計圖

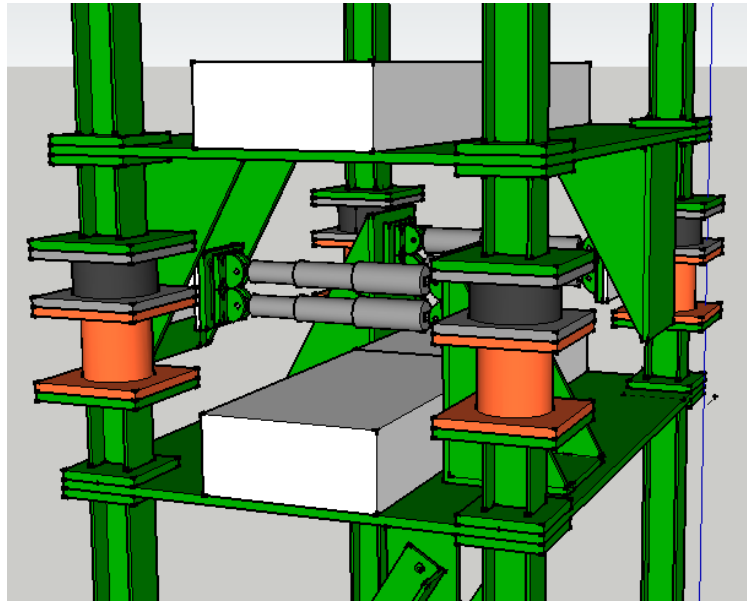


圖 4-30 控制層配置示意圖



圖 4-31 控制層橡膠支承墊之裝設

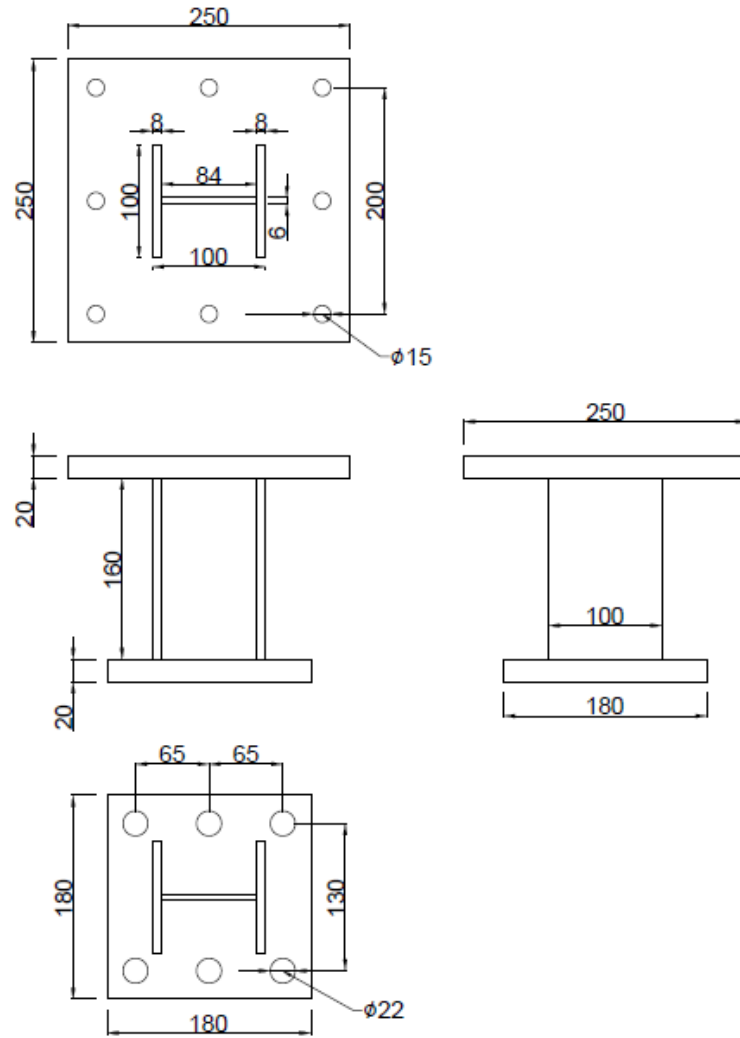


圖 4-32 控制層橡膠支承墊連接控制層上下樓板之短柱設計圖



圖 4-33 控制層液態黏性阻尼器之裝設

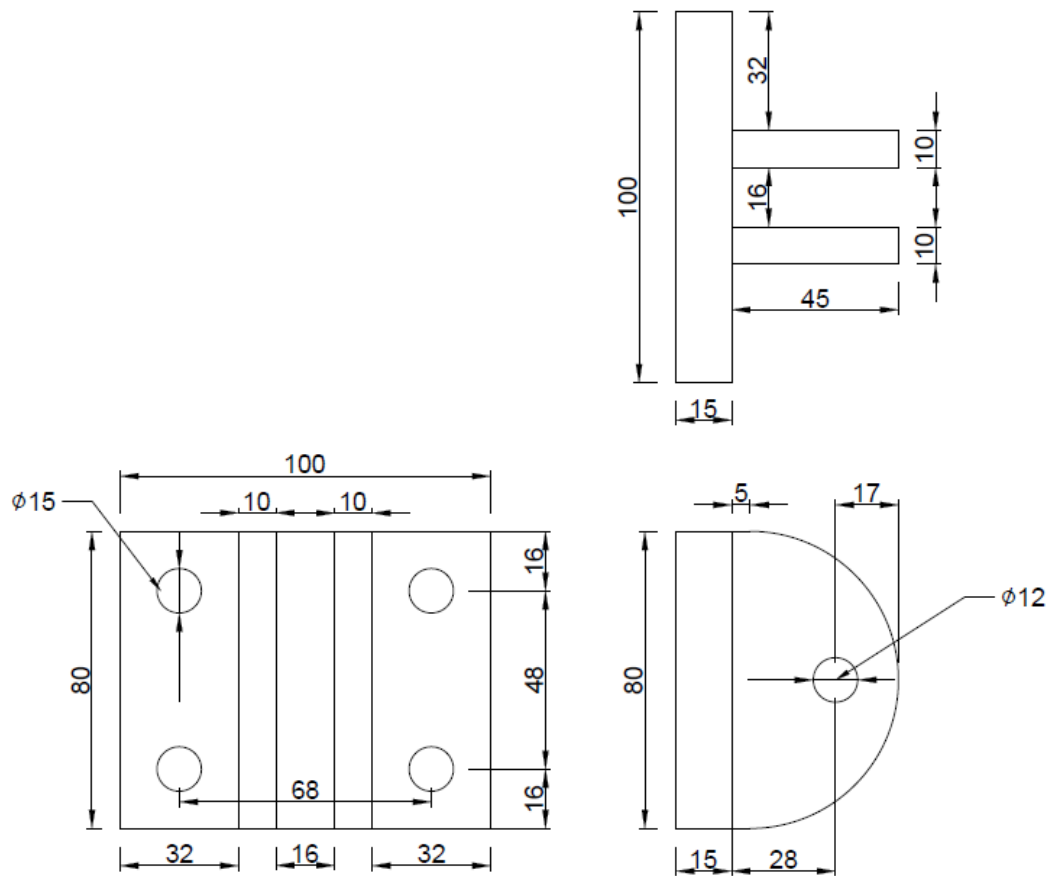


圖 4-34 控制層液態黏性阻尼器連接耳座設計圖

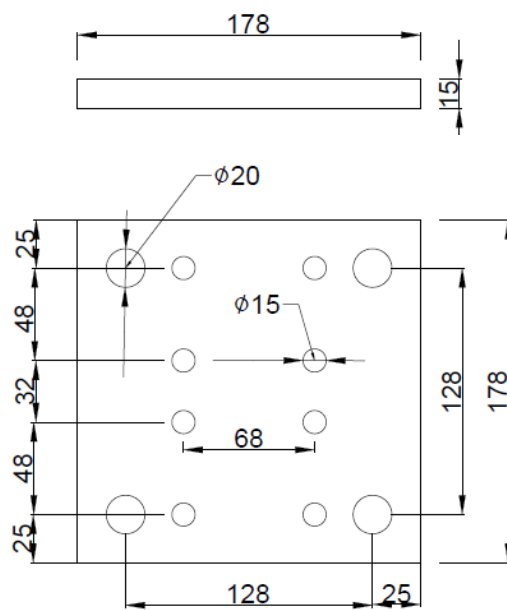


圖 4-35 控制層液態黏性阻尼器轉接鋼板設計圖

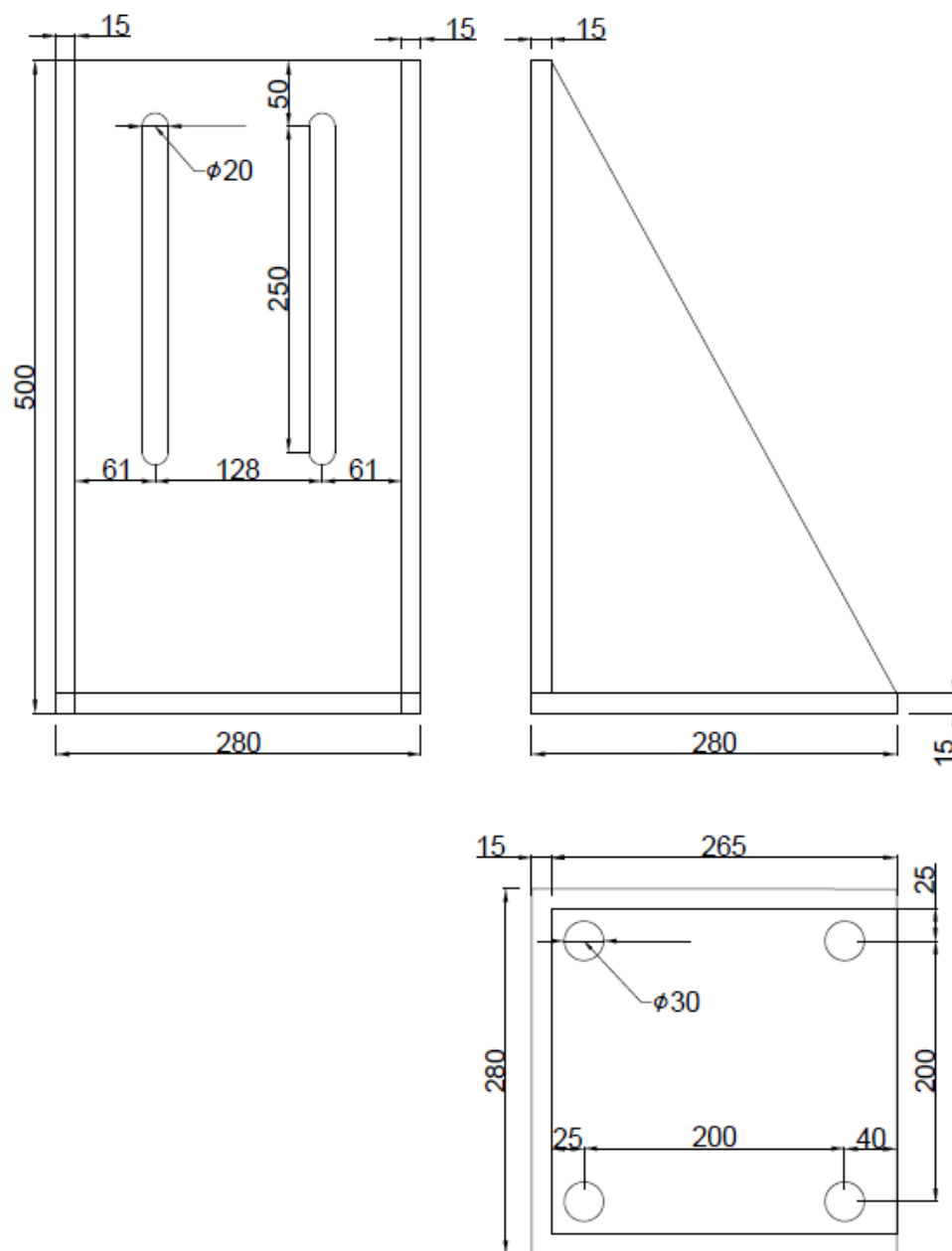


圖 4-36 控制層液態黏性阻尼器三角轉接鋼板設計圖



圖 4-37 加勁斜撐之裝設

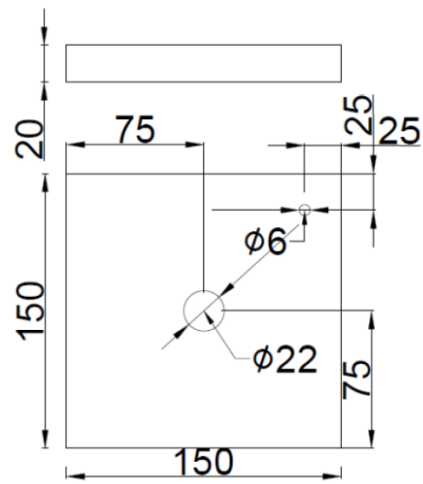


圖 4-38 加勁斜撐之連接鋼板設計圖



圖 4-39 試驗所使用之加速度計

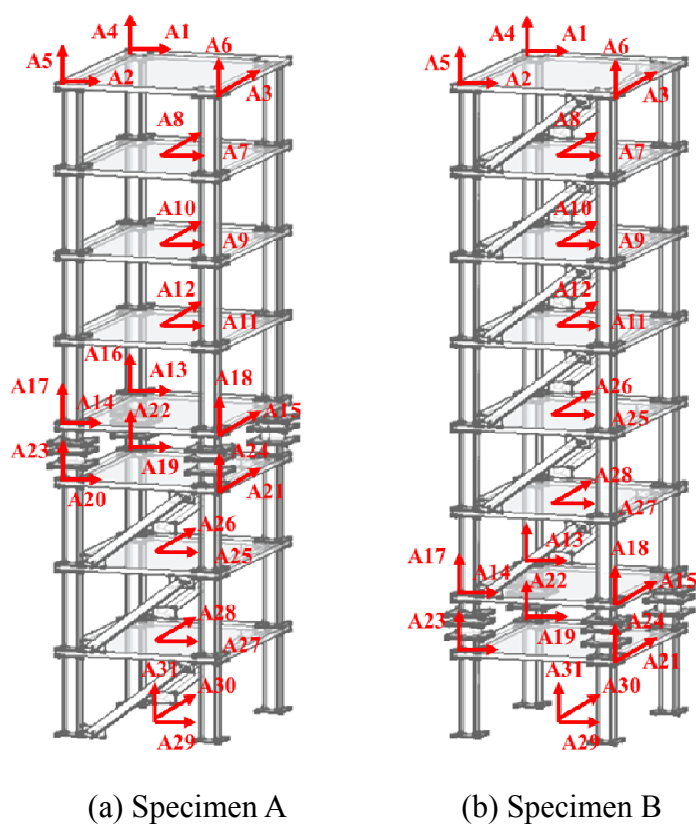


圖 4-40 加速度計配置圖





圖 4-41 試驗所使用之位移計

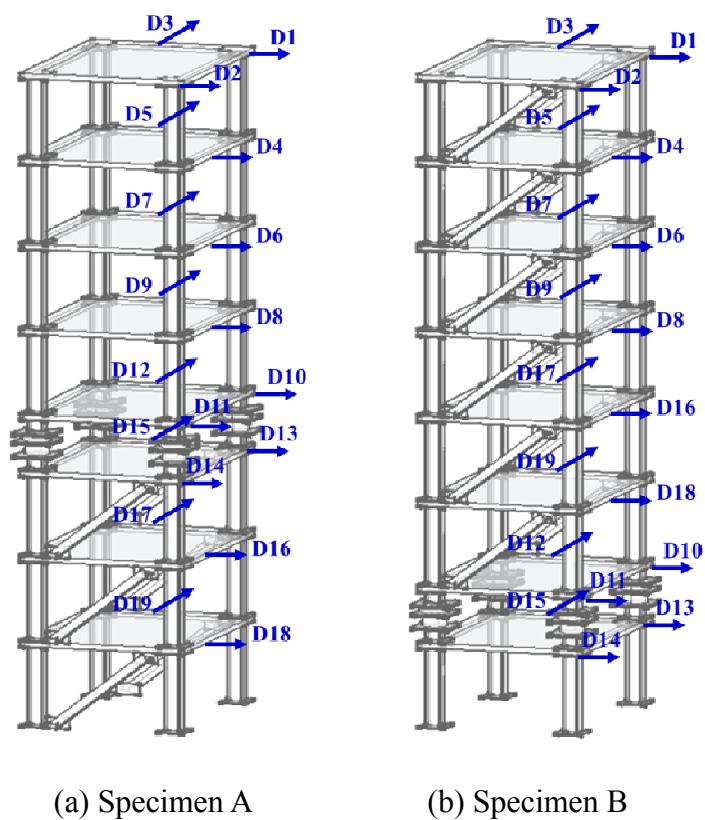
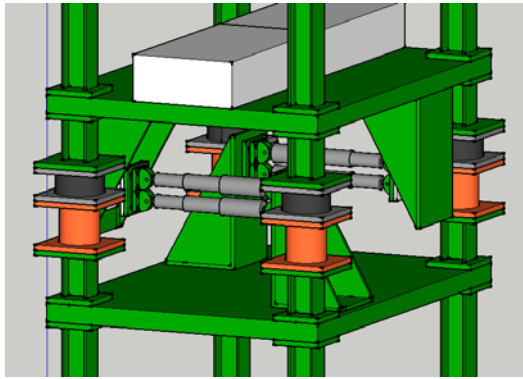
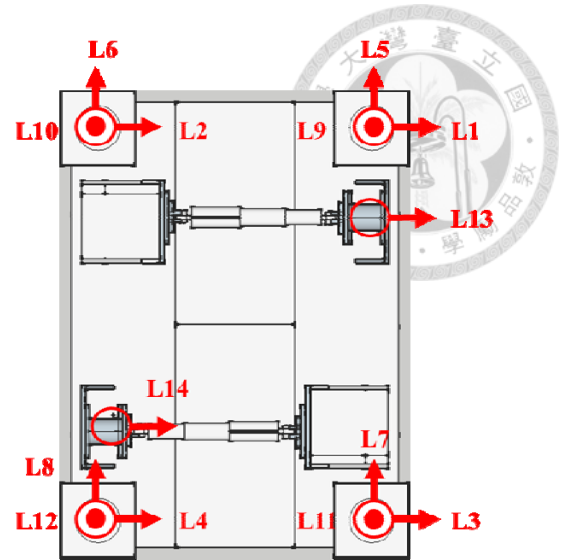


圖 4-42 位移計配置圖



(a) 控制層配置示意圖

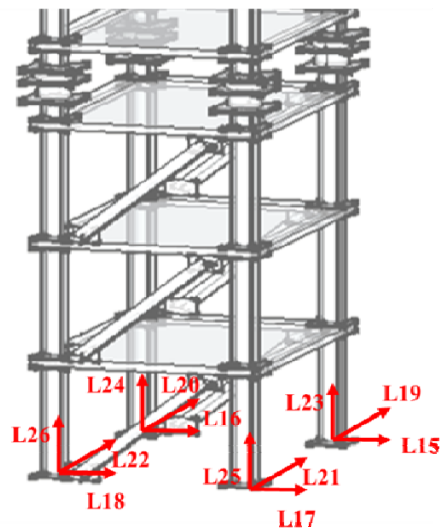


(b) 測力計平面配置圖

圖 4-43 控制層測力計配置圖

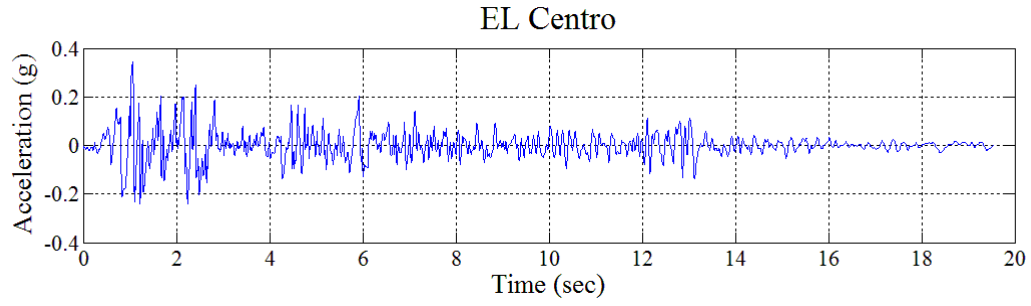


(a) 構架基底測力計裝設

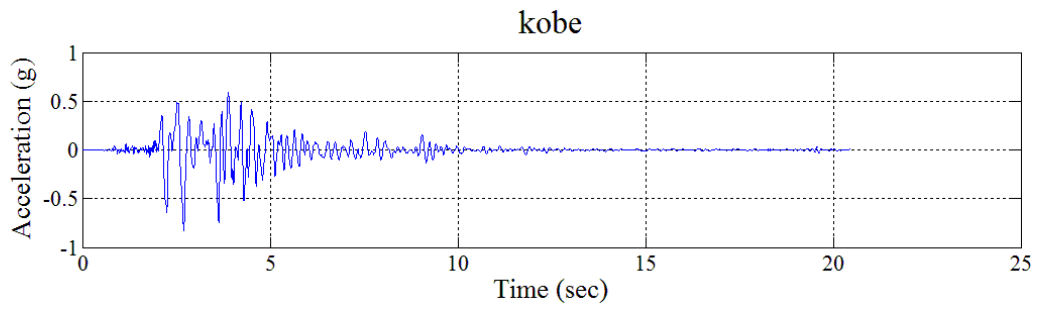


(b) 基底測力計配置圖

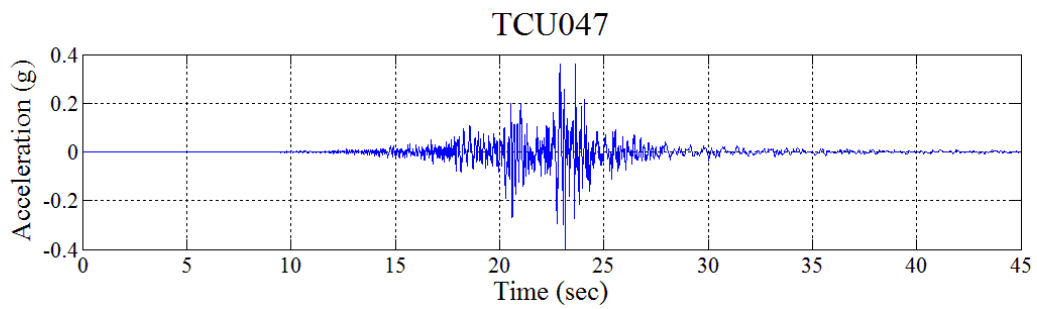
圖 4-44 構架基底測力計配置圖



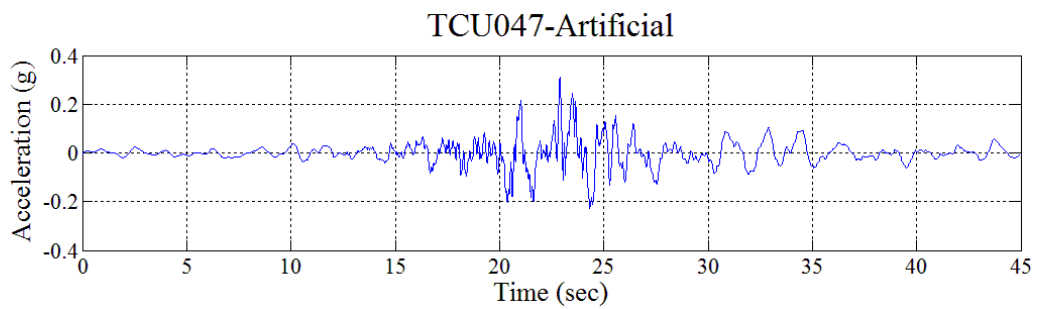
(a) EL Centro (PGA=0.349g)



(b) Kobe (PGA=0.822g)

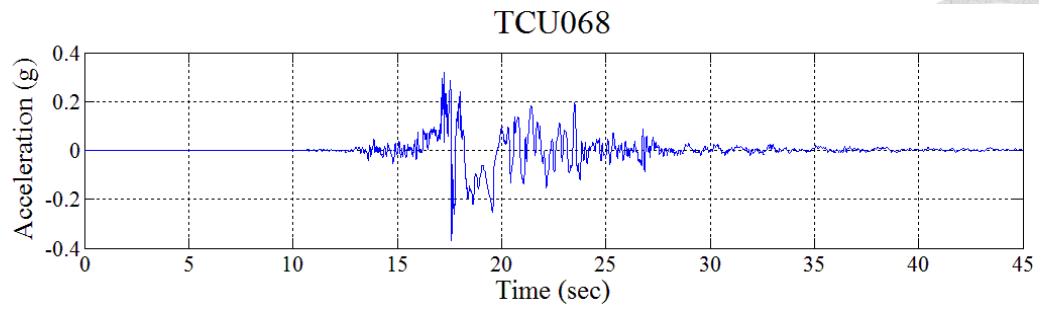


(c) TCU047 (PGA=0.401g)

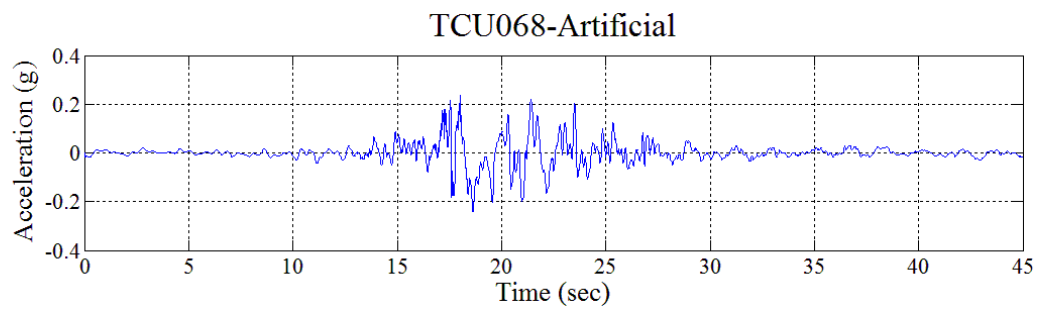


(d) TCU047-Artificial (PGA=0.309g)

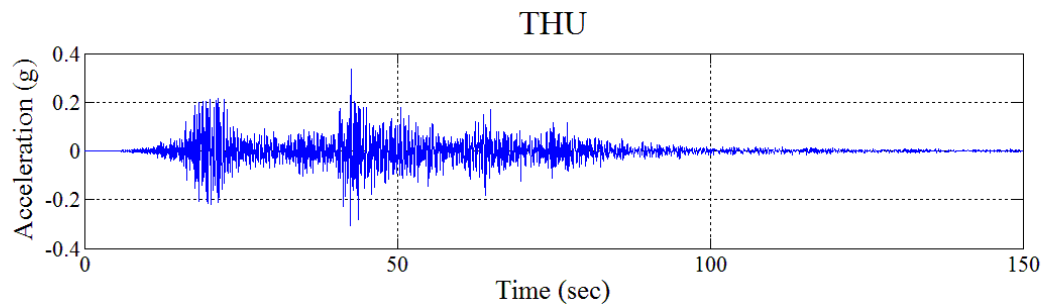
圖 4-45 七組地震紀錄於南北向之加速度歷時



(e) TCU068 (PGA=0.403g)

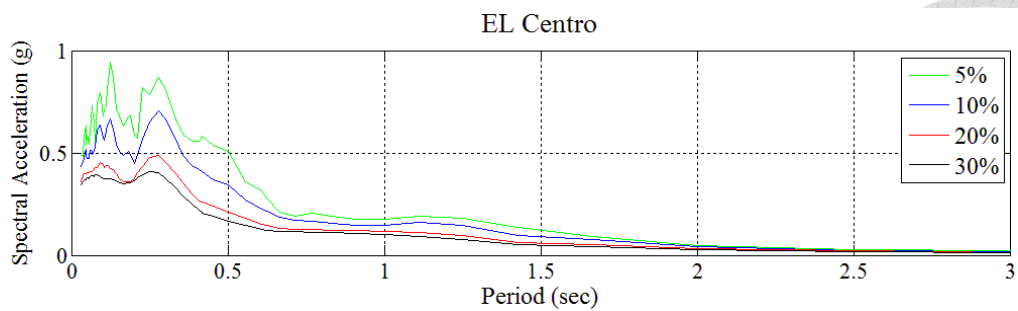


(f) TCU068-Artificial (PGA=0.242g)

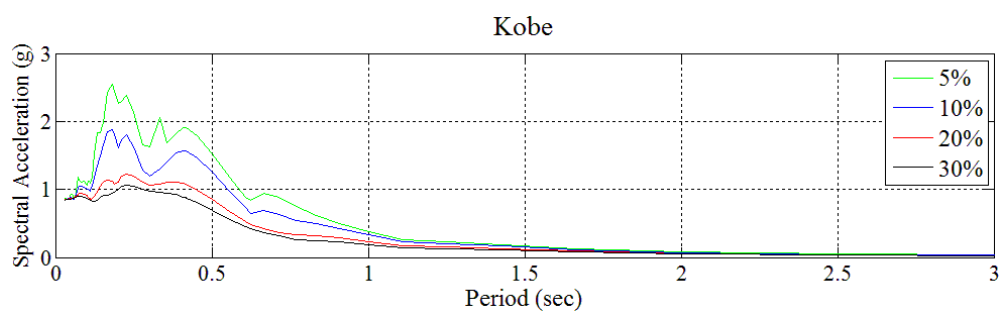


(g) THU (PGA=0.336g)

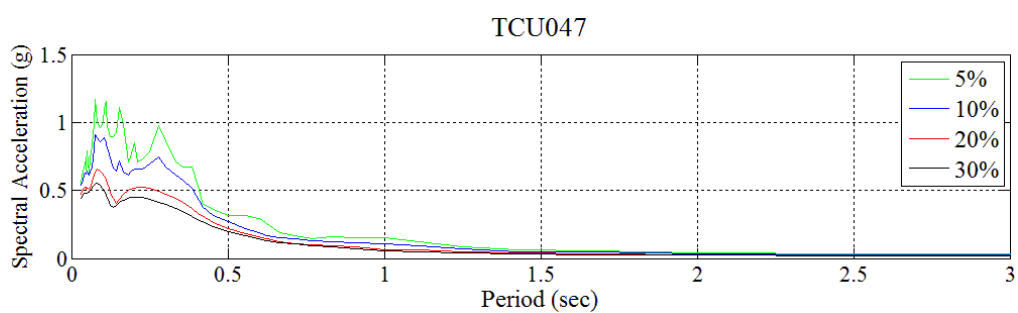
圖 4-45 七組地震紀錄於南北向之加速度歷時



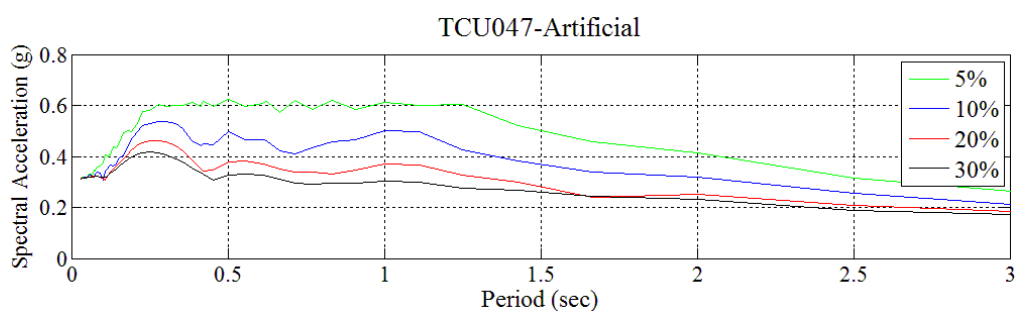
(a) EL Centro (PGA=0.349g)



(b) Kobe (PGA=0.822g)

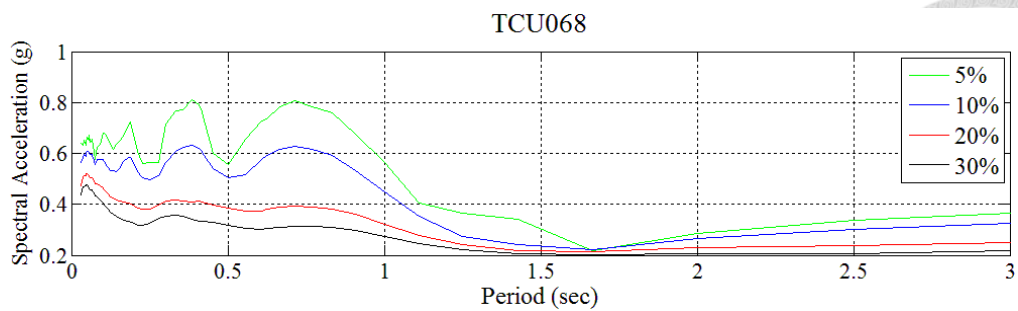


(c) TCU047 (PGA=0.401g)

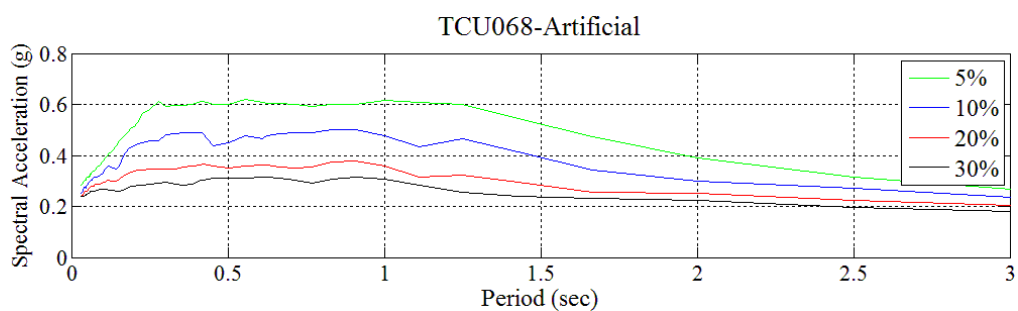


(d) TCU047-Artificial (PGA=0.309g)

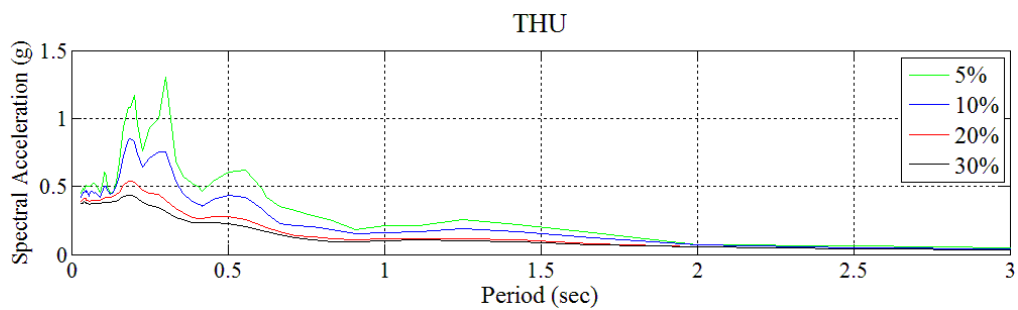
圖 4-46 七組地震紀錄南北向加速度反應譜



(e) TCU068 (PGA=0.403g)



(f) TCU068-Artificial (PGA=0.242g)



(g) THU (PGA=0.336g)

圖 4-46 七組地震紀錄南北向加速度反應譜

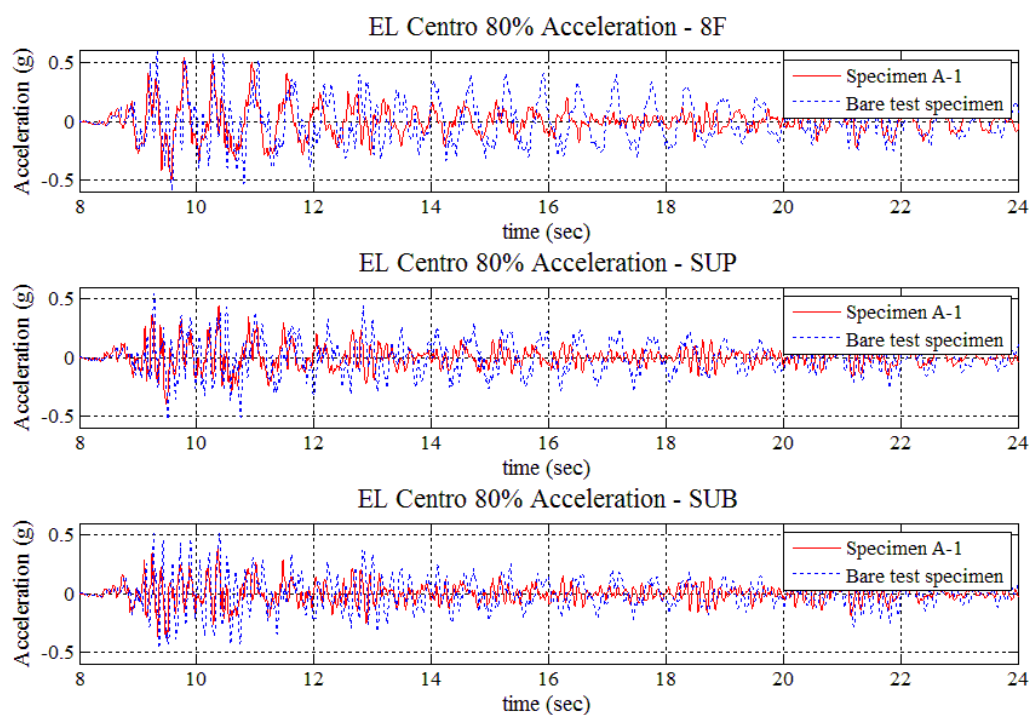


圖 4-47 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之加速度歷時比較 (PGA=0.28g)

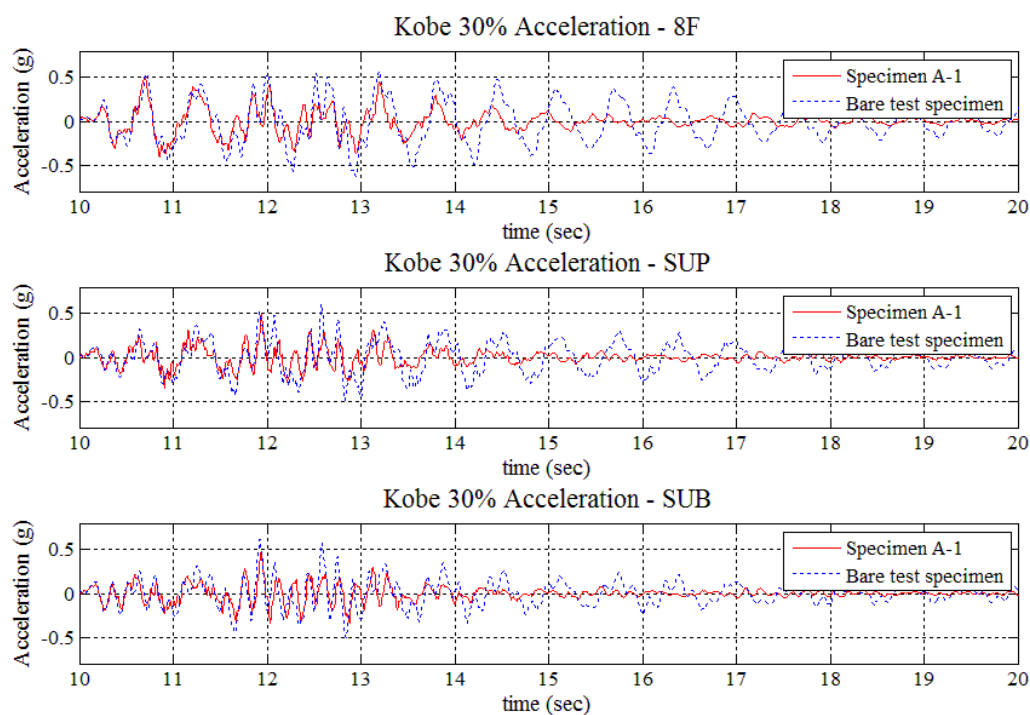


圖 4-48 Kobe 30% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之加速度歷時比較 (PGA=0.25g)

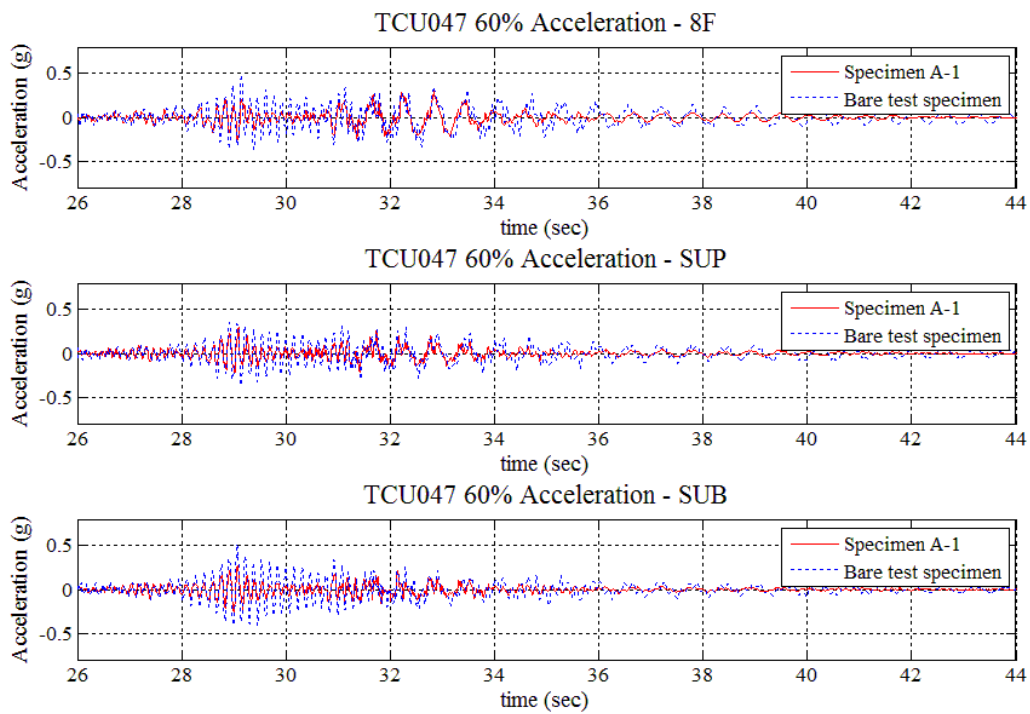


圖 4-49 TCU047 60% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之加速度歷時比較  
(PGA=0.26g)

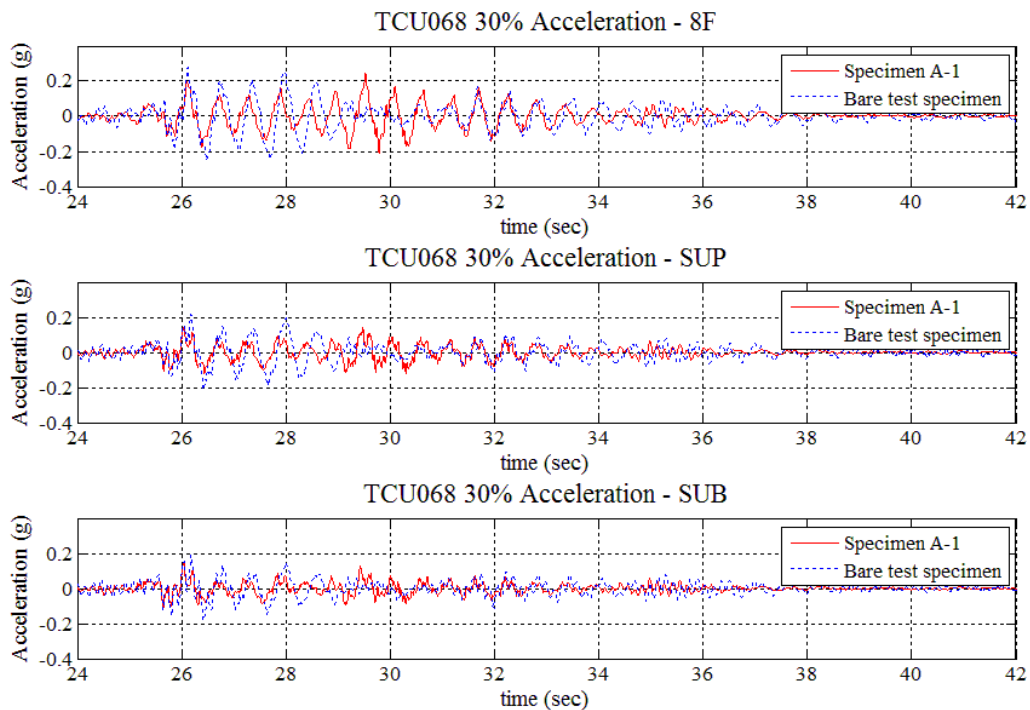


圖 4-50 TCU068 30% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之加速度歷時比較  
(PGA=0.19g)



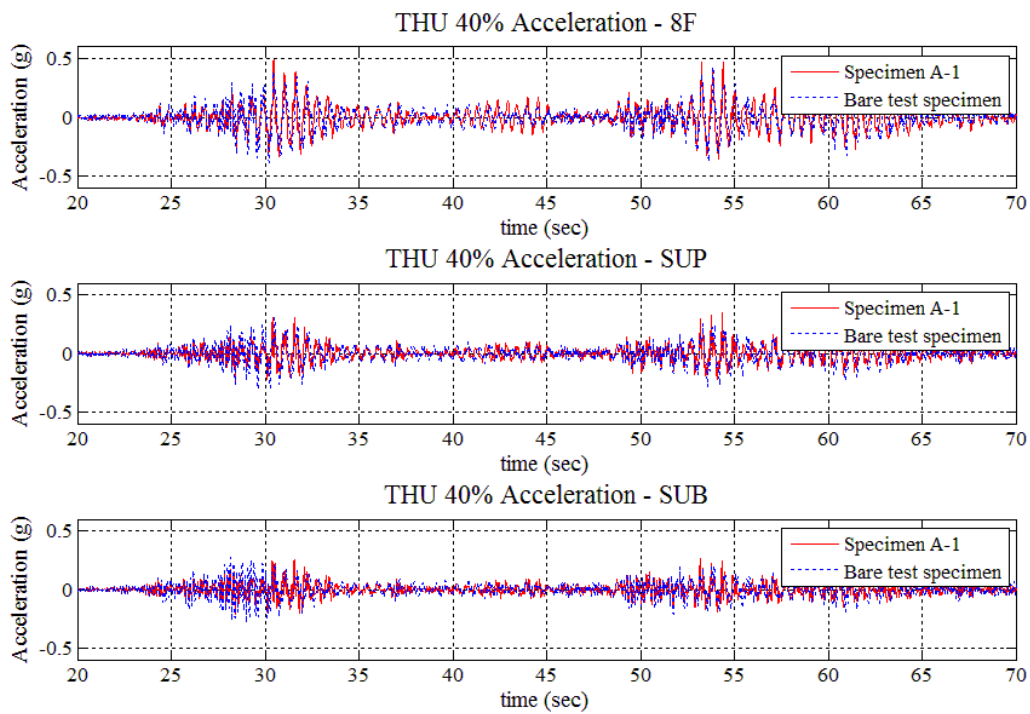


圖 4-51 THU 40% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之加速度歷時比較 (PGA=0.134g)

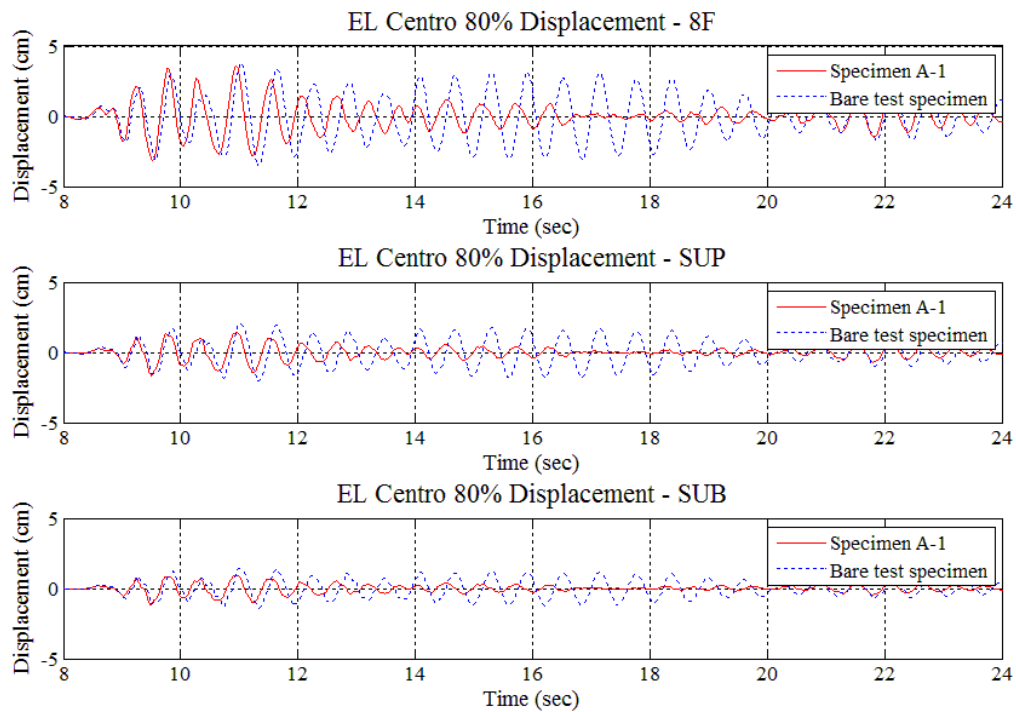


圖 4-52 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之位移歷時比較 (PGA=0.28g)

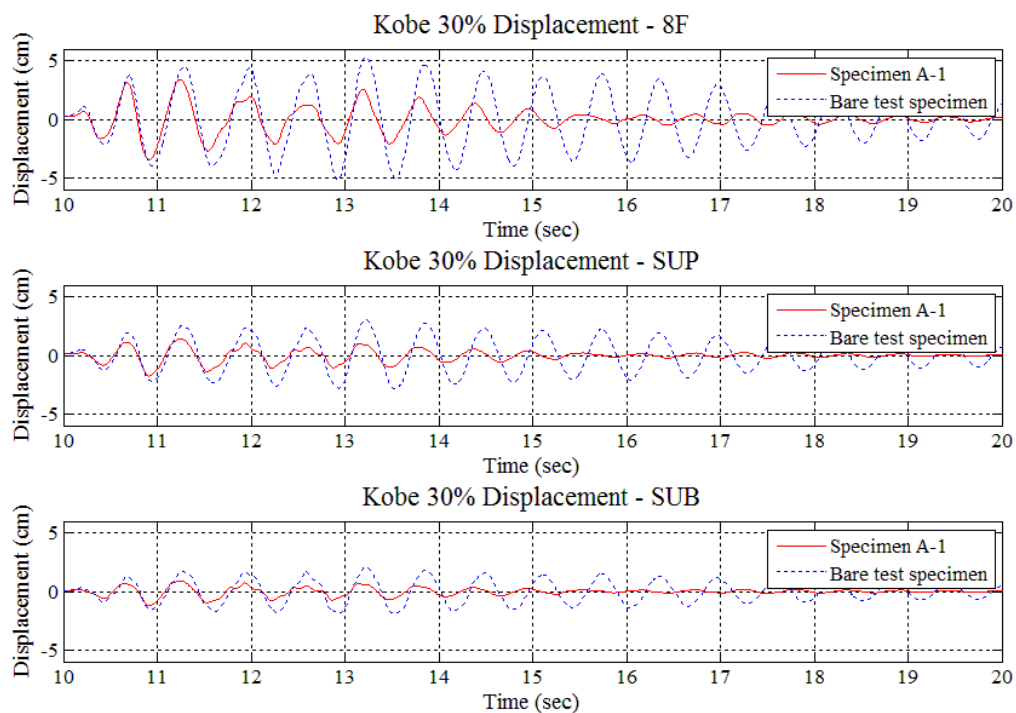


圖 4-53 Kobe 30% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之位移歷時比較  
(PGA=0.25g)

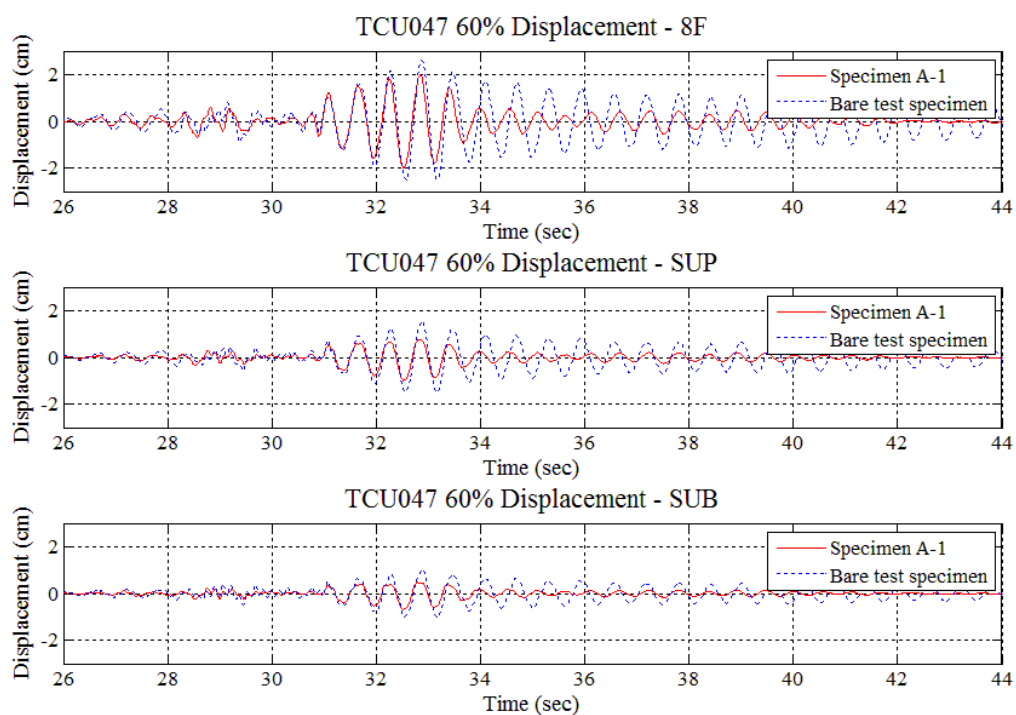


圖 4-54 TCU047 60% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之位移歷時比較  
(PGA=0.26g)

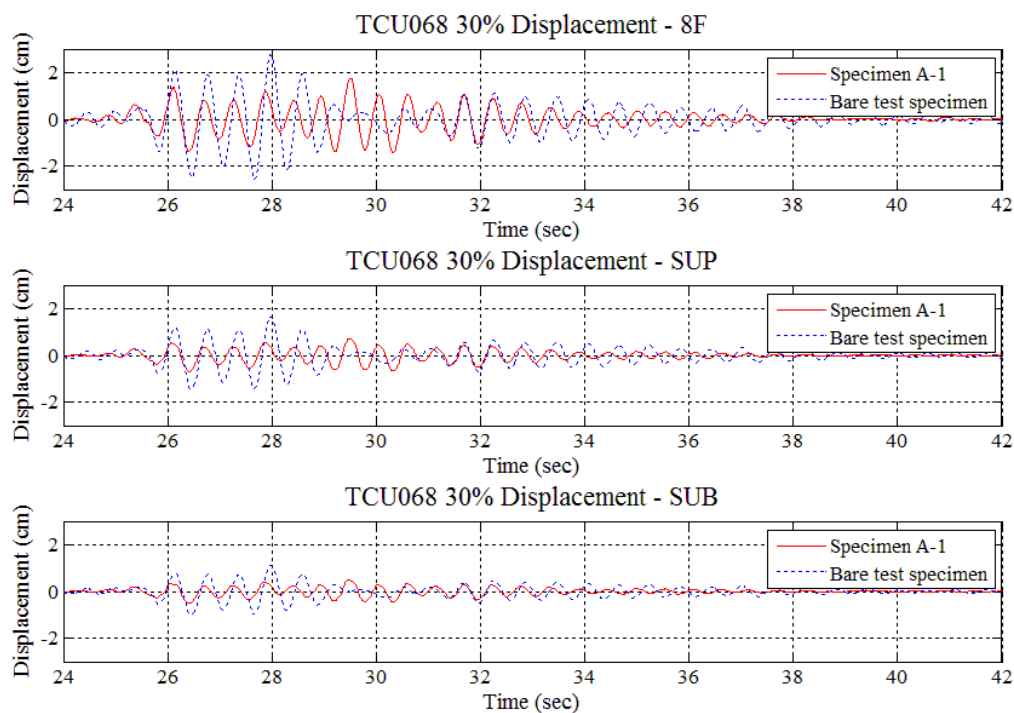


圖 4-55 TCU068 30% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之位移歷時比較  
(PGA=0.19g)

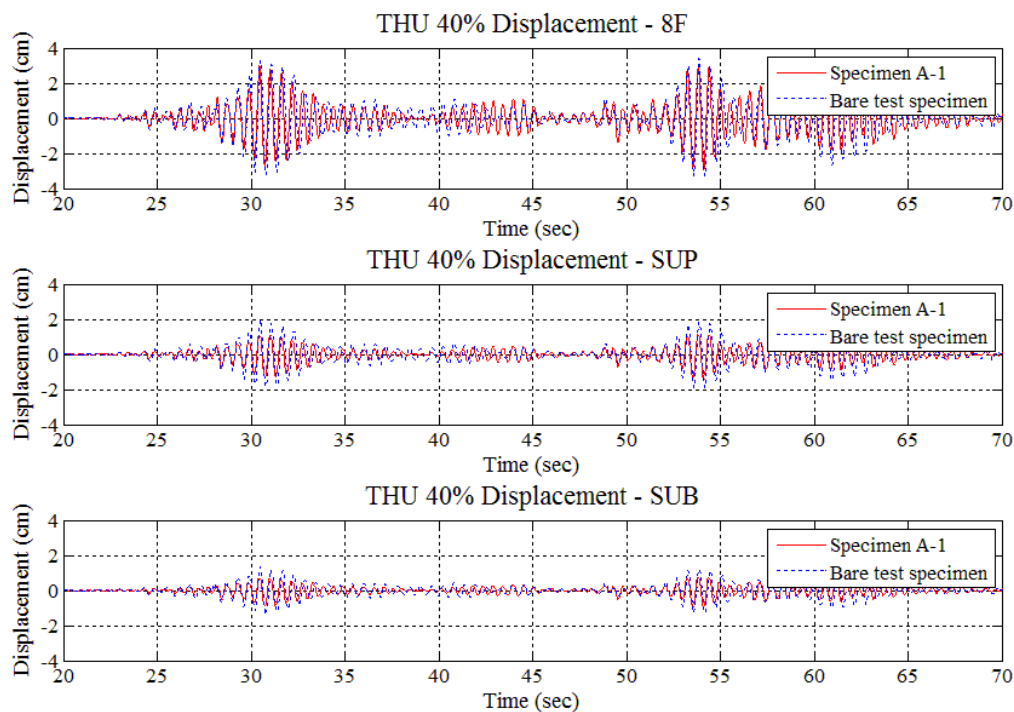


圖 4-56 THU 40% 地震作用下 Specimen A-1 與空構架之位移歷時比較  
(PGA=0.134g)

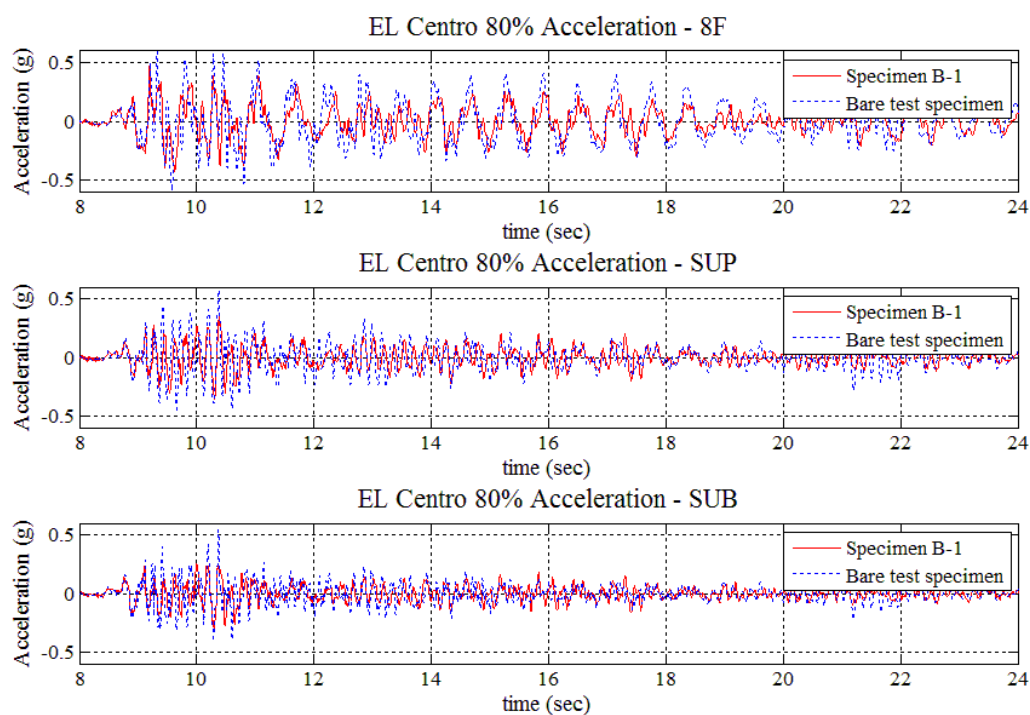


圖 4-57 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之加速度歷時比較  
(PGA=0.28g)

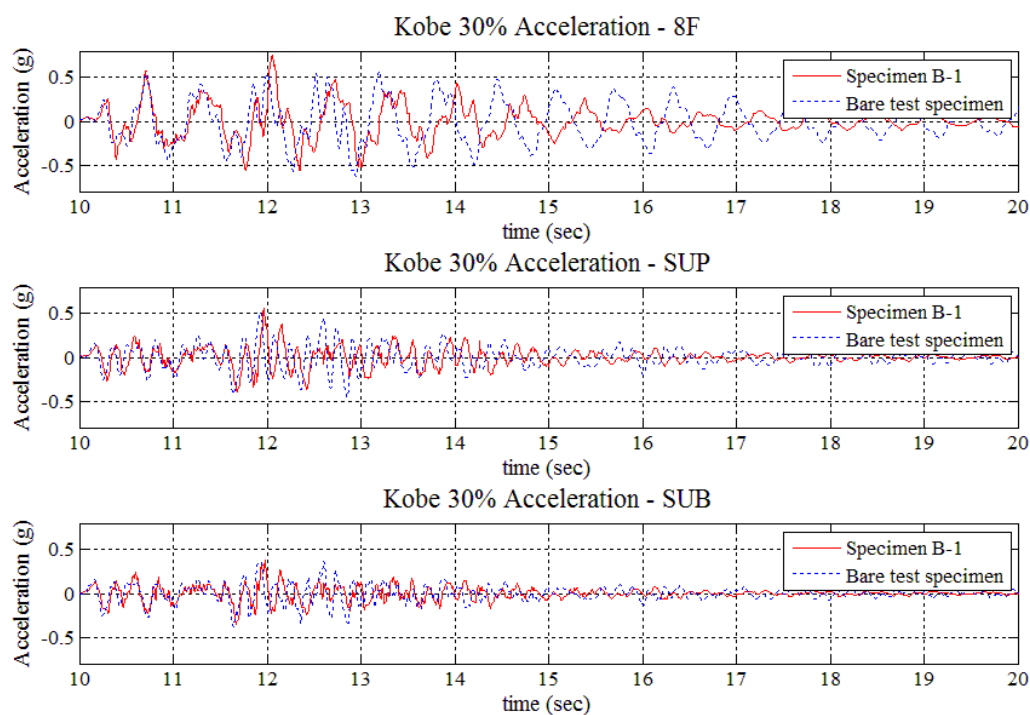


圖 4-58 Kobe 30% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之加速度歷時比較  
(PGA=0.25g)

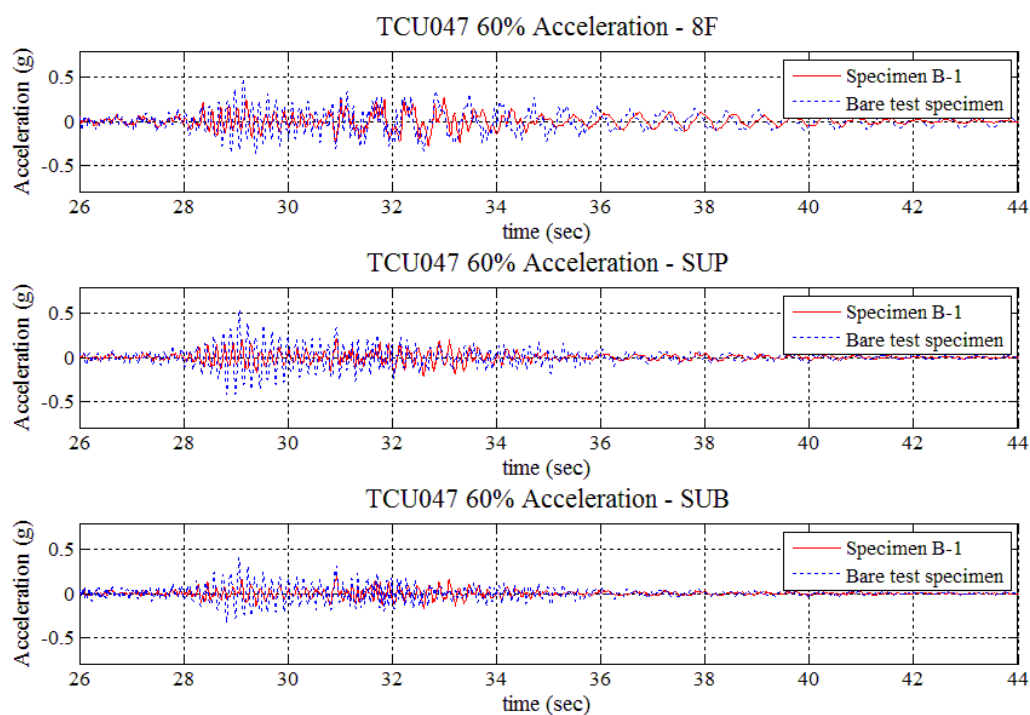


圖 4-59 TCU047 60% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之加速度歷時比較  
(PGA=0.26g)

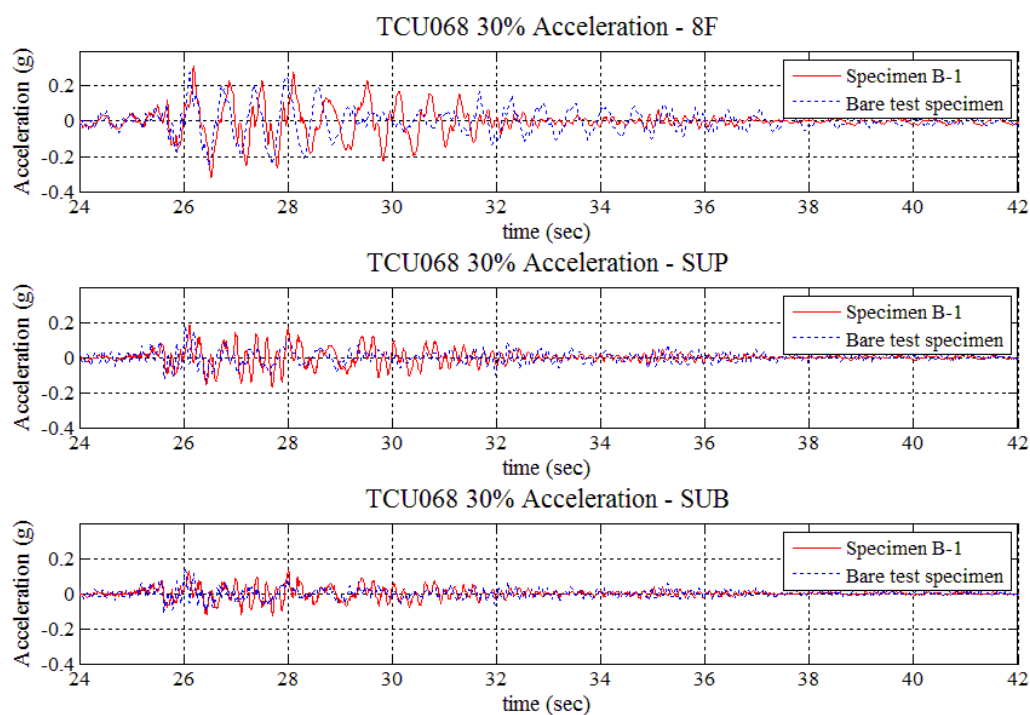


圖 4-60 TCU068 30% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之加速度歷時比較  
(PGA=0.19g)

