

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

內政部建築研究所研究報告

中華民國 95 年 12 月

095301070000G3324

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

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、陶其駿
助理研究員	：汪向榮、李森楠、江春琴

內政部建築研究所研究報告
中華民國 95 年 12 月

目次

目次	I
表次	III
圖次	V
誌謝	VII
摘要	IX
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	2
第三節 研究進度	4
第四節 預期成果與展望	5
第二章 隔制震建築物之認定與分類	7
第一節 隔震建築物	7
壹、隔震建築物之認定	7
貳、隔震建築物之分類	8
第二節 制震建築物	10
壹、制震建築物之認定	10
貳、制震建築物之分類	10
第三節 我國隔制震建築物之使用現況調查分析	11
壹、台北縣政府	11
貳、台灣科技大學第五綜合大樓	12
參、宏盛建設帝寶	12
肆、台新銀行及大眾電腦新建大樓	13
伍、慈濟新店醫院	13
第三章 資料蒐集與文獻分析	15
壹、NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273, 274)	15
貳、Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356, 357)	16
參、NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures (FEMA 368, 369)	16
肆、NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation, for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)	16

伍、Seismic Evaluation and Retrofit on Concrete Buildings (ATC 40)	16
陸、Internation Building Code (IBC 2006)	17
柒、被動制振構造設計施工手冊(社團法人日本免震構造協會)	17
捌、JSSI 免震構造施工標準 2005 (社團法人日本免震構造協會)	18
玖、隔震結構設計(日本建築學會)	18
第四章 隔震與含被動消能系統設計章節條文暨解說之研修	23
第一節 隔震建築設計	23
壹、建議研修內容說明	23
貳、建議研修內容與原規範內容比較	32
第二節 含被動消能系統建築物之設計	43
壹、建議研修內容說明	43
貳、建議研修內容與原規範內容比較	46
第五章 隔震與含被動消能系統設計示範例研擬	79
第一節 隔震建築設計	79
第二節 含被動消能系統建築物之設計	79
壹、線性靜力分析	79
貳、非線性靜力分析方法	82
第六章 性能設計法	83
第一節 原則	83
第二節 位移設計法	84
第七章 結論與建議	89
第一節 結論	89
第二節 建議	89
附錄一 會議紀錄	93
附錄二 第九章與第十章規範建議研修	113
附錄三 第九章隔震建築設計示範例	149
附錄四 第十章含被動消能系統建築物之設計示範例	163
參 考 文 獻	195

表 次

表 1.1 研究進度	4
表 4.1 鉛心橡膠支承墊設計參數	25
表 4.2 案例一：第一類地盤隔震設計	27
表 4.3 案例一：第二類地盤隔震設計	28
表 4.4 案例一：第三類地盤隔震設計	28
表 4.5 案例一：臺北盆地隔震設計	29
表 4.6 鉛心橡膠支承墊實體測試順序及結果檢核建議案例	31
表 4.7 鉛心橡膠支承墊性能保證測試順序及結果檢核建議案例	32
表 4.8 第九章建議研修內容與原規範內容比較	32
表 4.9 第十章建議研修內容與原規範內容比較	46

圖 次

圖 2.1 一般加速度反應譜與位移反應譜	7
圖 2.2 鉛心橡膠支承墊	9
圖 2.3 (a)滑動摩擦支承 (b)滾動隔震支承示意圖	9
圖 2.4 位移型元件力學性質	11
圖 2.5 速度型元件力學性質	11
圖 2.6 台北縣政府新建大樓	12
圖 2.7 台北縣政府政挫屈束制支撐	12
圖 2.8 台灣科技大學第五綜合大樓新建工程	12
圖 2.9 低降伏強度剪力鋼板消能裝置	12
圖 2.10 宏盛建設帝寶	13
圖 2.11 壁式黏彈性阻尼器	13
圖 2.12 含流體黏滯阻尼器之倒 V 字型斜撐	13
圖 2.13 慈濟新店醫院鉛心橡膠支承墊	14

誌 謝

誌 謝

本研究計畫報告執行期間，承蒙諸位學術界以及業界之專家學者，在專家諮詢會議中提供寶貴之建議與意見，使本研究計畫更趨於完美，在此一併表示感謝。

摘 要

關鍵詞：隔制震、設計規範、示範例

一、研究緣起

隨著經濟的成長、社會的蓬勃發展與世界潮流，隔制震技術成為建築構造之重要課題。再加上一九九九年發生九二一大地震後，國人漸漸開始重視建築物的震害防治觀念，亦引進大量建築隔震、制震裝置之產品與技術。截至民國 92 年止，國內有關隔震建築構造之發展，已有 15 棟以上之工程實績，而制震建築構造亦有 50 棟以上之案例，數量可說是不少，惟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。目前新版建築物耐震設計規範已公佈實施，但針對隔制震裝置本身部分的章節內容因目前之應用漸趨廣泛，應參考最新之研究成果及實務經驗加以適度檢討及調整。同時為避免不當或錯誤之設計發生，並傳承正確的設計經驗，有必要針對隔制震建築物設計提供設計例，作為使用規範之參考。

二、研究方法及過程

本研究團隊過去曾針對各式各樣之隔制震裝置元件與系統，進行一系列的實驗與分析研究，並有實際設計與施工之經驗。國內外研究結果亦顯示，隔制震系統具備可增加結構系統的勁度、遲滯消能能力及降低受震反應等優點，並可經由隔制震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，若能進一步研擬出隔制震裝置相關設計範例之技術資料，並結合建築物耐震設計規範內相關之隔制震設計章節，應用於隔制震構造物中，必能有效且可靠地增加結構物的耐震性能，同時使隔制震建築物之結構反應更能被工程師所掌握。

鑒於國內有關隔制震建築構造之發展迅速，因此對於國內相關裝置之實際性能、設計與實務經驗，須掌握及參考近期相關研究與實務成果。最新建築物耐震設計規範業已於 95 年 1 月公佈實施，分別增設隔震設計與含被動消能系統設計等章節於規範本文內。因建築物隔、制震技術引進國內之歷史尚短，相關規定條文應適度因應現行技術發展而加以調整，另對於建築物隔震設計及含被動消能系統設計可編撰部分示範例供業界分析設計時參酌。

三、重要發現

有別於傳統結構的耐震設計邏輯，結構控制的基本原理在於降低地震輸入的能量或是將能量消散集中於適當的消能裝置內，以降低或防止主結構的非線性變形產生。一般結構控制系統可分為主動、被動與混合型式等三種：主動控制系統是以透過外加能量控制結構反應；被動控制系統以隔震或制震裝置保護結構主構件；混合控制系統則是組合上述兩種型式的優點以達結構控制的目的。

近年來，用基礎隔震的方法來延長結構物之週期，降低地震力輸入或運用安裝消阻尼器來消散地震能量（即制震、制震技術）以減低建築物在地震下之反應等隔制震技術已達實際應用階段，並由過去 1994 年美國加州北嶺地震及 1995 年日本阪神地震等，驗證此類隔制震技術之可靠性。美國、日本、紐西蘭等國亦已將此類隔制震技術之應用納入其建築結構耐震設計規範中，而國內有關隔制震技術之研發亦已達成熟之階段。

目前國內在隔震建築耐震設計規範尚稱成熟，消能元件之設計則尚需進一步之探討與研究。參考美日兩國之耐震設計規範，均不列入隔制震設計內容（如 IBC 2006），僅以設計手冊、施工標準或研究參考文獻作為建議之參考。FEMA 450 第 13 章 Seismically Isolated Structure Design Requirements 與 FEMA 273 第 9 章 Seismic Isolation and Energy Dissipation 相較下僅些微修改，然而 FEMA 450 第 15 章 Structures with Damping System 卻與 FEMA 273 有極大之出入，其靜力分析採用位移設計法之觀念，以達到性能要求之目標。考慮參考 FEMA273 線性靜力分析，各樓層的桿件內力及系統的變位均使用線彈性靜力分析，假設建築物之勁度永遠不會降伏，求取一側向力使結構物在不降伏時變位，此時之側向力做適當的豎向分配，經由推進分析求得當結構物於此側向力時的內力分；或者參考非線性靜力分析可配合 ATC-40（以容量震譜法求得功能績效點），以及 FEMA273 非線性靜力分析。本研究團隊經詳細評估討論後，提出針對速度型消能元件於線性靜力分析與非線性靜力分析之設計流程。

四、主要建議事項

以下分別從立即可行的建議及長期性建議加以列舉。

建議未來仍應繼續研擬符合工程界需求以及參考國內外相關研究發展之隔制震規範—立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國家地震工程研究中心

於規範中宣示正確之隔制震結構定義，以避免工程界之不當應用。中間層隔震設計目前仍需進一步之研究使得列入規範條文，另外，消能元件設計之適用規範，目前規範仍為初步發展，因此以綱要性之規定為原則，未來仍繼續參考更多的資料，期能與國內消能系統之新發展齊頭並進。

本研究基於目前隔制震之概念、精神、理論背景、初步規劃、分析、設計方法等要項，包括隔制震建築結構體、隔制震裝置及與隔制震系統相關構件之設計計算方式，已初步進行建築物隔震與被動消能系統技術發展與應用之研討、建築物隔震與含被動消能系統設計章節相關條文暨解說之研修、以及建築物隔震與含被動消能系統設計示範例之建立。另外，因應國內環境與背景（如試驗容量之限制），已初步修訂隔震與被動消能元件實體試驗與性能保證測試，以期達到公正且合理之檢驗標準。

定期舉辦專家學者座談會以蒐集相關研究成果與業界問題—立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國家地震工程研究中心、專業技師公會、建築師公會

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，針對目前規範第九章隔震建築設計以及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。

建議納入常見隔制震裝置之標準施工規範與精度分級—長期性建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國家地震工程研究中心、專業技師公會、建築師公會

規範中可考慮研擬常見隔制震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，以能夠正確導入結構系統，提升我國內對於隔制震建築構造之規劃、設計技術。並推廣隔制震建築，使國內業界更瞭解隔制震裝置之特性與相關規劃、設計、檢覈、試驗及施工注意事項，並減少接踵而至之缺失。

建議建立合理與完善之品質管理與特殊審查機制－長期性建議

主辦機關：內政部建築研究所、專業技師公會、建築師公會

協辦機關：國家地震工程研究中心

建立隔制震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。另外，並建議國內隔制震建築之特殊審查機制，以確保隔制震設計之品質與正確性。

建議進行應用隔制震建築物資料庫研究-長期性建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國家地震工程研究中心

建議可建立目前國內應用隔制震建築物之資料庫，以全面性了解國內應用目前之情形，並探討其是否真正符合隔制震設計之精神，以正確釐清與落實防震之觀念。

ABSTRACT

Keywords : Seismic isolation, Passive energy dissipation device, Design code, Demonstration

Applications of seismic isolation and 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 buckling restrained braces, 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. For seismic isolation applications, seismic isolators such as lead rubber bearings and high damping rubber bearings have been applied to many buildings and bridges. An official seismic isolation code for buildings has been published by the government in April 2002, which accelerates the application of seismic isolation systems. New seismic design codes for buildings which include passive energy dissipation devices, seismic isolations, and etc. are also officially implemented. More than 15 buildings to which the seismic isolations are applied and more than 50 buildings to which the energy dissipation devices are used are observed in Taiwan by 2003.

This research summarizes the status on recent research and applications on seismic isolation and energy dissipation technologies and the related code developments in Taiwan. Besides, according to the actual performance, practical design and application experience of seismic isolations and Energy dissipation devices, all relevant references would be collected and the helpful suggestions for the current seismic code would be given in this research. Two conferences were held to make this research more complete. Finally, the demonstrations regarding the design and application for seismic isolations and energy dissipation devices would be provided in this research in case of misusing or misunderstanding in the practical engineering.

第一章 緒 論

第一節 研究背景與目的

傳統結構物之耐震設計係以建築物本身強度及韌性容量來抵抗地震力，使結構桿件在中、小型地震下能維持於彈性變形範圍內，於較大地震下具足夠之韌性來消散地震輸入結構之能量，以避免結構倒塌。整個消能機制完全仰賴結構自身主構件的非線性變形行為，因此構件的韌性設計及震後的維修補強作業，是傳統耐震結構應用的主要限制。有別於傳統結構的耐震設計邏輯，結構控制的基本原理在於降低地震輸入的能量或是將能量消散集中於適當的消能裝置內，以降低或防止主結構的非線性變形產生。一般結構控制系統可分為主動、被動與混合型式等三種：主動控制系統是以透過外加能量控制結構反應；被動控制系統以隔震或減震裝置保護結構主構件；混合控制系統則是組合上述兩種型式的優點以達結構控制的目的。

近年來，各界已逐漸重視消能裝置於結構物內的目標表現水準。傳統結構設計中，原結構已具有良好的側向載重抵抗系統，阻尼器被視為加強結構物抗震能力的額外裝置，對於要求較高抗震表現之結構物，才增加適合的消能裝置。對於依據規範所設計出之最低要求結構物，增加消能裝置以減少側向載重系統的負荷已漸漸成為一趨勢。含有被動阻尼系統之結構物，於地震載重作用下，阻尼器提供了可預期且穩定的行為，設計者的設計彈性因此大增。

現代社會中，有很多結構物諸如銀行、醫院、核能電廠與電腦資訊中心等重要設施，其強度與勁度兩方面之要求都是非常嚴格，可靠度更需高達百分之百。又由於科技發達，吾人對於土木工程材料之性質愈發了解，對於結構分析之能力也日益增強及對結構特性更能掌握，遂導致土木結構愈趨細長，諸如建築物高度日增、橋樑跨度日趨加大，如此一來，縱然此結構之安全無虞，惟勁度可能不足，以致嚴重變形，使則此結構將失去其可用性。結構強度不足，則安全堪虞；結構勁度不足，則喪失其可用性。而結構主動控制就是從結構系統外提供額外能量，可以同時提高結構之阻尼與勁度，進而確保其安全與可用性。

隨著經濟的成長與社會的蓬勃發展，隔制震技術成為建築構造重要之世界潮流。再加上一九九九年發生九二一大地震後，國人漸漸開始重視建築物的震害防治觀念，亦引進大量建築隔震、制震裝置之產品與技術，且已逐漸成為許多建築銷售

企畫案的最佳賣點。雖然截至民國 92 年止，國內有關隔震建築構造之發展，已有 15 棟以上之工程實績，而制震建築構造亦有 50 棟以上之案例，數量可說是不少，惟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。

新版建築物耐震設計規範已於民國 95 年 1 月 1 日公佈實施，但針對隔制震裝置本身部分的章節內容以為業界漸趨廣泛應用。因此，有必要陸續參考國內外最新之隔制震研發成果與設計案例，並給予適度檢討及調整。同時為避免不當或錯誤之設計發生，並傳承正確的設計經驗，有必要針對隔制震建築物設計提供設計例，作為使用規範之參考。

本研究團隊過去曾針對各式各樣之隔制震裝置元件與系統，進行一系列的實驗與分析研究，並有實際設計與施工之經驗。國內外研究結果亦顯示，隔制震系統具備可增加結構系統的勁度、遲滯消能能力及降低受震反應等優點，並可經由隔制震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。若能以設計範例說明隔制震裝置相關設計技術資料，並說明建築物耐震設計規範內相關之隔制震設計章節，如何應用於隔制震構造物中，必能使隔制震建築物之結構反應更能被工程師所掌握，同時有效且可靠地增加結構物的耐震性能。

最新建築物耐震設計規範分別增設隔震設計與含被動消能系統設計等章節於規範本文內，因建築物隔、制震技術引進國內之歷史尚短，相關規定條文應適度因應現行技術發展而加以調整，本研究鑒於國內有關隔制震建築構造之發展迅速，對於建築物隔震設計及含被動消能系統設計將以提供示範例供業界分析設計時參酌。

第二節 研究方法與內容

我國之地理位置處於地震發生頻繁的西環太平洋地震帶上，時常遭受地震的危害及侵襲，建築構造之隔制震技術對我國土木工程自然是相當重要。其中，隔震通常是指基礎隔震，是一種可有效降低結構在地震下損害程度之設計概念。通常在上部結構底版下，裝設隔震裝置（隔震裝置所構成之結構系統稱之為隔震系統），能將整個結構系統之週期拉長，以減少地震力之傳入上部結構。由於隔震後的上部結構所產生之加速度較小，故作用在建築物的地震力大量減低，相對變形亦不大，故結構的梁柱尺寸可較小，韌性設計與施工要求亦相對較不受限制。近年來，用基礎隔震的方法來延長結構物之週期，降低地震力輸入或運用安裝消阻尼器來消散地

震能量（即隔震、制震技術）以減低建築物在地震下之反應等隔制震技術已達實際應用階段，並由 1994 年美國加州北嶺地震及 1995 年日本阪神地震之實際設計案例等，驗證此類隔制震技術之可靠性。美國、日本、紐西蘭等國亦已將此類隔制震技術之應用納入其建築結構耐震設計規範中，而國內有關隔制震技術之研發亦已達成熟之階段，亦納入建築結構耐震設計規範中。

隔制震裝置的原理在於延長結構物之基本週期或提高其系統阻尼比，使其所承受之地震力降低，以控制系統的反應。加速度反應譜示意顯示，結構物所受加速度可因週期延長或阻尼比增加而降低，不過週期延長的代價是位移增加，而阻尼比增加則可同時降低位移反應，此一現象可由位移反應譜觀察而得。

本研究計畫將主要以國內外相關建築結構隔制震設計規範為基礎，包含 IBC2000、IBC2003、IBC2006、FEMA、ATC40、NEHRP、SEAOC-97、JSSI、MCEER 等相關參考文獻報告，從探討隔制震之概念、精神、理論背景、初步規劃、分析、設計方法等要項。其中亦包括：隔制震建築結構體、隔制震裝置及與隔制震系統相關構件之設計計算方式等。

本計畫將會討論最新建築物隔震技術發展與應用之研討，最新建築物含被動消能系統技術發展與應用之研討，建築物隔震設計章節關係條文暨解說之研修，建築物含被動消能系統章節相關條文暨解說之研修，建築物隔震設計示範例之建立，建築物含被動消能系統設計示範例之建立。因此研究方法中參詢國內外相關規範有其重要性。另邀集國內工程設計界具實務經驗之工程師一同參與設計範例之研擬。

隔制震裝置相關產品大多牽扯智慧財產與專利相關之議題，且隔制震構造從規劃、設計、審查、品管、施工、使用到維護管理等之相關細節，部分議題時常涉及商業秘密或工程技術，牽連甚廣，故研究計畫推行時常遭遇難以預期之困難，而有關高科技廠房運用隔制震裝置的相關研究，大多受限於對高科技廠房結構系統的細節無法得知，業者與廠商也多半不願意提供資料。再者，高科技廠房之精密設備多為昂貴之機器，生產廠商多半不肯提供該機器之耐震參數與容許振動之範圍，常造成研究上之困擾。如前所述，實在是需要一個有實力而且經驗豐富的研究團隊主導，密集地與業者溝通協調，並共同解決耐震問題，會是本研究須努力克服完成的部分。

新建築物耐震設計規範已含上述隔減震相關章節，第九章為隔震設計，第十章為被動消能系統。相關規定條文應適度因應現行技術發展而加以調整，另對於建築

物隔震設計及含被動消能系統設計可提供部分示範例供業界分析設計時參酌。本研究之步驟流程可參見圖 1.1 所示。

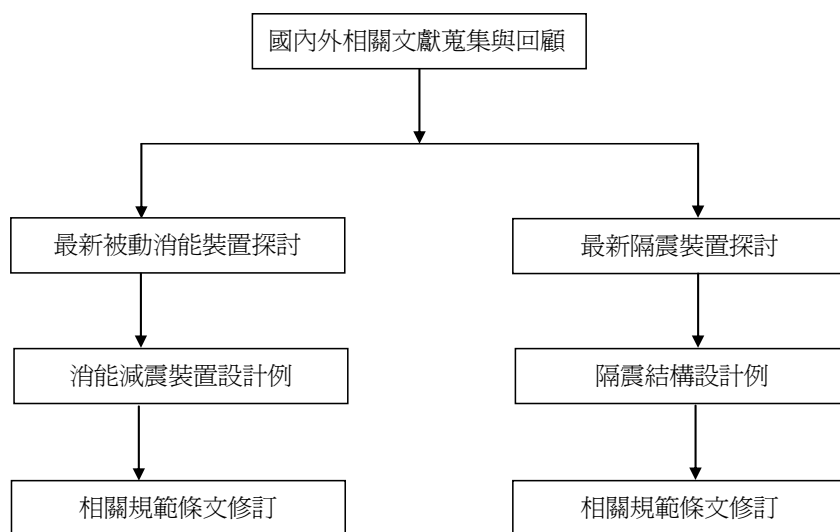


圖 1.1 研究步驟流程圖

第三節 研究進度

相關研究進度時程如表 1.1 所示。

表 1.1 研究進度

工作項目	完成進度
文獻回顧	完成 100%
修訂部分建築物隔震設計章節內之條文暨解說	完成 100%
修訂部分建築物含被動消能系統章節內之條文暨解說	完成 100%
第一次專家學者座談會討論	8 月 21 日舉辦
建立建築物隔震設計示範例	完成 100%
建立建築物含被動消能系統設計示範例	完成 100%
第一次專家學者座談會討論	12 月 29 日舉辦
報告撰寫與印製	完成 100%

第四節 預期成果與展望

國內工程採用隔、制震裝置之案例逐年成長，除結構設計外，施工品質管制與後續維護深深影響消能隔制震元件之表現。地震之發生不可預期，具有極大之破壞力，而隔、制震裝置於地震侵襲下之優異表現已在過去國內外各大地震中充分証實其能力。國內隔、制震系統之發展日益成熟，研究單位的成果亦與世界領先地位並駕齊驅。經由本案之研究，希冀可以將國內結構工程整體水準向上提升，使隔、制震系統之設計、施工、維護等予以標準化，提高結構物的耐震能力，並使工程設計單位能充分了解隔、制震系統之應用範疇。

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後不斷的被提出討論，更加速隔制震構造之發展。尤其是隔制震建築愈來愈多的情形下，尋求更經濟可靠之裝置與結構系統，將是隔制震結構設計之趨勢。本研究可針對上述需求，預期可貢獻下列具體成果：

- (1) 最新建築物隔震與被動消能系統技術發展與應用之研討。
- (2) 建築物隔震設計章節關條條文暨解說之研修。
- (3) 建築物含被動消能系統章節相關條文暨解說之研修。
- (4) 建築物隔震與含被動消能系統設計示範例之建立。

2.對建築發展短中長期方面預期貢獻：

- (1) 提升我國內對於隔制震建築構造之規劃、設計技術。
- (2) 有助於推廣隔制震建築，使國內業界更瞭解隔制震裝置之特性與相關規劃、設計、檢覈、試驗及施工注意事項，並減少接踵而至之缺失。
- (3) 完成隔制震建築物設計範例，以及相關規範之修正條文建議，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：

隔制震建築物有關之結構設計、隔制震裝置設計等設計範例編定提出後，勢必加速隔制震建築之發展，不管是業主、設計監造或施工單位，都有一個明確之遵循規範依據，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，經濟影響力可觀。

4.推廣應用計畫與人才培育：

- (1) 本研究計畫之重點除了前述各要項之外，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規範指針。
- (2) 除了舉辦相關座談會之外，將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。

透過本研究案之進行，提升我國內工程師對隔制震裝置與系統之瞭解，使國內技師對隔制震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隔制震構造物。

第二章 隔制震建築物之認定與分類

第一節 隔震建築物

壹、隔震建築物之認定

含隔震裝置建築物之隔震系統，至少須具備下列基本要件：

- (1) 在垂直方向具有足夠的剛性及承載容量來承受上部結構的重量。隔震系統在垂直方向須具足夠剛性以承受上部結構重量，一個結構如不能穩定的承受自身的載重，則更不可能承受地震力之作用。
- (2) 在地震作用下，水平方向須具有足夠的柔性以延長結構週期，以隔離地震震波，降低建築物水平地震力。較大的水平柔性代表結構具有較長的週期，因為一般地震的重要週期大多在 0.1 秒~1 秒之間，而一般傳統建築的基本振動週期也大都在此範圍內，因此會有較大的震動。隔震系統可延長建築物的週期至 2 秒以上，可大量減少建築物因地震而產生的加速度反應，故可降低地震力對建物之作用力。
- (3) 須具有緩和裝置以控制建築物因週期延長所可能導致的位移增加。由於隔震系統的高柔度，上部結構對基礎可能會產生較大的相對位移。同時由一般的地震反應譜（圖 2-1）可看出，當結構週期增加時加速度反應雖會減小，但位移反應卻會增加。結構物隔震層的相對位移不能太大，否則會造成結構不穩定，因此，隔震系統須有緩和裝置以減少相對位移。

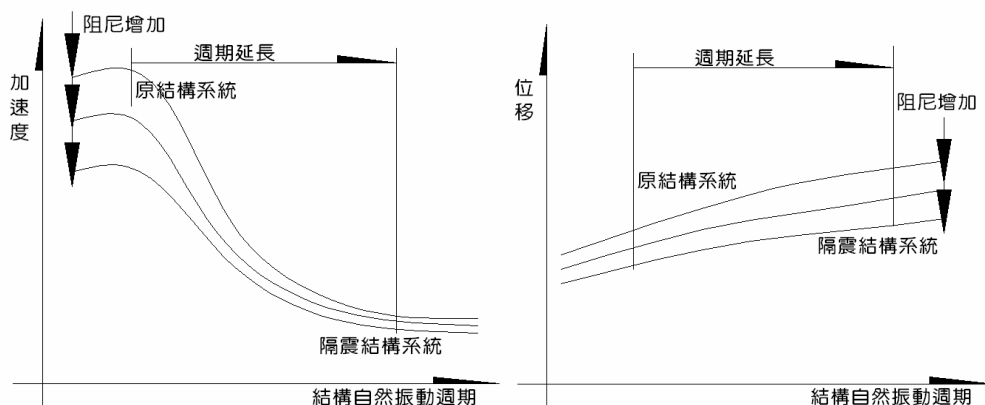


圖 2.1 一般加速度反應譜與位移反應譜

（資料來源：國家地震中心提供）

- (4) 須具適當之水平勁度與強度以抵抗風力。在地震作用時，隔震系統具有越低的

水平勁度越好，但仍應具有適宜的最低水平勁度與強度以抵抗風力。

- (5) 須具足夠的回復機制 (Re-center Mechanism)，使隔震結構在經過地震後能夠回復到原來位置。
- (6) 基於耐震防災設計之需求，隔震系統得考量第二道之防制系統，以免發生傾倒之狀況。第二防制系統的設計，以不影響隔震系統在設計地震作用下之功能為原則。但任一隔震系統有其能承受之極限設計地震，當超出此極限地震時，則隔震系統將因過大的變位而喪失其功能。為防止因隔震喪失功能而造成結構物的傾倒損毀，故隔震建築必須有第二道之防制系統，以提供超出設計地震時之保護。
- (7) 隔震建築物之設計與相關的試驗計畫認可程序，應依建築法及建築技術規則有關規定辦理。隔震建築結構設計之審查至少應包含下列各項：
 - a. 建築工址地震設計準則之審查，包括建地工址設計反應譜及地表運動歷時之建立、及所有其它針對標的建物特定之設計準則
 - b. 初步審查，包括隔震系統之設計位移、設計總位移、及最小設計水平總橫力之決定
 - c. 有關整體結構系統所有分析及詳細設計之審查
- (8) 滿足一至七條的規定，則可認定為隔震建築物。

貳、隔震建築物之分類

依隔震裝置分類如下：

- (1) 積層橡膠隔震支承
 - a. 天然橡膠支承墊
 - b. 鉛心橡膠支承墊
 - c. 高阻尼橡膠支承墊
- (2) 滑動隔震支承
 - a. 平面滑動支承
 - b. 曲面滑動支承
- (3) 滾動隔震支承
 - a. 直線滾輪支承
 - b. 曲線滾輪支承

一般常見之橡膠支承墊上、下兩端配設厚鋼板，內部含多層補強鋼片與橡膠層間隔排列，橡膠層經硫化處理且由相鄰兩鋼片束制其側向膨脹行為，補強鋼片提供相當大的垂直勁度，但對支承墊水平勁度幾無影響，因此支承墊之水平勁度完全由橡膠層的剪力勁度決定。橡膠材料提供之剪應變可達 100% 以上，其阻尼比約為 2% 至 5%，橡膠材料不會因長時間的受壓而產生顯著的性質變動，因此具有長久使用的良好穩定性能。橡膠支承墊的其它優點包括易於生產製作，且分析模型簡單。鉛心橡膠支承墊以上述橡膠支承墊為主體，但在支承墊內部中心置入一圓柱形鉛心以提供消能機制，如圖 2-2 所示。

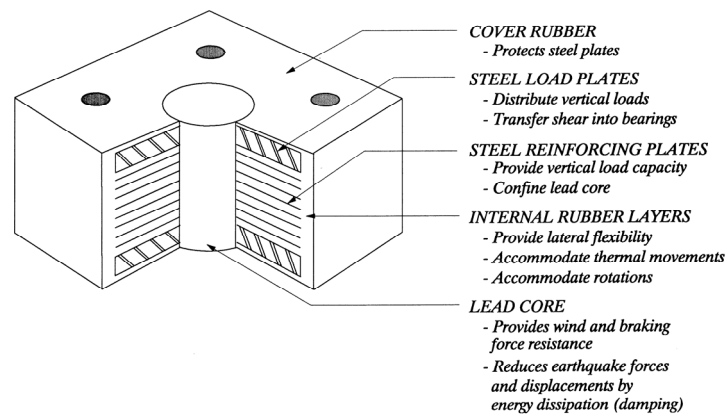


圖 2.2 鉛心橡膠支承墊
(資料來源：國家地震中心提供)

純滑動機制是被最早提出的隔震方法，其主要原理就是利用支承介面的摩擦機制進行隔震消能。滑動介面一般是由 PTFE (Polytetrafluorethylene 或 Teflon) 與磨光不鏽鋼 (Stainless Steel) 所組成，如圖 2-3 所示。介面間的摩擦係數，可以利用適度的化合物調整。但滑動介面間的摩擦特性亦會受到介面間化合物、承壓應力、滑動速度、溫度與污染物等的影響。滑動摩擦係數會隨承壓應力增加而下降，其下降程度又與滑動速度有關，通常速度高時其值較大。然而，當壓應力增加到一定程度以上時，滑動摩擦係數受到滑動速度的影響就會消失。

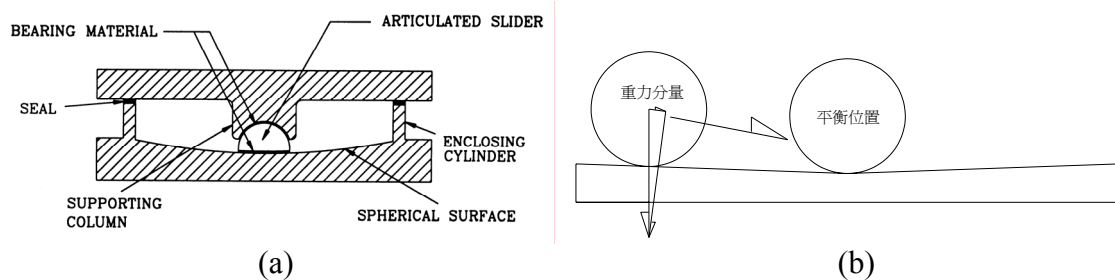


圖 2.3 (a) 滑動摩擦支承 (b) 滾動隔震支承示意圖
(資料來源：國家地震中心提供)

第二節 制震建築物

壹、制震建築物之認定

含位移型或速度型制震裝置之建築物。制震建築至少須具備下列基本條件：

- (1) 與未加制震裝置之主結構體相較，加制震裝置之結構受震動力反應（如每層最大位移、每層最大加速度或能量等）須至少減小 15%。
- (2) 若不含制震裝置之主結構體，其最小設計水平總橫力滿足現行建築物耐震設計規範時，得依特殊結構審查管理辦法施行之。

若不含制震裝置之主結構體之最小設計水平總橫力低於現行建築物耐震設計規範者，應通過隔制震結構審查辦法施行結構審查，始可認定為制震建築物。

貳、制震建築物之分類

制震建築物依其制震元件分類如下：

- (1) 位移型元件
 - a. 金屬製制震元件
 - b. 摩擦制震元件
- (2) 速度型元件
 - a. 黏彈性制震元件
 - b. 黏性液體制震元件
 - c. 油壓液體制震元件
- (3) 其它元件

金屬降伏與摩擦制震元件均屬於位移型制震元件，典型受力與位移關係如圖2-4所示。形狀記憶合金制震元件也展現與圖2-4相似的遲滯反應。速度型制震元件則包含黏彈性固態制震元件、藉由黏彈性液體變形而運作之制震元件（例如：黏滯剪力牆），以及迫使液體穿越小孔而運作之制震元件（例如：液態黏滯制震元件）。圖2-5說明這類元件典型的遲滯行為。

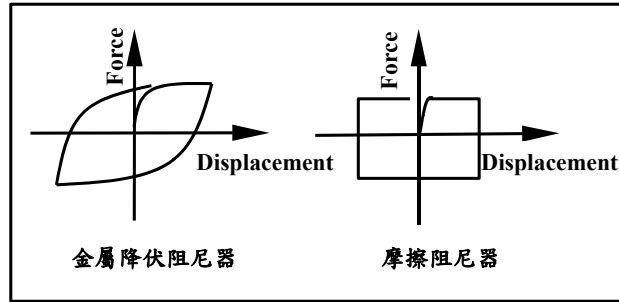


圖 2.4 位移型元件力學性質

(資料來源：國家地震中心提供)

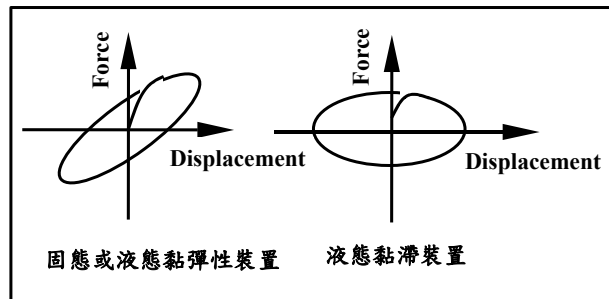


圖 2.5 速度型元件力學性質

(資料來源：國家地震中心提供)

第三節 我國隔制震建築物之使用現況調查分析

截至 92 年 7 月，國內計有 17 棟建築物裝設隔震系統，另有 47 棟建築物裝設消能減震裝置，超過 20 座橋梁採用鉛心橡膠支承墊。以下僅就些許代表性建築做一簡介。

壹、台北縣政府

台北縣板橋市台北縣政府新建大樓內採挫屈束制支撐提升結構強度與消能能力(圖 2-6)。挫屈束制支撐設計製造均對各部元件作詳細設計考量，包含鋼材選用、斜撐及其接合強度計算、滑動機構之預留壓縮空間等(圖 2-7)。



圖 2.6 台北縣政府新建大樓
(資料來源：國家地震中心提供)



圖 2.7 台北縣政府政挫屈束制支撐
(資料來源：國家地震中心提供)

貳、台灣科技大學第五綜合大樓

台灣科技大學第五綜合大樓新建工程(圖 2-8)，地上三層以上分為二棟結構物，基地面積共約 6800 m²；主體結構為地上十二層及地下三層，標準層樓高 4.1 m，一層樓高 5.0 m，總樓高為 49.6 m，結構系統以挫屈束制支撐與低降伏強度剪力鋼鉸消能裝置(圖 2-9)提升抗震能力。



圖 2.8 台灣科技大學第五綜合大樓新
建工程

(資料來源：國家地震中心提供)

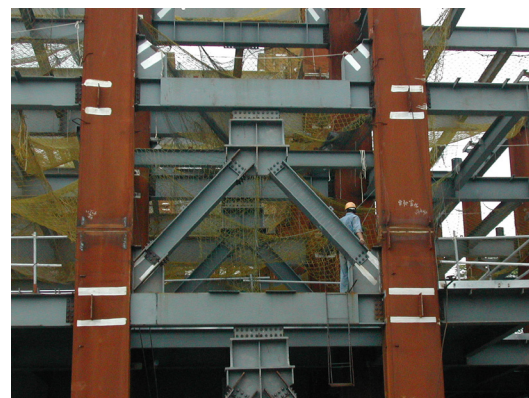


圖 2.9 低降伏強度剪力鋼鉸消能裝置

(資料來源：國家地震中心提供)

參、宏盛建設帝寶

位於台北市宏盛建設「帝寶」計劃案擬興建地面以上六棟大樓，共用同一地下室，地下室有四層(圖 2-10)。建築物內採用壁式黏彈性阻尼器以提升結構物耐震

能力（圖 2-11）。相較於傳統斜撐式阻尼器，壁式黏彈性尼器可提供設計者較多開放空間使用，亦可依設計需求增加與增大阻尼器黏彈性材料剪力面積。



圖 2.10 宏盛建設帝寶

（資料來源：國家地震中心提供）

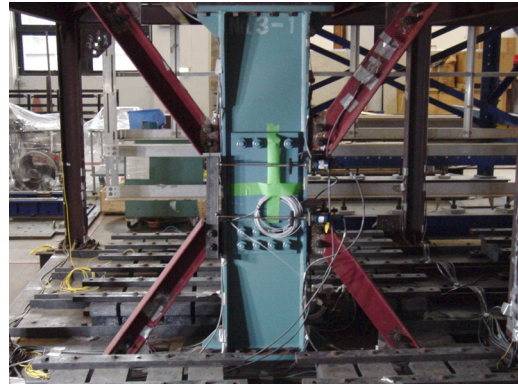


圖 2.11 壁式黏彈性阻尼器

（資料來源：國家地震中心提供）

肆、台新銀行及大眾電腦新建大樓

位於台北市內湖新科園區舊宗路二段與陽光街交叉路口之台新銀行新建大樓及大眾電腦新建大樓均採用 FVD 阻尼器（圖 2-12），基地面積共約為 11,500 m²（105m×105m）。兩棟大樓均為鋼骨結構，樓高 35.9 m，為地上九層，地下三層建築結構。



圖 2.12 含流體黏滯阻尼器之倒 V 字型斜撐

（資料來源：國家地震中心提供）

伍、慈濟新店醫院

位於台北縣新店市復興路 43 巷 10 號的慈濟新店醫院，基地面積 2,951,767 平方公尺，為地上 15 層，地下 4 層結構。總樓地板面積 139,996 平方公尺（約 42,349

坪)，隔震系統採用鉛心橡膠支承墊，另以鋼環式阻尼元件控制隔震系統的位移。(圖 2-13)

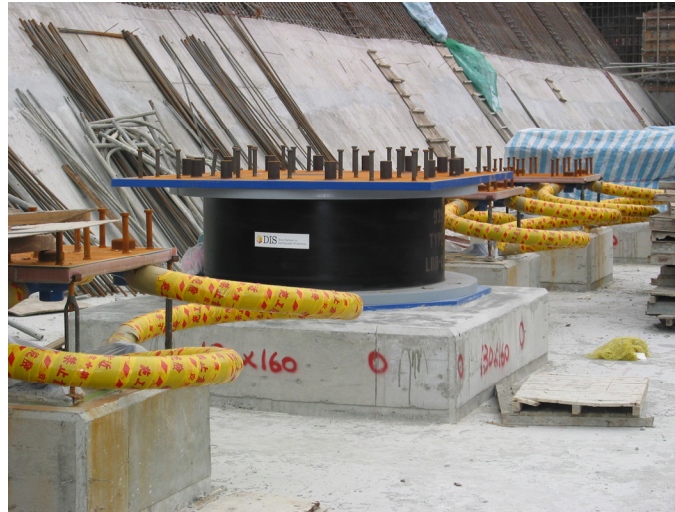


圖 2.13 慈濟新店醫院鉛心橡膠支承墊

(資料來源：國家地震中心提供)

第三章 資料蒐集與文獻分析

壹、NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273, 274)

(1) 第3章 Modeling and Analysis (Systematic Rehabilitation)

(a) Linear Static Procedure (LSP)

線性靜力分析(LSP)是指建築物在某一設計地震需求(Design Earthquake Demand)下，各樓層的桿件內力及系統的變位均使用線彈性靜力分析。在LSP時假設建築物之勁度永遠不會降伏，為使結構物位移達到 $\delta_{\max}$ ，勢必求取一側向力使結構物在不降伏時變位為 $\delta_{\max}$ ，此時之側向力稱為Pseudo Lateral Load，求得此側向力後對側向力做適當的豎向分配，經由推進分析(Pushover Analysis)求得當結構物於此側向力時的內力分佈，再與可接受的準則(Acceptance Criteria)比較是否達到要求的功能等級，此即為LSP。

(b) Linear Dynamic Procedure (LDP)

線性動力分析(LDP)是指建築物在某一設計地震需求(Design Earthquake Demand)下，各樓層的內力及系統的變位均使用線彈性動力分析。在分析前需對設計地震力需求做修正，其原因與LSP雷同，在限制結構物不得降伏的前提下，又欲使結構物於同一地震下達到真實結構(降伏後)的變位，勢必將其設計地震力放大修正。

(c) Nonlinear Static Procedure (NSP)

非線性靜力分析(NSP)又稱係數法，係指建築物在某一設計地震需求下，各樓層之內力與系統變位均使用非線性靜力分析，其基本概念為建築物的分析模型受一漸增之側向力與或變位，直至控制點達到目標位移或建築物傾倒為止。控制點一般是指建築物頂層之形心位置，目標位移是指建築物受一設計地震作用時預期會產生之最大位移。

(d) Nonlinear Dynamic Procedure (NDP)

非線性動力分析(NDP)是指建築物在某一設計地震需求(Design Earthquake Demand)下，各樓層的內力及系統的變位均使用非線性動力分析。其使用的數學模型與NSP 相同，由於其計算的反應對於個別的地震特性相當敏感，故建議使

用多筆地震記錄。因為分析模型可直接反應材料的非線性行為，故所得的內力及變位可直接與準則比較。

(2) 第9章Seismic Isolation and Energy Dissipation

**貳、Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings
(FEMA 356, 357)**

(1) 第3章Modeling and Analysis (Systematic Rehabilitation)

(2) 第9章Seismic Isolation and Energy Dissipation

**參、NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings
and other Structures (FEMA 368, 369)**

(1) 第13章Seismically Isolated Structures Design Requirements

其內容與FEMA 273、274與FEMA 356、357第9章Seismic Isolation and Energy Dissipation大致相同，僅小幅修訂。

(2) 第13章Appendix：Structures with Damping System

其設計精神與FEMA 273、274與FEMA 356、357第9章Seismic Isolation and Energy Dissipation明顯不同，FEMA 450主要依據位移設計法，以性能需求為導向。

**肆、NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation, for New Buildings
and Other Structures (FEMA 450)**

(1) 第13章Seismically Isolated Structure Design Requirements

其內容與FEMA 273、274與FEMA 356、357第9章Seismic Isolation and Energy Dissipation大致相同，僅小幅修訂。

(2) 第15章Structues with Damping System

其設計精神與FEMA 273、274與FEMA 356、357第9章Seismic Isolation and Energy Dissipation明顯不同，FEMA 450主要依據位移設計法，以性能需求為導向。

伍、Seismic Evaluation and Retrofit on Concrete Buildings (ATC 40)

利用容量震譜法進行非線性靜力分析。容量震譜法 (Capacity Spectrum Method) 為非線性靜力分析方法的一種，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。此方法可考慮結構物於地震過程中之性能績效，並針對各種安全性要求不同建築物設定不同的性能目標。

陸、Internation Building Code (IBC 2006)

參考第十六章 Structural Design。

柒、被動制振構造設計施工手冊 (社團法人日本免震構造協會)

本研究可將其作為第十章含被動消能系統建築物之設計中設計與測試之參考。本文獻大致內容如下：

- (1) 被動制震構造之目標性能
- (2) 單自由度制震構造之力學原理與性能曲線

包含鋼材阻尼器、液態油壓阻尼器、粘彈性阻尼器以及粘性阻尼器之分析。

- (3) 多自由度制震構造之設計評估方法

包含鋼材阻尼器、液態油壓阻尼器、粘彈性阻尼器、粘性阻尼器以及間柱型鋼材阻尼器之分析。

- (4) 制震構造之歷時分析
- (5) 制震構造之分析模型
- (6) 安裝設計
- (7) 品質管理

(8) 施工規劃

(9) 維護管理

捌、JSSI 免震構造施工標準 2005（社團法人日本免震構造協會）

本施工標準涵蓋隔震裝置之品質與製作管理、隔震建築物之隔震層施工、隔震構材設置、以及相關部分施工，本研究將其作為第九章隔震建築設計中實體測試與品質保證測試之參考，並配合國內製作與施工環境條件。本文獻大致內容如下：

