

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

韌性斜撐之結構消能減震應用

Application of Ductile Braces for Seismic Energy
Dissipation of Structures

研究生：胡家杰

指導教授：王彥博 博士

中華民國九十七年七月

韌性斜撐之結構消能減震應用

Application of Ductile Braces for Seismic Energy Dissipation
of Structures

研究生：胡家杰

Student: Chia-Chieh Hu

指導教授：王彥博 博士

Advisor: Dr. Yen-Po Wang

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

For the Degree of

Master of Science

In

Civil Engineering

July 2008

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十七年七月

韌性斜撐之結構消能減震應用

研究生：胡家杰

指導教授：王彥博 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

挫屈原為一種不穩定的結構行為，若無適當支撐，將導致軸力構件側向不穩定之現象；若經適當設計將其變位控制在引導之方向與範圍內，則因其幾何大變形導致材料極易達到非線性，可在往復運動中產生遲滯消能行為。本研究旨在利用挫屈構件之幾何及材料非線性行為，研發一種稱之為「韌性斜撐」之抗震消能裝置。經由實尺寸挫屈連桿元件之往復荷載測試，掌握其遲滯消能特性。試驗結果顯示，挫屈連桿之力 - 位移遲滯消能行為屬位移相依型阻尼器，而非對稱配置之挫屈連桿其力學行為會有拉、壓不對稱的現象。以ANSYS非線性應力分析模擬挫屈連桿之元件測試結果顯示，測試結果介於固接與鉸接邊界條件之模擬分析結果之間，顯然目前以螺栓接合之方式無法達到理想化固接條件，實際之材料降伏程度未如預期。儘管如此，經由一系列的耐震性能測試，驗證「韌性斜撐」以其目前之設計型式仍具極佳之結構防震效能。未來在實際應用時，接合處除將螺栓鎖緊外，可考慮於定位完成後輔以焊接之方式加強，以提升挫屈連桿之效能。

關鍵字：韌性斜撐、挫屈連桿、遲滯迴圈、耐震性能試驗、ANSYS

Application of Ductile Braces for Seismic Energy Dissipation of Structures

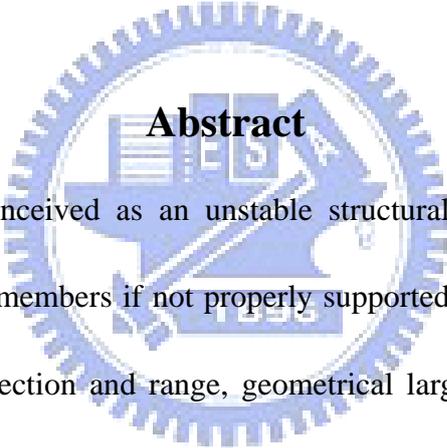
Student : Chia-Chieh Hu

Advisor : Dr . Yen-Po Wang

Institute of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

The logo of National Chiao Tung University is a circular emblem with a gear-like outer border. Inside the circle, there is a stylized representation of a building or industrial structure. The word "Abstract" is overlaid in the center of the logo.

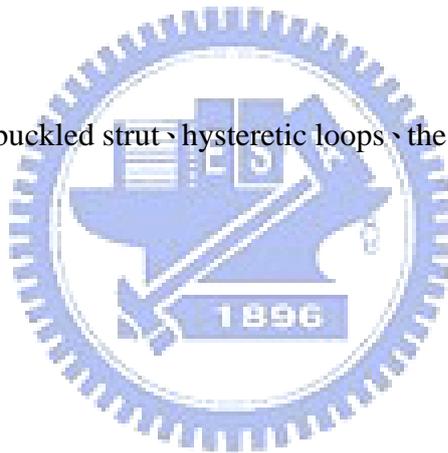
Abstract

Buckling is usually conceived as an unstable structural behavior leading to lateral instability of axially loaded members if not properly supported. However, if a buckled strut is deformed in a guided direction and range, geometrical large lateral deformation of the steel struts in buckling will lead to inelastic behavior of the material and dissipate energy as a consequence. The purpose of this study is to develop a new type of seismic damper, named ductile braces, based on the concept of the geometrical deformation and the inelastic behavior of the material of the buckled strut. The energy-dissipative characteristics of buckled struts are investigated via full-scale component tests under cyclic loads. Experimental results indicate that, the force-displacement relationship of buckled struts exhibits mechanical characteristics of displacement-dependent dampers and the nature non-symmetric behavior of buckled strut is in non-symmetric layout. Numerical prediction

of the component test result is further conducted using ANSYS with a non-linear model of the buckled strut. It is observed that the actual boundary condition of the tested buckled strut is in between those of the fixed and hinged conditions. The connection of buckled strut by bolts is not perfectly clamped as ideally, and the yielding behavior of the material is not as significant as expected. However, excellent control performance of the ductile braces in present design has been confirmed via a series of seismic performance tests. In practical application, energy-dissipative capacity of the buckled strut may be improved if the end connection could be welded in addition to bolting to make it closer to a clamped condition.

Key words : ductile braces , buckled strut , hysteretic loops , the testing of structural seismic ,

ANSYS



誌謝

承蒙恩師 王彥博教授兩年來悉心指導，在論文寫作期間，感謝恩師不厭其煩的費心指正與修改，方使本論文得以能順利完成。此外，恩師嚴謹的態度及努力不懈的研究精神，更是學生學習的典範。對於吾師的教誨，在此致上最誠摯的謝意。

論文口試期間，承蒙 國立中興大學土木系 林其璋教授、淡江大學土木系 吳重承教授、空軍航空技術學院飛機工程系 黃銘智教授、國立交通大學土木系 陳誠直教授、國立交通大學土木系 趙文成教授撥冗指正，並提供諸多寶貴意見，使本論文之內容更加詳實完備，特別在此表達最誠摯的謝意。

在交大求學的過程中，首先感謝嘉賞學長在理論推導、尺寸設計及試驗安裝與操作細心的指導與幫助，讓我能迅速進入狀況，另外，感謝阿良學長及逸軒學長不時提供的寶貴意見，學弟力邨、勵元、羿廷、顥勳在各個試驗的鼎力相助，在此一並致上最誠摯的謝意。很開心能遇到建華、哲維、羅開這幾位知心好友，懷念第一次在大樹下聊天的日子，一起在圖書館準備考試而不睡覺，一起在結構大樓做實驗及趕報告，所有點點滴滴的回憶，我會永遠記得。

最後，衷心感謝給予我鼓勵與支持的家人，以及我最好的朋友偉榮，感謝你們的陪伴。僅以本文獻給所有關心我的人，謝謝你們。

目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
致謝.....	IV
目錄.....	V
表目錄.....	VIII
圖目錄.....	IX
第一章 緒論.....	1
1.1 研就動機與目的.....	1
1.2 文獻回顧.....	2
1.3 研究方向.....	5
1.4 論文架構.....	6
第二章 挫屈型消能元件之力學行為解析模式.....	9
2.1 挫屈連桿之非線性彈性挫屈勁度.....	9
第三章 挫屈消能元件之 ANSYS 分析.....	19
3.1 前言.....	19
3.2 ANSYS 分析流程之介紹.....	19
3.2.1 前處理.....	20
3.2.2 加載及求解器.....	22
3.2.3 後處理器.....	24

3.3	非對稱配置挫屈連桿之ANSYS非線性模擬分析.....	25
3.3.1	挫屈消能元件幾何外型之建立.....	25
3.3.2	網格元素種類之選取及描述.....	25
3.3.3	定義材料參數.....	26
3.3.4	建立網格.....	27
3.3.5	邊界條件之設定.....	27
3.4	對稱配置挫屈連桿之ANSYS非線性模擬分析.....	28
3.4.1	挫屈消能元件幾何外型之建立.....	28
3.4.2	網格元素種類之選取及描述.....	28
3.4.3	定義材料參數.....	28
3.4.4	建立網格.....	29
3.4.5	邊界條件之設定.....	29
3.5	歷時分析.....	30
第四章	挫屈型消能元件之試驗與分析.....	33
4.1	前言.....	33
4.2	試驗設備介紹.....	33
4.3	非對稱式(單組)挫屈消能元件之靜態試驗.....	34
4.3.1	元件尺寸.....	34
4.3.2	試驗規劃.....	34
4.3.3	試驗結果.....	35
4.4	對稱配置挫屈連桿之元件測試.....	36

4.3.1 元件尺寸.....	36
4.3.2 元件試驗設計檢核.....	37
4.3.3 試驗規劃.....	45
4.3.4 試驗結果.....	46
4.5 挫屈型消能元件之有效長度影響.....	47
第五章 韌性斜撐之耐震性能測試.....	49
5.1 前言.....	49
5.2 試驗設備介紹.....	49
5.3 單向挫屈消能斜撐之耐震性能試驗.....	51
5.3.1 挫屈斜撐尺寸.....	51
5.3.2 試驗規畫.....	51
5.3.3 試驗結果.....	52
第六章 結論與建議.....	57
參考文獻.....	59



表目錄

表 4.1 挫屈型消能元件試體規格.....	61
表 4.2 非對稱配置挫屈連桿彈性分析與試驗結果之最大出力比較.....	61
表 5.1 五層樓模型結構細部尺寸.....	62
表 5.2 空構架之等效頻率與阻尼比.....	62
表 5.3 各樓加速度反應峰值比較(El Centro earthquake).....	63
表 5.4 各樓層加速度均方根比較(El Centro earthquake).....	63
表 5.5 增設韌性斜撐之等效頻率與阻尼比(El Centro earthquake)....	64
表 5.6 韌性斜撐之最大出力(El Centro earthquake).....	64
表 5.7 各樓加速度反應峰值比較(Hachinohe earthquake).....	65
表 5.8 各樓層加速度均方根比較(Hachinohe earthquake).....	65
表 5.9 增設韌性斜撐之等效頻率與阻尼比(Hachinohe earthquake)....	66
表 5.10 韌性斜撐之最大出力(Hachinohe earthquake).....	66
表 5.11 各樓加速度反應峰值比較(Kobe earthquake).....	67
表 5.12 各樓層加速度均方根比較(Kobe earthquake).....	67
表 5.13 增設韌性斜撐之等效頻率與阻尼比(Kobe earthquake).....	68
表 5.14 韌性斜撐之最大出力(Kobe earthquake).....	68

圖目錄

圖 1.1	挫屈連桿之減振應用.....	69
圖 1.2	挫屈連桿之變形示意圖.....	69
圖 1.3	尤拉彈簧垂直減振平台.....	69
圖 1.4	Virgin 等人實驗裝置照片.....	70
圖 1.5	Virgin 等人實驗結果之 1.....	70
圖 1.6	Virgin 等人實驗結果之 2.....	70
圖 1.7	一端固定與一端可滑動之挫屈柱示意圖.....	71
圖 1.8	可調式挫屈連桿之試驗構架.....	71
圖 1.9	挫屈連桿(buckled struts)元件.....	72
圖 1.10	挫屈連桿試驗結果與預測之比對.....	72
圖 1.11	挫屈連桿試體安裝.....	73
圖 1.12	鉸接與固接遲滯迴圈之比較.....	73
圖 2.1	底端固接頂端自由柱之有效挫屈長度 L_e	74
圖 2.2	兩端固接柱之有效挫屈長度 L_e	74
圖 2.3	柱挫屈強度與邊界條件之關係.....	75
圖 2.4	挫屈連桿之斷面縮減示意圖.....	76
圖 2.5	挫屈連桿變形前後示意圖.....	76
圖 2.6	典型挫屈連桿之軸力與位移關係圖 ($L=657\text{mm}$, $t=12\text{mm}$, $b=150\text{mm}$, $\beta=0.33$, $q_0=0.33$)	77

圖 2.7 挫屈連桿不同始弦切徑度角 q_0 之軸力與位移關係圖 ($L=657\text{mm}$, $t=12\text{mm}$, $b=150\text{mm}$, $\beta=0.33$)	77
圖 2.8 挫屈連桿不同全長 L 之軸力與位移關係圖 ($t=12\text{mm}$, $b=150\text{mm}$, $\beta=0.33$, $q_0=0.33$)	78
圖 2.9 挫屈連桿不同寬度比 β 之軸力與位移關係圖 ($L=657\text{mm}$, $t=12\text{mm}$, $b=150\text{mm}$, $q_0=0.33$)	78
圖 3.1 前基準面插入草圖	79
圖 3.2 對所需變化之厚度 t 做調整	79
圖 3.3 未切削 ($\beta=1$) 之挫屈連桿	80
圖 3.4 切削後挫屈連桿之俯視圖繪入上基準面草圖中	80
圖 3.5 去除不要的部份	81
圖 3.6 切削後 ($\beta=0.33$) 之挫屈連桿	81
圖 3.7 不同邊界條件所設置之端鉸	82
圖 3.8 挫屈消能元件之 ANSYS 分析模型	83
圖 3.9 SOILD186 元素	83
圖 3.10 挫屈連桿之材料參數設定	84
圖 3.11 網格劃分大小之設定	85
圖 3.12 採用自由網格劃分	85
圖 3.13 挫屈連桿網閣建立完成	86
圖 3.14 挫屈連桿固接之邊界條件圖示	86
圖 3.15 挫屈連桿鉸接之邊界條件圖示	86

圖 3.16 對稱配置挫屈消能元件之 ANSYS 結構分析模型.....	87
圖 3.17 對稱配置挫屈連桿固接之邊界條件圖示.....	88
圖 3.18 對稱配置挫屈連桿鉸接之邊界條件圖示.....	88
圖 3.19 ANSYS 之位移指令歷時.....	89
圖 4.1 MTS 控制系統.....	90
圖 4.2(a) t10Fc645 試體之設計詳圖(單位:mm).....	91
圖 4.2(b) t12Fc645 試體之設計詳圖(單位:mm).....	91
圖 4.3(a) t10Fu645 試體之設計詳圖(單位:mm).....	92
圖 4.3(b) t12Fu645 試體之設計詳圖(單位:mm).....	92
圖 4.4 非對稱配置之元件試驗固定座設計詳圖(單位:mm).....	93
圖 4.5 非對稱配置之挫屈型消能元件安裝示意圖.....	93
圖 4.6 非對稱配置之挫屈型消能元件細部設計圖(單位:mm).....	94
圖 4.7 非對稱配置之挫屈型消能元件試驗構架.....	95
圖 4.8 元件測試設定之致動器位移指令.....	96
圖 4.9 t10Fc645 往復加載下 ANSYS 分析與試驗之遲滯迴圈比較.....	97
圖 4.10 t12Fc645 往復加載下 ANSYS 分析與試驗之遲滯迴圈比較.....	98
圖 4.11 t10Fu645 往復加載下 ANSYS 分析與試驗之遲滯迴圈比較.....	99
圖 4.12 t12Fu645 往復加載下 ANSYS 分析與試驗之遲滯迴圈比較.....	100
圖 4.13 非對稱配置之挫屈連桿試驗結果軸力與位移關係圖.....	101
圖 4.14 非對稱配置之挫屈連桿彈性挫屈勁度理論軸力與位移關係圖.....	101
圖 4.15 t12Fc500 試體之設計詳圖(單位:mm).....	102

圖 4.16(a)	對稱配置元件試驗之中央固定座設計詳圖(單位:mm)	102
圖 4.16(b)	對稱配置元件試驗之兩側固定座設計詳圖(單位:mm)	102
圖 4.17	對稱配置挫屈連桿元件測試之受力分佈示意圖	103
圖 4.18	中央固定座翼板之撕裂情形	104
圖 4.19	中央固定座腹板之撕裂情形	104
圖 4.20	兩側固定座翼板之撕裂情形	105
圖 4.21	兩側固定座腹板之撕裂情形	105
圖 4.22	挫屈連桿之斷裂情形(單位:mm)	106
圖 4.23(a)	對稱配置元件試驗中央固定座加勁設計詳圖(單位:mm)	106
圖 4.23(b)	對稱配置元件試驗兩側固定座加勁設計詳圖(單位:mm)	106
圖 4.24	對稱配置挫屈連桿元件測試之細部設計圖(單位:mm)	107
圖 4.25	對稱配置挫屈連桿元件測試細部組裝之 3D 示意圖	108
圖 4.26	對稱配置挫屈連桿元件測試之試驗構架	108
圖 4.27	對稱配置挫屈連桿往復加載下 ANSYS 分析與試驗之遲滯迴圈比較	109
圖 4.28	有效長度示意圖	110
圖 4.29	非對稱配置挫屈連桿修正有效長度之邊界條件圖示	110
圖 4.30	對稱配置挫屈連桿修正有效長度之邊界條件圖示	110
圖 4.31	t10Fc645 ANSYS 分析之有效長度修正與試驗之遲滯迴圈比較	..	111
圖 4.32	t12Fc645 ANSYS 分析之有效長度修正與試驗之遲滯迴圈比較	..	112
圖 4.33	t10Fu645 ANSYS 分析之有效長度修正與試驗之遲滯迴圈比較	..	113

圖 4.34 t12Fu645 ANSYS 分析之有效長度修正與試驗之遲滯迴圈比較..	114
圖 4.35 對稱配置挫屈連桿 ANSYS 分析之有效長度修正與試驗之遲滯迴圈比較.....	115
圖 5.1 鋼結構模型..	116
圖 5.2 地震模擬振動台.....	117
圖 5.3 驅動振動台之油壓致動器.....	117
圖 5.4 MTS 407 控制器.....	118
圖 5.5 IMC 資料擷取系統.....	118
圖 5.6 加速規(Accelerometers).....	119
圖 5.7 雷射位移計.....	119
圖 5.8 力規(Loadcell).....	119
圖 5.9 韌性斜撐之設計詳圖.....	120
圖 5.10 韌性斜撐之五層樓構架.....	121
圖 5.11(a) 各樓層加速度反應之比較(El Centro; PGA=0.132g).....	122
圖 5.11(b) 各樓層加速度反應之比較(El Centro; PGA=0.191g).....	123
圖 5.11(c) 各樓層加速度反應之比較(El Centro; PGA=0.308g).....	124
圖 5.11(d) 各樓層加速度反應之比較(El Centro; PGA=0.445g).....	125
圖 5.12(a) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈(El Centro; PGA=0.132g)	126
圖 5.12(b) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈(El Centro; PGA=0.191g)	126

圖 5.12(c) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (El Centro ; PGA = 0.308g)	127
圖 5.12(d) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (El Centro ; PGA = 0.445g)	127
圖 5.13(a) 各樓層加速度反應之比較 (Hachinohe ; PGA = 0.115g)	128
圖 5.13(b) 各樓層加速度反應之比較 (Hachinohe ; PGA = 0.166g)	129
圖 5.13(c) 各樓層加速度反應之比較 (Hachinohe ; PGA = 0.323g)	130
圖 5.13(d) 各樓層加速度反應之比較 (Hachinohe ; PGA = 0.548g)	131
圖 5.14(a) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Hachinohe ; PGA = 0.115g)	132
圖 5.14(b) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Hachinohe ; PGA = 0.166g)	132
圖 5.14(c) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Hachinohe ; PGA = 0.323g)	133
圖 5.14(d) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Hachinohe ; PGA = 0.548g)	133
圖 5.15(a) 各樓層加速度反應之比較 (Kobe ; PGA = 0.133g)	134
圖 5.15(b) 各樓層加速度反應比較 (Kobe ; PGA = 0.192g)	135
圖 5.15(c) 各樓層加速度反應比較 (Kobe ; PGA = 0.412g)	136

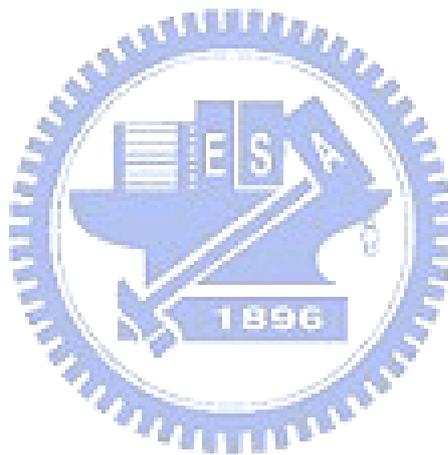
圖 5.15(d) 各樓層加速度反應比較(Kobe; $PGA = 0.699g$)..... 137

圖 5.16(a) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈(Kobe; $PGA = 0.133g$).. 138

圖 5.16(b) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈(Kobe; $PGA = 0.192g$).. 138

圖 5.16(c) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈(Kobe; $PGA = 0.412g$).. 139

圖 5.16(d) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈(Kobe; $PGA = 0.699g$).. 139



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

台灣地震頻繁，加上經歷過九二一地震的洗禮，因此，國人對於住家之耐震安全性越來越重視。此外，高科技廠房也因震害損失而不得不重視防震(振)的措施。近年來，創新的結構防震裝置相繼發展出來，更加速這些防震新觀念與技術的推廣落實。抗震建築不僅著眼於維護生命的安全，就商業利益而言，亦能增進其附加價值。

一般而言，各類結構消能減震系統原理雖有不同，但功能則大同小異。針對其物理或振動力學之特性可分為兩大類：

1. 速度相依型消能元件：其主要功能為提供結構附加之阻尼，以消散結構受風力或地震力所導致之震（振）動能量。如黏滯阻尼器(visco-elastic damper)、液流阻尼器(fluid damper)。
2. 位移相依型消能元件：其功能除了增加結構之阻尼外，亦可適度提供結構之勁度，對於高樓結構有加勁的作用。當結構在風力或地震力的作用下，消能元件之應力與應變關係形成遲滯迴圈，可視為材料線性與非線性行為之疊加，線性部分提供勁度，而非線性部分則提供阻尼，用以消散結構物之震(振)動能量。如降伏鋼板阻尼器(metallic yielding damper)、挫屈束制斜撐(Buckling Restrained Braces, BRB)。

基於提升建築結構之耐震安全性，並促進國內防震工業的發展，本研究乃提出新型之消能系統，以挫屈連桿(buckled strut)為核心之韌性斜撐(ductile braces)，以減緩地震所造成之結構損害。

1.2 文獻回顧

挫屈(buckling)原是一種不穩定的結構行為，因為挫屈會使得構材尚未達到其極限強度前，彈性勁度(storage stiffness)即迅速衰減，導致側向變形加劇而無法再承擔軸壓力，進而造成構件的損壞甚至結構的崩塌。但若挫屈構件為非結構桿件，則吾人可經由適當之設計，將其變形控制在引導之方向與合理的範圍內，使其在往復載重過程中進入非線彈性狀態而吸收能量，作為消能減振的控制元件。

近年來，國外已有利用可變曲率勁度元件(variable curvature stiffness device)或稱挫屈連桿(buckled struts)作為機械設備之減振元件之應用實例。可變曲率勁度元件之力學行為相當於非線性彈簧，如圖 1.1 所示【1】。可變曲率勁度元件係一鋼製拱形薄板，乃具初始側向變形之軸力構件，吾人可藉由調整其曲率而改變振動頻率。構件受力變形時，其曲率(或勁度)亦隨之變化，改變振動頻率而達到減振目的。圖 1.2 為一兩端均為鉸接(hinged)之挫屈連桿受到軸力作用時之軸向位移及變形曲線示意圖，當桿件處在初始挫屈狀態時，其變形曲線可根據文獻【2、3】求得。

Winterflood 等人【4~6】於 2002 年提出利用彈性挫屈(elastic buckling)桿件作為設備垂直向之隔振裝置，以減緩垂直振動的問題。此外，並更進一步設計尤拉彈簧垂直減振平臺，如圖 1.3 所示，該平臺係由兩端束制固定(clamped)之彈性挫屈柱所支撐，其功能相當於尤拉彈簧。試驗結果顯示，彈性挫屈裝置具有高效能的減振效果。

Virgin 等人【1】以兩根互相平行，且兩端均為鉸接之挫屈柱支撐一重約 24N 的質塊，並於基座施加一可調整頻率之垂直諧和擾動，如圖 1.4 所示，以測試其隔（減）振效率。結果顯示，於振幅 3mm 之擾動下，擾動頻率愈高，振動反應之功率譜密度 (power spectral density, PSD) 愈小，如圖 1.5 所示。此結果也印證 Winterflood 等人【4、5】之研究結果，該研究提到於某些敏感的作業環境下，使用尤拉彈簧可隔絕高頻擾動源對於振動系統之影響。此外，由位移歷時圖，如圖 1.6 所示，最後趨於靜止可知，尤拉彈簧亦具備消能特性。該文最後並建議，試驗所採用之邊界條件為理想之簡支 (simply-supported boundary condition) 型式，由於此種邊界條件的實現與維持相對較為困難，實務應用上仍以兩端束制 (clamped ends) 之型式較為可行。

Plaut 等人【7】延續 Virgin 等人之研究，將柱兩端改為束制固定之邊界條件，並討論傳遞率 (transmissibility, TR) 之主要參數，包括系統與尤拉柱的阻尼 (external and internal damping)、柱勁度、支撐載重 (supported weight) 及初始曲率 (initial curvature) 等參數對減振效益量之影響。

Ji 和 Hansen【8】將尤拉柱之邊界條件設定為一端固定，一端滑動(sliding)之狀況，其目的在藉由控制滑動端摩擦力之大小以調整系統阻尼，如圖 1.7 所示。

Bonello 等人【9】於 2005 進行自適應調諧振動阻尼器（圖 1.8，adaptive tuned vibration absorber，ATVA）之研究，其主要構件為壓電致動器（Piezo-actuators）與挫屈連桿所組成之可變勁度元件（variable stiffness element curved beam），運作時可藉由調節 ATVA 之勁度以改變系統之振動頻率，解決調頻不精確的問題，使得 ATVA 可控制的頻寬範圍更廣，減振性能亦故而提昇。

林科良【11】於 2006 針對挫屈連桿，如圖 1.9 所示，進行元件測試。往復載重試驗結果顯示，其軸力與軸向變形之關係呈橢圓形遲滯迴圈，證明挫屈連桿具有消能作用。雖然為鋼材，其力學特徵接近黏滯阻尼（viscous damping）之特性，但具有勁度，類似黏彈阻尼（visco elastic damping）材料之行為。該研究並利用推測適應過濾（stochastic adaptive filtering）法進行系統識別分析，迴歸出挫屈連桿之遲滯迴圈模型參數。圖 1.10 為其部份試驗結果與預測值之比較。

林志軒【12】於 2007 針對不同厚度及曲率半徑之挫屈連桿，分別對於鉸接與固接之邊界條件進行元件測試，圖 1.11 所示。往復載重試驗結果顯示，其軸力與軸向變形之關係呈橢圓形遲滯迴圈，證明挫屈連桿具有消能作用，而最大

出力及消能面積的比較如圖 1.12 所示，固接條件大於鉸接條件之測試結果，故建議未來應用時宜採用固接條件。此外，該研究更進一步利用挫屈消能斜撐進行耐震性能測試，其結果顯示，結構裝設挫屈消能斜撐可有效降低各樓層之加速度峰值與均方根振動量，證明其優越之防震性能。該研究並利用 ANSYS 建構挫屈型消能元件模型，並在靜態下給定位移擾動，以觀察元件之非線性應力變化及分佈。

上述文獻顯示，挫屈連桿之軸力與變形關係呈非線性，並具備消能減震(振)特性，在建築減震更具有明顯的折減效果，值得吾人探討。因此，本文擬針對挫屈連桿之力學特性進行評估，並探討實尺寸挫屈連桿 (buckled struts)，在大變形時之消能能力，以作為後續應用挫屈連桿於建築結構減震的基礎。相較於防止斜撐產生挫屈之挫屈束制斜撐 (Buckling Restrained Braces, BRB)，本研究之韌性斜撐允許挫屈連桿產生挫屈變形。由於挫屈束制斜撐之勁度較大，降伏不易，其實質減震效益有限。而韌性斜撐在變形很小時即能使挫屈連桿達到降伏而提升結構之阻尼，可在地震初期階段發揮消散地震能量的作用。

1.3 研究方向

以挫屈連桿作為建築防震控制之可行性，值得吾人深入探討。本研究將發展以挫屈連桿為核心之斜撐型抗震裝置—韌性斜撐(Ductile brace)，經由實尺寸之挫屈型消能元件，以固接的方式進行元件測試以掌握其力學行為，進一步找出其最佳化尺寸及安裝方式，並利用振動台試驗進行結構耐震性能試驗，以

確認其應用於提升結構抗震能力之可行性。本文研究方向如下：

1. 求解兩端邊界條件為固接之挫屈連桿非線性彈性勁度理論值，以及運用有限元素軟體模擬挫屈連桿在動態歷時擾動下之遲滯迴圈，深入瞭解其力學行為，並且嘗試在不同設計參數下，推估其消能能力及受力大小。
2. 分別製作切削與未切削各兩組不同厚度之挫屈型消能元件試體，以非對稱配置形式進行元件測試，瞭解該系統之遲滯迴圈消能行為，進而掌握該系統之動力特性與設計參數。
3. 製作挫屈消能元件試體，以對稱配置之形式進行元件測試。
4. 針對本系現有之五層樓鋼結構設計韌性斜撐，由振動台試驗進行其耐震性能測試，以驗證其減震效益。並將力規及雷射位移計安裝於 1F 之消能斜撐上，以瞭解其實際之消能行為。



1.4 論文架構

本論文共分六章，各章內容概述如下：

第一章為研究動機與目的、文獻回顧、研究方向及論文架構。系列研究宗旨在探討挫屈連桿應用於建築抗震消能之可行性。

第二章係有關挫屈型消能元件之力學行為解析模式，並推導挫屈連桿固接條件之非線性彈性挫屈勁度，及不同變位下，挫屈連桿彎矩分佈的情形。以供進一步瞭解其力學行為。

第三章介紹有限元素軟體 ANSYS 建構挫屈型消能元件模型，參數設定，邊界條件及歷時分析。

第四章介紹試驗規劃與試驗結果之整理。討論斷面尺寸與斷面縮減對挫屈連桿之影響，並針對非對稱與對稱兩種不同安裝形式之測試結果進行探討，並與彈性勁度理論及 ANSYS 非線性模擬分析比較。

第五章為韌性斜撐之防震性能測試，比較五層樓結構各樓層加速度峰值與加速度均方根值，俾便探討安裝韌性斜撐後之減震效益，並由力規與雷射位移計之量測結果得出遲滯迴圈，以瞭解其消能行為。

第六章為結論與建議，並提出未來的改善方向及研究課題。





第二章 挫屈型消能元件之力學行為解析模式

2.1 挫屈連桿之彈性挫屈勁度

當物理狀態之變化趨勢有不同的可能性時，物理現象必傾向於最容易發生的途徑。細長柱受制於一種稱為挫屈(buckling)的結構行為。當軸向受壓桿件的加載較小時，只造成桿件在軸向的縮短，一但載重達到某一特定的臨界值(挫屈載重)時，桿件會突然側彎，造成大量的變位，而使桿件破壞；因此挫屈行為乃壓力桿件在設計上須排除的破壞模式。挫屈並非因材料之應力達到降伏或極限強度而產生，其應力當挫屈時係受到多重因素影響，包括桿件尺寸、桿件材料性質及支撐條件等。



柱在不同邊界支承條件之臨界載重可透過有效長度(effective length)之概念，得到與作為參考標準的鉸接柱臨界載重(critical load)之的比例關係。茲以利用一底端固接，頂端為自由端之軸向受壓柱，如圖2.1的情況來說明。此柱之挫屈變形曲線乃一完全正弦曲線的四分之一，若吾人將撓度曲線以固定端鏡射，即可看到該曲線變成一鉸端柱之撓度曲線或半個正弦波。有效長度 L_e 乃是等值鉸端柱之長度，或撓度曲線中兩反曲點間之長度，因此對於固定-自由端柱而言，其有效長度 $L_e=2L$ ，所以其臨界載重柱之一般式可表示如下：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} \quad (2.1)$$

將 $L_e = 2L$ 代入，便能求得固接-自由端柱之臨界載重。柱之有效長度常用有效長度因數 K 表示，即 $L_e = KL$ ，因此，式(2.1)臨界載重之一般式亦可改寫為：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (2.2)$$

其中底端固接-頂端自由柱之 K 值為 2，兩端鉸端柱之 K 值等於 1。

若考慮柱之兩端均為固接，如圖 2.2 所示，假設柱之兩端彼此能作相向運動，因此當軸壓載重 P 是作用在柱頂部時，底端亦產生一大小相等之反作用力。當挫屈發生時，反作用力矩 M_0 亦會在支承端產生；另一種挫屈模式(圖 2.2)之撓度曲線乃一在距兩端距離 $L/4$ 處具有反曲點之三角函數曲線，於兩反曲點間之距離相當有效長度，即 $L_e = L/2$ ，將其代入式得臨界載重為：

$$P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.3)$$

其臨界載重，乃兩端鉸接柱臨界載重之四倍。各種邊界條件組合之柱有效長度 L_e 及有效長度因數 K 列於圖 2.3。【10】

有關柱之大變形(large deformation)理論，其近似解可根據文獻【10】所建議之解析模式，利用最小功能原理(minimization of potential energy)得到，該方法亦可用來處理具有初始曲率(initial curvature)之挫屈連桿的幾何非線性行為。

本節所討論之挫屈連桿係一具有初始曲率的挫屈連桿，邊界條件為兩端固接(fixed)，其挫屈連桿變形圖由圖 2.5 所示，並定義其變形形狀函數(deformed shape function)為：

$$S(s) = \frac{L}{2\pi} \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right) \right] \quad (2.4)$$

其中，假設軸向變形忽略不計， L 為挫屈連桿之全長， $-L/2 \leq s \leq +L/2$ ，座標原點定於弧長中央，其微小長度以 ds 表示。

挫屈連桿的變形狀態則以弦切角 $\theta(s)$ 為自由度來描述之。在曲線座標任何位置之弦切徑度， $\theta(s)$ ，為弧長 s 的函數，表示如下：

$$\theta(s) = qF(s) \quad (2.5)$$

其中， q 為反曲點之弦切徑度角， $F(s) = \sin\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right)$ 為弦切角函數；而當連桿未受到外部軸力前之初始弦切徑度 $\theta_0(s)$ 可表示如下：

$$\theta_0(s) = q_0F(s) \quad (2.6)$$

其中， q_0 為反曲點之初始弦切徑度角。此外，由於曲率 κ 與曲率半徑 ρ 之關係式為 $\kappa = \frac{1}{\rho}$ ，由幾何關係可得到 $ds = \rho d\theta$ ，因此，曲率 κ 與弦切徑

度依次微分 $\theta'(s)$ 之關係如下：

$$\kappa = \frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{ds} = \theta'(s) \quad (2.7)$$

分別將式(2.5)與式(2.6)代入式(2.7)，可得曲率函數分別為：

$$\kappa = \theta'(s) = qF'(s) \quad (2.8)$$

$$\kappa_0 = \theta_0'(s) = q_0F'(s) \quad (2.9)$$

挫屈連桿受一軸向力 P 作用後之軸向變形可計算如下：

$$\begin{aligned} \frac{u(q)}{2} &= - \int_{-L/2}^{+L/2} [\cos(\theta_0(s)) - \cos(\theta(s))] ds \\ &= - \int_{-L/2}^{+L/2} [\cos(q_0 F(s)) - \cos(qF(s))] ds \end{aligned} \quad (2.10)$$

所儲存之應變能 (strain energy) 可計算如下：

$$\begin{aligned} U^s(q) &= \frac{1}{2} E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s) (\theta'(s) - \theta'_0(s))^2 ds \\ &= \frac{1}{2} E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s) (q - q_0)^2 (F'(s))^2 ds \end{aligned} \quad (2.11)$$

其中， $(\theta'(s) - \theta'_0(s))$ 為挫屈連桿受軸向力 P 作用後之曲率變化量。 E 為材料的楊氏模數。 $I(s)$ 為連桿在任意位置之面積慣性矩，可表示為：

$$I(s) = \frac{1}{12} b(s) t^3 \quad (2.12)$$

其中， t 為挫屈連桿之厚度。 $b(s)$ 為任意位置所對應的寬度，假設挫屈連桿在反曲點處斷面縮減 (neck) 寬度為 b_n ，其與兩端及中點之原寬度 b 間成線性變化，如圖 2.4 所示，可將挫屈連桿分為四個區段，其各區段寬度變化函數為：

$$\begin{aligned} b_1(s) &= \frac{-4b}{L} (1 - \beta) s + b(2\beta - 1) & \text{for } -\frac{L}{2} \leq s \leq -\frac{L}{4} \\ b_2(s) &= \frac{4b}{L} (1 - \beta) s + b & \text{for } -\frac{L}{4} \leq s \leq 0 \\ b_3(s) &= \frac{-4b}{L} (1 - \beta) s + b & \text{for } 0 \leq s \leq +\frac{L}{4} \\ b_4(s) &= \frac{4b}{L} (1 - \beta) s + b(2\beta - 1) & \text{for } +\frac{L}{4} \leq s \leq +\frac{L}{2} \end{aligned} \quad (2.13)$$

其中， β 為斷面縮減寬度 b_n 與原寬度 b 的比值。

挫屈連桿受軸力作用後之彈力位能(elastic potential energy)為：

$$U^p(q) = -Pu(q) = 2P \int_{-L/2}^{+L/2} [\cos(q_0 F(s)) - \cos(qF(s))] ds \quad (2.14)$$

因此，系統的總能量(total potential energy)可表示為：

$$\begin{aligned} V(q) &= U^s(q) + U^p(q) \\ &= \frac{1}{2} E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s)(q - q_0)^2 (F'(s))^2 ds + 2P \int_{-L/2}^{+L/2} [\cos(q_0 F(s)) - \cos(qF(s))] ds \end{aligned} \quad (2.15)$$

依平衡狀態的位能準則，當系統處於平衡狀態時，位能函數為極小值，即須滿足，

$$\frac{\partial V(q)}{\partial q} = 0 \quad (2.16)$$

將式(2.15)代入式(2.16)可整理如下：

$$\begin{aligned} \frac{\partial V(q)}{\partial q} &= \frac{\partial U^s(q)}{\partial q} + \frac{\partial U^p(q)}{\partial q} = 0 \\ E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s)(q - q_0)(F'(s))^2 ds + 2P \int_{-L/2}^{+L/2} F(s) \sin(qF(s)) ds &= 0 \\ P &= \frac{-E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s)(q - q_0)(F'(s))^2 ds}{2 \int_{-L/2}^{+L/2} F(s) \sin(qF(s)) ds} \end{aligned} \quad (2.17)$$

其中，

$$\begin{aligned} &E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s)(q - q_0)(F'(s))^2 ds \\ &= E \int_{-L/2}^{+L/2} \frac{b(s)t^3}{12} (q - q_0)(F'(s))^2 ds \\ &= \frac{Et^3(q - q_0)}{12} \left[\int_{-L/2}^{-L/4} b_1(s)(F'(s))^2 ds + \int_{-L/4}^0 b_2(s)(F'(s))^2 ds + \int_0^{+L/4} b_3(s)(F'(s))^2 ds + \int_{+L/4}^{+L/2} b_4(s)(F'(s))^2 ds \right] \end{aligned} \quad (2.18)$$

而 $F(s) = \sin\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right)$ 可整理如下：

$$F'(s) = \frac{2\pi}{L} \cos\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right)$$

$$(F'(s))^2 = \frac{4\pi^2}{L^2} \cos^2\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right) = \frac{2\pi^2}{L^2} \left[1 + \cos\left(\frac{4\pi}{L}s + 2\pi\right)\right] \quad (2.19)$$

由式(2.13)與式(2.19)代入 $\frac{Et^3(q-q_0)^{-L/4}}{12} \int_{-L/2}^{-L/4} b_1(s)(F')^2 ds$ 可得：

$$\begin{aligned} & \frac{Et^3(q-q_0)^{-L/4}}{12} \int_{-L/2}^{-L/4} b_1(s)(F'(s))^2 ds \\ &= \frac{Et^3\pi^2(q-q_0)^{-L/4}}{6L^2} \int_{-L/2}^{-L/4} \left[\frac{-4b(1-\beta)}{L}s + b(2\beta-1) \right] \left[1 + \cos\left(\frac{4\pi}{L}s + 2\pi\right) \right] ds \\ &= \frac{Et^3\pi^2(q-q_0)^{-L/4}}{6L^2} \int_{-L/2}^{-L/4} \left[\frac{-4b(1-\beta)}{L}s + b(2\beta-1) + b(2\beta-1)\cos\left(\frac{4\pi}{L}s + 2\pi\right) - \frac{4b(1-\beta)}{L}s \cos\left(\frac{4\pi}{L}s + 2\pi\right) \right] ds \\ &= \frac{Et^3\pi^2(q-q_0)}{6L^2} \left[\frac{2b(1-\beta)}{L} \left(\frac{3L^2}{16}\right) + b(2\beta-1) \left(\frac{L}{4}\right) - \frac{b(1-\beta)L}{4\pi^2} (-2) \right] \\ &= \frac{Ebt^3\pi^2(q-q_0)}{12L} \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \quad (2.20) \end{aligned}$$

由上述計算同理可得：

$$\frac{Et^3(q-q_0)}{12} \int_{-L/4}^0 b_2(s)(F'(s))^2 ds = \frac{Ebt^3\pi^2(q-q_0)}{12L} \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \quad (2.21)$$

$$\frac{Et^3(q-q_0)^{+L/4}}{12} \int_0^{+L/4} b_3(s)(F'(s))^2 ds = \frac{Ebt^3\pi^2(q-q_0)}{12L} \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \quad (2.22)$$

$$\frac{Et^3(q-q_0)^{+L/2}}{12} \int_{+L/4}^{+L/2} b_4(s)(F'(s))^2 ds = \frac{Ebt^3\pi^2(q-q_0)}{12L} \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \quad (2.23)$$

由式(2.20)至式(2.23)代入式(2.18)可得：

$$\begin{aligned} E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s)(q-q_0)(F'(s))^2 ds &= \frac{Ebt^3\pi^2(q-q_0)}{12L} \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \times 4 \\ &= \frac{Ebt^3\pi^2(q-q_0)}{3L} \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \quad (2.24) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \text{而 } \int_{-L/2}^{+L/2} F(s) \sin(qF(s)) ds \\
&= \int_{-L/2}^{+L/2} \left[\sin\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right) \right] \times \sin\left[q \sin\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right)\right] ds \quad (2.25)
\end{aligned}$$

將式(2.25)中的 $\sin\left[q \sin\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right)\right]$ 以泰勒級數展開，可得：

$$\sin\left[q \sin\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right)\right] = \left[q \sin\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right)\right] - \frac{1}{3!} \left[q \sin\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right)\right]^3 + \frac{1}{5!} \left[q \sin\left(\frac{2\pi}{L}s + \pi\right)\right]^5 - \dots \quad (2.26)$$

令 $\frac{2\pi}{L}s + \pi = A$ ，則 $ds = \frac{L}{2\pi} dA$ ，積分上、下限為 0 至 2π ，即可將式(2.26)

簡化為：

$$\sin[q \sin(A)] = q[\sin(A)] - \frac{q^3}{6} [\sin(A)]^3 + \frac{q^5}{120} [\sin(A)]^5 - \dots \quad (2.27)$$

將式(2.27)代入式(2.25)，並在忽略高次項可得：

$$\begin{aligned}
& \int_0^{2\pi} \sin A \left(q \sin A - \frac{q^3}{6} \sin^3 A + \frac{q^5}{120} \sin^5 A - \dots \right) \frac{L}{2\pi} dA \\
&= \int_0^{2\pi} \left(q \sin^2 A - \frac{q^3}{6} \sin^4 A + \frac{q^5}{120} \sin^6 A - \dots \right) \frac{L}{2\pi} dA \\
&\cong \int_0^{2\pi} \left(q \sin^2 A - \frac{q^3}{6} \sin^4 A \right) \frac{L}{2\pi} dA \\
&= \frac{Lq}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left(\sin^2 A - \frac{q^2}{6} \sin^4 A \right) dA \\
&= \frac{Lq}{2\pi} \int_0^{2\pi} \sin^2 A dA - \frac{Lq^3}{12\pi} \int_0^{2\pi} \sin^4 A dA \\
&= \frac{Lq}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left(\frac{1 - \sin 2A}{2} \right) dA - \frac{Lq^3}{12\pi} \int_0^{2\pi} \left(\frac{3}{8} - \frac{1}{2} \cos 2A + \frac{1}{8} \sin 4A \right) dA \\
&= \frac{Lq}{2} - \frac{Lq^3}{16} \quad (2.28)
\end{aligned}$$

將式(2.24)與式(2.28)代入式(2.17)即可得到：

$$\begin{aligned}
P &= \frac{-E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s)(q-q_0)(F'(s))^2 ds}{2 \int_{-L/2}^{+L/2} F(s) \sin(qF(s)) ds} = \frac{Ebt^3 \pi^2 (q-q_0) \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right]}{2 \left(-\frac{Lq}{2} + \frac{Lq^3}{16} \right)} \\
&= \frac{Ebt^3 \pi^2 \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \left(\frac{q-q_0}{q} \right) \left(-1 + \frac{q^2}{8} \right)^{-1}}{3L^2} \\
&= \frac{4\pi^2 EI}{L^2} \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \left(\frac{q-q_0}{q} \right) \left(-1 + \frac{q^2}{8} \right)^{-1} \quad (2.29)
\end{aligned}$$

由於本節所討論之挫屈連桿之邊界條件為固接，因此令 $P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$ 代入

式(2.29)可進一步整理為：

$$\begin{aligned}
P &= \frac{4\pi^2 EI}{L^2} \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \left(\frac{q-q_0}{q} \right) \left(-1 + \frac{q^2}{8} \right)^{-1} \\
&= P_{cr} \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \left(\frac{q-q_0}{q} \right) \left(-1 + \frac{q^2}{8} \right)^{-1} \quad (2.30)
\end{aligned}$$

而挫屈連桿之位移 u 如式(2.10)所示，可表示如下：

$$\begin{aligned}
u(q) &= -2 \int_{-L/2}^{+L/2} \left[\cos(\theta_0(s)) - \cos(\theta(s)) \right] ds \\
&= -2 \left(\int_{-L/2}^{+L/2} \cos(q_0 F(s)) ds - \int_{-L/2}^{+L/2} \cos(q F(s)) ds \right) \quad (2.31)
\end{aligned}$$

其中，

$$\int_{-L/2}^{+L/2} \cos(q_0 F(s)) ds = \int_{-L/2}^{+L/2} \cos \left[q_0 \sin \left(\frac{2\pi}{L} s + \pi \right) \right] ds \quad (2.32)$$

令 $\frac{2\pi}{L} s + \pi = A$ ，則 $ds = \frac{L}{2\pi} dA$ ，積分上、下限為 0 至 2π ，即可將式(2.32)

簡化為：

$$\int_{-L/2}^{+L/2} \cos(q_0 F(s)) ds = \int_0^{2\pi} \cos(q_0 \sin A) \frac{L}{2\pi} dA \quad (2.33)$$

將 $\cos(q_0 \sin A)$ 依泰勒級數展開，並在忽略高次項即可得：

$$\cos(q_0 \sin A)$$

$$= 1 - \frac{1}{2!}(q_0 \sin A)^2 + \frac{1}{4!}(q_0 \sin A)^4 - \frac{1}{6!}(q_0 \sin A)^6 + \dots$$

$$\cong 1 - \frac{q_0^2}{2} \sin^2 A + \frac{q_0^4}{24} \sin^4 A$$

$$= 1 - \frac{q_0^2}{2} \left(\frac{1 - \sin 2A}{2} \right) + \frac{q_0^4}{24} \left(\frac{3}{8} - \frac{1}{2} \sin 2A + \frac{1}{8} \sin 4A \right) \quad (2.34)$$

