

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

摩擦制震壁之試驗與分析

An Experimental and Analytical Study
of Seismic Friction Walls

研究生：姚志儒

指導教授：王彥博 教授

中華民國九十九年七月

摩擦制震壁之試驗與分析

An Experimental and Analytical Study of Seismic Friction Walls

研究生：姚志儒

Student : Chih-Ju Yao

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 2010
Hsinchu, Taiwan, Republic of China**

中華民國九十九年七月

摩擦制震壁之試驗與分析

研究生：姚志儒

指導教授：王彥博 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

摩擦制震壁係以一種特殊合金鈹為消能材料之建築抗震裝置，藉由鋼鈹與合金夾鈹相對滑動過程中產生之摩擦機制消散地震能量。由於摩擦制震壁為壁式結構，與建築之空間相容性較佳，因此頗具發展潛力。本研究係有關摩擦制震壁之元件測試與耐震性能試驗，並針對制震壁三明治結構主體之鋼鈹進行非線性應力分析及參數研究。就工程實用性之觀點，摩擦制震壁的關鍵技術在於摩擦係數及正向力之精確掌握。率定試驗結果顯示，基本上螺栓的張力與扭力呈線性關係，其扭力係數為常數，與螺栓的直徑及材質無關，但會受到墊圈材質的影響，因此實際應用時須選擇適當之墊圈。元件測試結果顯示，摩擦制震壁之力學行為與擾動頻率無關，其遲滯迴圈相當飽滿穩定，呈現庫倫摩擦機制之特徵。特殊合金與鋼鈹間的摩擦係數高於習用之摩擦

型阻尼器，可增加阻尼器之效能。耐震性能試驗結果顯示，摩擦阻尼器基本上可降低結構之加速度反應，尤其是均方根反應，減震效能隨地震強度之增加而提升。頻域分析結果顯示結構加裝摩擦阻尼器可大幅提升低頻振態之等效阻尼比，惟高頻反應則有放大情形，幸而高頻模態的參與係數較低，因此對於結構整體反應之負面影響並不顯著。非線性應力分析結果顯示，制震壁鋼芯鈹之極限強度隨高寬比之增加而降低，增加翼鈹則能有效提升其極限強度，參數研究的結果可供未來實務設計之參考。



關鍵字：合金、摩擦制震壁、扭力係數、耐震性能試驗、非線性分析

An Experimental and Analytical Study of Seismic Friction Walls

Student : Chih-Ju Yao

Advisor : Dr . Yen-Po Wang

Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

The seismic friction wall consisting of a special alloy for energy dissipation is an earthquake-resistant device for building structures. The earthquake-induced energy is dissipated by the friction mechanism in between the steel plates and alloy via the relative sliding process. Being spatially compatible with the architecture, the friction wall in a panel-type is considered of great potential in the market. In this study, a series of component and seismic performance tests of the friction walls has been conducted, and a nonlinear stress analysis and parametric study on the core steel panel of the sandwich structure explored. From a practical point of view, the know-how of the friction wall is the ability to precisely control the desired frictional coefficient and normal force. Results from the calibration tests indicate that the tensile forces in the bolts basically are proportional to the torques with a constant torque-to-tension coefficient, regardless of the diameter and material of the bolt. However, the torque-to-tension coefficient may be affected by the material of the

washer. Therefore an appropriate type of washers should be selected in practical application. Component tests indicate that the mechanical behavior of the friction walls is rate-independent, the hysteresis loops are rich and stable and exhibit characteristics of the Coulomb's friction mechanism. The frictional coefficient (μ) between the special alloy and steel is higher than those for the existing friction dampers, therefore the capacity of the friction dampers can be substantially increased. Seismic performance tests show that, with the friction walls implemented, the floor acceleration responses of the structure can be reduced, in particular the Root-Mean-Square responses. The effectiveness of the frictional walls increases with the earthquake intensity. According to the frequency-domain analysis, the frictional walls significantly enhance the equivalent damping ratios of the structure in the lower modes while amplifying the high frequency responses. Fortunately, the overall structural responses are reduced as the participation factors for the higher modes are small, and the overall structure responses are not adversely affected. The nonlinear stress analysis indicates that the ultimate strength of the steel panel decreases with the increase of its aspect ratio. The ultimate strength of the steel panel can be effectively enhanced when reinforced with flanges. Results of the parametric study would be useful for practical design purposes.

Key Words: alloy, seismic frictional wall, torque-to-tension coefficient, seismic performance test, nonlinear analysis

致謝

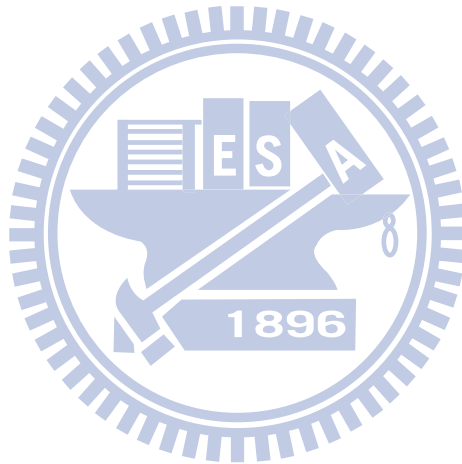
承蒙恩師 王彥博教授兩年來悉心指導，恩師嚴謹的治學態度與條理分明的思考模式，實為學生學習的典範，在論文寫作期間，感謝恩師不厭其煩的指正與修改，方能使論文得以順利完成。學生得到的不僅僅是學識上的成長，更對人格的成熟與建立正確的價值觀有正面的幫助，在此謹致上最深的敬意與謝意。

於論文口試期間，承蒙國立交通大學土木系 翁正強教授、國立交通大學土木系 陳誠直教授、淡江大學土木系 吳重承教授撥冗指正，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。

在交大的研究生涯中，感謝同門師兄弟的幫助。感謝李建良博士、張簡嘉賞博士及陳逸軒博士在實驗設計及論文上的指導；感謝學長李羿廷、王顥勳、游力邨及趙勵元在學業及生活上的協助與支援；感謝同學藍厚餘在課業及研究上的切磋與討論；學弟連峰、柏翰、柏霖、智洋及依煩在實驗過程中的鼎力相助，以及那些曾經幫助我的同學們，在此一併致上最誠摯的謝意。

最後，衷心感謝給予我最大的支持、鼓勵、包容與關懷的爺爺、奶奶、爸爸、媽媽及妹妹們，讓我能順利取得碩士學位，並感謝宛臻的陪伴，以及那些給予我協助與關心的朋友們。謹以本文獻給所有關心我的人，謝謝你們。

謹誌於交大工程二館 2010 年 7 月



目錄

摘要.....	I
Abstract.....	III
致謝.....	V
目錄.....	VII
表目錄.....	IX
圖目錄.....	XI
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 文獻回顧.....	2
1.3 本文內容.....	5
第二章 摩擦阻尼器之初步率定與試驗.....	13
2.1 摩擦阻尼器之原理與構造.....	13
2.2 扭力係數之率定.....	14
2.2.1 扭力係數.....	16
2.2.2 扭力率定試驗機構之設計.....	16
2.2.3 率定試驗結果.....	17
2.2.3.1 不同強度螺栓之影響.....	17
2.2.3.2 放置不同墊圈之影響.....	19
2.3 小結.....	21
第三章 摩擦制震壁之元件測試.....	39
3.1 前言.....	39
3.2 制震壁實尺元件測試.....	40
3.2.1 摩擦阻尼元件之細部設計.....	40
3.2.2 測試機構與試驗規畫.....	41
3.2.3 試驗結果與分析.....	42
3.3 制震壁縮尺元件測試.....	44
3.3.1 縮尺摩擦阻尼元件之細部設計.....	44
3.3.2 測試機構與試驗規畫.....	45
3.3.3 試驗結果與分析.....	46
3.4 小結.....	47
第四章 摩擦制震壁之耐震性能測試.....	69
4.1 前言.....	69
4.2 耐震性能測試.....	69
4.2.1 測試構架與量測系統.....	69
4.2.2 摩擦阻尼裝置之配置與試驗規畫.....	72
4.2.3 耐震性能測試結果.....	74

4.2.3.1 El Centro Earthquake.....	74
4.2.3.2 Hachinohe Earthquake.....	76
4.2.3.3 Kobe Earthquake.....	78
4.3 小結.....	80
第五章 制震壁鋼芯鈹之非線性分析.....	127
5.1 前言.....	127
5.2 ANSYS分析流程之介紹.....	128
5.2.1 前處理.....	129
5.2.2 模型加載及求解.....	132
5.2.3 後處理器.....	134
5.3 制震壁鋼鈹之分析.....	135
5.3.1 鋼鈹之ANSYS模型設定.....	135
5.3.2 ANSYS分析鋼鈹之結果與討論.....	140
5.4 含翼鈹鋼鈹之非線性分析.....	143
5.4.1 含翼鈹鋼鈹之ANSYS模型設定.....	144
5.4.2 ANSYS分析鋼鈹加翼鈹之結果與討論.....	149
5.5 小結.....	154
第六章 結論與建議.....	189
參考文獻.....	191
附錄A：ARX系統識別理論.....	194
個人簡介.....	200



表目錄

表 2.1 扭力係數之建議參考值.....	22
表 2.2 高強度螺栓之最小預拉力(tonf)	22
表 2.3 A325-M20 螺栓扭力係數率定結果.....	23
表 2.4 A325-M22 螺栓扭力係數率定結果.....	23
表 2.5 A325-M24 螺栓扭力係數率定結果.....	24
表 2.6 A490-M20 螺栓扭力係數率定結果.....	24
表 2.7 A490-M22 螺栓扭力係數率定結果.....	25
表 2.8 A490-M24 螺栓扭力係數率定結果.....	25
表 2.9 A490-M10 螺栓扭力係數率定結果.....	26
表 2.10 A490-M12 螺栓扭力係數率定結果.....	26
表 2.11 A490-M16 螺栓扭力係數率定結果.....	27
表 2.12 A325 與A490 螺栓扭力係數率定結果整理.....	27
表 2.13 A490-M22 螺栓放置一片白鐵墊圈之扭力係數率定結果.....	28
表 2.14 A490-M22 螺栓放置兩片白鐵墊圈之扭力係數率定結果.....	28
表 2.15 A490-M22 螺栓放置一片鋼製墊圈之扭力係數率定結果.....	29
表 2.16 A490-M22 螺栓放置兩片鋼製墊圈之扭力係數率定結果.....	29
表 2.17 A490-M10 螺栓放置一片白鐵墊圈之扭力係數率定結果.....	30
表 2.18 A490-M10 螺栓放置兩片白鐵墊圈之扭力係數率定結果.....	31
表 2.19 A490-M10 螺栓放置不同墊圈之扭力係數率定結果整理.....	32
表 2.20 A490-M22 螺栓放置不同墊圈之扭力係數率定結果整理.....	32
表 3.1 實尺元件測試之摩擦力與摩擦係數.....	49
表 3.2 縮尺元件測試之摩擦力與摩擦係數(M10 螺栓，N=2).....	50
表 3.3 縮尺元件測試之摩擦力與摩擦係數(M10 螺栓，N=4).....	50
表 4.1 五層樓鋼結構模型細部尺寸.....	81
表 4.2 五層樓鋼結構模型之模擬參數(動力特性).....	81
表 4.3 各樓層加速度峰值反應比較(Input=El Centro).....	82
表 4.4 各樓層加速度均方根值比較(Input=El Centro).....	82
表 4.5 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro).....	83
表 4.6 各樓層加速度峰值反應比較(Input=Hachinohe).....	84
表 4.7 各樓層加速度均方根值比較(Input=Hachinohe).....	84
表 4.8 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe).....	85
表 4.9 各樓層加速度峰值反應比較(Input=Kobe)	86
表 4.10 各樓層加速度均方根值比較(Input=Kobe)	86
表 4.11 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Kobe).....	87
表 5.1 鋼板之ANSYS非線性分析結果(w=50cm；t=1cm)	155
表 5.2 鋼板之ANSYS非線性分析結果(w=50cm；t=2cm)	156

表 5.3 鋼鈹之ANSYS非線性分析結果($w=100\text{cm}$; $t=1\text{cm}$)	157
表 5.4 鋼鈹之ANSYS非線性分析結果($w=100\text{cm}$; $t=2\text{cm}$)	158
表 5.5 翼鈹補強之效能評估(高寬比=0.5).....	159
表 5.6 翼鈹補強之效能評估(高寬比=1).....	159
表 5.7 翼鈹補強之效能評估(高寬比=1.5).....	160
表 5.8 翼鈹補強之效能評估(高寬比=2).....	160
表 5.9 翼鈹補強之效能評估(高寬比=2.5).....	161
表 5.10 以翼鈹補強之鋼鈹ANSYS非線性分析結果－翼鈹厚度之影響 (高寬比=0.5 , $w_f=6\text{cm}$).....	161
表 5.11 以翼鈹補強之鋼鈹ANSYS非線性分析結果－翼鈹寬度之影響 (高寬比=0.5 , $t_f=1\text{cm}$)	162
表 5.12 以翼鈹補強之鋼鈹ANSYS非線性分析結果－翼鈹厚度之影響 (高寬比=1 , $w_f=6\text{cm}$).....	163
表 5.13 以翼鈹補強之鋼鈹ANSYS非線性分析結果－翼鈹寬度之影響 (高寬比=1 , $t_f=0.5\text{cm}$)	164
表 5.14 以翼鈹補強之鋼鈹ANSYS非線性分析結果－翼鈹厚度之影響 (高寬比=1.5 , $w_f=6\text{cm}$).....	165
表 5.15 以翼鈹補強之鋼鈹ANSYS非線性分析結果－翼鈹寬度之影響 (高寬比=1.5 , $t_f=0.5\text{cm}$)	166
表 5.16 以翼鈹補強之鋼鈹ANSYS非線性分析結果－翼鈹厚度之影響 (高寬比=2 , $w_f=6\text{cm}$).....	167
表 5.17 以翼鈹補強之鋼鈹ANSYS非線性分析結果－翼鈹寬度之影響 (高寬比=2 , $t_f=1.5\text{cm}$)	168
表 5.18 以翼鈹補強之鋼鈹ANSYS非線性分析結果－翼鈹厚度之影響 (高寬比=2.5 , $w_f=6\text{cm}$).....	169
表 5.19 以翼鈹補強之鋼鈹ANSYS非線性分析結果－翼鈹寬度之影響 (高寬比=2.5 , $t_f=2\text{cm}$)	170

圖目錄

圖 1.1 Pall摩擦阻尼器【1】	6
圖 1.2 對角型式之Pall阻尼器【3】	6
圖 1.3 V字型之Pall阻尼器【3】	7
圖 1.4 X型摩擦阻尼器模擬遲滯迴圈圖【5】	7
圖 1.5 栓接摩擦阻尼器示意圖【5】	8
圖 1.6 不同摩擦材料對摩擦阻尼器遲滯迴圈之影響【5】	8
圖 1.7 傳統Pall阻尼器和改良式Pall阻尼器示意圖【6】	9
圖 1.8 St. Vincent Hospital平面圖【7】	9
圖 1.9 St. Vincent Hospital阻尼器以ETABS模擬之遲滯迴圈圖【7】	9
圖 1.10 地震能量輸入與消散之歷時圖【7】	10
圖 1.11 La gardenia Towers 公寓建築與摩擦阻尼器配置圖【8】	10
圖 1.12 Ambulatory Care Center及摩擦阻尼器施工安裝照片【9】	10
圖 1.13 軸向型摩擦阻尼器【10】	11
圖 1.14 使用特殊合金鈹之摩擦阻尼器示意圖【12】	11
圖 1.15 摩擦阻尼斜撐之耐震性能試驗照片【13】	12
圖 2.1 摩擦阻尼器構造示意圖	33
圖 2.2 摩擦阻尼器受力示意圖	33
圖 2.3 扭力率定試驗機構概念設計圖	34
圖 2.4 Load Cell($\pm 2t$)	34
圖 2.5 扭力率定試驗機構組裝完成照片	35
圖 2.6 大型扭力扳手(扭力範圍:80~560 N-m)	35
圖 2.7 扭力扳手套筒	36
圖 2.8 墊圈	36
圖 2.9 小型扭力扳手(扭力範圍:1~3 N-m)	37
圖 2.10 小型扭力扳手(扭力範圍:10~50 N-m)	37
圖 2.11 墊圈磨痕	38
圖 3.1 實尺摩擦阻尼元件設計圖	51
圖 3.2 實尺元件測試-上夾鈹細部設計圖	51
圖 3.3 實尺元件測試-轉接鈹細部設計圖	52
圖 3.4 實尺元件測試-下夾鈹細部設計圖	52
圖 3.5 實尺元件測試-鋼芯鈹細部設計圖	53
圖 3.6 實尺元件測試-外覆鋼鈹與特殊合金鈹之細部設計圖	53
圖 3.7 實尺摩擦阻尼元件測試組裝完成照片	54
圖 3.8 實尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(振幅=10~40mm, 8bolts, T=100N-m/bolt)	54
圖 3.9 實尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(8bolts, T=100N-m/bolt)	55
圖 3.10 實尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(8bolts, T=180N-m/bolt)	55

圖 3.11 實尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(8bolts , T=320N-m/bolt).....	56
圖 3.12 特殊合金鈹之有效摩擦面積(灰色部分, 單位: mm).....	56
圖 3.13 介面壓應力與摩擦係數之關係曲線.....	57
圖 3.14 介面壓應力與摩擦係數之關係曲線(修正李羿廷【13】).....	57
圖 3.15 介面壓應力與摩擦係數之關係曲線(修正李【13】與實驗之比較).....	58
圖 3.16 縮尺摩擦制震壁示意圖.....	58
圖 3.17 縮尺測試元件之T型梁細部設計圖.....	59
圖 3.18 縮尺測試元件之下夾鈹細部設計圖.....	59
圖 3.19 縮尺測試元件之鋼芯鈹細部設計圖.....	60
圖 3.20 縮尺測試元件之外覆鋼鈹與特殊合金鈹細部設計圖.....	60
圖 3.21 縮尺摩擦阻尼元件測試機構之示意圖.....	61
圖 3.22 縮尺摩擦阻尼元件測試安裝完成照片.....	62
圖 3.23 縮尺元件測試機構之門型鋼鈹細部設計圖.....	62
圖 3.24 縮尺元件測試支座之細部設計圖.....	63
圖 3.25 測試支座組裝完成照片.....	64
圖 3.26 縮尺摩擦阻尼元件測試-正向力與摩擦力關係曲線.....	64
圖 3.27 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(2 bolts , T=10kgf-cm/bolt).....	65
圖 3.28 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(2 bolts , T=20kgf-cm/bolt).....	65
圖 3.29 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(2 bolts , T=30kgf-cm/bolt).....	66
圖 3.30 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(4 bolts , T=10kgf-cm/bolt).....	66
圖 3.31 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(4 bolts , T=20kgf-cm/bolt).....	67
圖 3.32 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(4 bolts , T=30kgf-cm/bolt).....	67
圖 3.33 合金鈹試驗後局部產生刮痕.....	68
圖 3.34 縮尺摩擦阻尼元件測試-壓應力與摩擦係數關係曲線.....	68
圖 4.1 振動台油壓致動器.....	88
圖 4.2 地震模擬振動台.....	88
圖 4.3 五層樓鋼結構模型.....	89
圖 4.4 407 控制器.....	90
圖 4.5 IMC資料擷取系統.....	90
圖 4.6 加速度規(Accelerometers).....	91
圖 4.7 特殊合金鈹細部設計圖.....	91
圖 4.8 Type A-上鋼鈹細部設計圖.....	92
圖 4.9 Type A-T型鋼細部設計圖.....	92
圖 4.10 Type A-下鋼鈹細部設計圖.....	93
圖 4.11 Type A-組裝示意圖.....	94
圖 4.12 Type B-上鋼鈹細部設計圖.....	95
圖 4.13 Type B-T型鋼細部設計圖.....	95
圖 4.14 Type B-下鋼鈹細部設計圖.....	96

圖 4.15 Type B-組裝示意圖.....	97
圖 4.16 角鋼A細部設計圖.....	98
圖 4.17 角鋼B細部設計圖.....	98
圖 4.18 摩擦制震壁組裝完成照片.....	99
圖 4.19 摩擦阻尼斜撐模組細部設計圖.....	99
圖 4.20 摩擦阻尼斜撐組裝示意圖.....	100
圖 4.21 摩擦阻尼斜撐組裝完成照片.....	100
圖 4.22 輸入地震歷時.....	101
圖 4.23 摩擦阻尼器耐震性能測試構架組裝完成照片.....	102
圖 4.24 各樓層加速度反應歷時之比較(El Centro ; PGA=0.17g).....	103
圖 4.25 各樓層加速度反應歷時之比較(El Centro ; PGA=0.34g).....	104
圖 4.26 各樓層加速度反應歷時之比較(El Centro ; PGA=0.64g).....	105
圖 4.27 各樓層加速度反應歷時之比較(El Centro ; PGA=0.79g).....	106
圖 4.28 各樓層加速度頻域響應函數之比較(El Centro ; PGA=0.17g).....	107
圖 4.29 各樓層加速度頻域響應函數之比較(El Centro ; PGA=0.34g).....	108
圖 4.30 各樓層加速度頻域響應函數之比較(El Centro ; PGA=0.64g).....	109
圖 4.31 各樓層加速度頻域響應函數之比較(El Centro ; PGA=0.79g).....	110
圖 4.32 各樓層加速度反應歷時之比較(Hachinohe ; PGA=0.18g).....	111
圖 4.33 各樓層加速度反應歷時之比較(Hachinohe ; PGA=0.35g).....	112
圖 4.34 各樓層加速度反應歷時之比較(Hachinohe ; PGA=0.58g).....	113
圖 4.35 各樓層加速度反應歷時之比較(Hachinohe ; PGA=0.76g).....	114
圖 4.36 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Hachinohe ; PGA=0.18g).....	115
圖 4.37 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Hachinohe ; PGA=0.35g).....	116
圖 4.38 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Hachinohe ; PGA=0.58g).....	117
圖 4.39 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Hachinohe ; PGA=0.76g).....	118
圖 4.40 各樓層加速度反應歷時之比較(Kobe ; PGA=0.2g).....	119
圖 4.41 各樓層加速度反應歷時之比較(Kobe ; PGA=0.4g).....	120
圖 4.42 各樓層加速度反應歷時之比較(Kobe ; PGA=0.78g).....	121
圖 4.43 各樓層加速度反應歷時之比較(Kobe ; PGA=1.01g).....	122
圖 4.44 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Kobe ; PGA=0.2g).....	123
圖 4.45 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Kobe ; PGA=0.4g).....	124
圖 4.46 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Kobe ; PGA=0.78g).....	125
圖 4.47 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Kobe ; PGA=1.01g).....	126
圖 5.1 鋼板幾何外型設定.....	171
圖 5.2 元素設定.....	171
圖 5.3 SOLID 186 元素.....	172
圖 5.4 設定密度.....	172
圖 5.5 設定彈性模數與波松比.....	173

圖 5.6 設定材料非線性參數.....	173
圖 5.7 Mesh Tool設定	174
圖 5.8 鋼板網格建立.....	175
圖 5.9 鋼板邊界條件設定.....	175
圖 5.10 鋼板力量加載.....	176
圖 5.11 施力點應力破壞之位移等高線圖.....	176
圖 5.12 局部挫屈破壞之位移等高線圖.....	177
圖 5.13 施力點應力破壞伴隨局部挫屈破壞之位移等高線圖.....	177
圖 5.14 整體挫屈破壞之位移等高線圖.....	178
圖 5.15 鋼板上端外側四個節點示意圖.....	178
圖 5.16 鋼板位移與極限剪力強度之關係.....	179
圖 5.17 鋼板高寬比與極限剪力強度之關係.....	179
圖 5.18 鋼板加翼板幾何外型設定.....	180
圖 5.19 鋼板加翼板網格建立.....	180
圖 5.20 鋼板加翼板邊界條件設定.....	181
圖 5.21 鋼板加翼板力量加載.....	181
圖 5.22 施力點應力破壞之位移等高線圖.....	182
圖 5.23 翼板應力破壞之位移等高線圖.....	182
圖 5.24 局部挫屈破壞之位移等高線圖.....	183
圖 5.25 整體挫屈破壞之位移等高線圖.....	183
圖 5.26 翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係(鋼板尺寸：100×50×2， $w_f=6\text{cm}$)	184
圖 5.27 翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係(鋼板尺寸：100×50×2， $t_f=1\text{cm}$)	184
圖 5.28 翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係 (鋼板尺寸：100×100×2， $w_f=6\text{cm}$)	185
圖 5.29 翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係 (鋼板尺寸：100×100×2， $t_f=0.5\text{cm}$)	185
圖 5.30 翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係 (鋼板尺寸：100×150×2， $w_f=6\text{cm}$)	186
圖 5.31 翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係 (鋼板尺寸：100×150×2， $t_f=0.5\text{cm}$)	186
圖 5.32 翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係 (鋼板尺寸：100×200×2， $w_f=6\text{cm}$)	187
圖 5.33 翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係 (鋼板尺寸：100×200×2， $t_f=1.5\text{cm}$)	187
圖 5.34 翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係 (鋼板尺寸：100×250×2， $w_f=6\text{cm}$)	188
圖 5.35 翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係 (鋼板尺寸：100×250×2， $t_f=2\text{cm}$)	188

第一章 緒論

1.1 前言

近年來全球大地震頻繁，如日本阪神地震(1995年，規模7.2)、台灣集集地震(1999年，規模7.3)、南亞地震(2004年，規模9.0)、中國四川地震(2008年，規模8.0)及智利地震(2010年，規模8.8)等，均造成諸多結構建築物倒塌及毀損，人民生命財產損失更難以估計。幾經大地震之洗禮與教育，民眾對於結構的耐震能力越來越重視，相關耐震技術之發展亦日新月異。

結構可藉由消能減震措施提升耐震能力，具體作法乃為建築抗震阻尼器的應用。阻尼器依據其物理力學特性之不同，可分為兩大類。一類為速度相依型消能元件，如液流阻尼器、黏滯阻尼器等，其主要功能為提供結構附加之阻尼，以消散結構受地震力所導致之振動能量；另一類則為位移相依型消能元件，如降伏鋼板阻尼器、韌性挫屈斜撐及摩擦阻尼器等，其功能除了增加結構之阻尼外，亦可適度提供勁度，對於結構有加勁之作用。

著眼於提升建築結構之耐震安全性，且能適用於新建與既有結構之耐震補強，本研究乃研發以特殊合金板為核心之摩擦制震壁，期能提供建築抗震裝置之另一種選擇。

1.2 文獻回顧

摩擦阻尼器最早由 Pall 【1~4】 等人提出，使用 X 型(圖 1.1)斜撐與結構接合，或採對角(圖 1.2)或 V 字型(圖 1.3)斜撐與結構接合。採用此種概念設計之摩擦阻尼器，通稱為 Pall Friction Damper(PFD)。Soong, T. T and Dargush 【5】 提出 X 型摩擦阻尼斜撐之三線性力學模型，如圖 1.4 所示。該模型係依據試驗所得之遲滯迴圈特性所建立，其使用之摩擦阻尼元件如圖 1.5 所示。該研究考慮了不同介面處理方式(如噴砂、聚乙烯塗層、鍍鋅塗層、氧化鐵層等)以及摩擦材質(如來令片、鋼材等)，其遲滯迴圈如圖 1.6 所示。其研究結果顯示，除聚乙烯塗層與來令片之遲滯迴圈較符合庫倫機制外，其餘處理方式之元件皆有性能衰減之現象，且其摩擦係數甚小，恐難以滿足工程實務應用之需求。Wu【6】等人針對 Pall Friction Damper 進行改良設計，主要以如圖 1.7 所示之 T 型芯板取代十字型芯板，目的在於簡化組裝工作。採用此種組裝方式時，須以兩片 T 型芯板平行對鎖方可得到與十字型芯板相同之出力。

目前摩擦阻尼器之應用實例以國外居多，如 Malhotra 【7】 等人針對加拿大渥太華之 St. Vincent Hospital(圖 1.8)安裝摩擦阻尼器之研究，該醫療大樓因增建之第五層樓不符合耐震設計法規，因此安裝 183 組摩擦阻尼器(PFD)作為補強之用。每組摩擦阻尼器之設計出

力為 30tf，圖 1.9 為其 ETABS 非線性歷時分析所得之遲滯迴圈，圖 1.10 則為其地震能量輸入與消散之累積曲線。其結果顯示，摩擦阻尼器可有效消散地震能量。Chandra【8】等人亦採用摩擦阻尼器作為印度古爾岡 La Gardenia Towers(圖 1.11)之防震設計，該棟十八層樓公寓建築共安裝了 66 組摩擦阻尼器，每組摩擦阻尼器之出力上限為 70tf，設計目標在減少混凝土結構之韌性需求，在設計地震力下使結構保持在彈性範圍內。根據其 ETABS 非線性動力歷時分析結果顯示，結構安裝摩擦阻尼器後，頂樓位移之折減率可達 60%以上。Soli【9】等人則採用摩擦阻尼器作為加州聖地牙哥之 Ambulatory Care Center(圖 1.12)之防震設計，目的在確保此棟四層樓照護中心於地震時相關醫療工作能順利進行。配置於該結構中之 22 組摩擦阻尼器設計出力介於 45tf 至 150tf 之間。根據其非線性動力歷時分析結果顯示，其設計可達成大地震時低樓層無破壞產生，且地震結束後亦無永久位移產生之功能設計目標。

國內目前尚無摩擦阻尼器之應用實例，但有關摩擦阻尼器之研究已有些具體成果。若摩擦阻尼器之摩擦係數不大，欲產生足夠之摩擦力時需於摩擦介面施加極大之正向力。因此，盧【10~11】研製軸向型摩擦阻尼器，如圖 1.13 所示，利用楔型機構放大摩擦介面之正向力以提高摩擦力，該摩擦阻尼器內含一組楔型塊，可經由調整楔型塊

兩側彈片之預壓力改變阻尼器出力。該研究並考慮黃銅、來令片及尼龍等摩擦介面材料，試驗結果顯示，利用楔型機構可將等效摩擦係數(μ)提升，黃銅可由 0.18 提升至 0.29；來令片由 0.08 提升至 0.15；尼龍則由 0.11 提升至 0.17。惟所有條件下，摩擦係數皆未能超過 0.3。習用之摩擦阻尼器皆採用質地較堅硬的金屬，其表面摩擦係數很少超過 0.3。

由於現行之摩擦阻尼器存在摩擦係數低、出力小、易磨耗、且力學行為不符合庫倫摩擦機制等問題，使得其應用發展受到限制。隨著材料工程領域之進展，現已研發出質地較軟、摩擦係數較高之特殊合金，經由適當設計可使其摩擦係數提高，大幅增加摩擦阻尼器之設計容量。該特殊合金之消能機制乃藉由材料纖維降伏後之塑性流(plastic flow)所產生，其性能較為穩定且耐磨，且摩擦係數較高可產生較大之摩擦力。張簡嘉賞【12】使用該特殊合金鈹作為摩擦介面材料(圖 1.14)，具有穩定且飽滿的消能特性，力學行為與庫倫摩擦機制相符，且特殊合金具有高摩擦係數($\mu > 0.7$)，可大幅提升摩擦阻尼器之設計容量。李羿廷【13】利用「剪力平衡」【14~16】概念，推導摩擦阻尼結構之運動方程式，建立摩擦阻尼器之分析模式，並以特殊合金鈹作為核心材料，研製斜撐型式之摩擦阻尼器(圖 1.15)，根據其耐震試驗結果顯示，摩擦阻尼斜撐具有良好的耐震效果。本文

將接續其研究，以特殊合金鈹作為核心材料，製作摩擦制震壁，進行一系列之元件測試及耐震性能測試。

1.3 本文內容

本文主要針對摩擦制震壁進行元件測試及耐震性能測試，輔以 ANSYS 軟體進行分析。第一章為緒論，說明研究動機以及針對摩擦阻尼器進行文獻回顧，並概述本文內容。第二章探討摩擦制震壁之基本構造與原理，並透過螺栓之扭力係數率定試驗，找出扭力與螺栓張力（正向力）間的關係。第三章為摩擦制震壁之元件測試，包括實尺寸以及縮尺摩擦制震壁之測試，目的在找出出力上限以及摩擦係數，探討不同螺栓數量及螺栓扭力對於摩擦制震壁力學行為之影響，並作為耐震性能測試之設計依據。第四章為摩擦制震壁之耐震性能測試，將縮尺摩擦阻尼器安裝於一座五層樓鋼結構模型上，設定不同震波與 PGA 值，探討摩擦阻尼器對整體結構之頻率、模態阻尼比及動態反應之影響。第五章採用 ANSYS 進行制震壁鋼芯鈹之非線性應力分析，以了解鋼鈹受力行為與破壞模式，並探討以翼鈹補強之效益，以提供未來工程實務設計之參考。第六章為結論與建議。

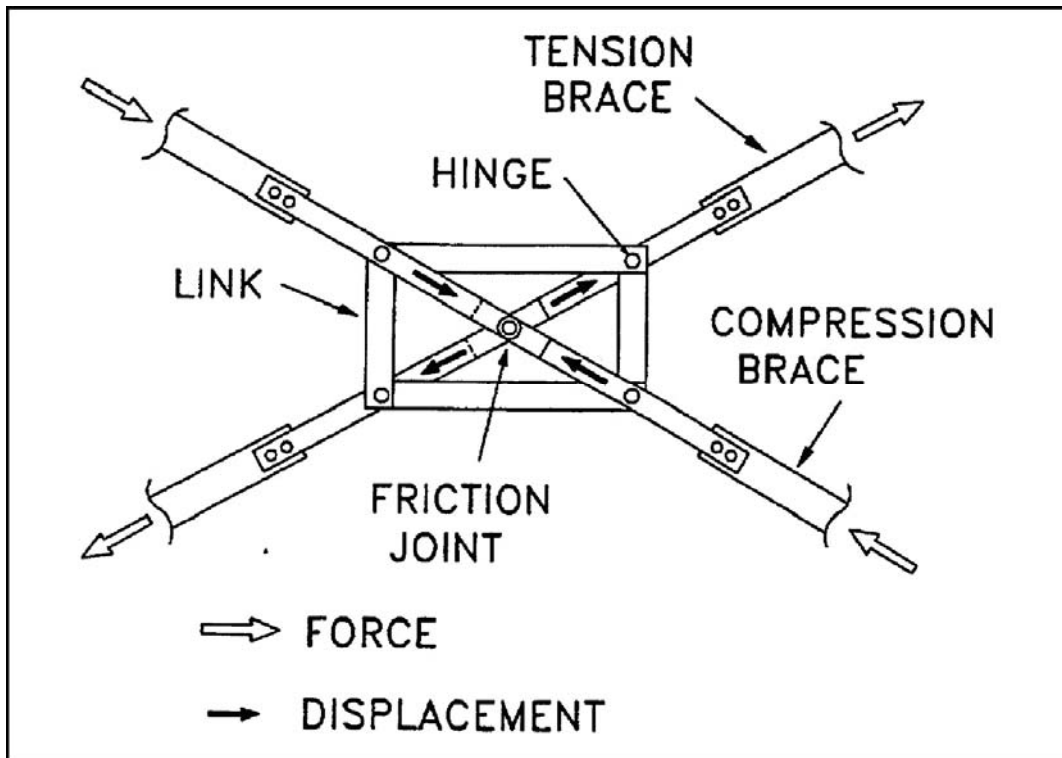


圖 1.1 Pa11 摩擦阻尼器【1】



Friction damper in single diagonal bracing

圖 1.2 對角型式之 Pa11 阻尼器【3】



Friction damper in chevron bracing (inverted)

圖 1.3 V 字型之 Pall 阻尼器【3】

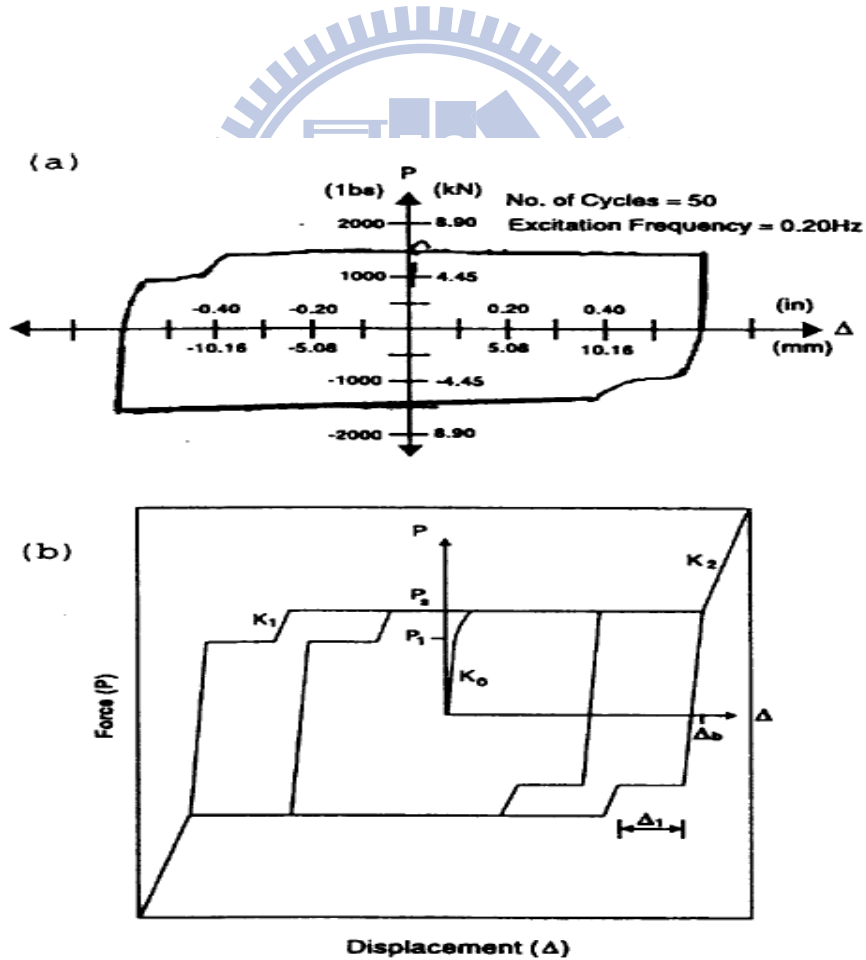


圖 1.4 X 型摩擦阻尼器模擬遲滯迴圈圖【5】

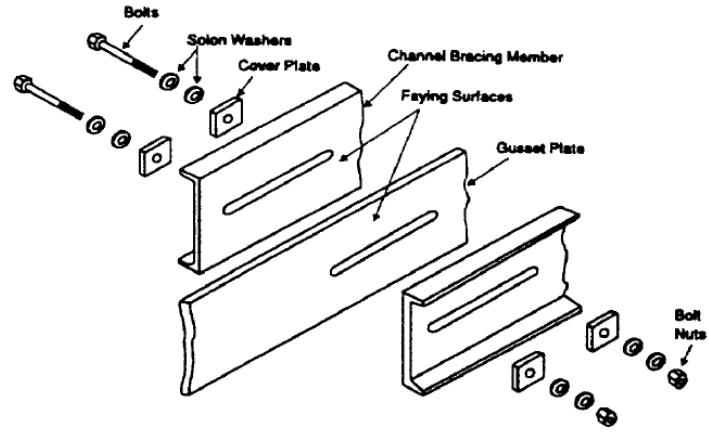


圖 1.5 栓接摩擦阻尼器示意圖【5】

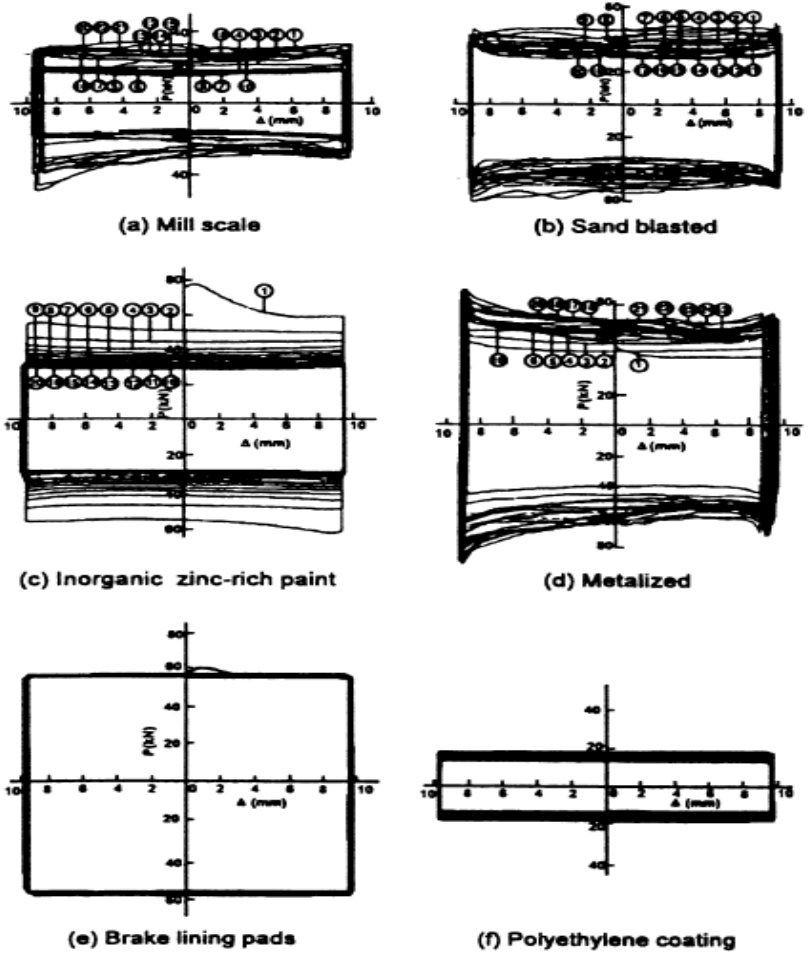


圖 1.6 不同摩擦材料對摩擦阻尼器遲滯迴圈之影響【5】

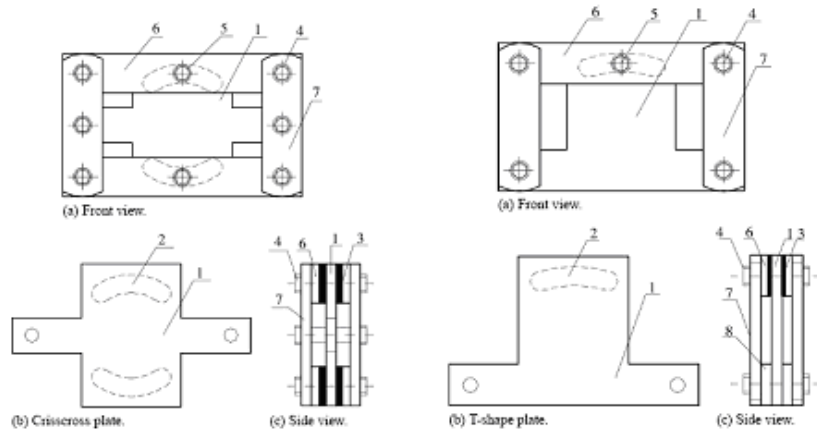


圖 1.7 傳統 Pall 阻尼器和改良式 Pall 阻尼器示意圖【6】



圖 1.8 St. Vincent Hospital 平面圖【7】

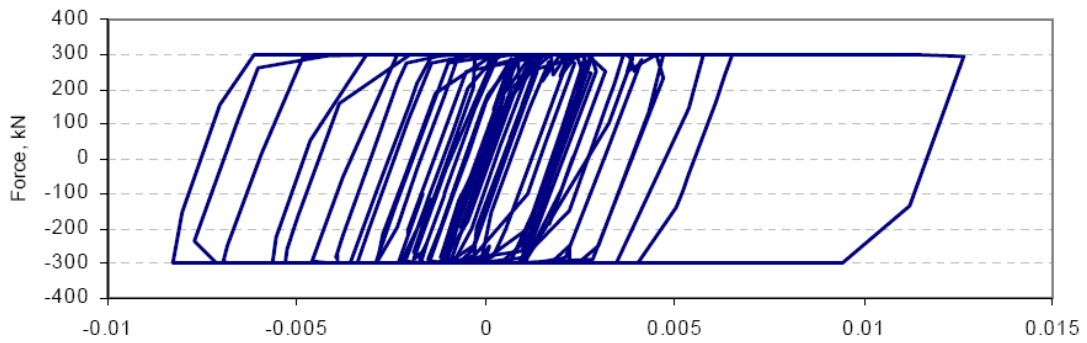


圖 1.9 St. Vincent Hospital 阻尼器以 ETABS 模擬之遲滯迴圈圖【7】

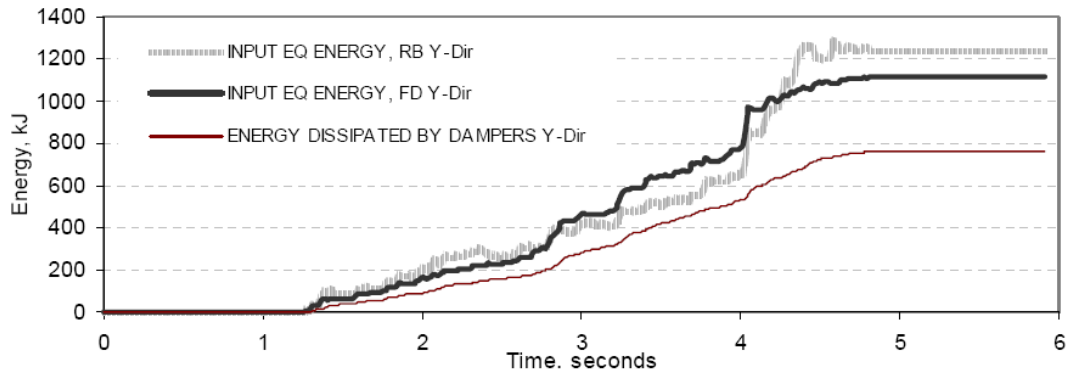


圖 1.10 地震能量輸入與消散之歷時圖【7】



圖 1.11 La gardenia Towers 公寓建築與摩擦阻尼器配置圖【8】



圖 1.12 Ambulatory Care Center 及摩擦阻尼器施工安裝照片【9】

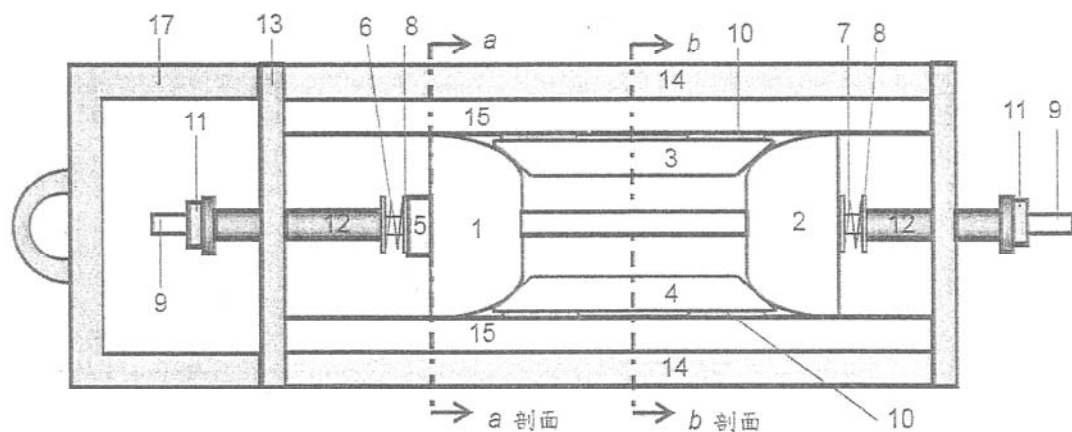


圖 1.13 軸向型摩擦阻尼器【10】

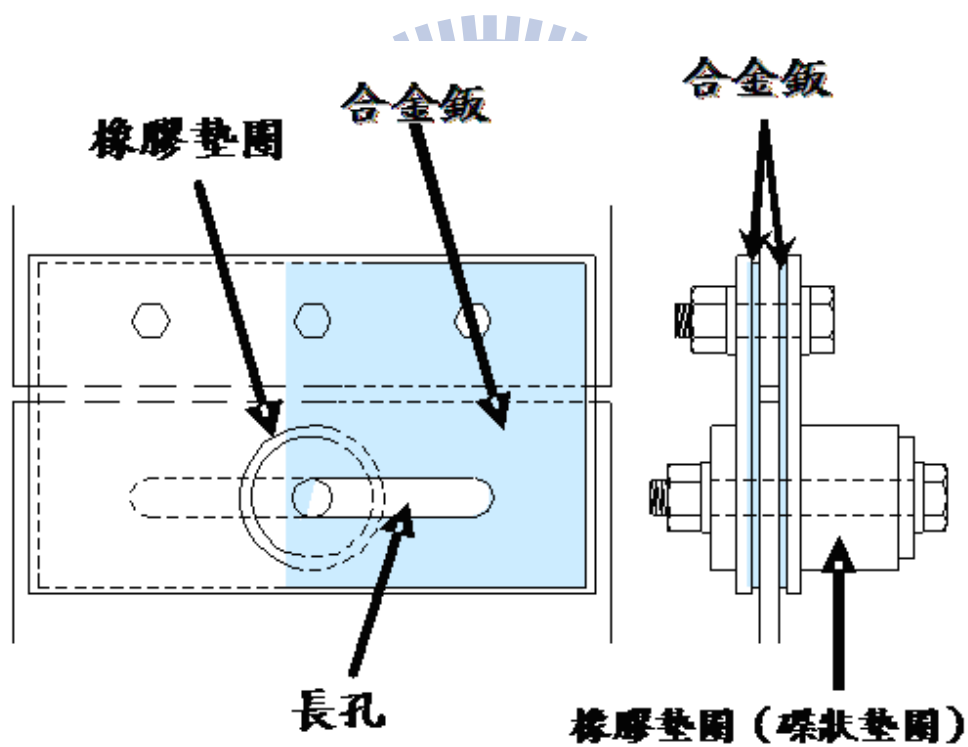


圖 1.14 使用特殊合金板之摩擦阻尼器示意圖【12】



圖 1.15 摩擦阻尼斜撐之耐震性能試驗照片【13】

第二章 摩擦阻尼器之初步率定與試驗

2.1 摩擦阻尼器之原理與構造

摩擦阻尼器係藉由摩擦介面之摩擦力於相對滑動過程中所做的負功來消散地震能量，以達到降低結構振動反應之目的，為一種被動消能裝置。由於消能多寡與摩擦介面間之相對位移成正比，且其性能與運動速度及溫度無關，故歸類為「位移型消能元件」。摩擦阻尼器在消能過程中，依其摩擦力與相對位移決定遲滯迴圈，因遲滯迴圈近似矩形，故一般多以庫倫摩擦機制描述其力學行為。

摩擦阻尼器之構造主要為一片鋼製芯板與兩片外覆鋼板，內含兩片特殊合金板夾層，以螺栓貫穿對鎖後完成之三明治結構，如圖 2.1 所示。外覆鋼板與特殊合金板上於相同位置開鑿螺栓孔，以螺栓貫穿對鎖使其可同步移動，芯板上依設計之螺栓數量開鑿同等數量之長槽孔，以提供摩擦阻尼器受力時相對滑動之空間，槽孔長度乃根據阻尼器之最大設計位移而定。螺栓貫穿外覆鋼板與特殊合金板並通過槽孔，螺栓兩側放置墊圈，施加扭力鎖緊以控制所需之正向力，鋼製芯板與特殊合金板之接觸面即形成滑動摩擦介面，其受力示意圖如圖 2.2 所示。將摩擦制震壁之鋼板分別與結構上下樓層連接，在地震時層間變位即可驅動其產生相對滑動而發揮消能作用。

摩擦制震壁成功之關鍵在於介面摩擦係數之掌握與施加正向力之控制，以及鋼板極限強度之決定與破壞模式之了解。本研究採用 A490 高強度螺栓，利用扭力扳手控制螺栓之扭力以達到所需之正向力。為能有效控制螺桿正向力(張力)，需先了解扭力與張力之轉換關係—即螺桿之扭力係數，故設計一測試機構進行扭力與張力關係之率定試驗，作為後續計算介面摩擦係數之基礎。

2.2 扭力係數之率定

如前所述，摩擦阻尼器成功關鍵之一，在於能精確控制施加於摩擦介面之正向力，即螺栓之張力。透過螺栓扭力係數之率定，可由施加之扭力換算其張力，進而得知摩擦阻尼器所受之正向力。

根據「鋼結構設計-極限設計法與容許應力法」【17】，控制高強度螺栓鎖緊至其預拉力之常見方法包括：(1)扭力控制法，(2)旋轉螺帽法，(3)直接張力指示器法，及(4)扭矩控制型(斷尾型)螺栓。

(1) 扭力控制法

此為利用人工扳手或電動扳手鎖緊螺栓，再以扭力扳手檢驗扭力值，扭力扳手須先以張力計校正，以確定其扭力係數值。

(2) 螺帽旋轉法

螺帽旋轉法為過去安裝高強度螺栓最廣為使用的方法，乃依

據螺帽旋轉時螺栓因受軸力而伸長之原理，由螺栓直徑、長度、伸長量及旋轉角計算其所受之張力。

(3)直接張力法

直接張力量測提供了最直接的檢測方法，採用之特殊墊圈上有預設之突出部，當螺栓鎖緊時此墊圈因受壓力而逐漸被壓扁，其壓縮量與螺栓之軸力有關，以厚度規插入量測壓縮後之間隙，即可判斷是否已鎖至所需之預拉力。

(4)扭矩控制型螺栓

此種螺栓有一直齒狀之尾端，尾端前有一凹槽，當施加之扭力造成螺栓內之軸力達到預設之拉力時，其直齒狀之尾端將被扭斷，螺栓安裝作業即告完成，安裝與檢驗過程相當方便，此為目前最廣為使用之高強度螺栓。

螺帽旋轉法雖簡單方便，但以旋轉角度推算螺桿之軸力並非精確的科學方法；直接張力指示器雖較螺帽旋轉法精準，但需使用特製的拉力指示墊圈；扭矩控制型螺栓則因無法重複使用，不符合試驗需求。本研究將採用「扭力控制法」，設計一類似張力計之測試機構，利用扭力扳手施予螺栓不同扭力，依其所對應之張力讀數計算出扭力係數。

2.2.1 扭力係數

依據內政部營建署公佈之「鋼構造建築物鋼結構施工規範」

【18】，高強度螺栓之扭力係數(K)建議公式為：

$$K = \frac{1000T}{DP} \quad (2.1)$$

其中，

K 為扭力係數；

T 為扭力(kgf-m)；

D 為螺栓之標稱直徑(mm)；

P 為螺栓張力(kgf)。

扭力係數(K)和螺栓與螺帽之接觸表面有無潤滑處理有關，規範之建議值整理於表 2.1。以螺栓與螺帽之接觸面無潤滑處理者為例，扭力係數平均值之參考建議值為 0.15~0.19，扭力係數之標準偏差為 0.013 以下。由於規範中並未說明扭力係數是否與螺栓尺寸有關，本研究將針對不同規格之螺栓進行扭力係數之率定測試，以建立對應的扭力係數，並探討放置不同墊圈對於扭力係數之影響，作為將來摩擦阻尼器之設計依據。

2.2.2 扭力率定試驗機構之設計

扭力率定機構之設計概念為，施加於螺栓之扭力可經由率定試驗

機構直接量測對應之軸力，以計算出扭力與軸力之關係。螺栓扭力率定試驗機構如圖 2.3 所示，該機構係以兩塊厚 30mm 之鋼板上下扣住兩組荷重元(Load Cell， $\pm 2t$ f；詳圖 2.4)，並以一組螺栓貫穿上、下鋼板與一座固定於強力地板之 H 型鋼基座，再以扭力扳手施加所需之扭力，經由荷重元讀取壓力值，即可換算出扭力係數。為避免螺栓於施加扭力時，荷重元與上、下鋼板產生相對滑動及扭轉，乃利用 M16 牙條貫穿下鋼板及 H 型鋼基座，將兩荷重元固定於下鋼板與 H 型鋼基座上，於上鋼板及荷重元之相對位置上開挖兩個圓形凹槽，圍束住兩組荷重元並將力量平均分配至其上。圖 2.5 為組裝完成之率定試驗機構。進行率定試驗時，僅需以扭力扳手施加扭力於螺栓上，並由荷重元讀取壓力讀數，經公式(2.1)換算即可得到對應之扭力係數值。

2.2.3 率定試驗結果

2.2.3.1 不同強度螺栓之影響

本試驗採用之高強度螺栓為美規 ASTM A325 及 ASTM A490。A325 螺栓為淬回火處理之中碳鋼，A490 螺栓則為淬回火處理之合金鋼，其強度等級皆遠超過目前一般使用之結構用鋼。高強度螺栓之安裝作業應分為二次鎖緊至其規定之最小預拉力，A325 螺栓之預拉力大小約為其標準強度，A490 螺栓之預拉力則約為其標準強度之 85%~90%，兩種高強度螺栓之最小預拉力值如表 2.2 所示。

針對不同直徑之 A325 及 A490 高強度螺栓進行扭力率定試驗，使用不同直徑之螺栓，將扭力扳手(扭力範圍為 60N-m~320N-m；圖 2.6)安裝對應尺寸之套筒(圖 2.7)後，施加扭力於不同直徑之螺栓上。本試驗分為 A325 及 A490 兩種材質，每種皆使用 M20、M22 及 M24 等三種不同直徑之螺栓，各施加 80N-m、95N-m、110N-m 及 125N-m 等四種不同程度之扭力，每一試驗組合均重複七次測試。螺帽與鋼板間放置一片白鐵(鍍鋅鐵)墊圈，每次測試時均將螺帽卸除後再重新栓上，以維持每組試驗之一致性。

A325 螺栓率定試驗結果如表 2.3~表 2.5 所示，對應於 M20、M22 及 M24 螺栓之扭力平均值分別為 $K_{20}=0.244$ 、 $K_{22}=0.257$ 及 $K_{24}=0.235$ ，標準差分別為 $\sigma_{20}=0.0029$ 、 $\sigma_{22}=0.0009$ 及 $\sigma_{24}=0.0014$ ；A490 螺栓率定試驗結果如表 2.6~表 2.8 所示，對應於 M20、M22 及 M24 螺栓之扭力平均值分別為 $K_{20}=0.241$ 、 $K_{22}=0.247$ 及 $K_{24}=0.247$ ，標準差分別為 $\sigma_{20}=0.0005$ 、 $\sigma_{22}=0.0008$ 、 $\sigma_{24}=0.0006$ 。A490 螺栓除了本試驗所進行 M20、M22 及 M24 三種直徑外，另進行其他尺寸如 M10、M12 及 M16 之扭力係數率定試驗，其試驗結果分別整理於表 2.9~表 2.11。

由扭力係數率定試驗結果得知，扭力係數與螺栓直徑無關，此與李昇廷【13】之研究結論一致。本研究更進一步發現，扭力係數與螺栓強度無關，A325 與 A490 高強度螺栓之扭力係數十分接近，其扭力

係數整理於表 2.12。

2.2.3.2 放置不同墊圈之影響

一般進行螺栓鎖緊作業時，在螺帽與欲鎖物件間會放置墊圈(washer)或彈簧墊圈(spring washer)。一般市售墊圈分為白鐵(鍍鋅鐵)墊圈(圖 2.8(a))與鋼製墊圈(圖 2.8(b))，為探討放置不同墊圈對於扭力係數之影響，故針對放置不同之墊圈組合亦進行扭力係數率定試驗。本系列試驗係使用本研究後續之實尺制震壁之元件測試所使用的 A490 M22 高強度螺栓，針對白鐵墊圈與鋼製墊圈，各進行放置一片及兩片墊圈之試驗，施加 80N-m、95N-m 及 110N-m 等不同程度之扭力；另針對縮尺元件測試所使用的 A490 M10 螺栓進行放置一片及兩片白鐵墊圈試驗，使用不同扭力範圍之兩種小型扭力扳手(圖 2.9，扭力範圍為 1N-m~3N-m；以及圖 2.10 扭力範圍為 10N-m~50N-m)，每一試驗組合均重複七次測試。

M22 螺栓率定試驗結果如表 2.13~表 2.16 所示，當放置一片白鐵墊圈、兩片白鐵墊圈、一片鋼製墊圈及兩片鋼製墊圈時螺栓之扭力平均值分別為 $K_{1w}=0.244$ 、 $K_{2w}=0.205$ 、 $K_{1s}=0.205$ 、 $K_{2s}=0.175$ ，標準差分別為 $\sigma_{1w}=0.0053$ 、 $\sigma_{2w}=0.0057$ 、 $\sigma_{1s}=0.0003$ 、 $\sigma_{2s}=0.0026$ ；M10 螺栓率定試驗結果如表 2.17 至表 2.18 所示，放置一片白鐵墊圈及兩片白鐵墊圈時螺栓之扭力平均值分別為 $K_{1w}=0.207$ 、 $K_{2w}=0.204$ ，標準差分