(1) 品質管理

包括相關管理體制與施工計畫書內容規定。

(2) 製作管理

包含隔震裝置、阻尼器（降伏型、摩擦型與流體型）、積層橡膠隔震支承底板、設備管線連接設計以及建物以外之相關設計。

(3) 安裝前檢查

包含隔震裝置、阻尼器以積層橡膠隔震支承底板。

(4) 安裝施工設計

包括相關流程設計、水平束制構材（避免隔震裝置之水平位移影響上部結構施工）與隔震裝置之保管維護。

(5) 隔震層之施工

包含施工流程圖、相關注意事項、底板下部充填工法、設備管線連接施工、以及建物以外之相關設計。

(6) 安全管理

(7) 施工時檢查

隔震構材設置精度與隔震層之檢查、

(8) 竣工時檢查

(9) 施工計畫注意事項

(10) 中間層隔震施工

玖、隔震結構設計（日本建築學會）

隔震裝置與結構柱一樣，必須長期承受建築物之重量，此外，在較大的水平變

形時，也必須有穩定性之要求。設計隔震裝置時與其他結構構件一樣，須滿足工程上要求的定量性，以確定其尺寸、材料及性能，因此就意義上而言，應與其他結構構件一般，稱之為隔震構件較為貼切。由隔震構件構成之機構稱之為隔震系統。

隔震支承大致可分為積層橡膠隔震支承、滑動隔震支承與滾動隔震支承。目前仍以積層橡膠隔震支承最為普遍使用，其根據材料之不同可分為「系列」，根據形狀之不同又可分為「類型」。天然橡膠支承墊中，天然橡膠材料占主要部份；高阻尼橡膠支承墊中使用了經過特殊調配之橡膠材料，具有吸收能量之功能；鉛心橡膠支承墊於橡膠支承中插入鉛棒，透過鉛棒變形吸收能量。

隔震系統按照功能可分為功能複合型與功能分離型。功能複合型隔震系統採用了高阻尼橡膠支承墊，或採用了鉛心橡膠支承墊等兼有阻尼器功能；分離型則是指天然橡膠支承墊加上額外阻尼器之類型。滑動隔震支承根據其阻尼器功能之大小，介於複合型與分離型間。隔震系統之基本性能檢定應包含如下：

- (1) 豎向承載性能
- (2) 變形性能
- (3) 回復性能
- (4) 耐久性
- (5) 品質與產品誤差

對於隔震支承，須將長期安定支持長期荷載之能力，以及由氣候變化造成之性能劣化控制在允許範圍內。隔震支承豎向荷載之同時亦須能產生水平變形，且須特別留意豎向荷載可能超出長期荷載之一倍。除有較大之變形能力外，亦須具備使建築物回復至原位置的剛度，其直接影響地震後殘留變形大小。一般認為，水平剛度愈小，隔震性能愈好，要提高分析與設計隔震建築之可靠性，則應使水平剛度與回復力特性不致隨著軸力變化而產生過大之變異。其次，定量掌握從微小變形至破壞變形之遲滯特性，以及壓力與速度相關性等因素也相當重要。隔震裝置不僅要有良好的力學性能與耐久性，還需具備穩定之品質，其係指製作精度、水平剛度與極限特性的偏差等要求。

隔震裝置之性能檢驗包括開發隔震裝置時進行的性能評定試驗，與安裝隔震裝置之前進行的產品性能檢驗。性能評定試驗（Pre-qualification Test）是為了提供設計力學模型數據，所進行之基本性能、極限性能與耐久性能，以及壓力、速度與溫度等相關性試驗。產品性能檢驗包括實體測試（Prototype Test）與性能保證測試

(Quality Control Test)，裝置性能檢驗利用實際產品確認性能評定試驗結果，其包括極限性能試驗；品質性能檢驗包括剛度之偏差範圍，以及產品有無缺陷等問題，原則上須進行包括材料與尺寸等檢驗。

因此設計隔震支承時，應根據隔震建築當初設計之變形量與目標性能，確定其尺寸、剛度與變形能力。隔震建築物在地震中的反應，大部分由隔震支承（週期特性）與阻尼器（有效阻尼比）之特性所支配。因此，設計上有可能為了調整週期與阻尼比，選擇搭配不同之隔震裝置，其種類或形狀之不同，造成水平方向之回復力特性亦不相同。

以積層橡膠隔震支承為例，影響其性能之要素包括：

- (1) 中心孔大小
- (2) 尺寸精度，特別是橡膠層的厚度與平行度之偏差
- (3) 夾層薄鋼板為露出型或埋入型
- (4) 夾層薄鋼板的厚度
- (5) 安裝部位傾斜和轉動剛度

其它隔震支承如滾動隔震支承，目前僅有一些特定裝置之試驗數據，因此現階段仍難闡明其一般特性，且多不為單獨使用。其性能評定項目概述如下：

- (1) 隔震支承的配置問題
- (2) 各隔震支承相關性
- (3) 豎向輸入地震力與傾覆彎矩對軸力變化與上下變形之影響
- (4) 無法預測之不同沉陷、施工精度與軸力變化之影響

目前隔震結構之設計概念主要為保留以往耐震設計之思路與方法，以及充分考慮隔震結構之固有特性。隔震結構使隔震層的剛度遠小於上部結構之剛度，同時使地震輸入能量全部集中在隔震層，如此輸入到上部結構之能量大大地減少，也就是說，一般建築物必須具備塑性能量吸收能力的各種約束條件自然就不存在，其可避免能量分佈預測之不確定性。因此，隔震建築之上部結構由水平震動產生的應力大大地減少，其只須具備足夠之強度來抵抗地震即可。根據能量之觀點，利用反應譜分析與非線性歷時分析來預測地震時之反應。

以下列出幾點日本隔震設計之參考：

1. 日本免震構造協會根據日本 358 棟隔震建築結構之設計成果統計顯示，隔震建築結構之有效週期有逐漸增長之趨勢，由早期之 2.5 秒逐漸增長至 3.5 秒或 4.0 秒。
2. 日本隔震設計規範建議，隔震層之偏心率小於 3%。考量施工精度，依據分析結果之最大考量位移留設隔震間隙時，宜加 5cm（或按施工精度規範之規定）施工容許誤差值。
3. 日本免震構造協會根據日本 358 棟隔震建築結構之設計成果統計顯示，隔震間隙 30~40 公分占 11%，40~50 公分占 50%，50~60 公分占 29%，60~70 公分占 8%。
4. 日本免震構造協會根據日本 358 棟隔震建築結構之設計成果統計顯示，建築結構之高寬比，只有 2 棟超過 4.0，超過 3.0 者約占 10%，其餘皆小於 3.0。
5. 紐西蘭 Rubbisin 教授對於傾倒之考量有：
 - (a) 隔震系統之最大考量位移量不要超過圓形隔震墊直徑的 70%，或者方型隔震墊邊長的 75%。
 - (b) 隔震系統之最大考量位移量，不要超過橡膠高度（不含加勁鋼板厚度）之 250%。
6. 日本隔震構材朝向產品規格化，設計人在規劃設計隔震建築物時，由市場上選定若干產品規格較相近者，進行設計檢核。該考量趨勢可避免每個案件之附加實體測試費用，惟每三年內應進行實體測試，以確認工廠製作品質的穩定控制能力。
7. 如果實體測試採用三年有效之品質認證精神時，建議隔震構材製作廠商，宜參考日本試驗規範進行產品之溫度相依性，面壓相依性及潛變效應等之產品特性試驗。

第四章 隔震與含被動消能系統設計章節條文暨解說之研修

民國 95 年 1 月 1 日公佈之最新版建築物耐震設計規範中，針對第九章隔震建築設計，以及第十章含被動消能系統建築物之設計相關條文及解說，本研究團隊已收集部份業界之問題與困擾項目，並經過數次開會討論後，就目前規範進行初步建議研修（可參考附錄一會議紀錄說明），並已舉辦兩次隔制震座談會，敦聘國內專家學者講習，邀請相關業界人士與會，針對目前規範與本研究建議之研修項目進行意見交流，彙整更多相關問題與建議。最後，著手進行示範例之研擬，以落實解決目前工程界面臨之疑惑與問題。

在本年度 12 月 29 日第二次專家學者座談會議後，除原研究團隊建議之研修內容外，並彙整各位與會專家學者之意見，最後建議之第九章與第十章規範研修內容請參考附錄二。

第一節 隔震建築設計

壹、建議研修內容說明

(1) 9.1.1—適用範圍

明訂本章所指之隔震系統，為一種或多種隔震元件及（或）阻尼元件所組成，在地震作用下，使結構週期延長，隔震元件及（或）阻尼元件消散大部分地震能量之系統。若本章規定所未能涵蓋之隔震系統，其所使用之分析原理與試驗得經特殊結構審查通過後使用。

(2) 9.1.4—基面之認定

基面係指地震輸入建築物之水平面，或可將其上方之構造視為振動體之水平面。對隔震建築結構而言，基面係指隔震層底面。在底層隔震建築結構中，一種是用隔震裝置支承包含地下室之整體建築，另一種則為在地下和地上部份之間設置隔震層，其對於基面之認知等於傳統結構之設計，不易造成認定上之誤解；若考慮為中間層或高樓層隔震建築結構，則其基面認定上須詳細說明。因此於解說中說明對基礎隔震建築結構而言，基面係指隔震層底面。

(3) 9.2.3—最小側向位移...9.2.3.2—設計總位移與最大總位移

考慮最大考量地震（回歸期 2500 年）下之最大總位移，其目的在計算隔震裝

置在承受垂直載重情況下，並考慮扭矩影響之最大位移，利用其訂定實體測試之側向位移，以確保其於以上之考量下不致發生不穩定之現象。本研究將利用一設計案例（於 4.1.3 節動力分析中詳述）比較 D_{TM} 與 D_{TD} ，並初步建議最大總位移 D_{TM} 之值不必大於 $1.5D_T$ ，且設計總位移 D_{TD} 所對應之剪應變不宜大於 200%。

(4) 9.2.5—最小設計水平總橫力

位於隔震系統下方之結構最小設計水平總橫力 $V_b = \frac{K_{eD}D_D}{0.8\alpha_y}$ ，位於隔震系統上方之結構其最小設計水平總橫力 $V_s = \frac{K_{eD}D_D}{\alpha_y}$ 。起始降伏地震力放大倍數 α_y 同第二章 2.9 節之規定。

(5) 9.2.6—地震力之豎向分配

補充說明本節地震力之豎向分配僅適用於基礎隔震。

(6) 9.2.10—層間相對側向位移及建築物之間隔...9.2.10.1—容許層間相對側向位移角

層間相對側向位移角，應不得超過 $0.005/\alpha_y$ 。若層間相對側向位移角高達 0.01，則上部結構本體已產生相當之破壞，意謂著隔震結構上部結構會發揮其韌性容量，其與隔震建築之基本精神（彈性設計）似乎有所衝突，亦不符合功能設計，因此建議刪除。

(7) 9.3—動力分析方法

由於相關研究與業界實際設計案例中發現，因設計地震（回歸期 475 年）下，上部結構僅允許發生彈性變位，然而在最大考量地震（回歸期 2500 年）下，上部結構允許發生韌性行為（即非彈性變形），因此可考慮上部結構之結構系統韌性容量。在進行最大考量地震下之非線性歷時分析後，隔震系統以上結構之韌性需求不會超過規定之容許韌性容量 R_{ia} ，也就是說，隔震結構之破壞不會由最大考量地震所控制。本研究利用一簡單之設計案例，利用靜力分析分別計算在設計地震與最大考量地震下，並考量不同地盤之影響，利用迭代計算設計位移 D_D 與最大位移 D_M ，分別計算位於隔震系統上方之結構，其設計水平總橫力 $V_{s,D}$ 與最大水平總橫力 $V_{s,M}$ ，如下式所述：

$$V_{s,D} = K_{eD}D_D$$

$$V_{s,M} = \frac{K_{eM}D_M}{R_{ia}}$$

其中 $V_{s,D}$ 等於規範 9.2.5.2 節中 V_S 所述之計算， $V_{s,M}$ 為最大考量地震下考慮結構系統地震力折減係數 F_u 之等效總橫力（參考第 2.9 節起始降伏地震力放大倍數與結

構系統地震力折減係數，當 $T > T_o^D$ 時， $F_u = R_{ia}$ 。

以下以兩鉛心橡膠支承墊設計分析案例說明。案例一中假設隔震結構上部重量 $W = 2110.3 \text{ ton}$ ，結構系統韌性容量 $R = 4$ ，因此在一般地盤 $R_{ia} = 1 + \frac{R-1}{1.5} = 3.0$ ，在台北盆地 $R_{ia} = 1 + \frac{R-1}{2.0} = 2.5$ ，支承墊個數 $N = 18$ 。案例二中假設隔震結構上部重量 $W = 10850.7 \text{ ton}$ ，結構系統韌性容量 $R = 4$ ，因此在一般地盤 $R_{ia} = 1 + \frac{R-1}{1.5} = 3.0$ ，在台北盆地 $R_{ia} = 1 + \frac{R-1}{2.0} = 2.5$ ，支承墊個數 $N = 24$ 。詳細支承墊性質如表 4.1 所述。

表 4.1 鉛心橡膠支承墊設計參數

(A) 分析案例一

剪切彈性模量(N/mm^2)		直徑 d(cm)	1 次形狀係數	$t_r(mm)$	2 次形狀係數	總厚度 $nt_r(mm)$
0.392		40.000	26.300	3.802	5.840	68.493
$K_d(kN/m)$	$K_d(tf/m)$	$Q_d(kN)$	$Q_d(tf)$	NQ_d/W	$F_y(tf)$	$D_y(m)$
724.000	73.802	57.506	5.862	0.050	6.513	0.009

(B) 分析案例二

$K_d(kN/m)$	$K_d(tf/m)$	$Q_d(kN)$	$Q_d(tf)$	NQ_d/W	$F_y(tf)$	$D_y(m)$
1471.5	150	24.25	25	0.055	18.9	0.0061

設計位移 D_D 、最大位移 D_M 、設計水平總橫力 $V_{S,D}$ 與最大水平總橫力 $V_{S,M}$ 於各類地盤之分析結果如表 4.2~4.9。於此僅列出案例一之第一、第二以及第三類地盤分析結果（如表 4.2~4.4），以及案例一之臺北盆地一至四區分析結果（如表 4.5），以進行在不同工址短週期設計與最大水平譜加速度係數 S_{DS} 、 S_{MS} ，以及一秒週期設計與最大水平譜加速度係數 S_{DI} 、 S_{MI} 組合下之比較。分析結果顯示如下

(A) 分析案例一

(1) 第一類地盤

D_M/D_D 最小為 1.171 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.7, 0.45, 1.0, 0.5)$)、 $(0.8, 0.45, 0.9, 0.5)$ 、 $(0.8, 0.45, 1.0, 0.5)$ ，最大為 2.094 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.6, 0.3, 0.8, 0.5)$)。

$V_{s,M}/V_{s,D}$ 大約介於 0.371~0.522 之間。

(2) 第二類地盤

D_M/D_D 最小為 1.025 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.7, 0.54, 1.0, 0.55)$)、 $(0.8, 0.54, 0.9, 0.55)$ 、 $(0.8, 0.54, 1.0, 0.55)$ ，最大為 1.355 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.66, 0.45, 0.8, 0.55)$)。

$V_{s,M}/V_{s,D}$ 大約介於 0.339~0.411 之間。

(3) 第三類地盤

D_M/D_D 最小為 1.158 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.77, 0.63, 1.0, 0.7)$ 、 $(0.8, 0.63, 0.9, 0.7)$ 、 $(0.8, 0.63, 1.0, 0.7)$)，最大為 2.123 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.72, 0.42, 0.8, 0.7)$)。

$V_{s,M}/V_{s,D}$ 大約介於 0.373~0.571 之間。

(4) 臺北盆地

D_M/D_D 因不同區而有不同之設計結果，大約為 1.5 左右。 $V_{s,M}/V_{s,D}$ 大約在 0.55 左右。

(B) 分析案例二

(1) 第一類地盤

D_M/D_D 最小為 1.178 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.7, 0.45, 1.0, 0.5)$ 、 $(0.8, 0.45, 0.9, 0.5)$ 、 $(0.8, 0.45, 1.0, 0.5)$)，最大為 2.187 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.6, 0.3, 0.8, 0.5)$)。

$V_{s,M}/V_{s,D}$ 大約介於 0.363~0.473 之間。

(2) 第二類地盤

D_M/D_D 最小為 1.031 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.7, 0.54, 1.0, 0.55)$ 、 $(0.8, 0.54, 0.9, 0.55)$ 、 $(0.8, 0.54, 1.0, 0.55)$)，最大為 1.361 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.66, 0.45, 0.8, 0.55)$)。

$V_{s,M}/V_{s,D}$ 大約介於 0.339~0.394 之間。

(3) 第三類地盤

D_M/D_D 最小為 1.161 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.77, 0.63, 1.0, 0.7)$ 、 $(0.8, 0.63, 0.9, 0.7)$ 、 $(0.8, 0.63, 1.0, 0.7)$)，最大為 2.124 ($(S_{DS}, S_{DI}, S_{MS}, S_{MI}) = (0.72, 0.42, 0.8, 0.7)$)。

$V_{s,M}/V_{s,D}$ 大約介於 0.367~0.513 之間。

(4) 臺北盆地

D_M/D_D 因不同區而有不同之設計結果，大約為 1.5 左右。 $V_{s,M}/V_{s,D}$ 大約在 0.5~0.55 左右。

由以上比較可發現， D_M/D_D 之差異性相當大，其受到隔震支承降伏後勁度之影響甚大，然而 $D_{TM}/D_{TD} = D_M/D_D$ ，因此考慮建議最大總位移 D_{TM} 納入一限制條件 $D_{TM} \leq 1.5D_{TD}$ 。另外，分析結果顯示 $V_{s,M}/V_{s,D}$ 均小於 1，表示隔震建築物進行最大考量地震下之非線性歷時分析，隔震系統上部之結構體產生降伏，但其使用之韌性會小於規定之容許韌性容量。因此本研究建議可考慮刪除隔震建築物最大考量地震下之非線性歷時分析之檢核，設計概念上以回歸期 475 年地震作為設計地震力之依據，回歸期 2500 年地震作為最大位移之穩定性考量，以彰顯隔震建築物之效用與

增加結構設計上之效率。

針對符合第 9.2.1 節之規定者，若僅進行第 9.2 節設計靜力分析(彈性設計)，結構保持彈性，則須進行部份韌性配筋，但不需檢核強柱弱樑及極限層剪力。針對未能符合第 9.2.1 節之規定者，若僅進行設計回歸期為 475 年之動力分析，則須進行韌性配筋；若進行設計回歸期為 2500 年之動力分析，且考慮牆體之影響後，結構仍保持彈性，則不需考慮韌性配筋，亦不需檢核強柱弱樑及極限層剪力。

建議刪除部分包括 9.3.2 節隔震建築物之容許韌性容量、9.3.10.1 節容許層間相對側向位移角第二、三段（並修訂最大層間相對側向位移角不得超過 $0.005/\alpha_y$ ）、以及 9.3.11 節極限層剪力強度之檢核。

目前分析案例僅針對鉛心橡膠支承墊，本研究仍須進一步針對其它隔震支承進行分析佐證。

表 4.2 案例一：第一類地盤隔震設計

S_{DS}	S_{DI}	S_{MS}	S_{MI}	S_{MS}/S_{DS}	S_{MI}/S_{DI}	D_D (m)	K_{eD} (tf/m)	T_{eD} (s)	$V_{s,D}$	D_m (m)	K_{em} (tf/m)	T_{em} (s)	$V_{s,M}$	D_M/D_D	$V_{s,M}/V_{s,D}$
0.50	0.30	0.70	0.40	1.400	1.333	0.085	142.800	1.818	218.484	0.129	119.200	1.989	92.261	1.518	0.422
0.50	0.30	0.70	0.45	1.400	1.500	0.085	142.800	1.818	218.484	0.152	112.400	2.049	102.509	1.788	0.469
0.50	0.30	0.80	0.40	1.600	1.333	0.085	142.800	1.818	218.484	0.129	119.200	1.989	92.261	1.518	0.422
0.50	0.30	0.80	0.45	1.600	1.500	0.085	142.800	1.818	218.484	0.152	112.400	2.049	102.509	1.788	0.469
0.50	0.35	0.70	0.45	1.400	1.286	0.107	128.600	1.915	247.684	0.152	112.400	2.049	102.509	1.421	0.414
0.50	0.35	0.70	0.50	1.400	1.429	0.107	128.600	1.915	247.684	0.178	106.700	2.103	113.956	1.664	0.460
0.60	0.30	0.70	0.40	1.167	1.333	0.085	142.800	1.818	218.484	0.129	119.200	1.989	92.261	1.518	0.422
0.60	0.30	0.80	0.45	1.333	1.500	0.085	142.800	1.818	218.484	0.152	112.400	2.049	102.509	1.788	0.469
0.60	0.30	0.80	0.50	1.333	1.667	0.085	142.800	1.818	218.484	0.178	106.700	2.103	113.956	2.094	0.522
0.60	0.35	0.80	0.50	1.333	1.429	0.107	128.600	1.915	247.684	0.178	106.700	2.103	113.956	1.664	0.460
0.60	0.35	0.80	0.45	1.333	1.286	0.107	128.600	1.915	247.684	0.152	112.400	2.049	102.509	1.421	0.414
0.60	0.35	0.90	0.50	1.500	1.429	0.107	128.600	1.915	247.684	0.178	106.700	2.103	113.956	1.664	0.460
0.60	0.35	0.90	0.55	1.500	1.571	0.107	128.600	1.915	247.684	0.206	102.300	2.148	126.443	1.925	0.511
0.70	0.35	0.80	0.50	1.143	1.429	0.107	128.600	1.915	247.684	0.178	106.700	2.103	113.956	1.664	0.460
0.70	0.35	0.90	0.50	1.286	1.429	0.107	128.600	1.915	247.684	0.178	106.700	2.103	113.956	1.664	0.460
0.70	0.40	0.90	0.50	1.286	1.250	0.129	119.200	1.989	276.782	0.178	106.700	2.103	113.956	1.380	0.412
0.70	0.40	0.90	0.55	1.286	1.375	0.129	119.200	1.989	276.782	0.206	102.300	2.148	126.443	1.597	0.457
0.70	0.45	1.00	0.50	1.429	1.111	0.152	112.400	2.049	307.526	0.178	106.700	2.103	113.956	1.171	0.371
0.80	0.40	0.90	0.55	1.125	1.375	0.129	119.200	1.989	276.782	0.206	102.300	2.148	126.443	1.597	0.457
0.80	0.40	1.00	0.55	1.250	1.375	0.129	119.200	1.989	276.782	0.206	102.300	2.148	126.443	1.597	0.457
0.80	0.45	1.00	0.50	1.250	1.111	0.152	112.400	2.049	307.526	0.178	106.700	2.103	113.956	1.171	0.371

0.80	0.45	0.90	0.50	1.125	1.111	0.152	112.400	2.049	307.526	0.178	106.700	2.103	113.956	1.171	0.371
0.80	0.45	0.90	0.55	1.125	1.222	0.152	112.400	2.049	307.526	0.206	102.300	2.148	126.443	1.355	0.411
0.80	0.45	1.00	0.55	1.125	1.222	0.152	112.400	2.049	307.526	0.206	102.300	2.148	126.443	1.355	0.411

表 4.3 案例一：第二類地盤隔震設計

$F_a * S_{DS}$	$F_v * S_{DI}$	$F_a * S_{MS}$	$F_v * S_{MI}$	S_{MS}/S_{DS}	S_{MI}/S_{DI}	D_D (m)	K_{eD} (tf/m)	T_{eD} (sec)	$V_{s,D}$	D_m (m)	K_{em} (tf/m)	T_{em} (sec)	$V_{s,M}$	D_M/D_D	$V_{s,M}/V_{s,D}$
0.55	0.45	0.70	0.52	1.273	1.156	0.152	112.368	2.049	307.438	0.190	104.655	2.123	119.306	1.250	0.388
0.55	0.45	0.70	0.54	1.273	1.200	0.152	112.368	2.049	307.438	0.200	103.1	2.139	123.735	1.316	0.402
0.55	0.45	0.80	0.52	1.455	1.156	0.152	112.368	2.049	307.438	0.190	104.655	2.123	119.306	1.250	0.388
0.55	0.45	0.80	0.54	1.455	1.200	0.152	112.368	2.049	307.438	0.200	103.1	2.139	123.735	1.316	0.402
0.55	0.49	0.70	0.54	1.273	1.102	0.173	107.686	2.093	335.336	0.200	103.1	2.139	123.735	1.156	0.369
0.55	0.49	0.70	0.55	1.273	1.122	0.173	107.686	2.093	335.336	0.206	102.258	2.148	126.391	1.191	0.377
0.66	0.45	0.70	0.52	1.061	1.156	0.152	112.368	2.049	307.438	0.190	104.655	2.123	119.306	1.250	0.388
0.66	0.45	0.80	0.54	1.212	1.200	0.152	112.368	2.049	307.438	0.200	103.1	2.139	123.735	1.316	0.402
0.66	0.45	0.80	0.55	1.212	1.222	0.152	112.368	2.049	307.438	0.206	102.258	2.148	126.391	1.355	0.411
0.66	0.49	0.80	0.55	1.212	1.122	0.173	107.686	2.093	335.336	0.206	102.258	2.148	126.391	1.191	0.377
0.66	0.49	0.80	0.54	1.212	1.102	0.173	107.686	2.093	335.336	0.200	103.1	2.139	123.735	1.156	0.369
0.66	0.49	0.90	0.55	1.364	1.122	0.173	107.686	2.093	335.336	0.206	102.258	2.148	126.391	1.191	0.377
0.66	0.49	0.90	0.55	1.364	1.122	0.173	107.686	2.093	335.336	0.206	102.258	2.148	126.391	1.191	0.377
0.70	0.49	0.80	0.55	1.143	1.122	0.173	107.686	2.093	335.336	0.206	102.258	2.148	126.391	1.191	0.377
0.70	0.49	0.90	0.55	1.286	1.122	0.173	107.686	2.093	335.336	0.206	102.258	2.148	126.391	1.191	0.377
0.70	0.52	0.90	0.55	1.286	1.058	0.189	104.818	2.122	356.591	0.206	102.258	2.148	126.391	1.090	0.354
0.70	0.52	0.90	0.55	1.286	1.058	0.189	104.818	2.122	356.591	0.206	102.258	2.148	126.391	1.090	0.354
0.70	0.54	1.00	0.55	1.429	1.019	0.201	102.966	2.141	372.532	0.206	102.258	2.148	126.391	1.025	0.339
0.80	0.52	0.90	0.55	1.125	1.058	0.190	104.655	2.123	357.919	0.206	102.258	2.148	126.391	1.084	0.353
0.80	0.52	1.00	0.55	1.250	1.058	0.190	104.655	2.123	357.919	0.206	102.258	2.148	126.391	1.084	0.353
0.80	0.54	1.00	0.55	1.250	1.019	0.201	102.966	2.141	372.532	0.206	102.258	2.148	126.391	1.025	0.339
0.80	0.54	0.90	0.55	1.125	1.019	0.201	102.966	2.141	372.532	0.206	102.258	2.148	126.391	1.025	0.339
0.80	0.54	0.90	0.55	1.125	1.019	0.201	102.966	2.141	372.532	0.206	102.258	2.148	126.391	1.025	0.339
0.80	0.54	1.00	0.55	1.125	1.019	0.201	102.966	2.141	372.532	0.206	102.258	2.148	126.391	1.025	0.339

表 4.4 案例一：第三類地盤隔震設計

$F_a * S_{DS}$	$F_v * S_{DI}$	$F_a * S_{MS}$	$F_v * S_{MI}$	S_{MS}/S_{DS}	S_{MI}/S_{DI}	D_D (m)	K_{eD} (tf/m)	T_{eD} (sec)	$V_{s,D}$	D_m (m)	K_{em} (tf/m)	T_{em} (sec)	$V_{s,M}$	D_M/D_D	$V_{s,M}/V_{s,D}$
0.60	0.48	0.77	0.56	1.283	1.167	0.167	108.904	2.081	327.365	0.212	101.453	2.156	129.048	1.269	0.394
0.60	0.45	0.77	0.63	1.283	1.400	0.152	112.368	2.049	307.438	0.253	97.0	2.206	147.204	1.664	0.479
0.60	0.48	0.80	0.56	1.333	1.167	0.167	108.904	2.081	327.365	0.212	101.453	2.156	129.048	1.269	0.394
0.60	0.45	0.80	0.63	1.333	1.400	0.152	112.368	2.049	307.438	0.253	97.0	2.206	147.204	1.664	0.479
0.60	0.53	0.77	0.63	1.283	1.200	0.192	104.333	2.127	360.576	0.253	97.0	2.206	147.204	1.318	0.408
0.60	0.49	0.77	0.70	1.283	1.429	0.173	107.686	2.093	335.336	0.293	93.809	2.243	164.916	1.694	0.492
0.72	0.48	0.77	0.56	1.069	1.167	0.167	108.904	2.081	327.365	0.212	101.453	2.156	129.048	1.269	0.394
0.72	0.45	0.80	0.63	1.111	1.400	0.152	112.368	2.049	307.438	0.253	97.0	2.206	147.204	1.664	0.479
0.72	0.42	0.80	0.70	1.111	1.667	0.138	116.280	2.014	288.840	0.293	93.809	2.243	164.916	2.123	0.571
0.72	0.49	0.80	0.70	1.111	1.429	0.173	107.686	2.093	335.336	0.293	93.809	2.243	164.916	1.694	0.492
0.72	0.53	0.80	0.63	1.111	1.200	0.192	104.333	2.127	360.576	0.253	97.0	2.206	147.204	1.318	0.408
0.72	0.49	0.90	0.70	1.250	1.429	0.173	107.686	2.093	335.336	0.293	93.809	2.243	164.916	1.694	0.492

0.72	0.49	0.90	0.77	1.250	1.571	0.173	107.686	2.093	335.336	0.336	91.249	2.274	183.957	1.942	0.549
0.77	0.49	0.80	0.70	1.039	1.429	0.173	107.686	2.093	335.336	0.293	93.809	2.243	164.916	1.694	0.492
0.77	0.49	0.90	0.70	1.169	1.429	0.173	107.686	2.093	335.336	0.293	93.809	2.243	164.916	1.694	0.492
0.77	0.56	0.90	0.70	1.169	1.250	0.212	101.453	2.156	387.145	0.293	93.809	2.243	164.916	1.382	0.426
0.77	0.56	0.90	0.77	1.169	1.375	0.212	101.453	2.156	387.145	0.336	91.249	2.274	183.957	1.585	0.475
0.77	0.63	1.00	0.70	1.299	1.111	0.253	96.972	2.206	441.611	0.293	93.809	2.243	164.916	1.158	0.373
0.80	0.56	0.90	0.77	1.125	1.375	0.212	101.453	2.156	387.145	0.336	91.249	2.274	183.957	1.585	0.475
0.80	0.56	1.00	0.77	1.250	1.375	0.212	101.453	2.156	387.145	0.336	91.249	2.274	183.957	1.585	0.475
0.80	0.63	1.00	0.70	1.250	1.111	0.253	96.972	2.206	441.611	0.293	93.809	2.243	164.916	1.158	0.373
0.80	0.63	0.90	0.70	1.125	1.111	0.253	96.972	2.206	441.611	0.293	93.809	2.243	164.916	1.158	0.373
0.80	0.63	0.90	0.77	1.125	1.222	0.253	96.972	2.206	441.611	0.336	91.249	2.274	183.957	1.328	0.417
0.80	0.63	1.00	0.77	1.125	1.222	0.253	96.972	2.206	441.611	0.336	91.249	2.274	183.957	1.328	0.417

表 4.5 案例一：臺北盆地隔震設計

	S_{DS}	S_{D1}	S_{MS}	S_{M1}	S_{MS}/S_{DS}	S_{M1}/S_{D1}	D_D (m)	K_{eD} (tf/m)	T_{eD} (sec)	$V_{s,D}$	D_m (m)	K_{em} (tf/m)	T_{em} (sec)	$V_{s,M}$	D_M/D_D	$V_{s,M}/V_{s,D}$
台北一區	0.60	0.96	0.80	1.28	1.333	1.333	0.498	85.600	2.348	767.318	0.735	81.800	2.402	432.886	1.476	0.564
台北二區	0.60	0.78	0.80	1.04	1.333	1.333	0.372	89.600	2.295	599.962	0.557	84.300	2.366	338.077	1.497	0.563
台北三區	0.60	0.63	0.80	0.84	1.333	1.333	0.276	95.000	2.229	471.960	0.410	88.100	2.314	260.071	1.486	0.551
台北四區	0.60	0.51	0.80	0.68	1.333	1.333	0.202	102.800	2.142	373.781	0.308	92.800	2.255	205.793	1.525	0.551

(8) 9.3.8—非線性動力分析

補充說明若使用七組、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。

(9) 9.4.2—隔震系統...9.4.2.3—防火

現行耐震設計規範中規定隔震系統與消能系統須具有適當之防火保護，使其防火時效與建築物之柱、梁、牆、樓版或其他構材之防火時效一致。本研究建議如下：

目前隔震層防火措施為隔絕任何產生火源之可能性（即禁止人員進入，或無照明或其他電力設備易造成電線走火之裝置），並於其表面噴防火漆，或利用防火板包覆以達阻絕之功效。以上之作法可適用於底層隔震，但若是中間層（高層）隔震，建商或業主基於容積率之考量，勢必無法將隔震層禁止使用（甚至有案例將其規劃為停車場），如此將無法徹底隔絕火源，因此有其檢討之空間。另外建議隔震系統之防火時效須大於建築物之柱、梁、牆、樓版或其他構材之防火時效，以確保隔震層於發生火災時最後破壞。

(10) <9.4.2.7—傾倒>

建築物隔震系統之傾倒力矩以設計地震力之 1.5 倍計算，抗傾倒力矩依照隔震系統上部構造物重量之 0.9 倍計算，其隱含意義為限制隔震系統上部構造物之高寬比，使其隔震元件較不易產生局部上舉。

(11) <9.5.1—通則>

供應商於三年內已有原設計相似型式與尺寸之隔震元件測試結果，該結果並經簽證技師核可者，得不須進行實體測試，但仍應依本規範規定進行性能保證測試。

相似尺寸意指於國內已有使用案例，且經本規範規定之實體測試流程通過者。相似尺寸定義為隔震支承之尺寸與設計參數（設計位移 D_D 、有效勁度 K_{eD} 與消能面積 A_T ）相差 15% 以內者。供應商測試報告之有效期限為三年。

(12) 測試建議

實體測試與性能保證測試中有關位移條件之試驗，本研究建議位移與垂直載重條件，以及剪應變與垂直壓應力條件兩者並行（考量如滑動隔震支承或滾動隔震支承無法定義剪應變），如此可降低設計時因尺寸略作變更，而須重新進行實體測試之困擾。並建議垂直壓應力以定量表示。並增加隔震系統中消能元件之實體試驗與性能保證試驗條件，使試驗內容更為健全。

表 4.6 與 4.7 分別為鉛心橡膠支承墊實體測試與性能保證測試中，針對建議修正內容之測試設計案例。

表 4.6 鉛心橡膠支承墊實體測試順序及結果檢核建議案例

試驗順序	壓應力 (N/mm ²)	循環次數	剪應變 (%)	載重持續 (min)	加載速度 (cm/min)	合格 條件	備註
1	15			10			試驗完成靜置15分鐘後進行 試驗順序 2
2-1	0					說明1	(1)試驗順序2之載重增量/減 量，應於1.5~3.0分鐘內完 成。 (2)載重增量/減量，應持續 載重30秒，然後記錄垂直載 重及垂直變位。
2-2	2.5						
2-3	5						
2-4	7.5						
2-5	10						
2-6	12.5						
2-7	15						
2-8	20						
2-9	15						
2-10	12.5						
2-11	10						
2-12	7.5						
2-13	5						
2-14	2.5						
2-15	0						
3	15			10		說明 2	
4	15	20				說明 3	
5	5	3	50		≥100	說明 4及5	
6	10	3	50		≥100	說明 4及5	
7	15	3	50		≥100	說明 4及5	
8	20	3	50		≥100	說明 4及5	
9	5	3	100		≥100	說明 4及5	
10	10	3	100		≥100	說明 4及5	
11	15	3	100		≥100	說明 4及5	
12	20	3	100		≥100	說明 4及5	
13	5	3	150		≥100	說明 4及5	
14	10	3	150		≥100	說明 4及5	
15	15	3	150		≥100	說明 4及5	
16	20	3	150		≥100	說明 4及5	
17	5	3	200		≥100	說明 4及5	
18	10	3	200		≥100	說明 4及5	
19	15	3	200		≥100	說明 4及5	
20	20	3	200		≥100	說明 4及5	
21	5	3	250		≥100	說明 4及5	
22	10	3	250		≥100	說明 4及5	
23	15	3	250		≥100	說明 4及5	
24	20	3	250		≥100	說明 4及5	
25	15	3	200		≥100	說明 4、5及6	
26a	10	5	200		≥100	說明 7及8	
26b	10	5	200		≥100		
27	15	3	300		≥100	說明 9	
28	2	3	300		≥100	說明 9	

說明：

- 垂直勁度 K_v 變異度應在 $\pm 20\%$ 範圍內
- 試驗載重解載前，應仔細查看紀錄支承墊之
 - 內部鋼板與橡膠間之結合性，
 - 內部鋼板與橡膠間層間缺損，
 - 橡膠表面裂損，
 - 鋼材降伏或開裂
- 水平力 40 KN 作用下，最大位移量(Dmax)不大於 7mm
- 每一試驗位移下任一循環的有效勁度與其三個循環的平均有效勁度差異在 $\pm 10\%$ 範圍內
- 所有兩個試體的平均有效勁度值之差異在 $\pm 10\%$ 範圍內
- 試驗位移下之三個循環，試體之平均有效勁度值與設計之有效勁度值差值不得超過15%。
試體之平均有效阻尼比及消能能量不得小於設計值之等效阻尼比及消能能量的85%
- 分兩次試驗，每次5個載重循環
- 任一循環之有效勁度與第一循環之差在 $\pm 20\%$ 範圍內；
任一循環之消能能量不得小於第一循環之 70%
- 隔震墊保持穩定狀態，亦即勁度仍呈正值增量，並且不得有明顯之破壞
- 每一種試驗之載重循環之間可有 約20 分鐘間隔時間
- 載重試驗時之室溫為 $20^\circ\text{C} \pm 5^\circ\text{C}$
- 每一種試驗應繪製應力-應變曲線，並記載各種載重循環之最大位移、最大載重、有效勁度(K_{eff})、特徵降伏力(Q_d)、遲滯曲線面積(A_T)、測試速度(V)及降伏勁度(K_d)

(資料來源：國家地震中心提供)

表 4.7 鉛心橡膠支承墊性能保證測試順序及結果檢核建議案例

試驗順序	壓應力 (N/mm ²)	循環次數	剪應變 (%)	載重持續 (min)	加載速度 (cm/min)	合格 條件	備註
1	200			5		說明 1	
2	100	3	200		≥100	說明 1&2	

說明：

1. 垂直勁度 K_v 變異度應在 $\pm 20\%$ 範圍內
2. 試驗載重解載前，應仔細查看紀錄支承墊之
 - (1) 橡膠的膨脹突出，
 - (2) 內部鋼片與橡膠層墊間接合不良或層間缺損，
 - (3) 橡膠表面裂損不能產生三道或三道以上大於 2mm 寬、2mm 深的裂縫
 - (4) 鋼材降伏或開裂
3. 個別和平均 K_{eff} 和設計值差異不超過 $\pm 15\%$ ，等效阻尼比不得小於設計值的 85%
4. 每個載重循環之間可有 約 20 分鐘間隔時間
5. 載重試驗時之室溫為 $20^\circ\text{C} \pm 5^\circ\text{C}$
6. 循環次數三次係不包含第一次循環
7. 每一種試驗應繪製應力-應變曲線，並記載各種載重循環之最大位移、最大載重、有效勁度(K_{eff})、遲滯曲線面積(AT)及測試速度(V)

(資料來源：國家地震中心提供)

貳、建議研修內容與原規範內容比較

相關比較可參考表 4.8 更為清楚。

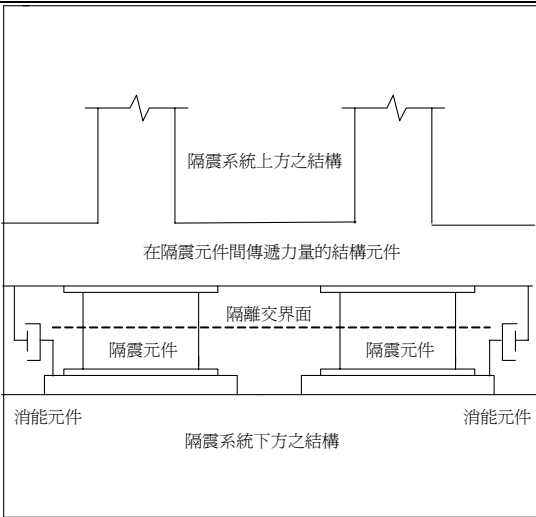
表 4.8 第九章建議研修內容與原規範內容比較

	第九章原規範條文解說 (95.1.1)	第九章規範條文解說研修 (95.12.29)
9.1.1 適用範圍 (本文)	非建築結構物之隔震設計，得依照本章之規定辦理。	非建築結構物之隔震設計，得依照本章之規定辦理。 <u>本章規定所未能涵蓋之隔震系統，其所使用之分析原理與試驗得經特殊結構審查通過後使用。</u>
9.1.3 基本設計 要求 (解說)	本章所指之隔震系統，至少須具備下列基本要件： (1) 在垂直方向上具有足夠的剛性及承載容量來承受上部結構的重量。 隔震系統在垂直方向應具足夠剛性以承受上部結構重量為必備的先決條件，一個結構如不能安穩的承受本身的載重，則更不可能承受地震力之破壞。 (2) 在強震作用下，水平方向具有足夠的柔性以延長結構週期，隔離地震震波進入建築物，降低水平地震力。	變更至 9.1.1 適用範圍解說 本章所指之隔震系統，<u>為一種或多種隔震元件及（或）阻尼元件所組成，在地震作用下，使結構週期延長，隔震元件及（或）阻尼元件消散大部分地震能量之系統。其</u>至少須具備下列基本要件： (1) 在垂直方向上具有足夠的剛性及承載容量來承受上部結構的重量。 隔震系統在垂直方向應具足夠剛性以承受上部結構重量為必備的先決條件，一個結構如不能安穩的承受本