將式(2.34)代入式(2.33)可重新整理為：

$$\begin{aligned} \int_{-L/2}^{+L/2} \cos(q_0 F(s)) ds &= \frac{L}{2\pi} \int_0^{2\pi} \cos(q_0 \sin A) dA \\ &= \frac{L}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left[1 - \frac{q_0^2}{2} \left(\frac{1 - \sin 2A}{2} \right) + \frac{q_0^4}{24} \left(\frac{3}{8} - \frac{1}{2} \sin 2A + \frac{1}{8} \sin 4A \right) \right] dA \\ &= L - \frac{Lq_0^2}{4} + \frac{3Lq_0^4}{192} \end{aligned} \quad (2.35)$$

由上述計算同理可得：

$$\int_{-L/2}^{+L/2} \cos(qF(s)) ds = L - \frac{Lq^2}{4} + \frac{3Lq^4}{192} \quad (2.36)$$

將式(2.35)與式(2.36)代入式(2.31)，可整理得：

$$\begin{aligned} u(q) &= -2 \left(\int_{-L/2}^{+L/2} \cos(q_0 F(s)) ds - \int_{-L/2}^{+L/2} \cos(qF(s)) ds \right) \\ &= -2 \left[\left(L - \frac{Lq_0^2}{4} + \frac{3Lq_0^4}{192} \right) - \left(L - \frac{Lq^2}{4} + \frac{3Lq^4}{192} \right) \right] \\ &= -\frac{L}{2} (q^2 - q_0^2) + \frac{L}{32} (q^4 - q_0^4) \end{aligned} \quad (2.37)$$

將式(2.37)之高次項忽略，可改寫為：

$$\begin{aligned} u &= -\frac{L}{2} (q^2 - q_0^2) \\ q &= \left(q_0^2 - \frac{2u}{L} \right)^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (2.38)$$

將式(2.38)代入(2.30)，可重新整理得：

$$\begin{aligned}
 P &= P_{cr} \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \left(\frac{q-q_0}{q} \right) \left(-1 + \frac{q^2}{8} \right)^{-1} \\
 &= P_{cr} \left[1 - q_0 \left(q_0^2 - \frac{2u}{L} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \left[\frac{1}{4}(1+\beta) + \frac{1}{\pi^2}(1-\beta) \right] \left(-1 - \frac{u}{4L} + \frac{1}{8}q_0^2 \right)^{-1} \quad (2.39)
 \end{aligned}$$

非線性之彈性勁度可進一步表示如下：

$$K(q_0, u, \beta) = \frac{P(q_0, u, \beta)}{u} \quad (2.40)$$

本節所討論之挫屈連桿軸向力 P 與位移 u 係幾何非線性關係，材料性質仍假設為彈性。以一個典型的挫屈連桿為例，其軸力與位移的關係如圖 2.6 所示，當桿件受拉時，隨著位移的增大，挫屈連桿的勁度也會跟著增加；反之，在受壓時，隨著位移的增大挫屈連桿的勁度將會減小。

就挫屈連桿的力學特性而言，可由初始弦切徑度角 q_0 、全長 L 與斷面縮減之寬度比 β 做初步的參數研究，以推測挫屈連桿後續之受力行為。由圖 2.7 之結果顯示，在不同初始弦切徑度角 q_0 (0.41, 0.33 及 0.27) 之軸力與位移的關係，其彈性挫屈勁度會隨著 q_0 的減小而增大；而圖 2.8 之結果顯示，在不同挫屈連桿全長 L (600mm, 657mm, 700mm) 下之軸力與位移的關係，其彈性挫屈勁度會隨著 L 的減小而增大；而圖 2.9 之結果顯示，在不同的寬度比 β (0, 0.33, 0.67 及 1) 下之軸力與位移的關係，其彈性挫屈勁度會隨著 β 的增加而增大。

第三章 挫屈消能元件之 ANSYS 分析

3.1 前言

隨著計算機科學與應用技術的快速發展，及有限元素理論日益完整，發展出眾多通用與專業之有限元素計算軟體。其中，最常見者包括 ANSYS、ABAQUS、MARC、ALGOR、ADINA、ASKA、COSMOS 及 SYSTUS 等商用軟體。

ANSYS 是最為通用及有效的商用有限元素軟體之一，它能同時分析實體模型受到靜力、動力、熱傳及流力等多重物理現象影響時之變化，因此常被應用在土木、航太、機械、材料、電子、生物、醫學工程等多種領域。其運算原理乃根據有限元素法 (finite element)，因此當實體模型建立完成並網格化後，只需附加適當的邊界條件，即可直接利用有限元素法計算，進而瞭解所建立之實體模型之相關特性。本研究將利用 ANSYS 建立挫屈型消能元件之結構分析模型，探討其消能行為及動力特性。

3.2 ANSYS 分析流程之介紹

架構上，ANSYS 具有前處理 (pre-processor)、加載及求解器 (solver) 及後處理器 (post-processor) 等三個基本模組。在進入圖形操作介面時，即進入軟體之初始狀態，又稱為預備狀態。所有模

組狀態皆為此狀態下各別執行，且均有其獨立之指令，彼此間不能混用，因此使用者需注意指令與模組之間的關係，尤其是以指令輸入方式進行軟體操作時更須特別注意。

3.2.1 前處理

前處理主要可分為以下三部分：

1. 選擇適當元素及定義材料性質。
2. 建立結構物實體模型。
3. 實體模型網格化。

元素的選擇之目的在於針對分析項目選定一適當的元素，以求得精確的結果。ANSYS的元素種類以空間的概念來區分，包括：

1. 點元素：是以質量點代替系統中之各部份，以簡化元素之使用量，卻又不影響結構的細節描述，例如MASS21。
2. 線元素：包含樑元素、管元素及連接元素，每種元素的使用，其代表不同的自由度。例如Beam54、Pipe17、Link10。
3. 面元素：即為薄殼（shell）元素，在建立薄殼元素之結構模型時，必須取結構物實體體積的中間平面當成網格化使用的模型平面，透過此方法以簡化結構，計算時間會因此縮短，例如Shell63。
4. 體積元素：所探討的包含平面應力（planestress）、平面應變（plane strain）及軸對稱（axis-symmetry）等特性，可分為實體體積元素或以2-D 模擬3-D 的平面元素，例如Solid45、Plane42。

元素選擇後，即可設定材料性質 (material property)。此時要先考慮所探討之結構物，其材料是否會進入塑性 (plasticity) 階段而形成材料非線性 (nonlinear) 現象。在不確定的情況下，則先以線性 (linear) 材料進行分析。但結果顯示，其構件行為與線性假設不符時，則必須以非線性模式重新計算。

實體模型建立的來源可由CAD軟體或ANSYS前處理中進行繪製的工作。CAD軟體繪製之實體模型，可經由IGES、SAT及PARA等轉換方式進行匯入，模型需在CAD軟體中進行簡化的工作，如此才能節省處理模型的時間。ANSYS建立實體模型之法，可分為從上而下 (top-down) 以及由下而上 (bottom-up) 兩種模式。從上而下的做法必須先建立基礎幾何單元，如圓柱、四方體等，再將這些基礎單元透過布林運算 (boolean operation) 的技巧組合起來。至於由下而上的做法則是先建立結構物上的重要關鍵點，再將點連成線，線再連成面，而後面再合成一個體積，最後亦需透過布林運算完成實體模型，其做法一般應用在於比較複雜的結構物建立。

最後，將實體模型網格化 (meshing)。其方法分為自由網格 (free mesh) 與規則網格 (mapped mesh) 兩種。自由網格法對於實體模型之限制較少，可利用內建之自動網格產生器進行，使用前僅需輸入網格大小及型式或指定分割之等分，網格產生後，實體模型即可轉換為有限元素模型。規則網格法則有較多條件限制，其幾何體積必須符合

一定的要求，否則無法格網化，因此需花費較多時間將實體模型作細部分割。規則網格法之計算結果較自由網格法準確。當有限元素模型產生後，前處理工作即告完成。

3.2.2 加載及求解器

對於前處理產生之有限元素模型進行邊界條件設定及施加外力加載並進行分析。其大致分成以下四部分：

1. 分析方式及解法選定。
2. 設定邊界條件之拘束。
3. 設定外力或變位的邊界條件。
4. 設定輸出、入控制與求解。

工程分析方式可依反應是否隨時間變化而分為靜態分析與動態分析兩大類別。對於結構分析而言，動態分析又可分成模態分析、簡諧反應及暫態分析三種，其相關介紹如下：

1. 靜態 (static) 分析：用於分析靜態結構受力後的變形與應力、應變，靜力分析包含線性及非線性分析，而非線性則牽涉到塑性、應變硬化、大變形、大應變等性質。
2. 模態 (modal) 分析：用於計算結構物在沒有外力作用下的振動行為，其包括自然頻率及相對振態。
3. 簡諧 (harmonic) 分析：用來計算結構物在頻率空間 (Frequency Domain) 下之穩態行為。

4. 暫態 (transient) 分析：模擬結構物受荷載作用下，應力、應變及位移隨時間變化的情形。

邊界條件包含實體模型內、外部之加載，在不同領域的問題中，加載的涵義也不盡相同，在結構分析中，其可分為位移、力、壓力、溫度和重力。其相關介紹如下：

1. 自由度約束 (DOF constraint)：為限制節點之自由度為一定值，在結構分析中被指定為位移。
2. 集中式負載 (force)：為集中於單一節點的加載，在結構分析中被指定為力或彎矩。
3. 表面負載 (surface load)：為施加於某個表面的負載，如結構分析中之壓力。
4. 內部負載 (body force)：為施加於結構內部之負載，如結構分析中之溫度場。
5. 慣性負載 (inertia load)：為結構本身慣性所引起之載重，如重力加速度、角加速度等。

邊界條件設定完成後，即可進行求解。有限元素法的求解為計算一個龐大的矩陣，矩陣運算由solver執行。線性問題僅需解一次矩陣，但若需考慮非線性 or 大變形問題時，則會增加矩陣求解之次數，導致收斂度下降，甚至無法收斂。求解之結果會存到一輸出檔，若有新的邊界條件也可繼續設定求解，新的結果會附蓋在原來檔案中。當

所有求解動作完成後，求解器即完成其任務。

3.2.3 後處理器

後處理 (post-processor) 係指求解器完成後進入檢查及分析結果的相關操作，而ANSYS在後處理部份提供兩種處理模組，由下列所示：

1. 一般後處理 (General Postprocessing)：為/POST1 模組，是用來處理某一時間上的整體結構的反應，換句話說/POST1 模組是針對某一時間點，反應值在空間上的分佈，用來觀察應力與應變在結構上的分佈以及結構變形圖，並且可將結果製作成動畫，以便進一步的觀察。
2. 時間歷時後處理 (Time-History Postprocessing)：為/POST26 模組，是用來處理空間上的某一點的結構反應，亦是針對某一空間點，反應值在時間上的變化，用來觀察任意節點 (node) 力與位移在時間上的變化，並且可運用內部的計算機將需要節點所承受的力量疊加起來，以力量為縱向位移為橫向做圖，即可得到此結構之遲滯迴圈。

3.3 非對稱配置挫屈連桿之ANSYS非線性模擬分析

3.3.1 挫屈消能元件幾何外型之建立

本研究有關挫屈連桿幾何外型之建立是運用Solid Works之模型匯出，接著再匯入ANSYS做有限元素分析。建立之挫屈消能元件模型時，乃固定初始弦切勁度角($q_0=0.328$)及挫屈連桿之全長($L=656.59\text{mm}$)，分別考慮不同厚度(t)、寬度比(β)及邊界條件，其中厚度(t)包括10mm、12mm兩種形式，寬度比(β)分別為0.33與1兩種狀況，邊界條件則分為鉸接及固接兩種情況。



茲針對 SolidWorks 建模過程中，上述之參數與邊界條件的變更進行說明。首先，在前基準面插入草圖(圖 3.1)，當完成整體挫屈連桿形狀函數之草圖後，可對所需厚度 t 做調整(圖 3.2)，以完成未切削($\beta=1$)之挫屈連桿，如圖 3.3 所示。變化寬度比 β 的操作步驟，需要將切削後挫屈連桿之俯視圖繪入上基準面草圖中(圖 3.4)，並去除不要的部份(圖 3.5)，便可完成，如圖 3.6 所示。而邊界條件中固接與鉸接的不同，在於挫屈連桿左右兩側之端鈹分別為矩形與三角形，如圖 3.7 所示，依照實體建構完成之分析模型如圖 3.8 所示。

3.3.2 網格元素種類之選取及描述

本研究進行挫屈消能元件建模分析時採用SOLID186元素進行分析，SOLID186為二階六面體元素，此一元素共有20個節點，在每一個

節點有3個自由度，分別為UX、UY、UZ，亦即X、Y、Z三個方向的變位，如圖3.9所示，其元素除了支援linear elasticity的問題外，還可支援plasticity、creep等非線性力學模式，以及large deflection、large strain等幾何非線性問題。

早期發展出來的SOLID45、SOLID95、SOLID92元素雖然也都支援大變形理論，但由於大變形常常與非線性材料模式一起考慮，在雙重非線性下（幾何及材料非線性），其收斂度往往很差，甚至常常無法收斂。因此，ANSYS後期發展出SOLID185、SOLID186、SOLID187元素，它們分別相對於SOLID45、SOLID95、SOLID92元素。所以當同時探討幾何非線性及材料非線性的問題時，這些18X元素可用來取代舊有的元素。至於處理簡單的線性問題，舊有的元素反而比較有效率。

3.3.3 定義材料參數

由於本研究試體為鋼材所製造，且材料在試驗過程已達到塑性，所以在定義材料參數時，主要設定材料彈性模數（Young's modulus）柏松比（Poisson's ratio）、密度(density)及降伏強度與降伏後的切線模數值，並以等向性（isotropic）材料屬性去定義，其中彈性模數為 2×10^{11} Pa，柏松比為0.33，密度為 7850 kg/m^3 ，降伏強度為 2.35×10^8 Pa，降伏後之切線彈性模數為 2×10^9 Pa，即彈性模數的0.01倍。相關參數之設定如圖3.10所示。

3.3.4 建立網格

進行網格劃分 (meshing) 生成有限元素模型，選擇 meshing 選項中元素大小控制 (size controls) 的 manual size，再選其中 Global size (圖 3.11) 自訂吾人所希望元素分割大小，採用自由網格 (free mesh) 劃分網格 (圖 3.12)，即可完成有限元素模型製作，如圖 3.13 所示。

3.3.5 邊界條件之設定

在邊界條件之設置，主要分為固接與鉸接兩種模型。固接之模型為了要模擬實驗施作時，運用螺栓以夾合的方式將挫屈連桿固定，讓兩側端板不會翹曲，所以在邊界條件設置的部份，首先將挫屈連桿兩側端板的上、下面做 y 方向的束制，接著於左側端板的左側面節點做三方向的束制，而右側端板的右側面節點僅做 y、z 方向的束制，以便在 x 方向進行位移控制之加載之動作，如圖 3.14 所示。鉸接模型為了模擬實驗施作時，由於螺栓無法完全夾合挫屈連桿，導致兩側端板會有翹曲之現象，所以在邊界條件設置的部份，只需於左側端板的左側邊緣之節點做三方向的束制，右側端板的右側邊緣之節點則僅做 y、z 方向的束制，以便於 x 方向進行位移加載控制。鋼板兩端側邊必須在挫屈連桿之中心線上，如圖 3.15 所示。

3.4 對稱配置挫屈連桿之ANSYS非線性模擬分析

3.4.1 挫屈消能元件幾何外型之建立

在建立挫屈消能元件之模型時，挫屈連桿之尺寸固定，而只對邊界條件做變化，尺寸設定的部份，初始弦切勁度角(q_0)為0.253，挫屈連桿之全長(L)為505.36mm，厚度(t)為12mm，寬度比(β)為0.33，邊界條件則是分成鉸接及固接兩種情況，建模方式與單件挫屈消能元件相同，而模擬對稱配置之挫屈消能元件時，只需將單向挫屈連桿以鏡射的方式複製已快速完成模型之建立，如圖3.16所示。

3.4.2 網格元素種類之選取及描述

挫屈消能元件建模分析時採用SOLID186元素進行分析，SOLID186為二階六面體元素，此一元素共有20個節點，在每一個節點有3個自由度，分別為UX、UY、UZ，亦即X、Y、Z三個方向的變位，其元素除了支援linear elasticity的問題外，還可支援plasticity、creep等非線性力學模式，以及large deflection、large strain等幾何非線性問題。

3.4.3 定義材料參數

在定義材料參數時，主要設定材料彈性模數 (Young's modulus) 柏松比 (poisson ratio)、密度(density)及降伏強度與降伏後的切線模數值，並以等向性 (isotropic) 材料屬性去定義，其中彈性模數為 2×10^{11} Pa，柏松比為0.33，密度為 7850 kg/m^3 ，降伏強度為 2.35×10^8

Pa，降伏後之切線彈性模數為 2×10^9 Pa，即彈性模數的0.01倍。

3.4.4 建立網格

進行網格劃分 (meshing) 生成有限元素模型，選擇meshing選項中元素大小控制 (size controls) 的mannul size，再選其中Global size自訂吾人所希望元素分割大小，採用自由網格 (free mesh) 劃分網格，即可完成有限元素模型製作。

3.4.5 邊界條件之設定

在邊界條件之設置，主要分為固接與鉸接兩種模型，固接模型為了要模擬實驗施作時，運用螺栓以夾合的方式將挫屈連桿固定，讓兩側端板不會翹曲，所以在邊界條件設置的部份，首先，將挫屈連桿兩側端板的上、下面做y方向的束制，接著左向挫屈連桿之左側面與右向挫屈連桿之右側面的節點做三方向的束制，而雙向挫屈連桿之接觸面節點僅做y、z方向的束制，便可在x方向進行位移控制之加載動作，如圖3.17所示。而鉸接之模型為了模擬實驗施作時，由於螺栓無法完全夾合挫屈連桿，導致兩側端板因此會有翹曲的現象，所以在邊界條件設置的部份，只需左向挫屈連桿之左側邊緣與右向挫屈連桿之右側邊緣的節點做三方向的束制，而雙向挫屈連桿之接觸邊緣的節點則僅做y、z方向的束制，便可在x方向進行位移控制之加載動作，鋼板兩端側邊必須在挫屈連桿之中心線上，如圖3.18所示。

3.5 歷時分析

為配合元件測試之位移控制指令，本研究選用三角波做為輸入位移指令歷時，並且探討大變形之情況。進行加載分析的過程中，如圖 3.19 所示，其中分為準備區與分析區兩個部份，在準備區中，以振幅 30mm 連續兩個循環的方式進行運算，主要用意是將挫屈連桿先達到降伏，以便模擬桿件真實情況之受力行為，在分析區中，將 5mm、10mm、15mm、20mm 及 25mm 等五種不同振幅，由小至大，每一振幅連續兩個循環的方式進行運算。

在使用 ANSYS 過程中，不正確的參數輸入或過於龐大的計算常會造成系統發散，以及其他種種的問題。以下針對常見的問題，歸納出五種情形：

1. 材料性質及尺寸上輸入的錯誤

在 ANSYS 進行任何分析前，需要對實體模型的材料參數及幾何尺寸做一詳細校對，因為 ANSYS 在處理過程中的任何物理量均無表示出單位，使用者在分析上必須採取一致的度量單位。

2. 選擇不適當的元素類型

在選擇元素類型的過程中，針對所需探討之問題慎選適合的元素類型，此步驟關係到分析時收斂與否及時間長短，甚至影響到分析結果的正確性，故在分析前確認元素類型之適合度。

3. 網格化後粗劣的元素外型 and 大小

一般而言，ANSYS在網格化中提供對應網格及自由網格二種選擇，而元素切割的大小及數目將引響整個工程分析的精確性，越緻密的元素則越接近原幾何形狀，計算後的準確性也越好。但元素切割過多反而會造成電腦CPU處理負荷過重因而耗費許多時間，故在分析上需視情況取得平衡。

4. 施加錯誤的邊界條件及加載

在模擬的過程中，此一步驟為最重要的部份。若邊界條件的拘束及加載之設定錯誤，將會得到不合理的分析結果，故須盡可能與試驗的安裝方式相符。

5. 求解過程中所儲存之容量不足

在求解的過程中，由於計算點及元素分割的數量過多，會導致在計算的途中因為儲存之容量不足，而必須分段處理。首先，可將所儲存資料的檔案做變更，接著在後處理中讀取此檔案，並在分析方式及解法選項中設定所需要繼續運算(restart)的計算點，便可在求解器(solver)中輸入所需要繼續運算的時間點開始運算。



第四章 挫屈型消能元件之試驗與分析

4.1 前言

本研究對於實尺寸挫屈型消能元件，分別以非對稱與對稱兩種不同安裝形式進行其力學行為之探討。在非對稱元件試驗中，分別製作切削與均勻斷面各兩組不同厚度之挫屈型消能元件試體進行測試，進而瞭解該系統在不同設計參數下，其遲滯迴圈消能行為。在對稱配置元件試驗中，製作挫屈連桿以對稱配置形式進行元件測試，以瞭解是否可藉此增加設計之彈性。本系列之試驗設備包括測試平台、油壓致動器及控制系統，後續會簡略介紹上述相關設備及試驗規劃，並說明試驗結果。



4.2 試驗設備介紹

1. 測試平台

本次元件試驗用之測試平台主要分為上下兩個部份，下部測試平台與強力地板連結，功用在於固定測試元件，而上部測試平台之作用在於將油壓致動器與測試元件連接，並允許其運動。

2. 油壓致動器

油壓致動器主要用於對測試元件進行加載，本項設備最大出力為200tf。

3. MTS 控制系統

MTS 控制系統之功用在於驅動油壓致動器，可設定不同波形、振幅及加載速率，加載的方式可以力量或位移做控制皆可，如圖 4.1 所示。

4.3 非對稱式(單組)挫屈消能元件之靜態試驗

4.3.1 元件尺寸

本研究以連桿斷面之厚度(t)及是否切削作為挫屈連桿參數研究之對象，試驗規劃共分四組，如表 4.1 所示。其中 t_{10} 、 t_{12} 表示連桿厚度分別為 10mm、12mm； F_c 、 F_u 分別表示為實尺寸之切削與未切削；645 表示為試體之水平投影長度為 645mm(不包含端板部份)。測試元件之設計圖詳圖 4.2 至圖 4.3。

4.3.2 試驗規劃

本系列挫屈消能元件試體以兩片挫屈連桿並聯為一組進行測試。測試構架(test frame)係利用實驗室既有的反力牆，將一根 200 噸油壓致動器與反力牆連結，測試平台下部則固定至強力地板上，測試平台上部則與油壓致動器連結。另有固定座，如圖 4.4 所示，安置於測試平台上，可將待測之挫屈消能元件固定其上，安裝細節詳圖 4.5 至圖 4.7 所示。

往復載重測試所設定之致動器位移指令歷時如圖 4.8 所示，其中包含 5mm、10mm、15mm、20mm、25mm 等五種不同振幅的三角波，由小至大，每一振幅連續三個循環的方式進行測試。致動器之加載速率為 0.2mm/sec，資料擷取系統之取樣週期設定為 0.2sec。

4.3.3 試驗結果

試驗所得之挫屈消能元件遲滯迴圈如圖 4.9(a)至圖 4.12(a)所示，在致動器所提供每一振幅之循環荷載下，遲滯迴圈均相當穩定而飽滿，顯示其消能行為十分穩定可靠；在拉壓不對稱的形況下，隨著拉力向之位移增加，挫屈連桿的勁度也會跟著增加，反之，隨著壓力向位移的增大，勁度則會減小。根據彈性挫屈勁度分析之結果，在不同振幅之最大出力與試驗結果相當接近，除了在振幅大於 20mm 後，拉力部分之最大出力明顯大於試驗結果，其原因主要是彈性挫屈勁度理論忽略了降伏後應力強度降低的情況。

茲進一步探討固接條件下，挫屈連桿之厚度 (t) 及切削寬度比 (β) 對元件力學特性之影響。試驗結果顯示，挫屈連桿之最大出力隨元件厚度及寬度比的不同而改變。由圖 4.13 所示，t12Fu645 具有最大出力；然而當厚度 t 增加，最大出力也會跟著增加，且相同厚度之挫屈連桿，未切削時其最大出力會比切削時來得大。此與先前彈性挫屈勁度之分析結果一致，如圖 4.14 所示，相關測試結果歸納於表 4.2。

運用ANSYS分析模擬挫屈連桿元件測試之遲滯迴圈如圖4.9(b)至圖4.12(b)所示，分析結果與試驗結果有很大差異，尤其在卸載部份，分析結果高估了能量消散的能力。其可能的原因如下：

1. 在試驗過程中，挫屈連桿之邊界條件無法達到理想情況之完全固接，其實際邊界條件介於鉸接與固接之間，材料降伏的程度不如預期，因而導致消能能力減小。
2. 在測試的過程中，上部測試構架之H-Beam會有輕微扭轉的現象，而螺栓處會有滑動的現象，雖然不是很嚴重。

為了更進一步瞭解邊界條件對於挫屈連桿在塑性行為所帶來的影響，遂利用ANSYS分析挫屈連桿邊界條件為鉸接的情況，其遲滯迴圈如圖4.9(c)至圖4.12(c)所示。鉸接之挫屈連桿分析結果比固接更接近試驗結果，而試驗結果乃介於鉸接與固接的模擬分析結果之間。若挫屈連桿兩端除螺栓外，能以焊接的方式加勁，其遲滯消能行為可進一步改進。

4.4 對稱配置挫屈連桿之元件測試

4.4.1 元件尺寸

欲解決挫屈消能元件本質上拉、壓出力不對稱的情況，須以成對的挫屈連桿作適當之配置。本研究乃規劃以 t12Fc500 挫屈型消能元件進行測試，測試元件之設計圖詳圖 4.15。

4.4.2 元件試驗設計檢核

由於將非對稱配置之連接固定座改為對稱配置之連接固定座，顧慮到固定座之翼板與腹板及挫屈連桿會因為致動器所提供力量過大而產生局部撕裂破壞，因此對於固定座與挫屈連桿進行撕裂破壞之檢核，相關尺寸設計圖如圖 4.15 至圖 4.16 所示。

破壞可分為三種情況，包括拉力斷裂、剪力撕裂和拉剪同時發生的塊狀撕裂。目前 ASD 規範乃將剪力面強度與拉力面強度疊加作為塊狀撕裂之強度。依照法規，其容許剪應力 F_v 與容許拉應力 F_t 分別為式

(4.1) 與式 (4.2) 如下：

$$F_v = 0.3F_u \quad (4.1)$$

$$F_t = 0.5F_u \quad (4.2)$$

其中， F_u 為極限應力，吾人設定為 $4.06 t/cm^2$ 。

將全斷面面積 A_g 扣除開孔面積，可得淨斷面之面積 A_n 如下：

$$A_n = A_g - \sum_{i=1}^m d_i t_i \quad (4.3)$$

其中，

d_i 為扣除孔徑 = 螺栓直徑 + 0.3cm = 螺栓孔孔徑 + 0.15cm (考慮沖孔損材)。

t_i 為螺栓孔厚度。

m 為螺栓孔之數目。

將容許剪應力式 (4.1) 與容許拉應力式 (4.2) 分別乘上淨斷面之面積式 (4.3)，即得到 ASD 規範之塊狀撕裂之強度如下：

$$T_{all} = 0.3F_u A_{nv} + 0.5F_u A_{nt} \quad (4.4)$$

根據先前非對稱配置挫屈連桿元件測試之結果，推估致動器對於以對稱配置挫屈連桿 (couple) 所提供之最大出力為 60 噸，且考慮單組元件拉、壓出力不對稱的情況，因此推估其拉壓比約為三比一，力量分佈的示意圖詳圖 4.17。

(A) 中央固定座 (Fixed bracket)

針對中央固定座之翼板，可分兩個情形討論，如圖 4.18 所示，該固定座必須承受 60tf 的力量，檢核如下：

(a) 撕裂模式 A (拉力斷裂 + 剪力撕裂)

中央固定座之翼板厚度為 1.4 cm，其張力全斷面積 A_{gt} 與剪力全斷面積 A_{gv} 可分別計算如下：

$$A_{gt} = 2 \times 1.4 \times 6.25 = 17.5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{gv} = 2 \times 1.4 \times 43.1 = 120.68 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可分別得到張力淨斷面積 A_{nt} 及剪力淨斷面積 A_{nv} 如下：

$$A_{nt} = A_{gt} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 17.5 - 1.4 \times (3.6 + 0.15) = 12.25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 120.68 - 9 \times 1.4 (3.6 + 0.15) = 73.43 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許拉應力 F_u 與容許剪應力 F_v 分別乘上淨斷面之面積，即得到 ASD 規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.3F_u A_{nv} + 0.5F_u A_{nt} \\ &= 0.3 \times 4.06 \times 73.43 + 0.5 \times 4.06 \times 12.25 = 114.31 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

(b) 撕裂模式 B (剪力撕裂)

中央固定座之翼板厚度為 1.4 cm，其剪力全斷面積 A_{gv} 可計算如下：

$$A_{gv} = 2 \times 1.4 \times 47.6 = 133.28 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可得到剪力淨斷面積 A_{nv} 如下：

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 133.28 - 10 \times 1.4 (3.6 + 0.15) = 80.78 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許剪應力 F_v 乘上淨斷面之面積，即得到 ASD 規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.3F_u A_{nv} \\ &= 0.3 \times 4.06 \times 80.78 = 98.39 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

比較上述撕裂模式 A 與撕裂模式 B 之撕裂強度，可知撕裂模式 B 所得之撕裂強度 98.39tf 為最小值，故為最後控制設計之撕裂強度，大於所須承受的 60tf。檢核通過。

針對中央固定座之腹板，可分兩個情形討論，如圖 4.19 所示，該固定座必須承受 60tf 的力量，檢核如下：

(a) 撕裂模式 C (拉力斷裂 + 剪力撕裂)

中央固定座之腹板厚度為 0.9 cm，其張力全斷面積 A_{gt} 與剪力全斷面積 A_{gv} 可分別計算如下：

$$A_{gt} = 0.9 \times 8 = 7.2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{gv} = 2 \times 0.9 \times 16.3 = 29.34 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可分別得到張力淨斷面積 A_{nt} 及剪力淨斷面積 A_{nv} 如下：

$$A_{nt} = A_{gt} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 7.2 - 0.9 \times (3.6 + 0.15) = 3.825 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 29.34 - 3 \times 0.9 (3.6 + 0.15) = 19.215 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許拉應力 F_t 與容許剪應力 F_v 分別乘上淨斷面之面積，即得到 ASD 規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.3F_u A_{nv} + 0.5F_u A_{nt} \\ &= 0.3 \times 4.06 \times 19.215 + 0.5 \times 4.06 \times 3.825 = 31.17 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

(b) 撕裂模式 D (剪力撕裂)

中央固定座之腹板厚度為 0.9 cm ，其剪力全斷面積 A_{gv} 可計算如下：

$$A_{gv} = 2 \times 0.9 \times 47.6 = 85.68 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可得到剪力淨斷面積 A_{nv} 如下：

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 85.68 - 8 \times 0.9 (3.6 + 0.15) = 58.68 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許剪應力 F_v 乘上淨斷面之面積，即得到 ASD 規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.3F_u A_{nv} \\ &= 0.3 \times 4.06 \times 58.68 = 71.47 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

比較上述撕裂模式 C 與撕裂模式 D 之撕裂強度，可知撕裂模式 C 所得之撕裂強度 31.17 tf 為最小值，故為最後控制設計之撕裂強度，大於

所須承受的 60tf。檢核不通過。茲將中央固定座腹板兩側各焊接 1.6cm 厚鋼板補強，檢核如下：

(a) 補強後撕裂模式 C (拉力斷裂 + 剪力撕裂)

中央固定座之腹板厚度增為 4.1 cm，其張力全斷面積 A_{gt} 與剪力全斷面積 A_{gv} 可分別計算如下：

$$A_{gt} = 4.1 \times 8 = 32.8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{gv} = 2 \times 4.1 \times 16.3 = 133.66 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可分別得到張力淨斷面積 A_{nt} 及剪力淨斷面積 A_{nv} 如下：

$$A_{nt} = A_{gt} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 32.8 - 4.1 \times (3.6 + 0.15) = 17.425 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 133.66 - 3 \times 4.1 (3.6 + 0.15) = 87.535 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許拉應力 F_t 與容許剪應力 F_v 分別乘上淨斷面之面積，即得到 ASD 規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.3F_u A_{nv} + 0.5F_u A_{nt} \\ &= 0.3 \times 4.06 \times 87.535 + 0.5 \times 4.06 \times 17.425 = 141.99 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

(b) 補強後撕裂模式 D (剪力撕裂)

中央固定座之腹板厚度為 4.1 cm，其剪力全斷面積 A_{gv} 可計算如下：

$$A_{gv} = 2 \times 4.1 \times 47.6 = 390.32 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可得到剪力淨斷面積 A_{nv} 如下：

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 390.32 - 8 \times 4.1 (3.6 + 0.15) = 267.32 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許剪應力 F_v 乘上淨斷面之面積，即得到 ASD 規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.3F_u A_{nv} \\ &= 0.3 \times 4.06 \times 267.32 = 325.6 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

比較補強後之撕裂模式 C 與撕裂模式 D 之撕裂強度，可知撕裂模式 C 所得之撕裂強度 141.99tf 為最小值，故為最後控制設計之撕裂強度，大於所須承受的 60tf。檢核通過。

(B)兩側之固定座(Fixed bracket)

針對兩側固定座之翼板，可分兩個情形討論，如圖 4.20 所示，該固定座必須承受 45tf 的力量，檢核如下：

(a) 撕裂模式 A (拉力斷裂 + 剪力撕裂)

兩側固定座之翼板厚度為 1.4 cm，其張力全斷面積 A_{gt} 與剪力全斷面積

A_{gv} 可分別計算如下：

$$A_{gt} = 2 \times 1.4 \times 5.5 = 15.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{gv} = 2 \times 1.4 \times 31.25 = 87.5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可分別得到張力淨斷面積 A_{nt} 及剪力淨斷面積 A_{nv} 如下：

$$A_{nt} = A_{gt} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 15.4 - 1.4 \times (3.6 + 0.15) = 10.15 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 87.5 - 5 \times 1.4 (3.6 + 0.15) = 61.25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許拉應力 F_t 與容許剪應力 F_v 分別乘上淨斷面之面積，即得到 ASD

規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.3F_u A_{nv} + 0.5F_u A_{nt} \\ &= 0.3 \times 4.06 \times 61.25 + 0.5 \times 4.06 \times 10.15 = 95.21 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

(b) 撕裂模式 B (剪力撕裂)

兩側固定座之翼板厚度為 1.4 cm，其剪力全斷面積 A_{gv} 可計算如下：

$$A_{gv} = 2 \times 1.4 \times 38 = 106.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可得到剪力淨斷面積 A_{nv} 如下：

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 106.4 - 6 \times 1.4 (3.6 + 0.15) = 74.9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許剪應力 F_v 乘上淨斷面之面積，即得到 ASD 規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.3F_u A_{nv} \\ &= 0.3 \times 4.06 \times 74.9 = 91.23 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

比較上述撕裂模式 A 與撕裂模式 B 之撕裂強度，可知撕裂模式 B 所得之撕裂強度 91.23tf 為最小值，故為最後控制設計之撕裂強度，大於所須承受的 45tf。檢核通過。

針對兩側固定座之腹板，可分兩個情形討論，如圖 4.21 所示，該固定座必須承受 45tf 的力量，檢核如下：

(a) 撕裂模式 C (拉力斷裂 + 剪力撕裂)

兩側固定座之腹板厚度為 0.9 cm，其張力全斷面積 A_{gt} 與剪力全斷面積

A_{gv} 可分別計算如下：

$$A_{gt} = 0.9 \times 8 = 7.2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{gv} = 2 \times 0.9 \times 34.5 = 62.1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可分別得到張力淨斷面積 A_{nt} 及剪力淨斷面積 A_{nv} 如下：

$$A_{nt} = A_{gt} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 7.2 - 0.9(3.6 + 0.15) = 3.825 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 62.1 - 3 \times 0.9(3.6 + 0.15) = 51.975 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許拉應力 F_t 與容許剪應力 F_v 分別乘上淨斷面之面積，即得到 ASD 規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.3F_u A_{nv} + 0.5F_u A_{nt} \\ &= 0.3 \times 4.06 \times 51.975 + 0.5 \times 4.06 \times 3.825 = 71.07 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

(b) 撕裂模式 D (剪力撕裂)

兩側固定座之腹板厚度為 0.9 cm ，其剪力全斷面積 A_{gv} 可計算如下：

$$A_{gv} = 2 \times 0.9 \times 38 = 68.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可得到剪力淨斷面積 A_{nv} 如下：

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 68.4 - 4 \times 0.9(3.6 + 0.15) = 54.9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許剪應力 F_v 乘上淨斷面之面積，即得到 ASD 規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.3F_u A_{nv} \\ &= 0.3 \times 4.06 \times 54.9 = 66.87 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

比較上述撕裂模式 C 與撕裂模式 D 之撕裂強度，可知撕裂模式 D 所得之撕裂強度 66.87 tf 為最小值，故為最後控制設計之撕裂強度，大於所須承受的 45 tf 。檢核通過。

(C) 挫屈連桿

將八片挫屈連桿以成對對偶的方式裝置，每一片必須能單獨承受 11.25tf 的軸力，其斷裂情形如圖 4.22，而挫屈連桿之厚度為 1.2 cm，其張力全斷面積 A_{gt} 如下：

$$A_{gt} = 1.2 \times 15 = 18 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將全斷面積扣除扣除開孔面積，可得到張力淨斷面積 A_{nt} 如下：

$$A_{nt} = A_{gt} - \sum_{i=1}^m d_i t_i = 18 - 2 \times 1.2 (3.6 + 0.15) = 9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

將容許拉應力 F_t 乘上淨斷面之面積，即得到 ASD 規範之撕裂強度如下：

$$\begin{aligned} T_{all} &= 0.5 F_u A_{nt} \\ &= 0.5 \times 4.06 \times 9 = 18.27 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

由上述顯示，其斷裂強度 18.27tf 大於所須承受的 11.25tf。檢核通過。



根據上述檢核結果顯示，中央固定座的腹板厚度 (0.9cm) 不足以承受致動器所提供之 60tf 之力量，因此使於固定座腹板兩側各焊接一塊 1.6cm 厚的鋼板，圖 4.23 所示。此外，八片挫屈連桿之端板處經檢核其承载力足夠。

4.4.3 試驗規劃

本系列試驗係針對成對之挫屈連桿對偶 (Buckled strut couple) 進行元件測試，其安裝細節詳圖 4.24 至圖 4.26 所示。

往復載重測試所設定之致動器位移指令歷時如圖 4.8 所示，其中包含 5mm、10mm、15mm、20mm、25mm 等五種不同振幅的三角波，由小至大，每一振幅連續三個循環的方式進行測試。致動器之加載速率為 0.2 mm/sec，資料擷取系統之取樣週期設定為 0.2 sec。

4.4.4 試驗結果

試驗所得挫屈消能元件之遲滯迴圈如圖 4.27(a)所示，在致動器所提供每一振幅之循環荷載下，遲滯迴圈相當穩定而飽滿，顯示其消能行為十分穩定可靠；而在成對之拉、壓構件相互補償下，遲滯迴圈已趨近對稱，與預期相符。

運用 ANSYS 分析預測本系列挫屈連桿元件測試結果之遲滯迴圈如圖 4.27(b)，模擬分析與試驗結果仍有很大差異，尤其在卸載部份，試驗結果的消能能力明顯不如預期。為進一步瞭解邊界條件對於挫屈連桿在塑性行為所帶來的影響，再以 ANSYS 分析挫屈連桿邊界條件為鉸接的情況，其遲滯迴圈如圖 4.27(c)。其結果顯示，鉸接式挫屈連桿分析結果更接近試驗值，顯然目前的端點接合型係介於鉸接與固接之間，但卻更接近鉸接的情況。

4.5 挫屈型消能元件之有效長度影響

由於挫屈連桿係運用螺栓與固定座接合，此接合方式之挫屈連桿的有效長度會大於ANSYS分析邊界條件為固接之挫屈連桿的有效長度，由圖4.28所示。為了更進一步瞭解有效長度對於挫屈連桿在塑性行為所帶來的影響，因此修正先前ANSYS模擬挫屈連桿邊界條件為固接的設置方式，如圖4.29與圖4.30所示。其遲滯迴圈如圖4.31至圖4.35所示。修正後之挫屈連桿分析結果比原先固接更接近試驗結果，而有效長度較短之挫屈連桿，其最大出力與遲滯迴圈皆大於有效長度較長之挫屈連桿。若挫屈連桿以焊接的方式加勁，其有效長度則可達到完全固接的情況，遲滯消能行為可進一步改進。





第五章 韌性斜撐之耐震性能測試

5.1 前言

為了確認韌性斜撐應用於結構物，在地震發生下其耐震之可行性，吾人藉由一系列之振動台試驗模擬真實地震的發生，其試驗設備包括鋼結構模型、地震模擬振動台、控制系統與資料擷取系統、加速規、雷射位移計及力規，而韌性斜撐是以挫屈連桿為核心的斜撐型阻尼器，本章將介紹上述相關設備及試驗規劃，並針對試驗結果進行分析討論。

5.2 試驗設備介紹

1. 鋼結構模型

耐震性能試驗 (seismic performance test) 係利用振動台模擬真實地震條件下驗證防震裝置之效能。本次耐震性能試驗用之鋼結構模型係平面 $2 \times 2 m^2$ ，樓高 6.7m，重約 4.1tf 的 1/2 縮尺五層樓鋼骨房屋結構，如圖 5.1 所示。根據 ARX 模型系統識別結果，空構架結構之基本振頻為 1.45 Hz，第 1 個模態等效阻尼比為 0.29%，相關之結構參數如表 5.1 與表 5.2 所示。

2. 地震模擬振動台

結構動力試驗方法中，以振動台最能模擬真實之地動環境，在振動台試驗中結構之動力特性可以表露無遺，因此也最適合於教學及研



究成果之示範與檢驗。交通大學地震模擬振動台之台面尺寸為 $3 \times 3 \text{ m}^2$ ，如圖 5.2 所示，振動台之質量為 5tf，試體結構之最大質量可達 10tf。振動台係由一支油壓致動器來驅動，如圖 5.3 所示，其最大行程為 $\pm 12.5 \text{ cm}$ ，最大加速度為 1g。

3. 控制系統與資料擷取系統

控制系統為振動台之中樞所在，吾人使用 MTS 407 控制器之位移控制模式操控振動台，因此，輸入之訊號為經基線修正積分之地震位移歷時記錄。407 控制器內部波形產生器可提供矩形波、三角形波及正弦波等類比訊號輸出，若配合數位訊號輸入模組即可模擬隨機訊號及任意形式之地表擾動，如圖 5.4 所示。

資料擷取系統採用德國 IMC 公司之產品，主要功能為輸出地震命令訊號至 407 控制器以驅動振動台，同時紀錄各感應計之振動訊號。資料擷取系統包含類比/數位(A/D)、數位/類比(D/A)及數位輸入/輸出(Digital I/O)等功能，並提供 32 組單端式(Single-ended)接線法類比輸入，8 組單端式(Single-ended)接線法類比輸出、32 組單端式(Single-ended)接線法數位類比輸入/輸出，最大總取樣頻率(Sample Rate)為 80kHz，如圖 5.5 所示。

4. 加速規(Accelerometers)

振動感應計之安排以加速規為主，共安裝 7 個加速規(CROSSBOW $\pm 4 \text{ g}$)，裝設位置包括振動台面上、基座以及各樓板中央，用以量測各樓層之加速度反應，如圖 5.6 所示。

5. 雷射位移計

雷射位移計其主要為量測挫屈連桿之軸向位移，試驗設置係安裝於一樓斜撐，動態量測範圍為30cm，如圖5.7所示。

6. 力規(Loadcell)

力規型號為JIHSENSE(Model Number: LM-2T)，主要為量測挫屈斜撐之軸向力，試驗設置係安裝於一樓斜撐，可承受之最大限度為2tf，如圖5.8所示。

5.3 單向挫屈消能斜撐之耐震性能試驗

5.3.1 挫屈斜撐尺寸

以挫屈連桿為核心之韌性斜撐(Ductile Brace)，係於作為斜撐 H 型鋼左上端腹版以螺栓鎖上挫屈連桿，挫屈連桿之設計尺寸分別為：初始弦切勁度角 $q_0=0.726$ ，挫屈連桿全長 $L=164\text{mm}$ ，厚度 $t=2\text{mm}$ ，寬度 $=30\text{mm}$ 及寬度比 $\beta=1$ (不切削)，設計極限位移為 40mm 。其設計細節詳圖 5.9。

5.3.2 試驗規畫

本次耐震性能測試係考慮以單向對角的方式，將韌性斜撐裝設於結構模型各樓層平行於地震運動方向之兩側，共計 10 組，其中裝設於 1F 之韌性斜撐上並架設力規與雷射位移計。韌性斜撐總長度，1F 為 2075mm ，2~5F 為 2000mm ，安裝細節詳圖 5.10 所示。

耐震性能試驗分別以El Centro、Hachinohe與Kobe三種地震作為輸入地表擾動，並調整其最大地表加速度PGA值進行一系列之測試。為了避免無阻尼器保護之空構架結構於試驗中受損，空構架試驗時僅採用最小的地震強度($PGA=0.1g$)進行測試，其餘地震強度之空構架試驗結果係依照地震強度之比例放大。加裝阻尼器時之不同強度地震模擬試驗結果，則為直接之量測值。

5.3.3 試驗結果

(A) El Centro地震

不同地震強度下之試驗結果($PGA=0.132g$ 、 $0.191g$ 、 $0.308g$ 與 $0.445g$)歸納於表5.3，其結果顯示，在不同地震強度下，增設韌性斜撐後，所有樓層加速度皆有明顯折減。頂樓加速度峰值在 $PGA=0.132g$ 時折減率約14%，而隨著地震強度增大，其減震效益則有上升趨勢。一樓之加速度峰值在 $PGA=0.132g$ 時，其折減幅度為23%，當地震強度提升到 $PGA=0.445g$ 時，其折減率則提升至57%。當 $PGA=0.445g$ 時各樓層加速度反應之比較如圖5.11(d)，結果顯示其減震效益十分顯著。增設韌性斜撐後，各樓層的加速度均方根(root-mean-squares, RMS)之控制效益則更為顯著，各樓層加速度均方根反應歸納於表5.4。當 $PGA=0.132g$ 時，頂樓加速度均方根折減高達71%，減震效益隨地震強度增加而有上升的趨勢，當地震強度提升至 $PGA=0.445g$ 時，其折減率

更達80%以上。不同地震強度下，各樓層加速度反應試驗結果之比較列於圖5.11(a)~(d)。應用ARX模型系統識別技術，吾人可獲得結構之自然頻率與阻尼比等動力特性，其結果將歸納於表5.5。結果顯示，當地震強度增加時，模型結構之等效自然頻率呈遞減之趨勢，表示挫屈連桿降伏強度增加了。等效阻尼比則隨著地震強度增加而有漸增之趨勢，蓋因韌性斜撐在強震下非彈性變形程度增加而吸收更多的能量之故。當地震強度 $PGA=0.132g$ 時，構架第1個模態之等效阻尼比由0.29%(空構架)提升至7.03%(增設韌性斜撐後)，而當地震強度提升至 $PGA=0.445g$ 時，等效阻尼比更提升至10.81%。同樣可由其他模態反應之結果觀察到，增設消能器後結構等效阻尼比之相同的趨勢。此外，在不同地震強度下，一樓韌性斜撐所測得之遲滯迴圈如圖5.12(a)~(d)。其結果顯示，韌性斜撐之行為有拉、壓不對稱的情形，與非對稱配置之元件測試結果一致。韌性斜撐之出力有隨地震強度增加而上升的趨勢，當 $PGA=0.132g$ 時，最大出力達278kgf，當地震強度提升至 $PGA=0.445g$ 時，最大出力可達至768kgf。不同地震強度對應之韌性斜撐最大出力歸納於表5.6。

