

# 國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文



應用晃動式隔震系統於近斷層結構防震設計之研究  
A Study on the Aseismic Design of Near-Fault Structures Using  
Rocking-type Isolation Systems

研究生：陳逸軒

指導教授：王彥博 博士  
廖偉信 博士

中華民國九十三年六月

應用晃動式隔震系統於近斷層結構防震設計之研究  
A Study on the Aseismic Design of Near-Fault Structures Using  
Rocking-type Isolation Systems

研究生：陳逸軒

Student : Yi-Hsuan Chen

指導教授：王彥博 博士

Advisor : Dr. Yen-Po Wang

廖偉信 博士

Dr. Wei-Hsin Liao

國立交通大學

土木工程學系碩士班



Submitted to Institute of Civil Engineering  
College of Engineering  
National Chiao Tung University  
In Partial Fulfillment of the Requirements  
For the Degree of  
Master of Science  
in  
Civil Engineering  
June 2004  
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十三年六月

# 應用晃動式隔震系統於近斷層結構防震設計之研究

研究生：陳逸軒

指導教授：王彥博 博士

廖偉信 博士

國立交通大學土木工程研究所



本研究主要是探討應用晃動式隔震系統於近斷層結構防震設計之可行性。晃動隔震系統是藉由結構物基層與基礎間之不連續介面，使結構物在傾倒彎矩大於自重所造成之抵抗彎矩時，產生晃動而釋放柱基的抗彎力矩，進而截斷地震力之傳輸，防止柱因地震反應過大而產生降伏。文中除了進行晃動隔震結構之理論推導外，並利用四階的朗吉-卡特法建立非線性動力分析程序。數值分析結果顯示，晃動隔震系統之穩定性相依於近斷層擾動脈衝之延時與振幅。增設液態黏滯阻尼器有助於提升晃動隔震系統於近斷層之穩定性與有效減緩其動力反應。晃動機制配合消能元件作為防止傾倒措施，已被證實為一種可行且有效的隔震系統。

關鍵字：晃動隔震、隔震、液態黏滯阻尼器、近斷層地震

# **A Study on the Aseismic Design of Near-Fault Structures Using Rocking-type Isolation Systems**

Student : Yi-Hsuan Chen

Advisor : Dr. Yen-Po Wang

Dr. Wei-Hsin Liao

Institute of Civil Engineering  
College of Engineering  
National Chiao Tung University

## **ABSTRACT**

In this study, the feasibility of utilizing rocking-type isolation systems for near-fault earthquake protection of structures is explored. With a discontinuous interface between the base and the underlying foundation, the rocking system is allowed to rock intermittently as the seismic overturning moment exceeds the restoring moment contributed by gravity. The rocking isolation then releases the resisting overturning moment while counteracts the earthquake load with the rotational inertia with respect to the supporting base, thus preventing the columns from yielding. Analytical modeling of this nonlinear dynamic system is derived and a numerical procedure developed based on the fourth-order Runge-Kutta-Nyström method. It is shown that the stability of rocking isolation depends on the pulse duration and amplitude of the near-fault earthquake via numerical simulations. It has been confirmed that stability and effectiveness in dynamic response alleviation of the rocking type isolation systems under near-fault earthquakes can be enhanced by the introduction of viscous fluid damper. The rocking mechanism integrated with energy dissipative dampers for up-lift control has been demonstrated to be a feasible and promising alternative of seismic isolation.

Keywords : rocking-type isolation, seismic isolation, viscous fluid dampers, near-fault earthquake

## 誌謝

感謝恩師 王彥博教授兩年來的悉心指導，使學生在課業與生活上都受益良多。吾師在求學問與做研究方面，所表現出來認真嚴謹的態度，實為學生學習之典範。吾師亦常常提供學生許多新穎的觀念，以增加學生思考的空間，並且在學生的生涯規劃上提供許多寶貴的建議，在此特向吾師致上最誠摯的謝意。

於論文口試期間，承蒙 國立成功大學土木系 徐德修教授、國家地震中心 鍾立來教授、國立高雄第一科技大學營建系 盧煉元教授及國立交通大學土木系 李建良博士於百忙中抽空審閱本文，並提供學生諸多珍貴的意見，使得論文內容有疏漏之處得以獲得改進，在此學生亦要表示感激之意。

感謝研究室諸學長鄧敏政博士、廖偉信博士、李建良博士，嘉賞學長在論文上之指導，並感謝同門師兄弟雅婷、啟晉、峻毅、明坤、銘峰、鈺文與連杰等在學業及生活上之切磋討論及各方面的協助與支援；以及那些曾經幫助或關心過我的同學與朋友，在此一併致上最誠摯之謝意。

最後，謹以本文獻給我最摯愛的雙親、姊姊與哥哥，感謝他們多年來給予我精神上最大的支持、關懷、鼓勵與包容，讓我無後顧之憂的完成此論文。

謹誌於工程二館 2004 年 7 月

# 目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
誌謝.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VII
圖目錄.....	XI
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機與目的.....	1
1.3 本文內容.....	4
第二章 剛體在地震作用下之晃動理論分析.....	5
2.1 前言.....	5
2.2 剛體之運動模態分析.....	5
2.2.1 靜止狀態.....	6
2.2.2 滑動狀態.....	6
2.2.3 晃動狀態.....	7
2.2.4 晃動-滑動狀態.....	9
2.3 晃動剛體之解析模型【33】.....	11
2.3.1 運動方程式.....	14
2.3.2 四階朗吉-卡特法【35】.....	16
2.3.3 剛體結構自由晃動分析.....	19
2.4 晃動剛體之傾覆分析【32】.....	22
第三章 單樓層房屋結構之晃動研究.....	25
3.1 前言.....	25

3.2 單層房屋晃動結構之運動方程式.....	26
3.2.1 純晃動條件.....	26
3.2.2 晃動結構之系統變位.....	27
3.2.3 運動方程式.....	28
3.3 撞擊後初始條件之更新.....	33
3.3.1 角動量守恆.....	33
3.3.2 停止晃動後結構之初始條件.....	37
3.4 結構週期對晃動行為之研究.....	38
3.5 晃動隔震與滑動隔震受震反應比較.....	39
3.6 晃動隔震應用於近斷層結構之耐震評估.....	40
3.6.1 近斷層震波.....	40
3.6.2 Type A 人工模擬近斷層震波.....	41
3.6.3 Type B 人工模擬近斷層震波.....	41
3.6.4 Type C1 人工模擬近斷層震波.....	42
3.6.5 Type C2 人工模擬近斷層震波.....	43
3.7 晃動機制的穩定性分析.....	44
3.7.1 晃動剛體之穩定性分析.....	44
3.7.2 晃動彈性結構之穩定性分析.....	45
第四章 晃動機制加裝液態尼器之動力分析.....	47
4.1 前言.....	47
4.2 晃動機制加裝液態黏滯阻尼器.....	48
4.2.1 晃動機制加裝液態黏滯阻尼器之運動方程式.....	48
4.2.2 數值分析方法.....	49
4.3 晃動機制結構加裝液態黏性阻尼器之減震效益.....	50
4.3.1 TypeA 人工模擬震波.....	51
4.3.2 TypeB 人工模擬震波.....	52

4.3.3 TypeC1 人工模擬震波.....	53
4.3.4 TypeC2 人工模擬震波.....	54
4.4 阻尼器安裝位置之效應.....	56
4.5 晃動隔震與滑動隔震受震反應比較.....	57
第五章 多樓層結構晃動行為分析.....	59
5.1 前言.....	59
5.2 多層晃動隔震結構之運動方程式.....	59
5.2.1 純晃動條件.....	60
5.2.2 推導運動方程式.....	60
5.2.3 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之運動方程式.....	62
5.3 撞擊後初始條件之更新.....	63
5.3.1 角動量守恆.....	63
5.3.2 停止晃動後結構之初始條件.....	64
5.4 晃動隔震結構加裝液態黏性阻尼器之減震效益.....	64
5.4.1 TCU068 近斷層地震波.....	65
5.4.2 ARRAY06 近斷層地震波.....	66
5.4.3 TCU052 近斷層地震波.....	68
5.4.4 Northridge 近斷層地震波.....	69
第六章 結論與建議.....	73
建議.....	74
參考文獻.....	75
附錄一.....	253
牛頓—拉弗森法(Newton-Raphson Method).....	253



# 表目錄

表 3.1 剛性與彈結構性晃動行為比較之模型參數.....	79
表 3.2 單層樓模型結構參數.....	79
表 3.3 簡諧震波作用下之晃動與滑動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=5) .....	80
表 3.4 數值模擬結構參數.....	80
表 3.5 實際震波與人工合成震波之性質.....	81
表 3.6(a) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=3) .....	82
表 3.6(b) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=4) .....	82
表 3.6(c) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=5) .....	82
表 3.7(a) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=3) .....	83
表 3.7(b) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=4) .....	83
表 3.7(c) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=5) .....	83
表 3.8(a) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=3) .....	84
表 3.8(b) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=4) .....	84
表 3.8(c) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=5) .....	84
表 3.9(a) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=3) .....	85
表 3.9(b) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=4) .....	85
表 3.9(c) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=5) .....	85
表 3.10(a) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=3) .....	86
表 3.10(b) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=4) .....	86
表 3.10(c) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=5) .....	86

表 3.11(a) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=3) .....	87
表 3.11(b) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=4) .....	87
表 3.11(c) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=5) .....	87
表 3.12(a) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=3) .....	88
表 3.12(b) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=4) .....	88
表 3.12(c) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 0.5g ; H/B=5) .....	88
表 3.13(a) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=3) .....	89
表 3.13(b) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=4) .....	89
表 3.13(c) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較 (PGA = 1g ; H/B=5) .....	89
表 3.14 彈性結構穩定性分析模型 .....	90
表 4.1 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器分析模型 .....	90
表 4.2 TypeA 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構地震反應之比較 (PGA=1g ; H/B=5) .....	91
表 4.3 TypeA 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構地震反應之比較 (PGA=0.5g ; H/B=5) .....	91
表 4.4 TypeB 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構地震反應之比較 (PGA=1g ; H/B=5) .....	92
表 4.5 TypeB 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構地震反應之比較 (PGA=0.5g ; H/B=5) .....	92
表 4.6 TypeC1 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構地震反應之比較 (PGA=1g ; H/B=5) .....	93
表 4.7 TypeC1 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構地震反應之比較 (PGA=0.5g ; H/B=5) .....	93
表 4.8 TypeC2 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構地震反應之比較 (PGA=1g ; H/B=5) .....	94
表 4.9 TypeC2 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構地震反應之比較 (PGA=0.5g ; H/B=5) .....	94
表 4.10 不同位置之阻尼器阻尼係數比較 .....	95
表 4.11 晃動與滑動隔震結構地震反應之比較 (PGA=1g) .....	96

表 5.1 五層樓結構物的資料.....	97
表 5.2 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較 (PGA=1g) .....	98
表 5.3 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=1g) .....	98
表 5.4 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA =1g) .....	99
表 5.5 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較 (PGA=0.5g) .....	99
表 5.6 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=0.5g) .....	100
表 5.7 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA= 0.5g) .....	100
表 5.8 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較 (PGA=1g) .....	101
表 5.9 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=1g) .....	101
表 5.10 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA =1g) .....	102
表 5.11 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較 (PGA=0.5g) .....	102
表 5.12 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=0.5g) .....	103
表 5.13 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA =0.5g) .....	103
表 5.14 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較 (PGA=1g) .....	104
表 5.15 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=1g) .....	104
表 5.16 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA =1g) .....	105
表 5.17 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較 (PGA=0.5g) .....	105
表 5.18 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=0.5g) .....	106
表 5.19 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA =0.5g) .....	106
表 5.20 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較	

較 (PGA=1g) .....	107
表 5.21 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=1g) .....	107
表 5.22 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA=1g) .....	108
表 5.23 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較 (PGA=0.5g) .....	108
表 5.24 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=0.5g) .....	109
表 5.25 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA=0.5g) .....	109
表 5.26 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較 (PGA=1g) .....	110
表 5.27 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=1g) .....	110
表 5.28 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA=1g) .....	111
表 5.29 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較 (PGA=0.5g) .....	111
表 5.30 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=0.5g) .....	112
表 5.31 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=0.5g) .....	112

# 圖目錄

圖 1.1 摩擦單擺支承 (FPS) .....	113
圖 1.2 「南·朗吉塔克依高架橋」(South Rangitikei Viaduct) .....	113
圖 2.1 剛性質塊示意圖.....	114
圖 2.2 高寬比為 2 之剛性質塊之各種運動模態之臨界條件.....	115
圖 2.3 高寬比為 4 之剛性質塊之各種運動模態之臨界條件.....	115
圖 2.4 高寬比(H/B)為 6 之剛性質塊各種運動模態之臨界條件 .....	115
圖 2.5 剛性基礎上晃動的剛性質塊.....	116
圖 2.6 受地表擾動時剛塊靜止之情況.....	117
圖 2.7 晃動剛性質塊碰撞前後質心運動之情形.....	117
圖 2.8 剛性質塊高寬比與動能折減係數之關係.....	118
圖 2.9 剛性質塊自由晃動之歷時圖( $\theta_0 = 1^\circ$ ) .....	119
圖 2.10 剛性質塊自由晃動之歷時圖( $\theta_0 \approx \theta_{cr}$ ) .....	120
圖 2.11 剛體晃動之週期與晃動角振幅之關係.....	121
圖 2.12 剛體自由晃動於不同高寬比之歷時圖( $\theta_0 \approx \theta_{cr}$ ) .....	122
圖 2.13 剛性質塊高寬比與等效阻尼比之關係.....	123
圖 2.14 最小傾覆加速度與頻率比之關係.....	124
圖 2.15 最小傾覆速度與頻率比之關係.....	124
圖 2.16 地表水平擾動之加速度歷時.....	125
圖 2.17 剛性質塊受水平地表擾動時晃動之歷時圖(外力頻率為 1Hz).....	126
圖 2.18 剛性質塊受水平地表擾動時晃動之歷時圖(外力頻率為 2Hz).....	127
圖 3.1 一層樓結構物.....	128
圖 3.2 結構物對 O 點晃動.....	128
圖 3.3 結構物對 O' 點晃動 .....	129
圖 3.4 單層樓房屋結構晃動條件.....	129
圖 3.5 碰撞 O 點前的速度分佈圖.....	130
圖 3.6 碰撞 O' 點前的速度分佈圖 .....	130
圖 3.7 $m_c$ 對動能折減係數的影響.....	131
圖 3.8 剛性與彈性晃動隔震結構自由晃動轉角歷時比較.....	131
圖 3.9 剛性與彈性晃動隔震結構自由晃動比較 (前 20 秒) .....	132
圖 3.10 剛性與彈性晃動隔震在自由晃動下樓層相對位移歷時.....	132
圖 3.11 剛性與彈性晃動隔震結構自由晃動下樓板絕對加速度歷時.....	133
圖 3.12 簡諧擾動震波.....	133
圖 3.13 晃動與滑動隔震結構樓板絕對加速度比較 (cos 波; PGA = 1g; T = 2s) .....	134

圖 3.14 晃動與滑動隔震結構樓層相對位移比較 (cos 波 ; PGA=1g ; T=2s)	134
圖 3.15 晃動與滑動隔震系統剛體位移歷時比較 (cos 波 ; PGA=1g ; T=2s)	135
圖 3.16 Type A 人工模擬震波	135
圖 3.17 Type B 人工模擬震波	136
圖 3.18 Type C1 人工模擬震波	136
圖 3.19 Type C2 人工模擬震波	137
圖 3.20 結構晃動旋轉角歷時(Type A ; PGA=0.5g)	138
圖 3.21 結構晃動旋轉角歷時(Type A ; PGA=1g)	139
圖 3.22 結構晃動旋轉角歷時(Type B ; PGA=0.5g)	140
圖 3.23 結構晃動旋轉角歷時(Type B ; PGA=1g)	141
圖 3.24 結構晃動旋轉角歷時(Type C1 ; PGA=0.5g)	142
圖 3.25 結構晃動旋轉角歷時(Type C1 ; PGA=1g)	143
圖 3.26 結構晃動旋轉角歷時(Type C2 ; PGA=0.5g)	144
圖 3.27 結構樓層相對位移歷時(Type C2 ; PGA=0.5g)	145
圖 3.28 結構樓板絕對加速度歷時(Type C2 ; PGA=0.5g)	146
圖 3.29 結構晃動旋轉角歷時(Type C2 ; PGA=1g)	147
圖 3.30 結構樓層相對位移歷時(Type C2 ; PGA=1g)	148
圖 3.31 結構樓板絕對加速度歷時(Type C2 ; PGA=1g)	148
圖 3.32(a)晃動剛體之穩定性分析(Type A ; T=1s)	149
圖 3.32(b)晃動剛體之穩定性分析(Type A ; T=2s)	149
圖 3.32(c)晃動剛體之穩定性分析(Type A ; T=4s)	149
圖 3.33(a)晃動剛體之穩定性分析(Type B ; T=1s)	150
圖 3.33(b)晃動剛體之穩定性分析(Type B ; T=2s)	150
圖 3.33(c)晃動剛體之穩定性分析(Type B ; T=4s)	150
圖 3.34(a)晃動剛體之穩定性分析(Type C1 ; T=1s)	151
圖 3.34(b)晃動剛體之穩定性分析(Type C1 ; T=2s)	151
圖 3.34(c)晃動剛體之穩定性分析(Type C1 ; T=4s)	151
圖 3.35(a)晃動剛體之穩定性分析(Type C2 ; T=1s)	152
圖 3.35(b)晃動剛體之穩定性分析(Type C2 ; T=2s)	152
圖 3.35(c)晃動剛體之穩定性分析(Type C2 ; T=4s)	152
圖 3.36(a)晃動彈性結構之穩定性分析(Type A ; T=1s)	153
圖 3.36(b)晃動彈性結構之穩定性分析(Type A ; T=2s)	153
圖 3.36(c)晃動彈性結構之穩定性分析(Type A ; T=4s)	153
圖 3.37(a)晃動彈性結構之穩定性分析(Type B ; T=1s)	154
圖 3.37(b)晃動彈性結構之穩定性分析(Type B ; T=2s)	154
圖 3.37(c)晃動彈性結構之穩定性分析(Type B ; T=4s)	154

圖 3.38(a)晃動彈性結構之穩定性分析(Type C1 ; T=1s ).....	155
圖 3.38(b)晃動彈性結構之穩定性分析(Type C1 ; T=2s ).....	155
圖 3.38(c)晃動彈性結構之穩定性分析(Type C1 ; T=4s ).....	155
圖 3.39(a)晃動彈性結構之穩定性分析(Type C2 ; T=1s ).....	156
圖 3.39(b)晃動彈性結構之穩定性分析(Type C2 ; T=2s ).....	156
圖 3.39(c)晃動彈性結構之穩定性分析(Type C2 ; T=4s ).....	156
圖 4.1 液態黏性阻尼器 ( Fluid Viscous Damper ) .....	157
圖 4.2 液態黏滯阻尼器阻尼力與速度之關係圖.....	157
圖 4.3 結構物加裝液態黏滯阻尼器圖.....	158
圖 4.4 結構晃動旋轉角歷時(TypeA ; T=4s ; PGA=1g).....	159
圖 4.5 結構樓板絕對加速度歷時(TypeA ; T=4s ; PGA=1g).....	160
圖 4.6 結構樓層相對位移歷時(TypeA ; T=4s ; PGA=1g).....	161
圖 4.7 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeA ; T=4s ; PGA=1g).....	162
圖 4.8 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeA ; T=4s ; PGA=1g).....	162
圖 4.9 結構晃動旋轉角歷時(TypeA ; T=4s ; PGA=0.5g).....	163
圖 4.10 結構樓板絕對加速度歷時(TypeA ; T=4s ; PGA=0.5g).....	164
圖 4.11 結構樓層相對位移歷時(TypeA ; T=4 ; PGA=0.5g).....	165
圖 4.12 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeA ; T=4s ; PGA=0.5g).....	166
圖 4.13 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeA ; T=4s ; PGA=0.5g).....	166
圖 4.14 結構晃動旋轉角歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=1g).....	167
圖 4.15 結構樓板絕對加速度歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=1g).....	168
圖 4.16 結構物樓層相對位移歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=1g).....	169
圖 4.17 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeB ; T=3.2s ; PGA=1g).....	170
圖 4.18 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeB ; T=3.2s ; PGA=1g).....	170
圖 4.19 結構晃動旋轉角歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=0.5g).....	171
圖 4.20 結構樓板絕對加速度歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=0.5g).....	172
圖 4.21 結構樓層相對位移歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=0.5g).....	173
圖 4.22 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeB ; T=3.2s ; PGA=0.5g).....	174
圖 4.23 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeB ; T=3.2s ; PGA=0.5g).....	174
圖 4.24 結構晃動旋轉角歷時(TypeC1 ; T=5s ; PGA=1g).....	175
圖 4.25 結構樓板絕對加速度歷時(TypeC1 ; T=5s ; PGA=1g).....	176
圖 4.26 結構樓層相對位移歷時(TypeC1 ; T=5s ; PGA=1g).....	177
圖 4.27 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC1 ; T=5s ; PGA=1g).....	178
圖 4.28 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC1 ; T=5s ; PGA=1g).....	178
圖 4.29 結構晃動旋轉角歷時(TypeC1 ; T=5s ; PGA=0.5g).....	179
圖 4.30 結構樓板絕對加速度歷時(TypeC1 ; T=5s ; PGA=0.5g).....	180
圖 4.31 結構樓層相對位移歷時圖(TypeC1 ; T=5s ; PGA=0.5g).....	181
圖 4.32 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC1 ; T=5s ; PGA=0.5g).....	182

圖 4.33 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC1 ; T=5s ; PGA=0.5g).....	182
圖 4.34 結構晃動旋轉角歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=1g).....	183
圖 4.35 結構樓板絕對加速度歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=1g).....	184
圖 4.36 結構樓層相對位移歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=1g).....	185
圖 4.37 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=1g).....	186
圖 4.38 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=1g).....	186
圖 4.39 結構晃動旋轉角歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g).....	187
圖 4.40 結構樓板絕對加速度歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g).....	188
圖 4.41 結構樓層相對位移歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g).....	189
圖 4.42 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g).....	190
圖 4.43 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g).....	190
圖 4.44 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g).....	191
圖 4.45 晃動與滑動隔震結構樓板絕對加速度比較(Type A、PGA=1g) .....	192
圖 4.46 晃動與滑動隔震結構樓層相對位移比較 (Type A、PGA=1g) .....	192
圖 4.47 晃動與滑動隔震系統剛體位移歷時比較(Type A ; T=2s ; PGA=1g)	193
.....	
圖 4.48 晃動與滑動隔震結構樓板絕對加速度比較 (Type B ; T=2s ; PGA=	193
1g) .....	
圖 4.49 晃動與滑動隔震結構樓層相對位移比較 (Type B ; T=2s ; PGA=1g)	194
.....	
圖 4.50 晃動與滑動隔震系統剛體位移歷時比較(Type B ; T=2s ; PGA=1g)	194
.....	
圖 4.51 晃動與滑動隔震結構樓板絕對加速度比較 (Type C1 ; T=2s ; PGA	195
=1g) .....	
圖 4.52 晃動與滑動隔震結構樓層相對位移比較 (Type C1 ; T=2s ; PGA=	195
1g) .....	
圖 4.53 晃動與滑動隔震系統剛體位移歷時比較(Type C1 ; T=2s ; PGA=1g)	196
.....	
圖 4.54 晃動與滑動隔震結構樓板絕對加速度比較 (Type C2 ; T=2s ; PGA	196
=1g) .....	
圖 4.55 晃動與滑動隔震結構樓層相對位移比較 (Type C2 ; T=2s ; PGA=	197
1g) .....	
圖 4.56 晃動與滑動隔震系統剛體位移歷時比較(Type C2 ; T=2s ; PGA=1g)	197
.....	
圖 5.1 多樓層結構物晃動情形.....	198
圖 5.2 多樓層結構物晃動情形.....	198
圖 5.3 多樓層結構加裝液態黏滯阻尼器圖.....	199
圖 5.4 近斷層地震波 TCU068 歷時圖.....	199



圖 5.5 近斷層地震波 TCU052 歷時圖.....	200
圖 5.6 近斷層地震波 ARRAY06_X 歷時圖 .....	200
圖 5.7 近斷層地震波 Northridge 歷時圖 .....	201
圖 5.8(a) 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(TCU068 ; PGA = 1g) .....	202
圖 5.8(b) 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(TCU068 ; PGA = 1g) .....	202
圖 5.9 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時 (TCU068 ; PGA = 1g) .....	203
圖 5.10 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時 (TCU068 ; PGA = 1g) .....	204
圖 5.11 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時(TCU068 ; PGA = 1g) .....	205
圖 5.12(a) 左側阻尼器之遲滯迴圈(TCU068 ; PGA = 1g) .....	206
圖 5.12(b) 右側阻尼器之遲滯迴圈(TCU068 ; PGA = 1g) .....	206
圖 5.13(a) 晃動隔震結構未裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(TCU068 ; PGA = 0.5g) .....	207
圖 5.13(b) 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(TCU068 ; PGA = 0.5g) .....	207
圖 5.14 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時 (TCU068 ; PGA = 0.5g) .....	208
圖 5.15 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時 (TCU068 ; PGA = 0.5g) .....	209
圖 5.16 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時(TCU068 ; PGA = 0.5g) .....	210
圖 5.17(a) 左側阻尼器之遲滯迴圈(TCU068 ; PGA = 0.5g) .....	211
圖 5.17(b) 右側阻尼器之遲滯迴圈(TCU068 ; PGA = 0.5g) .....	211
圖 5.18(a) 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(ARRAY06 ; PGA = 1g) .....	212
圖 5.18(b) 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(ARRAY06 ; PGA = 1g) .....	212
圖 5.19 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時 (ARRAY06 ; PGA = 1g) .....	213
圖 5.20 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時 (ARRAY06 ; PGA = 1g) .....	214
圖 5.21 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時(ARRAY06 ; PGA = 1g) .....	215
圖 5.22(a) 左側阻尼器之遲滯迴圈(ARRAY06 ; PGA = 1g) .....	216

圖 5.22(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(ARRAY06 ; PGA = 1g).....	216
圖 5.23(a)晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(ARRAY06 ; PGA = 0.5g) .....	217
圖 5.23(b)晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(ARRAY06 ; PGA = 0.5g) .....	217
圖 5.24 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之各層絕對加速度歷時 (ARRAY06 ; PGA = 0.5g) .....	218
圖 5.25 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時 (ARRAY06 ; PGA = 0.5g) .....	219
圖 5.26 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時 (ARRAY06 ; PGA = 0.5g) .....	220
圖 5.27 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時 (ARRAY06 ; PGA = 0.5g) .....	221
圖 5.28 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時 (ARRAY06 ; PGA = 0.5g) .....	222
圖 5.29 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時(ARRAY06 ; PGA = 0.5g) .....	223
圖 5.30(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(ARRAY06 ; PGA = 0.5g).....	224
圖 5.30(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(ARRAY06 ; PGA = 0.5g).....	224
圖 5.31(a)晃動隔震結構未裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(TCU052 ; PGA = 1g) .....	225
圖 5.31(b)晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(TCU052 ; PGA = 1g) .....	225
圖 5.32 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時 (TCU052 ; PGA = 1g).....	226
圖 5.33 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時 (TCU052 ; PGA = 1g).....	227
圖 5.34 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時(TCU052 ; PGA = 1g) .....	228
圖 5.35(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(TCU052 ; PGA = 1g) .....	229
圖 5.35(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(TCU052 ; PGA = 1g) .....	229
圖 5.36(a)晃動隔震結構結構未裝阻尼器之旋轉角歷時(TCU052 ; PGA = 0.5g) .....	230
圖 5.36(b)晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(TCU052 ; PGA = 0.5g) .....	230
圖 5.37 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時 (TCU052 ; PGA = 0.5g).....	231
圖 5.38 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時	

(TCU052 ; PGA=0.5g).....	232
圖 5.39 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時(TCU052;PGA =0.5g) .....	233
圖 5.40(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(TCU052 ; PGA=0.5g) .....	234
圖 5.40(b)右側阻尼器之遲滯迴圈( TCU052 ; PGA=0.5g) .....	234
圖 5.41 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時 (Northridge ; PGA=1g).....	235
圖 5.42 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層絕對加速度歷時(Northridge ; PGA=1g).....	236
圖 5.43 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層相對位移歷時(Northridge ; PGA =1g).....	237
圖 5.44 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層剪力之歷時(Northridge ; PGA =1g).....	238
圖 5.45 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(Northridge ; PGA =0.5g) .....	239
圖 5.46 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層絕對加速度歷時 (Northridge ; PGA=0.5g) .....	240
圖 5.47 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層相對位移歷時(Northridge;PGA =0.5g) .....	241
圖 5.48 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層剪力歷時(Northridge ; PGA= 0.5g) .....	242
圖 5.49 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(Northridge ; PGA =1g).....	243
圖 5.50 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層絕對加速度歷時 (Northridge ; PGA=1g).....	244
圖 5.51 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層相對位移歷時(Northridge ; PGA =1g).....	245
圖 5.52 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層剪力歷時(Input=Northridge ; PGA =1g).....	246
圖 5.53(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(Northridge ; PGA=1g).....	247
圖 5.53(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(Northridge ; PGA=1g).....	247
圖 5.54 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時(Northridge ; PGA =0.5g) .....	248
圖 5.55 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層絕對加速度歷時 (Northridge ; PGA=0.5g) .....	249
圖 5.56 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層相對位移歷時(Northridge ; PGA =0.5g) .....	250
圖 5.57 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層剪力歷時(Northridge ; PGA=0.5g)	

.....	251
圖 5.58(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(Northridge ; PGA=0.5g).....	252
圖 5.58(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(Northridge ; PGA=0.5g).....	252
圖 A-1 牛頓法 .....	253



# 第一章 緒論

## 1.1 前言

台灣、日本與美國等均位於環太平洋地震帶上，因此地震發生的頻率相當頻繁，而地震之危害更是令人怵目驚心。近年來發生之大地震如美國北嶺地震(1994)、日本阪神地震(1995)、土耳其伊斯坦堡地震(1999)、台灣集集地震(1999)、薩爾瓦多大地震(2001)及印度大地震(2001)等均造成諸多建築結構損毀、人民生命財產及國家經濟發展均遭受到嚴重的衝擊。曾以世界隔減震技術最先進的國家而自豪的日本，在1995年阪神地震中，仍造成建築結構嚴重的破壞與傷亡；1999年9月21日台灣中部地區亦因車籠埔斷層發生逆衝式錯動，而引發芮氏規模7.3級的強烈地震，亦造成人員嚴重傷亡及建築物的毀滅，特別是座落於斷層附近之建築物更遭到嚴重之破壞。故研擬座落於近斷層結構物之減震方法，是當前地震工程研究的主要議題。

## 1.2 研究動機與目的

近年來蒐集到的地震紀錄中—包括美國北嶺地震(1994)、日本阪神地震(1995)及國內的集集大地震(1999)，皆顯示近斷層地震波含有長週期之速度脈衝，其對結構物造成之傷害可能更甚於地表加速度的影響【1-3】。近斷層結構物之地震危害度原本就高於其它地區【4-6】，近斷層結構之耐震設計應該更為嚴格，傳統之韌性設計似無法確保結構之安全。

近年來，由於材料科技的進步，各式隔震、消能的結構減震裝置相繼被發展出來，結構控制的觀念也被引用至土木結構耐震設計之中。其中，

基礎隔震為結構抗震的有效方式之一，其設計方法是以低水平勁度之隔震系統，來延長結構週期以降低結構所承受之地震力，不但可應用於新建之結構物，亦能用於老舊房屋、橋梁之耐震補強。隔震建築歷經北嶺地震與阪神地震等大地震之考驗，證明其優異之耐震表現，顯示人類在面臨『毀滅性』強烈地震時，並非束手無策。而隔震技術應用於土木結構至今已近二旬，隔震建築結構在先進國家已逐漸普及【7-9】，有關基礎隔震的設計條文也已納入各國之建築規範中，如我國建築物耐震設計規範、美國 FEMA-274(1997)規範、UBC97 規範…等等。

隔震建物之減震效果在國外雖然已見到實際成功之案例，但由於近斷層震波之獨特性，使得專家、學者對於近斷層區域，隔震建築物是否能夠達到如在遠域震波作用下之減震效果產生懷疑，而且在隔震層巨大位移的作用下，隔震結構物之穩定性與安全性仍有極大之疑慮。按國內外相關文獻之記載，包括 921 地震震波資料之佐證，近域震波相較於遠域震波具有下列三種特性【10-18】：(1)垂直向與水平向加速度反應譜之比值較大 (2)尖峰地表加速度值極大 (3)具一長週期之速度脈衝，其中又以長週期的速度脈衝最為關鍵。921 地震中位於斷層附近的建築物嚴重毀損之原因，極有可能是在前述近斷層震波特性的作用之下所造成的結果。長週期速度脈衝在斷層線之法線方向上尤其顯著，對長週期結構物之影響不容輕忽。

一般高層建築物或隔震結構之週期大都介於 2~3 秒之間，恰好落於近域震波之速度脈衝常見之週期附近，因此儘管隔震支承(如摩擦單擺支承, (FPS)如圖 1.1 所示)，對於遠域震波有優越的減震效果，但在具有長週期速度脈衝之近斷層震波作用下，可能會與結構產生共振，而使得結構物反應放大，不見得可行。具體而言，近斷層震波對於隔震結構物之影響有：加大隔震基礎層的水平位移量、增加柱腳對隔震墊之軸向壓力、可能使結構產生傾覆。另外，對滑動摩擦隔震系統而言，垂直地震力會改變起始滑動

的摩擦力(或降伏力)，使最大水平位移量與隔震支承之消能能力皆受影響。


「晃動機制」提供吾人另類之抗震模式思考方向，藉由結構物基層與基礎間之不連續介面，使結構物在地震大到一定程度時，產生晃動而改變其邊界條件，瞬間釋放柱基的抗彎力矩，進而截斷地震力之傳輸，防止結構物產生過度之撓曲變形，並除去基礎抵抗拉拔力之負擔。廣義而言，晃動機制亦可歸類為一種隔震系統。搖晃運動本身具有消能之特性，且晃動系統之振動頻率隨晃動角度大小而改變，因此並無固定之自然頻率，不容易被地震波之特定擾動頻率「鎖定」而產生共振，有助於強化近斷層建築結構物之防震能力；但為確保晃動結構不會因為地震強度過大而發生傾倒之情形，故在設計上仍須考慮晃動系統之穩定性，以防止結構物有傾倒的情形發生。

有關結構物晃動行為之研究，最早可回溯至 19 世紀。在地震強度記錄儀器尚未發明的時代，當時人們利用墓碑或紀念碑等塊體，觀察其在地震過後是否有傾倒的情形，來判定地震之強度。此外，1960 年智利地震中多數固定於基座之水塔遭受嚴重的毀損，而少數水塔其基座採用類似高爾夫球座(golf-ball-on-a-tee)之設計者，在地震時雖有出現晃動之現象，但卻幸運地未遭受到破壞。而 1963 年 Housner【19】首先針對此一現象提出倒單擺剛性質塊之晃動行為分析，由其研究結果得知，剛體晃動為一高度之非線性行為，且其振動之反應有衰減的趨勢。後續對於晃動系統亦有諸多研究(Yim et al. 1980；Chopra and Yim 1985；Psycharis 1991；Xu and Spyarakos 1996)【20-23】，先後確認了晃動行為有助於降低結構受震反應之現象，提供吾人應用晃動橋柱系統於橋樑抗震之理論基礎。此外，應用晃動機制於結構減震之研究亦見於 Beck 和 Skinner【24】的報告，後續相關研究亦證實晃動機制有助於結構之減震【25-28】，提供吾人應用晃動機制於建築結構物的防震基礎。由於晃動結構係交替變換其兩端柱腳為支點作

來回運動，有如人站在原地踏步一般，因此又可稱之為「踏步隔震」(stepping isolation)，最具代表性之應用實例為紐西蘭基督城機場(Christchurch Airport)【29】的一座煙囪結構，以及 1981 年通車之「南·朗吉塔克依高架橋」(South Rangitikei Viaduct)如圖 1.2 所示【30】。

有鑑於近斷層之震波具長週期的速度脈衝、尖峰地表加速度大、以及垂直向與水平向地震強度之比值較大…等特性，使得結構之防震設計難度增加，傳統韌性設計或基礎隔震未必可行須作特殊之考量【31】。本研究嘗試提出「晃動式隔震系統」，利用「晃動隔震」之設計作為房屋結構之防震系統。由於結構之搖晃行為十分複雜，在實際應用前，對於相關理論及其動力特性需有更充分之掌握，俾能作最經濟而有效的設計。

### 1.3 本文內容



前人有關晃動結構之研究多著重於探討結構基礎在強震發生時，會有抬升之現象，此現象可提供結構有效之減震效益，但並未針對近斷層地震波之特性進行研究分析。晃動行為具高度之非線性，在地震過程中，由於整體結構之行為交替變換於晃動與非晃動狀態之間，而益增系統之複雜性。

為深入了解晃動機制，第二章先針對剛性質塊之自由晃動與地震反應進行分析以掌握其動力特性；第三章進而建立晃動隔震機制應用於彈性結構之理論分析模式，並評估其在近域震波作用下之減震效益及晃動系統之穩定性；第四章將考慮晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器來提高結構在近域震波作用下，晃動系統之穩定性；第五章，將進一步建立多樓層彈性結構晃動隔震分析模式，並評估其受近斷層震波作用下之減震效益。



## 第二章 剛體在地震作用下之晃動理論分析

### 2.1 前言

本章將針對一矩形剛性質塊受震時之運動模態進行研究。藉以了解其可能之破壞模式，俾使採取適當之防震措施。吾人並考量剛性質塊底部與基礎間無相對滑動而僅發生純晃動之行為，以確實掌握晃動行為及其對剛性質塊之影響。最後，將對晃動剛性質塊之穩定性進行評估，以釐清晃動行為產生傾倒之臨界條件。

### 2.2 剛體之運動模態分析

考慮一自由站立之剛性質塊置放於靜摩擦係數為  $\mu_s$  與動摩擦係數  $\mu_k$  之剛性基礎上，當受地表擾動作用時，質塊將可能有不同之運動模態。根據質塊之物理特性及受震時之反應，可將其運動狀態區分為靜止、滑動、晃動和滑動-晃動等四種運動模態【32】。本節將探討外力擾動、質塊之高寬比以及摩擦係數等參數，對剛性質塊運動模態之影響，進而界定出剛性質塊在不同外力條件下，其各種運動狀態之臨界條件。

考慮一矩形剛性質塊如圖 2.1 所示，假設其置於剛性基礎上，其高、寬分別為  $2H$  及  $2B$ ，質量  $M$ ， $I_G$  為剛性質塊對其質心之轉動慣量，對此矩形質塊而言  $I_G = MR^2/3$ ， $R$  為質心到旋轉中心( $O$  或  $O'$  點)之距離；假設  $\zeta$  為質心到正向力作用點之水平距離( $0 < \zeta < B$ )。茲考慮此剛性質塊受到水平方向( $\ddot{x}_g$ )之地表擾動，其與基礎界面之靜摩擦係數  $\mu_s$  與動摩擦係數  $\mu_k$ ，此

外，晃動角度 $\theta$ 以 $O$ 點支撐旋轉時為正，以 $O'$ 點支撐旋轉時為負。

## 2.2.1 靜止狀態

當剛性質塊靜止於剛性基礎上，分別考慮水平向、垂直向與力矩之平衡，其平衡方程式可表示為

$$f_x = -m\ddot{x}_g \quad (2.1)$$

$$f_y = W \quad (2.2)$$

$$m\ddot{x}_g H + W\zeta = 0 \quad (2.3)$$

若質塊為靜止不動之狀態，則須滿足不彈跳( $f_y > 0$ )、瞬間摩擦力小於最大靜摩擦力( $f_x \leq \mu_s f_y$ )以及質塊不發生晃動( $|\zeta| < B$ )等三項條件，若將其條件代入式(2.1)~(2.3)可得

$$\mu_s \geq \ddot{x}_g / g \quad (2.4)$$

且

$$\ddot{x}_g \leq (B/H)g \quad (2.5)$$

## 2.2.2 滑動狀態

假設 $\mu_s < \ddot{x}_g / g$ 且 $\mu_s < B/H$ 之條件下，剛性質塊將產生滑動。考慮水平向、垂直向與力矩之平衡，其平衡方程式可分別表示為

$$-\mu_k f_y \operatorname{sgn}(\dot{x}) = m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) \quad (2.6)$$

$$f_y = W \quad (2.7)$$

$$m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) + W\zeta = 0 \quad (2.8)$$

其中  $\text{sgn}(\dot{x})$  為質塊相對速度的方向函數，當  $\dot{x} > 0$  時  $\text{sgn}(\dot{x})=1$ ，若  $\dot{x} < 0$  時  $\text{sgn}(\dot{x})=-1$

若質塊欲維持滑動狀態，則須滿足不發生彈跳 ( $f_y > 0$ )、慣性力大於瞬間摩擦阻力 ( $f_x \geq \mu_s f_y$ ) 且質塊不發生晃動 ( $|\zeta| < B$ ) 等三項條件，將其關係代入式(2.6)~(2.8)等三式可得

$$\mu_k < \mu_s < B/H \quad (2.9)$$

且

$$\mu_k H < B \quad (2.10)$$

### 2.2.3 晃動狀態

假設  $B/H < \ddot{x}_g/g$  且  $B/H < \mu_s$ ，對於正  $x$  向之地表加速度而言，剛性質塊將繞  $O'$  點旋轉(負  $\theta$  方向)。在  $\theta$  為小角度的假設下，考慮水平向、垂直向與力矩之平衡，其平衡方程式可分別表示為

$$f_x = m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) \quad (2.11)$$

$$f_y - W = m\ddot{y} \quad (2.12)$$

$$m(\ddot{x} + \ddot{x}_g)H - WB - m\ddot{y}B - I_G\ddot{\theta} = 0 \quad (2.13)$$

若質塊由靜止的狀態下開始晃動，且在  $\theta$  為小角度的假設情況下 ( $\sin\theta = \theta$ ,  $\cos\theta = 1$ )，水平與垂直向自由度可分別表示為

$$x = -H \sin\theta - B(1 - \cos\theta) \cong -H\theta \quad (2.14)$$

$$y = B \sin\theta + H(1 - \cos\theta) \cong B\theta \quad (2.15)$$

將式(2.14)及式(2.15)代入式(2.11)~(2.13)可得

$$f_x = \frac{W[3(H/B) + 4(\ddot{x}_g/g) + (H/B)^2(\ddot{x}_g/g)]}{4[1 + (H/B)^2]} \quad (2.16)$$

$$f_y = \frac{W[1 + 4(H/B)^2 + 3(H/B)(\ddot{x}_g/g)]}{4[1 + (H/B)^2]} \quad (2.17)$$

$$\ddot{\theta} = \frac{3[(H/B)\ddot{x}_g - g]}{4B[1 + (H/B)^2]} \quad (2.18)$$

若晃動狀態成立，則必須滿足三項條件。第一項為正向力大於零 ( $f_y > 0$ ) 確保其不發生彈跳；第二項條件為  $\ddot{\theta} > 0$  (因碰撞發生即變換旋轉支點，因此  $\ddot{\theta} < 0$  將不會發生)。根據式(2.18)可得  $(\ddot{x}_g/g) > (B/H)$  之條件。第三項條件為確保水平向慣性力小於最大摩擦力 ( $f_x \leq \mu_s |f_y|$ )，使其有足夠之摩擦力來阻止質塊發生滑動。利用式(2.16)、(2.17)與(2.18)可求得外力振幅與摩擦力之關係

$$\left| \frac{f_x}{f_y} \right| = \left| \frac{3(H/B) + 4(\ddot{x}_g/g) + (H/B)^2(\ddot{x}_g/g)}{1 + 4(H/B)^2 + 3(H/B)(\ddot{x}_g/g)} \right| \leq \mu_s \quad (2.19)$$

根據式(2.19)可解出外力振幅  $(\ddot{x}_g/g)$

$$(\ddot{x}_g/g) \leq \frac{[1 + 4(H/B)^2]\mu_s - 3(H/B)}{4 + (H/B)^2 - 3(H/B)\mu_s} = A_{gs} \quad (2.20)$$

式(2.20)說明當質塊發生純晃動行為所能承受之最大加速度振幅。當擾動力振幅滿足此條件時，質塊將開始晃動。此外，若擾動振幅超過此條件 ( $(\ddot{x}_g/g) > A_{gs}$ )，則摩擦力將不足以防止質塊發生滑動，此時質塊將開始產生晃動-滑動之情形。

## 2.2.4 晃動-滑動狀態

假設  $(\ddot{x}/g) > A_{gs}$  且  $(B/H) < \mu_s$ ，在  $\theta$  為小角度的假設下，質塊以 O 點為晃動支點，分別考慮水平、垂直向與力矩平衡，其平衡方程式可表示為

$$-\mu_k f_y \operatorname{sgn}(\dot{x}_o) = m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) \quad (2.21)$$

$$f_y - W = m\ddot{y} \quad (2.22)$$

$$m(\ddot{x} + \ddot{x}_g)H - I_G - WB - m\ddot{y}B\ddot{\theta} = 0 \quad (2.23)$$

其中  $\dot{x}_o$  為剛性質塊在支點 O 之相對速度； $\operatorname{sgn}(\dot{x}_o)$  為質塊相對速度的方向函數，將  $\ddot{x}$  與  $\ddot{y}$  以  $\ddot{x} = -H\ddot{\theta}$  與  $\ddot{y} = B\ddot{\theta}$  代入式(2.21)~(2.23)可得

$$-\mu_k \operatorname{sgn}(\dot{x}_o)(mB\ddot{\theta} + W) = m(-H\ddot{\theta} + \ddot{x}_g) \quad (2.24)$$

$$-(mB\ddot{\theta} + W)[\mu_k H \operatorname{sgn}(\dot{x}_o) + B] = I_G \ddot{\theta} \quad (2.25)$$

經整理可得  $\ddot{\theta}$  之表示式

$$\ddot{\theta} = \frac{-3g[\mu_k(H/B)\operatorname{sgn}(\dot{x}_o) + 1]}{B[4 + (H/B)^2 + 3(H/B)\mu_k \operatorname{sgn}(\dot{x}_o)]} \quad (2.26)$$

若滑動-晃動模態要成立，則須滿足正向力大於零 ( $f_y > 0$ ) 與角加速度大於零 ( $\ddot{\theta} > 0$ )。第一項要求將自動滿足，而由第二項條件可得

$$\mu_k(H/B)\operatorname{sgn}(\dot{x}_o) + 1 < 0 \quad \text{and} \quad 4 + (H/B)^2 + 3(H/B)\mu_k \operatorname{sgn}(\dot{x}_o) > 0 \quad (2.27)$$

$$\mu_k(H/B)\operatorname{sgn}(\dot{x}_o) + 1 > 0 \quad \text{and} \quad 4 + (H/B)^2 + 3(H/B)\mu_k \operatorname{sgn}(\dot{x}_o) < 0 \quad (2.28)$$

考慮  $\operatorname{sgn}(\dot{x}_o) = 1$  時，式(2.27)與(2.28)之不等式將不存在；若考慮  $\operatorname{sgn}(\dot{x}_o) = -1$  時，代入式(2.27)與式(2.28)可分別得到

$$(B/H) < \mu_k < \frac{4 + (H/B)^2}{3(H/B)} \quad (2.29)$$

$$(B/H) > \mu_k > \frac{4+(H/B)^2}{3(H/B)} \quad (2.30)$$

由式(2.29)可得知  $(B/H) < \frac{4+(H/B)^2}{3(H/B)}$ ，對於所有的  $(H/B)$  皆滿足。式(2.30)顯然無法滿足  $\mu_k$  之條件，因此並不存在。此外當  $(H/B)$  很小時，吾人可求得  $[\frac{4+(H/B)^2}{3(H/B)}]_{\min} = 1.33$ ，考慮式(2.27)在  $\ddot{\theta} > 0$  且  $\text{sgn}(\dot{x}_o) = -1$  之條件下，吾人可將其化簡為

$$(B/H) < \mu_k < 1.33 \quad (2.31)$$

最後，將說明從靜止狀態到滑動-晃動狀態之條件。若系統一開始處於靜止狀態時 ( $\dot{x}_o = 0$ )，則必須藉由相對加速度來決定速度之方向，而  $\dot{x}_o$  可表示為

$$\dot{x}_o = \ddot{x} + H\ddot{\theta} = -\ddot{x}_g - \mu_k(B\ddot{\theta} + g)\text{sgn}(\dot{x}_o) \quad (2.32)$$

將式(2.26)代入式(2.32)，同時令  $\text{sgn}(\dot{x}_o) = -1$  可將其化簡為

$$\dot{x}_o = -\frac{\ddot{x}_g[4+(H/B)^2 - 3\mu_k(H/B)] + 3(H/B) - [\mu_k + 4\mu_k(H/B)^2]}{4+(H/B)^2 - 3(H/B)\mu_k} \quad (2.33)$$

由於晃動-滑動條件須滿足不等式(2.27)，因此式(2.33)之分母須大於零。此外，為滿足  $\text{sgn}(\dot{x}_o) = -1$  之條件，式(2.33)須小於零，如此將可建立剛性質塊從靜止到滑動-晃動狀態之條件

$$(\ddot{x}_g / g) > \frac{[1 + 4(H/B)^2]\mu_k - 3(H/B)}{4 + (H/B)^2 - 3(H/B)\mu_k} = A_{gk} \quad (2.34)$$

當  $\mu_k = \mu_s$  時式(2.34)將等於式(2.20)，同時由  $\mu_k < \mu_s$  可知  $A_{gk} < A_{gs}$ 。因此，當一剛性質塊在  $\dot{x}_o < 0$  且  $\text{sgn}(\dot{x}_o) = -1$  時，若其滿足  $(B/H) < \mu_s$  且  $A_{gk} < (\ddot{x}_g / g)$  之條件下，將產生滑動-晃動之運動模態。

圖 2.2~圖 2.4 分別為高寬比 2、4 及 6 之剛性質塊運動模態臨界條件示意圖，分析結果顯示，隨高寬比增加其靜止與滑動模態之臨界條件將逐步嚴苛(較不容易發生)，而晃動模態之臨界條件則相對寬鬆(較容易發生)。此外，發生滑動-晃動之運動模態亦隨著高寬比增加而增加。此一結果除了清楚的說明質塊之高寬比、擾動振幅以及接觸面摩擦係數對剛性質塊運動模態之影響外，同時也提供吾人日後進行設備防震設計之參考。

## 2.3 晃動剛體之解析模型【33】

考慮一矩形剛性質塊置於剛性基礎上，如圖 2.5 所示，其高、寬分別為  $2H$  及  $2B$ ，質量  $M$ ， $I_G$  為剛性質塊對其質心之轉動慣量。對矩形質塊而言， $I_G = \frac{1}{3}MR^2$ ，其中  $R$  為質量中心與旋轉中心( $O$  或  $O'$  點)之距離。茲考慮此剛性質塊受到水平方向( $\ddot{x}_g$ )及垂直方向( $\ddot{y}_g$ )之地表擾動，且其與基礎之界面有足夠之摩擦力使不致產生滑動，而僅發生純晃動行為。換言之，

$$|M\ddot{x}_g| < \mu_s M(\ddot{y}_g + g) \quad (2.35)$$

或

$$|\ddot{x}_g| < \mu_s(\ddot{y}_g + g) \quad (2.36)$$

其中  $\mu_s$  為摩擦係數， $g$  為重力加速度，如圖 2.6 所示。若忽略垂直向地震力時，式(2.36)可簡化為：

$$|\ddot{x}_g| < \mu_s g \quad (2.37)$$

剛性質塊若要晃動，必須先滿足式(2.37)之不等式。此外，晃動行為需在剛性質塊之水平方向的慣性力對旋轉支點( $O$  或  $O'$  點)之傾覆力矩大於剛

性質塊本身之重力(含垂直方向加速度之效應)對該支點所產生之力矩才會產生，即

$$|\ddot{x}_g| \geq \frac{B}{H}(\ddot{y}_g + g) \quad (2.38)$$

若無垂直向地震，則式(2.38)可簡化為：

$$|\ddot{x}_g| \geq \frac{B}{H}g \quad (2.39)$$

一旦產生晃動行為時，剛性質塊係輪流以點 $O$ 及點 $O'$ 為旋轉支點來回晃動。剛體之晃動行為可用其旋轉角 $\theta$ 來描述。如圖 2.5 所示，當剛體以點 $O'$ 為支點旋轉時， $\theta$ 為負值；當剛體以點 $O$ 為支點旋轉時， $\theta$ 為正值。惟晃動角度不得大於臨界轉角 $\theta_{cr}$ ，亦即

$$|\theta| < \theta_{cr} \quad (2.40)$$

其中：

$$\theta_{cr} = \tan^{-1} \frac{B}{H} \quad (2.41)$$



否則剛性質塊將產生翻覆而脫離晃動之狀態。晃動過程中，質塊與剛性基礎將產生碰撞。吾人假設剛體在碰撞後不會產生彈跳(bouncing)，亦即，剛體與基礎碰撞後隨即轉換旋轉支點，一如 Housner(1963) 【19】或 Chopra(1985) 【21】等人所作之假設。

矩形剛體碰撞前後之運動狀態，如圖 2.7 所示，吾人可利用  $\vec{H}_O = \vec{H}_G + \vec{\rho}_{G/O} \times M \vec{v}_G$  【34】 求出碰撞前、後之角動量。其中 $\vec{H}_O$ 表示剛體對 $O$ 點的角動量； $\vec{H}_G$ 為剛體對其質心 $G$ 之角動量； $\vec{\rho}_{G/O}$ 則為質心 $G$ 與 $O$ 點的距離； $\vec{v}_G$ 為質心 $G$ 的運動速度。對 $O'$ 點而言，碰撞前之角動量 $(H_{O'})_i(t^-)$ 為：



$$\begin{aligned}
(H_{O'})_i(t^-) &= -I_G \dot{\theta}(t^-) \vec{k} + (-B \vec{i} + H \vec{j}) \times M(v_{Gx} \vec{i} - v_{Gy} \vec{j}) \\
&= -I_G \dot{\theta}(t^-) \vec{k} - HMv_{Gx} \vec{k} + BMv_{Gy} \vec{k} \\
&= -I_G \dot{\theta}(t^-) \vec{k} - HMR \dot{\theta}(t^-) \cos \theta_{cr} \vec{k} + BMR \dot{\theta}(t^-) \sin \theta_{cr} \vec{k} \\
&= -(I_G + MH^2 - MB^2) \dot{\theta}(t^-) \vec{k} \tag{2.42}
\end{aligned}$$

其中， $\vec{i}$  表示向右為正， $\vec{j}$  表示向上為正， $\vec{k}$  表示對  $O'$  點旋轉的方向，假設方向射出紙面為正(根據右手定則拇指的方向)。

同理，碰撞後之角動量  $(H_{O'})_i(t^+)$  則為：

$$\begin{aligned}
(H_{O'})_i(t^+) &= -I_G \dot{\theta}(t^+) \vec{k} + (-B \vec{i} + H \vec{j}) \times M(v_{Gx} \vec{i} + v_{Gy} \vec{j}) \\
&= -I_G \dot{\theta}(t^+) \vec{k} - HMR \dot{\theta}(t^+) \cos \theta_{cr} \vec{k} - BMR \dot{\theta}(t^+) \sin \theta_{cr} \vec{k} \\
&= -(I_G + MH^2 + MB^2) \dot{\theta}(t^+) \vec{k} \tag{2.43}
\end{aligned}$$

其中  $\dot{\theta}(t^-)$  及  $\dot{\theta}(t^+)$  分別表示碰撞前與碰撞後之角速度， $I_G$  為剛性質塊對其質心的轉動慣量，對矩形質塊而言其值為  $\frac{1}{3}MR^2$ ，其中  $M$  為剛性質塊之質量， $R = \sqrt{B^2 + H^2}$ 。若外力(反力)的作用線通過  $O'$  點，也就是說外力對  $O'$  點的角衝量為零 ( $\int_{t_b}^{t_a} \vec{M}_{O'} dt = 0$ )。吾人可根據角動量守恆(conservation of angular momentum)原理，即

$$(H_{O'})_i(t^-) + \int_{t_b}^{t_a} \vec{M}_{O'} dt = (H_{O'})_i(t^+) \tag{2.44}$$

將(2.42)式及(2.43)式代入上式，可得

$$(I_G + MH^2 - MB^2) \dot{\theta}(t^-) = (I_G + MH^2 + MB^2) \dot{\theta}(t^+) \tag{2.45}$$

定義剛體碰撞後與碰撞前之角速度比值  $\nu$  為動能折減係數，亦即

$$\nu = \frac{\dot{\theta}(t^+)}{\dot{\theta}(t^-)} \quad (2.46)$$

則由(2.45)式及  $I_G = \frac{1}{3}MR^2$  可得

$$\nu = \frac{2H^2 - B^2}{2H^2 + 2B^2} = \frac{2\left(\frac{H}{B}\right)^2 - 1}{2\left(\frac{H}{B}\right)^2 + 2} \quad (2.47)$$

上式顯示，動能折減係數  $\nu$  僅與剛塊之高寬比  $\left(\frac{H}{B}\right)$  有關。如圖 2.8 所示，當剛性質塊愈細長時  $\left(\frac{H}{B} \rightarrow \infty\right)$ ，動能折減係數將趨近於 1，亦即

$$\lim_{H/B \rightarrow \infty} \nu = 1 \quad (2.48)$$

換言之，隨著剛體之高寬比增加，伴隨晃動而產生的消能機制將逐漸喪失，此時結構即類似一無阻尼之倒單擺。式(2.46)可做為晃動過程中每一次碰撞後之初始條件，即

$$\dot{\theta}(t^+) = \nu \dot{\theta}(t^-) \quad (2.49)$$

### 2.3.1 運動方程式

茲考慮一剛性質塊受到水平方向  $(\ddot{x}_g)$  及垂直方向  $(\ddot{y}_g)$  之地表擾動，且滿足式(2.36)及(2.38)之剛體純晃動條件。當剛性質塊對  $O$  點旋轉時，如圖 2.3.1(a)所示，其所受之水平慣性力為  $-M\ddot{x}_g$ ，垂直慣性力則為  $M(\ddot{y}_g + g)$ 。由於剛體之翻覆彎矩大於抗傾彎矩，必須由轉動慣性矩來平衡。對  $O$  點取力矩平衡，即  $\sum M_0 = 0$ ，可得

$$I_o \ddot{\theta} + M(-\ddot{x}_g)R \cos(\theta_{cr} - \theta) + M(\ddot{y}_g + g)R \sin(\theta_{cr} - \theta) = 0 \quad (2.50)$$

此即剛性質塊對  $O$  點旋轉時之運動方程式。其中  $M$  為剛性質塊之質

量； $I_o$  為剛性質塊對  $O$  點之轉動慣量，如前節所定義； $R = \sqrt{B^2 + H^2}$  為質量中心與旋轉中心 ( $O$  或  $O'$  點) 之距離。 $\theta_{cr}$  為剛性質塊產生傾倒之臨界角， $\theta_{cr} = \tan^{-1}\left(\frac{B}{H}\right)$ 。式(2.50)可進一步改寫為：

$$I_o \ddot{\theta} + MR \sin(\theta_{cr} - \theta)(\ddot{y}_g + g) = MR \cos(\theta_{cr} - \theta)\ddot{x}_g \quad (2.51)$$

同理，當剛性質塊對  $O'$  點旋轉時，如圖 2.5(b) 所示，應滿足：

$$I_o \ddot{\theta} - MR \sin(\theta_{cr} + \theta)(\ddot{y}_g + g) = MR \cos(\theta_{cr} + \theta)\ddot{x}_g \quad (2.52)$$

合併式(2.51)及式(2.52)可得

$$I_o \ddot{\theta} + S_\theta MR \sin(\theta_{cr} - |\theta|)(\ddot{y}_g + g) = MR \cos(\theta_{cr} - |\theta|)\ddot{x}_g \quad (2.53)$$

其中， $S_\theta$  表示旋轉方向的符號： $S_\theta = 1$  時，代表剛性質塊對  $O$  點晃動 ( $\theta > 0$ )； $S_\theta = -1$  時，則代表剛性質塊對  $O'$  點晃動 ( $\theta < 0$ )。若不考慮垂直向之地表擾動 ( $\ddot{y}_g$ )，亦即  $\ddot{y}_g = 0$ ，則式(2.53)可簡化為：

$$\ddot{\theta} + S_\theta \frac{MgR}{I_o} \sin(\theta_{cr} - |\theta|) = \frac{MR}{I_o} \cos(\theta_{cr} - |\theta|)\ddot{x}_g \quad (2.54)$$

上式中令  $\alpha^2 = \frac{MgR}{I_o}$ ，則可改寫為：

$$\ddot{\theta} + S_\theta \alpha^2 \sin(\theta_{cr} - |\theta|) = \frac{\alpha^2}{g} \cos(\theta_{cr} - |\theta|)\ddot{x}_g \quad (2.55)$$

式(2.55)即為剛性質塊受地表水平擾動時之搖晃運動方程式。此方程式為一非線性之二階常微分方程式。本文將採用四階朗吉-卡特法來求解【35】，此數值計算方法將於下一節中闡述。

## 2.3.2 四階朗吉-卡特法【35】

本文實例分析中所使用之數值方法為四階朗吉-卡特法(Runge-Kutta Fourth-Order Method)，此法不但能處理線性常微分方程式之求解，亦能處理非線性常微分方程式之問題。朗吉-卡特法是由德國數學家朗吉(Runge)和卡特(Kutta)所提出，由於此方法的提出，大大提升了數值計算之效率。

一個一階常微分之方程式  $y' = dy/dx = f(x, y) = f$ ，其初始條件為  $y(x_0) = y_0$ 。方程式的解  $y(x_0 + h)$  可以用泰勒級數表示成：

$$y(x_0 + h) = y_0 + hy'_0 + \frac{h^2}{2!} y''_0 + \frac{h^3}{3!} y'''_0 + \frac{h^4}{4!} y^{(4)}_0 + \dots \quad (2.56)$$

其中  $h = (x - x_0)$ 。

$$D = \frac{\partial}{\partial x} + f \left( \frac{\partial}{\partial y} \right) \quad (2.57)$$

$$y'_0 = f \quad (2.58)$$

$$y''_0 = f_x + ff_y = Df \quad (2.59)$$

$$y'''_0 = f_{xx} + 2ff_{xy} + f^2 f_{yy} + f_y (f_x + ff_y) = D^2 f + f_y Df \quad (2.60)$$

$$y^{(4)}_0 = D^3 f + f_y D^2 f + f_y^2 Df + 3DfDf_y \quad (2.61)$$

將式(2.58)、(2.59)、(2.60)與(2.61)帶入式(2.56)可得：

$$\begin{aligned} y(x_0 + h) &= y(x_0) + hy'_0 + \frac{h^2}{2!} y''_0 + \frac{h^3}{3!} y'''_0 + \frac{h^4}{4!} y^{(4)}_0 + \dots \\ &\approx y(x_0) + hy'_0 + \frac{h^2}{2!} y''_0 + \frac{h^3}{3!} y'''_0 + \frac{h^4}{4!} y^{(4)}_0 \\ &= y(x_0) + \left[ hf + \frac{h^2}{2!} Df + \frac{h^3}{3!} (D^2 f + f_y Df) \right. \\ &\quad \left. + \frac{h^4}{4!} (D^3 f + f_y D^2 f + f_y^2 Df + 3DfDf_y) \right]_{x=x_0} \end{aligned} \quad (2.62)$$

此外，利用中間值定理可將式(2.56)之解表示為：

$$y(x_0 + h) - y(x_0) = \int_{x_0}^{x_0+h} \frac{dy}{dx} dx = \int_{x_0}^{x_0+h} f(x, y) dx = hf(x_0 + \theta h, y(x_0 + \theta h)) \quad (2.63)$$

其中  $0 < \theta < h$ 。

而吾人利用式(2.62)與式(2.63)相等的關係可得一相等式如下所示：

$$\begin{aligned} hf(x_0 + \theta h, y(x_0 + \theta h)) &= y(x_0 + h) - y(x_0) \\ &= \mu_1 k_1 + \mu_2 k_2 + \mu_3 k_3 + \mu_4 k_4 \end{aligned} \quad (2.64)$$

其中

$$k_1 = hf(x_0, y_0) = hf_0 \quad (2.65)$$

$$k_2 = hf(x_0 + \alpha h, y_0 + \beta k_1) \quad (2.66)$$

$$k_3 = hf(x_0 + \alpha_1 h, y_0 + \beta_1 k_1 + \gamma_1 k_2) \quad (2.67)$$

$$k_4 = hf(x_0 + \alpha_2 h, y_0 + \beta_2 k_1 + \gamma_2 k_2 + \delta_2 k_3) \quad (2.68)$$

且  $\mu_1$ 、 $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 、 $\mu_4$ 、 $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 、 $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  與  $\delta_2$  都為常數。

吾人透過泰勒級數展開，可以求得上面每個常數的值為

$$\alpha = 1/2$$

$$\alpha_1 = 1/2$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\gamma_1 = 1/2$$

$$\gamma_2 = 0$$

$$\mu_1 = 1/6$$

$$\mu_2 = 1/3$$

$$\mu_3 = 1/3$$

$$\mu_4 = 1/6$$

$$\beta = 1/2$$

$$\beta_1 = 0$$

$$\beta_2 = 0$$

$$\delta_2 = 1$$

將上述常數值帶入式(2.65)、(2.66)、(2.67)與(2.68)可得解如下：

$$k_1 = hf(x_0, y_0) = hf_0 \quad (2.69)$$

$$k_2 = hf\left(x_0 + \frac{h}{2}, y_0 + \frac{k_1}{2}\right) \quad (2.70)$$

$$k_3 = hf\left(x_0 + \frac{h}{2}, y_0 + \frac{k_2}{2}\right) \quad (2.71)$$

$$k_4 = hf(x_0 + h, y_0 + k_3) \quad (2.72)$$

同樣的，將所求得的  $\mu_1$ 、 $\mu_2$ 、 $\mu_3$  與  $\mu_4$  之值代入式(2.64)，可將一階微分方程式之解表示為：

$$\begin{aligned} y(x_0 + h) - y(x_0) &= \mu_1 k_1 + \mu_2 k_2 + \mu_3 k_3 + \mu_4 k_4 \\ &= \frac{1}{6} [k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4] \end{aligned} \quad (2.73)$$

上述求解的方法即為四階朗吉-卡特法 (Runge-Kutta Fourth-Order Method)。在土木工程方面的應用上，常須解決二階常微分方程式，因此，可先將二階常微分方程式降階代入上式求解，其推導過程如下：

$$\{\ddot{x}(t)\} = [M]^{-1} (\{F(t)\} - [K]\{x(t)\} - [C]\{\dot{x}(t)\}) \quad (2.74)$$

也可以用符號表示成

$$\{\ddot{x}(t)\} = \{f(t, x(t), \dot{x}(t))\} \quad (2.75)$$

令  $v = \dot{x}$ ，則可將式(2.75)之二階常微分方程式簡化成一階常微分方程式如下：

$$\{\dot{v}(t)\} = \{f(t, x(t), \dot{x}(t))\} \quad (2.76)$$

$$\{\dot{x}(t)\} = \{F(t, x)\} \quad (2.77)$$

吾人利用四階朗吉-卡特法( Runge-Kutta Fourth-Order Method)可求得式(2.75)的解為：

$$\{x(t + \Delta t)\} = \{x(t)\} + \Delta t \{\dot{x}(t)\} + \frac{\Delta t}{6} (\{k_1\} + \{k_2\} + \{k_3\}) \quad (2.76)$$

$$\{\dot{x}(t + \Delta t)\} = \{\dot{x}(t)\} + \frac{1}{6} (\{k_1\} + 2\{k_2\} + 2\{k_3\} + \{k_4\}) \quad (2.77)$$

其中

$$\{k_1\} = \Delta t \{f(t, x(t), \dot{x}(t))\} = \Delta t [M]^{-1} (\{F(t)\} - [K]\{x(t)\} - [C]\{\dot{x}(t)\}) \quad (2.78)$$

$$\begin{aligned} \{k_2\} &= \Delta t \left\{ f\left(t + \frac{\Delta t}{2}, x(t) + \frac{\Delta t}{2} v(t), v(t) + \frac{k_1}{2}\right) \right\} \\ &= \Delta t [M]^{-1} \left( \left\{ F\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \right\} - [K] \left( \{x(t)\} + \frac{\Delta t}{2} \{\dot{x}(t)\} \right) - [C] \left( \{\dot{x}(t)\} + \frac{1}{2} \{k_1\} \right) \right) \end{aligned} \quad (2.79)$$

$$\begin{aligned} \{k_3\} &= \Delta t \left\{ f\left(t + \frac{\Delta t}{2}, x(t) + \frac{\Delta t}{2} v(t) + \frac{\Delta t}{4} k_1, v(t) + \frac{k_2}{2}\right) \right\} \\ &= \Delta t [M]^{-1} \left( \left\{ F\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \right\} - [K] \left( \{x(t)\} + \frac{\Delta t}{2} \{\dot{x}(t)\} + \frac{\Delta t}{4} \{k_1\} \right) \right. \\ &\quad \left. - [C] \left( \{\dot{x}(t)\} + \frac{1}{2} \{k_2\} \right) \right) \end{aligned} \quad (2.80)$$

$$\begin{aligned} \{k_4\} &= \Delta t \left\{ f\left(t + \Delta t, x(t) + \Delta t v(t) + \frac{\Delta t}{2} k_2, v(t) + k_3\right) \right\} \\ &= \Delta t [M]^{-1} \left( \left\{ F(t + \Delta t) \right\} - [K] \left( \{x(t)\} + \Delta t \{\dot{x}(t)\} + \frac{\Delta t}{2} \{k_2\} \right) \right. \\ &\quad \left. - [C] \left( \{\dot{x}(t)\} + \{k_3\} \right) \right) \end{aligned} \quad (2.81)$$

### 2.3.3 剛體結構自由晃動分析

為能充分了解晃動剛體結構之動力特性，首先將針對自由晃動的情況進行分析。當無地表擾動時，式(2.55)可簡化為：

$$\ddot{\theta} + S_\theta \alpha^2 \sin(\theta_{cr} - |\theta|) = 0 \quad (2.82)$$

由於此式為非線性二階常微分方程式，必須採用數值方法求解。惟若剛性質塊為細長結構( $\theta_{cr} < 20^\circ$  或  $\frac{H}{B} > 3$ )且晃動角度不大時，上式中

$$\sin(\theta_{cr} - |\theta|) \cong \theta_{cr} - |\theta| \quad (2.83)$$

因此式(2.82)可被線性化如下(Housner, 1963)：

$$\ddot{\theta} - \alpha^2 \theta = -S_\theta \alpha^2 \theta_{cr} \quad (2.84)$$

若考慮初始條件  $0 < \theta(0) = \theta_0 < \theta_{cr}$  (以點  $O$  為起使旋轉支點， $S_\theta = 1$ ) 及  $\dot{\theta}(0) = 0$ ，則其運動方程式為

$$\ddot{\theta} - \alpha^2 \theta = -\alpha^2 \theta_{cr} \quad (2.85)$$

則可求得解析解

$$\theta(t) = \theta_{cr} - (\theta_{cr} - \theta_0) \cosh \alpha t \quad (2.86)$$

$$\dot{\theta}(t) = (\theta_0 - \theta_{cr}) \alpha \sinh \alpha t \quad (2.87)$$

惟上述結果僅在剛性質塊第一次與基礎產生碰撞之前時成立，亦即  $0 \leq t < t_1$ ， $t_1 = \frac{1}{\alpha} \cosh^{-1} \left( \frac{\theta_{cr}}{\theta_{cr} - \theta_0} \right)$ 。  $t_1$  之決定係由式(2.86)令  $\theta = 0$  時求出。碰撞瞬間，剛性質塊的角速度為  $\dot{\theta}(t_1^-)$ 。此後剛體晃動之轉角將由正轉負，改以  $O'$  點為旋轉支點，其運動則須滿足

$$\ddot{\theta} - \alpha^2 \theta = \alpha^2 \theta_{cr} \quad (2.88)$$

根據角動量守恆原理，剛性質塊在碰撞前後之速度需滿足式(2.49)，亦即

$$\dot{\theta}(t_1^+) = v \dot{\theta}(t_1^-) \quad (2.89)$$

同時  $\theta(t_1^+) = 0$ 。因此可解得其晃動反應

$$\theta(t) = \theta_{cr} [\cosh \alpha(t - t_1) - 1] + \frac{v \dot{\theta}(t_1^-)}{\alpha} \sinh \alpha(t - t_1) \quad (2.90)$$

及



$$\dot{\theta}(t) = \alpha\theta_{cr} \sinh \alpha(t-t_1) + v\dot{\theta}(t_1^-) \cosh \alpha(t-t_1) \quad (2.91)$$

同理，上述結果僅在剛性質塊與基礎碰撞前( $t_2^-$ )成立，亦即  $t_1 \leq t < t_2$ ， $t_2$  之決定係由式(2.90)令  $\theta(t) = 0$  時求出。由於式(2.90)較複雜而無法得到解析解，本文將利用牛頓—拉弗森法(Newton-Raphson Method) 【35】以數值計算求出  $t_2$ ，其詳細流程請參照附錄一。

下一階段之運動又回復以式(2.88)來控制，其初始條件為

$$\theta(t_2^+) = 0 \quad (2.91)$$

及

$$\dot{\theta}(t_2^+) = v\dot{\theta}(t_2^-) \quad (2.92)$$

其解為

$$\theta(t) = \theta_{cr} [1 - \cosh \alpha(t-t_2)] + \frac{v\dot{\theta}(t_2^-)}{\alpha} \sinh \alpha(t-t_2) \quad (2.93)$$

及

$$\dot{\theta}(t) = -\alpha\theta_{cr} \sinh \alpha(t-t_2) + v\dot{\theta}(t_2^-) \cosh \alpha(t-t_2) \quad (2.94)$$

直到剛性質塊與基礎產生碰撞為止。後續有關碰撞時間及初始條件的分析將重複前述之步驟。

結構體在搖晃運動之過程中，由於底座兩端的旋轉支點不斷地交替互換而消耗部分之能量。吾人可由觀察自由晃動之質塊(圖 2.9)，晃動數周後漸趨平靜的過程體會到能量消耗的事實。

圖 2.9 為不同高寬比( $H/B=4、6、8$ )之剛性質塊於初始角度( $\theta_0 = 1^\circ$ )時之自由晃動歷時圖。比較這些歷時圖可知，剛性質塊隨著其高寬比增加時，停止晃動所需時間就愈長，此即因愈細長之結構其動能損失愈小所致。假如初始角度趨近於使剛性質塊翻覆之臨界角時，即  $\theta_0 \approx \theta_{cr}$ ，此剛

性質塊之自由晃動歷時，如圖 2.10 所示。比較圖 2.9 及圖 2.10，當剛性質塊之高寬比相同時，初始角度之大小將影響自由晃動之行為，自由晃動週期會隨著初始角度增加而變長，吾人亦可由圖 2.11 之結果觀察出此現象。

圖 2.12 為剛性質塊具不同高寬比(H/B=2~20)之自由晃動歷時圖，結果顯示當高寬比愈大其反應遞減愈慢，表示其消能之能力隨不同高寬比而有所不同。

### 等效阻尼比

將恢復係數引入晃動位移表示式(2.86)，經過  $j^{th}$  循環後，等效黏滯性阻尼比可由自由晃動之過程計算求得

$$\xi = \frac{1}{2\pi j} \ln \left\{ \frac{\theta_0 / \theta_{cr}}{1 - \sqrt{1 - \gamma^{4j} [1 - (1 - \theta_0 / \theta_{cr})^2]}} \right\} \quad (2.95)$$

圖 2.13 說明在經過 10 個晃動循環後，在不同初始晃動角度 ( $\theta_0 / \theta_{cr} = 0.1, 0.5$  和  $0.99$ ) 下等效阻尼比與高寬比之關係，結果顯示隨高寬比增加其等效阻尼比將逐漸地減小。

## 2.4 晃動剛體之傾覆分析【32】

吾人考慮輸入之地表加速度為一半正弦脈衝  $-A_x \sin(\omega t + \psi)$ ，則此時剛性質塊受到簡諧擾動(正弦形式)之運動方程式可表示為

$$\ddot{\theta}(t) + \frac{WR}{I_o} \sin(\theta_{cr} - |\theta(t)|) \text{sgn}(\theta(t)) = A_x \sin(\omega t + \psi) \frac{WR}{I_o g} \cos(\theta_{cr} - |\theta(t)|) \quad (2.96)$$

對於小角度  $\theta$ ，方程式(2.96)可化簡為

$$\ddot{\theta}(t) - \alpha^2 \theta = \alpha^2 \theta_{cr} \left[ \frac{A_x}{\theta_{cr} g} \sin(\omega t + \psi) - 1 \right] \quad (2.97)$$

為了確保在  $t=0$  時，地表加速度之強度足以使剛性質塊產生初始晃動， $\psi$  需滿足

$$\psi = \sin^{-1}\left(\frac{\theta_{cr}g}{A_x}\right) \quad (2.98)$$

考慮以 O 點為旋轉中心晃動 ( $\theta > 0$ )，在  $t=0$  之初始條件  $\theta = \theta_0$  與  $\dot{\theta} = \dot{\theta}_0$  時，此方程式之解可表示為

$$\theta(t) = \theta_0 \cosh \alpha t + \frac{\dot{\theta}_0}{\alpha} \sinh \alpha t + \theta_{cr} + \frac{\alpha}{1 + \left(\frac{\omega}{\alpha}\right)^2} \left[ \left(\frac{\omega}{\alpha}\right) \frac{\sinh \alpha t}{\tan \psi} - \left(\frac{\omega}{\alpha}\right)^2 \cosh \alpha t - \frac{\sin(\omega t + \psi)}{\sin \psi} \right] \quad (2.99)$$

當滿足最小傾覆條件  $t = (\pi - \psi) / \omega$  時，地表加速度已完成第一次的半週期之正弦脈衝，此時角速度應接近於零 (Shi et al. 1996) 【32】。因此，在達傾覆之條件時其角位移與速度應滿足  $\theta = \theta_{cr}$ 、 $\dot{\theta} = 0$ 。為決定剛性質塊在水平半正弦波加速度作用下發生傾覆之最小加速度值，吾人考慮在初始條件  $\theta_0 = \dot{\theta}_0 = 0$  時，計算在  $t = (\pi - \psi) / \omega \equiv t_0$  時之角位移與角速度

$$\theta_0 = \theta_{cr} + \frac{\alpha}{1 + \left(\frac{\omega}{\alpha}\right)^2} \left[ \left(\frac{\omega}{\alpha}\right) \frac{\sinh \alpha t_0}{\tan \psi} - \left(\frac{\omega}{\alpha}\right)^2 \cosh \alpha t_0 \right] \quad (2.100)$$

$$\dot{\theta}_0 = \frac{\theta_{cr} \omega}{1 + \left(\frac{\omega}{\alpha}\right)^2} \left[ \frac{\cosh \alpha t_0}{\tan \psi} - \left(\frac{\omega}{\alpha}\right) \sinh \alpha t_0 + \frac{1}{\sin \psi} \right] \quad (2.101)$$

在  $\theta = \theta_{cr}$  且  $\dot{\theta} = 0$  之條件下須滿足能量守衡

$$\frac{1}{2} I_o \dot{\theta}_0^2 = mgR[1 - \cos(\theta_{cr} - \theta_0)] \quad (2.102)$$

當  $\theta$  角度很小時， $\cos(\theta_{cr} - \theta_0) \approx 1 - \frac{1}{2}(\theta_{cr} - \theta_0)^2$ ，則式(2.102)可表示為

$$\dot{\theta}_0 = \alpha(\theta_{cr} - \theta_0) \quad (2.103)$$

將式(2.101)、(2.102)代入式(2.103)，則傾覆條件將變成

$$\tan \psi = \frac{1}{\gamma} \frac{\alpha}{\omega} \quad (2.104)$$

其中， $\gamma = \left( \frac{\cos \psi}{\cos \psi + e^{-\frac{\alpha}{\omega}(\pi - \psi)}} \right)$ 。若以  $\sin \psi = g\theta_{cr} / A_x$  代入式(2.104)，則最

小傾覆加速度振幅可表示為

$$A_x = g\theta_{cr} \sqrt{1 + \gamma^2 \left( \frac{\omega}{\alpha} \right)^2} \quad (2.105)$$

此外，最小傾覆速度可表示為

$$V_x = A_x T_p / \pi \quad (2.106)$$

圖 2.14 與圖 2.15 分別顯示在不同頻率比下，最小傾覆加速度振幅與速度振幅之關係。曲線上半部區域表示剛性質塊會發生傾覆。由圖 2.14 之結果可知，最小傾覆加速度振幅與頻率比之關係接近一線性函數。比較圖 2.14 與圖 2.15，可知剛性質塊之幾何尺寸( $R$ )愈大時，表示愈會落在圖之右半邊，故其傾覆條件相依於速度振幅；而當幾何尺寸愈小時，表示愈容易落在圖左半邊，則其傾覆條件相依於加速度振幅。

考慮剛性質塊受正弦擾動時(圖 2.16)，外力振幅固定而改變外力頻率之影響。質塊高寬比( $H/B$ )分別考慮取 4、6、8，其結果如圖 2.17、圖 2.18 所示。比較這些歷時結果可知，剛性質塊隨著其高寬比增加時，產生晃動之初始時間會提早發生且晃動的週期也較長。而當外力頻率增加時，剛性質塊晃動之頻率也跟著改變，但晃動的反應卻明顯減小。此乃剛性質塊產生晃動碰撞基礎後，其下一瞬間的晃動方向與地表擾動方向相反所致。

## 第三章 單樓層房屋結構之晃動研究

### 3.1 前言

基礎隔震為結構抗震的有效方式之一，其設計係以低水平勁度之隔震系統來延長結構的週期，以降低結構承受之地震力。此一抗震技術不但可應用於新建之結構，亦能用於老舊房屋、橋梁之耐震補強。隔震建築歷經北嶺地震與阪神地震之考驗，證明其優異之耐震表現，顯示人類面臨強烈地震時並非束手無策。然而近年來蒐集到的許多地震紀錄中，都顯示近斷層地震波中含有長週期的速度脈衝、尖峰地表加速度大、以及垂直向與水平向地震強度之比值較大…等特性，使得座落在近斷層的建築結構，無法再藉由基礎隔震系統得到有效的減震，甚至有反效果，嚴重時可能與地震波之特定擾動頻率產生「共振」的情形。而『晃動機制』提供另一種抗震思考方向，藉由結構基底與基礎間之不連續介面，使結構在地震大到一定程度時，造成結構物之晃動而改變其邊界條件，瞬間釋放柱基的抗彎力矩，進而截斷地震力之傳輸，防止結構產生過度之撓曲變形，並除去基礎抵抗拉拔力之負擔。廣義而言，晃動機制亦可歸類為隔震系統。搖晃運動本身具有消能特性，且晃動系統之振動頻率隨晃動角度大小而改變，因此並無固定之自然頻率，故不會被地震波之特定擾動頻率「鎖定」而產生共振，有助於強化近斷層建築結構之防震能力；但為增加結構物在晃動過程中之穩定性，在實務設計上仍須考慮防止結構物傾倒之措施。

本章主要是在針對結構物「晃動隔震」的運動模式及行為進行研究，為了解結構物的晃動特性，本文將考量結構物基底樓板與地面間不產生相對滑動，而僅發生純晃動之行為。除此之外，亦將針對結構物晃動隔震受近斷層地表擾動作用時的反應進行研究分析，並探討晃動隔震系統對於近

斷層結構之減震效能及穩定性。

### 3.2 單層房屋晃動結構之運動方程式

考慮一單層之房屋結構，如圖 3.1 所示，假設其基底樓板質量為  $m_0$ 、頂層樓板質量為  $m_1$ ；左、右兩邊柱子的質量分別為  $m_{CL}$  及  $m_{CR}$ ；房屋結構之高、寬分別為  $H$  及  $2B$ ；結構物的質心(G.C)距地面高度為  $H_C$ 。其中  $R$  為質量中心與旋轉中心(O 或 O'點)之間的距離。

當結構物產生晃動行為時，結構物係輪流以點 O 及點 O' 為旋轉支點來回晃動，故其晃動行為可利用旋轉角 ( $\theta$ ) 來描述，如圖 3.1 所示。茲令結構物以點 O 為支撐點旋轉時，旋轉角 ( $\theta$ ) 為正值，如圖 3.2 所示；反之，當結構物以點 O' 為支撐點旋轉時，旋轉角 ( $\theta$ ) 為負值，如圖 3.3 所示。惟結構體之晃動角度不得大於臨界角度  $\theta_{cr}$ ，否則將產生翻覆。亦即

$$|\theta| < \theta_{cr} \quad (3.1)$$

其中

$$\theta_{cr} = \tan^{-1} \left( \frac{B}{H_C} \right) \quad (3.2)$$

#### 3.2.1 純晃動條件

考慮剪力屋結構，其質量均集中在樓板層上，且大樑的剛度為無限大(因為有樓板加勁)，此外，柱之側向為柔性，但軸向視為剛性(即不計軸向變形)，且假設結構與基礎間之摩擦力足以防止滑動模態之發生，因此分析時僅考慮純晃動之運動狀態。結構晃動行為的發生，是由於作用在基底的傾倒彎矩(Overturning Moment) $M$  大於結構物自重所造成的抵抗彎矩 ( $Mr$ )

所致（如圖 3.4 所示），而本文在分析時，僅考慮水平地震力而忽略垂直地震力。

考慮結構開始晃動之瞬間，其傾倒彎矩如下：

$$M = m_1(\ddot{u} + \ddot{X}_g)H \quad (3.3)$$

由重力所引致之抗傾彎矩為：

$$M_r = WB = (m_0 + m_1)gB \quad (3.4)$$

因此，產生搖晃之條件為：

$$|M| > M_r \quad (3.5)$$

亦即

$$|\ddot{u} + \ddot{X}_g| > \frac{(m_0 + m_1)gB}{m_1H} \quad (3.6)$$

### 3.2.2 晃動結構之系統變位

考慮結構物受到水平方向( $\ddot{X}_g$ )之地表擾動產生晃動時，以 O 點為支撐點旋轉，如圖 3.2 所示。

#### 結構基底變位與速度

結構系統的變位可考慮為剛體旋轉與撓曲位移之疊加，因此可由幾何關係與疊加概念建立房屋結構基底質心相對於地表之水平位移分量  $D_{0X}$  與

鉛直位移分量  $D_{0Y}$  為：

$$D_{0X} = B(1 - \cos\theta) \quad (3.7)$$

$$D_{0Y} = B \sin\theta \quad (3.8)$$

其中

B 為基底寬度之半；

將式(3.7)與式(3.8)對時間微分即得基底質心速度之水平分量( $\dot{D}_{0X}$ )與鉛直分量( $\dot{D}_{0Y}$ )如下：

$$\dot{D}_{0X} = B\dot{\theta} \sin \theta \quad (3.9)$$

$$\dot{D}_{0Y} = B\dot{\theta} \cos \theta \quad (3.10)$$

### 頂樓樓板之變位與速度

頂樓樓板相對於地表之位移水平分量( $D_{1X}$ )與鉛直分量( $D_{1Y}$ )可表示為：

$$D_{1X} = B(1 - \cos \theta) + H \sin \theta + u \cos \theta \quad (3.11)$$

$$D_{1Y} = B \sin \theta - H(1 - \cos \theta) - u \sin \theta \quad (3.12)$$

將式(3.11)與式(3.12)對時間微分即得頂樓樓版質心速度之水平分量( $\dot{D}_{1X}$ )與鉛直分量( $\dot{D}_{1Y}$ )如下：

$$\dot{D}_{1X} = B\dot{\theta} \sin \theta + H\dot{\theta} \cos \theta + \dot{u} \cos \theta - u\dot{\theta} \sin \theta \quad (3.13)$$

$$\dot{D}_{1Y} = B\dot{\theta} \cos \theta - H\dot{\theta} \sin \theta - \dot{u} \sin \theta - u\dot{\theta} \cos \theta \quad (3.14)$$