	較大的柔性代表結構具有較長的週期，因為一般地震的重要週期大多在0.1秒~1秒之間，而一般傳統建築的基本振動週期也大都在此範圍內，因此會有較大的震動。隔震系統可延長建築物的週期至2秒以上，使建築物因地震而產生的加速度反應(圖C9.1)可大量減少，故可降低地震力對建物之作用力。 (3) 具有消能裝置以控制建築物因週期延長所可能導致的位移增加。 由於隔震系統的高柔度，上部結構對於基礎可能會產生較大的相對位移，同時由圖C9.1的地震反應譜可看出，當結構週期增加時加速度反應會減小，但位移反應反而會增加。結構物的相對位移不能太大，否則會造成結構不穩定，因此隔震系統須有消能裝置以減少相對位移。 (4) 須具足夠之水平勁度以抵抗風力。 雖然在抗震方面，隔震系統若具有越低的水平勁度越好，但是它仍應具有最低適宜的水平勁度以抵抗風力。 (5) 須具足夠的回復勁度(recenter stiffness)，使隔震結構在經過地震後能夠回復到原來位置。 (6) 基於耐震防災設計之需求，隔震系統需考量第二道之防制系統，以免發生意外之狀況。 第二防制系統的設計，以不影響隔震系統於設計地震作用下之功能為原則。任一隔震系統有其能承受之極限設計地震，超出此極限地震時，則隔震系統將因過大的變位反而失去其功能。為防止因隔震失去功能而造成結構物的毀損傾倒，故一隔震系統建築仍須有第二道之防制系統，以提供意外時之保護。	身的載重，則更不可能承受地震力之破壞。 (2) 在強震作用下，水平方向具有足夠的柔性以延長結構週期，隔離地震震波進入建築物，降低水平地震力。 較大的柔性代表結構具有較長的週期，因為一般地震的重要週期大多在0.1秒~1秒之間，而一般傳統建築的基本振動週期也大都在此範圍內，因此會有較大的震動。隔震系統可延長建築物的週期至2秒以上，使建築物因地震而產生的加速度反應(圖C9.1)可大量減少，故可降低地震力對建物之作用力。 (3) 具有消能裝置以控制建築物因週期延長所可能導致的位移增加。 由於隔震系統的高柔度，上部結構對於基礎可能會產生較大的相對位移，同時由圖C9.1的地震反應譜可看出，當結構週期增加時加速度反應會減小，但位移反應反而會增加。結構物的相對位移不能太大，否則會造成結構不穩定，因此隔震系統須有消能裝置以減少相對位移。 (4) 須具足夠之水平勁度以抵抗風力。 雖然在抗震方面，隔震系統若具有越低的水平勁度越好，但是它仍應具有最低適宜的水平勁度以抵抗風力。 (5) 須具足夠的回復勁度(recenter stiffness)，使隔震結構在經過地震後能夠回復到原來位置。 (6) 基於耐震防災設計之需求，隔震系統得考量第二道之防制系統，以免發生意外之狀況。 第二防制系統的設計，以不影響隔震系統於設計地震作用下之功能為原則。任一隔震系統有其能承受之極限設計地震，超出此極限地震時，則隔震系統將因過大的變位反而失去其功能。為防止因隔震失
--	--	--

		去功能而造成結構物的毀損傾倒，故一隔震系統建築仍須有第二道之防制系統，以提供意外時之保護。
9.1.4 基面之認定 (本文)	基面係指地震輸入建築物之水平面，或可將其上方之構造視為振動體之水平面。對隔震建築結構而言，基面係指隔震層底面。	基面係指地震輸入建築物之水平面，或可將其上方之構造視為振動體之水平面。對隔震建築結構而言， 基面係指隔震層底面。
9.1.4 基面之認定 (解說)	新增解說。	<u>對基礎隔震建築結構而言，基面係指隔震層底面。</u>
9.1.7 分析方法之選擇 (解說)	本章共提供三種不同分析方法以決定設計地震力。第一種方法是靜力分析法以簡單的側向力公式（與第二章的靜力方法相似），考慮震區、地盤類別及隔震結構的週期和阻尼等，以決定設計位移及設計地震力，適用於能符合9.2.1節規定之幾何形狀與動力行為較為單純的隔震建築物。對於幾何形狀較複雜或特別柔軟等之不能符合9.2.1節規定的隔震建築物則除應使用動力分析法（反應譜分析或歷時分析）進行設計地震下之分析，還應使用非線性歷時分析進行最大考量地震下之分析，以決定隔震建築物於設計地震及最大考量地震下的尖峰反應。	本章共提供三種不同分析方法以決定設計地震力。第一種方法是靜力分析法以簡單的側向力公式（與第二章的靜力方法相似），考慮震區、地盤類別及隔震結構的週期和阻尼等，以決定設計位移及設計地震力，適用於能符合9.2.1節規定之幾何形狀與動力行為較為單純的隔震建築物。對於幾何形狀較複雜或特別柔軟等之不能符合9.2.1節規定的隔震建築物則除應使用動力分析法（反應譜分析或歷時分析）進行設計地震下之分析， 還應使用非線性歷時分析進行最大考量地震下之分析，以決定隔震建築物於設計地震及最大考量地震下的尖峰反應。
9.2 靜力分析方法 9.2.3.2 設計總位移與最大總位移 (本文)	隔震系統中之隔震元件設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM} 應包含隔震系統以上結構質心與隔震系統剛心不重合及隔震系統以上結構質心估計不準而引起之意外扭轉所造成之額外位移；而此類扭矩之計算，應考慮隔震系統之有效勁度在空間上之分佈及隔震系統以上結構質量偏心之最劣位置。其設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM} 不得小於下式所設定之值： $D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (9-2a)$ $D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (9-2b)$	隔震系統中之隔震元件設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM} 應包含隔震系統以上結構質心與隔震系統剛心不重合及隔震系統以上結構質心估計不準而引起之意外扭轉所造成之額外位移；而此類扭矩之計算，應考慮隔震系統之有效勁度在空間上之分佈及隔震系統以上結構質量偏心之最劣位置。其設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM} <u>依下式計算：</u> $D_M = \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] S_{aM} T_{eM}^2 / B \quad (9-2)$ $D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (9-3a)$

	$D_M = \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] S_{aM} T_{eM}^2 / B \quad (9-3)$	$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (9-3b)$ <u>D_{TM}之值不必大於$1.5D_{TD}$</u>
9.2 靜力分析方法 9.2.3.2 設計總位移與最大總位移 (解說)	由於扭轉而造成額外增加之位移，對於那些勁度集中在建築物周圍的隔震系統或某些滑移型的隔震系統，減小質量偏心將有助於降低扭轉所造成之位移，故設計總位移與最大總位移若經計算證明較(9-2)式小，則可取該較小之值，但設計總位移亦不得小於設計位移D_D與最大總位移不得小於最大考量位移D_M之1.1倍。 最大總位移D_{TM}係考慮工址所能預期之最大考量地震地表搖動程度計算所得隔震系統中隔震元件之側向位移，包含因實際及意外扭轉造成之額外位移，用於下列情況：	由於扭轉而造成額外增加之位移，對於那些勁度集中在建築物周圍的隔震系統或某些滑移型的隔震系統，減小質量偏心將有助於降低扭轉所造成之位移，故設計總位移與最大總位移若經計算證明較(9-3)式小，則可取該較小之值，但設計總位移亦不得小於設計位移D_D與最大總位移不得小於最大考量位移D_M之1.1倍，<u>且設計總位移D_{TD}所對應之剪應變不宜大於200%。</u> 最大總位移D_{TM}係考慮工址所能預期之最大考量地震地表搖動程度計算所得隔震系統中隔震元件之側向位移，<u>其計算結果不必大於$1.5D_{TD}$，D_{TM}包含因實際及意外扭轉造成之額外位移，用於下列情況：</u>
9.2.4 有效振動週期及阻尼比修正係數 (本文)	$\xi_{eM} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{A_{TM}}{K_{eD} D_M^2} \right] \quad (9-6b)$	<u>$\xi_{eM} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{A_{TM}}{K_{eM} D_M^2} \right] \quad (9-6b)$</u>
9.2.5.1 位於隔震系統下方之結構 (本文)	$V_b = \frac{K_{eD} D_D}{0.8} \quad (9-7)$	<u>$V_b = \frac{K_{eD} D_D}{0.8\alpha_y} \quad (9-7)$</u>
9.2.5.1 位於隔震系統下方之結構 (解說)	隔震系統之示意圖如圖C9.3所示。傳入隔震系統下方結構之總橫力 V_b ，在設計時不必再乘以載重係數。	隔震系統之示意圖如圖C9.3所示。傳入隔震系統下方結構之總橫力 V_b ，在設計時不必再乘以載重係數。 <u>其中起始降伏地震力放大倍數α_y同第二章2.9節之規定。</u>

		 圖 C9.3 隔震系統示意圖
9.2.5.2 位於隔震系統上方之結構 (本文)	$V_S = K_{eD} D_D$ (9-8)	$\underline{V_S = \frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y}} \quad (9-8)$
9.2.5.2 位於隔震系統上方之結構 (解說)	$K_{eD} D_D$ 為由隔震系統傳入上部結構之水平力，即 $K_{eD} D_D$ 為上部結構之彈性設計地震力。由於隔震的原理是隔絕大部分的震動進入結構而不希望於設計地震下建築物的上部結構有任何桿件產生降伏，故於設計地震下不考慮結構系統地震力折減係數 F_u，且設計隔震系統上方結構時，此總橫力 V_S 不必再乘以載重係數。	$K_{eD} D_D$ $\frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y}$ 為由隔震系統傳入上部結構之水平力，即 $K_{eD} D_D$ $\frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y}$ 為上部結構之彈性設計地震力，<u>其中起始降伏地震力放大倍數 α_y 同第二章 2.9 節之規定</u>。由於隔震的原理是隔絕大部分的震動進入結構而不希望於設計地震下建築物的上部結構有任何桿件產生降伏，故於設計地震下不考慮結構系統地震力折減係數 F_u，<u>且設計隔震系統上方結構時，此總橫力 V_S 不必再乘以載重係數。</u>
9.2.6 地震力之豎向分配 (解說)	新增解說。	<u>本節地震力之豎向分配僅適用於基礎隔震。</u>
9.2.10.1 容許層間相對側向位移角 (本文)	隔震系統上方之結構，在設計地震力作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角，應不得超過 0.005。計算位移時應考慮平移與扭轉位移。	隔震系統上方之結構，在設計地震力作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角，應不得超過 0.005 <u>$0.005/\alpha_y$</u>。計算位移時應考慮平移與扭轉位移。

	若能證明非結構構材能承受較大層間變位而不致產生影響生命安全之破壞時，上述限制可酌予放寬，但不得超過 0.01。	若能證明非結構構材能承受較大層間變位而不致產生影響生命安全之破壞時，上述限制可酌予放寬，但不得超過 0.01。
9.3 動力分析方法 9.3.1 適用範圍 (解說)	新增解說。	<u>針對符合第9.2.1節之規定者，若僅進行第9.2節設計靜力分析(彈性設計)，結構保持彈性，則須進行部份韌性配筋，但不需檢核強柱弱樑及極限層剪力。針對未能符合第9.2.1節之規定者，若僅進行設計回歸期為475年之動力分析，則須進行韌性配筋；若進行設計回歸期為2500年之動力分析，且考慮牆體之影響後，結構仍保持彈性，則不需考慮韌性配筋，亦不需檢核強柱弱樑及極限層剪力。</u>
9.3.2 隔震建築物之容許韌性容量 (本文)	對隔震建築物未能符合第 9.2.1 節之規定者，除考量設計地震下之分析與檢核，還須進行最大考量地震下之非線性歷時分析，並檢核隔震系統以上結構之韌性需求不得超過容許韌性容量 R_{ia}，其中 R_{ia} 依下式計算 一般工址與近斷層區域：$R_{ia} = 1 + \frac{R-1}{1.5}$ (9-11a) 臺北盆地：$R_{ia} = 1 + \frac{R-1}{2.0}$ (9-11b) 其中，R 為隔震系統以上結構之結構系統韌性容量，依表 1.2 之規定。	刪除本文。
9.3.2 隔震建築物之容許韌性容量 (解說)	對於隔震建築物未能符合第 9.2.1 節之規定者，因其動力行為較為複雜，所以除在設計地震下要求隔震系統以上結構保持彈性外，還進一步要求此類隔震建築物要進行最大考量地震下之非線性歷時分析，於此分析中，隔震系統上部之結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於(9-11)式規定之容許韌性容量，因此隔震系統上方結構物之結構構材應進行韌性設計，使能提供最大考量地震下之韌性需求。除此之外，此類隔震建築物還需依 9.3.10 節檢核其層間相對側向位移角及依 9.3.11 節檢核其極限層剪力強度。	刪除解說。
9.3.3 加速度反	反應譜分析採用之經阻尼比修正係數 $B(B_S$ 或 $B_I)$ 修正後之水平加速度反應譜	9.3.2 加速度反應譜

應譜 (本文)	S_{aD}/B ，依第三章表 3-1 之規定；非線性歷時分析所採用之水平加速度歷時紀錄，其 5% 阻尼比之反應譜需與水平加速度反應譜 S_{aD} 相符。	反應譜分析採用之經阻尼比修正係數 $B(B_S$ 或 $B_I)$ 修正後之水平加速度反應譜 S_{aD}/B ，依第三章表 3-1 之規定；非線性歷時分析所採用之水平加速度歷時紀錄，其 5% 阻尼比之反應譜需與水平加速度反應譜 S_{aD} 相符， <u>依第三章表 3-1 及 3.2 之規定，但長周期不受不得小於 $0.4S_{DS}$ 之限制。</u>
9.3.8 非線性動力分析 (本文)	新增本文。	9.3.7 非線性動力分析 <u>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。</u>
9.3.8 非線性動力分析 (解說)	參考第三章 3.6 節之解說。	參考第三章 3.6 節之解說。 <u>輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳，若以地震紀錄之反應譜在長周期 (T_{eD}) 範圍，應考量土壤之長周期反應特性。</u>
9.3.10 層間相對側向位移與建築物之間隔 9.3.10.1 容許層間相對側向位移角 (本文)	在設計地震下位於隔震系統上方之結構，由反應譜分析所得之最大層間相對側向位移角（包含：隔震系統之垂直變形所造成之位移角）不得超過 0.005。 在最大考量地震下位於隔震系統上方之結構，由分析所得之最大層間相對側向位移角（包含：隔震系統之垂直變形所造成之位移角）不得超過 0.0075。 結構之模擬應使構材內力與結構變形能反映 $P-\Delta$ 效應引致之結果。若二次彎矩與一次彎矩的比值小於 0.1 時，$P-\Delta$ 效應可不必考慮。任一樓層此比值可依該層以上靜、活載重和乘以該層層間相對側向位移除以該層層剪力與層高之積。	9.3.9 層間相對側向位移與建築物之間隔 9.3.9.1 容許層間相對側向位移角 在設計地震下位於隔震系統上方之結構，由反應譜分析所得之最大層間相對側向位移角（包含：隔震系統之垂直變形所造成之位移角）不得超過 0.005 <u>$0.005/\alpha_y$</u>。 在最大考量地震下位於隔震系統上方之結構，由分析所得之最大層間相對側向位移角（包含：隔震系統之垂直變形所造成之位移角）不得超過 0.0075。 結構之模擬應使構材內力與結構變形能反映 $P-\Delta$ 效應引致之結果。若二次彎矩與一次彎矩的比值小於 0.1 時，$P-\Delta$ 效應可不必考慮。任一樓層此比值可依該層以上靜、活載重和乘以該層層間相對側向位移除以該層層剪力與層高之積。
9.3.11 極限層剪力強度之檢核 (本文)	根據動力分析結果設計之隔震建築物，於最大考量地震下，若需上部結構提供韌性者，仍應按第二章 2.17 節之規定檢核極限層剪力強度。	刪除本文。
9.3.11	根據動力分析結果完成設計之隔震建	刪除解說。

極限層剪力強度之檢核 (解說)	建築物，應按2.17節的規定檢核隔震系統以上結構各層之極限層剪力強度。	
9.4 隔震建築物設計詳細要求 9.4.2.3 防火 (本文)	隔震系統須具有適當之防火保護，使其防火時效與建築物之柱、梁、牆、樓版或其他構材之防火時效一致。	隔震系統須具有適當之防火保護，使其防火時效與建築物之柱、梁、牆、樓版或其他構材之防火時效一致。 <u>若隔震層為使用空間，則隔震系統之防火時效經審查應大於建築物之柱、梁、牆、樓板或其他構材之防火時效。</u>
9.4.2.7 傾倒 (本文)	建築物隔震系統之抗傾倒力矩不得小於傾倒力矩。傾倒力矩應以設計地震力之1.2 倍計算，抗傾倒力矩則依照隔震系統上部構造物重量之0.9 倍計算。 若所造成之位移不至引致隔震元件或其他建物元件之應力過度或不穩定時，可容許個別元件的局部上舉，但需增加抗上舉結構。	建築物隔震系統之抗傾倒力矩不得小於傾倒力矩。傾倒力矩應以設計地震力之 1.2 <u>1.5</u> 倍計算，抗傾倒力矩則依照隔震系統上部構造物重量之0.9 倍計算。 若所造成之位移不至引致隔震元件或其他建物元件之應力過度或不穩定時，可容許個別元件的局部上舉，但需增加抗上舉結構 <u>機制</u> 。
9.4.2 隔震系統 (解說)	新增解說。	<u>建築物隔震系統之傾倒力矩以設計地震力之1.5 倍計算，抗傾倒力矩依照隔震系統上部構造物重量之0.9 倍計算，其隱含意義為限制隔震系統上部構造物之高寬比，使其隔震元件較不易產生局部上舉。</u>
9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗 9.5.1 通則 (本文)	在採用隔震裝置前，須藉實體試驗以確認隔震元件之地震行為是否與原設計相符。實體試驗至少須使用二個與原設計相同型式與尺寸的隔震元件進行試驗，其結果經確認後始得進行製造生產。實體試驗所用的試體不得再使用於建造結構上。在試驗進行時，試體每個迴圈的力和位移皆應予以記錄。	在採用隔震裝置前，須藉實體試驗以確認隔震元件之地震行為是否與原設計相符。實體試驗至少須使用二個與原設計相同型式與尺寸的隔震元件進行試驗，其結果經確認後始得進行製造生產。實體試驗所用的試體不得再使用於建造結構上。在試驗進行時，試體每個迴圈的力和位移皆應予以記錄。 <u>供應商於三年內已有原設計相似型式與尺寸之隔震元件試驗結果，其結果並經該結構設計之簽證技師核可者，得不須進行實體試驗，但仍應依本規範規定進行性能保證試驗。</u>
9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗	因隔震建築並非針對某一特定隔震系統而定。為適合所有隔震系統，故本章中規定一系列的測試步驟。設計所使用之勁度與阻尼依這些測試結果而定，不能滿足這些測試步驟的隔震系統則為不適用之隔	因隔震建築並非針對某一特定隔震系統而定。為適合所有隔震系統，故本章中規定一系列的測試步驟。設計所使用之勁度與阻尼依這些測試結果而定，不能滿足這些測試步驟的隔震系統則為不適用之隔

9.5.1 通則 (解說)	震系統。	<u>震系統應經主管機關核可後認定。</u> <u>相似尺寸意指於國內已有使用案例，且經本規範規定之實體試驗流程通過者。</u> <u>相似尺寸定義為隔震支承之尺寸與設計參數(設計位移 D_D、有效勁度 K_{eD} 與消能面積 A_T)相差 15%以內者。供應商試驗報告之有效期限為三年。</u>
9.5.2 實體測試 (本文)	實體測試應以下列順序進行水平力測試。	<u>實體測試應以下列順序進行水平力測試。</u> <u>實體試驗可利用位移與垂直載重條件或剪應變與垂直壓應力條件，依照不同隔震元件之特性，擇一試驗條件進行水平力試驗。</u>
9.5.2 實體測試 (本文)	新增本文。	<u>9.5.2.1 位移與垂直載重條件</u> <u>9.5.2.1.1 垂直載重試驗</u> <u>在垂直壓力為 $\frac{1}{4}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$、$\frac{1}{2}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$、$\frac{3}{4}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$、$(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$、$\frac{3}{4}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$、$\frac{1}{2}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$、$\frac{1}{4}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$ 下，進行垂直載重試驗。</u>
9.5.2 實體測試 (本文)	新增本文	<u>9.5.2.2 剪應變與垂直壓應力條件</u> <u>9.5.2.2.1 垂直載重試驗</u> <u>在垂直壓應力為 50 kgf/cm^2、100 kgf/cm^2、150 kgf/cm^2、200 kgf/cm^2、150 kgf/cm^2、100 kgf/cm^2、50 kgf/cm^2 下，進行垂直載重試驗。</u> <u>9.5.2.2.2 常態載重試驗</u> <u>在垂直壓應力為 150 kgf/cm^2 下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之水平力為隔震元件所承受之常態載重(風力、溫度變化等)。</u> <u>9.5.2.2.3 不同變形之特性試驗</u> <u>在垂直壓應力為 50 kgf/cm^2、100 kgf/cm^2、150 kgf/cm^2、200 kgf/cm^2</u>

		下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 50%、100%、150%、200%、250%及 200%。每一種位移進行三個循環試驗。 <u>9.5.2.2.4 性能穩定性試驗</u> <u>在垂直壓應力為 100 kgf/cm^2 下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 200%。</u> <u>9.5.2.2.5 隔震元件穩定度試驗</u> <u>在垂直壓應力各為 200 kgf/cm^2 與 20 kgf/cm^2 下，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移為隔震元件之最大總位移 D_{TM}。</u>
9.5.4 試驗結果 檢核 (本文)	9.5.4.2 依 9.5.2.1 節之試驗，在設計風力或其對應之側向位移下，隔震元件的變位或應力必須在可接受的範圍。	刪除本文。
9.5.4 試驗結果 檢核 (本文)	新增本文。	<u>9.5.4.2 依 9.5.2.2.1 節之試驗，垂直勁度之變異度應在 $\pm 20\%$ 範圍內。</u> <u>9.5.4.3 依 9.5.2.1.2 節或 9.5.2.2.2 節之試驗，在常態設計風力(回歸週期為 0.5 年)下，隔震元件的變位應在 10mm 範圍內。</u>
9.5.4 試驗結果 檢核 (解說)	在風力作用下，隔震系統不得產生過大之位移或力量。例如對於鉛心橡膠支承墊而言，在風力作用下，不得降伏。對滑動隔震系統而言，在風力作用下，不得產生滑動，亦即隔震元件之起動摩擦力不得小於風力。	刪除解說。
9.5.5 性能保證 測試 (本文)	在進行安裝之前，各種隔震元件皆須進行下列性能保證測試，評定其力學特性是否與設計值相同或容許誤差範圍內。	在進行安裝之前，各種隔震元件皆須進行下列性能保證測試，評定其力學特性是否與設計值相同或容許誤差範圍內。 <u>性能保證試驗可利用位移與垂直載重條件或剪應變與垂直壓應力條件，依照不同隔震元件之特性，擇一試驗條件進行試驗。</u>
9.5.5 性能保證 測試	9.5.5.1 壓力試驗	<u>9.5.5.1 位移與垂直載重條件</u> <u>9.5.5.1.1 壓力試驗</u>

(本文)		
9.5.5 性能保證 測試 (本文)	新增本文。	9.5.5.2 剪應變與垂直壓應力條件 9.5.5.2.1 壓力試驗 每個隔震元件應在承受 200 kgf/cm^2 之壓力下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。 9.5.5.2.2 壓力及剪力組合試驗 每個隔震元件應在垂直載重為 100 kgf/cm^2 載重下進行三個循環試驗，每個循環之最大位移應為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 200%。
9.5.5.3 試驗結果 檢核 (本文)	2. 滑動式隔震元件依 9.5.5.1 及 9.5.5.2 節測試後，若發現塗層剝離、不鏽鋼板刮傷或產生永久變形，以及塗層內涵外洩等情形時，則不予通過。	2. 滑動式或滾動式隔震元件依 9.5.5.1 及 9.5.5.2 節測試後，若發現塗層剝離、不鏽鋼板刮傷或產生永久變形，以及塗層內涵外洩等情形時，則不予通過。
9.5.5.3 試驗結果 檢核 (解說)	新增解說。	三個循環試驗係不包含第一循環之試驗。試驗完成後，每一種試驗成果應繪製應力-應變曲線，並記載各種載重循環之最大位移、最大載重、有效勁度、遲滯曲線面積、及試驗速度。
9.6 隔震系統 中消能元 件之實體 試驗與性 能保證試 驗 9.6.1 通則 (本文)	新增本文。	9.6 隔震系統中消能元件之實體試驗與性能保證試驗 9.6.1 通則 實體試驗及性能保證試驗的目標在證實隔震系統中消能元件的受力與變形關係以及阻尼特性，所有消能元件之力學特性須先經實體試驗驗證後始得生產製作。而此一實體試驗驗證之程序亦得於設計階段前完成，且設計參數與其試驗結果相符。 在本節中所謂之試驗，其目的為：(1) 證實於設計中所假設被動消能元件之力與位移性質；(2) 確認在最大考量地震作用下各別元件之消能性及穩定性。 實體試驗之試體須為各類型及各尺寸之消能元件的全尺寸試體。若經審查通過，消能元件之每一類型之代表性尺寸試體可選用作性能保證試驗。非經專業技師同意，否則試驗試體不可用於建築構體上。 專業技師應對實體試驗及性能保證試

		<u>驗中的有效勁度與阻尼值提出明確之合格標準，而此標準值之訂定除應考慮材料性質之變異性外，此材料變異性導致之結果應於設計階段中充分考慮。除非工程合約另有規定，性能保證試驗之結果可作為產品合格標準之基礎。</u> <u>供應商於三年內已有原設計相似型式與尺寸之隔震消能元件試驗結果，其結果並經專業技師核可者，得不須進行實體試驗，但仍應依規範規定進行性能保證試驗。</u> <u>其他本節未明定之相關事項應遵循第10.7節為之。</u>
--	--	--

第二節 含被動消能系統建築物之設計

壹、建議研修內容說明

(1) 10.1.1—通則

本章規範及解說中若有未詳盡之處，請參考 FEMA 273、274 與 FEMA 356、357。由於本章相關分析方法仍在發展研究中，故建議暫不實施，僅供業界參考使用。

(2) 10.1.2—被動消能設計基本原則

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，則消能元件之出力容量須能滿足最大考量地震計算出之最大總位移或速度。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，則消能元件之出力容量須能滿足最大考量地震計算出之最大總位移或速度的 1.5 倍。

(3) 10.1.3—消能建築物設計考慮...10.1.3.1—最小設計水平總橫力

消能建築物在任一樓層沿主軸方向且剛心兩側共配置 2 組以上之速度型消能元件，得按其速度型消能元件提供之額外阻尼比，加上構架系統之固有阻尼比，藉由阻尼修正因子折減，計算第二章定義之最小設計水平總橫力。惟折減後之設計總橫力，以不低於第二章僅考慮固有阻尼比計算之最小設計總橫力 75% 為限。

最小設計總橫力之計算係以利用韌性容量將彈性反應譜轉換為非線性韌性反應譜，因此在位移型消能元件所增加之等效遲滯阻尼效應已隱含於韌性容量之折減中，故此一折減地震力的有效阻尼比不應包括位移型遲滯能所提供的阻尼。

(4) 10.2—消能元件之模擬

於本節中定義位移型消能元件之等效阻尼比 β_D 與速度型消能元件之等效阻尼比 β_V 。

(5) 10.3—線性分析

在所考慮的地震需求水準下，除消能元件外，所有構架系統須維持在線彈性階段，且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。可參考 FEMA 273、274 與 FEMA 356、357 中線性靜力分析法 (Linear Static Procedure) 與線性動力分析法 (Linear Dynamic Procedure)。

(6) 10.3.1—等值線性靜力分析...10.3.1.2—速度型元件

考量消能元件提供的額外阻尼效應，由第二章計算所得之擬靜力可以阻尼修正因子予以折減。

(7) 10.3.2—線性動力分析

當結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35% 時，可採用線性動力分析的振態反應譜疊加法。

(8) 10.4—非線性分析方法...10.4.1—非線性靜力分析方法

可利用容量震譜法進行非線性靜力分析。

(9) 10.4—非線性分析方法...10.4.2—非線性動力分析方法

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。輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳，若以地震紀錄之反應譜在長周期範圍，應考量土壤之長周期反應特性。

(10) 10.7—被動消能元件之實體試驗與性能保證試驗...10.7.1 通則

若計算最小設計總橫力不考慮速度型消能元件所提供之額外阻尼比時，則僅需進行性能保證試驗。

(11) 10.7.2—實體試驗...10.7.2.2—位移型元件

1. 每一元件均應循環加載驗證其設計地震需求之反應，其次數不得少於 5 次完全反覆之載重循環週數，試驗之振幅應為設計地震需求之消能元件設計總位移。
2. 每一元件均應進行位移漸增之反覆疲勞試驗，最大試驗位移應為 10.1.2 節中有關最大考量地震作用下，依消能系統之組數，訂定消能元件需求容量。試驗位移依序為消能元件最大試驗位移的 0.25、0.50、0.75 及 1.0 倍。前三項位移各

進行四個循環試驗，最終項位移的循環試驗反覆施做至試體破壞。

(12) 10.7.2—實體試驗...10.7.2.3—速度型元件

若計算最小設計總橫力不考慮速度型消能元件所提供之額外阻尼比時，則僅需進行性能保證試驗。

1. 阻尼器性質之試驗結果應就不同速度及出力情形繪成速度-出力曲線。
2. 每一元件均應加載 5 次完全反覆循環，其試驗速度應依 10.1.2 節之規定。

(13) 10.7.2—實體試驗...10.7.2.4—試驗類似之元件

若消能元件為(1)相似之尺寸和相同之材料及內部構造，(2)相同之內部構造組裝過程及製造品質控制程序，且已為實驗室試驗通過者，並且能提供下列資料，則可不需經過實體試驗，但仍應進行性能保證試驗：

1. 所有相關試驗數據及合格證明。
2. 製造者提供的試驗元件之相似性資料，且能獲得專業技師證實。

(14) 10.7.4—試驗結果檢核...10.7.4.1—位移型元件

1. 在 10.7.2.2 節第一項試驗中，消能元件之試驗結果須滿足下列所有情況

- (1)任一循環中之有效勁度(k_{eff})，其差異不超過平均有效勁度之 $\pm 15\%$ 。
- (2)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%。
- (3)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 $\pm 15\%$ 。
- (4)受力與位移曲線不得有負值之增額承載容量。

若分析顯示，更大差異值對消能建築物反應並無有害的影響，則經專業技師同意後 15%之限制可酌於提高。

2. 在 10.7.2.2 節第二項試驗中，在最大試驗位移未達到前，消能元件不得發生斷裂現象。

試驗之第一循環可能由於控制或油壓因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足 10.7.2 節之規定。

(15) 10.7.4—試驗結果檢核...10.7.4.2—速度型元件

1. 在 10.7.2.3 節第一項試驗中，消能元件的速度-出力曲線中，在各種不同速度情況下，出力之試驗值與設計理論值之差異不得超過理論值之 $\pm 15\%$ 。
2. 在 10.7.2.3 節第二項試驗中，若消能元件之試驗結果行為符合下列所有要求，則

試驗結果可視為合格：

(1)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 $\pm 15\%$ 。

惟流體粘滯消能元件及其它不具有有效勁度之消能元件，不需依從本規定。

(2)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%。

(3)任一循環中，消能元件實體試體之遲滯圈面積(W_D)不低於平均遲滯曲線面積之 85%。

試驗之第一循環可能由於控制或油壓因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足 10.7.2 節之規定。

貳、建議研修內容與原規範內容比較

相關比較可參考表 4.9 更為清楚。

表 4.9 第十章建議研修內容與原規範內容比較

	第十章原規範條文解說 (95.1.1)	第十章規範條文解說研修 (95.12.29)
10.1.1 通則 (本文)	本章以下各節提供安裝消能元件之設計指南。其中包括分析程序與元件試驗標準，除本章之規定外，所有含消能系統之建築物須符合本規範其它章節之相關規定，除非各小節另有修正。 消能元件之設計應考慮其環境因素，包括風力、老化、潛變、疲勞、環境溫度、運轉溫度以及曝露於濕氣或有害物質中。 加裝消能元件之建築物，其樓高不得超過本身結構系統之限制高度。 一棟含消能元件之消能建築物的數學模型應包括消能元件之平面與豎向配置，且其數學模型之分析應考慮激振頻率、環境與運轉溫度、承載及雙向載重等因素對元件之影響。此外，為了獲取消能元件因力學特性改變對分析結果之影響，必要時須進行多重分析。	本章以下各節提供安裝消能元件之設計指南。其中包括分析程序與元件試驗標準，除本章之規定外，所有含消能系統之建築物，<u>除須符合以下各小節另有修正規定者外，亦須符合</u>本規範其它章節之相關規定，除非各小節另有修正。 消能元件之設計應考慮其環境因素，包括風力、老化、潛變、疲勞、環境溫度、運轉溫度以及曝露於濕氣或有害物質中。 加裝消能元件之建築物，其樓高不得超過本身結構系統之限制高度。 一棟含消能元件之消能建築物的數學模型應包括消能元件之平面與豎向配置，且其數學模型之分析應考慮激振頻率、環境與運轉溫度、承載及雙向載重等因素對元件之影響。此外，為了獲取消能元件因力學特性改變對分析結果之影響，必要時須進行多重分析。

10.1.1 通則 (解說)	本規範提供在耐震設計中有關消能元件配置之系統化程序。雖然這些程序是初步發展且易變的，但仍然是目前為止有關這種程序的文獻中包含最廣泛的。當有更多的資料時這些程序將有可能變更，因此目前的情況可以說規範與消能系統的新發展齊頭並進。	本章節規範旨在提供耐震設計中有關消能元件配置之系統化程序。<u>若有本章未能涵蓋之消能系統，則須參照適當之參考文獻，其所使用之分析原理與測試得經特殊結構審查通過後使用。</u>雖然這些程序是初步發展且易變的，<u>目前本章節規範雖為初步發展</u>，但仍然是目前為止有關這種程序的文獻中包含最廣泛的，當有更多的資料時，這些程序將可能變更，因此目前的情況可以說<u>本章節規範內容係與國內消能系統之新發展齊頭並進。</u> <u>各節之相關參考文獻可參考 FEMA 273、274 與 FEMA 356、357。</u> <u>本章相關分析方法仍在發展研究中，故建議暫不實施，僅供參考。</u>
10.1.2 被動消能設計基本原則 (本文)	本章所訂消能建築之設計基本原則為：對所有消能建築，要求在中小度地震下須完全保持彈性，且非結構元件無明顯損壞；在設計地震下，消能系統能正常發揮功能，而原結構體可容許產生降伏，但使用之韌性不得超過其容許韌性容量R_a。在最大考量地震下，消能系統仍能正常發揮功能，而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。若未能符合10.3節有關可進行線性分析規定之消能建築物，則須依照10.4節之規定進行非線性動力分析。 相較於由最大考量地震計算所得之最大值，消能元件應能承受更大之位移（及速度，對速度型元件而言），位移（及速度）容量之增加與消能系統所提供的贅餘程度有關。 1. 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的1.3倍。惟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的1.3倍所對應之力。 2. 建築物之某一樓層於其主軸方向若提	本章所訂消能建築之設計基本原則為：對所有消能建築，要求在中小度地震下，<u>原結構體</u>須完全保持彈性，且非結構元件無明顯損壞；在設計地震下，消能系統能正常發揮功能，<u>而原結構體可容許產生降伏，但使用之韌性不得超過其高於規定之容許韌性容量R_a。</u>在最大考量地震下，消能系統仍能正常發揮功能，而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。 <u>消能建築物若未能符合10.3節有關規定可進行線性分析規定時之消能建築物，則須依照10.4節之規定進行非線性動力分析。</u> 相較於由最大考量地震計算所得之最大值，消能元件應能承受更大之位移<u>（對位移型元件而言）及速度（對速度型元件而言）</u>，<u>位移及速度之（及速度，對速度型元件而言）</u>，<u>位移（及速度）</u>容量之增加與消能系統所提供的贅餘程度有關。 1. 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

	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2.0倍。惟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2.0倍所對應之力。	之最大總位移的1.3倍。惟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的1.3倍所對應之力。 2. 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2.01.5倍。惟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2.01.5倍所對應之力。
10.1.2 被動消能設計基本原則 (解說)	必須承認在一建築構架中之每一樓層，每一主方向均安置4個以上之元件將比一在每一主方向上安置較少元件之構架更為可靠。在位移(及速度)容量上之增加量與支撐消能系統之贅餘程度有關。所增加的力將用於設計支撐消能元件之構架，此反映在最大考量地震中支承元件之構架保持彈性之目的。目前規範中，有關力與位移容量之增加(=130%，對4個以上之元件及200%，對少於4個以上之元件)只是一種工程規範要求。	必須承認在一建築構架中之每一樓層，每一主方向均安置4個以上之元件將比一在每一主方向上安置較少元件之構架更為可靠。在位移(及速度)容量上之增加量與支撐消能系統之贅餘程度有關。所增加的力將用於設計支撐消能元件之構架，此反映在最大考量地震中支承元件之構架保持彈性之目的。目前<u>工程規範中要求</u>，有關力與位移(及速度)容量之增加(=130%，對4個以上之元件及200%，對少於4個以上之元件)只是一種工程規範要求。<u>要求，對4個以上之元件為100%，對少於4個以上之元件為150%。</u>
10.1.3 <u>消能建築物設計考慮</u> 10.1.3.1 <u>最小設計水平總橫力</u> (本文)	新增本文。	10.1.3.1 最小設計水平總橫力 <u>若消能建築物採用位移型消能元件，在第2.2節之最小設計水平總橫力及2.10節中小度地震力作用下，主結構體及消能元件皆不得產生降伏。</u> <u>消能建築物在任一樓層沿主軸方向且剛心兩側共配置2組以上之速度型消能元件，計算第二章定義之最小設計水平總橫力時，得按其速度型消能元件提供之額外阻尼比(β_v)，加上構架系統之固有阻尼比(β)，藉由表3-1及3-2定義的阻尼比修正係數予以修正，並遵照第二章及第三章之規定進行建築結構之設計。</u> 惟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計算之最小設計總橫力75%為限。

<u>10.1.3</u> <u>消能建築物設計考慮</u> <u>10.1.3.1</u> <u>最小設計水平總橫力</u> (解說)	新增解說。	<u>由於位移型消能元件須確保不會過早發生降伏而提前產生遲滯消能，以避免經常更換其相關組件；而速度型消能元件在中小度地震作用下並無此顧慮。</u> <u>最小設計水平總橫力之計算係利用韌性容量將彈性反應譜轉換為非線性韌性反應譜，因此位移型消能元件所增加之等效遲滯阻尼效應已隱含於韌性容量之折減中，故此一折減地震力的有效阻尼比不應包括位移型遲滯能所提供的阻尼效應。</u>
<u>10.1.3.2</u> <u>容許層間相對側向位移角</u> (本文)	新增本文。	<u>10.1.3.2 容許層間相對側向位移角</u> <u>消能建築物須按其消能元件之有效阻尼比，計算出中小度地震之設計地震力，並檢核其在中小度地震作用下，各樓層之層間相對側向位移角不得超過0.005，計算位移時應計及平移與扭轉位移。</u>
<u>10.1.3.2</u> <u>容許層間相對側向位移角</u> (解說)	新增解說。	<u>消能建築物可按 10.2 節所述方式計算有效阻尼比，並依其有效阻尼比適度折減其設計地震力，但仍須遵守第二章有關中小度地震作用下建物層間相對側向位移角之限制。</u> <u>位移型消能元件所增加之等效遲滯阻尼效應已隱含於韌性容量之折減中，故此一折減地震力的有效阻尼比不應包括位移型遲滯能所提供的阻尼效應。</u>
<u>10.2</u> <u>消能元件之模擬</u> <u>10.2.1</u> <u>位移型元件</u> (本文)	新增本文。	<u>為考量位移型消能元件提供的能量消散阻尼，位移型消能元件之等效阻尼比(β_D)依下式計算：</u> $\beta_D = \frac{\sum_j W_{Dj}}{4\pi W_k} \quad (10-3)$ <u>其中，W_{Dj} 為第 j 個位移型消能元件以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功。W_k 則為構架之最大應變能，依(10-6)式計算。</u>
<u>10.2.2</u> <u>速度型元</u>	速度型元件的受力與位移反應關係主要是該元件兩端點相對速度的函數。	速度型元件的受力與位移反應關係主要是該元件兩端點相對速度的函數。

件 (本文)	A. 固態黏彈性元件 黏彈性元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。 固態黏彈性元件可利用並聯之彈簧與阻尼(Kelvin 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築之基頻(f_1)與運轉溫度範圍一致。若固態黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數的極限值，並藉由建築構架的多重分析予以估算。 黏彈性元件的受力可表示為： $F = k_{eff}D + C\dot{D} \quad (10-3)$ 其中，C 為黏彈性元件的阻尼係數，D 為該元件兩端點的相對位移，$\dot{D}$ 為兩端點的相對速度，而 k_{eff} 為該元件之有效勁度，可由下式計算： $k_{eff} = \frac{ F^+ + F^- }{ D^+ + D^- } = K' \quad (10-4)$ K' 則是所謂的儲藏勁度。 該元件的阻尼係數則須以下式計算： $C = \frac{W_D}{\pi\omega_1 D_{ave}^2} = \frac{K''}{\omega_1} \quad (10-5)$ 其中，K'' 為耗散勁度，角頻率 ω_1 等於 $2\pi f_1$，D_{ave} 為位移 D^+ 與 D^- 之絕對值的平均，而 W_D 為該元件一圈完整之力-位移遲滯曲線所包圍的面積。 B. 液態黏彈性元件 液態黏彈性元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅，以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。 液態黏彈性元件可利用串聯之彈簧與阻尼(Maxwell 模型)加以模擬。彈簧常	A. 固態黏彈性元件 黏彈性元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。 固態黏彈性元件可利用並聯之彈簧與阻尼(Kelvin 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築之基頻(f_1)與運轉溫度範圍一致。若固態黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數的極限值，並藉由建築構架的多重分析予以估算。 黏彈性元件的受力可表示為： $F = k_{eff}D + C\dot{D} \quad (10-3)$ 其中，C 為黏彈性元件的阻尼係數，D 為該元件兩端點的相對位移，$\dot{D}$ 為兩端點的相對速度，而 k_{eff} 為該元件之有效勁度，可由下式計算： $k_{eff} = \frac{ F^+ + F^- }{ D^+ + D^- } = K' \quad (10-4)$ K' 則是所謂的儲藏勁度。 該元件的阻尼係數則須以下式計算： $C = \frac{W_D}{\pi\omega_1 D_{ave}^2} = \frac{K''}{\omega_1} \quad (10-5)$ 其中，K'' 為耗散勁度，角頻率 ω_1 等於 $2\pi f_1$，D_{ave} 為位移 D^+ 與 D^- 之絕對值的平均，而 W_D 為該元件一圈完整之力-位移遲滯曲線所包圍的面積。 B. 液態黏彈性元件 液態黏彈性元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅，以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。 液態黏彈性元件可利用串聯之彈簧與阻尼(Maxwell 模型)加以模擬。彈簧常
-------------------	---	---

數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築之基頻(f_1)與運轉溫度範圍一致。液態黏彈性元件的受力可表示為：

$$\begin{cases} F = k_{\text{eff}} D_k = C \dot{D}_c^{\text{cexp}} \\ D = D_k + D_c \end{cases} \quad (10-6)$$

其中， k_{eff} 為該元件的有效勁度， C 為液態黏彈性元件的阻尼係數， D_k 為彈簧的相對位移， D_c 為阻尼的相對位移， $\dot{D}_c$ 為阻尼所承受的相對速度， cexp 為阻尼指數項，一般 cexp 在 0.2 到 2.0 之間， D 為該元件兩端點的相對位移。

若液態黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數並藉由建築構架的多重分析予以估算。

C. 液態黏滯元件

液態黏滯元件的週期反應與運動速度相關；也可能與運動的頻率與振幅相關；通常與運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏滯元件可能在高頻反覆載重時呈現些許勁度。當線性液態黏滯元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現勁度時，則必須模擬為液態黏彈性元件。

當液態黏滯元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現無勁度時，其受力可表示為：

$$F = C_0 |\dot{D}|^\alpha \text{sgn}(\dot{D}) \quad (10-7)$$

其中， C_0 為該元件之阻尼係數，為該元件的速度指數， $\dot{D}$ 為該元件兩端點的相對速度，而 sgn 為符號函數，在此用以定義相對速度的正負號。

數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築之基頻(f_1)與運轉溫度範圍一致。液態黏彈性元件的受力可表示為：

$$\begin{cases} F = k_{\text{eff}} D_k = C \dot{D}_c^{\text{cexp}} \\ D = D_k + D_c \end{cases} \quad (10-6)$$

其中， k_{eff} 為該元件的有效勁度， C 為液態黏彈性元件的阻尼係數， D_k 為彈簧的相對位移， D_c 為阻尼的相對位移， $\dot{D}_c$ 為阻尼所承受的相對速度， cexp 為阻尼指數項，一般 cexp 在 0.2 到 2.0 之間， D 為該元件兩端點的相對位移。

