

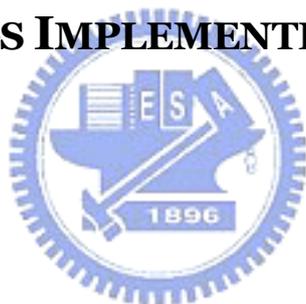
國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

含消能阻尼器之制震結構耐震能力評估方法研究

**A STUDY ON SEISMIC CAPACITY ASSESSMENT OF
BUILDINGS IMPLEMENTED WITH DAMPERS**



研究生：陳豐山

指導教授：王彥博 博士

劉俊秀 博士

中華民國 九十四 年 六 月

含消能阻尼器之制震結構耐震能力評估方法研究

**A STUDY ON SEISMIC CAPACITY ASSESSMENT OF
BUILDINGS IMPLEMENTED WITH DAMPERS**

研究生：陳豐山

Student : Feng-Shan Chen

指導教授：王彥博 博士

Advisor : Dr. Yen-Po Wang

劉俊秀 博士

Dr.Gin-Show Liou

國立交通大學



Submitted to Institute of Civil Engineering

College of Engineering

In Partial Fulfillment of the Requirements

For the Degree of

Master of Science

in

Civil Engineering

June 2005

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中 華 民 國 九 十 四 年 六 月

含消能阻尼器之制震結構耐震能力評估方法研究

研究生：陳豐山

指導教授：王彥博 博士

劉俊秀 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

有鑒於九二一地震的慘痛教訓，制震設計的概念已漸為國內業者接受，利用各種型式的阻尼元件來消散地震能量也蔚為風潮。目前國內工程界多採用內政部建築研究所於 1999 年公佈的「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法與推廣」（簡稱強度韌性法 TS-RC）作為建築物耐震能力評估的依據，惟其並未考慮結構物加裝阻尼器之條件。鍾立來等人修正 TS-RC 法，可利用迭代方式求取含位移型阻尼器結構之崩塌地表加速度。與 ETABS 程式根據美國 ATC-40 所發展之推覆分析法之耐震評估結果比較，利用 TS-RC 法推估之結構崩塌地表加速度有偏低的傾向，顯與九二一地震之結果不符。因此，本研究擬嘗試採用推覆分析法，考慮結構加裝位移型阻尼器（含鋼框架）之條件下進行耐震能力評估分析，期能提供結構工程師一套簡便的「制震結構耐震能力評估方法」。本文以一現存建築物之耐震補強設計為例，分別根據 TS-RC 法及推覆分析法完成建築物補強前、後之耐震能力評估。結果顯示，TS-RC 法估算之崩塌地表加速度值確有偏低的情況，而推覆分析法於制震結構所得的耐震容量曲線部分區段則出現不連續的現象，並不合理，現有 ETABS 軟體內建之推覆分析模組尚無法適當反映出制震結構的崩塌地表加速度。

關鍵詞：制震結構、推覆分析、耐震容量曲線

A STUDY ON SEISMIC CAPACITY ASSESSMENT OF BUILDINGS IMPLEMENTED WITH DAMPERS

Student : Feng-Shan Chen

Advisor : Dr.Yen-Po Wang

Dr. Gin-Show Liou

Institute of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

In response to the disastrous lessons from Chi-Chi earthquake, the concept of seismic energy dissipation design has been gradually accepted by domestic industries. Utilization of a variety of damping devices for seismic energy dissipation has become a trend. Currently the “Seismic Capacity Assessment Method for RC Structures (1999)” (referred to as the strength ductility TS-RC method herein) by the Architecture Research Institute, Ministry of Domestic Affairs has been most widely adopted by the engineering professions. However, it does not take into account structures with supplemental seismic dampers. A modified TS-RC method with an iterative procedure by Chung et al. may used to determine the collapsing peak ground acceleration (CPGA) of the structure with displacement-dependent dampers. By comparing the results by ETABS pushover analysis based on ATC-40 of the United States, it is found that TS-RC method tends to underestimate the CPGA, which obviously contradicts to what have happened in Chi-Chi earthquake. Therefore, this study tries to adopt the pushover method for seismic capacity assessment of structures with seismic dampers (including the added steel frame), meant to provide for engineers a simple tool for seismic capacity assessment of structures with energy dissipative dampers. Using a practical seismic retrofit project as example, this study conducts seismic capacity analyses of the target structure prior to and after retrofit, using both the TS-RC and pushover methods independently. Results indicate that, the TS-RC does underestimate the CPGA (of the non-retrofit structure), while the seismic capacity curve of the seismically damped structure derived by the pushover analysis irrationally exhibits discontinuity in some segments of the curve. The built-in pushover analysis module of the current ETABS software cannot yet adequately reflect the CPGA of seismically damped structures.

Keywords : seismically damped structure, pushover analysis, seismic capacity curve

目錄

摘要	I
ABSTRACT	II
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 文獻回顧	2
1.3 研究內容	4
第二章 結構耐震補強方法概論	5
2-1 耐震補強設計原則	5
2-2 局部構件補強法	7
2-2-1 鋼板包覆補強工法	7
2-2-2 碳纖維複合材料補強工法	9
2-2-3 錨栓補強設計	15
2-2-4 柱補強前後的強度評估	18
2-3 整體結構耐震補強法	20
2-3-1 增設 RC 剪力牆設計	21
2-3-2 增設鋼骨斜撐框架設計	22
2-3-3 增設制震裝置之結構補強工法	23
第三章 消能制震系統之評估	26
3.1 消能制震系統之選擇	27
3-2 X 形金屬降伏阻尼器之力學原理	29
3-3 金屬降伏型阻尼器之消散能量與位移之關係	36
3-4 X 形金屬降伏阻尼器之安裝	41
3-4-1 鋼構造接合型式	41
3-4-2 鋼筋混凝土接合型式	44
第四章 鋼筋混凝土結構耐震能力評估法	46
4-1 民國 86 年版本之耐震設計規範	46
4-2 詳細評估法架構	48
4-3 構材行為之分析	49
4-3-1 梁、柱斷面降伏之彎矩強度	49
4-3-2 梁、柱斷面之剪力強度	50
4-3-3 韌性容量修正	51

4-3-4 單根梁、柱破壞模式比與韌性比.....	53
4-4 磚牆行為之模擬.....	56
4-5 節點強度比較、柱承擔剪力與韌性.....	57
4-6 建築物之耐震能力.....	60
4-6-1 各半層降伏地表加速度與韌性容量.....	62
4-6-2 各半層之崩塌地表加速度.....	63
4-7 耐震能力標準.....	64
4-8 位移型阻尼器之制震結構耐震能力評估程序.....	65
4-8-1 地震總橫力修正.....	65
4-8-2 正規化反應譜係數修正.....	66
4-8-3 分析流程.....	67
第五章 位移型阻尼器制震結構之非線性靜力推覆評估法.....	70
5.1 非線性靜力推覆評估法(ATC-40).....	70
5.2 構材塑鉸模擬.....	71
5-2-1 混凝土結構梁、柱構材.....	72
5-2-2 鋼結構梁、柱構材.....	76
5.3 等效單自由度系統.....	82
5.4 容量震譜建立.....	86
5.5 含 X 形金屬降伏阻尼結構之耐震能力評估程序.....	89
第六章 實例分析與探討.....	92
6-1 前言.....	92
6-2 補強前建築物耐震評估案例說明.....	94
6-2-1 建築物概要.....	94
6-2-2 地震力分析.....	97
6-2-3 耐震能力評估結果.....	99
6-2-4 耐震能力評估補強基準判定.....	103
6-2-5 強度韌性法 (TS-RC) 與推覆分析法之比較.....	104
6-3 補強後建築物耐震能力評估.....	107
6-3-1 阻尼器佈置.....	107
6-3-2 地震力分析.....	109
6-3-3 耐震能力評估結果.....	111
6.4 耐震潛能評估.....	125
6.4.1 輸入擾動特性.....	125

6.4.2 消能阻尼器評估指標	126
6-4-3 阻尼器檢核	130
第七章 結論與建議	136
7.1 結論	136
7.2 建議	137
參考文獻	139
附錄 A 系統識別	143



圖目錄

圖 2.1 柱圍束力分佈圖.....	10
圖 2.2 CFRP 貼片/CFRP 板對柱構材進行耐震補強流程圖	11
圖 2.3 補強後斷面應力 - 應變與力平衡圖	12
圖 2.4 碳纖維貼片補強設計步驟流程圖	13
圖 2.5 CFRP 貼片補強.....	13
圖 2.6 HILTI 錨栓受剪力時混凝土應力錐投影面積	16
圖 2.7 受剪力作用時錨栓邊距不足對混凝土應力錐投影面積之影響	17
圖 2.8 受剪力作用時錨栓間距不足對混凝土應力錐投影面積之影響	17
圖 2.9 受剪力作用時錨栓混凝土厚度不足對混凝土應力錐投影面積之影響.....	17
圖 2.10 錨栓受不同角度剪力之示意圖（依喜得釘技術手冊重製）	18
圖 2.11 柱構材補強後之斷面.....	20
圖 2.12 制震設計消能器安裝示意圖	23
圖 2.13 消能元件之安裝示意圖	24
圖 2.14 混凝土結構制震補強設計示意圖.....	25
圖 3.1 加速度與位移反應譜.....	26
圖 3.2 阻尼器之受力示意圖	29
圖 3.3 阻尼器取半分析示意圖.....	30
圖 3.4 X 形金屬降伏阻尼器遲滯迴圈	37
圖 3.5 側位移與消能面積關係.....	40
圖 3.6 X 形金屬降伏阻尼器單一循環所行走的路徑示意圖.....	40
圖 3.7 金屬降伏阻尼器於新建之鋼結構安裝示意圖.....	43

圖 3.8 金屬降伏阻尼器採用壁式安裝之示意圖	43
圖 3.9 金屬降伏阻尼器安置於鋼框架之示意圖	44
圖 3.10 金屬降伏阻尼器安置於 RC 牆示意圖	45
圖 4.1 耐震能力評估流程圖【5】	49
圖 4.2 軸力-彎矩交互影響圖	50
圖 4.3 梁柱構材之標稱剪力與韌性容量之關係	51
圖 4.4 剪力破壞時構材承擔之剪力與韌性比	54
圖 4.5 未達韌性容量之剪力破壞時構材承擔之剪力與韌性比	55
圖 4.6 達韌性容量時構材承擔之剪力與韌性比	56
圖 4.7 梁、柱節點破壞模式與承擔之剪力與韌性分析	58
圖 4.8 建築物耐震能力計算	61
圖 4.9 金屬降伏阻尼器有效勁度示意圖	67
圖 4.10 含加勁消能元件之耐震評估法流程圖	69
圖 5.1 塑角模擬圖 圖 5.2 塑角模擬	72
圖 5.3 混凝土構材正規化側向力與變形之關係圖(A)(B)	74
圖 5.4 理想化之構材力與變形之關係	74
圖 5.5 鋼構材側向力與變形之關係	79
圖 5.6 MDOF 基底剪力與頂層位移之關係	85
圖 5.7 MDOF 結構系統力與位移關係	85
圖 5.8 SDOF 結構系統力與位移關係	86
圖 5.9 阻尼器雙線性模型	90

圖 6.1 結構平面圖	95
圖 6.2 構架剖面圖	95
圖 6.3 柱位配筋圖	96
圖 6.4 分析模型結構	96
圖 6.5 未補強結構塑鉸模擬示意圖	101
圖 6.6 屋頂側位移與基面層剪力關係	102
圖 6.7 譜位移與譜加速度關係	103
圖 6.8 制震鉸設置位置圖	108
圖 6.9 含阻尼器結構特徵分析	112
圖 6.10 X 向阻尼比修正係數 C_D 於迭代過程之變化	115
圖 6.11 X 向崩塌地表加速度於迭代過程之變化	115
圖 6.12 Y 向阻尼比修正係數 C_D 於迭代過程之變化	116
圖 6.13 Y 向崩塌地表加速度於迭代過程之變化	116
圖 6.14 補強結構塑鉸模擬示意圖	117
圖 6.15 屋頂側位移與基面層剪力關係	118
圖 6.16 譜位移與譜加速度關係	119
圖 6.17 X 向塑鉸形成順序	120
圖 6.18 Y 向塑鉸形成順序	122
圖 6.19 X 向系統識別結果 (TCU017N-324)	123
圖 6.20 Y 向系統識別結果 (TCU017N-324)	123
圖 6.21 輸入地震紀錄(TCU017)	126
圖 6.22 消能制震鉸能量消散歷時反應 (TCU017N)	129
圖 6.23 消能制震鉸能量消散歷時反應 (TCU017E)	130
圖 6.24 TCU017N-S 作用在 X 向時之制震鉸遲滯迴圈	132

圖 6.25 TCU017 N-S 作用在 Y 向時之制震鉸遲滯迴圈..... 133

圖 6.26 TCU017 E-W 作用在 X 向時之制震鉸遲滯迴圈..... 134

圖 6.27 TCU017 E-W 作用在 Y 向時之制震鉸遲滯迴圈 135



表目錄

表 5.1 混凝土梁、柱構材模擬參數【25】	75
表 5.2 混凝土剪力牆模擬參數【25】	76
表 5.3 完全束制接頭鋼造抗彎構架之梁構材模擬參數【25】	79
表 5.4 完全束制接頭鋼造抗彎構架之柱構材模擬參數【25】	80
表 5.5 鋼造斜撐構架之柱構材模擬參數【25】	81
表 6.1 總橫力之比較.....	127
表 6.2 樓層變位角反應之比較.....	127
表 6.3 制震鉸最大剪力與位移反應.....	130



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

台灣地區位處太平洋板塊與歐亞板塊交界之地震帶上，由於板塊的擠壓使得台灣平均每年發生之地震達千次之多，有感地震超過百次。根據統計二十世紀初至今，有近百個地震在台灣地區曾造成人命傷亡及財產損失。

強震的威脅不容忽視，惟目前世界上仍沒有任何一項技術或儀器可有效預測地震發生的時間及地點，所以我們只能加強建築物耐震能力，以確保人民生命財產的安全。要加強既有建築物的耐震能力之前，必須要先評估建築物之耐震能力。

我國有關建築物之耐震設計規定，於民國六十三年修正公佈之建築技術規則建築構造編始有地震力之規定，地震力之計算除考量建築物之載重外，並納入不同震區分級（強震區、中震區及弱震區）及結構系統韌性參數，並依建築物高度不同採不同之地震力參數。民國七十一年六月十五日，參考1976年版之美國 UBC（Uniform Building Code）耐震規範精神，因應地震力係數之提昇而調降各地震區之加速度係數，並針對不同用途之建築物，增列用途係數 I，使設計地震力大幅增加。民國八十六年五月一日內政部營建署對地震力之相關規定做了大幅度之修正，將台灣地區之震區範圍由原三個震區（強震區、中震區及弱震區）分為四個震區（地震一甲區、地震一乙區、地震第二區及地震第三區），地震力之計算還增加了垂直地震力、動力分析法及檢核極限層剪力強度之要求，並考量了建築基地土壤液化之影響，以及使用隔減震系統之原則等。

民國八十八年十二月廿九日修正「建築技術規則建築構造編耐震設計規範與解說」有關「震區水平加速度係數」、「各類地盤水平向正規化加速度

反應譜係數與週期之關係」、「垂直地震力」及「鋼筋混凝土構架」等規定與解說，以及台灣地區震區劃分（台灣地區之震區劃分由四個震區修正為二個震區：地震甲區及地震乙區）、工址加速度係數及各種地盤平均加速度反應譜等，凡依照先前規範所設計之建築物結構，其耐震能力多已明顯不足。

建築物耐震能力的評估及補強設計都須符合設計規範的要求，而現今工程界所使用之耐震評估法尚無法有效適用於既有鋼結構及鋼筋混凝土結構物內含非線性元件－如消能器、隔震裝置之條件。現行內政部建築研究所研擬的「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法與推廣」，其理論基礎進一步亦與我國設計規範存在不少落差，因此尚需配合結構分析及設計軟體做進一步的檢核，其使用性上並不簡便。因此，本研究乃針對鋼結構及含阻尼器之鋼筋混凝土結構發展一套耐震評估方法，進而提出一個完善的建築物耐震能力的評估流程，使國內業者於從事耐震能力評估工作時能有所依循。



1.2 文獻回顧

國內在建築物耐震能力評估的研究上，已經有一系列的成果。內政部建築研究所於民國 88 年公佈了「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估及推廣」【4】使用手冊，以作為建築物耐震能力評估之依據，而工程界有中興顧問研究員薛強也於民國 90 年提出了非線性靜力分析法容量震譜之改進【15】，作為耐震評估之依據，文中針對 ATC-40 分析法提出改進方法以克服其缺點，並針對該方法之準確性提出建議。此外，在經過 921 震災後，國家地震工程研究中心亦特別針對全國中小學校舍安全於民國 89 年 9 月出版了「中小學校舍耐震評估與補強」【6】，以祈能夠針對校舍建築物進行快速簡易的耐震能力初步評估。

國外有 Freeman 於 1978 年提出容量震譜法，應用於非線性靜力分析法【7、8】；Mahaney 於 1993 年提出的 ADRS 格式的容量震譜法【9】；Fajfar 和 Gaspersic 於 1996 年提出以等值單自由度系統之反應譜分析求得目標位移，以 N2 法對地震下 RC 建物之損害程度作一評估【16】；Reinhorn 於 1997 年提出以 $R-\mu-T-\mu$ 之彈塑性折減方式求需求震譜【13】；TSO 和 Moghdan 於 1998 年以推覆法應用於容量震譜法求取性能點，並分別針對簡單對稱及非對稱結構物進行分析與討論，並與非彈性動力分析之結果比較【18】；Krawinkler 和 Seneviratna 於 1998 年以推覆法及非線性歷時分析三層鋼構架並比較其差異【21】；Kuramoto 於 2002 年比較日本 CRLS、美國 ATC-40 及 FEMA273 等耐震性能評估法，並由歷時分析驗證三者之準確性【17】。

本研究制震阻尼器之等值勁度阻尼分析方法其理論基礎乃依據「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊」【4】的詳細評估法加以發展，此法是先利用 ETABS 求取構材內力，再用 TSRC1 程式進行評估。根據建築物實際構材之尺寸及配筋，計算其強度與梁柱韌性，並配合建築物彈性地震分析，計算建築物各樓層上半層與下半層之耐震能力，即結構物之崩塌地表加速度 A_c ，其中彈性反應譜係依據內政部建築研究所於民國 92 年專題研究計劃成果報告「建築物耐震規範及解說之修訂研究」【11】。另內政部建築研究所專題研究計畫成果報告「既有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊」【3】的詳細評估則是直接用 ERCGO 程式進行評估，此法為現行業界鋼筋混凝土建築物耐震能力強度韌性評估法(TS-RC 法)發展之前身，係根據建築物實際構材之尺寸及配筋，計算其強度，並將構材的破壞模式分為八種，而各有其對應的韌性值，再依據各構材極限側力承載值去推估建築物各層兩個主軸方向的崩塌地表加速度，以決定其耐震能力。含阻尼器結構之非線性靜力分析耐震能力評估法則是以美國應用科技委員會 ATC-40 非線性靜力分析法【17】【25】為基礎，以推覆法的方式得到其非線性遲滯消能曲線，從而評估其耐震能力。

1.3 研究內容

本文旨在發展含消能阻尼器之制震結構耐震能力評估方法，利用現行商業軟體 ETABS 為工具，以國內現行強度韌性評估法與非線性靜力側推分析法為基礎，發展一套客觀合理的耐震能力評估法，以加速制震技術之推廣應用。第一章說明研究動機、研究範圍與方法。另外，亦針對所蒐集到的耐震能力評估相關文獻進行回顧。第二章主要介紹有關建築物常用之耐震與補強方法，並將其應用流程、效益與適用性予以述明。第三章將針對震後補強所採用的消能元件(X 形加勁阻尼器)之力學原理作一理論回顧，並對其背景作一完整說明與介紹，並針對阻尼器在工程實務上之安裝方式進行說明。第四章將研究含加勁消能元件之建築結構耐震分析，針對內政部建築研究所於 1999 年公佈的「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法與推廣」法加以探討，並探討其耐震能力評估流程之不合理處，使其適用於含加勁消能元件之建築物耐震評估。第五章根據前章修正之分析流程，進行非線性靜力分析法之理論說明，所使用到的耐震評估程式，是以商用軟體 ETABS 8.0 版為基準，俾使於實務推廣。第六章由示範例說明阻尼器之設計，並以一實際案例驗證本文所提評估方法之應用。第七章作出本研究之結論、建議與展望。

第二章 結構耐震補強方法概論

既有構造物遭受震損後，首先需確認其所需要的是局部構件修復或是整體結構補強。若震後梁、柱等主結構並未發生斷裂、大片混凝土剝落或鋼筋裸露等嚴重破壞，僅產生少數的裂縫，則可採用適當的構材修復工法進行構件裂縫的修復。惟採用修復工法之構件至多只能回復至其原有桿件之強度，無法提升建築物的整體耐震能力。因此，當下次地震再次來襲時，仍可能發生破壞。然而，若結構在地震後產生嚴重的剪力裂縫或構材斷裂時，則應考慮進行結構補強而非僅進行修復而已。結構補強可分為局部構件補強及整體結構的耐震能力補強，一般而言，結構進行補強設計時應先考慮整體結構耐震能力之提升，並針對耐震能力不足的構材進行局部的補強。

2-1 耐震補強設計原則



根據地震對結構所造成之破壞機制可以得知，提昇現有建物耐震能力的方法，必須針對結構進行「強度」與「韌性」的補強才足以提升整體結構的耐震能力。而目前許多的補強案例中，設計者往往僅針對梁、柱構材進行包覆鋼板或碳纖維的補強方式，殊不知此類補強方式並無法實質提升結構的整體耐震性能。此外，也有設計者會採用高勁度之剪力牆、鋼斜撐框構架等方式進行補強，此一方式雖能增加整體建築物耐震能力，但需注意二側邊構材及基礎的檢核，若邊界柱與基礎之承載能力不足，仍需有適當的配套補強措施，否則仍可能發生局部破壞而影響到結構的整體耐震性能。現行之結構補強方式中，以採用消能阻尼器之制震結構補強法，在設計邏輯可靠度與施工方便性等考良上都是最具優勢的方式。

不同於傳統的強度設計法，消能減震設計概念係考慮在結構內部裝設消能阻尼器以消散地震傳入結構之能量，因此，在相當程度上可能會影響到結

構內部的空間規劃與設計，此部分需與建築師進行溝通，使得在進行結構減震設計時可兼顧結構之空間規劃與防震需求。儘管如此，有關消能器之安裝配置仍有一些原則性的要求須遵守，茲歸納如下：

(a) 由下而上配置

依照地震力之傳遞路徑，愈底層之結構承受之剪力愈大，因此阻尼器之配置應優先考慮結構地面層，以發揮最有效的減震效能，若結構地面層未裝阻尼器，反而會造成軟弱層之不良影響。

(b) 立面連續配置

在結構立面方面，消能元件安裝須作連續性之安排，不宜於局部樓層跳空裝設，以避免因力量傳遞不連續而造成局部樓層有形成軟弱層之虞，反而不利結構安全。



(c) 平面對稱配置

消能元件之安裝位置在結構平面上應儘可能作對稱性之安排，以避免勁度分配失衡而導致額外之扭轉現象。此外，應盡量朝結構外圍配置，使消能器可以大幅降低結構之扭轉效應，若原結構平面之勁度配置不理想時，亦可透過加勁型消能器之安裝以平衡其扭轉效應，降低結構之受震反應。

2-2 局部構件補強法

2-2-1 鋼板包覆補強工法

(1) 柱鋼板圍束補強設計方法

基本上要提升柱之有效圍束應力，吾人可透過在原來的柱構件外圍包覆鋼板，內部再灌注環氧樹脂來增加矩形柱之圍束力。假設矩形柱依規範【11】規定之總箍筋量為 $(A_{sh})_{code}$ ，其圍束應力 f_L 與有效圍束應力 f'_L 可計算如下：

$$f_L = \frac{A_{sh} f_{yh}}{s h_c} \quad (2.1)$$

$$f'_L = K_e f_L \quad (2.2)$$

其中 f_{yh} 為箍筋之降伏強度， s 為箍筋間距， h_c 為外緣圍束箍筋在所考慮方向心至心之距離， K_e 為圍束有效係數，矩形柱取0.75。現有柱之有效圍束應力亦可以依實際配置的箍筋量，仿照上述方法計算之，其不足之量為 $\Delta f'_L$ 。若矩形柱四周包覆鋼板來增加圍束時，則鋼板產生之有效圍束應力可計算如下：

$$f'_{ts} = K_{es} \frac{2t_1 f_{ys}}{B} \quad (2.3)$$

其中 $K_{es} = 0.75$ 仍為圍束有效係數， t_1 為鋼板厚度， f_{ys} 為鋼板降伏強度， B 為與柱剪力方向垂直之柱寬。令 $f'_{ts} = \Delta f'_L$ ，則可求得 t_1 ：

$$t_1 = \frac{B \Delta f'_L}{2K_{es} f_{ys}} \quad (2.4)$$

矩形柱之邊長較大時，中間部份之鋼板宜以植筋螺栓加以拉住，以增加圍束作用，四個周角也要切角。此外，加鋼板圍束後，保護層不再剝落，鋼筋不易挫屈，使得韌性更容易發揮。

包覆鋼板後柱構件增加之剪力強度 V_{sp} 可計算如下：

$$V_{sp} = 2tf_{ys}D \quad (2.5)$$

其中， t 為鋼板的厚度， f_{ys} 為鋼板降伏強度； D 為沿剪力方向之柱深。

(2) 構材撓曲補強

如同一般的 RC 設計方法，鋼板撓曲補強亦可分成工作應力法與極限應力法作分析與設計。國內近年大多採用極限應力設計法，計算所得之鋼板厚度之上限值取決於接合面剪應力，因此，若採取較厚斷面鋼板進行補強時，需注意接合面的剪應力值，以免造成鋼板尚未達到降伏強度即產生剝離之現象。以工作應力法設計時，只要檢核工作載重下原斷面之混凝土、鋼筋、接合面剪力及補強鋼板之應力均於容許應力範圍內，故較適用於樓版或梁之正彎矩補強。

一般而言，在 RC 構材的局部補強工法中，以鋼板補強最常被採用。依以往相關的實務經驗中可歸納出下列數點結論：

1. 撓曲補強鋼板之設計可考慮以現行 RC 主筋計算方式。
2. 補強鋼板藉膠結材料之作用使鋼板與 RC 梁結為一體，但達降伏後鋼板呈剝離狀態(peeling)而破壞。

3. 梁側面以環氧樹脂(EPOXY)補強僅能抑制初期剪力裂縫，對極限剪力貢獻極少。
4. 撓曲補強鋼板輔以帶狀環箍補強，其圍束作用及箍筋作用可提高其極限剪力。
5. 柱鋼板補強有助於圍束作用之提升，並提高其韌性，但除非在柱上下端鋼板有特殊之處理，否則無法提昇軸向力。
6. 鋼板在與構材膠結端點之不連續端往往有高量剝離之應力(peeling stress)存在，必須有效控制。
7. 鋼板補強工法在實際上適合梁正彎矩部分之補強，負彎矩補強則難以實施，藉端部錨定式設計之方法則尚待確認。
8. 鋼板補強設計應考慮其剛度提高可能造成之影響。



2-2-2 碳纖維複合材料補強工法

利用碳纖維複合材料(Carbon Fiber Reinforced Plastics, CFRP)圍束於柱外部，當柱受軸壓力作用時會產生膨脹變形進而造成 CFRP 產生圍束應力(圖 2.1)，因而可提昇混凝土抗壓強度。

圍束應力 f_L 與有效圍束應力 f_L' 計算如下：

$$f_L = 0.5 p_{cf} \cdot f_{cf} \cdot \sin^2 \theta \quad (2.6)$$

$$f_L' = K_e \cdot f_L \quad (2.7)$$

其中， f_{cf} 為圍束應力， θ 為 CFRP 與柱主軸之夾角，圓形斷面 $K_e=0.95$ ，矩形斷面 $K_e=0.75$ ，矩形斷面 $K_e=0.5$ (若長邊/短邊 <1.5 時)， $p_{cf} = E_{cf} \cdot \varepsilon_{cf}$ 。

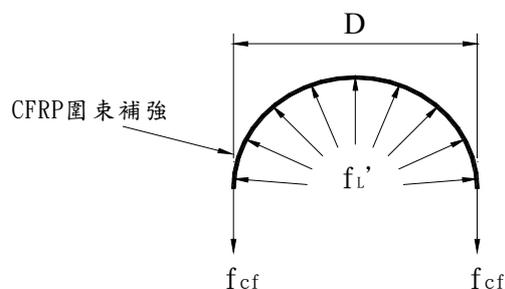


圖 2.1 柱圍束力分佈圖

由 Richart, Brandtzaeg & Brown 【23】所建立的混凝土圍壓 f'_L 與抗壓強度關係式為：

$$f'_{cc} = f'_c + \Delta f'_c \quad (2.8a)$$

$$f'_{cc} = f'_c + 4.1 f'_L \quad (2.8b)$$

上式即表明柱之抗壓強度與圍束壓力有密切關係。碳纖維圍束補強與上述狀況類似，但其圍壓係因混凝土抗壓之側向擴張變形所引致之被動側壓，其關係式經實驗結果修正為

$$f'_{cc} = f'_c + (2 + 0.25\sqrt{f'_L}) f'_L \quad (2.9)$$

理論上與柱設計之柱箍筋有類似的效果。因此，補強之碳纖維厚度亦可由規範之柱箍筋計算公式轉換而得。依照日本「既存鋼筋混凝土造建築物之耐震改修設計指針」之建議柱以碳纖維韌性補強，其柱斷面極限剪力中將式(2.12)之剪力鋼筋斷面積比 ρ_{w2} 與鋼筋降伏強度 σ_{wy2} 直接由碳纖維斷面積比與碳纖維 0.67 倍拉張強度代入，柱極限剪力公式如下：

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \rho_{t2}^{0.23} (180 + F_{Cl})}{\left(\frac{M}{Q \cdot d_2} + 0.12 \right)} + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_{wy} + 0.67 \rho_{w2} \cdot \sigma_{wy2}} + 0.1 \frac{N}{b_2 \cdot d_2} \right\} \times 0.8 \cdot b_2 \cdot d_2 \quad (2.10)$$

採用 CFRP 貼片/CFRP 板對柱構材進行耐震補強之流程歸納於圖 2.2。

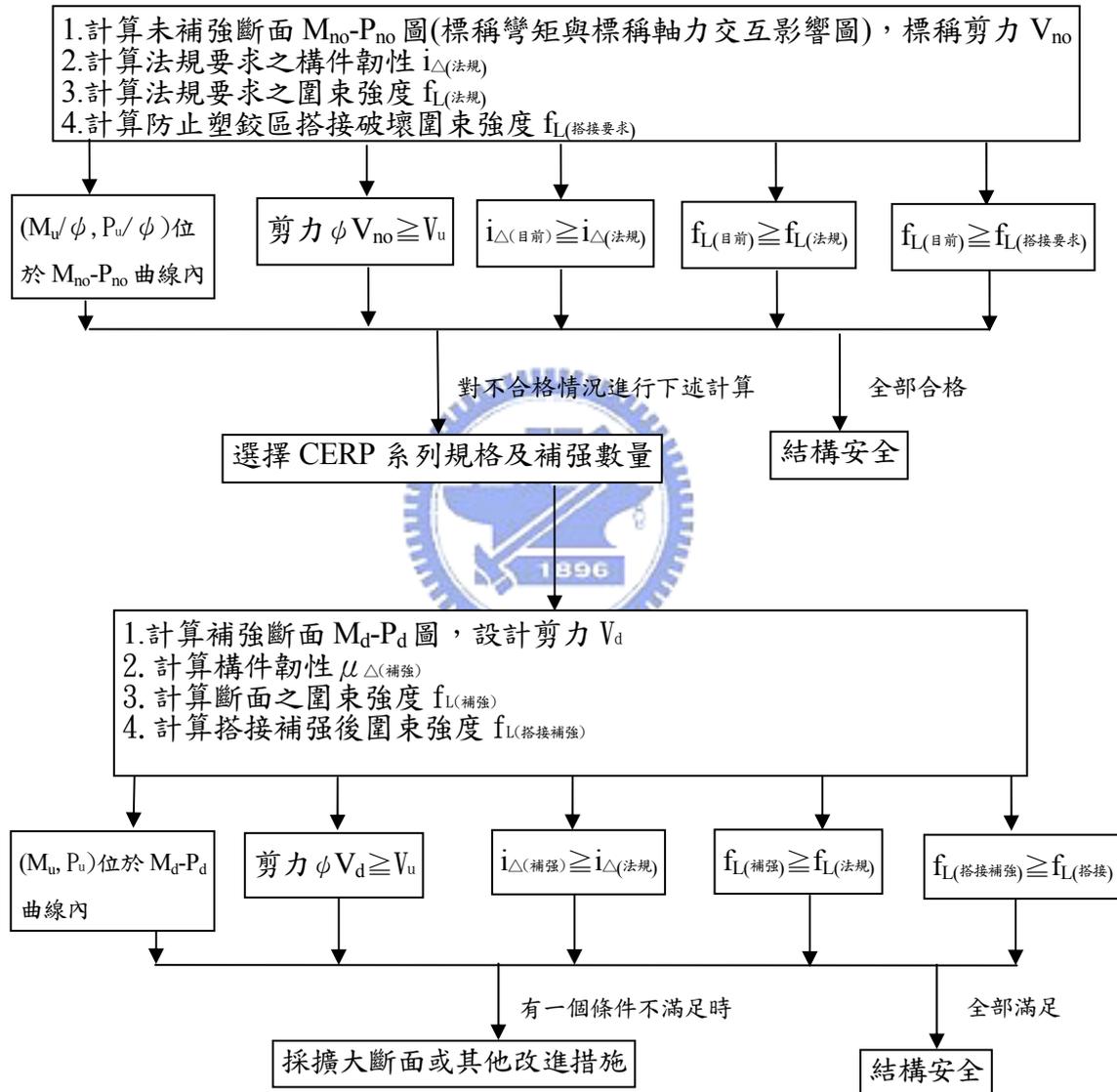


圖 2.2 CFRP 貼片/CFRP 板對柱構材進行耐震補強流程圖

計算補強後斷面之標稱強度

(1) 選取 CFRP 設計參數

t_{cf} 為 CFRP 單層厚度， n 為 CFRP 層數， b_{cf} 為 CFRP 單片寬， E_{cf} 為 CFRP 彈性模數， ε_{cu} 為 CFRP 極限應變。

(2) 計算標稱彎矩強度

斷面補強後之斷面應力-應變與力平衡圖詳圖 2.3。

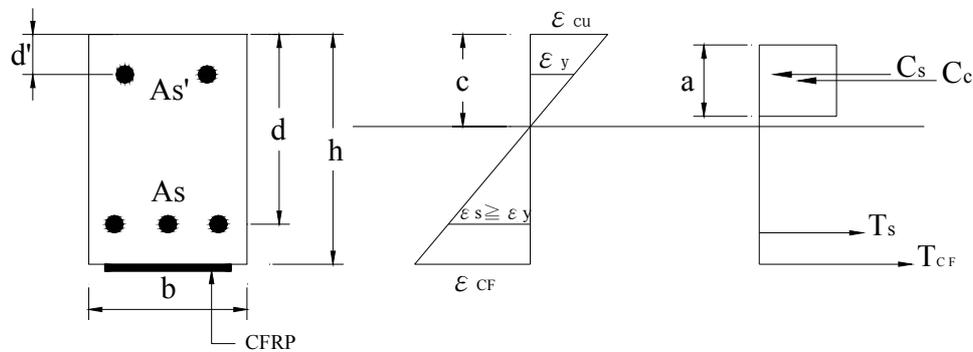


圖 2.3 補強後斷面應力 - 應變與力平衡圖

$$M_u = \phi M_{cs} + \phi_{cf} M_{cf}, \quad \phi = 0.9, \quad \phi_{cf} = 0.75$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003, \quad \varepsilon_{cf} = 0.012 \text{ (無錨碇或脫層破壞時)}$$

1. 先求中性軸 $C_c + C_s = T_s \rightarrow$ 得 a_0

2. 為保守計，以補強前之中性軸求碳纖維之補強厚度

$$t_{cf} > (M_u - \phi M_{CS}) / (\phi_{cf} \times b \times E_{cf} \times \varepsilon_{cf} \times (h - a_0/2))$$

3. 由 t_{cf} 值計算 T_s ，再代入 $C_s + C_c = T_s + T_{cf}$ 求新的中性軸位置 a

4. 斷面設計彎矩強度 $M_d = \phi \cdot T_s (d - a/2) + \phi_{cf} \cdot T_{cf} (h - a/2)$

5. 延伸長度須補強至梁(版)邊

6. 錨碇方式 - 以 CFRP 貼片取代錨碇

整理上述各節說明可得碳纖維貼片補強設計流程圖，詳如圖 2.4 所示。

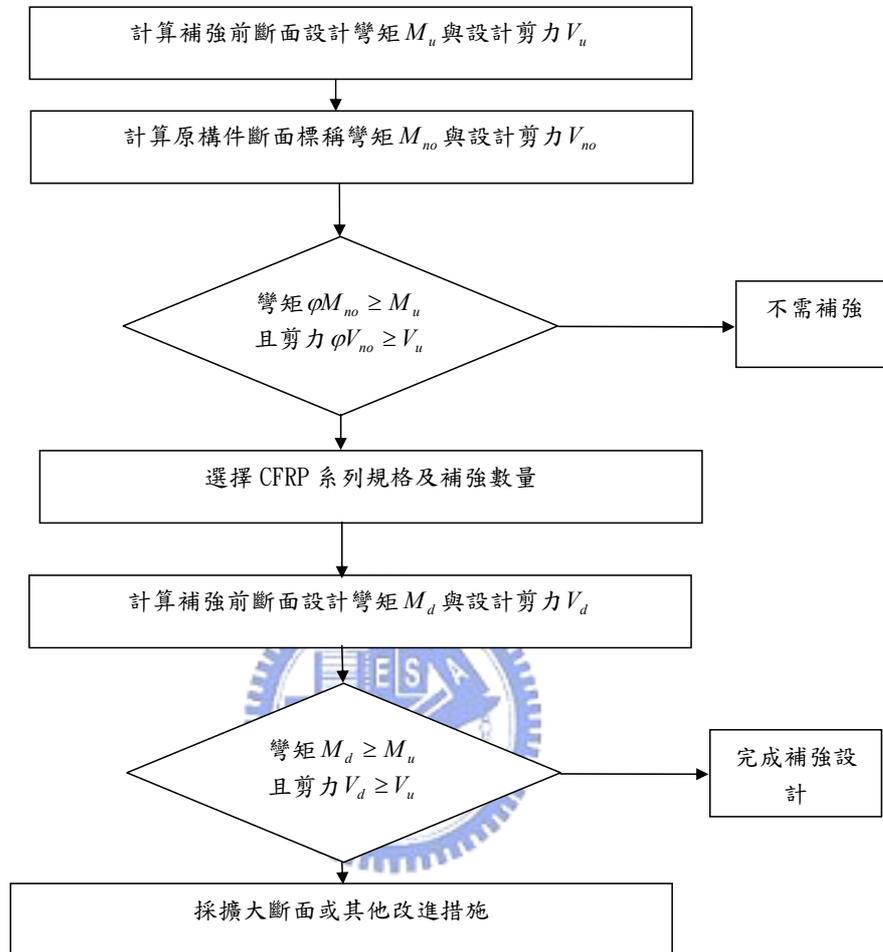


圖 2.4 碳纖維貼片補強設計步驟流程圖

(3) 計算標稱剪力強度

以 CFRP 貼片補強為例，參考圖 2.5 【29】。

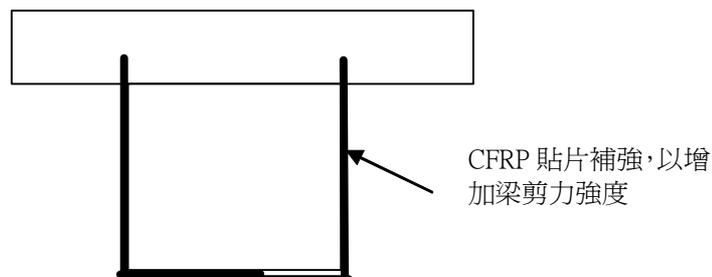


圖 2.5 CFRP 貼片補強

$$V_n = V_{cn} + V_{sn} + V_{cf} ,$$

$$V_{cn} = \phi_c \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_{sn} = \phi_s \times \frac{A_v \times f_y \times d}{S}$$

$$V_{cf} = \phi_{cf} \times \frac{A_{cf} \times E_{cf} \times \varepsilon_{cf} \times d_{cf}}{S_{cf}} , d_{cf} \text{ 為修補深度}$$

$$\varepsilon_{cf} = 0.004 , (\text{補單層時 } \varepsilon_{cf} = 0.002)$$

$$\phi_c = \phi_s = 0.85 , \phi_{cf} = 0.75$$

$$A_{cf} = b_{cf} \times n \times t_{cf}$$

若剪力補強層數 $n > 3$ 時，依前述方式計算出之剪力補強層數較多時，實際補強效果可能無法符合計算情況，可能導致 CFRP 脫層或錨碇處之局部破壞。從以往相關實務經驗中可歸納出下列數點結論：

