

建築物速度型被動消能元件
設計手冊之研擬

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 96 年 12 月

ISBN 978-986-01-2901-4

建築物速度型被動消能元件 設計手冊之研擬

研究主持人 ：何明錦 所長
協同主持人 ：張國鎮 教授
研 究 員 ：黃震興、蘇晴茂、柯鎮洋、黃立宗、李台光
助理研究員 ：汪向榮、陳長佑、蔡木森、王秋文、林孟慧

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 96 年 12 月

目次

目次	I
圖次	III
表次	VII
誌謝	IX
摘要	XI
第一章 緒論	1
第一節 研究背景與目的	1
第二節 研究方法與內容	3
第三節 預期成果與展望	5
第二章 文獻回顧	7
第一節 美國 IBC2006 (ASCE 7-05)	7
壹、基本說明	7
貳、分析輸入資料	7
參、等效線性分析	8
肆、阻尼修正係數	9
伍、分析程序	10
陸、特殊設計審查	12
柒、試驗要求	12
第二節 日本被動消能構造設計施工論文集	13
第三章 消能基本概念	19
第一節 性能目標	19
壹、性能設計法(Performance-Based Design)	19
貳、各種耐震設計方法之比較	23
參、被動消能減震技術	23
第二節 阻尼比與結構動力	24
第三節 初步設計(消能曲線)	26
壹、Kasai 消能性能曲線	26
貳、黏性及黏彈性阻尼器之力學行為	26
第四章 液態黏性阻尼器	33
第一節 力學行為	33
壹、液態黏性阻尼器之構造及作用機制	33
貳、液態黏性阻尼器之力學性質	34
參、液態黏性阻尼器力學性質之識別	36
第二節 設計方法	37
壹、含液態黏性阻尼器結構之等效阻尼比	37
貳、液態黏性阻尼器阻尼常數設計	44
參、肘型斜撐位移放大因子	47

肆、考慮撓曲轉動變形設計	49
伍、不同階段之結構受力反應	51
陸、含液態黏性阻尼器結構構架分析設計流程	53
第三節 試驗驗證	67
壹、三層樓之兩跨乘兩跨空間鋼構架	67
貳、三層樓之兩跨乘兩跨空間鋼筋混凝土構架	75
第四節 應用示範例	79
壹、線性靜力分析設計	79
貳、線性動力分析	85
參、非線性靜力分析	89
第五章 黏彈性阻尼器	93
第一節 力學行為	93
壹、黏彈性材料之基本力學行為	93
貳、黏彈性阻尼器之數值分析模型	97
第二節 設計方法	103
壹、含黏彈性阻尼器結構之阻尼比計算	103
貳、含黏彈性阻尼器之結構分析	108
參、含黏彈性阻尼器結構構架分析設計流程	112
第三節 試驗驗證	126
壹、壁式黏彈性阻尼器振動台試驗	126
第四節 應用示範例	142
壹、線性靜力分析設計	142
貳、線性動力分析	147
參、非線性靜力分析	150
第六章 常用分析軟體模擬簡介	157
第一節 SAP2000 與 ETABS	157
壹、前言	157
貳、液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器之模擬	157
第二節 PISA3D	160
壹、前言	160
貳、液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器之模擬	160
第三節 MIDAS	161
壹、前言	161
貳、液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器之模擬	161
第七章 結論與建議	165
第一節 結論	165
第二節 建議	165
附錄一 期中簡報審查意見會議紀錄	167
附錄二 期末簡報審查意見會議紀錄	171
參 考 文 獻	175

圖 次

圖 1.1 研究步驟流程圖	4
圖 2.1 理想化彈塑性曲線	9
圖 2.2 理想彈塑性模型之等效線性分析	9
圖 2.3 側推分析容量曲線	11
圖 2.4 多質點消能構造設計法流程圖	15
圖 2.5 含黏彈性阻尼器消能構造之消能性能曲線	16
圖 2.6 含黏性阻尼器消能構造之消能性能曲線	17
圖 3.1 裝設黏性阻尼器之單自由度典型 MRF (a)斜撐與阻尼器串聯之小系統 (b)MRF 構架與小系統並聯為整體結構	29
圖 3.2 對應不同之斜撐勁度勁度比(α_b)和 Damper Loss Stiffness Ratio(α_d'')時，系統 所得之 Added Stiffness Ratio (α_a)	30
圖 3.3 對應不同之斜撐勁度勁度比(α_b)和 Damper Loss Stiffness Ratio(α_d'')時，系統 所增加之整體阻尼比(ξ_a)	30
圖 3.4 當斜撐勁度勁度比(α_b)改變時，對應不同 Damper Loss Stiffness Ratio(α_d'')， 所繪之消能曲線	32
圖 4.1 液態黏性阻尼器構造圖	34
圖 4.2 線性與非線性阻尼器之阻尼力與速度關係	35
圖 4.3 線性與非線性阻尼器之力與位移遲滯迴圈	35
圖 4.4 阻尼器力量之實驗值與理論值比較	37
圖 4.5 阻尼器力與位移遲滯迴圈	37
圖 4.6 彈性應變能(W_s)及阻尼器消散之能量(W_D)示意圖	39
圖 4.7 不同阻尼器系統所對應之阻尼器位移放大因子	40
圖 4.8 含對角斜撐阻尼器之剪力屋架變形圖	42
圖 4.9 含非線性阻尼器構架之建議設計方法流程圖	47
圖 4.10 含肘型斜撐阻尼器之單自由度構架系統	48
圖 4.11 含肘型斜撐阻尼器之單自由度構架系統(修正)	49
圖 4.12 含黏性阻尼器以 K 型斜撐裝置方式之二十層樓構架模態變形圖	49
圖 4.13 樓層剪力變形	50
圖 4.14 樓層剪力暨撓曲轉動變形	50

圖 4.15 含黏性阻尼器結構之力與位移關係	53
圖 4.16 含黏性阻尼器結構受簡諧位移運動	53
圖 4.17 含速度型消能元件結構構架設計方法	54
圖 4.18 線性靜力分析設計—液態黏滯阻尼器	60
圖 4.19 線性動力分析設計—液態黏滯阻尼器	63
圖 4.20 非線性靜力分析設計—液態黏滯阻尼器	66
圖 4.21 黏性阻尼器性能測試裝置	68
圖 4.22 非線性黏性阻尼器力與位移遲滯迴圈圖	68
圖 4.23 非線性黏性阻尼器力與速度關係	69
圖 4.24 含黏性阻尼器之對角斜撐構架	69
圖 4.25 含黏性阻尼器之上肘型斜撐構架	69
圖 4.26 不同試驗構架之轉換函數	70
圖 4.27 不同試驗構架於地震歷時下整體反應之極值	71
圖 4.28 不同試驗構架於頂層絕對加速度與相對位移之歷時反應	72
圖 4.29 中小地震時含黏性阻尼器對角斜撐構架一樓層間位移與層間剪力	73
圖 4.30 不同試驗構架之地震瞬時輸入能量與頂層位移	74
圖 4.31 不同試驗構架之速度均方根值	74
圖 4.32 含非結構牆之 RC 抗彎構架	75
圖 4.33 加裝阻尼器之含非結構牆 RC 抗彎構架	76
圖 4.34 結構有無加裝阻尼器於 200% Tcu078 地震試驗之反應比較	77
圖 4.35 結構有無加裝阻尼器於 100% Tcu078 地震試驗之能量歷時比較	77
圖 4.36 結構有無加裝阻尼器於 200% Tcu078 地震試驗之瞬時輸入能量歷時比較 ..	78
圖 4.37 結構有無加裝阻尼器於 200% Tcu078 地震試驗之瞬時降伏遲滯能量歷時比較 ..	78
圖 4.38 標準層結構平面圖	80
圖 4.39 X 向外側構架立面圖	81
圖 4.40 X 向內側構架立面圖	81
圖 4.41 Y 向構架立面圖	81
圖 4.42 功能績效點示意圖	90
圖 5.1 黏彈性阻尼器	94
圖 5.2 諧和載重下黏彈性材料剪應力與剪應變	95
圖 5.3 黏彈性材料每單位體積消散能量	95

圖 5.4 黏彈性阻尼器有限元素之元素座標	110
圖 5.5 線性靜力分析設計—黏彈性阻尼器	116
圖 5.6 線性動力分析設計—黏彈性阻尼器	121
圖 5.7 非線性靜力分析設計—黏彈性阻尼器	125
圖 5.8 試驗構架幾何形狀與配置	129
圖 5.9 結構架設於振動台之整體外觀	129
圖 5.10 鉛塊裝設之情況	130
圖 5.11 阻尼材料特性測試裝置	130
圖 5.12 反覆循環載重試驗裝置圖	131
圖 5.13 阻尼器裝設於結構模型內之配置	132
圖 5.14 含阻尼構架之振動台配置	133
圖 5.15 White Noise 轉換函數	133
圖 5.16 EL Centro 80%地震歷時下頂層中點位移歷時反應比較圖	135
圖 5.16(續) Kobe 30%地震歷時下頂層中點位移歷時反應比較圖	135
圖 5.17 EL Centro 80%地震歷時下頂層加速度歷時反應比較圖	136
圖 5.17(續) Kobe 30%地震歷時下頂層加速度歷時反應比較圖	136
圖 5.18 EL Centro 80%地震歷時下樓層相對位移	137
圖 5.18(續) Kobe 30%地震歷時下樓層相對位移	137
圖 5.19 EL Centro 80%地震歷時下構架層間變位角	138
圖 5.19(續) Kobe 30%地震歷時下構架層間變位角	138
圖 5.20 EL Centro 80%地震歷時下構架柱剪力	140
圖 5.20(續) Kobe 30%地震歷時下構架柱剪力	141
圖 5.21 EL Centro 80%地震歷時下底層阻尼器力-位移遲滯迴圈	141
圖 5.21(續) Kobe 30%地震歷時下底層阻尼器力-位移遲滯迴圈	142
圖 5.22 非線性靜力分析第 1 次疊代之功能績效點示意圖	152
圖 5.23 非線性靜力分析第 2 次疊代之功能績效點示意圖	153
圖 6.1 SAP 之 Maxwell Model	158
圖 6.2 SAP 之 Kelvin Model	158
圖 6.3 黏性阻尼器與黏彈性阻尼器 (C 值阻尼部份) 於 SAP2000 之模擬	158
圖 6.4(a) 黏彈性阻尼器 (K 值勁度部份) 於 SAP2000 之模擬	159
圖 6.4(b) 黏彈性阻尼器 (K 值勁度部份) 於 SAP2000 之模擬	159

圖 6.5 液態黏性阻尼器之阻尼力-速度關係圖	160
圖 6.6 PISA3D 之 Damper Element 輸入檔說明	161
圖 6.7 MIDAS 之 Maxwell Model.....	162
圖 6.8 黏性阻尼器於 MIDAS 之模擬	162
圖 6.9 MIDAS 之 Kelvin Model.....	163
圖 6.10 黏彈性阻尼器於 MIDAS 之模擬	163
圖 6.11 MIDAS 之 Damper-Brace Assembly Model.....	164
圖 6.12 黏彈性阻尼器或黏彈性阻尼器於 MIDAS 之模擬	164

表 次

表 1.1 結構控制技術領域	2
表 2.1 地震力干擾等級和消能性能目標	14
表 2.2 風力干擾等級和消能性能目標	14
表 2.3 消能元件加振條件適用範圍	14
表 3.1 功能設計法中地震大小分類表(一)	20
表 3.2 功能設計法中地震大小分類表(二)	21
表 3.3 SEAOC Vision 2000 建議的結構損害程度	21
表 3.4 結構設計目標	22
表 4.1 λ 值參考表	43
表 4.2 各種阻尼器裝置型式暨位移放大因子	51
表 4.3 有無加裝阻尼器構架之地震模擬試驗反應比值	76
表 4.4 各樓層重量	79
表 4.5 各樓層重量	80
表 4.6 線性靜力分析之大梁尺寸表	82
表 4.7 線性靜力分析之柱尺寸表	83
表 4.8 線性靜力分析之模態分析結果	84
表 4.9 線性靜力分析之 FVD 阻尼器設計參數	84
表 4.10 線性動力分析之大梁尺寸表	86
表 4.11 線性動力分析之柱尺寸表	86
表 4.12 線性動力分析之構架應變能計算(單位:t-m-sec)	88
表 4.13 線性動力分析之阻尼係數與阻尼力計算(單位:t-m-sec)	88
表 4.14 非線性靜力分析之構架應變能計算 (單位:t-m-sec)	91
表 4.15 非線性靜力分析之阻尼係數與阻尼力計算 (單位:t-m-sec)	91
表 4.16 非線性靜力分析之 FVD 阻尼器設計參數	92
表 4.17 非線性靜力分析之韌性容量需求	92
表 5.1 試驗結構型鋼斷面尺寸	127
表 5.2 反覆循環載重試驗用阻尼器尺寸	128
表 5.3 振動台試驗用阻尼器尺寸	128
表 5.4 White Noise 與自由振動實驗結果	132

表 5.5 EL Centro 80%一樓樓層剪力、基底剪力與阻尼器水平向剪力	139
表 5.6 Kobe 30%一樓樓層剪力、基底剪力與阻尼器水平向剪力	139
表 5.7 線性靜力分析之等效阻尼計算	144
表 5.8 線性靜力分析之阻尼器容量檢核(單位: tf).....	146
表 5.9 線性靜力分析之阻尼器性質	146
表 5.10 線性動力分析之等效阻尼計算	149
表 5.11 線性動力分析之阻尼器性質	150
表 5.12 非線性靜力分析第 1 次疊代之等效阻尼計算	153
表 5.13 非線性靜力分析第 2 次疊代之等效阻尼計算	154
表 5.14 非線性靜力分析之阻尼器容量檢核(單位: tf).....	155
表 5.15 非線性靜力分析之阻尼器性質	156

誌 謝

本研究計畫執行期間，承蒙諸位學術界以及業界之專家學者，包括羅俊雄教授、蔡克銓教授、姚昭智教授、廖文義教授、葉銘煌先生、中華工程顧問股份有限公司張荻薇副總經理、中興工程顧問股份有限公司劉達中經理、永峻工程顧問股份有限公司郭錫卿協理、陳亦信協理與洪雅惠小姐在專家諮詢會議中提供寶貴之建議與意見，使本研究計畫之研究成果更趨於完備，在此一併表示感謝。

摘要

關鍵詞：消能元件、分析設計、規範、示範例

一、研究緣起

隨著經濟成長與社會蓬勃發展，隔消能技術成為建築構造重要之世界潮流。再加上 1999 年發生 921 大地震後，國人漸漸開始重視建築物的震害防制觀念，引進大量建築隔震、消能裝置之產品與技術。近年來，國內工程界日漸重視消能裝置對於結構物的影響，消能元件被視為加強結構物抗震能力的額外裝置，工程師對結構耐震設計的設計彈性因此大增，根據內政部建築研究所統計，對於消能建築構造，截至民國 96 年為止，已有 81 棟之工程實績案例，預計至民國 98 年以前國內將有約 30 棟隔震建築構造將陸續興建完成。

目前國內耐震設計規範中「含被動消能系統設計」章節之相關分析方法仍在繼續研究發展中。以美國 IBC2006 為例，規範中僅針對位移型及速度型消能元件之消能能力提供綱要性之描述，對於消能結構之設計步驟與細節均無任何詳細說明；至於日本被動消能構造設計施工手冊中，亦僅針對各種消能元件之力學行為提供較詳細之描述，但對於消能結構之設計步驟及細節仍未有著墨。參考美日兩國耐震設計規範之相關發展，國內耐震設計規範在含被動消能系統建築物之章節亦以綱要性條文呈現，為方便設計及審查者使用參酌，本研究乃蒐集國內外有關消能結構之研究報告、期刊論文與設計施工手冊等參考文獻，而提出一內容包含速度型消能元件之基本參數、力學特性及完整設計流程之設計手冊，供國內工程實務界參考。

二、研究方法及過程

由於建築物消能技術引進國內之歷史尚短，相關規定條文應適度為因應現行技術發展而加以調整，因此對於建築物含被動消能系統設計應就目前已發展成熟之消能元件，提出較為完整之設計流程以供業界分析設計時參酌。本研究計畫的主題在於提出符合本國國情與業界需求之消能建築物設計手冊（本年度以速度型消能元件為主），在參考國內外相關研究，詳列元件相關參數、力學特性、以至應用於結構系統之設計，提供結構物消能性能保證的解決方案。

有關消能元件相關設計之參考文獻，迄今仍有許多研究成果陸續提出，本研究計畫將主要以目前國內外相關建築結構消能設計規範、設計參考手冊與研究報告為基礎，包含 IBC、NEHRP、FEMA、ATC40、ASCE7、MCEER、NCREE 等相關參考文獻報告，探討消能之概念、精神、理論背景、初步規劃、分析、設計方法等要項。其中亦包括：消能建築結構體、消能裝置及與消能系統相關構件之設計計算方式等。

為了及時避免不當或錯誤之設計案例發生，並宣導適當且合理之設計經驗，確實有必要針對消能建築物設計之相關注意事項進行一系列之探討。目前國內設計規範對消能裝置部份，並無相關之設計方法可供參酌，因此本研究團隊將對於消能裝置之設計實務進行研究與擬提。消能裝置功能的發揮，以及建築物耐震性能之維

護，除需要適當且合理之設計，亦有賴於定期的維護管理，以使消能裝置能被適當而正確地應用，以確保大眾之使用安全。

三、研究目標

本研究參考目前國外最新的耐震設計規範與相關設計手冊之發展，如美國IBC2006與日本被動消能構造設計施工手冊，將建築物含消能元件之分析與設計原則擇要於本手冊中探討，並於本手冊中說明了性能目標、阻尼比與消能曲線等相關分析設計概念。另外，蒐集了國內外最新之速度型消能元件（包含液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器）的研究文獻與報告，以及與國內專家學者與相關業界人士進行意見交流後，將液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器之力學性質、分析模型、應用於結構系統之分析設計、試驗驗證與相關分析軟體之應用詳盡地列於本手冊中，並以實際應用設計例之方式，完整地說明相關分析設計流程。希冀能夠藉由本手冊，提供適當合理之設計經驗與參考依循，以確實達到提高結構物耐震能力之預期目標，並使工程設計單位能充分了解消能元件之應用範疇，提升國內結構工程之整體水準。

ABSTRACT

Keywords : Passive control, Energy dissipation device, Design procedure

Applications of seismic passive control technologies in Taiwan were very limited before the 1999 Chi-Chi earthquake, and become active after the earthquake. Based on the results of research and developments during the last decade, the design methods and tools such as SAP2000 have become available to the practical engineers. Passive energy dissipation devices, such as the triangular steel plates, low-yield steel walls, viscous dampers, viscous walls and viscoelastic dampers, etc. have been applied to many new and retrofitted buildings, and the number of cases is increasing annually. New seismic design codes for buildings which include passive energy dissipation devices, seismic isolations, and etc. has been officially published by the government in January 2006. There are more than 80 buildings constructed with energy dissipation devices by the end of 2005 in Taiwan. Most of buildings with energy dissipation devices are reinforced concrete residential buildings with 5 to 15 stories. Hysteretic type dampers (e.g. TADAS) together with velocity type dampers (e.g. VE and VD) are usually used to enhance the seismic-resistant capacity of buildings.

This research summarizes the status of the recent research and applications on energy dissipation technologies and the design code developments. Relevant problems and questions encountered by practicing engineers should serve as excellent motivation for the further modification of the current seismic design specifications in the design of energy-dissipation systems. Based on the actual performance and the current application experience of seismic energy dissipation devices, the rational design procedure for the velocity type dampers will be given in this research. Workshops were held to make this research much more completed. In a word, the more comprehensive design procedure of velocity type energy dissipation devices is provided in this report in case of misusing or misunderstanding in the practical application.

第一章 緒論

第一節 研究背景與目的

台灣位處於地震頻繁地帶，地表上的結構物一旦誕生勢必就得面對地震力之威脅，若要完全以強度來抵抗則所須付出之成本甚高，傳統耐震設計理念考慮結構物具有韌性，對設計地震力得以有所折減，其主要精神在於確保使用者之生命安全，亦即在較小地震層級時結構物仍處於彈性階段，面對較大規模地震時結構物則產生塑性變形，以良好韌性來消散地震輸入之能量，進而達到小震不壞、中震可修、大震不倒之設計目標。但當建物發揮愈多韌性，也意味著破壞程度愈形嚴重，伴隨著結構物韌性而來之高變形量，亦將導致非結構元件如牆、室內裝潢、水電、瓦斯管路之損毀破壞，雖不致倒塌，但其結構體與內部設備可能已經蒙受了巨大的毀壞及使用機能的喪失，震後往往無法繼續使用或修復，尤其如醫院、消防局等必須在災難發生後維持其固有之醫療與救災機能之建築物，或者是內部存放著昂貴機具之高科技廠房、具高輻射危險性之核能發電廠等，皆無法承受在地震過後之任何損壞及倒塌。故現今耐震設計之趨勢，除保障人員基本生命安全外，亦須兼顧建築物於震後之修繕、機具設備成本及營運等其他經濟層面之考量，故功能設計法便是基於如此的需求下孕育而生，其概念亦已廣泛地被接受與使用。結構物抵禦地震力並非只有以韌性換取強度一途，結構控制技術因可有效地提高結構之耐震能力，使得結構物於承受地震侵襲時之行為及震後結構之使用機能的保有較能符合預期之設計要求，因此而被認為是滿足功能設計法的有效方法之一。

結構控制技術之發展已有一段時間，早期主要應用於電機、機械、航太等領域，至 1972 年由 James T. P. Yao 首先將控制理論導入土木工程領域【1】。至今，這套既可兼顧安全與結構使用機能之嶄新觀念已發展成如表 1.1 所示的三大領域，分別為隔震控制、被動消能系統(減震控制)與主動/半主動控制【2】。三者之中，隔震控制已被公認為具有較成熟的技術與較廣泛的運用，其基本精神係以延長結構系統主要週期以避開地震主要週期，進而降低地震所輸入結構之能量以保護主結構體之安全。而減震控制以多元化的材料與設備裝置處理結構體之阻尼、勁度、強度問題，不僅可緩和或修復地震造成的損傷，亦可補強老舊且耐震力不足的結構。此類系統的特性係以利用各種型式之阻尼器提高結構物吸收地震能量之能力，地震能量由阻尼器集中消散，結構物本身受地震力之反應將得到折減。主動、半主動控制可視為被動控制的演進，但基於成本與技術等因素使得主動控制目前並不被工程界廣泛採用。減震設計皆不再僅依賴韌性作為結構物抵抗地震力之工具，配合結構控制技術減低建物於地震中之損傷程度，免於或利於補強、修復工作之進行，建物之功能性在震後亦得到保存。

表 1.1 結構控制技術領域

隔震技術 Seismic Isolation	被動消能技術 Passive Energy Dissipation	半主動與主動控制技術 Semi-active and Active Control
橡膠支承墊 Elastomeric Bearings	金屬型阻尼器 Metallic Dampers	主動斜撐系統 Active Bracing Systems
鉛心橡膠支承墊 Lead Rubber Bearings	摩擦型阻尼器 Friction Dampers	質塊制動系統 Active Mass Dampers
單擺滑動摩擦系統 Sliding Friction Pendulum	黏彈性阻尼器 Viscoelastic Dampers	可變勁度或阻尼系統 Variable Stiffness or Damping Systems
	液態黏性阻尼器 Viscous Fluid Dampers	智慧型材料 Smart Materials
	調諧質量阻尼器 Tuned Mass Dampers	
	諧調液體阻尼器 Tuned Liquid Dampers	

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

一般而言，減震系統可分為位移相依型與速度相依型兩種。位移相依型之減震裝置主要包含摩擦型阻尼器及金屬阻尼器等；而速度相依型之減震裝置主要包含黏彈性阻尼器及液態黏性阻尼器【3、4】。位移相依型之減震裝置主要為仰賴消能構件之降伏來消散外來輸入能量，但因其具有儲存勁度，設計上須有較多之考量，且於地震來臨時，必須俟消能構件降伏後方能發揮其消能之功用，無法如速度相依型之減震裝置於地震來臨時，能馬上發揮立即而有效之消能效果。結構之減震設計以黏性阻尼器最為簡易，其特色為不具儲存勁度、不干擾結構物本身之週期，使設計工作簡化許多；再者黏性阻尼器理論上產生之阻尼力與速度同相，與位移呈90°相差，在結構物層間位移量為零、速度最大時出力最大，在結構物變位達極值、速度為零，亦即結構物桿件內力最大時阻尼器出力最小，此特性使黏性阻尼器在貢獻阻尼力降低結構物反應時，不會使結構物增加太多額外負擔。液態黏性阻尼器依其力學性質可分為線性黏性阻尼器與非線性黏性阻尼器兩種，經實驗證實非線性黏性阻尼器之減震效益較線性黏性阻尼器佳，且相同設計阻尼比下非線性阻尼器之出力極限需求往往小於線性阻尼器，享有較低造價之優勢，故目前國外大部分所採用之黏性阻尼器主要以非線性黏性阻尼器為主。

隨著經濟的成長與社會的蓬勃發展，隔震、消能技術成為建築構造重要之世界潮流。再加上 1999 年發生 921 大地震後，國人漸漸開始重視建築物的震害防制觀念，亦引進大量建築隔震、消能裝置之產品與技術，且已逐漸成為許多建築銷售企畫案的最佳賣點。近年來，國內工程界日漸重視消能裝置對於結構物的影響，消能元件被視為加強結構物抗震能力的額外裝置，工程師對結構耐震設計的設計彈性因

此大增，根據內政部建築研究所統計，對於消能建築構造，截至民國 96 年為止，已有 81 棟之工程實績案例，預計至民國 98 年以前國內將有約 30 棟隔震建築構造將陸續興建完成。

現行版「建築物耐震設計規範及解說」【5】已於前(94)年7月1日公告施行，迄今已逾兩年，與舊版規範比較，增加「隔震設計」與「含被動消能系統設計」之章節。然而，由於建築物隔震、消能技術引進國內之歷史尚短，而且相關規定條文應適度為因應現行技術發展而加以調整，其中目前隔震建築耐震設計規範尚稱成熟，消能元件之設計則需進一步之探討與研究。目前國內業界對於相關裝置之實際性能與設計、實務經驗，仍嫌陌生與不足，現行規範中隔震、消能裝置相關規定之章節內容雖為業界漸趨廣泛應用，但對其亦有不少之疑慮與窒礙難行之處。因此，內政部建築研究所於去(95)年委託國家地震工程研究中心執行「建築物耐震設計規範隔震設計及含被動消能系統設計專章研修與示範例研擬」計畫【6】，參考國內外最新之隔震、消能研發成果、設計案例、相關設計規範與手冊，並蒐集彙整相關疑義，適度檢討及調整國內現行設計規範有關隔消能建築之章節，同時研擬相關設計示範例以傳承正確之設計經驗，藉由實際應用設計例之檢討，以避免不當或錯誤之設計發生。

目前國內耐震設計規範中「含被動消能系統設計」章節之相關分析方法仍在繼續研究發展中。以美國 IBC2006【7】為例，規範中僅針對位移型及速度型消能元件之消能能力提供綱要性之描述，對於消能結構之設計步驟與細節均無任何詳細說明；至於日本被動消能構造設計施工手冊【8】中，亦僅針對各種消能元件之力學行為提供較詳細之描述，但對於消能結構之設計步驟及細節仍未有著墨。參考美日兩國耐震設計規範之相關發展，國內耐震設計規範在含被動消能系統建築物之章節亦以綱要性條文呈現，為方便設計及審查者使用參酌，本研究乃蒐集國內外有關消能結構之研究報告、期刊論文與設計施工手冊等參考文獻，而提出一內容包含速度型消能元件之基本參數、力學特性及與完整設計流程之設計手冊。

第二節 研究方法與內容

結構耐震功能設計法 (Seismic Performance-Based Design) 歷經美、日等國多年來的研究，目前並無具體化的設計規範衍生，其最主要的原因乃為建築物功能 (Functionality) 的定義不僅取決於結構本身的耐震表現，同時也取決於非結構及設備的耐震表現。如醫院與高科技廠房等，隨著結構型式、非結構元件及設備的不同，整體結構之耐震功能設計的指標 (Seismic Performance Criteria and Objective) 因而不同。建築物之耐震功能性除了取決於結構的耐震性能外，亦須取決於非結構元件及設備的耐震性能，如果非結構元件及設備在大地震中失去其功能性，則建築物亦必失去其原始的設計功能。另外，由於一些滿足建築物使用用途之設備或非結構元件常對加速度或速度敏感 (Acceleration Sensitive or Velocity Sensitive)，建築物耐震功能設計的參考指標必須同時以結構之地震加速度、速度及位移反應為參考指標，而不可以位移設計法 (Displacement-Based Design) 中所強調僅以位移反應為主要參考指標。

由於建築物消能技術引進國內之歷史尚短，相關規定條文應適度為因應現行技

術發展而加以調整，因此對於建築物含被動消能系統設計應就目前已發展成熟之消能元件，提出較為完整之設計流程以供業界分析設計時參酌。本研究計畫的主題在於提出符合本國國情與業界需求之消能建築物設計手冊（本年度以速度型消能元件為主），在參考國內外相關研究，詳列元件相關參數、力學特性、以至應用於結構系統之設計，以提供結構物消能性能保證的解決方案。

本研究團隊過去曾針對各式各樣之消能裝置元件與系統，進行一系列的實驗與數值分析研究，並有實際設計與施工之經驗。國內外研究結果顯示，消能系統具備可增加結構物的勁度、遲滯消能能力及降低受震反應等優點，並可經由消能裝置於結構系統的配置調整，有效減低主體結構之受震反應，若能進一步研擬消能裝置相關參數設計，結合消能設計之精髓，應用於消能構造物中，必定能有效且可靠地增加結構物的耐震性能，同時使消能建築物之結構反應更能被工程師所掌握。本研究之步驟流程可參見圖 1.1 所示。

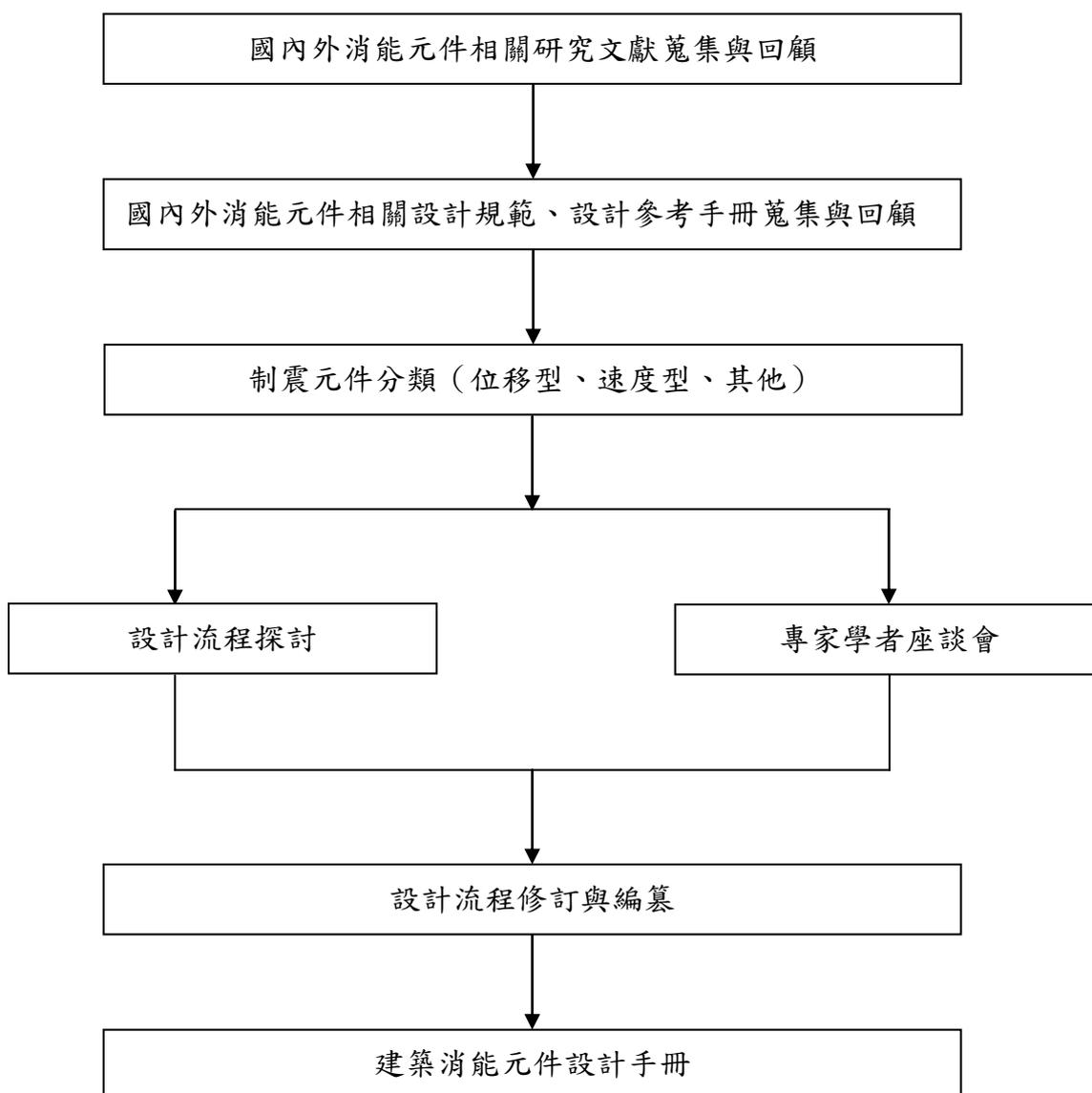


圖 1.1 研究步驟流程圖

鑒於國內有關消能建築構造之發展迅速，惟目前國內業界對於相關裝置之實際性能、設計與實務經驗仍嫌陌生與不足，因此本研究之目的主要如下：

1. 蒐集目前國內外發展成熟之速度型消能元件相關資料。
2. 蒐集並參考美國、日本等國消能建築構造之技術法規與設計手冊。
3. 根據業界所遭遇之工程問題，探討採用速度型消能元件之消能建築物設計之重點項目與相關作業要點。
4. 蒐集國內外近年來消能建築構造之研究成果，儘可能針對採用速度型消能元件之消能結構，提出較為詳細之設計流程供業界參考。

有關消能元件相關設計之參考文獻，迄今仍有許多研究成果陸續提出，本研究計畫將主要以國內外相關建築結構消能設計規範、設計參考手冊與研究報告為基礎，包含 IBC、NEHRP、FEMA【9~13】、ATC40【14】、ASCE7【15】、MCEER【20、22、23】、NCREER【28~33】等相關參考文獻報告，探討消能之概念、精神、理論背景、初步規劃、分析、設計方法等要項。其中亦包括：消能建築結構體、消能裝置及與消能系統相關構件之設計計算方式等。

為及時避免不當或錯誤之設計案例發生，並宣導適當且合理之設計經驗，確實有必要針對消能建築物設計之相關注意事項進行一系列之探討。目前國內設計規範對消能裝置部份，並無相關之設計方法可供參酌，因此本研究團隊將對於消能裝置之設計實務進行研究與擬提。消能裝置功能的發揮，以及建築物耐震性能之維護，除需要適當且合理之設計，亦有賴於定期的維護管理，以使消能裝置能被適當而正確地應用，以確保大眾之使用安全。

第三節 預期成果與展望

本計畫之工作目標包括相關文獻回顧與蒐集、消能結構設計流程探討與編纂、以及舉辦專家座談會議敦聘國內專家學者與相關業界人士與會以進行意見交流。經由本案之研究，希冀可將國內結構工程整體水準向上提升，使消能結構系統之設計更有參考之依循，以確實達到提高結構物耐震能力之預期目標，並使工程設計單位能充分了解消能元件之應用範疇。

國內工程採用消能裝置之案例逐年成長，消能元件之適切與否，深深影響結構設計之優劣。希冀經由本案之研究，可將國內結構工程整體水準向上提升，使消能系統之設計有一標準化之參考，以提高結構物的耐震能力，並使工程設計單位能充分了解消能系統之精義。

1. 本計畫預期完成之工作項目與成果如下：

建築結構耐震設計之重要性已於數次大地震中不斷的被提出討論，更加速消能構造之發展。尤其是消能建築愈來愈多的情形下，尋求更經濟更可靠之裝置與結構系統，將是消能結構設計之趨勢。本研究可針對上述需求，預期可獲得下列具體成果：

- (1) 最新建築物被動消能系統技術發展及其應用。
 - (2) 建築物含被動消能系統設計手冊。
- 2.對建築發展短中長期方面預期貢獻：
- (1) 提升國內對於消能建築構造之規劃、設計與檢核能力。
 - (2) 加強國內消能裝置之品質管理。
 - (3) 有助於推廣消能建築，使國內業界更瞭解消能裝置之特性與相關規劃設計等注意事項，並減少接踵而至之缺失。
 - (4) 配合消能建築物現行耐震設計規範與設計審查機制，以設計手冊的方式提供各相關業界參考。
- 3.對於經濟建設或社會發展方面預期效益：
- (1) 消能建築物相關之設計手冊編定提出後，勢必加速消能建築之發展，不管是業主、設計監造或施工單位，都有一個較為明確之規範依據遵循並實施，工程品質自然提升，不但使用者用得安心，建造者也蓋得安心，無形中提升生活環境品質，刺激房地產市場買氣，經濟影響相當可觀。
 - (2) 隨著經濟的成長與科學園區的蓬勃發展，我國半導體及光電產業等高科技產業日漸成為我國經濟體制下重要的工業。高科技產業之生產設備精密而對振動極為敏感，只要過量的振動即可能導致設備損壞，而這些設備的造價大多極為昂貴，常以新台幣億元為單位計價。消能裝置應用於高科技廠房之案例日益增加，本研究結果之提出，可提供高科技廠商與保險業者參考，作為廠房之設計指針與投保地震災害險之參考資訊。此外，藉由本研究之應用推廣，將減少高科技產業因震害之損失，同時節省保險業者之負擔，間接提升相關業者之成本效益。
- 4.推廣應用計畫與人才培育：
- (1) 本研究計畫之重點除前述各要項之外，並預計在各研究階段初步完成後，舉辦相關之座談會，邀請產官學界相關人士，共同參與討論，提出各項建言與意見，以研擬出一套合理而適用之參考指針。
 - (2) 透過本研究案之進行，提升我國內工程師對消能裝置與系統之瞭解，使國內技師與建築師對消能裝置之行為與對建築構造之影響能有所概念，搭配其本身之工程經驗，有創意地設計規劃出消能構造物。
 - (3) 除了舉辦相關座談會之外，可考慮不定期舉行技術與規範講習會，使業界熟悉本研究之目的與目標，並瞭解本研究之真正意義與應用價值。

第二章 文獻回顧

第一節 美國 IBC2006 (ASCE 7-05) [7]

壹、基本說明

IBC 2006 第十六章 Structural Design 已提綱挈領地說明相關應遵循之設計規範，以含消能元件結構設計為例，詳細內容仍須參考 ASCE Standard (ASCE/SEI 7-05) 第十八章 Seismic Design Requirements for Structures with Damping Systems，其中說明一般情況下所有型式消能系統之設計概念、程序與分析方法，並深入探討結構物降伏後之行為以及考慮多模態之效應，以達到性能目標之最小設計需求。消能系統除消能裝置本身外，尚包含傳遞力之相關結構元件或斜撐，消能元件一般則可分為位移型與速度型消能元件。消能建築最基本的設計概念在於消能系統之所有元件（阻尼器除外）須在地震中保持彈性（除非分析或試驗證明允許非彈性行為），並可同時承受適當的軸向、側向與垂直向變位，以及考慮溫度、磨損、製作誤差與其他相關影響，以避免消能裝置在設計使用期限內性質改變造成之影響。

力與位移之設計可分為未加阻尼器結構（抗側力系統）與消能裝置兩方面探討。在未加阻尼器結構設計需求上，其設計地震力規定建議 $V \geq V_{\min}$ ， V_{\min} 之計算如下：

$$V_{\min} = \left(\frac{V}{B_{v+1}}, 0.75V \right)_{\max} \dots \dots \dots (2.1)$$

其中， V 為設計水平總橫力， B_{v+1} 為阻尼修正係數（結構第一模態彈性週期下之有效阻尼比，含固有阻尼比與黏滯阻尼比）。但以下兩種情形之設計地震力不得小於 $1.0V$ ：(1) 建築物之任一樓層於一主軸方向提供少於 2 組消能元件。(2) 結構具平面或立面不規則性。

貳、分析輸入資料

1. 地震歷時

與最大考量地震反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址最大考量地震之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一組（兩個）水平地震紀錄，計算其 SRSS 疊加後 5% 阻尼之反應譜，調整地震紀錄使得位於 $0.5T_{1D}$ 至 $1.25T_{1M}$ 週期範圍內之譜加速度平均值不得低於設計譜加速度值 1.3 倍之 10%（ T_D 與 T_{1M} 請參考伍、分析程序說明）。其適用於以下情況：

- (1) 結構座落震區之一秒週期最大考量地震水平譜加速度係數 S_1 不小於 0.6。
- (2) 消能系統可正確地以歷時反應分析模擬與分析。

2. 反應譜

消能建築物之分析與設計須採用設計地震與最大考量地震反應譜。以下情況須採用特定工址設計反應譜 (Site-Specific Design Spectra)：

(1) 結構位於工址分類 F。

(2) 結構座落震區之一秒週期最大考量地震水平譜加速度係數 S_1 不小於 0.6。

參、等效線性分析

以圖 2.1 為例，假設結構力與位移關係為一理想化彈塑性曲線，則彈性勁度與彈性週期可依下式計算：

$$K_e = \frac{mA_y}{D_y}, T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_e}} \Rightarrow T_e = 2\pi \left(\frac{D_y}{A_y} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (2.2)$$

若考慮以等效線性的觀念進行反應譜分析與靜力分析，則等效勁度與等效週期可依下式計算：

$$K_{eff} = \frac{mA_y}{D}, T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff}}} \Rightarrow T_{eff} = 2\pi \left(\frac{D}{A_y} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (2.3)$$

整理上二式，則等效勁度與彈性勁度、等效週期與彈性週期之關係可計算如下：

$$\frac{K_{eff}}{K_e} = \frac{D_y}{D} \Rightarrow \frac{T_{eff}}{T_e} = \sqrt{\frac{K_e}{K_{eff}}} = \sqrt{\frac{D}{D_y}} = \sqrt{\mu} \dots\dots\dots (2.4)$$

以黏性阻尼器應用為例，黏滯阻尼比之計算如下。由式中可發現線性黏性阻尼器提供之阻尼比與週期成正比，非線性黏性阻尼器提供之阻尼比與週期的 $(2-\alpha)$ 次方成正比。

線性黏性阻尼器 $:\beta_v = \frac{CT_e}{4\pi m} \dots\dots\dots (2.5)$

非線性黏性阻尼器 $:\beta_v = \frac{C_N \lambda_e}{2\pi m} D^{\alpha-1} \left(\frac{2\pi}{T_e} \right)^{\alpha-2} \dots\dots\dots (2.6)$

因此，等效阻尼比可依下二式計算：

含線性黏性阻尼器結構 $:\beta_{eff} = \beta_l + \beta_v \frac{T_{eff}}{T_e} + \beta_h = \beta_l + \beta_v \sqrt{\mu} + \beta_h \dots\dots\dots (2.7)$

含非線性黏性阻尼器結構 $:\beta_{eff} = \beta_l + \beta_v \left(\frac{T_{eff}}{T_e} \right)^{2-\alpha} + \beta_h = \beta_l + \beta_v (\mu)^{1-\frac{\alpha}{2}} + \beta_h \dots\dots\dots (2.8)$

假設性能目標為韌性需求 μ_D (即設計位移為 D_{1D})，並合理假設結構力與位移關係為一理想化彈塑性曲線，如圖 2.2，則考慮韌性折減計算之設計地震力 (基底剪力， V_1) 可表示如下式：

$$V_1 = \frac{R}{\Omega_0 C_d} V_y \dots\dots\dots (2.9)$$

其中

有效韌性需求(Effective ductility demand): $\mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} \dots\dots\dots (2.10)$

結構系統超強因子(System overstrength factor): $\Omega_0 = \frac{V_Y}{V_S} = \frac{D_Y}{D_S} \dots\dots\dots (2.11)$

基於韌性考量之修正因子(Ductility-based portion of R-factor): $R_\mu = \frac{V_e}{V_Y} \dots\dots\dots (2.12)$

反應修正因子(Response modification factor): $R = \frac{V_e}{V_S} = R_\mu \cdot \Omega_0 \dots\dots\dots (2.13)$

位移修正因子(Deflection amplification factor): $C_d = \frac{D_{1D}}{D_S} = \mu_D \cdot \Omega_0 \dots\dots\dots (2.14)$

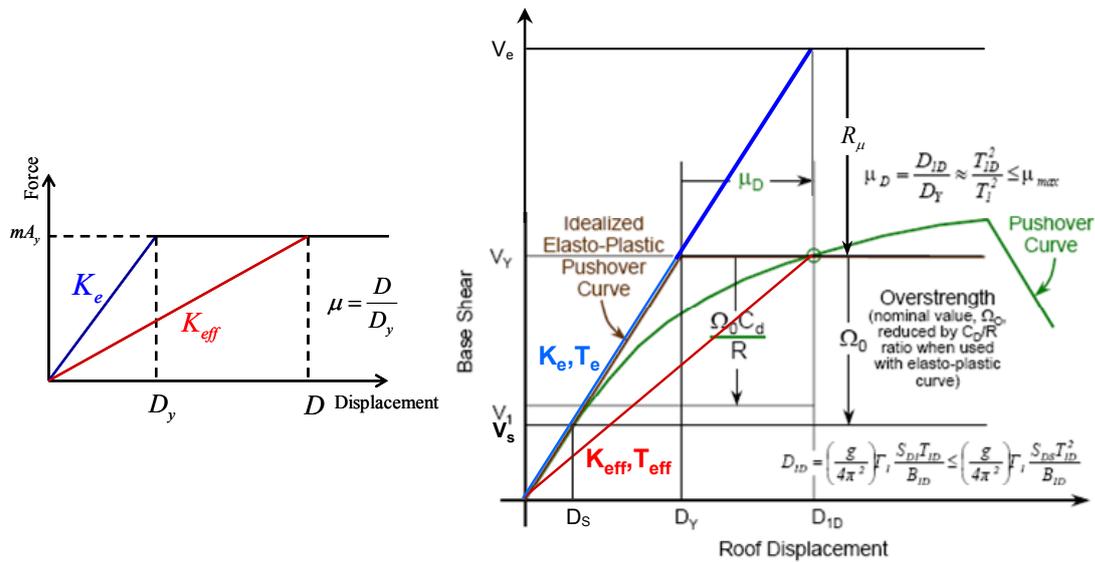


圖 2.1 理想化彈塑性曲線 圖 2.2 理想彈塑性模型之等效線性分析
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

肆、阻尼修正係數

結構週期大於 T_0 ($T_0 = 0.2S_{D1}/S_{DS}$) 之阻尼修正係數可查 ASCE Standard (ASCE/SEI 7-05) 第十八章表 18.6-1 得知，若結構週期小於 T_0 ，則以 1 (週期為 0 秒) 至阻尼比對應表之阻尼修正係數 (週期為 T_0 秒) 中，以結構週期進行線性內差所得之值，即為相對應之阻尼修正係數。詳細說明如下：

1. 除非分析或試驗證明，主結構固有阻尼比 β_1 以不超過 5% 為限。

2. 位移型消能元件黏滯阻尼比 β_{Vm} 之計算，必須以結構等效降伏位移為基準。每一組消能裝置所做的功須考慮高模態參與，亦須考慮接合消能元件與結構主構架部份所造成的柔度效應。
3. 計算設計地震與最大考量地震下之遲滯阻尼比 β_{HD} 與 β_{HM} 時，須考慮遲滯迴圈調整因子 q_H ，因為在反覆週次地震需求下，可能會因 Pinching 與其他效應造成遲滯迴圈面積減少，真實阻尼比亦隨之折減。

$$q_H = 0.67 \frac{T_s}{T_1}, \quad 0.5 \leq q_H \leq 1 \dots\dots\dots (2.15)$$

$$\beta_{HD} = q_H (0.64 - \beta_I) \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right), \quad \beta_{HM} = q_H (0.64 - \beta_I) \left(1 - \frac{1}{\mu_M}\right) \dots\dots\dots (2.16)$$

其中， μ_D 、 μ_M 為設計地震與最大考量地震下結構於主軸方向之等效韌性需求。

4. 計算設計地震與最大考量地震下之等效阻尼比

$$\beta_{mD} = \beta_1 + \beta_{VD} \sqrt{\mu_D} + \beta_{HD}, \quad \beta_{mM} = \beta_1 + \beta_{Vm} \sqrt{\mu_M} + \beta_{HM} \dots\dots\dots (2.17)$$

其中， β_{mD} 與 β_{mM} 分別為在設計地震與最大考量地震的等效韌性需求下之等效阻尼比； β_{HD} 與 β_{HM} 分別為在等效韌性需求 μ_D 與 μ_M 下，未加阻尼器結構與消能系統因降伏所提供之遲滯阻尼比； β_1 為主結構固有阻尼比； β_{VD} 與 β_{Vm} 為在設計地震與最大考量地震的等效韌性需求下，消能系統額外提供之黏滯阻尼比。

伍、分析程序

1. 反應譜分析

反應譜分析同時針對基本模態與較高模態反應進行計算，可參考圖 2.3。其適用條件為：

- (1) 建築物之任一樓層於一主軸方向提供至少 2 組消能元件。
- (2) 當結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比不大於 35% 時。

反應譜分析步驟如下說明：

- (1) 決定設計地震與最大考量地震下之韌性需求 μ_D 與 μ_M ，利用結構彈性基本模態週期 T_1 計算對應之等效基本模態週期 T_{1D} 與 T_{1M} 如下式，第 m 個模態 ($m > 1$) 對應之週期則不須調整。

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D}, \quad T_{1M} = T_1 \sqrt{\mu_M} \dots\dots\dots (2.18)$$

- (2) 決定設計地震與最大考量地震下基本模態與第 m 個模態 ($m > 1$) 之地震力係數 C_{S1} 與 C_{Sm} 。
- (3) 利用 SRSS 或 CQC 方法將各模態基底剪力 V_m 予以疊加。

- (4) 各元件之設計力亦須將各模態之計算結果利用 SRSS 或 CQC 方法予以疊加。
- (5) 各樓層之層間變位檢核須將各模態之計算結果利用 SRSS 或 CQC 方法予以疊加，其值須大於利用結構彈性基本模態週期 T_1 以及阻尼比計算之層間變位。

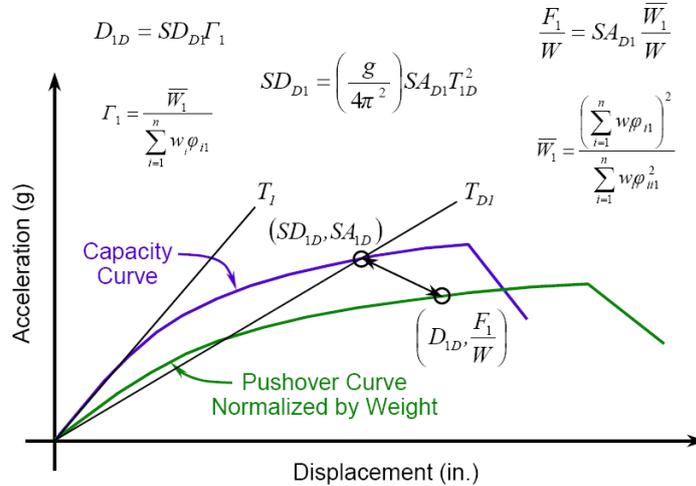


Figure C15-3. Pushover and capacity curves.

圖 2.3 側推分析容量曲線

(資料來源：ASCE 7-05 提供)

2. 靜力分析

等效側向靜力分析同時針對基本模態與殘餘模態反應進行計算，此處殘餘模態泛指較高模態，研究顯示其對於樓層速度反應有明顯的貢獻，因此為設計含速度型消能元件結構之重要考量。其適用條件除了上述反應譜分析兩項外，尚包含以下三點：

- (1) 結構平面 (Type 1a 或 1b) 或立面 (Type 1a, 1b, 2 或 3) 並無不規則性。
- (2) 剛性橫隔版。
- (3) 結構高度於基底起算不超過 100ft (30m)。

靜力分析步驟如下說明：

- (1) 決定設計地震與最大考量地震下之韌性需求 μ_D 與 μ_M ，利用結構彈性基本模態週期 T_1 計算對應之等效週期 T_{1D} 與 T_{1M} 如下式：

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D}, \quad T_{1M} = T_1 \sqrt{\mu_M} \dots \dots \dots (2.19)$$

- (2) 決定設計地震與最大考量地震下基本模態之地震力係數 C_{S1} 。
- (3) 決定設計地震與最大考量地震下殘餘模態之地震力係數 C_{SR} 。

計算 C_{SR} 時， $\phi_{iR} = (1 - \Gamma_1 \phi_{i1}) / (1 - \Gamma_1)$ 為頂層位移為 1 單位下之殘餘模態於第 i 層樓位移大小， $\Gamma_R = 1 - \Gamma_1$ 為殘餘模態之模態參與因子， $\bar{W}_R = W - \bar{W}_1$ 為殘餘模態

之等效重量， $T_R = 0.4T_1$ 為殘餘模態之等效週期（NEHRP 2000 建議值）。

(4) 基本模態與殘餘模態基底剪力利用 SRSS 方法予以疊加， $V = \sqrt{V_1^2 + V_R^2}$ 。

(5) 各元件之設計力亦須將各模態之計算結果利用 SRSS 方法予以疊加。

(6) 各樓層之層間變位檢核須將各模態之計算結果利用 SRSS 方法予以疊加，其值須大於利用結構彈性基本模態週期 T_1 以及阻尼比計算之層間變位。

3. 非線性歷時分析

歷時反應分析至少取三個水平地震記錄，其模型須能說明結構桿件和阻尼器的非線性遲滯行為，並使用數值分析法得到一組符合工址設計反應譜的地表運動。每一組地震歷時下，須計算消能裝置出力、位移與速度（速度型消能元件）之最大值。若使用七組或更多組的地震加速度歷時，所得反應的平均值可作為設計之用；若少於七組，則以分析反應的最大值作為設計之用。

陸、特殊設計審查

消能系統設計審查須由其他專業設計團隊或對於消能系統之分析、理論與應用有相當經驗之團隊執行，內容包括：

1. 特定工址設計準則，包括特定工址設計反應譜（Site-Specific Design Spectra）、地震歷時（Ground Motion）以及其他特定準則。
2. 未加阻尼器結構與消能系統之初步設計，消能元件設計參數。
3. 未加阻尼器結構、消能系統及其他結構系統之定案設計。
4. 消能裝置測試要求、消能元件製作品質與保證，及計畫性維護和監測之要求等。

柒、試驗要求

實體試驗之試體原則上須為設計中各類型及各尺寸之消能元件的兩個全尺寸試體，且試驗樣品不能用於建造結構中。試驗提出三種方法，說明如下：

1. 設計風力（同結構頻率）下完全反覆之載重（位移相關及黏彈元件）或位移（黏滯元件）循環週數須 2000 次以上，惟設計風力小於裝置降伏力或摩擦力方可不用進行此項試驗。
2. 每一元件均應加載 5 次完全反覆循環，其位移須相當於最大考量地震作用下之反應，且測試頻率為 $1/T_{1M}$ ，若消能元件的特性會因當時溫度的不同而有差異，則須在至少三種操作溫度（最小、週遭與最大）下進行試驗。
3. 若消能元件之受力與變形性質在變化測試頻率從 $1/T_{1M}$ 至 $2.5/T_1$ 之條件下，在小於或等於最大總位移內任何時候該性質之變動量超過設計值之 15% 時，則前述之測試應在 $1/T_1$ 及 $2.5/T_1$ 之頻率下再測試。

在以上三種測試下，消能元件須滿足下列要求：

1. 試驗 1 沒有破壞的情形如降伏、破壞或溢漏。
2. 試驗 2 和 3 任一循環中，消能元件之有效勁度(k_{eff})其差異不超過平均有效勁度之 $\pm 15\%$ 。
3. 試驗 2 和 3 任一循環中，於零位移所對應之最大力、最小力與所有循環之最大力、最小力平均值之差異皆不超過 15%。
4. 任一循環中之遲滯圈面積(W_D)，其差異不超過平均遲滯曲線面積之 $\pm 15\%$ 。

第二節 日本被動消能構造設計施工論文集[8]

被動消能構造的基本性能和界限狀態由建築業主、建築設計者與設備設計者等共同協商決定。一般主要考慮地震和風力的情形，但有時亦會考慮樓版振動情形。界限狀態分為三個狀態：使用界限狀態、損傷界限狀態、安全界限狀態。針對速度型消能元件界限狀態的定義如下：

- (1) 速度型消能元件包括油性阻尼器（線性）、黏性阻尼器（非線性）與黏彈性阻尼器，其界限狀態分為三部分：

- (a) 使用界限狀態

消能元件的使用界限幾乎沒有規定。但是對於小地震、風荷重或微振動必須注意消能元件要能發揮其消能的能力。

- (b) 損傷界限狀態

為了保持黏性消能能力，必須規定消能元件的溫度與速度的界限。而對於黏彈性阻尼器除了溫度與速度界限外，對於材料變形與疲勞的界限也要考慮。

- (c) 安全界限狀態

為了保持黏性消能能力的最後界限，主要由變形來決定消能元件的形狀尺寸。而對於黏彈性阻尼器，其材料最終的疲勞界限也需考慮。

- (2) 未加阻尼器結構的界限狀態

- (a) 使用界限狀態

在不造成建物功能失效的界限，從設置機器的運作條件和居住性等等來規定。

- (b) 損傷界限狀態

未加阻尼器結構受到損傷的界限，對地震和風等的水平力最先達到短期容許應力的時候或塑性鉸發生的時候所對應的界限狀態

- (c) 安全界限狀態

未加阻尼器結構崩塌的界限，對地震和風等的水平力所對應崩壞機構 (Mechanism) 形成的時候所對應的界限狀態

控制被動消能構造在地震和風力反應下，設計時需要考慮兩個等級的干擾輸入

力發生頻率及建築物耐用的年限，而且需要達到各等級所對應的性能目標。其中等級一地震為建物存在期間發生一次的地震，等級二地震為很少發生的大規模地震。對於建物性能的具體要求為：等級一地震不能讓建物損傷且能維持其機能，等級二地震不能讓建物崩塌，並且在日常風情形下要求不能讓居住者有不舒服的感覺。設計者需考慮對設定等級的輸入力所造成消能構造的最大加速度、層間變位角等的目標性能。未加阻尼器結構和消能元件一般只考慮各干擾等級輸入力所對應的損傷界限和安全界限二種等級的界限狀態，但對日常風情形則需額外考慮使用界限。表 2.1 與表 2.2 分別為地震力和風力各干擾等級所對應的消能性能目標。

表 2.1 地震力干擾等級和消能性能目標

干擾等級		建物存在期間遭受一次等級	極稀少發生大規模輸入等級
輸入地震力等級		0.25 m/s	0.5 m/s
目標性能	未加阻尼器結構	損傷界限以下	安全界限以下
	消能元件	損傷界限以下	安全界限以下
	樓板加速度	5 m/s ²	10 m/s ²
	層間變位角	1/200 rad.	1/100 rad.
	層間速度	0.1 m/s	0.2 m/s
	樓頂變位角	1/250 rad.	1/150 rad.