(B) Hachinohe地震

不同地震強度下之試驗結果($PGA=0.115g$ 、 $0.166g$ 、 $0.323g$ 與 $0.548g$)歸納於表5.7，其結果顯示，在不同地震強度下，增設韌性斜撐後，各樓層加速度皆有明顯折減。頂樓加速度峰值在

PGA=0.115g時折減率約57%，而隨著地震強度時增大，其減震效益則有下降趨勢。一樓之加速度峰值在PGA=0.115g時，其折減幅度為54%，當地震強度提升到PGA=0.548g時，其折減率則下降至-55%。當PGA=0.445g時各樓層加速度反應之比較如圖5.13(d)，結果顯示其減震效益十分顯著。增設韌性斜撐後，各樓層的加速度均方根(root-mean-squares, RMS)之控制效益則更為顯著，各樓層加速度均方根反應歸納於表5.8。當PGA=0.115g時，頂樓加速度均方根折減高達75%，減震效益隨地震強度增加無明顯上升的趨勢，但亦有明顯的折減較果，當地震強度提升至PGA=0.548g時，其折減率則達76%。不同地震強度下，各樓層加速度反應試驗結果之比較列於圖5.13(a)~(d)。應用ARX模型系統識別技術，吾人可獲得結構之自然頻率與阻尼比等動力特性，其結果將歸納於表5.9。結果顯示，當地震強度增加時，模型結構之等效自然頻率除了PGA=0.548有些微的提升，其它皆呈遞減之趨勢，表示挫屈連桿降伏強度增加。當地震強度PGA=0.115g時，構架第1個模態之等效阻尼比由0.29%(空構架)提升至12.7%(增設韌性斜撐後)，而當地震強度提升至PGA=0.548g時，等效阻尼比更提升至15.1%。同樣可由其他模態反應之結果觀察到，增設消能器後，結構等效阻尼比之相同的趨勢。此外，在不同地震強度下，一樓韌性斜撐所測得之遲滯迴圈如圖5.14(a)~(d)。其結果顯示，韌性斜撐之行為亦有、拉壓不對稱的情形，與非對稱配置之元件測試結果一致。韌性斜撐之出力有隨地震強度的增加而有上升的趨

勢，當PGA=0.115g時，最大出力達253kgf，當地震強度提升至PGA=0.548g時，最大出力可達至2200kgf。不同地震強度對稱配置之韌性斜撐最大出力歸納於表5.10。

(C) Kobe 地震

不同地震強度下之試驗結果(PGA=0.133g、0.192g、0.412g與0.699g)歸納於表5.11，其結果顯示，在不同地震強度下，增設韌性斜撐後，所有樓層加速度皆有明顯折減。頂樓加速度峰值在PGA=0.133g時折減率約47%，而隨著地震強度增加，其減震效益則有輕微的下降。一樓加速度峰值在PGA=0.133g時其折減幅度為45%，當地震強度提升到PGA=0.699g時，其折減率則下降至27%。當PGA=0.699g時各樓層加速度反應之比較如圖5.15(d)，結果顯示其減震效益十分顯著。增設韌性斜撐後，各樓層的加速度均方根(root-mean-squares, RMS)之控制效益則更為顯著，各樓層加速度均方根反應歸納於表5.12。當PGA=0.133g時，頂樓均方根值之加速度折減高達77%，減震效益隨地震強度增加而有上升的趨勢，當地震強度提升至PGA=0.699g時，其減震效益達86%以上。不同地震強度下，各樓層加速度反應試驗結果之比較列於圖5.15(a)~(d)。應用ARX模型系統識別技術，吾人可獲得結構之自然頻率與阻尼比等動力特性，其結果將歸納於表5.13。結果顯示當地震強度增加時，模型結構之等效自然頻率除了PGA=0.699有些微的上升，其它皆呈遞減之趨勢，蓋因

挫屈連桿降伏強度增加。當地震強度 $PGA=0.133g$ 時，構架第1個模態之等效阻尼比由 0.29% (空構架)提升至 7.6% (增設韌性斜撐後)，而當地震強度提升至 $PGA=0.699g$ 時，等效阻尼比更提升至 11.79% 。同樣可由其他模態反應之結果觀察到增設消能器後，其具提升結構等效阻尼比之相同的趨勢。此外，在不同地震強度下，一樓韌性斜撐所測得之遲滯迴圈如圖5.16(a)~(d)。其結果顯示，韌性斜撐之行為亦有拉、壓不對稱的情形，與非對稱配置之元件測試結果一致。韌性斜撐之出力有隨地震強度的增加而有上升的趨勢，當 $PGA=0.133g$ 時，最大出力達 $255kgf$ ，當地震強度提升至 $PGA=0.699g$ 時，最大出力可達至 $1545kgf$ 。其不同地震強度對稱配置之韌性斜撐最大出力歸納於表5.14。



第六章 結論與建議

本研究主要探討挫屈連桿之力學行為及工程應用所須完備之驗證工作。本文完成非線性彈性挫屈勁度理論之推導，並進行一系列之足尺元件測試與振動台試驗。足尺元件測試旨在瞭解挫屈連桿之遲滯消能行為，並建立韌性斜撐之設計參數與結構配置上之考量；振動台耐震性能測試旨在驗證韌性斜撐安裝於結構中之減震效能。茲根據本研究之結果，歸納討論與建議如下：

1. 挫屈連桿之元件測試結果顯示其特徵屬位移相依型消能器，所得到的遲滯迴圈均相當飽滿且穩定，說明挫屈連桿具良好之吸能特性。挫屈連桿本質上其拉壓行為並不對稱，因此，當以非對稱之方式配置時，其遲滯迴圈亦呈現拉、壓不對稱的現象。為考量結構設計及動態反應分析之單純化，規劃設計時可考慮以成對之韌性斜撐作對稱配置，使其在拉、壓構件相互補償情況下，遲滯迴圈呈現對稱之勢，類似一般之位移相依型消能元件。
2. 元件測試結果顯示，均勻斷面之挫屈連桿，其最大出力及消能面積皆優於切削式元件之測試結果，此與仿照 ADAS 消能元件配合彎矩之分佈將鋼板切削成 X-型以極大化其消能能力之預期結果不同，可能因挫屈連桿受壓時產生幾何大變形，基於微小變形假設之材料力學理論無法涵蓋其力學特性。未來實際應用時，建議挫屈連桿之設計宜採均勻斷面。

3. ANSYS 模擬挫屈連桿元件測試之結果與試驗結果有很大差異，當考慮兩端為固接之條件下，分析結果高估了挫屈連桿之實際消能能力。實際上，試驗結果乃介於鉸接與固接的模擬分析結果之間，且反而更接近鉸接之情況，因此鋼板之降伏程度未如預期。可能之原因在於螺栓無法將挫屈連桿與固定座緊密貼合，且試驗過程螺栓孔與螺栓之縫隙間有滑動的現象，因此挫屈連桿兩端之邊界條件未能達到理想的固定條件。建議未來可針對挫屈連桿接頭之細部設計進行改良，此外，接合處除螺栓鎖緊外，考慮於定位完成後再輔以焊接的方式加勁，以提升挫屈連桿之效能。
4. 耐震性能測試結果顯示，結構裝設韌性斜撐可顯著降低各樓層之加速度反應，證明韌性斜撐優越之防震性能。由韌性斜撐所測得之遲滯迴圈，其包絡線呈現出與靜態荷載相似之拉壓不對稱力 - 位移關係曲線。
5. 建議未來可配合結構設計之務實考量，將韌性斜撐以雙向對角的方式裝設於鋼結構模型中，進一步驗證其耐震性能試驗。
6. 建議未來可直接於 SAP2000 或 ETABS 定義韌性斜撐之非線性勁度參數，使結構設計者得以快速、合理地評估結構裝設韌性斜撐之耐震性能。

參考文獻

- 【1】 Virgin, L. N. and Davis, R. B., (2003), “Letter to the Editor Vibration isolation using buckled struts,” *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 260, No. 5, pp. 965-973.
- 【2】 Bazant, Z. P. and Cedolin, L., (1991), *Stability of Structures*, Oxford University Press, Oxford.
- 【3】 Thompson, J. M. T. and Hunt, G. W., (1984), *Elastic Instability Phenomena*, Wiley, New York.
- 【4】 Winterflood, J. , Barber, T. A. and Blair, D. G., (2002), “Using Euler buckling spring for vibration isolation ,” *Classical and Quantum Gravity*, pp. 1639-1645.
- 【5】 Winterflood, J. and Blair, D. G., (2002), “High performance vibration isolation using springs in euler column buckling mode,” *Physics Letters A*, 300:122-130.
- 【6】 Chin, E. J., Lee, K. T., Winterflood, J., Jacob, J., Blair, D. G. and Ju, L., (2004) , “Techniques for reducing the resonant frequency of Euler spring vibration isolations, ” *Classical and Quantum Gravity*, pp. 959-963.
- 【7】 Plaut, R. H., Sidbury, J. E. and Virgin, L. N., (2005), “Analysis of buckled and pre-bent fixed-end columns used as vibration isolators,” *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 283, No. 3-5, pp. 1216-1228.
- 【8】 Ji, J. C. and Hansen, C. H., (2000), “Non-linear response of a post-buckled beam subjected to a harmonic axial excitation,” *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 237, No. 2, pp. 303-318.

- 【9】 Bonello, P., Brennan, M. J. and Elliott, S. J., (2005), “Vibration control using an adaptive tuned vibration absorber with a variable curvature stiffness element, ” *Smart Materials and Structures*, Vol.14, No.5, pp. 1055-1065.
- 【10】 James, M. Gere , (2006) , *Mechanics of Materials* , Thomson , Canada.
- 【11】 林科良(2006) , 「挫屈連桿樓板減振系統之初步研究」, 交通大學土木工程學系 , 碩士論文。
- 【12】 林志軒(2007) , 「挫屈型防震消能元件之研發」, 交通大學土木工程學系 , 碩士論文。
- 【13】 Wang, Y. P., Chang Chien, C. S., Lin, C. S. and Lee, C. L., (2008), “Development of a Buckling-type Metallic Damper, ” *The 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics* , Jeju, Korea, pp. 3325-3338.
- 【14】 李輝煌(2005) , 「ANSYS 工程分析基礎與觀念」, 高立圖書有限公司。
- 【15】 劉晉奇, 褚晴暉(2006) , 「有限元素分析與 ANSYS 的工程應用」, 滄海書局。
- 【16】 陳生金(2003) , 「鋼結構設計—極限設計法與容許應力設計法」, 科技圖書股份有限公司。

表 4.1 挫屈型消能元件試體規格

型號	全長 (mm)	厚度 (mm)	寬度 (mm)	寬度比	初始弦切角 (rad)	初始曲率	類別
t10Fc645	656.7	10	150	0.33	0.328	0.002	單組
t12Fc645	656.7	12	150	0.33	0.328	0.002	單組
t10Fu645	656.7	10	150	1	0.328	0.002	單組
t12Fu645	656.7	12	150	1	0.328	0.002	單組
t12Fc500	505.4	12	150	0.33	0.253	0.002	雙組

表 4.2 非對稱配置挫屈連桿彈性分析與試驗結果之最大出力比較

最大出力(t f)								
位移	t10Fc645		t12Fc645		t10Fu645		t12Fu645	
	彈性分析	試驗	彈性分析	試驗	彈性分析	試驗	彈性分析	試驗
拉 25mm	16.29	17.11	28.15	19.06	20.34	21.21	35.15	28.59
拉 20mm	9.97	10.12	17.23	14.28	12.45	12.9	21.52	20.31
拉 15mm	6.14	6.47	10.61	10.27	7.67	8.57	13.25	14.48
拉 10mm	3.5	3.69	6.05	6.76	4.37	5.18	7.56	10.27
拉 5mm	1.54	1.02	2.66	3.44	1.92	2.32	3.32	6.39
0	0	0	0	0	0	0	0	0
壓 5mm	-1.25	-3.6	-2.16	-4.36	-1.56	-4.56	-2.69	-4.06
壓 10mm	-2.29	-4.05	-3.95	-6.26	-2.86	-5.37	-4.94	-5.53
壓 15mm	-3.17	-4.28	-5.48	-6.06	-3.96	-5.28	-6.85	-5.44
壓 20mm	-3.94	-4.29	-6.81	-5.61	-4.92	-5.07	-8.5	-5.21
壓 25mm	-4.61	-4.07	-7.97	-5.06	-5.76	-4.88	-9.95	-4.93

表 5.1 五層樓模型結構細部尺寸

Length (<i>m</i>)	2
Width (<i>m</i>)	2
Height of 2~5 floors (<i>m</i>)	1.3
Height of 1 st floor (<i>m</i>)	1.5
m_5 (<i>kg - sec²/m</i>)	82.28
m_4 (<i>kg - sec²/m</i>)	84.75
m_3 (<i>kg - sec²/m</i>)	84.75
m_2 (<i>kg - sec²/m</i>)	84.75
m_1 (<i>kg - sec²/m</i>)	85.13
Cross section of the column (<i>m m</i>)	100×50×5×7
Cross section of the beam (<i>m m</i>)	100×50×5×7
Cross-sectional area of the column (<i>m²</i>)	0.0011
Cross-sectional area of the beam (<i>m²</i>)	0.0011



表 5.2 空構架之等效頻率與阻尼比

Mode	1	2	3	4
Frequency (Hz)	1.45	4.53	7.59	10.12
Damping Ratio (%)	0.29	0.33	0.25	0.32

表 5.3 各樓加速度反應峰值比較(El Centro earthquake)

Input = El Centro Earthquake							
PGA=0.132g				PGA=0.191g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	0.46	0.40	14	5F	0.67	0.45	33
4F	0.34	0.32	6	4F	0.49	0.40	18
3F	0.36	0.27	24	3F	0.52	0.33	37
2F	0.33	0.28	14	2F	0.47	0.33	31
1F	0.33	0.25	23	1F	0.48	0.29	40
PGA=0.308g				PGA=0.445g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	1.08	0.70	35	5F	1.56	0.92	41
4F	0.79	0.58	26	4F	1.15	0.76	34
3F	0.84	0.49	41	3F	1.22	0.56	54
2F	0.76	0.48	37	2F	1.10	0.54	51
1F	0.77	0.42	46	1F	1.12	0.48	57

表 5.4 各樓層加速度均方根比較(El Centro earthquake)

Input = El Centro Earthquake							
PGA=0.132g				PGA=0.191g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	0.18	0.05	71	5F	0.30	0.08	74
4F	0.15	0.05	67	4F	0.26	0.08	70
3F	0.14	0.04	72	3F	0.23	0.06	75
2F	0.12	0.04	72	2F	0.21	0.05	74
1F	0.10	0.04	64	1F	0.15	0.05	68
PGA=0.308g				PGA=0.445g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	0.49	0.12	76	5F	0.71	0.14	80
4F	0.42	0.12	72	4F	0.60	0.14	77
3F	0.38	0.09	77	3F	0.54	0.11	81
2F	0.33	0.08	76	2F	0.48	0.05	89
1F	0.24	0.07	69	1F	0.34	0.05	86

表 5.5 增設韌性斜撐之等效頻率與阻尼比(El Centro earthquake)

Input = El Centro Earthquake					
PGA=0.132g			PGA=0.191g		
Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)	Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)
1	2.04	7.03	1	1.99	7.17
2	6.23	3.96	2	6.13	4.71
3	11.92	7.97	3	10.31	7.10
PGA=0.308g			PGA=0.445g		
Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)	Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.88	10.20	1	1.83	10.81
2	5.88	5.20	2	5.78	6.24
3	9.84	9.85	3	9.64	11.82



表 5.6 韌性斜撐之最大出力(El Centro earthquake)

Input = El Centro Earthquake				
最大出力(kgf)	PGA=0.132g	PGA=0.191g	PGA=0.308g	PGA=0.445g
拉力向	278.34	307.64	482.45	768.36
壓力向	-203.14	-199.72	-207.04	-212.66

表 5.7 各樓加速度反應峰值比較(Hachinohe earthquake)

Input = Hachinohe Earthquake							
PGA=0.115g				PGA=0.166g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	0.63	0.27	57	5F	0.91	0.53	42
4F	0.44	0.26	40	4F	0.63	0.46	28
3F	0.39	0.18	54	3F	0.56	0.29	48
2F	0.43	0.20	53	2F	0.62	0.27	56
1F	0.32	0.15	54	1F	0.47	0.31	35
PGA=0.323g				PGA=0.548g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	1.27	1.30	-2	5F	3.00	3.66	-22
4F	0.89	1.07	-21	4F	2.09	2.84	-36
3F	0.78	0.73	6	3F	1.85	2.67	-45
2F	0.87	0.66	24	2F	1.99	2.61	-31
1F	0.65	0.63	3	1F	1.54	2.39	-55

表 5.8 各樓層加速度均方根比較(Hachinohe earthquake)

Input = Hachinohe Earthquake							
PGA=0.115g				PGA=0.166g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	0.23	0.06	75	5F	0.33	0.09	73
4F	0.19	0.06	69	4F	0.27	0.09	67
3F	0.17	0.04	73	3F	0.24	0.07	72
2F	0.17	0.04	75	2F	0.24	0.06	73
1F	0.12	0.04	68	1F	0.18	0.06	66
PGA=0.232g				PGA=0.548g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	0.46	0.15	68	5F	1.10	0.26	76
4F	0.38	0.14	62	4F	0.91	0.25	73
3F	0.34	0.11	68	3F	0.81	0.20	75
2F	0.34	0.10	69	2F	0.80	0.06	92
1F	0.25	0.09	61	1F	0.58	0.06	90

表 5.9 增設韌性斜撐之等效頻率與阻尼比(Hachinohe earthquake)

Input = Hachinohe Earthquake					
PGA=0.115g			PGA=0.166g		
Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)	Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.68	12.70	1	1.56	10.20
2	6.50	13.15	2	5.87	15.39
3	11.47	9.65	3	10.01	18.15
PGA=0.232g			PGA=0.548g		
Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)	Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.55	10.50	1	1.62	15.10
2	5.42	13.16	2	5.64	16.22
3	9.03	11.04	3	9.44	11.09



表 5.10 韌性斜撐之最大出力(Hachinohe earthquake)

Input = Hachinohe Earthquake				
最大出力(kgf)	PGA=0.115g	PGA=0.166g	PGA=0.323g	PGA=0.548g
拉力向	253.68	403.10	873.83	2200.08
壓力向	-116.71	-132.33	-127.20	-109.63

表 5.11 各樓加速度反應峰值比較(Kobe earthquake)

Input = Kobe Earthquake							
PGA=0.133g				PGA=0.192g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	0.59	0.31	47	5F	0.85	0.39	54
4F	0.41	0.27	35	4F	0.59	0.38	35
3F	0.40	0.23	42	3F	0.57	0.28	51
2F	0.46	0.22	53	2F	0.67	0.31	54
1F	0.35	0.19	45	1F	0.50	0.25	51
PGA=0.412g				PGA=0.699g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	1.82	1.01	44	5F	3.08	2.50	19
4F	1.28	0.84	34	4F	2.17	2.03	6
3F	1.23	0.59	52	3F	2.08	1.46	30
2F	1.44	0.59	59	2F	2.44	1.41	42
1F	1.07	0.67	37	1F	1.82	1.33	27

表 5.12 各樓層加速度均方根比較(Kobe earthquake)

Input = Kobe Earthquake							
PGA=0.133g				PGA=0.192g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	0.19	0.04	77	5F	0.27	0.06	78
4F	0.15	0.04	71	4F	0.22	0.06	74
3F	0.14	0.03	75	3F	0.20	0.04	78
2F	0.14	0.03	78	2F	0.20	0.04	80
1F	0.11	0.03	74	1F	0.15	0.04	75
PGA=0.412g				PGA=0.699g			
Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)	Floor	w/o damper	w/ damper	reduction(%)
5F	0.58	0.10	83	5F	0.99	0.14	86
4F	0.47	0.09	80	4F	0.80	0.13	83
3F	0.42	0.07	83	3F	0.71	0.10	86
2F	0.44	0.07	84	2F	0.74	0.04	95
1F	0.33	0.07	79	1F	0.56	0.04	93

表 5.13 增設韌性斜撐之等效頻率與阻尼比(Kobe earthquake)

Input = Kobe Earthquake					
PGA=0.133g			PGA=0.192g		
Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)	Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.71	7.60	1	1.65	9.50
2	6.26	20.54	2	5.95	14.30
3	11.34	11.92	3	11.30	12.92
PGA=0.412g			PGA=0.699g		
Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)	Mode	Fre.(Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.57	10.07	1	1.59	11.79
2	5.63	10.88	2	5.59	10.16
3	9.03	16.87	3	9.34	14.83

表 5.14 韌性斜撐之最大出力(Kobe earthquake)

Input = Kobe Earthquake				
最大出力(kgf)	PGA=0.133g	PGA=0.192g	PGA=0.412g	PGA=0.699g
拉力向	254.74	353.20	777.47	1545.42
壓力向	-111.25	-118.99	-124.20	-117.76

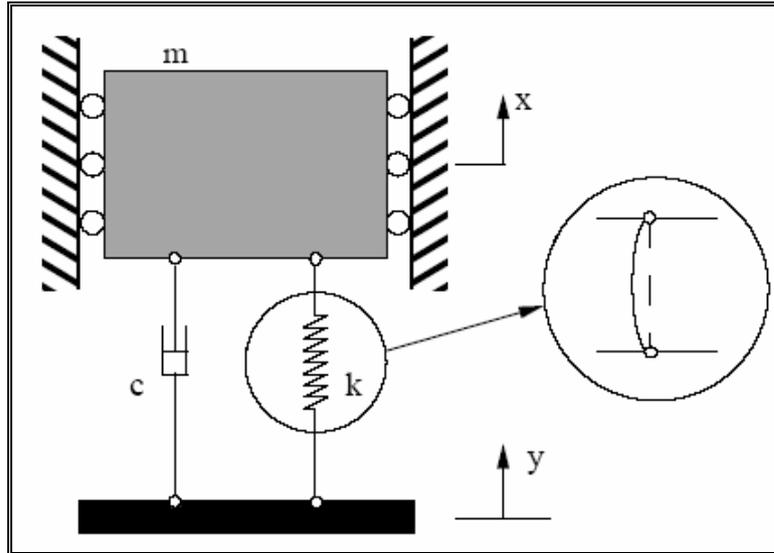


圖 1.1 挫屈連桿之減振應用【1】

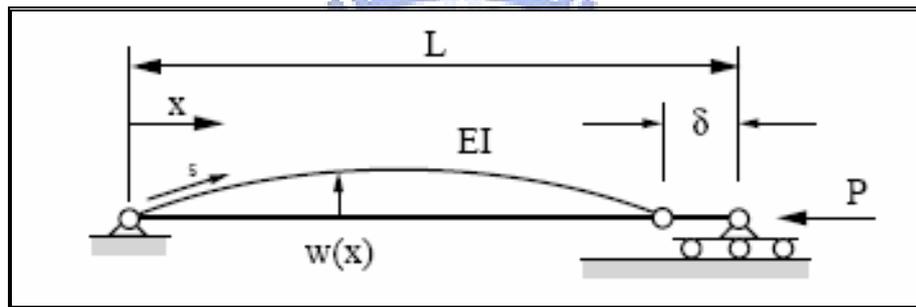


圖 1.2 挫屈連桿之變形示意圖【1】

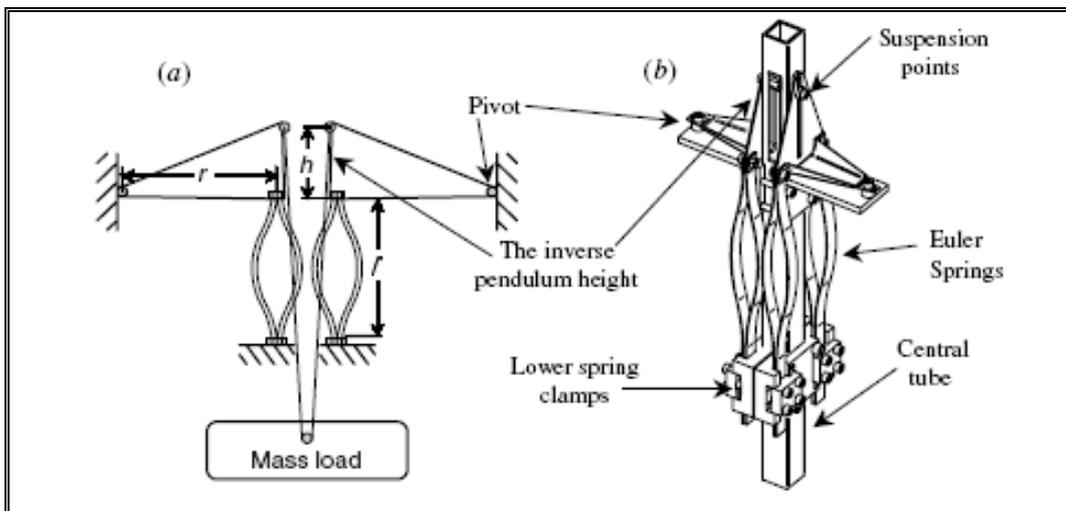


圖 1.3 尤拉彈簧垂直減振平台【4】

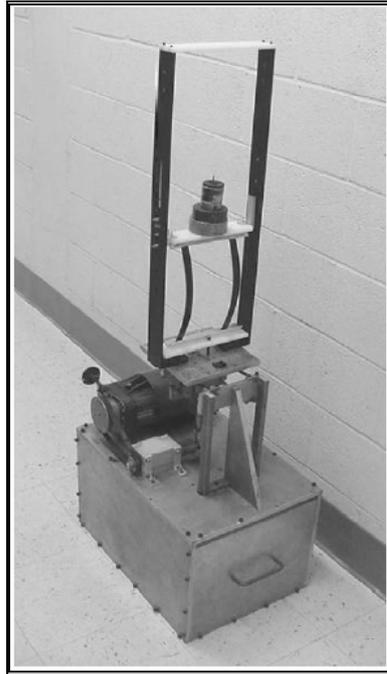


圖 1.4 Virgin 等人實驗裝置照片【1】

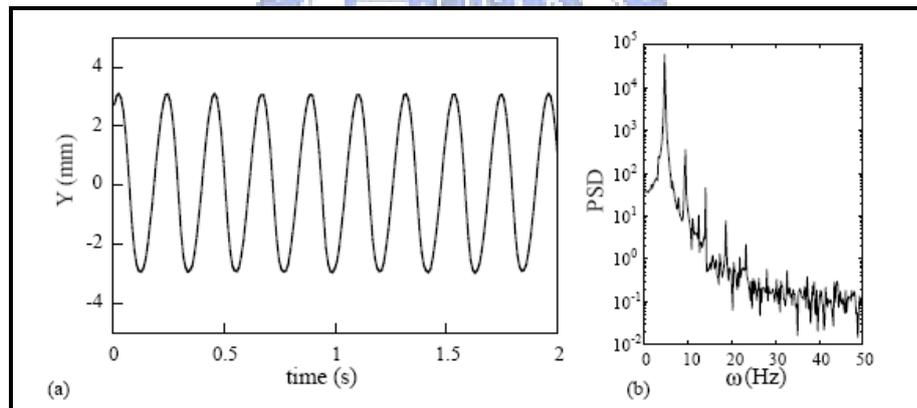


圖 1.5 Virgin 等人實驗結果之 1【1】

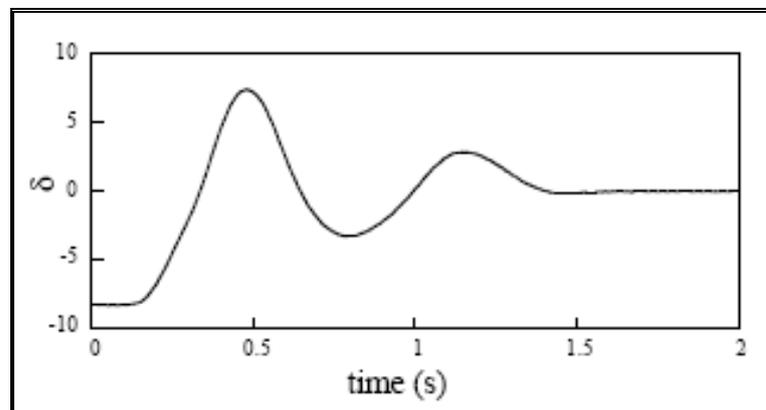


圖 1.6 Virgin 等人實驗結果之 2【1】

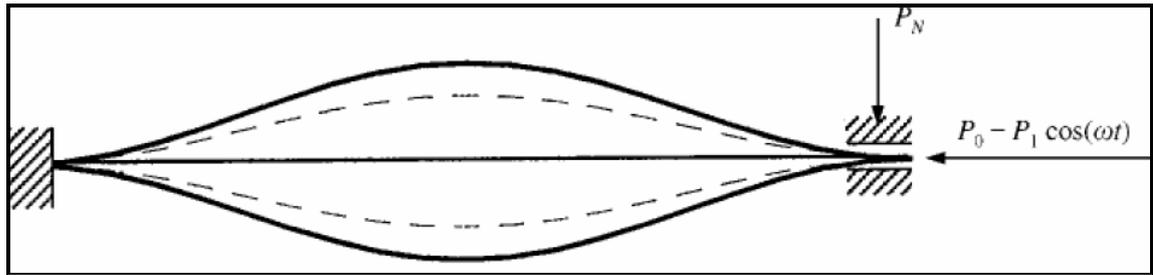


圖 1.7 一端固定與一端可滑動之挫屈柱示意圖【8】

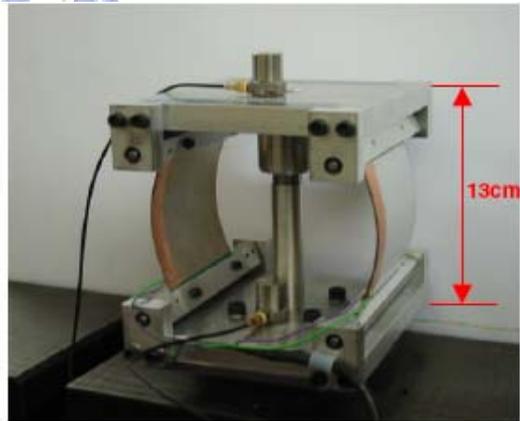
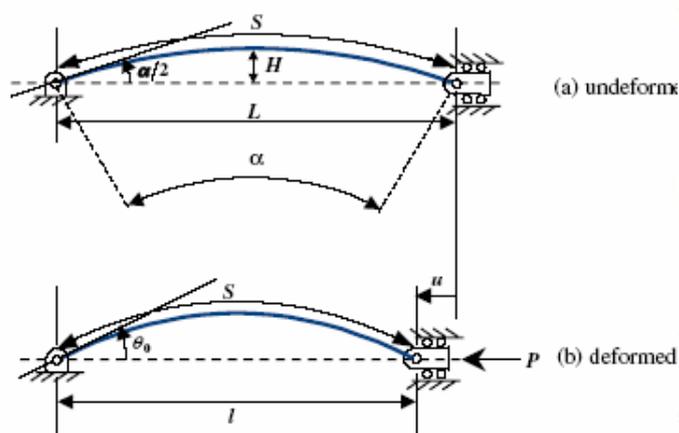


圖 1.8 自適應調諧振動阻尼器【9】



圖 1.9 挫屈連桿 (buckled struts) 元件【11】

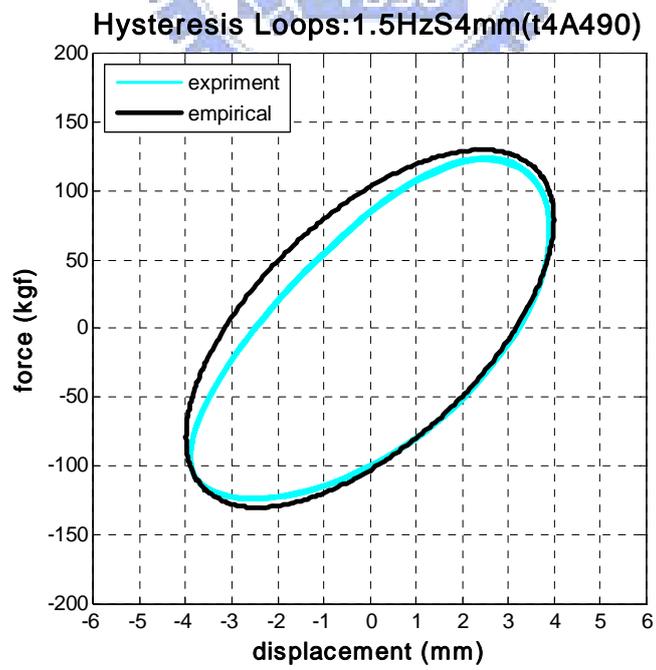
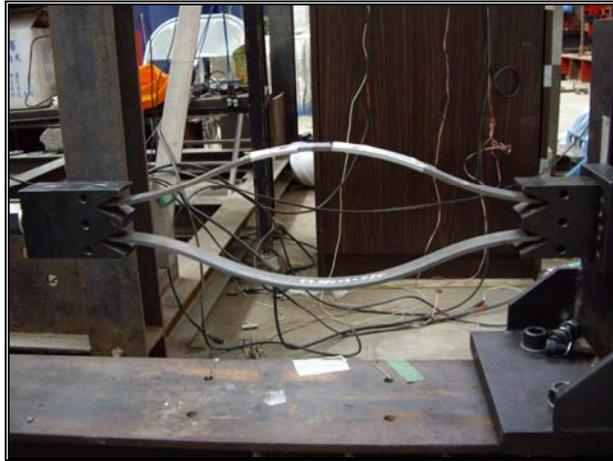


圖 1.10 挫屈連桿試驗結果與預測之比對【11】



(a) 鉸接



(b) 固接

圖 1.11 挫屈連桿試體安裝【12】

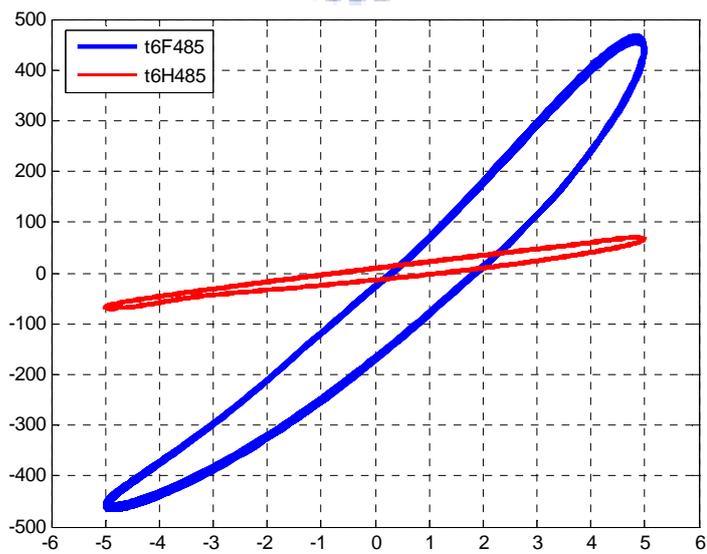


圖 1.12 鉸接與固接遲滯迴圈之比較【12】

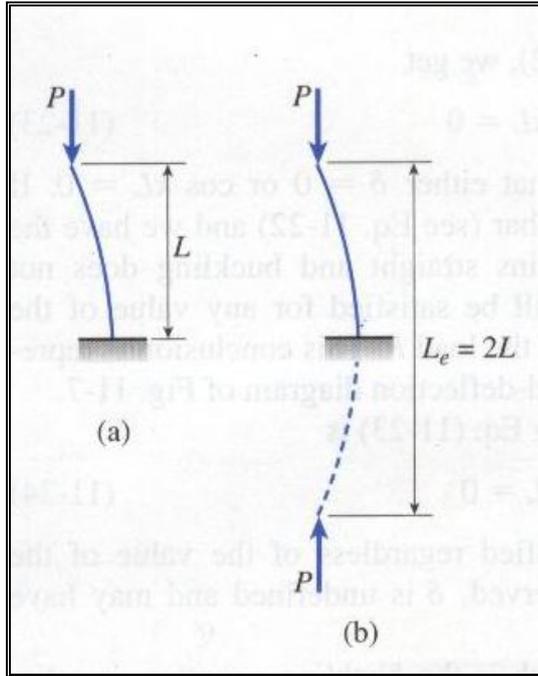


圖 2.1 底端固接頂端自由柱之有效挫屈長度 L_e 。【10】

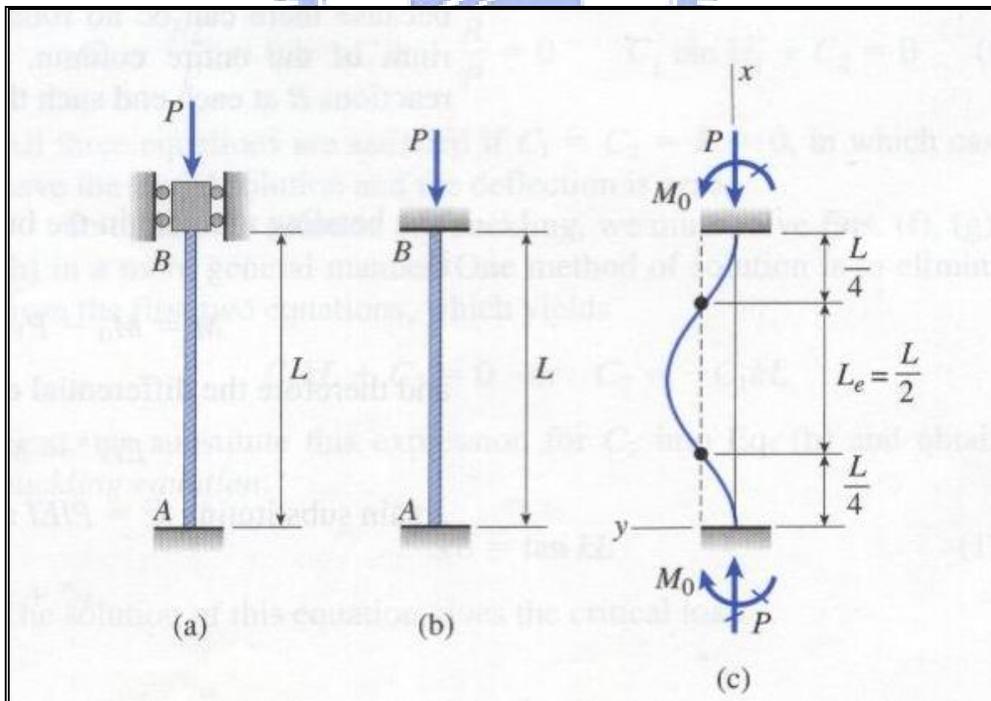


圖 2.2 兩端固接柱之有效挫屈長度 L_e 。【10】

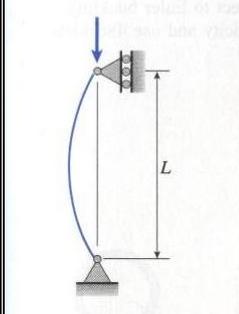
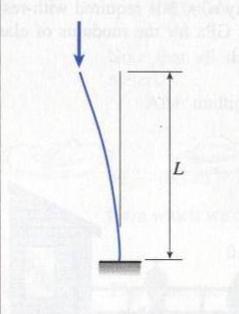
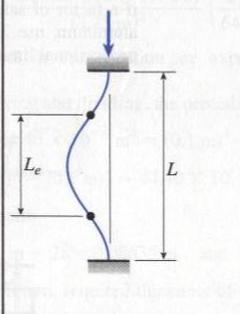
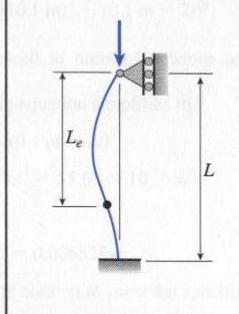
(a) Pinned-pinned column	(b) Fixed-free column	(c) Fixed-fixed column	(d) Fixed-pinned column
$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$	$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4L^2}$	$P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$	$P_{cr} = \frac{2.046 \pi^2 EI}{L^2}$
			
$L_e = L$	$L_e = 2L$	$L_e = 0.5L$	$L_e = 0.699L$
$K = 1$	$K = 2$	$K = 0.5$	$K = 0.699$

圖 2.3 柱挫屈強度與邊界條件之關係【10】



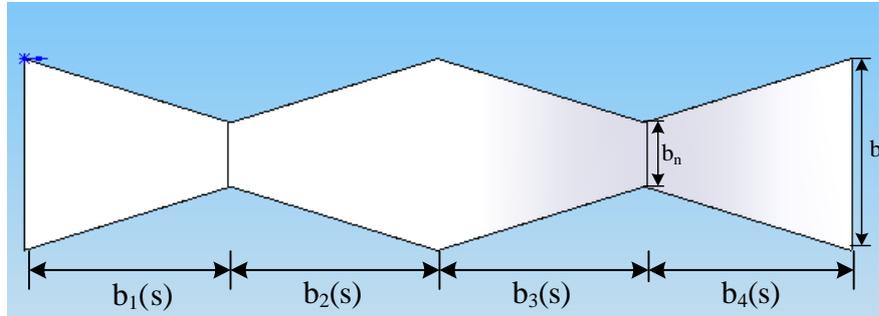


圖 2.4 挫屈連桿之斷面縮減示意圖

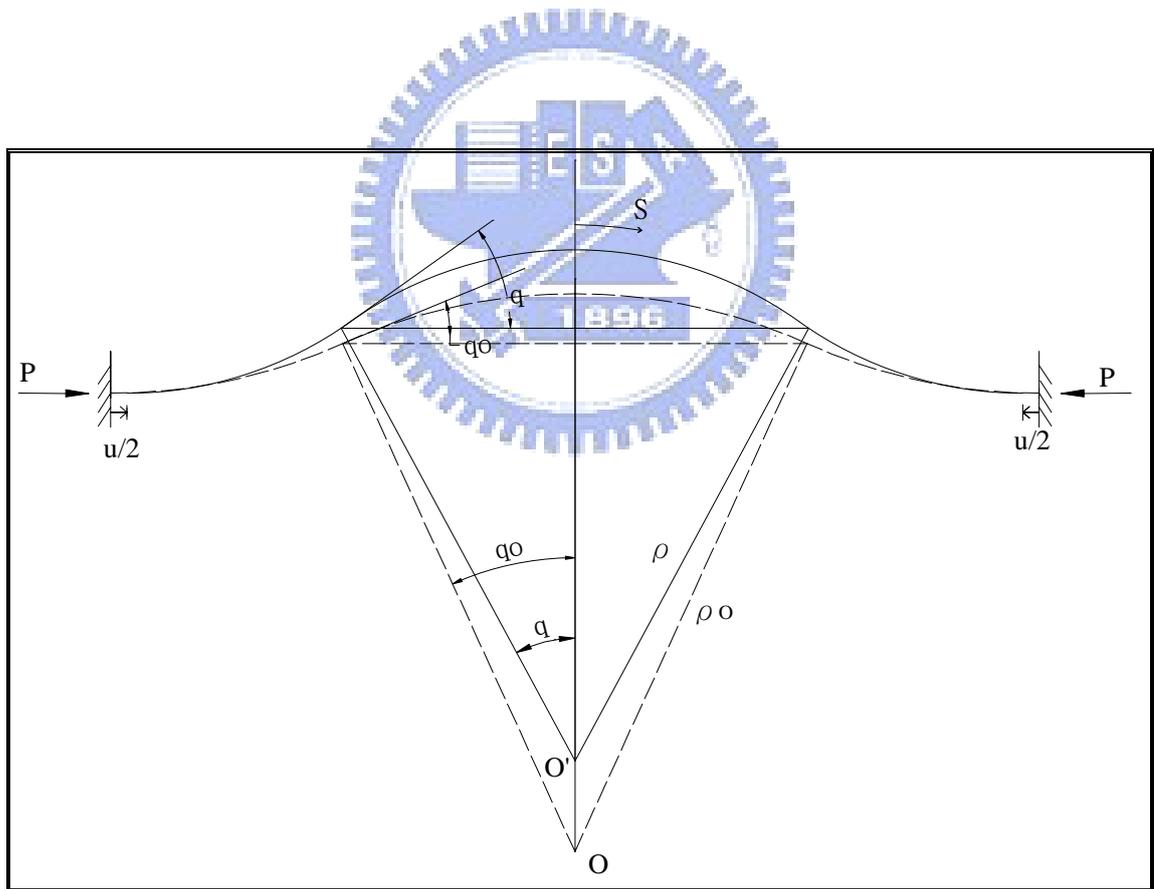


圖 2.5 挫屈連桿變形前後示意圖

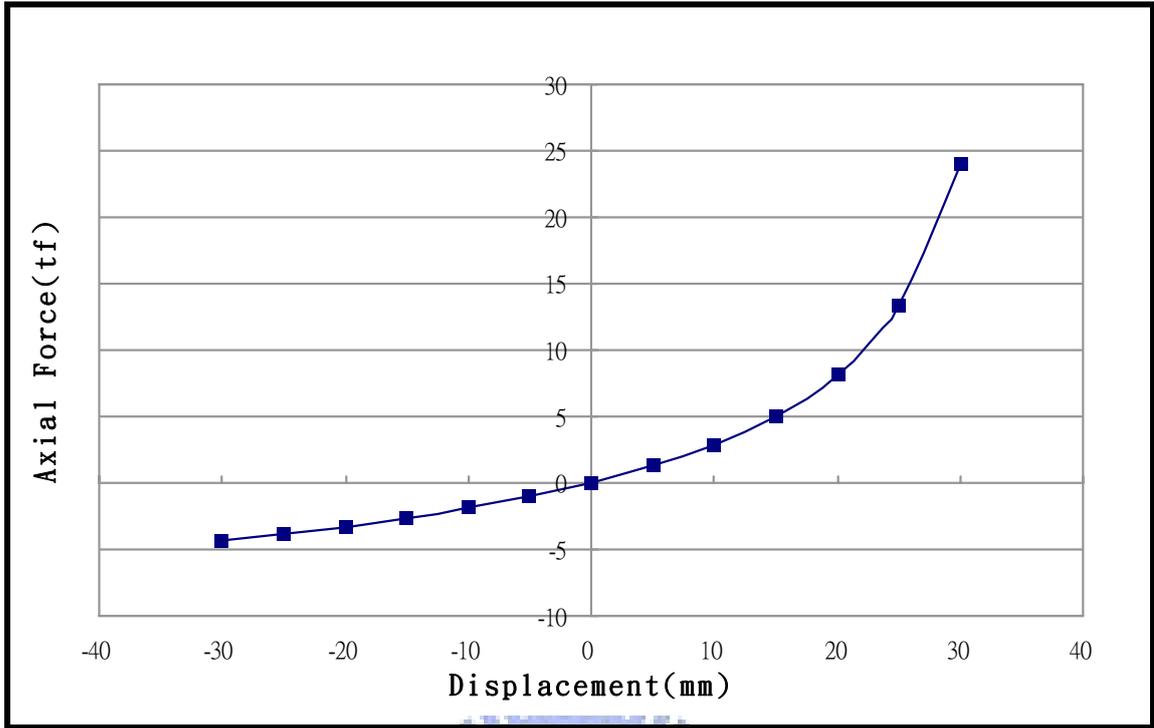


圖 2.6 典型挫屈連桿之軸力與位移關係圖
 ($L=657\text{mm}$, $t=12\text{mm}$, $b=150\text{mm}$, $\beta=0.33$, $q_0=0.33$)