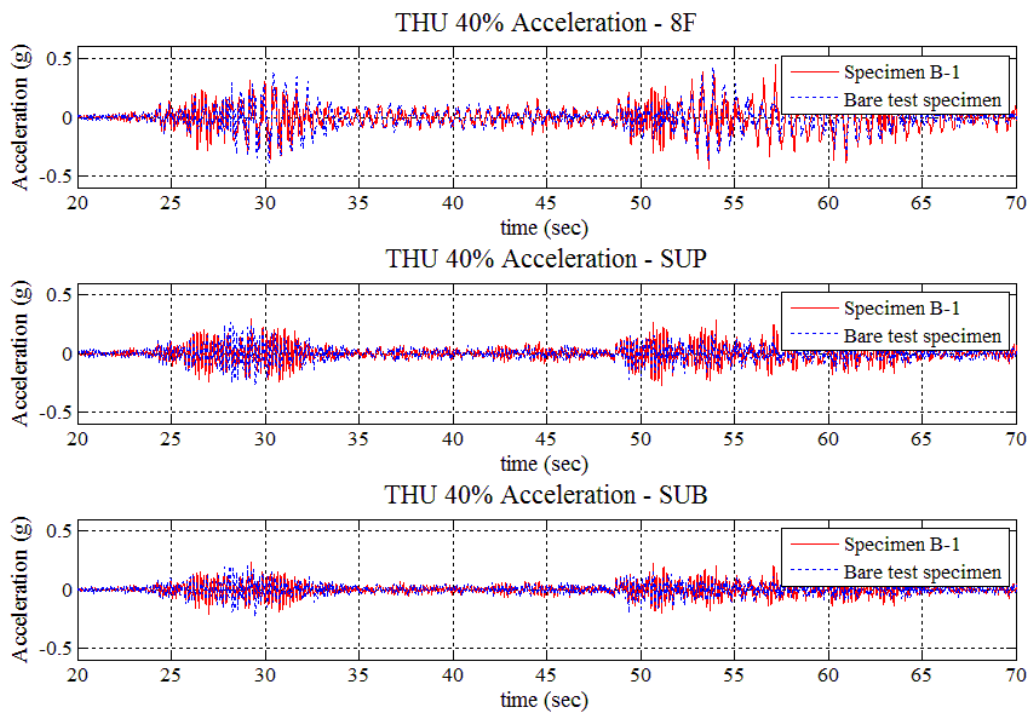


圖 4-61 THU 40% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之加速度歷時比較 (PGA=0.134g)

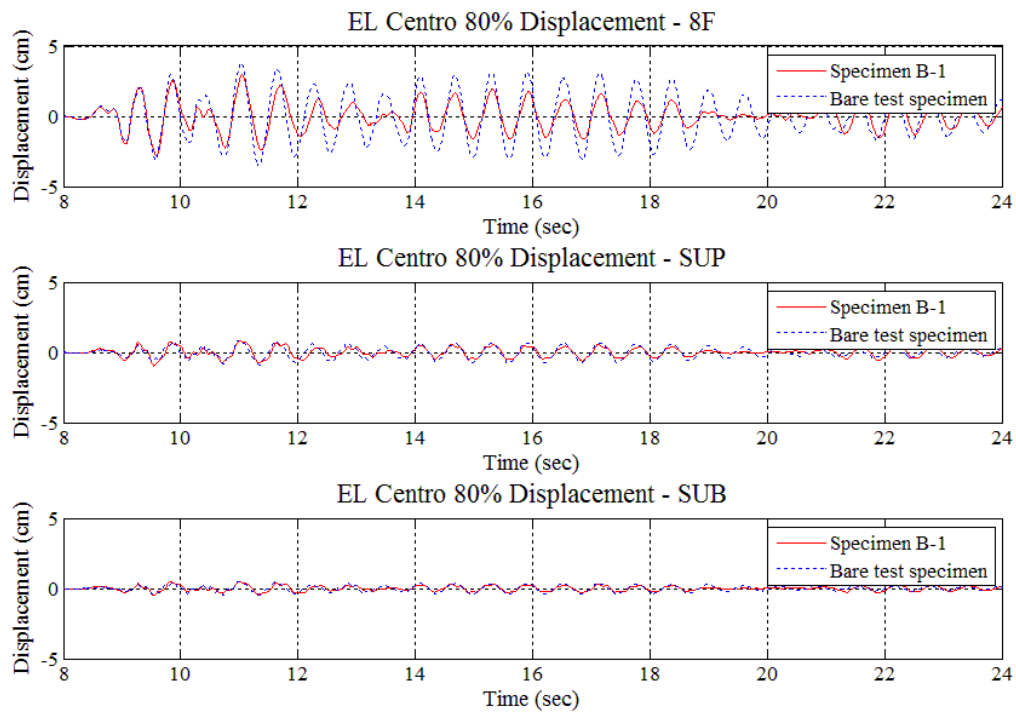


圖 4-62 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之位移歷時比較 (PGA=0.28g)

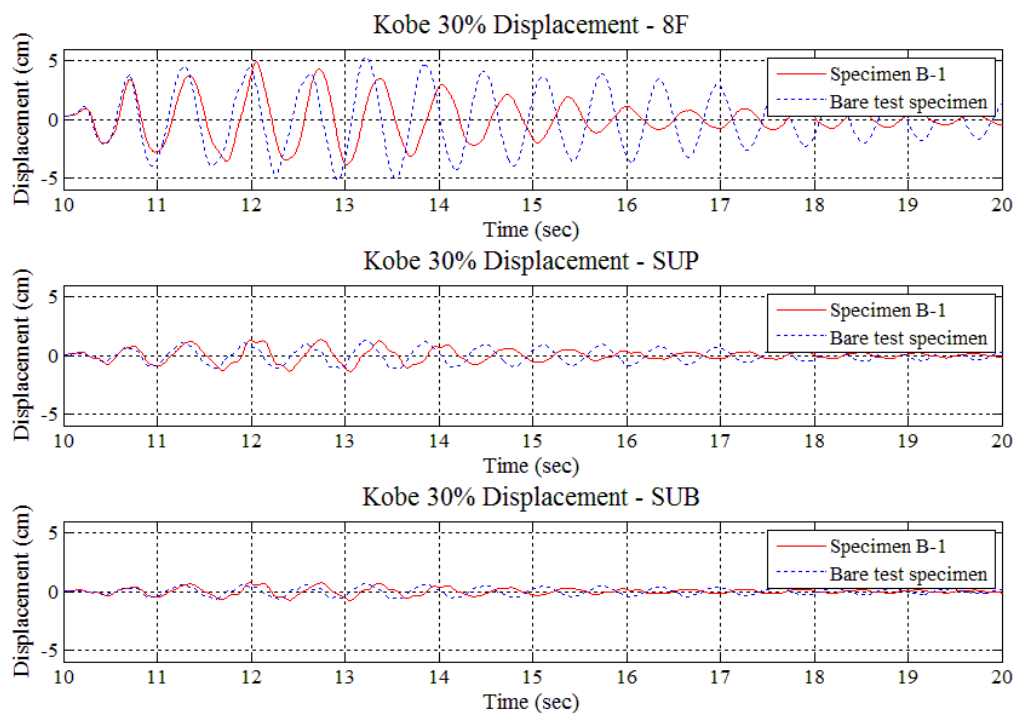


圖 4-63 Kobe 30% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之位移歷時比較  
(PGA=0.25g)

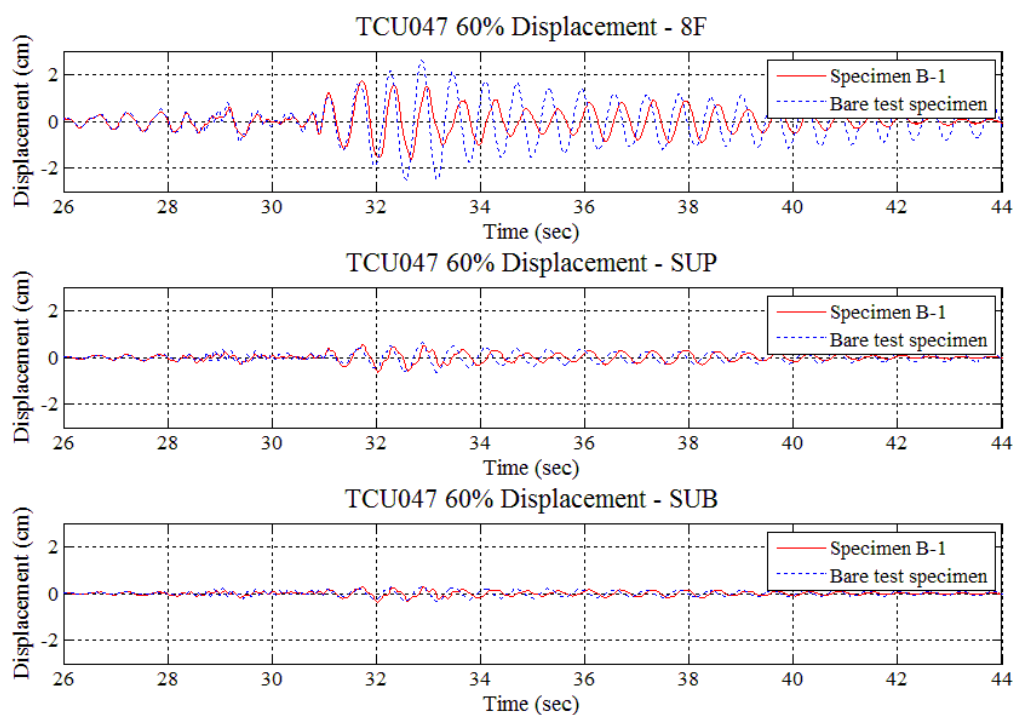


圖 4-64 TCU047 60% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之位移歷時比較  
(PGA=0.26g)



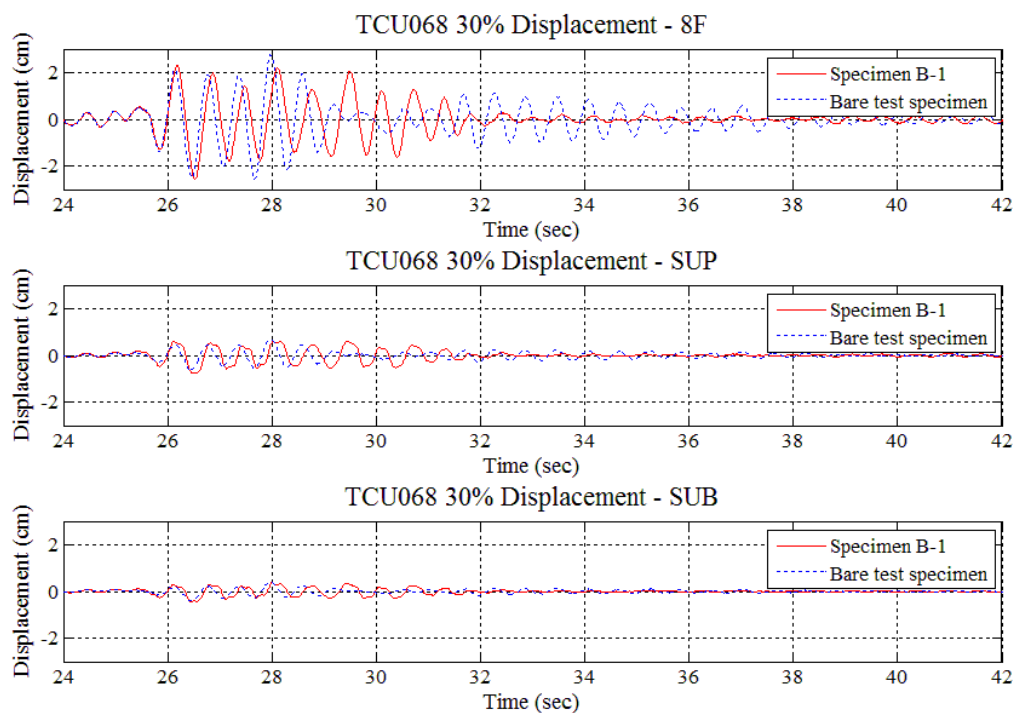


圖 4-65 TCU068 30% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之位移歷時比較  
(PGA=0.19g)

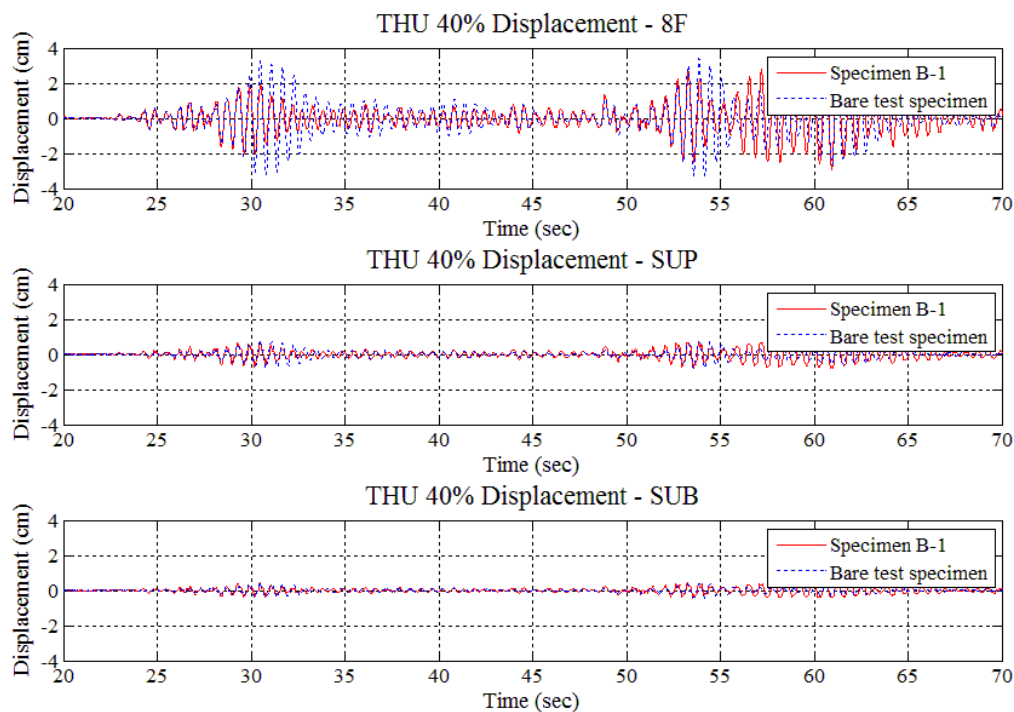


圖 4-66 THU 40% 地震作用下 Specimen B-1 與空構架之位移歷時比較  
(PGA=0.134g)



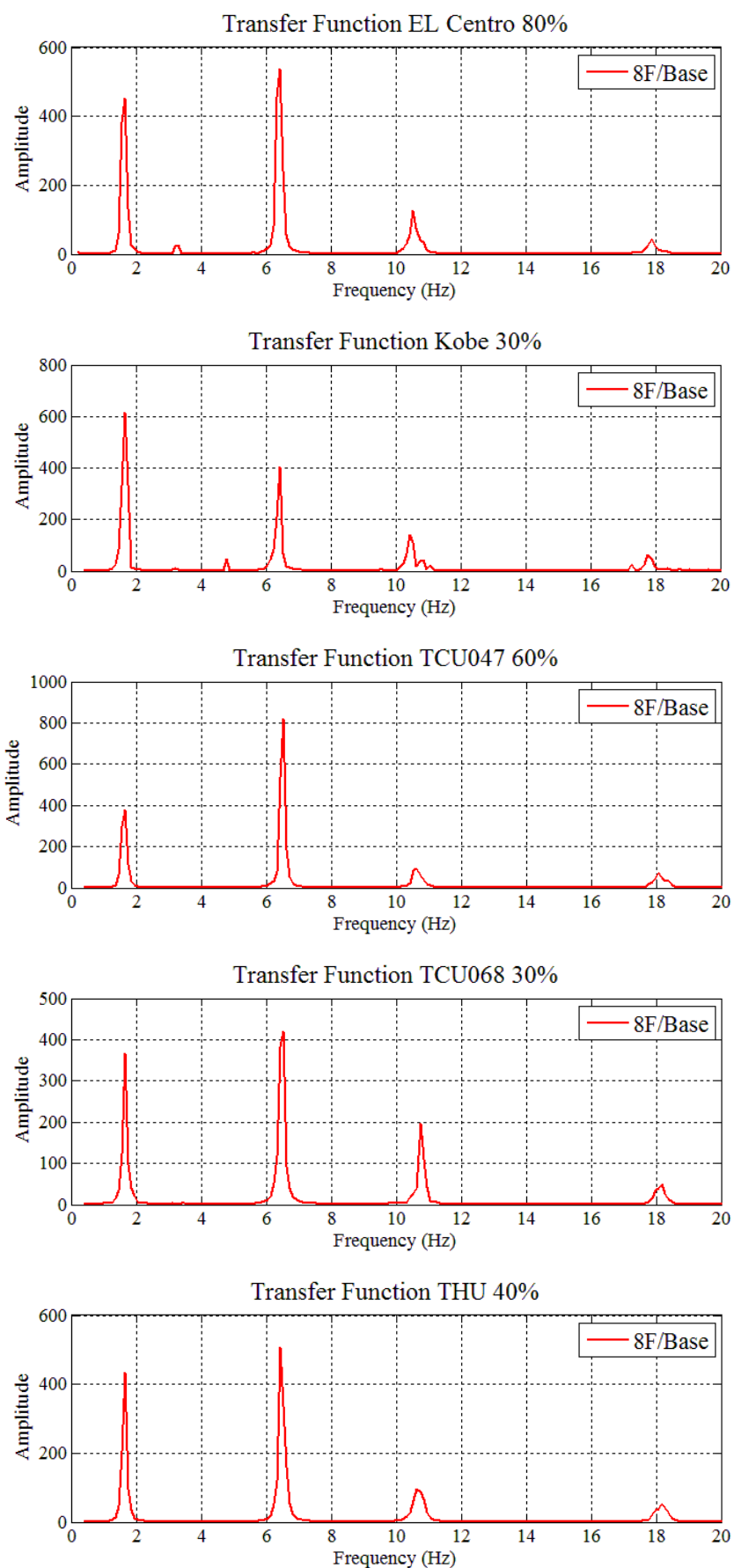


圖 4-67 空構架 Bare Frame 於五筆地震作用下之轉換函數

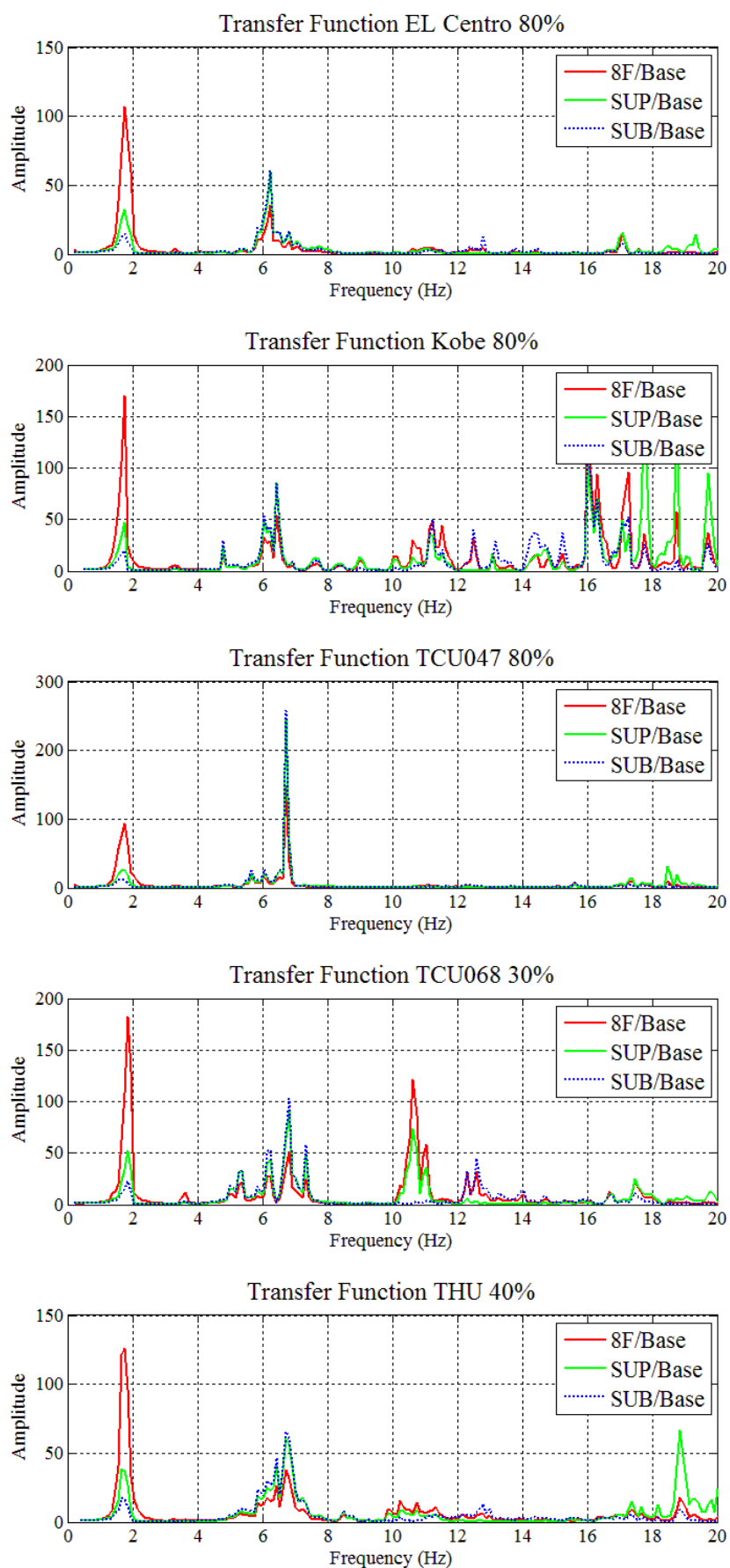


圖 4-68 Specimen A-1 於五筆地震作用下之轉換函數

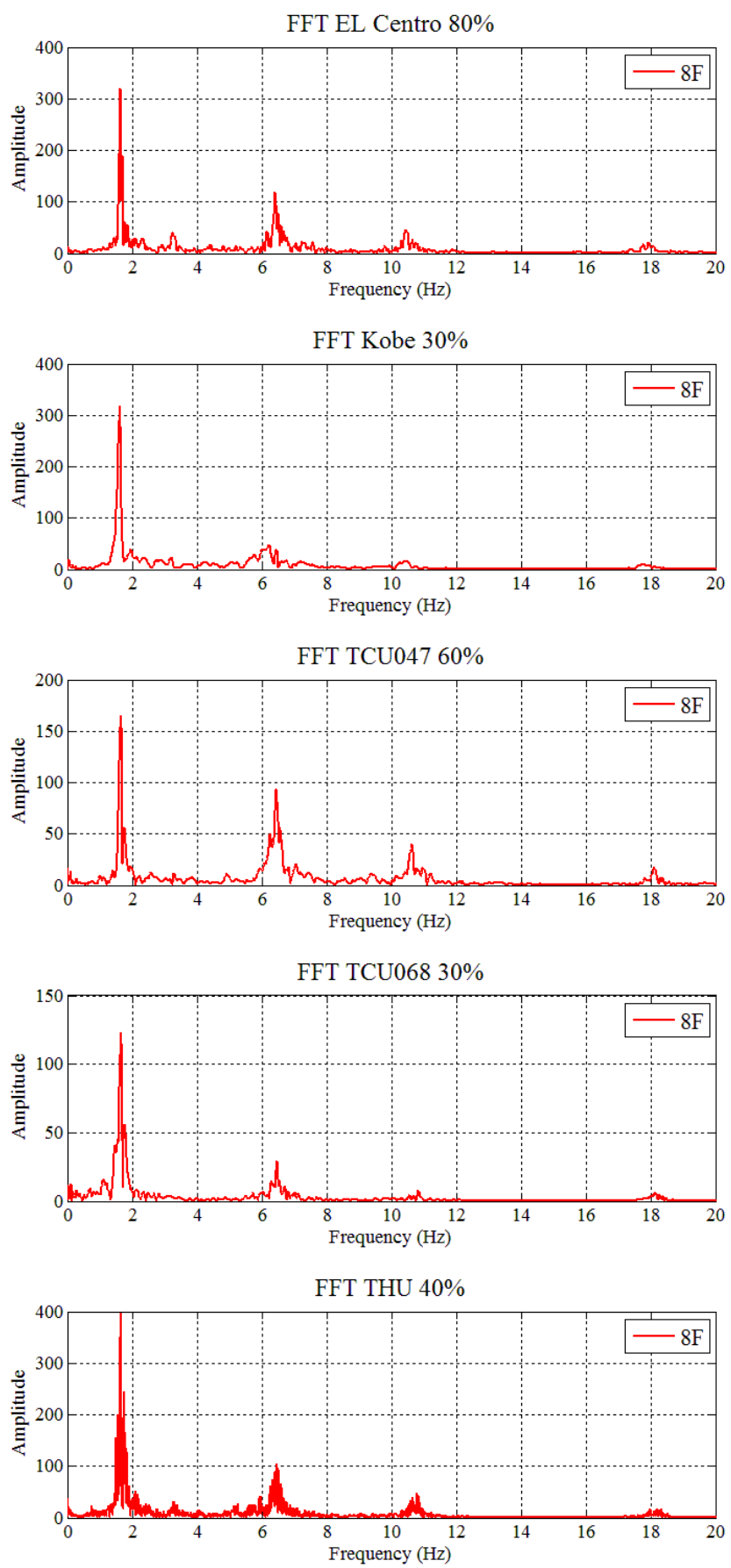


圖 4-69 空構架 Bare Frame 於五筆地震作用下之 FFT

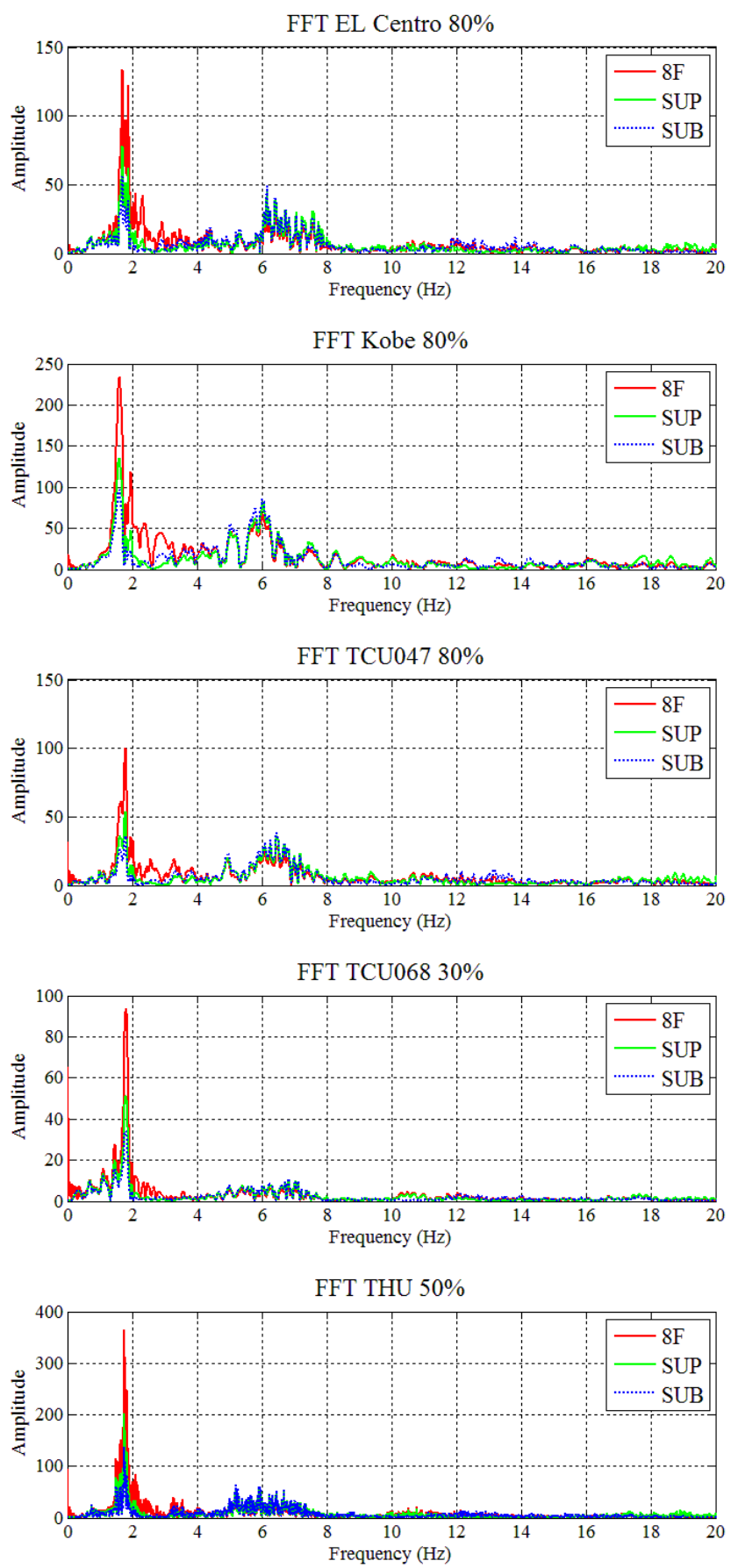
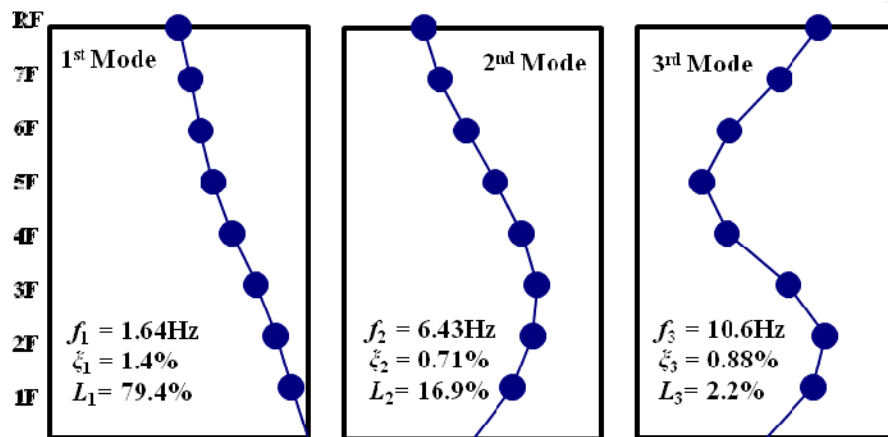
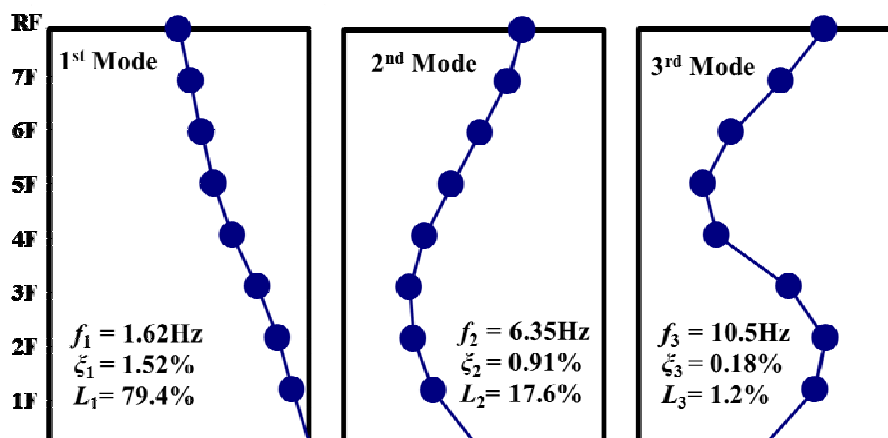


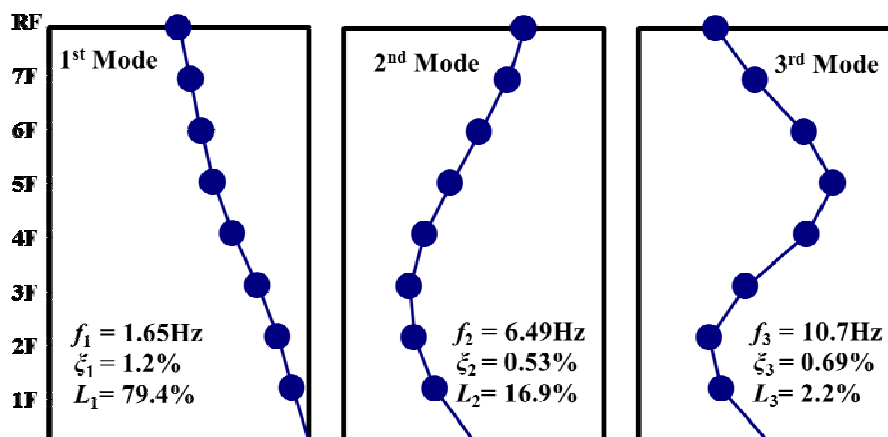
圖 4-70 Specimen A-1 於五筆地震作用下之 FFT



(a) Bare Frame - EL Centro 80%

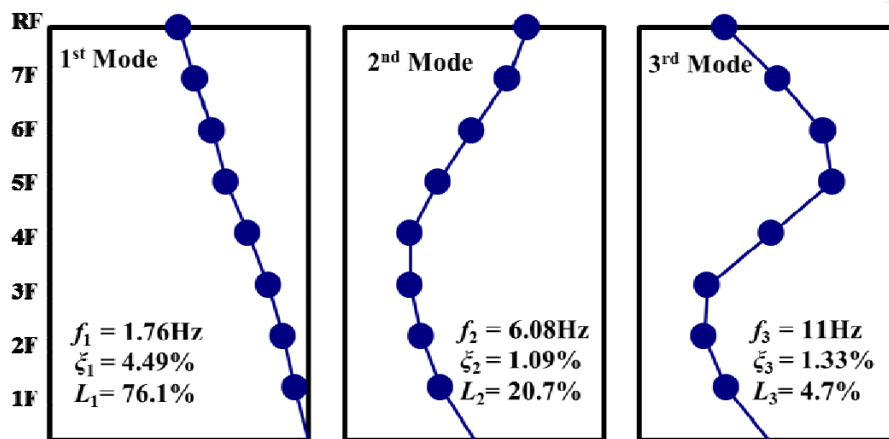


(b) Bare Frame - Kobe 30%

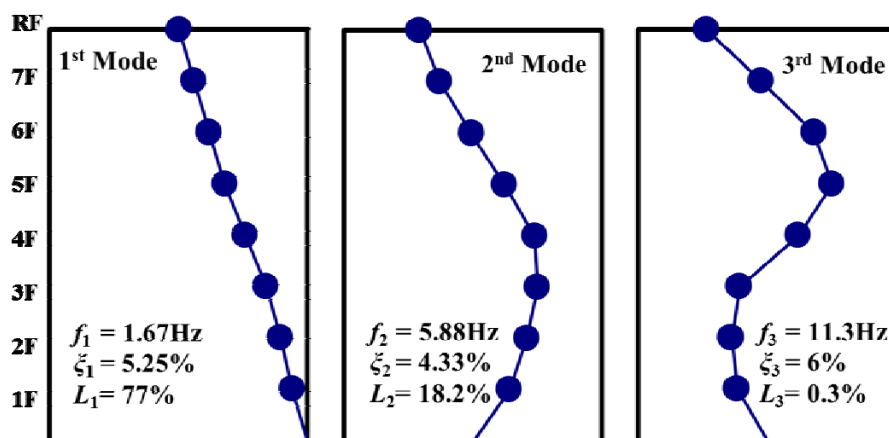


(c) Bare Frame - TCU047 60%

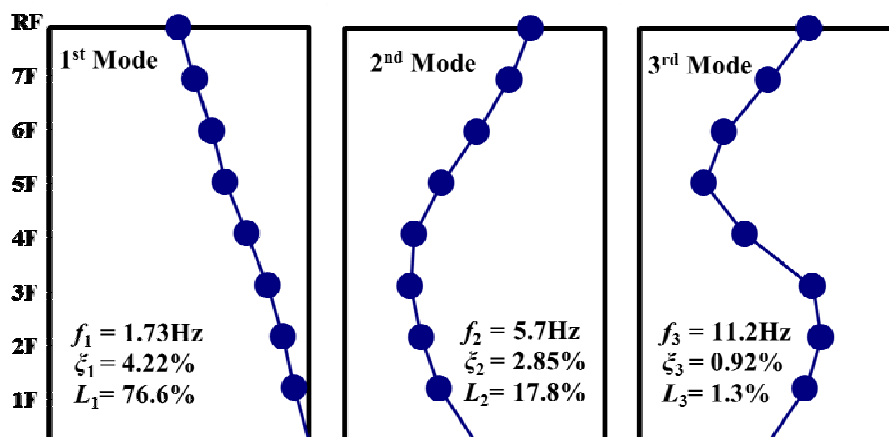
圖 4-71 空構架於不同地震作用下系統識別所得之模態振形



(a) Specimen A-1 - EL Centro 80%

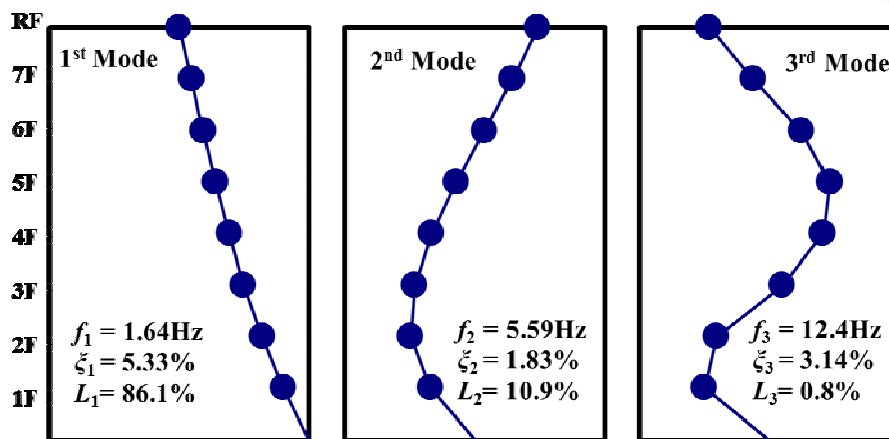


(b) Specimen A-1 - Kobe 80%

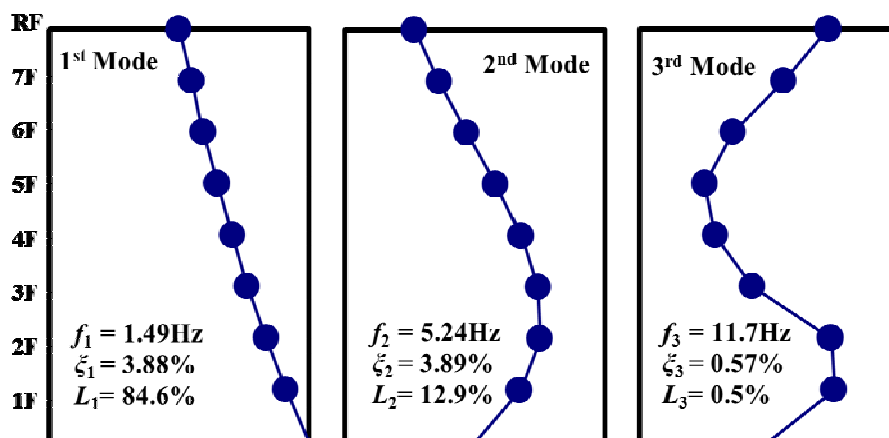


(c) Specimen A-1 - TCU068 80%

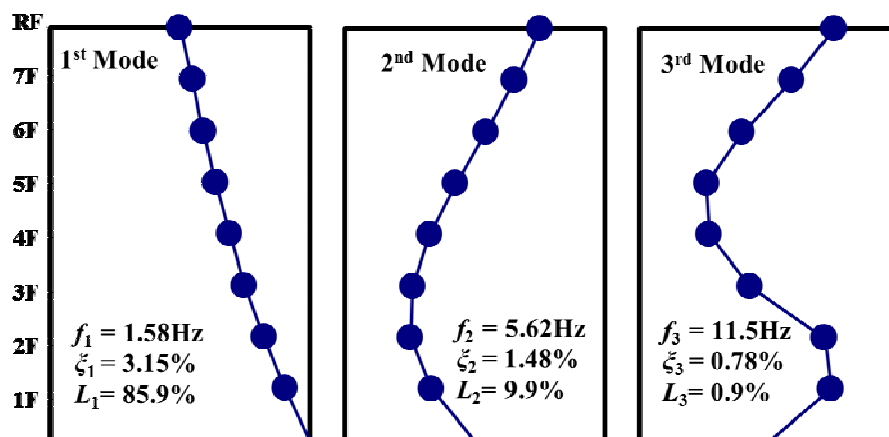
圖 4-72 Specimen A-1 於不同地震作用下系統識別所得之模態振形



(a) Specimen B-1 - EL Centro 80%



(b) Specimen B-1 - Kobe 80%



(c) Specimen A-1 - TCU068 80%

圖 4-73 Specimen B-1 於不同地震作用下系統識別所得之模態振形

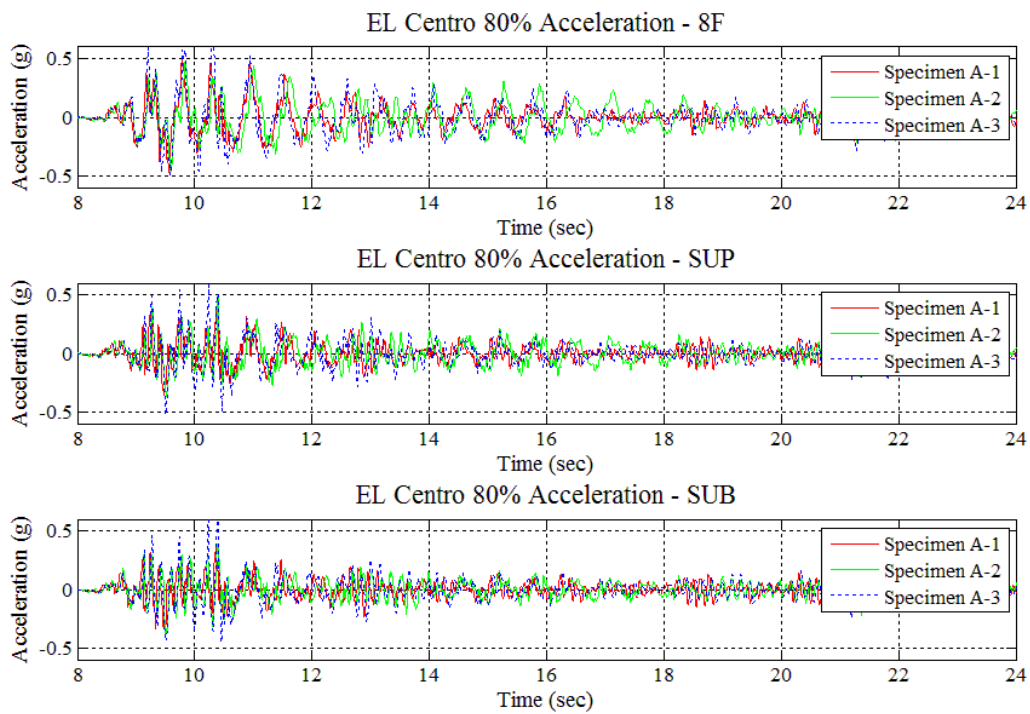


圖 4-74 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之加速度歷時比較  
(PGA=0.28g)

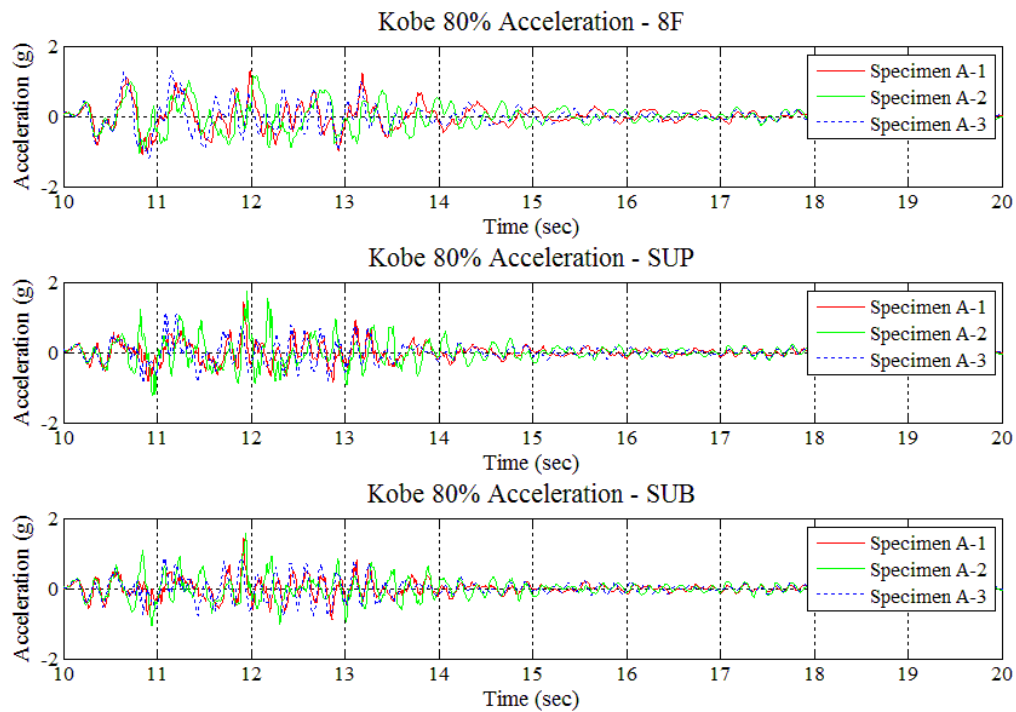


圖 4-75 Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之加速度歷時比較  
(PGA=0.66g)



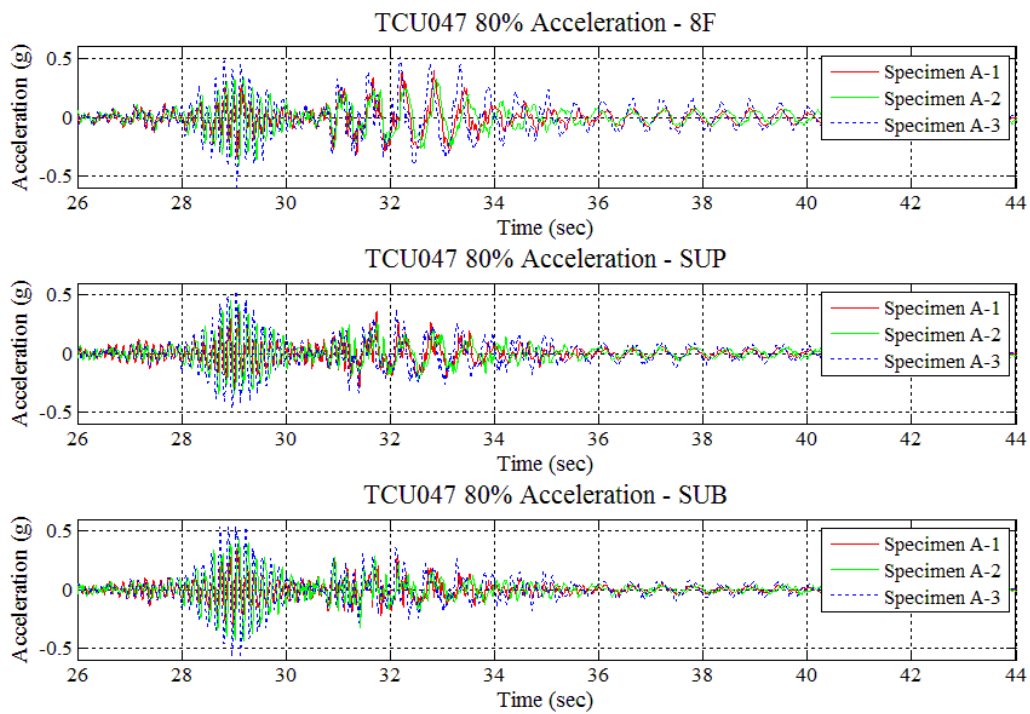


圖 4-76 TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之加速度歷時比較  
(PGA=0.35g)

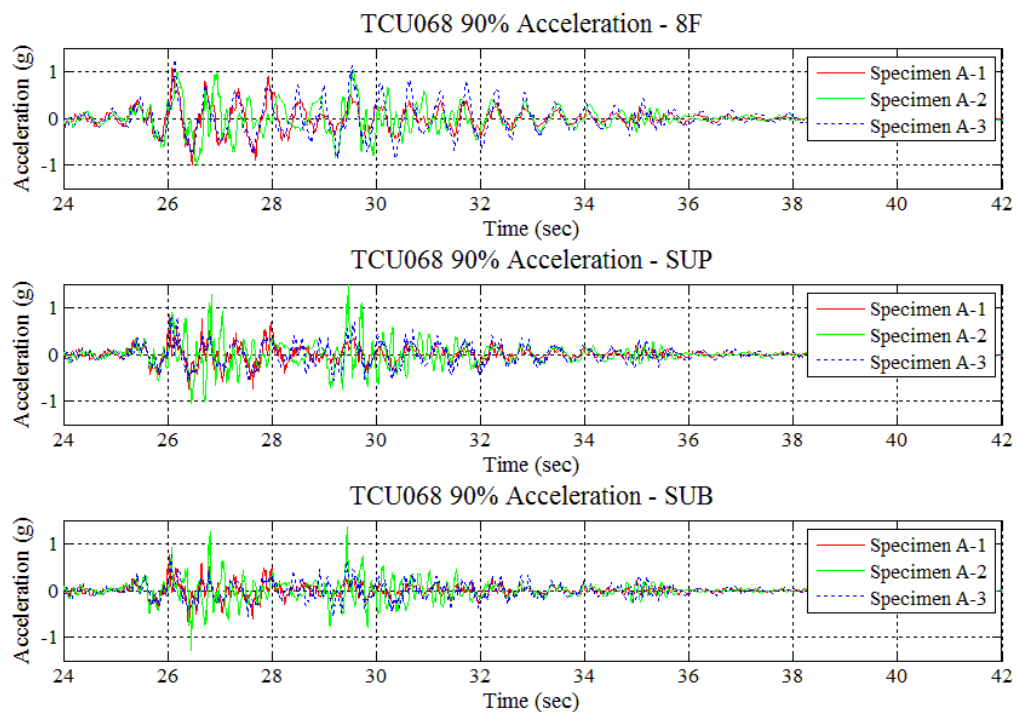


圖 4-77 TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之加速度歷時比較  
(PGA=0.56g)

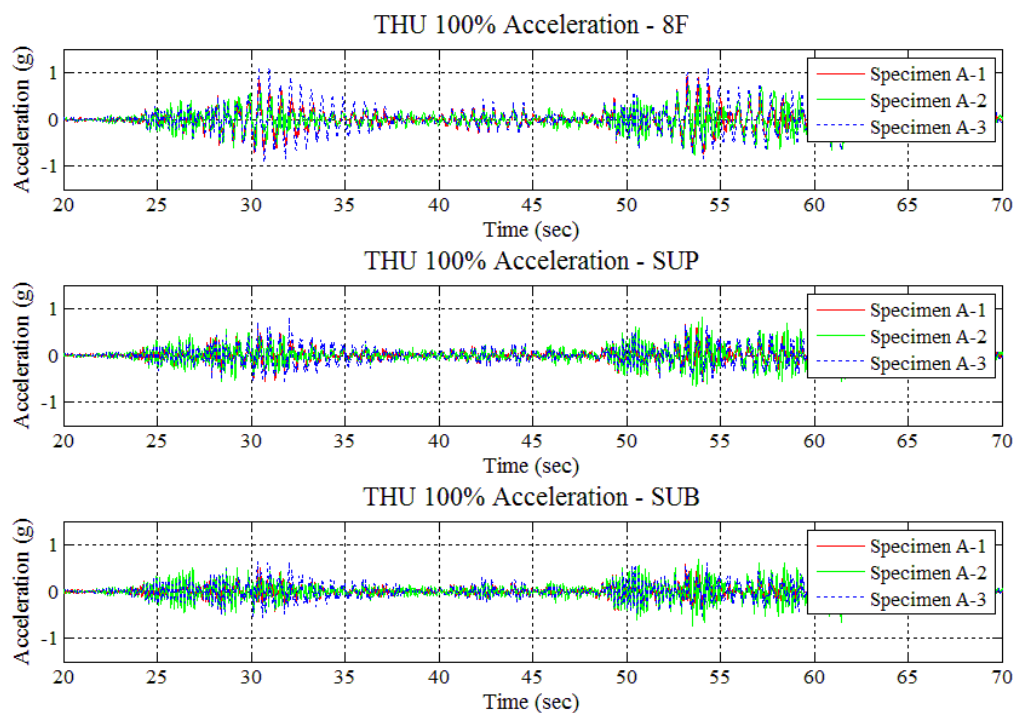


圖 4-78 THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之加速度歷時比較  
(PGA=0.33g)

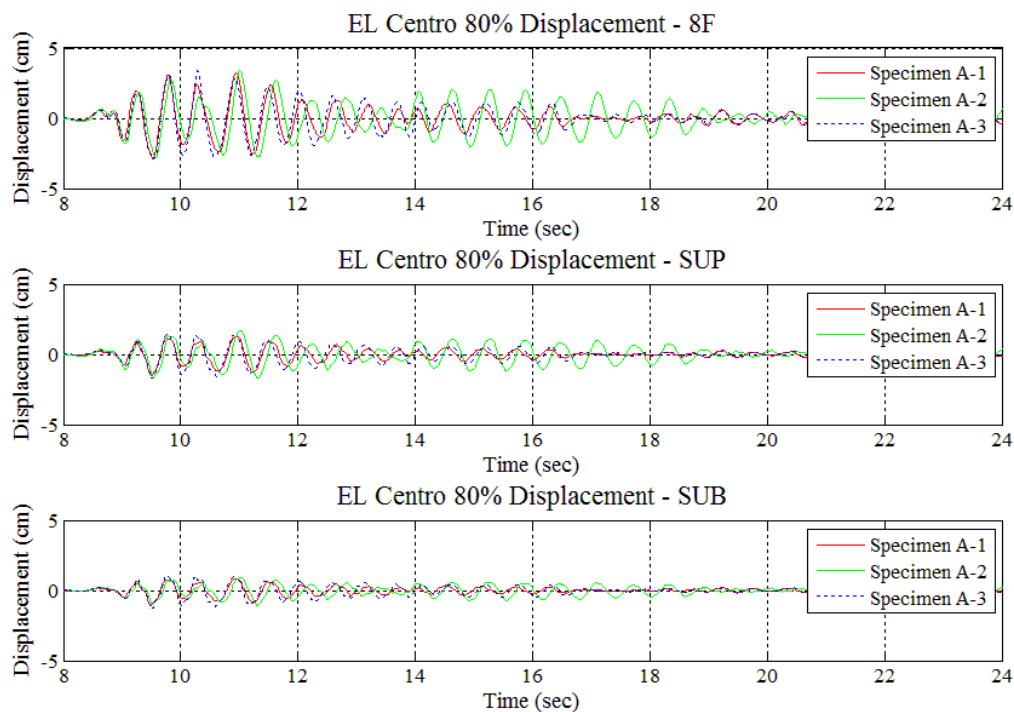


圖 4-79 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之位移歷時比較  
(PGA=0.28g)

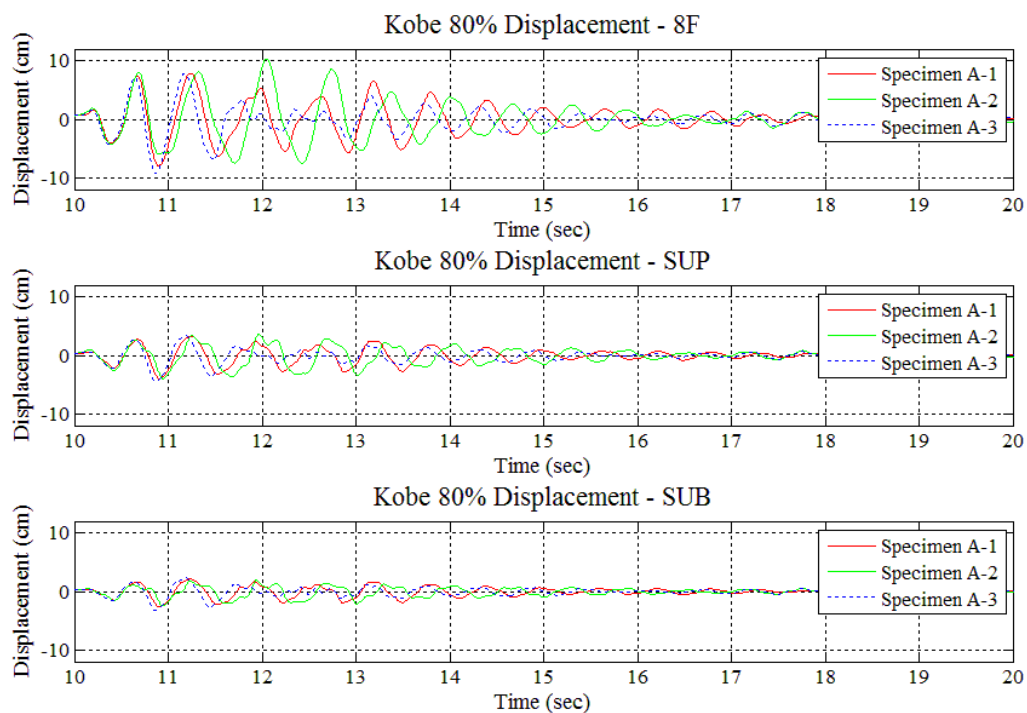


圖 4-80 Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之位移歷時比較  
(PGA=0.66g)

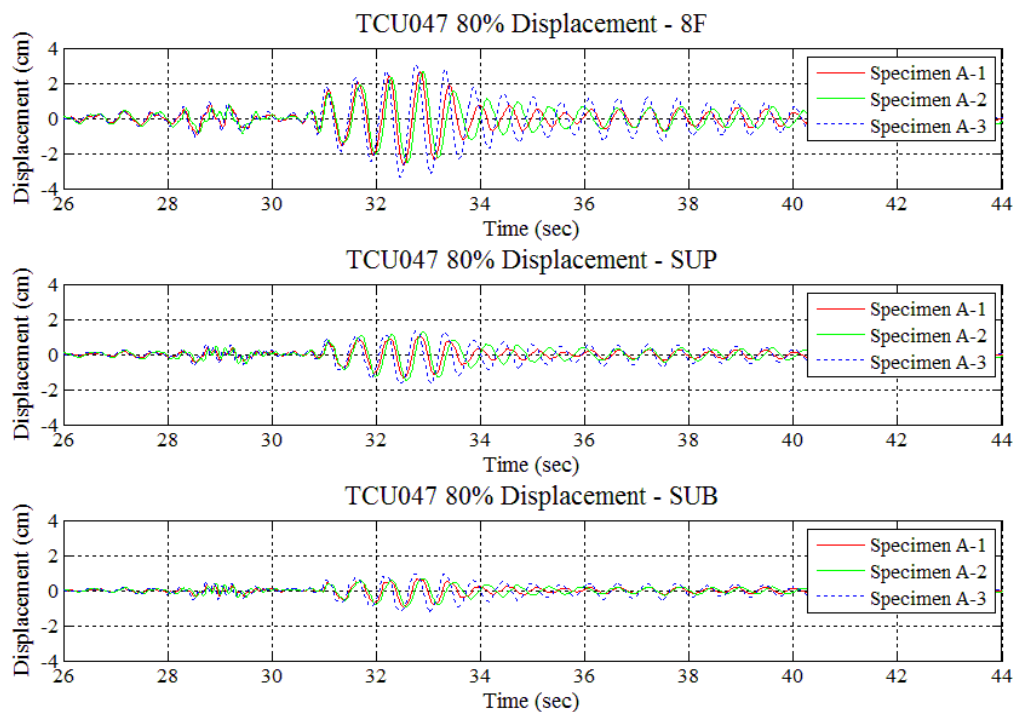


圖 4-81 TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之位移歷時比較  
(PGA=0.35g)

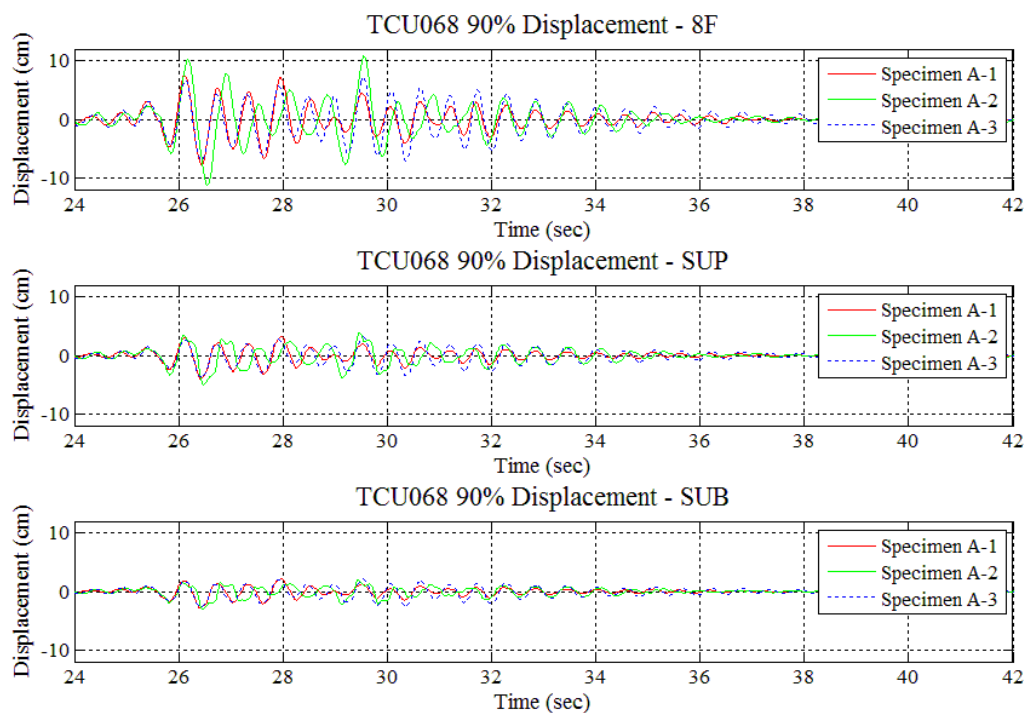


圖 4-82 TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之位移歷時比較  
(PGA=0.56g)

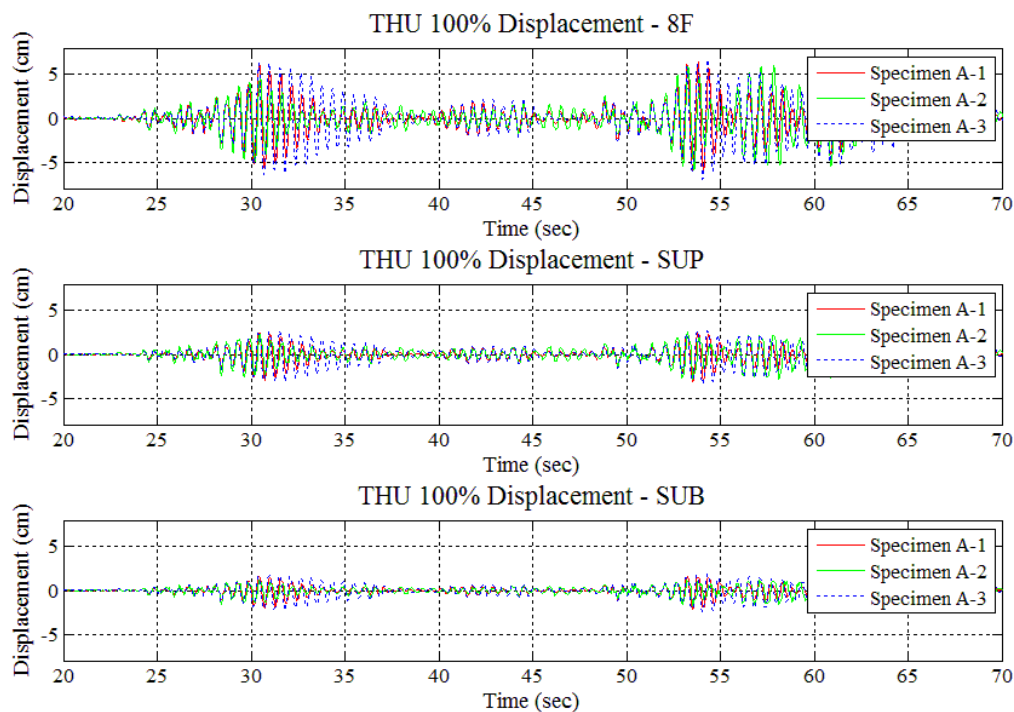


圖 4-83 THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之位移歷時比較  
(PGA=0.33g)