別為 $\sigma_{1w}=0.001$ 、 $\sigma_{2w}=0.0012$ 。

經試驗過程發現，施加較大之扭力時，鋼製墊圈較白鐵墊圈不易受損，兩片墊圈則比一片墊圈有較佳的耐久性。同一墊圈進行多次試驗後會有磨損(圖 2.11)，因力量傳遞不佳導致扭力係數增加。對於受力較小之螺栓，如 M10 螺栓，因其扭力係數與使用之墊圈數量無關，試驗數據如表 2.19 所示。為避免墊圈磨損，建議使用全新之墊圈以發揮最佳性能。

扭力係數率定試驗結果顯示，一般而言，不同材質及不同數量之墊圈將影響扭力係數。以 M22 螺栓為例，扭力係數由大到小依序為一片白鐵墊圈、一片鋼製墊圈、兩片白鐵墊圈及兩片鋼製墊圈，扭力係數越小者，其力量傳遞效果越好，亦越接近施工規範建議值(0.15~0.19)，不同墊圈之扭力係數整理於表 2.20。由於「鋼構造建築物鋼結構施工規範」並未載明扭力係數的率定試驗方法、扭力加載型式、螺栓型號及有無放置墊圈等資料，故無從具體比較。該施工規範規定同一批製造批號之螺栓至少取 5 支進行測試，求其扭力係數平均值作為施工之依據，即應以實際測試之扭力係數值為準。本系列率定試驗所得之扭力係數將應用於本研究後續之摩擦阻尼元件測試結果，作為扭力與正向力轉換關係之計算依據，進而求得摩擦阻尼器之摩擦係數。

2.3 小結

摩擦阻尼器藉由摩擦介面之摩擦力於相對滑動過程中所做的負功來消散地震能量，以達到降低結構振動反應之目的，其消能原理及構造簡單，成功關鍵之一在於，能精確控制施加於摩擦介面之正向力，即螺栓之軸力。透過螺栓扭力係數之率定，可由施加之扭力換算其軸力，進而得知摩擦阻尼器所受之正向力。

由螺栓扭力試驗數據得知，扭力係數與螺栓直徑無關，與螺栓強度亦無關，M20、M22 及 M24 之 A325 與 A490 高強度螺栓之扭力係數皆可視為一定值，其扭力係數整理於表 2.12。並針對放置不同墊圈進行螺栓扭力試驗，其試驗之扭力係數顯示，放置鋼製墊圈較白鐵墊圈小，放置兩片墊圈亦較一片墊圈來得小，而放置一片鋼製墊圈與放置兩片白鐵墊圈，其扭力係數約略相同，其扭力係數整理於表 2.20。扭力係數越小者，表示其力量傳遞效果越好。

墊圈經使用後將出現磨損，造成力量傳遞不佳，使得扭力係數增大，進而使螺栓張力降低，建議使用全新無磨損之墊圈，避免受損墊圈影響扭力係數。使用全新墊圈之扭力係數與率定試驗之條件相符，故能將螺栓扭力有效轉換為螺栓張力。本研究後續之元件試驗與耐震試驗皆使用全新墊圈與螺栓，以準確掌握扭力及正向力之關係，並以本節所得之扭力係數作為設計依據。

表 2.1 扭力係數之建議參考值

區 分	扭力係數種類	
	A	B
同一製造批次之扭力係數平均值	0.11~0.15	0.15~0.19
扭力係數標準偏差	0.010 以下	0.013 以下

※上述 A 類係指螺栓與螺帽接觸面經潤滑處理，

B 類係指螺栓與螺帽接觸面無潤滑處理。

表 2.2 高強度螺栓之最小預拉力(tonf)

直徑(mm)	A325	A490
16	8.6	10.9
20	12.7	15.9
22	17.8	22.3
24	23.2	29.1
28	25.5	36.3
32	32.2	46.4

表 2.3 A325-M20 螺栓扭力係數率定結果

A325-M20	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)		125 (N-m)	
	P(tf)	K ₂₀	P(tf)	K ₂₀	P(tf)	K ₂₀	P(tf)	K ₂₀
1	1.75	0.233	2.05	0.236	2.18	0.257	2.65	0.240
2	1.77	0.230	2.13	0.227	2.26	0.248	2.55	0.250
3	1.73	0.235	2.10	0.230	2.35	0.238	2.52	0.253
4	1.71	0.238	2.01	0.241	2.23	0.251	2.63	0.242
5	1.72	0.237	1.93	0.250	2.23	0.251	2.58	0.247
6	1.74	0.234	1.85	0.261	2.20	0.254	2.57	0.248
7	1.70	0.239	1.91	0.253	2.19	0.256	2.60	0.245
Average		0.235		0.243		0.251		0.246
Standard Deviation		0.0011		0.0044		0.0022		0.0015

表 2.4 A325-M22 螺栓扭力係數率定結果

A325-M22	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)		125 (N-m)	
	P(tf)	K ₂₂	P(tf)	K ₂₂	P(tf)	K ₂₂	P(tf)	K ₂₂
1	1.50	0.247	1.74	0.253	2.03	0.251	2.26	0.256
2	1.45	0.255	1.71	0.257	1.93	0.264	2.18	0.265
3	1.43	0.259	1.77	0.248	1.95	0.261	2.30	0.251
4	1.48	0.250	1.63	0.270	2.02	0.252	2.22	0.261
5	1.51	0.245	1.69	0.260	2.00	0.254	2.23	0.259
6	1.40	0.264	1.73	0.254	1.99	0.256	2.32	0.249
7	1.44	0.257	1.68	0.262	1.98	0.257	2.17	0.267
Average		0.254		0.258		0.256		0.258
Standard Deviation		0.0024		0.0024		0.0016		0.0023

表 2.5 A325-M24 螺栓扭力係數率定結果

A325-M24	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)		125 (N-m)	
	P(tf)	K ₂₄	P(tf)	K ₂₄	P(tf)	K ₂₄	P(tf)	K ₂₄
1	1.50	0.226	1.83	0.220	1.85	0.252	2.20	0.241
2	1.40	0.242	1.70	0.237	2.00	0.233	2.21	0.240
3	1.37	0.248	1.77	0.228	1.89	0.247	2.27	0.234
4	1.47	0.231	1.64	0.246	2.01	0.232	2.23	0.238
5	1.43	0.237	1.74	0.232	2.02	0.231	2.29	0.232
6	1.48	0.229	1.78	0.226	1.93	0.242	2.25	0.236
7	1.44	0.236	1.65	0.244	1.97	0.237	2.32	0.229
Average		0.236		0.233		0.239		0.236
Standard Deviation		0.0027		0.0033		0.0028		0.0016

表 2.6 A490-M20 螺栓扭力係數率定結果

A490-M20	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)		125 (N-m)	
	P(tf)	K ₂₀	P(tf)	K ₂₀	P(tf)	K ₂₀	P(tf)	K ₂₀
1	1.76	0.231	2.02	0.239	2.37	0.236	2.59	0.246
2	1.70	0.239	2.00	0.242	2.40	0.233	2.74	0.232
3	1.66	0.245	2.10	0.230	2.31	0.242	2.63	0.242
4	1.67	0.244	2.06	0.235	2.41	0.232	2.78	0.229
5	1.63	0.250	1.99	0.243	2.30	0.243	2.65	0.240
6	1.72	0.237	1.92	0.252	2.33	0.240	2.56	0.249
7	1.73	0.235	1.90	0.254	2.26	0.248	2.57	0.248
Average		0.240		0.242		0.239		0.241
Standard Deviation		0.0022		0.0030		0.0020		0.0027

表 2.7 A490-M22 螺栓扭力係數率定結果

A490-M22	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)		125 (N-m)	
	P(tf)	K ₂₂	P(tf)	K ₂₂	P(tf)	K ₂₂	P(tf)	K ₂₂
1	1.47	0.252	1.83	0.240	2.05	0.248	2.47	0.234
2	1.56	0.237	1.75	0.251	2.15	0.237	2.50	0.231
3	1.48	0.250	1.82	0.241	2.20	0.231	2.32	0.249
4	1.50	0.247	1.83	0.240	2.05	0.248	2.27	0.255
5	1.49	0.248	1.76	0.250	2.04	0.249	2.34	0.247
6	1.51	0.245	1.79	0.246	2.01	0.253	2.26	0.256
7	1.53	0.242	1.75	0.251	2.00	0.254	2.24	0.258
Average		0.246		0.246		0.246		0.247
Standard Deviation		0.0017		0.0018		0.0030		0.0037

表 2.8 A490-M24 螺栓扭力係數率定結果

A490-M24	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)		125 (N-m)	
	P(tf)	K ₂₄	P(tf)	K ₂₄	P(tf)	K ₂₄	P(tf)	K ₂₄
1	1.41	0.241	1.67	0.241	1.85	0.252	2.13	0.249
2	1.35	0.251	1.72	0.234	1.90	0.246	2.14	0.248
3	1.38	0.246	1.62	0.249	1.97	0.237	2.23	0.238
4	1.36	0.249	1.70	0.237	1.83	0.255	2.20	0.241
5	1.39	0.244	1.68	0.240	1.95	0.239	2.11	0.251
6	1.39	0.245	1.57	0.257	1.82	0.256	2.15	0.247
7	1.36	0.249	1.56	0.258	1.96	0.238	2.10	0.253
Average		0.247		0.245		0.246		0.247
Standard Deviation		0.0013		0.0033		0.0029		0.0019

表 2.9 A490-M10 螺栓扭力係數率定結果

A490-M10	10 (N-m)		20 (N-m)		30 (N-m)		40 (N-m)	
	P(tf)	K ₁₀	P(tf)	K ₁₀	P(tf)	K ₁₀	P(tf)	K ₁₀
1	0.47	0.214	1.01	0.197	1.67	0.180	1.96	0.204
2	0.44	0.227	0.96	0.207	1.69	0.177	2.12	0.189
3	0.43	0.233	0.90	0.221	1.50	0.200	2.08	0.193
4	0.47	0.213	0.93	0.214	1.49	0.202	1.92	0.209
5	0.46	0.217	0.84	0.237	1.41	0.212	2.06	0.194
6	0.47	0.215	0.86	0.231	1.24	0.242	1.80	0.222
7	0.44	0.225	0.91	0.219	1.15	0.261	1.95	0.205
Average		0.221		0.218		0.211		0.202
Standard Deviation		0.0027		0.0048		0.0109		0.0039

表 2.10 A490-M12 螺栓扭力係數率定結果

A490-M12	10 (N-m)		20 (N-m)		30 (N-m)		40 (N-m)	
	P(tf)	K ₁₂	P(tf)	K ₁₂	P(tf)	K ₁₂	P(tf)	K ₁₂
1	0.35	0.235	0.72	0.232	1.03	0.243	1.45	0.229
2	0.37	0.223	0.66	0.251	1.11	0.224	1.42	0.234
3	0.34	0.242	0.73	0.227	1.06	0.235	1.47	0.226
4	0.40	0.206	0.72	0.230	1.04	0.241	1.48	0.225
5	0.36	0.229	0.70	0.237	1.01	0.247	1.39	0.239
6	0.32	0.257	0.71	0.233	1.11	0.224	1.50	0.222
7	0.33	0.250	0.74	0.224	1.06	0.236	1.47	0.226
Average		0.235		0.233		0.236		0.229
Standard Deviation		0.0060		0.0031		0.0030		0.0021

表 2.11 A490-M16 螺栓扭力係數率定結果

A490-M16	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)		125 (N-m)	
	P(tf)	K ₁₆	P(tf)	K ₁₆	P(tf)	K ₁₆	P(tf)	K ₁₆
1	2.15	0.237	2.36	0.256	3.16	0.221	3.18	0.250
2	2.17	0.234	2.45	0.247	3.15	0.222	3.19	0.249
3	2.07	0.246	2.38	0.254	2.95	0.237	3.61	0.220
4	2.10	0.242	2.41	0.251	3.05	0.229	3.24	0.245
5	2.11	0.241	2.51	0.241	3.00	0.233	3.17	0.251
6	2.05	0.248	2.40	0.252	3.10	0.226	3.43	0.232
7	2.12	0.240	2.56	0.236	2.80	0.250	3.60	0.221
Average		0.241		0.248		0.231		0.238
Standard Deviation		0.0017		0.0025		0.0035		0.0048

表 2.12 A325 與 A490 螺栓扭力係數率定結果整理

扭力係數 K	A325			A490		
	M20	M22	M24	M20	M22	M24
T(N-m)						
80	0.235	0.254	0.236	0.240	0.246	0.247
95	0.243	0.258	0.233	0.242	0.246	0.245
110	0.251	0.256	0.239	0.239	0.246	0.246
125	0.246	0.258	0.236	0.241	0.247	0.247
Average	0.244	0.257	0.235	0.241	0.247	0.247
Standard Deviation	0.0029	0.0009	0.0014	0.0005	0.0008	0.0006

表 2.13 A490-M22 螺栓放置一片白鐵墊圈之扭力係數率定結果

M22-1W	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)	
	P(tf)	K_{1w}	P(tf)	Test	P(tf)	K_{1w}
1	1.55	0.239	1.91	0.230	2.15	0.237
2	1.39	0.266	1.56	0.282	2.32	0.220
3	1.50	0.247	1.62	0.271	2.18	0.234
4	1.49	0.248	1.57	0.280	2.25	0.226
5	1.53	0.242	1.81	0.243	2.24	0.227
6	1.52	0.244	1.92	0.229	2.22	0.229
7	1.38	0.268	1.98	0.222	2.06	0.247
Average	1.48	0.251	1.77	0.251	2.20	0.231
Standard Deviation		0.0041		0.0091		0.0031

表 2.14 A490-M22 螺栓放置兩片白鐵墊圈之扭力係數率定結果

M22-2W	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)	
	P(tf)	K_{2w}	P(tf)	Test	P(tf)	K_{2w}
1	1.92	0.193	2.25	0.195	2.26	0.225
2	1.86	0.199	2.13	0.206	2.38	0.214
3	1.99	0.186	1.99	0.221	2.58	0.197
4	1.95	0.190	2.10	0.209	2.57	0.198
5	1.98	0.187	2.20	0.200	2.50	0.204
6	1.97	0.188	1.97	0.223	2.24	0.227
7	1.89	0.196	2.01	0.219	2.23	0.228
Average	1.94	0.191	2.09	0.211	2.40	0.213
Standard Deviation		0.0017		0.0038		0.0048

表 2.15 A490-M22 螺栓放置一片鋼製墊圈之扭力係數率定結果

M22-1S	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)	
	P(tf)	K_{1s}	P(tf)	Test	P(tf)	K_{1s}
1	1.71	0.217	2.34	0.188	2.41	0.211
2	1.72	0.215	2.21	0.199	2.46	0.207
3	1.84	0.201	2.10	0.209	2.48	0.205
4	1.86	0.199	2.16	0.204	2.51	0.203
5	1.87	0.198	2.06	0.213	2.54	0.201
6	1.83	0.202	2.16	0.204	2.44	0.209
7	1.86	0.199	2.04	0.216	2.49	0.205
Average		0.205		0.205		0.206
Standard Deviation		0.0028		0.0033		0.0013

表 2.16 A490-M22 螺栓放置兩片鋼製墊圈之扭力係數率定結果

M22-2S	80 (N-m)		95 (N-m)		110 (N-m)	
	P(tf)	K_{2s}	P(tf)	Test	P(tf)	K_{2s}
1	2.16	0.171	2.57	0.171	2.84	0.179
2	2.21	0.168	2.54	0.173	2.71	0.188
3	2.14	0.173	2.56	0.172	2.73	0.187
4	2.07	0.179	2.61	0.169	2.76	0.185
5	2.19	0.169	2.66	0.165	2.88	0.177
6	2.04	0.182	2.58	0.170	2.86	0.178
7	2.00	0.185	2.59	0.170	2.91	0.175
Average		0.175		0.170		0.181
Standard Deviation		0.0023		0.0009		0.0018

表 2.17 A490-M10 螺栓放置一片白鐵墊圈之扭力係數率定結果

M10-1w	1 (N-m)		2 (N-m)		3 (N-m)	
	P(kgf)	K_{lw}	P(kgf)	K_{lw}	P(kgf)	K_{lw}
1	51	0.196	94	0.213	146	0.205
2	50	0.200	102	0.196	167	0.180
3	44	0.227	97	0.206	179	0.168
4	40	0.250	108	0.185	134	0.224
5	46	0.217	106	0.189	136	0.221
6	53	0.189	89	0.225	131	0.229
7	54	0.185	90	0.222	132	0.227
Average		0.209		0.205		0.208
Standard Deviation		0.0082		0.0055		0.0086

M10-1w	10 (N-m)		20 (N-m)		30 (N-m)	
	P(tf)	K_{lw}	P(tf)	K_{lw}	P(tf)	K_{lw}
1	0.50	0.198	1.00	0.200	1.63	0.184
2	0.49	0.204	0.95	0.210	1.53	0.196
3	0.46	0.216	0.98	0.203	1.38	0.217
4	0.52	0.191	0.89	0.224	1.51	0.198
5	0.51	0.195	0.95	0.211	1.43	0.209
6	0.49	0.202	0.91	0.219	1.31	0.229
7	0.47	0.213	1.01	0.198	1.31	0.228
Average		0.203		0.209		0.209
Standard Deviation		0.0032		0.0033		0.0060

表 2.18 A490-M10 螺栓放置兩片白鐵墊圈之扭力係數率定結果

M10-2w	1 (N-m)		2 (N-m)		3 (N-m)	
	P(kgf)	K _{2w}	P(kgf)	K _{2w}	P(kgf)	K _{2w}
1	49	0.204	92	0.217	149	0.201
2	54	0.185	97	0.206	153	0.196
3	45	0.222	99	0.202	138	0.217
4	42	0.238	104	0.192	152	0.197
5	55	0.182	109	0.183	143	0.210
6	52	0.192	99	0.202	146	0.205
7	53	0.189	93	0.215	155	0.194
Average		0.202		0.203		0.203
Standard Deviation		0.0074		0.0042		0.0030

M10-2w	10 (N-m)		20 (N-m)		30 (N-m)	
	P(tf)	K _{2w}	P(tf)	K _{2w}	P(tf)	K _{2w}
1	0.51	0.195	0.92	0.216	1.51	0.198
2	0.50	0.198	1.01	0.197	1.64	0.182
3	0.54	0.184	0.97	0.205	1.45	0.207
4	0.50	0.200	0.94	0.212	1.53	0.196
5	0.49	0.202	0.91	0.220	1.45	0.206
6	0.48	0.207	0.94	0.213	1.34	0.223
7	0.46	0.216	0.99	0.201	1.42	0.211
Average		0.200		0.209		0.203
Standard Deviation		0.0035		0.0029		0.0045

表 2.19 A490-M10 螺栓放置不同墊圈之扭力係數率定結果整理

扭力係數 K T(N-m)	A490-M10	
	1w	2w
1	0.209	0.202
2	0.205	0.203
3	0.208	0.203
10	0.203	0.200
20	0.209	0.209
30	0.209	0.203
Average	0.207	0.204
Standard Deviation	0.0010	0.0012



表 2.20 A490-M22 螺栓放置不同墊圈之扭力係數率定結果整理

扭力係數 K T(N-m)	A490-M22			
	W1	W2	S1	S2
80	0.251	0.191	0.205	0.175
95	0.251	0.211	0.205	0.170
110	0.231	0.213	0.206	0.181
Average	0.244	0.205	0.205	0.175
Standard Deviation	0.0053	0.0057	0.0003	0.0026

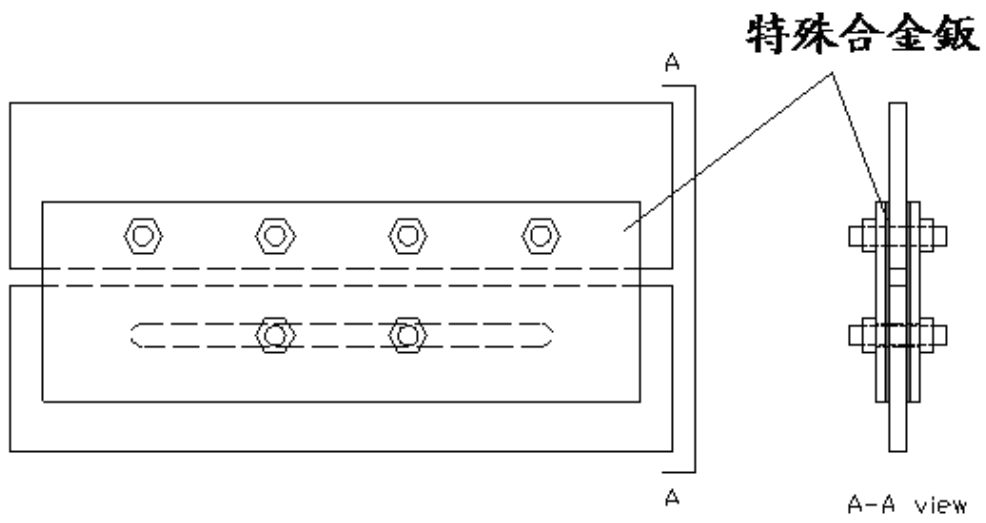


圖 2.1 摩擦阻尼器構造示意圖

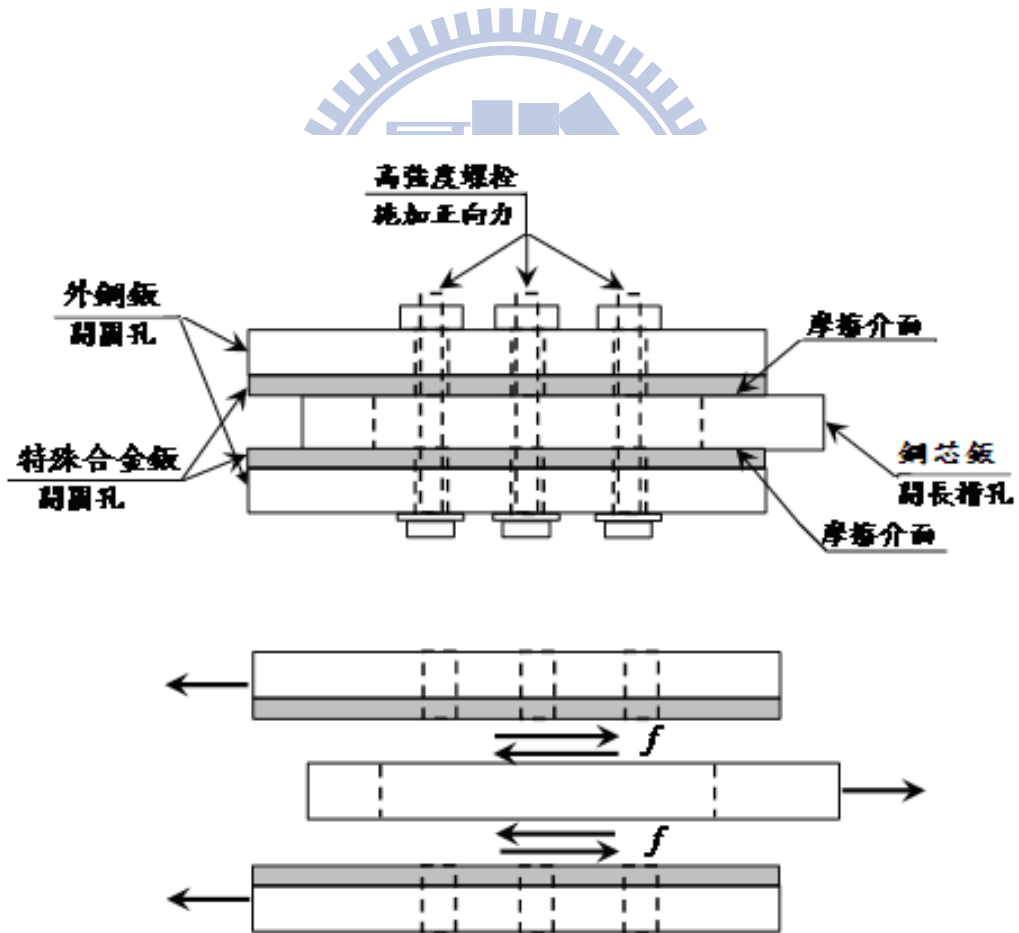


圖 2.2 摩擦阻尼器受力示意圖

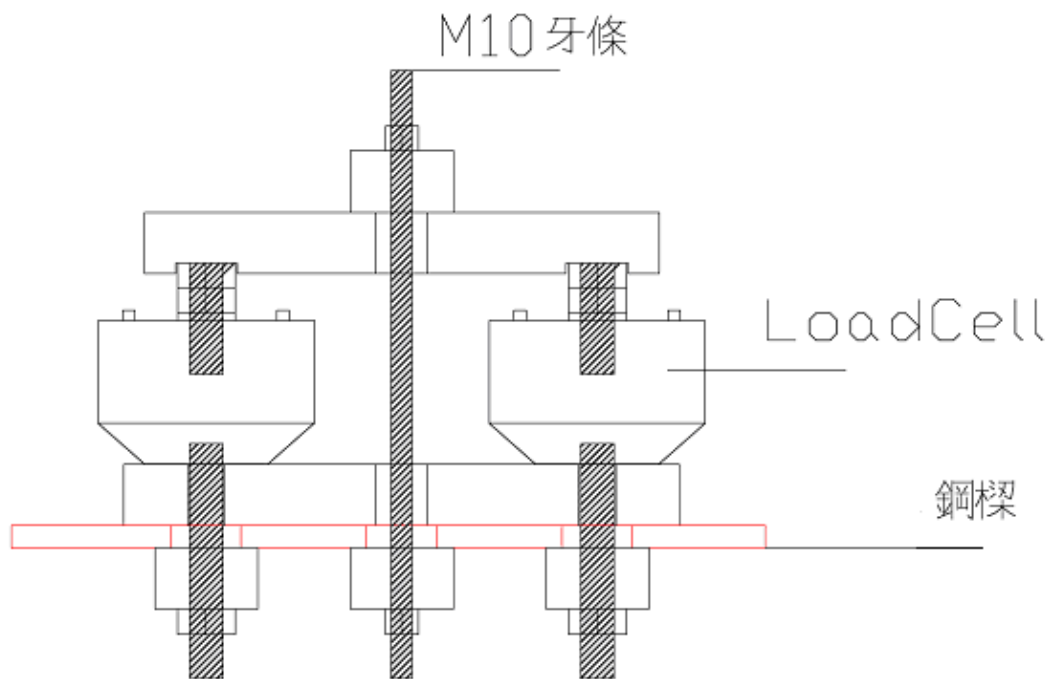


圖 2.3 扭力率定試驗機構概念設計圖



圖 2.4 Load Cell($\pm 2t$ f)



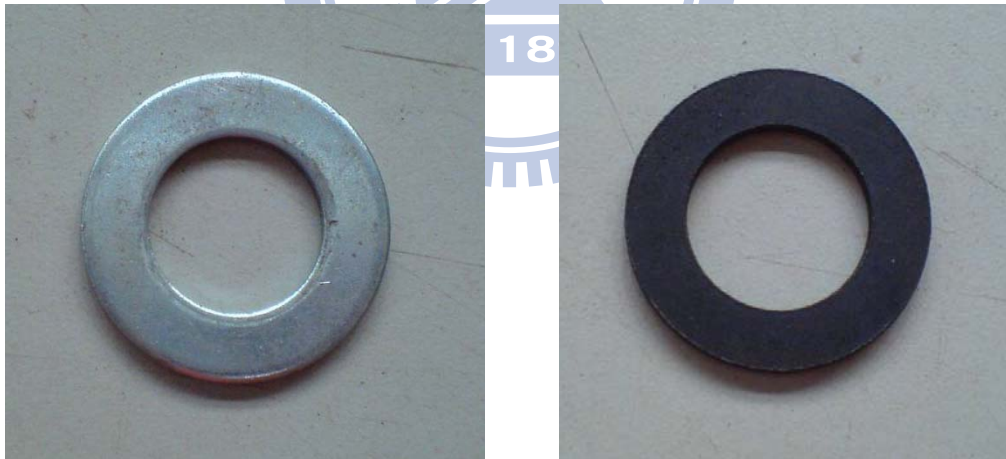
圖 2.5 扭力率定試驗機構組裝完成照片



圖 2.6 大型扭力扳手(扭力範圍:80~560 N-m)



圖 2.7 扭力扳手套筒



(a) 白鐵墊圈

(b) 鋼製墊圈

圖 2.8 墊圈



圖 2.9 小型扭力扳手(扭力範圍:1~3 N-m)



圖 2.10 小型扭力扳手(扭力範圍:10~50 N-m)



(a) 白鐵墊圈



(b) 鋼製墊圈

圖 2.11 墊圈磨痕

第三章 摩擦制震壁之元件測試

3.1 前言

抗震阻尼器可透過斜撐或鋼板等不同方式與結構結合。經由斜撐與結構結合的方式需佔用到較大的建築空間，會影響建築之動線安排與景觀，一般而言較適用於廠房結構。利用鋼板與結構結合之制震壁因壁體單薄，其寬度毋須佔用整個跨徑，且可隱藏於隔間牆內，因此建築相容性較佳，故目前住宅建案多採用壁式制震系統。

目前建築結構常見之壁式制震系統以 VE 制震壁為主。惟 VE 材料之消能特性易受溫度影響，長期使用有老化問題，其耐久性堪慮。摩擦阻尼器以合金為消能元件，金屬之力學性能穩定，長期使用無材料老化問題，且出力較大，故有取代 VE 制震壁之潛力。本研究以特殊合金板為核心設計成摩擦制震壁，並進行一系列之元件測試。元件測試對象包括實尺及縮尺摩擦制震壁：實尺摩擦制震壁之測試目的在於找出設計摩擦阻尼器之影響參數，並估算摩擦係數，以供往後工程實務設計之參考；縮尺摩擦制震壁之元件測試係針對振動台耐震性能試驗所設計，旨在掌握摩擦制震壁之力學行為，作為耐震性能測試設計規劃之參考。

3.2 制震壁實尺元件測試

3.2.1 摩擦阻尼元件之細部設計

摩擦阻尼元件測試部位之示意圖如圖 3.1 所示，其主要構件包含三個部份：上部構件為兩片上夾板與一片轉接板；下部構件為兩片下夾板與一片鋼芯板；其餘為兩片特殊合金板與兩片外覆鋼板。上部構架之上夾板為兩片厚 19mm 鋼板焊接成之 L 型角鋼，角鋼兩肢上並開鑿螺栓孔，水平肢之螺栓孔用於與測試機構之可動鋼樑連接，垂直肢之螺栓孔則用於固定轉接板，其細部設計如圖 3.2 所示；轉接板開鑿兩排螺栓孔，上排螺栓孔連接上夾板，下排螺栓孔連接特殊合金板與外覆鋼板，轉接板厚度與鋼芯板一致，俾使特殊合金板能與鋼芯板密合，其細部設計如圖 3.3 所示。

下部構件之下夾板設計概念與上夾板相同，水平肢螺栓孔用於與測試機構之基座連接，垂直肢螺栓孔則用於固定鋼芯板，其細部設計如圖 3.4 所示。鋼芯板於下排開設螺栓孔，上排則開鑿多條長槽孔，每一槽孔長度均容許阻尼器有 $\pm 50\text{mm}$ 之最大滑動範圍，其細部設計如圖 3.5 所示。

上、下部構件組裝完成後，特殊合金板與外覆鋼板則與上部構件之轉接板連接，以螺栓穿過槽孔固定。鋼芯板與特殊合金板間為滑動

摩擦介面，其細部設計如圖 3.6 所示。當摩擦制震壁受水平剪力時，上部構件與下部構件同時產生相對滑動，上部構件將帶動外覆構件一起運動，特殊合金鈹與鋼芯鈹之摩擦介面在滑動過程中即產生摩擦耗能作用。

3.2.2 測試機構與試驗規劃

測試構架包括一支 200 噸油壓致動器、上鋼梁及下鋼梁。其中，上鋼梁與 200 噸油壓致動器連接，可藉由致動器驅動摩擦制震壁產生往復運動；下鋼梁則以八根預力鋼棒固定於強力地板上。上夾鈹與下夾鈹(圖 3.1)分別安裝於測試構架之上鋼梁(可動)與下鋼梁之測試構架上，組裝完成照片如圖 3.7。

由 2.2.3.2 節扭力係數率定試驗之結果顯示，放置不同材質以及不同數量之墊圈，對扭力係數將有影響。本系列摩擦制震壁之元件試驗將採用兩片白鐵墊圈，以確保測試元件於往復過程中扭力係數保持穩定。元件測試之加載係採位移控制，加載波形為三角波，測試速率為 0.5mm/sec，資料擷取系統之取樣週期設定為 0.2sec。

本試驗旨在探討摩擦制震壁足尺元件在(擬)靜態往復載重下，李羿廷【13】所建議之應力與摩擦係數關係的合理性，必要時依據試驗結果修正設計曲線，以供未來工程實務上之應用。摩擦制震壁測試元

件總共設置八個螺栓孔，鋼芯板之開槽採分散模式，每根螺栓施加 100N-m、180N-m 及 320N-m 之扭力，測試時考慮振幅為 40mm，進行五次循環。

3.2.3 試驗結果與分析

進行本試驗之前，先以施加 100N-m 的扭力於八根 M22 螺栓之案例進行測試，考慮 10mm、20mm、30mm 及 40mm 等四種振幅，各進行一個循環，由出力與位移之關係了解摩擦制震壁之力學特性。遲滯迴圈如圖 3.8 所示，試驗結果顯示，其遲滯迴圈相當飽滿，力學行為基本上符合庫倫摩擦機制，在不同擾動振幅下，其摩擦力約略為定值，惟擾動振幅較小時，因特殊合金咬合較淺，故摩擦力較小。由此測試結果可知，摩擦制震壁之力學特性基本上符合庫倫摩擦機制。

本試驗分別施加 100N-m、180N-m 及 320N-m 的扭力於摩擦介面上之八根 M22 螺栓，經由式(2.1)換算，其介面總正向力分別為 18.53tf、33.36tf 及 59.31tf。不同扭力作用下，阻尼元件之摩擦力遲滯迴圈如圖 3.9~圖 3.11 所示。測試結果顯示，每組遲滯迴圈大致上均相當飽滿，惟於迴圈右下角及左上角有區域縮減的情形發生，主要為測試機構之上部可動 H 型鋼於測試過程中產生轉動現象所致，以及構件之螺栓孔與螺栓間存有空隙，使得構件間彼此有相對滑動之空

間，導致遲滯迴圈不飽滿。實驗量測得到的摩擦力分別為 38.79tf、63.87tf 及 101.31tf，單一摩擦介面對應之摩擦係數分別為 1.05、0.96 及 0.85，相關之試驗結果整理於表 3.1。

特殊合金鈹之有效摩擦面積為 2082cm^2 ，如圖 3.12 所示，不同正向力所對應之介面壓應力分別為 8.9kgf/cm^2 、 16.02kgf/cm^2 及 28.49kgf/cm^2 ，壓應力與摩擦係數關係曲線及其趨勢如圖 3.13 所示，與李羿廷【13】所建議之應力與摩擦係數關係之變化趨勢相當，但本研究之趨勢線位置略為往左下移動，因本研究所使用合金鈹之有效摩擦面積較大，加上原測試構架之上鋼梁與測試元件之上夾鈹在滑動過程中無法同步移動之問題已略加改善，有效減緩因測試構架造成的非摩擦力之影響，較符合實際制震壁出力情形，故壓應力相對較小。此外，該研究之應力計算係使用扭力係數 $K=0.255$ 為依據，各放置一片鋼製螺栓墊圈於 A325 之 M22 螺栓上。若以本研究所建議之扭力係數 $K=0.2$ 修正之，其應力與摩擦係數之關係曲線則如圖 3.14 所示，將其修正並與本次試驗綜合後，歸納出更為精準的應力與摩擦係數之關係曲線如圖 3.15 所示。

本次試驗結果亦顯示隨著摩擦介面之壓應力的增加，摩擦係數有遞減的現象，類似於 Constantinou 等人【19】有關 FPS 之研究中發現，鐵氟龍材料之摩擦係數隨應力之增加而下降的現象。

3.3 制震壁縮尺元件測試

3.3.1 縮尺摩擦阻尼元件之細部設計

縮尺摩擦制震壁之示意圖如圖 3.16 所示，其主要構件包含一根 T 型梁、兩片下夾板、一片鋼芯板、兩片特殊合金板及外覆鋼板。其中，T 型梁係由兩片厚 10mm 之鋼板焊接而成，再以厚度 20mm 鋼板焊接於左側，鋼板上並做攻牙以便與測試機構之致動器連接。T 型梁腹板上開鑿螺栓孔以固定外覆鋼板，細部設計詳圖 3.17 所示。

下夾板為兩片厚 10mm 鋼板焊接而成的 L 型角鋼，並在角鋼兩肢開鑿螺栓孔，水平肢螺栓孔用於與測試機構之基座連接，垂直側螺栓孔則用於連接鋼芯板，其細部設計詳圖 3.18 所示。鋼芯板於下排開鑿攻牙，上排則開鑿兩條長槽孔，每一槽孔長度均容許阻尼器有 $\pm 100\text{mm}$ 之最大滑動範圍，其細部設計詳圖 3.19 所示。

當上、下部構件組裝完成後，再將特殊合金板內夾於外覆鋼板與 T 型梁之腹板及鋼芯板間，並以螺栓穿過槽孔固定之。鋼芯板與特殊合金板之間為相對滑動摩擦介面，其細部設計如圖 3.20 所示。當摩擦制震壁受力時，上部構件與下部構件間產生相對滑動，特殊合金板與鋼芯板之摩擦介面在滑動過程中即可產生消能作用。

3.3.2 測試機構與試驗規劃

元件測試機構之設計如圖 3.21 所示，係利用一 H 型鋼(基礎底座)與反力座將 1.5tf 油壓致動器安裝於 H 型鋼上，並於測試機構上安裝一荷重元(Load Cell: ± 5 tf)以直接量測摩擦阻尼器之反力；摩擦阻尼元件之位移係由致動器內建之位移計(LVDT)直接量測而得。測試時將摩擦阻尼元件安裝於測試機構上，圖 3.22 為組裝完成之測試構架。

為避免 1.5 噸油壓致動器因連接過長，導致測試機構之上鋼梁無法維持水平，故設計一支承座(圖 3.23)以支撐之，並將門型鋼鈑(圖 3.24)與支承座對鎖，以限制鋼樑之上下移動空間，其組裝完成圖如圖 3.25 所示。

由於先前張簡嘉賞【12】之研究指出，作為驅動力來源的 1.5tf 油壓致動器因內部缸體小、衝程小、油料進出之閥門亦很小，當致動器快速運作時，致動器內部油料須於油閥孔隙間快速進出，因而產生自身之抵抗力，恐影響縮尺摩擦阻尼元件之力學行為。當輸入擾動頻率較快且位移較大時，整體遲滯迴圈將近似橢圓形，而非庫侖摩擦機制之特徵。因此，為避免油壓致動器的性能造成試驗結果的誤判，縮尺摩擦阻尼元件之測試皆採用 0.1Hz 作為輸入頻率，並考慮三種不同的振幅(5mm、10mm 及 15mm)，每一振幅皆進行 5 次循環。本系列試驗

探討不同螺栓根數(2 根及 4 根)以及不同螺栓扭力(10 kgf-cm、20 kgf-cm 及 30 kgf-cm)對摩擦阻尼元件行為的影響。

3.3.3 試驗結果與分析

縮尺摩擦阻尼元件測試之目的，在於規劃後續耐震性能試驗前能先掌握阻尼器的力學行為，以決定其最佳設計參數。本試驗分別施加 10 kgf-cm、20 kgf-cm 及 30 kgf-cm 的扭力於摩擦介面上之 M10 螺栓。使用兩根螺栓時，經由式(2.1)換算，其介面總正向力分別為 97.56kgf、195.12kgf 及 292.68kgf；使用四根螺栓時，換算其介面總正向力則分別為 195.12kgf、390.24kgf 及 585.37kgf。

表 3.1~表 3.2 分別為使用兩根及四根螺栓時，對應扭力及振幅下得到的之平均摩擦力與摩擦係數歸納表。其結果顯示，介面摩擦力隨正向力之增加而增大，在出力較小時約呈線性關係，當出力較大時，則因摩擦係數隨著應力增加而減少之故，使得正向力與摩擦力不呈線性關係，如圖 3.26 所示。縮尺制震壁元件測試使用的特殊合金鈹之摩擦係數(單面)約介於 0.48 至 0.51 之間，整組摩擦阻尼元件之平均摩擦係數約為 1。因測試構架定位問題與實尺制震壁元件測試結果較不一致，但其摩擦係數皆大於習用之摩擦阻尼器，可大幅增加阻尼器之設計容量，提升摩擦阻尼器之效能，更具經濟效益。

不同扭力下阻尼元件之摩擦力遲滯迴圈如圖 3.27~圖 3.32 所示

(圖 3.27~圖 3.29 為使用兩根螺栓，圖 3.30~圖 3.32 為使用四根螺栓)。測試結果顯示，每組遲滯迴圈皆相當飽滿，惟於右上角及左下角有摩擦力突然增加的情形發生，應為測試機構連接致動器之轉接件存有空隙所致。茲以圖 3.21 說明之，因致動器、Load Cell 及測試機構所使用之螺栓尺寸不同，故致動器與 Load Cell 須以轉接件 A 連接，Load Cell 與上部構件間則需使用轉接件 B 連接。由於轉接件上之螺栓孔須略大於螺栓直徑，因此存在些許空隙，當致動器轉向時(遲滯迴圈之右上角及左下角)，測試機構需先克服轉接處之空隙始能滑動，造成額外力量進入，以致摩擦力在遲滯迴圈角隅有突然增加之現象。此外，摩擦阻尼元件之定位須保持在平面內(in-plane)，但因上部構件與下部構件間有些許偏移，造成鋼芯鈹與特殊合金鈹間產生平面外(out-of-plane)之偏差，將使得試驗時特殊合金鈹無法完全與鋼芯鈹完全貼合，導致有效摩擦面積減少，試驗後合金鈹之摩擦刮痕不均勻(圖 3.33)，使得壓應力與摩擦係數之關係(圖 3.34)與實尺制震壁元件測試結果較不一致。

3.4 小結

實尺制震壁元件測試結果顯示，摩擦制震壁之遲滯迴圈飽滿，符合庫倫摩擦機制，迴圈缺角的產生乃測試構架產生旋轉現象及螺栓孔

與螺栓存有空隙所致，惟無論如何，其摩擦係數均高於習用之摩擦阻尼器，此高摩擦特性將有助於增加摩擦阻尼器之設計容量。摩擦制震壁之摩擦係數隨著摩擦介面上應力的增加而略有降低的現象，綜合本研究及修正李羿廷【13】之研究後，壓應力與摩擦係數之經驗公式為 $\mu = -0.0086\sigma + 1.1323$ ，其中 μ 為摩擦係數、 σ 為壓應力 (kgf/cm^2)，可作為往後工程實務之設計參考依據。

縮尺摩擦制震壁元件測試結果顯示，在施加相同螺栓扭力時所產生之摩擦力，使用四根螺栓約為使用兩根螺栓之兩倍，而在使用相同螺栓數量時，摩擦力與施加於螺栓之扭力約呈正比，摩擦制震壁之力學行為與庫倫摩擦機制相符，其遲滯迴圈相當飽滿穩定，顯示能有效消散地震能量。惟測試構架定位精準度不足的問題，造成測試振幅較大時產生擠壓因而在迴圈角落有力量增大的情形，遲滯迴圈之特徵仍呈現庫倫摩擦機制。

因縮尺元件測試構架定位不準確等問題，使得實尺與縮尺摩擦制震壁元件測試之結果較不一致，惟無論如何，特殊合金與鋼板間的摩擦係數皆高於習用之摩擦阻尼器，可大幅增加阻尼器之設計容量，提升摩擦阻尼器之效能，更具經濟效益。後續之耐震性能試驗，將以縮尺摩擦制震壁元件測試使用之特殊合金板尺寸，作為摩擦制震壁之設計參考依據。

表 3.1 實尺元件測試之摩擦力與摩擦係數

扭力/根 (N-m)	正向力 (tf)	摩擦力 (tf)	摩擦係數/片 μ
100	18.53	38.79	1.05
180	33.36	63.87	0.96
320	59.31	101.31	0.85
螺栓:8 根;直徑=22(mm);扭力係數 K=0.2			

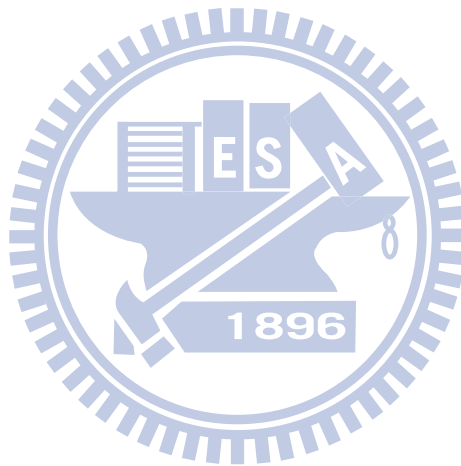


表 3.2 縮尺元件測試之摩擦力與摩擦係數(M10 螺栓，N=2)

扭力/根 (kgf-cm)	擾動振幅 (mm)	正向力 (kgf)	摩擦力 (kgf)	摩擦係數 /片
10	5	97.56	89.49	0.46
	10		92.18	0.47
	15		97.54	0.50
	平均值		97.56	93.07
20	5	195.12	174.15	0.45
	10		202.90	0.52
	15		203.54	0.52
	平均值		195.12	193.53
30	5	292.68	280.13	0.48
	10		319.14	0.55
	15		293.12	0.50
	平均值		292.68	297.46

表 3.3 縮尺元件測試之摩擦力與摩擦係數(M10 螺栓，N=4)

扭力/根 (kgf-cm)	擾動振幅 (mm)	正向力 (kgf)	摩擦力 (kgf)	摩擦係數 /片
10	5	195.12	183.41	0.47
	10		193.89	0.50
	15		188.51	0.48
	平均值		195.12	188.60
20	5	390.24	400.00	0.51
	10		395.96	0.51
	15		403.87	0.52
	平均值		390.24	399.94
30	5	585.37	523.24	0.45
	10		553.61	0.47
	15		595.50	0.51
	平均值		585.37	557.45

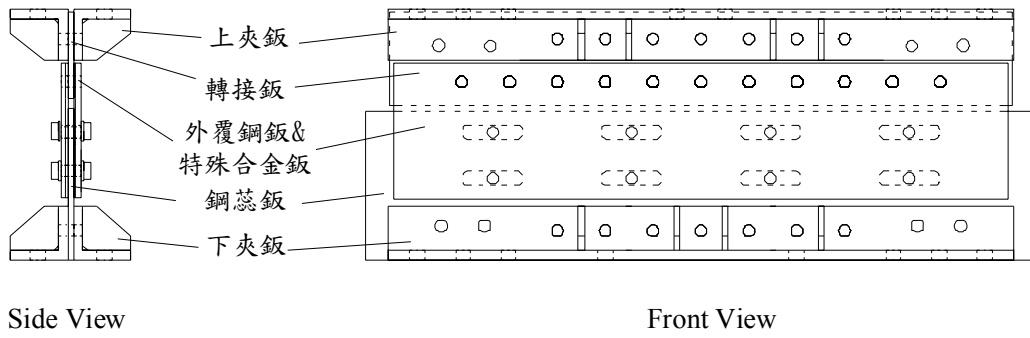


圖 3.1 實尺摩擦阻尼元件設計圖

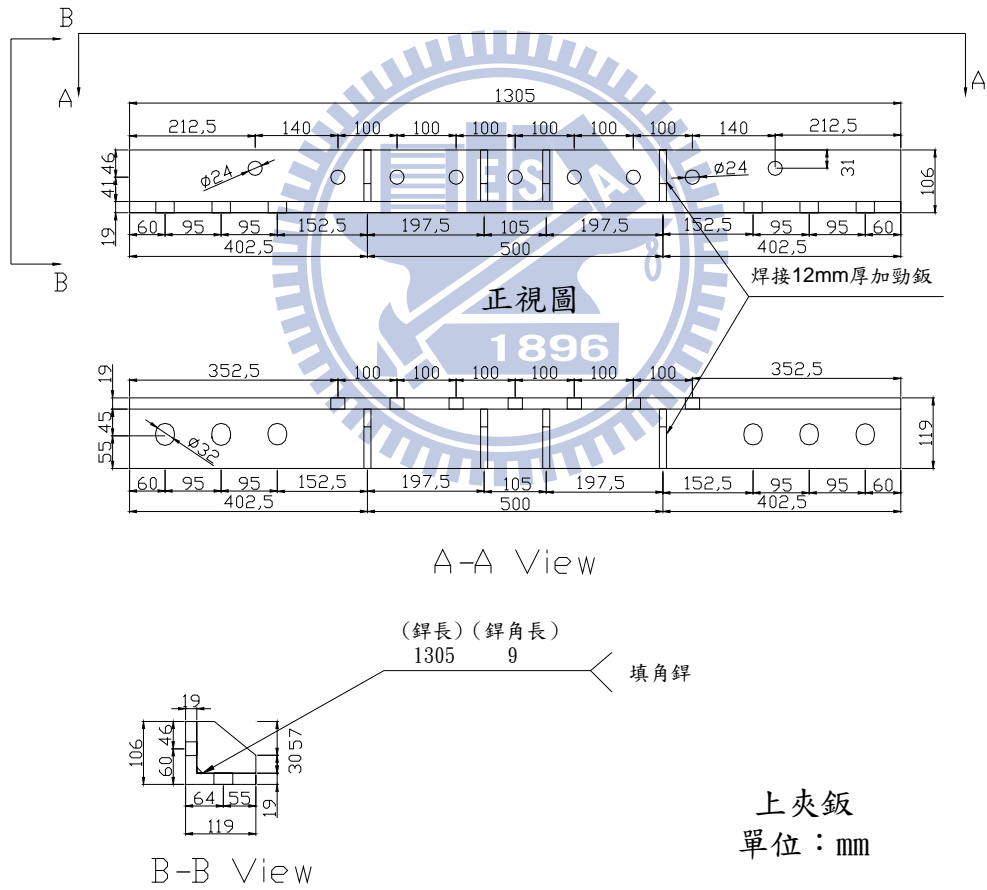
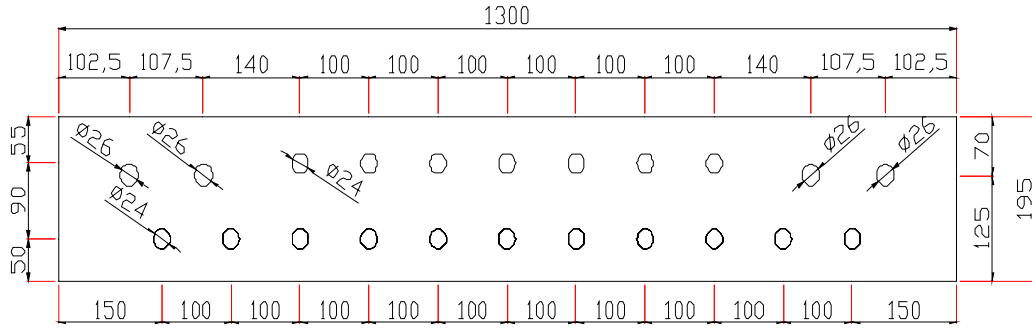


圖 3.2 實尺元件測試-上夾板細部設計圖



轉接板
單位：mm

圖 3.3 實尺元件測試-轉接板細部設計圖

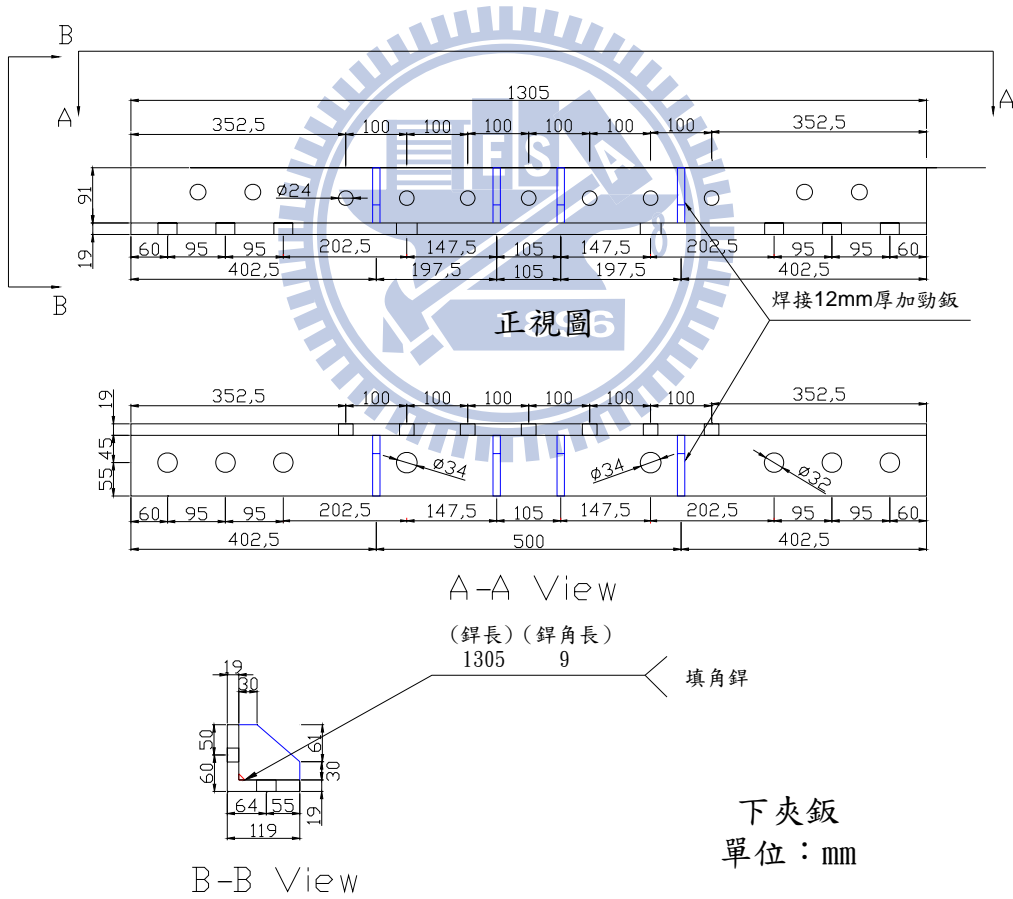
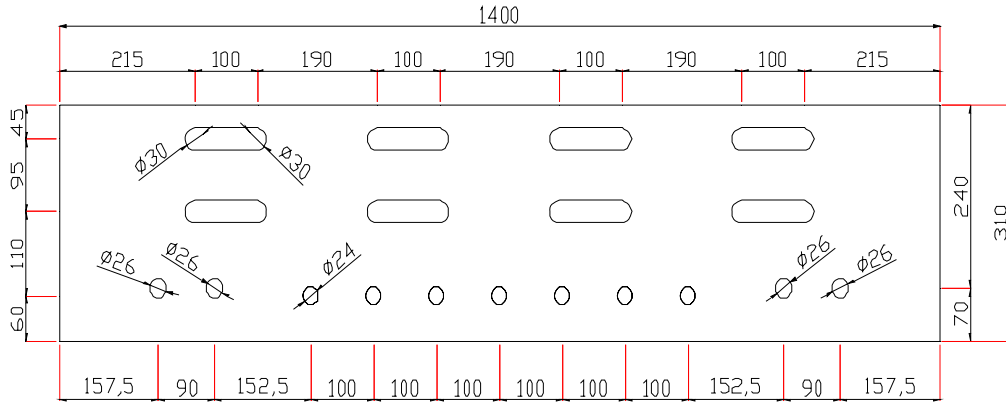
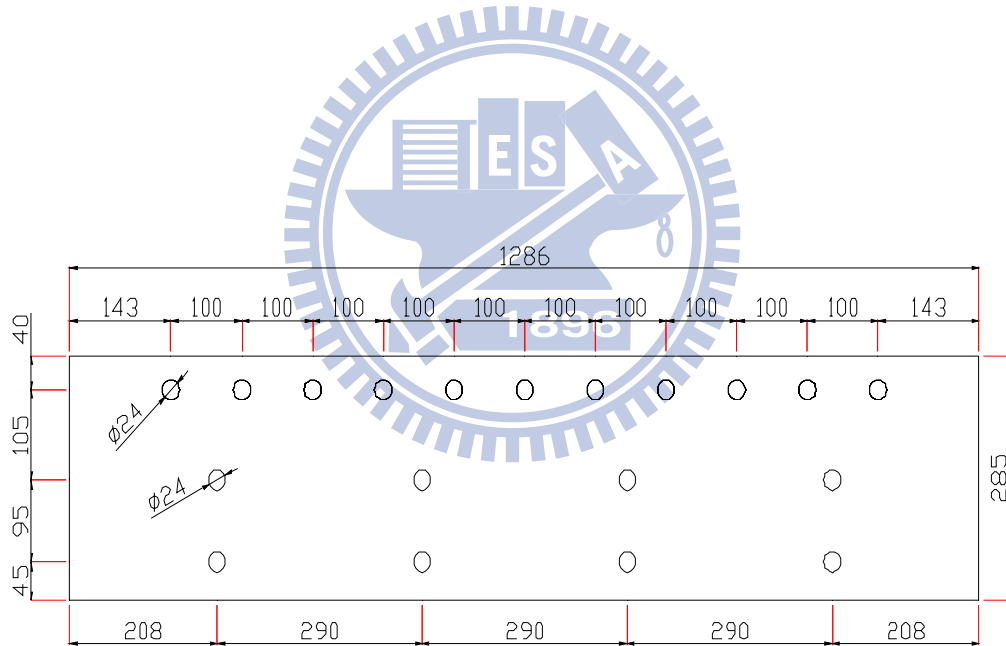


圖 3.4 實尺元件測試-下夾板細部設計圖



鋼芯板
單位：mm

圖 3.5 實尺元件測試-鋼芯板細部設計圖



外覆鋼板&特殊合金板
單位：mm

圖 3.6 實尺元件測試-外覆鋼板與特殊合金板之細部設計圖



圖 3.7 實尺摩擦阻尼元件測試組裝完成照片

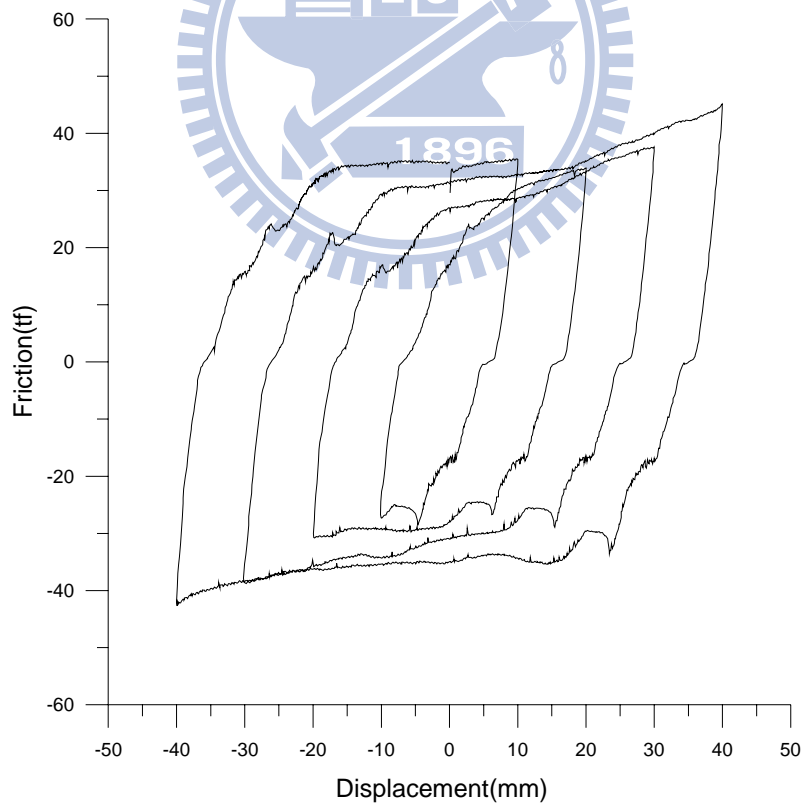


圖 3.8 實尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈

(振幅=10~40mm，8bolts， $T=100\text{N}\cdot\text{m}/\text{bolt}$)