### 3.2.3 運動方程式

本文將以拉格朗治方程式(Lagrange's equation)來推導系統之運動方程式。拉格朗治方程式如下：

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial T}{\partial q_i} + \frac{\partial V}{\partial q_i} = Q_i \quad (i = 1, 2, \dots, N) \quad (3.15)$$



其中

$T$  為系統之總動能；

$V$  為系統之總勢能；

$q_i$ 、 $\dot{q}_i$  分別為第  $i$  個自由度的位移及速度；

$Q_i$  為作用在第  $i$  個自由度上的非保守力；

$N$  為系統之總自由度數。

### (一) 結構系統動能

結構系統之動能可表示為：

$$T = \frac{1}{2}(m_0)[(\dot{D}_{0X} + \dot{X}_g)^2 + \dot{D}_{0Y}^2] + \frac{1}{2}(m_1)[(\dot{D}_{1X} + \dot{X}_g)^2 + \dot{D}_{1Y}^2] + \frac{1}{2}I_{G0}\dot{\theta}^2 + \frac{1}{2}I_{G1}\dot{\theta}^2 \quad (3.16)$$

將式(3.9)、(3.10)、(3.13)及(3.14)分別帶入式(3.16)，則得到

$$T = \frac{1}{2}m_0[B^2\dot{\theta}^2 + 2B\dot{\theta}\sin\theta\dot{X}_g + \dot{X}_g^2] + \frac{1}{2}m_1[B^2\dot{\theta}^2 + H^2\dot{\theta}^2 + \dot{u}^2 + u^2\dot{\theta}^2 + \dot{X}_g^2 - 2Bu\dot{\theta}^2 + 2B\dot{\theta}\sin\theta\dot{X}_g + 2Hu\dot{\theta} + 2H\dot{\theta}\cos\theta\dot{X}_g + 2\dot{u}\cos\theta\dot{X}_g - 2u\dot{\theta}\sin\theta\dot{X}_g] + \frac{1}{2}I_{G0}\dot{\theta}^2 + \frac{1}{2}I_{G1}\dot{\theta}^2 \quad (3.17)$$

其中

$I_{G0} = \frac{1}{12}m_0(2B)^2$  為基底樓板對其質心之轉動慣量；

$I_{G1} = \frac{1}{12}m_1(2B)^2$  為一樓樓板對其質心之轉動慣量；

將式(3.17)分別對  $\dot{u}$ 、 $\dot{\theta}$  取偏微分後再對時間  $t$  微分可得

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{u}} \right) = m_1 \ddot{u} + m_1 H \ddot{\theta} + m_1 \cos \theta \ddot{X}_g - m_1 2\dot{\theta} \sin \theta \dot{X}_g \quad (3.18)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}} \right) &= \frac{1}{2} m_0 [2B^2 \ddot{\theta} + 2B\dot{\theta} \cos \theta \dot{X}_g + 2B \sin \theta \ddot{X}_g] \\ &+ \frac{1}{2} m_1 [2B^2 \ddot{\theta} + 2H^2 \ddot{\theta} + 2u^2 \ddot{\theta} + 4\dot{u} \dot{\theta} - 4B\dot{u} \dot{\theta} \\ &- 4Bu \ddot{\theta} + 2B \sin \theta \ddot{X}_g + 2B\dot{\theta} \cos \theta \dot{X}_g + 2H\ddot{u} + 2H \cos \theta \ddot{X}_g \\ &- 2H\dot{\theta} \sin \theta \dot{X}_g - 2u \sin \theta \ddot{X}_g - 2u\dot{\theta} \cos \theta \dot{X}_g - 2\dot{u} \sin \theta \dot{X}_g] \\ &+ I_{G_0} \ddot{\theta} + I_{G_1} \ddot{\theta} \end{aligned} \quad (3.19)$$

## (二) 結構系統位能

結構系統之位能可表示為：

$$\begin{aligned} V &= m_0 g D_{0Y} + m_1 g D_{1Y} + \frac{1}{2} K u^2 \\ &= m_0 g B \sin \theta + m_1 g [B \sin \theta - H(1 - \cos \theta) - u \sin \theta] + \frac{1}{2} K u^2 \end{aligned} \quad (3.20)$$

其中  $K$  為結構之勁度

將式(3.22)分別對  $u$  及  $\theta$  取偏微分可得：

$$\frac{\partial V}{\partial u} = -m_1 g \sin \theta + K u \quad (3.21)$$

$$\frac{\partial V}{\partial \theta} = m_0 g B \cos \theta + m_1 g [B \cos \theta - H \sin \theta - u \cos \theta] \quad (3.22)$$

## (三) 結構系統之非保守力

若分析時考慮結構系統之阻尼效應，則作用於各自由度之非保守力為：

$$Q_u = -C\dot{u} \quad (3.23)$$

$$Q_\theta = 0 \quad (3.24)$$

其中， $C$  為結構系統之阻尼係數。

將前述求得之方程式分別代入拉格朗治方程式(3.16)中，並假設晃動角度  $\theta$  很小 ( $\theta < 20^\circ$  或  $\frac{H}{B} \geq 3$ )，則可建立其運動方程式如下：

$$\mathbf{M}_R \ddot{\mathbf{X}}_R + \mathbf{C}_R \dot{\mathbf{X}}_R + \mathbf{K}_R \mathbf{X}_R = \mathbf{P}_R \ddot{X}_g + \mathbf{R}_R \quad (3.25)$$

其中

$$\mathbf{M}_R = \begin{bmatrix} m_1 + m_c & m_1 H \\ m_1 H & I_{O0} + I_{O1} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{C}_R = \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_R = \begin{bmatrix} K & -m_1 g \\ -m_1 g & (m_o + m_1) B \ddot{X}_g - m_1 g H \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{P}_R = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_1 H \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{R}_R = \begin{bmatrix} 0 \\ (m_o + m_1) g B \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{X}_R = \begin{Bmatrix} u \\ \theta \end{Bmatrix}$$



$I_{O0} = I_{G0} + m_o B^2$  為基底樓板對  $O$  點的轉動慣量；

$I_{O1} = I_{G1} + m_1 (B^2 + H^2)$  為一樓樓板對  $O$  點的轉動慣量；

此即為結構物對  $O$  點的運動方程式。

同理，當結構物對  $O'$  點晃動時，如圖 3.3 所示，其運動方程式亦可表示如下：

$$\mathbf{M}_L \ddot{\mathbf{X}}_L + \mathbf{C}_L \dot{\mathbf{X}}_L + \mathbf{K}_L \mathbf{X}_L = \mathbf{P}_L \ddot{X}_g + \mathbf{R}_L \quad (3.26)$$

其中

$$\mathbf{M}_L = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 H \\ m_1 H & I_{O0} + I_{O1} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{C}_L = \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_L = \begin{bmatrix} K & -m_1 g \\ -m_1 g & -(m_o + m_1) B \ddot{X}_g - m_1 g H \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{P}_L = - \begin{bmatrix} m_1 \\ m_1 H \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{R}_L = \begin{bmatrix} 0 \\ (m_o + m_1) g B \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{X}_L = \begin{Bmatrix} u \\ \theta \end{Bmatrix}$$

將上述兩種情況( $\theta > 0, \theta < 0$ )合併整理成一搖晃運動方程式之通式：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = \mathbf{P}\ddot{X}_g + \mathbf{R} \quad (3.27)$$

其中：

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 H \\ m_1 H & I_{O0} + I_{O1} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K & -m_1 g \\ -m_1 g & S_\theta (m_o + m_1) B \ddot{X}_g - m_1 g H \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{P} = - \begin{bmatrix} m_1 \\ m_1 H \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{R} = -S_\theta \begin{bmatrix} 0 \\ (m_o + m_1) g B \end{bmatrix}$$

其中， $S_\theta$ 表示旋轉方向的符號；當 $S_\theta = 1$ 時，代表結構物對O點晃動( $\theta > 0$ )；當 $S_\theta = -1$ 時，則代表結構物對O'點晃動( $\theta < 0$ )。

### 3.3 撞擊後初始條件之更新

結構晃動過程中，在交替變換旋轉中心時會伴隨著撞擊的產生，在撞擊瞬間速度會有不連續的情況。吾人可由動量守恆原理，決定撞擊前後瞬間各自由度的位移與速度之關係，作為下一狀態的初始條件。分析時，柱之質量係考慮集中在其質心位置。

#### 3.3.1 角動量守恆

假設結構物在碰撞後不產生彈跳(bouncing)，亦即，結構物與基礎碰撞後隨即平順地轉換旋轉支點，[Housner(1963)【19】或 Chopra(1980)【21】 et.al]結構物碰撞 O 點前的運動狀態如圖 3.5 所示，吾人可利用角動量守恆求出碰撞前、後之角動量。

$$\vec{H}_O = \vec{H}_G + \vec{\rho}_{G/O} \times M\vec{v}_G \quad (3.28)$$

其中

$\vec{H}_O$  表示結構物對 O 的角動量

$\vec{H}_G$  為結構物對其質心 G 之角動量

$\vec{\rho}_{G/O}$  則為質心 G 與 O 點的距離

$\vec{v}_G$  為質心的運動速度，而速度方向為質心位置之切線方線。

根據結構物的自由體圖(如圖 3.5)，基底、一樓樓板及左右柱的質心座標位置向量  $\vec{r}_0$ 、 $\vec{r}_1$ 、 $\vec{r}_{CL}$  及  $\vec{r}_{CR}$  可分別表示為：

$$\vec{r}_0 = B\vec{i} \quad (3.29)$$

$$\vec{r}_1 = B\vec{i} + H\vec{j} \quad (3.30)$$

$$\vec{r}_{CL} = \vec{l}j \quad (3.31)$$

$$\vec{r}_{CR} = 2B\vec{i} + \vec{l}j \quad (3.32)$$

而速度方向為質心位置之切線方向，因此，可推求基底、一樓樓板及左右柱的質心速度向量 $\vec{V}_0$ 、 $\vec{V}_1$ 、 $\vec{V}_{CL}$ 及 $\vec{V}_{CR}$ 可分別表示為：

$$\vec{V}_0 = -\dot{\theta}(t^-)B\vec{j} \quad (3.33)$$

$$\vec{V}_1 = \dot{\theta}(t^-)H\vec{i} - \dot{\theta}(t^-)B\vec{j} \quad (3.34)$$

$$\vec{V}_{CL} = \dot{\theta}(t^-)l\vec{i} \quad (3.35)$$

$$\vec{V}_{CR} = \dot{\theta}(t^-)l\vec{i} - \dot{\theta}(t^-)2B\vec{j} \quad (3.36)$$

對 O 點而言，碰撞前之角動量 $(H_O)_{t^-}$ 為：

$$\begin{aligned} (H_O)_{t^-} &= -I_{G0}\dot{\theta}(t^-)\vec{k} + (-B\vec{i}) \times m_0(-\dot{\theta}(t^-)B\vec{j}) \\ &\quad - I_{G1}\dot{\theta}(t^-)\vec{k} + (-B\vec{i} + H\vec{j}) \times m_1(\dot{\theta}(t^-)H\vec{i} - \dot{\theta}(t^-)B\vec{j}) \\ &\quad - I_{GCL}\dot{\theta}(t^-)\vec{k} + \int_0^H \rho A(-2B\vec{i} + l\vec{j}) \times (\dot{\theta}(t^-)l\vec{i}) dl \\ &\quad - I_{GCR}\dot{\theta}(t^-)\vec{k} + \int_0^H \rho A(l\vec{j}) \times (\dot{\theta}(t^-))(l\vec{i} - 2B\vec{j}) dl \\ &= -I_{G0}\dot{\theta}(t^-)\vec{k} + m_0B^2\dot{\theta}(t^-)\vec{k} \\ &\quad - I_{G1}\dot{\theta}(t^-)\vec{k} + m_1(B^2 - H^2)\dot{\theta}(t^-)\vec{k} \\ &\quad - I_{GCL}\dot{\theta}(t^-)\vec{k} - \frac{1}{3}m_{CL}H^2\dot{\theta}(t^-)\vec{k} \\ &\quad - I_{GCR}\dot{\theta}(t^-)\vec{k} - \frac{1}{3}m_{CR}H^2\dot{\theta}(t^-)\vec{k} \\ &= -[I_{G0} + I_{G1} + 2I_{GC} - (m_0 + m_1)B^2 + m_1H^2 + \frac{2}{3}m_0H^2]\dot{\theta}(t^-)\vec{k} \end{aligned} \quad (3.37)$$

其中

$m_{CL}$ 、 $m_{CR}$  為左邊柱及右邊柱的質量；

$I_{GCL} = \frac{1}{12} m_{CL} H^2$  為左邊柱對其本身質心的轉動慣量；

$I_{GCR} = \frac{1}{12} m_{CR} H^2$  為右邊柱對其本身質心的轉動慣量；

$\vec{i}$  表示向右為正；

$\vec{j}$  表示向上為正；

$\vec{k}$  表示對 O 點旋轉的方向，假設射出紙面為正(根據右手定則拇指的方向)。且，

$$m_{CL} = m_{CR} = m_C ; I_{GCL} = I_{GCR} = I_{GC} \circ$$

同理，碰撞 O 點後之角動量  $(H_O)_{t^+}$  如圖 3.6 所示。其中基底、一樓樓板及左右柱的質心座標位置向量  $\vec{r}_0$ 、 $\vec{r}_1$ 、 $\vec{r}_{CL}$  及  $\vec{r}_{CR}$  分別為：

$$\vec{r}_0 = -B\vec{i} \quad (3.38)$$

$$\vec{r}_1 = -B\vec{i} + H\vec{j} \quad (3.39)$$

$$\vec{r}_{CL} = -2B\vec{i} + l\vec{j} \quad (3.40)$$

$$\vec{r}_{CR} = l\vec{j} \quad (3.41)$$

而速度方向為質心位置之切線方向，則可推求基底、一樓樓板及左右柱的質心速度向量  $\vec{V}_0$ 、 $\vec{V}_1$ 、 $\vec{V}_{CL}$  及  $\vec{V}_{CR}$  分別為：

$$\vec{V}_0 = \dot{\theta}(t^+)B\vec{j} \quad (3.42)$$

$$\vec{V}_1 = \dot{\theta}(t^+)H\vec{i} + \dot{\theta}(t^+)B\vec{j} \quad (3.43)$$

$$\vec{V}_{CL} = \dot{\theta}(t^-)l\vec{i} + 2B\vec{j} \quad (3.44)$$

$$\vec{V}_{CR} = \dot{\theta}(t^+)l\vec{i} \quad (3.45)$$

因此，對 O 點而言，碰撞前之角動量  $(H_O)_{t^+}$  為：

$$\begin{aligned}
(H_O)_{t^+} &= -I_{G_0}\dot{\theta}(t^+)\vec{k} + (-B\vec{i}) \times m_0(\dot{\theta}(t^+)B\vec{j}) \\
&\quad - I_{G_1}\dot{\theta}(t^+)\vec{k} + (-B\vec{i} + H\vec{j}) \times m_1(\dot{\theta}(t^+)H\vec{i} + \dot{\theta}(t^+)B\vec{j}) \\
&\quad - I_{G_{CL}}\dot{\theta}(t^+)\vec{k} + \int_0^H \rho A (-2B\vec{i} + l\vec{j}) \times (\dot{\theta}(t^+))(l\vec{i} + 2B\vec{j}) dl \\
&\quad - I_{G_{CR}}\dot{\theta}(t^+)\vec{k} + \int_0^H \rho A (l\vec{j}) \times (\dot{\theta}(t^+))(l\vec{i}) dl \\
&= -I_{G_0}\dot{\theta}(t^+)\vec{k} - m_0 B^2 \dot{\theta}(t^+)\vec{k} \\
&\quad - I_{G_1}\dot{\theta}(t^+)\vec{k} - m_1(B^2 + H^2)\dot{\theta}(t^+)\vec{k} \\
&\quad - I_{G_{CL}}\dot{\theta}(t^+)\vec{k} - m_{CL}(4B^2 + \frac{1}{3}H^2)\dot{\theta}(t^+)\vec{k} \\
&\quad - I_{G_{CR}}\dot{\theta}(t^+)\vec{k} - \frac{1}{3}m_{CR}H^2\dot{\theta}(t^+)\vec{k} \\
&= -[I_{G_0} + I_{G_1} + 2I_{G_C} + (m_0 + m_1)B^2 + m_1H^2 + 4m_C B^2 + \frac{2}{3}m_0H^2]\dot{\theta}(t^+)\vec{k}
\end{aligned} \tag{3.46}$$

其中  $\dot{\theta}(t^-)$  及  $\dot{\theta}(t^+)$  分別表示碰撞前與碰撞後之角速度。

根據角衝量守衡(conservation of angular momentum)之原理，即

$$(H_O)_{t^-} + \int_{t_b}^{t_a} \vec{M}_O dt = (H_O)_{t^+} \tag{3.47}$$

因外力(反力)的作用通過 O 點，故外力對 O 點的角衝量為零 ( $\int_{t^-}^{t^+} \vec{M}_O dt = 0$ )，

故

$$\begin{aligned}
& -[I_{G_0} + I_{G_1} + 2I_{G_C} - (m_0 + m_1)B^2 + m_1H^2 + \frac{2}{3}m_C H^2]\dot{\theta}(t^-)\vec{k} \\
&= -[I_{G_0} + I_{G_1} + 2I_{G_C} + (m_0 + m_1)B^2 + m_1H^2 + 4m_C B^2 + \frac{2}{3}m_C H^2]\dot{\theta}(t^+)\vec{k}
\end{aligned} \tag{3.48}$$

茲定義結構物碰撞後與碰撞前之角速度比值( $\nu$ )為動能折減係數，亦即

$$\nu = \frac{\dot{\theta}(t^+)}{\dot{\theta}(t^-)} = \frac{[I_{G_0} + I_{G_1} + 2I_{G_C} - (m_0 + m_1)B^2 + m_1H^2 + \frac{2}{3}m_C H^2]}{[I_{G_0} + I_{G_1} + 2I_{G_C} + (m_0 + m_1)B^2 + m_1H^2 + 4m_C B^2 + \frac{2}{3}m_C H^2]} \tag{3.49}$$



其中

$I_{G0} = \frac{1}{12} m_0 (2B)^2$  為基底樓板對自身質心的轉動慣量；

$I_{G1} = \frac{1}{12} m_1 (2B)^2$  為一樓樓板對自身質心的轉動慣量；

$I_{GC} = \frac{1}{12} m_c (2B)^2$  為柱對自身質心的轉動慣量；

另，考慮柱子質量 ( $m_c$ ) 佔總體質量 ( $m_0 + m_1$ ) 之比例並不大，而由圖 3.7 之結果可知，柱質量對於結構物之動能折減係數影響非常小，故可忽略不計，因此動能折減係數可簡化為：

$$\nu = \frac{\dot{\theta}(t^+)}{\dot{\theta}(t^-)} = \frac{[I_{G0} + I_{G1} - (m_0 + m_1)B^2 + m_1 H^2]}{I_{O0} + I_{O1}} = \frac{-2(m_0 + m_1) + 3m_1 \left(\frac{H}{B}\right)^2}{4(m_0 + m_1) + 3m_1 \left(\frac{H}{B}\right)^2} \quad (3.50)$$

其中

$I_{O0} = I_{G0} + m_0 B^2$  為基底樓板對 O 點的轉動慣量；

$I_{O1} = I_{G1} + m_1 (B^2 + H^2)$  為一樓樓板對 O 點的轉動慣量；

由式(3.50)顯示，動能折減係數( $\nu$ )與結構物的各樓層樓板質量( $m_0$  與  $m_1$ )及樓層高寬比( $\frac{H}{B}$ )有關。當結構物越細長時( $\frac{H}{B} \rightarrow \infty$ )，動能折減係數將趨近於 1，表示消能效果越不顯著。

### 3.3.2 停止晃動後結構之初始條件

結構物停止晃動後之運動模式與一般基礎固定結構受外力時的運動相同。根據線動量守衡的原理，吾人可知在停止晃動的瞬間，樓板的速度除在停止晃動前一時刻因彈性變位所產生的速度  $\dot{u}(t^-)$  之外，還有角速度的

水平分量  $H\dot{\theta}(t^-)$ ，故其初始條件應更新如下：

$$\dot{u}(t^+) = H\dot{\theta}(t^-) + \dot{u}(t^-) \quad (3.51)$$

### 3.4 結構週期對晃動行為之研究

本節將比較結構週期對其晃動行為之影響。以高寬比 ( $H/B$ ) 相同，結構週期分別為 0.11 秒(模型 A，代表剛性結構)及 0.78 秒(模型 B，代表彈性結構)之兩組結構模型進行分析，其參數整理如表 3.1 所示。

圖 3.8 為 A、B 兩種模型於初始角度( $\theta_0 = 0.1\theta_{cr}$ )時之自由晃動角度歷時圖。分析結果顯示，在相同的初始晃動角度下，模型 A (剛性結構)的能量衰減速度較慢。若取晃動角度歷時圖的前 20 秒進一步觀察，如圖 3.9 所示，可以很容易地發現模型 B(彈性結構)在每次轉換支點前 ( $\theta=0$  時)，都會先從晃動機制轉換到固定機制 (Fixed)，俟樓版的傾倒彎矩( $M$ )大於結構物自重所造成的抗傾彎矩( $M_r$ )時，才又轉換到晃動機制；模型 A (剛性結構)在轉換支點時，並不會轉換到固定狀態，而是直接變換支點晃動。此外，模型 B(彈性結構)在晃動角度越來越小時，受樓層相對變位的影響越大，晃動角度的歷時曲線顯得較不平滑。

圖 3.10 為模型 A、B 兩種結構於初始角度 ( $\theta_0 = 0.1\theta_{cr}$ ) 時之自由晃動條件下，樓板相對於基底之位移歷時。其結果顯示，模型 A(剛性結構)的樓板相對於基底之位移量較模型 B(彈性結構)為小；圖 3.11 為樓板在自由晃動下樓板所產生之絕對加速度歷時圖。其結果顯示，模型 A(剛性結構)的樓板絕對加速度尖峰值較模型 B(彈性結構)大，但當結構物停止晃動轉換成固定機制時，模型 A(剛性結構)樓版的絕對加速度值遞減速率較模型 B(彈性結構)為快。

### 3.5 晃動隔震與滑動隔震受震反應比較

本節將探討在特定擾動下，晃動隔震結構與滑動隔震結構的地震反應分析，並評估其減震效益。分析模型參數歸納如表 3.2 所示，輸入之外力簡諧擾動震波週期將選擇與滑動隔震週期相同，最大加速度震幅為 0.5g（如圖 3.12）。

晃動隔震與滑動隔震之分析比較如表 3.3 所示。結果顯示，晃動隔震結構樓板之絕對加速度與相對位移反應皆有不錯的減震效果，其分別有 52%與 53%的折減率。對於滑動式隔震結構而言，由於外力擾動週期與隔震週期相同，因此其反應將如預期的產生共振且有放大之現象。比較其減震效益可知，樓板之絕對加速度與相對位移反應分別較傳統結構放大了 577%與 672%。圖 3.13 及圖 3.14 為兩種不同隔震系統與傳統結構之地震反應歷時比較，結果清楚的顯示，滑動隔震結構反應明顯的放大而晃動隔震反應並不受特定擾動的影響。此外，比較兩種不同隔震系統之剛體位移反應可知（圖 3.15），滑動隔震結構之剛體位移明顯的受到共振效應之影響而放大，其隔震層之剛體位移高達 7.37m；相較之下，晃動隔震反應並無太大之改變其最大水平剛體位移量為 2.38m（為頂樓自由度投影至水平向的反應值）。

一般而言，採用傳統延長結構週期的隔震方式，大多將隔震週期調整至 2~5 秒之間，惟隔震後週期容易與近域震波之長週期速度脈衝接近而發生共振的情形。依據本節分析結果顯示，傳統延長週期之隔震結構（滑動式隔震），確實會遭特定外力頻率鎖定而發生共振；相對的，晃動式隔震結構由於其自然頻率並不固定，因此不會遭特定外力鎖定而發生共振，此一現象乃晃動式隔震特有之動力特性。

## 3.6 晃動隔震應用於近斷層結構之耐震評估

本節將探討在近域震波之作用下，地震強度與結構高寬比對結構晃動行為與減震效益之影響。單自由度模型結構參數整理如表 3.4 所示，高寬比變化分別考慮  $H/B=3$ 、4 及 5 三種情況。另依據理論分析及文獻資料顯示，近斷層地表運動之加速度、速度及位移之歷時均含有脈衝，其中速度及位移歷時含有長週期之脈衝，此脈衝訊號之乃主導結構之動力行為，故分析時可忽略一般高頻振動之訊號。

### 3.6.1 近斷層震波

按國內外文獻之記載，近斷層震波相較於遠斷層震波具有下列三種特性：(1)垂直向與水平向加速度反應譜之比值較大 (2)尖峰地表加速度值很大 (3)具一長週期之速度脈衝。其中，以長週期的速度脈衝最具代表性。Makris【36】提出近斷層附近速度型態之脈衝(pulse-like)波型種類約可分為四種：(1)A 型—向前型圓滾脈衝(forward type cycloidal pulse) 如圖 3.16 所示，國內在 1999 年 9 月 21 日發生的集集(Chi-Chi)地震中 TCU068 測站所量測到的震波即屬於此類型震波；(2)B 型—前後型圓滾脈衝(forward and backward cycloidal pulse)如圖 3.17 所示，美國加州 1979 年 10 月 15 日發生的 Imperial Valley 地震中 El Centro 測站 ARRAY06 所量測到的震波即屬於此類型。(3)C1 及 C2 型—多重脈衝型(multiple pulses)如圖 3.18 與圖 3.19 所示，分別以 1999 年 921 地震中 TCU052 測站與美國加州 1994 年 1 月 17 日發生的北嶺(Northridge)地震中 Sylmar 測站所量測到的震波為代表。因此近斷層震波大致上都可簡化成這四種人工模擬震波之其中一類。表 3.5 列出四種實際近域震波以及其所對應的四種人工震波資料。本文分析時，即利用這四種人工模擬震波代替實際之近域震波，而其尖峰地表加速度(PGA)

則取 0.5g 及 1g 兩種不同的強度，外力週期( $T$ )則取其所對應實際震波之主要速度脈衝週期來進行分析。

### 3.6.2 Type A 人工模擬近斷層震波

1999 年發生的集集大地震，由國內 TCU068 測站所量測到的近域震波是屬於 TypeA 的人工模擬震波(表 3.5)，本節將利用 TypeA 人工模擬震波來分析，震波週期取為 4 秒，並將其尖峰地表加速度分別調整至 0.5g 及 1g，分析不同高寬比之晃動隔震結構的地震反應或減震效益。

將 Type A 人工模擬震波（如圖 3.16 所示）之尖峰地表加速度調整至 0.5g 來進行模擬。不同高寬比（ $H/B=3、4$  及 5）之結構物反應整理於表 3.6(a)、3.6(b)及 3.6(c)，而圖 3.20 為三種不同高寬比之結構物的轉角歷時圖。由前述圖表之結果顯示，晃動隔震結構在 Type A 人工模擬震波作用下，不僅會產生晃動，且晃動角度會超過結構物之臨界角( $\theta_{cr}$ )而傾倒，並不穩定。而高寬比越高之結構越快產生傾倒。若進一步將外力的尖峰地表加速度調整至 1g，則無論高寬比為何，結構仍會產生傾倒之不穩定現象。結果整理於表 3.7(a)、3.7(b)、3.7(c)及圖 3.21。

### 3.6.3 Type B 人工模擬近斷層震波

1979 年發生的 Imperial Valley 地震中 ARRAY06 測站所量測到的近域震波是屬於 TypeB 的人工模擬震波(表 3.5)，本節將利用 TypeB 人工模擬震波來分析，震波週期取為 3.2 秒，並將其尖峰地表加速度分別調整至 0.5g 及 1g，分析不同高寬比之晃動隔震結構的地震反應或減震效益。

將 Type B 人工模擬震波（如圖 3.17 所示）之尖峰地表加速度調整至

0.5g 來進行模擬。不同高寬比 ( $H/B=3$ 、4 及 5) 之結構物反應整理於表 3.8(a)、3.8(b)及 3.8(c)，而圖 3.22 為三種不同高寬比之結構物的晃動轉角歷時圖。由前述圖表之結果顯示，晃動隔震結構物在 Type B 人工模擬震波作用下，不僅會產生晃動，且晃動角度會超過結構物之臨界轉角( $\theta_{cr}$ )而傾倒，並不穩定。而高寬比越高之結構越慢產生傾倒。若進一步將 Type B 人工模擬震波之尖峰地表加速度調整至 1g，則無論高寬比為何，結構仍會產生傾倒之不穩定現象，結果整理於表 3.9(a)、3.9(b)、3.9(c)及圖 3.23。

### 3.6.4 Type C1 人工模擬近斷層震波

1999 年 921 地震中 TCU052 測站所量測到之近域震波是屬於 TypeC1 的人工模擬震波(表 3.5)，本節將利用 TypeC1 人工模擬震波來分析，震波週期取為 5 秒，並將尖峰地表加速度分別調整至 0.5g 及 1g，分析不同高寬比之晃動隔震結構的地震反應或減震效益。

將 Type C1 人工模擬震波(如圖 3.18 所示)之尖峰地表加速度調整至 0.5g 來進行模擬。不同高寬比 ( $H/B=3$ 、4 及 5) 之結構物反應整理於表 3.10(a)、3.10(b)及 3.10(c)，圖 3.24 則為三種不同高寬比之結構物的晃動轉角歷時圖。由前述圖表之結果顯示，晃動隔震結構在 Type C1 人工模擬震波作用下，都不僅會產生晃動，但晃動之角度會超過結構物之臨界角( $\theta_{cr}$ )而傾倒，並不穩定。而高寬比越高之結構越慢產生傾倒。若進一步將外力的尖峰地表加速度調整至 1g，則無論高寬比為何，結構仍會產生傾倒之不穩定現象，結果整理於 3.11(a)、3.11(b)、3.11(c)及圖 3.25。

### 3.6.5 Type C2 人工模擬近斷層震波

1994 年美國加州發生的北嶺(Northridge)地震中 Sylmar 測站所量測到的近域震波是屬於 TypeC2 的人工模擬震波(表 3.5)，本節將利用 TypeC2 人工模擬震波來分析，震波週期取為 2.3 秒，並將尖峰地表加速度分別調整至 0.5g 及 1g，分析不同高寬比之晃動隔震結構的地震反應或減震效益。

將 Type C2 人工模擬震波(如圖 3.19 所示)之尖峰地表加速度調整至 0.5g 來進行模擬。不同高寬比 ( $H/B=3$ 、4 及 5) 之結構物反應整理於表 3.12(a)、3.12(b)及 3.12(c)，圖 3.26 為三種不同高寬比之結構物的晃動轉角歷時圖，圖 3.27 與圖 3.28 為結構物樓板相對於基底位移及樓板絕對加速度歷時圖。由前述圖表之結果顯示，三種高寬比之晃動隔震結構都會產生穩定之晃動，並無傾倒之現象發生。但值得注意的是，高寬比為 3 之晃動隔震結構，在樓板相對於基底位移及樓板絕對加速度方面，其減震效果並不好，反應分別放大 14.24%及 13.21%。而高寬比為 4 及 5 之晃動隔震結構，在樓板(相對於基底)位移量方面，能發揮有效之減震作用，折減率分別達到 9.71%及 37.80%；樓板絕對加速度之折減率亦分別達到 8.21%及 36.38%。

若進一步將 Type C2 人工模擬震波之尖峰地表加速度調整至 1g。不同高寬比 ( $H/B=3$ 、4 及 5) 之結構反應整理於表 3.13(a)、3.13(b)及 3.13(c)，而圖 3.29 為對應之結構物的晃動轉角歷時圖。由前述圖表之結果顯示，高寬比為 3 的晃動隔震結構，在外力 Type C2 人工模擬震波作用下，晃動之角度會超過結構物之臨界角( $\theta_{cr}$ )而傾倒，因此並不穩定；高寬比為 4 及 5 的晃動隔震結構，在外力作用下會產生穩定之晃動，並無傾倒之情形發生。圖 3.30 及圖 3.31 為此兩種高寬比之結構物樓板相對於基底位移及樓板絕對加速度之歷時圖。分析結果顯示，晃動隔震結構發揮有效之減震效

果，高寬比為 4 的結構其反應分別折減 45.30%與 44.39%，而高寬比為 5 的結構其折減率也達到 59.94%與 58.89%。

### 3.7 晃動機制的穩定性分析

3.5 節之分析結果顯示，晃動隔震結構除了在 TypeC2 人工模擬震波作用下，能夠產生穩定晃動之外，而在其它三種人工模擬震波作用下 (PGA=0.5g、1g)，晃動隔震結構都會發生傾倒。四種人工模擬震波中，只有在選用 TypeC2 人工模擬震波分析時，其震波週期取在 3 秒之內，其餘三種人工模擬震波的震波週期都取在 3 秒以上。因此，晃動隔震結構之穩定性極有可能是受震波週期長短所影響。故本節將探討震波週期長短對晃動機制穩定性之影響。



#### 3.7.1 晃動剛體之穩定性分析

為了簡化問題，吾人先以剛體為對象探討晃動機制的穩定性，分別考慮  $H/B=3$ 、 $5$ 、 $7$  及  $10$  等四種模型，利用四種人工模擬震波 TypeA、TypeB、TypeC1 及 TypeC2 來做分析。分析時，考慮尖峰地表加速度值為  $0.2g$ 、 $0.33g$ 、 $0.5g$ 、 $0.7g$  及  $1g$  等五種不同強度，震波週期分別設定為 1 秒、2 秒及 4 秒等三種情況。

圖 3.32 為人工模擬震波 TypeA 作用下剛體的穩定性分析結果，其中橫座標( $A_x$ )為外力擾動的加速度峰值，縱座標( $H/B$ )為剛體之高寬比。圖中 O 代表結構物產生穩定之晃動(stable)，X 代表結構物產生不穩定的晃動而傾倒(unstable)，而—代表結構未產生晃動(unrocked)。從這三張圖可以發現，剛體在外力擾動週期為 1 秒時，無論剛體之高寬比為何，當反應達到



晃動條件時——亦即滿足(2.39)之不等式時，剛體即產生晃動，其晃動過程皆為穩定；當外力擾動週期為 2 秒時，無論高寬比為何，當滿足式(2.39)之晃動條件時，即產生晃動。由圖 3.32(b)。可以發現，當地表尖峰加速度值超過 0.5g 時，就會發生傾倒的現象；此外，當地表之擾動週期為 4 秒時，晃動剛體都會傾倒，無論其高寬比為何。

圖 3.33、圖 3.34 和圖 3.35 則分別為人工模擬震波 TypeB、TypeC1 及 TypeC2 三種人工模擬震波作用下剛體之穩定性分析結果。分析結果顯示，無論高寬比為何，擾動週期越長，晃動剛體越容易產生不穩定的情形。而在這三種震波擾動週期為 2 秒作用下，無論高寬比為何，當滿足式(2.39)之晃動條件時，其晃動過程皆為穩定，相較於在 TypeA 震波擾動週期為 2 秒作用下，地表尖峰加速度值超過 0.5g 時，無論剛體之高寬比為何，皆會發生傾倒現象，顯然在 TypeB、TypeC1 及 TypeC2 等三種人工模擬震波作用下，剛體之穩定性均較在 TypeA 人工震波作用下高。

### 3.7.2 晃動彈性結構之穩定性分析

接下來針對晃動彈性結構之穩定性進行分析，同樣考慮高寬比為 3、5、7 及 10 等四種模型，其資料歸納於表 3.14；輸入擾動亦考慮 TypeA、TypeB、TypeC1 及 TypeC2 等四種人工模擬震波，尖峰地表加速度值分別為 0.2g、0.33g、0.5g、0.7g 及 1g 等五種不同強度，且震波週期則分別取 1 秒、2 秒及 4 秒等三種情況。

圖 3.36 為人工模擬震波 TypeA 作用下晃動彈性結構之穩定性分析結果，其中橫座標( $A_x$ )為地表擾動的加速度峰值，縱座標( $H/B$ )為彈性結構物之高寬比。其結果顯示，當地表擾動週期為 1 秒時，無論高寬比為何，當滿足晃動條件時，亦即滿足(3.7)之不等式時，結構即產生晃動，且晃動過

程均為穩定；而在地表擾動週期為 2 秒時，無論高寬比為何，當反應滿足晃動條件時，結構即產生晃動，類似於剛體之情形，只要地表尖峰加速度值超過 0.5g 以上，結構均發生傾倒；當地表擾動週期為 4 秒時，無論高寬比為何，結構都會傾倒。

圖 3.37、圖 3.38 和圖 3.39 則分別為人工模擬震波 TypeB、TypeC1 及 TypeC2 三種人工模擬震波作用下彈性結構之穩定性分析結果。結果顯示，無論高寬比為何，穩定性表現類似剛體之情形，擾動之週期越長，結構越容易產生不穩定之情況。而在這三種震波擾動週期為 2 秒作用下，無論高寬比為何，當滿足式(3.7)之晃動條件時，其晃動過程皆為穩定，相較於 TypeA 震波擾動週期為 2 秒作用下，地表尖峰加速度值超過 0.5g 時，無論高寬比為何皆發生傾倒現象，可知在 TypeB、TypeC1 及 TypeC2 此三種人工模擬震波作用下，結構彈性晃動之穩定性較 TypeA 人工震波作用下高。

比較剛體和彈性結構之穩定性分析結果，可知彈性結構晃動之穩定性趨勢大致上與剛體之情形相同。但高寬比為 3 之彈性結構較高寬比同樣高寬比為 3 之剛體，容易產生晃動，(在尖峰加速度值較小之情況下產生晃動)。但不論剛體或彈性結構，及高寬比為何，晃動系統之穩定性都會隨著擾動週期加長而降低。

## 第四章 晃動機制加裝液態尼器之動力分析

### 4.1 前言

由第三章之初步分析結果顯示，晃動隔震機制應用於近斷層附近之區域，因晃動過程中極易產生不穩定，而無法做為可靠的防震設計。為進一步解決結構傾倒之問題，擬考慮增設液態黏滯阻尼器（Viscous Fluid Damper）如圖 4.1 所示，以提高其穩定性。

在土木工程上，液態黏滯阻尼器為目前廣泛使用的地震消能裝置之一，除了用以消散地震力或風力輸入結構之能量，也常配合隔震系統以防止隔震層過大之位移量。液態黏滯阻尼器的阻尼力來自於液體流經活塞時，在活塞頭兩側產生的壓力差。本研究選用液態黏滯阻尼器之目的，在於消散結構物因晃動而產生之能量，以提高其穩定性。

液態黏滯阻尼器理想的力學行為，是阻尼力只與結構物之相對速度相關且反向（180°out-of-phase），但阻尼器並不具備勁度。其關係式如下：

$$F_D = C_D |\dot{x}|^\alpha \text{sgn}(\dot{x}) \quad (4.1)$$

其中， $F_D$ ：液態黏滯阻尼器產生之阻尼力

$C_D$ ：液態黏滯阻尼器之阻尼常數

$\dot{x}$ ：活塞運動之速度

$\alpha$ ：液態黏滯阻尼器之特性係數

當  $\alpha=1.0$  時，即為線性黏滯行為； $\alpha \neq 1$ （實務上通常採用  $0.3 < \alpha < 1.0$ ），則為非線性黏滯行為。由圖 4.2 顯示，在速度較小時，阻尼器特性係數  $\alpha=0.5$  者可發揮較大的阻尼力，但在速度變大時趨於飽和；阻尼器特性係數  $\alpha=1.5$  者在速度小時發揮力量較小，速度大時提供的阻尼力較大。因此

在選擇液態黏滯阻尼器時，應考量結構晃動時所產生的速度大小，來決定最佳的阻尼常數  $C_D$  及特性係數  $\alpha$ 。

## 4.2 晃動機制加裝液態黏滯阻尼器

### 4.2.1 晃動機制加裝液態黏滯阻尼器之運動方程式

考慮一單層樓結構物加裝兩組液態黏滯阻尼器，如圖 4.3 所示，其基底樓板質量為  $m_0$ ，頂層樓板質量為  $m_1$ ；房屋結構之高、寬分別為  $H$  及  $2B$ ；結構的質心(G.C)距地面高度為  $H_c$ 。其中  $R$  為質量中心與旋轉中心(O 或 O' 點)之間的距離；而兩組液態黏滯阻尼器分別裝在距離 O 點  $\frac{1}{2}B$  及  $\frac{3}{2}B$  的位置。因此晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之運動方程式可表示如下：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} + \mathbf{C}_D(\dot{\mathbf{X}}_D) = \mathbf{P}\ddot{\mathbf{X}}_g + \mathbf{R} \quad (4.2)$$

其中  $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{K}$  等系統矩陣都如式(3.29)所示， $\mathbf{C}_D$  為系統加裝液態黏滯阻尼器之後，阻尼器所提供之阻尼矩陣。

$$\mathbf{C}_D = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & C_d\left(\frac{3}{2}B\right)^\alpha + C_d\left(\frac{1}{2}B\right)^\alpha \end{bmatrix}$$

其中

$C_d$ ：液態黏滯阻尼器之阻尼常數

$B$ ：結構寬度之半

$\alpha$ ：液態黏滯阻尼器之特性係數

$$\dot{\mathbf{X}}_D = \begin{Bmatrix} 0 \\ \text{sgn}(\dot{\theta})|\dot{\theta}|^\alpha \end{Bmatrix}$$

由於晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器之後，運動方程式為一二階非線性常微分方程式，須採用四階朗吉-卡特法來求解，將於下一節中闡述此數值計算方法。

## 4.2.2 數值分析方法

由於四階朗吉-卡特法(Runge-Kutta Fourth-Order Method)所需要的初始條件只與前一時刻之狀態有關，故極易處理非線性常微分方程式之求解問題。而由 2.3.2 節已介紹過如何利用四階朗吉-卡特法，來求二階常微分方程式之解。本節，將介紹求解非線性方程式之具體作法。

若有一個二階非線性方程式如下所示：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(\mathbf{t}) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t}) + \mathbf{K}\mathbf{X}(\mathbf{t}) + \mathbf{C}_D\dot{\mathbf{X}}_D(\mathbf{t}) = \mathbf{P}\ddot{\mathbf{X}}_g + \mathbf{R} = \mathbf{F}(\mathbf{t}) \quad (4.3)$$

茲移項使式(4-3)轉換成如下所示：

$$\{\ddot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\} = [\mathbf{M}]^{-1} (\{\mathbf{F}(\mathbf{t})\} - [\mathbf{K}]\{\mathbf{X}(\mathbf{t})\} - [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\} - [\mathbf{C}_D]\{\dot{\mathbf{X}}_D(\mathbf{t})\}) \quad (4.4)$$

同樣利用 2.3.2 節之方法可求得式(4.4)的解為：

$$\{\mathbf{X}(\mathbf{t} + \Delta\mathbf{t})\} = \{\mathbf{X}(\mathbf{t})\} + \Delta\mathbf{t}\{\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\} + \frac{\Delta\mathbf{t}^2}{6} (\{\mathbf{k}_1\} + \{\mathbf{k}_2\} + \{\mathbf{k}_3\}) \quad (4.5)$$

$$\{\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t} + \Delta\mathbf{t})\} = \{\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\} + \frac{1}{6} (\{\mathbf{k}_1\} + 2\{\mathbf{k}_2\} + 2\{\mathbf{k}_3\} + \{\mathbf{k}_4\}) \quad (4.6)$$

其中

$$\begin{aligned} \{\mathbf{k}_1\} &= \Delta\mathbf{t}\{\mathbf{f}(\mathbf{t}, \mathbf{X}(\mathbf{t}), \dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t}))\} \\ &= \Delta\mathbf{t}[\mathbf{M}]^{-1} (\{\mathbf{F}(\mathbf{t})\} - [\mathbf{K}]\{\mathbf{X}(\mathbf{t})\} - [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\} - [\mathbf{C}_D]\{\dot{\mathbf{X}}_D(\mathbf{t})\}) \end{aligned} \quad (4.7)$$

$$\begin{aligned} \{\mathbf{k}_2\} &= \Delta\mathbf{t}\left\{\mathbf{f}\left(\mathbf{t} + \frac{\Delta\mathbf{t}}{2}, \mathbf{X}(\mathbf{t}) + \frac{\Delta\mathbf{t}}{2}\mathbf{v}(\mathbf{t}), \mathbf{v}(\mathbf{t}) + \frac{\mathbf{k}_1}{2}\right)\right\} \\ &= \Delta\mathbf{t}[\mathbf{M}]^{-1} \left\{\mathbf{F}\left(\mathbf{t} + \frac{\Delta\mathbf{t}}{2}\right)\right\} - [\mathbf{K}]\left\{\mathbf{X}(\mathbf{t}) + \frac{\Delta\mathbf{t}}{2}\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\right\} \end{aligned}$$

$$-[\mathbf{C}](\{\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\} + \frac{1}{2}\{\mathbf{k}_1\}) - [\mathbf{C}_D](\{\dot{\mathbf{X}}_D(\mathbf{t})\} + \frac{1}{2}\{\mathbf{k}_1\}) \quad (4.8)$$

$$\begin{aligned} \{\mathbf{k}_3\} &= \Delta t \left\{ \mathbf{f}\left(\mathbf{t} + \frac{\Delta t}{2}\right), \mathbf{X}(\mathbf{t}) + \frac{\Delta t}{2} \mathbf{v}(\mathbf{t}) + \frac{\Delta t}{4} \mathbf{k}_1, \mathbf{v}(\mathbf{t}) + \frac{\mathbf{k}_2}{2} \right\} \\ &= \Delta t [\mathbf{M}]^{-1} \left( \left\{ \mathbf{F}\left(\mathbf{t} + \frac{\Delta t}{2}\right) \right\} - [\mathbf{K}](\{\mathbf{X}(\mathbf{t})\} + \frac{\Delta t}{2}\{\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\} + \frac{\Delta t}{4}\{\mathbf{k}_1\}) \right. \\ &\quad \left. - [\mathbf{C}](\{\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\} + \frac{1}{2}\{\mathbf{k}_2\}) - [\mathbf{C}_D](\{\dot{\mathbf{X}}_D(\mathbf{t})\} + \frac{1}{2}\{\mathbf{k}_2\}) \right) \end{aligned} \quad (4.9)$$

$$\begin{aligned} \{\mathbf{k}_4\} &= \Delta t \left\{ \mathbf{f}(\mathbf{t} + \Delta t), \mathbf{X}(\mathbf{t}) + \Delta t \mathbf{v}(\mathbf{t}) + \frac{\Delta t}{2} \mathbf{k}_2, \mathbf{v}(\mathbf{t}) + \mathbf{k}_3 \right\} \\ &= \Delta t [\mathbf{M}]^{-1} \left( \left\{ \mathbf{F}(\mathbf{t} + \Delta t) \right\} - [\mathbf{K}](\{\mathbf{X}(\mathbf{t})\} + \Delta t \{\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\} + \frac{\Delta t}{2}\{\mathbf{k}_2\}) \right. \\ &\quad \left. - [\mathbf{C}](\{\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t})\} + \{\mathbf{k}_3\}) - [\mathbf{C}_D](\{\dot{\mathbf{X}}_D(\mathbf{t})\} + \{\mathbf{k}_3\}) \right) \end{aligned} \quad (4.10)$$

### 4.3 晃動機制結構加裝液態黏性阻尼器之減震效益

由第三章可知晃動隔震結構受近斷層震波之擾動下，可能發生不穩定的情況。本節將探討晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器於近斷層震波作用下之減震效益。分析模型參數如表 4.1 所示。在地表擾動方面，利用 TypeA、TypeB、TypeC1 及 TypeC2 等四種人工模擬震波，考慮尖峰地表加速度值為 1g 及 0.5g 兩種不同強度。液態黏滯阻尼器方面，兩組液態黏滯阻尼器分別裝在距離 O 點  $\frac{1}{2}B$  及  $\frac{3}{2}B$  的位置，選用阻尼器之特性係數  $\alpha$  值為 0.5、1.0 及 1.5 三種情況，比較其減震效益。

在分析過程中，有關三種液態黏滯阻尼器阻尼常數之選取，是以地表尖峰加速度值為 1g 的情況下，使結構物最大晃動角度維持在 0.5 倍之臨界轉角為標準，決定阻尼器所需之阻尼常數。

### 4.3.1 TypeA 人工模擬震波

茲選用 TypeA 類型的人工模擬震波（如圖 3.12 所示），取震波週期為 4 秒進行分析。結構物在 TypeA 震波尖峰加速度 1g 之作用下，要使結構最大晃動角度維持在 0.5 倍之臨界轉角，則三種特性係數  $\alpha$  值為 0.5、1.0 及 1.5 之液態黏滯阻尼器所需之阻尼常數  $C_d$  值，分別為  $1.1 \times 10^5$ 、 $3 \times 10^5$  及  $7.8 \times 10^5$  (kNs/m<sup>2</sup>)。

首先將 Type A 人工模擬震波之尖峰地表加速度值調整至 1g 進行分析。結構反應結果整理於表 4.2。圖 4.4 為結構的晃動轉角歷時，結果顯示，特性係數  $\alpha$  為 0.5 之結構物，晃動歷時較長。圖 4.5 及圖 4.6 分別為結構物樓板絕對加速度及樓層相對位移歷時圖。結果顯示，在樓板絕對加速度方面，特性係數  $\alpha$  值為 1 及 1.5 的液態黏滯阻尼器分別有 7.29% 及 4.23% 的折減率；而在樓層相對位移方面，也分別有 5.17% 與 0.67% 之折減率；但特性係數  $\alpha$  為 0.5 的液態黏滯阻尼器，樓板絕對加速度與樓層相對位移的折減效果並不好，反應分別放大了 1.47% 及 2.10%。圖 4.7 及圖 4.8 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈。其結果顯示，三種阻尼器都以右側阻尼器消能面積較大，此乃晃動隔震結構以 O 點為支點時，所旋轉之角度較大所致，而其中又以  $\alpha = 1.5$  之右側阻尼器提供之阻尼力最大，約為 118500 kN。

接著將 TypeA 人工模擬震波的尖峰地角加速度值調整至 0.5g 來分析。結構反應結果整理於表 4.3 所示。圖 4.9 為結構晃動轉角歷時圖，圖 4.10 及圖 4.11 分別為結構樓板絕對加速度及樓層相對位移歷時圖。其結果顯示，在樓板絕對加速度及樓層相對位移方面，特性係數  $\alpha$  為 0.5、1 及 1.5 三種阻尼器的減震效果都不好，反應都有放大的情形。在絕對加速度方面，分別放大了 21.96%、29.89% 及 20.81%；而在樓層位移（相對於基

底)方面,也分別放大了 22.62%、30.87%與 21.76%。此一現象,可能是液態黏滯阻尼器的阻尼系數  $C_d$  值太大,故對結構的反應並沒有折減效果。

圖 4.12 及圖 4.13 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈。其結果顯示,三種阻尼器都以右側阻尼器消能面積較大,而其中又以  $\alpha = 1.5$  之右側阻尼器提供之阻尼力最大,約為 68600 kN。

綜上所述,晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器,當地表擾動為 TypeA 人工模擬震波時,雖然可幫助提升結構晃動系統之穩定性,使結構不會有傾倒的情形發生,然而對於結構物反應的減震效果並不佳。

### 4.3.2 TypeB 人工模擬震波

茲選用 TypeB 人工模擬震波(如圖 3.13 所示),取震波週期為 3.2 秒進行分析,結構物在 TypeB 震波尖峰加速度 1g 之作用下,要使結構最大晃動角度維持在 0.5 倍之臨界轉角,則三種特係數  $\alpha$  為 0.5、1.0 及 1.5 之液態黏滯阻尼器所需之阻尼常數  $C_d$  值分別為  $9.5 \times 10^4$ 、 $1.7 \times 10^5$  及  $2.4 \times 10^5$  (kNs/m<sup>2</sup>)。

將 Type B 人工模擬震波之尖峰地表加速度調整至 1g 進行分析。結構反應結果整理於表 4.4。圖 4.14 為結構的晃動轉角歷時,圖 4.15 及圖 4.16 為結構樓板絕對加速度及樓層相對位移歷時圖。其結果顯示,在樓板絕對加速度方面,特性係數  $\alpha$  為 0.5、1 及 1.5 的三種液態黏滯阻尼器分別有 48.16%、43.88%及 43.92%的折減率;在樓層相對位移方面,也分別有 47.72%、43.04%與 43.08%之折減率。圖 4.17 及圖 4.18 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈。其結果顯示,三種阻尼器都以左側阻尼器消能面積較大,而三種阻尼器提供之阻尼力分別為 66100kN、82400kN 與 99000



kN。

接著將 Type B 人工模擬震波之尖峰地表加速度調整至 0.5g 來分析，結構反應結果整理於表 4.5。圖 4.19 為結構晃動轉角歷時圖，圖 4.20 及圖 4.21 為結構樓板絕對加速度及樓層相對位移歷時圖。其結果顯示，在樓板絕對加速度方面，特性係數  $\alpha$  為 0.5、1 及 1.5 的三種阻尼器分別有 31.11%、26.63% 及 31.76% 的折減率；在樓層相對位移方面，也分別有 30.73%、26.06% 與 31.21% 的折減效果。圖 4.22 及圖 4.23 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈。其結果顯示，三種阻尼器都以左側阻尼器消能面積較大，而三種阻尼器提供之阻尼力分別為 40800kN、42100kN 與 43400 kN。

綜上所述，晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器，當地表擾動為 TypeB 人工模擬震波時，三種特性係數之阻尼器，有助於提升晃動隔震結構之穩定性，且對於結構物亦能提供有效的減震效益。其中，以特性係數  $\alpha$  為 0.5 之阻尼器，其所需的阻尼力較小，但可發揮較大之減震效果最好。因此，在 TypeB 類型震波作用下，選用特性係數  $\alpha$  為 0.5 的阻尼器較為經濟。

### 4.3.3 TypeC1 人工模擬震波

茲選用 TypeC1 類型的人工模擬震波(如圖 3.14 所示)，取震波週期為 5 秒進行分析。結構物在 TypeC1 震波尖峰加速度 1g 作用之下，使結構最大晃動角度維持在 0.5 倍之臨界轉角，則三種特性係數  $\alpha$  值為 0.5、1.0 及 1.5 之液態黏滯阻尼器所需之阻尼常數  $C_d$  值分別為  $1.2 \times 10^5$ 、 $2.8 \times 10^5$  及  $5.5 \times 10^5$  (kNs/m<sup>2</sup>)。

將 Type C1 人工模擬震波之尖峰地表加速度調整至 1g 進行分析。結構反應結果整理於表 4.6。圖 4.24 為結構的晃動轉角歷時，而圖 4.25 及圖

4.26 為結構樓板絕對加速度及樓層相對位移歷時圖。其結果顯示，在樓板絕對加速度方面，特性係數  $\alpha$  為 0.5、1 及 1.5 的三種液態黏滯阻尼器分別有 38.02%、37.30%及 37.19%的折減率；在樓層相對位移方面，也分別有 37.61%、36.61%與 36.50%的折減率。圖 4.27 及圖 4.28 為結構物左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈。其結果顯示，三種阻尼器都以左側阻尼器消能面積較大，提供之阻尼力分別為 79900kN、103800kN 與 119200 kN。

接著將 Type C1 人工模擬震波之尖峰地表加速度調整至 0.5g 來分析，結構反應結果整理於表 4.7。圖 4.29 為結構的晃動轉角歷時，而圖 4.30 及圖 4.31 為結構樓板絕對加速度及樓層相對位移歷時圖。其結果顯示，在樓板絕對加速度方面，特性係數  $\alpha$  為 0.5、1 及 1.5 的三種液態黏滯阻尼器分別有 28.24%、25.54%及 28.29%的折減率；在樓層相對位移方面，也分別有 27.89%、24.94%與 27.61%的折減率。圖 4.32 及圖 4.33 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈。其結果顯示，三種阻尼器以  $\alpha = 1.5$  之左側阻尼器提供之消能面積較大，而三種阻尼器提供之阻尼力分別為 43800kN、58900kN 與 67400 kN。

綜上所述，晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器，當地表擾動為 TypeC1 的人工模擬震波時，三種特性係數之阻尼器，有助於提升晃動隔震結構之穩定性，且對於結構物亦能提供有效的減震效益。其中，以特性係數  $\alpha$  為 0.5 的阻尼器，其所需的阻尼力較小，但可發揮較大之減震效果最好。因此，在 TypeC1 類型震波作用下，選用特性係數  $\alpha$  為 0.5 的阻尼器較為經濟。

#### 4.3.4 TypeC2 人工模擬震波

茲選用 TypeC2 類型的人工模擬震波（如圖 3.15 所示），取震波週期為

2.3 秒進行分析。結構物在 TypeC2 震波尖峰加速度  $1g$  之作用下，使結構最大晃動角度維持在  $0.5$  倍之臨界轉角，則三種特性係數  $\alpha$  值為  $0.5$ 、 $1.0$  及  $1.5$  之液態黏滯阻尼器所需之阻尼常數  $C_d$  值分別為  $5.7 \times 10^4$ 、 $7 \times 10^4$  及  $7 \times 10^4$  ( $\text{kNs/m}^2$ )。

將 Type C2 人工模擬震波之尖峰地表加速度調整至  $1g$  進行分析。結構反應結果整理於表 4.8。圖 4.34 為結構的晃動轉角歷時，而圖 4.35 及圖 4.36 為結構樓板絕對加速度及樓層相對位移歷時圖。其結果顯示，在樓板絕對加速度方面，特性係數  $\alpha$  為  $0.5$ 、 $1$  及  $1.5$  的三種阻尼器分別有  $59.20\%$ 、 $64.18\%$  及  $68.45\%$  的折減率；在樓層相對位移方面，也分別有  $58.98\%$ 、 $63.77\%$  與  $68.70\%$  的折減效果。圖 4.37 及圖 4.38 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈。其結果顯示，三種阻尼器都以左側阻尼器消能面積較大，而三種阻尼器提供之阻尼力分別為  $42900\text{kN}$ 、 $44600\text{kN}$  與  $39200\text{kN}$ 。

接著將 Type C2 人工模擬震波之尖峰地表加速度調整至  $0.5g$  來分析，結構反應結果整理於表 4.9。圖 4.39 為結構的晃動轉角歷時，而圖 4.40 及圖 4.41 為結構樓板絕對加速度及樓層相對位移歷時圖。其結果顯示，在樓板絕對加速度方面，特性係數  $\alpha$  為  $0.5$ 、 $1$  及  $1.5$  的阻尼器分別有  $30.61\%$ 、 $40.64\%$  及  $44.11\%$  的折減率；在樓層相對位移方面，也分別有  $30.41\%$ 、 $40.79\%$  與  $44.65\%$  的折減率。圖 4.42 及圖 4.43 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈。其結果顯示，三種阻尼器都以左側阻尼器消能面積較大，而三種阻尼器提供之阻尼力分別為  $31700\text{kN}$ 、 $25300\text{kN}$  與  $20900\text{kN}$ 。

綜上所述，晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器，當地表擾動為 TypeC2 人工模擬震波時，三種特性係數之阻尼器，有助於提升晃動隔震結構之穩定性，且對於結構物亦能提供有效的減震效益。其中，以特性係數  $\alpha$  為  $1.5$  的阻尼器，其所需的阻尼力較小，但可發揮較大之減震效果最好。因此，在 TypeC2 類型震波作用下，選用特性係數  $\alpha$  為  $1.5$  的阻尼器較為經濟。

## 4.4 阻尼器安裝位置之效應

本節將探討液態黏滯阻尼器裝設位置對晃動隔震結構之影響。分析模型分別考慮阻尼器距 O 點  $\frac{1}{2}B$  與  $\frac{3}{2}B$  位置的模型 A 及距 O 點  $\frac{1}{4}B$  與  $\frac{7}{4}B$  位置的模型 B(如圖 4.44)。輸入擾動震波將採用模擬近斷層地震之脈衝震波 TypeA、TypeB、TypeC1 及 TypeC2，震波之尖峰地表加速度 (PGA) 調整至為  $1g$ 。

為瞭解阻尼器的安裝位置對隔震效應之影響，吾人可透過晃動支點對阻尼器安裝位置之槓桿作用進行討論。分析模型 A 與模型 B 之阻尼常數  $C_A$  與  $C_B$  可分別表示如下：

$$C_A = C_d \left(\frac{3}{2}B\right)^\alpha + C_d \left(\frac{1}{2}B\right)^\alpha \quad (4.11)$$

$$C_B = C_d \left(\frac{7}{4}B\right)^\alpha + C_d \left(\frac{1}{4}B\right)^\alpha \quad (4.12)$$

其中

$C_d$ ：液態黏滯阻尼器之阻尼常數

$B$ ：結構半寬

$\alpha$ ：液態黏滯阻尼器之特性常數

當阻尼器特性係數  $\alpha = 1.0$  時，由式(4.11)、(4.12) 可分別求得不同安裝位置下，阻尼常數  $C_A = C_B = 2BC_d$ ，顯示不同安裝位置並不會影響  $C_A$  與  $C_B$  之結果；當阻尼器特性係數  $\alpha = 0.5$  時，由式(4.11)、(4.12)可得模型 A 與模型 B 因槓桿作用所放大之阻尼常數可分別表示為  $C_A = 1.93B^{0.5}C_d$  與  $C_B = 1.82B^{0.5}C_d$ 。結果顯示，在相同的阻尼係數  $C_d$  時，採用兩端遠離晃動

支點的擺設方式(模型 A)，可得較大的阻尼常數  $C_A$ ；考慮當阻尼器特性係數  $\alpha = 1.5$  時，由式(4.11)、(4.12)計算可得模型 A 與模型 B 因槓桿作用所放大之阻尼常數  $C_A = 2.19B^{1.5}C_d$  與  $C_B = 2.44B^{1.5}C_d$ 。結果顯示，採用兩端遠離晃動支點位置之擺設方式(模型 A)，其阻尼常數  $C_A$  較小，其結果恰與  $\alpha = 0.5$  時相反。

兩種模型受震之反應比較結果如表 4.10 所示。結果顯示，當阻尼器特性係數  $\alpha = 0.5$  時，兩組模型結構之減震效益差異不大，但以阻尼器裝設位置離結構中心線愈靠近時(模型 A)，阻尼器所需之阻尼力較小；而阻尼器特性係數  $\alpha = 1.0$  時，阻尼器安裝在任意位置並不影響上部結構之減震效益，但阻尼器裝設位置離結構中心線愈靠近時(模型 A)，阻尼器所需之最大阻尼力較小；而阻尼器特性係數  $\alpha = 1.5$  時，兩組模型除了模型 A 在受 Type C2 之震波作用下之減震效益較佳外，在其它類型的震波之減震效益差異並不大，如同前述之結果，阻尼器裝設位置離結構中心線愈靠近時，其阻尼器所需之最大阻尼力將較小。因此，在實務設計上，阻尼器設置位置若離結構中心線愈靠近時，可獲得較佳之減震效益與較經濟之設計結果。

## 4.5 晃動隔震與滑動隔震受震反應比較

本節將探討晃動與滑動隔震結構之地震反應分析，並評估其減震效益。滑動隔震之隔震器考慮摩擦係數為 10%，曲率半徑為 1m (隔震週期 2 秒)，輸入之外力選用 Type A、Type B、Type C1 及 Type C2 等四種人工模擬震波，震波週期將選擇與滑動隔震週期相同，最大加速度震幅為 1g。分析時晃動隔震系統之液態黏滯阻尼器特性係數  $\alpha$  取 0.5，阻尼常數之大小則以晃動隔震系統在外力作用下，使晃動隔震結構最大晃動角度維持在

$\theta = 0.5\theta_{cr}$  時，阻尼器所需之阻尼常數。

晃動隔震與滑動隔震之地震反應比較如表 4.11 所示。結果顯示，在不同的脈衝擾動作用下，晃動隔震結構樓板之絕對加速度與相對位移反應之減震效益皆可達六成以上的折減率，並無任何共振之情形發生。而對於滑動式隔震結構而言，由於外力擾動週期與隔震週期相同，因此其反應將如預期的，有共振放大之現象。比較不同擾動之減震效益可知，滑動隔震樓板之絕對加速度與相對位移反應皆較傳統結構放大，特別是在 Type C2 脈衝震波的擾動，其減震效益放大了約 200%。

圖 4.45~4.56 為不同隔震系統與傳統結構在四種不同震波作用下之地震反應歷時比較，結果清楚的顯示，不管是樓板的絕對加速度或相對位移，滑動隔震結構反應皆明顯的放大，而晃動隔震反應則不受特定擾動的影響仍舊有不錯的減震效益。顯示晃動隔震並不會遭外力特定頻率“鎖定”而產生共振。此外，比較兩種不同隔震系統之剛體位移反應可知(圖 4.47、4.50、4.53、4.56)，滑動隔震結構之剛體位移明顯的受到共振效應之影響而放大，在 Type C2 的擾動下，隔震層之剛體位移甚至高達 6.59m。相較之下，晃動隔震反應在此案例中最大水平剛體位移量僅約 2.0m (為頂樓自由度投影至水平向的反應值)。

# 第五章 多樓層結構晃動行為分析

## 5.1 前言

在第四章的部分，吾人已經針對單層結構晃動行為進行過分析與參數之研究，並得知彈性晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器，於近斷層之區域不但能提高晃動系統之穩定性，亦能提供結構物有效之減震效益。

而在本章中吾人將利用上一章分析所得之經驗，進一步將單層晃動隔震結構推展至多層晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器應用於近斷層之動力分析。

## 5.2 多層晃動隔震結構之運動方程式

考慮一  $n$  層之房屋結構，如圖 5.1 所示，假設其基底樓板質量為  $m_0$ 、各層樓板質量為  $m_n$ ；各層之高程為  $h_n$ 、結構總寬為  $2B$ ；結構物的質心(G.C)距地面高度為  $h_c$ 。其中  $R$  為質心與旋轉中心(O 或 O'點)之間的距離。

當結構物產生晃動行為時，結構物係輪流以點 O 及點 O' 為旋轉支點來回晃動，故其晃動行為可利用旋轉角  $\theta$  來描述，如圖 5.2 所示。惟結構體之晃動角度不得大於臨界角度  $\theta_{cr}$ ，否則將產生翻覆。亦即

$$|\theta| < \theta_{cr} \quad (5.1)$$

其中

$$\theta_{cr} = \tan^{-1} \left( \frac{B}{h_c} \right) \quad (5.2)$$

## 5.2.1 純晃動條件

如同單層結構物一樣，多層結構物晃動的起始條件，必須要使通過結構物質心的傾導彎矩(overtuning moment)  $M$  大於結構物自重所造成的抵抗彎矩  $M_r$ 。

考慮多層結構開始晃動之瞬間，其傾倒彎矩如下：

$$M = \left( \sum_{j=1}^n m_j \right) (\ddot{u}_c + \ddot{X}_g) h_c \quad (5.3)$$

而由重力所提供之抵抗彎矩則為：

$$M_r = \left( \sum_{j=0}^n m_j \right) gB \quad (5.4)$$

其中

$m_j$  為第  $j$  層樓板的質量；

$\ddot{u}_c$  為結構物質心位置相對加速度；

$B$  為結構寬度之一半；

而結構產生晃動之條件為：

$$|M| > M_r \quad (5.5)$$

故將式(5.3)與式(5.4)代入(5.5)式，則可整理成

$$\left| \ddot{u}_c + \ddot{X}_g \right| > \frac{\left( \sum_{j=0}^n m_j \right) gB}{\sum_{j=1}^n m_j h_c} \quad (5.6)$$

## 5.2.2 推導運動方程式

藉由單層結構物之晃動方程式(3.29)，吾人可進而推導出多層結構物受



水平地表擾動之晃動方程式通式如下所示：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = \mathbf{P}\ddot{\mathbf{X}}_g + \mathbf{R} \quad (5.7)$$

其中

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & m_1 h_1 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & m_2 h_2 \\ \vdots & 0 & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & m_n & m_n h_n \\ m_1 h_1 & m_2 h_2 & \cdots & m_n h_n & \sum_{j=1}^n I_{Oj} \end{bmatrix} \quad \text{為}(n+1) \times (n+1) \text{的質量矩陣}$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} C_1 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & C_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & C_n & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{為}(n+1) \times (n+1) \text{的阻尼矩陣}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_1 & 0 & \cdots & 0 & -m_1 g \\ 0 & K_2 & \cdots & 0 & -m_2 g \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & K_n & -m_n g \\ -m_1 g & -m_2 g & \cdots & -m_n g & S_\theta \left( \sum_{j=0}^n m_j \right) B \ddot{\mathbf{X}}_g - \left( \sum_{j=1}^n m_j g h_j \right) \end{bmatrix} \quad \text{為}(n+1) \times (n+1) \text{的勁度矩陣}$$

$$[\mathbf{P}] = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_n \\ \sum_{j=1}^n m_j h_j \end{bmatrix} \quad \text{為}(n+1) \times 1 \text{之矩陣}$$

$$[\mathbf{R}] = -S_\theta \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ (\sum_{j=0}^n m_j)gB \end{bmatrix} \quad \text{為}(n+1) \times 1 \text{ 之矩陣}$$

$$[\mathbf{X}] = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_n \\ \theta \end{bmatrix} \quad \text{為}(n+1) \times 1 \text{ 之矩陣}$$

其中， $S_\theta$  表示旋轉方向的符號； $S_\theta=1$  時，代表結構物對 O 點晃動 ( $\theta>0$ )； $S_\theta=-1$  時，則代表結構物對 O' 點晃動 ( $\theta<0$ )。

### 5.2.3 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之運動方程式

為提高晃動隔震結構於近斷層之穩定性，考慮以液態黏滯阻尼器搭配晃動隔震系統，如圖 5.3 所示。假設其基底樓板質量為  $m_0$ ，各樓層樓板質量分別為  $m_n$ ；各樓層結構高程分別為  $h_n$ 、結構物總寬為  $2B$ ；結構的質心 (G.C) 距地面高度為  $h_c$ 。其中  $R$  為質量中心與旋轉中心 (O 或 O' 點) 之間的距離；而兩組液態黏滯阻尼器分別裝在距離 O 點  $\frac{1}{2}B$  及  $\frac{3}{2}B$  的位置，且兩側的阻尼器阻尼常數都為  $C_d$ 。因此晃動結構加裝液態黏滯阻尼器之運動方程式可表示如下：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} + \mathbf{C}_d(\dot{\mathbf{X}}_d) = \mathbf{P}\ddot{\mathbf{X}}_g + \mathbf{R} \quad (5.8)$$

其中  $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{K}$  等系統矩陣都如式 (5.7) 中所示，其中  $\mathbf{C}_d$  為系統加裝液態黏滯阻尼器之後，阻尼器所提供之阻尼矩陣。

$$C_D = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & C_d \left(\frac{3}{2}B\right)^\alpha + C_d \left(\frac{1}{2}B\right)^\alpha \end{bmatrix}$$

$C_d$ ：液態黏滯阻尼器之阻尼常數

$B$ ：結構寬之半

$\alpha$ ：液態黏滯阻尼器之特性係數

$$\dot{X}_D = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \text{sgn}(\dot{\theta})|\dot{\theta}|^\alpha \end{Bmatrix}$$



## 5.3 撞擊後初始條件之更新

### 5.3.1 角動量守恆

如同單層結構物一般，利用角動量守衡的原理，吾人也可以求得多樓層結構物撞擊後之動能折減係數如下所示：

$$v = \frac{\dot{\theta}(t^+)}{\dot{\theta}(t^-)} = \frac{\sum_{j=0}^n (I_{Gj}) - \sum_{j=0}^n m_j B^2 + \sum_{j=1}^n (m_j) h_j^2}{\sum_{j=0}^n (I_{0j})} \quad (5.9)$$

其中

$I_{Gj}$  為第  $j$  層樓板對其樓板本身質心轉動慣量； $j=1 \sim n$

$I_{0j}$  為第  $j$  層樓板對  $O$  點或  $O'$  點的轉動慣量；

$m_j$  為第  $j$  層樓板的質量；

$B$  為結構物寬度之一半；

$h_j$  為第  $j$  層之高程；

### 5.3.2 停止晃動後結構之初始條件

由線動量守衡的原理，可知在停止晃動的瞬間，樓板的速度除本身在停止晃動前一時刻彈性變位所產生的速度  $\dot{u}(t^-)$  之外，還有角速度的水平分量  $H\dot{\theta}(t^-)$ ，故其初始條件應更新如下：

$$\dot{u}_j(t^+) = h_j \dot{\theta}(t^-) + \dot{u}_j(t^-) \quad j=1 \sim n \quad (5.10)$$

其中

$\dot{u}_j(t^+)$  為第  $j$  層樓板不晃動時的初始速度；

$\dot{u}_j(t^-)$  為第  $j$  層樓板最後的晃動速度；

$\dot{\theta}(t^-)$  為結構物最後的晃動角速度；

$h_j$  為第  $j$  層之高程；

## 5.4 晃動隔震結構加裝液態黏性阻尼器之減震效益

本節將探討在近域震波作用下多層結構晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器之減震效應評估。結構物的參數整理於表 5.1。在輸入震波方面，吾人選用四筆實際量測到之近斷層震波，分別為 921 集集大地震時，國內測站 TCU068 與 TCU052 所量測到之震波如圖 5.4 與圖 5.5 所示；還有 1979 年

之 Imperial Valley 地震中 El Centro 測站 ARRAY06 所測得之近域震波如圖 5.6 所示，以及 1994 年北嶺地震中測站 Sylmar 所測得之近域這波資料如圖 5.7。吾人在分析時，有關液態黏滯阻尼器之阻尼係數  $C_d$  值之選取，是以結構物在輸入震波之地表尖峰加速度值為  $1g$  作用之下，使結構最大晃動角度為  $0.5$  倍之臨界轉角為標準，決定阻尼器所需之阻尼常數。而從第四章的結果顯示，可知阻尼器特性係數  $\alpha = 0.5$  時，效果最好也最經濟，故在本章阻尼器特性係數取  $\alpha = 0.5$  來作分析。

#### 5.4.1 TCU068 近斷層地震波

將近斷層地震波 TCU068 當作輸入之地表擾動，分析結構物在地震波尖峰加速度為  $1g$  及  $0.5g$  之情況下，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之反應。有關阻尼器阻尼係數之選取，是以結構物在受 TCU068 地震波之尖峰加速度為  $1g$  作用下，使結構之最大晃動角度維持在  $0.5$  倍之臨界轉角，則液態黏滯阻尼器的阻尼常數  $C_d$  值需為  $9.2 \times 10^3 \text{kNs/m}^2$ 。

將地震波之尖峰地表加速度值調整至  $1g$  進行分析。結構各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力反應分別整理於表 5.2、表 5.3 及表 5.4。圖 5.8 為結構晃動轉角歷時圖，其結果顯示，當晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器時，在外力作用下，晃動角度會超過臨界轉角  $\theta_{cr}$  而傾倒。但晃動隔震結構可藉由加裝阻尼器來提高穩定性。而圖 5.9、圖 5.10 及圖 5.11 分別為結構物加裝阻尼器之後，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之歷時圖。其結果顯示，樓板絕對加速度方面，各樓層都能發揮不錯之折減效果，尤以四樓樓板的折減效果最佳，有  $64.14\%$  之折減率；相對位移方面，晃動隔震亦發揮了有效之減震效益，各樓層折減率都可達到  $60\%$  以上；各樓層剪力方面，晃動隔震系統同樣發揮了減震效果，各樓層剪力都有  $50\%$  以上

之折減率，尤其是基底剪力，更達到 64.19%的折減效果。圖 5.12 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈，其結果顯示，右側阻尼器消能面積較大，但兩側阻尼器所提供之最大阻尼力大約都為 2800kN。

接著吾人將近斷層震波 TCU068 的尖峰加速度值調整至 0.5g 來分析。結構各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力反應分別整理於表 5.5、表 5.6 及表 5.7。圖 5.13 為結構晃動轉角歷時圖，其結果顯示，當晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器時，在外力作用下會有傾倒之現象發生，而加裝阻尼器可提高晃動隔震結構之穩定性。圖 5.14、圖 5.15 及圖 5.16 分別為結構物加裝阻尼器後，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之歷時圖。樓板絕對加速度方面，晃動隔震提供了有效的減震效果，尤以四樓樓板的折減效果最佳，有 40.97%的折減率；相對位移方面，晃動隔震系統亦發揮了有效之減震效益，各樓層都有 50%以上之折減率；剪力方面，除了五樓樓板只有 37.35%的折減效果之外，其它樓層的折減率都可達到 50%以上，尤其是基底剪力，更有 52.52%的折減效果。圖 5.17 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈，其中右側阻尼器的消能面積較大，但兩側阻尼器所提供之最大阻尼力大約都為 1100kN。

由本節之分析結果顯示，晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器，在地表擾動為近斷層 TCU068 震波時，可提高結構物之穩定性，使不致發生傾倒的情形；此外，對結構亦提供有效之減震功效。

#### 5.4.2 ARRAY06 近斷層地震波

將近斷層地震波 ARRAY06 當作輸入的地表擾動，分析結構物在地震波尖峰加速度為 1g 及 0.5g 之情況下，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之反應。有關阻尼器阻尼係數之選取，是以結構物在受 ARRAY06 震

波之尖峰加速度為 1g 作用下，使結構最大晃動角度維持在 0.5 倍之臨界角度，則阻尼器之阻尼常數  $C_d$  值需選取為  $1.1 \times 10^4 \text{kNs/m}^2$ 。

將地震波 ARRAY06 之尖峰地表加速度值調整至 1g 來進行分析。結構各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力反應分別整理於表 5.8、表 5.9 及表 5.10。圖 5.18 為結構物的晃動轉角歷時圖，其結果顯示，當晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器時，在外力作用下會有傾倒之情形發生，而加裝阻尼器可提高晃動隔震結構之穩定性。圖 5.19、圖 5.20 及圖 5.21 分別為結構物加裝阻尼器後，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之歷時圖。其結果顯示，樓板絕對加速度方面，各樓層都可發揮不錯之折減效果，尤以四樓樓板的折減效果最佳，有 52.58% 之折減率；相對位移方面，晃動隔震系統亦發揮了有效的減震效益，各樓層都有 60% 以上之折減率；各樓層剪力方面，晃動隔震系統同樣發揮了減震效果，各樓層折減率都可達 50% 以上，尤其是基底剪力，更有 64.36% 的折減率。圖 5.22 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈，其中，左側阻尼器的消能面積較大，但兩側阻尼器所提供之最大阻尼力大約都為 2500kN。

接著吾人將近斷層震波 ARRAY06 的尖峰加速度值調整至 0.5g 來分析。結構各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力反應分別整理於表 5.11、表 5.12 及表 5.13。圖 5.23 為結構的晃動轉角歷時圖，圖 5.24、圖 5.25 及圖 5.26 分別為晃動隔震結構在未加裝阻尼器之情況下，各樓層之樓板絕對加速度、相對位移及剪力之歷時圖。其結果顯示，晃動隔震結構在未加裝阻尼器時，可穩定之晃動，且在相對位移及剪力方面，都有相當不錯之折減效果，但在各樓層之絕對加速度方面，結構反應卻有放大之情形；圖 5.27、圖 5.28 及圖 5.29 分別為晃動隔震結構加裝阻尼器之後，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力歷時圖。其結果顯示，晃動隔震結構加裝阻尼器後，除了進一步提高晃動隔震系統之穩定性，亦改善了樓板絕對加速度

反應放大之現象。樓板絕對加速度方面，各樓層都可發揮不錯之折減效果，尤以四樓樓板的折減效果最佳，有 56.67% 及之折減率；相對位移方面，各樓層之折減率都可達到 30% 以上；在各樓層剪力方面，晃動隔震系統同樣發揮了有效之折減效果，各層之剪力反應都有 30% 以上之折減率，尤其在基底剪力方面，更有 34.80% 的折減率。圖 5.30 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈，其中，左側阻尼器的消能面積較大，且亦提供較大之阻尼力大約為 700kN。

由本節之分析結果可知，晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器，在地表擾動為近斷層震波 ARRAY06 時，可提高結構之穩定性，使不致發生傾倒得情形；此外，亦可幫助晃動隔震系統發揮更大之減震效益。

### 5.4.3 TCU052 近斷層地震波

將近斷層地震波 TCU052 當作輸入的地表擾動，分析結構物在地震波尖峰加速度為 1g 及 0.5g 之情況下，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之反應。有關阻尼器阻尼係數之選取，是以結構物在受 TCU052 地震波之尖峰加速度為 1g 作用下，使結構最大晃動角度維持在 0.5 倍之臨界轉度，則阻尼器的阻尼常數  $C_d$  值需選取為  $7.3 \times 10^3 \text{ kNs/m}^2$ 。

將地震波之尖峰地表加速度值調整至 1g 來進行分析。結構各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力反應分別整理於表 5.14、表 5.15 及表 5.16。圖 5.31 為結構的晃動轉角歷時圖。其結果顯示，晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器時，在外力作用下會有傾倒之現象發生，而加裝阻尼器可提高晃動隔震系統之穩定性。而圖 5.32、圖 5.33 及圖 5.34 分別為結構物加裝阻尼器後，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之歷時圖。樓板絕對加速度方面，各樓層都可提供有效之折減效果，尤以四樓樓板的折減效果最



佳，有 52.35%之折減率；相對位移方面，晃動隔震亦發揮了有效之減震效果，各樓層反應之折減率都可達到 70%左右；各樓層剪力方面，各樓層都有 40%以上之折減效果，尤其在基底剪力方面更有 69.44%的折減率。圖 5.35 為左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈，其中，左側阻尼器的消能面積較大，但兩側阻尼器所提供之最大阻尼力大約都為 2100kN。

接著吾人將近斷層震波 TCU052 的尖峰加速度值調整至 0.5g 來分析。結構各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力反應分別整理於表 5.17、表 5.18 及表 5.19。圖 5.36 為結構晃動轉角歷時圖。其結果顯示，晃動隔震未加裝液態黏滯阻尼器時，在外力作用下會有傾倒之情形發生，而加裝阻尼器可提高晃動隔震系統之穩定性。圖 5.37、圖 5.38 及圖 5.39 分別為結構加裝阻尼器後，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之歷時圖。樓板絕對加速度方面，晃動隔震提供了有效的減震效果，尤以四樓樓板反應之折減效果最佳，可有 17.07%的折效率；相對位移方面，晃動隔震系統亦發揮了有效之減震效益，各樓層之反應折減率都可達 40%上；各樓剪力方面，除了五樓樓板只有 2.18%折減效果之外，其它樓層的折減率都可達到 20%上，尤其是基底剪力，更有 43.25%的折減效果。圖 5.40 左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈，其中，右側阻尼器的消能面積較大，但兩側阻尼器所提供之最大阻尼力大約都為 1300kN。

由本節之分析結果顯示，在地表擾動為近斷層 TCU052 震波時，晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器可提高結構之穩定性，使不致發生傾倒得情形；此外，對結構亦提供了有效之減震功效。

#### 5.4.4 Northridge 近斷層地震波

將近斷層地震波 Northridge 當作輸入的地表擾動，分析結構在地震波

尖峰加速度為 1g 及 0.5g 的情況下，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之反應。其結果顯示，晃動隔震結構在 Northridge 震波尖峰加速度值為 1g 作用之下，其晃動角度小於 0.5 倍之臨界轉角，因此在本節分析過程中，晃動隔震結構將以未加裝阻尼器之情形來分析。

將地震波之尖峰地表加速度值調整至 1g 來進行分析。結構各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力反應分別整理於表 5.20、表 5.21 及表 5.22。圖 5.41 為結構的晃動轉角歷時圖，而圖 5.42、圖 5.43 及圖 5.44 分別為晃動隔震結構未加裝阻尼器之情況下，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力歷時圖。其結果顯示，樓板絕對加速度方面，晃動隔震系統除了 1 樓樓板反應有放大之現象，而在其它樓層都有不錯的折減效果，尤以四樓樓板的折減效果最佳，有 64.09% 之折減率；相對位移方面，晃動隔震系統亦發揮了有效的減震效果，各樓層之反應折減率都可達到 67% 以上；各樓層剪力方面，同樣各樓層之反應也都發揮了折減效果，各層都有 55% 以上之折減率，尤其是基底剪力，折減率更是達到 68.31%。

接著將近斷層震波 Northridge 的尖峰加速度值調整至 0.5g 來分析。結構物各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之反應分別整理於表 5.23、表 5.24 及表 5.25。圖 5.45 為結構晃動轉角歷時圖，而圖 5.46、圖 5.47 及圖 5.48 分別為結構未裝阻尼器之情況下，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之歷時圖。樓板絕對加速度方面，晃動隔震在 1 樓及 2 樓方面，分別放大了 69.97%、38.01%；相對位移方面，晃動隔震系統發揮了相當不錯之減震效果，各樓層之反應都有 50% 以上之折減率；各樓剪力方面，晃動隔震系統同樣是提供了有效的減震效益，尤其是基底剪力，更有 50.33% 的折減效果。

由前述分析結果顯示，當地表擾動為近斷層 Northridge 震波時，晃動隔震結構毋須加裝液態黏滯阻尼器，可維持穩定之晃動，但在結構物 1 樓

及 2 樓樓板之絕對加速度方面，反應會有放大之現象。故吾人擬加裝阻尼器來提升晃動隔震系統之減震效能。近斷層 Northridge 震波的主要脈衝類型震波屬於 TypeC2 類型的人工模擬震波，由 4.3.4 結果可知，在 TypeC2 類型的人工模擬震波作用下，阻尼器特性係數選用  $\alpha = 1.5$  較為經濟，故吾人分析時，選用阻尼器特性係數  $\alpha = 1.5$  與阻尼常數為  $5 \times 10^5 \text{kNs/m}^2$  之阻尼器進行分析。

將地震波之尖峰地表加速度值調整至  $1g$  來進行分析。結構各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力反應分別整理於表 5.26、表 5.27 及表 5.28。圖 5.49 為結構的晃動轉角歷時圖，而圖 5.50、圖 5.51 及圖 5.52 分別為晃動隔震結構加裝阻尼器之情況下，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力歷時圖。其結果顯示，樓板絕對加速度方面，晃動隔震系統除了 1 樓樓板反應有放大之現象，而在其它樓層都有不錯的折減效果，尤以五樓樓板的折減效果最佳，有 62.02% 之折減率；相對位移方面，晃動隔震系統亦發揮了有效的減震效果，各樓層之反應折減率都可達到 58% 以上；各樓層剪力方面，同樣各樓層之反應也都發揮了折減效果，各層都有 60% 以上之折減率。圖 5.53 左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈，兩側阻尼器所提供之最大阻尼力大約都為 47000kN。

接著將近斷層震波 Northridge 的尖峰加速度值調整至  $0.5g$  來分析。結構物各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之反應分別整理於表 5.29、表 5.30 及表 5.31。圖 5.54 為結構晃動轉角歷時圖，而圖 5.55、圖 5.56 及圖 5.57 分別為結構未裝阻尼器之情況下，各樓層之絕對加速度、相對位移及剪力之歷時圖。樓板絕對加速度方面，晃動隔震在 1 樓及 2 樓方面，分別放大了 45.53%、10.94%；相對位移方面，晃動隔震系統發揮了相當不錯之減震效果，各樓層之反應都有 50% 以上之折減率；各樓剪力方面，晃動隔震系統同樣是提供了有效的減震效益，尤其是基底剪力，更有 54.57% 的折

減效果。圖 5.58 左右兩側阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈，兩側阻尼器所提供之最大阻尼力大約都為 24000kN。

由本節之分析結果可以發現，當地表擾動為近斷層 Nnorthridge 震波時，晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器，除可提高結構之穩定性，亦可提升晃動隔震結構之減震效益。



## 第六章 結論與建議

本研究主要探討應用晃動式隔震系統於近斷層結構防震設計之可行性。晃動式隔震結構有別於一般傳統結構，晃動行為具高度非線性。晃動結構在受地震擾動時，其運動狀態將不斷的在晃動（Rocking）與黏貼（Sticking）階段交替變換，益增分析之困難性。文中除了完成晃動隔震結構之理論推導外，並利用四階朗吉-卡特法建立其非線性動力分析程序。為增進晃動隔震系統在強震下之穩定性，分析中亦考慮增設黏性液態阻尼器以提升晃動系統之等效阻尼比。非線性動力分析之結果顯示，應用增設液態黏滯阻尼器之晃動隔震系統，將有助於提升近斷層結構之穩定性與減震效能。

茲根據本文之模擬分析結果歸納結論如下：

1. 晃動系統之高寬比愈大，自由晃動衰減的時間愈慢，此乃動能折減係數較小所致。
2. 晃動系統並無固定之週期。晃動角度愈大，系統之晃動週期愈長，因此，晃動機制不會被特定擾動頻率鎖定而產生共振。
3. 高寬比相同之條件下，長週期結構晃動之能量衰減較快，有助於縮短結構晃動時間；反之，短週期結構自由晃動時能量衰減相對較慢。
4. 晃動隔震結構之穩定性相依於地表擾動脈衝之延時（duration）與振幅，當地表擾動之延時愈短，晃動隔震結構之穩定性愈佳。
5. 結構確實能夠利用晃動隔震系統達到減震之效果，惟晃動行為之穩定性相依於外力擾動週期，因此實務應用時宜考慮額外之防傾措施。

6. 增設液態黏滯阻尼器有助於提升晃動隔震結構於近斷層之穩定性。在相同之減震效能下，阻尼器特性係數 $\alpha=0.5$ 時，其阻尼器所需之阻尼力較小，較具減震效益。

## 建議

本文嘗試利用無加勁之作用之黏性液態阻尼器來增加晃動隔震結構之穩定性，除可確保晃動隔震結構之動力特性外，亦可大幅的提升晃動行為之穩定性。惟分析時僅考慮結構的平面運動而未考慮結構因本身重量分佈不均所產生的扭矩效應，建議未來可進一步考慮扭轉效應之晃動隔震分析。

此外，考慮利用較具經濟性與安裝便利性之金屬降伏型消能器（Metallic Yielding Damper）來增進晃動穩定性亦是可能的選擇。惟位移型阻尼器因具加勁效應，是否會因此干擾晃動機制而造成額外之設計與分析上的問題值得再深入研究。

## 參考文獻

1. Anderson, J. C. and V. Bertero, (1986). "Uncertainties in Establishing Design Earthquakes," Journal of Struct. Eng., ASCE, Vol. 113, pp. 1709-1724.
2. Iwan, W. D. (1997). "Drift Spectrum: Measure of Demand for Earthquake Ground Motions," Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 4, pp. 397-404
3. Hall, J. F., T.H. Heaton, M.W. Halling, and D. J. Wald, (1995). "Near-source ground motions and its effects on flexible buildings," Earthquake Spectra Vol. 11, pp. 569-605
4. Chai, J.F. and C.H. Loh, (2000). "Near-Fault Ground Motion and its Effects on Civil Structures," International workshop on mitigation of seismic effects on Transportation Structural, July 12-14, Taipei, Taiwan, R.O.C. pp. 70-81a
5. Iemura, H., T. Mikami and Y. Takahashi, (2000). "Strength and ductility demand of near-field earthquake motions," International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake, Taipei, Taiwan, September 18-20, PP. 501-507.
6. Liao, W.I., C.H. Loh and S. Wan, (2000). "Responses of isolated bridges subjected to near-fault ground motions recorded in Chi-Chi Earthquake," International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake, Taipei, Taiwan, September 18-20, pp. 371-380.
7. 黃慶東,「近斷層地震地動特性與震譜特性之探討」,結構工程,第15卷,第91-113頁,民國89年6月
8. Kelly, J. M. (1998). "Seismic Isolation of Civil Buildings in USA," Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 1, No. 3, pp. 279-285
9. Fujita, T. (1998). "Seismic Isolation of Civil Buildings in Japan," Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 1, No. 3, pp. 295-300.