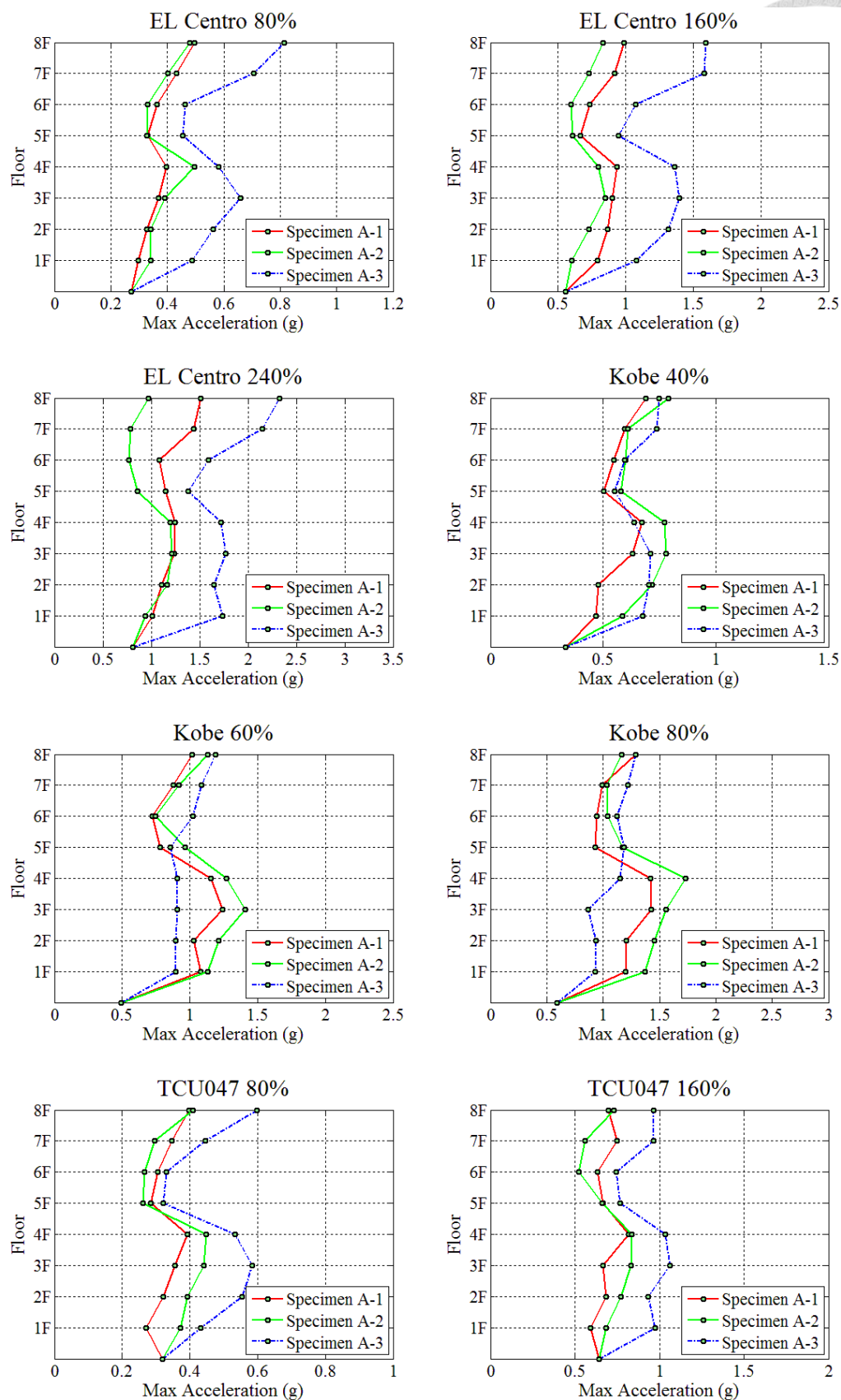


圖 4-84 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大加速度比較

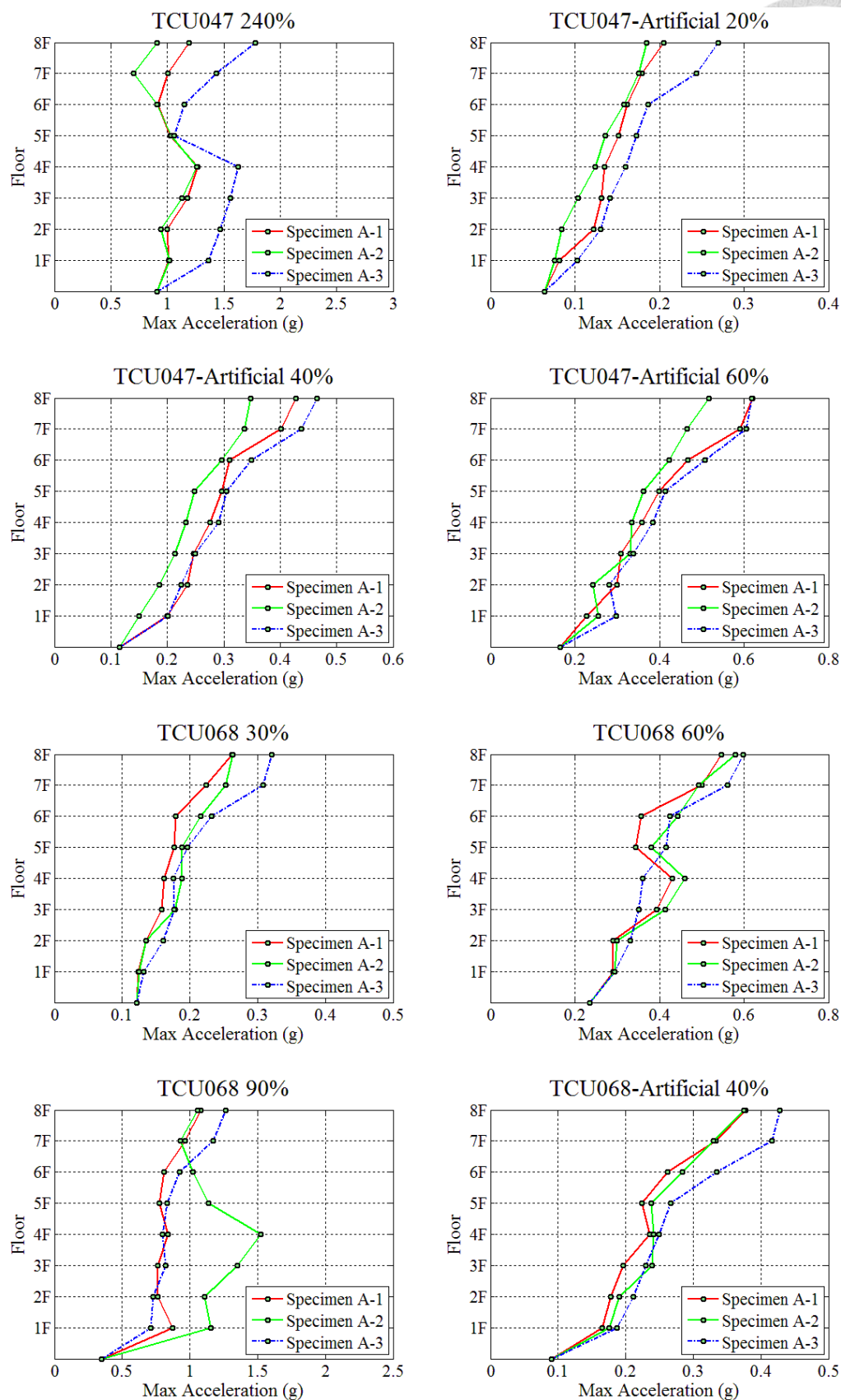


圖 4-84 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大加速度比較

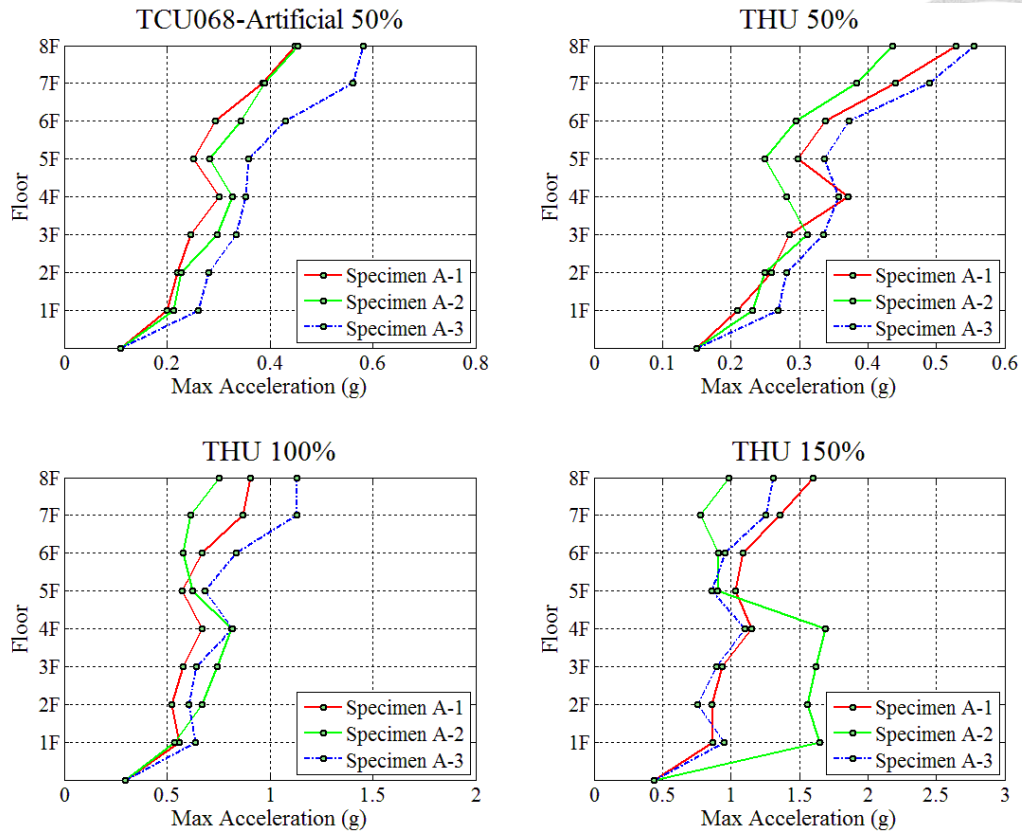


圖 4-84 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大加速度比較

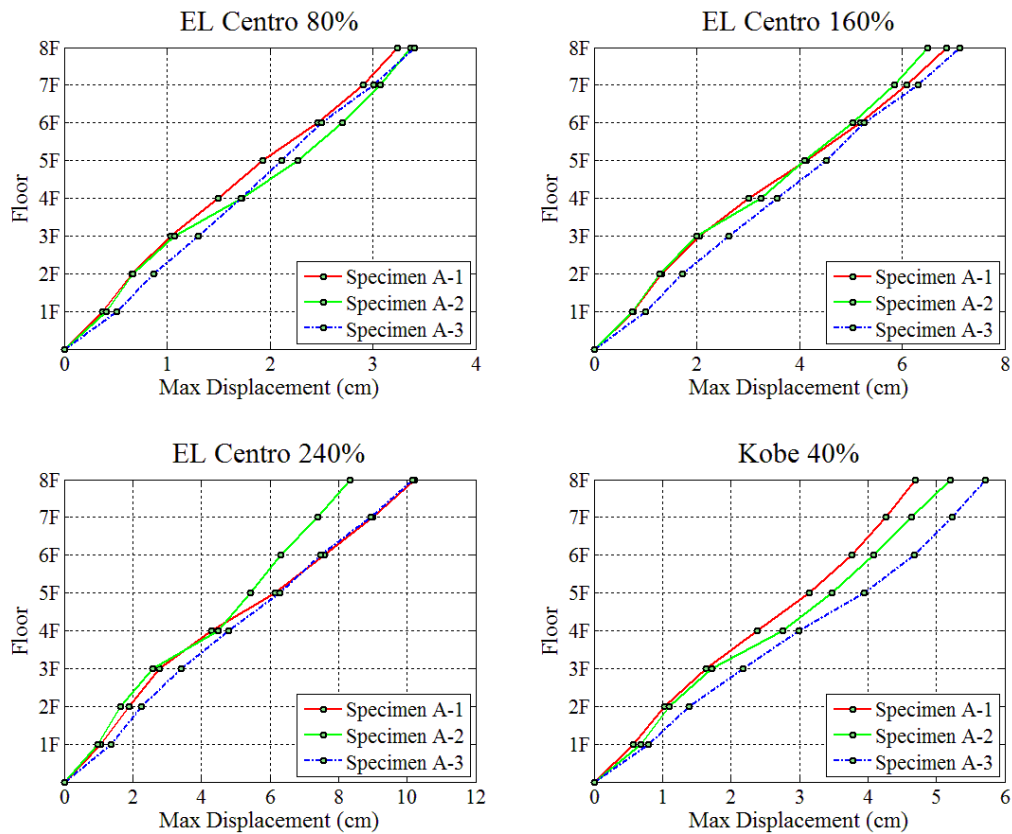


圖 4-85 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大位移比較



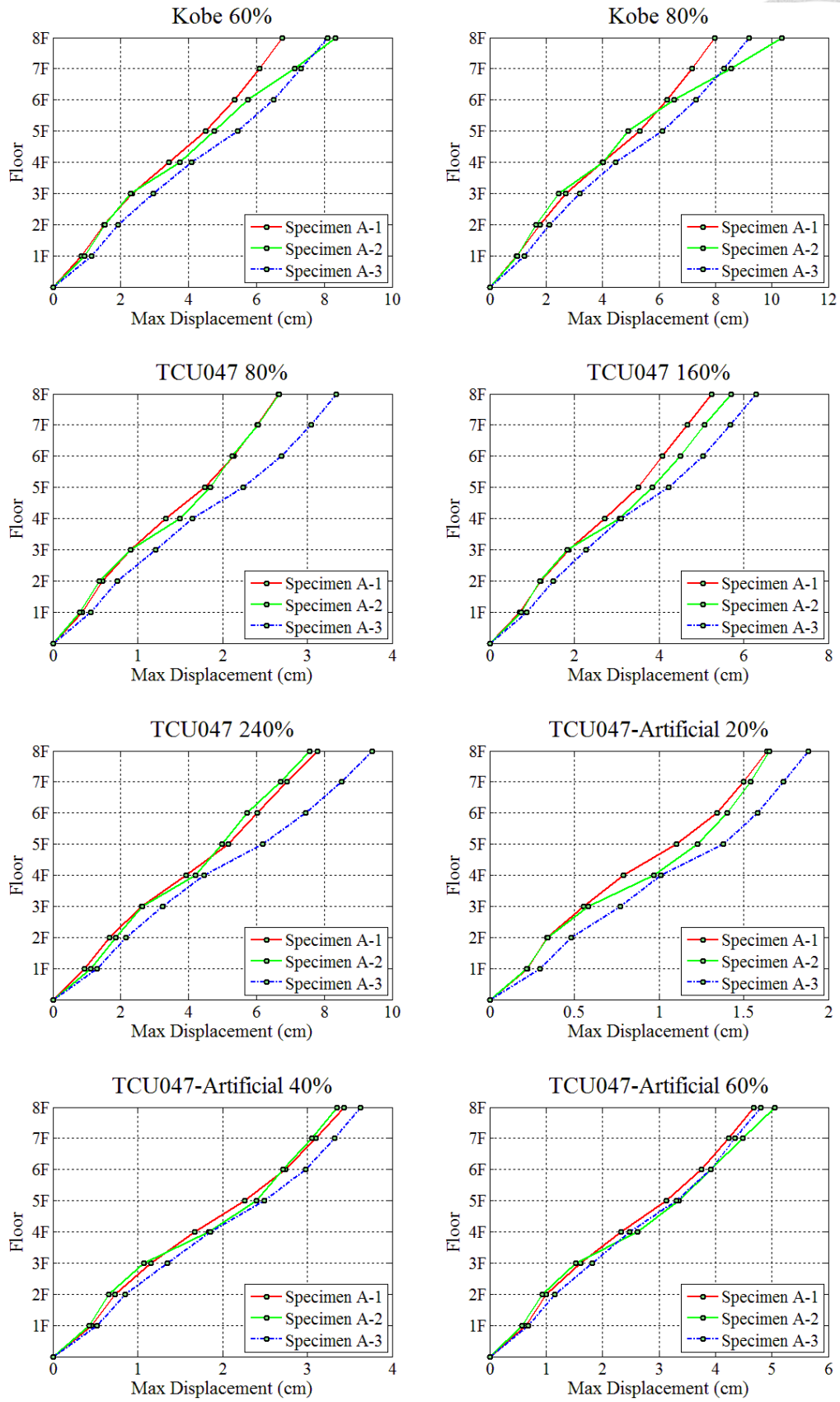


圖 4-85 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大位移比較



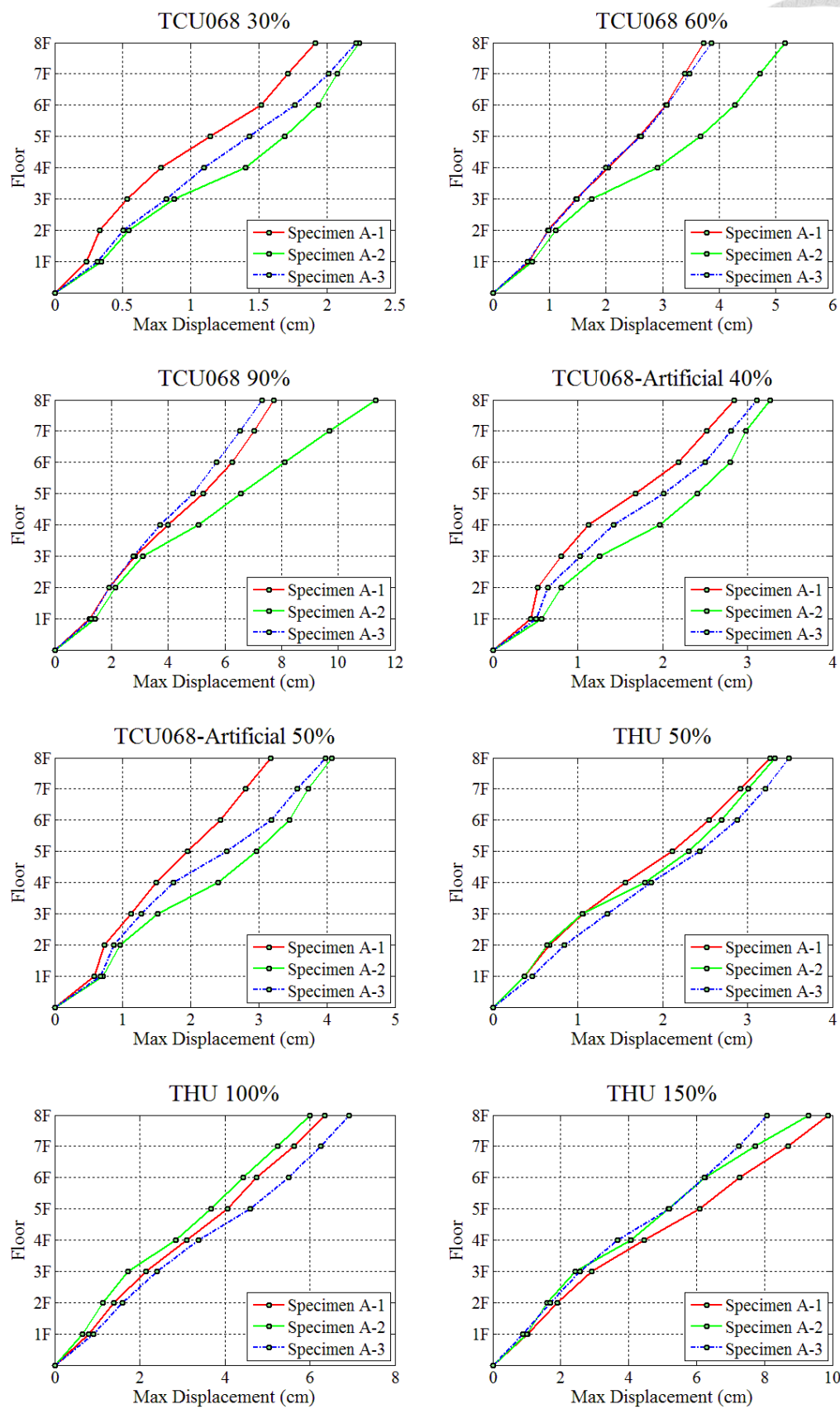


圖 4-85 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大位移比較

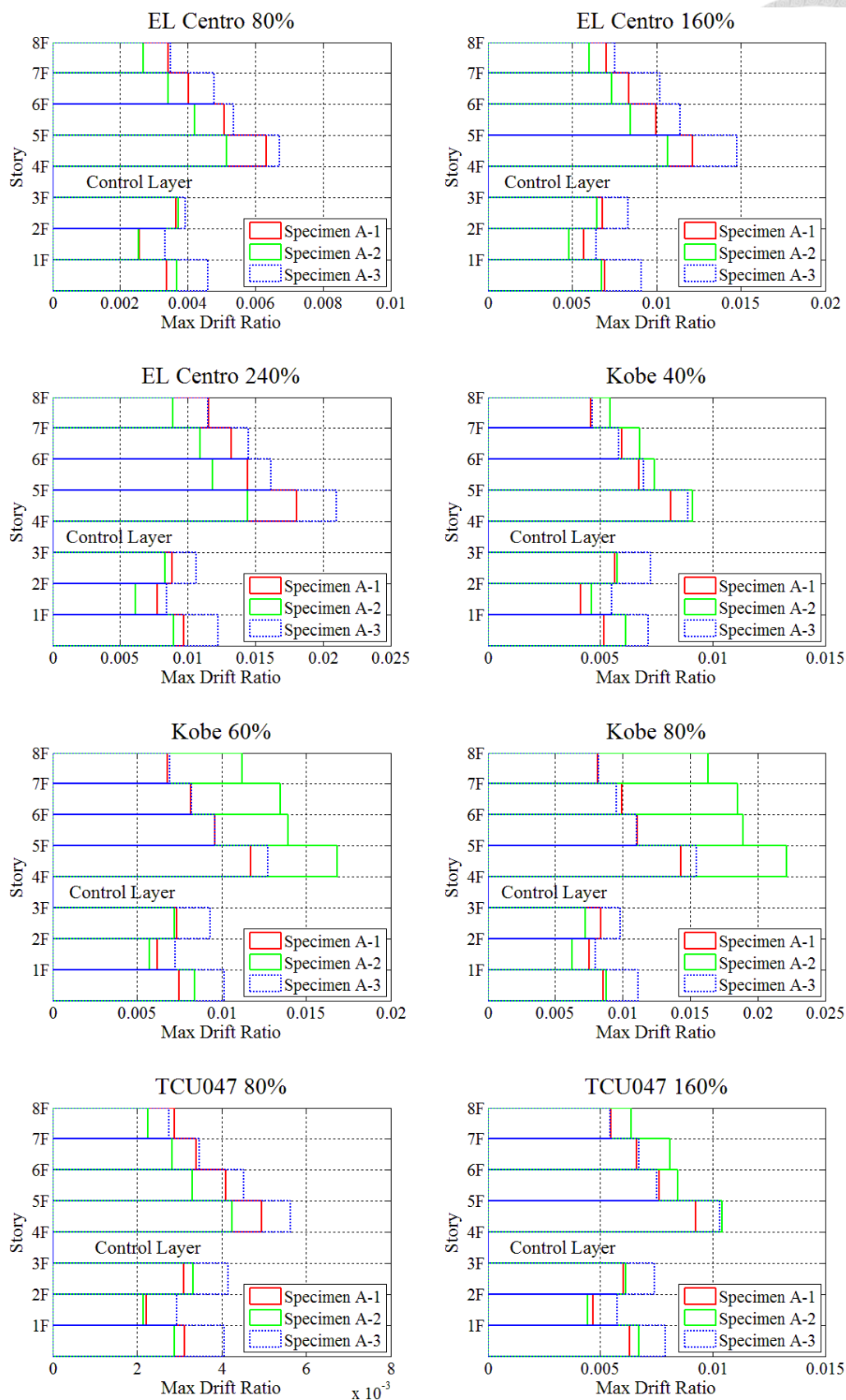


圖 4-86 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大層間位移角比較

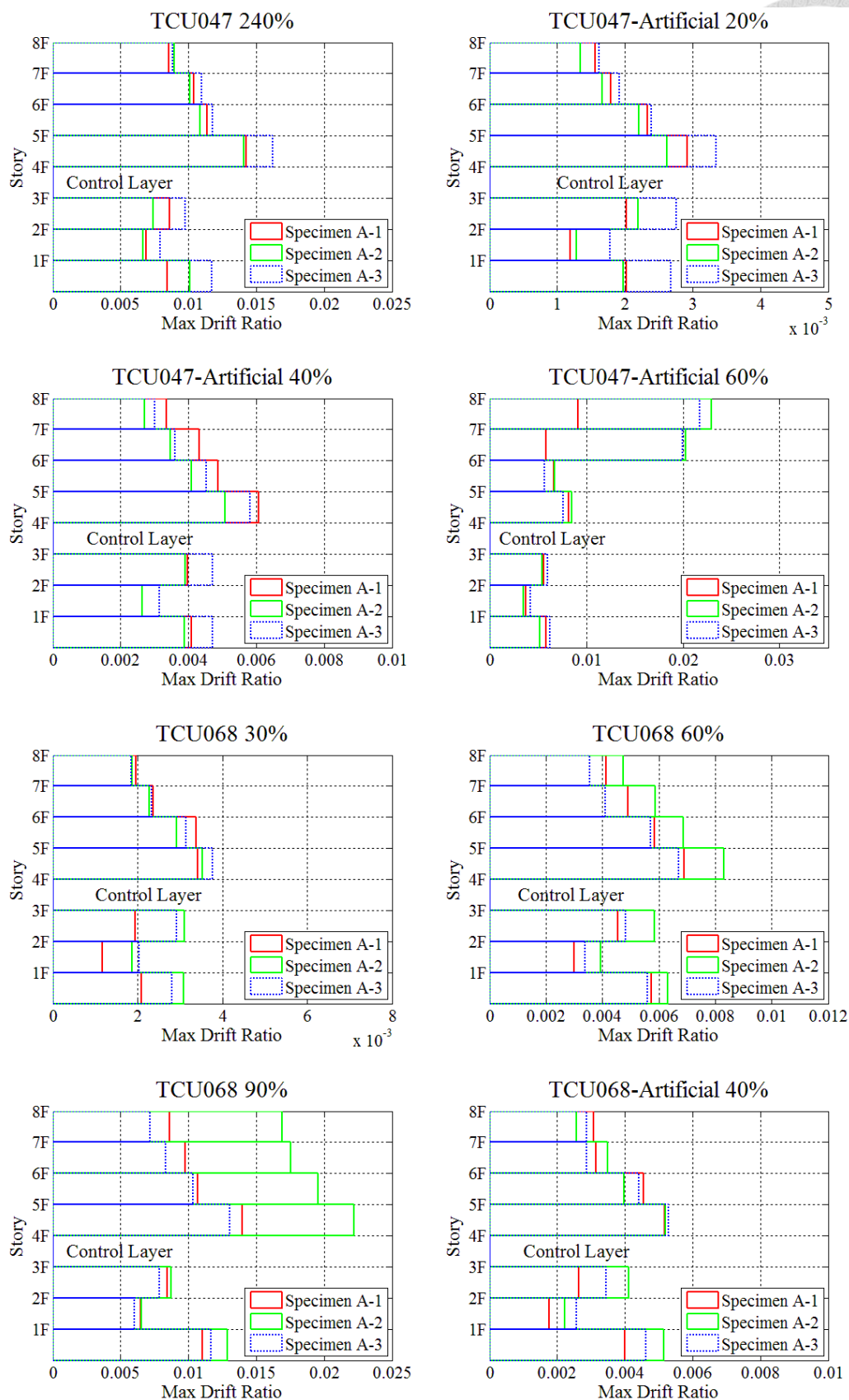


圖 4-86 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大層間位移角比較

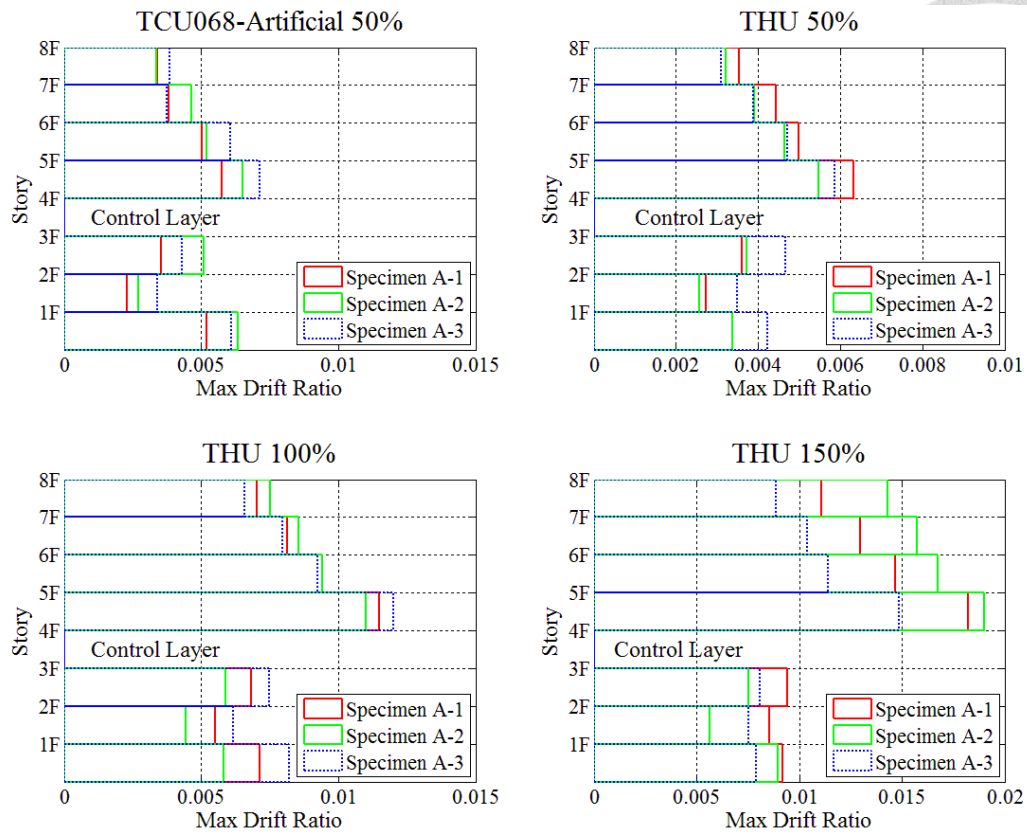


圖 4-86 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-2 與 A-3 之各樓層最大層間位移角比較

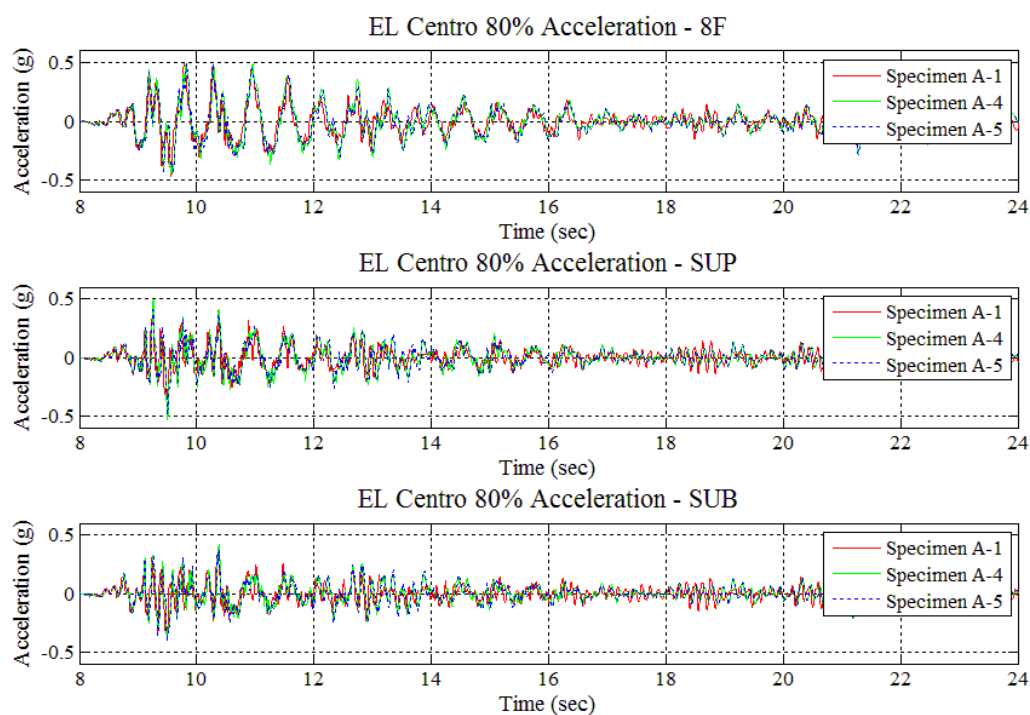


圖 4-87 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之加速度歷時比較 (PGA=0.28g)

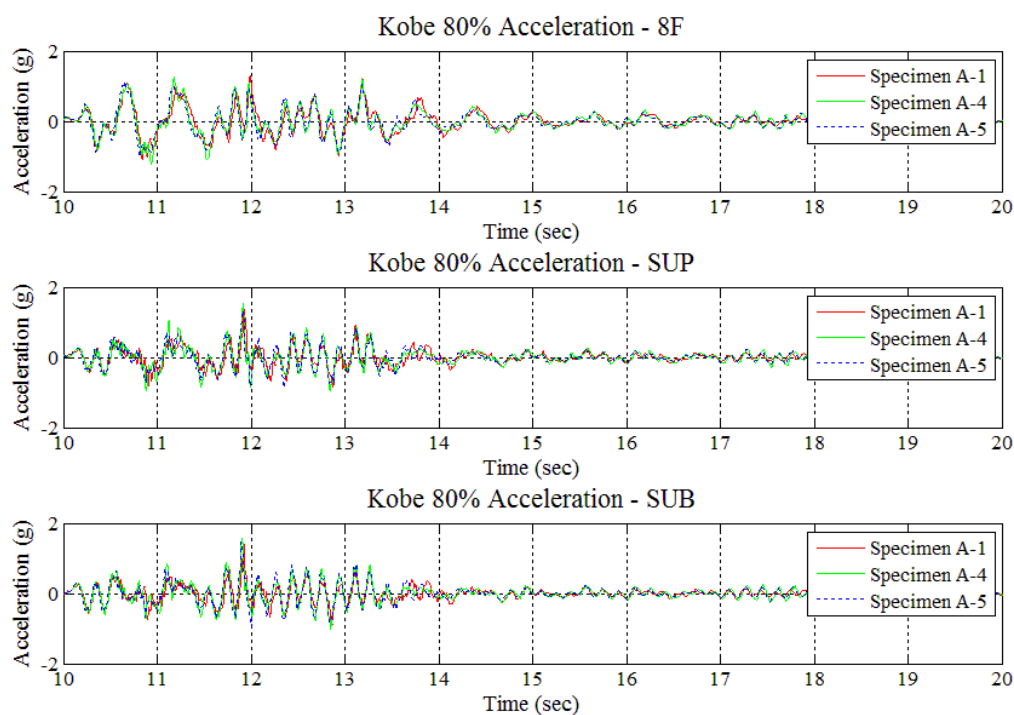


圖 4-88 Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之加速度歷時比較 (PGA=0.66g)

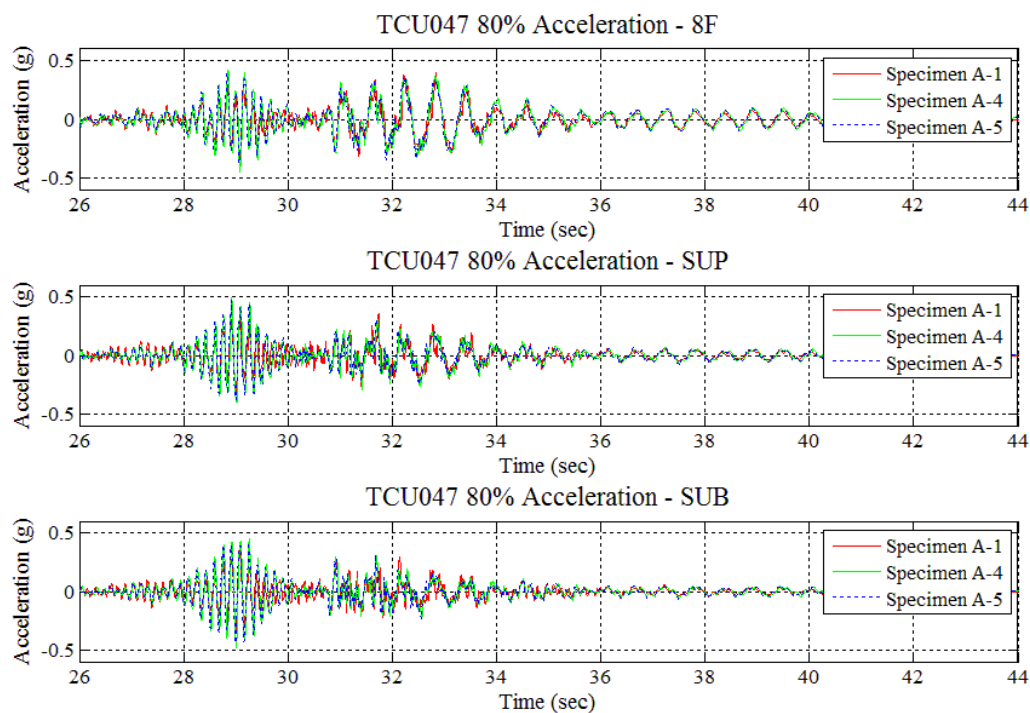


圖 4-89 TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之加速度歷時比較  
(PGA=0.35g)

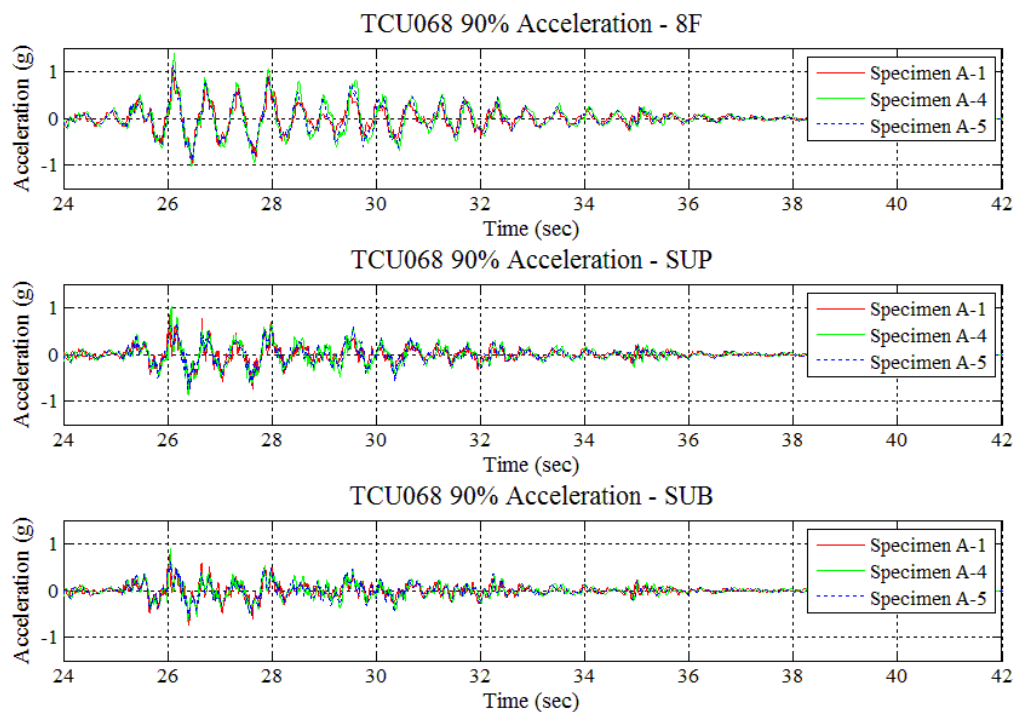


圖 4-90 TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之加速度歷時比較  
(PGA=0.56g)

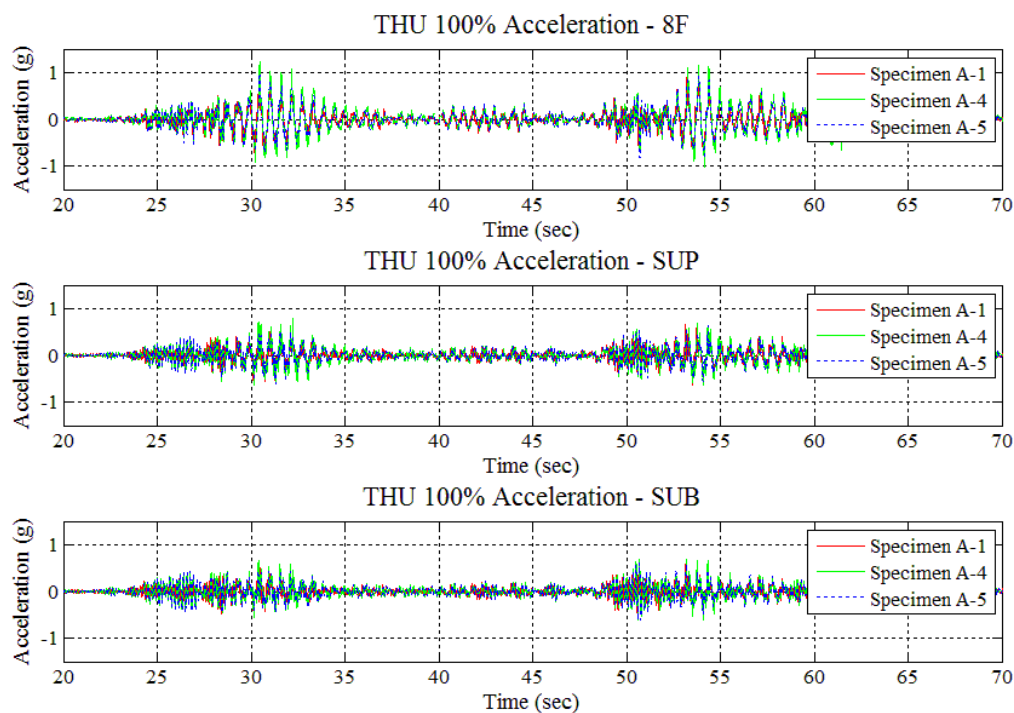


圖 4-91 THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之加速度歷時比較  
(PGA=0.33g)

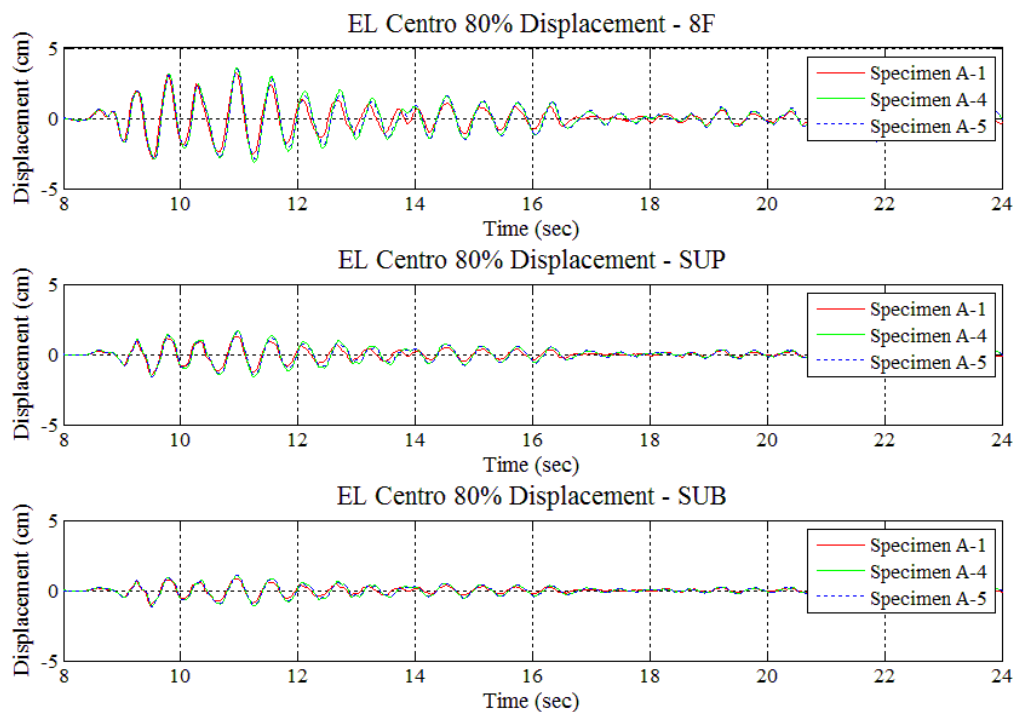


圖 4-92 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之位移歷時比較  
(PGA=0.28g)

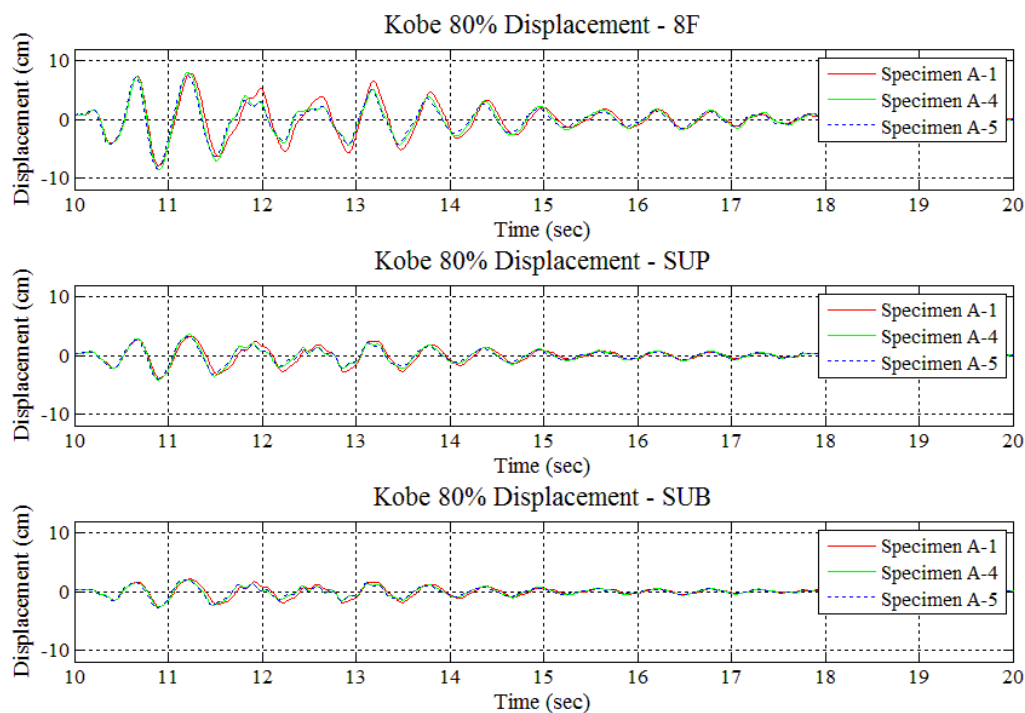


圖 4-93 Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之位移歷時比較  
(PGA=0.66g)

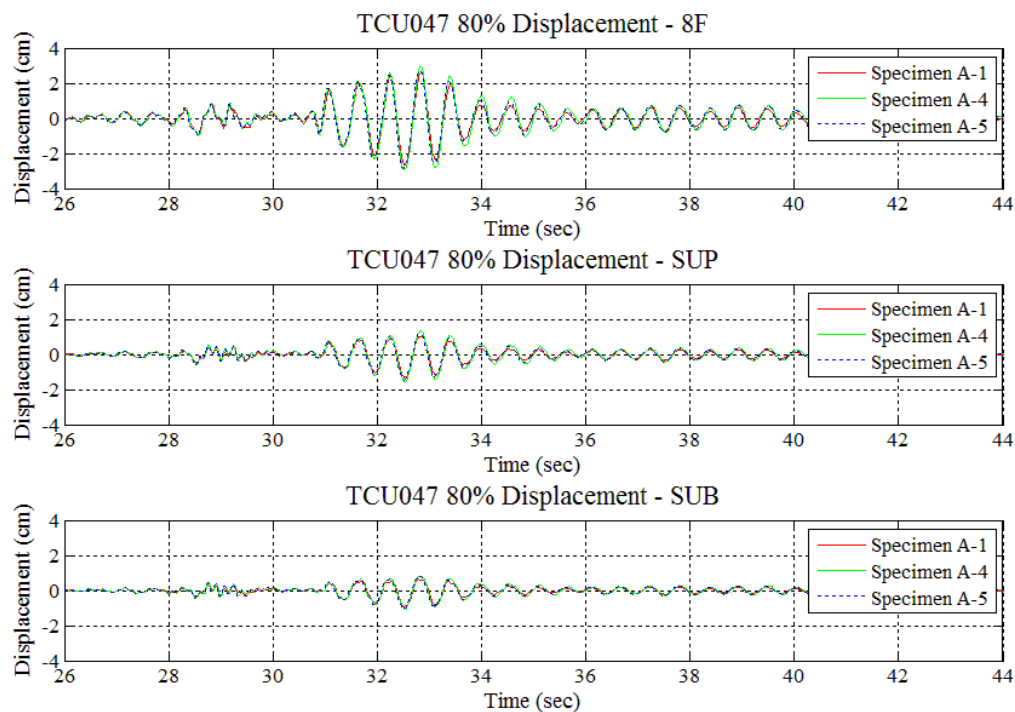


圖 4-94 TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之位移歷時比較  
(PGA=0.35g)



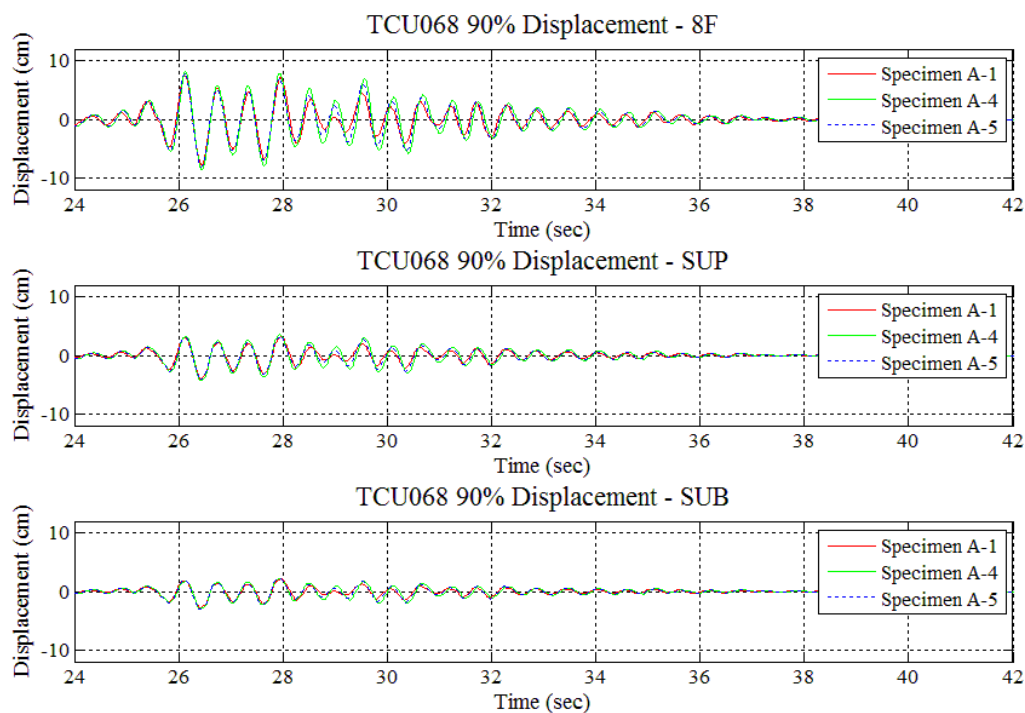


圖 4-95 TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之位移歷時比較  
(PGA=0.56g)

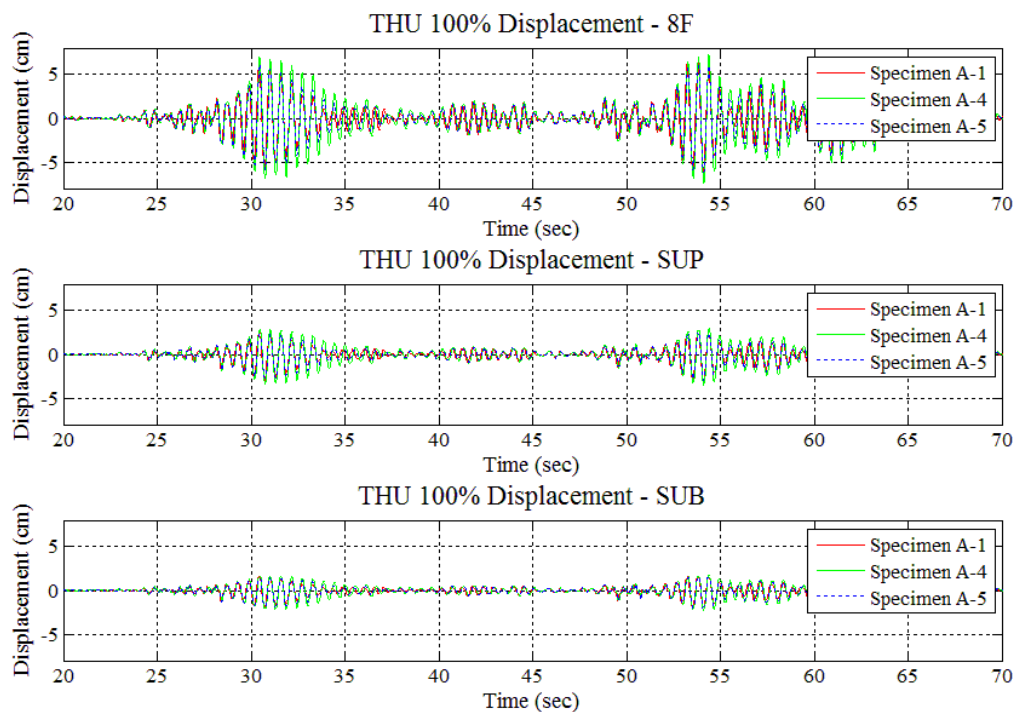


圖 4-96 THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之位移歷時比較  
(PGA=0.33g)