若液態黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數並藉由建築構架的多重分析予以估算。

C. 液態黏滯元件

液態黏滯元件的週期反應與運動速度相關；也可能與運動的頻率與振幅相關；通常與運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏滯元件可能在高頻反覆載重時呈現些許勁度。當線性液態黏滯元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現勁度時，則必須模擬為液態黏彈性元件。

當液態黏滯元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現無勁度時，其受力可表示為：

$$F = C_0 |\dot{D}|^\alpha \text{sgn}(\dot{D}) \quad (10-7)$$

其中， C_0 為該元件之阻尼係數，為該元件的速度指數， $\dot{D}$ 為該元件兩端點的相對速度，而 sgn 為符號函數，在此用以定義相對速度的正負號。

為考量速度型消能元件提供的額外阻尼效應，速度型消能元件之等效阻尼比(β_v)依下式計算：

		$\beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k} \quad (10-4)$ 其中，W_{vj} 為第 j 個速度型消能元件以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功，W_k 則為構架之最大應變能，依(10-6)式計算。
10.2.2 速度型元件 (解說)	固態黏彈性消能元件一般而言含有黏彈性聚合物所組成的束縛層。此類元件呈現黏彈性固體之行為，其力學特性與頻率、溫度與運動振幅有關。圖C10-6為固態黏彈性元件在角頻率為 ω 之正弦運動下之受力與位移反應關係示意圖，其作用力可表示成： $F = k_{eff} D + C \dot{D} \quad (C10-1)$ 各項如條文中所定義。能量消散元件之有效勁度以下式計算： $k_{eff} = \frac{ F^+ + F^- }{ D^+ + D^- } \quad (C10-2)$ 而該元件之阻尼係數則須以下式計算： $C = \frac{W_D}{\pi \omega D_{ave}^2} \quad (C10-3)$ 其中，D_{ave} 為位移 D^+ 與 D^- 之絕對值的平均；而 W_D 為該元件一圈完整之力與位移遲滯曲線所包圍的面積。 有效勁度也常在文獻中以術語儲藏剪力勁度表示為 K'；而阻尼係數則以耗散勁度 K'' 來表示： $C = \frac{K''}{\omega} \quad (C10-4)$ 一般而言，有效勁度與阻尼係數與頻率、溫度與運動振幅有關。圖C10-7顯示這些參數的正規值，該值為Chang等人(1991)藉由一個黏彈性聚合物在固定剪切應變 γ 之狀況下測試而得。值得一提的	固態黏彈性消能元件一般而言含有黏彈性聚合物所組成的束縛層。此類元件呈現黏彈性固體之行為，其力學特性與頻率、溫度與運動振幅有關。圖C10-6為固態黏彈性元件在角頻率為 ω 之正弦運動下之受力與位移反應關係示意圖，其作用力可表示成： $F = k_{eff} D + C \dot{D} \quad (C10-1)$ 各項如條文中所定義。能量消散元件之有效勁度以下式計算： $k_{eff} = \frac{ F^+ + F^- }{ D^+ + D^- } \quad (C10-2)$ 而該元件之阻尼係數則須以下式計算： $C = \frac{W_D}{\pi \omega D_{ave}^2} \quad (C10-3)$ 其中，D_{ave} 為位移 D^+ 與 D^- 之絕對值的平均；而 W_D 為該元件一圈完整之力與位移遲滯曲線所包圍的面積。 有效勁度也常在文獻中以術語儲藏剪力勁度表示為 K'；而阻尼係數則以耗散勁度 K'' 來表示： $C = \frac{K''}{\omega} \quad (C10-4)$ 一般而言，有效勁度與阻尼係數與頻率、溫度與運動振幅有關。圖C10-7顯示這些參數的正規值，該值為Chang等人(1991)藉由一個黏彈性聚合物在固定剪切應變 γ 之狀況下測試而得。值得一提的是，黏彈性聚合物之參數與頻率及溫度的

是，黏彈性聚合物之參數與頻率及溫度的相依性易受組成份之影響而變化，Bergman與Hanson(1993)指出此相依特性應為聚合物組成份的函數。因此，並非所有的黏彈性固體均呈現如圖C10-7所示的相依關係。圖中所示之正規化參數為儲藏剪力模數(G')與耗散剪力模數(G'')。

可利用先進的黏彈性模型(Kasai 等，1993)，模擬遍佈於寬廣頻率範圍內的黏彈性固體行為。較為簡單的模型雖僅能獲得限定頻寬範圍內的行為，但已足夠滿足大部分的修護計畫案。舉例而言，圖 C10-7 中該元件在 21 °C 的行為，即可由圖 C10-8 所示的標準線性固體模型加以模擬，模擬結果則如圖 C10-9 所示。

模型中使用之參數值為 $G_1=5.18$ MPa、 $G_2=0.48$ MPa，而 $\eta_2=0.31$ MPa-sec/rad，其中 G_1 、 G_2 與 η_2 定義為：

$$G_1 = \frac{K_1 t}{A_b} ; G_2 = \frac{K_2 t}{A_b} ; \eta_2 = \frac{C_2 t}{A_b} \quad (C10-5)$$

上式中， K_1 、 K_2 與 C_2 為該標準線性固體模型之彈簧常數與阻尼係數， A_b 為該元件的束縛面積，而 t 為該元件內黏彈性材料的厚度。

相依性易受組成份之影響而變化，Bergman與Hanson(1993)指出此相依特性應為聚合物組成份的函數。因此，並非所有的黏彈性固體均呈現如圖C10-7所示的相依關係。圖中所示之正規化參數為儲藏剪力模數(G')與耗散剪力模數(G'')。

可利用先進的黏彈性模型(Kasai 等，1993)，模擬遍佈於寬廣頻率範圍內的黏彈性固體行為。較為簡單的模型雖僅能獲得限定頻寬範圍內的行為，但已足夠滿足大部分的修護計畫案。舉例而言，圖 C10-7 中該元件在 21 °C 的行為，即可由圖 C10-8 所示的標準線性固體模型加以模擬，模擬結果則如圖 C10-9 所示。

模型中使用之參數值為 $G_1=5.18$ MPa、 $G_2=0.48$ MPa，而 $\eta_2=0.31$ MPa-sec/rad，其中 G_1 、 G_2 與 η_2 定義為：

$$G_1 = \frac{K_1 t}{A_b} ; G_2 = \frac{K_2 t}{A_b} ; \eta_2 = \frac{C_2 t}{A_b} \quad (C10-5)$$

上式中， K_1 、 K_2 與 C_2 為該標準線性固體模型之彈簧常數與阻尼係數， A_b 為該元件的束縛面積，而 t 為該元件內黏彈性材料的厚度。

固態黏彈性元件、液態黏彈性元件以及液態黏滯元件之消能元件分析模擬進行以下之說明：

C10.2.2.1 固態黏彈性消能元件

一般而言，固態黏彈性消能元件含有黏彈性聚合物所組成的束縛層。此類元件呈現黏彈性固體之行為，其週期反應通常與運動的頻率、振幅以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。固態黏彈性消能元件可利用並聯之彈簧與阻尼(Kelvin 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築物之基頻與運轉溫度範圍一致。若固態黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築物的反應則必

		<u>須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數的極限值進行建築構架分析。黏彈性元件的受力可表示為：</u> $F = k_{eff}D + C\dot{D} \quad (C10-1)$ <u>其中，C 為黏彈性元件的阻尼係數，D 為該元件兩端點的相對位移，$\dot{D}$ 為兩端點的相對速度，而 k_{eff} 為該元件之有效勁度，可由下式計算：</u> $k_{eff} = \frac{ F^+ + F^- }{ D^+ + D^- } = K' \quad (C10-2)$ <u>其中，F^+ 與 F^- 分別為該元件端點相對位移為 D^+ 與 D^- 時之受力，K' 為儲存勁度。</u> <u>該元件的阻尼係數以下式計算：</u> $C = \frac{W_D}{\pi\omega_1 D_{ave}^2} = \frac{K''}{\omega_1} \quad (C10-3)$ <u>其中，K'' 為損失勁度，ω_1 為基本角頻率，D_{ave} 為位移 D^+ 與 D^- 之絕對值的平均，而 W_D 為該元件完整一圈之力-位移遲滯曲線所包圍的面積。</u> <u>圖C10-6為固態黏彈性元件在正弦運動下之受力與位移反應關係示意圖。</u> C10.2.2.2 液態黏彈性消能元件 <u>液態黏彈性消能元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅，以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏彈性消能元件可利用串聯之彈簧與阻尼(Maxwell 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築物之基頻與運轉溫度範圍一致。液態黏彈性消能元件的受力可表示為：</u> $\begin{cases} F = k_{eff}D_k = C\dot{D}_c^{\exp} \\ D = D_k + D_c \end{cases} \quad (C10-4)$ <u>其中，k_{eff} 為該元件的有效勁度，C 為液態黏彈性消能元件的阻尼係數，D_k</u>
--	--	--

		為彈簧的相對位移，D_c 為阻尼的相對位移，$\dot{D}_c$ 為阻尼所承受的相對速度，$cexp$ 為阻尼指數項，常見之 $cexp$ 在 0.1 到 2.0 之間，D 為該元件兩端點的相對位移。 若液態黏彈性消能元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築物的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數進行分析。 藉由剪切黏彈液體發揮功效之液態黏彈性消能元件，除了在靜力作用時之有效勁度為零外，其行為與圖 C10-3 所示之固態黏彈性元件行為極為相似。固態與液態黏彈性元件可利用負載頻率趨近於零時之損失勁度與有效勁度的比值加以區別，比值逼近無限大者為液態黏彈性消能元件，而比值為零者則為固態黏彈性消能元件。 C10.2.2.3 液態黏滯消能元件 液態黏滯消能元件的週期反應與運動速度相關，也可能與運動的頻率與振幅相關，通常與運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏滯消能元件可能在高頻反覆載重時呈現些許勁度，當線性液態黏滯消能元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現勁度時，則必須將其模擬為液態黏彈性元件。其中，f_1 為消能建築之基頻。 當液態黏滯消能元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現無勁度時，其受力可表示為： $F = C_0 \dot{D} ^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{D}) \quad (\text{C10-5})$ 其中，C_0 為該元件之阻尼係數，α 為該元件的速度指數，$\dot{D}$ 為該元件兩端點的相對速度，sgn 為符號函數，在此用以定義相對速度的正負號。 最簡單的液態黏滯消能元件為線性液態消能元件，阻尼之速度指數 $\alpha = 1$。常見的速度指數值介於 0.1 至 2.0 之間。
10.3	須證實在所考慮的地震需求水準	須證實在所考慮的地震需求水準

線性分析 (本文)	下，當考量消能元件增加之阻尼效應後，由消能元件提供的有效阻尼不得超過基本模態臨界阻尼的 30%，才能使用線性分析，使用線性分析程序的其它限制則分述於後面各子節。	下，當考量消能元件增加之阻尼效應後，由消能元件提供的有效阻尼不得超過基本模態臨界阻尼的 30% <u>除消能元件外，所有構架系統須維持在線彈性階段，且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</u> ，才能使用線性分析，使用線性分析程序的其它限制則分述於後面各子節。
10.3 線性分析 (解說)	速度型消能元件可能與負載頻率、溫度、變形量(應變)、速度、支撐力與雙側向力有關。因此，必須在分析階段考慮此相依性，亦即使用這些相依特性的邊限值進行消能建築之多重分析。	刪除解說。
10.3 線性分析 (解說)	新增解說。	<u>線性靜力分析法 (Linear Static Procedure) 與線性動力分析法 (Linear Dynamic Procedure)</u> ，在結構物不產生降伏的設計地震需求下，各樓層的桿件內力及系統的變位均使用線彈性靜力分析，以評估消能建築物是否可達要求之耐震性能之要求，可參考FEMA 273、274與FEMA 356、357。 <u>考量消能元件提供的能量消散阻尼，有效阻尼比之計算須經過迭代直至收斂才算完成。</u>
10.3.1 等值線性 靜力分析 10.3.1.1 位移型消 能元件 (本文)	A. 位移型元件 若滿足下列要求，則可利用線性靜力分析方法來分析位移型消能元件之效應： 1.每一樓層在考慮方向上提供之最大層剪力與藉由地震力豎向分配公式(2.12 節)計算之樓層需求剪力的比值，必須介於所有樓層比值平均值的 80% 至 120% 之間。樓層最大層剪力之計算應包含所有結構體、非結構體及消能元件的貢獻。 2.每一樓層在考慮方向上由所有消能元件所提供之最大層剪力不得超過構架本身的 50%，此所謂層剪力乃基於設計地震下計算而得。計算消能元件的最大層剪力時，必須考慮其老化與環境效應。 為考量消能元件提供的能量消散阻尼，由第二章計算所得之擬靜力應藉由表	A. 10.3.1.1 位移型消能元件 若滿足下列要求，則可利用線性靜力分析方法來分析位移型消能元件之效應： 1.每一樓層在考慮方向上提供之最大層剪力與藉由 <u>2.11 節</u> 之地震力豎向分配公式(2.12 節)計算之樓層需求剪力的比值，必須介於所有樓層比值平均值的 80% 至 120% 之間。樓層最大層剪力之計算應包含所有結構體、非結構體及消能元件的貢獻。 2.每一樓層在考慮方向上由所有消能元件所提供之最大層剪力不得超過構架本身的 50% ，此所謂層剪力乃基於設計地震下計算而得 。計算消能元件的最大層剪力時，必須考慮其老化與環境效應。 為考量消能元件提供的能量消散阻尼 ，由第二章計算所得之擬靜力應藉由表

	3-1 定義的阻尼修正因子予以折減。有效阻尼比依下式計算： $\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_{Dj} + \sum_i W_{Fi}}{4\pi W_k} \quad (10-8)$ 其中，β 為構架系統之固有阻尼比，除非依 3.2 節之規定修正外，其值設定為 0.05。W_{Dj} 為第 j 個位移型消能元件以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功，W_{Fi} 該樓層主構架所消能之非線性遲滯能，W_k 則為構架之最大應變能，可由 (10-9) 式計算： $W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i \quad (10-9)$ 其中，F_i 與 u_i 分別為第 i 層的慣性力與位移。	3-1 定義的阻尼修正因子予以折減。有效 阻尼比依下式計算： $\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_{Dj} + \sum_i W_{Fi}}{4\pi W_k} \quad (10-8)$ $\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_{Dj}}{4\pi W_k} \quad (10-5)$ 其中，β 為構架系統之固有阻尼比，除非依 3.2 節之規定修正外，其值設定為 0.05。W_{Dj} 為第 j 個位移型消能元件以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功，W_{Fi} 該樓層主構架所消能之非線性遲滯能，W_k 則為構架之最大應變能，可由 (10-9) 下式計算： $W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i \quad (10-6)$ 其中，F_i 與 u_i 分別為第 i 層的慣性力與位移。
10.3.1 等值線性 靜力分析 10.3.1.1 位移型消 能元件 (解說)	本節首先規定使用線性靜力程序分析位移型消能元件的兩個額外限制。第一個限制條件旨在確保建築構架中各樓層的降伏趨於一致，以避免破壞集中於任一樓層。建築構架(含消能元件)之逐層塑性分析，為計算各樓層最大抗力時之優先選用法則。 第二個限制條件旨在限制消能元件對消能建築反應的影響。簡言之，此限制限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。 在消能建築中總等效黏滯阻尼30%的限制下，由位移型消能元件的添增阻尼可藉由表(3-1)定義的阻尼修正因子來折減側向作用力。有效阻尼則應藉由下述步驟估算： 1. 假設一個消能建築之有效阻尼比，藉由表(3-1)定義相對應的阻尼修正因子，並計算側向作用力。 2. 利用此一修正後之側向作用力，代入地	本節首先規定使用<u>等值</u>線性靜力程序分析位移型消能元件的兩個額外<u>基本</u>限制。第一個限制條件旨在確保建築構架中各樓層的降伏趨於一致，以避免破壞集中於任一樓層。建築構架(含消能元件)之逐層塑性分析，為計算各樓層最大抗力時之優先選用法則。 第二個限制條件旨在限制消能元件對消能建築反應的影響。簡言之，此限制限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。 在消能建築中總等效黏滯阻尼30%<u>35%</u>的限制下，由位移型消能元件的添增阻尼可藉由表(3-1)定義的阻尼修正因子來折減側向作用力。有效阻尼則應藉由下述步驟估算： 1. 假設一個消能建築之有效阻尼比，藉由表(3-1)定義相對應的阻尼修正因子，並計算側向作用力。 2. 利用此一修正後之側向作用力，代入

	震力豎向分配公式(2.12 節)計算該消能建築第 i 樓層的水平作用力 F_i。 3.利用線性分析模型計算第 i 樓層相對於水平作用力 F_i 的水平位移 u_i。 4.利用計算所得之水平作用力 F_i 與位移 u_i，依規範條文之(10-8)與(10-9)式估算有效阻尼比 β_{eff}。 5.將步驟 4 計算所得之有效阻尼代入步驟 1，作為初始假設值，並重複步驟 1 至 4。反覆迭代，直至步驟 1 使用的初始假設值與步驟 4 計算所得的有效阻尼比相等為止。	2.11 節之地震力豎向分配公式(2.12 節)計算該消能建築第 i 樓層的水平作用力 F_i。 3.利用線性分析模型計算第 i 樓層相對於水平作用力 F_i 的水平位移 u_i。 4.利用計算所得之水平作用力 F_i 與位移 u_i，依規範條文之(10-85)與(10-96)式估算有效阻尼比 β_{eff}。 5.將步驟 4 計算所得之有效阻尼代入步驟 1，作為初始假設值，並重複步驟 1 至 4。反覆迭代，直至步驟 1 使用的初始假設值與步驟 4 計算所得的有效阻尼比<u>接近</u>相等為止。
10.3.1.2 速度型消能元件 (本文)	B. 速度型元件 若能滿足下列要求，則可利用線性靜力分析方法來分析速度型消能元件之效應： 每一樓層在考慮方向上由所有消能元件提供之最大層剪力不得超過構架提供層剪力的 50%，此所謂層剪力乃基於設計地震下計算而得。計算消能元件的最大層剪力時，必須考慮其老化與環境效應。 為考量消能元件提供的額外阻尼效應，由第二章計算所得之擬靜力應藉由表 3-1 定義的阻尼修正因子予以折減。有效阻尼比依下式計算： $\beta_{\text{eff}} = \beta + \frac{\sum_j W_{vj} + \sum_i W_{Fi}}{4\pi W_k} \quad (10-10)$ 其中，β 為構架系統之固有阻尼比，除非依 3.2 節之規定修正外，其值設定為 0.05。W_{vj} 為第 j 個速度型消能元件以依樓板位移為基準，完成一個完整循環所做的功，W_{Fi} 為該樓層主構架所消能之非線性遲滯能，W_k 則為構架之最大應變能，依 (10-9) 式計算。 第 j 個線性黏滯元件完成一個完整循環所做的功可由下式計算：	B. 10.3.1.2 速度型消能元件 若能滿足下列要求，則可利用線性靜力分析方法來分析速度型消能元件之效應： <u>於設計地震下</u>，每一樓層在考慮方向上，由所有消能元件提供之最大層剪力不得超過構架提供層剪力的 50%，此所謂層剪力乃基於設計地震下計算而得。計算消能元件的最大層剪力時，必須考慮其老化與環境效應。 為考量消能元件提供的額外阻尼效應，由第二章計算所得之擬靜力應藉由表 3-1 定義的阻尼修正因子予以折減。有效阻尼比依下式計算： $\beta_{\text{eff}} = \beta + \frac{\sum_j W_{vj} + \sum_i W_{Fi}}{4\pi W_k} \quad (10-10)$ $\beta_{\text{eff}} = \beta + \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k} \quad (10-7)$ 其中，β 為構架系統之固有阻尼比，除非依 3.2 節之規定修正外，其值設定為 0.05。W_{vj} 為第 j 個速度型消能元件以依樓板位移為基準，完成一個完整循環所做的功，W_{Fi} 為該樓層主構架所消能之非線性遲滯能，W_k 則為構架之最大應變能，依

$$W_{vj} = \frac{2\pi^2}{T} C_j \delta_{ij}^2 \quad (10-11)$$

其中， T 為包含速度型元件所提供勁度之結構基本週期， C_j 為第 j 個元件的阻尼係數，而 δ_{ij} 為第 j 個元件沿軸向兩端點間的相對位移。計算有效阻尼比之式(10-10)可以下式(10-12)式替換（僅適用於線性黏滯元件）：

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\pi \sum_j C_j u_{vj}^2 \cos^2 \theta_j + \frac{T}{2\pi} \sum_i W_{Fi}}{T \sum_i F_i u_i} \quad (10-12)$$

其中， θ_j 為第 j 個元件的水平傾角，而 u_{vj} 為第 j 個元件沿著水平方向兩端點之相對位移，而 u_i 為第 i 層相對於基面之位移，其它項之定義如前述。

C. 位移型與速度型消能元件混合使用

考慮高樓建築時其中低樓層使用位移型元件較合適，而速度型元件配置在較高樓層較為恰當，故混合使用位移型或速度型消能元件時，除須遵守 10.3.1A 節或 10.3.1B 節有關可進行等值靜力分析之規定外，其有效阻尼比依下式計算：

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_{Dj} + \sum_j W_{vj} + \sum_i W_{Fi}}{4\pi W_k} \quad (10-13)$$

其中，(10-13)式中各項之定義如前述。

建築物內構材的設計力需考量下述三個不同變位情況來計算，並採用最大值進行設計。

1. 最大變位情況

建築物各樓層的側向力需由地震力豎向分配公式(2.12 節)計算，其中， V 為修正後之等效基底剪力。

2. 最大速度與零變位情況

任一消能元件之黏滯力分量必須由(10-3)、(10-6)或(10-7)式計算，其中相對速度 $\dot{D}$ 之值為 $2\pi f_1 D$ ，而 D 為該元件在最大變位情況下之端點相對變

(10-96)式計算。

第 j 個線性黏滯元件完成一個完整循環所做的功可由下式計算：

$$W_{vj} = \frac{2\pi^2}{T} C_j \delta_{ij}^2 \quad (10-11)$$

其中， T 為包含速度型元件所提供勁度之結構基本週期， C_j 為第 j 個元件的阻尼係數，而 δ_{ij} 為第 j 個元件沿軸向兩端點間的相對位移。計算有效阻尼比之式(10-10)可以下式(10-12)式替換（僅適用於線性黏滯元件）：

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\pi \sum_j C_j u_{vj}^2 \cos^2 \theta_j + \frac{T}{2\pi} \sum_i W_{Fi}}{T \sum_i F_i u_i} \quad (10-12)$$

其中， θ_j 為第 j 個元件的水平傾角，而 u_{vj} 為第 j 個元件沿著水平方向兩端點之相對位移，而 u_i 為第 i 層相對於基面之位移，其它項之定義如前述。

C. 位移型與速度型消能元件混合使用

考慮高樓建築時其中低樓層使用位移型元件較合適，而速度型元件配置在較高樓層較為恰當，故混合使用位移型或速度型消能元件時，除須遵守 10.3.1A 節或 10.3.1B 節有關可進行等值靜力分析之規定外，其有效阻尼比依下式計算：

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_{Dj} + \sum_j W_{vj} + \sum_i W_{Fi}}{4\pi W_k} \quad (10-13)$$

其中，(10-13)式中各項之定義如前述。

建築物內構材的設計力需考量下述三個不同變位情況來計算，並採用最大值進行設計。

1. 最大變位情況

建築物各樓層的側向力需由地震力豎向分配公式(2.12 節)計算，其中， V 為修正後之等效基底剪力。

2. 最大速度與零變位情況

	位。在數學模型中，必須於該元件之銜接點考慮此黏滯力，且其作用方向與結構在最大變位情況的變形形狀一致。 3. 最大加速度情況 將最大變位情況時之作用力乘上參數 CF_1，以及最大速度情況時之作用力乘上參數 CF_2，兩者之總和定義為建築結構在最大加速度情況的設計作用力。其中， $CF_1 = \cos[\tan^{-1}(2\beta_{eff})] \quad (10-14)$ $CF_2 = \sin[\tan^{-1}(2\beta_{eff})] \quad (10-15)$ 而 β_{eff} 則由(10-10)、(10-12)或(10-13)式計算。	任一消能元件之黏滯力分量必須由(10-3)→(10-6)或(10-7)式計算，其中相對速度 $\dot{D}$ 之值為 $2\pi f_1 D$，而 D 為該元件在最大變位情況下之端點相對變位。在數學模型中，必須於該元件之銜接點考慮此黏滯力，且其作用方向與結構在最大變位情況的變形形狀一致。 3. 最大加速度情況 將最大變位情況時之作用力乘上參數 CF_1，以及最大速度情況時之作用力乘上參數 CF_2，兩者之總和定義為建築結構在最大加速度情況的設計作用力。其中， $CF_1 = \cos[\tan^{-1}(2\beta_{eff})] \quad (10-14)$ $CF_2 = \sin[\tan^{-1}(2\beta_{eff})] \quad (10-15)$ 而 β_{eff} 則由(10-10)、(10-12)或(10-13)式計算。
10.3.1.2 速度型消能元件 (解說)	本節首先規定使用線性靜力程序分析消能元件的一個額外限制，該限制旨在限制消能元件對消能建築反應的影響。簡言之，此限制限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。 在消能建築中30% 總等效黏滯阻尼的限制下，由速度型消能元件的添增阻尼可由表(3-1)定義的阻尼修正因子來折減側向作用力。有效阻尼則應藉由下述步驟估算： 1. 假設一個消能建築之有效阻尼比，藉由表(3-1)定義相對應的阻尼修正因子，並以之計算側向作用力。 2. 利用此一修正後之側向作用力，代入地震力豎向分配公式(2.12 節)計算該消能建築第 i 樓層的水平作用力 F_i。 3. 利用線性分析模型計算第 i 樓層相對於水平作用力 F_i 的水平位移 u_i。 4. 利用計算所得之水平作用力 F_i 與位移 δ_i，依規範條文之(10-10)、(10-12)或	本節首先規定使用<u>等值</u>線性靜力程序分析<u>於速度型</u>消能元件的一個額外<u>基本</u>限制<u>條件</u>，該限制旨在限制消能元件對消能建築反應的影響。簡言之，此限制限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。 在消能建築中<u>30</u><u>35</u>% 總等效黏滯阻尼的限制下，由速度型消能元件的添增阻尼可由表(3-1)定義的阻尼修正因子來折減側向作用力。有效阻尼則應藉由下述步驟估算： 1. 假設一個消能建築之有效阻尼比，藉由表(3-1)定義相對應的阻尼修正因子，並以之計算側向作用力。 2. 利用此一修正後之側向作用力，代入地震力豎向分配公式(2.12 節)計算該消能建築第 i 樓層的水平作用力 F_i。 3. 利用線性分析模型計算第 i 樓層相對於水平作用力 F_i 的水平位移 u_i。 4. 利用計算所得之水平作用力 F_i 與位移

	(10-13)式估算有效阻尼比β_{eff}。 5.將步驟4計算所得之有效阻尼代入步驟1，作為初始假設值，並重複步驟1至4。反覆疊代，直至步驟1使用的初始假設值與步驟4計算所得的有效阻尼比相等為止。 針對以速度型消能元件進行消能之建築，因為作用力中的黏滯力分量無法直接計算，使得構材內力的計算變得非常複雜。條文中描述了三個可能導致最大構材內力的位移情況：(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。 在速度達最大值的瞬間黏滯力最大，其水平分量將與此瞬間的慣性力平衡而使得位移量為零。黏滯力將於支承黏滯消能元件之支撐上引致軸力，此軸力的大小則與(a)該黏滯元件衍生之阻尼量，以及(b)達到總阻尼需求的消能元件個數有關。 假設建物呈現頻率為f_1而振幅與最大變位量一致之簡諧運動，則可計算得達到最大加速度的時間；在此條件下，最大加速度等於最大變位時的加速度與$(CF_1 + 2\beta_{eff}CF_2)$的乘積。Constantinou 等人(1996)證明此假設產生具有可接受之準確性的結果。值得一提的是，當$CF_1 = CF_2 = 1$時，將導致保守的構材內力估計值。	δ_i，依規範條文之(10-10)→(10-12)或(10-13)式估算有效阻尼比β_{eff}。 5.將步驟4計算所得之有效阻尼代入步驟1，作為初始假設值，並重複步驟1至4。反覆疊代，直至步驟1使用的初始假設值與步驟4計算所得的有效阻尼比相等為止。 針對以速度型消能元件進行消能之建築物，因為作用力中的黏滯力分量無法直接計算，使得構材內力的計算變得非常複雜。條文中描述了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。 在速度達最大值的瞬間黏滯力最大，其水平分量將與此瞬間的慣性力平衡而使得位移量為零。黏滯力將於支承黏滯消能元件之支撐上引致軸力，此軸力的大小則與(a)該黏滯元件衍生之阻尼量，以及(b)達到總阻尼需求的消能元件個數有關。 假設建物呈現頻率為f_1而振幅與最大變位量一致之簡諧運動，則可計算得達到最大加速度的時間；在此條件下，最大加速度等於最大變位時的加速度與$(CF_1 + 2\beta_{eff}CF_2)$的乘積。Constantinou 等人(1996)證明此假設產生具有可接受之準確性的結果。值得一提的是，當$CF_1 = CF_2 = 1$時，將導致保守的構材內力估計值。
10.3.2 線性動力分析 (本文)	除非本節另有規定外，否則遵照第三章有關線性動力分析之規定辦理。當結構主振態於各主軸方向之有效阻尼低於臨界阻尼之30%時，可採用線性動力分析的振態反應譜疊加法。 位移型元件 擬以線性動力分析方法進行結合位移型消能元件之結構分析時，應符合先前10.3.1A節的條件限制。 為能利用振態反應譜疊加法進行分析，基於5%結構阻尼的反應譜必須	除非本節另有規定外，否則遵照第三章有關線性動力分析之規定辦理。當結構主振態於各主軸方向之有效阻尼低於臨界阻尼之30%時當結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於35%時，可採用線性動力分析的振態反應譜疊加法。 A.位移型元件 擬以線性動力分析方法進行結合位移型消能元件之結構分析時，應符合先前10.3.1A節的條件限制。 為能利用振態反應譜疊加法進行

修正以考慮由位移型消能元件提供的阻尼。5%阻尼的加速度反應譜必須藉由振態相依之阻尼修正因子(B_s 或 B_1)，針對該振態週期附近之結構週期範圍予以折減。值得注意的是，各振態的阻尼修正因子均不相同。各振態的阻尼修正因子必須藉由該振態之有效阻尼由表 3-1 查知，而各振態之有效阻尼比則可利用與 10.3.1A 節中類似的方法計算而得。

若是經由動力分析所得之最大基底剪力未達 10.3.1 節修正後之等效基底剪力的 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 90%修正後等效基底剪力的水準。

速度型元件

擬以線性動力分析方法進行結合位移型消能元件之結構分析時，應符合先前 10.3.1B 節的條件限制。

為能利用振態反應譜疊加法進行分析，基於 5%結構阻尼的反應譜必須修正以同時考慮由速度型消能元件提供的阻尼。5%阻尼的加速度反應譜必須藉由振態週期相依之阻尼修正因子(B_s 或 B_1)，針對該振態週期附近之結構週期範圍予以折減。值得注意的是，各振態的阻尼修正因子均不相同。各振態的阻尼修正因子必須藉由該振態之有效阻尼比由表 3-1 查得。第 m 個振態的有效阻尼(β_{eff-m})可依下式計算：

$$\beta_{eff-m} = \beta_m + \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_{mk}} \quad (10-16)$$

其中， β_m 為構架系統第 m 個振態之有效阻尼比， W_{mj} 為第 j 個元件以該振態之樓層位移為基準完成一個完整循環所做的功，而 W_{mk} 則為構架在第 m 個振態之最大應變能，可由(10-16)式計算：

~~分析，基於 5%結構阻尼的反應譜必須修正以考慮由位移型消能元件提供的阻尼。5%阻尼的加速度反應譜必須藉由振態相依之阻尼修正因子(B_s 或 B_1)，針對該振態週期附近之結構週期範圍予以折減。值得注意的是，各振態的阻尼修正因子均不相同。各振態的阻尼修正因子必須藉由該振態之有效阻尼由表 3-1 查知，而各振態之有效阻尼比則可利用與 10.3.1A 節中類似的方法計算而得。~~

若是經由動力分析所得之最大基底剪力未達 10.3.1 節修正後之等效基底剪力的 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 90%修正後等效基底剪力的水準。

B.速度型元件

擬以線性動力分析方法進行結合位移型消能元件之結構分析時，應符合先前 10.3.1B 節的條件限制。

為能利用振態反應譜疊加法進行分析，基於 5%結構阻尼的反應譜必須修正以同時考慮由速度型消能元件提供的阻尼。5%阻尼的加速度反應譜必須藉由振態週期相依之阻尼修正因子(B_s 或 B_1)，針對該振態週期附近之結構週期範圍予以折減。值得注意的是，各振態的阻尼修正因子均不相同。各振態的阻尼修正因子必須藉由該振態之有效阻尼比由表 3-1 查得。第 m 個振態的有效阻尼(β_{eff-m})可依下式計算：

$$\beta_{eff-m} = \beta_m + \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_{mk}} \quad (10-16)$$

其中， β_m 為構架系統第 m 個振態之有效阻尼比， W_{mj} 為第 j 個元件以該振態之樓層位移為基準完成一個完整循環所做的功，而 W_{mk} 則為構架在第 m 個振態之最大應變能，可由(10-16)式計算：

$$W_{mk} = \frac{1}{2} \sum_i F_{mi} u_{mi} \quad (10-17)$$

其中， F_{mi} 與 u_{mi} 分別為第 m 個振態下第 i 層樓板的水平慣性力與水平位移。第 j 個線性黏滯元件於第 m 個振態下完成一個完整循環所做的功可由下式計算：

$$W_{mj} = \frac{2\pi^2}{T_m} C_j \delta_{mrj}^2 \quad (10-18)$$

其中， T_m 為包含速度型元件所提供勁度之結構在第 m 個振態下之週期， C_j 為第 j 個元件的阻尼係數，而 δ_{mrj} 為第 j 個元件在第 m 個振態下沿著軸向兩端點間的相對位移。

直接應用反應譜疊加法則可求得在最大變位情況的桿件作用力，而各顯著振態最大速度與最大加速度情況的桿件作用力則可藉由 10.3.1B 節的描述計算。而組合參數 CF_1 與 CF_2 則藉由第 m 個振態之有效阻尼 $\beta_{\text{eff}-m}$ 代入 (10-14) 與 (10-15) 兩式求得。

若是經由動力分析所得之最大基底剪力未達 10.3.1 節修正後之等效基底剪力的 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 90% 修正後等效基底剪力的水準。

$$W_{mk} = \frac{1}{2} \sum_i F_{mi} u_{mi} \quad (10-17)$$

其中， F_{mi} 與 u_{mi} 分別為第 m 個振態下第 i 層樓板的水平慣性力與水平位移。第 j 個線性黏滯元件於第 m 個振態下完成一個完整循環所做的功可由下式計算：

$$W_{mj} = \frac{2\pi^2}{T_m} C_j \delta_{mrj}^2 \quad (10-18)$$

其中， T_m 為包含速度型元件所提供勁度之結構在第 m 個振態下之週期， C_j 為第 j 個元件的阻尼係數，而 δ_{mrj} 為第 j 個元件在第 m 個振態下沿著軸向兩端點間的相對位移。

直接應用反應譜疊加法則可求得在最大變位情況的桿件作用力，而各顯著振態最大速度與最大加速度情況的桿件作用力則可藉由 10.3.1B 節的描述計算。而組合參數 CF_1 與 CF_2 則藉由第 m 個振態之有效阻尼 $\beta_{\text{eff}-m}$ 代入 (10-14) 與 (10-15) 兩式求得。

擬以線性動力分析方法進行位移型與速度型消能元件之結構分析時，應分別符合 10.3.1.1 節與 10.3.1.2 節的限制條件。

利用振態反應譜疊加法進行分析，必須考慮由位移型及速度型消能元件所提供之額外阻尼，各振態之有效阻尼比則可利用與 10.3.1.1 節與 10.3.1.2 節中類似的方法計算而得。利用表 3-1 阻尼比修正係數 (B_s 或 B_l)，將 5% 阻尼比的加速度反應譜予以修正。第 m 個振態的有效阻尼比 ($\beta_{\text{eff}-m}$) 可依下式計算：

$$\beta_{\text{eff}-m} = \beta_m + \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_{mk}} \quad (10-8)$$

其中， β_m 為構架系統第 m 個振態之有效阻尼比。 W_{mj} 為第 j 個元件以該振態之樓層位移為基準完成一個完整

		<u>循環所做的功。W_{mk}為構架在第m個振態之最大應變能，可由下式計算：</u> $W_{mk} = \frac{1}{2} \sum_i F_{mi} u_{mi} \quad (10-9)$ <u>其中，F_{mi}與u_{mi}分別為第m個振態下第i層樓板的水平慣性力與水平位移。</u> 若是經由動力分析所得之最大基底剪力未達10.3.1節修正後之等效基底剪力的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<u>90%修正後等效基底剪力的水準90%</u>。
10.3.2 線性動力 分析 (解說)	消能元件之添增阻尼與勁度可導致(1)較低的顯著週期與(2)較小的譜需求，因此，消能元件之主要功效在於降低位移。 以線性靜力分析結果的90%作為線性反應譜疊加法計算之作用力與位移的下限，其目的在於防範不當或誤用動力分析程序。 使用消能元件所做之功的模態估算值與模態應變能之估算結果，可稍加修正(10-8)式計算得模態阻尼比。因消能建築的位移由基本振動模態支配，因此適宜的考量策略為修正基本模態的阻尼比以反映消能元件的消能能力，並忽略能量消散對高模態反應的阻降效益。 考慮消能元件提供的阻尼比，可利用(10-16)式至(10-18)式計算模態阻尼比，並利用此修正之阻尼比估算譜需求。因消能建築的位移由基本振動模態支配，因此適宜的考量策略為修正基本模態的阻尼比以反映消能元件的消能能力，並忽略能量消散對高模態反應的阻降效益。	消能元件之添增阻尼與勁度可導致(1)較低的顯著週期與(2)較小的譜需求<u>(1)較小的反應譜需求與(2)較低的顯著週期</u>，因此，消能元件之主要功效在於降低位移、<u>樓層加速度或基底剪力</u>。 以<u>等值</u>線性靜力分析結果的90%作為線性反應譜疊加法計算之作用力與位移的下限，其目的在於防範不當或誤用動力分析程序。 使用消能元件所做之功的模態估算值與模態應變能之估算結果，可稍加修正(10-8)式計算得模態阻尼比。因消能建築的位移由基本振動模態支配，因此適宜的考量策略為修正基本模態的阻尼比以反映消能元件的消能能力，並忽略能量消散對高模態反應的阻降效益。 <u>針對以速度型消能元件進行消能之建築，因為作用力中的黏滯力分量無法直接計算，使得構材內力的計算變得非常複雜。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。</u> <u>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。</u>

		<u>採用線性或非線性液態黏滯元件，第 j 個速度型消能元件以該振態之樓層位移為基準完成一個完整循環所做的功 W_{mk} 之計算，以及建築物內構材設計力之計算，可參考 FEMA 273、274 與 FEMA 356、357。</u> 考慮消能元件提供的阻尼比，可利用(10-168)式至(10-189)式計算模態<u>振態之有效</u>阻尼比，並利用此修正之阻尼比估算譜需求。因消能建築的位移由基本振動模態支配，因此適宜的考量策略為修正基本模態的阻尼比以反映消能元件的消能能力，並忽略能量消散對高模態反應的阻降效益。
10.4 非線性分析方法 10.4.1 非線性靜力分析方法 (本文)	新增本文。	<u>10.4.1 非線性靜力分析方法</u> <u>以非線性靜力分析推估消能建築物的非線性行為之理論基礎，現今尚未完全發展成熟，本節之內容旨在提供進行分析之參考。</u>
10.4 非線性分析方法 10.4.1 非線性靜力分析方法 (解說)	新增解說。	<u>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。</u>

		<u>容量震譜法可考慮結構物於地震過程中之性能績效，並針對各種安全性要求不同建築物設定不同的性能目標。詳細分析方法可參考 ATC 40,以及 FEMA 273、274 與 FEMA 356、357。</u>
10.4.2 非線性動力分析方法 (本文)	新增本文。	<u>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。</u>
10.4.2 非線性動力分析方法 (解說)	新增解說。	<u>參考第三章3.6節之解說。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。</u>
10.4.2 中小度地震消能建築設計考慮 (本文)	若消能建築採用位移型消能元件，須在第 2.10 節所規定之中小度地震作用下，主結構體及消能元件皆不得產生降伏。	刪除本文。
10.4.2 中小度地震消能建築設計考慮 (解說)	由於位移型消能元件須確保不會過早發生降伏而提前產生遲滯消能，且須避免經常更換其相關組件，而速度型消能元件在中小度地震作用下並無此顧慮。	刪除解說。
10.4.3 容許層間相對側向位移角 (本文)	消能建築須按其消能元件之有效阻尼比，計算出中小度地震之設計地震力，並檢核其在中小度地震作用下，各樓層層間相對側向位移角不得超過 0.005，計算位移時應計及平移與扭轉位移。	刪除本文。
10.4.3 容許層間相對側向位移角 (解說)	消能建築可按 10.3.1 節所述方式計算有效阻尼比，並依其有效阻尼比適度折減其設計地震力，但仍須遵守第二章有關中小度地震作用下建物層間相對側向位移角之限制。	刪除解說。
10.5.7 品質管制計畫	結構設計者應依第 10.7 節之規定提供消能元件之品質管制計畫，製造消能元件之品管計畫需由合法之專業技師進	結構設計者應依第 10.7 節之規定提供消能元件之品質管制計畫，製造消能元件之品管計畫需由合法之專業技師進

(本文)	行，品管計畫需包含製造流程之描述、檢驗步驟、檢驗方法及測試以確保品質。	行，品質管制計畫需包含製造流程之描述、檢驗步驟、檢驗方法及測試 <u>結果許可標準</u> ，以確保品質。
10.5.8 維護計畫 (解說)	若像摩擦消能元件、流體黏性消能元件、粘彈消能元件、及其它之機械式消能元件之類的消能元件需要定期的維護與測試。若像金屬降伏及鉛之塑性流之元件可能不需維護。 對於消能元件之定期維護與測試需要建立維護紀錄以保證阻尼硬體在設計生命期中有可靠之反應。維護與測試之程度應反映元件之使用狀態過程，施工時即須開始檢測維護，例如裝設時精度之要求、材料規格是否符合設計要求等；完工後亦須訂定其定期檢查及不定期抽查維護等計畫，檢查維護時可用外觀目視及簡易測試等方法加以檢視，且須依消能元件特性檢討其材料或零件是否須補充、修復或更換，尤其在地震或風災、火災等災害發生後須馬上進行檢修維護。	若像摩擦消能元件、流體黏性消能元件、粘彈消能元件、及其它之機械式消能元件之類的消能元件需要定期的維護與測試。若像金屬降伏及鉛之塑性流之元件可能不需維護。 對於消能元件之定期維護與測試需要建立維護紀錄以保證<u>阻尼硬體在設計生命期中有消能元件在使用年限內具有</u>可靠之反應。維護與測試之程度應反映元件之使用狀態過程<u>消能元件的運作狀態之歷程</u>，施工時即須開始檢測維護，例如裝設時精度之要求、材料規格是否符合設計要求等；完工後亦須訂定其定期檢查及不定期抽查<u>之</u>維護等計畫，檢查維護時可用外觀目視及簡易測試等方法加以檢視，且須依消能元件特性檢討其材料或零件是否須補充、修復或更換，尤其在地震<u>或</u>、風災<u>—等</u>火災等災害發生後，<u>須馬上進行檢修維護工作</u>。
10.6 設計審查 10.6.1 通則 (解說)	許多專業設計師均非完全了解有關使用消能元件之分析與設計。因此，消能建築之分析與設計細節應由一獨立之審查小組進行審查。此小組應包括在地震分析上及消能元件理論與應用上有經驗之人士所組成。	許多專業設計師均非完全了解有關使用消能元件之分析與設計。<u>—</u> <u>為審查結構設計專業技師使用消能元件之分析與設計成果。</u>因此，消能建築之分析與設計細節應由一獨立之審查小組進行審查。此小組應包括在地震分析上及消能元件理論與應用上有經驗之人士所組成。
10.7 消能元件所需之試驗 10.7.1 通則 (本文)	10.7 消能元件所需之試驗 10.7.1 通則 在被動消能系統之設計中所假設之受力與變形關係與阻尼值均應在生產前經過實體試驗及性能保證測試證實。或者這些試驗在設計階段前已施作，則這些測試結果可用於設計。 在本節中所謂之試驗，其目的為：(1)證實於設計中所假設被動消能元件之力與位移性質；(2)展示在最大考量地震作用	10.7 消能元件所需之試驗<u>被動消能元件之實體試驗與性能保證試驗</u> 10.7.1 通則 在被動消能系統之設計中所假設之受力與變形關係與阻尼值均應在生產前經過實體試驗及性能保證測試證實。<u>—</u>或者這些試驗在設計階段前已施作，則這些測試結果可用於設計。<u>—</u> 在本節中所謂之試驗，其目的為：(1)證實於設計中所假設被動消能元件之力