1. 補強施工時碳纖維貼片疊層必需要有搭接長度，柱邊角、柱與牆連接時碳纖維貼片無法連續圍束柱體時，碳纖維貼片必需貼於牆面上，此時必需考慮柱與牆連接處必需做內 R 角處理。
2. 為使應力能足以傳遞，圍繞柱構件時，須有足夠之搭接長度。依照 CNS 5606 規定所做的試驗其搭接長度需大於 10cm 以上。
3. 由施工經驗在柱邊角處碳纖維貼片施做時需將纖維彎曲，若此彎曲處 R 角過小，會造成碳纖維貼片的皺折形成氣泡等施工不良現象。
4. 當碳纖維貼片無法連續包覆柱構件時，會造成受力時柱構件與碳纖維貼片向外膨脹，產生分離的可能，施作時必須選用適當的樹脂系統粘結劑，並通過規定的拉拔試驗。

5. 因碳纖維貼片耐久性差，顧及美觀上需求，故應於完成碳纖維貼片後之表面以樹脂水泥砂漿等材料被覆，以避免材料劣化。

2-2-3 錨栓補強設計

固接鋼板錨栓受剪力之設計公式(Hilti)【20】單一錨栓之抗剪強度可利用下式計算：

$$V_{HILTI} = 0.45(l/d_0)^{0.2} \cdot \sqrt{d_0} \cdot \sqrt{f'_{cc}} \cdot c_1^{1.5} \quad \text{其中}$$

l = 錨栓埋置深度，mm

d_0 = 錨栓標稱直徑，mm

f'_{cc} = 200mm 正立方體之混凝土抗壓強度，MPa

c_1 = 沿剪力方向錨栓中心線至混凝土邊緣之距離

圖 2.6~2.9 分別代表錨栓在未受任何影響以及受到邊距及間距不足或混凝土厚度不足時受到剪力的的情況，則抗剪強度為

$$V'_{HILTI} = V_{HILTI} \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot \psi_{\alpha,v} \cdot \psi_{ec,v} \cdot \psi_{ucr,v}$$

$A_{c,v}^0$ = 受折減後之投影面積 = $4.5 \cdot c_1^2$

$\psi_{s,v}$ = 邊距之修正因子 = $0.7 + 0.3 \frac{c_2}{1.5c_1} \leq 1$

$\psi_{h,v}$ = 混凝土厚度之修正因子 = $\left(\frac{1.5c_1}{h}\right)^{1/3} \geq 1$

$\psi_{ec,v}$ = 偏心載重之修正因子 = $\frac{1}{1 + 2e_v/3c_1} \geq 1$

e_v = 錨栓群中心至偏心載重之距離

$\psi_{\alpha,v}$ = 剪力方向之修正因子

=1.0, 若 $0^\circ \leq \alpha_v \leq 55^\circ$

= $\frac{1}{\cos \alpha_v + 0.5 \sin \alpha_v}$, 若 $55^\circ \leq \alpha_v \leq 90^\circ$

=2.0, 若 $90^\circ \leq \alpha_v \leq 180^\circ$

$\psi_{ucr,v}$ = 混凝土強度之修正因子

=1.0, 若在表面有裂縫之混凝土其邊緣無加勁或未含箍筋

=1.2, 若在表面有裂縫之混凝土其邊緣加勁

=1.4, 若在表面無裂縫之混凝土其邊緣加勁或含有箍筋

Hilti 設計公式大部份之內容與 ACI 318 設計公式大多相同，但多考慮了剪力方向的修正因子（圖 2.10），在其他設計公式還未見到。

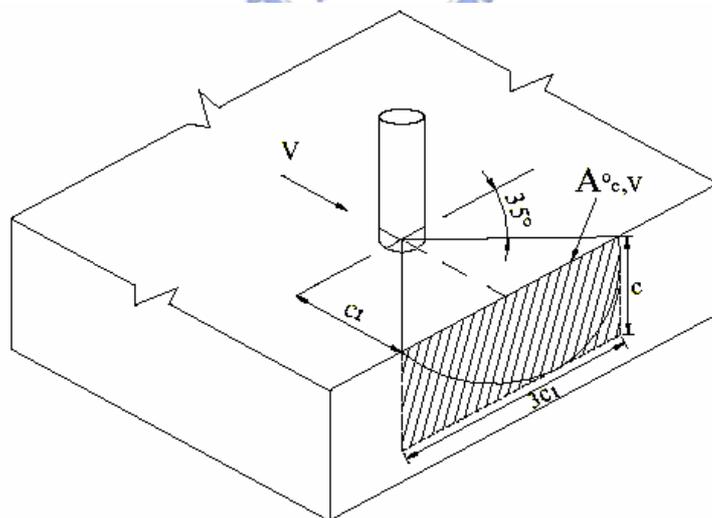


圖 2.6 Hilti 錨栓受剪力時混凝土應力錐投影面積

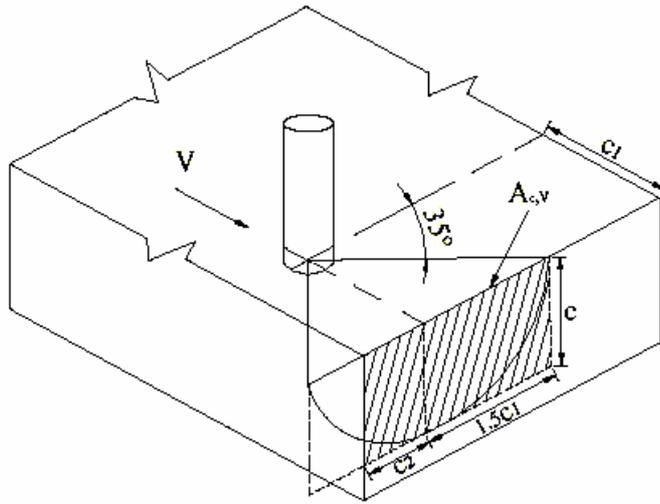


圖 2.7 受剪力作用時錨栓邊距不足對混凝土應力錐投影面積之影響

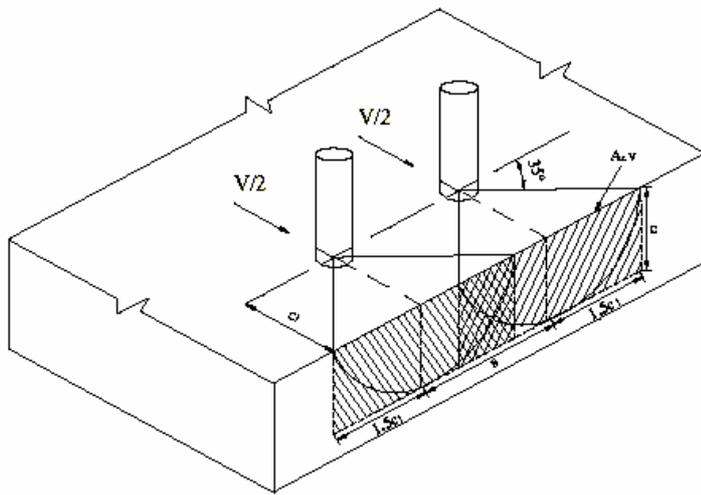


圖 2.8 受剪力作用時錨栓間距不足對混凝土應力錐投影面積之影響

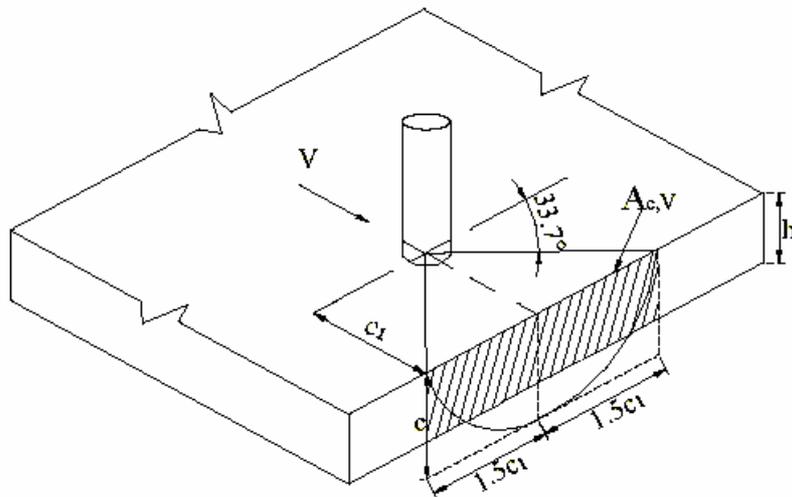


圖 2.9 受剪力作用時錨栓混凝土厚度不足對混凝土應力錐投影面積之影響

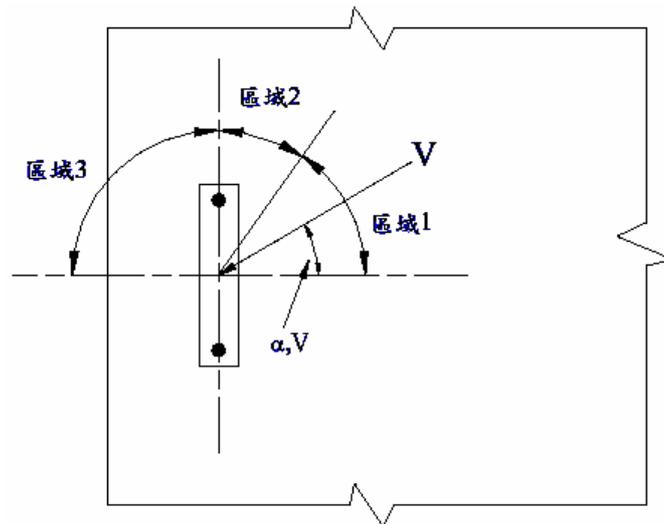


圖 2.10 錨栓受不同角度剪力之示意圖（依喜得釘技術手冊重製）

2-2-4 柱補強前後的強度評估

經由日本地區綜合之多項研究成果，得到了柱構材補強設計後極限彎矩強度及極限剪力強度之經驗公式，在國內已廣泛被應用在柱鋼板補強、柱碳纖維補強及柱鋼筋網圍束補強設計上。以下說明柱構材補強設計之計算式。

a. 補強後柱之極限彎矩經驗計算式

$$M_u = a_1 \cdot \sigma_y \cdot g + a_{12} \cdot \sigma_{y2} \cdot g_2 + 0.5 \cdot N \cdot d_2 \left(1 - \frac{N}{b_2 \cdot d_2 \cdot F_{C1}} \right) \quad (2.11)$$

其中

a_1 ：原有柱拉力鋼筋之斷面積(cm^2)

σ_y ：原有柱拉力鋼筋之降伏強度(kg/cm^2)

g ：原有柱拉力筋與壓力筋之間距(cm)

a_{12} ：補強部份柱拉力鋼筋之斷面積(cm^2)

σ_{y2} : 補強部份柱拉力鋼筋之降伏強度(kg/cm²)

g_2 : 補強部份柱拉力筋與壓力筋之間距(cm)

b_2 : 補強後柱之寬度(cm)

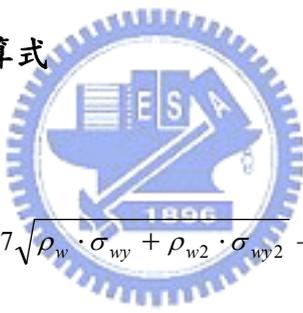
d_2 : 補強後柱之深度(cm)

N : 柱軸向力(kg)

F_{C1} : 原有柱混凝土之抗壓強度(kg/cm²)

柱構材補強後之斷面如圖 2.11 所示。

b. 補強後柱之極限剪力計算式


$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \rho_{t2}^{0.23} (180 + F_{C1})}{\left(\frac{M}{Q \cdot d_2} + 0.12 \right)} + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_{wy} + \rho_{w2} \cdot \sigma_{wy2}} + 0.1 \frac{N}{b_2 \cdot d_2} \right\} \times 0.8 \cdot b_2 \cdot d_2 \quad (2.12)$$

其中，

ρ_{t2} : 補強後拉力鋼筋比(%)

ρ_w : 原有柱剪力鋼筋比(%)

ρ_{w2} : 補強部份柱剪力鋼筋比， $\rho_w + \rho_{w2} > 0.012$ 時取 0.012

σ_{wy} : 原有柱剪力鋼筋之降伏強度(kg/cm²)

σ_{wy2} : 補強部份柱剪力鋼筋之降伏強度(kg/cm²)

b_2 ：補強後柱之寬度(cm)

d_2 ：補強後柱之有效深度(cm)

Q_d ：原有柱之設計剪力強度； $\frac{M}{Q_d \cdot d_2}$ 小於 1 時取 1；大於 3 時取 3

F_{C1} ：原有柱混凝土之抗壓強度(kg/cm²)

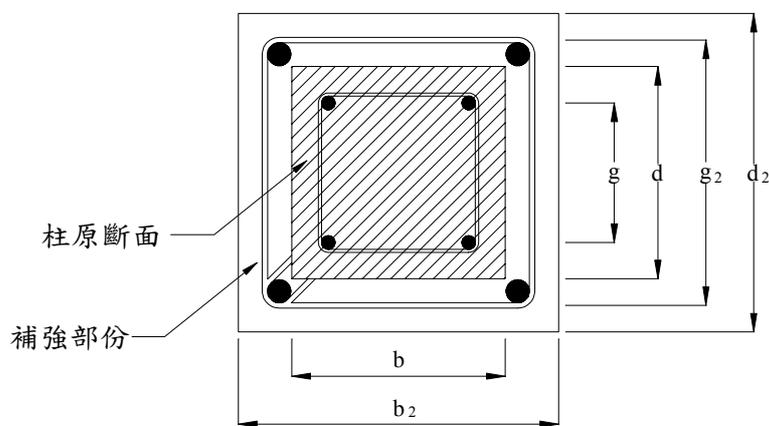


圖 2.11 柱構材補強後之斷面

2-3 整體結構耐震補強法

當結構抵抗地震水平橫力之能力不足時，須加設抵抗水平橫力之構材來改變結構系統的動力特性及力量傳遞路徑。以下將介紹目前業界在新建或補強工法中，用來改善結構整體耐震能力所常見的方式。

2-3-1 增設 RC 剪力牆設計

建築物整體之耐震能力可能因材料老化、施工因素或震害受損，或因新規範之耐震設計標準提升而有所不足。結構補強方式中，以改變結構系統的力量傳遞路徑提升結構物耐震能力者，目前在工程界仍以增設鋼筋混凝土剪力牆之工法為最普遍。

剪力牆之功用

增設剪力牆不但可增加樓層剛度，防止變形過大，而適當的調整個別樓層的壁量及位置更可減緩樓層剛心與質心因偏心所產生的額外扭力。而垂直剛度分布不連續之建築物，也可藉由剪力牆之調整以提高建築物之抗震能力。但是增設剪力牆雖會因其高勁度，吸收了大部分的地震力，卻可能造成支承其下之基礎承載能力不足之窘境。因此採用剪力牆進行耐震補強時，須檢核基礎與周邊柱的承載能力無虞，才能確保剪力牆發揮應有之抗震能力，否則就不宜採用。

根據相關實務經驗，剪力牆的設計可歸納出下列數點注意事項：

1. RC 剪力牆所受側向力在極限狀態下，其周邊界面有高量之剪力傳遞，必須有效處理以控制其裂縫發展。
2. RC 剪力牆受側向力作用時，將引致周邊剪力傳至構架上，柱軸力與樓版剪力傳遞之影響應予以檢核，極限狀態下其破壞形式為何亦要加以考量。
3. RC 剪力牆係改變原有抗彎矩構架之橫力抵抗行為，變成「二元系統」。其整體結構之韌性有所改變，因結構周期計算可能由 $T=0.070h_n^{3/4}$ 改為 $T=0.050h_n^{3/4}$ ，屬「強度補強」之形式，採用之設計地震力須有所調整。
4. 增設 RC 剪力牆內不宜有太大之開口，除非開口周圍有適當之補強，並能掌握其結構行為時始得為之。

5. 最好採上下連續之形式設置 RC 剪力牆，由於其周邊柱將傳遞大量之軸向力，因此對於原基礎之設計檢核相當重要，若檢核強度不足時則不宜採用此一工法。
6. 增設抗震 RC 剪力牆之平面位置必須避免造成剛心與質心偏移量過大，而產生平面扭轉效應。
7. 加設剪力牆後，由於相鄰區域之勁度增大，將導致受力集中於此處。因此與剪力牆相連接之梁柱接頭必須針對彎矩及剪力強度加以檢核。

2-3-2 增設鋼骨斜撐框架設計

增設鋼骨斜撐鋼框作為結構耐震補強之設計概念與增設 RC 剪力牆類似，只是改以斜撐鋼構材提供所需之強度與勁度對於軟弱層極限剪力強度之提高有很大助的益，惟其設計仍須配合內部空間動線之使用。其設計要點包括如下：

1. 如同 RC 剪力牆補強設計，增設鋼骨斜撐鋼框架亦為改變原有抗彎矩構架系統(MRF)而成為二元系統。整體韌性有所改變，屬「強度補強」方式，結構週期之計算公式與原設計可能不同，須注意地震力之調整。
2. 鋼骨斜撐框架之周邊須傳遞大量軸力，梁柱接頭剪力強度需求也會增加，故須予檢討。
3. 鋼骨斜撐框架之設計可採容許應力法或極限設計法進行設計。
4. 增設鋼骨斜撐框架之位置應避免造成剛心與質心偏移過大而導致平面扭轉效應，且應考量平衡既有壁體配置之結構對稱性，此舉對於軟弱層極限剪力強度之提高有很大助的益。在配置上宜採上下連續設計，同時，

檢討各層極限層剪力與相鄰樓層之比值仍須符合規範要求，以避免造成軟弱層。

5. 增設之鋼骨斜撐構架受橫力作用時其基礎承載能力之檢核仍要加以考量。與 RC 剪力牆相同，其極限狀態下屬何種破壞型式亦要掌握。

2-3-3 增設制震裝置之結構補強工法

結構動力系統中，固有之阻尼特性可以消散地震傳入結構的能量，阻尼比越高，減震效果越佳。惟結構體固有之阻尼比並不高，一般不到百分之三，因此地震來襲時實質能消散的能量十分有限，當強震時結構便容易發生破壞甚至倒塌。

結構制震設計之原理，即利用消能元件提供結構附加之阻尼，以改善結構之動力特性，提升結構消散地震能量之能力。同時，位移型消能元件亦可提昇結構體之勁度，減少結構之變形。當結構體在地震力之作用下，位移型消能元件降伏後將產生非彈性行為而發揮消能作用，其消能行為可由力-位移關係之遲滯迴圈(Hysteretic loop)評估。在設計上如何將大部分振動能量有效地引導至消能元件，乃制震設計成功之關鍵。消能元件（加勁阻尼鋼板）之安裝常須配合 K 形或倒 V 型斜撐或制震壁型式(如圖 2.12)。

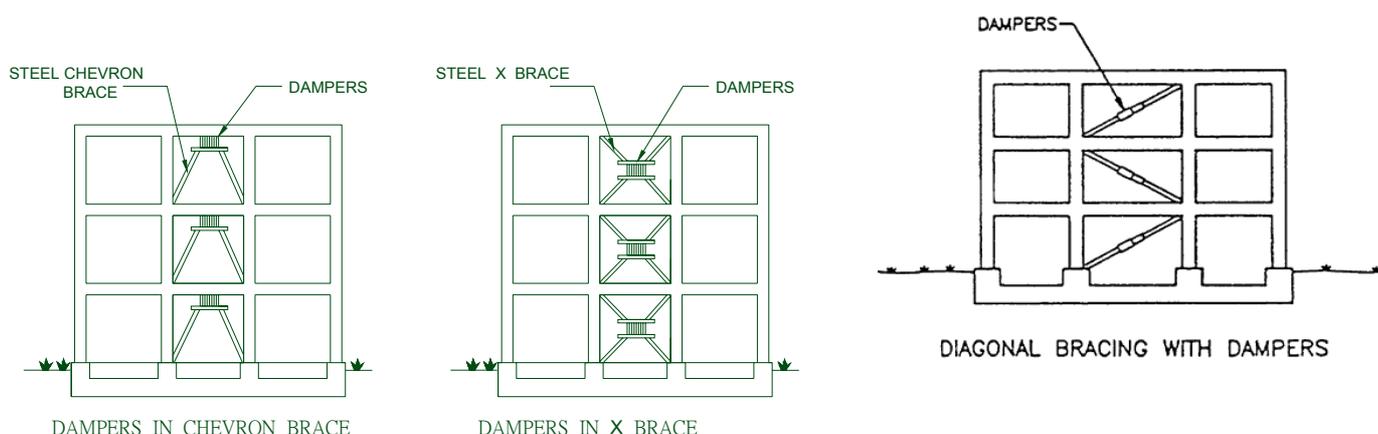


圖 2.12 制震設計消能器安裝示意圖

消能減震之實現

圖 2.13 所示結構第 i 樓層與第 $i-1$ 樓層之相對位移為 $u_i - u_{i-1}$ ，由於斜撐的軸向勁度極大，其變形可以忽略，因此，消能元件之相對變形量幾乎等於 $u_i - u_{i-1}$ ，但因加勁阻尼鋼板的淨高遠較柱身為短，其應變量要比柱大得多，因此當柱還在彈性範圍時，加勁阻尼鋼板已先行降伏而將大部分的地震能量吸收過去，不必依賴梁、柱端斷面降伏所形成之塑角來消能，而確保結構在地震中不受破壞。換言之，安裝消能元件的結構，可降低對構件的韌性需求，過去所擔心的構材韌性容量不足之問題可獲得解決。

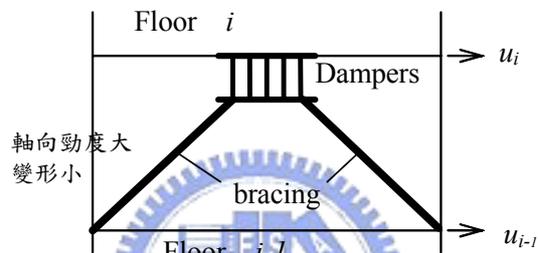


圖 2.13 消能元件之安裝示意圖

消能減震設計可用於新建結構及既存結構之耐震補強，無論是鋼結構或 RC 結構均能適用。鋼結構因材料強度高，故設計斷面較小，傳統鋼構設計多已利用斜撐提高結構之勁度，因此在既有的架構上搭配消能元件之補強設計並不困難；RC 結構則須在擇定裝置消能器之 RC 梁柱構架周邊加設鋼製框架，其間以化學錨栓接合，再將斜撐與消能器固定於鋼製框架間，如圖 2.14 所示。

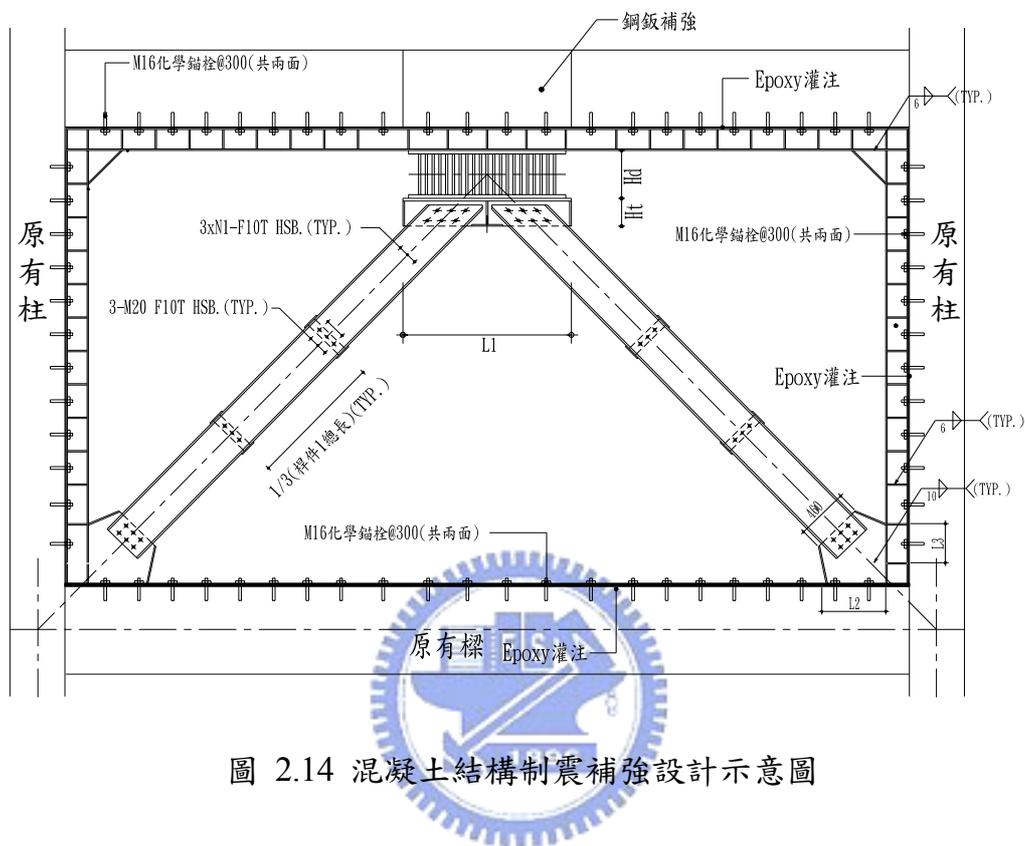


圖 2.14 混凝土結構制震補強設計示意圖

第三章 消能制震系統之評估

結構系統本身具備固有之阻尼可降低結構之地震反應，阻尼比越高則受震反應將愈小。事實上，結構體本身所具備之固有阻尼比並不高，一般不到 3%。混凝土結構之構件因地震而產生非彈性變形的裂縫時，其阻尼比約可提升至 3%~5% 左右；鋼結構因構件降伏其阻尼比可達 5%~7%。結構體在未發生破壞時，其本身所能提供之消能能力相當有限，即使結構構件因強震發生降伏或破裂，其所提供之阻尼比亦不足以確保結構不會崩塌。

根據圖 3.1 位移與加速度的反應譜可知，當結構阻尼比增加時，其加速度與位移反應都會有大幅度之折減，不管結構本身是長週期（高樓結構）或短週期（低矮樓房）。結構制震之設計原理，即利用消能元件提供結構額外的附加阻尼，藉以增加消散地震能量之能力，使結構的受震反應可因阻尼比的提升而降低。同時，在部分消能元件亦具備提昇結構體勁度之能力，因而可同時改善結構因勁度不足或軟弱層等所造成變位過大之問題。

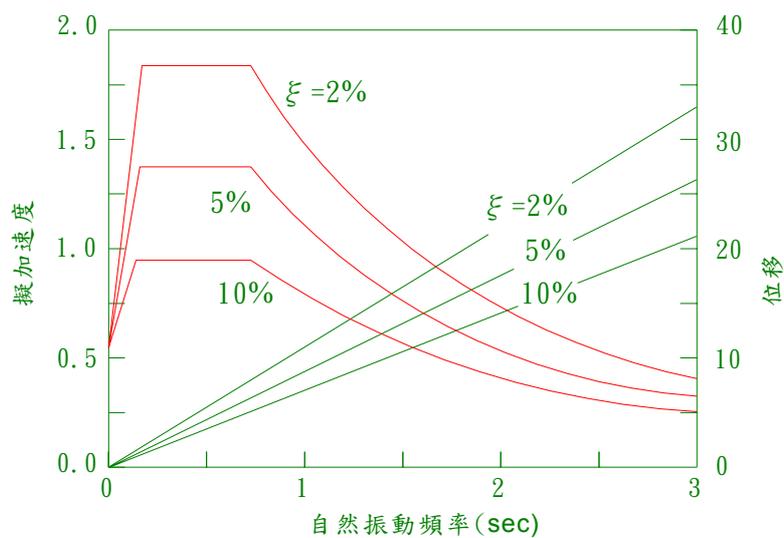


圖 3.1 加速度與位移反應譜

3.1 消能制震系統之選擇

減震系統之設計概念是允許地震力傳入結構，藉由額外在建築物中加裝阻尼器來吸收地震傳入結構之能量，讓阻尼器之非彈性行為來減緩結構的受震反應，並維持結構主構件在彈性範圍內。依照阻尼器之受力特性，可將其區分為位移相依型(Displacement-Dependent)及速度相依型(Velocity-Dependent)兩種，茲分別說明如下：

(a) 位移相依型阻尼器

位移阻尼器之動力特性與加載位移相關，而與外力加載速度或外力作用頻率無關。位移型阻尼器主要是透過摩擦消能或材料塑性變形所產生的遲滯行為來達到消散地震能量之目的。其代表性之系統包括摩擦阻尼器(Friction Damper)與金屬降伏阻尼器(Metallic Yielding Dampers)等，其中摩擦阻尼器因耐久性、穩定性及效能均不易掌握，因此市場上以金屬降伏阻尼器較具有發展潛力。

(b) 速度相依型阻尼器

速度型阻尼器之動力特性與加載速度相關，一般而言，其所採用的材質不外乎粘彈性固體、黏性流體等，主要藉由利用特殊填充材之流動產生抵抗阻力或透過粘彈性材料之剪力變形來消散能量。其代表性之系統包括液流黏性阻尼器(Viscous Fluid Damper)與黏彈性阻尼器(Viscoelastic Damper)等。

速度型阻尼器因材料之黏滯性隨溫度升高而降低，其減震性能亦隨溫度升高而遞減，因此在使用時需特別注意環境的溫度因素。此外，速度型阻尼器亦比位移型阻尼器需要更高的安裝定位(alignment)精度才能確保阻尼器發揮理想之減震效果。由於阻尼器兩端為插鞘式(pin)接頭，活塞桿的軸心須與斜撐斷面形心完全重合才能確保活塞運動不因偏心而產生撓曲，若定位稍有偏差，則

消能器與斜撐接合處將發生轉角而抵消阻尼器之抗震力。另外，由於消能器在重力長期作用下必然發生潛變（creep）而使定位偏離，若無定期校正維護，阻尼器之定位偏差將無可避免。基於上述之因素，加上考量實際應用的耐久性條件，本研究將僅針對位移型阻尼器作為結構補強之探討。

金屬降伏型阻尼器在實務應用上具有下列之優點：

(1)材料取得容易

鋼板為常用之建材，土木工程師對於鋼板之力學特性極其熟悉，以此作為消能元件之素材在設計上較易掌握。

(2)加工過程簡單

金屬降伏型阻尼器之設計簡單，加工容易，一般之鐵工廠即有能力製作。由於加工迅速，毫不費時，應用於工期有限之補強工程時更見其優勢。

(3)安裝方式簡便

金屬降伏型阻尼器係藉由撐構或 RC 壁體安裝在結構體上，設計上多以螺栓接合，故安裝程序十分簡單，一般鋼構廠具備的施工技術即能勝任。

(4)長期維護容易

金屬降伏型阻尼器製作時須作適度之防銹處理外，使用期間並不需要特別的維護。其他類型的消能器如液流阻尼器，在長期使用後容易發生漏油的情形，在維護上十分麻煩。

3-2 X形金屬降伏阻尼器之力學原理

3-2-1 X形金屬降伏阻尼器之曲率變化

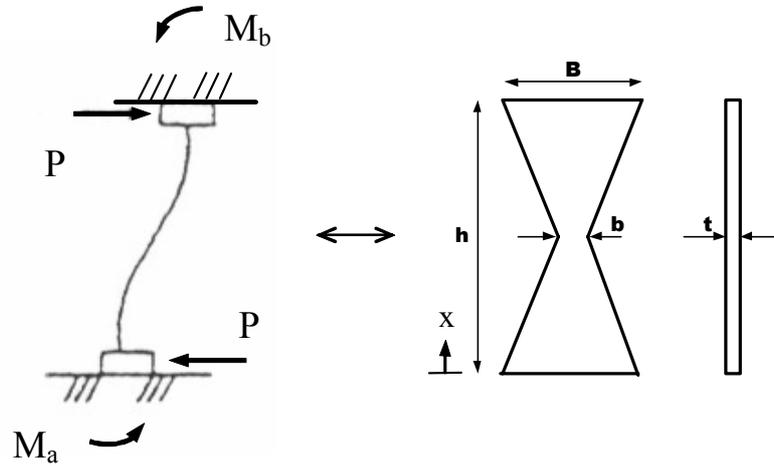


圖 3.2 阻尼器之受力示意圖

鋼板所受剪力 P 與兩固定端彎矩之關係為

$$P=(M_a+M_b)/h, \text{ 由於兩端對稱, 因此 } M_a=M_b=M$$

$$P=2M/h \tag{3.1}$$

$$M=Ph/2 \tag{3.2}$$

首先考慮鋼板在 $h/2$ 處之寬 $b=0$ 之理想條件下，斷面彎矩

$$M(x)=Ph/2-Px=P(h-2x)/2 \quad 0 \leq x \leq \frac{h}{2}$$

斷面之二次慣性矩 (3.3)

$$I(x)=Bt^3(1-2x/h)/12 \quad 0 \leq x \leq \frac{h}{2} \tag{3.4}$$

則其曲率

$$\frac{M(x)}{EI(x)} = \frac{6P(h-2x)}{Bt^3(1-2x/h)} = \frac{6P}{Bht^3} = const \quad (3.5)$$

若 $b \neq 0$ 時

$$I(x) = \frac{[Bh - 2(B-b)x]}{12h} t^3 \quad (3.6)$$

則
$$\frac{M(x)}{EI(x)} = \frac{P(h-2x)/2}{E \frac{[bh - 2(B-b)x]}{2h} t^3} = \frac{6Ph^2 - 12Phx}{Et^3[bh - 2(B-b)x]} \quad (3.7)$$

由以上之分析可知，當受到垂直於鋼板之側向力作用時，鋼板斷面的二次慣性矩與彎矩之分佈均沿鋼板高度方向呈線性變化，而使每片鋼板沿高度方向各斷面的曲率均相同。因此當鋼板達到降伏應力時，可確保整片鋼板皆降伏而非集中於固定端，不會發生應力與應變集中的現象，而使鋼板的每一吋都能夠充分降伏而大幅提升其整體之消能能力。

3-2-2 X 形金屬降伏阻尼器之勁度

取半分析

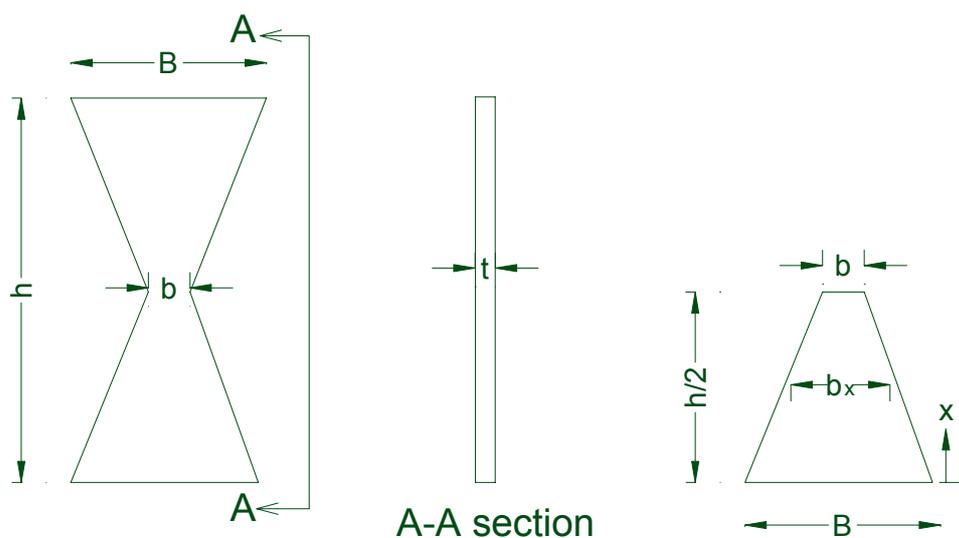


圖 3.3 阻尼器取半分析示意圖

考慮 X 形鋼板上下兩端為完全固接，且同時考慮其彎矩及剪應力效應，則其應變能為

$$U = 2\left(\frac{1}{2}\int_0^{h/2} \frac{M_x^2}{EI_x} dx + \frac{1}{2}\int_0^{h/2} \frac{f_s V_x^2}{2GA_x} dx\right) \quad (3.8)$$

其中

$$I_x = \frac{[Bh + 2(B-b)x]}{12h} t^3, 0 \leq x \leq h/2$$

$$A_x = \frac{Bh + 2(B-b)x}{h} t$$

$$f_s = \frac{6}{5} \text{ (矩形之形狀係數)}$$

$$M_x = P\left(\frac{h}{2} - x\right) ; V_x = P$$



在外力 P 作用下，位移 δ 可由卡氏定理得到：

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{dU}{dP} = 2\left[\int_0^{h/2} \frac{M_x \left(\frac{dM_x}{dP}\right)}{EI_x} dx + \int_0^{h/2} \frac{f_s V_x \left(\frac{dV_x}{dP}\right)}{GA_x} dx\right] \\ &= \frac{24Ph}{Et^3} \int_0^{h/2} \frac{x^2 - hx + \frac{h^2}{4}}{Bh - 2(B-h)x} dx + \frac{2f_s Ph}{Gt} \int_0^{h/2} \frac{1}{Bh - 2(B-b)x} dx \\ &= \frac{6Ph^3 B - 18Ph^3 b}{4Et^3 (B-b)^2} - \frac{3Ph^3 b^2}{Et^3 (B-b)^3} \ln \left| \frac{b}{B} \right| - \frac{f_s Ph}{Gt(B-b)} \ln \left| \frac{b}{B} \right| \end{aligned} \quad (3.9)$$

亦即 X 形鋼板之側向勁度

$$k_d = \frac{1}{\frac{6Ph^3 B - 18Ph^3 b}{4Et^3 (B-b)^2} - \frac{3Ph^3 b^2}{Et^3 (B-b)^3} \ln \left| \frac{b}{B} \right| - \frac{f_s Ph}{Gt(B-b)} \ln \left| \frac{b}{B} \right|} \quad (3.10)$$

若忽略剪力變形且令 b 趨近於 0 時，則其側向勁度可簡化為

$$k_d \cong \frac{2EBt^3}{3h^3} \quad (3.11)$$

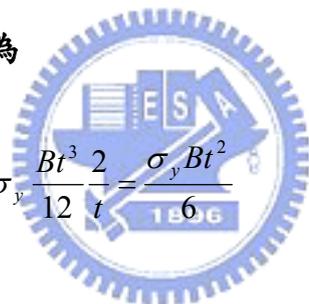
(當 h/t 很小時剪力變形效應才會比較顯著)

若加勁阻尼裝置係由 N 片 X 型消能鋼板所組成，則整組金屬降伏型阻尼裝置之 k_d 可表示為

$$k_d = \frac{2NEBt^3}{3h^3} \quad (3.12)$$

鋼板之固端降伏彎矩為

$$M_y = \frac{\sigma_y I_x}{t/2} = \sigma_y \frac{Bt^3}{12} \frac{2}{t} = \frac{\sigma_y Bt^2}{6} \quad (3.13)$$