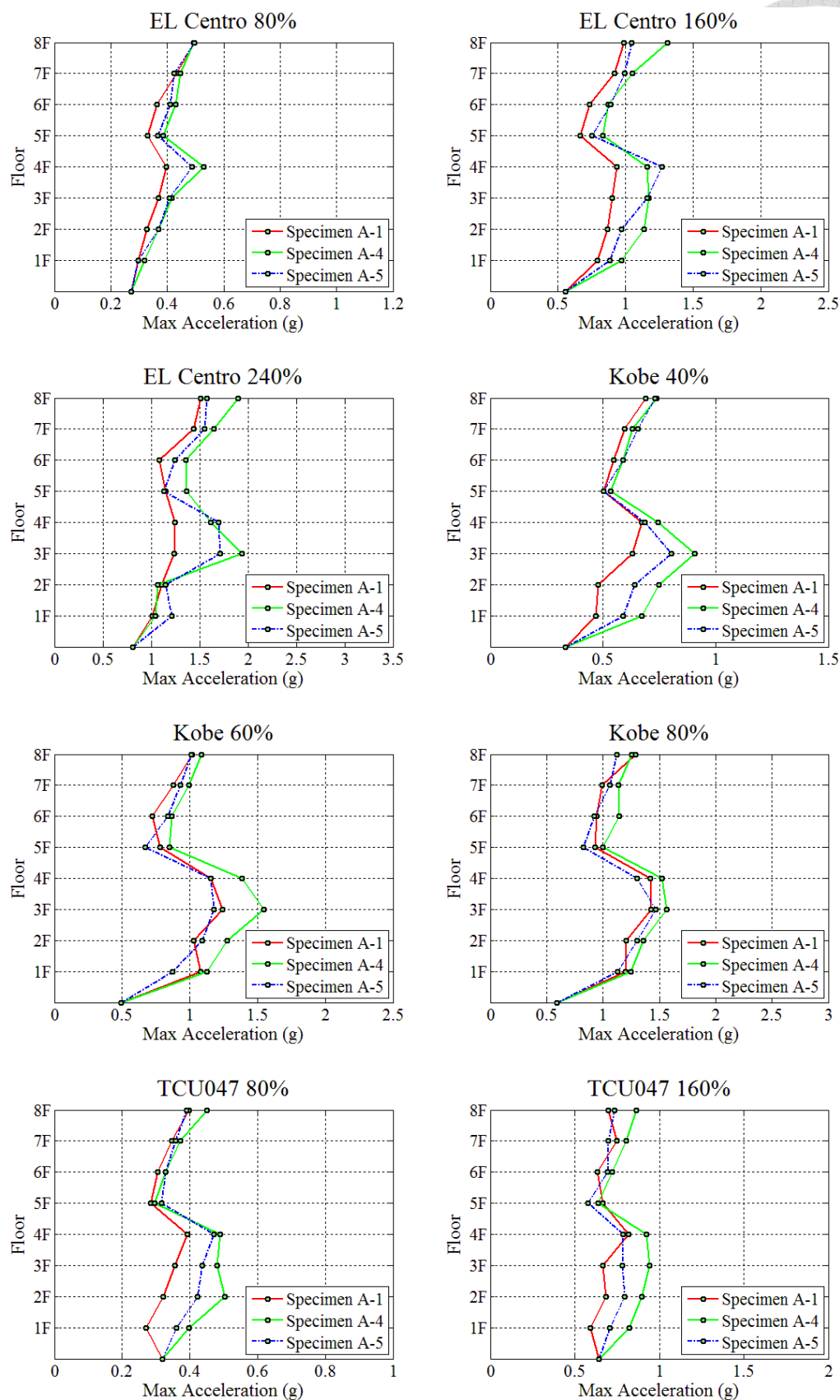


圖 4-97 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大加速度比較

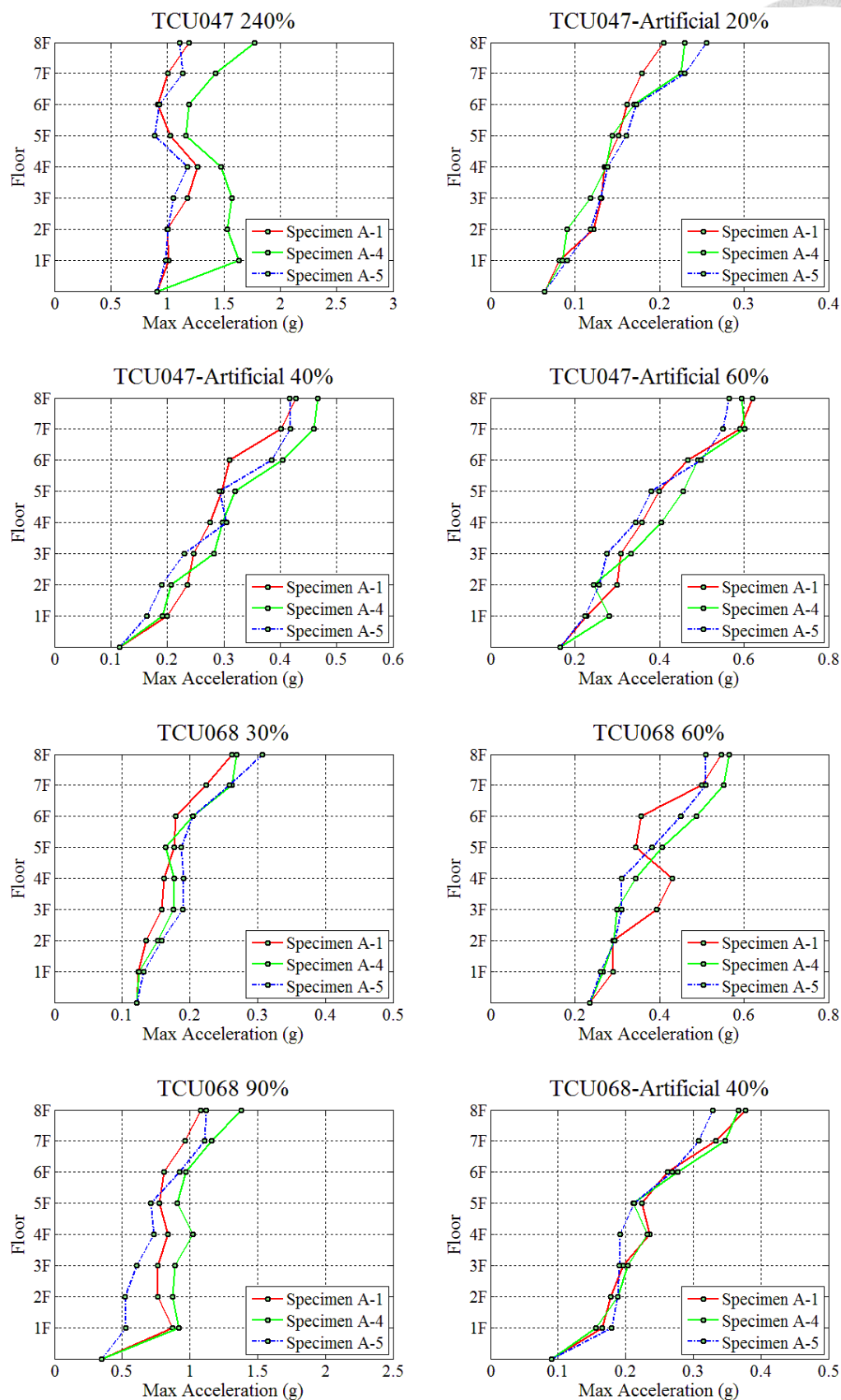


圖 4-97 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大加速度比較

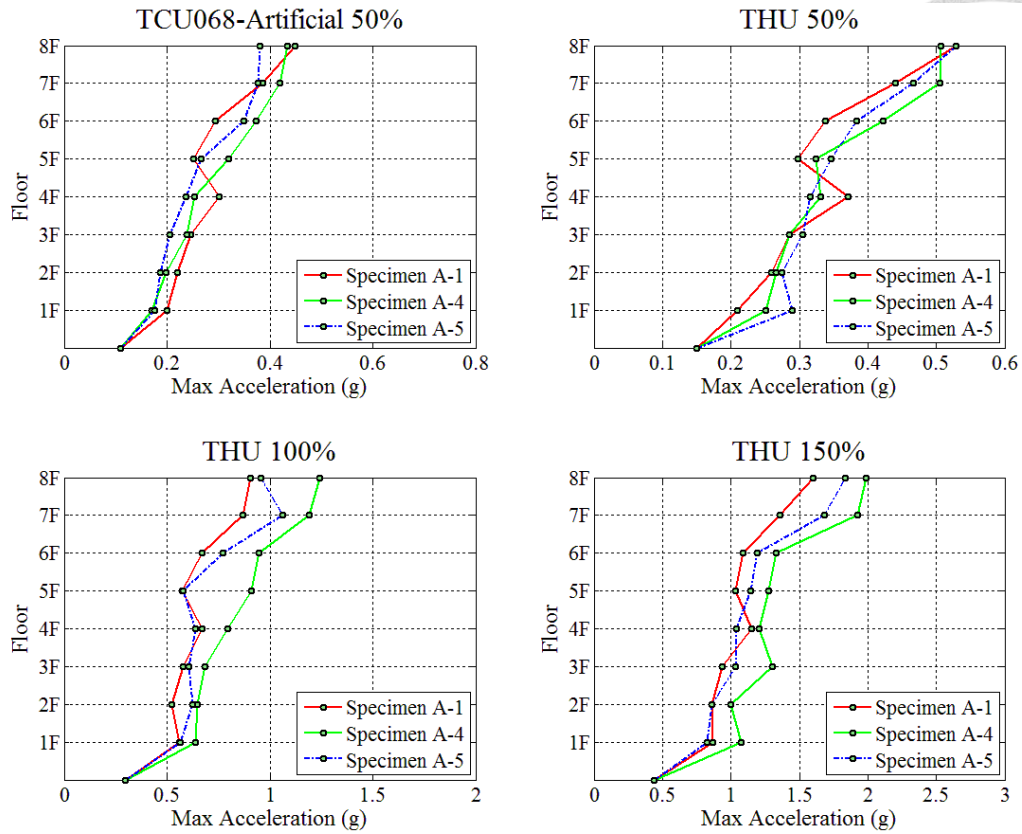


圖 4-97 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大加速度比較

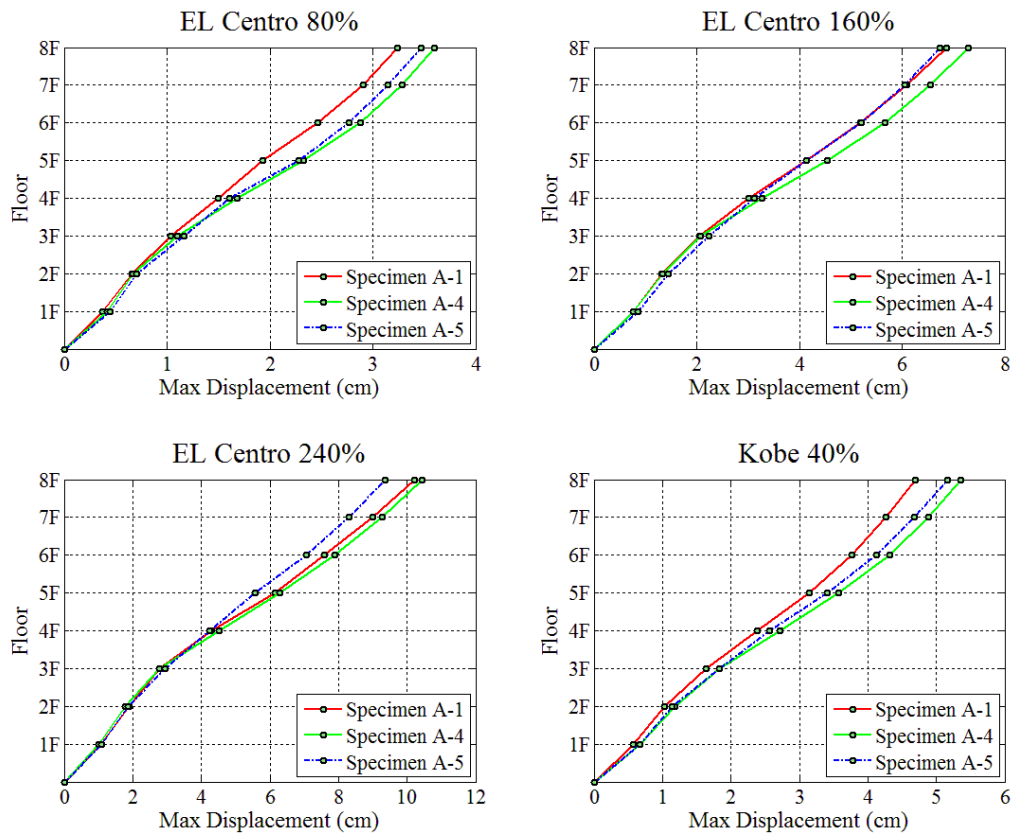


圖 4-98 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大位移比較

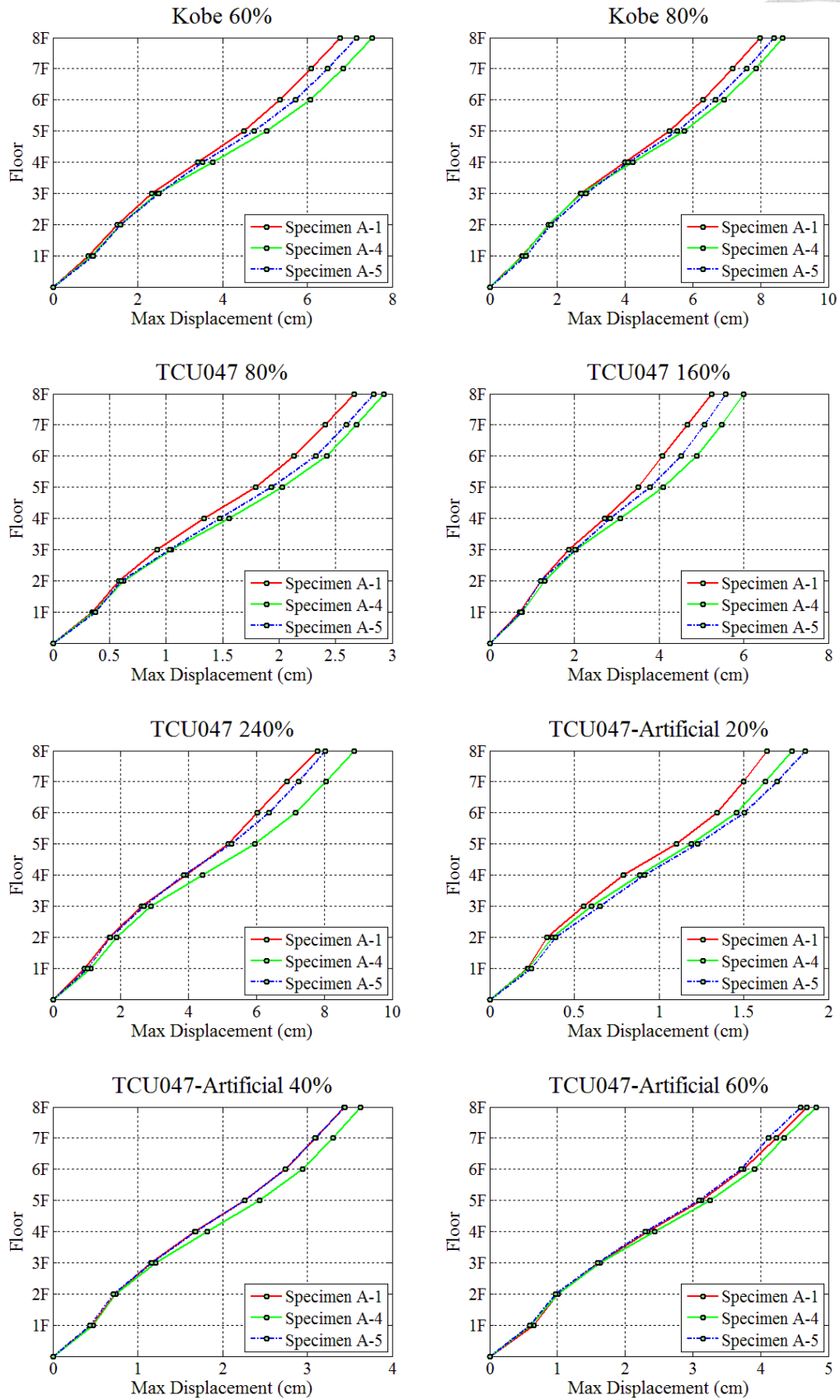


圖 4-98 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大位移比較

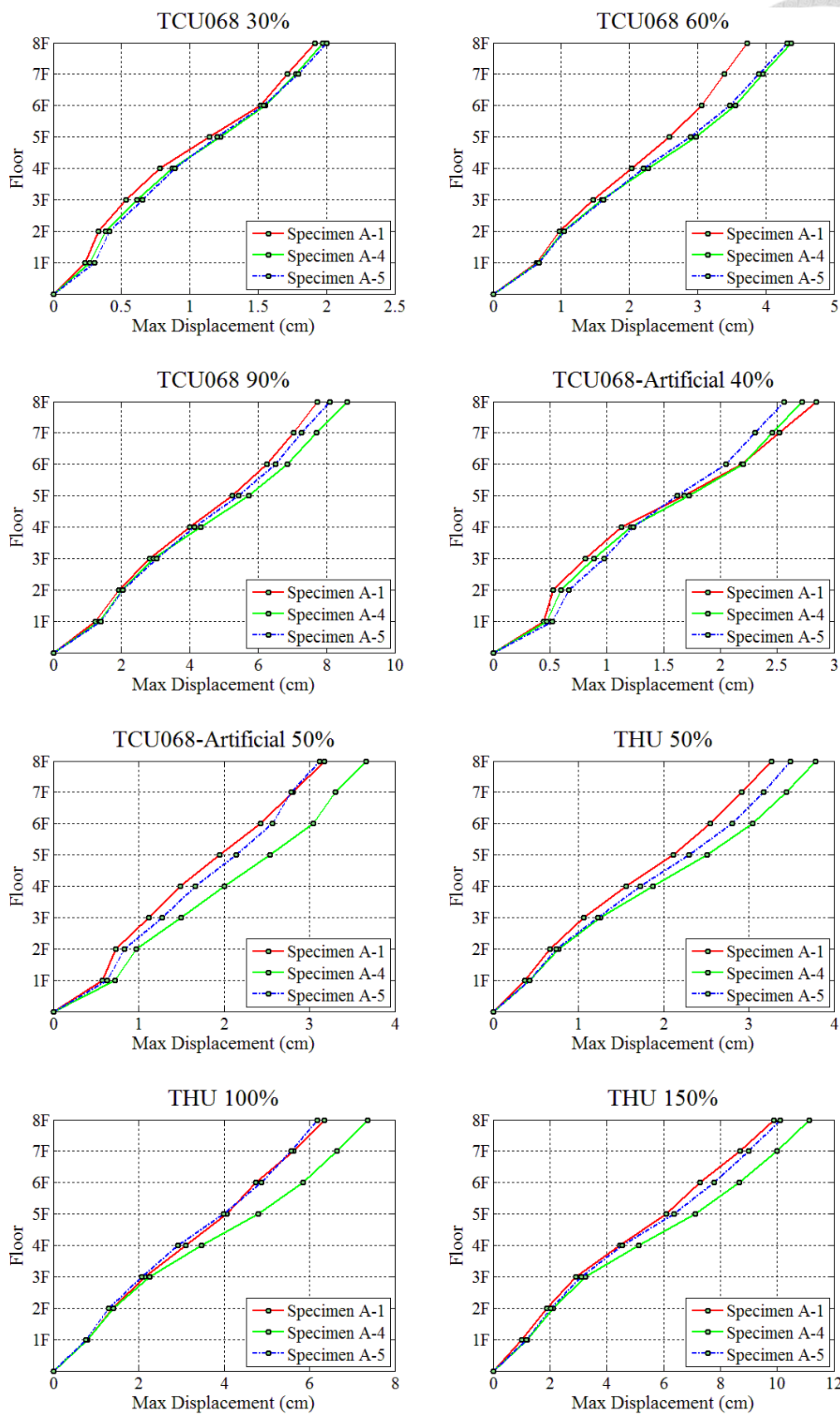


圖 4-98 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大位移比較

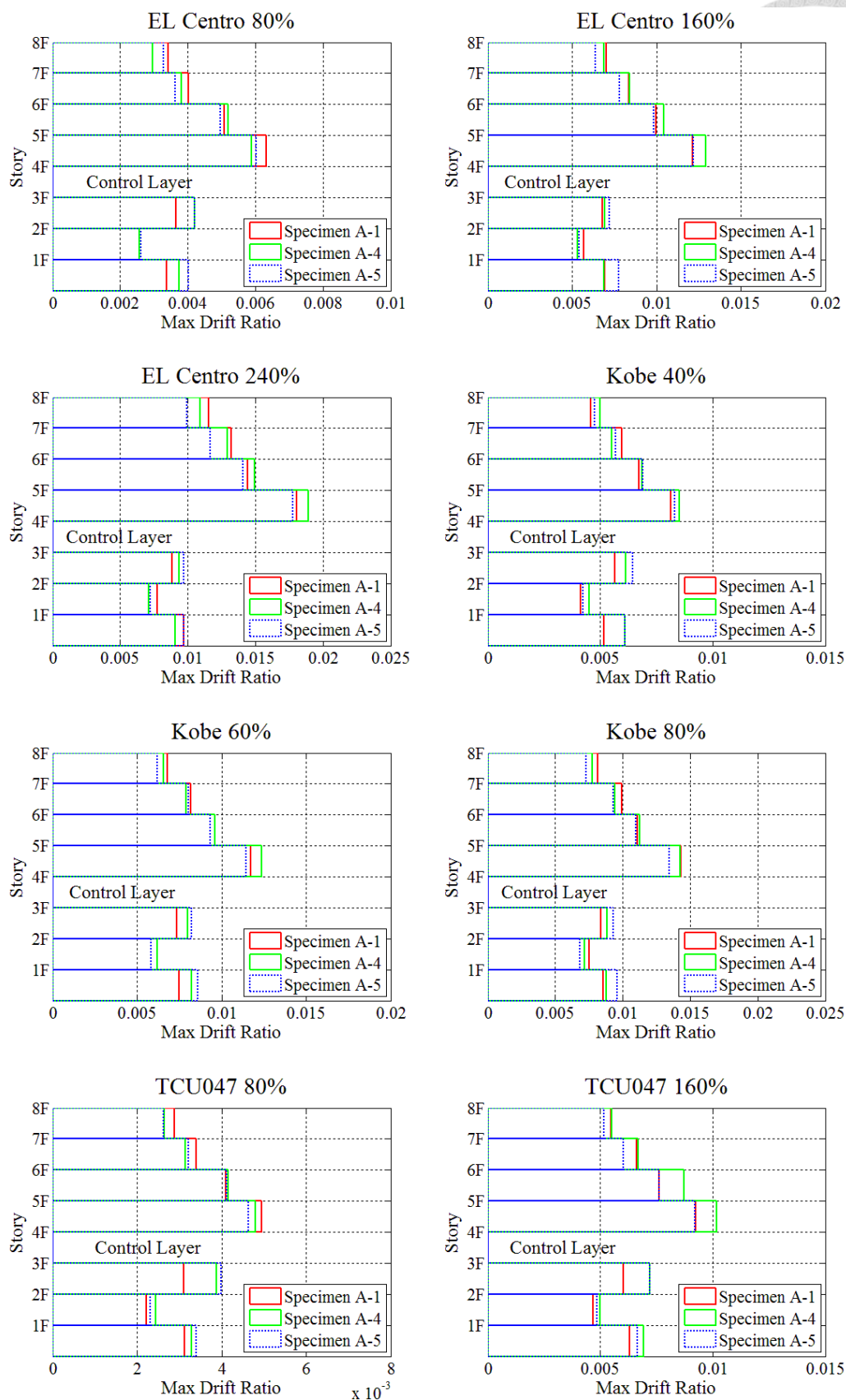


圖 4-99 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大層間位移角比較



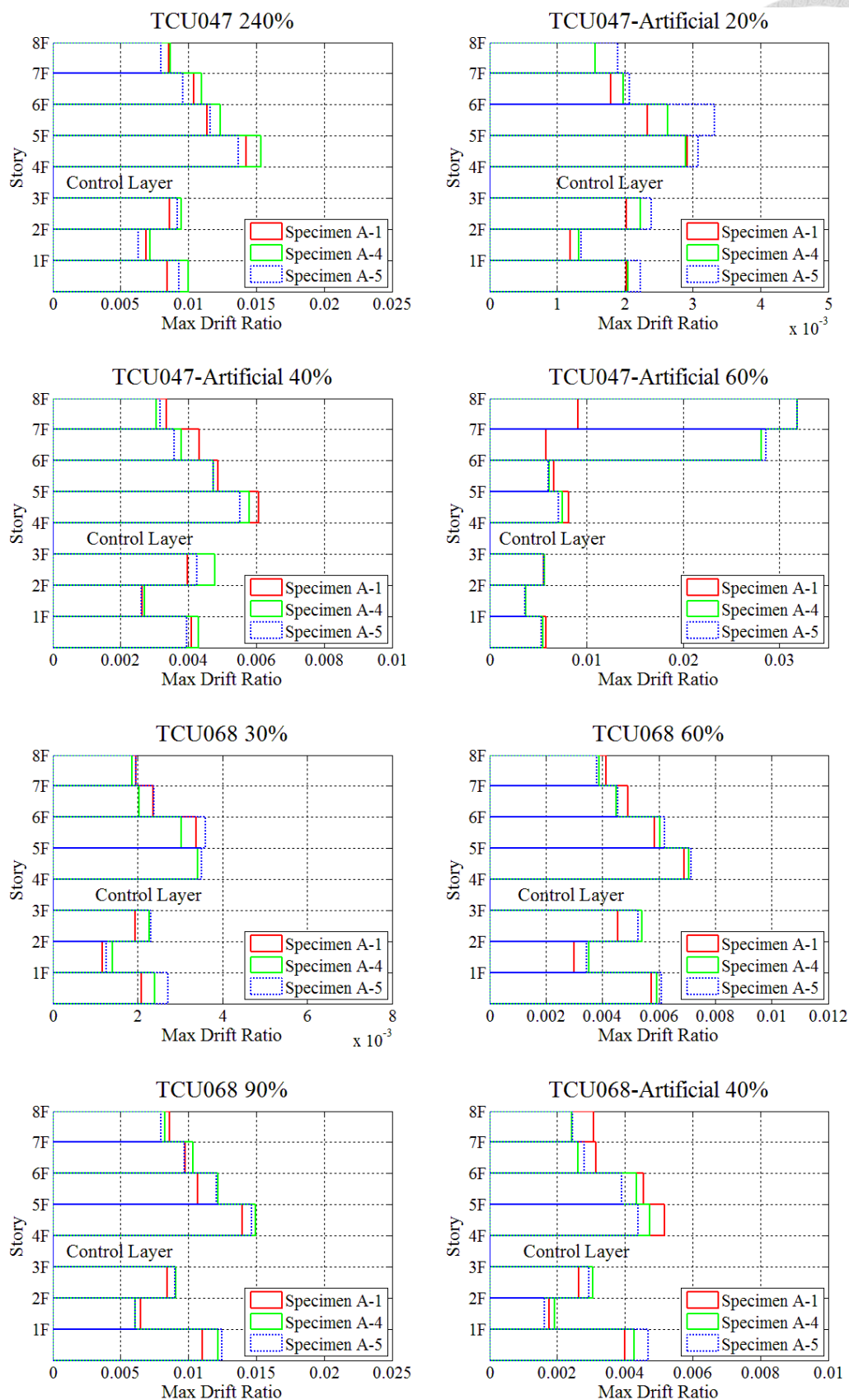


圖 4-99 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大層間位移角比較



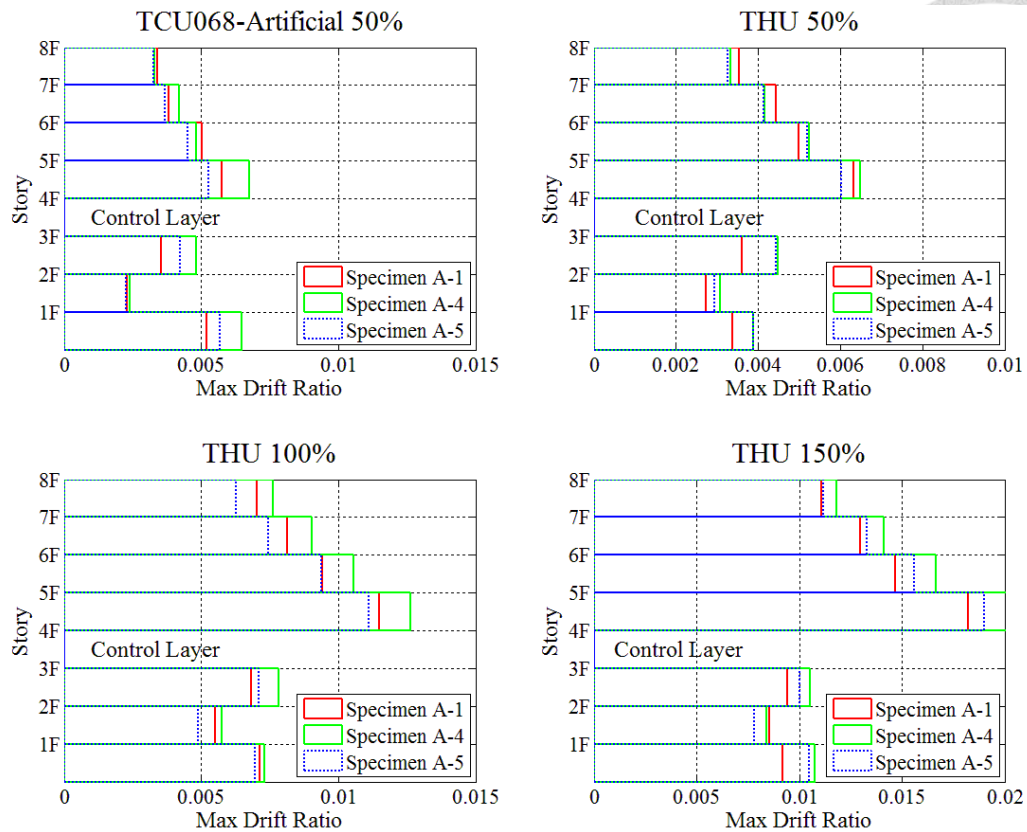


圖 4-99 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-4 與 A-5 之各樓層最大層間位移角比較

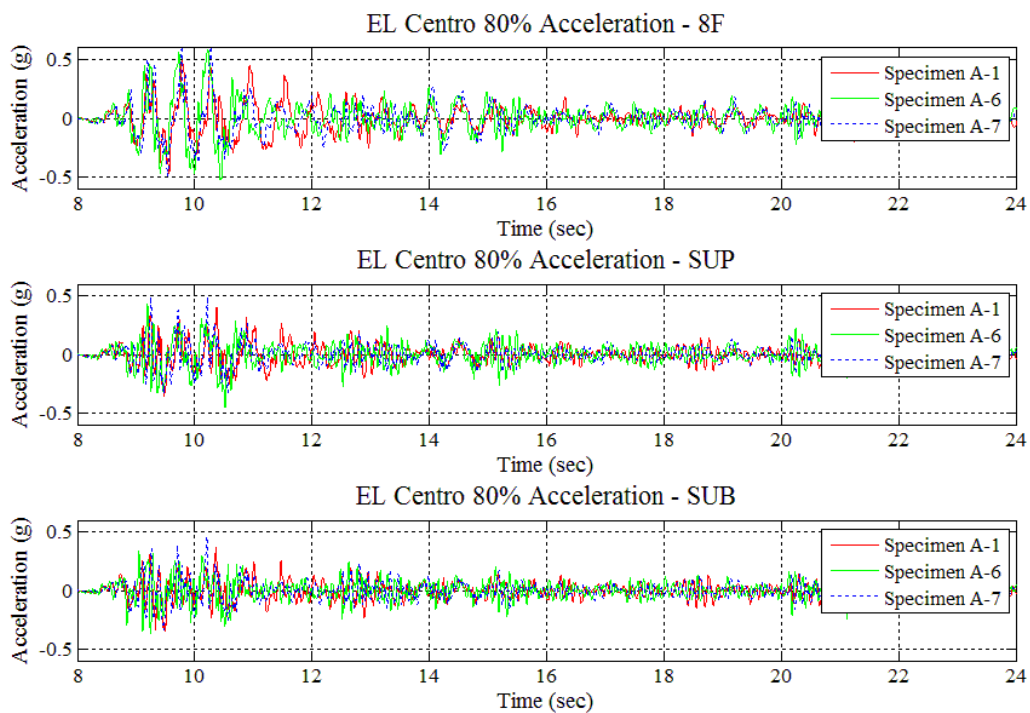


圖 4-100 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之加速度歷時比較 (PGA=0.28g)

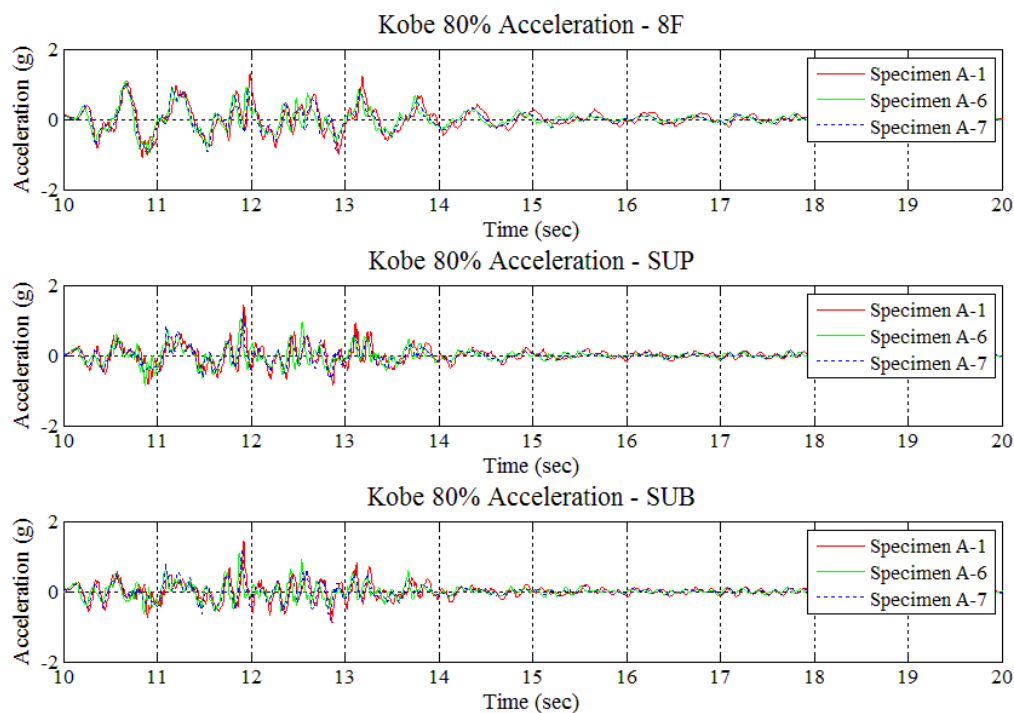


圖 4-101 Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之加速度歷時比較  
(PGA=0.66g)

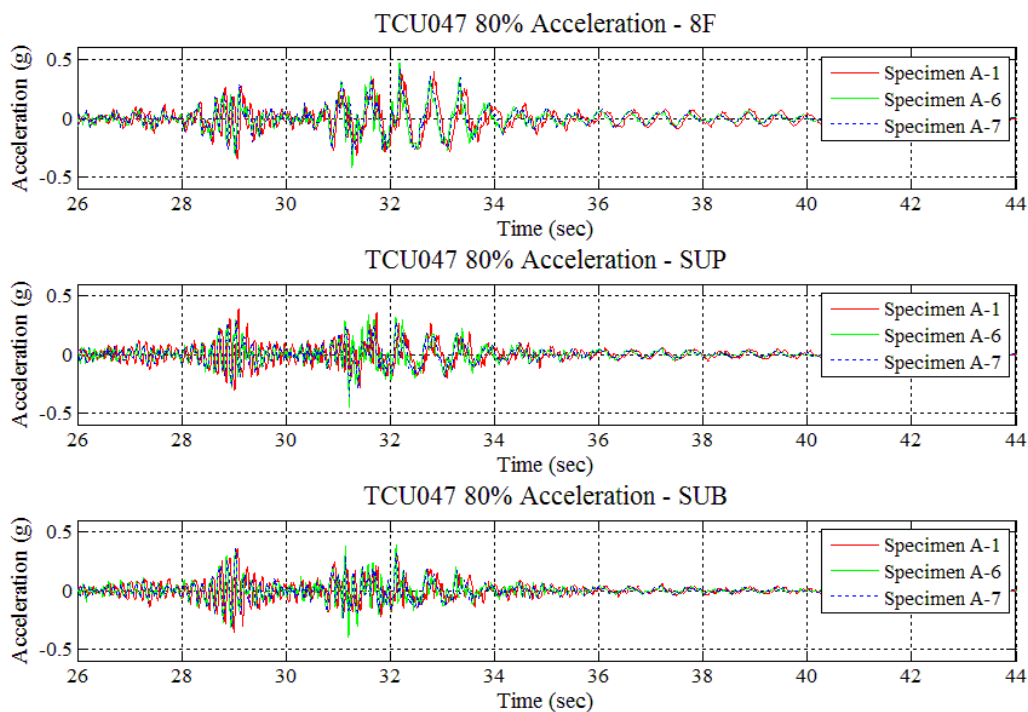


圖 4-102 TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之加速度歷時比較  
(PGA=0.35g)

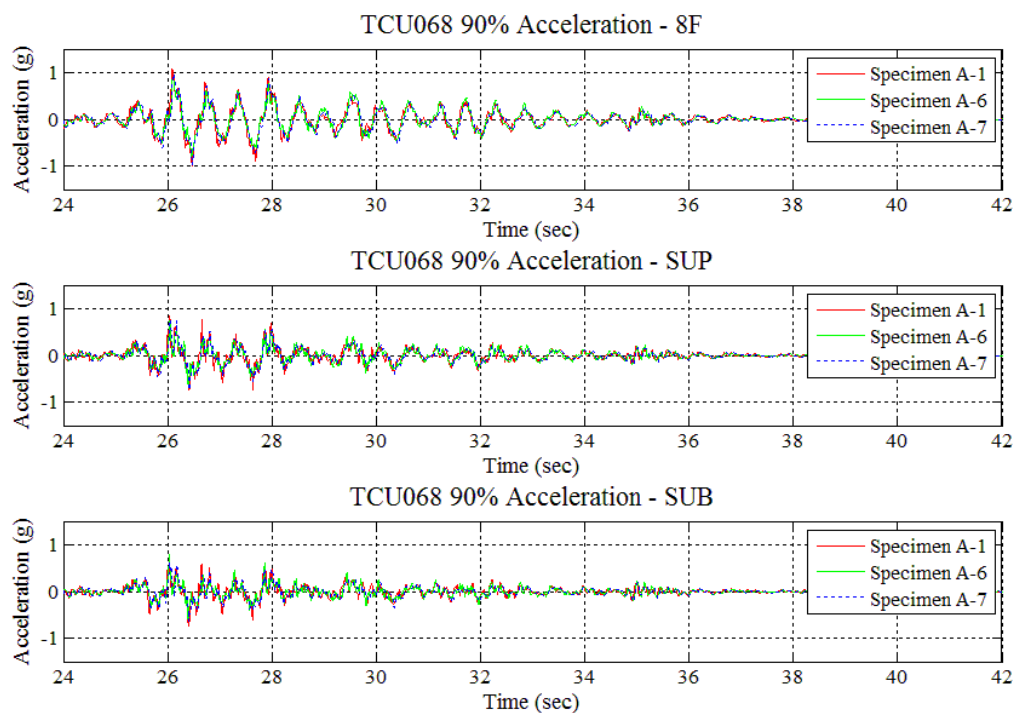


圖 4-103 TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之加速度歷時比較  
(PGA=0.56g)

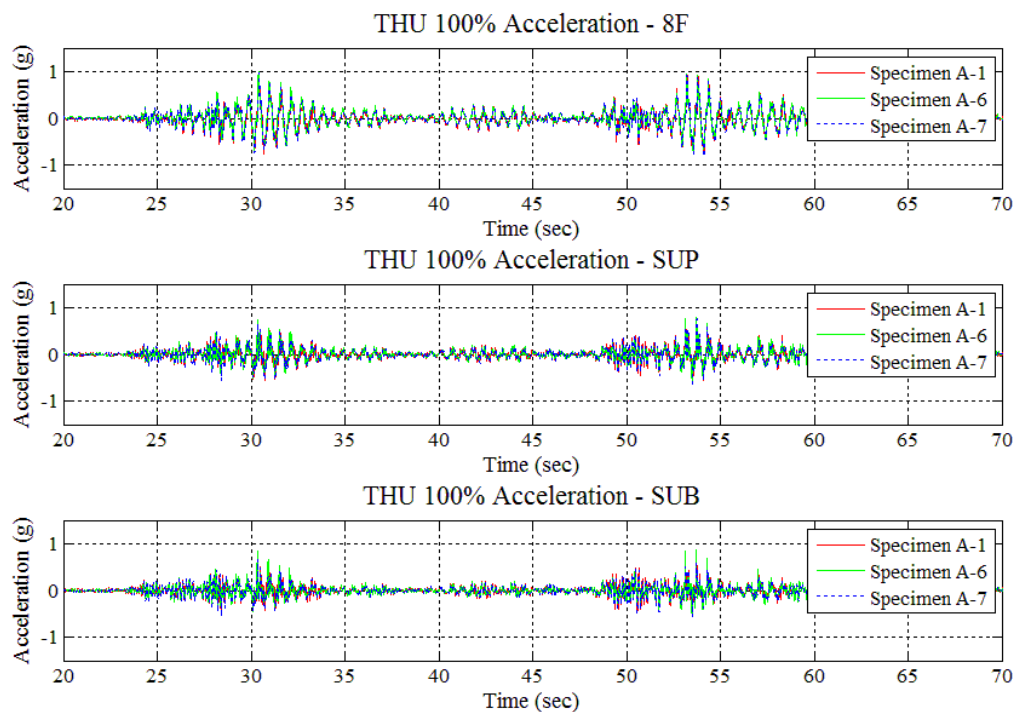


圖 4-104 THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之加速度歷時比較  
(PGA=0.33g)

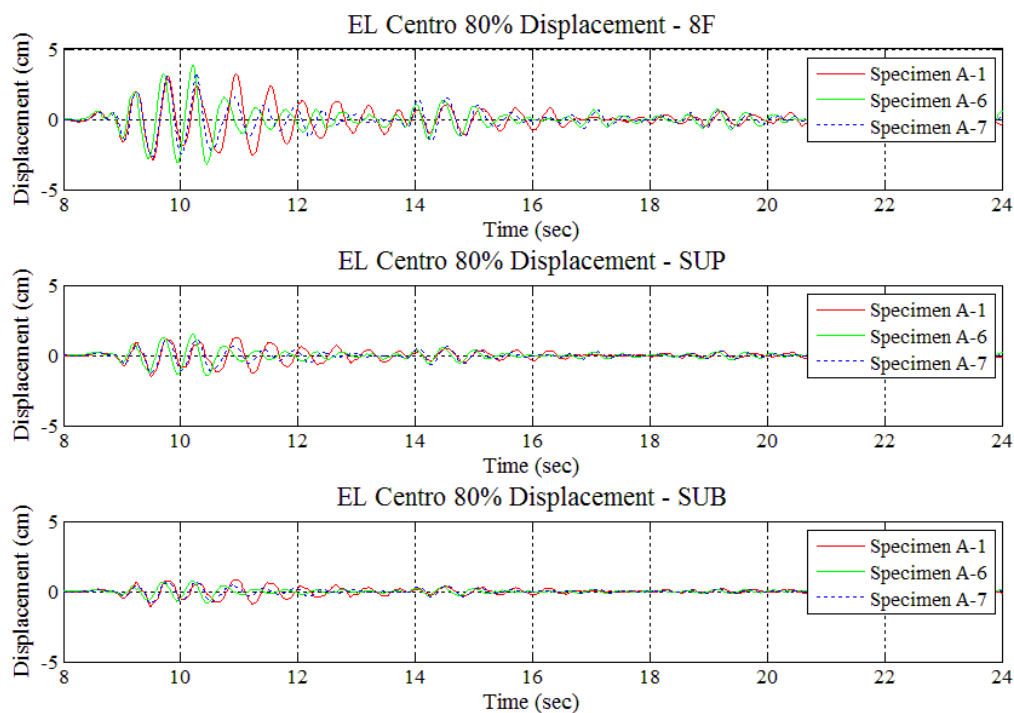


圖 4-105 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之位移歷時比較  
(PGA=0.28g)

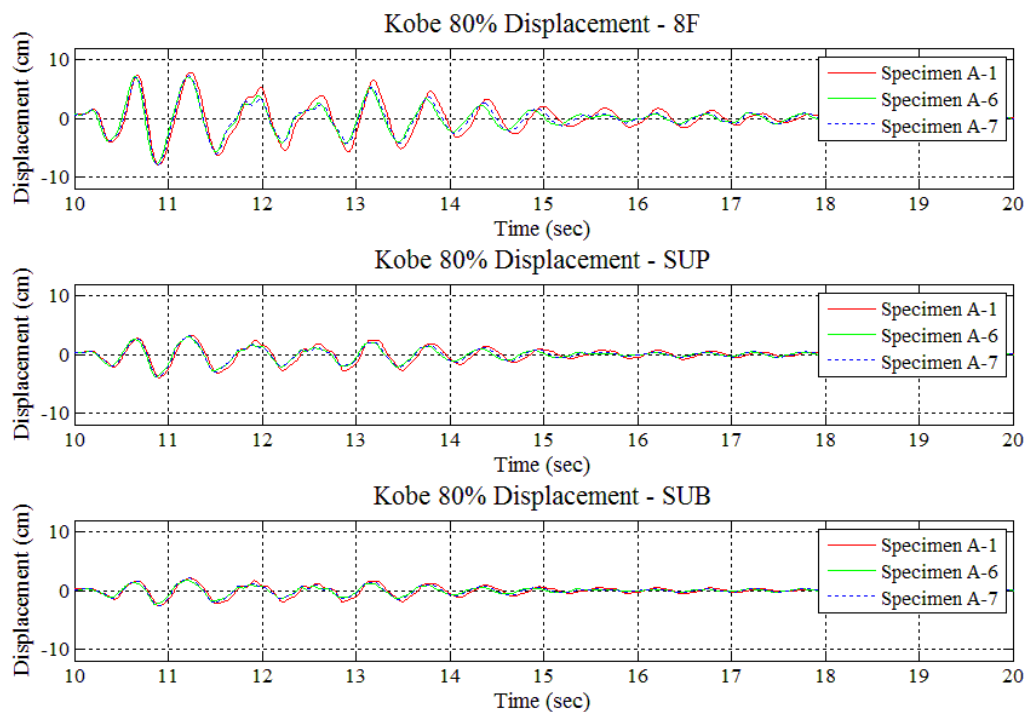


圖 4-106 Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之位移歷時比較  
(PGA=0.66g)

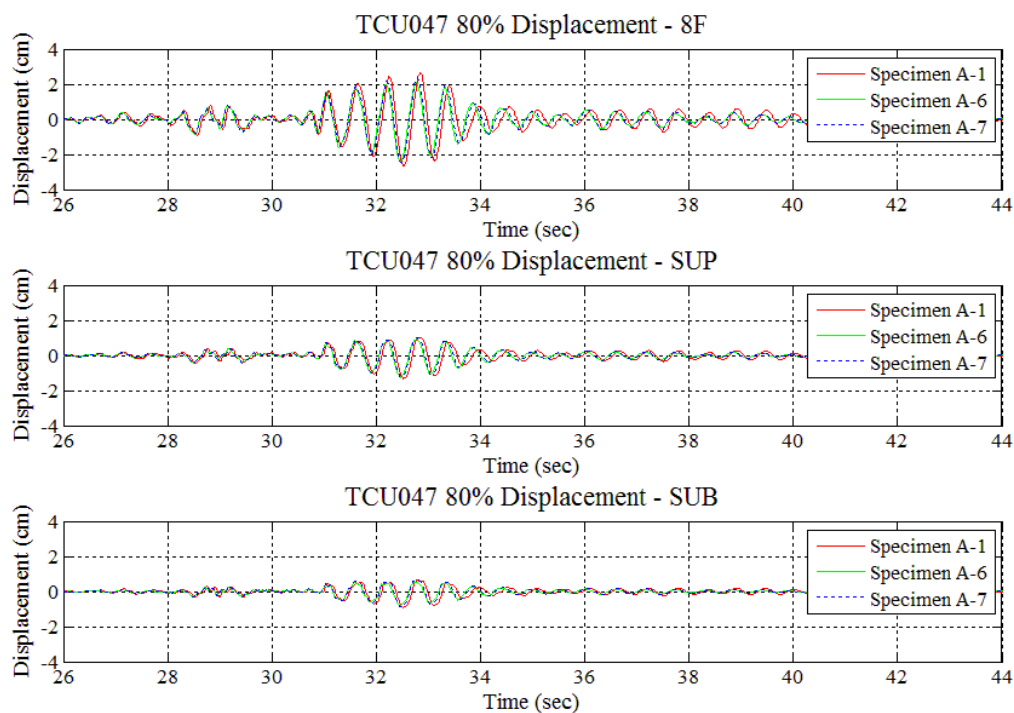


圖 4-107 TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之位移歷時比較  
(PGA=0.35g)

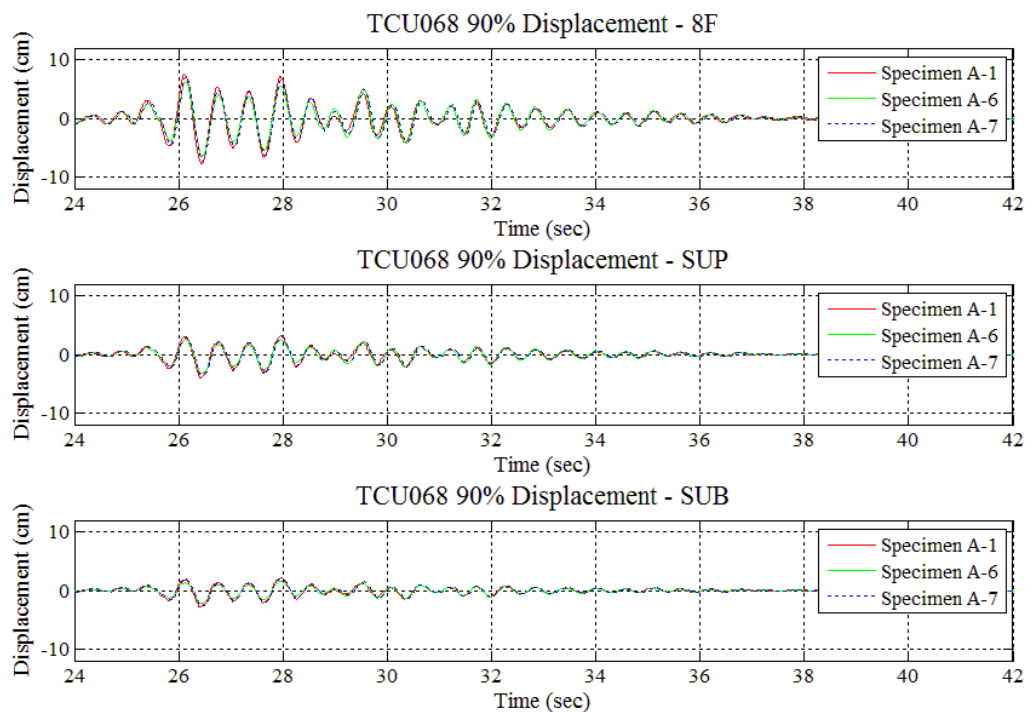


圖 4-108 TCU068 90% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之位移歷時比較  
(PGA=0.56g)

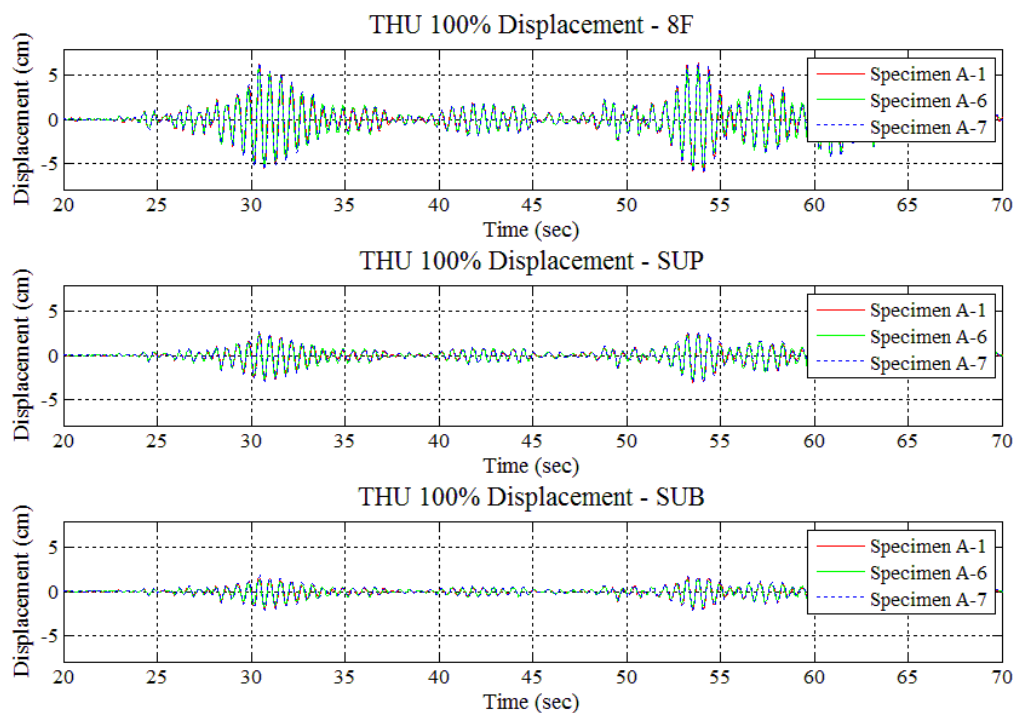


圖 4-109 THU 100% 地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之位移歷時比較 (PGA=0.33g)

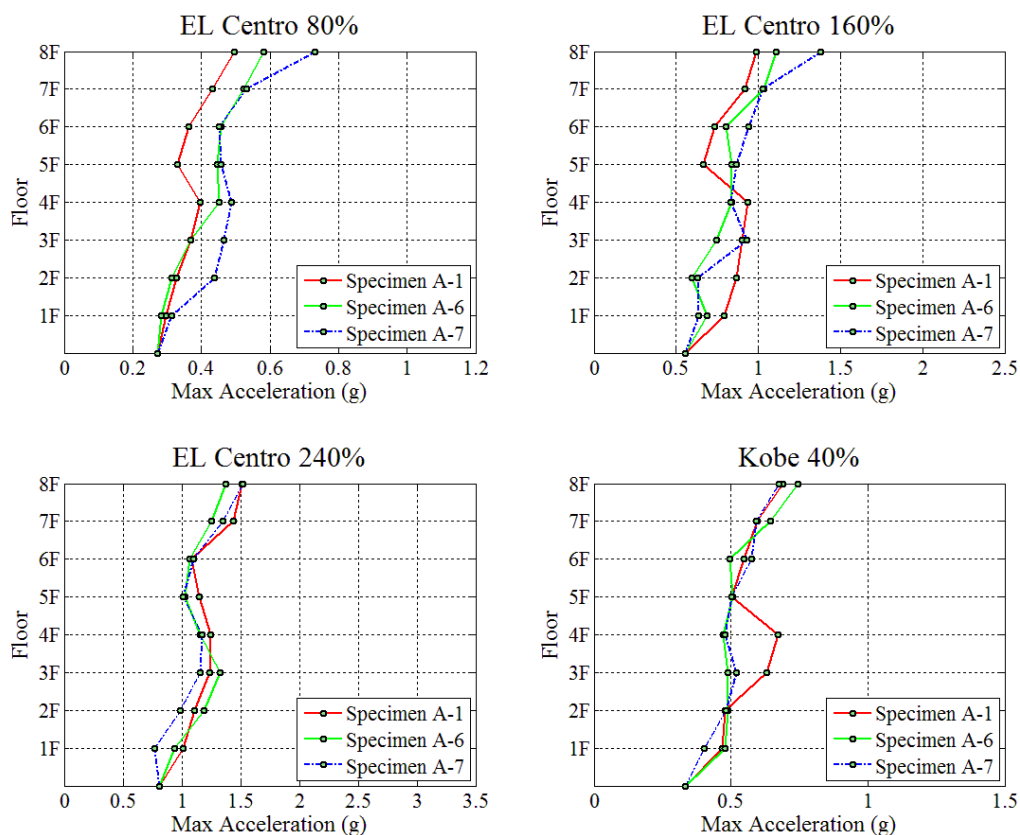


圖 4-110 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大加速度比較

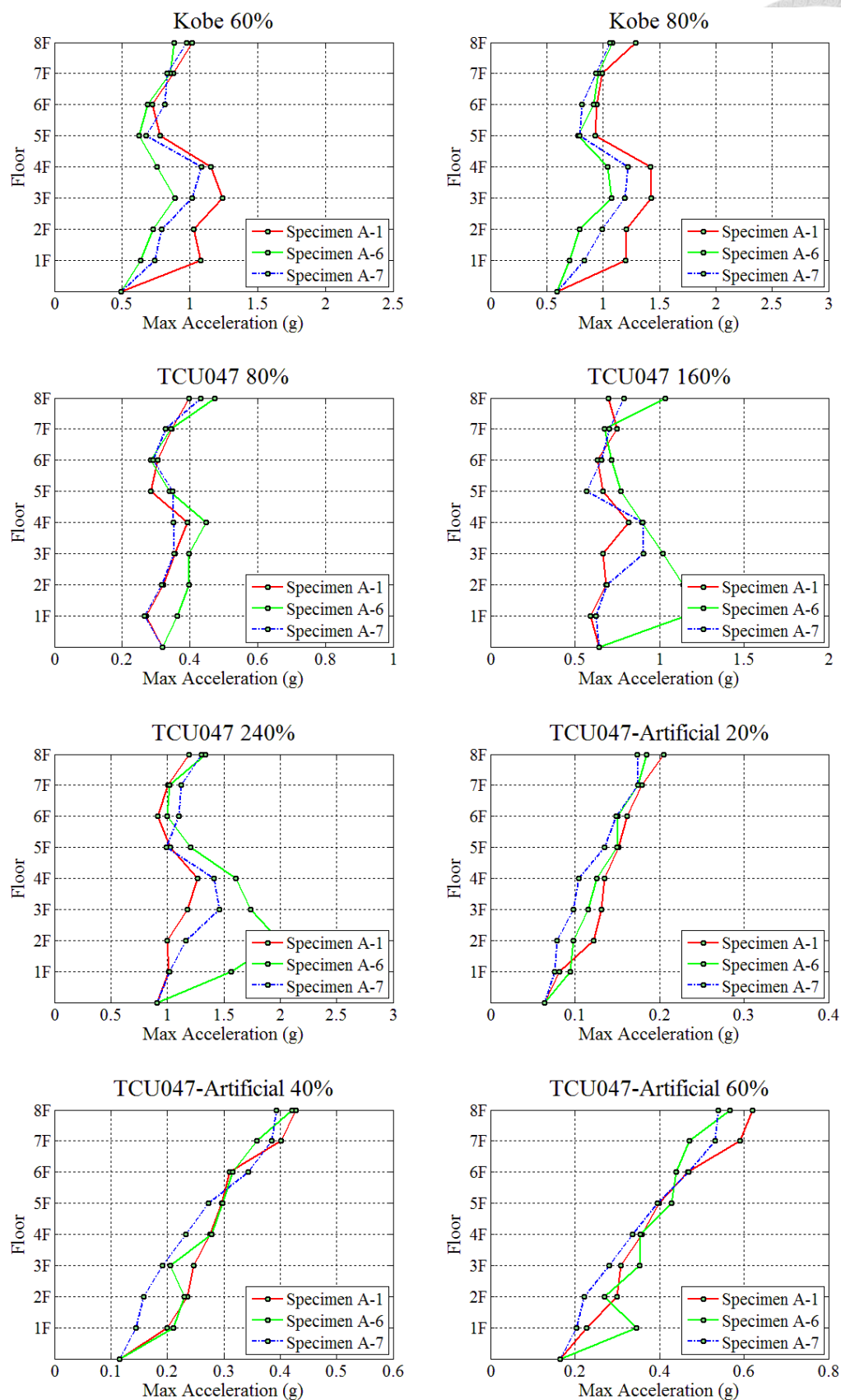


圖 4-110 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大加速度比較



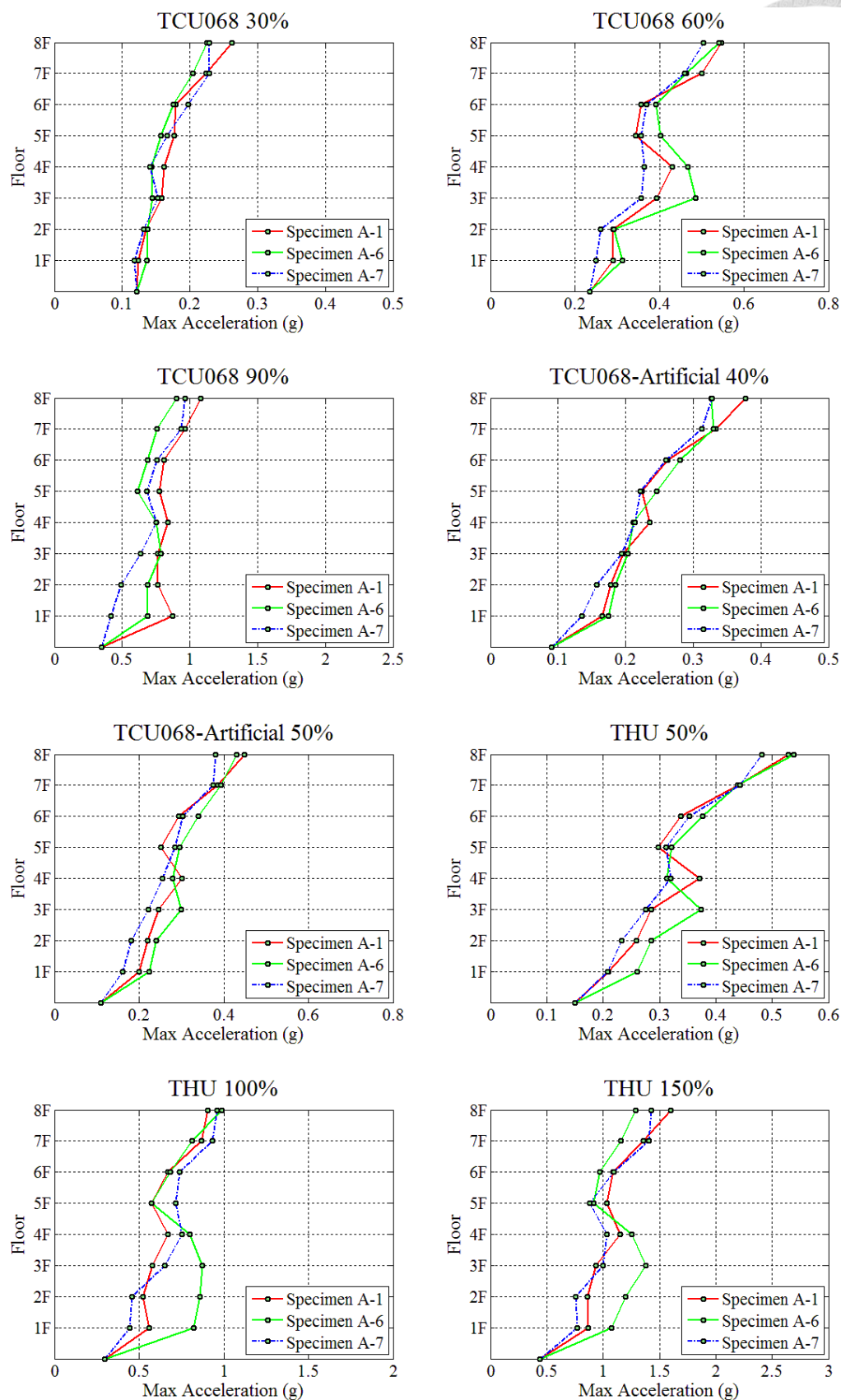


圖 4-110 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大加速度比較



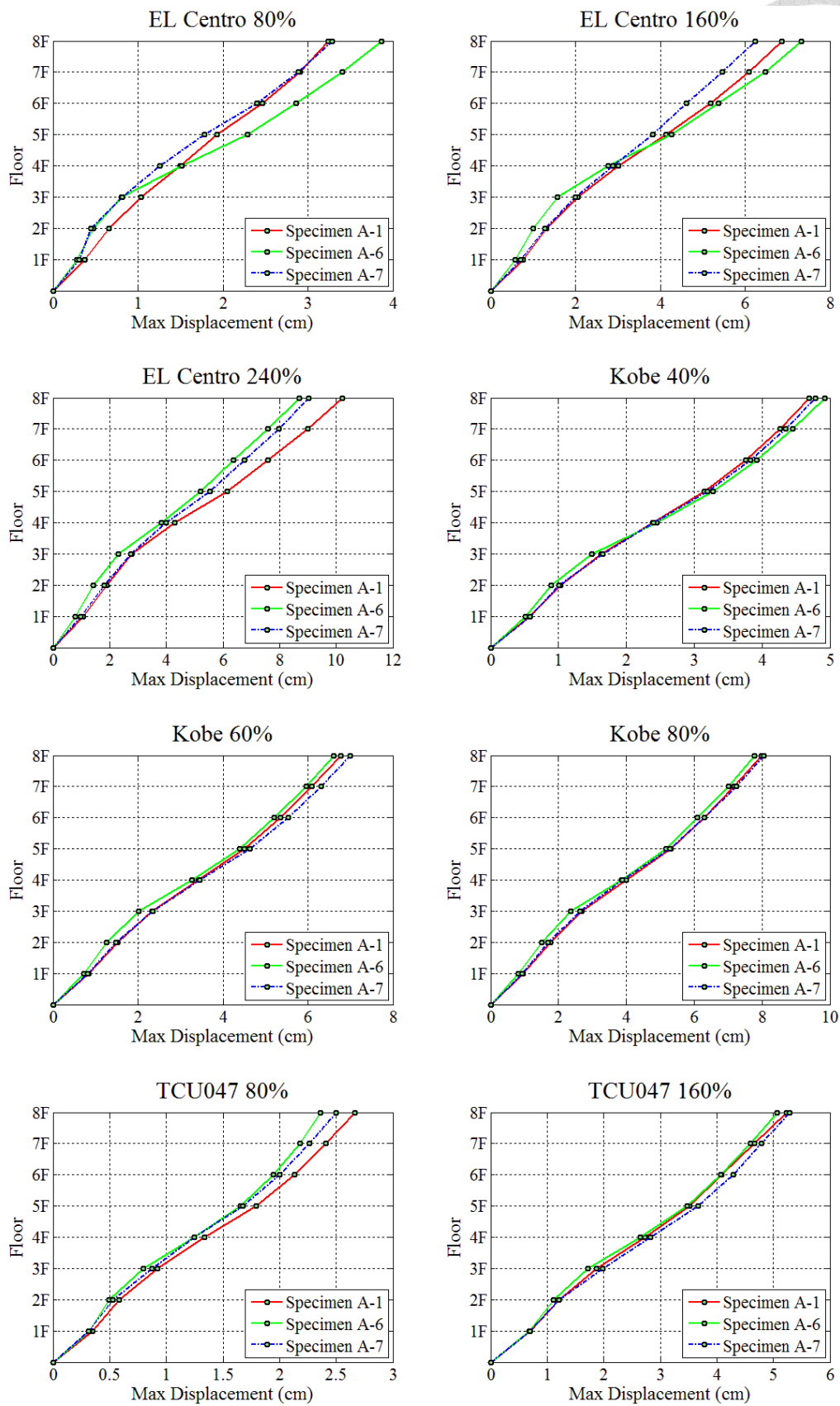


圖 4-111 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大位移比較

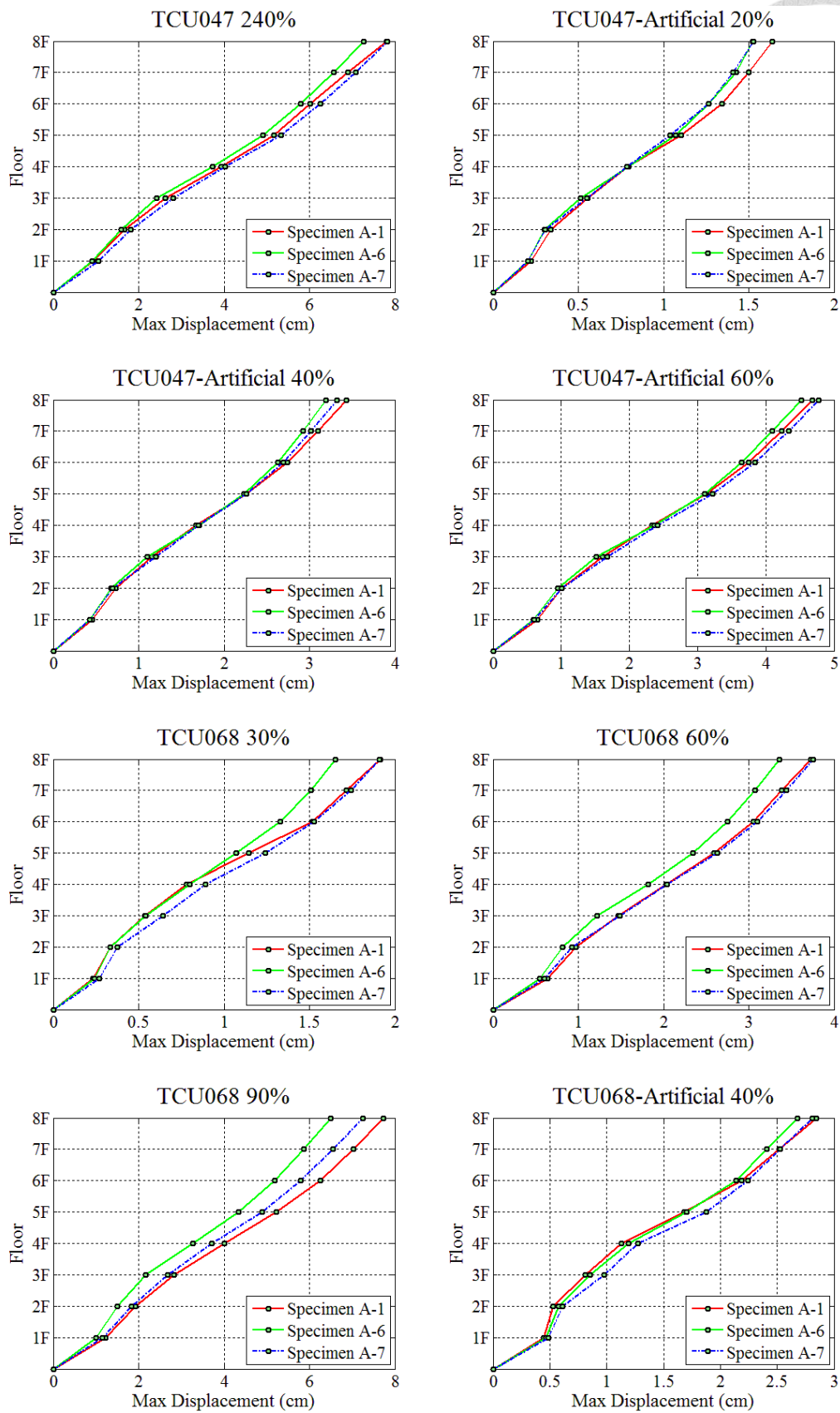


圖 4-111 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大位移比較

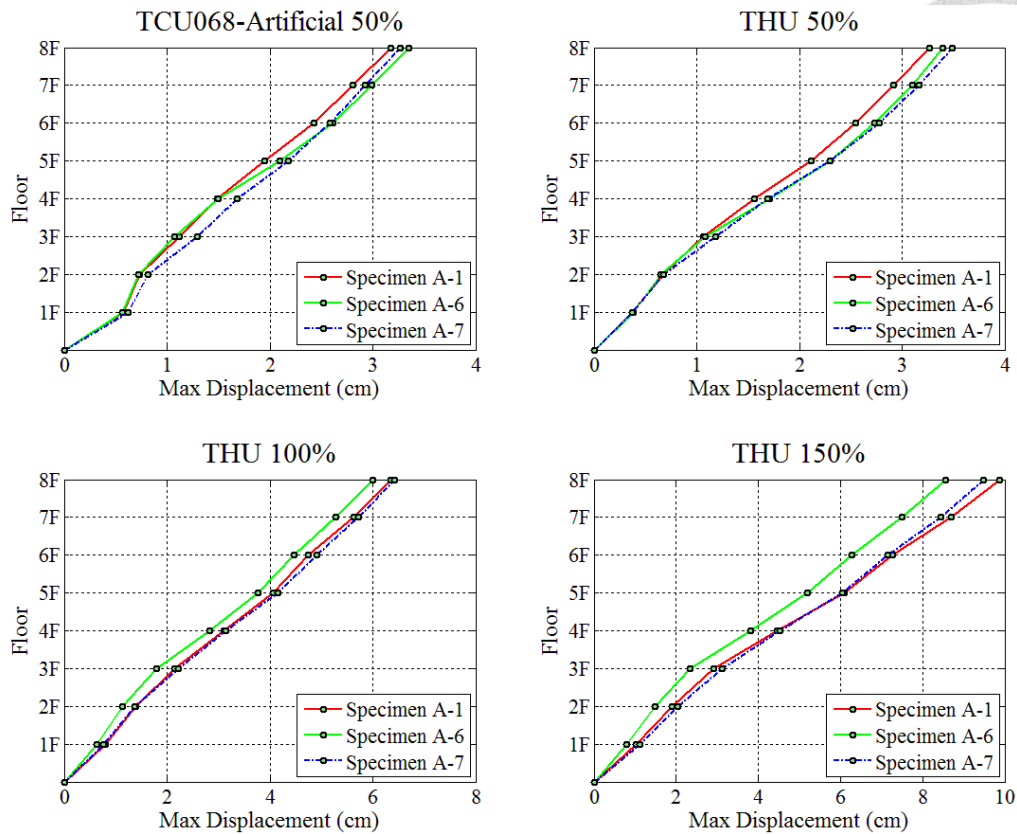
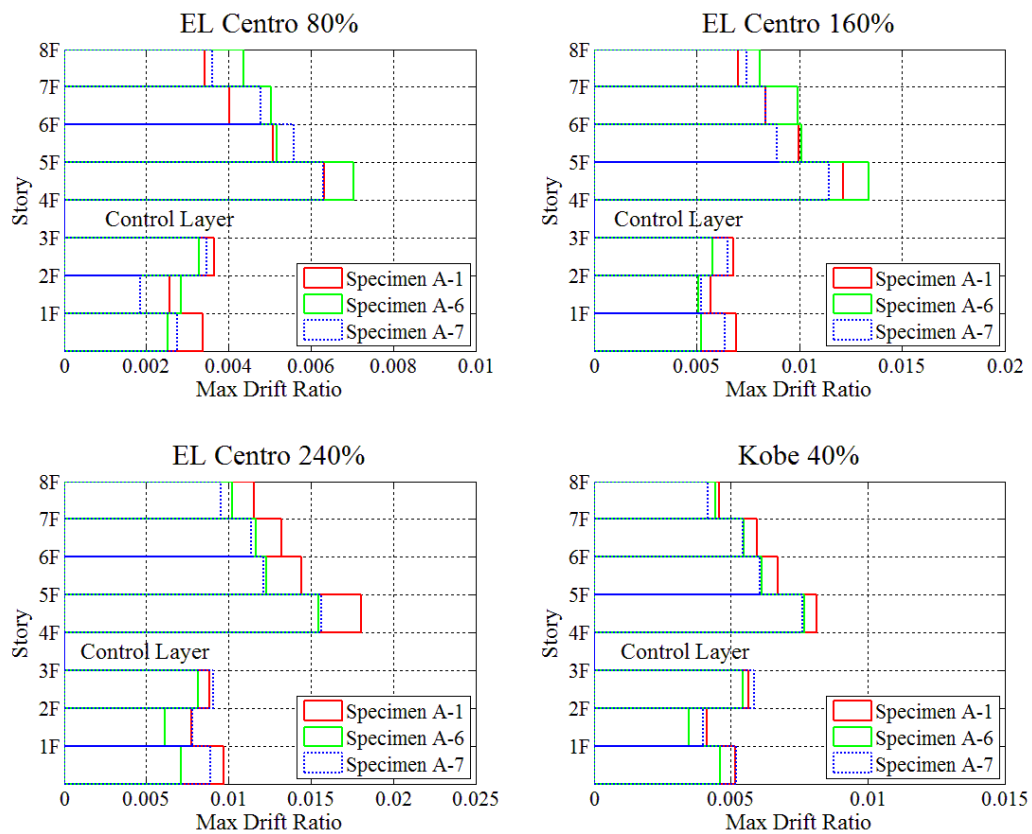


圖 4-111 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大位移比較



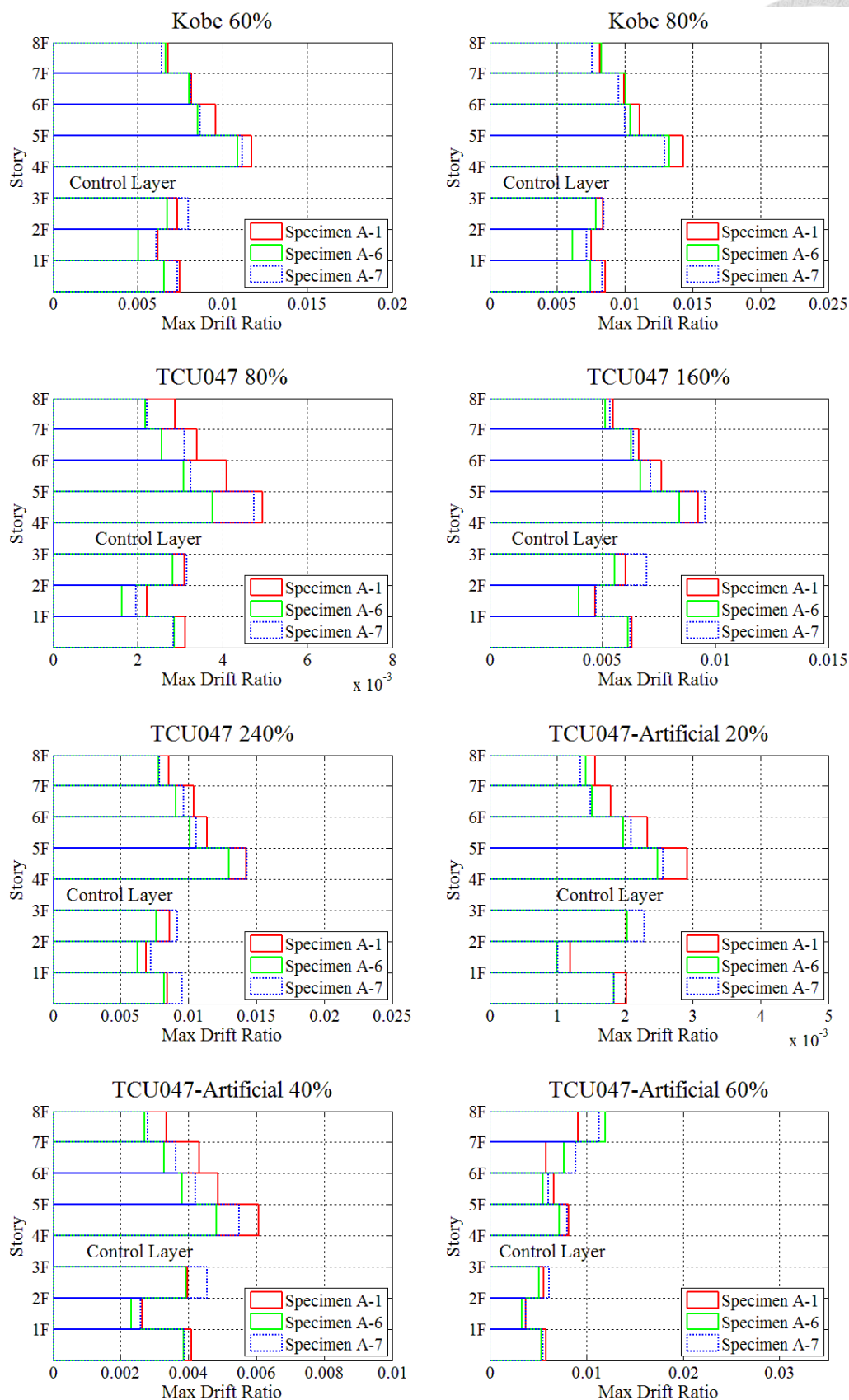


圖 4-112 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大層間位移角比較

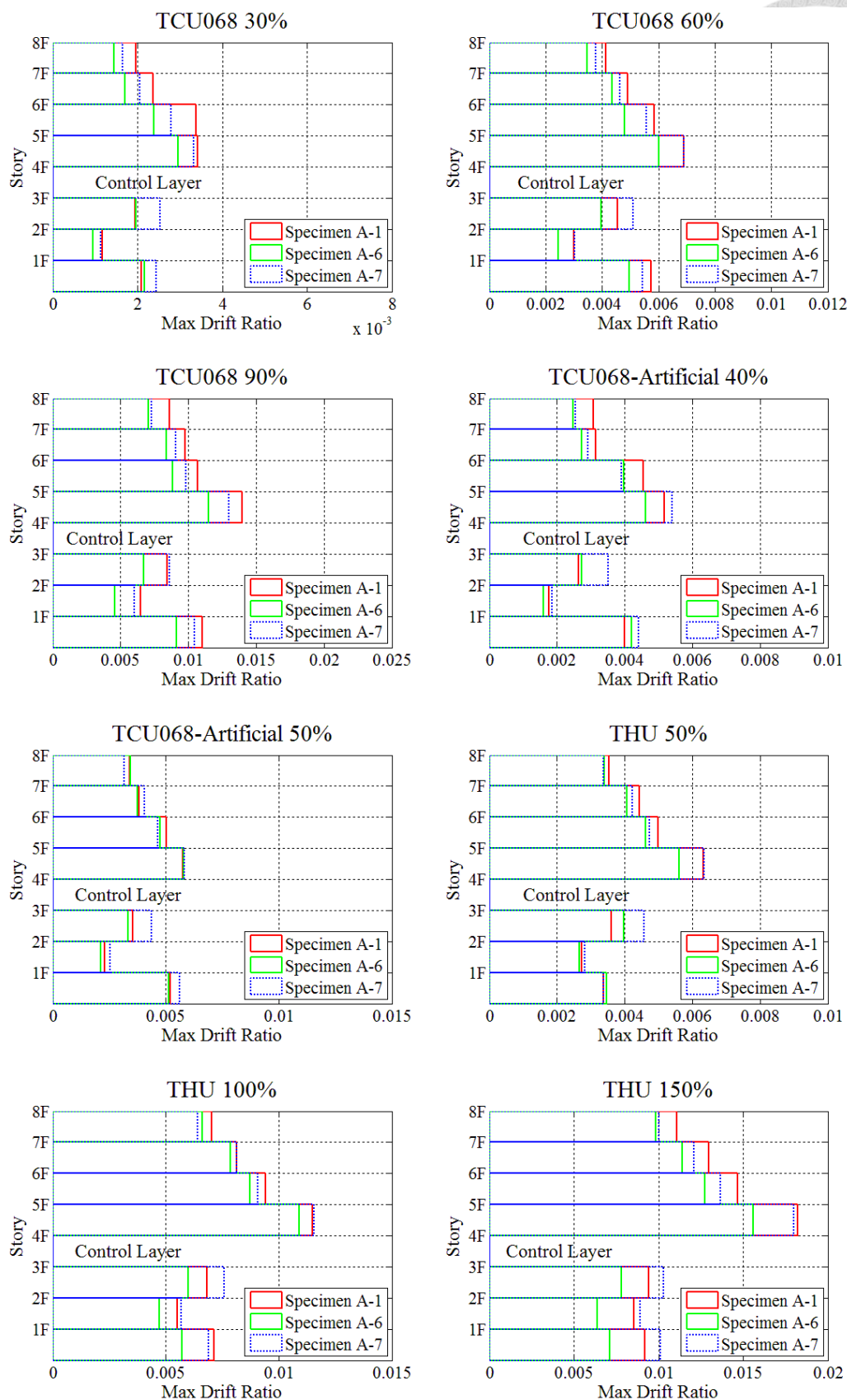


圖 4-112 所有輸入地震作用下 Specimen A-1、A-6 與 A-7 之各樓層最大層間位移角比較

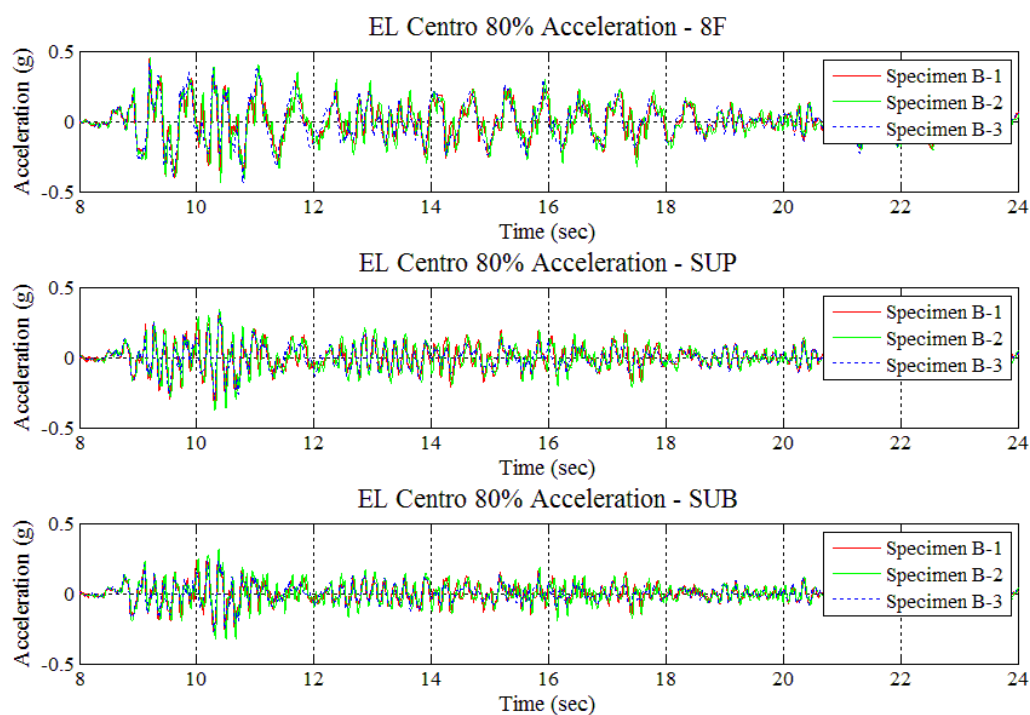


圖 4-113 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之加速度歷時比較  
(PGA=0.28g)