10. Chai, J. F. and C. H. Loh, 2000, "Near-fault ground motion and its effect on civil structures," International workshop on mitigation of seismic effects on transportation structures, July 12-14, Taipei, Taiwan, R.O.C. pp.70-81.
11. Iemura, H., T. Mikami and Y. Takahashi, 2000, "Strength and ductility demand of near-field earthquake motions," International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake, Taipei, Taiwan, September 18-20, pp.501-507.
12. Iao, W. I., C. H. Loh and S. Wan, 2000, "Responses of isolated bridges subjected to near-fault ground motions recorded in Chi-Chi earthquake," International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake, September 18-20, Taipei, pp.371-380.
13. Bozorgnia, Y., S. A. Mahin and A. G. Brady, 1998, "Vertical response of twelve structures recorded during the Northridge earthquake," Earthquake Spectra, Vol. 14, No. 3, August, pp.411-432.
14. Loh, C. H., 1999, "Interpretation of structural damage in 921 Chi-Chi-earthquake," Proceedings of International Workshop on Chi-Chi, Taiwan Earthquake of September 21, 1999, Dec. 14-17, pp.5-1~5-77
15. 葉超雄, 1999, 「近斷層建築物設計地震力之研究」, 921 集集地震與建築物耐震技術研討會論文集, 內政部建研所企劃, 12 月, 台北
16. 盧煉元, 張婉妮, 2000, "垂直地震力對滑動式隔震結構之影響" 國家地震工程研究中心, NCREE-01-025。
17. Lu, L. Y. and M. H. Shih and C. S. Chang Chien and W. N. Chang, 2001, "Seismic Response of Base Isolation Structures in Near-Fault Areas (II) " First International Conference on Planning and Design , November 3-4, Tainan, Taiwan.
18. Lu, L. Y. and M. H. Shih and C. S. Chang Chien and W. N. Chang (2001) "Seismic Performance of sliding Isolated Structures in Near-Fault Areas", The 7<sup>th</sup>



- National Conference on earthquake Engineering , Boston , USA , July 21-25.
19. Housner, G.W., (1963). "The Behavior of Inverted Pendulum Structures During Earthquake," Bulletin of the seismological Society of America, 53(2), 403-417.
  20. Yim, C-S., Chopra, A.K. and Penzien, J. (1980). "Rocking Response of Rigid Blocks to Earthquake," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, 565-587.
  21. Chopra, A. K. and Yim, C.-S., (1985), "Simplified earthquake analysis of structures with foundation uplift", J. Struct. Engrg., ASCE 111(4), 906-930.
  22. Psycharis, M.J.N (1991), "Effect of Base Uplift on Dynamic Response of SDOF Structures", Journal of Structural Engineering, ASCE 117(3), 733-754.
  23. Xu, C-J. and Spyrakos, C.C. (1996), "Seismic Analysis of Towers Including Foundation Uplift", Engineering Structures 18(4), 271-278.
  24. Beck, J. L. and R. I. Skinner, (1974). "The Seismic Response of a Reinforced Concrete Bridge Pier Designed to Step", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.2, pp. 343-358.
  25. Mander, J.B. and C-T. Cheng, (1997). "Seismic Resistance of Bridge Piers Based on Damage Avoidance Design," Technical Report NCEER-97-0014, NCEER SUNY/Buffalo, N.Y.
  26. Aslam, M., W. G. Godden and D. T. Scalise, (1980). "Earthquake rocking response of rigid bodies", Journ. Engrg. Mech. Div. ASCE 106, pp. 377-392.
  27. Chopra, A. K., and C. S. Yim, (1985). "Simplified earthquake analysis of structures with foundation uplift", J. Struct. Engrg., ASCE Vol. 111, No. 4, pp. 906-930.
  28. Wang, Y.-P., Liao, W-H., and Teng, M-C., (2001) "Earthquake protective design of high-pier bridges by a rocking mechanism," The Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction EASEC-8.

29. Skinner I. R., Robinson W. H., and Mcverry G. H., (1993). An Introduction to Seismic Isolation, John Wiley & Sons.
30. Sharpe, R.D. and R.I. Skinner, (1983). "The Seismic Design of an Industrial Chimney with Rocking Base," Bull. NZ Nat. Soc. For Earthq. Eng. Vol. 16, No. 2, pp. 98-106.
31. Makris, N., S. P. Chang, (2000). "Effect of viscous, Viscoplastic and Friction Damping on the Response of Seismic Isolated Structures." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.29, pp.85-107.
32. Shi, B., A. Anooshehpour, Y. Zeng, J.N. Brune, (1996). "Rocking and Overturning of Precariously Balanced Rocks by Earthquake," Bulletin of the seismological Society of America, Vol. 86, No. 5, pp. 1364-1371.
33. 王建超, 「剛體滑動晃動行為之研究」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文, 民國 88 年。
34. Ferdinand P. Beer and E. Russel Johnston (1984), Jr., Vector Mechanics for Engineers Dynamics, Fourth Edition.
35. Franklin Y. Cheng.(2001). "Matrix analysis of structural dynamics applications and earthquake engineering. " New York :Marcel Dekker
36. Makris, N. and Y. Roussos, 1998, "Rocking response and overturning of equipment under horizontal pulse-type motion," Report No. PEER-98/05, University of California, Berkeley, CA.

表 3.1 剛性與彈結構性晃動行為比較之模型參數

結構物寬度 2B (m)	5
高寬比	5
結構週期 Ts (sec)	0.11(模型 A)或 0.78(模型 B)
樓版質量(ton)	500
結構勁度(kg/sec <sup>2</sup> )	$m\omega^2 = m\left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2$
結構阻尼比	0.02

表 3.2 單層樓模型結構構參數

模型結構	
結構物寬度 2B (m)	5
結構週期 Ts	0.78
樓板質量(ton)	500
結構阻尼比	0.02
隔震器	
隔震週期(sec)	2
摩擦係數	0.1

表 3.3 簡諧震波作用下之晃動與滑動隔震結構地震反應之比較

(PGA=0.5g ; H/B=5)

簡諧震波 (PGA=0.5g T=2s)					
H/B=5					
	Fixed	Rocking	FPS	Reduction(%)	
				Rocking	FPS
絕對加速度(g)	1.02	0.48	6.89	52.59	-577.10
相對位移(m)	0.15	0.07	1.20	53.26	-672.30
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.57	N.A.	-----	-----
剛體絕對位移	N.A.	2.31	7.37	-----	-----

\*N.A.：表示未發生晃動



表 3.4 數值模擬結構參數

結構物寬度 2B (m)	5
結構週期 Ts	0.54、0.66、0.78
樓板質量(ton)	300、400、500
結構勁度(kg/sec <sup>2</sup> )	$m\omega^2 = m\left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2$
結構阻尼比	0.02

表 3.5 實際震波與人工合成震波之性質

<b>Real EQ</b>	<b>Earthquake</b>	<b>Chi-Chi</b>	<b>Imperial Valley</b>	<b>Chi-Chi</b>	<b>Northridge</b>
	<b>Date</b>	21 Sep. 1999	15 Oct. 1979	21 Sep. 1999	17 Jan. 1994
	<b>Station name</b>	TCU068	El Centro Array #6-230	TCU052	Sylmar
	<b>PGA (gal)</b>	501.6	428.1	348.7	827.0
<b>App. EQ</b>	<b>Pulse Type</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C<sub>1</sub></b>	<b>C<sub>2</sub></b>
	<b><math>T_p</math> (sec)</b>	4	3.2	5	2.3
	<b><math>v_p</math> (cm/sec)</b>	280	98	130	60

表 3.6(a) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA=0.5g ; H/B=3)

TypeA (PGA=0.5g T=4s)			
H/B=3			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.56	X	X
樓板位移(m)	0.04	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A.：表示未發生晃動

\*\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=8.02 (sec)

表 3.6(b) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA=0.5g ; H/B=4)

TypeA (PGA=0.5g T=4s)			
H/B=4			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.57	X	X
樓板位移(m)	0.06	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A.：表示未發生晃動

\*\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=6.36 (sec)

表 3.6(c) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA=0.5g ; H/B=5)

TypeA (PGA=0.5g T=4s)			
H/B=5			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.53	X	X
樓板位移(m)	0.08	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A.：表示未發生晃動

\*\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=6.09 (sec)

表 3.7(a) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA = 1g ; H/B=3)

TypeA (PGA=1g T=4s)			
H/B=3			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.12	X	X
樓板位移(m)	0.08	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=5.52 (sec)

表 3.7(b) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA = 1g ; H/B=4)

TypeA (PGA=1g T=4s)			
H/B=4			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.14	X	X
樓板位移(m)	0.12	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=5.43 (sec)

表 3.7(c) Type A 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA = 1g ; H/B=5)

TypeA (PGA=1g T=4s)			
H/B=5			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.07	X	X
樓板位移(m)	0.16	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=5.39 (sec)

表 3.8(a) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA=0.5g ; H/B=3)

TypeB (PGA=0.5g T=3.2s)			
H/B=3			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.93	X	X
樓板位移(m)	0.07	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A.：表示未發生晃動

\*\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=5.87 (sec)

表 3.8(b) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA=0.5g ; H/B=4)

TypeB (PGA=0.5g T=3.2s)			
H/B=4			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.97	X	X
樓板位移(m)	0.11	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A.：表示未發生晃動

\*\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=5.98 (sec)

表 3.8(c) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA=0.5g ; H/B=5)

TypeB (PGA=0.5g T=3.2s)			
H/B=5			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.94	X	X
樓板位移(m)	0.14	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A.：表示未發生晃動

\*\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=6.20 (sec)



表 3.9(a) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA = 1g ; H/B=3)

TypeB (PGA=1g T=3.2s)			
H/B=3			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.87	X	X
樓板位移(m)	0.13	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=5.96 (sec)

表 3.9(b) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA = 1g ; H/B=4)

TypeB (PGA=1g T=3.2s)			
H/B=4			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.93	X	X
樓板位移(m)	0.21	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=6.34 (sec)

表 3.9(c) Type B 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比較

(PGA = 1g ; H/B=5)

TypeB (PGA=1g T=3.2s)			
H/B=5			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.89	X	X
樓板位移(m)	0.29	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=7.43 (sec)

表 3.10(a) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA=0.5g ; H/B=3)

TypeC1 (PGA=0.5g T=5s)			
H/B=3			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.95	X	X
樓板位移(m)	0.07	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=9.46 (sec)

表 3.10(b) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA=0.5g ; H/B=4)

TypeC1 (PGA=0.5g T=5s)			
H/B=4			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.95	X	X
樓板位移(m)	0.10	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=9.82 (sec)

表 3.10(c) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA=0.5g ; H/B=5)

TypeC1 (PGA=0.5g T=5s)			
H/B=5			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.94	X	X
樓板位移(m)	0.14	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=10.15 (sec)

表 3.11(a) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA = 1g ; H/B=3)

TypeC1 (PGA=1g T=5s)			
H/B=3			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.93	X	X
樓板位移(m)	0.03	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=7.47 (sec)

表 3.11(b) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA = 1g ; H/B=4)

TypeC1 (PGA=1g T=5s)			
H/B=4			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.87	X	X
樓板位移(m)	0.29	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=7.39 (sec)

表 3.11(c) Type C1 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA = 1g ; H/B=5)

TypeC1 (PGA=1g T=5s)			
H/B=5			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.91	X	X
樓板位移(m)	0.13	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=7.35 (sec)

表 3.12(a) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA=0.5g ; H/B=3)

TypeC2 (PGA=0.5g T=2.3s)			
H/B=3			
結構型式	*Fixed	Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.93	1.06	-14.24
樓板位移(m)	0.07	0.07	-13.21
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.73	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

表 3.12(b) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA=0.5g ; H/B=4)

TypeC2 (PGA=0.5g T=2.3s)			
H/B=4			
結構型式	*Fixed	Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.92	0.84	8.21
樓板位移(m)	0.10	0.09	9.71
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.83	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

表 3.12(c) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA=0.5g ; H/B=5)

TypeC2 (PGA=0.5g T=2.3s)			
H/B=5			
結構型式	*Fixed	Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	0.84	0.53	36.38
樓板位移(m)	0.13	0.08	37.80
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.57	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

表 3.13(a) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA = 1g ; H/B=3)

TypeC2 (PGA=1g T=2.3s)			
H/B=3			
結構型式	*Fixed	**Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.85	X	X
樓板位移(m)	0.13	X	X
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	X	X

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*X : 表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=4.42 (sec)

表 3.13(b) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA = 1g ; H/B=4)

TypeC2 (PGA=1g T=2.3s)			
H/B=4			
結構型式	*Fixed	Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.84	1.02	44.39
樓板位移(m)	0.20	0.11	45.30
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.96	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

表 3.13(c) Type C2 震波作用下之傳統與晃動隔震結構地震反應之比

較 (PGA = 1g ; H/B=5)

TypeC2 (PGA=1g T=2.3s)			
H/B=5			
結構型式	*Fixed	Rocking	Reduction(%)
絕對加速度(g)	1.67	0.69	58.89
樓板位移(m)	0.25	0.10	59.94
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.63	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

表 3.14 彈性結構穩定性分析模型

結構物寬度 (m)	2.5
高寬比	1、3、5、7、10
結構週期 Ts	0.23、0.54、0.78、1、1.32
樓板質量(ton)	100、300、500
結構勁度(kg/sec <sup>2</sup> )	$m\omega^2 = m\left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2$
結構阻尼比	0.02

表 4.1 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器分析模型

結構物寬度 2B (m)	5
結構週期 Ts	0.78
樓板質量(ton)	500
結構勁度(kg/sec <sup>2</sup> )	$m\omega^2 = m\left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2$
結構阻尼比	0.02

表 4.2 TypeA 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構

地震反應之比較 (PGA=1g ; H/B=5)

TypeA (PGA=1g T=4s)							
H/B=5							
結構特性	* Fixed	** Rocking			Reduction(%)		
		= 0.5	= 1	= 1.5	= 0.5	= 1	= 1.5
絕對加速度(g)	1.07	1.08	0.99	1.02	-1.47	7.29	4.23
樓板位移(m)	0.16	0.17	0.15	0.16	-2.10	5.17	0.67
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.50	0.50	0.50	-----	-----	-----
最大阻尼力(kN)	N.A.	74904	101700	118470	-----	-----	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*  $\alpha$  : 表示液態黏滯阻尼器之特性係數



表 4.3 TypeA 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構

地震反應之比較 (PGA=0.5g ; H/B=5)

TypeA (PGA=0.5g T=4s)							
H/B=5							
結構特性	* Fixed	** Rocking			Reduction(%)		
		= 0.5	= 1	= 1.5	= 0.5	= 1	= 1.5
絕對加速度(g)	0.53	0.65	0.69	0.64	-21.96	-29.89	-20.81
樓板位移(m)	0.08	0.10	0.11	0.10	-22.62	-30.87	-21.76
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.11	0.18	0.24	-----	-----	-----
最大阻尼力(kN)	N.A.	39909	58254	68656	-----	-----	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*  $\alpha$  : 表示液態黏滯阻尼器之特性係數

表 4.4 TypeB 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構

地震反應之比較 (PGA=1g ; H/B=5)

TypeB (PGA=1g T=3.2s)							
H/B=5							
結構特性	* Fixed	** Rocking			Reduction(%)		
		= 0.5	= 1	= 1.5	= 0.5	= 1	= 1.5
絕對加速度(g)	1.84	0.95	1.03	1.03	48.16	43.88	43.92
樓板位移(m)	0.28	0.15	0.16	0.16	47.72	43.04	43.08
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.50	0.50	0.50	-----	-----	-----
最大阻尼力(kN)	N.A.	61857	82442	99412	-----	-----	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*  $\alpha$  : 表示液態黏滯阻尼器之特性係數



表 4.5 TypeB 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構

地震反應之比較 (PGA=0.5g ; H/B=5)

TypeB (PGA=0.5g T=3.2s)							
H/B=5							
結構特性	* Fixed	** Rocking			Reduction(%)		
		= 0.5	= 1	= 1.5	= 0.5	= 1	= 1.5
絕對加速度(g)	0.94	0.65	0.69	0.64	31.11	26.63	31.76
樓板位移(m)	0.14	0.10	0.11	0.10	30.73	26.06	31.21
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.11	0.18	0.24	-----	-----	-----
最大阻尼力(kN)	N.A.	40859	42123	43421	-----	-----	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*  $\alpha$  : 表示液態黏滯阻尼器之特性係數



表 4.6 TypeC1 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構地震反應之比較 (PGA=1g ; H/B=5)

TypeC1 (PGA=1g T=5s)							
H/B=5							
結構特性	* Fixed	** Rocking			Reduction(%)		
		= 0.5	= 1	= 1.5	= 0.5	= 1	= 1.5
絕對加速度(g)	1.84	1.14	1.15	1.16	38.02	37.30	37.19
樓板位移(m)	0.28	0.17	0.18	0.18	37.61	36.61	36.50
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.50	0.50	0.50	-----	-----	-----
最大阻尼力(kN)	N.A.	79885	103860	119220	-----	-----	-----

\*N.A.：表示未發生晃動

\*\*  $\alpha$ ：表示液態黏滯阻尼器之特性係數



表 4.7 TypeC1 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結構地震反應之比較 (PGA=0.5g ; H/B=5)

TypeC1 (PGA=0.5g T=5s)							
H/B=5							
結構特性	* Fixed	** Rocking			Reduction(%)		
		= 0.5	= 1	= 1.5	= 0.5	= 1	= 1.5
絕對加速度(g)	0.94	0.67	0.70	0.67	28.24	25.54	28.29
樓板位移(m)	0.14	0.10	0.11	0.10	27.89	24.94	27.61
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.10	0.26	0.35	-----	-----	-----
最大阻尼力(kN)	N.A.	43794	58884	67389	-----	-----	-----

\*N.A.：表示未發生晃動

\*\*  $\alpha$ ：表示液態黏滯阻尼器之特性係數

表 4.8 TypeC2 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結

構地震反應之比較 (PGA=1g ; H/B=5)

TypeC2 (PGA=1g T=2.3s)							
H/B=5							
結構特性	* Fixed	** Rocking			Reduction(%)		
		= 0.5	= 1	= 1.5	= 0.5	= 1	= 1.5
絕對加速度(g)	1.84	0.75	0.66	0.58	59.20	64.18	68.45
樓板位移(m)	0.28	0.11	0.10	0.09	58.98	63.77	68.70
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.50	0.50	0.50	-----	-----	-----
最大阻尼力(kN)	N.A.	42858	44590	39218	-----	-----	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*  $\alpha$  : 表示液態黏滯阻尼器之特性係數



表 4.9 TypeC2 震波作用下之傳統與晃動隔震加裝液態黏滯阻尼器結

構地震反應之比較 (PGA=0.5g ; H/B=5)

TypeC2 (PGA=0.5g T=2.3s)							
H/B=5							
結構特性	* Fixed	** Rocking			Reduction(%)		
		= 0.5	= 1	= 1.5	= 0.5	= 1	= 1.5
絕對加速度(g)	0.84	0.58	0.50	0.47	30.61	40.64	44.11
樓板位移(m)	0.13	0.09	0.08	0.07	30.41	40.79	44.65
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	N.A.	0.20	0.33	0.41	-----	-----	-----
最大阻尼力(kN)	N.A.	31655	27370	22357 <sup>4</sup>	-----	-----	-----

\*N.A. : 表示未發生晃動

\*\*  $\alpha$  : 表示液態黏滯阻尼器之特性係數

表 4.10 不同位置之阻尼器阻尼係數比較

TypeA (Ts=2s)						
結構型式	= 0.5		= 1.0		= 1.5	
	模型 A	模型 B	模型 A	模型 B	模型 A	模型 B
絕對加速度折減率 (%)	-1	0	7	7	4	4
樓板位移折減率 (%)	-2	-0	5	5	1	0
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	0.50	0.57	0.50	0.50	0.50	0.46
最大阻尼力(KN)	74904	83612	101700	118650	118470	134810
TypeB (T=2s)						
結構型式	= 0.5		= 1.0		= 1.5	
	模型 A	模型 B	模型 A	模型 B	模型 A	模型 B
絕對加速度折減率 (%)	48	49	43	44	44	43
樓板位移折減率 (%)	48	49	43	43	43	42
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	0.50	0.54	0.50	0.50	0.50	0.47
最大阻尼力(KN)	61857	69002	82442	961820	99412	116230
TypeC1 (T=2s)						
結構型式	= 0.5		= 1.0		= 1.5	
	模型 A	模型 B	模型 A	模型 B	模型 A	模型 B
絕對加速度折減率 (%)	38	39	37	37	37	37
樓板位移折減率 (%)	38	38	37	37	37	37
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	0.50	0.56	0.50	0.50	0.50	0.47
最大阻尼力(KN)	79885	89883	103860	121160	119220	135430
TypeC2 (T=2s)						
結構型式	= 0.5		= 1.0		= 1.5	
	模型 A	模型 B	模型 A	模型 B	模型 A	模型 B
絕對加速度折減率 (%)	59	60	64	64	68	57
樓板位移折減率 (%)	59	60	64	64	69	56
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	0.50	0.52	0.50	0.50	0.50	0.46
最大阻尼力(KN)	42858	47091	44590	52022	39218	55460

表 4.11 晃動與滑動隔震結構地震反應之比較 (PGA=1g)

H/B = 5					
Type A (T=2s)					
結構型式	Fixed	Rocking	FPS	Reduction(%)	
				Rocking	FPS
絕對加速度(g)	1.57	0.58	2.88	63	-83
樓版位移(m)	0.24	0.09	0.44	63	-83
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	0	0.50	0	-----	-----
剛體最大位移 (m)	0	0.87	2.67	-----	-----
Type B (T=2s)					
結構型式	Fixed	Rocking	FPS	Reduction(%)	
				Rocking	FPS
絕對加速度(g)	2.03	0.68	2.67	67	-31
樓版位移(m)	0.31	0.10	0.41	67	-31
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	0	0.50	0	-----	-----
剛體最大位移(m)	0	1.99	2.48	-----	-----
Type C1 (T=2s)					
結構型式	Fixed	Rocking	FPS	Reduction(%)	
				Rocking	FPS
絕對加速度(g)	2.03	0.68	3.95	67	-94
樓版位移(m)	0.31	0.10	0.60	67	-94
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	0	0.50	0	-----	-----
剛體最大位移(m)	0	1.99	3.73	-----	-----
Type C2 (T=2s)					
結構型式	Fixed	Rocking	FPS	Reduction(%)	
				Rocking	FPS
絕對加速度(g)	2.03	0.69	6.15	66	-203
樓版位移(m)	0.31	0.10	1.00	66	-224
旋轉角 $\theta / \theta_{cr}$	0	0.50	0	-----	-----
剛體最大位移(m)	0	2.0901	6.59	-----	-----

表 5.1 五層樓結構物的資料

結構物寬度 2B (m)	4
各樓層高度(m)	4
1~5 樓樓板質量(ton)	80
基板質量(ton)	80
結構阻尼比	0.02
第 1 振態的頻率 (hz)	1.55



表 5.2 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之比較 (PGA=1g)

TCU068 (PGA=1g)					
Acceleration (g)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	2.54	X	1.14	X	55.01
4 Floor	2.21	X	0.79	X	64.14
3 Floor	2.04	X	1.05	X	48.39
2 Floor	1.85	X	1.33	X	27.92
1 Floor	1.42	X	1.20	X	15.31

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=18.54 (sec)



表 5.3 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=1g)

TCU068 (PGA=1g)					
Displacement (m)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.25	X	0.06	X	74.58
4 Floor	0.23	X	0.06	X	74.78
3 Floor	0.19	X	0.05	X	72.87
2 Floor	0.14	X	0.04	X	67.53
1 Floor	0.07	X	0.03	X	63.54

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=18.54 (sec)

表 5.4 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較

(PGA = 1g)

TCU068 (PGA=1g)					
Shear (V/W)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.42	X	0.19	X	55.00
4 Floor	0.78	X	0.28	X	64.08
3 Floor	1.07	X	0.27	X	74.50
2 Floor	1.30	X	0.36	X	72.52
1 Floor	1.48	X	0.53	X	64.19

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=18.54 (sec)



表 5.5 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度之

比較 (PGA = 0.5g)

TCU068 (PGA=0.5g)					
Acceleration (g)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	1.27	X	0.79	X	37.38
4 Floor	1.11	X	0.65	X	40.97
3 Floor	1.02	X	0.64	X	37.07
2 Floor	0.92	X	0.72	X	21.85
1 Floor	0.71	X	0.67	X	5.16

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=18.54 (sec)

表 5.6 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=0.5g)

TCU068 (PGA=0.5g)					
Displacement (m)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.12	X	0.05	X	62.97
4 Floor	0.11	X	0.04	X	62.67
3 Floor	0.10	X	0.04	X	61.95
2 Floor	0.07	X	0.03	X	56.94
1 Floor	0.04	X	0.02	X	51.77

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=20.14 (sec)



表 5.7 TCU068 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA=0.5g)

TCU068 (PGA=0.5g)					
Shear (V/W)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.21	X	0.13	X	37.35
4 Floor	0.39	X	0.19	X	50.75
3 Floor	0.53	X	0.22	X	59.46
2 Floor	0.65	X	0.25	X	61.53
1 Floor	0.74	X	0.35	X	52.52

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=20.14 (sec)



表 5.8 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度  
之比較 (PGA = 1g)

ARRAY06 (PGA=1g)					
Acceleration (g)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	2.06	X	0.99	X	51.92
4 Floor	1.78	X	0.84	X	52.58
3 Floor	1.32	X	0.72	X	45.64
2 Floor	1.27	X	0.87	X	31.15
1 Floor	1.17	X	0.96	X	17.26

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=7.27 (sec)



表 5.9 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之  
比較 (PGA = 1g)

ARRAY06 (PGA=1g)					
Displacement (m)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.19	X	0.06	X	68.01
4 Floor	0.17	X	0.05	X	68.41
3 Floor	0.14	X	0.04	X	69.30
2 Floor	0.10	X	0.03	X	65.50
1 Floor	0.05	X	0.02	X	60.31

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=7.27 (sec)

表 5.10 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較

(PGA = 1g)

ARRAY06 (PGA=1g)					
Shear (V/W)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.34	X	0.17	X	51.92
4 Floor	0.64	X	0.25	X	60.24
3 Floor	0.85	X	0.28	X	66.67
2 Floor	0.97	X	0.29	X	70.05
1 Floor	1.06	X	0.38	X	64.36

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=7.27 (sec)



表 5.11 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速

度之比較 (PGA = 0.5g)

ARRAY06 (PGA=0.5g)					
Acceleration (g)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		w/o Dampe	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	1.03	1.03	0.58	-0.22	43.76
4 Floor	0.89	0.69	0.39	22.69	56.67
3 Floor	0.66	0.80	0.55	-20.70	16.27
2 Floor	0.63	0.84	0.60	-33.11	4.97
1 Floor	0.58	0.67	0.57	-14.90	2.11

表 5.12 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移

之比較 (PGA=0.5g)

ARRAY06 (PGA=0.5g)					
Displacement (m)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.10	0.04	0.04	55.39	57.07
4 Floor	0.09	0.04	0.04	56.85	53.74
3 Floor	0.07	0.03	0.04	59.58	47.61
2 Floor	0.05	0.02	0.03	52.80	40.60
1 Floor	0.03	0.01	0.02	46.15	33.46

表 5.13 ARRAY06 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較

(PGA=0.5g)

ARRAY06 (PGA=0.5g)					
Shear (V/W)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.17	0.17	0.10	-0.23	43.77
4 Floor	0.32	0.22	0.16	32.57	49.83
3 Floor	0.43	0.21	0.18	51.36	58.61
2 Floor	0.49	0.20	0.25	59.33	48.66
1 Floor	0.53	0.27	0.34	48.05	34.80

表 5.14 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度  
之比較 (PGA = 1g)

TCU052 (PGA=1g)					
Acceleration (g)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	1.82	X	1.08	X	40.57
4 Floor	1.66	X	0.79	X	52.35
3 Floor	1.76	X	0.85	X	51.91
2 Floor	1.73	X	0.91	X	47.61
1 Floor	1.43	X	1.06	X	25.72

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=37.45 (sec)



表 5.15 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之  
比較 (PGA = 1g)

TCU052 (PGA=1g)					
Displacement (m)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.20	X	0.06	X	69.79
4 Floor	0.19	X	0.06	X	69.71
3 Floor	0.16	X	0.05	X	70.07
2 Floor	0.12	X	0.04	X	70.13
1 Floor	0.07	X	0.02	X	69.17

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=37.45 (sec)

表 5.16 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較

(PGA = 1g)

TCU052 (PGA=1g)					
Shear (V/W)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.30	X	0.18	X	40.56
4 Floor	0.58	X	0.25	X	56.89
3 Floor	0.82	X	0.26	X	67.71
2 Floor	1.09	X	0.31	X	71.47
1 Floor	1.33	X	0.41	X	69.44

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=37.45 (sec)



表 5.17 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速度

之比較 (PGA = 0.5g)

TCU052 (PGA=0.5g)					
Acceleration (g)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.91	X	0.89	X	2.18
4 Floor	0.83	X	0.69	X	17.07
3 Floor	0.88	X	0.79	X	9.74
2 Floor	0.87	X	0.88	X	-1.08
1 Floor	0.71	X	0.75	X	-4.51

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=38.4 (sec)

表 5.18 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移之比較 (PGA=0.5g)

TCU052 (PGA=0.5g)					
Displacement (m)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.10	X	0.05	X	49.70
4 Floor	0.09	X	0.05	X	50.37
3 Floor	0.08	X	0.04	X	51.61
2 Floor	0.06	X	0.03	X	46.04
1 Floor	0.03	X	0.02	X	41.87

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=38.4 (sec)



表 5.19 TCU052 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較 (PGA=0.5g)

TCU052 (PGA=0.5g)					
Shear (V/W)					
結構形式	Fixed	Rocking		Reduction(%)	
		* w/o Damper	w/ Damper = 0.5	w/o Damper	w/ Damper = 0.5
5 Floor	0.15	X	0.15	X	2.18
4 Floor	0.29	X	0.21	X	27.56
3 Floor	0.41	X	0.22	X	45.17
2 Floor	0.55	X	0.27	X	50.89
1 Floor	0.67	X	0.38	X	43.25

\*X：表示結構物發生傾倒，發生時間為 T=38.4 (sec)

表 5.20 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速

度之比較 (PGA = 1g)

Northridge (PGA=1g)			
Acceleration (g)			
結構形式	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/o Damper	w/o Damper
5 Floor	2.17	0.97	55.49
4 Floor	1.96	0.70	64.09
3 Floor	1.51	0.68	55.32
2 Floor	0.99	0.96	2.77
1 Floor	0.80	1.02	-26.72

表 5.21 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移

之比較 (PGA = 1g)

Northridge (PGA=1g)			
Displacement (m)			
結構形式	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/o Damper	w/o Damper
5 Floor	0.21	0.04	78.62
4 Floor	0.19	0.04	77.98
3 Floor	0.15	0.03	78.49
2 Floor	0.11	0.03	73.39
1 Floor	0.05	0.02	66.91

表 5.22 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較

(PGA = 1g)

Northridge (PGA=1g)			
Shear (V/W)			
結構形式	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/o Damper	w/o Damper
5 Floor	0.36	0.16	55.49
4 Floor	0.69	0.23	67.29
3 Floor	0.94	0.24	74.59
2 Floor	1.08	0.23	78.78
1 Floor	1.10	0.35	68.31

表 5.23 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速

度之比較 (PGA = 0.5g)

Northridge (PGA=0.5g)			
Acceleration (g)			
結構形式	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/o Damper	w/o Damper
5 Floor	1.09	0.93	14.73
4 Floor	0.98	0.72	26.26
3 Floor	0.76	0.70	7.68
2 Floor	0.49	0.68	-38.01
1 Floor	0.40	0.68	-69.97



表 5.24 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移

之比較 (PGA=0.5g)

Northridge (PGA=0.5g)			
Displacement (m)			
結構形式	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/o Damper	w/o Damper
5 Floor	0.10	0.05	52.76
4 Floor	0.09	0.05	51.80
3 Floor	0.08	0.04	52.21
2 Floor	0.05	0.03	52.99
1 Floor	0.03	0.01	50.00

表 5.25 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較

(PGA=0.5g)

Northridge (PGA=0.5g)			
Shear (V/W)			
結構形式	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/o Damper	w/o Damper
5 Floor	0.18	0.15	14.76
4 Floor	0.34	0.23	32.41
3 Floor	0.47	0.26	45.58
2 Floor	0.54	0.26	51.27
1 Floor	0.55	0.27	50.33

表 5.26 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速

度之比較 (PGA = 1g)

Northridge (PGA=1g)			
Acceleration (g)			
	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/ Damper	w/ Damper
5 Floor	2.17	0.82	62.05
4 Floor	1.96	0.74	62.00
3 Floor	1.51	0.69	54.06
2 Floor	0.99	0.81	17.56
1 Floor	0.80	0.98	-21.64



表 5.27 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移

之比較 (PGA = 1g)

Northridge (PGA=1g)			
Displacement (m)			
	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/ Damper	w/ Damper
5 Floor	0.21	0.07	66.23
4 Floor	0.19	0.07	65.52
3 Floor	0.15	0.06	63.61
2 Floor	0.11	0.04	60.78
1 Floor	0.05	0.02	58.82

表 5.28 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各層剪力之比較

(PGA = 1g)

Northridge (PGA=1g)			
Shear (V/W)			
	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/ Damper	w/ Damper
5 Floor	0.36	0.14	62.04
4 Floor	0.69	0.25	63.57
3 Floor	0.94	0.31	67.21
2 Floor	1.08	0.38	64.39
1 Floor	1.10	0.44	60.28

表 5.29 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓絕對加速

度之比較 (PGA = 0.5g)

Northridge (PGA=0.5g)			
Acceleration (g)			
	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/ Damper	w/ Damper
5 Floor	1.09	0.80	25.97
4 Floor	0.98	0.58	40.93
3 Floor	0.76	0.39	47.96
2 Floor	0.49	0.55	-10.94
1 Floor	0.40	0.59	-46.53

表 5.30 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移

之比較 (PGA=0.5g)

Northridge (PGA=0.5g)			
Displacement (m)			
	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/ Damper	w/ Damper
5 Floor	0.10	0.04	65.83
4 Floor	0.09	0.03	64.01
3 Floor	0.08	0.03	62.08
2 Floor	0.05	0.02	59.89
1 Floor	0.03	0.01	54.04

表 5.31 Northridge 震波作用下之傳統與晃動隔震結構各樓相對位移

之比較 (PGA=0.5g)

Northridge (PGA=0.5g)			
Shear (V/W)			
	Fixed	Rocking	Reduction(%)
		w/ Damper	w/ Damper
5 Floor	0.18	0.13	25.98
4 Floor	0.34	0.20	42.82
3 Floor	0.47	0.20	58.29
2 Floor	0.54	0.20	62.90
1 Floor	0.55	0.25	54.57

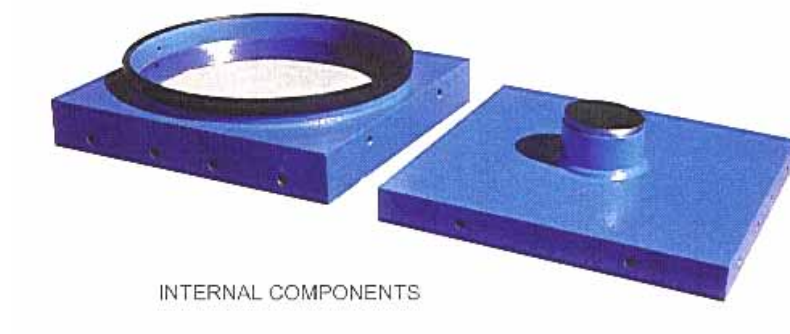


圖 1.1 摩擦單擺支承 (FPS)

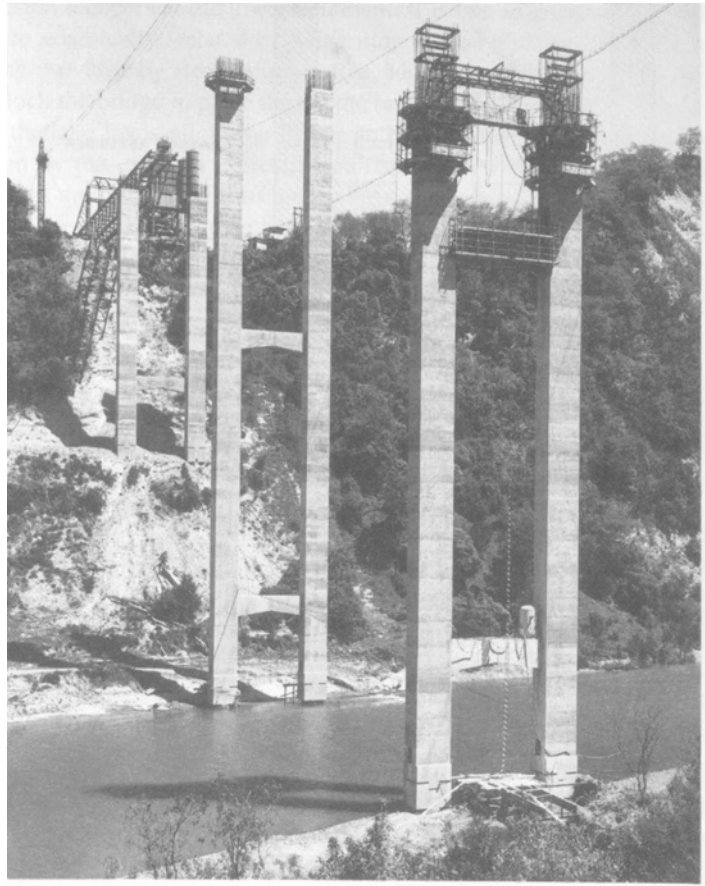


圖 1.2 「南·朗吉塔克依高架橋」(South Rangitikei Viaduct)

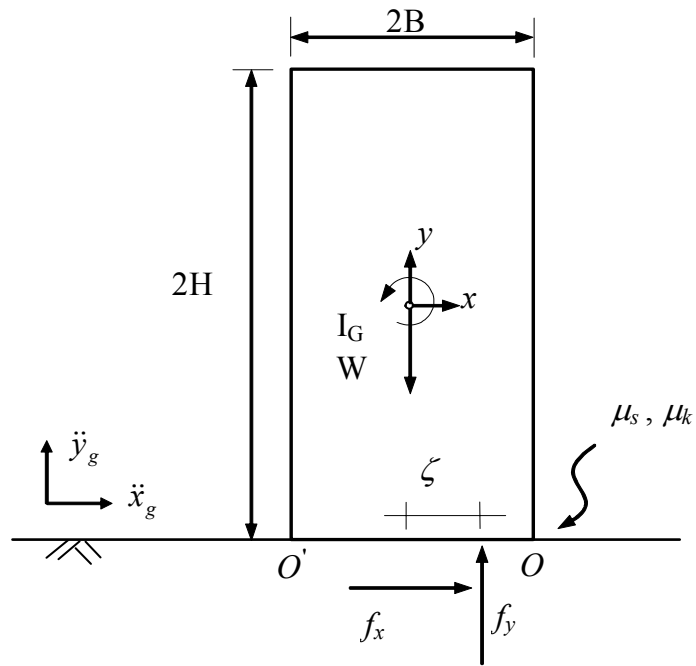


圖 2.1 剛性質塊示意圖



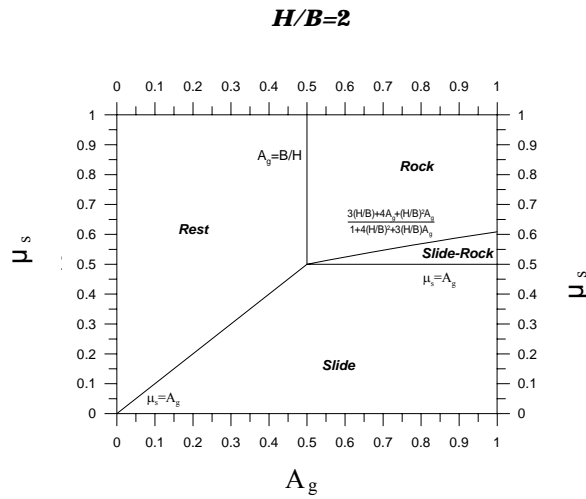


圖 2.2 高寬比為 2 之剛性質塊之各種運動模態之臨界條件

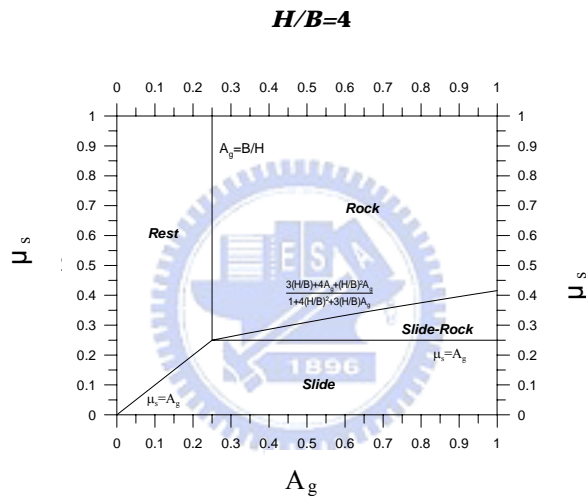


圖 2.3 高寬比為 4 之剛性質塊之各種運動模態之臨界條件

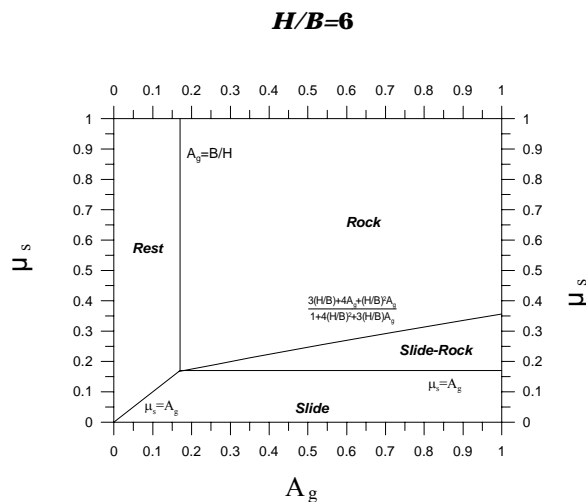
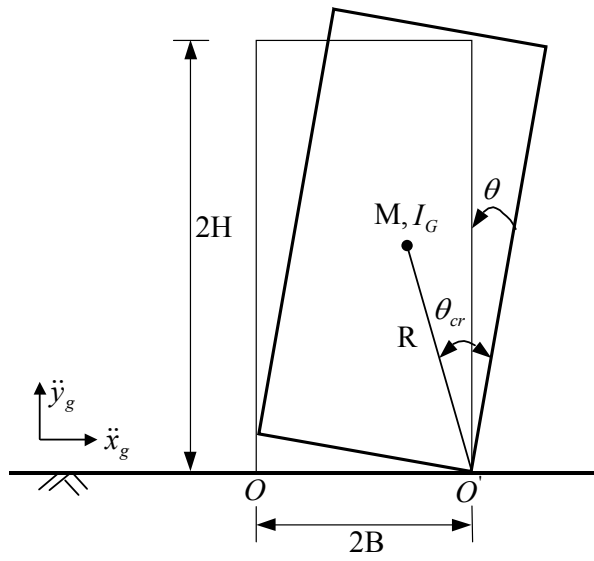
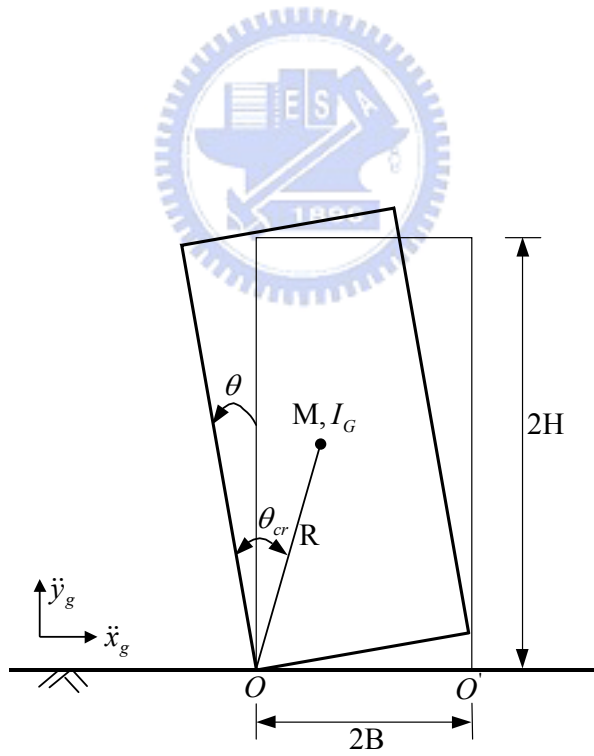


圖 2.4 高寬比(H/B)為 6 之剛性質塊各種運動模態之臨界條件



(a)  $\theta > 0$



(b)  $\theta < 0$

圖 2.5 剛性基礎上晃動的剛性質塊



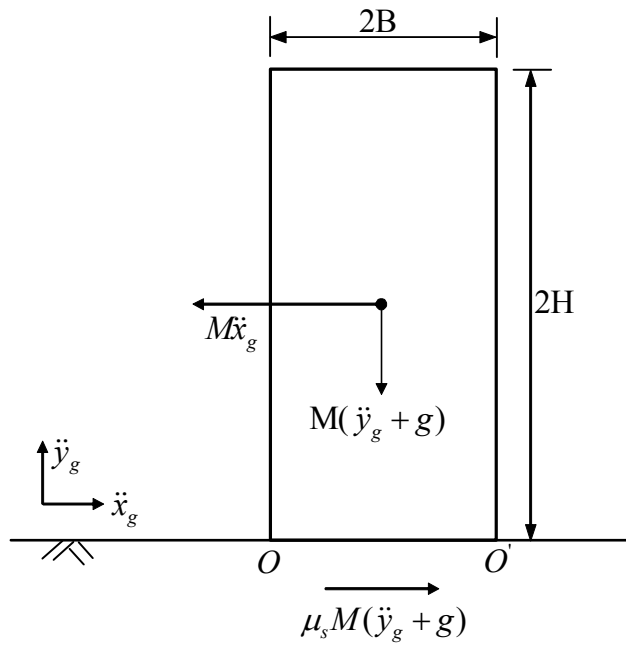


圖 2.6 受地表擾動時剛塊靜止之情況

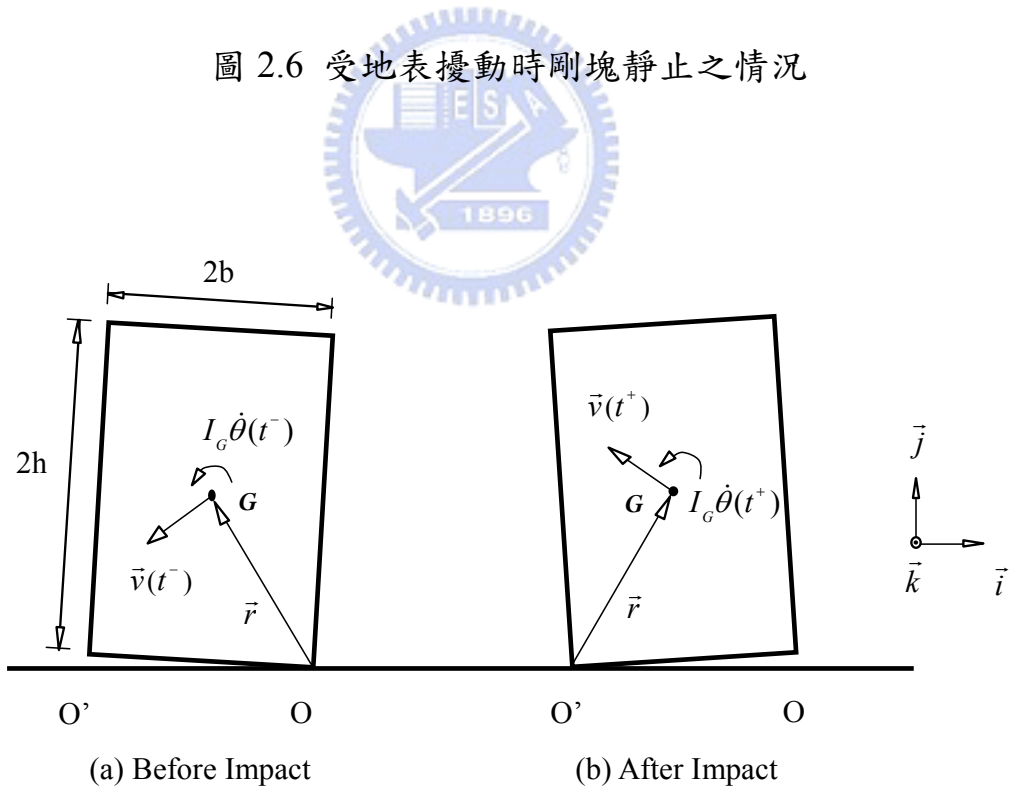


圖 2.7 晃動剛性質塊碰撞前後質心運動之情形

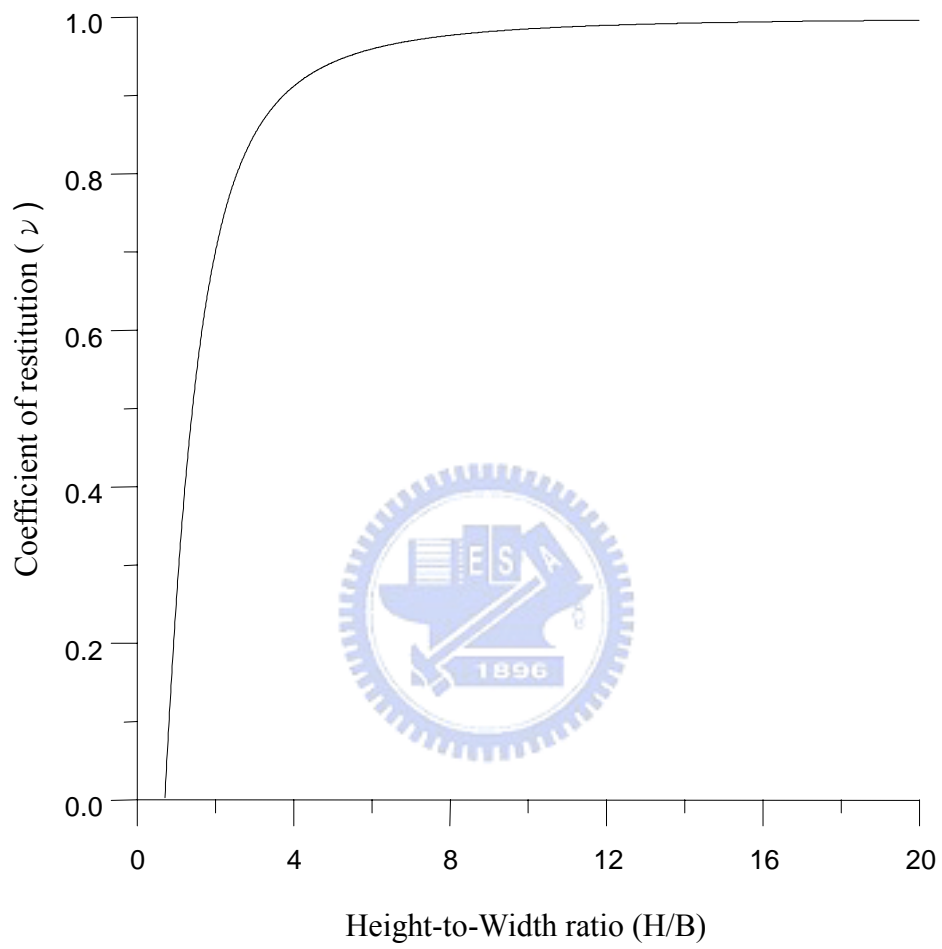


圖 2.8 剛性質塊高寬比與動能折減係數之關係

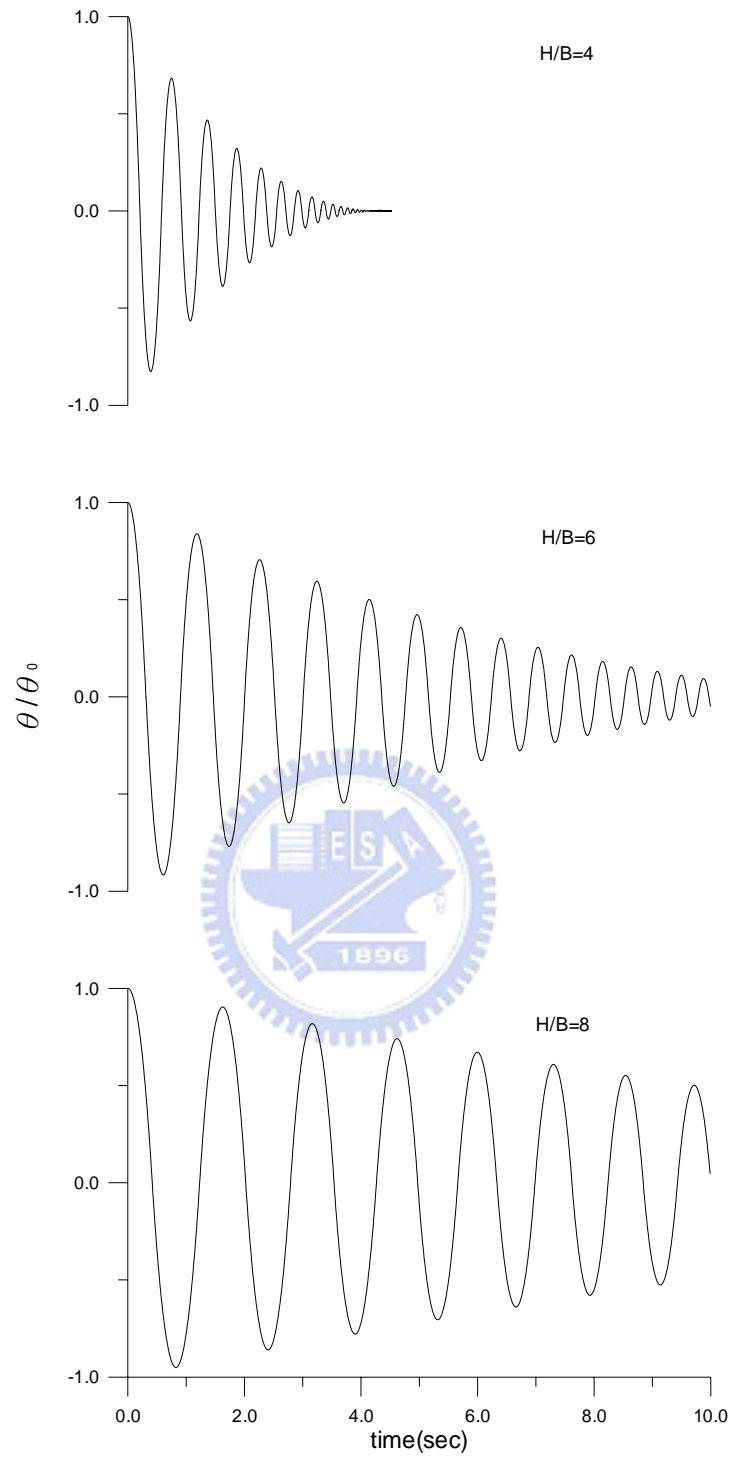


圖 2.9 剛性質塊自由晃動之歷時圖 ( $\theta_0 = 1^\circ$ )

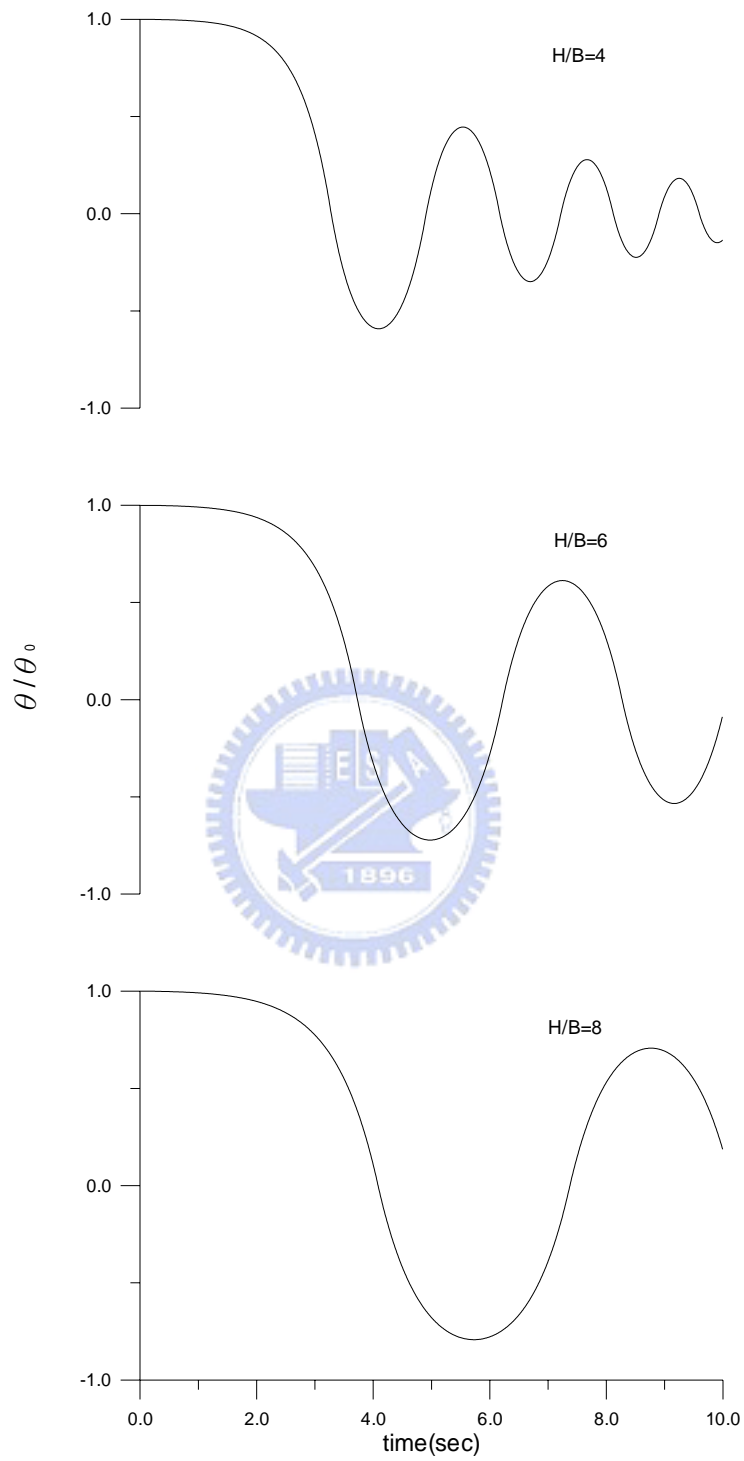


圖 2.10 剛性質塊自由晃動之歷時圖 ( $\theta_0 \approx \theta_{cr}$ )

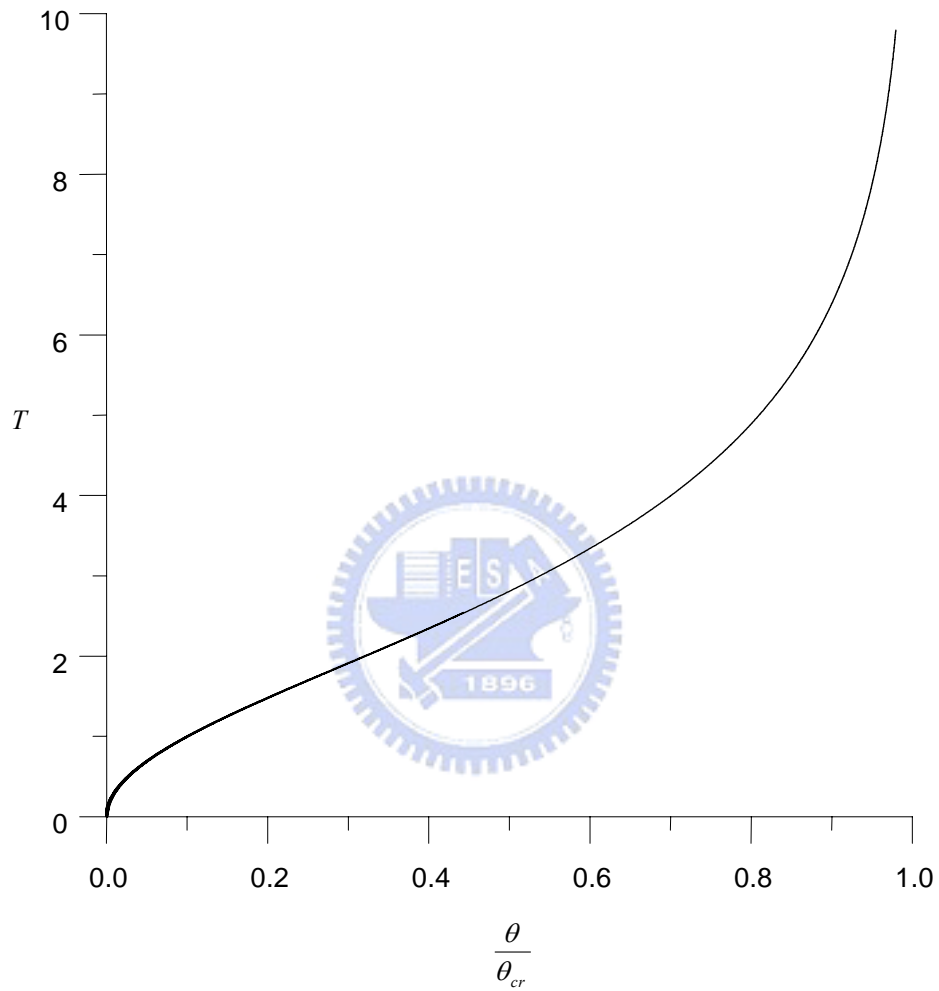


圖 2.11 剛體晃動之週期與晃動角振幅之關係

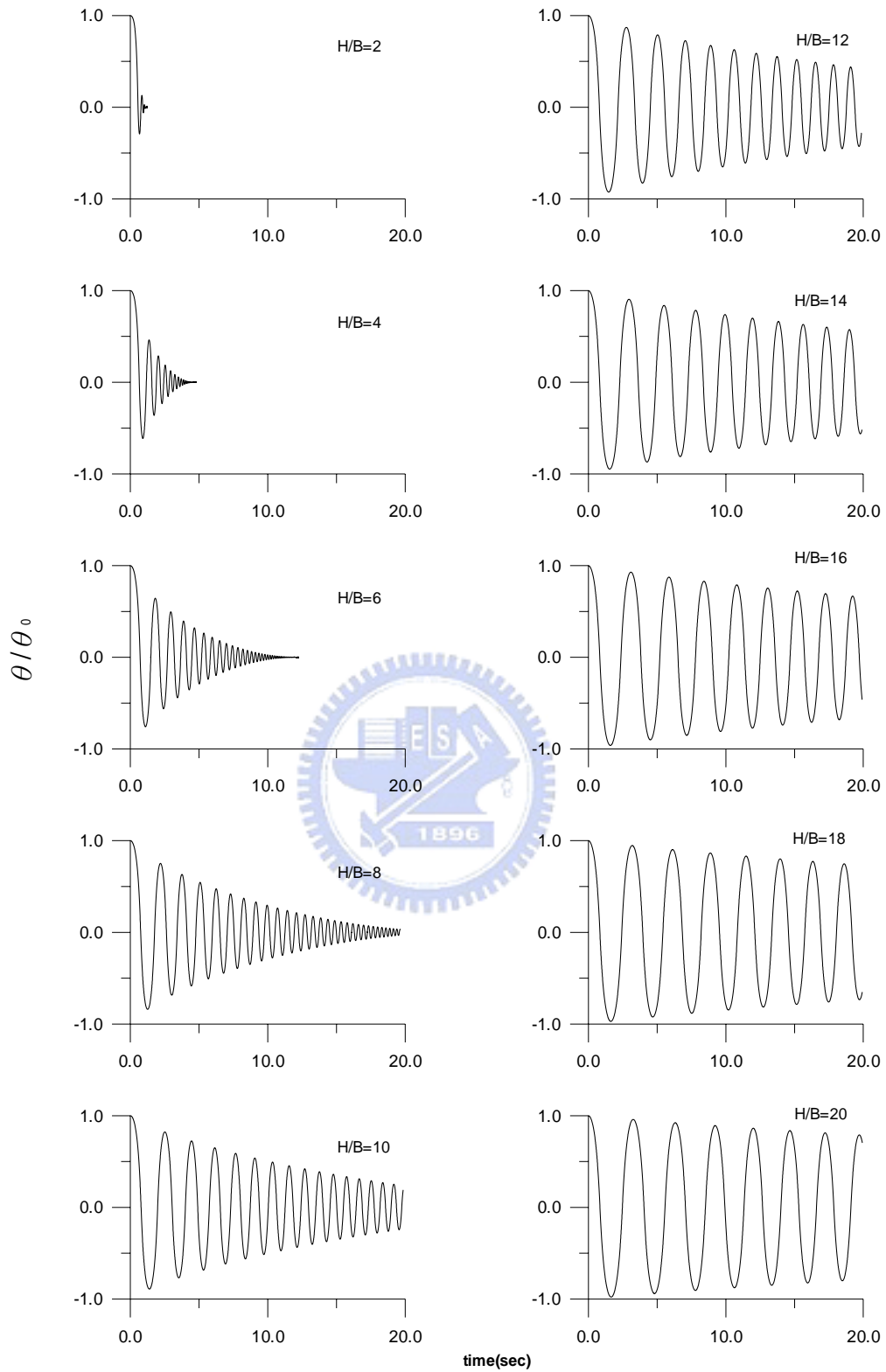


圖 2.12 剛體自由晃動於不同高寬比之歷時圖 ( $\theta_0 \approx \theta_{cr}$ )

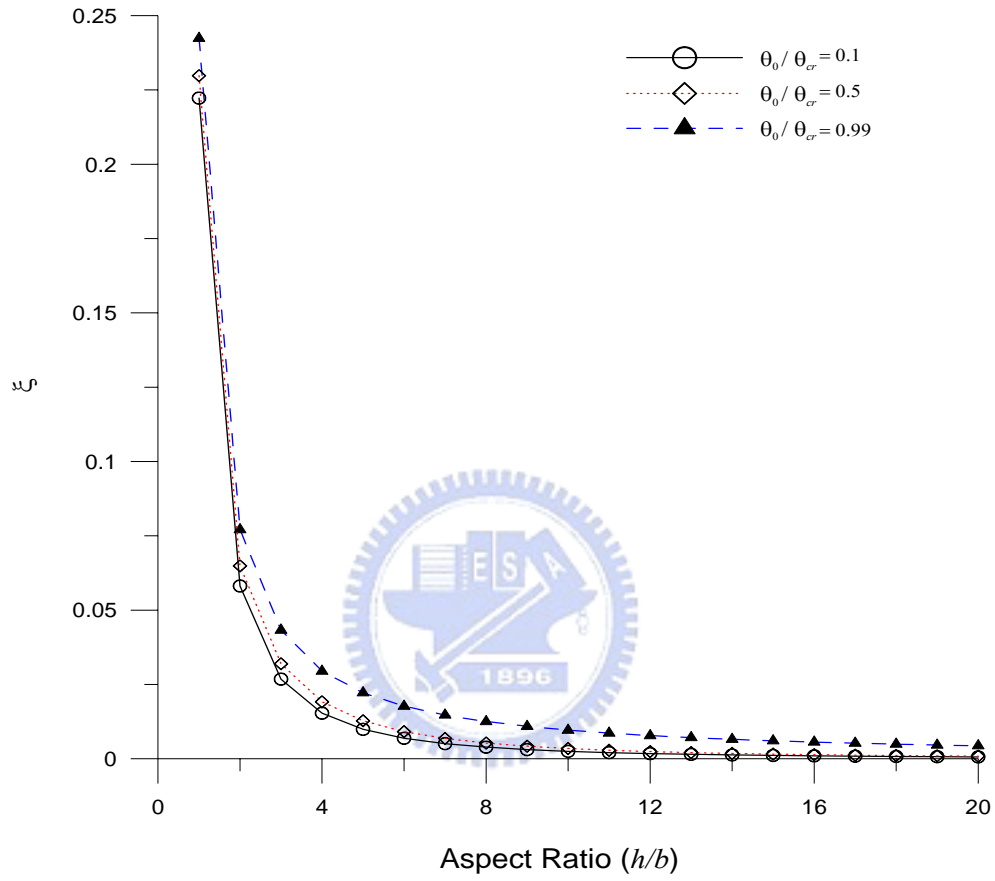


圖 2.13 剛性質塊高寬比與等效阻尼比之關係

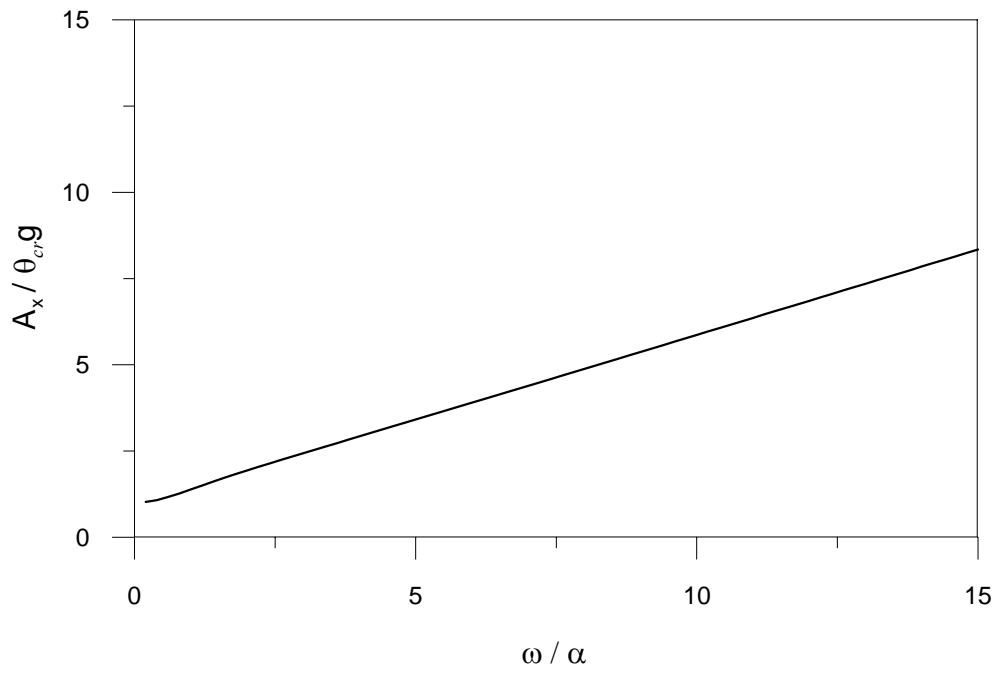


圖 2.14 最小傾覆加速度與頻率比之關係

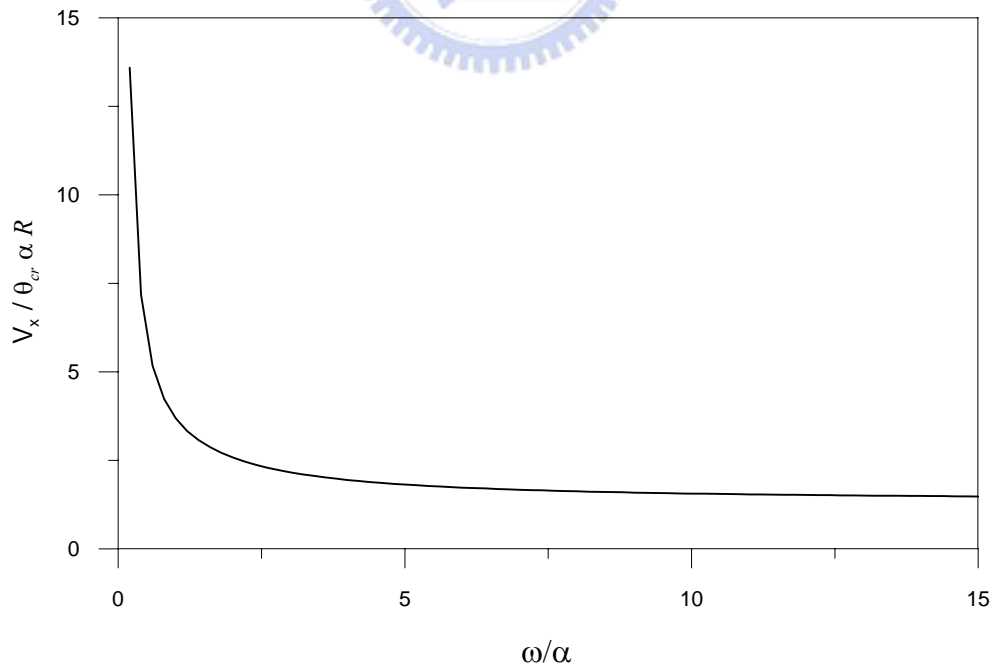
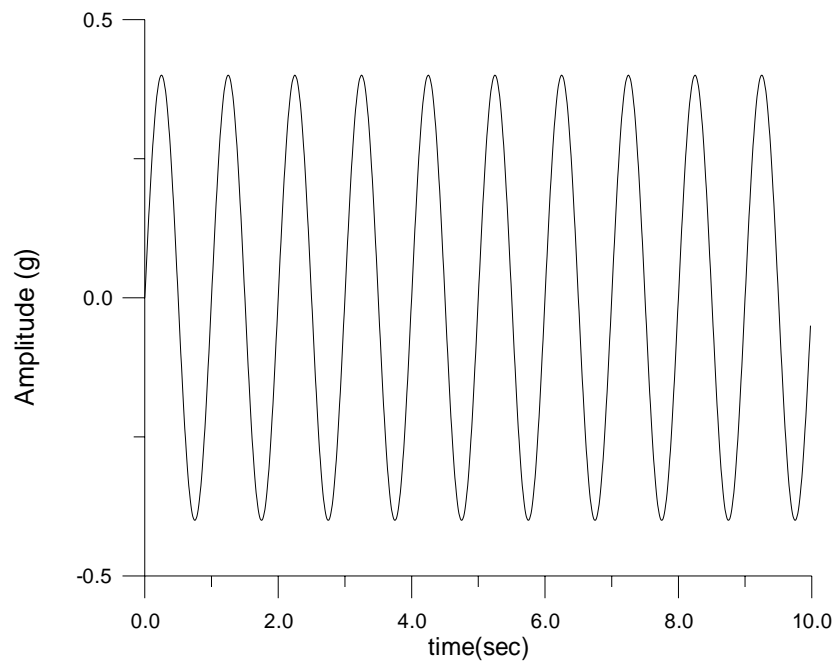
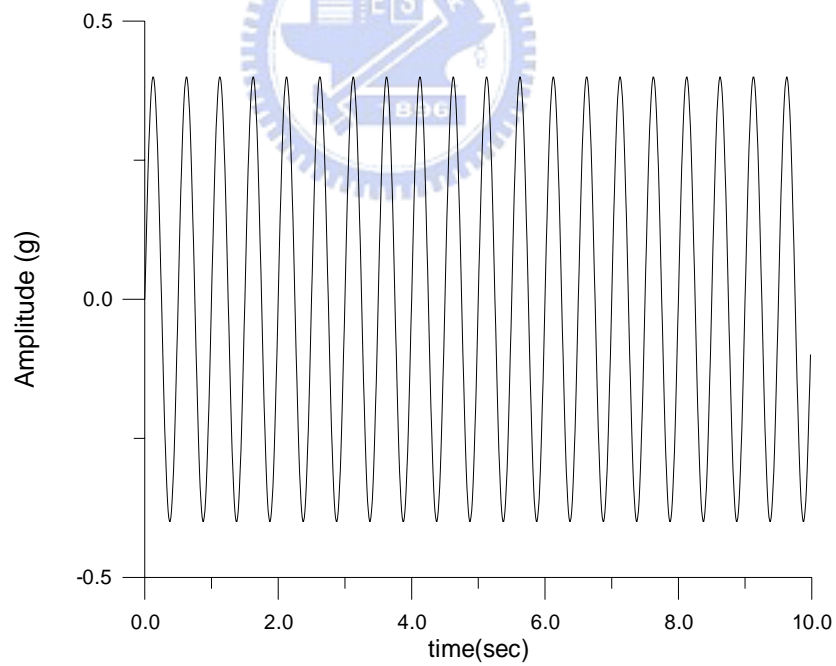


圖 2.15 最小傾覆速度與頻率比之關係





(a)  $f = 1\text{Hz}$



(b)  $f = 2\text{Hz}$

圖 2.16 地表水平擾動之加速度歷時

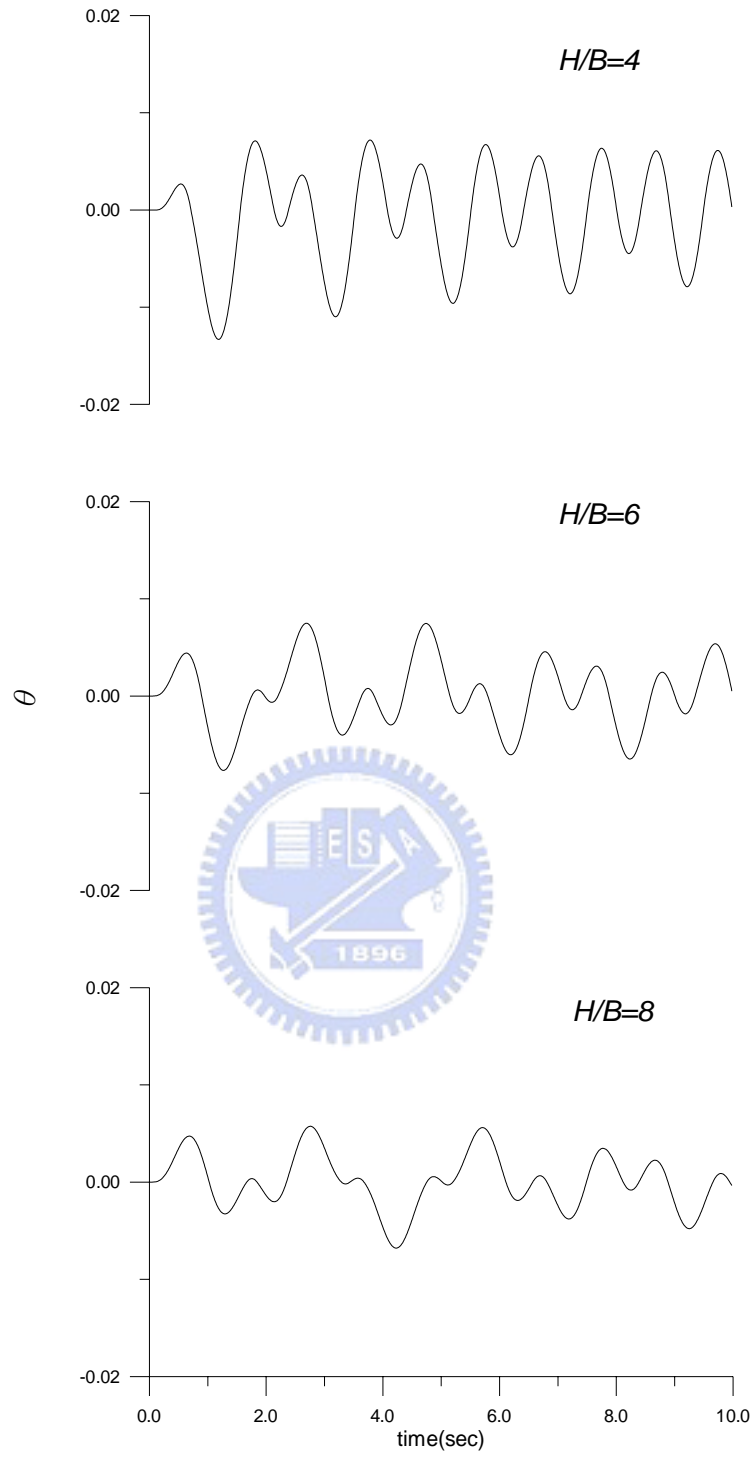


圖 2.17 剛性質塊受水平地表擾動時晃動之歷時圖

(外力頻率為 1Hz)