鋼板之降伏剪力

$$P_y = \frac{2M_y}{h} = \frac{\sigma_y Bt^2}{3h} \quad (3.14)$$

鋼板之塑性彎矩

$$M_p = 1.5M_y \quad (3.15)$$

鋼板之塑性剪力

$$P_p = \frac{M_p}{h/2} = \frac{\sigma_y Bt^2}{2h} \quad (3.16)$$

鋼板之降伏位移

$$\Delta_y = \frac{P_y}{K_d} \cong \left(\frac{\sigma_y B t^2}{3h} \right) \left(\frac{3h^3}{2EBt^3} \right) = \frac{\sigma_y h^2}{2Et} \quad (3.17)$$

最小寬度考量

當 X 形金屬降伏型阻尼器之固定端達到極限彎矩時，其漸變斷之最小寬度須提供足夠的剪力強度，以避免金屬降伏型阻尼器在斷面較小處發生剪力破壞。因此，X 形金屬降伏型阻尼器之剪力強度 S_s 至少須大於固端之極限荷載 P_{ult}

$$S_s \geq P_{ult} = 1.5P_p = \frac{3\sigma_y B t^2}{4h} \quad (3.18)$$

其中

$$S_s = (0.55\sigma_y)bt \quad (3.19)$$

因此，由式(3.18)及(3.19)可得

$$\frac{b}{B} \geq 1.36 \frac{t}{h} \quad (3.20)$$

故在設計金屬降伏型阻尼器時，為避免在最小寬度處發生剪力破壞，其最小寬度須滿足式(3.20)之不等式。

由上述分析顯示，理論勁度與降伏位移皆相依於消能鋼板之高厚比(h/t)，因此當鋼板高度減低或厚度增加時，勁度將急速增大，降伏位移則減少，故若需要較大噸數之加勁阻尼構件時，可選擇一較小的鋼板高厚比(h/t)之消能器。

3-2-3 X 形金屬降伏阻尼器之側力與側位移關係

X 形金屬降伏型阻尼器之側力與側位移關係，可分別針對 (1)在彈性階段、(2)初始降伏階段與(3)塑性階段等三階段進行探討，說明如下【27】：

(1) 彈性範圍

此時側力 P 與側位移 Δ 的關係可表示為

$$P = \frac{2NEbt^3}{3h^3} \Delta \quad (3.21)$$

(2) 初始降伏階段

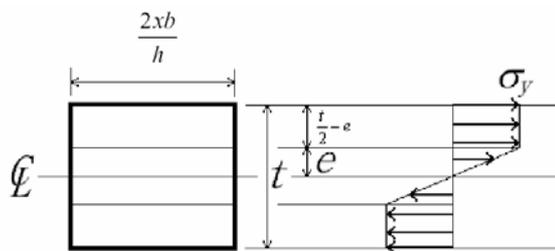
此時側力 P 與側位移 Δ 的關係可表示為

$$P = \frac{2NEbt^3}{3h^3} \Delta_y = \frac{\sigma_y Bt^2}{3h} \quad (3.22)$$

(3) 塑性階段

考慮距自由端 x 處斷面之應力分佈，其彎矩可表示為

$$\begin{aligned} M &= Px \\ &= \sigma_y \frac{2xb}{h} \left(\frac{t}{2} - e \right) \left(\frac{t}{2} + e \right) + \sigma_y \frac{2xb}{h} \frac{e}{2} \left(\frac{2}{3} \cdot 2e \right) \\ &= P_y x \left(\frac{3}{2} - \frac{2e^2}{t^2} \right) \end{aligned} \quad (3.23)$$



在忽略正負號的情況下，斷面彈性心部外緣之應變量可計算如下：

$$\varepsilon = \frac{\sigma_y}{E} = \kappa e \quad (3.24)$$

因此曲率可表示為

$$\kappa = \frac{\sigma_y}{Ee} \quad (3.25)$$

當 $e = t/2$ 時，此時斷面表層剛進入降伏，斷面之降伏曲率可表示為

$$\kappa_y = \frac{2\sigma_y}{Et} \quad (3.26)$$

由式(3.25)及式(3.26)可得

$$\frac{\kappa_y}{\kappa} = \frac{2e}{t} \quad (3.27)$$

將式(3.27)代入式(3.23)可得力與曲率之關係

$$\frac{P}{P_y} = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{\kappa_y}{\kappa} \right)^2 \quad (3.28)$$

$$\kappa = \frac{\kappa_y}{\sqrt{3 - 2P/P_y}} \quad (3.29)$$

利用單位虛載重法求解側力 P 與側位移 Δ 的關係

$$\begin{aligned} 1 \cdot \Delta / 2 &= \int_0^{h/2} \frac{Mm}{EI} dx = \int_0^{h/2} m \kappa dx = \int_0^{h/2} (1 \cdot x) \frac{\frac{2\sigma_y}{Et}}{\sqrt{3 - 2P/P_y}} dx \\ &= \int_0^{h/2} \frac{2x}{Et} \frac{\frac{3hP_y}{Nbt^2}}{\sqrt{\frac{3P_y - 2P}{P_y}}} dx = \frac{3h^3 P_y^{3/2}}{4NEbt^3 \sqrt{3P_y - 2P}} \end{aligned} \quad (3.30)$$

得側力與側位移關係為

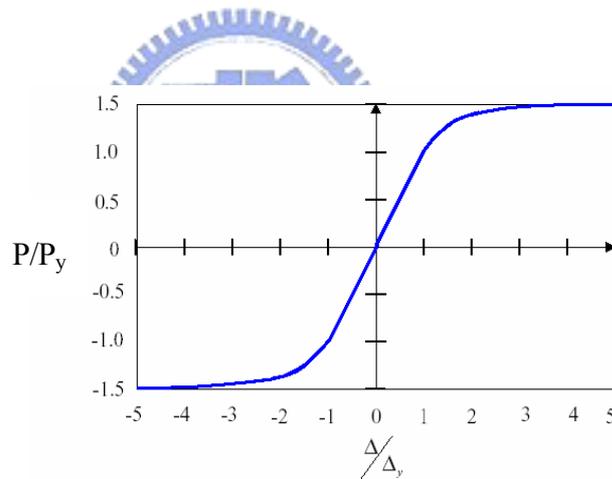
$$P = \frac{3}{2}P_y - \frac{9h^6 P_y^3}{32N^2(\Delta/2)^2 E^2 b^2 t^6} \quad (3.31)$$

將 $P_y = k_d \Delta_y$ 代入式(3.31)可將側力與側位移關係化簡成

$$\frac{P}{P_y} = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta_y}{\Delta} \right)^2 \quad (3.32)$$

綜上所述，力與位移的關係可表示如下：

$$\begin{cases} \frac{P}{P_y} = \frac{\Delta}{\Delta_y} & |\Delta| \leq \Delta_y \\ \frac{P}{P_y} = \left| \frac{3}{2} - \frac{1}{2(\Delta/\Delta_y)^2} \right| \text{sgn}(\Delta) & |\Delta| > \Delta_y \end{cases} \quad (3.33)$$



3-3 金屬降伏型阻尼器之消散能量能與位移之關係

以位移控制方式對金屬降伏阻尼器進行往覆載重實驗，位移幅度 $\Delta = \mu \Delta_y$ ， $\mu > 1$ ，其中 μ 為韌性比。在每一回合往覆載重下，金屬降伏阻尼器側力與位移之關係形成一遲滯迴圈，如圖 3.4 所示。遲滯迴圈所包圍的面積即為單一循環所消散的能量 $U/P_y \Delta_y$ ，韌性比與消能面積之關係曲線如圖 3.5 所示【28】。

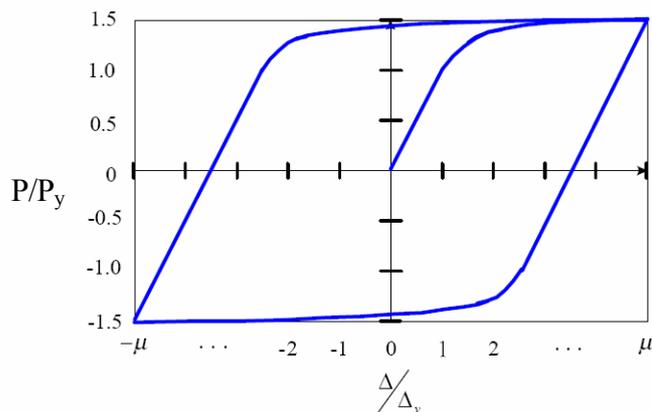
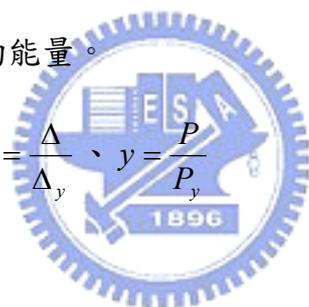


圖 3.4 X 形金屬降伏阻尼器遲滯迴圈

若將金屬降伏阻尼器之單一循環所行走的路徑示由座標點 A 以順時針方向依次經過 B、C、D、E、F，最後回到 A 點，完成單一循環（如圖 3.6）。分別對曲線 AB、BC、CD、DE、EF 及 FA 作積分，其總合即為金屬降伏阻尼器完成單一循環所消散的能量。

為便於計算，以下令 $x = \frac{\Delta}{\Delta_y}$ 、 $y = \frac{P}{P_y}$



1. 曲線 AB 部分：

本段曲線之程式為

$$y = x - \left(\frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2\mu^2} \right) = x - v \tag{3.34a}$$

其中 $v = \frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2\mu^2}$ 。積分得

$$\begin{aligned} \int_{x=-\mu}^{x=\frac{3}{2}-\mu-\frac{1}{2\mu^2}} \left(x - \left(\frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2\mu^2} \right) \right) dx &= \int_{x=-\mu}^{x=v} (x - v) dx \\ &= -\frac{1}{8\mu^4} + \frac{3}{4\mu^2} - \frac{9}{8} \end{aligned} \tag{3.34b}$$

2. 曲線 BC 部分：

本段曲線之程式為

$$y = x - \left(\frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2\mu^2} \right) = x - v \quad (3.35a)$$

其中 $v = \frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2\mu^2}$ ，積分得

$$\int_{x=\frac{3}{2}-\mu-\frac{1}{2\mu^2}}^{x=\frac{3}{2}-\mu-\frac{1}{2\mu^2}+1} \left(x - \left(\frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2\mu^2} \right) \right) dx = \int_{x=v}^{x=v+1} (x-v) dx \quad (3.35b)$$

$$= \frac{1}{2}$$

3. 曲線 CD 部分：

本段曲線之程式為

$$y = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\left(x - \left(\frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2\mu^2} \right) \right)^2} = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(x-v)^2} \quad (3.36a)$$

其中 $v = \frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2\mu^2}$ ，積分得

$$\int_{x=\frac{3}{2}-\mu-\frac{1}{2\mu^2}}^{x=\mu} \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\left(x - \left(\frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2\mu^2} \right) \right)^2} \right) dx = \int_{x=v+1}^{x=\mu} \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(x-v)^2} \right) dx$$

$$= 3\mu - \frac{9}{4} + \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{\mu^2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\frac{3}{2} - 2\mu - \frac{1}{2\mu^2}} - 2 \quad (3.36b)$$

4. 曲線 DE 部分：

本段曲線之程式為

$$y = x + \frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(\mu-v)^2} = x - w \quad (3.37a)$$

其中 $w = -\frac{3}{2} + \mu + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(\mu-v)^2}$ 積分得

$$\int_{x=\mu}^{x=-\frac{3}{2}+\mu+\frac{1}{2(\mu-v)^2}} \left(x + \frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(\mu-v)^2} \right) dx = \int_{x=v}^{x=w} (x-w) dx$$

$$= -\frac{9}{8} + \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{\left(\frac{3}{2}-2\mu-\frac{1}{2\mu^2}\right)^2} - \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{\left(\frac{3}{2}-2\mu-\frac{1}{2\mu^2}\right)^4}$$
(3.37b)

5. 曲線 EF 部分：

本段曲線之程式為

$$y = x + \frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(\mu-v)^2} = x - w$$
(3.38a)

其中 $w = -\frac{3}{2} + \mu + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(\mu-v)^2}$ 積分得

$$\int_{x=\mu}^{x=-\frac{3}{2}+\mu+\frac{1}{2(\mu-v)^2}} \left(x + \frac{3}{2} - \mu - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(\mu-v)^2} \right) dx = \int_{x=w}^{x=w-1} (x-w) dx$$

$$= \frac{1}{2}$$
(3.38b)

6. 曲線 FA 部分：

本段曲線之程式為

$$y = -\frac{3}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\left(x - \left(-\frac{3}{2} + \mu + \frac{1}{2(\mu-v)^2}\right)\right)^2} = -\frac{3}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(x-w)^2}$$
(3.39a)

其中 $w = -\frac{3}{2} + \mu + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(\mu-v)^2}$ 積分得

$$\int_{x=-\frac{3}{2}+\mu+\frac{1}{2(\mu-v)^2}-1}^{x=-\mu} \left(-\frac{3}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\left(x - \left(-\frac{3}{2} + \mu + \frac{1}{2(\mu-v)^2}\right)\right)^2} \right) dx$$

$$= \int_{x=w-1}^{x=-\mu} \left(-\frac{3}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{(x-w)^2} \right) dx$$
(3.39b)

$$= -2 + \frac{3}{2} \mu + \frac{3}{2} \mu + \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{\left(\frac{3}{2}-2\mu-\frac{1}{2\mu^2}\right)^2} - \frac{9}{4} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{-\frac{3}{2}+2\mu+\frac{0.5}{\left(\frac{3}{2}-2\mu-\frac{1}{2\mu^2}\right)^2}}$$

將式(3.34)~式(3.39)相加可得式(3.40)，即為單一循環所消散的面積：

$$\frac{U}{P_y \Delta_y} = 6\mu - 9.75 + \frac{3}{2} \frac{1}{\mu^2} - \frac{1}{8} \frac{1}{\mu^4} - \frac{1}{2} \frac{1}{\left(\frac{3}{2} - 2\mu - \frac{1}{2\mu^2}\right)} + \frac{3}{2} \frac{1}{\left(\frac{3}{2} - 2\mu - \frac{1}{2\mu^2}\right)^2} - \frac{1}{8} \frac{1}{\left(\frac{3}{2} - 2\mu - \frac{1}{2\mu^2}\right)^4} + \frac{1}{2} \frac{1}{2\mu - \frac{3}{2} + \frac{0.5}{\left(\frac{3}{2} - 2\mu - \frac{1}{2\mu^2}\right)^2}} \quad (3.40)$$

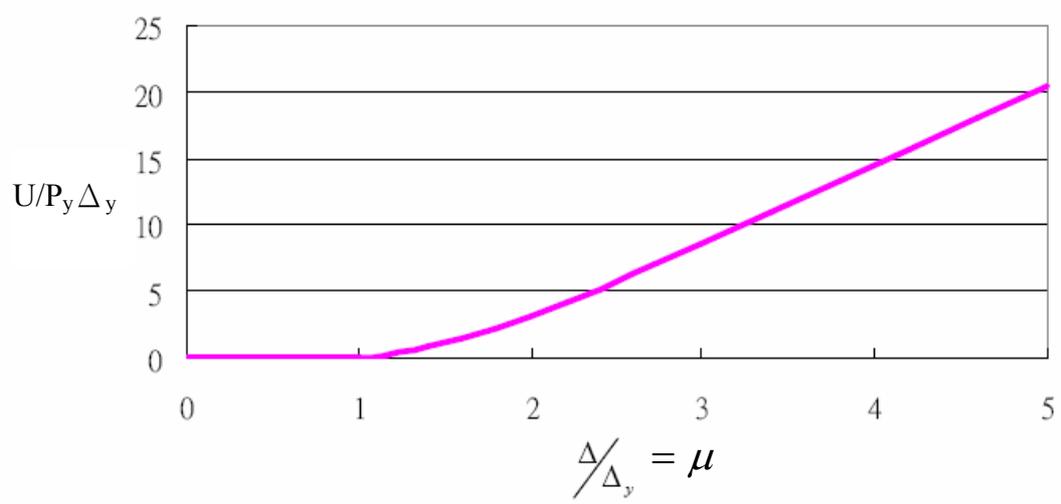


圖 3.5 側位移與消能面積關係

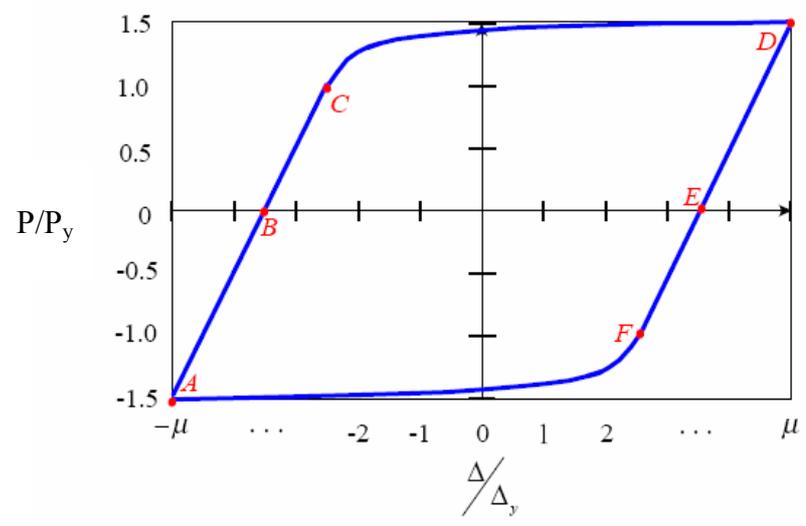


圖 3.6 X形金屬降伏阻尼器單一循環所行走的路徑示意圖

3-4 X形金屬降伏阻尼器之安裝

X形金屬降伏阻尼器之安裝可透過不同的形式安裝於結構體，其不僅可應用於鋼結構，同時亦可應用於新建 RC 結構或補強 RC 結構上。對於新建之鋼結構而言，其安裝方式可透過 K 型斜撐或 X 型斜撐進行安裝（如圖 3.7）。而對於長跨距之 RC 房屋結構而言，為方便建築師在室內之動線規劃，亦可考慮將其安裝成制震壁之形式（如圖 3.8 及圖 3.10）。另外，若為補強結構，吾人亦可透過鋼框架之形式，將其安置於框架內（如圖 3.9）。

3-4-1 鋼構造接合型式

斜撐設計將依制震鉸阻尼器之極限強度作為設計之基準，估算制震鉸阻尼器之極限強度時必須考慮制震鉸的強度可能高於標稱強度，且在降伏後有應變硬化之效應，因此將以 $P_{ult} = 1.5P_p$ 作為制震鉸極限剪力強度，其中 $P_p = 1.5P_y$ ， P_y 為制震鉸之標稱剪力強度，據此可算出斜撐之設計軸力 P_{br} 。

$$P_{br} = \frac{2.25P_y}{2 \cos \alpha} \quad (3.41)$$

其中， α 為斜撐與梁之夾角。

根據斜撐設計軸力，可估算斜撐之斷面積 A_{re}

$$A_{re} \geq \frac{P_{br}}{F_a} \quad (3.42)$$

其中， F_a 為斜撐之容許應力，係依照鋼結構之 ASD 壓力構件規範

$$F_a = \frac{(1 - \frac{1}{2}R^2)F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}R - \frac{1}{8}R^3} \text{ 要求來決定。}$$

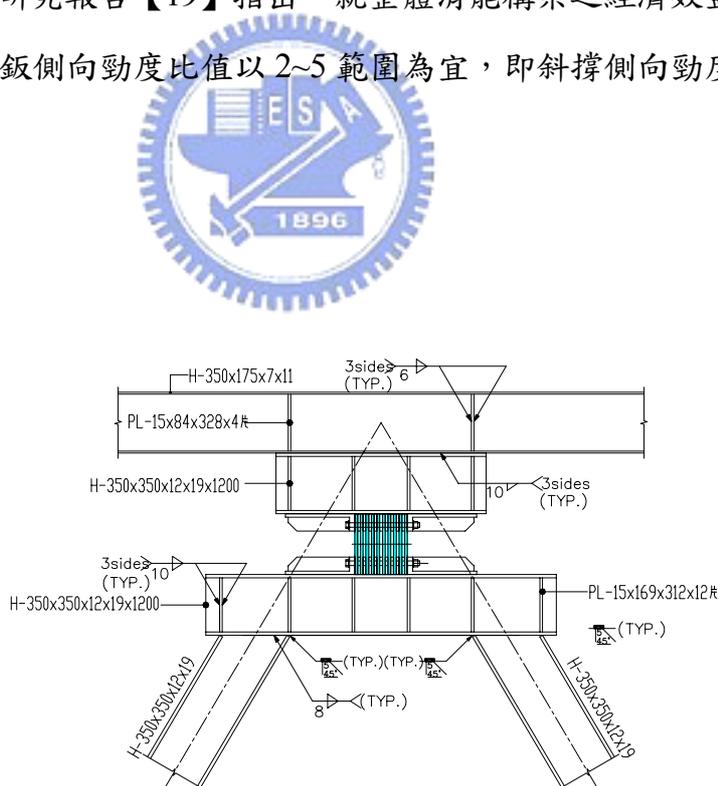
其中 R 為斜撐細長比與臨界細長比 C_c 之比值

斜撐側向勁度

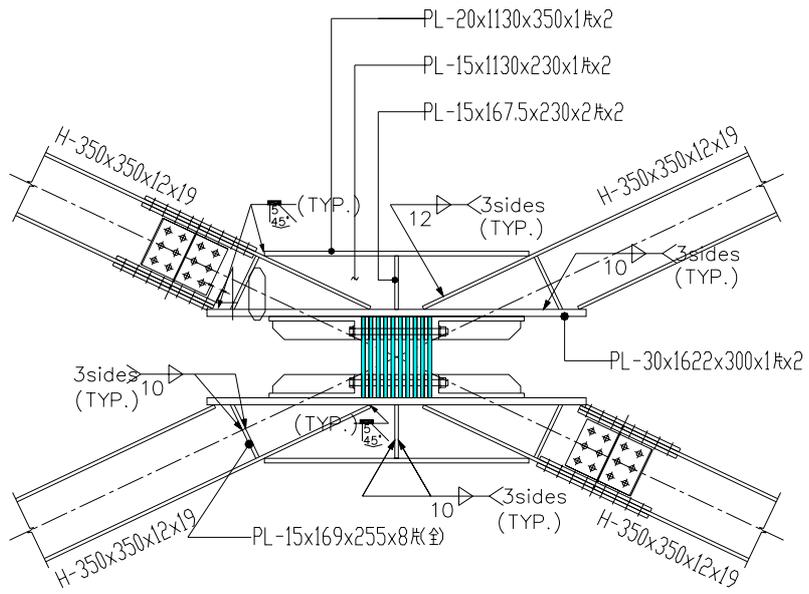
$$K_{br} = \frac{2EA \cos^2 \alpha}{L} \quad (3.43)$$

其中 A 、 L 分別為斜撐斷面積與長度， E 為鋼材之楊氏模數。

根據相關研究報告【19】指出，就整體消能構架之經濟效益而言，斜撐側向勁度與制震鉸側向勁度比值以 2~5 範圍為宜，即斜撐側向勁度為制震鉸勁度的 2~5 倍。



(a) K 型斜撐安裝



(b) X 型斜撐安裝

圖 3.7 金屬降伏阻尼器於新建之鋼結構安裝示意圖

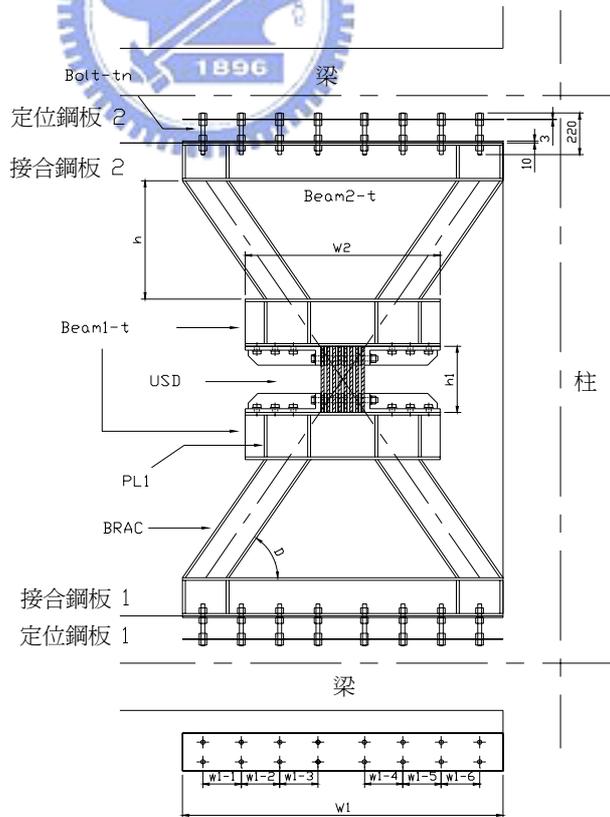


圖 3.8 金屬降伏阻尼器採用壁式安裝之示意圖

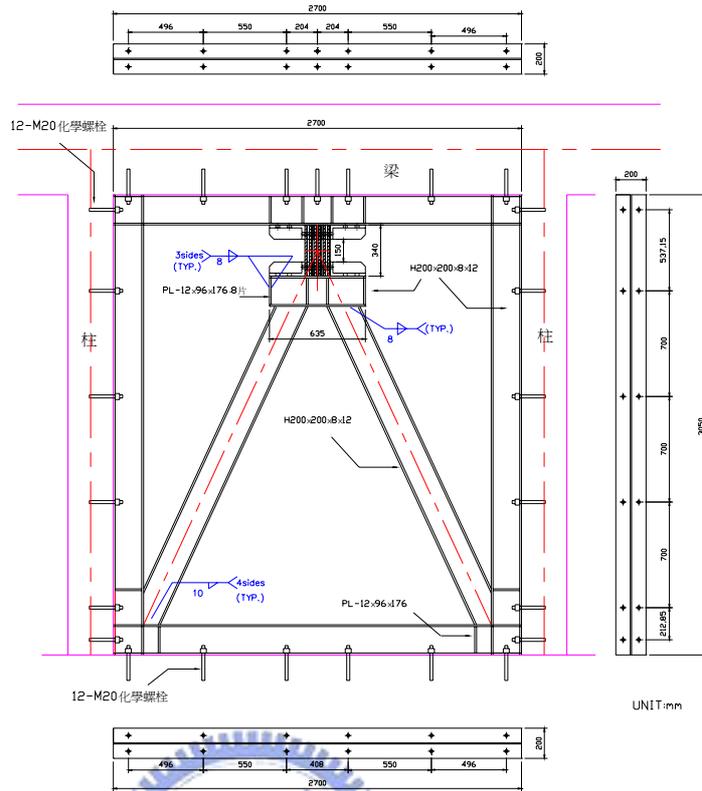


圖 3.9 金屬降伏阻尼器安置於鋼框架之示意圖

3-4-2 鋼筋混凝土接合型式

以 RC 剪力牆作為阻尼器之支撐型式，可於牆內加入邊構材配筋及斜向鋼筋，使其力學行為相當於鋼斜撐型式容易掌握，而牆身配筋則仿照剪力牆受水平剪力設計方式如下：

標稱剪應力 $V_n = \frac{V_u}{\phi d}$ 而剪力臨界斷面 $h_c = (l_w, h_w)_{\min}$

鋼筋混凝土設計規範【22】規定混凝土承受之水平剪力不得大於以下兩式所得之較小值

$$V_c \leq 0.87\sqrt{f'_c}hd + N_u d / (4l_w)$$

$$V_c \leq \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0.33\sqrt{f'_c} + N_u / 5l_w h)}{M_u / V_u - l_w / 2} \right] hd \quad (3.44)$$

式中有有效深度 $d = 0.8l_w$, N_u 為軸力, $M_u = V_u(h_w + Hdamp/2 - h_c)$

水平剪力鋼筋面積 $A_v = \frac{(V_n - V_c)S_2}{f_y d}$ 且 $A_v \geq 0.0025hS_2$

，其中限制 $S_2 \leq l_w/5, 3h, 45cm$

垂直剪力鋼筋面積比 $\rho_n \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/l_w)(\rho_h - 0.0025)$

式中 $\rho_h = A_v/hS_2$ ，其中限制 $S_1 \leq l_w/3, 3h, 45cm$

S_1 及 S_2 分別為水平及垂直剪力鋼筋之間距

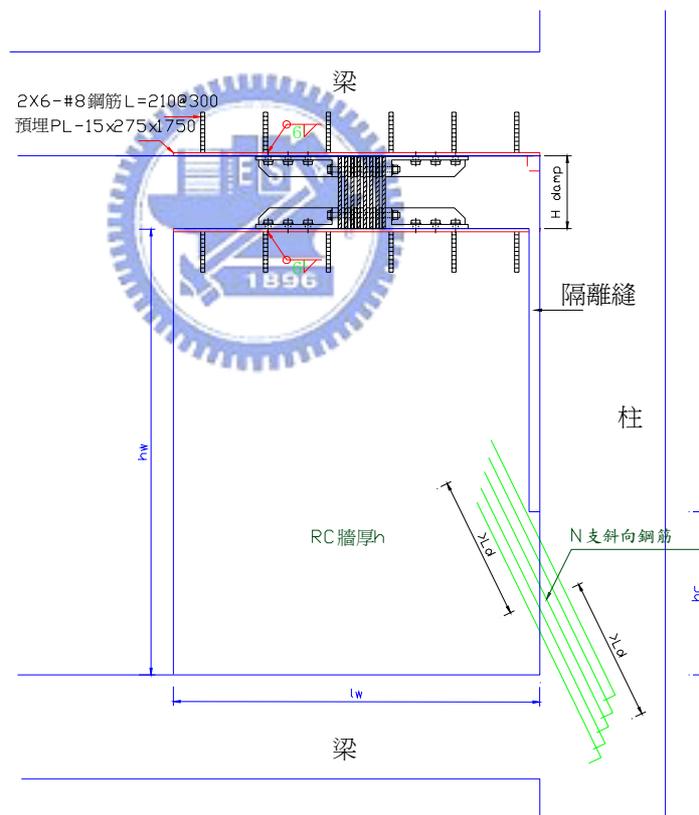


圖 3.10 金屬降伏阻尼器安置於 RC 牆示意圖

第四章鋼筋混凝土結構耐震能力評估法

建築物是用強度及韌性來抵抗地震，開始彈性階段是用強度來抵抗，當地表加速度增大使局部構件降伏後，須有足夠的韌性維持結構之安全。當韌性用完時，建築物即完全破壞，而此時對應的地表加速度值即崩塌地表加速度 A_c 。鋼筋混凝土建築物耐震能力評估(TS-RC)法乃根據建築物實際構材之尺寸及配筋，計算其強度與韌性，並配合 86 年版建築物耐震設計規範之彈性地震力分析，計算建築物各樓層上半層與下半層之耐震能力。此一詳細評估法除可求得建築物之極限耐震能力外，並可輔助了解造成耐震能力不足之原因，以做為將來補強時重要之參考。惟增設消能元件的補強結構，其遲滯消能能力將隨著地震強度增大而改變，故前述之耐震能力評估法並無法真實反映出結構阻尼增加的特性。因此，發展一套簡易且客觀的耐震評估方法來評估增設位移型降伏阻尼器結構的耐震能力，將有助於結構工程師在進行補強設計時的依據以及制震技術的推廣。

4-1 民國 86 年版本之耐震設計規範

86 年版之耐震設計規範之最小設計水平總橫力之決定可依照下列二式計算，並取大值者：

最小設計水平總橫力

$$V = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u} \right)_m W \quad (4.1)$$

避免中小度地震降伏之水平設計地震力

$$V^* = \frac{ZIF_u}{3.5\alpha_y} \left[\left(\frac{C}{F_u} \right) \right]_m W \quad (4.2)$$

其中 $\left(\frac{C}{F_u} \right)_m \leq 1.0$

Z : 各震區地表水平加速度係數，即各震區 475 年迴歸期之水平加速度除以 g 。台灣地區共分為地震一甲區、地震一乙區、地震二區、地震三區等四個震區， Z 值分別為 0.33、0.28、0.23、0.18。

I : 用途係數

C : 各類地盤工址正規化水平加速度反應譜係數，依地盤類別分有堅實，普通，軟弱與台北盆地四類。

α_y : 起始降伏地震力放大倍數，規範建議鋼結構的 $\alpha_y = 1.2$ (工作應力法)，鋼筋混凝土結構物的 $\alpha_y = 1.5$ (強度設計法)。

F_u : 考慮結構系統非線性行為之地震力折減係數。

W : 建築物全部靜載重

註：地震一甲區與地震一乙區需考慮垂直地震力。

88 年底建築物耐震設計規範及解說修訂

1. 全省重新規定震區

(1) 86 年規範中，全省共有地震一甲區、地震一乙區、地震二區與地震三區，其對應之地表水平加速度值為 0.33g、0.28g、0.23g 與 0.18g。

(2) 88 年規範中，全省分成地震甲區與地震乙區，其對應之加速度為 0.33g 與 0.23g。

2. 所有震區之建築物皆需考慮垂直地震力。

3. 台北盆地之加速度反應譜係數 C 值由 2.0 提昇至 2.5。

4-2 詳細評估法架構

首先以 ETABS 程式進行地表加速度 0.1g 之結構地震反應分析，求得梁、柱構材等內力，以供後續評估之用。若建築物為 50 公尺以下且未達 15 層之規則性結構，依規範只要進行靜力分析即可，而其地震力可分別假設作用在建築物的兩主軸上。進行靜力地震分析，當地表加速度為 0.1g 時，所引致的地震總橫力 V 依下式計算：

$$V = Z_d CW \quad (4.3)$$

$$Z_d = \frac{ZI}{1.4\alpha_y F_u} \quad (4.4)$$

其中 Z_d 取 0.1； C 為工址正規化水平加速度反應譜係數，所使用的週期可按經驗公式計算，側力的分配按規範規定的地震豎向力分配計算。

若建築物為不規則性結構，依規範【1】規定，應進行動力分析，求得 0.1g 擾動下各層之地震力與動態扭矩後，應將其改為等值靜力加在各層上，其偏心量應為動態偏心量加上意外扭矩偏心量。不用多振態反應譜法直接求取構材內力而改用上述等值靜力法，其目的在於避免節點彎矩不能平衡，以及某層柱剪力和不會等於層剪力的缺點。在得到構材內力之後，要針對各單一梁構材或柱構材，依其實際尺寸和鋼筋量計算其彎矩強度、剪力強度及韌性，配合彈性地震分析所得之內力，判定該構材將來破壞時到底係彎矩破壞，還是剪力破壞，以及破壞時對應的韌性比。每一半層柱的上下各有兩節點，而由該節點判別柱或梁先破壞，並求得當時該柱承擔的剪力及韌性。但由於各柱承擔剪力及韌性不同，所以用加權平均的觀念求出整個半層綜合的剪力強度與韌性比，接著可得該半層的降伏地表加速度，配合該半層的總和韌性比，可求出地震力折減係數 F_u ，再乘以降伏地表加速度後，得到該半層的耐震能力，其架構流程如圖 4.1 所示。

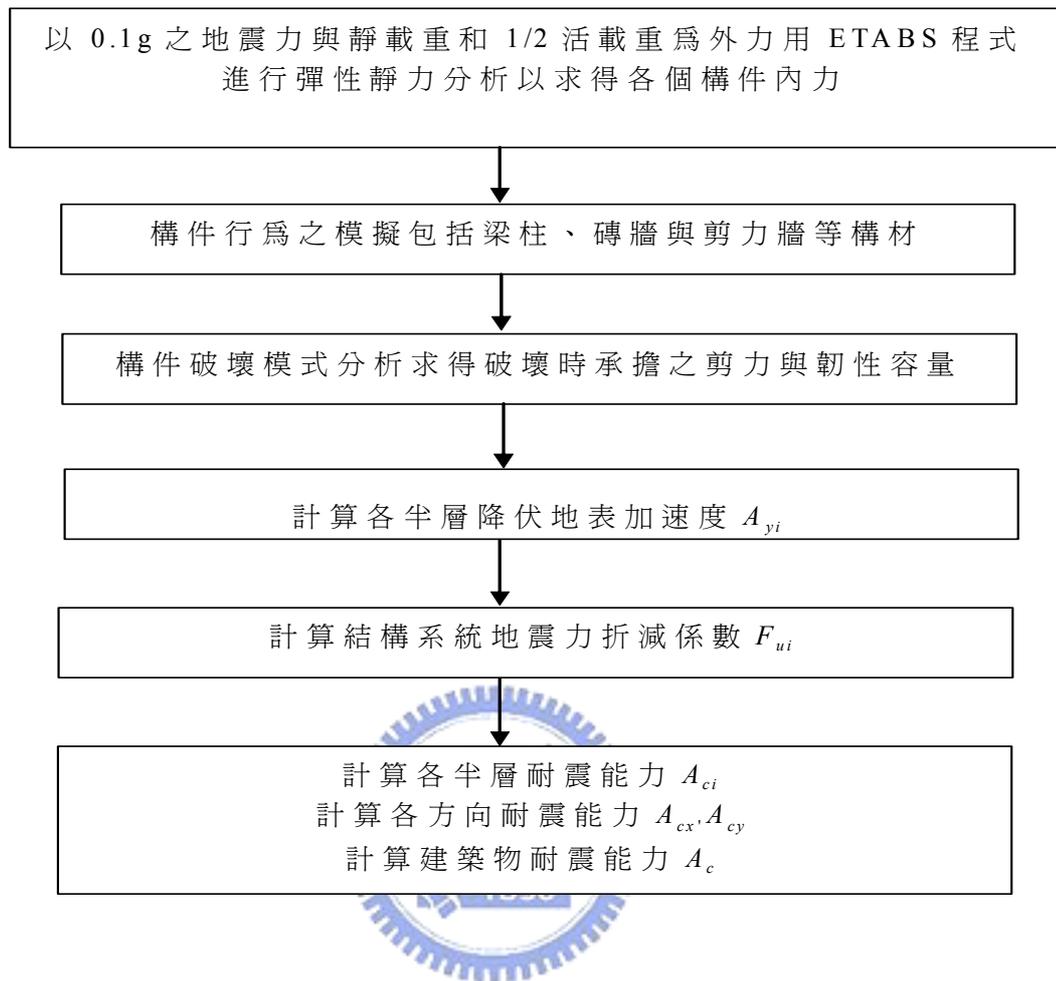


圖 4.1 耐震能力評估流程圖【5】

4-3 構材行為之分析

4-3-1 梁、柱斷面降伏之彎矩強度

在梁、柱斷面尺寸與配筋為已知條件下，其軸力—彎矩強度交互曲線可根據上述之參數求得。假設地震前受到靜載重與 1/2 設計活載重的作用，其所產生的軸力與彎矩可分別以 P_{DL} 與 M_{DL} 表示；而結構受到設計地震橫力 0.1g 作用下，柱所引致的軸力與彎矩分別以 P_E 與 M_E 表示。當地震愈大時其總軸力與彎矩將會逐漸增加，直到地表加速度達 $\alpha * 0.1g$ 時，軸力與彎矩剛好碰到交互影響

曲線時，屆時斷面產生彎矩降伏，而所對應的彎矩強度為 $M_{DL} + \alpha M_E$ ，如圖 4.2 所示。另外梁因為軸力很小，假設其無軸力為柱的一特例。

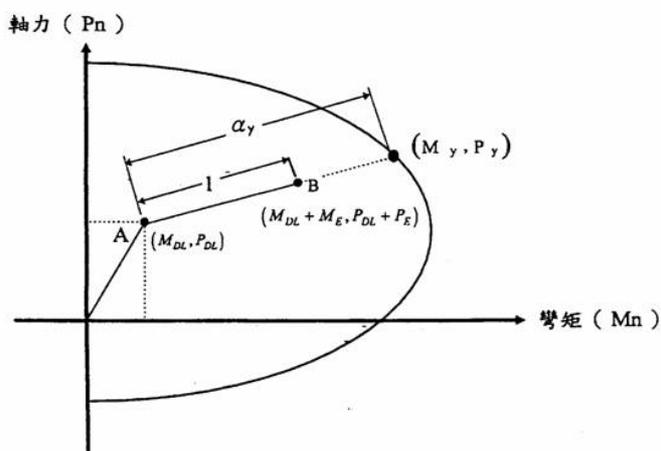


圖 4.2 軸力-彎矩交互影響圖

4-3-2 梁、柱斷面之剪力強度

梁、柱斷面之標稱剪力強度 V_n 通常由混凝土全斷面積所提供的剪力強度 V_c 及箍筋之剪力強度 V_s 所提供。在塑鉸區，由於受反覆應力的影響，混凝土開裂嚴重，因此 V_c 部份隨韌性比增加而減少。此外，根據實驗研究顯示 V_c 亦與構材平均軸應力存在有關，軸壓應力大則 V_c 較大，當軸壓應力小於 $0.05f'_c$ 則 V_c 通常視為零。