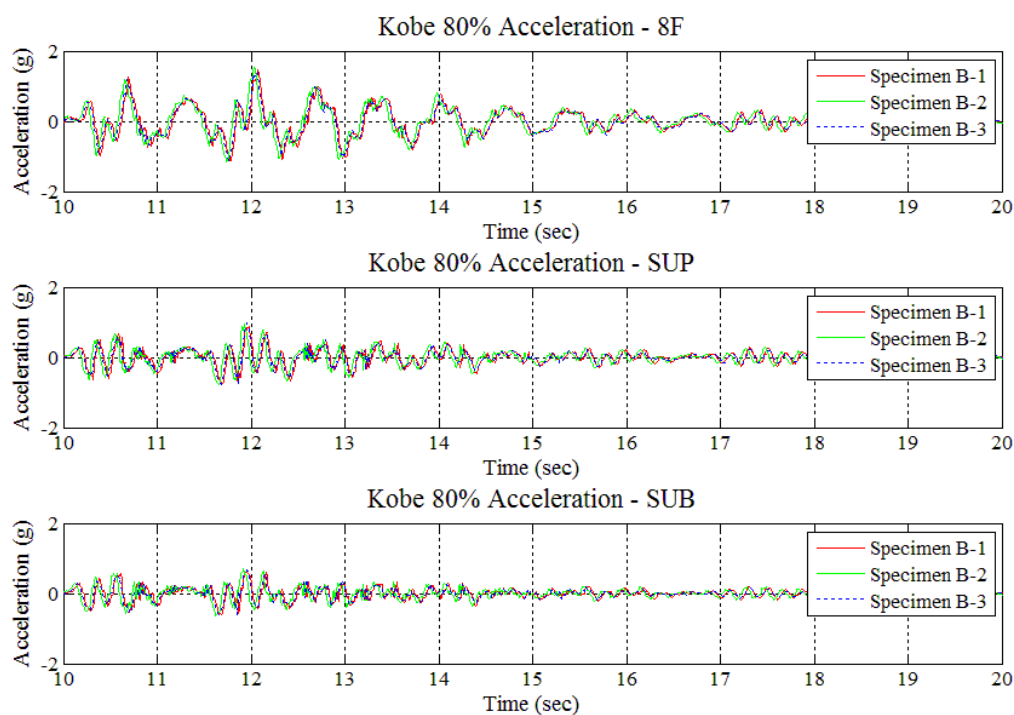


圖 4-114 Kobe 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之加速度歷時比較  
(PGA=0.66g)

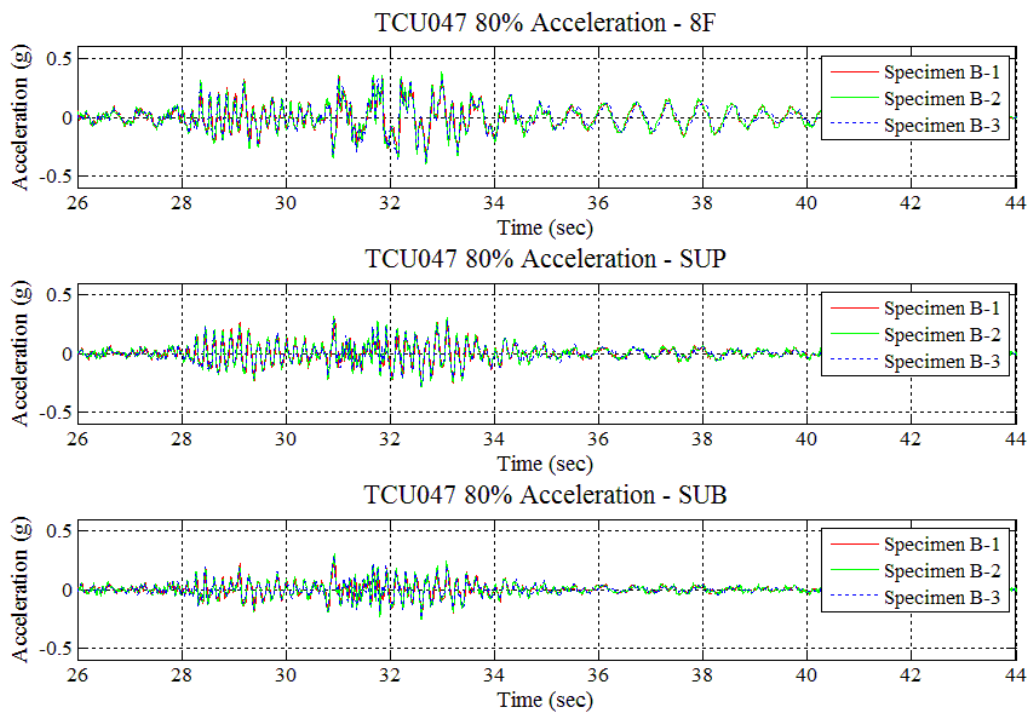


圖 4-115 TCU047 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之加速度歷時比較  
(PGA=0.35g)

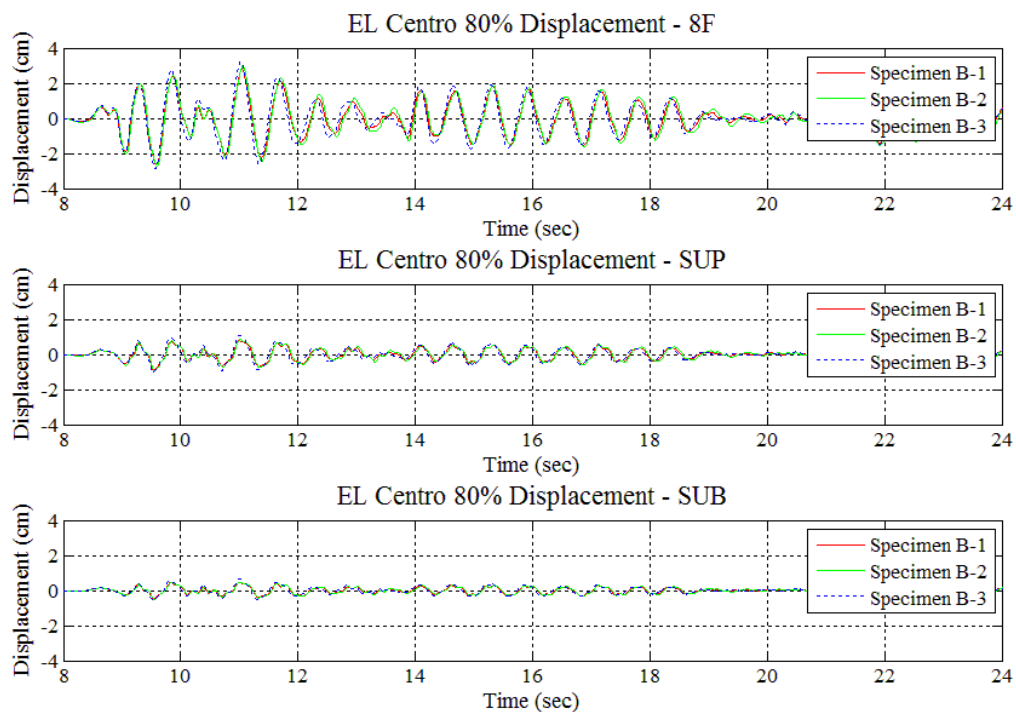


圖 4-116 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之位移歷時比較  
(PGA=0.28g)

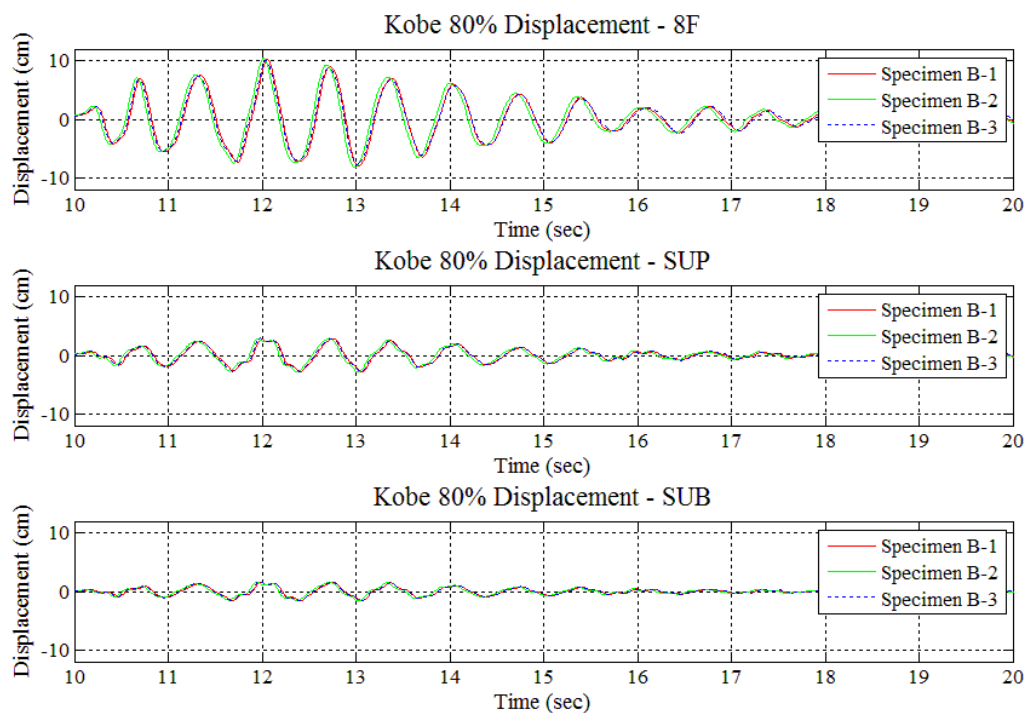


圖 4-117 Kobe 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之位移歷時比較  
(PGA=0.66g)

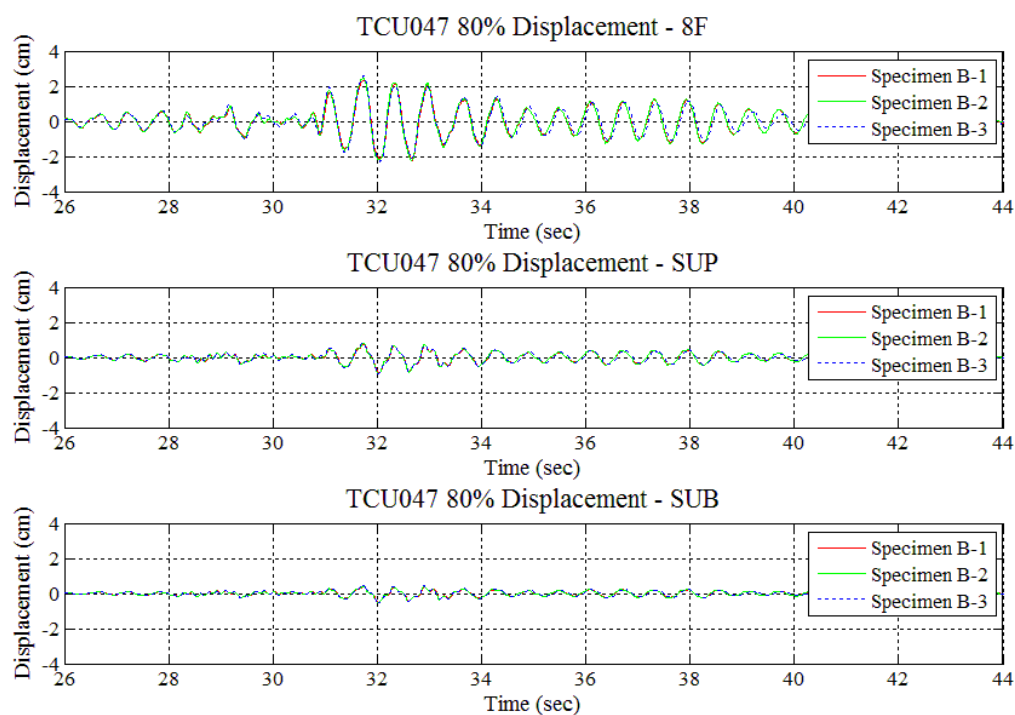


圖 4-118 TCU047 80% 地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之位移歷時比較  
(PGA=0.35g)



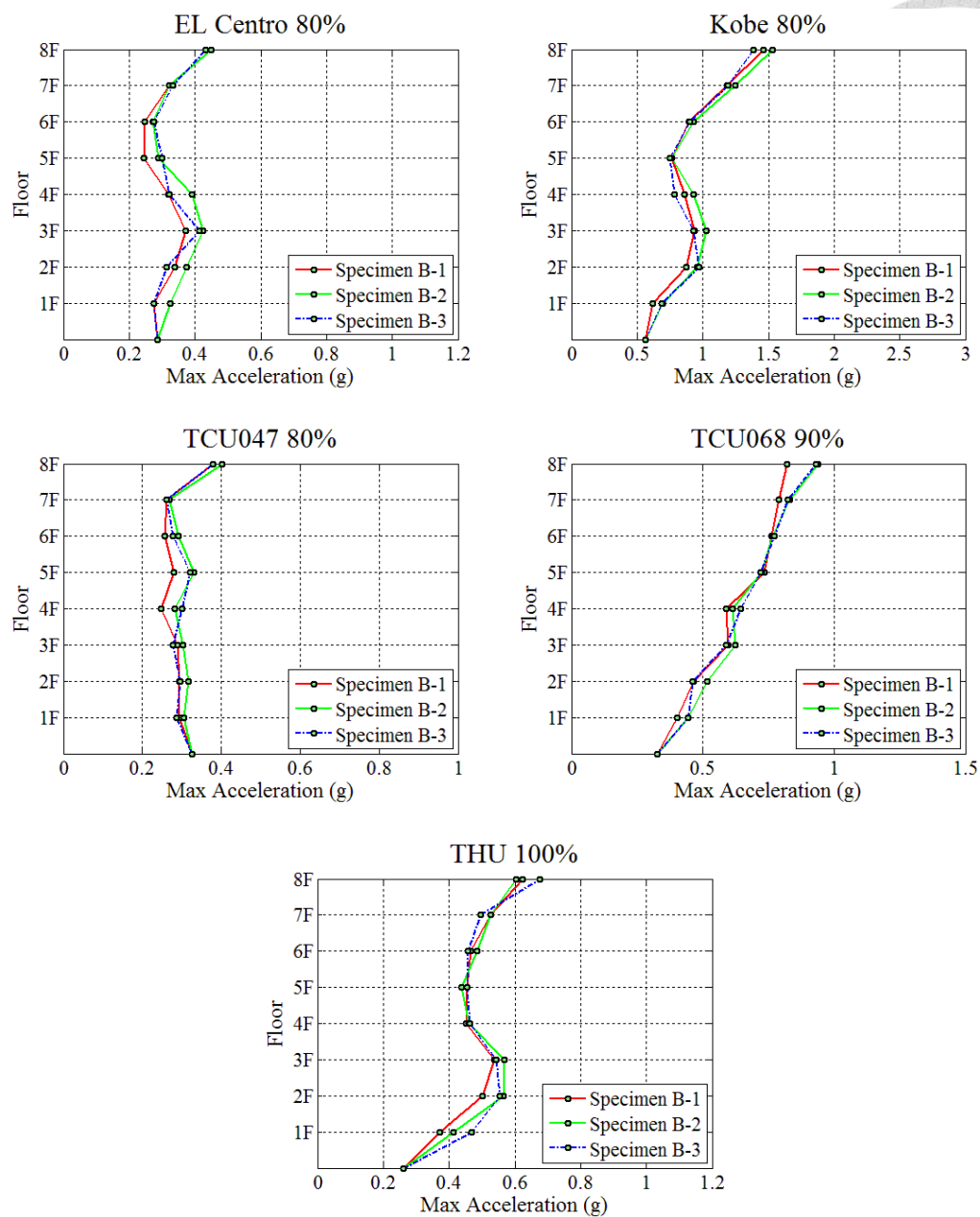


圖 4-119 不同地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之各樓層最大加速度比較

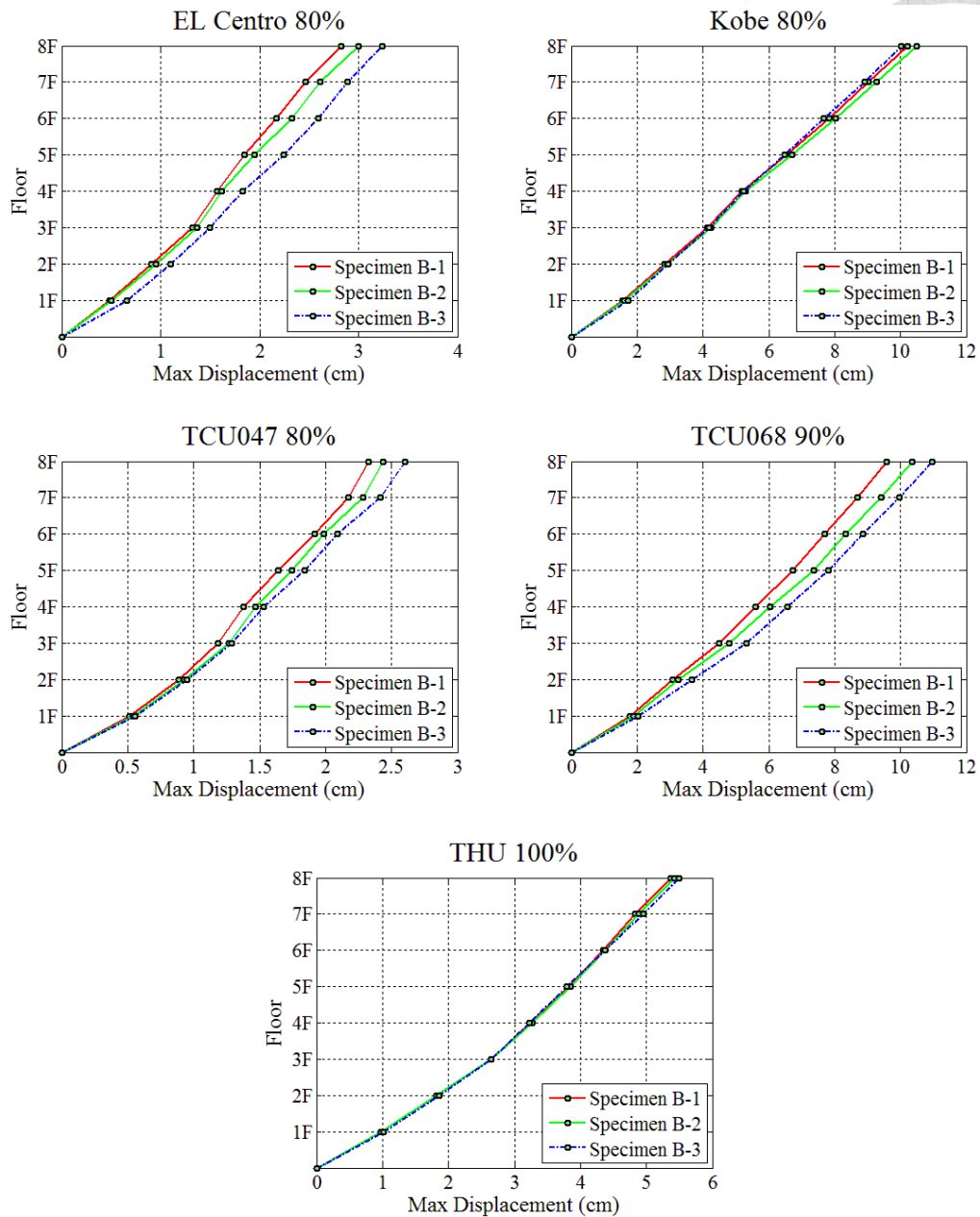


圖 4-120 不同輸入地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之各樓層最大位移比較

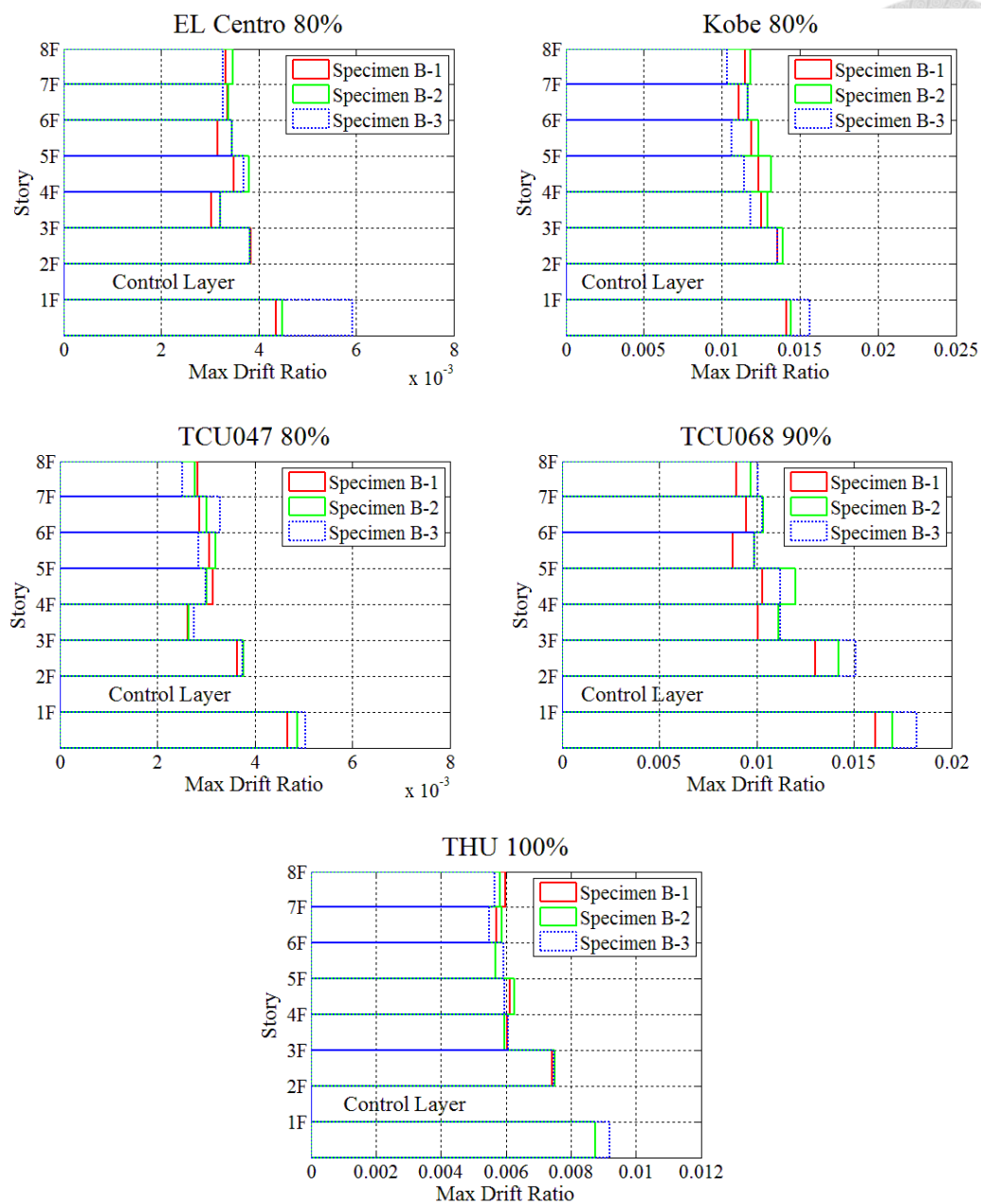


圖 4-121 不同輸入地震作用下 Specimen B-1、B-2 與 B-3 之各樓層最大層間位移角比較

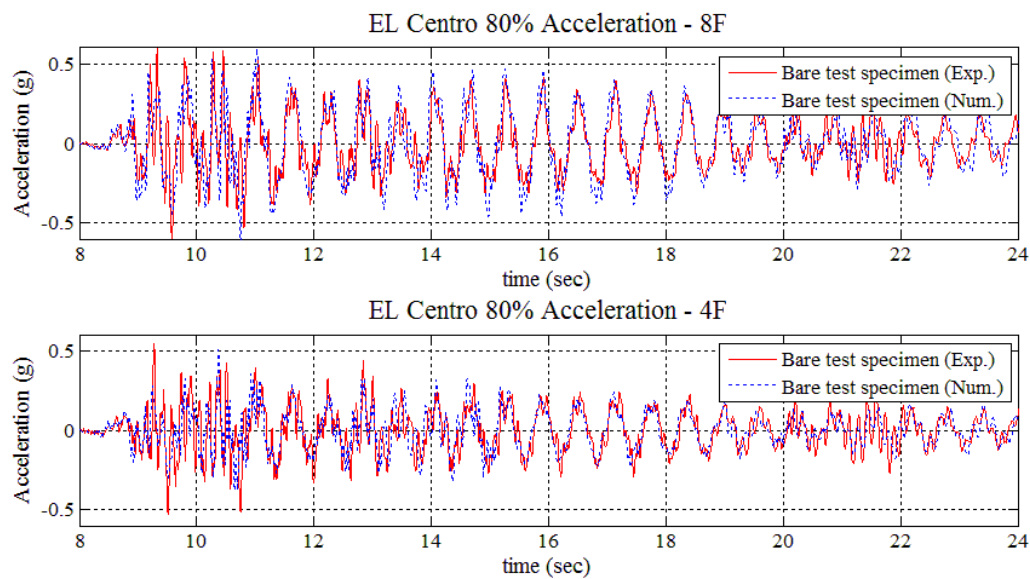


圖 4-122 EL Centro 80% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之加速度歷時比較

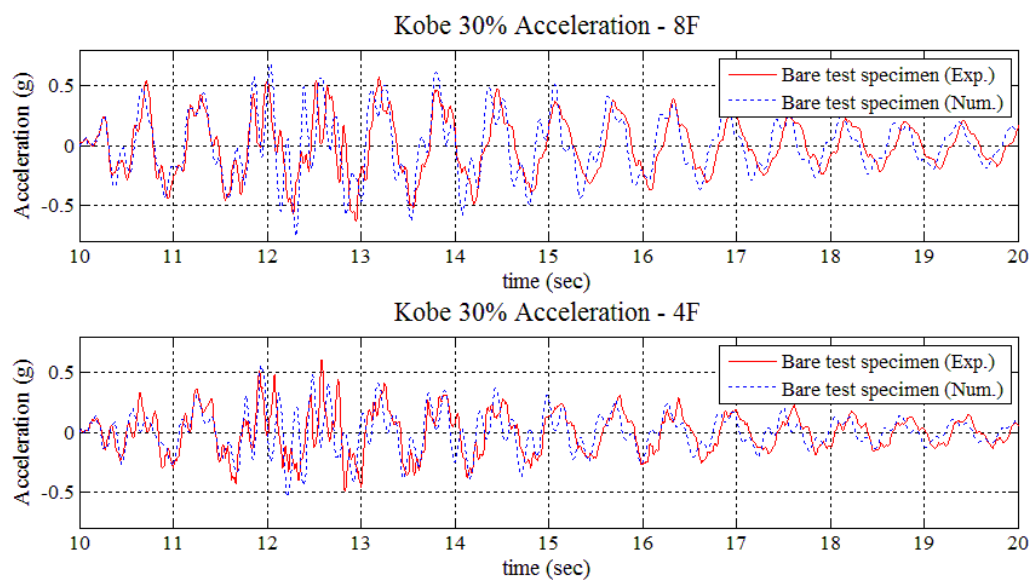


圖 4-123 Kobe 30% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之加速度歷時比較

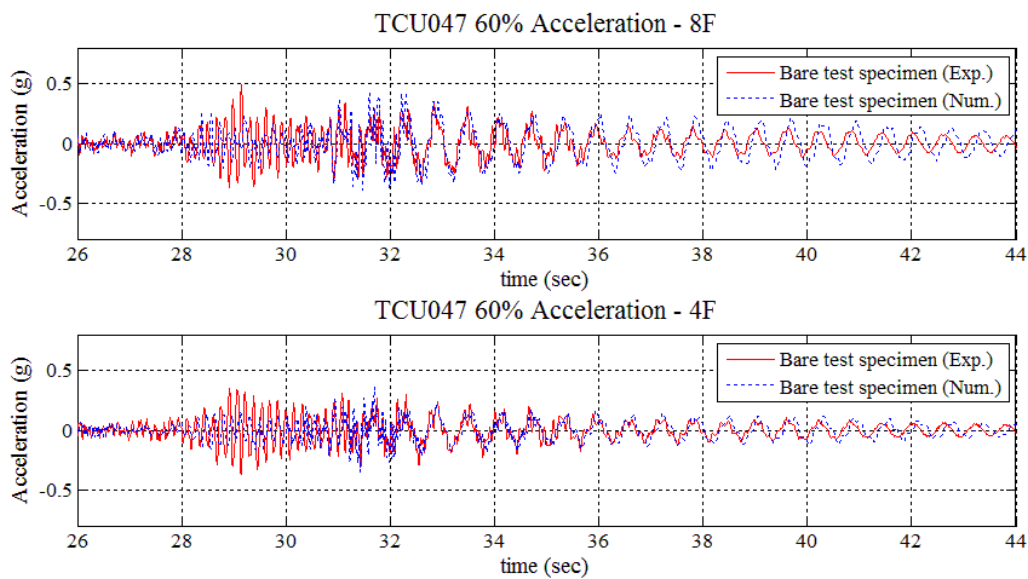


圖 4-124 TCU047 60% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之加速度歷時比較

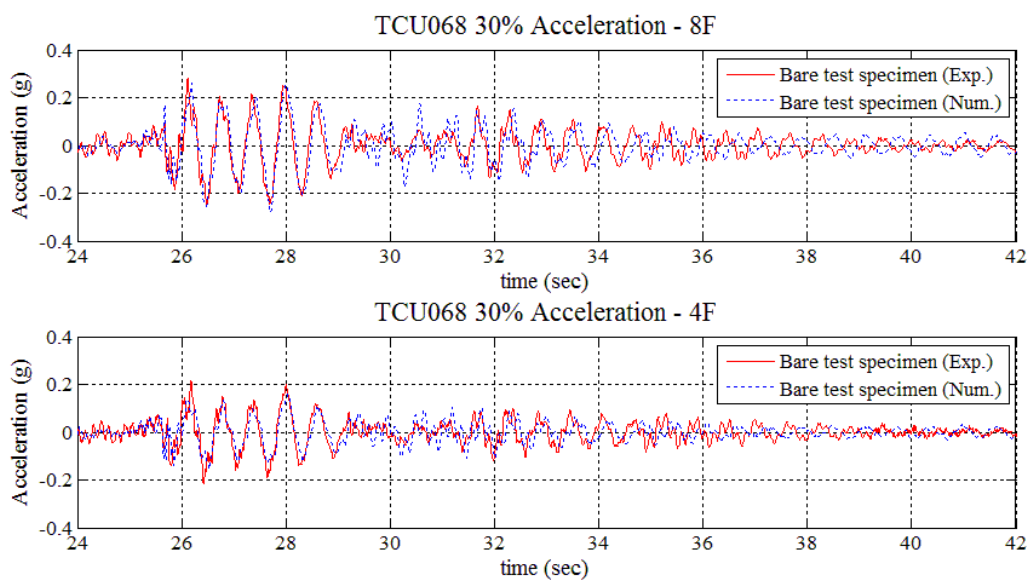


圖 4-125 TCU068 30% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之加速度歷時比較

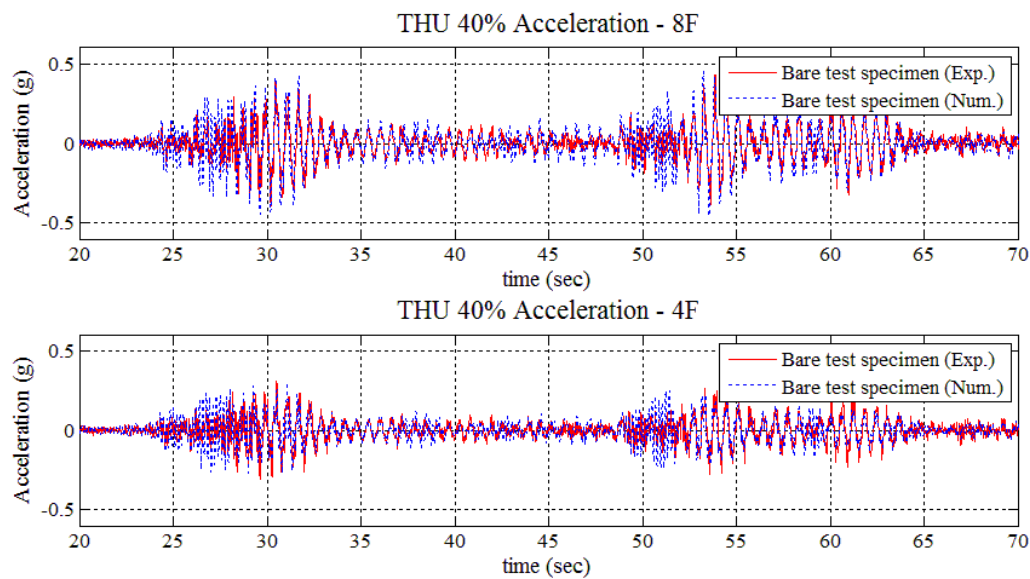


圖 4-126 THU 40% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之加速度歷時比較

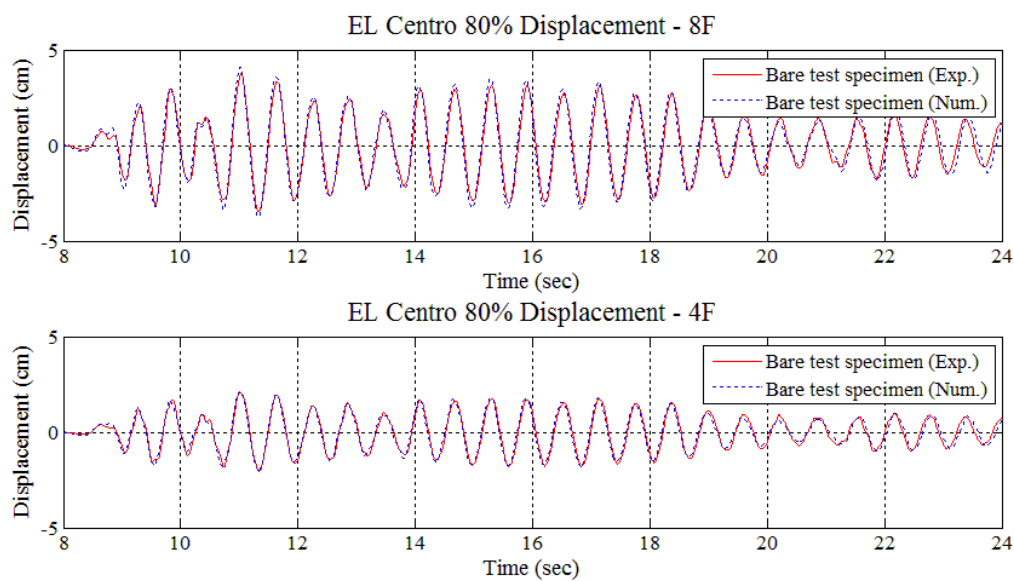


圖 4-127 EL Centro 80% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之位移歷時比較

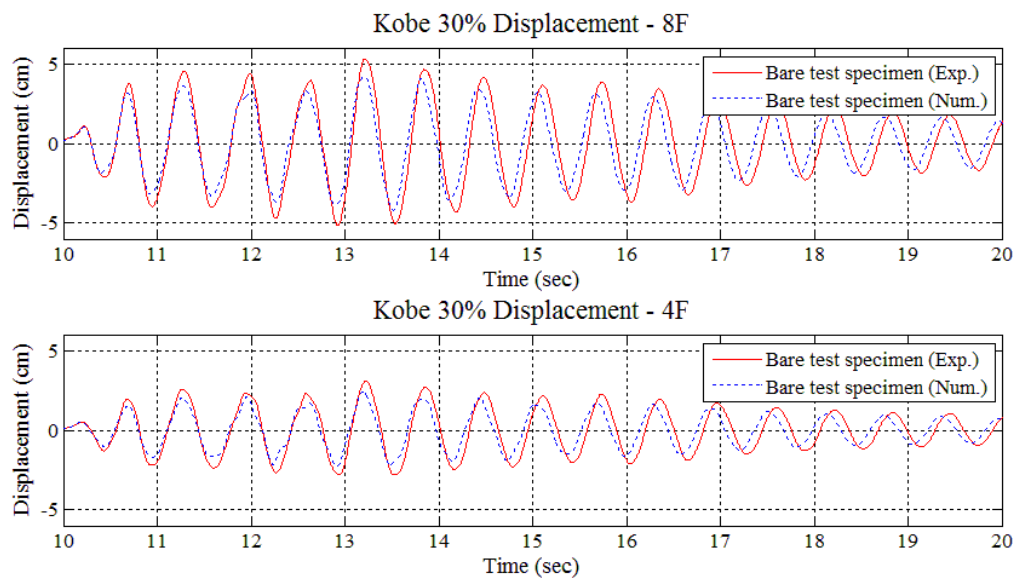


圖 4-128 Kobe 30% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之位移歷時比較

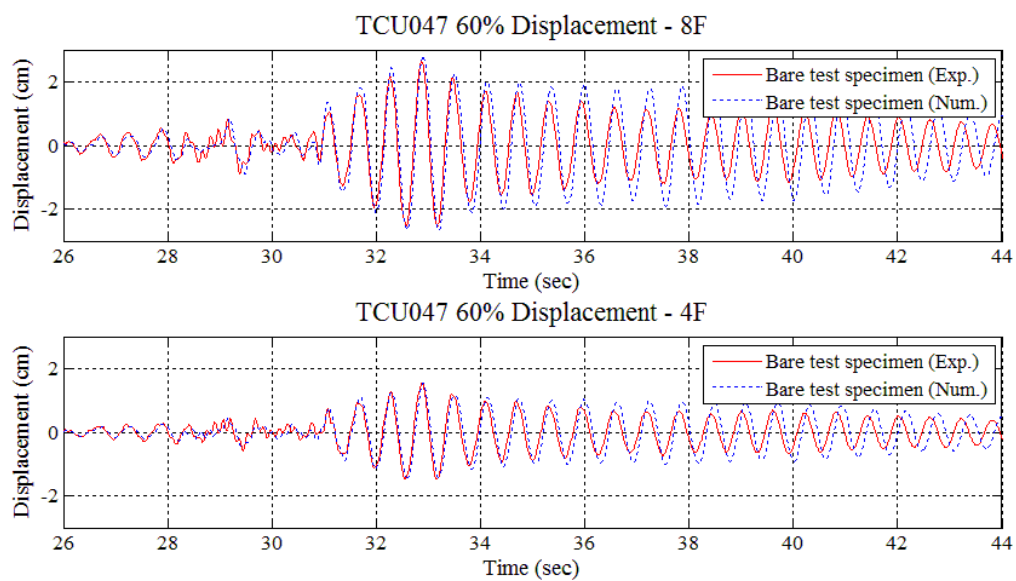


圖 4-129 TCU047 60% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之位移歷時比較

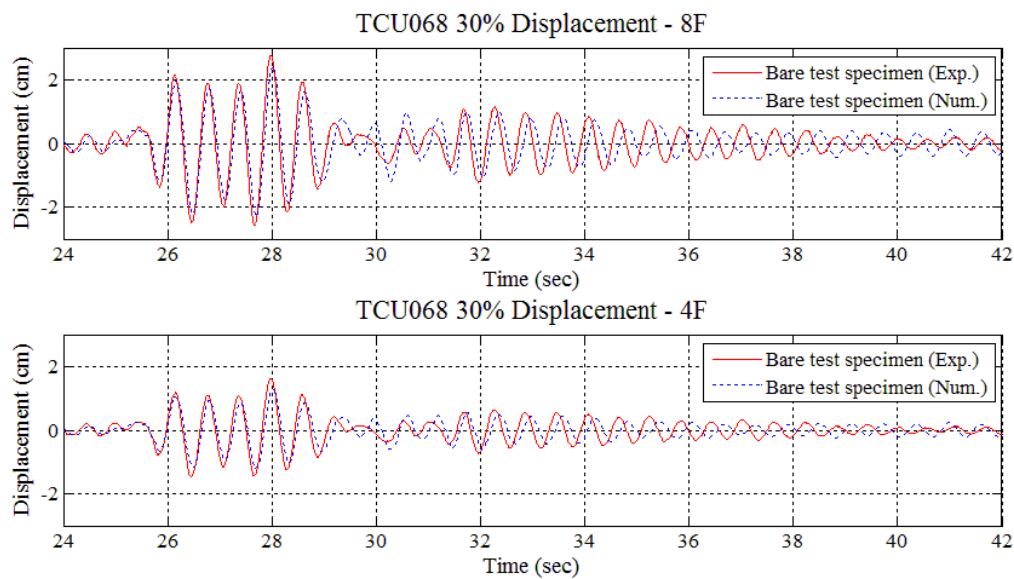


圖 4-130 TCU068 30% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之位移歷時比較

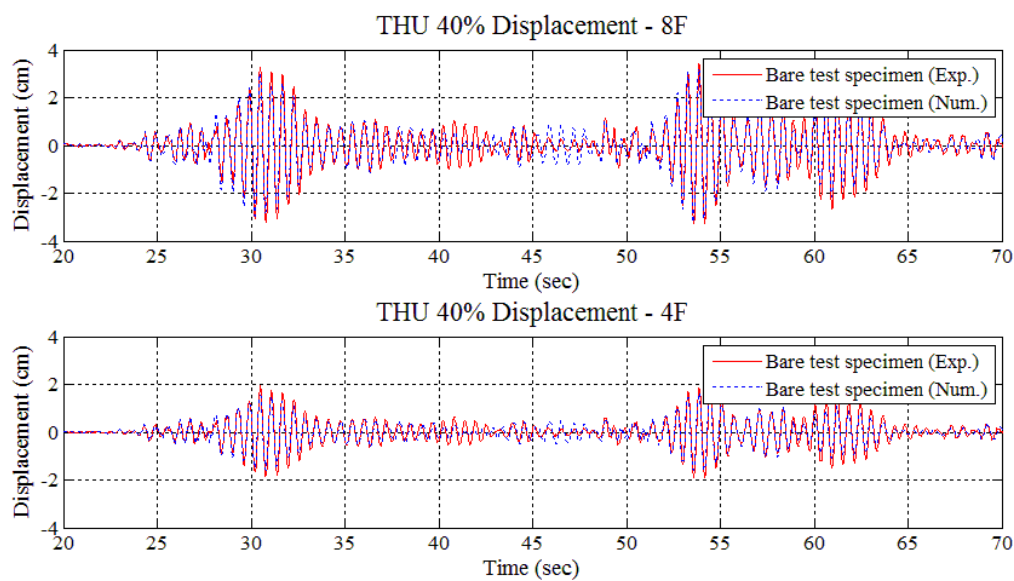


圖 4-131 THU 40% 地震作用下空構架試驗結果及數值模擬之位移歷時比較



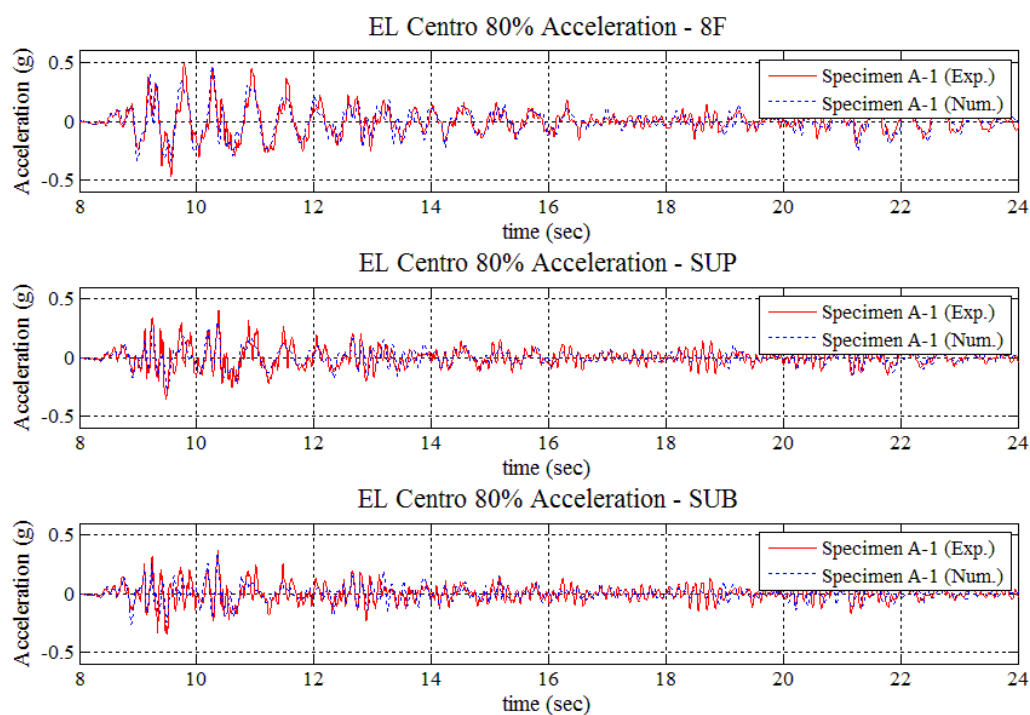


圖 4-132 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之加速度歷時比較

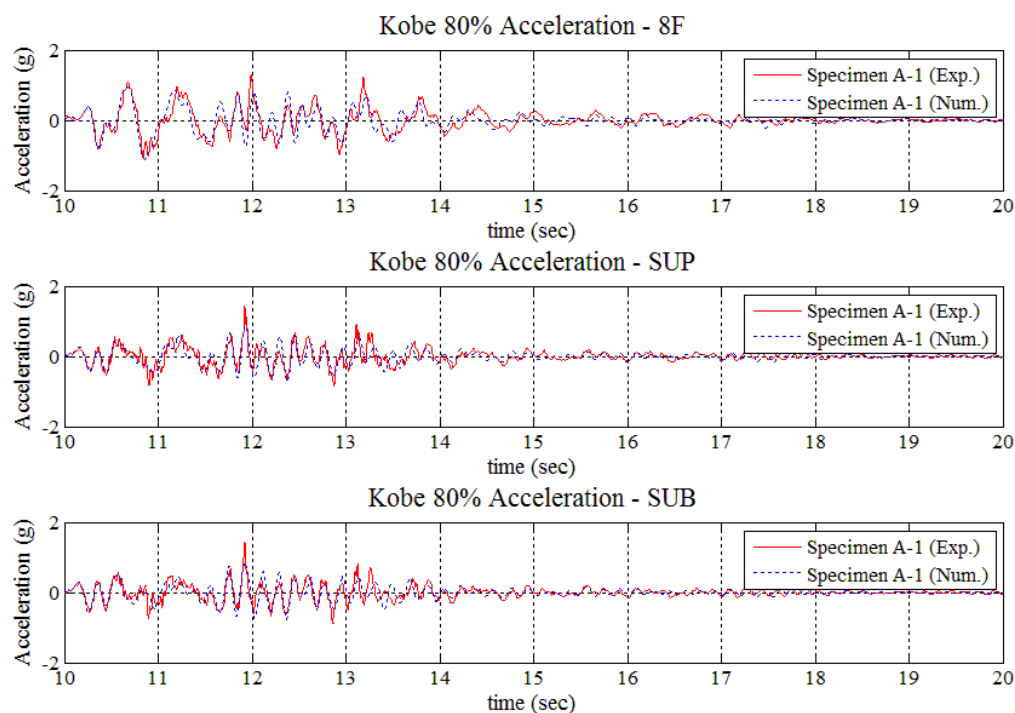


圖 4-133 Kobe80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之加速度歷時比較

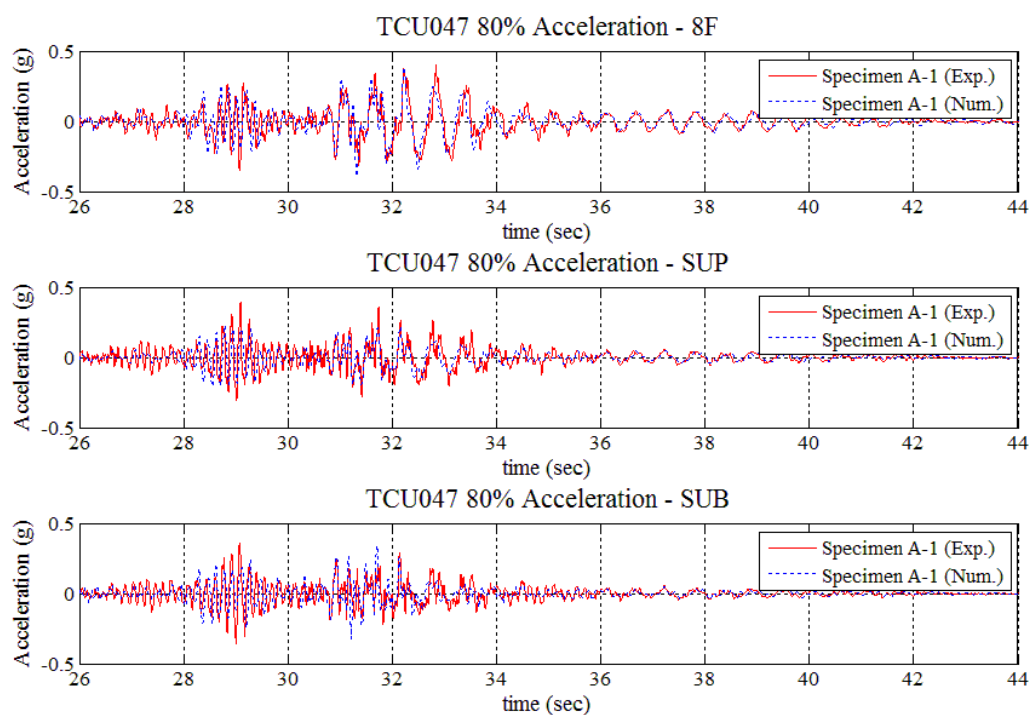


圖 4-134 TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之加速度歷時比較

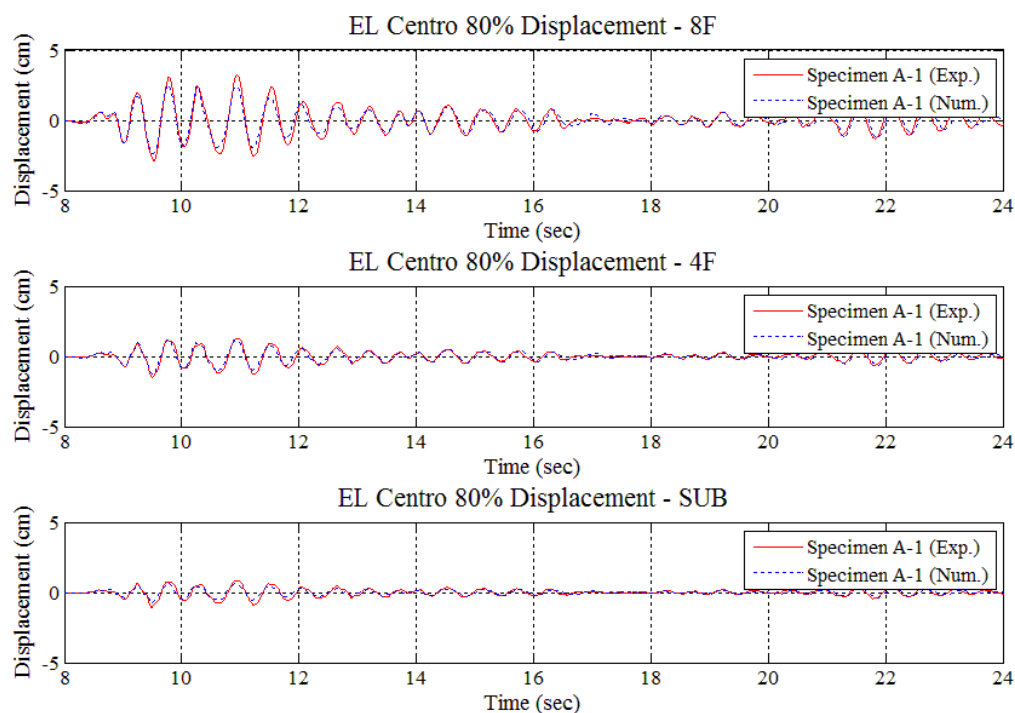


圖 4-135 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之位移歷時比較

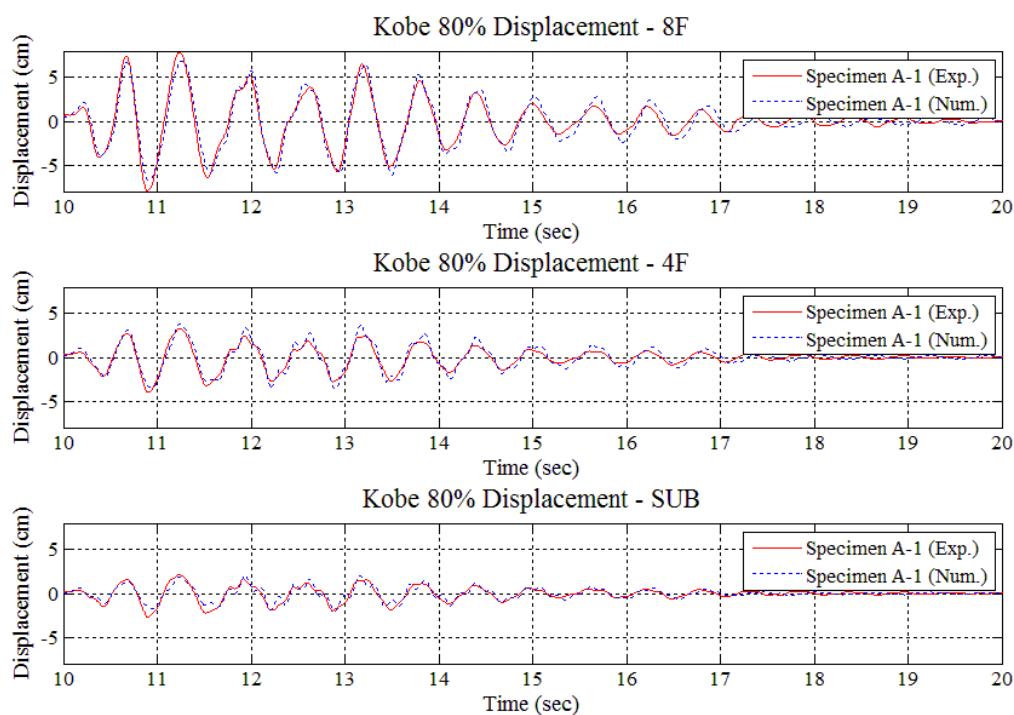


圖 4-136 Kobe80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之位移歷時比較

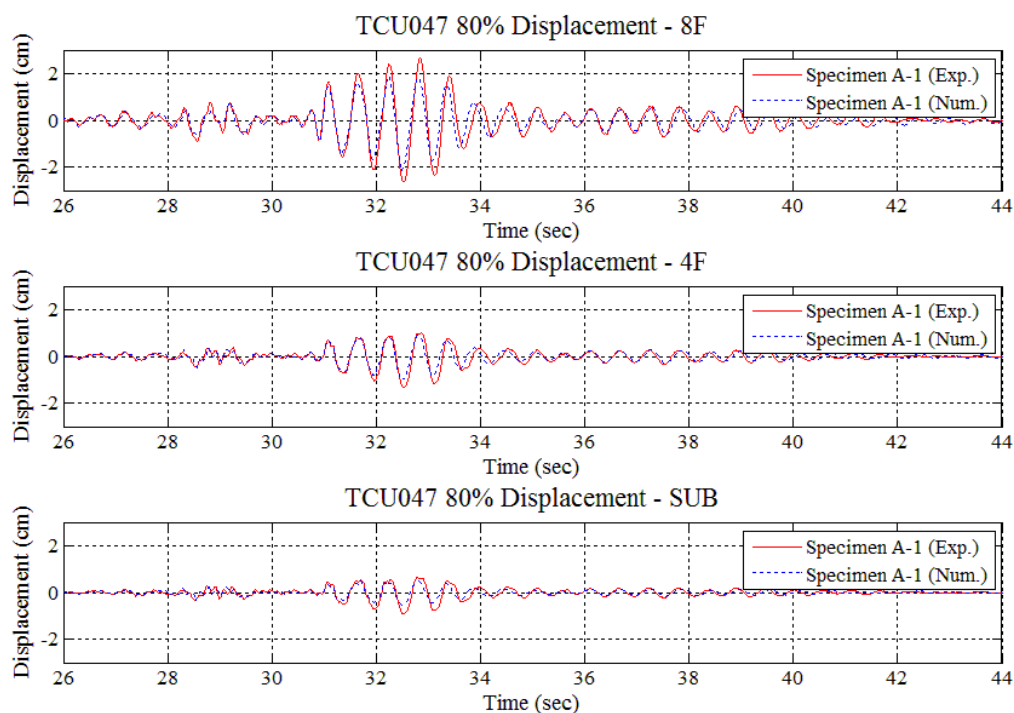


圖 4-137 TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗及數值模擬之位移歷時比較

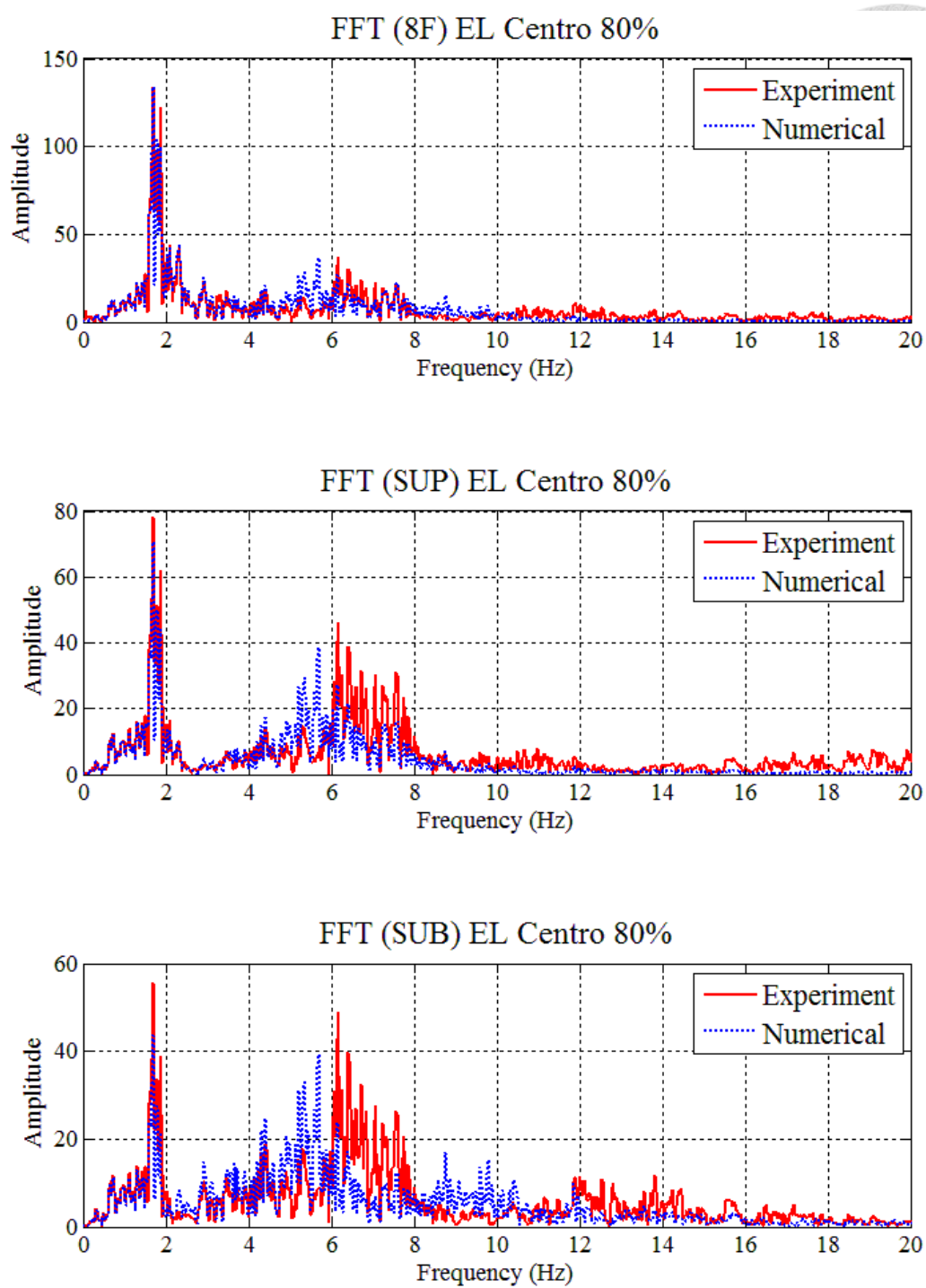


圖 4-138 EL Centro 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗結果及數值模擬之 FFT 比較

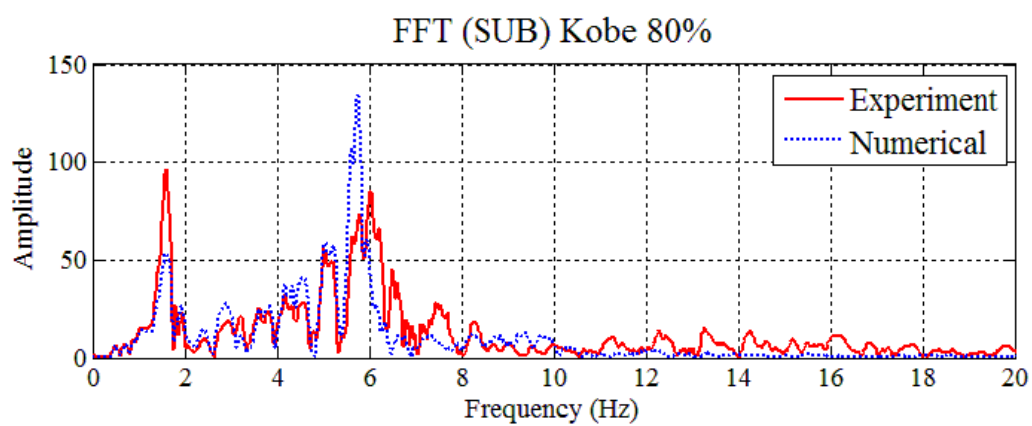
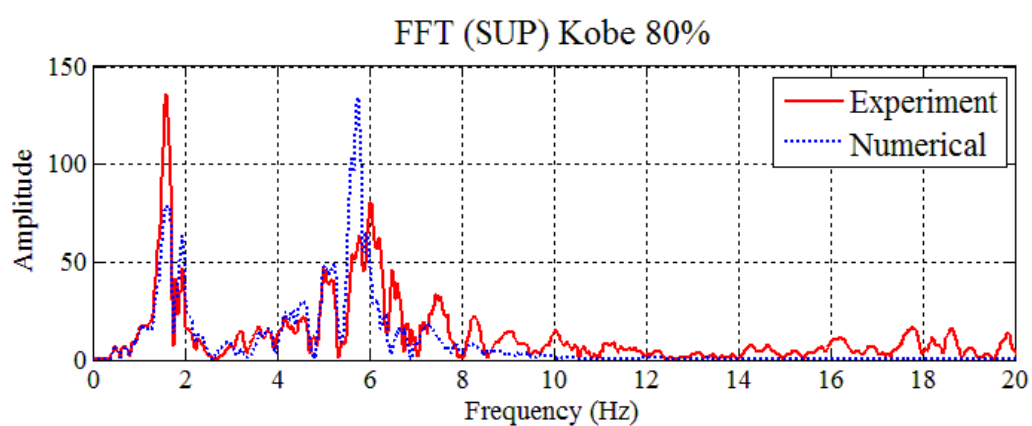
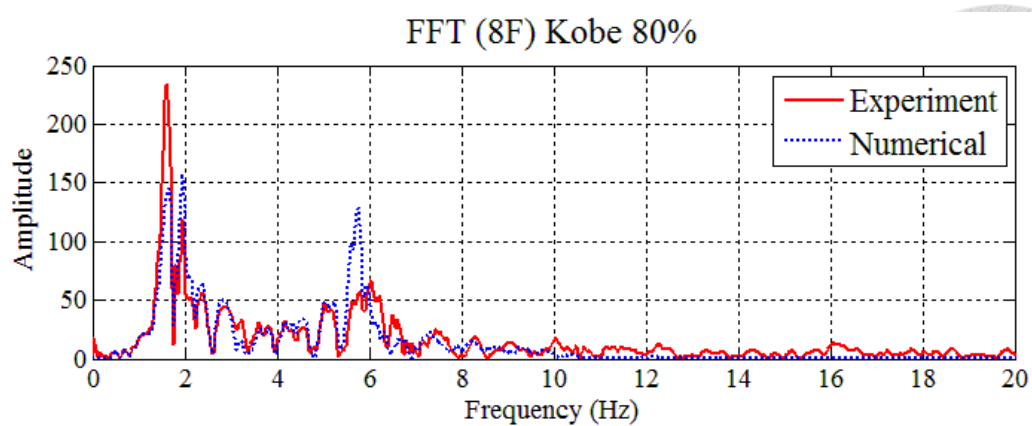


圖 4-139 Kobe 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗結果及數值模擬之 FFT 比較

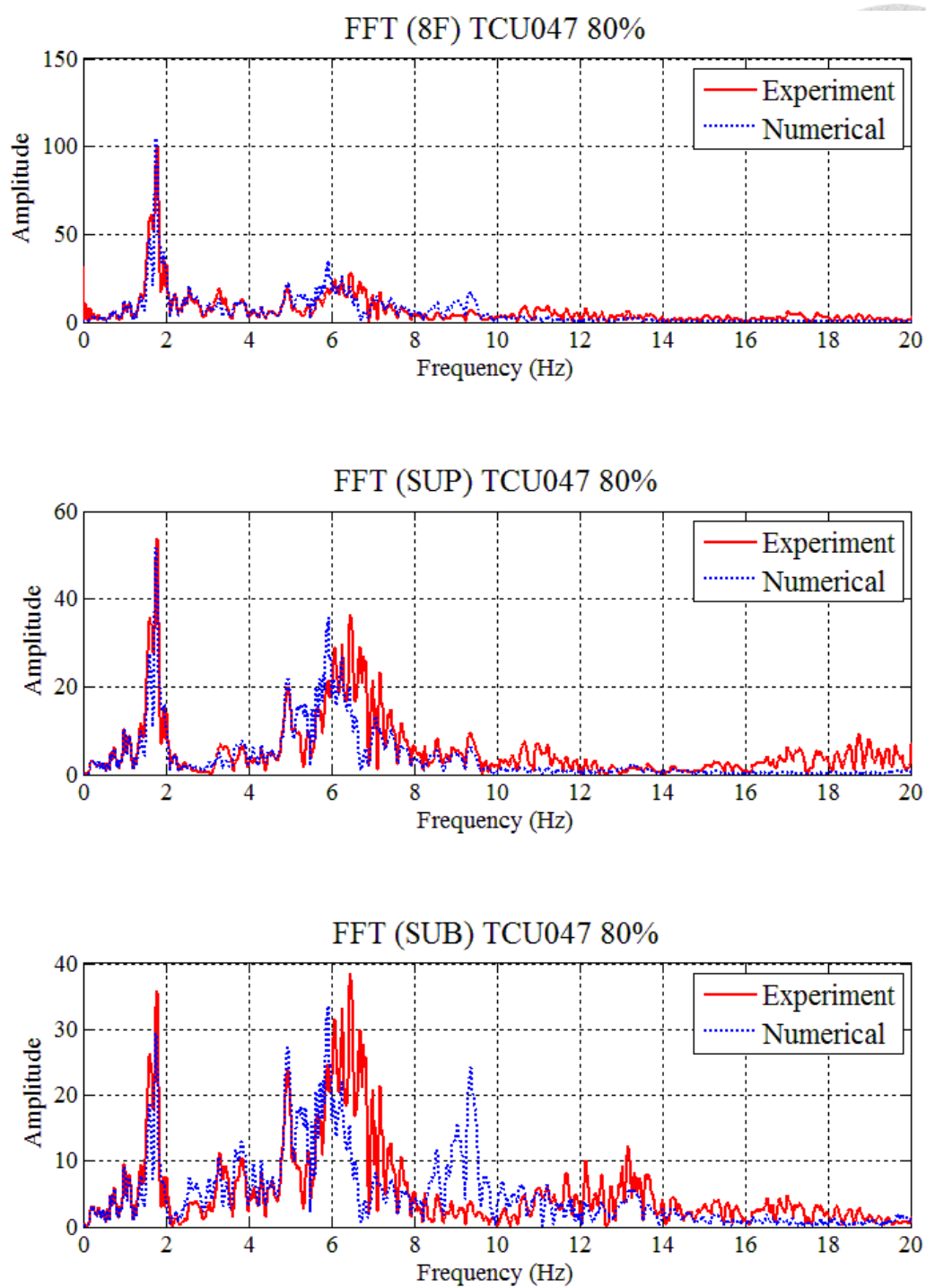


圖 4-140 TCU047 80% 地震作用下 Specimen A-1 試驗結果及數值模擬之 FFT 比較



## 第五章 最佳化自體調諧質量阻尼系統設計與探討

由以上振動台試驗結果，以合理參數設計之 BMD 系統確實能折減控制層、調諧質量結構、主結構之反應，但由於試驗與設計間之誤差，造成構架之系統參數與原始參數分析之建議值有差異，因此以 BMD 振動台試驗結果、系統識別與數值模型作為設計 OBMD 系統之依據，並進行振動台試驗。比較空構架(Bare test specimen)、OBMD 與理論最佳化參數設計(Numerical BMD Model)之數值模型受震反應，驗證 OBMD 設計參數理論值及實際應用之可行性。