(資料來源：日本被動消能構造設計施工論文集提供)

表 2.2 風力干擾等級和消能性能目標

干擾等級		1 年遭受 1,2 回等級	建物存在期間遭受一次等級	極稀少發生大規模輸入等級
基準風速等級		15 m/s	34 m/s	42.5 m/s
目標性能	未加阻尼器結構	使用界限以下	損傷界限以下	安全界限以下
	消能元件	使用界限以下	損傷界限以下	安全界限以下
	層間變位角	1/20,000 rad.	1/200 rad.	1/100 rad.
	樓層加速度	0.04 m/s ²	5 m/s ²	10 m/s ²

(資料來源：日本被動消能構造設計施工論文集提供)

對於消能元件的耐用年限在設定時與建物是相同的，但須考慮消能元件耐用年限較短時可替換之需求，而且在設計圖與各消能元件上最好都能明確的表示其耐用年限。消能元件所設定耐用年限間，在假定承受的外力等級與頻率下，須確保功能能夠發揮。另外，消能元件會因為環境條件不同，性能也會改變。所以對於環境條件與性能變動大的情形，對於消能元件所對應的性能要求需特別的進行確認。消能元件設計條件的適用範圍如表 2.3 所示。

表 2.3 消能元件加振條件適用範圍

振動頻率範圍	通常的振動頻率：0.2~3Hz
	標準靜態振動頻率：0~0.2Hz
	高振動頻率：3~10Hz
溫度範圍	通常的室溫等級：10~30°C

	寒冷地區：-10~0°C	
	高溫地區：30~40°C	
反覆的回數	大地震對應：10 周	
	暴風時對應：1000 周	
	日常風對應：1000000 周	
層間變位角(層間速度)	大地震對應：1/100 rad.	(0.2m/s)
	暴風時對應：1/100 rad.	(0.1m/s)
	日常風對應：1/20000 rad.	(0.01m/s)

(資料來源：日本被動消能構造設計施工論文集提供)

設計者為達到消能目標性能，在確認消能元件的基本性能後，必須有適當的計畫來設計構造，並利用合理的分析方法評估其性能。日本被動消能構造設計施工論集中，第3章介紹以等效線性化單質點系統，利用消能曲線的方法初步預測其受震反應，另外，消能部材性能選取的剛性對分析結果影響大，建議將消能部材的影響納入考慮。第4章使用多質點系統消能構造的設計方法，其中包含高度方向的分佈、構造體的撓曲轉動變形消能效果的影響討論，其設計流程如圖 2.4 所示。第5章介紹消能元件的模型建置。第6章說明將消能元件模型化具體的方法、模型化的影響以及相關需特別注意之處。第7~10章則說明每一種阻尼器的設計方法，在充分理解每一種阻尼器的界限狀態後，設計者按照適當的判斷，決定設計消能元件容許值的準則，此時需考慮消能元件基本特性性能界限、性能偏差、各種相關性以及隨時間惡化等的狀態。

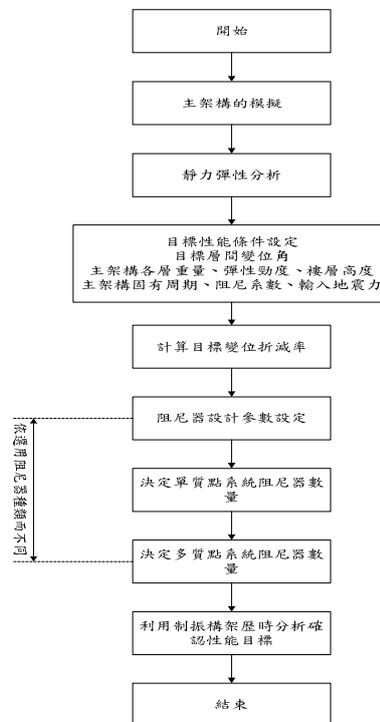


圖 2.4 多質點消能構造設計法流程圖

(資料來源：日本被動消能構造設計施工論文集提供)

經由計算阻尼器儲存與損失勁度而求得系統儲存與損失勁度，則可進一步得到等效周期與阻尼比(減衰常數)。利用得到的結果與地震反應譜值結合，在沒有經過繁瑣耗時的歷時分析下，就可以簡便的得到地震輸入力所對應的最大反應，此即為單質點系統消能曲線。利用上述理論得到圖表簡單預測反應，不但對設計上有幫助，而且可以提供設計者在性能與經濟上不同選擇的方案。詳細理論推導可參見第三章消能基本概念中第三節初步設計(消能曲線)。

圖 2.5 為含黏彈性阻尼器消能構造之消能性能曲線，其中， $R_d = S_d(\xi_{eff}, T_{eff}) / S_d(\xi_o, T_o)$ 為位移反應譜比， $R_a = S_a(\xi_{eff}, T_{eff}) / S_a(\xi_o, T_o)$ 為加速度反應譜比 (T_o 與 ξ_o 分別為未加消能元件結構之基本振動週期與內含阻尼比， T_{eff} 與 ξ_{eff} 分別為考慮消能元件結構之基本振動週期與有效阻尼比)； K_b 為斜撐勁度，與系統位移同相； K'_d 為阻尼器之彈性儲存勁度； K''_d 為阻尼器之損失勁度，其直接反映阻尼器阻尼常數值，與位移呈 90° 相差； K_f 為構架本身之側向勁度； $\eta_d = K''_d / K'_d$ 為損失因子。

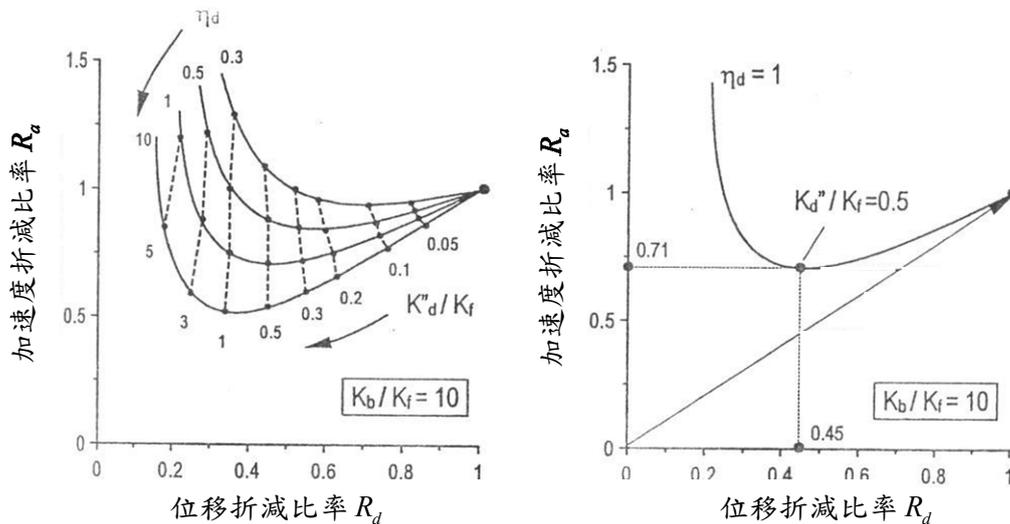


圖 2.5 含黏彈性阻尼器消能構造之消能性能曲線

(資料來源：日本被動消能構造設計施工論文集提供)

設計時可考慮提高損失勁度比 K''_d / K_f ，以達到同時降低位移與加速度反應。但必須注意增加過多的阻尼器亦會使儲存剛性 K'_d / K_f 過高，對於位移的折減效果趨緩，但會使加速度反應急遽增加。相關步驟如下：

- (1) 利用固有周期 T_f 和反應譜值求得未加阻尼器結構的最大變位 u_f 。
- (2) 決定消能目標位移 u_{max} ，定出位移折減率 $R_d = u_{max} / u_f$ 。
- (3) 計算阻尼器損失因子 η_d ，決定消能性能曲線損失因子後，得到滿足目標 R_d 之阻尼器的損失勁度比及儲藏勁度比。

圖 2.6 為含黏性阻尼器消能構造之消能性能曲線，其中， K_b^* 為阻尼器儲存勁度與斜撐勁度串聯之等效勁度。

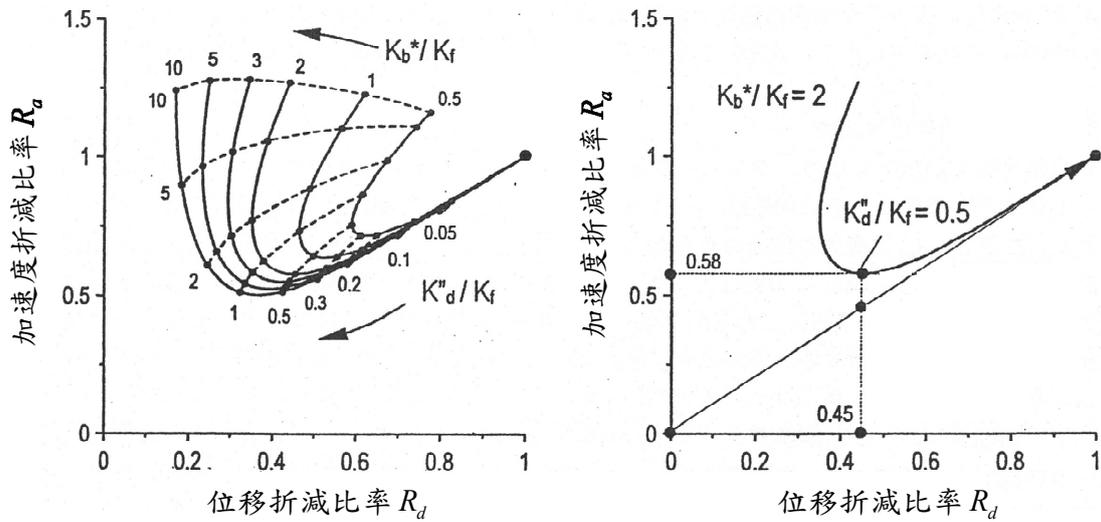


圖 2.6 含黏性阻尼器消能構造之消能性能曲線
(資料來源：日本被動消能構造設計施工論文集提供)

相關步驟如下：

- (1) 利用未加阻尼器結構固有周期 K_f 和反應譜值求得未加阻尼器結構不含阻尼器的最大變位 u_f 。
- (2) 決定消能目標位移 u_{\max} ，定出位移折減率的目標值 $R_d = u_{\max} / u_f$ ，同時求得加速度折減率 R_a ，從消能性能曲線中選出滿足目標值 R_d 的 K_b^*/K_f 與 K_d''/K_f 的組合。

第三章 消能基本概念

由 1994 年之美國加州北嶺地震、1995 年之日本阪神地震和 1999 年台灣集集地震顯示，依目前耐震設計規範設計之建築物除少數以外，大多能夠保障住戶生命安全，但大量建築物內設備與維生管線都受到相當程度之損害使得經濟上之損失非常嚴重。此種鉅大之損失，已引起各國社會之恐慌與不滿。有鑑於此，美日下一代以建築物使用功能為基準之耐震設計規範，將重視震後的受害程度，甚至考慮震後修復費用與時間。

一幢建築物的初始興建成本加上使用期間的修復成本為該幢建築物的全部成本。考慮震後使用功能的耐震設計規範，就是希望能獲得最低的建築全部成本，保障業主的最大經濟效益。現代建築的規模日趨龐大，機能也很複雜，建築結構體的造價僅為全部投資的一小部份，一旦受震害，設備的損失可能遠大於結構體的損失。目前的規範雖能保障生命安全，但沒有考慮震後結構體與設備的修復費用與時間，已經不符社會需求。更嚴重的是美國保險公司在北嶺地震後，理賠金額遠超過全部保險金收入的數十倍。因此很多公司拒絕承攬地震保險，而造成為另一個社會問題。可見今後的耐震設計規範發展趨勢，除保障生命安全外，也應兼顧建築物震後使用功能與震後修復成本的經濟效益。

有鑑於此，自 1992 年起，美國加州結構工程師協會 (SEAOC) 組成一個特別委員會 Vision 2000 (SEAOC, 1995)，擬完成新的耐震設計規範，包括設計方法、施工管理與使用管理之規定，俾使所設計之建築物可以估算震後損害程度甚至其修復費用。日本建設省建築研究所從 1995 年阪神地震後，也開始著手規劃震後使用功能規範及其相關規定(ATC, 1995)。台灣地區位處環太平洋地震帶，大小地震不斷，尤其在 921 集集地震後，更突顯出現行建築物耐震設計規範正遭受到嚴苛的考驗，國人目前除致力於現有建築物之耐震評估與補強外，也應開始籌備下一部能夠兼顧生命安全與震後受害程度甚至修復費用的新耐震設計規範。

第一節 性能目標

壹、功能設計法(Performance-Based Design)

(一) 功能設計法的特點

在目前的耐震設計規範中有一個所謂的重要因子(Important factor, I)，用來針對不同重要性的建築物給予不同的地震力放大係數。而在功能設計法中，對於重要性不同的建築物，則要求不同的震後損害程度(Performance Level)；在地震規模大小(Earthquake Level)方面，除了目前常用的 475 年回歸週期或是 50 超越機率 10% 的設計地震之外，再加入一般常發生的中、小地震以及強烈地震所可能造成之損害考量。由此可見，功能設計法對於結構物耐震設計的要求，已經不是所謂大震不倒、小震不壞的二分法，而是必須在某個地震震度下滿足一指定的損害程度。

目前與功能設計相關的文獻除 SEAOC Vision 2000 與日本建築研究所外尚包括 ATC-33 (FEMA273, FEMA274, 1997)、ATC-40 (1996)、EERC (FEMA283, 1995)、

ATC-34 (1995)等。其中 SEAOC Vision 2000 只提出功能設計的觀念而已，並無具體或量化的方法來達成預期之目標，而 ATC-34 僅複述 SEAOC Vision 2000 的觀念，並無其他相關內容；FEMA273, 274 為美國聯邦急難救助署(Federal Emergency Management Agency)於 1997 年公佈之設計指引，係供震後需復建之建築物使用 (Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building)，此書較具功能設計雛形，其非線性靜力分析法係以係數法(Coefficient Method)決定建築物之目標位移(Target Displacement)；ATC-40 是針對混凝土建築物震後的評估與補強(Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings)，其所採用的非線性靜力分析法，容量譜法 Capacity Spectrum Method, 係為位移設計法中一重要設計方法。值得一提的是 FEMA273 與 ATC-40 都是針對已存在建築物做震後評估之用，對於使用功能設計法於新建築，尚無類似規範。

(二) 地震大小分類(Earthquake Level)

在功能設計法中，地震大小的分類仍然是以回歸週期或超越機率作為界定。SEAOC Vision 2000 委員會與日本建築研究所各自訂定了四種地震大小作為設計的考量，該兩研究機構所決定的四個地震大小大致上彼此相同，如表 3.1 所示【16】。由表中可知，目前耐震設計規範所使用的 475 年回歸週期設計地震相當於功能設計法中的稀有地震。由此可見，功能設計法已經不是單一設計地震為主，而是可以針對不同地震大小來指定建築物的行為反應，藉此當作建築結構物的設計需求。

除了上述的分類方式外，ATC-40 有關 RC 建築物耐震評估的研究報告書中，則是採用比較簡單的分類方式表 3.2，區分成服務地震(serviceability earthquake)、設計地震與最大地震(maximum earthquake)三級，分別對應 73 年、475 年與 970 年回歸週期，或是 50%、10%與 5%的 50 年超越機率；而 FEMA 273 則區分成表 3.2 基本安全地震 1 (basic safety earthquake 1)與基本安全地震 2 (basic safety earthquake 2)二級，分別對應 475 年與 2475 年回歸週期，或是 10%與 2%的 50 年超越機率。由此可知，未來結構耐震設計除了必須考慮以往既有的設計地震外，尚要考慮在常時地震下的行為與極強烈地震下結構的功能性。

表 3.1 功能設計法中地震大小分類表(一)

地震大小 (earthquake level)	SEAOC Vision 2000		日本建築研究所	
	回歸週期	50 年超越機率	回歸週期	50 年超越機率
經常性(小震)	43 年	100%	50 年	92%
偶而(中震)	73 年	50%	100 年	39%
稀有(強震)	475 年	10%	500 年	9.5%
極稀有(烈震)	970 年	5%	1000 年	4.9%

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

表 3.2 功能設計法中地震大小分類表(二)

地震大小 (earthquake level)	ATC 40		FEMA 273	
	回歸週期	50 年超越機率	回歸週期	50 年超越機率
1	73 年	50%	475 年	10%
2	475 年	10%	2475 年	2%
3	970 年	5%		

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(三) 功能設計等級(Performance Level)

建築物在各種破壞因素(ground shaking, ground fault rupture, soil liquefaction, lateral spreading, landsliding and differential settlement)下所造成的結構損害，無論是結構性桿件或是非結構性構材，其損害程度和地震大小都有相當直接的關係。為了確保結構物在地震後仍具備應有功能(function)，結構物的結構性桿件、非結構性構材與設備的損害程度需受到一定程度的限制。以 SEAOC Vision 2000 為例，結構物的受害程度如表 3.3 所示，其主要以層間變位角(Drift Ratio)來量化。由表 3.3 可知，進行功能設計時可以按照建築結構物的重要性，規定個別不同的受害程度，藉此來確保建築結構物於震後的使用功能。

表 3.3 SEAOC Vision 2000 建議的結構損害程度

損害等級與結構功能性	說明	層間變位角限制
無害：照常使用 (fully operational)	結構體與設備毫無損害	0.2%
小害：可使用 (operational)	結構體無損，重要設備物輕微受損 但可立即修復	0.5%
中害：人命安全 (life safety)	結構體受損但仍相當安全，設備物 損害需要較長時間才可修復	1.5%
大害：接近崩塌 (near collapse)	結構體嚴重受損但不會倒塌，設備 物與非結構體完全破壞	2.5%
結構體崩塌 (collapse)	結構體完全崩塌	> 2.5%

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

除了上述的分類方式外，在 ATC-40 之 RC 建築物耐震評估的研究報告書中，則是分別對於結構體與非結構體的損害程度給予分級。其中結構體的損害程度分為：可立即使用(immediate occupancy, SP-1)、可控制之損害 (damage control, SP-2)、人命安全(life safety, SP-3)、結構安全(limited safety, SP-4)與結構保持穩定(structural stability, SP-5)等五級；非結構體的損傷程度則分成：正常運作(operational, NP-A)、

可立即使用(immediately occupancy, NP-B)、人命安全(life safety, NP-C)與降低危害(hazards reduced, NP-D)等四級。建築物整體的損害程度(performance level)則可以由結構體與非結構體的損害程度共同決定，共可分成四級：正常運作(operational)、可立即使用(immediately occupancy)、人命安全(life safety)與結構保持穩定(structural stability)。

FEMA 273 的規定則與 ATC-40 相似，其亦分別對結構體與非結構體的損害程度給予分級。其中結構體的損害程度分為三級：可立即使用(immediate occupancy, S-1)、人命安全(life safety, S-3)與結構不倒塌(collapse prevention, S-5)；非結構體的損傷程度則分成：正常運作(operational, N-A)、可立即使用(immediately occupancy, N-B)與人命安全(life safety, N-C)等三級。建築物整體的損害程度(performance level)則可以由結構體與非結構體的損害程度共同決定，共可分成四級：正常運作(operational, 1-A)、可立即使用(immediately occupancy, 1-B)、人命安全(life safety, 3-C)與結構不倒塌(collapse prevention, 5-E)。

(四) 功能設計目標(Performance Objective)

在地震大小與建築物整體的損害程度決定後，便可以針對不同重要性要求，規定結構物在不同地震下應具備的損害程度來進行功能設計。以 SEAOC Vision 2000 為例，可能的設計目標如表 3.4 所示。

表 3.4 結構設計目標

可能的結構設計目標 (performance objective)		結構損害程度			
		照常使用	可使用	人命安全	接近崩塌
地震大小	經常(frequent)	C	NG	NG	NG
	偶而(occasional)	B	C	NG	NG
	稀有(rare)	A	B	C	NG
	極稀有(very rare)	None	A	B	C

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

表 3.4 中 A 級(safety critical objective)表示極重要建築，通常是指儲存有具毒性、爆炸性等危險物品的建築物；B 級(essential and/or hazardous objective)則是必須在地震過後仍能維持其運作功能以救濟大眾的建築物；C 級(basic objective)則是一般建築物；NG(unacceptable performance)則是指不能接受之結構行為。對儲存多量具有毒性、爆炸性等危險物品之建築物而言，要求其在小震、中震甚至強震後都應能正常使用毫無損壞，只有在烈震發生時能有些微損壞但可迅速修復；對地震災害發生後必須維持機能以救濟大眾的重要建築物而言，Vision 2000 要求其在小震及中震後能正常使用毫無損壞，強震後僅些微損壞可迅速修復，而即使在烈震後也要能保障人生命安全；對一般建築而言，則要求其在小震後毫無損壞，中震後僅些微損壞，強震後生命無虞，烈震後不至倒塌。這些當然比目前規範訂定者嚴格許多，為

徹底管制各地震力下結構之層間變位角，在地震時結構之非線性側向位移變形跟樓層剪力關係圖便成為非常重要的判斷資訊。在 ATC-40 與 FEMA 273 也有類似表 3.4 的結構行為目標對應表。

貳、各種耐震設計方法之比較

為能確實掌握結構物在各地震下之行為，在結構設計階段，結構工程師必須多次試誤，有的是線性分析，有的是非線性分析，直到不同回歸地震時的受害程度滿意為止。在試誤過程中，桿件應力比、樓層相對變位角、結構反應(位移、速度、加速度)、整體結構韌性比、消耗能量等參數都會影響到整體結構的受害程度。因此必須多管齊下參與試誤才行。為做好功能設計，Vision 2000 按建築物的複雜程度，提出未來可行的設計方法分別為：

(一) 全方位設計法(Comprehensive Design)

使建物生命週期之全部累積成本最小，累積成本為初始成本及地震損害修護費用之和。此法雖能對結構有一整體詳細考量，但需收集大量之資料及複雜的分析和研究，不適用於一般的設計，只適用於設計規範或重要建築物的驗算參考。

(二) 位移設計法(Displacement Based Design)

此法以位移而非以力量為耐震設計之參數，透過對結構樓層位移或層間變位角之控制作為對結構功能之控制。結構物於地震力作用下之非線性位移藉由線性方法間接求得，非線性位移求得後即可據此估算各元件之設計力。

(三) 能量設計法(Energy Based Design)

基於假設建築物之損害直接與能量輸入和結構之消能能力有關，故先估計地震的輸入和需求再設計結構，以使結構吸收和消散之能量大於需求。在地震太強的地區，無法以傳統設計方法得到合理有效的設計結果時，此法特別有效。

(四) 力/強度設計法(General Force / Strength Design)

目前最常用的方法如 UBC、NEHRP、部頒耐震設計規範，其先決定結構的設計地震力，並分佈地震力於樓層高度上，再設計各桿件使其具有足夠強度以抵抗側力，並以嚴格細部設計來達到充分之韌性。

參、被動消能減震技術

隨著各種結構控制技術的發展，目前可用來提昇結構耐震能力的方法，除一般的耐震韌性設計外，尚可利用外加的消能裝置或是隔震系統，來消散或減少地震輸入之能量；近幾年來也漸漸開始採用特殊材料對原有結構進行補強，以提高其變形能力或是韌性。就目前已有可降低結構物損傷或是降低地震需求的設計策略大致可分為下面幾種。當然，採用不同的設計策略就有其對應的設計方法，無論採用何種設計策略，其目的不外乎就是要使建築結構物在地震下的行為滿足預期的行為目標。

(1) 增加建築結構物的強度(strength)或勁度(stiffness)：例如採用剪力牆或是斜撐構

架，以降低結構體因外力所造成的變形。

- (2) 增加建築結構物的變形能力(deformation capacity)：例如採用外加的特殊材料增加 RC 柱的圍束力，以提高其延展性(ductility)。
- (3) 降低結構桿件的地震需求：例如採用消能裝置或是隔震系統，以提高結構物的阻尼比或是減少地震能量輸入。

土木結構(含舊有結構及一些新設計結構)於近年的大地震中，如 1994 年美國加州北嶺地震及 1995 年日本關西阪神地震，均遭受到極大的破壞。然而一些使用消能減震技術的老舊結構及新設計結構卻相對地表現良好，因此，消能減震技術於結構耐震上的應用已逐漸趨於成熟並逐漸地被工程界接受為一有效的結構防震方法。被動消能技術的基本原理在於藉由外加之「消能裝置」來提高整體結構阻尼降低結構在地震下反應。此類技術與傳統以結構強度與韌性來抵抗地震或其他振動的耐震設計方法迥然不同，目前已達實用階段。

第二節 阻尼比與結構動力

結構之阻尼係表示該結構系統的摩擦、阻抗等能量消耗特性。傳統結構之阻尼主要來自結構接頭處的鬆弛、結構元件與非結構元件間的摩擦、結構材料的非完全彈性、混凝土的微裂縫等因素組合，而被動消能系統(Passive Energy Dissipation System)則利用消能裝置以提高結構阻尼降低結構在地震下之反應與韌性需求。近年來，由於被動控制技術已臻成熟達實用階段，故由美國首先將消能系統納入設計規範中。然而，各規範用的阻尼折減係數皆由黏滯阻尼對中週期(0.3~2.0 秒)「彈性結構」之「位移」影響而推得，但卻應用於折減「力量」，此乃基於 $S_a = PS_a \equiv \omega^2 S_d$ 之假設，在此假設下阻尼對位移、速度、加速度均有相同之折減係數；但真正的情形是「 $S_a \neq PS_a$ 、 $S_v \neq PS_v$ 」，尤其是在結構阻尼比越大時差異越大，當然此時阻尼對位移、速度與加速度之折減係數也就各不相同了。

對一假設為黏滯阻尼(viscous damping)而受外力 $p(t)$ 之單自由度彈性系統(Single-Degree-of-Freedom System, SDOF)而言，其運動方程式可表示為

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \dots\dots\dots(3.1)$$

式中 $m, c, k, u(t), \dot{u}(t)$ 與 $\ddot{u}(t)$ 分別為該系統之質量、阻尼、勁度、位移、速度與加速度。為方便以下討論，先定義 S_d, S_v, PS_v, S_a 與 PS_a 之意義為：

$$S_d \equiv |u(t)|_{\max} = \text{週期不同的單自由度系統在外力(例：諧和載重或地震力等)作用下之最大相對位移反應之譜值。} \dots\dots\dots(3.2)$$

$$S_v \equiv |\dot{u}(t)|_{\max} = \text{週期不同的單自由度系統在外力作用下之最大相對速度反應之譜值。} \dots\dots\dots(3.3)$$

$$S_a \equiv |\ddot{u}'(t)|_{\max} = |\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)|_{\max} = \text{週期不同的單自由度系統在外力作用下之最大絕對加速度反應之譜值。} \dots\dots\dots(3.4)$$

$$PS_v \equiv \omega S_d = \text{最大相對擬-速度反應之譜值(spectral pseudo-velocity)} \dots\dots\dots(3.5)$$

$$PS_a \equiv \omega^2 S_d = \text{最大絕對擬-加速度反應之譜值(spectral pseudo-acceleration)} \dots\dots\dots(3.6)$$

其中 PS_v 與 PS_a 各加一個「擬 (pseudo)」字，因為此二者並非真正之最大相對速度與最大絕對加速度，而是利用 S_d 計算而來的。由於 S_d 、 PS_v 、 PS_a 間存在式(3.5)與(3.6)的關係，故可將其同時繪於一張三相對數圖上，但 S_d 、 S_v 、 S_a 是否可同時繪於一張三相對數圖上，則端視 S_v 是否等於 PS_v 和 S_a 是否等於 PS_a 而定。

將式(3.1)運用 $\omega = \sqrt{k/m}$ 及 $c = 2m\omega\xi$ 關係，並將結構阻尼分為結構本身固有阻尼(inherent damping, ξ_i)與消能裝置所提供之阻尼(ξ_{EDS})，則可得式(3.7)。

$$f_I(t) + f_p(t) + f_{d,EDS}(t) = 0 \dots\dots\dots(3.7)$$

其中 $f_I(t)$ = 慣性力； $f_p(t)$ = 除阻尼裝置外所受之力，可視為未加阻尼器結構之設計力、彈性力 $f_s(t)$ 、以及由固有阻尼所產生之阻尼力 $f_{d,i}(t)$ ； $f_{d,EDS}(t)$ = 阻尼裝置所受之阻尼力。

由式(3.7)知，真正用來設計未加阻尼器結構的力量應該是 f_p ，而設計連接阻尼裝置所用之斜撐則是阻尼力 $f_{d,EDS}$ ，並不是以慣性力 f_I 來設計未加阻尼器結構，慣性力只是整個結構之「總設計力」。此系統之慣性力反應譜 f_I 、未加阻尼器結構設計反應譜 f_p 、彈性力反應譜 f_s 之意義為：

$$f_I = \left| m\ddot{u}'(t) \right|_{\max} = m \left| \ddot{u}'(t) \right|_{\max} = mS_a \dots\dots\dots(3.8)$$

$$f_s = \left| ku(t) \right|_{\max} = \left| m\omega^2 u(t) \right|_{\max} = m\omega^2 S_d = mPS_a \dots\dots\dots(3.9)$$

$$f_p = \left| \omega^2 mu(t) + 2m\omega\xi_i \dot{u}(t) \right|_{\max} \dots\dots\dots(3.10)$$

文獻【17】討論美國各建築物設計規範中用於被動消能系統之阻尼折減係數(B)和設計力，並利用 8 筆地震之平均結果，比較黏滯阻尼對位移、速度與加速度，以及對慣性力、彈性力及阻尼力之影響，歸納如下結論。首先定義阻尼對位移、速度、加速度之折減係數為 B_d 、 B_v 、 B_a ，阻尼對系統之慣性力反應譜 f_I 、未加阻尼器結構設計反應譜 f_p 、彈性力反應譜 f_s 之折減係數為 B_{f_I} 、 B_{f_p} 、 B_{f_s} 。

- (1) 在諧和載重(如, 風力)下， $S_v = \beta PS_v$ 、 $S_a = \beta^2 PS_a$ ，而阻尼不論是對位移、速度、加速度、慣性力、彈性力、未加阻尼器結構設計力都有相同的折減量 $B_d = B_v = B_a = B_{f_I} = B_{f_s} = B_{f_p}$ 。
- (2) 在諧和地表加速度下， $S_v = \beta PS_v$ 、 $S_a = \sqrt{1 + (2\xi\beta)^2} PS_a$ 、 $B_d = B_v \neq B_a$ 、 $B_{f_I} = B_a$ 、 $B_{f_s} = B_{f_p} = B_d$ 。
- (3) 在地震力下， $B_d \neq B_v \neq B_a$ 尤其是在系統阻尼越高週期越長時、若誤用將產生不保守之設計、而 $B_{f_I} = B_a$ 、 $B_{f_s} = B_d \approx B_{f_p}$ 。

- (4) 各阻尼折減係數除受系統阻尼影響外，尚與系統週期相關，規範不分週期都用相同 B 值，將導致不保守的情形發生。
- (5) 位移設計法使用位移反應譜並配合阻尼對位移反應譜的折減係數 B_d 值來做設計，可得較簡單也較為準確之結果。
- (6) 若結構之額外阻尼係來自結構本身，則設計力為慣性力 $f_I = B_a m S_{a, \xi=5\%}$ 。
- (7) 若結構之額外阻尼係來自外加之消能裝置，則未加阻尼器結構與消能裝置應分開設計，未加阻尼器結構之設計力可以位移反應譜 $f_p \approx B_d \omega^2 m S_{d, \xi=5\%}$ 或擬加速度反應譜 $f_p \approx B_d m P S_{a, \xi=5\%}$ 求得，而消能裝置之設計力為 $f_{d, EDS} = 2 B_v m \omega \xi_{EDS} S_{v, \xi=5\%}$ 。
- (8) 現行消能規範以 $S_a = P S_a$ 之假設，所得設計力雖然與未加阻尼器結構設計力 f_p 相同，但 f_p 為近乎正確解之未加阻尼器結構設計力，阻尼對其有絕對同等於位移之貢獻，而規範之設計力則遭受眾多質疑，且規範中並未言明其所訂設計力為用以設計整體消能結構之慣性力或僅用於不含消能裝置之結構設計力。

第三節 初步設計（消能曲線）

壹、Kasai 消能性能曲線

現行規範雖建議了結構加裝線性黏性阻尼器之整體阻尼比估算公式，然而設計上尚需面臨其餘問題，諸如阻尼比之決定、裝置阻尼器之斜撐勁度之影響等。Kasai 以單自由度模型建立起「消能性能曲線」供設計者參考【4、18、19】，其優點為直接反映出阻尼器阻尼常數大小及斜撐勁度等設計參數對減震系統減震效果之影響，並可延伸做為多自由度系統設計之依據。其中雖存有諸多假設性之簡化，仍不失為十分具參考價值之設計圖表。

貳、黏性及黏彈性阻尼器之力學行為

假設一黏彈性阻尼器承受一正弦振盪之擾動，因阻尼器有彈性儲存勁度之故，阻尼力隨著頻率不同而產生變化，則阻尼力 F_d 與位移 u_d 之相角差將不再為 90° ，因此力與變形之關係可分別表示為：

$$u_d(t) = u_{\max} \sin \omega t \dots\dots\dots (3.11)$$

$$F_d(t) = F_{d0} \sin(\omega t + \delta) \dots\dots\dots (3.12)$$

$$= F_{d0} \cos \delta \sin \omega t + F_{d0} \sin \delta \cos \omega t \dots\dots\dots (3.13)$$

其中， F_{d0} ：阻尼力之振幅

δ ：阻尼力與位移之相角差

令

$$K'_d = \frac{F_{d0}}{u_{\max}} \cos \delta \dots\dots\dots (3.14)$$

$$K''_d = \frac{F_{d0}}{u_{\max}} \sin \delta \dots\dots\dots (3.15)$$

則

$$F_d(t) = K'_d u_{\max} \sin \omega t + K''_d u_{\max} \cos \omega t \dots\dots\dots (3.16)$$

$$= K'_d u_d(t) + K''_d u_d(t + \frac{\pi}{2\omega}) \dots\dots\dots (3.17)$$

K'_d 即彈性儲存勁度(Storage Stiffness)， K''_d 為損失勁度(Loss Stiffness)，可看出此時阻尼力不僅包含與位移 90° 反相(90° Out-Of-Phase)之 K''_d ，亦包含與位移同相之 K'_d 。

在此僅就 $\alpha = 1$ 之線性黏性阻尼器進行詳細討論【34】，即

$$F_d = C_0 |\dot{u}_d| \text{sgn}(\dot{u}_d) \dots\dots\dots (3.18)$$

當阻尼器活塞運動的位移為一正弦函數時

$$u_d = u_{\max} \sin \omega t \dots\dots\dots (3.19)$$

其中， u_d ：阻尼器活塞運動之位移

u_{\max} ：阻尼器活塞運動之振幅

ω ：阻尼器活塞運動之頻率

黏性阻尼器產生之阻尼力量值為

$$F_d = C_0 \omega u_{\max} \cos \omega t \dots\dots\dots (3.20)$$

黏性阻尼器之阻尼力亦可用公式(3.16)來表示，其中 $K'_d = 0$ ， $K''_d = C_0 \omega$ 。

首先將線性黏性阻尼器與斜撐串聯，形成等效小系統 A，如圖 3.1(a)所示。其中 K_b 代表斜撐勁度，與系統位移同相； K''_d 代表阻尼器之損失勁度， K''_d 直接反映阻尼器阻尼常數值，與位移呈 90° 相差； K'_a 、 K''_a 分別代表小系統 A 之儲存勁度(與位移同相)及損失勁度； u_b 、 u_d 、 u_a 、 F_b 、 F_d 、 F_a 則分別代表斜撐、阻尼器及等效小系統 A 之變形量及受力。假設小系統 A 之變形為一正弦振盪，由串聯之特性，斜撐、阻尼器與等效小系統間之關係應為：

$$u_b(t) + u_d(t) = u_a(t) = u_{a\max} \sin \omega t \dots\dots\dots (3.21)$$

$$F_b(t) = F_d(t) = F_a(t) = K'_a u_{a\max} \sin \omega t + K''_a u_{a\max} \cos \omega t \dots\dots (3.22)$$

其中， $u_{a\max}$ ：系統振盪之振幅

ω ：系統振盪頻率

可將斜撐位移(u_b)和阻尼器位移(u_d)分別表示為

$$u_b(t) = \frac{F_b(t)}{K_b} \dots\dots\dots (3.23)$$

$$u_d(t) = \frac{F_d(t - \pi/2\omega)}{K_d''} \dots\dots\dots (3.24)$$

將式(3.21)、(3.22)、(3.23)與(3.24)整理可得以下表示式

$$\left(\frac{K_a'}{K_b} + \frac{K_a''}{K_d''}\right) \sin \omega t + \left(\frac{K_a''}{K_b} + \frac{K_a'}{K_d''}\right) \cos \omega t = \sin \omega t \dots\dots\dots (3.25)$$

利用比較係數後可求得小系統 A 之儲存勁度 K_a' 、損失勁度 K_a'' 以 K_b 、 K_d'' 表示：

$$K_a' = \frac{K_b K_d''^2}{K_b^2 + K_d''^2} \dots\dots\dots (3.26)$$

$$K_a'' = \frac{K_b^2 K_d''}{K_b^2 + K_d''^2} \dots\dots\dots (3.27)$$

若使用黏彈性阻尼器，須考慮阻尼器儲存勁度 K_d' ，則小系統 A 之儲存勁度 K_a' 、損失勁度 K_a'' 以 K_b 、 K_d' 與 K_d'' 可表示：

$$K_a' = \frac{(K_b + K_d')K_b K_d' + K_d' K_d''}{(K_b + K_d')^2 + K_d''^2} \dots\dots\dots (3.28)$$

$$K_a'' = \frac{K_b^2 K_d''}{(K_b + K_d')^2 + K_d''^2} \dots\dots\dots (3.29)$$

其次將小系統與側向位移勁度 K_f 之構架並聯成為此處所討論之單自由度系統模型，如圖 3.1(b)所示，單自由度模型之儲存勁度(K')將由構架本身之側向勁度(K_f)和小系統之儲存勁度(K_a')線性疊加組成，而單自由度模型之損失勁度(K'')將由小系統之損失勁度(K_a'')貢獻。假設此時系統之變形為一正弦振盪，整個系統之受力亦可表示為構架內力與小系統內力之和，則系統之受力($F(t)$)可表示為：

$$\begin{aligned} F(t) &= K' u_{\max} \sin \omega t + K'' u_{\max} \cos \omega t \\ &= (K_f + K_a') u_{\max} \sin \omega t + K_a'' u_{\max} \cos \omega t \dots\dots\dots (3.30) \end{aligned}$$

計算一個週期反應中，阻尼器所作之功 W_D 以及系統最大彈性應變能 W_s ，因此系統因阻尼器而增加之阻尼比 ξ_a 應為

$$\xi_a = \frac{W_D}{4\pi W_s} = \frac{K_a''}{2(K_f + K_a')} \dots\dots\dots (3.31)$$

定義無因次參數，分別為

$$\alpha_a = K'_a / K_f : \text{小系統勁度比(Added Stiffness Ratio)}$$

$$\alpha_b = K_b / K_f : \text{斜撐勁度比(Brace Stiffness Ratio)}$$

$$\alpha_d'' = K_d'' / K_f : \text{阻尼器損失勁度比(Damper Loss Stiffness Ratio)}$$

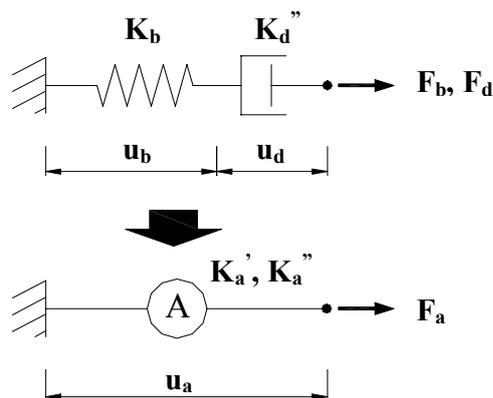
$$\eta_d = K_d'' / K'_d : \text{阻尼器損失因子(黏性阻尼器 } \eta_d = \infty)$$

因此，式(3.30)可表為

$$F(t) = u_{\max} K_f (1 + \alpha_a) [\sin \omega t + 2\xi_a \cos \omega t] \\ = u_{\max} K_f (1 + \alpha_a) \sqrt{1 + 4\xi_a^2} \sin(\omega t + \delta) \dots\dots\dots(3.32)$$

其中， $\delta = \tan^{-1} 2\xi_a$

(a)



(b)

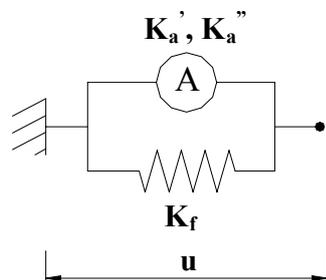


圖 3.1 裝設黏性阻尼器之單自由度典型 MRF (a)斜撐與阻尼器串聯之小系統 (b)MRF 構架與小系統並聯為整體結構

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

由圖 3.2 及圖 3.3 之結果可作下列幾點討論：

- 1、由圖 3.2 可知，斜撐勁度不夠大時， α_a 將隨著 α_d'' 之增加而增加。由於系統之儲存勁度為 $K_f(1 + \alpha_a)$ ，儲存勁度關乎系統週期，上述結果顯示若斜撐勁度不足，系統週期將因阻尼器之裝置而下降。反之，當 α_b 趨近無窮大， α_a 將趨近零，即一般常假設阻尼器不干擾系統週期之情形。
- 2、圖 3.3 顯示當斜撐勁度不夠時， α_d'' 超過某個數值後， ξ_a 會開始下降，即阻尼器之阻尼常數 C 愈大，系統之阻尼比反而降低。
- 3、由圖 3.3 觀察得知，不同的 α_b 所對應的曲線，其 ξ_a 的極大值亦不相同，當 $\alpha_d'' = \alpha_b / \sqrt{1 + \alpha_b}$ 時， $\xi_{a,peak} = \alpha_b / 4\sqrt{1 + \alpha_b}$ ，由此即可看出 α_b 的大小將影響整體阻尼比之最大值。

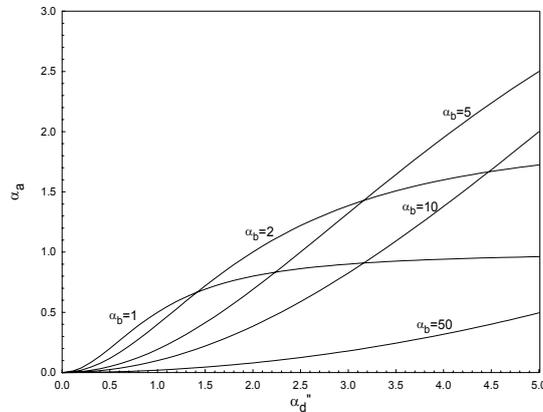


圖 3.2 對應不同之斜撐勁度勁度比 (α_b) 和 Damper Loss Stiffness Ratio (α_d'') 時，系統所得之 Added Stiffness Ratio (α_a)

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

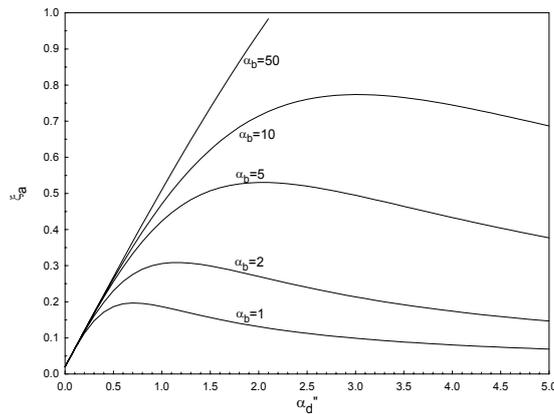


圖 3.3 對應不同之斜撐勁度勁度比 (α_b) 和 Damper Loss Stiffness Ratio (α_d'') 時，系統所增加之整體阻尼比 (ξ_a)

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

消能性能曲線圖形之 X 及 Y 軸分別為阻尼器裝設後與裝設前位移及加速度反應譜值之比。由上述之推導得知阻尼器及斜撐之裝設，將導致構架阻尼比及勁度產生變化，若將此變化轉換為反應譜值之變化率，繪於前述座標軸上，則阻尼器阻尼常數及斜撐勁度對系統減震效果之影響便可一目了然，此即消能性能曲線之意義。

繪製消能性能曲線，需先掌握因週期及阻尼比之變化所引起反應譜值之改變。首先推導 S_a 和 S_{pa} 之間的關係，根據式(3.32)以及反應譜的定義可得到

$$S_a = \sqrt{1 + 4\xi^2} S_{pa} \dots\dots\dots (3.33)$$

其中， S_d ：位移反應譜值(Spectral Displacement)

S_a ：加速度反應譜值(Spectral Acceleration)

S_{pa} ：擬加速度反應譜值(Pseudo-Spectral Acceleration)

由於考慮斜撐勁度後，將會改變未加阻尼器結構之週期與等效阻尼比，針對此一效應，可利用 NEHRP (2000)所提出之公式，即當系統週期並非很短時， S_{pa} 與系統週期成反比，因此，當系統週期改變時， S_{pa} 的變化可以下式表示

$$\frac{S_{pa}(T)}{S_{pa}(T_o)} = \left(\frac{T_o}{T}\right) \dots\dots\dots (3.34)$$

其中， T_o ：裝置阻尼器及斜撐前之週期

T ：裝置阻尼器及斜撐後之週期

此外，因裝設阻尼器後對系統位移之改變，可根據 Kasai 以及在 NEHRP (1994) 所建議之公式加以模擬

$$D_\xi = \frac{S_d(\xi)}{S_d(\xi_o)} = \frac{\sqrt{1 + 25\xi_o}}{\sqrt{1 + 25\xi}} \dots\dots\dots (3.35)$$

其中， ξ_o ：裝置阻尼器及斜撐前之系統阻尼比

ξ ：裝置阻尼器及斜撐後之系統阻尼比

由式(3.33)、(3.34)和(3.35)可導得消能性能曲線之 X 軸(即位移反應譜比 R_{sd})

$$R_{sd} = \frac{S_d(\xi, T)}{S_d(\xi_o, T_o)} = \frac{\sqrt{1 + 25\xi_o}}{\sqrt{1 + 25\xi}} (1 + \alpha_a)^{-1/2} \dots\dots\dots (3.36)$$

其中， $\left(\frac{T}{T_o}\right)^2 = \left(\frac{K_f}{K'}\right) = \left(\frac{K_f}{K_f + K'_a}\right) = (1 + \alpha_a)^{-1}$

另者，消能性能曲線之 Y 軸(即加速度反應譜比 R_{sa})為

$$R_{sa} = \frac{S_a(\xi, T)}{S_a(\xi_o, T_o)} = \frac{S_a(\xi, T)}{S_a(\xi_o, T)} \frac{S_a(\xi_o, T)}{S_a(\xi_o, T_o)} = \sqrt{\frac{(1+25\xi_o)(1+4\xi^2)}{(1+25\xi)(1+4\xi_o^2)}} (1+\alpha_a)^{1/2} \dots\dots (3.37)$$

式(3.36)及式(3.37)之結果繪於圖 3.4。討論如下：

- 1、斜撐勁度增加可使折減效果更佳，Kasai 建議 α_b 值至少大於 5；大於 10 之後增加之效果已不顯著。
- 2、阻尼器之阻尼常數並非愈高愈好，即使斜撐勁度夠大，過高之阻尼常數(即過高之 α_d'' 值)，對位移之折減效果增加有限，但卻使加速度開始上升。對於線性黏性阻尼器之設計應同時考量加速度及位移同時有效地折減。

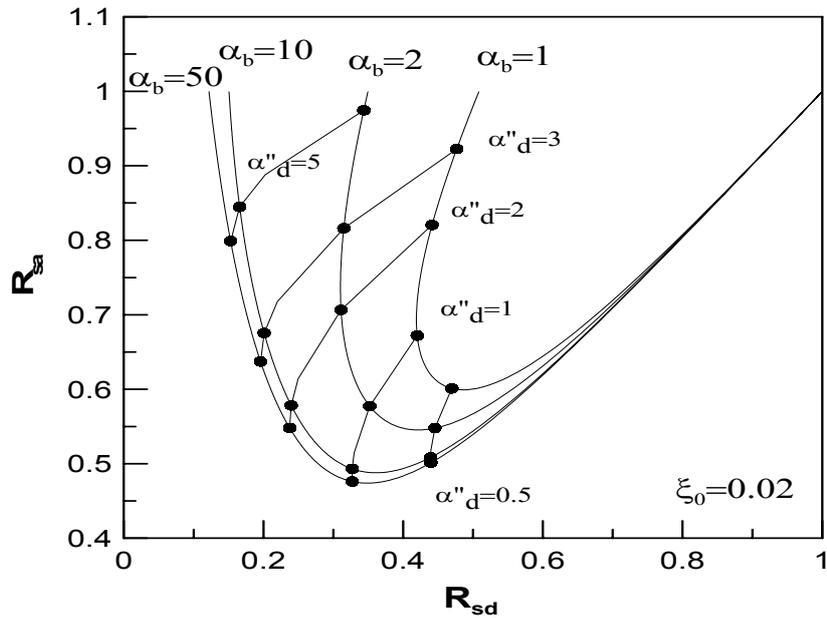


圖 3.4 當斜撐勁度勁度比(α_b)改變時，對應不同 Damper Loss Stiffness Ratio(α_d'')，所繪之消能曲線

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

第四章 液態黏性阻尼器

液態黏性阻尼器之發展及使用為源自於軍事用途上，而後陸續被應用於汽車工業、鋼鐵工業、渠道閘門、近海石油鑽探業及土木工程等工程領域上，成為協助結構體吸收外來輸入能量、消散衝擊力之重要元件【20】。於土木結構工程方面，液態黏性阻尼器為目前使用最為廣泛之結構消能裝置，此種裝置可以設計成線性黏性 (Linear Viscous) 與非線性黏性 (Nonlinear Viscous) 之力學行為。針對耐震而言，更已克服了流體之力學性質對於溫度變化敏感性的問題。除裝置液態黏性阻尼器之減震結構物能更有效地消散地震力及風力等輸入結構的能量外，隔震結構亦因其系統整體有效勁度下降致使位移量驟增，故使用阻尼器藉以增加其系統阻尼值，防止因過大的位移量所導致之相關問題。

本章節內容諸多參考國家地震工程研究中心之研究報告以及相關發表期刊文獻。

第一節 力學行為

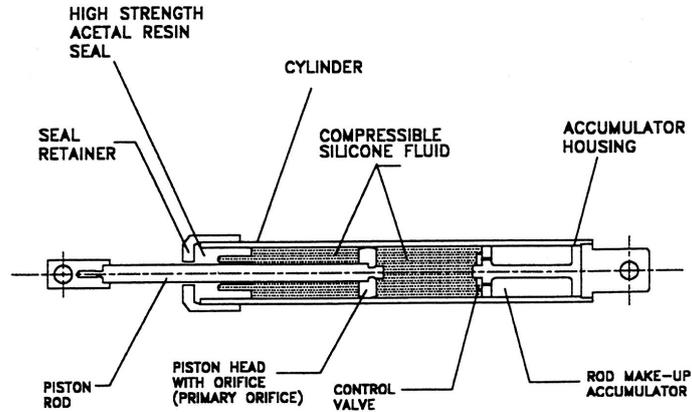
壹、液態黏性阻尼器之構造及作用機制

圖 4.1 為液態黏性阻尼器之基本構造圖，包含了高強度的筒身、油封、活塞桿、有小孔 (Orifice) 的活塞頭，並在阻尼器內填滿黏性矽基脂液體 (Silicone Oil)。藉由活塞運動，流體由阻尼器的一側經過活塞頭上的小孔流至另一側，在合金製成的恆溫器校正下，流體的流動將不因溫度的變化而產生太大影響 ($-30^{\circ}\text{C} \sim 54^{\circ}\text{C}$ 間維持穩定【21】)。液態黏性阻尼器的阻尼力來自流體流經活塞頭時，在活塞頭兩側產生的壓力差。因為流體的可壓縮性，當活塞運動進行時，隨著活塞桿進入筒身的部分越來越多，剩餘空間變小，流體體積將被壓縮，如此將導致阻尼器除了與位移呈 90° 相差的黏性力之外，另產生與位移同相的回復力，亦即阻尼器不僅只有損失勁度 (Loss Stiffness)，尚有儲存勁度 (Storage Stiffness) 出現。這種現象可藉由兩種方式改善【3、4、22】：一是在阻尼器內留下一個校正室 (Accumulator Housing) 如圖 4.1(a) 所示，透過調整閥 (Control Valve)，吸收或補充流體，避免彈性回復力的產生；或者如圖 4.1(b)，將活塞桿穿過整個阻尼器中容納流體的部分 (Run-through Rod)，則筒身容納流體的空間將不因活塞運動而改變。利用改變活塞頭上小孔的配置及內部機械構造，可改變流體的流動特性因而產生不同的阻尼力性質 (線性阻尼力、非線性阻尼力及不同之阻尼常數等)。

液態黏性阻尼器依其力學性質可分為線性黏性阻尼器與非線性黏性阻尼器兩種。線性黏性阻尼器為力量與速度成正比，非線性黏性阻尼器則是可在較小速度時即產生較線性阻尼器大之阻尼力，可更有效地控制結構受外力時之反應。因此，目前黏性阻尼器之市場以非線性黏性阻尼器為主，而線性黏性阻尼器則漸漸被取代。非線性阻尼器之優點可簡略例舉如下：(1) 非線性阻尼器之製造較線性阻尼器簡易；(2) 在相同出力極限時，線性與非線性阻尼器之造價相同，但非線性阻尼器之

出力極限需求往往小於線性阻尼器; (3) 一般情況下，非線性阻尼器之減震效益較線性阻尼器佳。

(a)



(b)

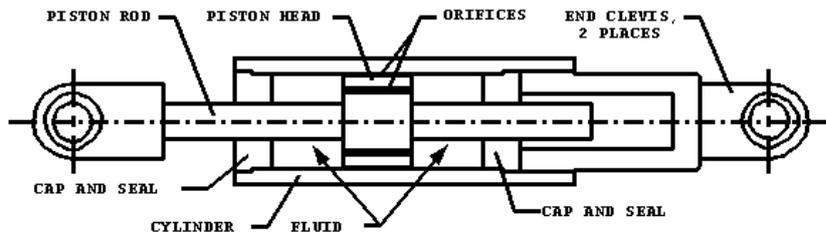


圖 4.1 液態黏性阻尼器構造圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

貳、液態黏性阻尼器之力學性質

液態黏性阻尼器理想的力學行為是阻尼力只與相對速度相關且同相，不具儲存勁度，其關係式如下式所示：

$$F_D = C|\dot{u}|^\alpha \text{sgn}(\dot{u}) \dots\dots\dots (4.1)$$

其中， F_D ：阻尼器產生之阻尼力

C ：阻尼器之阻尼常數

\dot{u} ：活塞運動速度

α ：非線性係數

$$\text{sgn}(\dot{u}) = +1, \dot{u} \geq 0$$

$$= -1, \dot{u} < 0$$

由式(4.1)可知，黏性阻尼器之阻尼力與速度同相，與位移成 $\pi/2$ 之相位差，所以構架上的阻尼器在構架位移最大，即樑柱系統受力最大時，所提供的阻尼力最少，故不會帶給構架樑柱系統太多額外負擔。

當 $\alpha = 1.0$ 為線性黏性之行為；而 $\alpha \neq 1$ (通常 $\alpha < 1.0$)，則為非線性黏性之行為。 $\alpha \leq 1.0$ 的情形較具實用價值，而 $\alpha > 1.0$ 目前在結構上尚未有具體之效益存在。由圖 4.2 可發現在較小的速度時，非線性阻尼器即可發揮較線性阻尼器大之阻尼力以協助結構抵抗外力；反之在較大速度時，非線性阻尼器之阻尼力增量變得有限，而線性阻尼器則維持固定比例增加，當超過某一定值，線性阻尼器之阻尼力反倒會大於非線性阻尼器之阻尼力。

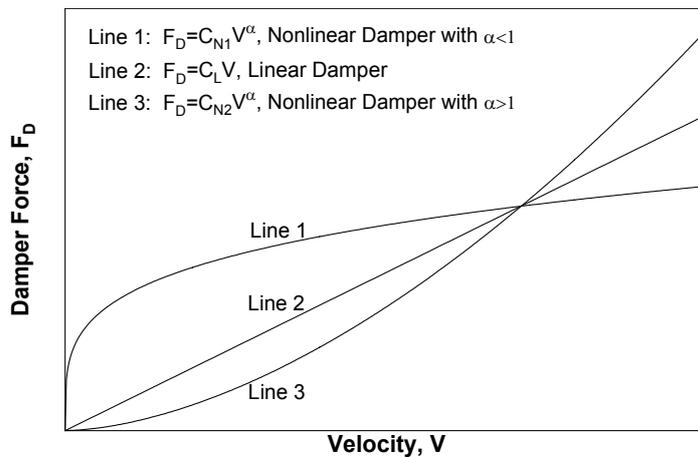


圖 4.2 線性與非線性阻尼器之阻尼力與速度關係

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

圖 4.3 為理想液態黏性阻尼器之力量與位移之遲滯迴圈，線性黏性阻尼器之遲滯迴圈為一完美橢圓形，而非線性阻尼器則隨 α 值之逐漸變小而似四角圓滑化之矩形。因黏性阻尼器不具儲存勁度(Storage Stiffness)，當構架裝設黏性阻尼器時，並不影響構架之自然頻率，故設計時較為方便。

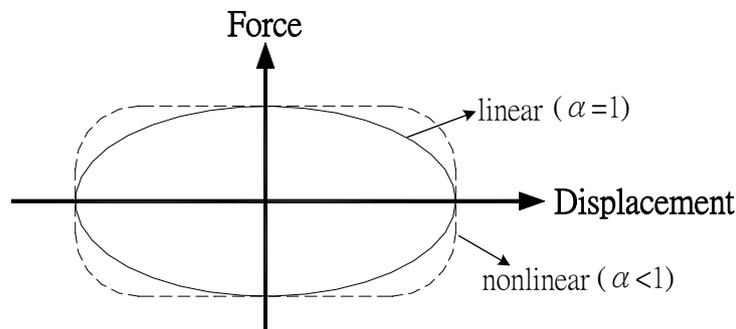


圖 4.3 線性與非線性阻尼器之力與位移遲滯迴圈

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

叁、液態黏性阻尼器力學性質之識別

為識別非線性液態黏性阻尼器之力學性質，以供後續設計與分析之參數使用，以下簡述識別之方法：

當阻尼器活塞運動的位移為一簡諧之正弦函數時

$$u(t) = u_0 \sin(\omega t) \dots\dots\dots (4.2)$$

其中， u ：阻尼器活塞運動之位移

u_0 ：阻尼器活塞運動之振幅

ω ：阻尼器活塞運動之角頻率

阻尼器產生之阻尼力由式(4.1)可得：

$$F_D = C |u_0 \omega \cos \omega t|^\alpha \dots\dots\dots (4.3)$$

當 $\alpha = 1.0$ ，為線性阻尼力行為，由式(4.3)可得：

$$(F_D)_{\max} = C u_0 \omega \dots\dots\dots (4.4)$$

因此，阻尼常數 C 可由下式求得：

$$C = \frac{(F_D)_{\max}}{u_0 \omega} = \frac{(F_D)_{\max}}{(\dot{u})_{\max}} \dots\dots\dots (4.5)$$

當 $\alpha < 1.0$ ，為非線性阻尼力行為，由式(4.3)可得：

$$(F_D)_{\max} = C (u_0 \omega)^\alpha = C (\dot{u}_{\max})^\alpha \dots\dots\dots (4.6)$$

將式(4.6)取自然對數值

$$\ln(F_D)_{\max} = \ln C + \alpha (\ln \dot{u}_{\max}) \dots\dots\dots (4.7)$$

其中， $(F_D)_{\max}$ ：正弦位移下阻尼力之最大值

\dot{u}_{\max} ：正弦位移下之速度最大值

利用式(4.7)，將 $(F_D)_{\max}$ 及 \dot{u}_{\max} 取對數值後進行線性迴歸分析，可得非線性阻尼器之力學性質，其中線性迴歸直線之斜率即為非線性係數 α ，而Y軸截距則等於 $\ln C$ 。

以下簡單介紹過去在國家地震工程研究中心執行之測試流程與分析數據說明。分別執行阻尼器性質曲線測試和阻尼器性能測試，各試件取5個完全正弦波循環，並比較任一循環中於零位移所對應之最大最小出力之差異，以及比較每一循環之遲滯迴圈面積之差異。計算不同速度情況下之出力情形，並將此測試結果繪成速度—出力曲線。由以上方法，可以計算出各測試件在不同速度情況下的出力情形，並根據廠商提供之出廠設計理論值，可得不同速度情況下，出力之實驗值與理論值（如圖4.4所示），比較其出力之實驗值與理論值之誤差皆在10%以內，比較任一循環中於零位移所對應之最大最小出力之差異，以及比較每一循環之遲滯迴圈面積之差異（如圖4.5所示），以滿足現行規範條文規定