	下各別元件之精確特性。但這些測試不應視作滿足 10.5.7 節中所規定之品質管制計畫。 專業技師應對由 10.7.2 節規定之實體試驗中所得之有效勁度與阻尼值提出明確之合格標準，這些標準應能反映在設計中之假設值並考慮材料性質之變異性及提供不合格之上下限反應值。 專業技師應對 10.7.5 節規定之性能保證測試中所得之有效勁度與阻尼值提出明確之合格標準。性能保證測試之結果可作為產品合格標準之基礎，除非工程合約另有規定。此標準須能識別出承載歷時對各消能元件反應之影響。 不論是實體試驗或性能保證測試時，專業技師均應考慮 10.1.2 節中有關最大考量地震作用下，依消能系統之組數，訂定消能元件所須提供容量等相關細節。 對於所有實體與實際產品所採之製程與品管措施均應相同，在生產製造前所有細節均應經由實體試驗及性能保證測試，並由專業技師審查通過。	與位移性質；(2)展示在最大考量地震作用下各別元件之精確特性。但這些測試不應視作滿足 10.5.7 節中所規定之品質管制計畫。 <u>實體試驗及性能保證試驗的目標在證實隔震系統及被動消能系統中消能元件的力學性質。消能元件之力學性質除另有規定外，須先經實體試驗驗證後始得生產製作。</u> <u>實體試驗在確認最大考量地震作用下各別消能元件之消能性質及穩定性；性能保證試驗在證實設計中所使用消能元件之力學性質。</u> 專業技師應對由 10.7.2 節規定之實體試驗中所得之有效勁度與阻尼值<u>力學性質</u>提出明確之合格標準，這些標準應能反映在設計中之假設值並考慮材料性質之變異性及提供不合格之上下限反應值。<u>而此標準值之訂定除應考慮材料性質之變異性外，材料變異性導致之影響應於設計階段中充分考慮。</u> 專業技師應對 10.7.5 節規定之性能保證測試中所得之有效勁度與阻尼值<u>力學性質</u>提出明確之合格標準。性能保證測試之結果可作為產品合格標準之基礎，除非工程合約另有規定。此標準須能識別出承載歷時對各消能元件反應之影響。 不論是實體試驗或性能保證測試時<u>試驗</u>，專業技師均應考慮 10.1.2 節中有關最大考量地震作用下，依消能系統之組數，訂定消能元件所須提供容量等相關細節。 對於所有實體<u>試驗</u>與實際產品所採之製程與品管措施均應相同，在生產製造前所有細節均應經由實體試驗及性能保證測試，並由專業技師審查通過<u>若計算最小設計總橫力不考慮速度型消能元件所提供之額外阻尼比時，則僅需進行性能保證試驗。</u>
10.7.2	A. 通則 下列實體試驗須分別施作於設計中	A. 10.7.2.1 通則 下列實體試驗<u>之試驗原則上須為分</u>

實體試驗 (本文)	各類型及各尺寸之消能元件各兩個全尺寸試體。若經審查通過，消能元件之每一類型之代表性尺寸試體可選用作性能保證測試。非經專業技師同意，否則測試試體不可用於建築構體上。 B.資料擷取 每一試驗中之每一循環之力與變位關係均須應用數位化方式記錄。 C.測試之順序與循環週數 消能元件不應構成承重系統之一部分，但應能承受一些重力，對於下列最基本之試驗順序，每一消能元件試體均應加載以模擬其在建築上之重力及其環境溫度的劇變。 1. 每一元件均應循環加載至在設計風暴所預期之次數，但不得少於 2000 次完全反覆之載重（位移相關及黏彈元件）或位移（黏滯元件）循環週數，其振幅如設計風暴所預期，且頻率等於建築物基本週期之倒數（$f_1=1/T_1$）。 例外：若消能元件不承受風力引致之受力或位移，或設計風力小於阻尼器降伏力或滑動力，則以上試驗可免除。 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 f_1，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、最大）下進行試驗。 例外：只要下列條件滿足，消能元件可由上述方法以外之其它方法進行測試： (1) 所提試驗方法須與此節的反覆循環試驗要求相似。 (2) 所提試驗方法須能反映消能元件在不同溫度、不同載重頻率下及試驗時溫度升高之效應。 (3) 所提試驗方法須經由專業技師審查通過。	別施作於設計中各類型及各尺寸之消能元件各的兩個全尺寸試體。<u>實體試驗合格之消能元件之試體可選用作性能保證試驗。</u>若經審查通過，消能元件之每一類型之代表性尺寸試體可選用作性能保證測試。非經專業技師同意，否則測試試體不可用於建築構體上。 B.資料擷取 每一試驗中之每一循環之力與變位關係均須應用數位化方式記錄。 C.測試之順序與循環週數 消能元件不應構成承重系統之一部分，但應能承受一些重力，對於下列最基本之試驗順序，每一消能元件試體均應加載以模擬其在建築上之重力及其環境溫度的劇變。 1. 每一元件均應循環加載至在設計風暴所預期之次數，但不得少於 2000 次完全反覆之載重（位移相關及黏彈元件）或位移（黏滯元件）循環週數，其振幅如設計風暴所預期，且頻率等於建築物基本週期之倒數（$f_1=1/T_1$）。 例外：若消能元件不承受風力引致之受力或位移，或設計風力小於阻尼器降伏力或滑動力，則以上試驗可免除。 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 f_1，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、最大）下進行試驗。 例外：只要下列條件滿足，消能元件可由上述方法以外之其它方法進行測試： (1) 所提試驗方法須與此節的反覆循環試驗要求相似。 (2) 所提試驗方法須能反映消能元件在不同溫度、不同載重頻率下及試驗時溫度升高之效應。
-----------------------------	--	---

	D.速度相關或激振頻率相關之元件 若消能元件之受力與變形性質在變化測試頻率從 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 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 $0.5f_1$、$1.0f_1$ 及 $2.0f_1$ 之頻率下再測試。 例外：若使用縮尺實體試體以量化消能元件之速率相關性質，則縮尺實體試體應與足尺實體有相同之型式、材料、相同之製造過程與品質管制，同時應在與代表足尺載重速率相似之頻率下進行測試。其中須以縮尺實體與足尺實體進行衝擊試驗來證明縮尺實體試體之縮尺比例具備足尺實體之代表性，然後再進行縮尺實體試體之實體測試。 E.雙向位移相關之元件 若消能元件是用來承受雙側向變形，則前述之測試應在最大考量地震之雙向零側向位移以及雙向尖峰側向位移之下進行。 例外：若使用縮尺實體試體以量化消能元件之雙側向位移之性質，則縮尺實體試體應與足尺實體有相同之型式、材料、相同之製造過程與品質管制，同時應在與代表足尺位移相似之位移下進行之測試，同時應在與代表足尺載重速率相似之頻率下進行測試。其中須以縮尺實體與足尺實體進行衝擊試驗來證明縮尺實體試體之縮尺比例具備足尺實體之代表性，然後再進行縮尺實體試體之實體測試。 F.測試類似之元件 若消能元件為(1)相似之尺寸及同樣之材料、內部構件以及靜動態內壓，(2)同樣之內部組裝過程及製造品質控制程序，且已為實驗室測試通過者，只要提供下列資料則可不需經過實體試驗：	(3)所提試驗方法須經由專業技師審查通過。 D.速度相關或激振頻率相關之元件 若消能元件之受力與變形性質在變化測試頻率從 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 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 $0.5f_1$、$1.0f_1$ 及 $2.0f_1$ 之頻率下再測試。 例外：若使用縮尺實體試體以量化消能元件之速率相關性質，則縮尺實體試體應與足尺實體有相同之型式、材料、相同之製造過程與品質管制，同時應在與代表足尺載重速率相似之頻率下進行測試。其中須以縮尺實體與足尺實體進行衝擊試驗來證明縮尺實體試體之縮尺比例具備足尺實體之代表性，然後再進行縮尺實體試體之實體測試。 E.雙向位移相關之元件 若消能元件是用來承受雙側向變形，則前述之測試應在最大考量地震之雙向零側向位移以及雙向尖峰側向位移之下進行。 例外：若使用縮尺實體試體以量化消能元件之雙側向位移之性質，則縮尺實體試體應與足尺實體有相同之型式、材料、相同之製造過程與品質管制，同時應在與代表足尺位移相似之位移下進行之測試，同時應在與代表足尺載重速率相似之頻率下進行測試。其中須以縮尺實體與足尺實體進行衝擊試驗來證明縮尺實體試體之縮尺比例具備足尺實體之代表性，然後再進行縮尺實體試體之實體測試。 F.測試類似之元件 若消能元件為(1)相似之尺寸及同樣之材料、內部構件以及靜動態內壓，(2)同樣之內部組裝過程及製造品質控制程序，且已為實驗室測試通過者，只要提供
--	--	--

	1. 檢附所有相關測試數據及合格證明。 2. 製造者能向專業技師證實已測試元件之相似性。 規範已認可之測試數據。	下列資料則可不需經過實體試驗： 3. 檢附所有相關測試數據及合格證明。 4. 製造者能向專業技師證實已測試元件之相似性。 規範已認可之測試數據。 <u>消能元件不應做為承重系統之一部分，亦即消能元件之消能行為不得導致承重系統產生不穩定，但得承受一些重力。下列最基本之試驗順序，每一消能元件試體均應加載以模擬其在建築上之重力及其安裝時環境溫度的影響。</u> <u>10.7.2.2 位移型消能元件</u> 1. <u>每一元件均應循環加載驗證其設計地震需求之反應，其次數不得少於 5 次完全反覆之載重循環週數，試驗之振幅應為設計地震需求之消能元件設計總位移。</u> 2. <u>每一元件均應進行位移漸增之反覆疲勞試驗，最大試驗位移應為 10.1.2 節中有關最大考量地震作用下，依消能系統之組數，訂定消能元件需求容量。試驗位移依序為消能元件最大試驗位移的 0.25、0.50、0.75 及 1.0 倍。前三項位移各進行四個循環試驗，最終項位移的循環試驗反覆施做至試體破壞。</u> <u>10.7.2.3 速度型消能元件</u> 1. <u>阻尼器性質之試驗結果應就不同速度及出力情形繪成速度-出力曲線。</u> 2. <u>每一元件均應加載 5 次完全反覆循環，其試驗速度應依 10.1.2 節之規定。</u> <u>10.7.2.4 試驗類似之消能元件</u> <u>若消能元件為(1)相似之尺寸和相同之材料及內部構造，(2)相同之內部構造組裝過程及製造品質控制程序，且已為實驗室試驗通過者，並且能提供下列資料，則可不需經過實體試驗，但仍應進行性能保證試驗：</u> 1. <u>所有相關試驗數據及合格證明。</u> 2. <u>製造者提供的試驗元件之相似性資料，</u>
--	---	---

		<u>且能獲得專業技師證實。</u>
10.7.2 實體試驗 (解說)	在 10.7 節中對於某些試驗雖可用縮尺之實體，但視需要時仍應進行足尺試驗。元件之破壞特性不得由縮尺試驗來決定。 每次試驗循環中至少必須有 100 個數據點以足夠反映消能元件之受力與變形反應。 必須進行消能元件之實體試驗以驗證在消能建築之分析與設計中所作之假設，並展示其消能硬體能承受設計風暴與最大考量地震所引致之多次變形循環。 在消能建築中所使用之每一主要形式與尺寸之消能元件應測試至少二個足尺實體。這些實體元件應使用與生產用之元件相同的材料所組裝而成。 每一實體消能元件應承受至少 2000 次位移循環其振幅等於在設計風暴下所預期者，此試驗之目的有二個：(1)展示在設計風暴中元件之疲勞壽命不會耗盡，以及(2)提供元件在設計風暴中具有與設計性能相同之工程紀錄。對於短週建築物，在設計風暴中可能遭遇超過 2000 個顯著位移循環，此時應增加其位移循環之次數。 消能元件應儘量測試以確定其扮演的關鍵角色，每一實體元件試體均應承受 20 個相當於最大考量地震之位移循環，其試驗頻率應取代表最大考量地震下建築物之頻率特徵。 規範中有關頻率相依性之評估本質上是與消能元件中所發展之試驗是類似的。$0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 之頻率範圍應可涵蓋一建物之頻率反應。$2.0f_1$ 之頻率相當於一比設計中所假設之剛度更大之建築物頻率，而 $0.5f_1$ 之頻率相當於一因地震搖動效應而勁度減少至原有的 $1/4$ 時之建築物頻率(可能是消能建築之上限值)，這些試驗之數據均應落於在建物設計中所假設之限定值範圍內，若未符合要求則應更嚴密地在 0.5	在 10.7 節中對於某些試驗雖可用縮尺之實體，但視需要時仍應進行足尺試驗。元件之破壞特性不得由縮尺試驗來決定。 每次試驗循環中至少必須有 100 個數據點以足夠反映消能元件之受力與變形反應。 必須進行消能元件之實體試驗以驗證在消能建築之分析與設計中所作之假設，並展示其消能硬體能承受設計風暴與最大考量地震所引致之多次變形循環。 <u>若消能元件的特性會因環境溫度的不同而有顯著差異，則須於至少三種操作溫度(常態溫度-10℃、常態溫度、常態溫度+10℃)下進行試驗。每圈加載循環皆取 100 個取樣點。一般環境下，常態溫度可採用 21℃。</u> 在消能建築物中所使用之每一主要形式與尺寸之消能元件應測試至少二個足尺實體<u>試驗</u>。這些實體<u>試驗</u>元件應使用與<u>應和</u>生產用之元件相同的材料所組裝而成。 每一實體消能元件應承受至少 2000 次位移循環其振幅等於在設計風暴<u>力</u>下所預期者，此試驗之<u>有二個</u>目的有二個：(1)<u>展示在設計風暴中在設計風力作用下，消能</u>元件之疲勞壽命不會耗盡，以及(2)<u>提供元件在設計風暴中在設計風力作用下，消能元件</u>具有與設計性能相同之工程紀錄。對於短週期建築物，在設計風暴<u>力作用下</u>，中可能遭遇超過 2000 個顯著位移循環，此時<u>因此</u>應增加其位移循環之次數。 消能元件應儘量測試以確定其扮演的關鍵角色，每一<u>消能元件</u>實體元件<u>試體</u>試體均應<u>能</u>承受 20 個相當於最大考量地震之位移循環，其試驗頻率應取代表最大考量地震下建築物之頻率特徵，<u>使消能元件能儘量經由試驗以確定其扮演的關鍵</u>

	f_1、$1.0f_1$及$2.0 f_1$之頻率下再進行測試，以檢核消能元件性能，若再未符合要求，則不予接受。 若一消能元件之受力與位移性質受垂直於消能元件長向之方向上的建物位移影響，則這種影響性應由試驗來分析。實體元件之反應須考慮以下兩種最大考量地震的狀態下進行試驗： (1) 該消能元件所屬樓層雙向產生最大速度反應時（發生零側向位移時） (2) 該消能元件所屬樓層雙向產生最大位移反應時 以上述任一狀態下該消能元件在每一側向之尖峰變位（正向及負向）反應作為10.7.2C 第2項之反覆循環測試所使用的最大位移，每一側向皆須分別以其正、負向尖峰變位反應加以測試，而此種雙向效應影響須透過此試驗項目來反映，並以10.7.4 節等相關規定檢核該消能元件性能是否符合設計要求，這些試驗數據應落在建物設計中所假設之限定值範圍內。	<u>角色</u>。 規範中有關頻率相依性之評估本質上是與消能元件中所發展之試驗是類似的。$0.5f_1$至$2.0f_1$之頻率範圍應可涵蓋一建物之頻率反應。$2.0f_1$之頻率相當於一比設計中所假設之剛度更大之建築物頻率，而$0.5f_1$之頻率相當於一因地震搖動效應而勁度減少至原有的1/4時之建築物頻率(可能是消能建築之上限值)，這些試驗之數據均應落於在建物設計中所假設之限定值範圍內，若未符合要求則應更嚴密地在$0.5 f_1$、$1.0f_1$及$2.0 f_1$之頻率下再進行測試，以檢核消能元件性能，若再未符合要求，則不予接受。 若一消能元件之受力與位移性質受垂直於消能元件長向之方向上的建物位移<u>會</u>影響<u>消能元件之受力與位移性質</u>，則這種影響性應由試驗來分析。 實體<u>消能</u>元件<u>實體試驗</u>之反應須考慮以下兩種最大考量地震的狀態下進行試驗： (1) 該消能元件所屬樓層雙向產生最大速度反應時（發生零側向位移時）。 (2) 該消能元件所屬樓層雙向產生最大位移反應時。 以上述任一狀態下該消能元件在每一側向之尖峰變位（正向及負向）反應作為10.7.2C 第2項之反覆循環測試所使用的最大位移，每一側向皆須分別以其正、負向尖峰變位反應加以測試，而此種雙向效應影響須透過此試驗項目來反映，並以10.7.4 節等相關規定檢核該消能元件性能是否符合設計要求，這些試驗數據應落在建物設計中所假設之限定值範圍內。
10.7.3 受力與位移特性之決定 (本文)	10.7.3 受力與位移特性之決定 任何消能元件之受力與位移特性均須基於10.7.2 節所提實體元件之循環載重與位移試驗。 一個消能元件之有效勁度(k_{eff})應在每一變形循環中依下式計算：	10.7.3 <u>消能元件之</u>受力與位移特性之決定 任何消能元件之受力與位移特性均須基於<u>依據</u> 10.7.2 節 <u>中</u>，<u>消能元件實體試驗</u>所提實體元件之循環載重與位移試驗。 <u>每一變形循環</u>，一個消能元件之有效勁度(k_{eff})應在每一變形循環中依下式計算：

	$k_{\text{eff}} = \frac{ F^+ + F^- }{ \Delta^+ + \Delta^- } \quad (10-19)$ 其中，力 F^+ 及 F^- 分別為在位移 Δ^+ 及 Δ^- 時之力，消能元件之有效勁度應建立在 10.7.2C 節所述之測試位移基礎之上。 一個含有勁度消能元件之有效阻尼比應在每一變形循環中依下列公式計算： A. 位移型元件： $\beta'_D = \frac{1}{2\pi} \frac{W_D}{k_{\text{eff}} \Delta_{\text{ave}}^2} \quad (10-20)$ 其中，k_{eff} 為(10-19)式所示之有效勁度，且 W_D 為一位移型消能元件在一實體試驗中位移(Δ_{ave})等於位移絕對值 Δ^+ 及 Δ^- 的平均下之一個完整力與位移反應循環所包圍之面積。 B. 速度型元件： $\beta'_V = \frac{\pi C f'}{k_{\text{eff}}} \quad (10-21)$ 其中，k_{eff} 為(10-19)式所示之有效勁度，C 為速度型消能元件之阻尼係數，f' 為測試頻率。	$k_{\text{eff}} = \frac{ F^+ + F^- }{ \Delta^+ + \Delta^- } \quad (10-19\text{10})$ 其中，力 F^+ 及 F^- 分別為在位移 Δ^+ 及 Δ^- 時之力，消能元件之有效勁度應建立在 10.7.2C 節所述之測試<u>試驗</u>位移基礎之上。 一個含有勁度消能元件之有效阻尼比應在每一變形循環中依下列公式計算： A. 位移型元件： <u>每一變形循環，含有勁度之消能元件，其有效阻尼比應依下式計算：</u> $\beta'_D = \frac{1}{2\pi} \frac{W_D}{k_{\text{eff}} \Delta_{\text{ave}}^2} \quad (10-20\text{11})$ 其中，k_{eff} 為(10-19)式所示之有效勁度，且 W_D 為一位移型消能元件在一實體試驗中位移(Δ_{ave})等於位移絕對值 Δ^+ 及 Δ^- 的平均下之一個完整力與位移反應循環所包圍之面積。 B. 速度型元件： $\beta'_V = \frac{\pi C f'}{k_{\text{eff}}} \quad (10-21)$ 其中，k_{eff} 為(10-19)式所示之有效勁度，C 為速度型消能元件之阻尼係數，f' 為測試頻率。 <u>其中，β_D 為位移型消能元件之有效阻尼比，β_V 為速度型消能元件之有效阻尼比，k_{eff} 為(10-10)式所示之有效勁度，W_D 為消能元件在實體試驗中，一個完整力與位移(Δ_{ave})反應循環所包圍之面積，其中，位移(Δ_{ave})等於位移絕對值 Δ^+ 及 Δ^- 的平均值。</u>
10.7.4 試驗結果 檢核 (本文)	若下列所有之情況皆符合，則該實體元件之行為表現可視為達到要求： 在 10.7.2C 節之試驗之下其受力與位移曲線有非負值之增額承載容量。 例外：若消能元件為具速度相關之行	刪除

	為則不須依從此規定。 2. 在 10.7.2C 節之試驗中，一實體消能元件在任一循環中之有效勁度(k_{eff})其差異不超過平均有效勁度之$\pm 15\%$內。 例外：(1)若分析顯示更大差異值對消能建築反應並無有害的影響，則 15%之限制可以提高。 (2)流體粘滯消能元件及其它不具有有效勁度之元件則不需依從本規定。 3. 在 10.7.2C 節之每一試驗中，一實體消能元件試體在任一循環中於零位移所對應之最大、最小力與所有循環之最大、最小力平均值之差異皆不超過 15% 內。 例外：若分析顯示更大的差異值對消能建築反應並無有害的影響，則 15%之限制可以提高。 4. 在 10.7.2C 節之每一試驗中，一實體消能元件試體在任一循環中之遲滯圈面積(W_D)不超過平均遲滯曲線面積之$\pm 15\%$內。 例外：若分析顯示更大的差異值對消能建築反應並無有害的影響，則 15%之限制可以提高。 5. 對於位移相關型元件在 10.7.2C 節之每一試驗所得之平均有效勁度，在零位移之平均最大、最小力及遲滯迴圈之平均面積(W_D)均應落在設計值之內，其差異不超過 5 個循環面積之$\pm 15\%$內。 6. 對於速度相關型元件在 10.7.2C 節所述步驟下之每一試驗計算所得之在零位移之平均最大、最小力，有效勁度（只對粘彈性元件）及遲滯迴圈之平均面積(W_D)均應落在設計值之內。 液態黏滯元件之力與速度性質的變化量不應超過其設計理論值之$\pm 15\%$。	
10.7.4 試驗結果 檢核	新增本文。	10.7.4.1 位移型消能元件 <u>1.在 10.7.2.2 節第一項試驗中，消能元件</u>

(本文)		<u>之試驗結果須滿足下列所有情況：</u> <u>(1)任一循環中之有效勁度(k_{eff})，其差異不超過平均有效勁度之$\pm 15\%$。</u> <u>(2)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%。</u> <u>(3)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$\pm 15\%$。</u> <u>(4)受力與位移曲線不得有負值之增額承載容量。</u> <u>若分析顯示，更大差異值對消能建築物反應並無有害的影響，則經專業技師同意後 15%之限制可酌於提高。</u> <u>2.在 10.7.2.2 節第二項試驗中，在最大試驗位移未達到前，消能元件不得發生斷裂現象。</u>
10.7.4 試驗結果檢核 (解說)	若有使用到多重之功能性水準則應擴大實體試驗之規範要求至與原來所述不同之位移水準下進行測試。這些額外之測試應能驗證在考慮建物反應不同之水準下分析消能元件反應中所作之假設。	若有使用到多重之功能性水準則應擴大實體試驗之規範要求至與原來所述不同之位移水準下進行測試。這些額外之測試應能驗證在考慮建物反應不同之水準下分析消能元件反應中所作之假設。 <u>若使用多重功能性之消能元件，實體試驗應擴大至規範要求之速度水準下進行試驗。這些額外之試驗應能驗證，建築物在不同水準假設下分析，消能元件之反應。</u> <u>試驗之第一循環可能由於控制或油壓因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足 10.7.2 節之規定。</u>
10.7.4 試驗結果檢核 (本文)	新增本文。	<u>10.7.4.2 速度型消能元件</u> <u>1.在 10.7.2.3 節第一項試驗中，消能元件的速度-出力曲線中，在各種不同速度情況下，出力之試驗值與設計理論值之差異不得超過理論值之$\pm 15\%$。</u> <u>2.在 10.7.2.3 節第二項試驗中，若消能元件之試驗結果行為符合下列所有要求，</u>

		<u>則試驗結果可視為合格：</u> <u>(1)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$\pm 15\%$。惟流體粘滯消能元件及其它不具有有效勁度之消能元件，不需依從本規定。</u> <u>(2)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%。</u> <u>(3)任一循環中，消能元件實體試體之遲滯圈面積(W_D)不低於平均遲滯曲線面積之 85%。</u>
10.7.4 試驗結果 檢核 (解說)	新增解說。	<u>若使用多重功能性之消能元件，實體試驗應擴大至規範要求之速度水準下進行試驗。這些額外之試驗應能驗證，建築物在不同水準假設下分析，消能元件之反應。</u> <u>試驗之第一循環可能由於控制或油壓因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足 10.7.2 節之規定。</u>
10.8 定義	消能元件：系統中允許大量由地震引致的側向變形的一種側向柔軟且垂直向剛硬的結構元件。此類元件可能被視為部分承擔或額外的承重系統。	消能元件：系統中允許大量由地震引致的側向變形的一種側向柔軟且垂直向剛硬的結構元件。此類元件可能被視為部分承擔或額外的承重系統。 <u>系統中做為消散能量用途之主要元件，其型式可依功能概分為位移型、速度型與其他型式。</u>
10.9 符號說明	CF_i ：使用於速度相關之消能元件之狀態組合係數。 T_{eD} ：消能建築在設計地震作用下之有效振動週期。 T_{eM} ：消能建築在最大考量地震作用下之有效振動週期。 T_m ：含速度型消能元件所提供勁度之結構在第 m 個振態下之週期。 T_s ：消能建築於標的位移之割線基本週期。 W_{Fi} ：消能建築第 i 樓層所消釋之非線性遲滯能。 β'_D ：一位移型消能元件本身之有效阻尼比。 β'_V ：一速度型消能元件本身之有效阻尼比。	CF_i：使用於速度相關之消能元件之狀態組合係數。 T_{eD}：消能建築在設計地震作用下之有效振動週期。 T_{eM}：消能建築在最大考量地震作用下之有效振動週期。 T_m：含速度型消能元件所提供勁度之結構在第 m 個振態下之週期。 T_s：消能建築於標的位移之割線基本週期。 W_{Fi}：消能建築第 i 樓層所消釋之非線性遲滯能。 β'_D：一位移型消能元件本身之有效阻尼比。 β'_V：一速度型消能元件本身之有效阻尼比。

	δ_{mj}：一速度型消能元件在第 m 個振態下沿軸向兩端點間之相對位移。 δ_{ij}：一速度型消能元件沿軸向兩端點間之相對位移。 θ_j：消能元件之傾斜角。	δ_{mj}：一速度型消能元件在第 m 個振態下沿軸向兩端點間之相對位移。 δ_{ij}：一速度型消能元件沿軸向兩端點間之相對位移。 θ_j：消能元件之傾斜角。 <u>F_i：設計側向力作用下第 i 樓層之水平作用力。</u> <u>F_{mi}：第 m 個振態下第 i 樓層之水平慣性力</u> <u>β_{eff-m}：第 m 個振態之建築物有效阻尼比。</u> <u>β_m：建築構架中第 m 個振態之有效阻尼比。</u> <u>β_D：位移型消能元件本身之有效阻尼比。</u> <u>β_V：速度型消能元件本身之有效阻尼比。</u>
--	--	--

第五章 隔震與含被動消能系統設計示範例研擬

第一節 隔震建築設計

參考本研究團隊建議研修之隔震設計規範(如 4.1.1 節所述)，以一棟地上八層、地下一層之鋼筋混凝土建築物作為隔震設計之示範例供業界參考，如附錄三所述。。

第二節 含被動消能系統建築物之設計

參考本研究團隊建議研修之隔震設計規範(如 4.2.1 節所述)，以一棟地上六層、地下一層之鋼結構建築物作為隔震設計之示範範例供業界參考，以下列出目前討論之設計步驟(僅針對業界常用之液態黏滯阻尼器與黏彈性消能元件)：

速度型阻尼器之力學行為與速度相關，建議仍應進行動力分析程序設計較為適當。本節範例內容僅提供作為分析程序之參考，建議以本節方法初步設計完成後，應至少進行線性動力分析作為檢核。

壹、線性靜力分析

<方法一>

基本目的為檢核消能元件在最大考量地震下作用下之容量。採用非線性液態黏滯阻尼器，簡稱 FVD。基本前提為結構構架於最大考量地震下保持彈性。分析步驟如下所述：

1. 選定各層樓阻尼器組數、指數 α 。
2. 決定設計阻尼比。

假定黏滯阻尼比 viscous damping ratio (β_V)，結構固有阻尼比 inherent damping ratio (β)，遲滯阻尼比 hysteretic damping ratio (β_D)。

3. 構架耐震設計。

以最大考量地震考慮整體阻尼(β_{eff})，以此計算整體結構之基底剪力，並確認結構構架保持彈性。

4. 設計頂層位移 A

利用規範最大考量地震反應譜求得阻尼比 β_{eff} 下之譜位移反應(S_d)，再考慮第一振態之參與因子(Participation Factor, Γ_1)轉換成頂層之設計位移 A 。其中：

$$S_d = \frac{S_a g T^2}{2\pi^2 B}$$

$$\{u_{\max}\} = \{u_{\max}\}_1 = A \{\phi_1\} = \Gamma_1 S_d \{\phi_1\}$$

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

$$A = \Gamma_1 S_d$$

上式中 T 為第一振態週期， B 為[規範表 3-1]阻尼比修正係數。

5. 決定各層樓阻尼常數(C)之分配方式：

一般採各樓層阻尼力水平分量正比於樓層層間剪力，亦即 $C_1/V_1 \div C_2/V_2 \div \dots \div C_i/V_i$ ，但本算例因簡化起見採用均勻分配(uniform distribution)。利用阻尼器提供之設計阻尼比(viscous damping $\beta_v = 10\%$)如下式：

$$\beta_v = \frac{T^{2-\alpha} \sum_j C_j \lambda \cos^{1+\alpha} \theta_j \phi_{rj}^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2},$$

6. 以步驟(3)計算之基底剪力，依據[規範第二章]計算地震豎向力分佈，施加於結構分析模型中。
7. 進行含持續載重之側向靜力分析，持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重，求得各層樓之側向層間變位。
8. 利用步驟(7)分析之各樓層變位正規化後代入步驟(3)之 ψ_1 ，且將分析之頂層最大位移代入步驟(4)之 A 值，重新設計 C 值，此時 C 值即為利用靜力分析求得之設計參數。
9. 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。

10. 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。

<方法二>

基本目的為檢核消能元件在最大考量地震下作用下之容量。採用非線性液態黏

滯阻尼器，簡稱 FVD。基本前提為結構構架於最大考量地震下保持彈性。分析步驟如下所述：

1. 選定各層樓阻尼器組數、指數 α

2. 決定設計阻尼比

假定黏滯阻尼 viscous damping ratio (β_v)，結構固有阻尼 inherent damping ratio (β)。而遲滯阻尼 hysteretic damping (β_D)。

3. 構架耐震設計

以最大考量地震考慮整體阻尼(β_{eff})，以此計算整體結構之基底剪力，並確認結構構架保持彈性。

4. 將最大考量地震作用剪力依據[規範第二章]計算地震豎向力分佈。

5. 進行含持續載重之側向靜力分析，持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重，求得各層樓之側向層間變位。

6. 決定各層樓阻尼常數(C)之分配方式：

一般採各樓層阻尼力水平分量正比於樓層層間剪力，亦即 $C_1/V_1 \div C_2/V_2 \div \dots \div C_i/V_i$ ，但本算例因簡化起見採用均勻分配(uniform distribution)。利用阻尼器提供之設計阻尼比 (viscous damping $\beta_v = 10\%$) 如下式：

$$\beta_v = \frac{T^{2-\alpha} \sum_j C_j \lambda \cos^{1+\alpha} \theta_j \phi_{rj}^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} ,$$

7. 將步驟(5)所得之頂層位移以及各層層間位移，配合等效遲滯阻尼比 $\beta_v=10\%$ 與 α 值代入下式計算阻尼常數 C 值

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

$$\sum_j W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^\alpha \sum_j \lambda C_j |\Delta_{rj} \cos \theta_j|^{1+\alpha} ; W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

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_s ：結構基本週期 ($=1/f_1 = 2\pi/\omega_1$)

$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$ 可參考 FEMA274 表 C9-4

C_j ：第 j 個阻尼器之阻尼常數

Δ_{rj} ：第 j 個阻尼裝置兩端之水平相對位移

θ_j ：第 j 個阻尼器之裝設水平傾斜角

ΔF_i ：第 i 層層間剪力

Δu_i ：第 i 層層間變位

8. 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。

9. 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。

貳、非線性靜力分析方法

採用非線性液態黏滯阻尼器，簡稱 FVD。參酌市場型式及合理價位，阻尼器之最大出力約 50 ton~ 150 ton。分析步驟如下所述：

1. 選定各層樓阻尼器組數、指數 α 與出力容量
2. 含持續載重下(含 100%靜載重+50%活載重)進行 Pushover analysis
3. Damping ratio = inherent damping ratio + additional damping ratio (ζ_0)
4. 以容量震譜法求得功能績效點(Performance point)
5. 將功能績效點(Performance point)對應之各層層間變位求出
6. 利用層間變位求各層阻尼器之軸向變形，利用結構割線勁度對應之基本振態角頻率 ω 可求得各層阻尼器之速度值(V)，參考業界產品之合理出力值設計各阻尼器對應之 C 值($F=CV^\alpha$)。
7. 利用頂層位移以及各層層間位移，配合各阻尼器之 C 值與 α 值計算有效阻尼比

$$\text{有效阻尼比 } \beta_v = \frac{\sum W_{vj}}{4\pi W_k} = \zeta_1, \text{ 其中}$$

$$\sum W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^\alpha \sum \lambda C_j |\Delta_{vj} \cos \theta_j|^{1+\alpha} ; W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

T_s 為功能績效點(Performance point)對應割線勁度之週期

8. 將 ζ_1 代入第二步 ζ_0 重覆 3~8 步驟直至 $\text{abs}(\zeta_1 - \zeta_0) < \text{tolerance}$
9. 檢討各阻尼器在最大考量地震下之容量，並依規範第 10.1.2 節檢討因消能元件贅餘程度不同而所需承受位移及速度之容量增加。

第六章 性能設計法

第一節 原則

有鑒於結構設計多由耐震設計所控制，近年來耐震設計的發展已朝向性能導向的設計理念，並逐步落實於設計規範當中。隨著國內外耐震工程與相關科技的快速發展，建築物與公路橋梁最新耐震設計規範草案亦陸續提出。

就現階段建築物有關性能設計法相關規範與研究成果報告，期能提供未來規範研擬修訂之參考，對於實務工程應用，仍有待後續研究成果與實驗驗證加強完整性。已下針對性能設計做一簡單之說明：

1. 耐震性能設計基本原則，係探討地震需求與結構容量關係，根據位移設計法之概念決定初步設計後，依適當分析方法進行結構分析與設計，設計結果應滿足耐震性能檢核之規定，以使建築物在不同回歸期之地震力作用下維持應有的性能。
2. 耐震性能由三項要素組成，第一為安全性，第二為使用性、第三為修復性。安全性強調結構體耐震能力，在地震力作用下必須能保持不產生建築物崩塌；使用性強調地震後建築物能繼續保有其原設計功能；修復性強調在不需大規模拆除重建的原則下，選用合適的修復補強工法恢復原有功能，亦隱含經濟層面的考量。
3. 地震需求根據歷年地震事件之觀測資料，依耐震性能分為中度地震、設計地震與最大考量地震三種地震等級。各地震等級提供對應的彈性與非彈性反應譜值，以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，進行耐震性能設計。
4. 耐震性能初步設計係以位移設計法為基礎，使結構在地震作用下之最大位移接近預期的目標位移，並提供設計者作初步斷面選擇之用。
5. 結構容量探討結構構件之力學行為，與材料、斷面及荷重型式等因素有關，應具有適當勁度、強度或變形能力。
6. 建築物耐震性能分析須根據耐震等級與結構動力特性，建置合理的建築物結構分析模型，並選擇適合的分析方法，以線性靜力分析法、容量震譜法、反應譜法與歷時分析法等四種方法為原則，並可輔以非迭代容量震譜法評估建築物於不同功能績效點時所對應的地表加速度與結構反應，或採用相關分析技術獲得

更可靠之分析成果。

7. 建築物之耐震性能，根據結構組成構件的損傷程度與基礎穩定性給予綜合性描述。結構構件之損傷程度所表現的破壞序列必須為合理，滿足安全性、使用性與修復性原則。

第二節 位移設計法

耐震性能初步設計係以位移設計法為基礎，使結構在地震作用下之最大位移接近預期的目標位移，並提供設計者作初步斷面選擇之用。

位移設計法採用位移而非力量為耐震設計之參數，透過對結構頂層位移或層間變位角之控制作為對結構性能之方法。目前國內外有關位移設計法之研究成果眾多，如文獻 [Moehle, 1992]、[Kowasky, Priestley, 1995]、[Chorpa AK, Goel RK, 1999]、[Aschheim MA, Black EF, 2000]、[Freeman SA, 1998]、[Priestley MJN, Kowalsky MJ, 2000]、[Xue, Q., 2001]、[Lin, Y.Y., Chang, K.C. and Tsai, M.H., 2002]、[Lin, Y.Y.; Hwang, J.S. and Chang, K.C., 2003]、[Lin, Y.Y. and Chang, K.C., 2003]、[廖文義、羅俊雄、邱世彬, 2003]、[宋裕祺、蔡益超, 2004] 等，皆闡述應用位移設計法較傳統力量設計法具有直觀且易掌握結構性能的優點。設計者可參考上述研究成果進行初步設計，本附錄提供兩種方式說明如下：

(一) 方法一 [Lin, Y.Y.; Chang, K.C. and Tsai, M.H., 2002]

根據第 3.4 節之彈性位移反應譜，採用替代結構將原本複雜之非線性問題轉化為簡單易懂且較為設計者接受的線性迭代問題，以決定橋梁整體結構的降伏設計地震力、結構彈性勁度及位移韌性。設計結果應滿足設計地震與最大考量地震作用下之目標位移，並提供設計者作初步斷面選擇之用。

設計步驟如下所述：

步驟一：決定極限位移 Δ_u 並假設結構降服位移 Δ_y 以求得所需之韌性 μ

極限位移 Δ_u 可由設計者依地震等級而定，結構降服位移 Δ_y 可先任意假設，位移韌性 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ 。

步驟二：計算替代結構之等值遲滯阻尼 ξ_{eq}

選擇適當之遲滯模型以估計非線性結構因韌性行為 μ 而產生之等效遲滯阻尼 (Hysteretic Damping, ξ_h)，並加上結構本身之固有阻尼 (Inherent Damping, ξ_I) 即得替代結構之阻尼，如下所示：

$$\xi_h = \frac{1}{\pi} [1 - \mu^n (\frac{1-\alpha}{\mu} + \alpha)]$$

$$\xi_{eq} = \xi_I + \xi_h$$

其中 α 為降伏勁度比， n 為勁度遞減因子，建議取結構之韌性介於 1.0~3.0 間，以獲得較佳結果。初步設計時可假設結構為完全彈塑性，以符合第 3.5 節地震力折減係數的使用條件。

步驟三：將結構之 Δ_u 轉換為 $(\Delta_u)_{eq}$

將多自由度設計結構之極限位移轉換為單自由度系統，此流程使用結構系統降伏階段之振態參與係數 PF_{1y} 與有效振態質量係數 α_{1y} 。

$$M_{eq} = M \times \alpha_{1y}$$

$$(\Delta_u)_{eq} = \frac{\Delta_u}{PF_{1y}}$$

步驟四：計算替代結構之週期 T_{eq} 及勁度 K_{eq}

替代結構之週期 T_{eq} 可根據 ξ_{eq} 與 $(\Delta_u)_{eq}$ 由設計位移反應譜求得，而替代結構之勁度可由結構動力學中質量、勁度與週期之關係而得。

$$K_{eq} = M_{eq} \times \left(\frac{2\pi}{T_{eq}}\right)^2$$

步驟五：計算極限力 V_u 與降伏設計力 V_y

替代結構為一線性結構，由方程式可得其所受力量 V_u ，又因替代結構與非線性結構具相同之極限力，故 V_u 亦為非線性結構之極限力。由於位移設計法所採用之設計力 V_d 係為非線性結構之降服力 V_y ，故由 V_u 與 V_y 間之幾何關係可得設計力如方程式(4-7)所示。

$$V_u = K_{eq} \times (\Delta_u)_{eq}$$

$$V_y = \frac{V_u}{1 + \alpha(\mu - 1)}$$

步驟六：根據降伏設計力 V_y 決定結構初步斷面

選擇適當之梁柱斷面，將降伏設計力按照第一振態分佈進行側推分析，使結構在結構容量曲線的頂層位移能夠接近或等於步驟一所假設之降伏位移。

(二) 方法二 [宋裕祺、蔡益超，2004]

根據降伏點對應之地震需求譜，針對容量曲線進行初步設計，以決定橋梁整體結構的降伏設計地震力、結構彈性勁度及位移韌性。設計結果應滿足中度地震、設計地震與最大考量地震作用下之耐震性能目標，並提供設計者作初步斷面選擇之用。

設計步驟如下所述：

步驟一：

容量曲線係指整體結構之側向力與側向位移關係，以等值單自由度系統表示。假設橋梁結構反應由第一振態控制，將多自由度系統轉換至單自由度系統進行初步設計，依實務經驗概估容量曲線之基本設計參數，包含後降伏勁度與彈性勁度之比值 α 、降伏位移 δ_y 、結構系統降伏階段之振態參與係數 PF_{1y} 與有效振態質量係數 α_{1y} 。

步驟二：

擬定耐震性能目標。耐震性能目標（Performance Object, PO）依地震等級分類，取其對應之結構最大位移與地表加速度共同表示如下：

(1) 使用性能目標，PO₁：

要求結構物之彈性位移 δ_{med} 及其對應的地表加速度 S_{amed} ，即

$$PO_1 = (\delta_{med}, S_{amed})$$

$$\delta_D = R_{med} \times \delta_y$$

(2) 生命安全目標，PO₂：

要求結構物之非彈性位移 δ_D 及其對應的地表加速 S_{aD} ，即

$$PO_2 = (\delta_D, S_{aD})$$

$$\delta_D = R_D \times \delta_y$$

(3) 防止崩塌目標，PO₃：

要求結構物之極限位移 δ_M 及其對應的崩塌地表加速 S_{aM} ，即

$$PO_3 = (\delta_M, S_{aM})$$

$$\delta_M = R_M \times \delta_y$$

步驟三：

將結構物之位移 δ 依各性能需求之不同轉換為單自由度系統之譜降伏位移 S_{dy} ，計算其位移韌性比 R ，依據後降伏勁度比 α 並配合以下各性能需求資料，由降伏點之對應地震需求譜（Yielding Point Spectrum, YPS）計算降伏力 P_y 與其對應之勁度 K_y 。初步設計時可假設結構為完全彈塑性，以符合地震力折減係數的使用條件。