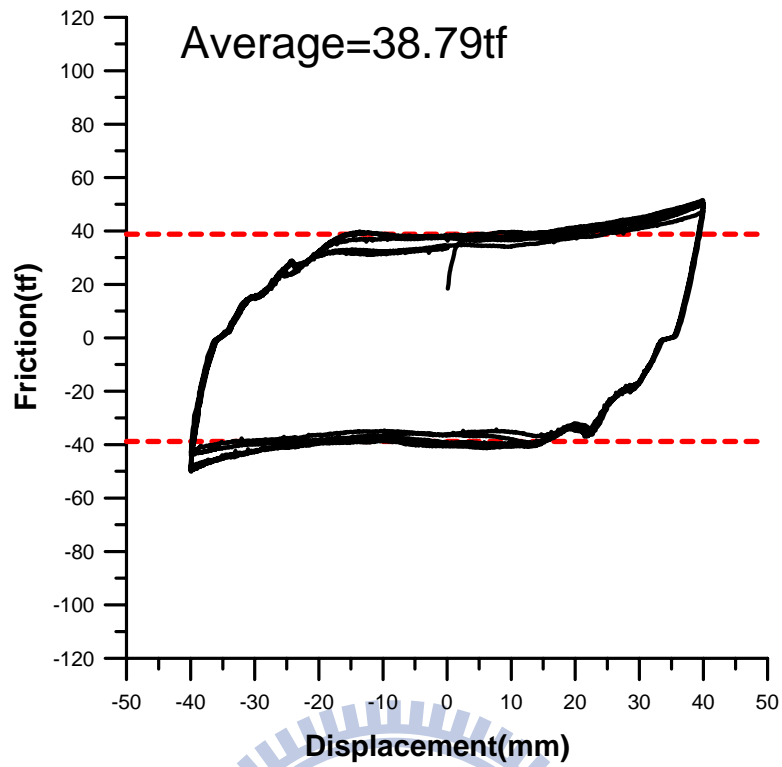


圖 3.9 實尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(8bolts, T=100N-m/bolt)

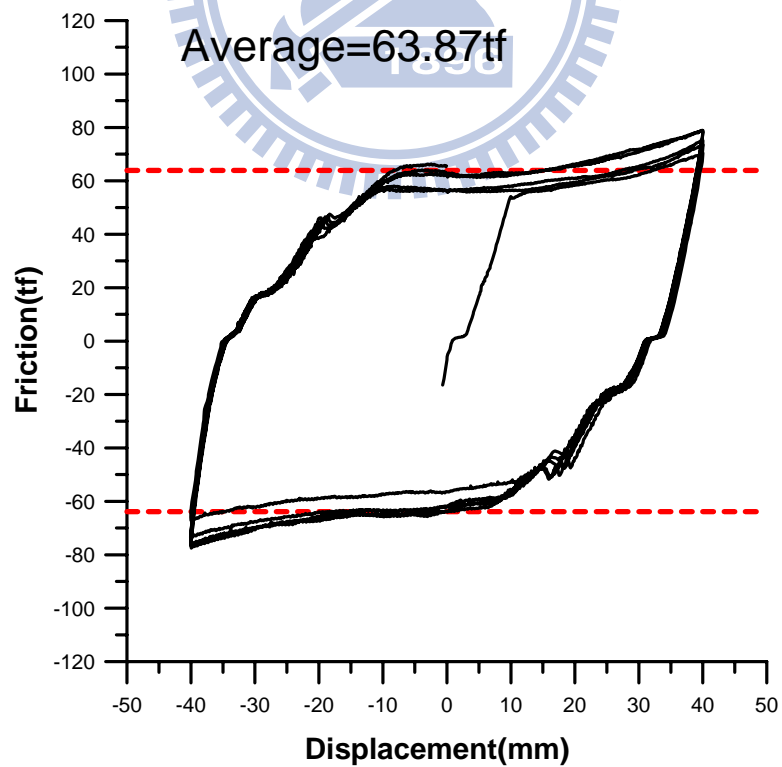


圖 3.10 實尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(8bolts, T=180N-m/bolt)

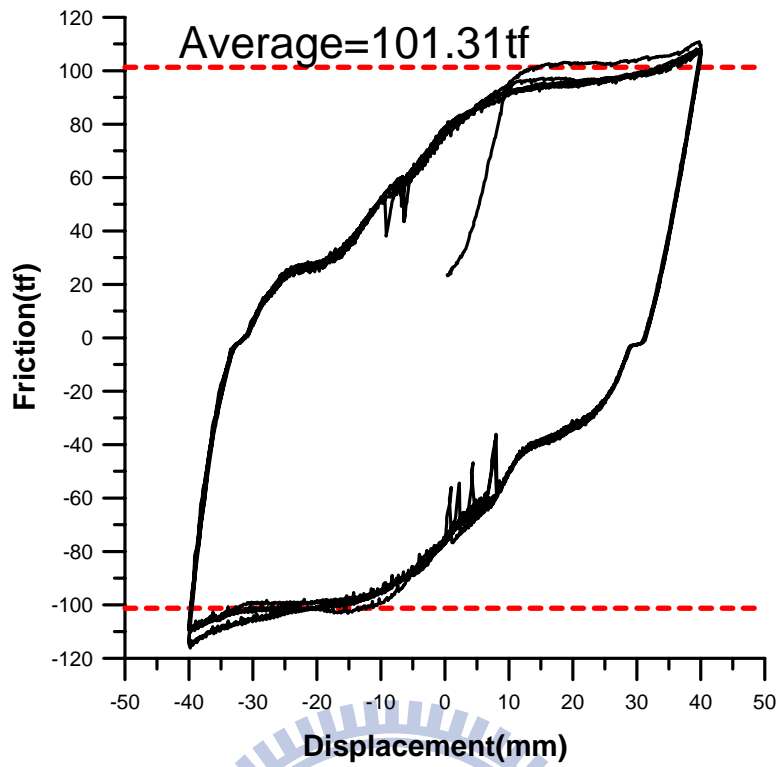


圖 3.11 實尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(8bolts, T=320N-m/bolt)

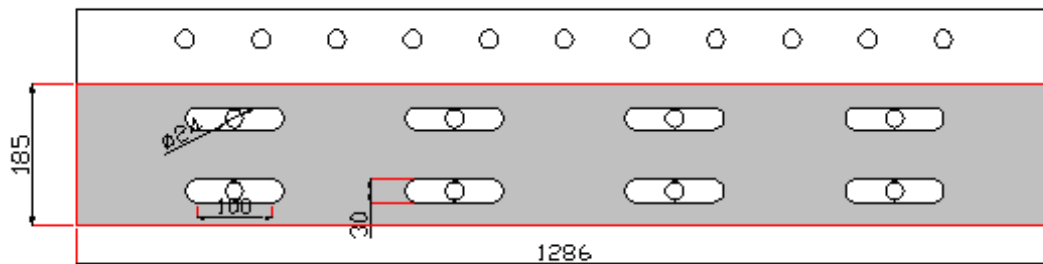


圖 3.12 特殊合金鈹之有效摩擦面積(灰色部分，單位：mm)

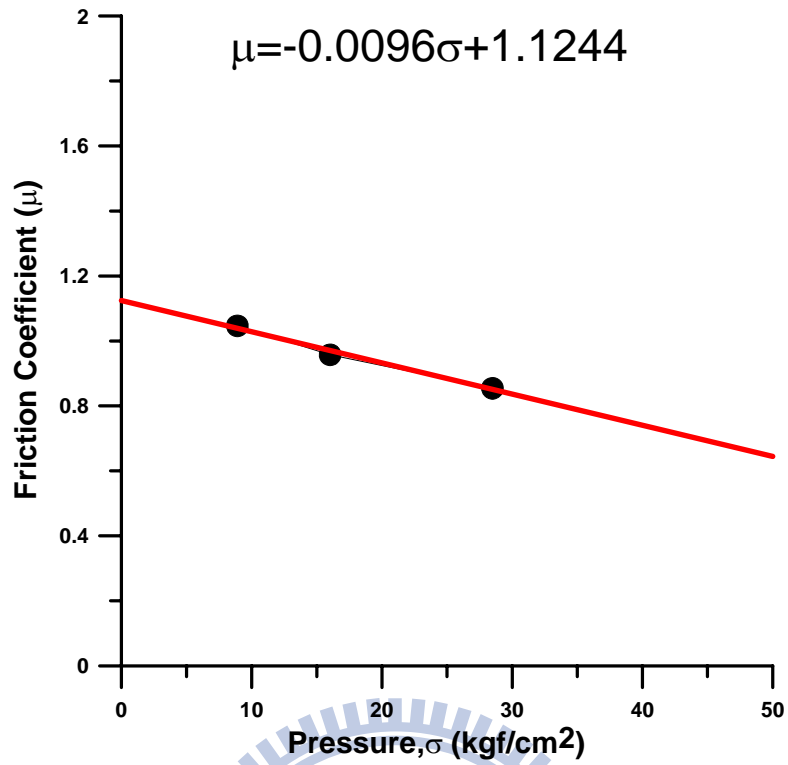


圖 3.13 介面壓應力與摩擦係數之關係曲線

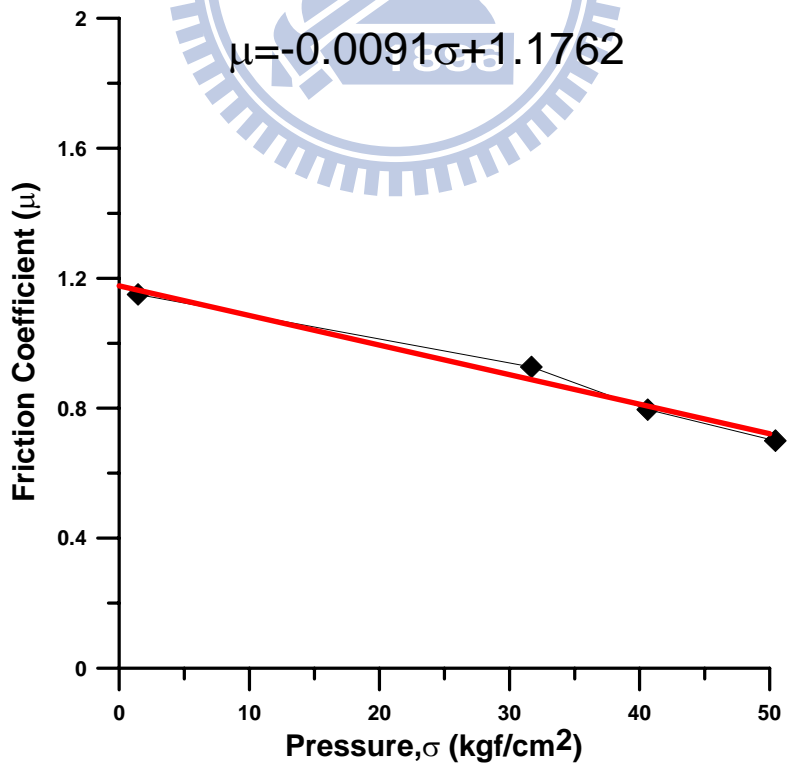


圖 3.14 介面壓應力與摩擦係數之關係曲線(修正李羿廷【13】)

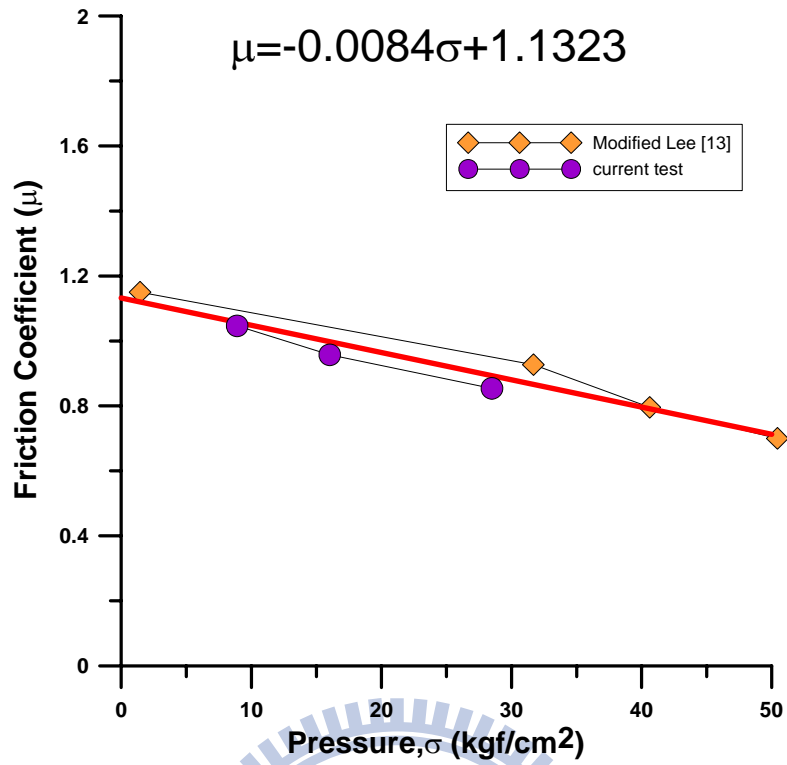


圖 3.15 介面壓應力與摩擦係數之關係曲線

(修正李【13】與實驗之比較)

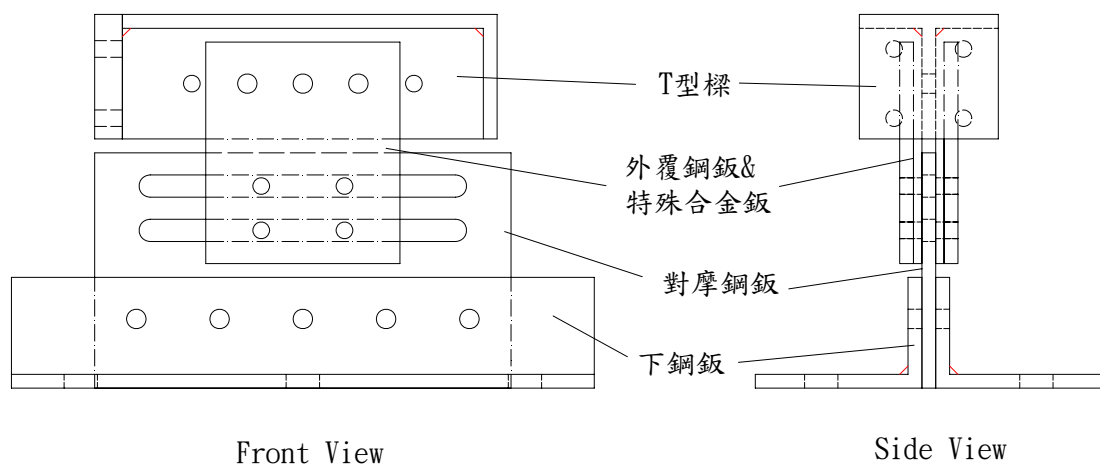


圖 3.16 縮尺摩擦制震壁示意圖

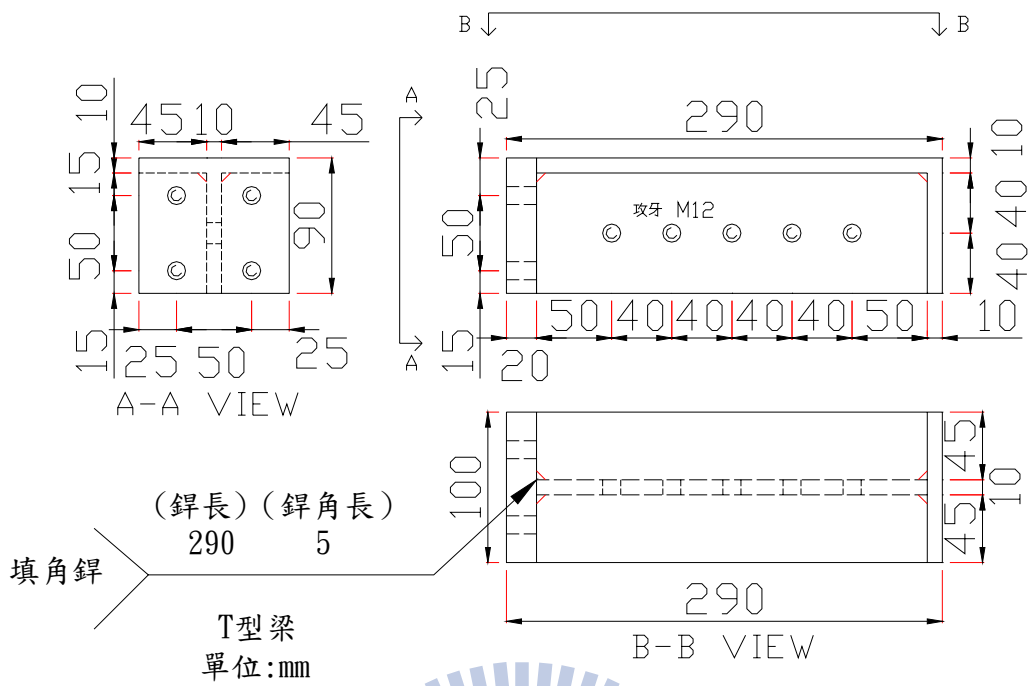


圖 3.17 縮尺測試元件之 T 型梁細部設計圖

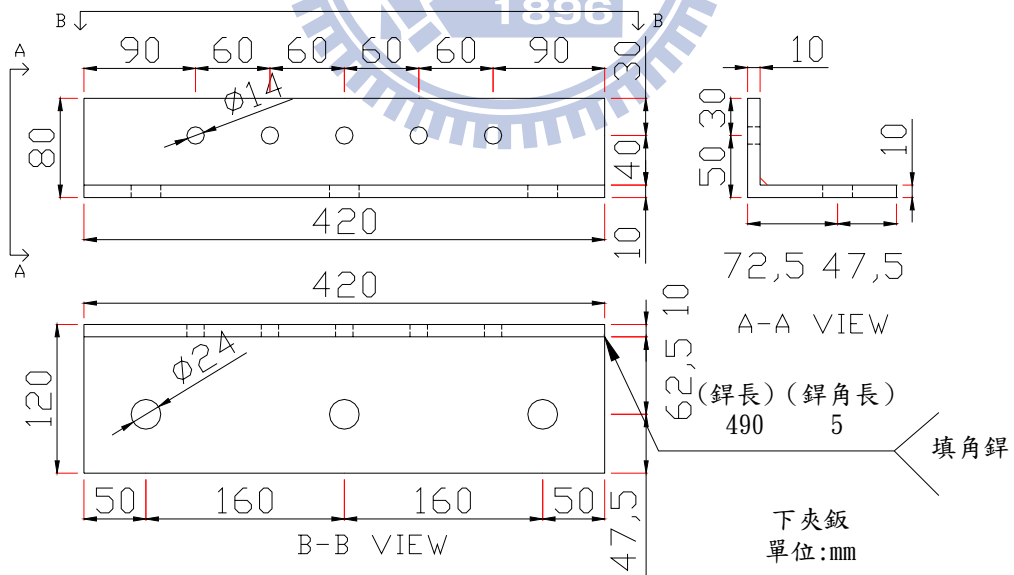
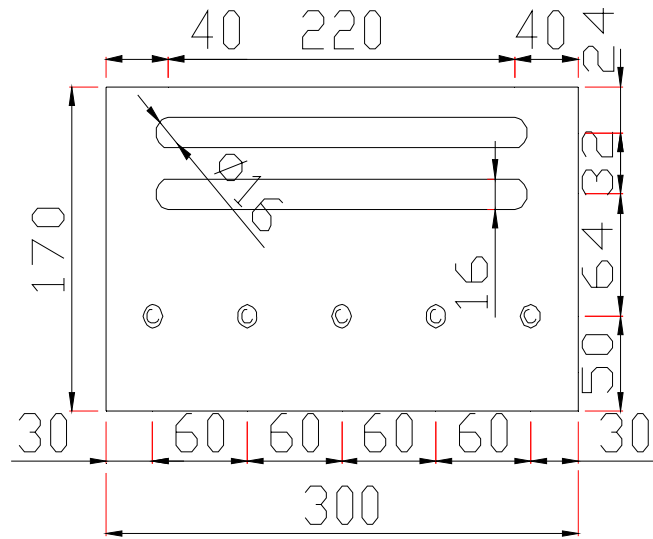
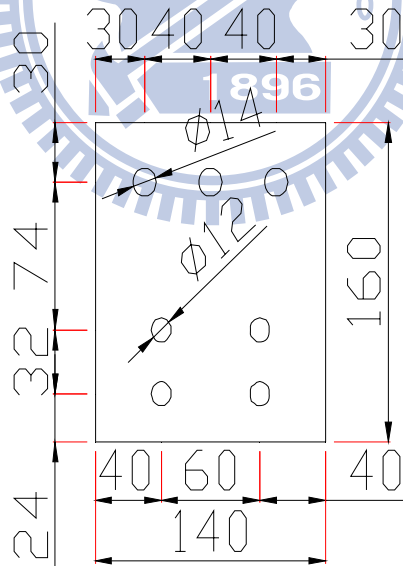


圖 3.18 縮尺測試元件之下夾板細部設計圖



鋼芯板
單位:mm

圖 3.19 縮尺測試元件之鋼芯板細部設計圖



外覆鋼板
特殊合金板
單位:mm

圖 3.20 縮尺測試元件之外覆鋼板與特殊合金板細部設計圖

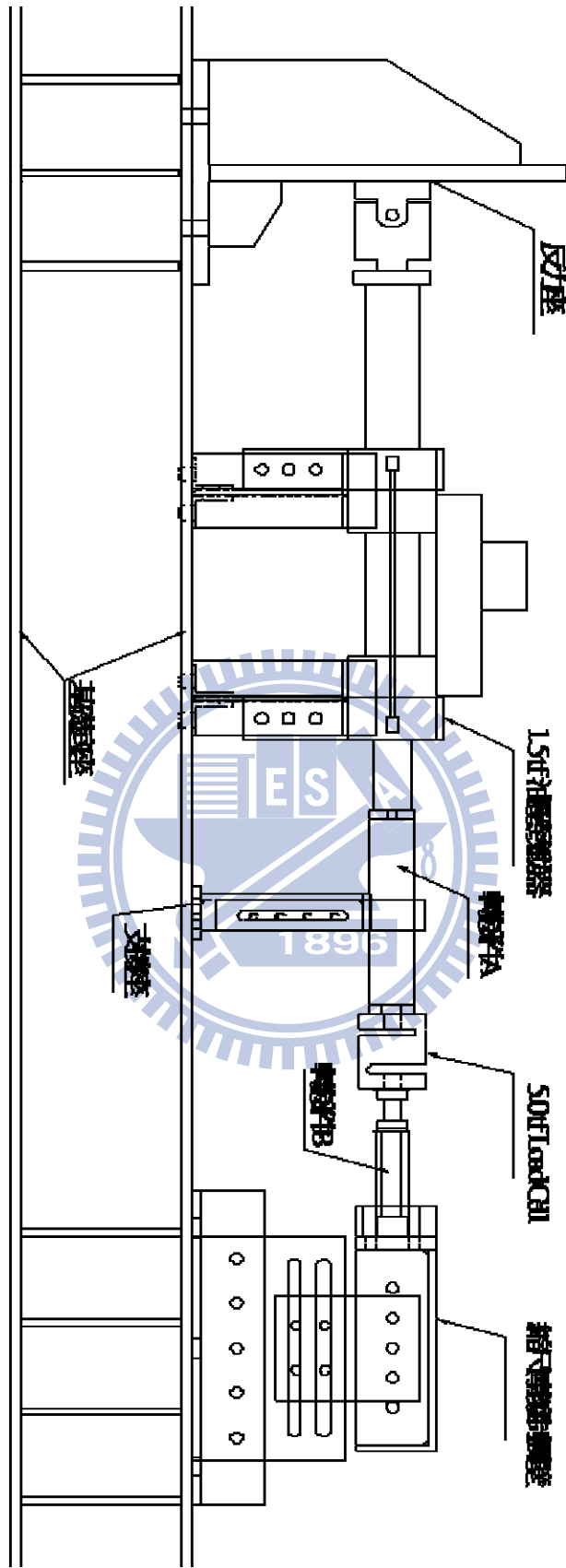


圖 3.21 縮尺摩擦阻尼元件測試機構之示意圖



圖 3.22 縮尺摩擦阻尼元件測試安裝完成照片

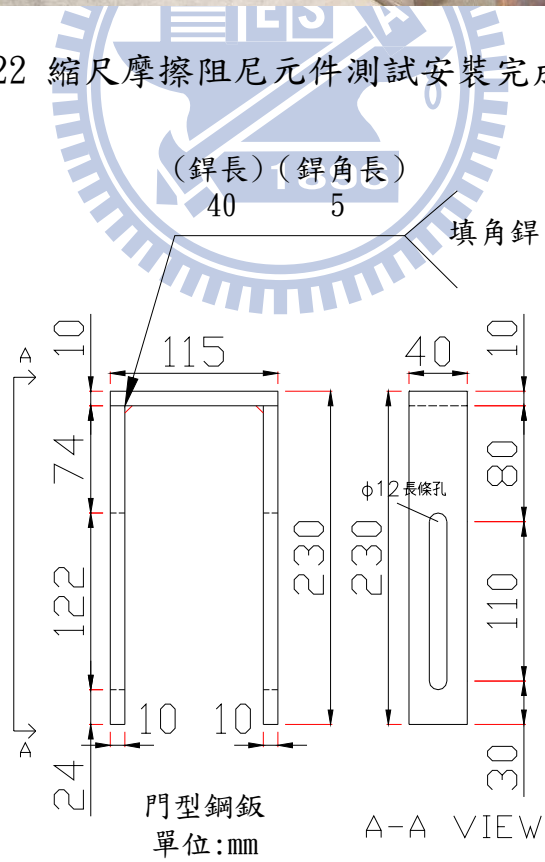


圖 3.23 縮尺元件測試機構之門型鋼板細部設計圖

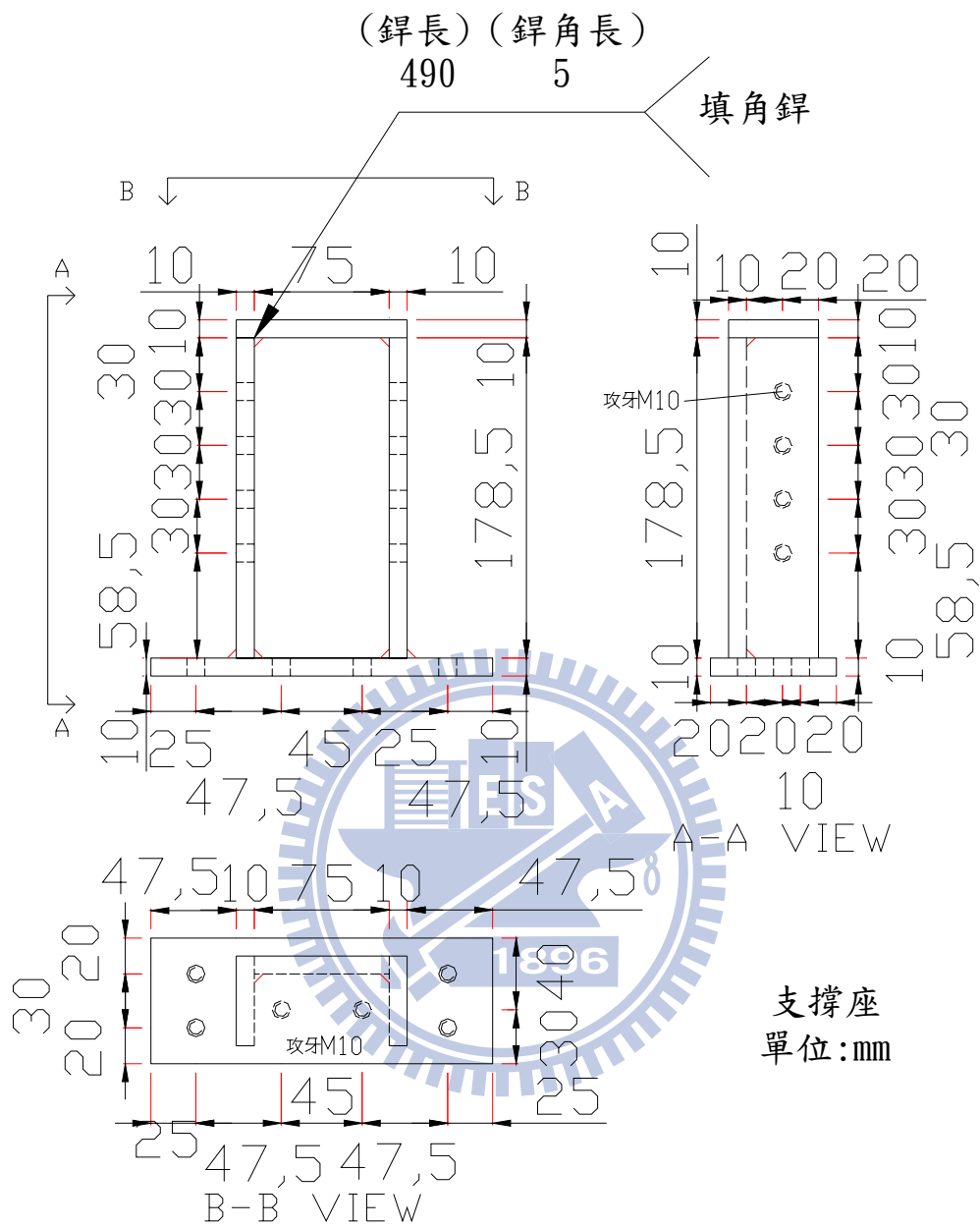


圖 3.24 縮尺元件測試支座之細部設計圖



圖 3.25 測試支座組裝完成照片

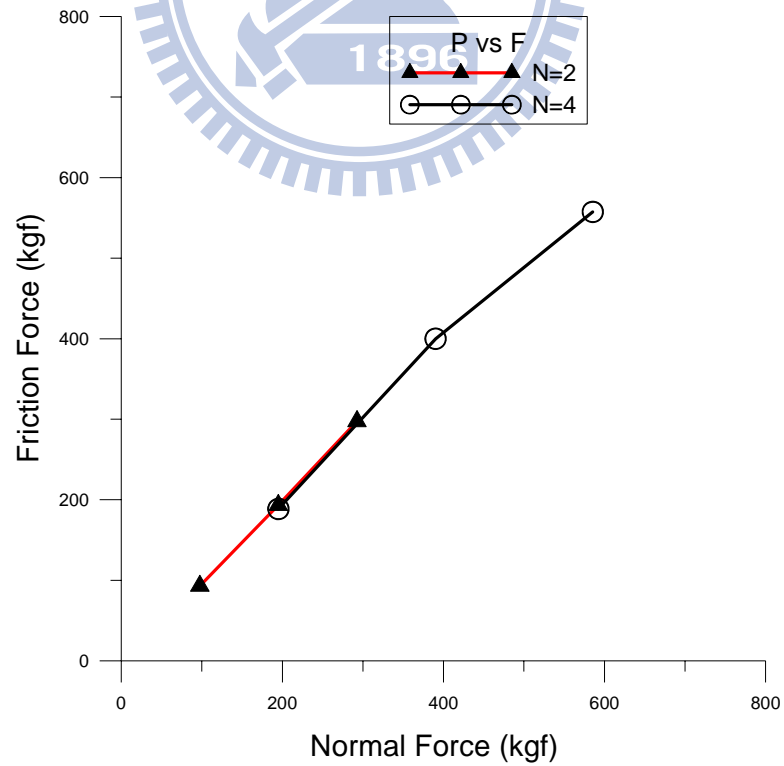


圖 3.26 縮尺摩擦阻尼元件測試-正向力與摩擦力關係曲線

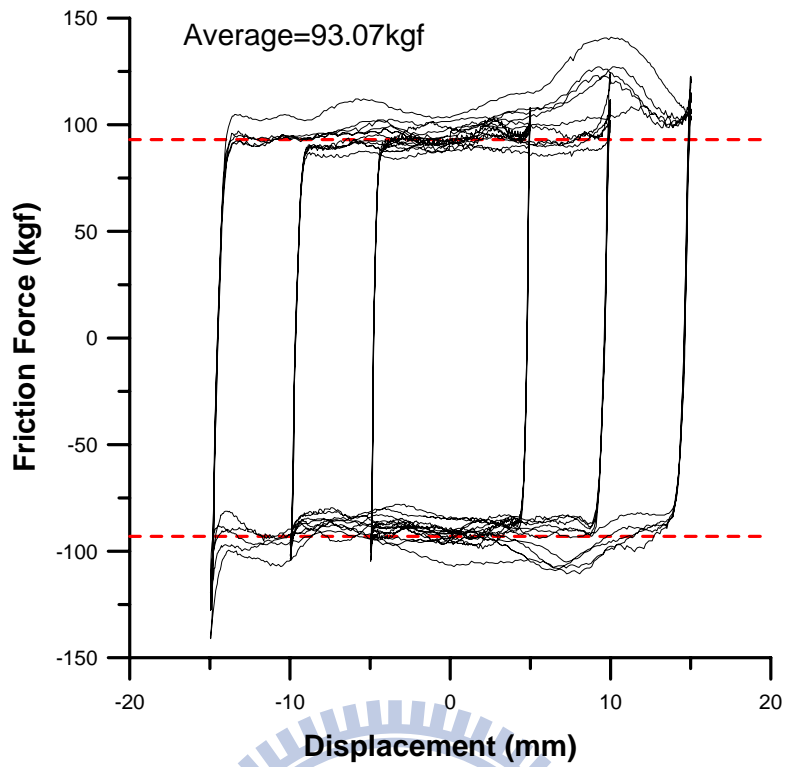


圖 3.27 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(2 bolts, $T=10\text{kgf-cm/bolt}$)

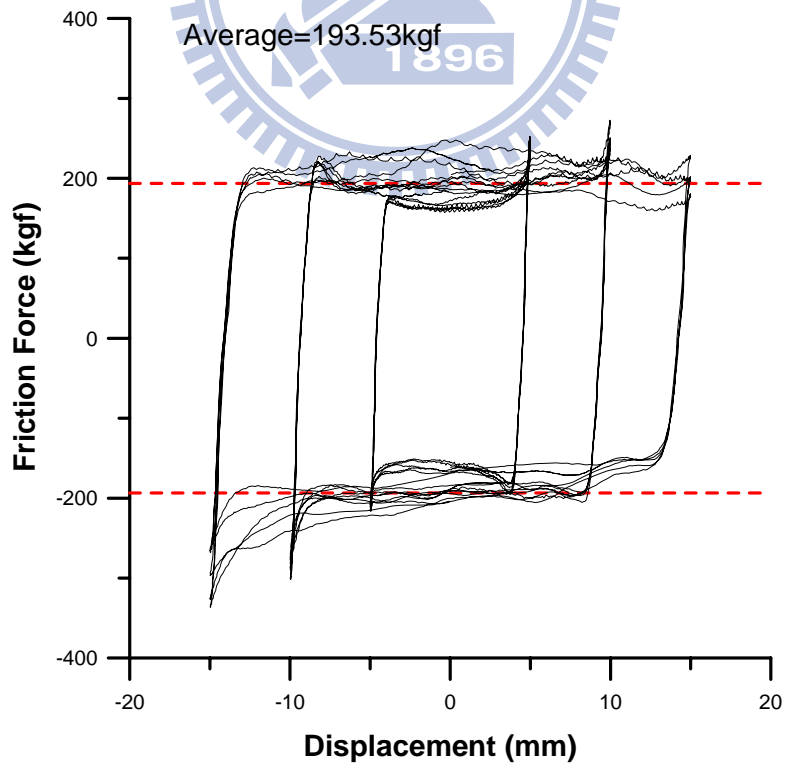


圖 3.28 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(2 bolts, $T=20\text{kgf-cm/bolt}$)

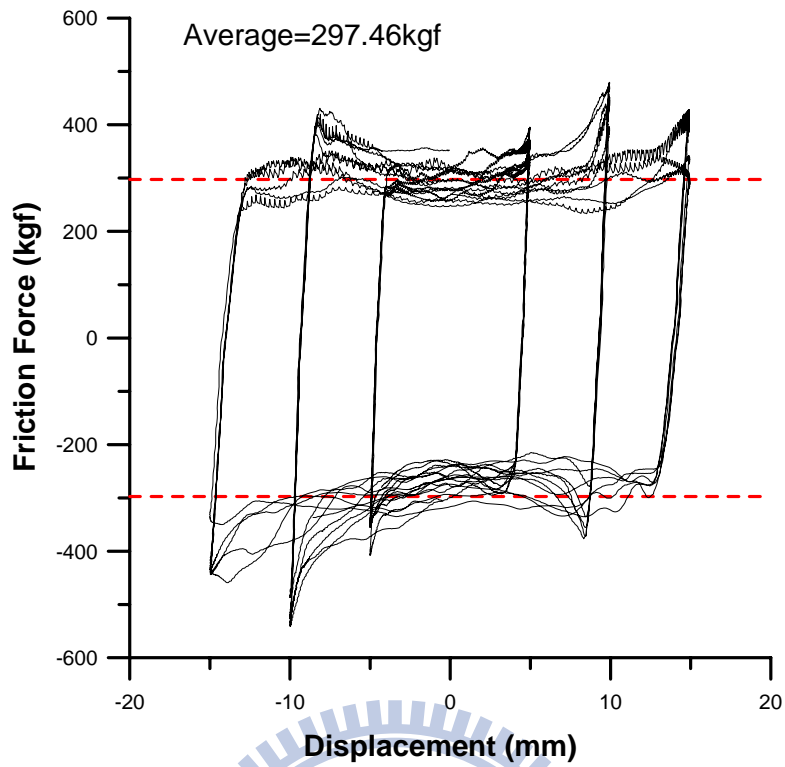


圖 3.29 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(2 bolts, $T=30\text{kgf-cm/bolt}$)

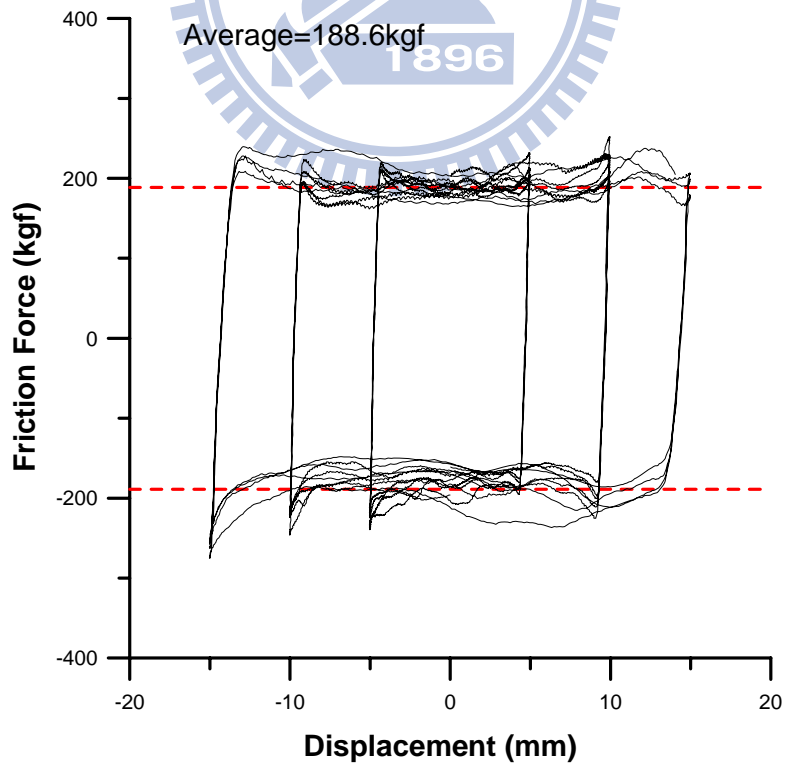


圖 3.30 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(4 bolts, $T=10\text{kgf-cm/bolt}$)

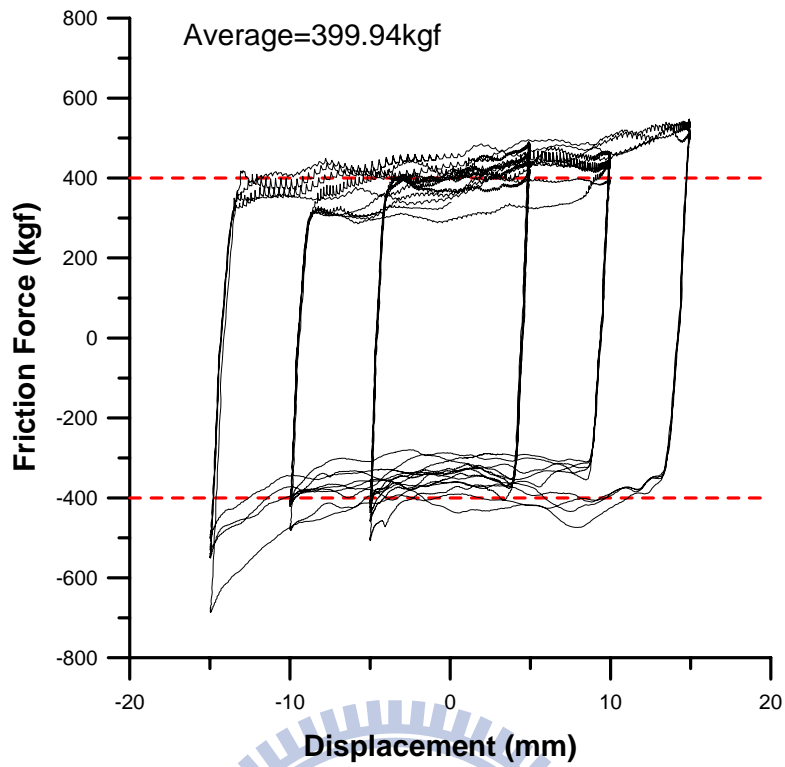


圖 3.31 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(4 bolts, $T=20\text{kgf-cm/bolt}$)

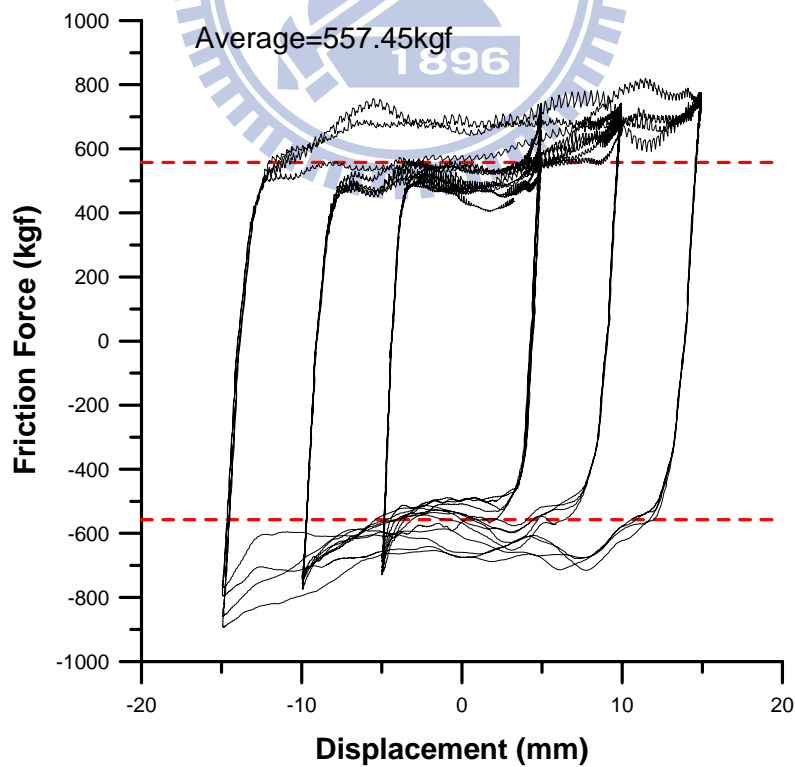


圖 3.32 縮尺摩擦阻尼元件之遲滯迴圈(4 bolts, $T=30\text{kgf-cm/bolt}$)



圖 3.33 合金鋁試驗後局部產生刮痕

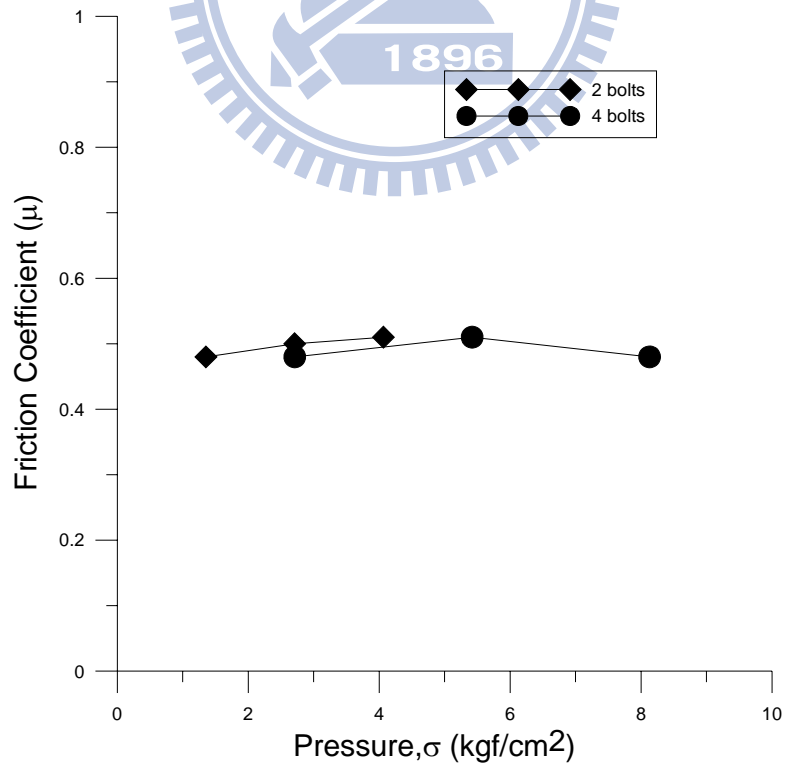


圖 3.34 縮尺摩擦阻尼元件測試-壓應力與摩擦係數關係曲線

第四章 摩擦制震壁之耐震性能測試

4.1 前言

經由一系列有關摩擦阻尼器之元件測試，吾人已可掌握摩擦阻尼器於往復運動過程中之遲滯行為，確認其具有抗震阻尼之效果。本章將進一步將摩擦阻尼器之核心構件，結合鋼板組成摩擦制震壁，並以一座五層樓鋼結構模型為對象，利用地震模擬振動台進行一系列的耐震性能測試，探討摩擦阻尼器在真實地震下之減震性能。

4.2 耐震性能測試

4.2.1 測試構架與量測系統

■ 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，結構之動力特性可表露無遺，因此也最適合於抗震裝置之耐震性能試驗。交通大學地震模擬振動台主要整合 MTS 動態油壓致動器 (Model 244.23s, 如圖 4.1) 及 $3\text{m} \times 3\text{m}$ 的不銹鋼桌台 (圖 4.2)。致動器活塞面積為 89cm^2 ，在 210kg/cm^2 的工作壓力下，出力可達 15tf。根據 MTS 油壓致動器之規格，要求其有效運作頻



率為 50Hz，因此桌體之基本振動頻率設計值大於 100 Hz 以確保油壓致動器之效能。振動台為中空箱型結構，並以鋼板為肋骨加勁而成之構造。振動桌與模型結構之重量比為 1:2，以避免測試時模型結構和振動桌產生互制效應。當加速度峰值為 1.0g 時，振動桌可提供之最大荷載重量(payload)為 10ton。受限於致動器容量，其最大衝程為±12.5 cm。

■ 五層樓鋼結構模型

本次耐震性能試驗係將摩擦阻尼制震壁安裝於一座五層樓鋼結構模型(圖 4.3)上進行測試，該鋼結構模型之平面為 $2^m \times 2^m$ ，樓高 6.7m，總重量約 4.1tf，相關之結構參數如表 4.1 所示。

本研究利用地震模擬振動台以 El Centro 地震波(PGA=0.1g)作為輸入擾動，取基座所量測到之加速度訊號作為輸入擾動資料，並以各樓層所量測到的訊號作為輸出資料，選擇單一輸入-多重輸出(SIMO)之 ARX 模型進行模型結構之系統識別。ARX 系統識別分析之相關理論詳附錄 A【20~23】。

根據 ARX 系統識別結果，未裝阻尼器之空構架結構之基本振頻為 1.44 Hz，第一模態之等效阻尼比為 0.30%，各振態之頻率及阻尼比歸納於表 4.2。

■ 控制系統

控制系統為振動台之中樞所在，本系統使用 MTS 407 控制器之位移控制模式操控振動台，輸入之訊號為地表加速度歷時經基線修正積分所得之位移歷時記錄。MTS 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，配合數位訊號輸入模組振動台，可模擬隨機訊號及任意形式之地表擾動，如圖 4.4 所示。

■ 資料擷取系統

資料擷取系統採用為 IMC 公司之產品，如圖 4.5 所示，其主要功能為輸出地震命令訊號至 MTS 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)接線類比輸出、32 組單端式(Single-ended)接線數位類比輸入/輸出，最大總取樣頻率為 80kHz。

■ 感測計配置

本試驗使用之振動感應計之安排以加速規(Accelerometers)為主，共安裝 7 個加速規(CROSSBOW $\pm 4g$)如圖 4.6 所示，其裝設位置包括振動台面上、基座以及各樓板中央，用以量測模型結構各

樓層之加速度反應。

4.2.2 摩擦阻尼裝置之配置與試驗規劃

本試驗考慮之摩擦阻尼裝置包括摩擦制震壁以及摩擦阻尼斜撐兩種形式。摩擦制震壁係以特殊合金為核心構件結合鋼板所組成，安裝於五層樓鋼結構模型一至三樓的樓層間。耐震性能測試所用摩擦制震壁之特殊合金板(圖 4.7)，其有效摩擦面積和 4.3 節縮尺元件測試完全一致。試驗中所設計的制震壁包括兩種形式：Type A 之細部設計如圖 4.8~圖 4.10 所示，安裝於鋼結構模型的一樓，圖 4.11 為其組裝示意圖；Type B 之細部設計如圖 4.12~圖 4.14 所示，安裝於鋼結構模型之二至三樓，圖 4.15 則為其組裝示意圖。Type A 與 Type B 之差別僅在上、下鋼板之尺寸不同。制震壁的安裝順序係先將上鋼板以 M16 螺栓固定於角鋼 A(圖 4.16)中，並將下鋼板以 M16 螺栓固定於角鋼 B(圖 4.17)中，再以 M12 螺栓定位於鋼結構模型的梁上；特殊合金板則置於上、下鋼板中，T 型鋼由兩側以 M16 螺栓將下鋼板夾緊，最後再將角鋼 A、B 與鋼結構模型固定，即完成摩擦制震壁之安裝，圖 4.18 為構件組裝完成之照片。摩擦制震壁之槽孔位於上鋼板上，開鑿兩條長槽孔，每一槽孔長度均容許阻尼器有 $\pm 8\text{cm}$ 之滑動範圍。設計上採用 4 根 M10 內六角螺栓施加摩擦介面正向力，並利用扭力扳

手控制所需之扭力。

五層樓鋼結構之四與五樓則安裝摩擦阻尼斜撐【13】。該裝置係以特殊合金為核心構件結合 H 型鋼所組成，採對角斜撐之形式安裝。摩擦阻尼斜撐之有效摩擦面積和摩擦制震壁完全相同。摩擦阻尼斜撐之容許最大位移為 6cm，以避免試驗時滑動空間不足而產生碰撞。摩擦阻尼斜撐之細部設計詳圖 4.19，其組裝示意圖如圖 4.20 所示。安裝順序係先將上、下 H 型鋼定位於鋼結構模型中，以 M12 螺栓固定於接合板，再將特殊合金板和外覆鋼板用 4 根 M10 內六角螺栓固定於上 H 型鋼中，摩擦阻尼斜撐之槽孔位於下段 H 型鋼腹板，採用 2 根 M10 內六角螺栓施予摩擦介面正向力，並利用扭力扳手控制所需之扭力。圖 4.21 為摩擦阻尼斜撐組裝完成照片。本試驗於五層樓鋼結構模型一至三樓層兩側共安裝 6 組摩擦制震壁、四至五樓層兩側則安裝 4 組摩擦阻尼斜撐進行耐震性能測試，安裝完成如圖 4.22 所示。

試驗所用之輸入震波係以國際結構控制協會(International Structural Control Society)所建議之 El Centro Earthquake、Hachinohe Earthquake 及 Kobe Earthquake 等地震作為輸入地表擾動，並調整其最大地表加速度進行一系列之耐震試驗。三組震波之歷時如圖 4.23 所示。有關空構架之試驗僅採用 $PGA=0.1g$ 的地震強度進行測試，其餘地震強度之空構架試驗結果係依照地震強度作線性比例

放大，加裝摩擦制震壁之測試結果則為直接量測值。本耐震性能測試於摩擦介面上採每組螺栓施加 10kgf-cm 之扭力。根據 2.2 節之螺栓扭力係數率定試驗以及 3.3 節之縮尺壁式摩擦阻尼元件測試結果研判，單組摩擦制震壁介面施加 10kgf-cm 之扭力時，其出力大小約為 200kgf，摩擦阻尼斜撐亦同，故各樓層之每對摩擦阻尼裝置最大總出力預估值約為 400kgf。

4.2.3 耐震性能測試結果

摩擦阻尼器之耐震性能測試係以 El Centro、Hachinohe 及 Kobe 三組震波作為地表擾動，並調整地表擾動之 PGA 值進行一系列之耐震測試，其試驗結果分述如後。

4.2.3.1 El Centro Earthquake

El Centro 地震擾動下，各樓層之加速度反應歷時如圖 4.24~圖 4.27 所示。各樓層加速度反應峰值歸納於表 4.3。試驗結果顯示，在不同地表擾動強度(PGA)下，裝設摩擦阻尼器能有效降低其加速度峰值。地震強度為 PGA=0.34g 以下時，5F 產生加速度峰值反應放大的情況，其餘樓層則均有所折減；當地震強度增強為 PGA=0.79g 時，5F 加速度之峰值率效益升為 18%。頂樓的加速度峰值於 PGA=0.17g 其折減率為 0%，隨著地震強度的提升，其減震效益則有所提升—地震強度為 PGA=0.64g 時，其頂樓加速度峰值折減率提升為 24%。

各樓層加速度反應之均方根值(root-mean-squares, RMS)比較歸納於表 4.4。RMS 結果反映出更為顯著之減震效益，主要是能量衰減累積之故。當 $PGA=0.17g$ 時，頂樓加速度均方根值折減高達 61%，當地震強度提升時，其折減效益亦進一步提升，當 $PGA=0.79g$ 時，折減效益提升至 79%，其他各樓層加速度均方根值之折減率亦有類似的趨勢，其折減率皆超過 60%。

本文利用 ARX 模型進行摩擦阻尼結構之系統識別分析，於不同震度之 El Centro 地震下，僅能識別出第一模態。識別所得之等效自然頻率與等效阻尼比整理於表 4.5。其結果顯示，結構物安裝摩擦阻尼器後，結構物之自然頻率和其等效阻尼比皆有所提升，顯示加裝摩擦阻尼器對整體結構具有加勁與消能之作用。以 $PGA=0.34$ 為例，加裝摩擦阻尼器後，其第一振態頻率由原先的 1.44Hz 提升至 2.75Hz，阻尼比也由原先的 0.3% 大幅提昇至 14.1%；當地震強度增強，其第一振態頻率之增幅則趨緩。以 $PGA=0.79g$ 為例，第一振態頻率由 $PGA=0.17g$ 時之 2.91Hz 降為 2.22Hz，阻尼比則由 8.67% 大幅提昇至 20.45%。惟無論如何，其結果皆比空構架時之第一振態頻率為高。此一結果顯示，地表擾動較小時，因摩擦介面尚未產生相對滑動，摩擦制震壁之作用如同剪力牆，摩擦阻尼斜撐之作用亦如同斜撐一般，因此提供結構較大之剛性；當地震強度增強時，因摩擦介面產生相對滑動，並達

到消能效果，進而使得整體結構之剛性略為降低，故其自然頻率之增加程度相對較小。

此外，經由系統識別亦可得到加速度頻域響應函數(傳遞函數)，其比較如圖 4.28~圖 4.31 所示。結果顯示，加裝摩擦阻尼器後加速度傳遞函數之數峰值明顯受到壓制，且對於幾個較低頻振態反應有顯著之壓制情況，但於高頻(10Hz 以上)反應卻有些許放大的現象，此乃因摩擦阻尼器於滑動-不滑動(sliding-sticking)狀態交替之不連續點造成高頻反應放大的結果，惟高頻反應所佔之模態參與係數很小，故對於整體結構之動態歷時反應的影響有限。

4.2.3.2 Hachinohe Earthquake

Hachinohe 地震擾動下，各樓層之加速度反應歷時如圖 4.32~圖 4.35 所示。各樓層加速度反應峰值歸納於表 4.6。試驗結果顯示，在不同地表擾動強度(PGA)下，裝設摩擦阻尼器皆能有效降低其加速度峰值。頂樓加速度峰值於 PGA=0.18g 時折減率為 48%，隨著地震強度的提升，其效益亦有所提升，當地震強度增強為 PGA=0.58g 時，頂樓加速度峰值折減率升為 64%。地震強度為 PGA=0.76g 時，各樓層的加速度峰值折減率皆有 40%以上，4F 加速度峰值折減率更可達 60%。不論在何種 PGA 下，各樓層加速度峰值皆能有效的折減，證明摩擦阻尼器發揮了極佳的消能效果。

各樓層加速度反應之均方根值(root-mean-squares, RMS)的比較歸納於表 4.7。RMS 結果反映出更為顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。當 PGA=0.18g 時，頂樓加速度均方根值折減率達 74%，當地震強度提升時，其折減率亦進一步提升—當 PGA=0.58g 時，折減率更提升至 81%。各樓層加速度均方根值之折減率均超過 70%。

本文利用 ARX 模型進行摩擦阻尼結構之系統識別分析，於不同震度之 Hachinohe 地震下，僅能識別出第一模態。識別所得之等效自然頻率與等效阻尼比歸納於表 4.8。其結果顯示，結構物安裝摩擦阻尼器後，結構物之自然頻率和其等效阻尼比皆有所提升，表示加裝摩擦阻尼器對整體結構具有加勁與消能之作用。以 PGA=0.58 為例，加裝摩擦阻尼器後，其第一振態頻率由原先的 1.45Hz 提升至 2.69Hz，阻尼比也由原先的 3.08% 大幅提昇至 14.92%；當地震強度增強，其第一振態頻率增幅趨緩，以 PGA=0.7g 為例，第一振態頻率由 PGA=0.18g 時之 3.07Hz 降為 2.48Hz，阻尼比由 3.74% 大幅提昇至 25.06%。惟無論如何，其結果皆比空構架時之第一振態頻率為高。此一結果顯示，地表擾動較小時，因摩擦介面尚未產生相對滑動，摩擦制震壁之作用如同剪力牆，摩擦阻尼斜撐之作用亦如同斜撐一般，因此提供結構較大之剛性；當地震強度增強時，因摩擦介面產生相對滑動，並達到消能效果，進而使得整體結構之剛性略為降低，故其自然頻率之增加程

度相對較小。

此外，經由系統識別亦可得到加速度頻域響應函數(傳遞函數)，其比較如圖 4.36~圖 4.39 所示。結果顯示，加裝摩擦阻尼器後加速度傳遞函數之數峰值明顯受到壓制，且對於幾個較低頻振態反應有顯著之壓制情況，但於高頻(10Hz 以上)反應卻有些許放大的現象，此乃因摩擦阻尼器於滑動—不滑動狀態交替之不連續點造成高頻反應放大的結果，惟高頻反應所佔之模態參與係數很小，故對於整體結構之動態歷時反應的影響有限。

4.2.3.3 Kobe Earthquake

Kobe 地震擾動下，各樓層之加速度反應歷時如圖 4.40~圖 4.43 所示。各樓層加速度反應峰值整理於表 4.9。試驗結果顯示，在不同地表擾動強度(PGA)下，裝設摩擦阻尼器皆能有效降低其加速度峰值。地震強度為 $PGA=0.2g$ 時，5F 加速度峰值反應有放大的情況，但其餘各樓層皆有所折減。頂樓加速度峰值於 $PGA=0.2g$ 時折減率為 2%，隨著地震強度的提升，其效益亦有所提升，當地震強度增強為 $PGA=0.78g$ 時，頂樓加速度峰值折減效益升為 40%，當地震強度再增強至 $PGA=1.01g$ 時，頂樓加速度峰值亦有 36%之折減率。地震強度為 $PGA=0.4g$ 時，各樓層的加速度峰值折減率皆有 20%以上，3F 加速度峰值折減率更可達 46%。

各樓層加速度反應之均方根值(root-mean-squares, RMS)的比較歸納於表 4.10。RMS 結果反映出更為顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。當 $PGA=0.18g$ 時，5F 加速度均方根值折減率達 58%，當地震強度提升時，其折減效益亦進一步提升，當 $PGA=0.78g$ 時，折減效益更提升至 77%。當地震強度為 $PGA=0.4g$ 以上時，各樓層加速度均方根值之折減率均超過 70%。