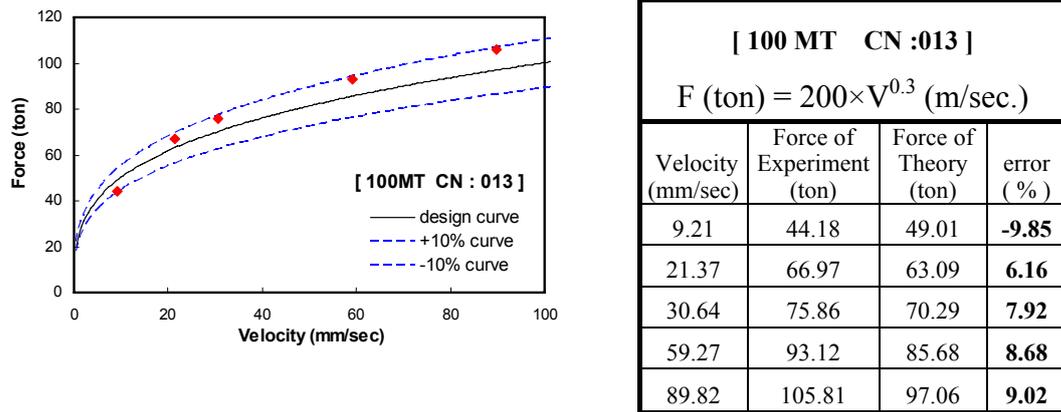


圖 4.4 阻尼器力量之實驗值與理論值比較

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

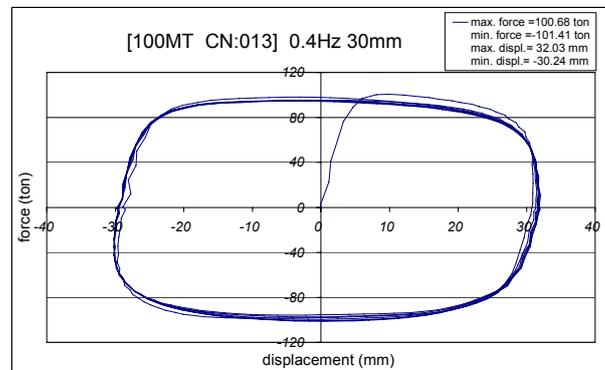


圖 4.5 阻尼器力與位移遲滯迴圈

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

第二節 設計方法

對於結構含減震元件之設計，國內規範中僅以提綱挈領的予以規定，其最主要之原因乃是減震系統之種類繁多且各具不同之動態行為【2、23】，因此目前規範對減震系統的設計與分析流程並無詳細之設計流程及步驟。本節將針對使用液態黏性阻尼器為減震元件之結構提出一較完整之設計方法以供參考。

壹、含液態黏性阻尼器結構之等效阻尼比

關於結構加裝液態黏性阻尼器之設計，最重要的應是整體阻尼比的估算公式，故本章節將分別介紹線性與非線性阻尼器之等效阻尼比。

(一) 結構系統中各桿件所貢獻之阻尼比

對於結構單元桿件阻尼比的求取方法，可以追溯到由 Raggett(1975)所提出的論文【24】。對一個已知模態，且成穩態的線性系統，其系統阻尼比可表示如下：

$$\xi_t = \frac{E_t}{4\pi U_t} \dots\dots\dots (4.8)$$

其中， ξ_t ：結構整體模態黏性阻尼比

E_t ：在一週期中所消散的全部能量

U_t ：在一週期中的最大勢能

結構系統所消散的總能量可看作是各單元桿件所消散能量之總和，即

$$E_t = \sum_i E_i \dots\dots\dots (4.9)$$

其中， E_i ：某桿件在一週期中所消散的能量

所以

$$\xi_t = \sum_i \frac{E_i}{4\pi U_t} = \sum_i \xi_i \dots\dots\dots (4.10)$$

其中， ξ_i ：桿件*i*之阻尼比

(二) 黏性阻尼器所提供之阻尼比

考慮一單自由度系統，受一正弦函數之軸向位移【25】，其位移及受力之歷時反應如下：

$$u = u_0 \sin \omega t \dots\dots\dots (4.11)$$

$$P = P_0 \sin(\omega t + \delta) \dots\dots\dots (4.12)$$

其中， u_0 ：位移振幅

P_0 ：外力振幅

ω ：外力頻率

δ ：位移反應與外力之相角差

計算一個週期反應中，阻尼力所消散之能量 W_D 為

$$W_D = \oint F_D du = \oint C \dot{u} du = \int_0^{2\pi/\omega} C \dot{u} \frac{du}{dt} dt = \int_0^{2\pi/\omega} C \dot{u}^2 dt = \pi C \omega u_0^2 \dots\dots\dots (4.13)$$

又阻尼器所提供的阻尼比可表為 $\xi_d = C/C_{cr}$ ， C 為阻尼器之阻尼常數， C_{cr} 為臨界阻尼(Critical Damping)，則式(4.13)可進一步改寫成

$$W_D = \pi \xi_d C_{cr} \omega u_0^2 = 2\pi \xi_d \sqrt{km} \omega u_0^2 = 2\pi \xi_d k u_0^2 \frac{\omega}{\omega_0} \dots\dots\dots (4.14)$$

其中， ξ_d ：阻尼比

ω_0 ：系統自然頻率

k ：系統勁度

定義彈性應變能 W_s 為

$$W_s = \frac{1}{2}ku_o^2 \dots\dots\dots (4.15)$$

當系統受到地震擾動時， $\omega = \omega_0$ ，並結合式(4.14)、(4.15)，則黏性阻尼器之阻尼比 ξ_d 即為

$$\xi_d = \frac{W_D}{4\pi W_s} \dots\dots\dots (4.16)$$

圖 4.6 中即為 W_D 與 W_s 之示意圖。

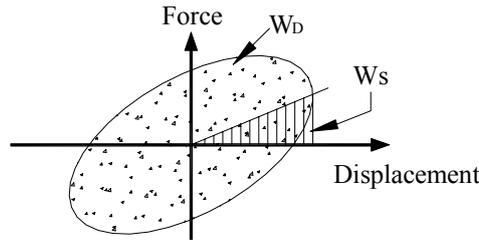


圖 4.6 彈性應變能(W_s)及阻尼器消散之能量(W_D)示意圖
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(三) 含黏性阻尼系統結構之有效阻尼比

對於加裝減震系統或隔震系統之結構物，其系統有效阻尼比 ξ_{eff} 大可明確地分成兩部分計算，一為傳統未加阻尼器結構所含之阻尼比 ξ_0 ，另外則是由減震或隔震系統所提供之阻尼比 ξ_d ，即

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_d = \xi_0 + \frac{W_D}{4\pi W_s} \dots\dots\dots (4.17)$$

現今設計結構物時，皆直接概估未加阻尼器結構本身含 2%~5% 不等之阻尼比 ξ_0 。

依式(4.10)與式(4.17)之觀念，可推廣至多自由度系統的有效阻尼比

$$\xi_{eff} = \sum_i \xi_i + \sum_j \xi_j = \xi_0 + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_k} \dots\dots\dots (4.18)$$

其中， ξ_i ：桿件*i*之阻尼比

ξ_j ：阻尼器*j*之阻尼比

W_j ：第*j*個阻尼裝置在一個週期中所做的功

W_k ：系統最大之彈性應變能

式(4.18)即為規範中對於系統有效阻尼比的一般設計公式。現今對於阻尼器裝配至結構物上之方式已有以下幾種【26】：對角斜撐裝置(Diagonal-Brace)、K 型斜稱裝置(K-type Brace)、上肘型斜稱裝置(Upper Toggle Brace)、下肘型斜稱裝置(Lower

Toggle Brace), 可利用不同之裝置形式以達到欲設計之性能要求, 其詳細配置圖形參看圖 4.7。

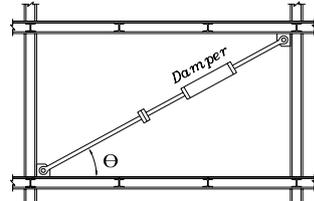
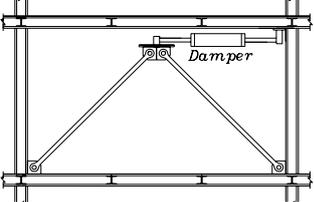
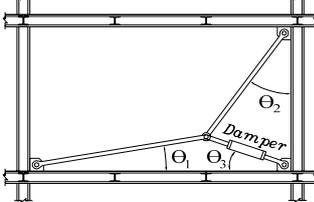
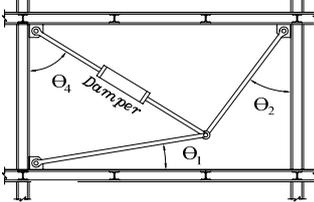
Installation Configuration		Damper Displacement Amplification Factor
(a) Diagonal Brace		$f = \cos \theta$
(b) Chevron(K) Brace		$f = 1.0$
(c) Lower Toggle Brace		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)}$
(d) Upper Toggle Brace		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} + \sin \theta_1$

圖 4.7 不同阻尼器系統所對應之阻尼器位移放大因子
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(四) 含線性黏性阻尼器之有效阻尼比

將式(4.13)擴展至多自由度系統, 則結構中全數阻尼器所做功之和為

$$\sum_j W_j = \sum \pi C_j u_j^2 \omega_0 = \frac{2\pi^2}{T} \sum_j C_j u_j^2 \dots\dots\dots (4.19)$$

而彈性應變能為

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i \Delta_i \dots\dots\dots (4.20)$$

其中, C_j : 第 j 支阻尼器之阻尼常數

u_j : 第 j 支阻尼器之軸向相對位移

F_i : 第 i 樓之層間剪力

Δ_i : 第 i 樓之層間變位

實驗顯示隨著結構物阻尼比的增加，結構物高頻部分之反應亦受到相當程度的抑制【28、29】。因此多自由度系統，在實務應用上可以假設僅考慮第一振態。並令

$$u_i = A\phi_i \dots\dots\dots (4.21)$$

其中， ϕ_i : 第 i 個自由度第一模態之正規化模態位移

(將頂層位移正規化為 1)

A : 頂層最大位移

則可得

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_d = \xi_0 + \frac{T \sum_j C_j u_j^2}{4\pi A^2 \sum_i m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (4.22)$$

其中， T : 系統第一振態週期

m_i : 第 i 個自由度之質量

ϕ_i : 第一振態第 i 個自由度之位移

(1) 含線性黏性阻尼器之有效阻尼比—對角斜撐裝置

若針對對角斜撐裝置結構，因阻尼器與水平線之間有一夾角 θ_j ，如圖 4.8，所以阻尼器之位移 u_j 應為

$$u_j = u_i \cos \theta_j = A\phi_{rj} \cos \theta_j \dots\dots\dots (4.23)$$

其中， ϕ_{rj} : 第一個振態第 j 個裝置兩端之水平相對位移

將式(4.23)併入式(4.22)，則可得對於加裝對角斜撐線黏性阻尼器構架之有效阻尼比公式

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (4.24)$$

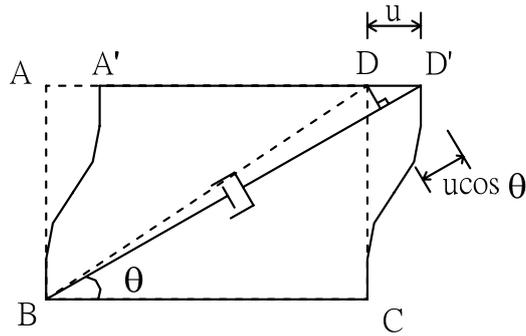


圖 4.8 含對角斜撐阻尼器之剪力屋架變形圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(2) 含線性黏性阻尼器之有效阻尼比—K 型及其他斜撐裝置

若為 K 型斜撐裝置之結構，因 K 型斜撐配置方式中阻尼器呈完全水平，阻尼器之相對位移 u_j 直接等於樓層層間變位 u_i ，可視為式(4.24)中 $\theta_j = 0$ 的特別情形，所以 K 型斜撐線黏性阻尼系統結構之有效阻尼比公式為

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (4.25)$$

若阻尼器之裝置形式為上肘型斜撐、下肘型斜撐或其他可放大阻尼器位移之斜撐裝置方式，阻尼器之變形量為層間位移 f 倍之時，則阻尼器所貢獻之阻尼比可改寫為

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j f_j^2 \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (4.26)$$

其中， f 值可查看圖 4.7。

(五) 含非線性黏性阻尼器之等效阻尼比

傳統阻尼比之概念主要來自線性系統，而含非線性阻尼器之構架，理論上無法由傳統之阻尼比 ($\xi_d = C/C_{cr}$) 定義。規範沿用式(4.10)之定義，採用等能量法 (Equivalent Energy Consumption) 【22、29】之方式計算含非線性黏性阻尼器構架之等效阻尼比，將 W_j 以非線性阻尼器於一個週期反應中所作之功取代，可得等效阻尼比公式。

今考慮一含非線性黏性阻尼器之單自由度系統，受到餘弦函數位移 $u = -u_0 \cos(\omega t)$ 擾動，其速度為 $\dot{u} = \omega u_0 \sin(\omega t)$ ，則系統中非線性阻尼器所作之功 W_D 如下：

$$W_D = \oint F_D du = \int_0^{2\pi/\omega} F_D \dot{u} dt = \int_0^{2\pi/\omega} C |\dot{u}|^{1+\alpha} dt = \lambda C \omega^\alpha u_0^{1+\alpha} \dots\dots\dots (4.27)$$

式(4.27)中之 λ 值列表於表 4.1 可供參考。

將(4.15)進一步改寫成

$$W_s = \frac{1}{2} \frac{k}{m} m u_0^2 = \frac{1}{2} m \omega^2 u_0^2 \dots\dots\dots (4.28)$$

再將式(4.27)、(4.28)代入式(4.17)，可得含非線性阻尼器單自由度系統之等效線性阻尼比

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} u_0^{\alpha-1}}{2\pi m} \dots\dots\dots (4.29)$$

根據以上單自由度之理論直接擴展至多自由度系統，阻尼器做的總功依式(4.27)為

$$\sum_j W_j = \sum_j \lambda_j C_j \omega^\alpha (u_j)^{1+\alpha} \dots\dots\dots (4.30)$$

則可得含非線性阻尼器構架之等效線性阻尼比為

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{\sum_j \lambda_j C_j u_j^{1+\alpha}}{2\pi A^2 \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (4.31)$$

表 4.1 λ 值參考表

Values of Parameter λ	
Exponent α	Parameter λ
0.10	3.88
0.15	3.83
0.20	3.77
0.25	3.72
0.30	3.67
0.35	3.63
0.40	3.58
0.45	3.54
0.50	3.50
0.55	3.46
0.60	3.42
0.65	3.38
0.70	3.34
0.75	3.30
0.80	3.27
0.85	3.24
0.90	3.20
0.95	3.17
1.00	3.14

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(1) 含非線性黏性阻尼器之等效阻尼比—對角斜撐裝置

若對於對角斜撐裝置結構，將式(4.23)併入式(4.31)，則可得對於加裝對角斜撐非線性黏性阻尼器構架之等效阻尼比公式

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{\sum_j \lambda_j C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (4.32)$$

(2) 含非線性黏性阻尼器之等效阻尼比—K 型及其他斜撐裝置

若對於 K 型斜撐裝置結構，將式(4.32)中的 θ_j 取為零即可得含 K 型斜撐非線性黏性阻尼系統結構之等效阻尼比公式

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{\sum_j \lambda_j C_j \phi_{rj}^{1+\alpha}}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (4.33)$$

同理，可推論出含非線性阻尼器之各種配置方式的等效阻尼比

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{\sum_j \lambda_j C_j f_j^{1+\alpha} \phi_{rj}^{1+\alpha}}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (4.34)$$

由式(4.34)可發現含非線性阻尼構架之等效阻尼比與位移 (A 值) 相關 (Displacement Dependent)，當位移愈小非線性阻尼器所能提供之等效阻尼比愈大，反之當位移愈大，非線性阻尼器之等效阻尼比則愈小。而線性阻尼器之阻尼比，式(4.26)，則與位移無關為一定值。

貳、液態黏性阻尼器阻尼常數設計

在目前規範中，對於黏性阻尼器之設計，僅提供線性黏性阻尼器之設計公式，且對於阻尼器部份之詳細設計、流程並無明確之交代。對於非線性液態黏性阻尼器之設計則須參考 MCREE 或 NCREE 【22、29】之研究報告。本小節將針對結構裝設液態黏性阻尼器之設計流程作一簡單之介紹。以液態黏性阻尼器作為減震元件之構架，其設計相較於採用其他減震系統較為簡易，因其不影響結構本身之振態週期，且線性阻尼器與位移無關，故設計上不需迭代計算，而非線性阻尼器雖與位移相關，但仍可經由合理簡單之假設進行設計。

液態黏性阻尼器之構架設計，首先需選定液態黏性阻尼器構架所需額外提供之阻尼比，再根據規範之等效阻尼比公式，決定阻尼器之力學性質(非線性係數、阻尼常數)，但規範並無建議每層樓阻尼器常數 C 值如何分配。各樓層阻尼常數之分配方式有很多種，本試驗擬採用平均分配各樓黏性阻尼器之阻尼常數 C 值的方式設計之，以下將分別介紹線性與非線性黏性阻尼器之設計流程。

(1) 線性黏性阻尼器之設計

含線性阻尼器之結構可根據式(4.26)計算其等效阻尼比。若採用各樓層阻

尼器阻尼常數平均分配方式(即 $C_j = C$)則可得

$$C = \frac{\xi_d 4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}{T \sum_j (f_j \phi_{rj})^2} \dots\dots\dots (4.35)$$

(2) 非線性黏性阻尼器之設計

非線性阻尼器之設計公式在各規範中並無相關規定，但在 MCREE 及 NCREE【4、24】報告中，非線性阻尼器設計之主要依據為式(4.27)之等效阻尼比估算公式，其與位移相關，亦即當構架所受之外力不同時，非線性阻尼器之效能亦不同，其隨著位移之改變而改變，不似線性阻尼器為一定值。基於設計之觀點，考慮非線性阻尼器於一設計頂層位移 A 下，決定所需提供之阻尼比為 ξ_{eff} ，將根據 ξ_{eff} 及所選定的阻尼因次 α ，計算阻尼器之 C 值，詳細之設計流程如下所述。

根據上述之概念來設計非線性阻尼器，而設計頂層位移之設定，建議以規範設計地震反應譜為基準，求取阻尼比 ξ_{eff} 下之位移反應，以作為設計頂層位移 A 。若位移 A 已知，根據式(4.34)及阻尼常數之分配方式即可求取各樓層阻尼器之阻尼常數。非線性阻尼器之阻尼常數分配方式，採用各樓層阻尼器阻尼常數平均分配方式，即 $C_j = C$ 。以下將詳細介紹經由規範設計地震力反應譜，求取所需之設計頂層位移 A 。

利用模態疊加僅考慮第一振態貢獻，則構架之最大位移可表示為

$$\{u_{max}\} = \{u_{max}\}_1 = A\{\phi\}_1 = \Gamma_1 S_d \{\phi\}_1 \dots\dots\dots (4.36)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\{\phi_1\}^T m}{\{\phi_1\}^T m \{\phi_1\}} \dots\dots\dots (4.37)$$

其中， $\{\phi_1\}$ ：第一振態之正規化模態位移(頂層位移正規化為 1)

A ：頂層最大位移

S_d ：第一振態週期所對應之位移反應譜值

Γ_1 ：第一振態之模態參與因子(Modal Participation Factor)

由式(4.36)，頂層最大位移 A ，可經由下式估算

$$A = \Gamma_1 S_d \dots\dots\dots (4.38)$$

考慮於設計地震作用下，式(4.38)中之位移反應譜值，可由國內耐震設計規範【5】，考慮阻尼比為 ξ_{eff} 之線性位移反應譜而求得。或以設計反應譜相容之人工地震，求取其阻尼比 ξ_{eff} 之彈性位移反應譜。若由國內耐震設計規範之設計反應譜，則阻尼比為 ξ_{eff} 之位移反應譜為

$$S_d = \frac{0.25IS_{ad}T^2}{B} \dots\dots\dots(4.39)$$

其中， S_d ：阻尼比 ξ_{eff} 下之設計位移反應譜值 (m)

S_{ad} ：阻尼比 5% 之設計加速度反應譜

T ：結構週期

I ：用途係數

B ：阻尼比修正係數(查表 B_s 或 B_I)

根據求得之設計頂層位移 A ，若 A 值滿足設計需求，則根據計算所需之總阻尼常數 C ，再將該阻尼常數分配到各樓層之阻尼器，阻尼常數 C 若採用各樓層阻尼器阻尼常數平均分配的方式，即 $C_j = C$ ，則可得

$$C = \frac{2\pi\xi_d\omega^2 A^2 \sum_i m_i \phi_i^2}{\sum_j \omega^{\alpha_j} (f_j A \phi_{rj})^{1+\alpha_j} \lambda_j} \dots\dots\dots(4.40)$$

且每支阻尼器均使用相同非線性係數，即 $\alpha_j = \alpha$ ， $\lambda_j = \lambda$ ，則可得

$$C = \frac{2\pi\xi_d\omega^{2-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}{\lambda \sum_j (f_j \phi_{rj})^{1+\alpha}} \dots\dots\dots(4.41)$$

或

$$C = \frac{(2\pi)^{3-\alpha} \xi_d A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}{T^{2-\alpha} \lambda \sum_j (f_j \phi_{rj})^{1+\alpha}} \dots\dots\dots(4.42)$$

圖 4.9 為含非線性阻尼器之建議設計方法流程圖。

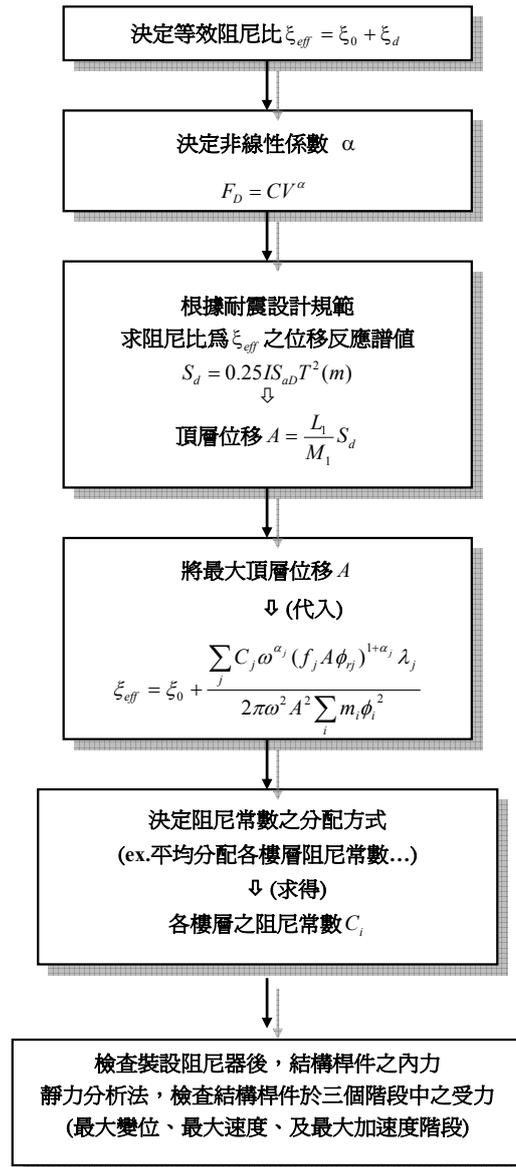


圖 4.9 含非線性阻尼器構架之建議設計方法流程圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

叁、肘型斜撐位移放大因子

由於結構本身或樓層間之勁度相對較高，致使受地震力下的位移反應亦不大，若仍採用傳統對角方式裝設阻尼器，由於阻尼器之位移量更低於層間位移量，致使阻尼器需另做特別的處理，如加大體積，方能有效協助結構物抵抗外力。Constantinou 等人在 1997 年提出肘型斜撐(Toggle Brace)理論【27】，利用狀似手肘的斜撐裝置將阻尼器之位移量予以放大而超過層間位移，以解決阻尼器面對上述低層間位移量之窘境。阻尼器裝設於下方稱為下肘型斜撐(Lower Toggle Brace)，阻尼器裝設於上方稱為上肘型斜撐(Upper Toggle Brace)。利用幾何關係將阻尼器之變位量放大，高於層間變位量，連帶使阻尼器活塞運動速度增加，發揮更大之功效。經文獻【27】之導証，可知在小變形且將斜撐視為剛體的假設下，阻尼器與系統之受力、位移間有

以下之關係

$$u_D = fu \dots\dots\dots (4.43)$$

$$F = fF_D \dots\dots\dots (4.44)$$

如圖 4.10 之單自由度系統，其中，

f ：位移放大因子(Displacement Magnification Factor)

u_D ：阻尼器軸向位移量

u ：單自由度系統之相對位移量

F ：阻尼器欲平衡之水平外力

C_o ：阻尼器之阻尼常數

F_D ：阻尼器貢獻之阻尼力

Constantinou 等人針對肘型斜撐系統進行試驗，證實其有效性。但是，由於 Constantinou 等人其使用之肘型斜撐幾何型式將於樑上產生一集中外力，而將影響該處樑之設計；再者，計算位移放大因子 f 時均沒考慮樑之變形，但是結構設計時又考量樑須產生較大之塑性變形以消散能量，然而將導致阻尼器無法貢獻預期之等效阻尼比。今將裝置改變為圖 4.11 之形式，不再強求阻尼器一定與斜撐垂直，而變為與梁柱接頭處相交，如此雖使位移放大因子 f 多出一個影響參數，但能有較安全之傳力行為【28、33】。其修正之位移放大因子將說明如下：

(一) 修正之下肘型斜撐裝置之位移放大因子

在小變形及斜撐為剛性之前提下，下肘型斜撐裝置之位移放大因子 f_L 為

$$f_L = \frac{\sin \theta_2 \sin(\theta_1 + \theta_3)}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} \dots\dots\dots (4.45)$$

(二) 修正之上肘型斜撐裝置之位移放大因子

同理，下肘型斜撐裝置之位移放大因子 f_u 為

$$f_u = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} \cos(\theta_4 - \theta_1) + \sin \theta_4 \dots\dots\dots (4.46)$$

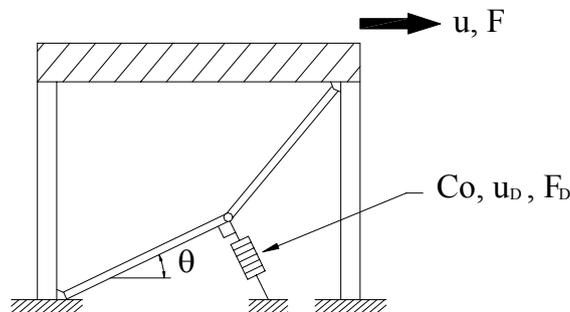


圖 4.10 含肘型斜撐阻尼器之單自由度構架系統

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

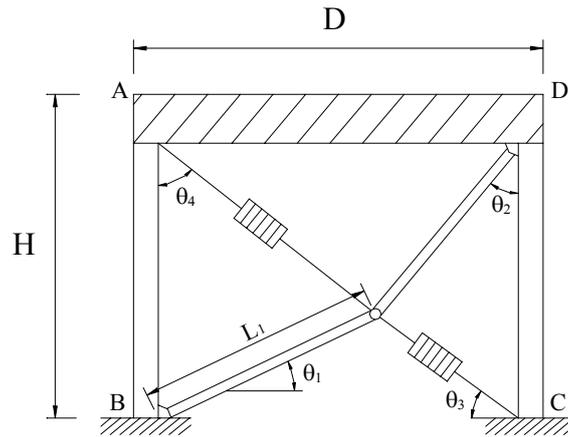


圖 4.11 含肘型斜撐阻尼器之單自由度構架系統(修正)

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

肆、考慮撓曲轉動變形設計

近年來根據實際採用黏性阻尼器的高樓設計案例，經有限元素軟體分析後，發現依原規範公式仍無法合理地推算出含黏性阻尼系統結構之等效阻尼比，亦即設計之結果為高估系統等效阻尼比，而使得結構之真正等效阻尼比較設計所期望之阻尼比為低【31、32】。以往設計公式之理論推導均建立於剪力屋之假設，即結構物僅考慮剪力變形，阻尼器所消散之能量可簡化為各樓層水平模態反應所對應阻尼力水平分量之總合。然而對於中高樓層之黏性阻尼器減震結構，剪力屋假設不再成立，因為此假設忽略了結構物因傾倒彎矩作用產生的撓曲轉動變形。圖 4.12(a)及(b)分別為含黏性阻尼器以 K 型斜撐裝置方式之二十層樓構架第一模態變位圖及相對模態變位圖，圖中可發現低矮樓層之變形主要為剪力變形，但隨著樓層數愈高，傾倒彎矩及旋轉變形的影響力愈顯突出。

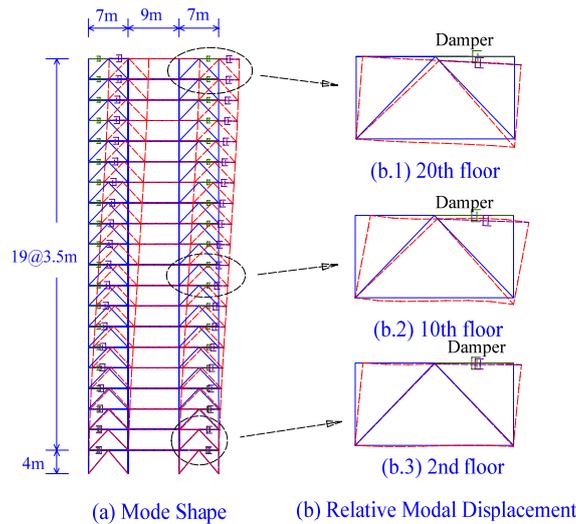


圖 4.12 含黏性阻尼器以 K 型斜撐裝置方式之二十層樓構架模態變形圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

原規範中，係假設阻尼器之軸向變形量基於樓層之剪力變形而得，如圖 4.13 所示。而真實情況卻非如此，結構樓層之變形除水平向之剪力變形外，亦應考量垂直向之撓曲轉動變形，如圖 4.14 所示：

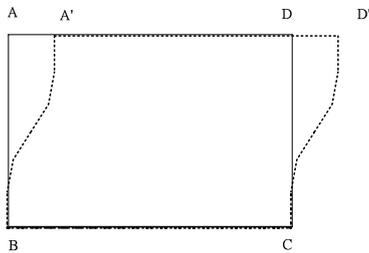


圖 4.13 樓層剪力變形

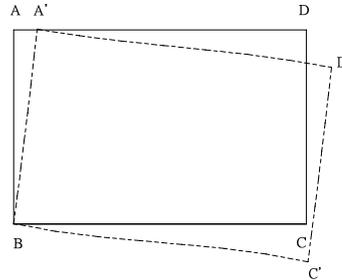


圖 4.14 樓層剪力暨撓曲轉動變形

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

各種阻尼器裝置型式如圖 4.7 所示。依阻尼器系統(線性、非線性)及阻尼器裝置型式之不同，推導阻尼之等效阻尼比設計公式，修正後之阻尼器設計公式均較正確且保守。

(一) 線性阻尼器

結構於裝設線性阻尼器後之整體等效阻尼比如下式所示：

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{T \sum_j C_j [(\phi_h)_{rj} f_h - (\phi_v)_{rj} f_v]^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (4.47)$$

其中， f_h 係阻尼器之水平位移放大因子； f_v 係阻尼器之垂直位移放大因子， $(\phi_h)_{rj}$ 係為各自由度(或各樓層)於水平方向之相對模態位移； $(\phi_v)_{rj}$ 係為阻尼器之所在樓層，該跨度兩側於垂直方向之相對模態位移。各裝置型式之水平及垂直放大因子如表 4.2 所示。

(二) 非線性阻尼器

結構於裝設線性阻尼器後之整體等效阻尼比如下式所示：

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{\sum_j \lambda_j C_j [(\phi_h)_{rj} f_h - (\phi_v)_{rj} f_v]^{1+\alpha}}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (4.48)$$

其中， f_h 係阻尼器之水平位移放大因子； f_v 係阻尼器之垂直位移放大因子， $(\phi_h)_{rj}$ 係為各自由度(或各樓層)於水平方向之相對模態位移； $(\phi_v)_{rj}$ 係為阻尼器之所在樓層，該跨度兩側於垂直方向之相對模態位移。各裝置型式之水平及垂直放大因子如表 4.2 所示。

表 4.2 各種阻尼器裝置型式暨位移放大因子

Install Configuration	Illustration	Magnification Factor	
		Horizontal Direction f_h	Vertical Direction f_v
Diagonal Brace		$\cos \theta$	$\sin \theta$
K- I Brace		1	$\frac{H}{D}$
K- II Brace (for linear damper)		$\frac{\sqrt{2} \cdot D}{\sqrt{4H^2 + D^2}}$	$\frac{\sqrt{2} \cdot H}{\sqrt{4H^2 + D^2}}$
K- II Brace (for nonlinear damper)		$\frac{2^{1+\alpha} \cdot D}{\sqrt{4H^2 + D^2}}$	$\frac{2^{1+\alpha} \cdot H}{\sqrt{4H^2 + D^2}}$
Upper Toggle Brace		$\frac{\sin \theta_2 \cos(\theta_4 - \theta_1)}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} + \sin \theta_4$	$\frac{\cos \theta_2 \cos(\theta_4 - \theta_1)}{\cos(\theta_1 + \theta_2)}$
Lower Toggle Brace		$\frac{\sin \theta_2 \sin(\theta_1 + \theta_3)}{\cos(\theta_1 + \theta_2)}$	$\frac{\cos \theta_2 \sin(\theta_1 + \theta_3)}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} - \sin \theta_3$

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

伍、不同階段之結構受力反應

速度相依型之液態黏性阻尼器產生之阻尼力與構架速度同相，與位移反相，即構架位移最大時阻尼器出力最小、構架位移最小時阻尼器出力最大，此一特性使得含速度相依型減震元件之構架，於靜力分析時無法直接計算結構之桿件內力。因此規範建議檢核三種不同階段之結構受力反應，並採用最大受力反應以供結構主體設計之用。此三個階段分別為：

最大位移層級：結構位移最大處之反應，即圖 4.15 中之 a 點。而圖 4.15 為一含黏性阻尼器構架之力量-位移遲滯迴圈

最大速度與零變位層級：此階段對應圖 4.15 中之 b 點

最大加速度層級：此階段對應圖 4.15 中之 c 點

對於使用線性黏性阻尼器結構，規範建議最大加速度層級之反應可由最大位移層級之反應乘以一參數 CF_1 (Load Combination Factor) 加上最大速度層級之反應乘以一參數 CF_2 之總和計算。其中，

$$CF_1 = \cos[\tan^{-1}(2\xi_d)] \dots\dots\dots (4.49)$$

$$CF_2 = \sin[\tan^{-1}(2\xi_d)] \dots\dots\dots (4.50)$$

然而上式僅適用於含線性阻尼器之構架，含非線性阻尼器之構架並不適用。以

下針對含非線性阻尼器之構架 CF_1 、 CF_2 修正之公式。

考慮一受簡諧位移運動的黏性阻尼器單自由度系統，其位移及速度歷時

$$u = u_0 \cos \omega t \dots\dots\dots (4.51)$$

$$\dot{u} = -\omega u_0 \sin \omega t \dots\dots\dots (4.52)$$

其受力反應可表示為

$$F = ku + C|\dot{u}|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{u}) \dots\dots\dots (4.53)$$

圖 4.15 為其力量-位移之遲滯迴圈。考慮此系統於一個週期內，即 $0 \leq \omega_n t \leq \pi$ 時間之反應，如圖 4.16，可將受力反應表示為一時間之函數

$$\frac{F}{m\omega_n^2 u_0} = \cos \omega_n t - \frac{2\pi}{\lambda} \xi_d \sin^\alpha \omega_n t \dots\dots\dots (4.54)$$

於此週期內，假設最大力量 F_{\max} (最大加速度) 發生於 t^* 時間， t^* 可由式(4.54) 對時間微分為零而求得

$$\frac{\sin^{2-\alpha} \omega_n t^*}{\cos \omega_n t^*} = -\frac{2\pi\alpha\xi_d}{\lambda} \dots\dots\dots (4.55)$$

如圖 4.15、4.16 所示，最大力量與位移之發生時間點有一相角差 δ ，所以 t^* 可表示為

$$\omega t^* = \pi - \delta \dots\dots\dots (4.56)$$

可得

$$F_{\max} = (m\omega^2 u_0) \cos \delta + (C\omega^\alpha u_0^\alpha) \sin^\alpha \delta \dots\dots\dots (4.57)$$

$$\frac{\sin^{2-\alpha} \delta}{\cos \delta} = \frac{2\pi\alpha\xi_d}{\lambda} \dots\dots\dots (4.58)$$

由式(4.57)中可發現 $m\omega^2 u_0$ 一項為最大位移層級時之受力反應，而 $C\omega^\alpha u_0^\alpha$ 為最大速度層級時之受力反應，所以根據式(4.57)，Load Combination Factor CF_1 與 CF_2 可表示為

$$CF_1 = \cos \delta \dots\dots\dots (4.59)$$

$$CF_2 = \sin^\alpha \delta \dots\dots\dots (4.60)$$

而相角差 δ 可根據式(4.58)求解，但除了 $\alpha = 1$ 之情形外，相角差 δ 無法求得精確解，需藉由數值分析之方式求解。若相角差 δ 很小的時候，則 δ 可近似為

$$\delta = \left(\frac{2\pi\alpha\xi_d}{\lambda} \right)^{\frac{1}{2-\alpha}} \dots\dots\dots (4.61)$$

但隨著 δ 的增加，式(4.61)之近似解之誤差將愈來愈大。而 $\alpha = 1$ 可求得 δ 之精確解

$$\delta = \tan^{-1}(2\xi_d) \dots\dots\dots (4.62)$$

式(4.57)及式(4.59)~式(4.62)為規範對加裝線性與非線性黏性阻尼器結構，其桿件最大受力狀態之靜力評估方法。

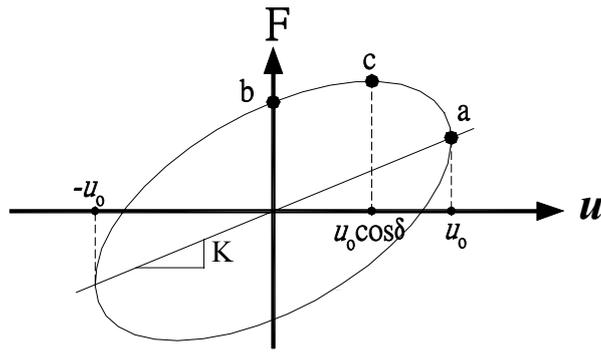


圖 4.15 含黏性阻尼器結構之力與位移關係
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

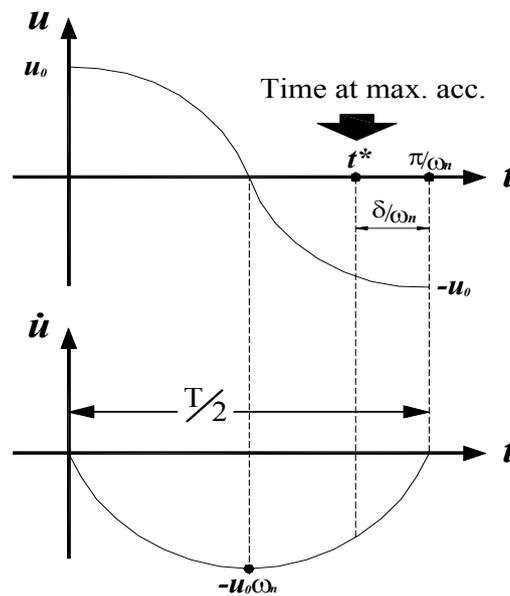


圖 4.16 含黏性阻尼器結構受簡諧位移運動
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

陸、含液態黏性阻尼器結構構架分析設計流程

可依據不同之設計目標，選擇線性靜力分析設計(Linear Static Analysis)、線性動力分析設計(Linear Dynamic Analysis)以及非線性靜力分析設計(Nonlinear Static Analysis)，相關設計目標之定義可參考圖 4.17。以下將逐一詳細說明相關分析設計流程，流程中均有列出公式以利於使用者參照，因此採不列公式編號之方式以利於說明。

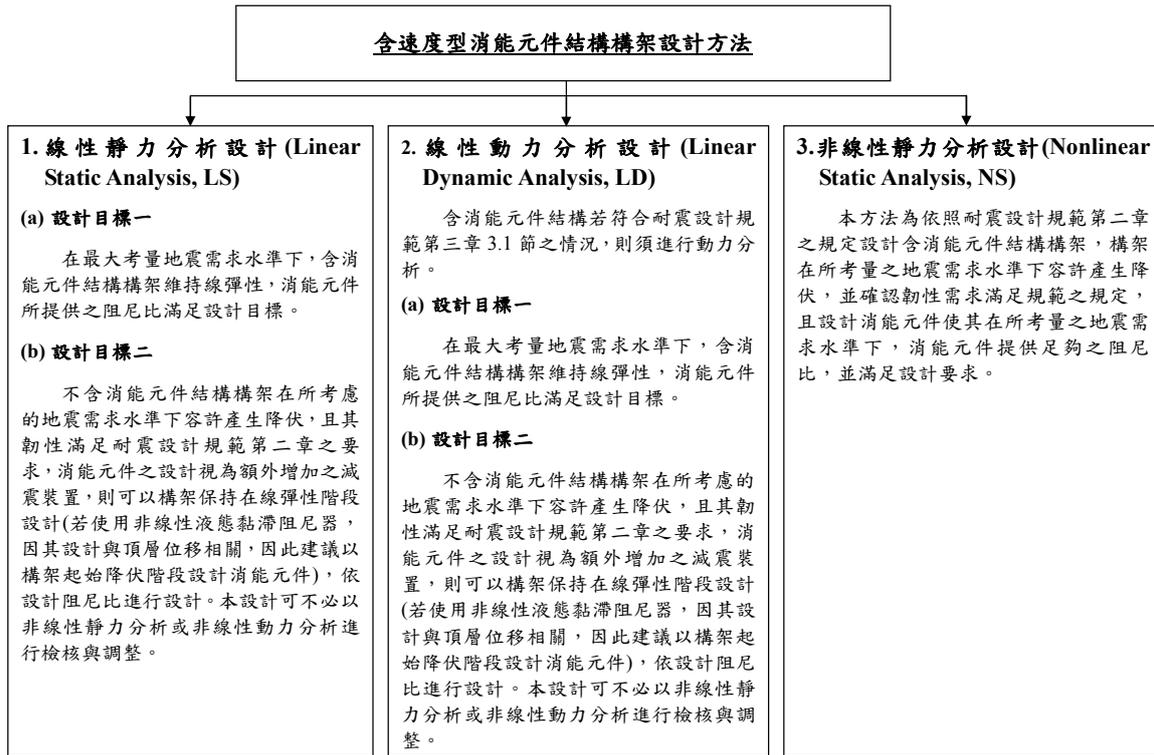


圖 4.17 含速度型消能元件結構構架設計方法

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(一) 線性靜力分析設計 [建築物耐震設計規範及解說 10.3.1 節【5】]

(a) 設計目標一

在最大考量地震需求水準下，含消能元件結構構架維持線彈性，消能元件所提供之阻尼比滿足設計目標。

(b) 設計目標二

不含消能元件結構構架在所考慮的地震需求水準下容許產生降伏，且其韌性滿足耐震設計規範第二章之要求，消能元件之設計視為額外增加之減震裝置，則可以構架保持在線彈性階段設計(若使用非線性液態黏滯阻尼器，因其設計與頂層位移相關，因此建議以構架起始降伏階段設計消能元件)，依設計阻尼比進行設計。本設計可不必以非線性靜力分析或非線性動力分析進行檢核與調整。

分析設計流程圖可參考圖 4.18。分析步驟如下所述：

<方法一>

(1) 決定設計阻尼比

決定消能元件所提供之阻尼比(Viscous Damping Ratio, β_v)以及結構固有阻尼比(Inherent Damping Ratio, β)。當考量消能元件增加之阻尼效應後，結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35%時，才能使用線性分析(耐震設計規範第

10.3 節)，因此含消能元件結構之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_V$)須小於 35%。

(2) 決定各樓層阻尼器安裝位置與組數

由預先決定設計構架之樓層數與跨數，選定液態黏滯性阻尼器安裝位置與組數。

(3) 含消能元件結構構架耐震設計

① 設計的目標屬(a)情況時

在最大考量地震下，考慮含消能元件構架之等效阻尼比 β_{eff} 所對應之阻尼修正係數 B ，依耐震設計規範第三章表 3.1、3.2 方式來折減含消能元件結構構架於最大考量地震下之彈性設計水平地震力 V ，惟折減後之彈性設計水平地震力，以不低於僅考慮固有阻尼比 β 計算之彈性設計水平地震力之 75% 為限。設計構架桿件斷面尺寸時，須確認構架保持彈性。

② 設計的目標屬(b)情況時

針對不含消能元件之構架，依照耐震設計規範第二章之規定進行構架斷面設計。設計水平總橫力 V 僅以考慮結構固有阻尼比 β 進行計算。

(4) 設計頂層位移 A

① 設計的目標屬(a)情況時

在最大考量地震下，求得第一振態週期於等效阻尼比 β_{eff} 下之彈性位移反應譜值 $S_d(T, \beta_{eff})$ ，再考慮第一振態之模態參與因子(Modal Participation Factor, Γ_1)，可估算頂層最大位移 A 。

$$S_d(T, \beta_{eff}) = \frac{S_a(T, \beta)}{B}$$

$$S_d(T, \beta_{eff}) = \frac{S_a(T, \beta_{eff})T^2}{4\pi^2}$$

$$\{u_{\max}\} = \{u_{\max}\}_1 = A\{\phi_1\} = \Gamma_1 S_d(T, \beta_{eff})\{\phi_1\}$$

$$\Gamma_1 = \frac{\{\phi_1\}^T m}{\{\phi_1\}^T m \{\phi_1\}}$$

$$A = \Gamma_1 S_d(T, \beta_{eff})$$

② 設計的目標屬(b)情況時

在所考慮的地震需求水準，含消能元件結構構架在起始降伏階段下，求得第一振態週期於結構固有阻尼比 β 下之彈性位移反應譜值 $S_d(T, \beta)$ ，再考慮第一振態之模態參與因子(Modal Participation Factor, Γ_1)，可估算頂層最大位移 A 。

$$S_d(T, \beta) = \frac{S_a(T, \beta)T^2}{4\pi^2}$$

$$\{u_{\max}\} = \{u_{\max}\}_1 = A\{\phi_1\} = \Gamma_1 S_d(T, \beta)\{\phi_1\}$$

$$\Gamma_1 = \frac{\{\phi_1\}^T m}{\{\phi_1\}^T m \{\phi_1\}}$$

$$A = \Gamma_1 S_d(T, \beta)$$

其中， $S_a(T, \beta_{eff})$ 為第一振態週期下對應於所考慮的地震需求反應譜之彈性加速度反應譜值(考慮等效阻尼比 β_{eff})； $S_a(T, \beta)$ 為含消能元件結構構架在起始降伏階段下，第一振態週期所對應之彈性加速度反應譜值(考慮結構固有阻尼比 β)； T 為第一振態週期； B 為阻尼修正係數； $\{\phi_1\}$ 為第一振態之正規化位移(頂層位移正規化為 1)； A 為頂層最大位移。

(5) 設計各樓層之阻尼器 (阻尼常數 C 值與非線性係數 α)

一般採各樓層阻尼力水平分量正比於樓層層間剪力，亦即 $C_1/V_1 \doteq C_2/V_2 \doteq \dots \doteq C_j/V_j$ ，將該阻尼常數分配到各樓層之阻尼器，或是阻尼常數 C 採用各樓層阻尼器阻尼常數平均分配(Uniform Distribution)的方式，即 $C_j = C$ ，則可得

$$C = \frac{2\pi\beta_D \omega^2 A^2 \sum_i m_i \phi_i^2}{\sum_j \omega^{\alpha_j} (f_j A \phi_{rj})^{1+\alpha_j} \lambda_j}$$

若每支阻尼器均使用相同之非線性係數，即 $\alpha_j = \alpha$ ， $\lambda_j = \lambda$ ，則可得

$$C = \frac{2\pi\beta_D \omega^{2-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}{\lambda \sum_j (f_j \phi_{rj})^{1+\alpha}} \quad \text{或} \quad C = \frac{(2\pi)^{3-\alpha} \beta_D A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}{T^{2-\alpha} \lambda \sum_j (f_j \phi_{rj})^{1+\alpha}}$$

其中， ω 為第一振態角頻率； m_i 為第 i 個自由度之質量； ϕ_i 為第一振態第 i 個自由度之位移； α_j 為第 j 個阻尼器非線性係數； f_j 為第 j 個阻尼器位移放大因子(Displacement Magnification Factor)，若阻尼器為對角安裝，且傾斜角為 θ_j 時，則 $f_j = \cos \theta_j$ ； ϕ_{rj} 為第一個振態第 j 個阻尼器兩端之水平相對位移；

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$$

，可參考報告附表 4.1。

(6) 計算液態黏滯性阻尼器所需之最大容量

① 設計的目標屬(a)情況時

依照耐震設計規範 10.1.2 節之規定計算：建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組以上時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移。速度型元件至少另須能承受經由最

大考量地震計算出最大總速度所對應之力。建築物之某一樓層於其主軸方向若提供少於 4 組之消能元件，或在樓層剛心之兩側配置少於 2 組時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移之 1.5 倍。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出之最大總速度的 1.5 倍所對應之力。

②設計的目標屬(b)情況時

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damper)，不用以折減不含消能元件結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.1.2 節之規定。

(7) 檢核任一樓層液態黏滯性阻尼器所提供之層剪力與傳遞作用力構材之相關規定

①設計的目標屬(a)情況時

依照耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定，消能元件在任一樓層的抗力不得大於該樓層建築構架(含消能元件貢獻)總抗力的三分之一；用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(6)阻尼器的最大出力下，須使其在線彈性範圍之內，且提供足夠的勁度。

以線性靜力分析計算第 j 消能元件於最大考量地震下之所需之最大軸向變位 δ_{rj} 。以靜力分析計算最大出力之情況時需考慮三個可能導致阻尼器最大出力的位移情況加以考量計算：(1)最大變位情況(2)最大速度情況以及(3)最大加速度情況。

②設計的目標屬(b)情況時

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damping)，不用以折減原未加阻尼器結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定。

(8) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定

針對整體含消能元件結構構架，重新檢核耐震設計規範第二章、第三章之相關規定。

<方法二>

(1) 決定設計阻尼比

決定消能元件所提供之阻尼比(Viscous Damping Ratio, β_v)以及結構固有阻尼比(Inherent Damping Ratio, β)。當考量消能元件增加之阻尼效應後，結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35%時，才能使用線性分析(耐震設計規範第 10.3 節)，因此含消能元件結構之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_v$)須小於 35%。

(2) 決定各樓層阻尼器安裝位置與組數

由預先決定設計構架之樓層數與跨數，選定液態黏滯性阻尼器安裝位置與組數。

(3) 含消能元件結構構架耐震設計

①設計的目標屬(a)情況時

在最大考量地震下，考慮含消能元件構架之等效阻尼比 β_{eff} 所對應之阻尼修正係數 B ，依耐震設計規範第三章表 3.1、3.2 方式來折減含消能元件結構構架於最大考量地震下之彈性設計水平地震力 V ，惟折減後之彈性設計水平地震力，以不低於僅考慮固有阻尼比 β 計算之彈性設計水平地震力之 75%為限。設計構架桿件斷面尺寸時，須確認構架保持彈性。

②設計的目標屬(b)情況時

針對不含消能元件之構架，依照耐震設計規範第二章之規定進行構架斷面設計。設計水平總橫力 V 僅以考慮結構固有阻尼比 β 進行計算。

(4) 含消能元件結構構架之側向靜力分析

①設計的目標屬(a)情況時

持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重，依步驟(3)之①含消能元件構架設計分析所得之彈性設計水平地震力 V ，按照耐震設計規範第二章豎向分配之下作用於結構上，可得各樓層側力 F_i ，並經靜力分析後求得各層樓之側向樓層變位 u_i ，其中 i 表第 i 樓層。

②設計的目標屬(b)情況時

持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重，依步驟(3)之②不含消能元件之構架設計分析所得之設計水平總橫力 V (若使用非線性液態黏滯阻尼器，則水平總橫力須乘以起始降伏地震力放大倍數 α_y 計算之)，按照耐震設計規範第二章豎向分配之下作用於結構上，可得各樓層側力 F_i ，並經靜力分析後求得各層樓之側向樓層變位 u_i ，其中 i 表第 i 樓層。

(5) 設計各樓層之阻尼器 (阻尼常數 C 值與非線性係數 α)

一般採各樓層阻尼力水平分量正比於樓層層間剪力，亦即 $C_1/V_1 \doteq C_2/V_2 \doteq \dots \doteq C_j/V_j$ ，將該阻尼常數分配到各樓層之阻尼器，或是阻尼常數 C 採用各樓層阻尼器阻尼常數平均分配(Uniform Distribution)的方式，即 $C_j = C$ ，若每支阻尼器均使用相同之非線性係數，即 $\alpha_j = \alpha$ ， $\lambda_j = \lambda$ 。

將步驟(4)所得之各層的慣性力與位移(層間位移與層間剪力)，可求得各層阻尼器之軸向變形，配合步驟(1)設計黏滯阻尼比 β_v ，代入下式可計算阻尼常數 C 值，同時參考業界產品之合理出力值設計各阻尼器對應之 C 值($F = CV^\alpha$)，此時 C 值即為利用線性靜力分析求得之設計阻尼常數。

$$\beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k}$$

$$\sum_j W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^{\alpha_j} \sum_j \lambda_j C_j |f_j \Delta_{vj}|^{1+\alpha_j}$$

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中， W_{vj} 為第 j 個速度型消能元件完成一個完整循環所做的功； W_k 為構架之最大應變能； Δ_{vj} 為第 j 個阻尼裝置兩端之水平相對位移； F_i 為第 i 層的慣性力； u 為第 i 層的位移。

(6) 計算液態黏滯性阻尼器所需之最大容量

① 設計的目標屬(a)情況時

依照耐震設計規範 10.1.2 節之規定計算：建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組以上時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。建築物之某一樓層於其主軸方向若提供少於 4 組之消能元件，或在樓層剛心之兩側配置少於 2 組時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移之 1.5 倍。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出之最大總速度的 1.5 倍所對應之力。

② 設計的目標屬(b)情況時

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damper)，不用以折減不含消能元件結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.1.2 節之規定。

(7) 檢核任一樓層液態黏滯性阻尼器所提供之層剪力與傳遞作用力構材之相關規定

① 設計的目標屬(a)情況時

依照耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定，消能元件在任一樓層的抗力不得大於該樓層建築構架(含消能元件貢獻)總抗力的三分之一；用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(6)阻尼器的最大出力下，須使其在線彈性範圍之內，且提供足夠的勁度。

以線性靜力分析計算第 j 消能元件於最大考量地震下之所需之最大軸向變位 δ_{vj} 。以靜力分析計算最大出力之情況時需考慮三個可能導致阻尼器最大出力的位移情況加以考量計算：(1)最大變位情況(2)最大速度情況以及(3)最大加速度情況。

② 設計的目標屬(b)情況時

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damping)，不用以折減原未加阻尼器結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定。

(8) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定

針對整體含消能元件結構構架，重新檢核耐震設計規範第二章、第三章之相關規定。

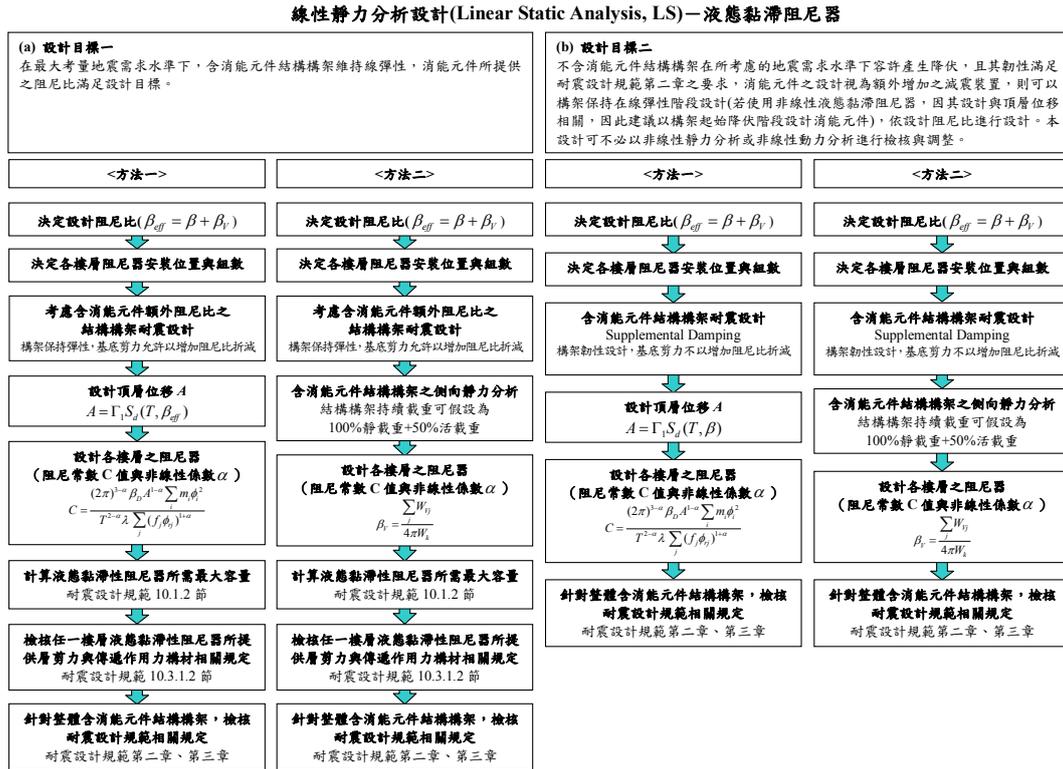


圖 4.18 線性靜力分析設計－液態黏滯阻尼器

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(二) 線性動力分析 [建築物耐震設計規範及解說 10.3.2 節【5】]

(a) 設計目標一

在最大考量地震需求水準下，含消能元件結構構架維持線彈性，消能元件所提供之阻尼比滿足設計目標。

(b) 設計目標二

不含消能元件結構構架在所考慮的地震需求水準下容許產生降伏，且其韌性滿足耐震設計規範第二章之要求，消能元件之設計視為額外增加之減震裝置，則可以構架保持在線彈性階段設計(若使用非線性液態黏滯阻尼器，因其設計與頂層位移相關，因此建議以構架起始降伏階段設計消能元件)，依設計阻尼比進行設計。本設計可不必以非線性靜力分析或非線性動力分析進行檢核與調整。

原耐震設計規範 10.3.2 節須計算各模態之模態阻尼比，由於目前套裝軟體並不支援，本手冊建議使用設計阻尼比折減設計反應譜，以進行反應譜分析，並調整所得之基底剪力不得小於 10.3.1 節修正後之等效基底剪力的 90%。

除以下說明，否則一切遵照規範第三章有關線性動力分析之規定辦理。

1. 當結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35%時，才可採用線性動力分析的振態反應譜疊加法。
2. 為避免不當或誤用動力分析程序，若經由動力分析所得之最大基底剪力未達線

性靜力分析之等效基底剪力的 90%，則所有子結構與桿件的作用力與變形量必須等比例放大，以達修正後等效基底剪力的 90%。(規範建議修訂：動力分析所得之最大基底剪力不得小於 10.3.1 節修正後之等效基底剪力的 90%)

3. 三個可能導致最大構材內力的位移情況分別為：(1)最大變位情況，此時黏滯力為零；(2)最大速度情況，此時變位量為零；以及(3)最大加速度情況。直接應用反應譜疊加法可求得在最大變位情況的桿件作用力。另外，各顯著振態在最大速度與最大加速度情況的桿件作用力亦須計算比較。

分析設計流程圖可參考圖 4.19。分析步驟如下所述：

(1) 決定設計阻尼比

決定消能元件所提供之阻尼比(Viscous Damping Ratio, β_V)以及結構固有阻尼比(Inherent Damping Ratio, β)。當考量消能元件增加之阻尼效應後，結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35%時，才能使用線性分析(耐震設計規範第 10.3 節)。因此含消能元件結構之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_V$)須小於 35%。

(2) 決定各樓層阻尼器安裝位置與組數

由預先決定設計構架之樓層數與跨數，選定液態黏滯性阻尼器安裝位置與組數。

(3) 含消能元件結構構架耐震設計

①設計的目標屬(a)情況時

在最大考量地震下，針對含消能元件構架，進行反應譜動力分析設計時，採用最大考量水平加速度反應譜係數 S_{aM} 不以地震力折減係數 F_{uM} 折減之，但可依照耐震設計規範第三章 3.2 節之規定以步驟(1)之等效阻尼比 β_{eff} 計得之阻尼比修正係數 B 折減之，動力分析之調整係數為用途係數 I 。為避免不當或誤用動力分析程序，動力分析所得之最大基底剪力 V 不得小於由靜力分析之彈性設計水平地震力的 90%，否則須將結構桿件的作用力與變形量等比例放大，以達靜力分析之等效彈性設計水平地震力的 90%。設計構架桿件斷面尺寸時，須確認構架保持彈性。