如圖 4.3 所示， V_n 原為 $V_c + V_s$ ，達韌性容量時衰減成 $aV'_c + V_s$ ， V'_c 為開裂後圍束區混凝土提供的剪力強度， a 值可依下式計算：

$$a = \begin{cases} 1.0 & ; P_y > 0.1f'_c A_g \\ \frac{P_y - 0.05f'_c A_g}{0.05f'_c A_g} & ; 0.05 \leq P_y \leq 0.1f'_c A_g \\ 0 & ; P_y < 0.05f'_c A_g \end{cases} \quad (4.5)$$

其中， A_g 為全斷面積， P_y 為斷面發生降伏時之軸力。

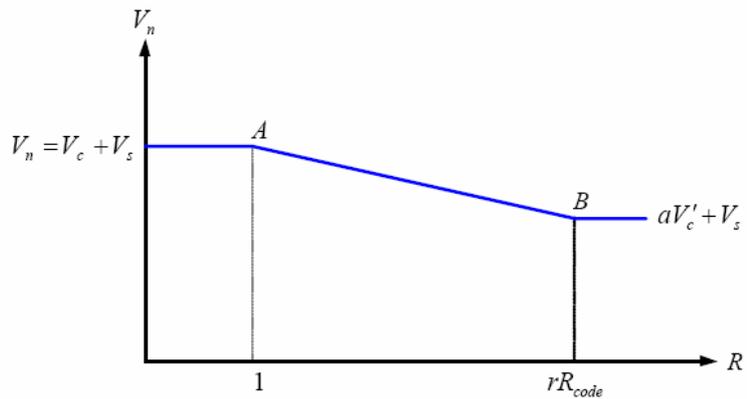


圖 4.3 梁柱構材之標稱剪力與韌性容量之關係

4-3-3 韌性容量修正

當梁、柱構材產生彎矩破壞時，若塑鉸區之圍束箍筋符合規範要求時，定義建築物結構系統之韌性容量 R_{code} 。梁構材破壞之韌性容量為 $R_{code} = 5.0$ ，對單一柱破壞之韌性容量為 $R_{code} = 3.0$ ；若圍束鋼筋不符合規範要求，則依實際圍束鋼筋量計算韌性折減比例 r ，其韌性容量變為 rR_{code} ，但不得小於 1.0， r 值計算如下：

$$r = \begin{cases} \frac{1 + 3(1 + 5.4\phi)\left(\frac{L_p}{L}\right)\left(2 - \frac{L_p}{L}\right)}{1 + 19.2\left(\frac{L_p}{L}\right)\left(2 - \frac{L_p}{L}\right)} & 0 < \phi \leq 1 \\ 1 & \phi > 1 \end{cases} \quad (4.6)$$

其中 $\phi = \frac{(\rho_h)_{provided}}{(\rho_s)_{code}} \dots\dots\dots$ 圓柱 (4.7)

$$\phi = \frac{(A_{sh})_{provided}}{(A_{sh})_{code}} \dots\dots\dots \text{矩形柱或矩形梁} \quad (4.8)$$

L_p 代表塑鉸長度，可依下式計算

$$L_p = 0.08L + 6d_b \quad (4.9)$$

其中

L ：柱反曲點至柱頂或柱底長；梁反曲點至梁柱接頭面之長。

d_b ：主筋直徑

式中 $(A_{sh})_{provided}$ 與 $(A_{sh})_{code}$ 分別代表實際與規範【22】規定之箍筋總斷面積，可由下式說明：

$$\text{矩形柱 } (A_{sh})_{code} = \max[A_{sh1}, A_{sh2}] \quad (4.10)$$

$$\text{矩形梁 } (A_{sh})_{code} = A_{sh2} \quad (4.11)$$

其中

$$A_{sh1} = 0.30sh_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (4.12)$$

$$A_{sh2} = 0.09sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} - 1 \right) \quad (4.13)$$

對於圓柱而言， $(\rho_h)_{provided}$ 與 $(\rho_s)_{code}$ 分別代表實際與規範【22】規定之螺箍筋體積比，可由下式說明：

$$(\rho_s)_{code} = \max[\rho_{s1}, \rho_{s2}, \rho_{s3}] \quad (4.14)$$

$$\rho_{s1} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (4.15)$$

$$\rho_{s2} = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (4.16)$$

$$\rho_{s3} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (4.17)$$

其中

- s : 矩形環箍筋之垂直間距, cm
- A_c : 柱心、梁心之斷面積, cm^2
- A_g : 柱、梁之全斷面積, cm^2
- P_e : 柱、梁斷面降伏時對應之軸力, kgf
- f'_c : 混凝土規定之抗壓強度, kgf/cm^2
- f_{yh} : 螺箍筋或環箍筋之降伏強度, kgf/cm^2
- h_c : 外圍圍束箍筋在所考慮方向心至心之距離, cm^2

4-3-4 單根梁、柱破壞模式比與韌性比

梁、柱構材之破壞模式主要可分為彎矩破壞與剪力破壞，其破壞行為將依構材實際尺寸及配筋狀況來判別。在考量梁、柱構材之韌性容量的情況下，其破壞形式大致可分為三類：

- (1) 尚未達彎矩降伏即發生剪力破壞
- (2) 彎矩降伏雖發生，但尚未達到韌性容量 rR_{code} 前已發生剪力破壞。
- (3) 韌性容量 rR_{code} 已全部發揮，而此時尚未發生剪力破壞。

以下將就各種破壞模式進行探討：

第一種尚未達彎矩降伏即發生剪力破壞

剪力破壞如圖 4.4 所示。此時構材承擔的剪力如下：

$$V_n = V_C + V_S = V_{DL} + \alpha_y^* V_E \quad (4.18)$$

其中

- V_n : 梁、柱標稱剪力強度
- V_C : 混凝土所提供之剪力強度
- V_S : 剪力鋼筋所提供之剪力強度
- V_{DL} : 廣義靜載重（靜載重與 1/2 倍設計活載重）引致之剪力

V_E : 0.1g 地震引致之剪力

顯然地，此處 α_y^* 小於圖 4.2 所求得的 $\alpha = \alpha_y$ ；便是此種情況。因為尚未降伏，所以韌性比取為 1.0。此時，構材所承擔的剪力與端點彎矩分別為

$$V_f = V_{DL} + \alpha_y^* V_E = V_S + V_C \quad (4.19)$$

$$M_f = M_{DL} + \alpha_y^* M_E \quad (4.20)$$

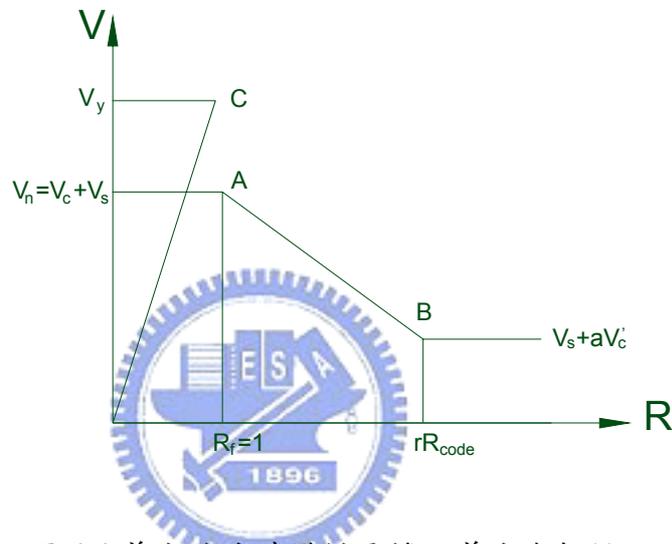


圖 4.4 剪力破壞時構材承擔之剪力與韌性比

第二種 彎矩降伏雖發生，但尚未達到韌性容量 rR_{code} 前已發生剪力破壞

彎矩降伏發生，但未達韌性容量 rR_{code} 前之剪力破壞如圖 4.5 所示。因彎矩降伏後有應變硬化的現象，因此假設達韌性容量 rR_{code} 時，承擔的剪力 V_n' 為

$$V_n' = (1 + 0.3d_r)V_y \quad (4.21)$$

其中

$$d_r = \frac{rR_{code} - 1}{R_{code} - 1} \quad (4.22)$$

如此 CD 線段與 AB 直線的交點 R_f 即為對應的韌性比，此時，構材所承擔的剪力與端點彎矩分別為

$$V_f = (1 + 0.3d'_r)V_y \quad (4.23)$$

$$M_f = (1 + 0.3d'_r)M_y \quad (4.24)$$

其中

$$d'_r = \frac{R_f - 1}{R_{code} - 1} \quad (4.25)$$

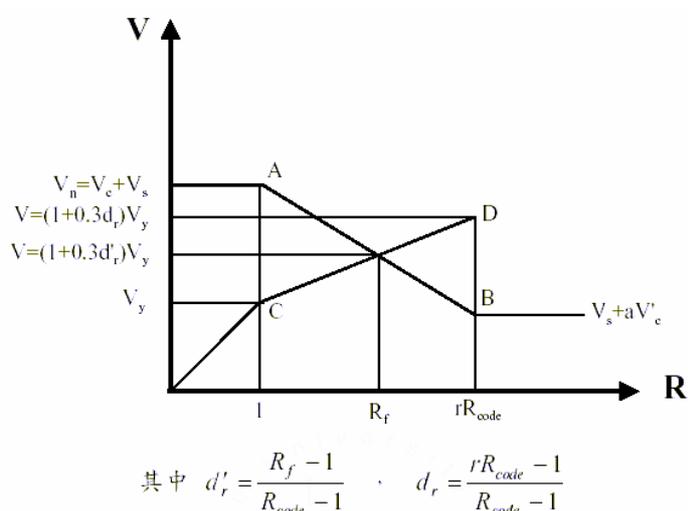


圖 4.5 未達韌性容量之剪力破壞時構材承擔之剪力與韌性比

第三種 韌性容量 rR_{code} 已全部發揮，而此時尚未發生剪力破壞

韌性容量達 rR_{code} 之彎矩降伏破壞，此時尚未發生剪力破壞如圖 4.6 所示所示。此時 $V_s + aV'_c$ 大於 $(1 + 0.3d_r)V_y$ ，此時韌性容量已全部發揮，所以破壞時韌性比 R_f 為 rR_{code} ；此時，構材所承擔的剪力與端點彎矩分別為

$$V_f = (1 + 0.3d_r)V_y \quad (4.26)$$

$$M_f = (1 + 0.3d_r)M_y \quad (4.27)$$

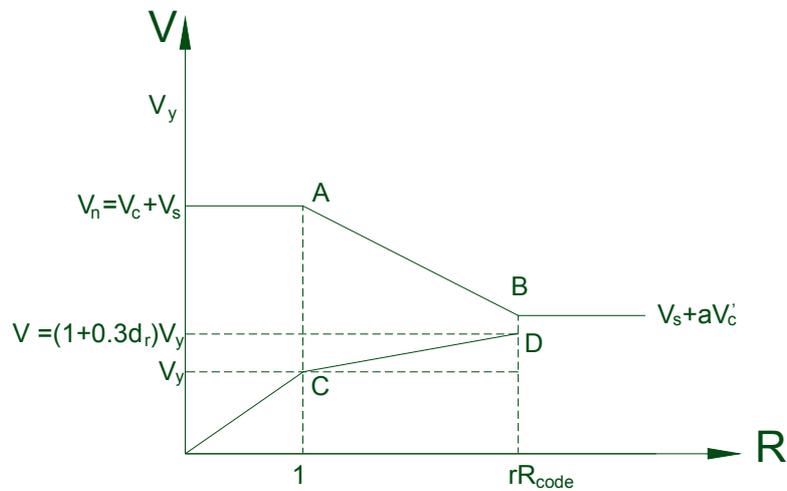


圖 4.6 達韌性容量時構材承擔之剪力與韌性比

4-4 磚牆行為之模擬

目前磚牆在建築物中使用之情形十分普遍，除材料取得容易與造價便宜外，其對於防火隔熱與隔音之效果都十分不錯，故常當成非結構隔間牆使用。在應力分析中我們常將磚牆之行為模擬成一等值受壓斜撐，是一二力構材，兩端點以鉸接方式和構材相接合。

磚牆等值斜撐為連結磚牆沿受壓方向之對角線，假設其與水平之夾角為 θ ，則磚牆單位面積之降伏強度 F_y 剖面積 A_y 與彈性模數 E_y 可計算如下

$$F_y = C_y (0.87f'_b + 0.13f'_m) \quad (4.28)$$

$$A_y = tN_y L_d \quad (4.29)$$

$$E_y = (12956 - 211.4\theta) \sqrt{0.13f'_m + 0.87f'_b} \quad (4.30)$$

其中

f'_b : 紅磚牆強抗壓強度

f'_m : 砂漿抗壓強度

C_y : 與 θ 有關之係數, θ 為角度量

$$C_y = 0.431 - 1.66 \times 10^{-3} \theta + \theta(90 - \theta)(1.84 \times 10^{-5} - 4.93 \times 10^{-6} \theta + 5.02 \times 10^{-8} \theta^2)$$

L_d : 磚牆對角線長度

N_y : 與 θ 有關之係數, θ 為角度量, $N_y = -0.2559 + 0.0144\theta$; $22.3^\circ < \theta < 53.5^\circ$

根據上述計算, 等值斜撐之強度 P_{wm} 可計算如下

$$P_{wm} = F_y A_y \quad (4.31)$$



4-5 節點強度比較、柱承擔剪力與韌性

梁、柱相交之節點, 到底是柱先壞或是梁先壞, 結果將取決於節點處梁彎矩和柱彎矩之大小, 其計算流程如圖 4.7 所示。

茲定義梁、柱破壞時由地震造成之彎矩和與 0.1g 設計地震橫力引致梁彎矩和的比例為 F_{Bi} 與 F_{Ci} , 如下所示:

$$F_{Bi} = \frac{|M_{fBi}^{(l)} - M_{DLBi}^{(l)}| + |M_{fBi}^{(r)} - M_{DLBi}^{(r)}|}{|M_{EBi}^{(l)} + M_{EBi}^{(r)}|} \quad (4.32)$$

$$F_{Ci} = \frac{|M_{fCi}^{(a)} - M_{DLCi}^{(a)}| + |M_{fCi}^{(b)} - M_{DLCi}^{(b)}|}{|M_{ECi}^{(a)} + M_{ECi}^{(b)}|} \quad (4.33)$$

其中 i 代表第 i 節點，上標 (l) 代表節點左端，上標 (r) 代表節點右端， M_{fBi} 代表節點 i 的梁破壞時之彎矩， M_{DLBi} 代表節點 i 的梁構材在廣義靜載重作用下所承擔的彎矩； M_{EBi} 代表節點 i 的梁構材在 $0.1g$ 地表水平加速度作用下所承擔的彎矩。式(4.33)與節點連接的柱構材，除了將上標左、右梁改為上、下柱外，其餘符號意義皆同。

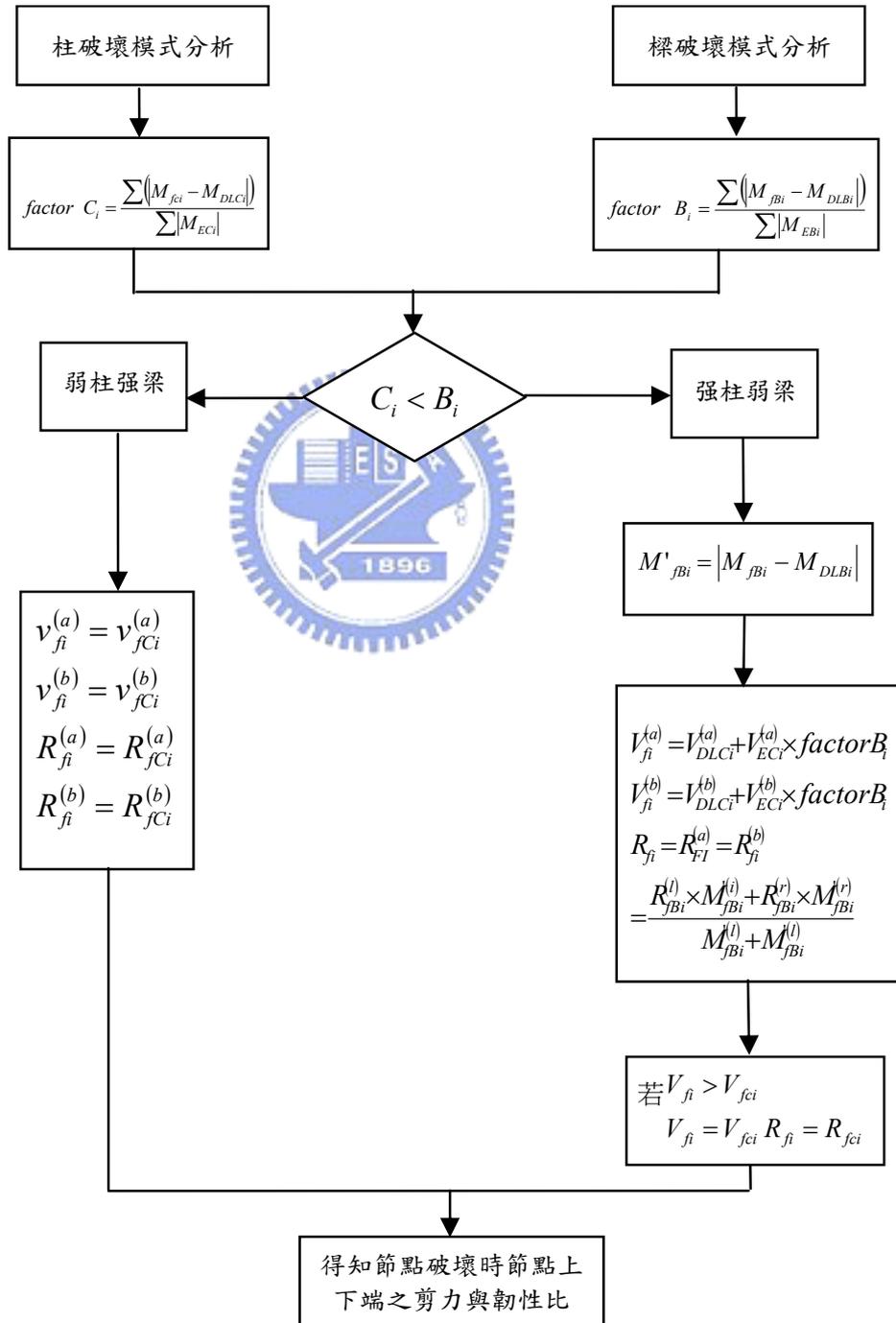


圖 4.7 梁、柱節點破壞模式與承擔之剪力與韌性分析

節點破壞可分為兩種模式進行討論

(1) 弱柱強梁的破壞模式

F_{Bi} 若大於 F_{Ci} 時，則該節點屬於弱柱強梁的破壞模式，而此時節點的破壞模式由原來的柱破壞模式所控制。計算節點上下半層的耐震能力時，柱破壞時承擔的剪力 $V_{fi}^{(a)}$ 與 $V_{fi}^{(b)}$ 及韌性比 $R_{fi}^{(a)}$ 與 $R_{fi}^{(b)}$ 等於前面單根柱破壞模式分析之所得，可表示如下

$$V_{fi}^{(a)} = V_{fCi}^{(a)} \quad (4.34a)$$

$$V_{fi}^{(b)} = V_{fCi}^{(b)} \quad (4.34b)$$

$$R_{fi}^{(a)} = R_{fCi}^{(a)} \quad (4.34c)$$

$$R_{fi}^{(b)} = R_{fCi}^{(b)} \quad (4.34d)$$



其中上標的 a 與 b 分別代表節點上半部與下半部。

$V_{fCi}^{(a)}$ ：單一構材分析下， i 節點上柱破壞時所承擔之剪力

$V_{fCi}^{(b)}$ ：單一構材分析下， i 節點下柱破壞時所承擔之剪力

$R_{fCi}^{(a)}$ ：單一構材分析下， i 節點上柱之韌性比

$R_{fCi}^{(b)}$ ：單一構材分析下， i 節點下柱之韌性比

(2) 強柱弱梁的破壞模式

F_{Ci} 若大於 F_{Bi} 時，則該節點屬於強柱弱梁的破壞模式，計算節點上、下半層的耐震能力時，此柱破壞時承擔的剪力 $V_{fi}^{(a)}$ 與 $V_{fi}^{(b)}$ 可計算如下：

$$V_{fi}^{(a)} = V_{DLCi}^{(a)} + V_{ECi}^{(a)} \frac{F_{Bi}}{F_{Ci}} \quad (4.35)$$

$$V_{fi}^{(b)} = V_{DLCi}^{(b)} + V_{ECi}^{(b)} \frac{F_{Bi}}{F_{Ci}} \quad (4.36)$$

其中 $V_{ECi}^{(a)}$ 、 $V_{ECi}^{(b)}$ 為 0.1g 地表水平加速度作用下，節點 i 在上、下柱的剪力。而此時節點上、下柱的韌性比可取左右兩梁的韌性比為依據，由梁破壞時承擔的地震彎矩為權重，計算如下：

$$R_{fi} = R_{fi}^{(a)} = R_{fi}^{(b)} = \frac{R_{fBi}^{(l)} \times |M_{fBi}^{(l)} - M_{DLBi}^{(l)}| + R_{fBi}^{(r)} |M_{fBi}^{(r)} - M_{DLBi}^{(r)}|}{|M_{EBi}^{(l)} - M_{DLBi}^{(l)}| + |M_{fBi}^{(r)} - M_{DLBi}^{(r)}|} \quad (4.37)$$

其中上標(l)代表節點左端，上標(r)代表節點右端， $R_{fBi}^{(l)}$ 、 $R_{fBi}^{(r)}$ 為節點左端、右端之韌性比。

4-6 建築物之耐震能力

耐震能力 A_c 之計算係以建築物所能發揮之韌性為考量，當地表加速度達 A_y 後，結構開始降伏，等到所有的韌性完全用盡後，結構才發生破壞，而此時地表加速度即為耐震能力 A_c ，計算流程如圖 4.8 所示。



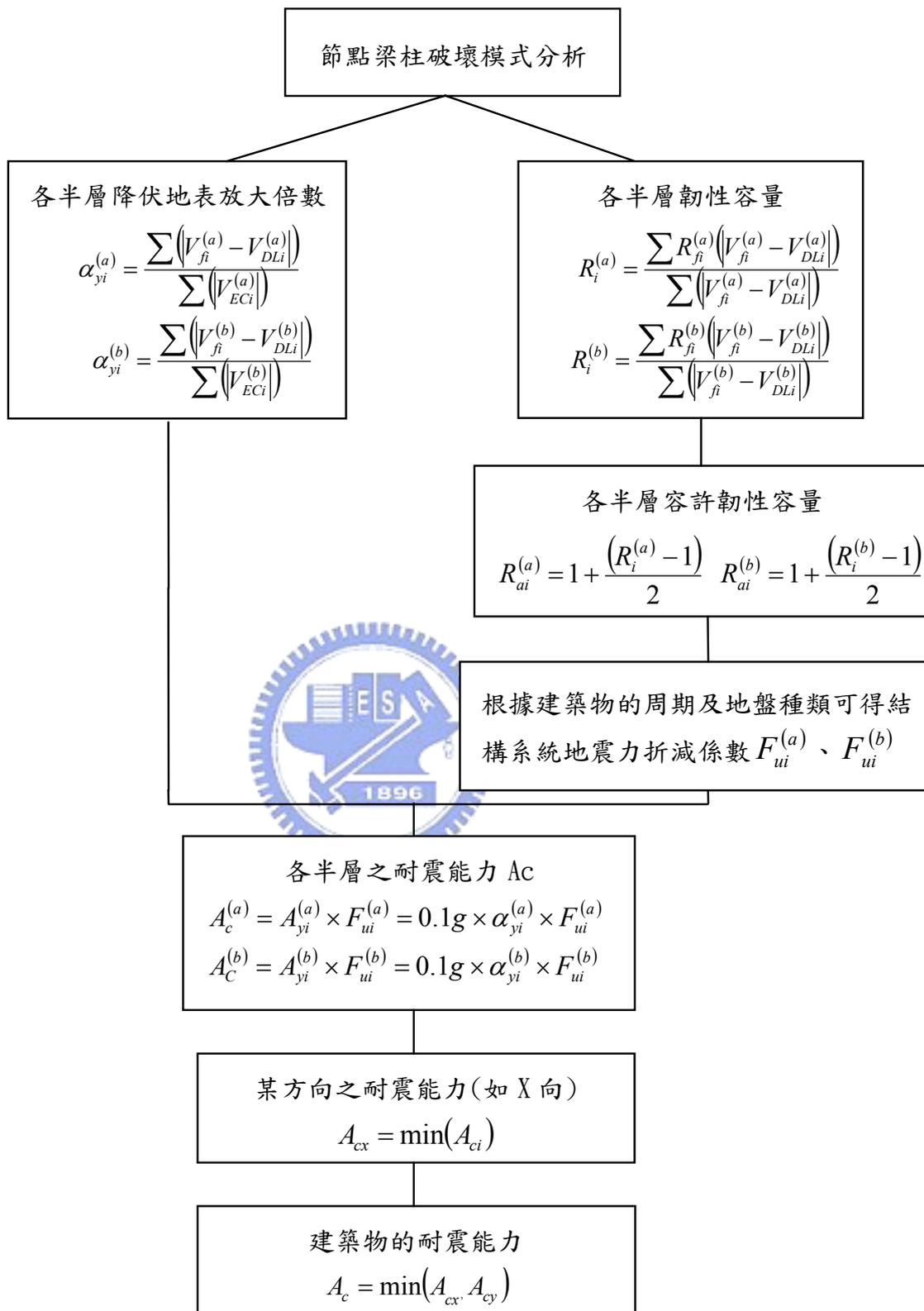


圖 4.8 建築物耐震能力計算

4-6-1 各半層降伏地表加速度與韌性容量

各半層之降伏地表加速度 A_{yj} 是指建築物在所有節點上柱與下柱破壞模式決定後，並取得所有節點上柱與下柱之破壞時所承受的剪力後，計算各半層起使降伏地震力之放大倍數 $\alpha_{yi}^{(a)}$ 、 $\alpha_{yi}^{(b)}$ ，接著再各自乘上初始地震力 $0.1g$ ，所得之值即為各半層降伏地表加速，可表示為如下

$$A_{yj}^{(a)} = 0.1\alpha_{yj}^{(a)}(g) \quad (4.38a)$$

$$A_{yj}^{(b)} = 0.1\alpha_{yj}^{(b)}(g) \quad (4.38b)$$

其中第層之上半層與下半層對應之係數 $\alpha_{yi}^{(a)}$ 、 $\alpha_{yi}^{(b)}$ 可表示如下

$$\alpha_{yj}^{(a)} = \frac{\sum_i (V_{fi}^{(a)} - V_{DLi}^{(a)}) + \sum_i Q_{fi}^{(a)}}{\sum_i (V_{CEi}^{(a)} + \sum_i P_{wEi}^{(a)} \cos \theta)} \quad (4.39a)$$

$$\alpha_{yj}^{(b)} = \frac{\sum_i (V_{fi}^{(b)} - V_{DLi}^{(b)}) + \sum_i Q_{fi}^{(b)}}{\sum_i (V_{CEi}^{(b)} + \sum_i P_{wEi}^{(b)} \cos \theta)} \quad (4.39b)$$

分子第一項是由純梁、柱之節點所貢獻，第二項為含磚牆節點之節點所貢獻；分母第一項是由純梁、柱之節點所貢獻，第二項為含磚牆節點之節點所貢獻。

各半層容許韌性容量

根據 86 年版建築物耐震設計規範可知，容許韌性容量 R_a 與韌性容量 R 的關係為

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2} \quad (4.40)$$

則第 j 層上、下半層的容許韌性容量為

$$R_{aj}^{(a)} = 1 + \frac{(R_j^{(a)} - 1)}{2} \quad (4.41a)$$

$$R_{aj}^{(b)} = 1 + \frac{(R_j^{(b)} - 1)}{2} \quad (4.41b)$$

其中， $R_j^{(a)}$ 與 $R_j^{(b)}$ 分別代表第 j 樓層上、下半層的韌性容量。

對於 $R_j^{(a)}$ 而言，必須以各節點破壞時其上半層所承擔的剪力作為權重，將各節點破壞時上半層的韌性容量加權平均而得；對於 $R_j^{(b)}$ 而言，必須以各節點破壞時其下半層所承擔的剪力作為權重，將各節點破壞時下半層的韌性容量加權平均而得。權重的計算方式如下所示：

$$R_j^{(a)} = \frac{\sum_i R_{fi}^{(a)} (V_{fi}^{(a)} - V_{DLi}^{(a)}) + \sum_i R_{fwi}^{(a)} Q_{fi}^{(a)}}{\sum_i (V_{fi}^{(a)} - V_{DLi}^{(a)}) + \sum_i Q_{fi}^{(a)}} \quad (4.42a)$$

$$R_j^{(b)} = \frac{\sum_i R_{fi}^{(b)} (V_{fi}^{(b)} - V_{DLi}^{(b)}) + \sum_i R_{fwi}^{(b)} Q_{fi}^{(b)}}{\sum_i (V_{fi}^{(b)} - V_{DLi}^{(b)}) + \sum_i Q_{fi}^{(b)}} \quad (4.42b)$$

其中分子與分母第一項是由純梁、柱之節點所貢獻，第二項為含磚牆節點之節點所貢獻。

4-6-2 各半層之崩塌地表加速度

對於建築物而言，各半層之耐震能力為其降伏地表加速度乘以結構系統地震力折減。以第 i 層的上半層與下半層而言，其降伏地表加速度可分別表示為 $\alpha_{yi}^{(a)}$ 、 $\alpha_{yi}^{(b)}$ 乘上 $0.1g$ ，如式(4.38)所示。有了各半層上、下節點的韌性容量之後，再根據建築物的週期及地盤種類可得半層上、下節點的結構系統地震力折減係數 $F_{uj}^{(a)}$ 、 $F_{uj}^{(b)}$ ，則第 i 層之上半層與下半層的耐震能力 $A_{ci}^{(a)}$ 、 $A_{ci}^{(b)}$ 計算如下：

$$A_{ci}^{(a)} = A_{yi}^{(a)} \times F_{ui}^{(a)} = 0.1g \times \alpha_{yi}^{(a)} \times F_{ui}^{(a)} \quad (4.43a)$$

$$A_{ci}^{(b)} = A_{yi}^{(b)} \times F_{ui}^{(b)} = 0.1g \times \alpha_{yi}^{(b)} \times F_{ui}^{(b)} \quad (4.43b)$$

根據計算每半層均有其耐震能力，其值可能均有不同，為保守起見取所有值之最小者為建築物之耐震能力。

4-7 耐震能力標準

建築物耐震能力評估以崩塌地表加速度表示之，若其耐震能力低於工址回歸期 475 年之地震地表加速度，表示該建築物之耐震能力不足。對於新建結構而言，建築物之耐震能力應能達到震區水平加速度係數 Z 乘以用途係數 I 。

假設新建結構預計使用年限為 50 年，而 50 年的超越機率為 10%，而對於現存結構而言，其剩餘使用壽命不足 50 年，因此，其耐震能力的標準只需達到剩餘使用壽命超越機率 10% 的地表加速度即可，其計算方式可表示如下：

計算 T 年內超越機率 10% 的地震地表加速度對應之迴歸期 T_r 如下：

$$T_r = \frac{1}{1 - 0.9^{\left(\frac{1}{T}\right)}} \quad (4.44)$$

其對應之地表加速度 a_{gr}

$$a_{gr} = \left(\frac{T_r}{475}\right)^k \times a_g \quad (4.45)$$

其中， a_g 為 475 年回歸期地表加速度； $k=0.3 \sim 0.5$ 之間，若保守起見可取 0.3。

4-8 位移型阻尼器之制震結構耐震能力評估程序

為了解建築物在加入位移型阻尼器之耐震能力，吾人除了需針對結構的阻尼比進行修正外，還需對崩塌加速度與結構位移反應進行適度的疊代，以真實反映金屬降伏阻尼結構所提供的消能與加勁之效果。在本節採用【27】所提出之方法進行結構之耐震能力評估。

4-8-1 地震總橫力修正

建築物在增設 X 形金屬降伏阻尼器後，其結構系統之整體阻尼比勢必提高，吾人可透過等效阻尼比之概念【28】來進行結構系統等效阻尼比修正

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_d \quad (4.46a)$$

$$\xi_d = \frac{\sum_i W_{D,i}}{4\pi W_k} \quad (4.46b)$$

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_j F_j \Delta_j \quad (4.46c)$$



其中

- ξ_{eff} : 結構系統整體有效阻尼比
- ξ_0 : 結構系統本身固有之黏滯阻尼
- ξ_d : X 形金屬降伏阻尼器所貢獻之阻尼
- $W_{D,i}$: 結構系統最大之彈性應變能

- W_k : 結構系統最大之彈性應變能
- F_j : 建築物第 j 樓之層間剪力
- Δ_j : 建築物第 j 樓之層間變位

根據建築物耐震設計規範在結構系統阻尼比改變下，地震總橫力可修正為

$$V = Z_d C C_D W \quad (4.47a)$$

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_{eff} + 1} + 0.5 \quad (4.47b)$$

其中 C_D 為阻尼比修正係數。

當等效阻尼比為 0.05 時， $C_D = 1$ ，亦即結構系統未增設阻尼裝置，地震總橫力並未改變；而當原結構系統增加阻尼裝置時，阻尼比修正係數隨著等效阻尼比增大而變小，故結構系統之輸入總橫力將因此變小，影響所及，建築物之崩塌地表加速度將增大。

4-8-2 正規化反應譜係數修正

X 形金屬降伏阻尼器在小地震時本身將保持在線彈性範圍，僅提供加勁之效果，而當地震力過大時，則其將近入非彈性階段，發揮消能效果。因此在分析時有需要藉由勁度的調整來反應阻尼器的勁度變化(圖 4.9)，其計算方式可計算如下：

$$F_k = F_y \left[\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta_y}{\Delta_k} \right)^2 \right] \quad (4.48a)$$

$$k_{eff} = \frac{F_k}{\Delta_k} \quad (4.48b)$$

其中

- F_k : 阻尼器所提供之剪力
- k_{eff} : 阻尼器等效勁度
- Δ_k : 樓層所提供之相對變位

根據所求得之阻尼器等效勁度，執行 ETABS 動力分析得到結構週期 T_{dyn} ，重新計算結構週期【1】

$$T_{dsn} = \min(1.4T_{code}, T_{dyn}) \quad (4.49)$$

最後依據所求得之結構週期 T_{dsn} 再依據耐震設計規範求取正規化水平反應譜係數 C 。

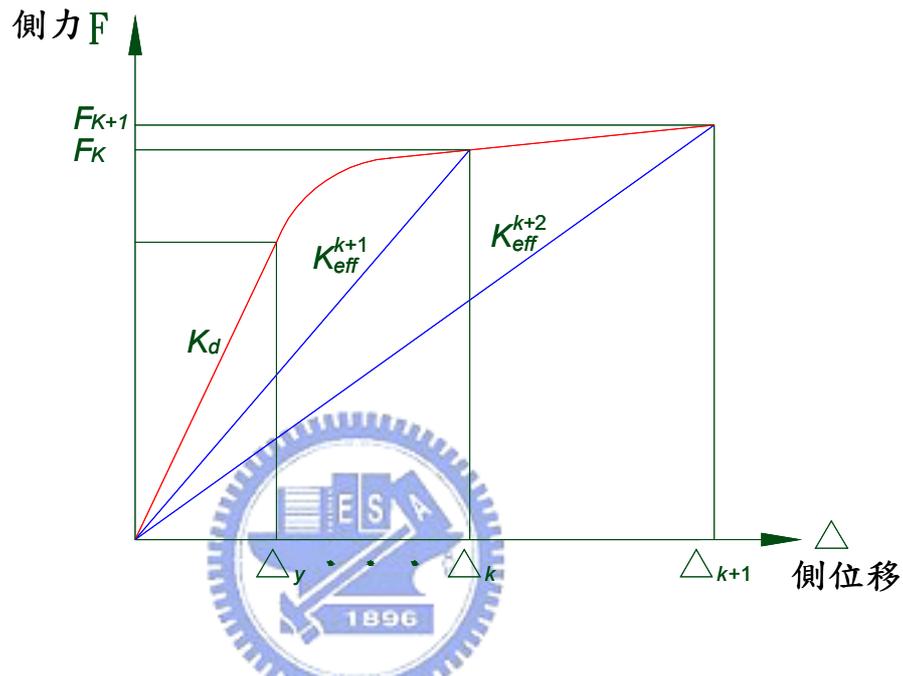


圖 4.9 金屬降伏阻尼器有效勁度示意圖

4-8-3 分析流程

步驟一

以前章節所介紹之強度韌性法進行含金屬降伏阻尼結構耐震能力評估，進行第 0 次迭代，此時 $Z_d^0 = 0.1$ 、 $C_d^0 = 1$ 、 $K_{eff,i}^0 = K_{d,i}$ 及經 ETABS 分析得到結構動力週期 T_{dyn}^0 ，並記錄阻尼器變位 Δ_{di}^0 、結構層間變位 Δ_{si}^0 、層間剪力 F_i^0 及建築物之崩塌加速度 A_c^0 。

步驟二

根據步驟一所得之反應代入式 (4.46)、(4.47)、(4.48)與(4.49)，重新估算修正地震總橫力 V_i^1 、結構週期 T_{dsn}^1 與正規化水平反應譜係數 C_i^1 ，並令下一次疊代計算之水平加速度係數 Z_d^1 等於步驟一所求得之崩塌地表加速度 A_c^0 。

其中配合阻尼器之材料及斷面性質，將各阻尼器之變位 Δ_{di}^0 代入式(3.40)求得各阻尼器之遲滯能(即阻尼器在一個週期中所做的功， W_{Di}^1)

步驟三

進行第 k 次疊代，重新計算結構耐震能力，並檢核阻尼器變位 Δ_{di}^k 與結構崩塌地表加速度 A_c^k 是否滿足在誤差值範圍內，其檢核計算可表示如下：

$$\left| \frac{\Delta_{di}^k - \Delta_{di}^{k-1}}{\Delta_{di}^{k-1}} \right| < \varepsilon_1 \quad (4.50a)$$

$$\left| \frac{A_c^k - A_c^{k-1}}{A_c^{k-1}} \right| < \varepsilon_2 \quad (4.50b)$$