### 5.1 最佳化系統構架設計

以前章振動台試驗與系統識別結果修正數值模型為依據，設計控制層所需最佳化支承墊勁度與阻尼器出力，愈達 OBMD 系統最佳化設計參數，本試驗將採用多組支承墊及阻尼器組合進行振動台試驗。OBMD 系統設計目標函數為同時折減 BMD 系統中調諧質量結構(Tuned Mass Absorber)及主結構(Primary Structure)之受震反應，結合傳統隔震設計之優點（降低調諧質量結構受震反應）與 TMD 設計之優點（降低主結構受震反應），BMD 系統將由模態特性作為控制條件，使整體結構系統之各模態阻尼比且頻率相近，調諧質量結構、主結構受外力作用下呈反相位運動發生互制作用，進而有效降低受震反應。

由 4.2.1 節介紹之 BMD 系統設計流程及 4.6 節 BMD 試驗結果與數值模型誤差探討，考慮構架組裝之誤差，採用合理之隔震支承墊與黏滯阻尼器，以系統識別求得 OBMD 試驗構架參數，確保試驗構架系統參數與最佳化設計參數相近，進行振動台試驗。系統在此調諧質量結構、主結構重量及頻率條件下，OBMD 系統所需之最佳化控制層勁度、阻尼比及主結構所需加勁，設計參數如表 5-1 所示。

### 5.2 最佳化數值模型參數變異

本節將以 5.1 節之以參數分析建議結果修正設計之(Numerical BMD Model)為基準，以近似試驗規劃之方式分別變異不同參數，包括控制層勁度、阻尼比、主結構勁度等參數，進一步探討此構架在各系統參數為參數分析建議值之情況下，增減各個參數對於反



應結果的影響，並與後續 OBMD 試驗所得結果互相比較。

空構架及 Numerical BMD Model 數值模型之各模態週期及參與比例整理於表 5-2，BMD 設計構架第一模態參與比例明顯降低，第二、三模態都有一定參與比例，配合圖 5-1 各地震歷時之正規化後反應譜，發現第二模態週期 0.146 秒及第三模週期 0.077 秒對應至 TCU047 之反應譜加速度均恰為峰值，甚至在 0.77 秒所對應之值遠大於其他地震歷時及規範反應譜之值，而第三模態之參與比例占約 22% 左右，因此造成主結構加速度反應大於空構架之情形。但整體來說，提高週期較小之高模態參與比例，可使構架系統反應降低，由人造地震 TCU047-Artificial 和 TCU068-Artificial 之加速度反應結果亦可驗證以上所述，兩筆反應譜近似於規範反應譜的地震歷時作用下，主結構加速度均有良好折減效果。

比較參數變異對 Numerical BMD Model 之影響，首先  $f_2$  以設計參數 0.43 為基準增減 10%，探討  $f_2$  變異影響，數值模擬結果整理如圖 5-2 至圖 5-14。加速度反應上，增加控制層勁度為三者反應最大，與 4.6 節所述之結果相同；降低控制層勁度可減低調諧質量結構加速度反應並且有效降低調諧質量結構、主結構變形反應，但在某些地震特性下，主結構加速度反應放大。

阻尼比  $\zeta_2$  以 22% 為基準增減 15% 之數值模擬結果如圖 5-15 至圖 5-27，與試驗結果有類似趨勢，即由阻尼比 7% 增加至 22% 可明顯看出增加阻尼比所提供的效益，但由 22% 繼續增至 35%，反應折減則不如 7% 增加至 22% 明顯。雖然提高阻尼比可再些微降低加速度及位移反應，但一般而言阻尼器之造價與其出力成正比，就實際建造考量來說較不符合經濟效益。

改變主結構勁度，也就是比較調諧質量結構、主結構頻率比  $f_3$  以 0.47 為基準增減 10% 之分析結果如圖 5-28 至圖 5-40。降低主結構勁度會使下部位移反應及層間位移角放大；而增加主結構勁度可降低主結構加速度反應，使主結構各樓層最大加速度趨近於地表加速度，受震反應較 Numerical BMD Model 來得小。為了解主結構勁度增加對於整體構架反應的影響，特別將其模態特性與 Numerical BMD Model 作比較，如表 5-3，發現加勁主結構後，佔有較高參與比例之高模態由第三模態轉為第四模態，在第四模態有約

20%的參與比例，而將第四模態週期 0.056 秒對應到反應譜，可看出反應明顯較 Numerical BMD Model 第三模態 0.077 秒對應到之加速度值減低許多，特別是 TCU047 的反應譜曲線差異最大，因此主結構加速度有明顯降低現象。

本研究根據之參數分析結果以一三自由度模型、考量前三模態效應所推導之結果，雖然增加主結構勁度可有效降低加速度反應，但需考量第四模態之效應，已超越參數分析所考量之範疇。因此，是否需考慮更高模態的效應，或改以其他 TMD 求取最佳化參數之方法推導 OBMD 系統之設計參數，例如以反應最佳化為目標，修正參數分析之結果，可為未來研究之方向。

### 5.3 振動台試驗結果

本節以國家地震工程研究中心八層樓構架設計空構架(Bare test specimen)、OBMD 進行振動台試驗並與理論最佳化參數設計(Numerical BMD Model)之數值模型探討受震反應。圖 5-41 至圖 5-55 為空構架(Bare test specimen)、OBMD、Numerical BMD Model 在各個地震力作用下加速度、位移反應模擬結果及各樓層最大反應值。

由 Numerical BMD Model 數值模擬結果和空構架及 OBMD 振動台試驗結果比較，顯示 OBMD 設計能有效折減調諧質量結構、主結構加速度，但因最佳化設計理論參數與實際架設存在 10%~15%之誤差略大於理論最佳化參數，故減震效益較數值模型差，從圖 5-53 至圖 5-55 顯示 OBMD 調諧質量結構加速度反應較 Numerical BMD Model 為大，與 4.6 節系統參數變異之 BMD 試驗所得結果趨勢相同，在 OBMD 試驗結果亦證明試驗構架知系統參數若趨近於理論之最佳化參數，受震反應愈趨於數值模型分析之結果，若誤差存在亦可參考前章所述之結果進而修正控制層之承墊勁度與阻尼器出力，較不建議變更主結構與調諧質量結構勁度，因此需降低設計主結構與調諧質量結構之誤差，亦即系統參數 $f_3$ 。

在位移反應部分因系統參數誤差，由圖 5-54 各層樓最大位移和圖 5-55 的層間位移角與空構架比較，可看出調諧質量結構、主結構反應雖有降低效果，但主結構位移最大反應較數值模型差。

## 5.4 最佳化自體調諧質量阻尼系統設計與隔震設計比較

為證實以本研究 OBMD 設計流程所設計之結構系統，確實能改善傳統中間層隔震之問題，同時利用此八層樓構架數值模型，採用一般隔震設計方法設計並進行數值模擬與 OBMD 比較其反應結果。

考量到本試驗構架為一縮尺構架，將隔震週期設計為 1 秒，設計所對應之隔震支承墊所需勁度及液態黏性阻尼器之阻尼係數，採用之阻尼比與 OBMD Model 同為 25%，計算結果整理於表 5-4，隔震設計與 OBMD 之結果比較如圖 5-56 至圖 5-66 所示。

由數值分析之結果，OBMD 系統設計之構架不論是在控制層上部或主結構，降低加速度及位移反應效果都較一般隔震設計來得佳，特別是主結構位移反應。一般隔震設計雖然控制層勁度較低，使調諧質量結構層間變位較小，但未考量調諧質量結構、主結構特性，造成主結構位移反應明顯放大；反觀考慮調諧質量結構、主結構頻率比及適當之控制層勁度之 OBMD 設計系統，調諧質量結構、主結構的反應都能有良好折減效果。

## 5.5 小結

以 Numerical BMD Model 為基準，變異各參數判斷此 Numerical BMD Model 是否為最佳化設計，當頻率比  $f_2$  和  $f_3$  減少時，可降低系統之加速度及位移反應，尤以  $f_3$  較敏感，亦即加勁主結構可有效控制主結構加速度反應，其折減原因在於第四模態參與比例較高，且週期所對應之反應譜值較低。因此，以三自由度模型進行之參數分析結果，應用於八自由度之鋼構架或更多層樓之結構設計，因第四模態效應並不在參數分析之考慮範圍內，無法完全符合預期最佳化之結果，但仍然能夠提供一個具相當準確度的參數設計依據。

本研究試驗參數雖與預期設計存在誤差，從試驗結果與數值模型比較結果，最佳化設計固然存在，若能夠適當設計使系統參數趨近於理論值尤其是系統參數  $f_3$ ，其他參數可透過修正控制層勁度與阻尼使其他系統參數趨近理論值，OBMD 構架能有效降低結構受震反應。為突顯 BMD 系統之特性，針對試驗之八層樓縮尺鋼構架，以 1 秒為隔震目標進行一般隔震設計，結果可看出考慮調諧質量結構、主結構勁度特性之 BMD 系統設計，能同時降低調諧質量結構、主結構的加速度及位移反應，並解決一般中間層隔震設

計下部結構亦即本文主結構反應放大之困擾。



表 5-1 OBMD 與 Numerical BMD Model 設計參數比較

Design Parameter	OBMD	Numerical BMD Model
$T_1$ (Primary structure)	0.207sec	0.190sec
$T_3$ (Tuned Mass Absorber)	0.297sec	0.274sec
$T_{1,after}$ (Stiffened Primary structure)	0.089sec	0.078sec
k of each RB (kN/m)	461.2	513.7
c of each VD (kN*s/m)	17.3	16.2
$\xi_2$	25%	22%
$f_2$	0.46	0.43
$f_3$	0.51	0.47

表 5-2 空構架與 Numerical BMD Model 數值模型各模態參數

Type	Parameter	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Bare test specimen (Numerical Model)	T (Sec.)	0.610	0.156	0.095
	Modal Participation Factor	79.4%	16.9%	2.2%
Numerical BMD Model (Numerical Model)	T (Sec.)	0.521	0.146	0.077
	Modal Participation Factor	62%	8%	22.1%

表 5-3 Numerical BMD Model 與主結構加勁數值模型各模態參數

Type	Parameter	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
Numerical BMD Model	T (Sec.)	0.521	0.146	0.077	0.060
	Modal Participation Factor	62%	8%	22.1%	2.5%
Increasing stiffness of Primary structure	T (Sec.)	0.512	0.143	0.066	0.056
	Modal Participation Factor	60%	6.7%	6.6%	20%

表 5-4 隔震設計參數

$T_e$	$k_2$	k of each RB	$\xi_2$	$c_2$	c of each VD
sec	kN/m	kN/m	-	kN*s/m	kN*s/m
1	710.6	178	25%	28.6	14.3