②設計的目標屬(b)情況時

依照耐震設計規範第三章之規定針對不含消能元件之構架，進行動力反應譜分析與構架斷面設計，惟此處不以等效阻尼比 β_{eff} 計得之阻尼比修正係數 B 折減之。為避免不當或誤用動力分析程序，動力分析所得之最大基底剪力 V 不得小於由規範第二章靜力分析所得之最小設計水平總橫力之 90%，否則須將結構桿件的作用力與變形量等比例放大，以達靜力分析之最小設計水平總橫力的 90%。

(4) 含消能元件結構構架之反應譜動力分析

①設計的目標屬(a)情況時

持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重，依步驟(3)之①含消能元件構架反應譜動力分析設計所得之分析結果，可得各層樓之側向樓層變位 u_i ，並經由分析所得之各樓層層間剪力，反求各樓層側力 F_i ，其中 i 表第 i 樓層。

②設計的目標屬(b)情況時

依照耐震設計規範第三章之規定針對含消能元件之構架，進行動力反應譜分析，此處以等效阻尼比 β_{eff} 計得之阻尼比修正係數 B 折減之(若使用非線性液態黏滯阻尼器，則動力分析之調整係數為 $I/1.4$)。最後可得各樓層之側向樓層變位 u_i ，並經由分析所得之各樓層層間剪力，反求各樓層側力 F_i ，其中 i 表第 i 樓層。

(5) 設計各樓層之阻尼器 (阻尼常數 C 值與非線性係數 α)

一般採各樓層阻尼力水平分量正比於樓層層間剪力，亦即 $C_1/V_1 \doteq C_2/V_2 \doteq \dots \doteq C_j/V_j$ ，將該阻尼常數分配到各樓層之阻尼器，或是阻尼常數 C 採用各樓層阻尼器阻尼常數平均分配(Uniform Distribution)的方式，即 $C_j = C$ ，若每支阻尼器均使用相同之非線性係數，即 $\alpha_j = \alpha$ ， $\lambda_j = \lambda$ 。

將步驟(4)所得之各層的慣性力與位移(層間位移與層間剪力)，可求得各層阻尼器之軸向變形，配合步驟(1)設計黏滯阻尼比 β_v ，代入下式可計算阻尼常數 C 值，同時參考業界產品之合理出力值設計各阻尼器對應之 C 值($F = CV^\alpha$)，此時 C 值即為利用線性靜力分析求得之設計阻尼常數。

$$\beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k}$$

$$\sum_j W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^{\alpha_j} \sum_j \lambda_j C_j |f_j \Delta_{vj}|^{1+\alpha_j}$$

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中， W_{vj} 為第 j 個速度型消能元件完成一個完整循環所做的功； W_k 為構架之最大應變能； Δ_{vj} 為第 j 個阻尼裝置兩端之水平相對位移； F_i 為第 i 層的慣性力； u 為第 i 層的位移。

(6) 計算液態黏滯性阻尼器所需之最大容量

①設計的目標屬(a)情況時

依照耐震設計規範 10.1.2 節之規定計算：建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組以上時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。建築物之某一樓層於其主軸方向若提供少於 4 組之消能元件，或在樓層剛心之兩側配置少於 2 組時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移之 1.5 倍。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出之最大總速度的 1.5 倍所對應之力。

②設計的目標屬(b)情況時

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damper)，不用以折減不含消

能元件結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.1.2 節之規定。

(7) 檢核任一樓層液態黏滯性阻尼器所提供之層剪力與傳遞作用力構材之相關規定

①設計的目標屬(a)情況時

依照耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定，消能元件在任一樓層的抗力不得大於該樓層建築構架(含消能元件貢獻)總抗力的三分之一；用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(6)阻尼器的最大出力下，須使其在線彈性範圍之內，且提供足夠的勁度。

以線性動力分析計算第 j 消能元件於最大考量地震下之所需之最大軸向變位 δ_{rj} 。以線性動力反應譜分析計算最大出力之情況時需考慮三個可能導致阻尼器最大出力的位移情況加以考量計算：(1)最大變位情況(2)最大速度情況以及(3)最大加速度情況。

②設計的目標屬(b)情況時

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damping)，不用以折減原未加阻尼器結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定。

(8) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定

針對整體含消能元件結構構架，重新檢核耐震設計規範第二章、第三章之相關規定。

線性動力分析設計(Linear Dynamic Analysis, LD)－液態黏滯阻尼器

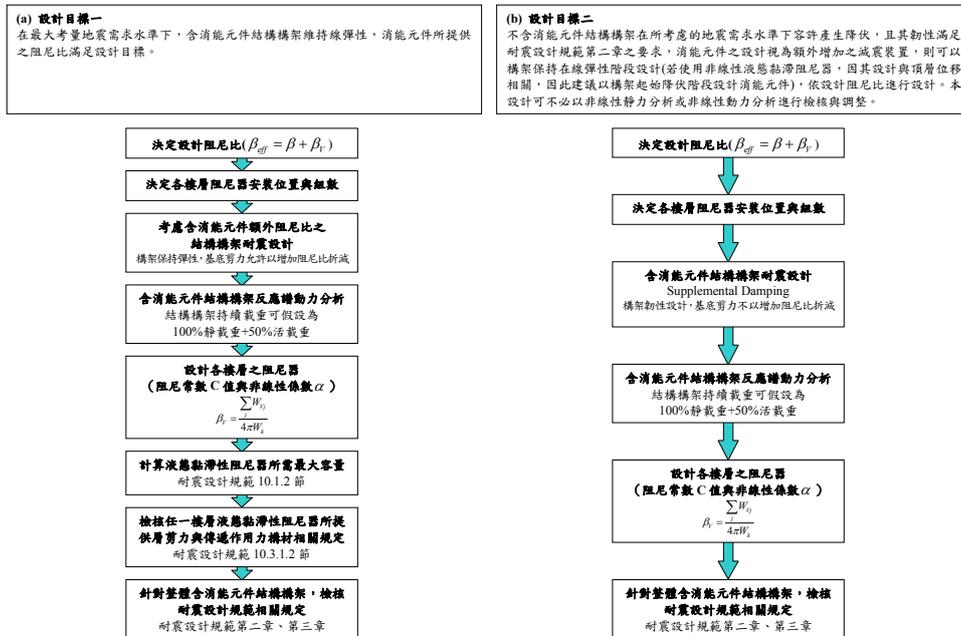


圖 4.19 線性動力分析設計－液態黏滯阻尼器

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(三) 非線性靜力分析 [建築物耐震設計規範及解說 10.4.1 節【5】]

在設計地震下，消能系統能正常發揮功能，原結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之容許韌性容量 R_a ；在最大考量地震下，消能系統仍能正常發揮功能，原結構體容許產生降伏。利用容量震譜法(Capacity Spectrum Method)進行非線性靜力分析。容量震譜法為非線性靜力分析的一種方法，利用側推分析(Pushover Analysis)直到建築物達到破壞機制為止，並將分析結果繪於 ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)之格式。其中，容量譜(Capacity Spectrum)為建築物本身的抗震能力；需求譜(Demand Spectrum)則為建築物於地表運動期間的需求，利用工址地層資料、土壤特性及震區等因素，並考量結構進入非線性後非彈性變形產生之能量消散折減而得之反應譜。當結構物進入非線性範圍時，結構物因構件降伏導致強度及勁度衰減，而使得整體結構物的週期拉長，非彈性變形形成之等效阻尼消散部分地震能量，進而折減需求譜。最後，非彈性需求譜及容量譜所產生之交點稱為功能績效點(Performance Point)，即代表該建築物所能承受的最大位移及地震強度。

本方法為依照耐震設計規範第二章之規定設計含消能元件結構構架，構架在所考量之地震需求水準下容許產生降伏，並確認韌性需求滿足規範之規定，且設計消能元件使其在所考量之地震需求水準下，消能元件提供足夠之阻尼比，並滿足設計要求。

分析設計流程圖可參考圖 4.20。分析步驟如下所述：

(1) 決定設計阻尼比

決定消能元件在所考量之地震需求水準下所提供之阻尼比(Viscous Damping Ratio, β_v)以及結構固有阻尼比(Inherent Damping Ratio, β)。

(2) 決定各樓層阻尼器安裝位置與組數

由預先決定設計構架之樓層數與跨數，選定液態黏滯性阻尼器安裝位置與組數。

(3) 考慮含消能元件額外阻尼比之結構構架耐震設計

針對含消能元件之構架，依照耐震設計規範第二章之規定進行構架斷面設計，惟設計水平總橫力 V 考慮含消能元件結構構架之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_v$)所對應之阻尼修正係數 B 折減計算之。折減後之設計水平總橫力，以不低於第二章僅考慮固有阻尼比 β 計算所得之最小設計總橫力 75%為限(耐震設計規範第 10.1.3.1 節)。

(4) 含消能元件結構構架之側向非線性靜力側推分析(Pushover Analysis)

依據耐震設計規範第二章之地震力豎向分配，進行含消能元件結構構架之非線性靜力側推分析，其中持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重。

(5) 以容量震譜法求得功能績效點(Performance Point)

決定設計需求下之設計阻尼比，起始阻尼比考慮為結構固有阻尼比 β + 消能元件額外增加之阻尼比 β_v 。在所考量之地震需求水準下，求取含消能元件結構構架之

功能績效點，並可求出含消能元件結構構架所對應之等效週期 T_{eff} 。(參照 ATC40，及 FEMA273、274 與 FEMA356、357 等文獻)

(6) 設計各樓層之阻尼器 (阻尼常數 C 值與非線性係數 α)

一般採各樓層阻尼力水平分量正比於樓層層間剪力，亦即 $C_1/V_1 \doteq C_2/V_2 \doteq \dots \doteq C_j/V_j$ ，將該阻尼常數分配到各樓層之阻尼器，或是阻尼常數 C 採用各樓層阻尼器阻尼常數平均分配(Uniform Distribution)的方式，即 $C_j = C$ ，若每支阻尼器均使用相同之非線性係數，即 $\alpha_j = \alpha$ ， $\lambda_j = \lambda$ 。

將步驟(5)所得之功能績效點(Performance Point)對應的各層慣性力與位移(層間位移與層間剪力)求出，並可求得各層阻尼器之軸向變形，配合步驟(1)設計黏滯阻尼比 β_v ，利用結構割線勁度對應之基本振態週期 T_{eff} ，代入下式可計算阻尼常數 C 值，同時參考業界產品之合理出力值設計各阻尼器對應之 C 值($F = CV^\alpha$)，此時 C 值即為利用非線性靜力分析求得之設計阻尼常數。

$$\beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k}$$

$$\sum_j W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T_{eff}} \right)^{\alpha_j} \sum_j \lambda_j C_j |f_j \Delta_{rj}|^{1+\alpha_j}$$

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中： W_{vj} 為第 j 個速度型消能元件完成一個完整循環所做的功； W_k 為構架之最大應變能； T_{eff} 為功能績效點(Performance point)對應割線勁度之等效週期； Δ_{rj} 為第 j 個阻尼裝置兩端之水平相對位移； α_j 為第 j 個阻尼器非線性係數； f_j 為第 j 個阻尼器位移放大因子(Displacement Magnification Factor)，若阻尼器為對角安裝，且傾斜角為 θ_j 時，則 $f_j = \cos \theta_j$ ； $\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$ 可參考 FEMA274 表 C9-4； F_i 為第 i 層的慣性力； u 為第 i 層的位移。

(7) 計算液態黏滯性阻尼器所需之最大容量

依照耐震設計規範 10.1.2 節之規定計算：建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組以上時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。建築物之某一樓層於其主軸方向若提供少於 4 組之消能元件，或在樓層剛心之兩側配置少於 2 組時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移之 1.5 倍。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出之最大總速度的 1.5 倍所對應之力。

(8) 檢核傳遞作用力構材之相關規定

用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(7)阻尼器的最大出力下，須使其

在線彈性範圍之內，且提供足夠的勁度。

以非線性靜力分析計算第 j 消能元件於最大考量地震下之所需之最大軸向變位 δ_{vj} 。以靜力分析計算最大出力之情況時需考慮三個可能導致阻尼器最大出力的位移情況加以考量計算：(1)最大變位情況(2)最大速度情況以及(3)最大加速度情況。

(9) 檢核韌性容量需求

依照耐震設計規範 10.1.2 節之規定計算：在設計地震下，消能系統能正常發揮功能，原結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之容許韌性容量 R_a ；在最大考量地震下，消能系統仍能正常發揮功能，原結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之韌性容量 R 。

(10) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定。

針對整體含消能元件結構構架，重新檢討耐震設計規範第二章與第三章相關規定。



圖 4.20 非線性靜力分析設計—液態黏滯阻尼器
 (資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(四) 非線性動力分析 [建築物耐震設計規範及解說 10.4.2 節【5】]

在依照耐震設計規範第十章線性靜力、線性動力與非線性靜力分析之規定設計含消能元件結構構架後，可選擇以非線性動力分析進行檢核。

1. 消能建築物之動力分析若以非線性歷時分析法進行時，非線性歷時分析時須以消能元件之遲滯模式為之。所輸入之地震記錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震記錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，其 5% 阻尼反應譜於 $0.2T_{eD}(T_{eM})$ 至 $1.5T_{eD}(T_{eM})$ 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之 90% 及於此週期範圍內之平均值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之平均值，其中 $T_{eD}(T_{eM})$ 為消能建物於設計地震(最大考量地震)下之有效振動週期。
2. 若使用七組、或更多組的地震加速度歷時，所得反應的平均值可作為設計之用。
3. 若消能元件之性質相依於運作頻率、操作溫度(含因運作所造成之溫度上升)、變形(或應變)、速度、支承載重及雙向載重等因素，則於非線性動力歷時分析時須計及此些因素之影響。由於影響因素眾多，所以須進行多次不同之分析以確定消能元件之可能反應值，建築物及消能元件須以多次不同分析之最大反應來加以設計。
4. 構架本身若有產生阻尼力，分析及設計構架時須包含此一阻尼力；桿件之作用力歷時須以桿端位移及速度來推估。
5. 含消能元件之建築物之許可反應，消能元件之穩定反應具有關鍵性，因此，消能元件用於設計地震及最大考量地震分析時，其力及位移性質須經由實體試驗[規範 10.7 節]資料來決定。
6. 輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳。地震紀錄在長周期 (T_{eD}) 範圍之反應譜，應考量土壤之長周期反應特性[規範 3.7 節]。

第三節 試驗驗證**壹、三層樓之兩跨乘兩跨空間鋼構架**

為探討、比較以線性及非線性液態黏性阻尼器為減震元件之結構物受地震力之反應，以及不同阻尼器裝置方式之減震效益，黃震興教授等人【28、29、30、35】於 2000~2003 年在國家地震工程研究中心(National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE)進行一系列之振動台試驗，將線性及非線性阻尼器分別以對角斜撐及上肘型斜撐之方式裝設於一三層樓鋼構架之上，並與一般傳統抗彎矩空構架進行之振動台試驗相互比較。

本試驗所使用之試驗結構將設計為一縮小比例為 0.4 之兩跨三層空間鋼構架，其結構系統於 X 及 Y 方向分別設計為抗彎構架及二元系統，鋼結構樓層每一樓層平面尺寸皆為 $4.5m \times 4m$ ，除第一層樓高 $1.5m$ 外，其餘二、三樓皆為 $1.25m$ ；除構架本身自重外，第一、二層之設計靜載重為 $500kg/m^2$ ，頂樓(第三樓層)之設計靜載

重為 375kg/m^2 ，如此則使結構總質量約在 40 公噸以內。

阻尼器性能測試之實驗配置如圖 4.21 所示，外部水平油壓制動器施加力量於阻尼器之主軸方向，兩支垂直油壓制動器經過位移的校正使上部橫樑(Top Beam)在實驗過程中保持水平，阻尼器之受力及位移量則由裝置於其上的測力計(load cell)及位移計直接量測。外部水平千斤頂以位移控制，推出不同頻率之正弦函數位移。經由阻尼力與速度之回歸則可分別求得各個阻尼器之 C 及 α ，如圖 4.22、4.23 所示。

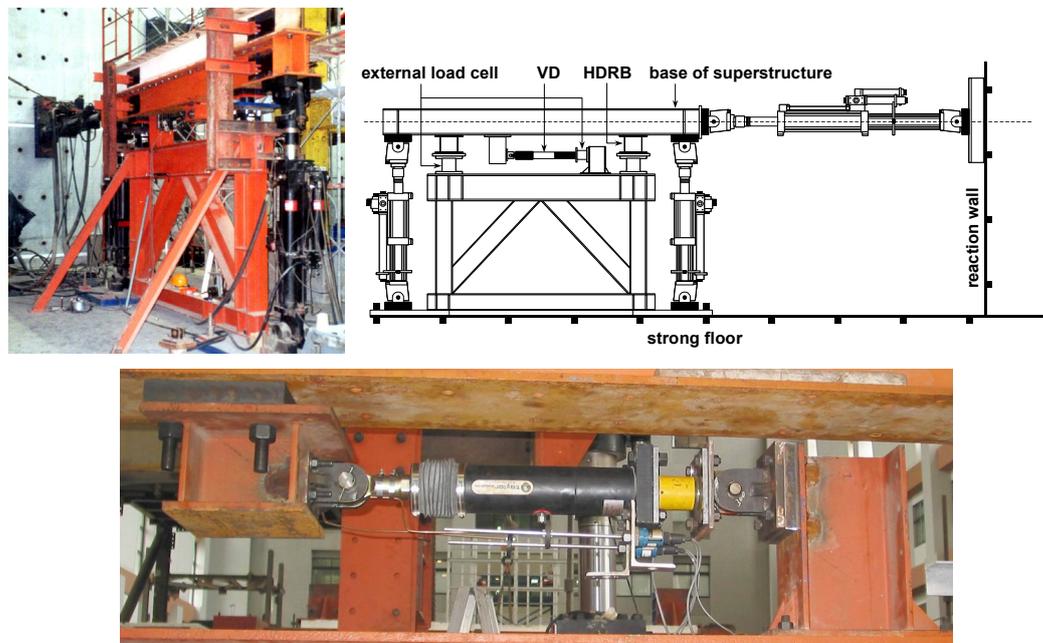


圖 4.21 黏性阻尼器性能測試裝置

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

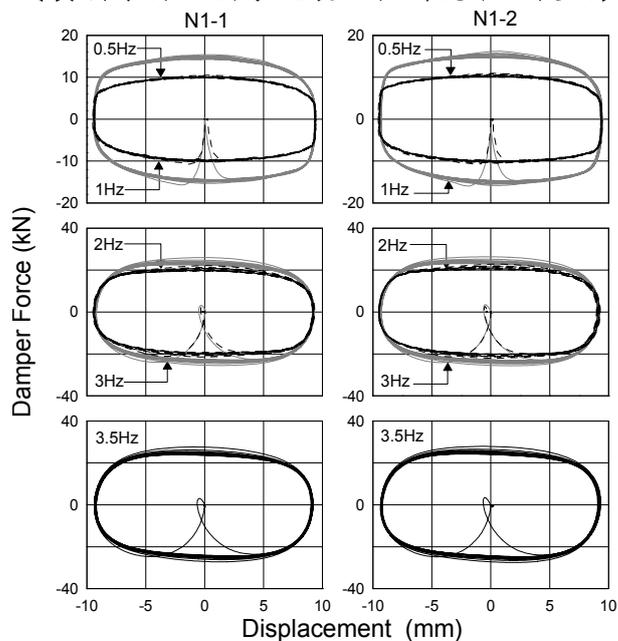


圖 4.22 非線性黏性阻尼器力與位移遲滯迴圈圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

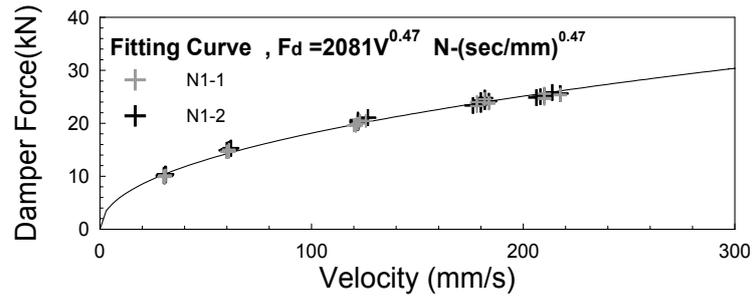


圖 4.23 非線性黏性阻尼器力與速度關係

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

本試驗共分五個階段，第一階段為一般抗彎矩空構架(Moment Resistant Frame，簡寫為 M.F.)，即不裝設液態黏性阻尼器之構架，做為加裝阻尼器構架之減震效益的比較基準。第二階段為含線性阻尼器之對角斜撐構架(Diagonal Braced Frame with Linear Dampers，簡稱為 D.L.)，第三階段含非線性阻尼器之對角斜撐構架(Diagonal Braced Frame with Nonlinear Dampers，簡稱為 D.N.)，第四、五階段分別為含線性與非線性阻尼器之上肘型斜撐構架(Toggle Braced Frame with Linear or Nonlinear Dampers，簡稱為 T.L. 和 T.N.)。其架設於振動台上之整體外觀如圖 4.24、4.25 所示。



圖 4.24 含黏性阻尼器之對角斜撐構架

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)



圖 4.25 含黏性阻尼器之上肘型斜撐構架

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

在地震模擬試驗開始之前，為識別試驗構架之特性以利後續分析工作之開展，需先進行白訊試驗(White Noise Test)。利用振動台製造一頻率內涵包含 0~25Hz 之白訊(White Noise)以激振構架，記錄基底及各樓層之加速度歷時反應，各樓層與基底加速度反應於頻率域之振幅比值即為構架之傳遞函數(Transfer Function)，可識別出構架之頻率、振態(Mode Shape)及阻尼比。圖 4.26 為空構架與線性、非線性阻尼器之對角構架之轉換函數，由圖中可明顯看出含阻尼器之構架，其第二、三模態幾乎都已不太明顯，可見能有效抑制高頻部分的反應，且可明顯降低構架整體的反應。比較線性與非線性阻尼器之構架，非線性阻尼器構架有較線性阻尼器更低之轉換函數值(結構反應較小)。

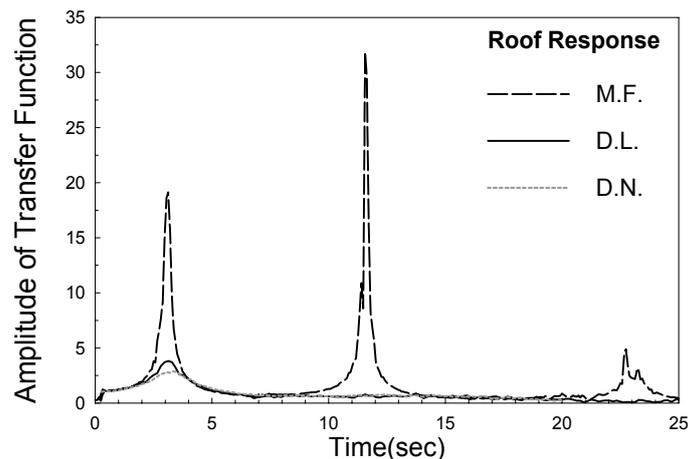


圖 4.26 不同試驗構架之轉換函數

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

本振動台試驗選用之地震資料除常用之國外地震紀錄，民國八十八年重創本島中部造成重大人員傷亡、財物損失的 921 集集大地震，亦為本研究關注的重點，所選用之三個測站地震資料，TCU068 為典型近斷層地震，其特色為高 PGA(Peak Ground Acceleration)，且具有明顯突出之速度脈衝，TCU048 台中市東海大學測站位於斷層下盤，為地震特性不同於 TCU068 測站資料之遠斷層地震，TCU17 測站之地震紀錄，其反應譜涵蓋了較廣的頻率範圍，屬較長週期地震。

由圖 4.27 可比較所有試驗構架於地震歷時下整體反應之極值，包括各樓層絕對加速度、對地表相對位移、樓層剪力(除以構架總重予以無因次化)及層間變位角，顯示黏性阻尼器的裝設的確提高了構架阻尼比，降低構架受地震力之反應。裝設相同阻尼器之肘型斜撐優於對角斜撐，位移方面約為對角裝置之 50%~85%左右，加速度約為對角裝置之 72%~95%左右。由圖 4.2.8 絕對加速度、相對位移之歷時反應中也可明顯觀察到除了峰值的折減外，整體之反應亦有明顯之折減。若比較對角斜撐構架及肘型斜撐構架之反應，肘型斜撐構架反應之峰值明顯低於對角斜撐構架，在變形較大之處，可明顯看出其折減效果，但於地震力較小處，肘型斜撐與對角斜撐之表現則較無太大差異，其原因可能因於小地震下，位移量較小，鉸接處縫隙影響肘型斜撐較大，以致肘型斜撐無法發揮預期之效能。

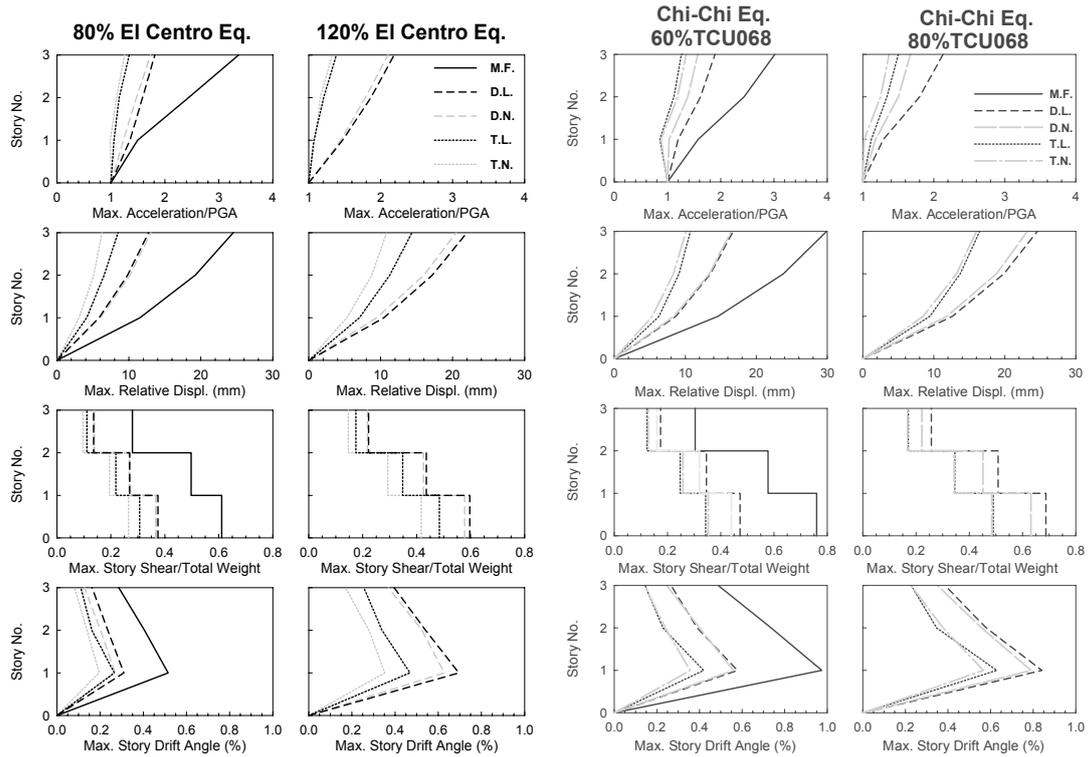
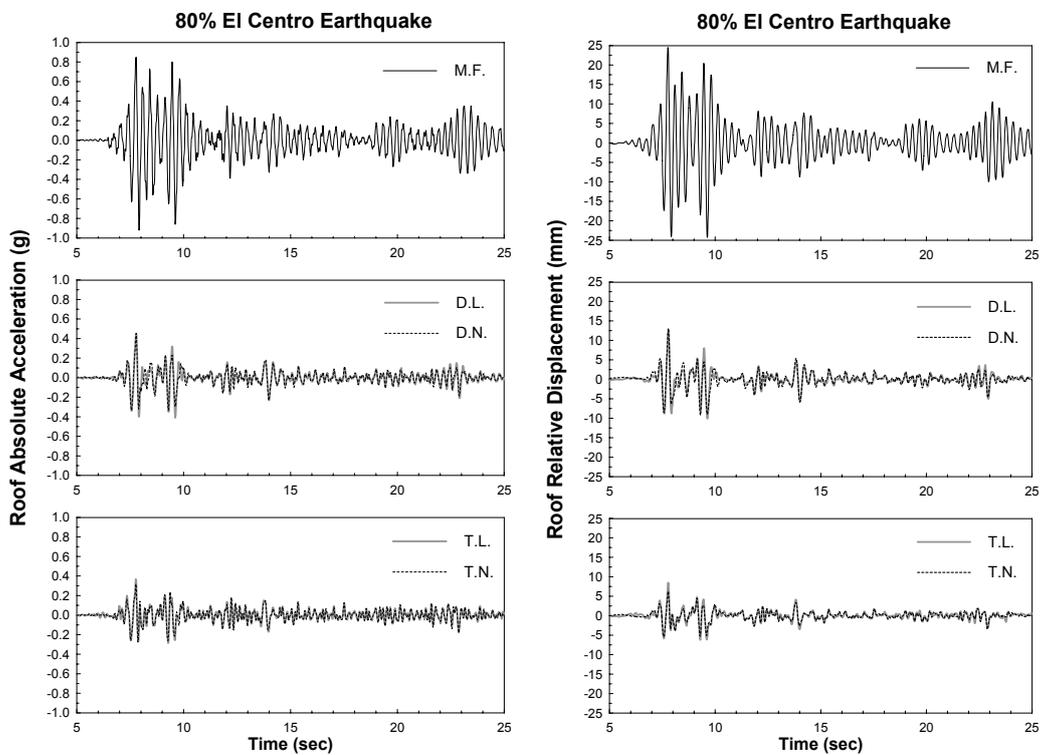


圖 4.27 不同試驗構架於地震歷時下整體反應之極值
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)



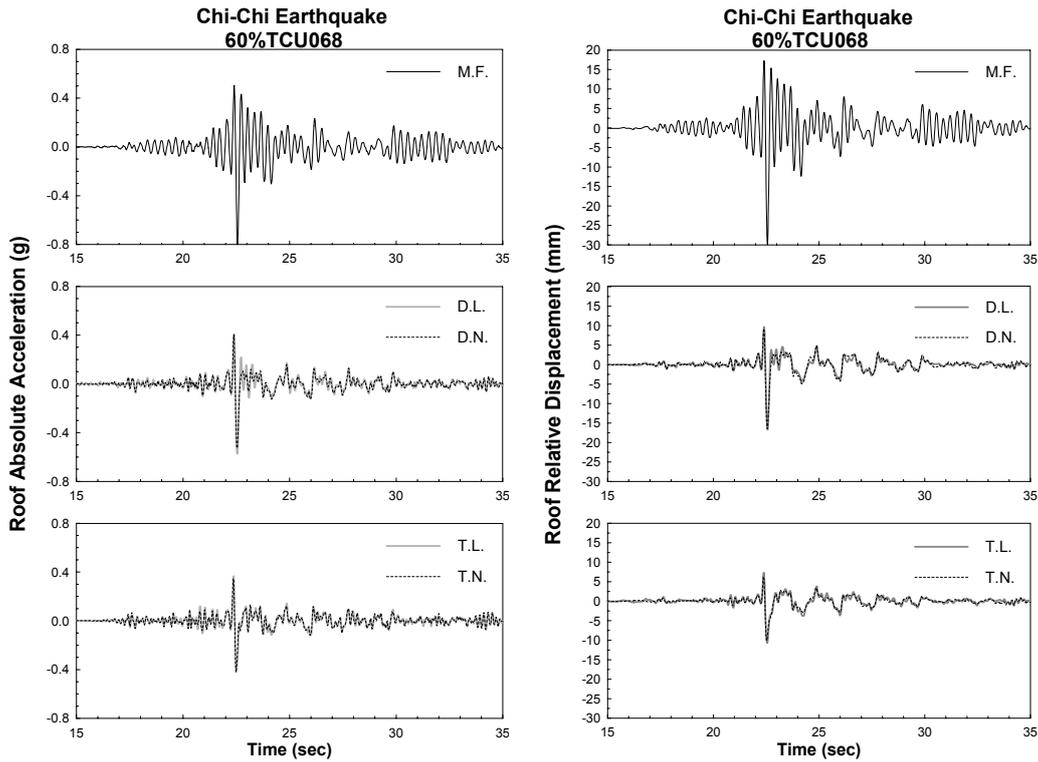


圖 4.28 不同試驗構架於頂層絕對加速度與相對位移之歷時反應
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

由層間剪力與層間變位角之遲滯迴圈圖中顯示，阻尼器之裝設降低了層間剪力及層間位移角，且由遲滯迴圈之形狀可知，構架消能能力明顯增加。構架藉由阻尼器之裝設可供地震輸入能量之消散，故能延緩構架之降伏。可觀察到肘型斜撐有效降低結構之層間剪力與層間變位角，而非線性阻尼器之折減效果則較線性阻尼器稍佳。

由圖 4.29 中小地震層級時含非線阻尼器構架之一樓層間剪力絕大部分皆小於含線性阻尼器之構架，但非線性阻尼器之阻尼力卻大於線性阻尼器之阻尼力，顯示非線性阻尼器於系統中阻尼力之貢獻比例大於線性阻尼器。構架之層間剪力可視為由阻尼器及結構之樑柱等共同分擔，非線性阻尼器與線性阻尼器比較，不但能使層間剪力降低較多，且能負擔較大比例之力量，相對而言結構之樑柱負擔之力量則較輕，故非線性阻尼器之效能優於線性阻尼器。不過隨著地震力再大於某一程度，非線性阻尼器此項優勢可能將不復見，雖然本試驗中之結果並未說明此現象，但由非線性阻尼器與線性阻尼器之阻尼力與速度關係圖中，應可得到此推論。

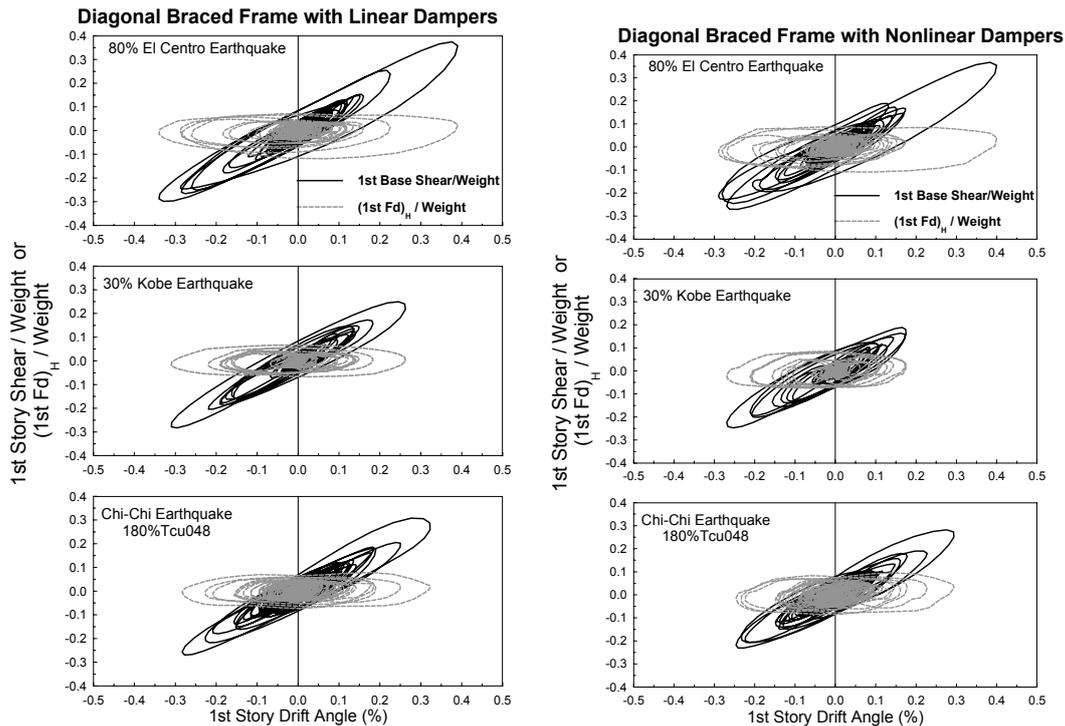


圖 4.29 中小地震時含黏性阻尼器對角斜撐構架一樓層間位移與層間剪力

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

愈來愈多研究指出，評估地震對結構物破壞潛勢較直接之指標，並非能量而是功率(Power)，即單位時間內輸入之能量。亦即地震之破壞潛勢或結構物受地震力之反應與地震輸入之總能量相關外，尚需考慮能量輸入之時間因素。因此提出地震瞬時輸入能量(Momentary Input Power)之概念，做為評估地震破壞潛勢之指標。

其中 180%TCU048 及 60%TCU068 地震即表現出兩種不同特性之地震輸入狀況，如圖 4.30。由其瞬時輸入能量時間歷時圖，非常清楚地展現出地震的不同特性：離斷層帶較遠的 TCU048 地震在較長時間範圍內陸續而多次地送入能量；近斷層地震 TCU068，則於一短時間內給予構架重擊，即在短時間內送出大量能量。在輸入總能量上後者低於前者，但構架之反應極值 60%TCU068 卻超越了 180%TCU048 地震。另外，地震瞬時輸入能量與結構位移反應直接相關，含阻尼器之構架不但能使構架之瞬時能量下降，且消能能力大增，故構架之位移反應將更小，所以黏性阻尼器裝置確實有助於結構能量之消散與結構反應之折減。

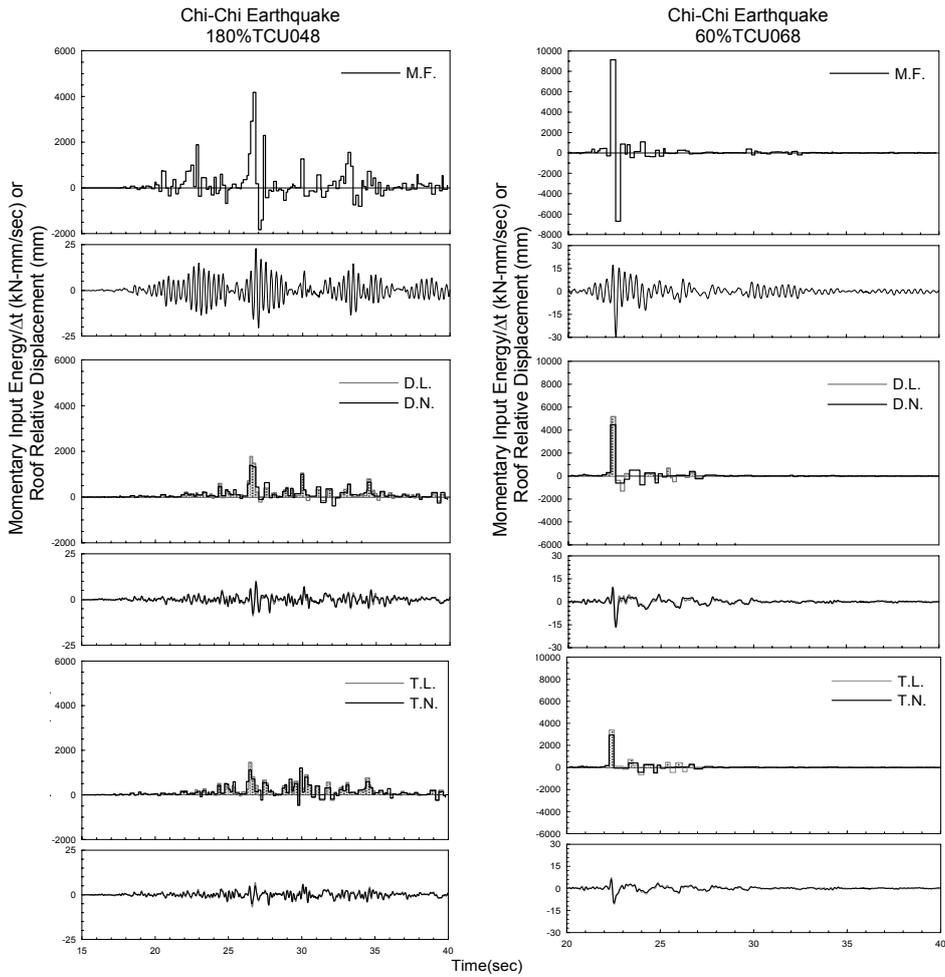


圖 4.30 不同試驗構架之地震瞬時輸入能量與頂層位移

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

探討黏性阻尼器裝設對結構微振動量之影響，比較含黏性阻尼器結構及不含阻尼器結構之微振動量測結果，顯示黏性阻尼器之裝設對於結構之微振動量有良好之抑制效果，不論在其主要震盪頻率或高頻之反應皆能有效之抑制，見圖 4.31。

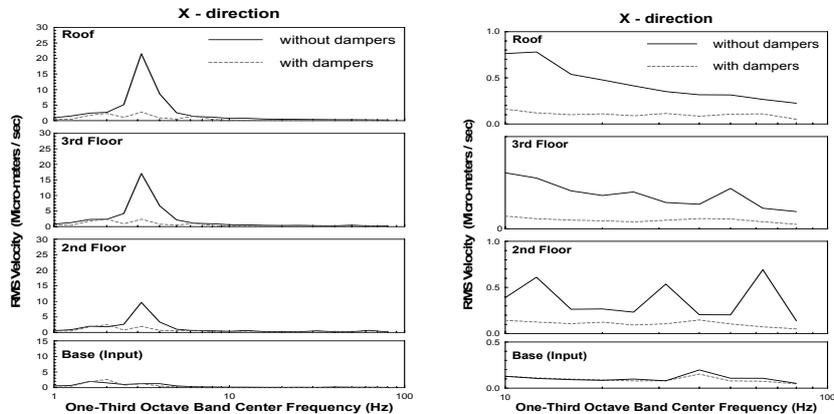


圖 4.31 不同試驗構架之速度均方根值

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

貳、三層樓之兩跨乘兩跨空間鋼筋混凝土構架

黃震興教授等人【33、36】於 2004 年在國家地震工程研究中心(National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE)進行 RC 建築結構加裝液態黏性阻尼器之振動台試驗，由於非結構牆的側向勁度與強度將大大降低結構之層間變形，針對高勁度結構物阻尼器變位量過小之缺點，採用一種新的阻尼器裝置方式—肘型斜撐系統(Toggle Brace)，利用幾何關係將阻尼器之變位量放大，高於層間變位量，連帶使阻尼器活塞運動速度增加，以發揮更大之功效。並探討 RC 結構在 RC 牆逐漸產生大量裂縫的同時，黏性阻尼器是否因結構位移增加及週期延長而能適時地提供大量的阻尼力，以補救結構強度的損失，而使得 RC 結構得以在大地震中減少損害。

本研究將設計兩棟含非結構牆之抗彎矩構架，並於其中一棟加裝非線性黏性阻尼器，進行振動台地震模擬試驗，由結構反應之折減與地震能量觀點評估加裝阻尼器後之減震效益。試驗結構為 1/2.5 縮尺三層樓之兩跨乘兩跨空間 RC 構架，因 RC 結構之縮尺比例與真正力學行為很難有直接之因次分析(Dimension Analysis)的關係存在，因此本研究將直接針對試驗結構進行耐震設計，惟所採用之設計反應譜週期依 $1/\sqrt{2.5} \approx 0.625$ 比例縮小，縮尺模型為滿足與原型結構之相似法則(Similitude Law)須添加額外質量塊模擬靜載重與活載重，加上結構本身自重後結構各樓層之重量從二樓樓版至頂樓依序約為 155.0 KN、154.6 KN、128.9 KN。

經由阻尼器性能測試之實驗與阻尼力與速度之回歸則可分別求得各個阻尼器之 C 及 α 。本試驗共分三個階段，首先測試含非結構牆之 RC 抗彎構架(WMRF，如圖 4.32)，其次測試加裝阻尼器之含非結構牆 RC 抗彎構架(DMRF，如圖 4.33)，最後則測試 RC 純抗彎構架(PMRF)，為明瞭試驗構架之動力特性，如振動頻率、模態、整體阻尼比等，每階段地震模擬試驗前，皆先進行白訊(White Noise)試驗，以識別在每次地震試驗後結構本身動態特性(週期、振態)改變情形。



圖 4.32 含非結構牆之 RC 抗彎構架
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

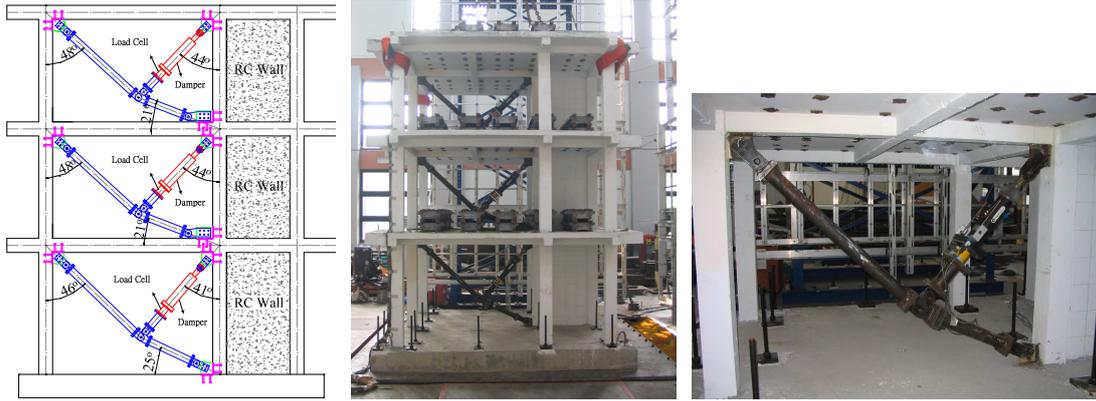


圖 4.33 加裝阻尼器之含非結構牆 RC 抗彎構架

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

本振動台試驗共選用五組地震資料，地震資料均選用近年來對國內損傷嚴重之 921 與 331 自由場之地表加速度歷時記錄。其中 TAP100、TAP021 與 TAP022 測站為台北盆地具較軟弱地盤特性之地震資料，而 TCU017 與 TCU078 測站則擁有較堅實地盤之地震特性。由這些不同特性之地震，考驗不同結構之受震反應及耐震能力。本試驗所有地震資料均為一般遠域斷層震波，對於具有明顯速度脈衝之近斷層地震並未包含在本次試驗範圍內。

表 4.3 為不同地震模擬試驗之結構反應比值，在層間變形角小於 0.2%時(約層間變形 3.5mm)，阻尼器之軸向位移受銜接處縫隙影響大，加速度反應反而略有增加之情形，當層間變形克服了銜接縫隙之影響後，阻尼器得以透過肘型斜撐有效發揮消能作用，不論在加速度或樓層位移上均有不錯折減效果。圖 4.34 為 200% Tcu078 地震試驗不同構架之頂樓加速度與位移歷時比較，試驗結果顯示加裝阻尼器結構之整體反應亦有明顯之折減。圖 4.35 為試驗構架於 100% Tcu078 地震試驗之能量歷時分佈，圖中顯示加裝非線性黏性阻尼器可有效收吸地震輸入能量，減少結構之彈性應變能，降低結構以降伏消散地震能量之需求。評估地震對結構物破壞潛勢較直接之指標，並非能量而是功率(Power)，即單位時間內輸入之能量。圖 4.36、4.37 為不同構架於 200% Tcu078 地震試驗之瞬時輸入能量與瞬時結構降伏遲滯能之歷時圖，圖中顯示加裝阻尼器結構不論在瞬時輸入能量或瞬時結構降伏遲滯能方面均小於空構架，顯示加裝阻尼器可降低地震對結構物之破壞潛勢，減少結構降伏之需求。

表 4.3 有無加裝阻尼器構架之地震模擬試驗反應比值

Excitation	Frame Type	Max. Rel. Displ. Ratio			Max. Abs. Acc. Ratio		
		WF or DF / WF*			WF or DF / WF*		
		2 nd	3 rd	Roof	2 nd	3 rd	Roof
100% TAP100EW	WMRF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	DMRF	0.70	0.90	0.93	1.07	1.10	1.07
200% TCU017NS	WMRF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	DMRF	0.51	0.82	0.74	1.39	1.29	1.03

100% TCU078EW	WMRF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	DMRF	0.59	0.68	0.61	1.16	1.11	0.89
200% TCU078EW	WMRF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	DMRF	0.51	0.57	0.53	0.98	0.97	0.79
300% TCU078EW	WMRF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	DMRF	0.52	0.60	0.56	0.82	0.98	0.81

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

200% Tcu078 EW 921 Earthquake

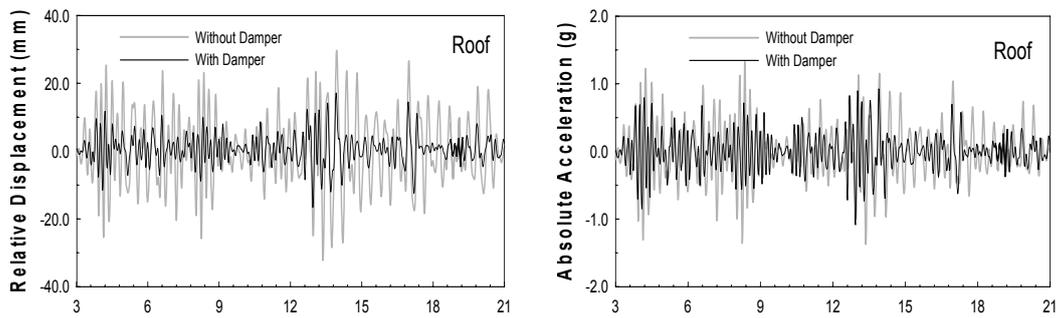


圖 4.34 結構有無加裝阻尼器於 200% Tcu078 地震試驗之反應比較

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

100% Tcu078 EW 921 Earthquake

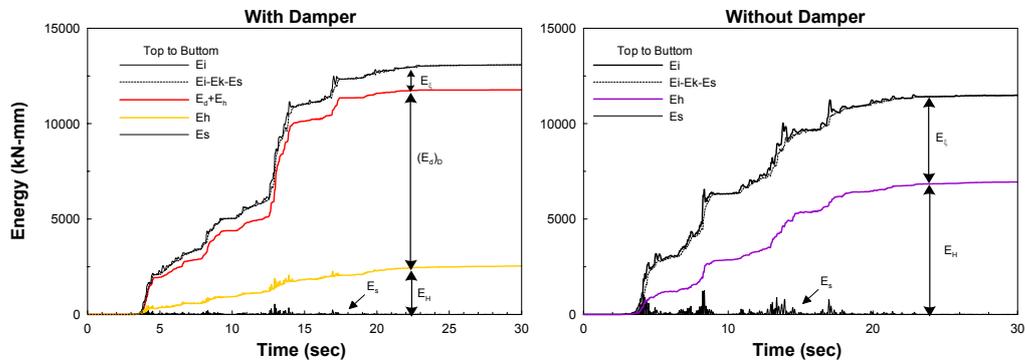


圖 4.35 結構有無加裝阻尼器於 100% Tcu078 地震試驗之能量歷時比較

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

200% Tcu078 EW 921 Earthquake

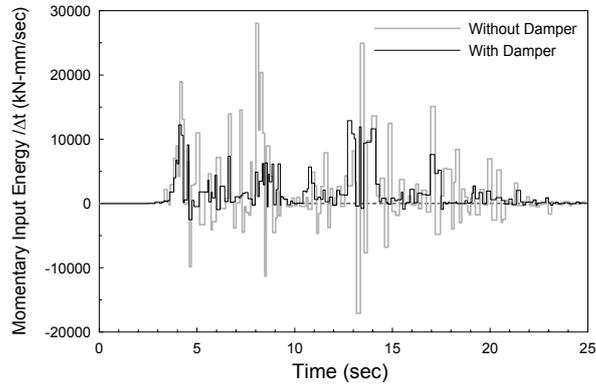


圖 4.36 結構有無加裝阻尼器於 200% Tcu078 地震試驗之瞬時輸入能量歷時比較

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

200% Tcu078 EW 921 Earthquake

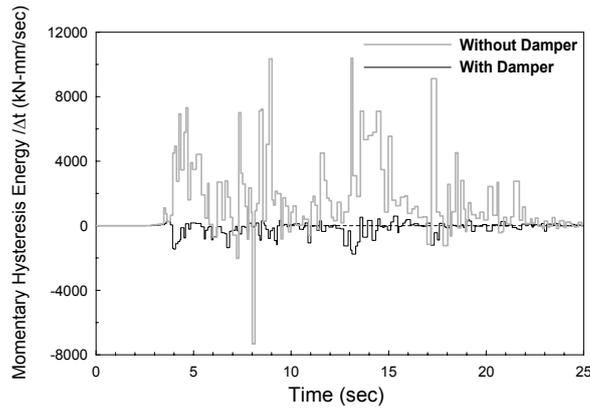


圖 4.37 結構有無加裝阻尼器於 200% Tcu078 地震試驗之瞬時降伏遲滯能量歷時比較

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

用肘型斜撐黏性阻尼系統可有效增加含牆結構之耐震能力，透過肘型斜撐的位移放大效應阻尼器可在較小層間變形下即有效吸收地震輸入能量，以克服含牆結構層間變形較小之問題。在較大地震力輸入時加裝阻尼器不但降低結構位移反應(彈性應變能)，亦減少桿件以降伏承受地震力之需求(結構降伏遲滯能)，有效增加結構之耐震能力。以瞬時輸入能量評估地震對結構破壞潛勢方面，實驗數據分析結果顯示加裝阻尼器後可有效降低地震之瞬時輸入能量，加裝阻尼器對於地震力對結構之破壞控制表現良好。

第四節 應用示範例

壹、線性靜力分析設計

1.設計目標(參考圖 4.17 線性靜力分析設計之設計目標一)

在最大考量地震需求水準下，含消能元件結構構架維持線彈性，消能元件所提供之阻尼比滿足設計目標。

2.結構系統概述

基地位置：假設位於桃園市，屬第二類地盤
 建築規模：地上六層、地下一層
 建築用途：一般辦公室
 構造種類：鋼骨造
 結構系統：韌性抗彎矩構架(SMRF)+消能元件
 結構平面：如圖 4.38
 構架立面：如圖 4.39~圖 4.41
 樓層高度及用途：

表 4.4 各樓層重量

樓層別	樓層高度(m)	面積(m ²)	用途
RF	—	1,215	避難平台、屋頂花園
2~6F	4.0	1,215	一般辦公室
1F	4.0	1,215	大廳、一般零售業

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

設計載重：

靜載重：

(1)結構鋼	7.85 t/m ³
(2)鋼筋混凝土	2.40 t/m ³
(3)屋頂防水、隔熱、粉刷	0.15 t/m ³
(4)樓版、管線、天花	0.10 t/m ³
(5)帷幕外牆	0.10 t/m ² (立面)
(6)輕隔間	0.10 t/m ² (平面)

活載重：

(1)避難平台(RF)	0.5 t/m ²
(2)一般辦公室(6F~2F)	0.3 t/m ²
(3)地面層	1.0 t/m ²
(4)機房	1.0 t/m ²

表 4.5 各樓層重量

樓層	使用用途	面積 (m ²)	靜載重		設計活載重 (t/m ²)
			重量(t)	平均重(t/m ²)	
RF	屋頂避難平台	1215	911.25	0.75	0.5
6F	一般辦公室	1215	850.5	0.7	0.3
5F	一般辦公室	1215	850.5	0.7	0.3
4F	一般辦公室	1215	850.5	0.7	0.3
3F	一般辦公室	1215	850.5	0.7	0.3
2F	一般辦公室	1215	850.5	0.7	0.3
上部結構總重為 5163.75 t					

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

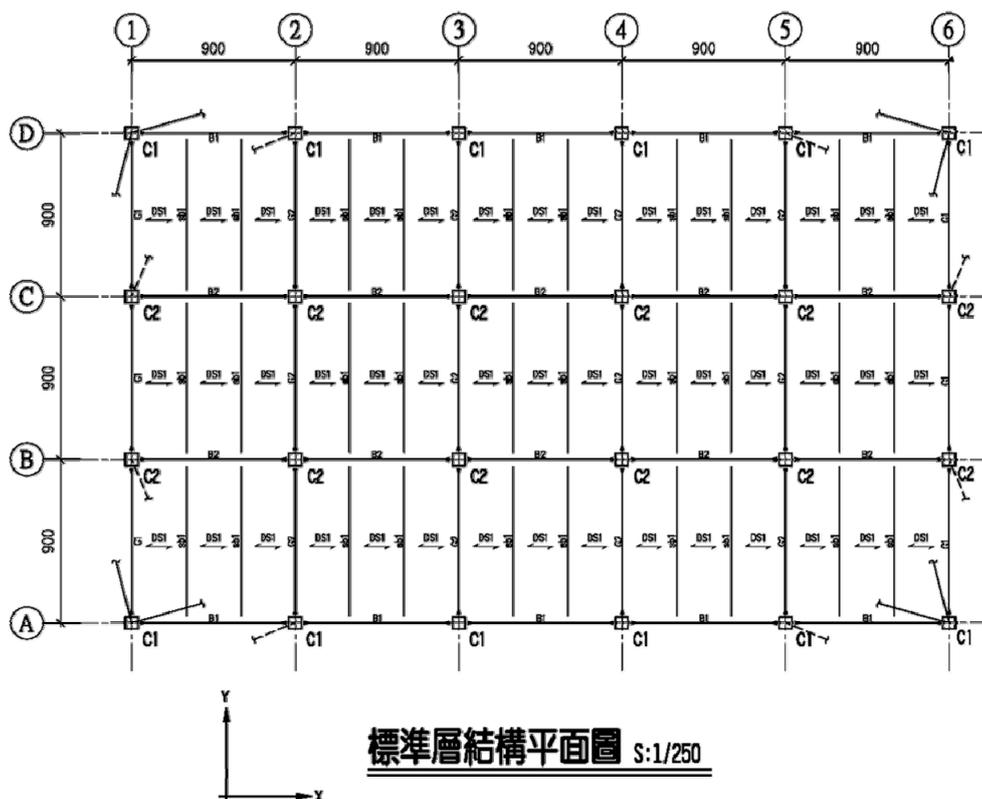
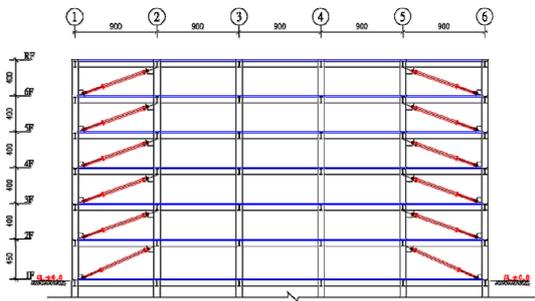
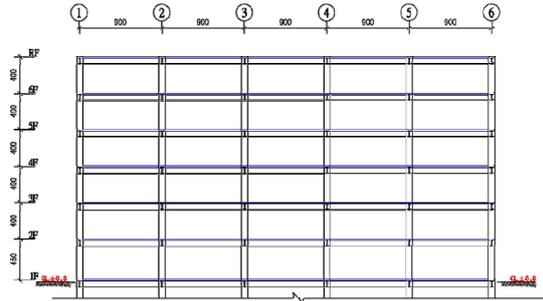


圖 4.38 標準層結構平面圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)



LINE A、D 結構立面圖 S:1/250
註：1. 樓板高低差詳應變圖，梁高程以應變圖為準。

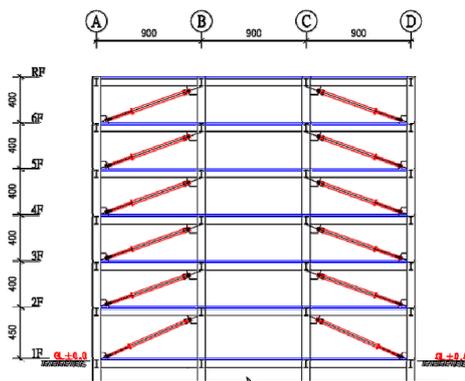


LINE B、C 結構立面圖 S:1/250
註：1. 樓板高低差詳應變圖，梁高程以應變圖為準。

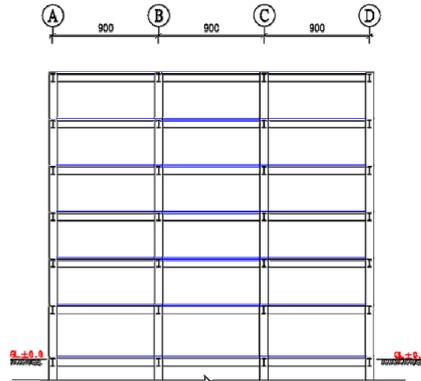
圖 4.39 X 向外側構架立面圖

圖 4.40 X 向內側構架立面圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)