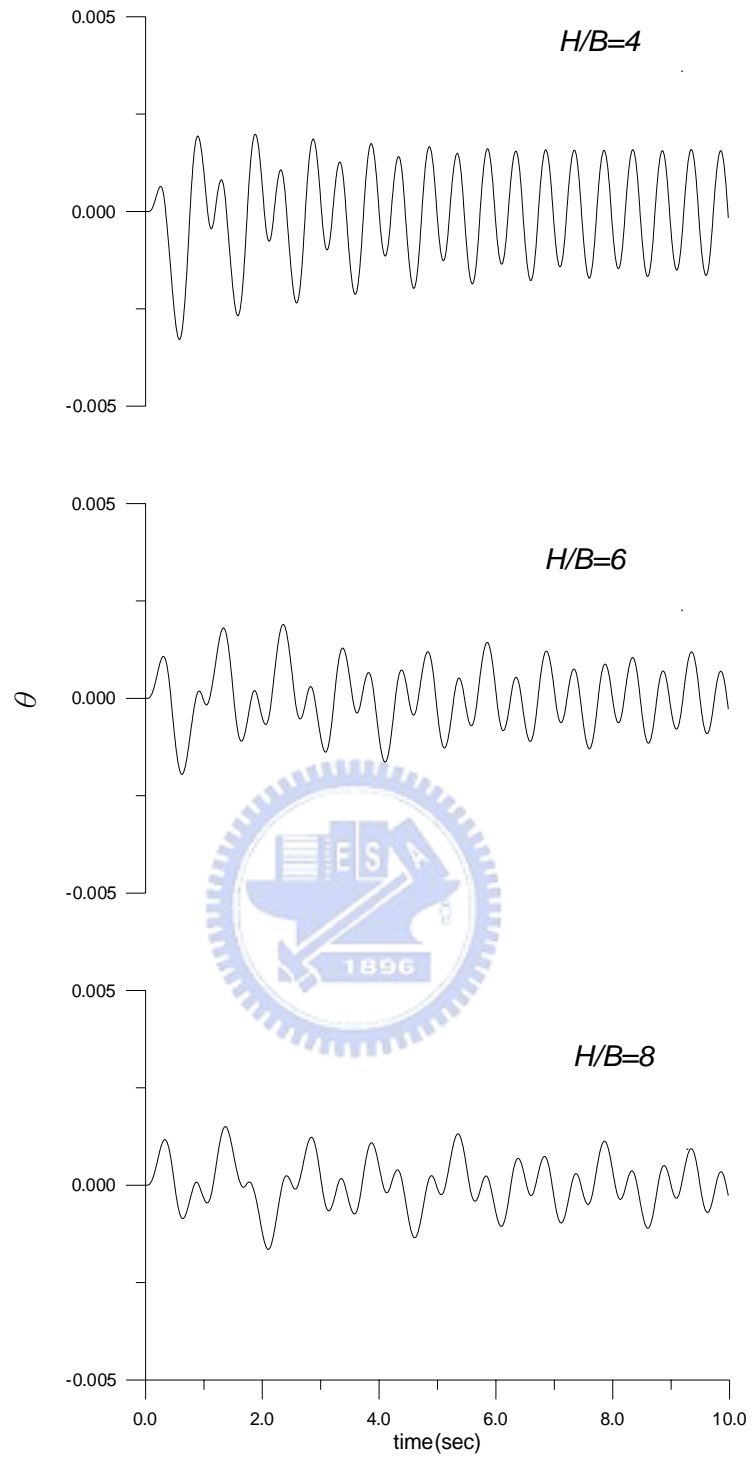


圖 2.18 剛性質塊受水平地表擾動時晃動之歷時圖

(外力頻率為 2Hz)

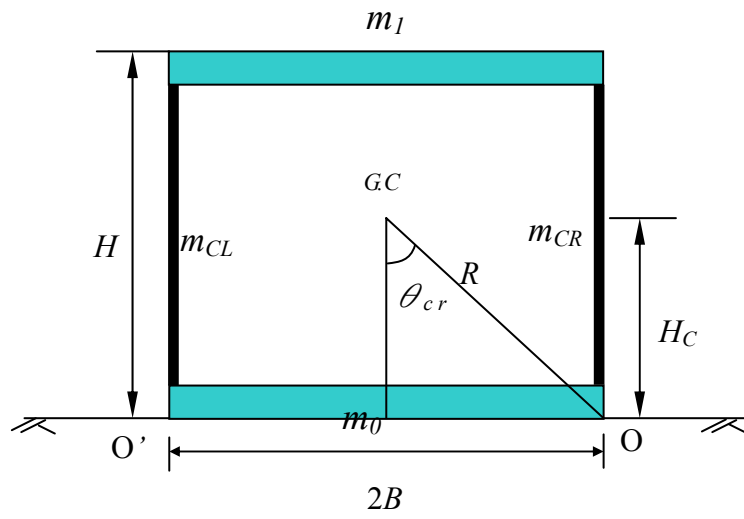


圖 3.1 一層樓結構物

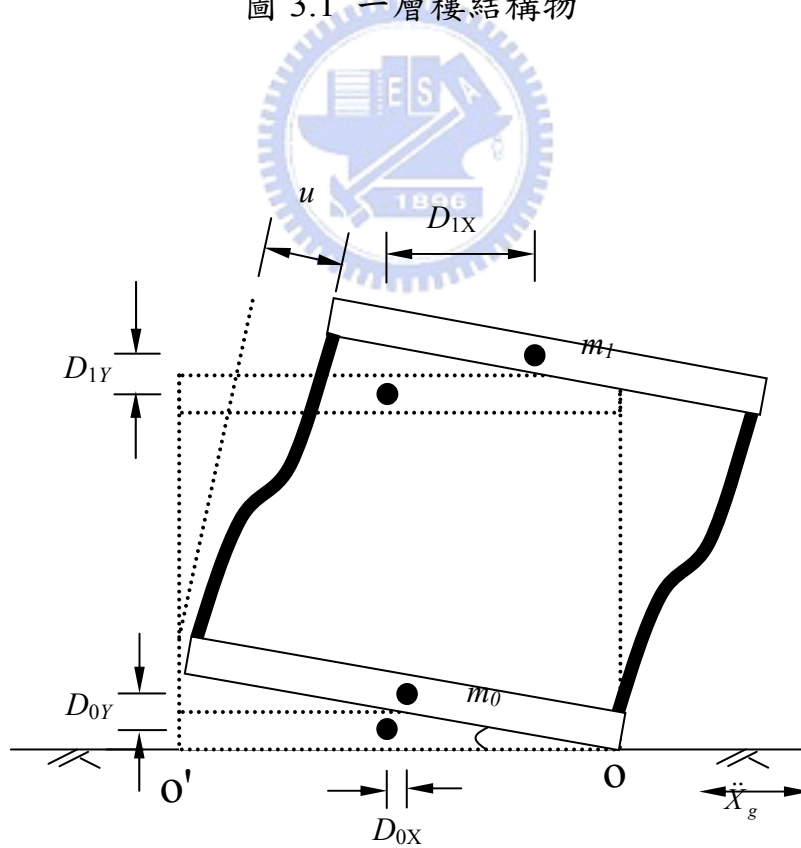


圖 3.2 結構物對 O 點晃動

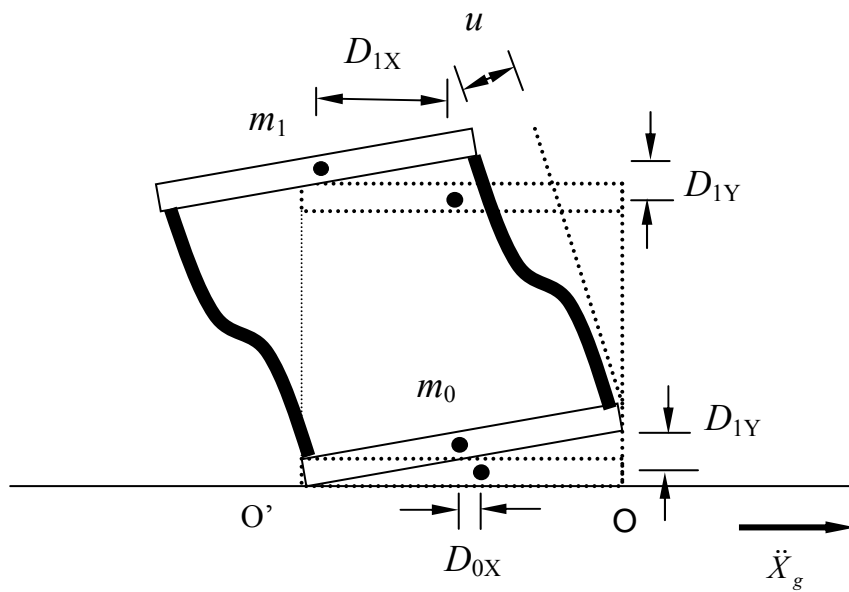


圖 3.3 結構物對  $O'$  點晃動

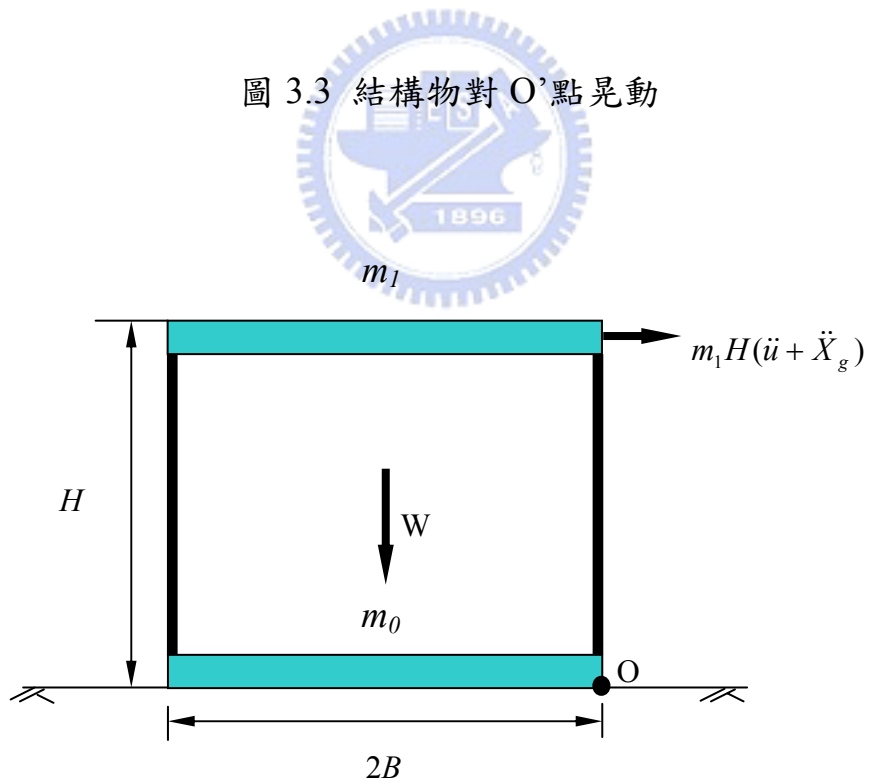


圖 3.4 單層樓房屋結構晃動條件

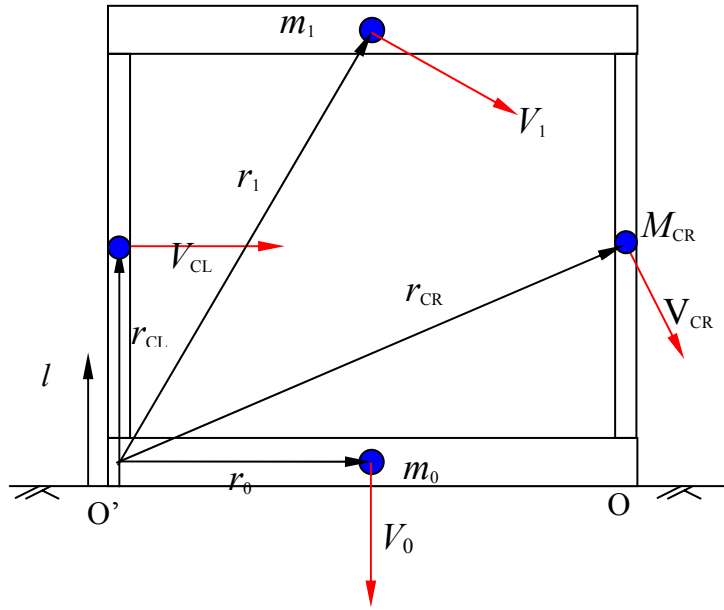


圖 3.5 碰撞 O 點前的速度分佈圖

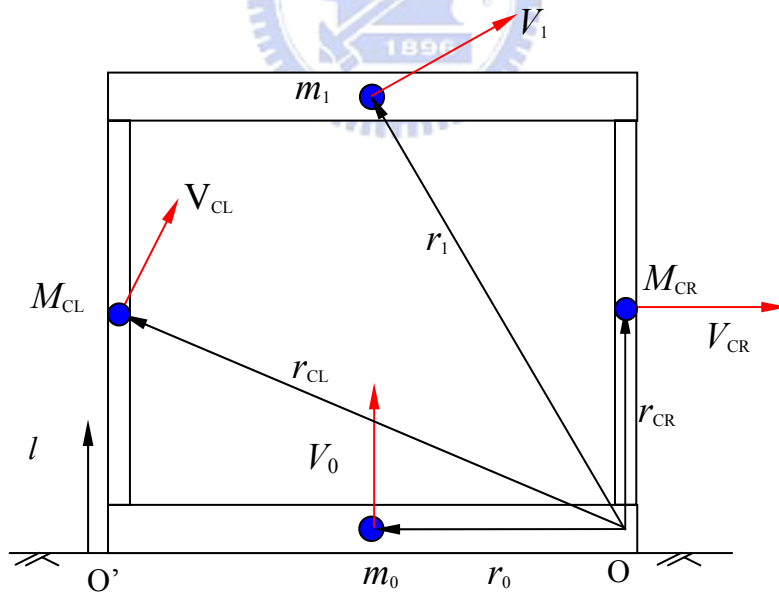


圖 3.6 碰撞 O' 點前的速度分佈圖

$m_c$ 對動能折減係數的影響

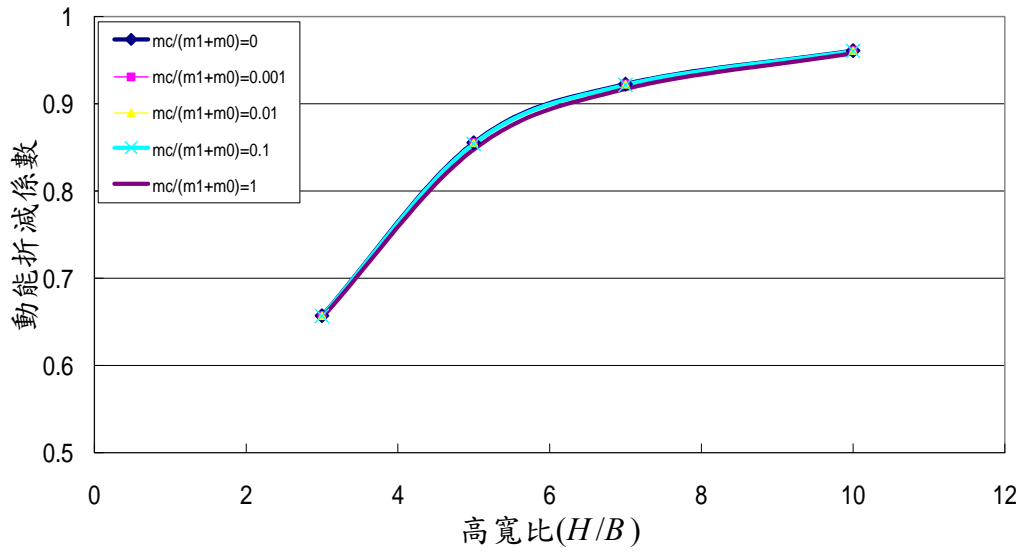


圖 3.7  $m_c$ 對動能折減係數的影響

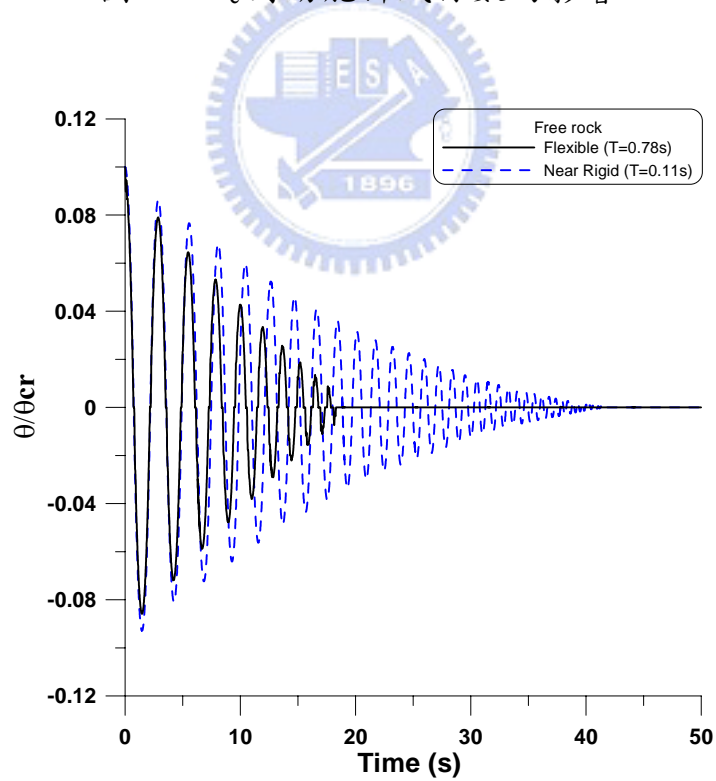


圖 3.8 剛性與彈性晃動隔震結構自由晃動轉角歷時比較

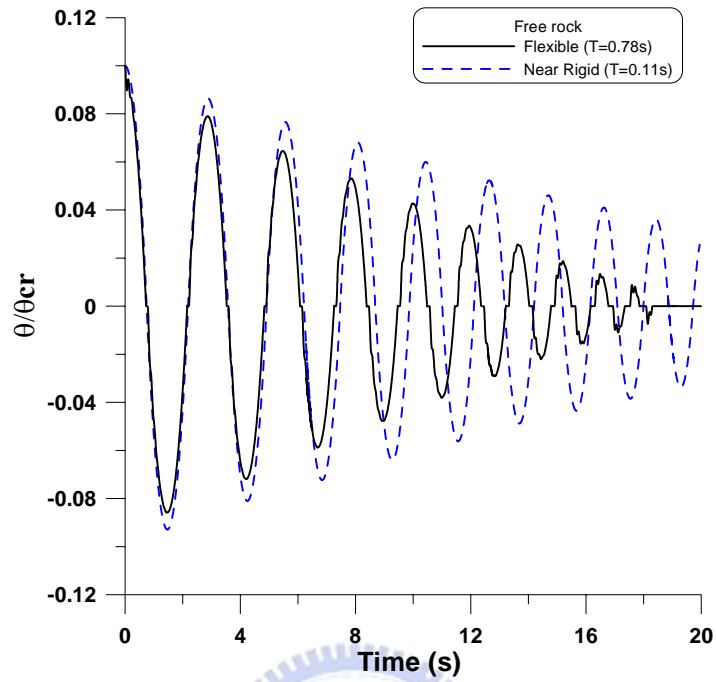


圖 3.9 剛性與彈性晃動隔震結構自由晃動比較（前 20 秒）

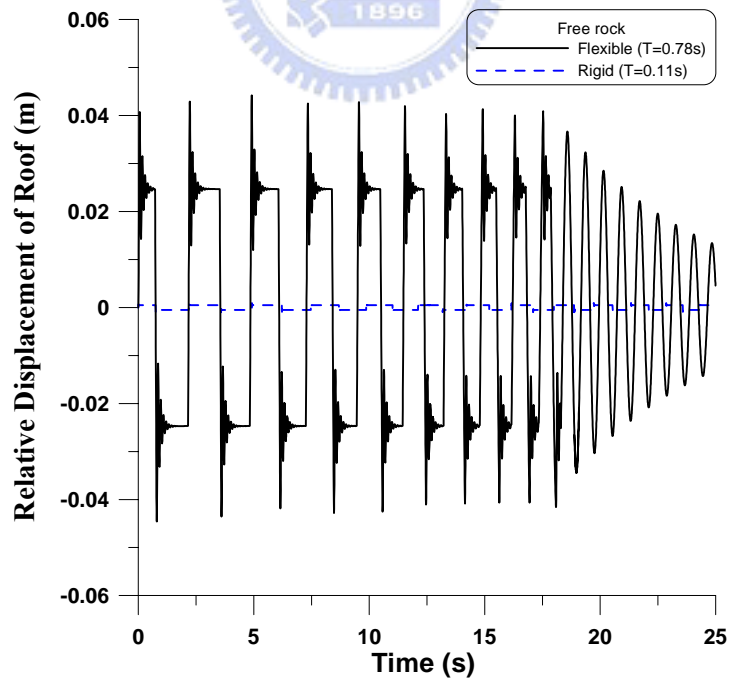


圖 3.10 剛性與彈性晃動隔震在自由晃動下樓層相對位移歷時



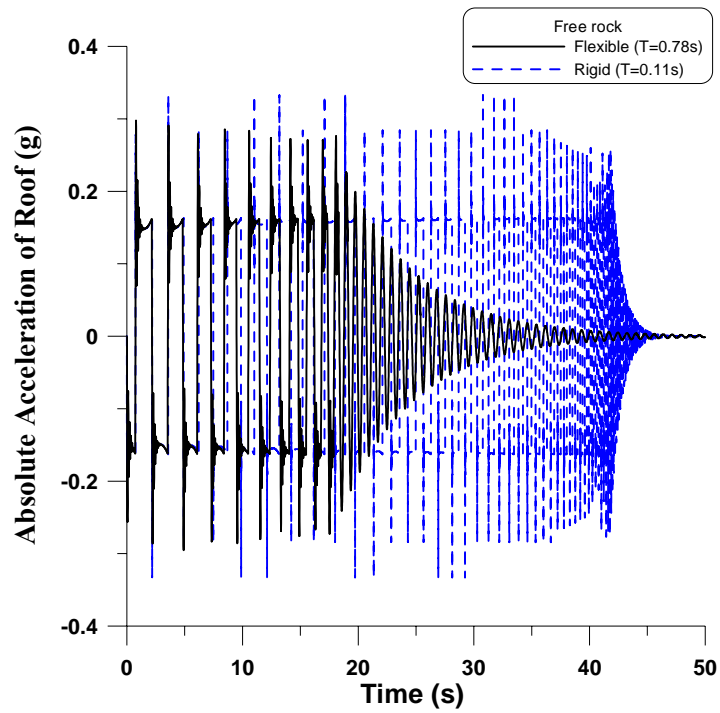


圖 3.11 剛性與彈性晃動隔震結構自由晃動下樓板絕對加速度歷時

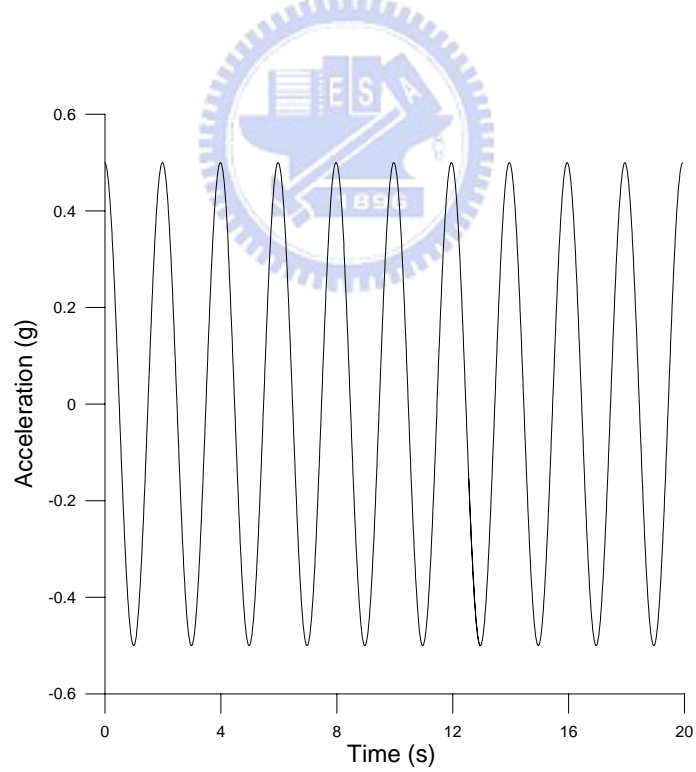


圖 3.12 簡諧擾動震波

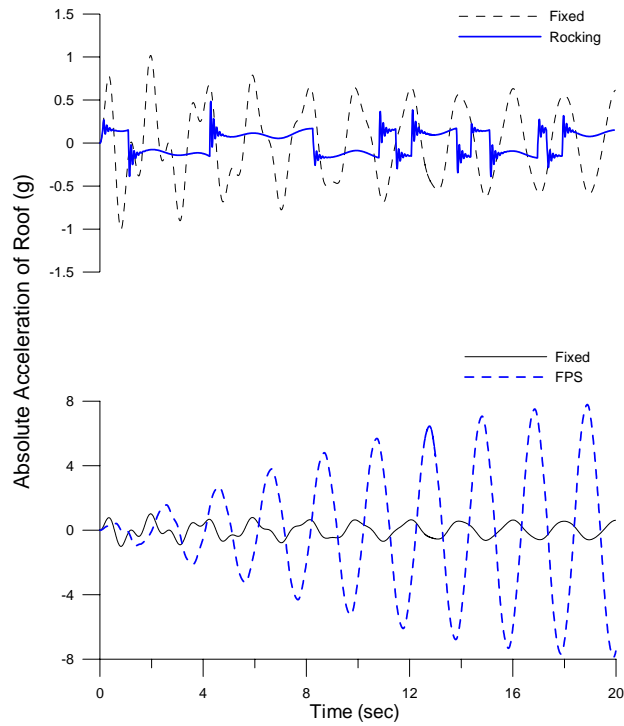


圖 3.13 晃動與滑動隔震結構樓板絕對加速度比較

(input=cos 波 ; PGA = 1g ; T = 2s)

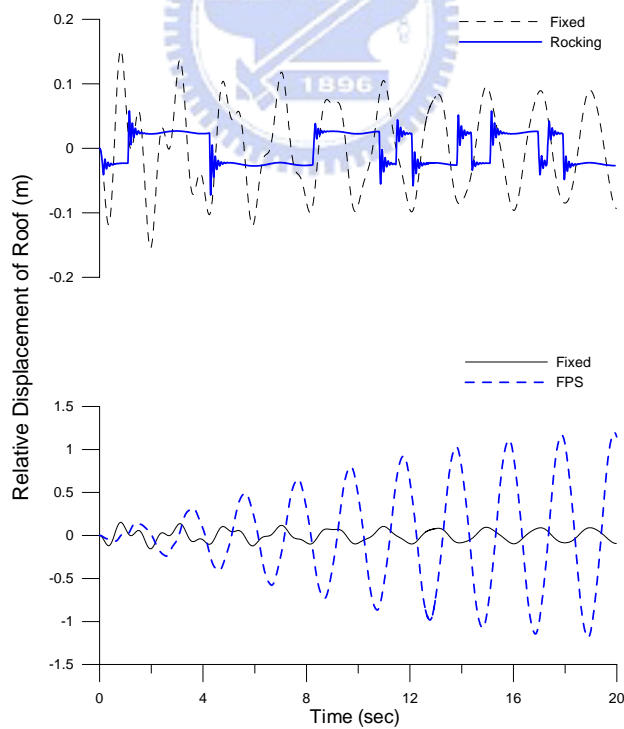


圖 3.14 晃動與滑動隔震結構樓層相對位移比較

(input=cos 波 ; PGA = 1g ; T = 2s)

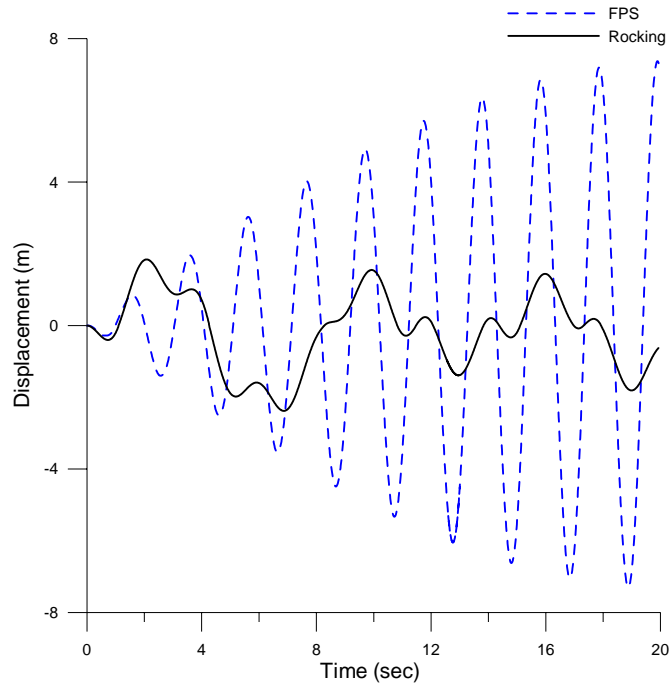


圖 3.15 晃動與滑動隔震系統剛體位移歷時比較

(input=cos 波；PGA=1g；T=2s)

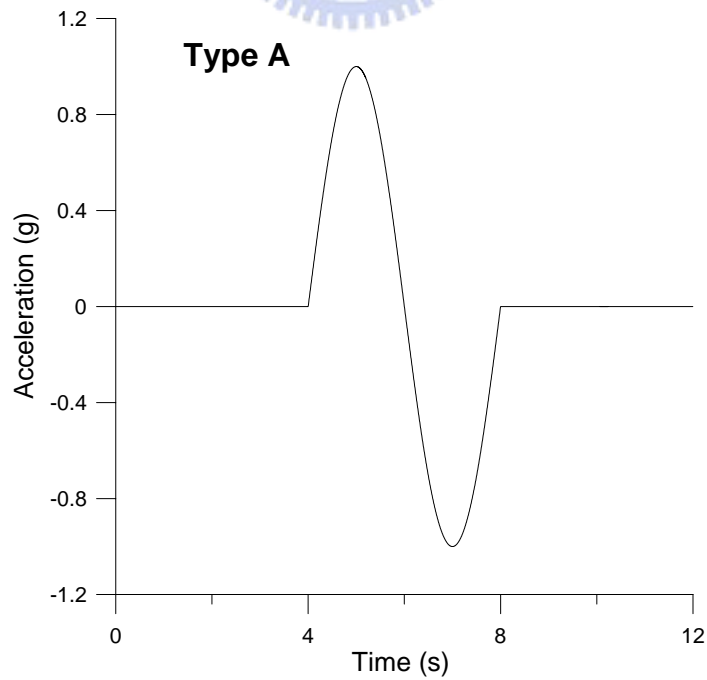


圖 3.16 Type A 人工模擬震波

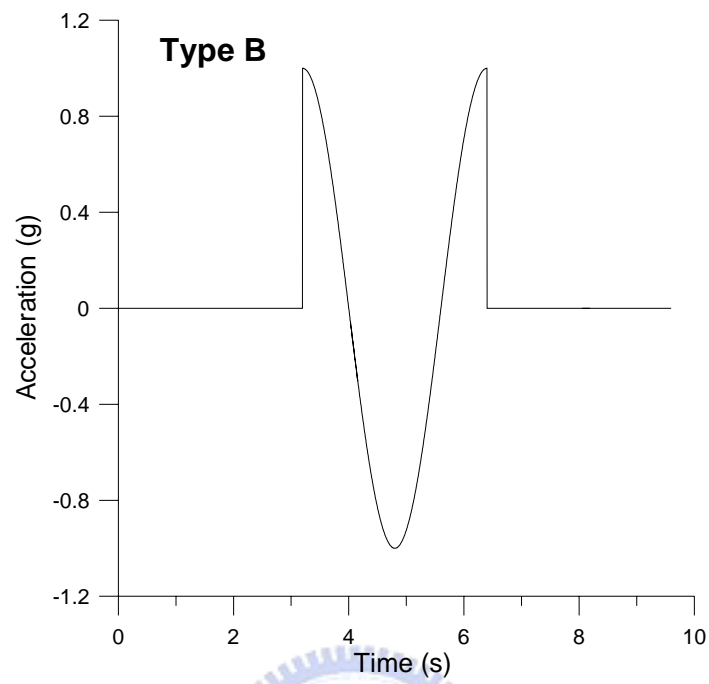


圖 3.17 Type B 人工模擬震波

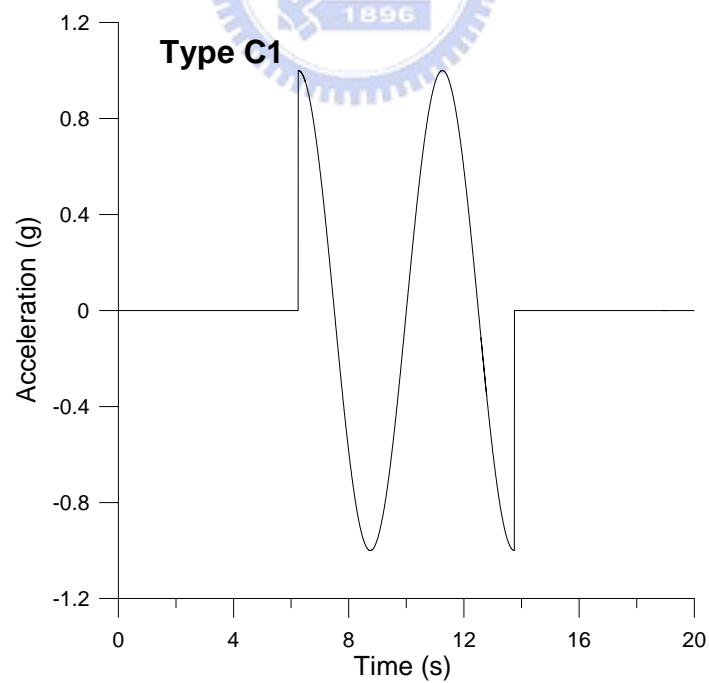


圖 3.18 Type C1 人工模擬震波

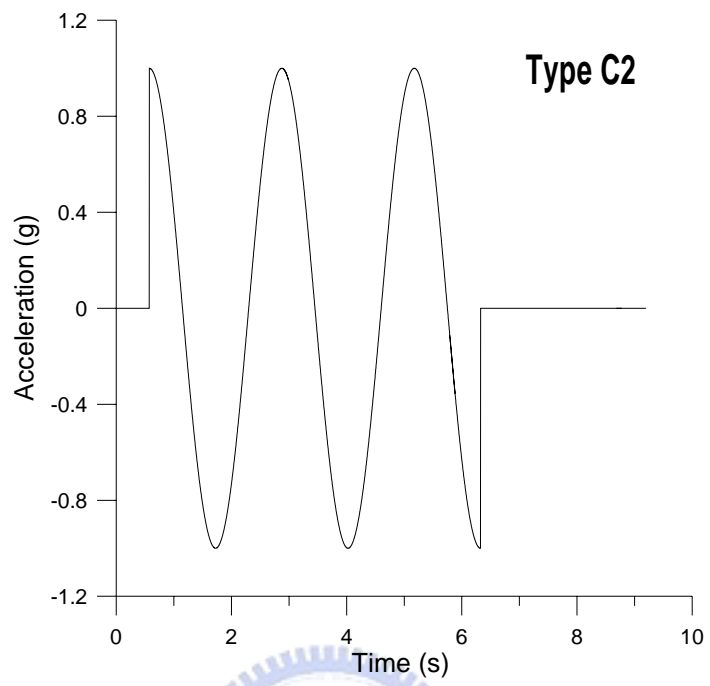


圖 3.19 Type C2 人工模擬震波



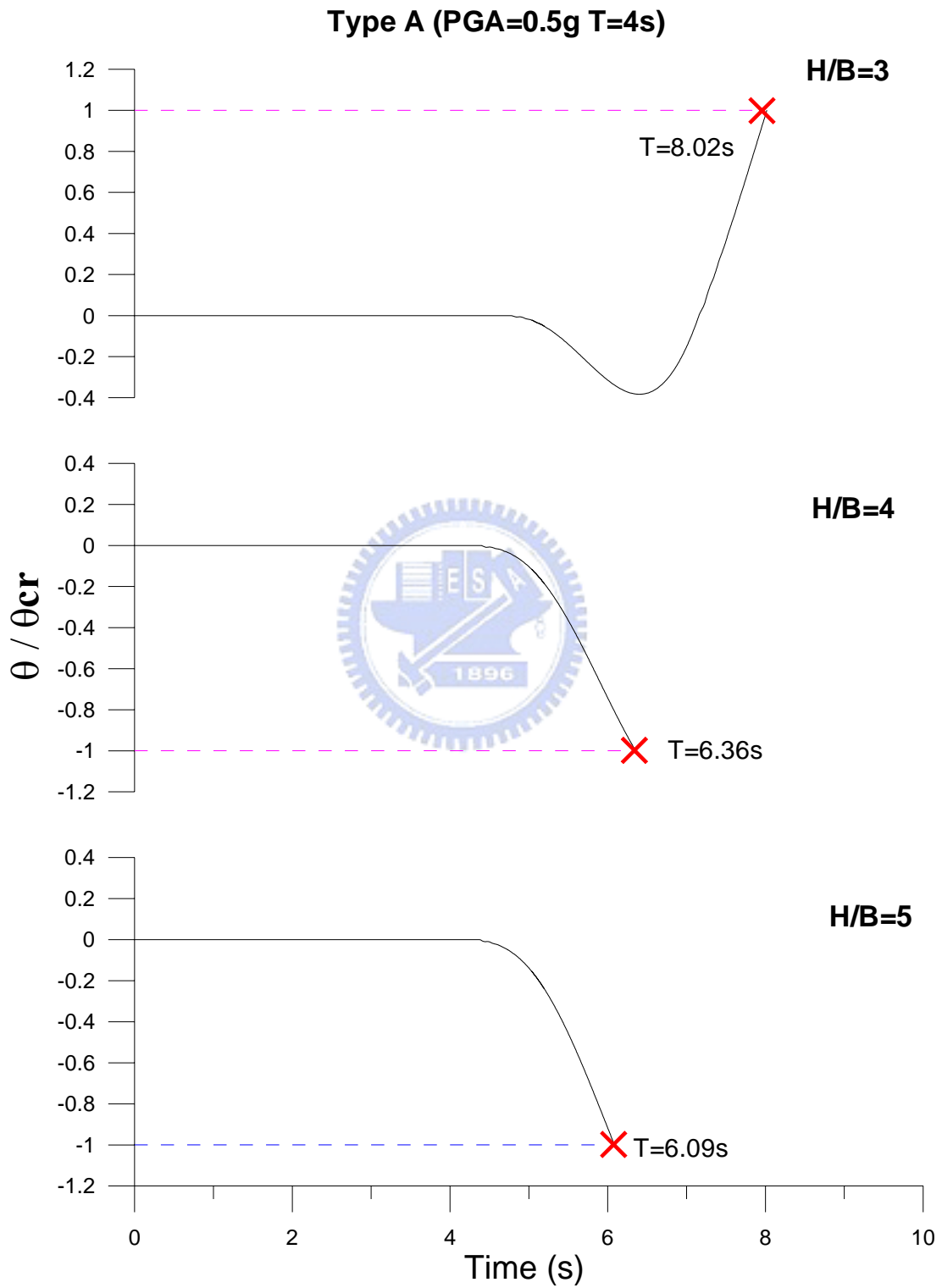


圖 3.20 結構晃動旋轉角歷時(Type A ; PGA=0.5g)

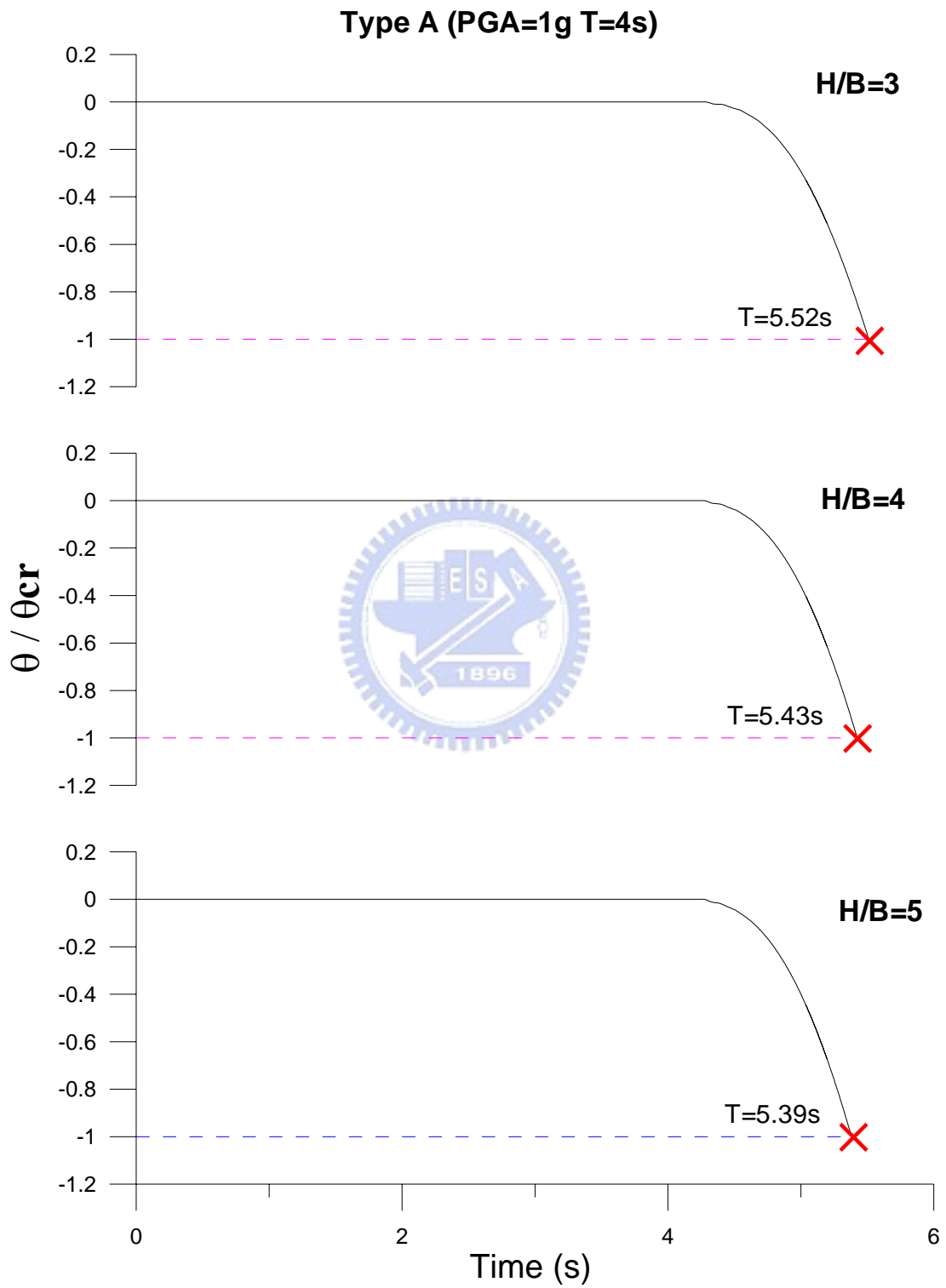


圖 3.21 結構晃動旋轉角歷時(Type A ; PGA=1g)

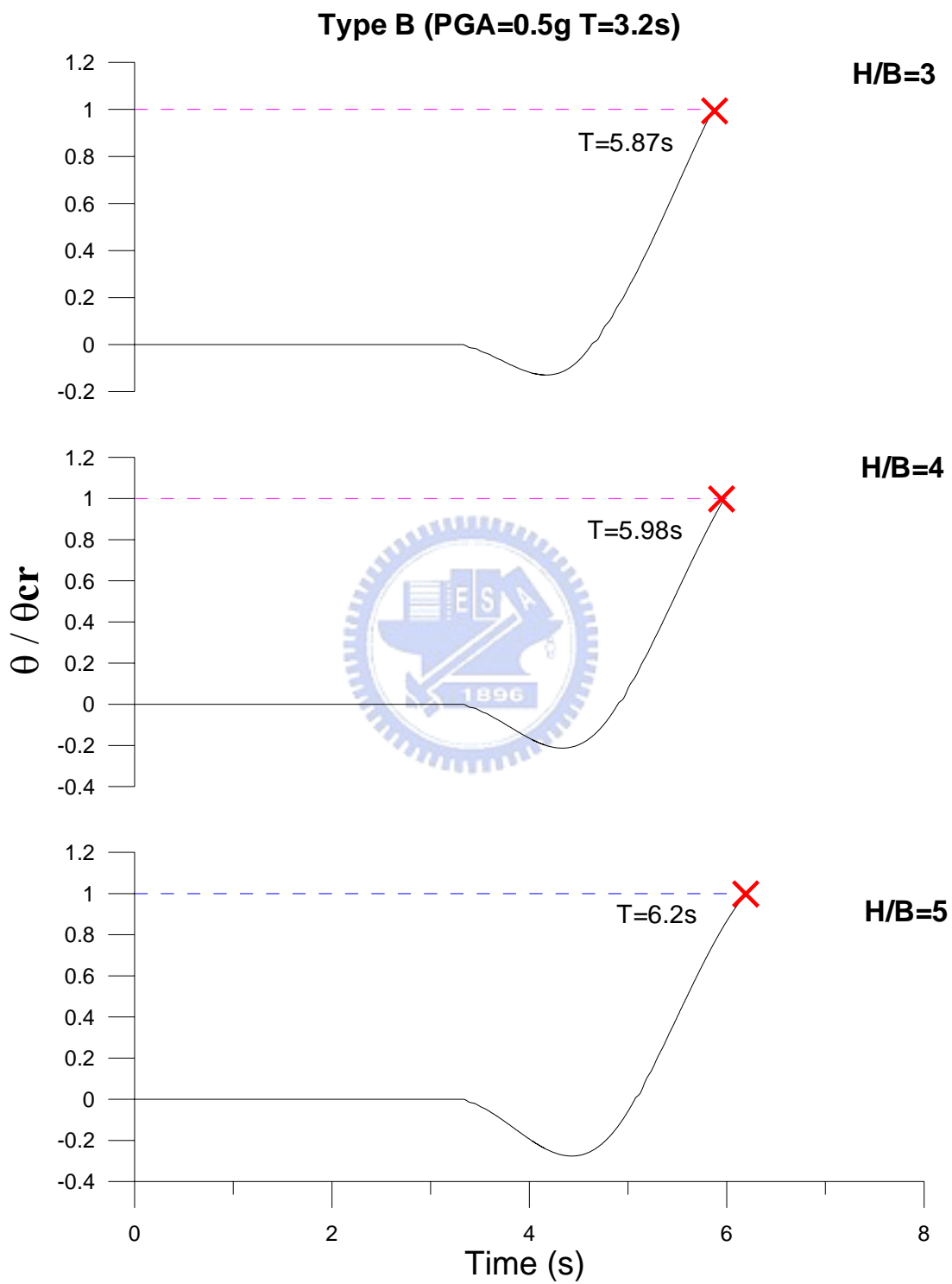


圖 3.22 結構晃動旋轉角歷時(Type B ; PGA=0.5g)



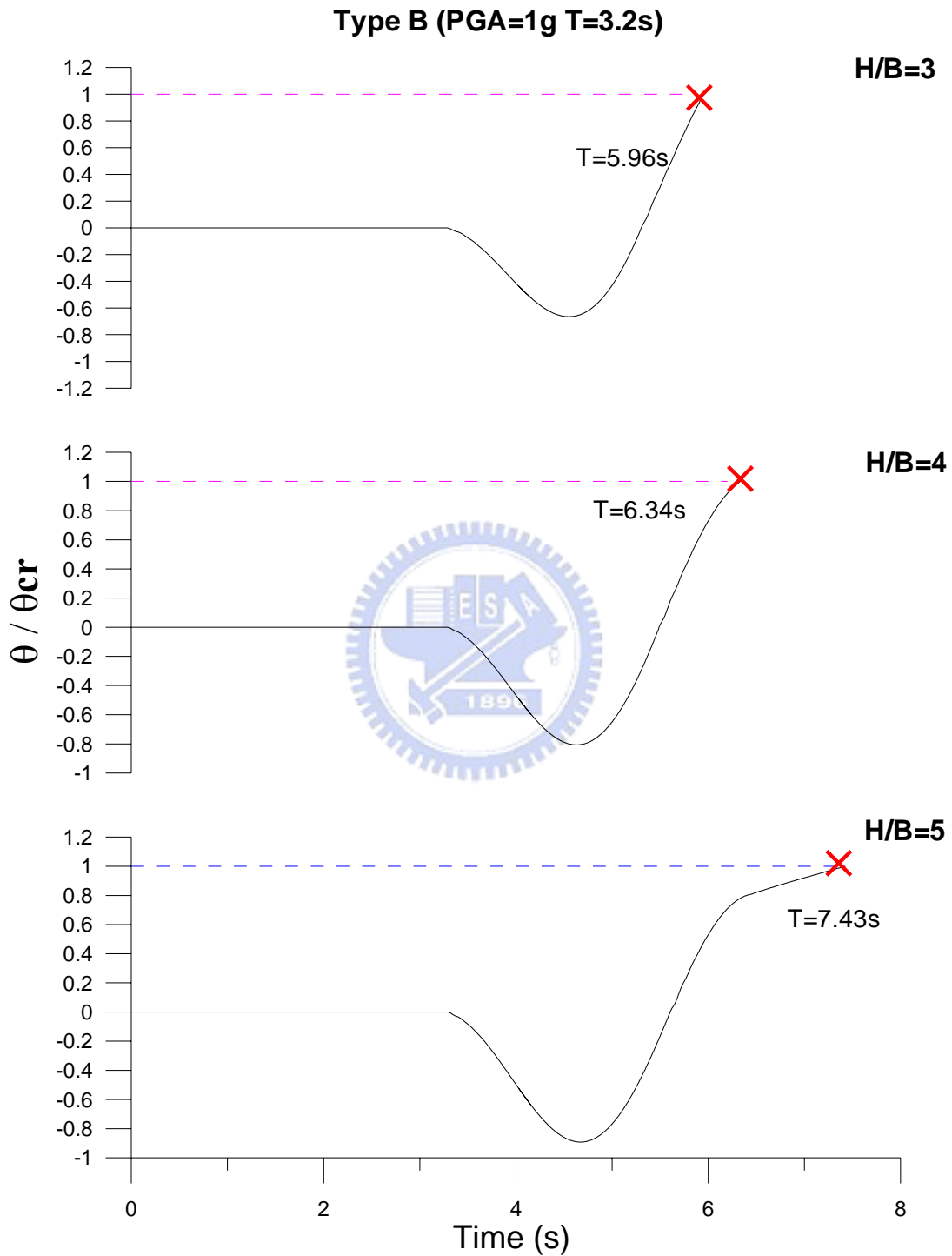


圖 3.23 結構晃動旋轉角歷時(Type B ; PGA=1g)

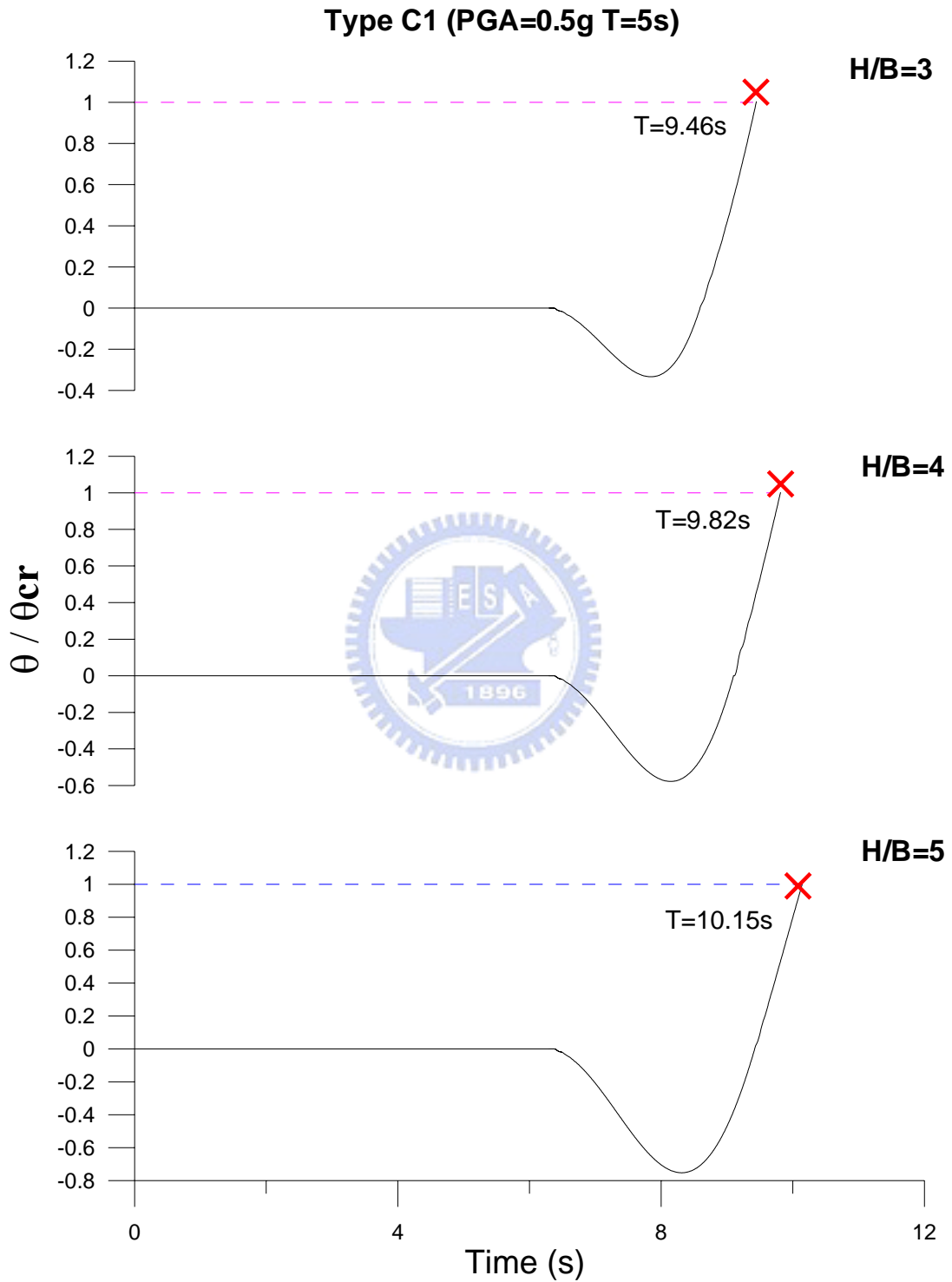


圖 3.24 結構晃動旋轉角歷時(Type C1 ; PGA=0.5g)

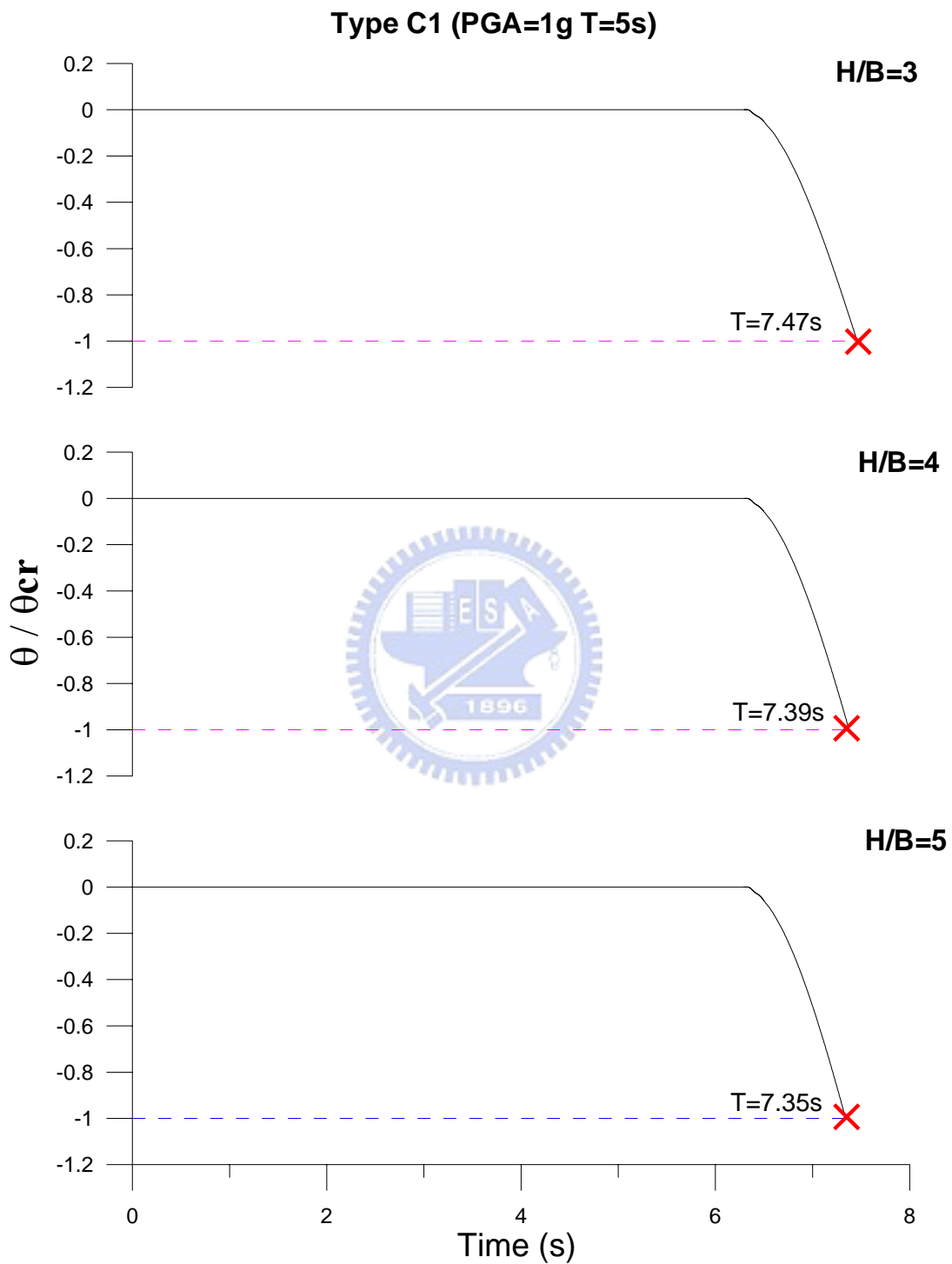


圖 3.25 結構晃動旋轉角歷時(Type C1 ; PGA=1g)

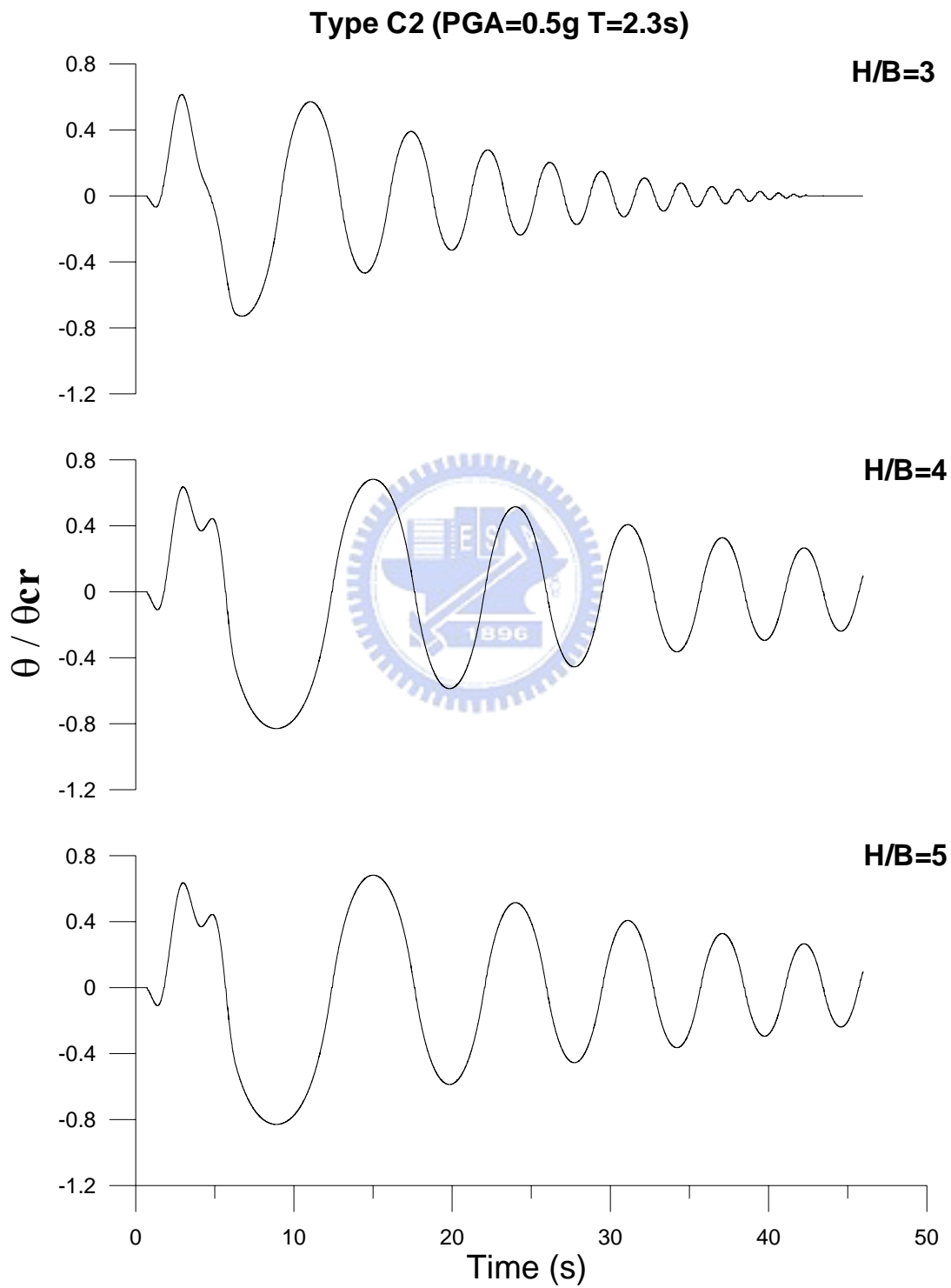


圖 3.26 結構晃動旋轉角歷時(Type C2 ; PGA=0.5g)

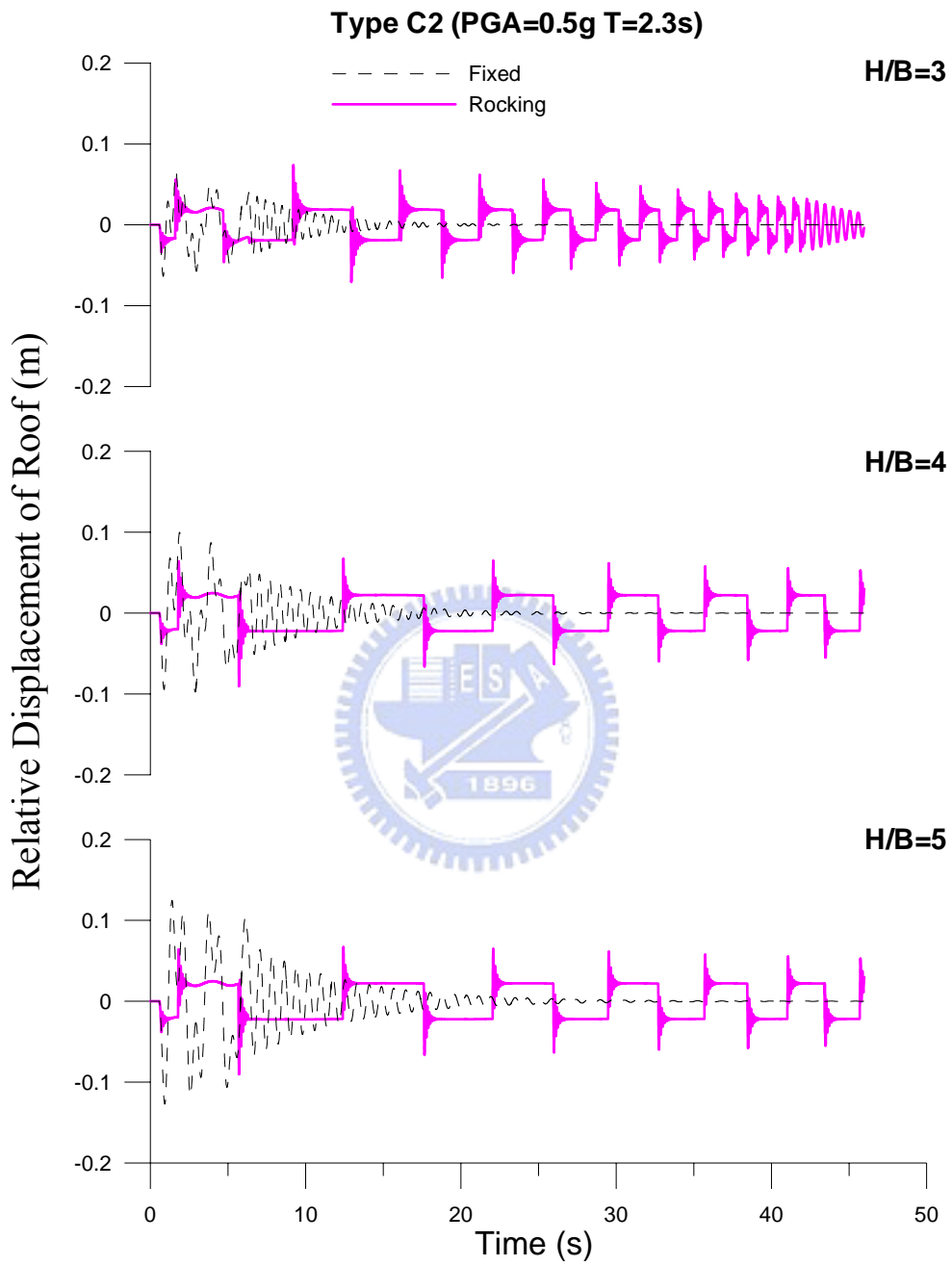


圖 3.27 結構樓層相對位移歷時(Type C2 ; PGA=0.5g)

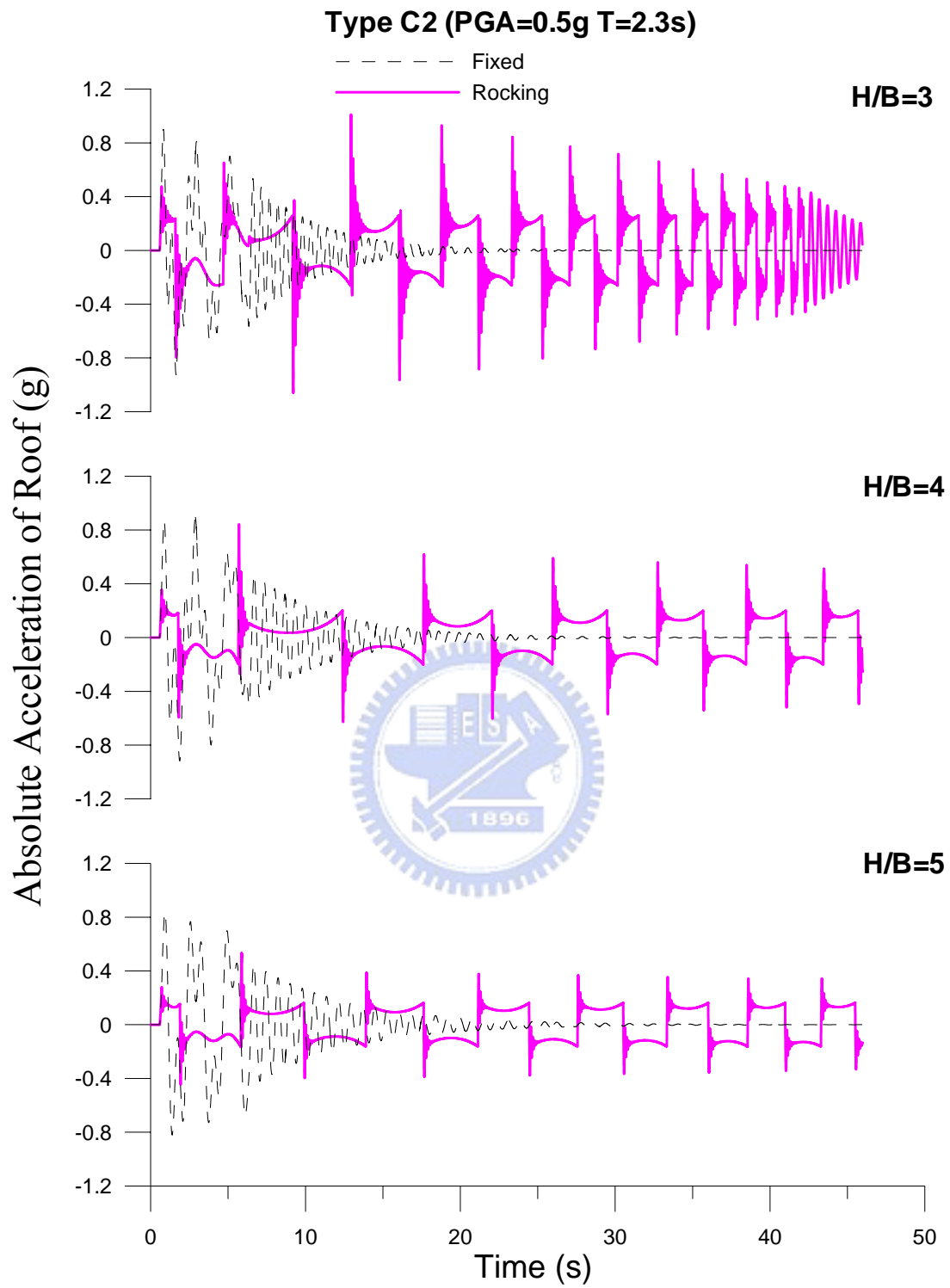


圖 3.28 結構樓板絕對加速度歷時(Type C2 ; PGA=0.5g)

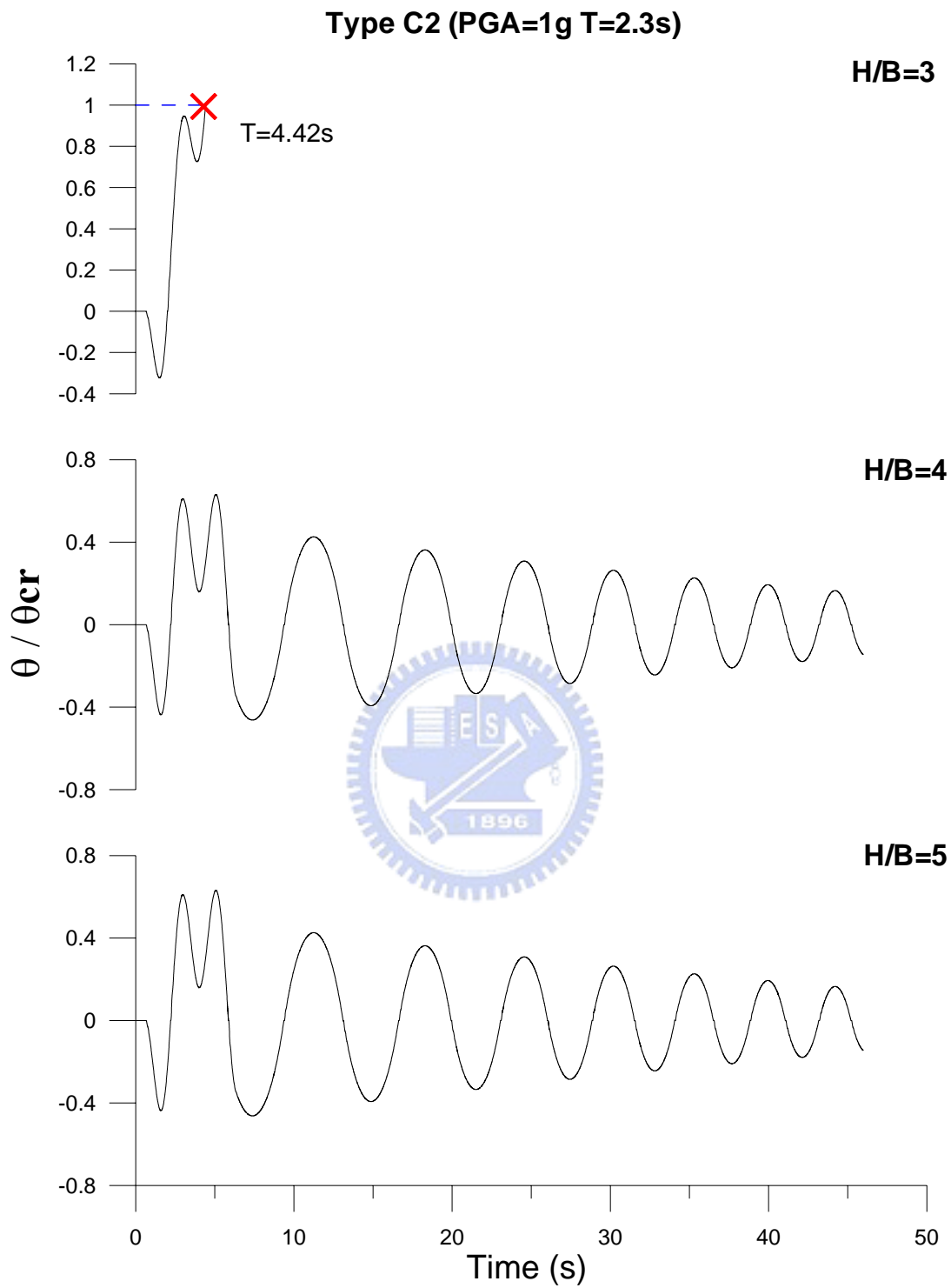


圖 3.29 結構晃動旋轉角歷時(Type C2 ; PGA=1g)

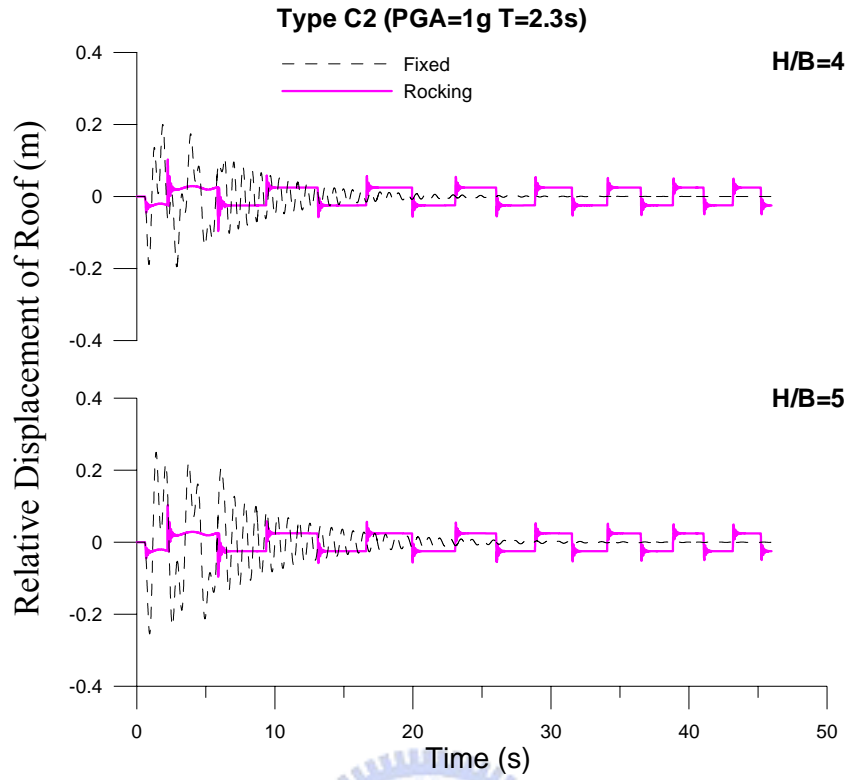


圖 3.30 結構樓層相對位移歷時(Type C2 ; PGA=1g)

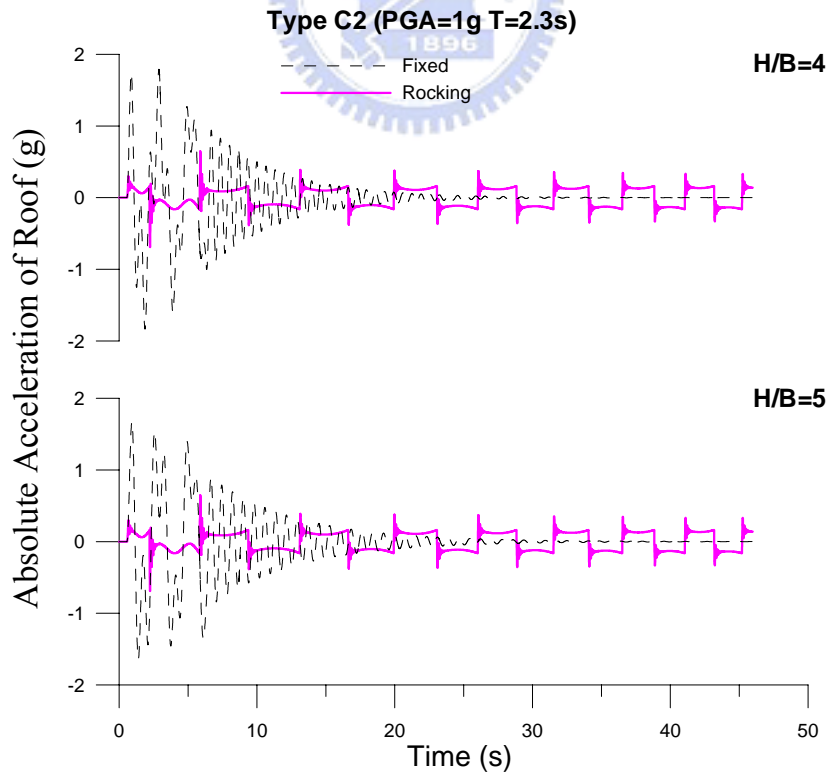


圖 3.31 結構樓板絕對加速度歷時(Type C2 ; PGA=1g)



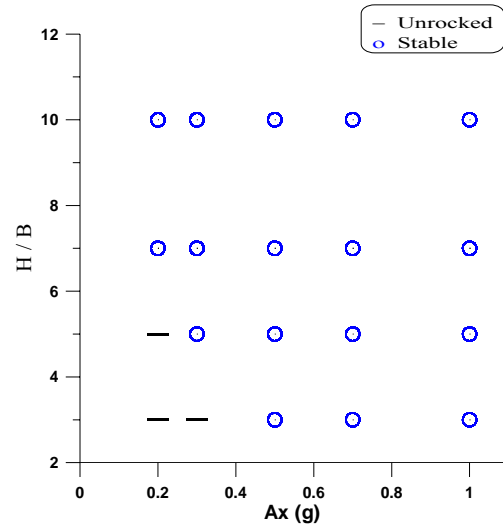


圖 3.32(a) 晃動剛體之穩定性分析(Input = Type A ; T=1s )

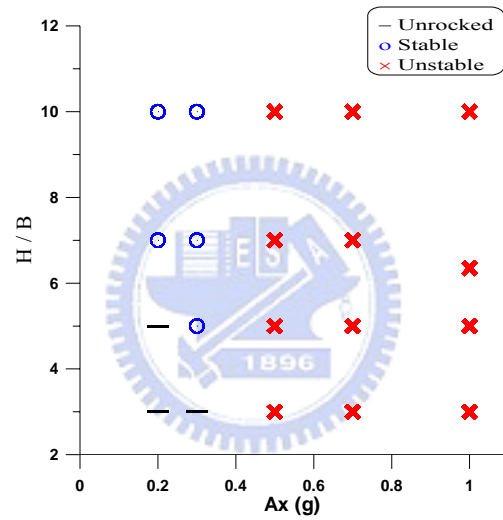


圖 3.32(b) 晃動剛體之穩定性分析(Input =Type A ; T=2s )

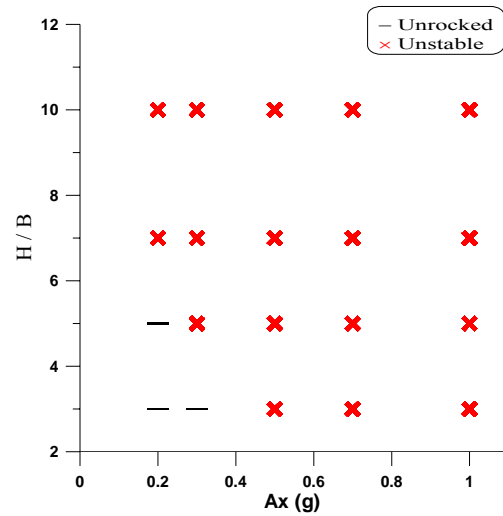


圖 3.32(c) 晃動剛體之穩定性分析(Input =Type A ; T=4s )

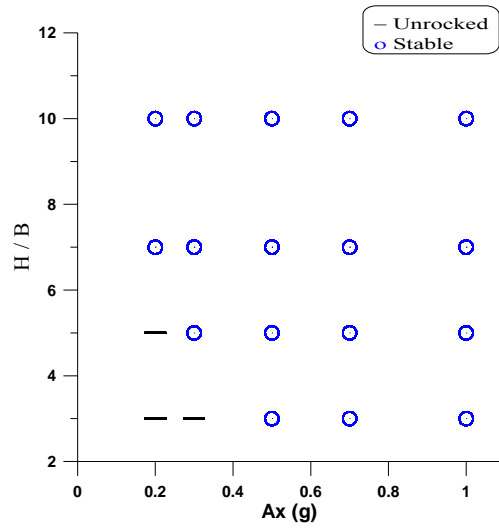


圖 3.33(a) 晃動剛體之穩定性分析(Input = Type B ; T=1s )

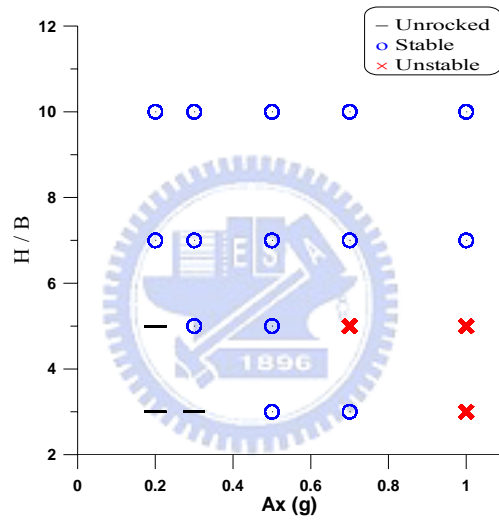


圖 3.33(b) 晃動剛體之穩定性分析(Input = Type B ; T=2s )

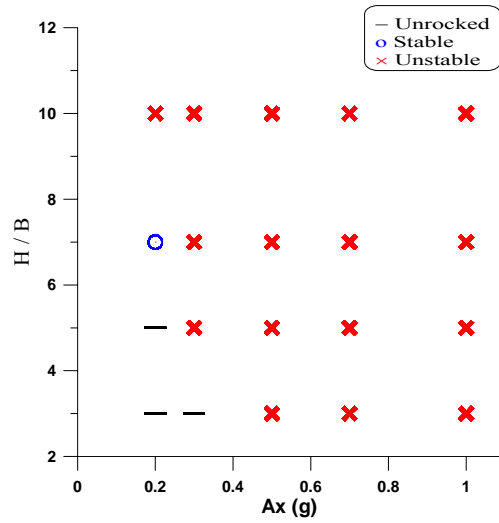


圖 3.33(c) 晃動剛體之穩定性分析(Input = Type B ; T=4s )

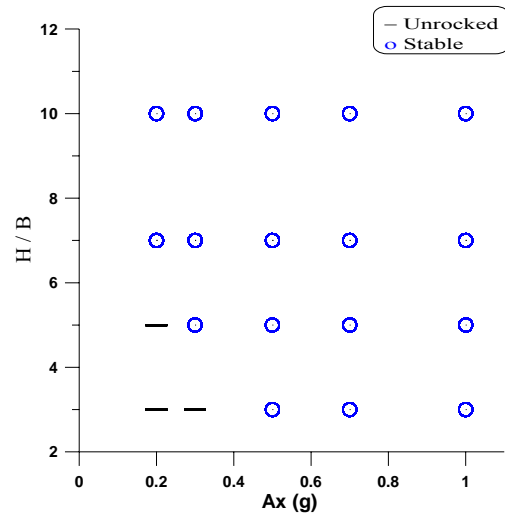


圖 3.34(a) 晃動剛體之穩定性分析(Input = Type C1 ; T=1s )

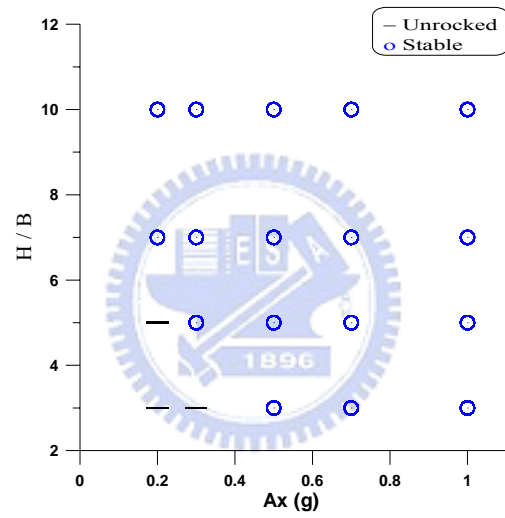


圖 3.34(b) 晃動剛體之穩定性分析(Input = Type C1 ; T=2s )

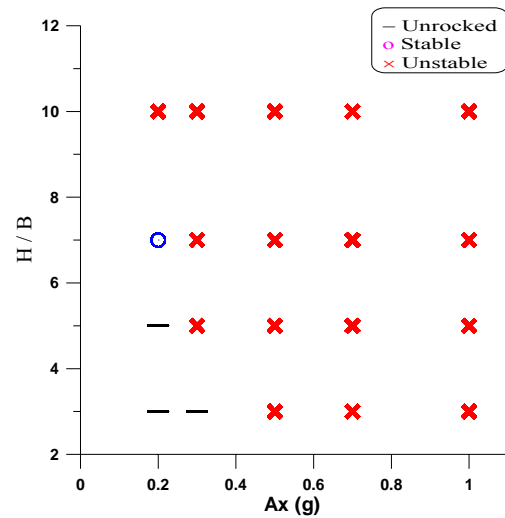


圖 3.34(c) 晃動剛體之穩定性分析(Input = Type C1 ; T=4s )

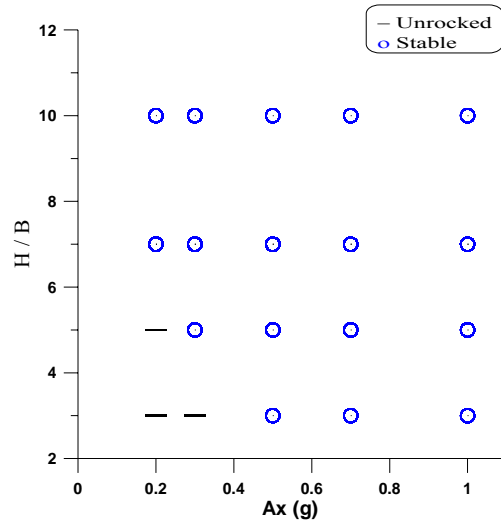


圖 3.35(a) 晃動剛體之穩定性分析(Input = Type C2 ; T=1s )

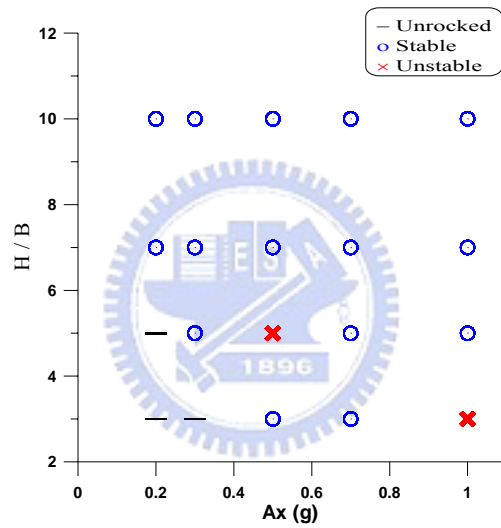


圖 3.35(b) 晃動剛體之穩定性分析(Input = Type C2 ; T=2s )