若滿足誤差值則結束疊代過程，否則將第 k 次反應再代回步驟二重新計算結構反應，直到滿足容許誤差為止。

含加勁消能元件之耐震評估法流程圖可見圖 4-10【27】。

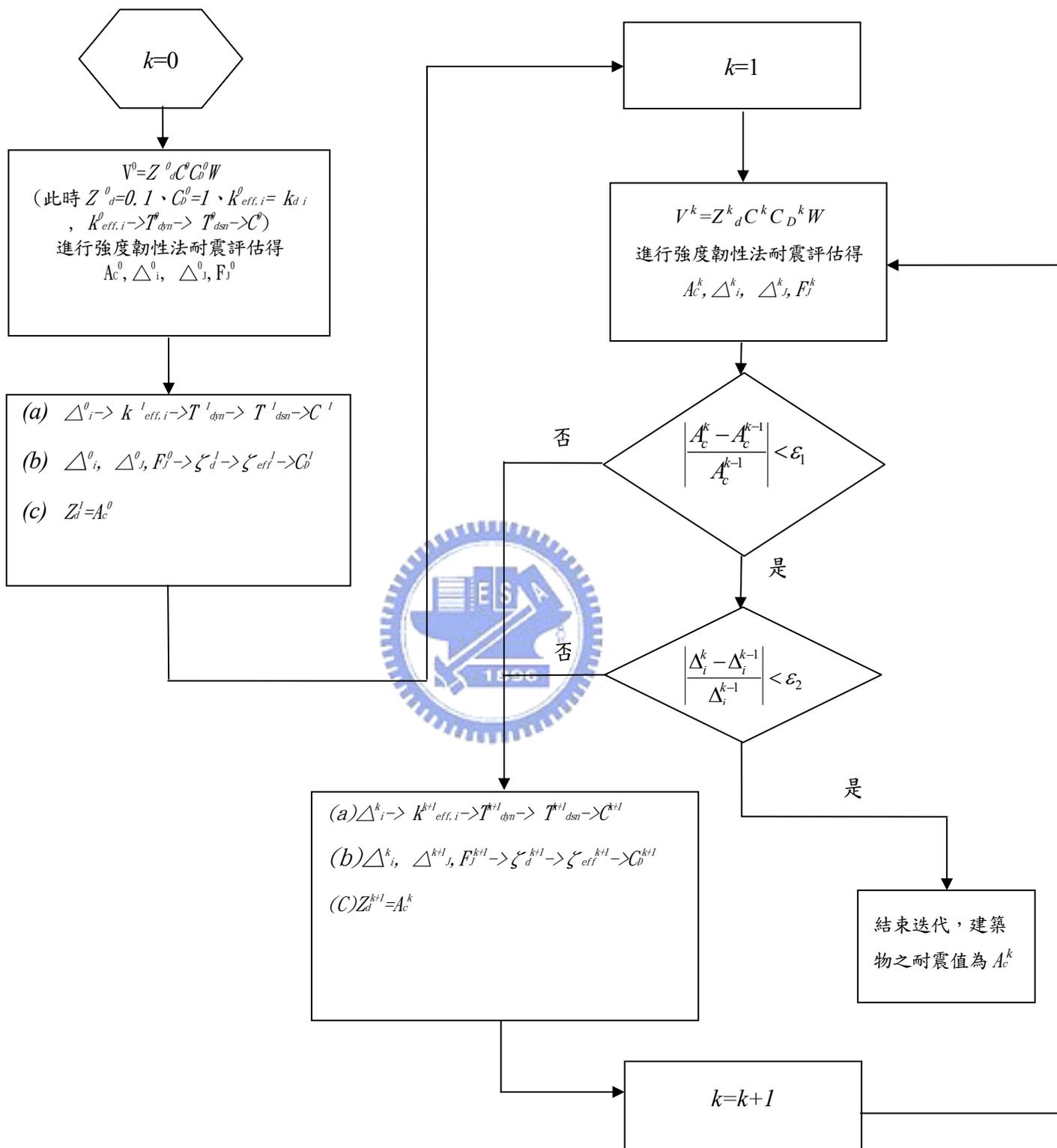


圖 4.10 含加勁消能元件之耐震評估法流程圖

第五章 位移型阻尼器制震結構之非線性靜力推覆 評估法

非線性靜力推覆分析是一種應用在結構受設計地震力作用下，計算其變形與強度以評估結構系統性能反應之分析方法，可提供彈性靜力或動力分析所無法得知的結構受震反應資訊—包括構件進入彈塑性後之結構行為、構件塑角的形成順序與結構的崩塌加速度等。此一評估法採用逐步增加側力的方式進行分析，在推覆過程中，當有構件進入降伏甚至破壞，元素的勁度矩陣即隨之修正使符合現況而重新分配地震力，如此週而復始，直到整體結構達不穩定為止。



5.1 非線性靜力推覆評估法(ATC-40)

非線性靜力推覆評估法可分為力量控制(Force Control)與位移控制(Displacement Control)進行推覆分析，利用此一方法可避免直接針對結構進行非線性歷時分析，簡化分析過程龐大的計算量。此外，透過非線性靜力推覆評估法可對構材降伏與破壞先後情形作一初步之預測，並瞭解結構之構材強度與側向力-位移的關係。

力量控制分析法

主要係對結構體逐步地施加垂直載重與側向力，分析時可決定各項施加载重之係數與側向力之豎向分佈，於每一施載階段結束後計算各桿件之內力與變形狀況，檢核是否超過其強度與變形容量。假若所施加之載重造成任一桿件內力超過降伏強度時，則應回溯至上一加載階段之終點再重新加載，且應將加載大小調整至該桿件內力恰至降伏強度，而達降伏後之桿件勁度也必須在此時適當修

正，作為下一加載階段之分析基礎。在每一加載階段均應進行力量檢核動作，並修正降伏後的桿件勁度，更新結構系統勁度矩陣進行彈性分析，亦即將非彈性問題化簡為多階段的線性分析，並觀察建築物在受推覆期間，層間變位角與塑鉸轉角變化的情況，最後以極限塑性轉角定義結構破壞點，求得結構之極限耐震能力。

位移控制分析法

則是對結構特定節點施以位移增量，繼而將此位移增量轉換成各桿件之變形增量，每階段之變形增量乘以各桿件之勁度即可得到桿件內力。分析過程同樣需檢核各桿件內力是否達到降伏強度，若是則須回到前一分析階段之終點，調整位移增量使該桿件恰達降伏強度點，並修正已降伏之桿件勁度後再繼續進行下一增量分析。如此週而復始直到結構達到設定之目標位移量或者構材達到極限塑性轉角之破壞點，進而求得結構之極限耐震能力。

一般而言，結構進行非線性靜力推覆分析之結果，皆是透過結構基底剪力與結構頂層位移之關係圖，即容量曲線（Capacity Curve）來表示。典型之容量曲線係以降伏強度與降伏位移($F_y, \Delta y$)及極限強度與極限位移($F_u, \Delta u$)，兩個控制點來描述結構系統之行為。當結構受力在降伏強度前，結構仍保持在彈性範圍內，此時勁度為固定值，週期為結構系統之基本振動週期；當結構受力達到降伏強度後，其對應之勁度值將變小，此時結構週期將會延長；最後，當桿件已經無法承受額外之載重而產生破壞時，結構系統即達到其極限強度。

5-2 構材塑鉸模擬

當構件進入非線性時，可透過構材兩端點塑鉸之定義來模擬其行為，如圖 5.1 所示。此一法則係將構件之非線性區域集中至構材兩端點以模擬桿件之非線性行為。本節所採用之塑鉸性質，將依據 ATC-40【25】與 FEMA-273【30】內

所引用之塑鉸特性進行分析，以下將說明各構材之塑鉸模擬特性。當構件進入非線性，我們常以塑鉸來模擬其行為，而常用的有集中型塑鉸和擴展型塑鉸，而 ETABS 是以集中型塑鉸來模擬如圖 5.1 所示。這是一種將構架非線性區域變位集中至一點，而將此點變位稱為塑鉸以模擬桿件非線性行為的一種方法。如圖 5.2 所示，ETABS 是以雙線性之方式來模擬塑鉸的線性及非線性行為，開始時構件之彈性勁度為 EI ，當端點旋轉角達到 θ_y 而彎矩為 M_y 時，則構件材料開始進入降伏，其降伏後勁度為 αEI ，一直到達構件破壞為止。

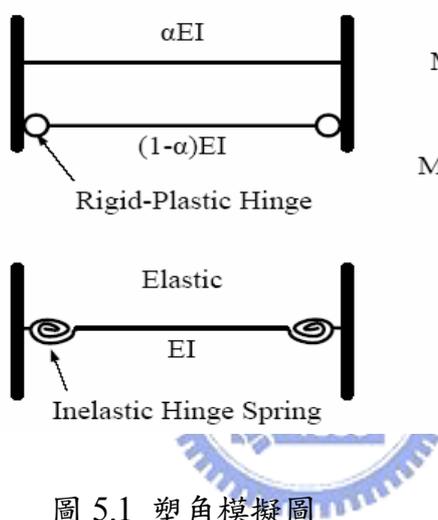


圖 5.1 塑角模擬圖

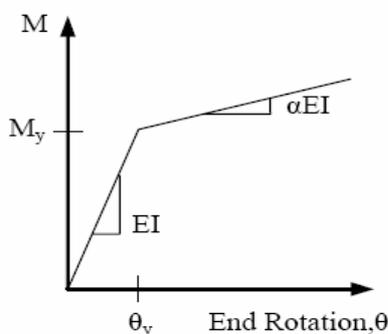


圖 5.2 塑角模擬

5-2-1 混凝土結構梁、柱構材

梁、柱構材一般為採用線性元素配合端點的非線性彈簧進行模擬，非線性彈簧之力與變形關係一般可表示如圖 5.3 中之型式，在圖 5.3(A)中縱軸為構材所承受之載重強度與設計強度比值，橫軸為梁柱塑性轉角 θ 或位移，而在圖 5.3(B)中縱軸為構材所承受之載重強度與設計強度比值，橫軸為梁柱塑性轉角與降伏轉角比值 θ/θ_y 或位移與降伏位移比值 Δ/Δ_y 。其係考慮構材於循環載重下強度衰減特性之簡化曲線（圖 5.4），其中降伏變形（ Δ_y 或 θ_y ）為構材達標稱降伏強度時對應之變形，塑性轉角容量可參考 ATC-40（表 5.1）所建議之非線性行為模擬方式與不同性能水準下之容許變形。另外，混凝土剪力強度為依

韌性需求增加而減少，而此一現象亦將造成構材破壞模式由變形控制模式轉為力量控制模式，此一效應可由側推分析中逐步改變構材之強度來加以模擬。有關混凝土剪力強度與韌性需求之關係，根據 ATC-40 建議，塑性區混凝土所能提供之剪力強度可表示如下：

$$\text{高韌性需求 } V_c = 0.93 \left(\frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (5.1a)$$

$$\text{低韌性需求 } V_c = 0.93 \left(1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (5.1b)$$

其中， P 為柱所受之軸向力； A_g 為柱之總斷面積； A_e 為有效剪力斷面積（ $A_e = 0.8A_g$ ）。

對於梁、柱構材之撓曲強度計算，極限強度時，將縱向鋼筋之降伏強度提高 1.25 倍計算，而在考慮橫向圍束箍筋效應下混凝土之極限應變 ε_u 及強度 f_{cc} 根據 ATC-40 之建議公式為

$$\varepsilon_u = 0.005 + 0.1 \rho' f_{yh} / f'_c \quad (5.2)$$

$$f_{cc} = (1 + \rho' f_{yh} / f'_c) f'_c \quad (5.3)$$

其中， f_{yh} 為橫向鋼筋降伏強度。 ρ' 為橫向鋼筋體積比

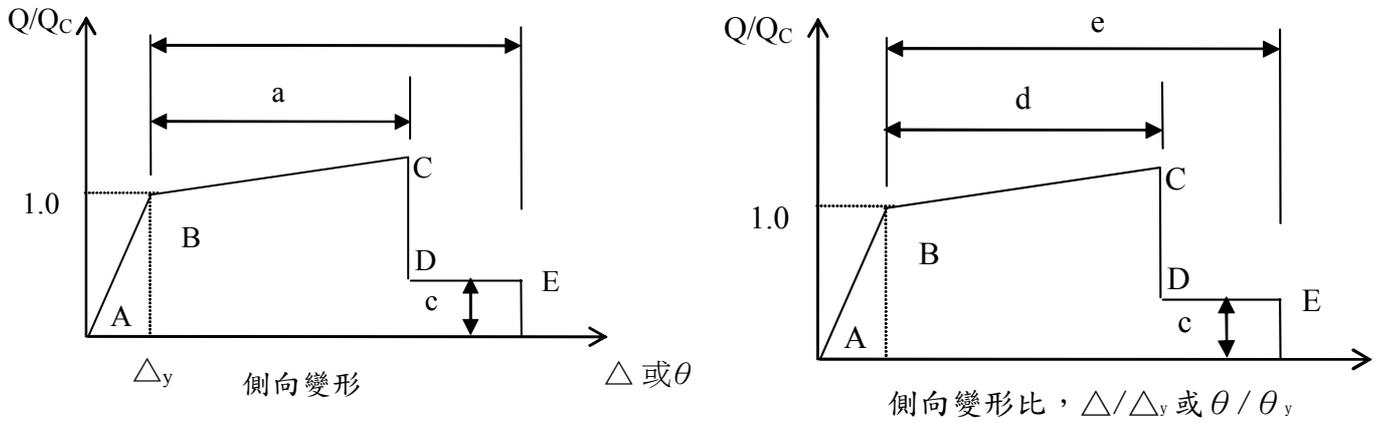


圖 5.3 混凝土構材正規化側向力與變形之關係圖(A)(B)

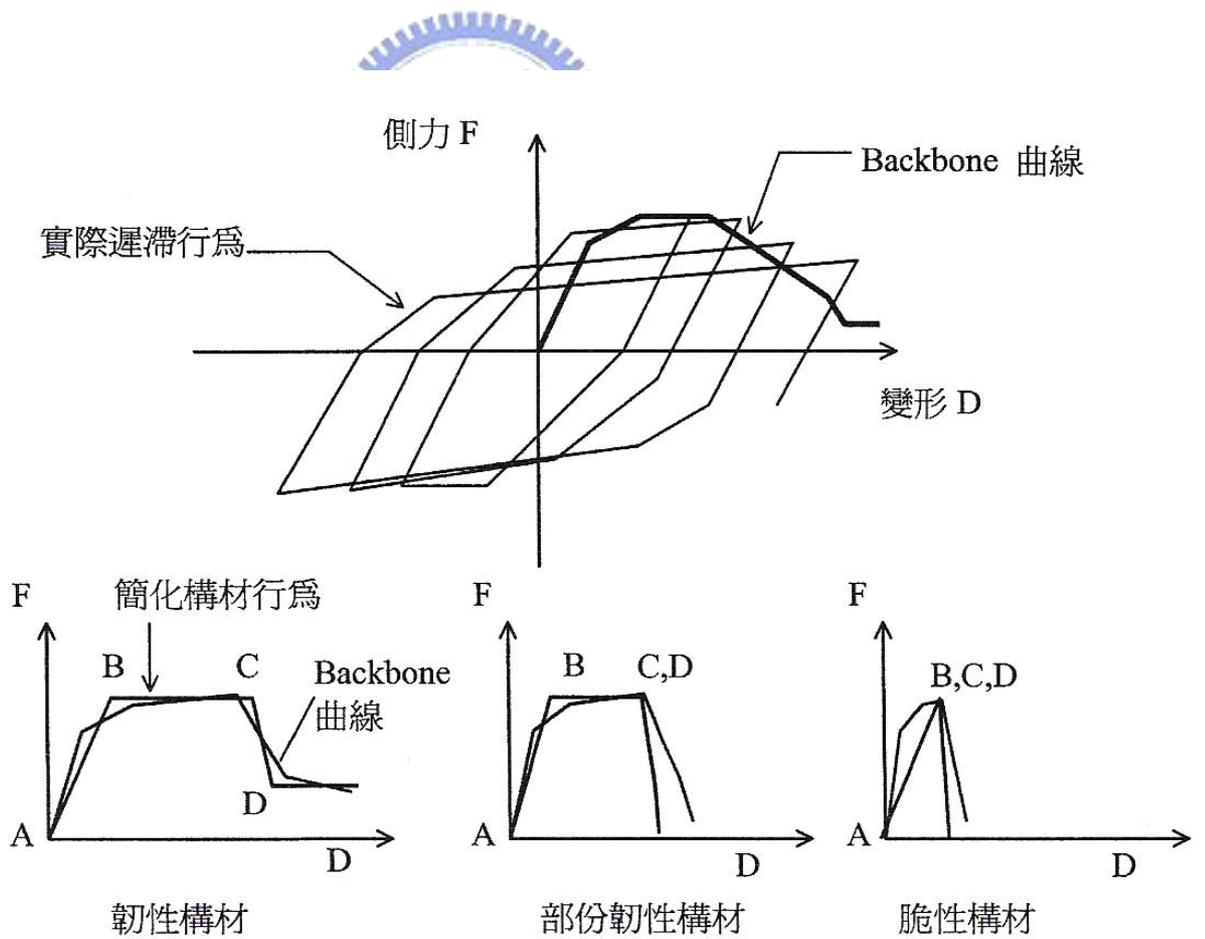


圖 5.4 理想化之構材力與變形之關係

表 5.1 混凝土梁、柱構材模擬參數【25】

梁構材：撓曲控制		模擬參數		
			轉角 θ/θ_y	殘餘強度比
		d	e	c
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{V}{0.27bd\sqrt{f_c'}}$			
<0.0	<3	6	11	0.2
<0.0	>6	5	9	0.2
<0.5	<3	5	7	0.2
<0.5	>6	4	5	0.2
梁構材：剪力控制				
箍筋間距<d/2		1.0	4	0.2
箍筋間距>d/2		1.0	3	0.2
柱構材：撓曲控制				
$\frac{P}{A_g f_c'}$	$\frac{V}{0.27bd\sqrt{f_c'}}$			
<0.1	<3	5	7	0.2
<0.1	>6	4	6	0.2
>0.4	<3	4	6	0.2
>0.4	>6	3	4	0.2
柱構材：剪力控制				
箍筋間距 < d/2 或 $\frac{P}{A_g f_c'} < 0.1$		1.0	4.0	0.6

表 5.2 混凝土剪力牆模擬參數【25】

		模擬參數			
				塑性轉角 (rad)	殘餘強度比
				θ/θ_y	
			d	e	c
剪力牆：撓曲控制					
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}$	$\frac{shear}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	端構材			
<0.1	<3	c	4.0	5.0	0.75
<0.1	>6	c	3.0	4.0	0.40
>0.25	<3	c	2.0	3.5	0.60
>0.25	>6	c	2.0	3.0	0.30
<0.1	<3	NC	1.5	4.0	0.60
<0.1	>6	NC	1.5	3.0	0.30
>0.25	<3	NC	1.2	2.5	0.25
>0.25	>6	NC	1.2	2.0	0.20
			變位角 Δ/Δ_y		
剪力牆：剪力控制					
所有牆			1.5	5	0.4

C:圍束

NC:無圍束

5-2-2 鋼結構梁、柱構材

構材之有效斷面積應考慮為全斷面積，但對於組合構材若其傳遞力量機制不完備時，有效斷面積則需進行折減。對於採混凝土包覆之構材（SRC），若

混凝土於地震後仍未與鋼材脫離則計算勁度時需包括混凝土之貢獻，但計算強度時則不須計及混凝土之貢獻。計算梁或柱之慣性矩須依照一般規範之規定進行，對於混凝土包覆之構材，計算慣性矩時需包括混凝土之貢獻，但此合成構材之翼板寬度則取為與鋼構材之翼板同寬，同時計算慣性矩時不宜包括樓版在內，除非構材與樓版間具有足夠之彎矩傳遞元件。

梁或柱構材之非彈性行為需採用合理之彎矩與曲率關係式加以模擬。有關構材之載重與變形關係曲線，可以參考表 5.3 與表 5.4 中對應於各種條件之模擬準則。圖 5.4 為鋼構材側向力與變形之關係，其中 θ 為梁或柱之塑性轉角， θ_y 為降伏轉角， Δ 為位移； Δ_y 為降伏位移。反曲點位於構件中點之梁或柱，其降伏轉角 θ_y 可以近似為

$$\text{梁} \quad \theta_y = \frac{ZF_{ye}L_b}{6EI_b} \quad (5.4a)$$

$$\text{柱} \quad \theta_y = \frac{ZF_{ye}L_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (5.4b)$$

其中

- E : 楊氏係數
- F_{ye} : 材料降伏強度
- I : 慣性矩
- L_b : 梁跨度
- L_c : 柱高度
- P_{ye} : 軸向強度
- P : 軸力
- Z : 塑性斷面模數

圖 5.4 中之 Q 與 Q_C 分別為梁柱構件之載重及降伏強度，與塑性彎矩強度有關，其計算方式如下：

$$\text{梁 } Q_C = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (5.5a)$$

$$\text{柱 } Q_C = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq ZF_{ye} \quad (5.5b)$$

$$\text{梁柱腹板交會區 } Q_C = V_{CE} = 0.55F_{ye} d_c t_p \quad (5.5c)$$

同心斜撐構架

同心斜撐構架梁、柱構材之線性及非線性模擬同前所述，其勁度之模擬則與柱相同，其非線性行為模擬可採用圖 5.5 與表 5.5 中之規定值。

偏心斜撐構架

偏心斜撐構架之梁、柱構材之線性及非線性模擬亦同前所述，剪力連桿之模擬則須同時考慮剪力與撓曲變形，剪力連桿之彈性勁度 K_e 可表示為

$$K_e = \frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \quad (5.6)$$

其中

$$K_s = \frac{GA_w}{e} \quad (5.7a)$$

$$K_b = \frac{12EI_b}{e^3} \quad (5.7b)$$

e 為連桿長度， $A_w = (d_b - 2t_f)t_w$ 為連桿斷面積， G 為剪力模數， K_b 為連桿之撓曲勁度， K_s 為連桿梁之剪切勁度。至於連桿之強度 Q_C 則可能受剪力控制或彎矩控制，或兩者之組合所控制，其可表示為

$$\text{剪力控制，若 } e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} \quad Q_C = V_{CE} = 0.6F_{ye} t_w A_w \quad (5.8a)$$

$$\text{彎矩控制, 若 } e > \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}} \quad Q_C = 2 \frac{M_{CE}}{e} \quad (5.8b)$$

連桿之降伏轉角可表示為

$$\theta_y = 2 \frac{Q_C}{K_e e} \quad (5.9)$$

對於偏心斜撐構架之構材的非線性行為模擬, 可依據圖 5.5 與表 5.5 中之規定值。

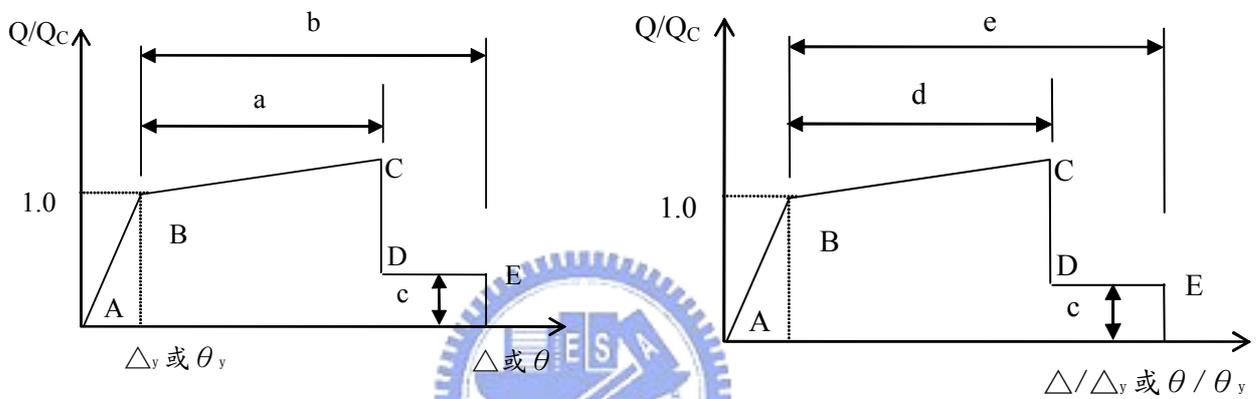


圖 5.5 鋼構材側向力與變形之關係

表 5.3 完全束制接頭鋼造抗彎構架之梁構材模擬參數【25】

	模擬參數		殘餘強度比
	Δ / Δ_y		
梁構材	d	e	c
$\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$	7	10	0.6
$\frac{b}{2t_f} < \frac{92}{\sqrt{F_{ye}}}$	3.5	5.0	0.2
$\frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b}{2t_f} < \frac{92}{\sqrt{F_{ye}}}$	利用線性內插求值	利用線性內插求值	利用線性內插求值

表 5.4 完全束制接頭鋼造抗彎構架之柱構材模擬參數【25】

	模擬參數		
	Δ/Δ_y		殘餘強度比
柱構材	d	e	c
對 $P/P_{ye} \leq 0.2$ $\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$	7	10	0.6
$\frac{b}{2t_f} < \frac{92}{\sqrt{F_{ye}}}$	3.5	5.0	0.2
$\frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b}{2t_f} < \frac{92}{\sqrt{F_{ye}}}$	利用線性內插求值	利用線性內插求值	利用線性內插求值
柱構材			
對 $0.2 \leq P/P_{ye} \leq 0.5$ $\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$	$0.072(1-1.7P/P_{ye})$	$0.01(1-1.7P/P_{ye})$	0.2
$\frac{b}{2t_f} < \frac{92}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.7	2.0	0.2
$\frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \leq \frac{b}{2t_f} < \frac{92}{\sqrt{F_{ye}}}$ 線性內插求值	利用線性內插求值	利用線性內插求值	利用線性內插求值
	a	b	c
梁柱腹板交會區	0.04	0.06	0.80
接合			
梁柱腹板交會區未降伏	$0.043-0.0009d_b$	$0.043-0.0009d_b$	0.2
梁柱腹板交會區降伏	0.009	0.017	0.4

表 5.5 鋼造斜撐構架之柱構材模擬參數【25】

	模擬參數		
	Δ/Δ_y		殘餘強度比
	d	e	c
同心斜撐構架			
受壓柱			
受拉柱	5	6	1.0
受壓斜撐			
雙角鋼面內挫屈	1	7	0.2
雙角鋼面內挫屈	1	6.5	0.2
W 或 I 型鋼	1	6.5	0.2
雙槽鋼面內挫屈	1	7	0.2
雙槽鋼面外挫屈	1	6.5	0.2
充填混凝土鋼管	1	5.5	0.2
矩形冷軋鋼管			
1. $\frac{d}{t} \leq \frac{90}{\sqrt{F_y}}$	1	5.5	0.4
2. $\frac{d}{t} > \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	1	3.0	0.2
3. $\frac{90}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{d}{t} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	利用線性 內插求值	利用線性 內插求值	利用線性內 插求值
中空圓形鋼管			
1. $\frac{d}{t} \leq \frac{1500}{F_y}$	1	7	0.4
2. $\frac{d}{t} \geq \frac{6000}{F_y}$	1	3	0.2
3. $\frac{1500}{F_y} \leq \frac{d}{t} \leq \frac{6000}{F_y}$	利用線性 內插求值	利用線性 內插求值	利用線性內 插求值
受拉斜撐	8.5	10.0	0.8
偏心斜撐構架			
斜撐(力量控制)	1	1	1
受壓柱(力量控制)	1	1	1
受拉柱	4.5	6.0	1.0
連桿梁			
$\frac{2M_{CE}}{eV_{CE}} \leq 1.6$	10	12	0.8
$\frac{2M_{CE}}{eV_{CE}} > 2.6$	同表 5.3 之梁		

5-3 等效單自由度系統

推覆評估法之理論係基於假設結構系統之頂層位移反應可由一個等效單自由度系統(SDOF)之反應去推估而建立，其意味著結構系統(MDOF)之反應主要是由單一模態控制，並未考慮高模態之效應，因此，推覆法對於中、短週期之結構較為適合，對於高振態影響較大的高層結構將會有較大之誤差，即結構高振態之反應佔整體結構反應有相當之份量時，採用等效單自由度系統來表示多層結構之反應，可能無法正確的推估出結構之實際反應。以下將針對等效 SDOF 系統之運動方程式之建立進行說明：

對於一受水平地震力 \ddot{x}_g 之多自由度系統 (MDOF) 之運動方程式可表示為

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{x}_g \quad (5.10)$$

其中

\mathbf{X} 為 $n \times 1$ 的位移向量

\mathbf{M} 為 $n \times n$ 的質量矩陣

\mathbf{C} 為 $n \times n$ 的阻尼矩陣

\mathbf{K} 為 $n \times n$ 的勁度矩陣

$\mathbf{1}$ 為 $n \times 1$ 的單位向量

假設其變形可由一個 $n \times 1$ 形狀向量表示成 Φ ，則 MDOF 系統之位移向量可以下式表示：

$$\mathbf{X} = \Phi X_t \quad (5.11)$$

其中 X_t 為頂層位移，則 MDOF 系統之微分方程式可改寫成：

$$\mathbf{M}\Phi\ddot{X}_t + \mathbf{C}\Phi\dot{X}_t + \mathbf{Q} = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{x}_g \quad (5.12)$$

定義等效 SDOF 系統位移 X^* 如下：

$$X^* = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}} X_t \quad (5.13)$$

將式(5.12)乘 Φ^T 並利用式(5.13) X^* 與 X_t 之關係，則 X_t 可用 X^* 表示成等效 SDOF 系統之微分方程式，即

$$M^* \ddot{X}^* + C^* \dot{X}^* + KQ^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (5.14)$$

其中 M^* 、 C^* 及 Q^* 為等效單自由度系統之性質可分別寫為：

$$M^* = \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1} \quad (5.15a)$$

$$C^* = \Phi^T \mathbf{C} \Phi \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} \quad (5.15b)$$

$$Q^* = \Phi^T \mathbf{Q} \quad (5.15c)$$

假設形狀向量 Φ 已知，藉由 MDOF 系統之非線性靜力分析可得基底剪力與頂層位移之關係如圖 5.6 中之實線部份。為了簡化 MDOF 系統之基底剪力與頂層位移，圖 5.6 中之 MDOF 系統之多線性(multi-linear)曲線(實線)之基底剪力與頂層位移之關係可透過一雙線性之關係進行簡化，如圖 5.7 或圖 5.6 之虛線。此一雙線性關係之基底剪力為 V_y ，彈性勁度為 V_y / δ_y ，降伏後之勁度為 $K_s = \alpha K_e$ 。 K_e 可由對圖 5.6 之 MDOF 系統基底剪力與頂層位移關係圖進行雙線性化而獲得，其步驟如下：

1. 圖 5.6 中的 B 點即為側推分析目標點， δ_t 為目標頂層位移， V_t 為側推頂層位移至 δ_t 時的基底剪力。

2. 利用梯形法或辛普森法等數值積分法，計算真實側推容量曲線(實線)下之面積 A_t 。
3. 假設一個降伏基底剪力 V_y ，若基底剪力到達 $0.6V_y$ 時對應的頂層位移為 $\delta_{0.6y}$ ，則有效勁度 K_e ，降伏位移 δ_y 及應變硬化率 α 分別以下列三式計算：

$$K_e = 0.6V_y / \delta_{0.6y}$$

$$\delta_y = V_y / K_e$$

$$\alpha = ((V_t/V_y) - 1) / ((\delta_t/\delta_y) - 1)$$

即可用 V_y 與 δ_y 定出 A 點並可繪出雙線性化曲線 OAB，然後求出 OAB 其下面積 A_b 。

4. 利用 $100 \times (A_b - A_t) / A_t$ 計算雙線性化誤差百分比，若不滿足精度要求(建議以小於 0.1% 為準)則將 V_y 乘以 A_b/A_t 以作為下一次計算時的 V_y ，並重覆步驟 3. 至 4. 直至滿足精度為止。

透過簡化 MDOF 系統力與位移關係圖，則 SDOF 系統之力 (Q^*) 與變形 (X^*) 關係可決定，如圖 5.8。其中，等效 SDOF 系統之降伏力與降伏位移可由式(5.13) 與式(5.15)得到，即

$$X_y^* = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}} X_{t,y} \quad (5.16)$$

$$Q_y^* = \Phi^T Q_y \quad (5.17)$$

其中， Q_y 為 MDOF 系統之降伏力向量。而基底剪力 $V_y = \mathbf{1}^T Q_y$ 。等效 SDOF 彈性系統之等效週期可計算如下：

$$T_{eq} = 2\pi \left[\frac{X_y^* M^*}{Q_y^*} \right]^{1/2} \quad (5.18)$$

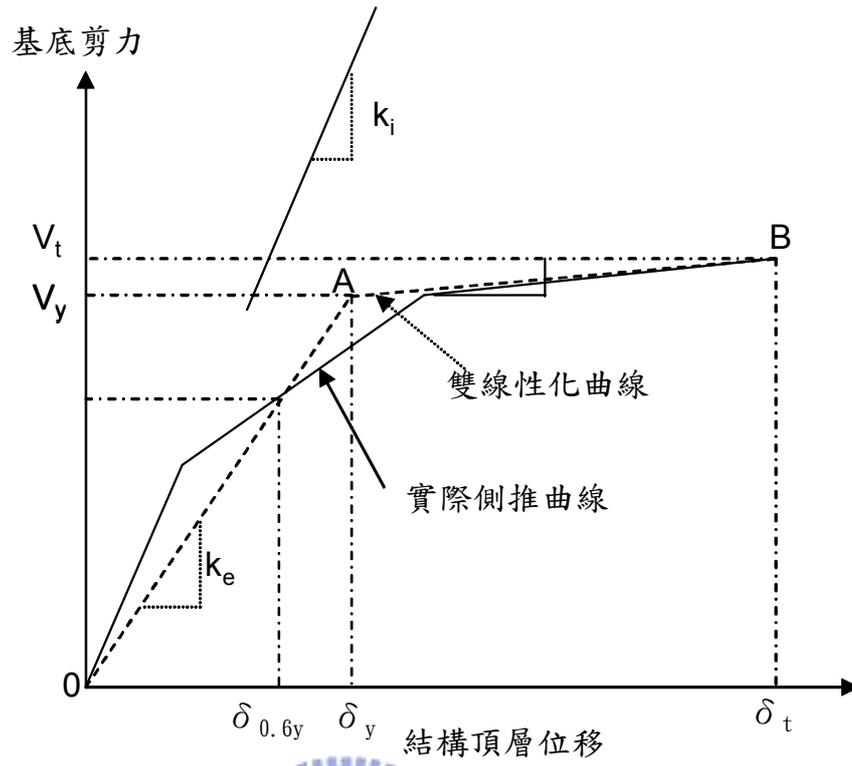


圖 5.6 MDOF 基底剪力與頂層位移之關係

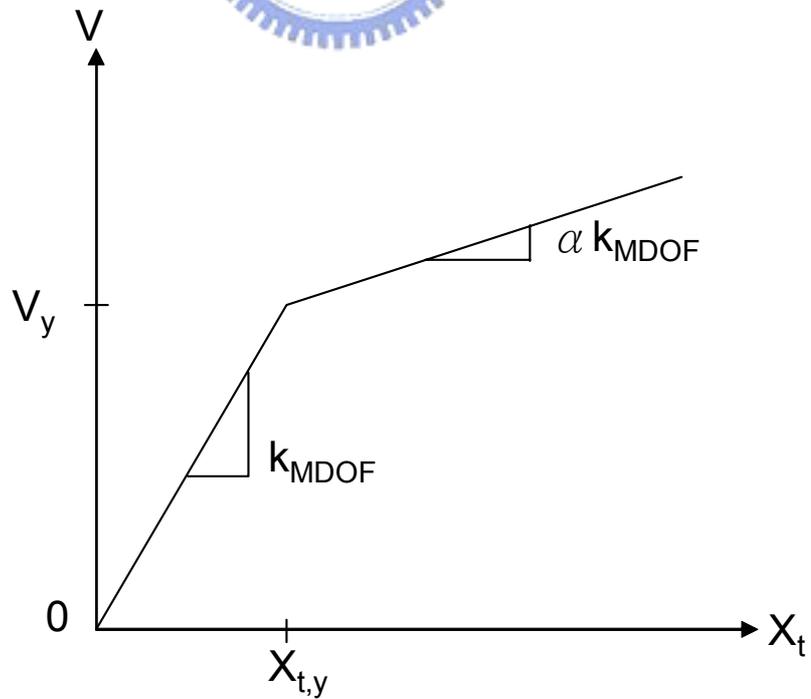


圖 5.7 MDOF 結構系統力與位移關係

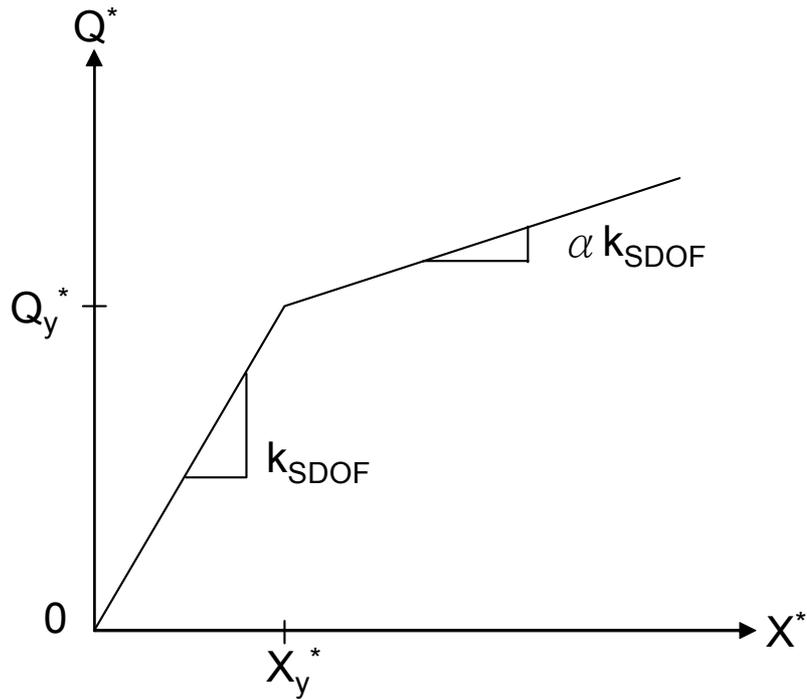


圖 5.8 SDOF 結構系統力與位移關係



5-4 容量震譜建立

建築物容量曲線 (Capacity curve) 是指建築物整體於所考慮地震輸入方向上基底剪力與頂層變位之關係圖，其代表的是結構物承受側向力時之變形能力及其耐震能力。而側力分佈的形式會直接影響到容量曲線，一般常用的有集中力頂樓側推、均佈力側推、倒三角形分佈側推或是基本模態分佈側推等方式。本文將採用與設計規範相符之倒三角形側力分佈進行側推， i 樓層之橫力可表示如下：

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} (V - f_i) \quad (5.19)$$

其中， w_i 為第 i 層的重量； h_i 為第 i 層樓版至基底的高度； f_i 為頂層外加集中橫力。

一般而言，容量震譜的橫座標為結構物頂層變位 Δ_{roof} ，縱座標為基底剪力 V ，而吾人可透過簡單的模態計算將其表示為反應譜位移與譜加速度之關係，進而求得其崩塌加速度反應。以下將說明其推導過程：

對於一 n 層樓之結構系統，吾人可將其第 m 個模態參與係數 (PF_m) 與層間加速度 (a_{im}) 表示為

$$PF_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{im}) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{im}^2)} \quad (5.20)$$

$$a_{im} = PF_m \phi_{im} S_{am} \quad (5.21)$$

其中，

PF_m 為第 m 個振態參與因子；

a_{im} 為第 i 樓層之加速度；

w_i 為第 i 層重量；

ϕ_{im} 為第 i 層的第 m 個振態振幅；

n 為總樓層數；

S_{am} 為第 m 個振態之頻譜加速度；

由力平衡關係，吾人可得第 m 個振態的樓層力與基底剪力 V_m 之關係：

$$\begin{aligned} V_m &= \sum_{i=1}^n F_{im} = \sum_{i=1}^n \frac{w_i}{g} PF_m \phi_{im} S_{am} \\ &= S_{am} PF_m \sum_{i=1}^n \phi_{im} w_i = S_{am} \frac{\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{im})}{\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{im}^2)} \times \sum_{i=1}^n \phi_{im} w_i = S_{am} \frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{im}) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{im}^2) g} \end{aligned}$$

$$= \frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_m) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{im}^2) g \times \sum_{i=1}^n w_i} \times \sum_{i=1}^n w_i \times S_{am} = \alpha_m M S_{am} \quad (5.22)$$

$$S_{am} = \frac{V_m / M}{\alpha_m} \quad (5.23)$$

其中，下標 m 均指第 m 個振態， M 為結構總質量， α_m 為第 m 個振態的有效質量係數可表示如下

$$\alpha_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_m) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{im}^2) g \times \sum_{i=1}^n w_i} \quad (5.24)$$

因此，譜加速度 (S_a) 與結構頂層位移 (Δ_{roof}) 可分別表示為：

$$S_a = \frac{V / M}{\alpha_1} \quad (5.25)$$

$$\Delta_{\text{roof}} = \text{PF}_1 \varphi_{\text{roof},1} S_d \quad (5.26)$$

其中， α_1 為第一個振態的有效質量係數； S_d 為容量曲線之變位， PF_1 為第一個振態的振態參與因子(如式 5.20)， $\varphi_{\text{roof},1}$ 為頂層第一振態振幅。