LINE 1、6 結構立面圖 S:1/250
註：1. 樓板高低差詳應變圖，梁高程以應變圖為準。



LINE 2-5 結構立面圖 S:1/250
註：1. 樓板高低差詳應變圖，梁高程以應變圖為準。

圖 4.41 Y 向構架立面圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

3. 地震力譜加速度係數

依據[建築物耐震設計規範及解說](以下簡稱規範)，地震力分析參數：

工址位於桃園市東區，震區水平譜加速度係數：

$$S_S^D = 0.5 \quad S_1^D = 0.3 \quad S_S^M = 0.8 \quad S_1^M = 0.4 \quad [\text{規範表 2-1}]$$

假設本案工址不受近斷層效應的影響。

近斷層調整因子 $N_A = 1.0$, $N_V = 1.0$ [規範表 2-5-4]

工址屬第二類地盤，工址放大係數為

地震回歸期 475 年設計地震 $F_a = 1.1$, $F_v = 1.5$ [規範表 2-2]

地震回歸期 2500 年設計地震 $F_a = 1.0$, $F_v = 1.3$ [規範表 2-2]

得 $S_{DS} = F_a S_S^D = 1.1 \times 0.5 = 0.55$ [規範第 2.5 節]

$S_{D1} = F_v S_1^D = 1.5 \times 0.3 = 0.45$

$T_D^0 = 0.818 \text{ sec}$ [規範第 2.6 節]

$S_{MS} = F_a S_s^M = 1.0 \times 0.8 = 0.80$ [規範第 2.5 節]

$S_{M1} = F_v S_1^M = 1.3 \times 0.4 = 0.52$

$T_M^0 = 0.65 \text{ sec}$ [規範第 2.6 節]

4. 進行線性靜力分析設計

<方法一>

(1) 決定設計阻尼比

假定本案中黏滯阻尼比(β_v)為 10%，結構固有阻尼比(β)為 5%。而遲滯阻尼比(β_D)因結構須保持彈性為 0%。

(2) 決定各樓層阻尼器安裝位置與組數

本結構在每層樓兩側外跨設計裝置 FVD 阻尼器，各樓層各方向有 4 根 FVD，滿足規範 10.1.2 節中「建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組，FVD 之容量須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。」

(3) 含消能元件結構構架耐震設計

在最大考量地震下，考慮含消能元件構架之等效阻尼比 β_{eff} 所對應之阻尼修正係數 B ，依耐震設計規範第三章表 3.1、3.2 方式來折減含消能元件結構構架於最大考量地震下之彈性設計水平地震力 V ，惟折減後之彈性設計水平地震力，以不低於僅考慮固有阻尼比 β 計算之彈性設計水平地震力之 75% 為限。設計構架桿件斷面尺寸時，須確認構架保持彈性。

桿件尺寸及材料說明

表 4.6 線性靜力分析之大梁尺寸表

樓層	編號	桿件尺寸 (mm)	材料
RF~2F	B1	H650×300×14×35	$f_y = 3300 \text{ kg/cm}^2$
RF~2F	B2	H650×300×12×25	

RF~2F	G1,G2	H650×300×14×35	
-------	-------	----------------	--

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

表 4.7 線性靜力分析之柱尺寸表

樓層	編號	桿件尺寸 (mm)	材料
1F~2F	C1	箱型鋼柱□700×700×40×40	f _y =3300 kg/cm ²
3F~6F	C1	箱型鋼柱□650×650×25×25	
1F~2F	C2	箱型鋼柱□700×700×35×35	
3F~6F	C2	箱型鋼柱□650×650×25×25	

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(4) 設計頂層位移 A

在最大考量地震下，求得第一振態週期於等效阻尼比 β_{eff} 下之彈性位移反應譜值 $S_d(T, \beta_{eff})$ ，再考慮第一振態之模態參與因子(Modal Participation Factor, Γ_1)，可估算頂層最大位移 A 。

$$T=0.97\text{sec}$$

$$\text{計算得 } A=\Gamma_1 \times S_d=0.1109 \text{ m}$$

(5) 設計各樓層之阻尼器 (阻尼常數 C 值與非線性係數 α)

本例的阻尼常數 C 採用各樓層阻尼器阻尼常數平均分配(Uniform Distribution)的方式，且每支阻尼器均使用相同之非線性係數，則可得

$$C = \frac{2\pi\beta_v \omega^{2-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}{\lambda \sum_j (f_j \phi_{rj})^{1+\alpha}} \quad \text{或} \quad C = \frac{(2\pi)^{3-\alpha} \beta_v A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}{T^{2-\alpha} \lambda \sum_j (f_j \phi_{rj})^{1+\alpha}}$$

其中， ω 為第一振態角頻率； m_i 為第 i 個自由度之質量； ϕ_i 為第一振態第 i 個自由度之位移； α_j 為第 j 個阻尼器非線性係數； f_j 為第 j 個阻尼器位移放大因子(Displacement Magnification Factor)，若阻尼器為對角安裝，且傾斜角為 θ_j 時，則 $f_j = \cos \theta_j$ ； ϕ_{rj} 為第一個振態第 j 個阻尼器兩端之水平相對位移； $\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$ ，本例中阻尼器採非線性阻尼器， $F = CV^\alpha$ ，

其中非線性係數 $\alpha=0.3$ ，可參考報告附表 4.1， $\lambda=3.67$ 。

計算結果如表 4.8。

表 4.8 線性靜力分析之模態分析結果

1	2	3	4	5	6	7	8
樓層 i	第一模態 Φ_i (m)	正規化第一模態 Φ_i	第一模態中相對差值 Φ_{ri}	質量 m_i (kg/g)	$m_i\Phi_i^2$	$(\Phi_{ri}*\cos\theta)^{(1+a)}$	$C_j(t-s^{0.3}-m^{-0.3})$
RF	0.060	1	0.098	92889.90	92889.90	0.044	102
6F	0.054	0.902	0.157	86697.25	70475.76	0.080	102
5F	0.045	0.744	0.209	86697.25	48047.35	0.116	102
4F	0.032	0.536	0.235	86697.25	24871.96	0.135	102
3F	0.018	0.301	0.198	86697.25	7841.05	0.108	102
2F	0.006	0.103	0.103	86697.25	917.11	0.046	102
	合計				245043.13	0.530	

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(6) 計算液態黏滯性阻尼器所需之最大容量

依[規範 10.1.2 節] 檢核阻尼器(FVD)之容量須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。其中 FVD 之最大受力須大於最大考量地震計算出最大總速度所對應之力，最大衝程不得小於最大考量地震時阻尼器兩端之相對變位。

以本例 4F 為例：

$$F_j = CV^\alpha = C_j (\omega \Delta_{rj} \times \cos\theta_j)^\alpha = (2\pi/T)^\alpha C_j (\Delta_{rj} \times \cos\theta_j)^\alpha \quad [\text{FEMA274 C9-60}]$$

$$\omega = 2\pi/T = 6.465 \text{ rad/sec}, \quad V = \omega \times \Delta_{rj} \times \cos\theta = 6.465 \times 0.0270 = 0.174 \text{ m/sec}$$

$$F = CV^\alpha = 110 \times 0.174^{0.3} = 65.15 \text{ ton}$$

FVD 阻尼器之各項設計參數詳表 4.9。

表 4.9 線性靜力分析之 FVD 阻尼器設計參數

1	2	3	4
樓層	阻尼常數 C $(t-s^{0.3}/m^{-0.3})$	阻尼器最大衝程(mm)	阻尼器最大受力 $F_D(t)$
RF	110	30	100
6F	110	30	100
5F	110	30	100
4F	110	30	100
3F	110	30	100
2F	110	30	100

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(7) 檢核任一樓層液態黏滯性阻尼器所提供之層剪力與傳遞作用力構材之相關規定

依照耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定，消能元件在任一樓層的抗力不得大於該樓層建築構架(含消能元件貢獻)總抗力的三分之一；用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(6)阻尼器的最大出力下，須使其在線彈性範圍之內，且提供足

夠的勁度。

(8) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定

針對整體含消能元件結構構架，重新檢核耐震設計規範第二章、第三章之相關規定。

貳、線性動力分析

1. 設計目標(參考圖 4.17 線性動力分析設計之設計目標二)

不含消能元件結構構架在所考慮的地震需求水準下容許產生降伏，且其韌性滿足耐震設計規範第二章之要求，消能元件之設計視為額外增加之減震裝置，則可以構架保持在線彈性階段設計(若使用非線性液態黏滯阻尼器，因其設計與頂層位移相關，因此建議以構架起始降伏階段設計消能元件)，依設計阻尼比進行設計。本設計可不必以非線性靜力分析或非線性動力分析進行檢核與調整。

2. 結構系統概述

基地位置：假設位於嘉義市，屬第二類地盤

建築規模：地上六層、地下一層

建築用途：一般辦公室

構造種類：鋼骨造

結構系統：韌性抗彎矩構架(SMRF)+消能元件

結構平面：參照圖 4.38

構架立面：參照圖 4.39~圖 4.41

樓層高度及用途：(如表 4.4)

設計載重：(如表 4.5)

3. 地震力譜加速度係數

依據[建築物耐震設計規範及解說](以下簡稱規範)，地震力分析參數：

工址位於嘉義市東區，震區水平譜加速度係數：

$$S_S^D = 0.8 \quad S_1^D = 0.45 \quad S_S^M = 1.0 \quad S_1^M = 0.55 \quad \text{[規範表 2-1]}$$

假設本案工址受梅山近斷層效應的影響。

近斷層調整因子 $N_A = 1.37$, $N_V = 1.44$

$$N_{A_M} = 1.30, N_{V_M} = 1.48 \quad \text{[規範表 2-5-4]}$$

工址屬第二類地盤，工址放大係數為

$$\text{地震回歸期 475 年設計地震 } F_a = 1.0, F_v = 1.1 \quad \text{[規範表 2-2]}$$

$$\text{地震回歸期 2500 年設計地震 } F_a = 1.0, F_v = 1.1 \quad \text{[規範表 2-2]}$$

$$\text{得 } S_{DS} = N_A F_a S_s^D = 1.37 \times 1.0 \times 0.8 = 1.096 \quad [\text{規範第 2.5 節}]$$

$$S_{D1} = N_V F_v S_1^D = 1.44 \times 1.1 \times 0.45 = 0.7128$$

$$T_D^0 = 0.65 \text{ sec} \quad [\text{規範第 2.6 節}]$$

$$S_{MS} = N_A F_a S_s^M = 1.30 \times 1.0 \times 1.00 = 1.30 \quad [\text{規範第 2.5 節}]$$

$$S_{M1} = N_V F_v S_1^M = 1.48 \times 1.1 \times 0.55 = 0.8954$$

$$T_M^0 = 0.69 \text{ sec} \quad [\text{規範第 2.6 節}]$$

4. 進行線性動力分析設計

(1) 決定設計阻尼比

假定本案黏滯阻尼比(β_v)為 10%，結構固有阻尼比(β)為 5%。而遲滯阻尼比(β_D)因結構須保持彈性為 0%。

(2) 決定各樓層阻尼器安裝位置與組數

本結構在每層樓兩側外跨設計裝置 FVD 阻尼器，各樓層各方向有 4 根 FVD，滿足規範 10.1.2 節中「建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組，FVD 之容量須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。」

(3) 含消能元件結構構架耐震設計

依照耐震設計規範第三章之規定針對不含消能元件之構架，進行動力反應譜分析與構架斷面設計，惟此處不以等效阻尼比 β_{eff} 計得之阻尼比修正係數 B 折減之。為避免不當或誤用動力分析程序，動力分析所得之最大基底剪力 V 不得小於由規範第二章靜力分析所得之最小設計水平總橫力之 90%，否則須將結構桿件的作用力與變形量等比例放大，以達靜力分析之最小設計水平總橫力的 90%。

桿件尺寸及材料說明

表 4.10 線性動力分析之大梁尺寸表

樓層	編號	桿件尺寸 (mm)	材料
RF~2F	B1	H600×250×12×18	$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
RF~2F	B2	H600×200×9×12	
RF~2F	G1,G2	H600×250×12×22	

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

表 4.11 線性動力分析之柱尺寸表

樓層	編號	桿件尺寸 (mm)	材料
1F~2F	C1	箱型鋼柱 □700×700×22×22	$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

3F~6F	C1	箱型鋼柱□600×600×25×25
1F~2F	C2	箱型鋼柱□650×650×22×22
3F~RF	C2	箱型鋼柱□600×600×20×20

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(4) 含消能元件結構構架之反應譜動力分析

依照耐震設計規範第三章之規定針對含消能元件之構架，進行動力反應譜分析，此處以等效阻尼比 β_{eff} 計得之阻尼比修正係數 B 折減之。最後可得各樓層之側向樓層變位 u_i ，並經由分析所得之各樓層層間剪力，反求各樓層側力 F_i ，其中 i 表第 i 樓層。

(5) 設計各樓層之阻尼器 (阻尼常數 C 值與非線性係數 α)

本例的阻尼常數 C 採用各樓層阻尼器阻尼常數平均分配(Uniform Distribution)的方式，且每支阻尼器均使用相同之非線性係數。

將步驟(4)所得之各層的慣性力與位移(層間位移與層間剪力)，可求得各層阻尼器之軸向變形，配合步驟(1)設計黏滯阻尼比 β_v ，代入下式可計算阻尼常數 C 值，同時參考業界產品之合理出力值設計各阻尼器對應之 C 值($F = CV^\alpha$)，此時 C 值即為利用線性靜力分析求得之設計阻尼常數。

$$\beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k}$$

$$\sum_j W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^{\alpha_j} \sum_j \lambda_j C_j |f_j \Delta_{vj}|^{1+\alpha_j}$$

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中， W_{vj} 為第 j 個速度型消能元件完成一個完整循環所做的功； W_k 為構架之最大應變能； T_{eff} 為功能績效點(Performance point)對應割線勁度之等效週期； Δ_{vj} 為第 j 個阻尼裝置兩端之水平相對位移； α_j 為第 j 個阻尼器非線性係數； f_j 為第 j 個阻尼器位移放大因子(Displacement Magnification Factor)，若阻尼器為對角安裝，且傾斜角為 θ_j 時，則 $f_j = \cos \theta_j$ ；

$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$ 可參考報告附表 4.1； F_i 為第 i 層的慣性力； u 為第 i

層的位移。

本例中阻尼器採非線性阻尼器， $F = CV^\alpha$ ，其中非線性係數 $\alpha = 0.3$ 。詳細計算見表 4.12 與表 4.13。

表 4.12 線性動力分析之構架應變能計算(單位：t-m-sec)

樓層	樓高	樓層位移	樓層層間位移 u_i	樓層慣性力 F_i	構架應變能 $W_k=F_i * u_i / 2$
6F	4	0.327	0.037	858.6	429.28
5F	4	0.290	0.052	478.3	239.14
4F	4	0.237	0.066	356.0	177.98
3F	4	0.171	0.073	290.8	145.38
2F	4	0.098	0.065	245.9	122.96
1F	4	0.033	0.033	127.4	63.68
				2356.8	1178.42

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

$$\sum W_{vj} = 4\pi W_k \beta_v = 365.37(\text{t-m})$$

代入 $\sum_j W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^{\alpha_j} \sum_j \lambda_j C_j |f_j \Delta_{vj}|^{1+\alpha_j}$ ，可計算阻尼常數 C 值。

表 4.13 線性動力分析之阻尼係數與阻尼力計算(單位：t-m-sec)

樓層	阻尼係數 C	$(u_i * \cos\theta)$	$(u_i * \cos\theta)^{1+\alpha}$	單支 FVD 作功 W_{vj}	阻尼力 $F=CV^\alpha$ $=C(\omega * u_i * \cos\theta)^\alpha$
6F	77.1	0.034	0.012	1.504	49
5F	77.1	0.048	0.019	2.391	54
4F	77.1	0.061	0.026	3.253	58
3F	77.1	0.067	0.030	3.709	60
2F	77.1	0.059	0.025	3.150	58
1F	77.1	0.030	0.010	1.296	47
FVD 作功 $\sum W_{vj} =$				15.30	

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(6) 計算液態黏滯性阻尼器所需之最大容量

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damper)，不用以折減不含消能元件結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.1.2 節之規定。

(7) 檢核任一樓層液態黏滯性阻尼器所提供之層剪力與傳遞作用力構材之相關規定

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damping)，不用以折減原未加阻尼器結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定。

(8) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定

針對整體含消能元件結構構架，重新檢核耐震設計規範第二章、第三章之相關規定。

叁、非線性靜力分析

1.設計目標(參考圖 4.17 非線性靜力分析設計之設計目標)

本方法為依照耐震設計規範第二章之規定設計含消能元件結構構架，構架在所考量之地震需求水準下容許產生降伏，並確認韌性需求滿足規範之規定，且設計消能元件使其在所考量之地震需求水準下，消能元件提供足夠之阻尼比，並滿足設計要求。

2.結構系統概述

參照液態黏性阻尼器線性動力分析之章節。

3.地震力譜加速度係數

參照液態黏性阻尼器線性動力分析之章節。

4.進行非線性靜力分析設計

(1) 決定設計阻尼比

假定本案中黏滯阻尼比(β_V)為 10%，結構固有阻尼比(β)為 5%。

(2) 決定各樓層阻尼器安裝位置與組數

本結構在每層樓兩側外跨設計裝置 FVD 阻尼器，各樓層各方向有 4 根 FVD，滿足規範 10.1.2 節中「建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組，FVD 之容量須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。」

(3) 考慮含消能元件額外阻尼比之結構構架耐震設計

針對含消能元件之構架，依照耐震設計規範第二章之規定進行構架斷面設計，惟設計水平總橫力 V 考慮含消能元件結構構架之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_V$)所對應之阻尼修正係數 B 折減計算之。折減後之設計水平總橫力，以不低於第二章僅考慮固有阻尼比 β 計算所得之最小設計總橫力 75% 為限(耐震設計規範第 10.1.3.1 節)。

桿件尺寸及材料說明

參照液態黏性阻尼器線性動力分析之章節。

(4) 含消能元件結構構架之側向非線性靜力側推分析(Pushover Analysis)

依據耐震設計規範第二章之地震力豎向分配，進行含消能元件結構構架之非線性靜力側推分析，其中持續載重可假設為 100% 靜載重+50% 活載重。

(5) 以容量震譜法求得功能績效點(Performance Point)

起始阻尼比考慮為結構固有阻尼比 β + 消能元件額外增加之阻尼比 β_V 。初步設計阻尼器需提供 10% 之阻尼，而結構物本身固有阻尼比 $\beta = 5\%$ ，因此起始阻尼比設為 15%。

在所考量之地震需求水準下，求取含消能元件結構構架之功能績效點如圖 4.42 屋頂位移 $D=0.271\text{m}$ ，基底剪力 $V=1318.1\text{t}$ 。

整體結構之等效阻尼 $\beta_{\text{eff}} = \beta + \beta_v + \beta_h = 28.8\%$ ，結構之等效週期 $T_{\text{eff}}=1.642\text{sec}$ 。

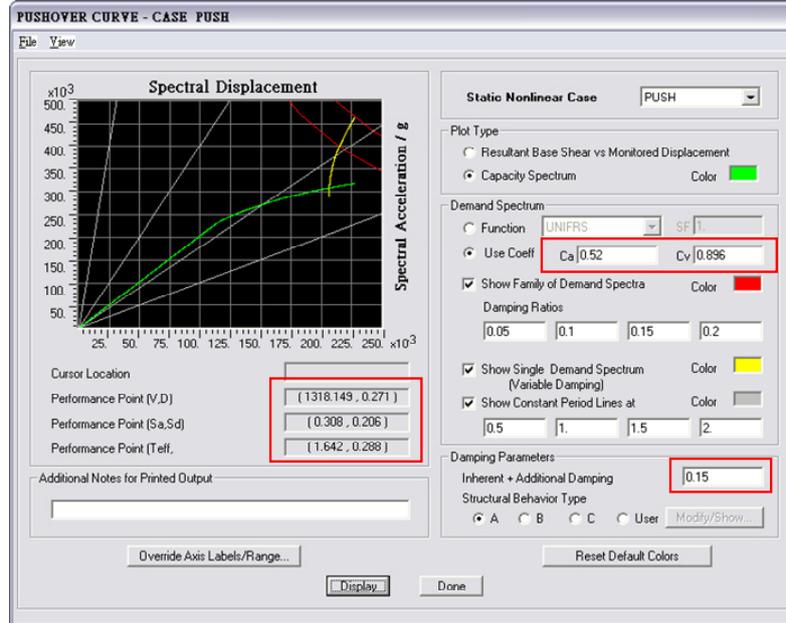


圖 4.42 功能績效點示意圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(6) 設計各樓層之阻尼器 (阻尼常數 C 值與非線性係數 α)

本例的阻尼常數 C 採用各樓層阻尼器阻尼常數平均分配(Uniform Distribution)的方式，且每支阻尼器均使用相同之非線性係數。

將步驟(5)所得之功能績效點(Performance Point)對應的各層慣性力與位移(層間位移與層間剪力)求出，並可求得各層阻尼器之軸向變形，配合步驟(1)設計黏滯阻尼比 β_v ，利用結構割線勁度對應之基本振態週期 T_{eff} ，代入下式可計算阻尼常數 C 值，同時參考業界產品之合理出力值設計各阻尼器對應之 C 值 ($F = CV^\alpha$)，此時 C 值即為利用非線性靜力分析求得之設計阻尼常數。

$$\beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k}$$

$$\sum_j W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T_{\text{eff}}} \right)^{\alpha_j} \sum_j \lambda_j C_j |f_j \Delta_{vj}|^{1+\alpha_j}$$

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中： W_{vj} 為第 j 個速度型消能元件完成一個完整循環所做的功； W_k 為構架之最大應變能； T_{eff} 為功能績效點(Performance point)對應割線勁度之等效週

期； Δ_{vj} 為第 j 個阻尼裝置兩端之水平相對位移； α_j 為第 j 個阻尼器非線性係數； f_j 為第 j 個阻尼器位移放大因子(Displacement Magnification Factor)，若阻尼器為對角安裝，且傾斜角為 θ_j 時，則 $f_j = \cos\theta_j$ ；

$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$ 可參考報告附表 4.1； F_i 為第 i 層的慣性力； u 為第 i 層的位移。

本例中阻尼器採非線性阻尼器， $F = CV^\alpha$ ，其中速度指數 $\alpha = 0.3$ 。詳細計算見表 4.14 與表 4.15。

表 4.14 非線性靜力分析之構架應變能計算 (單位:t-m-sec)

樓層	樓高	樓層位移	樓層層間位移 u_i	樓層慣性力 F_i	構架應變能 $W_k = F_i * u_i / 2$
RF	4	0.271	0.029	476.2	64.53
6F	4	0.242	0.045	274.5	33.17
5F	4	0.197	0.060	227.0	22.33
4F	4	0.137	0.063	170.2	11.67
3F	4	0.074	0.051	112.6	4.16
2F	4	0.023	0.023	73.9	0.86
				1334.4	136.71

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

$$\sum W_{vj} = 4\pi W_k \beta_v = 170.8(\text{t-m})$$

代入 $\sum_j W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^{\alpha_j} \sum_j \lambda_j C_j |f_j \Delta_{vj}|^{1+\alpha_j}$ ，可計算阻尼常數 C 值。

表 4.15 非線性靜力分析之阻尼係數與阻尼力計算 (單位：t-m-sec)

樓層	阻尼係數 C_j	$(u_i * \cos\theta)$	$(u_i * \cos\theta)^{1+\alpha}$	單支 FVD 作功 W_{vj}	阻尼力 $F = CV^\alpha$ $= C(w * u_i * \cos\theta)^\alpha$
RF	53.8	0.027	0.009	0.666	27
6F	53.8	0.041	0.016	1.162	31
5F	53.8	0.054	0.023	1.673	34
4F	53.8	0.058	0.025	1.809	34
3F	53.8	0.046	0.018	1.358	32
2F	53.8	0.021	0.007	0.492	25

FVD 作功 $\sum W_{vj} = 7.16$

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(7) 計算液態黏滯性阻尼器所需之最大容量

依[規範 10.1.2 節] 檢核阻尼器(FVD)之容量須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。其中 FVD 之最大受力須大於最大考量地震計算出最大總速度所對應之力，最大衝程不得小於最大考量地震時阻尼器兩端之相對變位。

以本例 4F 為例：

$$F_j = CV^{\alpha} = C_j (\omega \Delta_{ij} \cos \theta_j)^{\alpha} = (2\pi/T)^{\alpha} C_j (\Delta_{ij} \cos \theta_j)^{\alpha} \quad [\text{FEMA274 C9-60}]$$

$$\omega = 2\pi/T = 3.827 \text{ rad/sec}, \quad V = \omega \times \Delta_{ij} \cos \theta = 3.82 \times 0.0578 = 0.221 \text{ m/sec}$$

$$F = CV^{\alpha} = 53.8 \times 0.221^{0.3} = 34.21 \text{ ton}$$

FVD 阻尼器之各項設計參數詳表 4.16。

表 4.16 非線性靜力分析之 FVD 阻尼器設計參數

1	2	3	4
樓層	阻尼係數 C (t·s ^{0.3} /m ^{-0.3})	阻尼器最大衝程(mm)	阻尼器最大受力 F _D (t)
RF	53.8	60	40
6F	53.8	60	40
5F	53.8	60	40
4F	53.8	60	40
3F	53.8	60	40
2F	53.8	60	40

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(8) 檢核傳遞作用力構材之相關規定

用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(7)阻尼器的最大出力下，須使其在線彈性範圍之內，且提供足夠的勁度。

(9) 檢核韌性容量需求

在設計地震和最大考量地震下，檢核韌性容量需求，皆符合不得高於容許韌性容量之規定。計算值詳表 4.17

表 4.17 非線性靜力分析之韌性容量需求

	設計地震	最大考量地震
Δ_y (m)	0.143	0.156
Δ_u (m)	0.219	0.271
R*	1.531	1.737
R	Ra=3	R=4
check	OK	OK

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(10) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定。

針對整體含消能元件結構構架，重新檢討耐震設計規範第二章與第三章相關規定。

第五章 黏彈性阻尼器

黏彈性阻尼器(viscoelastic damper)為一種低勁度、高阻尼比的被動消能控制器，可用於大幅提高結構之阻尼比，以降低在強風或地震下結構之動力反應，黏彈性阻尼器主要利用其受力後之遲滯能來消散能量。黏彈性阻尼器早先已成功的被應用於減低強風對高樓結構所造成的擺動，近年來，許多含黏彈性阻尼器結構之振動台試驗研究與應用【38~53】亦證實了黏彈性阻尼器有不錯之抗震能力。

本章節內容諸多參考國家地震工程研究中心之研究報告以及相關發表期刊文獻。

第一節 力學行為

壹、黏彈性材料之基本力學行為

黏彈性阻尼器(如圖 5.1 所示)由具有彈性與黏彈性之材料連接於鋼板間而成，黏彈性材料在受力變形後能慢慢恢復原狀，以其高阻尼比消耗輸入的能量。根據線黏彈性理論，黏彈性阻尼器在簡諧變形(5.1)式之作用下：

$$\gamma(t) = \gamma_0 \sin \omega t \dots\dots\dots (5.1)$$

其所引致的應力可表示為(5.2)式。

$$\tau(t) = \tau_0 \sin(\omega t + \delta) \dots\dots\dots (5.2)$$

其中， γ_0 :黏彈性阻尼器在簡諧變形下的最大剪應變值

τ_0 :最大剪應力值

δ :相位差

ω :簡諧變形的頻率

t :時間

比較(5.1)、(5.2)式可得如圖 5.2 所示應力領先應變一相位差，也因此而使據此劃出的應力-應變關係為一橢圓(遲滯曲線，hysteresis loop)，這就是黏彈性阻尼器主要的消能及提供結構物額外阻尼比之原理【54】，橢圓內所包含的面積即為阻尼器在一個循環的簡諧變形下所消耗的能量。阻尼器消能時所受的力量為剪力，將和差化積公式代入(5.2)式得：

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_0 \sin(\omega t + \delta) \\ &= \gamma_0 \left[\frac{\tau_0}{\gamma_0} \cos \delta \sin \omega t + \frac{\tau_0}{\gamma_0} \sin \delta \cos \omega t \right] \dots\dots\dots (5.3) \\ &= \gamma_0 [G' \sin \omega t + G'' \cos \omega t] \\ &= \gamma_0 G' [\sin \omega t + \eta \cos \omega t] \end{aligned}$$

其中， $G' = \frac{\tau_o}{\gamma_o} \cos \delta$: 剪力儲存模數 (shear storage modulus)

$G'' = \frac{\tau_o}{\gamma_o} \sin \delta$: 剪力耗損模數 (shear loss modulus)

$\eta = \frac{G''}{G'} = \tan \delta$: 黏彈性材料的耗損係數 (loss factor)

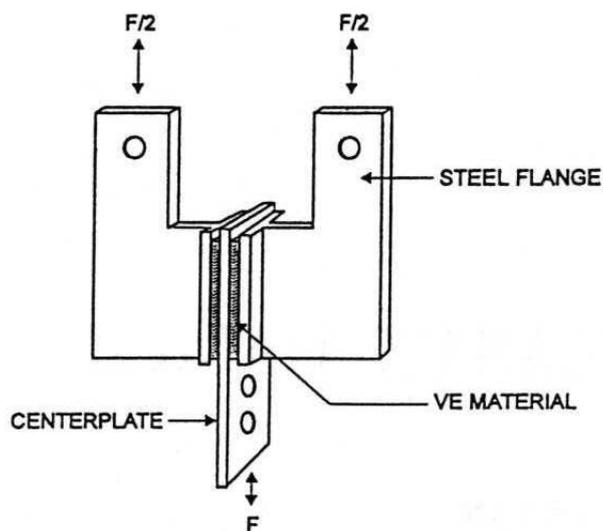


圖 5.1 黏彈性阻尼器

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(5.3) 式中 $\gamma_o \sin \omega t$ 可由 (5.1) 式代換成 $\gamma(t)$ ，因此可得：

$$\cos \omega t = \frac{1}{\gamma_o G''(\omega)} [\tau(t) - G'(\omega) \gamma(t)]$$

再由 (5.1) 式的 $\sin \omega t$ ($\sin \omega t = \gamma(t) / \gamma_o$)，並利用 $\sin^2 \omega t + \cos^2 \omega t = 1$ ，

可得應力-應變關係式如下：

$$\frac{1}{\gamma_o^2 G''^2} (\tau - G' \gamma)^2 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_o} \right)^2 = 1$$

$$\tau(t) = G'(\omega) \gamma(t) \pm G''(\omega) [\gamma_o^2 - \gamma^2(t)]^{1/2}$$

上式為一橢圓方程式，代表每一週期振盪，其面積為黏彈性材料每單位體積所消散之能量。如圖 5.3 所示。

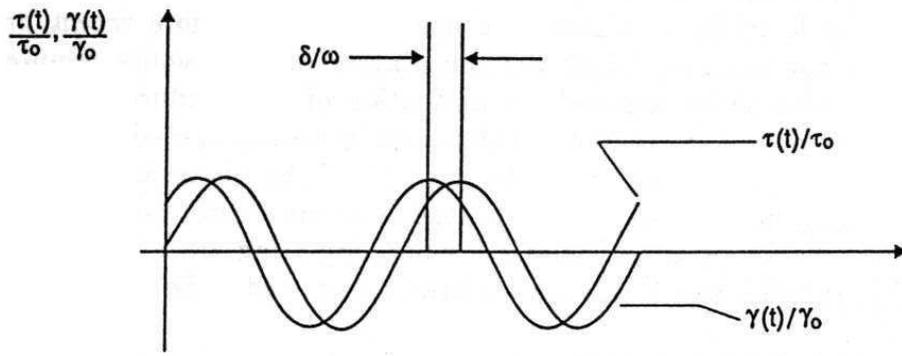


圖 5.2 諧和載重下黏彈性材料剪應力與剪應變

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

黏彈性阻尼器每單位體積在每一諧和變形循環下所消散的能量可表示為：

$$\begin{aligned}
 E_H &= \int \tau d\gamma = \int_0^{2\pi/\omega} \tau(t) \dot{\gamma}(t) dt \\
 &= \int_0^{2\pi/\omega} \gamma_0^2 \omega \cos \omega t [G' \sin \omega t + G'' \cos \omega t] dt \dots\dots\dots (5.4) \\
 &= \pi \gamma_0^2 G''
 \end{aligned}$$

每一循環的總消散能量為(對於總體積)：

$$W = E_H V = \pi \gamma_0^2 G'' V \dots\dots\dots (5.5)$$

其中 V 為黏彈性材料的體積。

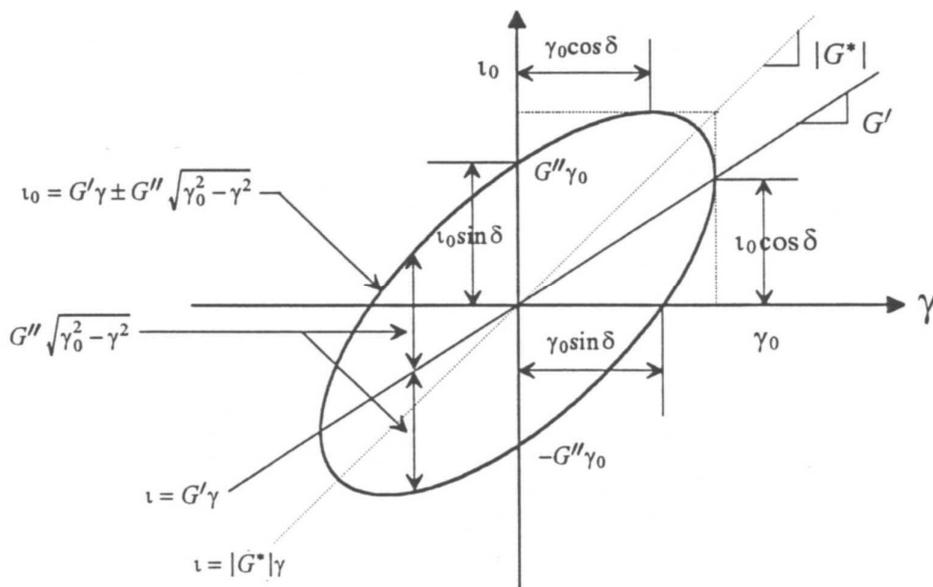


圖 5.3 黏彈性材料每單位體積消散能量

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

結構物之運動方程式為：

$$m\ddot{u} + f(u) = p(t)$$

其中， $f(u) = f_s + f_d = k'u + \frac{\eta k'}{\omega} \dot{u}$

$f_s = k'u$ ：彈性力 (spring force)

$f_d = \frac{\eta k'}{\omega} \dot{u}$ ：阻尼力 (damping force)

k' ：阻尼器之儲存勁度 (storage stiffness)

因為 $u = u_0 \sin \alpha t$ ，利用 $\sin^2 \alpha t + \cos^2 \alpha t = 1$ ，可得 $p(t) - u(t)$ 平面橢圓方程式：

$$\left[\left(\frac{f - k'u}{\eta k'} \omega \right) = \dot{u} \right]$$

$$\left(\frac{f - k'u}{\eta k' u_0} \right)^2 + \left(\frac{u}{u_0} \right)^2 = 1 \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

$$\text{令 } \tau = \frac{f}{A} \text{、 } \gamma = \frac{u}{t} \text{、 } \tau' = \tau_0 \cos \delta \text{、 } \tau'' = \tau_0 \sin \delta$$

其中， A ：黏彈性阻尼器的剪力面積

t ：黏彈性阻尼器的厚度

$$G' = \frac{\tau_0}{\gamma_0} \cos \delta = \frac{\tau'}{\gamma_0}$$

$$G'' = \frac{\tau_0}{\gamma_0} \sin \delta = \frac{\tau''}{\gamma_0}$$

$$\eta = \frac{G''}{G'} = \frac{\tau'' / \gamma_0}{\tau' / \gamma_0} = \frac{\tau''}{\tau'}$$

將 $\tau = \frac{f}{A}$ 、 $\gamma = \frac{u}{t}$ 、 $\eta = \frac{\tau''}{\tau'}$ 代入(5.6)式得

$$\left(\frac{\tau A - k' \gamma t}{\tau'' / \tau', k' \gamma_0 t} \right)^2 + \left(\frac{\gamma t}{\gamma_0 t} \right)^2 = 1$$

$$\left(\frac{\tau A - k' \gamma t}{\tau'' / \tau', k' \gamma_0 t} \right)^2 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^2 = 1 \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

此外，由(5.3)式

$$\begin{aligned} \tau(t) &= \gamma_0 [G' \sin \omega t + G'' \cos \omega t] \\ &= \gamma_0 \left[\frac{\tau'}{\gamma_0} \sin \omega t + \frac{\tau''}{\gamma_0} \cos \omega t \right] \dots\dots\dots (5.8) \\ &= \tau' \sin \omega t + \tau'' \cos \omega t \end{aligned}$$

由(5.1)式得 $\sin \omega t = \frac{\gamma}{\gamma_0} \dots\dots\dots (5.9)$

$$\cos \omega t = \pm \sqrt{1 - \sin^2 \omega t} = \pm \sqrt{1 - \frac{\gamma^2}{\gamma_0^2}} \dots\dots\dots (5.10)$$

將(5.9)、(5.10)式代入(5.8)式中得

$$\begin{aligned} \tau &= \tau' \frac{\gamma}{\gamma_0} + \tau'' \sqrt{1 - \frac{\gamma^2}{\gamma_0^2}} \text{ ,} \\ \frac{\tau - \frac{\tau'}{\gamma_0} \gamma}{\tau''} &= \sqrt{1 - \frac{\gamma^2}{\gamma_0^2}} \text{ ,} \\ \left(\frac{\tau - \frac{\tau'}{\gamma_0} \gamma}{\tau''} \right)^2 &= 1 - \frac{\gamma^2}{\gamma_0^2} \text{ ,} \\ \left(\frac{\tau - \frac{\tau'}{\gamma_0} \gamma}{\tau''} \right)^2 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^2 &= 1 \dots\dots\dots (5.11) \end{aligned}$$

令(5.7)式及(5.11)式中第一項相等，可得阻尼器儲存勁度(k')：

$$k' = \frac{\tau' A}{\gamma_0 t} = \frac{G' A}{t}$$

應用於結構上時，若阻尼器是由二片黏彈性材料組成；則阻尼器所造成結構勁度之增加為：

$$k' = \frac{2G' A}{t} \dots\dots\dots (5.12)$$

其中 t 為二片阻尼器之總厚度。一般而言，此增加的的勁度遠小於結構原有的勁度。

貳、黏彈性阻尼器之數值分析模型

本節將分別介紹傳統黏彈性理論中【55、56】所使用的整數微分組成律及分數微分組成律，用以描述黏彈性材料的應力與應變之關係組成律，找出動力參數與振

動頻率之間的關係，然後利用黏彈性材料的“溫度-頻率等值”性質考慮環境溫度及阻尼器溫度上升對黏彈性阻尼器所造成的影響。最後，介紹工程上所應用的經驗公式。

(一) 整數微分凱文模型

在傳統黏彈性理論中，黏彈性材料的微分組成律為整數微分，其通式如下：

$$\tau(t) + \sum_{m=1}^M a_m D^m [\tau(t)] = b_0 \gamma(t) + \sum_{n=1}^N b_n D^n [\gamma(t)] \dots\dots\dots (5.13)$$

其中 m 、 n 為整數， D^m 及 D^n 為整數微分。將(5.13)式作傅利葉轉換，則：

$$\begin{aligned} \tau(i\omega) &= \frac{b_0 + \sum_{n=1}^N b_n (i\omega)^n}{1 + \sum_{m=1}^M a_m (i\omega)^m} \gamma(i\omega) \dots\dots\dots (5.14) \\ &= (G'(\omega) + iG''(\omega))\gamma(i\omega) \end{aligned}$$

由(5.14)式即可得 G' 及 G'' 與振動頻率 ω 的關係式。

將(5.13)式中取 $a_m = 0$ ，則：

$$\tau(t) = b_0 \gamma(t) + \sum_{n=1}^N b_n D^n [\gamma(t)] \dots\dots\dots (5.15)$$

(5.15)式稱為整數微分凱文模型。

取(5.15)式 $n=1$ ，則：

$$\tau(t) = b_0 \gamma(t) + b_1 \dot{\gamma}(t) \dots\dots\dots (5.16)$$

(5.16)式即為一般結構所採用或假設的遲滯模型，經傅利葉轉換後可得：

$$\tau(i\omega) = [b_0 + ib_1 \omega] \gamma(i\omega) \dots\dots\dots (5.17)$$

由(5.17)式可得：

$$G'(\omega) = b_0 \dots\dots\dots (5.18a)$$

$$G''(\omega) = b_1 \omega \dots\dots\dots (5.18b)$$

$$\eta(\omega) = \frac{b_1}{b_0} \omega \dots\dots\dots (5.18c)$$

由(5.18)式可知，一般結構假設其振動時勁度為固定的，與振動頻率無關，而阻尼力則與速度成正比。由試驗可知此與黏彈性阻尼器的力學行為不符合，故研究取(5.15)式 $n=5$ ，即有六個未知參數的整數微分凱文模型，用來分析黏彈性阻尼器。其式子如下表示：

$$\tau(t) = b_0 \gamma(t) + \sum_{n=1}^5 b_n D^n [\gamma(t)] \dots\dots\dots (5.19)$$

將(5.19)式作傅利葉轉換可得:

$$G'(\omega) = b_0 - b_2\omega^2 + b_4\omega^4 \dots\dots\dots (5.20a)$$

$$G''(\omega) = \omega(b_1 - b_3\omega^2 + b_5\omega^4) \dots\dots\dots (5.20b)$$

$$\eta(\omega) = \frac{\omega(b_1 - b_3\omega^2 + b_5\omega^4)}{(b_0 - b_2\omega^2 + b_4\omega^4)} \dots\dots\dots (5.20c)$$

利用(5.20)式及由環境溫度 25°C，應變 5%求得的動力參數 G' 、 G'' 、 η 作曲線迴歸。經分析所示，六個未知參數的整數微分凱文模型必須取更多項、更多參數，甚至必須加入含 a_m 項的整數微分模型，才可能有較好之模擬。

(二) 分數微分凱文模型

(1) 考慮振動頻率之影響

用分數微分模型來模擬黏彈性材料的組成律首先由 Gemant(1936) 【57】所建議，其通式如下:

$$\tau(t) + \sum_{i=1}^M a_i D^{\alpha_i} [\tau(t)] = b_0 \gamma(t) + \sum_{j=1}^N b_j D^{\beta_j} [\gamma(t)] \dots\dots\dots (5.21)$$

其中， $0 < \alpha_i, \beta_j < 1$

D^{α_i} 、 D^{β_j} 為分數微分，其定義如下:

$$D^{\alpha_i} [\tau(t)] = \frac{1}{\Gamma(1-\alpha_i)} \frac{d}{dt} \int_0^t \frac{\tau(\xi)}{(t-\xi)^{\alpha_i}} d\xi \dots\dots\dots (5.22a)$$

$$D^{\beta_j} [\gamma(t)] = \frac{1}{\Gamma(1-\beta_j)} \frac{d}{dt} \int_0^t \frac{\gamma(\xi)}{(t-\xi)^{\beta_j}} d\xi \dots\dots\dots (5.22b)$$

由(5.21)式取 $M = N = 1$ ，則

$$\begin{aligned} \tau(t) + aD^{\alpha} [\tau(t)] &= b_0\gamma(t) + b_1D^{\beta_1} [\gamma(t)] \\ &= G\{\gamma(t) + bD^{\beta} [\gamma(t)]\} \dots\dots\dots (5.23) \end{aligned}$$

(5.23)式稱為分數微分組成律的最簡式。其中有五個未知的參數分別是 a 、 b 、 G 、 α 、 β 。

再將(5.23)式中取 $a = 0$ ，則:

$$\tau(t) = G\{\gamma(t) + bD^{\beta} [\gamma(t)]\} \dots\dots\dots (5.24)$$

(5.24)式稱為分數微分凱文模型的最簡式。其中有三個未知參數， b 、 G 、 β 。這三個未知參數可經由實驗及最小平方法加以決定之。先前，Koh 和 Kelly(1990) 【58】曾使用分數微分凱文模型模擬支承橡膠墊(elastomer bearing)的動力行為。Markis 和 Constantinou(1990) 【59】採用(5.23)式中 $b = 0$ 的模型模擬流性阻尼器(fluid dampers)。而對於黏彈性阻尼器，Lee 和 Tsai(1992) 【60】採用(5.24)式中 $b = 1$ 的兩個參數的分數微分模型、Kasai(1993) 【61】採用(5.23)式中 $\alpha = \beta$ 的四個參數的分數

微分模型來模擬黏彈性阻尼器。

針對黏彈性阻尼器 ISD110，利用(5.24)式來模擬黏彈性阻尼器與振動頻率之間的關係。其推導如下：

$$\begin{aligned} \tau(i\omega) &= G(1 + b(i\omega)^\beta)\gamma(i\omega) \\ &= G\left(1 + b\omega^\beta\left(\cos\frac{\beta\pi}{2} + i\sin\frac{\beta\pi}{2}\right)\right)\gamma(i\omega) \end{aligned} \quad (5.25)$$

故

$$G'(\omega) = G\left(1 + b\omega^\beta \cos\left(\frac{\beta\pi}{2}\right)\right) \quad (5.26a)$$

$$G''(\omega) = G\left(b\omega^\beta \sin\left(\frac{\beta\pi}{2}\right)\right) \quad (5.26b)$$

$$\eta(\omega) = \frac{b\omega^\beta \sin(\beta\pi/2)}{1 + b\omega^\beta \cos(\beta\pi/2)} \quad (5.26c)$$

由(5.26a)、(5.26b)及(5.26c)式之動力參數與振動頻率之關係曲線，即可模擬振動頻率對黏彈性阻尼器之影響。而(5.26)式中的未知參數 b 、 G 、 β ，可經由實驗及最小平方法迴歸出來。

以分數微分法求取應力-應變之歷時曲線的方法有兩種：①頻率域分析法②時域分析法；分述如下：

①頻率域分析法：

頻率域分析法為相當簡便的方法，其利用迴歸出來的參數 b 、 G 及 β 代入(5.26)式求出 $G'(\omega)$ 、 $G''(\omega)$ 及 $\eta(\omega)$ ，則應力在頻率域的應力頻譜 $\tau(i\omega)$ 為：

$$\tau(i\omega) = (G'(\omega) + iG''(\omega))\gamma(i\omega) \quad (5.27)$$

應力頻譜 $\tau(i\omega)$ 的逆傅利葉轉換即可得應力歷時 $\tau(t)$ 。此方法雖然簡單，但卻無法考慮溫度上升對應力-應變關係所造成的影響。

②時域分析法：

將(5.24)式分數微分凱文模型的最簡式，配合分數微分的定義，然後作離散化即可求出應力的歷時曲線【58】。

由分數微分的定義：

$$\begin{aligned} D^\beta[\gamma(t)] &= \frac{1}{\Gamma(1-\beta)} \frac{d}{dt} \int_0^t \frac{\gamma(\tau)}{(t-\tau)} d\tau \\ &= \frac{1}{\Gamma(1-\beta)} \left\{ \frac{\gamma(0)}{t^\beta} + \int_0^t \frac{\dot{\gamma}(\tau)}{\tau^\beta} d\tau \right\} \end{aligned} \quad (5.28)$$

假設 $\gamma(t)$ 在每一個時間間隔 h 內為線性，將(5.28)式作離散化，則：

$$D^\beta[\gamma(t)] = \frac{1}{h^\beta \Gamma(2-\beta)} \left(w_0 \gamma_0 + \sum_{j=1}^{n-1} w_j \gamma_j + \gamma_n \right) \dots\dots\dots (5.29)$$

其中

$$w_0 = (n-1)^{1-\beta} - n^{1-\beta} + (1-\beta)n^{-\beta}$$

$$w_j = (n-j+1)^{1-\beta} - 2(n-j)^{1-\beta} + (n-j-1)^{1-\beta}$$

$$1 \leq j \leq n-1$$

將(5.29)式代入(5.24)式，則在時間 $t = nh$ 時，

$$\tau_n = G \left(1 + \frac{b}{h^\beta \Gamma(2-\beta)} \right) \gamma_n + F_n \dots\dots\dots (5.30)$$

其中

$$F_n = \frac{Gb}{h^\beta \Gamma(2-\beta)} \left[\sum_{j=1}^{n-1} w_j \gamma_j + w_0 \gamma_0 \right]$$

(2) 考慮環境溫度之影響

由前一節可知分數微分凱文模型對黏彈性阻尼器與振動頻率的關係可以有良好的模擬，但除了振動頻率外，環境溫度亦對黏彈性阻尼器造成不可忽略的影響。故在以分數微分凱文模型模擬黏彈性阻尼器之力學行為時，亦必須考慮環境溫度所造成影響，以使其更具完整性。本研究所採用的方法是利用黏彈性材料的“溫度-頻率等值”性質。

黏彈性材料的“溫度-頻率等值”性質之關係式可表示為：

$$G'(\omega) \Big|_{T_{ref}^0 C} = G'(c\omega) \Big|_{T^0 C} \dots\dots\dots (5.31a)$$

其中

$$c = \left(\frac{T^0 C}{T_{ref}^0 C} \right)^p \dots\dots\dots (5.31b)$$

p = 環境溫度影響因子

將(5.26a)式及(5.31b)式代入(5.31a)式，可歸納出：

$$b = b_{ref} \left(\frac{T^0 C}{T_{ref}^0 C} \right)^{-\beta p} \dots\dots\dots (5.32)$$

故若分數微分凱文模型同時考慮振動頻率與環境溫度的影響，其模型如下：

$$\tau(t) = G \left(\gamma(t) + b_{ref} \left(\frac{T^0 C}{T_{ref}^0 C} \right)^{-\beta p} D^\beta [\gamma(t)] \right) \dots\dots\dots (5.33)$$

或

$$G'(\omega) = G \left(1 + b_{ref} \left(\frac{T^0 C}{T_{ref}^0 C} \right)^{-\beta p} \omega^\beta \cos\left(\frac{\beta\pi}{2}\right) \right) \dots\dots\dots (5.34a)$$

$$G''(\omega) = G \left(b_{ref} \left(\frac{T^0 C}{T_{ref}^0 C} \right)^{-\beta p} \omega^\beta \sin\left(\frac{\beta\pi}{2}\right) \right) \dots\dots\dots (5.34b)$$

$$\eta(\omega) = \frac{b_{ref} \left(\frac{T^0 C}{T_{ref}^0 C} \right)^{-\beta p} \omega^\beta \sin\left(\frac{\beta\pi}{2}\right)}{1 + b_{ref} \left(\frac{T^0 C}{T_{ref}^0 C} \right)^{-\beta p} \omega^\beta \cos\left(\frac{\beta\pi}{2}\right)} \dots\dots\dots (5.34c)$$

(3) 考慮溫度上升之影響

由於黏彈性組尼器受力變形後，除了產生本身的應變能外，亦有遲滯能的消散。而能量的消散乃是熱能的散發，故黏彈性阻尼器會有溫度上升的情形，進而降低黏彈性阻尼器之消散能力。

黏彈性阻尼器溫度上升值可由下式計算【61】

$$T = T_0 + \frac{1}{s\rho} \int_0^t \tau d\gamma \dots\dots\dots (5.35)$$

其中， T_0 :黏彈性阻尼器試驗時的初始溫度

s : 阻尼器的比熱

ρ : 阻尼器的密度

利用(5.32)式和(5.35)式以及時域分析法，在迭代過程中計算溫度上升，然後變化參數，即可考慮由於溫度上升，而造成的黏彈性阻尼器的勁度及消能能力的衰減。

(三) 經驗公式

在工程應用上，考慮各種黏彈性阻尼器的影響因子，經由歸納得到一個足以描述黏彈性阻尼器之力學行為的經驗公式，其式子如下所示：

$$G'(f, T, \gamma_0) = e^a f^b T^c \gamma_0^d \dots\dots\dots (5.36a)$$

$$\eta(f, T, \gamma_0) = e^g f^h T^i \gamma_0^j \dots\dots\dots (5.36b)$$

其中， $G'(f, T, \gamma_0)$:剪力儲存模數(storage modulus)

$\eta(f, T, \gamma_0)$:剪力耗損因子(loss factor)

f : 振動頻率(Hz)

T : 環境溫度(°C)

γ_0 : 黏彈性阻尼器之應變(%)

由(5.36)式及所有由實驗求得的動力參數，利用最小平方法，可求得相關的係數。

使用經驗公式搭配(5.35)式計算阻尼器在循環加載下所造成的溫度上升，即可考慮阻尼器溫度上升所造成之影響。

第二節 設計方法

黏彈性阻尼器為一種低勁度、高阻尼比的消能器，加裝於結構物後，可提高結構之阻尼比，而使結構之動力反應降低。因此，阻尼比之估算實為分析及設計含黏彈性阻尼器結構之最重要考量之一。

壹、含黏彈性阻尼器結構之阻尼比計算

結構加裝黏彈性阻尼器之整體阻尼比估算方法有許多，故本章節將分別介紹各種常用之阻尼比計算方法。

(一) 模態應變能法

對於加黏彈性阻尼器結構而言，最主要的分析步驟為預測結構的等效阻尼比。由以前的研究中指出對於加黏彈性阻尼器結構利用模態應變能法(Modal Strain Energy Method, MSE)【62】可準確地預測出結構的等效阻尼比。

對於加黏彈性阻尼器結構在自由振盪下的運動方程式可以表示成：

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots\dots\dots (5.37)$$

其中， $[K] = [K_R] + i[K_I]$: 複數勁度矩陣

假設(5.37)式的解為：

$$\{x\} = \{\phi^*\}^{(r)} e^{ip_r^* t} \dots\dots\dots (5.38)$$

其中， p_r^* : 第 r 個振態的複數特徵值

$\{\phi^*\}^{(r)}$: 第 r 個振態的複數特徵向量

其可表示成：

$$p_r^* = p_r \sqrt{1 + i\eta_r} \dots\dots\dots (5.39)$$

$$\{\phi^*\}^{(r)} = \{\phi_R\}^{(r)} + i\{\phi_I\}^{(r)} \dots\dots\dots (5.40)$$

其中， $\phi_R^{(r)}$ 、 $\phi_I^{(r)}$ 、 η_r 、 p_r 均為實數

η_r : 第 r 個振態的耗損係數(loss factor)

由(5.37)、(5.38)式二式可解該特徵值問題如下：

$$\begin{aligned} \{\ddot{x}\} &= -p^{*2} \{\phi^*\} e^{ip^*t} \\ [K]\{\phi^*\} &= p^{*2}[M]\{\phi^*\} \dots\dots\dots (5.41) \end{aligned}$$

若 $[K]$ 為一實數勁度矩陣，則 p^* 和 $\{\phi^*\}$ 均為實數，因此可得：

$$p_r^2 = \frac{\{\phi\}^{(r)T} [K] \{\phi\}^{(r)}}{\{\phi\}^{(r)T} [M] \{\phi\}^{(r)}} \dots\dots\dots (5.42)$$

(5.42)式即是常見的 Rayleigh 商公式。複數勁度矩陣 $[K]$ 可分離出實部 $[K_R]$ 和虛部 $[K_I]$

$$[K] = [K_R] + i[K_I] \dots\dots\dots (5.43)$$

從(5.40)、(5.41)、(5.42)、(5.43)四式可得：

$$p_r^2(1+i\eta_r) = \frac{\{\phi^*\}^{(r)T} [K_R] \{\phi^*\}^{(r)}}{\{\phi^*\}^{(r)T} [M] \{\phi^*\}^{(r)}} + i \frac{\{\phi^*\}^{(r)T} [K_I] \{\phi^*\}^{(r)}}{\{\phi^*\}^{(r)T} [M] \{\phi^*\}^{(r)}} \dots\dots\dots (5.44)$$

再將雷利原理(Rayleigh Principle)推廣至複數域中，以彈性分析之實數特徵向量 $\{\phi\}^{(r)}$ 去趨近複數特徵向量 $\{\phi^*\}^{(r)}$ ，則

$$p_r^2 = \frac{\{\phi\}^{(r)T} [K_R] \{\phi\}^{(r)}}{\{\phi\}^{(r)T} [M] \{\phi\}^{(r)}} \dots\dots\dots (5.45)$$

$$p_r^2 \eta_r = \frac{\{\phi\}^{(r)T} [K_I] \{\phi\}^{(r)}}{\{\phi\}^{(r)T} [M] \{\phi\}^{(r)}} \dots\dots\dots (5.46)$$

勁度矩陣 $[K]$ 可分成二個部分： $[K_E]$ 為不含阻尼器之結構彈性勁度矩陣， $[K_V]$ 為阻尼器提供之勁度矩陣，亦即：

$$[K] = [K_E] + [K_V] \dots\dots\dots (5.47)$$

$[K_E]$ 為一實數矩陣，而 $[K_V]$ 為一複數矩陣

$$[K_V] = [K_{VR}] + i[K_{VI}] = [K_{VR}](1+i\eta_V) \dots\dots\dots (5.48)$$

其中實部勁度與虛部勁度比為 $1:\eta_V$ ， η_V 為阻尼器材料之耗損係數。

結合(5.45)至(5.48)四式可得：

$$\begin{aligned} p_r^2 \eta_r &= \frac{\{\phi\}^{(r)T} [K_I] \{\phi\}^{(r)}}{\{\phi\}^{(r)T} [M] \{\phi\}^{(r)}}, \\ \eta_r &= \frac{\{\phi\}^{(r)T} [K_I] \{\phi\}^{(r)}}{p_r^2 \{\phi\}^{(r)T} [M] \{\phi\}^{(r)}} = \frac{\{\phi\}^{(r)T} [M] \{\phi\}^{(r)}}{\{\phi\}^{(r)T} [K_R] \{\phi\}^{(r)}} \frac{\{\phi\}^{(r)T} [K_I] \{\phi\}^{(r)}}{\{\phi\}^{(r)T} [M] \{\phi\}^{(r)}} \end{aligned}$$

$$\therefore \eta_r = \frac{\{\phi\}^{(r)T} [K_I] \{\phi\}^{(r)}}{\{\phi\}^{(r)T} [K_R] \{\phi\}^{(r)}}$$

因 $[K] = [K_E] + [K_{VR}] + i[K_{VI}] = ([K_E] + [K_{VR}]) + i\eta_v [K_{VR}]$

$$\eta_r = \eta_v \frac{\{\phi\}^{(r)T} [K_{VR}] \{\phi\}^{(r)}}{\{\phi\}^{(r)T} [K_E + K_{VR}] \{\phi\}^{(r)}} \dots\dots\dots (5.49)$$

將 $\eta_r = 2\xi_r$ 代入(5.49)式中，整理可得

$$\xi_r = \frac{\eta_v}{2} \left(1 - \frac{\{\phi\}^{(r)T} [K_E] \{\phi\}^{(r)}}{\{\phi\}^{(r)T} [K_S] \{\phi\}^{(r)}} \right) \dots\dots\dots (5.50)$$

其中， ξ_r :第 r 個振態的結構阻尼比

$[K_E]$:不加阻尼器結構彈性分析勁度矩陣

$[K_S] = [K_E + K_{VR}]$:加阻尼器結構彈性分析勁度矩陣

(5.49)式為模態應變能法之全矩陣公式(Full matrix method)。假設加阻尼器前後結構振態向量變化可忽略不計，即 $\{\phi_E\}^{(r)} = \{\phi\}^{(r)}$ ，其中 $\{\phi_E\}^{(r)}$ 為未加阻尼器前結構之振態，則(5.50)式可簡化成：

$$\xi_r = \frac{\eta_v}{2} \left(1 - \frac{\omega_r^2}{\omega_{sr}^2} \right) \dots\dots\dots (5.51)$$

其中， ω_r :未加阻尼器結構動力分析第 r 振態頻率

ω_{sr} :加阻尼器結構第 r 振態頻率

(5.51)式為模態應變能法的近似公式(Frequency shift method)，其他振態之阻尼比可以相似的求出。

方程式(5.50)式及(5.51)式應用於固有阻尼比可忽略之結構，例如鋼構架等，準確性甚高。對於固有阻尼比 (inherent damping ratio) 較高之結構，如混凝土結構等，則(5.50)式需略為修改如下：

$$\xi_r = \xi_c + \frac{(\eta_v - 2\xi_c)}{2} \left(1 - \frac{\{\phi\}^{(r)T} [K_E] \{\phi\}^{(r)}}{\{\phi\}^{(r)T} [K_S] \{\phi\}^{(r)}} \right) \dots\dots\dots (5.52)$$

其中 ξ_c 為未加阻尼器結構自身之固有阻尼比 (inherent damping ratio)。假設加阻尼器前後結構振態向量變化可忽略，則(5.52)式可簡化成：

$$\xi_r = \xi_c + \frac{(\eta_v - 2\xi_c)}{2} \left(1 - \frac{\omega_r^2}{\omega_{sr}^2} \right) \dots\dots\dots (5.53)$$