本文利用 ARX 模型進行摩擦阻尼結構之系統識別分析，於不同震度之 Kobe 地震下，僅能識別出第一模態。識別所得之等效自然頻率與等效阻尼比整理於表 4.11。其結果顯示，結構物安裝摩擦阻尼器後，結構物之自然頻率和其等效阻尼比皆有所提升，表示加裝摩擦阻尼器對整體結構具有加勁與消能之作用。以 $PGA=0.4$ 為例，加裝摩擦阻尼器後，其第一振態頻率由原先的 1.45Hz 提升至 2.77Hz，阻尼比也由原先的 1.96% 大幅提昇至 11.39%；當地震強度增強，其第一振態頻率增幅趨緩，以 $PGA=1.01g$ 為例，第一振態頻率由 $PGA=0.2g$ 時之 2.83Hz 降為 2.3Hz，阻尼比由 8.81% 大幅提昇至 22.34%。惟無論如何，其結果皆比空構架時之第一振態頻率為高。此一結果顯示，地表擾動較小時，因摩擦介面尚未產生相對滑動，摩擦制震壁之作用如同剪力牆，摩擦阻尼斜撐之作用亦如同斜撐一般，因此提供結構較大之剛性；當地震強度增強時，因摩擦介面產生相對滑動，並達到消能效果，

進而使得整體結構之剛性略為降低，故其自然頻率之增加程度相對較小。

此外，經由系統識別亦可得到加速度頻域響應函數(傳遞函數)，其比較如圖 4.44~4.47 所示。結果顯示，加裝摩擦阻尼器後加速度傳遞函數之數峰值明顯受到壓制，且對於幾個較低頻振態反應有顯著之壓制情況，但於高頻(10Hz 以上)反應卻有些放大的現象，此乃因摩擦阻尼器於滑動—不滑動狀態交替之不連續點造成高頻反應放大的結果，惟高頻反應所佔之模態參與係數很小，故對於整體結構之動態歷時反應的影響有限。

4.3 小結

根據耐震性能測試結果顯示，結構加裝摩擦阻尼器對於樓層加速度反應峰值及均方根值皆有顯著的折減效益，且對於結構之自然振動頻率及阻尼比亦有所提升。頻域分析結果顯示，結構加裝摩擦阻尼器可大幅提升低頻振態之等效阻尼比，對加速度頻域響應函數之低頻振態有壓制情形，惟高頻反應則有放大情形，幸而高頻反應所佔之模態參與係數極低，故其高頻放大之情況不至於影響整體耐震性能。結構加裝摩擦制震壁確實可達到減震之目的，其減震效能隨地震強度之增加而提升。

表 4.1 五層樓鋼結構模型細部尺寸

Length (<i>m</i>)	2
Width (<i>m</i>)	2
Height of 2~5 floors (<i>m</i>)	1.3
Height of 1 st floors (<i>m</i>)	1.5
m_5 ($kg - sec^2/m$)	82.28
m_4 ($kg - sec^2/m$)	84.75
m_3 ($kg - sec^2/m$)	84.75
m_2 ($kg - sec^2/m$)	84.75
m_1 ($kg - sec^2/m$)	85.13
Cross section of column (mm)	100*50*5*7
Cross section of beam (mm)	100*50*5*7

表 4.2 五層樓鋼結構模型之模擬參數(動力特性)

Mode	1	2	3	4	5
Frequency (Hz)	1.44	4.5	7.55	10.19	12.1
Damping Ratio (%)	0.3	0.21	0.13	0.19	0.27

表 4.3 各樓層加速度峰值反應比較(Input=El Centro)

El Centro Earthquake (peak)						
Floor	PGA=0.17g			PGA=0.34g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	0.34	0.34	0	0.66	0.64	2
5F	0.30	0.37	-23	0.58	0.57	0
4F	0.28	0.24	17	0.55	0.42	23
3F	0.23	0.23	3	0.45	0.41	9
2F	0.26	0.18	31	0.50	0.34	31
Floor	PGA=0.64g			PGA=0.79g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	1.25	0.95	24	1.55	1.22	21
5F	1.09	0.99	9	1.36	1.11	18
4F	1.04	0.72	31	1.29	0.86	33
3F	0.85	0.59	31	1.06	0.69	34
2F	0.94	0.84	10	1.17	1.00	15

表 4.4 各樓層加速度均方根值比較(Input=El Centro)

El Centro Earthquake (R.M.S)						
Floor	PGA=0.17g			PGA=0.34g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	0.13	0.05	61	0.25	0.09	63
5F	0.13	0.05	59	0.25	0.10	61
4F	0.10	0.04	61	0.19	0.07	66
3F	0.08	0.03	61	0.16	0.06	65
2F	0.07	0.03	63	0.14	0.05	61
Floor	PGA=0.64g			PGA=0.79g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	0.48	0.16	68	0.60	0.18	69
5F	0.47	0.16	67	0.58	0.18	69
4F	0.36	0.12	68	0.45	0.14	70
3F	0.31	0.10	69	0.38	0.11	70
2F	0.27	0.10	63	0.33	0.11	66

表 4.5 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro)

El Centro Earthquake								
Mode	PGA=0.17g				PGA=0.34g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.44	0.30	2.91	8.67	1.44	0.30	2.75	14.10
2	4.50	0.21	N/A	N/A	4.50	0.21	N/A	N/A
3	7.55	0.13	N/A	N/A	7.55	0.13	N/A	N/A
4	10.19	0.19	N/A	N/A	10.19	0.19	N/A	N/A
5	12.10	0.27	N/A	N/A	12.10	0.27	N/A	N/A
Mode	PGA=0.64g				PGA=0.79g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.44	0.30	2.39	20.88	1.44	0.30	2.22	20.45
2	4.50	0.21	N/A	N/A	4.50	0.21	N/A	N/A
3	7.55	0.13	N/A	N/A	7.55	0.13	N/A	N/A
4	10.19	0.19	N/A	N/A	10.19	0.19	N/A	N/A
5	12.10	0.27	N/A	N/A	12.10	0.27	N/A	N/A

表 4.6 各樓層加速度峰值反應比較(Input=Hachinohe)

Hachinohe Earthquake (peak)						
Floor	PGA=0.18g			PGA=0.35g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	0.53	0.28	48	1.03	0.53	49
5F	0.48	0.27	43	0.92	0.58	37
4F	0.40	0.22	45	0.77	0.45	41
3F	0.37	0.15	60	0.73	0.37	49
2F	0.33	0.23	31	0.64	0.52	19
Floor	PGA=0.58g			PGA=0.76g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	1.71	0.62	64	2.24	0.94	58
5F	1.53	0.79	48	2.00	0.90	55
4F	1.27	0.54	57	1.66	0.67	60
3F	1.20	0.71	41	1.58	0.76	52
2F	1.06	0.76	28	1.39	0.77	45

表 4.7 各樓層加速度均方根值比較(Input=Hachinohe)

Hachinohe Earthquake (R.M.S)						
Floor	PGA=0.18g			PGA=0.35g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	0.21	0.05	74	0.41	0.09	78
5F	0.20	0.06	73	0.39	0.10	76
4F	0.15	0.04	71	0.29	0.08	73
3F	0.15	0.04	76	0.29	0.07	77
2F	0.12	0.03	75	0.23	0.08	67
Floor	PGA=0.58g			PGA=0.76g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	0.68	0.13	81	0.89	0.18	80
5F	0.65	0.14	79	0.85	0.19	78
4F	0.47	0.11	76	0.62	0.15	75
3F	0.48	0.10	79	0.62	0.13	79
2F	0.38	0.11	71	0.49	0.15	70

表 4.8 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe)

Hachinohe Earthquake								
Mode	PGA=0.18g				PGA=0.35g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.45	3.08	3.07	3.74	1.45	3.08	2.80	10.97
2	4.57	1.81	N/A	N/A	4.57	1.81	N/A	N/A
3	8.51	5.56	N/A	N/A	8.51	5.56	N/A	N/A
4	11.66	2.50	N/A	N/A	11.66	2.50	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Mode	PGA=0.58g				PGA=0.7g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.45	3.08	2.69	14.92	1.45	3.08	2.48	25.06
2	4.57	1.81	N/A	N/A	4.57	1.81	N/A	N/A
3	8.51	5.56	N/A	N/A	8.51	5.56	N/A	N/A
4	11.66	2.50	N/A	N/A	11.66	2.50	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

表 4.9 各樓層加速度峰值反應比較(Input=Kobe)

Kobe Earthquake (peak)						
Floor	PGA=0.2g			PGA=0.4g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	0.44	0.42	2	0.87	0.70	20
5F	0.36	0.46	-27	0.73	0.58	21
4F	0.29	0.24	15	0.57	0.46	21
3F	0.32	0.21	33	0.64	0.35	46
2F	0.28	0.21	22	0.55	0.40	28
Floor	PGA=0.78g			PGA=1.01g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	1.70	1.02	40	2.21	1.42	36
5F	1.42	0.99	30	1.85	1.61	13
4F	1.12	0.69	38	1.46	0.94	35
3F	1.25	0.65	48	1.63	0.96	41
2F	1.08	0.80	25	1.40	1.05	25

表 4.10 各樓層加速度均方根值比較(Input=Kobe)

Kobe Earthquake (R.M.S)						
Floor	PGA=0.2g			PGA=0.4g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	0.13	0.05	61	0.26	0.07	72
5F	0.12	0.05	58	0.25	0.07	71
4F	0.09	0.03	62	0.18	0.05	74
3F	0.09	0.03	67	0.18	0.04	77
2F	0.07	0.03	63	0.14	0.04	73
Floor	PGA=0.78g			PGA=1.01g		
	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)	w/o damper(g)	w/ damper(g)	Reduction(%)
RF	0.50	0.11	77	0.66	0.16	76
5F	0.48	0.12	76	0.63	0.16	75
4F	0.35	0.08	76	0.46	0.11	77
3F	0.35	0.07	79	0.45	0.09	79
2F	0.27	0.07	73	0.35	0.09	74

表 4.11 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Kobe)

Kobe Earthquake								
Mode	PGA=0.2g				PGA=0.4g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.45	1.96	2.83	8.81	1.45	1.96	2.77	11.39
2	4.56	1.38	N/A	N/A	4.56	1.38	N/A	N/A
3	8.71	6.40	N/A	N/A	8.71	6.40	N/A	N/A
4	11.81	2.84	N/A	N/A	11.81	2.84	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Mode	PGA=0.78g				PGA=1.01g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)	Frequency (Hz)	Damping Ratio(%)
1	1.45	1.96	2.45	22.72	1.45	1.96	2.30	22.34
2	4.56	1.38	N/A	N/A	4.56	1.38	N/A	N/A
3	8.71	6.40	N/A	N/A	8.71	6.40	N/A	N/A
4	11.81	2.84	N/A	N/A	11.81	2.84	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A



圖 4.1 振動台油壓致動器



圖 4.2 地震模擬振動台

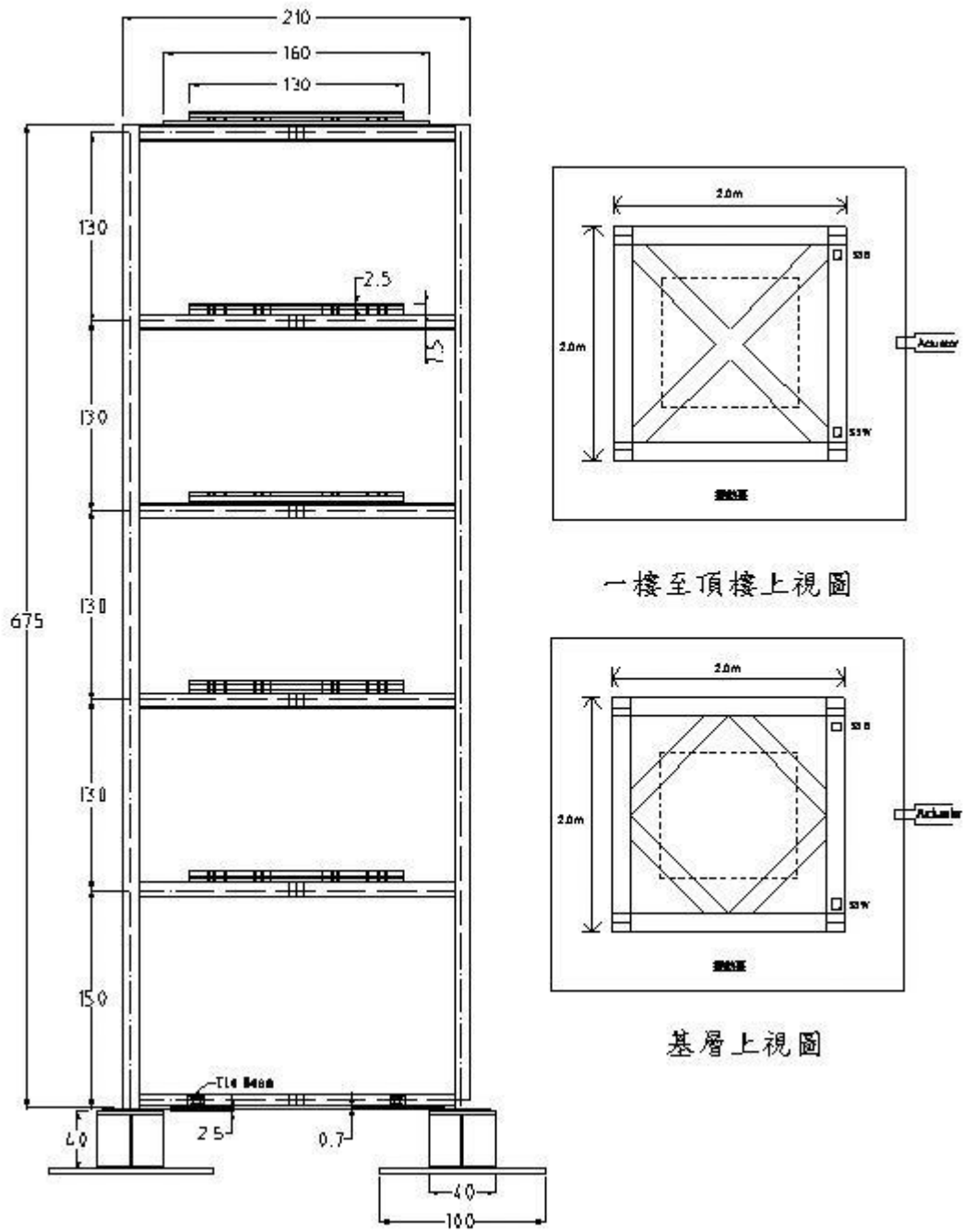


圖 4.3 五層樓鋼結構模型



圖 4.4 407 控制器



圖 4.5 IMC 資料擷取系統



圖 4.6 加速度規(Accelerometers)

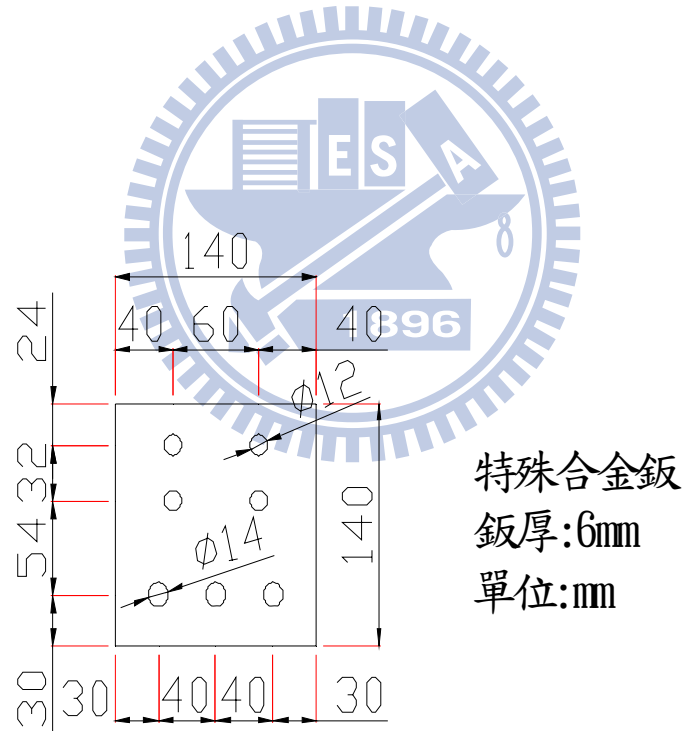


圖 4.7 特殊合金鈹細部設計圖

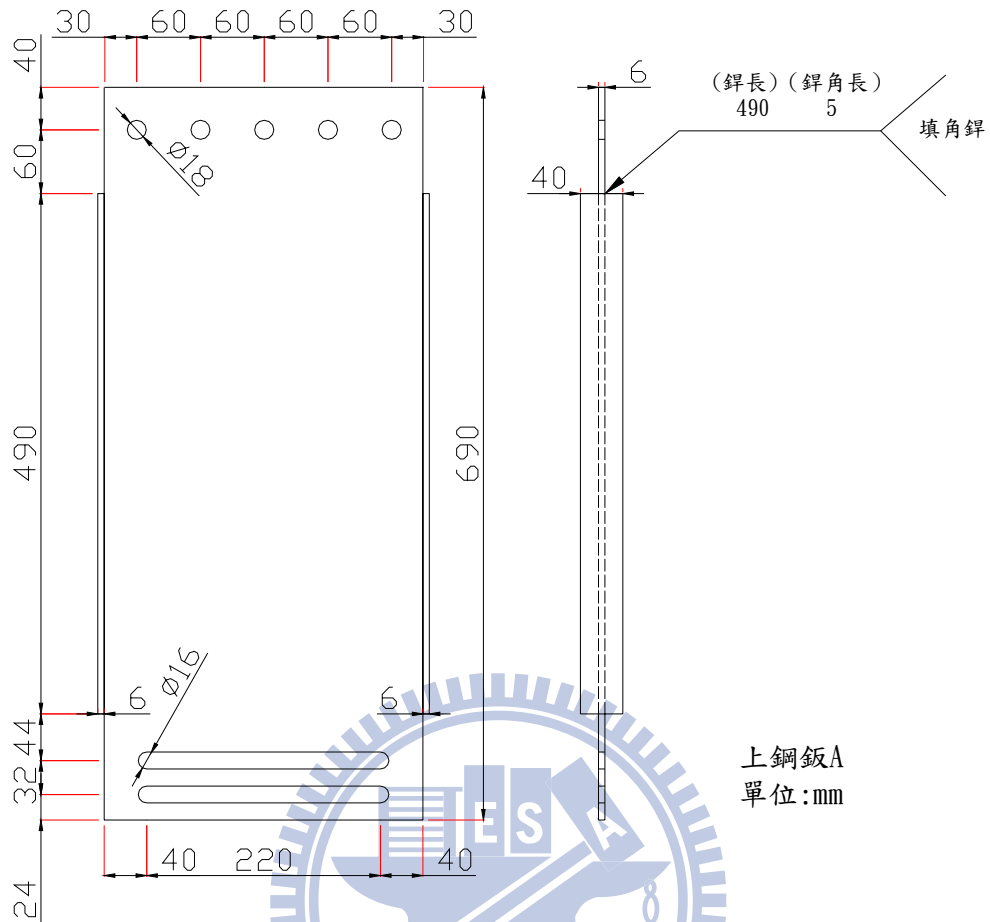


圖 4.8 Type A-上鋼板細部設計圖

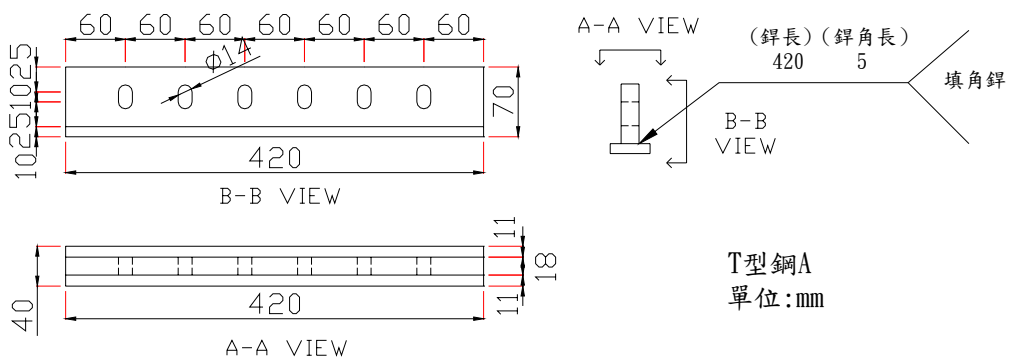
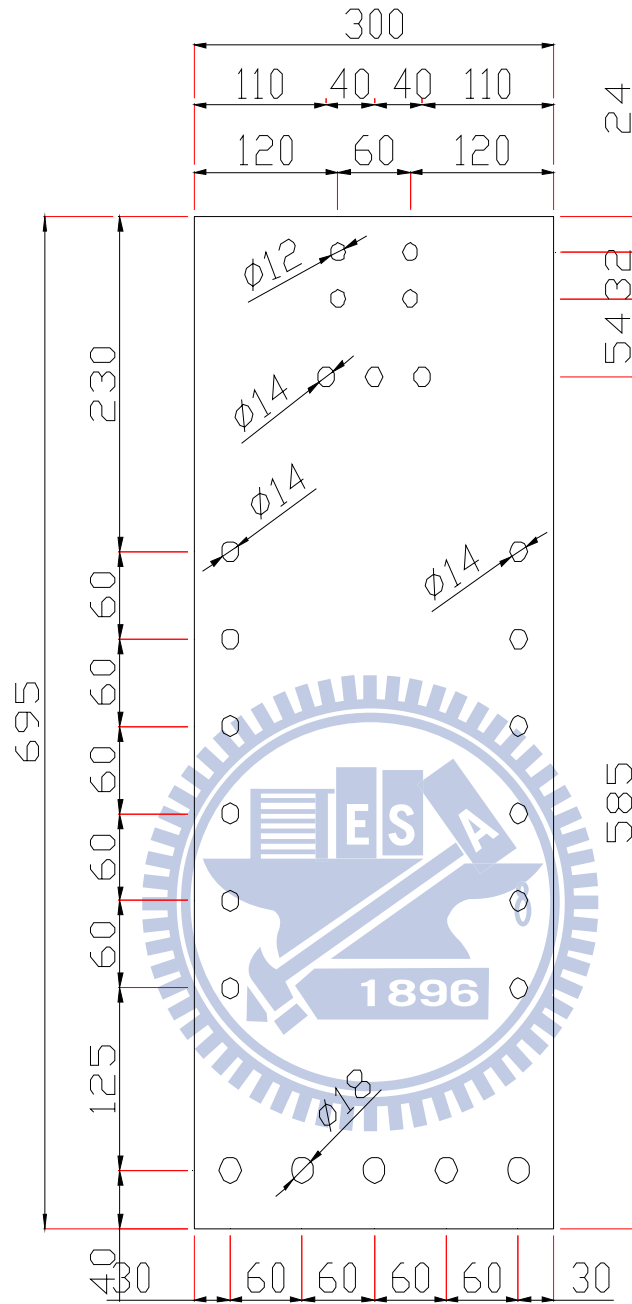


圖 4.9 Type A-T型鋼細部設計圖



下鋼板A
 板厚:6mm
 單位:mm

圖 4.10 Type A-下鋼板細部設計圖

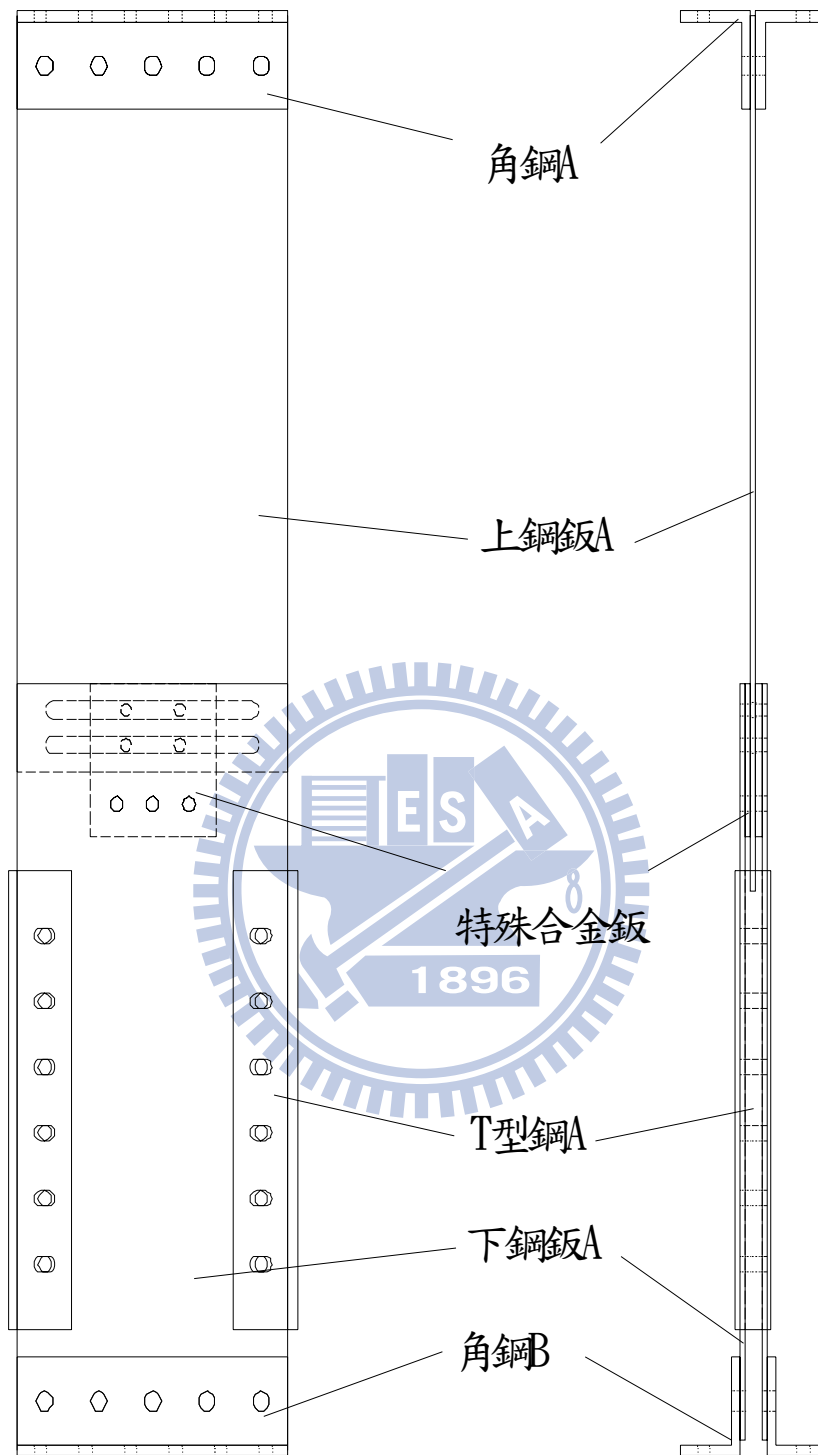


圖 4.11 Type A-組裝示意圖

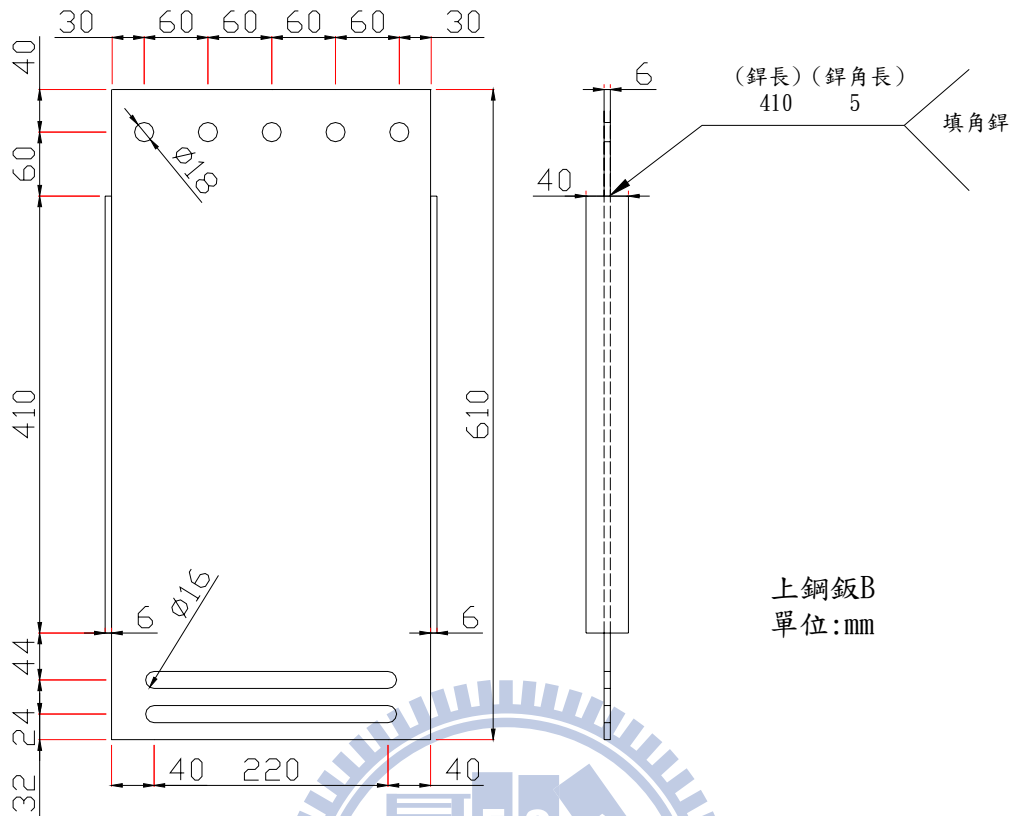


圖 4.12 Type B-上鋼板細部設計圖

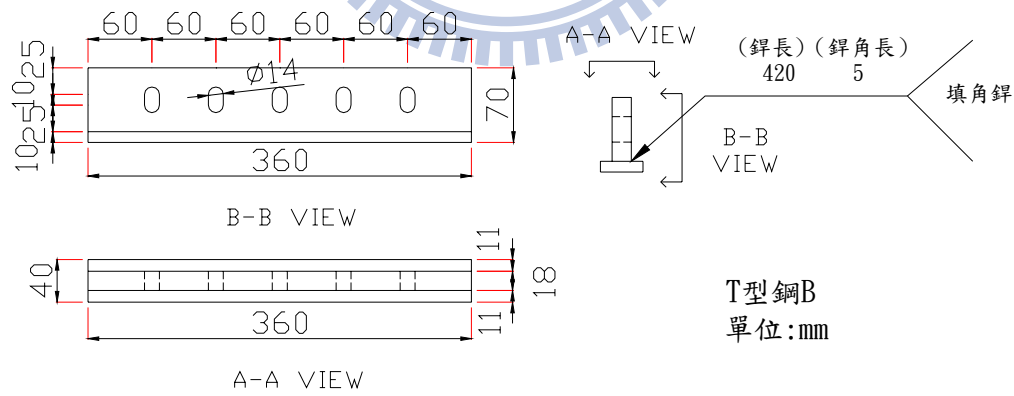
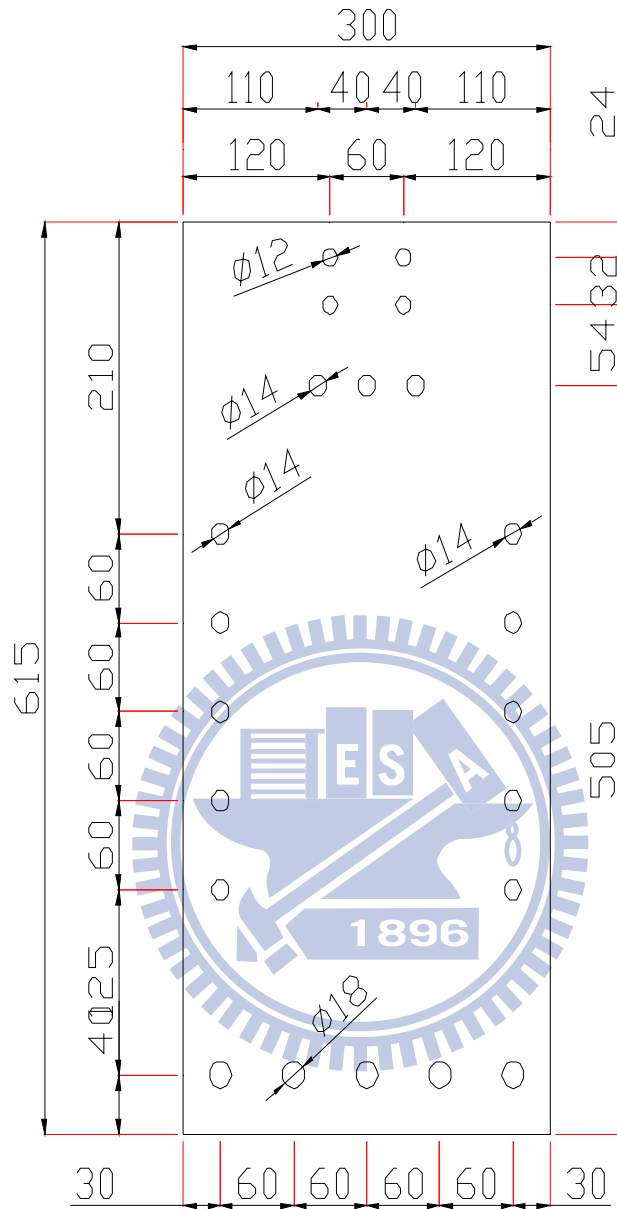


圖 4.13 Type B-T 型鋼細部設計圖



下鋼板B
 板厚:6mm
 單位:mm

圖 4.14 Type B-下鋼板細部設計圖

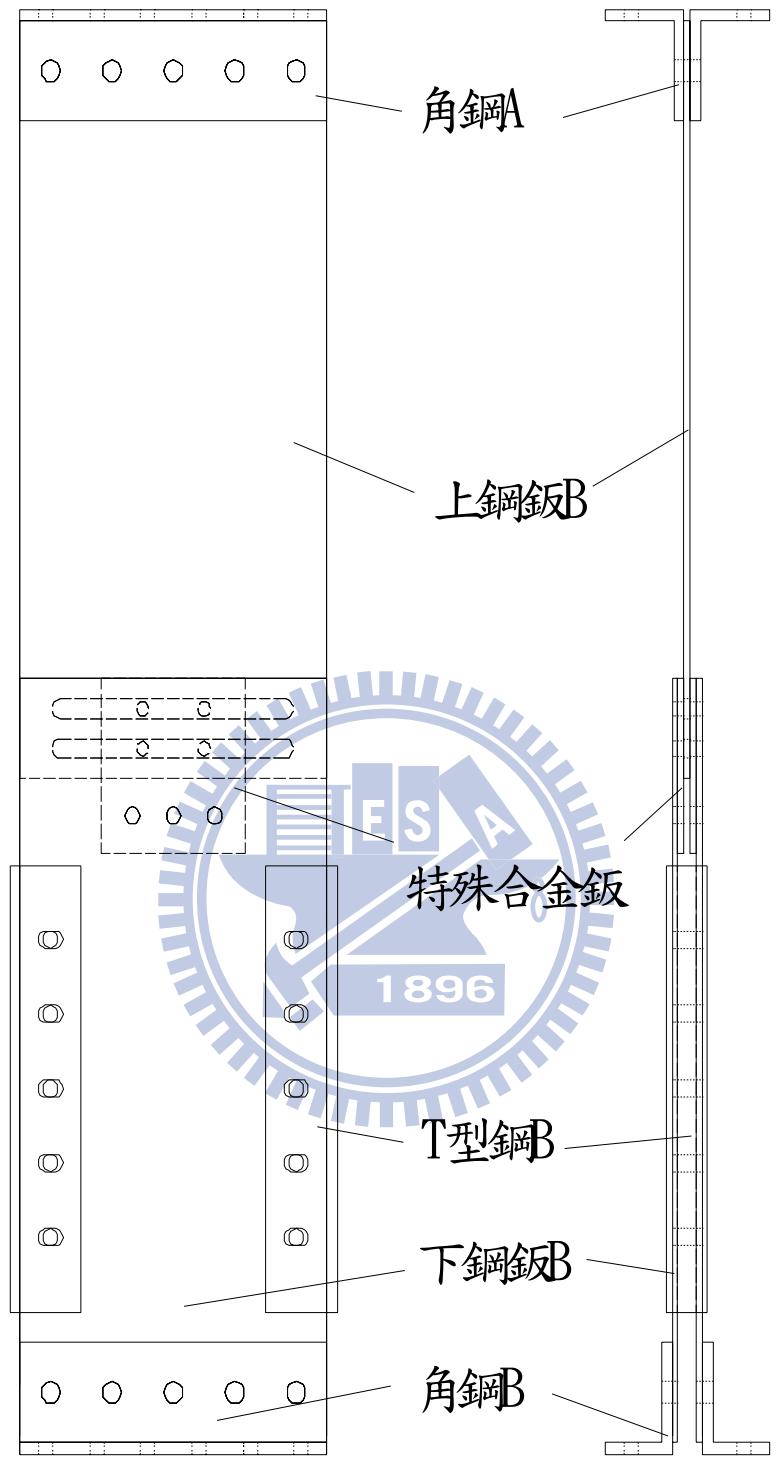


圖 4.15 Type B-組裝示意圖

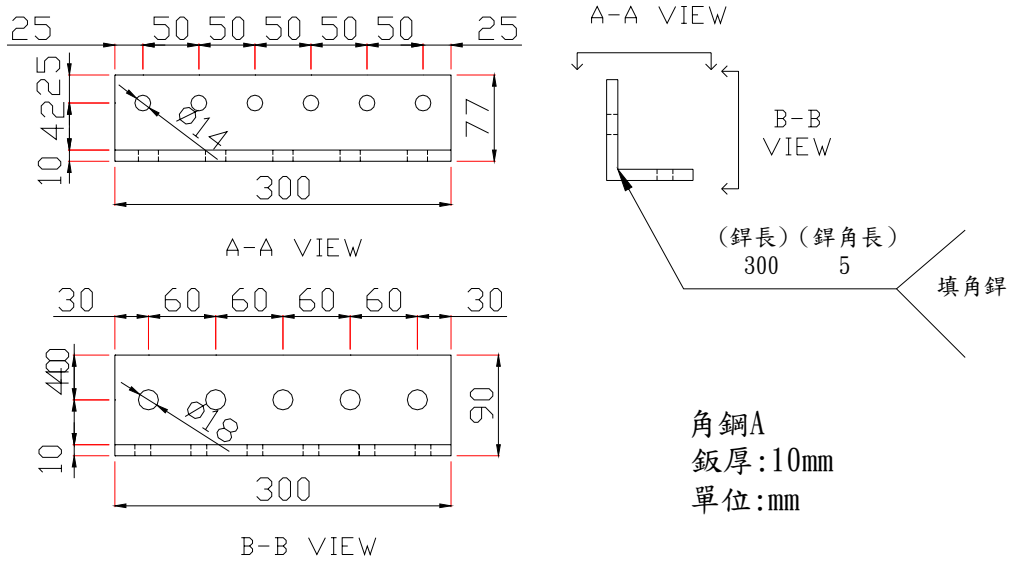


圖 4.16 角鋼 A 細部設計圖

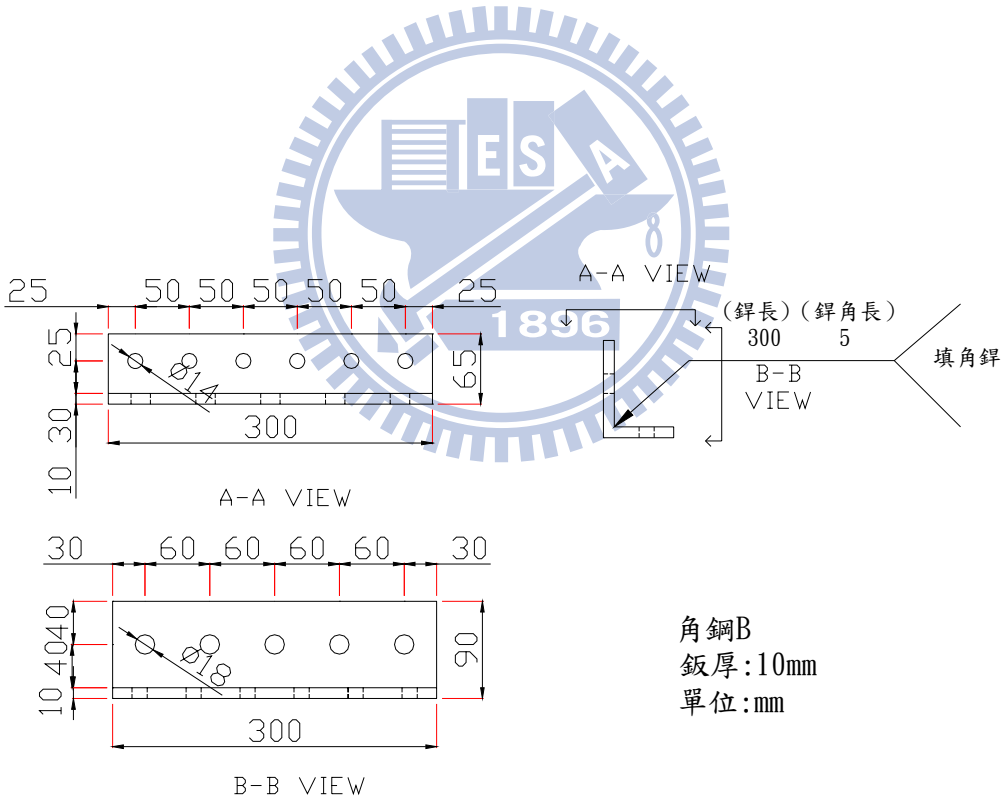


圖 4.17 角鋼 B 細部設計圖



圖 4.18 摩擦制震壁組裝完成照片

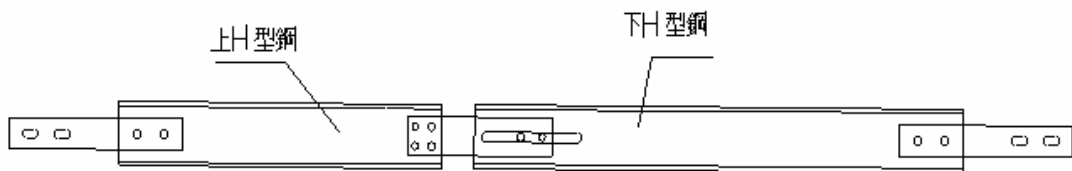


圖 4.19 摩擦阻尼斜撐模組細部設計圖

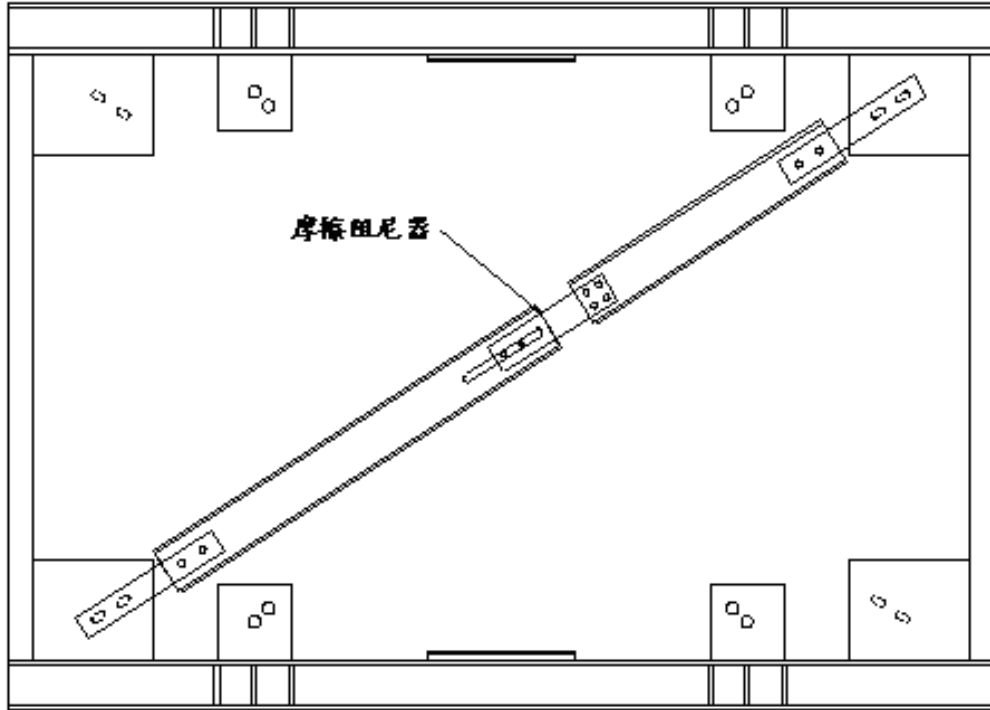


圖 4.20 摩擦阻尼斜撐組裝示意圖

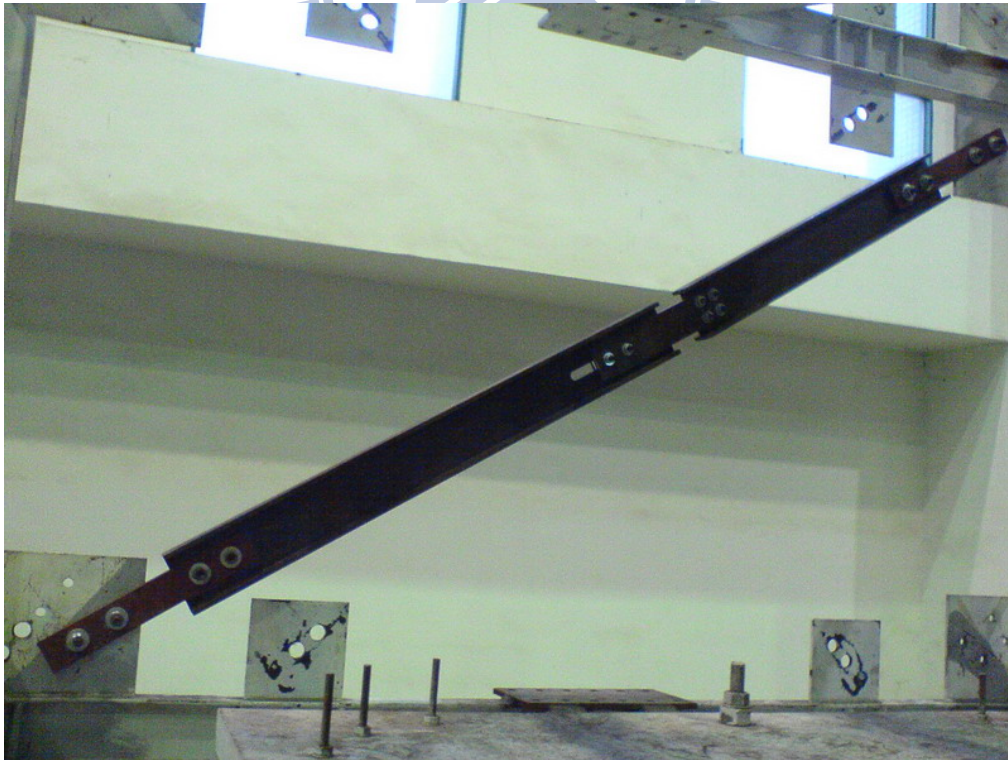
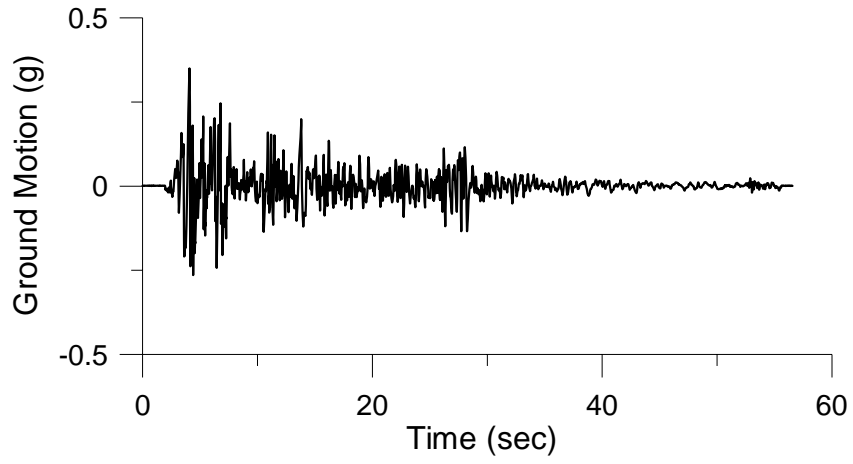
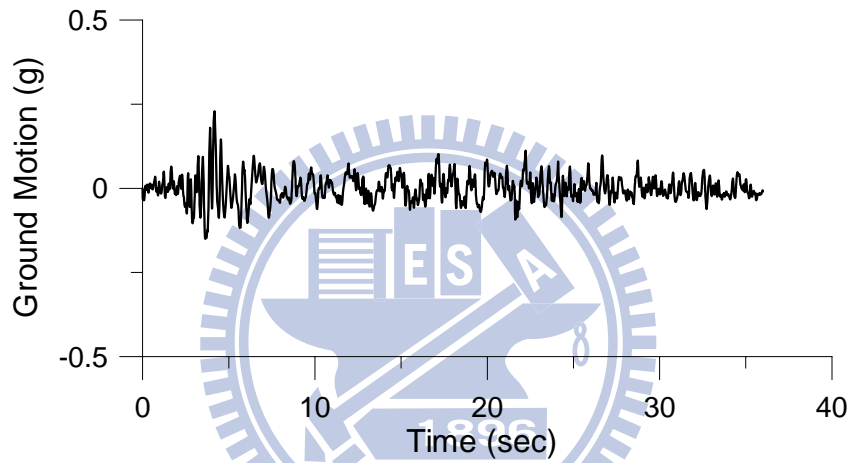


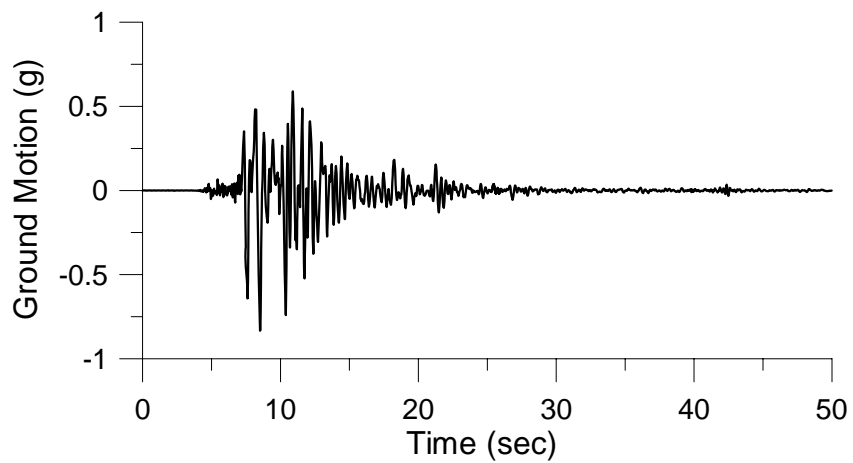
圖 4.21 摩擦阻尼斜撐組裝完成照片



(a) El Centro Earthquake



(b) Hachinohe Earthquake



(c) Kobe Earthquake

圖 4.22 輸入地震歷時



圖 4.23 摩擦阻尼器耐震性能測試構架組裝完成照片

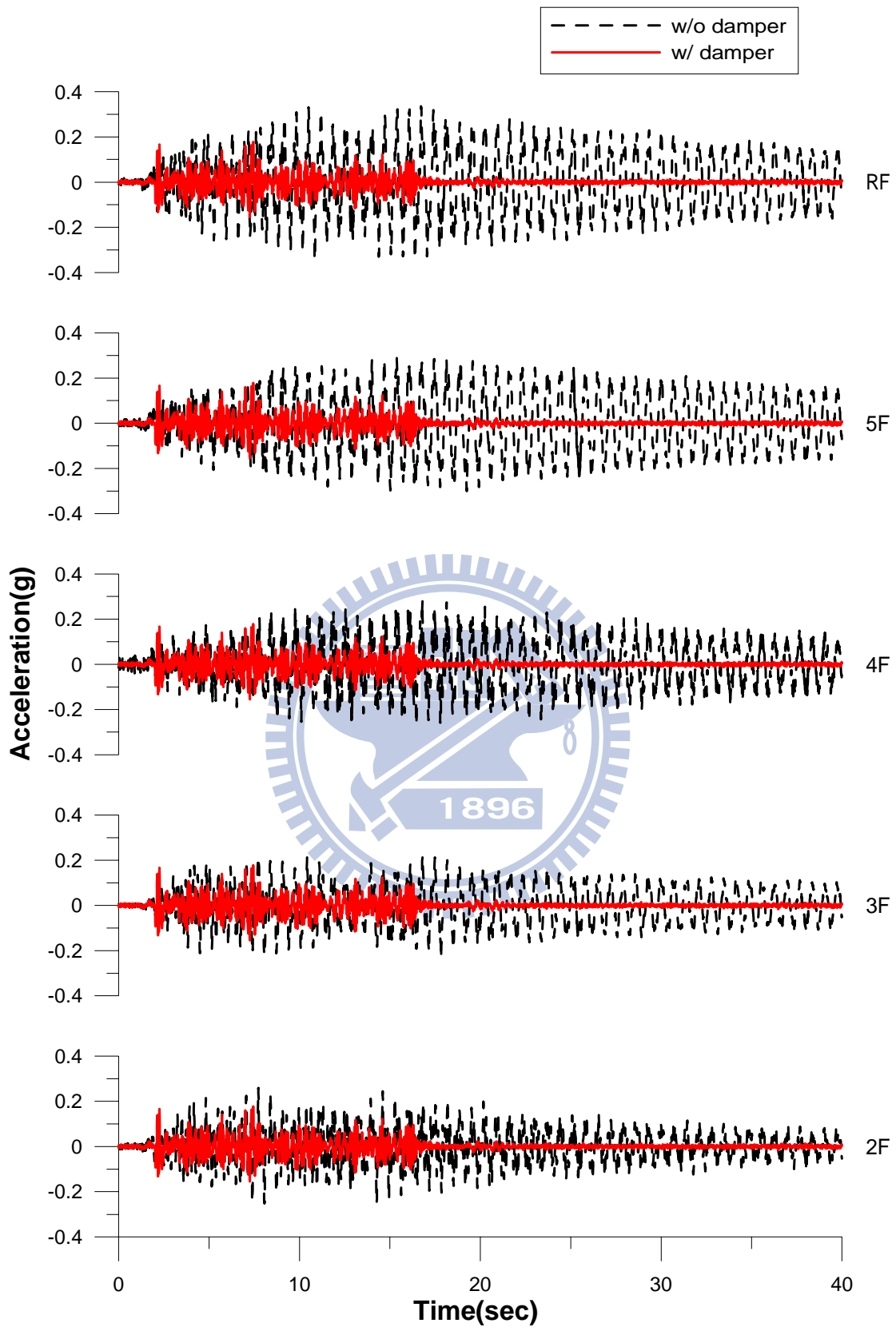


圖 4.24 各樓層加速度反應歷時之比較(EI Centro ; PGA=0.17g)

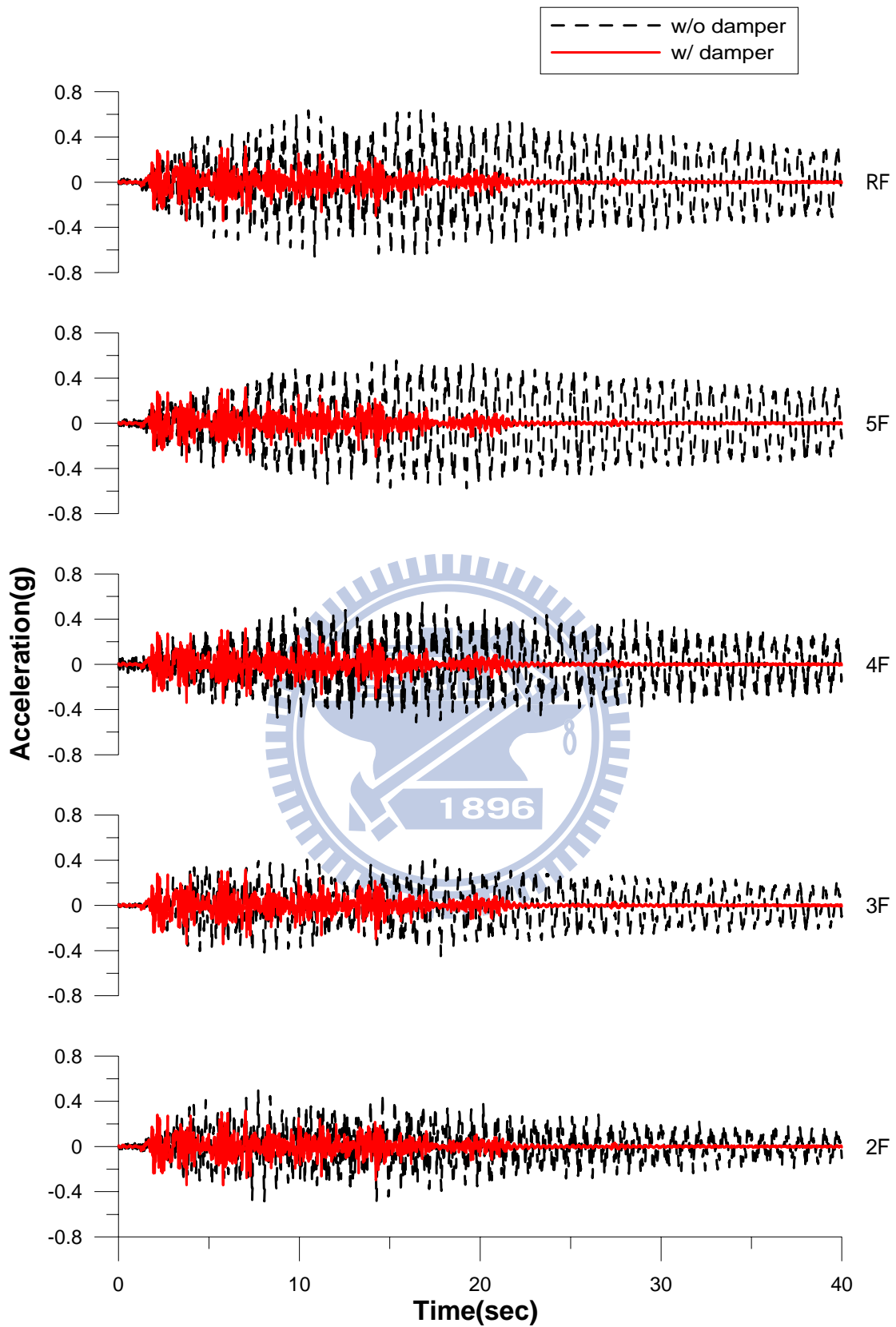


圖 4.25 各樓層加速度反應歷時之比較(EI Centro ; PGA=0.34g)