5-5 含 X 形金屬降伏阻尼結構之耐震能力評估程序

阻尼器塑角模擬

由於 X 形金屬降伏阻尼器為位移相依型，其在消能鈹未降伏前其本身即具備勁度效應，而降伏後其勁度將產生遞減，因此吾人可透過一簡化的雙線性模型來模擬其遲滯行為。當建築物含 X 形金屬降伏阻尼器時，阻尼器之降伏力 P_y 與降伏位移 Δ_y 表示如下

$$P_y = \frac{\sigma_y B t^2}{3h} \quad (\text{rep. 3.14})$$

$$\Delta_y = \frac{\sigma_y h^2}{2Et} \quad (\text{rep.3.17})$$

其中， E 為鋼材之楊氏模數； t 為鋼鈹厚度； σ_y 為消能鋼鈹降伏應力； B 為消能鋼鈹有效寬度； h 為消能鋼鈹有效高度； t 為鋼鈹厚度。

結構阻尼比係數修正

建築物在增設 X 形金屬降伏阻尼器後，在強震下阻尼器所產生的遲滯行為勢必會提升結構系統之整體阻尼比。因此，可由(式 4.46)計算並迭代或歷時分析方法計算結構受震後之地震反應，透過單一輸入單一輸出之 ARX 模型之系統識別分析【31】，計算結構等效阻尼比 ξ_{eff} ，再進行等效阻尼比修正係數 C_D ，其計算可表示如下

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_{eff} + 1} + 0.5 \quad (\text{rep.4.47b})$$

最後為反應結構等效阻尼比提升對結構耐震能力之影響，吾人將針對含阻尼結構推覆分析之容量曲線結果進行崩塌地表加速度修正，以反應阻尼器在地震過程中所提供之消能效益。

阻尼器勁度修正

由於位移型阻尼器在未降伏前阻尼器本身具備加勁作用，而降伏後其加勁效應將減緩，而發揮遲滯消能作用。因此，吾人可透過簡單的雙線性模型來模擬其非線性行為，並透過阻尼器之等效勁度 K_{eff} 來取代原來阻尼器之彈性勁度值，藉以反應其勁度修正效應。等效勁度 K_{eff} 之計算方式可保守假設，阻尼器之最大位移值 Δ_u 為位移韌性容量 μ 達 15 時，阻尼器即發生破壞，其示意如圖 5.9 所示，而相關計算可表示如下。

$$P = K \Delta y + \alpha K (\Delta u - \Delta y)$$

$$P/\Delta y = K + \alpha K(\mu - 1) = K(1 + \alpha\mu - \alpha)$$

$$P = K \Delta y (1 + \alpha\mu - \alpha)$$

$$P = P_y (1 + \alpha\mu - \alpha) \tag{5.27}$$

$$K_{eff} = \frac{P}{\Delta_u} \tag{5.28}$$

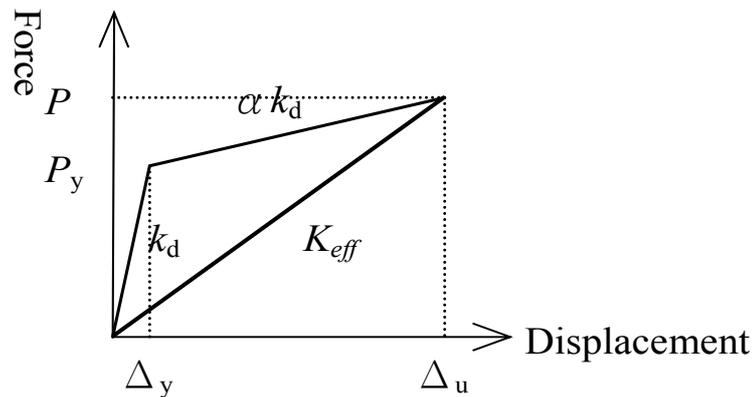


圖 5.9 阻尼器雙線性模型

分析流程

步驟一

建立含阻尼器結構分析模型（可透過現行商業軟體 ETABS 或 SAP2000），在塑鉸的假設上，考慮因樓版加勁作用，梁構件不設定塑鉸，僅在柱端設定塑鉸，而阻尼器之塑鉸設定則選擇剪力型塑鉸，相關之降伏力以及降伏位移之計算如式 (3.14) 與 (3.17)，進行非線性靜力分析（推覆分析）。

步驟二

由(式 4.46)計算並迭代或進行含阻尼器結構非線性歷時分析，讀取樓層加速度反應，透過單一輸入單一輸出之 ARX 模型進行時域系統識別分析【31】，計算含阻尼器之結構等效阻尼比。

步驟三

繪製推覆分析之容量曲線（Capacity curve），利用式 (5.25) 與 (5.26) 將基底剪力與位移之關係轉換為譜加速度與譜位移之結果。

步驟四

根據容量曲線所得之崩塌地表加速度值進行阻尼比係數修正，求取修正後之其崩塌加速度反應 A_c' ，其計算可表示為：

$$A_c' = \frac{A_c}{C_D} \quad (5.29)$$

第六章 實例分析與探討

6-1 前言

目前國內結構耐震補強評估與基準主要係依據內政部營建署之研究報告「推動公有及供公眾使用之建築物耐震能力評估及補強實施方案」與「新建學校建築耐震規劃設計與既有學校建築補強法指針研擬」進行辦理，茲就其相關內容說明如下：

(1) 評估及補強基準

營建署「推動公有及供公眾使用之建築物耐震能力評估及補強實施方案」，其評估及補強基準之規定如下：

1. 本建築物耐震能力評估及補強基準適用於一般建築物，不適用於特殊耐震要求之建築物。
2. 建築物之耐震能力評估，分為初步評估及詳細評估，評估方法按中央主管建築機關認可之規範辦理。結構評估前，可以利用內政部營建署提供之建築物耐震能力初步評估表【4】之損害潛能指數篩選待評估建築物之優先順序。
3. 建築物耐震能力評估以崩塌地表加速度表示之。其耐震能力低於工址回歸期475年之地震地表加速度者，表示該建築物之耐震能力不足。
4. 耐震設計採用之用途係數若大於1.0，前項地震地表加速度應再乘以用途係數。
5. 建築物預計繼續使用年限少於50年，前項475年迴歸之地震地表加速度，得以繼續使用期限中，容許超越機率10%算得之地震地表加速度取代之。

(2) 補強或拆除重建標準

依據內政部建築研究所「新建學校建築耐震規劃設計與既有學校建築補強法指針研擬」，建物補強或拆除重建之標準如下：

一、補強標準

- 1.當建物崩塌地表加速度 $>$ (475 年迴歸期地震地表加速度 \times 用途係數)時，則不需補強。
- 2.當(475 年迴歸期地震地表加速度 \times 用途係數)之 30% $<$ 建物崩塌地表加速度 $<$ (475 年迴歸期地震地表加速度 \times 用途係數)，則建物須補強。

二、拆除重建標準

當建物之崩塌地表加速度 $<$ (475 年迴歸期地震地表加速度 \times 用途係數)之 30%，則建物需拆除重建。

本文將採用國內現行頒佈的評估基準對案例建築物進行耐震能力評估。

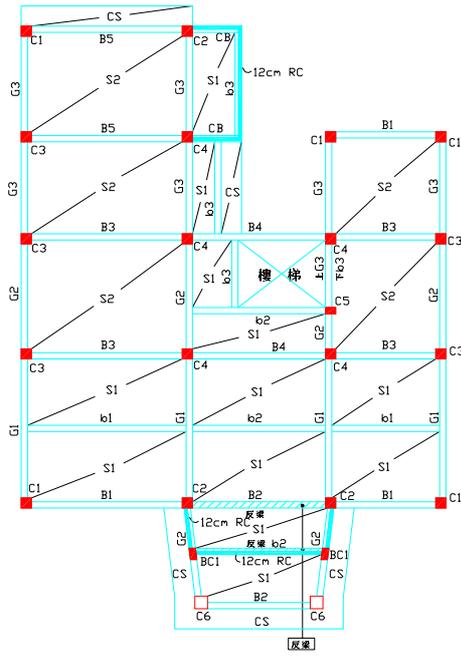


6-2 補強前建築物耐震評估案例說明

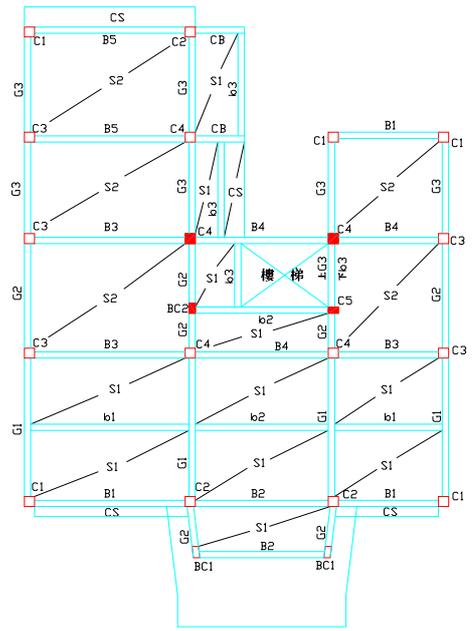
6-2-1 建築物概要

本案例建築物為地上二層之鋼筋混凝土結構物，其用途為醫療衛生所，一樓為診察、檢驗室，樓地板面積約為 267.35m^2 、二樓為辦公室及宿舍，樓地板面積約為 270.84m^2 ，而一、二樓高度分別為 3.6m ，以作為公眾使用之醫療衛生所，平立面圖如圖 6.1 及 6.2 所示。本案例梁柱斷面尺寸依據所在位置不同而有不同之斷面尺寸及配筋，相關設計見圖 6.3；材料性質方面，鋼筋強度 $f_y = 2800\text{ kgf/cm}^2$ ，混凝土強度經現場鑽心取樣後得知，僅剩下原設計值的一半 ($f_c' = 105\text{ kgf/cm}^2$)；靜載重考慮屋頂、樓板、梁、柱及磚牆重量，活載重依據樓地板用途類別【2】採用 300 kgf/m^2 ；另根據建築物之設計尺寸，計算得建築物之總重約為 566.48 ton ，其中頂層約重 267.79 ton 、第二層約重 298.69 ton 。本建築概況如下：

- 
- 建築物用途：醫療衛生所
 - 建築物構造型式：RC 構架內砌磚牆(後填)
 - 磚牆材料性質：紅磚抗壓強度為 131.6 kgf/cm^2
 - 砂漿塊抗壓強度為 177.6 kgf/cm^2
 - 磚牆厚度：18 cm
 - 地盤種類：第二類地盤(普通地盤)
 - 震區劃分：地震甲區
 - 診斷方向：X 向與 Y 向



二樓結構平面圖



三樓結構平面圖

圖 6.1 結構平面圖

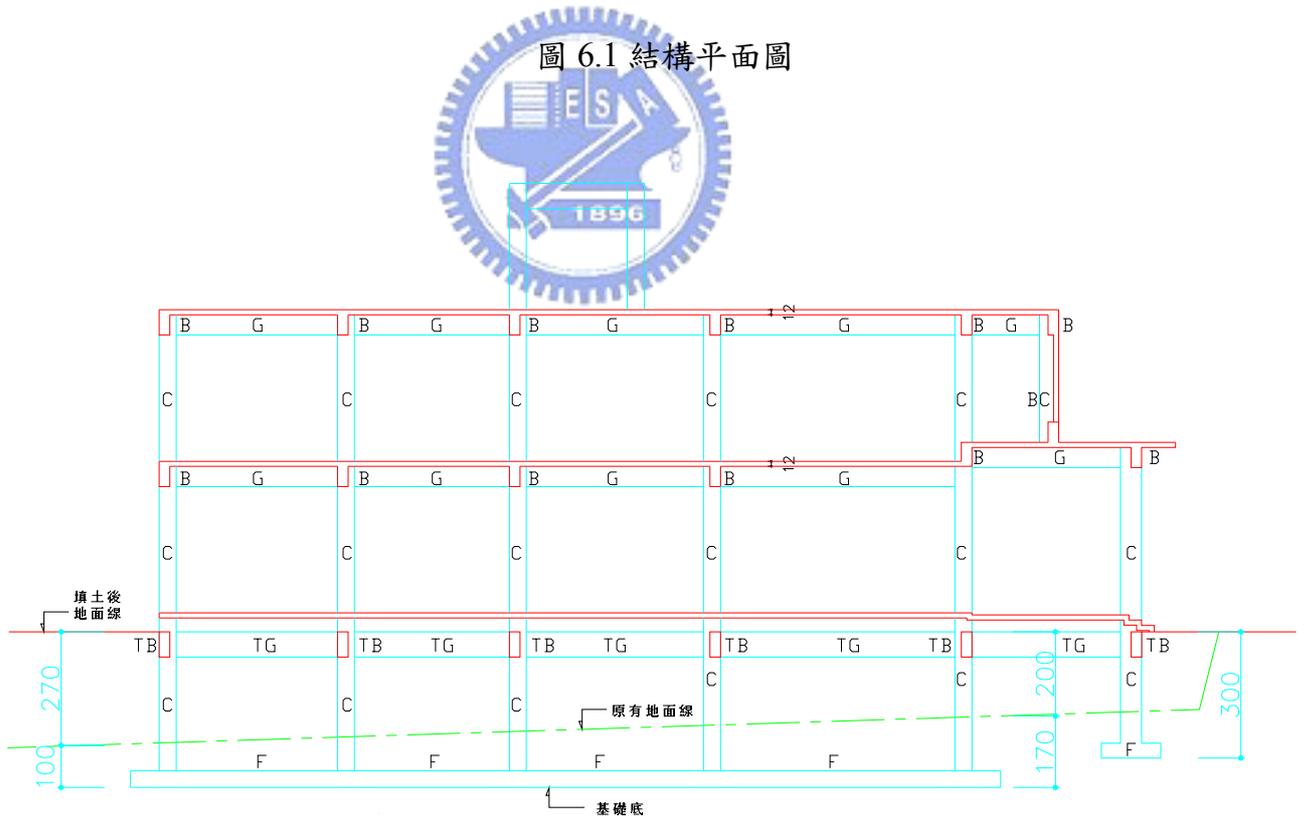


圖 6.2 構架剖面圖

		C1	C2	C3	C4	C5	C6	BC1	BC2
三樓	断面								
	B×D				40×40	40×25			25×40
	STEEL				• 8-#6	• 6-#6			8-#5
	HOOPS				#3@25	#3@25			#3@25
二樓	断面								
	B×D	40×40	40×40	40×40	40×40	40×25		25×40	
	STEEL	• 12-#6	• 12-#6	×8-#7 • 2-#6	×10-#7	• 6-#6		8-#5	
	HOOPS	#3@15-25-15 首 中 末	#3@15-25-15 首 中 末	#3@15-25-15	#3@15-25-15	#3@25		#3@25	
一樓	断面								
	B×D	40×40	40×40	40×40	40×40	40×25	50×50		
	STEEL	• 12-#6	×4-#7 • 8-#6	×8-#7 • 4-#6	×12-#7	• 6-#6	• 16-#6		
	HOOPS	#3@15-25-15 首 中 末	#3@15-25-15 首 中 末	#3@15-25-15	#3@15-25-15	#3@25	#3@20		

圖 6.3 柱位配筋圖

未補強結構數值模型如圖 6.4 所示

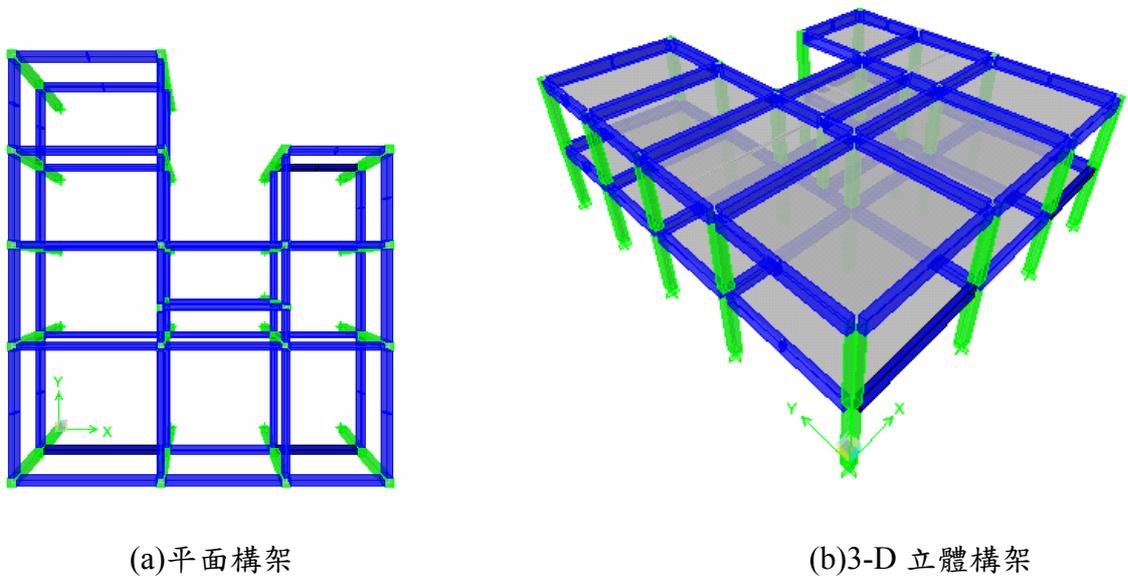


圖 6.4 分析模型結構

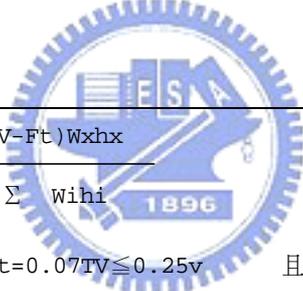
6-2-2 地震力分析

1. 根據法規，最小設計水平總橫力	$V = \frac{ZI}{1.4 \alpha y} \left(\frac{C}{F_u} \right) W$	
	$V = \frac{ZIF_u}{3.5 \alpha y} \left(\frac{C}{F_u} \right) W$	
上二式中(C/Fu)<1.0, 命名為(C/Fu)m		
(1) 震區水平加速度係數	Z =	0.33 (地震甲區)
(2) 用途係數	I =	1.25 (第三類建築物)
(3) 工址正規化水平加速度反應譜係數		
C=1		(第二類地盤 1.837<T)
C=1.5/T ^{2/3}		(第二類地盤 0.465<T<1.837)
C=2.5		(第二類地盤 0.15<T<0.465)
C=12.5T+0.625		(第二類地盤 0.03<T<0.15)
C=1		(第二類地盤 T<0.03)
(4) 起始降伏地震力放大倍數	$\alpha y =$	1.50 (強度設計法)
(5) 結構系統韌性容量	R _x =	4.00 (具非結構牆之混凝土造結構系統)
	R _y =	4.00 (具非結構牆之混凝土造結構系統)
(6) 結構系統地震力折減係數		
F _u =R _a		(第二類地盤 0.465<T)
F _u =√(2R _a -1)+(R _a -√(2R _a -1))*(T-0.308)/0.157		(第二類地盤 0.308<T<0.465)
F _u =√(2R _a -1)		(第二類地盤 0.15<T<0.308)
F _u =√(2R _a -1)+√(2R _a -1)-1*(T-0.15)/0.12		(第二類地盤 0.03<T<0.15)
F _u =1.0		(第二類地盤 T<0.03)
(7) 建築物靜重	W =	566.48 T (基面以上總重)

2. 基本振動周期 T			
法規公式：			
T _x =	0.07	* h _n ^{3/4} = 0.07	* 7.20 ^{3/4} = 0.31 sec
T _y =	0.07	* h _n ^{3/4} = 0.07	* 7.20 ^{3/4} = 0.31 sec
依法規之規定：			
基本振動周期得用其他結構力學方法計算			
但所用之值不得大於上式計算所得值之1.4倍			
T _x =	1.4	* 0.31 =	0.43 sec
T _y =	1.4	* 0.31 =	0.43 sec
動力分析周期：			
T _x =	0.49460	sec	
T _y =	0.47220	sec	
採用:	T _x =	min (1.4*code , dynamic) =	0.43 sec
	T _y =	min (1.4*code , dynamic) =	0.43 sec
3. 工址正規化水平加速反應譜係數			
C _x =	2.50		(第二類地盤 0.15<T<0.465)
C _y =	2.50		(第二類地盤 0.15<T<0.465)
4. 容許韌性容量 R _a 值計算:			
容許韌性容量	R _{ax} =	1+(R _x -1)/2 =	2.50
	R _{ay} =	1+(R _y -1)/3 =	2.50

5. 結構系統地震力折減係數		Fux =	2.391			(第二類地盤 0.308<T<0.465)
		Fuy =	2.391			(第二類地盤 0.308<T<0.465)
6. 設計地震力:						
	Cx / Ft =	2.50	/	2.391	=	1.05 > max(1.0 ,61.5% Cx/Fux)
	Cy / Ft =	2.50	/	2.391	=	1.05 > max(1.0 ,61.5% Cy/Fuy)
Vx=	$\frac{0.33 * 1.25}{1.4 * 1.50}$			1.000	* W	= 0.1964 *W (控制)
Vx=	$\frac{0.33 * 1.25 * 2.39}{3.5 * 1.50}$			1.000	* W	= 0.1879 *W
Vy=	$\frac{0.33 * 1.25}{1.4 * 1.50}$			1.000	* W	= 0.1964 *W (控制)
Vy=	$\frac{0.33 * 1.25 * 2.39}{3.5 * 1.50}$			1.000	* W	= 0.1879 *W
7. 最小設計水平總橫力:						
	Vx =	0.1964	*	566.48	=	111.27 T
	Vy =	0.1964	*	566.48	=	111.27 T

8. 豎向分配



$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum W_i h_i}$$

$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$ 且 $T < 0.7 \text{sec}$ 時, $F_t = 0$

$W = 566.48 \text{ t}$
 $V_x = 111.27 \text{ t}$
 $V_y = 111.27 \text{ t}$

x向豎向分配

Floor	height(m)	wx (tf)	wxhx(tf-m)	Fx (tf)
3f	7.2	297.92	2145.0	74.5
2f	3.6	294.09	1058.7	36.8
		592.01	3203.7	111.3

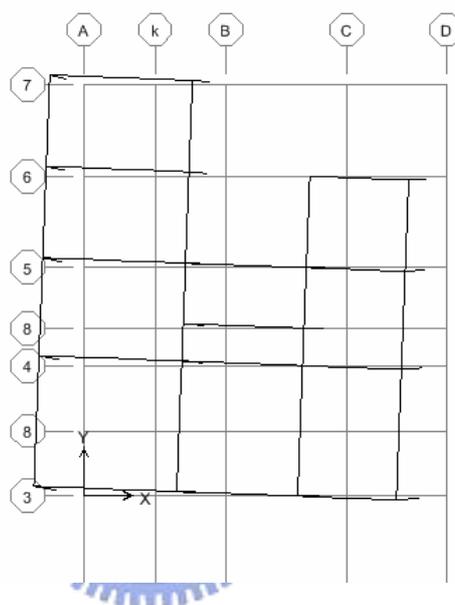
y向豎向分配

Floor	height(m)	wx (tf)	wxhx(tf-m)	Fy (tf)
3f	7.2	297.92	2145.0	74.5
2f	3.6	294.09	1058.7	36.8
		592.01	3203.7	111.3

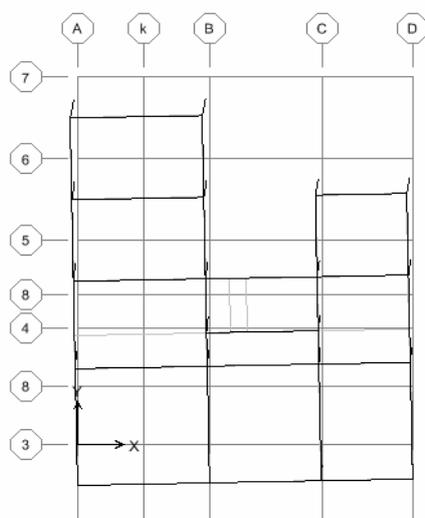
6-2-3 耐震能力評估結果

特徵分析

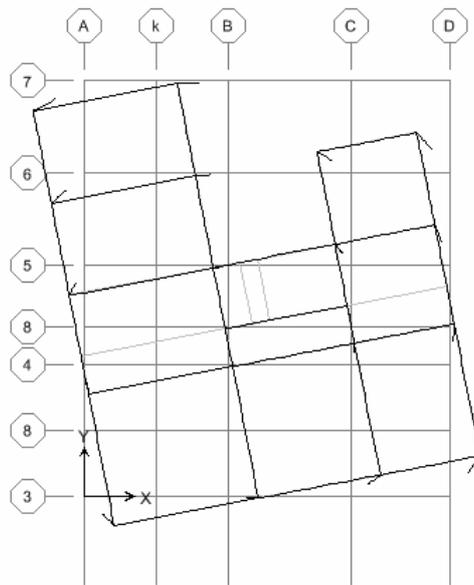
分析模型特徵分析結果顯示，空構架結構前三個振態週期分別為0.486秒(X向)、0.465秒(Y向)與0.387秒(Z向旋轉)，週期明顯較一般兩層樓結構為長(圖6.4)，蓋因原混凝土強度不足造成構件彈性模數E值折減所致。



(a) 第一振態



(b) 第二振態



(c) 第三振態

圖 6.4 空構架結構特徵分析



6-2-3-1 TS-RC 耐震能力評估法

依照原始結構之混凝土強度、鋼筋強度、柱斷面大小和配筋量、梁斷面大小以及配筋量等條件照實模擬，可得補強前結構之耐震能力。評估結果顯示，補強前結構在 X 向之崩塌地表加速度為 0.1161g；Y 向之崩塌地表加速度為 0.1430g，依照補強基準判定須進行結構補強。

6-2-3-2 推覆分析耐震能力評估法

由於建築物樓版加勁之影響，往往使得梁構材無法形成塑鉸，因此，本文在進行推覆分析時之塑鉸模擬，將考慮結構在最接近真實受震狀態下之情形，讓柱端產生塑鉸，而不在梁端設置塑鉸。分析時柱兩端的塑鉸將採用 ETABS 軟體內預設之軸力與彎矩交互影響之 PMM 塑鉸，結果如圖 6.5。

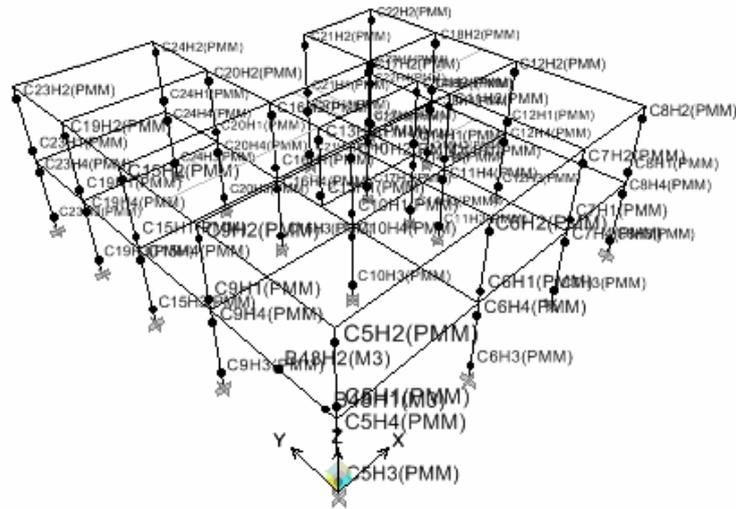
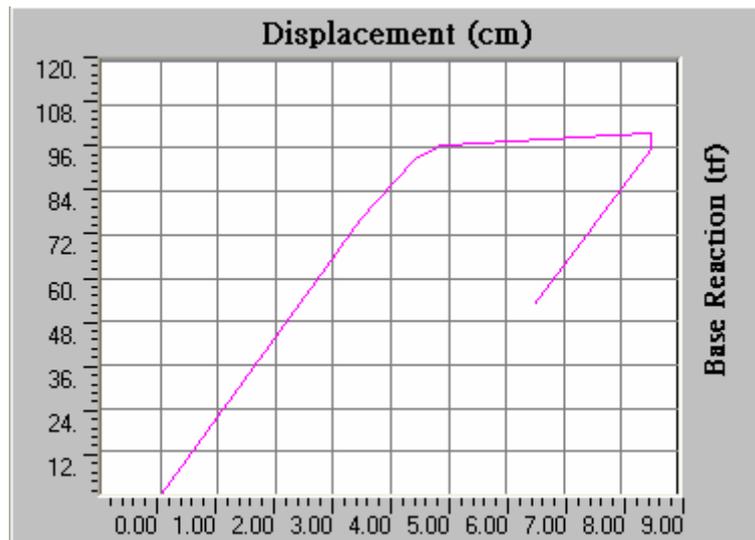


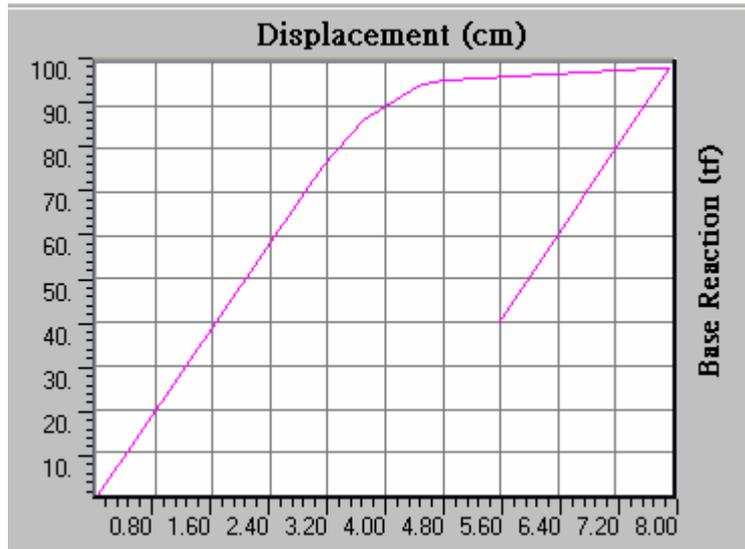
圖 6.5 未補強結構塑鉸模擬示意圖

容量曲線 (Capacity curve)

根據 ETABS 非線性靜力分析，吾人可分別繪製出 X 向與 Y 向屋頂側位移與基面層剪力關係如圖 6-6 所示，X 向與 Y 向之最大基面層剪力分別為 100t 與 98t；而相對應之崩塌地表加速度（譜加速度）結果如圖 6-7，其 X 向與 Y 向所對應之崩塌地表加速度分別為 0.22g 與 0.21g，依照補強基準判定須進行結構補強。

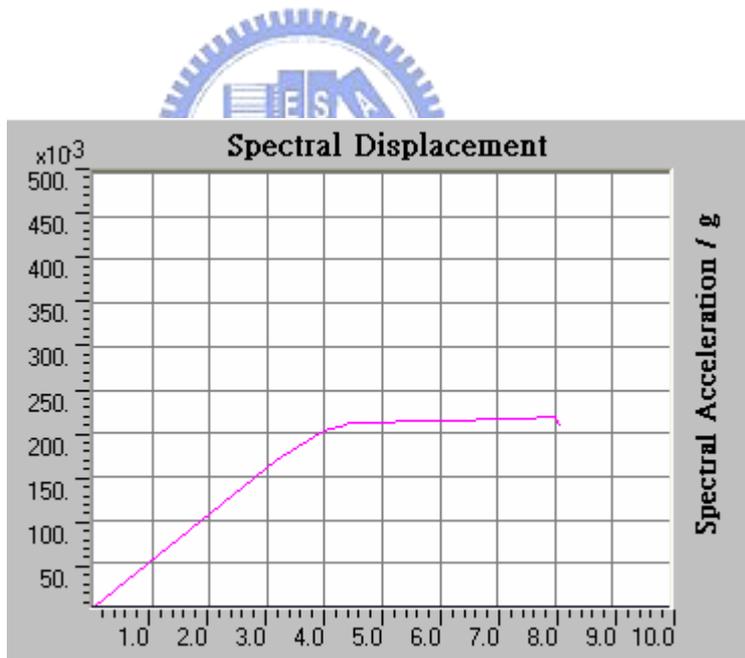


(a) X 向



(b) Y 向

圖 6.6 屋頂側位移與基面層剪力關係



(a) X 向



(b) Y 向

圖 6.7 譜位移與譜加速度關係



6-2-4 耐震能力評估補強基準判定

假設本棟建物之震區係數為0.33g、用途係數為I=1.25，而建築物剩餘壽命為35年，其相對應之迴歸期為

$$T_r = \frac{1}{1 - 0.9^{1/T}} = \frac{1}{1 - 0.9^{1/35}} = 332.7 \text{年}$$

對應之地表加速度為

$$a_{gr} = a_g \times \left(\frac{T_r}{475}\right)^k = a_g \times (332.7/475)^{0.3} = 0.33g \times 0.899 = 0.30g$$

而對應之崩塌地表加速度為

$$A_{c,code} = a_{gr} \times I = 0.30g \times 1.25 = 0.37g$$

本棟建物經 TS-RC 及推覆分析耐震能力評估結果顯示

評估方法	崩塌地表加速度 (g)	
	X 向	Y 向
TS-RC	0.12	0.16
推覆分析	0.21	0.22

依照結構耐震能力補強基準要求

- 評估建物之崩塌地表加速度小於 $0.37 \times 30\% = 0.11g$ ，則結構需拆除重建
- 評估建物之崩塌地表加速度大於 $0.37g$ ，則結構安全無虞
- 評估建物之崩塌地表加速度介於 $0.11g$ 與 $0.37g$ 之間時，則結構需進行補強。

無論是採用 TS-RC 或推覆分析耐震能力評估法，由其結果顯示，本建物均需進行結構補強。

6-2-5 強度韌性法 (TS-RC) 與推覆分析法之比較

比較文中補強前結構之強度韌性法與推覆分析法結果可知，依強度韌性法評估所得之結果 (X 向 $A_c = 0.12g$; Y 向 $A_c = 0.16g$) 明顯小於推覆分析法 (X 向 $A_c = 0.21g$; Y 向 $A_c = 0.22g$)，顯然強度韌性法較推覆分析法保守許多。

分析方法比較

強度韌性法係依據結構受到彈性地震力與設計靜載重加上 1/2 活載重時之外力所計算出的構件內力，再根據 α_y 放大係數法判斷構材之破壞形式與構材韌性比，最後透過各節點比較梁、柱強度後計算各半層破壞時之崩塌地表加速度。由於結構之塑鉸產生係透過將彈性分析之內力放大 α_y 倍，理論上結構在產生第一個塑鉸後其構件內力分佈須進行重新分配，惟強度韌性法的過程並無法反應出此一效應。而推覆分析法為透過應力與應變曲線構件位於負勁度時，進行減載，藉以修正產生塑角後之勁度變化，係每當側向力加一增量時，ETABS 程式即檢視構件是否降伏或減載，若有則更改有效勁度矩陣及計算不平衡力，再施加側向力增量，直到崩塌為止，此一情形可由容量曲線之陡降段得到驗證。

塑鉸方式比較

依照強度韌性法 (TS-RC) 之分析流程可知，其可處理三種斷面破壞模式，即

1. 尚未達到彎矩降伏即發生剪力破壞
2. 彎矩降伏雖發生，但尚未達到韌性容量 rR_{code} 前已發生剪力破壞。
3. 韌性容量 rR_{code} 已全部發揮，而此時尚未發生剪力破壞。

而推覆分析法基本上僅針對剪力與彎矩破壞模式，兩者主要差異在柱構件之箍筋影響，於強度韌性法評估方式中，其韌性折減係數 r 約位於 0.2~0.3 之間，相對的所能發展的塑性轉角僅剩原有的 20%~30%，因此其塑鉸特性曲線所評估出來的韌性約僅推覆分析的三分之一，此一結果亦將影響到結構的整體耐震表現。

阻尼比求取方式比較

X 形金屬降伏阻尼器在小地震時本身將保持在線彈性範圍，阻尼器僅提供加勁之效果，而當地震力過大時，阻尼器將近入非彈性階段，開始發揮消能效果。而此時則需要修正結構整體的等效阻尼比以反應阻尼器之消能功效。

強度韌性法係依據美國聯邦災變處理局 (Federal Emergency Management Agency) 於 1997 公佈之 NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) 規範，有關於等效阻尼比可表示為

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_d \quad (\text{rep.4.46a})$$

$$\xi_d = \frac{\sum_i W_{D,i}}{4\pi W_k} \quad (\text{rep.4.46b})$$

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_j F_j \Delta_j \quad (\text{rep.4.46c})$$

推覆分析法在結構等效阻尼比的求取係透過系統識別法求得，分析時將採取輸入之地震擾動（作為輸入）與結構各樓層量測到之加速度反應（作為輸出），之單一輸入單一輸出(SISO)ARX 模型進行識別，詳細過程推導如附錄 A 所示。

在兩種不同的求取等效阻尼比方法中，強度韌性法主要是配合結構靜力設計，將地震力透過豎向分配的方式傳遞給結構系統，分析過程同時考慮結構的彈性應變能與阻尼器的消散能量，轉換成黏滯性阻尼來進行分析。而推覆分析法則需透過非線性歷時分析方法，讀取結構的加速度反應，再透過系統識別法求解等效阻尼比。惟當進行非線性歷時分析時，需特別注意工址地震歷時記錄與峰值之選擇，因選擇地震峰值大時，雖然可得到較佳之等效阻尼比，但結構相關邊構材可能已發生破壞，因此其消能效果可能無法發揮，結果可能會高估等效阻尼比反應，而選擇過低之加速度峰值，其消能效果有限，相對的會低估結構等效阻尼比反應。

6-3 補強後建築物耐震能力評估

傳統的補強方式往往僅能提升局部構材的強度，無法全面提升整體結構的耐震能力。因此，本評估建物將採用位移型阻尼器作為結構補強，以有效提升結構整體之耐震性能。

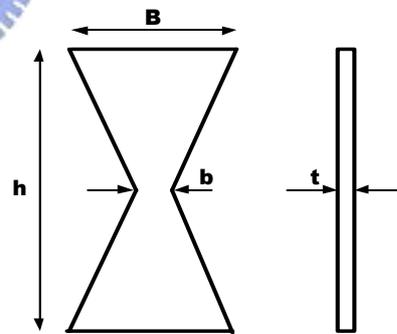
6-3-1 阻尼器佈置

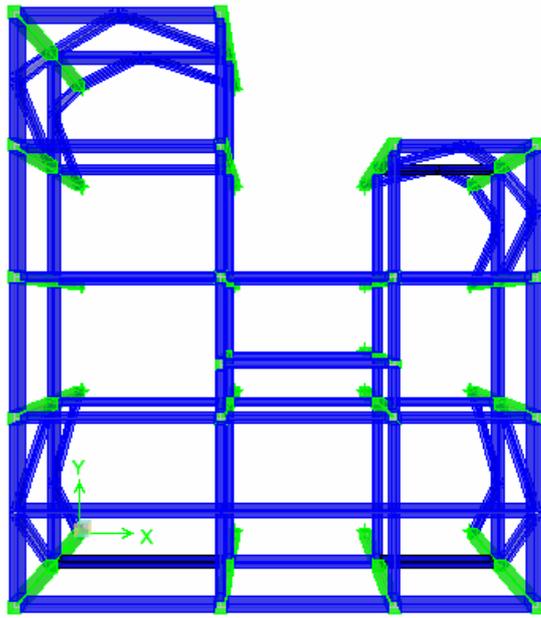
評估建物之消能阻尼器位置將考慮結構外緣梁柱構架受力最大處，分別於每層樓長向(Y向)設置四組制震阻尼器加鋼框、短向(X向)設置兩組制震阻尼器加鋼框，共計 12 組，其接合方式如圖 3.9 所示，而其設置 X-Y 平面與 3-D 示意如圖 6.8 所示。