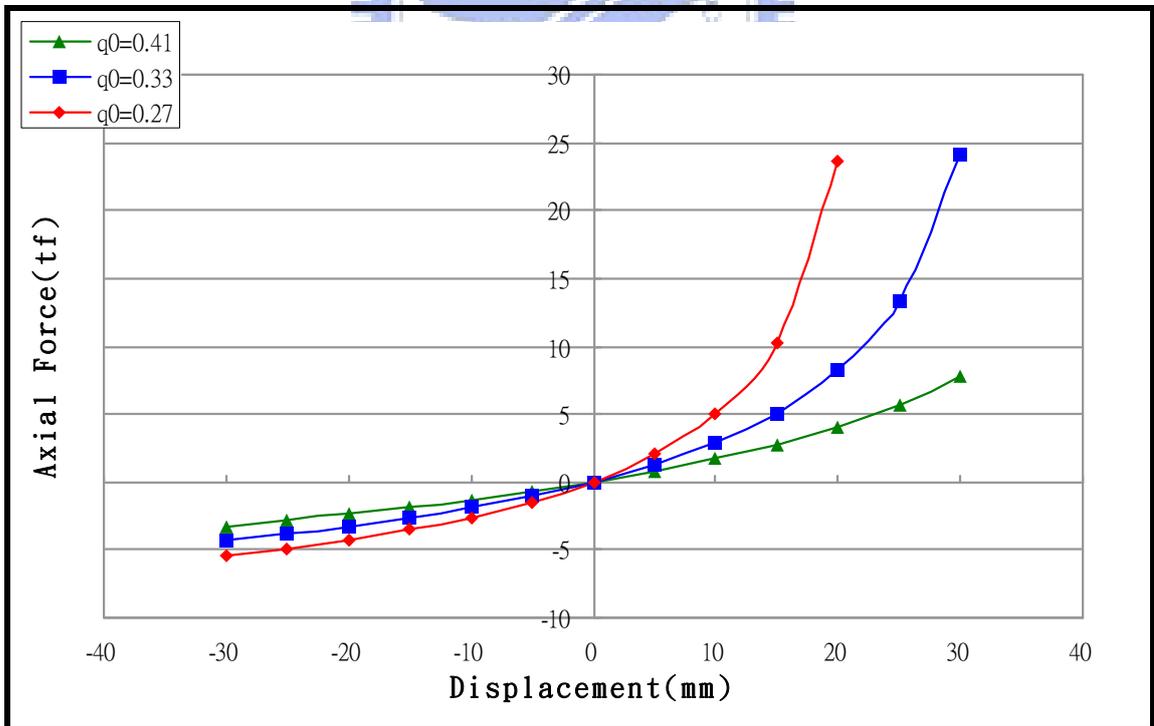


圖 2.7 挫屈連桿不同始弦切徑度角 q_0 之軸力與位移關係圖
 ($L=657\text{mm}$, $t=12\text{mm}$, $b=150\text{mm}$, $\beta=0.33$)

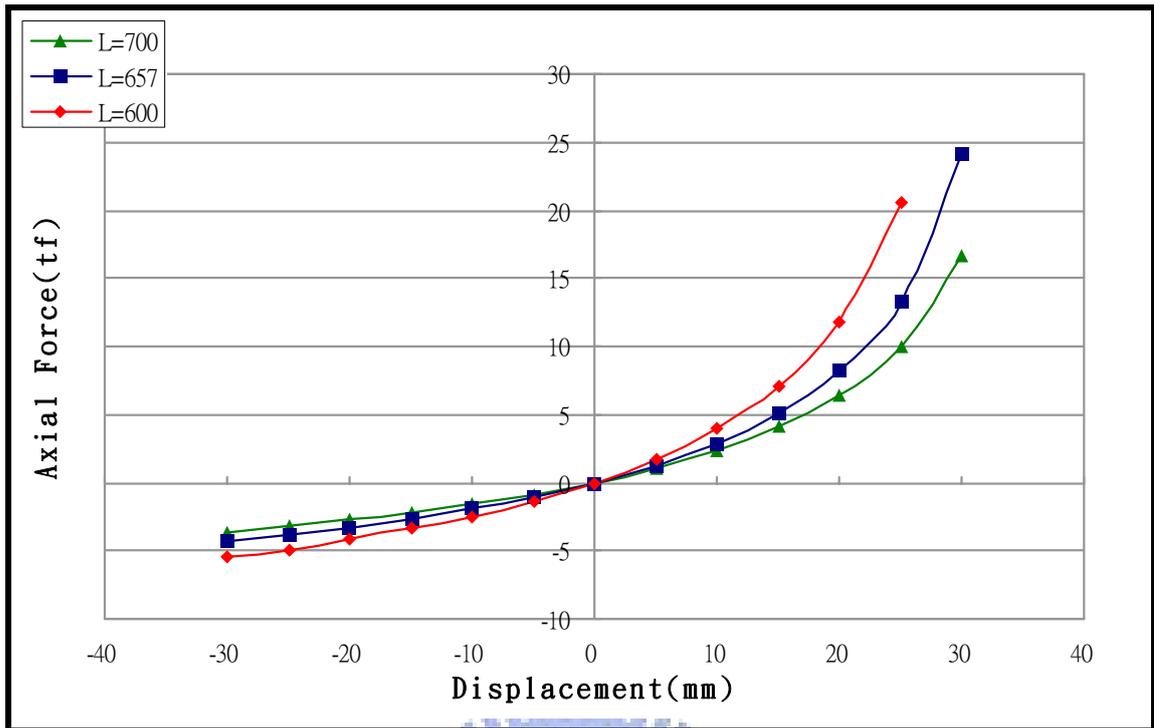


圖 2.8 挫屈連桿不同全長 L 之軸力與位移關係圖

($t=12\text{mm}$, $b=150\text{mm}$, $\beta = 0.33$, $q_0 = 0.33$)

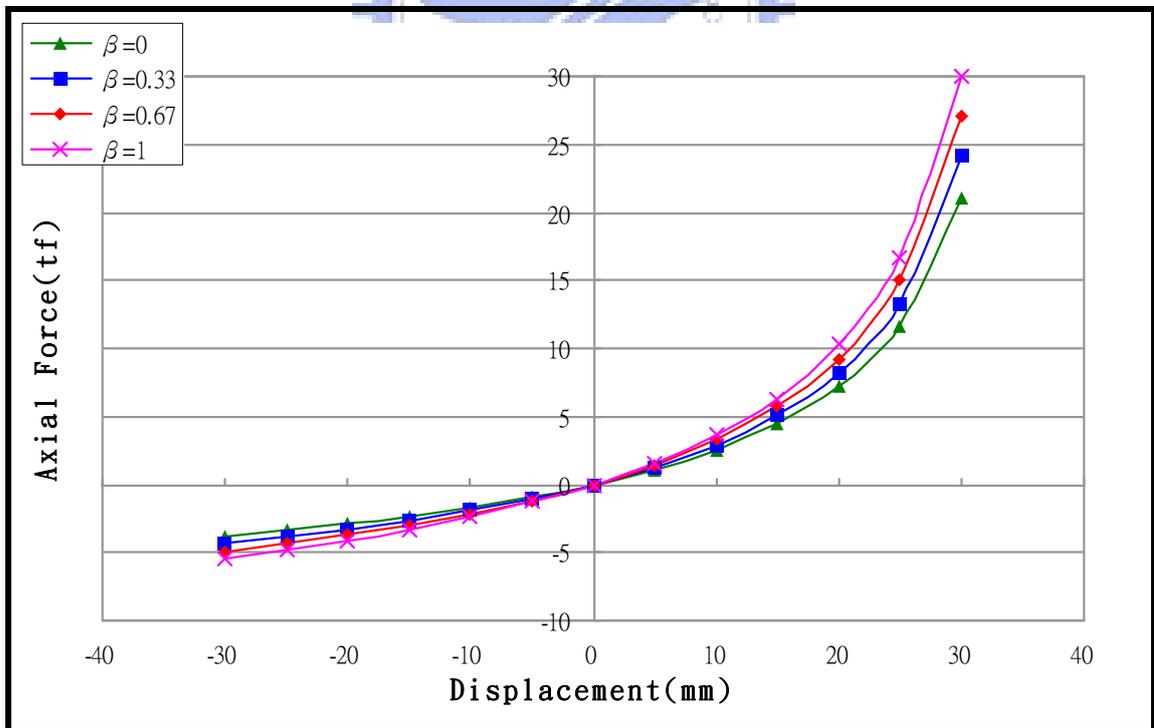


圖 2.9 挫屈連桿不同寬度比 β 之軸力與位移關係圖

($L=657\text{mm}$, $t=12\text{mm}$, $b=150\text{mm}$, $q_0 = 0.33$)

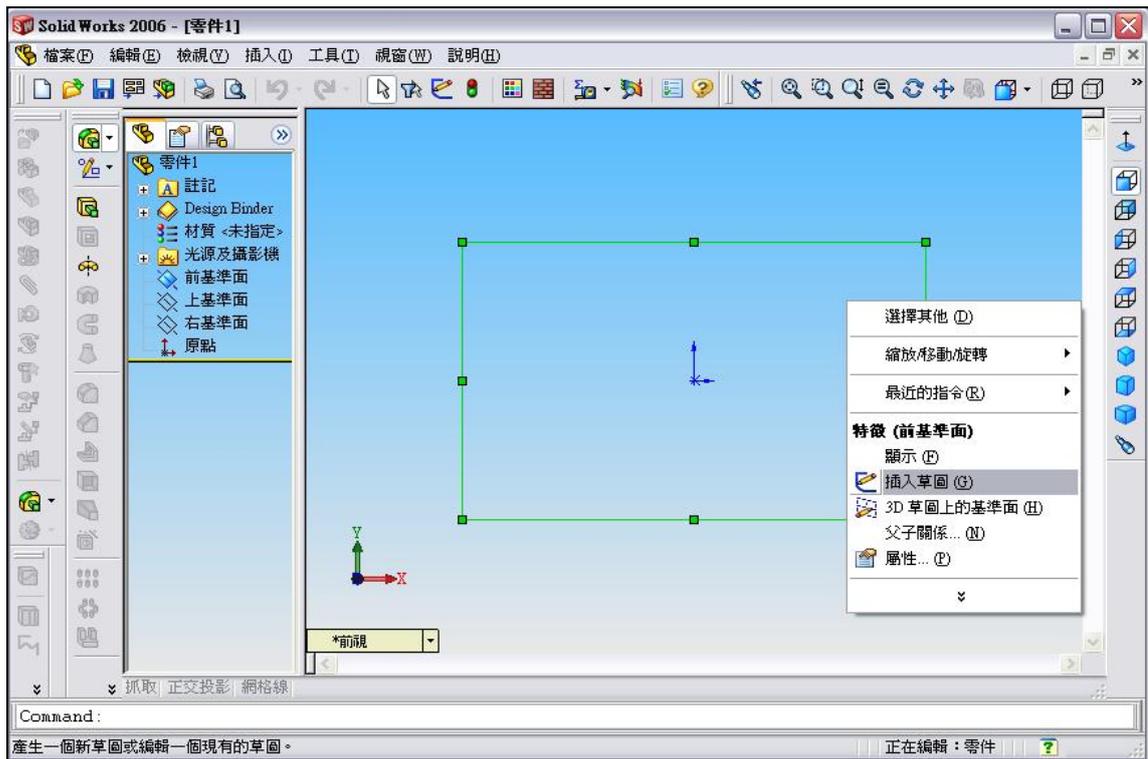


圖 3.1 前基準面插入草圖

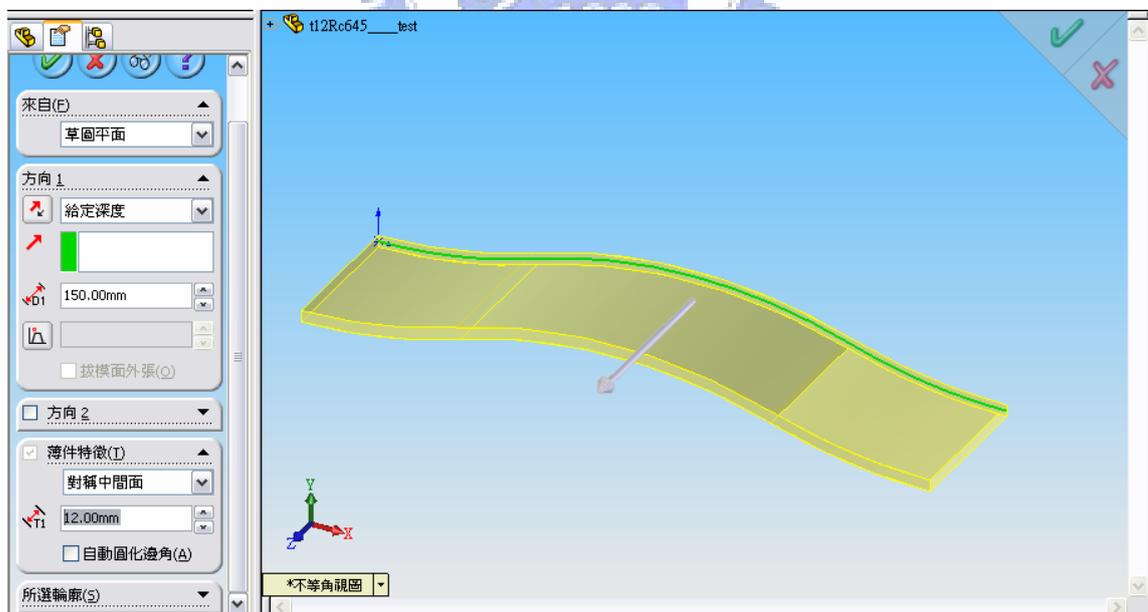


圖 3.2 對所需變化之厚度 t 做調整

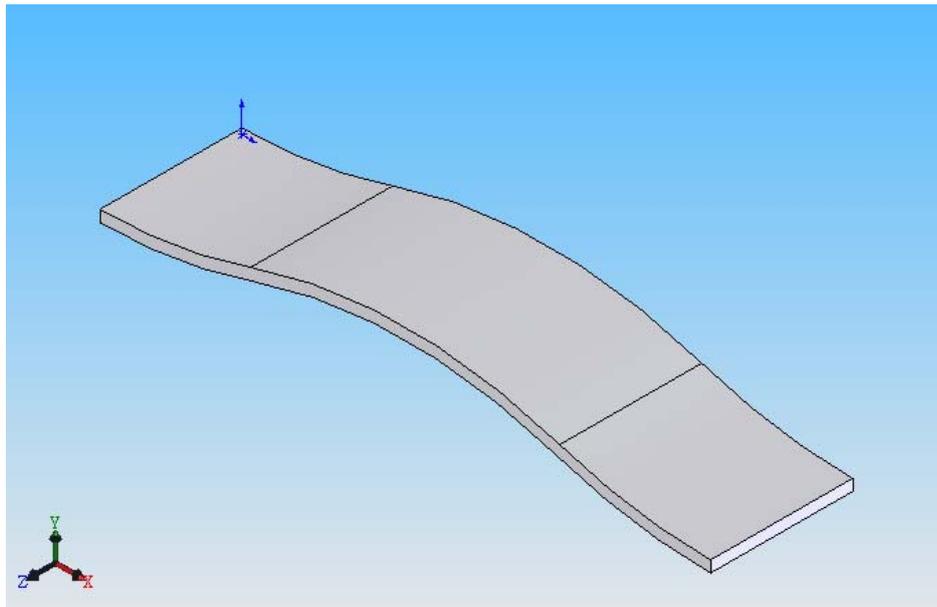


圖 3.3 未切削($\beta=1$)之挫屈連桿

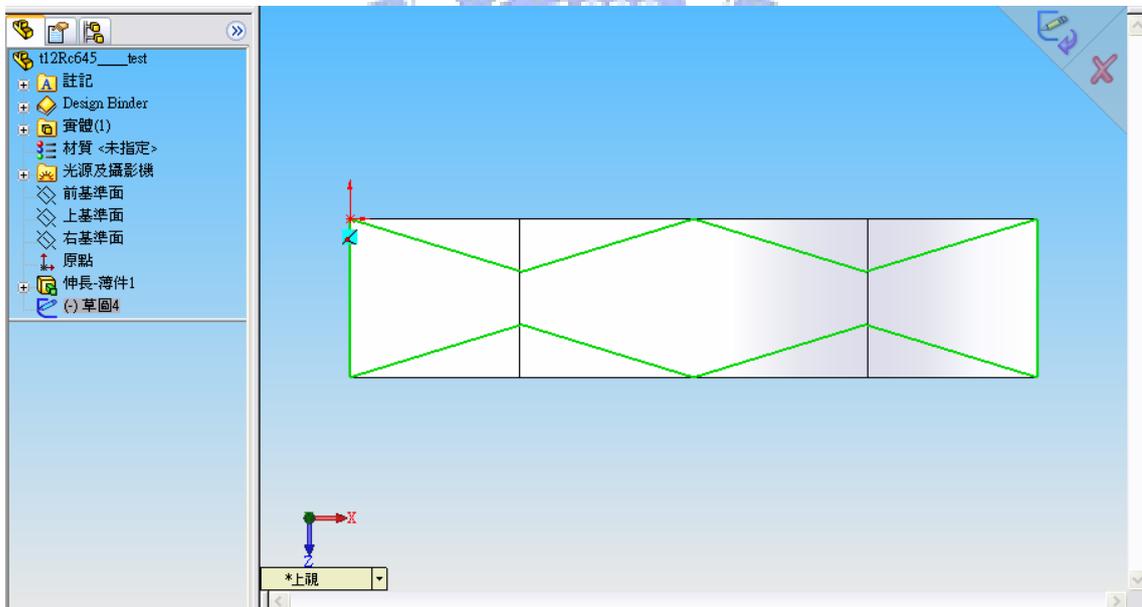


圖 3.4 切削後挫屈連桿之俯視圖繪入上基準面草圖中

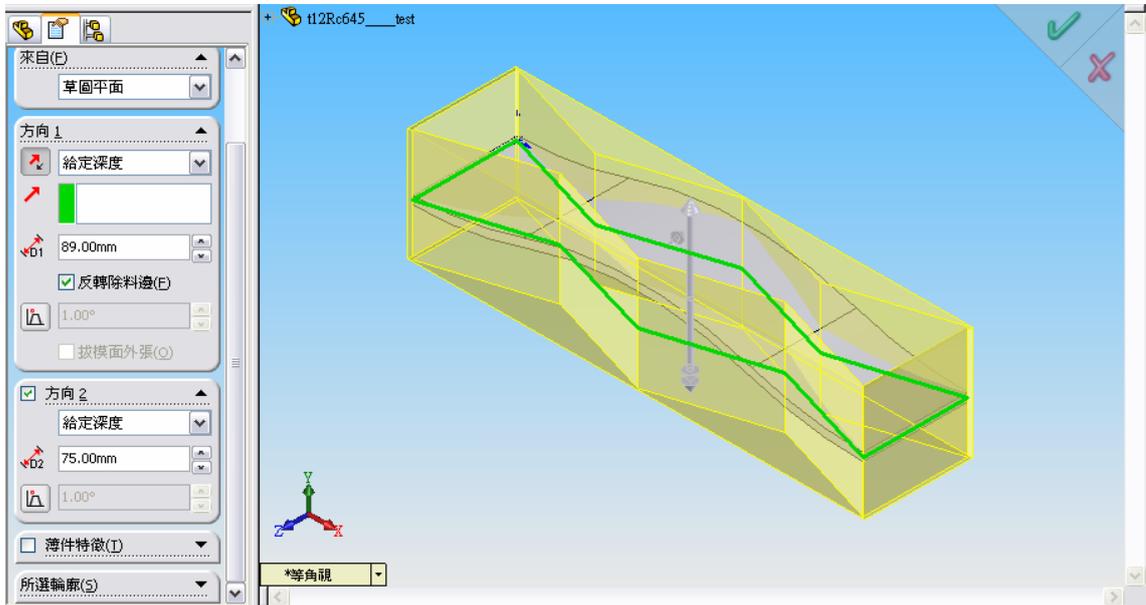


圖 3.5 去除不要的部份

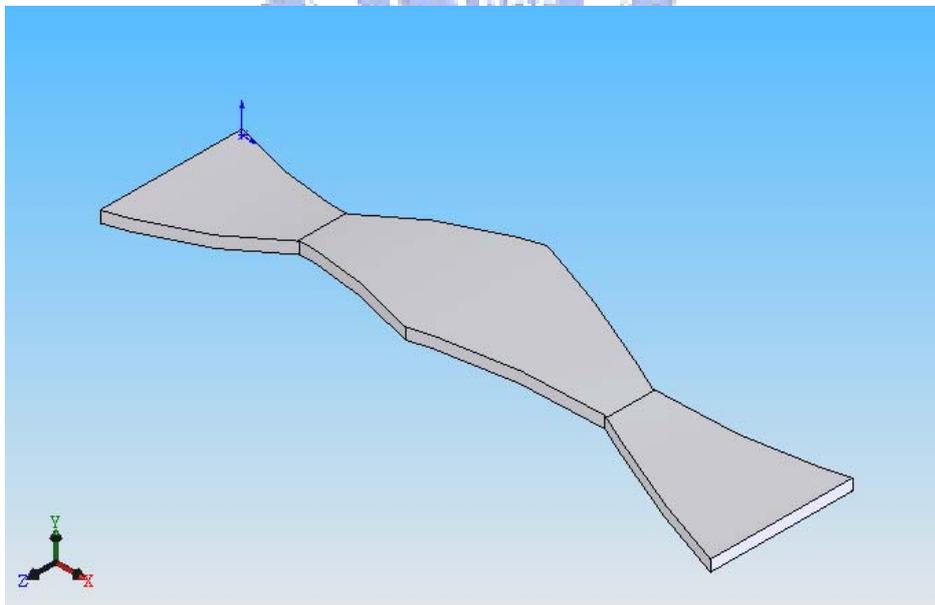
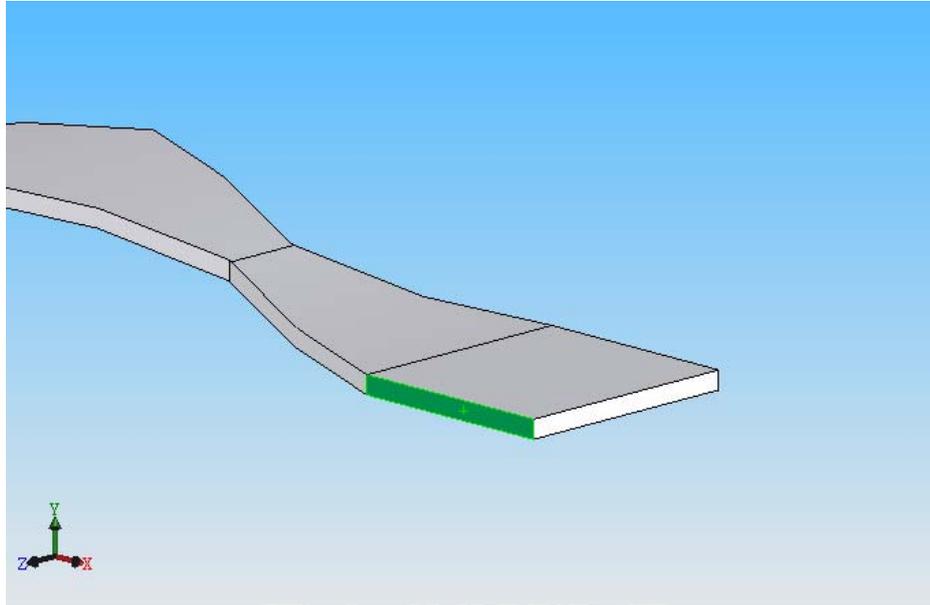
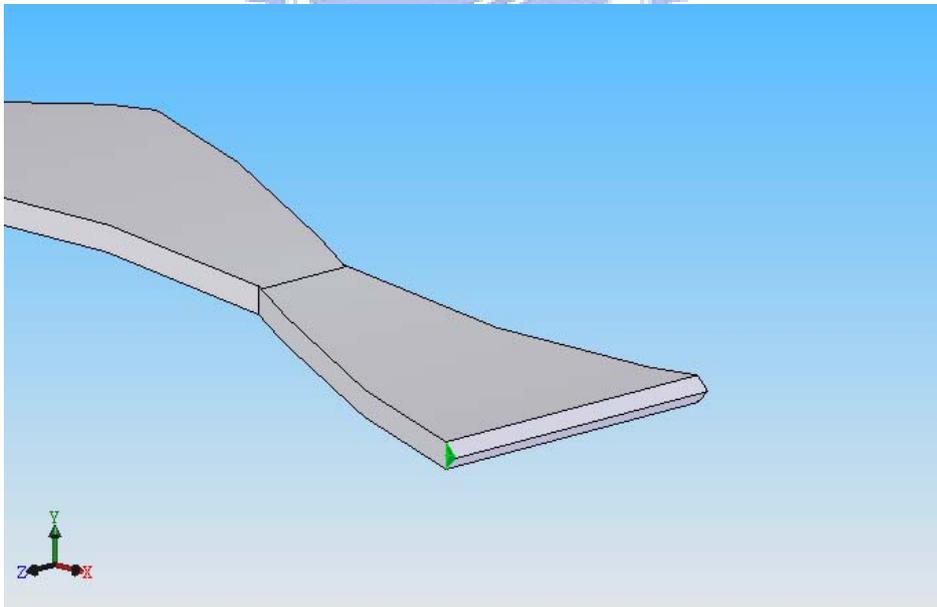


圖 3.6 切削後($\beta=0.33$)之挫屈連桿

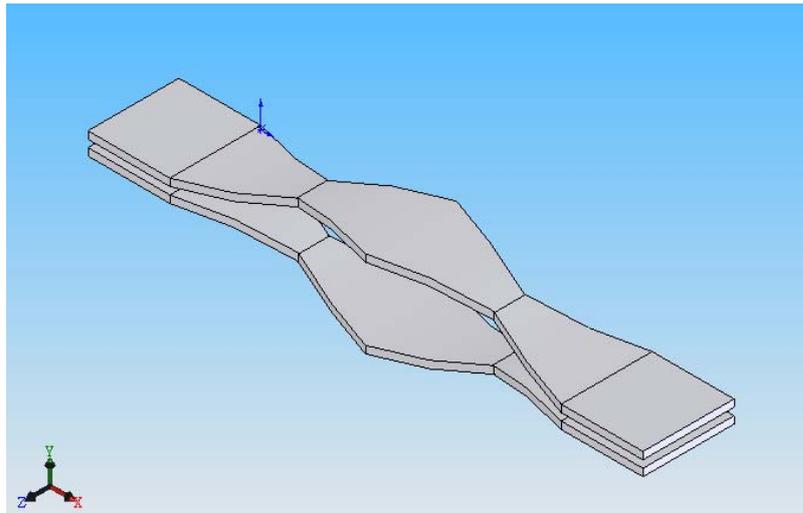


(a) 固接

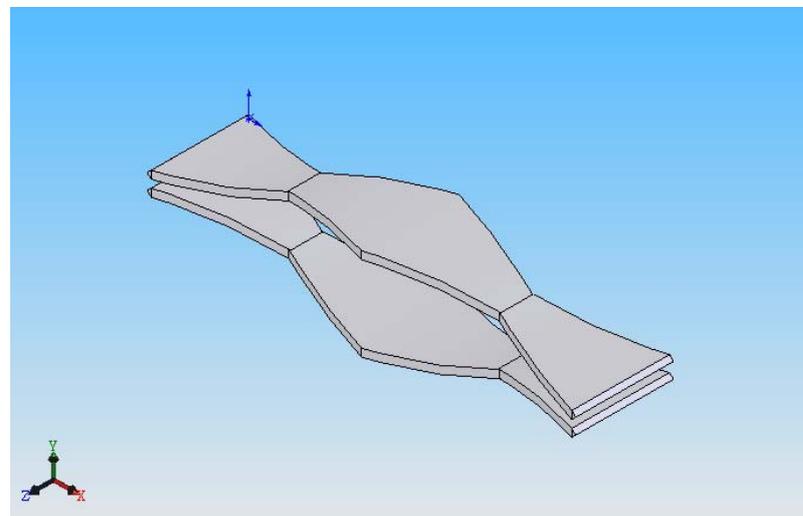


(b) 鉸接

圖 3.7 不同邊界條件所設置之端鉸



(a) 固接



(b) 鉸接

圖 3.8 挫屈消能元件之 ANSYS 分析模型

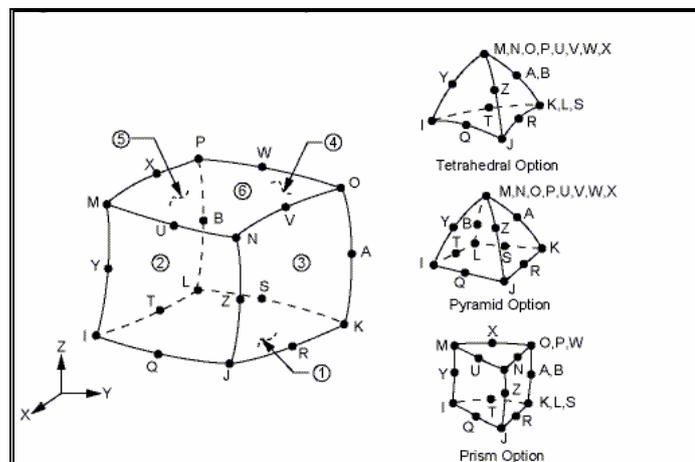
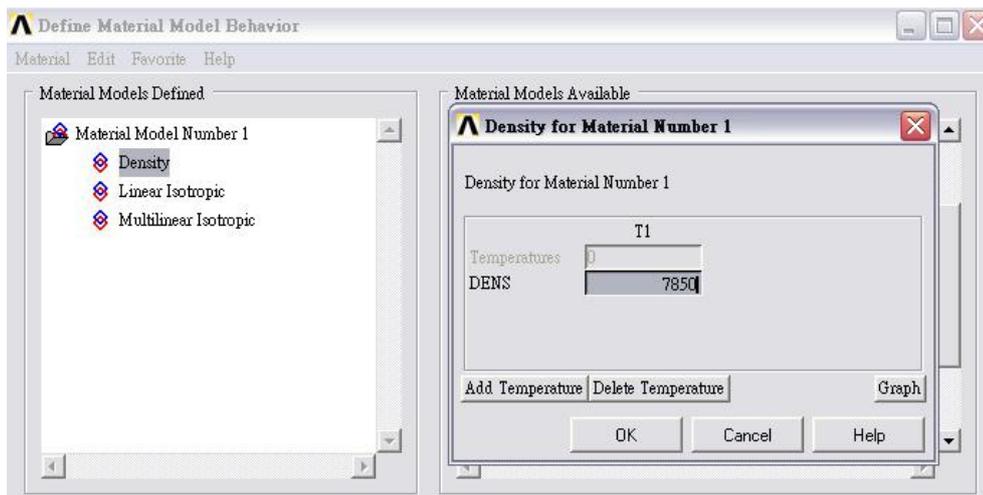
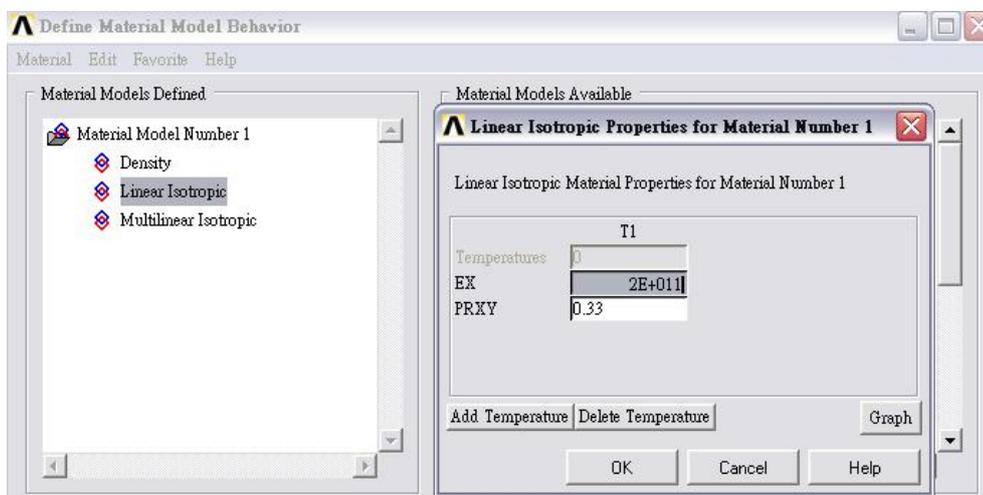


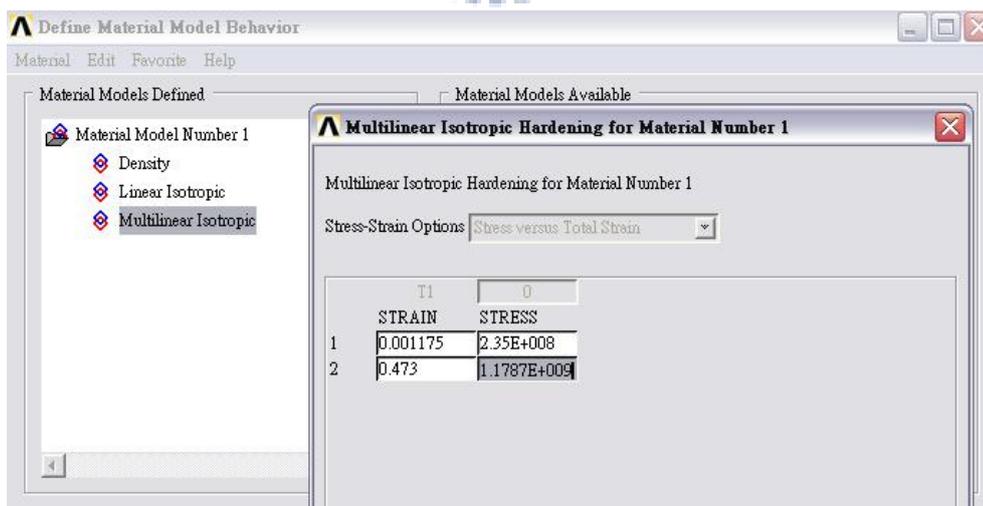
圖 3.9 SOILD186 元素



(a) 密度參數設定



(b) 彈性模數與柏松比參數設定



(c) 材料非線性參數設定

圖 3.10 挫屈連桿之材料參數設定

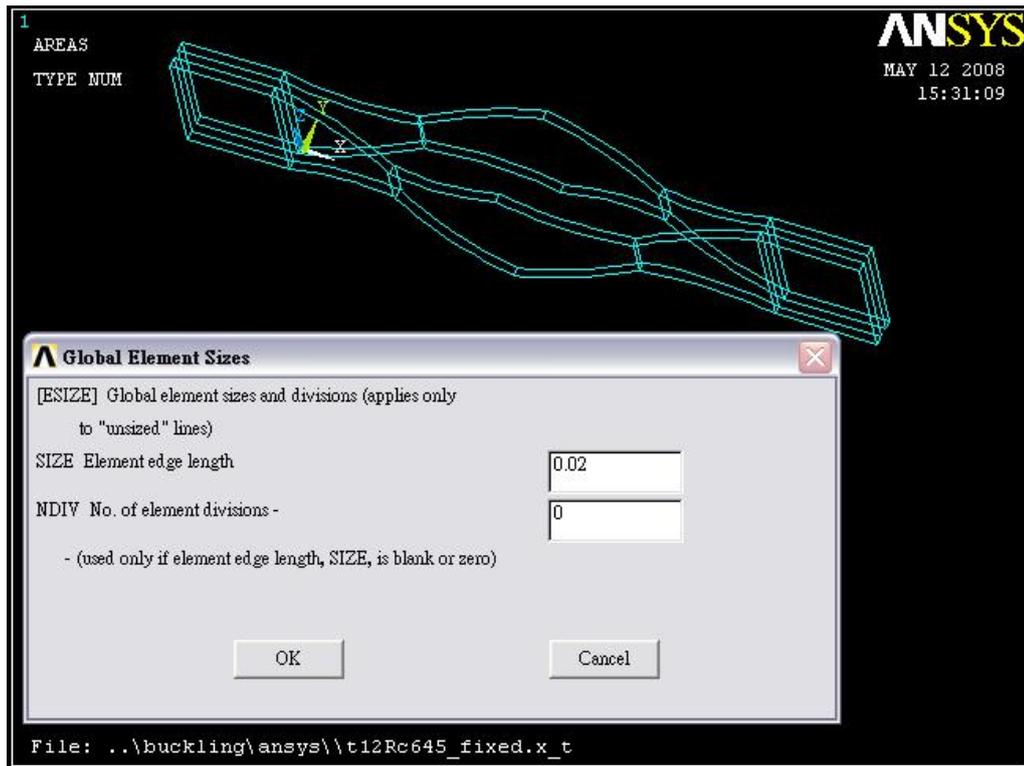


圖3.11 網格劃分大小之設定

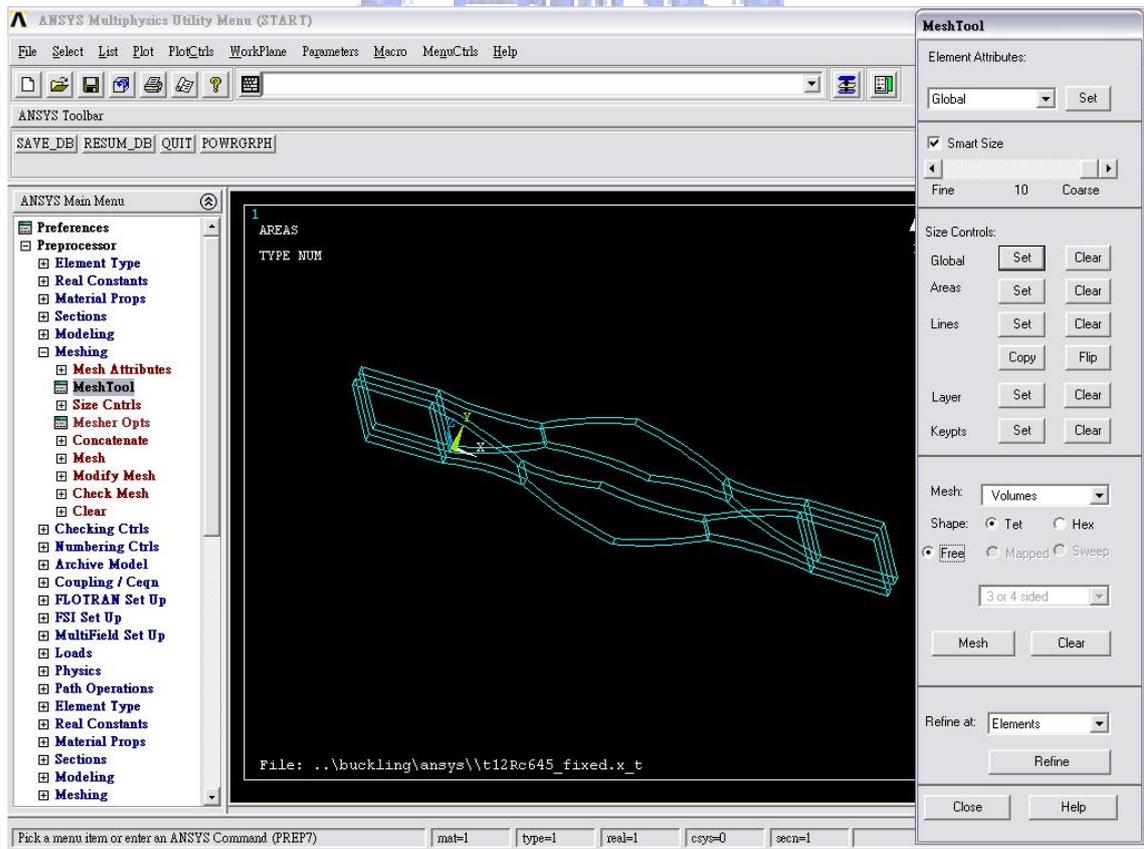


圖 3.12 採用自由網格劃分

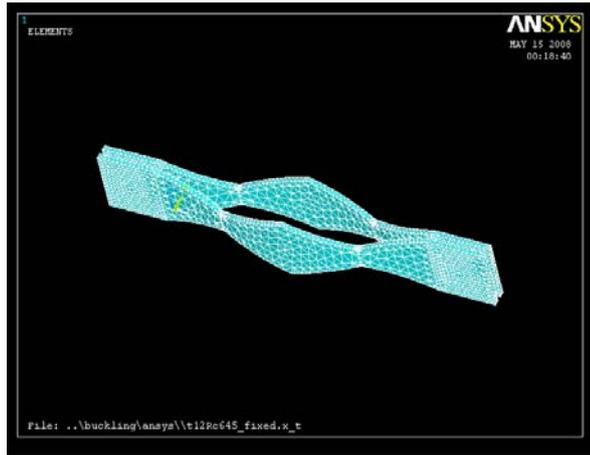


圖 3.13 挫屈連桿網閣建立完成

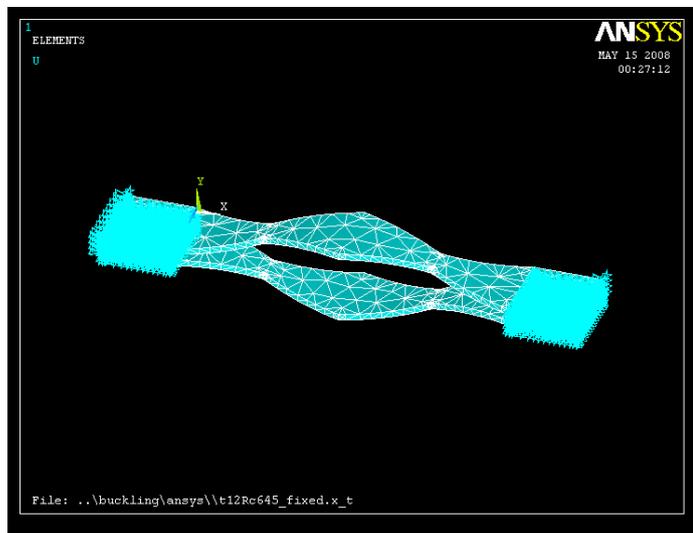


圖 3.14 挫屈連桿固接之邊界條件圖示

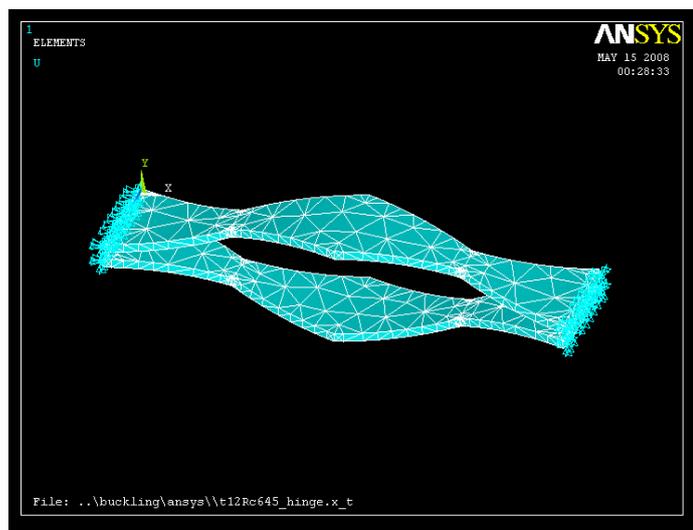
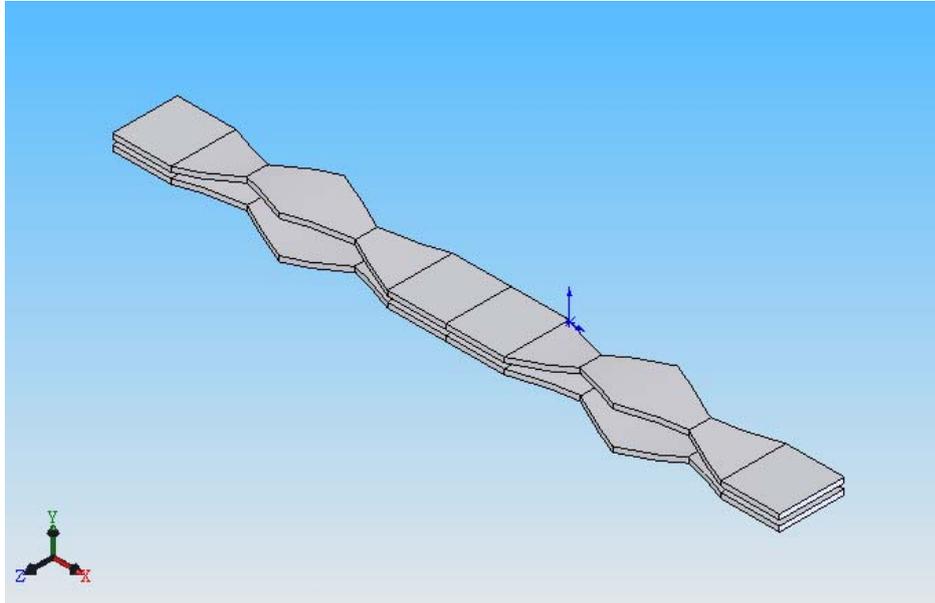
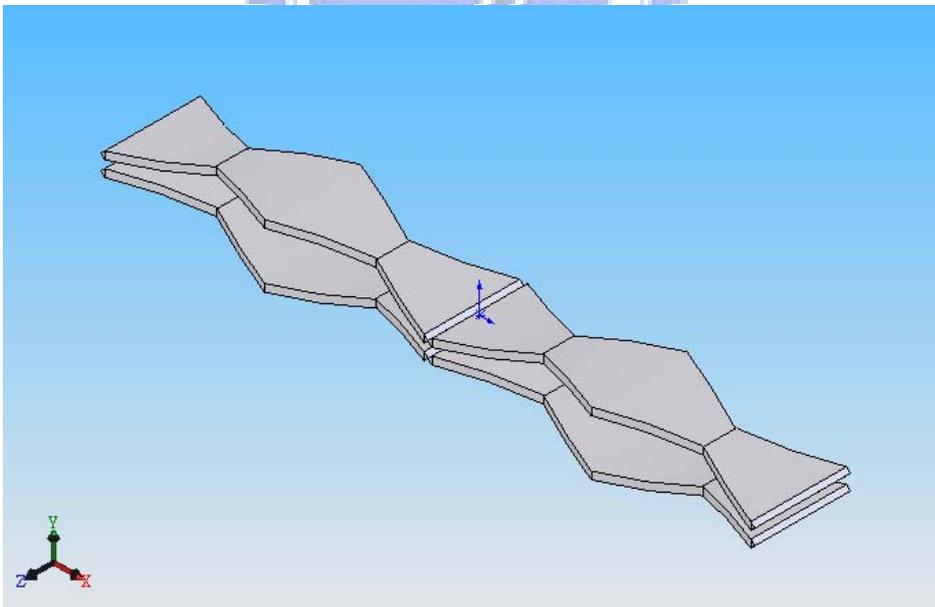