(二) 阻尼常數法

黏彈性阻尼器之等效阻尼常數 c_{eq} 可由黏彈性阻尼器振動時所消散的能量等效

求得，其等效的阻尼常數為：

$$c_{eq} = \frac{G''(\omega)A}{t\omega} \dots\dots\dots (5.54)$$

其中， $G''(\omega)$ ：剪力耗損模數(shear storage modulus)

A ：黏彈性阻尼器的剪力面積

t ：黏彈性阻尼器的厚度

黏彈性阻尼器加裝於結構物後之阻尼比計算，由能量的方式來求得，首先考慮含黏彈性阻尼器結構之位移承受一諧合振動如(5.55)式，其中 Δ_{roof} 為頂層位移， T_r 為含黏彈性阻尼器結構之第 r 振態週期， $\{\phi\}^{(r)}$ 為含黏彈性阻尼器結構之第 r 振態向量。

$$\{u\} = \Delta_{roof} \{\phi\}^{(r)} \sin\left(\frac{2\pi t}{T_r}\right) \dots\dots\dots (5.55)$$

則含阻尼器結構系統在一週期振盪下之能量消散如(5.56)式

$$W_D = \frac{2\pi^2}{T_r} \sum_j c_{eq,j} f_j^2 \Delta_{roof}^2 (\phi_{rj})_r^2 \dots\dots\dots (5.56)$$

其中， $c_{eq,j}$ ：第 j 個黏彈性阻尼器之等效阻尼常數

$(\phi_{rj})_r$ ：連接第 j 個黏彈性阻尼器之樓層間第 r 振態向量差值

f_j ：第 j 個阻尼器之修正係數

線彈性結構在振動下之最大應變能如(5.57)式：

$$W_s = \frac{2\pi^2}{T_r^2} \sum_i m_i \Delta_{roof}^2 \phi_{ri}^2 \dots\dots\dots (5.57)$$

其中， m_i ：第 i 層之質量

ϕ_{ri} ：第 i 層對應之第 r 振態向量值

含黏彈性阻尼器結構之第 r 振態阻尼比計算可依下式求得：

$$\xi_r = \frac{W_D}{4\pi W_s} = \frac{T_r \sum_j c_{eq,j} f_j^2 (\phi_{rj})_r^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_{ri}^2} \dots\dots\dots (5.58)$$

(三) 半功率法(Half-Power Method)

假設含阻尼器結構物的方程式為：

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = E_m a_g(t) \dots\dots\dots (5.59)$$

其中， M ：含阻尼器結構之質量矩陣

C ：含阻尼器結構之阻尼矩陣

K :含阻尼器結構之勁度矩陣

$$L = [1 \dots 1]^T$$

a_g :地表加速度

$x(t)$:位移反應矩陣

將(5.59)式進行傅利葉轉換得:

$$\begin{aligned} &[-(2\pi f)^2 M + i2\pi f C + K]X(f) = E_m A_g(f) \\ &X(f) = [-(2\pi f)^2 M + i2\pi f C + K]^{-1} E_m A_g(f) = H(f)A_g(f) \\ &H(f) = [-(2\pi f)^2 M + i2\pi f C + K]^{-1} E_m \dots\dots\dots (5.60) \end{aligned}$$

其中， $H(f)$ 為位移頻率反應函數矩陣

考量一單自由度系統

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -ma_g(t) = w(t) \dots\dots\dots (5.61)$$

將(5.61)式進行傅利葉轉換，其位移頻率反應函數 $H(f)$ 為

$$\begin{aligned} &[-(2\pi f)^2 m + i2\pi f c + k]X(f) = W(f) \\ &X(f) = \frac{1}{k - (2\pi f)^2 m + i2\pi f c} W(f) = H(f)W(f) \\ &H(f) = \frac{1}{k - (2\pi f)^2 m + i2\pi f c} = \frac{1}{k[(1 - \beta^2) + i(2\xi\beta)]} \dots\dots\dots (5.62) \end{aligned}$$

其中， $\beta = \frac{f}{f_0}$ ， $f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$

$$|H(f)| = \frac{1}{k} [(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2]^{-1/2} \dots\dots\dots (5.63)$$

定義動力放大因子 D

$$D = [(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2]^{-1/2} \dots\dots\dots (5.64)$$

最大動力放大因子發生在 $\beta = \sqrt{1 - 2\xi^2}$

$$D_{\max} = \frac{1}{2\xi\sqrt{1 - \xi^2}} \dots\dots\dots (5.65)$$

當動力放大因子為 $\frac{1}{\sqrt{2}} D_{\max} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{1}{2\xi\sqrt{1 - \xi^2}} \right)$ ，其對應之 $\beta_{1,2}$ 為 ($\beta_2 > \beta_1$)

$$[(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2]^{-1/2} = (1/\sqrt{2}) \left(\frac{1}{2\xi\sqrt{1-\xi^2}} \right)$$

$$\beta_{1,2} = 1 - 2\xi^2 \mp 2\xi\sqrt{1-\xi^2}$$

對於小阻尼比時， $\beta_{1,2}$ 可簡化為：

$$\beta_{1,2} = 1 - \xi^2 \mp \xi\sqrt{1-\xi^2}$$

$$\text{則 } \beta_2 - \beta_1 = 2\xi\sqrt{1-\xi^2} \cong 2\xi$$

$$\beta_1 + \beta_2 = 2(1 - \xi^2) \cong 2$$

故阻尼比為：

$$\xi = \frac{\beta_2 - \beta_1}{\beta_1 + \beta_2} = \frac{f_2 - f_1}{f_1 + f_2} \dots\dots\dots (5.66)$$

其中 f_1 、 f_2 為對應於頻率反應函數振幅為最大值之 $1/\sqrt{2}$ 時之頻率。

因此阻尼比之計算即利用頻率反應函數振幅曲線，找出對應於頻率反應函數振幅為最大值之 $1/\sqrt{2}$ 時之頻率 β_2 、 β_1 ，再利用(5.66)式即可求得阻尼比。

貳、含黏彈性阻尼器之結構分析

一般結構動力的分析方法大致上可分為頻率域分析法和時間域分析法。當結構運動方程式中的動力參數，如勁度或阻尼常數 c ，與頻率相關時，則使用頻率域分析法較為方便。對於一般結構，由於假設結構系統的動力參數與振動頻率不相關，故時間域分析法較為結構分析、設計工程師所採用。時間域分析方法可分為線性分析的振態疊加法及非線性分析的逐步積分法。對於含黏彈性阻尼器結構之分析，曾經有學者提出一些較特殊的方法【58、59】，但這些方法並不適合在工程上使用。基於實用上的考量，本節將配合一般結構動力分析的方法，針對含黏彈性阻尼器結構進行分析：

(一) 頻率域分析法

由於黏彈性阻尼器的動力行性質與振動頻率有關，故在頻率域分析含黏彈性阻尼器結構為最直接、簡捷的方法，可充分表現出結構系統與振動頻率相關的特性。

假設含阻尼器結構物的方程式為：

$$M_s \ddot{x}_r(t) + C_s \dot{x}_r(t) + K_s x_r(t) + F_D(t) = E_m a_g(t) \dots\dots\dots (5.67)$$

其中， M_s ：未加阻尼器結構之質量矩陣

C_s ：未加阻尼器結構之阻尼矩陣

K_s ：未加阻尼器結構之勁度矩陣

$F_D(t)$ ：阻尼器所提供的阻尼力

$x_r(t)$ 、 $\dot{x}_r(t)$ 、 $\ddot{x}_r(t)$:相對於地表的位移、速度、加速度

$a_g(t)$:地表加速度

E_m :地震力分佈矩陣

將(5.67)式進行傅利葉轉換，可得到結構在頻率域的運動方程式:

$$M_s \ddot{X}_r(i\omega) + C_s \dot{X}_r(i\omega) + K_s X_r(i\omega) + F_D(i\omega) = E_m a_g(i\omega) \quad (5.68)$$

$$\text{且 } \ddot{X}_r(i\omega) = -\omega^2 X_r(i\omega) \quad (5.69)$$

$$\dot{X}_r(i\omega) = i\omega X_r(i\omega) \quad (5.70)$$

$$F_D(i\omega) = (K'(\omega) + iK''(\omega))X_r(i\omega) \quad (5.71)$$

將(5.69)式、(5.70)式、(5.71)式代入(5.68)式，則

$$\{-\omega^2 M_s + i\omega C_s + K_s + (K'(\omega) + iK''(\omega))\}X(i\omega) = E_m a_g(i\omega) \quad (5.72)$$

$$H(i\omega) = \frac{X_r(i\omega)}{a_g(i\omega)} = \frac{E_m}{-\omega^2 M_s + i\omega C_s + K_s + (K'(\omega) + iK''(\omega))} \quad (5.73)$$

其中 $H(i\omega)$ 為結構的轉換函數，可以用來識別結構的自然頻率與阻尼比。

因此，只要知道黏彈性阻尼器在某個溫度下的剪力儲存勁度 $K'(\omega)$ 以及剪力耗損勁度 $K''(\omega)$ ，將 $K'(\omega)$ 、 $K''(\omega)$ 代入(5.73)式即可求出含黏彈性阻尼器結構之轉換函數。將轉換函數 $H(i\omega)$ 乘以地震頻譜 $a_g(i\omega)$ 後，可以得到含黏彈性阻尼器結構之反應頻譜 $X_r(i\omega)$ ，最後將反應頻譜 $X_r(i\omega)$ 進行逆傅利葉轉換即可得到結構的位移歷時反應 $x_r(t)$ 。

利用頻率域分析法來分析含黏彈性阻尼器結構，其最大優點為直接、簡單、適合分析一般自由度不多的結構。其缺點是無法考慮黏彈性阻尼器受力變形後，溫度上升對阻尼器所造成影響。

(二) 時間域分析法

一般結構物在時間域的分析方法為振態疊加法及逐步積分法。經過調整，含黏彈性阻尼器結構亦可使用兩種方法進行分析，得到不錯的近似數值解。

(1) 逐步積分法

逐步積分法為一般結構動力分析常用的方法，其最大優點是可以做非線性歷時分析，對加黏彈性阻尼器結構而言，並可考慮阻尼器受溫度上升的影響。本節利用黏彈性阻尼器分數微分凱文模型應力-應變組成律所推導而成的黏彈性阻尼器有限元素，代入 Newmark-Beta 線性加速度逐步積分法的結構動力分析程式，用來分析含黏彈性阻尼器結構。

假設黏彈性阻尼器有限元素的座標為(x,y)，如圖 5.4 所示，而 global 座標是(X,Y)。由黏彈性阻尼器之分數微分凱文模型之應力-應變關係式，可推導得到黏彈性阻尼器力-變形關係為:

在時間 $t = nh$ 時，

$$P_n = \frac{2A}{t} G \left(1 + \frac{b}{h^\beta \Gamma(2-\beta)} \right) \Delta_n + L_n \dots\dots\dots (5.74)$$

$$L_n = \frac{2A}{t} \frac{Gb}{h^\beta \Gamma(2-\beta)} \left[\sum_{j=1}^{n-1} w_j \Delta_j + w_0 \Delta_0 \right] \dots\dots\dots (5.75)$$

其中， P_n :黏彈性阻尼器在時間 $t = nh$ 時的軸向力

Δ_n :黏彈性阻尼器在時間 $t = nh$ 時的軸向變形

A 、 t :黏彈性阻尼器之面積和單層厚度

黏彈性阻尼器在元素座標下，時間 $t = nh$ 時，節點力 $[F_n]$ 與節點位移 $[d_n]$ 的關係式如下:

$$[F_n] = [k_n][d_n] + [\bar{k}] \left[\sum_{j=1}^{n-1} w_j [d_j] + w_0 [d_0] \right] \dots\dots\dots (5.76)$$

其中， $[F_n] = [F_{nx1} \quad F_{ny1} \quad F_{nx2} \quad F_{ny2}]^T$

$[d_n] = [d_{nx1} \quad d_{ny1} \quad d_{nx2} \quad d_{ny2}]^T$

$$[k_n] = \frac{2AG}{t} \left(1 + \frac{b}{h^\beta \Gamma(2-\beta)} \right) \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[\bar{k}] = \frac{2A}{t} \frac{Gb}{h^\beta \Gamma(2-\beta)} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

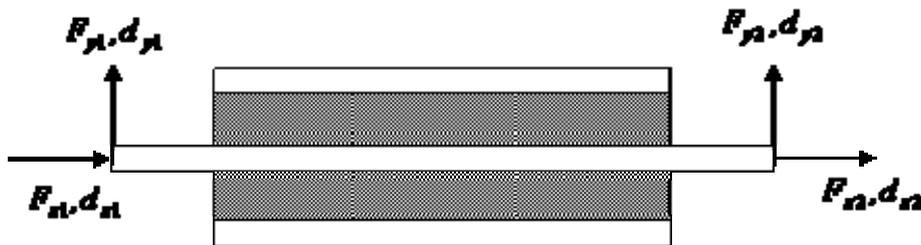


圖 5.4 黏彈性阻尼器有限元素之元素座標

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

利用黏彈性阻尼器有限元素的元素座標與 global 座標之轉置矩陣，可將黏彈性阻尼器之節點力與節點位移關係轉置 global 座標下。將此節點力與節點位移關係代入逐步積分法之結構動力分析程式，即可利用逐步積分法來分析含黏彈性阻尼器的結構，而且在逐步積分的過程中，可以利用(5.35)式計算黏彈性阻尼器溫度上升值，再利用(5.32)式修正參數 b ，以考慮溫度上升所造成的影響。

(2) 振態疊加法

在工程上，利用振態疊加法來分析含黏彈性阻尼器的結構，主要是將粘彈性阻尼器以二力桿件元素來模擬。將黏彈性阻尼器以整體結構加裝阻尼器後之振動基頻時的儲存勁度 $K''(\omega_d)$ 作為二力桿件元素的勁度，接著以模態應變能法估算含黏彈性阻尼器結構之阻尼比 ξ_{di} ，即可利用振態疊加法來分析含黏彈性阻尼器的結構。阻尼器的儲存勁度 $K''(\omega_d)$ 以及阻尼比 ξ_{di} 的估算如下：

① 黏彈性阻尼器儲存勁度 $K'(\omega_d)$ 的估算

- a. 假設未含阻尼器結構物的勁度矩陣為 K_s ，質量矩陣為 M_s ，阻尼比為 ξ_{si} 。先利用 K_s 及 M_s 作特徵值分析，求出結構物的自然頻率 ω_s 。
- b. 利用 a 步驟求出的自然頻率 ω_s 代入阻尼器的儲存勁度曲線求出阻尼器的儲存勁度，然後加入結構物的勁度矩陣 K_s ，得到含阻尼器結構的勁度矩陣 K_d 。
- c. 由 K_d 及 M_s 求出含阻尼器結構之自然頻率 ω_d 。
- d. 重複步驟 b、c 直到自然頻率 ω_d 及阻尼器儲存勁度 $K'(\omega_d)$ 收斂，即可求出含黏彈性阻尼器結構之自然頻率 ω_d 與勁度矩陣 K_d

利用上述程序所估算的得到的高振態頻率 ω_d 會有略為低估的情形。此因估算阻尼器儲存勁度 $K'(\omega_d)$ 時，是以基頻 ω_{d1} 估算阻尼器儲存勁度，所以當以這儲存勁度組成結構含阻尼器之勁度矩陣時，會低估高模態時的勁度矩陣，以致造成高模態振頻 ω_d 有低估的情形。但是由於阻尼器勁度遠小於結構之勁度，所以對於高振態的振頻僅是略微低估。

② 含黏彈性阻尼器結構之阻尼比 ξ_{di} 的估算

利用第二節分析方法中所述之模態應變能法推估含黏彈性阻尼器結構之各振態阻尼比，依(5.50)式求 ξ_{di} ：

$$\xi_{di} = \frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{\{\phi\}_i^T K_s \{\phi\}_i}{\{\phi\}_i^T K_d \{\phi\}_i} \right) \dots\dots\dots (5.77)$$

其中， η ：黏彈性阻尼器之耗損因子

K_s ：未加阻尼器結構之勁度矩陣

K_d ：含黏彈性阻尼器結構之勁度矩陣

$\{\phi\}_i$ ：含黏彈性阻尼器結構之第 i 個振態

若加黏彈性阻尼器後之結構振態變化可忽略不計時，則可依(5.51)式計算 ξ_{di}

$$\xi_{di} = \frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{\omega_{si}^2}{\omega_{di}^2} \right) \dots\dots\dots (5.78)$$

其中， ω_{si} :未加阻尼器結構之第*i*模態頻率

ω_{di} :含黏彈性阻尼器結構之第*i*模態頻率

若須要考慮未加阻尼器結構第*i*模態之固有阻尼比 ξ_{si} 時，可依(5.52)、(5.53)式做計算:

$$\xi_{di} = \xi_{si} + \frac{(\eta - 2\xi_{si})}{2} \left(1 - \frac{\{\phi\}_i^T K_s \{\phi\}_i}{\{\phi\}_i^T K_d \{\phi\}_i} \right) \dots\dots\dots (5.79)$$

$$\xi_{di} = \xi_{si} + \frac{(\eta - 2\xi_{si})}{2} \left(1 - \frac{\omega_{si}^2}{\omega_{di}^2} \right) \dots\dots\dots (5.80)$$

叁、含黏彈性阻尼器結構構架分析設計流程

可依據不同之設計目標，選擇線性靜力分析設計(Linear Static Analysis)、線性動力分析設計(Linear Dynamic Analysis)以及非線性靜力分析設計(Nonlinear Static Analysis)，相關設計目標之定義可參考圖 4.17。以下將逐一詳細說明相關分析設計流程，流程中均有列出公式以利於使用者參照，因此採不列公式編號之方式以利於說明。

(一) 線性靜力分析設計 [建築物耐震設計規範及解說 10.3.1 節【5】]

(a) 設計目標一

在最大考量地震需求水準下，含消能元件結構構架維持線彈性，消能元件所提供之阻尼比滿足設計目標。

(b) 設計目標二

不含消能元件結構構架在所考慮的地震需求水準下容許產生降伏，且其韌性滿足耐震設計規範第二章之要求，消能元件之設計視為額外增加之減震裝置，則可以構架保持在線彈性階段設計，依設計阻尼比進行設計。本設計可不必以非線性靜力分析或非線性動力分析進行檢核與調整。

分析設計流程圖可參考圖 5.5。分析步驟如下所述：

(1) 決定設計阻尼比

決定消能元件所提供之阻尼比(Viscous Damping Ratio, β_v)以及結構固有阻尼比(Inherent Damping Ratio, β)。當考量消能元件增加之阻尼效應後，結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35%時，才能使用線性分析(耐震設計規範第 10.3 節)，因此含消能元件結構之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_v$)須小於 35%。

(2) 決定各樓層黏彈性阻尼器安裝位置、組數與假設所需之阻尼器勁度

由預先決定設計構架之樓層數與跨數，選定黏彈性阻尼器安裝位置與組數，並假設單一黏彈性阻尼器勁度為 k' ，此處以各樓層等勁度均勻分配為例。

(3) 含消能元件結構構架耐震設計**①設計的目標屬(a)情況時**

在最大考量地震下，考慮含消能元件構架之等效阻尼比 β_{eff} 所對應之阻尼修正係數 B ，依耐震設計規範第三章表 3.1、3.2 方式來折減含消能元件結構構架於最大考量地震下之彈性設計水平地震力 V ，惟折減後之彈性設計水平地震力，以不低於僅考慮固有阻尼比 β 計算之彈性設計水平地震力之 75%為限。設計構架桿件斷面尺寸時，須確認構架保持彈性。

②設計的目標屬(b)情況時

針對不含消能元件之構架，依照耐震設計規範第二章之規定進行構架斷面設計。設計水平總橫力 V 僅以考慮結構固有阻尼比 β 進行計算。

(4) 計算含消能元件結構構架之基本振態週期及頻率

依步驟(3)之設計結果，計算含消能元件構架之基本振態週期及基本振態頻率。

(5) 計算黏彈性阻尼器相關設計參數

假設黏彈性阻尼器之設計應變 γ_0 後，即可依照經驗公式下式求得剪力儲存模數 G' 及耗損因子 η 。

$$G'(f, T, \gamma_0) = e^a f_s^b T^c \gamma_0^d$$

$$\eta(f, T, \gamma_0) = e^g f_s^h T^i \gamma_0^j$$

其中， f_s :使用構架加裝阻尼器後之基本振態頻率(Hz)

T :環境溫度(°C)

γ_0 :黏彈性阻尼器之設計應變(%)

(6) 含消能元件結構構架之側向靜力分析**①設計的目標屬(a)情況時**

持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重，依步驟(3)之①含消能元件構架設計分析所得之彈性設計水平地震力 V ，按照耐震設計規範第二章豎向分配之下作用於含黏彈性阻尼器結構上，可得各樓層側力 F_i ，並經靜力分析後求得各層樓之側向樓層變位 u_i ，其中 i 表第 i 樓層。

②設計的目標屬(b)情況時

持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重，依步驟(3)之②不含消能元件之構架設計分析所得之設計水平總橫力 V ，按照耐震設計規範第二章豎向分配之下作用於含黏彈性阻尼器結構上，可得各樓層側力 F_i ，並經靜力分析後求得各層樓之側向

樓層變位 u_i ，其中 i 表第 i 樓層。

(7) 計算黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_V'

① 簡化模態應變能法

利用簡化模態應變能法求出黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_V' ：

$$\beta_V' = \frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{f^2}{f_s^2}\right)$$

對於結構固有阻尼比較高的情況時

$$\beta_V' = \beta + \frac{(\eta - 2\beta)}{2} \left(1 - \frac{f^2}{f_s^2}\right)$$

其中， η ：黏彈性阻尼器之耗損因子

β ：結構之固有阻尼比

f ：未加阻尼器結構之基本振態頻率(Hz)

f_s ：加阻尼器結構之基本振態頻率(Hz)

② 模態應變能法(阻尼常數法)

由步驟(6)各樓層側力 F_i 及各層樓之側向樓層變位 u_i ，可計算連接第 j 阻尼器樓層間之水平相對位移 Δ_{rj} 。

利用模態應變能法(阻尼常數法)求出黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_V' ：

$$\beta_V' = \frac{\sum_j W_{Vj}}{4\pi W_K}$$

$$\sum_j W_{Vj} = \sum_j \pi c_{eq,j} \omega_s R_j^2 \Delta_{rj}^2 ; W_K = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中：

W_{Vj} ：為第 j 個黏彈性阻尼器完成一個完整循環所做的功

W_K ：為加裝黏彈性阻尼器結構之最大應變能

ω_s ：加裝黏彈性阻尼器結構之基本振動角頻率 ($\omega_s = 2\pi f_s$)

$c_{eq,j}$ ：為第 j 個黏彈性阻尼器之阻尼常數，依下式計算

$$c_{eq,j} = \frac{\eta(\omega_s)k'}{\omega_s}$$

k' ：為第 j 個黏彈性阻尼器勁度

R_j ：第 j 個阻尼器之變位修正係數，若阻尼器為對角安裝，且傾斜角為 θ_j 時，則 $R_j = \cos \theta_j$ 。

(8) 檢核計算的阻尼比 β_v' 是否等於設計阻尼比 β_v

若其誤差超過容許的範圍，則重新假設阻尼器勁度 k' ，並重複步驟(2)至(8)直至 $|\beta_v - \beta_v'|$ 在可接受的誤差範圍內為止。

(9) 計算黏彈性阻尼器所需之最大容量

① 設計的目標屬(a)情況時

依照耐震設計規範 10.1.2 節之規定計算：建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組以上時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。建築物之某一樓層於其主軸方向若提供少於 4 組之消能元件，或在樓層剛心之兩側配置少於 2 組時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移之 1.5 倍。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出之最大總速度的 1.5 倍所對應之力。

以線性靜力分析計算第 j 消能元件於最大考量地震下之所需之最大軸向變位 δ_{vj} 。以靜力分析計算最大出力之情況時需考慮三個可能導致阻尼器最大出力的位移情況加以考量計算：(1)最大變位情況(2)最大速度情況以及(3)最大加速度情況。

② 設計的目標屬(b)情況時

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damper)，不用以折減不含消能元件結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.1.2 節之規定。

(10) 檢核任一樓層黏彈性阻尼器所提供之層剪力與傳遞作用力構材之相關規定

① 設計的目標屬(a)情況時

依照耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定，消能元件在任一樓層的抗力不得大於該樓層建築構架(含消能元件貢獻)總抗力的三分之一；用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(9)阻尼器的最大出力下，須使其在線彈性範圍之內，且提供足夠的勁度。

② 設計的目標屬(b)情況時

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damping)，不用以折減原未加阻尼器結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定。

(11) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定

針對整體含消能元件結構構架，重新檢核耐震設計規範第二章、第三章之相關規定。

滿足相關規定後，進行以下之阻尼器細部設計：

(12) 設計黏彈性阻尼器厚度

①設計的目標屬(a)情況時

經由步驟(9)之①計算所得第 j 黏彈性阻尼器於最大考量地震下所需之最大軸向變位 δ_{rj} 來計算第 j 黏彈性阻尼器所需之單層厚度 t_j 。

$$t_j = \frac{\delta_{rj}}{\gamma_{\max}}$$

其中 γ_{\max} 為設定的黏彈性阻尼器最大容許應變

②設計的目標屬(b)情況時

阻尼器所需之最大設計軸向變位 δ_{rj} ，可依工程師自行設定，並依此設計第 j 黏彈性阻尼器所需之單層厚度 t_j 。

$$t_j = \frac{\delta_{rj}}{\gamma_{\max}}$$

其中 γ_{\max} 為設定的黏彈性阻尼器最大容許應變

(13) 設計黏彈性阻尼器剪力面積

依照步驟(8)收斂後之黏彈性阻尼器勁度 k' 與儲存模數 G' ，依下式計算第 j 黏彈性阻尼器所需之單層剪力面積 A_j ，其中分母除以 2 表雙層阻尼器。

$$A_j = \frac{k' \times t_j}{2G'}$$

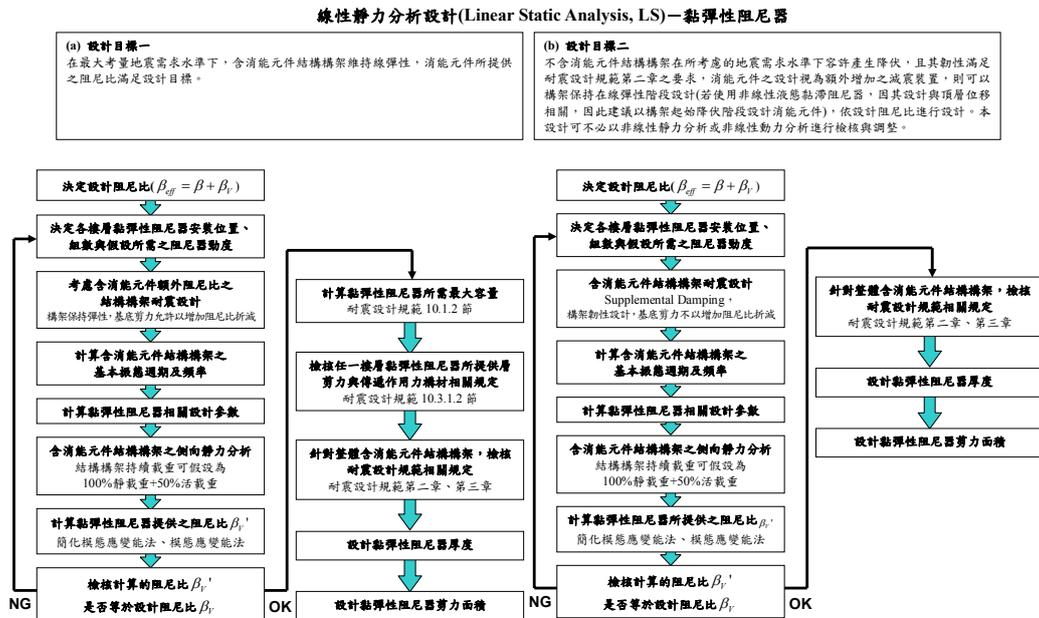


圖 5.5 線性靜力分析設計—黏彈性阻尼器

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(二) 線性動力分析 [建築物耐震設計規範及解說 10.3.2 節【5】]

(a) 設計目標一

在最大考量地震需求水準下，含消能元件結構構架維持線彈性，消能元件所提供之阻尼比滿足設計目標。

(b) 設計目標二

不含消能元件結構構架在所考慮的地震需求水準下容許產生降伏，且其韌性滿足耐震設計規範第二章之要求，消能元件之設計視為額外增加之減震裝置，則可以構架保持在線彈性階段設計，依設計阻尼比進行設計。本設計可不必以非線性靜力分析或非線性動力分析進行檢核與調整。

原耐震設計規範 10.3.2 節須計算各模態之模態阻尼比，由於目前套裝軟體並不支援，本手冊建議使用設計阻尼比折減設計反應譜，以進行反應譜分析，並調整所得之基底剪力不得小於 10.3.1 節修正後之等效基底剪力的 90%。

除了以下說明，否則一切遵照規範第三章有關線性動力分析之規定辦理。

1. 當結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35%時，才可採用線性動力分析的振態反應譜疊加法。
2. 為避免不當或誤用動力分析程序，若經由動力分析所得之最大基底剪力未達線性靜力分析之等效基底剪力的 90%，則所有子結構與桿件的作用力與變形量必須等比例放大，以達修正後等效基底剪力的 90%。(規範建議修訂：動力分析所得之最大基底剪力不得小於 10.3.1 節修正後之等效基底剪力的 90%)
3. 三個可能導致最大構材內力的位移情況分別為：(1)最大變位情況，此時黏滯力為零；(2)最大速度情況，此時變位量為零；以及(3)最大加速度情況。直接應用反應譜疊加法可求得在最大變位情況的桿件作用力。另外，各顯著振態在最大速度與最大加速度情況的桿件作用力亦須計算比較。

分析設計流程圖可參考圖 5.6。分析步驟如下所述：

(1) 決定設計阻尼比

決定消能元件所提供之阻尼比(Viscous Damping Ratio, β_V)以及結構固有阻尼比(Inherent Damping Ratio, β)。當考量消能元件增加之阻尼效應後，結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35%時，才能使用線性分析(耐震設計規範第 10.3 節)。因此含消能元件結構之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_V$)須小於 35%。

(2) 決定各樓層黏彈性阻尼器安裝位置、組數與假設所需之阻尼器勁度

由預先決定設計構架之樓層數與跨數，選定黏彈性阻尼器安裝位置與組數，並假設單一黏彈性阻尼器勁度為 k' ，此處以各樓層等勁度均勻分配為例。

(3) 含消能元件結構構架耐震設計

① 設計的目標屬(a)情況時

在最大考量地震下，針對含消能元件構架，進行反應譜動力分析設計時，採用最大考量水平加速度反應譜係數 S_{am} 不以地震力折減係數 F_{uM} 折減之，但可依照耐

震設計規範第三章 3.2 節之規定以步驟(1)之等效阻尼比 β_{eff} 計得之阻尼比修正係數 B 折減之，動力分析之調整係數為用途係數 I 。為避免不當或誤用動力分析程序，動力分析所得之最大基底剪力 V 不得小於由靜力分析之彈性設計水平地震力的 90%，否則須將結構桿件的作用力與變形量等比例放大，以達靜力分析之等效彈性設計水平地震力的 90%。設計構架桿件斷面尺寸時，須確認構架保持彈性。

②設計的目標屬(b)情況時

依照耐震設計規範第三章之規定針對不含消能元件之構架，進行動力反應譜分析與構架斷面設計，惟此處不以等效阻尼比 β_{eff} 計得之阻尼比修正係數 B 折減之。為避免不當或誤用動力分析程序，動力分析所得之最大基底剪力 V 不得小於由規範第二章靜力分析所得之最小設計水平總橫力之 90%，否則須將結構桿件的作用力與變形量等比例放大，以達靜力分析之最小設計水平總橫力的 90%。

(4) 計算含消能元件結構構架之基本振態週期及頻率

依步驟(3)之設計結果，計算含消能元件結構構架之基本振態週期及基本振態頻率。

(5) 計算黏彈性阻尼器相關設計參數

假設黏彈性阻尼器之設計應變 γ_0 後，即可依照經驗公式下式求得剪力儲存模數 G' 及耗損因子 η 。

$$G'(f, T, \gamma_0) = e^a f_s^b T^c \gamma_0^d$$

$$\eta(f, T, \gamma_0) = e^g f_s^h T^i \gamma_0^j$$

其中， f_s ：使用構架加裝阻尼器後之基本振態頻率(Hz)

T ：環境溫度(°C)

γ_0 ：黏彈性阻尼器之設計應變(%)

(6) 含消能元件結構構架之反應譜動力分析

①設計的目標屬(a)情況時

持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重，依步驟(3)之①含消能元件構架反應譜動力分析設計所得之分析結果，可得各層樓之側向樓層變位 u_i ，並經由分析所得之各樓層層間剪力，反求各樓層側力 F_i ，其中 i 表第 i 樓層。

②設計的目標屬(b)情況時

依照耐震設計規範第三章之規定針對含消能元件之構架，進行動力反應譜分析，此處以等效阻尼比 β_{eff} 計得之阻尼比修正係數 B 折減之。最後可得各層樓之側向樓層變位 u_i ，並經由分析所得之各樓層層間剪力，反求各樓層側力 F_i ，其中 i 表第 i 樓層。

(7) 計算黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_v'

①簡化模態應變能法

利用簡化模態應變能法求出黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_V' ：

$$\beta_V' = \frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{f^2}{f_s^2}\right)$$

對於固有阻尼比較高的情況時

$$\beta_V' = \beta + \frac{(\eta - 2\beta)}{2} \left(1 - \frac{f^2}{f_s^2}\right)$$

其中， η ：黏彈性阻尼器之耗損因子

β ：結構之固有阻尼比

f ：未加阻尼器結構之基本振態頻率(Hz)

f_s ：加阻尼器結構之基本振態頻率(Hz)

②模態應變能法(阻尼常數法)

由步驟(6)各樓層側力 F_i 及各層樓之側向樓層變位 u_i ，可計算連接第 j 阻尼器樓層間之水平相對位移 Δ_{rj} 。

利用模態應變能法(阻尼常數法)求出黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_V' ：

$$\beta_V' = \frac{\sum_j W_{Vj}}{4\pi W_K}$$

$$\sum_j W_{Vj} = \sum_j \pi c_{eq,j} \omega_s R_j^2 \Delta_{rj}^2 ; W_K = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中：

W_{Vj} ：為第 j 個黏彈性阻尼器完成一個完整循環所做的功

W_K ：為加裝黏彈性阻尼器結構之最大應變能

ω_s ：加裝黏彈性阻尼器結構之基本振態角頻率 ($\omega_s = 2\pi f_s$)

$c_{eq,j}$ ：為第 j 個黏彈性阻尼器之阻尼常數，依下式計算

$$c_{eq,j} = \frac{\eta(\omega_s)k'}{\omega_s}$$

k' ：為第 j 個黏彈性阻尼器勁度

R_j ：第 j 個阻尼器之變位修正係數，若阻尼器為對角安裝，且傾斜角為 θ_j

時，則 $R_j = \cos \theta_j$ 。

(8) 檢核計算的阻尼比 β_V' 是否等於設計阻尼比 β_V

若其誤差超過容許的範圍，則重新假設阻尼器勁度 k' ，並重複步驟(2)至(8)直至 $|\beta_V - \beta_V'|$ 在可接受的誤差範圍內為止。

(9) 計算黏彈性阻尼器所需之最大容量

① 設計的目標屬(a)情況時

依照耐震設計規範 10.1.2 節之規定計算：建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組以上時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。建築物之某一樓層於其主軸方向若提供少於 4 組之消能元件，或在樓層剛心之兩側配置少於 2 組時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移之 1.5 倍。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出之最大總速度的 1.5 倍所對應之力。

以線性動力分析計算第 j 消能元件於最大考量地震下之所需之最大軸向變位 δ_{ij} 。以線性動力反應譜分析計算最大出力之情況時需考慮三個可能導致阻尼器最大出力的位移情況加以考量計算：(1)最大變位情況(2)最大速度情況以及(3)最大加速度情況。

② 設計的目標屬(b)情況時

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damper)，不用以折減不含消能元件結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.1.2 節之規定。

(10) 檢核任一樓層黏彈性阻尼器所提供之層剪力與傳遞作用力構材之相關規定

① 設計的目標屬(a)情況時

依照耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定，消能元件在任一樓層的抗力不得大於該樓層建築構架(含消能元件貢獻)總抗力的三分之一；用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(9)阻尼器的最大出力下，須使其在線彈性範圍之內，且提供足夠的勁度。

② 設計的目標屬(b)情況時

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damping)，不用以折減原未加阻尼器結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定。

(11) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定

針對整體含消能元件結構構架，重新檢核耐震設計規範第二章、第三章之相關規定。

滿足相關規定後，進行以下之阻尼器細部設計：

(12) 設計黏彈性阻尼器厚度

①設計的目標屬(a)情況時

經由步驟(9)之①計算所得第 j 黏彈性阻尼器於最大考量地震下所需之最大軸向變位 δ_{rj} 來計算第 j 黏彈性阻尼器所需之單層厚度 t_j 。

$$t_j = \frac{\delta_{rj}}{\gamma_{\max}}$$

其中 γ_{\max} 為設定的黏彈性阻尼器最大容許應變

②設計的目標屬(b)情況時

阻尼器所需之最大設計軸向變位 δ_{rj} ，可依工程師自行設定，並依此設計第 j 黏彈性阻尼器所需之單層厚度 t_j 。

$$t_j = \frac{\delta_{rj}}{\gamma_{\max}}$$

其中 γ_{\max} 為設定的黏彈性阻尼器最大容許應變

(13) 設計黏彈性阻尼器剪力面積

依照步驟(8)收斂後之黏彈性阻尼器勁度 k' 與儲存模數 G' ，依下式計算第 j 黏彈性阻尼器所需之單層剪力面積 A_j ，其中分母除以 2 表雙層阻尼器。

$$A_j = \frac{k' \times t_j}{2G'}$$

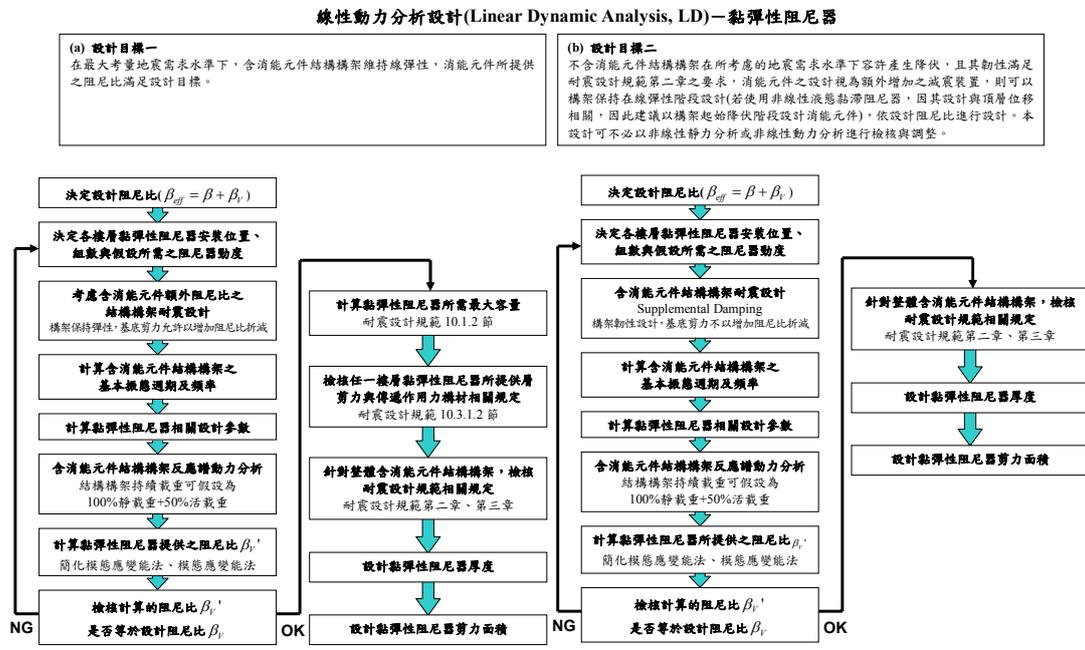


圖 5.6 線性動力分析設計－黏彈性阻尼器
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(三) 非線性靜力分析 [建築物耐震設計規範及解說 10.4.1 節【5】]

在設計地震下，消能系統能正常發揮功能，原結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之容許韌性容量 R_a ；在最大考量地震下，消能系統仍能正常發揮功能，原結構體容許產生降伏。利用容量震譜法(Capacity Spectrum Method)進行非線性靜力分析。容量震譜法為非線性靜力分析的一種方法，利用側推分析(Pushover Analysis)直到建築物達到破壞機制為止，並將分析結果繪於 ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)之格式。其中，容量譜(Capacity Spectrum)為建築物本身的抗震能力；需求譜(Demand Spectrum)則為建築物於地表運動期間的需求，利用工址地層資料、土壤特性及震區等因素，並考量結構進入非線性後非彈性變形產生之能量消散折減而得之反應譜。當結構物進入非線性範圍時，結構物因構件降伏導致強度及勁度衰減，而使得整體結構物的週期拉長，非彈性變形形成之等效阻尼消散部分地震能量，進而折減需求譜。最後，非彈性需求譜及容量譜所產生之交點稱為功能績效點(Performance Point)，即代表該建築物所能承受的最大位移及地震強度。

本方法為依照耐震設計規範第二章之規定設計含消能元件結構構架，構架在所考量之地震需求水準下容許產生降伏，並確認韌性需求滿足規範之規定，且設計消能元件使其在所考量之地震需求水準下，消能元件提供足夠之阻尼比，並滿足設計要求。

分析設計流程圖可參考圖 5.7。分析步驟如下所述：

(1) 決定設計阻尼比

決定消能元件在所考量之地震需求水準下所提供之阻尼比(Viscous Damping Ratio, β_v)以及結構固有阻尼比(Inherent Damping Ratio, β)。

(2) 決定各樓層黏彈性阻尼器安裝位置、組數與假設所需之阻尼器勁度

由預先決定設計構架之樓層數、跨數，選定黏彈性阻尼器安裝位置、組數，並假設單一黏彈性阻尼器勁度為 k' ，此處以各樓層等勁度均勻分配為例。

(3) 考慮含消能元件額外阻尼比之結構構架耐震設計

針對含消能元件之構架，依照耐震設計規範第二章之規定進行構架斷面設計，惟設計水平總橫力 V 考慮含消能元件結構構架之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_v$)所對應之阻尼修正係數 B 折減計算之。折減後之設計水平總橫力，以不低於第二章僅考慮固有阻尼比 β 計算所得之最小設計總橫力 75%為限(耐震設計規範第 10.1.3.1 節)。

(4) 計算含消能元件結構構架之基本振態週期及頻率

依步驟(3)之構架設計結果，計算含消能元件結構構架之基本振態週期及基本振態頻率。

(5) 計算黏彈性阻尼器相關設計參數

假設黏彈性阻尼器之設計應變 γ_0 後，即可依照經驗公式下式求得剪力儲存模數 G' 及耗損因子 η 。

$$G'(f, T, \gamma_0) = e^a f_s^b T^c \gamma_0^d$$

$$\eta(f, T, \gamma_0) = e^g f_s^h T^i \gamma_0^j$$

其中， f_s :使用構架加裝阻尼器後之基本振態頻率(Hz)

T :環境溫度(°C)

γ_0 :黏彈性阻尼器之設計應變(%)

(6) 含消能元件結構構架之側向非線性靜力側推分析(Pushover Analysis)

依據耐震設計規範第二章之地震力豎向分配，進行含消能元件結構構架之非線性靜力側推分析，其中持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重。

(7) 以容量震譜法求得功能績效點(Performance Point)

決定設計需求下之設計阻尼比，起始阻尼比考慮為結構固有阻尼比 β + 消能元件額外增加之阻尼比 β_V 。在所考量之地震需求水準下，求取含消能元件結構構架之功能績效點，並可求出含消能元件結構構架所對應之等效週期 T_{eff} 。(參照 ATC40，及 FEMA273、274 與 FEMA356、357 等文獻)

(8) 計算黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_V'

含黏彈性阻尼器構架之頂層位移在對應於步驟(7)所得之功能績效點下，計算含黏彈性阻尼器構架各層樓之側向樓層變位 u_i 與各樓層所需之側力 F_i ，並求得連接第 j 阻尼器樓層間之水平相對位移 Δ_{rj} 。

利用模應變能法(阻尼常數法)求出黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_V' ：

$$\beta_V' = \frac{\sum_j W_{Vj}}{4\pi W_K}$$

$$\sum_j W_{Vj} = \sum_j \pi c_{eq,j} \omega_{eff} R_j^2 \Delta_{rj}^2 ; W_K = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中：

W_{Vj} ：為第 j 個黏彈性阻尼器完成一個完整循環所做的功

W_K ：為加裝黏彈性阻尼器結構之最大應變能

$\omega_{eff} = \frac{2\pi}{T_{eff}}$ ：加裝黏彈性阻尼器結構之等效角頻率

$c_{eq,j}$ ：為第 j 個黏彈性阻尼器之阻尼常數，依下式計算

$$c_{eq,j} = \frac{\eta(\omega_{eff})k'}{\omega_{eff}}$$

k' ：為第 j 個黏彈性阻尼器勁度

R_j ：第 j 個阻尼器之變位修正係數，若阻尼器為對角安裝，且傾斜角為 θ_j 時，則 $R_j = \cos \theta_j$ 。

(9) 檢核計算的阻尼比 β_v' 是否等於設計阻尼比 β_v

若其誤差超過容許的範圍，則重新假設阻尼器勁度 k' ，並重複步驟(2)至(9)直至 $|\beta_v - \beta_v'|$ 在可接受的誤差範圍內為止。

(10) 計算黏彈性阻尼器所需之最大容量

依照耐震設計規範 10.1.2 節之規定計算：建築物之某一樓層於其主軸方向若提供 4 組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置 2 組以上時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度所對應之力。建築物之某一樓層於其主軸方向若提供少於 4 組之消能元件，或在樓層剛心之兩側配置少於 2 組時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移之 1.5 倍。速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出之最大總速度的 1.5 倍所對應之力。

以非線性靜力分析方法計算第 j 消能元件於最大考量地震下之所需之最大軸向變位 δ_{rj} 。以靜力分析計算最大出力之情況時需考慮三個可能導致阻尼器最大出力的位移情況加以考量計算：(1)最大變位情況(2)最大速度情況以及(3)最大加速度情況。

(11) 檢核傳遞作用力構材之相關規定

用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(10)阻尼器的最大出力下，須使其在線彈性範圍之內，且提供足夠的勁度。

(12) 檢核韌性容量需求

依照耐震設計規範 10.1.2 節之規定計算：在設計地震下，消能系統能正常發揮功能，原結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之容許韌性容量 R_a ；在最大考量地震下，消能系統仍能正常發揮功能，原結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之韌性容量 R 。

(13) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定

針對整體含消能元件結構構架，重新檢討耐震設計規範第二章與第三章相關規定。

滿足相關規定後，進行以下之阻尼器細部設計：

(14) 設計黏彈性阻尼器厚度

經由步驟(10)計算所得第 j 黏彈性阻尼器於最大考量地震下所需之最大軸向變位 δ_{rj} 來計算第 j 黏彈性阻尼器所需之單層厚度 t_j 。

$$t_j = \frac{\delta_{rj}}{\gamma_{\max}}$$

其中 γ_{\max} 為設定的黏彈性阻尼器最大容許應變

(15) 設計黏彈性阻尼器剪力面積

依照步驟(9)收斂後之黏彈性阻尼器勁度 k' 與儲存模數 G' ，依下式計算第 j 黏彈性阻尼器所需之單層剪力面積 A_j ，其中分母除以 2 表雙層阻尼器。

$$A_j = \frac{k' \times t_j}{2G'}$$

非線性靜力分析設計(Nonlinear Static Analysis, NS)－黏彈性阻尼器

設計目標
 本方法為依照耐震設計規範第二章之規定設計含消能元件結構構架，構架在所考量之地震需求水準下容許產生降伏，並確認韌性需求滿足規範之規定，且設計消能元件使其在所考量之地震需求水準下，消能元件提供足夠之阻尼比，並滿足設計要求。

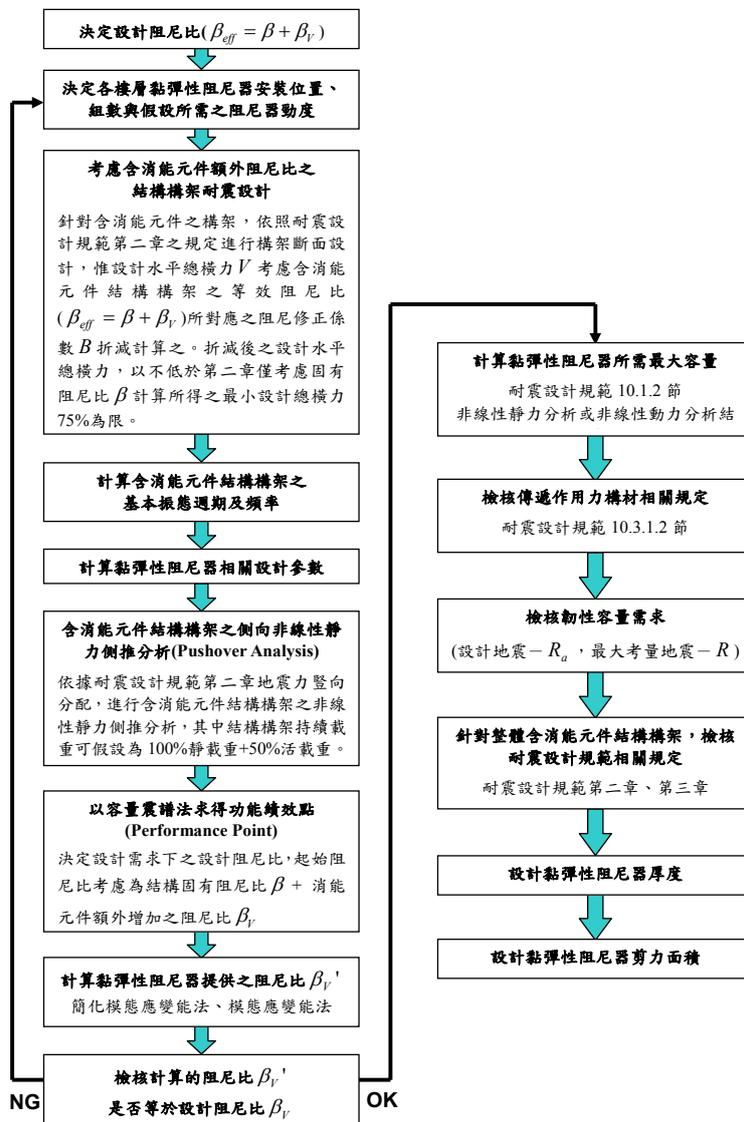


圖 5.7 非線性靜力分析設計－黏彈性阻尼器

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(四) 非線性動力分析 [建築物耐震設計規範及解說 10.4.2 節【5】]

在依照耐震設計規範第十章線性靜力、線性動力與非線性靜力分析之規定設計含消能元件結構構架後，可選擇以非線性動力分析進行檢核。

1. 消能建築物之動力分析若以非線性歷時分析法進行時，非線性歷時分析時須以消能元件之遲滯模式為之。所輸入之地震記錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震記錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，其5%阻尼反應譜於 $0.2T_{eD}(T_{eM})$ 至 $1.5T_{eD}(T_{eM})$ 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之90%及於此週期範圍內之平均值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之平均值，其中 $T_{eD}(T_{eM})$ 為消能建物於設計地震(最大考量地震)下之有效振動週期。
2. 若使用七組、或更多組的地震加速度歷時，所得反應的平均值可作為設計之用。
3. 若消能元件之性質相依於運作頻率、操作溫度(含因運作所造成之溫度上升)、變形(或應變)、速度、支承载重及雙向載重等因素，則於非線性動力歷時分析時須計及此些因素之影響。由於影響因素眾多，所以須進行多次不同之分析以確定消能元件之可能反應值，建築物及消能元件須以多次不同分析之最大反應來加以設計。
4. 構架本身若有產生阻尼力，分析及設計構架時須包含此一阻尼力；桿件之作用力歷時須以桿端位移及速度來推估。
5. 含消能元件之建築物之許可反應，消能元件之穩定反應具有關鍵性，因此，消能元件用於設計地震及最大考量地震分析時，其力及位移性質須經由實體試驗[規範 10.7 節]資料來決定。
6. 輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳。地震紀錄在長周期(T_{eD})範圍之反應譜，應考量土壤之長周期反應特性[規範 3.7 節]。

第三節 試驗驗證

壹、壁式黏彈性阻尼器振動台試驗

近年來，應用黏彈性阻尼器於結構物以提高其阻尼比，使之具有較佳的抗震能力已被証實。由過去的實驗結果顯示，結構加了足夠的黏彈性阻尼器後，在較為強烈的地震擾動下梁柱構件仍能維持於彈性範圍內。在所有的結構系統動力反應中，人們對於結構物的加速度反應較為敏感。過去的實驗顯示，於循環載重作用的情況下，人們對於加速度的感應起點約在 $5\text{cm}/\text{sec}^2$ ，當加速度到達 $20\text{cm}/\text{sec}^2$ 時，人們會開始覺得不舒適。而於住家環境中對於加速度反應的要求又較上述來得高。因此，阻尼器不僅可保護結構物於較大的外在擾動下有良好的動力表現，於平時也可提高人的舒適感。

張國鎮教授等人【53】於2001年在國家地震工程研究中心(National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE)進行振動台試驗，本試驗用之阻尼器為一黏彈性材料，以似柱之方式置放於結構物中，進行反覆循環載重試驗及振動台

試驗。振動台試驗使用三層兩跨鋼結構模型，原始空構架阻尼比約為 2%。國外著名地震紀錄與 921 地震歷時資料均被使用於地震模擬中，以觀察加黏彈性阻尼器結構模型於地震擾動下之動力反應。

為配合國家地震工程研究中心振動台規格，設計結構時須考慮其尺寸及最大承载力之限制，該振動台平面尺寸為 5 公尺×5 公尺，最大承載試體總質量為 50 公噸。依此限制，本試驗所使用之試驗結構為一縮小比例 0.4 之兩跨三層空間鋼構架，其結構系統於 X 及 Y 方向分別設計為抗彎構架及二元系統，鋼結構樓層每一樓層平面尺寸皆為 4.5 米×4 米，除第一層樓高 1.5 米外，其餘二、三樓皆為 1.25 米；且除了構架本身自重外，第一、二層設計靜載重為 500kg/m²，頂樓（第三層樓）設計靜載重為 375kg/m²，如此則使結構總質量約在 40 公噸以內。

結構幾何形狀如圖 5.8，型鋼斷面尺寸列於表 5.1 所示，結構各樓層之重量從基礎至頂樓依序為 113kN，92kN，92kN，70kN，結構總質量約為 37.4 噸。結構架設於振動台之整體外觀如圖 5.9 所示。鉛塊裝設情況如圖 5.10。

壁式黏彈性阻尼器內黏彈性材料為日本住友-3M 公司設計製造，材料編號為 ISD-111，於日本新日鐵株式會社提供外覆鋼板並組裝。由阻尼器材料測試可得黏彈性材料（VEM）的基本性質。典型之測試裝置如圖 5.11，為一雙剪力面積之軸向測試試體。兩黏彈性阻尼塊置於三層鋼板內，黏彈性阻尼塊尺寸為 100mm×100mm×3mm（或 2mm）。

阻尼器是由四層黏彈性材料所組成，反覆循環載重試驗用阻尼器尺寸列於表 5.2，反覆循環載重試驗裝置如圖 5.12。循環載重試驗的主要變數應是振動頻率、阻尼溫度及最大應變。國家地震工程研究中心之測試系統，是由 L 型之箱型斷面反力牆，每一層距地面高度分別為 6 米、9 米、12 米及 15 米，其相對應之長度分別為 15.5 米、15.5 米、12 米及 12 米；與面積 60 米×29 米，厚 1.2 米之強力地板所組成。試驗之振動頻率變化範圍由 0.2Hz 適當地連續增加至 3Hz。變形應變範圍由 100% 為起始，以不相等之應變增加量增大至 400%。但於高振動頻率下之最大應變會因油壓制動器的出力能力而受限。對測試阻尼器施以兩種不同的環境溫度，以了解黏彈性材料對於溫度的敏感性。

表 5.1 試驗結構型鋼斷面尺寸

Column、Girder and Beam								
Section	H×B (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	Area (cm ²)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	R_x (cm)	R_y (cm)
H250×250	250×250	9	14	92.18	10833	3648	10.84	6.29
H150×150	150×150	7	10	40.14	1641	563	6.39	3.75
H125×125	125×125	6.5	9	29.46	847	293	5.29	3.11
H100×100	100×100	6	8	21.90	383	134	4.18	2.47
H125×60	125×60	6	8	16.84	413	29	4.95	1.31

Brace							
Section	Thick (mm)	Area (cm ²)		I (cm ⁴)	R (cm)		
TUBE340	2.3	2.291		2.892	1.124		
TUBE427	2.3	2.919		5.975	1.431		
Floor Brace							
Section	H×B (mm)	t_w (mm)	Area (cm ²)	I_{max} (cm ⁴)	I_{min} (cm ⁴)	R_{max} (cm)	R_{min} (cm)
ANGLE 50×50×5	50×50	5	4.8	17.5	4.58	1.91	0.98
ANGLE90×90×10	90×90	10	17	199	51.7	3.42	1.74

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

表 5.2 反覆循環載重試驗用阻尼器尺寸

Number	VEM 面積	VEM 厚度	層數	夾層鋼板勁度	數量
1	0.5m ²	3mm	4	無挫屈	1
2	0.5m ²	3mm	4	NearBuckling Strength	1