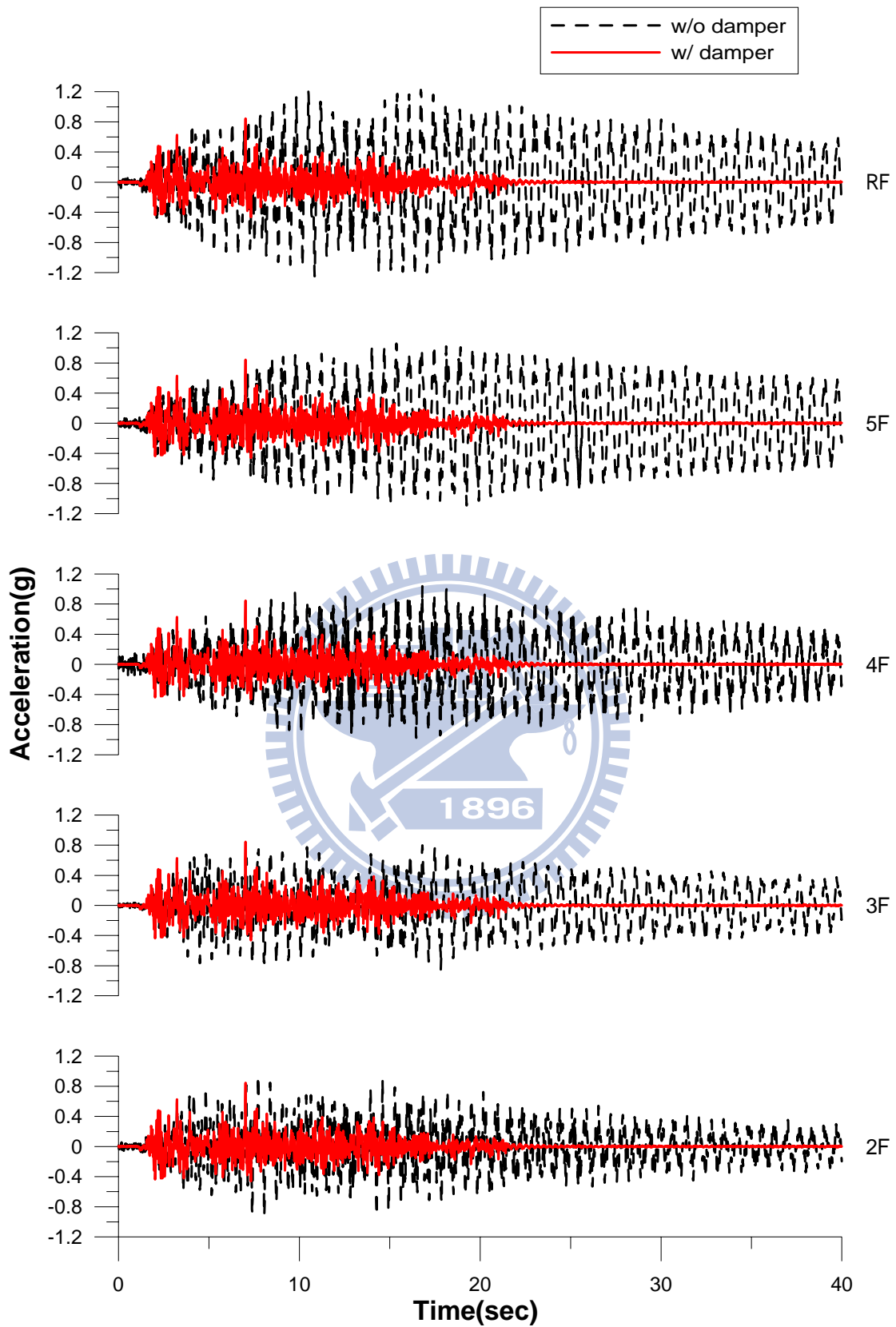


圖 4.26 各樓層加速度反應歷時之比較(EI Centro ; PGA=0.64g)

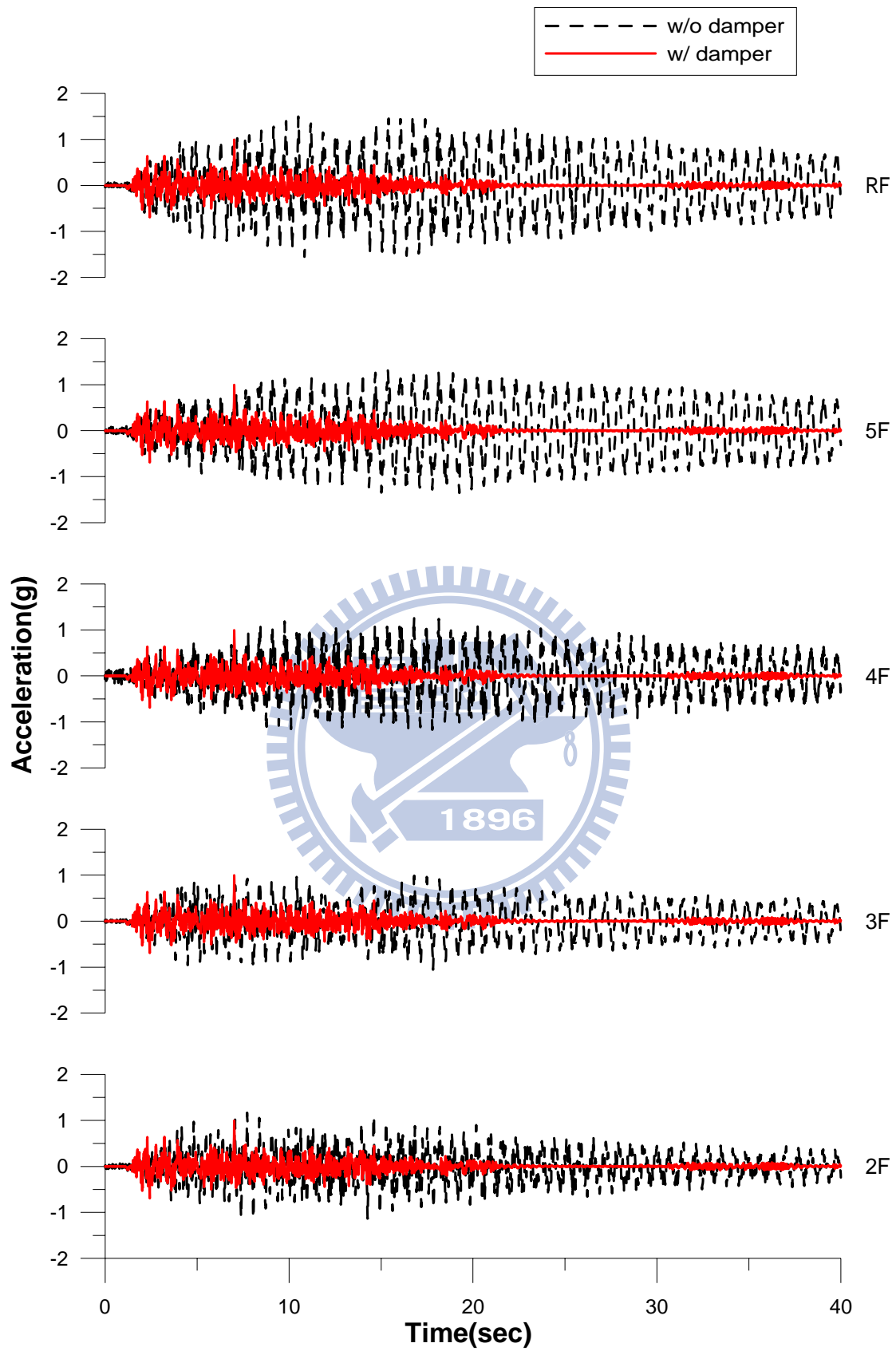


圖 4.27 各樓層加速度反應歷時之比較(EI Centro ; PGA=0.79g)

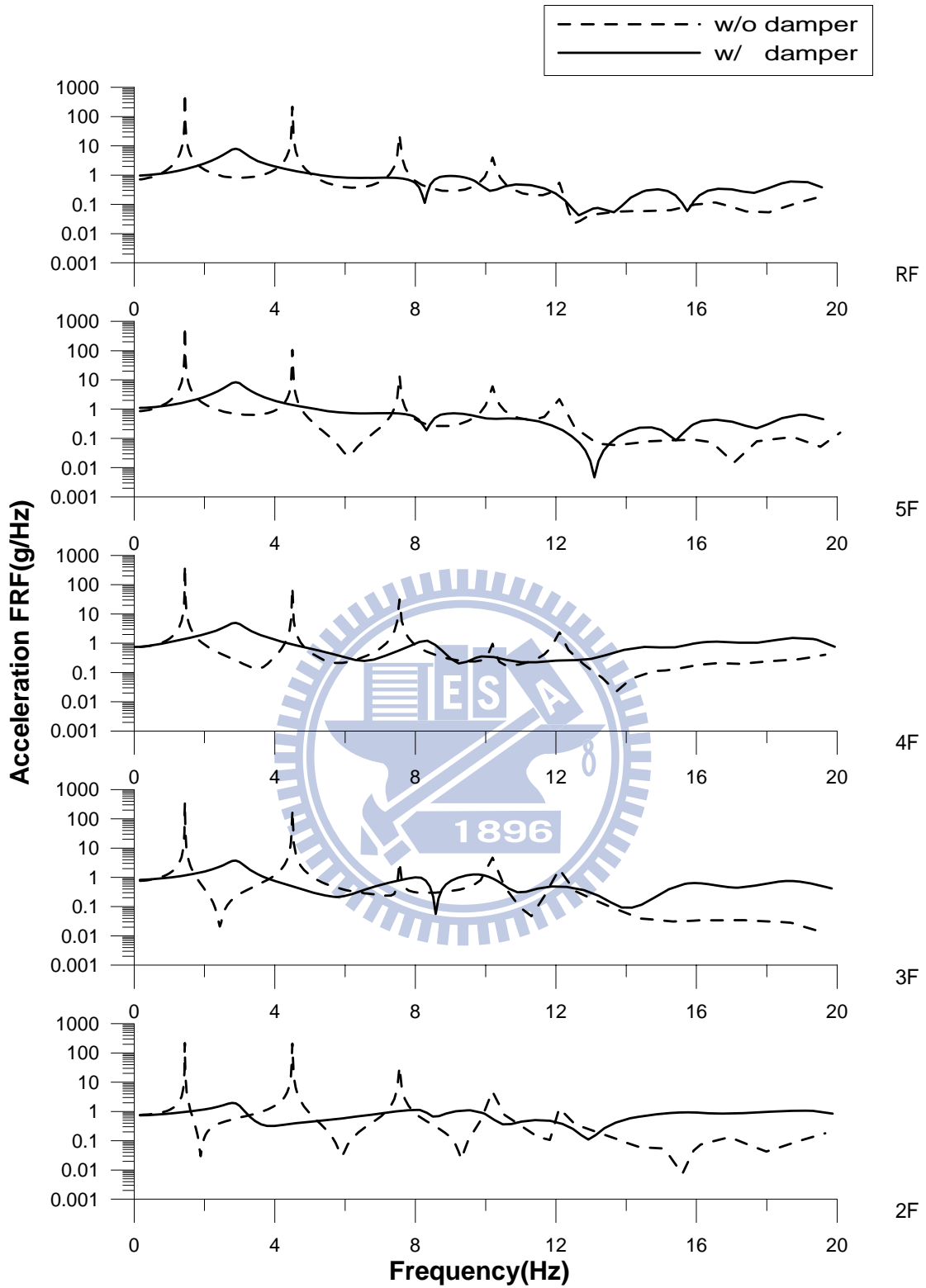


圖 4.28 各樓層加速度頻域響應函數之比較(EI Centro; PGA=0.17g)

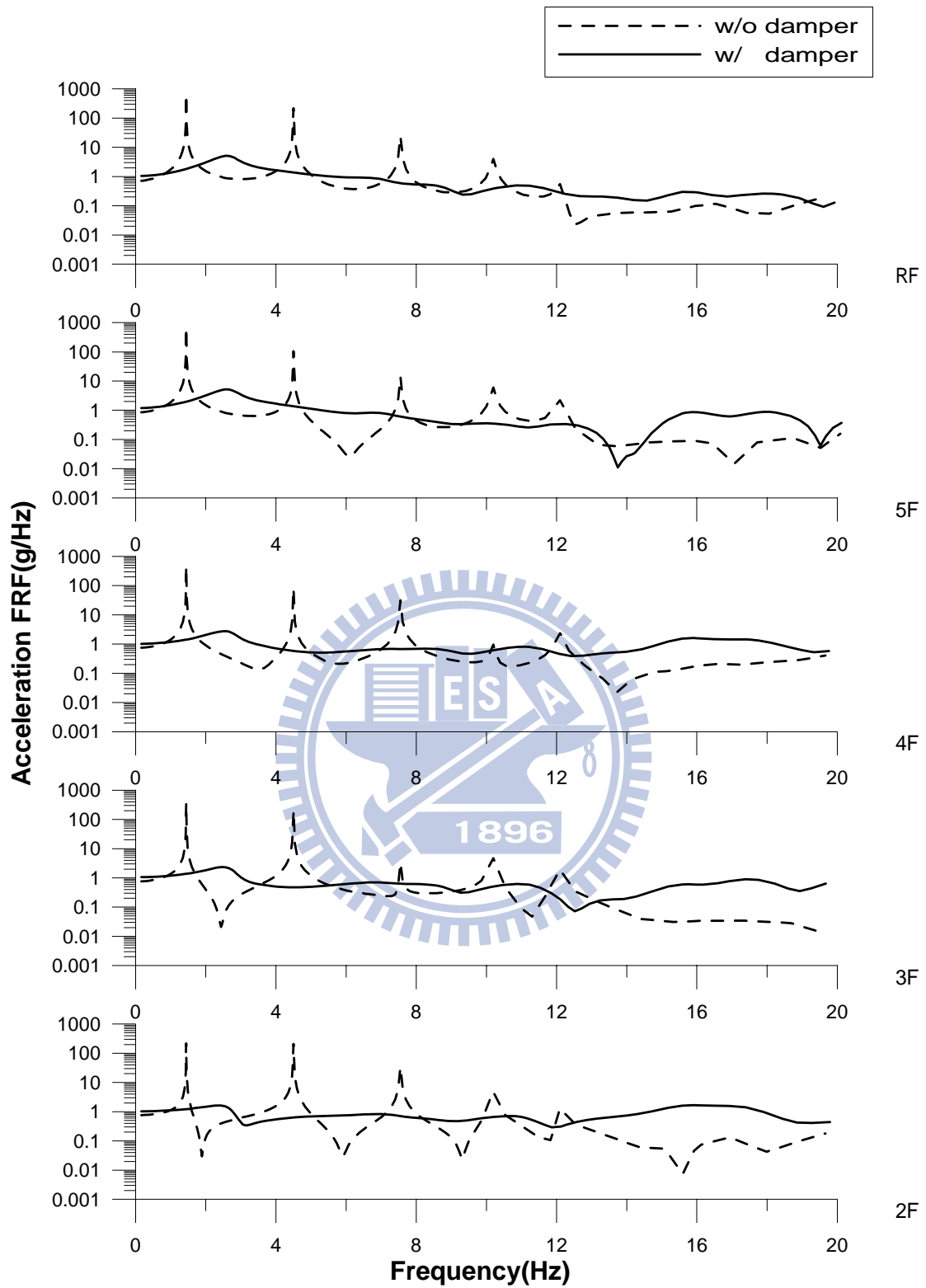


圖 4.29 各樓層加速度頻域響應函數之比較(EI Centro ; PGA=0.34g)

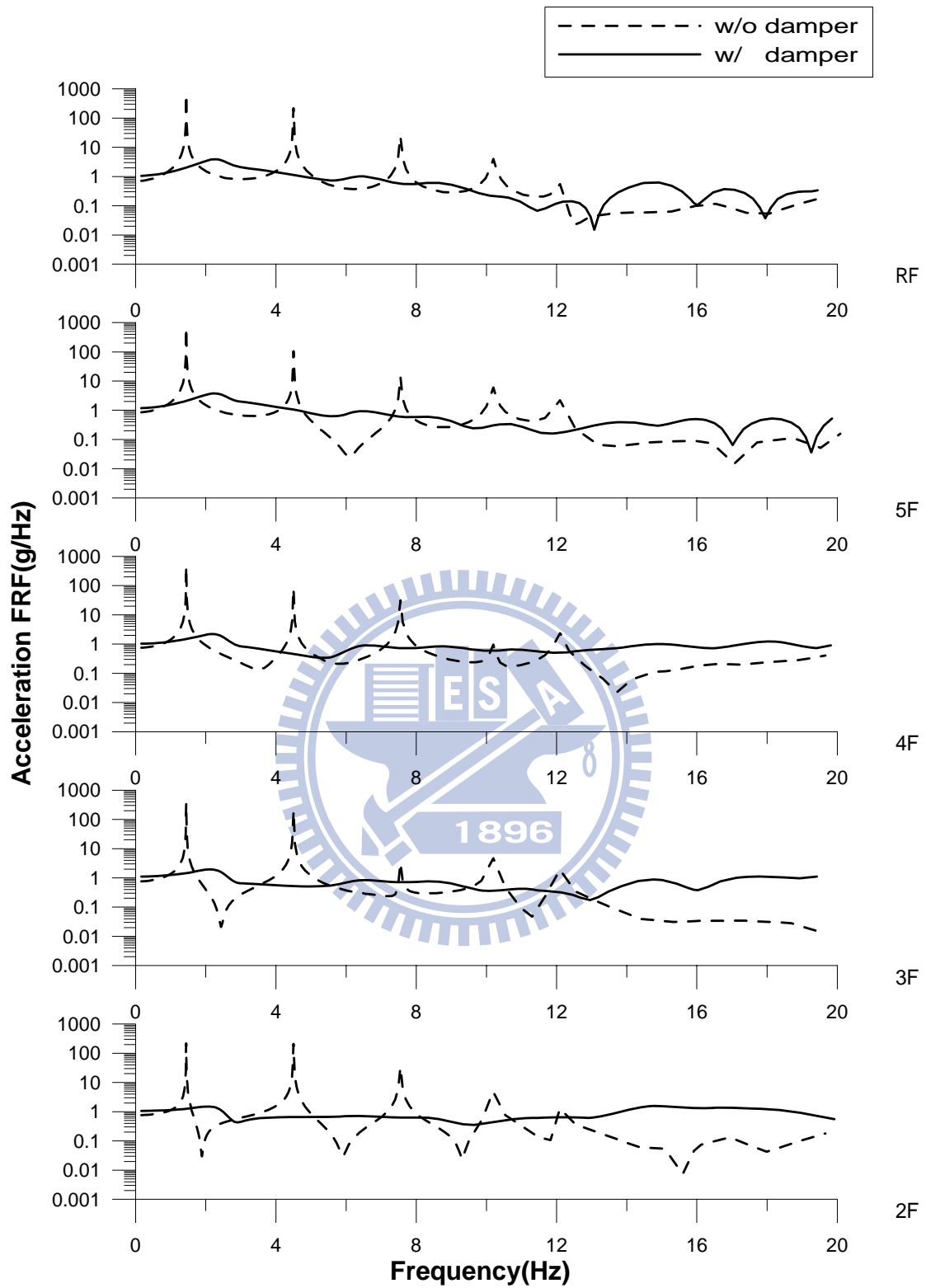


圖 4.30 各樓層加速度頻域響應函數之比較(EI Centro ; PGA=0.64g)

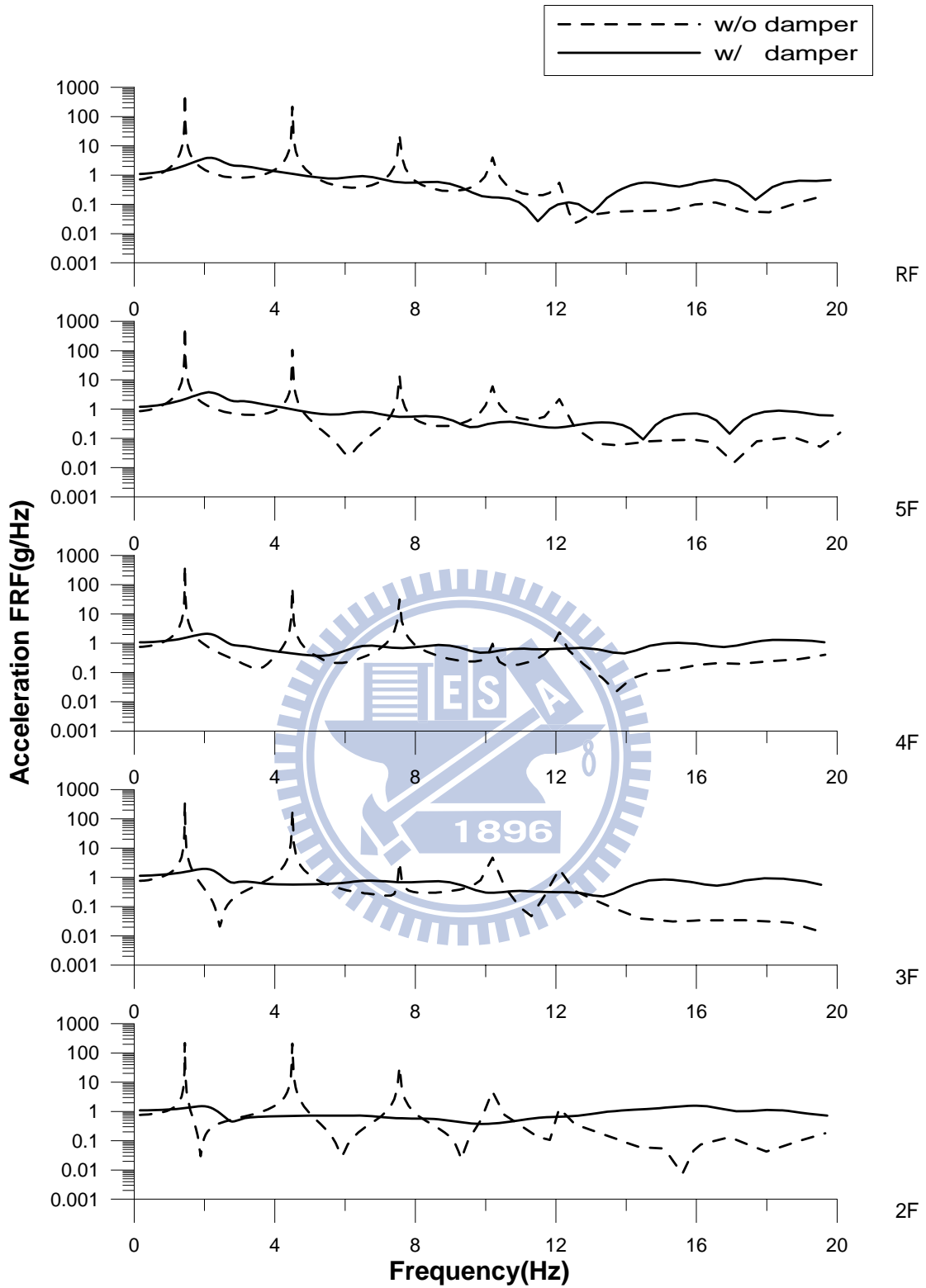


圖 4.31 各樓層加速度頻域響應函數之比較(EI Centro ; PGA=0.79g)

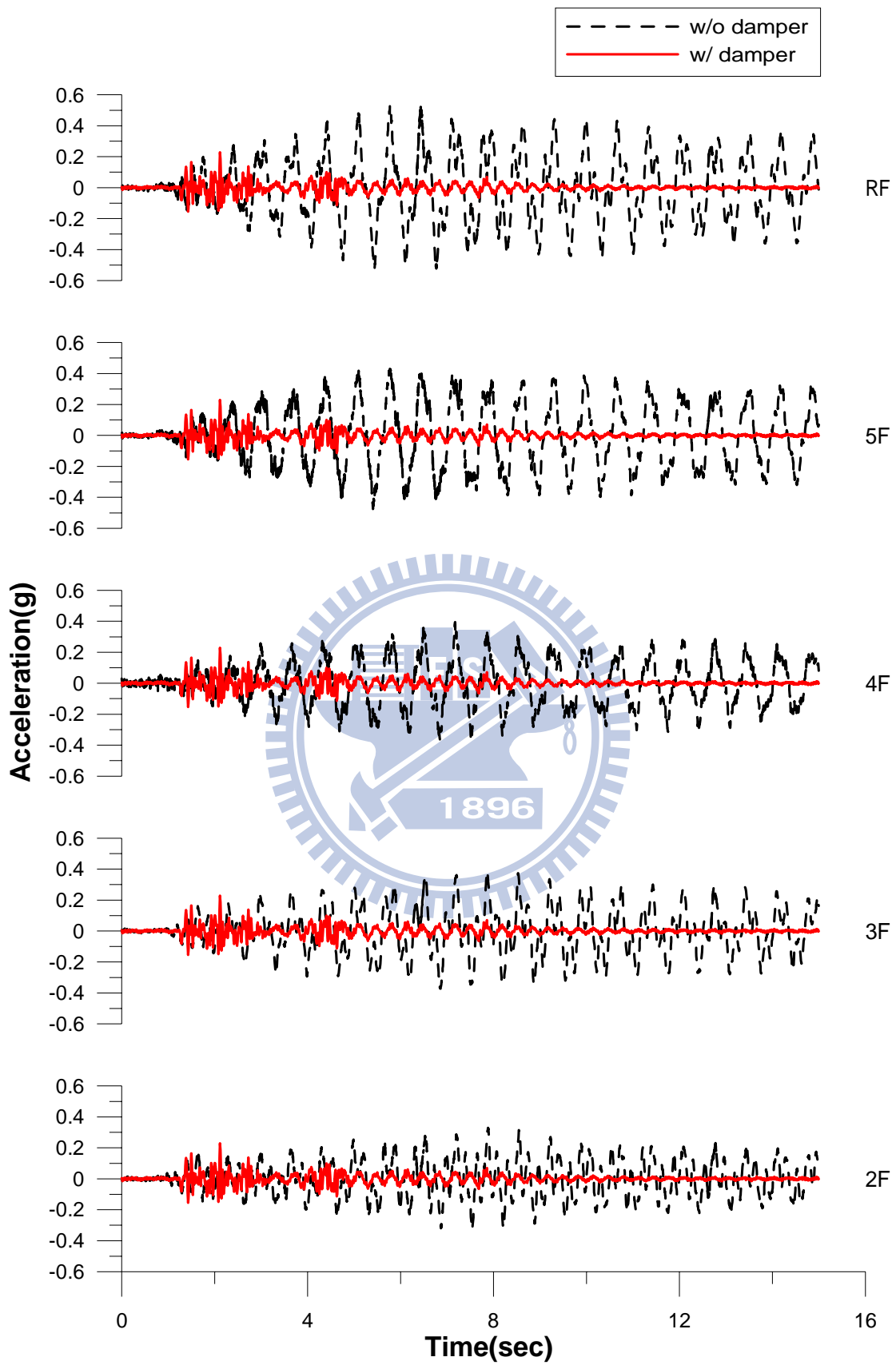


圖 4.32 各樓層加速度反應歷時之比較(Hachinohe ; PGA=0.18g)

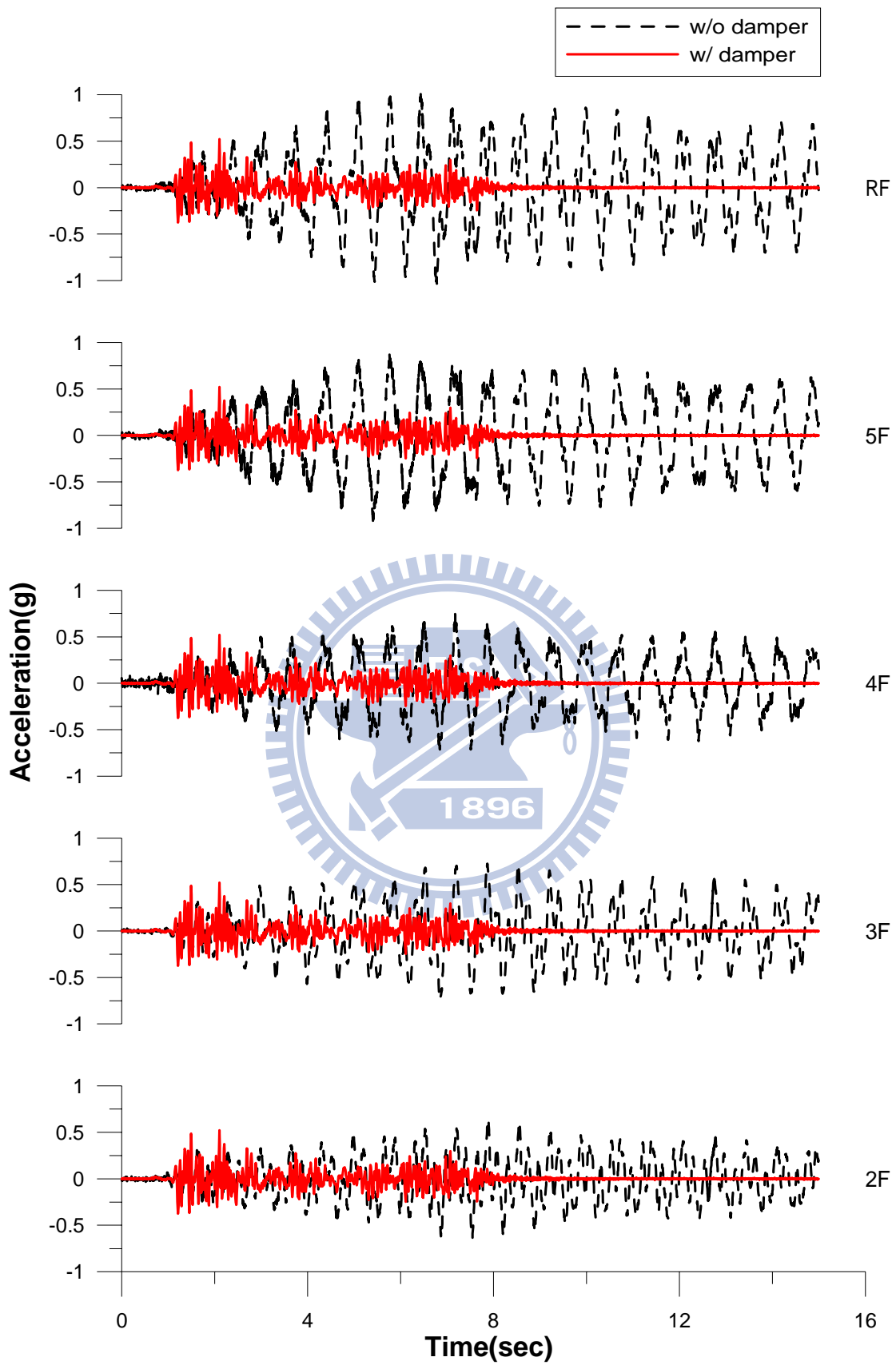


圖 4.33 各樓層加速度反應歷時之比較(Hachinohe ; PGA=0.35g)

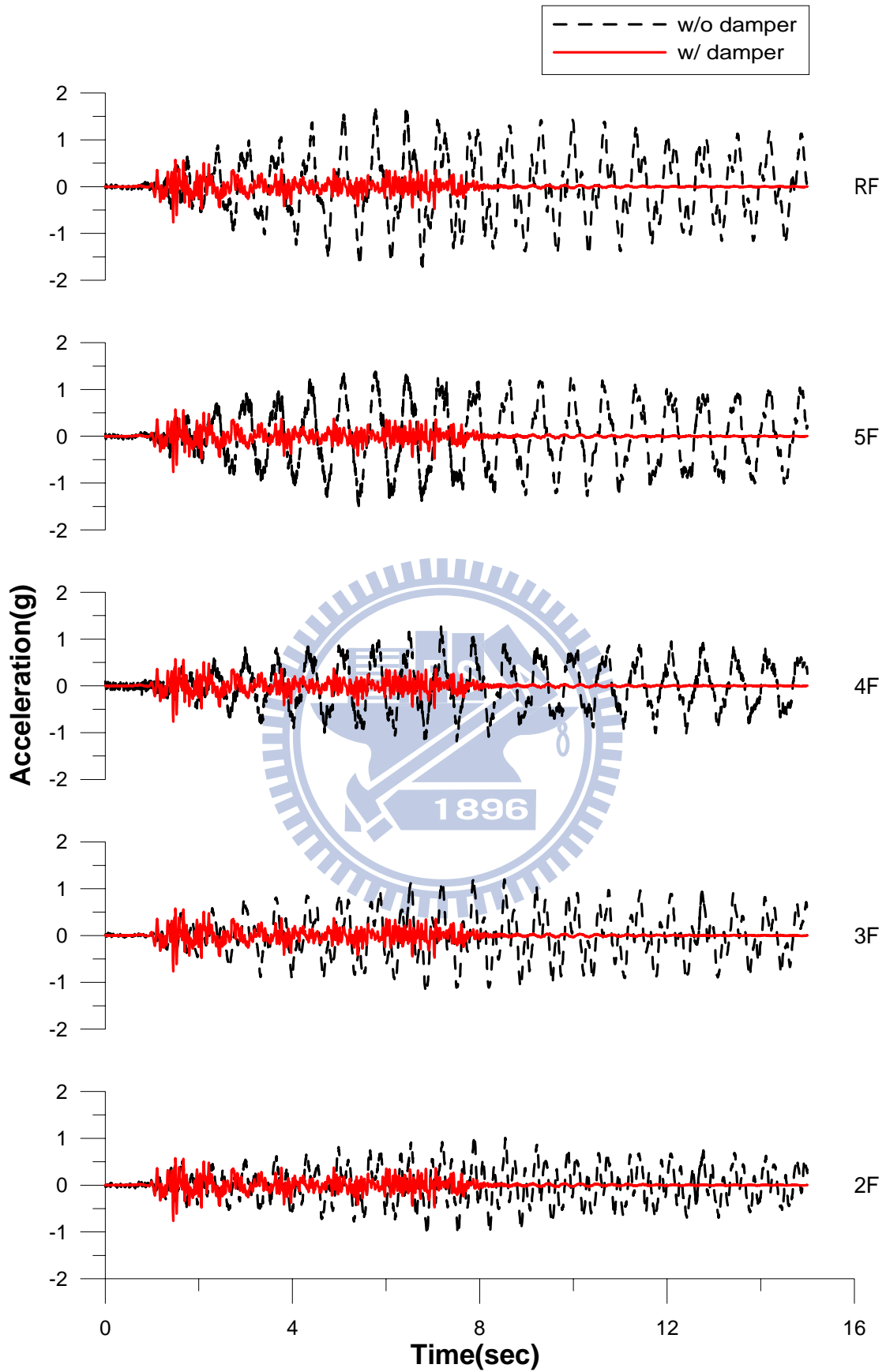


圖 4.34 各樓層加速度反應歷時之比較(Hachinohe ; PGA=0.58g)

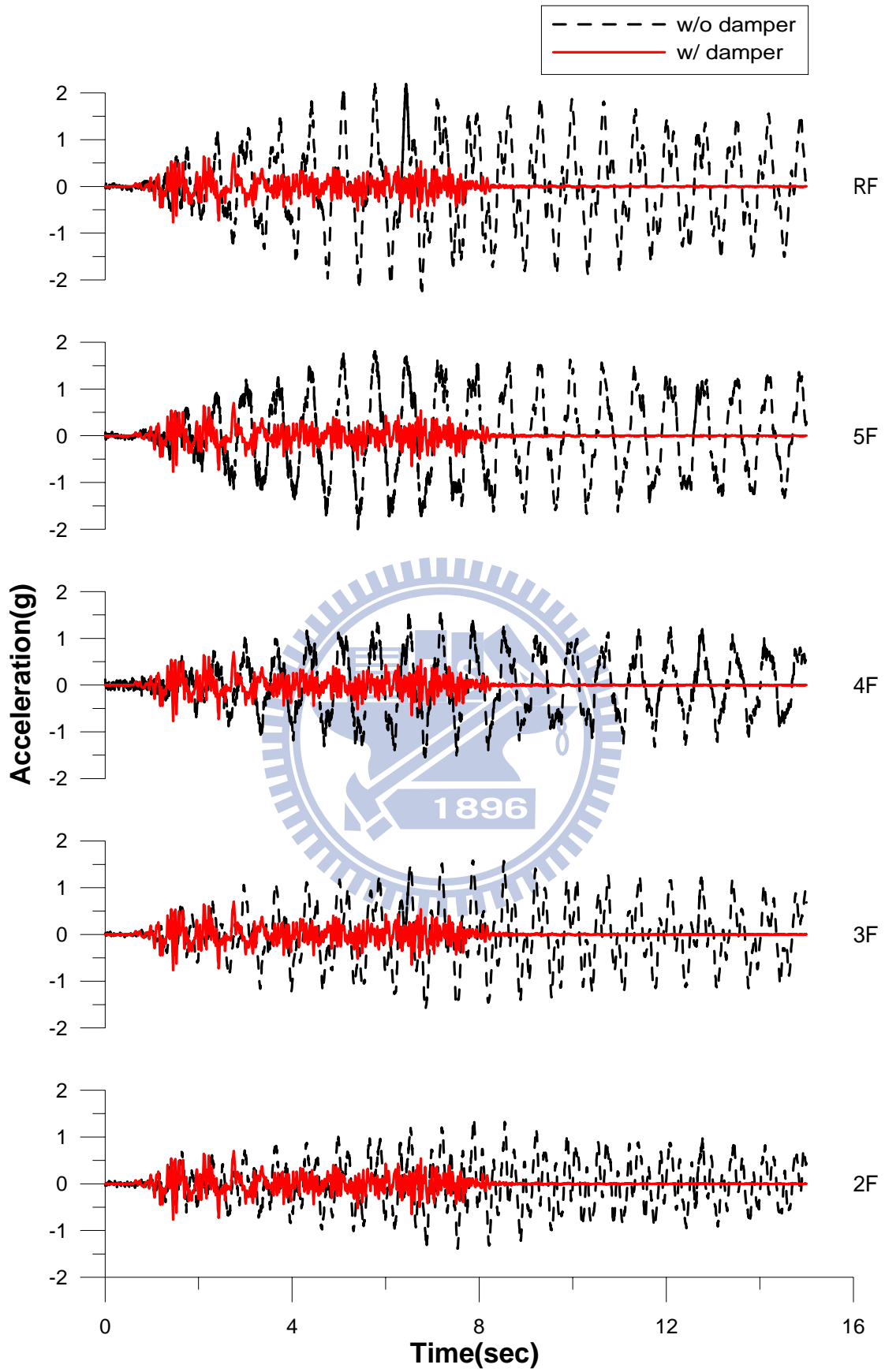


圖 4.35 各樓層加速度反應歷時之比較(Hachinohe ; PGA=0.76g)

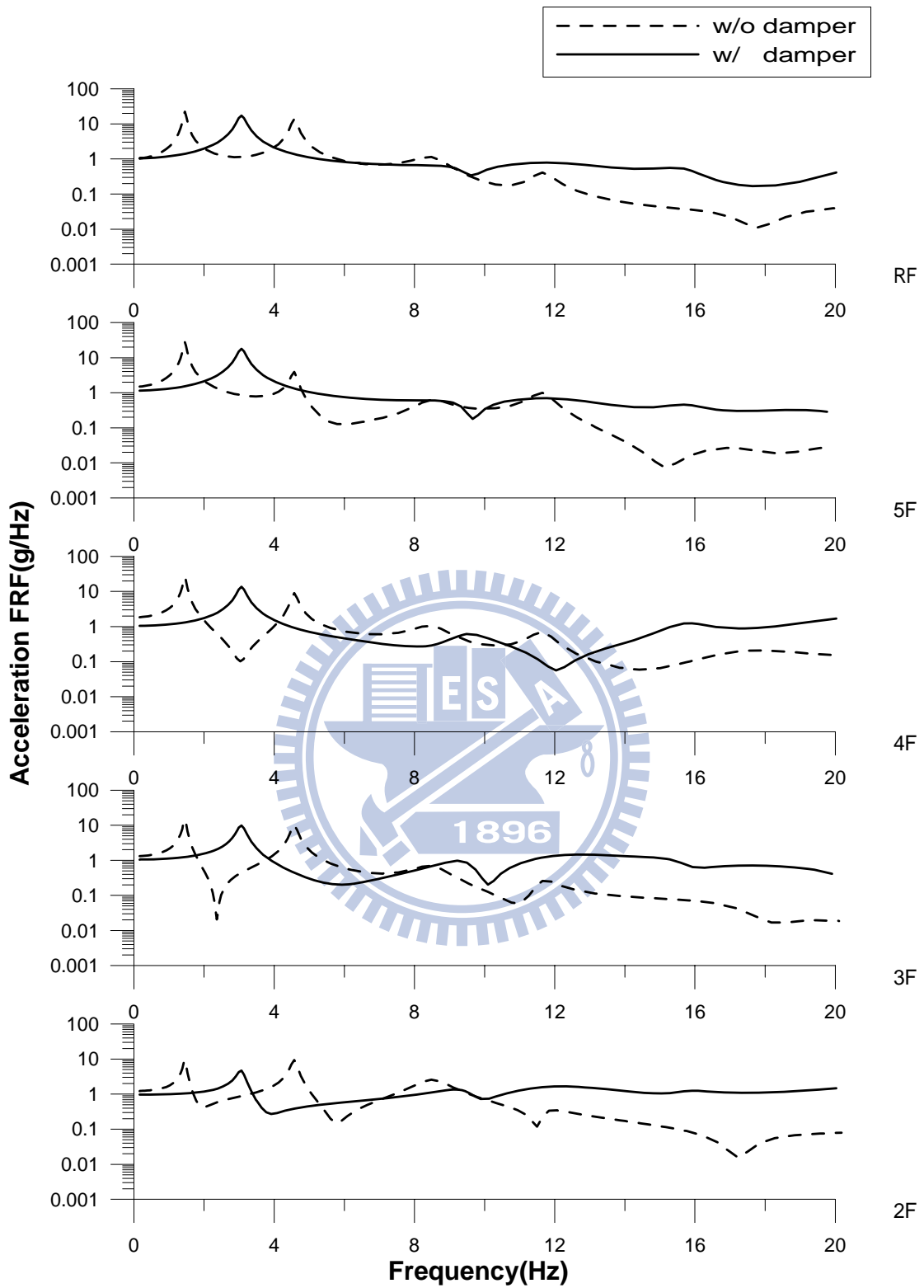


圖 4.36 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Hachinohe;PGA=0.18g)

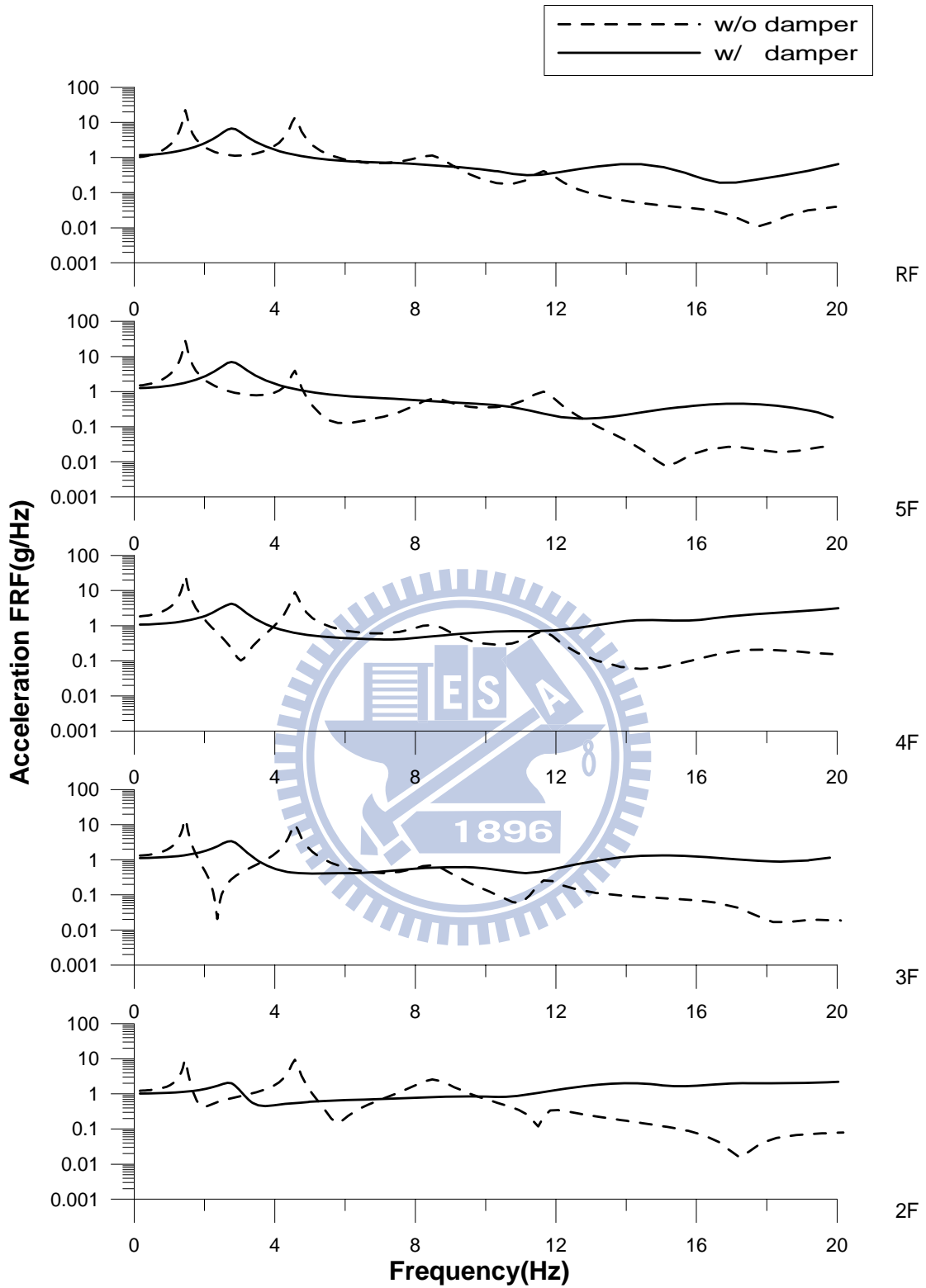


圖 4.37 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Hachinohe;PGA=0.35g)

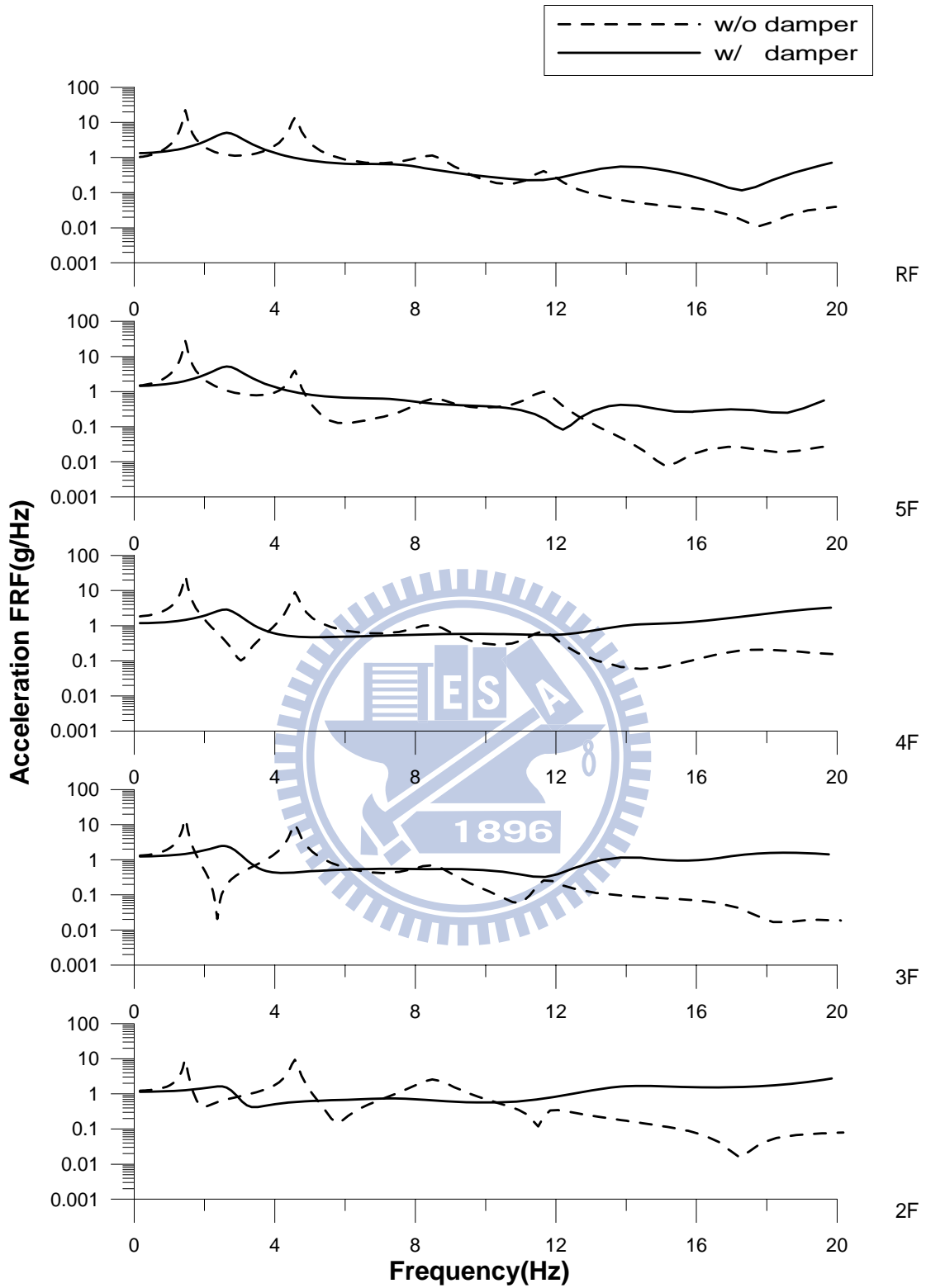


圖 4.38 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Hachinohe;PGA=0.58g)

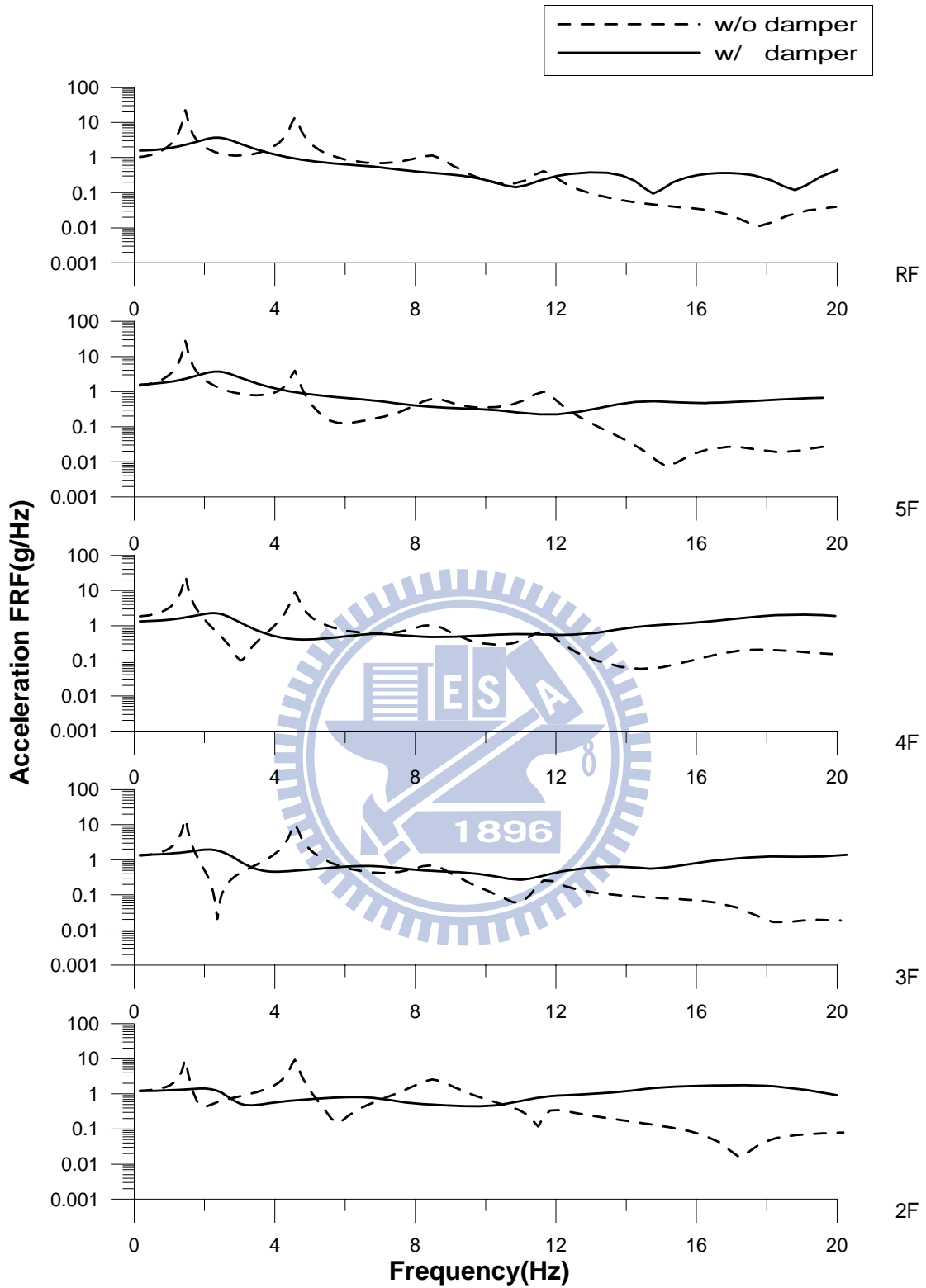


圖 4.39 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Hachinohe;PGA=0.76g)

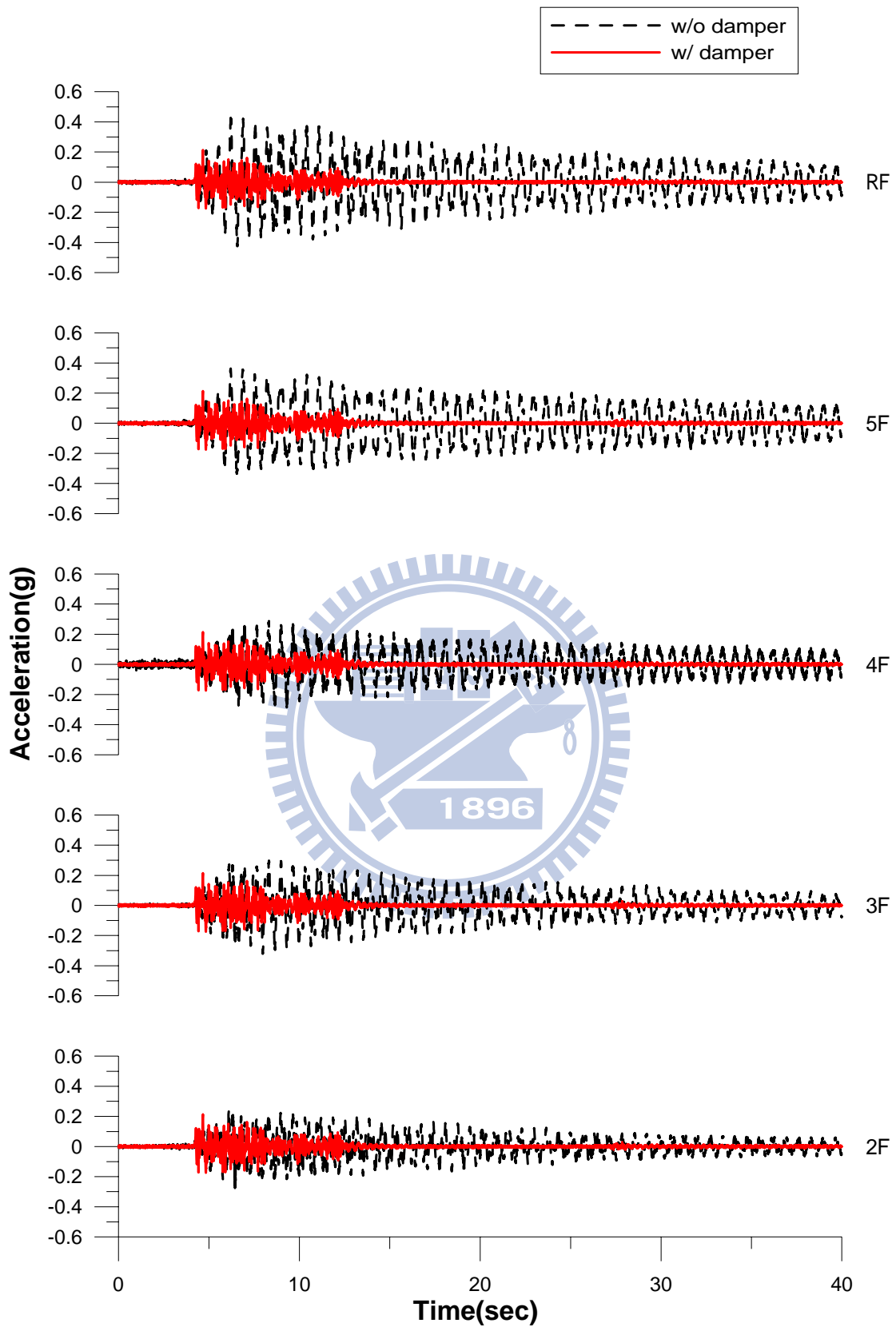


圖 4.40 各樓層加速度反應歷時之比較(Kobe ; PGA=0.2g)

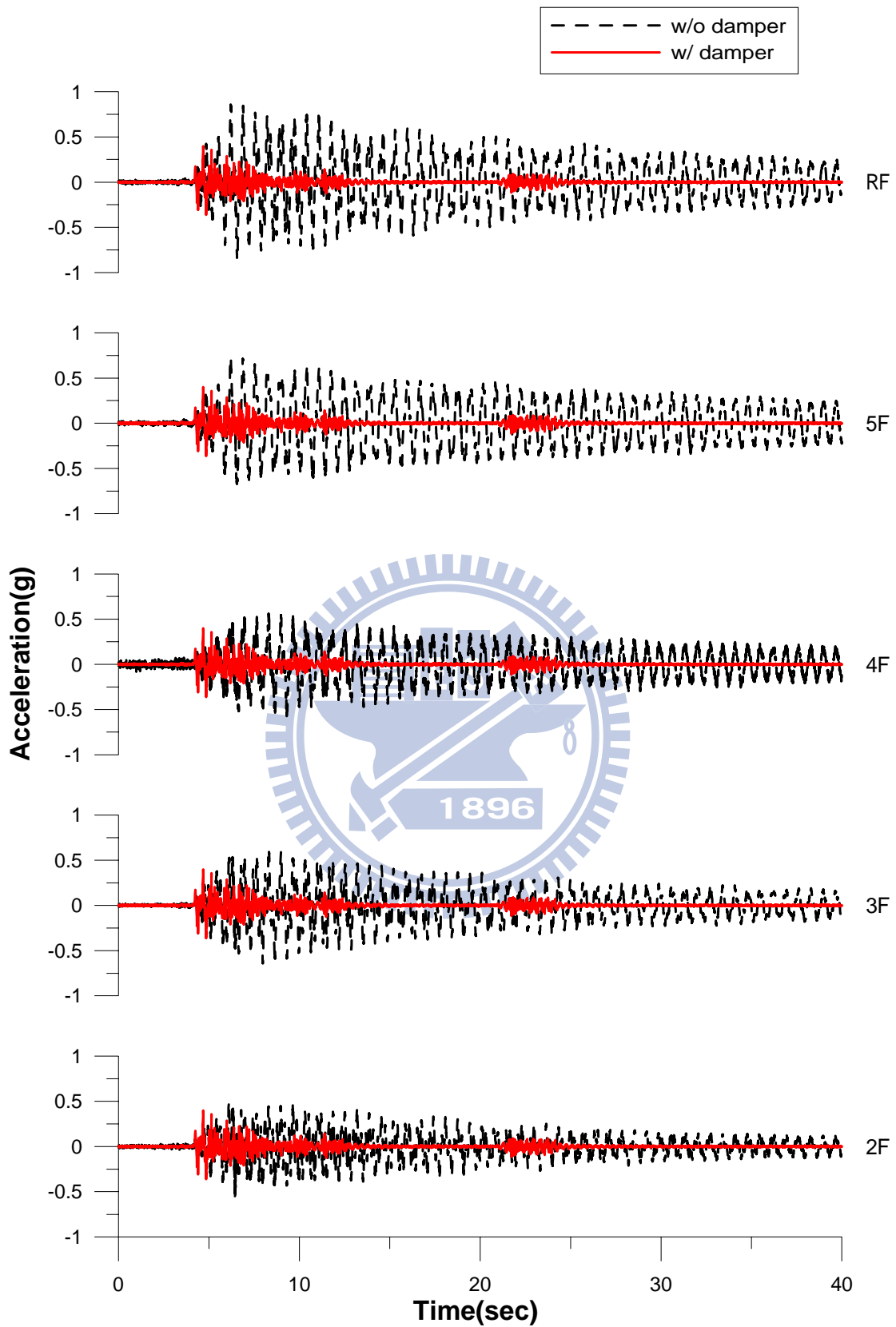


圖 4.41 各樓層加速度反應歷時之比較(Kobe ; PGA=0.4g)