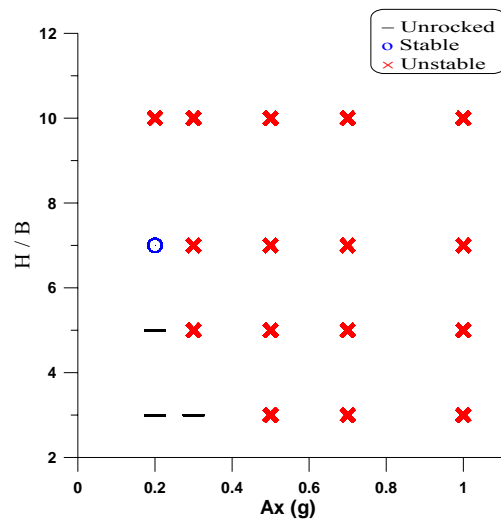


圖 3.35(c) 晃動剛體之穩定性分析(Input = Type C2 ; T=4s )

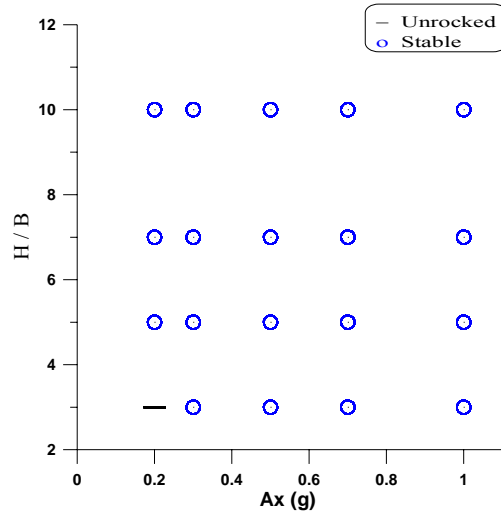


圖 3.36(a) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input = Type A ; T=1s )

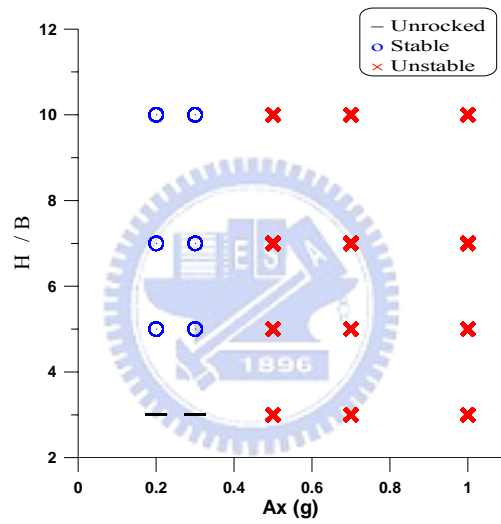


圖 3.36(b) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input = Type A ; T=2s )

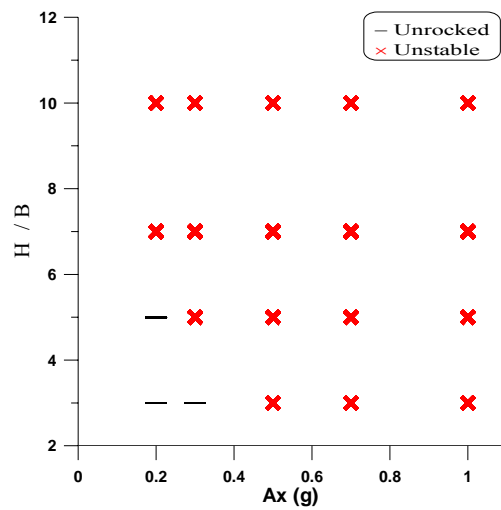


圖 3.36(c) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input = Type A ; T=4s )

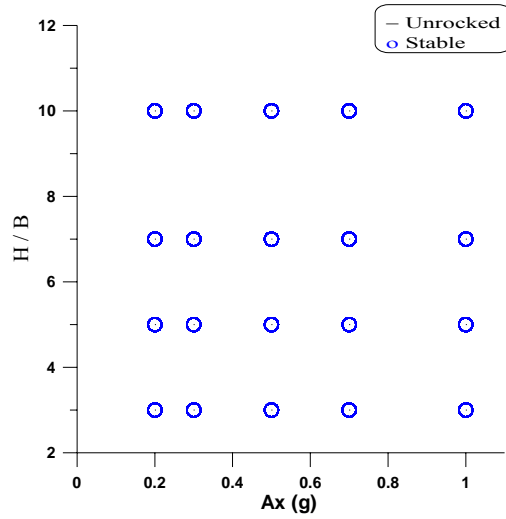


圖 3.37(a) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input =Type B ; T=1s )

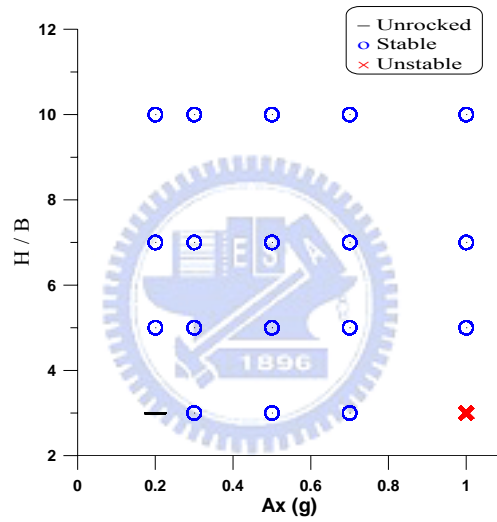


圖 3.37(b) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input = Type B ; T=2s )

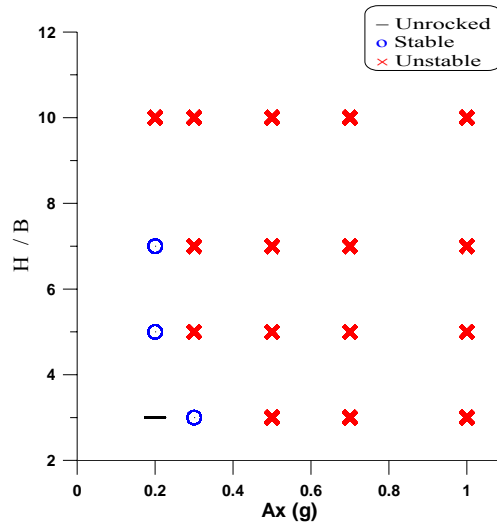


圖 3.37(c) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input =Type B ; T=4s )

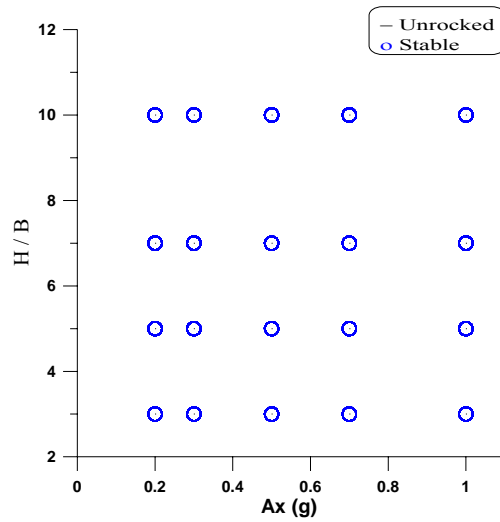


圖 3.38(a) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input = Type C1 ; T=1s )

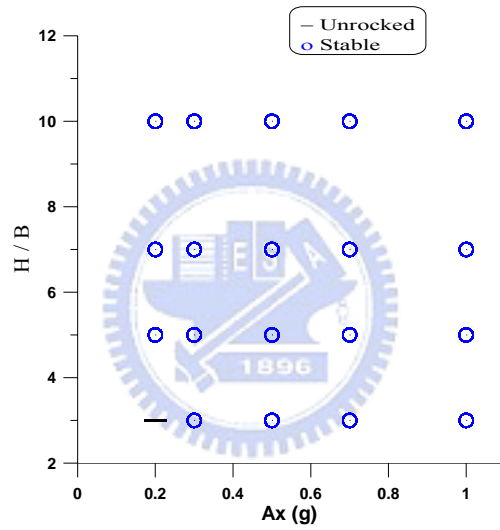


圖 3.38(b) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input = Type C1 ; T=2s )

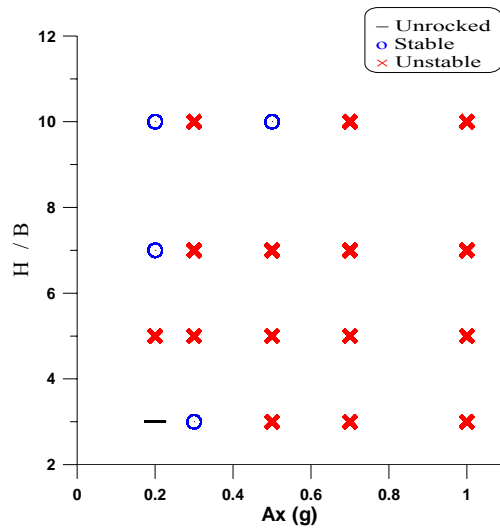


圖 3.38(c) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input = Type C1 ; T=4s )

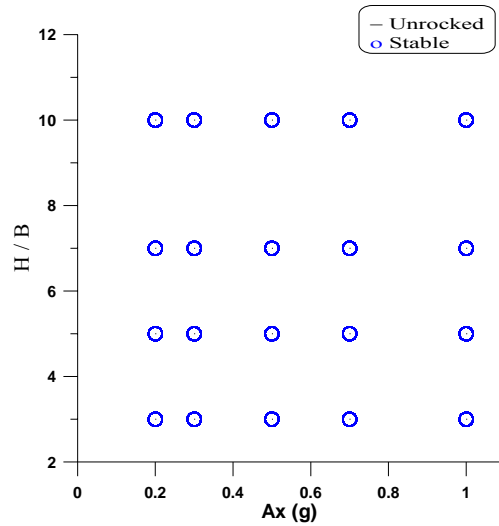


圖 3.39(a) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input = Type C2 ; T=1s )

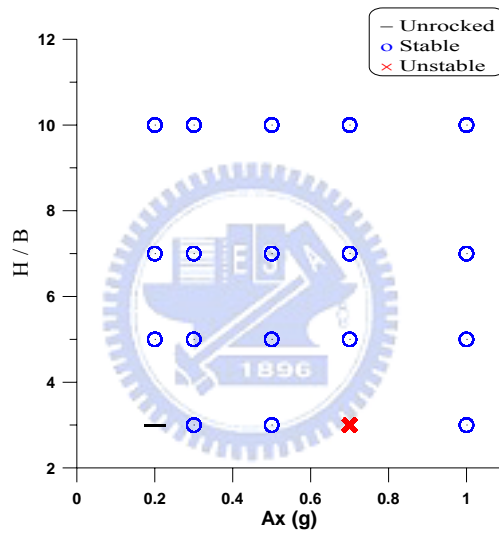


圖 3.39(b) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input = Type C2 ; T=2s )

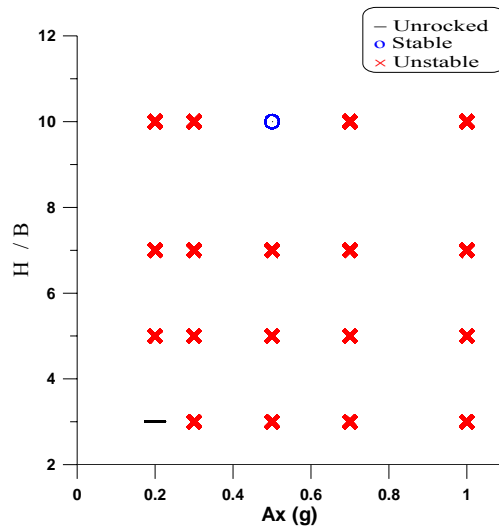


圖 3.39(c) 晃動彈性結構之穩定性分析(Input = Type C2 ; T=4s )



Lock Up Device For Building and Bridge

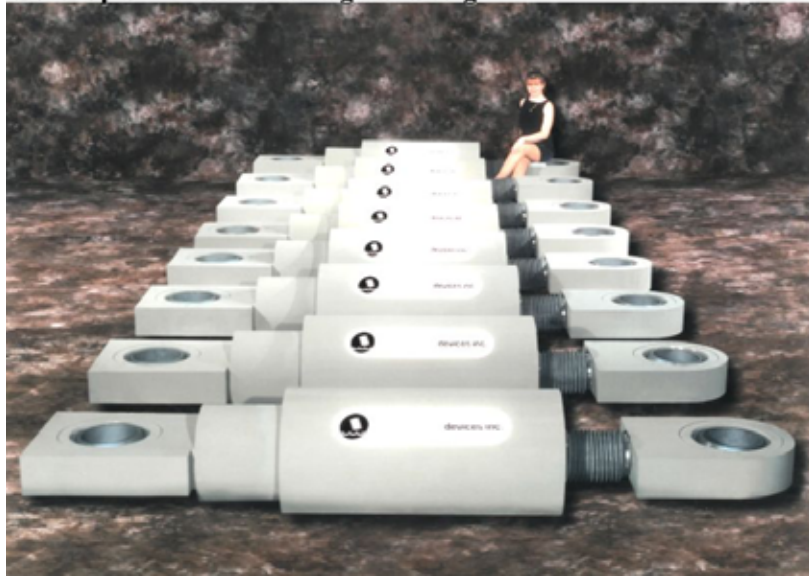


圖 4.1 液態黏性阻尼器 (Fluid Viscous Damper)

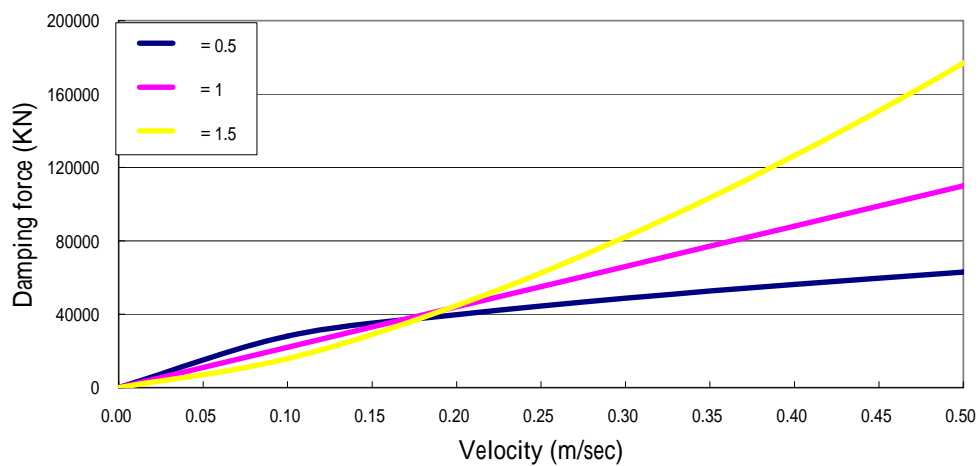


圖 4.2 液態黏滯阻尼器阻尼力與速度之關係圖

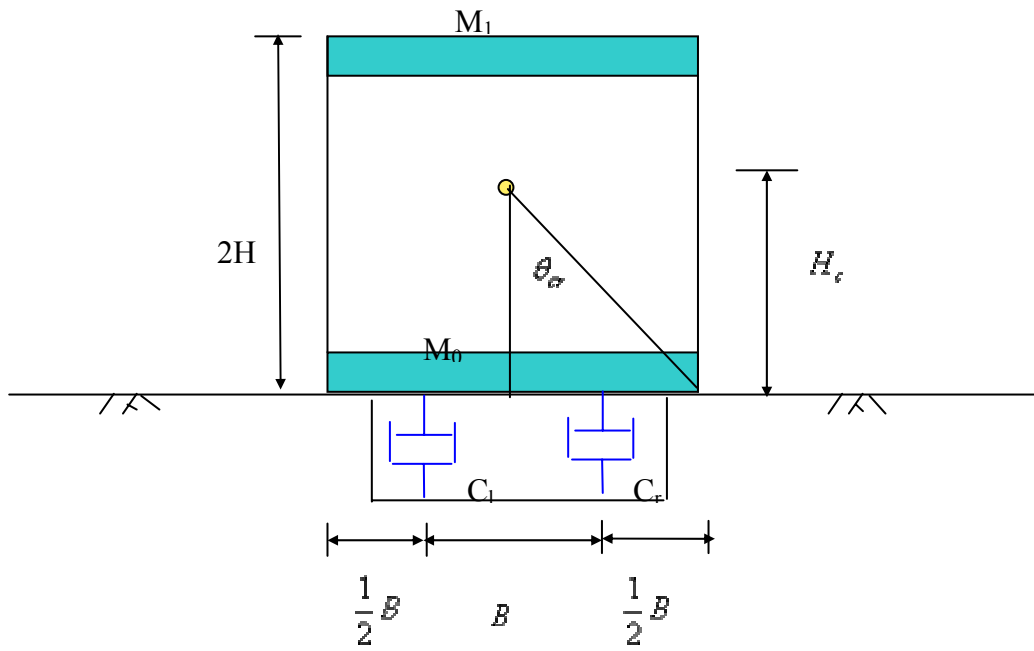


圖 4.3 結構物加裝液態黏滯阻尼器圖



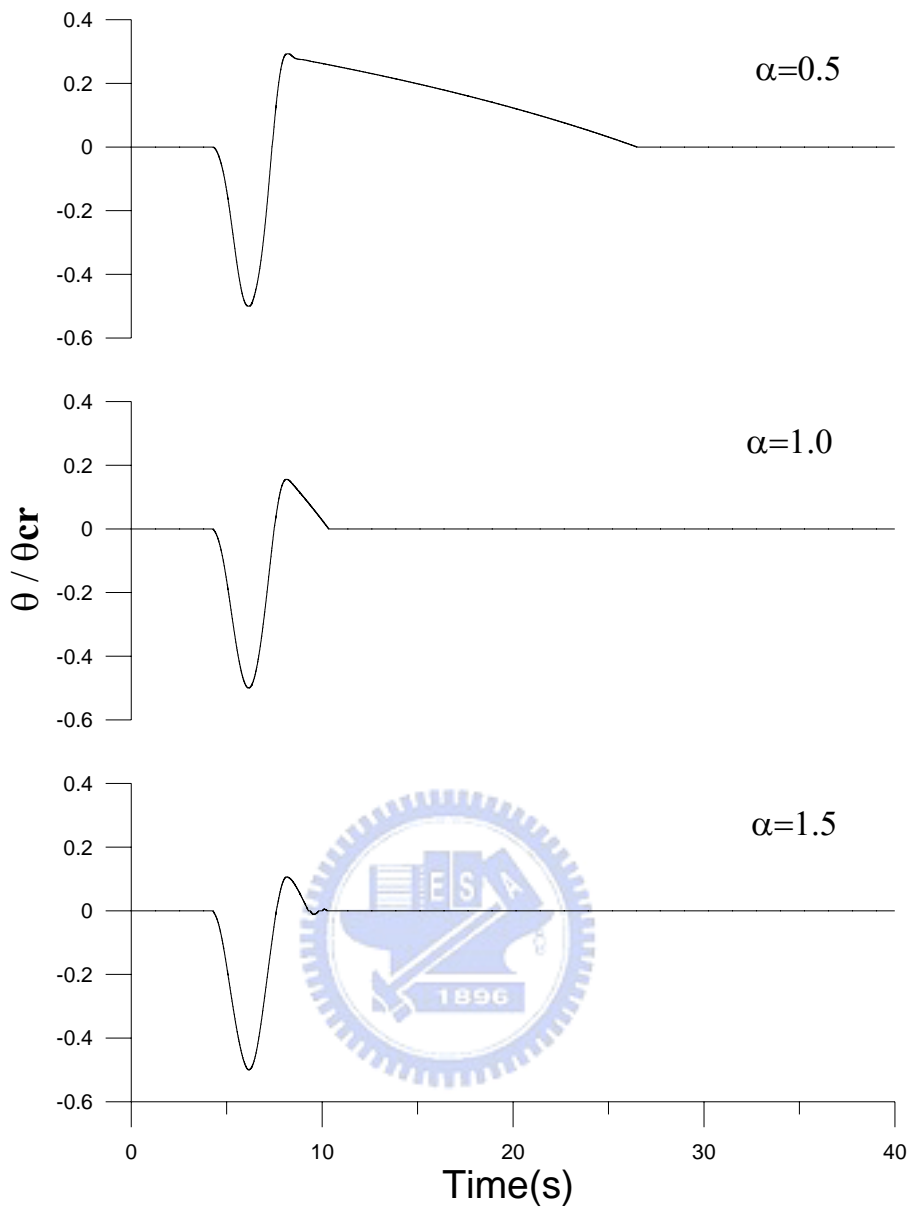


圖 4.4 結構晃動旋轉角歷時(TypeA ; T=4s ; PGA=1g)

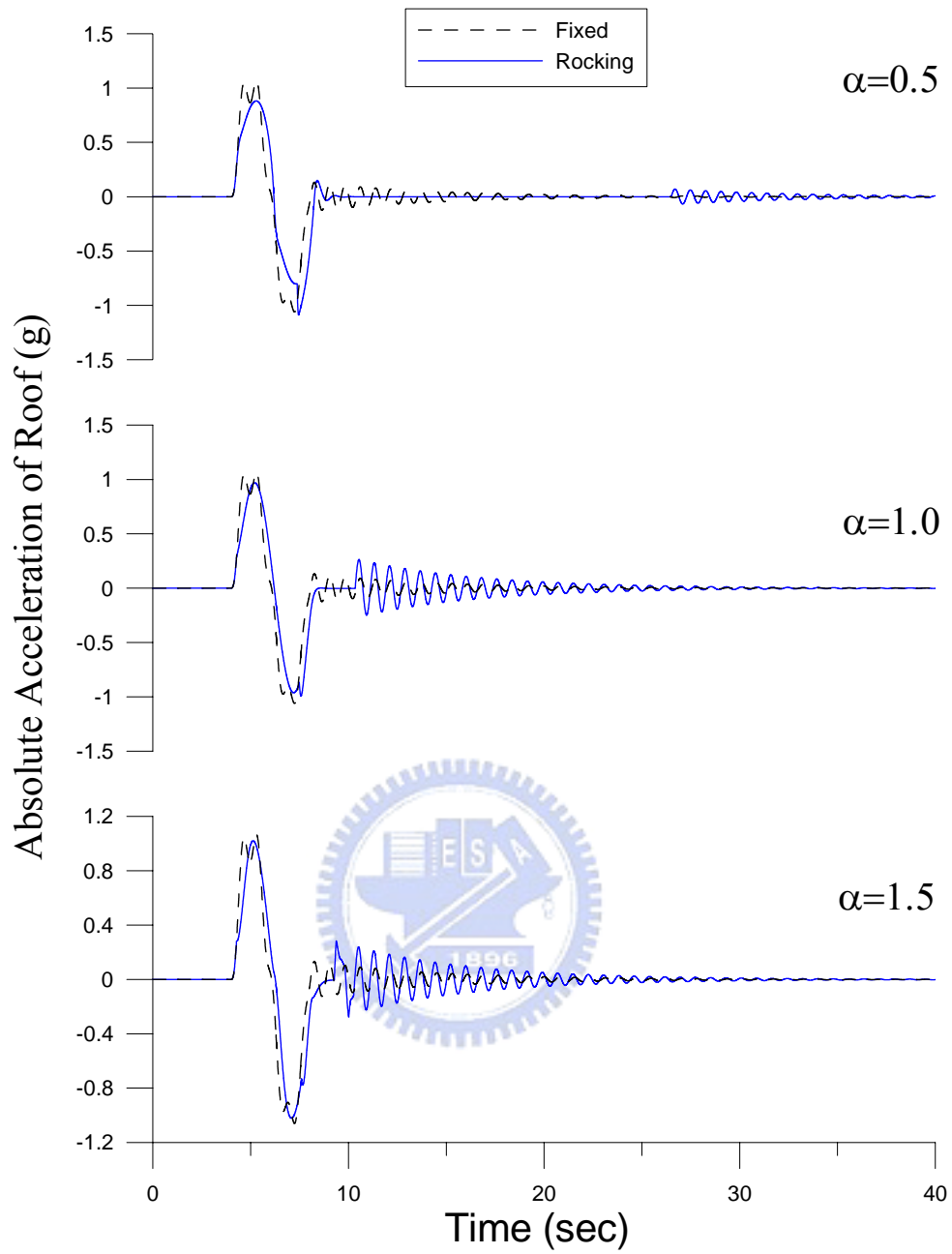


圖 4.5 結構樓板絕對加速度歷時(TypeA ; T=4s ; PGA=1g)

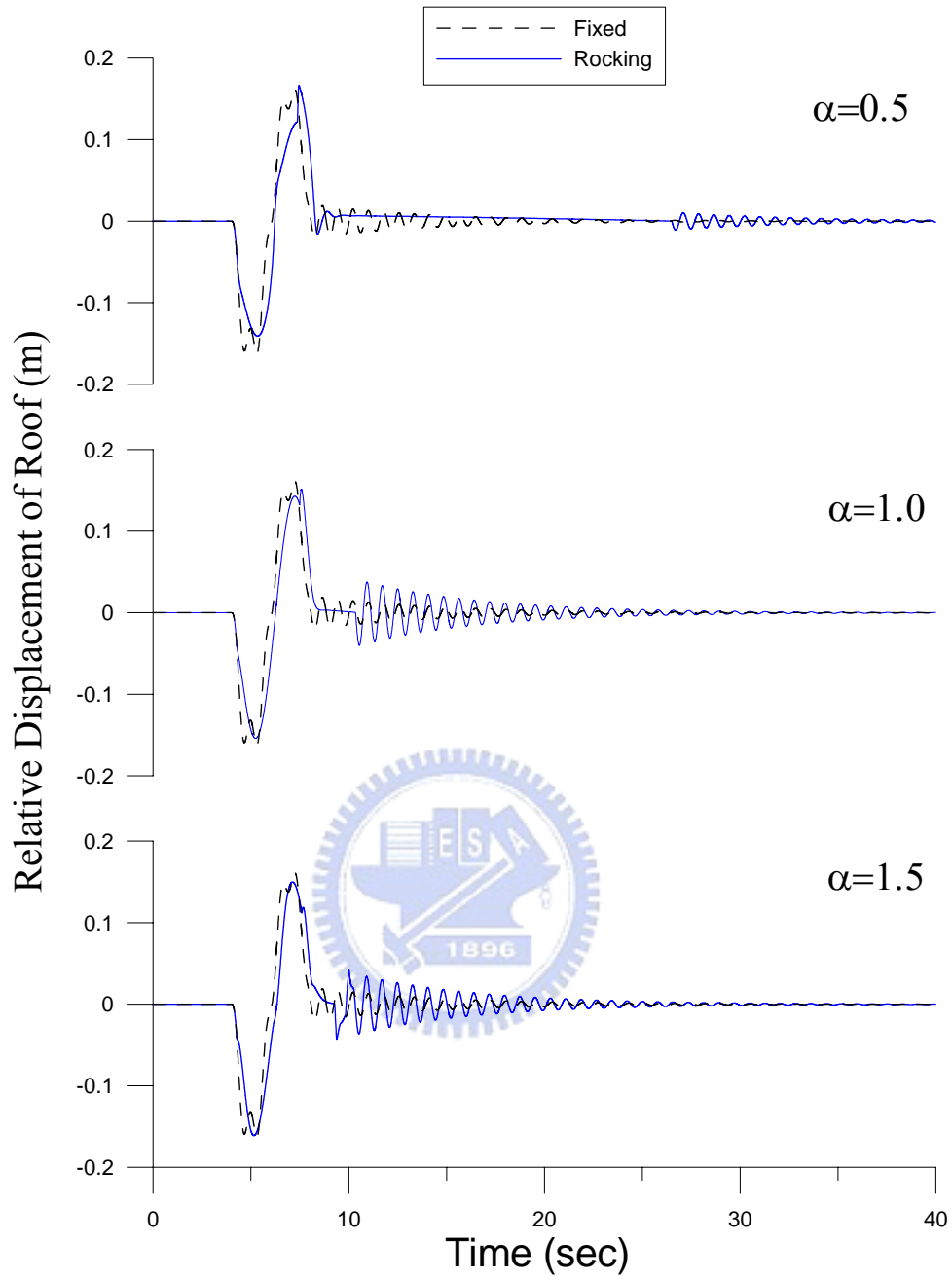


圖 4.6 結構樓層相對位移歷時(TypeA ; T=4s ; PGA=1g)

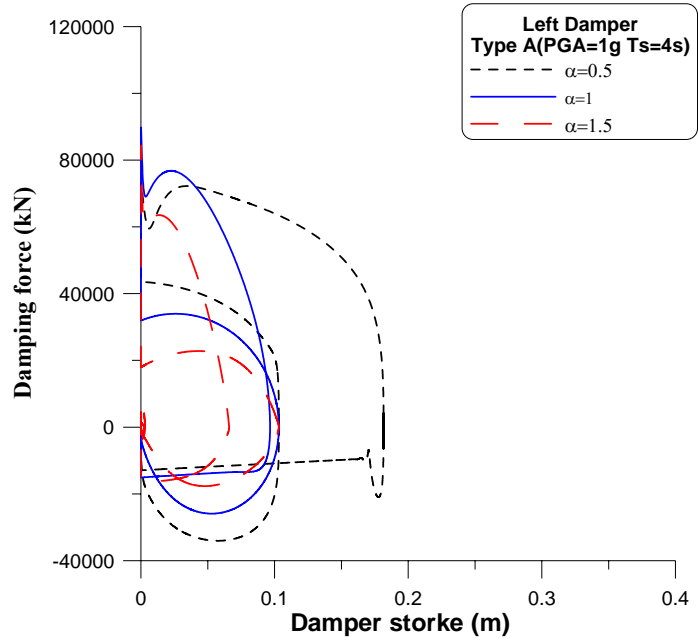


圖 4.7 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeA ; T=4s ; PGA=1g)

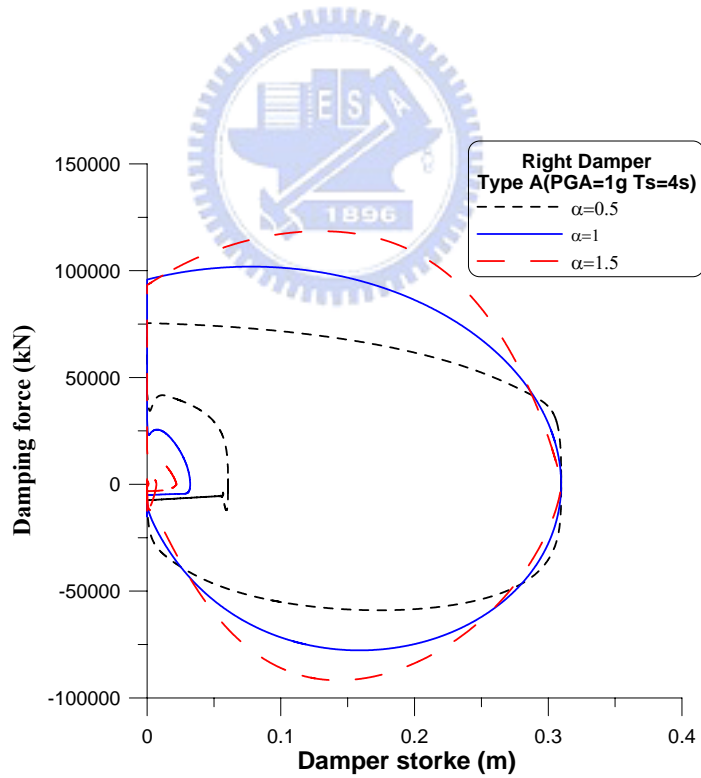


圖 4.8 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeA ; T=4s ; PGA=1g)

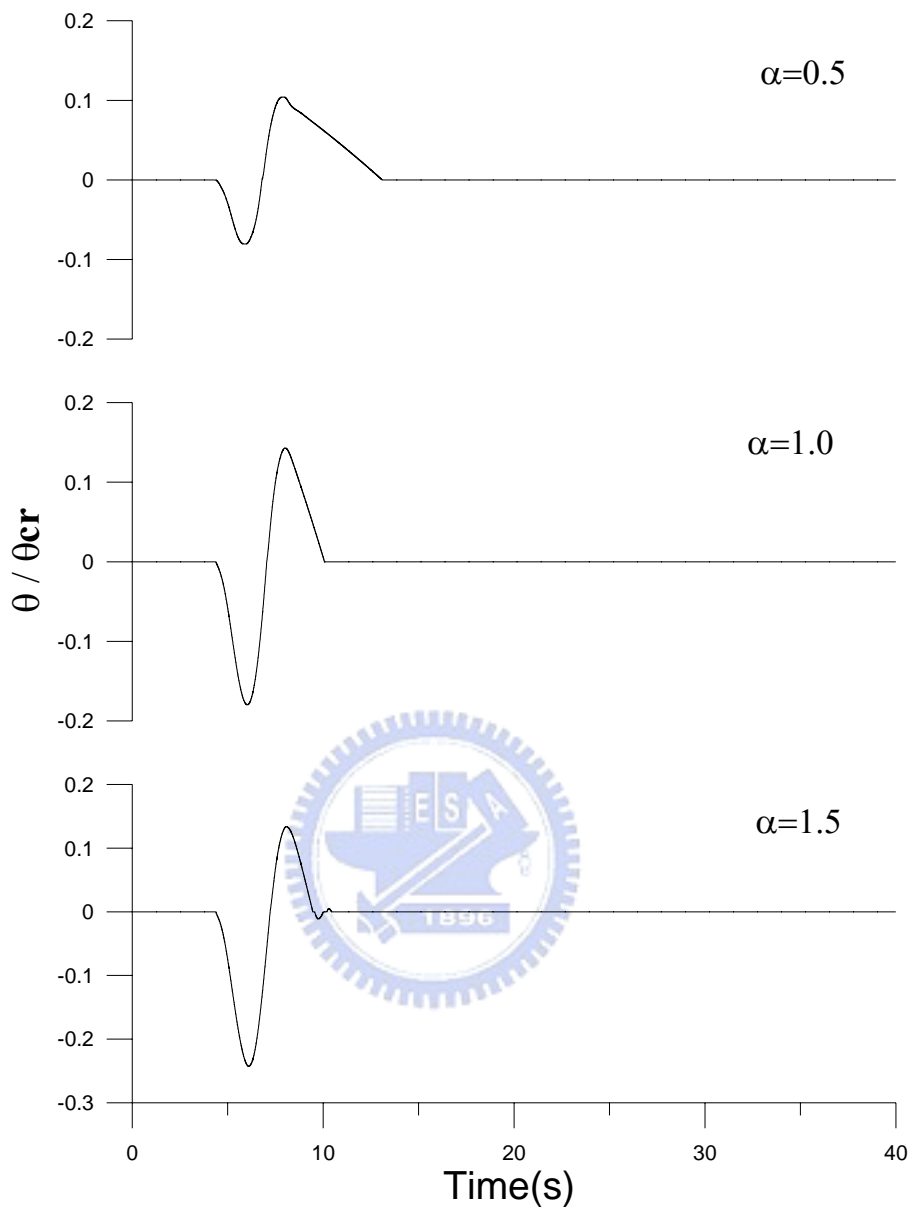


圖 4.9 結構晃動旋轉角歷時(TypeA ; T=4s ; PGA=0.5g)

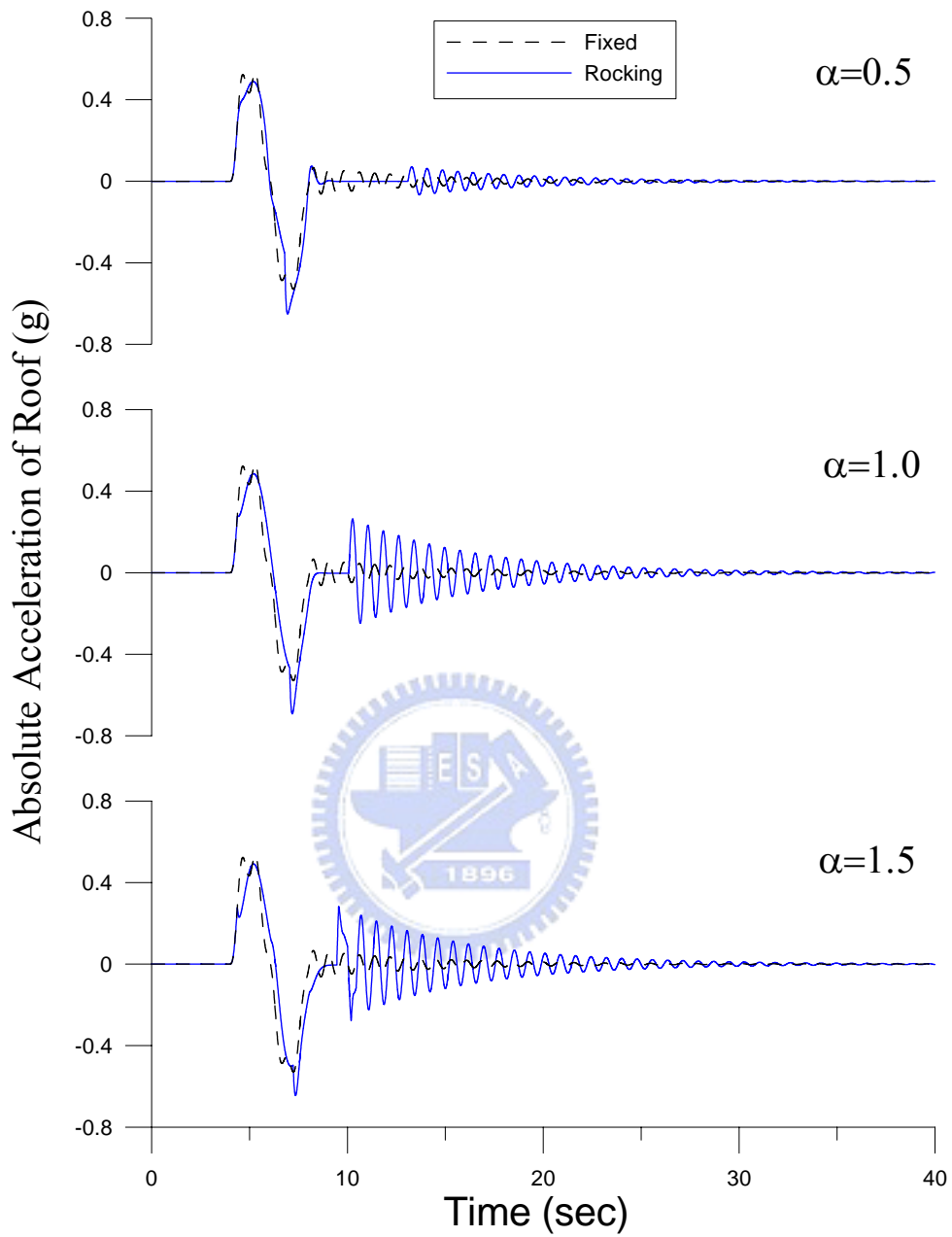


圖 4.10 結構樓板絕對加速度歷時(TypeA ; T=4s ; PGA=0.5g)



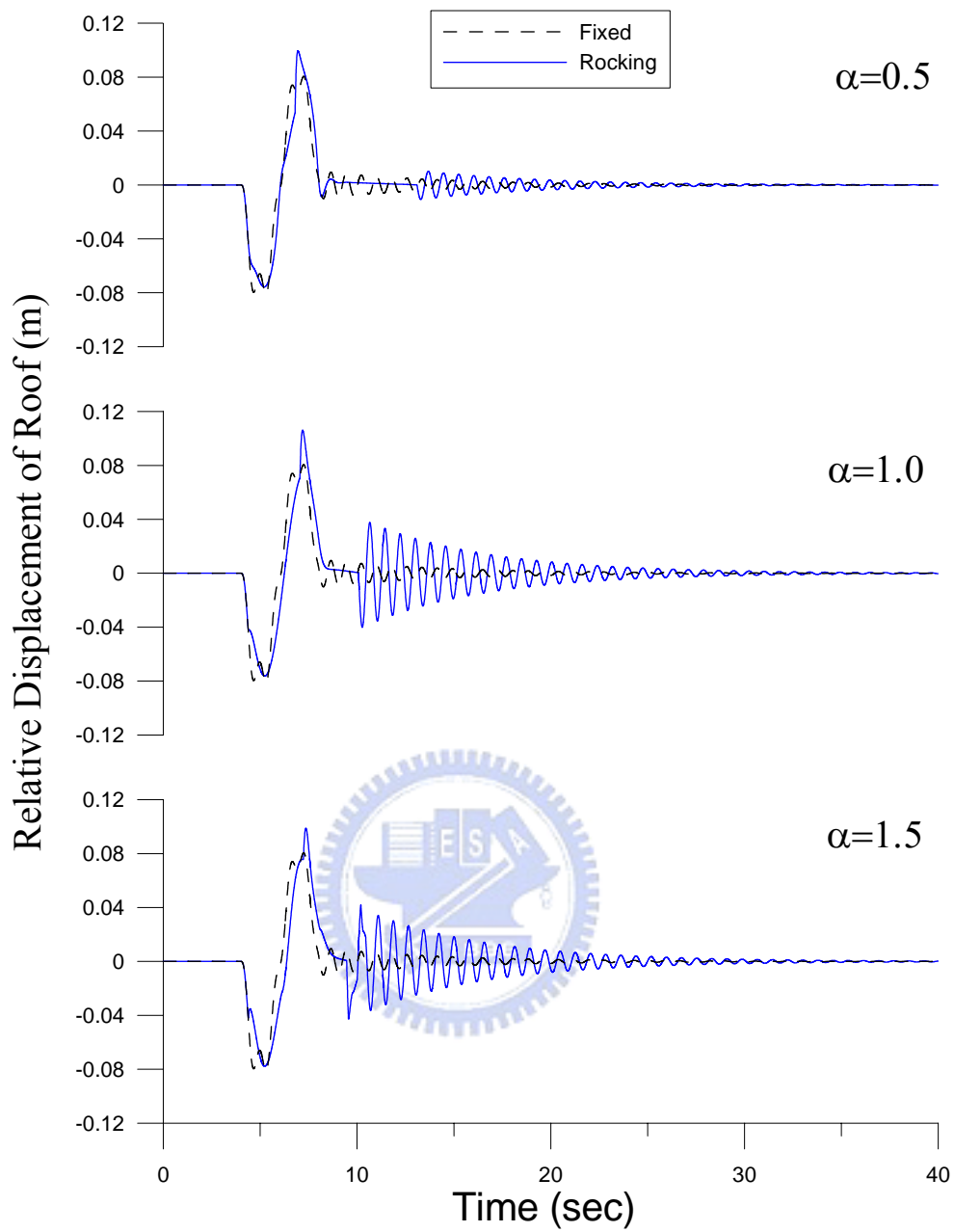


圖 4.11 結構樓層相對位移歷時(TypeA ; T=4 ; PGA=0.5g)

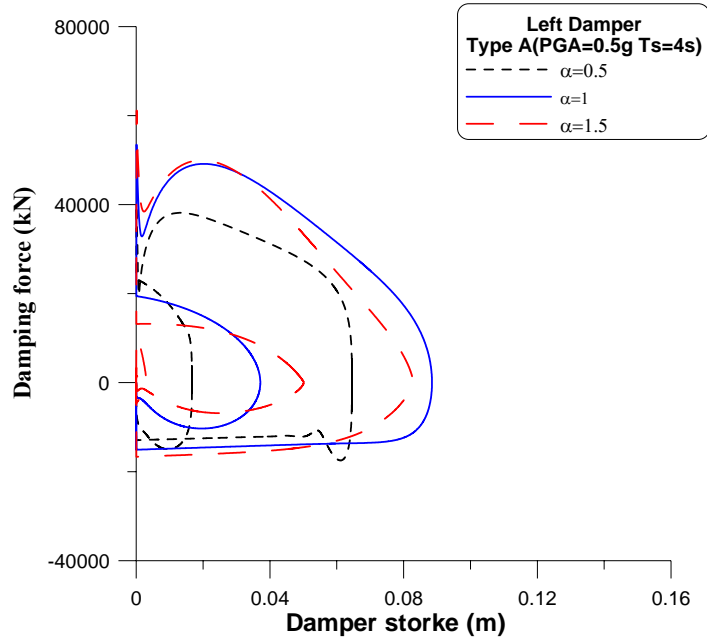


圖 4.12 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeA ; T=4s ; PGA=0.5g)

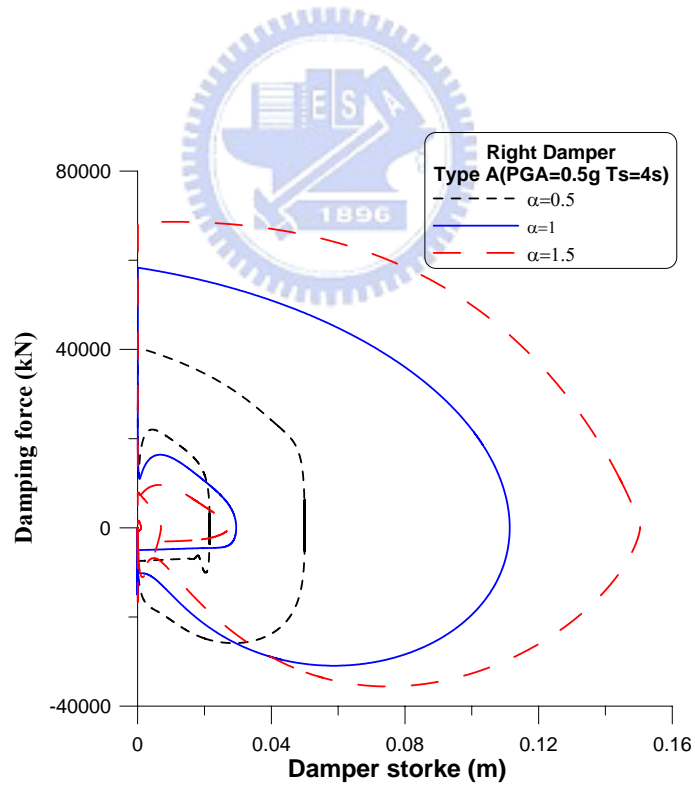


圖 4.13 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeA ; T=4s ; PGA=0.5g)

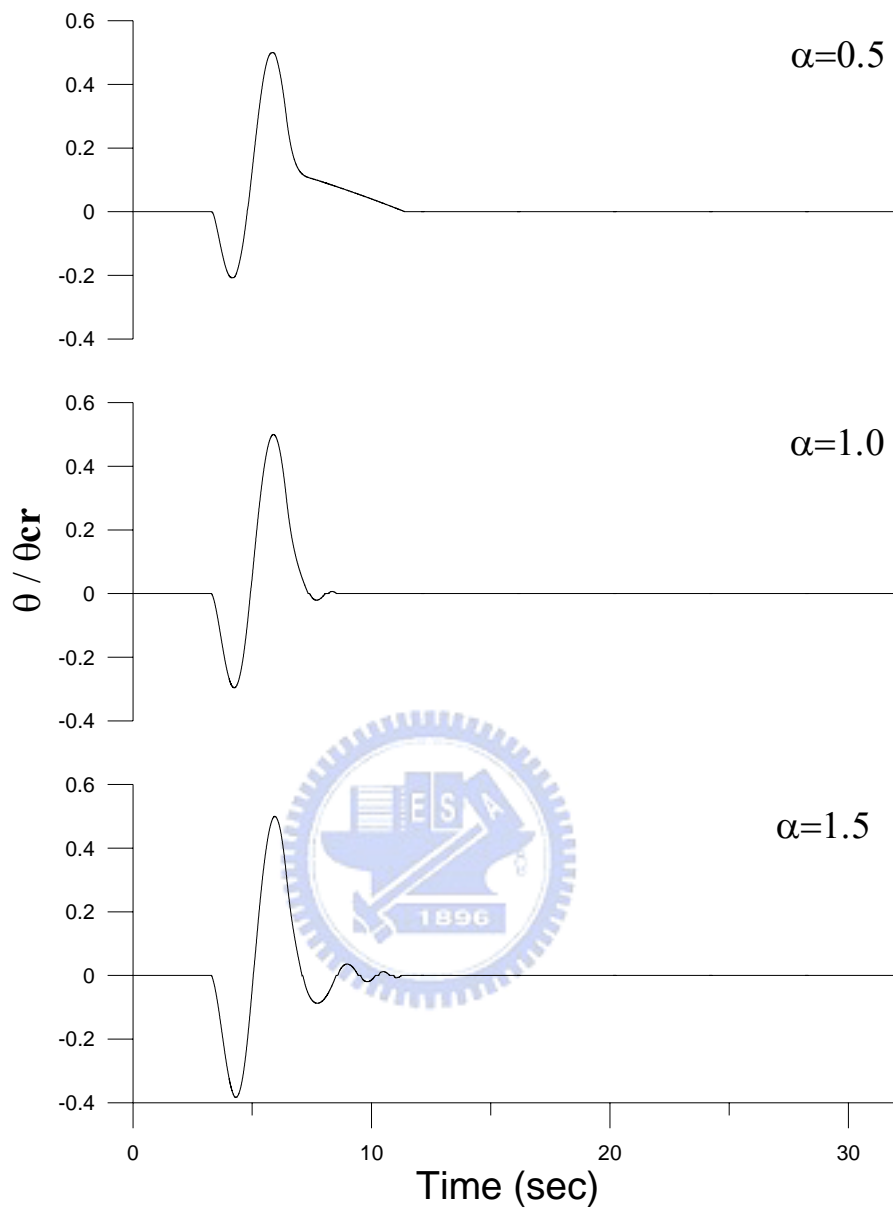


圖 4.14 結構晃動旋轉角歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=1g)

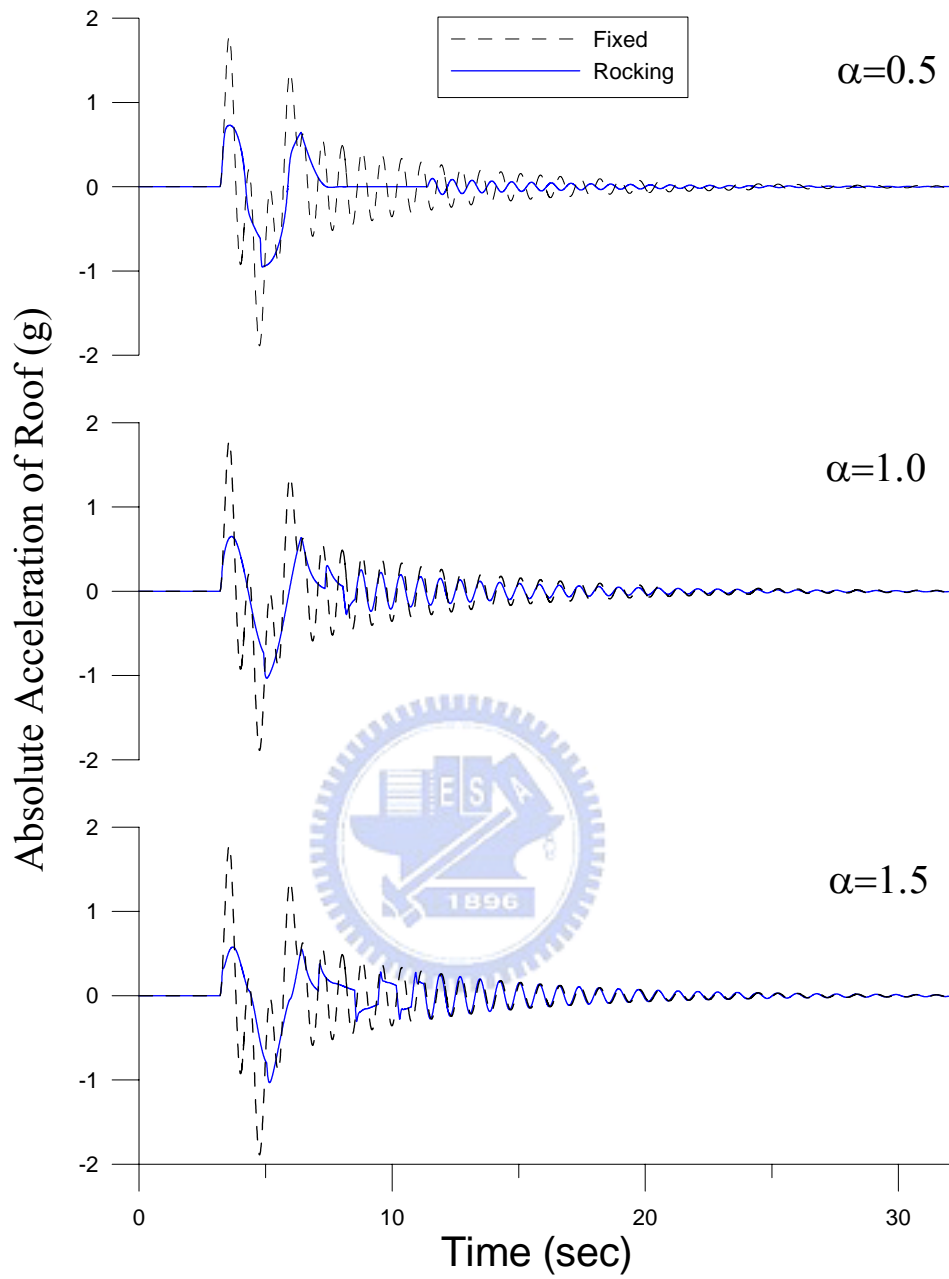


圖 4.15 結構樓板絕對加速度歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=1g)

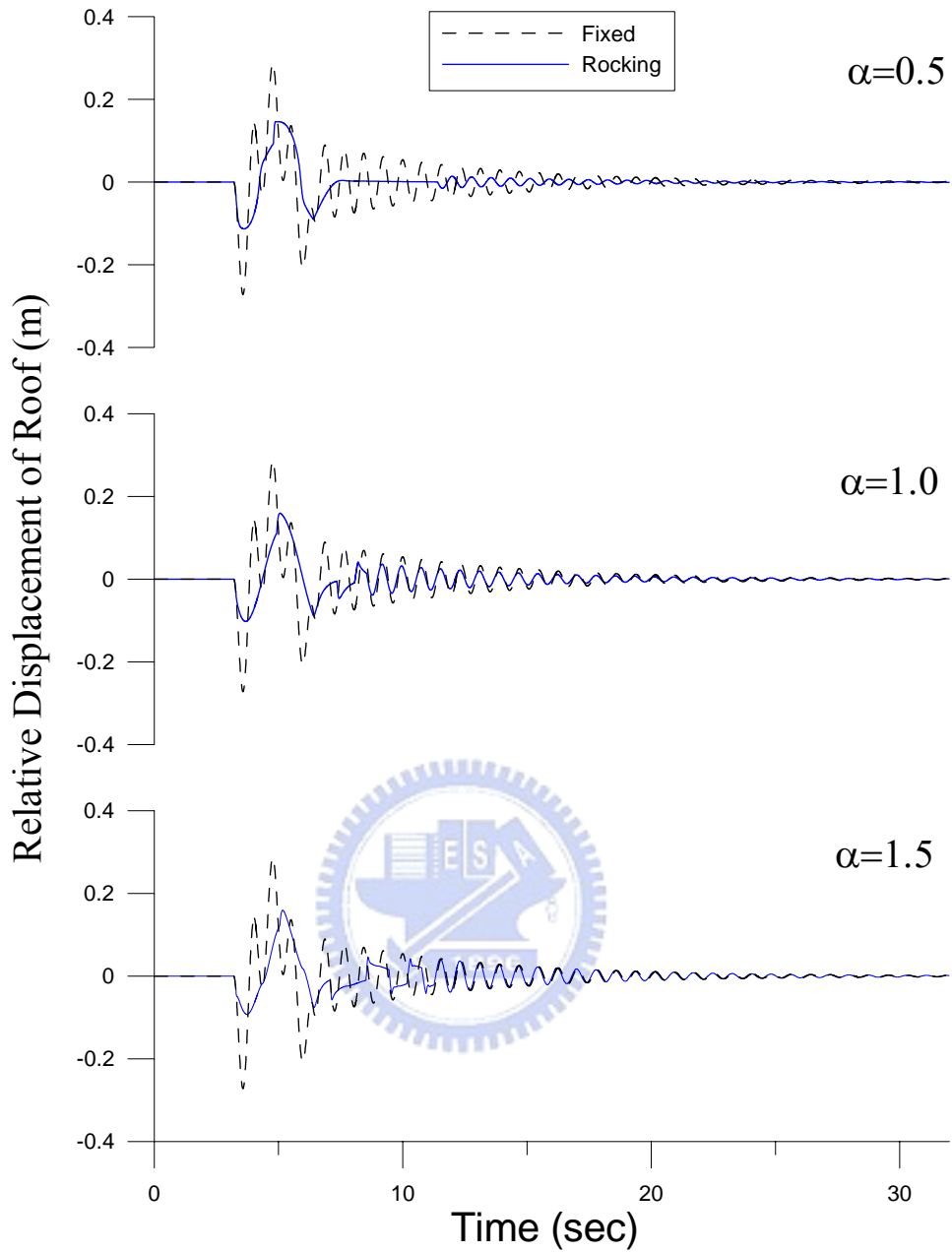


圖 4.16 結構物樓層相對位移歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=1g)

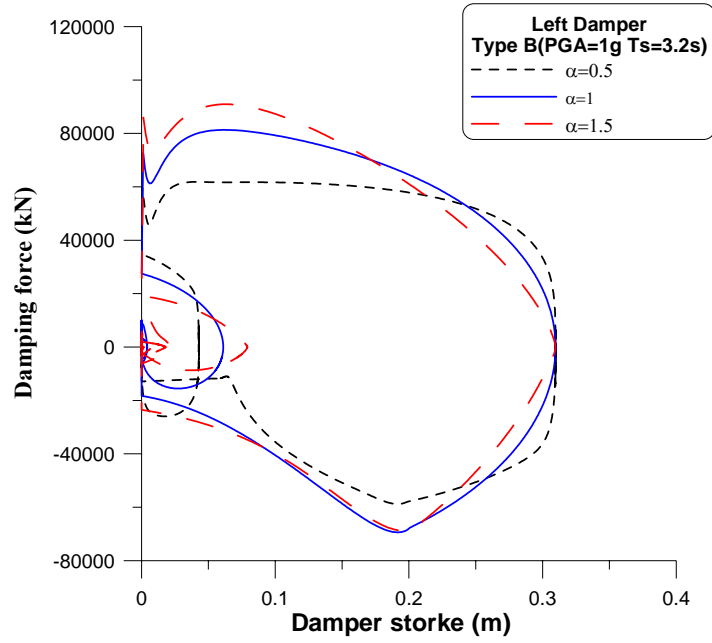


圖 4.17 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeB ; T=3.2s ; PGA=1g)

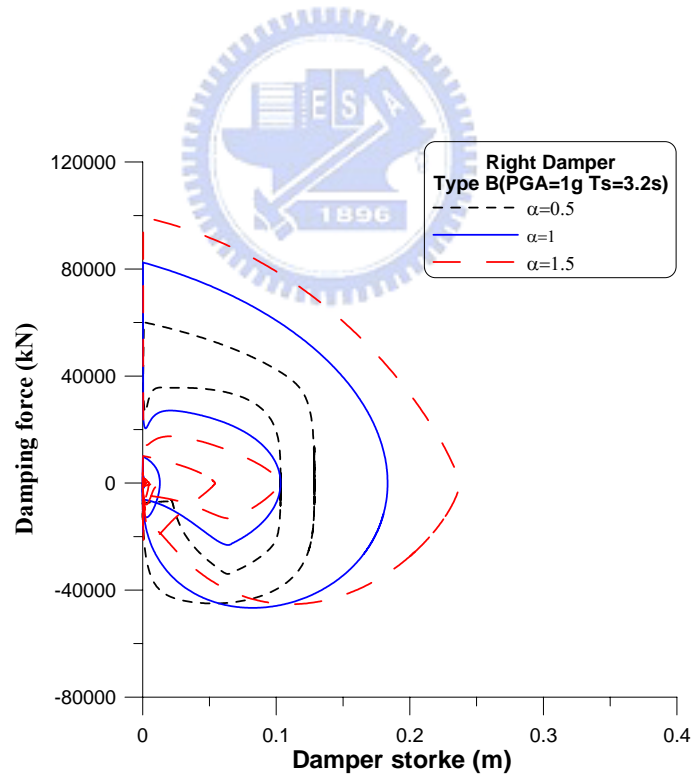


圖 4.18 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeB ; T=3.2s ; PGA=1g)

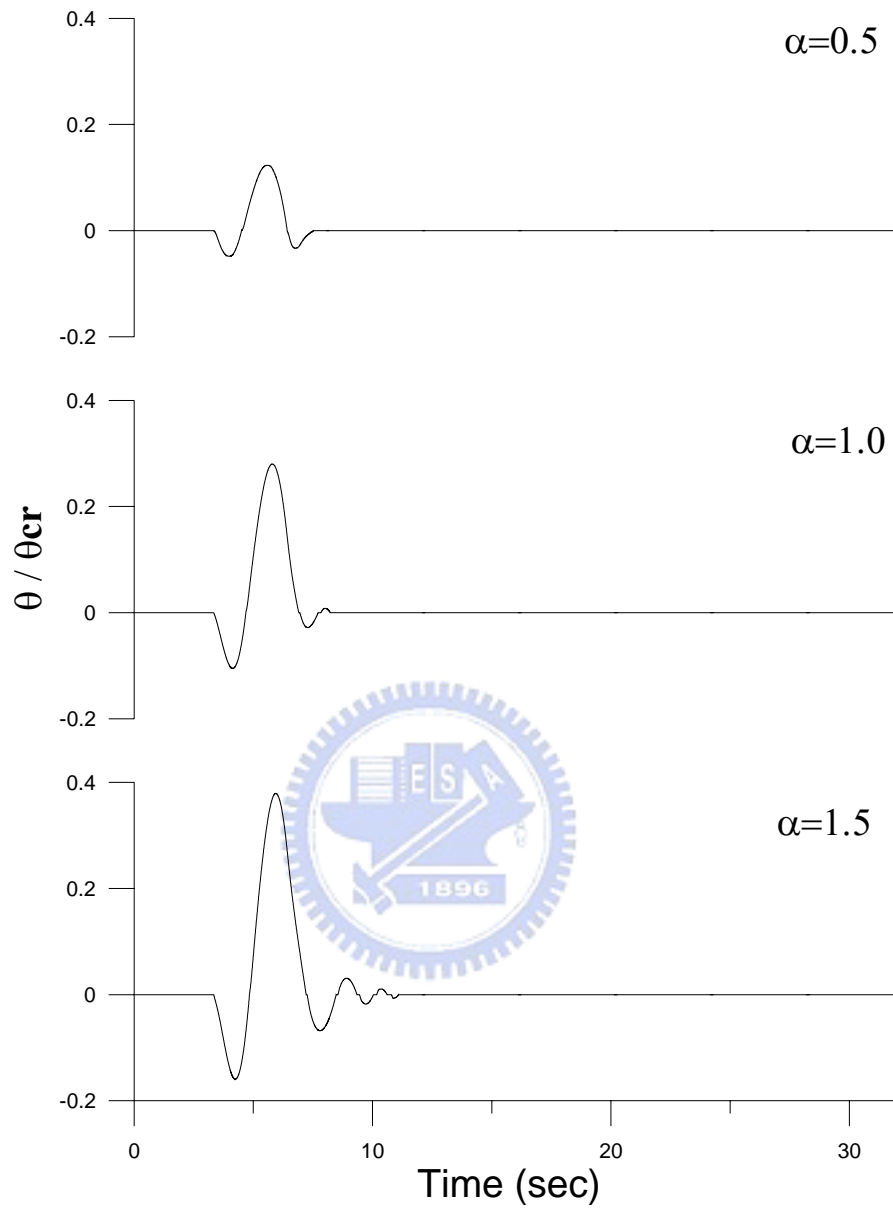


圖 4.19 結構晃動旋轉角歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=0.5g)

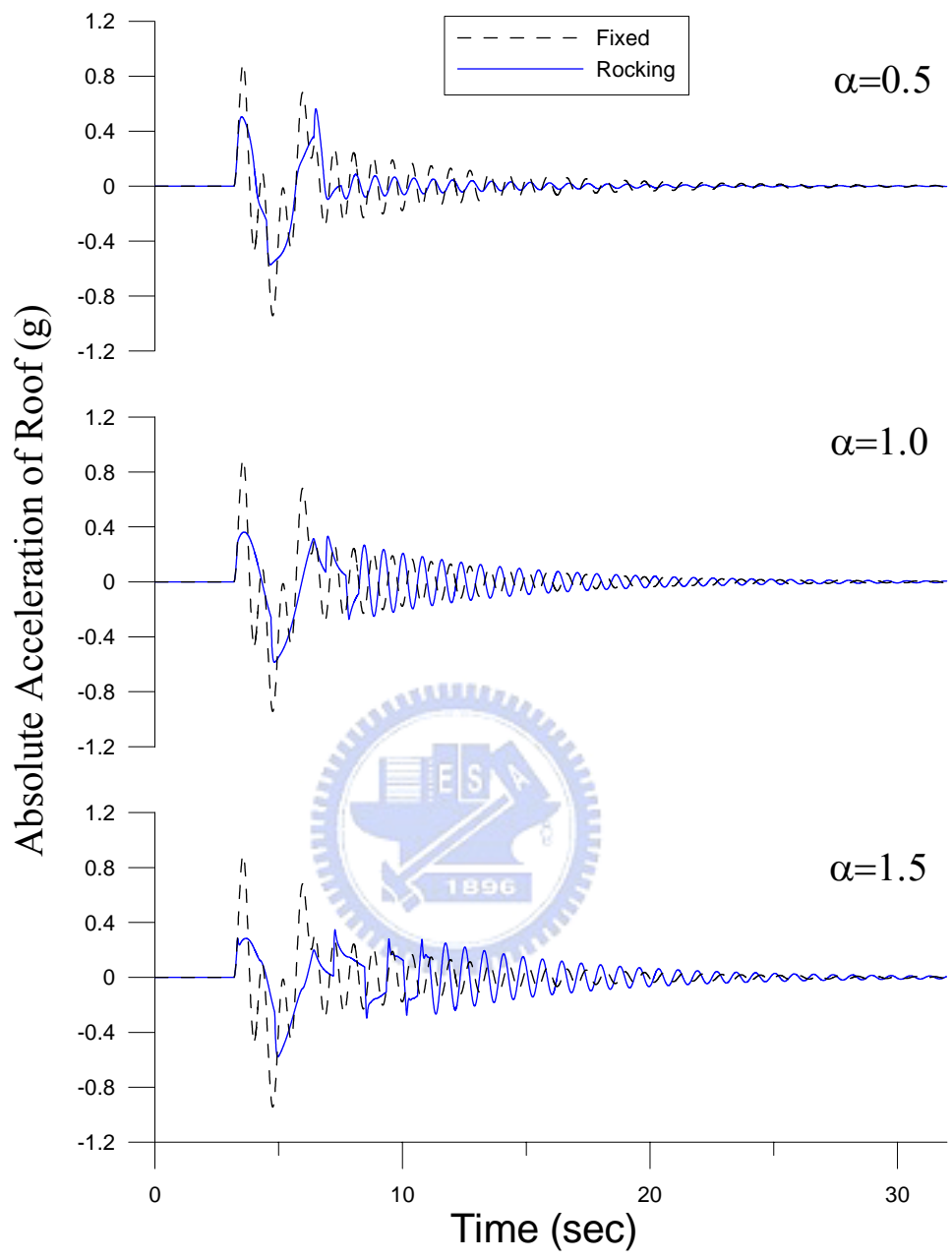


圖 4.20 結構樓板絕對加速度歷時(TypeB ; T=3.2s ; PGA=0.5g)



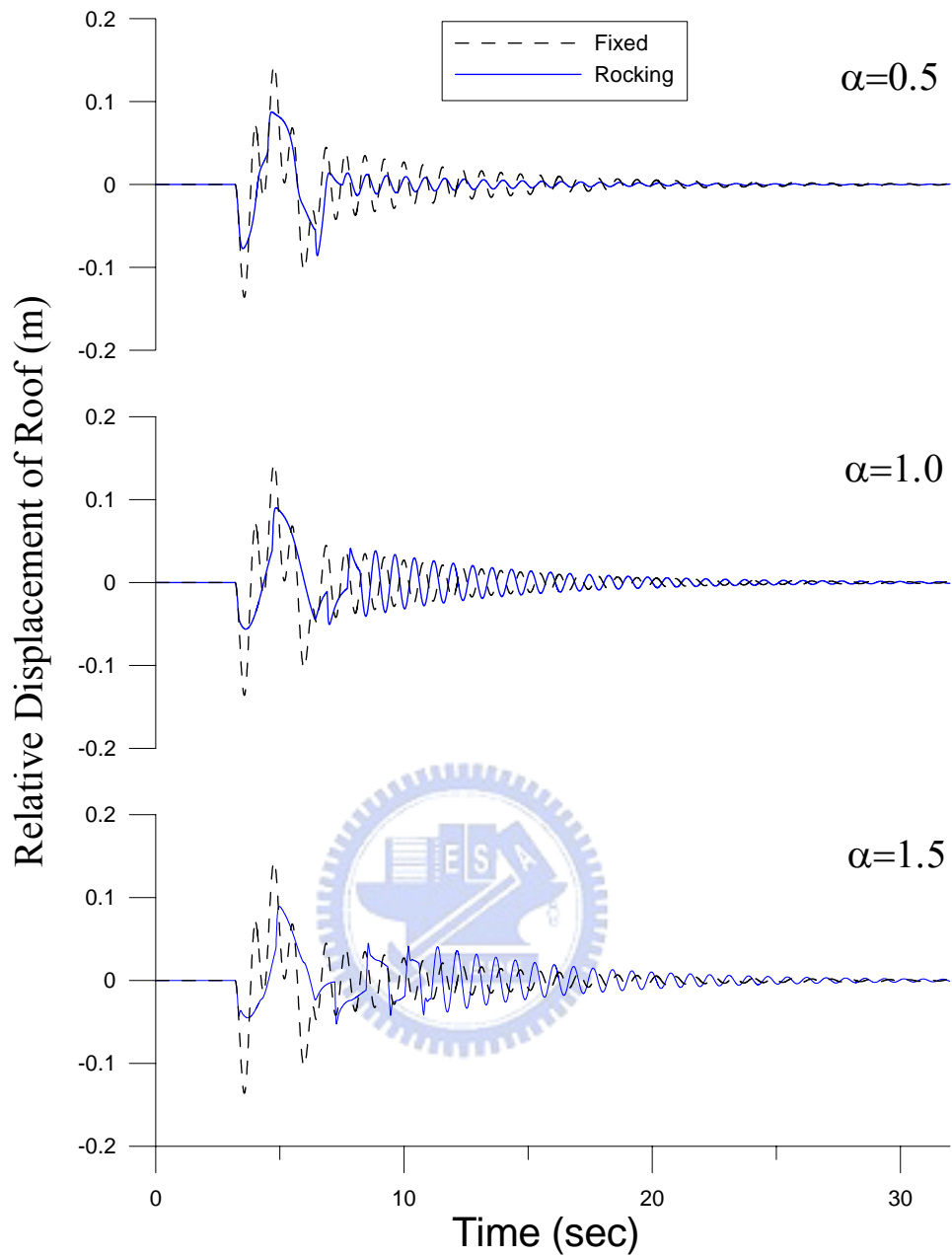


圖 4.21 結構樓層相對位移歷時(TypeB ;  $T=3.2s$  ;  $PGA=0.5g$ )

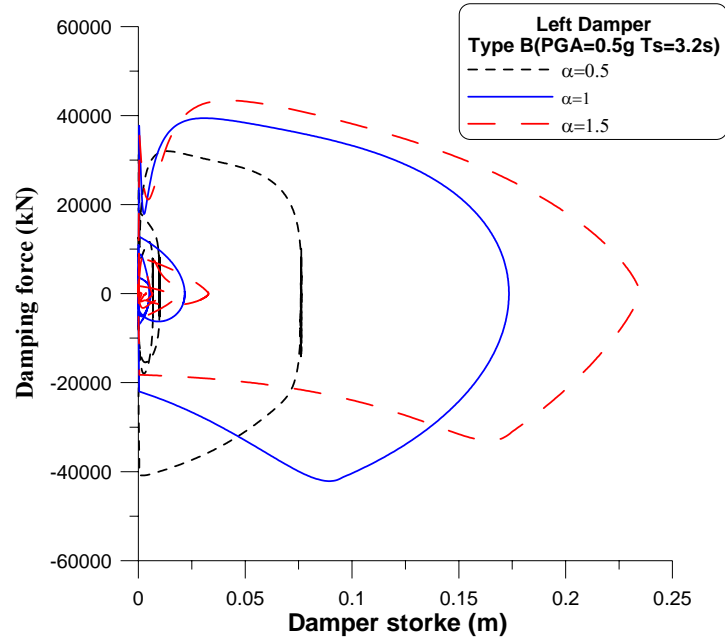


圖 4.22 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeB ; T=3.2s ; PGA=0.5g)

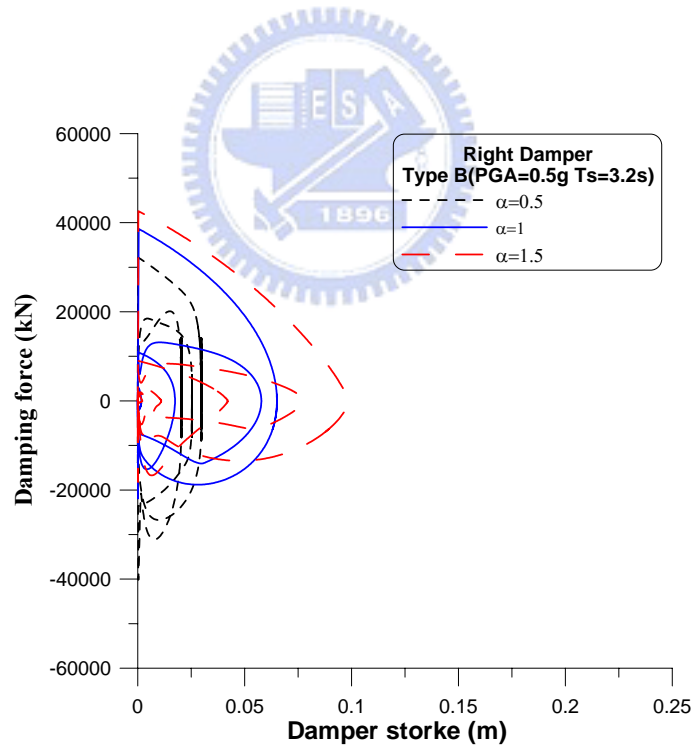


圖 4.23 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeB ; T=3.2s ; PGA=0.5g)

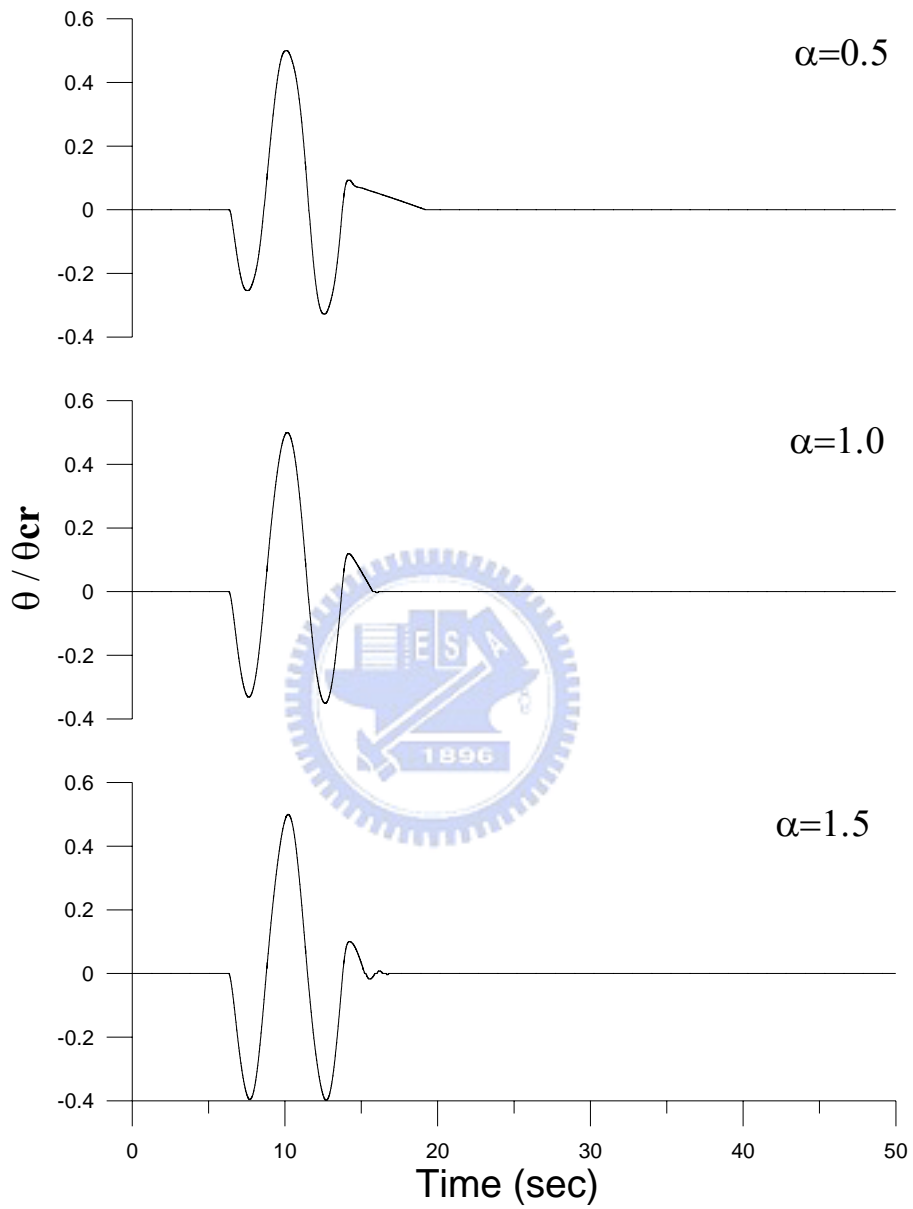


圖 4.24 結構晃動旋轉角歷時(TypeC1 ; T=5s ; PGA=1g)

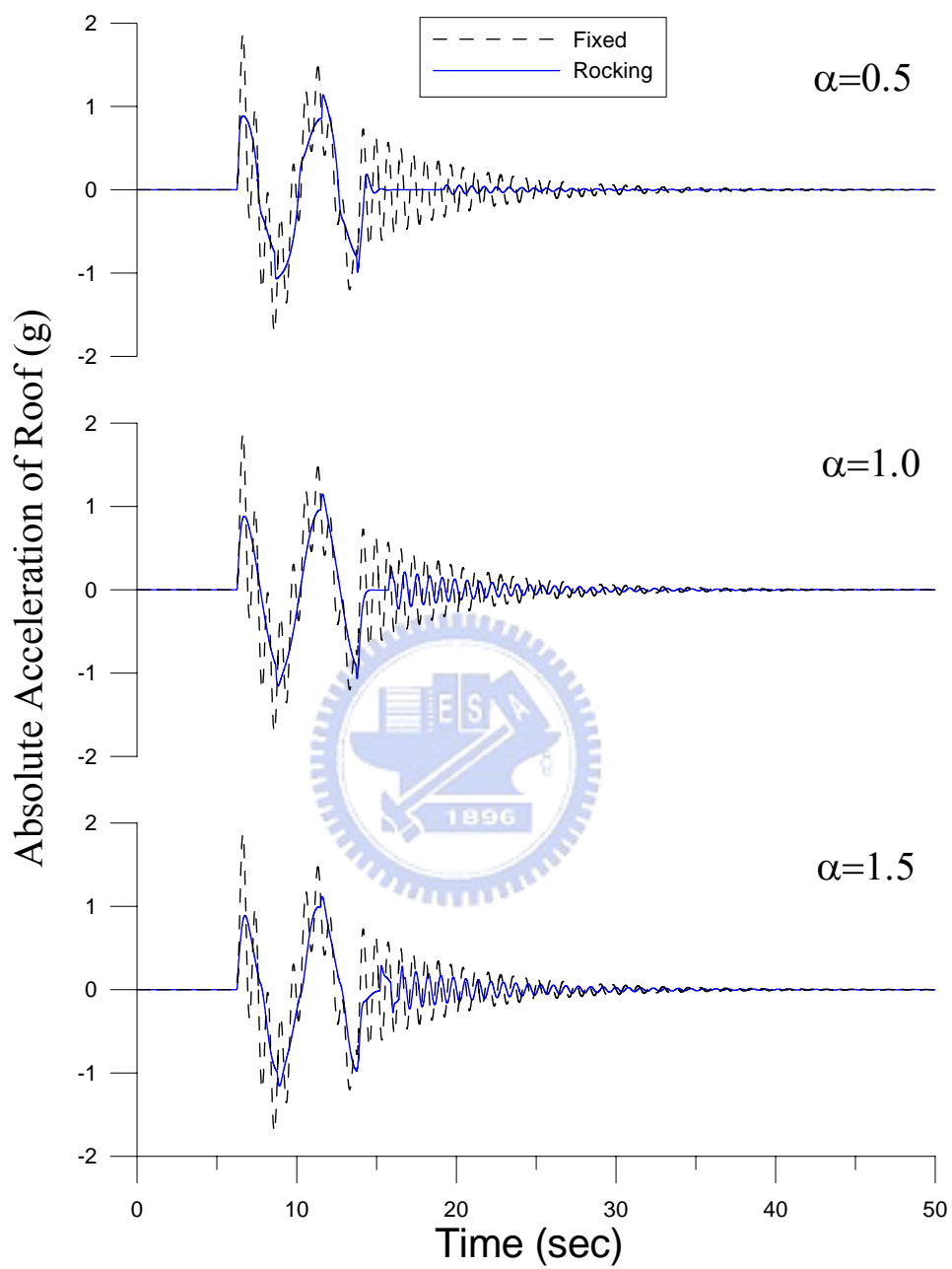


圖 4.25 結構樓板絕對加速度歷時(TypeC1 ; T=5s ; PGA=1g)

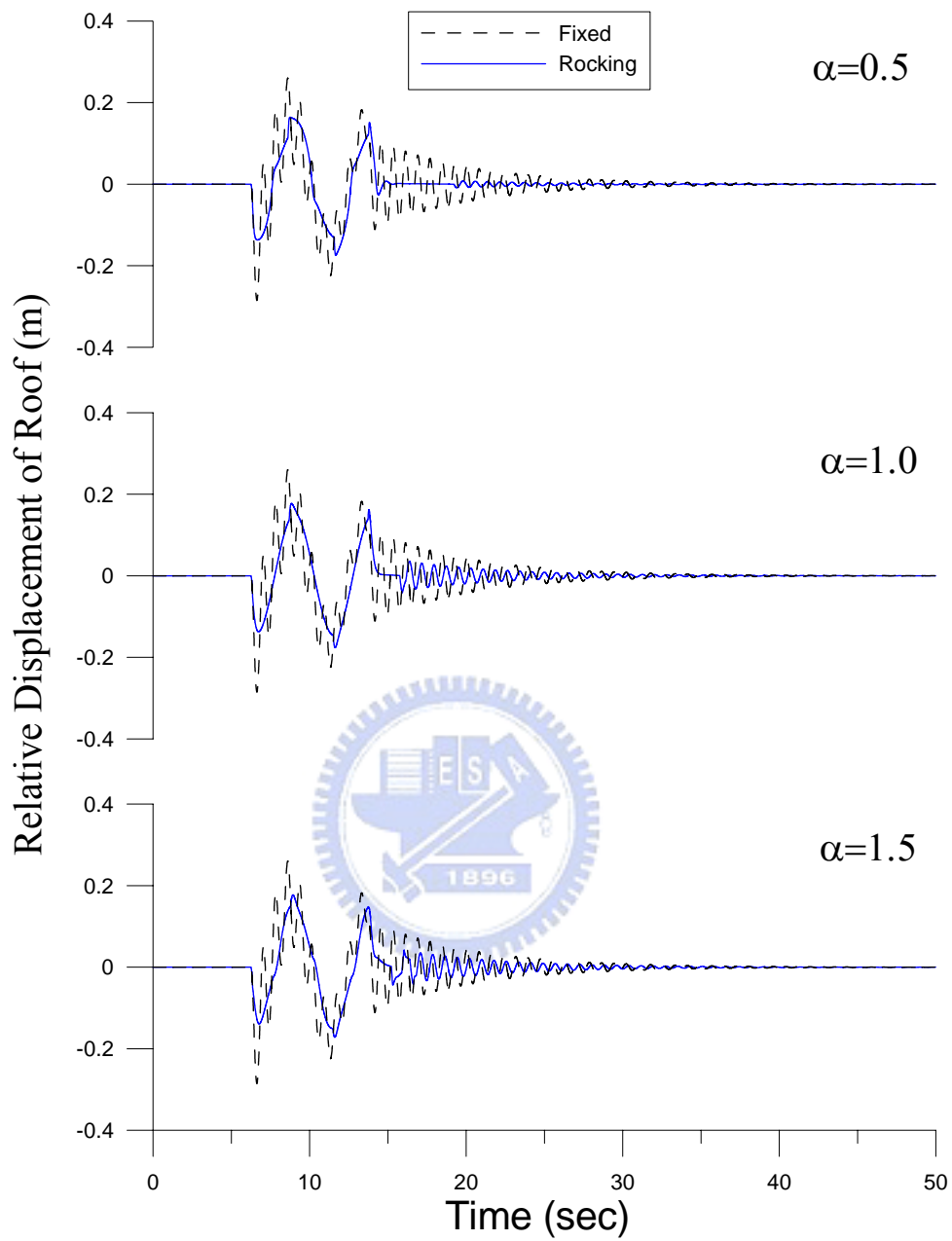


圖 4.26 結構樓層相對位移歷時(TypeC1 ; T=5s ; PGA=1g)

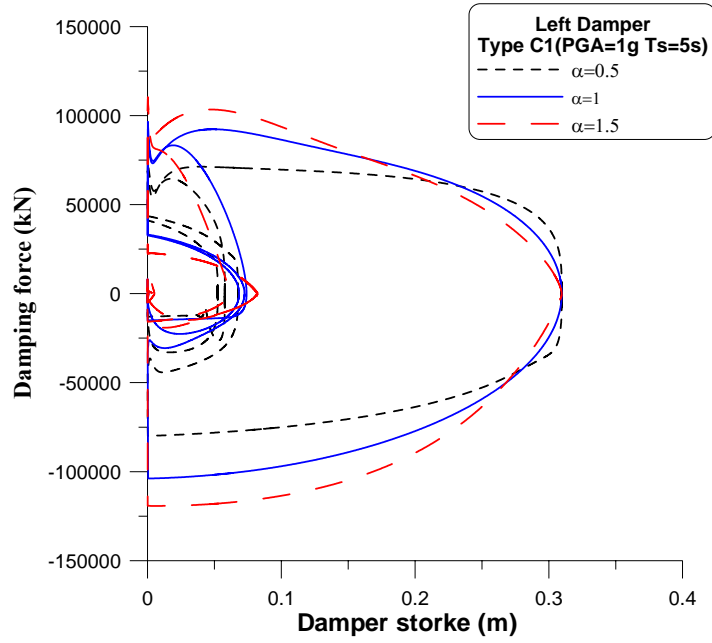


圖 4.27 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC1 ; T=5s ; PGA=1g)