(1) 使用性能目標，PO₁：

$$S_{dy1} = \frac{\delta_{med}}{PF_{1y}}$$

$$R_1 = R_{med} = 1$$

由 S_{dy1} 、 R_1 與 S_{amed} 查 YPS 得降伏強度係數 C_{y1} 。

計算地震力

$$P_{y1} = \alpha_{1y} \times C_{y1} \times W$$

計算勁度

$$K_1 = P_{y1} / \delta_{y1}$$

(2) 生命安全目標，PO₂：

$$S_{dy2} = \frac{\delta_y}{PF_{1y}}$$

$$R_2 = R_D$$

由 S_{dy2} 、 R_2 與 S_{aD} 查 YPS 得降伏強度係數 C_{y2} 。

計算地震力

$$P_{y2} = \alpha_{1y} \times C_{y2} \times W$$

計算勁度

$$K_2 = P_{y2} / \delta_{y2}$$

(3) 防止崩塌目標，PO₃：

$$S_{dy3} = \frac{\delta_y}{PF_{1y}}$$

$$R_3 = R_M$$

由 S_{dy3} 、 R_3 與 S_{aM} 查 YPS 得降伏強度係數 C_{y3} 。

計算地震力

$$P_{y3} = \alpha_{1y} \times C_{y3} \times W$$

計算勁度

$$K_3 = P_{y3} / \delta_{y3}$$

步驟四：

取上述所得各勁度值 K_i ($i = 1 \sim 3$) 中之最大者作為整體結構之勁度，續按後降伏勁度比 α 與其對應的位移韌性 R_i 依下式求得整體結構物之力與位移關係：

$$P_i = P_y + \alpha K (R_i - 1) \delta_y$$

$$\delta_i = R_i \delta_y$$

依上述程序所得之雙線性結構容量曲線，滿足所有目標性能需求之最為嚴格者，可作為實際結構設計之依據。

第七章 結論與建議

第一節 結論

- (1) 本計劃之工作內容包含收集目前業界針對隔制震裝置設計之問題與困擾項目、相關文獻回顧、相關規範條文使用上之檢討、草擬修訂相關條文、原規範與修訂後規範之設計案例比較。目前本研究團隊針對第九章隔震建築設計與第十章含被動消能系統建築物之設計章節內之條文暨解說進行修訂，並經由專家學者座談會討論，匯整相關意見並與業界討論後，提出供業界參考之示範例。
- (2) 由本研究分析結果初步得知，隔震結構之破壞不會由最大考量地震所控制，因此本建議可考慮刪除隔震建築物於最大考量地震下非線性歷時分析（容許韌性容量檢核），並建議最大總位移納入一限制條件 $D_{TM} \leq 1.5D_{TD}$ ，以免造成 D_{TM} 不合理放大。
- (3) FEMA 450 第 13 章 Seismically Isolated Structure Design Requirements 與 FEMA 273 第 9 章 Seismic Isolation and Energy Dissipation 相較下僅些微修改，然而 FEMA 450 第 15 章 Structures with Damping System 卻與 FEMA 273 有極大之出入，其靜力分析採用位移設計法之觀念，以達到性能要求之目標。考慮參考 FEMA273 線性靜力分析，各樓層的桿件內力及系統的變位均使用線彈性靜力分析，假設建築物之勁度永遠不會降伏，求取一側向力使結構物在不降伏時變位，此時之側向力做適當的豎向分配，經由推進分析求得當結構物於此側向力時的內力分；或者參考非線性靜力分析可配合 ATC-40（以容量震譜法求得功能績效點），以及 FEMA273 非線性靜力分析。本研究團隊經詳細評估討論後，提出針對速度型消能元件於線性靜力分析與非線性靜力分析之設計流程。
- (4) 為因應國內環境與背景（如試驗容量之限制），修訂隔震與被動消能元件實體試驗與性能保證測試，以期達到公正且合理之檢驗標準。並建立合理與完善之管理機制，如此將可提昇相關工程施工效率，以避免不必要之人力物力耗費。
- (5) 可與國家地震中心耐震設計規範研擬小組討論相關意見與問題，以提高國內規範研修之效率。
- (6) 建議訂定國內隔制震建築之審查機制與建立合理與完善之品質管理機制。

第二節 建議

以下分別從立即可行的建議及長期性建議加以列舉。

建議未來仍應繼續研擬符合工程界需求以及參考國內外相關研究發展之隔制震規範—立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國家地震工程研究中心

於規範中宣示正確之隔制震結構定義，以避免工程界之不當應用。中間層隔震設計目前仍需進一步之研究使得列入規範條文，另外，消能元件設計之適用規範，目前規範仍為初步發展，因此以綱要性之規定為原則，未來仍繼續參考更多的資料，期能與國內消能系統之新發展齊頭並進。

本研究基於目前隔制震之概念、精神、理論背景、初步規劃、分析、設計方法等要項，包括隔制震建築結構體、隔制震裝置及與隔制震系統相關構件之設計計算方式，已初步進行建築物隔震與被動消能系統技術發展與應用之研討、建築物隔震與含被動消能系統設計章節相關條文暨解說之研修、以及建築物隔震與含被動消能系統設計示範例之建立。另外，因應國內環境與背景（如試驗容量之限制），已初步修訂隔震與被動消能元件實體試驗與性能保證測試，以期達到公正且合理之檢驗標準。

定期舉辦專家學者座談會以蒐集相關研究成果與業界問題—立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國家地震工程研究中心、專業技師公會、建築師公會

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，針對目前規範第九章隔震建築設計以及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。

建議納入常見隔制震裝置之標準施工規範與精度分級—長期性建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國家地震工程研究中心、專業技師公會、建築師公會

規範中可考慮研擬常見隔制震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，提升我國對於隔制震建築構造之規劃、設計技術。並推

廣隔制震建築，使國內業界更瞭解隔制震裝置之特性與相關規劃、設計、檢覈、試驗及施工注意事項，並減少接踵而至之缺失。

建議建立合理與完善之品質管理與特殊審查機制－長期性建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國家地震工程研究中心、專業技師公會、建築師公會

建立隔制震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。另外，並建議國內隔制震建築之特殊審查機制，以確保隔制震設計之品質與正確性。

建議進行應用隔制震建築物資料庫研究-長期性建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國家地震工程研究中心

建議可建立目前國內應用隔制震建築物之資料庫，以全面性了解國內應用目前之情形，並探討其是否真正符合隔制震設計之精神，以正確釐清與落實防震之觀念。

附錄一 會議紀錄

九十五年度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會議期初簡報紀錄

- 一、時間：九十五年三月十四日
- 二、地點：內政部建築研究所會議室
- 三、主持人：何所長明錦
- 四、會議記錄：(略)
- 五、主席致詞：(略)
1. 舉辦座談會討論。
2. 研擬細節補充，規範於附錄或解說須有完整說明。
3. 制震裝置勁度比例(分擔消能能力)。
4. 參考國內外相關法規，如參考日本 JSSI (2005 年已修訂多處)。
5. 耐震設計規範於 2005 年 7 月頒布，2006 年 1 月剛修訂，目前若提出修訂規範是否有商榷之處？FEMA273(guideline)於 1997 年提出，FEMA356 為 pre-standard，目前耐震設計規範隔制震章節主要參考 97 年 FEMA273，因此進一步研究提出修訂尚稱合理(針對國外研究更新之規範與國內環境需求)。
6. 建議於附錄收集各類隔制震裝置與其設計佈置方式。
7. 防火規定(阻尼器防火板包覆.....)。
8. 是否考慮另案研究常見之隔制震裝置、其標準施工規範與精度分級。
9. 地下層構造容許變位之限制。
10. 設計案例新舊規範之比對，並提出適用設計分析軟體版本。
11. 建議規範提出一規格標準(類似 CNS 標準)。
12. 建議於非線性動力分析三組地震歷時中，可否有一組為官方提供。
13. 釐清中間層隔震之可行性。建議國內由基礎隔震設計開始，待成熟後再考量高樓層隔震。
14. 目前測試試驗仍屬個案評定，待日後成熟後納入一管理機制，若制式規格品則進行性能測試即可。
15. 隔制震之適用性與設計範例。建議於示範例加入摩擦型與滾動支承。
- 六、散會

九十五年度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第一次會議紀錄

- 一、時間：九十五年四月二十四日
- 二、地點：國家地震工程研究中心會議室
- 三、主持人：張主任國鎮
- 四、會議記錄：(略)
- 五、主席致詞：(略)
1. 本計劃之工作內容可歸納如下(本計劃規範檢討範圍不侷限於第九章隔震建築設計以及第十章含被動消能系統建築物之設計)。
 - (1) 收集目前業界針對隔制震裝置設計之問題與困擾項目。
 - (2) 相關規範條文使用上之檢討。
 - (3) 草擬修訂相關條文。
 - (4) 相關文獻回顧。
 - (5) 原規範與修訂後規範之設計案例比較。
 - (6) 示範例。
2. 可參考目前著手修訂之橋樑設計理念，並與國家地震中心另一耐震設計規範研擬小組討論相關意見與問題。
3. 相關規範條文使用上之檢討預計執行 2 至 3 個月，每兩星期定期舉行會議。

4. 區分中小地震、475 與 2500 年地震以設計水平與垂直地震力之合理性。
 5. 遠域地震與近斷層地震之考量。
 6. 為控制結構物之變形量，非線性靜力分析(Pushover Analysis)之必要性。
 7. 性能設計法須以非結構設備之性能要求為標準(如高科技廠房或醫院結構)，如此才可真正落實性能設計法之精神。
 8. 目前國內隔制震建築似乎無規定強制審查之機制，且測試之品管標準應由何單位負責？
 9. 隔震機制啟動時機應於中小地震下就發揮其效用。
 10. 第十章含被動消能系統建築物之設計主要應用範圍應為額外安裝(Supplemental)之被動消能系統。位移型阻尼器可視為一產生塑鉸消能之機制，須討論其安排於第十章之適切性。
 11. 台聯工程顧問股份有限公司柯鎮洋總經理針對目前新版耐震設計規範第九章隔震建築設計之建議如下：
 - (1) **9.1.4 基面之認定**
中間層或高樓層隔震之基面如何認定？
 - (2) **9.2 靜力分析方法.....9.2.3 最小側向位移.....9.2.3.1 設計位移**
阻尼比調整係數 B。
 - (3) **9.2.3 最小側向位移.....9.2.3.2 設計總位移與最大總位移**
幾何形狀若不規則之計算(例如長條型建物之修正方式)?另外，可調整隔震裝置之設計以降低偏心之效果，因此是否須考量隔震系統之有效勁度在空間上之分佈及隔震系統以上結構質量偏心之最劣位置(設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM})。
 - (4) **9.2.5 最小設計水平總橫力.....9.2.5.3 最小設計水平總橫力之限制**
起始降伏地震力放大倍數與載重組合地震力係數之考慮？
 - (5) **9.2.10 層間相對側向位移及建築物之間隔.....9.2.10.1 容許層間相對側向位移角**
層間相對側向位移角之規定是否應因不同功能需求之建物而有所不同?隔震結構相對隔震層之剛性大，因此勢必滿足現有規範 0.005 之要求。
 - (6) **9.2.10.2 隔震建築物之間隔**
若採用隔震建築則無鄰棟之問題。
 - (7) **9.3 動力分析方法.....9.3.1 適用範圍**
日本多採用反應譜分析，台灣則多採用非線性歷時分析(較為耗時)。
 - (8) **9.3.4 總橫力之調整.....9.3.4.2 非線性歷時分析**
總橫力不得小於 V_s 值之百分比似乎有爭議。
 - (9) **9.3.5 設計位移之調整**
設計位移一經改變，對建築平面設計(如預留之伸縮縫)影響甚大。
 - (10) **9.3.8 非線性動力分析**
建議可否考慮利用多組地震資料取平均，或可請國家地震工程研究中心提供地震資料供業界使用(如三組一般地震資料與三組近斷層資料)。
 - (11) **9.3.10 層間相對側向位移與建築物之間隔.....9.3.10.1 容許層間相對側向位移角**
層間相對側向位移角之規定是否應因不同功能需求之建物而有所不同?隔震結構相對隔震層之剛性大，因此勢必滿足現有規範 0.005 之要求。
 - (12) **9.3.10.2 建築物之間隔**
若採用隔震建築則無鄰棟之問題。
 - (13) **9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗**
建議將測試條件以應變為單位，如此可降低因尺寸略作變更而須重新進行實體測試之困擾。如穩定度試驗，可訂每個循環之側向應變為 300%。
 12. 聯邦工程顧問股份有限公司黃立宗協理針對目前新版耐震設計規範第十章含被動消能系統建築物之設計建議如下：
 - (1) 位移型阻尼器提供阻尼比之計算。
 - (2) 位移型阻尼器列於第十章之適切性探討。
- 六、散會

九十五年度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第二次會議紀錄

- 一、時間：九十五年五月一日
- 二、地點：國家地震工程研究中心會議室
- 三、主持人：張主任國鎮
- 四、會議記錄：(略)
- 五、主席致詞：(略)

討論期簡報專家學者之建議與意見如下：

1. 規畫於今年舉辦一隔制震座談會，敦聘國內專家學者講習，並邀請相關業界人士與會，針對目前規範第九章隔震建築設計以及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。
2. 解說中須清楚列出相關參考文獻。
3. 裝置位移型阻尼器才會影響結構勁度，其原理主要仰賴降伏後之遲滯迴圈消散能量(產生塑鉸)，因此挫屈束制斜撐應屬於結構系統之一部分，不應屬於制震元件，目前美國規範也朝此方向更正。有關 BRB(挫屈束制斜撐)、BIB 與 UB 之名稱是否為專利名稱或統稱，可否可於規範中提及(如 EBF 或 CBF)，屆時將詳細討論。另外，勁度分配與消能多寡之設計空間應保留予結構技師決定。且結構含位移型阻尼器已於 $1.4\alpha_y F_u$ 中考慮韌性設計，是否還要考慮阻尼修正係數？
4. 搜尋並參考 JSSI 最新版本(其內容主要偏向營建管理)。
5. 目前規劃規範修改主要參考 FEMA450(其主要參照 NEHERP)，另外針對目前耐震設計規範相關建議如下：
 - (a) 中小地震、回歸期 475 年與 2500 年設計地震力易造成混淆，其定義有些許不合理之處(一般業界工程師會誤解為什麼由中小地震或回歸期 475 年設計地震力控制，而不是由回歸期 2500 年設計地震力控制？且大多數設計案例三者之誤差不超過 10%)。其相關設計理念可參考美國 UBC 規範。
 - (b) 建議設計地震僅考慮 475 年設計地震力(僅提供一組震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數)，利用考慮用途係數 I 值($I=1.5$)為 2500 年之設計地震力，並於譜加速度係數定義一下限值(等同於 UBC 規範中定義 C/R_w 之下限值)。
 - (c) 建議現行耐震設計規範中結構系統容許韌性容量 R_d 與韌性容量 R 是否可統一取一代表即可，以避免造成混淆。
 - (d) $1.4\alpha_y F_u$ 是否應分開考慮？三者密切相關，可參照美國相關設計規範。
 - (e) 可參考日本規定隔震層以上之樓層勁度比。
6. 之前於另一品質評定計畫中已詳細收錄各類隔制震裝置，考慮可將其列於耐震設計規範附錄中。
7. 現行耐震設計規範中規定隔震系統與消能系統須具有適當之防火保護，使其防火時效與建築物之柱、梁、牆、樓版或其他構材之防火時效一致。建議如下：
 - (a) 目前隔震層防火措施為隔絕任何產生火源之可能性(即禁止人員進入，或無照明或其他電力設備易造成電線走火之裝置)，並於其表面噴防火漆，或利用防火板包覆以達阻絕之功效。以上之作法可適用於底層隔震，但若是中間層(高層)隔震，建商或業主基於容積率之考量，勢必無法將隔震層禁止使用(甚至有案例將其規劃為停車場)，如此將無法徹底隔絕火源，因此其有檢討之空間。另外建議隔震系統之防火時效須大於建築物之柱、梁、牆、樓版或其他構材之防火時效，以確保隔震層於發生火災時最後破壞。
 - (b) 建議額外之消能系統(Supplemental Damper)不須防火保護。
8. 已於先前品質評定計畫中列出常見之隔制震裝置、其標準施工規範與精度分級。
9. 建築物地下各層施加之設計水平地震力利用該層深度對應之水平震度修正，其已隱含考慮地下層容許變位。
10. 規範中僅列出非線性動力分析方法，是否考慮規定非線性靜力分析(Pushover Analysis)。
11. 已於先前品質評定計畫中提出。
12. 須考慮遠域地震與近斷層地震之特性。
13. 若將中間層隔震納入設計規範，則目前現行耐震設計規範第九章隔震建築設計將大幅修改。中間層隔震除基面認定問題外，其亦須考量隔震層以下部分結構勁度與阻尼比對於隔震效果影

響，規範中須有條文加以解說。

14. 須建立合理與完善之管理機制，如成立一品質評定中心。建議可針對最大(最小)尺寸或抽樣檢測，如此將可降低測試數量，以提昇施工效率。
15. 基本上細部設計仍屬結構技師發揮之空間，若時間允許，可列出摩擦型與滾動支承單自由度系統計算示範例以作為參考。

六、散會

九十五年度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第三次會議紀錄

一、時 間：九十五年五月十五日

二、地 點：國家地震工程研究中心會議室

三、主 持 人：張主任國鎮

四、會議記錄：(略)

五、主席致詞：(略)

本次會議針對現行規範中第一章通則、第二章靜力分析方法與第十章含被動消能系統建築物之設計提出相關檢討意見，以及第九章隔震建築設計之建議，如下所述。

(一) 第一章通則與第二章靜力分析方法僅針對第 1~4 點探討，由於其不在本研究案範圍，建議將其他意見提出給國家地震中心另一耐震設計規範研擬小組討論。

1. 2.4 節地盤種類之判定方式：剪力波速 $\bar{V}_s$ 習慣上都是採用 SPT-N 值獲得，建議提供這部份的計算方式(舊規範有提供)。

2. 2.6 節具剛性非結構牆之建築物，週期採用 $T=0.050h_n^{(3/4)}$ 計算。

(意見) 目前規範訂定為 $T=0.050h_n^{(3/4)}$ ，業界之做法仍採用 $T=0.070h_n^{(3/4)}$ (事實上在日前規範研討會中蔡益超教授亦同意使用 $T=0.070h_n^{(3/4)}$ 設計，但須檢核牆之影響效益，牆雖破壞，但其勁度仍存在，並保有 40% 之殘餘強度，須針對其邊界效應進行探討)，若為磚牆，厚度 12cm 以下不考慮，厚度 15cm 視為結構牆。建議可採用二階段設計：(1) 空構架(不含牆)設計；(2) 評估構架含牆後是否有不良影響(如軟層效應等)。

3. 1.7 與 2.6 節請增設結構系統 BRB 之法規週期計算方式。FEMA450 將 BRB 與 EBF 列為同類型之週期計算方式。

(意見) 建議參考。

4. 2.6 節 C_u 值依表 2-7 計算，此 C_u 值與 FEMA table 5.2-1 差異甚大(介於 1.4~1.7)。

(意見) 其週期影響設計地震力甚大。

5. 1.7 節 SRC 的 R 值：設計地震力較 RC, SS 高，不利 SRC 之推展。

6. 2.9 節鋼構 ASD： $D+L+E < 0.878F_y \square \alpha_y = 1.2$ ；RC： $1.05D+1.275L+1.4E < 0.9M_n \square \alpha_y = 1.5$ ；鋼構 LRFD： $1.2D+0.5L+E < 0.9F_y \square \alpha_y = 1$ 。隱含 LRFD 比較保守，照解說方式推得其 α_y 應小於 1。

7. 2.9 節 RC 構造依極限設計法，採 $\alpha_y = 1.5 \square$ 土木 401-93 的內容已改為 $\alpha_y = 1.0$ 。

8. 2.10 節近斷層區域，計算 V 時，其計算 S_{aD} 時可取 $N_A, N_V = 1.0$ ，但並未明確指出計算 F_u 時，是否亦可採用 1.0(據國家地震中心柴駿甫博士的說法，全部採用 $N_A, N_V = 1.0$)。

9. 2.10.2 節計算 F_{UM} 時係以 R 取代 R_a ，建議應明確表達是否亦應以 T_0^M 取代 T_0^D 。

10. 2.12 節地下部份的設計地震力，依該節的規定一定是由避免最大考量地震崩塌的條文控制，可否再檢討一下。

11. 2.16 節檢討 Story Drift 時，用途係數可取 $I = 1.0$ ；須釐清檢討碰撞距離時，I 可否也比照一律取 1.0。

12. 2.18 節垂直地震力：有關”中小度地震與最大考量地震”可修正計算之，對於柱子部份(詳解說)仍是由最大考量地震控制($0.4 \frac{S_{DS} \cdot I}{2\alpha_y} \square 0.4 \frac{S_{MS} \cdot I}{2\alpha_y}$)。

13. 2.18 節解說中所提到的載重組合： $0.75(1.4D+1.7L \pm 1.87EQ_x \pm 0.3 \times 1.8EQ_y)$ ，土木 401-93 的載重組合已經另外修正了($1.2D+1.0L+1.0E$)。

14. 3.2 節反應譜係數 $\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$ 或 $\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m$ 是否過於繁瑣？因最後都要調整至靜力。

15. 表 3-2 與表 3-3 長週期：計算 S_{aD} 時，應該採用 $\frac{0.4S_{DS}}{B_1}$ or $\frac{0.4S_{DS}}{B_S}$ ？如為 B_1 ， S_{aD} 不連續。

(二) 第十章含被動消能系統建築物之設計，未來修改方向可參考 FEMA450。

- 10.1.2 節消能基本原則：設計地震下韌性小於 R_a ，最大考量地震下韌性小於 R 。以上原則之執行困難點如下：(1)結構體降伏點不易求取；(2)最好改取設計地震下位移/最小設計水平總橫力下位移小於 $1.4\alpha_y F_u$ 。亦即參照 FEMA450，以單一數字 C_d 取代台灣規範 $(1.4\alpha_y F_u)$ ；(3)韌性比之限制應定義為 element level 而非 global level，且各種類型桿件之韌性限制應由規範定義。

(意見)(1)目前業界對於第十章含被動消能系統建築物之設計之精神仍不甚瞭解，認為主要設計目標為 10.1.2 節中敘述，對所有消能建築，要求在中小度地震下須完全保持彈性，且非結構元件無明顯損壞；在設計地震下，使用之韌性不得超過其容許韌性容量 R_a 。在最大考量地震下，使用之韌性不得高於規定之韌性容量 R 。因此，在利用非線性靜力分析(Pushover Analysis)後，須定義其降伏點(定義上相當困難)，以求取其韌性，並檢核其是否滿足設計地震下韌性小於 R_a ，以及最大考量地震下韌性小於 R 。此並非第十章之設計目標，同 1.2 節所述，韌性自動滿足 R_a 與 R ，不須檢核。

(2) C_d 於解說中說明。

(3)各種類型元素或桿件之韌性限制應由各專章訂定，耐震設計規範中僅須規定整體結構(Global Structure)之韌性，而非細部的單一規劃。建議可於解說中說明參考文獻或其他章節(如 RC, BRB, EBF, ...)。

- 10.3.1 節線性靜力分析求得構架遲滯能 ΣW_{Fi} 有相當之困難性。在 ATC-40 中尚且須轉換至 ADRS 來進行數值疊代計算，在純線性分析中樓層位移與遲滯能之轉換更形複雜。

(意見)線性靜力分析難以計算遲滯能 ΣW_{Fi} ，因此可在示範例中說明其困難性(可忽略)，因此無固定之設計流程，僅概念性敘述，其可參考 FEMA273 線性靜力分析(LSP(Linear Static Procedure)是指建築物在某一設計地震需求(design earthquake demand)下，各樓層的桿件內力及系統的變位均使用線彈性靜力分析。在 LSP 時假設建築物之勁度永遠不會降伏，求取一側向力使結構物在不降伏時變位為 δ_{max} ，此時之側向力稱為 Pseudo Lateral Load，做適當的豎向分配，經由推進分析(Pushover analysis)求得當結構物於此側向力時的內力分佈)。非線性靜力分析可配合 ATC-40(以容量譜法求得鋼筋混凝土結構物的功能績效點，容量譜法是種非線性靜力分析方法，其主要做法為在 ADRS 格式中將容量譜及需求譜經過一連串疊代過程中找出功能績效點)或 FEMA273 非線性靜力分析。有關 FEMA 之參考文獻可參考最新之 FEMA450。

應用位移型阻尼器時，其設計水平譜加速度利用 B_s 、 B_1 折減與韌性 R 值(或 F_u)已重複考慮其構架遲滯能 ΣW_{Fi} ，須重新評估其合理性。

- 10.3.1 節速度型元件『……有效阻尼比依下式計算： $\beta_{eff}=\beta+(\Sigma W_{vj}+\Sigma E_{Fi})/(4\pi W_k)$ 』，有效阻尼比包含固有阻尼、速度消能元件阻尼和構架遲滯能阻尼的貢獻，如果單獨計算速度消能元件阻尼，是否可用於折減最小設計水平總橫力？除在 10.4.3 節有提到可用來折減第二章之地震力外，如採第 10.3 節線性分析可否折減？

(意見)應用速度型阻尼器時，其設計水平譜加速度利用 B_s 、 B_1 折減與韌性 R 值(或 F_u)已重複考慮其構架遲滯能 ΣW_{Fi} ，須重新評估其合理性。如果單獨計算速度消能元件阻尼，不可用於折減最小設計水平總橫力。

- 10.4.1 節歷時之規定可否增加採雙向同時作用之規定(詳 FEMA450 13.2.3.2)?

(意見)建議國家地震中心另一耐震設計規範研擬小組討論。

- 10.4.3 節『消能建築可按 10.3.1 節所述方式計算有效阻尼比，並依其有效阻尼比適度折減其設計地震力，但仍須遵守第二章有關中小度地震作用下建物層間相對側向位移角之限制。』此一可折減地震力的有效阻尼比不應包括位移型遲滯能所增加的阻尼，因為在 F_u 已經隱含了非線性韌性反應譜造成地震力的折減。

(意見)同 10.3.1 節之建議。

6. 10.4 節可否增加 Nonlinear Pushover 之分析方式，而其中有效阻尼=固有阻尼+速度型等效阻尼。

(意見) 考慮納入 ATC40 ADRS(Capacity-Demand Spectrum)之做法。

(三) 第九章隔震建築設計。

1. 9.5.2 節中實體測試有關位移條件之實驗可否修改為利用剪應變控制，或考慮位移與剪應變控制條件兩者並行(考量如 FPS 無法定義剪應變)。請台聯工程顧問股份有限公司柯鎮洋總經理將意見直接於規範原文修改，下次會議將針對修改內容討論。
2. 實體測試規範修訂完畢後，將著手進行示範例。

六、散會

九十五年度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第四次會議紀錄

一、時間：九十五年六月五日

二、地點：國家地震工程研究中心會議室

三、主持人：張主任國鎮

四、會議記錄：(略)

五、主席致詞：(略)

1. 9.3.10 節中設計地震下與最大考量地震下，與舊版規範比較其最大層間相對側向位移角。
2. 考慮面壓規定的檢核(最大考量地震下之穩定性)。
3. 檢核最大考量地震下的設計位移不超過臨界位移。
4. 原規範規定，實體測試至少須使用二個與原設計相同型式與尺寸的隔震元件進行試驗，其結果經確認後始得進行製造生產。本研究團隊建議可針對所有尺寸之最大以及最小尺寸各取兩組進行測試。
5. 相關條文建議修改如下：(可參考檔案 0940087319-9_modified)

(1) 9.2.3.2 節中 $D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$ 修正為 $D_{TM} = 1.5D_{TD}$ 。

(2) 9.2.8 節建議整段刪除。

(3) 9.2.9 節建議整段刪除。

(4) 9.2.10.1 節中建議刪除若能證明非結構構材能承受較大層間變位而不致產生影響生命安全之破壞時，上述限制可酌予放寬，但不得超過 0.01。

(5) 9.3.10 建議刪除 2 次彎矩之規定。

(6) 9.4.2.7 節中若所造成之位移不至引致隔震元件或其他建物元件之應力過度或不穩定時，可容許個別元件的局部上舉，但需增加抗上舉機制。

(7) 9.5.1 節條文中建議增加供應商已有原設計相似型式與尺寸之隔震元件測試結果，該結果並經簽證技師核可者，得不須進行實體測試，但仍應依本規範規定進行性能保證測試。

(8) 9.5.1 節解說中建議增加相似尺寸意指於國內已有使用案例，且經本規範規定之實體測試流程通過者。

六、散會

九十五年度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會議期中簡報紀錄

- 一、時間：九十五年七月十一日
二、地點：內政部建築研究所會議室
三、主持人：何所長明錦
四、會議記錄：(略)
五、主席致詞：(略)
洪技師思閏

1. 建議對於隔震建築於回歸期 2500 年之韌性折減，應予另定。
2. 建議增列有關日本隔震設計規定之比較。
3. 本研究暫規劃將規範第 9.3.11 節之條文刪除，建議應先詳查原條文之立意後再議。
4. 有關抗上舉之規定，建議可參考日本相關規範之條文。
5. 有關防火時效條文之修訂，建議應參採建管與消防機關之意見。
6. 有關測試標準之規定，建議可參考日、美現行之相關規定。
7. 有規地震歷時之選定，除本地震資料之外，可參考日本之規定。
8. 建議將規範第 9.5.1 節之「簽證技師」，修正為「技師簽證」。
9. 規範規定之安全基準必須合理，不宜貿然放鬆，宜多予比較與試算。
10. 建議應對制震建築給予明確之定義，以規範採用少數制震器之建物。
11. 有關規範所提測試表格之單位(N/mm²)，應與規範條文之單位一致。

林建築師鴻志

1. 期中報告第 23 頁表 2.1 中，編號 I6 之隔震案例，其設計人請修正為高志揚、林鴻志與黃潘宗建築師，結構技師為許資生。
2. 規範隔震設計專章中，有關第二道防治機制 (Fail Safe) 之條文語焉不詳，亦未見其設計方法之內容，建議應予納入探討。
3. 折減係數 Bs 與 B1，在規範中已改為查表之方式獲得，不若以往阻尼修正係數 CD，其計算方法 $C_D = 1.5 / (40\xi + 1) + 0.5$ ，又與容量震譜法之揭示之 SR_A 與 SR_V 之計算差距甚大，是否需加以探討。
4. 報告書第 65 頁有關實體測試之垂直壓應力與剪應變規定略嫌複雜，似可在予簡化，例如：可選取 50kgf/cm²、100kgf/cm²、150kgf/cm²、200kgf/cm²、150kgf/cm²、100kgf/cm²。

陳教授正誠

1. 符號及物理量之定義，仍有不清楚之處，請參卓：D_{TD} 與 D_{TM} 係為計算值，還是規範規定之限制值？規範中似乎兩者皆有可能，建議使用不同之符號，並可參考如下：D_{TD} 稱為「設計總位移」，而 D_{TM} 則稱為「最大總位移」，其是否有不一致的情況，請予探討並定義清楚。
2. 是否應該規定「強制審查之機制」，需要再以法規層面討論之；假若擔心建商有「撞騙」之疑慮，建議應採透過「消基會」之方式處理，至於非屬不動產買賣之案子，似乎不必施予強制審查。

王協理亭復

1. 制震建築物、制震裝置、含被動消能系統建築物、消能建築物與消能元件等名詞，均於報告中出現，應予統一。
2. 建議本報告之附錄，宜增列有關隔震元件與消能元件，其各別之廠家與產品性能等之資料，以提供使用者參採。
3. 有關隔震元件之實體測試及性能保證試驗依據標準為何？例如：每一載重之時間、反復載重速率及試驗環境等規定；未來可否納為中國國家標準(CNS)之規定。
4. 常態設計風力回歸期 0.5 年之依據為何？似宜依人體之舒適度，而予定之。

詹教授添全

1. 分析案例之基本諸元，請予補充。
2. 國外研修最新之隔震與消能系統，建議以彈性之條文字句納入，如「經結構外審之審查機構認可之隔震消能系統設計，應由主管建築機關成立特別審查委員會，予以複審。
3. 實體測試之應力級距，是否太密集，請予以考量。
4. 實體測試應力級距中 200kgf/cm²應力之規定，如遇為 2000mm 之隔震器，其軸力將高達 6000 餘噸，目前國內外並無適當機構有能力完成此測試，請予考量降低至合理且可行之範圍。

5. 實體測試與性能保證測試建議移由以 CNS 專案委託研究為宜，以落實「標準與「規範」之分離。
6. 國內實例調查資料不全，建議以專案處理為宜，以免發生錯誤！
7. 評定機制應予列入，以結合目前試驗由審查機構審查之不合理現象。
8. 橋樑隔震案例日益增多，橋樑規範不足之處，大多引用本規範，建議測試部分宜考慮橋樑可引用之範圍。

六、散會

九十五年度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第八次會議紀錄

- 一、時 間：九十五年七月二十日
- 二、地 點：國家地震工程研究中心會議室
- 三、主 持 人：張主任國鎮
- 四、會議記錄：(略)
- 五、主席致詞：(略)

(1) 9.2.5.2 節位於隔震系統上方之結構建議修定如下（參考 92 年舊版規範）：

9.2.5.2 位於隔震系統上方之結構

位於隔震系統上方之結構其最小設計水平總橫力 V_S ，依下式計算：

$$V_S = \frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y} \quad (9-8)$$

解 說：

$\frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y}$ 為由隔震系統傳入上部結構之水平力，即 $\frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y}$ 為上部結構之彈性設計地震力，其中起

始降伏地震力放大倍數 α_y 同第二章 2.9 節之規定。由於隔震的原理是隔絕大部分的震動進入結構而不希望於設計地震下建築物的上部結構有任何桿件產生降伏，故於設計地震下不考慮結構系統地震力折減係數 F_u 。且設計隔震系統上方結構時，此總橫力 V_S 不必再乘以載重係數。

(2) 回覆期中簡報專家學者提問與意見如下

洪技師思閔

1. 建議對於隔震建築於回歸期 2500 年之韌性折減，應予另定。

回歸期 475 年地震採保守彈性設計，為設計地震力之檢核；然而，回歸期 2500 年地震之目的為最大位移穩定性檢核，因此本研究團隊已於期中報告中建議刪除 9.3.2 節（隔震建築物之容許韌性容量），即不考慮隔震建築物最大考量地震下之非線性歷時分析，亦不須檢核隔震系統以上結構之韌性需求。

2. 建議增列有關日本隔震設計規定之比較。

有關日本隔震設計規定之比較，請台聯工程顧問股份有限公司柯鎮洋總經理負責提供。或建議可採另案研究。

3. 本研究暫規劃將規範第 9.3.11 節之條文刪除，建議應先詳查原條文之立意後再議。

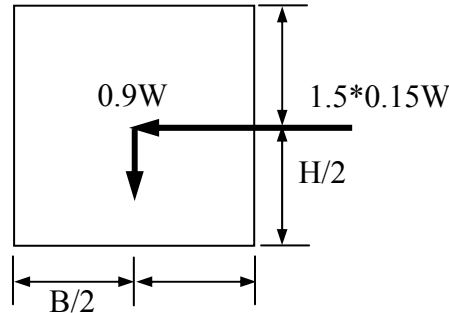
在建議刪除 9.3.2 節之條件下，已不考慮隔震建築物最大考量地震下之非線性歷時分析，因此 9.3.11 節刪除。建議可進行非線性靜力分析（Pushover Analysis），以檢核隔震系統以上結構各層之極限層剪力強度。

4. 有關抗上舉之規定，建議可參考日本相關規範之條文。

國內規範 9.4.2.7 節中已隱含有關抗上舉之規定。建築物隔震系統之抗傾倒力矩不得小於傾倒力矩，建築物隔震系統之傾倒力矩以設計地震力之 1.5 倍計算，抗傾倒力矩依照隔震系統上部構造物重量之 0.9 倍計算，其隱含意義為在隔震系統上部構造物之高寬比不大於 4 的條件下，其隔震元件不會產生局部上舉。

$$\text{原規範} \quad 0.9W \times \frac{B}{2} = 1.2 \times 0.15W \times \frac{H}{2} \Rightarrow 0.45B = 0.09H \Rightarrow \frac{H}{B} = 5$$

$$\text{建議修改} \quad 0.9W \times \frac{B}{2} = 1.5 \times 0.15W \times \frac{H}{2} \Rightarrow 0.45B = 0.1125H \Rightarrow \frac{H}{B} = 4$$



日本規範拉力規定為 $10\text{kg}/\text{cm}^2$ ，待查明後詳述。

5. 有關防火時效條文之修訂，建議應參採建管與消防機關之意見。
隔震層若不為使用空間則不考慮防火時效，故僅針對隔震層為使用空間進行討論。複審時將請建研所行文消防機關進行討論，耐震設計規範中僅原則性敘述規定即可。
6. 有關測試標準之規定，建議可參考日、美現行之相關規定。
目前已參考日本（剪應變與垂直壓應力條件）與美國（位移與垂直載重條件）現行之相關規定。
7. 有規地震歷時之選定，除本地震資料之外，可參考日本之規定。
日本與台灣板塊運動性質不同，故地震歷時僅考慮台灣區域，此應為耐震設計規範第二、三章參考範圍，第九、十章不需特別敘述。
8. 建議將規範第 9.5.1 節之「簽證技師」，修正為「技師簽證」。
修正如下：「供應商於三年內已有原設計相似型式與尺寸之隔震元件測試結果，其結果並經該結構設計之簽證技師核可者，得不須進行實體測試，但仍應依本規範規定進行性能保證測試。」
9. 規範規定之安全基準必須合理，不宜貿然放鬆，宜多予比較與試算。
目前僅將不合理處建議修訂，無貿然放寬。
10. 建議應對制震建築給予明確之定義，以規範採用少數制震器之建物。
目前安裝制震裝置可折減 15% 結構反應，便稱為制震建築。未來研擬至第十章時將會詳細討論。
11. 有關規範所提測試表格之單位 (N/mm^2)，應與規範條文之單位一致。
遵照辦理。

林建築師鴻志

1. 期中報告第 23 頁表 2.1 中，編號 I6 之隔震案例，其設計人請修正為高志揚、林鴻志與黃潘宗建築師，結構技師為許資生。
已於期中報告修正。
2. 規範隔震設計專章中，有關第二道防治機制 (Fail Safe) 之條文語焉不詳，亦未見其設計方法之內容，建議應予納入探討。
規範並無強制規定第二道防治機制，僅敘述於解說中，原則上提示設計者，由設計者自行發揮。
3. 折減係數 B_s 與 B_1 ，在規範中已改為查表之方式獲得，不若以往阻尼修正係數 CD ，其計算方法 $C_D = 1.5/(40\xi + 1) + 0.5$ ，又與容量震譜法之揭示之 SR_A 與 SR_V 之計算差距甚大，是否需加以探討。
目前規範並無規定容量震譜法，未來研擬至第十章時將會詳細討論。
4. 報告書第 65 頁有關實體測試之垂直壓應力與剪應變規定略嫌複雜，似可在予簡化，例如：可選取 $50\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $100\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $150\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $150\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $100\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。
已修改如下：「在垂直壓應力為 $50\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $100\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $150\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $150\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $100\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $50\text{kgf}/\text{cm}^2$ 下，進行垂直載重試驗。」

陳教授正誠

1. 符號及物理量之定義，仍有不清楚之處，請參卓： D_{TD} 與 D_{TM} 係為計算值，還是規範規定之限制值？規範中似乎兩者皆有可能，建議使用不同之符號，並可參考如下： D_{TD} 稱為「設計總位

移」，而 D_{TM} 則稱為「最大總位移」，其是否有不一致的情況，請予探討並定義清楚。

D_{TD} 和 D_{TM} 為計算值，於解說中說明 D_{TM} 之計算結果不必大於 $1.5D_{TD}$ 。

2. 是否應該規定「強制審查之機制」，需要再以法規層面討論之；假若擔心建商有「撞騙」之疑慮，建議應採透過「消基會」之方式處理，至於非屬不動產買賣之案子，似乎不必施予強制審查。可建議施行，但不須於規範中詳列。

王協理亭復

1. 制震建築物、制震裝置、含被動消能系統建築物、消能建築物與消能元件等名詞，均於報告中出現，應予統一。

建議參考日本相關用詞，本報告中將統一使用制震建築物與制震元件名詞。

2. 建議本報告之附錄，宜增列有關隔震元件與消能元件，其各別之廠家與產品性能等之資料，以提供使用者參採。

可提供有關隔震元件與消能元件各別之廠家與產品性能等之參考報告文件，其不須列於規範中。

3. 有關隔震元件之實體測試及性能保證試驗依據標準為何？例如：每一載重之時間、反復載重速率及試驗環境等規定；未來可否納為中國國家標準(CNS)之規定。

可提供給 CNS，視其是否採用。

4. 常態設計風力回歸期 0.5 年之依據為何？似宜依人體之舒適度，而予定之。

常態設計風力回歸期 0.5 年依據為人體之舒適度而訂定。

詹教授添全

1. 分析案例之基本諸元，請予補充。

目前尚未進行分析案例，待規範修訂後予以補充。

2. 國外研修最新之隔震與消能系統，建議以彈性之條文字句納入，如「經結構外審之審查機構認可之隔震消能系統設計，應由主管建築機關成立特別審查委員會，予以複審。

已於第九章加入建議如下：「因隔震建築並非針對某一特定隔震系統而定。為適合所有隔震系統，故本章中規定一系列的測試步驟。設計所使用之勁度與阻尼依這些測試結果而定，不能滿足這些測試步驟的隔震系統應經主管機關核可後認定。」

3. 實體測試之應力級距，是否太密集，請予以考量。

已修改如下：「在垂直壓應力為 50 kgf/cm^2 、 100 kgf/cm^2 、 150 kgf/cm^2 、 200 kgf/cm^2 、 150 kgf/cm^2 、 100 kgf/cm^2 、 50 kgf/cm^2 下，進行垂直載重試驗。」

4. 實體測試應力級距中 200 kgf/cm^2 應力之規定，如遇為 2000 mm 之隔震器，其軸力將高達 6000 餘噸，目前國內外並無適當機構有能力完成此測試，請予考量降低至合理且可行之範圍。

國內目前無 2000 mm 之隔震器，若未來有設計 2000 mm 之隔震器，可經由結構外審審查以調整測試內容。

5. 實體測試與性能保證測試建議移由以 CNS 專案委託研究為宜，以落實「標準與「規範」之分離。建議實體測試部分由 CNS 專案委託研究。性能保證測試因與設計相關，無法由 CNS 專案委託研究。

6. 國內實例調查資料不全，建議以專案處理為宜，以免發生錯誤！

請建研所陶其駿研究員協助提供。

7. 評定機制應予列入，以結合目前試驗由審查機構審查之不合理現象。

目前試驗結果不經結構審查機構審查。可參考過去品質評定相關報告。

8. 橋樑隔震案例日益增多，橋樑規範不足之處，大多引用本規範，建議測試部分宜考慮橋樑可引用之範圍。

橋樑規範正修訂中，已考慮隔震設計案例。

六、散會

九十五年度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第九次會議紀錄

- 一、時間：九十五年七月三十一日
二、地點：國家地震工程研究中心會議室
三、主持人：張主任國鎮
四、會議記錄：(略)
五、主席致詞：(略)

1.

9.2.3.2 設計總位移與最大總位移

隔震系統中之隔震元件設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM} 應包含隔震系統以上結構質心與隔震系統剛心不重合及隔震系統以上結構質心估計不準而引起之意外扭轉所造成之額外位移；而此類扭矩之計算，應考慮隔震系統之有效勁度在空間上之分佈及隔震系統以上結構質量偏心之最劣位置。其設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM} 不得小於 依下式計算 所設定之值：

$$D_M = \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] S_{aM} T_{eM}^2 / B \quad (9-32)$$

$$D_{TD} = D_D \left[1 + Y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (9-2a3a)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + Y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (9-2b3b)$$

D_{TM} 之值不必大於 $1.5D_{TD}$

其中，

D_M ：隔震系統之最大考量位移。(隔震系統之剛心相對於基面的位移)

S_{aM} ：工址最大考量水平譜加速度係數，依第二章規定，但長周期不受不得小於 $0.4S_{MS}$ 之限制。

T_{eM} ：沿考慮方向，隔震建築物於最大考量位移時之有效振動週期(sec)，依9.2.4節規定。

Y ：沿垂直於地震加載力方向所測得之隔震元件與隔震系統剛心間之距離(m)。

E ：實際偏心與意外偏心之總合；實際偏心為隔震系統以上結構之質心與隔震系統剛心間之平面距離。意外偏心取建築物最大平面尺寸之5%。

D ：結構最長之平面尺寸。

B ：沿垂直於 d 之方向所測得之結構最短平面尺寸。

若隔震系統經由適當配置可以抵抗扭轉，再經由詳細分析所得之設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM} 小於(9.2)式計算所得之值，則可採用較小之值，但分別不得小於設計位移 D_D 與最大考量位移 D_M 之1.1倍。

對於隔震系統及隔震元件之穩定性證明測試，應以(9-2b)式計算所得最大總位移 D_{TM} ，但其值不必大於 $1.5D_{TD}$ ，並依9.5.2.4節隔震元件穩定度試驗之規定驗證之。

2.