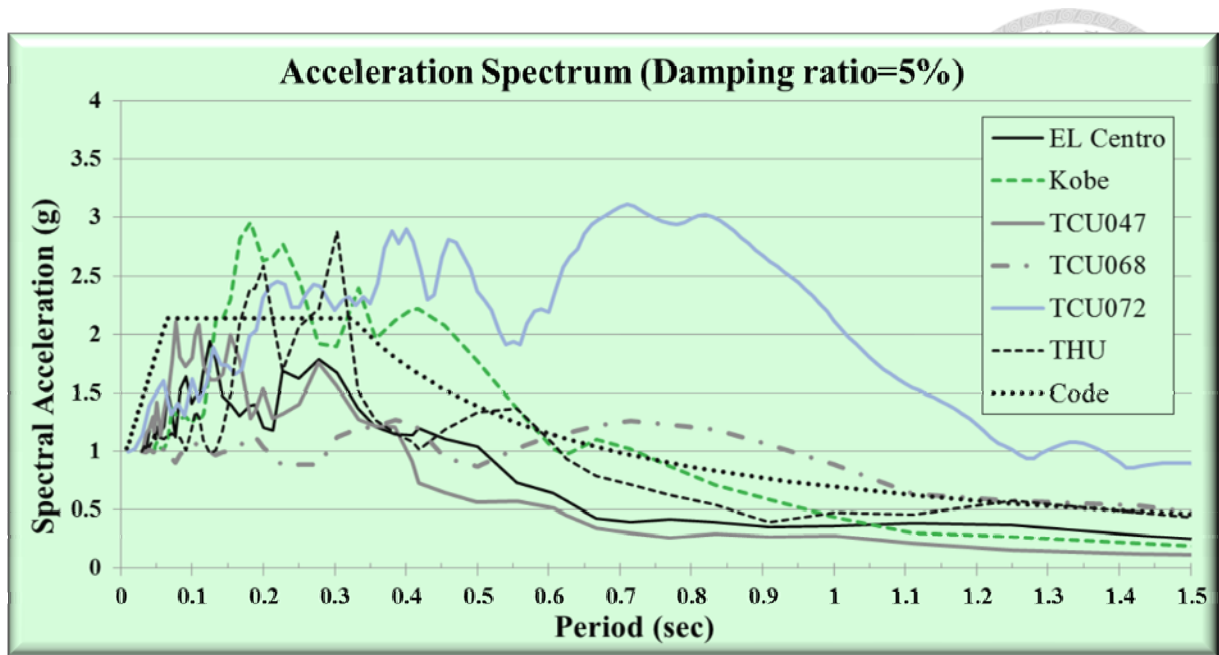


圖 5-1 本試驗各地震歷時正規化後反應譜

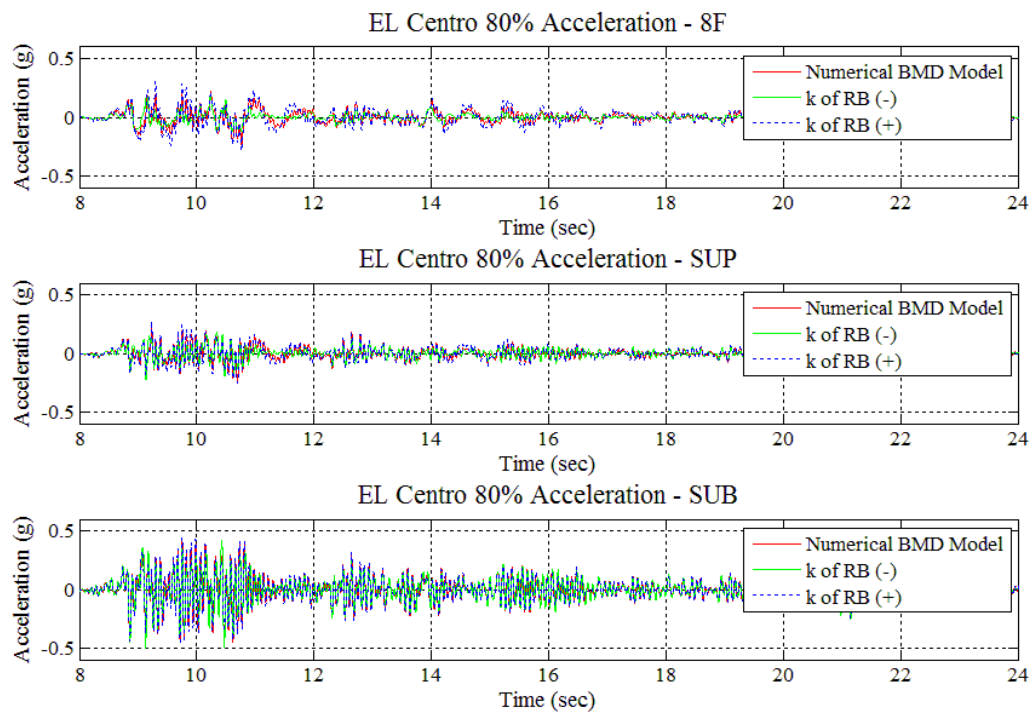


圖 5-2 EL Centro 80% 地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度加速度歷時

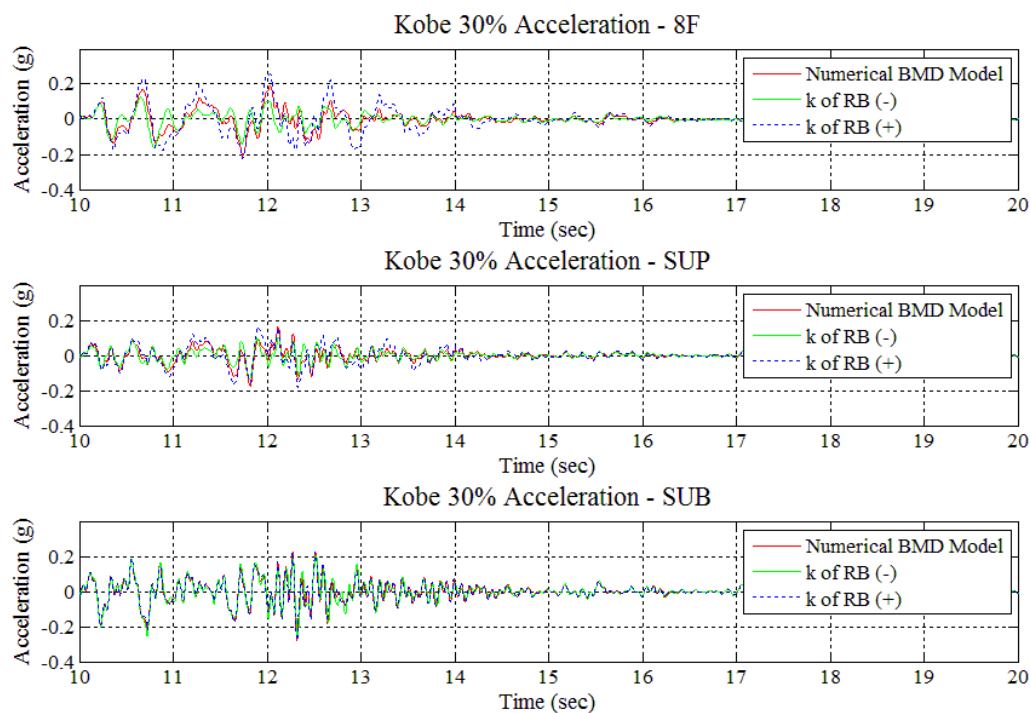


圖 5-3 Kobe 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度加速度歷時

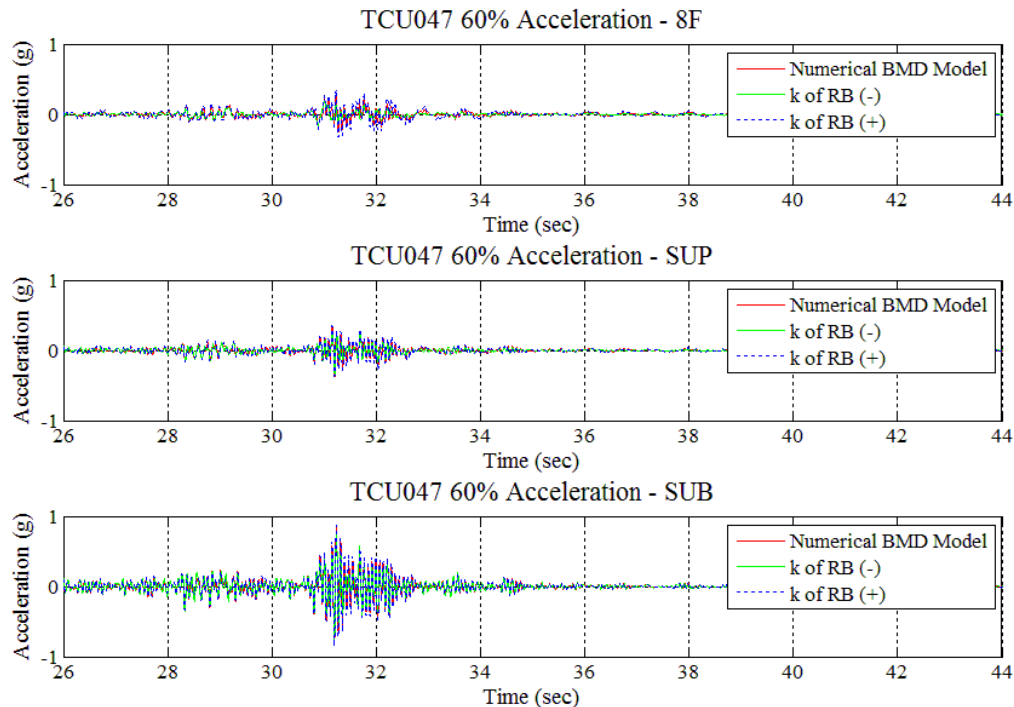


圖 5-4 TCU047 60% 地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度加速度歷時

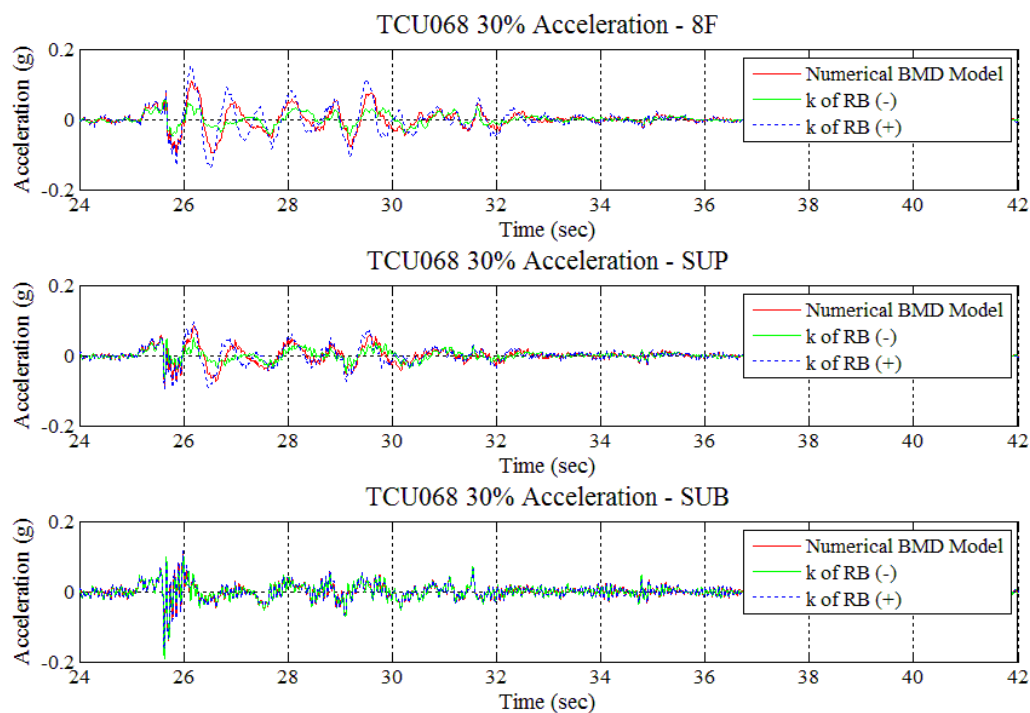


圖 5-5 TCU068 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度加速度歷時

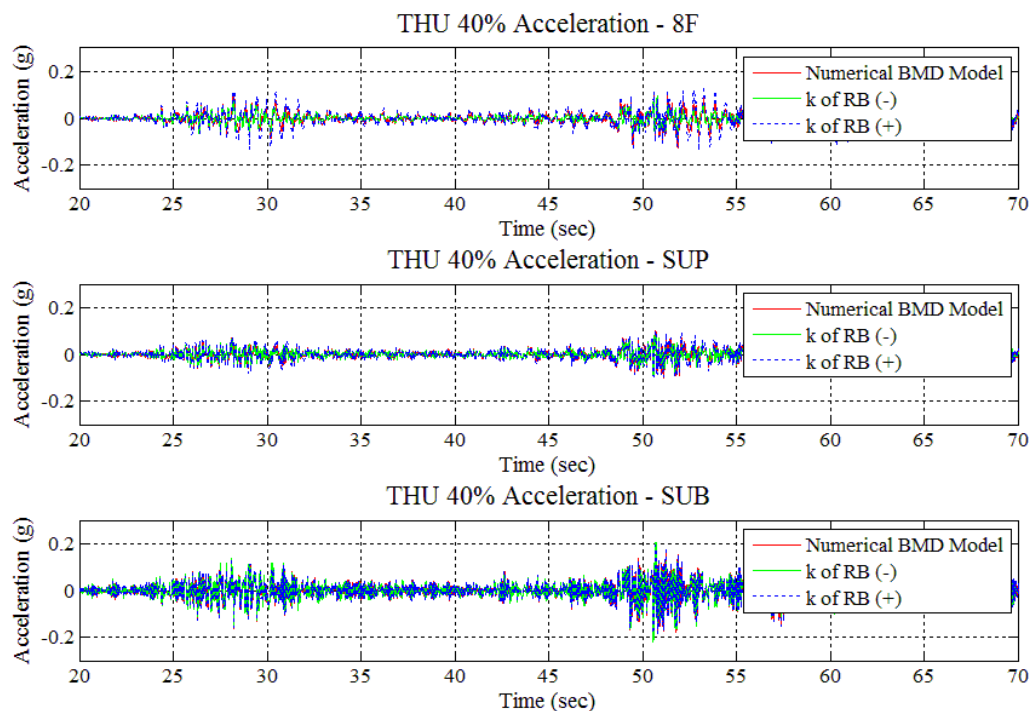


圖 5-6 THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度加速度歷時



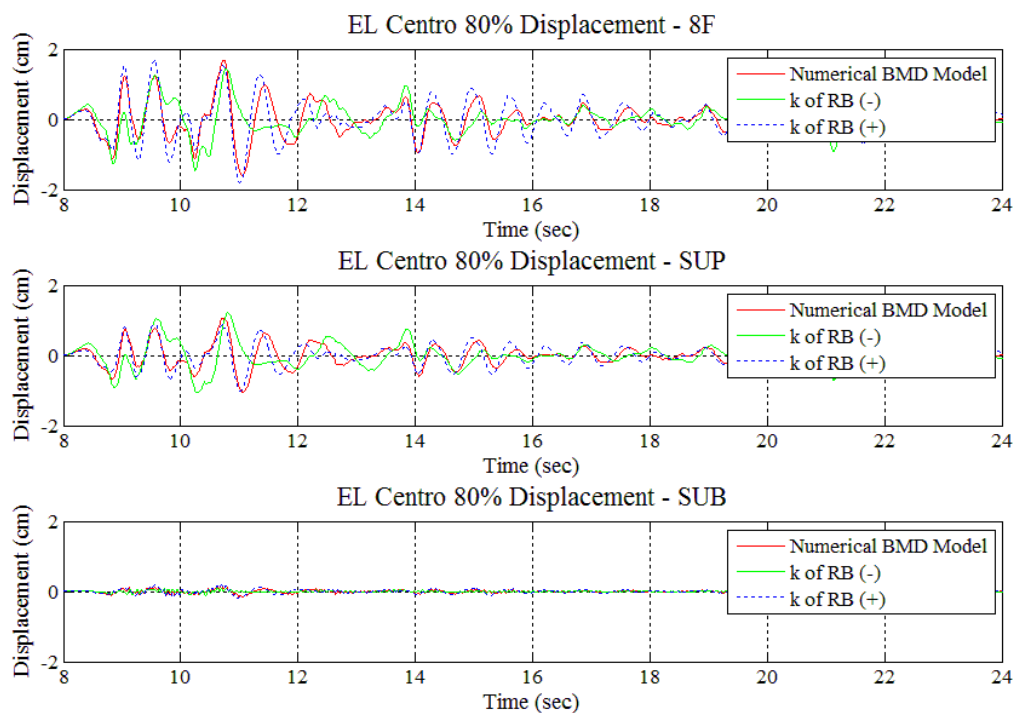


圖 5-7 EL Centro 80%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度位移歷時

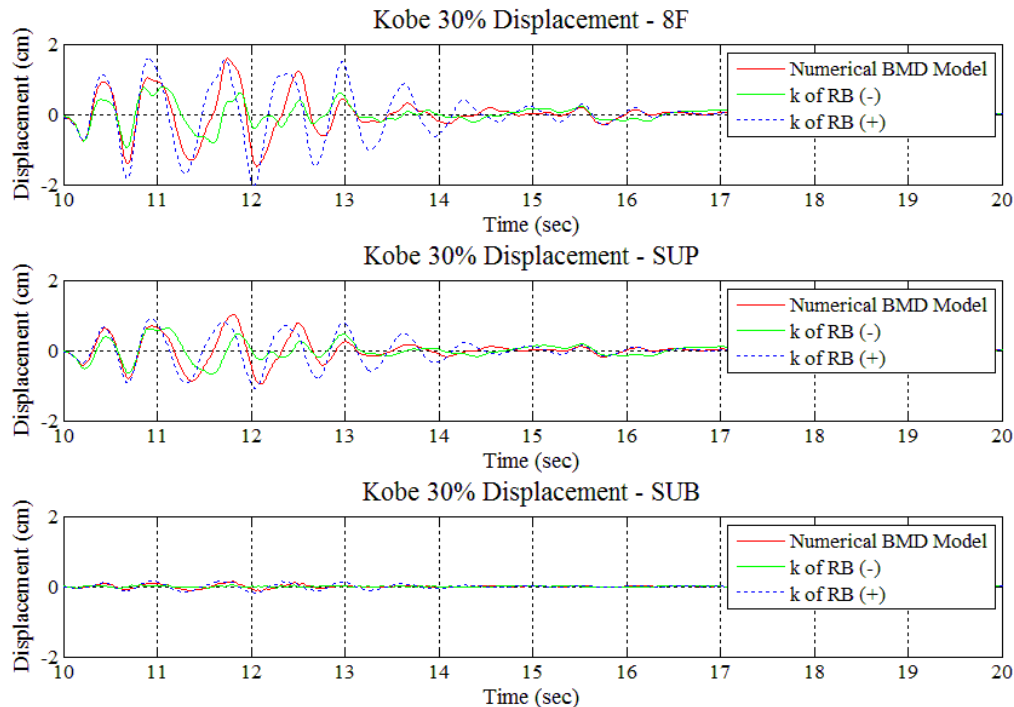


圖 5-8 Kobe 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度位移歷時

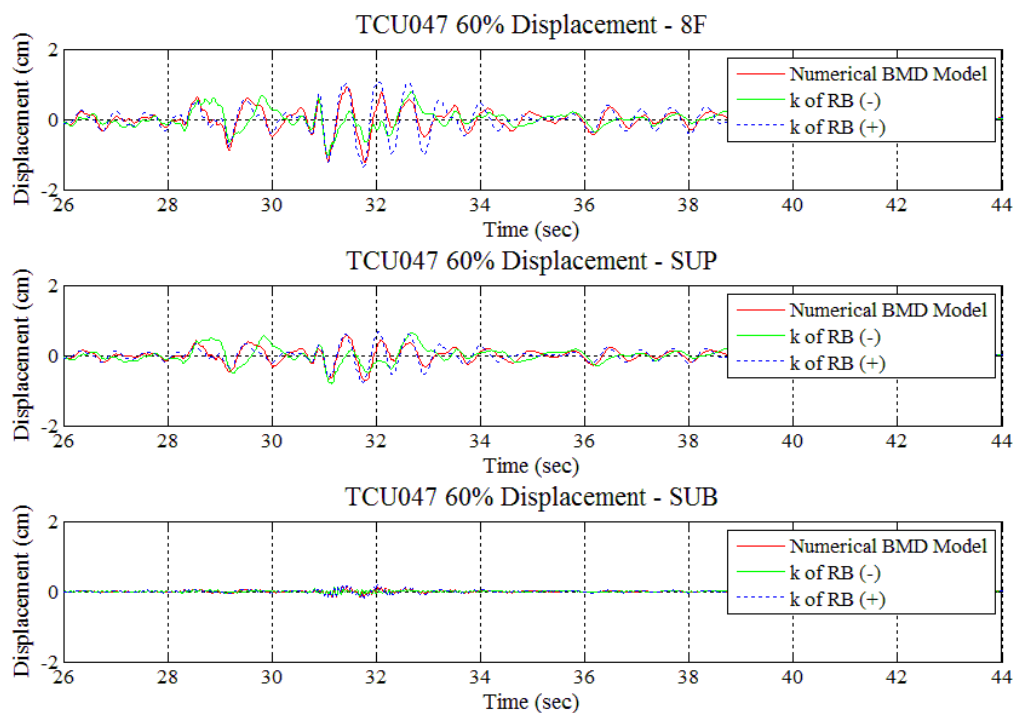


圖 5-9 TCU047 60%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度位移歷時

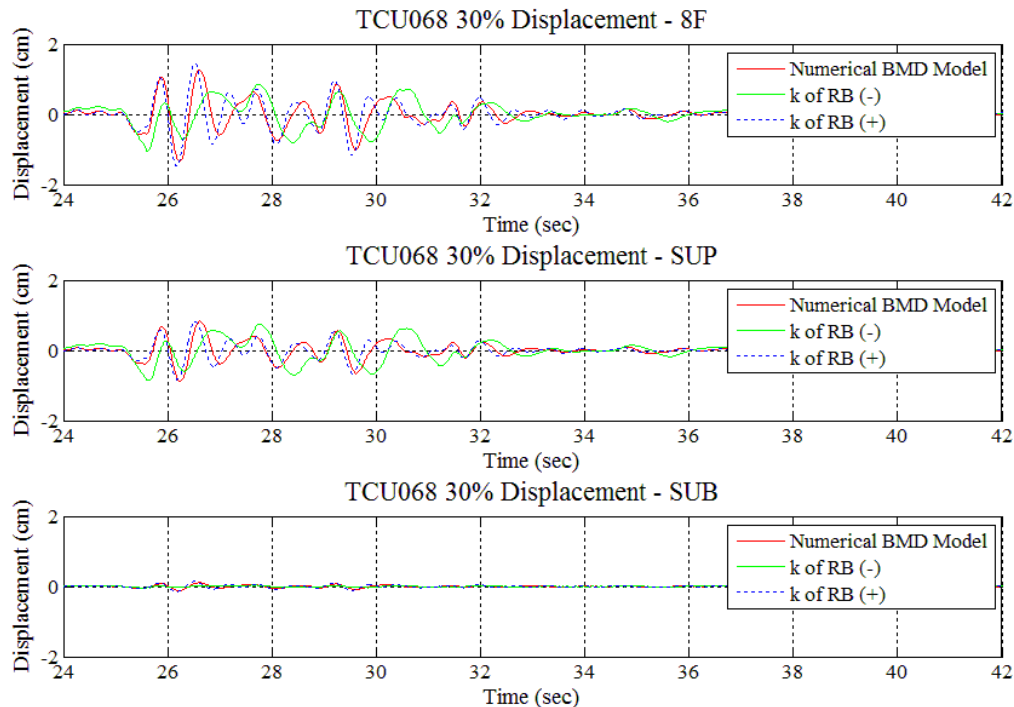


圖 5-10 TCU068 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度位移歷時

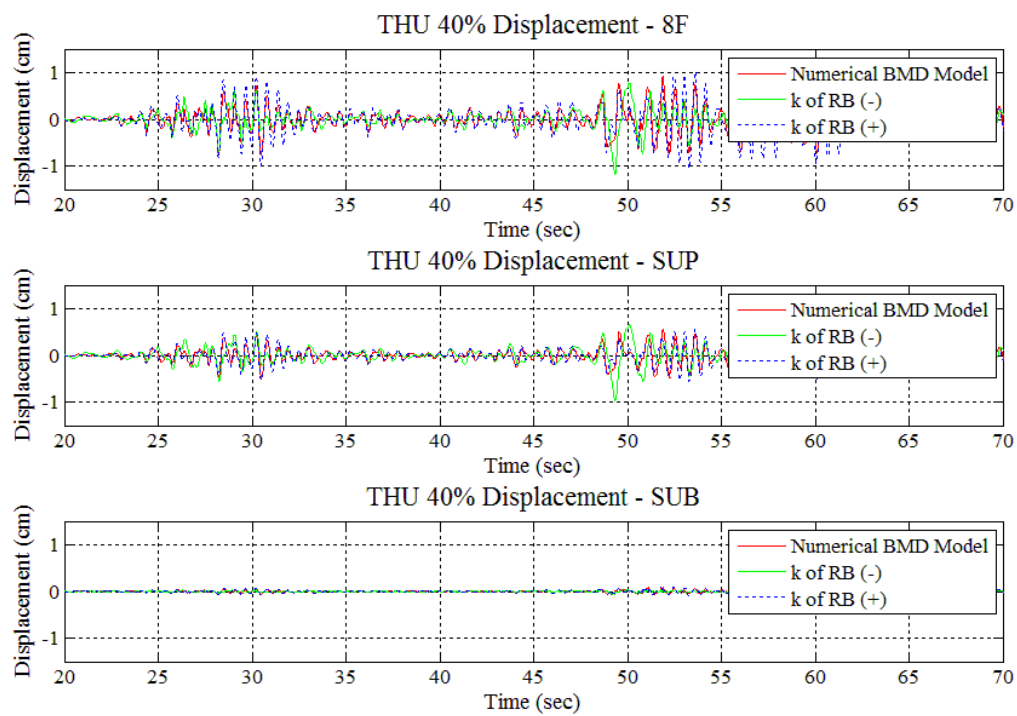


圖 5-11 THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度位移歷時

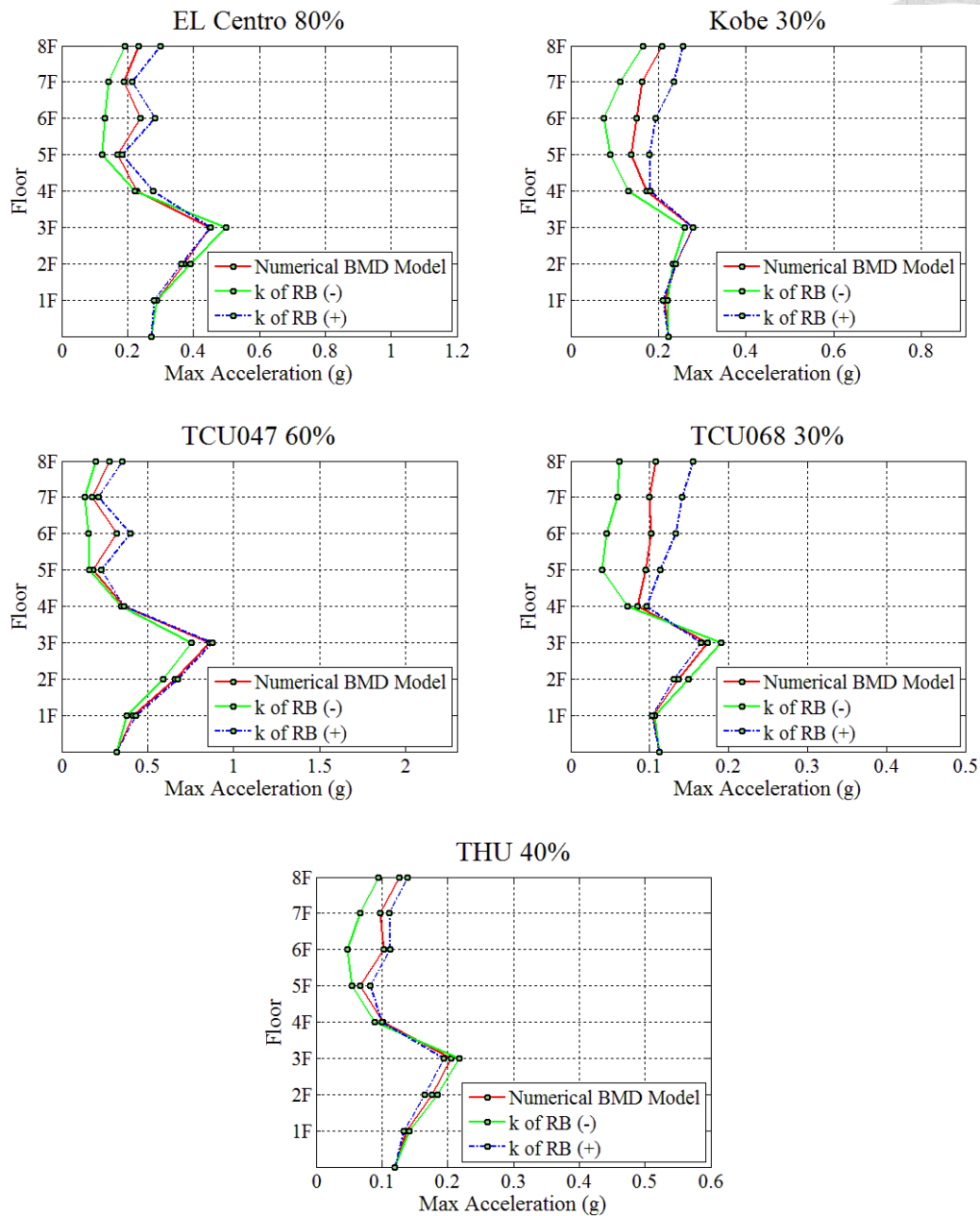


圖 5-12 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度各樓層最大加速度

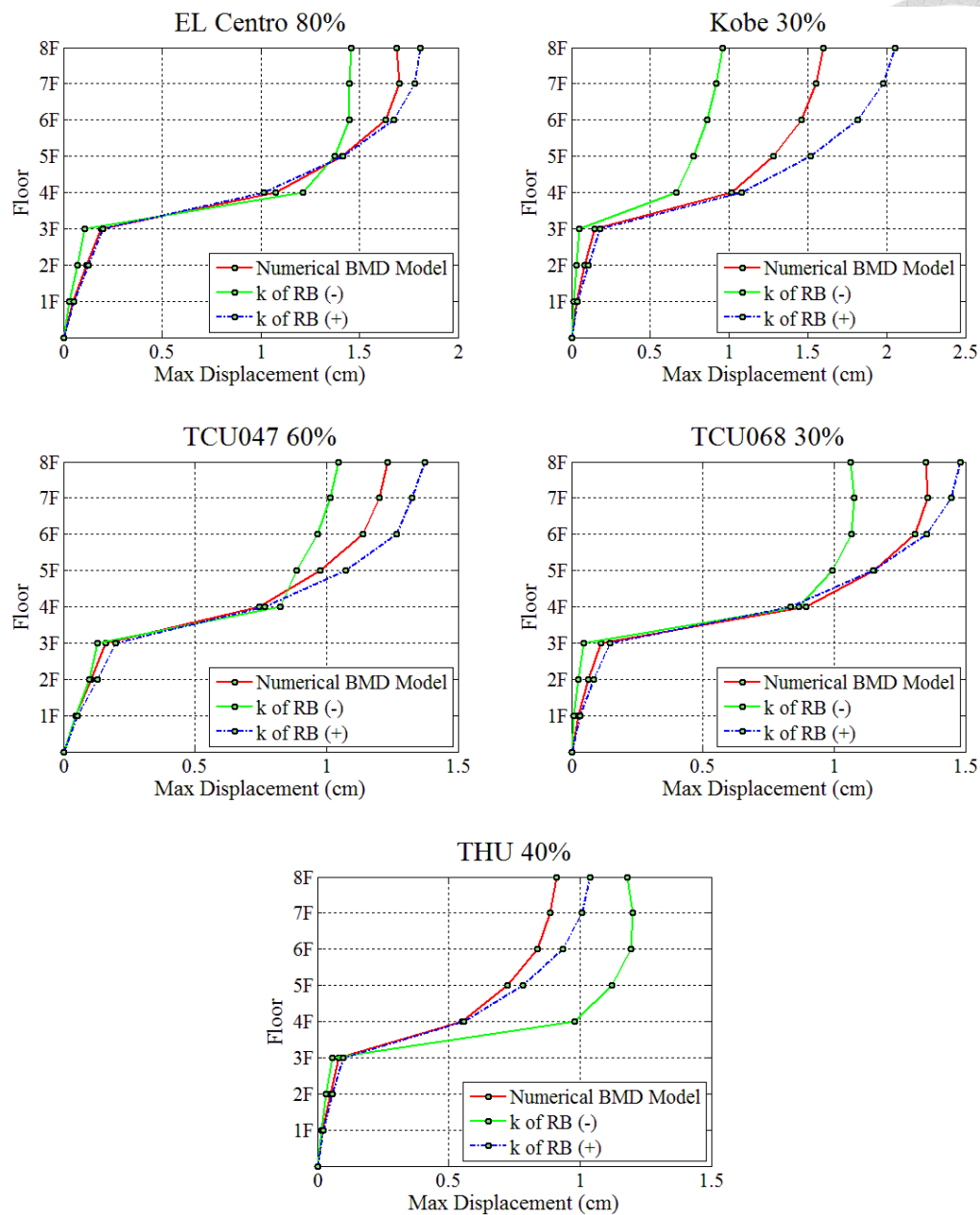


圖 5-13 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度各樓層最大位移

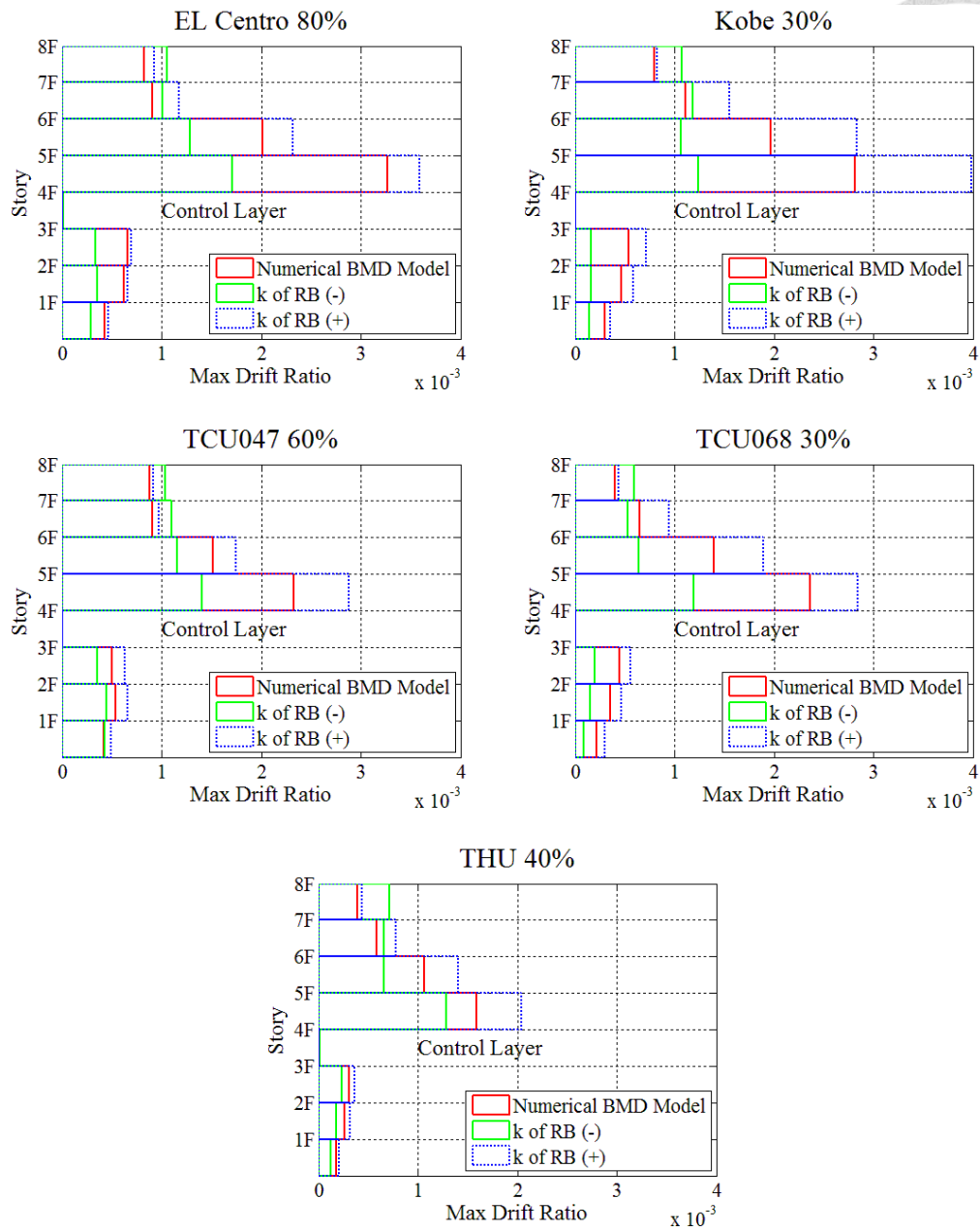


圖 5-14 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層勁度各樓層最大層間位移角

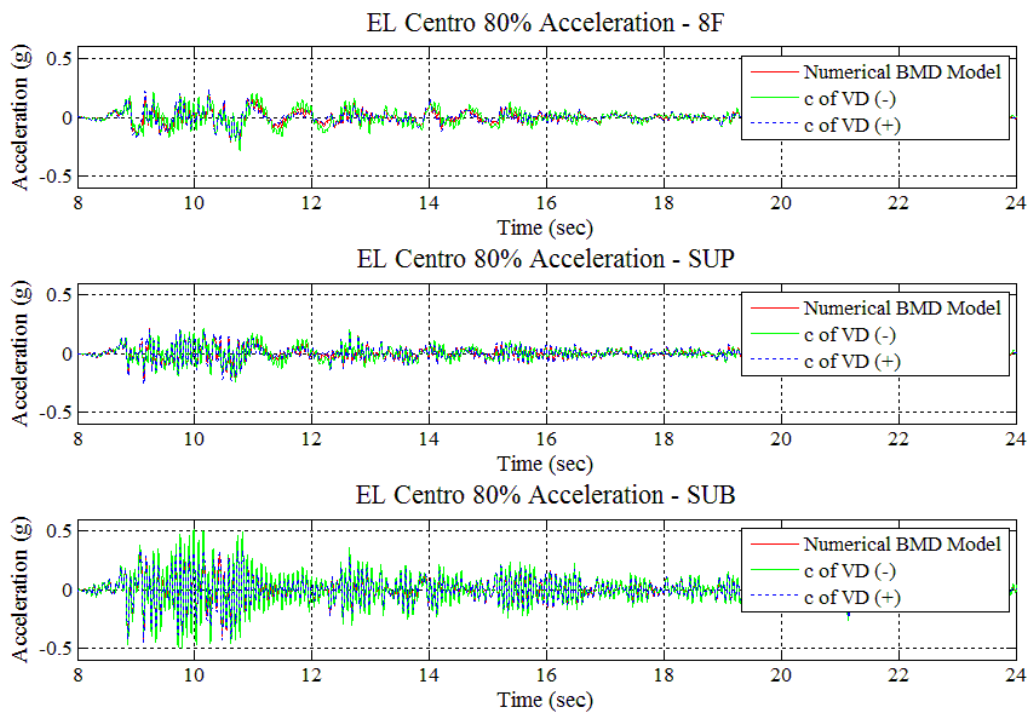


圖 5-15 EL Centro 80%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比加速度歷

時

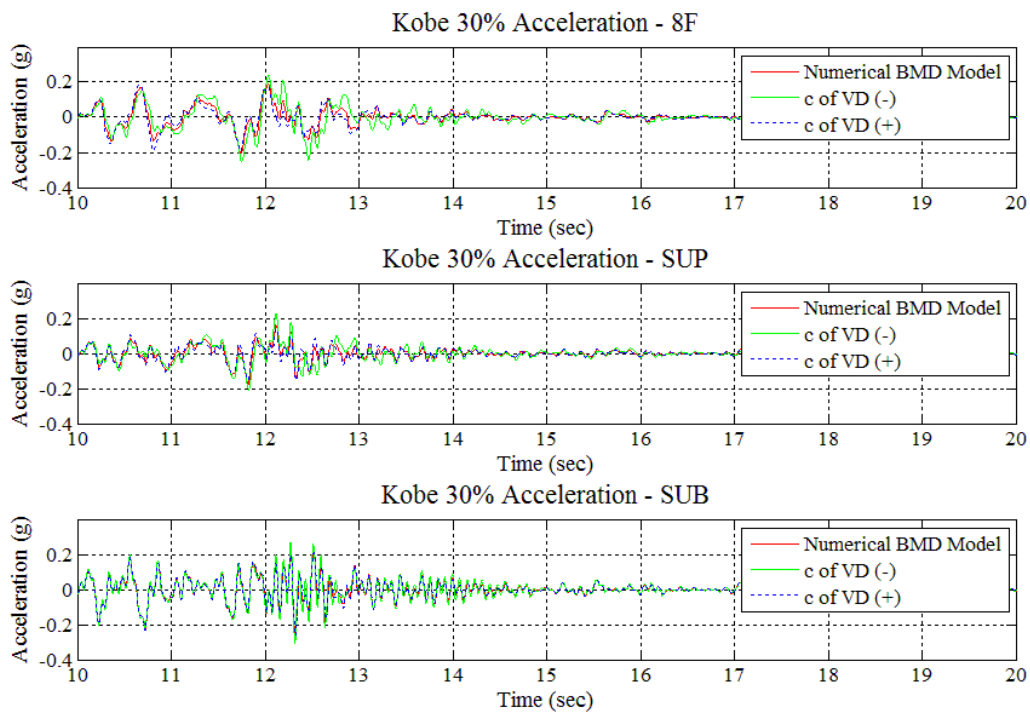


圖 5-16 Kobe 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比加速度歷時

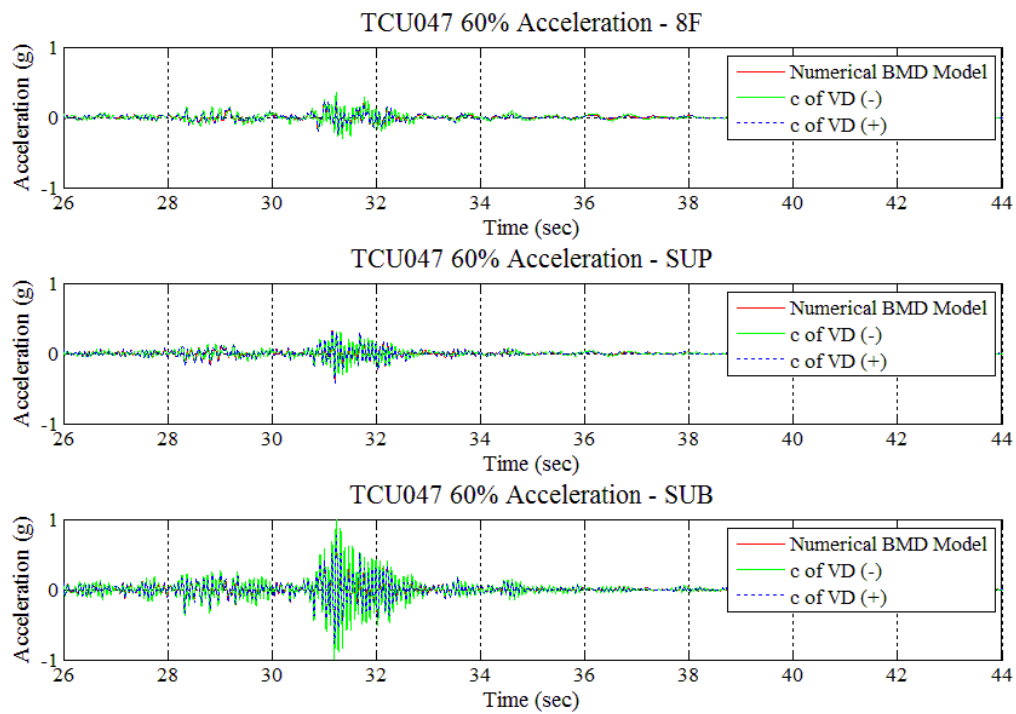


圖 5-17 TCU047 60%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比加速度歷時

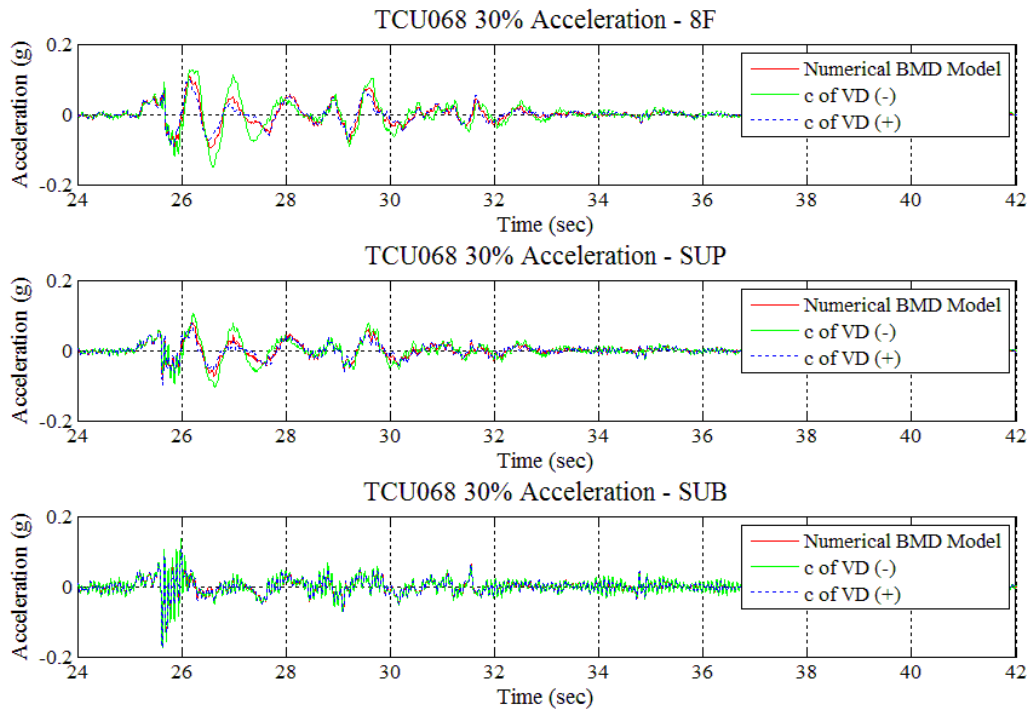


圖 5-18 TCU068 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比加速度歷時



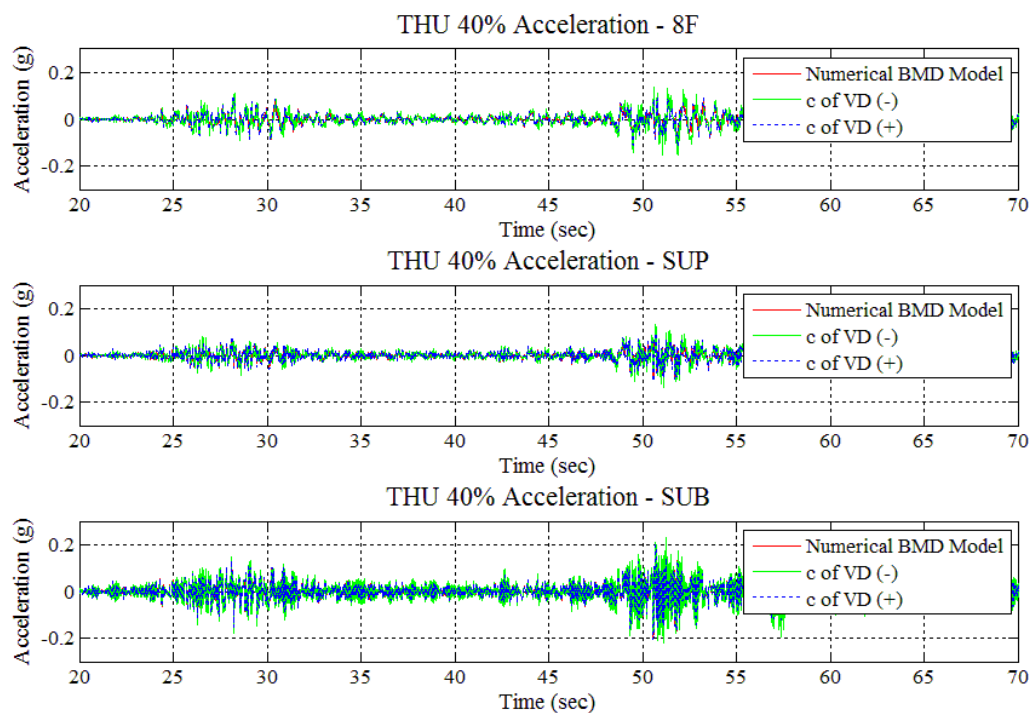


圖 5-19 THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比加速度歷時

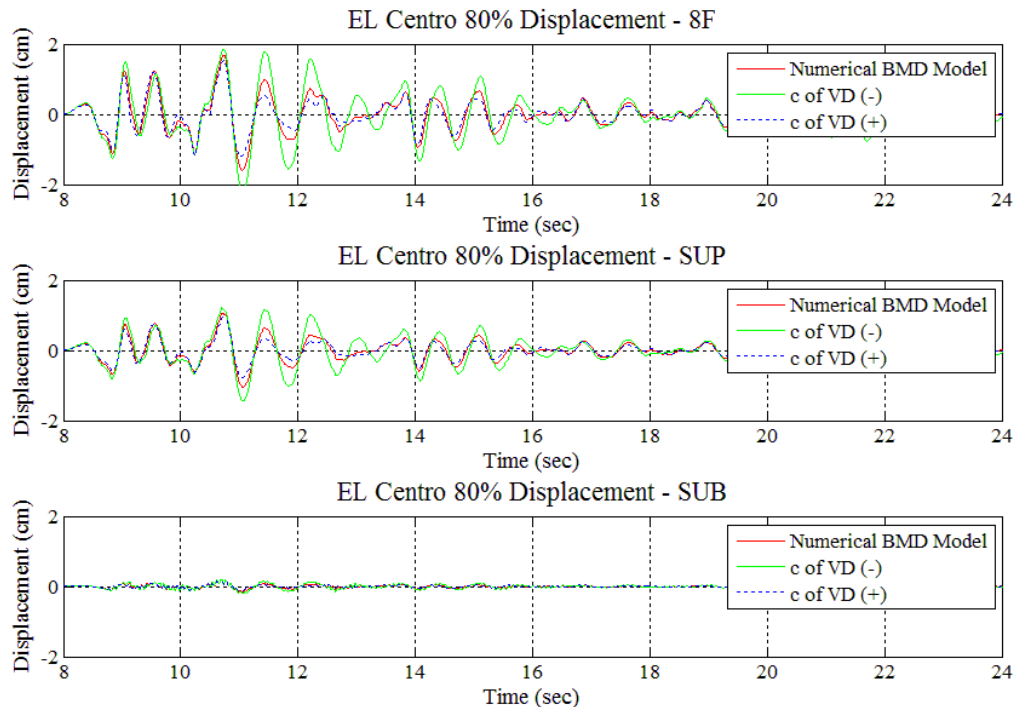


圖 5-20 EL Centro 80%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比位移歷時

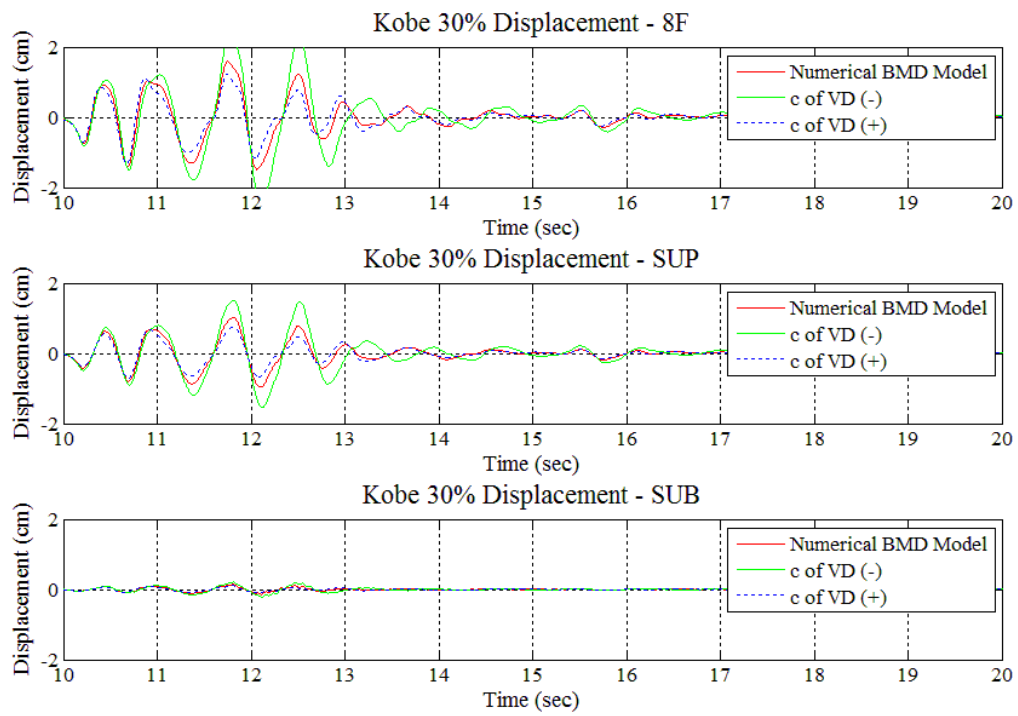


圖 5-21 Kobe 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比位移歷時

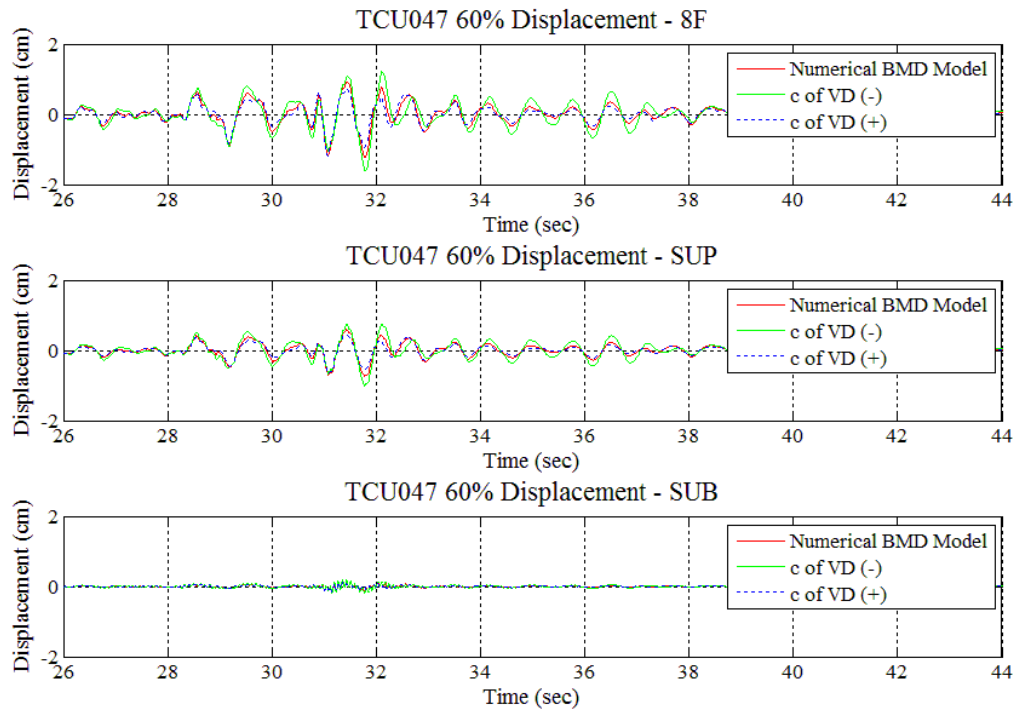


圖 5-22 TCU047 60%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比位移歷時

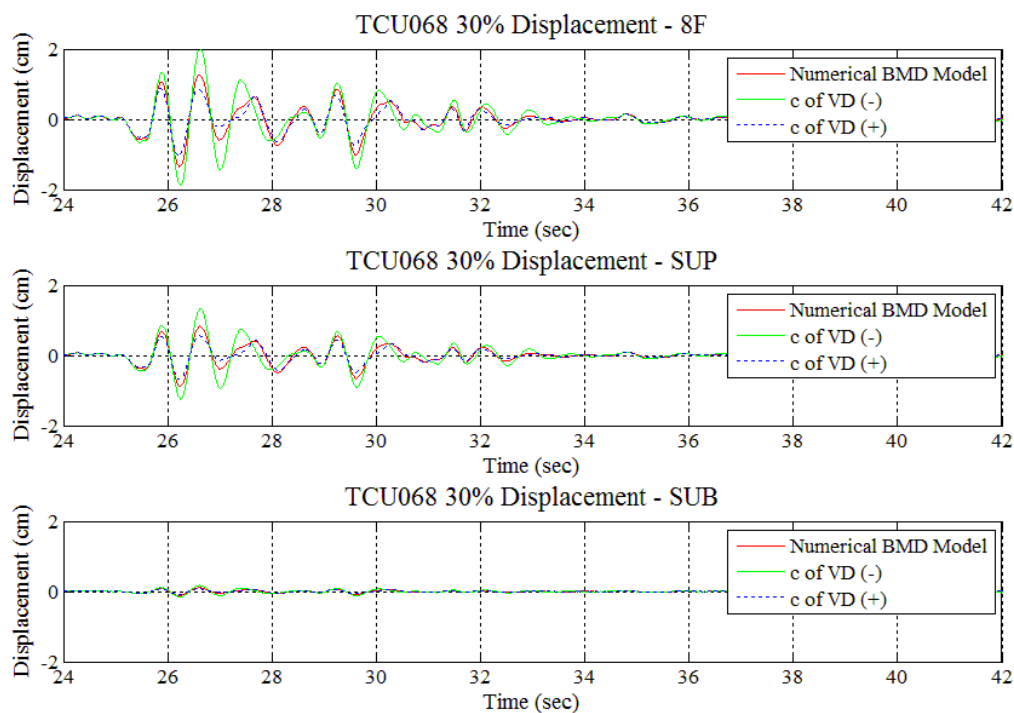


圖 5-23 TCU068 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比位移歷時

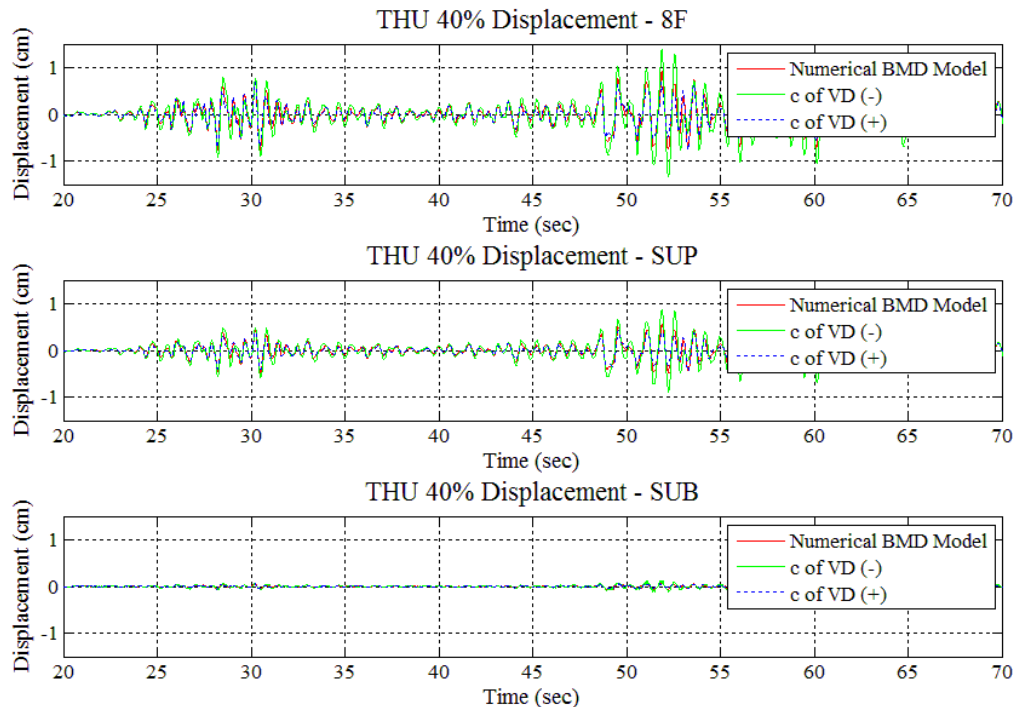


圖 5-24 THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比位移歷時

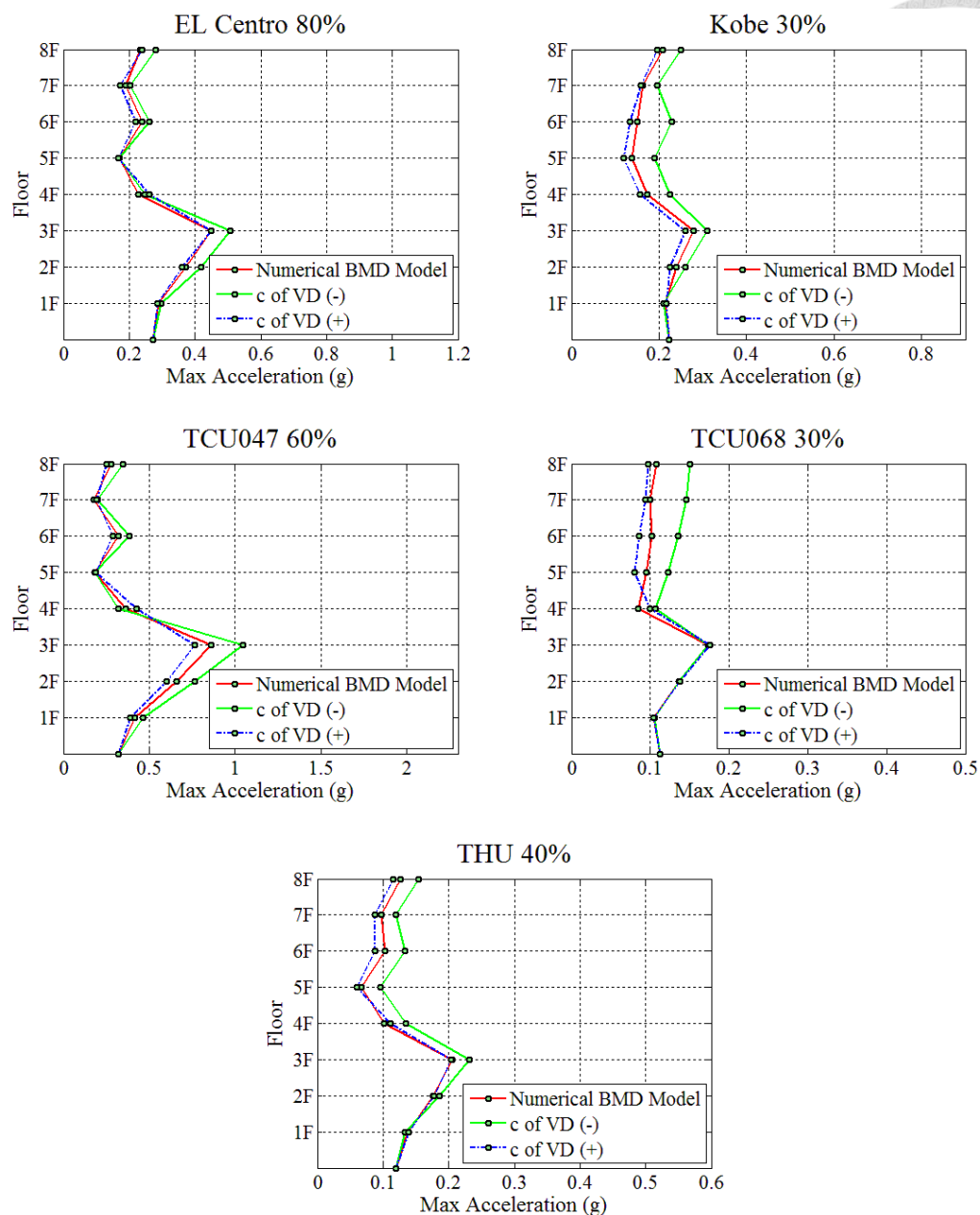


圖 5-25 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比各樓層最大加速度

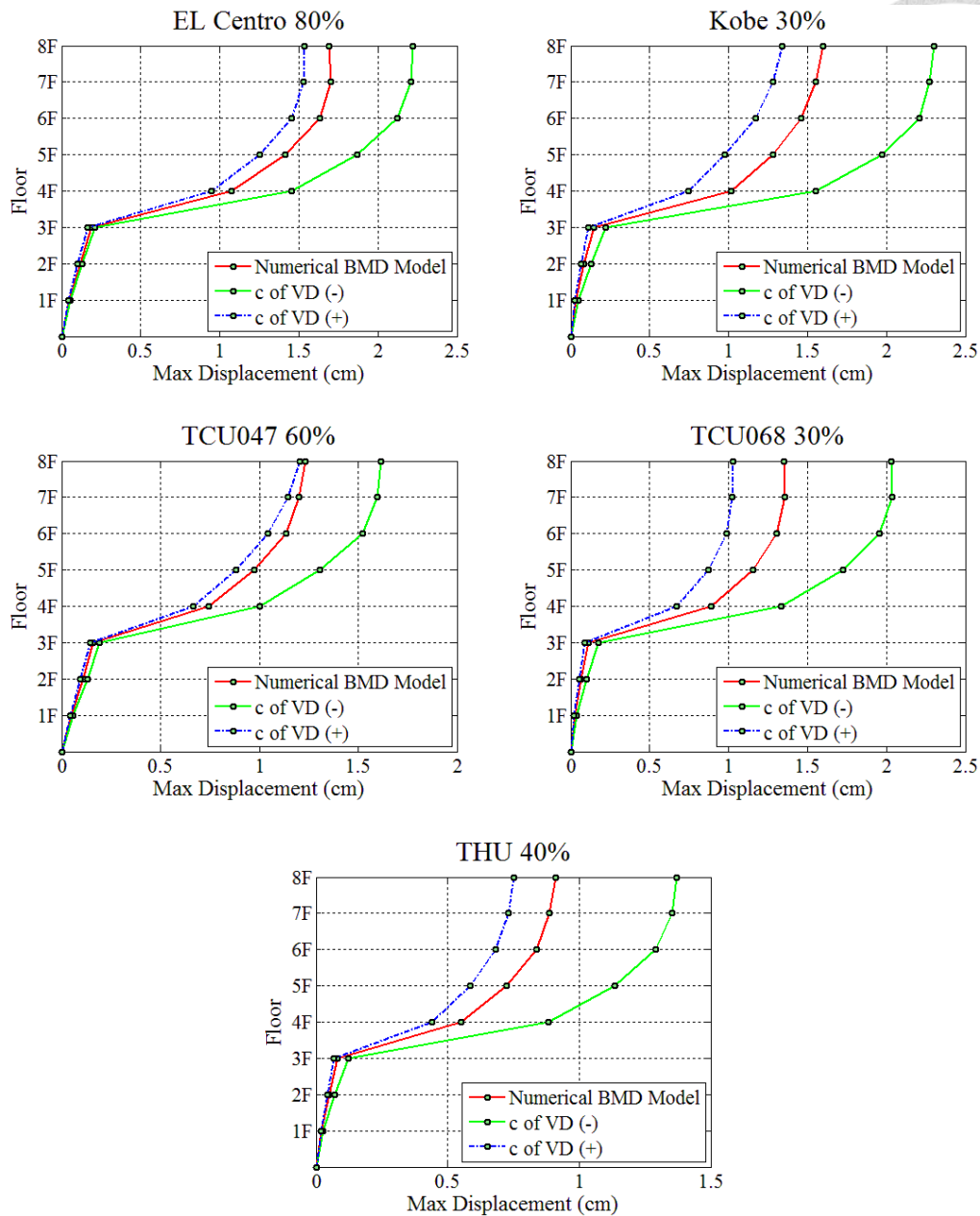


圖 5-26 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比各樓層最大位移

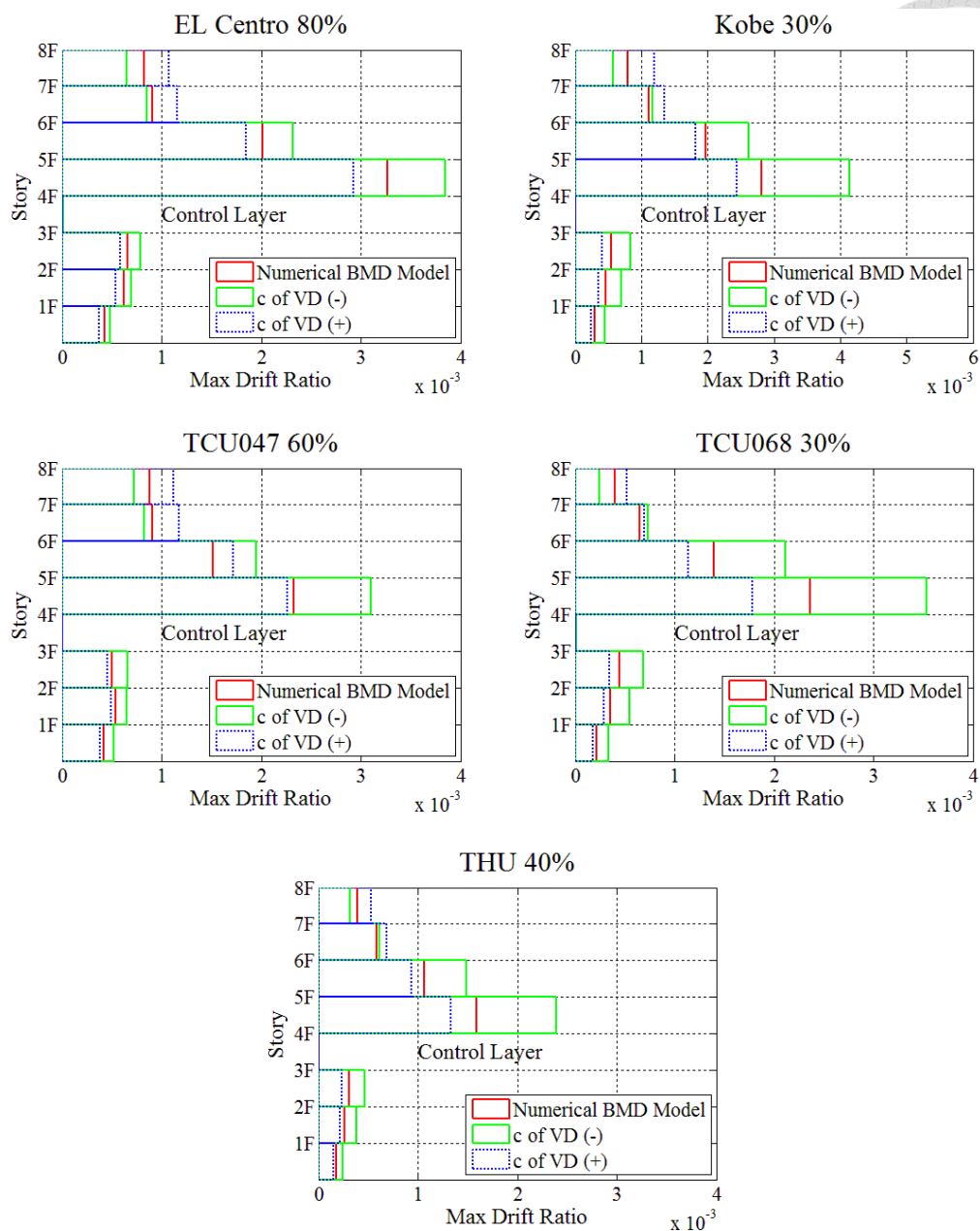


圖 5-27 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異控制層阻尼比各樓層最大層間位移

角

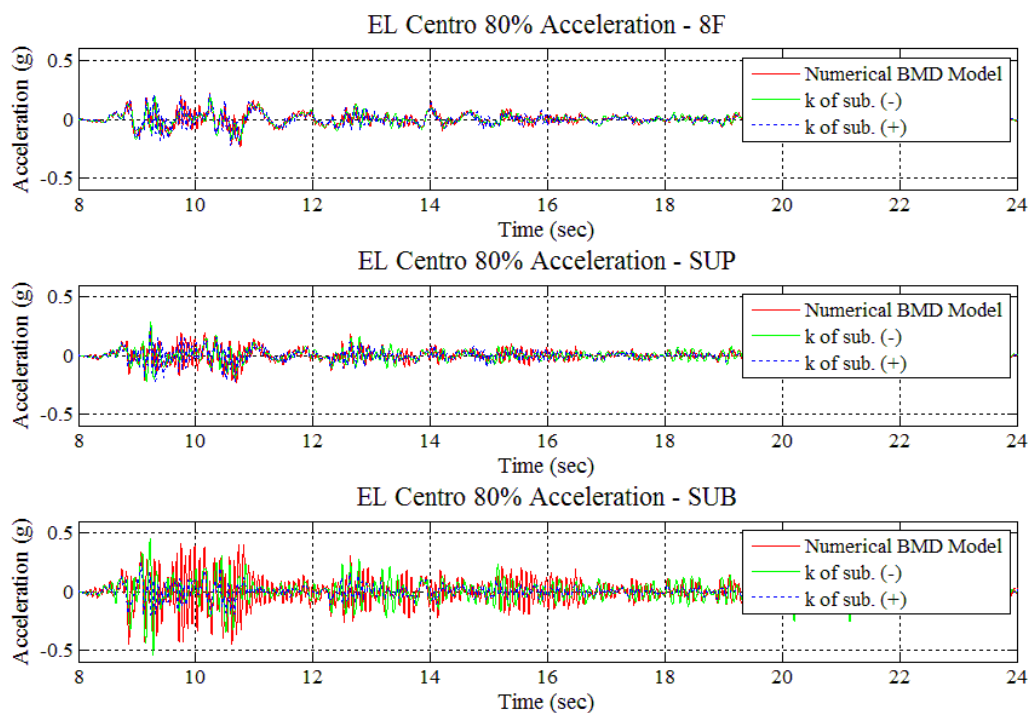


圖 5-28 EL Centro 80%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度加速度歷時

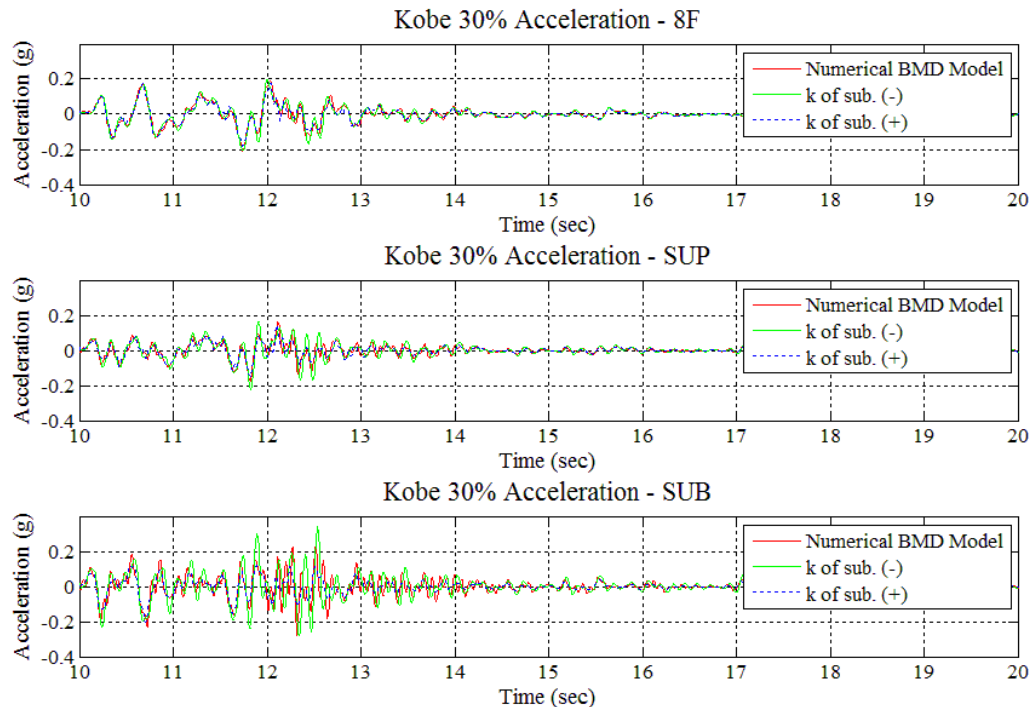


圖 5-29 Kobe 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度加速度歷時

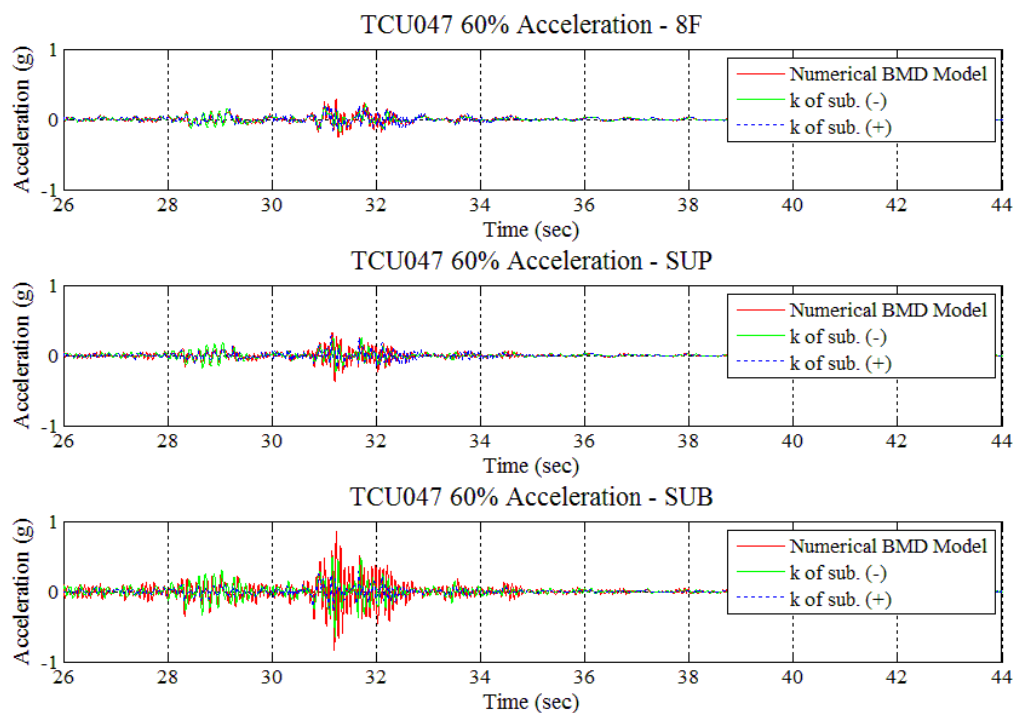


圖 5-30 TCU047 60%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度加速度歷時

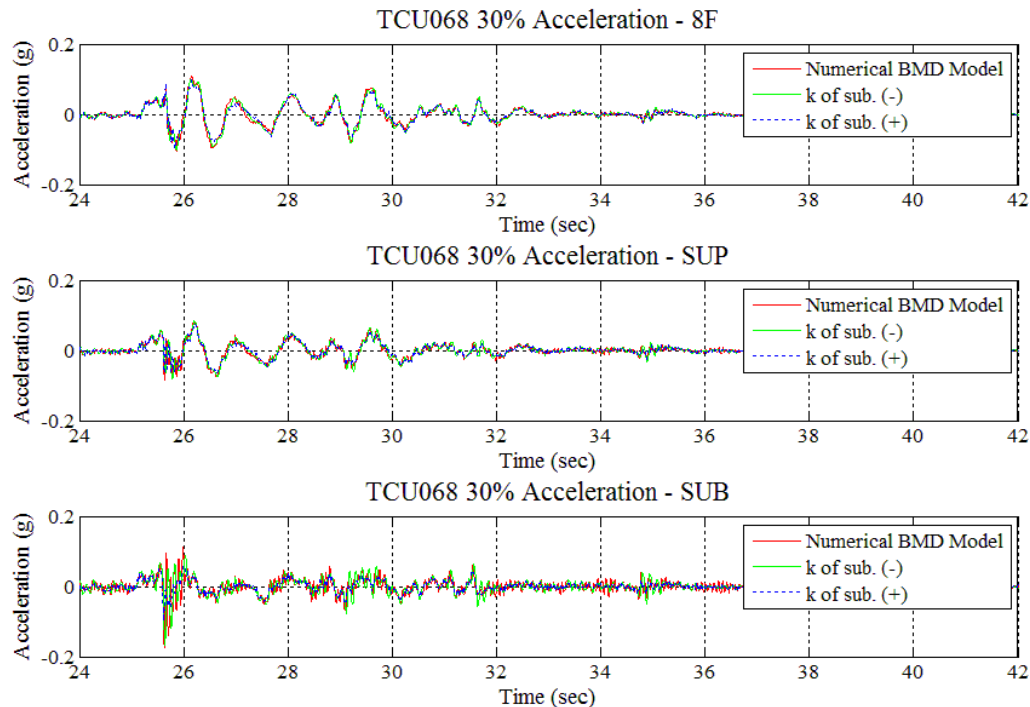


圖 5-31 TCU068 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度加速度歷時



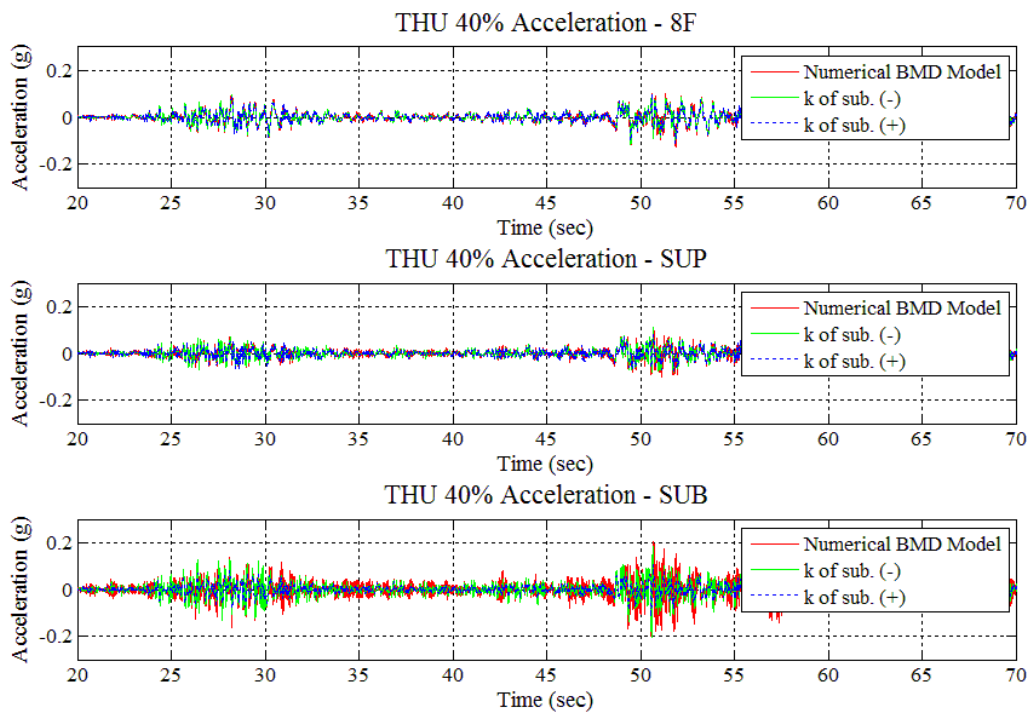


圖 5-32 THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度加速度歷時

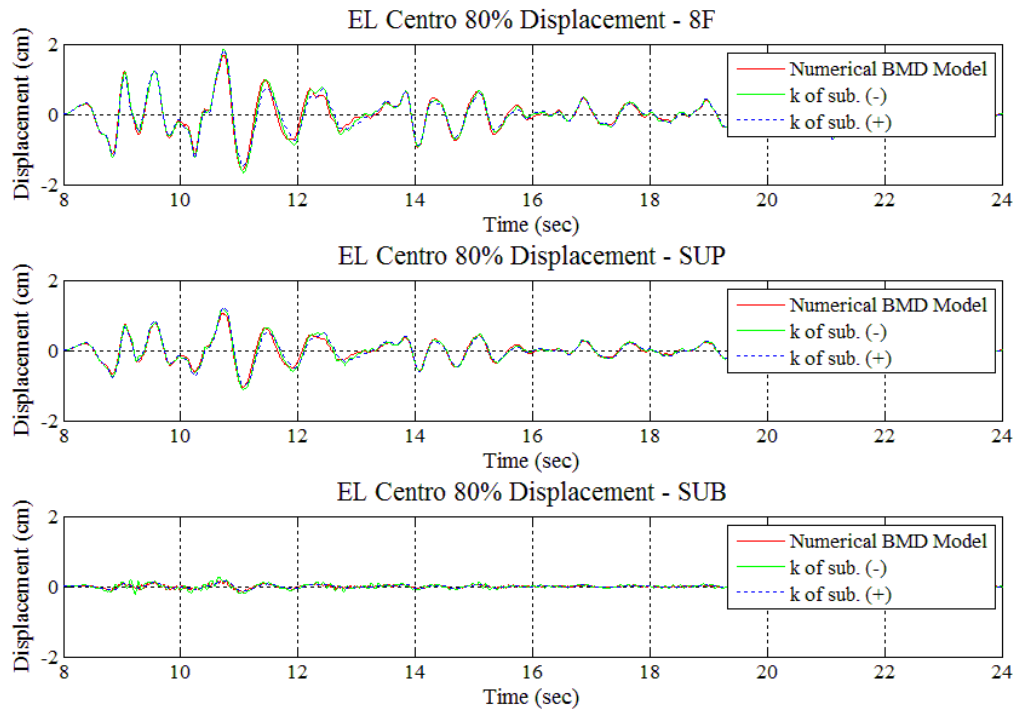


圖 5-33 EL Centro 80%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度位移歷時

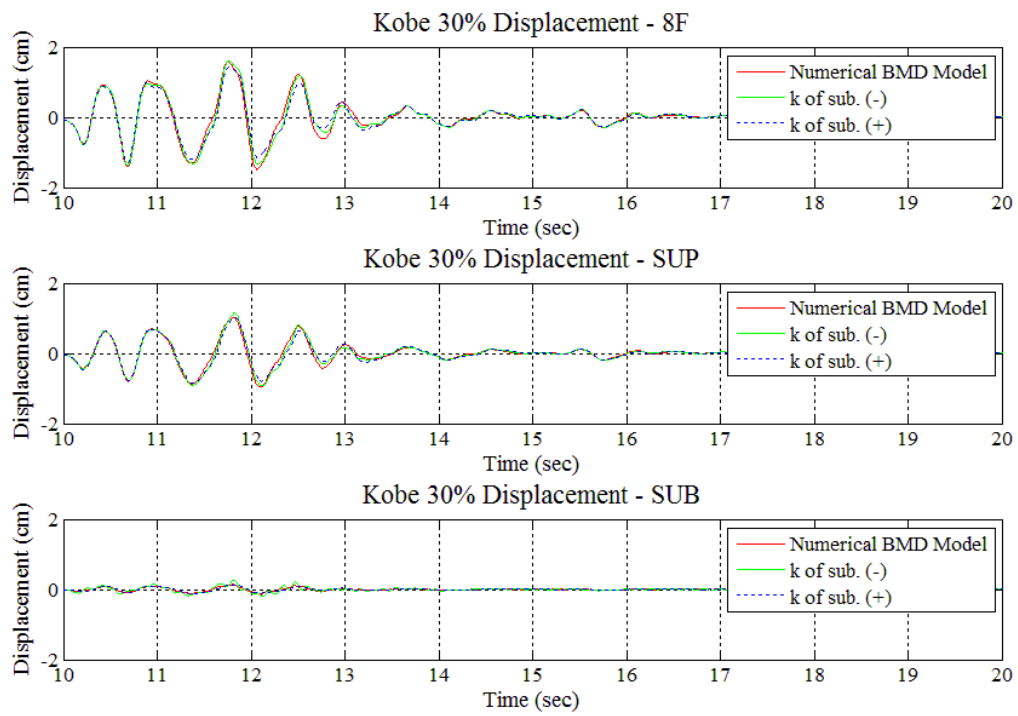


圖 5-34 Kobe 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度位移歷時

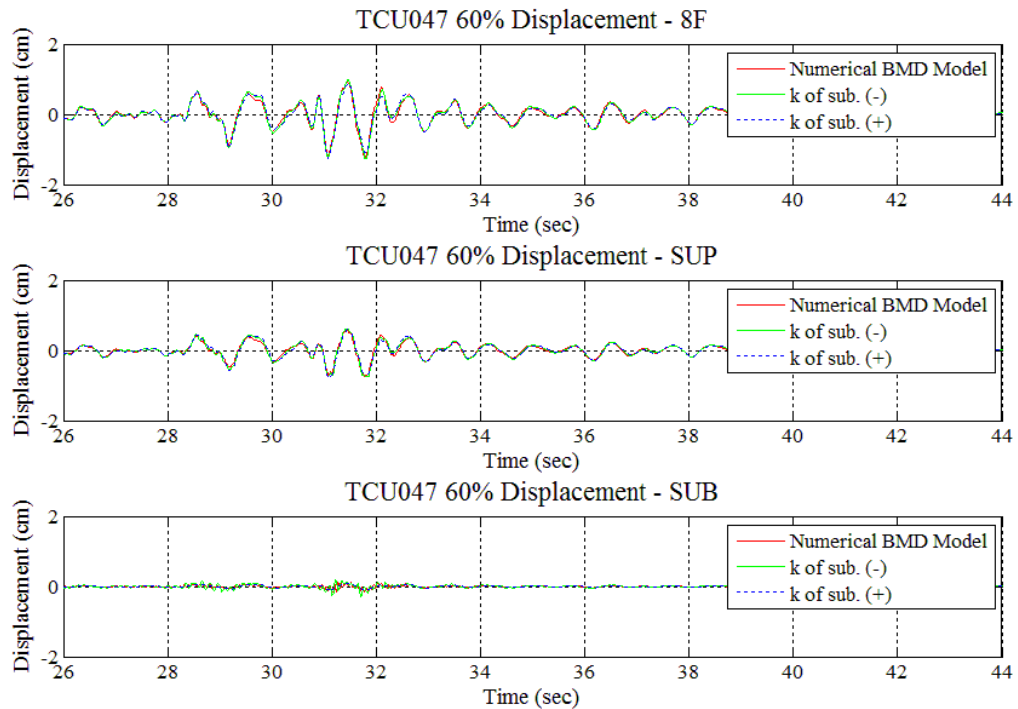


圖 5-35 TCU047 60%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度位移歷時

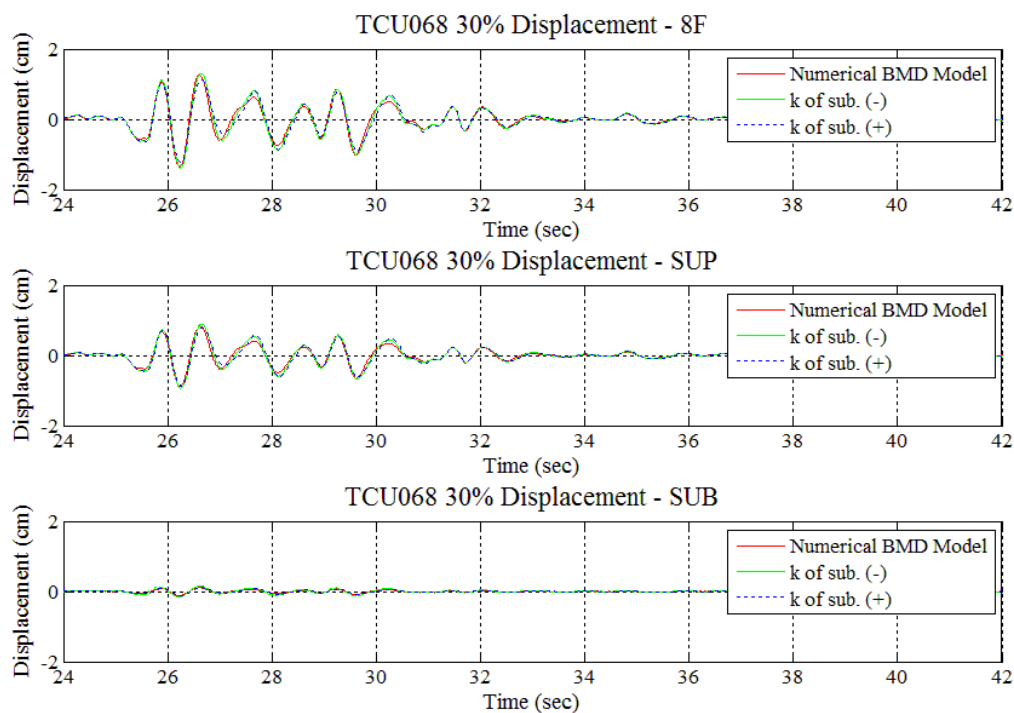


圖 5-36 TCU068 30%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度位移歷時

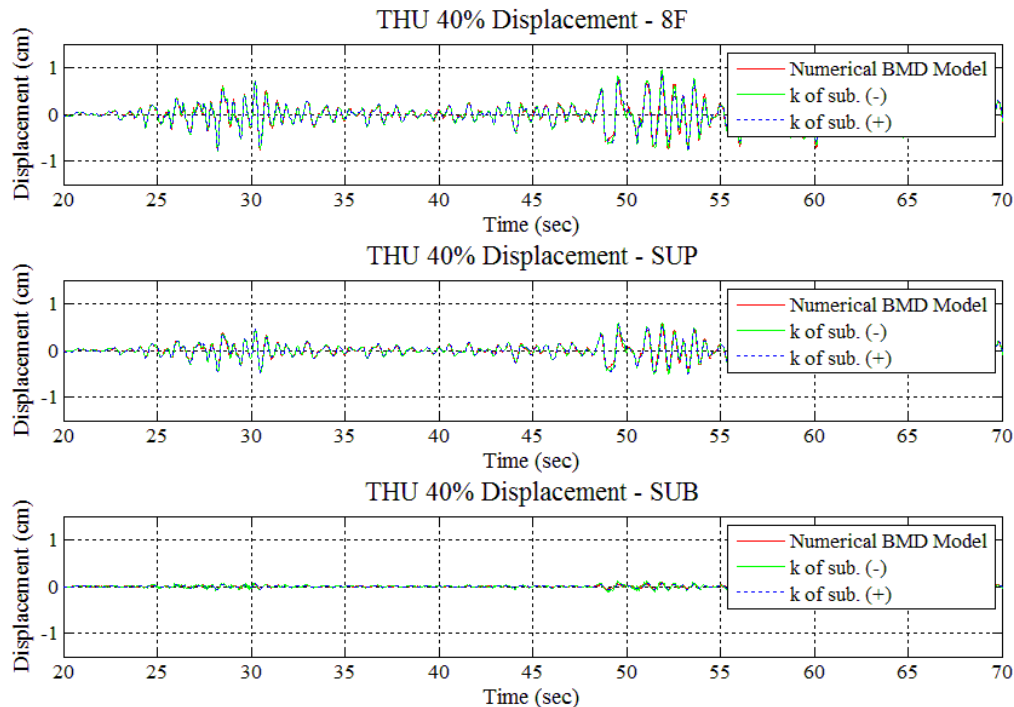


圖 5-37 THU 40%地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度位移歷時

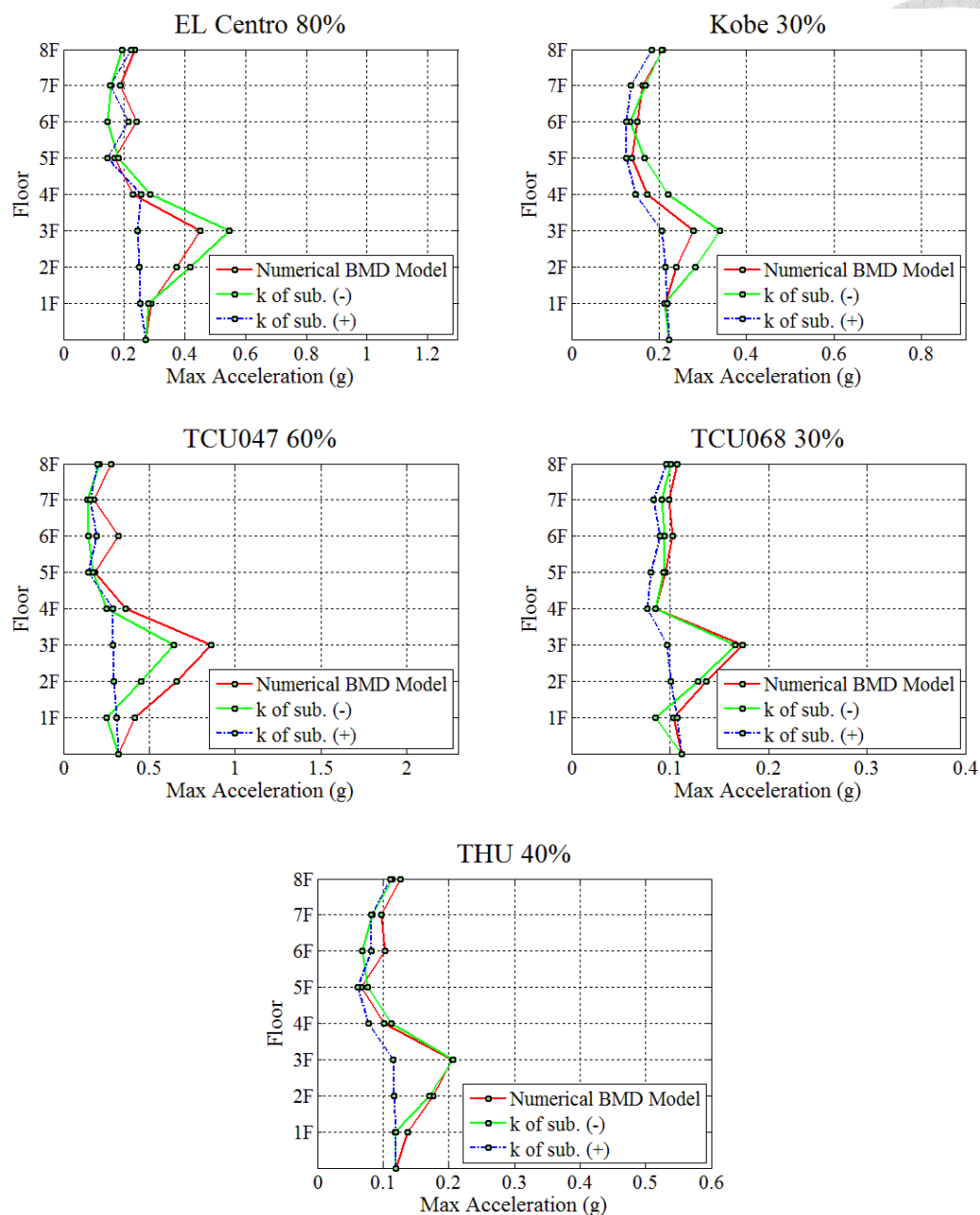


圖 5-38 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度各樓層最大加速度

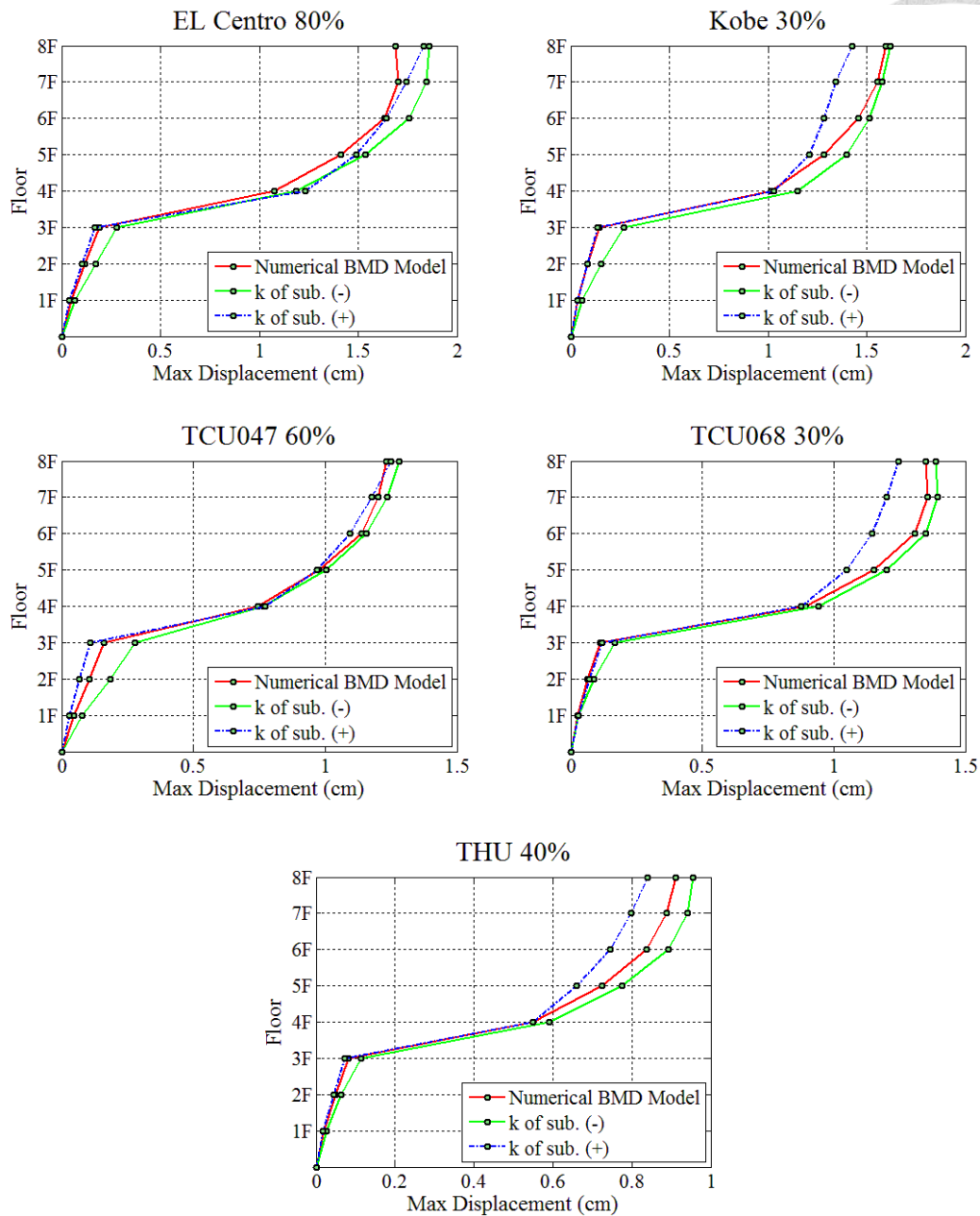


圖 5-39 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度各樓層最大位移

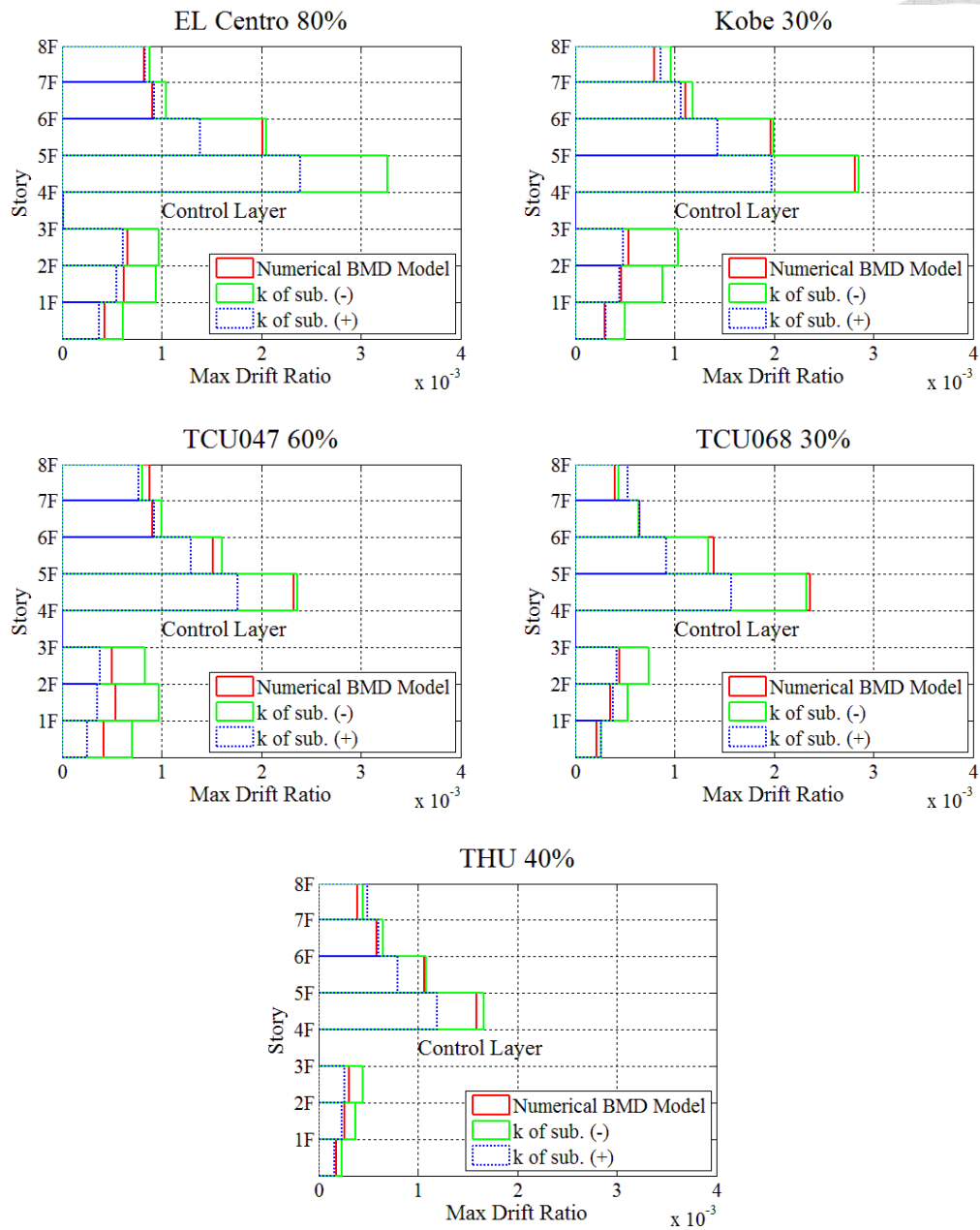


圖 5-40 各地震作用下 Numerical BMD Model 變異主結構勁度各樓層最大層間位移角

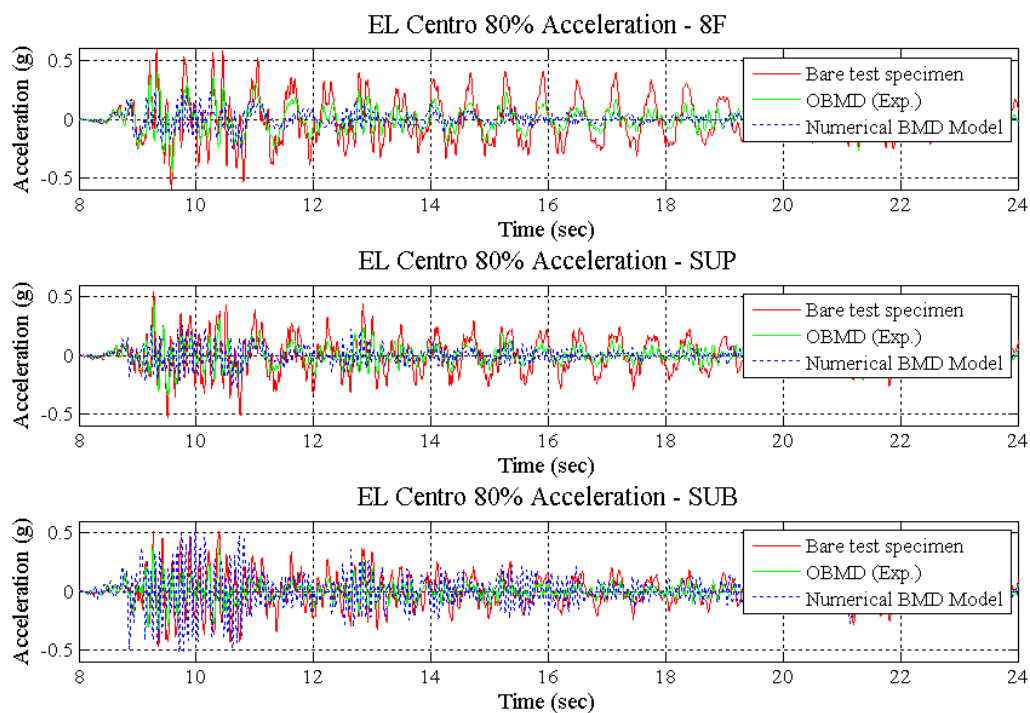


圖 5-41 EL Centro 80% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度歷時

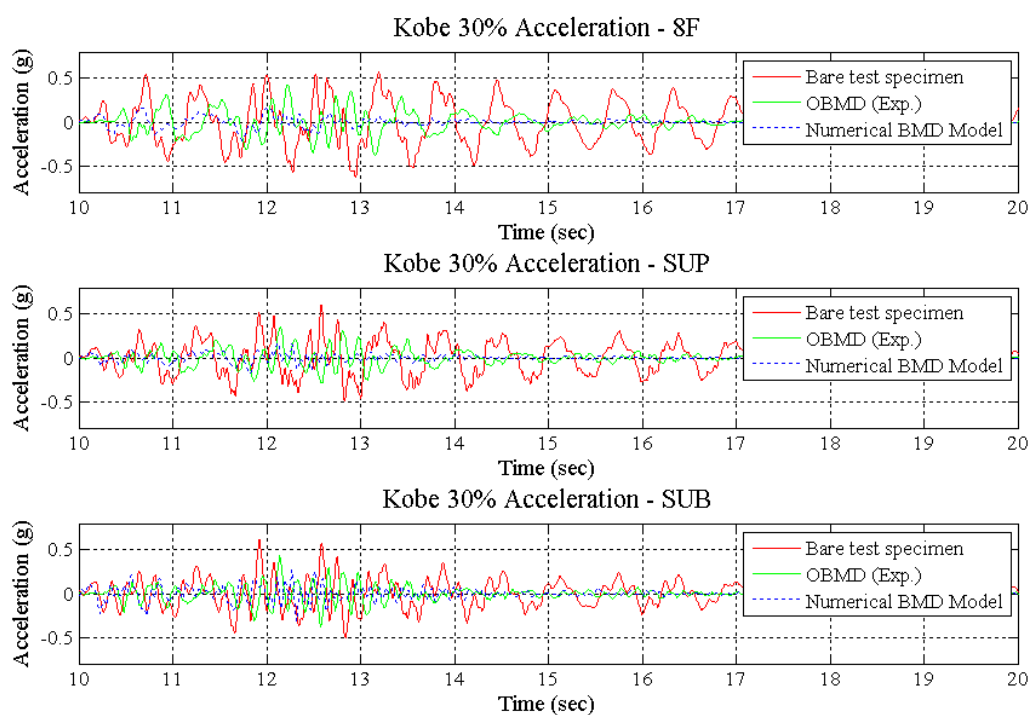


圖 5-42 Kobe 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度歷時

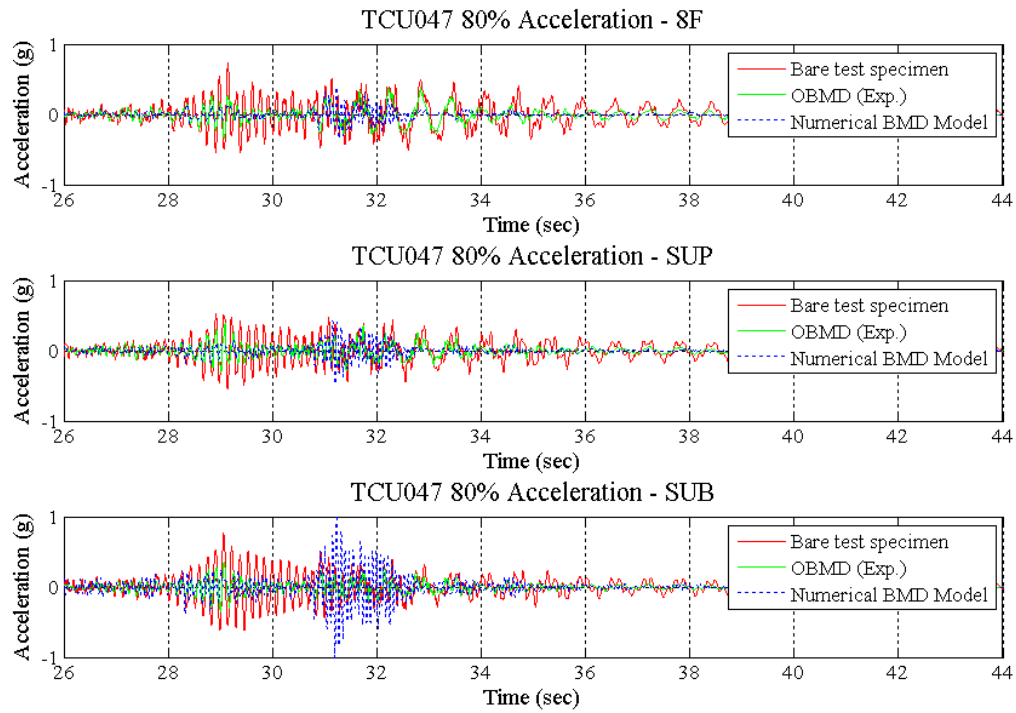


圖 5-43 TCU047 80% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度歷時

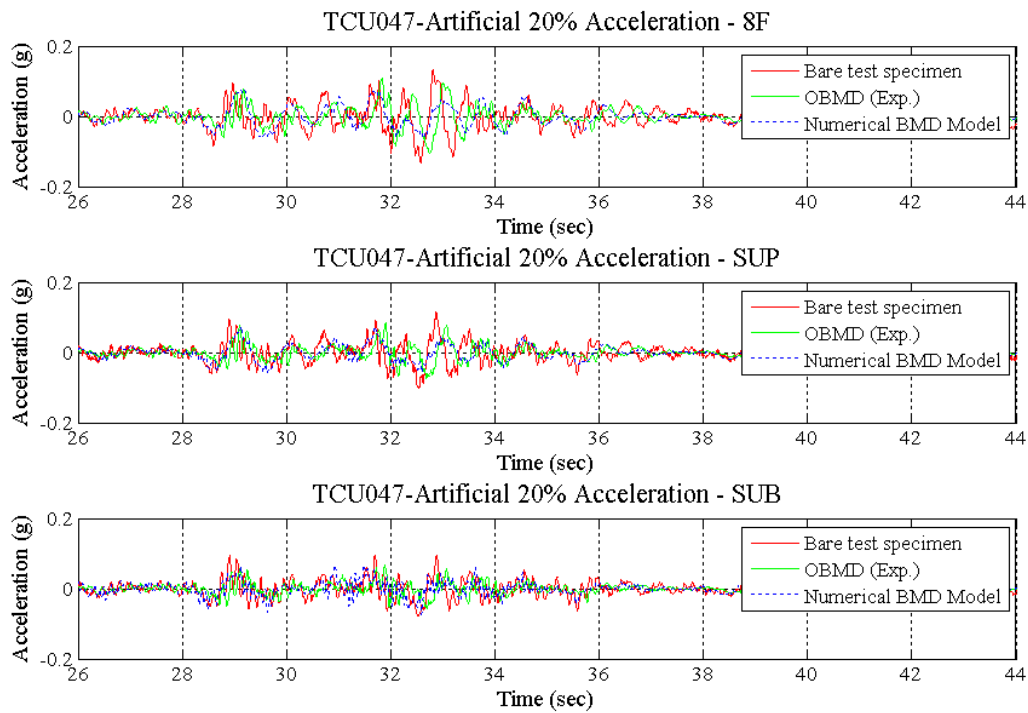


圖 5-44 TCU047-Artificial 20% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度  
歷時



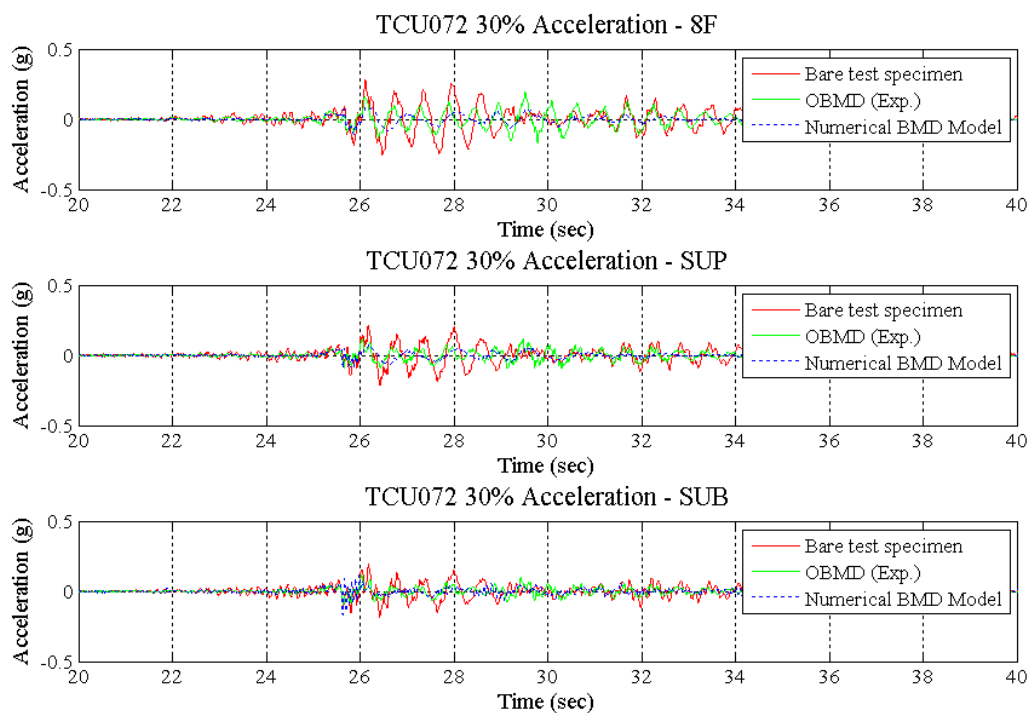


圖 5-45 TCU072 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度歷時

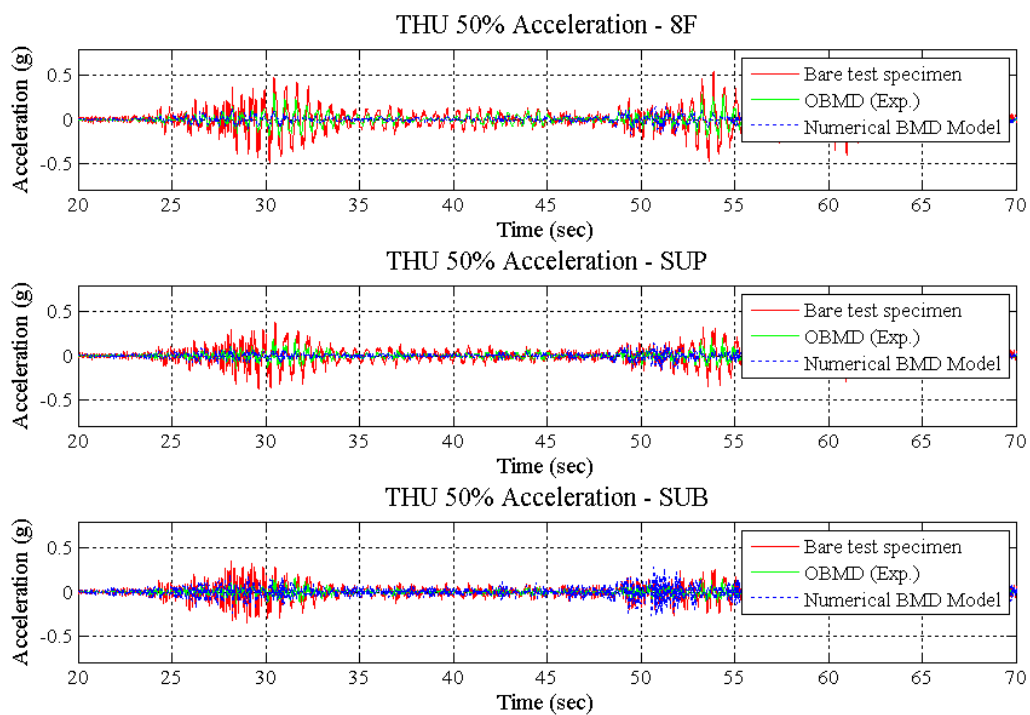


圖 5-46 THU 50% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果加速度歷時

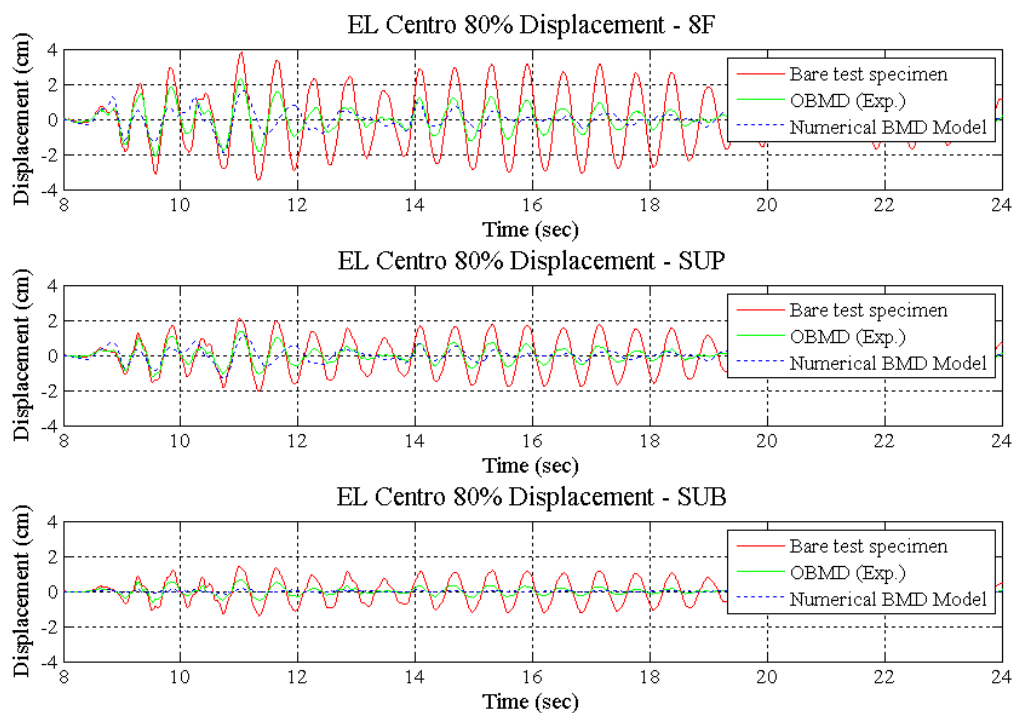


圖 5-47 EL Centro 80% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時

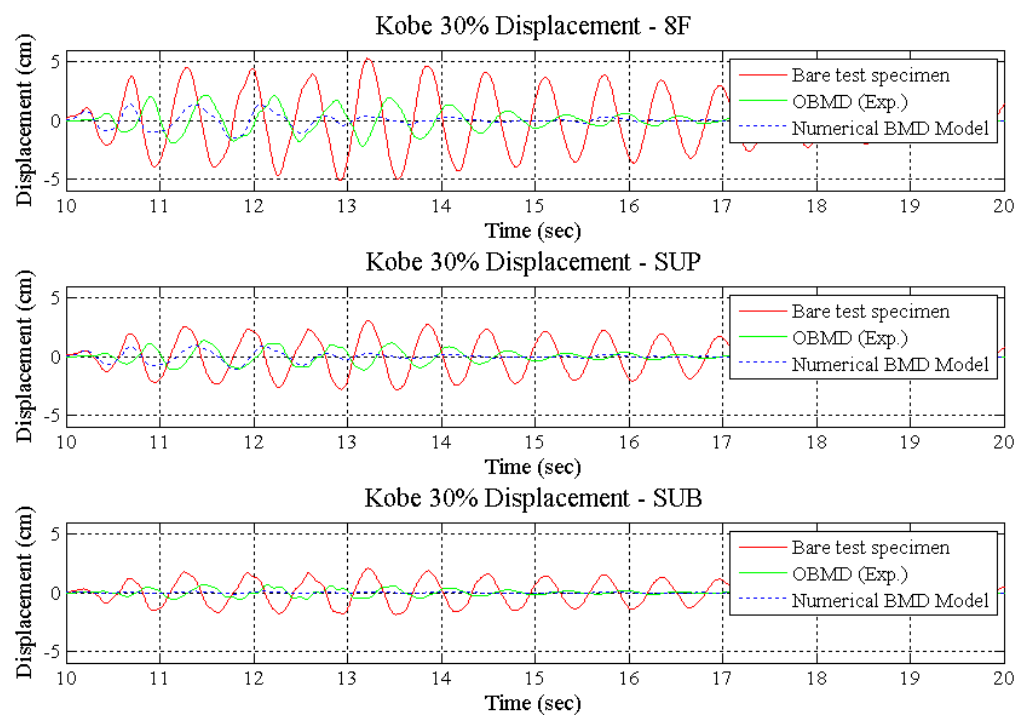


圖 5-48 Kobe 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時

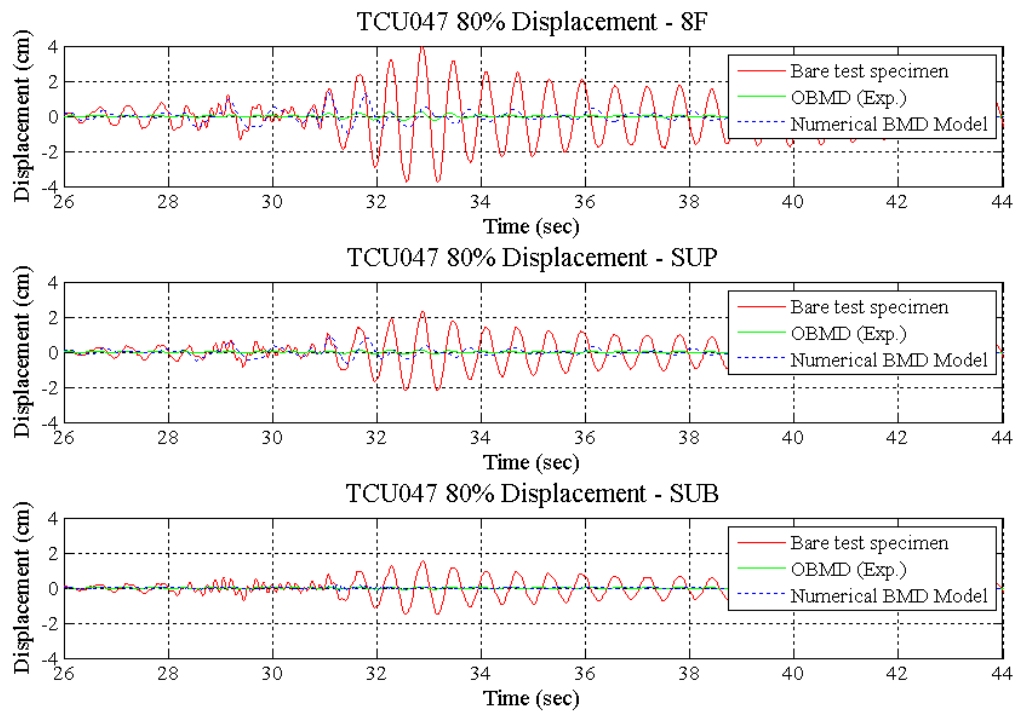


圖 5-49 TCU047 80% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時

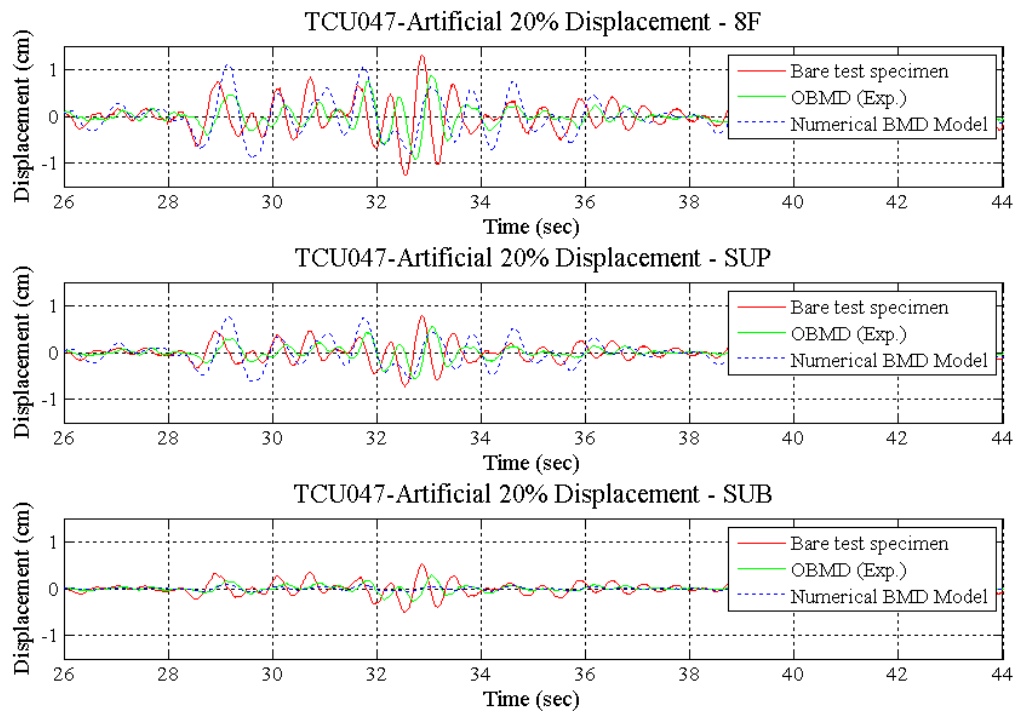


圖 5-50 TCU047-Artificial 20% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時