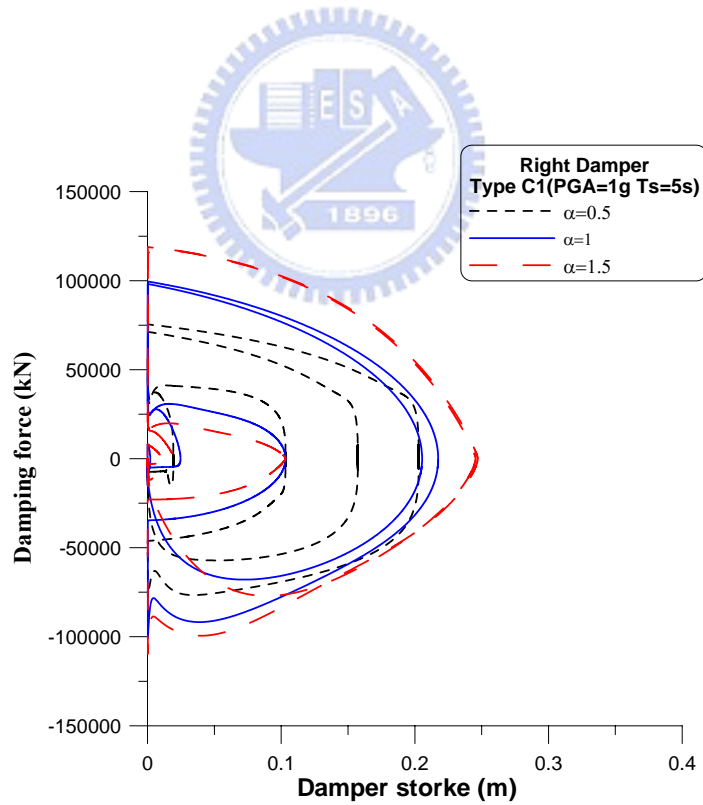


圖 4.28 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC1 ; T=5s ; PGA=1g)

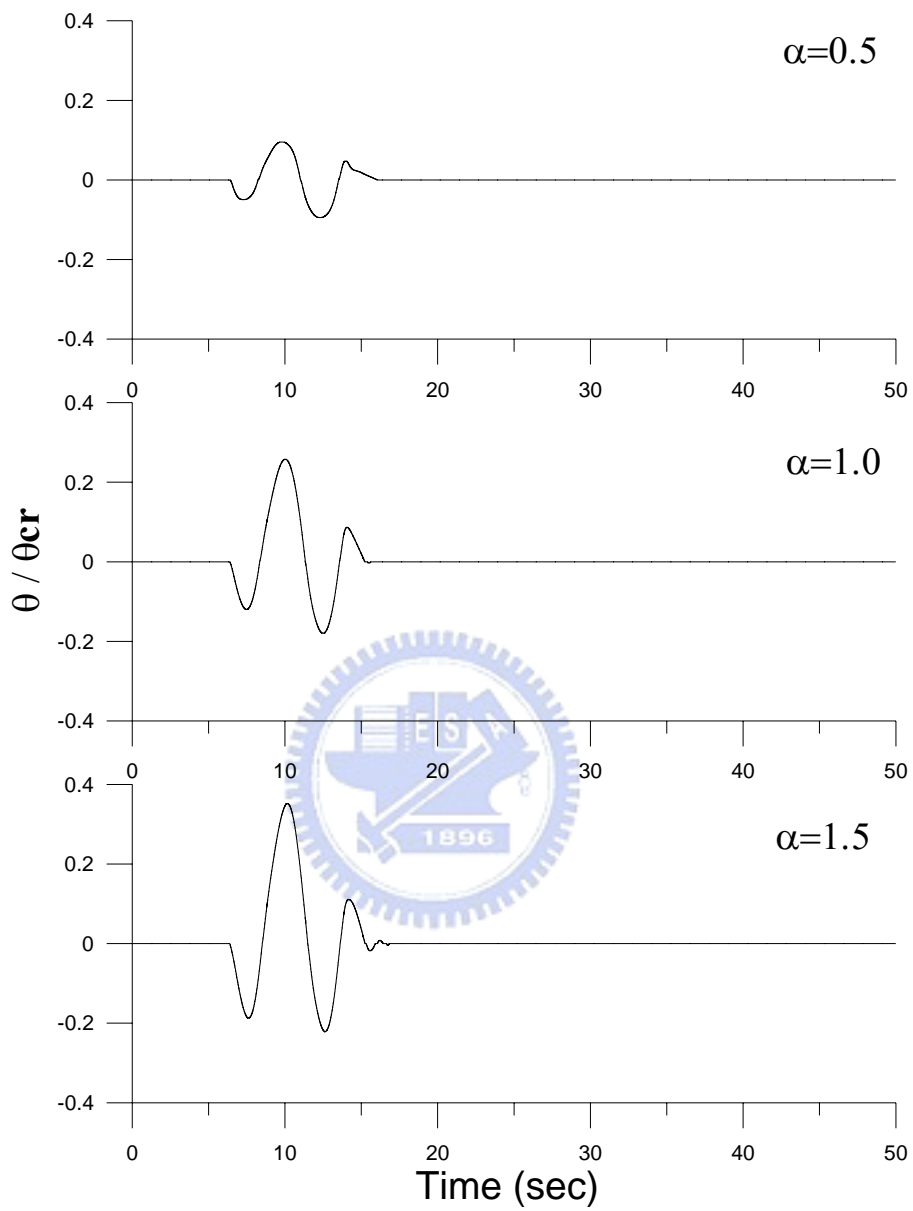


圖 4.29 結構晃動旋轉角歷時(TypeC1 ; T=5s ; PGA=0.5g)

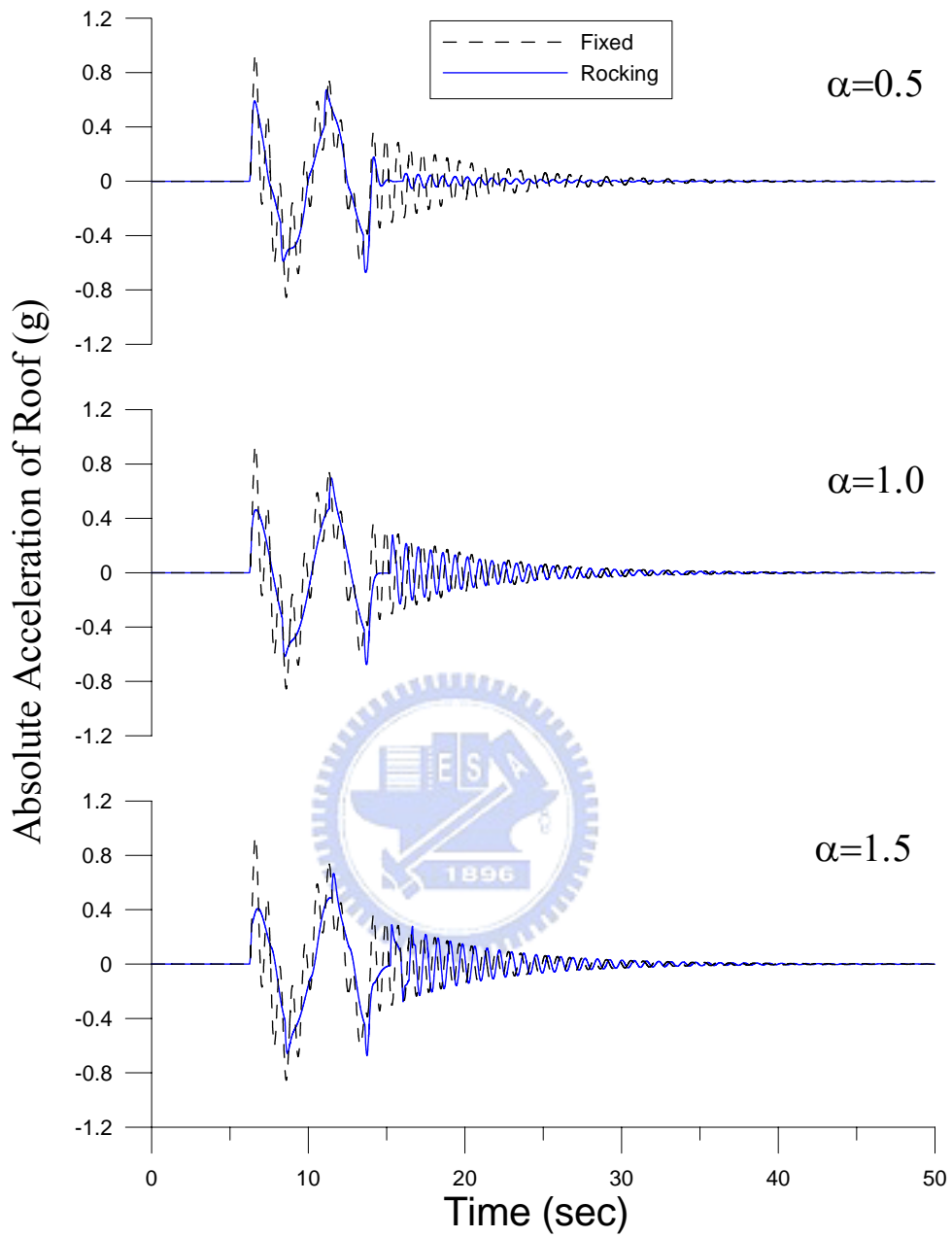


圖 4.30 結構樓板絕對加速度歷時(TypeC1 ; T=5s ; PGA=0.5g)



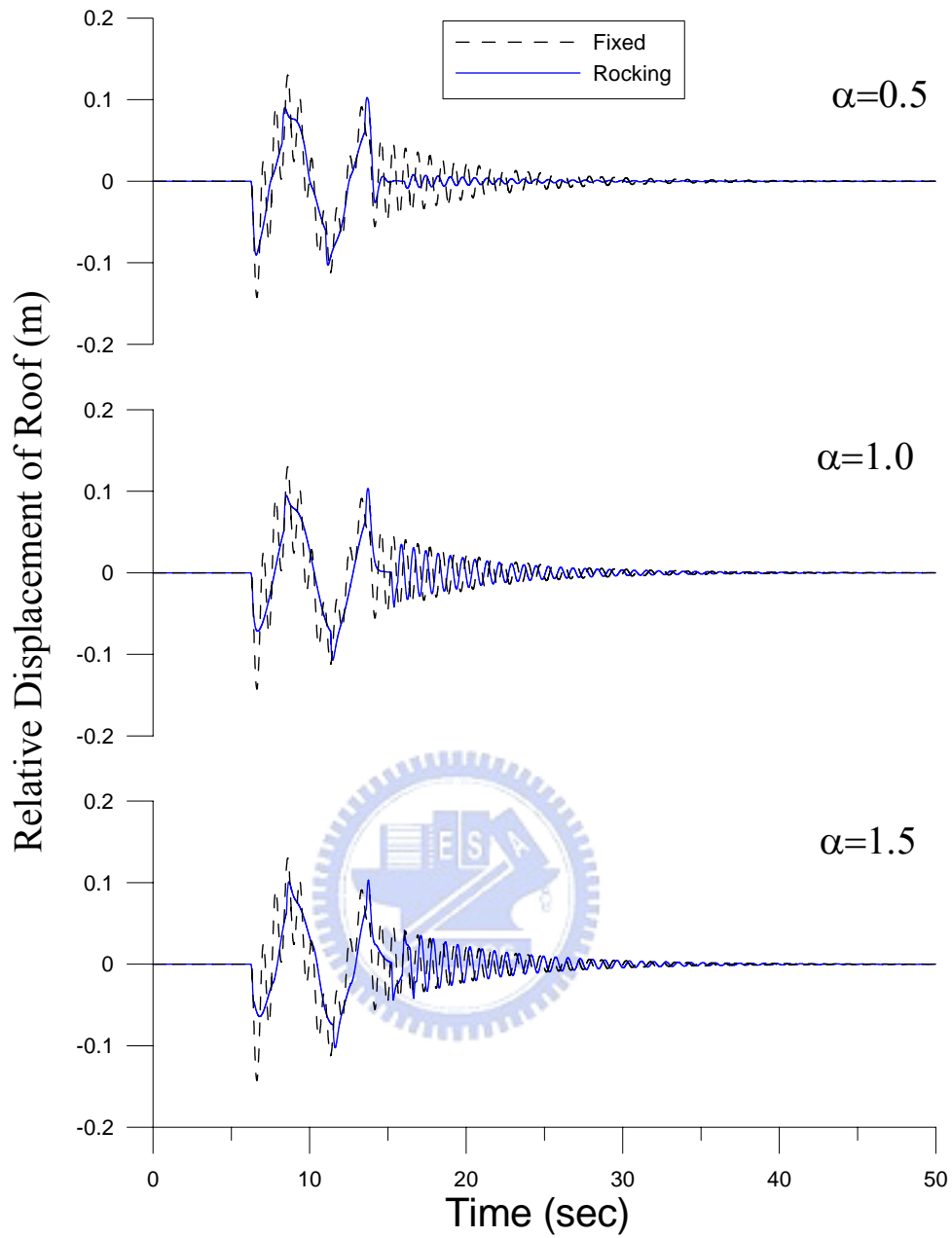


圖 4.31 結構樓層相對位移歷時圖(TypeC1 ; T=5s ; PGA=0.5g)

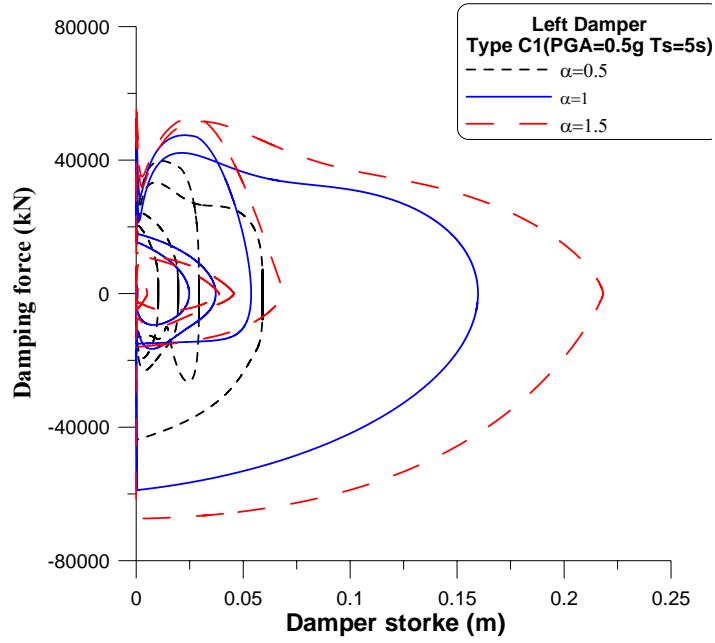


圖 4.32 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC1 ; T=5s ; PGA=0.5g)

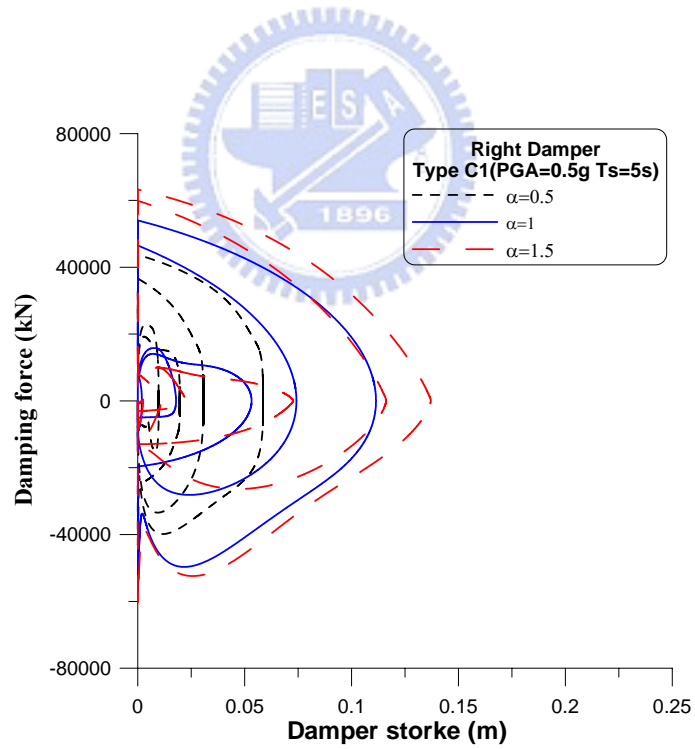


圖 4.33 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC1 ; T=5s ; PGA=0.5g)

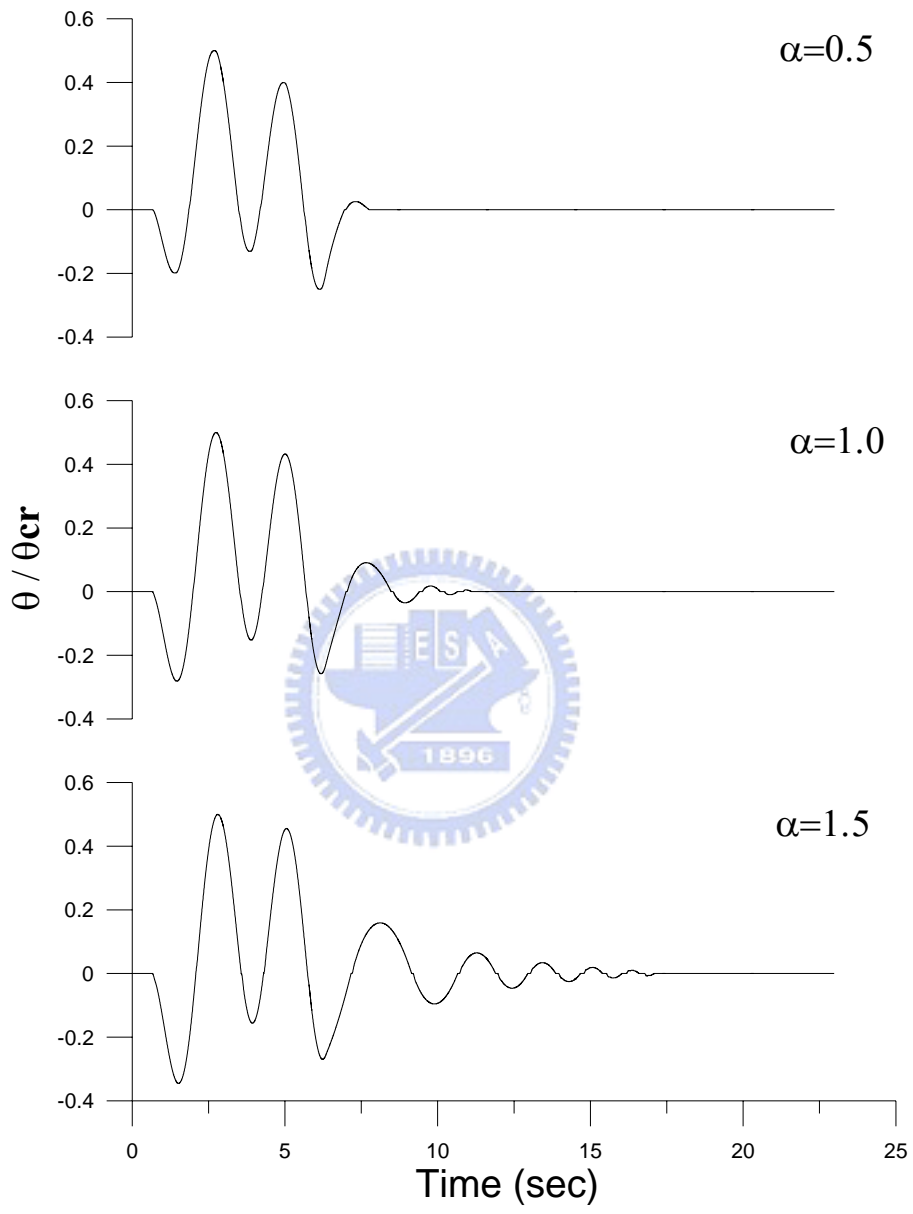


圖 4.34 結構晃動旋轉角歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=1g)

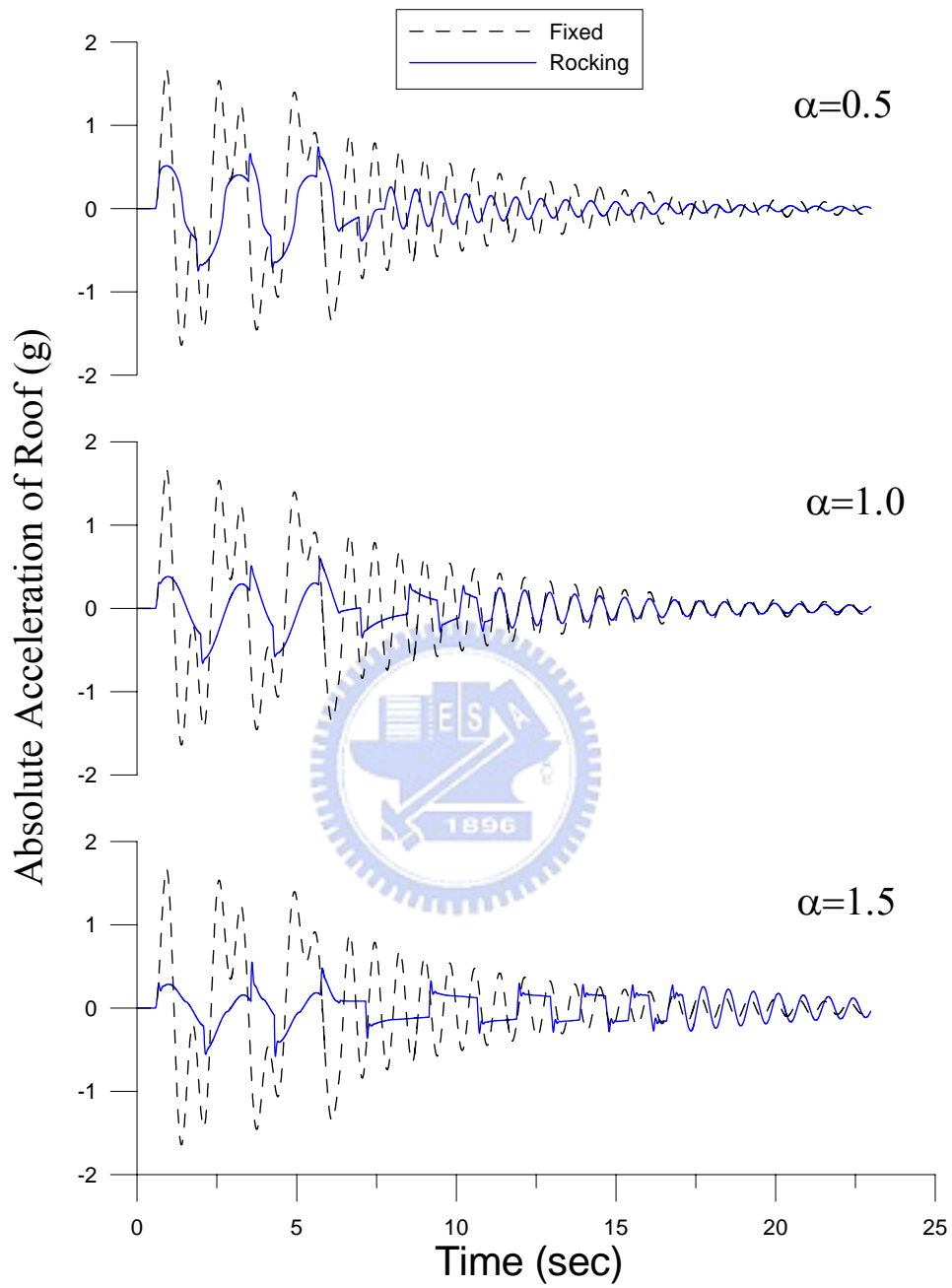


圖 4.35 結構樓板絕對加速度歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=1g)

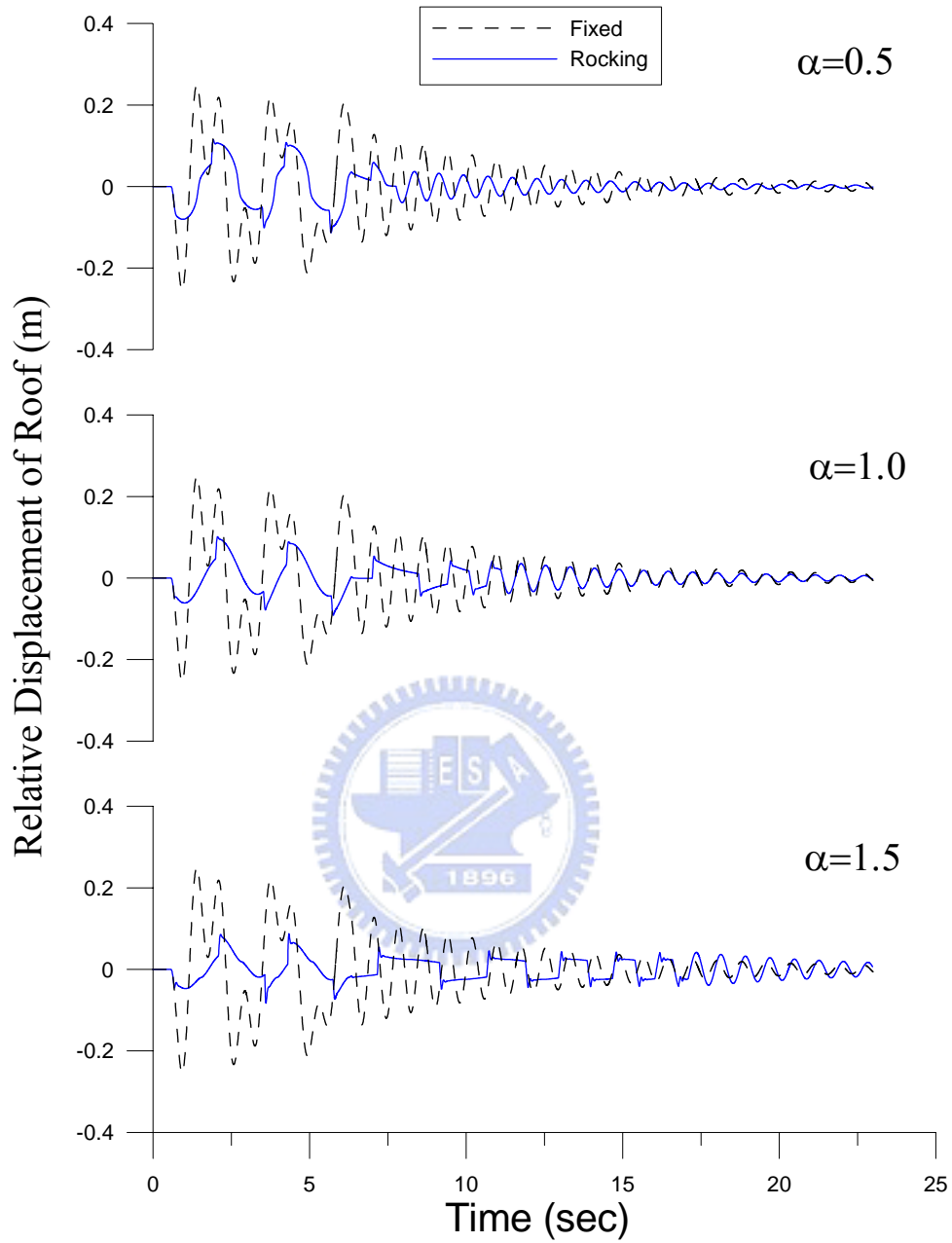


圖 4.36 結構樓層相對位移歷時(TypeC2 ;  $T=2.3s$  ;  $PGA=1g$ )

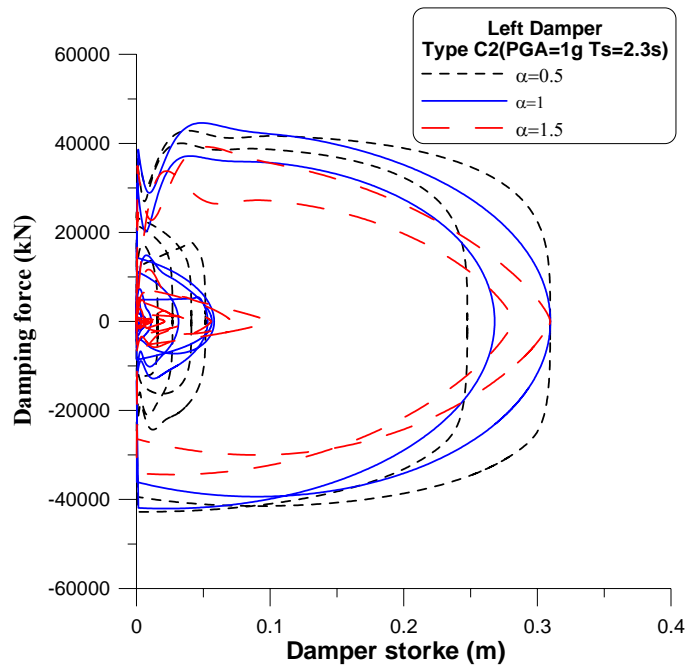


圖 4.37 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=1g)

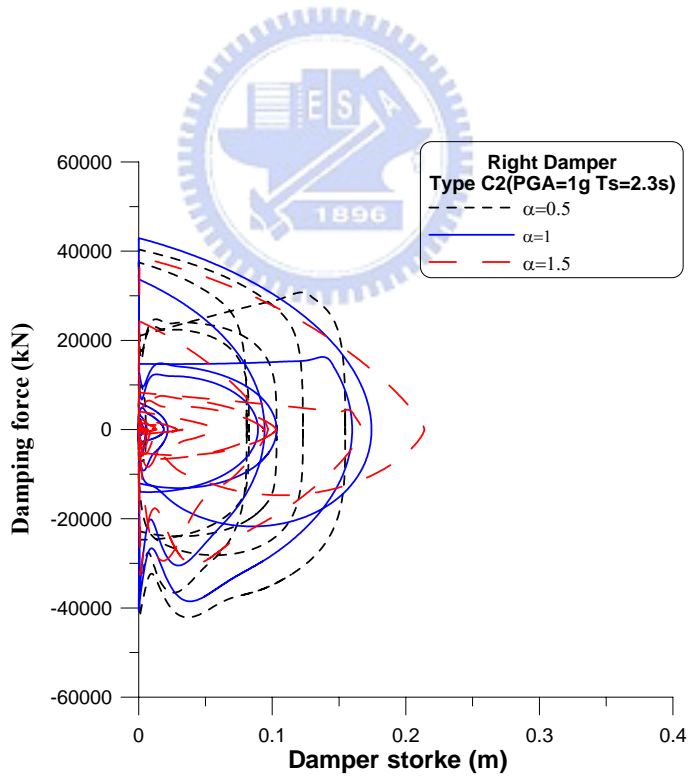


圖 4.38 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=1g)

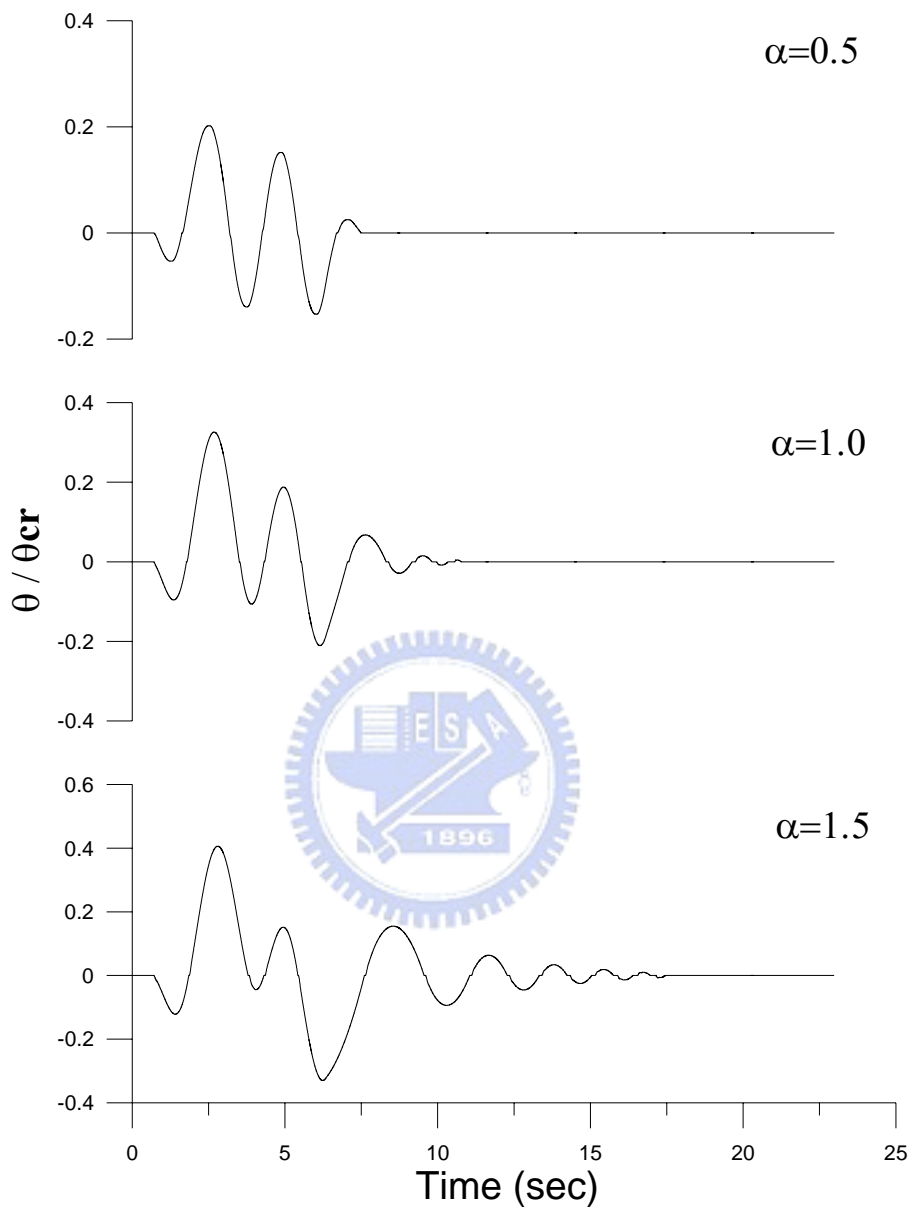


圖 4.39 結構晃動旋轉角歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g)

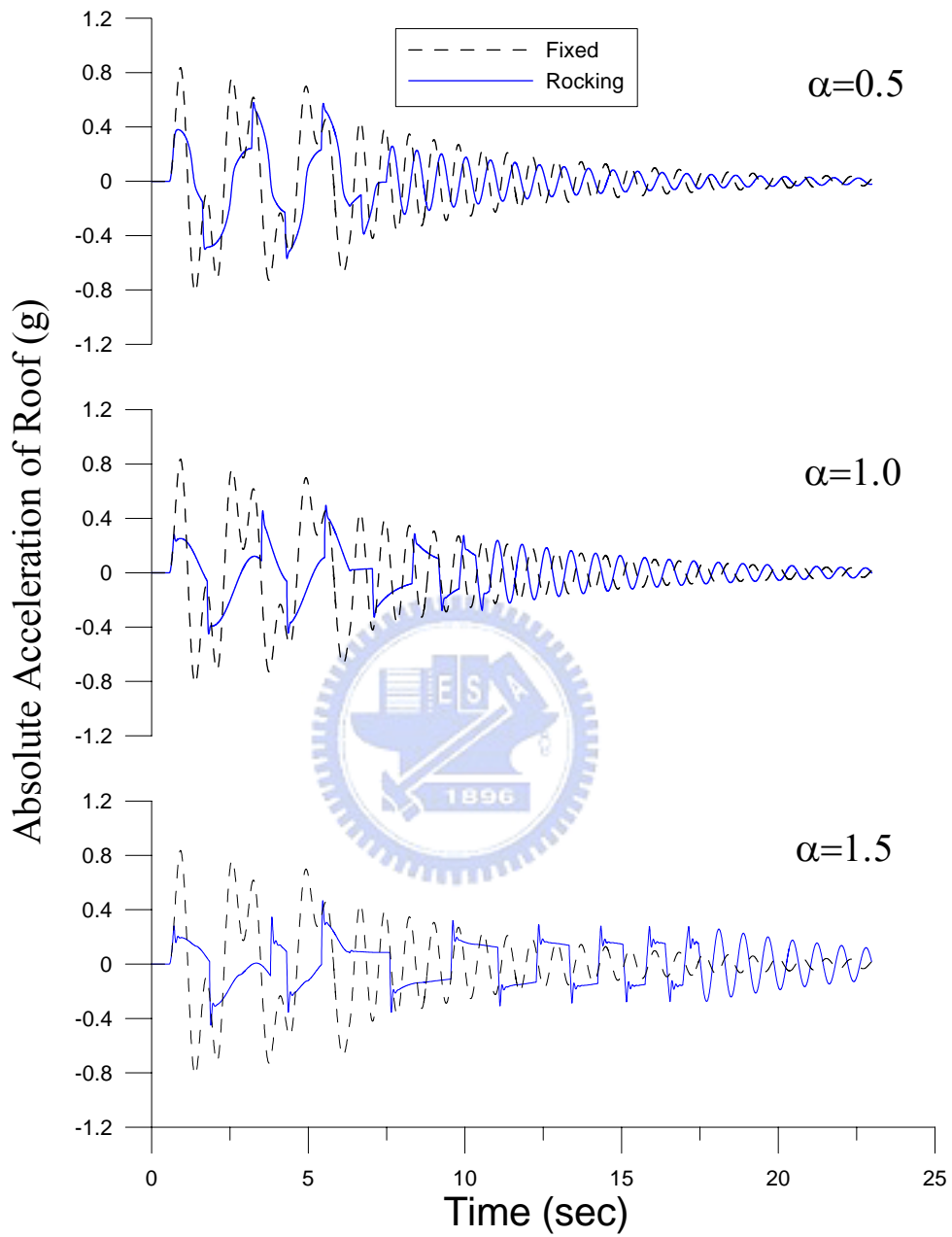


圖 4.40 結構樓板絕對加速度歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g)



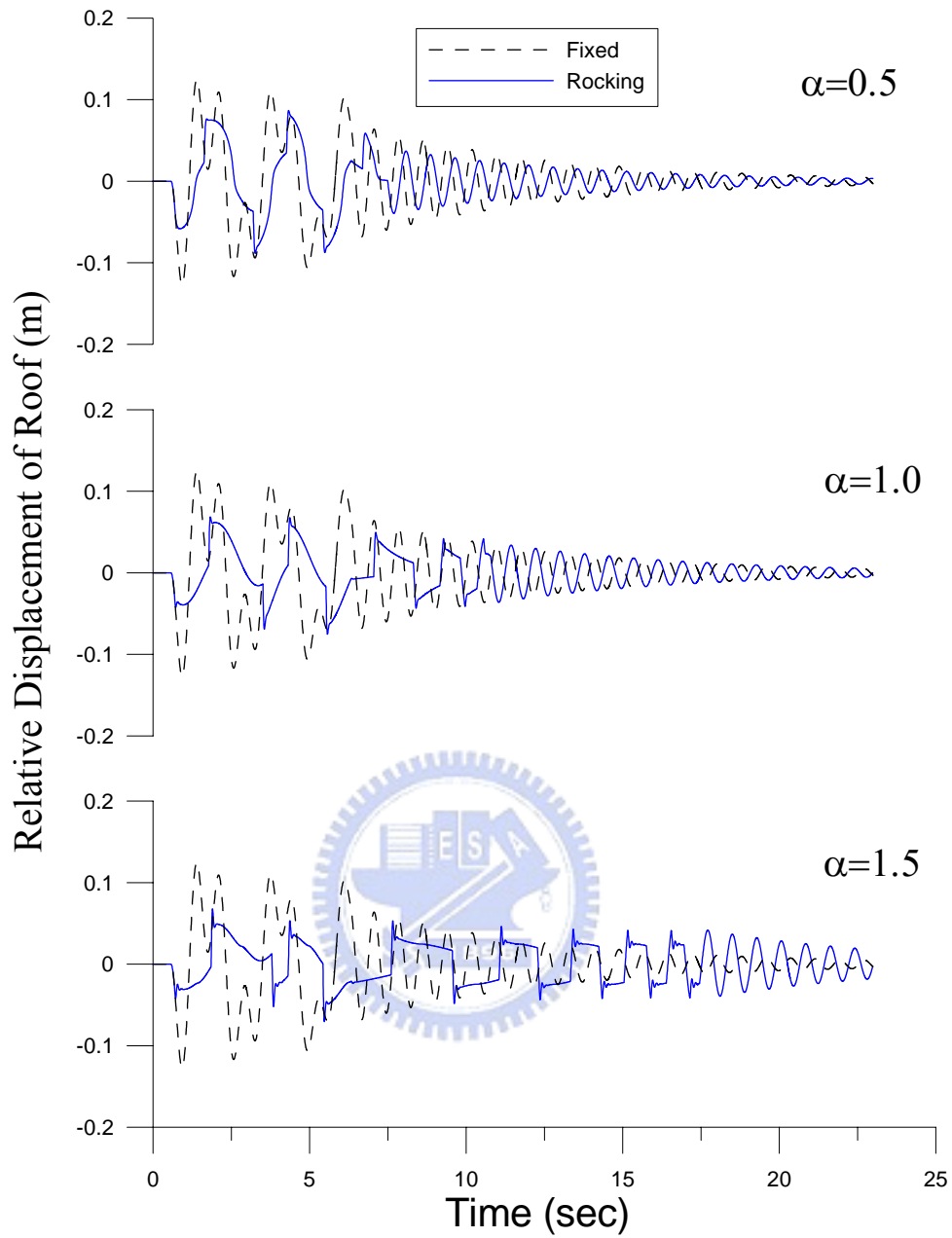


圖 4.41 結構樓層相對位移歷時(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g)

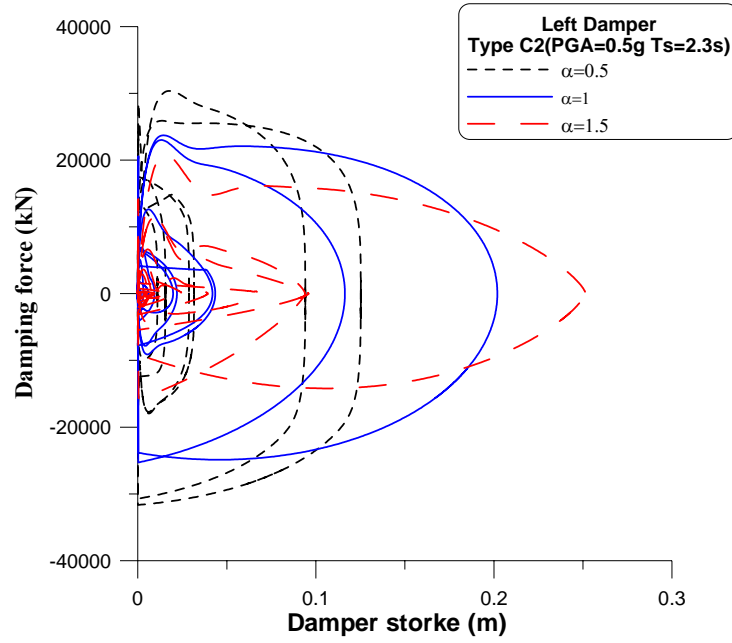


圖 4.42 結構物左側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g)

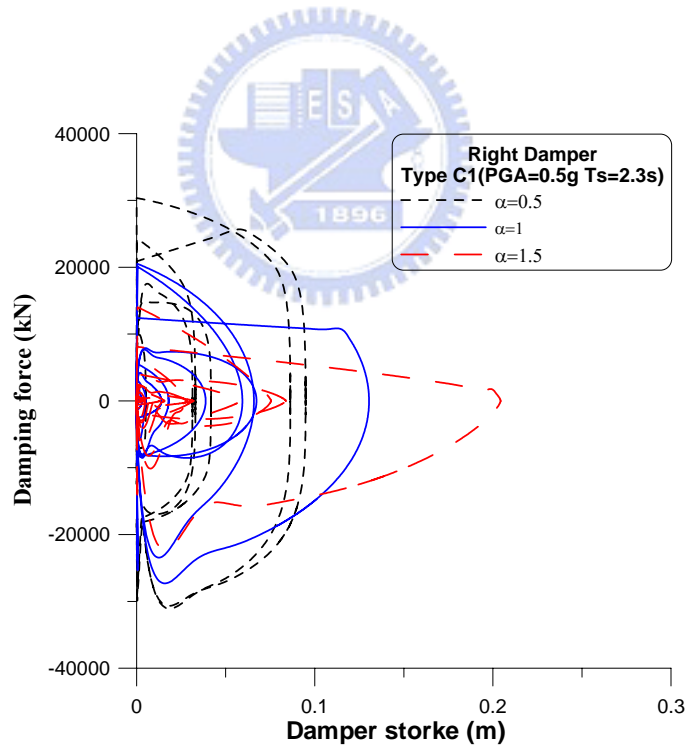
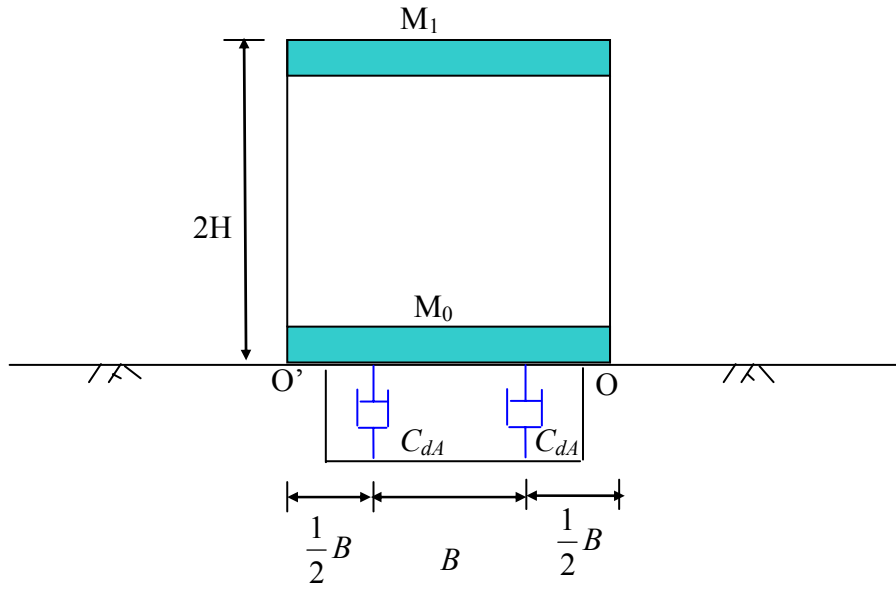
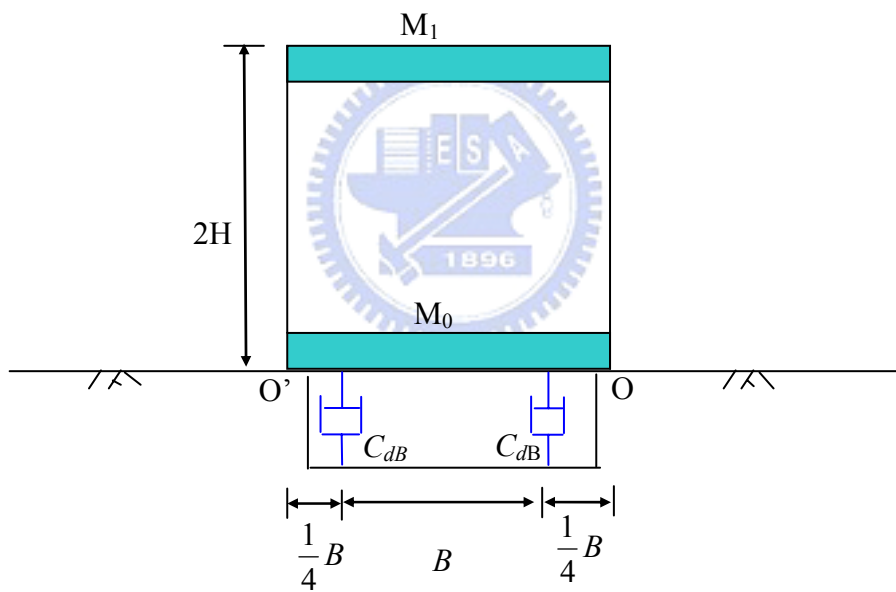


圖 4.43 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g)



(a) 模型 A



(b) 模型 B

圖 4.44 結構物右側阻尼器之遲滯迴圈(TypeC2 ; T=2.3s ; PGA=0.5g)

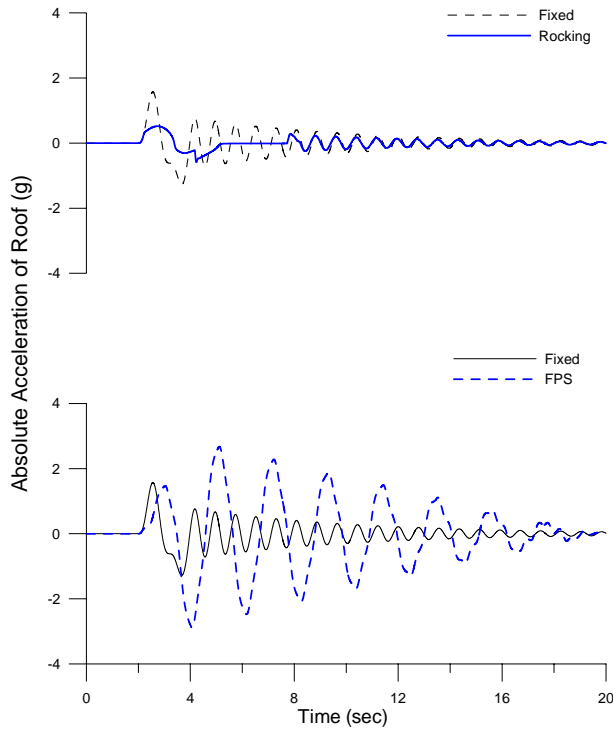


圖 4.45 晃動與滑動隔震結構樓板絕對加速度比較

(Type A、PGA = 1g)

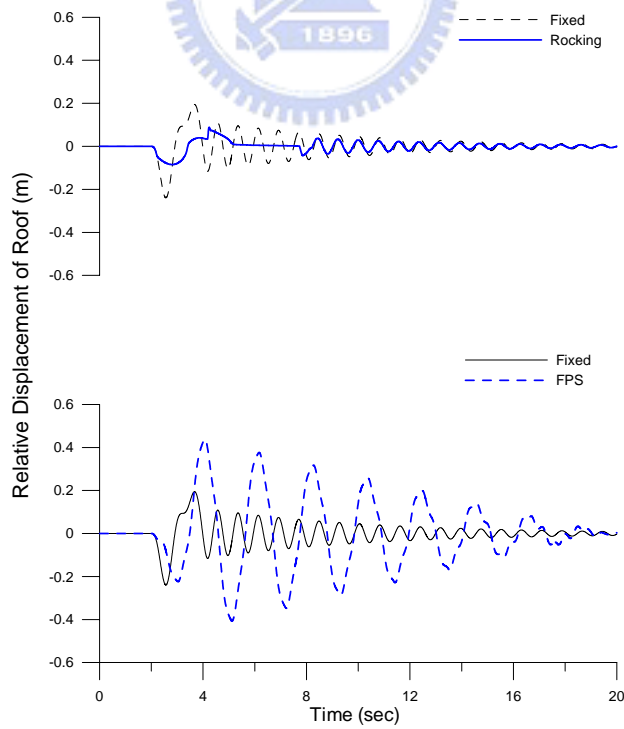


圖 4.46 晃動與滑動隔震結構樓層相對位移比較

(Type A、PGA = 1g)

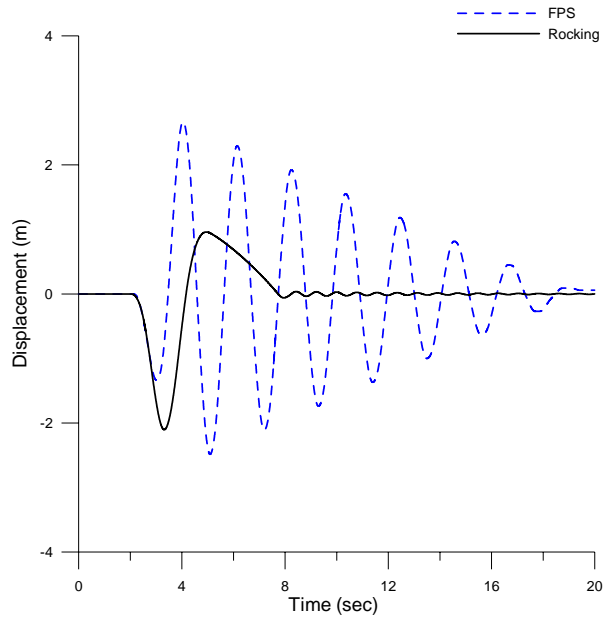


圖 4.47 晃動與滑動隔震系統剛體位移歷時比較

(Type A ;  $T=2s$  ;  $PGA=1g$ )

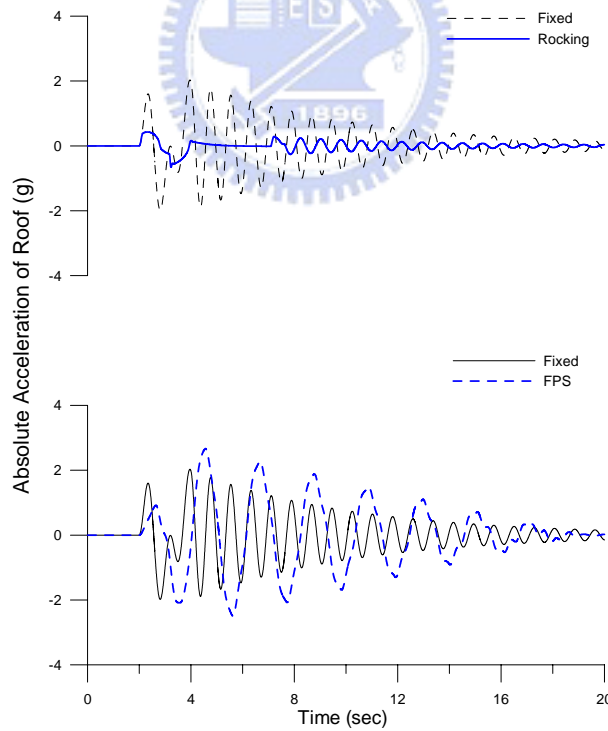


圖 4.48 晃動與滑動隔震結構樓板絕對加速度比較

(Type B ;  $T=2s$  ;  $PGA=1g$ )

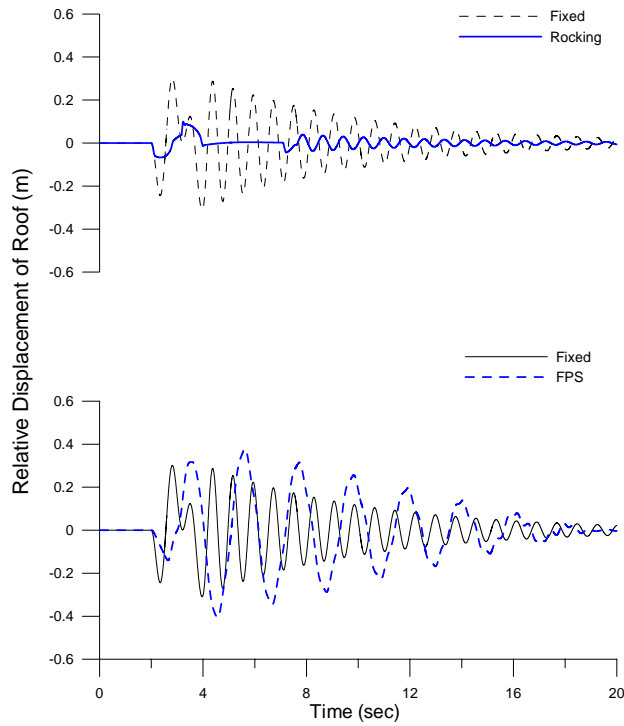


圖 4.49 晃動與滑動隔震結構樓層相對位移比較

(Type B ;  $T=2s$  ;  $PGA=1g$ )

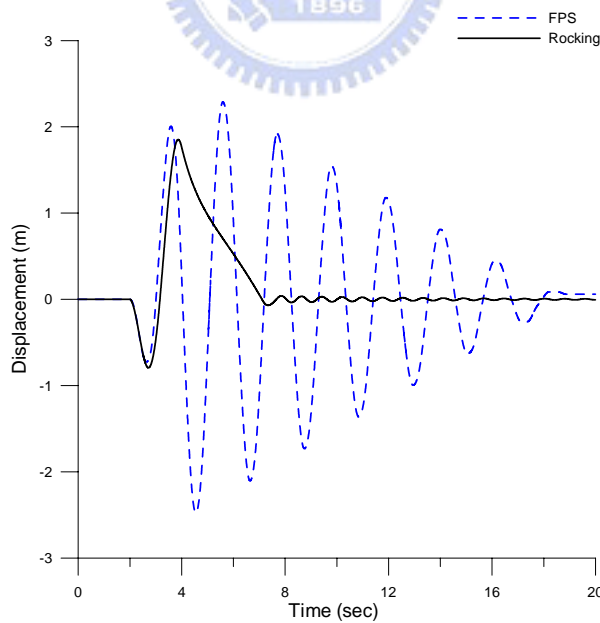


圖 4.50 晃動與滑動隔震系統剛體位移歷時比較

(Type B ;  $T=2s$  ;  $PGA=1g$ )

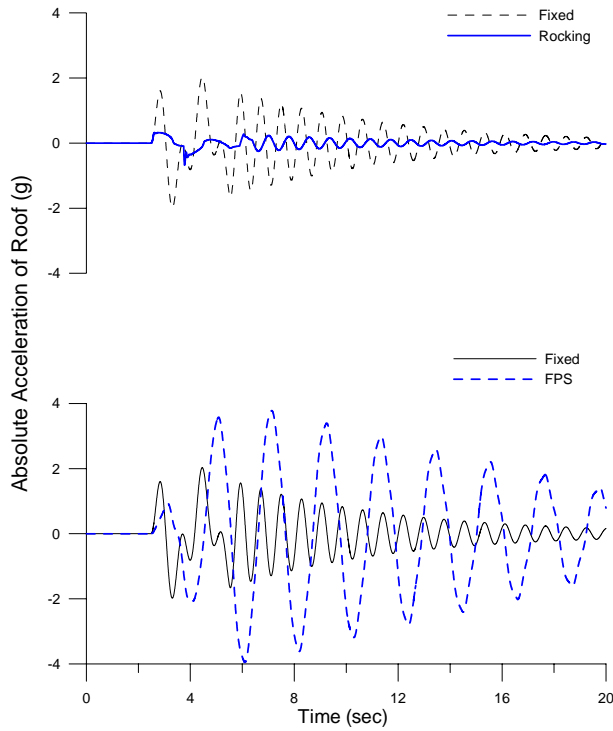


圖 4.51 晃動與滑動隔震結構樓板絕對加速度比較

(Type C1 ;  $T=2s$  ;  $PGA=1g$ )

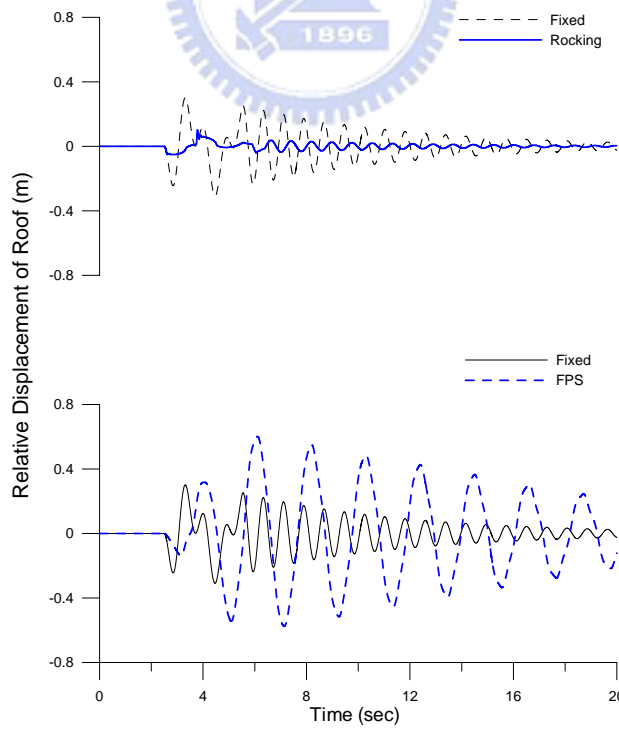


圖 4.52 晃動與滑動隔震結構樓層相對位移比較

(Type C1 ;  $T=2s$  ;  $PGA=1g$ )

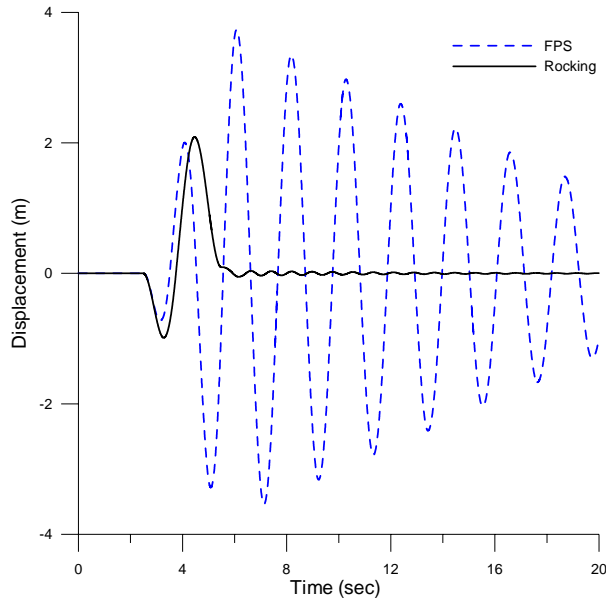


圖 4.53 晃動與滑動隔震系統剛體位移歷時比較

(Type C1 ;  $T=2s$  ;  $PGA=1g$ )

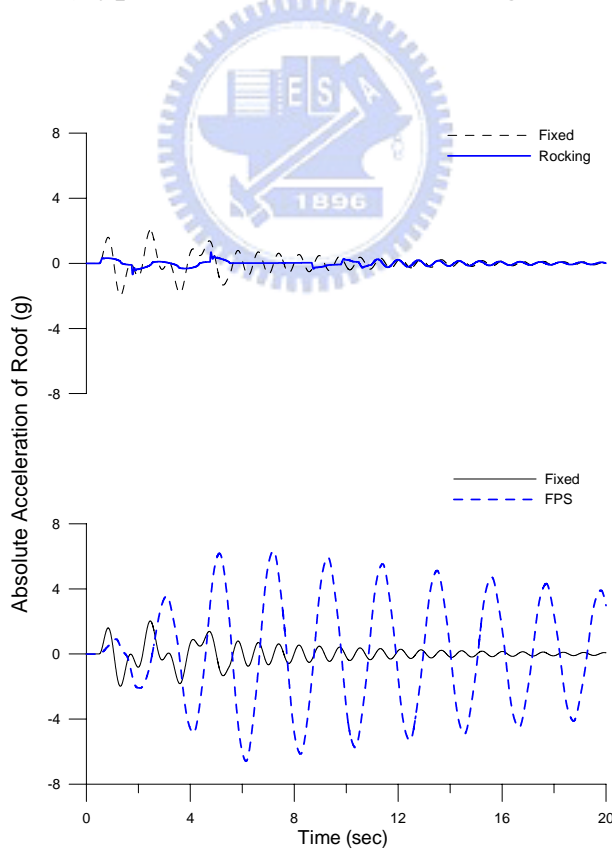


圖 4.54 晃動與滑動隔震結構樓板絕對加速度比較

(Type C2 ;  $T=2s$  ;  $PGA=1g$ )



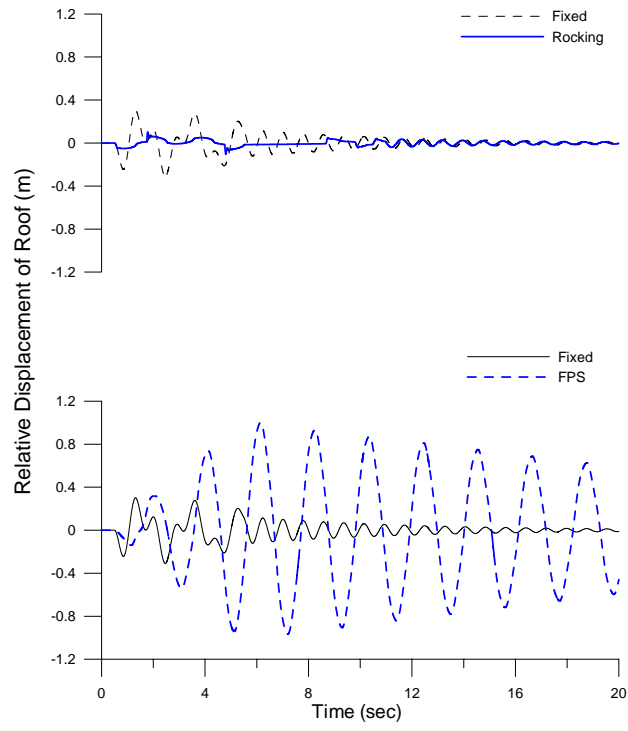


圖 4.55 晃動與滑動隔震結構樓層相對位移比較

(Type C2 ;  $T=2s$  ;  $PGA=1g$ )

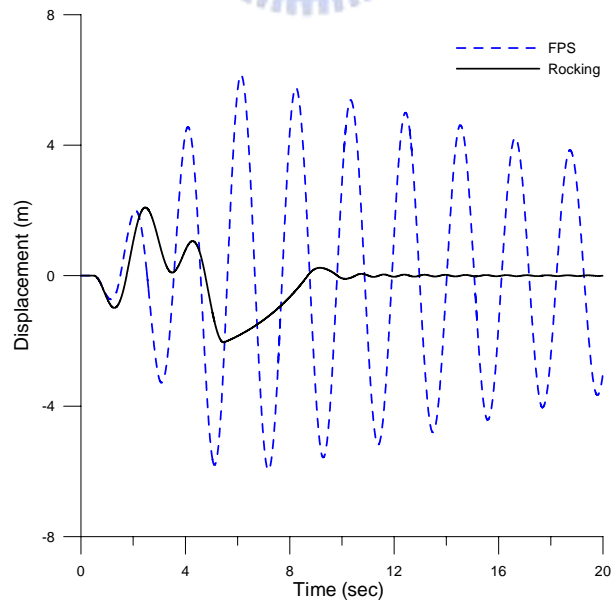


圖 4.56 晃動與滑動隔震系統剛體位移歷時比較

(Type C2 ;  $T=2s$  ;  $PGA=1g$ )

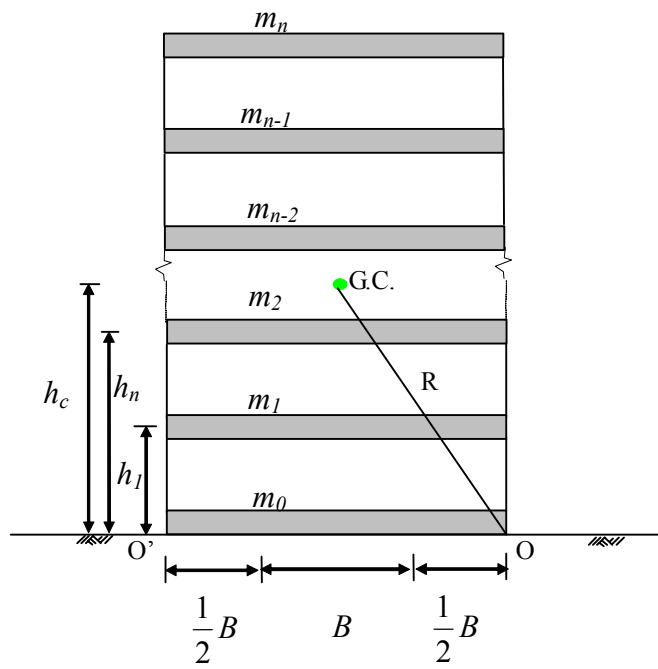


圖 5.1 多樓層結構物晃動情形

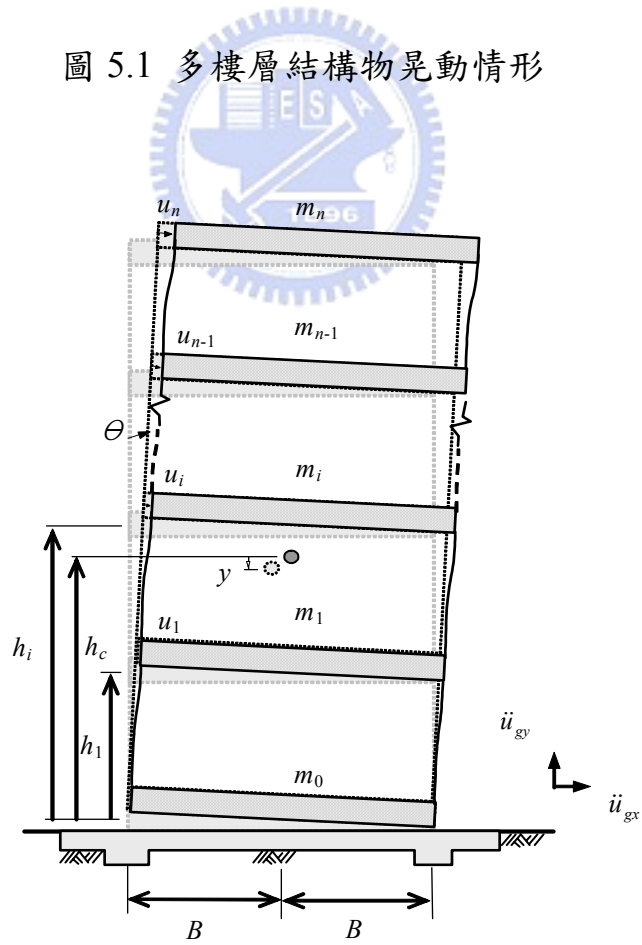


圖 5.2 多樓層結構物晃動情形

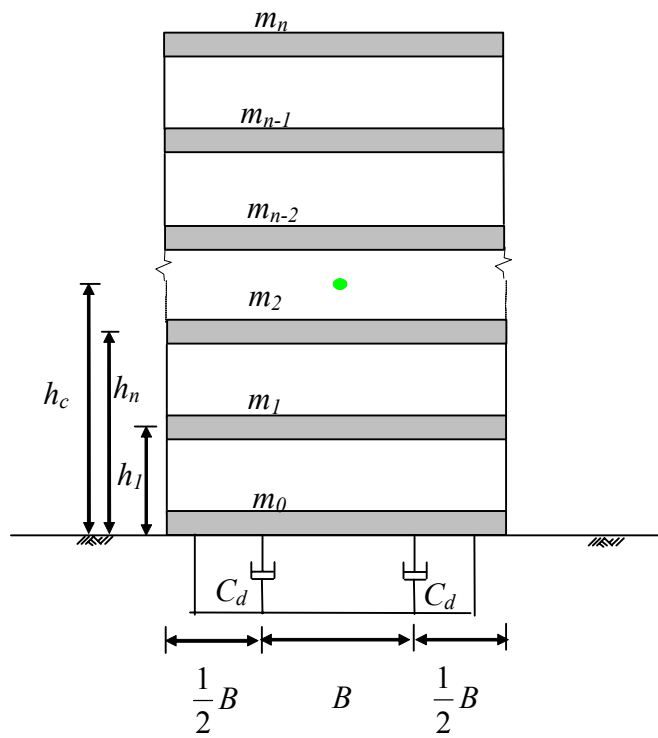


圖 5.3 多樓層結構加裝液態黏滯阻尼器圖

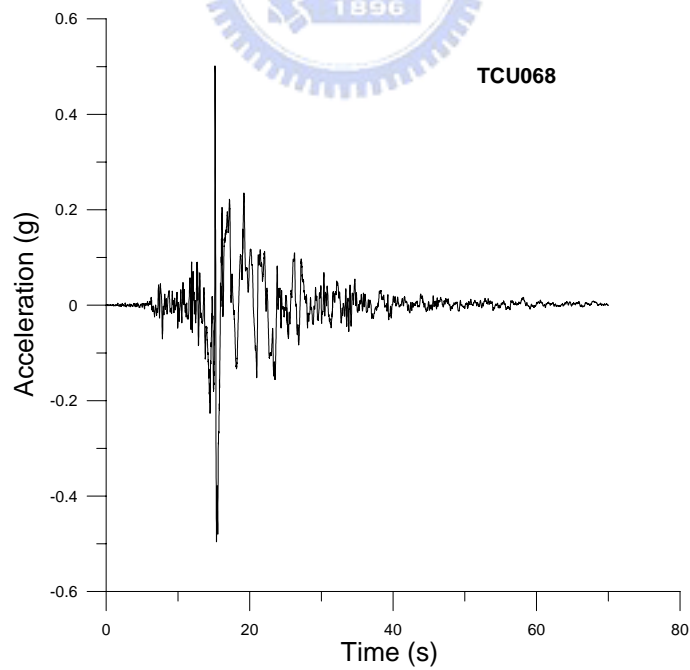


圖 5.4 近斷層地震波 TCU068 歷時圖

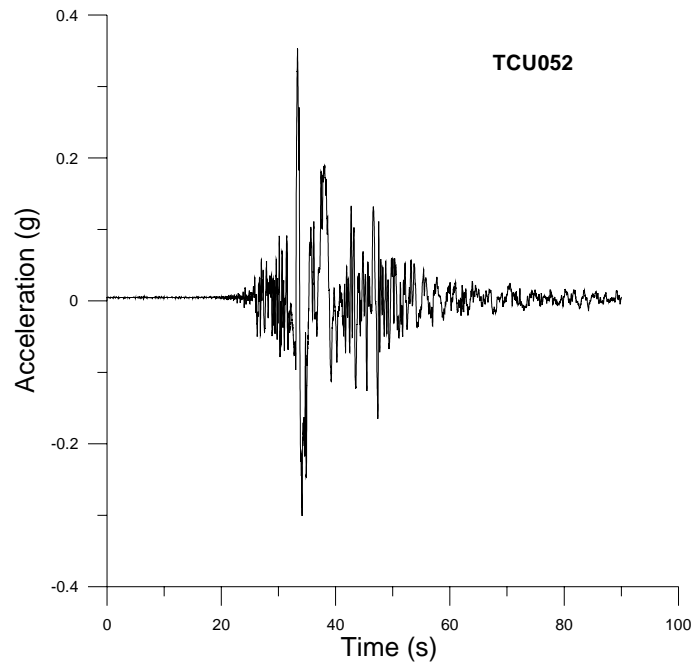


圖 5.5 近斷層地震波 TCU052 歷時圖

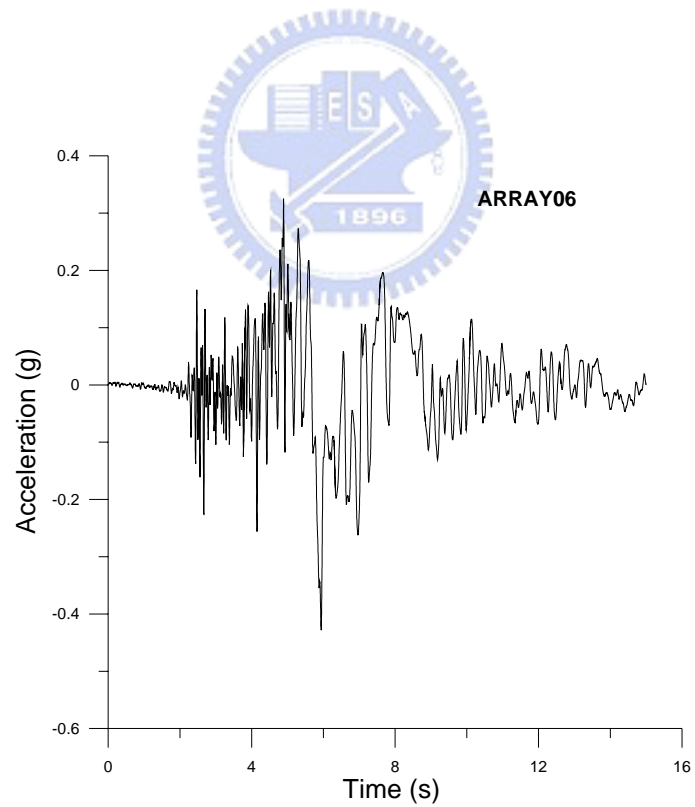


圖 5.6 近斷層地震波 ARRAY06\_X 歷時圖

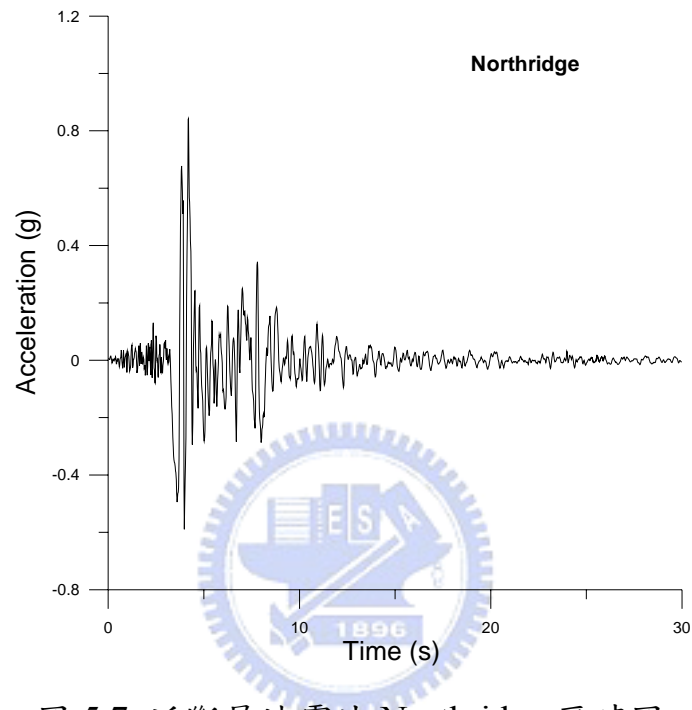


圖 5.7 近斷層地震波 Northridge 歷時圖

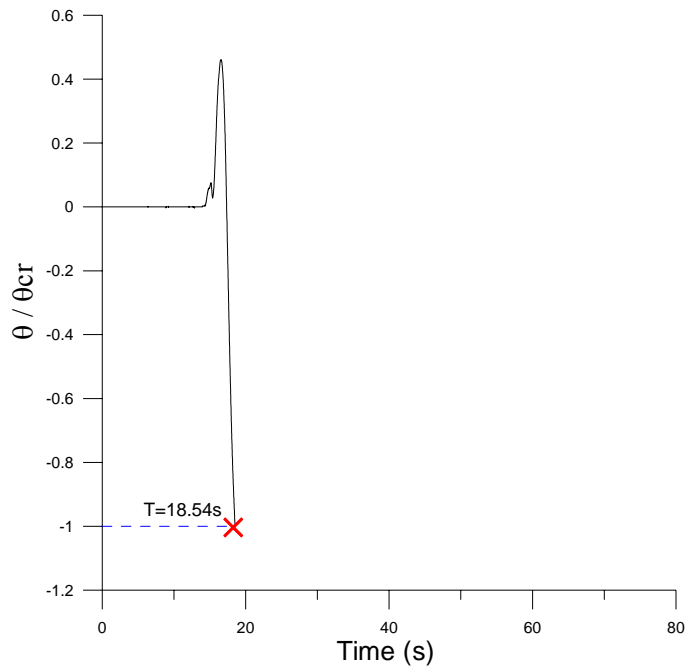


圖 5.8(a)晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=TCU068 ; PGA=1g)

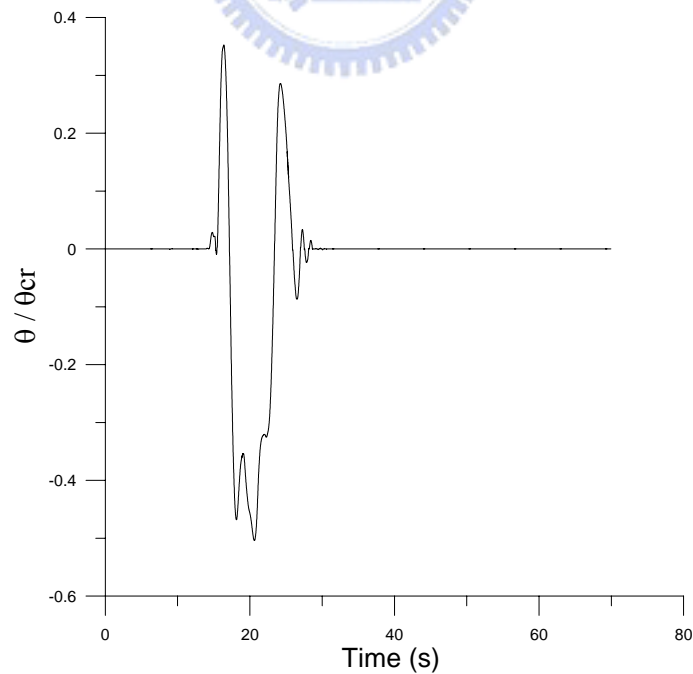


圖 5.8(b)晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=TCU068 ; PGA=1g)

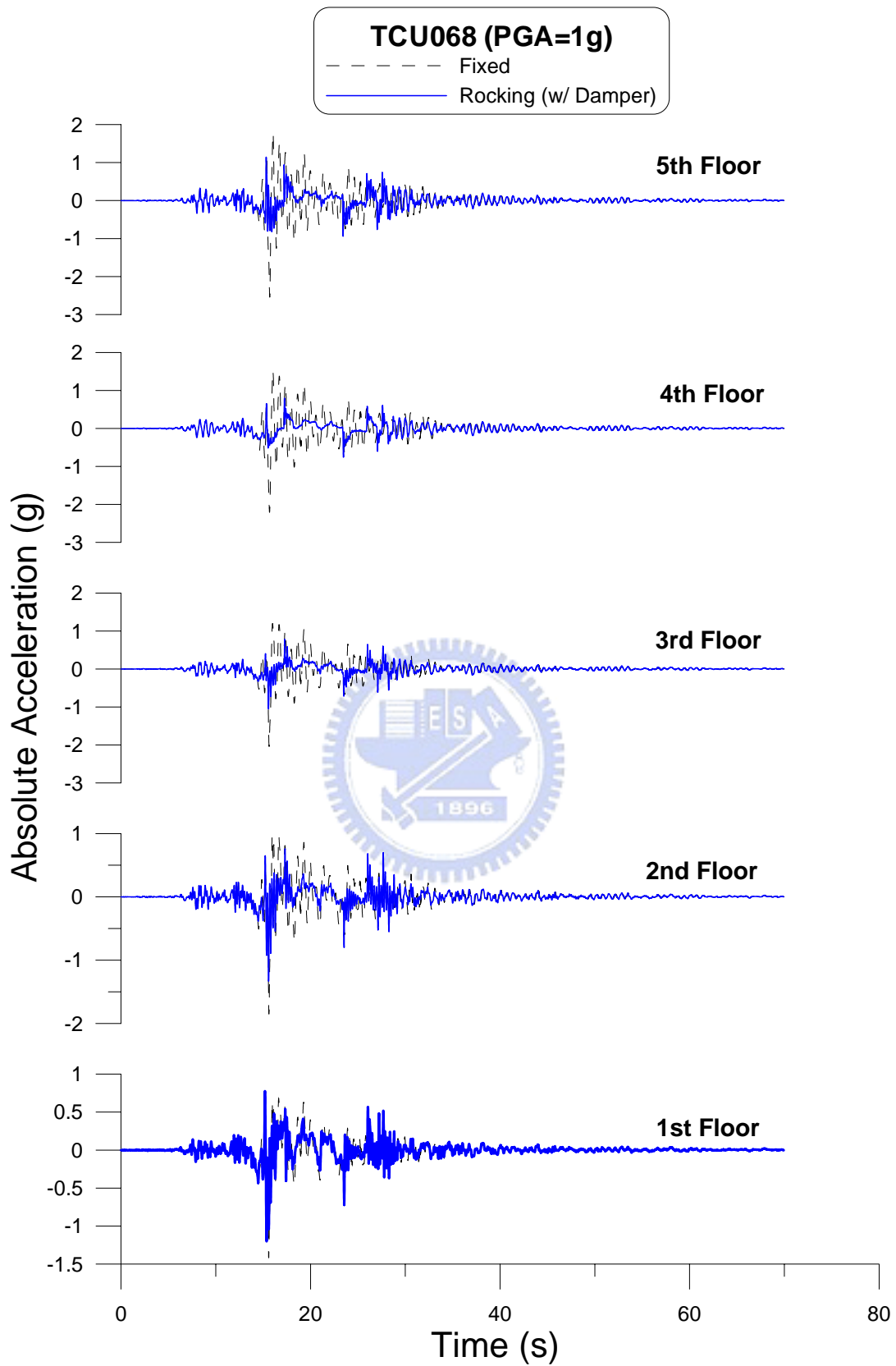


圖 5.9 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時

(Input=TCU068 ; PGA = 1g)