消能阻尼器設計參數

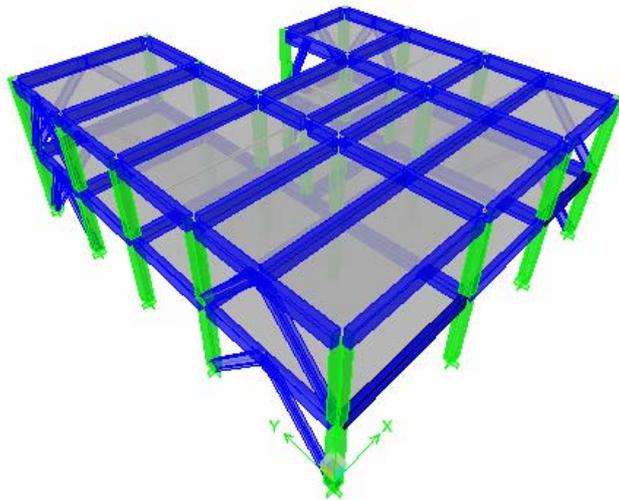
鋼材:A36 或 SS400 ; $E=2.04 \times 10^3 \text{ t/cm}^2$; $\sigma_y=2.53 \text{ t/cm}^2$

設計參數	h	15	cm
	t	1	cm
	B	20	cm
整體勁度	K	97	t/cm
降伏力	F_y	13	tof
降伏位移	Δ_y	1.4	mm
極限剪力	F_u	30	tof





(a) X-Y 平面示意圖



(b) 3-D 示意圖

圖 6.8 制震鉸設置位置圖

6-3-2 地震力分析

1. 根據法規，最小設計水平總橫力	$V = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left(\frac{C}{Fu} \right) W$	
	$V = \frac{ZIFu}{3.5\alpha_y} \left(\frac{C}{Fu} \right) W$	
上二式中(C/Fu)<1.0, 命名為(C/Fu)m		
(1) 震區水平加速度係數	Z =	0.33 (地震甲區)
(2) 用途係數	I =	1.25 (第三類建築物)
(3) 工址正規化水平加速度反應譜係數		
	C=1	(第二類地盤 1.837<T)
	C=1.5/T ^{2/3}	(第二類地盤 0.465<T<1.837)
	C=2.5	(第二類地盤 0.15<T<0.465)
	C=12.5T+0.625	(第二類地盤 0.03<T<0.15)
	C=1	(第二類地盤 T<0.03)
(4) 起始降伏地震力放大倍數	$\alpha_y =$	1.50 (強度設計法)
(5) 結構系統韌性容量	R _x =	4.00 (具非結構牆之混凝土造結構系統)
	R _y =	4.00 (具非結構牆之混凝土造結構系統)
(6) 結構系統地震力折減係數		
	F _u =R _a	(第二類地盤 0.465<T)
	F _u =√(2R _a -1)+(R _a -√(2R _a -1))*(T-0.308)/0.157	(第二類地盤 0.308<T<0.465)
	F _u =√(2R _a -1)	(第二類地盤 0.15<T<0.308)
	F _u =√(2R _a -1)+(√(2R _a -1)-1)*(T-0.15)/0.12	(第二類地盤 0.03<T<0.15)
	F _u =1.0	(第二類地盤 T<0.03)
(7) 建築物靜重	W =	566.48 T (基面以上總重)



2. 基本振動周期 T		
法規公式：		
T _x =	0.05 * ln ^{3/4} =	0.05 * 7.20 ^{3/4} = 0.22 sec
T _y =	0.05 * ln ^{3/4} =	0.05 * 7.20 ^{3/4} = 0.22 sec
依法規之規定：		
基本振動周期得用其他結構力學方法計算		
但所用之值不得大於上式計算所得值之1.4倍		
T _x =	1.4 * 0.21977 =	0.31 sec
T _y =	1.4 * 0.21977 =	0.31 sec
動力分析周期：		
T _x =	0.28400 sec	
T _y =	0.17200 sec	
採用：	T _x = min (1.4*code , dynamic) =	0.28 sec
	T _y = min (1.4*code , dynamic) =	0.17 sec
3. 工址正規化水平加速反應譜係數		
C _x =	2.50	(第二類地盤 0.15<T<0.465)
C _y =	2.50	(第二類地盤 0.15<T<0.465)
4. 容許韌性容量 R _a 值計算：		
容許韌性容量	R _{ax} = 1+(R _x -1)/2 =	2.5
	R _{ay} = 1+(R _y -1)/3 =	2.5

5. 結構系統地震力折減係數

$$F_{ux} = 2.000 \quad (\text{第二類地盤 } 0.15 < T < 0.308)$$

$$F_{uy} = 2.000 \quad (\text{第二類地盤 } 0.15 < T < 0.308)$$

6. 設計地震力:

$$\frac{C_x / F_{ux}}{C_y / F_{uy}} = \frac{2.50 / 2.000}{2.50 / 2.000} = \frac{1.250}{1.250} > \frac{\max(1.0, 61.5\% C_x / F_{ux})}{\max(1.0, 61.5\% C_y / F_{uy})}$$

$$V_x = \frac{0.33 * 1.25}{1.4 * 1.50} * 1.000 * W = 0.1964 * W \quad (\text{控制})$$

$$V_x = \frac{0.33 * 1.25 * 2.00}{3.5 * 1.50} * 1.000 * W = 0.1571 * W$$

$$V_y = \frac{0.33 * 1.25}{1.4 * 1.50} * 1.000 * W = 0.1964 * W \quad (\text{控制})$$

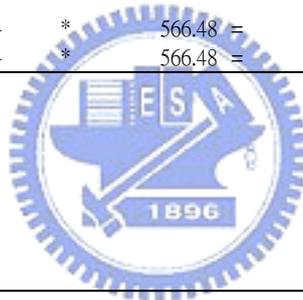
$$V_y = \frac{0.33 * 1.25 * 2.00}{3.5 * 1.50} * 1.000 * W = 0.1571 * W$$

7. 最小設計水平總橫力:

$$V_x = 0.1964 * 566.48 = 111.27 \text{ T}$$

$$V_y = 0.1964 * 566.48 = 111.27 \text{ T}$$

8. 豎向分配



$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum W_i h_i}$$

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25v \quad \text{且 } T < 0.7 \text{ sec 時, } F_t = 0$$

$$W = 566.48 \text{ t}$$

$$V_x = 111.27 \text{ t}$$

$$V_y = 111.27 \text{ t}$$

X向豎向分配

Floor	height(m)	w _x (tf)	w _x h _x (tf-m)	F _x (tf)
3f	7.2	297.92	2145.0	74.5
2f	3.6	294.09	1058.7	36.8
		592.01	3203.7	111.3

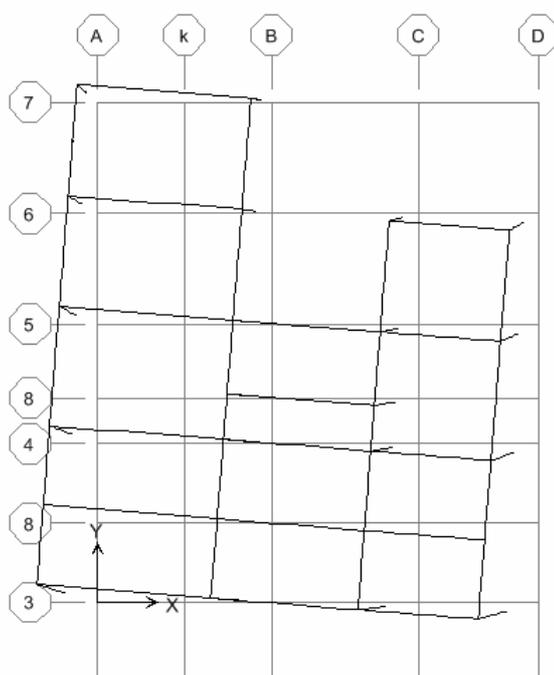
Y向豎向分配

Floor	height(m)	w _x (tf)	w _x h _x (tf-m)	F _y (tf)
3f	7.2	297.92	2145.0	74.5
2f	3.6	294.09	1058.7	36.8
		592.01	3203.7	111.3

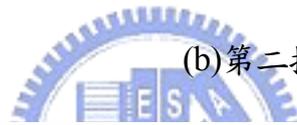
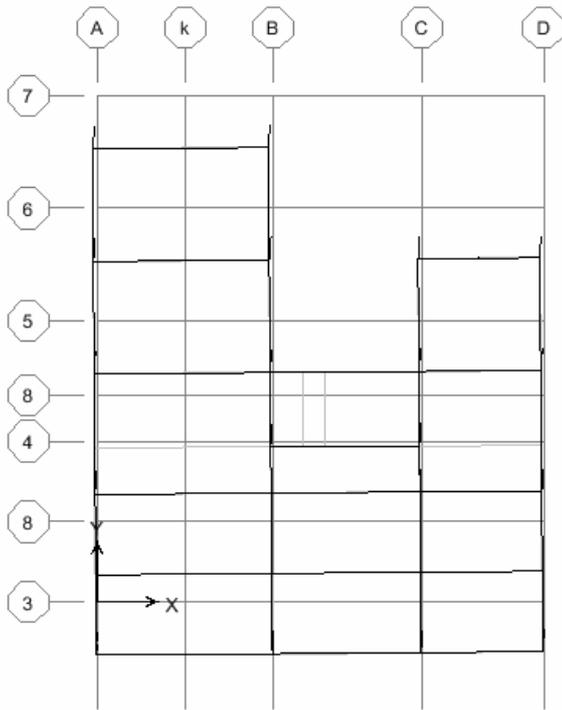
6-3-3 耐震能力評估結果

特徵分析

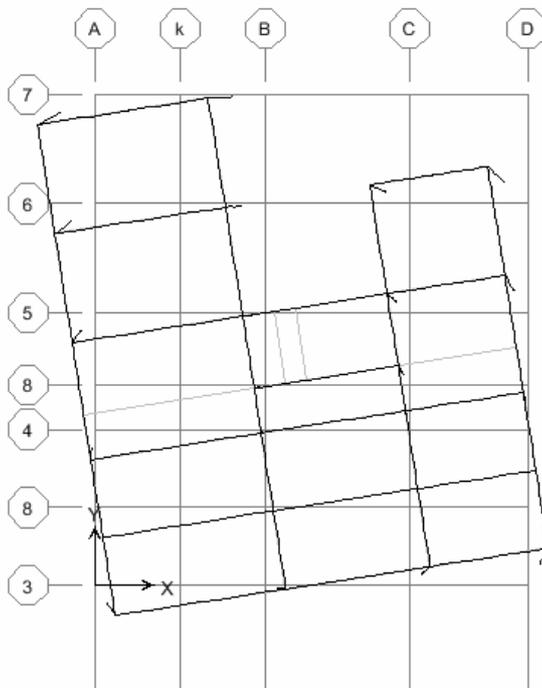
補強後結構特徵分析結果顯示（圖 6.9），增設消能阻尼器結構前三個振態週期分別為 0.284 秒、0.172 秒與 0.122 秒，週期反應明顯較未增設制震鉸時的空構架短，顯示其確實發揮了加勁的作用。



(a) 第一振態



(b) 第二振態



(c) 第三振態

圖 6.9 含阻尼器結構特徵分析

6-3-3-1 TS-RC 耐震能力評估法

X 向建築物崩塌地表加速度

經由含阻尼器構架之耐震能力評估，4 組阻尼器貢獻之阻尼比為 10.80%，含 5% 之結構物固有阻尼比後之等效阻尼比為 15.80%。加裝阻尼器及鋼框之後，建築物之崩塌地表加速度由未加裝前之 0.1161g 提升至 0.3680g。迭代過程中之含阻尼器構架 X 向之阻尼比修正係數 C_D 變化與崩塌地表加速度變化如圖 6.10 及 6.11 所示。

Y 向建築物崩塌地表加速度

經由含阻尼器構架之耐震能力評估，8 組阻尼器貢獻之阻尼比為 13.53%，含 5% 之結構物固有阻尼比後之等效阻尼比為 18.53%。加裝阻尼器及鋼框之後，建築物之崩塌地表加速度由未加裝前之 0.1430g 提升至 0.3641g。迭代過程中之含阻尼器構架 Y 向之阻尼比修正係數 C_D 變化與崩塌地表加速度變化如圖 6.12 及 6.13 所示。

其中鋼框對柱斷面的貢獻以轉換鋼框斷面之方法計算，係假設鋼框與 RC 構件之剛度由鋼框與 RC 部分之剛度疊加而得，研究中【32】建議鋼構加 RC 之複合構造於結構分析時可採用以下之軸向剛度 $(EA)_{src}$ 與撓曲剛度 $(EI)_{src}$ 之建議式：

$$(EA)_{src} = E_s A_s + E_c A_c$$

$$(EI)_{src} = E_s I_s + \beta \times E_c (I_g - I_s)$$

基於斷面轉換前後其構件之剛度應不改變，可將斷面性質作以下轉換，假設轉換後鋼框+RC 構件之楊氏模數 E_{src} 等於鋼構件之楊氏模數 E_s ：

$$E_{src} = E_s$$

$$(EA)_{src} = E_s A_s + E_c A_c = E_s A_{tr}$$

$$(EI)_{src} = E_s I_s + \beta \times E_c (I_g - I_s) = E_s I_{tr}$$

由上式可推導出下列結果：

$$A_{tr} = A_s + \left(\frac{E_c}{E_s}\right) \times A_c$$

$$I_{tr} = I_s + \beta \times \left(\frac{E_c}{E_s}\right) \times (I_g - I_s)$$

則旋轉半徑可以下式表示：

$$r_{tr} = \sqrt{\frac{I_{tr}}{A_{tr}}}$$

其中，

E_s = 鋼骨之彈性模數

E_c = 混凝土之彈性模數

A_s = 鋼骨部分之斷面積

I_s = 鋼骨部分之慣性矩

I_g = SRC 構材全斷面之慣性矩

A_{tr} = 轉換後之斷面積

I_{tr} = 轉換後之慣性矩

β = 考慮混凝土部分開裂修正係數，建議採用 0.2。



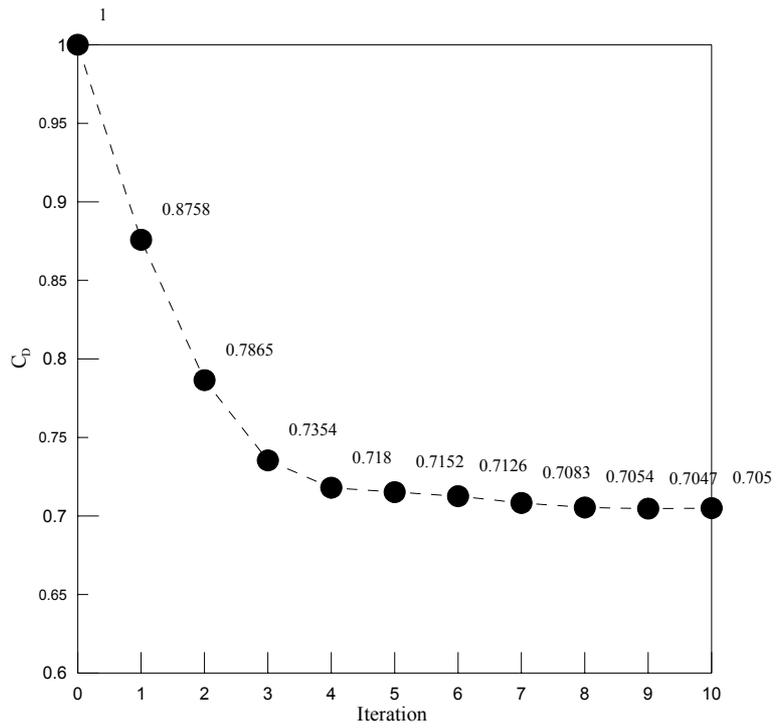


圖 6.10 X 向阻尼比修正係數 C_D 於迭代過程之變化

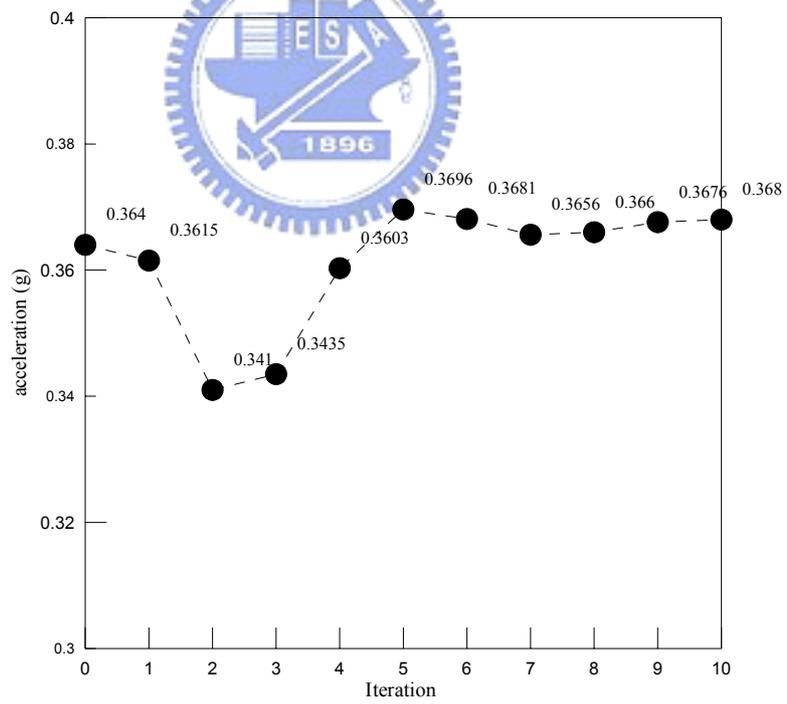


圖 6.11 X 向崩塌地表加速度於迭代過程之變化

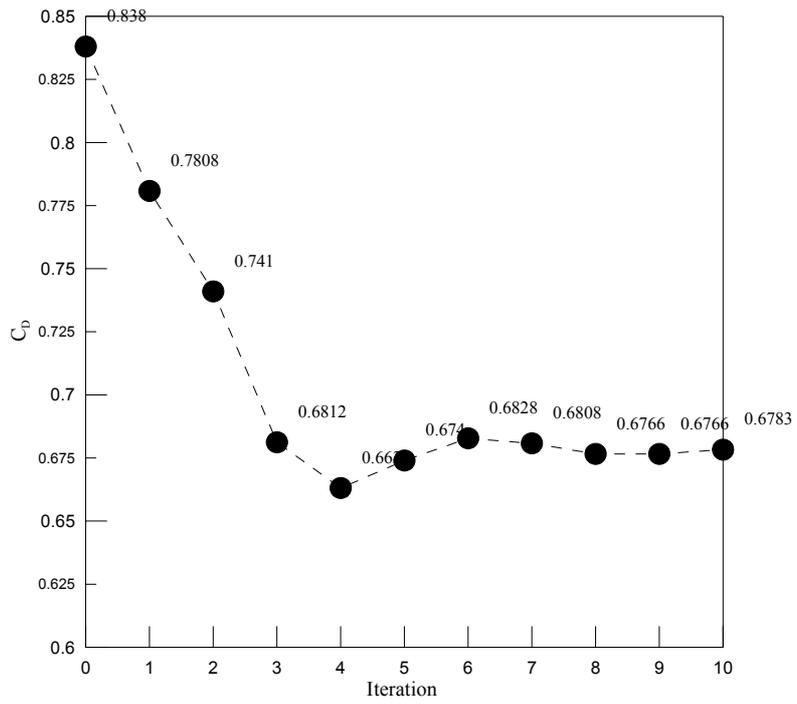


圖 6.12 Y 向阻尼比修正係數 C_D 於迭代過程之變化

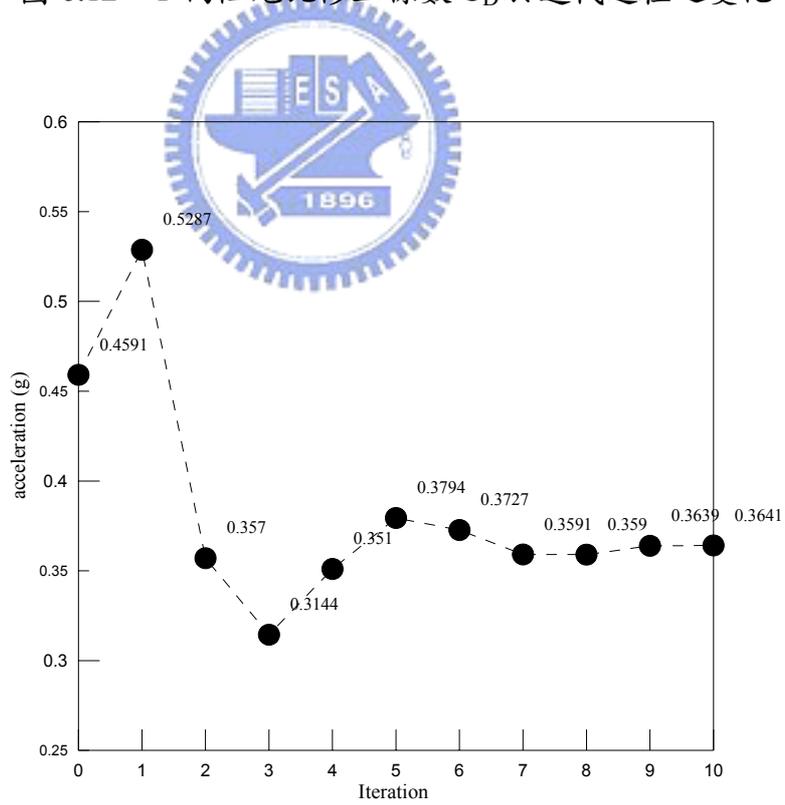


圖 6.13 Y 向崩塌地表加速度於迭代過程之變化

6-3-3-2 推覆分析耐震能力評估法

如同未補強結構，考量建築物樓版對梁的加勁效益，因此，在梁端並不設塑鉸，以模擬真實結構在受震狀態下之行為。因此分析時僅讓柱兩端會產生塑鉸，而不在梁端設置塑鉸。而阻尼器塑鉸之模擬，則採用剪力塑鉸型式，分析時於阻尼器中設定 ETABS 軟體內預設之 V2 塑鉸，結果如圖 6.14 所示。

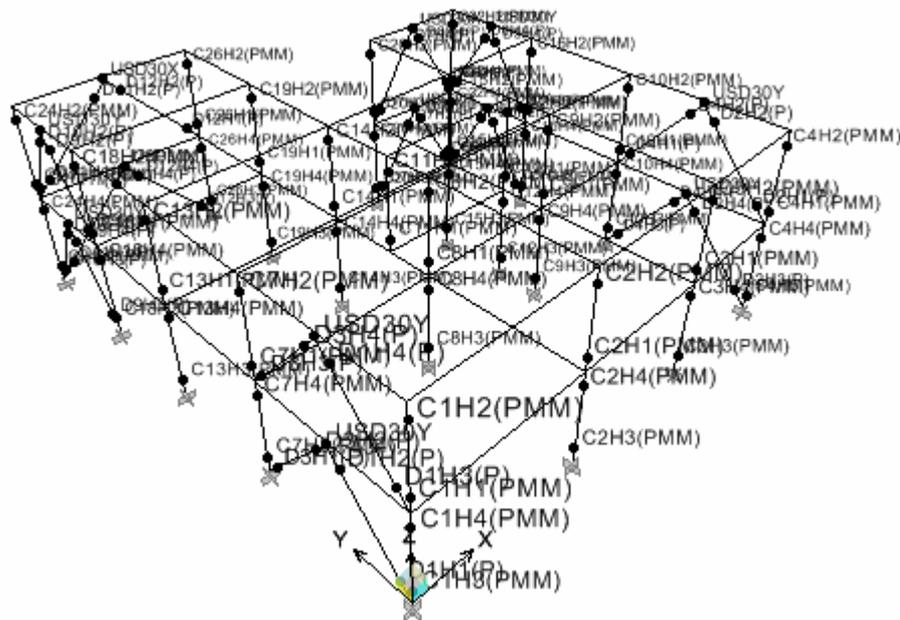


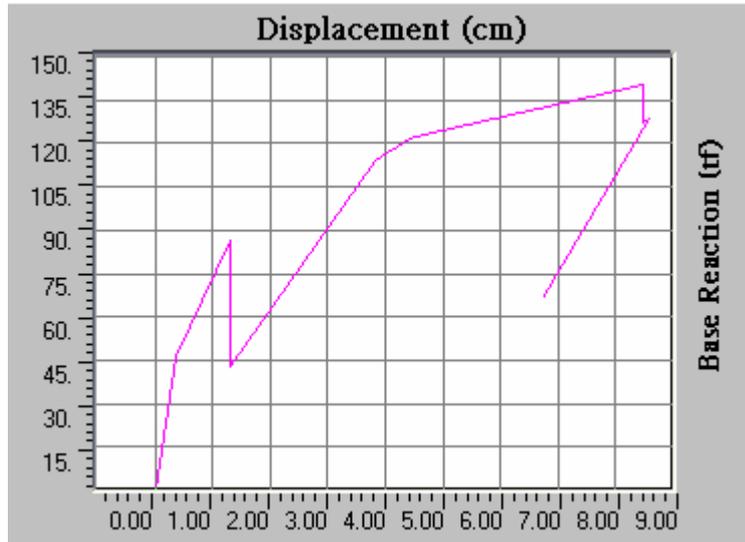
圖 6.14 補強結構塑鉸模擬示意圖

容量曲線 (Capacity curve)

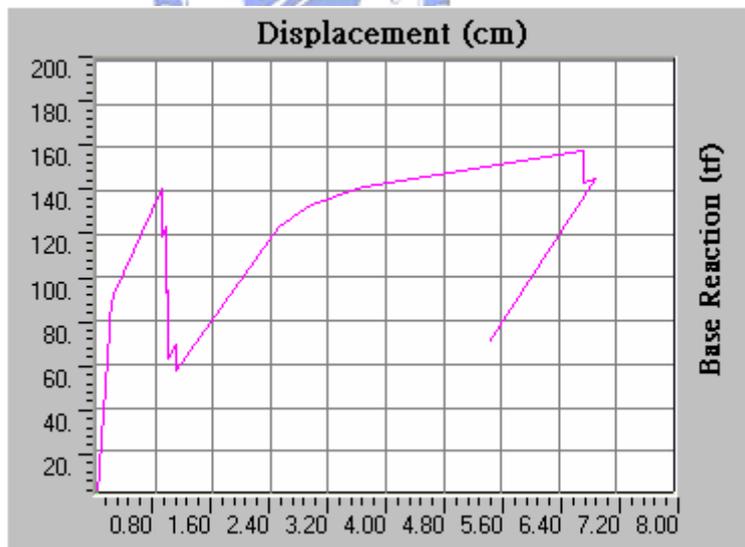
根據 ETABS 非線性靜力分析，可分別繪製出 X 向與 Y 向屋頂側位移與基面層剪力關係如圖 6.15 所示，X 向與 Y 向之最大基底剪力 V 分別為 142t 與 160t；而相對應之崩塌加速度（譜加速度）結果如圖 6.16，其 X 向與 Y 向所對應之崩塌加速度分別為 0.30g 與 0.31g。

塑鉸形成順序

觀察結構 X 向與 Y 向在推覆分析之塑鉸形成順序結果如圖 6.17~18，結果顯示，阻尼器設計可確保比柱構材先發生降伏，來消散地震能量。



(a) X 向

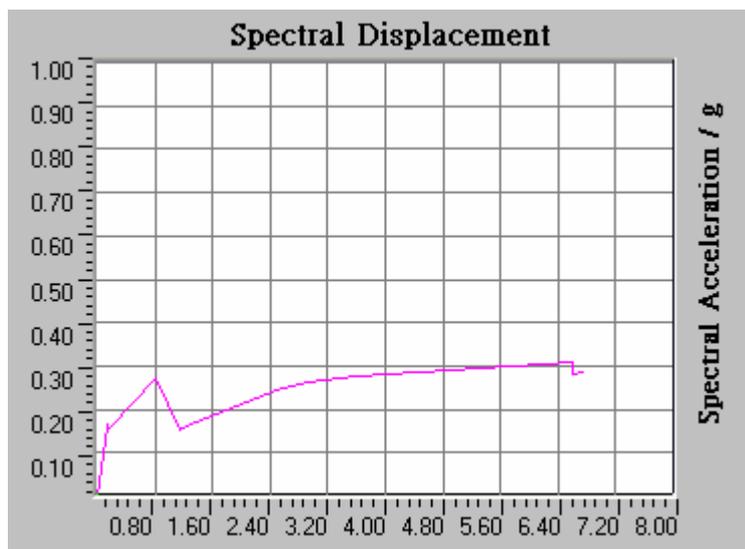


(b) Y 向

圖 6.15 屋頂側位移與基面層剪力關係

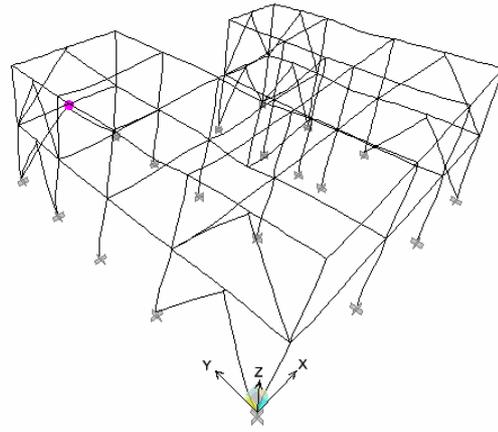


(a) X 向

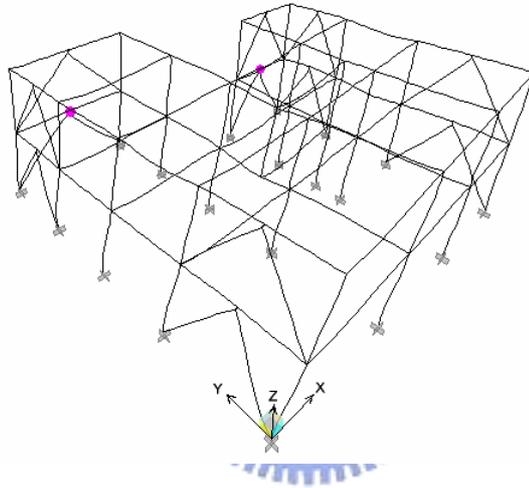


(b) Y 向

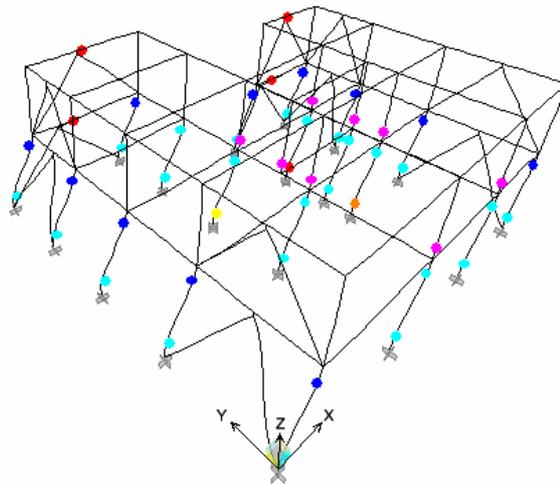
圖 6.16 譜位移與譜加速度關係



(a) 第一次迭代



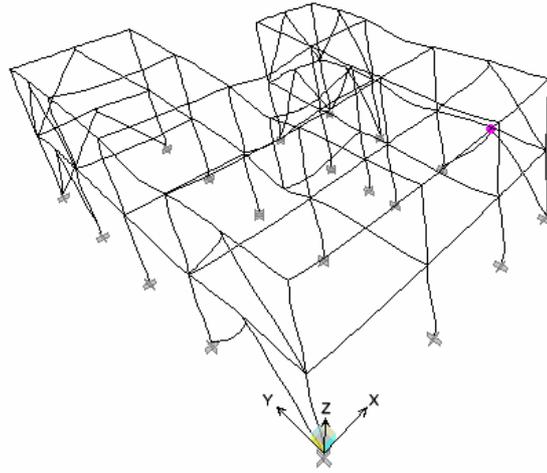
(b) 第二次迭代



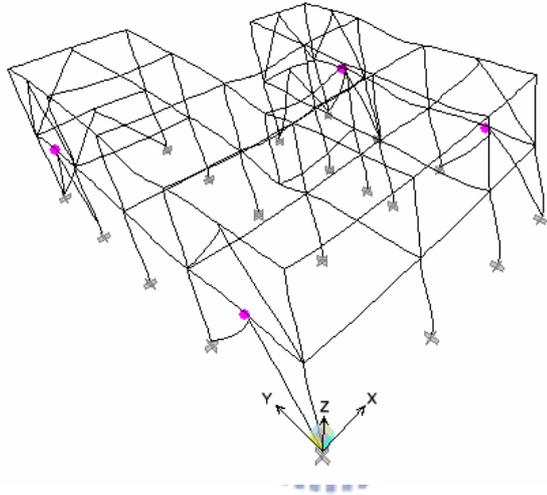
(c) 崩塌狀態



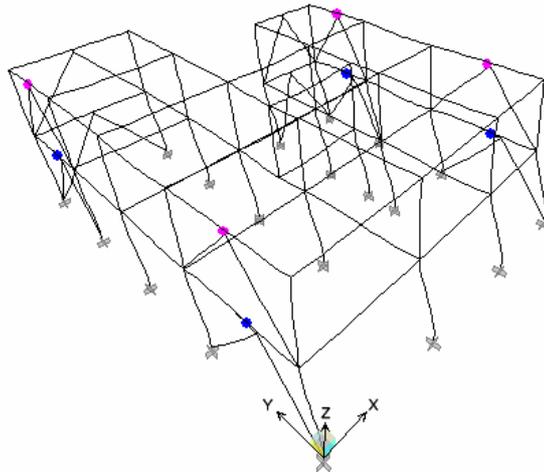
圖 6.17 X 向塑鉸形成順序



(a) 第一次迭代

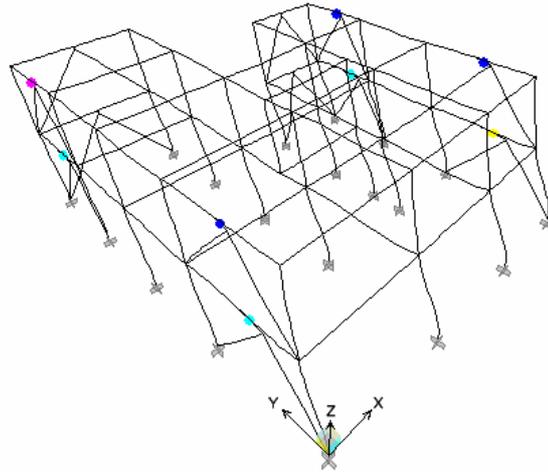


(b) 第二次迭代

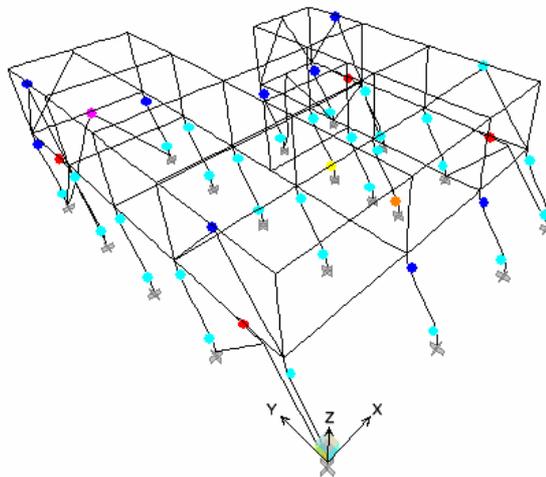


(c) 第三次迭代





(d) 第四次迭代



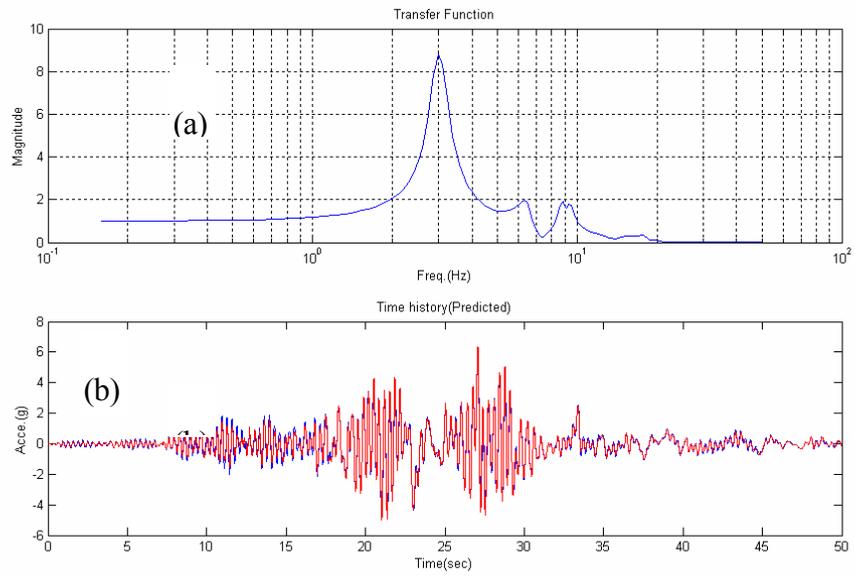
(e) 崩塌狀態



圖 6.18 Y 向塑鉸形成順序

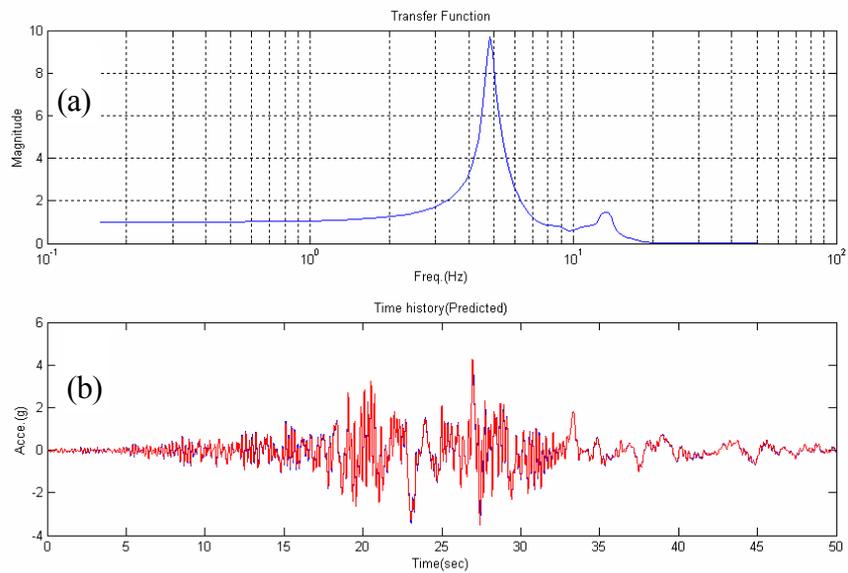
系統識別

根據單一輸入單一輸出(SISO)之 ARX 模型進行增設消能阻尼器結構之時域系統識別分析，藉以求取結構系統之等效阻尼比。計算結果顯示，X 向第一振態之等效阻尼比為 11.28%，Y 向第一振態之等效阻尼比為 10.89%。



(a) 頻譜反應 (b) 識別後預測結果比較

圖 6.19 X 向系統識別結果 (TCU017N-324)



(a) 頻譜反應 (b) 識別後預測結果比較

圖 6.20 Y 向系統識別結果 (TCU017N-324)

崩塌地表加速度

吾人透過系統識別之方法可以求得 X 向與 Y 向之等效阻尼比 (ξ_{eff}) 分別為 11.28% 與 10.89%，計算結構阻尼比係數修正

$$X \text{ 向 } C_D = \frac{1.5}{40\xi_{eff} + 1} + 0.5 = 0.78$$

$$A_c = 0.30 / 0.78 = 0.38 \text{ (g)}$$

$$Y \text{ 向 } C_D = \frac{1.5}{40\xi_{eff} + 1} + 0.5 = 0.77$$

$$A_c = 0.31 / 0.77 = 0.39 \text{ (g)}$$

建築物耐震能力檢核可依照法規要求，假設工址震區為新竹縣，震區係數為 0.33g、用途係數為 $I=1.25$ ，而本棟公有建築物屋齡約 15 年（民國 80 年興建），預計使用 50 年，故其剩餘壽命為 35 年，其相對應之迴歸期為

$$T_r = \frac{1}{1 - 0.9^{1/T}} = \frac{1}{1 - 0.9^{1/35}} = 332.7 \text{ 年}$$

其對應之地表加速度為

$$a_{gr} = a_g \times \left(\frac{T_r}{475}\right)^k = a_g \times (332.7 / 475)^{0.3} = 0.33g \times 0.899 = 0.30g$$