圖 3.15 挫屈連桿鉸接之邊界條件圖示



(a) 固接



(b) 鉸接

圖 3.16 對稱配置挫屈消能元件之 ANSYS 結構分析模型

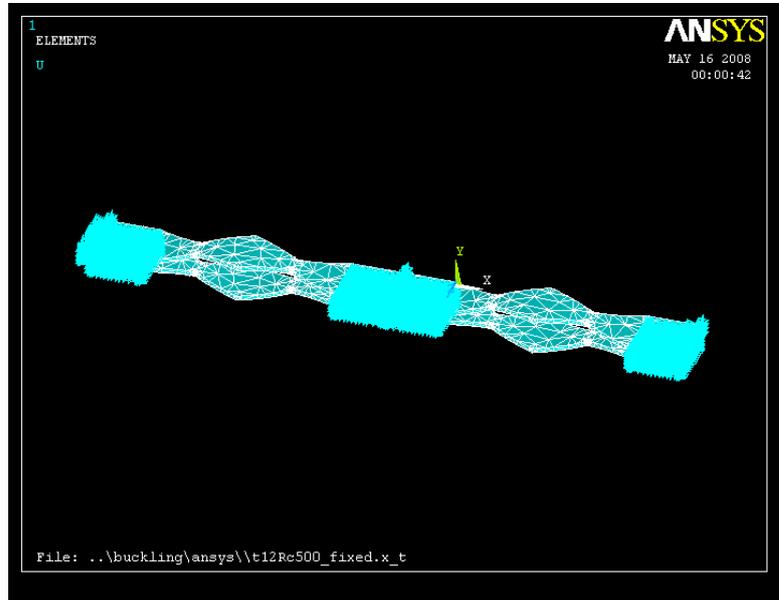


圖 3.17 對稱配置挫屈連桿固接之邊界條件圖示

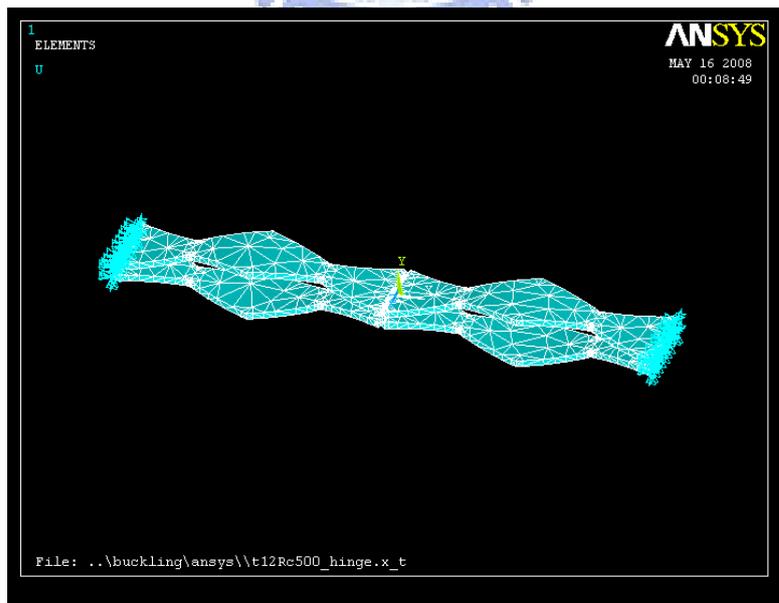


圖 3.18 對稱配置挫屈連桿鉸接之邊界條件圖示

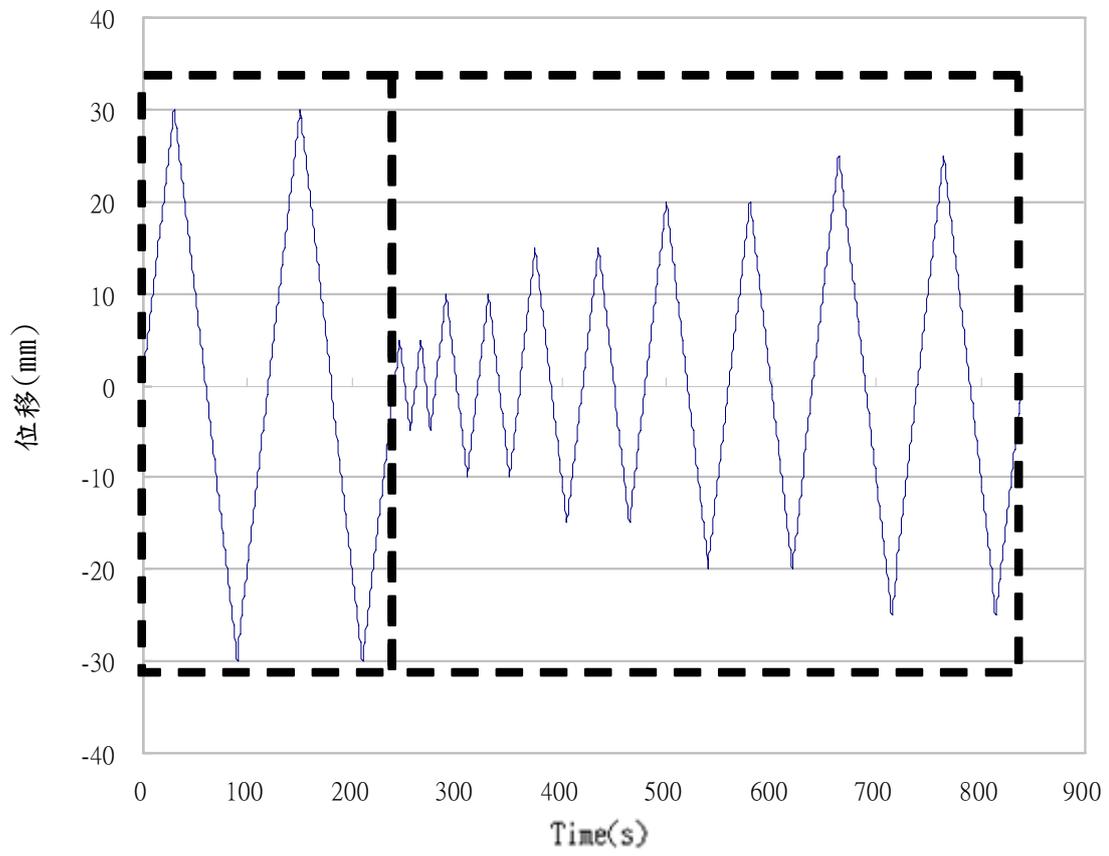


圖 3.19 ANSYS 之位移指令歷時



圖 4.1 MTS 控制系統



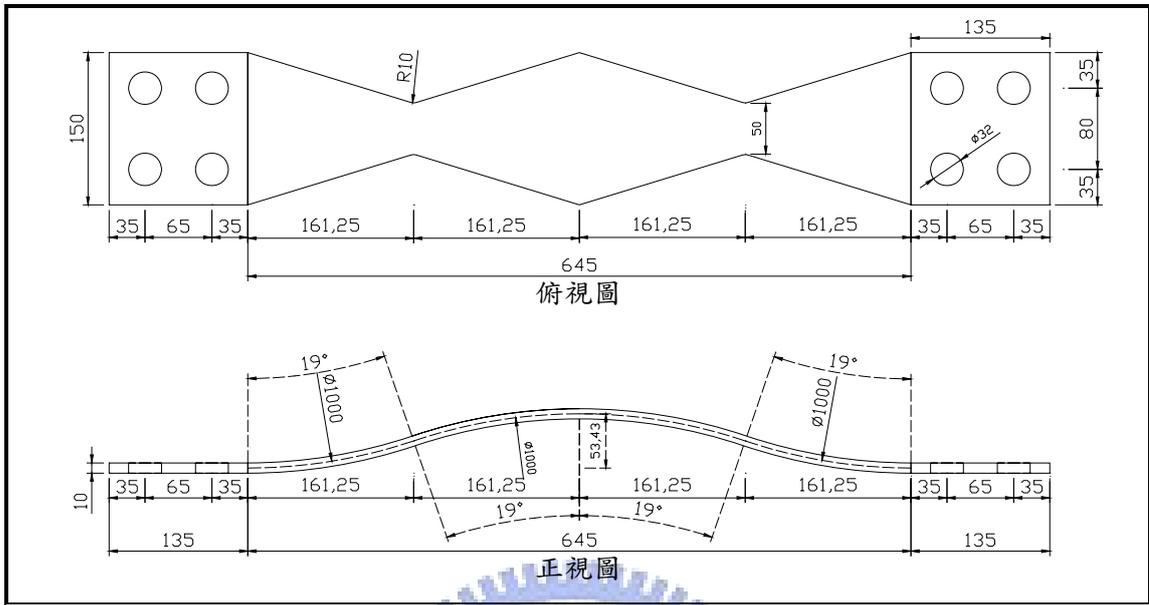


圖 4.2(a) t10Fc645 試體之設計詳圖(單位:mm)

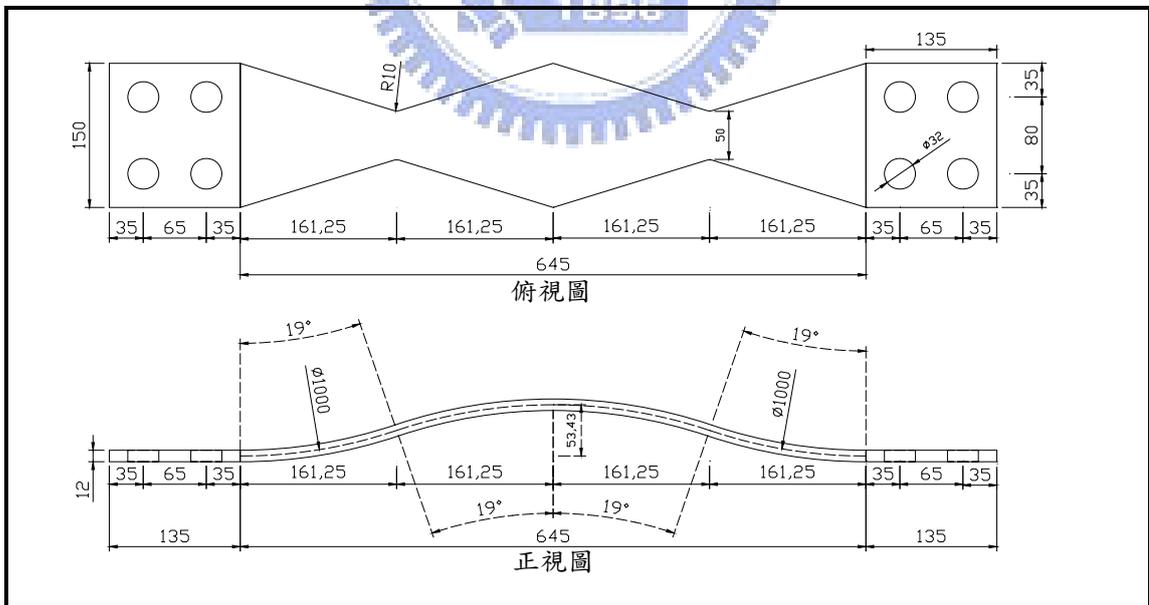


圖 4.2(b) t12Fc645 試體之設計詳圖(單位:mm)

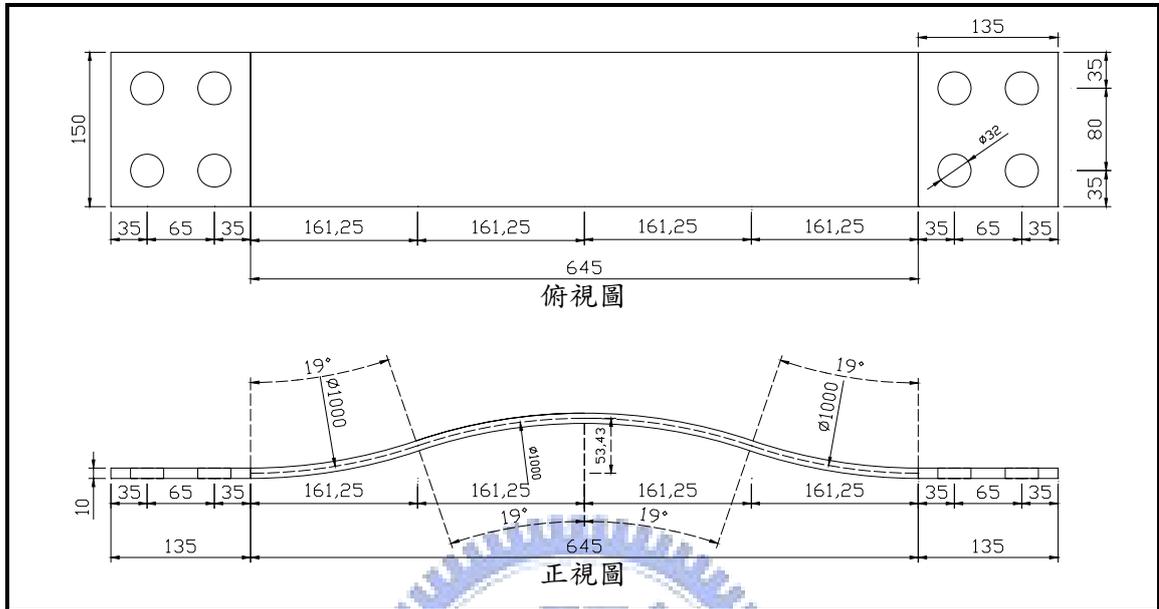


圖 4.3(a) t10Fu645 試體之設計詳圖(單位:mm)

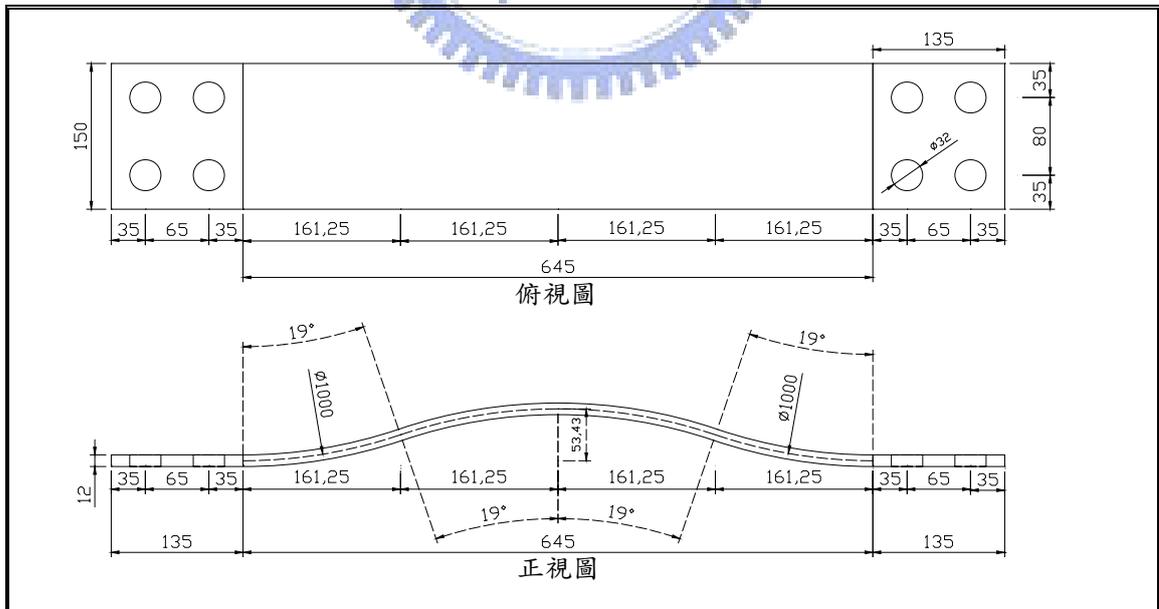


圖 4.3(b) t12Fu645 試體之設計詳圖(單位:mm)

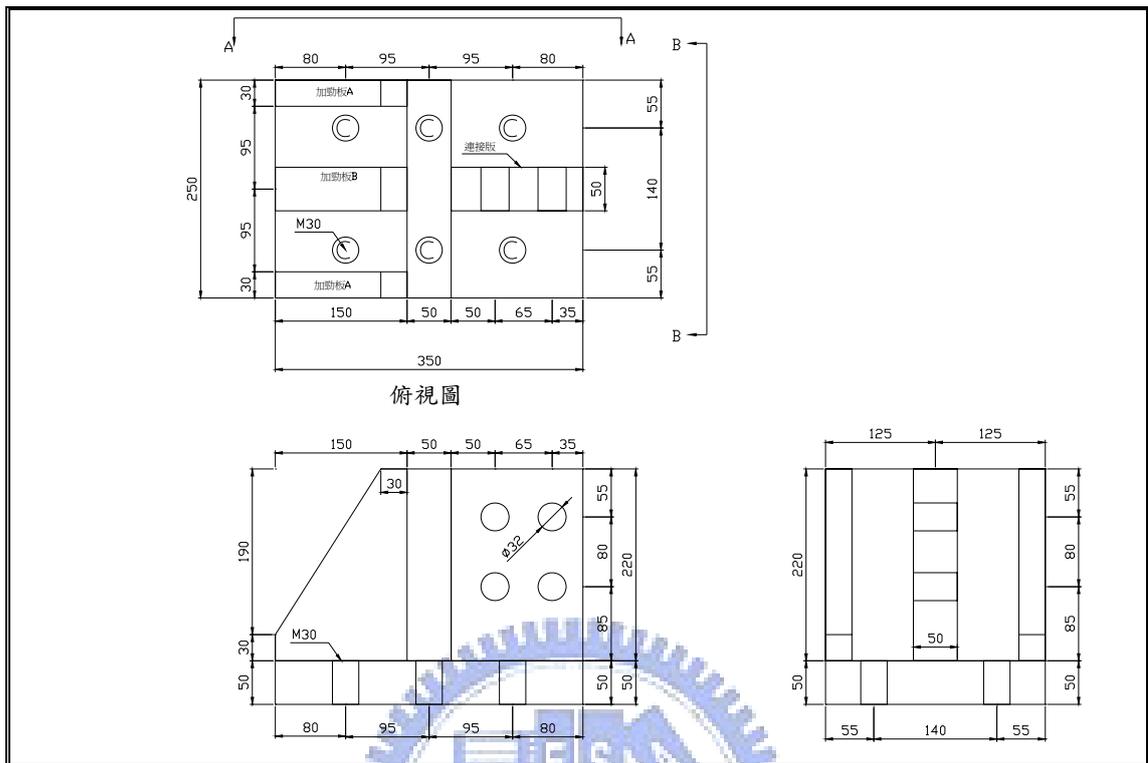


圖 4.4 非對稱配置之元件試驗固定座設計詳圖(單位:mm)

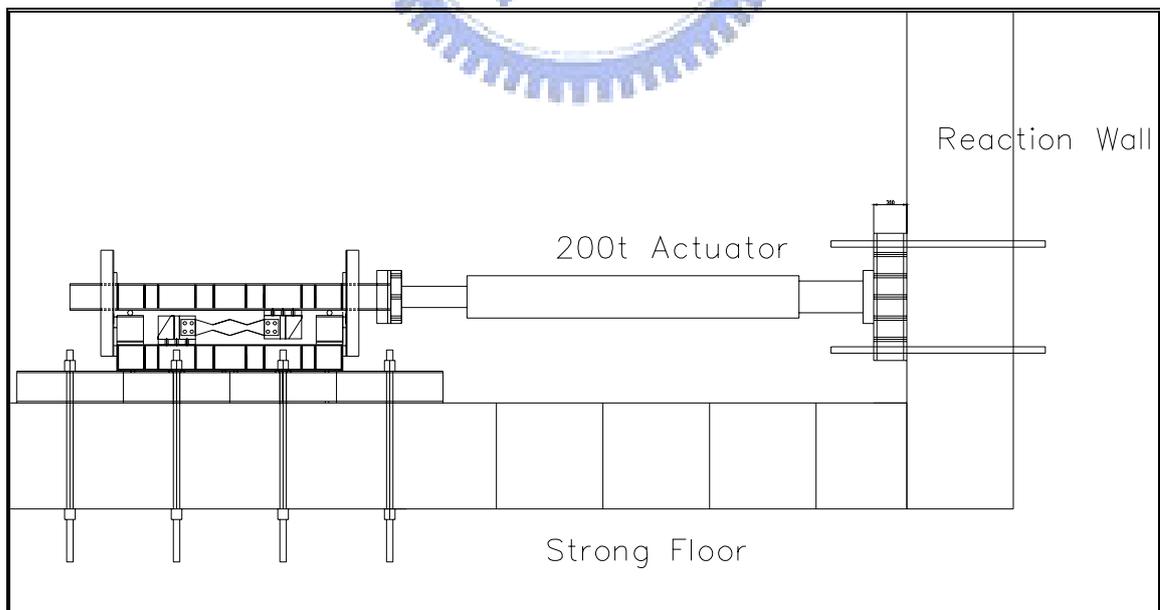
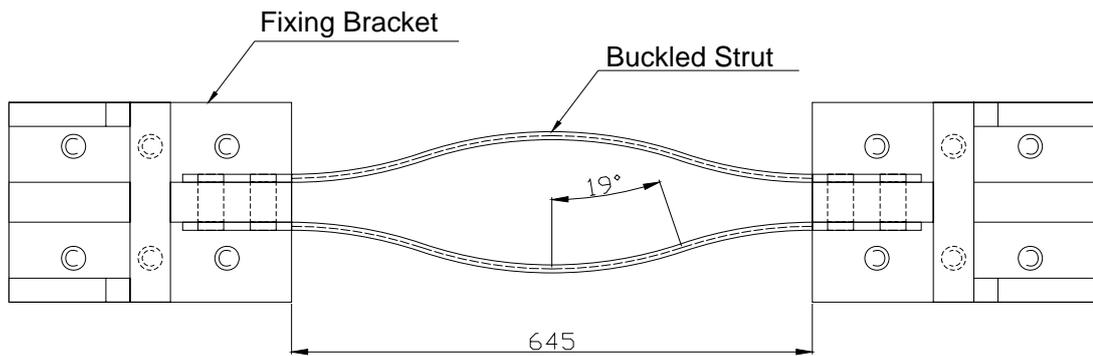
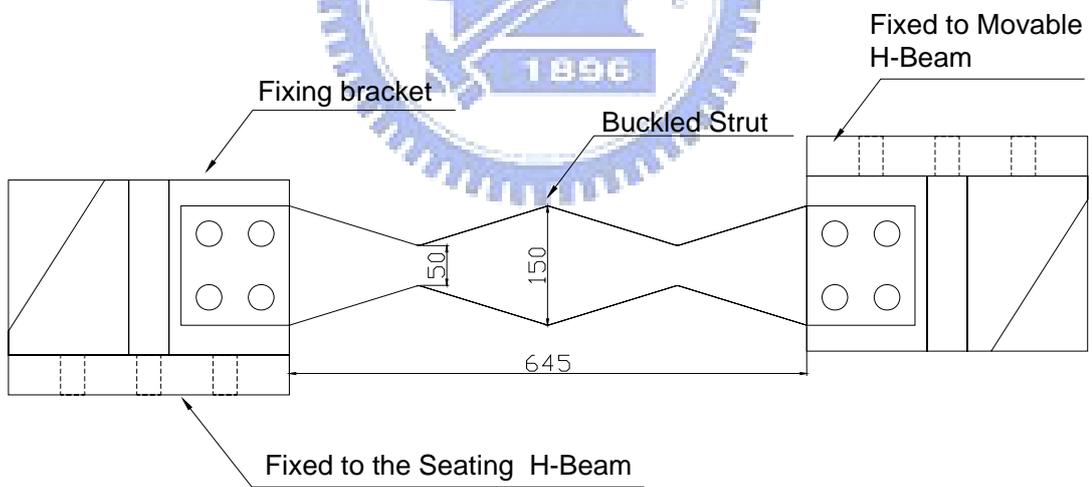


圖 4.5 非對稱配置之挫屈型消能元件安裝示意圖



(a) 上視圖



(b) 側視圖

圖 4.6 非對稱配置之挫屈型消能元件細部設計圖(單位:mm)



(a)切削型挫屈連桿



(b)均勻斷面挫屈連桿



(c)致動器

圖 4.7 非對稱配置之挫屈型消能元件試驗構架

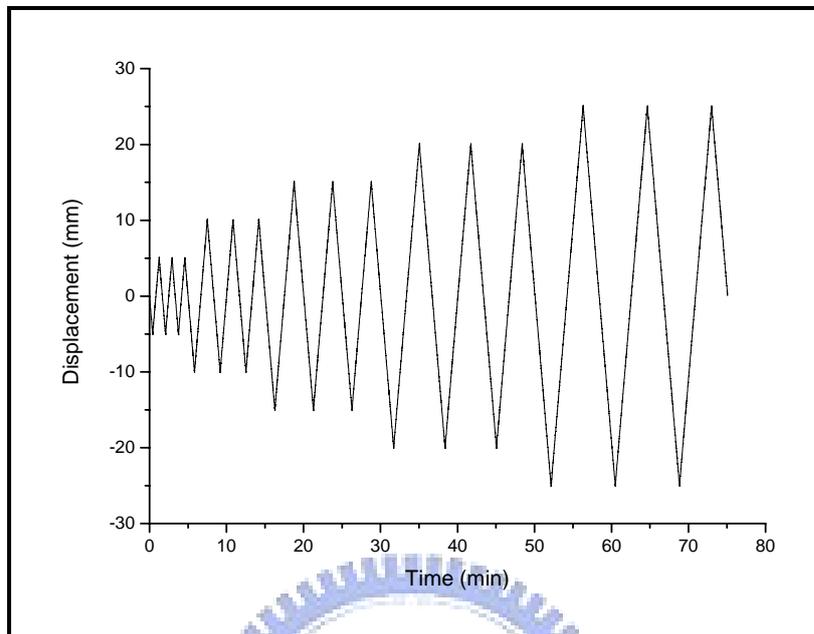


圖 4.8 元件測試設定之致動器位移指令



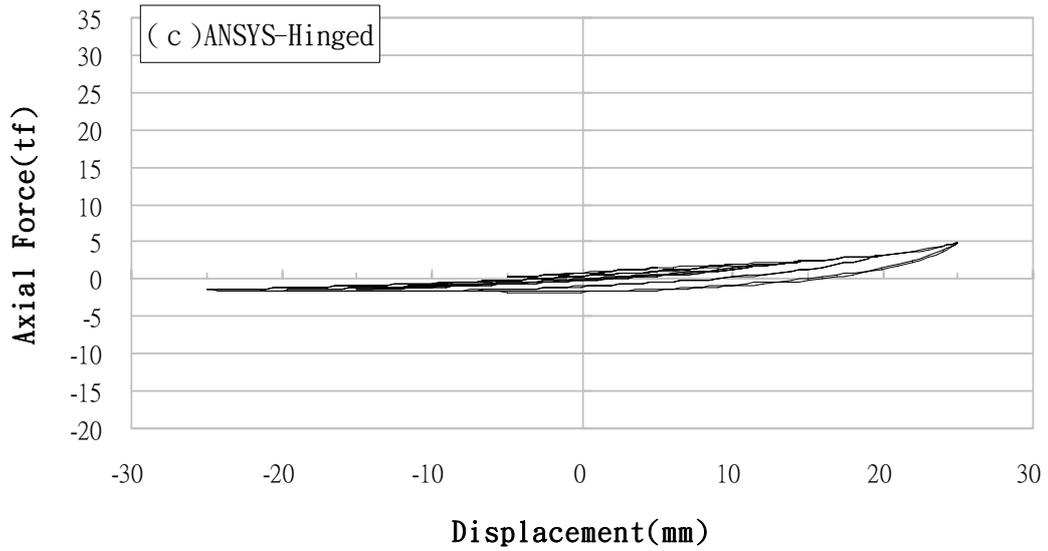
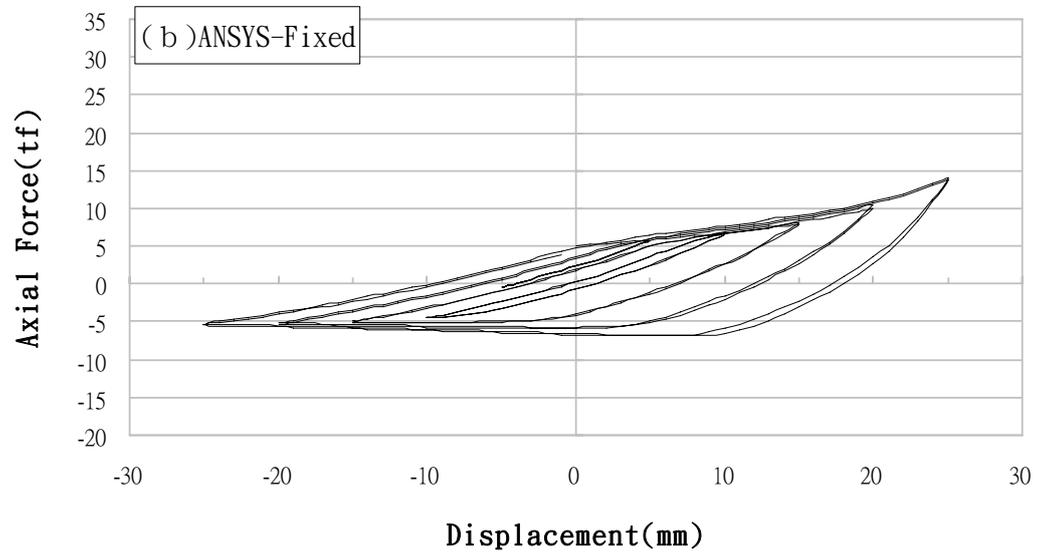
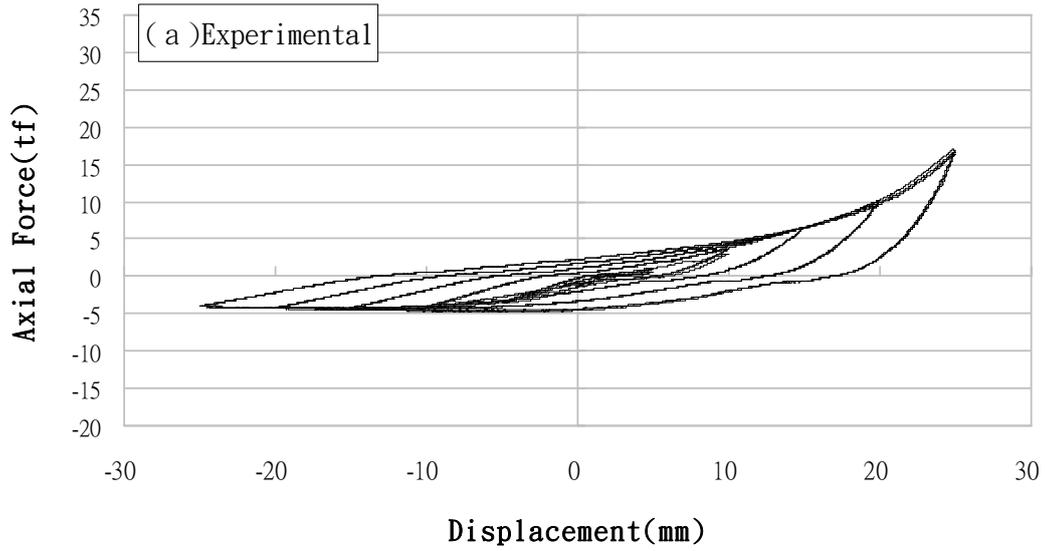


圖 4.9 t10Fc645 往復加載下 ANSYS 分析與試驗之遲滯迴圈比較

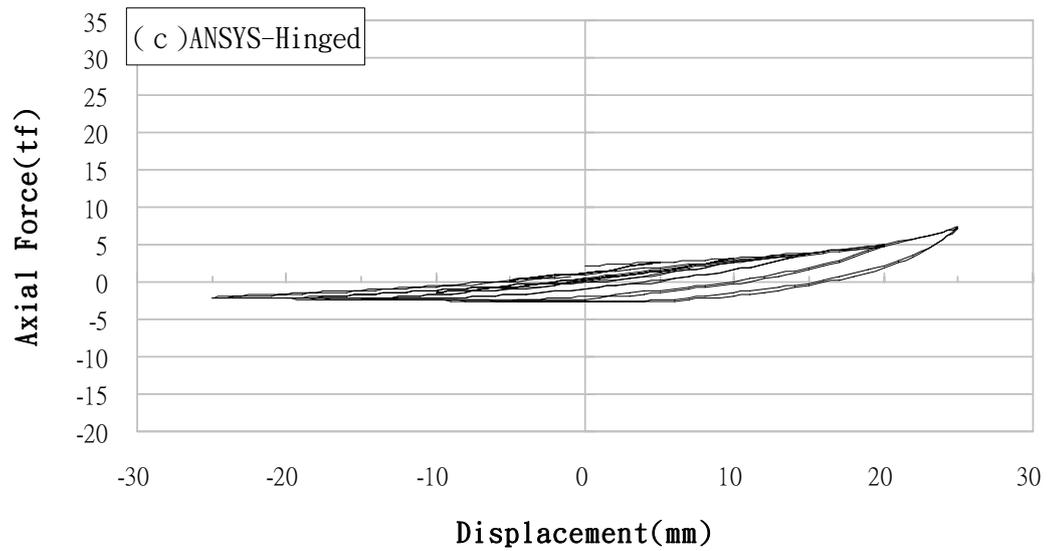
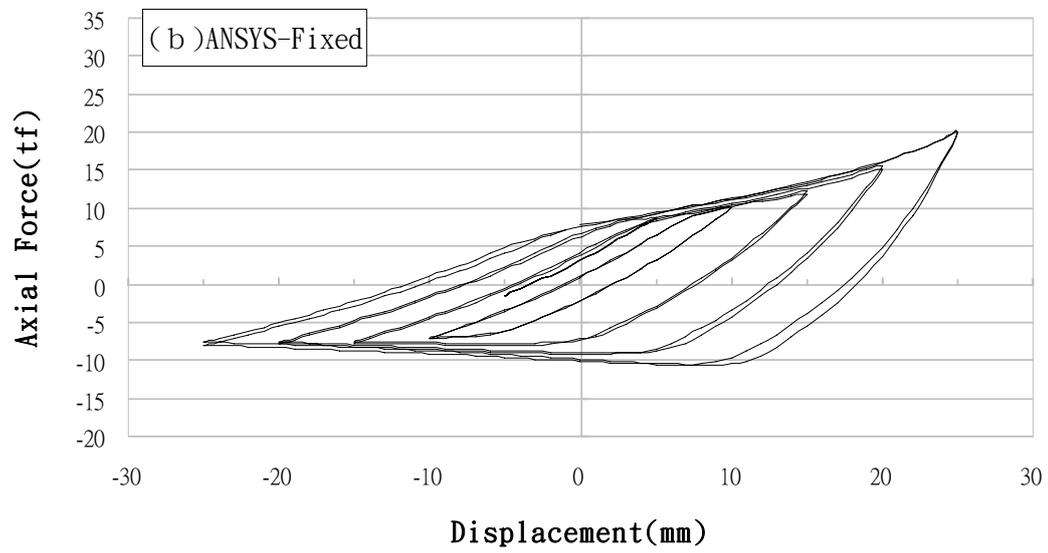
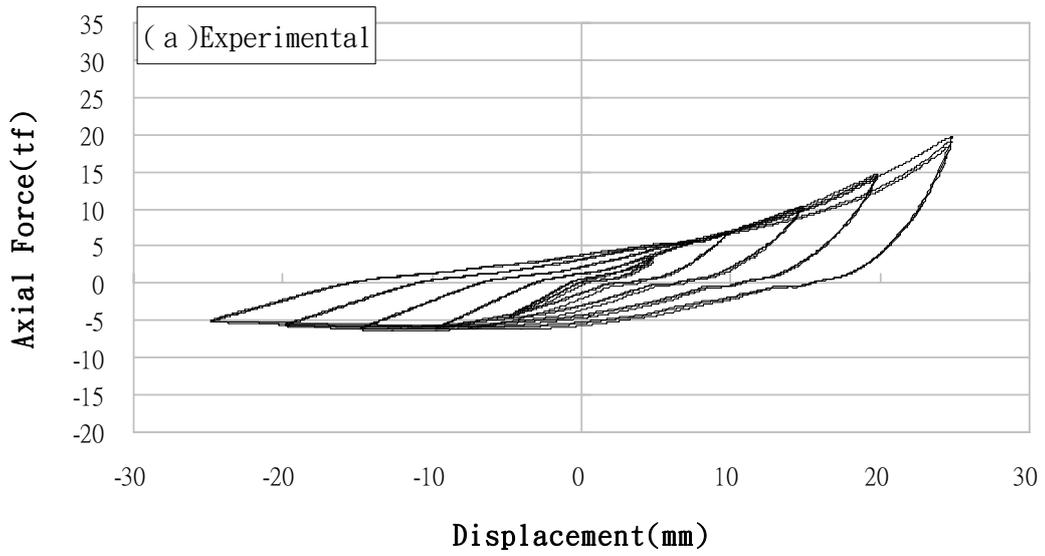


圖 4.10 t12Fc645 往復加載下 ANSYS 分析與試驗之遲滯迴圈比較

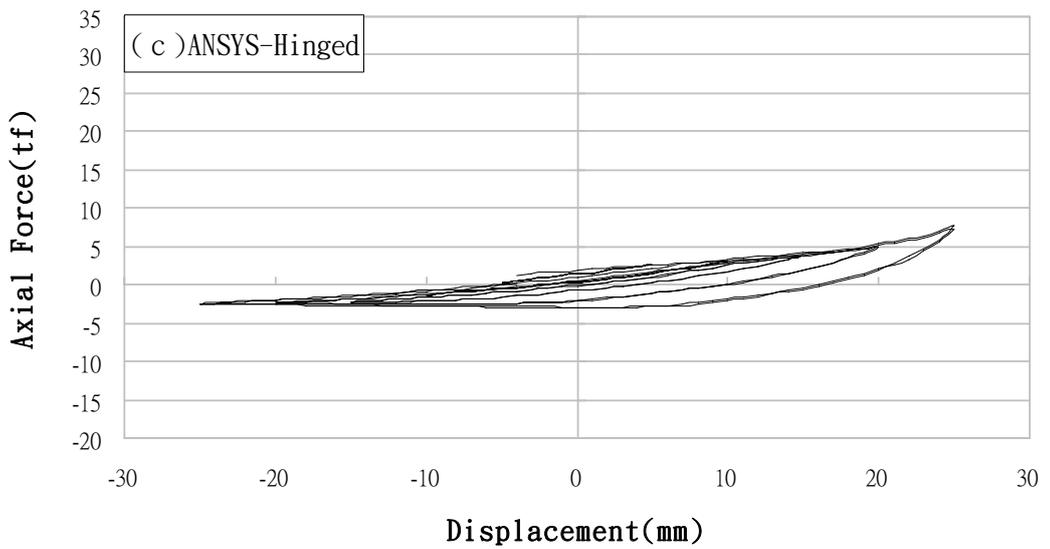
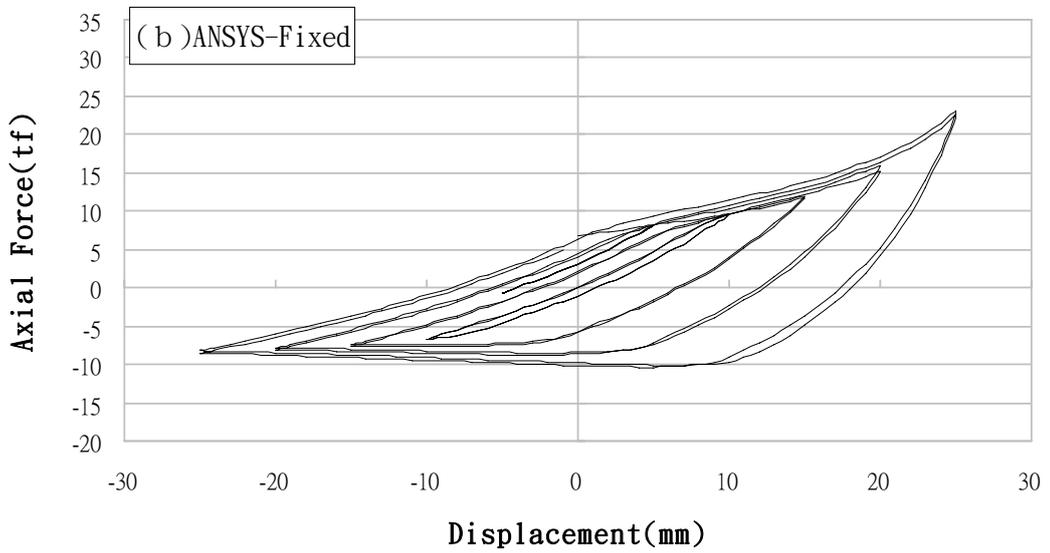
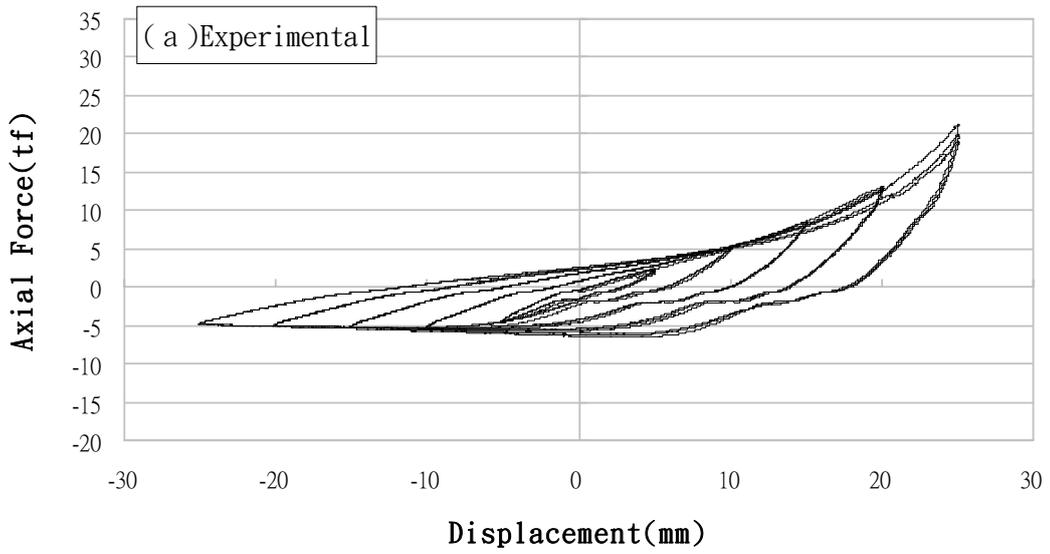


圖 4.11 t10Fu645 往復加載下 ANSYS 分析與試驗之遲滯迴圈比較

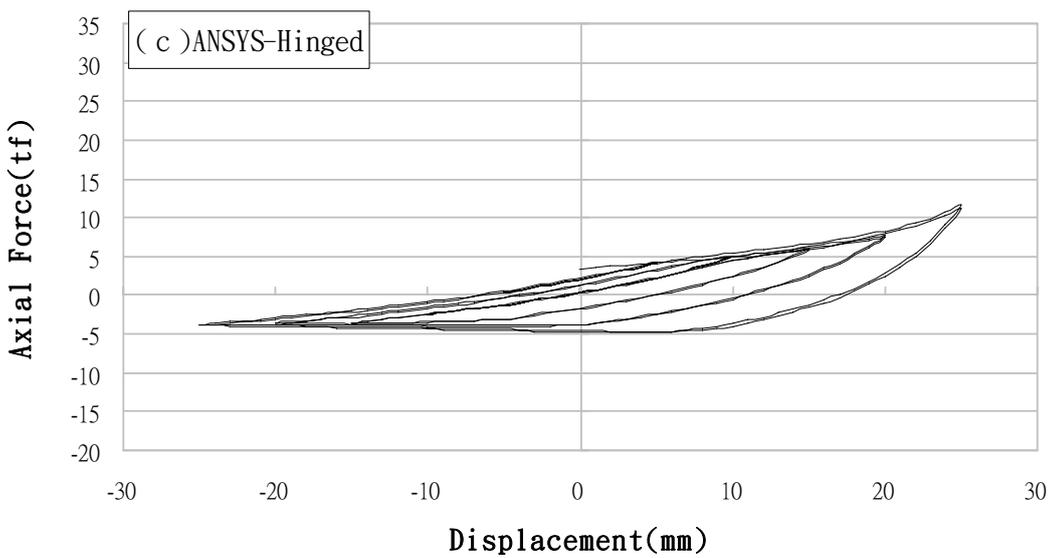
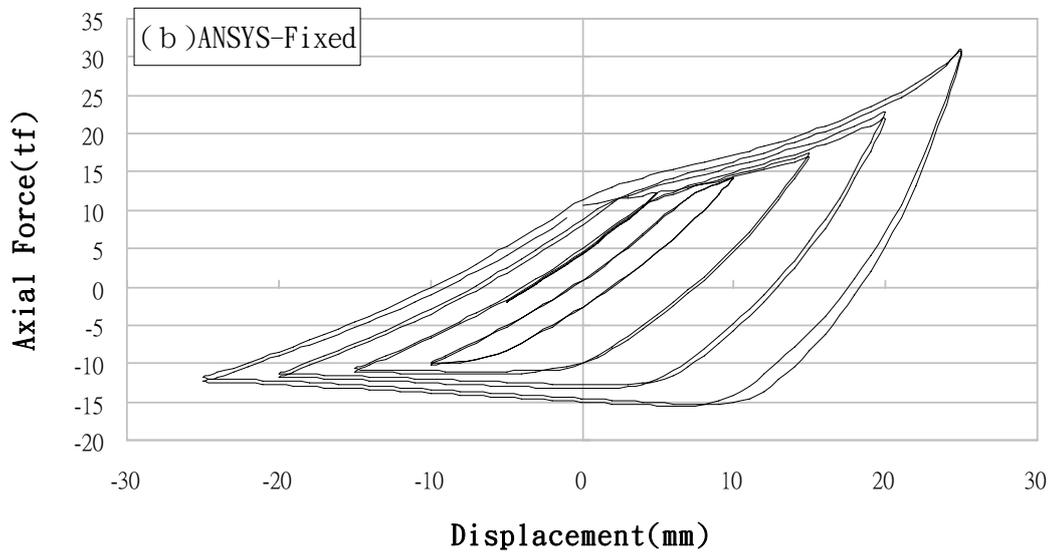
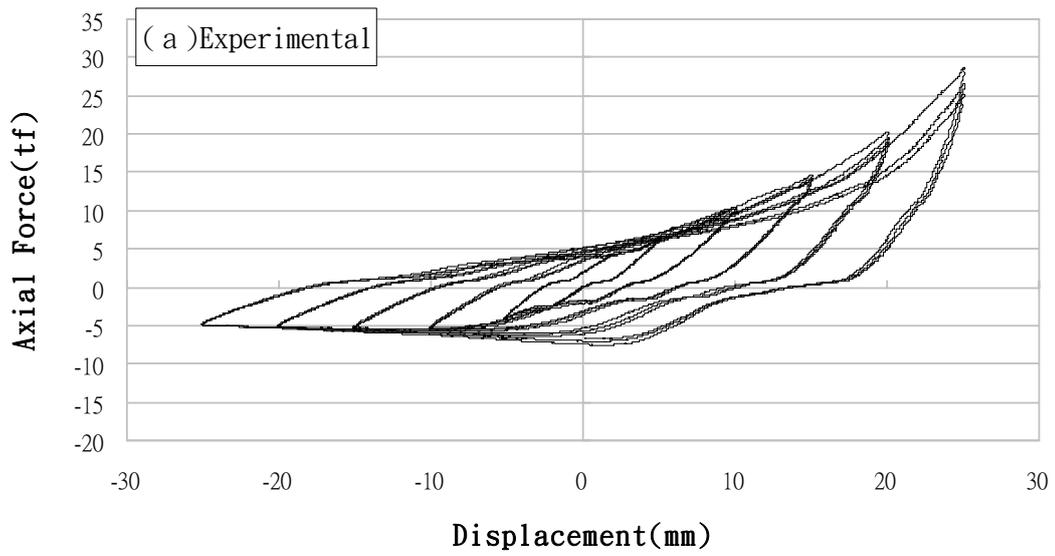