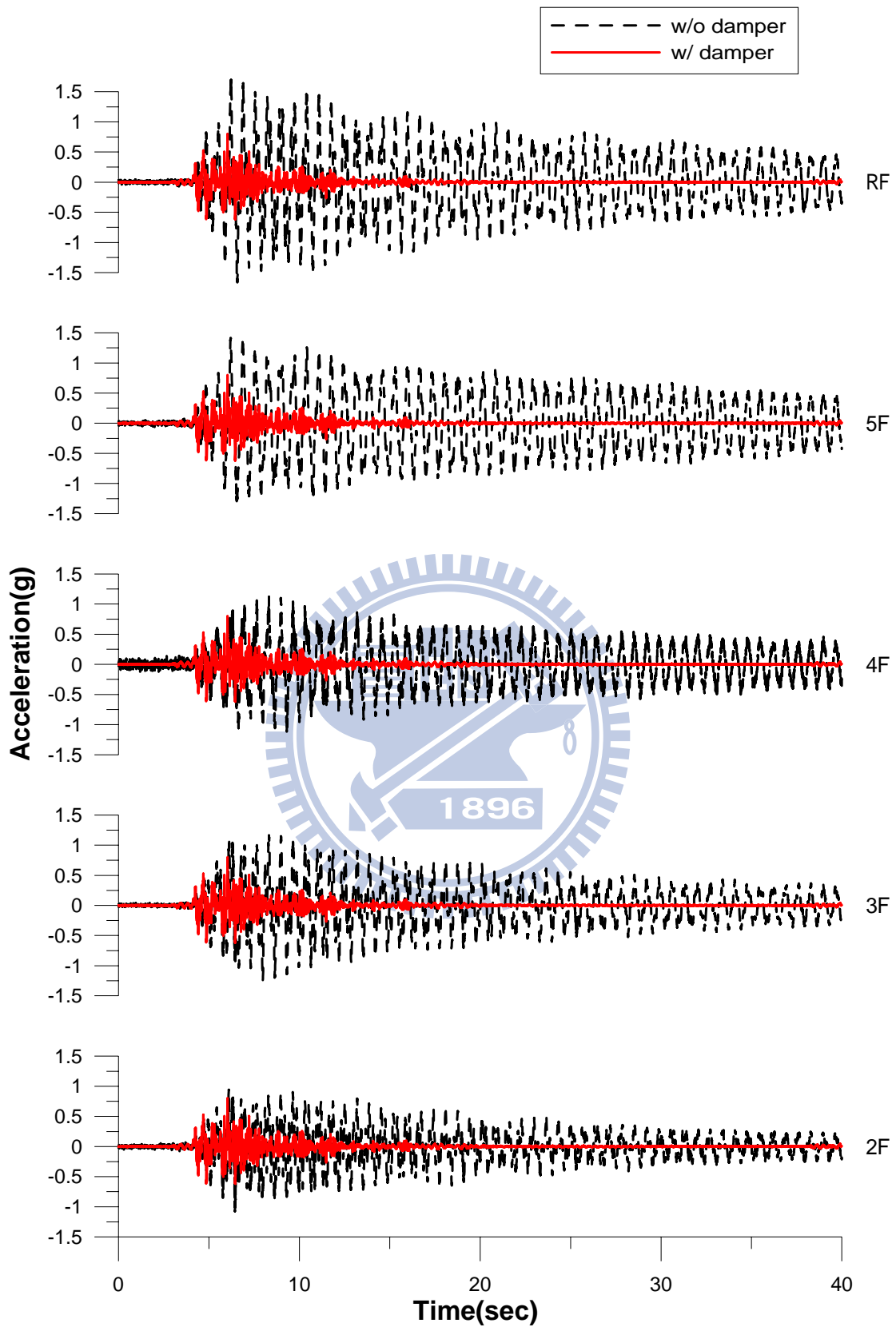


圖 4.42 各樓層加速度反應歷時之比較(Kobe ; PGA=0.78g)

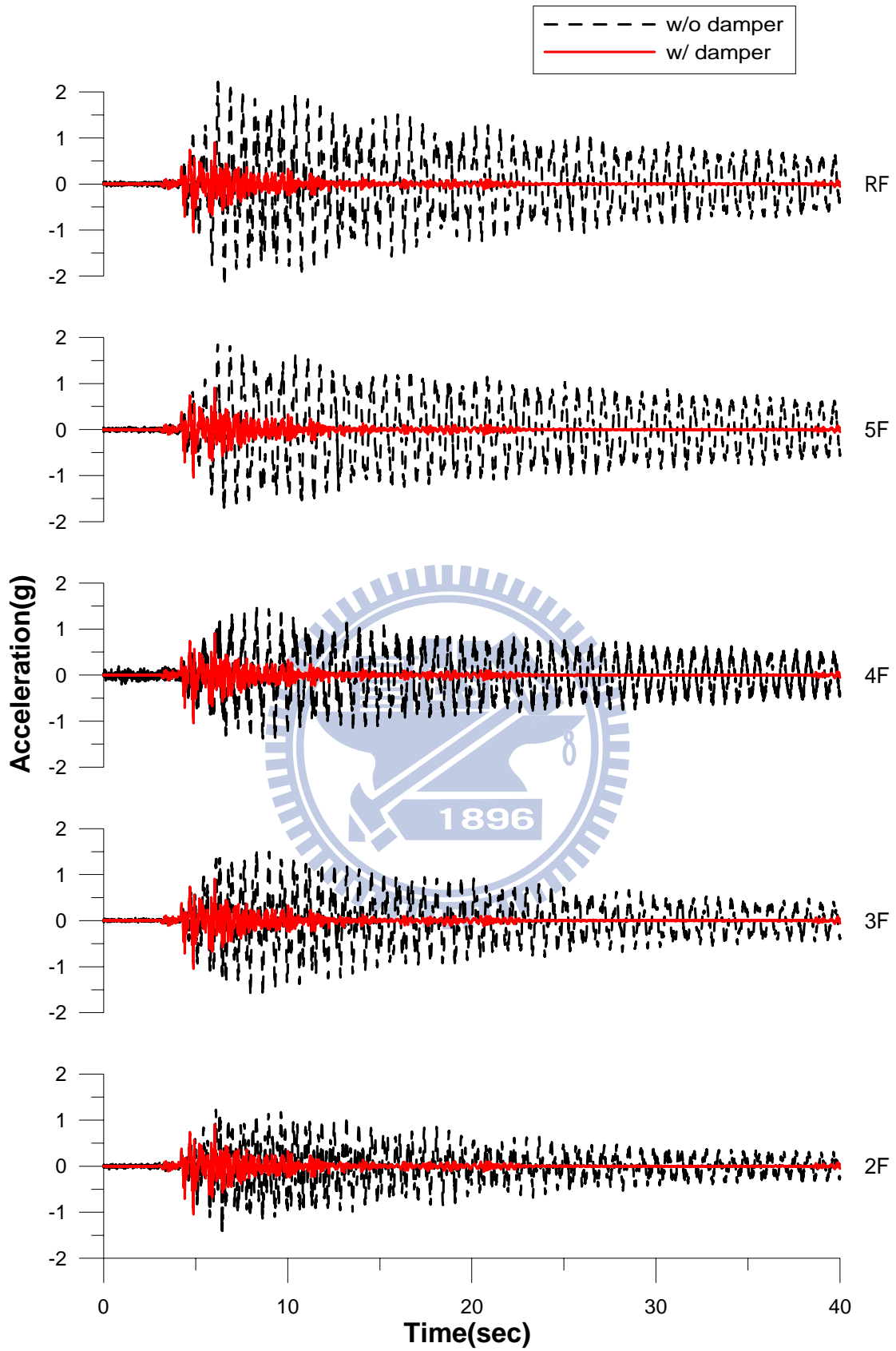


圖 4.43 各樓層加速度反應歷時之比較(Kobe ; PGA=1.01g)

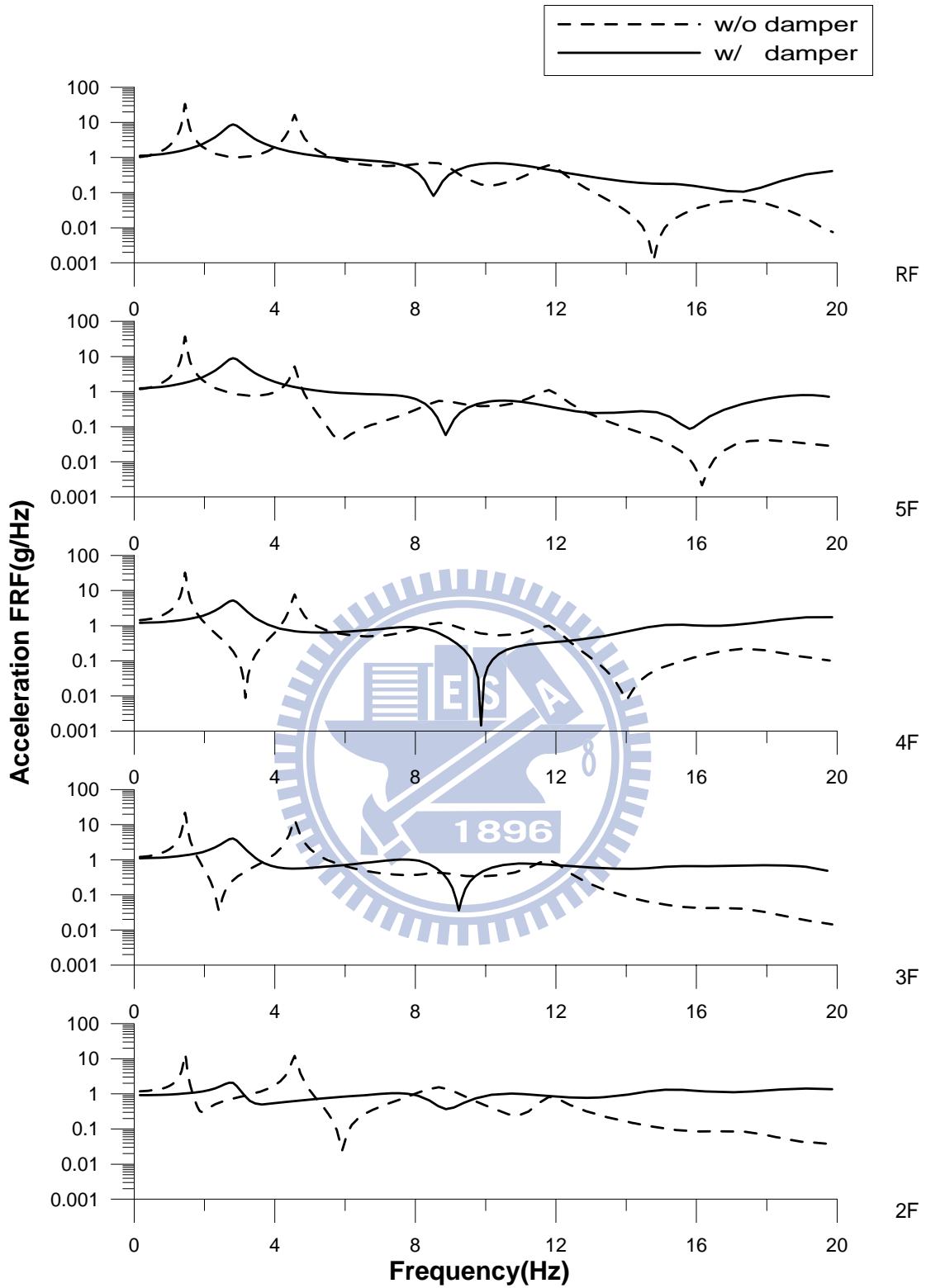


圖 4.44 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Kobe ; PGA=0.2g)

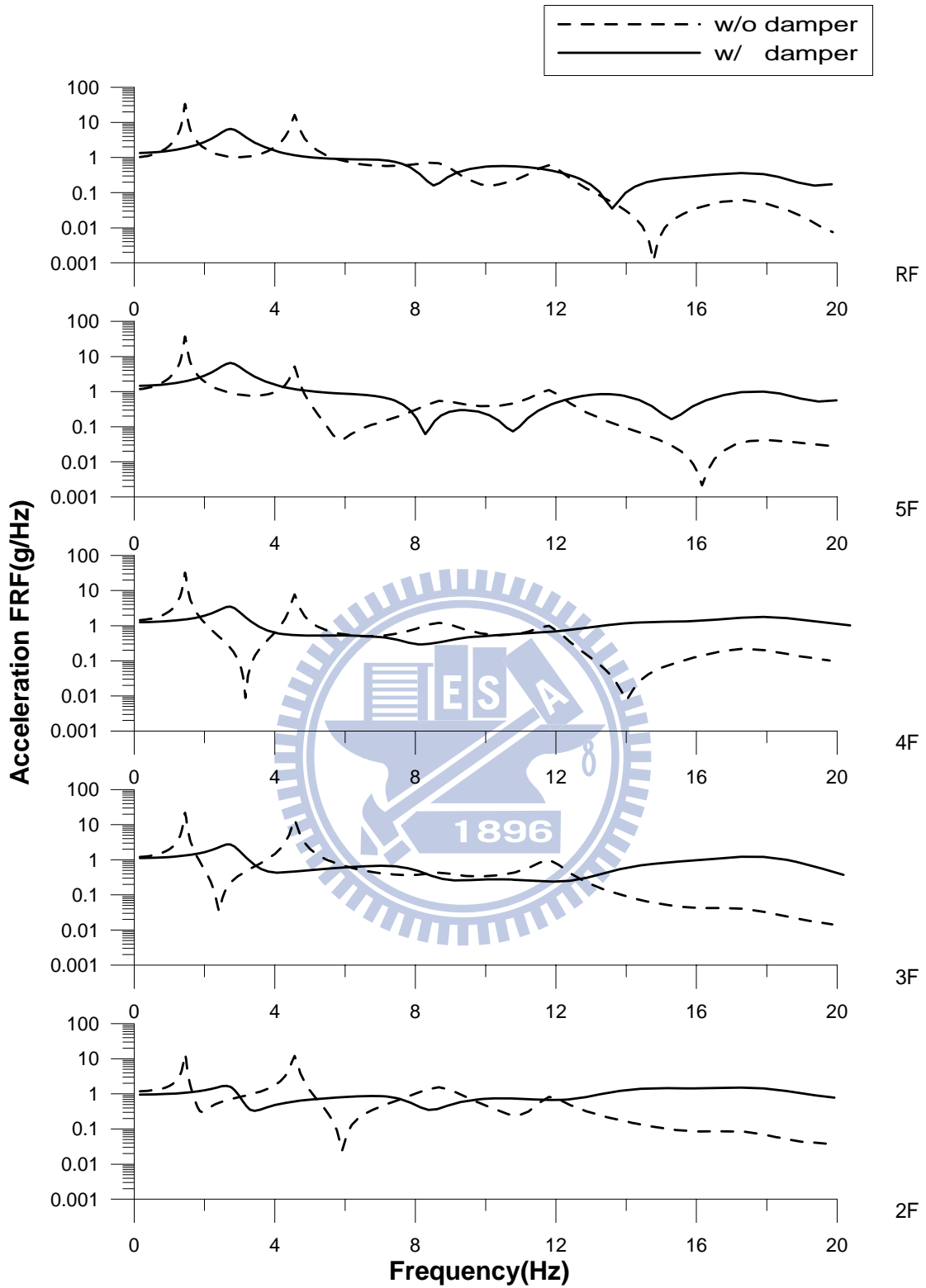


圖 4.45 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Kobe ; PGA=0.4g)

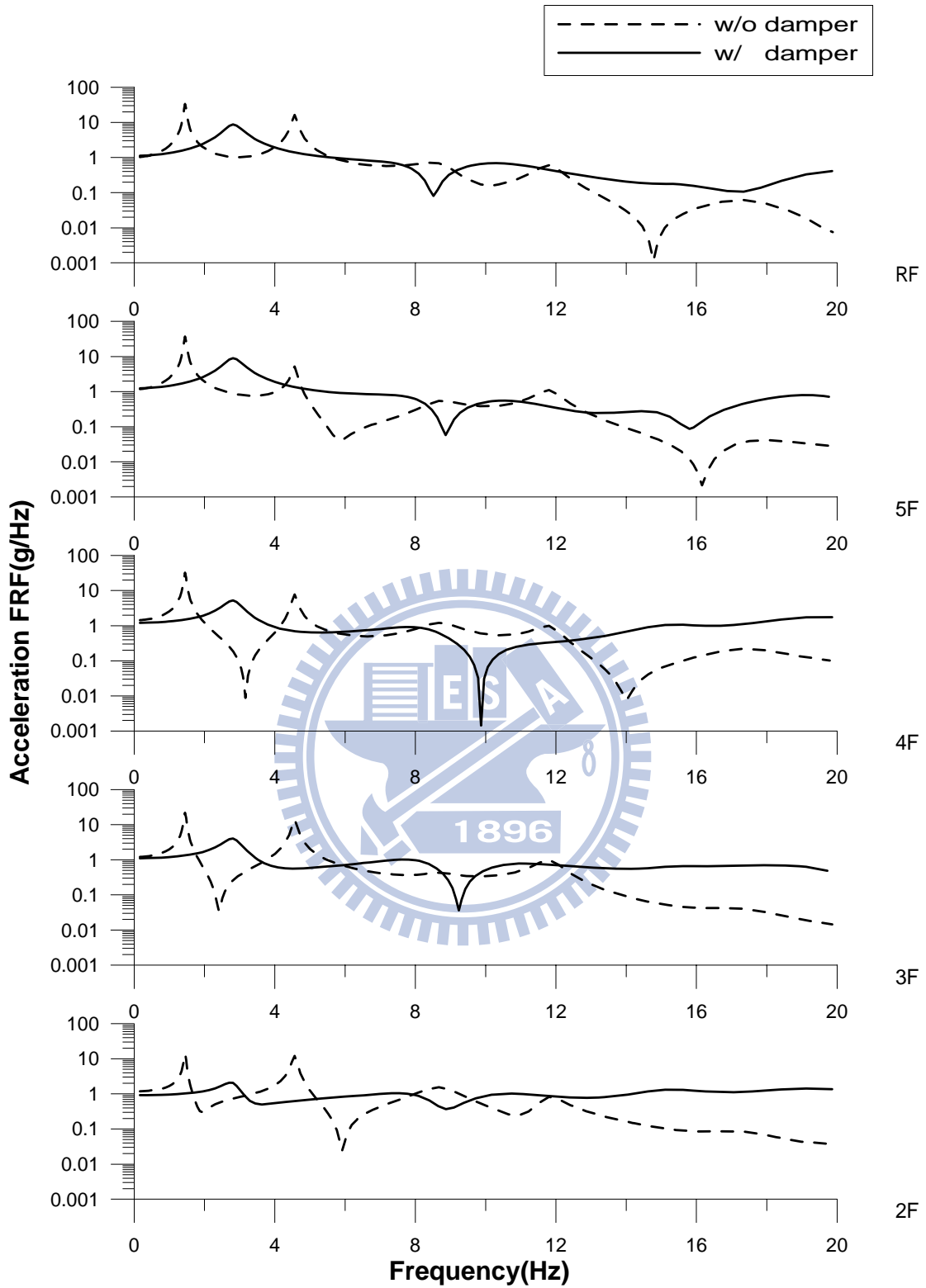


圖 4.46 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Kobe ; PGA=0.78g)

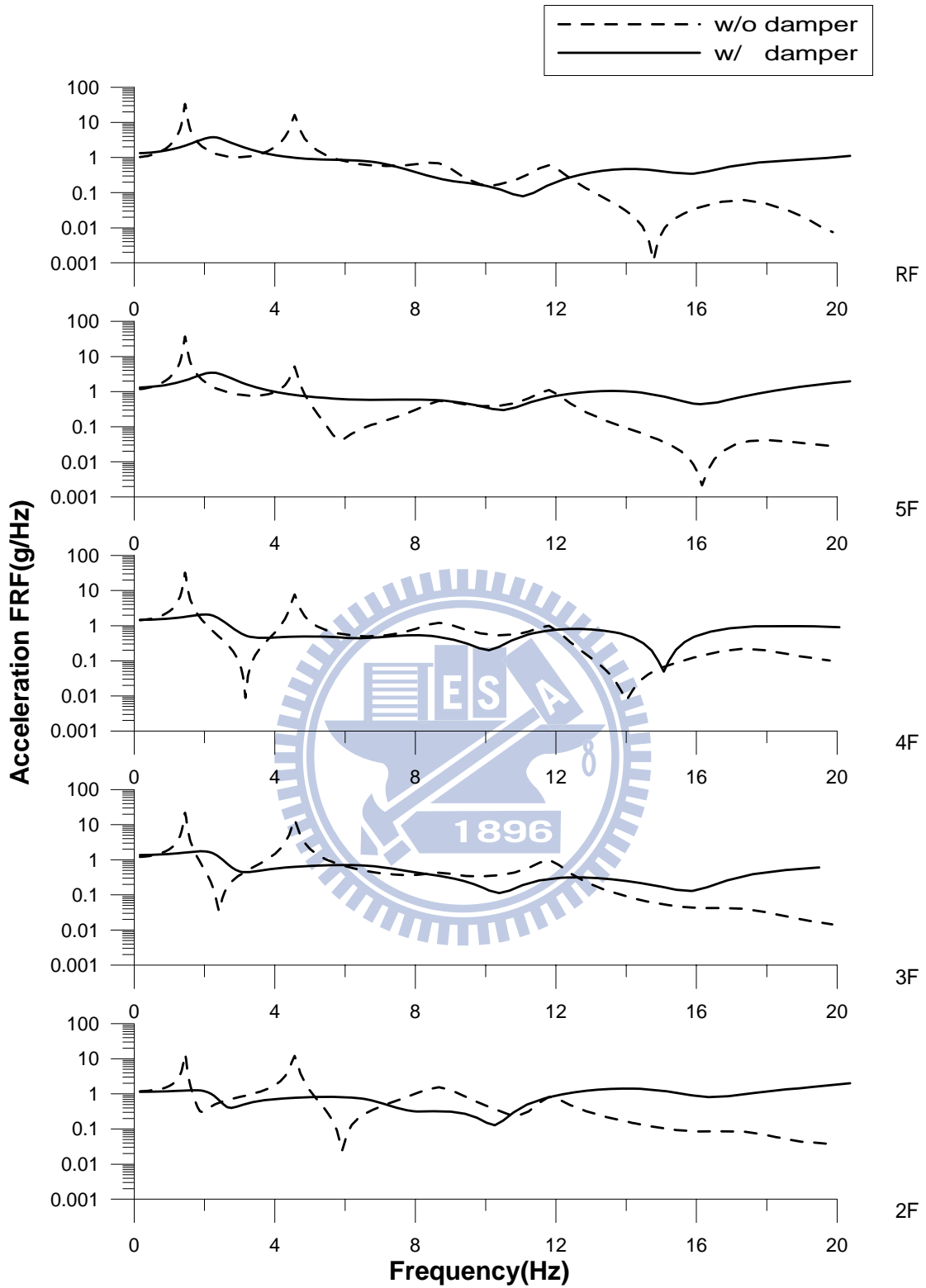


圖 4.47 各樓層加速度頻域響應函數之比較(Kobe ; PGA=1.01g)

第五章 制震壁鋼芯鈹之非線性分析

5.1 前言

第四章有關縮尺摩擦制震壁之振動台耐震性能測試結果確認其應用於建築抗震之減震效能，惟在縮尺結構試驗中制震壁元件所需承受及傳遞的剪力並不大(約 200 kgf)，實際應用時制震壁的出力需求一般在 50 tf 以上，制震壁的所有組件是否足以承受其出力需經過進一步檢核。在摩擦制震壁主體的三明治結構中，負責將地震引致的一部分樓層剪力傳導至摩擦耗能元件中予以消散者，包括一片鋼芯鈹與兩片外覆鋼鈹。其中鋼芯鈹必須傳承整座制震壁的設計容量，每片外覆鋼鈹則各傳承其一半的設計容量，因此本研究將以鋼芯鈹為對象進行分析，確認其極限強度大於設計容量，或進行必要之設計改良(例如增加翼鈹)。鋼芯鈹一端受到面內(in-plane)之摩擦力作用，另一端則固定於結構之梁上。若鋼芯鈹的厚度相對較小，且鋼鈹之高寬比(aspect ratio)較大時，受力過程中局部區域可能產生材料降伏，甚至發生局部挫屈(local buckling)的情況，因此須進行非線性應力分析。本研究將以有限元素分析軟體 ANSYS 做為分析工具。此外，本文將探討在鋼芯鈹兩側增加翼鈹以提升其極限強度的可行性，並進行一系列的參數研究(parametric study)，探討在不同的鋼鈹厚度、

高寬比及翼板尺寸等條件下，鋼板的應力分佈、變形與破壞模式等力學行為，以便找出合理的設計參數，做為往後設計摩擦制震壁時之參考。

5.2 ANSYS 分析流程之介紹

ANSYS 是目前工程上相當常用的結構應力分析軟體之一，可用於結構或構件受到靜力、動力、熱傳及流力等多重物理因素之分析，因此被廣泛應用在土木、航太、機械、材料、電子、生物、醫學工程等領域。ANSYS 之運算原理乃根據有限元素法(finite element method)，因此當物件建立完成並予以網格化後，根據分析對象設定適當的邊界條件，以及外力加載方式，即可進行有限元素分析【24~25】。

ANSYS 有限元素分析軟體在架構上具有三大基本模組，包括：前處理(pre-processor)、加載及求解器(solver)、及後處理器(post-processor)。在進入圖形操作介面時，即進入軟體功能之初始狀態，又稱為預備狀態。這三項基本模組皆在預備狀態下個別執行，且各模組有其獨立之指令。前處理的首要基本工作是建立分析模型，其次則是將模型切割網格化；模型建立完成後，下一步是設定模型之受力狀況及邊界條件，設定完成後即可進行求解，此為加載及求解部

分；當分析模型求解完畢後，大量的數值資料會儲存於檔案內，吾人可進行後處理將數值分析結果以圖表或文字方式輸出。

5.2.1 前處理

前處理主要是建模工作，包括以下三個部分：

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。

元素選擇之目的在於針對分析物件之特性選定適當的元素，以求得較為精確的分析結果。ANSYS 的元素類型以空間的概念來區分，其內建之命名方式通常是以空間元素再加上編號為原則，以 Solid45 元素為例，其中 Solid 代表的是實體元素，45 為其編號。茲依元素之複雜程度分別介紹如下：

1. 點元素：以質點代表系統中之各部份，可減少元素之使用量，而不影響結構的細節描述。例如 MASS21，元素 MASS 代表的是質點，其編號為 21。
2. 線元素：包含樑元素、管元素及連桿元素，每種元素的使用代表不同的自由度。連桿元素(Link)有兩個節點，每個節點依 2D 或 3D

等不同維度而有不同之自由度(UX、UY 或 UX、UY、UZ)，此元素為只能承受軸拉及軸壓之二力桿件。樑元素為連桿元素在每個節點增加一個自由度 ROTZ(扭轉)。如果樑的斷面是管狀或是管線結構時，選用管元素較貼切。例如 Beam54、Pipe17 及 Link10 等。Beam、Pipe 及 Link 依序代表樑元素、管元素以及連桿元素，其代表編號為 54、17 與 10。

3. 面元素：即薄殼(shell)元素。當以薄殼元素建立結構模型時，必須取結構物實體體積的中間平面(neutral plane)當成網格化使用的模型平面，以此則可簡化結構，縮短計算時間。例如 Shell63，其中 Shell 代表薄殼元素，63 為其編號。

4. 體積元素：所探討的包含平面應力(plane stress)、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。Solid45 為實體元素，其編號為 45。Plane42 則為平面元素，42 為其編號。

元素型式選擇後，即可設定材料性質(material property)。此時要先考慮所分析之對象，其材料是否會進入塑性(plasticity)而產生材料非線性(nonlinear)行為。在不確定的情況下，則先以線性

(linear)材料進行分析。若運算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。

實體模型之建立可借助 CAD 軟體或 ANSYS 前處理工具進行繪製工作。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，模型須在 CAD 軟體中先進行簡化的工作，以節省處理模型的時間。ANSYS 建立實體模型之方法，可分為由上而下(top-down)以及由下而上(bottom-up)兩種模式。由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)組合起來。至於由下而上的模式，則是先建立結構物上的重要關鍵點，再將點連成線，再由線連成面，再合成一個立體，最後亦須透過布林運算聚合成實體模型。此種模式一般應用於複雜結構之建立。

建模的最後步驟是將實體模型網格化(meshing)，包括自由網格(free mesh)與規則網格(mapped mesh)兩種方式。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的條件限制，其幾何體積必須符合一定的要求，否則無法網格化，因此需花費較多時間將實體

模型作細部分割。通常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。

5.2.2 模型加載及求解

針對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後，即可進行分析。其過程包括：

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。

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，其相關內容介紹如下：

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，包括找出自然頻率及其對應之振態。

3. 簡諧(harmonic)分析：用來計算結構在頻率域(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…等隨時間變化的情形。

邊界條件與負載包含實體模型之邊界束制條件及內、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，邊界條件通常是指節點之束制自由度，包括固接、鉸接或自由端；而加載則包括位移、力、壓力、溫度和重力等方式。其相關內容介紹如下：

1. 自由度約束(DOF constraint)：為限制節點之自由度為一定值，在結構分析中自由度指的是位移。

2. 集中式負載(force)：為集中於單一節點的加載，在結構分析中加載之物理量為力或彎矩。

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，對結構而言，包括內力及溫度載重(temperature load)等都屬於內部負載的範疇。
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。

各種負載及邊界條件(如固接、鉸接或自由端等束制條件)設定完成後，即可進行求解。有限元素法的求解為龐大的矩陣運算，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，則會增加矩陣之求解次數，導致收斂速率趨緩，有時甚至無法收斂。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，新的結果會覆蓋原來的檔案。

5.2.3 後處理器

後處理(post-processor)係指求解完成後進入檢查及分析結果的相關操作。ANSYS 在後處理部份提供兩種處理模組，說明如下：

1. 一般後處理(General Post-processing)：為/POST1 模組，是用來處理某一時間點上的整體結構反應，亦即針對某一時間點，反映各物理量在空間上的分佈，用來觀察應力與應變在結構上的分佈以

及結構變形。其結果可製作成動畫並輸出成檔案，以便作進一步的處理運用。

2. 時間歷時後處理(Time-History Post-processing)：為/POST26 模組，是用來處理空間上的某一點的結構反應，亦即針對某一空間點其物理量的歷時變化，可用來觀察任意節點(node)之力與位移在時間上的變化，吾人可透過內部計算將相關節點所承受的力量疊加得到總軸力(或剪力)，並以其對應之位移為橫座標，以建立非線性元件之遲滯迴圈。

5.3 制震壁鋼鈹之分析

本節將以 ANSYS 分析制震壁鋼鈹，考慮不同厚度(1cm 與 2cm)、不同寬度(50cm 與 100cm)，於不同高寬比($0.25 \leq \frac{h}{w} \leq 4$)條件下，將剪力平均加載於節點(10 點與 20 點)後進行分析。將計算鋼鈹破壞前後之最大剪力與位移，探討鋼鈹受力後之破壞模式，以了解制震壁鋼鈹可承受之極限剪力，提供未來摩擦制震壁設計之細節參考。

5.3.1 鋼鈹之 ANSYS 模型設定

■ 鋼鈹幾何外型之建立

本研究有關鋼板幾何外型之建立，是運用 ANSYS 內建的建模指令 (modeling) 所完成。鋼板之尺寸考慮兩種厚度(1cm 與 2cm)、兩種寬度(50cm 與 100cm)以及不同之高寬比($0.25 \leq \frac{h}{w} \leq 4$)。以 case:100×200×2 為例，其 ANSYS 幾何模型如圖 5.1 所示。

■ 網格元素種類之選取及描述

本研究進行鋼板建模時，係採用 SOLID186 元素，如圖 5.2 所示。SOLID186 為二階六面體元素，共有 20 個節點，每一個節點各有 3 個自由度，分別為 UX、UY、UZ，亦即 X、Y、Z 三個方向的變位，其設定視窗如圖 5.3 所示。

■ 定義材料參數

本研究分析之對象為鋼板，在受力過程中可能會產生降伏而達到塑性，所以在定義材料參數時，須設定材料彈性模數(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，並作等向性(isotropic)材料屬性之定義。本例考慮之材料彈性模數為 2×10^{11} Pa，柏松比為 0.33，密度為 7850 kg/m³，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。相關參數之設定視窗如圖 5.4~圖 5.6 所示。

■ 建立網格

接著進行網格劃分(meshing)以建立完整之有限元素模型。選擇 meshing 選項中網格工具(mesh tool)的 global size，再選擇其中之 smart size 自訂元素分割大小，採用自由網格(free mesh)中切割最細之 mesh1(圖 5.7)進行網格劃分，以期能忠實反映鋼鈹之力學行為。自由網格係由三點連成一面，其非對稱之特性在本例施加節點力時可造成局部施力之不對稱性，使鋼鈹產生面外變形(out-of-plane deformation)的機會，相當於提供鋼鈹幾何變形上的分歧性(bifurcation)，導致鋼鈹最終形成挫屈破壞的可能。以 case:100x200x2 為例，其 ANSYS 模型如圖 5.8 所示。

■ 邊界條件設定

由於鋼鈹之下端係以螺栓固定，上端(自由端)則受到摩擦力作用，故設置邊界條件時在鋼鈹上端(自由端)之節點做 y 及 z 雙向的束制，僅允許其 x 向在受力作用下有變位之自由；鋼鈹下端之節點則做 x、y 及 z 三向的固接束制。以 case:100x200x2 之鋼鈹為例，其 ANSYS 模型如圖 5.9 所示。

■ 加載設定

剪力加載係考慮於鋼板頂端沿 x 方向平均分配於若干節點上。鋼板寬度為 50cm 者，取兩側緣各 5 個節點平均分佈施力；寬度 100cm 者，則取兩側緣各 10 個節點平均分佈施力。由於本例使用自由網格劃分，故施加於兩側緣之施力節點位置未必完全對稱，如圖 5.10 所示。因施力之不平衡，導致面外變形的可能，提供了鋼板產生挫屈破壞的條件。

■ 鋼板極限強度之決定

以 ANSYS 進行鋼板應力分析之載重條件係由力量控制(有別於 pushover 分析之位移控制)，而非以位移增量方式逐步加載。若分析結果可能出現變位過大(e. g. 位移 > 15cm)、挫屈變形(e. g. 明顯之面外變形，如 Z-向位移 > 鋼板厚度)或應力計算結果無法收斂的情況，即視為破壞狀態。因此，在分析過程中先以 25tf 為施加外力之增量，由試誤(trial-and-error)過程找出鋼板極限剪力強度之區間，再利用二分逼近法(Bi-section method)的概念逐次縮小施力之上限或下限值直到收斂為止(以 1~2tf 為解析度)。茲以 50x50x1 之鋼板為例說明如下：

1. 經初步試算，施加之剪力 $V=50\text{tf}$ 鋼板尚無破壞徵兆， $V=75\text{tf}$ 時(應力計算結果無法收斂)則發生破壞，表示鋼板之真正極限剪力強度應在 50~75tf 之間。

2. 施加 $V=63\text{tf}$ 進行計算，應力分析結果顯示無法收斂，因此判定其為破壞，表示鋼鈹之真正極限剪力強度在 $50\sim 63\text{tf}$ 之間。
3. 施加 $V=57\text{tf}$ 進行計算，應力分析結果顯示無法收斂，因此判定其為破壞，表示鋼鈹之真正極限剪力強度在 $50\sim 57\text{tf}$ 之間。
4. 施加 $V=54\text{tf}$ 進行計算，結果顯示鋼鈹尚無破壞徵兆，表示鋼鈹之真正極限剪力強度在 $54\sim 57\text{tf}$ 之間。
5. 施加 $V=56\text{tf}$ 進行計算，應力分析結果顯示無法收斂，因此判定其為破壞，表示鋼鈹之真正極限剪力強度在 $54\sim 56\text{tf}$ 之間。
6. 施加 $V=55\text{tf}$ 進行計算，鋼鈹尚無破壞徵兆，表示鋼鈹之真正極限剪力強度在 $55\sim 56\text{tf}$ 之間，因此以 55tf 為其極限剪力強度。分析結果中會將極限剪力強度(55tf)與後極限剪力強度(56tf) 載重下之三 (X、Y 及 Z) 向最大位移及破壞模式列出。

■ 破壞模式之判定

鋼鈹之主要破壞模式包括施力點之應力破壞、局部挫屈破壞以及整體挫屈破壞等三種。圖 5.11 為施力點應力破壞時之位移等高線圖，其結果顯示最大位移係發生在施力點上，主要為 x 向之位移，y 向與 z 向之位移並不大；圖 5.12 則為鋼鈹局部挫屈破壞之位移等高線圖，最大位移產生處除了 x 向之位移外，亦有 y 向與 z 向之位移，且位移在破壞臨界點之前、後有顯著變化，施力點之應力破壞常伴隨

鋼鈹之局部破壞產生，如圖 5.13 所示。圖 5.14 則為鋼鈹整體挫屈破壞時之位移等高線圖，其結果顯示整體鋼鈹有明顯之大範圍面外位移，屬整體挫屈破壞。整體挫屈破壞發生時，各方向之位移量通常都異常得大。

■ 剪力強度與位移之關係

使用 100×200×2 之模型進行分析，除了將上下兩端之節點作束制外，另將前後兩面作 z 向位移之束制。取鋼鈹上端兩側緣各 10 個節點平均分佈剪力，位移則取鋼鈹上端最外側四個節點(圖 5.15)之 x 向位移平均，剪力強度與位移關係如圖 5.16 所示，其雙線性曲線符合本例考慮之材料特性。

5.3.2 ANSYS 分析鋼鈹之結果與討論

本研究所擬分析之鋼鈹依其寬度×厚度之不同分為四組，包括 50×1、50×2、100×1 及 100×2 等情況，並考慮高寬比由 0.25~4 等幾何條件，各組之分析結果整理於表 5.1~表 5.4，包括對應於不同鋼鈹高寬比之極限剪力強度(ultimate shear capacity)、後極限剪力強度(post-ultimate shear capacity)、三向(X、Y 及 Z)位移分量之最大值與最小值、最大位移量以及破壞模式等。當變形量過大時，除產生挫屈破壞外，亦出現總位移超過 10cm 的情況，由於位移量過大，鋼

鋼板已嚴重破壞，其數據較不具意義，故不列入表格內。整體而言，鋼板的極限剪力強度隨著高寬比的增加而降低，其破壞模式由最初的施力點應力破壞，隨著高寬比之增加而逐漸伴隨局部挫屈破壞產生，進而產生整體挫屈破壞。茲針對各組鋼板之分析結果討論如下：

■ Case : 50x1

由表 5.1 之結果顯示，高寬比小於 1 時，鋼板於施力點產生應力破壞；高寬比 ≥ 1 時產生局部挫屈破壞；高寬比 ≥ 2 時則產生整體挫屈破壞。極限剪力強度在高寬比=0.5 時為 66tf；隨著高寬比增加至 2 時，其極限剪力強度降低為 26tf，高寬比增加至 4 時，極限剪力強度驟降為 13tf，顯示鋼板之極限剪力強度隨高寬比增加而減少，此乃鋼板發生局部或整體挫屈破壞，材料強度未及充分發展利用所致。惟高寬比小於 0.5 時，其極限剪力強度即趨於飽和，不再增加。

■ Case : 50x2

由表 5.2 之結果顯示，高寬比小於 1 時，鋼板於施力點產生應力破壞；高寬比 ≥ 1 時產生局部挫屈破壞；高寬比 ≥ 2.5 時則產生整體挫屈破壞，應為鋼板厚度由 1cm 增至 2cm，延緩挫屈破壞發生的效應。在高寬比=0.5 時，鋼板之極限剪力強度為 151tf，隨著高寬比增加至 4 時，其極限剪力強度驟降至 32tf。鋼板之極限剪力強度隨高寬比增

加而減少，一如預期。同樣地，高寬比小於 0.5 時，其極限剪力強度亦趨於飽和。

■ Case : 100×1

由表 5.3 之結果顯示，高寬比小於 0.5 時，鋼板於施力點產生應力破壞；高寬比 ≥ 0.5 時產生局部挫屈破壞；高寬比 ≥ 1.5 時則產生整體挫屈破壞。隨著高寬比的增加，極限剪力強度逐漸降低，一如預期。高寬比小於 1 時，極限剪力強度(82tf)未再提昇，呈現飽和。相對於 50×1 或 50×2 的案例，本例因鋼板寬度加倍，斷面更為細長，故挫屈破壞模式更為提前發生。由於斷面積為 50×1 的兩倍，在相同高寬比時，其極限強度均較大；但與相同面積的 50×2 案例相比，其極限強度均較小。

■ Case : 100×2

由表 5.4 之結果顯示，高寬比小於 0.25 時，鋼板於施力點產生應力破壞；高寬比 ≥ 0.5 時產生局部挫屈破壞；高寬比 ≥ 1.75 時產生整體挫屈破壞。與前一案例(100×1)相比，厚度加倍確能延緩整體挫屈破壞的發生。鋼板極限剪力強度於高寬比為 0.25 時可達 328tf，高寬比增加至 4 時則驟降至 50tf，主要原因為鋼板產生挫屈破壞，

材料強度未能充分發展利用之故。相對於 50×2 案例，本例因鋼板寬度加倍，斷面更為細長，故挫屈破壞模式更為提前發生。

各組鋼板之高寬比與極限剪力強度關係繪於圖 5.17。各組極限剪力強度變化趨勢大致相似，極限剪力強度隨著高寬比之增大而降低。高寬比 ≤ 1 時，除 100×2 之外，其餘三組之極限剪力強度皆接近飽和，其破壞模式為施力點應力破壞。高寬比 ≥ 1.25 時，鋼板厚度加倍約可使極限剪力強度加倍，但鋼板寬度增加時，其極限剪力強度之增加幅度趨緩。因此，增加鋼板厚度較增加鋼板寬度對極限剪力的提升來得有效。

綜合前述 ANSYS 分析結果，鋼板之極限剪力強度隨著鋼板高度增加而降低。基本上，當鋼板於高寬比 ≥ 0.5 時，即可能產生局部挫屈破壞；隨鋼板之高寬比增大，整體挫屈破壞之現象將越容易發生，因而大幅降低極限強度。建議制震壁鋼芯板之設計應避免高寬比大於 2，以減少發生整體挫屈破壞的可能性，或者應作細部之補強(如翼板)以提升其極限強度。這一部分將於下一節進行探討。

5.4 含翼板鋼板之非線性分析

5.3 節探討制震壁鋼芯板於不同高寬比之極限剪力強度，本節將進一步探討於鋼芯板兩側加上翼板，針對 100×2 之鋼板在高寬比大於

0.5 時即產生局部挫屈破壞的弱點進行補強，考慮高寬比 $0.5 \leq \frac{w}{h} \leq 2.5$ 等不同情況。此外，特別針對不同之翼板厚度及寬度對於補強效果之影響，由破壞前後之位移變化，以及破壞模式之改變情形加以研判，作為往後制震壁鋼芯板設計之參考。

5.4.1 含翼板鋼板之 ANSYS 模型設定

■ 鋼板幾何外型之建立

本研究有關鋼板幾何外型之建立，是運用 ANSYS 內建的建模指令 (modeling) 所完成。鋼板之尺寸考慮厚度為 2cm、寬度為 100cm 以及不同之高寬比 ($0.5 \leq \frac{w}{h} \leq 2.5$)；翼板則依鋼板高寬比不同，考慮不同厚度及不同寬度。鋼板與翼板之結合採布林運算 (boolean operation) 將兩者結合為一體，以 case:100×200×2F6×1.5 為例，其 ANSYS 幾何模型如圖 5.18 所示。100×200×2 代表鋼板之高×寬×厚，F 代表翼板，6×1.5 則代表翼板之寬×厚。

■ 網格元素種類之選取及描述

本研究進行含翼板鋼板之建模時，係採用 SOLID186 元素。SOLID186 為二階六面體元素，共有 20 個節點，每一個節點各有 3 個自由度，分別為 UX、UY、UZ，亦即 X、Y、Z 三個方向的變位。

■ 定義材料參數

本研究分析之對象為鋼鈹，在受力過程中可能會產生降伏而達到塑性，所以在定義材料參數時，須設定材料彈性模數(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，並作等向性(isotropic)材料屬性之定義。本例考慮之材料彈性模數為 2×10^{11} Pa，柏松比為 0.33，密度為 7850 kg/m³，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。

■ 建立網格

接著進行網格劃分(meshing)以建立完整之有限元素模型。選擇 meshing 選項中網格工具(mesh tool)的 global size，再選擇其中之 smart size 自訂元素分割大小，採用自由網格(free mesh)中切割最細之 mesh1 進行網格劃分，以期能忠實反映鋼鈹之力學行為。自由網格係由三點連成一面，其非對稱之特性在本例施加節點力時可造成局部施力之不對稱性，使鋼鈹產生面外變形(out-of-plane deformation)的機會，相當於提供鋼鈹幾何變形上的分歧性(bifurcation)，導致鋼鈹最終形成挫屈破壞的可能。以 case:100x200x2F6x1.5 為例，其 ANSYS 幾何模型如圖 5.19 所示。

■ 邊界條件設定

由於鋼芯鈹之下端係以螺栓固定，上端(自由端)則受到摩擦力作用，故設置邊界條件時在鋼鈹上端(自由端)之節點做 y 及 z 雙向的束制，僅允許其 x 向在受力作用下有變位之自由；鋼鈹下端之節點則做 x、y 及 z 三向的固接束制。以 case:100×200×2F6×1.5 為例，其 ANSYS 幾何模型如圖 5.20 所示。

■ 加載設定

剪力加載係考慮於鋼鈹上端沿 x 方向平均分配於若干節點上，鋼鈹寬度為 100cm，取兩側緣各 10 個節點平均分佈施力，以 case:100×200×2F6×1.5 為例，其 ANSYS 幾何模型如圖 5.21 所示。由於本例使用自由網格劃分，故施加於兩側緣之施力節點位置未必完全對稱。因施力之不平衡，導致面外變形的可能，提供了鋼鈹產生挫屈破壞的條件。

■ 鋼鈹極限強度之決定

以 ANSYS 進行鋼鈹應力分析之載重條件係由力量控制(有別於 pushover 分析之位移控制)，而非以位移增量方式逐步加載。若分析結果可能出現變位過大(e. g. 位移 > 15cm)、挫屈變形(e. g. 明顯之面外變形，如 Z-向位移 > 鋼鈹厚度)或應力計算結果無法收斂的情況，即視為破壞狀態。因此，在分析過程中先以 25tf 為施加外力之增量，

由試誤(trial-and-error)過程找出鋼板極限剪力強度之區間，再利用二分逼近法(Bi-section method)的概念逐次縮小施力之上限或下限值直到收斂為止(以 $2tf$ 為解析度)。茲以 $100 \times 200 \times 2 + F6 \times 0.5$ 之鋼板為例說明如下：

1. 經初步試算，施加之剪力 $V=100tf$ 鋼板尚無破壞徵兆， $V=125tf$ 時(應力計算結果無法收斂)則發生破壞，表示鋼板之真正極限剪力強度應在 $100 \sim 125tf$ 之間。
2. 施加 $V=112tf$ 進行計算，結果顯示鋼板尚無破壞徵兆，表示鋼板之真正極限剪力強度在 $112 \sim 125tf$ 之間。
3. 施加 $V=118tf$ 進行計算，結果顯示鋼板尚無破壞徵兆，表示鋼板之真正極限剪力強度在 $118 \sim 125tf$ 之間。
4. 施加 $V=122tf$ 進行計算，應力分析結果顯示無法收斂，因此判定其為破壞，表示鋼板之真正極限剪力強度在 $118 \sim 122tf$ 之間。
5. 施加 $V=120tf$ 進行計算，應力分析結果顯示無法收斂，因此判定其為破壞，表示鋼板之真正極限剪力強度在 $118 \sim 120tf$ 之間，因此以 $118tf$ 為其極限剪力強度。分析結果中會將極限剪力強度($118tf$)與後極限剪力強度($120tf$)載重下之三向(X、Y及Z)最大位移及破壞模式列出。

■ 翼板尺寸之選擇

翼板則依鋼板高寬比不同，考慮不同厚度及不同寬度。厚度部份，乃於寬度 6cm 之條件下，厚度以每 0.5cm 之增量遞增進行分析，至極限剪力強度增加幅度趨緩為止；寬度部分，依前項不同厚度之分析結果，選擇強度提升效率最高者為設計依據，但以不超過 2cm 為原則。

■ 破壞模式之判定

破壞模式依位移量及位移等高線圖之結果，分為應力破壞與挫屈破壞：應力破壞包括施力點應力破壞與翼板應力破壞；挫屈破壞則包括局部挫屈破壞以及整體挫屈破壞。圖 5.22 為施力點應力破壞時之位移等高線圖，其最大位移發生在施力點上，y 向與 z 向之位移變化不大，主要為 x 向之位移；圖 5.23 為翼板應力破壞時之位移等高線圖，其最大位移發生在翼板上，鋼板本體並無明顯之位移變化；圖 5.24 則為局部挫屈破壞之位移等高線圖，y 向與 z 向皆有位移，惟仍以 x 向位移較顯著；圖 5.25 則為整體挫屈破壞之位移等高線圖，位移等高線圖顯示整體鋼板有明顯之大範圍面外位移者，判定其為整體挫屈破壞，此時位移量通常極大，除了 x 向位移外，亦有 y 向與 z 向位移，且位移在破壞前、後差異顯著，呈現整體挫屈破壞之特徵。

5.4.2 ANSYS 分析鋼板加翼板之結果與討論

本節主要針對厚度為 2cm、寬度為 100cm 之鋼板進行分析，依不同高寬比分為五組，鋼板尺寸以寬×高×厚(cm)表示，依序為 100×50×2、100×100×2、100×150×2、100×200×2 及 100×250×2 等，各組之分析結果整理於表 5.5~表 5.19，其中表 5.5~表 5.9 為各組鋼板以翼板補強後之效能評估，包括翼板尺寸、極限剪力強度增幅、極限剪力強度提升率及每單位厚度(寬度)之極限剪力強度增幅；表 5.10~表 5.19 則為以翼板補強之各組鋼板的 ANSYS 非線性分析結果，作為探討翼板厚度及寬度對於鋼板極限剪力強度之影響的依據，包括翼板尺寸、極限剪力強度、後極限剪力強度、三向(X, Y 及 Z)位移之最大值與最小值，位移量之最大值以及破壞模式等。翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係，以及翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係如圖 5.26~圖 5.35 所示。茲針對各組之分析結果討論如下：

■ 鋼板尺寸：100×50×2(高寬比=0.5)

由表 5.5 之結果顯示，翼板寬度為 6cm，且厚度 1cm 時，每單位厚度所提升之鋼板極限剪力強度最佳；當翼板厚度固定為 1cm 時，翼板寬度達 6cm 以上時才顯現補強效果。由表 5.10 及圖 5.26 之結果顯示，當翼板寬度固定為 6cm 時，增加翼板厚度可提升鋼板極限剪力強度，其破壞模式由原本的局部挫屈破壞轉為施力點應力破壞，但厚度

達 1cm 時即趨飽和—當翼板厚度 $>1\text{cm}$ 時，破壞模式轉為為施力點破壞，極限剪力強度即無法增加。表 5.11 及圖 5.27 之結果顯示，當翼板厚度固定為 1cm 時，增加翼板寬度對於鋼板極限剪力強度之影響。翼板寬度 $\leq 5\text{cm}$ 時雖有加勁效果（變形量降低），但對鋼板整體極限剪力強度並無助益，直到翼板寬度 $\geq 6\text{cm}$ 時鋼板極限剪力強度才略為提升，其破壞模式為局部挫屈破壞及施力點應力破壞同時產生。惟翼板寬度為 8cm 時，因破壞提前於翼板（斷面過於細長）發生，反而造成整體極限強度略降。

■ 鋼板尺寸：100×100×2(高寬比=1)

由表 5.6 之結果顯示，翼板寬度固定為 6cm，且厚度 0.5cm 時，每單位厚度所提升之鋼板極限剪力強度最佳；當翼板厚度固定為 0.5cm 時，鋼板之極限剪力強度隨著翼板寬度增加而增大。表 5.12 顯示翼板厚度對於鋼板極限剪力強度之影響。隨著翼板厚度的增加，鋼板極限剪力強度可逐漸增加，破壞模式由原本的局部挫屈破壞轉為與應力破壞同時產生。由圖 5.28 之結果顯示，當翼板寬度為 6cm 時，極限剪力強度隨著翼板厚度之增加而有所提升，惟翼板厚度 $\geq 2\text{cm}$ 後極限剪力強度之增率則趨緩。表 5.13 及圖 5.29 之結果顯示，隨著翼板寬度的增加，破壞模式由原本的局部挫屈破壞轉為與應力破壞同時產生，可提升其極限剪力強度。當翼板厚度固定為 0.5cm，翼板寬度

為 6cm 時，鋼鈹極限剪力強度明顯提升，因其破壞模式為局部挫屈破壞與施力點應力破壞同時產生，材料強度較為充分利用所致。

■ 鋼鈹尺寸：100×150×2(高寬比=1.5)

由表 5.7 之結果顯示，當翼鈹寬度固定為 6cm，且厚度 0.5cm 時，每單位厚度所提升之極限剪力強度最佳；翼鈹厚度 ≥ 2.5 cm 時，其極限強度提升率約 50%，補強效果相當顯著。當翼鈹厚度固定為 0.5cm 時，隨著翼鈹寬度之增加可提升鋼鈹極限強度。表 5.14 顯示增加翼鈹厚度對於鋼鈹極限剪力強度之影響—鋼鈹極限剪力強度隨著翼鈹厚度增加而增加，破壞模式由原本的局部挫屈破壞轉為局部挫屈與翼鈹應力破壞同時產生。由圖 5.30 之結果顯示，極限剪力強度隨著翼鈹厚度之增加而持續提升，兩者約呈線性比例增加。表 5.15 及圖 5.31 之結果顯示，翼鈹厚度固定為 0.5cm 時，隨著翼鈹寬度的增加，破壞模式由原本的局部挫屈破壞轉為局部挫屈與鋼鈹（或翼鈹）應力破壞同時產生。當翼鈹寬度為 8cm 時，其鋼鈹極限剪力強度不再增加，已達飽和。

■ 鋼鈹尺寸：100×200×2(高寬比=2)

由表 5.8 之結果顯示，增加翼鈹可提升鋼鈹極限強度。當翼鈹寬度固定為 6cm，且厚度 1.5cm 時，每單位厚度所提升鋼鈹之極限剪力強度最佳；當翼鈹厚度固定為 1.5cm 時，翼鈹寬度 9cm 時，極限剪力

強度提升率超過 50%，效果相當顯著。表 5.16 顯示，隨著翼板厚度的增加，鋼板極限剪力強度亦增加，部分破壞模式由原本的整體挫屈破壞轉為局部挫屈與應力破壞同時產生。圖 5.32 亦顯示極限剪力強度隨著翼板厚度之增加而穩定提升。表 5.17 及圖 5.33 之結果顯示，當翼板厚度固定為 1.5cm 時，隨著翼板寬度的增加，破壞模式由原本的整體挫屈破壞轉為局部挫屈與鋼板（或翼板）應力破壞同時產生。惟當翼板寬度 6cm 時，鋼板突產生整體挫屈破壞，鋼板極限剪力強度呈現略為下降的現象，而當翼板寬度為 10cm 時，其破壞模式為翼板應力破壞，可增加鋼板之極限剪力強度容量，鋼板極限剪力強度即大幅提升。

■ 鋼板尺寸：100×250×2(高寬比=2.5)

由表 5.9 之結果顯示，增加翼板可提升鋼板極限強度。當翼板寬度固定為 6cm 時，鋼板極限剪力強度隨翼板厚度之增加而增大，基於實用性考量，選擇 $t_f=2\text{cm}$ （與鋼板厚度相同）作為評估翼板寬度影響之依據。當翼板厚度固定為 2cm 時，除翼板寬度為 3cm 時之極限剪力強度略為降低外，隨著翼板寬度的增加，鋼板之極限剪力強度均隨著翼板寬度增加而增大。表 5.18 及圖 5.34 之結果顯示，當翼板寬度固定為 6cm 時，除翼板厚度達 3cm 之案例破壞模式轉為施力點應力破壞與局部挫屈同時發生，使極限剪力強度有較為顯著之提升外，其餘案

例仍為整體挫屈破壞，極限剪力強度之增加有限，顯示當鋼板之高寬比過大時，增加翼板對於鋼板穩定性及強度之改善效果有限。表 5.19 及圖 5.35 之結果顯示，當翼板厚度固定為 2cm，翼板寬度 $\leq 6\text{cm}$ 時，破壞模式仍為整體挫屈破壞，鋼板極限剪力強度雖隨著翼板厚度之增加而略有提升，但增幅有限；當翼板寬度 $\geq 7\text{cm}$ 時，破壞模式由原本的整體挫屈破壞轉為局部挫屈破壞與應力破壞同時產生，甚至轉為施力點應力破壞（翼板寬度 $\geq 9\text{cm}$ ），因此鋼板之極限剪力強度有顯著提升。

以翼板補強鋼板後，其極限剪力強度明顯提升，顯示翼板能改變其破壞模式，有效增加鋼板強度。當鋼板高寬比 ≤ 0.5 時，因其極限剪力強度接近飽和，翼板補強效果不明顯，較無須使用翼板補強；當鋼板高寬比 ≥ 2.5 時，因其幾何形狀過於細長，以翼板補強鋼板後，其極限剪力強度提升有限，較不符合經濟效益；而鋼板高寬比介於 1~2 之間，翼板補強之效果顯著，有效將整體挫屈破壞延遲，可大幅提升鋼板之極限剪力強度。選擇適當尺寸之翼板可將鋼板強度提升，降低制震壁鋼板於剪力傳遞時產生整體挫屈破壞之可能性，確保摩擦制震壁能有效的發揮消能機制，達到減震之目的。

5.5 小結

本節以制震壁之鋼芯鈹為研究對象，進行 ANSYS 非線性應力分析，以便找出合理的設計參數，做為往後設計摩擦制震壁時之參考。非線性應力分析結果顯示，鋼鈹之極限剪力強度隨著鋼鈹高度增加而降低，因鋼鈹高寬比越大，將導致局部挫屈破壞及整體挫屈破壞現象越早產生，設計制震壁鋼鈹時應避免使用高寬比過大之鋼鈹，以減少產生整體挫屈破壞之可能性。

以翼鈹補強鋼芯鈹後，極限剪力強度明顯提升，並可改變鋼鈹的破壞模式，即可能由原本未加裝翼鈹時之挫屈破壞，改變為挫屈破壞與應力破壞同時產生，且隨著翼鈹尺寸的續增而轉為應力破壞。簡言之，增加翼鈹可延遲整體挫屈破壞，並大幅提升鋼鈹之極限剪力強度。當鋼鈹之高寬比 ≤ 0.5 時，因其極限剪力強度接近飽和，翼鈹補強效果不明顯，較無須使用翼鈹補強；鋼鈹之高寬比介於 1~2 之間，翼鈹補強之效果顯著，有效將整體挫屈破壞延遲，可大幅提升鋼鈹之極限剪力強度；當鋼鈹之高寬比 ≥ 2.5 時，增加翼鈹對於鋼鈹穩定性及強度之改善效果有限，建議設計時鋼鈹之高寬比最好不要超過 2.0。選擇適當尺寸之翼鈹可將鋼鈹強度提升 50%以上，降低制震壁鋼鈹於剪力傳遞時產生挫屈破壞之可能性，確保摩擦制震壁能有效發揮消能機制，達到減震之目的。

表 5.1 鋼板之 ANSYS 非線性分析結果(w=50cm ; t=1cm)

高寬比	極限強度 (tonf)	位移(cm)							破壞模式		
	後極限強度(tonf)	X _{Min}	X _{Max}	Y _{Min}	Y _{Max}	Z _{Min}	Z _{Max}	D _{Max} *	施力點破壞	局部挫屈	整體挫屈
0.25	66	0.00	1.48	-0.10	0.09	-0.04	0.02	1.48	V		
	67	0.00	5.70	-0.17	0.09	-0.42	0.00	5.70			
0.5	66	0.00	1.88	-0.24	0.22	-0.04	0.03	1.88	V		
	67	0.00	1.99	-0.27	0.24	-0.04	0.03	2.00			
0.75	57	0.00	1.70	-0.21	0.20	-0.04	0.04	1.70	V		
	58	-0.27	1.76	-0.35	0.68	-0.06	0.87	1.76			
1	55	0.00	2.28	-0.36	0.34	-0.04	0.30	2.28	V	V	
	56	-1.24	4.82	-1.75	1.20	-1.06	1.72	4.82			
1.25	45	0.00	1.39	-0.20	0.20	-0.17	0.08	1.39	V	V	
	46	-0.41	7.35	-0.75	1.24	-1.40	1.05	7.35			
1.5	38	0.00	1.17	-0.19	0.18	-0.01	0.17	1.17	V	V	
	39	-4.89	5.36	-5.88	6.09	-7.47	8.71	8.87			
1.75	32	0.00	1.00	-0.16	0.15	-0.27	0.46	1.00	V	V	
	33	0.00	1.74	-0.23	0.15	-0.52	0.50	1.74			
2	26	0.00	1.95	-0.40	0.40	-2.83	2.77	3.12			V
	27	-0.28	4.06	-1.04	2.53	-3.00	4.42	6.18			
2.5	23	0.00	1.09	-0.16	0.16	-0.05	0.07	1.09			V
	24	※N/A									
3	19	0.00	6.39	-1.13	1.10	-5.89	6.12	8.39			V
	20	N/A									
4	13	0.00	5.38	-0.71	0.69	-5.55	5.35	7.30			V
	14	N/A									