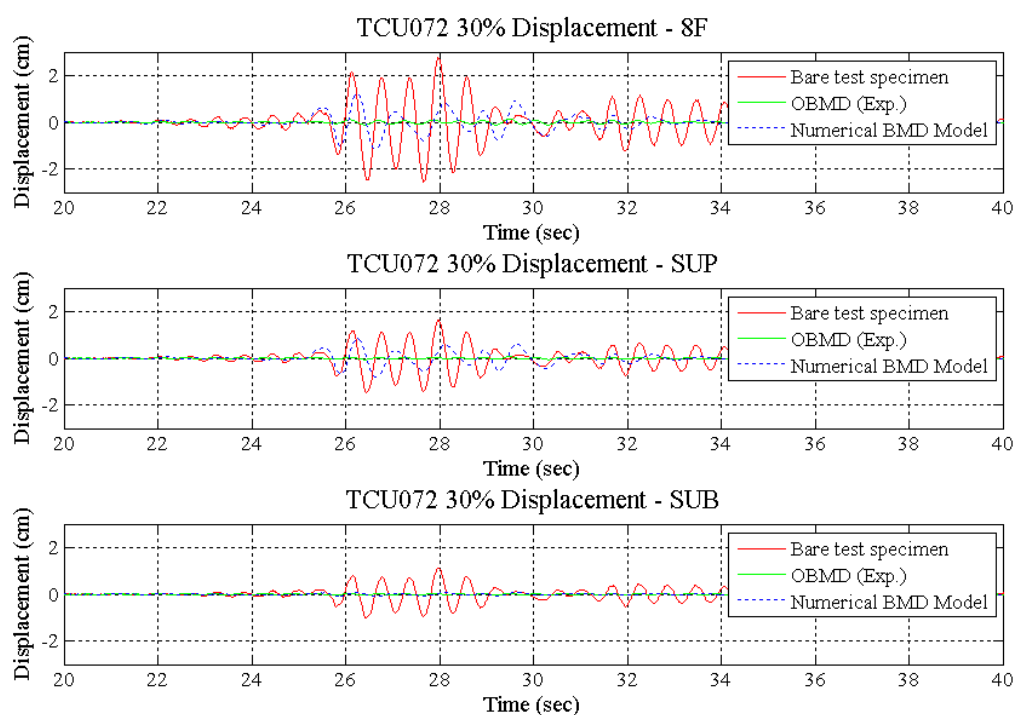


圖 5-51 TCU072 30% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時

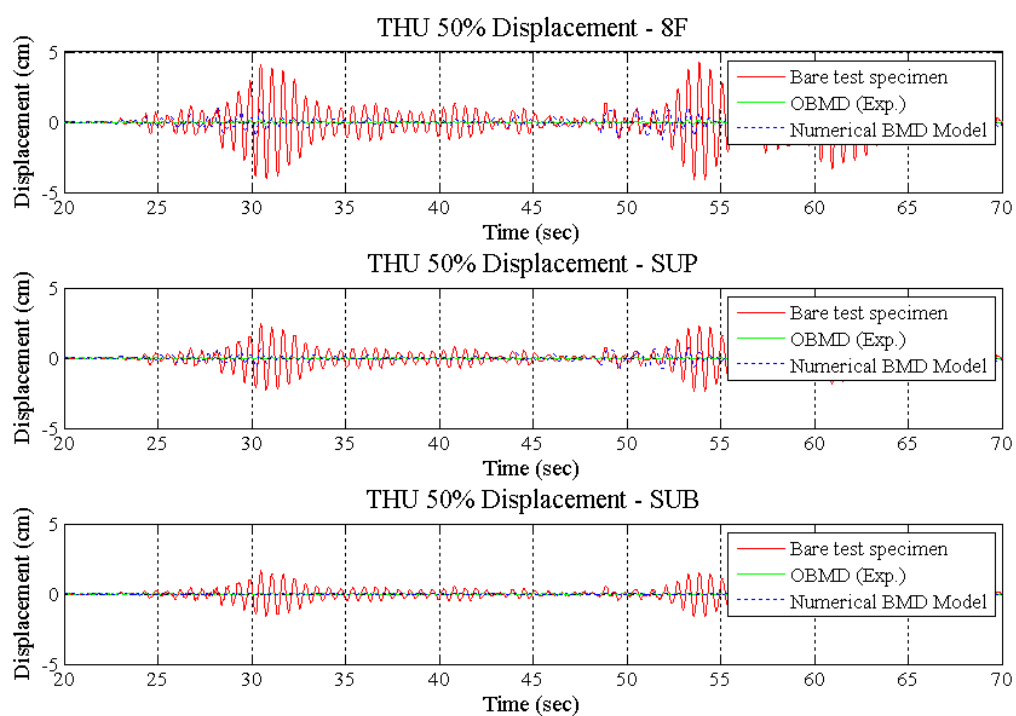


圖 5-52 THU 40% 地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果位移歷時

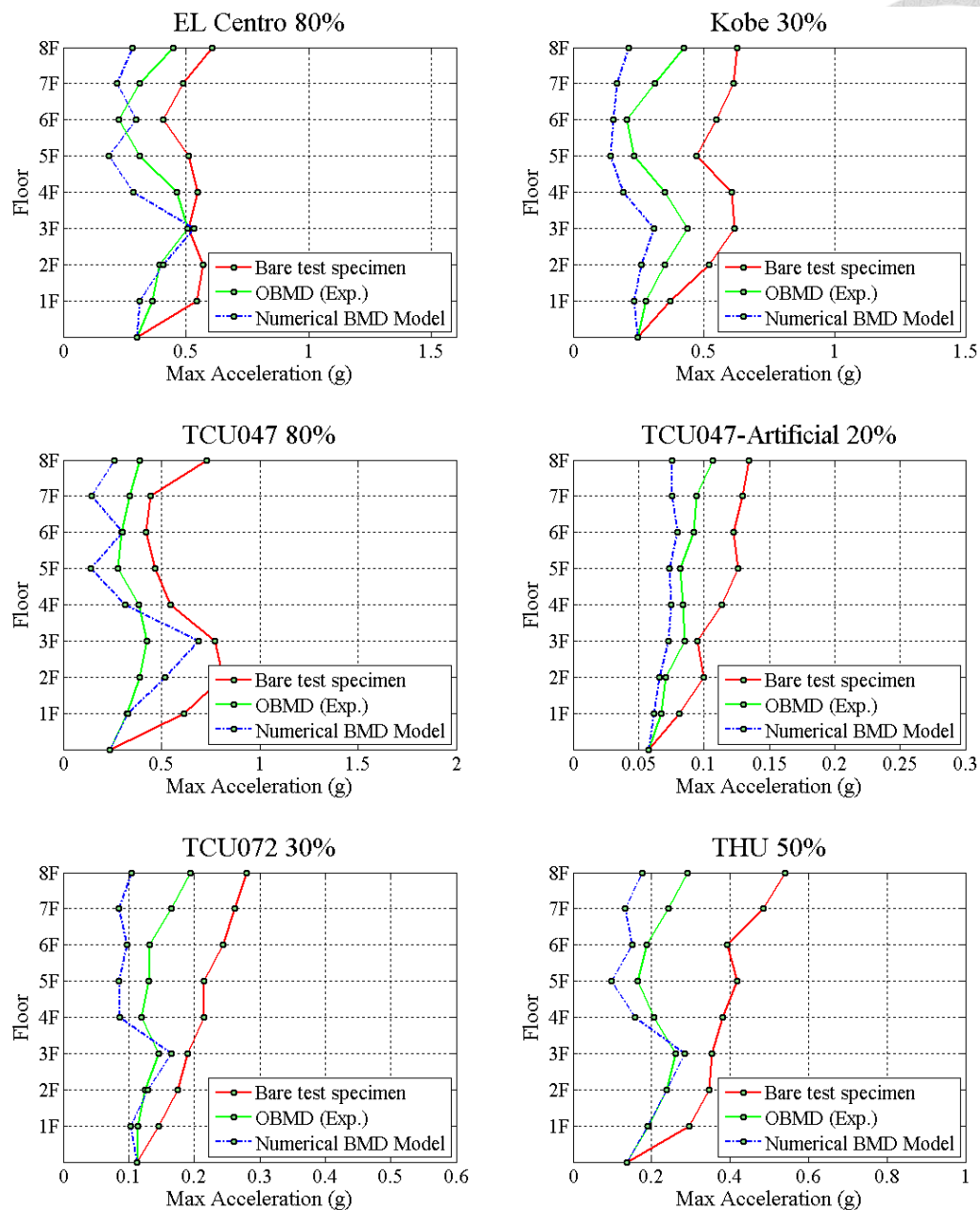


圖 5-53 各地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果各樓層最大加速度

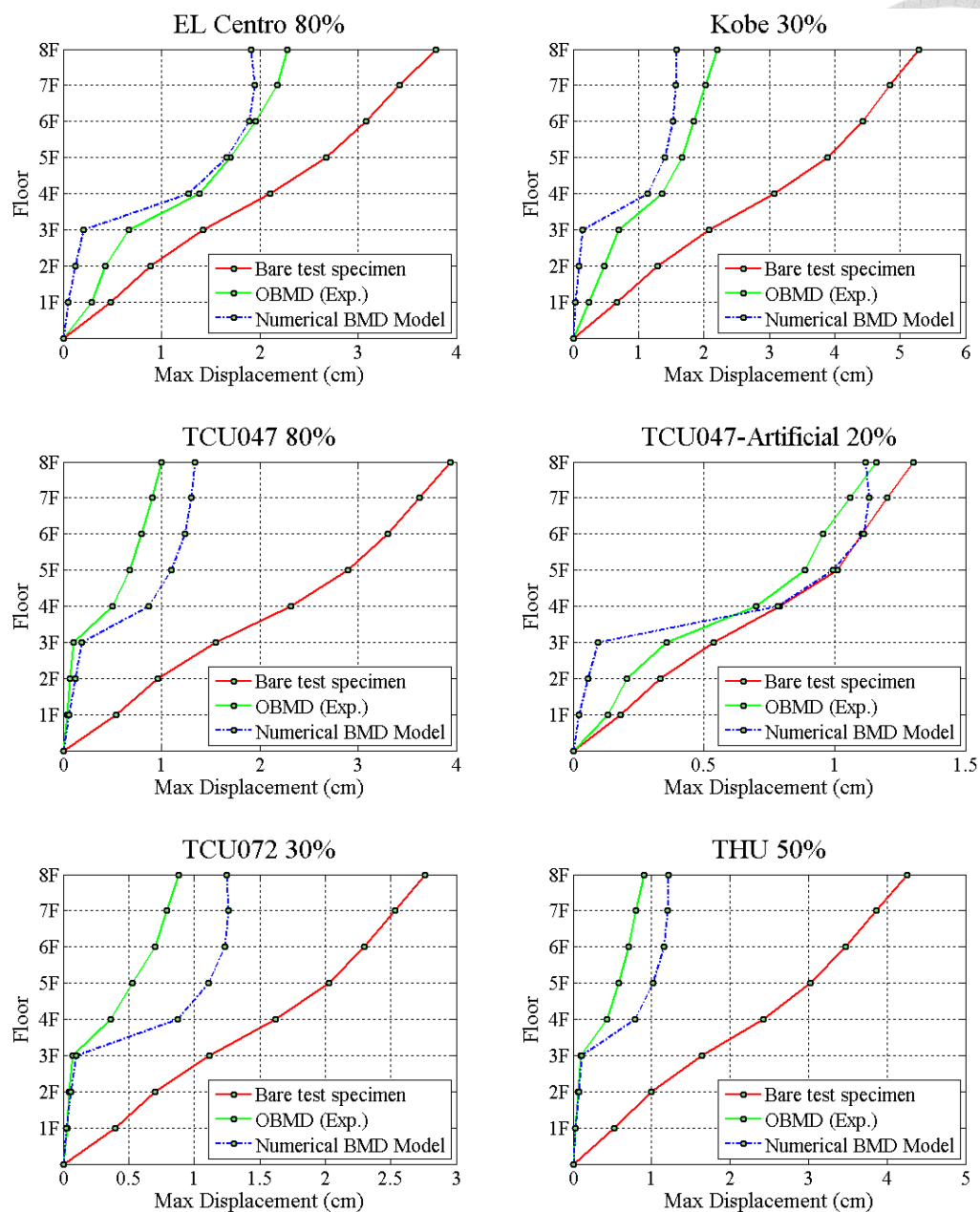


圖 5-54 各地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果各樓層最大位移

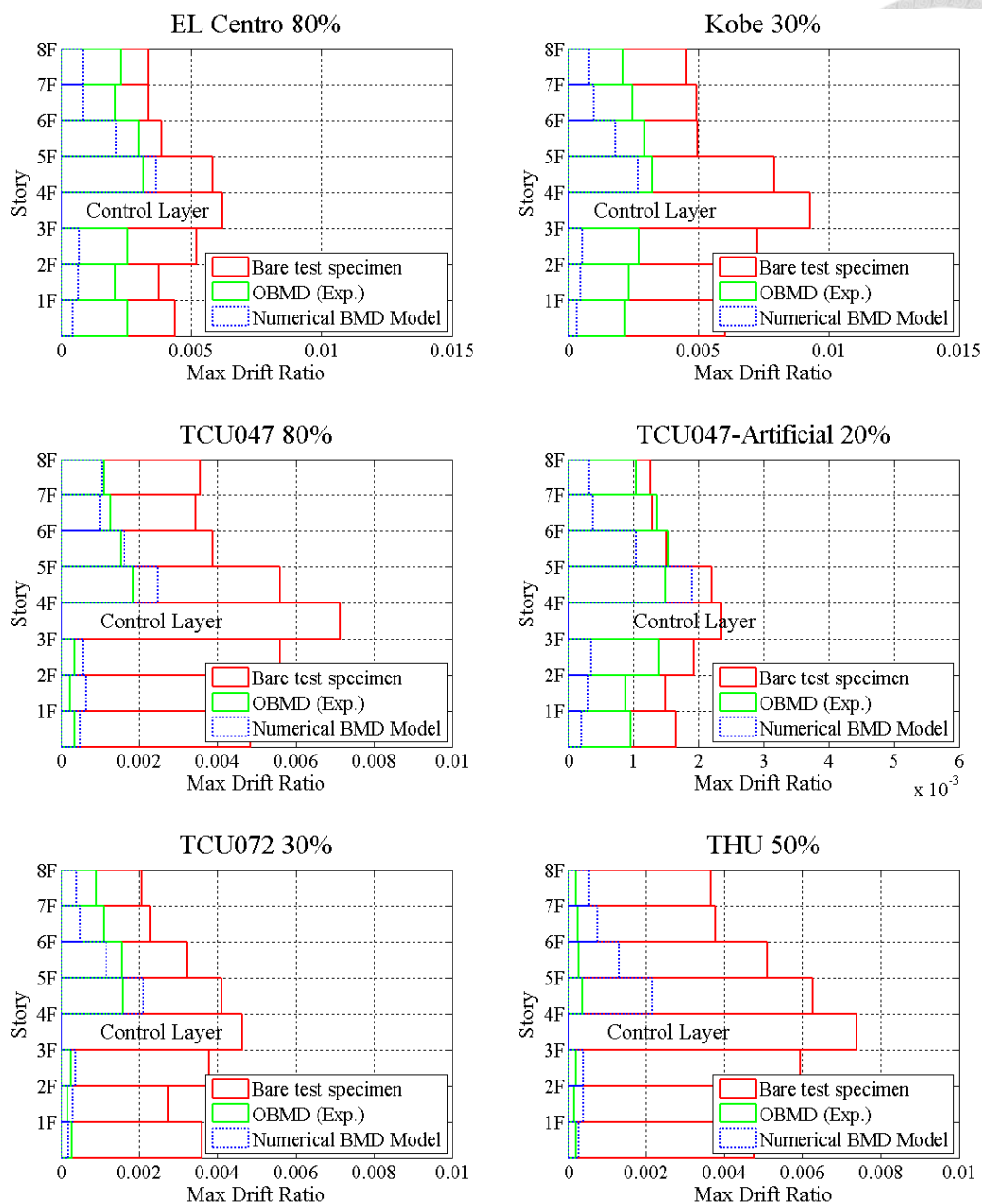


圖 5-55 各地震作用下 Numerical BMD Model 與試驗結果各樓層最大層間位移角

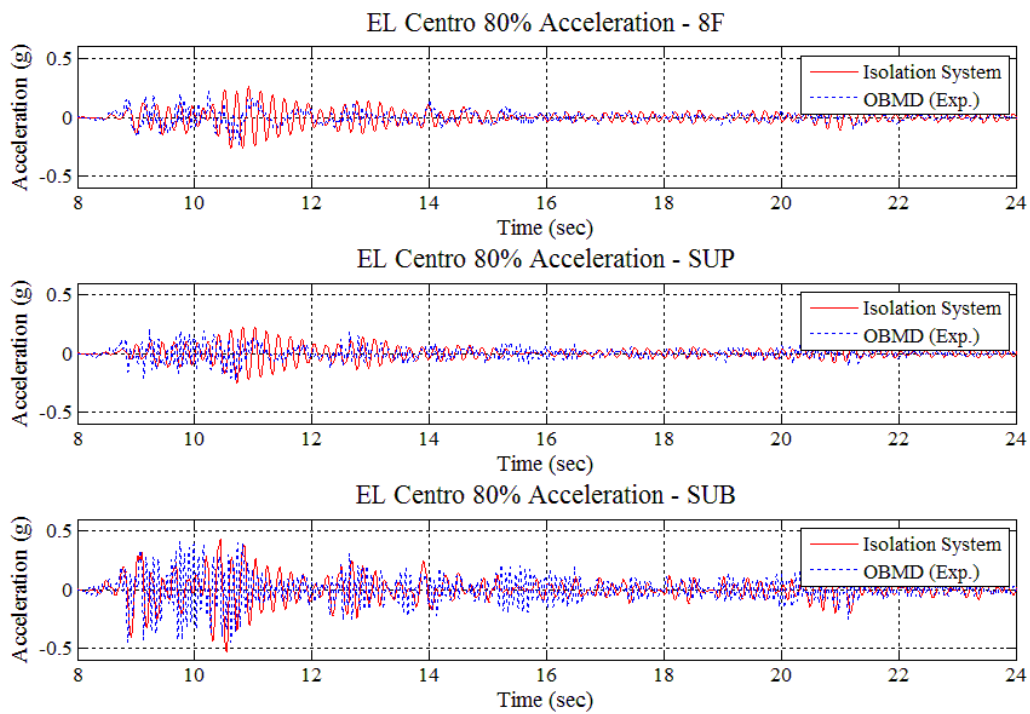


圖 5-56 EL Centro 80% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計加速度歷時

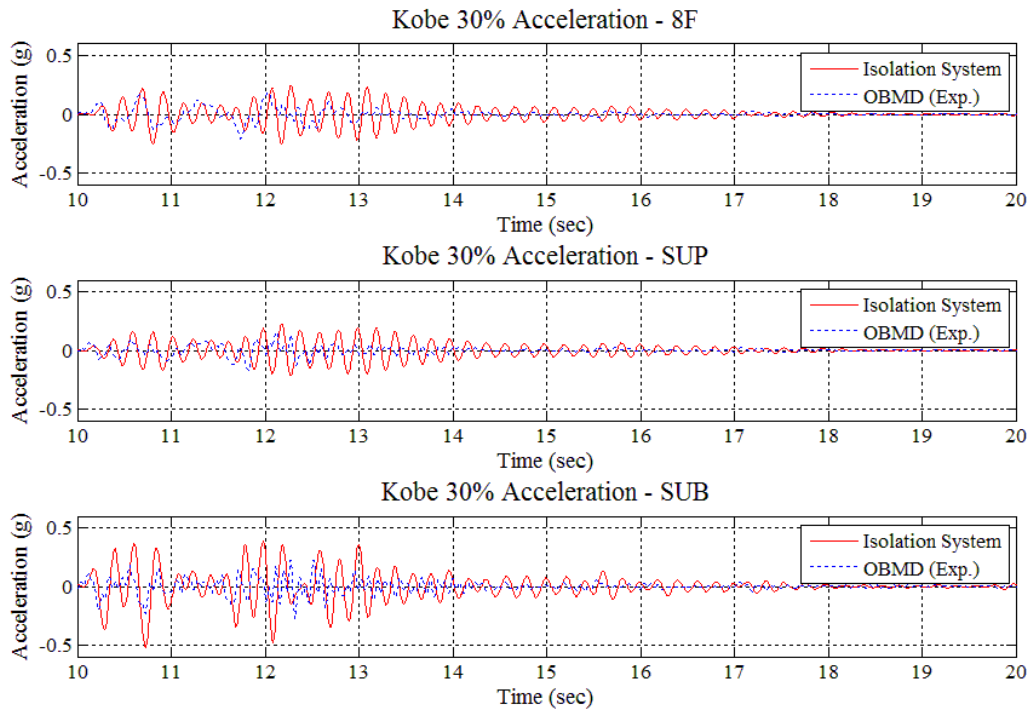


圖 5-57 Kobe 30% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計加速度歷時



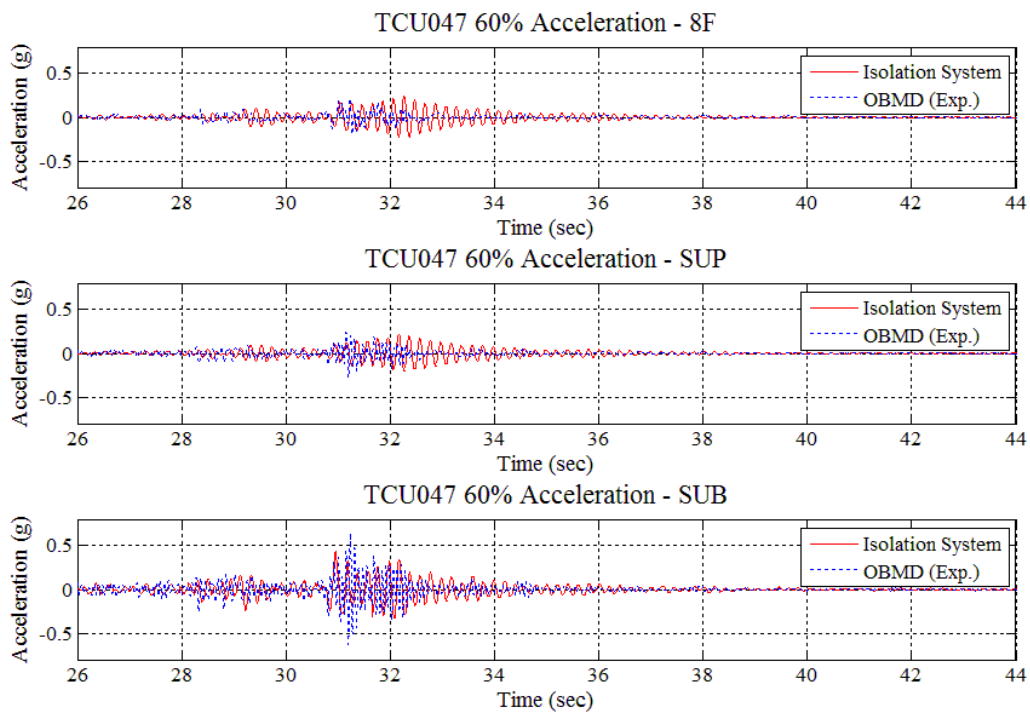


圖 5-58 TCU047 60% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計加速度歷時

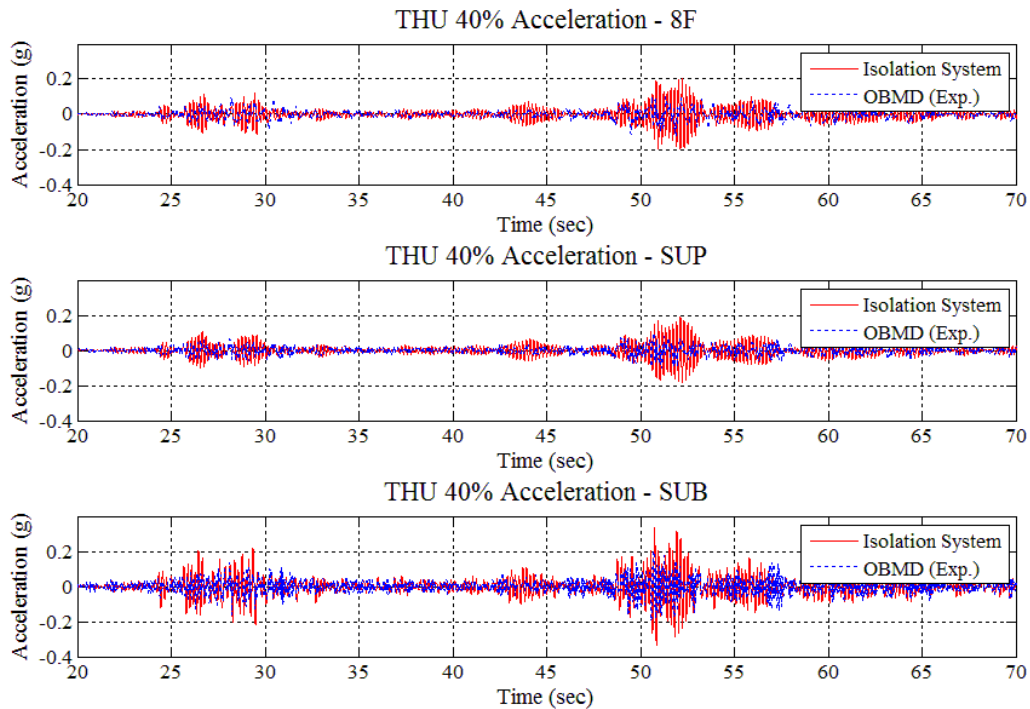


圖 5-59 THU 40% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計加速度歷時

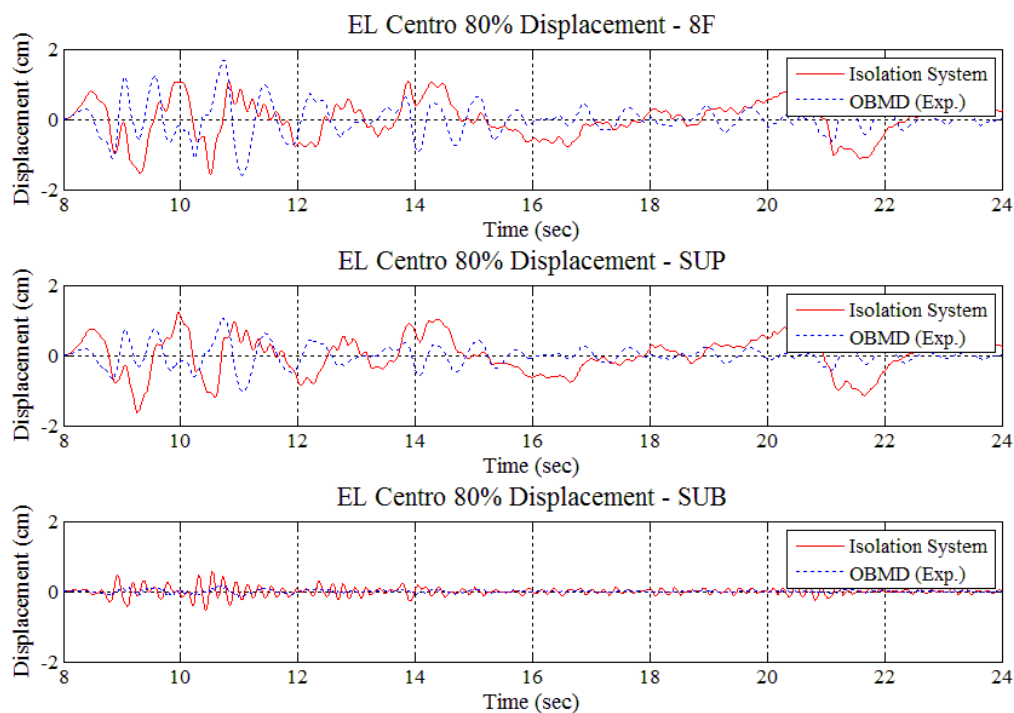


圖 5-60 EL Centro 80% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計位移歷時

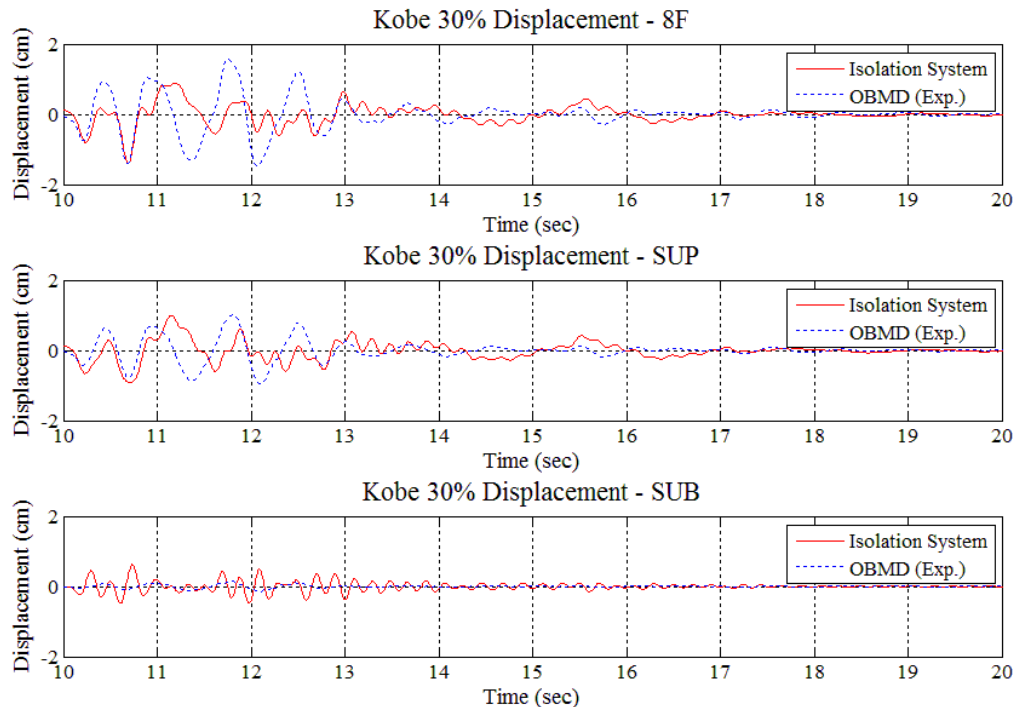


圖 5-61 Kobe 30% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計位移歷時

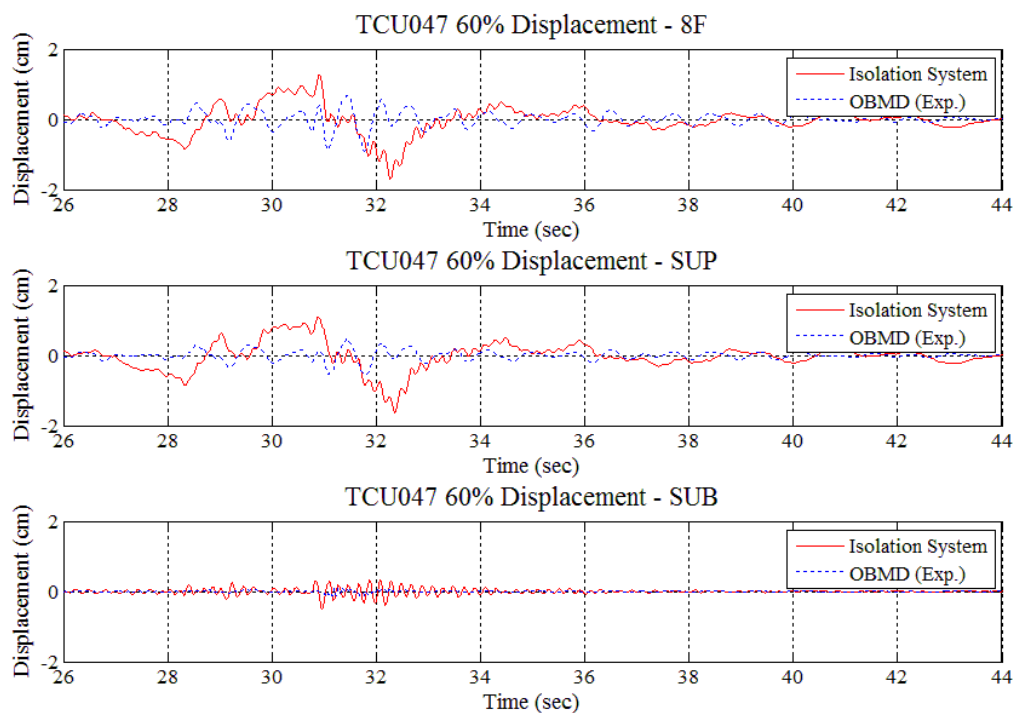


圖 5-62 TCU047 60% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計位移歷時

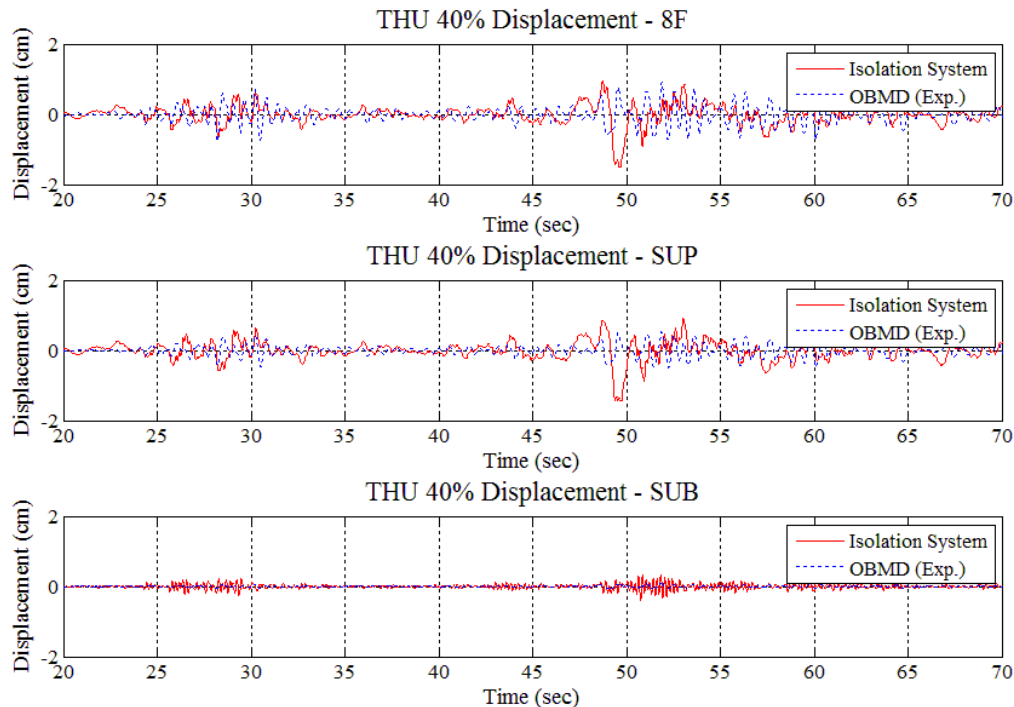


圖 5-63 THU 40% 地震作用下 OBMD 設計與隔震設計位移歷時

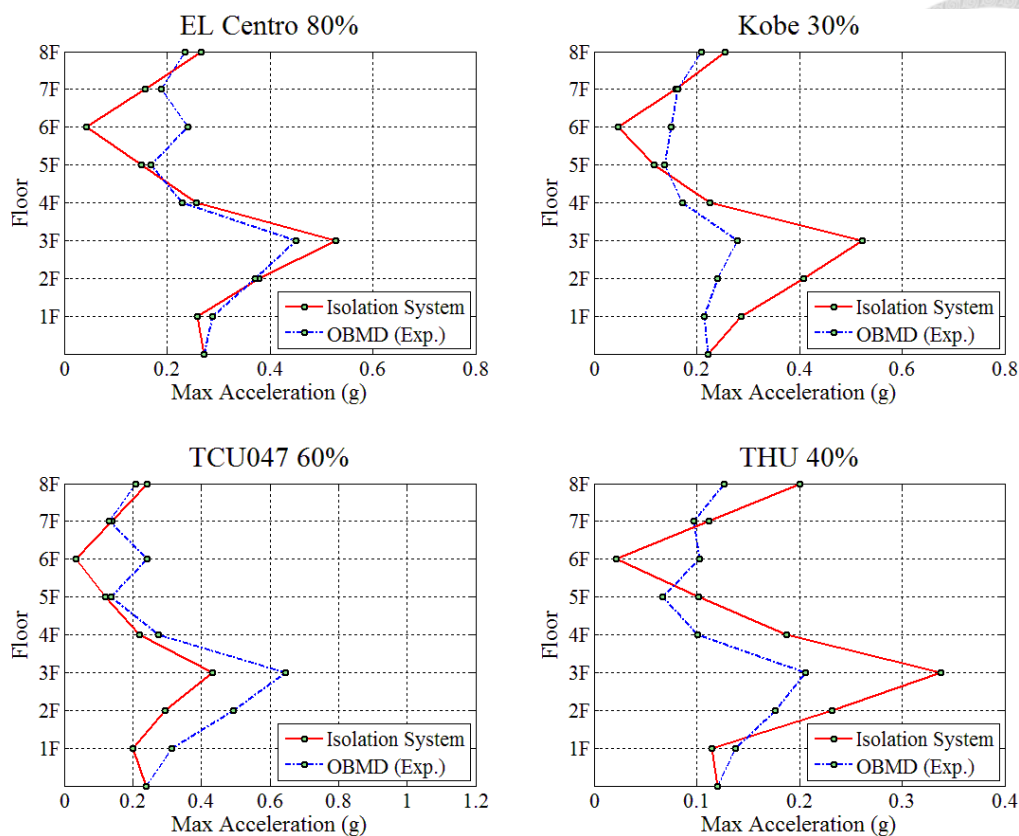


圖 5-64 所有輸入地震作用下 OBMD 設計與隔震設計各樓層最大加速度

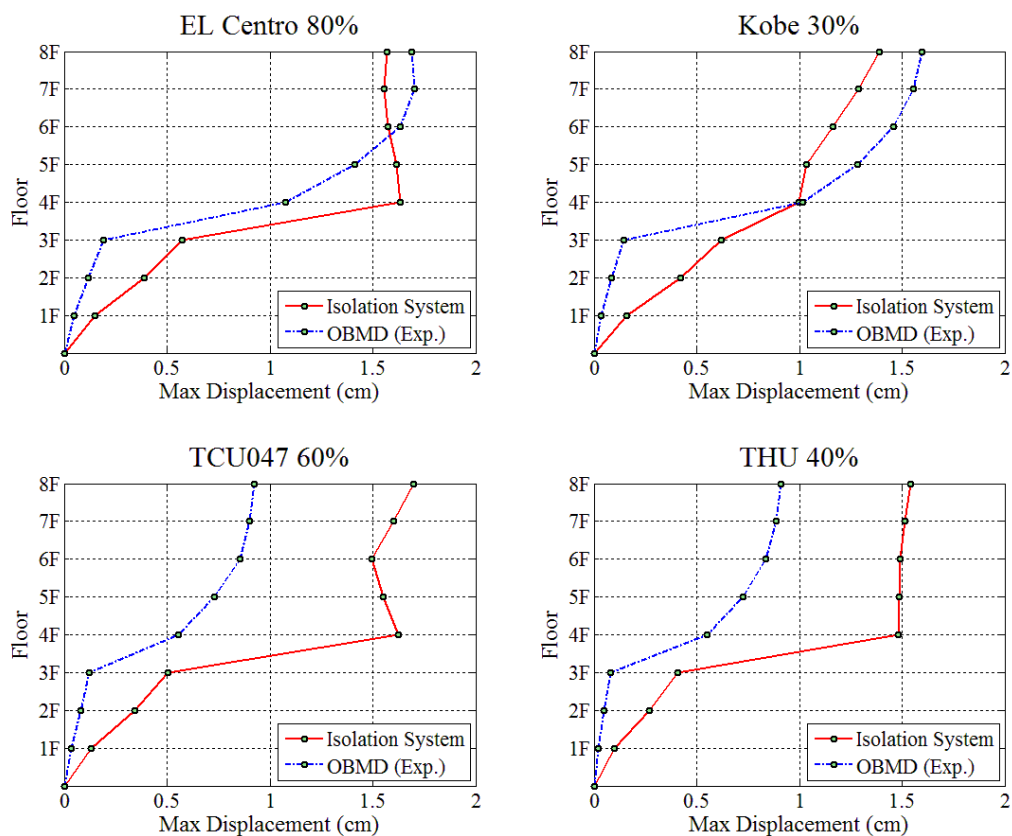


圖 5-65 所有輸入地震作用下 OBMD 設計與隔震設計各樓層最大位移

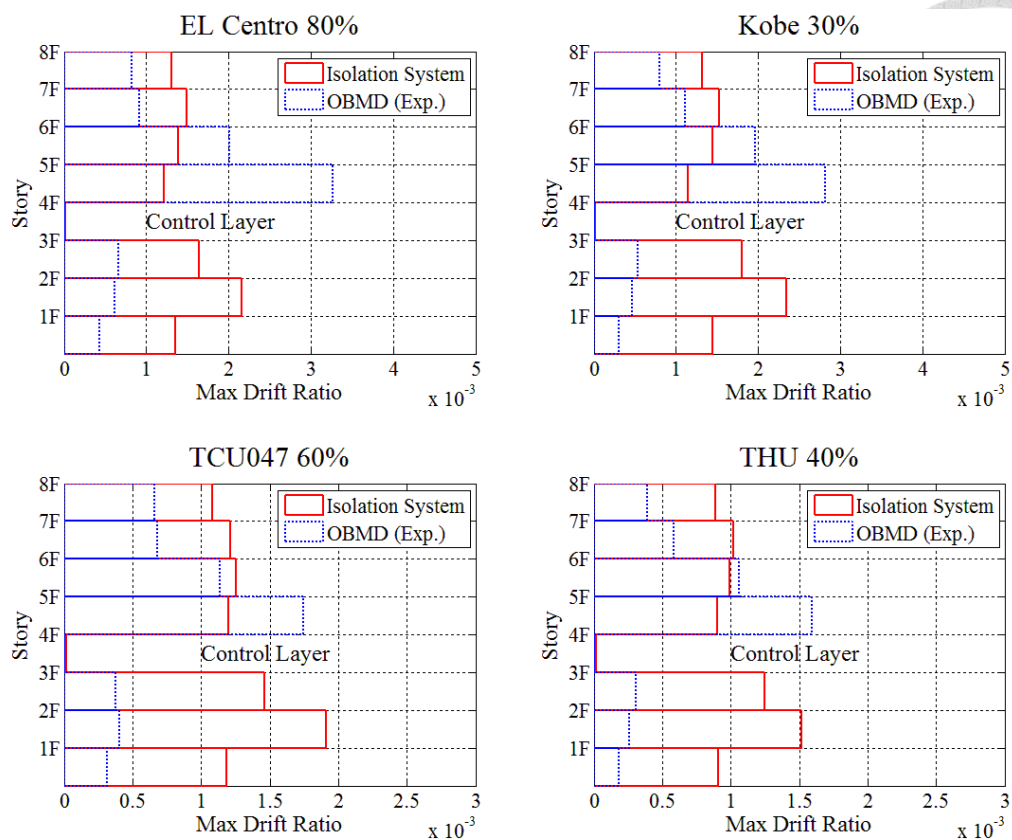


圖 5-66 所有輸入地震作用下 OBMD 設計與隔震設計各樓層最大層間位移角

## 第六章 結論與未來展望



### 6.1 結論

OBMD 以控制層 (Control Layer) 上方結構作為調諧質量結構 (Tuned Mass Absorber)，下方為主結構 (Primary Structure)，並利用橡膠支承墊與黏滯性阻尼器提供 OBMD 之勁度與阻尼比，結合中間層隔震設計 (Mid-Story Isolation Design) 與調諧質量阻尼器設計 (Tuned Mass Damper, TMD) 兩種理論之優點，同時控制控制層、調諧質量結構與主結構之受震反應。以一簡化三自由度模型模擬，考慮模態特性作為控制目標，代入狀態空間法之運動方程式並考慮每個模態特性，進行各項結構系統參數之敏感度分析，推導 OBMD 之最佳化系統參數。

本研究以一八層縮尺鋼構架模型規劃振動台試驗，於國家地震工程研究中心 (National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE) 進行，試驗分為兩階段，第一階段根據參數分析結果設計 BMD 系統，並變動各個參數設計一系列試驗構架，本試驗考慮不同特性之地震歷時。比較各組構架試驗結果及系統識別結果可了解各系統參數變異對 BMD 系統之受震反應。第二階段，依據試驗結果修正數值模型並考慮試驗構架組裝誤差進行 OBMD 試驗與空構架、數值模型、一般隔震設計之分析結果比較。綜合以上各章節內容，提出幾點結論如下：

1. 本文提出之目標函數，各模態於一定比例貢獻下使調諧質量結構與主結構呈反向位運動之互制作用，以三自由度簡化結構模型推導出各系統參數(如質量比、頻率比與阻尼比等)，可有效設計於 OBMD 系統降低結構受震反應。
2. OBMD 系統設計目標為結合中間層隔震設計和調諧質量阻尼器設計之優點，同時將調諧質量結構、主結構的受震反應控制在容許範圍內，而由本研究第一階段與第二階段之振動台試驗結果也證明 OBMD 系統之可行性與有效性。
3. 傳統 TMD 系統質量比增大所需之阻尼比也提高，造成設計和裝設不易；OBMD 系統利用控制層將調諧質量結構作為調諧質量，不需額外配置調諧質量塊，在實際建築物設計上可提升經濟性及方便性，有效利用建築空間，且調諧質量結構柔度可降

低系統所需之阻尼比。

4. 振動台試驗結果及數值分析結果均顯示，降低頻率比 $f_2$ 即控制層之勁度，可降低調諧質量結構反應，但主結構加速度、位移反應放大，層間為移角易大於千分之五；過度增加控制層勁度則會同時放大調諧質量結構、主結構之反應。阻尼比對於反應結果較不敏感，採用建議阻尼比設計之構架可有效降低整體反應，並提供一較為經濟且有效之設計準則。
5. 根據理論推導結合試驗結果，推論最適當的調諧質量結構與主結構樓層比例，建立一 OBMD 設計流程與修正之數值模型，於大多數地震歷時作用下，均能有效控制調諧質量結構、主結構之加速度及位移反應。
6. 比較 OBMD 系統與一般中間層隔震設計之數值模擬結果，OBMD 系統能同時降低調諧質量結構、主結構的加速度及位移反應，解決一般中間層隔震因主結構柔性而導致主結構反應放大之現象。
7. 本研究之 OBMD 設計以三自由度模型之參數分析結果為基礎，根據試驗及數值分析結果，此設計方法亦可應用於多自由度系統設計，提供準確的最佳化參數作為設計依據，在設計時於主結構與調諧質量結構需特別謹慎，控制層則可透過修正支承墊與阻尼器使系統參數趨近理論值。
8. 第五章數值模型參數變異分析結果顯示，提高主結構勁度可有效降低系統受震反應，從模態分析結果系統需考慮至第四模態超出本研究範疇，本研究最佳化理論模型僅考慮至第三模態，未來可進一步將理論模型推廣至更高維度。

## 6.2 未來展望

本研究提出最佳化自體調諧質量阻尼系統設計方法與流程，經由振動台試驗與數值模擬比較，進一步驗證其有效性及可行性，未來可考慮以不同方法，例如以反應最佳化為目標，進行 OBMD 系統參數分析，此外對於控制層支承墊與阻尼器以半主動或主動控制降低離頻效應對反應之影響，避免系統控制結構反應效益降低。

將 OBMD 系統嘗試設計於實際結構物進行數值模擬，考慮實際應用本系統，特別

是高樓層結構物，除考量地震力輸入對結構體影響外，探討風力對結構體持續面壓於調諧質量結構，探討 OBMD 系統對於調諧質量結構與主結構減振之有效性，驗證該系統應用於真實結構之可行性。





## 參考文獻

1. Chang KC, Hwang JS, Chan TC, Tau CC and Wang SJ. Application, R&D and Design Rules for Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems for Buildings and Bridges in Taiwan. *Proceedings of the 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures*, Istanbul, Turkey, 2007.
2. Chang KC, Hwang JS and Wang SJ. Applications of Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems to Buildings in Taiwan. *Proceedings of the JSSI 15th Anniversary International Symposium on Seismic Response Controlled Buildings for Sustainable Society*, Tokyo, Japan, 2009.
3. 蔡宜真，中間層隔震縮尺建築物振動台試驗研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導，民國九十六年一月。
4. 江春琴，中間樓層隔震建築之耐震行為研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導，民國九十六年六月。
5. 林孟慧，中間樓層隔震建築之模態耦合效應研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導，民國九十七年六月。
6. 洪瑩真，中間樓層隔震建築物之試驗、設計與監測研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導，民國九十九年六月。
7. Chang KC, Hwang JS, Wang SJ, Lee BH, Lin MH and Chiang CC. Analytical and Experimental Studies on Seismic Behavior of Buildings with Mid-Story Isolation. *Proceedings of the 10th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR2009)*, Osaka, Japan, 2009.
8. Wang SJ, Chang KC, Hwang JS and Lee BH. "Simplified Analysis of Mid-Story Seismically Isolated Buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2011; 40(2): 119-133.
9. Koh T and Kobayashi M. Analytical Study of Modal Coupling Effect on Mid-story Isolation System by Eigen Value Analysis and Random Vibration Analysis. *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of the Architectural Institute of Japan (Hokkaido)*. 2004; 21167-21168.
10. Kelly JM. Base Isolation: Linear Theory and Design. *Earthquake Spectra*, 1990; 6(2): 223-244.
11. Kelly JM. Earthquake-Resistant Design with Rubber, 2nd ed., Springer Verlag, London, 1996.
12. Iwan WD and Gates NC. The Effective Period and Damping of A Class of Hysteretic Structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, ASCE, 1979; 7: 199-221.
13. Chang KC, Hwang JS, Wang SJ, Lee BH, Hsiao JY and Hung YC. Shaking Table Tests of Scaled Buildings Isolated at Different Stories. *Proceedings of the 11th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, Guangzhou, China, 2009.
14. Hartog Den J P. Mechanical Vibrations, 4th ed., McGraw-Hill, New York, 1956.
15. Warburton GB. Optimal Absorber Parameters for Various Combinations of Response and

- Excitation Parameters. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1982; 10: 381-401.
16. Warburton GB and Ayorinde EO. Optimum Absorber Parameters for Simple Systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1980; 8: 197-217.
  17. Warburton GB, Optimum Absorber Parameters for minimizing vibration response, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1981.
  18. Tsai HC and Lin GC. Optimum Tuned-Mass Dampers for Minimizing Steady-State Response of Support-Excited and Damped Systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1993; 23: 957-973.
  19. Villaverde R. Reduction in Seismic Response with Heavily-Damped Vibration Absorbers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1985; 13: 33-42.
  20. Villaverde R. Seismic Control of Structures with Damped Resonant Appendages. *Proceedings of the 1st World Conference on Structural Control, Los Angeles, California, 1994.*
  21. Villaverde R and Koyama LA. Damped Resonant Appendages to Increase Inherent Damping in Buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1993; 22: 491-507.
  22. Toshihiko ASAMI, Toshimi WAKASONO, Koichi KAMEOKA, Motoyoshi HASEGAWA and Hisayoshi SEKIGUCHI, Optimum Design of Dynamic Absorbers for a System Subjected to random Excitation, *The Japan Society of Mechanical Engineers*, 1991.
  23. Emiliano Matta , "Effectiveness of Tuned Mass Dampers against Ground Motion Pulses, *American Society of Civil Engineers*, 2013.
  24. Satish Nagarajaiah and Nadathur Varadarajan , Short time Fourier transform algorithm for wind response control of buildings with variable stiffness TMD, *Engineering Structures* ,2005.
  25. Chien-Liang Lee , Yung-Tsang Chen , Lap-Loi Chung , Yen-Po Wang , Optimal design theories and applications of tuned mass dampers, *Engineering Structures* ,2006.
  26. Hadi, M.N.S , Arfiadi, Y. , Optimum design of absorber for MDOF structures, *Journal of Structural Engineering*, 1998.
  27. Rahul Rana and T. T. Soong , Parametric study and simplified design of tuned mass dampers, *Engineering Structures*, 1997.
  28. Jangid, R.S. , " Dynamic characteristics of structures with multiple tuned mass dampers", *Structural Engineering and Mechanics*, 1995.
  29. S. V. Bakrez and R. S. Jangid , " Optimum parameters of tuned mass damper for damped main system", *Structural control and health monitoring*, 2006.
  30. Lap-Loi Chung , Lai-Yun Wu , Chuang-Sheng Walter Yang , Kuan-Hua Lien, Mei-Chun Lin and Hsu-Hui Huang , Optimal design formulas for viscous tuned mass dampers in wind-excited structures, *Structural control and health monitoring*, 2011.
  31. Chien-Liang Lee, Yung-Tsang Chen, Lap-Loi Chung, Yen-Po Wang, Optimal design theories and applications of tuned mass dampers, *Engineering Structures*, 2006

32. Narasimhana S, and Nagarajaiah S. A STFT semi-active controller for base isolated buildings with variable stiffness isolation systems, *Engineering Structures*, 2005; 27: 514–523.
33. Nagarajaiah S, Sonmez E. Structures with semi-active variable stiffness single/multiple tuned mass dampers, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 2007; 133(1): 67-77.
34. Chey MH, Chase JG, Mander JB., Carr, A.J., “Semi-active tuned mass damper building systems: Design”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2010; 39(2), p 119-139.
35. L. L. Chung, L. Y. Wu, K. H. Lien, H. H. Chen and H. H. Huang , " Optimal design of friction pendulum tuned mass damper with varying friction coefficient", *Structural control and health monitoring*, 2012.
36. Lin, P.Y., Chung, L.L., Loh, C.H, Semiactive control of building structures with semiactive tuned mass damper, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 2005.
37. Chung, L.-L., Wu, L.-Y., Huang, H.-H., Chang, C.-H., Lien, K.-H, Optimal design theories of tuned mass dampers with nonlinear viscous damping, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2010.
38. Chung, L.-L., Wu, L.-Y., Chen, H.-H., Huang, H.-H., Lien, K.-H., Optimal design of friction pendulum typed tuned mass damper, *Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering*, 2011.
39. Chi-Chang Lin, Chi-Lun Chen & Jer-Fu Wang," Vibration Control of Structures with Initially Accelerated Passive Tuned Mass Dampers under Near-Fault *Earthquake Excitation*", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 2010.
40. Jer-Fu Wang, Chi-Chang Lin," Seismic performance of multiple tuned mass dampers for soil–irregular building interaction systems", *International Journal of Solids and Structures*, 2005.
41. Lin, Chi-Chang, Hu, Chih-Ming, Wang, Jer-Fu, Hu, Rong-Yu," Vibration control effectiveness of passive tuned mass dampers", *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 1994.
42. Min-Li Chang, Chi-Chang Lin, Jin-Min Ueng, Kai-Hsiang Hsieh and Jer-Fu Wang," Experimental study on adjustable tuned mass damper to reduce floor vibration due to machinery", *Structural control and health monitoring*, 2010.
43. Chi-Chang Lin, Lyan-Ywan Lu, Ging-Long Lin, Ting-Wei Yang," Vibration control of seismic structures using semi-active friction multiple tuned mass dampers", *Engineering Structures*, 2010.
44. Lin CC, Ueng JM and Huang TC. Seismic response reduction of irregular buildings using passive tuned mass dampers, *Engineering Structures*, 2000; 22(5): 513-524.
45. Lin CC, Wang JF and Ueng JM. Vibration control identification of seismically-excited MDOF structure-PTMD systems, *Journal of Sound and Vibration*, 2001: 240(1): 87-115.
46. Ueng JM, Lin CC and Wang JF. Practical design issues of tuned mass dampers for torsionally- coupled buildings under earthquake loadings, *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2008; 17(3): 133-165.

47. Lin CC, Lin GL, Wang JF. Protection of seismic structures using semi-active friction TMD, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2010; 39(6): 635-659.
48. Lin CC, Chen CL and Wang JF. Vibration control of structures equipped with passive tuned mass dampers under near-fault earthquake excitation, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 2010; 25(1): 69-75.
49. Lin CC, Lin, G. L., Wang, J. F. "Protection of seismic structures using semi-active friction TMD", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2010; 39(6): 635-659.
50. Sadek F, Mohraz B, Taylor AW and Chung RM. A Method of Estimating The Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1997; 26: 617-635.
51. Rana R and Song TT. Parametric Study and Simplified Design of Tuned Mass Dampers. *Journal of Engineering Structures*, 1998; 20(3): 193-204.
52. Lukkunaprasit P and Wanitkorkul A (2001). Inelastic Building with Tuned Mass Dampers under Moderate Ground Motions from Distant Earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2001; 30: 537-551.
53. Pinkaew T, Lukkunaprasit P and Chatupote P. Seismic Effectiveness of Tuned Mass Dampers for Damage Reduction of Structures. *Journal of Engineering Structures*, 2003; 25: 39-46.
54. Masato' A. Tuned Mass Dampers for Structures with Bilinear Hysteresis. *Journal of Engineering Mechanics*, 1996; 122(8): 797-800.
55. Miyama T. Seismic Responses of Multi-Storey Frames Equipped with Energy Absorbing Storey on Its Top. *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 1992*.
56. Villaverde R. Aseismic Roof Isolation System: Feasibility Study with 13-Story building. *Journal of Structural Engineering*, 2002; 128(2): 188-196.
57. Ziyaeifar M and NoguchitH. Partial Mass Isolation in Tall Buildings, Department of Architecture, Faculty of Engineering, Chiba University, 1-33 Yayoi-Cho, Inage-Ku, Chiba 263, Japan.
58. Villaverde R. Aseismic Roof Isolation System: Feasibility Study with 13-Story Building, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 2002; 128(2), 188-196.
59. Chey MH, Chase JG, Mander JB, and Carr AJ. Semi-active tuned mass damper building systems: Application, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2010; 39(2):69-89.
60. Ryota Kidokoro, "Self-Mass Damper at Tokyo Swatch", *Tenth anniversary special issue article originally published in April 2009*.
61. Amir SJ Gilani, H. Kit Miyamoto, Stepehn Mahin, Robert Nighbor, "Seismic Retrofit of the LAX Theme Building with Mass Damper: Analysis and Experimentation". *Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012*.
62. 陶其駿、厲妮妮，隔震建築應用與使用管理通俗化手冊之研擬，內政部建築研究所研究報告，2006。

63. 張國鎮、黃震興、蘇晴茂、李森枏，結構消能減震控制及隔震設計，民國 93 年。
64. 洪忠憲&小林正人，Vibratory Characteristics and Earthquake Response of Mid-Story Isolated Buildings，明治大學科學技術研究所紀要 39（12）：97-114，2000。
65. 洪忠憲&小林正人，Analytical Study of Modal Coupling Effect on Mid-story Isolation System by Eigen Value Analysis and Random Vibration Analysis（固有値解析およびランダム応答解析による中間層免震構造のモード連成作用効果の分析），日本建築學會大會學術講演梗概集（北海道），pp. 21167-21168，2004。
66. 汪向榮，中間樓層隔震建築之耐震行為分析與試驗研究，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文，張國鎮教授指導，民國九十九年一月。
67. 李柏翰，層間損壞指標可靠度分析及改善策略，國立中興大學土木工程學研究所碩士論文，林其璋教授指導，民國九十六年六月。
68. 林孟慧，中間樓層隔震結構之模態耦合效應研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導，民國九十七年六月。
69. 簡亭宜，結構自體調諧質量阻尼系統之耐震行為研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導，民國一百年六月。
70. 陳政君，中間層隔震與速度型阻尼器配合隔震建築物之地震靜動力分析，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，蔡益超教授指導，民國九十三年六月。
71. 蔡宜真，中間層隔震縮尺建築物振動台試驗研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導，民國九十六年一月。
72. 江春琴，中間樓層隔震建築之耐震行為研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導，民國九十六年六月。
73. 洪瑩真，中間樓層隔震建築物之試驗、設計與監測研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導，民國九十九年六月。
74. 陳穎萱，結構自體調諧質量阻尼系統之振動台試驗研究，國立台灣大學土木工程學

研究所碩士論文，張國鎮教授指導，民國101年六月。

75. 建築物耐震規範及解說，內政部，2005年7月。



## 作者簡歷



■ 姓名：李柏翰

■ 生日：1982年11月3日

■ 學歷：

96.9~101.6，博士，國立台灣大學，土木工程學系研究所結構工程組

94.9~96.6，碩士，國立中興大學，土木工程學系研究所結構工程組

90.9~94.6，學士，國立高雄大學，土木與環境工程學系

### 榮譽事蹟

96 年，中華民國斐陶斐榮譽學會榮譽會員

95 年，財團法人中興工程顧問社獎學金

### 學術發表

1. Wang, S.-J., Chang, K.-C., Hwang, J.-S., Hsiao, J.-Y., Lee, B.-H., Hung, Y.-C., "Dynamic behavior of a building structure tested with base and mid-story isolation systems", *Engineering Structures* 42 , pp. 420-433 (SCI)
2. Wang, S.-J., Hwang, J.-S., Chang, K.-C., Lin, M.-H., Lee, B.-H., "Analytical and experimental studies on midstory isolated buildings with modal coupling effect", [Earthquake Engineering and Structural Dynamics](#) 42 (2) , pp. 201-219(SCI)
3. Wang SJ, Chang KC, Hwang JS and Lee BH.(2011),"Simplified Analysis of Mid-Story Seismically Isolated Buildings," [Earthquake Engineering and Structural Dynamics](#), 40 (2) , pp. 119-133 (SCI)
4. W. I. Liao, C. H. Loh and B. H. Lee, 2004, "Comparison of Dynamic Response of Isolated and Non-isolated Continuous Girder Bridges Subjected to Near-Fault Ground Motions", *Engineering Structures*, Vol. 26, No.14, pp. 2173-2183 (SCI).
5. 張國鎮、黃震興、林孟慧、汪向榮、李柏翰，“建築物中間層隔震之實驗與分析”，*土木水利雙月刊*第三十五卷第四期，中國土木水利工程學會，中華民國九十七年八月。