圖 4.12 t12Fu645 往復加載下 ANSYS 分析與試驗之遲滯迴圈比較

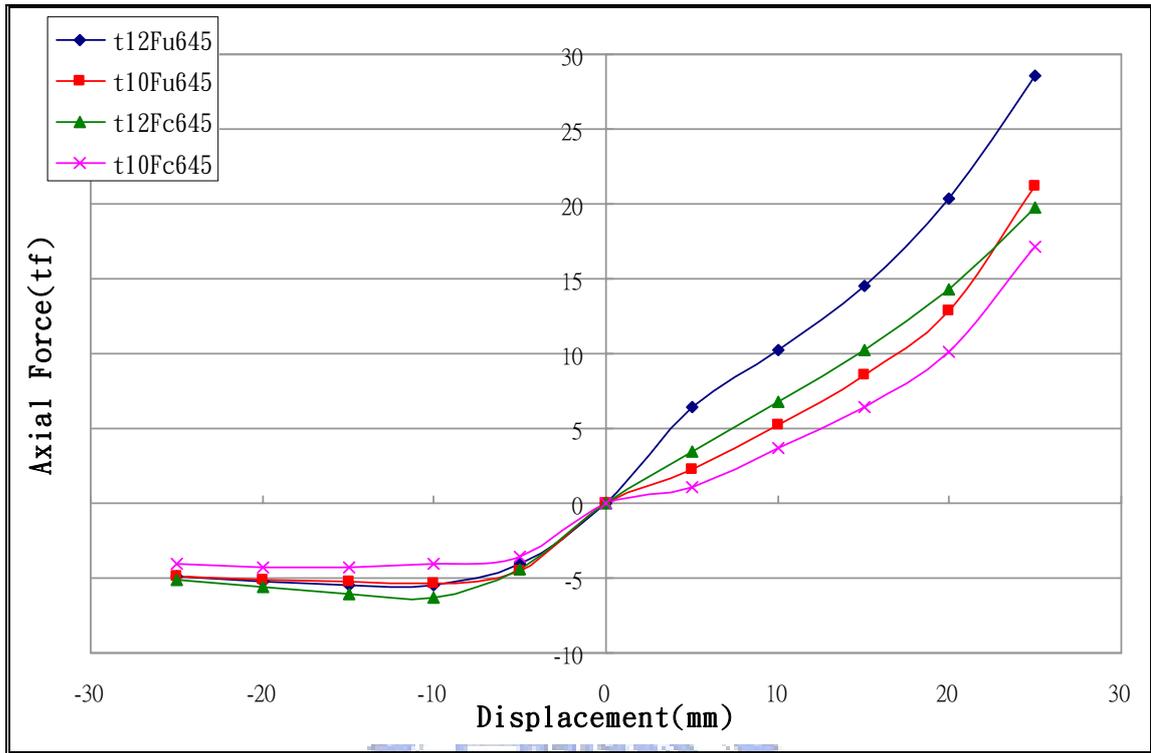


圖 4.13 非對稱配置之挫屈連桿試驗結果軸力與位移關係圖

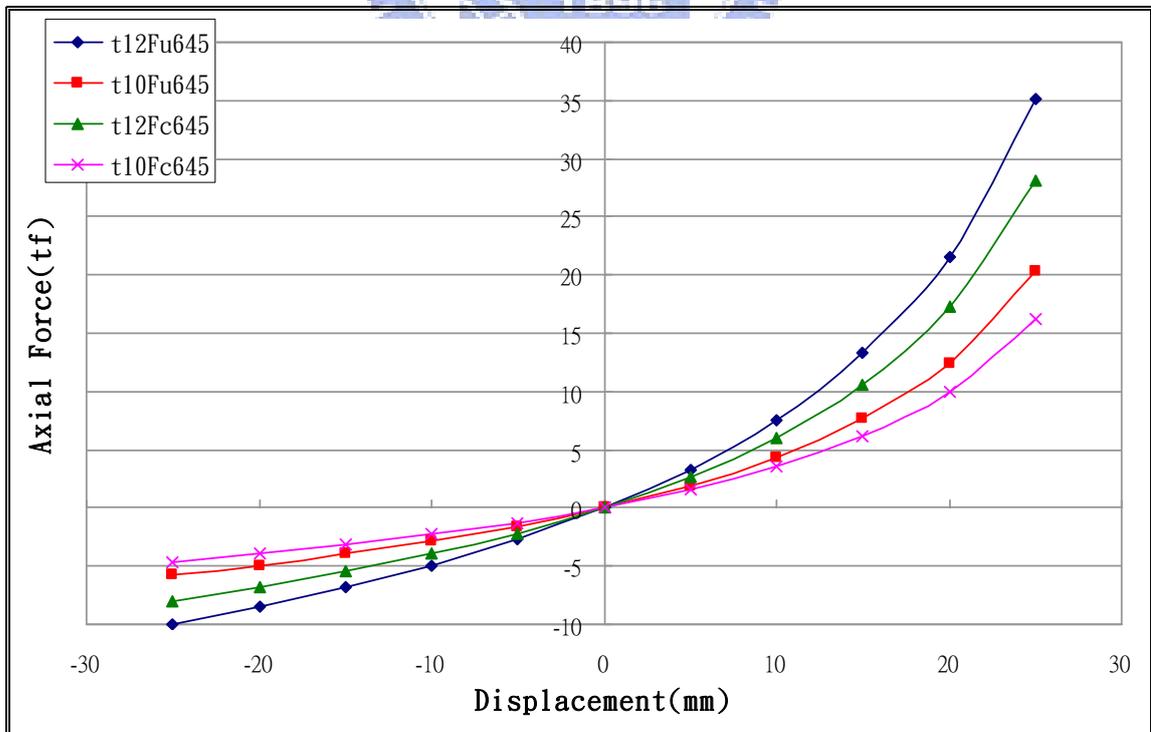


圖 4.14 非對稱配置之挫屈連桿彈性挫屈勁度理論軸力與位移關係圖

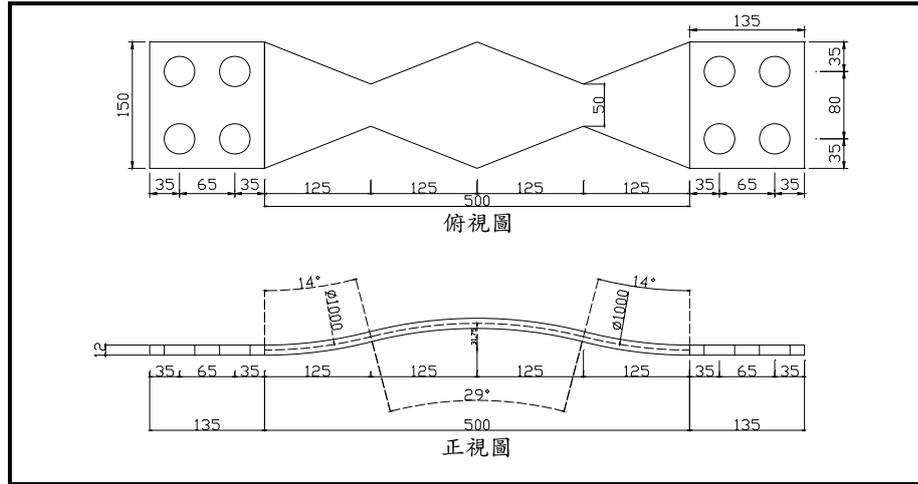


圖 4.15 t12Fc500 試體之設計詳圖(單位:mm)

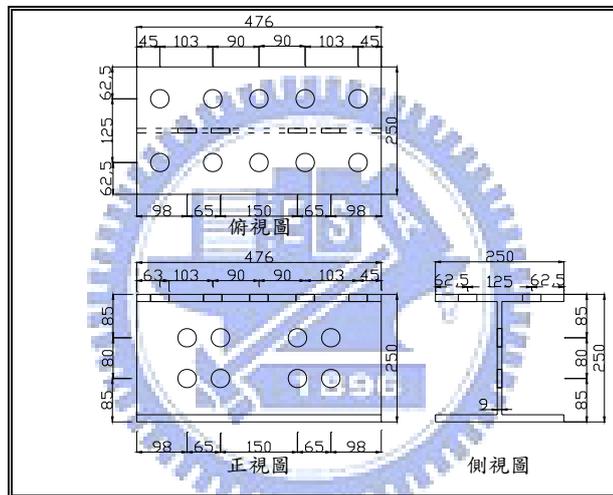


圖 4.16(a) 對稱配置元件試驗之中央固定座設計詳圖(單位:mm)

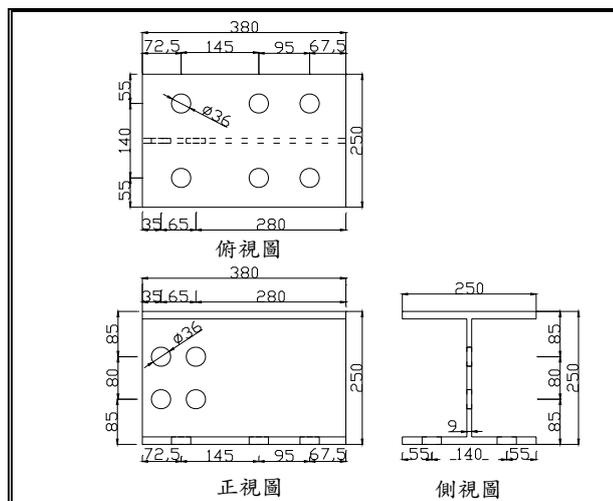
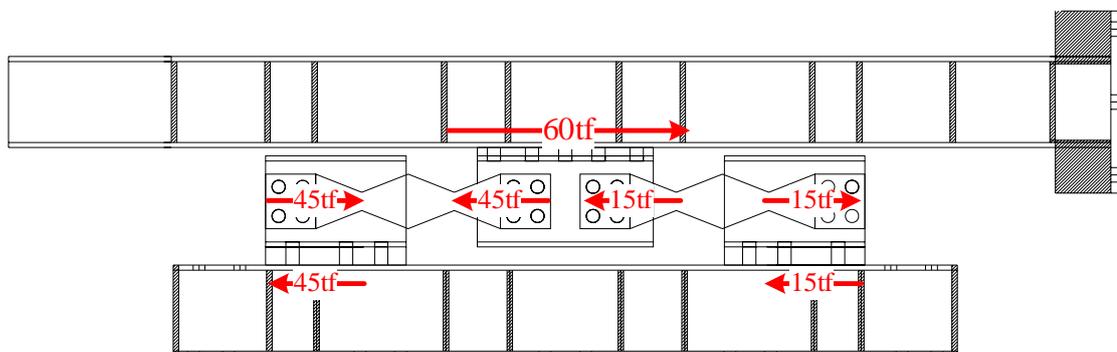
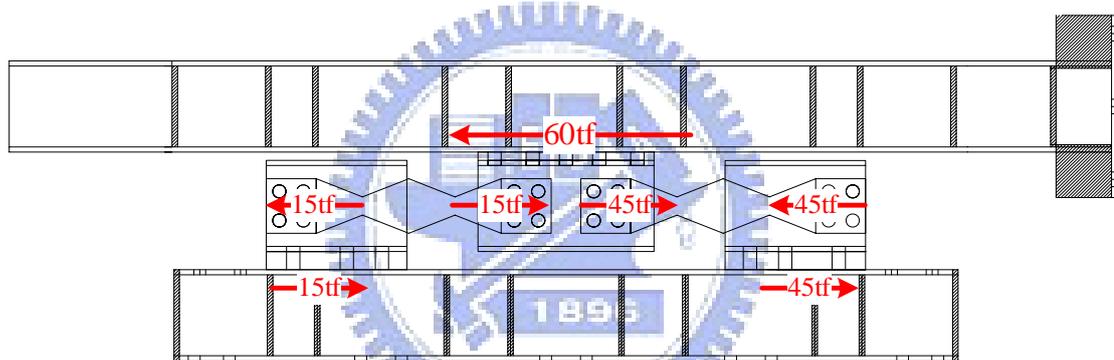


圖 4.16(b) 對稱配置元件試驗之兩側固定座設計詳圖(單位:mm)

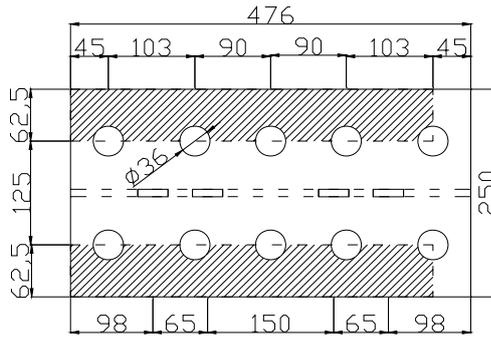


(a) 向右加載60tf力量

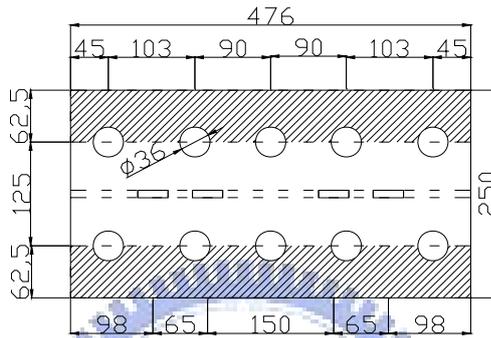


(b) 向左加載60tf力量

圖 4.17 對稱配置挫屈連桿元件測試之受力分佈示意圖

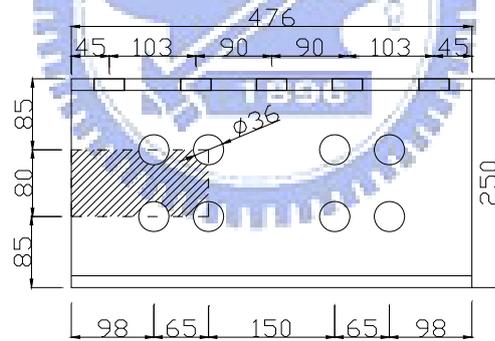


(a) 撕裂模式 A(單位:mm)

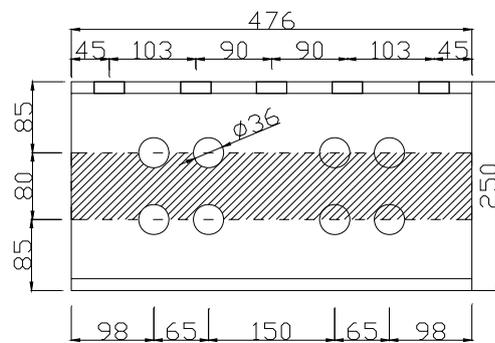


(b) 撕裂模式 B(單位:mm)

圖 4.18 中央固定座翼板之撕裂情形

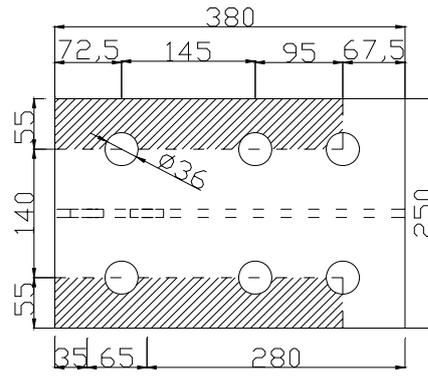


(a) 撕裂模式 C(單位:mm)

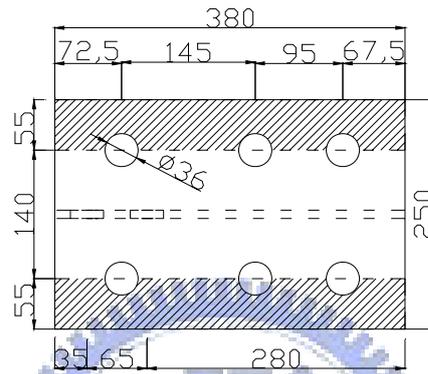


(b) 撕裂模式 D(單位:mm)

圖 4.19 中央固定座腹板之撕裂情形

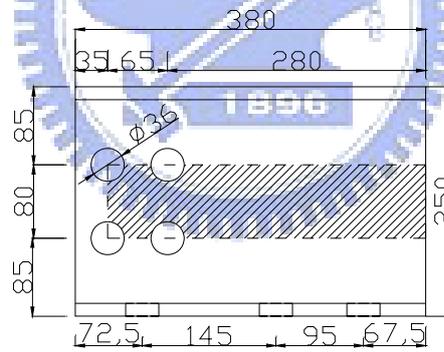


(a) 撕裂模式 A(單位:mm)

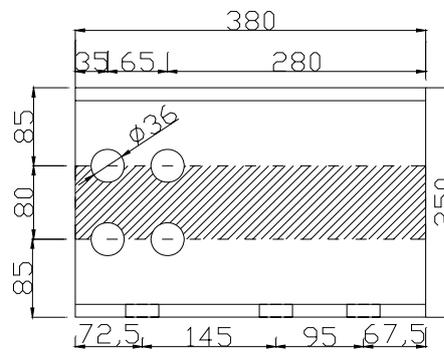


(b) 撕裂模式 B(單位:mm)

圖 4.20 兩側固定座翼鈹之撕裂情形



(a) 撕裂模式 C(單位:mm)



(b) 撕裂模式 D(單位:mm)

圖 4.21 兩側固定座腹鈹之撕裂情形

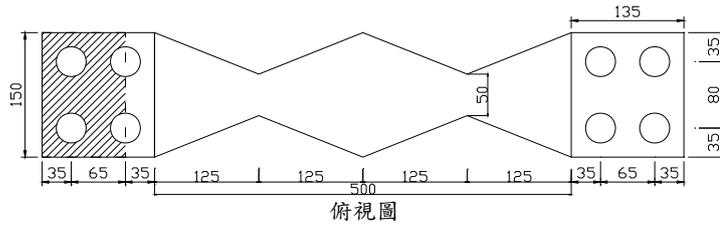


圖 4.22 挫屈連桿之斷裂情形(單位:mm)

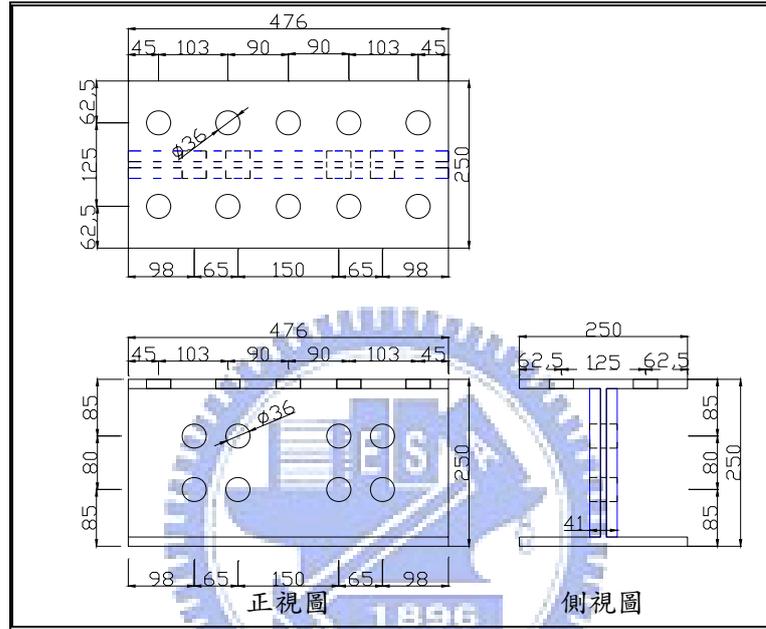


圖 4.23(a) 對稱配置元件試驗中央固定座加勁設計詳圖(單位:mm)

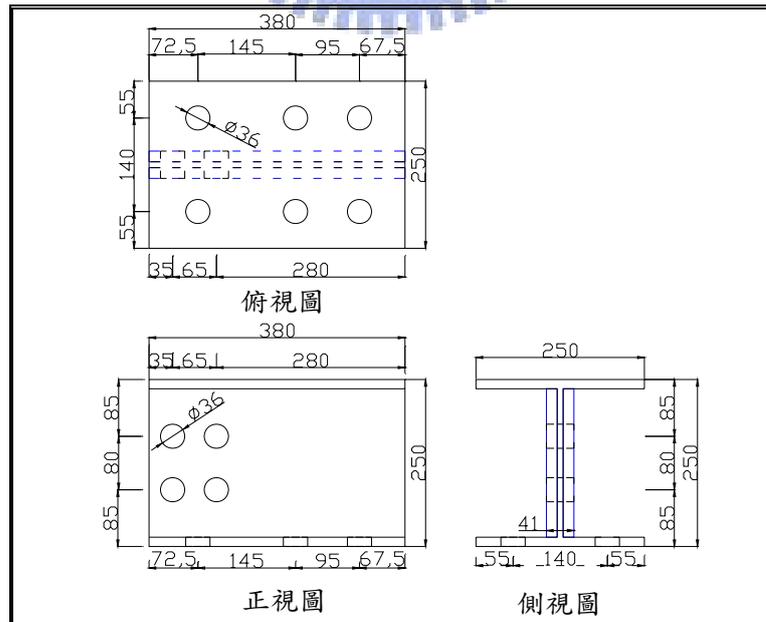
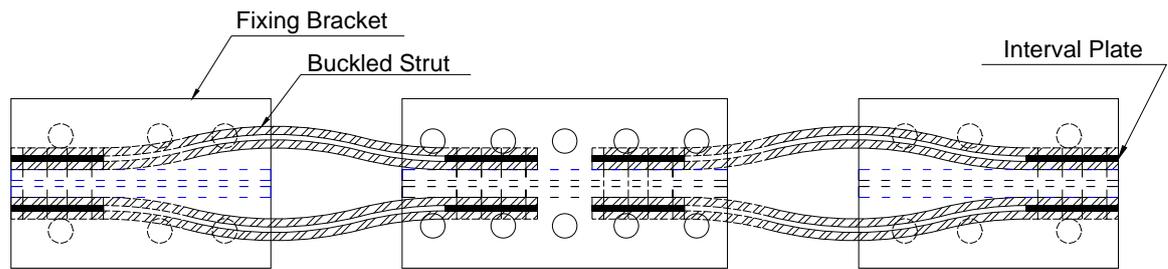
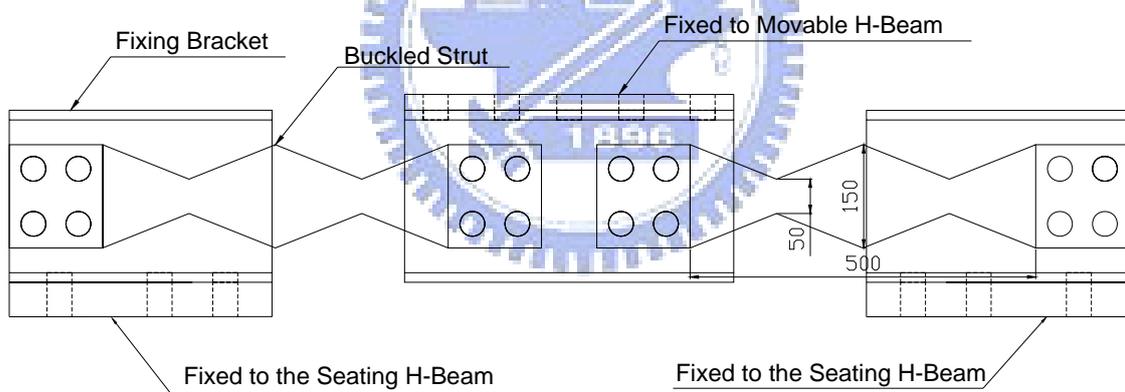


圖 4.23(b) 對稱配置元件試驗兩側固定座加勁設計詳圖(單位:mm)



(a) 上視圖



(b) 側視圖

圖 4.24 對稱配置挫屈連桿元件測試之細部設計圖(單位:mm)