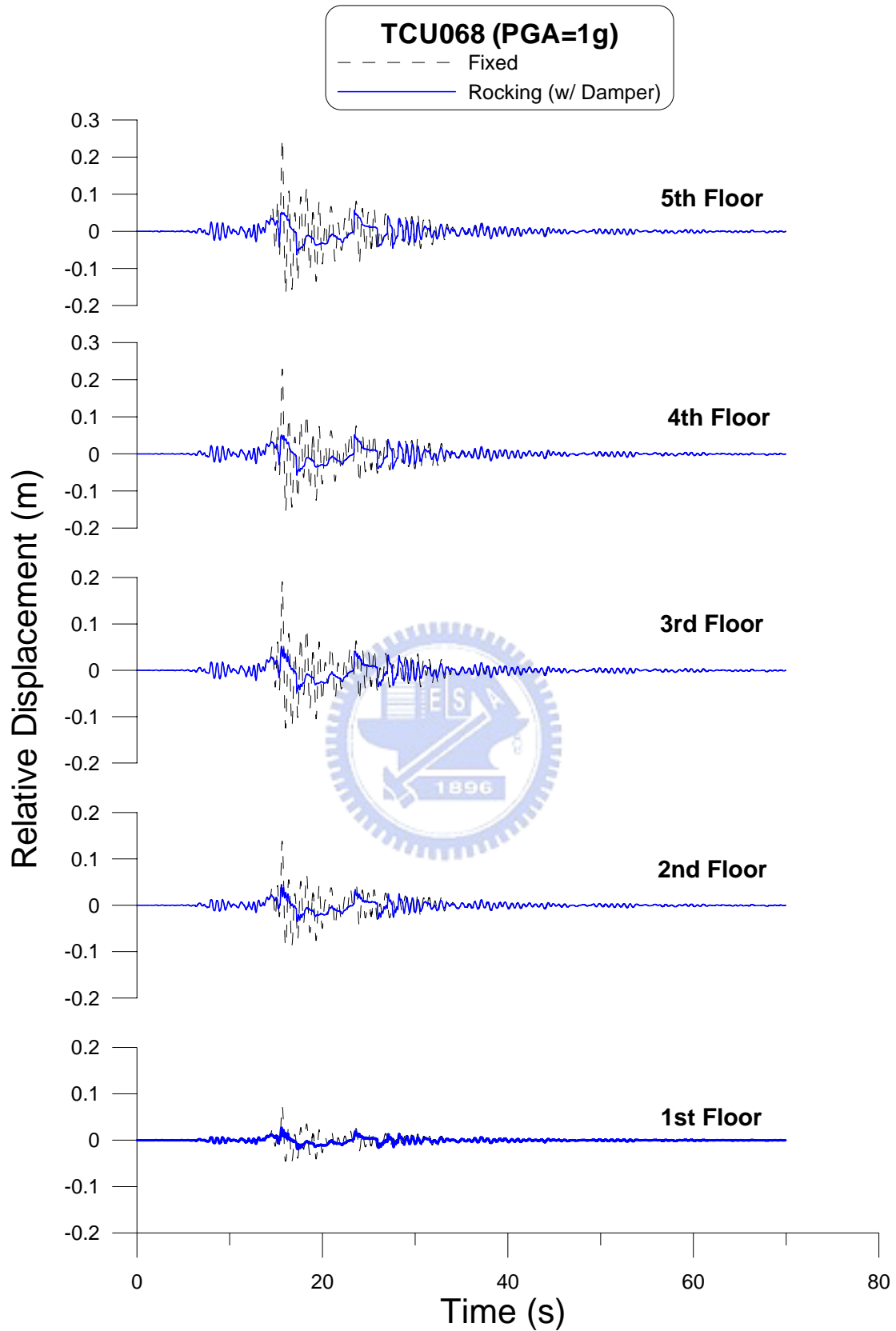


圖 5.10 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=TCU068 ; PGA = 1g)



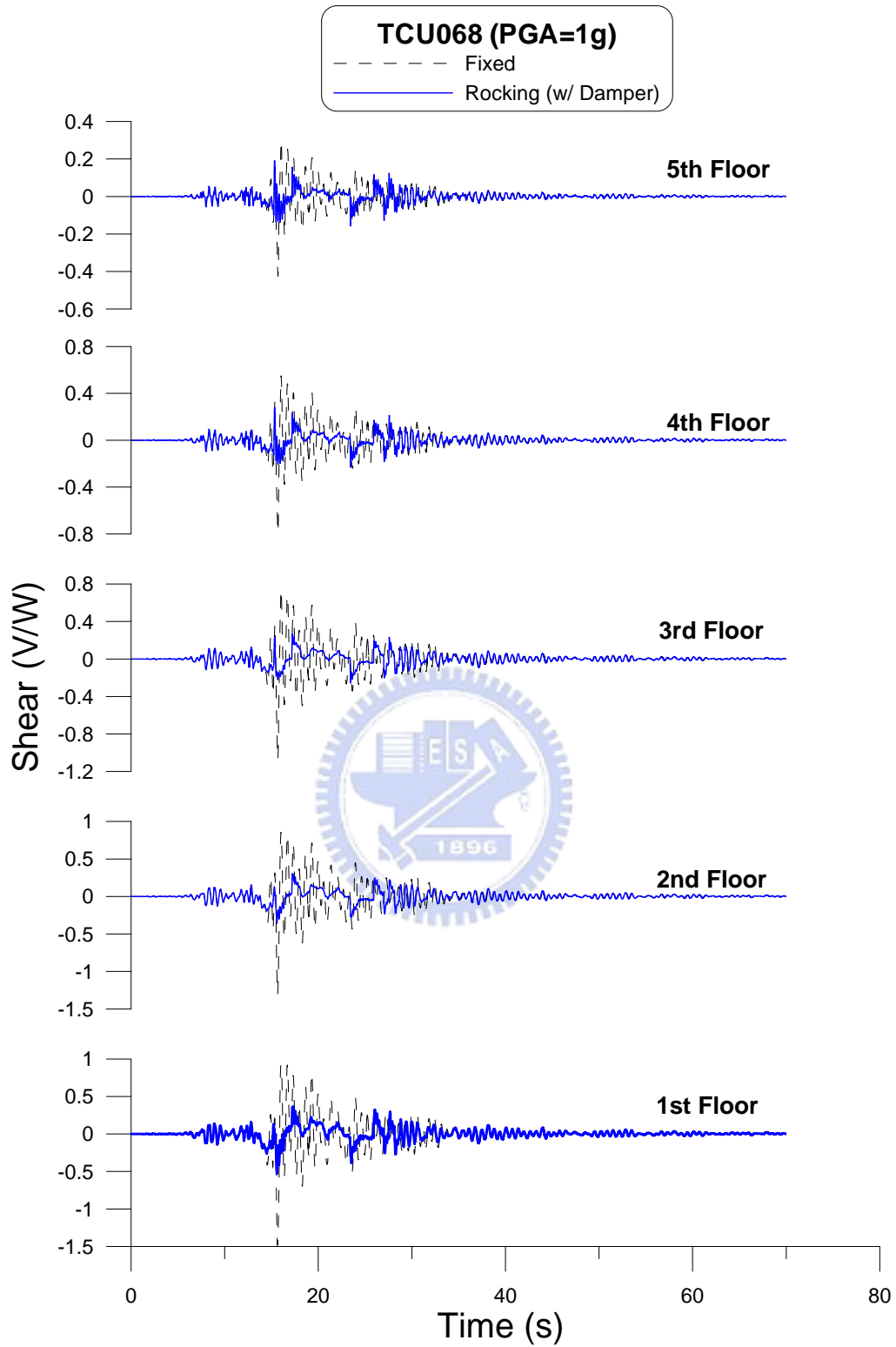


圖 5.11 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時

(Input=TCU068 ; PGA = 1g)

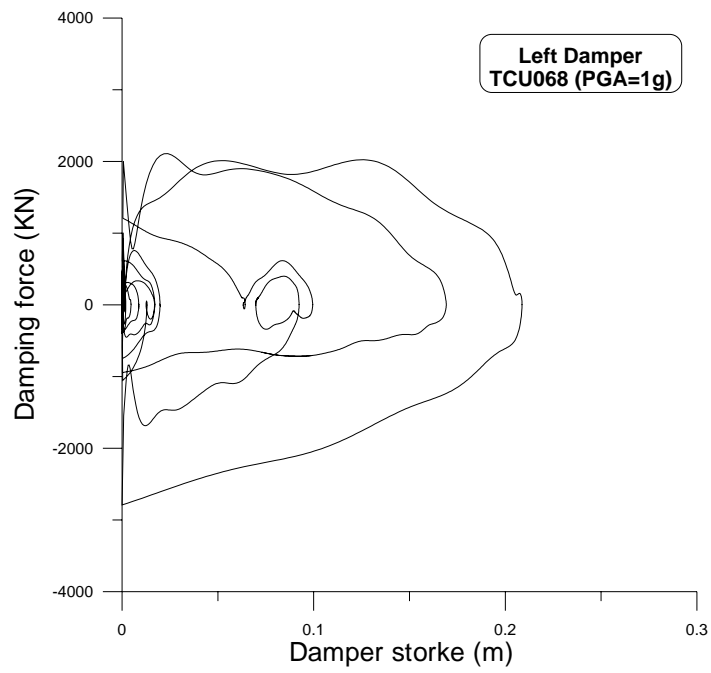


圖 5.12 (a)左側阻尼器之遲滯迴圈(Input=TCU068 ; PGA = 1g)

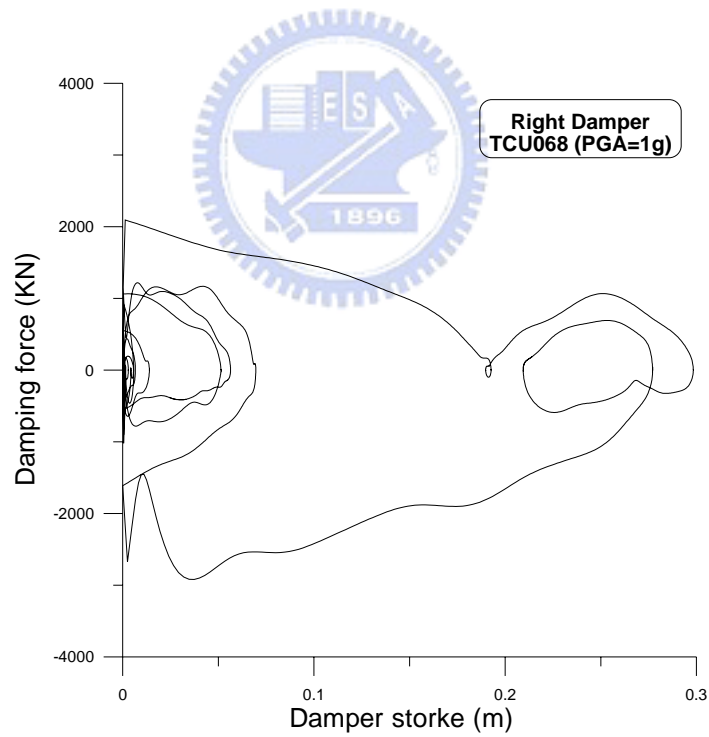


圖 5.12(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(Input=TCU068 ; PGA = 1g)

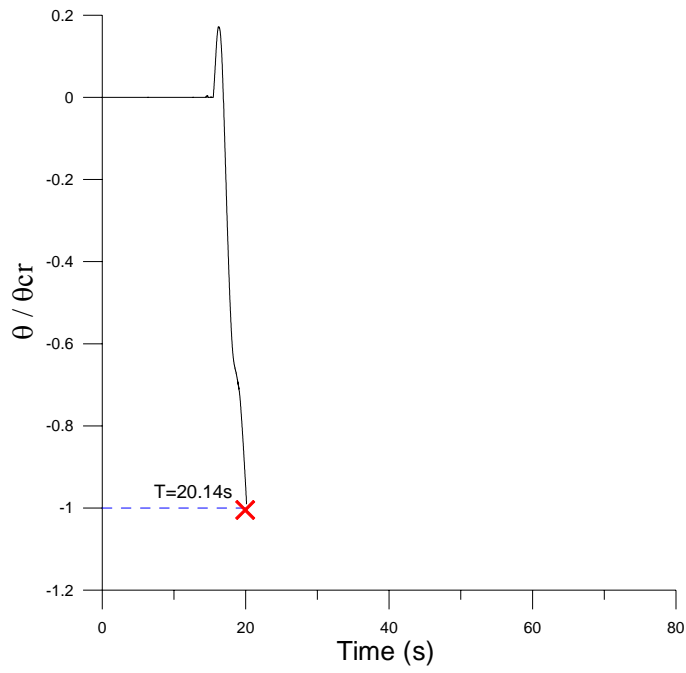


圖 5.13(a) 晃動隔震結構未裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=TCU068 ; PGA = 0.5g)

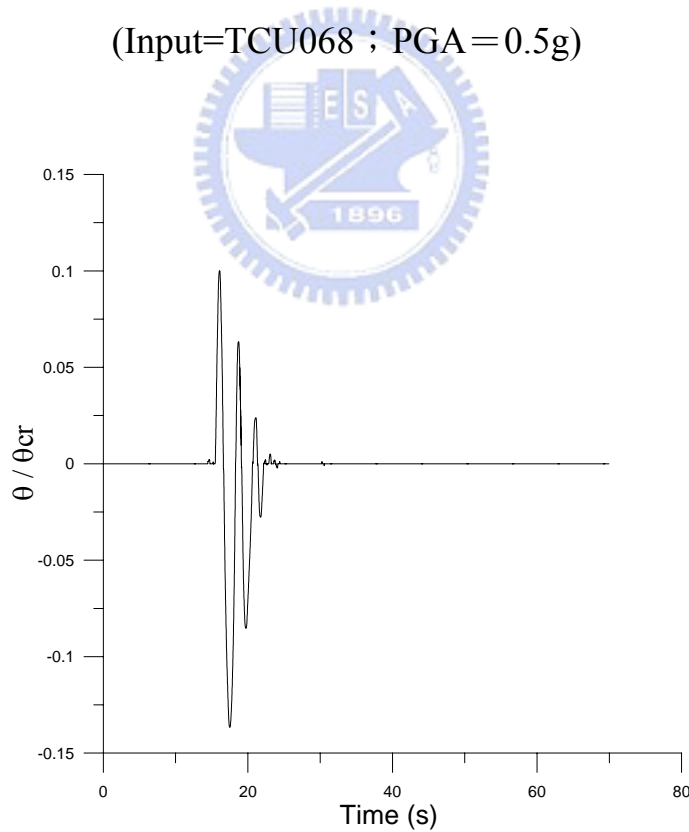


圖 5.13(b) 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=TCU068 ; PGA = 0.5g)

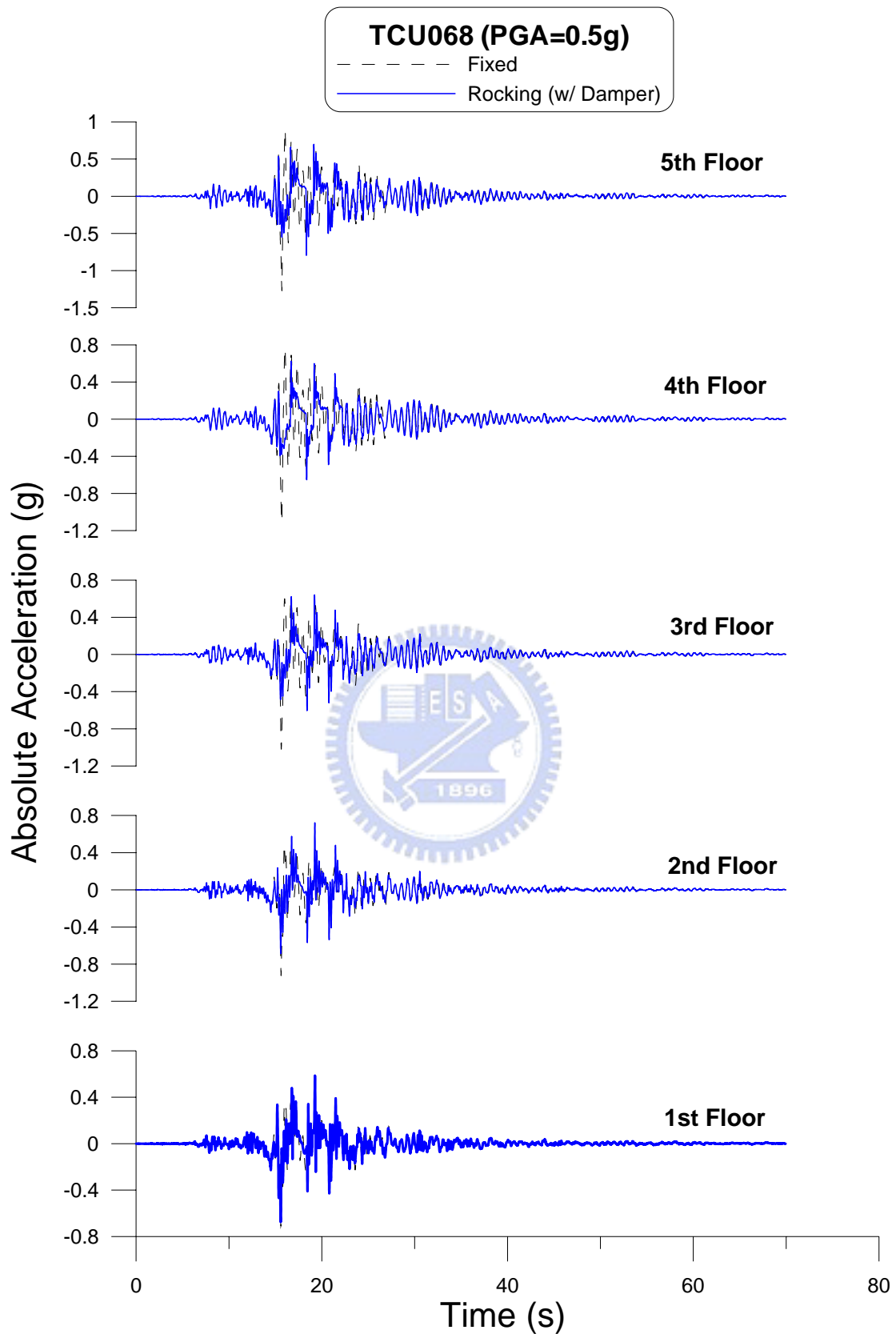


圖 5.14 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時

(Input=TCU068 ; PGA = 0.5g)

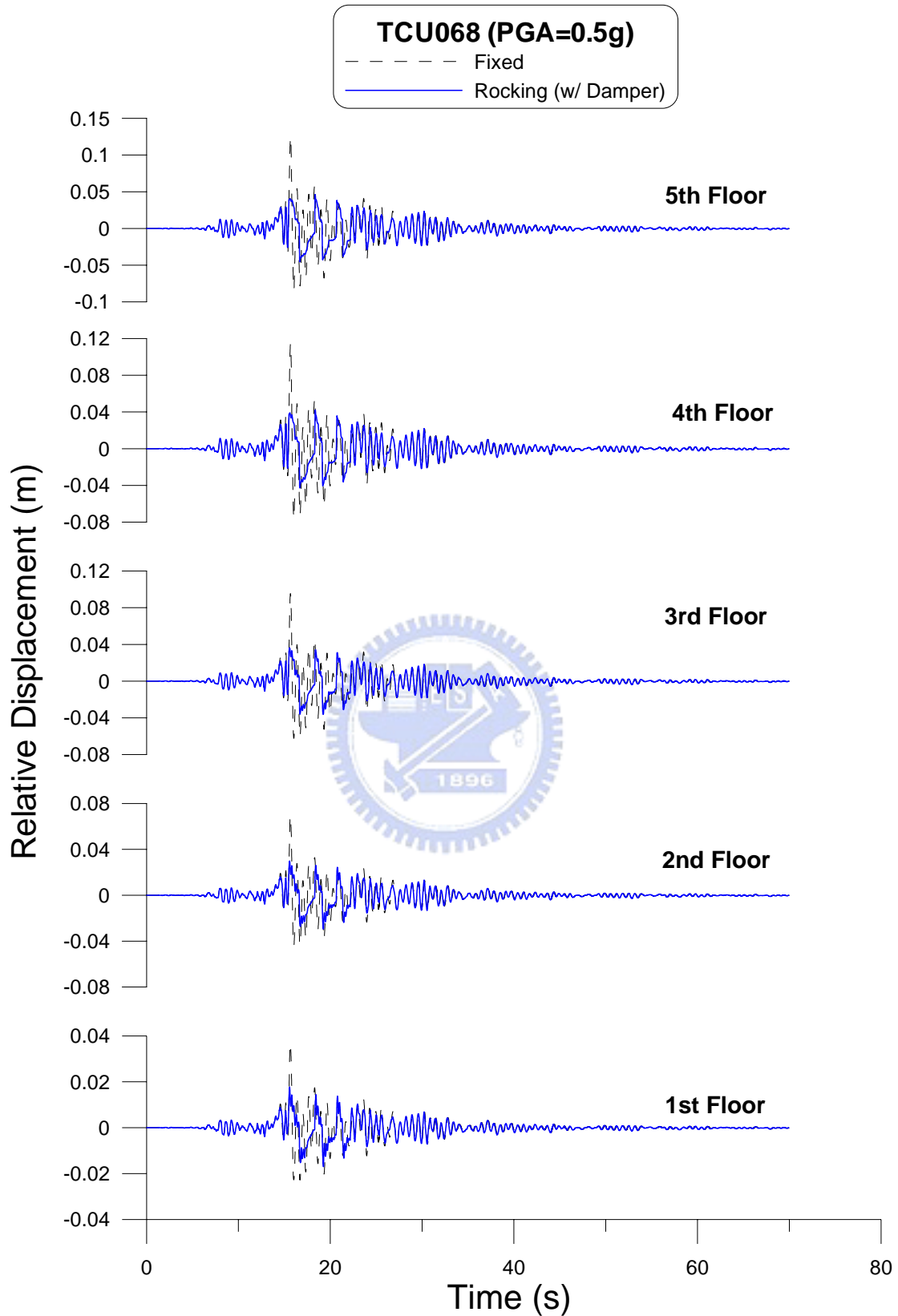


圖 5.15 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=TCU068 ; PGA = 0.5g)

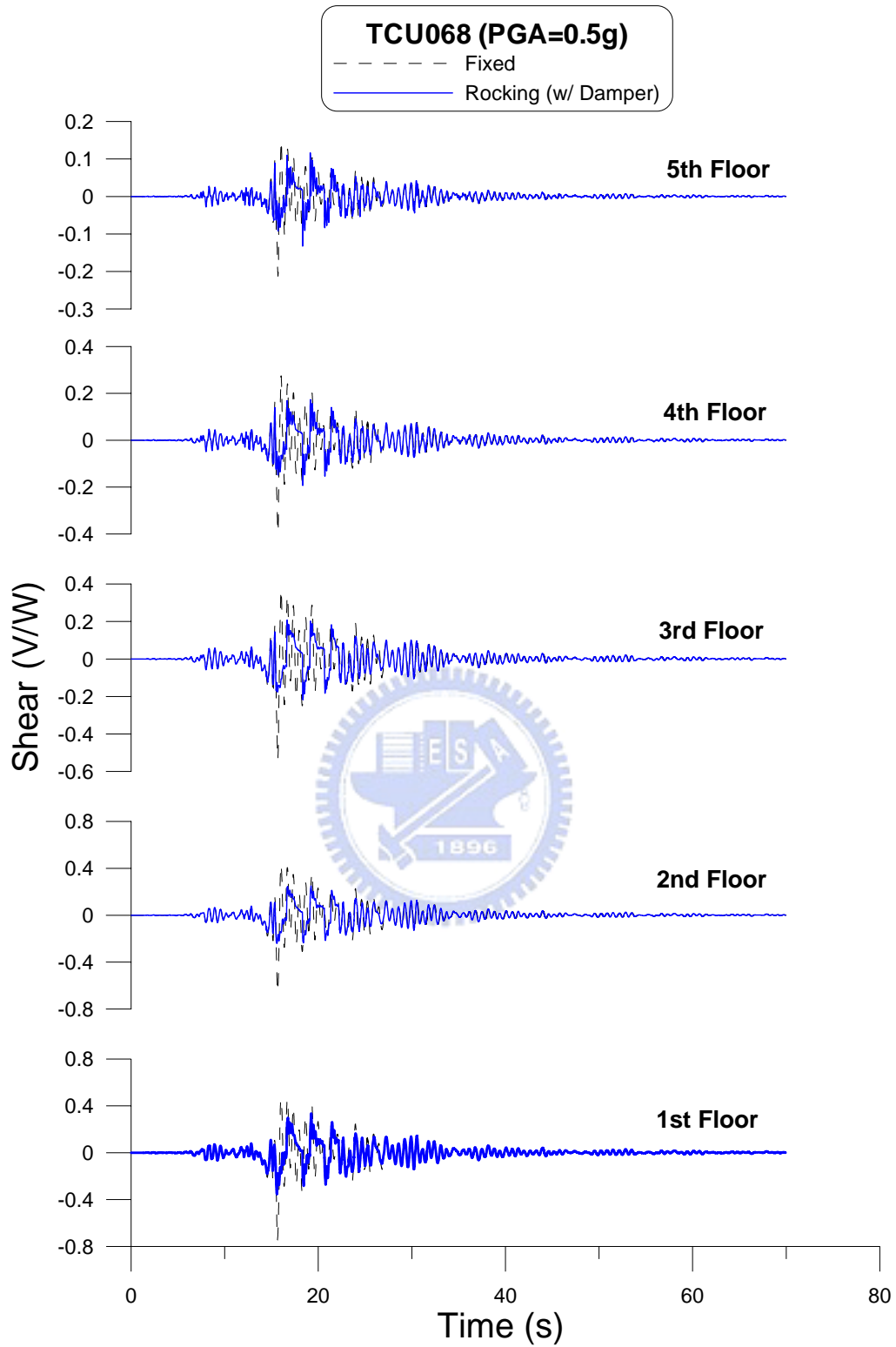


圖 5.16 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時

(Input=TCU068 ; PGA = 0.5g)

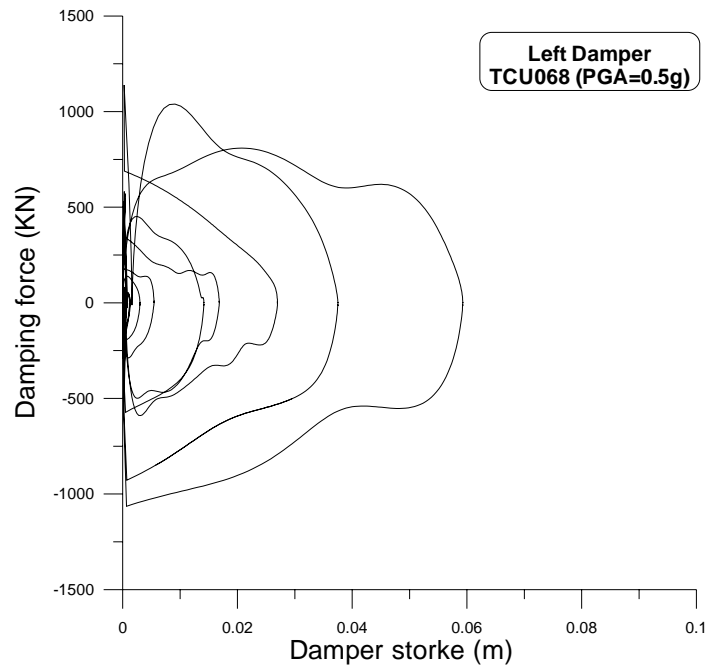


圖 5.17(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(Input=TCU068 ; PGA=0.5g)

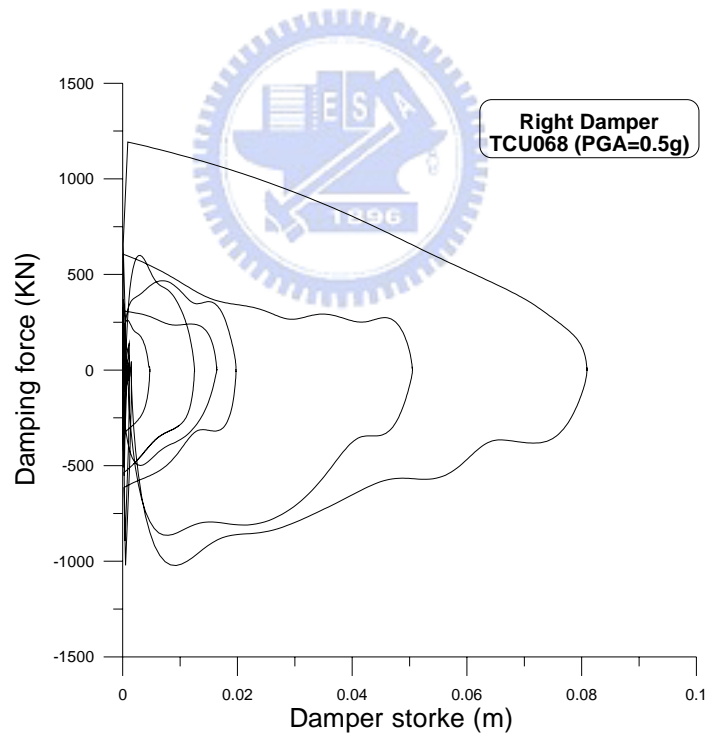


圖 5.17(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(Input=TCU068 ; PGA=0.5g)

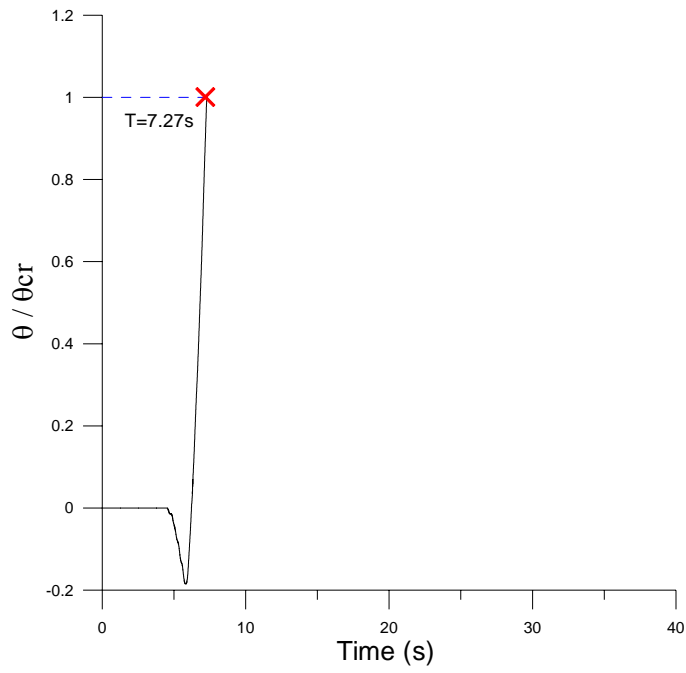


圖 5.18 (a) 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA = 1g)

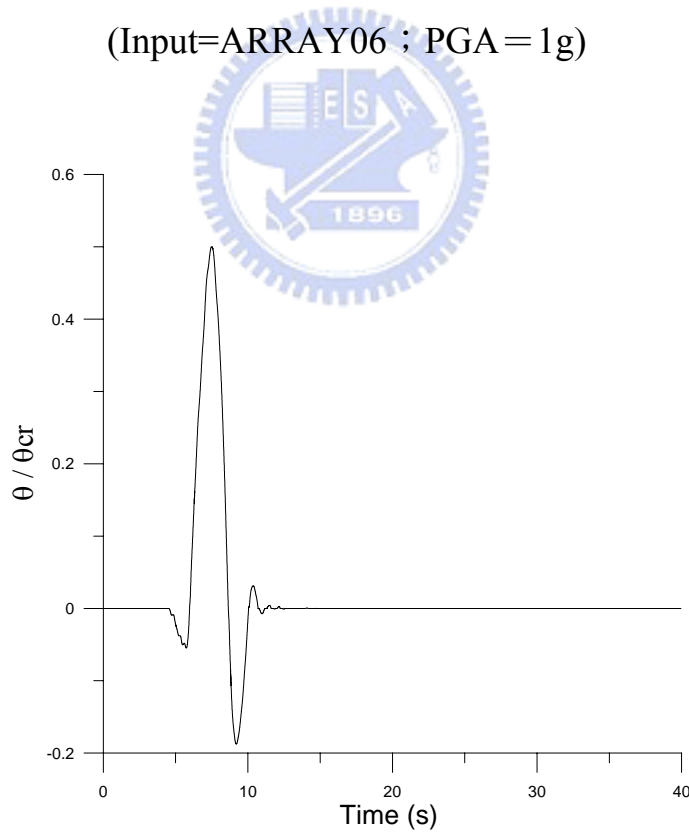


圖 5.18(b) 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA = 1g)



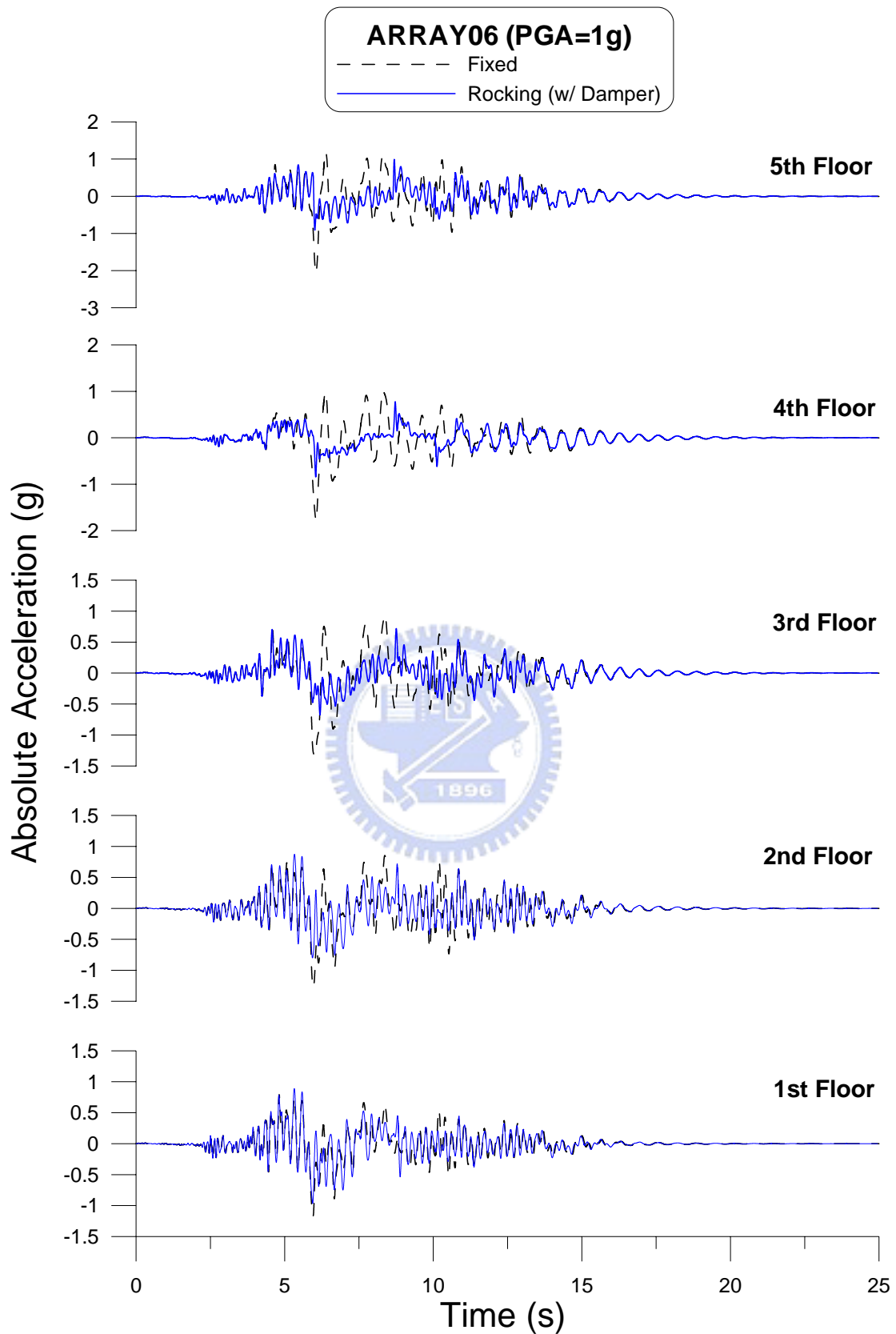


圖 5.19 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA = 1g)

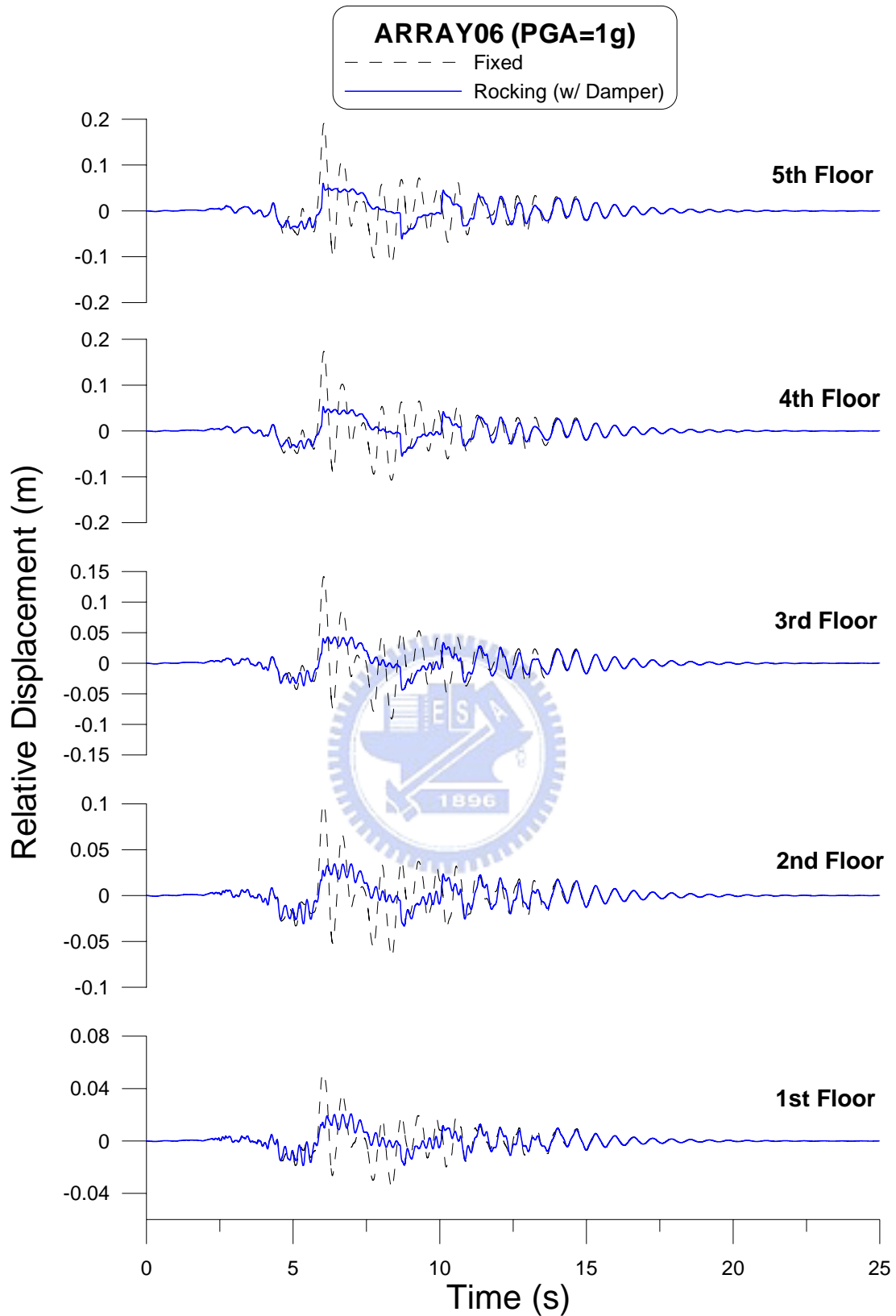


圖 5.20 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA = 1g)

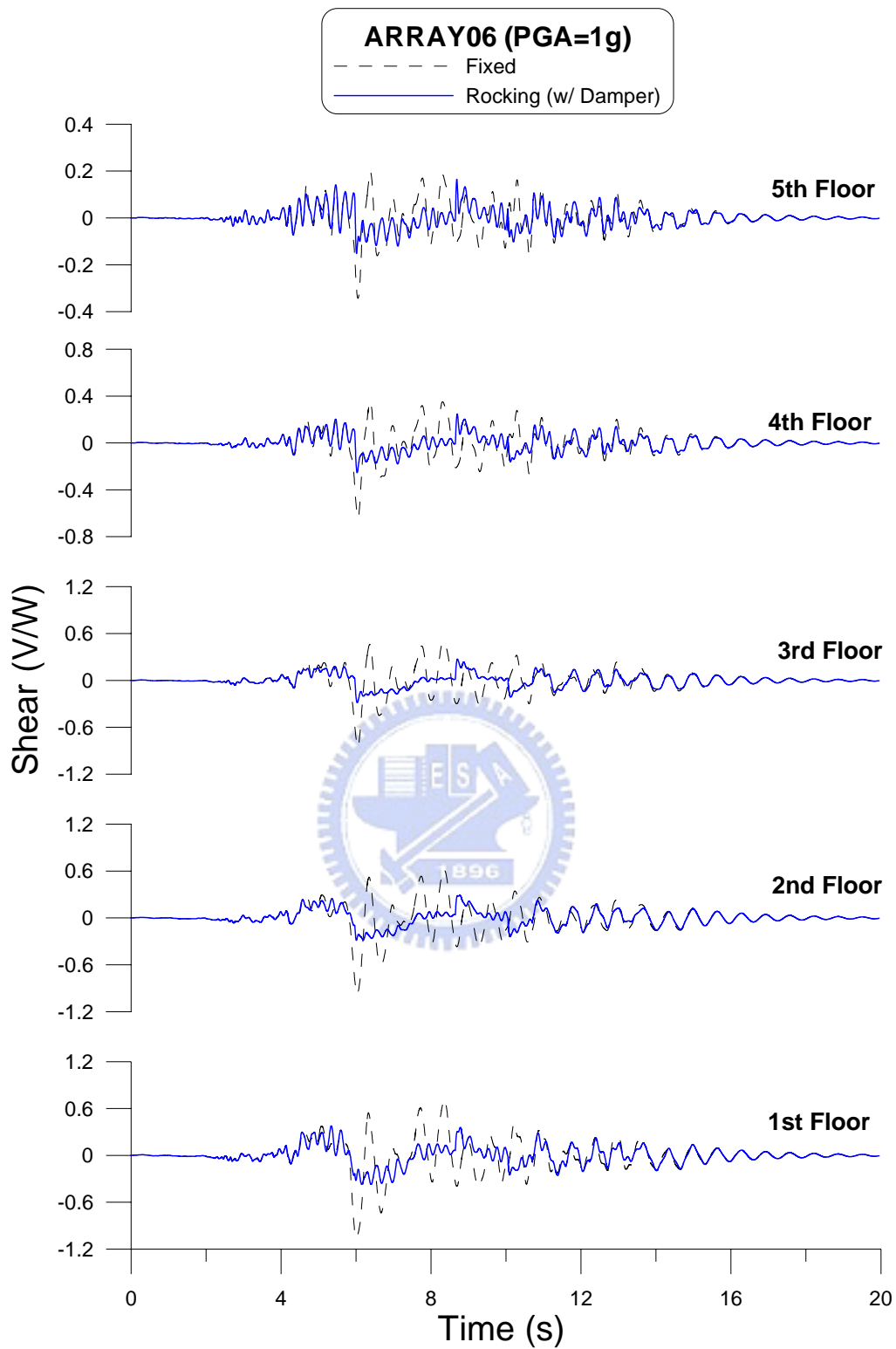


圖 5.21 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA = 1g)

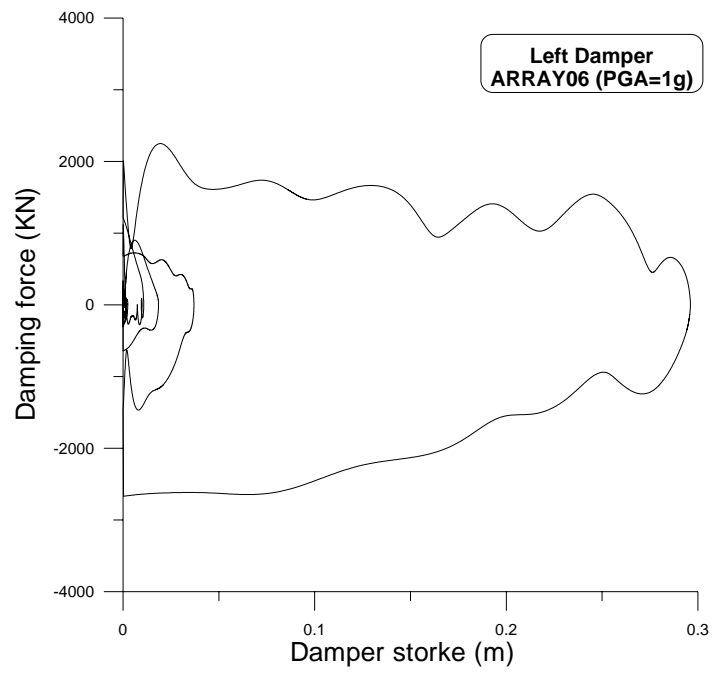


圖 5.22(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(Input=ARRAY06 ; PGA = 1g)

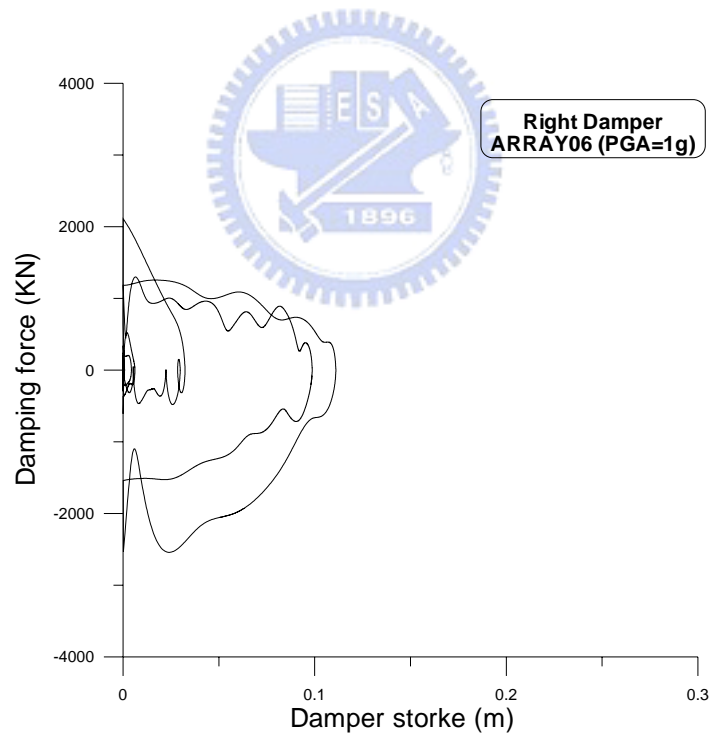


圖 5.22(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(Input=ARRAY06 ; PGA = 1g)

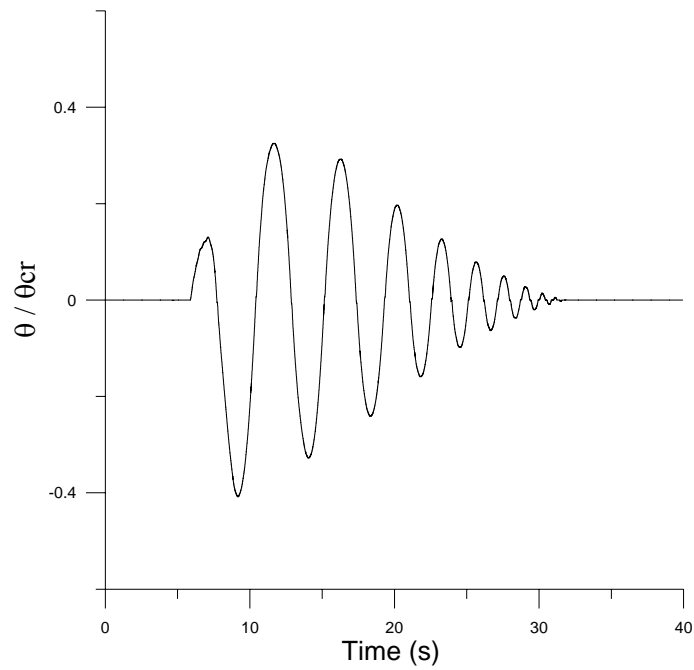


圖 5.23 (a) 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA=0.5g)

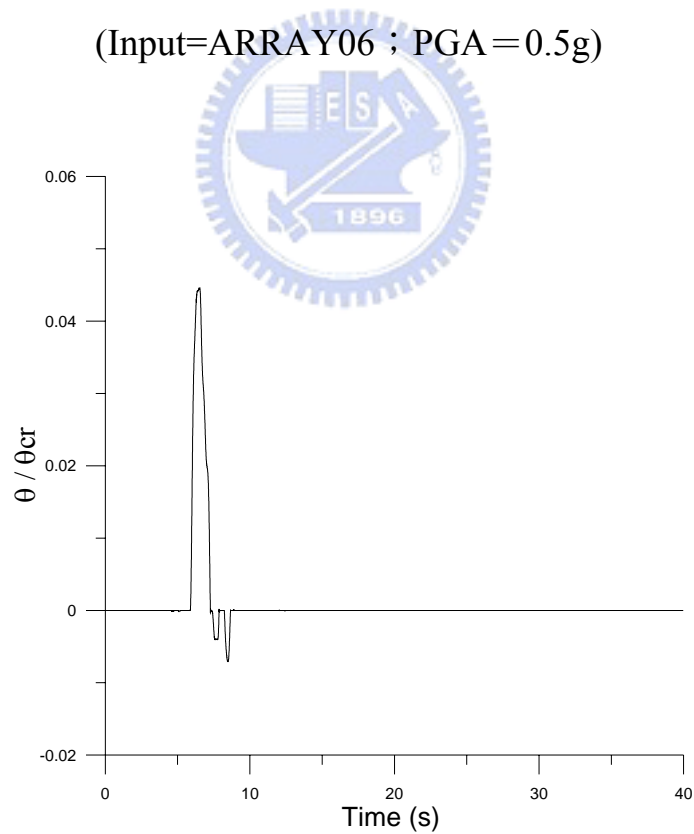


圖 5.23(b) 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA=0.5g)

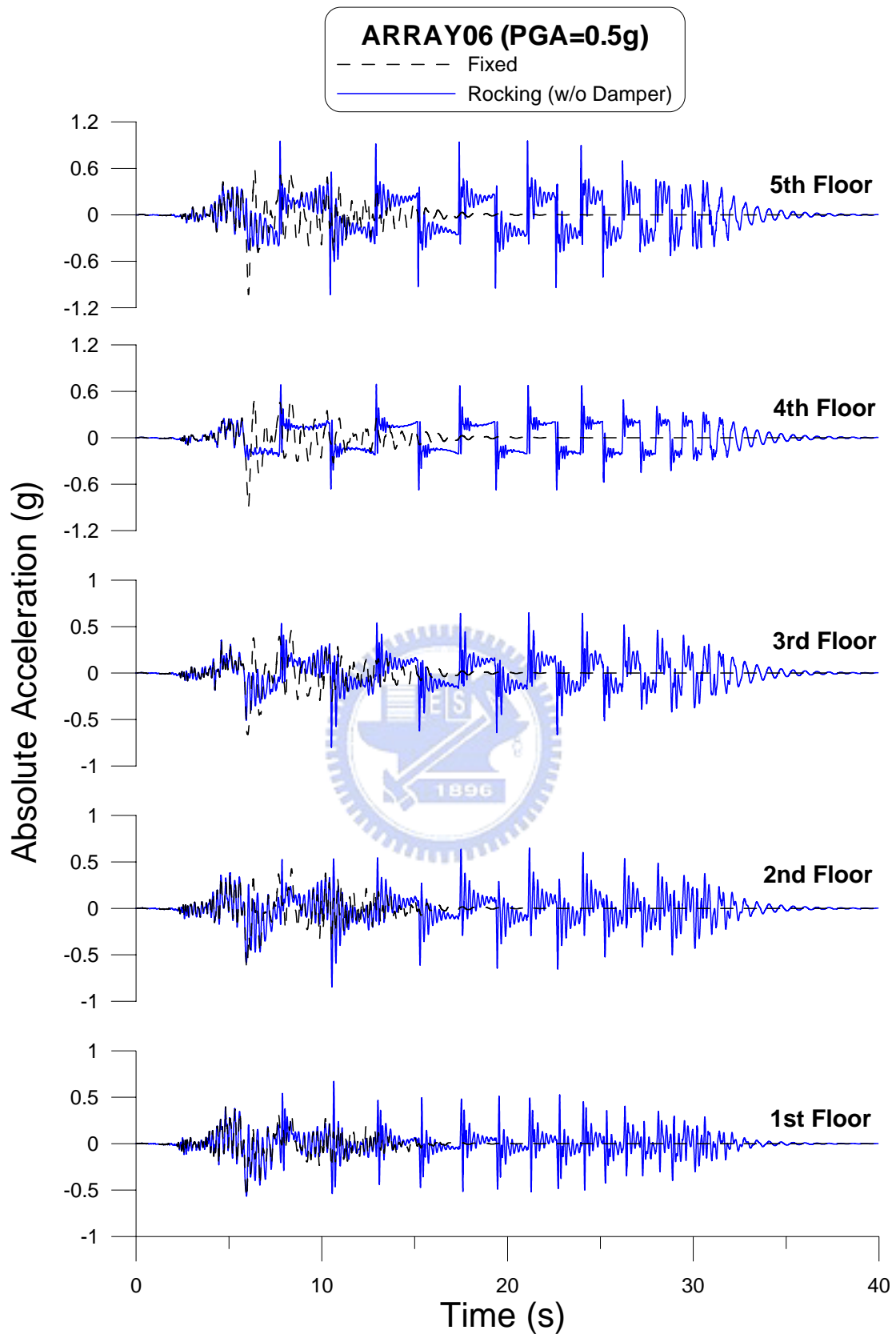


圖 5.24 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之各層絕對加速度歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA=0.5g)

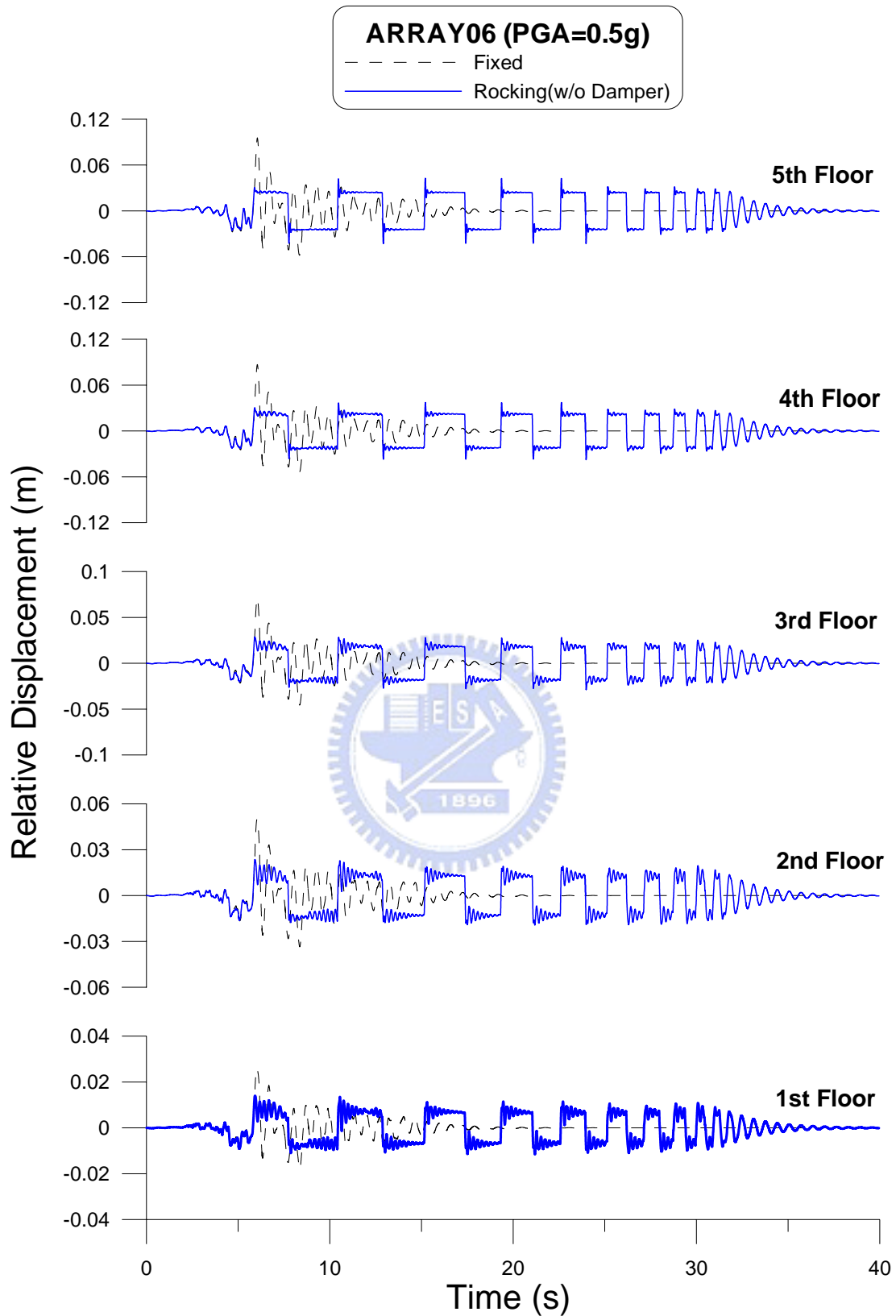


圖 5.25 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA=0.5g)

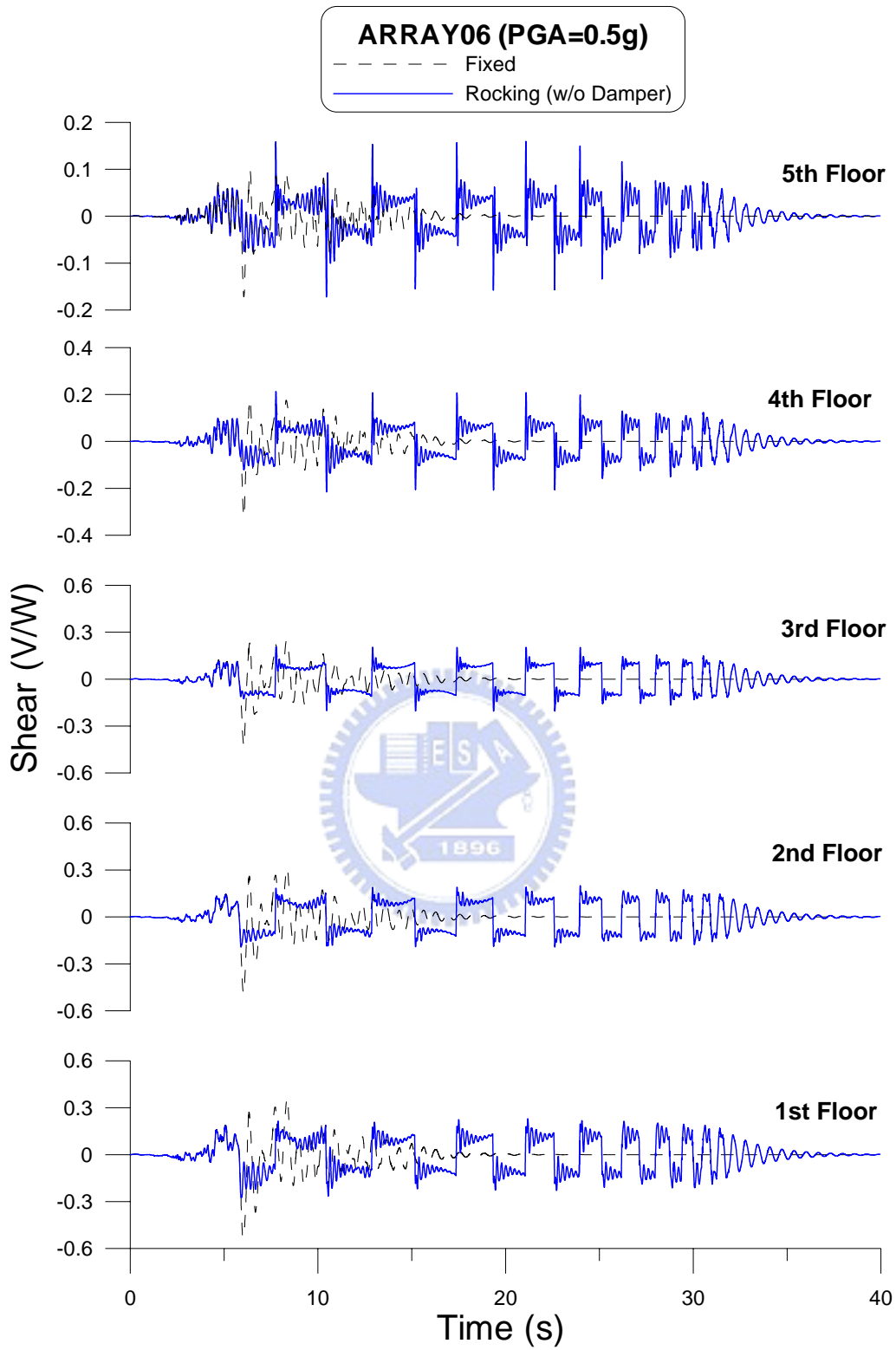


圖 5.26 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA=0.5g)



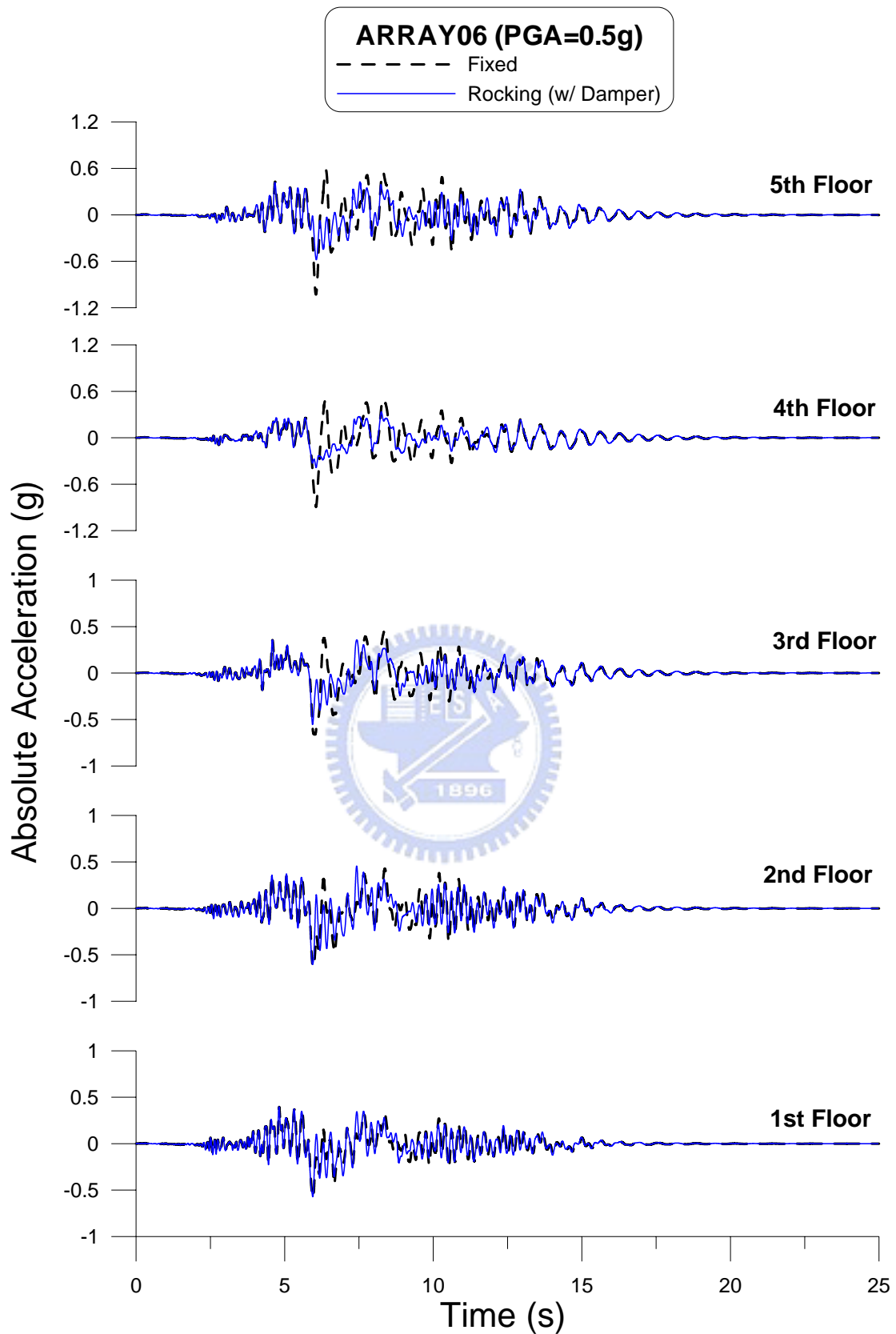


圖 5.27 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA = 0.5g)

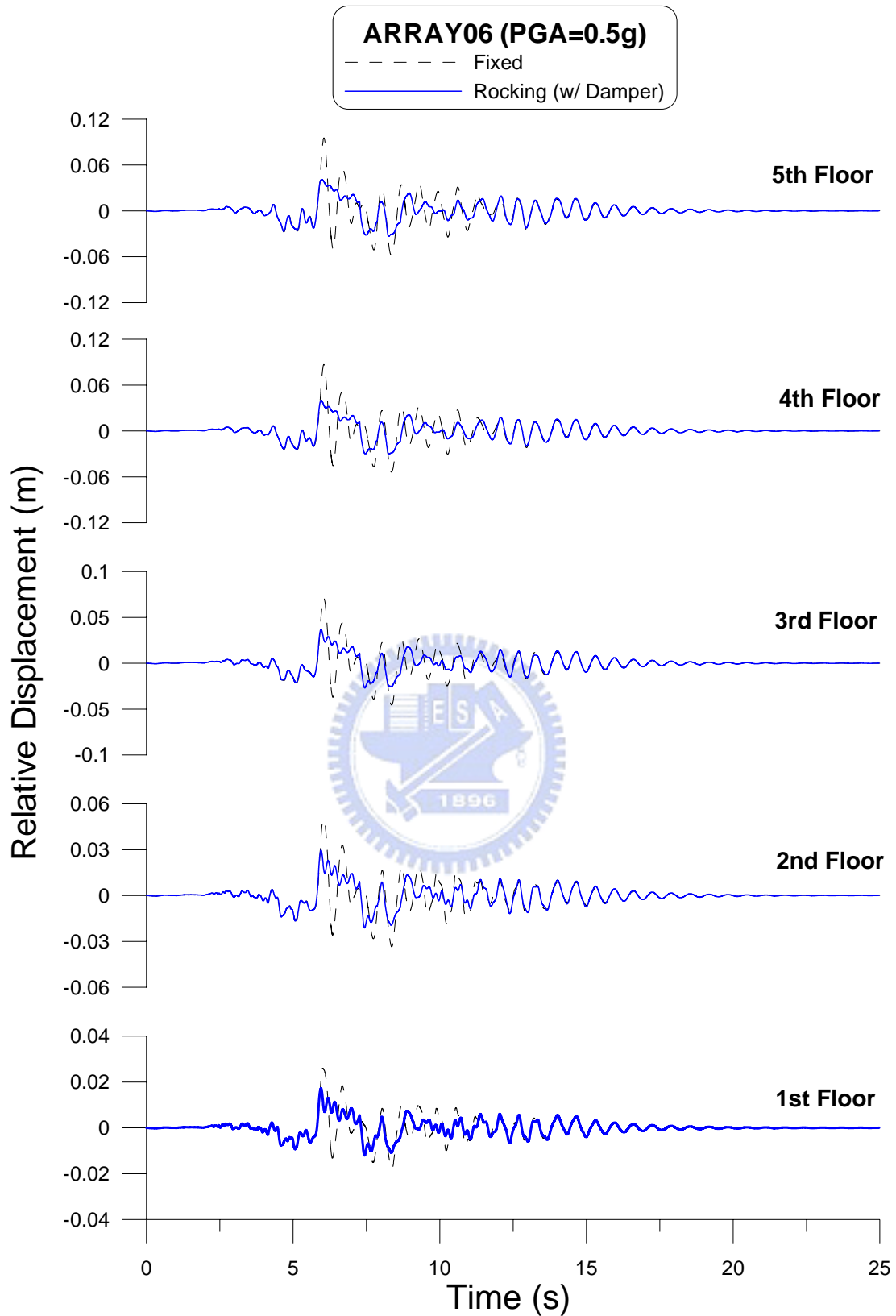


圖 5.28 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA=0.5g)

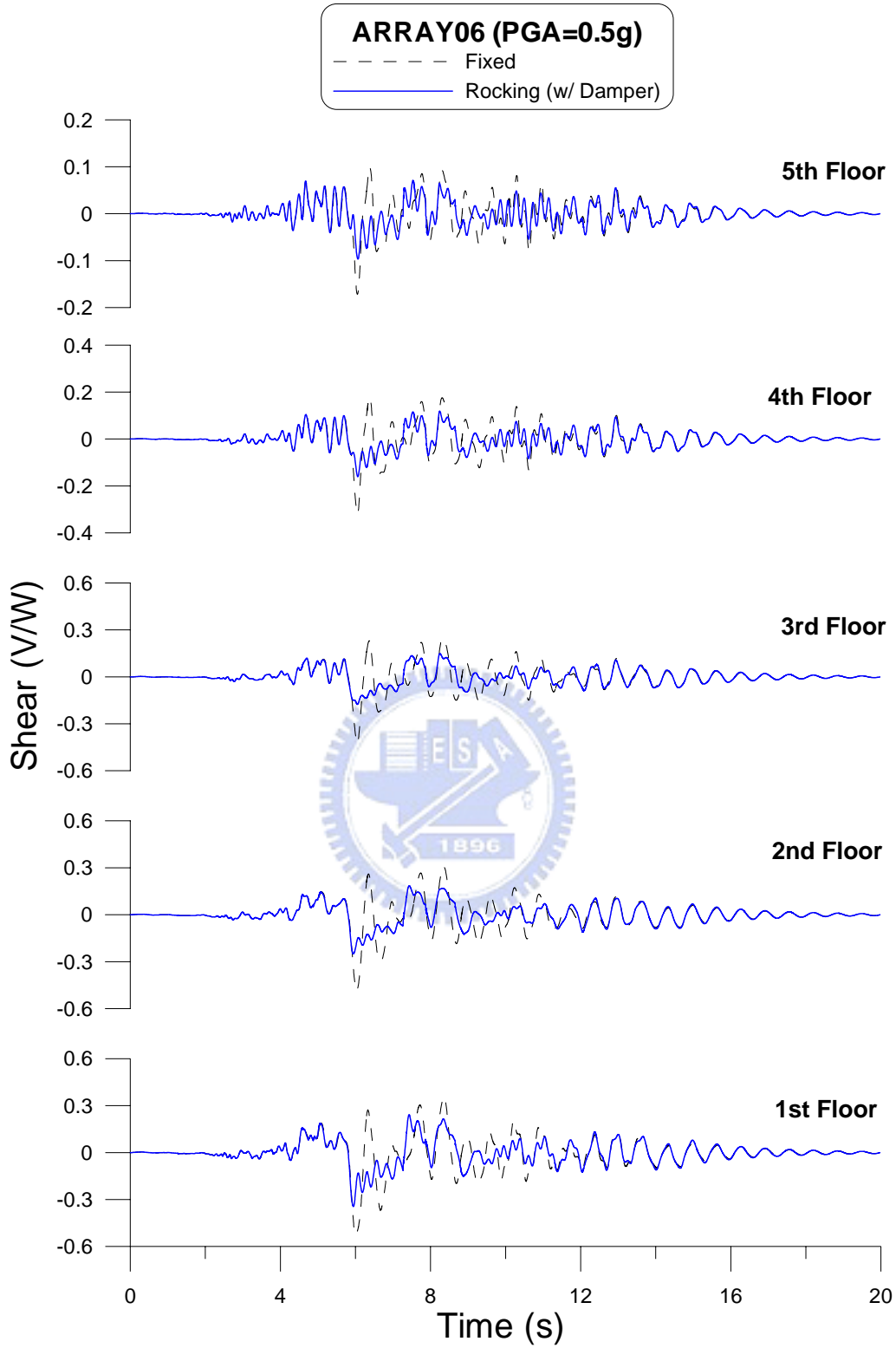


圖 5.29 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時

(Input=ARRAY06 ; PGA=0.5g)

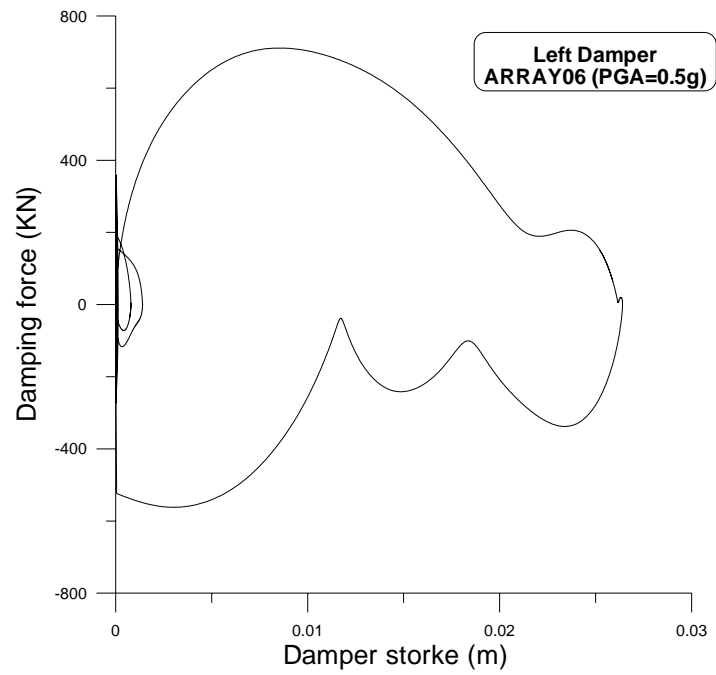


圖 5.30(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(Input=ARRAY06 ; PGA=0.5g)

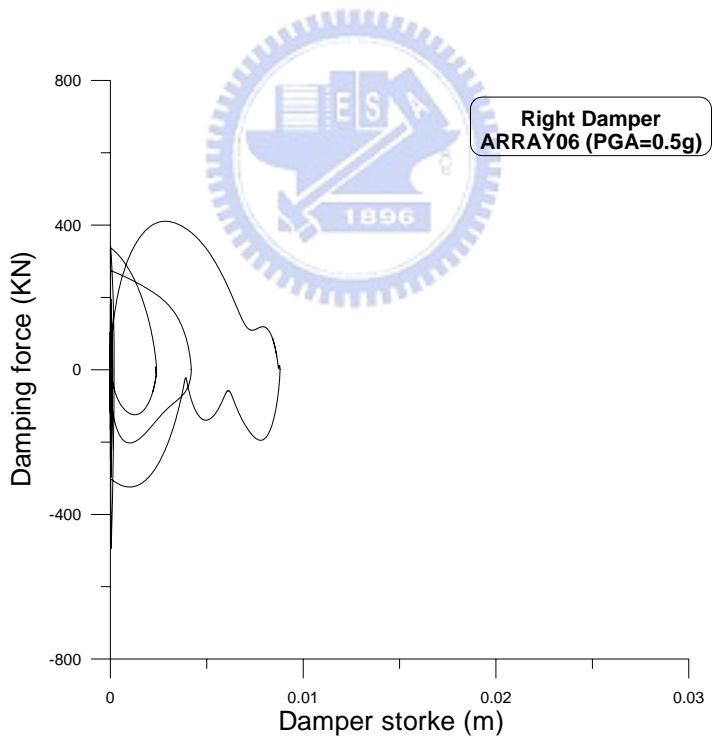


圖 5.30(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(Input=ARRAY06 ; PGA=0.5g)

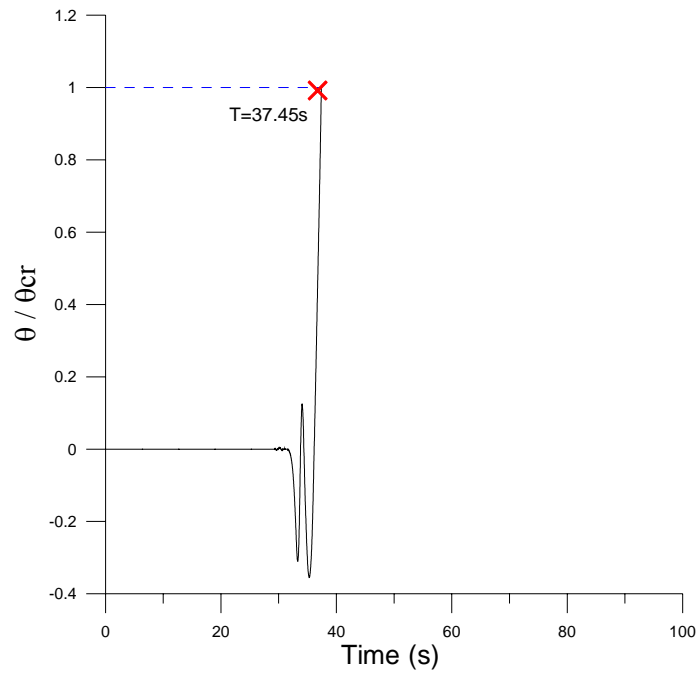


圖 5.31(a)晃動隔震結構未裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=TCU052 ; PGA = 1g)

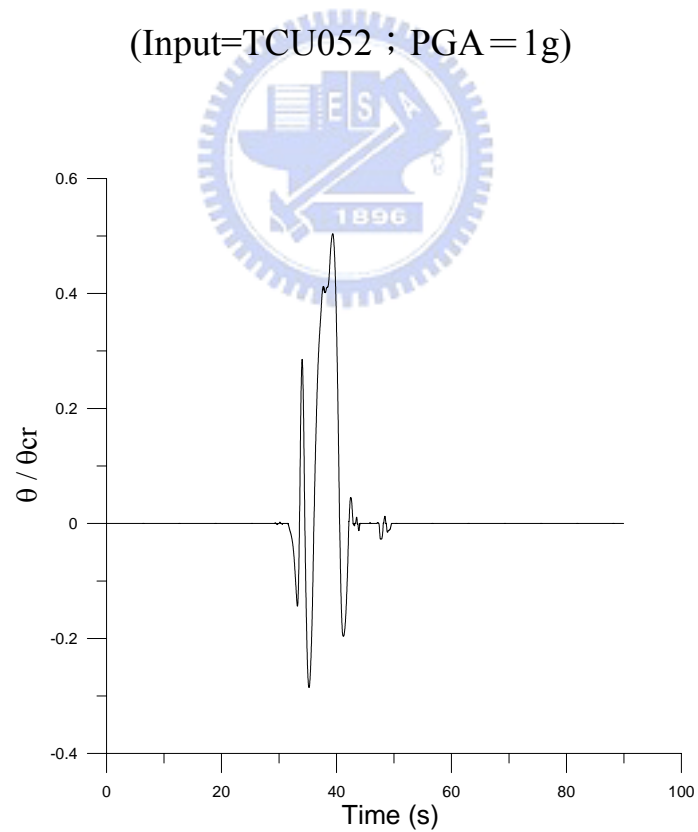


圖 5.31(b)晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=TCU052 ; PGA = 1g)

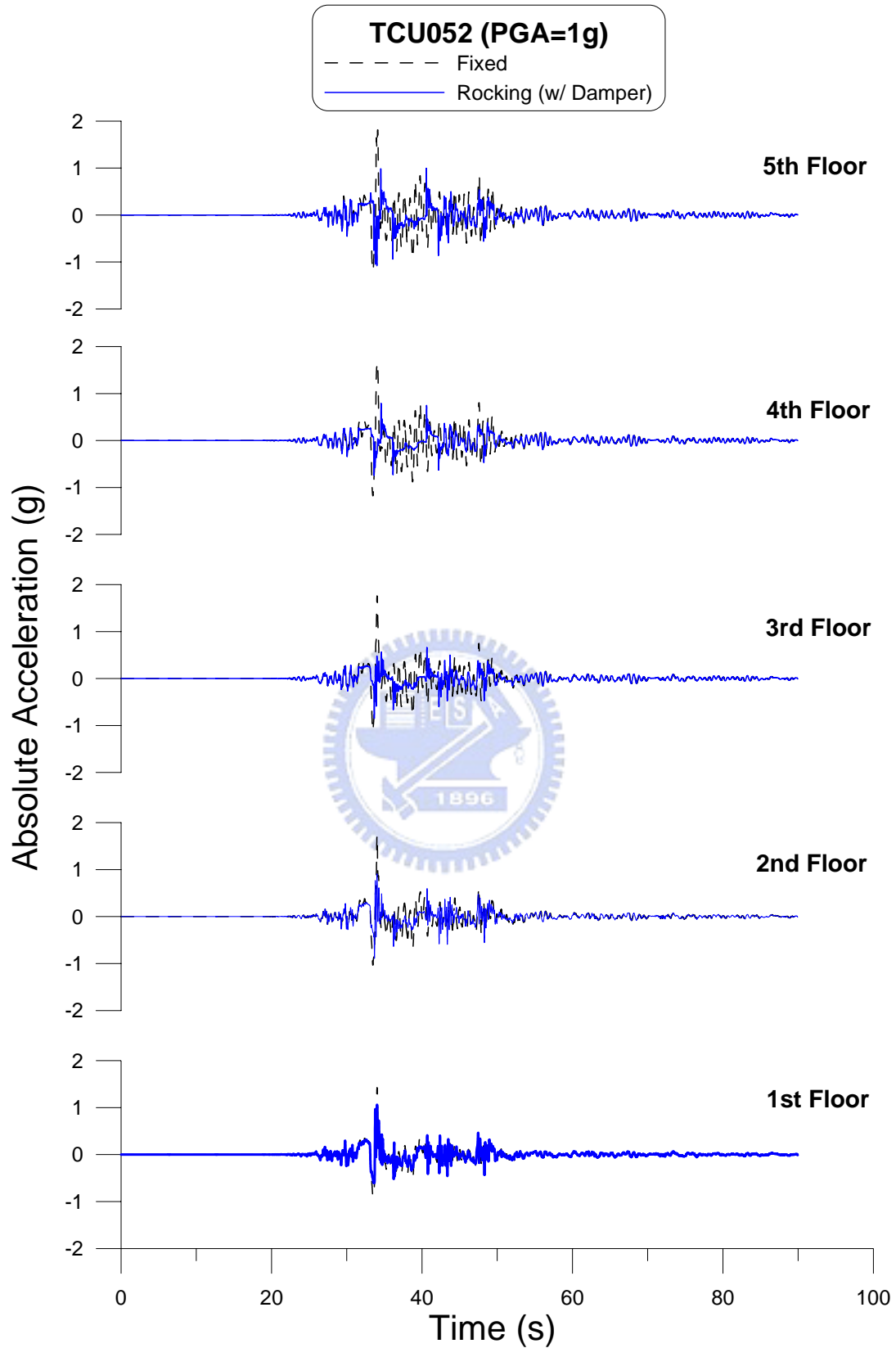


圖 5.32 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時

(Input=TCU052 ; PGA = 1g)

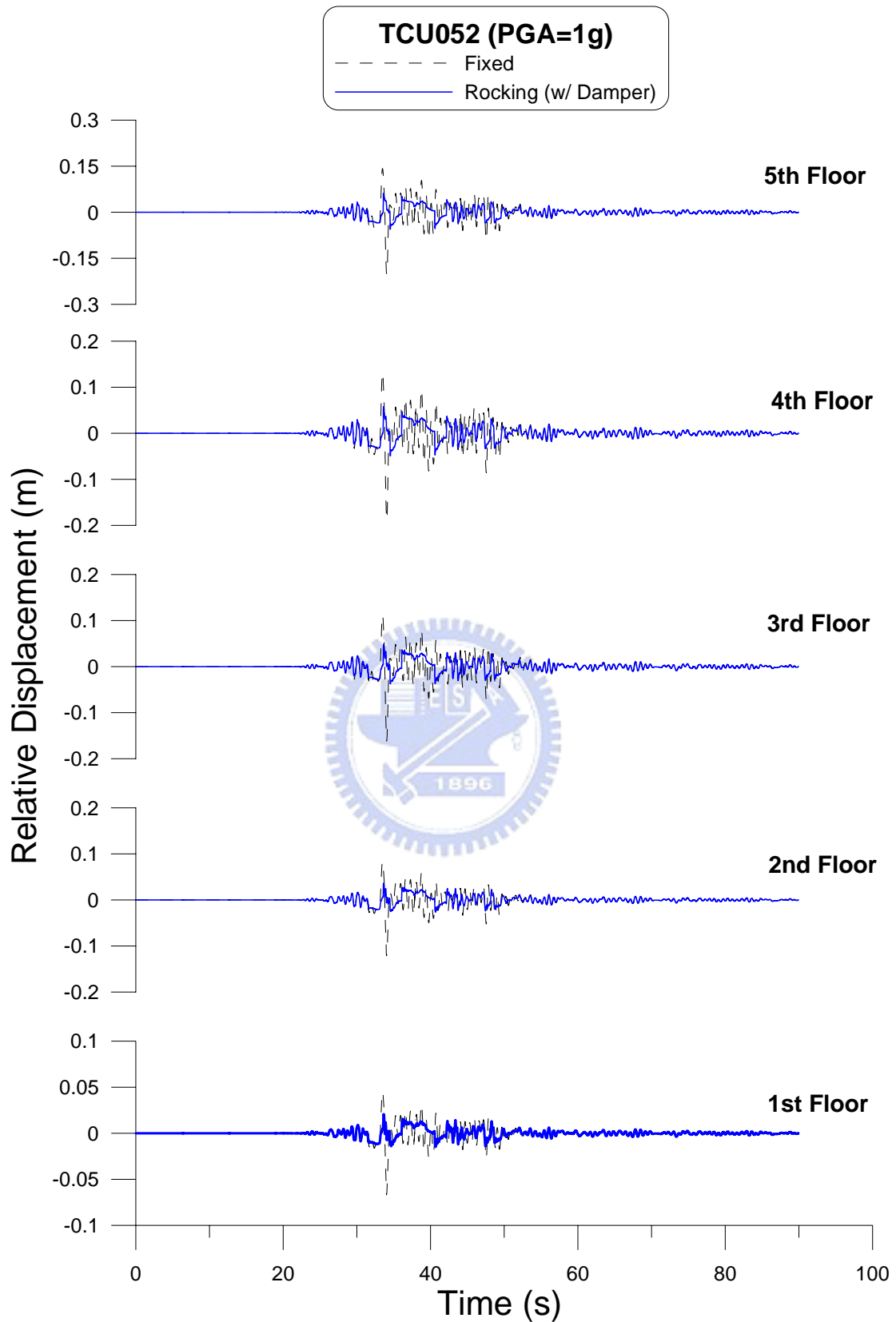


圖 5.33 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=TCU052 ; PGA = 1g)