而對應之耐震能力為

$$A_{c,code} = a_{gr} \times I = 0.30g \times 1.25 = 0.37g$$

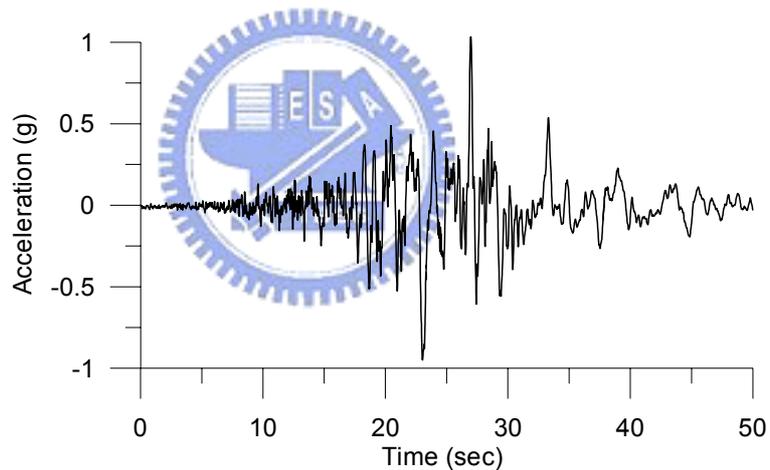
檢核補強後結構之 X 向與 Y 向崩塌地表加速度分別為 0.38g 與 0.39g，滿足結構設計需求 0.37g。

6.4 耐震潛能評估

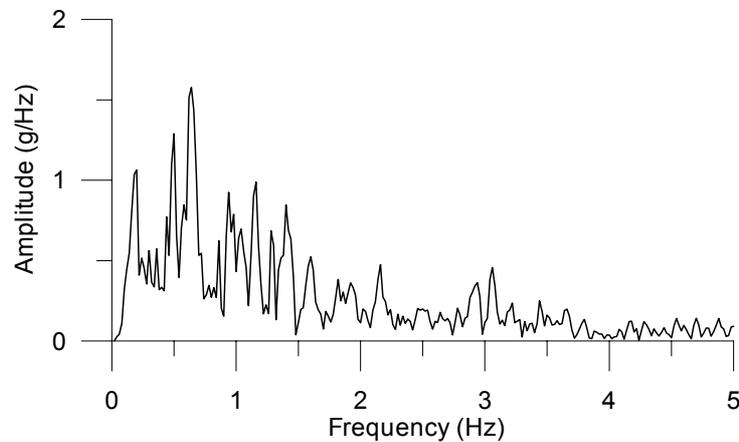
為瞭解真實地震輸入結構時阻尼器的反應情形，吾人將透過最能反應結構受震時的行為-歷時分析來觀察。

6.4.1 輸入擾動特性

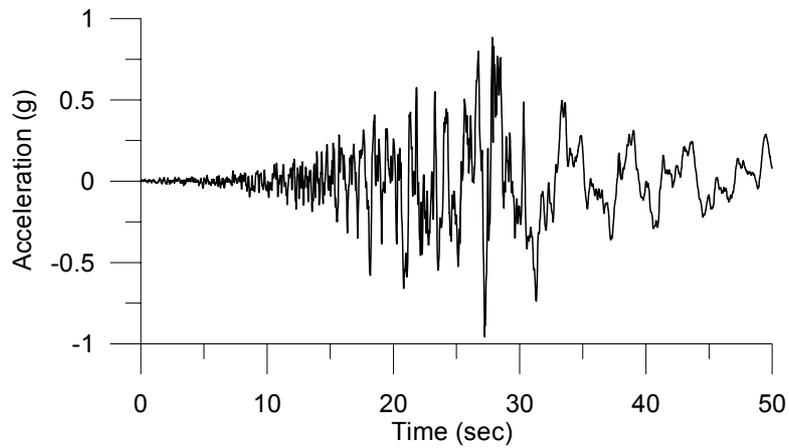
分析採用的輸入震波將直接取接近工址的測站地震記錄（921 地震時新竹科學園區實驗高中測站-TCU017），包括選取其在東-西向與南-北向的地震記錄進行。地震紀錄歷時如圖 6.21(a)(c)所示，其採樣步幅為 0.01 秒，總筆數為 5000 筆，分析時地震強度將正規化至 1g，再依所須之大小進行調整。地震歷時之頻譜反應如圖 6.21(b)(d)所示，其能量大小主要集中在 1Hz 附近。



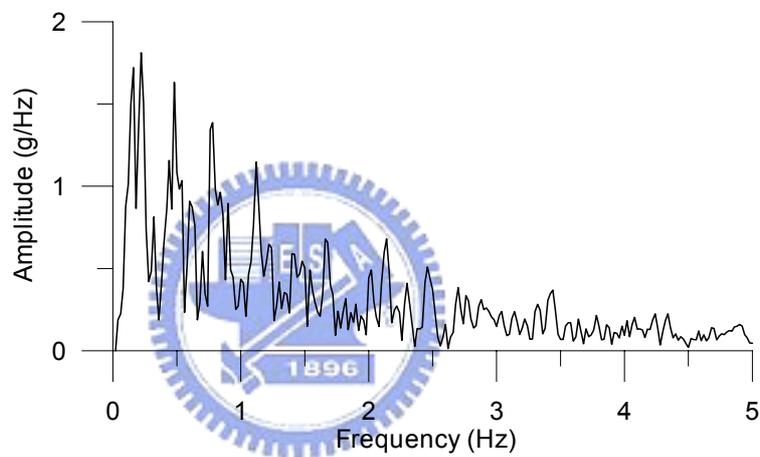
(a) 分析用地表擾動歷時(TCU017N-S)



(b) 擾動頻譜(TCU017N-S)



(c) 分析用地表擾動歷時(TCU017E-W)



(d) 擾動頻譜(TCU017E-W)

圖 6.21 輸入地震紀錄(Tcu017)

6.4.2 消能阻尼器評估指標

基底總橫力評估

增設制震鉸後結構與未補強結構之總橫力比較分析結果如表 6.1 所示，結果顯示制震鉸確實發揮了消散地震能量之能力，在不同地震擾動下，其在 X 向總橫力可達七成以上折減，在 Y 向可達八成以上折減，顯示結構在補強後之耐震能力確實大幅的提升。

表 6.1 總橫力之比較

Load	Fixed		w/ Damper*		Reduction (%)	
	VX (t_f)	VY (t_f)	VX (t_f)	VY (t_f)	VX	VY
TCU017NX	107.72	0	30.27	--	72	--
TCU017NY	0	114.14	--	14.47	--	87
TCU017EX	119.79	0	26.62	--	78	--
TCU017EY	0	155.82	--	14.67	--	91

*增設制震鉸結構總橫力不包括制震鉸所提供之剪力

樓層變位角評估

增設制震鉸後結構與未補強結構之樓層變位角反應比較分析結果如表 6.2 所示，結果顯示制震鉸確實發揮了加勁與消散地震能量之能力，在不同地震擾動下，其在 X 向三樓與二樓的層間變位角可達六成與八成以上的折減，在 Y 向三樓與二樓的層間變位角可達四成與八成以上的折減。

表 6.2 樓層變位角反應之比較

(a) 樓層變位角反應比較 (TCU017NX)

<i>INPUT:TCU017NX</i>						
LOAD	wo/ Damper		w/ Damper		Reduction (%)	
	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向
3F	0.002956	0.000745	0.001045	0.0004	65	46
2F	0.011562	0.003079	0.00249	0.000496	78	84

(b) 樓層變位角反應比較 (TCU017NY)

<i>INPUT:TCU017NY</i>						
LOAD	wo/ Damper		w/ Damper		Reduction (%)	
	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向
3F	0.000644	0.001989	0.000035	0.000548	95	72
2F	0.002582	0.009543	0.000096	0.000679	96	93

(c) 樓層變位角反應比較 (TCU017EX)

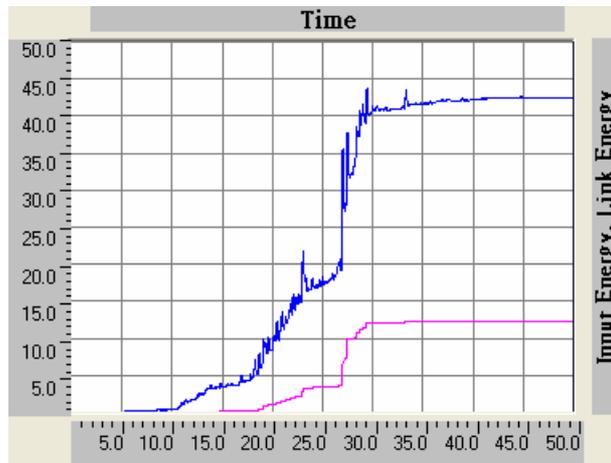
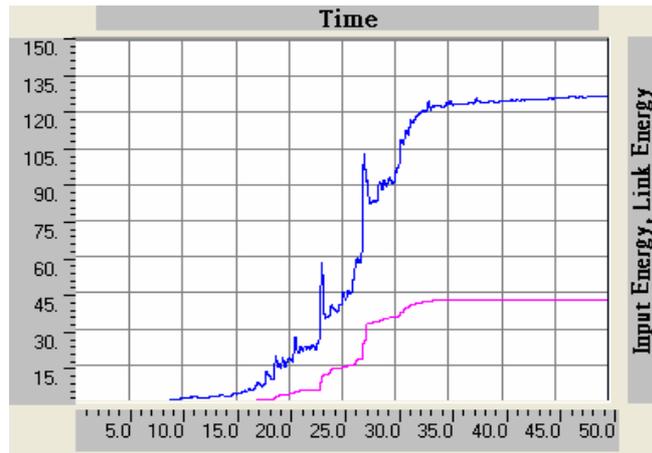
<i>INPUT:TCU017EX</i>						
LOAD	wo/ Damper		w/ Damper		Reduction (%)	
	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向
3F	0.003307	0.000837	0.00095	0.000433	71	48
2F	0.01322	0.003621	0.002344	0.000534	82	85

(d) 樓層變位角反應比較 (TCU017EY)

<i>INPUT:TCU017EY</i>						
LOAD	wo/ Damper		w/ Damper		Reduction (%)	
	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向
3F	0.000771	0.00267	0.000049	0.0005	94	81
2F	0.003049	0.01261	0.000097	0.000623	97	95

制震鉸消能比較

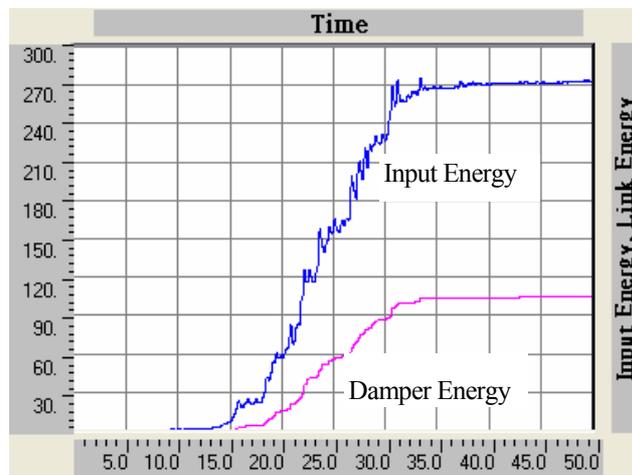
根據非線性歷時分析結果繪製能量消散分佈比較可知 (圖 6.22~6.23)，增設阻尼器後，結構有相當多比例的地震能量皆由阻尼器所吸收，因此可確保結構主構件可保持在彈性範圍，提升結構受震後之耐震能力。

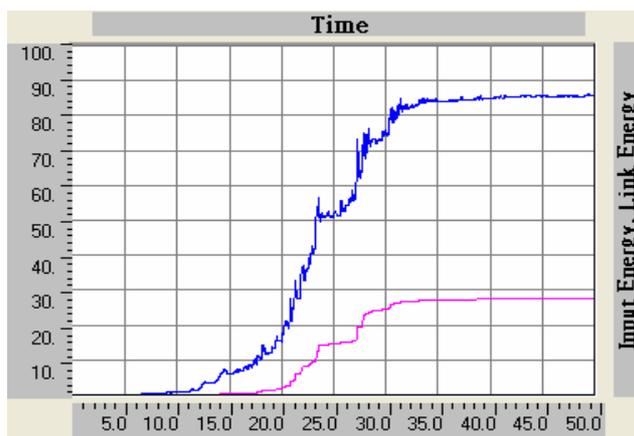


(a) X向能量消散分佈圖 (TCU017N-X)

(b) Y向能量消散分佈圖 (TCU017N-Y)

圖 6.22 消能制震鉸能量消散歷時反應 (TCU017N)





(a)X向能量消散分佈圖 (TCU017E-X) (b)Y向能量消散分佈圖 (TCU017E-Y)

圖 6.23 消能制震鉸能量消散歷時反應 (TCU017E)

6-4-3 阻尼器檢核

檢核不同外力極端荷載作用情形如表 6.3，結果顯示，受力最大之阻尼器發生在東-西向地震由 X 向輸入時，其剪力與位移分別為 24.1t 與 12.8mm，最大剪力尚小於極限荷載 (30t)，而制震鉸的韌性比 (ductility ratio) 約為 8 左右。圖 6.24~6.27 分別為南-北向與東-西向的 TCU017 地震記錄由 X 向與 Y 向輸入結構之遲滯迴圈，結果可發現，由於在 X 向僅設置 4 組制震鉸，故在 X 向地震輸入時其受震反應明顯較大。

表 6.3 制震鉸最大剪力與位移反應

(a) TCU017 N-S 作用在 X 向之制震鉸反應

TCU017N1	1F		2F	
	Force (t)	Displacement (mm)	Force (t)	Displacement (mm)
d1_fd =	6.9	0.8	8.5	0.9
d2_fd =	6.4	0.7	7.1	0.8
d3_fd =	17.9	6.4	16.7	5.2
d4_fd =	17.5	6.1	16.3	4.8
d5_fd =	6.5	0.7	6.7	0.7
d6_fd =	7.0	0.8	8.7	1.0

(b) TCU017 N-S 作用在 Y 向之制震鉸反應

TCU017N2	1F		2F	
	Force (t)	Displacement (mm)	Force (t)	Displacement (mm)
d1_fd =	18.0	6.6	16.1	4.6
d2_fd =	17.5	6.0	15.4	3.9
d3_fd =	2.7	0.3	1.7	0.2
d4_fd =	2.3	0.2	2.7	0.3
d5_fd =	17.7	6.2	15.6	4.2
d6_fd =	18.3	6.8	16.3	4.8

(c) TCU017 E-W 作用在 X 向之制震鉸反應

TCU017E1	1F		2F	
	Force (t)	Displacement (mm)	Force (t)	Displacement (mm)
d1_fd =	8.0	0.9	10.6	1.3
d2_fd =	7.4	0.8	9.0	1.0
d3_fd =	24.1	12.8	22.1	10.9
d4_fd =	23.1	11.8	21.2	9.9
d5_fd =	7.6	0.9	8.7	1.0
d6_fd =	8.2	0.9	10.6	1.3

(d) TCU017 E-W 作用在 Y 向之制震鉸反應

TCU017E2	1F		2F	
	Force (t)	Displacement (mm)	Force (t)	Displacement (mm)
d1_fd =	17.7	6.2	15.8	4.3
d2_fd =	17.1	5.6	15.2	3.7
d3_fd =	3.0	0.3	2.2	0.2
d4_fd =	2.3	0.2	2.7	0.3
d5_fd =	17.4	5.9	15.4	3.9
d6_fd =	17.9	6.4	16.0	4.5

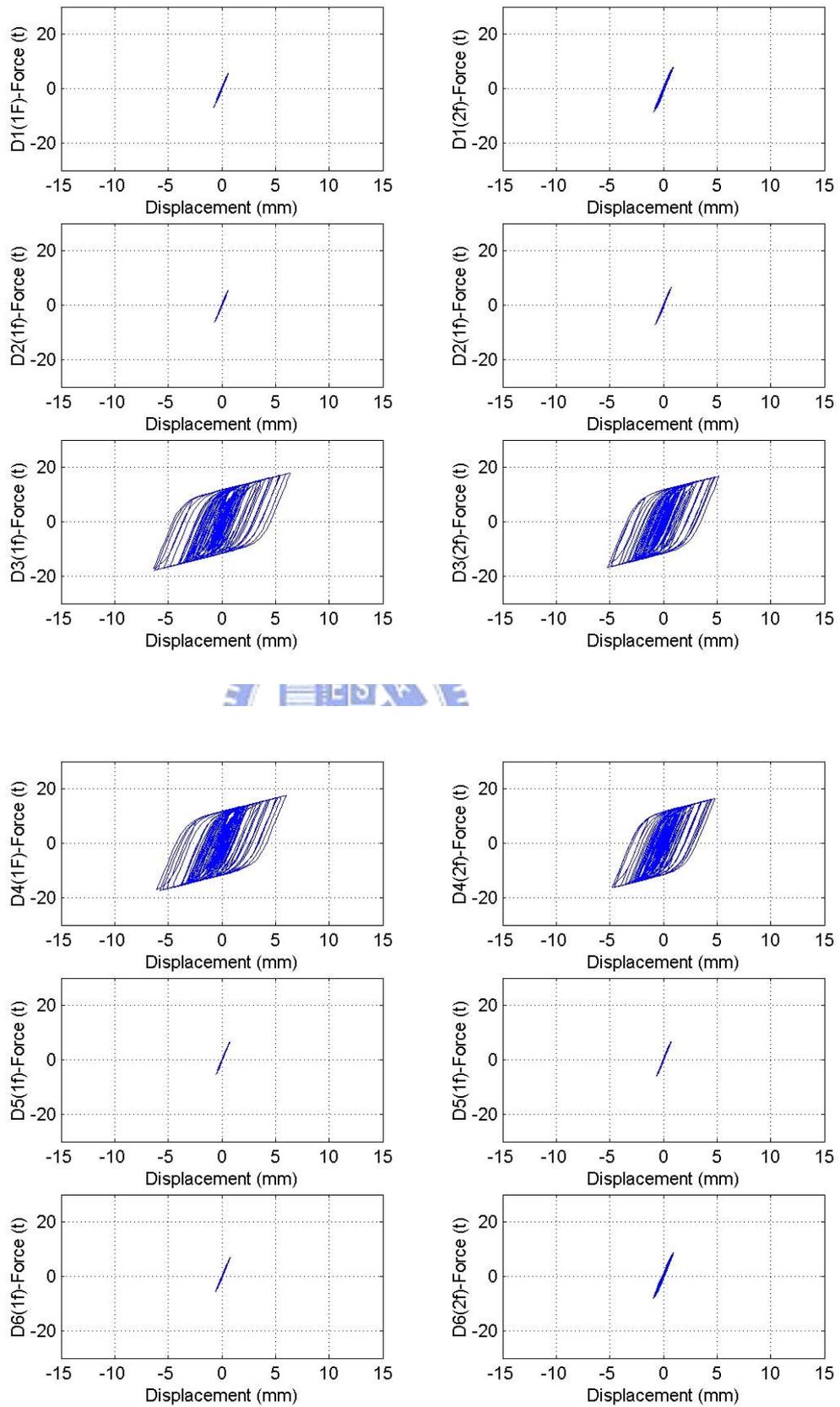


圖 6.24 TCU017 N-S 作用在 X 向時之制震鉸遲滯迴圈

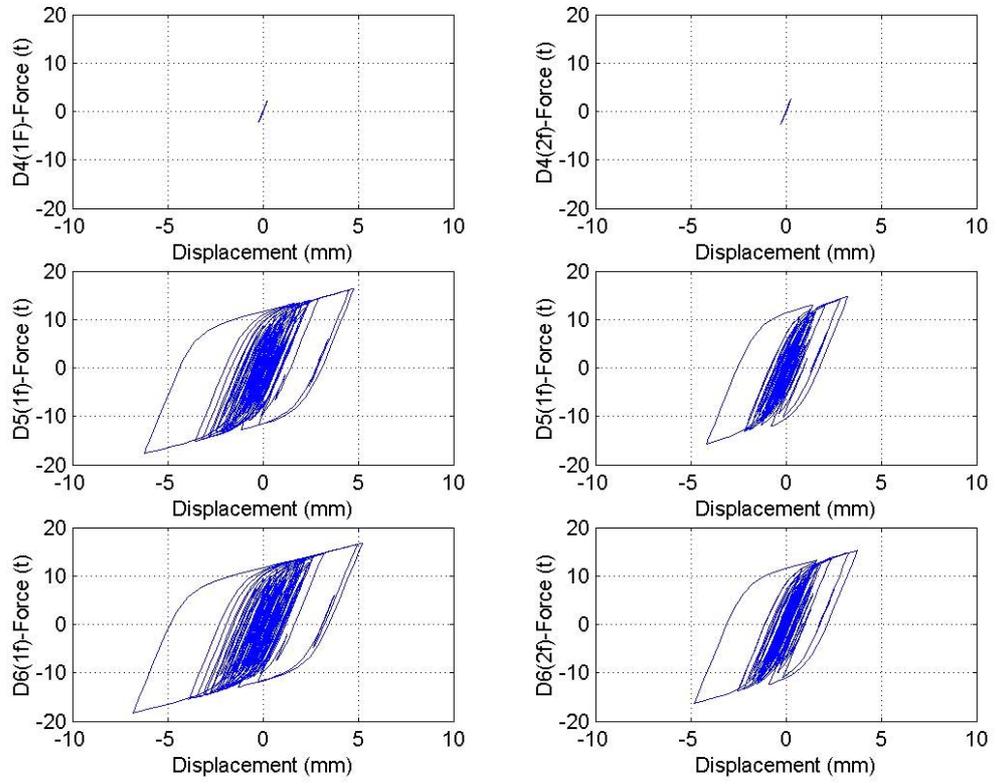
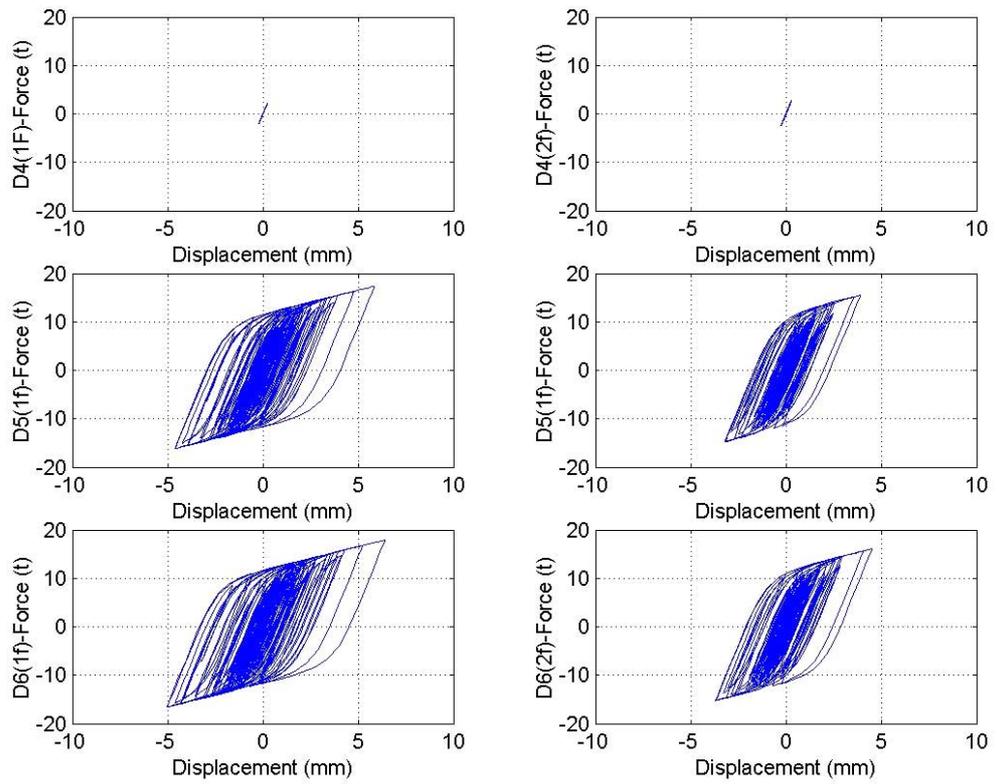


圖 6.25 TCU017 N-S 作用在 Y 向時之制震鉸遲滯迴圈

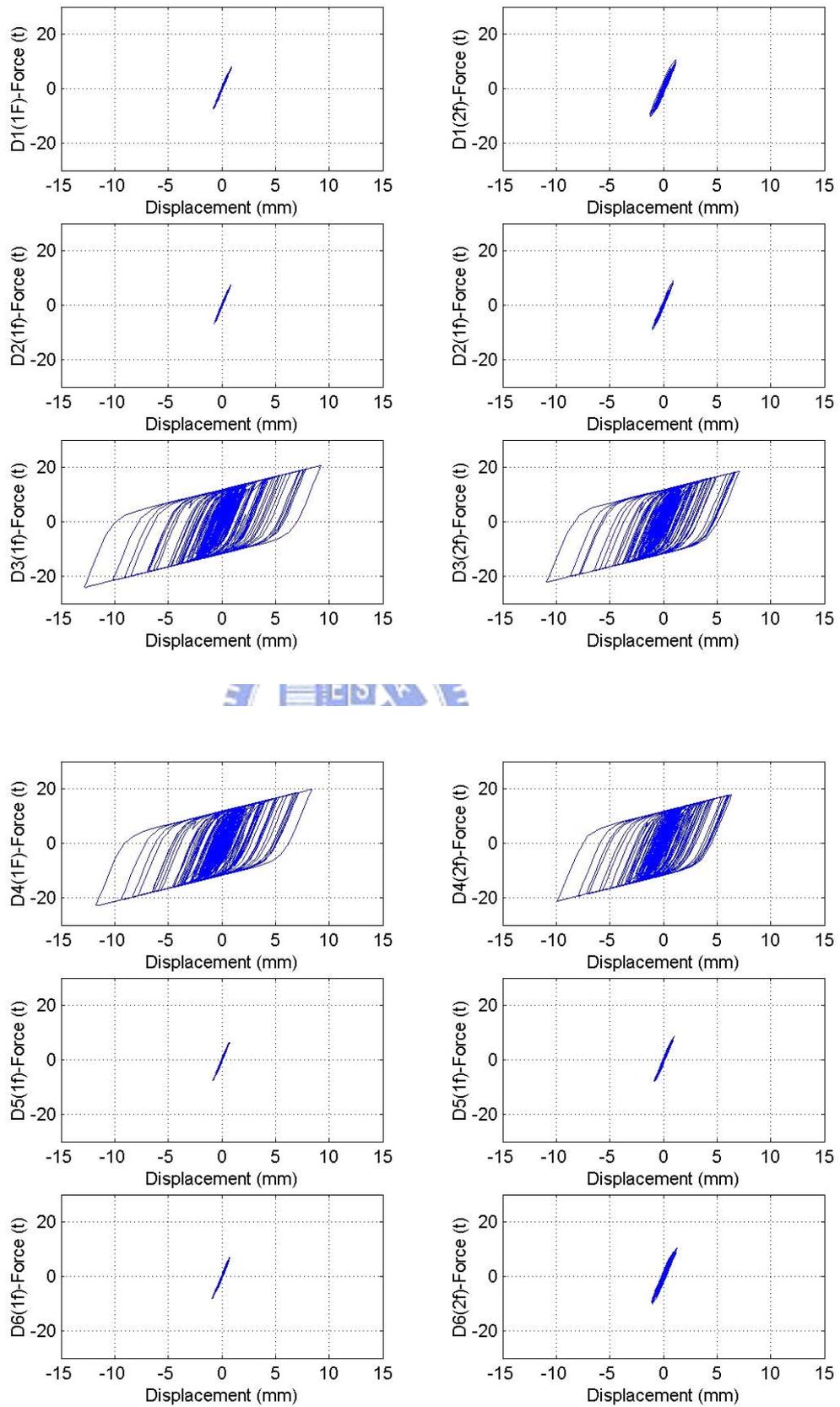


圖 6.26 TCU017 E-W 作用在 X 向時之制震鉸遲滯迴圈

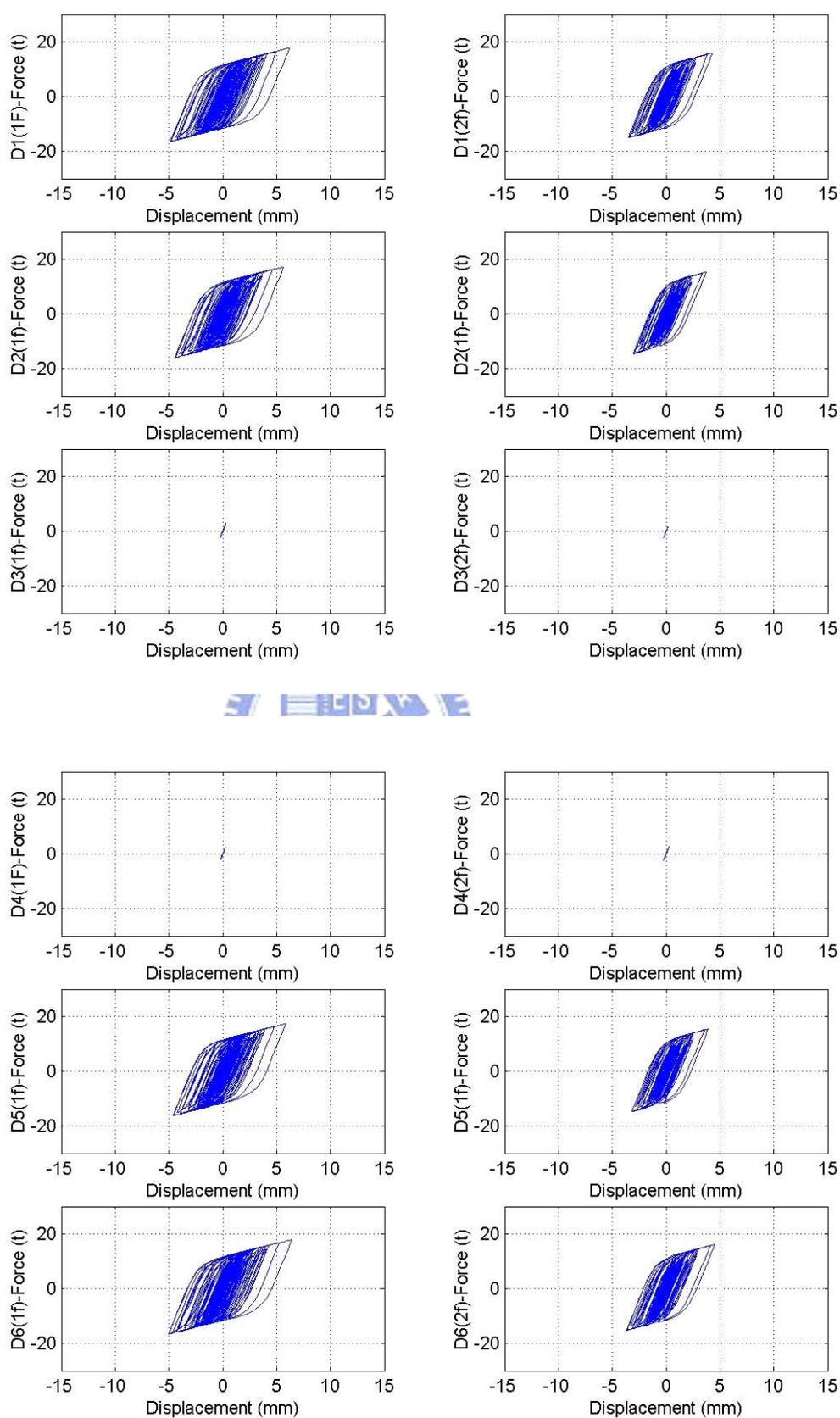


圖 6.27 TCU017 E-W 作用在 Y 向時之制震鉸遲滯迴圈

第七章 結論與建議

7.1 結論

本研究提出了一套含消能阻尼器之制震結構耐震能力評估方法，可免去國內現行強度韌性法（TS-RC）採用 ETABS8.0 版建立分析模型須轉檔成 ETABS6.0 版，以適用於 TS-RC 程式的不確定性及困擾，亦可免去冗長的迭代過程，有效地減少了人工輸入的時間而更具實用性。文中並針對實際案例作一比較分析，綜合研究結論如下：

1. 本文所提出之推覆分析法為一個通則方法，對於不同阻尼器之應用，分析時僅需改變阻尼器的塑角模擬即可，因此本法可同時適用於含位移型或速度型之阻尼器結構。
2. 位移型阻尼器為一加勁消能效果良好之補強元件，除了可增加建築物的耐震強度外，還提升了建築物的韌性容量，有效降低地震力對結構系統的影響，進而提高其耐震能力。
3. 國內現行 88 年耐震能力評估法分析建築物未補強前之 X 向崩塌地表加速度僅為 0.1161g，而 921 地震於新竹地區震度 5 級大於此值，由於建築結構並未於地震中損壞之情形判斷，顯示其法有過於低估之傾向，對於後續補強設計而言並不經濟。
4. 側推分析過程中塑性鉸形成之位置及順序可以反映出構件受損之狀態，可與建築物損壞的現況作一比對，有助於耐震能力評估工作。
5. 現行的耐震評估方法僅能大約提供建築物各樓層耐震能力及強柱弱梁或弱柱強梁的破壞情形，而本文所發展之側推分析法能明確的分析出構件的破壞處，對於將來建築物補強工作的進行，有很大的助益。

6. 文中所使用的 ETABS 軟體無法在建立分析模型時直接輸入箍筋的間距及大小，而是由軟體本身直接依據斷面的大小給予一適當的箍筋量來計算，可能造成國內現行 TS-RC 強度韌性評估法與側推分析法結果的差異性。
7. 對未進行韌性設計之現有建築物而言，韌性未完全發揮前可能產生剪力破壞，或為彎矩破壞，推覆分析法中塑鉸特性設定正確與否，影響到分析結果。

7.2 建議

1. 阻尼器可能會因其安裝方式的不同而影響到分析結果，因此建議後續研究者能對不同之阻尼器安裝方式，如制震壁型式及 RC 牆型式等作進一步的分析與試驗，將有助於制震補強結構或新建制震結構之耐震能力評估。
2. 本文實例分析中僅探討一兩層樓之建築物型式，未來可進行更多的案例分析以驗證其準確性及實用性。
3. 本文中發展之非線性靜力分析法係將結構物簡化成單自由度，並以其第一振態進行側推分析，由於較高樓層之建築物會有高振態的影響，與建築物實際受震所產生之行為難免有所差異。建議後續之研究者可以變動側力的方式將更多的振態因素納入分析中，以得到更準確之結果。
4. 由於新的耐震設計規範將於 94 年 7 月實行，建議後續有關建築物耐震能力評估之研究能將其納入考慮，並改良現行耐震能力評估程式 TS-RC 無法適用於視窗化 ETABS 版本之困擾，以符合最新規範標準。
5. 推覆分析法於制震結構所得的耐震容量曲線部分區段出現不連續的現象，並不合理，現有 ETABS 軟體內建之推覆分析模組尚無法適當反映出制震結構的崩塌地表加速度。建議後續之研究者可以深入探討 ETABS 軟體側力推覆內建分析模組之程式瑕疵。

6. 制震結構能否如預期發揮其消能減震功能與阻尼器之接合方式有很大的關係，因此如何將接合部分(如阻尼器與 RC 壁體接合面)納入考量必須深入詳加探討。



參考文獻

1. 內政部營建署、建築研究所，建築物耐震設計規範及解說，營建雜誌社，(1997)。
2. 內政部營建署、建築研究所，建築技術規則，營建雜誌社，(2000)。
3. 內政部建築研究所，既有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊，內政部建築研究所專題研究計畫成果報告，(1996)。
4. 內政部建築研究所，鋼筋混凝土建築物耐震能力評估及推廣，內政部建築研究所專題研究計畫成果報告，(1999)。
5. 中華民國結構工程技師公會全國聯合會，「建築物耐震能力評估及補強」講習，(2001)。
6. 國家地震工程研究中心，「中小學校舍耐震評估與補強」，(2000)。
7. Freeman, S. A., “Prediction of Response of Concrete Building to Severe Earthquake Motion” , Douglas Mchenry Int. Symp. On Concrete Struct., ACI SP-55, American Concrete Institute, Detroit, pp. 589-605, 1978.
8. Freeman, S.A., Nicoletti, J.P., and Tyrell, J.V., “Evaluation of Existing Building for Seismic Risk- A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington” , Proceedings of 1st U.S National Conference on Earthquake Engineering , EERI, Berkeley, pp. 113-122
9. Mahaney J. A., Freeman, S. A., Paret, T.F., and Kehoe, B.E., “The capacity Spectrum Method of Evaluation Structural Response During the

- Loma Prieta Earthquake” ,Proc. National Earthquake Conference, pp. 501-510, Memphis (1993).
10. 內政部建築研究所，「建築物耐震規範及解說之修訂研究」，內政部建築研究所專題研究計劃成果報告，(2001)。
 11. 內政部建築研究所，「容量設計法應用於建築物耐震設計之探討」，內政部建築研究所專題研究計劃成果報告，(2001)。
 12. Reinhorn, A.M., “ Inelastic Analysis Techniques in Seismic Evaluations, ” Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, pp. 277-278, Eds. Fajfar, P. and Krawinkler, Balkema, Rotterdam (1997).
 13. 台灣省結構工程技師公會，鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊，科技圖書，(2002)。
 14. 薛強，「ATC-40 能力譜或容量譜法之改進」，中興工程季刊，第70期，第17-26頁，(2001)。
 15. Fajfar P. and P.Gaspersic, “The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings,” Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 31~46 (1996).
 16. Hiroshi KURAMOTO, and Kazuyuki MATSUMOTO, “Comparsion Between US and Japan on Performance Based Seismic Elaluation Method for RC Buildings” , Structural Engineering Word Congress October 9-12, 2002.
 17. TSO, W. K and Moghdan, A. S, “Pushover Procedure for Seismic Analysis of Building ” ,Structural Engineering and Materials Vol(3) : 337-344(1998).

18. 蔡克銓、黃立宗，「含遲滯消能裝置構架之耐震參數研究」，中國土木水利學刊，第八卷，第三期，地 343-353 頁(1996)。
19. "Hilti Fastening Technology Manual 2000"，Hilti Taiwan Co. Ltd.
20. Helmut K. and P. K. Seneviratna, "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation," Engineering Structures, Vol. 20, No. 4-6, pp. 452~464 (1998).
21. 中國土木水利工程學會，「混凝土工程設計規範與解說」，(土木 401-86)，(1997)。
22. Richart, F. E., Brandtzaeg, A., and Brown, R. L., 1929, The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression, *Bulletin No. 190*, University of Illinois Engineering Experiment Station, Vol. 26, No. 31.
23. 李森柵、聯邦工程顧問股份有限公司，ETABS 入門與工程上之應用，(2003)。
24. Applied Technology Council, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," Vol. 1, ATC-40, Redwood City, C.A (1996.)
25. 張文德、許茂雄、蔡萬傳，「無邊界梁磚牆於對角壓力作用下之等值斜撐行為」，建築學報第十七期，(1996)。
26. 施閔元，「鋼筋混凝土結構加勁消能補強之耐震能力評估」，國立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，(2004)。
27. 盧建帆、黃國倫、鍾立來、吳賴雲，「X 字型加勁阻尼結構之非線性動力理論與分析」，中華民國第二十五屆全國力學會議，(2001, 12)。

28. 何明錦，「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編」，內政部建築研究所，MOIS872011，(1998, 6)。
29. Federal Emergency Management Agency, “NEHRP guidelines for theseismic rehabilitation of buildings,” FEMA 273，(1997)。
30. Erdal Safak, ” Adaptive modeling identification and control of dynamic structural systems, I, theory,” Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 115, No. 11, pp. 2386-2405(1989).
31. 李俊宏，「複合結構極限載重分析」，朝陽科技大學營建工程研究所碩士論文，(2002)。



附錄 A 系統識別

離散時間系統的輸入-輸出模型

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：

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

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

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

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

若對式 (A.2) 取 z 轉換，得

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

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

$y(z)$ 與 $u(z)$ 分別為 $y(k)$ 與 $u(k)$ 之 z -轉換， $A(z)$ 、 $B(z)$ 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

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

p_j 為分母多項式 $A(z)=0$ 的第 j 個複數根；

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

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。