* D_{Max}=Max[√(X²+Y²+Z²)]
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.2 鋼板之 ANSYS 非線性分析結果(w=50cm ; t=2cm)

高寬比	極限強度 (tonf)	位移(cm)							破壞模式		
	後極限強度(tonf)	X _{Min}	X _{Max}	Y _{Min}	Y _{Max}	Z _{Min}	Z _{Max}	D _{Max} *	施力點破壞	局部挫屈	整體挫屈
0.25	151	0.00	1.58	-0.27	0.21	-0.02	0.02	1.58	V		
	152	-0.45	3.47	-0.41	0.23	-0.59	0.62	3.47			
0.5	151	0.00	2.18	-0.51	0.47	-0.04	0.06	2.18	V		
	152	0.00	3.43	-0.52	0.48	-0.04	0.06	3.43			
0.75	141	0.00	2.97	-0.74	0.71	-0.15	0.13	2.97	V		
	142	0.00	4.11	-0.76	0.73	-0.15	0.13	4.11			
1	142	0.00	5.09	-1.25	1.22	-0.10	0.36	5.09	V	V	
	143	0.00	6.03	-1.28	1.24	-0.12	0.38	6.03			
1.25	138	0.00	5.24	-2.62	2.54	-1.93	3.59	5.24	V	V	
	139	※N/A									
1.5	103	0.00	5.33	-1.33	1.33	-1.92	1.95	5.33	V	V	
	104	-0.20	5.61	-1.91	2.28	-2.33	1.89	6.25			
1.75	86	0.00	3.59	-0.84	0.84	-0.55	0.59	3.59	V	V	
	87	N/A									
2	73	0.00	3.21	-0.70	0.71	-0.49	0.50	3.21	V	V	
	74	0.00	4.73	-1.27	1.11	-2.55	3.17	4.73			
2.5	61	0.00	4.44	-0.86	0.86	-0.06	0.15	4.44			V
	62	N/A									
3	46	0.00	3.87	-0.64	0.65	-0.47	0.86	3.87			V
	47	N/A									
4	32	0.00	3.39	-0.44	0.43	-0.38	0.96	3.39			V
	33	N/A									

* D_{Max}=Max[√(X²+Y²+Z²)]
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.3 鋼板之 ANSYS 非線性分析結果(w=100cm ; t=1cm)

高寬比	極限強度 (tonf)	位移(cm)							破壞模式		
	後極限強度(tonf)	X _{Min}	X _{Max}	Y _{Min}	Y _{Max}	Z _{Min}	Z _{Max}	D _{Max} *	施力點破壞	局部挫屈	整體挫屈
0.25	82	0.00	0.34	-0.01	0.01	-0.01	0.00	0.34	V		
	84	-0.48	1.34	-0.13	0.22	-0.20	0.34	1.34			
0.5	82	0.00	0.40	-0.03	0.03	-0.01	0.02	0.40	V	V	
	84	-1.55	1.38	-0.38	0.24	-0.25	0.69	1.55			
0.75	82	0.00	0.44	-0.05	0.05	-0.01	0.02	0.44	V	V	
	84	-3.66	2.87	-2.02	0.83	-0.30	2.90	4.18			
1	82	0.00	0.62	-0.10	0.09	-0.39	0.77	0.79	V	V	
	84	-2.00	3.22	-1.49	1.36	-2.58	2.11	3.22			
1.25	80	0.00	3.67	-1.17	1.15	-6.44	6.58	7.15		V	
	82	0.00	4.36	-1.39	1.35	-6.91	7.22	7.82			
1.5	60	0.00	0.57	-0.10	0.10	-0.06	0.05	0.57			V
	62	※N/A									
1.75	52	0.00	1.06	-0.25	0.24	-0.66	2.68	2.81			V
	54	-1.45	7.65	-1.62	1.87	-8.27	1.35	9.88			
2	52	0.00	0.81	-0.16	0.16	-0.01	0.03	0.81			V
	54	N/A									
2.5	36	0.00	1.14	-0.23	0.23	-1.83	1.81	2.08			V
	38	N/A									
3	34	0.00	2.00	-0.34	0.34	-2.42	2.72	2.82			V
	36	N/A									
4	22	0.00	1.61	-0.24	0.24	-2.51	2.41	2.63			V
	24	N/A									

* D_{Max}=Max[√(X²+Y²+Z²)]
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.4 鋼板之 ANSYS 非線性分析結果(w=100cm ; t=2cm)

高寬比	極限強度 (tonf)	位移(cm)							破壞模式		
	後極限強度(tonf)	X _{Min}	X _{Max}	Y _{Min}	Y _{Max}	Z _{Min}	Z _{Max}	D _{Max} *	施力點破壞	局部挫屈	整體挫屈
0.25	328	0.00	3.18	-0.57	0.54	-0.04	0.06	3.18	V		
	330	0.00	3.94	-1.22	0.63	-1.30	0.31	3.94			
0.5	302	0.00	4.30	-0.90	0.87	-0.09	0.23	4.30	V	V	
	304	-1.36	5.41	-1.15	3.63	-0.10	4.71	6.35			
0.75	290	0.00	7.38	-1.50	1.49	-1.23	0.74	7.38	V	V	
	292	※N/A									
1	224	0.00	3.72	-0.78	0.79	-0.30	1.21	3.72		V	
	226	0.00	7.53	-2.25	1.74	-1.91	5.80	8.47			
1.25	186	0.00	2.14	-0.45	0.45	-0.52	0.36	2.14		V	
	188	N/A									
1.5	150	0.00	1.51	-0.35	0.32	-0.56	1.17	1.51		V	
	152	N/A									
1.75	130	0.00	1.35	-0.28	0.28	-0.38	0.58	1.35			V
	132	N/A									
2	112	0.00	1.40	-0.28	0.28	-0.11	0.38	1.40			V
	114	N/A									
2.5	98	0.00	2.16	-0.39	0.39	-0.05	0.31	2.16			V
	100	-0.51	3.46	-1.90	0.78	-6.90	3.72	7.01			
3	66	0.00	3.21	-0.55	0.55	-5.94	5.77	6.38			V
	68	0.00	3.52	-1.01	1.24	-6.27	5.83	6.49			
4	50	0.00	1.75	-0.24	0.25	-0.07	0.34	1.75			V
	52	N/A									

* D_{Max}=Max[√(X²+Y²+Z²)]
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.5 翼板補強之效能評估(高寬比=0.5)

鋼板尺寸(cm)：100×50×2(寬×高×厚)									
翼板：6(cm)×t _f					翼板：w _f ×1(cm)				
t _f	極限強度	極限強度 增幅	極限強度 提升率	極限強度 增幅/t _f	w _f	極限強度	極限強度 增幅	極限強度 提升率	極限強度 增幅/w _f
(cm)	(tonf)	(tonf)	(%)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(tonf)	(%)	(tonf)
Null	302	-	-	-	Null	302	-	-	-
0.5	302	0	0	0	2	284	-18	-6	-9
1	326	24	8	24	3	288	-14	-5	-5
1.5	326	24	8	16	4	288	-14	-5	-4
2	324	22	7	11	5	292	-10	-3	-2
X					6	326	24	8	4
					7	326	24	8	3
					8	304	2	1	0

表 5.6 翼板補強之效能評估(高寬比=1)

鋼板尺寸(cm)：100×100×2(寬×高×厚)									
翼板：6(cm)×t _f					翼板：w _f ×0.5(cm)				
t _f	極限強度	極限強度 增幅	極限強度 提升率	極限強度 增幅/t _f	w _f	極限強度	極限強度 增幅	極限強度 提升率	極限強度 增幅/w _f
(cm)	(tonf)	(tonf)	(%)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(tonf)	(%)	(tonf)
Null	224	-	-	-	Null	224	-	-	-
0.5	252	28	13	56	2	228	4	2	2
1	254	30	13	30	3	232	8	4	3
1.5	266	42	19	28	4	232	8	4	2
2	278	54	24	27	5	232	8	4	2
2.5	280	56	25	22	6	252	28	13	5
X					7	246	22	10	3
					8	252	28	13	4

表 5.7 翼板補強之效能評估(高寬比=1.5)

鋼板尺寸(cm)：100x150x2(寬 x 高 x 厚)									
翼板：6(cm)x t_f					翼板： w_f x0.5(cm)				
t_f	極限強度	極限強度 增幅	極限強度 提升率	極限強度 增幅/ t_f	w_f	極限強度	極限強度 增幅	極限強度 提升率	極限強度 增幅/ w_f
(cm)	(tonf)	(tonf)	(%)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(tonf)	(%)	(tonf)
Null	150	-	-	-	Null	150	-	-	-
0.5	174	24	16	48	2	158	8	5	4
1	184	34	23	34	3	158	8	5	3
1.5	194	44	29	29	4	166	16	11	4
2	208	58	39	29	5	172	22	15	4
2.5	224	74	49	30	6	174	24	16	4
3	226	76	51	25	7	184	34	23	5
X					8	184	34	23	4

表 5.8 翼板補強之效能評估(高寬比=2)

鋼板尺寸(cm)：100x200x2(寬 x 高 x 厚)									
翼板：6(cm)x t_f					翼板： w_f x1.5(cm)				
t_f	極限強度	極限強度 增幅	極限強度 提升率	極限強度 增幅/ t_f	w_f	極限強度	極限強度 增幅	極限強度 提升率	極限強度 增幅/ w_f
(cm)	(tonf)	(tonf)	(%)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(tonf)	(%)	(tonf)
Null	112	-	-	-	Null	112	-	-	-
0.5	118	6	5	12	2	112	0	0	0
1	128	16	14	16	3	116	4	4	1
1.5	142	30	27	20	4	130	18	16	5
2	148	36	32	18	5	144	32	29	6
2.5	158	46	41	18	6	142	30	27	5
3	166	54	48	18	7	150	38	34	5
X					8	158	46	41	6
					9	164	52	46	6
					10	182	70	63	7

表 5.9 翼板補強之效能評估(高寬比=2.5)

鋼板尺寸(cm)：100x250x2(寬 x 高 x 厚)									
翼板：6(cm)x t_f					翼板： w_f x2(cm)				
t_f	極限強度	極限強度 增幅	極限強度 提升率	極限強度 增幅/ t_f	w_f	極限強度	極限強度 增幅	極限強度 提升率	極限強度 增幅/ w_f
(cm)	(tonf)	(tonf)	(%)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(tonf)	(%)	(tonf)
Null	98	-	-	-	Null	98	-	-	-
1.5	102	4	4	3	3	94	-4	-4	-1
2	108	10	10	5	4	100	2	2	1
2.5	116	18	18	7	5	104	6	6	1
3	126	28	29	9	6	108	10	10	2
					7	122	24	24	3
					8	132	34	35	4
					9	138	40	41	4
					10	146	48	49	5

表 5.10 以翼板補強之鋼板 ANSYS 非線性分析結果－翼板厚度之影響

(高寬比=0.5， $w_f=6$ cm)

鋼板尺寸(cm)：100x50x2(寬x高x厚)													
翼板尺寸 (cm)		極限強度 (tonf)	位移(cm)							應力破壞		挫屈破壞	
w_f	t_f	後極限強 度(tonf)	X_{Min}	X_{Max}	Y_{Min}	Y_{Max}	Z_{Min}	Z_{Max}	D_{Max}^*	施力 點	翼 板	局 部	整 體
Null	Null	302	0.00	4.30	-0.90	0.87	0.09	0.23	4.30			V	
		304	-1.36	5.41	-1.15	3.63	-0.10	4.71	6.35				
6	0.5	302	-0.03	3.60	-0.68	0.67	-0.18	0.16	3.60	V		V	
		304	-0.03	6.60	-0.86	0.73	-0.19	3.39	6.60				
6	1	326	0.00	4.75	-0.78	0.74	-0.19	0.14	4.75	V		V	
		328	0.00	5.91	-0.80	0.76	-0.19	0.15	5.91				
6	1.5	326	0.00	4.32	-0.66	0.66	-0.14	0.15	4.32	V			
		328	0.00	4.59	-0.70	0.81	-0.17	0.17	4.59				
6	2	324	-0.02	3.86	-0.53	0.52	-0.12	0.11	3.86	V			
		326	-0.02	4.80	-0.54	0.54	-0.12	0.11	4.80				

* $D_{Max} = \text{Max}[\sqrt{(X^2 + Y^2 + Z^2)}]$

表 5.11 以翼板補強之鋼板 ANSYS 非線性分析結果－翼板寬度之影響

(高寬比=0.5， $t_f=1\text{cm}$)

鋼板尺寸(cm)：100×50×2(寬×高×厚)													
翼板尺寸 (cm)		極限強度 (tonf)	位移(cm)							應力破壞		挫屈破壞	
w_f	t_f	後極限強度(tonf)	X_{Min}	X_{Max}	Y_{Min}	Y_{Max}	Z_{Min}	Z_{Max}	D_{Max}^*	施力點	翼板	局部	整體
Null	Null	302	0.00	4.30	-0.90	0.87	0.09	0.23	4.30			V	
		304	-1.36	5.41	-1.15	3.63	-0.10	4.71	6.35				
2	1	284	0.00	3.19	-0.62	0.62	-0.05	0.11	3.19	V			
		286	0.00	3.37	-0.68	0.64	-0.05	0.44	3.37				
3	1	288	0.00	3.13	-0.55	0.54	-0.07	0.08	3.13	V			
		290	0.00	2.07	-0.31	0.31	-0.05	0.06	2.07				
4	1	288	0.00	3.42	-0.54	0.54	-0.11	0.11	3.42	V			
		290	0.00	3.65	-0.59	0.95	-0.67	0.39	3.65				
5	1	292	0.00	3.20	-0.50	0.51	-0.10	0.09	3.20	V			
		294	0.00	3.25	-0.51	0.50	-0.11	0.11	3.25				
6	1	326	0.00	4.75	-0.78	0.74	-0.19	0.14	4.75	V		V	
		328	0.00	5.91	-0.80	0.76	-0.19	0.15	5.91				
7	1	326	-0.04	4.22	-0.72	0.70	-0.18	0.17	4.22	V		V	
		328	-0.04	6.01	-0.96	3.67	-0.21	1.47	6.01				
8	1	304	0.00	3.14	-0.50	0.48	-0.12	0.12	3.14	V	V		
		306	0.00	3.29	-0.53	0.51	-0.12	0.74	3.29				

* $D_{Max} = \text{Max}[\sqrt{(X^2+Y^2+Z^2)}]$

表 5.12 以翼板補強之鋼板 ANSYS 非線性分析結果－翼板厚度之影響

(高寬比=1， $w_f=6\text{cm}$)

鋼板尺寸(cm)：100×100×2(寬×高×厚)													
翼板尺寸 (cm)		極限強度 (tonf)	位移(cm)							應力破壞		挫屈破壞	
w_f	t_f	後極限強度(tonf)	X_{Min}	X_{Max}	Y_{Min}	Y_{Max}	Z_{Min}	Z_{Max}	D_{Max}^*	施力點	翼板	局部	整體
Null	Null	224	0.00	3.72	-0.78	0.79	-0.30	1.21	3.72			V	
		226	0.00	7.53	-2.25	1.74	-1.91	5.80	8.47				
6	0.5	252	-0.04	6.07	-1.42	1.28	-1.08	2.52	6.07	V		V	
		254	-0.19	7.09	-1.93	1.54	-1.59	3.89	7.09				
6	1	254	0.00	4.64	-0.97	0.94	-0.43	0.93	4.64		V	V	
		256	※N/A										
6	1.5	266	0.00	5.28	-1.05	1.02	-0.60	1.01	5.28	V		V	
		268	-0.18	9.06	-2.00	2.50	-5.46	2.29	9.06				
6	2	278	0.00	5.50	-1.04	1.04	-0.63	0.52	5.50		V	V	
		280	N/A										
6	2.5	280	0.00	5.22	-0.97	0.97	-0.68	1.04	5.22		V	V	
		282	N/A										

* $D_{Max} = \text{Max}[\sqrt{(X^2+Y^2+Z^2)}]$
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.13 以翼板補強之鋼板 ANSYS 非線性分析結果－翼板寬度之影響

(高寬比=1， $t_f=0.5\text{cm}$)

鋼板尺寸(cm)：100×100×2(寬×高×厚)													
翼板尺寸 (cm)		極限強度 (tonf)	位移(cm)							應力破壞		挫屈破壞	
w_f	t_f	後極限強度(tonf)	X_{Min}	X_{Max}	Y_{Min}	Y_{Max}	Z_{Min}	Z_{Max}	D_{Max}^*	施力點	翼板	局部	整體
Null	Null	224	0.00	3.72	-0.78	0.79	-0.30	1.21	3.72			V	
		226	0.00	7.53	-2.25	1.74	-1.91	5.80	8.47				
2	0.5	228	0.00	4.28	-0.84	0.82	-1.28	0.32	4.28	V		V	
		230	0.00	4.69	-0.95	0.92	-1.96	0.63	4.69				
3	0.5	232	0.00	4.95	-1.19	1.13	-3.08	2.36	4.95		V	V	
		234	N/A										
4	0.5	232	0.00	4.18	-0.94	0.83	-0.56	1.99	4.18		V	V	
		234	N/A										
5	0.5	232	0.00	3.72	-0.75	0.75	-0.34	0.80	3.72		V	V	
		234	N/A										
6	0.5	252	-0.04	6.07	-1.42	1.28	-1.08	2.52	6.07	V		V	
		254	-0.19	7.09	-1.93	1.54	-1.59	3.89	7.09				
7	0.5	246	-0.03	4.97	-1.06	1.05	-0.64	1.11	4.97		V	V	
		248	N/A										
8	0.5	252	-0.02	5.25	-1.12	1.11	-0.65	0.98	5.25	V		V	
		254	-0.47	5.20	-2.50	1.28	-0.86	1.15	5.20				

* $D_{Max}=\text{Max}[\sqrt{(X^2+Y^2+Z^2)}]$
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.14 以翼板補強之鋼板 ANSYS 非線性分析結果－翼板厚度之影響

(高寬比=1.5， $w_f=6\text{cm}$)

鋼板尺寸(cm)：100×150×2(寬×高×厚)													
翼板尺寸 (cm)		極限強度 (tonf)	位移(cm)							應力破壞		挫屈破壞	
w_f	t_f	後極限強度(tonf)	X_{Min}	X_{Max}	Y_{Min}	Y_{Max}	Z_{Min}	Z_{Max}	D_{Max}^*	施力點	翼板	局部	整體
Null	Null	150	0.00	1.51	-0.35	0.32	-0.56	1.17	1.51			V	
		152	※N/A										
6	0.5	174	-0.01	2.14	-0.45	0.44	-0.26	0.47	2.14			V	
		176	-0.35	3.13	-1.90	0.99	-3.19	3.62	3.80				
6	1	184	0.00	2.40	-0.50	0.49	-0.59	0.78	2.40		V	V	
		186	-2.81	4.52	-4.04	4.15	-4.49	7.01	7.26				
6	1.5	194	0.00	2.77	-0.53	0.52	-0.52	0.70	2.77			V	
		196	N/A										
6	2	208	0.00	3.48	-0.72	0.69	-0.55	1.01	3.48			V	
		210	N/A										
6	2.5	224	0.00	4.45	-0.89	0.90	-0.78	0.38	4.45		V	V	
		226	N/A										
6	3	226	-0.01	4.02	-0.77	0.76	-1.04	0.78	4.02		V	V	
		228	N/A										

* $D_{Max}=\text{Max}[\sqrt{(X^2+Y^2+Z^2)}]$
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.15 以翼板補強之鋼板 ANSYS 非線性分析結果－翼板寬度之影響

(高寬比=1.5， $t_f=0.5\text{cm}$)

鋼板尺寸(cm)：100×150×2(寬×高×厚)													
翼板尺寸 (cm)		極限強度 (tonf)	位移(cm)							應力破壞		挫屈破壞	
w_f	t_f	後極限強度(tonf)	X_{Min}	X_{Max}	Y_{Min}	Y_{Max}	Z_{Min}	Z_{Max}	D_{Max}^*	施力點	翼板	局部	整體
Null	Null	150	0.00	1.51	-0.35	0.32	-0.56	1.17	1.51			V	
		152	※N/A										
2	0.5	158	0.00	1.81	-0.35	0.34	-0.24	0.57	1.81	V		V	
		160	-0.39	6.68	-1.74	2.25	-2.26	2.98	6.68				
3	0.5	158	-0.03	1.53	-0.33	0.31	-0.69	0.36	1.53	V			
		160	-0.03	1.67	-0.37	0.35	-1.08	0.71	1.67				
4	0.5	166	0.00	1.68	-0.35	0.35	-0.42	0.60	1.68		V		
		168	N/A										
5	0.5	172	0.00	2.12	-0.42	0.41	-0.12	0.29	2.12		V	V	
		174	N/A										
6	0.5	174	-0.01	2.14	-0.45	0.44	-0.26	0.47	2.14			V	
		176	-0.35	3.13	-1.90	0.99	-3.19	3.62	3.80				
7	0.5	184	0.00	3.00	-0.64	0.66	-0.18	0.64	3.00		V		
		186	N/A										
8	0.5	184	0.00	2.71	-0.60	0.58	-0.23	0.50	2.71		V	V	
		186	N/A										

* $D_{Max} = \text{Max}[\sqrt{(X^2+Y^2+Z^2)}]$
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.16 以翼板補強之鋼板 ANSYS 非線性分析結果－翼板厚度之影響

(高寬比=2， $w_f=6\text{cm}$)

鋼板尺寸(cm)：100×200×2(寬×高×厚)													
翼板尺寸 (cm)		極限強度 (tonf)	位移(cm)							應力破壞		挫屈破壞	
w_f	t_f	後極限強度(tonf)	X_{Min}	X_{Max}	Y_{Min}	Y_{Max}	Z_{Min}	Z_{Max}	D_{Max}^*	施力點	翼板	局部	整體
Null	Null	112	0.00	1.40	-0.28	0.28	-0.11	0.38	1.40				V
		114	※N/A										
6	0.5	118	0.00	1.39	-0.29	0.28	-0.58	0.94	1.39	V		V	
		120	-0.81	2.74	-1.73	3.42	-3.07	1.45	4.35				
6	1	128	0.00	1.48	-0.31	0.30	-0.77	1.22	1.48		V	V	
		130	N/A										
6	1.5	142	0.00	1.88	-0.34	0.34	-0.41	0.58	1.88				V
		144	N/A										
6	2	148	0.00	1.75	-0.34	0.34	-0.57	0.66	1.75				V
		150	-0.13	3.42	-1.21	2.31	-8.84	4.30	9.05				
6	2.5	158	0.00	1.92	-0.37	0.36	-0.37	0.65	1.92				V
		160	N/A										
6	3	166	0.00	2.18	-0.40	0.40	-0.65	0.62	2.18		V	V	
		168	-2.62	3.32	-1.64	1.15	-3.93	3.37	4.11				

* $D_{Max}=\text{Max}[\sqrt{(X^2+Y^2+Z^2)}]$
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.17 以翼板補強之鋼板 ANSYS 非線性分析結果－翼板寬度之影響

(高寬比=2， $t_f=1.5\text{cm}$)

鋼板尺寸(cm)：100×200×2(寬×高×厚)													
翼板尺寸 (cm)		極限強度 (tonf)	位移(cm)							應力破壞		挫屈破壞	
w_f	t_f	後極限強度(tonf)	X_{Min}	X_{Max}	Y_{Min}	Y_{Max}	Z_{Min}	Z_{Max}	D_{Max}^*	施力點	翼板	局部	整體
Null	Null	112	0.00	1.40	-0.28	0.28	-0.11	0.38	1.40				V
		114	※N/A										
2	1.5	112	0.00	1.31	-0.27	0.26	-1.17	1.64	1.69				V
		114	N/A										
3	1.5	116	0.00	1.35	-0.25	0.24	-0.77	0.99	1.35		V	V	
		118	N/A										
4	1.5	130	0.00	1.63	-0.30	0.29	-0.24	0.08	1.63		V	V	
		132	-1.77	6.38	-4.59	5.09	-3.69	3.19	7.46				
5	1.5	144	0.00	2.04	-0.39	0.39	-0.17	0.06	2.04		V	V	
		146	N/A										
6	1.5	142	0.00	1.88	-0.34	0.34	-0.41	0.58	1.88				V
		144	N/A										
7	1.5	150	0.00	2.23	-0.45	0.44	-0.75	1.04	2.23		V	V	
		152	-0.77	5.39	-1.54	1.65	-3.32	4.51	5.61				
8	1.5	158	-0.05	2.50	-0.48	0.47	-0.15	0.48	2.50		V	V	
		160	-0.69	3.57	-1.69	1.25	-0.88	3.77	3.88				
9	1.5	164	0.00	3.05	-0.62	0.60	-0.69	0.91	3.05	V		V	
		166	-0.62	4.09	-1.10	2.17	-1.56	2.04	4.09				
10	1.5	182	-0.02	5.00	-1.03	1.00	-0.32	1.16	5.00		V		
		184	N/A										

* $D_{Max}=\text{Max}[\sqrt{(X^2+Y^2+Z^2)}]$
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.18 以翼板補強之鋼板 ANSYS 非線性分析結果－翼板厚度之影響

(高寬比=2.5， $w_f=6\text{cm}$)

鋼板尺寸(cm)：100×250×2(寬×高×厚)													
翼板尺寸 (cm)		極限強度 (tonf)	位移(cm)							應力破壞		挫屈破壞	
w_f	t_f	後極限強度(tonf)	X_{Min}	X_{Max}	Y_{Min}	Y_{Max}	Z_{Min}	Z_{Max}	D_{Max}^*	施力點	翼板	局部	整體
Null	Null	98	0.00	2.16	-0.39	0.39	-0.05	0.31	2.16				V
		100	-0.51	3.46	-1.90	0.78	-6.90	3.72	7.01				V
6	1.5	102	0.00	1.43	-0.28	0.27	-1.51	1.29	1.60				V
		104	※N/A										V
6	2	108	0.00	1.69	-0.34	0.33	-2.16	1.78	2.24				V
		110	N/A										V
6	2.5	116	0.00	1.57	-0.31	0.30	-1.36	1.55	1.72				V
		118	N/A										V
6	3	126	0.00	1.85	-0.32	0.32	-0.81	0.72	1.85	V		V	
		128	-1.65	3.14	-0.74	0.52	-2.14	1.03	3.14				

* $D_{Max} = \text{Max}[\sqrt{(X^2+Y^2+Z^2)}]$
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

表 5.19 以翼板補強之鋼板 ANSYS 非線性分析結果－翼板寬度之影響

(高寬比=2.5， $t_f=2\text{cm}$)

鋼板尺寸(cm)：100×250×2(寬×高×厚)													
翼板尺寸 (cm)		極限強度 (tonf)	位移(cm)							應力破壞		挫屈破壞	
w_f	t_f	後極限強度(tonf)	X_{Min}	X_{Max}	Y_{Min}	Y_{Max}	Z_{Min}	Z_{Max}	D_{Max}^*	施力點	翼板	局部	整體
Null	Null	98	0.00	2.16	-0.39	0.39	-0.05	0.31	2.16				V
		100	-0.51	3.46	-1.90	0.78	-6.90	3.72	7.01				
3	2	94	0.00	1.14	-0.20	0.20	-0.03	0.13	1.14				V
		96	※N/A										
4	2	100	0.00	1.33	-0.24	0.23	-0.09	0.03	1.33				V
		102	N/A										
5	2	104	0.00	1.01	-0.20	0.19	-0.95	1.14	1.20				V
		106	-0.83	1.39	-2.50	2.19	-0.28	9.94	9.95				
6	2	108	0.00	1.69	-0.34	0.33	-2.16	1.78	2.24				V
		110	N/A										
7	2	122	0.00	2.03	-0.38	0.38	-1.12	1.29	2.03		V	V	
		124	N/A										
8	2	132	0.00	2.38	-0.43	0.42	-0.47	0.63	2.38	V		V	
		134	N/A										
9	2	138	0.00	2.68	-0.50	0.48	-0.85	1.05	2.68	V			
		140	0.00	2.74	-0.51	0.49	-0.92	1.12	2.74				
10	2	146	0.00	3.06	-0.55	0.53	-0.29	0.56	3.06	V			
		148	0.00	3.53	-0.66	0.64	-0.99	1.28	3.53				