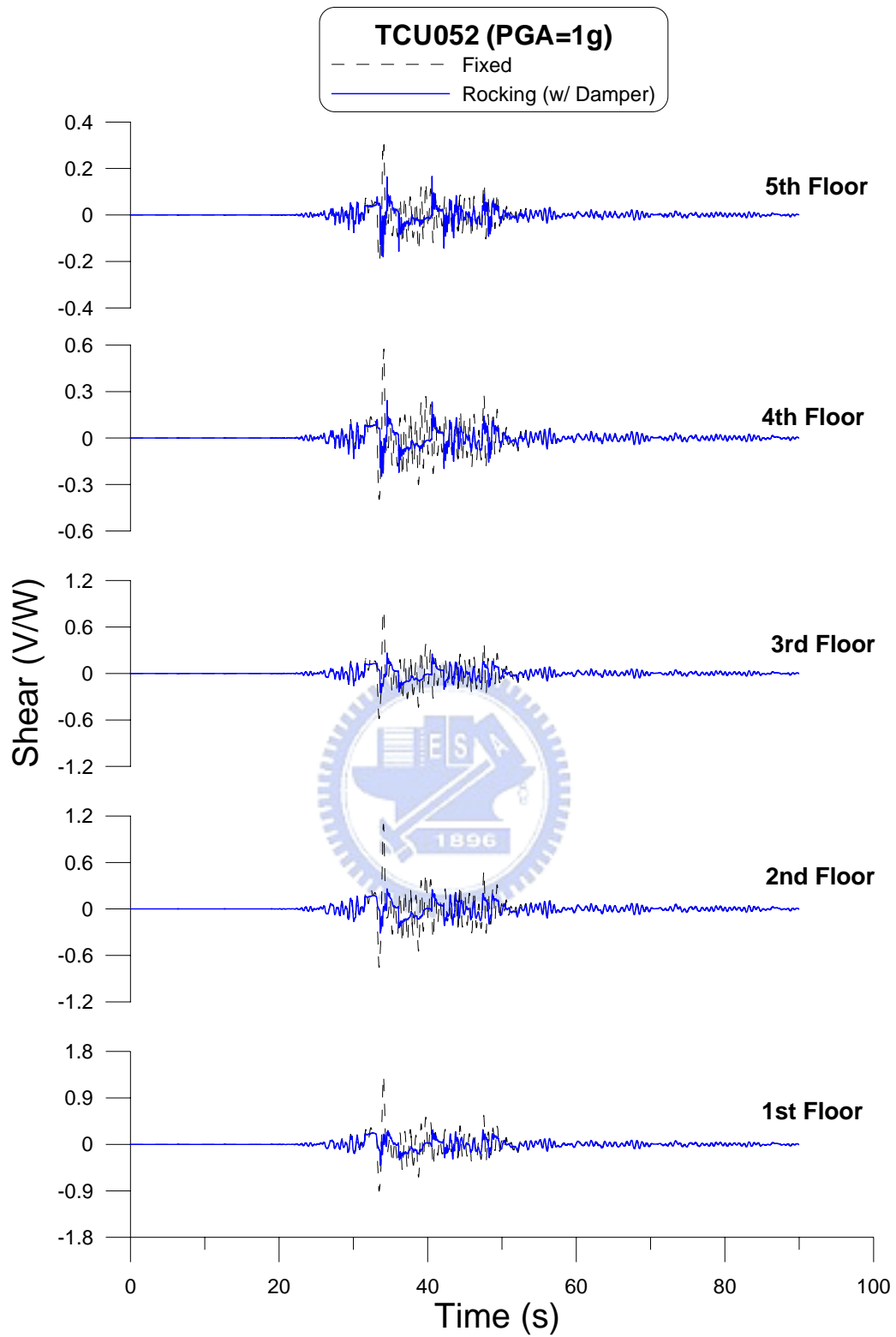


圖 5.34 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時

(Input=TCU052 ; PGA = 1g)



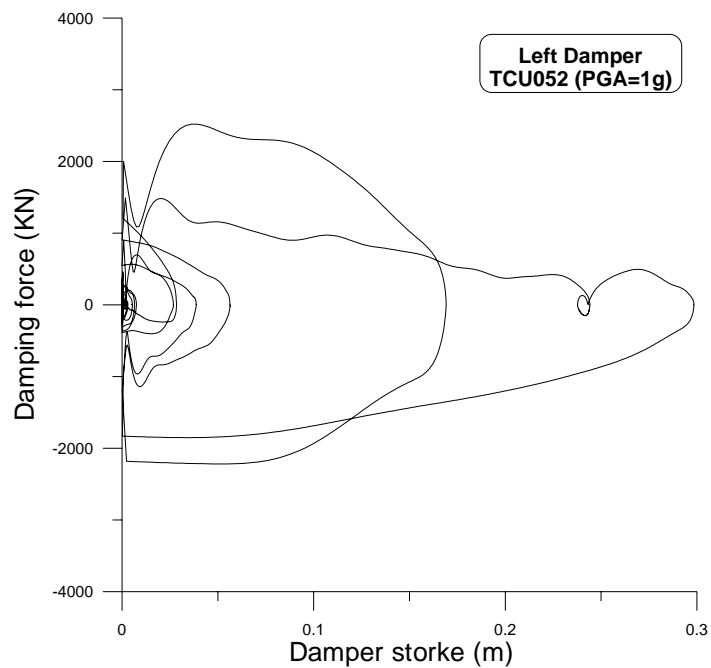


圖 5.35(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(Input= TCU052 ; PGA = 1g)

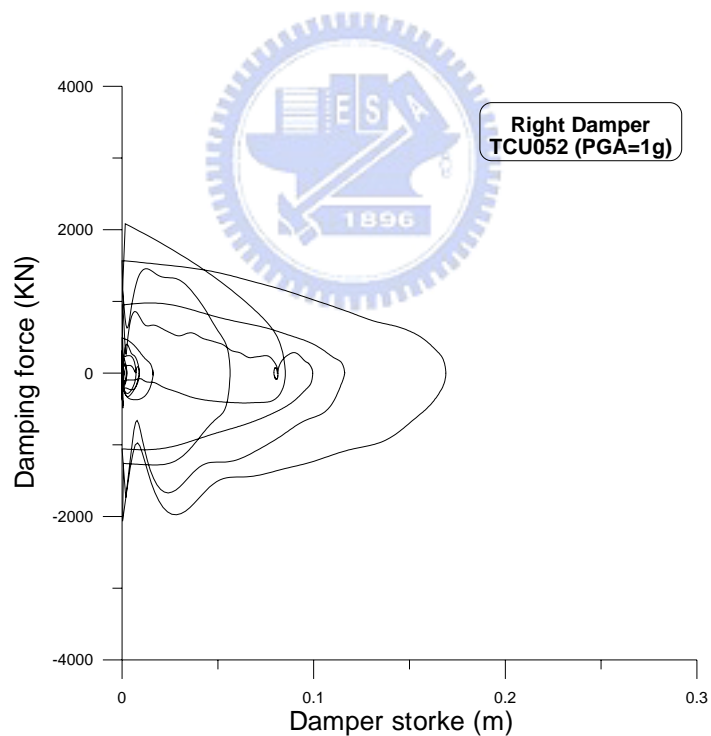


圖 5.35(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(Input= TCU052 ; PGA = 1g)

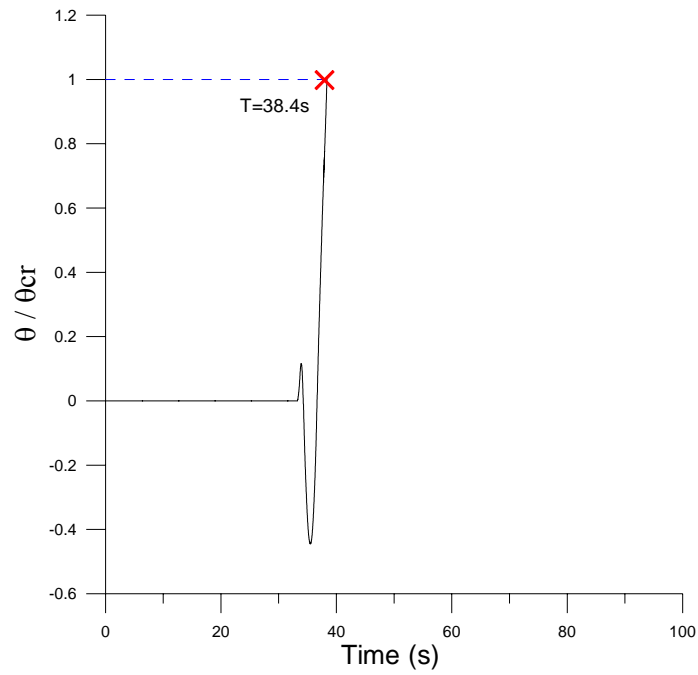


圖 5.36(a) 晃動隔震結構結構未裝阻尼器之旋轉角歷時

(Input=TCU052 ; PGA = 0.5g)

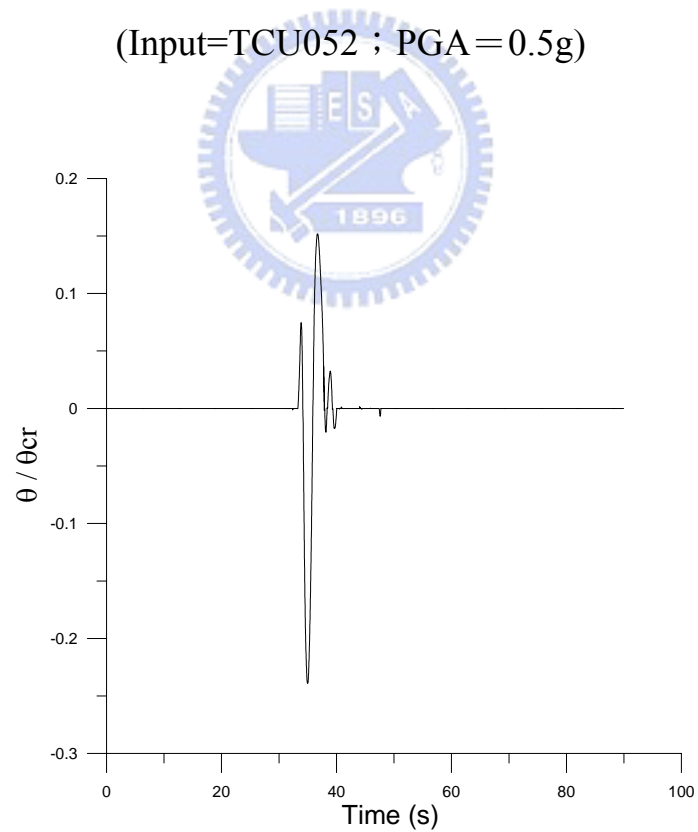


圖 5.36(b) 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=TCU052 ; PGA = 0.5g)

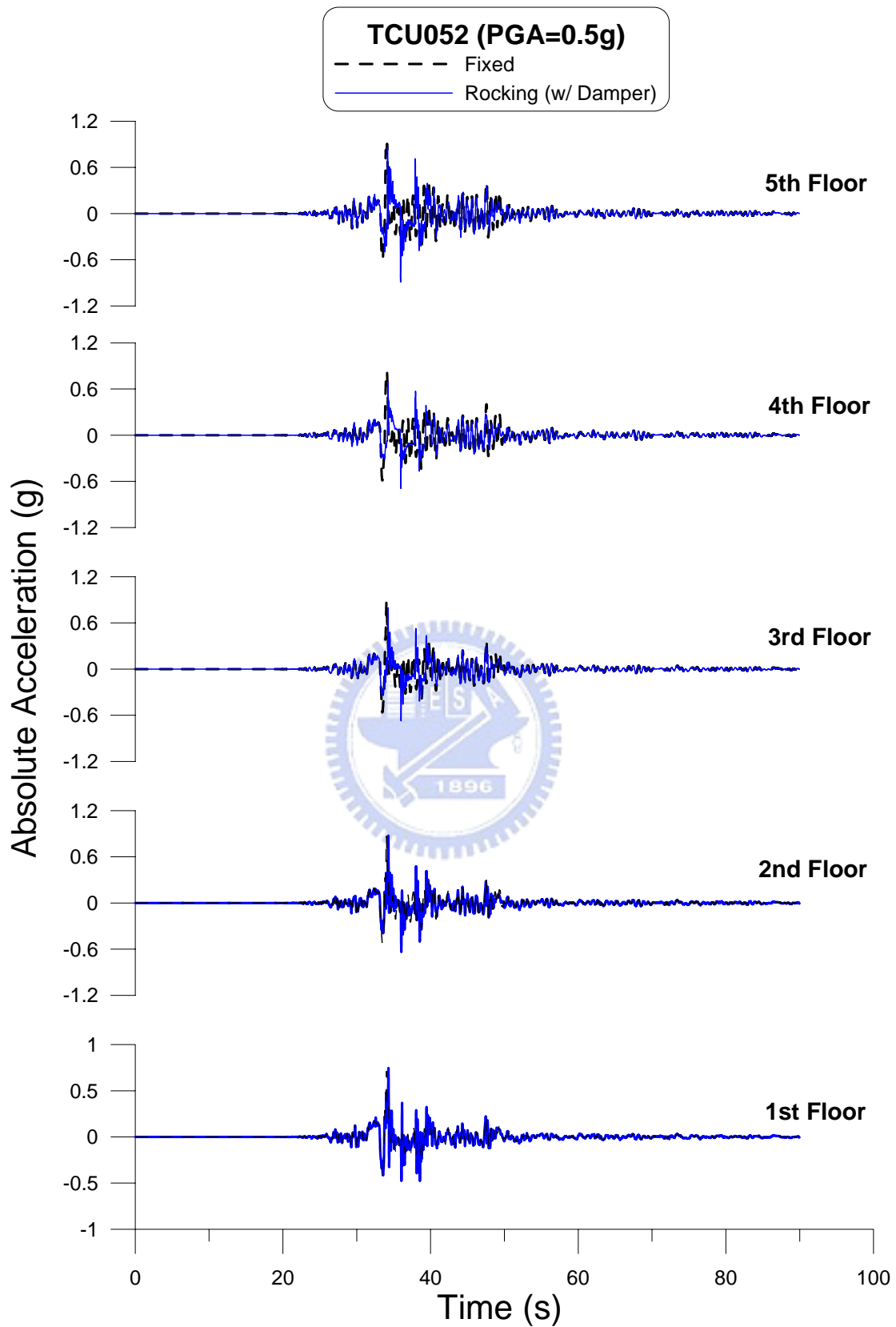


圖 5.37 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層絕對加速度歷時

(Input=TCU052 ; PGA = 0.5g)

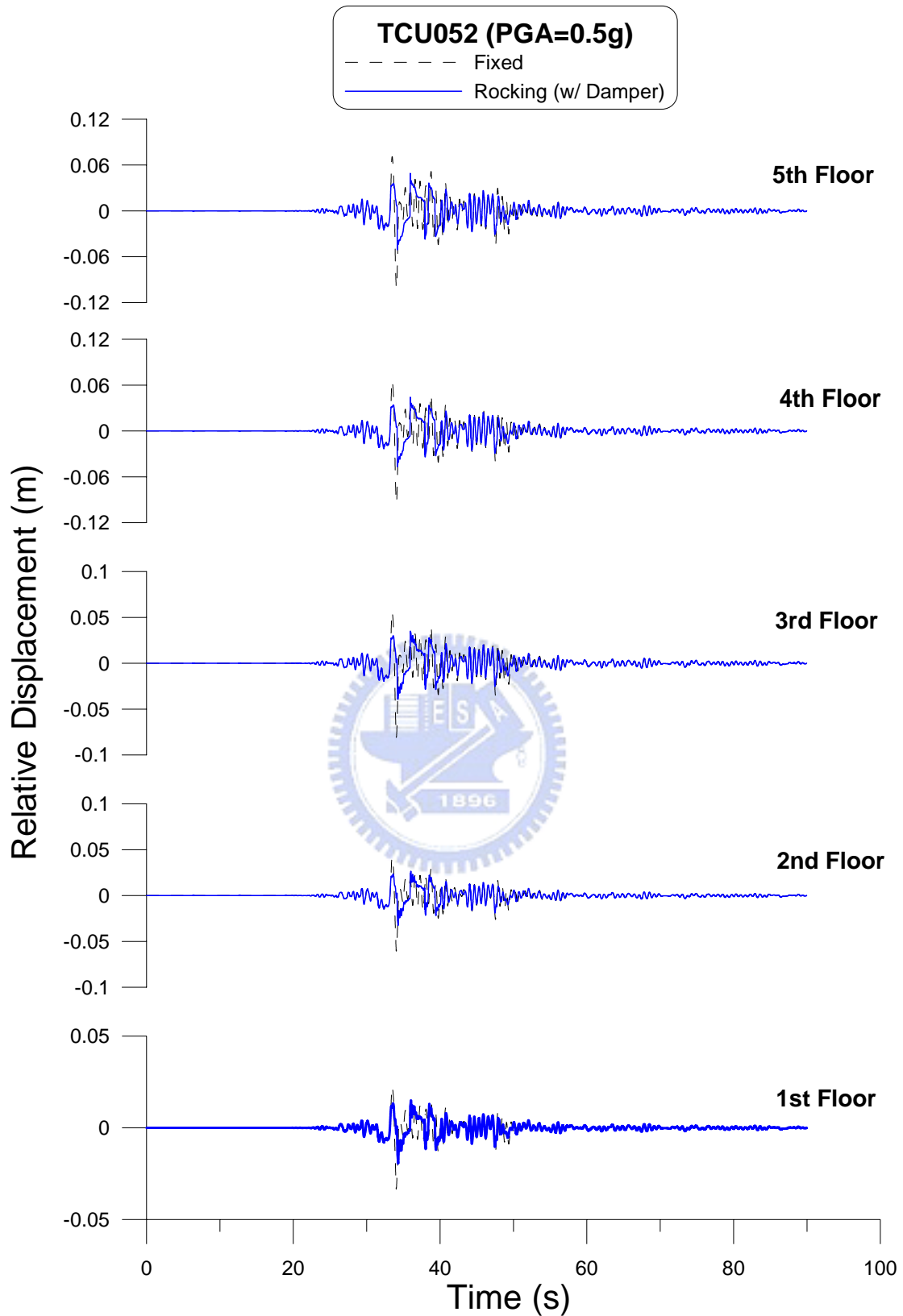


圖 5.38 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=TCU052 ; PGA = 0.5g)

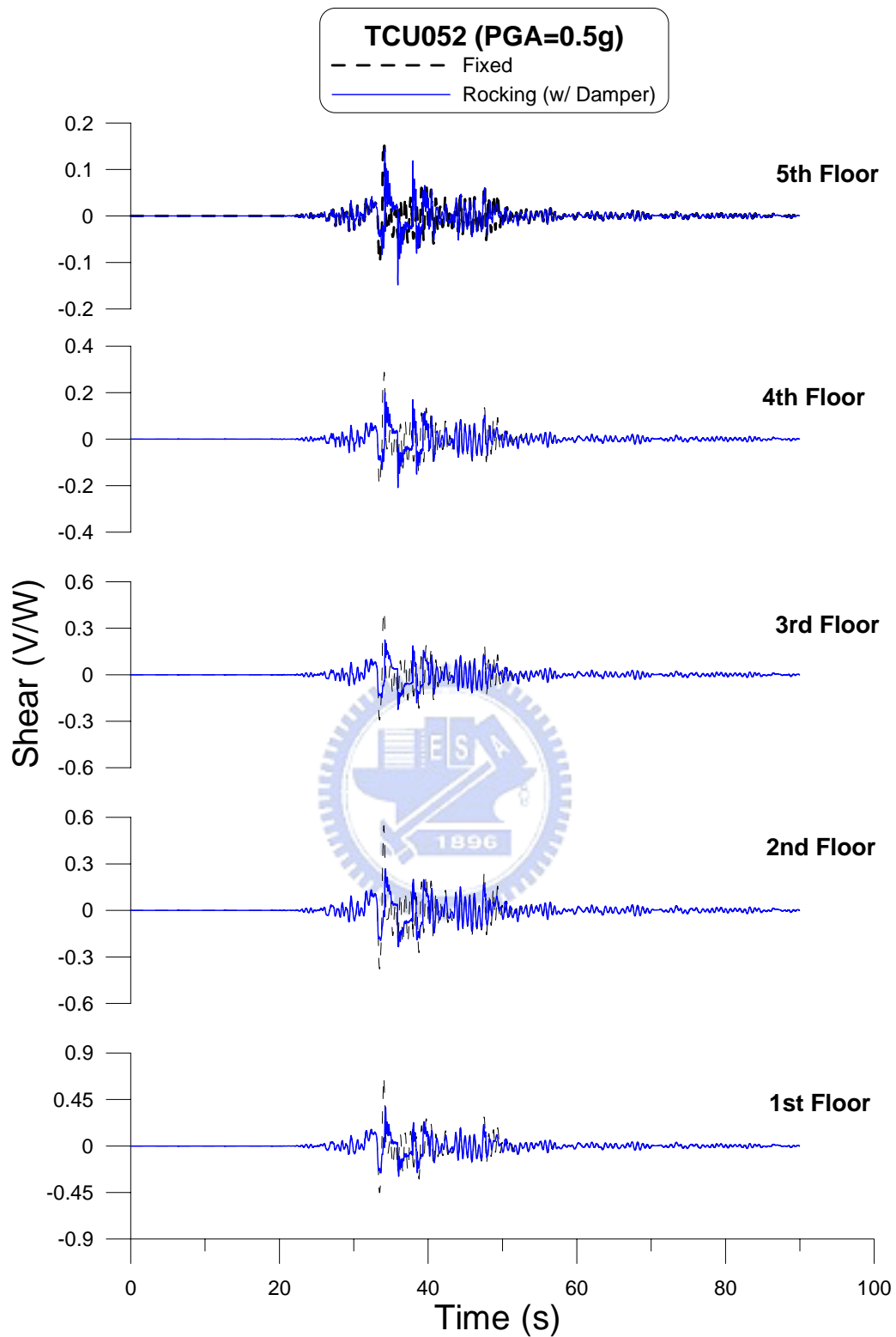


圖 5.39 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之各樓層剪力歷時

(Input=TCU052 ; PGA = 0.5g)

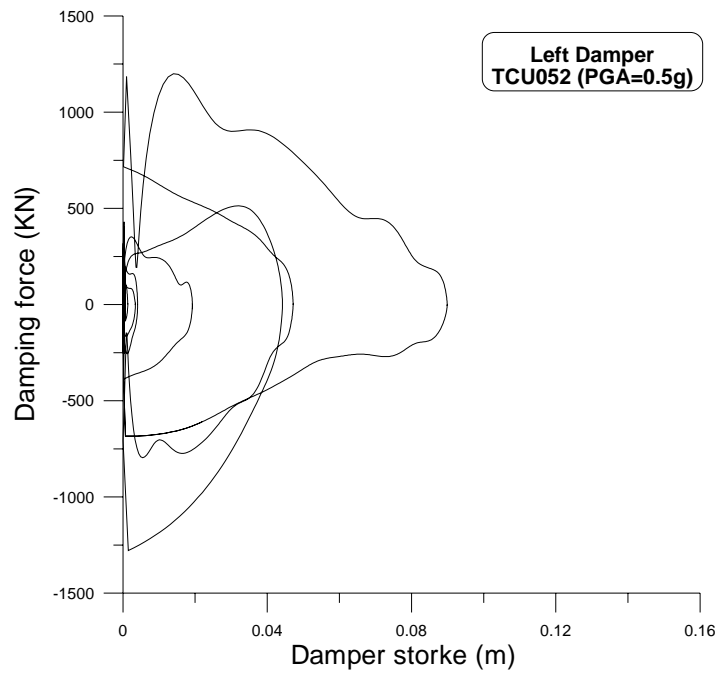


圖 5.40(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(Input= TCU052 ; PGA =0.5g)

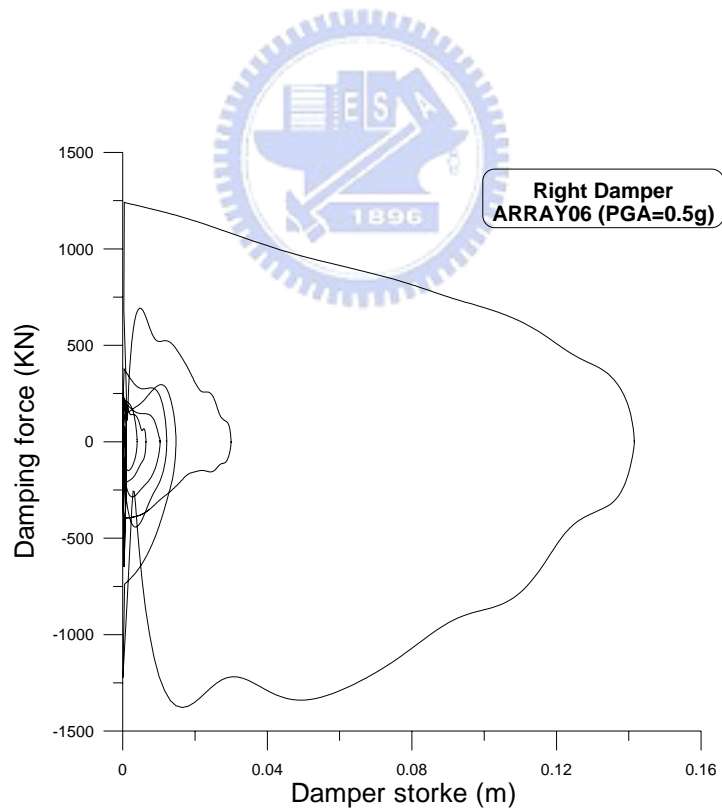


圖 5.40(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(Input= TCU052 ; PGA =0.5g)

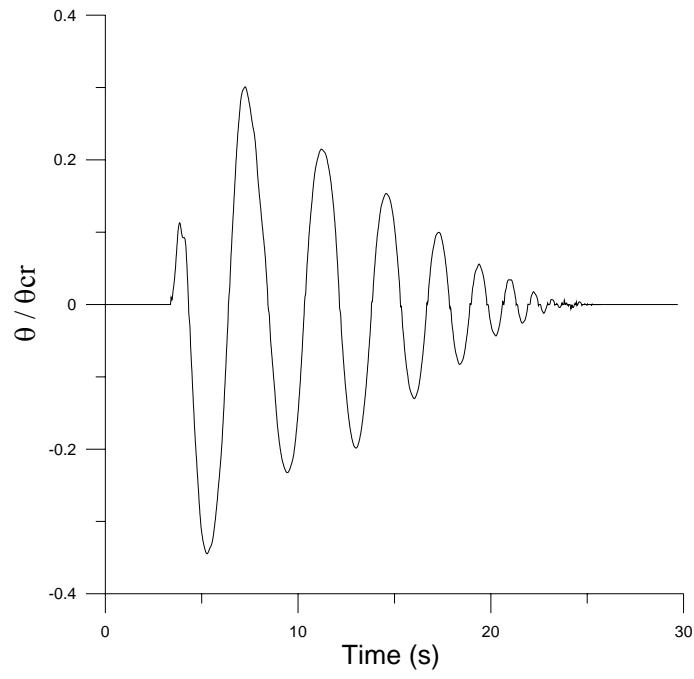


圖 5.41 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=Northridge ; PGA = 1g)



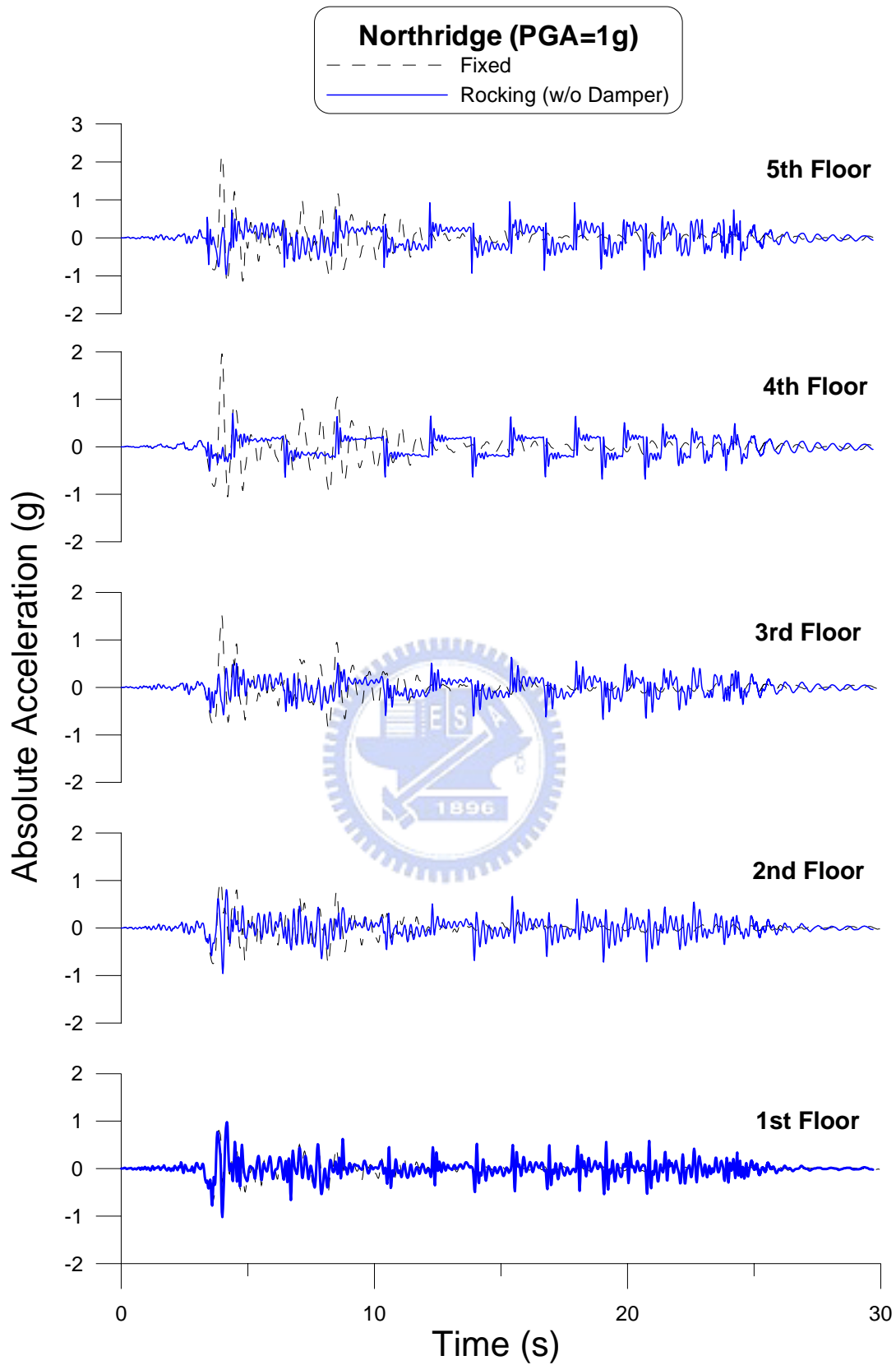


圖 5.42 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層絕對加速度歷時

(Input=Northridge ; PGA = 1g)



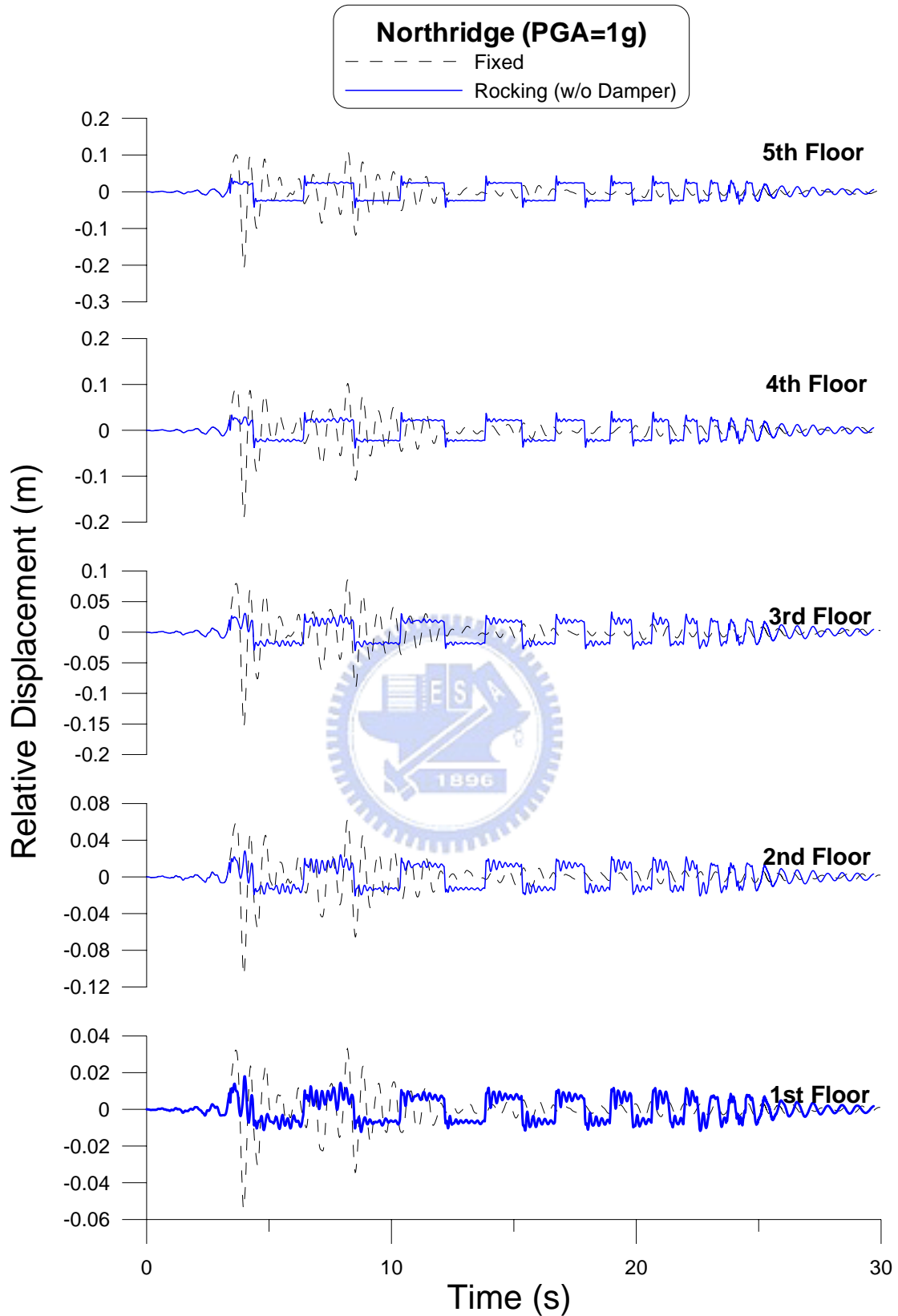


圖 5.43 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=Northridge ; PGA = 1g)

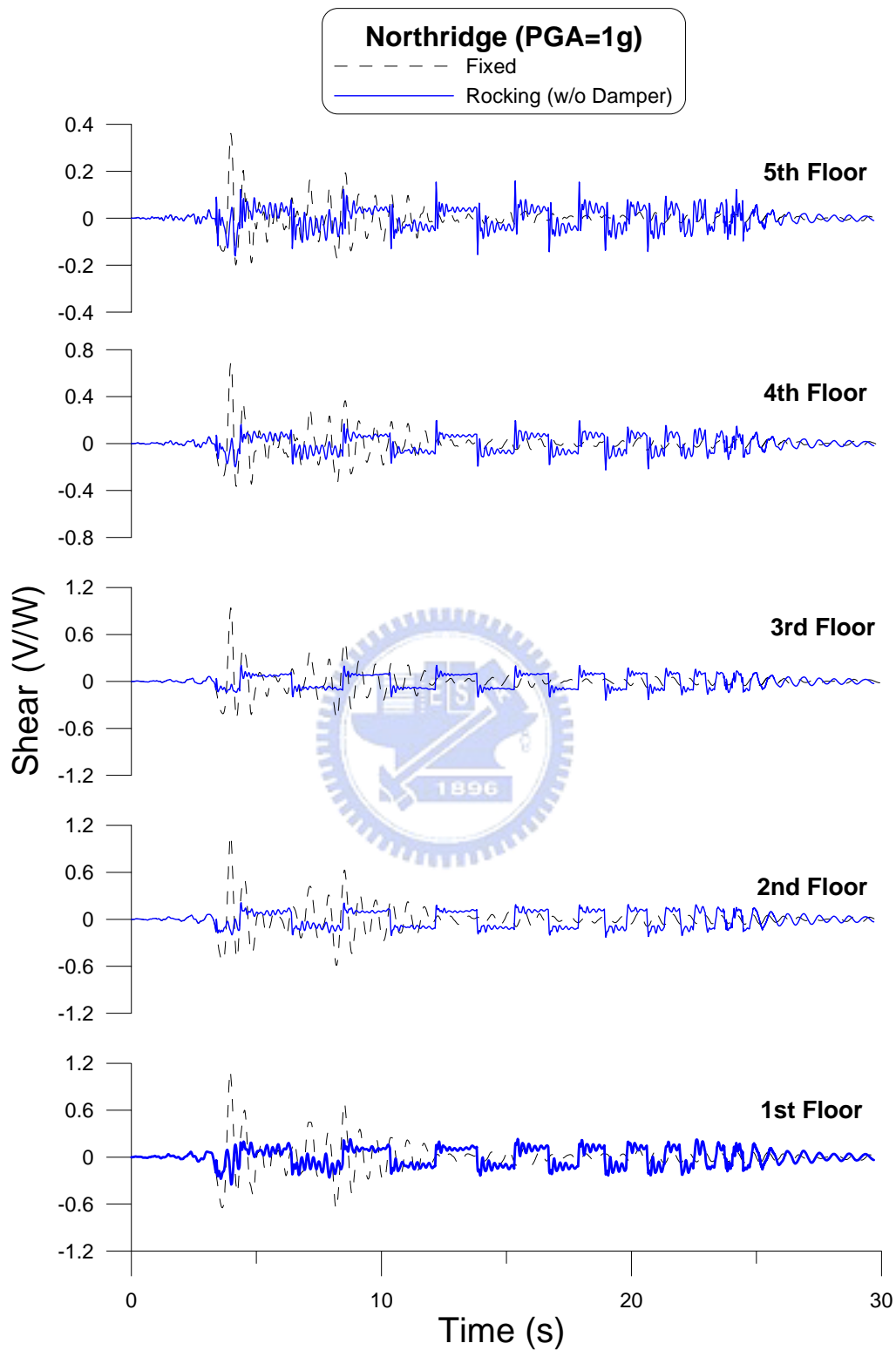


圖 5.44 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層剪力之歷時

(Input=Northridge ; PGA = 1g)

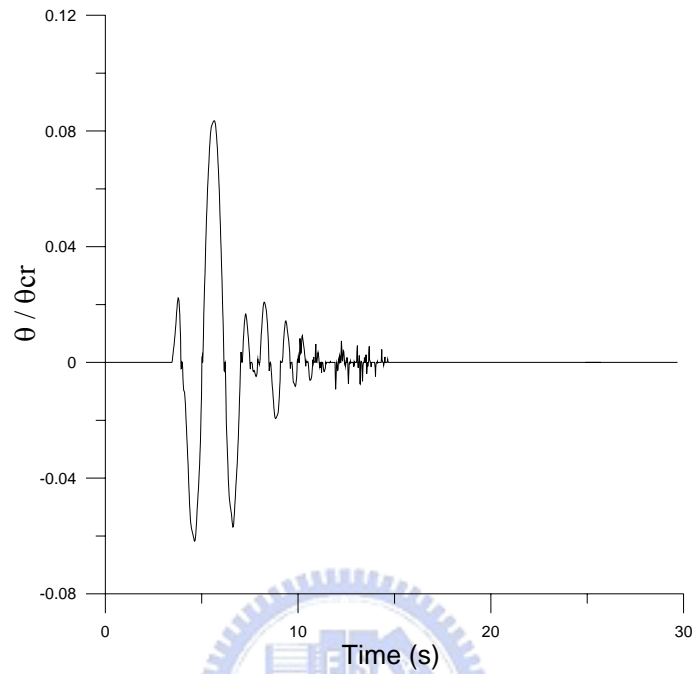


圖 5.45 晃動隔震結構未加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=Northridge ; PGA=0.5g)

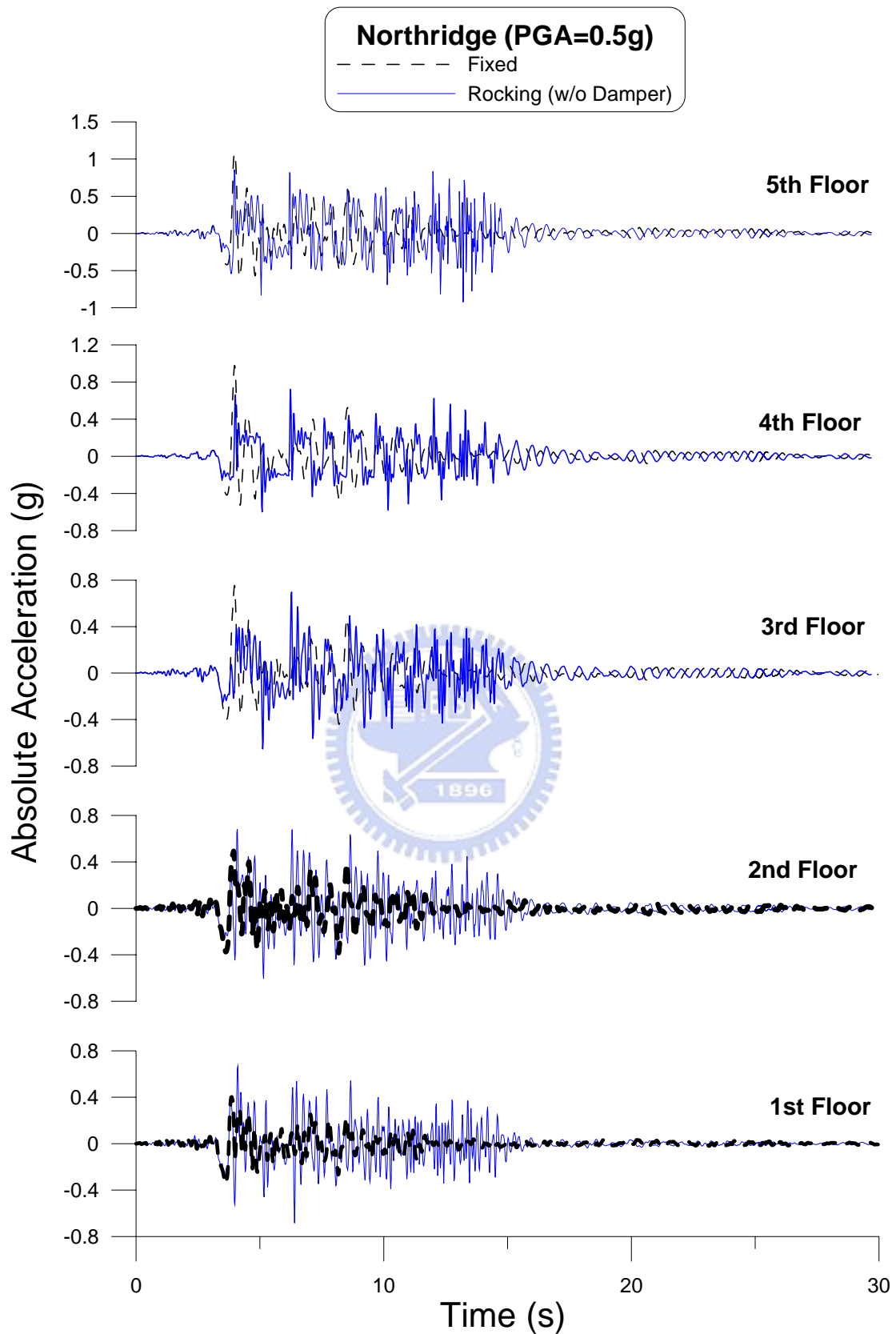


圖 5.46 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層絕對加速度歷時

(Input=Northridge ; PGA = 0.5g)

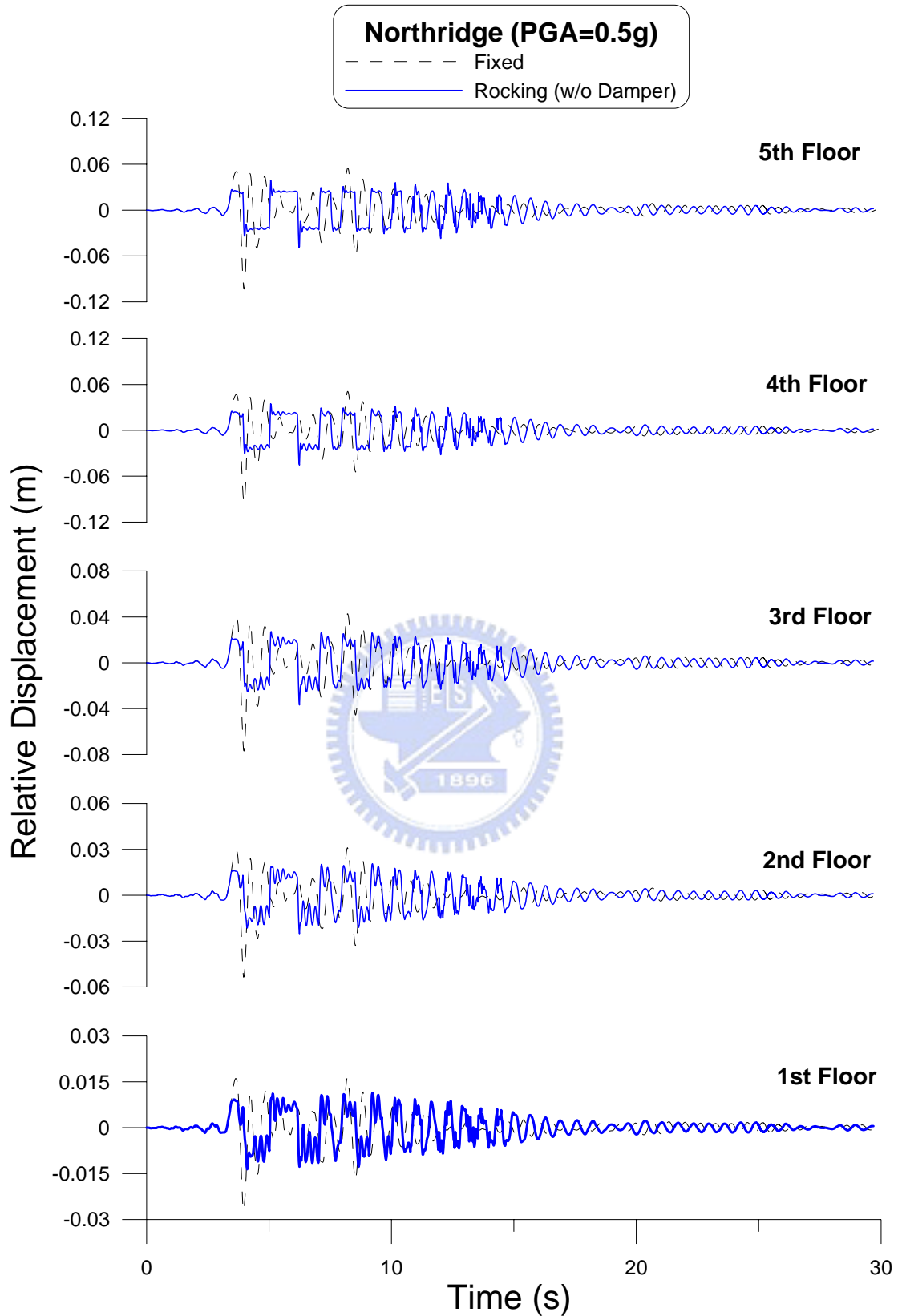


圖 5.47 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=Northridge ; PGA = 0.5g)

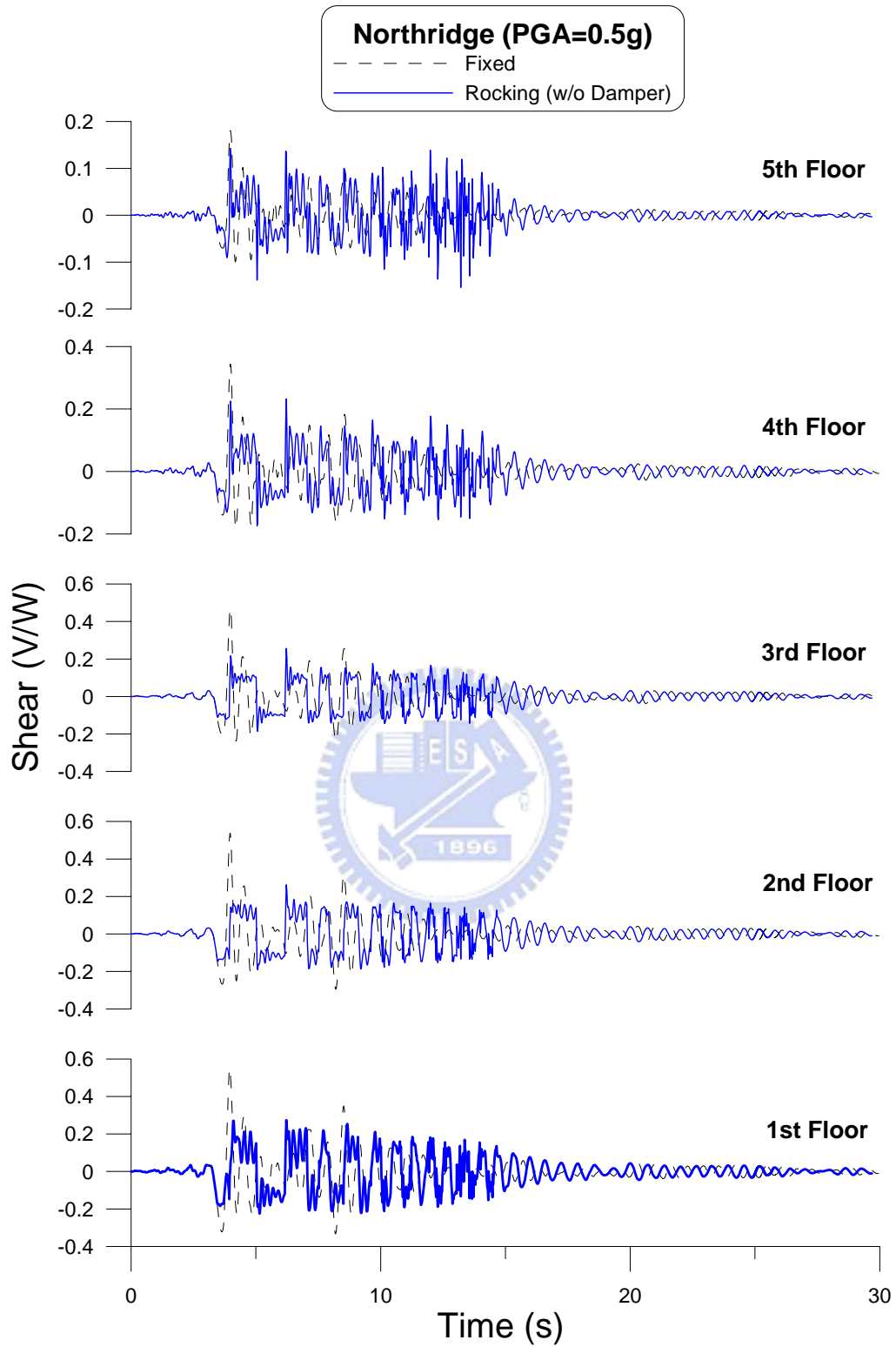


圖 5.48 晃動隔震結構未加裝阻尼器之各樓層剪力歷時

(Input=Northridge ; PGA = 0.5g)

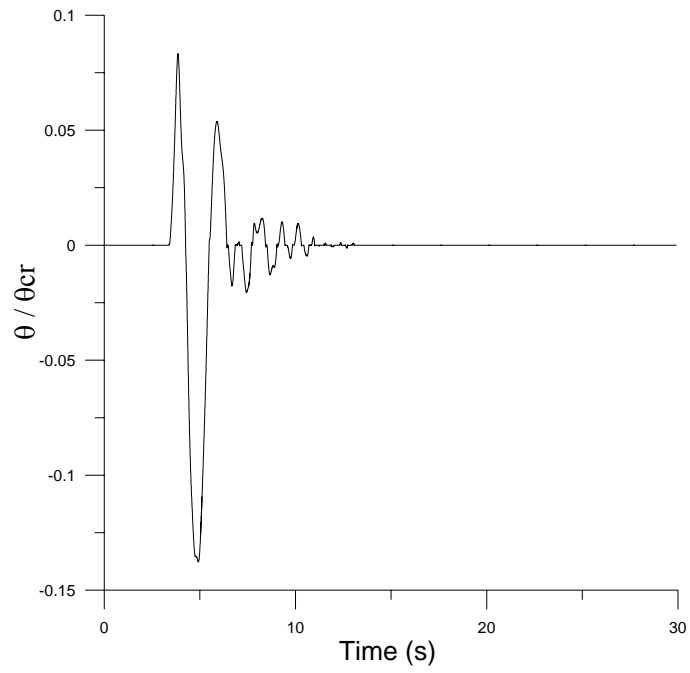


圖 5.49 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=Northridge ; PGA = 1g)



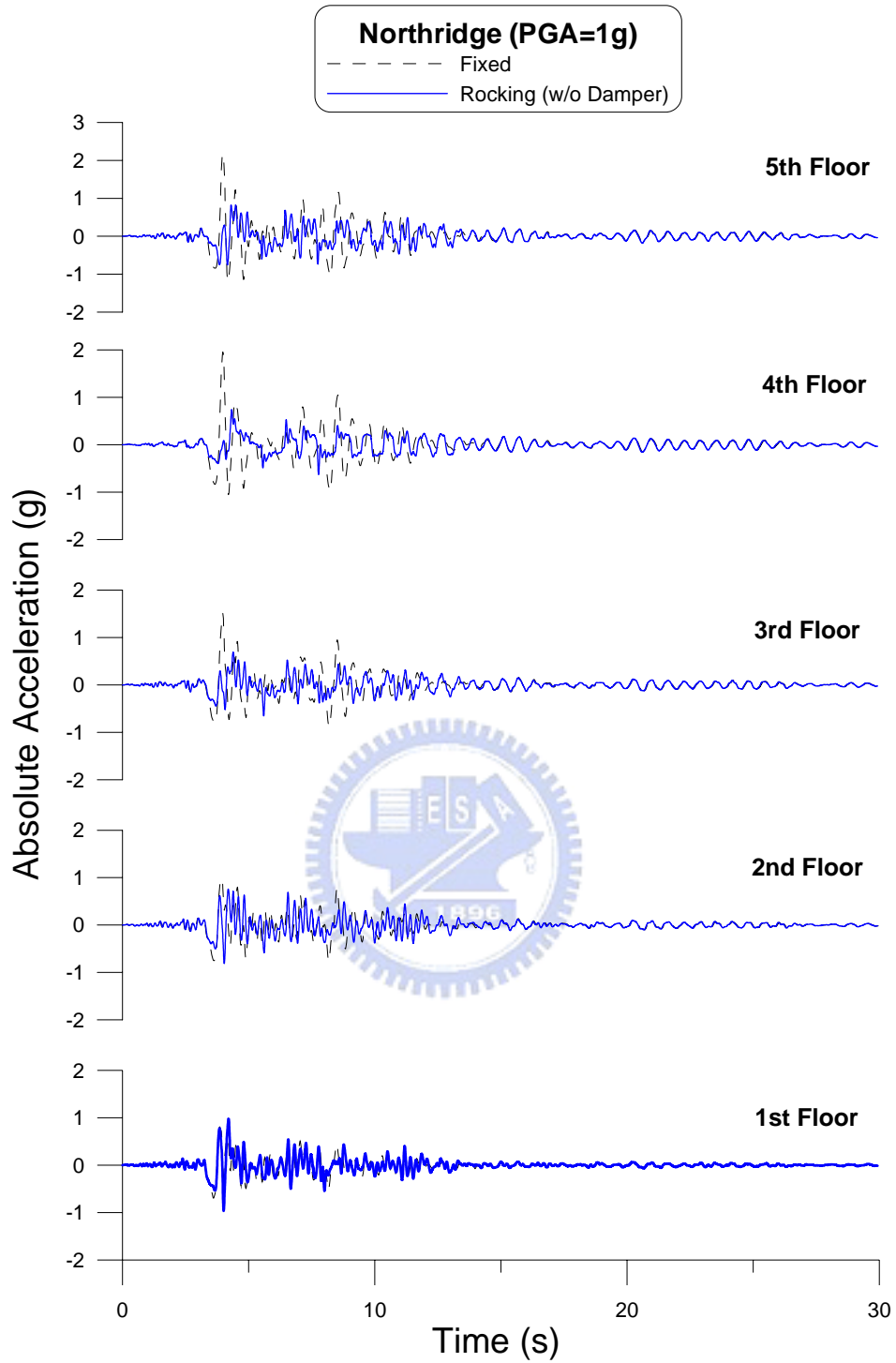


圖 5.50 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層絕對加速度歷時

(Input=Northridge ; PGA = 1g)



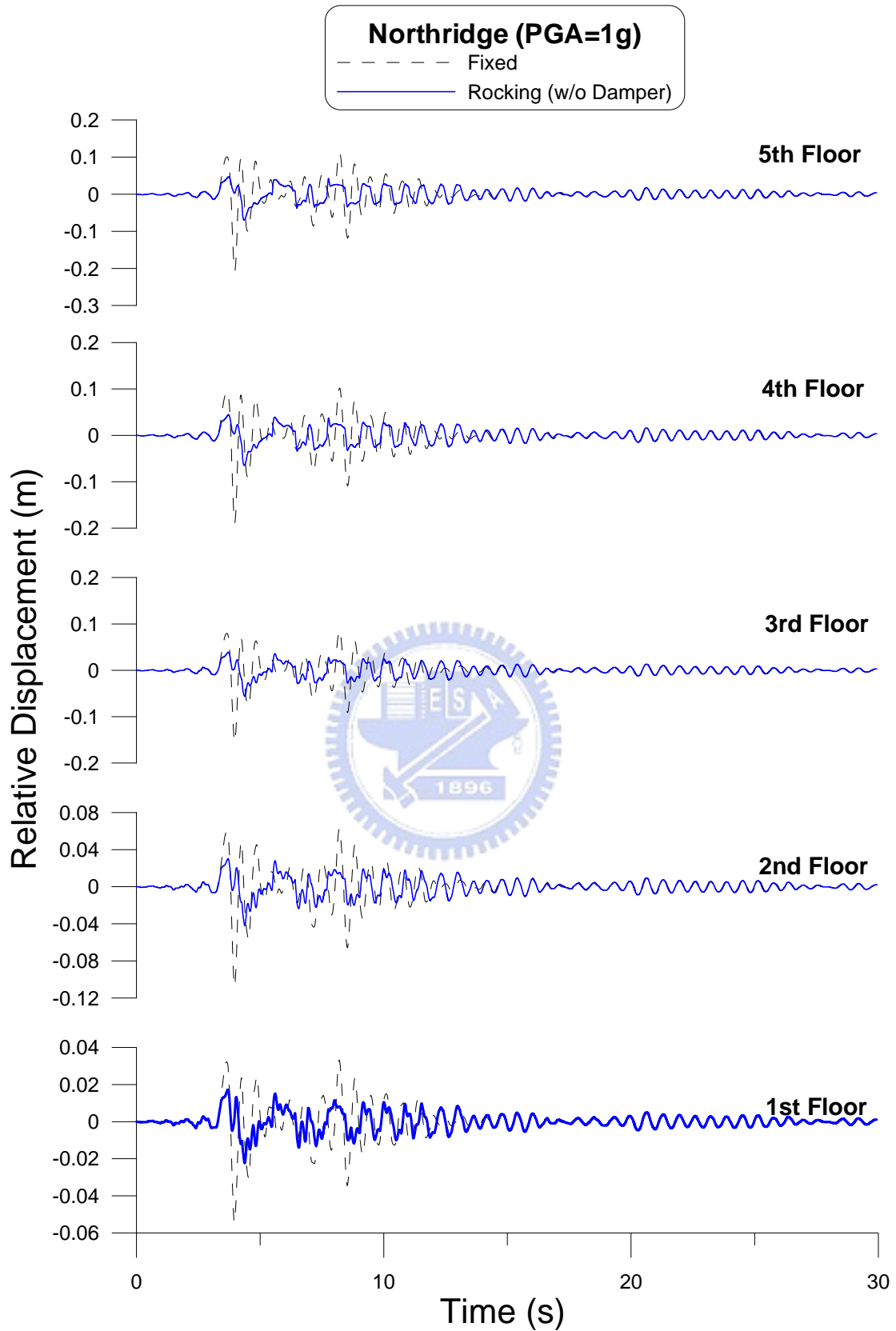


圖 5.51 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=Northridge ; PGA = 1g)

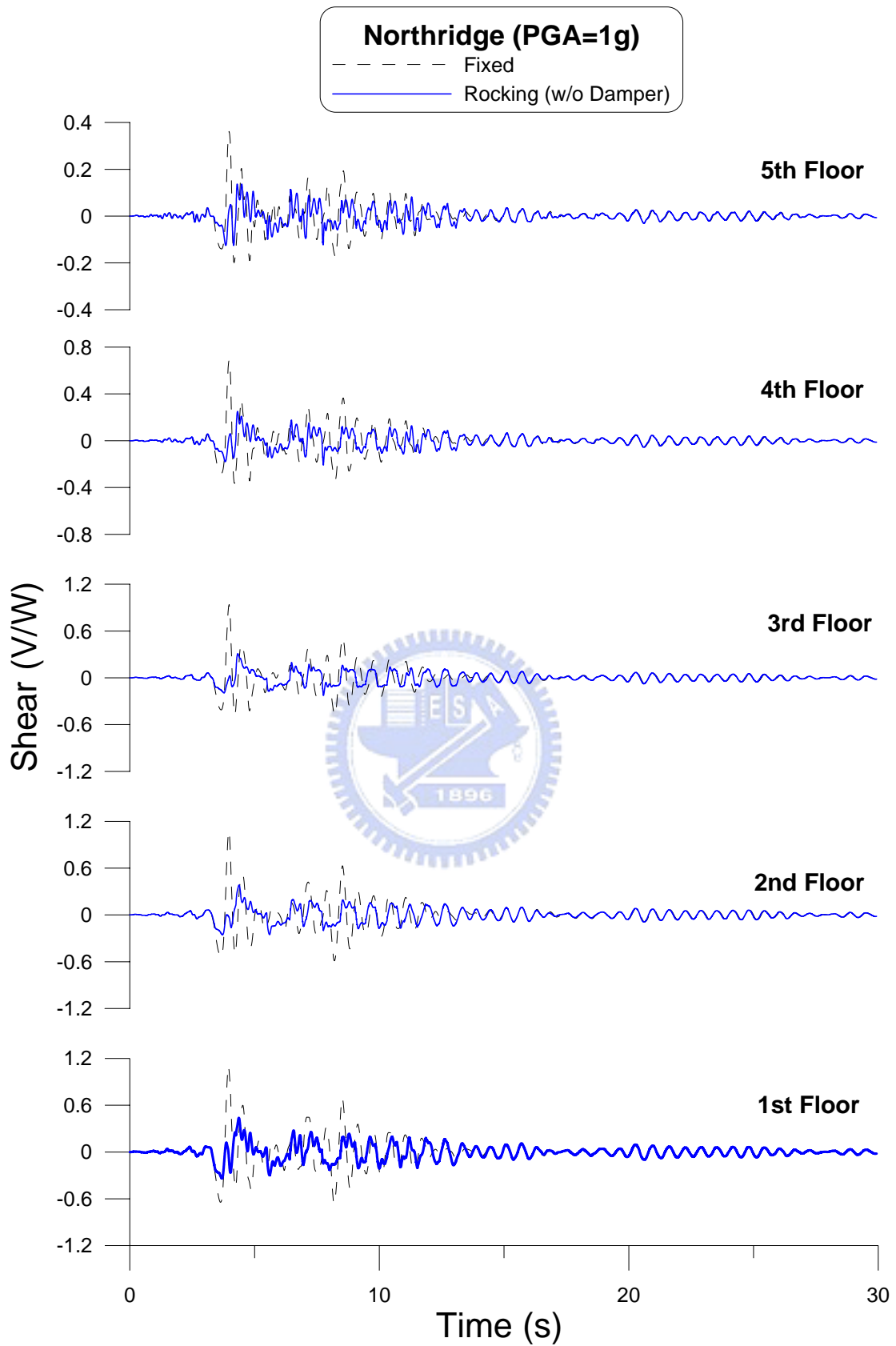


圖 5.52 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層剪力歷時

(Input=Northridge ; PGA = 1g)

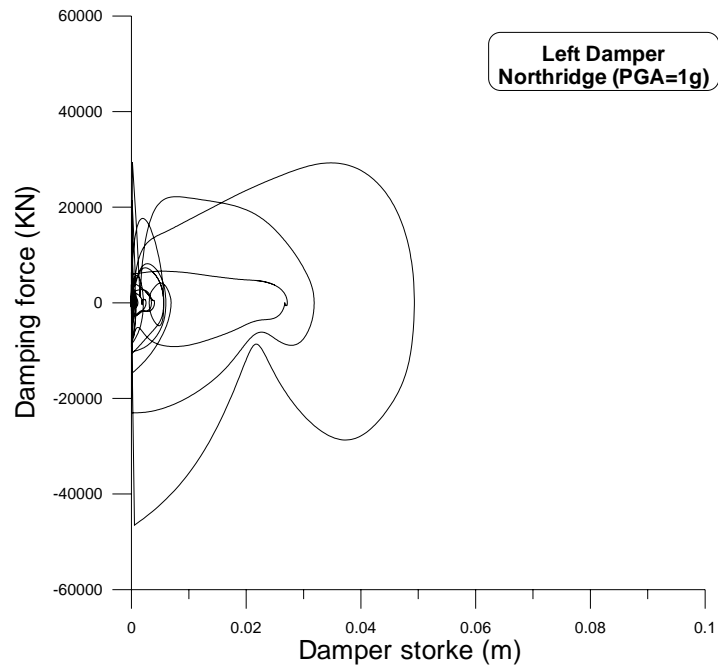


圖 5.53(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(Input= Northridge ; PGA = 1g)

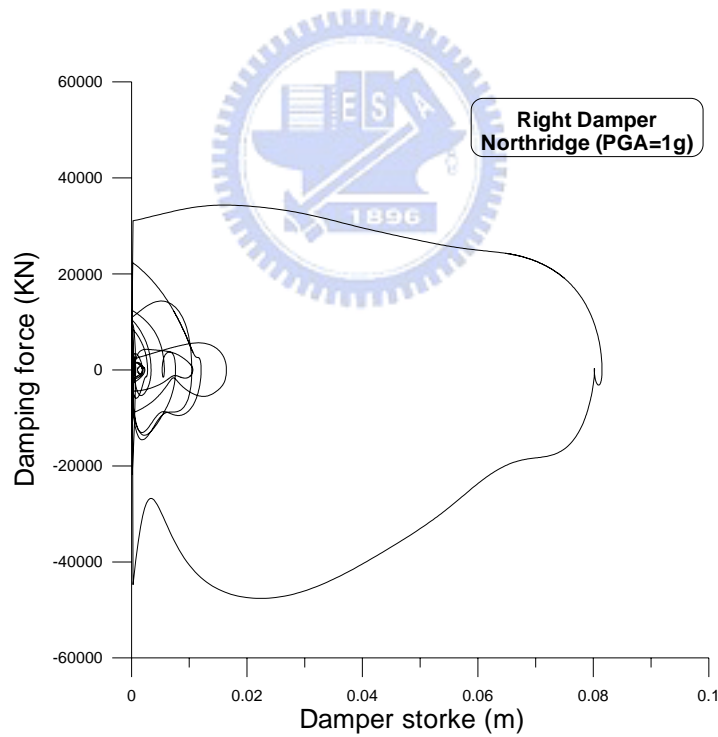


圖 5.53(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(Input= Northridge ; PGA = 1g)

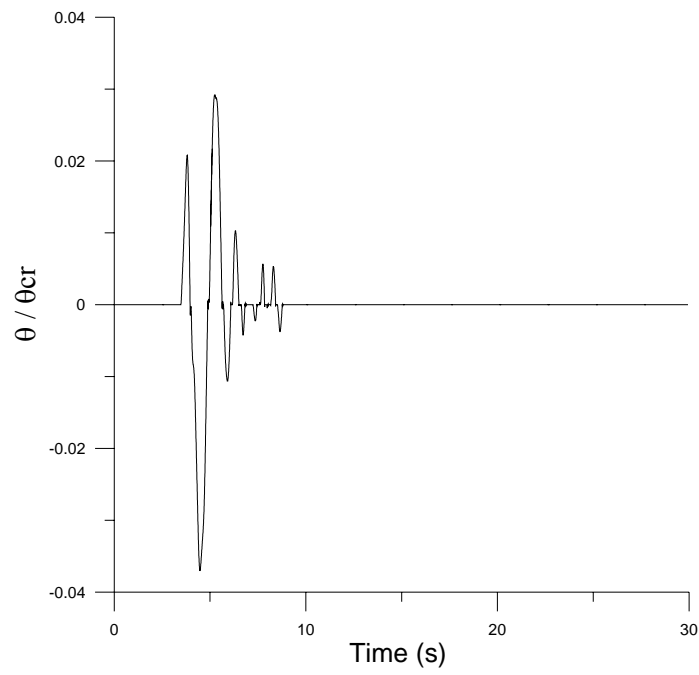


圖 5.54 晃動隔震結構加裝液態黏滯阻尼器之旋轉角歷時

(Input=Northridge ; PGA=0.5g)



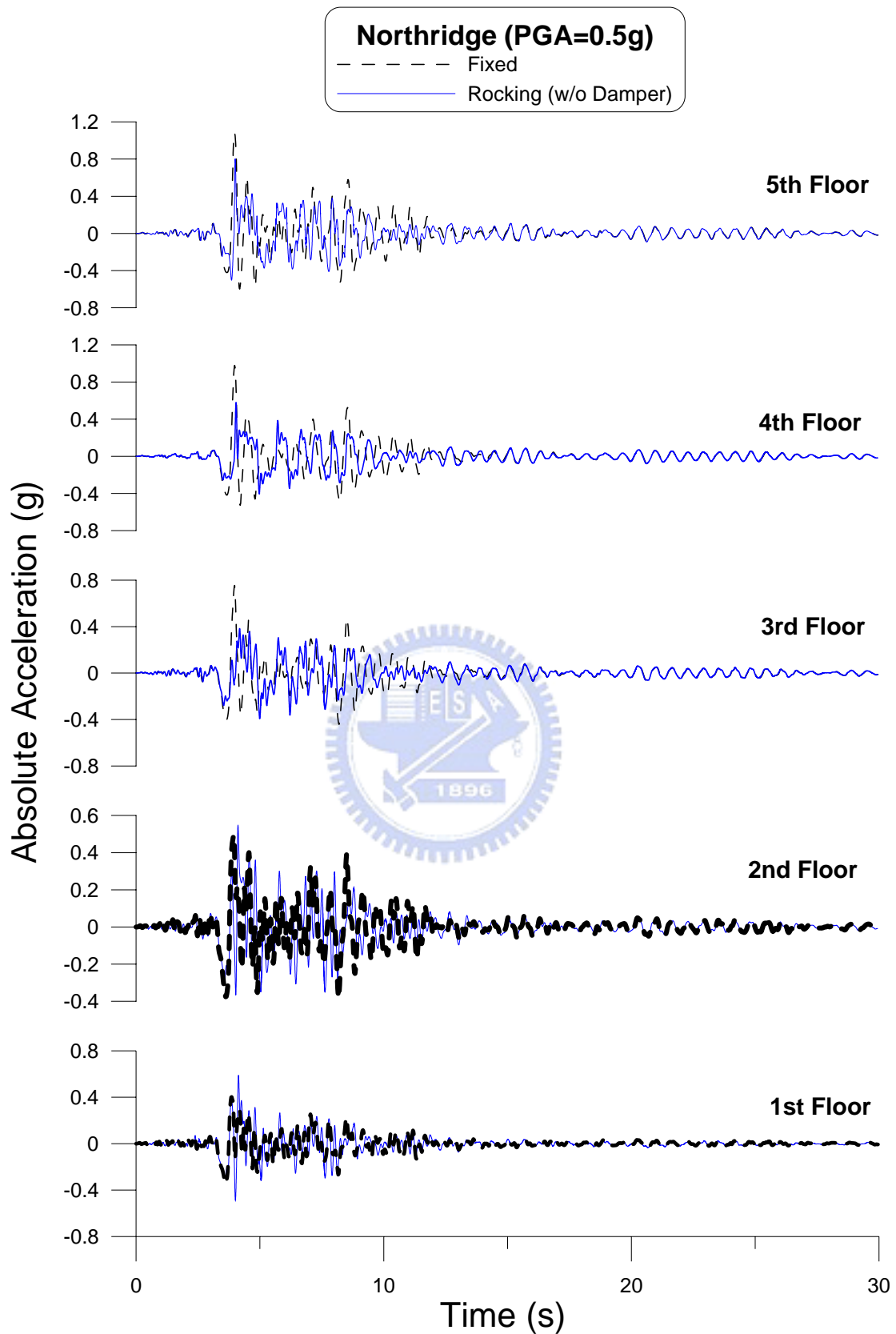


圖 5.55 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層絕對加速度歷時

(Input=Northridge ; PGA = 0.5g)

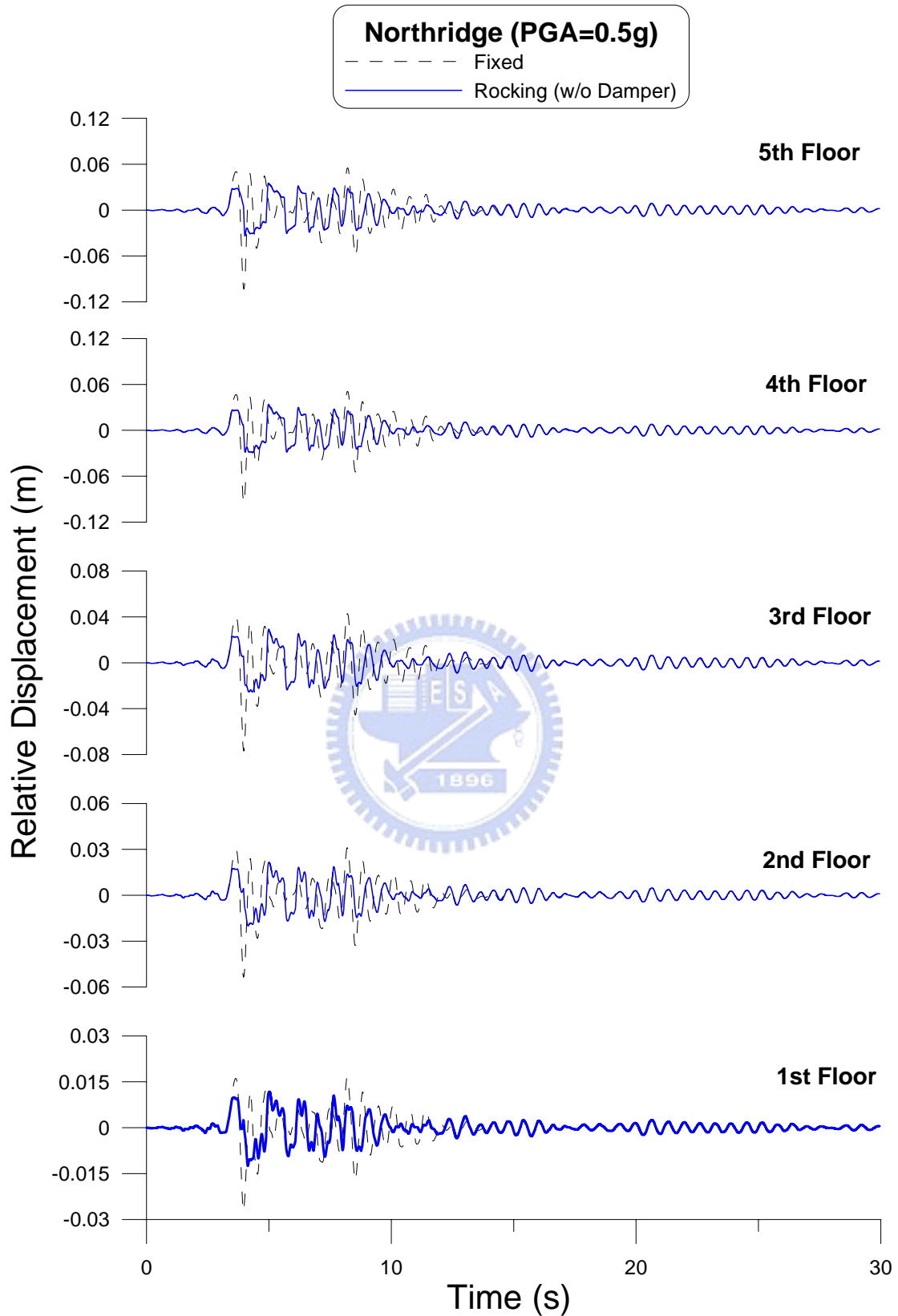


圖 5.56 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層相對位移歷時

(Input=Northridge ; PGA = 0.5g)

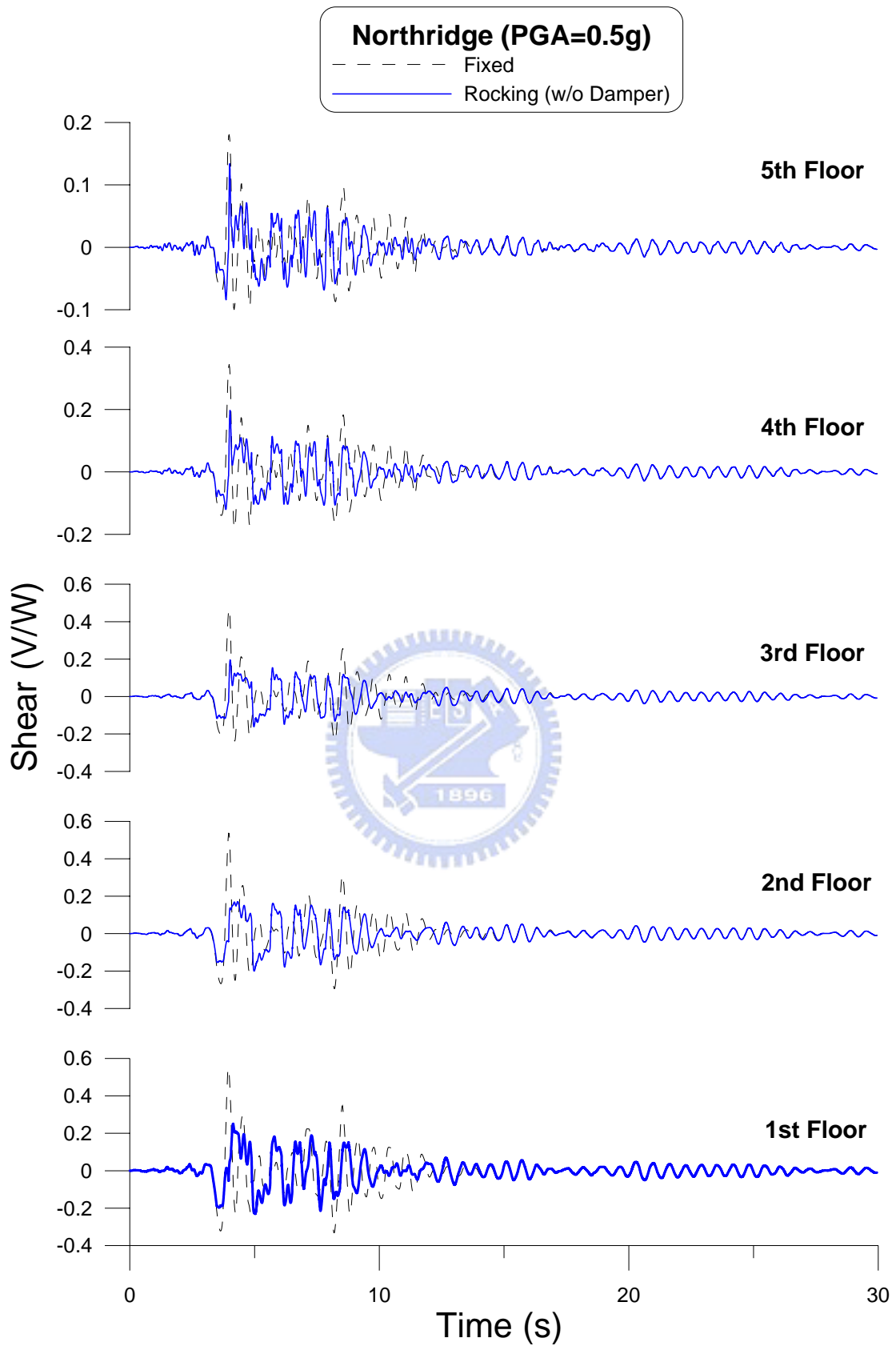


圖 5.57 晃動隔震結構加裝阻尼器之各樓層剪力歷時

(Input=Northridge ; PGA=0.5g)

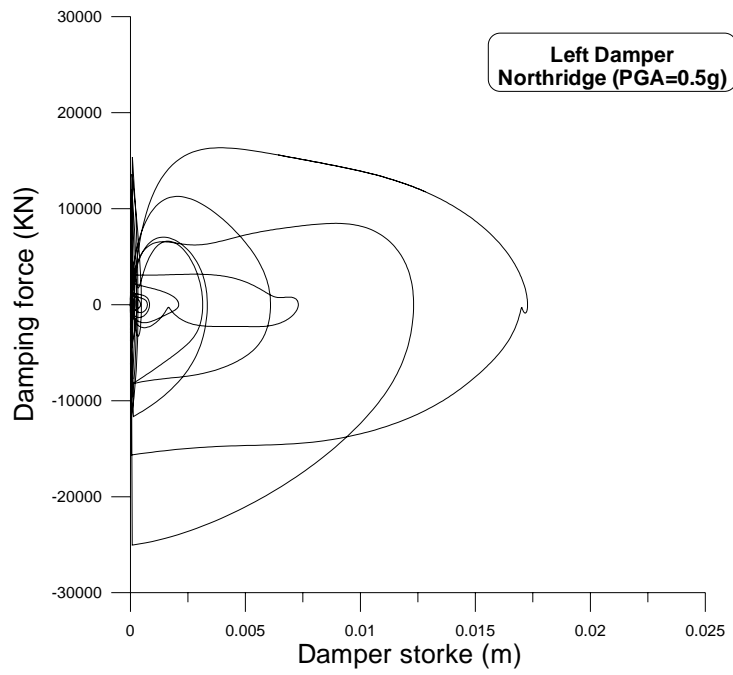


圖 5.58(a)左側阻尼器之遲滯迴圈(Input= Northridge ; PGA =0.5g)

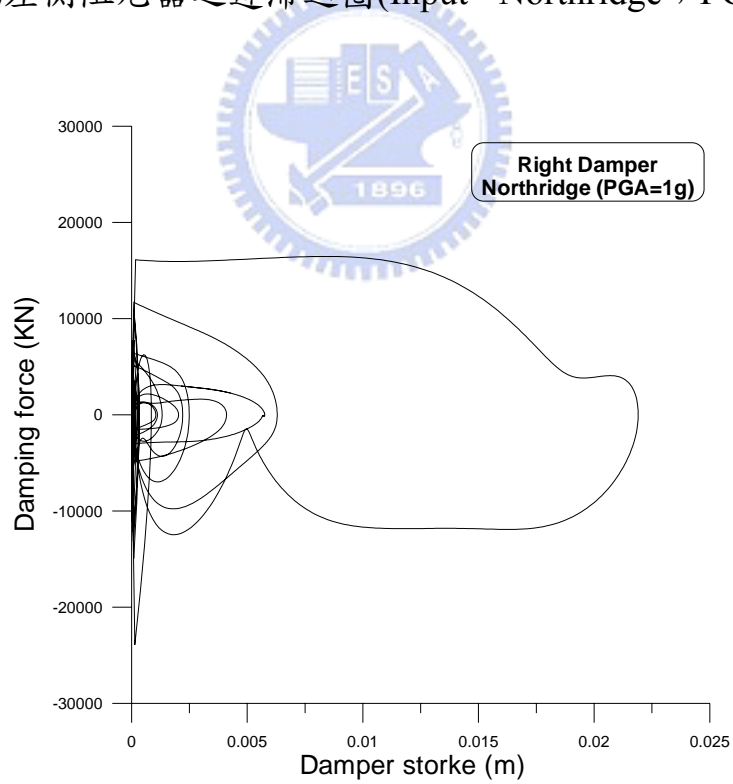


圖 5.58(b)右側阻尼器之遲滯迴圈(Input= Northridge ; PGA =0.5g)



## 附錄一

### 牛頓—拉弗森法(Newton-Raphson Method)

在晃動模態之分析過程中，藉由朗吉-卡特的數值方法一個時間步幅接著一個時間步幅地計算出每一時刻之系統位移與速度，惟撞擊所發生之時間點通常會落在時間步幅之間，而非步幅之整數倍，因而造成誤差，且此誤差會隨撞擊次數的增加而逐漸累積，因此本文使用牛頓修正法逼近撞擊發生之時間點並求其較精確之系統位移與速度。

以牛頓法(Newton's Method)解多項式或任意函數 $\theta(h)=0$ 之根係由下式逐步迭代修正，如圖 B-1。

$$h_{n+1} = h_n - \frac{\theta(h_n)}{\theta'(h_n)} \quad (\text{A-1})$$

(A-1)式中 $\theta'(h_n)$ 表示在 $h = h_n$ 時所求得之切線斜率。由於在實際分析分析之過程中 $\theta(h)$ 為未知函數，我們無法經由微分得函數之切線斜率，因此使用函數微分之定義：

$$\theta'(h) = \lim_{\Delta h \rightarrow 0} \frac{\theta(h + \Delta h) - \theta(h)}{\Delta h} \quad (\text{A-2})$$

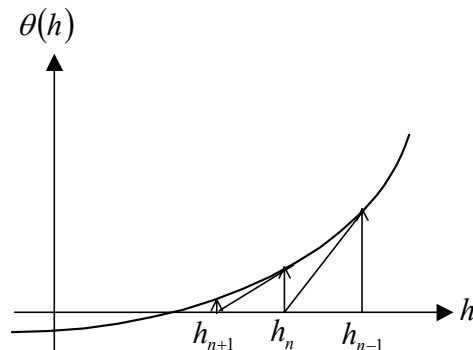


圖 A-1 牛頓法

則式(A-2)可以數值微分近似為：

$$h_{n+1} = h_n - \theta(h_n) \frac{h_n - h_{n-1}}{\theta(h_n) - \theta(h_{n-1})} \quad (\text{A-3})$$

其中  $h_n$ 、 $h_{n-1}$  為起使值。

使用牛頓修正法之步驟如下：

1. 令  $h_1 = h$ 、則此時之  $\theta$  即為  $\theta(h_1)$ ，且令  $h_2 = \frac{h}{2}$ ，由朗吉-卡特法求得此時之  $\theta(h_2)$ 。
2. 使用修正牛頓法迭代公式  $h_3 = h_2 - \theta(h_2) \frac{h_2 - h_1}{\theta(h_2) - \theta(h_1)}$  求得修正時刻  $h_3$ ，由朗吉-卡特法求得此時之  $\theta(h_3)$ 。
3. 將  $h_3$  令成  $h_2$ ， $\theta(h_3)$  令成  $\theta(h_2)$ 。
4. 若  $|\theta(h_3)| < \varepsilon$ ，則  $h_3$  即為撞擊瞬間之時間點， $h_3$  雖不是精確值但其誤差已小於  $\varepsilon$ ，結束修正，否則重複步驟 2 至 4。