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

表 5.3 振動台試驗用阻尼器尺寸

Number	VEM 面積	VEM 厚度	層數	夾層鋼板勁度	數量
1	0.22m ²	3mm	4	無挫屈	3

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

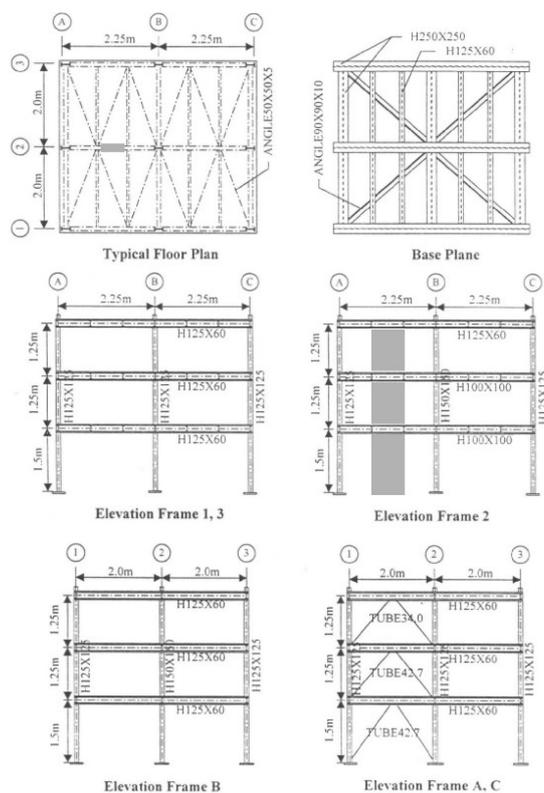


圖 5.8 試驗構架幾何形狀與配置

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

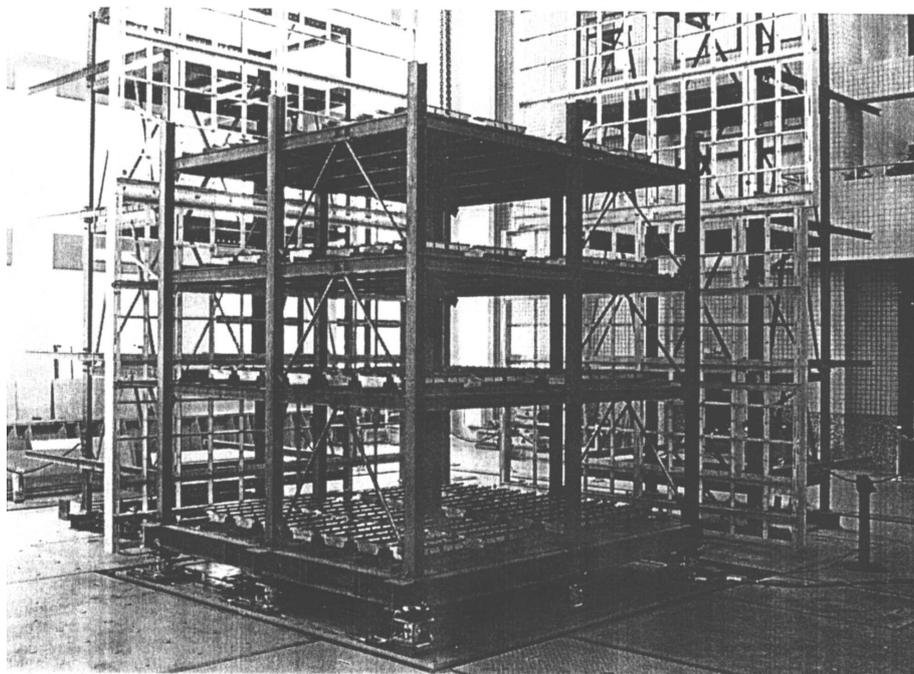


圖 5.9 結構架設於振動台之整體外觀

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

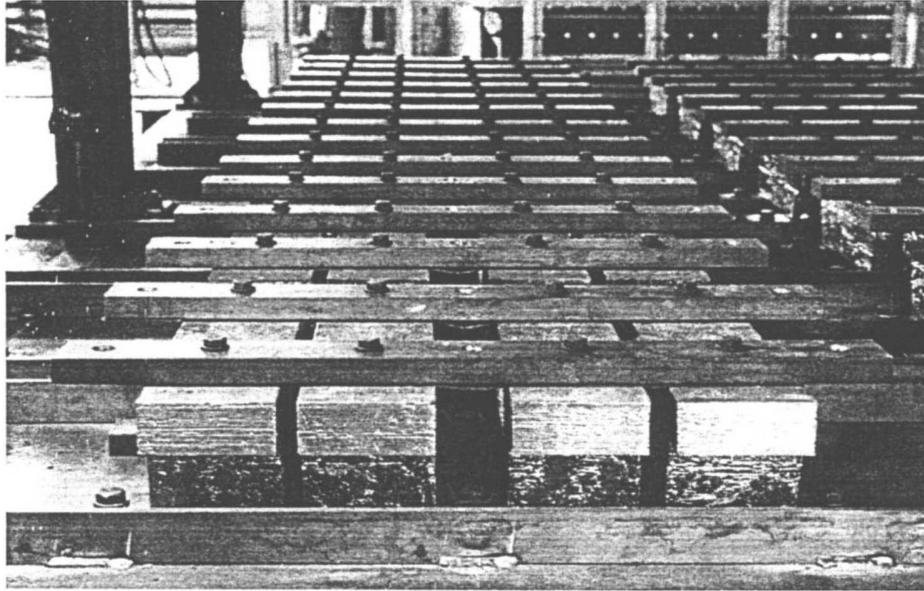


圖 5.10 鉛塊裝設之情況

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

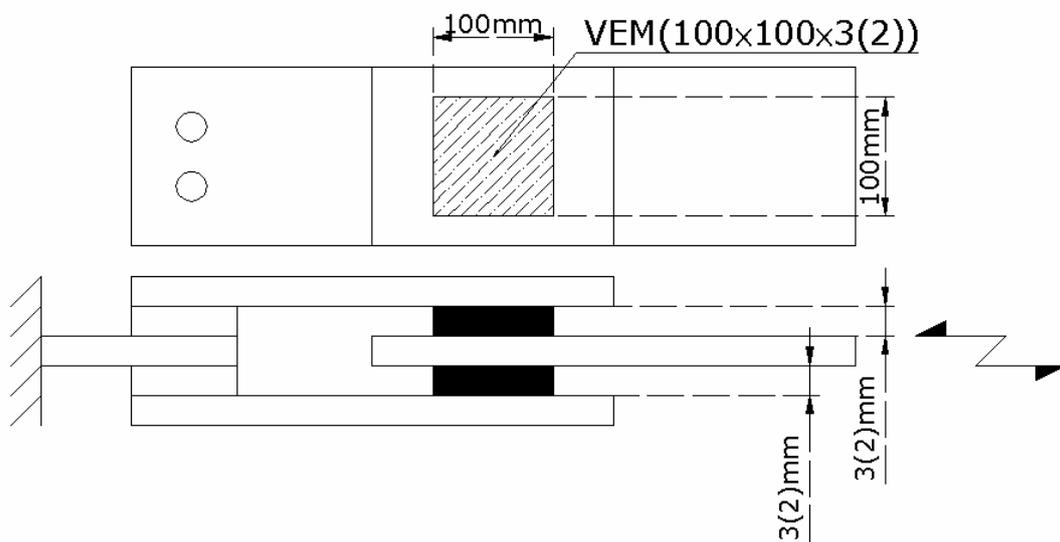


圖 5.11 阻尼材料特性測試裝置

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)



圖 5.12 反覆循環載重試驗裝置圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

振動台試驗可有效地模擬結構物在地震擾動下之動力反應。因此壁式黏彈性阻尼對於減低結構物地震反應之效率，可由含阻尼器之縮尺結構模型於振動台試驗加以估計。國家地震工程研究中心有一 5 米x5 米，六自由度方向之振動台，每一自由度可分別作控制。振動是藉由垂直方向伺服器控制之電力油壓制動器所產生，由最小至滿載所產生之加速度相當大，亦可達 60 cm/sec 的速度。振動台最大載重 50 公噸，其能承受之最大加速度，於長向為 1.0g，短向為 3g，兩水平方向同時為 1g，垂直向速度為 50cm/sec。在低頻範圍內，系統最大位移於長向為 25 公分、短向 10 公分、垂直向 10 公分。控制系統為先進的三向可變回饋系統。此獨特的回饋安排可對振動台與控制訊號間產生良好的追蹤。系統的頻率限制是決定於振動台與油壓支撐柱的自然振動頻率，兩者之自然振動頻率皆約為 50Hz。此頻率允許小誤差之大範圍頻率操作。對振動台輸入之命令訊號可為下列型式：諧和運動 (sinusoidal, square, triangular)、隨機振動，及資料庫內上千筆記錄之不同震源的地震加速度資料。此外，軟體可收集並處理系統資訊，如傅利葉分析、時域分析及其他及時訊息處理，分析結果可以數位方式儲存，也可列印或繪出分析結果圖形。資料亦可經由乙太網路傳送至世界各地的系統以從事進一步分析。依據振動台的最大能力，測試用結構為 2/5 縮尺模型、三層兩跨鋼結構，如圖 5.9 所示。此結構 X、Y 方向被設計為抗彎構架。樓板平面尺寸為 4.5 米x4 米、底層層高 1.5 米，第二層與第三層層高皆為 1.25 米。頂層設計靜載重為 375 kgw/m²，其餘為 500 kgw/m²，並於上述之鋼結構內裝設壁式黏彈性阻尼器。該測試模型或多或少表現出高勁度之結構行為，因此壁式黏彈性阻尼器對於減低高勁度結構之地震反應效率可被估計出。本研究分別於測試結構的弱向中間處置放三個壁式黏彈性阻尼器。含阻尼結構之結構特性可經由白雜訊擾動得知。其減低地震反應之效率可由數個模擬地震記錄下擾動來加以研究。

振動台試驗使用之壁式黏彈性阻尼器於日本組裝完成後運至國家地震工程研究中心，並於國家地震工程研究中心內裝設於試驗結構模型中。該阻尼器中心為一 H 型鋼 (H330x60x9x12)，中間黏彈性材料部分單層尺寸大小為 235mmx

235mm，厚 3mm，共四層，黏彈性阻尼總面積 0.22m^2 ，如表 5.3 所示。阻尼器中心線恰對應於該層淨高與淨寬之半處，即該層之幾何中心。阻尼器裝設於結構模型內之配置如圖 5.13 所示。

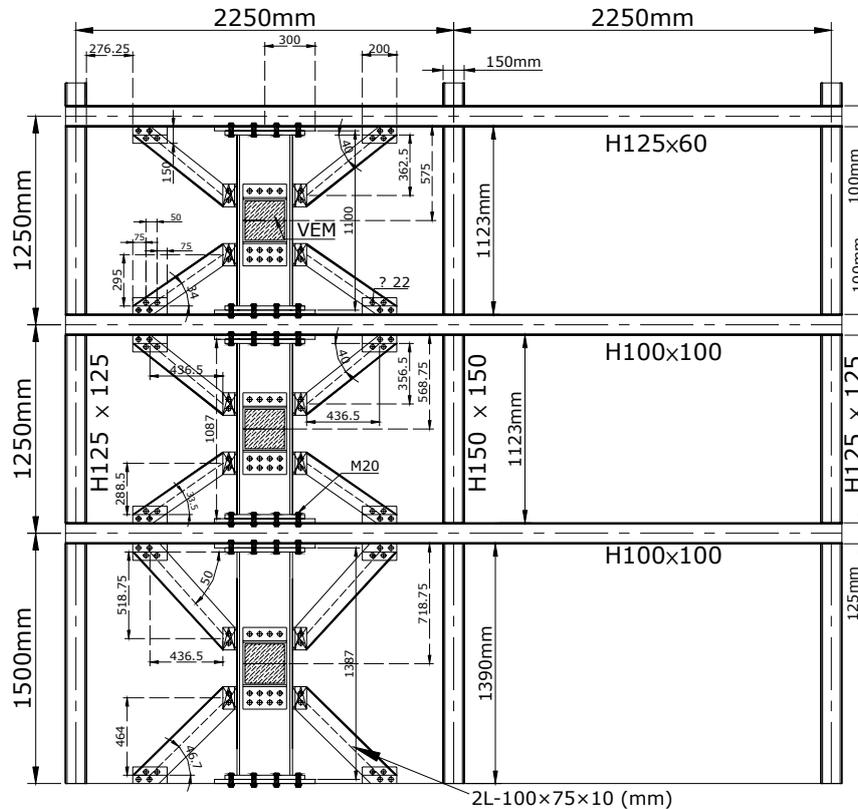


圖 5.13 阻尼器裝設於結構模型內之配置
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

振動台試驗構架分為五種型式：空構架、阻尼構架無斜撐、阻尼構架加四側斜撐、阻尼構架加左側斜撐、阻尼構架加上側斜撐。含阻尼構架配置見圖 5.14 所示。振動台試驗結構為 2/5 縮尺模型，輸入之地震歷時時間間隔 0.0125 秒。對試驗結構輸入之地表加速度歷時有：1940 EL Centro、1989 Capitola、1995 Kobe at JMA station、1994 Newhall、1999/9/21 Taiwan Chi-Chi Earthquake。除上述各類地表加速度歷時外，另對每一型式試驗構架施以 White Noise 白雜訊試驗與自由振動試驗，以求得結構物振態與模態阻尼比。White Noise 試驗結果之轉換函數繪於圖 5.15；White Noise 與自由振動分析結果列於表 5.4。

表 5.4 White Noise 與自由振動實驗結果

	1 st Mode from T.R.	阻尼比 (註一)	阻尼比 (註二)
空構架	3.0860 Hz	2.4760%	
阻尼構架-無斜撐	3.7891 Hz	5.5515%	
阻尼構架-四側斜撐	4.6875 Hz	12.145%	8% ~ %10% MAX: 13.27%

阻尼構架-左側斜撐	3.9844 Hz	9.9000%	7.20%
阻尼構架-上側斜撐	4.1797 Hz	10.256%	9.66%

註一：半公率法 (Half-Power Method) 註二：自由振動濾波平均

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)



圖 5.14 含阻尼構架之振動台配置
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

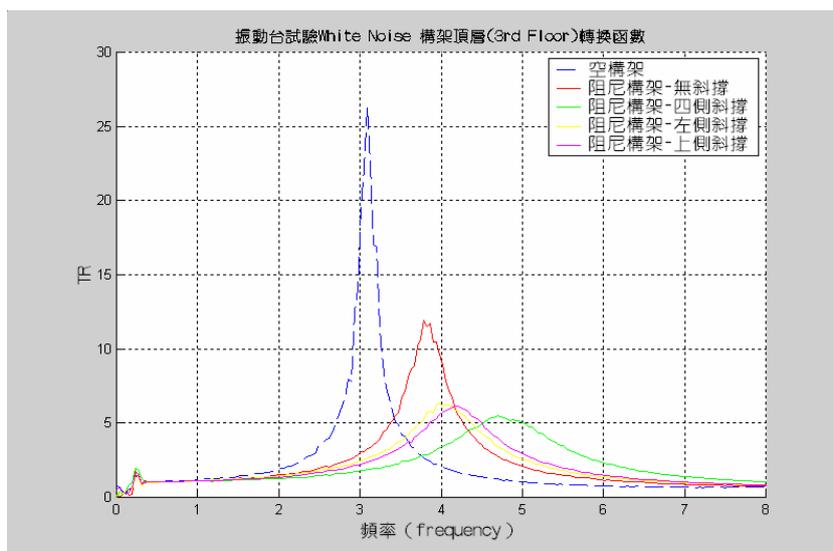


圖 5.15 White Noise 轉換函數
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

黏彈性阻尼器對於結構物不只提供阻尼，亦提供相當之勁度，其可由模態變化得知，空構架第一振態約 3.1Hz，含四側斜撐之阻尼構架第一振態為 4.7Hz。空構架阻尼比約 2.5%，無斜撐阻尼結構阻尼比為 5.5%，該值較空構架阻尼比提高 1 倍。只含上側或只含左側斜撐阻尼構架阻尼比皆約為 10%。含四側斜撐之阻尼構架阻尼比約 12%，約空構架者 5 倍，為所有型式中阻尼比最大，反應最小者。

圖 5.16 為五種類型構架於 EL Centro、Kobe 地震歷時下頂層中點位移歷時反應比較圖。由各位移歷時反應比較圖可知，含四側斜撐之阻尼構架位移反應最小，只含左側或只含上側斜撐之阻尼構架兩者反應相近，皆較只含阻尼器無斜撐構架反應小。對於地震歷時，無論是近斷層地震或是長週期地震等，黏彈性阻尼器可有效的抑制位移反應。圖 5.17 為五種類型構架於 EL Centro、Kobe 地震歷時下頂層中點加速度歷時反應比較圖。與位移歷時反應相較，壁式黏彈性阻尼器對於抑制加速度反應效果並未如抑制位移反應好。究其原因亦是阻尼器勁度。四類阻尼構架之加速度反應皆小於空構架，含四側斜撐之阻尼構架於大多數地震歷時中亦是表現較佳者，只含左側或只含上側斜撐之阻尼構架反應亦是相近，但四者差異不如位移反應來得明顯。

樓層相對位移示於圖 5.18。對於所有輸入地震，阻尼結構樓層相對位移皆遠小於空構架，尤以含四側斜撐之阻尼構架相對位移量最小。多數地震中，無斜撐阻尼構架、只含左側與只含上側斜撐之阻尼構架樓層相對位移反應相近，此三種型式結構幾何外觀有明顯差異，但對於樓層相對位移反應之抑制效果並不因阻尼器兩側斜撐型式不同而有顯著變化。圖 5.19 為構架層間變位角。四種類型阻尼構架層間變位角皆明顯小於空構架者。含四側斜撐之阻尼構架層間變位角為所有類型中最小者。只含左側與上側斜撐之阻尼構架對於降低層間變位角效果相近。層間變位角的減小意味著阻尼器本身黏彈性材料剪應變減小，此改變會提高阻尼器本身勁度與阻尼常數。

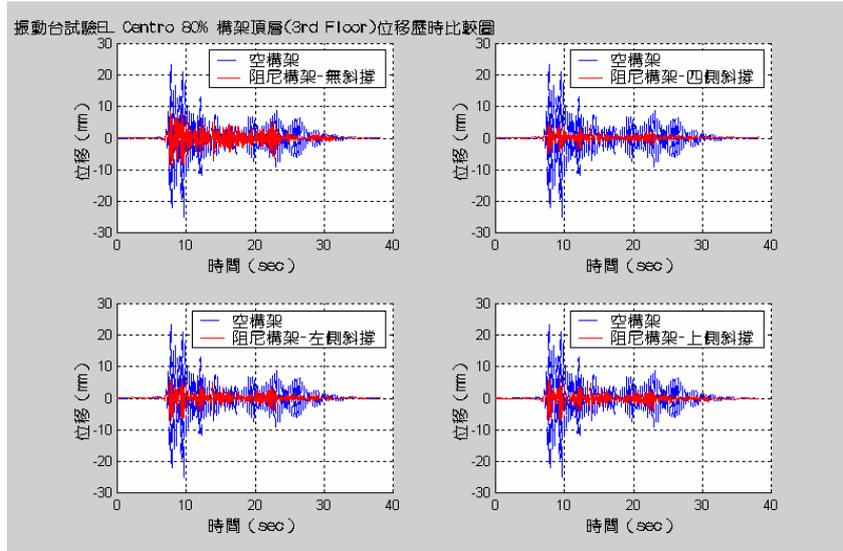


圖 5.16 EL Centro 80%地震歷時下頂層中點位移歷時反應比較圖
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

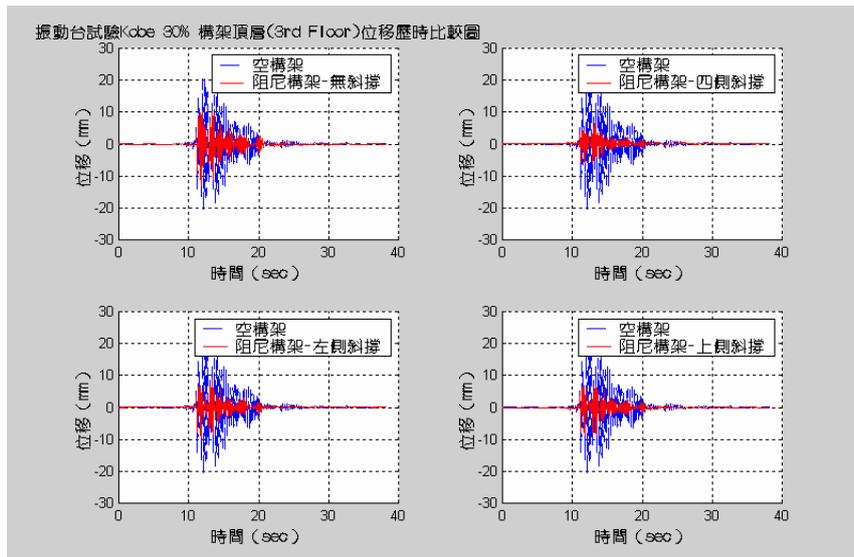


圖 5.16(續) Kobe 30%地震歷時下頂層中點位移歷時反應比較圖
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

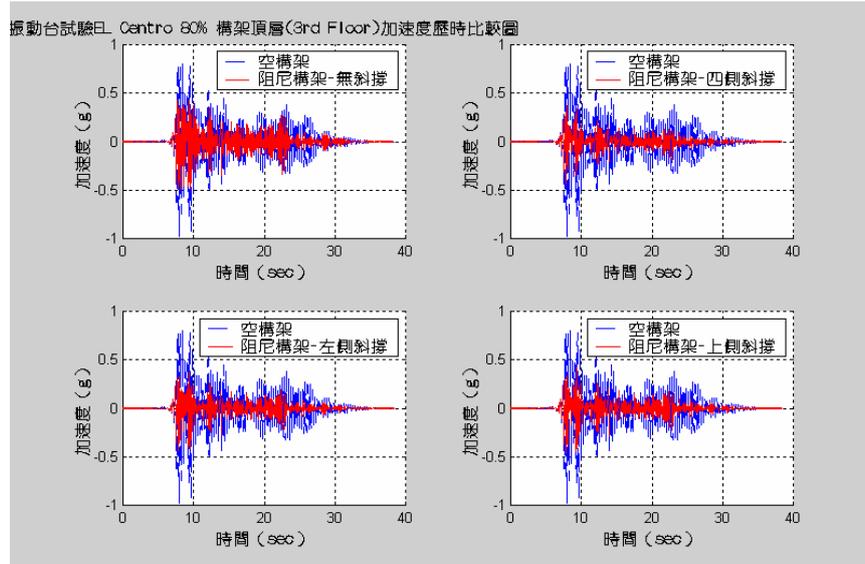


圖 5.17 EL Centro 80%地震歷時下頂層加速度歷時反應比較圖

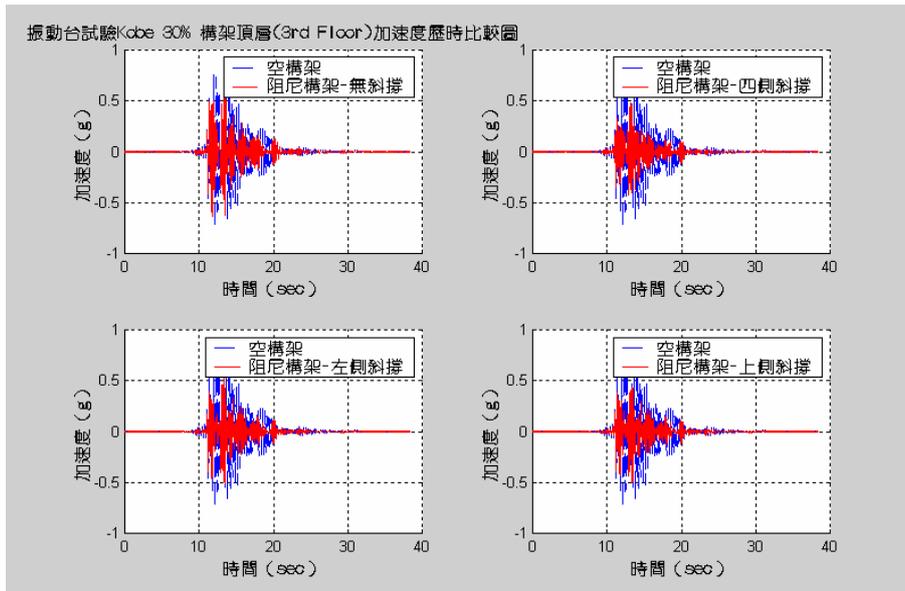


圖 5.17(續) Kobe 30%地震歷時下頂層加速度歷時反應比較圖
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

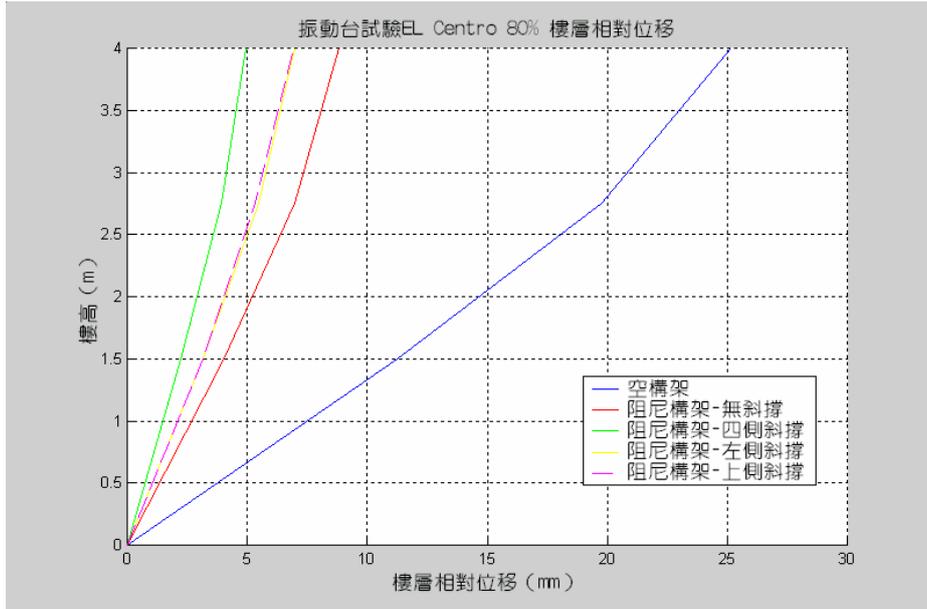


圖 5.18 EL Centro 80%地震歷時下樓層相對位移
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

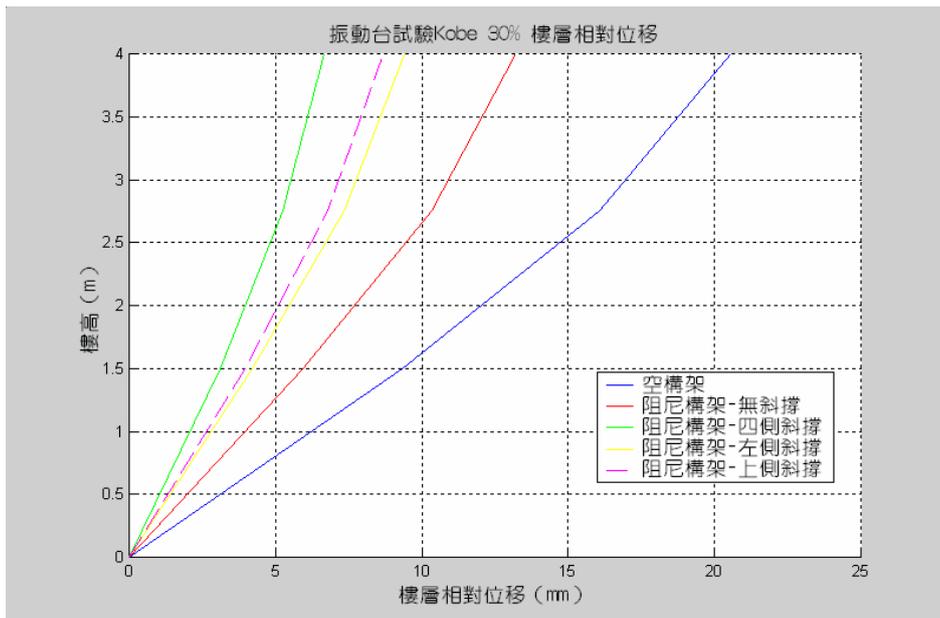


圖 5.18(續) Kobe 30%地震歷時下樓層相對位移
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

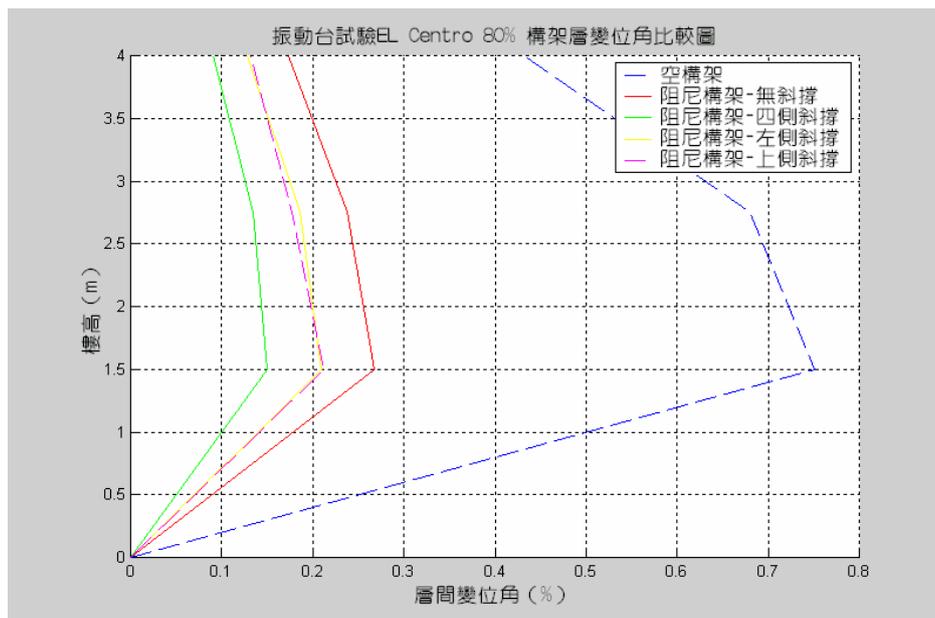


圖 5.19 EL Centro 80%地震歷時下構架層間變位角
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

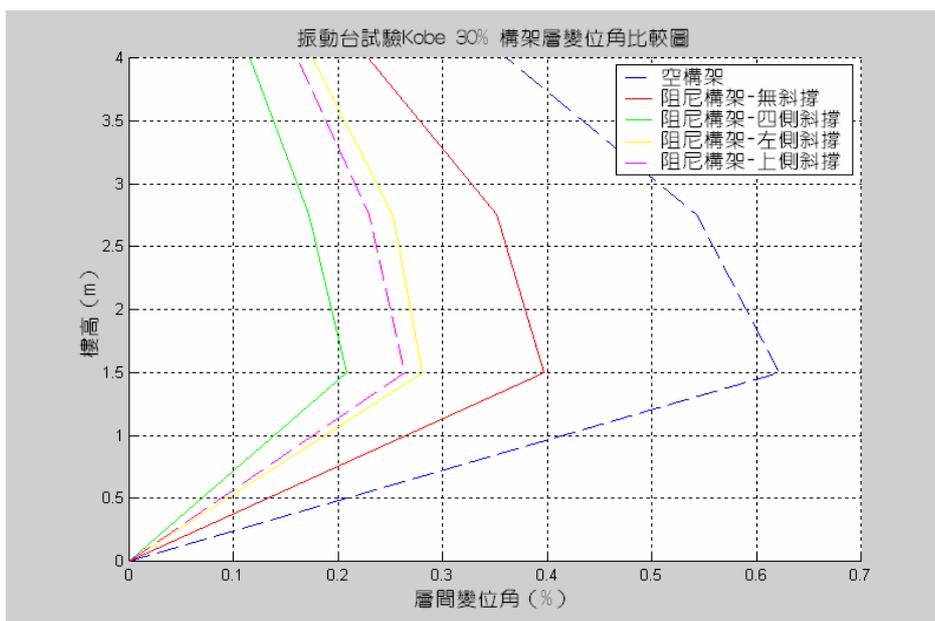


圖 5.19(續) Kobe 30%地震歷時下構架層間變位角
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

表 5.5 與表 5.6 分別列出 EL Centro、Kobe 地震歷時下，各型構架底層之樓層剪力、基底剪力與阻尼器水平向剪力，表中並列出阻尼構架與空構架間剪力減少百分比，及阻尼器水平向剪力佔基底剪力之比例。底部樓層剪力為各層加速度計所量得之絕對加速度乘上該層質量並由上部樓層逐步累加至底層而得，基底剪力為一樓柱底應變計量得之底層彈性力，阻尼器水平向剪力為阻尼器上、下鋼板應變計量得之水平向剪力。若阻尼器旁含斜撐，阻尼器水平剪力應

是阻尼器本身鋼板水平剪力與斜撐軸力於水平向分量合。無斜撐阻尼構架之阻尼器水平向剪力佔樓層剪力 17.5%，不到兩成，亦即對於地震歷時輸入，結構本身柱系統需承受超過 80% 的地震剪力。若為含四側斜撐之阻尼構架，因斜撐系統有效地將層間變位傳遞至阻尼器中黏彈性材料內，阻尼器可發揮較佳的消能效果，構架彈性基底剪力約只佔樓層剪力 50%。另外，只含左側或只含上側斜撐之阻尼構架，阻尼器本身與斜撐系統所得之阻尼器水平向剪力佔樓層剪力 33%，對於地震力輸入，結構本身需承受約 70% 的地震力。圖 5.20 繪出樓層剪力比較圖，對於大多數地震，含阻尼結構樓層剪力較空構架之樓層剪力反應小。

圖 5.21 為一樓阻尼器於地震歷時作用下，力對位移遲滯迴圈。底層壁式黏彈性阻尼器遲滯迴圈較二、三層樓之阻尼器遲滯迴圈明顯。含四側斜撐之阻尼構架其遲滯迴圈範圍較其餘三者大，耗損係數、彈性勁度、阻尼常數等亦較大。只含左側與只含上側斜撐之阻尼構架，兩者遲滯迴圈相近，但無斜撐阻尼構架較有斜撐者小許多。遲滯迴圈所圍面積大小即為消散能量，越大者，能量消散越多。因此，對同一地震歷時輸入，含四側斜撐之阻尼構架，阻尼器消散能量能力為最佳者。

表 5.5 EL Centro 80% 一樓樓層剪力、基底剪力與阻尼器水平向剪力

	基底剪力 -加速度計	基底剪力 -應變計	阻尼器鋼板本 身水平剪力 - 一樓	阻尼器鋼板與 斜撐水平力合 - 一樓
空構架	180.98	187.46		
阻尼構架-無斜撐	102.47 (-48.38%) 註一	68.60 (-63.4%)	17.77 (17.34%) 註二	
阻尼構架-四側斜撐	83.44 (-54%)	41 (-78.13%)	2.47	45 (54%) 註二
阻尼構架-左側斜撐	89.56 (-50.5%)	54.18 (-71.1%)	6.93	31.54 (35.1%)
阻尼構架-上側斜撐	92.32 (-49%)	56.31 (-70%)	10.36	33.96 (36.8%)

表格中力量單位：kN；註一：減少百分比；註二：所占樓層剪力百分比

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

表 5.6 Kobe 30% 一樓樓層剪力、基底剪力與阻尼器水平向剪力

	基底剪力 -加速度計	基底剪力 -應變計	阻尼器鋼板本 身水平剪力 - 一樓	阻尼器鋼板與 斜撐水平力合 - 一樓
空構架	134.16	154.93		
阻尼構架-無斜撐	126.77	93.65	22.47	

	(-5.51%)	(-40%)	(17.73%)	
阻尼構架-四側斜撐	93.69 (-30.17%)	51.44 (-66.8%)	2.70	50.05 (53.4%)
阻尼構架-左側斜撐	104.70 (-22%)	68.27 (-56%)	8.65	39.92 (38.13%)
阻尼構架-上側斜撐	102.09 (-24%)	69.04 (-55.4%)	11.00	36.67 (36%)

表格中力量單位：kN

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

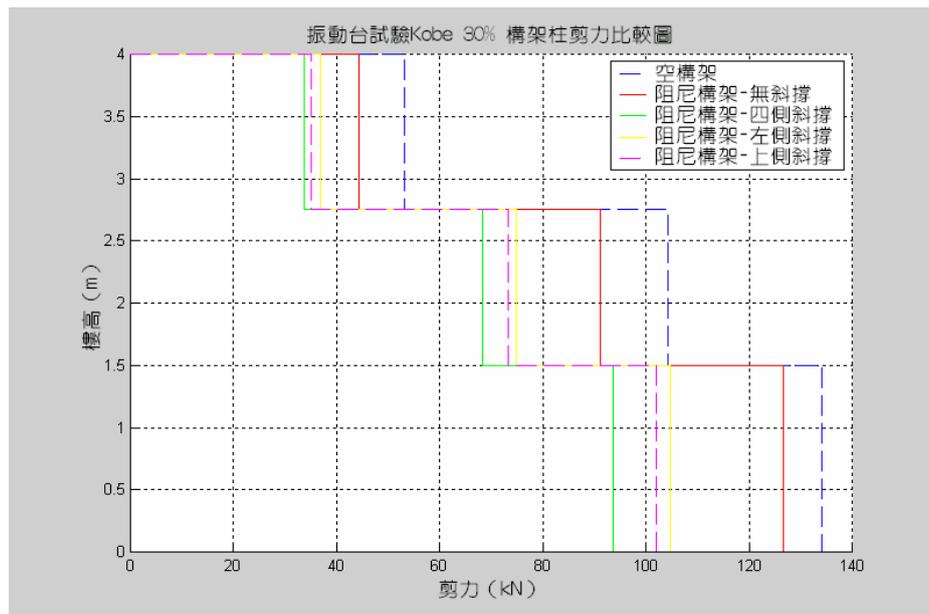


圖 5.20 EL Centro 80%地震歷時下構架柱剪力

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

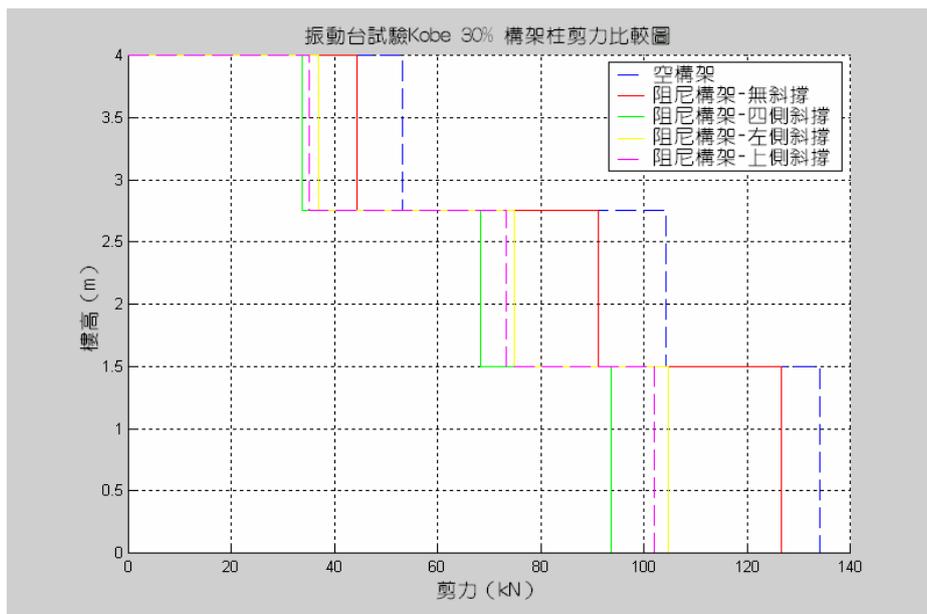


圖 5.20(續) Kobe 30%地震歷時下構架柱剪力
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

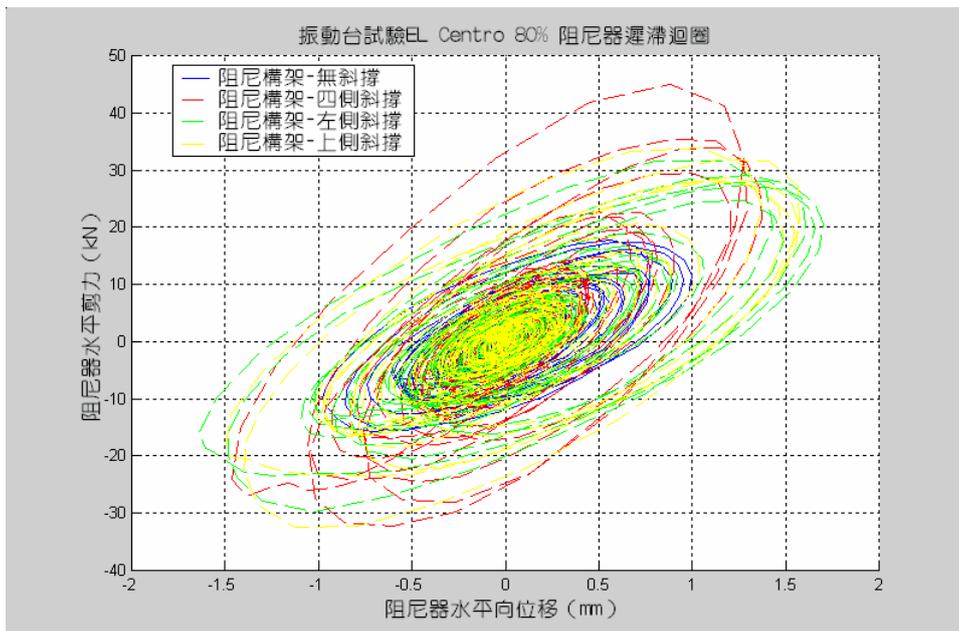


圖 5.21 EL Centro 80%地震歷時下底層阻尼器力-位移遲滯迴圈
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

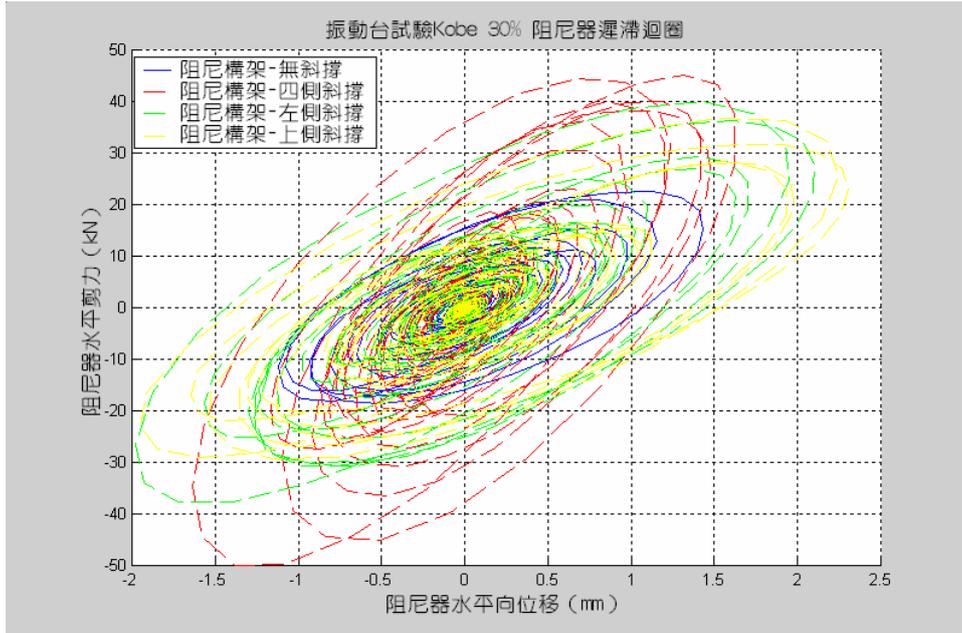


圖 5.21(續) Kobe 30%地震歷時下底層阻尼器力-位移遲滯迴圈
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

第四節 應用示範例

壹、線性靜力分析設計

1. 設計目標(參考圖 4.17 線性靜力分析設計之設計目標一)

在最大考量地震需求水準下，含消能元件結構構架維持線彈性，消能元件所提供之阻尼比滿足設計目標。

2. 結構系統概述

參照第四章第四節之液態黏性阻尼器線性靜力分析。

3. 地震力譜加速度係數

參照第四章第四節之液態黏性阻尼器線性靜力分析。

4. 進行線性靜力分析設計

(1) 決定設計阻尼比

15% (10%消能元件提供的阻尼比 β_v + 5%結構固有阻尼 β)

當考量消能元件增加之阻尼效應後，結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35%時，才能使用線性分析(耐震設計規範第 10.3 節)，因此含消能元件

結構之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_V$)須小於 35%。

(2) 決定各樓層黏彈性阻尼器安裝位置、組數與假設所需之阻尼器勁度

阻尼器安裝位置及組數參照第四章第四節液態黏性阻尼器的配置情形，阻尼器勁度的預估值可以使用簡化模態應變能法來設計。

$$\beta_V' = \frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{f^2}{f_s^2}\right)$$

η :黏彈性阻尼器之耗損因子

β :結構之固有阻尼比

f :未加阻尼器結構之基本振態頻率(Hz)

f_s :加阻尼器結構之基本振態頻率(Hz)

(3) 含消能元件結構構架耐震設計

在最大考量地震下，考慮含消能元件構架之等效阻尼比 β_{eff} 所對應之阻尼修正係數 B ，依耐震設計規範第三章表 3.1、3.2 方式來折減含消能元件結構構架於最大考量地震下之彈性設計水平地震力 V ，惟折減後之彈性設計水平地震力，以不低於僅考慮固有阻尼比 β 計算之彈性設計水平地震力之 75%為限。設計構架桿件斷面尺寸時，須確認構架保持彈性。

桿件尺寸及材料說明

參照第四章第四節之液態黏性阻尼器線性靜力分析之桿件尺寸及材料說明。

(4) 計算含消能元件結構構架之基本振態週期及頻率

本例中含消能元件結構構架之基本振態週期為 0.86 秒

(5) 計算黏彈性阻尼器相關設計參數

本例設計阻尼器環境溫度為 30°C、容許剪切變形 300%，並假設 $\eta=0.8$ 。

(6) 進行含持續載重之側力線性靜力分析

持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重，依步驟(3)含消能元件構架設計分析所得之彈性設計水平地震力 V ，按照耐震設計規範第二章豎向分配之下作用於含黏彈性阻尼器結構上，可得各樓層側力 F_i ，並經靜力分析後求得各層樓之側向樓層變位 u_i ，其中 i 表第 i 樓層。

(7) 計算黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_V'

由步驟(6)各樓層側力 F_i 及各層樓之側向樓層變位 u_i ，可計算連接第 j 阻尼器樓層間之水平相對位移 Δ_{rj} 。

求出黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_V' ：

$$\beta_V' = \frac{\sum_j W_{Vj}}{4\pi W_K}$$

$$\sum_j W_{Vj} = \sum_j \pi c_{eq,j} \omega_s R_j^2 \Delta_{rj}^2 ; W_K = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中：

W_{Vj} ：為第 j 個黏彈性阻尼器完成一個完整循環所做的功

W_K ：為加裝黏彈性阻尼器結構之最大應變能

ω_s ：加裝黏彈性阻尼器結構之基本振動角頻率 ($\omega_s = 2\pi f_s$)

$c_{eq,j}$ ：為第 j 個黏彈性阻尼器之阻尼係數，依下式計算

$$c_{eq,j} = \frac{\eta(\omega_s)k'}{\omega_s}$$

k' ：為第 j 個黏彈性阻尼器勁度

R_j ：第 j 個阻尼器之變位修正係數，若阻尼器為對角安裝，且傾斜角為 θ_j 時，則 $R_j = \cos \theta_j$ 。

表 5.7 線性靜力分析之等效阻尼計算

樓層	樓高(m)	樓層位移(cm)	樓層層間位移 Δ_i (cm)	樓層慣性力 F_i (tf)	構架應變能 $W_k = F_i \cdot u_i / 2$
6F	4	10.5	1.1	693.7	3641.925
5F	4	9.4	1.65	439.7	2066.59
4F	4	7.75	2.12	351.8	1363.225
3F	4	5.63	2.39	263.8	742.597
2F	4	3.24	2.09	175.9	284.958
1F	4	1.15	1.15	87.9	50.5425
總剪力				0	8149.8375

樓層	C_d (kN*s/cm)	C_d (tf*s/cm)	Δ_{rj} (cm)	W_{Vj}
6F	54	5.5	1.1	623.5515429
5F	54	5.5	1.65	1402.990971
4F	54	5.5	2.12	2316.107483
3F	54	5.5	2.39	2943.627081
2F	54	5.5	2.09	2251.02107
1F	54	5.5	1.15	681.5263764
VE 作功 $\sum W_v =$				10218.82452
VE 提供阻尼 $\beta_v =$				9.977968491

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(8) 檢核計算的阻尼比 β_v' 是否等於設計阻尼比 β_v

所得到的阻尼比=14.98%，而設計阻尼比 15%，結果符合。若不符合則需重覆步驟(1)~(7)。

(9) 計算黏彈性阻尼器所需之最大容量

以線性靜力分析計算第 j 消能元件於最大考量地震下之所需之最大軸向變位 δ_{vj} 。以靜力分析計算最大出力之情況時需考慮三個可能導致阻尼器最大出力的位移情況加以考量計算：(1)最大變位情況(2)最大速度情況以及(3)最大加速度情況。

檢核黏彈性阻尼器之最大軸力

(1)最大變位情況，此時黏滯力為零

黏彈性元件的受力可表示為： $P=K_d u$

(2)最大速度情況，此時變位量為零

黏彈性元件的受力可表示為： $P=C_d \omega u$

(3)最大加速度情況。

黏彈性元件的受力可表示為： $P^* = K_d u + C_d \dot{u}$

令 $\eta = C_d \omega / K_d$, $u = u_0 \cos \omega t$, $\dot{u} = -\omega u_0 \sin \omega t$

$$\begin{aligned} P^* &= K_d u_0 \cos \omega t - K_d \eta u_0 \sin \omega t \\ &= K_d u_0 (\cos \omega t - \eta \sin \omega t) \end{aligned}$$

$$dP^*/dt = -\omega K_d u_0 \sin \omega t - \omega K_d \eta u_0 \cos \omega t = 0$$

$$\rightarrow \frac{\sin \omega t}{\cos \omega t} = -\eta, \quad \sin \omega t = \frac{-\eta}{\sqrt{1+\eta^2}}, \quad \cos \omega t = \frac{1}{\sqrt{1+\eta^2}}$$

代入原式

$$\begin{aligned} P_{\max}^* &= K_d u_0 \cos \omega t - K_d \eta u_0 \sin \omega t \\ &= K_d u_0 \left(\frac{1}{\sqrt{1+\eta^2}} - \eta \frac{-\eta}{\sqrt{1+\eta^2}} \right) \\ &= K_d \sqrt{1+\eta^2} u_0 = K^* u_0 \end{aligned}$$

此時 K^* 可定義為黏彈性阻尼器在最大加速度層級之等效勁度

表 5.8 線性靜力分析之阻尼器容量檢核(單位: tf)

Floor	最大位移情形	最大速度情形	最大加速度情形
6F	68.6	59.1	80.3
5F	102.9	88.7	120.4
4F	132.2	113.9	154.8
3F	149.1	128.4	174.5
2F	130.4	112.3	152.6
1F	71.7	61.8	83.9
P_Capacity	197.1		

* P_Capacity 為當剪切變形 300%時，黏彈性阻尼器之容許受力。

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(10) 檢核任一樓層黏彈性阻尼器所提供之層剪力與傳遞作用力構材之相關規定

依照耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定，消能元件在任一樓層的抗力不得大於該樓層建築構架(含消能元件貢獻)總抗力的三分之一；用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(6)阻尼器的最大出力下，須使其在線彈性範圍之內，且提供足夠的勁度。

(11) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定

針對整體含消能元件結構構架，重新檢核耐震設計規範第二章、第三章之相關規定。

(12) 設計黏彈性阻尼器厚度(表 5.9)

(13) 設計黏彈性阻尼器剪力面積(表 5.9)

表 5.9 線性靜力分析之阻尼器性質

VEM	Design Parameters	
Deformation of VEM	(cm)	2.7
Thickness of VEM	d (cm)	0.9
Area of VEM	A (cm ²)	32500
Elastic Stiffness Coefficient	G' (kN/cm ²)	0.00077
Loss Factor		0.8
Damping Coefficient	C _d (tf*s/cm)	6.7
Elastic Stiffness	K _d (tf/cm)	57
Total Stiffness	K* (tf/cm)	73
Maximum Axial Force	P* (tf)	197.1

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

貳、線性動力分析

1.設計目標(參考圖 4.17 線性動力分析設計之設計目標二)

不含消能元件結構構架在所考慮的地震需求水準下容許產生降伏，且其韌性滿足耐震設計規範第二章之要求，消能元件之設計視為額外增加之減震裝置，則可以構架保持在線彈性階段設計(若使用非線性液態黏滯阻尼器，因其設計與頂層位移相關，因此建議以構架起始降伏階段設計消能元件)，依設計阻尼比進行設計。本設計可不必以非線性靜力分析或非線性動力分析進行檢核與調整。

2.結構系統概述

參照第四章第四節之液態黏性阻尼器線性動力分析。

3.地震力譜加速度係數

參照第四章第四節之液態黏性阻尼器線性動力分析。

4.進行線性動力分析設計

(1) 決定設計阻尼比

15% (10%消能元件提供的阻尼比 β_V + 5%結構固有阻尼 β)

當考量消能元件增加之阻尼效應後，結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35%時，才能使用線性分析(耐震設計規範第 10.3 節)，因此含消能元件結構之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_V$)須小於 35%。

(2) 決定各樓層黏彈性阻尼器安裝位置、組數與假設阻尼器勁度

阻尼器安裝位置及組數參照第四章第四節液態黏性阻尼器的配置情形，阻尼器勁度的預估值可以使用簡化模態應變能法來設計。

$$\beta_V' = \frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{f^2}{f_s^2}\right) \text{ 其中,}$$

η :黏彈性阻尼器之耗損因子

β :結構之固有阻尼比

f :未加阻尼器結構之基本振態頻率(Hz)

f_s :加阻尼器結構之基本振態頻率(Hz)

(3) 含消能元件結構構架耐震設計

依照耐震設計規範第三章之規定針對不含消能元件之構架，進行動力反應譜分析與構架斷面設計，惟此處不以等效阻尼比 β_{eff} 計得之阻尼比修正係數 B 折減之。為避免不當或誤用動力分析程序，動力分析所得之最大基底剪力 V 不得小於由規範第二章靜力分析所得之最小設計水平總橫力之 90%，否則須將結構桿件的作用力與變形量等比例放大，以達靜力分析之最小設計水平總橫力的 90%。

桿件尺寸及材料說明

參照第四章第四節之液態黏性阻尼器線性動力分析之桿件尺寸及材料說明。

(4) 計算含消能元件結構構架之基本振態週期及頻率

本例中含消能元件結構構架之基本振態週期為 1.339 秒

(5) 計算黏彈性阻尼器相關設計參數

本例設計阻尼器環境溫度為 30°C、容許剪切變形 300%，並假設 $\eta=0.8$ 。

(6) 進行含持續載重之反應譜動力分析

依照耐震設計規範第三章之規定針對含消能元件之構架，進行動力反應譜分析，此處以等效阻尼比 β_{eff} 計得之阻尼比修正係數 B 折減之。最後可得各層樓之側向樓層變位 u_i ，並經由分析所得之各樓層層間剪力，反求各樓層側力 F_i ，其中 i 表第 i 樓層。

(7) 計算黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_v'

由步驟(6)各樓層側力 F_i 及各層樓之側向樓層變位 u_i ，可計算連接第 j 阻尼器樓層間之水平相對位移 Δ_{vj} 。

求出黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_v' ：

$$\beta_v' = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_K}$$

$$\sum_j W_{vj} = \sum_j \pi c_{eq,j} \omega_s R_j^2 \Delta_{vj}^2 ; W_K = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中：

W_{vj} ：為第 j 個黏彈性阻尼器完成一個完整循環所做的功

W_k ：為加裝黏彈性阻尼器結構之最大應變能

ω_s ：加裝黏彈性阻尼器結構之基本振態角頻率 ($\omega_s = 2\pi f_s$)

$c_{eq,j}$ ：為第 j 個黏彈性阻尼器之阻尼係數，依下式計算

$$c_{eq,j} = \frac{\eta(\omega_s)k'}{\omega_s}$$

k' ：為第 j 個黏彈性阻尼器勁度

R_j ：第 j 個阻尼器之變位修正係數，若阻尼器為對角安裝，且傾斜角為 θ_j 時，則 $R_j = \cos \theta_j$ 。

表 5.10 線性動力分析之等效阻尼計算

樓層	樓高(m)	樓層位移(cm)	樓層層間位移 Δ_i (cm)	樓層慣性力 F_i (tf)	構架應變能 $W_k=F_i*u_i/2$
6F	4	22.5	2.42	219.05898	2464.413525
5F	4	20.08	3.52	125.08034	1255.806614
4F	4	16.56	4.54	100.064272	828.5321722
3F	4	12.02	5.1	75.048204	451.039706
2F	4	6.92	4.57	50.032136	173.1111906
1F	4	2.35	2.35	25.016068	29.3938799
總剪力				594.3	5202.297087

樓層	C_d (kN*s/cm)	C_d (tf*s/cm)	Δr_j (cm)	W_{vj}
6F	54	5.5	2.42	442.4896796
5F	54	5.5	3.52	936.1765123
4F	54	5.5	4.54	1557.342443
3F	54	5.5	5.1	1965.227199
2F	54	5.5	4.57	1577.992062
1F	54	5.5	2.35	417.2613305
VE 作功 $\Sigma W_v =$				6896.489225
VE 提供阻尼 $\beta_v =$				10.54928555

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(8) 檢核計算的阻尼比 β_v' 是否等於設計阻尼比 β_v

所得到的阻尼比=15.55%，而設計阻尼比 15%，結果符合。若不符合則需重覆步驟(1)~(7)。

(9) 計算黏彈性阻尼器所需之最大容量

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damping)，不用以折減不含消能元件結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.1.2 節之規定。

(10) 檢核任一樓層黏彈性阻尼器所提供之層剪力與傳遞作用力構材之相關規定

消能元件視為額外增加之減震裝置(Supplemental Damping)，不用以折減原未加阻尼器結構構架之設計水平總橫力，因此可以不須檢討耐震設計規範 10.3.1.2 節之規定。

(11) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定

針對整體含消能元件結構構架，重新檢核耐震設計規範第二章、第三章之相關規定。

(12) 設計黏彈性阻尼器厚度(表 5.11)

(13) 設計黏彈性阻尼器剪力面積(表 5.11)

表 5.11 線性動力分析之阻尼器性質

VEM	Design Parameters	
Deformation of VEM	(cm)	5.7
Thickness of VEM	d (cm)	1.9
Area of VEM	A (cm ²)	12600
Elastic Stiffness Coefficient	G' (kN/cm ²)	0.00067
Loss Factor		0.8
Damping Coefficient	C _d (tf*s/cm)	1.53
Elastic Stiffness	K _d (tf/cm)	9
Total Stiffness	K* (tf/cm)	11.5
Maximum Axial Force	P* (tf)	65.7

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

叁、非線性靜力分析

1.設計目標(參考圖 4.17 非線性靜力分析設計之設計目標)

本方法為依照耐震設計規範第二章之規定設計含消能元件結構構架，構架在所考量之地震需求水準下容許產生降伏，並確認韌性需求滿足規範之規定，且設計消能元件使其在所考量之地震需求水準下，消能元件提供足夠之阻尼比，並滿足設計要求。

2.結構系統概述

參照第四章第四節之液態黏性阻尼器非線性靜力分析。

3.地震力譜加速度係數

參照第四章第四節之液態黏性阻尼器非線性靜力分析。

4.進行非線性靜力分析設計

(1) 決定設計阻尼比

15% (10%消能元件提供的阻尼比 β_v + 5%結構固有阻尼 β)

當考量消能元件增加之阻尼效應後，結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35%時，才能使用線性分析(耐震設計規範第 10.3 節)，因此含消能元件結構之等效阻尼比($\beta_{eff} = \beta + \beta_v$)須小於 35%。

(2) 決定各層樓阻尼器安裝位置、組數與假設所需的阻尼器勁度

阻尼器安裝位置及組數參照第四章第四節液態黏性阻尼器的配置情形，阻尼器勁度的預估值可以使用簡化模態應變能法來設計。

$$\beta_V' = \frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{f^2}{f_s^2}\right)$$

η :黏彈性阻尼器之耗損因子

β :結構之固有阻尼比

f :未加阻尼器結構之基本振態頻率(Hz)

f_s :加阻尼器結構之基本振態頻率(Hz)

(3) 考慮含消能元件額外阻尼比之結構構架耐震設計

針對含消能元件之構架，依照耐震設計規範第二章之規定進行構架斷面設計，惟設計水平總橫力 V 考慮含消能元件結構構架之等效阻尼比 ($\beta_{eff} = \beta + \beta_V$) 所對應之阻尼修正係數 B 折減計算之。折減後之設計水平總橫力，以不低於第二章僅考慮固有阻尼比 β 計算所得之最小設計總橫力 75% 為限(耐震設計規範第 10.1.3.1 節)。

桿件尺寸及材料說明

參照第四章第四節之液態黏性阻尼器非線性靜力分析之桿件尺寸及材料說明。

(4) 計算含消能元件結構構架之基本振態週期及頻率。

本例中含消能元件結構構架之基本振態週期為 1.242 秒

(5) 計算黏彈性阻尼器相關參數

本例設計溫度為 30°C、容許剪切變形 300%，並假設 $\eta=0.8$ 。

(6) 含消能元件結構構架之側向非線性靜力側推分析

- a. 施加持續載重(100%靜載重+50%活載重)做為側推前之起始載重
- b. 以規範第二章靜力分析之豎向分佈力形式做位移控制之 pushover 分析，並將分析結果繪成 ADRS(Acceleration-Displacement Response Spectra)之格式。其中，容量譜(Capacity Spectrum)為建築物本身的抗震能力；需求譜(Demand Spectrum)則為最大考量地震的 5% 彈性反應譜。

(7) 假設在最大考量地震作用下，第一次疊代等效黏滯阻尼比 β_V 之值

以本案為例，取 $\beta_V = \xi_0 = 10\%$ ，而結構物本身固有阻尼比 $\beta = 5\%$ ，因此：

阻尼係數中 inherent damping ratio + additional damping ratio 之項目中輸入 Damping ratio = $\beta + \beta_V = 15\%$

(8) 以容量震譜法求得功能績效點(Performance point)

求出功能績效點(Performance point)對應之各層層間變位，屋頂位移 $D=0.245$ m，基底剪力 $V=1731$ t，結構之等效週期 $T_{eff} = 1.793$ sec。