9.2.5.1 位於隔震系統下方之結構

位於隔震系統下方之結構應以一般耐震結構之規定進行設計，其最小設計水平總橫力 V_b ，依下式計算：

$$V_b = \frac{K_{eD} D_D}{0.8\alpha_y} \quad (9-7)$$

其中，

K_{eD} ：沿考慮之水平方向，隔震系統在設計位移下之有效勁度。

D_D ：隔震系統之設計位移，見(9-1)式。

解說：

隔震系統之示意圖如圖 C9.3 所示。其中起始降伏地震力放大倍數 α_v 同第二章 2.9 節之規定傳入隔震系統下方結構之總橫力 V_b ，在設計時不必再乘以載重係數。

3.

9.5.2.2 剪應變與垂直壓應力條件

9.5.2.2.1 垂直載重試驗

在垂直壓應力為 50 kgf/cm^2 、 100 kgf/cm^2 、 150 kgf/cm^2 、 200 kgf/cm^2 、 150 kgf/cm^2 、 100 kgf/cm^2 、 50 kgf/cm^2 下，進行垂直載重試驗。

9.5.2.2.2 常態載重試驗

在垂直壓應力為 150 kgf/cm^2 下，進行二十個循環測試，每個循環測試之水平力為隔震元件所承受之常態載重（風力、溫度變化等）。

9.5.2.2.3 不同變形之特性試驗

在垂直壓應力為 50 kgf/cm^2 、 100 kgf/cm^2 、 150 kgf/cm^2 、 200 kgf/cm^2 下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 50%、100%、150%、200%、250% 及 200%。每一種位移進行三個循環試驗。

9.5.2.2.4 性能穩定性試驗

在垂直壓應力為 100 kgf/cm^2 下，進行十個循環測試，每個循環之最大側向位移為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 200%。

9.5.2.2.5 隔震元件穩定度試驗

在垂直壓應力各為 200 kgf/cm^2 與 20 kgf/cm^2 下，分別進行三個循環測試，每個循環之側向位移為 隔震元件之最大總位移 D_{TM} 隔震元件在 D_{TM} 下或 $1.5D_{TD}$ （取小者）所對應之橡膠總厚度的剪應變為 300%。

解說：

200%之剪應變不得小於隔震系統中隔震元件之設計總位移 D_{TD} ，300%之剪應變不得小於隔震系統中隔震元件之最大總位移 D_{TM} 或 $1.5D_{TD}$ 。

4. 第十章含被動消能系統建築物之設計是否採原則性研擬修訂，初步提案如下：

- (1) 含被動消能元件之分析應考慮結構牆及非結構牆之影響。
- (2) 僅針對額外加裝之消能元件探討（Supplemental Damping）。
- (3) 考慮將原耐震規範第十章含被動消能系統建築物之設計，納入耐震規範第九章隔震建築設計中之一節，或以附錄（Appendix）呈現。

5. 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"第十次會議時間為中華民國九十五年八月七日星期一下午 3:00 於國震中心 209 會議室，請建研所長官務必出席給予第十章修訂指導意見。

6. 參考日本相關制震建築物設計規範。

六、散會

九十五年度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第一次專家學者座談會議會議紀錄

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

一、時間：九十五年八月二十一日

二、地點：內政部建築研究所會議室

三、主持人：張主任國鎮、葉組長祥海

四、與會專家學者：葉超雄教授、蔡益超教授、蔡克銓主任、姚昭智教授、詹添全教授、王亭復協理、柯鎮洋總經理、郭錫卿經理、黃立宗協理、陶其駿研究員

五、會議記錄：(略)

六、主席致詞：(略)

張國鎮主任：

1. 針對目前建築物耐震設計規範第九章隔震建築物設計，本研究團隊建議研修條文與解說如附件，並附上修訂說明，請各位與會專家學者參考並給予本團隊寶貴意見。

2. 針對原 9.1.1 適用範圍，本設計規範目前僅適用於設計概念為延長週期之隔震裝置。

3. 針對原 9.1.4 基面之認定，若為中間層隔震建築結構，建議隔震層以下之結構設計地震力乘一放

大因子保守設計，隔震層以下且地面層以上之結構，其設計地震力不得小於 $V_b + \frac{S'_{aD}W'}{0.8\alpha_y}$ ，其中

S'_{aD} 與 W' 分別為隔震層以下且地面層以上之結構工址設計水平加速度反應譜係數與重量，其設計概念為若單獨考慮隔震層以下且地面層以上之結構，其振動週期較小，對應之工址設計水平

加速度反應譜係數則較為大，因此考慮一放大因子 $\frac{1}{0.8}$ 以作為懲罰因子。

4. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件，若 $D_{TD} \leq 200\%$ ，則以水平剪應變 200% 為測試條件；反之，若 $D_{TD} > 200\%$ ，則以 D_{TD} 為測試條件。

葉組長祥海：

1. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增 9.5.2.2.1, 9.5.2.2.3 有關垂直壓應力規定條件，建議是否可於解說闡明。

2. 建議是否於規範中納入施工規定標準與說明。

蔡益超教授：

1. 針對原 9.1.1 適用範圍，建議將目前已研究應用成熟之隔震裝置納入適用範圍。

2. 針對原 9.1.4 基面之認定，若為中間層隔震建築結構，可單獨分析計算隔震層以上結構，利用其傳遞下來之剪力設計隔震層以下之結構，若隔震層以上結構僅佔整棟建築一小部分（如立面或平面尺寸），則會低估隔震層以下之結構反應，建議隔震層以下之結構設計地震力乘一放大因子保守設計。

3. 針對原 9.3.2 隔震建築物之容許韌性容量，目前業界設計均在考慮最大考量地震下，隔震層以上結構可利用非結構牆增加本身勁度，以保持彈性設計（設計流程簡易）；若考慮將本節刪除，即不規定進行最大考量地震下之非線性歷時分析，則須詳細規定隔震層以上結構須作韌性配筋設計，或部分韌性配筋設計（其設計不容易，且部分韌性 R 要求值亦不小），以確保隔震系統以上結構之韌性需求不得超過容許韌性容量。

4. 針對原 9.3.10.1 容許層間相對側向位移角，需考慮 $P-\Delta$ 產生之二次彎矩，其對於柱設計影響甚為重要。

5. 針對原 9.4.2.7 傾倒，隔震裝置於面壓規定下，其承壓面受拉應力若不超過 10kgf/cm^2 ，不致產生傾倒。

6. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件，若設計水平剪應變與垂直壓應力小於規定之測試條件，是否有破壞之疑慮。

7. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件，實體測試為針對個案設計，建議其與性能保證測試區分清楚。

蔡克銓主任：

1. 針對 9.1.1 適用範圍，建議定義清楚適用之隔震裝置（如橡膠支承墊或滑動支承等），其使用原件之分析原理或測試則屬於新材料新工法之研究範疇。

2. 針對原 9.1.4 基面之認定，隔震層以上結構設計精神為彈性設計，若為中間層隔震建築結構，建議須詳細研究其動力行為，並考慮若隔震層於地震作用下若產生傾斜導致之效應。

3. 針對原 9.3.2 隔震建築物之容許韌性容量，建議隔震層以上結構利用非結構牆增加本身勁度，並

採強柱弱梁設計。

4. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件，200%之剪應變為測試條件，是否應考慮納入設計條件。
5. 針對原 9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗，建議須通過台灣認可之評定機構或試驗機構。
6. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件，此條文可讓隔震裝置生產廠商可先行針對規定條件進行測試。

姚昭智教授：

1. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件，此條文可讓隔震裝置生產廠商針對規定之水平剪應變與垂直壓應力條件，先行進行實體測試，須說明廠商是否可提出本身試驗數據參與工程競標。
2. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件，建議說明其是否有測試數量之規定。

詹添全教授：

1. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件，若隔震裝置承壓面積太大，即須施加較大之軸力，則國內是否有可以配合之試驗機構進行測試。目前國內的實驗單位若無法因應測試需求，則於國外進行測試，建議說明相關配套補充，並將審查條文說明清楚，以保障國內施工品質。
2. 針對原 9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗，設計垂直載重若非整數，可以保守之測試條件進行試驗。

王亭復協理：

1. 針對原 9.3.2 隔震建築物之容許韌性容量，若考慮將本節刪除，即不規定進行最大考量地震下之非線性歷時分析，則須詳細規定隔震層以上結構須作韌性配筋設計（如箍筋 135° 彎鉤）。
2. 建議是否於規範中納入施工規定標準與說明。
3. 建議是否於規範中納入耐震補強說明。

柯鎮洋總經理

1. 針對原 9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗，台灣則主要以 FEMA 為參考依據，日本規定之測試條件則以參考 ISO 為主，回歸期 475 年設計地震力對應之水平剪應變約為 150%，回歸期 2500 年之地震最大考量地震對應之水平剪應變約為 250%，隔震縫為 30~40cm。

黃立宗協理

1. 針對原 9.5.1 通則，結構設計之簽證技師較為瞭解其設計所需之隔震裝置，因此實體測試應經由設計者核可，至於性能保證測試則可由監造單位負責核定。

決議：

1. 針對 9.1.1 適用範圍，本文刪除「9.1.1 本章規定所未能涵蓋之隔震系統，其所使用之分析原理與測試得經特殊結構審查通過後使用。」
 2. 針對 9.1.4 基面之認定，中間層隔震建築結構應用應做更深入之研究與案例分析。
 3. 針對 9.5.1 通則，本文修訂為「供應商於三年內已有原設計相似型式與尺寸之隔震元件測試結果，該結果並經結構設計或監造人簽證，並經國內評定機關審查通過者，得不須進行實體測試，但仍應依本規範規定進行性能保證測試。」
 4. 針對 9.5.1 通則，解說修訂為「相似型式意指於國內已有使用案例，且經本規範規定之實體測試流程通過者。相似尺寸定義為隔震支承之尺寸與設計參數（設計位移 D_D 、有效勁度 K_{eD} 與消能面積 A_T ）相差 15% 以內者。供應商測試報告之有效期限為三年。」
 5. 針對 9.5.2.1 與 9.5.5.1 位移與垂直載重條件，修訂為「水平位移與垂直載重條件」。
- 針對 9.5.2.2 與 9.5.5.2 剪應變與垂直壓應力條件，修訂為「水平剪應變與垂直壓應力條件」。

七、散會

九十五年度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第十一次會議紀錄

一、時間：九十五年九月十一日

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

二、地點：國家地震工程研究中心會議室

三、主持人：張主任國鎮

四、會議記錄：(略)

五、主席致詞：(略)

回覆第一次專家學者座談會議問題如下：

1. 針對目前建築物耐震設計規範第九章隔震建築物設計，本研究團隊建議研修條文與解說如附件，並附上修訂說明，請各位與會專家學者參考並給予本團隊寶貴意見。
2. 針對原 9.1.1 適用範圍，本設計規範目前僅適用於設計概念為延長週期之隔震裝置。
3. 針對原 9.1.4 基面之認定，若為中間層隔震建築結構，建議隔震層以下之結構設計地震力乘一放

大因子保守設計，隔震層以下且地面層以上之結構，其設計地震力不得小於 $V_b + \frac{S'_{aD}W'}{0.8\alpha_y}$ ，其中

S'_{aD} 與 W' 分別為隔震層以下且地面層以上之結構工址設計水平加速度反應譜係數與重量，其設計概念為若單獨考慮隔震層以下且地面層以上之結構，其振動週期較小，對應之工址設計水平加速度反應譜係數則較為大，因此考慮一放大因子 $\frac{1}{0.8}$ 以作為懲罰因子。

$S_{DS}W'/\alpha_y$ 與 $V_b + \frac{S'_{aD}W'}{0.8\alpha_y}$ (沒有 V_b) 比較

4. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件，若 $D_{TD} \leq 200\%$ ，則以水平剪應變 200% 為測試條件；反之，若 $D_{TD} > 200\%$ ，則以 D_{TD} 為測試條件。

葉組長祥海：

1. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增 9.5.2.2.1, 9.5.2.2.3 有關垂直壓應力規定條件，建議是否可於解說闡明。

答覆：可於解說中闡明(柯技師)。

2. 建議是否於規範中納入施工規定標準與說明。

答覆：施工法由各廠商提供，不同施工有不同方法，且本規範為耐震設計規範，施工規範由各支承訂定不同而不同，建議由建研所另行規定。

蔡益超教授：

1. 針對原 9.1.1 適用範圍，建議將目前已研究應用成熟之隔震裝置納入適用範圍。

答覆：針對 9.1.1 適用範圍，本文已決議刪除「9.1.1 本章規定所未能涵蓋之隔震系統，其所使用之分析原理與測試得經特殊結構審查通過後使用。」，並刪除「非建築結構物之隔震設計，得依照本章之規定辦理。」條文內容。

2. 針對原 9.1.4 基面之認定，若為中間層隔震建築結構，可單獨分析計算隔震層以上結構，利用其傳遞下來之剪力設計隔震層以下之結構，若隔震層以上結構僅佔整棟建築一小部分（如立面或平面尺寸），則會低估隔震層以下之結構反應，建議隔震層以下之結構設計地震力乘一放大因子保守設計。

答覆：隔震層為基面層，中間層隔震以下建築保持彈性，基面層以下建築彈性設計，週期至少為隔震層週期的 1/10，1 樓彈性勁度至少比隔震層上方大 10 倍。

3. 針對原 9.3.2 隔震建築物之容許韌性容量，目前業界設計均在考慮最大考量地震下，隔震層以上結構可利用非結構牆增加本身勁度，以保持彈性設計（設計流程簡易）；若考慮將本節刪除，即不規定進行最大考量地震下之非線性歷時分析，則須詳細規定隔震層以上結構須作韌性配筋設計，或部分韌性配筋設計（其設計不容易，且部分韌性 R 要求值亦不小），以確保隔震系統以上結構之韌性需求不得超過容許韌性容量。

答覆：若僅考慮設計回歸期為 475 年，結構應保持彈性，則須進行韌性設計；惟若考慮設計回歸期為 2500 年，且考慮鋼筋混凝土結構牆體之影響後，結構仍保持彈性，則不需韌性配筋，且不需檢核強柱弱樑及極限層剪力。

若考慮設計回歸期為 2500 年，結構仍保持彈性（可含非結構牆），則不需韌性配筋，且不需檢核強柱弱樑及極限層剪力。

4. 針對原 9.3.10.1 容許層間相對側向位移角，需考慮 $P-\Delta$ 產生之二次彎矩，其對於柱設計影響甚

為重要。

答覆:在非隔震層的 $P-\Delta$ 效應很小,故不考慮,而隔震層本身的 $P-\Delta$ 效應則會考慮在內。

5. 針對原 9.4.2.7 傾倒,隔震裝置於面壓規定下,其承壓面受拉應力若不超過 10kgf/cm^2 ,不致產生傾倒。

答覆:

6. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件,若設計水平剪應變與垂直壓應力小於規定之測試條件,是否有破壞之疑慮。

答覆:可二擇一(位移或剪應變)。

7. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件,實體測試為針對個案設計,建議其與性能保證測試區分清楚。

答覆:實體測試與性能保證測試均可針對個案或相關測試條件進行。

六、散會

九十五年度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第十二次會議紀錄

一、時間:九十五年九月二十九日

二、地點:國家地震工程研究中心會議室

三、主持人:張主任國鎮

四、會議記錄:(略)

五、主席致詞:(略)

回覆第一次專家學者座談會議問題如下:

蔡克銓主任:

1. 針對 9.1.1 適用範圍,建議定義清楚適用之隔震裝置(如橡膠支承墊或滑動支承等),其使用原件之分析原理或測試則屬於新材料新工法之研究範疇。
2. 針對原 9.1.4 基面之認定,隔震層以上結構設計精神為彈性設計,若為中間層隔震建築結構,建議須詳細研究其動力行為,並考慮若隔震層於地震作用下若產生傾斜導致之效應。
3. 針對原 9.3.2 隔震建築物之容許韌性容量,建議隔震層以上結構利用非結構牆增加本身勁度,並採強柱弱梁設計。
4. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件,200%之剪應變為測試條件,是否應考慮納入設計條件。

答覆:於設計解說中說明

5. 針對原 9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗,建議須通過台灣認可之評定機構或試驗機構。

答覆:當國內有能力時須於國內進行測試

6. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件,此條文可讓隔震裝置生產廠商可先行針對規定條件進行測試。

姚昭智教授:

1. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件,此條文可讓隔震裝置生產廠商針對規定之水平剪應變與垂直壓應力條件,先行進行實體測試,須說明廠商是否可提出本身試驗數據參與工程競標。

答覆:測試數據結果須有第三者在場證明,且其與競標無關。

2. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件,建議說明其是否有測試數量之規定。

詹添全教授:

1. 針對原 9.5.2 實體測試中建議新增之水平剪應變與垂直壓應力條件,若隔震裝置承壓面積太大,即須施加較大之軸力,則國內是否有可以配合之試驗機構進行測試。目前國內的實驗單位若無法因應測試需求,則於國外進行測試,建議說明相關配套補充,並將審查條文說明清楚,以保障國內施工品質。

答覆:目前國外實體測試結果由國內技師核可,建議測試後需送回原結構審查單位審查。

針對原 9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗,設計垂直載重若非整數,可以保守之測試條件進

行試驗。

六、散會

九十五年度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會議期末簡報紀錄

一、時間：九十五年十一月二十日

二、地點：內政部建築研究所會議室

三、主持人：葉組長祥海

四、會議記錄：李台光、陶其駿、陳柏端

五、主席致詞：(略)

中華民國結構工程技師公會全國聯合會(吳技師鎮鯤)：

1. 建議透過國內隔震與被動消能元件之供應廠商，蒐集相關元件或材料之基本參數(可供設計及審查者之使用)，並納為設計手冊之中。
2. 由於目前隔震元件規定所需進行之相關試驗，國內尚無適當之設備，因此相關該項試驗可在那些國家執行，及試驗項目，可於文中再補充。

中華民國建築師公會全國聯合會(林建築師鴻志)：

1. 報告中請列入簡報中有關隔震案例之各項數據。
2. 建議增加位移型消能器之構架，於計算地震力時，採用之 R 值如何認定。
3. 報告書第 4.2 節有關靜力側推分析中，係以黏彈性阻尼器(速度型)為主要探討之對象，是否理論可行？

陳教授正誠：

1. 建議將尚未成熟的條件及條文，移到解說之說明。
2. 報告書第 9 章及第 10 章，是否均要對其設計審查加以規定。
3. 隔震系統之維護非常重要，建議加強相關觀念之宣導及實質的維護計畫。
4. 建議再研擬隔震結構及被動消能結構之「特別監督」項目。
5. 消能元件與耐震結構系統元件之分野，應注意其一致性。

王技師亭復：

1. 報告書第 39 頁之地震力豎向分配，若採用樓層高度之分配方式，似仍可接受(FEMA368, 450)，可省去計算 U_i 與 U_x 的步驟。
2. 報告書第 42 頁，設計回歸期 2500 年結構仍保持彈性及 475 年結構應保持彈性，是否須進行韌性設計或配筋，其意涵未明，宜更清楚加以說明。
3. 實體及性能保證試驗提供二種方法之選擇，二種之比較及區別宜在解說中說明。是否會選其中一種產生不保守或過度保守之情況。又第二種似僅限於橡膠元件之適用。
4. 報告書第 62 頁之含被動消能系統之線性分析中，等值線性分析應有結構系統、高度及裝置起碼之規定限制。在線性分析既使最大考量地震下，應容許構架有非線性行為，則其如何計算。
5. 非線性靜力分析方法(Pushover Analysis)之結構系統，應有使用上之限制，其條件如何？又其既為非線性行為，則結構本身即容許在設計地震時，有非線性行為，其構架之反應及阻尼 β_H 如何計算，且予規範。
6. 報告書第 10.5.2.1 節所新增之條件，宜列於第 10.3 節中說明。

詹教授添全：

1. 設計示範例，請加入動力分析案例。
2. 設計示範例，缺消能系統案例。
3. 報告書第 9.5.1 節，建議於「…其結果並經該結構設計之簽證技師核可者，」之敘述，增列「且經主管機關指定評定機構認可者」，得不須進行實體試驗。
4. 報告書第 9.6.1 節，同上建議加註。
5. 報告書第 10.7.2.4 節只要提供下列資料「並經主管機關指定評定機構認可者，」，則可不需經過實體試驗。
6. 建議維護檢查將定期檢查之時間點，予以列入(如裝設後五年、十年，以後每十年，委託檢查機構定期檢查)。

葉組長祥海：

1. 消能元件設計之適用規範，如仍以綱要性之規定，各種元件則須提供設計、施作之手冊，以使正確導入結構系統，請於研修條文或解說中明示。
2. 部分工程案例引用少數(不足)之消能元件，卻宣稱為「制震結構」，故其正確之制震結構，宜在條文解說宣示，以免混淆。

六、散會

九十五年度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第十八次會議紀錄

一、時 間：九十五年十二月一日

二、地 點：國家地震工程研究中心會議室

三、主 持 人：張主任國鎮

四、會議記錄：(略)

五、主席致詞：(略)

以下針對期末簡報審查委員之意見做一檢討與回覆。

中華民國結構工程技師公會全國聯合會(吳技師鎮鯤)：

1. 建議透過國內隔震與被動消能元件之供應廠商，蒐集相關元件或材料之基本參數(可供設計及審查者之使用)，並納為設計手冊之中。

回覆:將於 96 年研擬設計、施作之手冊。

2. 由於目前隔震元件規定所需進行之相關試驗，國內尚無適當之設備，因此相關該項試驗可在那些國家執行，及試驗項目，可於文中再補充。

回覆:遵照辦理。

中華民國建築師公會全國聯合會(林建築師鴻志)：

1. 報告中請列入簡報中有關隔震案例之各項數據。

回覆:於期末報告列入附錄。

2. 建議增加位移型消能器之構架，於計算地震力時，採用之 R 值如何認定。

回覆:R 值皆依照第二章訂定之值，不因增加消能器而改變 R 值。

3. 報告書第 4.2 節有關靜力側推分析中，係以黏彈性阻尼器(速度型)為主要探討之對象，是否理論可行？

回覆:目前常用之應用分析軟體於非線性歷時分析若有窒礙難行之情況，此方法不失為一可行之途，其理論依據是以等效線性勁度考慮黏彈性阻尼器勁度與構架勁度，並以等效阻尼比降低反應譜所對應之值。

陳教授正誠：

1. 建議將尚未成熟的條件及條文，移到解說之說明。

回覆:遵照辦理。

2. 報告書第 9 章及第 10 章，是否均要對其設計審查加以規定。

回覆:遵照辦理。

3. 隔震系統之維護非常重要，建議加強相關觀念之宣導及實質的維護計畫。

回覆:遵照辦理。

4. 建議再研擬隔震結構及被動消能結構之「特別監督」項目。

回覆:遵照辦理，惟特別監督項目份屬於第十一章而非第九與第十章。

5. 消能元件與耐震結構系統元件之分野，應注意其一致性。

回覆:遵照辦理。

王技師亭復：

2. 報告書第 39 頁之地震力豎向分配，若採用樓層高度之分配方式，似仍可接受(FEMA368, 450)，可省去計算 U_i 與 U_x 的步驟。

- 2 報告書第 42 頁，設計回歸期 2500 年結構仍保持彈性及 475 年結構應保持彈性，是否須進行韌性設計或配筋，其意涵未明，宜更清楚加以說明。

3. 實體及性能保證試驗提供二種方法之選擇，二種之比較及區別宜在解說中說明。是否會選其中之一

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

種產生不保守或過度保守之情況。又第二種似僅限於橡膠元件之適用。

回覆:實體試驗在確認最大考量地震作用下各別消能元件之消能性質與穩定性,性能保證試驗在證實設計中所使用消能元件之力學性質,而消能元件之力學性質除另有規定之外,須先經實體試驗驗證後使得生產製作,將不會產生不保守或過度保守之情況;第二種僅限於橡膠元件適用。

4. 報告書第 62 頁之含被動消能系統之線性分析中,等值線性分析應有結構系統、高度及裝置起碼之規定限制。在線性分析既使最大考量地震下,應容許構架有非線性行為,則其如何計算。

回覆:已在解說中說明。

5. 非線性靜力分析方法(Pushover Analysis)之結構系統,應有使用上之限制,其條件如何?又其既為非線性行為,則結構本身即容許在設計地震時,有非線性行為,其構架之反應及阻尼 β_H 如何計算,且予規範。

回覆:已在解說中說明。

6. 報告書第 10.5.2.1 節所新增之條件,宜列於第 10.3 節中說明。

回覆:將審慎討論評估其適宜性後決定。

詹教授添全:

1. 設計示範例,請加入動力分析案例。

2. 設計示範例,缺消能系統案例。

回覆:已列入期末報告附錄。

3. 報告書第 9.5.1 節,建議於「…其結果並經該結構設計之簽證技師核可者,」之敘述,增列「且經主管機關指定評定機構認可者」,得不須進行實體試驗。

回覆:遵照辦理。

4. 報告書第 9.6.1 節,同上建議加註。

回覆:遵照辦理。

5. 報告書第 10.7.2.4 節只要提供下列資料「並經主管機關指定評定機構認可者,」,則可不需經過實體試驗。

回覆:遵照辦理。

6. 建議維護檢查將定期檢查之時間點,予以列入(如裝設後五年、十年,以後每十年,委託檢查機構定期檢查)。

回覆:遵照辦理,將於解說中列入裝設後每十年,委託主管機關指定之認可機構定期檢查。

葉組長祥海:

1. 消能元件設計之適用規範,如仍以綱要性之規定,各種元件則須提供設計、施作之手冊,以使正確導入結構系統,請於研修條文或解說中明示。

回覆:將於 96 年研擬設計、施作之手冊。

2. 部分工程案例引用少數(不足)之消能元件,卻宣稱為「制震結構」,故其正確之制震結構,宜在條文解說宣示,以免混淆。

回覆:參照「隔制震建築設計、安裝及管理機制之研究」中所述「與未加制震裝置之主結構體相較,加制震裝置之結構受震動力反應(如每層最大位移、每層最大加速度或能量等)須至少減小 15%。」,將此列入參考文獻以供參考。

六、散會

附錄二 第九章與第十章規範建議研修

第九章 隔震建築物設計

9.1.1 適用範圍

本章依據建築技術規則建築構造編第四十九條之二之規定訂定，適用於一般建築物使用隔震系統於基面之設計地震力及分析計算方式。本章未規定之事項，應按建築技術規則及其他適用之工程設計規範之規定辦理。本章規定之隔震系統，其所進行之分析與設計應經特殊結構審查通過後使用。

解說：

隔震建築物結構體及隔震元件之設計地震力計算方式規定於9.2節與9.3節；隔震系統與結構系統之設計細部要求規定於9.4節中；隔震系統之實體試驗與性能保證試驗規定於9.5節中；設計與施工之審查則規定於9.6節中。

本章所指之隔震系統，為一種或多種隔震元件及（或）阻尼元件所組成，在地震作用下，使結構週期延長，隔震元件及（或）阻尼元件消散大部分地震能量之系統。其至少須具備下列基本要件：

- (1) 在垂直方向上具有足夠的剛性及承載容量來承受上部結構的重量。

隔震系統在垂直方向應具足夠剛性以承受上部結構重量為必備的先決條件，一個結構如不能安穩的承受本身的載重，則更不可能承受地震力之破壞。

- (2) 在強震作用下，水平方向具有足夠的柔性以延長結構週期，隔離地震震波進入建築物，降低水平地震力。

較大的柔性代表結構具有較長的週期，因為一般地震的重要週期大多在0.1秒~1秒之間，而一般傳統建築的基本振動週期也大都在此範圍內，因此會有較大的震動。隔震系統可延長建築物的週期至2秒以上，使建築物因地震而產生的加速度反應(圖C9.1)可大量減少，故可降低地震力對建物之作用力。

- (3) 具有消能裝置以控制建築物因週期延長所可能導致的位移增加

由於隔震系統的高柔度，上部結構對於基礎可能會產生較大的相對位移，同時由圖C9.1的地震反應譜可看出，當結構週期增加時加速度反應會減小，但位移反應反而會增加。結構物的相對位移不能太大，否則會造成結構不穩定，因此隔震系統須有消能裝置以減少相對位移。

- (4) 須具足夠之水平勁度以抵抗風力。

雖然在抗震方面，隔震系統若具有越低的水平勁度越好，但是它仍應具有最低適宜的水平勁度以抵抗風力。

- (5) 須具足夠的回復勁度(recenter stiffness)，使隔震結構在經過地震後能夠回復到原來位置。

- (6) 基於耐震防災設計之需求，隔震系統得考量第二道之防制系統，以免發生意外之狀況。

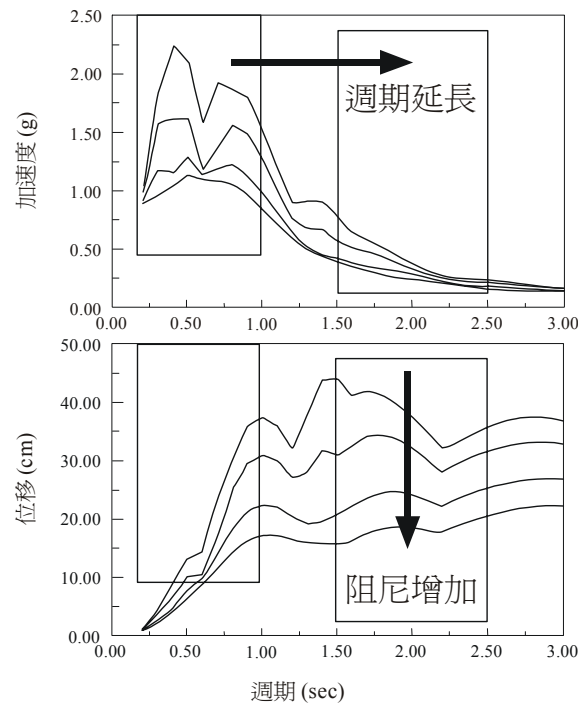


圖 C9.1 隔震設計基本原理

第二防制系統的設計，以不影響隔震系統於設計地震作用下之功能為原則。任一隔震系統有其能承受之極限設計地震，超出此極限地震時，則隔震系統將因過大的變位反而失去其功能。為防止因隔震失去功能而造成結構物的毀損傾倒，故一隔震系統建築仍須有第二道之防制系統，以提供意外時之保護。

9.1.2 隔震設計基本原則

本章所訂隔震建築物之設計基本原則為，對所有隔震建築物，要求在設計地震下，隔震系統能正常發揮功能，隔震系統上部之結構體保持彈性，非結構元件無明顯損壞。對未能符合9.2.1節規定之隔震建築物，除上述要求外，還須考量在最大考量地震下，隔震系統仍能正常發揮功能，隔震系統上部之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，及非結構元件無嚴重損壞產生。

解說：

在設計地震下，隔震設計的基本原則，超過傳統結構的要求。隔震結構能避免上部建築物結構體的於設計地震下之損壞和降低非結構構材的損壞程度，並保護建築物各類設備，減免使用機能損失。對於能符合9.2.1節規定之隔震建築物，因其幾何形狀及動力行為較為單純，所以僅須以回歸期為475年的設計地震進行隔震系統與上部結構之分析與設計，使於設計地震下，隔震系統能正常發揮功能，隔震系統上部之結構體能保持彈性。對未能符合9.2.1節規定之隔震建築物，因其幾何形狀或動力行為較為複雜，所以除須進行設計地震下之分析與設計外，還進一步要求此類隔震建築物要進行回歸期為2500年之最大考量地震下的非線性歷時分析，於此分析中，容許隔震系統上部之結構體產生降伏，但使用之韌性不得高於9.3.2節規定之容許韌性容量。

9.1.3 基本設計要求

隔震建築結構及結構體每一部分結構體均應以符合本章及建築技術規則有關耐震設計條文部分之規定，並據以設計。

建築物側向力抵抗系統及隔震系統之設計，應考慮所規定之設計地震所產生之變形及應

力。

解說：

本章所規定之設計地震力為設計之最小地震力值，任何設計均不得低於該值。

9.1.4 基面之認定

基面係指地震輸入建築物之水平面，或可將其上方之構造視為振動體之水平面。

解說：

對基礎隔震建築結構而言，基面係指隔震層底面。

9.1.5 隔震系統之穩定性

隔震系統在最大總位移時，其垂直荷載構件之穩定性，應以所需之解析與試驗作為佐證。

9.1.6 規則性與不規則性結構

每一隔震建築結構須按隔震系統及其上部結構的配置情形，區分為下列規則性結構或不規則性結構

(一)不規則性結構

- (1)上部結構的配置上或形狀上，有顯著的不規則性者。一般之不規則性如表1.1與1.2所示。
- (2)結構具有表1.1所列一種或多種不規則性時，應視為具有立面上不規則性者。
- (3)結構具有表1.2所列一種或多種不規則性時，應視為具有平面上不規則性者。
- (4)隔震層有扭轉不規則性者。

(二)規則性結構

非屬上述不規則性結構者。

解說：

在大地震中發現許多結構配置不良的不規則性結構，是致使結構體發生破壞的主因。不規則性結構主要是如第一章中所述之立面、平面不規則或地震力傳遞路徑不規則或不連續。一般規則性的建築物在地震中的彈性反應較易掌握，消能的方式較穩定，但不規則性結構的反應則較難瞭解。

9.1.7 分析方法之選擇

隔震建築物之耐震分析，可採用9.2節規定之靜力分析方法，或9.3節規定之動力分析方法；其分析方法之選擇，應分別依據該節有關適用範圍之規定。

解說：

本章共提供三種不同分析方法以決定設計地震力。第一種方法是靜力分析法以簡單的側向力公式（與第二章的靜力方法相似），考慮震區、地盤類別及隔震結構的週期和阻尼等，以決定設計位移及設計地震力，適用於能符合9.2.1節規定之幾何形狀與動力行為較為單純的隔震建築物。對於幾何形狀較複雜或特別柔軟等之不能符合9.2.1節規定的隔震建築物則除應使用動力分析法（反應譜分析或歷時分析）進行設計地震下之分析。

9.2 靜力分析方法

9.2.1 適用範圍

符合下列規定之隔震建築物，可依本節之規定計算地震力，並以靜力法進行結構分析。地震力可假設單獨分別作用在建築物之兩水平主軸方向。

1. 隔震系統及其上方之結構屬於規則性配置者。
2. 結構隔震後之有效週期 T_e 小於或等於2.5秒者。
3. 結構座落於第一及第二類地盤且距第一類活動斷層有適當距離者。
4. 隔震系統具下列之屬性者：
 - (1) 隔震系統能產生回復力，如9.4.2.4節所定者。
 - (2) 隔震系統具有明顯不受加載率影響之力與位移特性者。

解說：

靜力分析法之適用範圍限制較為嚴格，在這些限制下，將迫使大部分的隔震系統皆需使用動力分析。但靜力分析法仍可為初步設計之根據。另所謂距第一類活動斷層有適當距離者，係指該工址不屬於第2.5節所規定之近斷層區域，或工址雖屬近斷層區域但近斷層調整因子 $N_A=1$ 及 $N_V=1$ 者。

9.2.2 隔震系統變位特性

隔震結構之最小側向地震設計位移與設計地震力應基於此隔震系統之變位特性而定。

以本章之要求所設計的隔震系統，其變位特性應包含風束制系統之效應。

隔震系統之變位特性應以符合9.5節之方式進行試驗證明。

9.2.3 最小側向位移

9.2.3.1 設計位移

隔震系統於設計地震下，應經設計使能抵抗沿結構每一水平主軸方向所產生之設計位移 D_D ：

$$D_D = \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] S_{aD} T_{eD}^2 / B \quad (9-1)$$

其中，

D_D ：隔震系統之設計位移。(隔震系統之剛心相對於基面的位移)

S_{aD} ：工址設計水平譜加速度係數，依第二章規定，但長周期不受不得小於 $0.4S_{DS}$ 之限制。

B ：阻尼比修正係數，依9.2.4節規定計算。

T_{eD} ：沿考慮方向，隔震建築物於設計位移時之有效振動週期，依9.2.4節規定。

解說：

隔震建築所受之彈性水平地震力可由下式表示

$$V = C_s W \quad (C9.1)$$

其中， C_s 為地震力係數，在5%阻尼比情形下為

$$C_s = S_{aD} \quad (C9.2)$$

其中， W 為隔震系統所支承之上部結構靜載重， C_s 為地震力係數。隔震系統因含有消能裝置其阻尼比較高，因此不能像一般建築的耐震設計規範均假設為5%，阻尼比修正係數 B 即是用來調整反應譜因阻尼比不同而產生之變化。

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

故隔震建築在考慮週期延長及阻尼比增加的情況下，於所考慮之振動方向的地震力係數 C_s 可表示為

$$C_s = S_{aD} / B \quad (C9.3)$$

而隔震建築的水平設計位移，可由反應譜加速度與反應譜位移的關係求得，即

$$S_{aD} g / B = (2\pi / T_{eD})^2 D_D \quad (C9.4)$$

移項後可得

$$D_D = \frac{g}{4\pi^2 B} S_{aD} T_{eD}^2 \quad (C9.5)$$

9.2.3.2 設計總位移與最大總位移

隔震系統中之隔震元件設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM} 應包含隔震系統以上結構質心與隔震系統剛心不重合及隔震系統以上結構質心估計不準而引起之意外扭轉所造成之額外位移；而此類扭矩之計算，應考慮隔震系統之有效勁度在空間上之分佈及隔震系統以上結構質量偏心之最劣位置。其設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM} 依下式計算：

$$D_M = \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] S_{aM} T_{eM}^2 / B \quad (9-2)$$

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (9-3a)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (9-3b)$$

D_{TM} 之值不必大於 $1.5D_{TD}$

其中，

D_M ：隔震系統之最大考量位移。(隔震系統之剛心相對於基面的位移)

S_{aM} ：工址最大考量水平譜加速度係數，依第二章規定，但長周期不受不得小於 $0.4S_{MS}$ 之限制。

T_{eM} ：沿考慮方向，隔震建築物於最大考量位移時之有效振動週期(sec)，依9.2.4節規定。

Y ：沿垂直於地震加載力方向所測得之隔震元件與隔震系統剛心間之距離(m)。

E ：實際偏心與意外偏心之總合；實際偏心為隔震系統以上結構之質心與隔震系統剛心間之平面距離。意外偏心取建築物最大平面尺寸之5%。

D ：結構最長之平面尺寸。

B ：沿垂直於 d 之方向所測得之結構最短平面尺寸。

若隔震系統經由適當配置可以抵抗扭轉，再經由詳細分析所得之設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM} 小於(9.3)式計算所得之值，則可採用較小之值，但分別不得小於設計位移 D_D 與最大考量位移 D_M 之1.1倍。

對於隔震系統及隔震元件之穩定性試驗，應以(9-3b)式計算所得最大總位移 D_{TM} ，並依9.5.2.1.5節或9.5.2.2.5節隔震元件穩定度試驗之規定驗證之。

解說：

隔震系統的配置應盡量將上部結構質心與隔震系統剛心間之偏心減至最小程度，如此才能將扭矩所造成隔震元件的位移降低，此處跟傳統結構耐震設計一樣，在兩水平方向上，需考慮最小意外偏心。

(9-3)式提供較簡化之公式以計算扭轉所造成之反應，式中偏心值 e 取最大平面尺寸的5%，則對於方型建築物，由扭轉所造成結構體角隅處設計位移增加約15%而對長方型建築物，最大可達30%，(9-3)式較適於估算具有均勻勁度分佈的隔震系統。

由於扭轉而造成額外增加之位移，對於那些勁度集中在建築物周圍的隔震系統或某些滑移型的隔震系統，減小質量偏心將有助於降低扭轉所造成之位移，故設計總位移與最大總位移若經計算證明較（9-3）式小，則可取該較小之值，但設計總位移亦不得小於設計位移 D_D 與最大總位移不得小於最大考量位移 D_M 之1.1倍，且設計總位移 D_{TD} 所對應之剪應變不宜大於200%。

最大總位移 D_{TM} 係考慮工址所能預期之最大考量地震地表搖動程度計算所得隔震系統中隔震元件之側向位移，其計算結果不必大於 $1.5D_{TD}$ ， D_{TM} 包含因實際及意外扭轉造成之額外位移，用於下列情況：

- （1）隔震系統或其某一元件之穩定度驗證。
- （2）建築物隔震間隙之設計。

9.2.4 有效振動週期及阻尼比修正係數

隔震建築物於設計位移下之有效振動週期 T_{eD} 及於最大考量位移下之有效振動週期 T_{eM} 應基於隔震系統之變位特性依下式而定：

$$T_{eD} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eD}g}} \quad (9-4a)$$

$$T_{eM} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eM}g}} \quad (9-4b)$$

其中，

K_{eD} ：沿考慮之水平方向，隔震系統在設計位移下之有效勁度。

K_{eM} ：沿考慮之水平方向，隔震系統在最大考量位移下之有效勁度。

W ：隔震系統上方之結構總靜載重。

G ：重力加速度。

阻尼比修正係數 B 依下式所定

$$B = B_S ; \quad T_e < T_0 \quad (9-5a)$$

$$B = B_I ; \quad T_e \geq T_0 \quad (9-5b)$$

其中， T_e 為設計位移下之有效振動週期 T_{eD} 或最大考量位移下之有效振動週期 T_{eM} ， B_S 與 B_I 為第三章表3-1規定之短週期與長週期結構之阻尼比修正係數，其與隔震系統之等效阻尼比 ξ_e 有關，隔震系統於設計位移下之等效阻尼比 ξ_{eD} 及於最大考量位移下之等效阻尼比 ξ_{eM} 依下式計算：

$$\xi_{eD} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{A_{TD}}{K_{eD}D_D^2} \right] \quad (9-6a)$$

$$\xi_{eM} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{A_{TM}}{K_{eM}D_M^2} \right] \quad (9-6b)$$

其中， A_{TD} 為隔震系統在設計位移下之遲滯迴圈面積總和， A_{TM} 為隔震系統在最大考量位移下之遲滯迴圈面積總和。

解說：

由於隔震系統之水平勁度遠低於上部結構，故於隔震建築的第一振態中，上部結構之變形很小，整個上部結構幾乎以一剛體運動，所以(9-4)式隔震結構之有效週期計算即不考慮上部結構的變形。