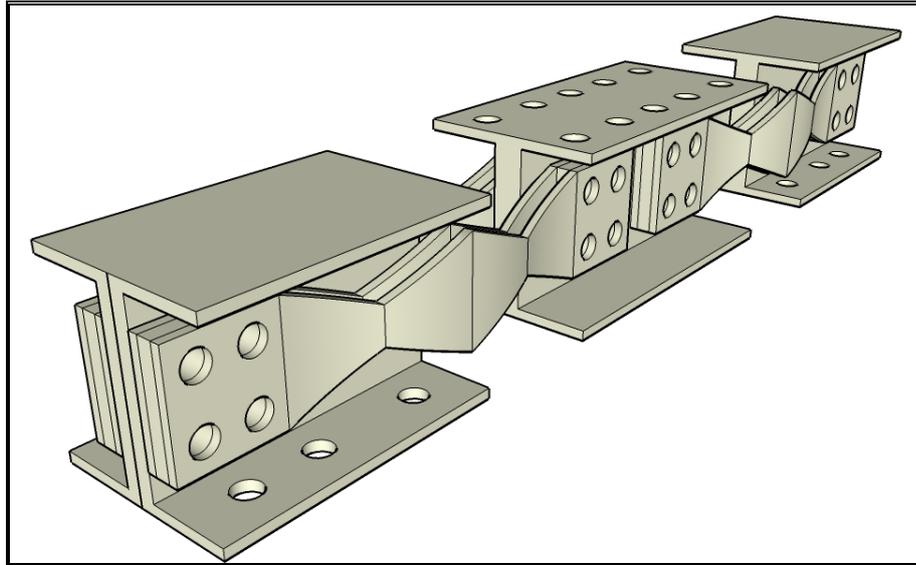


圖 4.25 對稱配置挫屈連桿元件測試細部組裝之 3D 示意圖



圖 4.26 對稱配置挫屈連桿元件測試之試驗構架

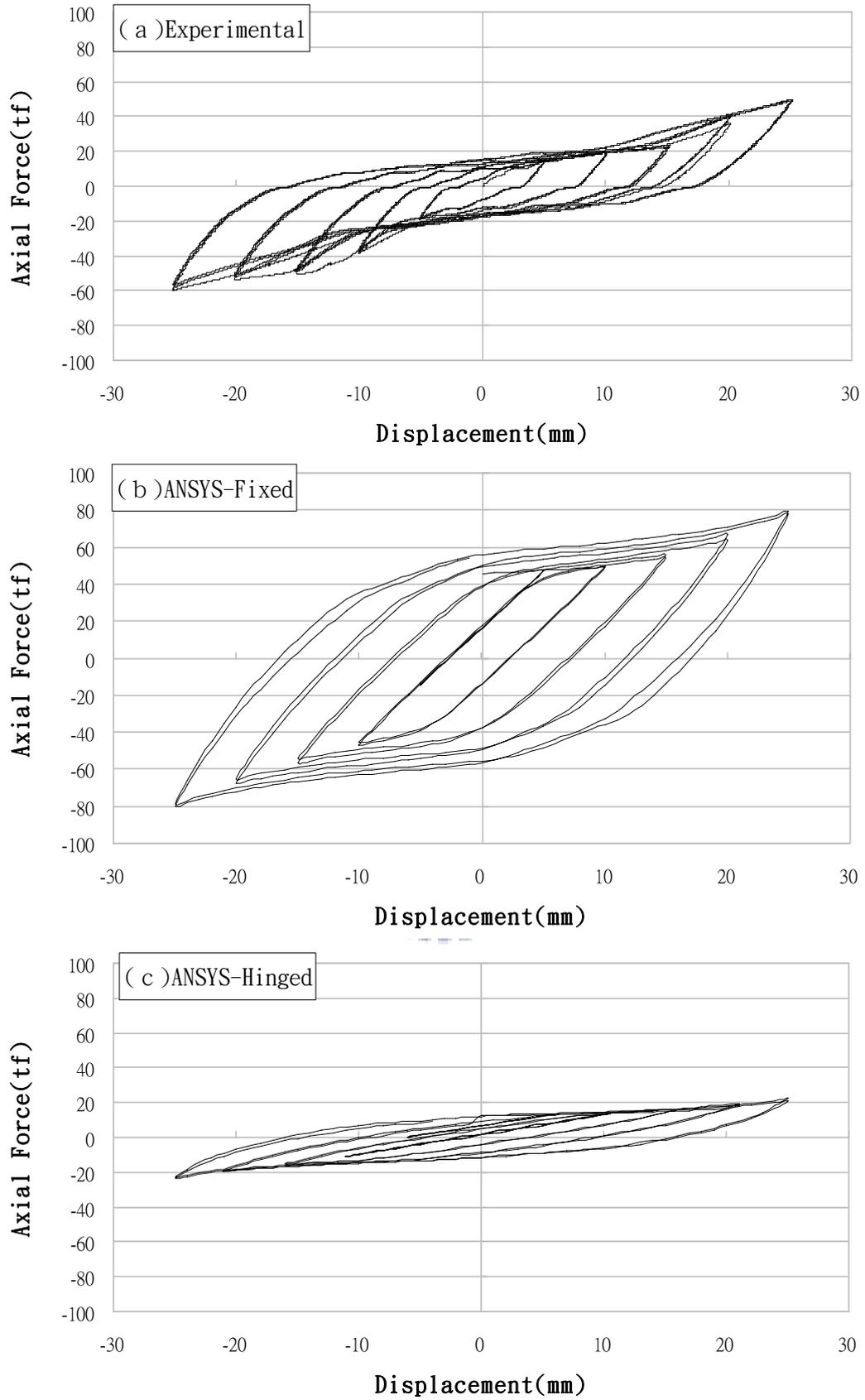


圖 4.27 對稱配置挫屈連桿往復加載下 ANSYS 分析與試驗之遲滯迴圈比較

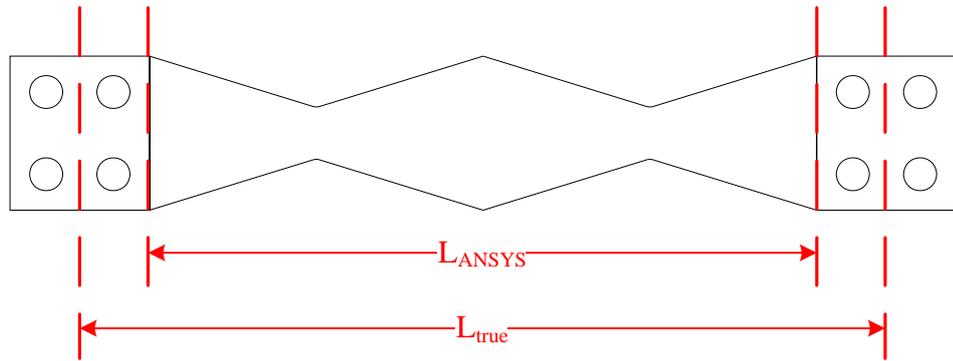


圖 4.28 有效長度示意圖

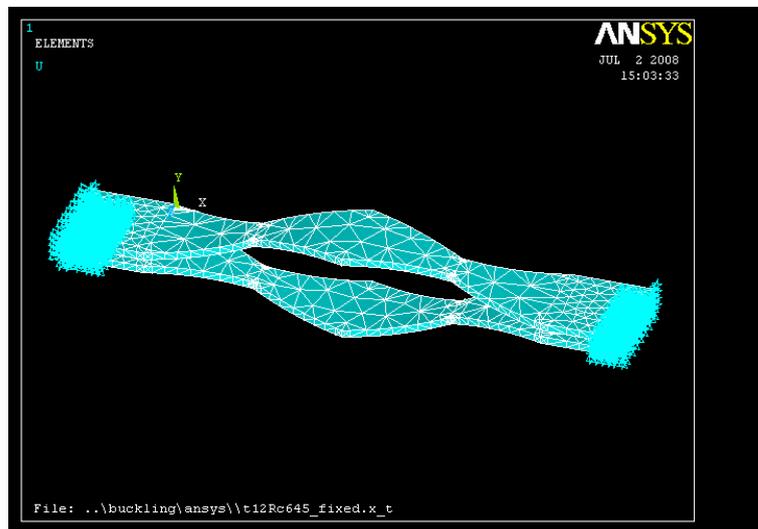


圖 4.29 非對稱配置挫屈連桿修正有效長度之邊界條件圖示

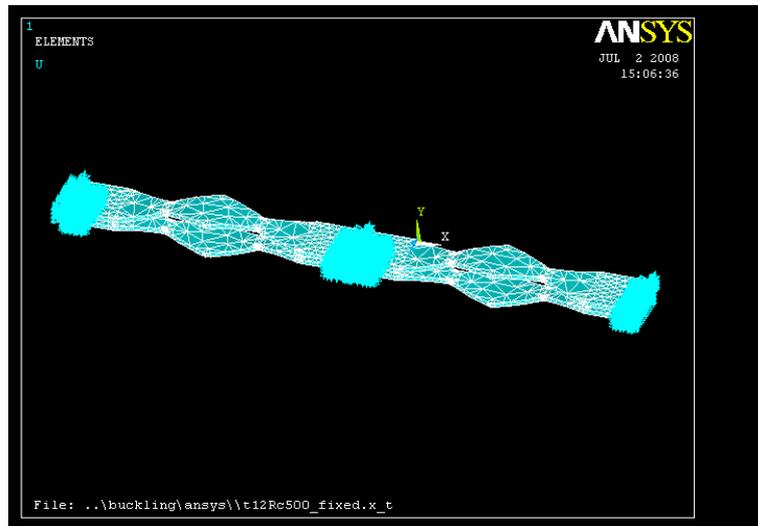


圖 4.30 對稱配置挫屈連桿修正有效長度之邊界條件圖示

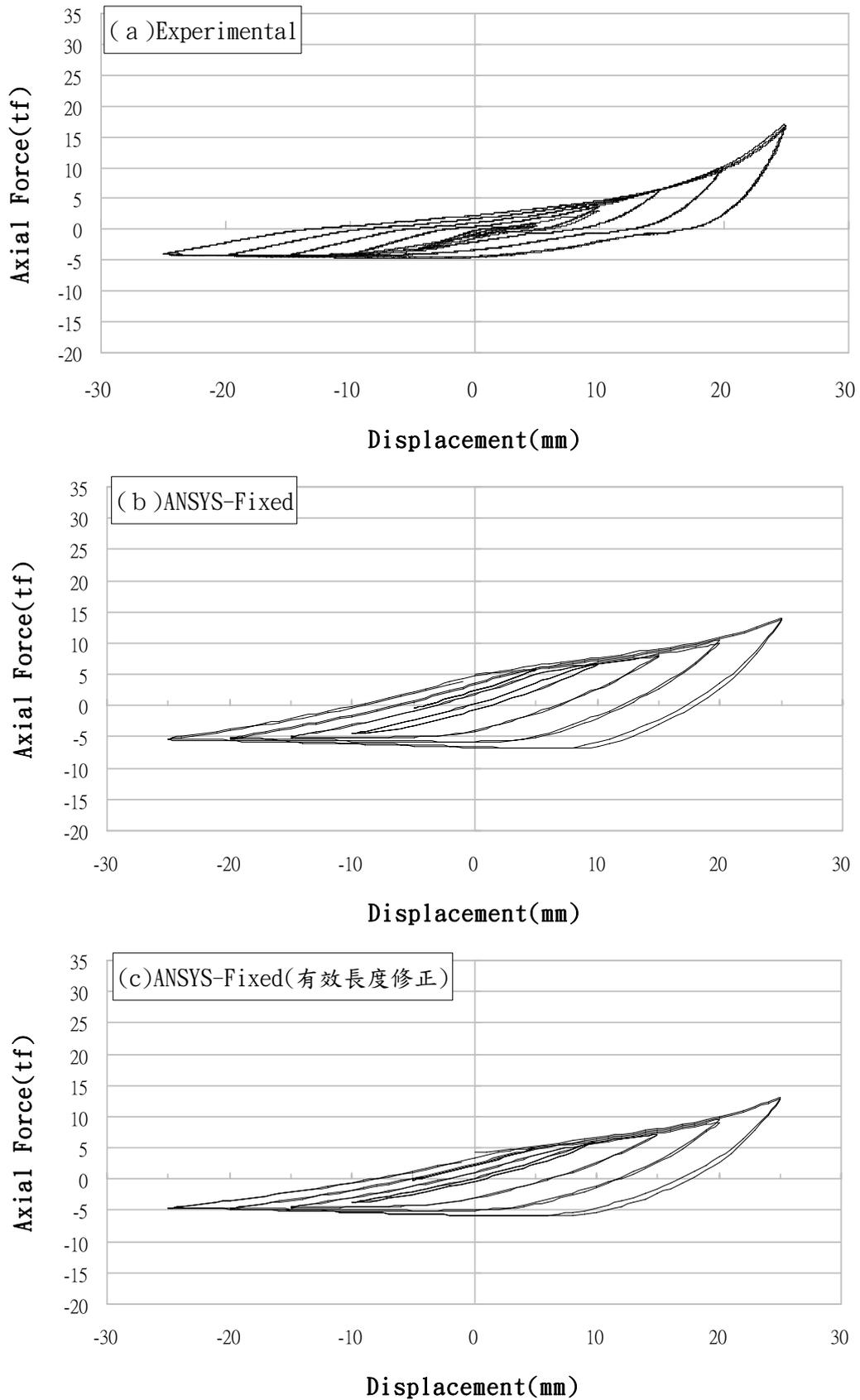


圖 4.31 t10Fc645 ANSYS 分析之有效長度修正與試驗之遲滯迴圈比較

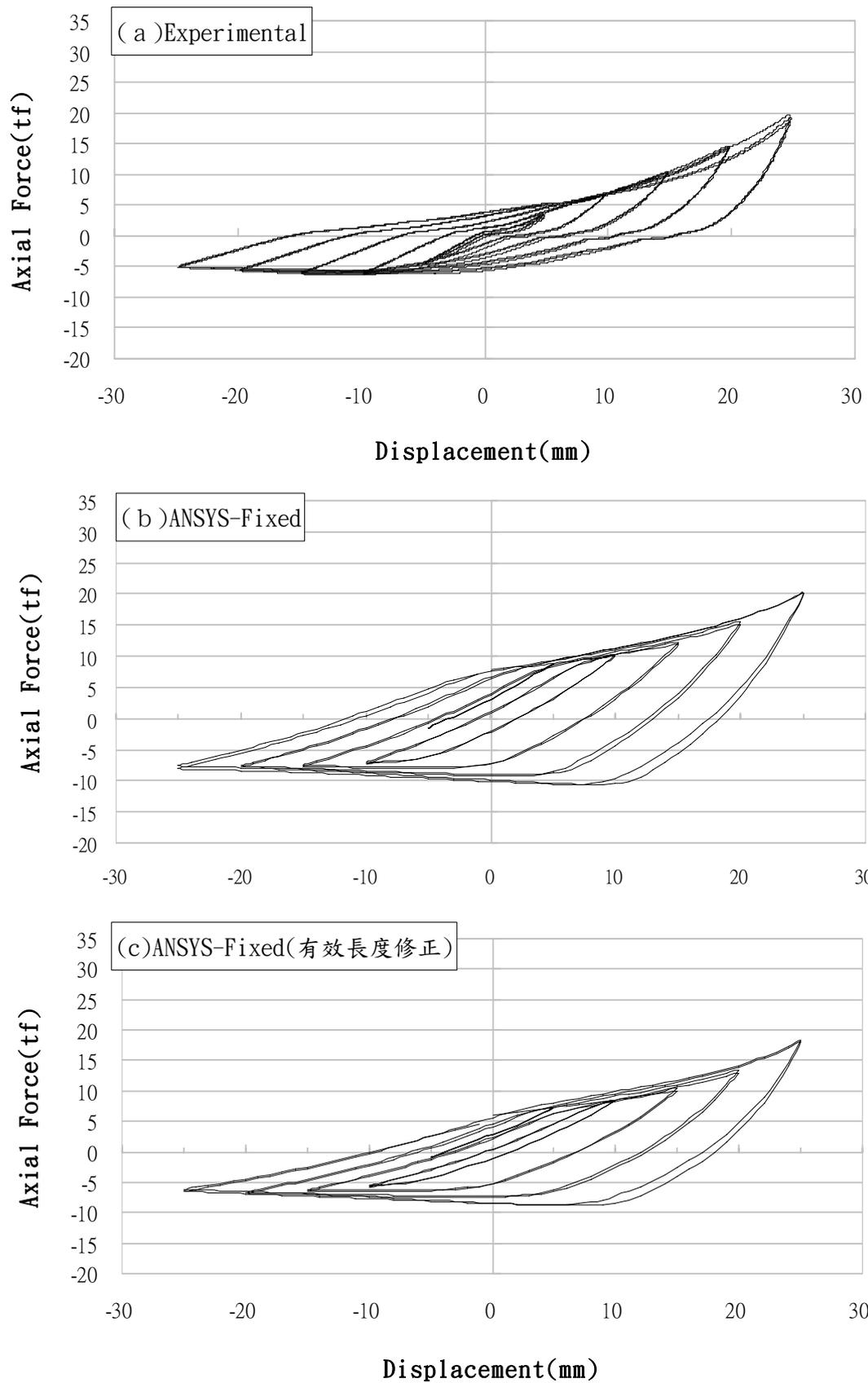


圖 4.32 t12Fc645 ANSYS 分析之有效長度修正與試驗之遲滯迴圈比較

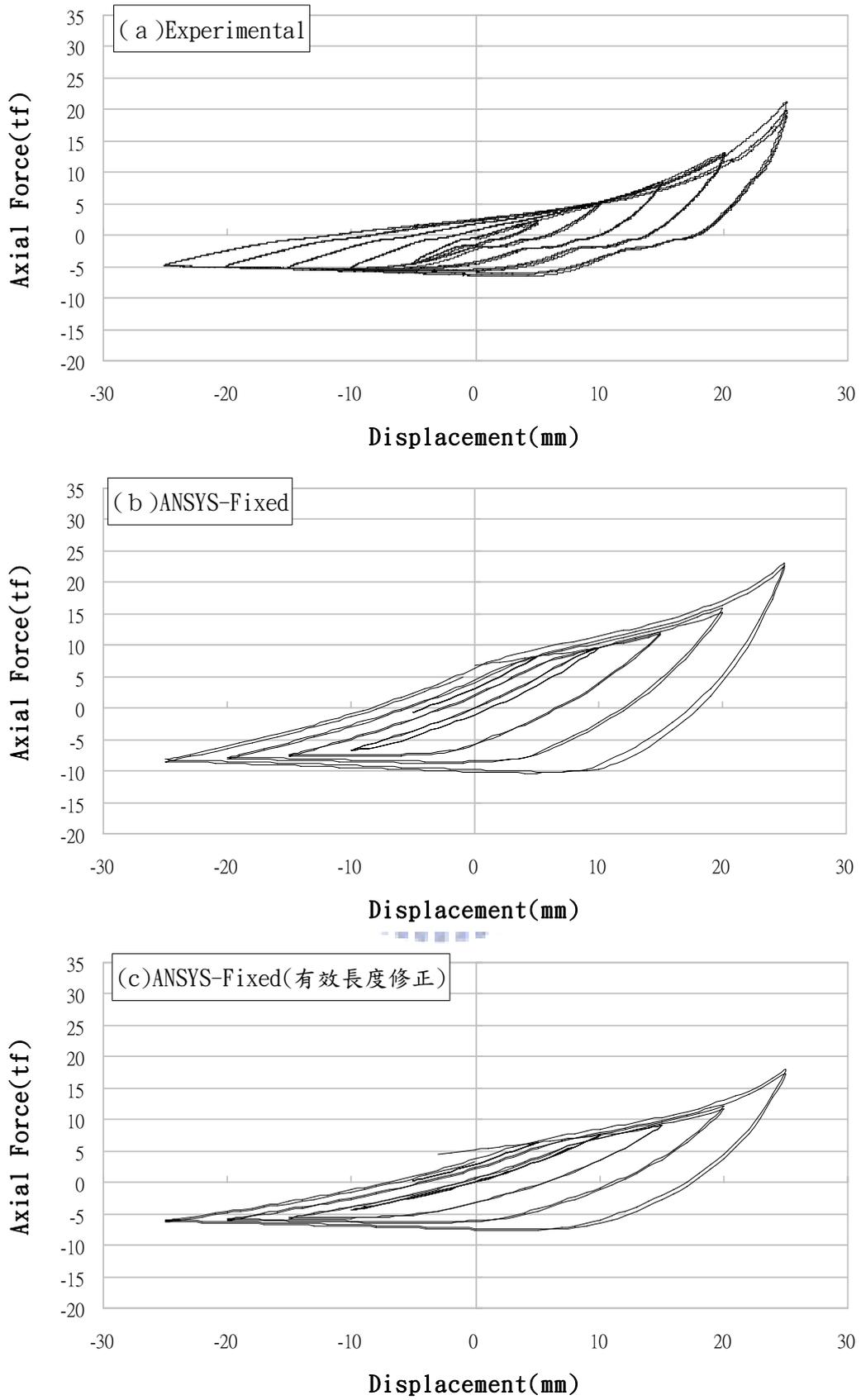


圖 4.33 t10Fu645 ANSYS 分析之有效長度修正與試驗之遲滯迴圈比較

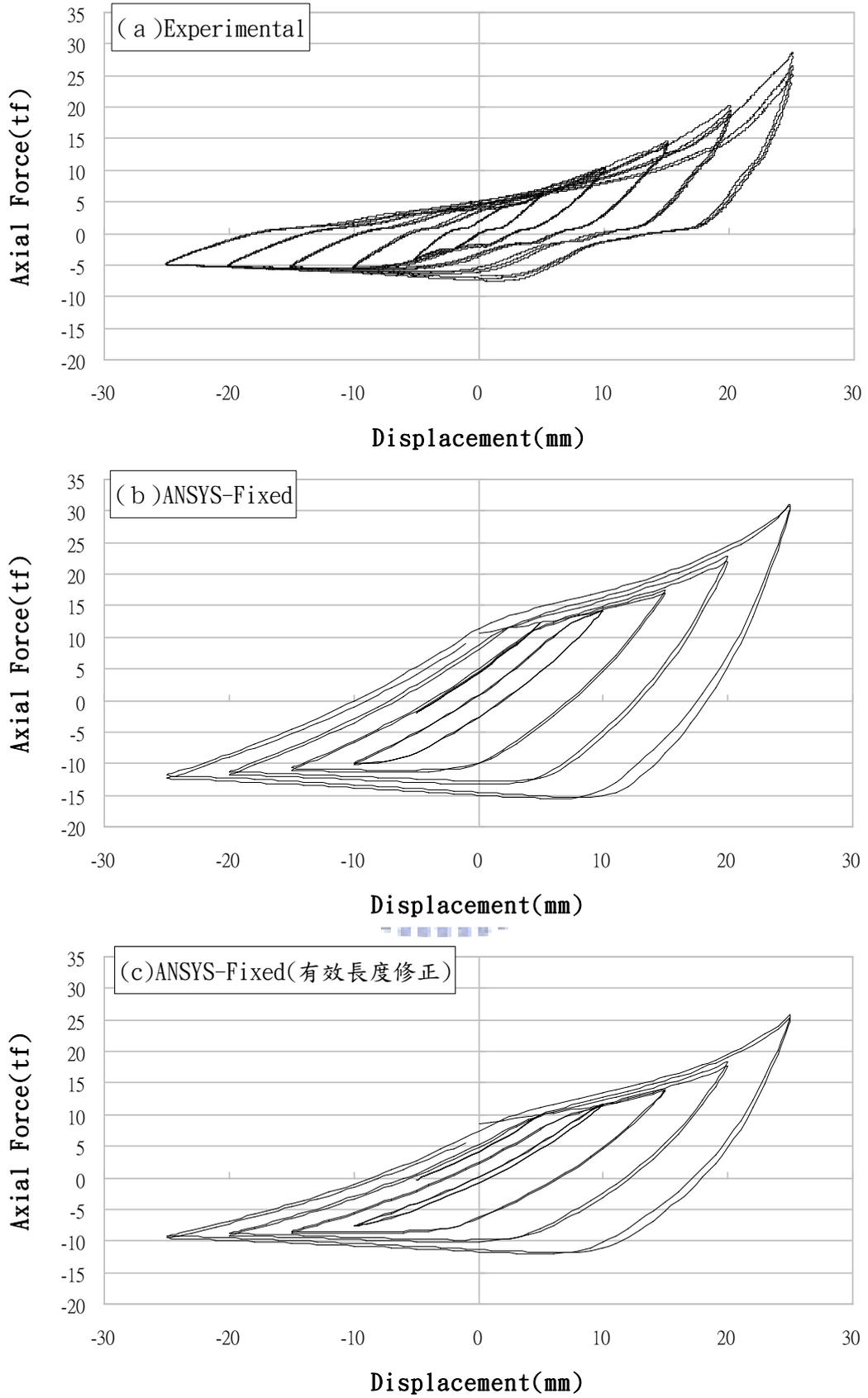


圖 4.34 t12Fu645 ANSYS 分析之有效長度修正與試驗之遲滯迴圈比較

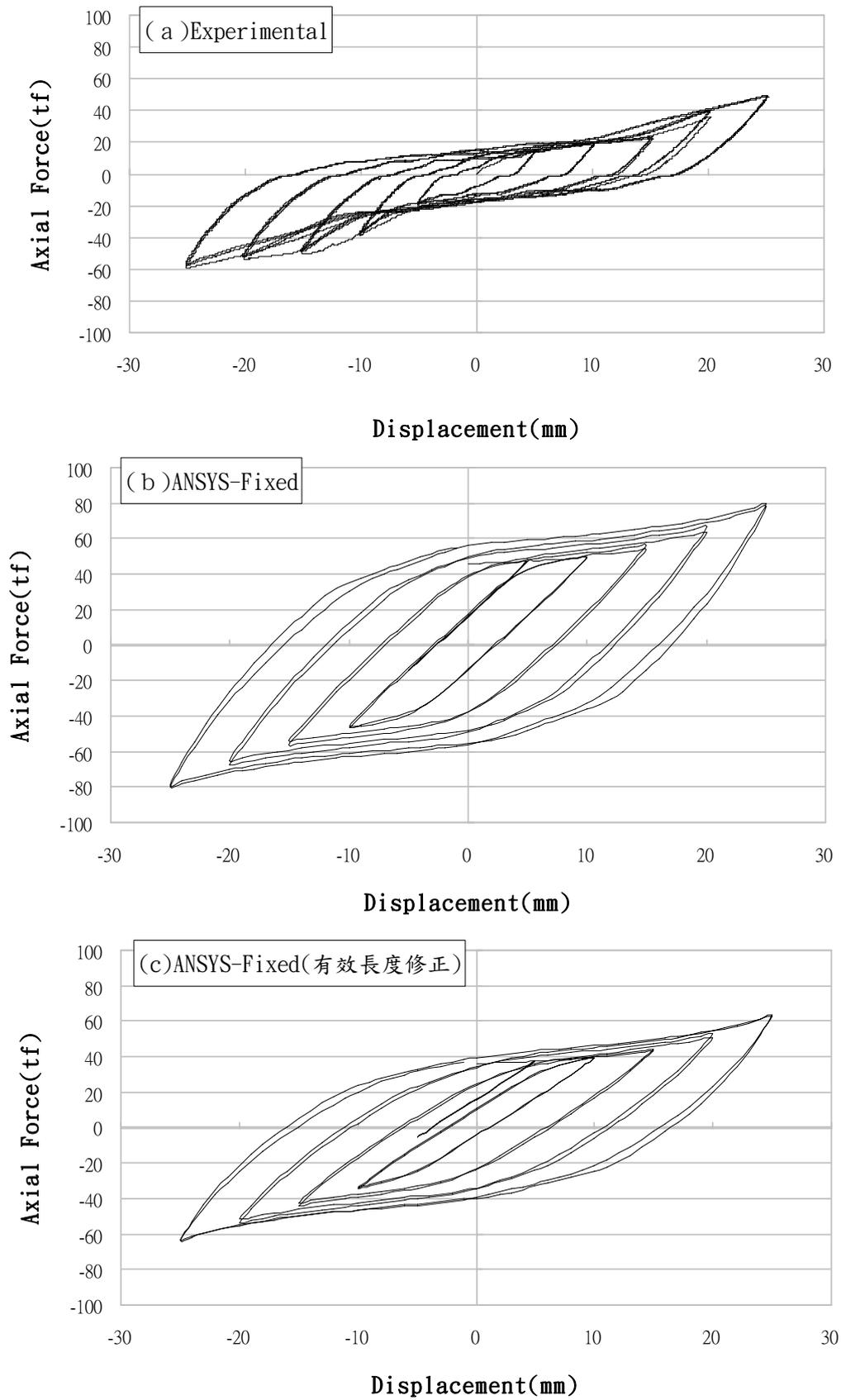
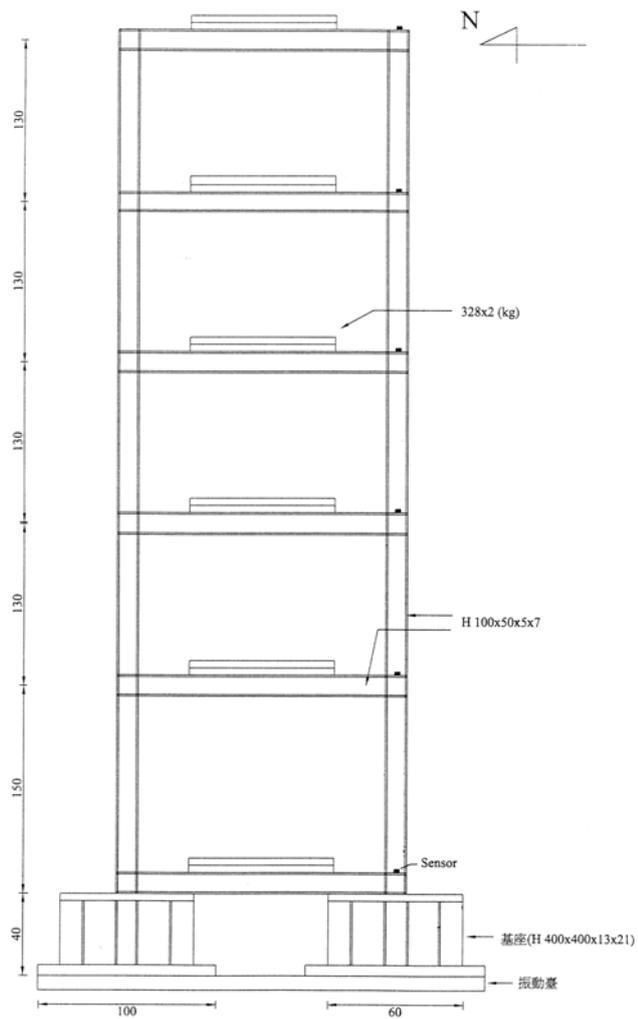
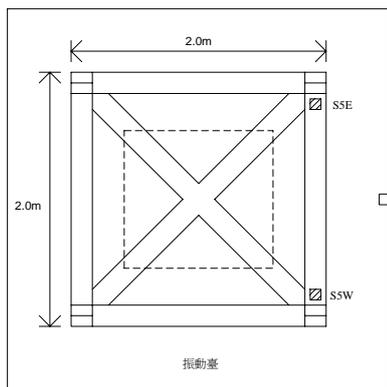


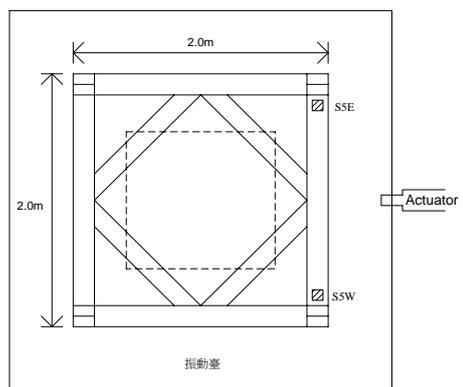
圖 4.35 對稱配置挫屈連桿 ANSYS 分析之有效長度修正與試驗之遲滯迴圈比較



側視圖



一樓至頂樓上視圖



基層上視圖

圖 5.1 鋼結構模型



圖 5.2 地震模擬振動台



圖 5.3 驅動振動台之油壓致動器



圖 5.4 MTS 407 控制器



圖 5.5 IMC 資料擷取系統



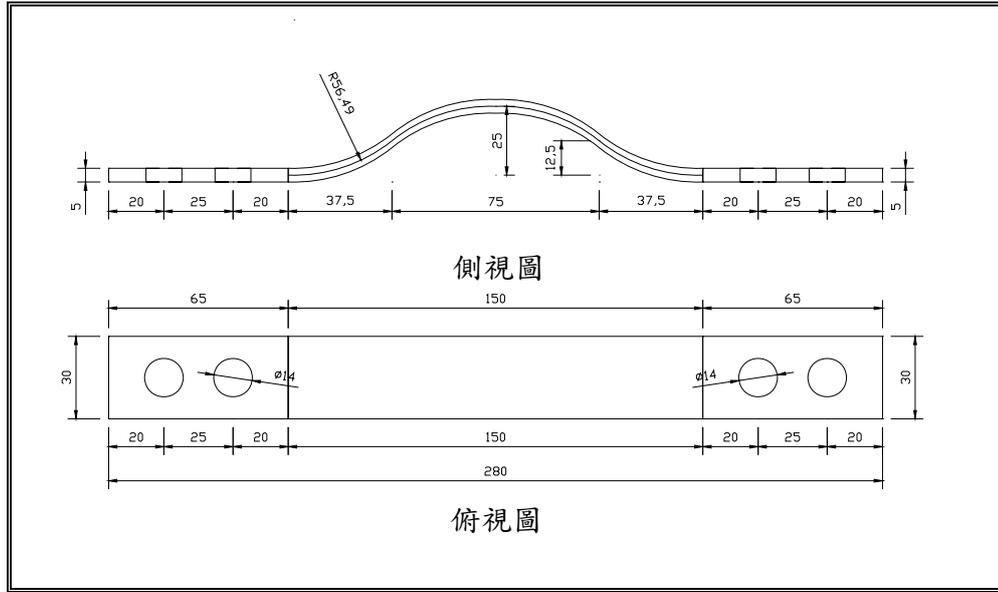
圖 5.6 加速規(Accelerometers)



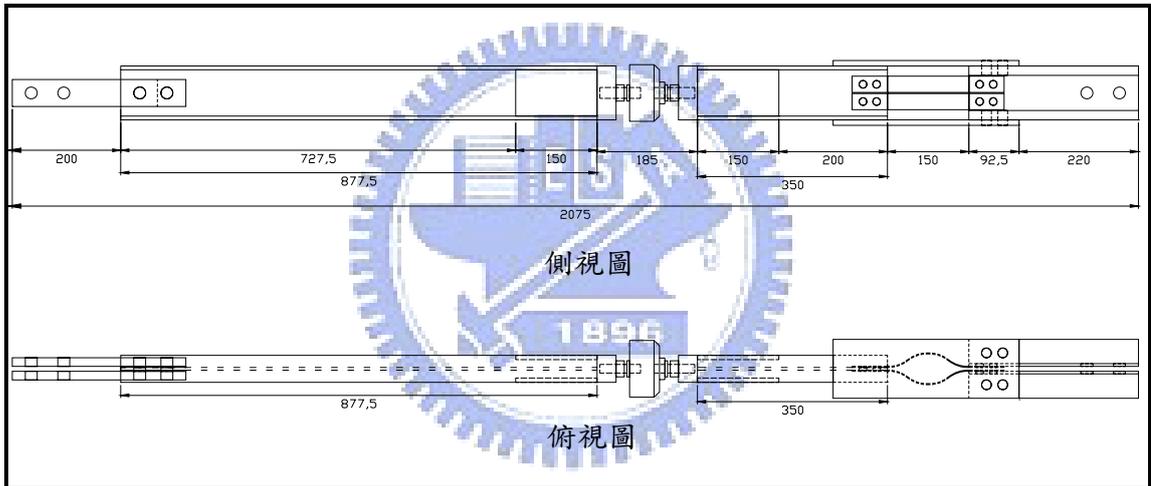
圖 5.7 雷射位移計



圖 5.8 力規(Loadcell)



(a) 挫屈連桿(單位:mm)



(b) 1F 之韌性斜撐(單位:mm)



(c) 2~5F 之韌性斜撐(單位:mm)

圖 5.9 韌性斜撐之設計詳圖



(a) 韌性斜撐



(b) 雷射位移計



(c) 力規

圖 5.10 韌性斜撐之五層樓構架

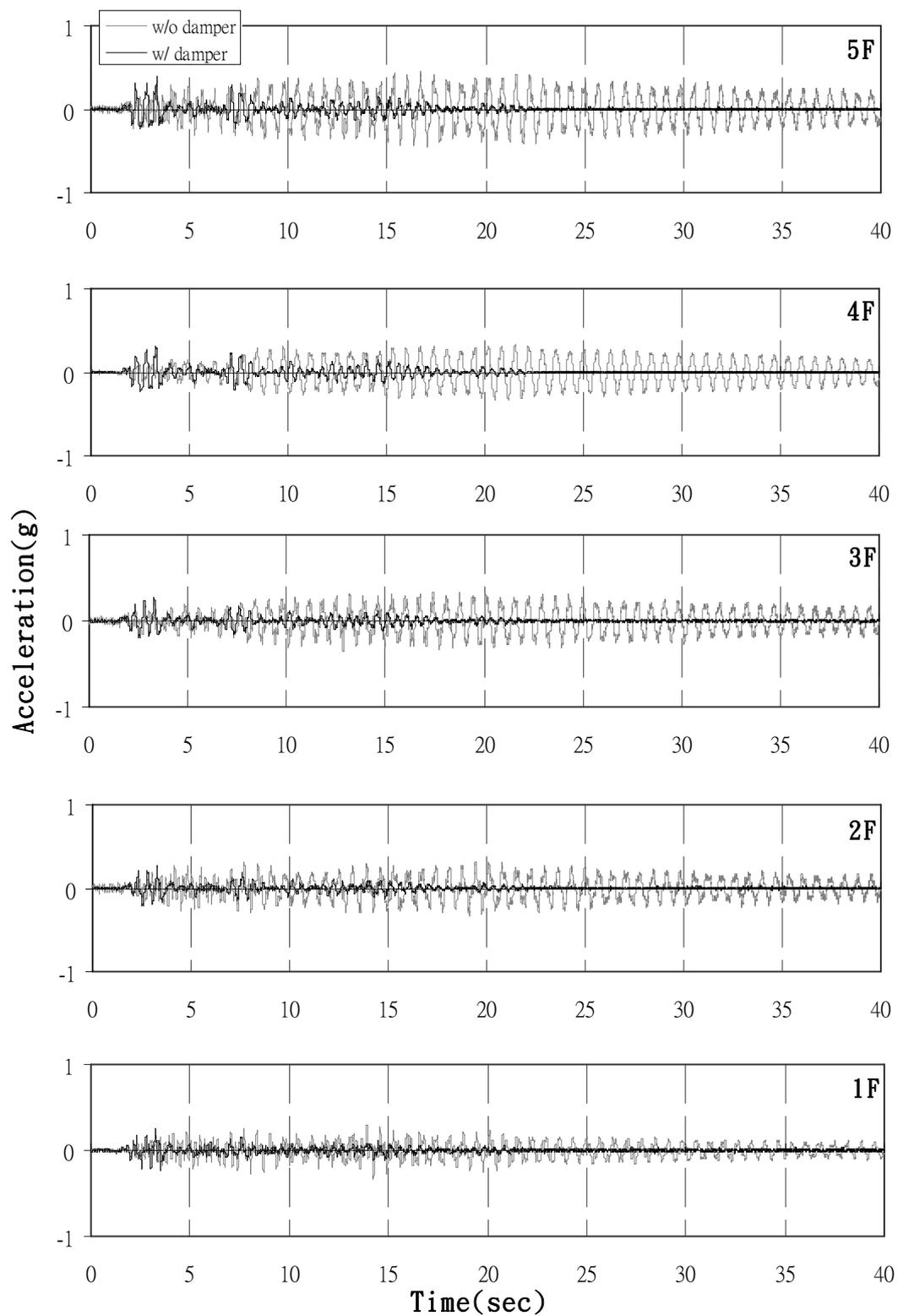


圖 5.11(a) 各樓層加速度反應之比較 (El Centro ; PGA=0.132g)

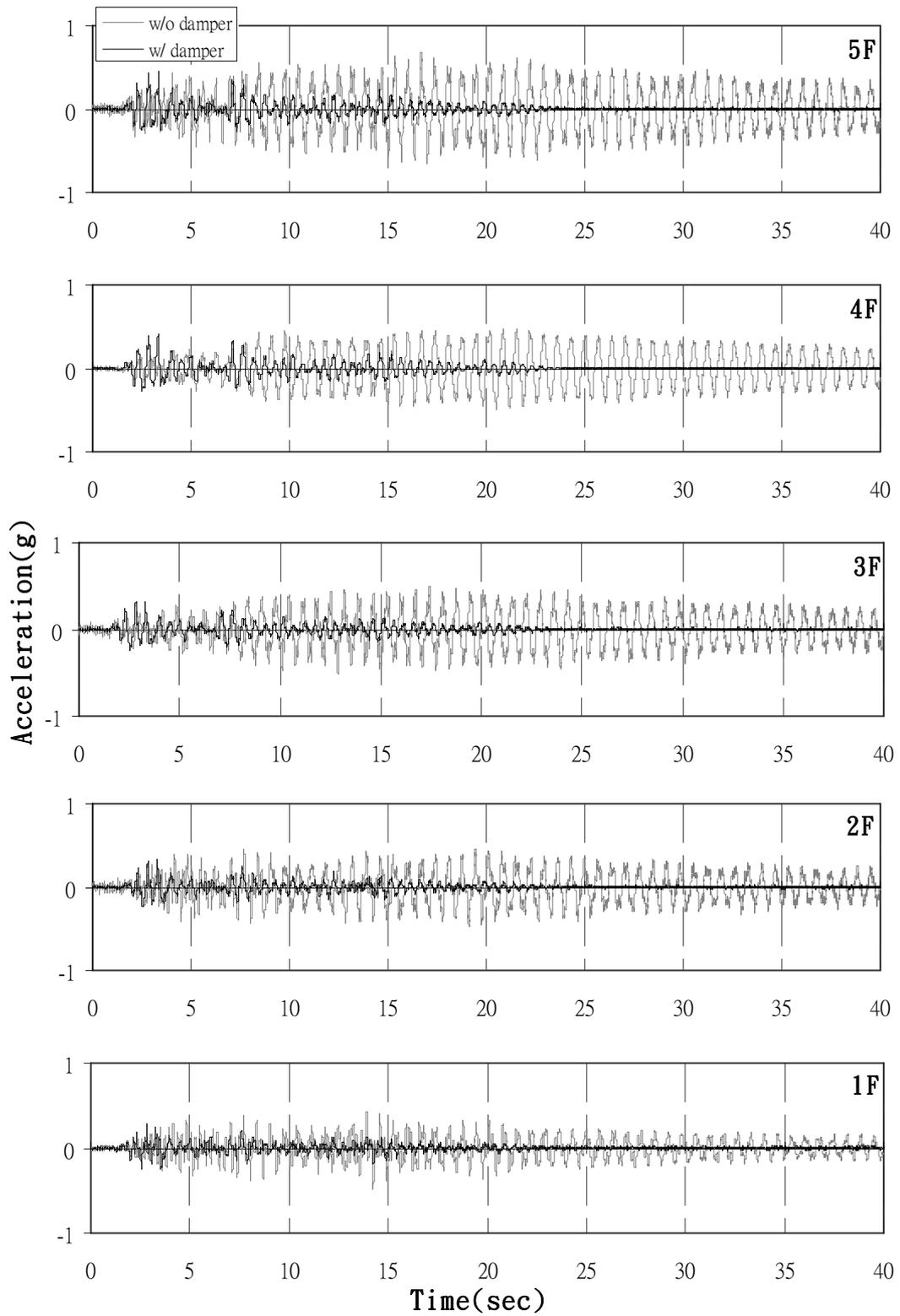


圖 5.11(b) 各樓層加速度反應之比較 (El Centro ; PGA=0.191g)

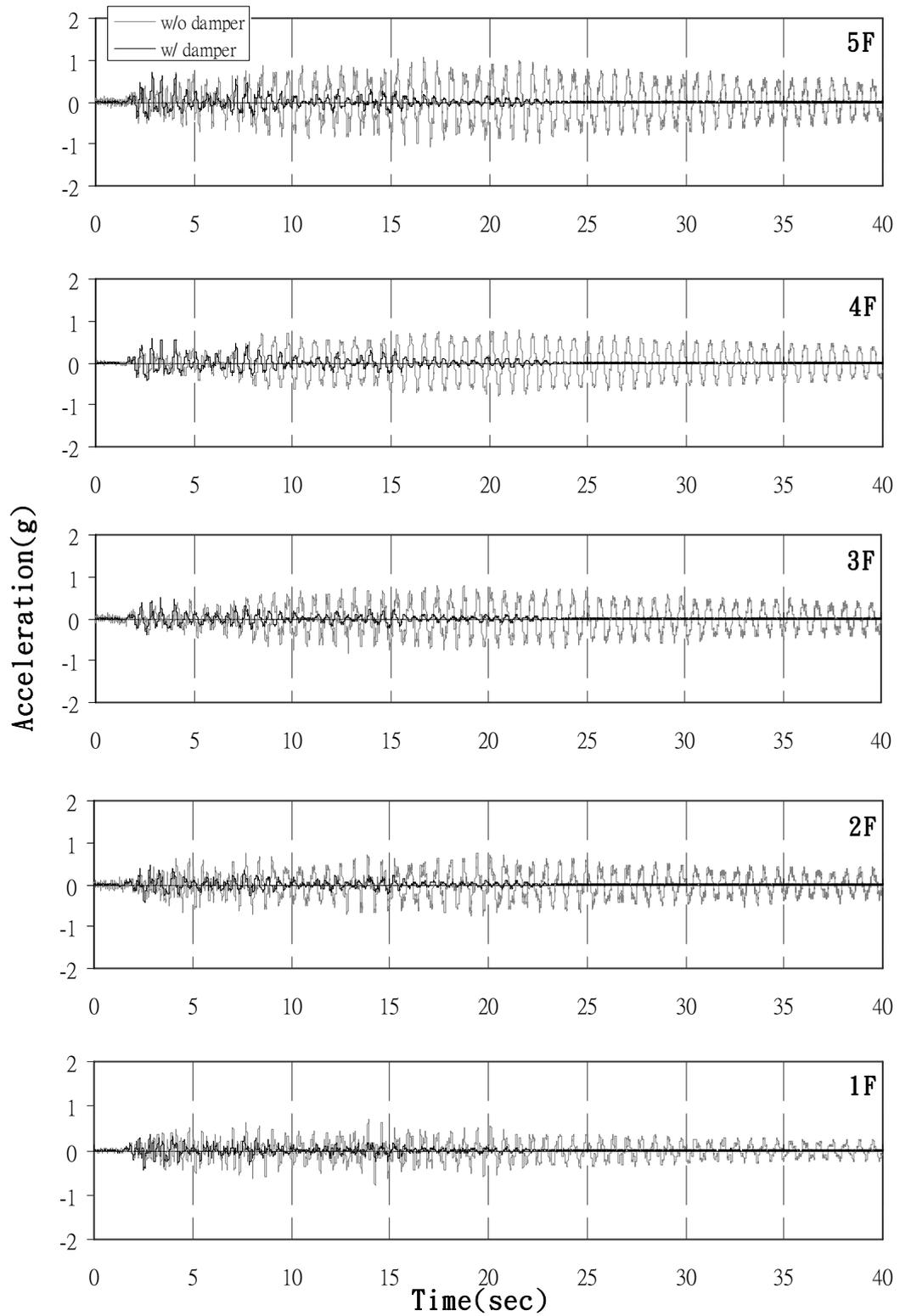


圖 5.11(c) 各樓層加速度反應之比較 (El Centro ; PGA=0.308g)

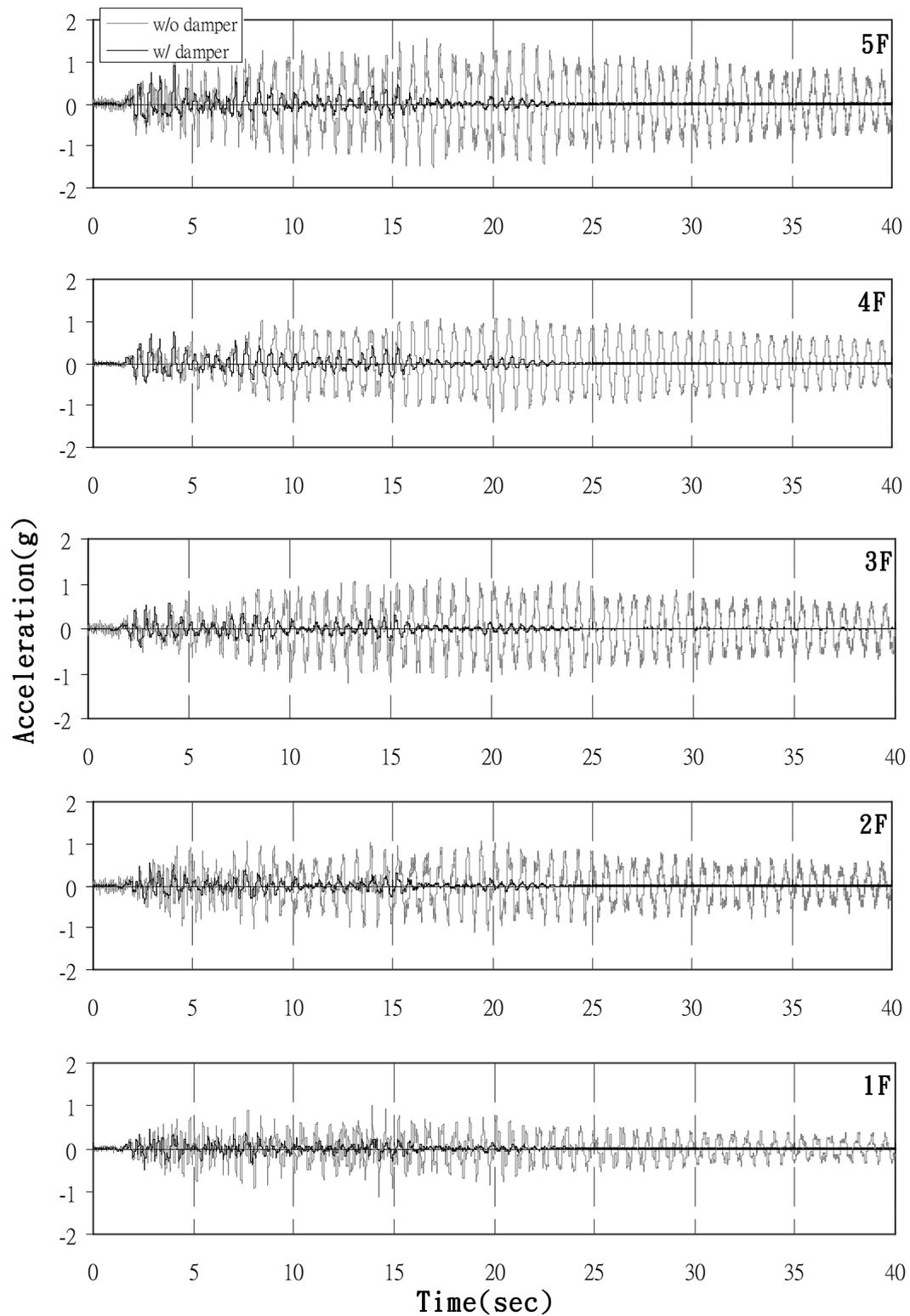


圖 5.11(d) 各樓層加速度反應之比較 (E1 Centro ; PGA=0.445g)

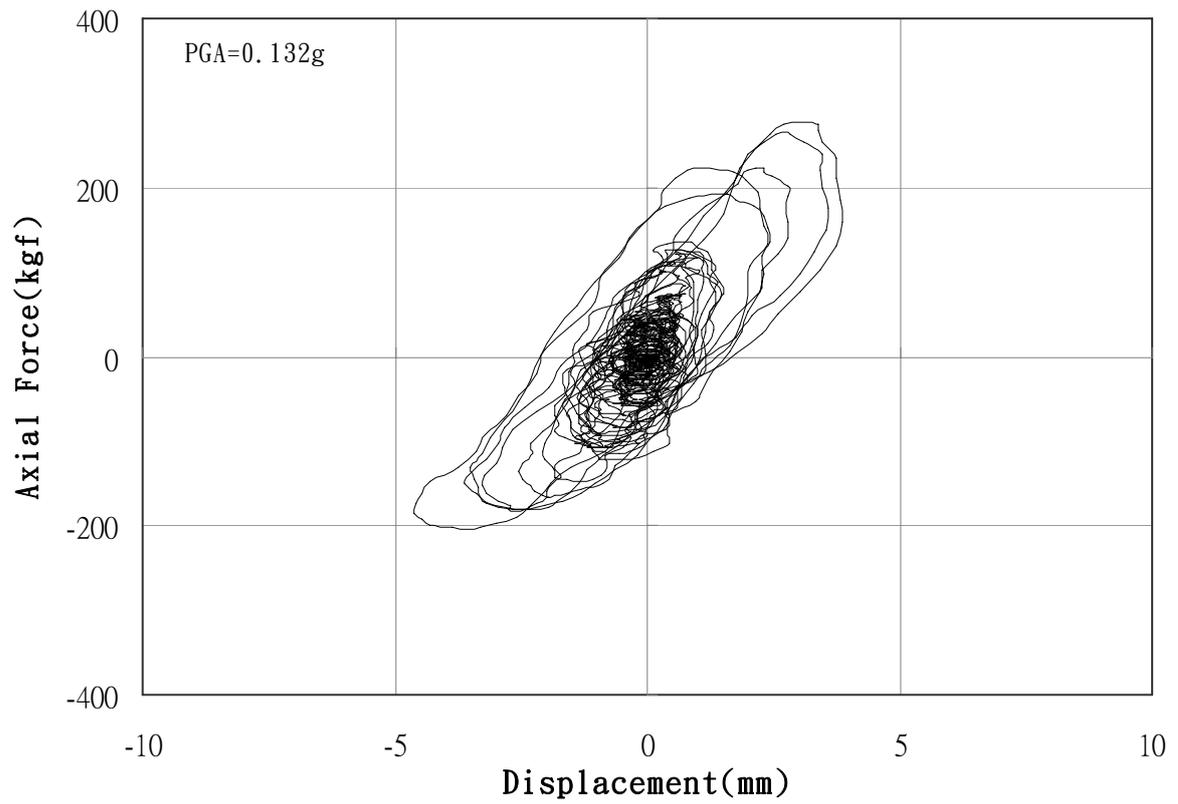


圖 5.12(a) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (El Centro ; PGA=0.132g)

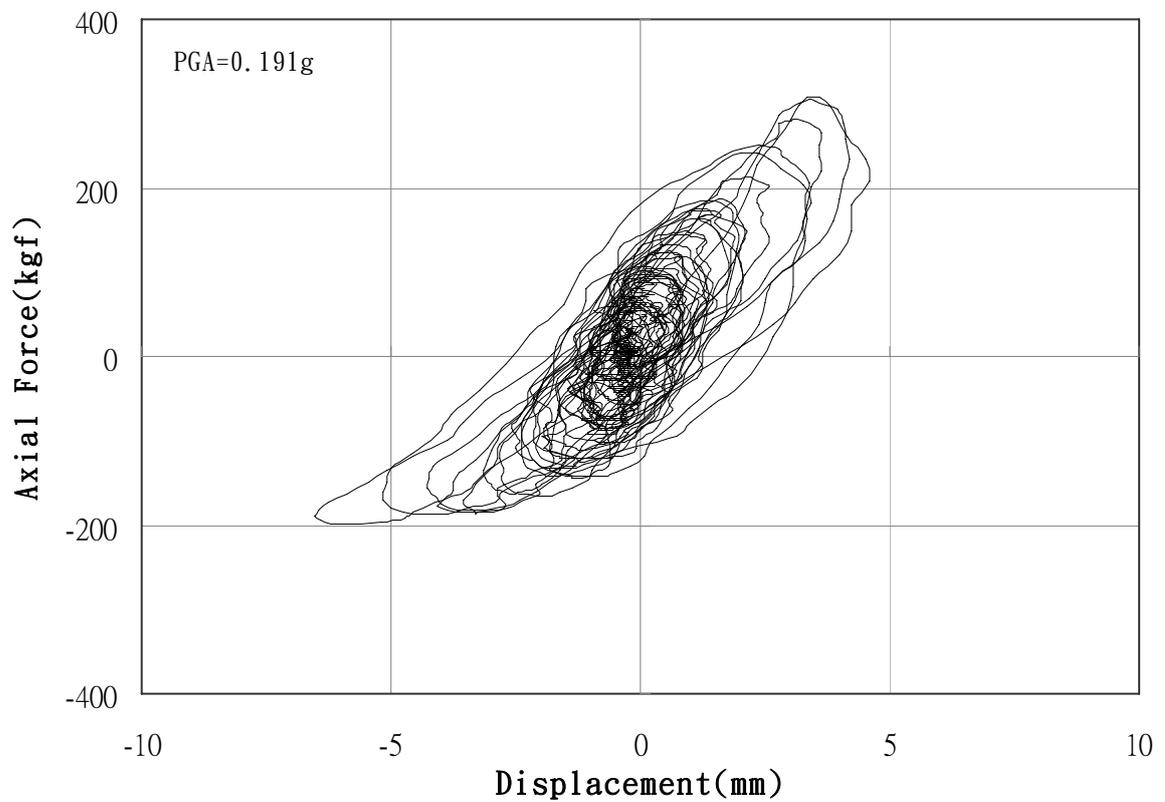


圖 5.12(b) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (El Centro ; PGA=0.191g)

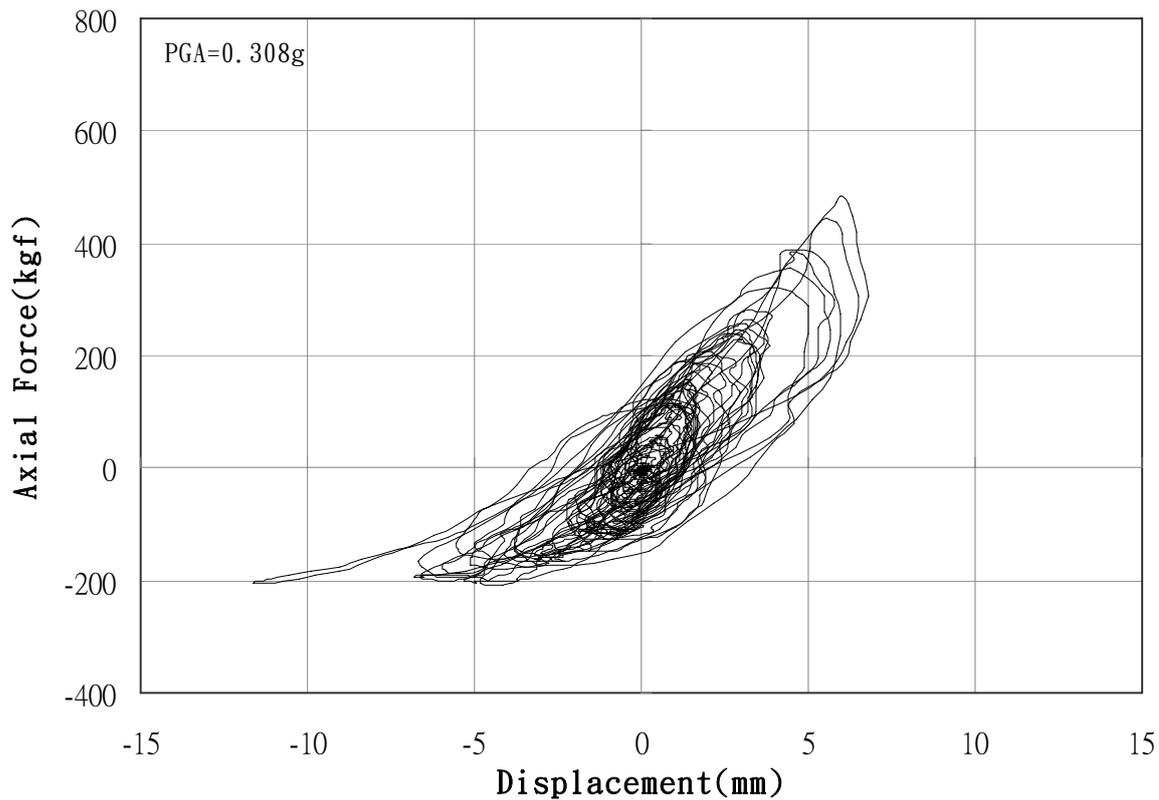


圖 5.12(c) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (El Centro ; PGA=0.308g)

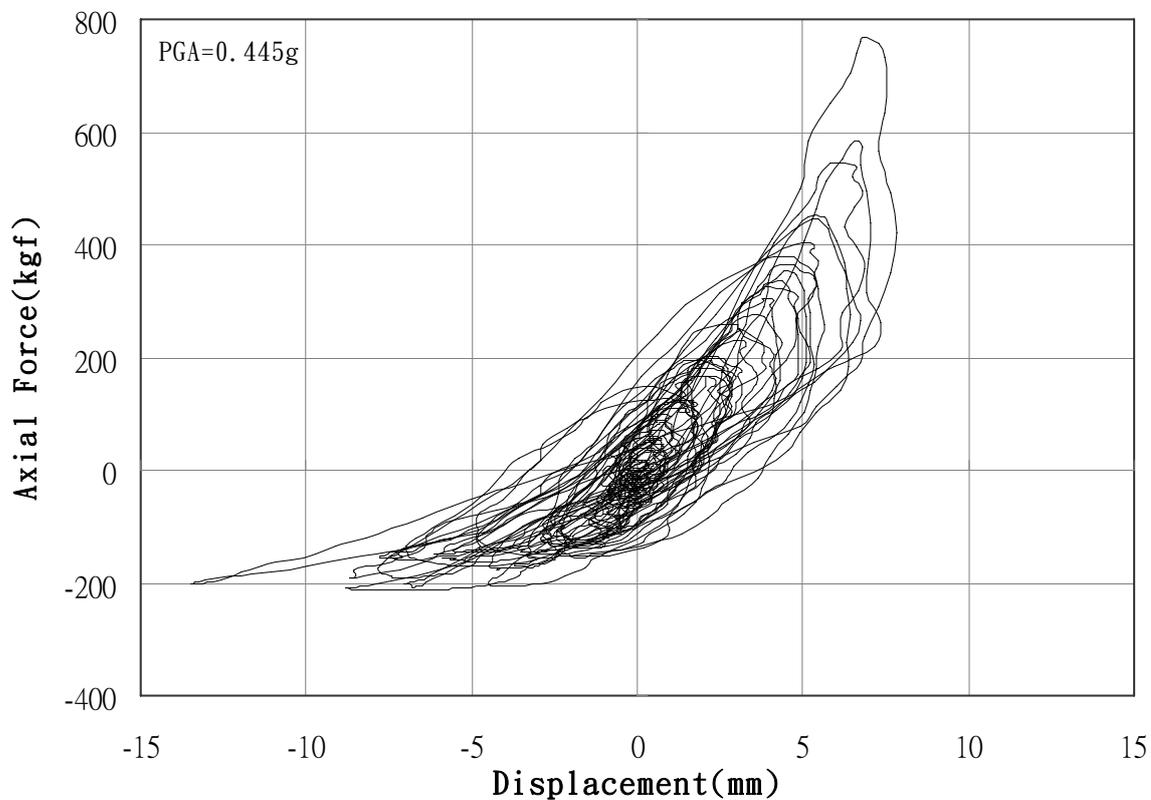


圖 5.12(d) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (El Centro ; PGA=0.445g)

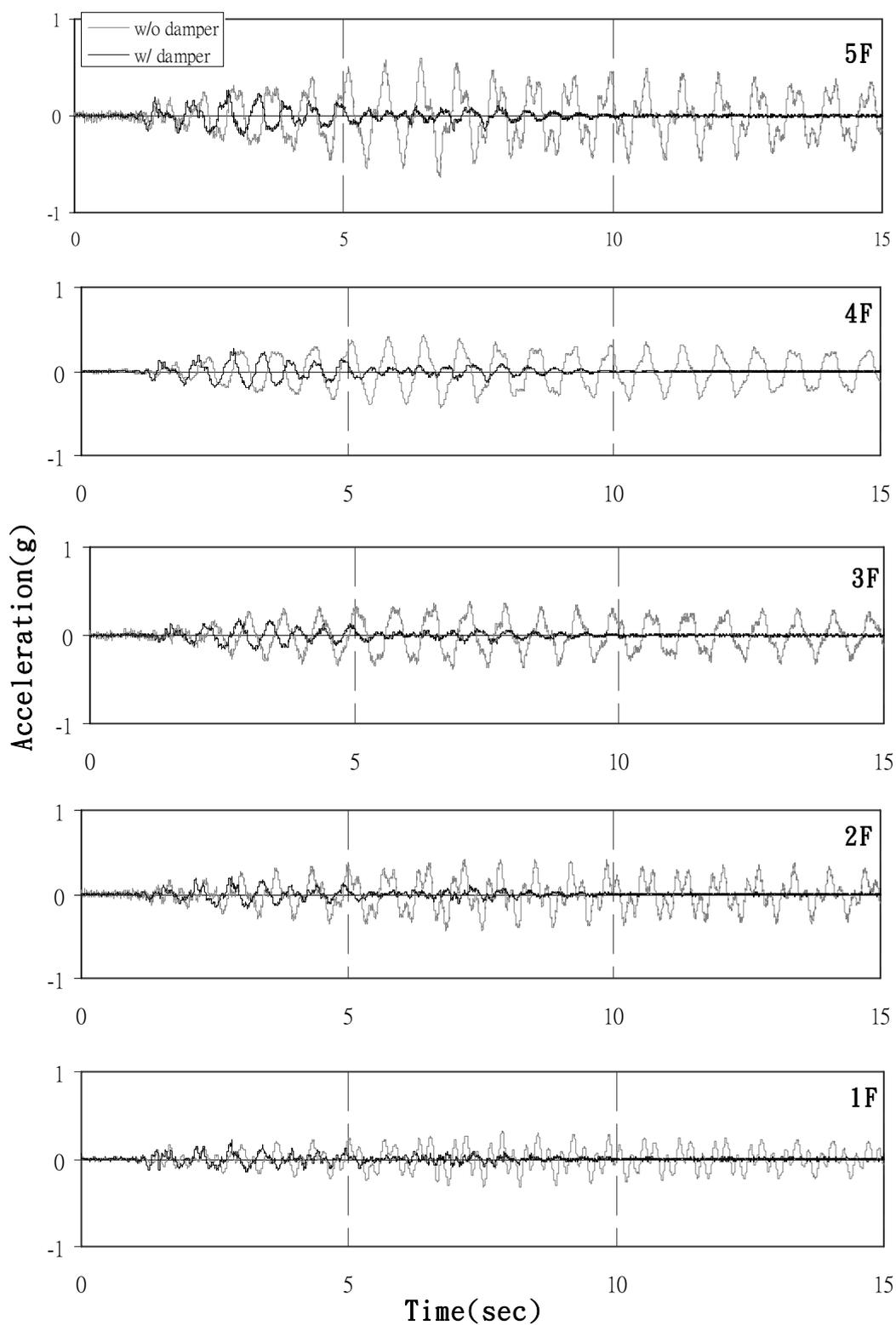


圖 5.13(a) 各樓層加速度反應之比較 (Hachinohe ; PGA=0.115g)

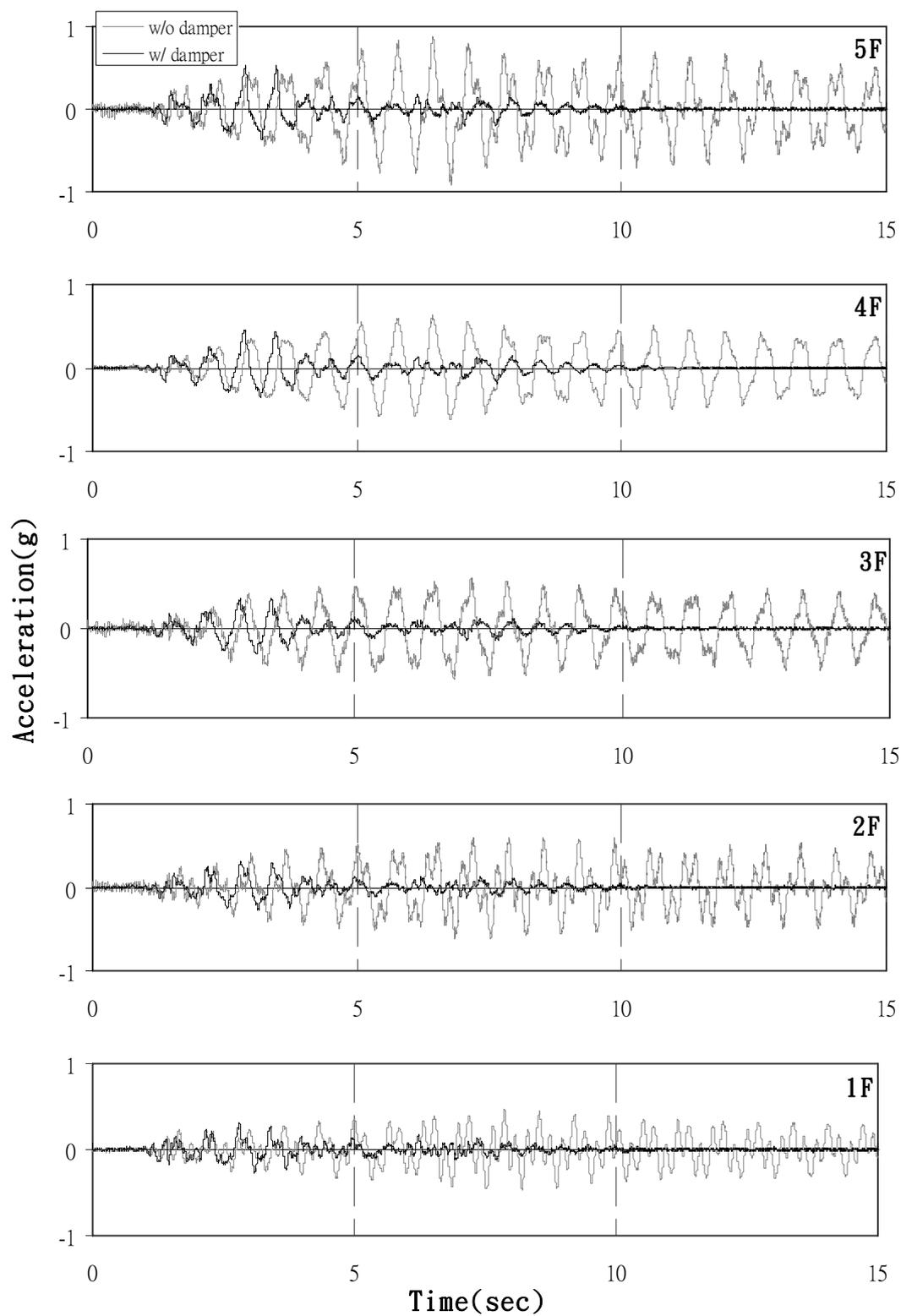


圖 5.13(b) 各樓層加速度反應之比較 (Hachinohe ; PGA=0.166g)