* $D_{Max} = \text{Max}[\sqrt{(X^2+Y^2+Z^2)}]$
 ※N/A 表示最大位移量超過 10cm，分析結果較無參考意義。

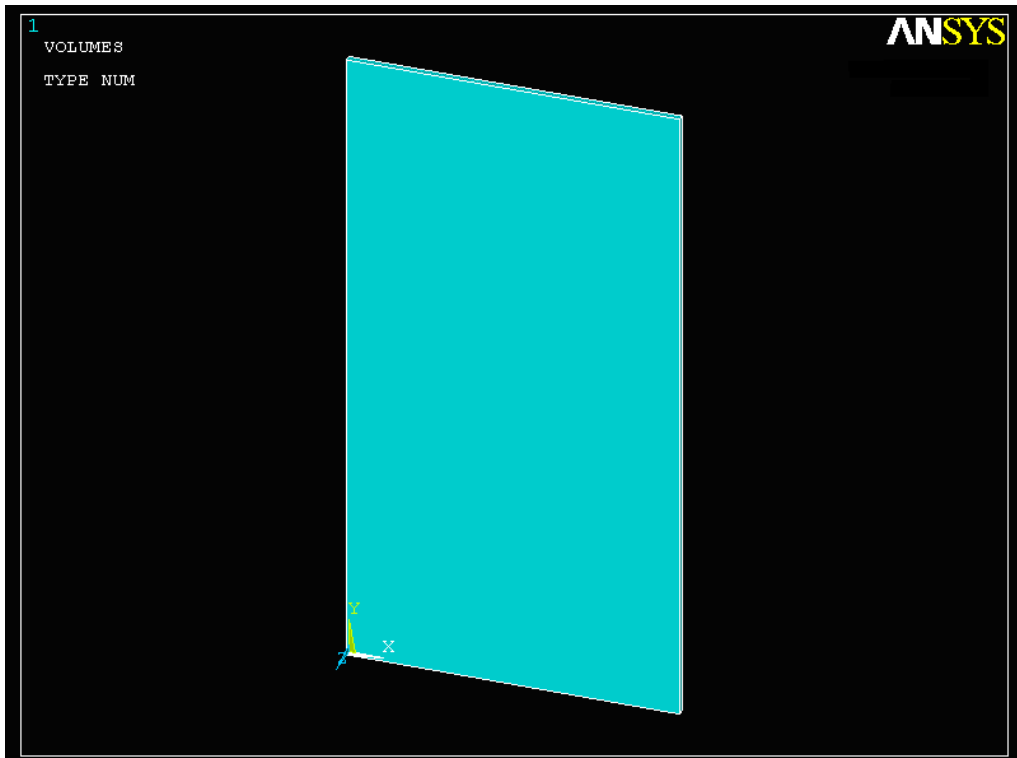


圖 5.1 鋼板幾何外型設定

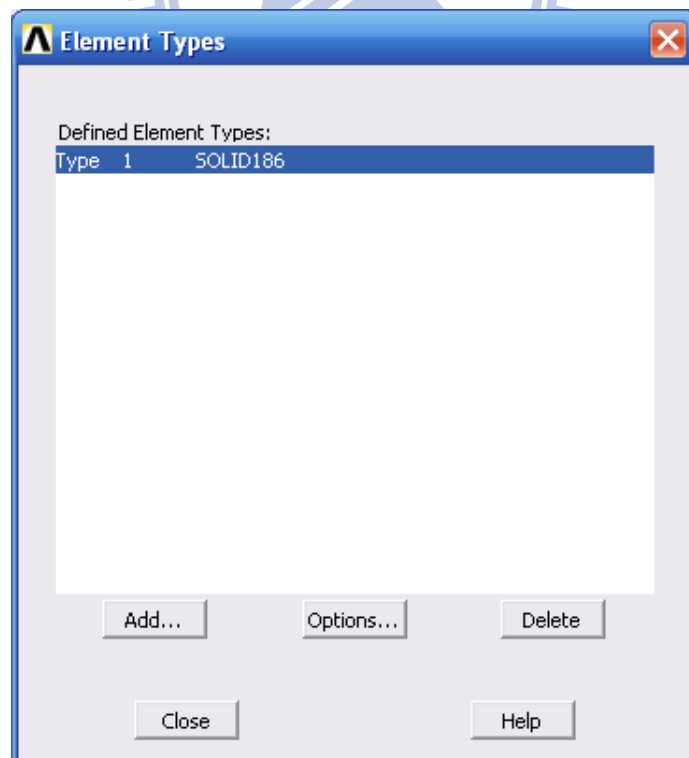


圖 5.2 元素設定

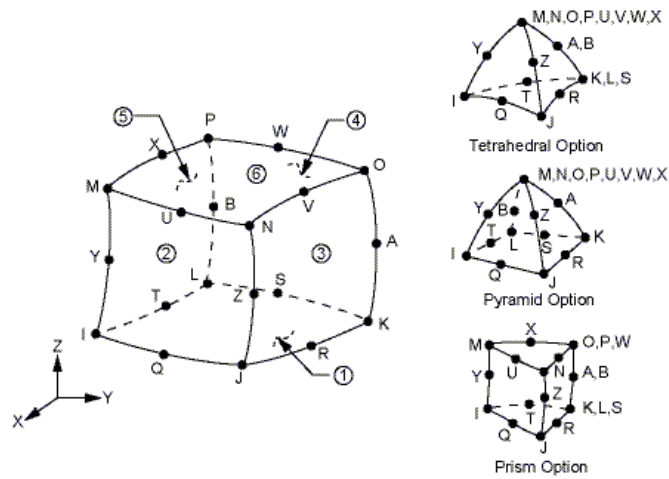


圖 5.3 SOLID 186 元素

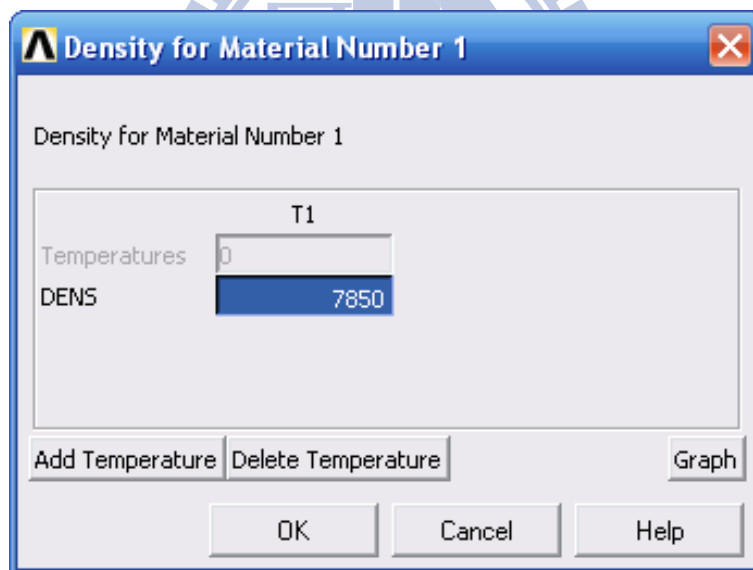


圖 5.4 設定密度

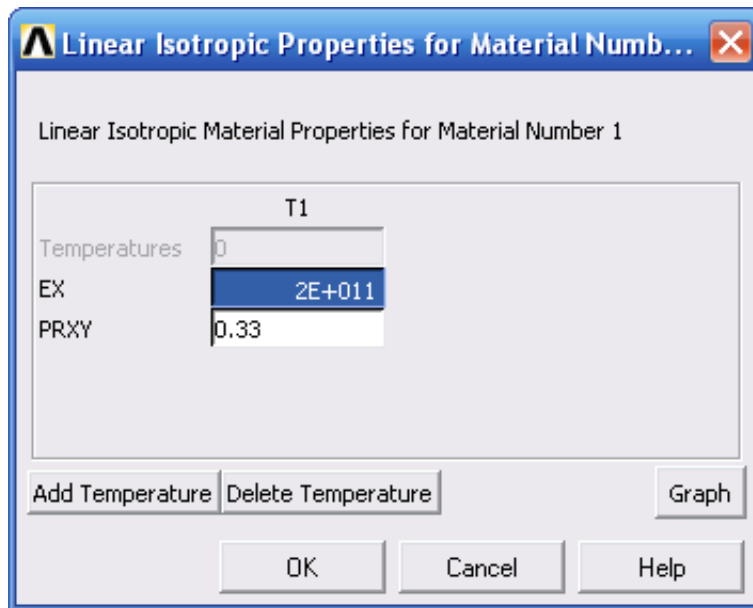


圖 5.5 設定彈性模數與波松比

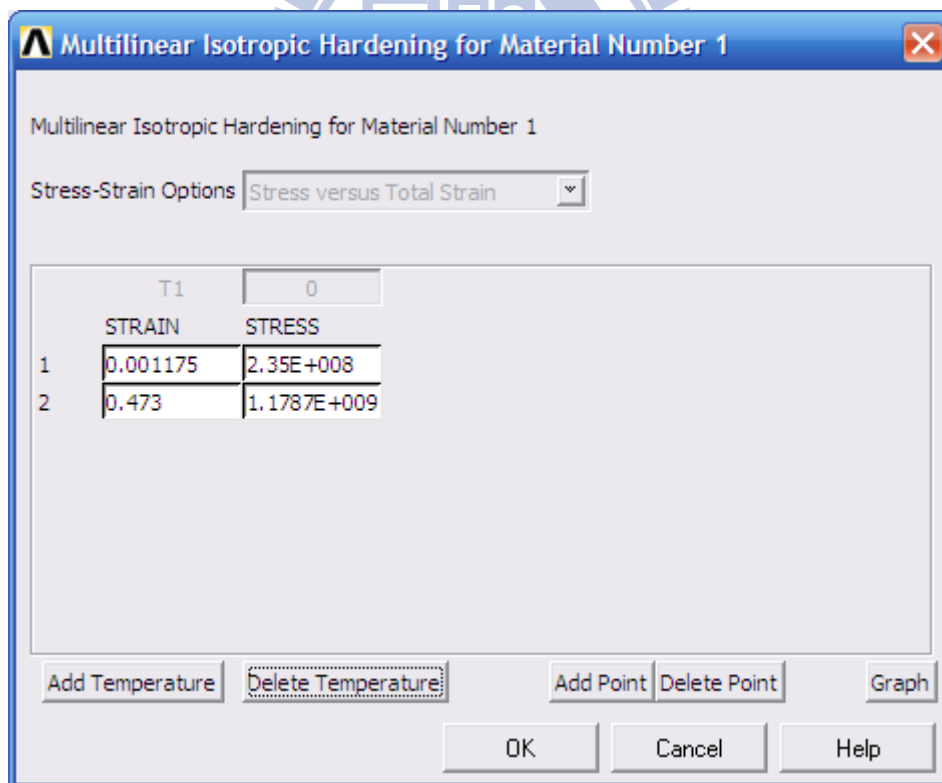


圖 5.6 設定材料非線性參數

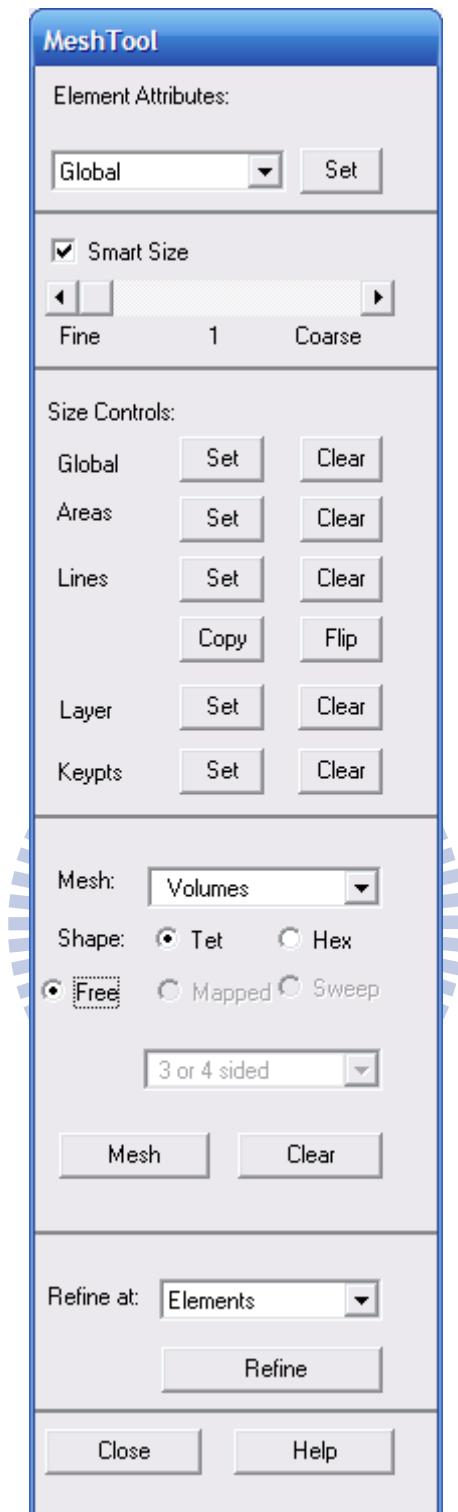


圖 5.7 Mesh Tool 設定

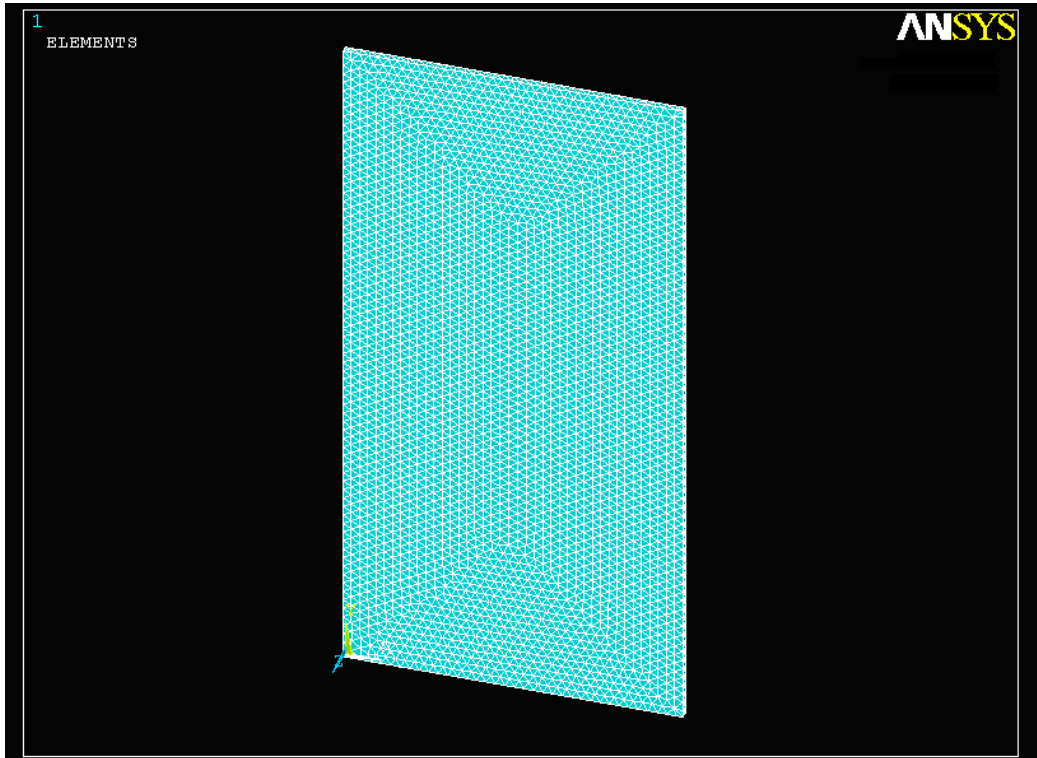


圖 5.8 鋼板網格建立

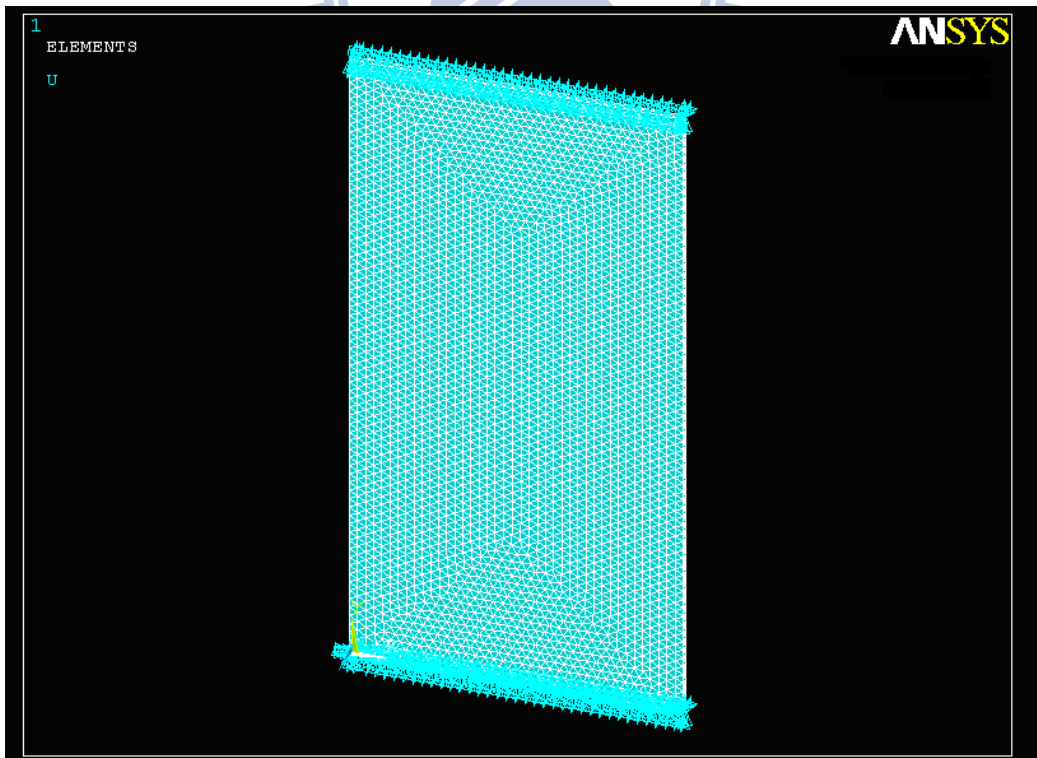


圖 5.9 鋼板邊界條件設定

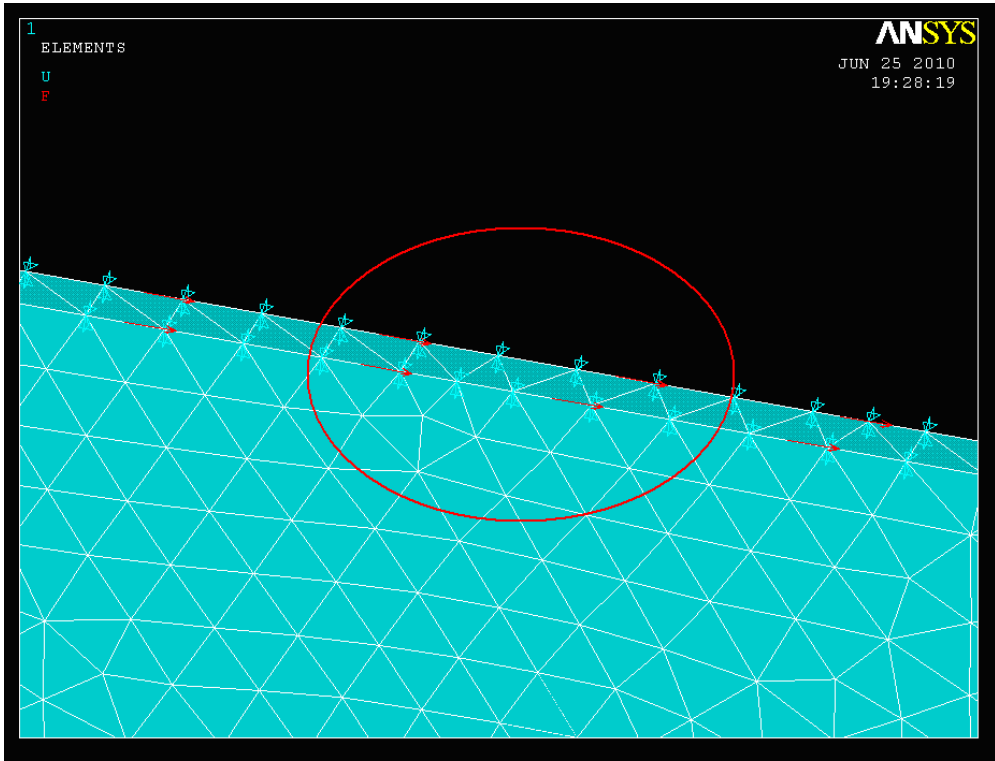


圖 5.10 鋼板力量加載

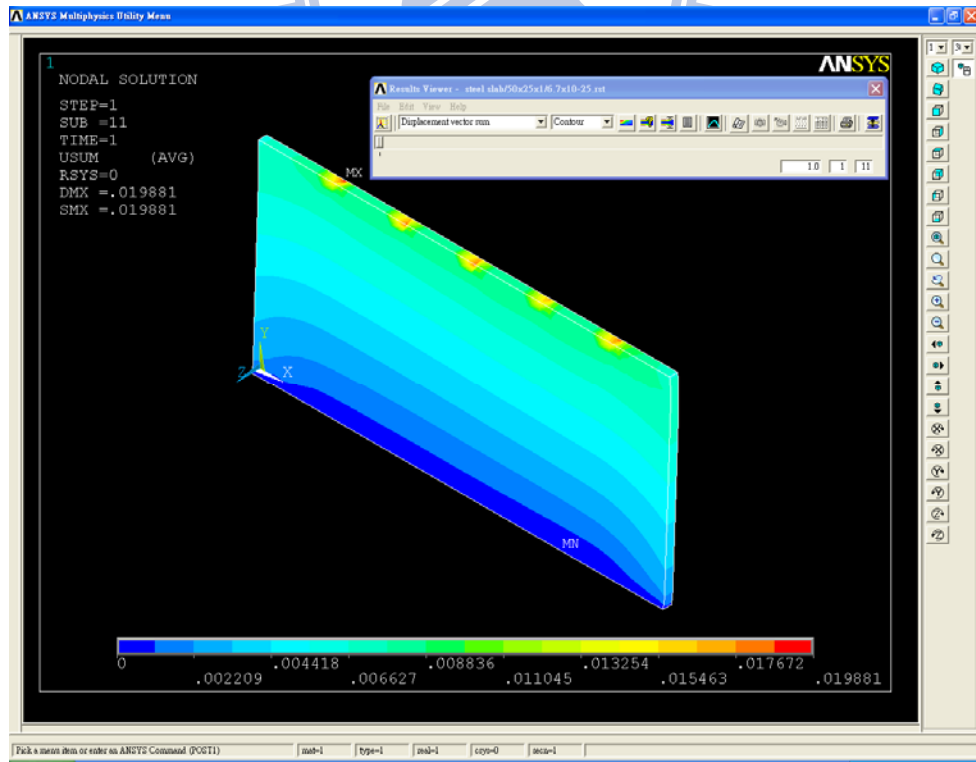


圖 5.11 施力點應力破壞之位移等高線圖

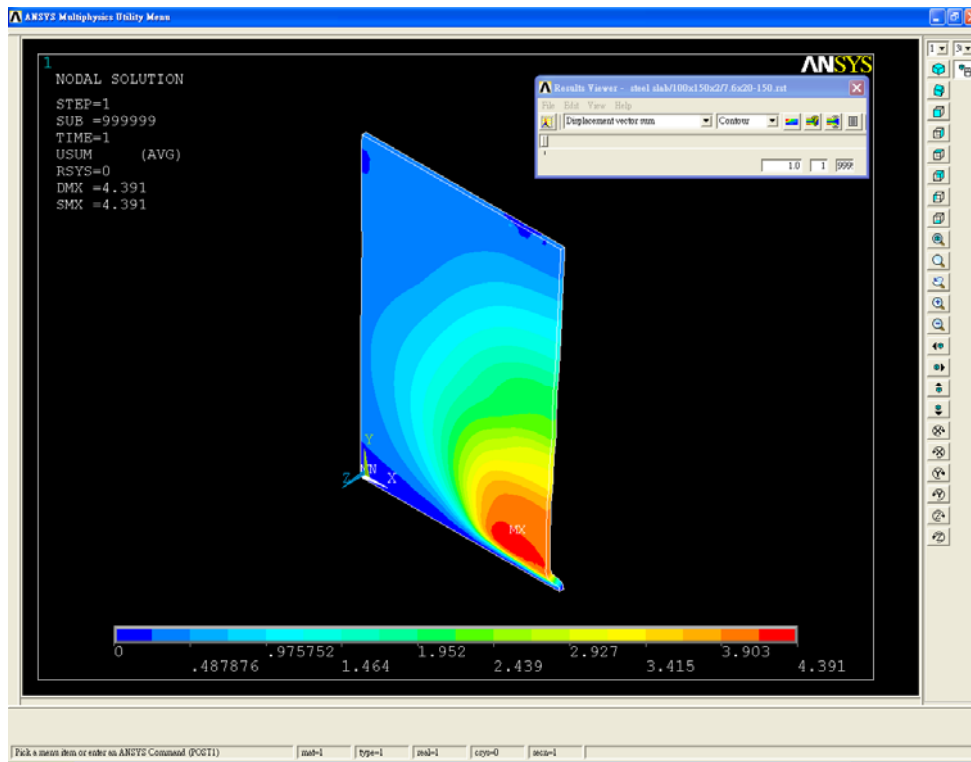


圖 5.12 局部挫屈破壞之位移等高線圖

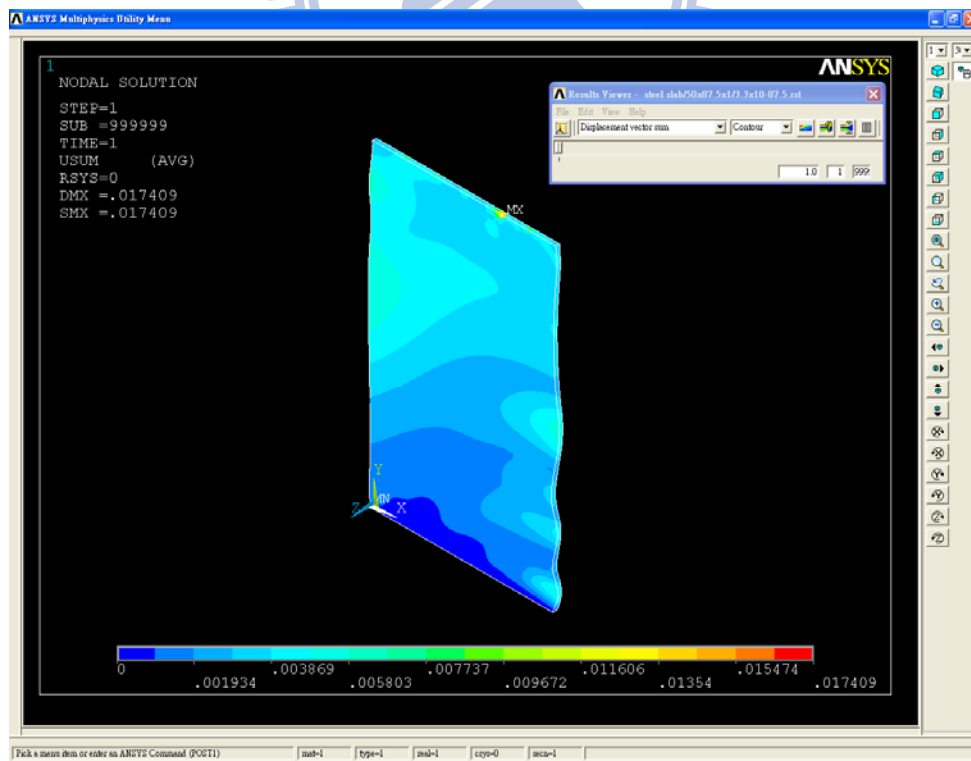


圖 5.13 施力點應力破壞伴隨局部挫屈破壞之位移等高線圖

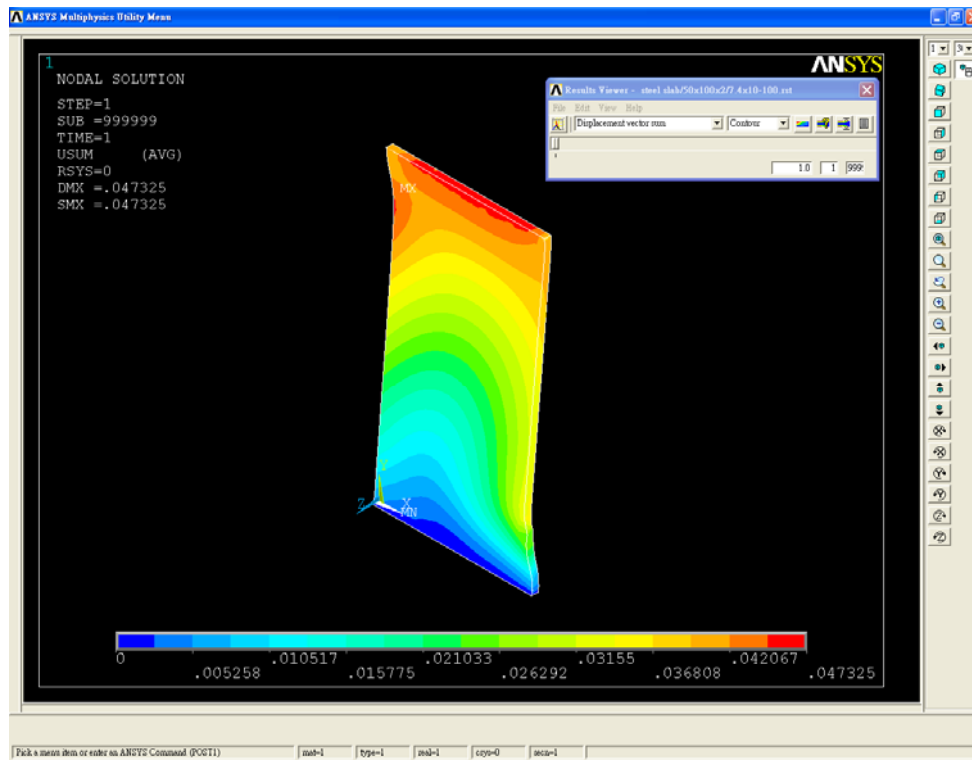


圖 5.14 整體挫屈破壞之位移等高線圖

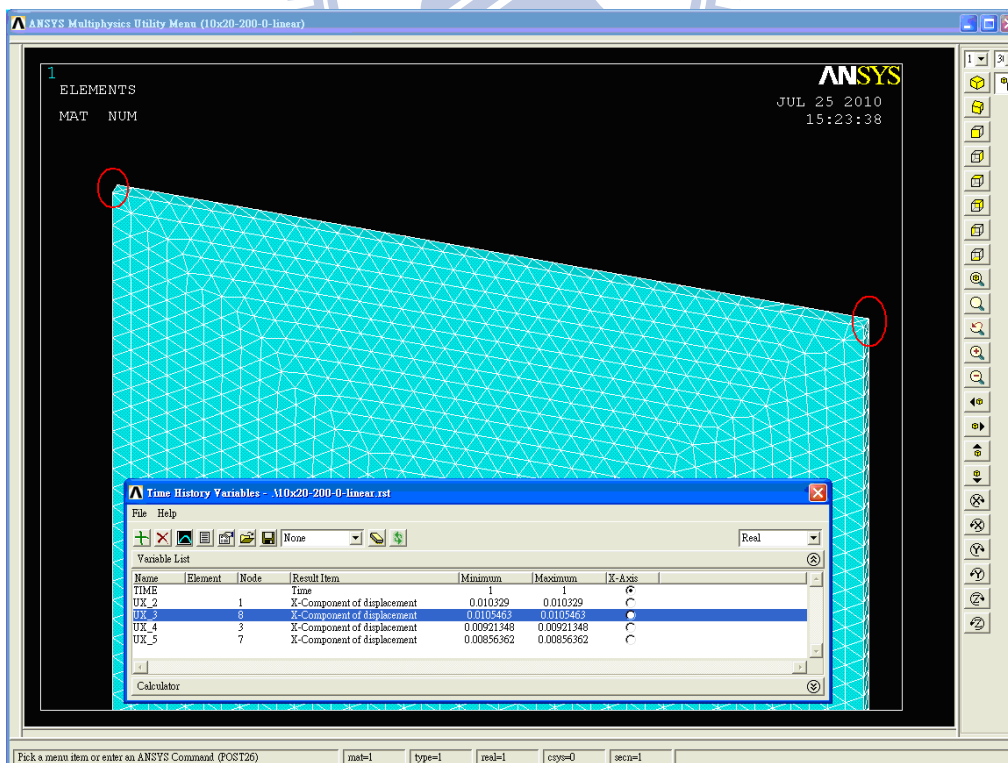


圖 5.15 鋼板 upper 外側四個節點示意圖

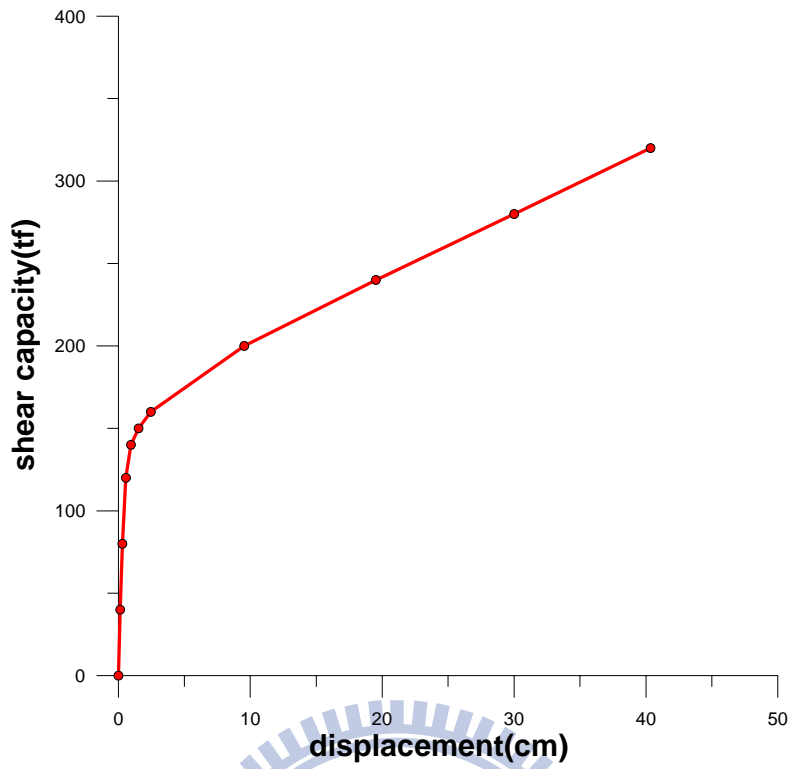


圖 5.16 鋼板位移與極限剪力強度之關係

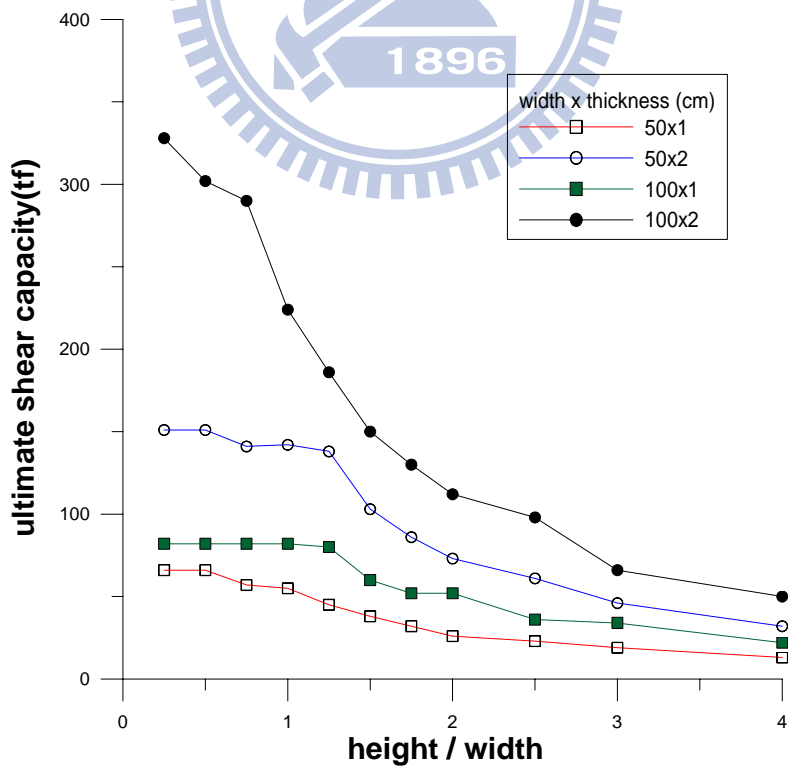


圖 5.17 鋼板高寬比與極限剪力強度之關係

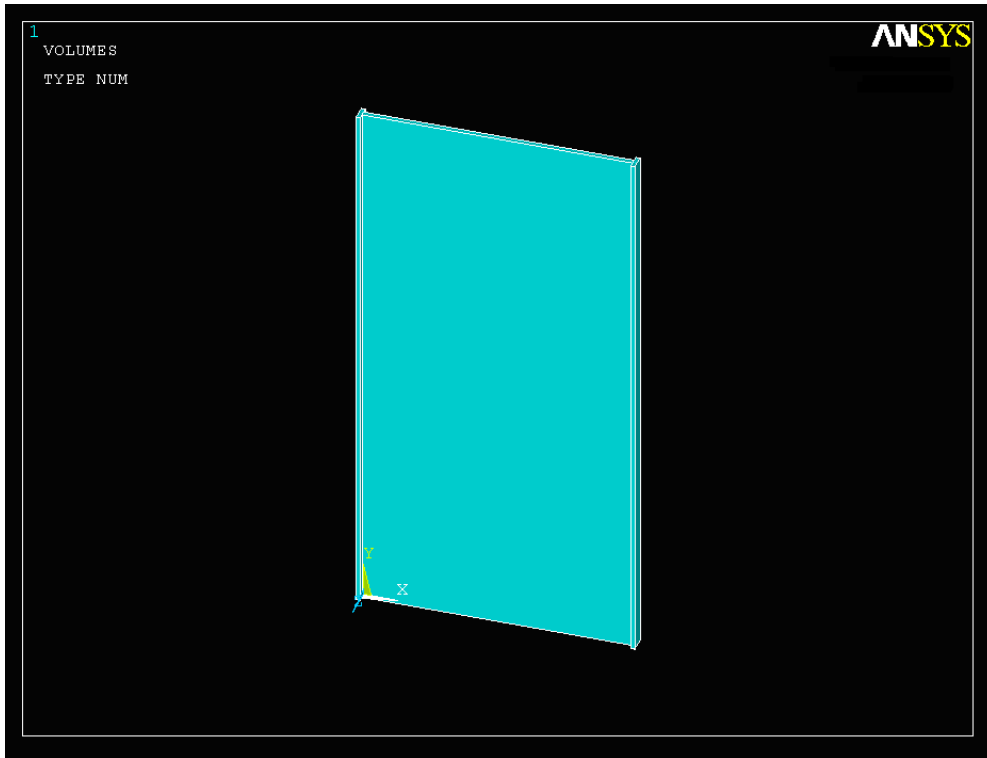


圖 5.18 鋼板加翼板幾何外型設定

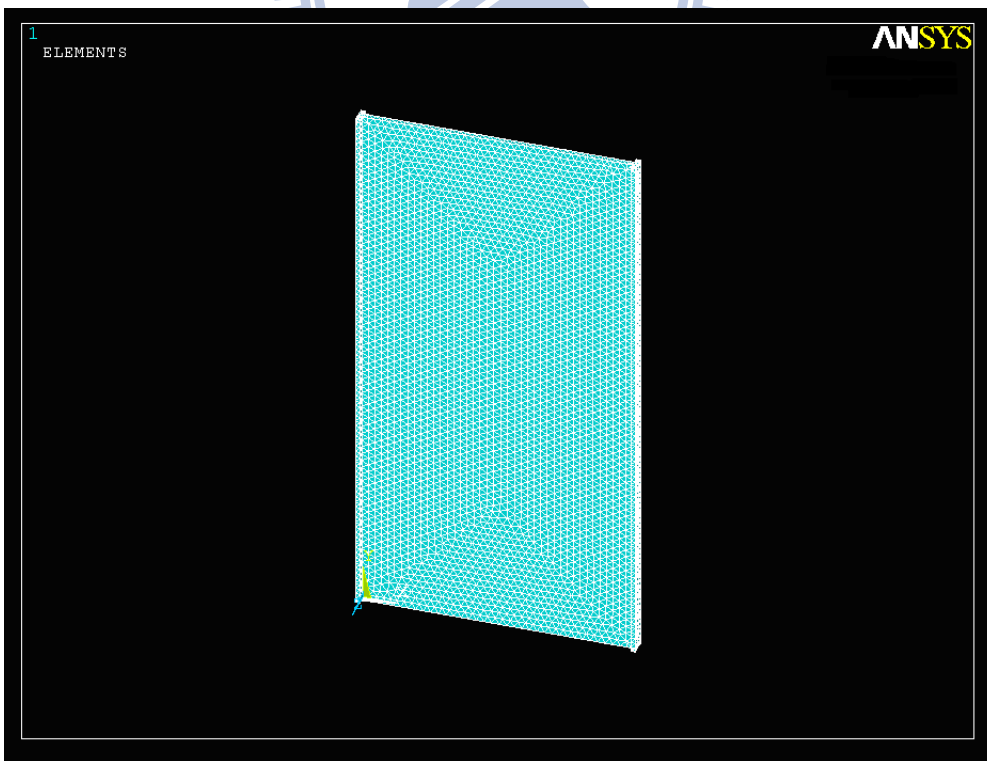


圖 5.19 鋼板加翼板網格建立

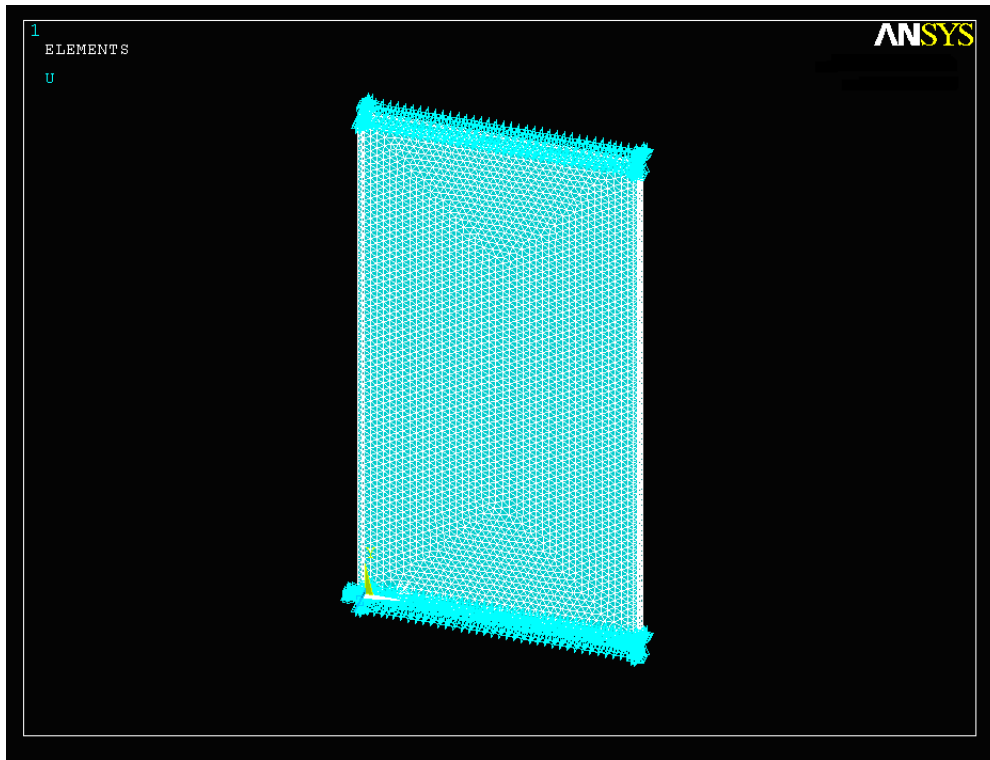


圖 5.20 鋼板加翼板邊界條件設定

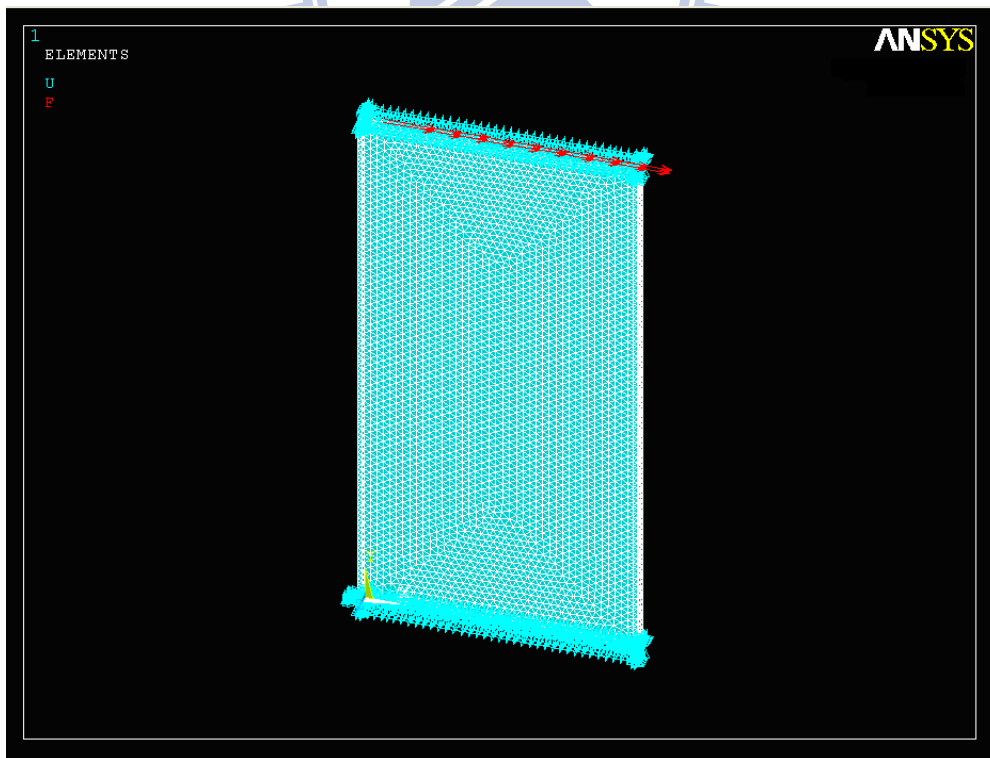


圖 5.21 鋼板加翼板力量加載

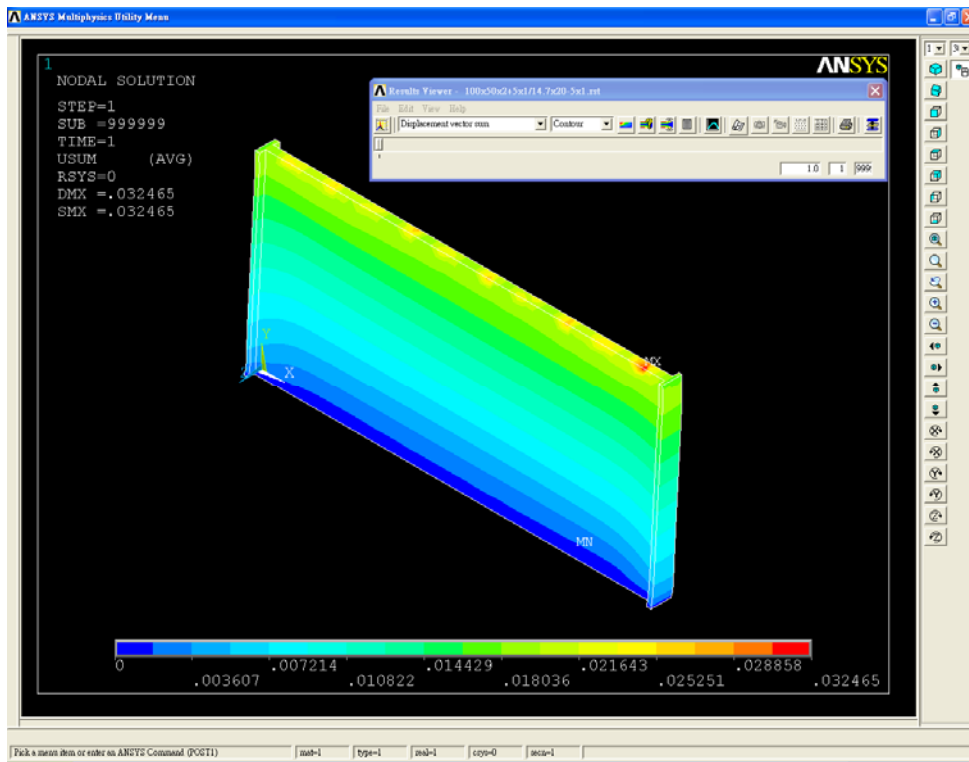


圖 5.22 施力點應力破壞之位移等高線圖

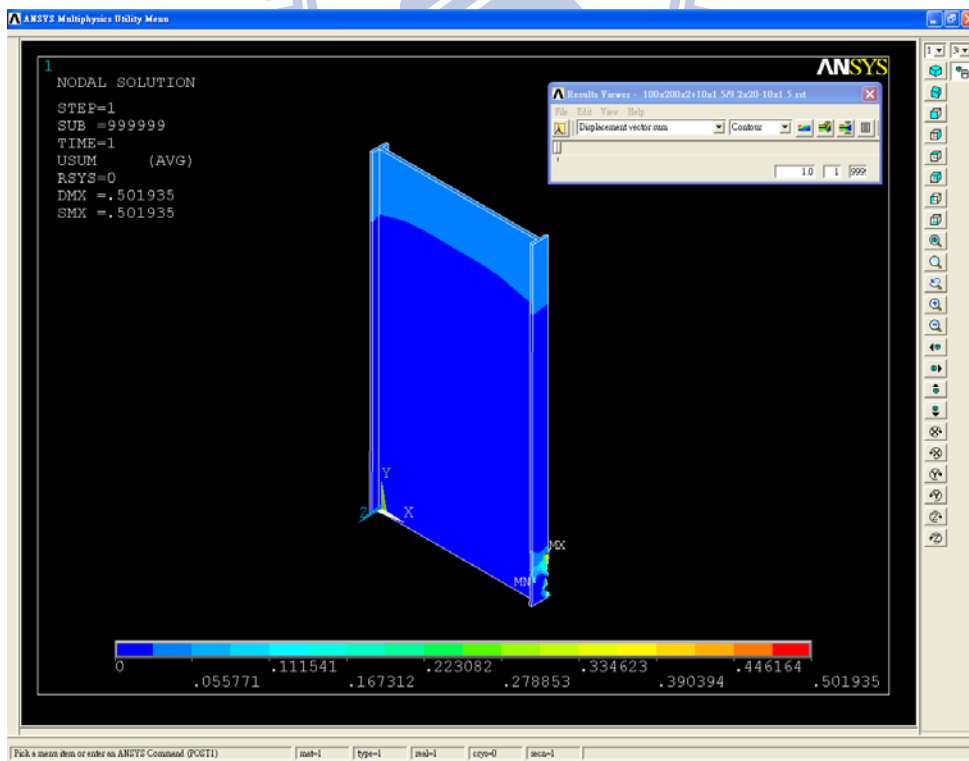


圖 5.23 翼板應力破壞之位移等高線圖

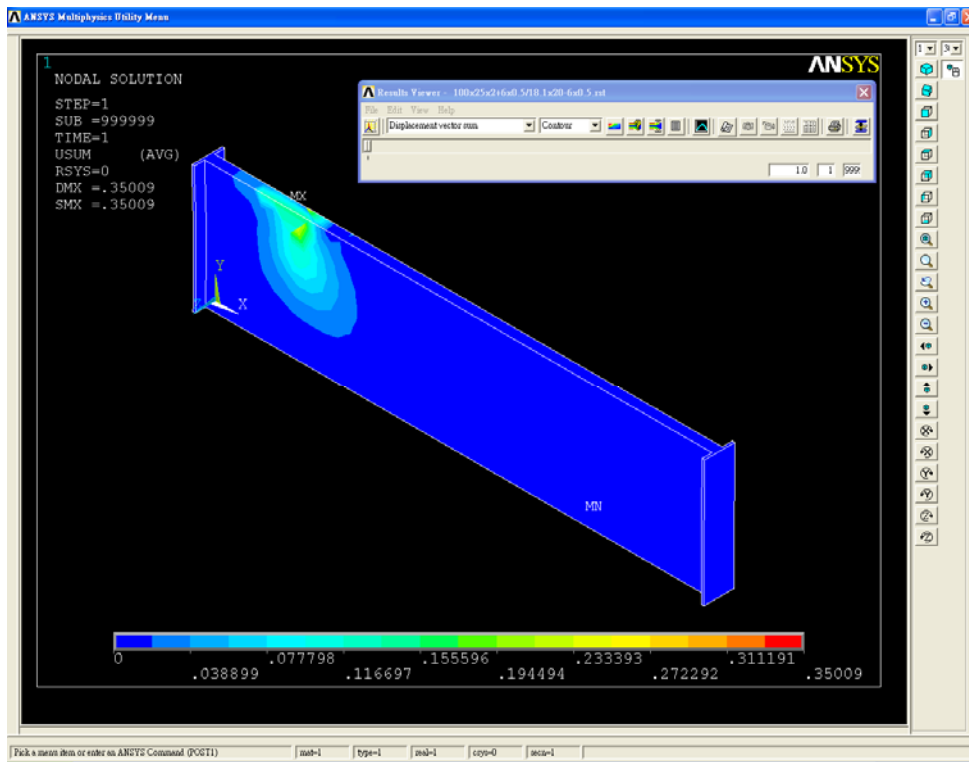


圖 5.24 局部挫屈破壞之位移等高線圖

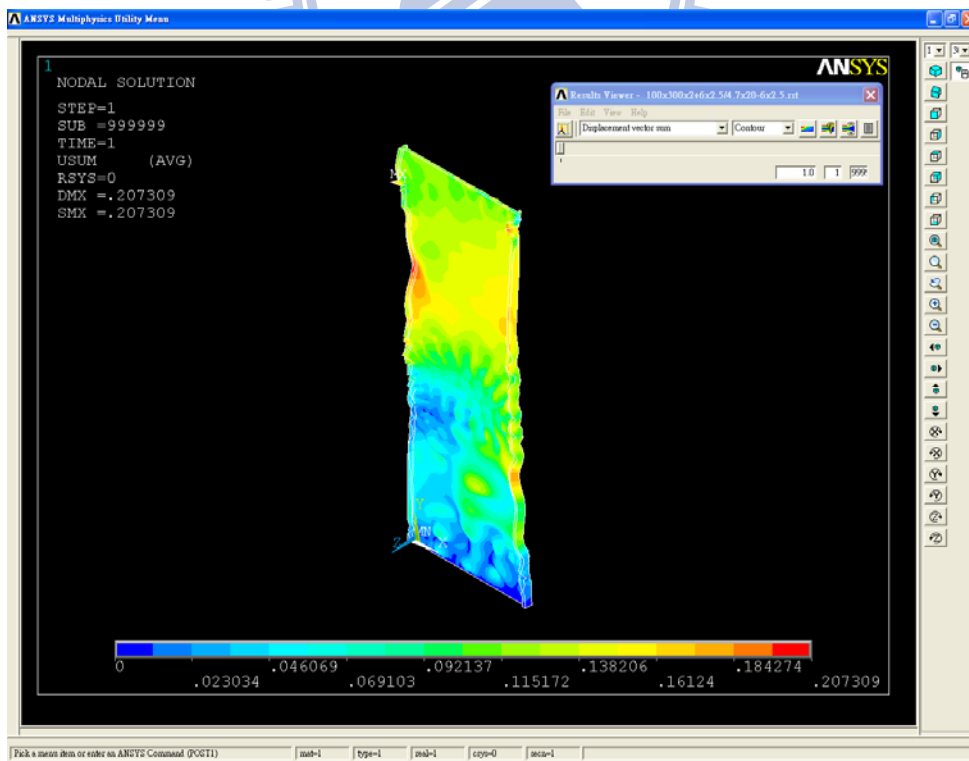


圖 5.25 整體挫屈破壞之位移等高線圖

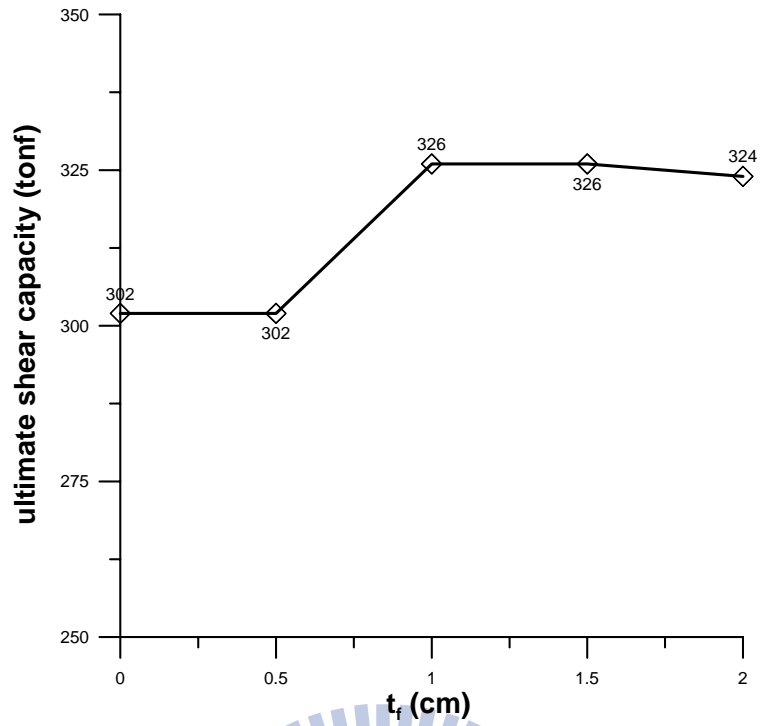


圖 5.26 翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係

(鋼板尺寸：100×50×2， $w_f=6\text{cm}$)

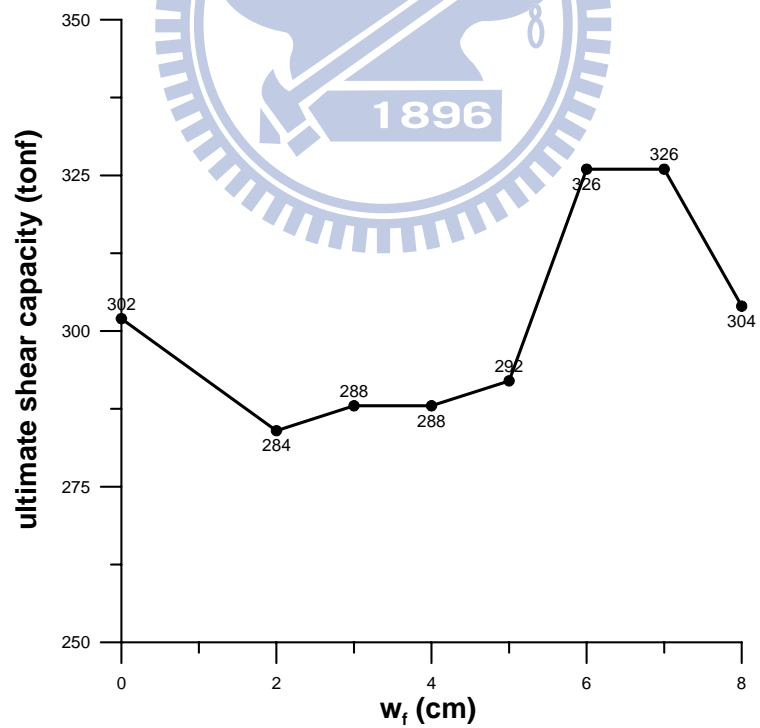


圖 5.27 翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係

(鋼板尺寸：100×50×2， $t_f=1\text{cm}$)

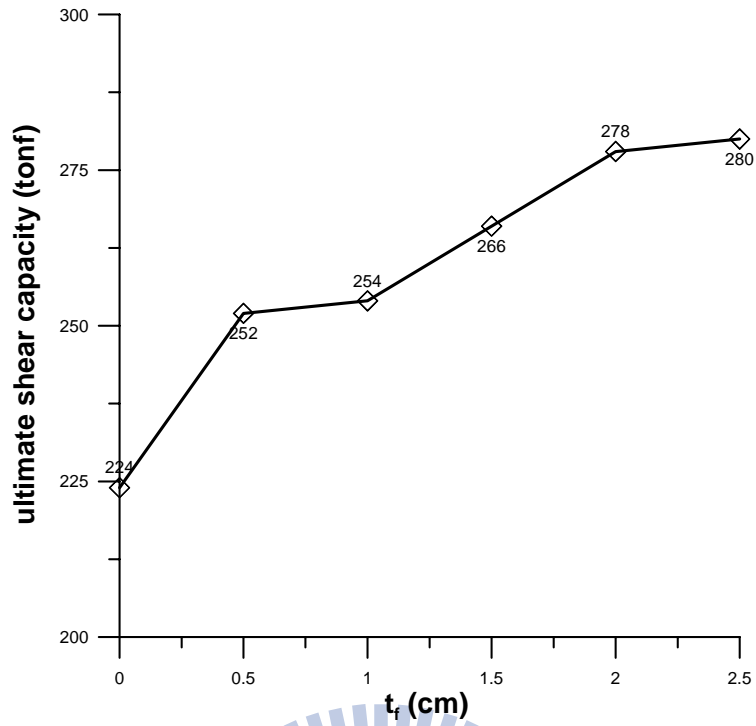


圖 5.28 翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係

(鋼板尺寸：100×100×2， $w_f=6\text{cm}$)

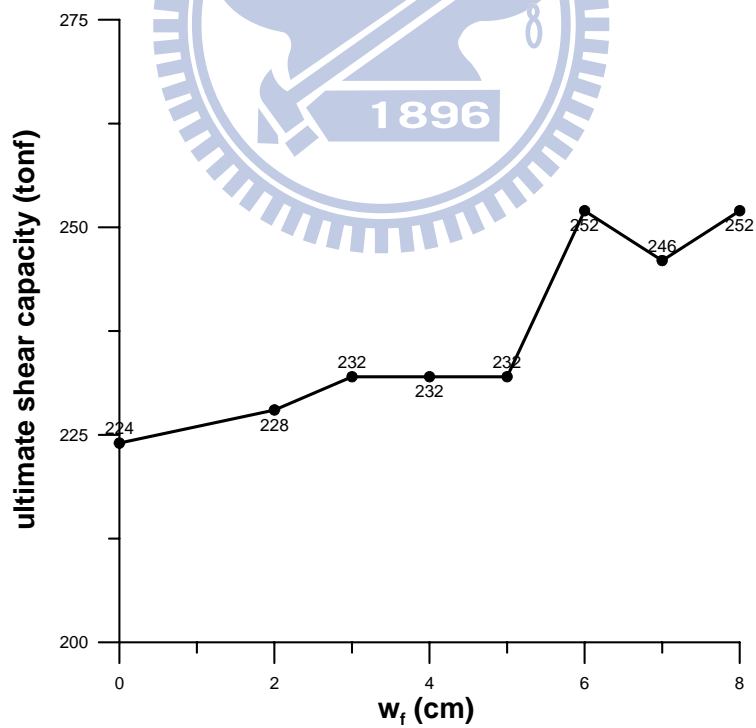


圖 5.29 翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係

(鋼板尺寸：100×100×2， $t_f=0.5\text{cm}$)

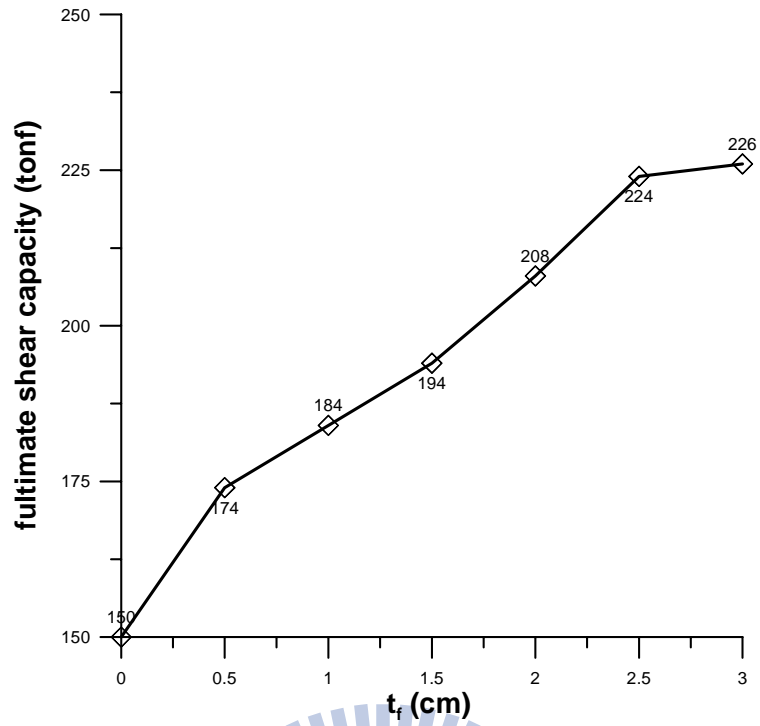


圖 5.30 翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係

(鋼板尺寸：100×150×2， $w_f=6\text{cm}$)

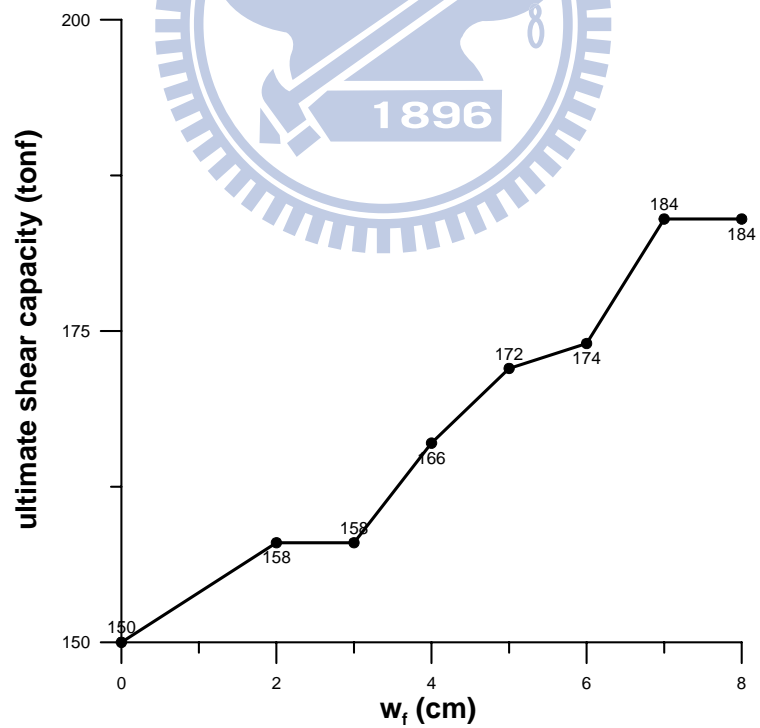


圖 5.31 翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係

(鋼板尺寸：100×150×2， $t_f=0.5\text{cm}$)

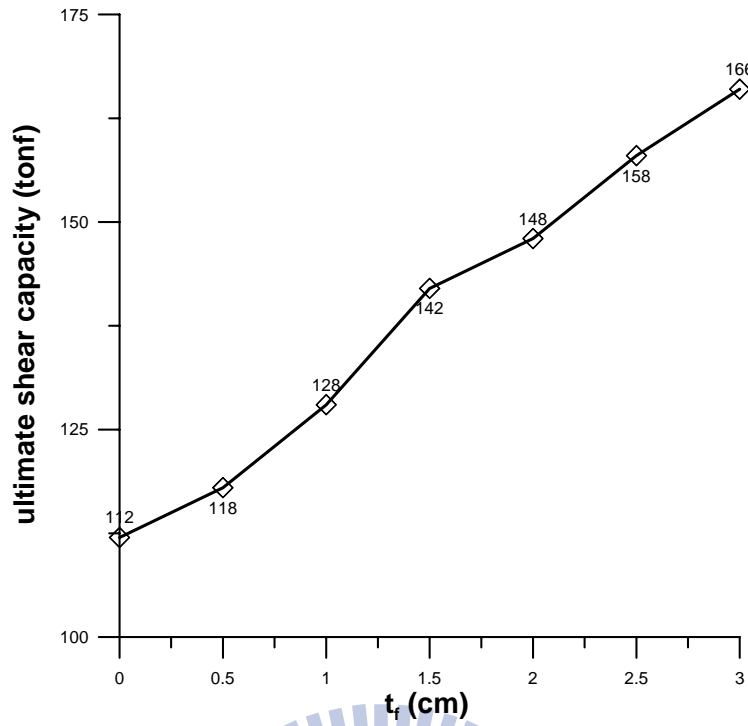


圖 5.32 翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係

(鋼板尺寸：100×200×2， $w_f=6$ cm)

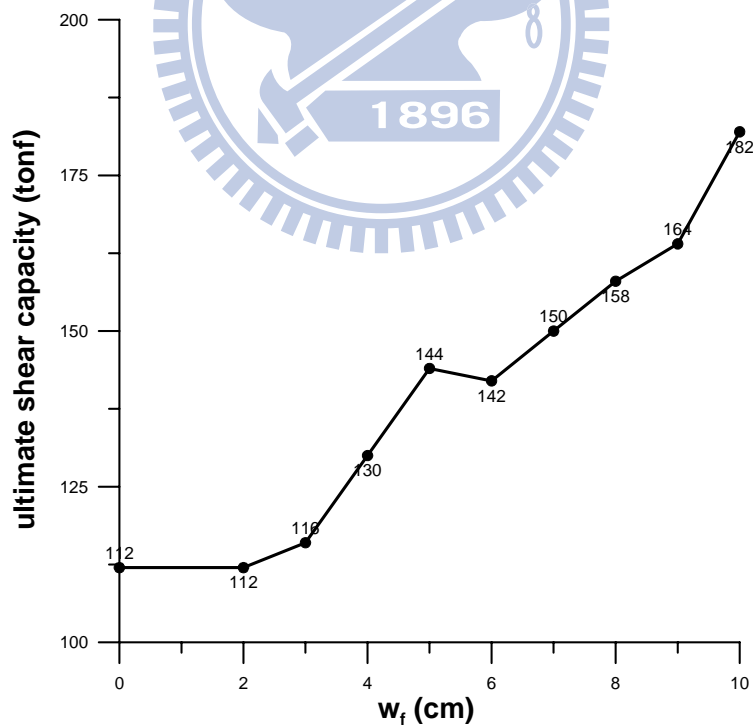


圖 5.33 翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係

(鋼板尺寸：100×200×2， $t_f=1.5$ cm)

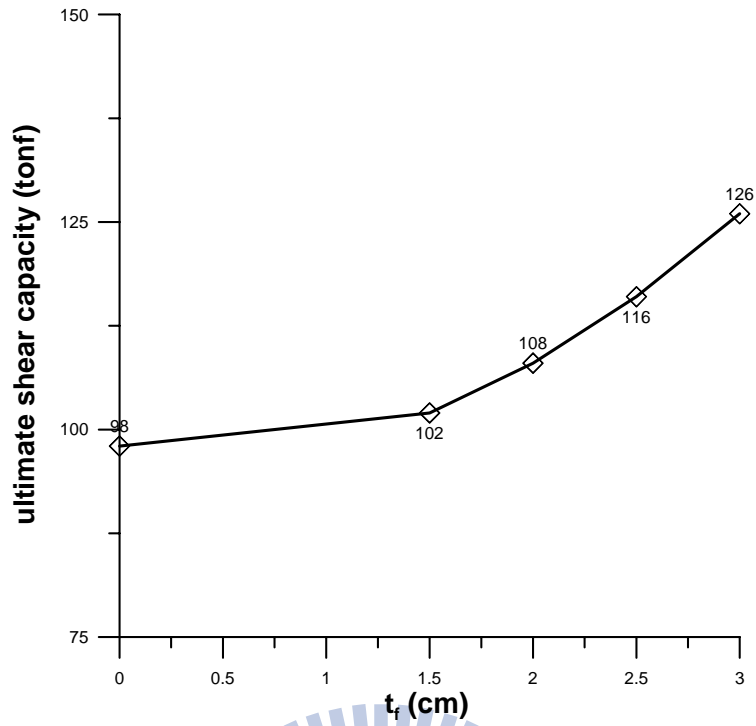


圖 5.34 翼板厚度與鋼板極限剪力強度之關係

(鋼板尺寸：100×250×2， $w_f=6$ cm)

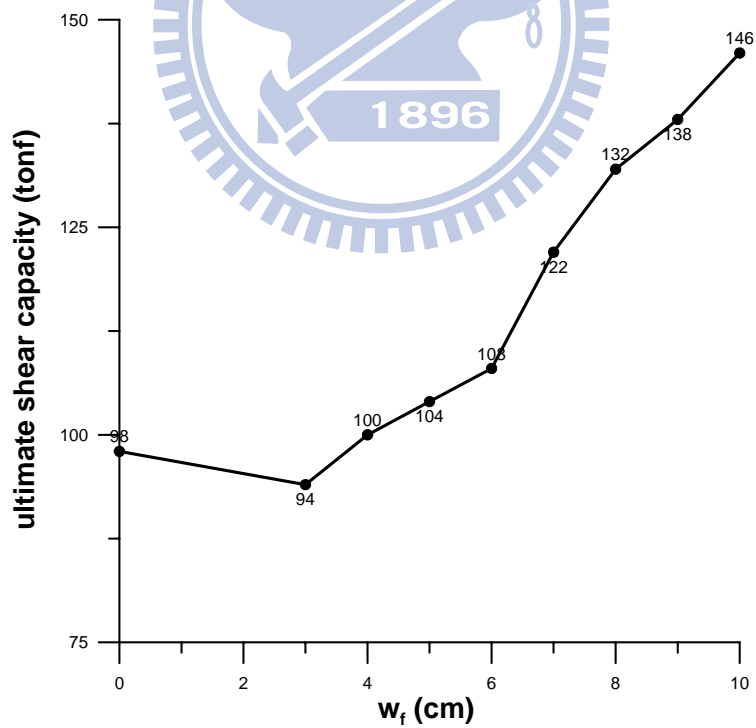


圖 5.35 翼板寬度與鋼板極限剪力強度之關係

(鋼板尺寸：100×250×2， $t_f=2$ cm)

第六章 結論與建議

本研究係有關摩擦制震壁之元件測試與耐震性能試驗，並針對制震壁三明治結構主體之鋼芯板進行非線性應力分析及參數研究。耐震性能測試係針對一座五層樓鋼構，以地震模擬振動台模擬真實地震進行測試，以評估摩擦制震壁在真實地震下之減震性能。茲根據本研究成果，歸納結論與建議如下：

1. 成功應用摩擦型制震裝置之關鍵，在於對摩擦介面之摩擦係數及正向力之精確掌握。由扭力係數率定試驗結果顯示，扭力係數為一常數，與螺栓直徑及螺栓強度無關，但會受到墊圈材質的影響，因此實際應用時須選擇適當之墊圈，建議採用鋼製墊圈。
2. 實尺摩擦制震壁之元件測試結果顯示，摩擦制震壁之遲滯迴圈飽滿，符合庫倫摩擦機制，其摩擦係數均高於習用之摩擦阻尼器，此高摩擦特性將有助於增加摩擦阻尼器之設計容量。其摩擦係數隨著摩擦介面上應力的增加而略有降低的現象，壓應力與摩擦係數之經驗公式為 $\mu = -0.0086\sigma + 1.1323$ ，其中 μ 為摩擦係數、 σ 為壓應力 (kgf/cm^2)，可作為往後工程實務之設計參考依據。
3. 縮尺摩擦制震壁元件測試結果顯示，摩擦制震壁之力學行為與擾動頻率無關，其遲滯迴圈相當飽滿穩定，呈現庫倫摩擦機制之特徵。特殊合金與鋼板間的摩擦係數高於習用之摩擦型阻尼器，可

增加阻尼器之效能。

4. 耐震性能測試結果顯示，摩擦阻尼器基本上可降低結構之加速度反應，尤其是均方根反應，且對於結構之自然振動頻率及阻尼比亦有所提升。結構加裝摩擦制震壁確實可達到減震之目的，其減震效能隨地震強度之增加而提升。
5. 頻域分析結果顯示結構加裝摩擦阻尼器可大幅提升低頻振態之等效阻尼比，惟高頻反應則有放大情形，幸而高頻模態的參與係數較低，因此對於結構整體反應之負面影響並不顯著。
6. 非線性應力分析結果顯示，制震壁鋼芯板之極限強度隨高寬比之增加而降低，增加翼板則能有效提升其極限強度，延緩鋼板出現挫屈破壞，確保制震壁鋼板能完整的將設計抗震力傳遞至結構上，達到消能減震的效果。參數研究的結果可供未來實務設計之參考，當鋼板之高寬比 ≥ 2.5 時，增加翼板對於鋼板穩定性及強度之改善效果有限，建議設計時鋼板之高寬比最好不要超過2.0!
7. 摩擦制震壁之元件測試結果顯示，遲滯迴圈在角落有翹起或缺口，主要原因應為測試機構往復推拉過程中水平定位不夠精準以及螺栓孔與螺栓間存有空隙所致。建議未來應克服測試構架之可動鋼梁在往復載重過程中產生旋轉的問題，並降低螺栓孔空隙對遲滯迴圈之影響，以確實掌握摩擦制震壁之真實力學行為。

參考文獻

1. Pall A.S., Marsh, C.(1982), “ Response of Friction Damped Braced Frames,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, 108,No. ST6, pp.1313–1323.
2. Vezina S., Proulx P., Pall R. and Pall A.(1992), “ Friction-Dampers for Aseismic Design of Canadian Space Agency,” *Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, pp. 4123-4128.
3. Pall A.S., Pall R.(1993), “ Friction-damper Used for Seismic Control of New and Existing buildings in Canada,” In: ATC 17-1, seminar on seismic isolation, passive energy dissipation, Vol. 2., pp. 675–686.
4. Pall A. and Pall R.(1996), “Friction Dampers for Seismic Control of Buildings – A Canadian Experience,” *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, Paper No. 497.
5. Soong, T. T. and Dargush, G. F.(1997), “Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering,” Wiley & Sons, New York.
6. Wu B., Zhang J., Williams M.S. and Ou J.(2005), “Hysteretic Behavior of Improved Pall-Typed Frictional Dampers,” *Engineering Structures*, 27, pp. 1258-1267.
7. A. Malhotra, D. Carson, P. Gopal, A. Braimah, G. Di Giovanni, and R. Pall. (2004), “Friction Dampers for Seismic Upgrade of ST. Vincent Hospital Ottawa,” *World Conference on Earthquake Engineering*, Canada, Paper No. 1952.
8. Chandra R., Masand M. et al.(2000), “Friction Dampers for Seismic Control of La Gardenia Towers South City, Gurgaon, India,” *12WCEE*, New Zeland, Paper No. 2008.

9. Soli B., Baerwald D., et al.(2004), "Friction Dampers for Seismic Control of Ambulatory Care Center, Sharp Memorial Hospital, San Diego, CA," Paper No. 1953, Vancouver, B.C., Canada.
10. 盧煉元、劉彥緯、陳乙震、林錦隆(2007), 「結構消能摩擦材料之摩擦性能測試」, *結構工程*, 第二十二卷, 第四期, 第 73-95 頁.
11. 盧煉元、陳乙震、林錦隆、劉彥緯(2009), 「具楔型原理之軸向摩擦型阻尼器理論與實驗研究」, *結構工程*, 第二十四卷, 第一期第 87-107 頁.
12. 張簡嘉賞(2009), 「基於挫屈及摩擦機制之位移型抗震阻尼器的試驗研究」, 國立交通大學土木工程研究所博士論文。
13. 李羿廷(2009), 「摩擦型制震裝置之耐震性能試驗與分析」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
14. Wang Y.P, Chung L.L. and Liao W.H.(1998), "Seismic Response Analysis of Bridges Isolated with Friction Pendulum Bearings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 1069-1093.
15. Wang Y.P., and Liao W.H.(2000), "Dynamic Analysis of Sliding Structures with Unsynchronized Support Motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, pp.297-313.
16. Wang Y.P., Liao W.H. and Lee C.L.(2001), "A state-space approach for dynamic analysis of sliding structures," *Engineering Structures* 23, pp.790-801.
17. 陳生金(1994), 「鋼結構設計-極限設計法與容許應力法」, 科技圖書.
18. 「鋼構造建築物鋼結構施工規範」, 內政部營建署營建雜誌社(2007).
19. Constantinou M.C., Tsopeas P., Kim Y-S. and Okamoto S.(1993), "NCEER-Taisei Corporation Research Program on Sliding Seismic Isolation

Systems for Bridges: Experimental and Analytical Study of a Friction Pendulum System (FPS) ,” *Technical Report NCEER-93-0020*, NCEER SUNY/Buffalo, N.Y.

20. Komogorov, A. N.,(1941), “Interpolation and Extrapolation of Random Sequences,” *Bull. Acad. Sci. USSR Ser. Math.*, Vol.5, Translation : Rand Corp., Santa Monica, Calif., Memo RM-3090PR.

21. Wiener, N., (1949), “The Extrapolation, Interpolation and Smoothing of Stationary Time Series with Engineering Application,” Wiley, New York.

22. Kalman, R. E., (1960), “Anew Approach to Linear Filtering and Prediction Problems,” *J. Basic Eng. Trans. ASME. Ser. D*, 82(1). pp.35-45.

23. Kalman, R. E. and Bucy, R. S., (1961), “New Results in Linear Filtering and Prediction Theory,” *J. Basic Trans. ASME, Ser. D*, 83(3). pp.95-108.

24. 李輝煌(2005), 「ANSYS 工程分析基礎與觀念」, 高立圖書有限公司.

25. 劉晉奇, 褚晴暉(2006), 「有限元素分析與 ANSYS 的工程應用」, 滄海書局.

附錄 A：ARX 系統識別理論【20~23】

■ 系統識別之理論介紹

線性動力系統之等效離散時間模式，以單一輸入與單一輸出 (SISO) 的情況為例，可以線性差分方程表示為：

$$y(k) + a_1 y(k-1) + \dots + a_{n_a} y(k-n_a) = b_0 u(k) + b_1 u(k-1) + \dots + b_{n_b} u(k-n_b) \quad (\text{A. 1})$$

其中， $y(\cdot)$ 代表系統之輸出， a_i 's 為輸出訊號係數， n_a 為其維度；

$u(\cdot)$ 代表系統之輸入， b_i 's 為輸入訊號係數， n_b 為其維度。

應用後移運算子 (backward shift operator)，則可將 (A. 1) 式表示為

$$y(k) = \frac{B(q)}{A(q)} u(k) = H(q) u(k) \quad (\text{A. 2})$$

其中，

$$A(q) = 1 + a_1 q^{-1} + \dots + a_{n_a} q^{-n_a} \quad (\text{A. 3})$$

$$B(q) = b_0 + b_1 q^{-1} + \dots + b_{n_b} q^{-n_b} \quad (\text{A. 4})$$

若對式 (A. 2) 取 z 轉換，得

$$y(z) = H(z) u(z) \quad (\text{A. 5})$$

其中，頻率響應函數 $H(z) = \frac{B(z)}{A(z)}$ (A. 6)

$y(z)$ 與 $u(z)$ 分別為 $y(k)$ 與 $u(k)$ 之 z -轉換， $A(z) \cdot B(z)$ 的定義類似於式

(A.3)及式(A.4)，只是將 q 改為 z 。頻率響應函數的分子多項式 $B(z)=0$ 之根稱為其零點(zeros)，而頻率響應函數的分母多項式 $A(z)=0$ 之根稱為其極點(poles)。系統的自然頻率與阻尼比僅與傳遞函數的極點有關，而零點則決定振態反應的大小。當 $n_a \leq n_b$ 時，假設頻率響應函數 $H(z)$ 的極點無重根且均為共軛複數根，根據部份分式展開可將式(A.6)改成

$$H(z) = \sum_{j=1}^{n_a/2} H_j(z) \quad (\text{A.7})$$

其中，

$$H_j(z) = \frac{2R(q_j) - 2R(q_j p_j)z^{-1}}{1 - 2R(p_j)z^{-1} + |p_j|^2 z^{-2}} \quad (\text{A.8})$$

p_j 為分母多項式 $A(z)=0$ 的第 j 個複數根；

$$q_j = \lim_{z=p_j} (1 - p_j z^{-1})H(z) = \frac{b_1 p_j^{-1} + \dots + b_{n_b} p_j^{-n_b}}{\prod_{k=1, k \neq j}^{n_a} (1 - p_k p_j^{-1})} \quad (\text{A.9})$$

系統的自然頻率 f_j 及阻尼比 ξ_j 可計算如下：

$$f_j = \frac{1}{2\pi T} \sqrt{(\ln r_j)^2 + \phi_j^2} \quad (\text{A.10})$$

$$\xi_j = -\frac{\ln(r_j)}{\sqrt{(\ln r_j)^2 + \phi_j^2}} \quad (\text{A.11})$$

其中，

$$r_j^2 = p_j \bar{p}_j, \phi_j = \tan^{-1} \left[\frac{I(p_j)}{R(p_j)} \right] \quad (\text{A. 12})$$

T 為取樣週期。只要將式(A. 1)中之係數 a_j 's, b_j 's 識別出來, 即可得知結構之自然頻率、阻尼比以及頻率響應函數。

■ 含噪音系統模型與預測誤差

式(A. 1)所示為理想化之動力系統。實際量測之訊號中多少會有雜訊存在, 因此我們可將系統模式修正為

$$A(q)y(k) = B(q)u(k) + C(q)e(k) \quad (\text{A. 13})$$

其中, $e(k)$ 代表雜訊, 通常假設其為零均值 (zero mean) 之白雜訊 (white noise)。多項式 $C(q)$ 之定義為

$$C(q) = 1 + c_1 q^{-1} + \dots + c_{n_c} q^{-n_c} \quad (\text{A. 14})$$

其中, c_i 's 為雜訊係數, n_c 為其維度。實際應用時, 並不一定須要利用到每一多項式, 可視情況予以簡化。例如

$$\text{AR 模型: } A(q)y(k) = e(k) \quad (\text{A. 15})$$

$$\text{ARX 模型: } A(q)y(k) = B(q)u(k) + e(k) \quad (\text{A. 16})$$

$$\text{ARMAX 模型: } A(q)y(k) = B(q)u(k) + C(q)e(k) \quad (\text{A. 17})$$

$$\text{ARMA 模型: } A(q)y(k) = B(q)u(k) \quad (\text{A. 18})$$

根據式(A. 13), ARX 模型可進一步表示成

$$y(k) = \boldsymbol{\psi}^T(k)\boldsymbol{\theta} + e(k) \quad (\text{A. 19})$$

其中，

$$\boldsymbol{\psi}^T(k) = [-y(k-1)\cdots-y(k-n_a), u(k)\cdots u(k-n_b)] \quad (\text{A. 20})$$

$$\boldsymbol{\theta} = [a_1 \cdots a_{n_a}, b_0 \cdots b_{n_b}]^T \quad (\text{A. 21})$$

若為單一輸入多重輸出(SIMO)模式時，

$$\boldsymbol{\psi}^T(k) = \begin{bmatrix} y_1(k) & u(k) & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ y_2(k) & \mathbf{0} & u(k) & \cdots & \mathbf{0} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ y_m(k) & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & u(k) \end{bmatrix} \quad (\text{A. 22})$$

其中，

$$\mathbf{y}_m = [-y_m(k-1)\cdots-y_m(k-n_a)] \quad (\text{A. 23a})$$

$$\mathbf{u}(k) = [u(k)\cdots u(k-n_b)] \quad (\text{A. 23b})$$

$$\boldsymbol{\theta} = [a_1 \cdots a_{n_a}, b_{10} \cdots b_{1n_b}, b_{20} \cdots b_{2n_b}, \cdots, b_{m0} \cdots b_{mn_b}] \quad (\text{A. 23c})$$

對式(A. 19)取期望值，並利用白雜訊之零均值性質，可得

$$\bar{\mathbf{y}}(k, \boldsymbol{\theta}) = \boldsymbol{\psi}^T(k)\boldsymbol{\theta} \quad (\text{A. 24})$$

輸出訊號期望值 $\bar{\mathbf{y}}(k, \boldsymbol{\theta})$ 代表已知之系統參數 $\boldsymbol{\theta}$ 下預測之輸出值。將其

估測誤差定義為

$$\boldsymbol{\varepsilon}(k, \boldsymbol{\theta}) = \mathbf{y}(k) - \bar{\mathbf{y}}(k, \boldsymbol{\theta}) \quad (\text{A. 25})$$

若識別出來之系統參數 $\boldsymbol{\theta}$ 完全正確，則 $\boldsymbol{\varepsilon}(k, \boldsymbol{\theta}) = \mathbf{e}(k)$ 。

■ 遞迴預測誤差法(Recursive Prediction Error Method)

今根據加權最小平方法之原理，定義系統之整體預測誤差為

$$V(k, \theta) = \frac{1}{2} \gamma(k) \sum_{s=1}^k \beta(k, s) \varepsilon^2(s, \theta) \quad (\text{A. 26})$$

其中， $\beta(k, s)$ 為加權因子， $\gamma(k)$ 則為 $\beta(k, s)$ 之正規化因子 (normalization factor)，其定義為

$$\gamma(k) \sum_{s=1}^k \beta(k, s) = 1 \quad (\text{A. 27})$$

若系統為非時變性時可令加權因子為 1，此時即相當於最小平方法。對於時變性系統而言，加權因子可以追蹤系統參數隨時間變化的特性，愈接近瞬時 k 的資料所給予的權重愈大。選擇指數視窗

$$\beta(k, s) = \lambda(k) \beta(k-1, s) \quad (\text{A. 28})$$

其中，

$$\beta(k, k) = 1 \quad (\text{A. 29})$$

$$\lambda(k) = \lambda_0 \lambda(k-1) + 1 - \lambda_0 \quad (\text{A. 30})$$

λ 稱為遺忘因子 (forgetting factor)，通常採用 $\lambda_0 = 0.99$ ， $\lambda(0) = 0.95$ 。為避免識別結果因雜訊影響而隨時間改變，我們將極小化的標準以期望值表示為

$$E[V(k, \theta)] = 0 \quad (\text{A. 31})$$

或(A. 31)可根據牛頓-瑞福森之迭代法，解出系統模型參數

$$\boldsymbol{\theta}(k) = \boldsymbol{\theta}(k-1) - \alpha_t [\mathbf{V}''[k, \boldsymbol{\theta}(k-1)]]^{-1} \mathbf{V}[k, \boldsymbol{\theta}(k-1)] \quad (\text{A. 32})$$

上式中令 $\alpha_t = 1$ ，並經運算整理後可得到遞迴形式解

$$\boldsymbol{\theta}(k) = \boldsymbol{\theta}(k-1) + \mathbf{L}(k) [\mathbf{y}(k) - \boldsymbol{\psi}^T(k) \boldsymbol{\theta}(k-1)] \quad (\text{A. 33})$$

其中，

$$\mathbf{L}(k) = \frac{\mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\psi}(k)}{\lambda(k) + \boldsymbol{\psi}^T(k) \mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\psi}(k)} \quad (\text{A. 34})$$

$$\mathbf{P}(k) = \frac{\mathbf{P}(k-1)}{\lambda(k) + \boldsymbol{\psi}^T(k) \mathbf{P}(k-1) \boldsymbol{\psi}(k)} \quad (\text{A. 35})$$

通常選擇初始條件 $\mathbf{P}(0) = 10^8 \sim 10^{10}$ 以加速其收斂速度。利用(A. 33)式至(A. 35)式之遞迴預測誤差法即可求得未知數 $\boldsymbol{\theta}$ ，進而求得結構之自然振動頻率((A. 10)與(A. 11)式)。

個人簡介

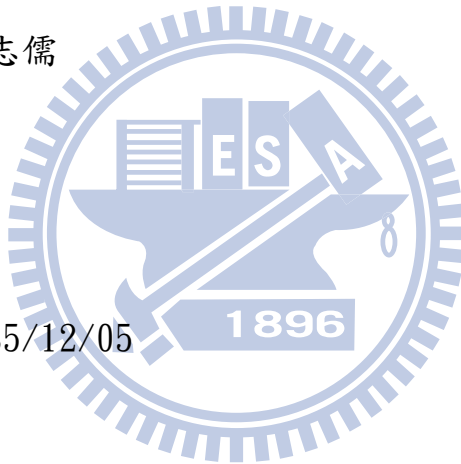


姓名：

姚志儒

出生：

1985/12/05



學歷：

1992~1998 桃園縣立果林國小

1998~2001 桃園縣立竹圍國中

2001~2004 國立武陵高中

2004~2008 國立交通大學土木系

2008~2010 國立交通大學土木研究所結構組