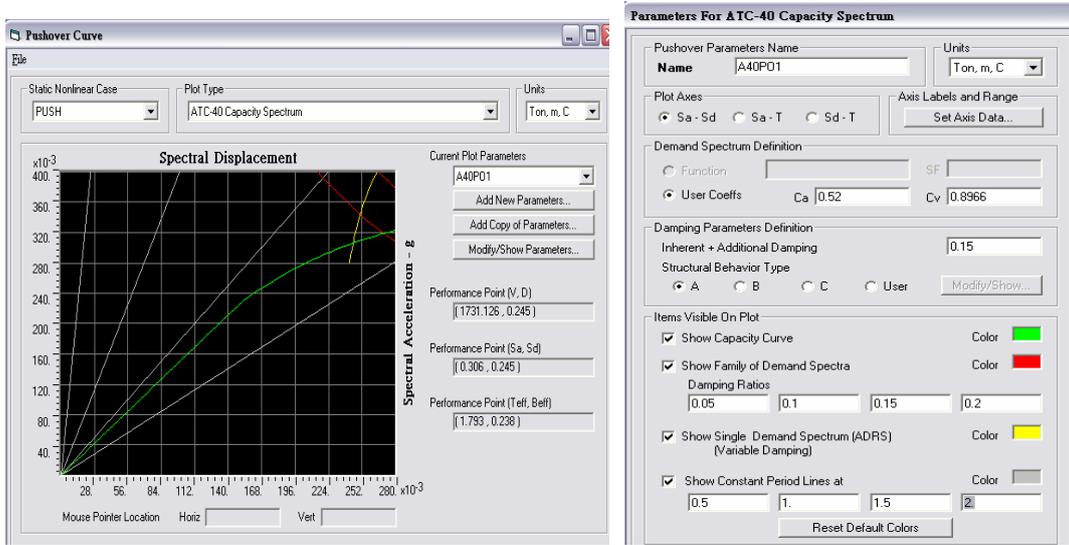


圖 5.22 非線性靜力分析第 1 次疊代之功能績效點示意圖
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(9) 利用頂層位移以及各層層間位移，配合各阻尼器 C_d 值計算有效阻尼比

利用阻尼係數法求出黏彈性阻尼器所提供之阻尼比 β_V' ：

$$\beta_V' = \frac{\sum_j W_{Vj}}{4\pi W_K}$$

$$\sum_j W_{Vj} = \sum_j \pi c_{eq,j} \omega_{eff} R_j^2 \Delta_{vj}^2 ; W_K = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

其中：

W_{Vj} ：為第 j 個黏彈性阻尼器完成一個完整循環所做的功

W_K ：為加裝黏彈性阻尼器結構之最大應變能

$\omega_{eff} = \frac{2\pi}{T_{eff}}$ ：加裝黏彈性阻尼器結構之等效角頻率

$c_{eq,j}$ ：為第 j 個黏彈性阻尼器之阻尼係數，依下式計算

$$c_{eq,j} = \frac{\eta(\omega_{eff})k'}{\omega_{eff}}$$

k' ：為第 j 個黏彈性阻尼器勁度

R_j ：第 j 個阻尼器之變位修正係數，若阻尼器為對角安裝且傾斜角為 θ_j 時，則 $R_j = \cos \theta_j$ 。

表 5.12 非線性靜力分析第 1 次疊代之等效阻尼計算

樓層	樓高(m)	樓層位移(cm)	樓層層間位移 Δ_i (cm)	樓層慣性力 F_i (tf)	$W_k=Fi*ui/2$
6F	4	24.5	2.4	626.17194	7670.606265
5F	4	22.1	3.8	368.27602	4069.450021
4F	4	18.3	5.1	294.620816	2695.780466
3F	4	13.2	5.7	220.965612	1458.373039
2F	4	7.5	4.9	147.310408	552.41403
1F	4	2.6	2.6	73.655204	95.7517652
總剪力				1731	16542.37559

樓層	C_d (kN*s/cm)	C_d (tf*s/cm)	Δ_{rj} (cm)	W_{vj}
6F	54	5.5	2.4	1233.083733
5F	54	5.5	3.8	3091.272413
4F	54	5.5	5.1	5568.14373
3F	54	5.5	5.7	6955.362929
2F	54	5.5	4.9	5139.989656
1F	54	5.5	2.6	1447.160769
VE 作功 $\Sigma W_v =$				23435.01323
VE 提供阻尼 $\beta_v =$				11.27346607

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(10) 檢核計算阻尼比 β_v' 是否等於設計 β_v

第一次疊代後，計算所得之阻尼比=16.27%與假設值 15 %不符。

重複步驟(2)~(10)，進行第二次疊代

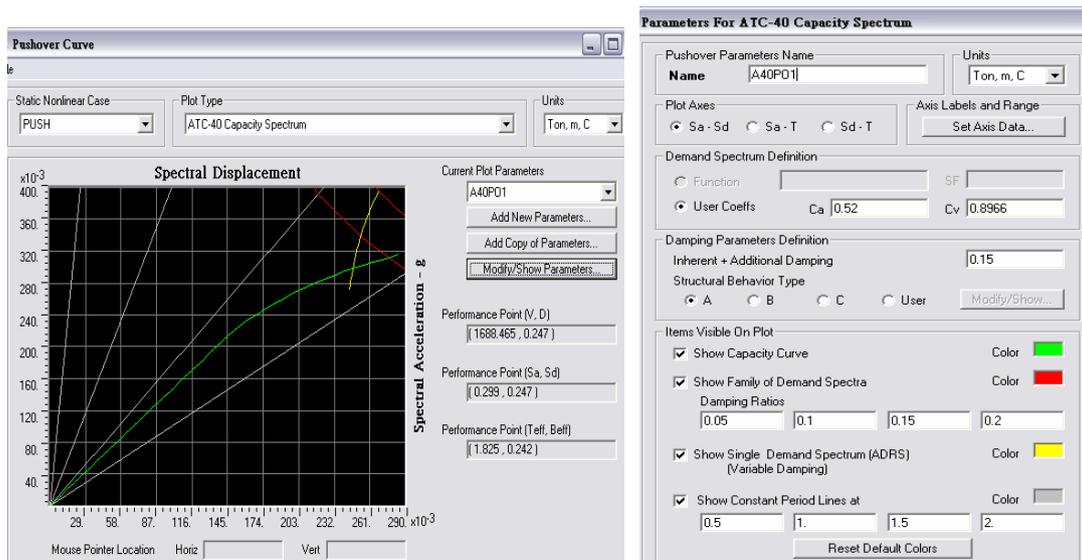


圖 5.23 非線性靜力分析第 2 次疊代之功能績效點示意圖

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

表 5.13 非線性靜力分析第 2 次疊代之等效阻尼計算

樓層	樓高(m)	樓層位移(cm)	樓層層間位移 Δ_i (cm)	樓層慣性力 F_i (tf)	構架應變能 $W_k=F_i*ui/2$
6F	4	24.7	2.4	610.61712	7541.121432
5F	4	22.3	3.8	359.1276267	4004.273037
4F	4	18.5	5.2	287.3021013	2657.544437
3F	4	13.3	5.8	215.476576	1432.91923
2F	4	7.5	4.9	143.6510507	538.69144
1F	4	2.6	2.6	71.82552533	93.37318293
總剪力				1688	16267.92276

樓層	C_d (kN*s/cm)	C_d (tf*s/cm)	Δ_{rj} (cm)	W_{vj}
6F	54	5.5	2.4	1063.836946
5F	54	5.5	3.8	2666.980121
4F	54	5.5	5.2	4994.12344
3F	54	5.5	5.8	6213.103273
2F	54	5.5	4.9	4434.50088
1F	54	5.5	2.6	1248.53086
VE 作功 $\Sigma W_v =$				20621.07552
VE 提供阻尼 $\beta_v =$				10.08717016

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

所得到的阻尼比=15.09%

設計阻尼比 15%，結果符合。

(11) 計算黏彈性阻尼比所需的最大容量

檢核 VEM Damper 之最大軸力

(1)最大變位情況，此時黏滯力為零

黏彈性元件的受力可表示為： $P=K_d*u$

(2)最大速度情況，此時變位量為零

黏彈性元件的受力可表示為： $P=C_d*\omega u$

(3)最大加速度情況。

黏彈性元件的受力可表示為： $P^* = K_d u + C_d \dot{u}$

令 $\eta = C_d \omega / K_d$, $u = u_0 \cos \omega t$, $\dot{u} = -\omega u_0 \sin \omega t$

$$P^* = K_d u_0 \cos \omega t - K_d \eta u_0 \sin \omega t$$

$$= K_d u_0 (\cos \omega t - \eta \sin \omega t)$$

$$dP^*/dt = -\omega K_d u_0 \sin \omega t - \omega K_d \eta u_0 \cos \omega t = 0$$

$$\rightarrow \frac{\sin \omega t}{\cos \omega t} = -\eta, \quad \sin \omega t = \frac{-\eta}{\sqrt{1+\eta^2}}, \quad \cos \omega t = \frac{1}{\sqrt{1+\eta^2}}$$

代入原式

$$P_{\max}^* = K_d u_0 \cos \omega t - K_d \eta u_0 \sin \omega t$$

$$= K_d u_0 \left(\frac{1}{\sqrt{1+\eta^2}} - \eta \frac{-\eta}{\sqrt{1+\eta^2}} \right)$$

$$= K_d \sqrt{1+\eta^2} u_0 = K^* u_0$$

此時 K^* 可定義為 VEM 在最大加速度層級之等效勁度，各樓層之檢核結果如表 5.14 所示：

表 5.14 非線性靜力分析之阻尼器容量檢核(單位: tf)

Floor	最大位移情形	最大速度情形	最大加速度情形
6F	57.8	46.2	67.6
5F	91.5	73.2	107.1
4F	125.2	100.2	146.5
3F	139.6	111.7	163.4
2F	118.0	94.4	138.1
1F	62.6	50.1	73.3
P_Capacity	185.9		

* P_Capacity 為當剪切變形 300%時，VEM 之容許受力。

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

(12) 檢討消能元件間傳遞作用力之接頭，使其在線彈性範圍之內。

用以傳遞消能元件作用力之構材，在考慮步驟(10)阻尼器的最大出力下，須使其在線彈性範圍之內，且提供足夠的勁度。

(13) 檢核韌性容量需求。

依照耐震設計規範 10.1.2 節之規定計算：在設計地震下，消能系統能正常發揮功能，原結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之容許韌性容量 R_a ；在最大考量地震下，消能系統仍能正常發揮功能，原結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之韌性容量 R 。

經由計算算得到的韌性需求為 1.57 小於規範所規定之 R 值 (R=4)。

(14) 針對整體含消能元件結構構架，檢核耐震設計規範相關規定。

針對整體含消能元件結構構架，重新檢討耐震設計規範第二章與第三章相關規定。

(15) 設計黏彈性阻尼器厚度。(表 5.15)

(16) 設計黏彈性阻尼器剪力面積。(表 5.15)

表 5.15 非線性靜力分析之阻尼器性質

VEM	Design Parameters	
Deformation of VEM	(cm)	6.6
Thickness of VEM	d (cm)	2.2
Area of VEM	A (cm ²)	35000
Elastic Stiffness Coefficient	G' (tf/cm ²)	0.00066
Loss Factor		0.8
Damping Coefficient	C _d (tf*s/cm)	5.11
Elastic Stiffness	K _d (tf/cm)	22
Total Stiffness	K* (tf/cm)	28.2
Maximum Axial Force	P* (tf)	185.9

(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

第六章 常用分析軟體模擬簡介

第一節 SAP2000 與 ETABS

壹、前言

SAP2000 與 ETABS 是 CSI 公司 (Computers and Structures, Inc.) 開發的結構建模、分析與設計軟體，SAP2000 主要適用於橋樑、建築結構、工業建築、體育場館、高塔、電力設施、管道系統、大壩、土壤與機械等特殊結構之分析與設計，ETABS 則主要針對房屋建築結構之分析與設計。由於分析模擬功能不斷地更新與增加，使其成為一功能強大之視窗化介面結構分析軟體。隨著版本的更新，亦加入了更多的非線性元素種類，(Link/Support Properties) 工程師可搭配各種不同之非線性元素，用以模擬各種可能之隔減震裝置。經由結構元件幾何形狀之建立、元件斷面尺寸、材料性質、塑鉸性質之定義後，即可進行線性、非線性之靜力與動力分析【63、64、65】。SAP2000 與 ETABS 中對於液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器之模擬方式完全相同，因此以下僅針對 SAP2000 進行簡單之說明。

貳、液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器之模擬

SAP2000 內建之「Dapmer」非線性元素模型如圖 6.1 所示，此非線性元素模型為 Maxwell Model【66】，由非線性阻尼與彈簧「串聯」組成，當進入「Dapmer」非線性元素之定義視窗時，元素力學參數可設定為線性行為(Linear Properties)或非線性行為(Nonlinear Properties)，其非線性力學行為如(6.1)式所示。

$$f = kd_k + cd_c^{c \exp} \dots\dots\dots (6.1)$$

其中 f 為元素所受之軸向力； k 為彈簧勁度，若彈簧勁度 k 值愈大，則元素將呈現完全黏性阻尼器之力學行為； c 為阻尼常數； $c \exp$ 為非線性係數，建議其值介於 0.2~2.0； d_k 為彈簧變形量； \dot{d}_c 為阻尼之變形速率。

元素 i 點與 j 點間之總變形量 d 為彈簧與非線性阻尼變形之加總為

$$d = d_k + d_c \dots\dots\dots (6.2)$$

若安裝黏性阻尼器需要銜接斜撐，為考慮斜撐之柔度效應，彈簧勁度 k 值仍須以實際設計之斜撐勁度進行模擬，以確保在真實情況下斜撐之變形可以忽略且不致影響阻尼器預期之減震效益。模擬完成後即可進行含黏性阻尼器之非線性分析，如圖 6.3 所示。

黏彈性阻尼器之力學行為如圖 6.2 所示，使用 SAP2000 內建之「Dapmer」非線性元素模型來模擬黏彈性阻尼器時，必須以「並聯」的方式來建立之，此即為 Kelvin Model【66】。利用兩個「Dapmer」非線性元素以並聯的方式連接，或是利用「Linear」元素與「Dapmer」非線性元素以並聯的方式連接，其中一個元素為模擬黏彈性阻尼器之阻尼常數 c (如圖 6.3)，另一個元素用以模擬黏彈性阻尼器之勁度 k (如圖 6.4(a) 與(b))。模擬完成後即可進行含黏彈性阻尼器之非線性分析。

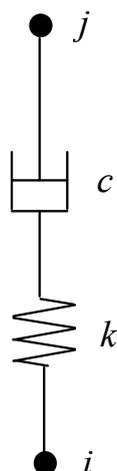


圖 6.1 SAP 之 Maxwell Model
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

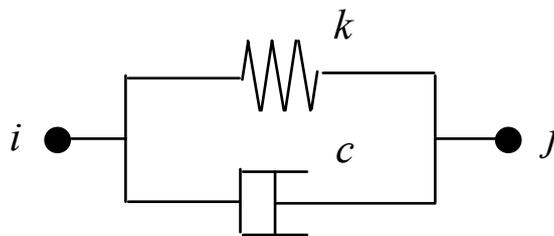


圖 6.2 SAP 之 Kelvin Model
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

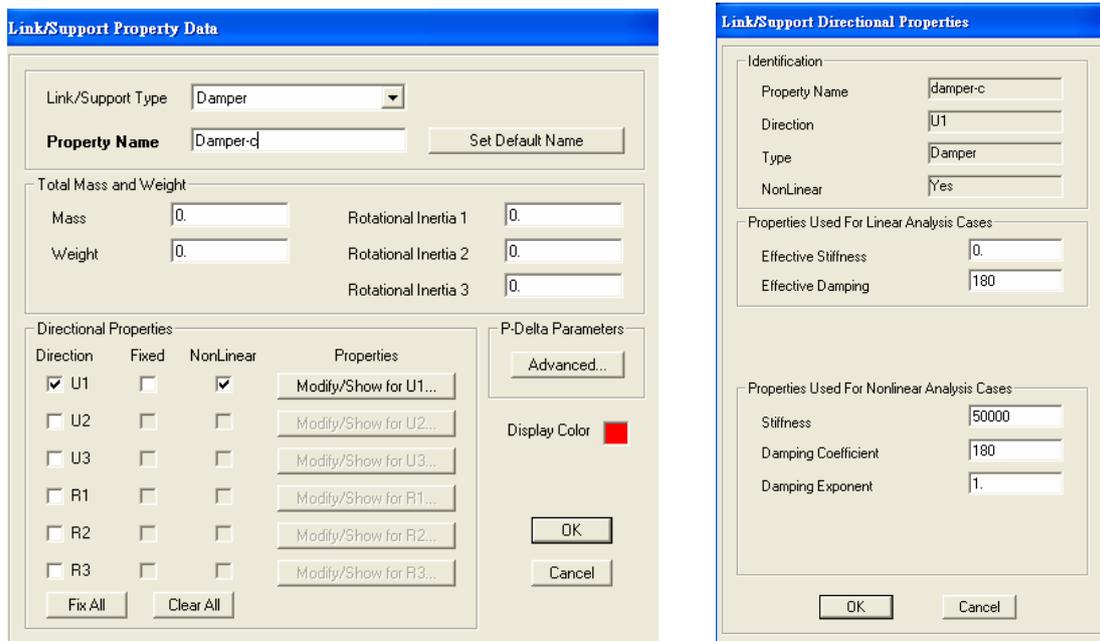


圖 6.3 黏性阻尼器與黏彈性阻尼器 (C 值阻尼部份) 於 SAP2000 之模擬
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

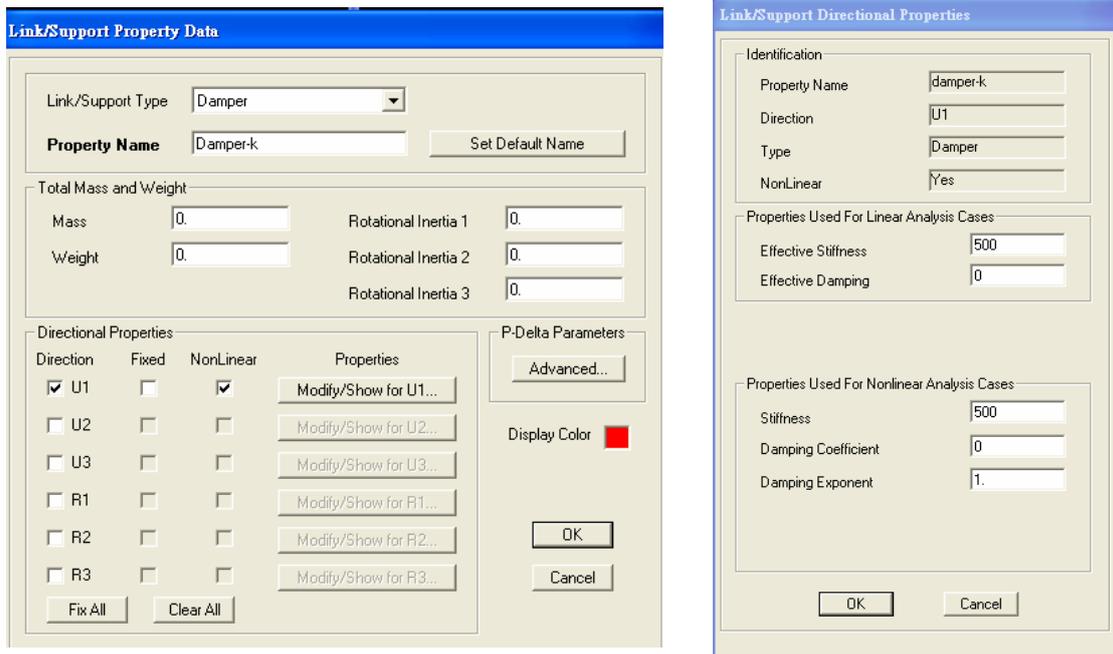


圖 6.4(a) 黏彈性阻尼器 (K 值勁度部份) 於 SAP2000 之模擬
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

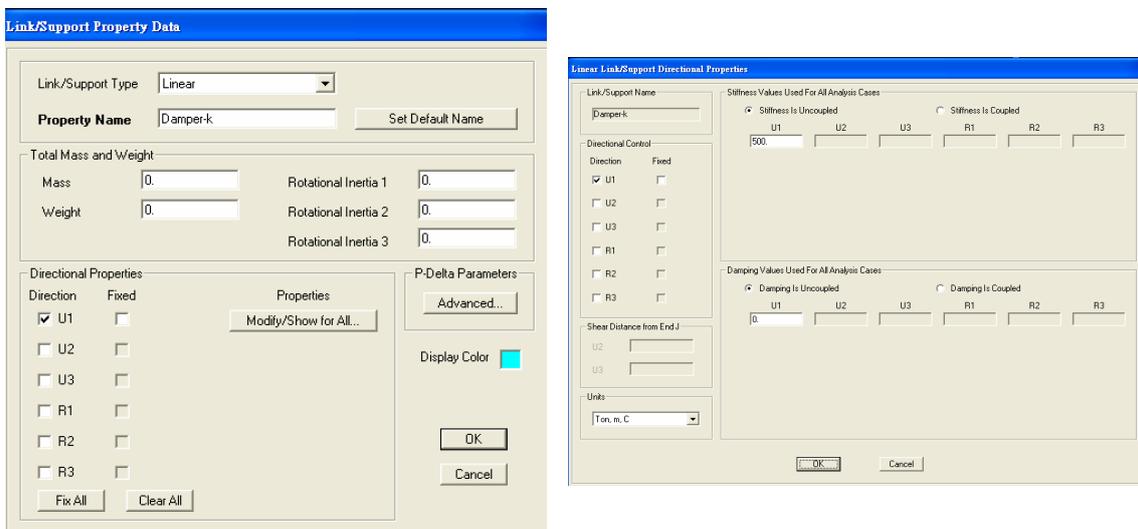


圖 6.4(b) 黏彈性阻尼器 (K 值勁度部份) 於 SAP2000 之模擬
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

第二節 PISA3D

壹、前言

PISA3D 三維非線性分析軟體為國家地震工程研究中心蔡克銓主任與林柏州研究員所研發之結構分析軟體【67】，本軟體陸續經由材料定義的擴充與更新，使得其分析模擬的範圍更加廣泛，且為了便於使用者操作，本分析軟體已逐漸視窗化，使其能更加廣泛的適用於學術研究與工程實務之中。對於各種被動消能裝置之模擬，即搭配軟體中之桿件元素與材料的定義，即可於分析之中完整描繪出消能裝置之力學行為。

貳、液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器之模擬

使用 PISA3D 分析軟體來模擬液態黏性與黏彈性阻尼器時，皆可使用「Damper Element」來進行建立與模擬，其力學行為如圖 6.2 所示，為一勁度 k 與阻尼常數 c 並聯所組成。當模擬黏彈性阻尼器時，則需同時於「Damper Element」中輸入相關之勁度參數與阻尼常數；若模擬液態黏性阻尼器時，則於「Damper Element」中，設定相關勁度的參數為零，並輸入阻尼常數以及與非線性係數。與速度相關的非線性係數可不為 1.0，用以模擬非線性液態黏性阻尼器，如圖 6.5 所示。PISA3D 中之「Damper Element」輸入檔說明如圖 6.6 所示。

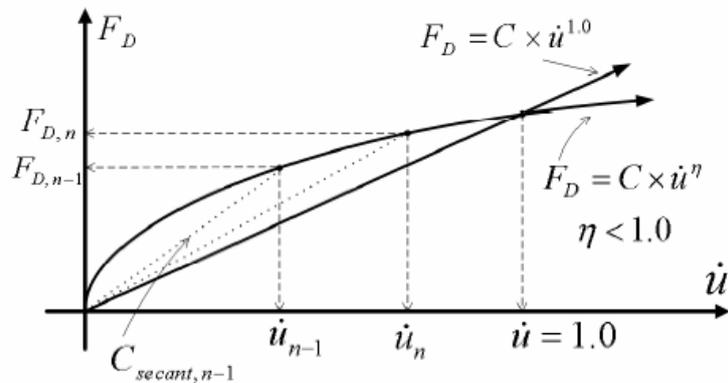


圖 6.5 液態黏性阻尼器之阻尼力-速度關係圖
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

PARAMETER	DESCRIPTION
Element	Control Word.
Damper	Damper Element.
Tag	Unique tag of this element.
I	Tag of the end node I.
J	Tag of the end node J.
MatTag	Tag of the element's material.
Area	Average cross sectional area of this element.
C	Damping coefficient.
η	Damping exponent. (Default Value = 1.0)
Out	Code for outputting responses. 0 = Responses of this element would not be output. 1 = Output responses of this element. (Default Value = 1)
Energy_Gp	Tag of the strain energy group. (Default Value = 0, The strain energy of this element is not summed up to any energy group.)
Force_Gp	Tag of the section force group. (Default Value = 0, The internal force of this element is not summed up to any section force group.)

圖 6.6 PISA3D 之 Damper Element 輸入檔說明
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

第三節 MIDAS

壹、前言

1989 年由韓國浦項集團(POSCO)成立的 CAD/CAE 研發機構開始開發 MIDAS 軟體【68】，並於 2000 年成立 MIDAS Information Technology Co., Ltd.，其主要適用於建築結構、橋樑、地下結構物、大壩、隧道、工業建築、體育場館、發電廠與機械結構(如輪船、飛機、起重機、壓力容器等)之建模、分析與設計，為一功能相當強大之視窗介面軟體，除了可進行線性、非線性之靜力與動力分析外，同時可進行施工階段與熱傳導之相關分析，其中亦開發多種非線性邊界單元(Boundary/General Link Properties)。工程師可利用各種不同之非線性邊界單元，模擬各種可能之隔減震裝置。

貳、液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器之模擬

MIDAS 內建之「Viscoelastic Dapmer」非線性元素之力學參數可設定為線性行為(Linear Propeties)或非線性行為(Nonlinear Properties)，若為非線性行為，則分析模型包括 Maxwell Model、Kelvin Model 與 Damper-Brace Assembly Model (Maxwell+Kelvin Model)。其中 Maxwell Model(如圖 6.7)由非線性阻尼與彈簧「串

聯」組成，其非線性力學行為如(6.3)式所示，可用以模擬黏性阻尼器之力學行為。

$$f = c_d \text{sign}(\dot{d}_d) \left| \frac{\dot{d}_d}{v_0} \right|^s = k_b d_b \dots\dots\dots (6.3)$$

其中 f 為黏性阻尼器所受之軸向力； c_d 為阻尼常數； s 為非線性係數； \dot{d}_d 為阻尼之變形速率； k_b 為彈簧勁度，若彈簧勁度 k_b 值愈大，則元素將呈現完全黏性阻尼器之力學行為； d_b 為彈簧變形量。

元素內部總變形量 d 為彈簧與非線性阻尼變形之加總為

$$d = d_d + d_b \dots\dots\dots (6.4)$$

若安裝黏性阻尼器需要銜接斜撐，為考慮斜撐之柔度效應，彈簧勁度 k_b 值仍須以實際設計之斜撐勁度進行模擬，以確保在真實情況下斜撐之變形可以忽略且不致影響阻尼器預期之減震效益。模擬完成後即可進行含黏性阻尼器之非線性分析，如圖 6.8 所示。

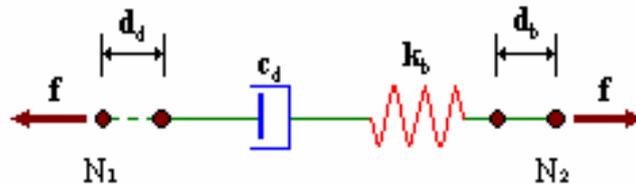


圖 6.7 MIDAS 之 Maxwell Model
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

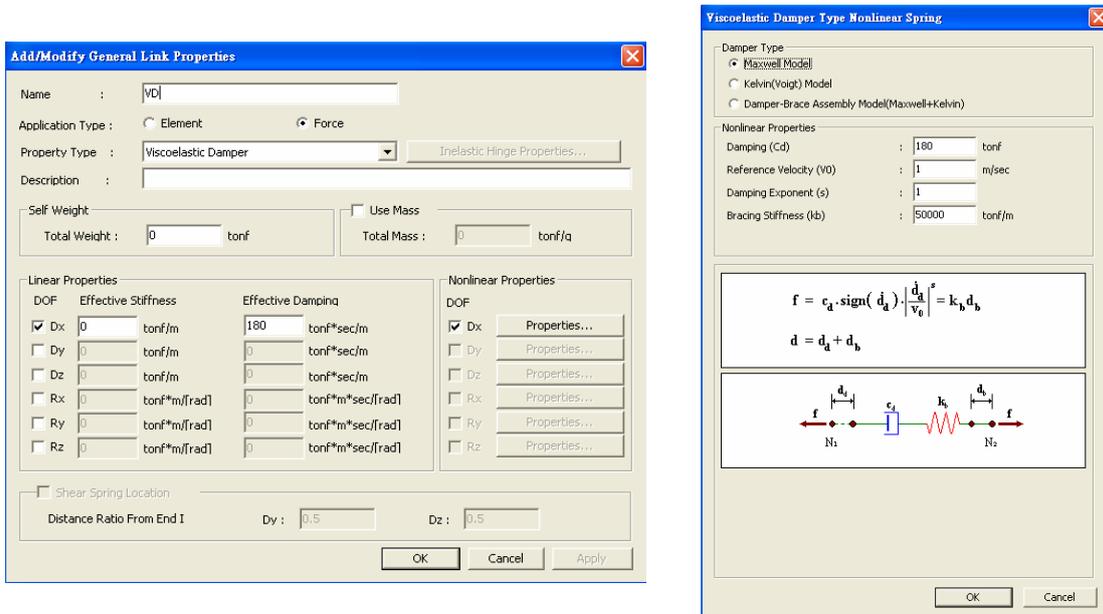


圖 6.8 黏性阻尼器於 MIDAS 之模擬
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

Kelvin Model (如圖 6.9)由非線性阻尼與彈簧「並聯」組成，其非線性力學行為如(6.5)式所示，可用以模擬黏彈性阻尼器之力學行為。模擬完成後即可進行含黏彈性阻尼器之非線性分析，如圖 6.10 所示。

$$f = k_d d_d + c_d \text{sign}(\dot{d}_d) \left| \frac{\dot{d}_d}{v_0} \right|^s \dots\dots\dots (6.5)$$

其中 k_d 為黏彈性阻尼器之勁度； d_d 為黏彈性阻尼器之變形量。

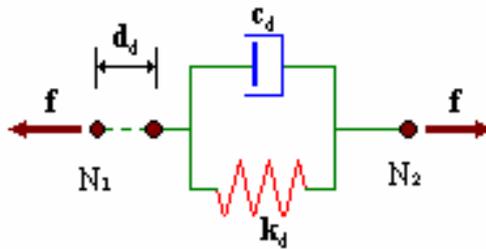


圖 6.9 MIDAS 之 Kelvin Model
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

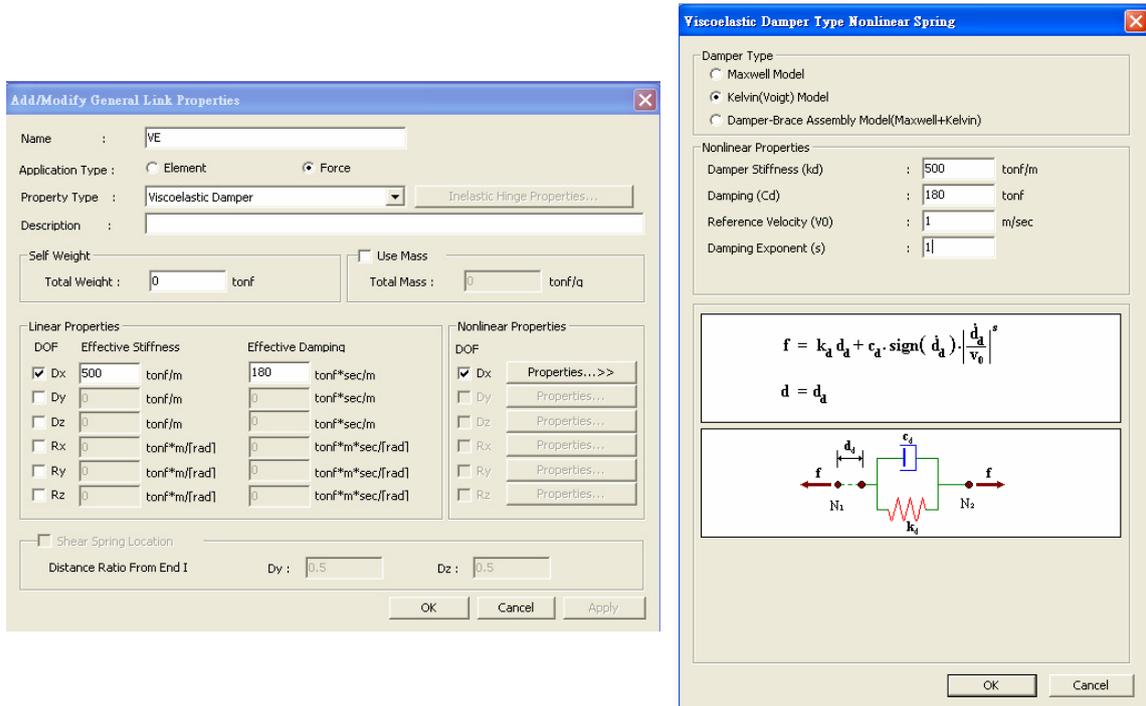


圖 6.10 黏彈性阻尼器於 MIDAS 之模擬
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

Damper-Brace Assembly Model (如圖 6.11)由非線性阻尼與彈簧「並聯」，再串聯另一組彈簧，其非線性力學行為如(6.5)式所示，可用以模擬黏性阻尼器或黏彈性阻尼器之力學行為。模擬完成後即可進行含非線性分析，如圖 6.12 所示。

$$f = k_d d_d + c_d \text{sign}(\dot{d}_d) \left| \frac{\dot{d}_d}{v_0} \right|^s = k_b d_b \dots\dots\dots (6.5)$$

元素內部總變形量 d 為彈簧與非線性阻尼變形之加總為

$$d = d_d + d_b \dots\dots\dots (6.6)$$

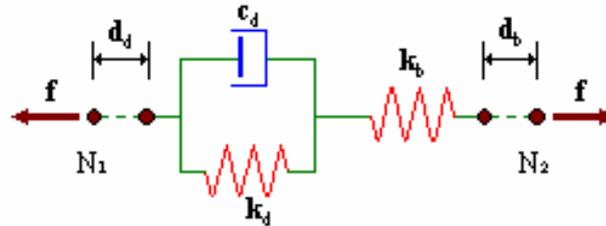


圖 6.11 MIDAS 之 Damper-Brace Assembly Model
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

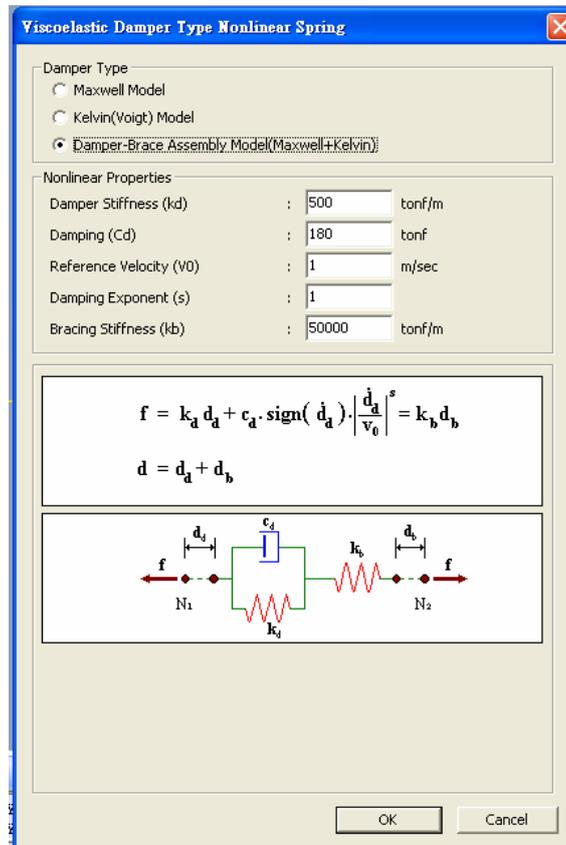


圖 6.12 黏彈性阻尼器或黏彈性阻尼器於 MIDAS 之模擬
(資料來源：國家地震工程研究中心提供)

第七章 結論與建議

第一節 結論

近年來，國內工程界日漸重視消能裝置對於結構物的影響，消能元件被視為加強結構物抗震能力的額外裝置，工程師對結構耐震設計的設計彈性因此大增，根據內政部建築研究所統計，對於消能建築構造，截至民國 96 年為止，已有 81 棟之工程實績案例，預計至民國 98 年以前國內將有約 30 棟隔震建築構造將陸續興建完成。

現行版「建築物耐震設計規範及解說」已增加「隔震設計」與「含被動消能系統設計」之章節，然而，由於建築物隔震、消能技術引進國內之歷史尚短，而且相關規定條文應適度為因應現行技術發展而加以調整，造成國內業界對於相關裝置之實際性能與實務設計經驗仍嫌陌生與不足。因此，本研究在參考目前國外最新的耐震設計規範與相關設計手冊，如美國 IBC2006 與日本被動消能構造設計施工手冊，將其建築物含消能元件之分析與設計原則，擇要於本手冊中探討，並於本手冊中說明其性能目標、阻尼比與消能曲線等相關分析設計概念。另外，在蒐集了國內外最新之速度型消能元件（包含液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器）的研究文獻與報告，以及與國內專家學者與相關業界人士進行意見交流後，將液態黏性阻尼器與黏彈性阻尼器之力學性質、分析模型、應用於結構系統之分析設計、試驗驗證與相關分析軟體之應用詳盡地列於本手冊中，並以實際應用設計例之方式，完整地說明相關分析設計流程。希冀能夠藉由本手冊，提供適當合理之設計經驗與參考依循，以確實達到提高結構物耐震能力之預期目標，並使工程設計單位能充分瞭解消能元件之應用範疇，提升國內結構工程之整體水準。

第二節 建議

以下建議可行之即期辦理及可中、長期辦理之研究計畫供參酌，本研究計畫係僅就速度型消能元件提供設計手冊，惟有關消能元件之相關研究成果，將陸續再被國內外研究機構所提出。為求隔震、消能技術能完整且落實於國內之工程建設上，因此進一步蒐集國內外研究文獻，並配合國內業界之應用心得及需求實有再繼續研究之必要，以期能提供更多種且完整之消能元件設計法，供國內工程界實務參考。

一、即期辦理計畫

1. 建議繼續蒐集參考國內外相關研究發展，並配合工程應用心得，研擬訂定符合工程界需求之消能規範

目前國內含消能元件結構之設計規範仍為初步發展，因此建議仍以綱要性之規定為原則，未來須繼續參考更多的研究文獻，並同時與國內消能系統之新發展齊頭並進。

2. 定期舉辦專家學者座談會以蒐集相關研究成果、業界問題與需求

舉辦專家座談會議，敦聘國內專家學者講習，並邀請相關業界人士與會，針對目前規範第十章含被動消能系統建築物之設計進行討論，以彙整目前業界之問題與建議，如此將研究成果發揮於工程實務應用上，以有效地解決工程界所面臨之問題。

二、中、長期辦理計畫

1.建議納入常見消能裝置之標準施工規範與精度分級

規範中可考慮研擬較常被採用之消能裝置之標準施工規範與精度分級，並納入施工規定標準與說明或於條文或解說中明示。另外提供各種元件設計與施作之手冊，以使能夠正確導入結構系統，提升國內對於消能建築構造之規劃、設計技術。並推廣消能建築，使國內業界更瞭解消能裝置之特性與相關規劃、設計、檢核、試驗及施工注意事項，並減少接踵而至之缺失。

2.建議建立合理與完善之品質管理與特殊審查機制

建立消能元件合理與完善之品質管理機制，如此可提昇相關工程施工效率，以避免不必要之人力物力耗費，當國內有相關元件測試能力時，建議須於國內認可之試驗機構進行測試，並建立國內消能建築之特殊審查機制，以確保消能結構設計之品質與正確性。

3.建議進行應用消能建築物與消能元件供應廠商資料庫研究

建議可建立目前國內應用消能系統建築物與相關供應廠商之資料庫，除可全面性瞭解國內目前應用之情形，探討其是否真正符合消能設計之精神，以正確釐清與落實防震之觀念。供應廠商資料庫亦可提供工程師消能元件選擇之參考依據。

以上建議繼續辦理計畫之主辦單位仍請內政部建築研究所主政。協辦單位可由國家地震工程研究中心、專業技師公會及建築師公會配合辦理。

附錄一 期中簡報審查意見會議紀錄

九十六年度協辦案「建築消能元件設計手冊之研擬」

期中簡報會議記錄

- 一、時 間：九十六年八月二十八日 14:30 ~ 17:00
- 二、地 點：內政部建築研究所十五樓會議室
- 三、主 持 人：
- 四、與會人員：張國鎮教授、黃震興教授、汪向榮先生、陳長佑先生
- 五、紀錄：陳長佑先生
- 六、簡報：(略)
- 七、討論事項：

王亭復：

1. 建議本設計手冊增加一些實際應用上的說明資料，例如：消能元件種類、適用範圍為何、平時保養維修維護規定、震後如何進行檢查、修理或置換、以及相關材料等規定。

研究單位回覆：參考美日相關規定，於後續研究中參採。

2. 建議編撰手冊時，收集各類(含廠家)阻尼器適用範圍、特性、材料、變形程度與維護管理(含檢查方法)等。

研究單位回覆：具型錄之消能元件廠商資料將以附錄方式另冊整理。

3. 本案尚在探討各國規範及元件設計理論，尚未觸及元件實際設計流程及設計手冊編撰內容。

研究單位回覆：於期末報告設計示範例中說明。

4. 我國技術規範第十章被動消能元件，為參考 FEMA-273-97 及 SEAOC-99 附錄 H 之 Passive Energy Dissipation，但在 FEMA-368-2000、FEMA-450-2003 及 IBC 2006 (ASCE 7-05)則改為阻尼結構系統(Structures with Damping System)，其條文尚包括結構系統韌性係數 μ 及相關結構耐震計算，堪稱完整的修訂，因此建議宜予評估，是否有不同之處？

研究單位回覆：本報告已針對美國 FEMA 450 或 IBC2006 設計方法提出說明，在後續研究中將進行可行性研究，並考慮與手冊中建議之設計方法進行比較探討。

5. 手冊內容亦宜包括建議參數與實際設計流程，何種結構軟體可以適用？必要時可以另一研究案選擇目前常用軟體(如 SAP 2000)，撰寫其前處理及後處理軟體供使用。

研究單位回覆：可考慮於期末報告設計示範例中說明。

邱昌平教授：

1. 本計畫案名稱宜改為「建築結構含消能元件設計手冊」，故研究報告第三章中「制震基本概念」之第三節內，宜多加一些含制震消能元件建築結構之結構分析與設計要點及流程圖(加強圖 2.4 及 4.9)。

研究單位回覆：於期末報告中列入。

2. 第三章至第五章中採用之名詞宜一致，如有「原結構」、「傳統空構架」及「系統」等。

研究單位回覆：於期末報告中統一修正為「未加阻尼器結構」。

3. 圖 2.5 及 2.6 中之日文請翻譯成中文。

研究單位回覆：於期末報告中修正。

4. 既然本研究案為建築消能元件「設計」手冊之研擬，則不僅在手冊中說明如何進行「分析」，擬建議應針對消能元件於結構之設計部份、加裝消能元件後對結構傳力系統之改變、以及相關施工性進行說明。

研究單位回覆：可考慮於期末報告設計示範例中說明。

蔡益超教授：

1. 就液態阻尼器而言，決定欲增加的阻尼，可求得阻尼係數 C 。但整棟建築物的設計地震力要如何決定，請加以闡明。

研究單位回覆：於期末報告設計示範例中說明。

2. 就黏彈性阻尼器而言，以 composite model damping 公式求算阻尼比，似乎與液態阻尼器算法不同，能否統一？

研究單位回覆：於期末報告中說明。

中華民國土木技師公會：

1. 建議增列簡介及探討國內外已採用之制震裝置，以提高推廣應用效果及設計規劃參考。

研究單位回覆：可考慮於期末報告中列入一至兩個實例說明。

2. 手冊中有關制震設計的分析例擬建議以國內已實際應用的案例來說明之。

研究單位回覆：採用國內實際應用案例探討在執行上有困難，業主不見得同意公開相關設計資料。

中華民國結構技師公會：

1. 第一章第 2 頁第一段第五行之消能之「公」用是否為「功」之誤植？

研究單位回覆：於期末報告中修正。

2. 各章圖表原文獻資料所採用之英、日文說明，建議增加中文說明，另公式亦同(如第 9 頁)。

研究單位回覆：於期末報告中修正。

3. 第一章第 3 頁第 2 段，文意請再確認。

研究單位回覆：於期末報告中修正。

4. 設計案例說明請考量實際建物中 RC 牆、磚牆與制震器共同作用下之設計流程。

研究單位回覆：盡量配合修改。

附錄二 期末簡報審查意見會議紀錄

九十六年度協辦案「建築消能元件設計手冊之研擬」

期末簡報會議記錄

- 一、時 間：九十六年十一月三十日 14:30~17:00
- 二、地 點：內政部建築研究所十五樓第一會議室
- 三、主 持 人：
- 四、與會人員：張國鎮教授、黃震興教授、陳長佑先生
- 五、紀錄：陳長佑先生
- 六、簡報：(略)
- 七、討論事項：

邱昌平教授：

1. 本手冊第四章液態黏性阻尼器、第五章黏彈性阻尼器所撰寫之基本原理、設計分析方法、分析步驟都很詳盡，此為本手冊最大之優點。惟站在設計者之立場而言，仍建議提供消能元件與周邊樑柱桿件之詳盡細部接合設計圖供設計者參考。另外，擬建議補充施工規範綱要於附錄。

研究單位回覆：盡量配合修改。

蔡益超教授：

1. 擬建議將本研究之標題更改為「消能建築物設計手冊之研擬」，使之與成果報告內容更契合。

研究單位回覆：擬將研究標題更改為「建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬」。

2. 制震為日本採用之名詞，擬建議將報告中之制震更改為消能。

研究單位回覆：盡量配合修改。

3. 除非作非線性歷時分析，才能較準確的獲得分析結果。如果只作靜力分析而沒有將阻尼器速度項的力考量於結構作分析時，對應最大位移分析所得之桿件力、基底剪力可能會小於真正實際的情況，故擬建議研究單位在作靜力分析時須考慮此種情況之影響。

研究單位回覆：盡量配合修改。

王亭復：

1. 因消能元件僅包含液態黏性型與黏彈性型消能元件，故擬建議將標題更改為「含被動速度型消能元件設計手冊之研擬」。

研究單位回覆：擬將研究標題更改為「建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬」。

2. 本手冊之分析原理、設計方法、設計步驟、應用示範例皆很詳盡，惟擬建議將設計步驟和應用示範例於報告中特別突顯出來，以利工程師能很方便、快速找到資料作設計依據與參考。另外，分析設計步驟須和應用示範例所列之一步步計算須能配合，報告中仍有些步驟交代不清楚，擬建議能再補充得更完整。

研究單位回覆：盡量配合修改。

3. 消能元件設計完成後，如何與結構構件作接合？擬建議能加以說明。

研究單位回覆：盡量配合修改。

詹添全教授：

1. 本手冊之內容相當詳細，惟仍建議消能元件之細部連接部分能加以說明。

研究單位回覆：盡量配合修改。

2. 本手冊第 33 頁 FVD 的部份中，由於廠商不一定會提供相關 FVD 之噸數資料，擬建議是否可將 FVD 之噸數資料納入手冊中，提供工程師之參考。

研究單位回覆：盡量配合修改。

3. 由於本手冊之撰寫僅針對速度型消能元件，擬建議建研所能針對其他型式之消能元件另編預算委請研究單位作設計手冊之研擬。

中華民國建築師公會：

1. 本手冊之內容僅針對速度型消能元件，故擬建議在手冊標題後面括弧「速度型」。

研究單位回覆：擬將研究標題更改為「建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬」。

2. 應用示範例應能採用實際的工程案例，因為假設的建築結構配置很規則簡單，亦沒有樓梯間、電梯間等之配置，並不能反映實務設計時之情況。故擬建議設計例之建築物能採用實際案例之平面配置形式，而不是簡單假設之平面形式。

研究單位回覆：盡量配合修改。

中華民國土木技師公會：

1. 在手冊應用示範例中，擬建議能增列說明在那種的情況之下，適用手冊中哪種設計的目標，以利工程師使用。

研究單位回覆：盡量配合修改。

2. 擬建議將本冊之標題更改為「建築物消能元件設計手冊之研擬」。

研究單位回覆：擬將研究標題更改為「建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬」。

3. 手冊中第 13 頁所述之「制“振”」，還是「制“震”」？，擬建議將此名詞更改為

「消能」。

研究單位回覆：盡量配合修改。

中華民國結構技師公會：

1. 設計目標三之所選之案例屬斷層帶附近，因消能元件在斷層帶附近的效能不彰，因此擬建議探討採用消能元件於斷層帶附近之適用性，請研究單位能加以說明之。

研究單位回覆：盡量配合修改。

參 考 文 獻

- [1] Yao, J.T.P., "Concept of Structural Control," *Journal of the structural division,* ASCE, Vol. 98, No. ST7, pp. 1567~1574, 1972.
- [2] Soong, T.T. and Dargush, G.F., *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering,* John Wiley & Sons, New York, 1997.
- [3] Whittaker, Andrew and Constantinou, M.C., (2000), "Fluid Viscous Dampers for Building Construction," *First International Symposium on Passive Control,* pp 133-142, Tokyo Institute of Technology, Tokyo.
- [4] Fu, Yaomin and Kasai, Kazuhiko (1998), "Comparative Study of Frames Using Viscoelastic and Viscous Dampers," *Journal of Structural Engineering,* ASCE, Vol.124, No. 5, pp513-522.
- [5] "建築物耐震設計規範及解說", 內政部營建署, 民國 94 年 7 月。
- [6] "建築物耐震設計規範隔震設計及含被動消能系統設計專章研修與示範例研擬", 內政部建築研究所, 民國 95 年 12 月。
- [7] *International Building Code,* International Conference of Building Officials, Whilter, California, 2006.
- [8] "被動消能構造設計施工論文集", 東京工業大學。
- [9] *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation, for New Buildings,* Federal Emergency Management Agency, 1994.
- [10] *NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273, 274),* Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [11] *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356, 357),* Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [12] *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures (FEMA 368, 369),* Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [13] *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures (FEMA 450),* Federal Emergency Management Agency, 2003.
- [14] ATC, 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit on Concrete Buildings,* Report No. ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [15] ASCE07-02, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,* American Society of Civil Engineering (ASCE), Reston, V.A., 2003.
- [16] 許茂雄、鄭繁, "台灣建築耐震設計規範之演進與展望", 由阪神地震探討台灣地區建築結構耐震設計, 台灣營建研究院, 民國 85 年 9 月。
- [17] Lin YY, Chang KC. A study on damping reduction factor for buildings under earthquake ground motions. *Journal of Structural Engineering,* ASCE 2003; 129(2):206-214.

- [18] Yaomin Fu and Kazuhiko Kasai, and Atsushi Watanabe (1998), "Passive Control Systems for Seismic Damage Mitigation," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.124, No. 5, pp501-512.
- [19] Kazuhiko Kasai and Kazuyuki Oohara, (2000), "Design of Velocity-Dependent Passive Control Systems," *First International Symposium on Passive Control*, pp 293-307, Tokyo Institute of Technology, Tokyo.
- [20] Constantinou, M.C., and Symans, M.D., (1992), Experimental and Analytical Investigation of Seismic Response of Structures with Supplemental Fluid Viscous Dampers, Report No. NCEER-92-0032, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- [21] Soong, T.T., and Constantinou, M.C., (1994), *Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering*, Springer-Verlag, New York.
- [22] Seleemah, A.A. and Constantinou, M.C., Investigation of Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Fluid Viscous Dampers, Report No. NCEER-97-0004, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, 1997.
- [23] Constantinou, M.C., Soong, T.T., and Dargush, G.F., *Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*, MCEER Monograph, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, 1998.
- [24] Raggett, J. D., "Estimating Damping of Real Structures," *Journal of the structural division*, Sept., 1975.
- [25] Chopra, Anil K., (1995), *Dynamics of Structures*, Prentice-Hall, New Jersey.
- [26] Ramirez, O.M., Constantinou, M.C., Kircher, C.A., Whittaker, A., Johnson, M. and Gomez, J.D., Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems, Technical Report MCEER-00-0010, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, State University of New York, Buffalo, NY., 2000.
- [27] Constantinou, M.C., Tsopelas, P., and Hammel, W., (1997), Testing and Modeling of an Improved Damper Configuration for Stiff Structural Systems, Center for Industrial Effectiveness, State University of New York, Buffalo, NY.
- [28] 黃震興、黃尹男，"使用線性黏性阻尼器建築結構之耐震試驗與分析"，國家地震工程研究中心報告 NCREE-01-022，2001。
- [29] 黃震興、黃尹男、洪雅惠，"含非線性黏性阻尼器結構之減震試驗與分析"，國家地震工程研究中心報告 NCREE-02-020，2002。
- [30] 黃震興、李昭逸，"含黏性阻尼器減震結構之非彈性地震反應試驗與分析"，國家地震工程研究中心報告 NCREE-03-011，2003。
- [31] 黃震興、易序良，"含黏性阻尼器減震結構設計公式修正"，國家地震工程研究中心報告 NCREE-03-012，2003。
- [32] 黃震興、何松宴，"使用黏性阻尼器減震結構設計公式修正 II"，國家地震工程

- 研究中心報告 NCREE-04-009，2003。
- [33] 黃震興、黃尹男、蔡俊祥，“使用黏性阻尼器於鋼筋混凝土結構之試驗研究”，國家地震工程研究中心報告 NCREE-04-010，2004。
- [34] 黃柏智，“黏性阻尼器銜接斜撐勁度對結構減震效益之影響”，台灣科技大學營建工程系碩士論文，2005。
- [35] Hwang, J.S., Huang, Y.N., and Hung, Y.H., “Analytical and experimental study of toggle-brace-damper systems,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 131, No. 7, pp.1035-1043, 2005. (NSC-90-2625-Z011-003 and NSC-92-2625-Z011-002) (SCI, EI)
- [36] Hwang, J.S., Tsai, C.H., Wang, S.J., and Huang, Y.N., “Experimental Study of RC Building Structures with Supplemental Viscous Dampers and Lightly Reinforced Walls”, *Engineering Structures*, Vol. 26, No.13, pp. 1816-1824, 2006. (NSC92-2625-Z011-002)(SCI, EI)
- [37] Hwang, J.S., Huang, Y.N., Yi, S.L. and Ho, S.Y., “Design formulations for supplemental viscous dampers to building structures,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 2006 (accepted for publication) (NSC92-2211-E011-036) (SCI, EI)
- [38] Chang,K.C.,Soong,T.T.,Oh,S-T. and Lai, M.L.(1992), “Effect of Ambient Temperature on Viscoelastically Damped Structures”,*ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol.118,No.7,pp1955-1973.
- [39] Oh,S.T.,Chang,K.C.,Lai,M.L. and Nielsen, E.J.(1992), “Seismic Response of Viscoelastically Damped Structure Under Strong Earthquake Ground Motions ”,10WCEE, Madrid, Spain, July 19-24.
- [40] Chang, K.C.,Lai, M.L.,Soong, T.T., Hao,D.S.,and The,Y.C. , “Seismic Behavior and Design Guildelines for Steel Frame Structures with added Viscoelastic Dampers”, *Technical Report NCEER-93-009* , May,1993
- [41] Chang,K.C., Soong,T.T., Lai, M.L. and Nielsen, E.J., “Viscoelastic Dampers as Energy Dissipation Devices for Seismic Applications”, *Earthquake Spectra*, Vol.9, No.3, August,1993.
- [42] Chang, K.C., Shen, K.C.,Soong,T.T., and Lai, M.L.(1994), “Seismic Retrofit of a Reinforced Concrete Frame with Added Viscoelastic dampers,”*5NCEE, Chicago,IL.Vol.3,pp 707-716,July10-14.*
- [43] Chang, K. C., Tsai M.H., Chang, Y. H., and Lai, M. L. (1998), “Temperature Rise Effect of Viscoelastically Damped Structure under Strong Earthquake Ground Motions, ” *The Chinese Journal of Mechanics*, Vol. 14, No.3, pp.45-55 (SCI)
- [44] Chang, K. C., Tsai M.H. and Lai, M. L. (2001),” Shaking Table Study of 2/5 Scale Steel Frame with New Viscoelastic Dampers,” *Structural Engineering & Mechanics, An International Journal*, Vol. 11, No.3, March 2001(SCI, EI)
- [45] Chang, K.C. and Lin, Y.Y. (2004). "Seismic Response of a Full-Scale Structure with Added Viscoelastic Dampers." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.130, No.4, pp.600-608, ISSN: 0733-9445. (SCI, EI)

- [46] Chang, K.C.; Lin, Y.Y. and Lai, M.L. (1998). "Seismic Analysis and Design of Structures with Viscoelastic Dampers." The ISET Journal of Earthquake Technology, Indian Society of Earthquake Technology (ISET), Vol.35, No.4, pp. 143-166, ISSN: 0972-0405.
- [47] Chang, K.C. and Lin, Y.Y. (1997). "Analytical and Experimental Studies on Structures with Added Viscoelastic Dampers", Structural Engineering, Chinese Society of Structural Engineering, Vol.12, No.1, pp.51-64. (in Chinese).
- [48] Chang, K.C. and Lin, Y.Y. (1997). "Earthquake Resistant Design of Structures with Added Viscoelastic Dampers." Structural Engineering, Chinese Society of Structural Engineering, Vol.12, No.1, pp.65-78.
- [49] 張國鎮、林裕淵、許昌軍，“加黏彈性阻尼器結構之試驗與分析”，台灣大學地震工程研究中心研究報告 CEER-84-06，1995。
- [50] 張國鎮、張耀輝，“黏彈性阻尼器之分析與應用”，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文，民國 85 年 6 月。
- [51] 張國鎮、蔡孟豪，“加黏彈性阻尼器結構之動力分析與研究”，國立台灣大學土木工程研究所博士論文，民國 87 年 6 月。
- [52] 張國鎮、朱毅倫、林裕淵、蔡孟豪，“加黏彈性阻尼器實尺寸鋼結構振動台試驗與分析”，國家地震工程研究中心報告 NCREE-99-029，1999。
- [53] 張國鎮、李森楠，“壁式黏彈性阻尼器於建築結構之應用”，國家地震工程研究中心報告 NCREE-01-026，2001。
- [54] 張國鎮、廖健勝，“黏彈性阻尼器之力學行為研究”，82 年電子計算機於土木水利工程應用論文研討會論文集，民國 82 年 10 月，pp.197-206。
- [55] Christensen,R.M.,"Theory of Viscoelasticity , An introduction",Academic Press, New York,1971.
- [56] Ferry, J.D.(1980), "Viscoelastic Properties of ploymers",John Wiley & Sons,New York
- [57] Gemant,A.(1936), "A method of Analyzing Experimental results Obtained Form Elasto-Viscous Bodies",Physics,7,311-317.
- [58] Koh,C.G. and Kelly J.M.(1990), "Application of fractional Derivatives to Seismic Analysis of Based -Isolated Models",Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19,229.
- [59] Markis,N.,and Constantinou.M.C.(1990), "Viscous Dampers: Testing, Modeling and Application in Vibration and Seismic Isolation",Technical Report, NCEER-90-0028, Civil Eng. Dept., State University of New York, Buffalo, NY 14260
- [60] Lee, H.H. and Tsai, C-S(1990), "Analystical Model for Viscoelastic Dampers in Seismic Mitigation Application", Proceedings, 10WCEE, Madrid,Spain, July.
- [61] Kazuhiko Kasai, Javeed A. Munshi, Ming -Lai Lai and Bruce F. Maison, "Viscoelastic Damper Hysteretic Model: Theory , Experiment, and Applications"ATC -17-1,1993

- [62] Chang, K.C., Soong. T.T. Lai, M.L. and Nielsen, E.J.,(1993), “Viscoelastic Dampers as Energy Dissipation Devices for Seismic Applications”,*Earthquake Spectra*, 9(3),371-387
- [63] CSI Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 2007.
- [64] 聯邦工程顧問股份有限公司、李森柟，“SAP2000 結構設計實務”，科技圖書股份有限公司，2005。
- [65] 聯邦工程顧問股份有限公司、李森柟，“ETABS 入門與工程上之應用”，科技圖書股份有限公司，2003。
- [66] L. E. Malvern, 1969, “Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium”, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- [67] Keh-Chyuan Tsai, Bo-Zhou Lin, “Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D Systems”, R2.2 User’s Manual, 2007.
- [68] MIDAS Analysis Reference Manual, MIDAS Soft, Inc., Houston, TX, USA, 2007.

建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬期末報告

內政部建築研究所委託研究報告

九十六年度