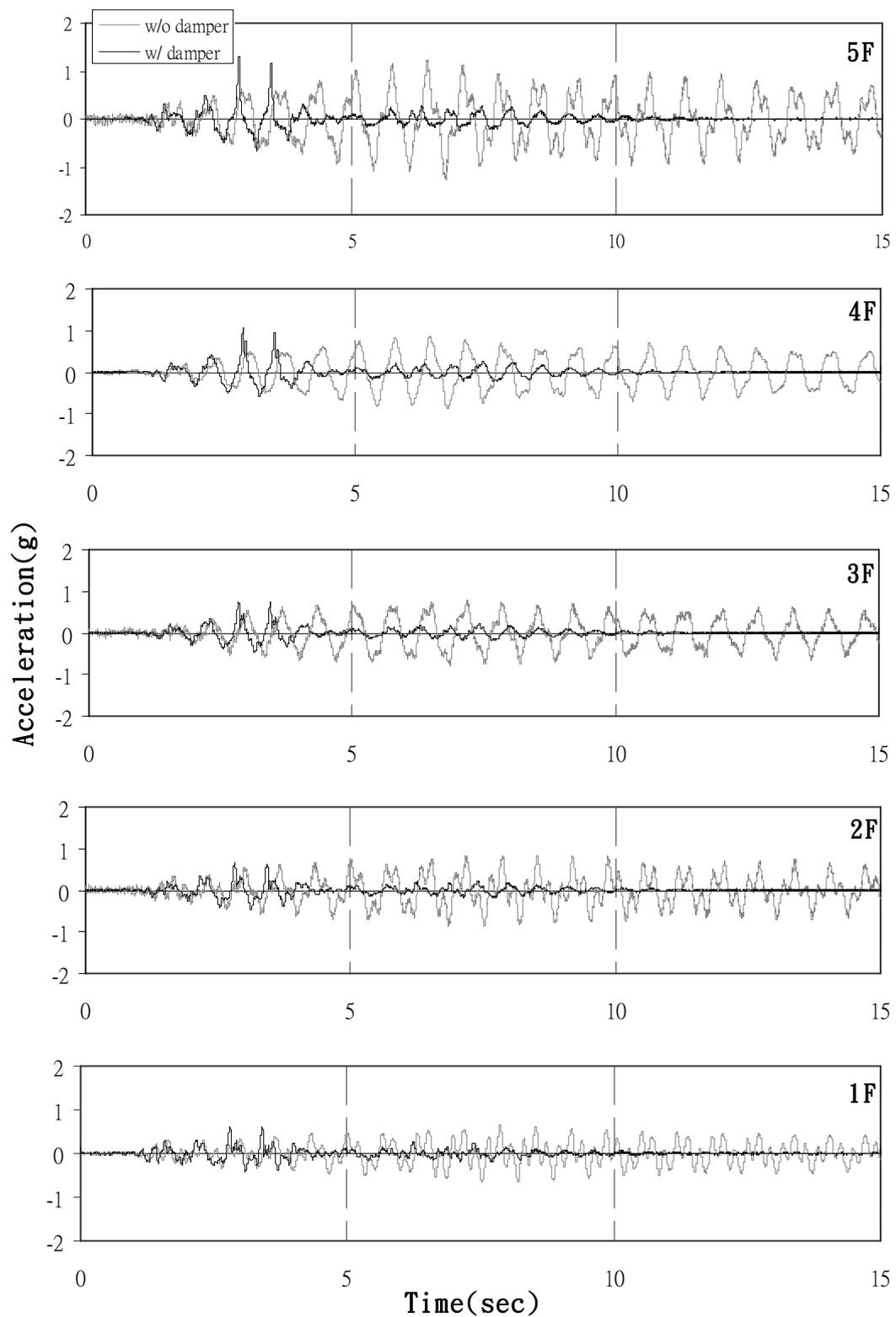


圖 5.13(c) 各樓層加速度反應之比較 (Hachinohe ; PGA=0.323g)

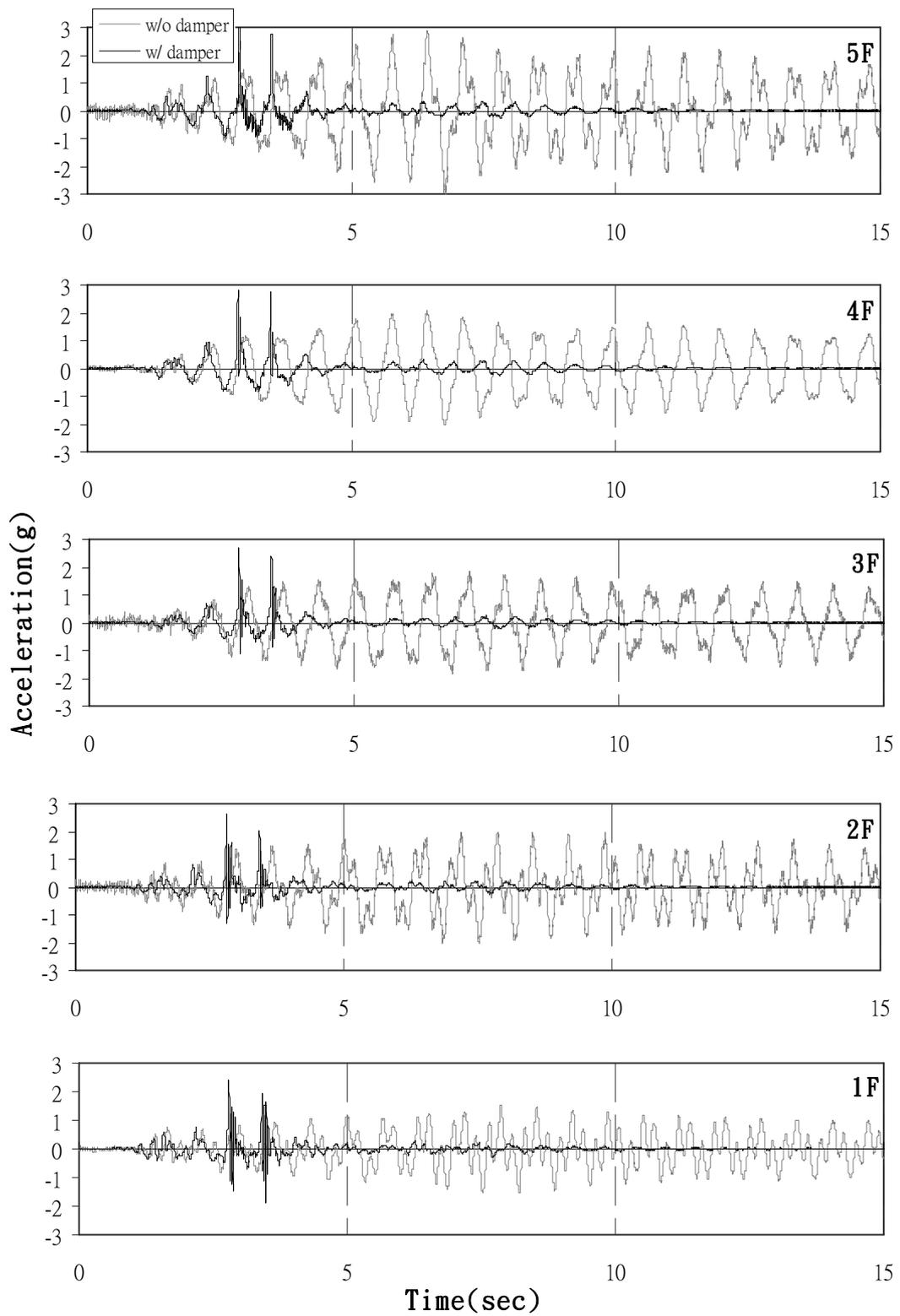


圖 5.13(d) 各樓層加速度反應之比較 (Hachinohe ; PGA=0.548g)

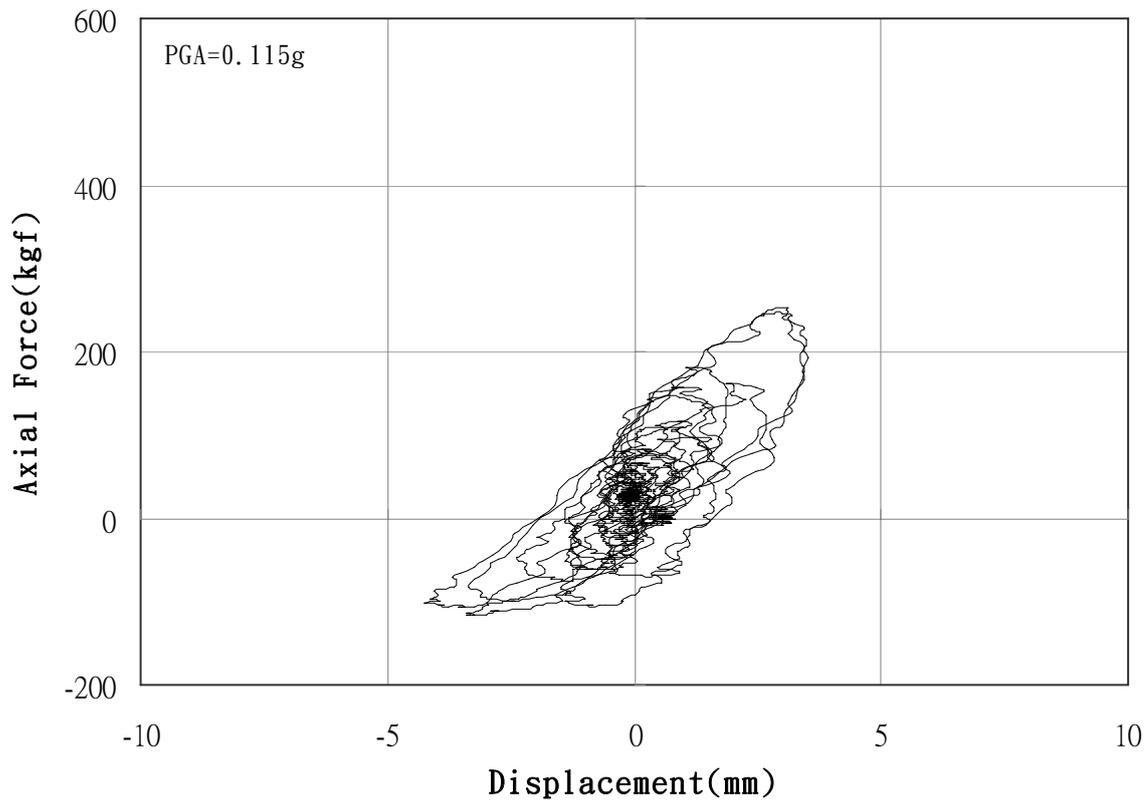


圖 5.14(a) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Hachinohe ; PGA=0.115g)

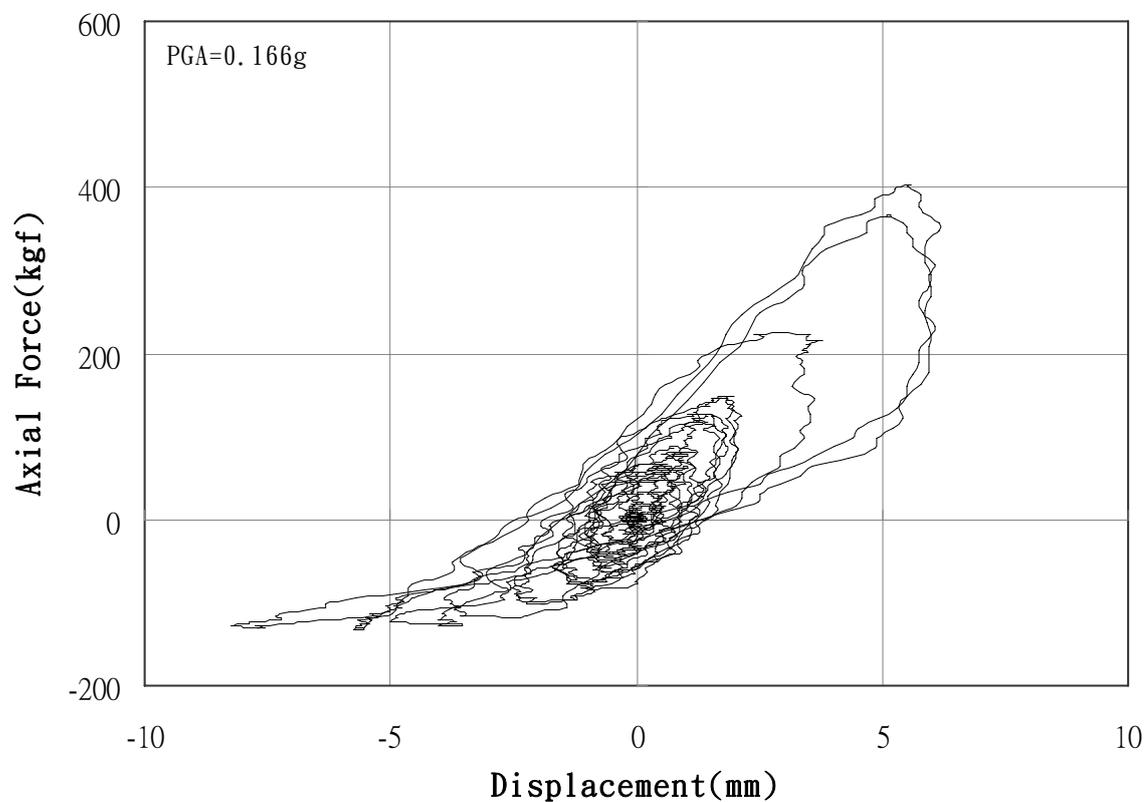


圖 5.14(b) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Hachinohe ; PGA=0.166g)

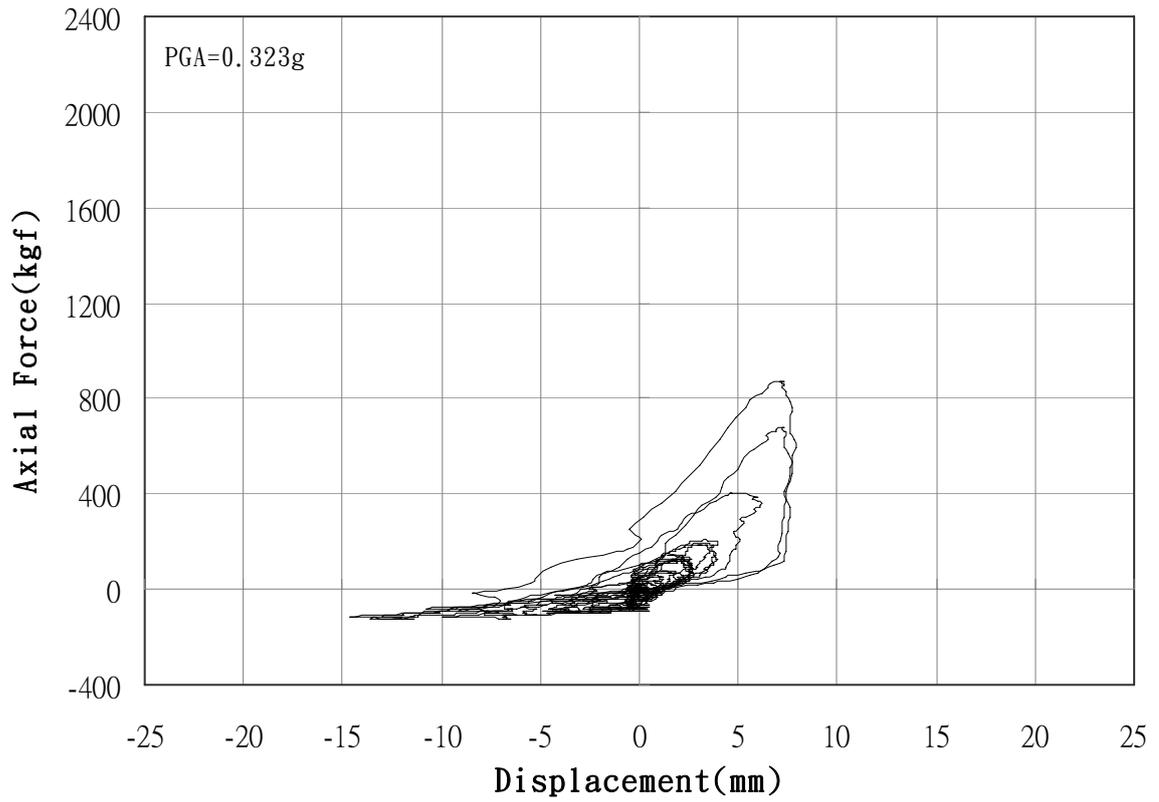


圖 5.14(c) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Hachinohe ; PGA=0.323g)

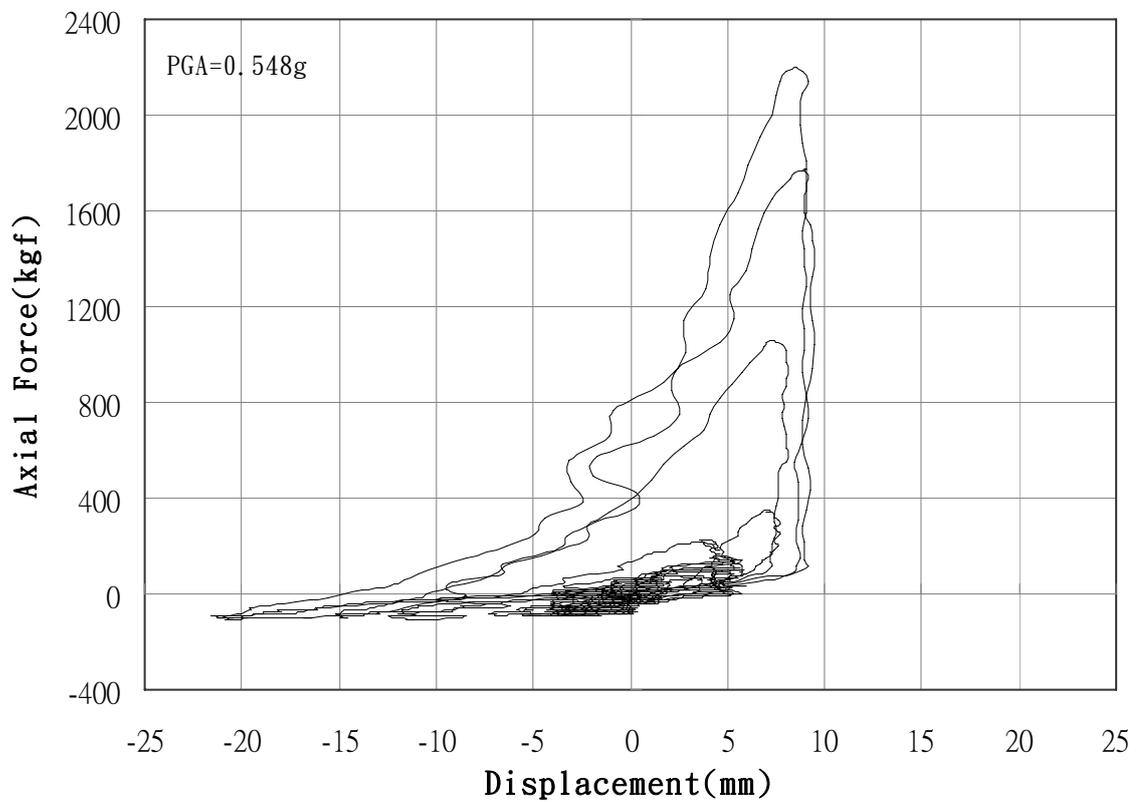


圖 5.14(d) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Hachinohe ; PGA=0.548g)

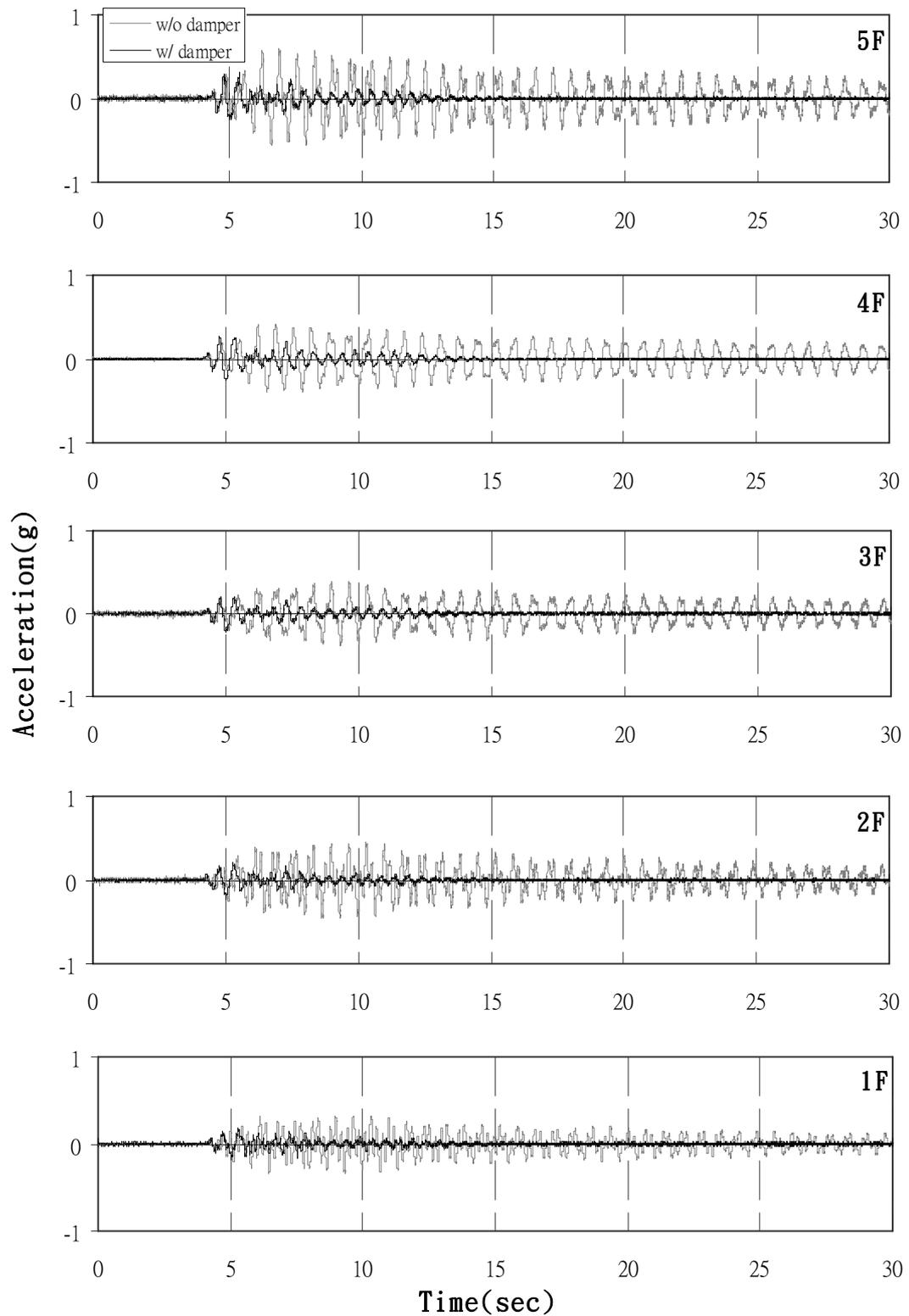


圖 5.15(a) 各樓層加速度反應之比較 (Kobe ; PGA=0.133g)

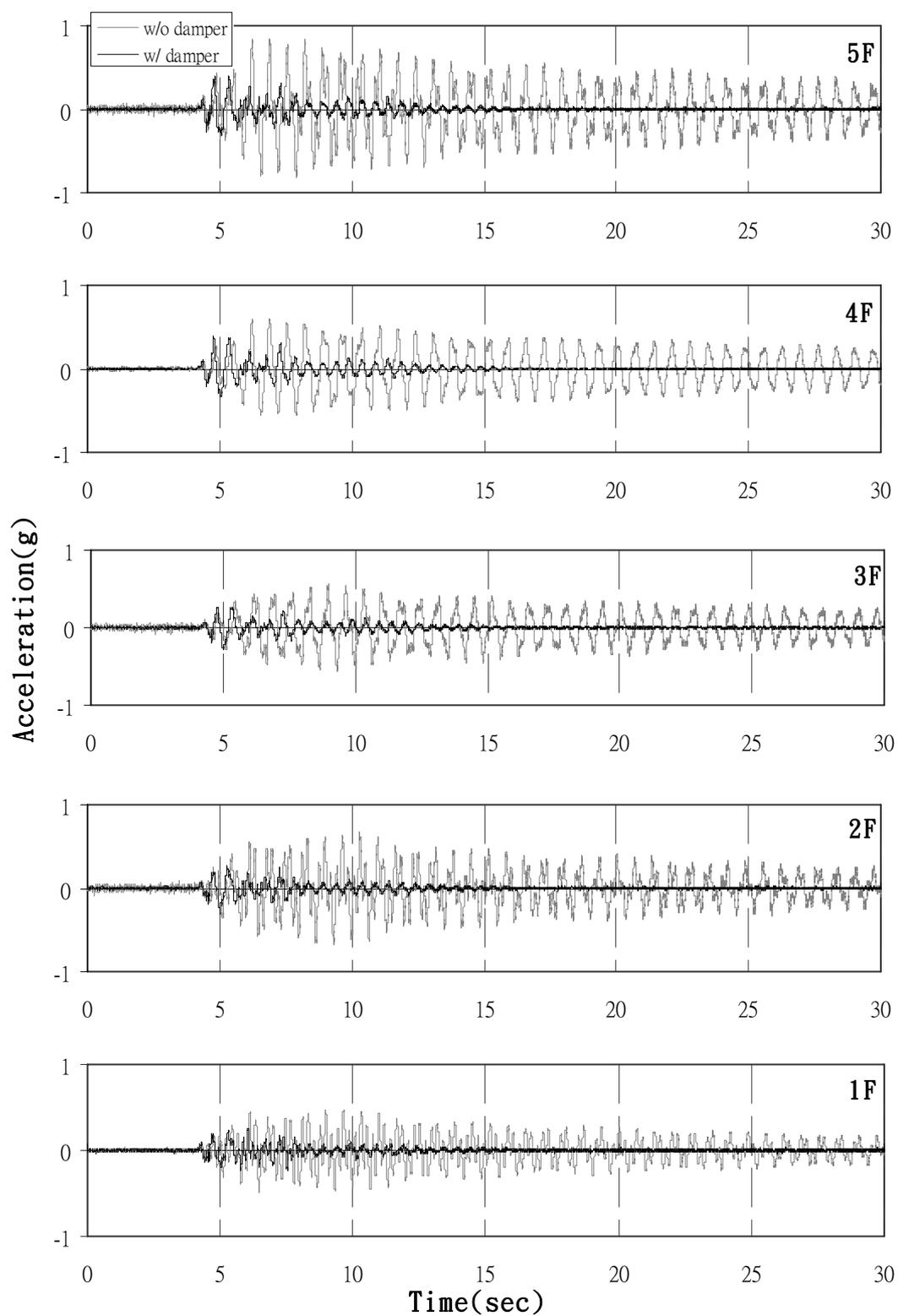


圖 5.15(b) 各樓層加速度反應比較 (Kobe ; PGA=0.192g)

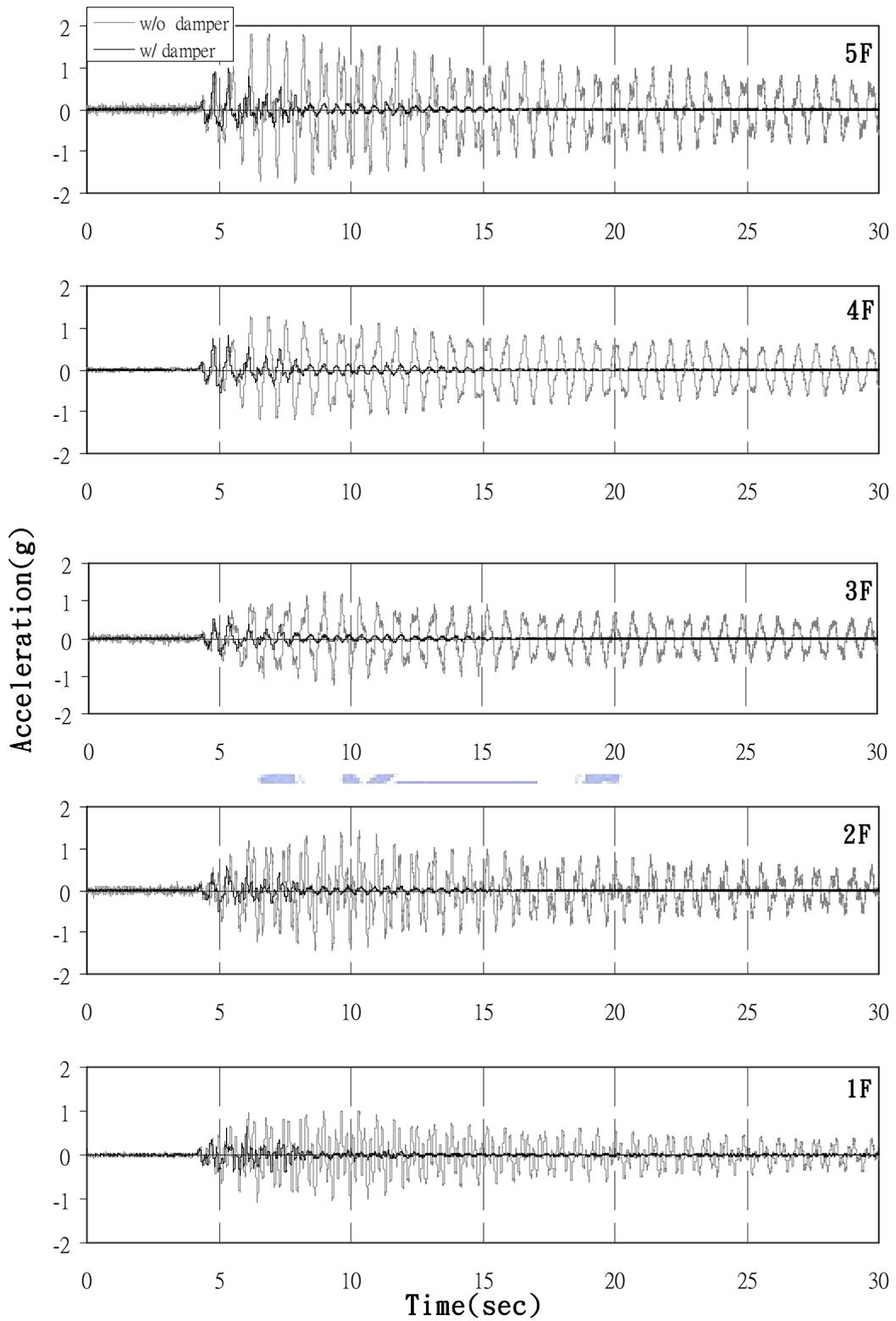


圖 5.15(c) 各樓層加速度反應比較 (Kobe ; PGA=0.412g)

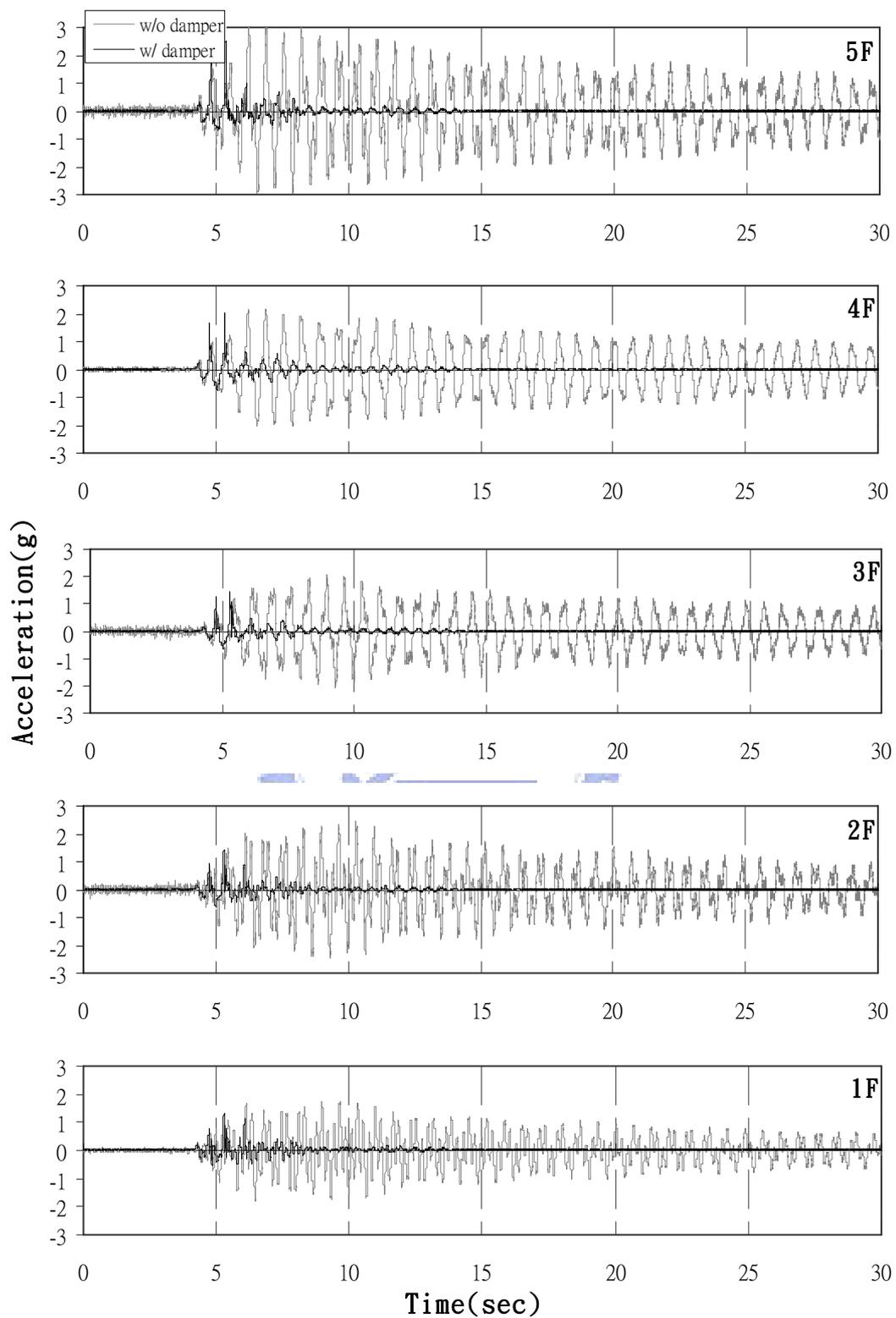


圖 5.15(d) 各樓層加速度反應比較 (Kobe ; PGA=0.699g)

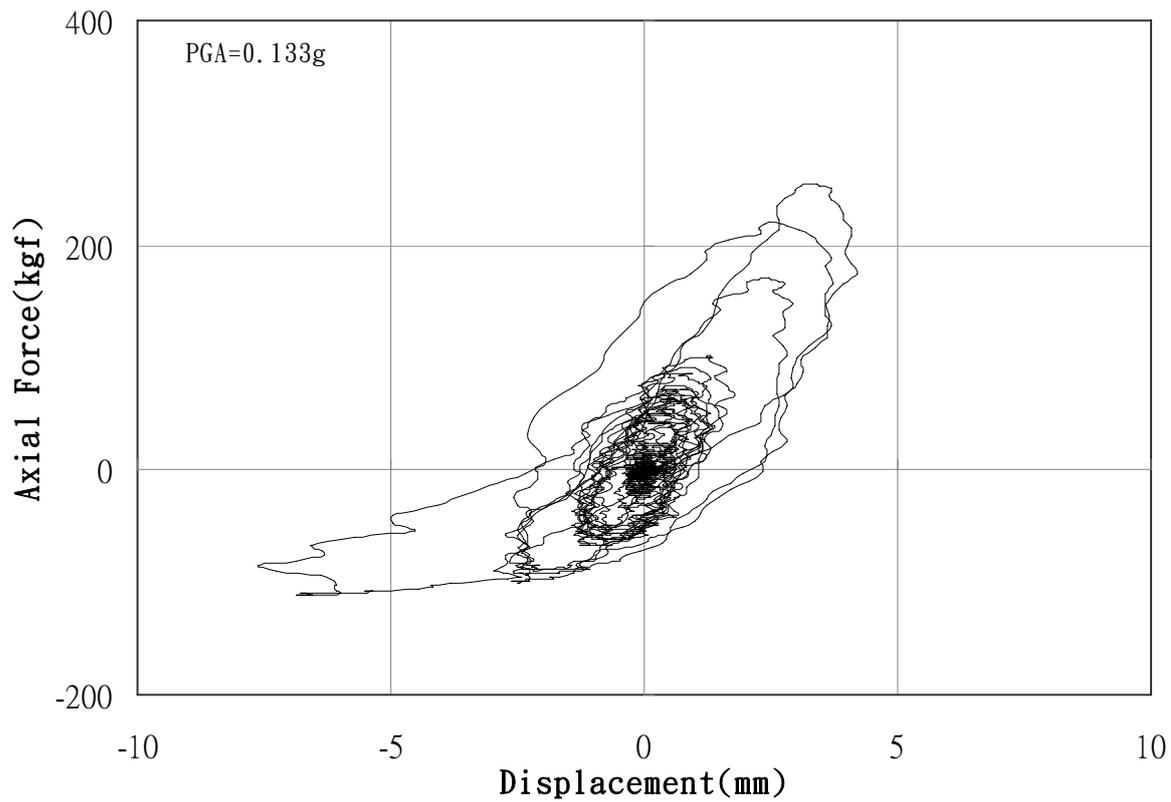


圖 5.16(a) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Kobe ; PGA=0.133g)

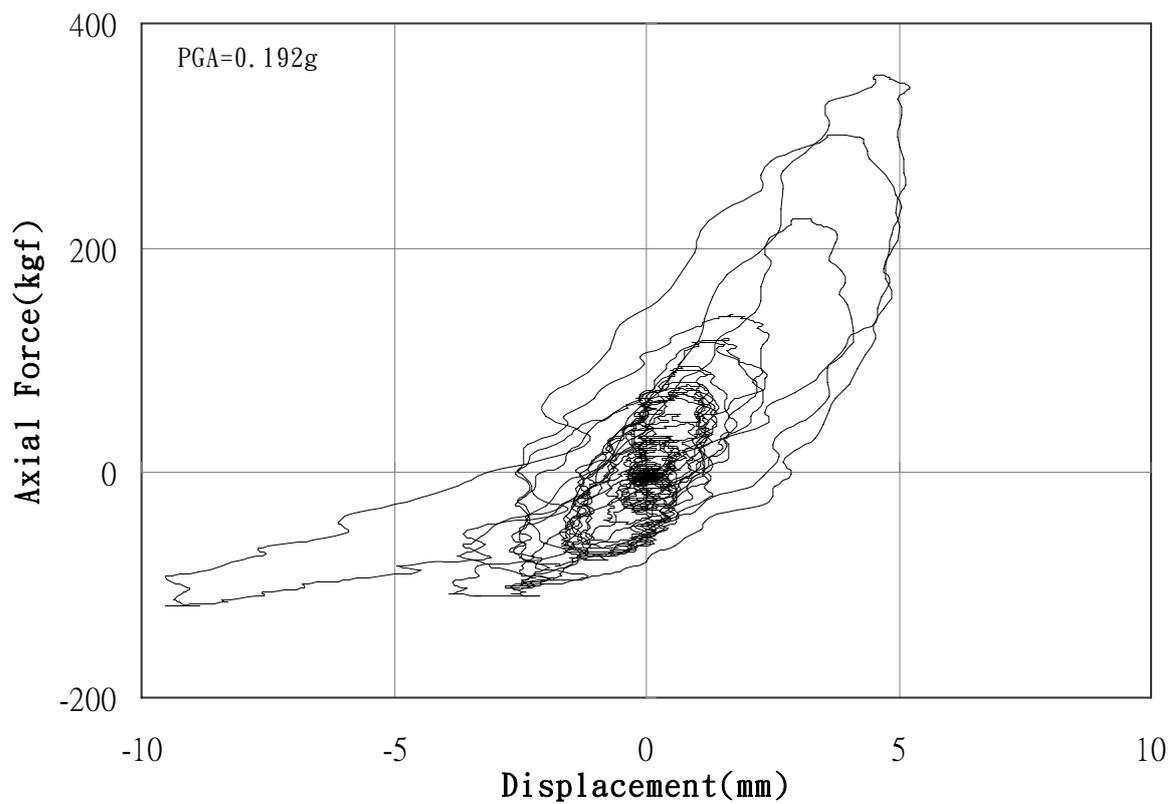


圖 5.16(b) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Kobe ; PGA=0.192g)

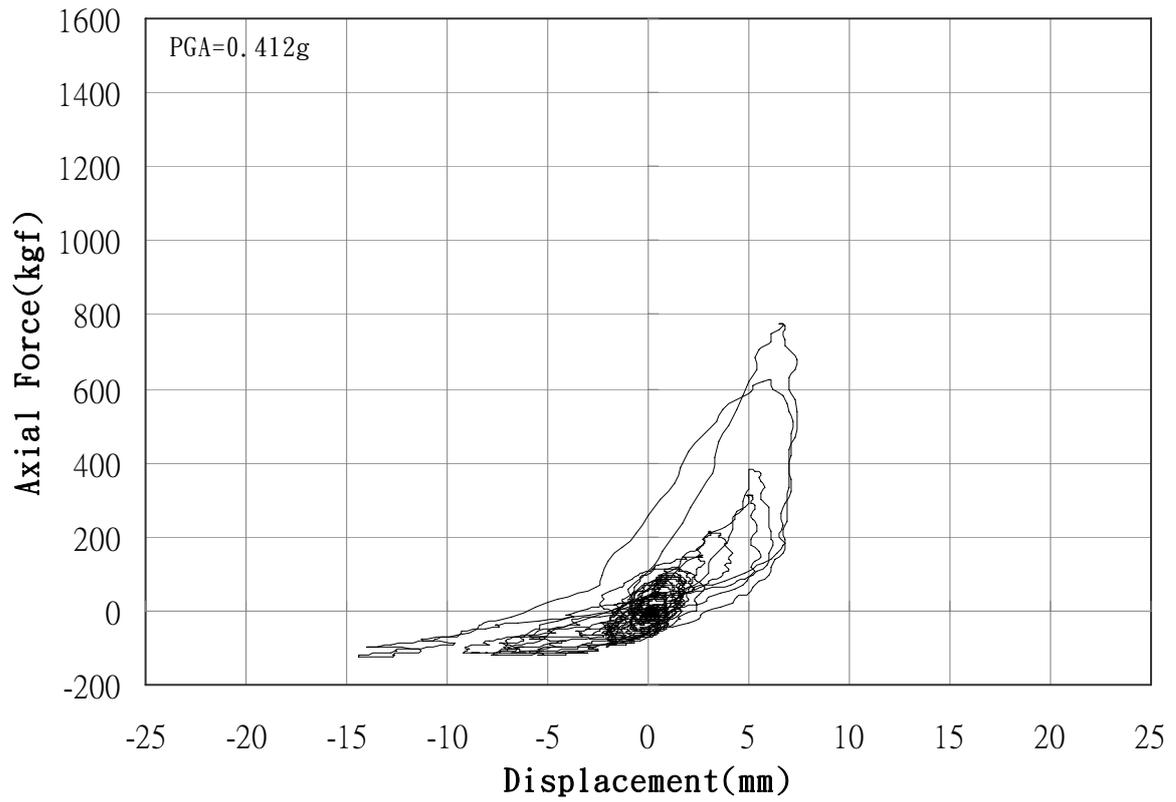


圖 5.16(c) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Kobe ; PGA=0.412g)

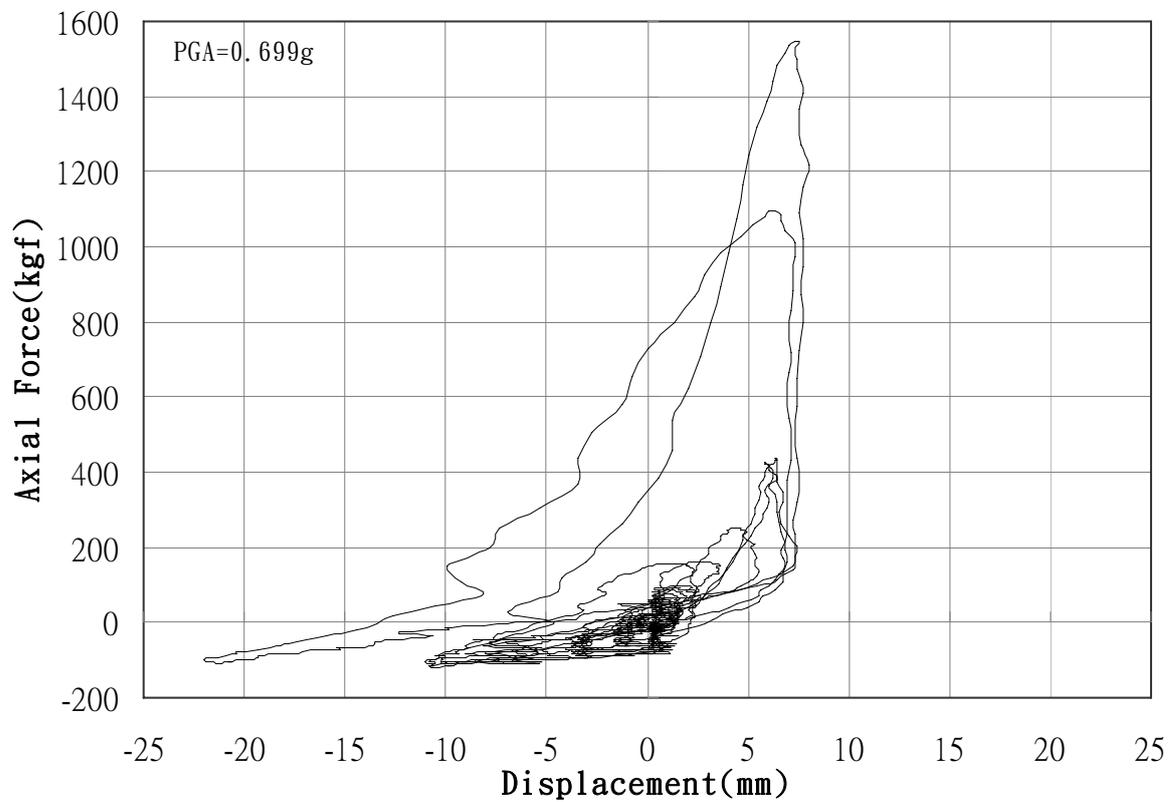


圖 5.16(d) 韌性斜撐耐震性能試驗之遲滯迴圈 (Kobe ; PGA=0.699g)