本章中，沿考慮之水平方向上，隔震系統在設計位移下之平均有效勁度 K_{eD} 應取所有隔震元件在設計位移下之平均有效勁度之總和，而每一隔震元件之平均有效勁度 k_{eD} 應由9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節在設計位移下的循環試驗試驗所建立的三個遲滯曲線中(如圖C9.2)，分別計算這三個遲滯曲線之有效勁度後所得之平均值，即

$$K_{eD} = \sum_{i=1}^m k_{eD} \quad (C9-6)$$

$$\text{而 } k_{eD} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 k_{eD}^i \quad (C9-7)$$

$$\text{且 } k_{eD}^i = \frac{F_i^+ - F_i^-}{2D_D} \quad (C9-8)$$

其中，

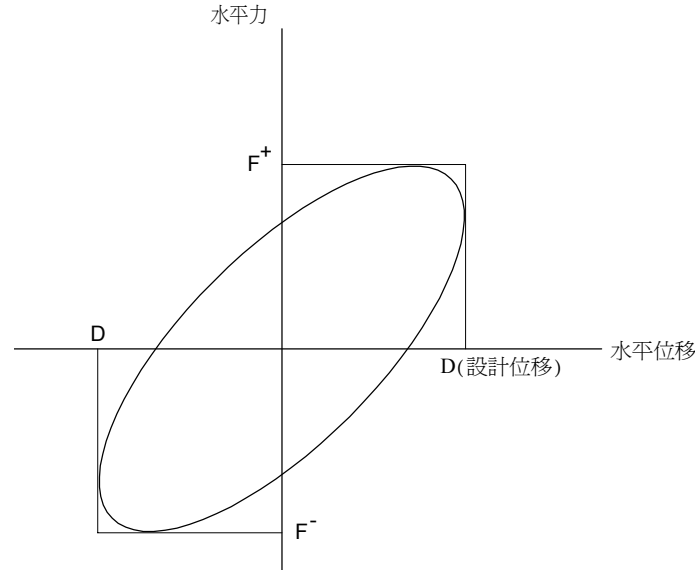
m ：隔震系統內，隔震元件之數目。

k_{eD} ：各個隔震元件在設計位移下之平均有效勁度。

k_{eD}^i ：隔震元件在設計位移下，第 i 個循環試驗下的有效勁度。

F_i^+ 、 F_i^- ：隔震元件在設計位移下，第 i 個循環試驗中正向及負向之最大剪力。

D_D ：隔震系統之設計位移，見(9-1)式。



$$K_{eff} = \sum_{j=1}^m k_{eff}^j ; \quad k_{eff}^j = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 k_{eff}^{ji} ; \quad k_{eff}^{ji} = \frac{F_i^+ - F_i^-}{2D}$$

圖 C9.2 第 m 個隔震器在第 i 個循環載重下的遲滯迴圈

阻尼比異於5%時之阻尼修正係數 $B(B_S$ 或 $B_I)$ ，依照第三章表3-1之規定取值。隔震系統之等效阻尼比 ξ_e ，係根據隔震系統之遲滯迴圈而定義如下：

$$\xi_e = \frac{E_D}{4\pi E_S} \quad (C9-9)$$

其中， E_D 為隔震系統單一迴圈所消散之能量(即為 A_{TD})； E_S 為隔震系統之彈性應變能，其值等於

$$E_S = \frac{1}{2} K_{eD} D_D^2 \quad (C9-10)$$

將(C9-10)式帶入(C9-9)式中得

$$\xi_{eD} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{A_{TD}}{K_{eD} D_D^2} \right] \quad (C9-11)$$

(C9-11)式中， A_{TD} （總面積）應取所有隔震元件在設計位移下之遲滯曲線面積之總和，而每一隔震元件之遲滯曲線面積應由9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節在設計位移下的循環試驗試驗所建立的三個遲滯曲線，分別計算這三個遲滯曲線之面積後所得之平均值。

9.2.5 最小設計水平總橫力

9.2.5.1 位於隔震系統下方之結構

位於隔震系統下方之結構應以一般耐震結構之規定進行設計，其最小設計水平總橫力 V_b ，依下式計算：

$$V_b = \frac{K_{eD} D_D}{0.8\alpha_y} \quad (9-7)$$

其中，

K_{eD} ：沿考慮之水平方向，隔震系統在設計位移下之有效勁度。

D_D ：隔震系統之設計位移，見(9-1)式。

解說：

隔震系統之示意圖如圖C9.3所示。其中起始降伏地震力放大倍數 α_y 同第二章2.9節之規定。

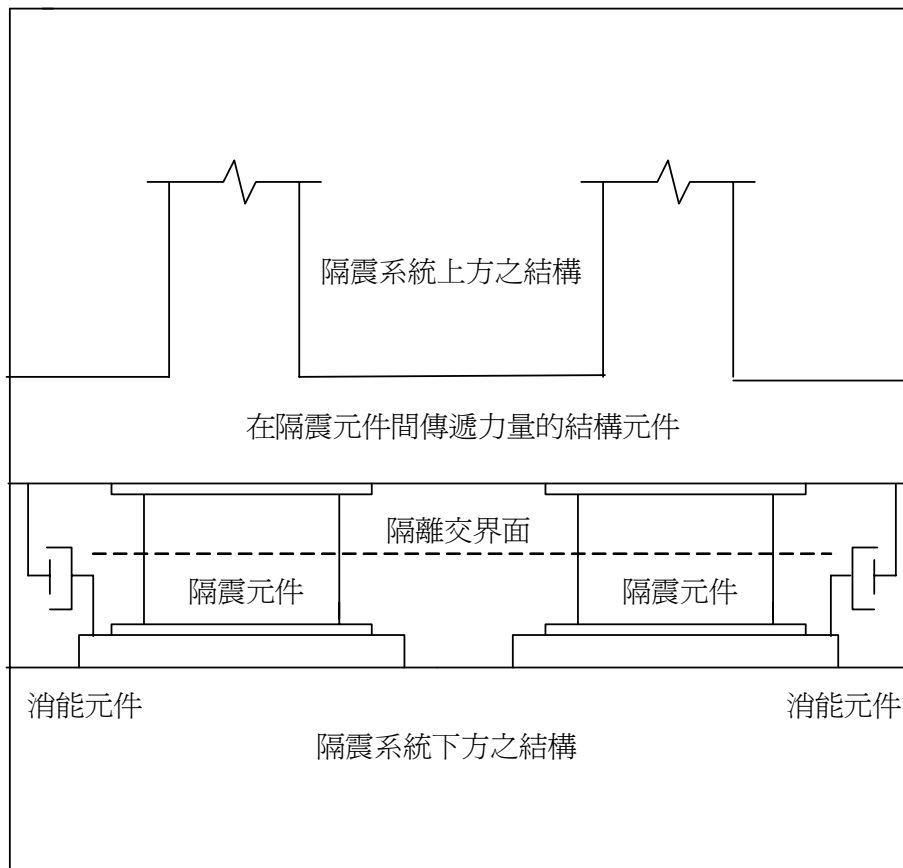


圖 C9.3 隔震系統示意圖

9.2.5.2 位於隔震系統上方之結構

位於隔震系統上方之結構其最小設計水平總橫力 V_s ，依下式計算：

$$V_s = \frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y} \quad (9-8)$$

解說：

$\frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y}$ 為由隔震系統傳入上部結構之水平力，即 $\frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y}$ 為上部結構之彈性設計地震力，其中起始降伏地震力放大倍數 α_y 同第二章2.9節之規定。由於隔震的原理是隔絕大部分的震動進入結構而不希望於設計地震下建築物的上部結構有任何桿件產生降伏，故於設計地震下不考慮結構系統地震力折減係數 F_u 。

9.2.5.3 最小設計水平總橫力之限制

位於隔震系統上方之結構其最小設計水平總橫力 V_s 之值不可小於下列諸值：

1. 由設計風載重計算所得之基層剪力。
2. 使隔震系統發揮功能所需之側向地震力的1.5倍，該側向地震力包括軟化性隔震系統之降伏強度、犧牲性風束制系統之極限強度或滑動性隔震系統之靜摩擦力等。

解說：

這些限制的目的在于於避免上部結構在隔震系統還未完全發揮功能前即提早降伏，故須分別確定(1)隔震系統的降伏強度。(2)遇強震時，犧牲性風束制系統欲脫離上部結構所須之力或滑移型隔震系統的靜摩擦力。

9.2.6 地震力之豎向分配

位於隔震系統上方之結構其所受之最小總橫力 V_s ，應依下式豎向分配於隔離交界面以上之各層：

$$F_x = V_s \frac{W_x u_x}{\sum_{i=0} W_i u_i} \quad (9-9)$$

其中，

W_x ：建築物第 x 層之重量。

W_i ：建築物第 i 層之重量(當 $i=0$ 時， W_0 為隔震系統上面建築物底版之重量)。

u_x ：以 f_x 作用於隔震建築物各樓層之水平方向後，第 x 層所產生之位移， f_x 依下式計算：

$$f_x = K_{eD} D_D \frac{W_x}{\sum_{i=0} W_i} \quad (9-10)$$

作用在第 x 層之橫力 F_x 依該層質量之分佈，分配於該層平面。每一結構性元件之應力應視為將力 F_x 施加於基層上方之適當樓層時所得之效應來作計算。

解說：

本節地震力之豎向分配僅適用於基礎隔震。

由於隔震建築的第一振態幾乎全部集中在隔震系統，上部結構的變形極小，如圖C9.4(a)，因此所示以建築物各層樓重量為水平力，施加於隔震建築物各樓層之水平方向後，各樓層所產生之位移為豎向分配之依據。在一般非隔震建築總橫力的分佈則如圖C9.4(b)所示，成倒三角形分佈。隔震系統上面建築物底版之重量 W_0 須加入地震力的豎向分配中。

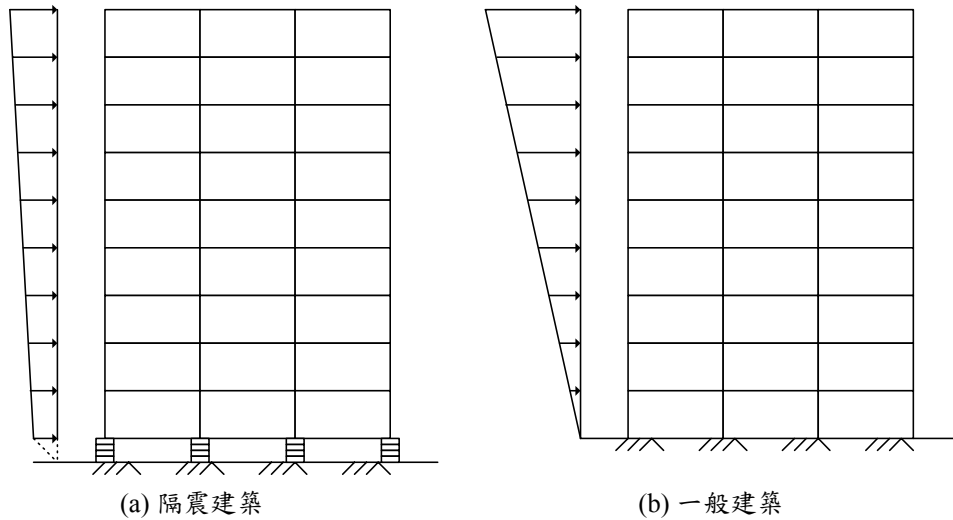


圖 C9.4 隔震建築與一般建築的地震側力分佈

9.2.7 結構分析模式之模擬

隔震建築物之結構模擬應如 2.13 節之規定，盡量反應實際情形，力求隔震系統、幾何形狀、質量分佈、構材斷面性質等之模擬能夠準確。

隔震系統應使用依照 9.2.2 節之要求所建立或經試驗證明之變位特性以為模擬。

隔震系統之模擬應具有下列之細節：

- (1) 考慮隔震元件之空間配置。
- (2) 考慮上部結構質量偏心之最劣位置，以計算位於隔震系統上方結構之平移（兩個水平方向）及扭轉。
- (3) 估算作用於單一隔震元件上之傾倒及揚升力。
- (4) 若隔震系統之力與位移特性受垂直加載或雙側向加載之影響時，隔震系統之模擬應能考慮此影響。

解說：

隔震結構分析模式之模擬，應儘量反映實際的情形，如此獲得的內力才較具正確性。

9.2.8 意外扭矩

隔震建築物意外扭矩之考量方式同第二章 2.15 節之規定。

解說：

參考第二章 2.15 節之解說。

9.2.9 傾倒力矩

構造物之設計，應能抵禦地震引致之傾倒作用。任一層須抵抗之傾倒力矩為其上各層依 9.2.6 節分配所得地震力所產生之力矩。

解說：

地震力對建築物引起之傾倒力矩效應，均可在結構分析中反映出來。

9.2.10 層間相對側向位移及建築物之間隔**9.2.10.1 容許層間相對側向位移角**

隔震系統上方之結構，在設計地震力作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角，應不得超過 $0.005/\alpha_y$ 。計算位移時應考慮平移與扭轉位移。

解說：

由於隔震系統檢核層間相對側向位移角係在設計地震下，高於2.16節的地震，因此隔震系統上方結構之側向力抵抗系統應具有足夠的勁度與強度，以避免較大的層間相對位移，避免非結構構材產生破壞。

隔震結構之最大容許層間相對側向位移視分析方法不同而異，反應譜分析法及歷時分析法時結構之層間容許相對側向位移角依9.3.9節之規定。

9.2.10.2 隔震建築物之間隔

為避免地震時引起之變形造成鄰棟建築物間的相互碰撞，隔震建築物應留設適當之間隔，其間隔為 $0.6(D_{TD} + D_r)$ ，其中， D_r 為上部結構在設計地震力作用下對其底版之相對位移。另為避免地震時隔震建築物碰撞周遭擋土壁或其它阻礙物而影響隔震系統功能，隔震建築物與周遭擋土壁或其它阻礙物間之最小間距須大於最大總位移 D_{TM} 。需要考慮 $P-\Delta$ 效應者，其計算之位移亦應包括此效應。

解說：

由於相鄰兩棟建築物反向運動，且最大位移同時發生的或然率不高，因此可乘以0.6。

9.2.11 垂直地震效應

隔震建築物仍應考慮垂直地震效應，對應此效應時，應考慮隔震元件之垂直向勁度及位於隔震系統上方結構之垂直向勁度。考慮垂直地震效應時，垂直向之設計譜加速度係數 $S_{aD,V}$ 依第二章中(2-22)式計算。

9.3 動力分析方法

9.3.1 適用範圍

1. 反應譜分析：

未能符合第9.2.1節之規定者，反應譜分析法可用於設計隔震建築物在設計地震下之分析。

2. 非線性歷時分析：

非線性歷時分析法可用於設計所有隔震結構。

解說：

動力分析的方法可分為反應譜分析及非線性歷時分析兩種。反應譜分析法可依設計反應譜並考慮隔震設計之等效週期與阻尼比而進行，非線性歷時分析之地表加速度歷時則須由設計反應譜衍生。

針對符合第9.2.1節之規定者，若僅進行第9.2節設計靜力分析(彈性設計)，結構保持彈性，則須進行部份韌性配筋，但不需檢核強柱弱樑及極限層剪力。針對未能符合第9.2.1節之規定者，若僅進行設計回歸期為475年之動力分析，則須進行韌性配筋；若進行設計回歸期為2500年之動力分析，且考慮牆體之影響後，結構仍保持彈性，則不需考慮韌性配筋，亦不需檢核強柱弱樑及極限層剪力。

9.3.2 加速度反應譜

反應譜分析採用之經阻尼比修正係數 $B(B_S$ 或 $B_I)$ 修正後之水平加速度反應譜 S_{ad}/B ，依第三章表3-1之規定；非線性歷時分析所採用之水平加速度歷時紀錄，其5%阻尼比之反應譜需與水平加速度反應譜 S_{ad} 相符，依第三章表3-1及3.2之規定，但長周期不受不得小於 $0.4S_{DS}$ 之限制。

解說：

進行反應譜分析時，由於所採用之方法為等效線性分析，故其設計反應譜須能反應出隔震系統所貢獻之等效阻尼比，因此反應譜分析所用之設計反應譜須考慮阻尼比修正係數 $B(B_S$ 或 $B_I)$ 。而進行非線性歷時分析時由於假設之阻尼比為5%，故阻尼比修正係數值等於1.0，所輸入之地震波加速度歷時依9.3.7節規定。

9.3.3 總橫力之調整

任一方向動力分析的設計總橫力，為動力分析所得總橫力依下列規定調整而得：

9.3.3.1 反應譜分析

- (1) 位於隔震系統(含)及其下方之結構元件，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力除以0.8後不得小於(9-7)式所定 V_b 值之90%。
- (2) 位於隔震系統上方之結構，若其配置為規則型，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 V_S 值之80%，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。
- (3) 位於隔震系統上方之結構，若其配置為不規則型，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 V_S 值，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。

9.3.3.2 非線性歷時分析

- (1) 位於隔震系統(含)及其下方之結構元件，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力除以0.8後不得小於(9-7)式所定 V_b 值之90%。
- (2) 位於隔震系統上方之結構，若其配置為規則型，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 V_S 值之60%。且不得小於9.2.5.3節所定之限度。
- (3) 位於隔震系統上方之結構，若其配置為不規則型，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 V_S 值之80%。且不得小於9.2.5.3節所定之限度。

解說：

動力分析所得之設計總橫力，通常會小於靜力分析者，為增加需進行動力分析建築物之安全性，因此訂定設計總橫力之下限。

9.3.4 設計位移之調整

不論使用反應譜分析法或非線性歷時分析法，任一方向動力分析所得隔震系統之位移應依下列規定調整：

- (1) 隔震系統之設計總位移不得小於(9-3a)式所定 D_{TD} 值之90%。
- (2) 隔震系統之最大總位移不得小於(9-3b)式所定 D_{TM} 值之80%。

上述之下限，其估算應使用依9.2.3.2節規定之 D_{TD} 及 D_{TM} 值，其中可用 D'_D 及 D'_M 代替 D_D 及 D_M 值，而 D'_D 及 D'_M 由下式所定：

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + (T/T_{eD})^2}} \quad (9-11a)$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + (T/T_{eM})^2}} \quad (9-11b)$$

其中， T_{eD} 及 T_{eM} 分別為沿考慮方向上隔震結構於設計位移及最大考量位移下之有效振動週

期，如(9-4)式所述。 T 為考慮固定基礎時上部結構之基本振動週期，依第二章2.6節之規定計算，但2.6節中之 h_n 於此為指隔震交界面至屋頂面之高度。

解說：

動力分析所得位移通常會小於靜力分析者，為增加需進行動力分析建築物之安全性，因此將隔震系統之位移調高。隔震系統上方結構之彈性、固定基礎基本振動週期 T 之經驗計算公式，與第二章2.6節中所採用者相同。

9.3.5 結構動力分析模式

9.3.5.1 通則

動力分析時，隔震建築物之結構模擬應盡量反應實際情形，力求隔震系統、幾何形狀、質量分佈、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制等之模擬能夠準確。

9.3.5.2 隔震系統

隔震系統應使用依照9.2.2節之要求所建立或經試驗證明之變位特性以為模擬。

隔震系統之模擬應具有下列之細節：

- (1) 考慮隔震元件之空間配置。
- (2) 考慮質量偏心之最劣位置，以計算位於隔震系統上方結構之平移（兩個水平方向）及扭轉。
- (3) 估算作用於單一隔震元件上之傾倒及揚升力。
- (4) 若隔震系統之力與位移特性受垂直加載、雙側向加載或加載率之影響時，隔震系統之模擬應能考慮此影響。

9.3.5.3 隔震結構

9.3.5.3.1 位移

每一樓層之最大位移、及橫跨隔震系統之設計總位移與最大總位移，應使用此隔震結構之模式計算，而該模式中應加入此隔震系統及側向力抵抗系統之非線性元件之力與位移特性。

具有非線性元件之隔震系統，包含(但不僅限於)未能滿足9.2.1節第4項準則之系統。

9.3.5.3.2 耐震元件之力與位移

滿足下列要求之側向力抵抗系統，其耐震元件之力與位移得使用隔震結構之線彈性模型作計算

- (1) 對於非線性隔震系統所假設之擬彈性特性為基於隔震系統之最大有效勁度。
- (2) 所有側向力抵抗系統之耐震元件於設計地震下仍保持彈性。

解說：

動力分析時，建築物結構模擬之原則與靜力分析模擬原則相似。動力分析時尚須注意各樓版扭轉慣性矩的計算是否正確，此外，若考慮基礎土壤互制等值彈簧之阻尼時，也要做正確之計算。

9.3.6 多振態反應譜疊加法

隔震建築之動力分析若以多振態反應譜法進行時：

- (1) 所考慮之振態數目應使x向、y向及扭轉方向之有效質量和均已超過建築物總質量的 90%。
- (2) 建築物甚不規則時，地震輸入的方向應多考慮幾個角度。進行振態間之疊加時，宜採用 CQC法則，惟若振態間之週期不甚相近，可採用SRSS疊加法。

解說：

反應譜分析須依9.3.2節所規定之5%阻尼比彈性反應譜進行。其分析流程基本上類似於靜力分析之迭代方法，隔震系統之有效勁度及等效阻尼比可依假設之隔震系統設計位移估算之。但隔震系統之等效阻尼比不應大於30%。隔震結構之振動模態可分隔震振態及非隔震振態兩種。隔震振態所對應之週期較長，其主要變形集中於隔震系統之變形，而其所對應之等效阻尼比可

依複合阻尼比概念求得

$$(\xi_e)_j = \frac{\sum_i (\phi_j)_i^T K_i (\phi_j)_i \xi_i}{\phi_j^T K \phi_j} \quad (C9-12)$$

其中，

$(\xi_e)_j$ ：第 j 振態之等效阻尼比。

K_i ：第 i 構件之勁度矩陣。

K ：整體系統之勁度矩陣。

ϕ_j ：第 j 振態之振態形狀向量。

$(\phi_j)_i$ ：第 i 構件在第 j 振態所對應自由度之振態形狀向量

ξ_i ：第 i 構件之阻尼比，包含隔震元件之等效阻尼比及其它構件之黏阻尼。

根據(C9-12)式所得之 $(\xi_e)_j$ 值可將第 j 振態所對應之5%阻尼比彈性反應譜值除以 $(\xi_e)_j$ 所對應之阻尼比修正係數 $B(B_s \text{ 或 } B_l)$ ，以考慮等效阻尼比之效應。對於非隔震振態，其分析方法可依一般反應譜分析法進行；其阻尼比假設為5%，但若考慮其系統阻尼比小於5%，則阻尼比修正係數值將大於1.0，反應譜值須相對地予以放大。若只為了計算地面以上的物理量，如隔震層的總剪力或地面以上構材的內力時，有些振態幾無貢獻。在此種情況下，所須疊加的振態數可改採有效振態質量和超過建築物地面以上總質量的90%以上便可。

9.3.7 非線性動力分析

隔震建築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隔震元件之遲滯模式為之。所輸入之地震紀錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，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%阻尼比反應譜於 $0.2T_{eD}(T_{eM})$ 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 $T_{eD}(T_{eM})$ 為隔震建物於設計位移(最大考量位移)下之有效振動週期。

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。

解說：

參考第三章3.6節之解說。輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳，若以地震紀錄之反應譜在長周期(T_{eD})範圍，應考量土壤之長周期反應特性。

9.3.8 動態扭矩

動力分析各層所產生之動態扭矩必須考慮，可算得動態偏心距、加上意外偏心距後，以等值靜態地震力來施加。如動力分析直接取構材內力來振態疊加，因意外偏心不易加入，可將各層質心偏移計算質心 $\pm 5\%$ 建築物平面尺度的四個位置，逕行進行動力分析設計之。

解說：

參考第三章3.7節之解說。

9.3.9 層間相對側向位移與建築物之間隔

9.3.9.1 容許層間相對側向位移角

在設計地震下位於隔震系統上方之結構，由反應譜分析所得之最大層間相對側向位移角(包含：隔震系統之垂直變形所造成之位移角)不得超過 $0.005/\alpha_y$ 。

9.3.9.2 建築物之間隔

為避免地震時引起之變形造成鄰棟建築物間的相互碰撞，根據動力分析算得之建築物之間隔，需符合9.2.10.2節之規定。

9.3.10 垂直地震效應

隔震建築物垂直地震效應之考慮依9.2.12節規定。

解說：

參考第三章 3.11 節之解說。

9.4 隔震建築物設計詳細要求

9.4.1 通則

隔震系統及其上部結構系統應依本節之規定，並符合本規範其他各章節條文之要求事項。

9.4.2 隔震系統

9.4.2.1 環境狀況

除風與地震所造成之載重外，隔震系統之設計並應考慮其他環境狀況，包含老化效應、潛變、疲勞、作業溫度及潮溼或破壞性物質之影響。

9.4.2.2 抗風

隔震系統以上之建築物，應能抵抗設計規範所定之風力。隔震系統之抗風裝置應能使隔震系統上方建築物之側向位移符合風力規範之限制。

9.4.2.3 防火

隔震系統須具有適當之防火保護，使其防火時效與建築物之柱、梁、牆、樓版或其他構材之防火時效一致。若隔震層為使用空間，則隔震系統之防火時效經審查應大於建築物之柱、梁、牆、樓板或其他構材之防火時效。

9.4.2.4 側向回復力

隔震系統應具適當之回復力，於任何垂直力加水平力下，其勁度應為正值。

9.4.2.5 側向位移限制

隔震系統得適當配置位移束制裝置，使隔震系統之最大側向位移不超過最大總位移 D_{TM} 。

9.4.2.6 垂直加載穩定性

隔震系統之所有構材承受最大垂直載重 $1.2Q_D + 0.5Q_L + |Q_E|$ 及最小垂直載重 $0.8Q_D - |Q_E|$ 作用下須能保持穩定。其中 Q_E 應包括水平及垂直設計地震效應。

9.4.2.7 傾倒

建築物隔震系統之抗傾倒力矩不得小於傾倒力矩。傾倒力矩應以設計地震力之 1.5 倍計算，抗傾倒力矩則依照隔震系統上部構造物重量之 0.9 倍計算。

若所造成之位移不至引致隔震元件或其他建物元件之應力過度或不穩定時，可容許個別元件的局部上舉，但需增加抗上舉機制。

9.4.2.8 檢測與更換

- (1) 隔震建築需有能滿足設計需求之檢測及維護計畫。
- (2) 隔震建築需留設供檢查及更換所有隔震構材及元件之通道與空間。
- (3) 監造者及結構設計者需於隔震建築核發使用執照前，完成隔震系統及界面區域所有構件之最終檢查。
- (4) 隔震系統構件之修復及更換需在有隔震建築設計或施工經驗之建築師或專業技師監督下進行。

9.4.2.9 品質管制

結構設計者應依第 9.5 節之規定提供隔震元件之品質試驗計畫。

9.4.3 結構系統**9.4.3.1 隔震系統上方建築物**

隔震系統上方建築物之結構構材應提供設計所需之韌性。

9.4.3.2 地震力之水平傳遞

隔震系統上方建築物之樓版或其他結構構材須具有連續性及足夠的勁度、強度、韌性來傳遞不均勻之地震力。

9.4.4 非結構構材

附屬於建築物之結構物部分構體及附件、永久性非結構構材及附件以及支承於結構體之設備的附件均須符合本規範第四章之規定。

解說：

建築物隔震系統之傾倒力矩以設計地震力之 1.5 倍計算，抗傾倒力矩依照隔震系統上部構造物重量之 0.9 倍計算，其隱含意義為限制隔震系統上部構造物之高寬比，使其隔震元件較不易產生局部上舉。

9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗**9.5.1 通則**

在採用隔震裝置前，須藉實體試驗以確認隔震元件之地震行為是否與原設計相符。實體試驗至少須使用二個與原設計相同型式與尺寸的隔震元件進行試驗，其結果經確認後始得進行製造生產。實體試驗所用的試體不得再使用於建造結構上。在試驗進行時，試體每個迴圈的力和位移皆應予以記錄。供應商於三年內已有原設計相似型式與尺寸之隔震元件試驗結果，其結果並經該結構設計之簽證技師核可者，得不須進行實體試驗，但仍應依本規範規定進行性能保證試驗。

解說：

因隔震建築並非針對某一特定隔震系統而定。為適合所有隔震系統，故本章中規定一系列的試驗步驟。設計所使用之勁度與阻尼依這些試驗結果而定，不能滿足這些試驗步驟的隔震系統應經主管機關核可後認定。

相似尺寸意指於國內已有使用案例，且經本規範規定之實體試驗流程通過者。相似尺寸定義為隔震支承之尺寸與設計參數(設計位移 D_D 、有效勁度 K_{eD} 與消能面積 A_T)相差15%以內者。供應商試驗報告之有效期限為三年。

9.5.2 實體試驗

實體試驗可利用位移與垂直載重條件或剪應變與垂直壓應力條件，依照不同隔震元件之特性，擇一試驗條件進行水平力試驗。

9.5.2.1 位移與垂直載重條件**9.5.2.1.1 垂直載重試驗**

在垂直壓力為 $\frac{1}{4}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E) \sim \frac{1}{2}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E) \sim \frac{3}{4}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E) \sim (Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E) \sim \frac{3}{4}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E) \sim \frac{1}{2}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E) \sim \frac{1}{4}(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$ 下，進行垂直載重試驗。

9.5.2.1.2 常態載重試驗

在垂直載重為 Q_D+Q_L 下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之最大力量或位移為隔震元件所承受之常態載重(風力、溫度變化等) 或其所對應之位移。

9.5.2.1.3 不同變形之特性試驗

在垂直載重為 Q_D 下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件設計位移 D_D 的0.25、0.50、0.75、1.0、1.25及1.0倍。每一種位移進行三個循環試驗。

9.5.2.1.4 性能穩定性試驗

在垂直載重為 Q_D 下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件之設計位移 D_D 。

9.5.2.1.5 隔震元件穩定度試驗

在垂直載重各為 $Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E$ 與 $Q_D - Q_E$ 下，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移為隔震元件之最大總位移 D_{TM} 。 E 為包含水平及垂直設計地震效應產生之軸力。

9.5.2.2 剪應變與垂直壓應力條件

9.5.2.2.1 垂直載重試驗

在垂直壓應力為 50 kgf/cm^2 、 100 kgf/cm^2 、 150 kgf/cm^2 、 200 kgf/cm^2 、 150 kgf/cm^2 、 100 kgf/cm^2 、 50 kgf/cm^2 下，進行垂直載重試驗。

9.5.2.2.2 常態載重試驗

在垂直壓應力為 150 kgf/cm^2 下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之水平力為隔震元件所承受之常態載重(風力、溫度變化等)。

9.5.2.2.3 不同變形之特性試驗

在垂直壓應力為 50 kgf/cm^2 、 100 kgf/cm^2 、 150 kgf/cm^2 、 200 kgf/cm^2 下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為50%、100%、150%、200%、250%及200%。每一種位移進行三個循環試驗。

9.5.2.2.4 性能穩定性試驗

在垂直壓應力為 100 kgf/cm^2 下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為200%。

9.5.2.2.5 隔震元件穩定度試驗

在垂直壓應力各為 200 kgf/cm^2 與 20 kgf/cm^2 下，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移為隔震元件之最大總位移 D_{TM} 。

9.5.3 隔震元件特性之決定

隔震元件在第 i 個循環試驗下的有效勁度 k_e^i 可由下式決定：

$$k_e^i = \frac{F_i^+ - F_i^-}{2\Delta_i} \quad (9-12)$$

其等效阻尼比 ξ_e^i 則為：

$$\xi_e^i = \frac{1}{2\pi} \frac{E_d^i}{k_e^i \Delta_i^2} \quad (9-13)$$

F_i^+ 、 F_i^- ：該循環試驗中正向及負向之最大剪力。

Δ_i ：該循環試驗中正向及負向最大位移之平均值。

k_e^i ：該循環的有效勁度。

E_d^i ：消能能力為 9.5.2.1.3 節或 9.5.2.2.3 節 試驗中隔震元件在不同位移振幅時所得之單一循環迴圈面積。

9.5.4 試驗結果檢核

試驗結果必須滿足下列要求方可接受，若其中任一要求無法符合時，實體須重新設計、製作及試驗。

9.5.4.1 所有試驗之受力－變形關係圖的切線勁度必須為正值。

9.5.4.2 依 9.5.2.2.1 節之試驗，垂直勁度之變異度應在 $\pm 20\%$ 範圍內。

9.5.4.3 依 9.5.2.1.2 節或 9.5.2.2.2 節之試驗，在常態設計風力(回歸週期為 0.5 年)下，隔震元件的變位應在 10mm 範圍內。

9.5.4.4 依 9.5.2.1.3 節或 9.5.2.2.3 節 之試驗，每一種試驗位移下任一循環的有效勁度與其三個循環的平均有效勁度差異須在 $\pm 10\%$ 以內。即

$$\frac{|k_e^i - k_e|}{k_e} \leq 10\% \quad (9-14)$$

k_e^i ：任一個循環的有效勁度值

k_e ：平均有效勁度

9.5.4.5 依 9.5.2.1.3 節或 9.5.2.2.3 節 之試驗，所有兩個試體的平均有效勁度值之差不得大於 10%。即

$$\frac{|k_e^A - k_e^B|}{\{k_e^A, k_e^B\}_{\min}} \leq 10\% \quad (9-15)$$

k_e^A, k_e^B ：試體 A、B 的平均有效勁度

$\{k_e^A, k_e^B\}_{\min}$ ： k_e^A 與 k_e^B 之較小者。

9.5.4.5 依 9.5.2.1.3 節或 9.5.2.2.3 節 之試驗，最後一組試驗之三個循環，各試體之平均有效勁度值與設計之有效勁度值差值不得超過 15%。各試體平均等效阻尼比及消能能量不得小於設計值之等效阻尼比及消能能量的 85%。

9.5.4.6 依 9.5.2.1.3 節或 9.5.2.2.4 節 之試驗，任一循環之有效勁度與第一循環之差值不得大於 20%。任一循環之消能能量不得小於第一循環之 70%。

9.5.4.7 依 9.5.2.1.5 節或 9.5.2.2.5 節 之試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞。

解說：

在實體試驗完成後，試體不得有破壞之情形發生。例如，對橡膠隔震支承而言，其鋼片與橡膠間之界面不得產生脫離情形。對滑動隔震元件而言，其不鏽鋼板不得產生永久變形等。

9.5.5 性能保證試驗

在進行安裝之前，各種隔震元件皆須進行下列性能保證試驗，評定其力學特性是否與設計值相同或容許誤差範圍內。性能保證試驗可利用位移與垂直載重條件或剪應變與垂直壓應力條件，依照不同隔震元件之特性，擇一試驗條件進行試驗。

9.5.5.1 位移與垂直載重條件

9.5.5.1.1 壓力試驗

每個隔震元件應在承受 $1.5(Q_D + Q_L)$ 之壓力下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。

9.5.5.1.2 壓力及剪力組合試驗

每個隔震元件應在垂直載重為 Q_D 載重下進行三個循環試驗，每個循環之最大位移應為隔震

元件之設計位移。

9.5.5.2 剪應變與垂直壓應力條件

9.5.5.2.1 壓力試驗

每個隔震元件應在承受 200 kgf/cm^2 之壓力下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。

9.5.5.2.2 壓力及剪力組合試驗

每個隔震元件應在垂直載重為 100 kgf/cm^2 載重下進行三個循環試驗，每個循環之最大位移應為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為200%。

9.5.5.3 試驗結果檢核

1. 橡膠隔震元件依9.5.5.1.1節或9.5.5.2.1節試驗後，觀察橡膠的膨脹突出，鋼片和橡膠層墊間不能有接合不良的情形，在橡膠層表面不能產生三道或三道以上大於2mm (0.08in)寬、2mm深的裂縫。
2. 滑動式或滾動式隔震元件依9.5.5.1節或9.5.5.2節試驗後，若發現塗層剝離、不鏽鋼板刮傷或產生永久變形，以及塗層內涵外洩等情形時，則不予通過。
3. 試驗9.5.5.1.2節或9.5.5.2.2節中，每個試體的平均有效勁度和設計值差異不超過±15%；每個試體的平均消能能力或等效阻尼比不得小於設計值的85%。

解說：

三個循環試驗係不包含第一循環之試驗。試驗完成後，每一種試驗成果應繪製應力-應變曲線，並記載各種載重循環之最大位移、最大載重、有效勁度、遲滯曲線面積、及試驗速度。

9.6 隔震系統中消能元件之實體試驗與性能保證試驗

9.6.1 通則

實體試驗及性能保證試驗的目標在證實隔震系統中消能元件的受力與變形關係以及阻尼特性，所有消能元件之力學特性須先經實體試驗驗證後始得生產製作。而此一實體試驗驗證之程序亦得於設計階段前完成，且設計參數與其試驗結果相符。

在本節中所謂之試驗，其目的為：(1)證實於設計中所假設被動消能元件之力與位移性質；(2)確認在最大考量地震作用下各別元件之消能性及穩定性。

實體試驗之試體須為各類型及各尺寸之消能元件的全尺寸試體。若經審查通過，消能元件之每一類型之代表性尺寸試體可選用作性能保證試驗。非經專業技師同意，否則試驗試體不可用於建築構體上。

專業技師應對實體試驗及性能保證試驗中的有效勁度與阻尼值提出明確之合格標準，而此標準值之訂定除應考慮材料性質之變異性外，此材料變異性導致之結果應於設計階段中充分考慮。除非工程合約另有規定，性能保證試驗之結果可作為產品合格標準之基礎。

供應商於三年內已有原設計相似型式與尺寸之隔震消能元件試驗結果，其結果並經專業技師核可者，得不須進行實體試驗，但仍應依規範規定進行性能保證試驗。

其他本節未明定之相關事項應遵循第10.7節為之。

9.7 其他相關規定

9.7.1 基礎構造

隔震建築物之基礎構造，應依據建築技術規則建築構造編第一章基本規則之規定，以及第二章基礎構造之要求進行設計與施工。

9.7.2 設計與施工之審查

9.7.2.1 通則

隔震建築物之設計與相關的試驗計畫之認可程序，應依建築法及建築技術規則有關規定辦理。

9.7.2.2 隔震系統

隔震建築設計之審查評定至少應包含下列各項：

- (1) 建地工址地震準則之審查：包括建地工址設計反應譜及地表運動歷時之建立、及所有其他針對此計畫特定之設計準則。
- (2) 初步審查：包括隔震系統之設計位移、設計總位移、及最小水平總橫力之決定。
- (3) 有關整體結構系統所有分析及最後設計成果之審查。

解說：

我國於隔震建築尚乏經驗，為避免不當或錯誤設計施工，事前之審查評定仍有必要，審查評定之機構團體建議應有下列成員：領有專門職業技術執照者、對建築耐震分析法，及隔震消能理論、實驗與應用等具有相當經驗者。

集集大地震中，諸多地址量測之地震資料根據其反應譜計算發現存在長週期之反應，另外諸多近斷層資料亦顯示，其快速能量輸入結構之特性。因此在隔震結構時，建議考慮這些效應之影響。

第十章 含被動消能系統建築物之設計

10.1.1 通則

本章提供安裝消能元件之分析程序與元件試驗標準，所有含消能系統之建築物，除須符合以下各小節另有修正規定者外，亦須符合本規範其它章節之相關規定。

消能元件之設計應考慮其環境因素，包括風力、老化、潛變、疲勞、環境溫度、運轉溫度以及曝露於濕氣或有害物質中。

加裝消能元件之建築物，其樓高不得超過本身結構系統之限制高度。

含消能元件之消能建築物的數學模型應包括消能元件之平面與豎向配置，其數學模型之分析應考慮激振頻率、環境與運轉溫度、承載及雙向載重等因素對元件之影響。

解說：

本章節規範旨在提供耐震設計中有關消能元件配置之系統化程序。若有本章未能涵蓋之消能系統，則須參照適當之參考文獻，其所使用之分析原理與測試得經特殊結構審查通過後使用。目前本章節規範雖為初步發展，但仍然是目前為止有關這種程序的文獻中包含最廣泛的，當有更多的資料時，這些程序將可能變更，因此目前本章節規範內容係與國內消能系統之新發展齊頭並進。

各節之相關參考文獻可參考 FEMA 273、274 與 FEMA 356、357。

本章相關分析方法仍在發展研究中，故建議暫不實施，僅供參考。

10.1.2 被動消能設計基本原則

本章所訂消能建築物之設計基本原則為：在中小度地震下，原結構體須完全保持彈性，且非結構元件無明顯損壞；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_d ；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 。

消能建築物若未能符合10.3節規定可進行線性分析時，則須依照10.4節之規定進行非線性分析。

相較於由最大考量地震計算所得之最大值，消能元件應能承受更大之位移(對位移型元件而言)及速度(對速度型元件而言)，位移及速度之容量之增加與消能系統所提供的贅餘程度有關。

1. 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。惟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。
2. 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。惟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。

在前述第一項或第二項所述規定下，位於消能元件間傳遞作用力之構材與接頭須適當設計，使其在線彈性範圍之內。

解說：

規範提供建築物構架中，使用消能元件之桿件力與變形計算之程序，及消能元件試驗之要求。有關桿件受力與變形之校核計算須遵守第三章之程序及材料之強度與變形限制。

規範中關於消能元件的定義，例如支撐消能元件之構架及接觸點等，如圖C10-1所示。

建築物構架中引入消能元件之主要目的為減少構架之位移與損壞。位移的減少係由增加建築構架之勁度或能量耗散(一般稱為阻尼)。金屬降伏、摩擦及黏彈消能元件，一般會使建築物之勁度與阻尼增加；而黏滯元件，一般只增加阻尼而已。圖 C10-2 顯示不同形式之消能元件對一建築物之受力與位移反應之影響。增加黏滯阻尼並不改變受力與位移關係，意即受力與位移曲線，「具黏滯消能元件 (Energy Dissipation System, EDS)」，其與「無 EDS」為相同。

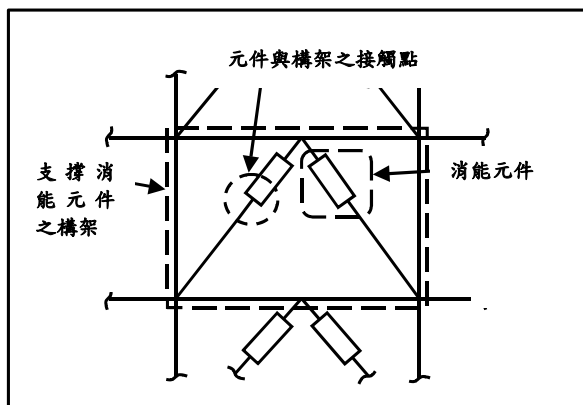


圖 C10-1 消能元件之示意圖

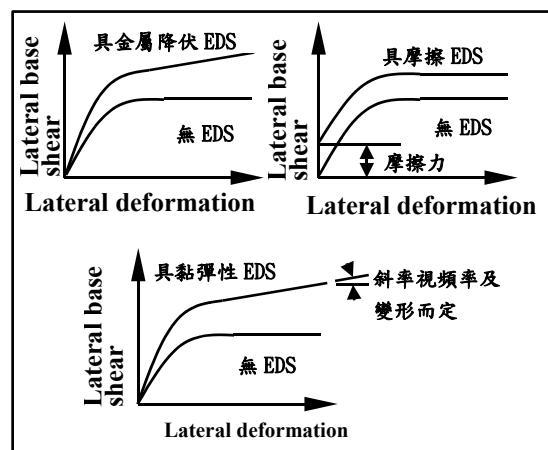


圖 C10-2 不同消能元件對建築之受力與變形反應之影響

某些型式之消能元件之受力與位移關係，可能與環境情況(例如：風、老化、及運轉溫度)、激振頻率、承受之變形及雙向變形有關。這種相關性應在數學模型分析中，藉由限制模擬消能元件性質之數值後才進行分析。

規範所提之分析程序只是近似而已。用線性與非線性程序所計算之屋頂位移，可能比相鄰樓層間之層間變位與相對速度更為正確。規範要求消能元件能夠承受比最大考量地震分析所計算之最大值還要大的位移及速度。

建築物構架中之每一樓層，每一主方向均安置 4 個以上之元件，將比在每一主方向上安置較少元件之構架更為可靠。在位移(及速度)容量上之增加量與支撐消能系統之贅餘程度有關。所增加的力將用於設計支撐消能元件之構架，此反映在最大考量地震中支承元件之構架保持彈性之目的。目前工程規範要求，有關消能元件力與位移(及速度)容量之要求，對 4 個以上之元件為 100%，對少於 4 個以上之元件為 150%。

消能元件與支撐構架之勁度特性均應包含在建築物之數學模型中。若忽略支撐構架之勁度，則整個建築物的側向勁度將會被嚴重低估(亦即目標位移被顯著高估)。相反地，若柔性支撐構架假設為剛性，則消能元件之有效性可能被高估而導致不保守之結果。

有關遲滯(位移相依)元件及粘滯與黏彈(速度相依)元件之分析程序於 10.3 節中說明。對於能符合 10.3 節規定之消能建築物，因其幾何形狀及動力行為較為單純，可僅進行等值線性靜力分析；對未能符合 10.3 節規定之消能建築物，因其幾何形狀或動力行為較為複雜，故另行要求此類消能建築物要進行 10.4 節非線性分析。

金屬降伏元件類似偏心斜撐鋼構架中之剪力連桿，因此在構架系統中安置金屬降伏元件，考量相關線性程序允許承受非彈性反應，然而目前還無法發展一規則，能將消能元件之最小降伏強度與既有構架之降伏強度產生關聯性，這是既有構架中限制非彈性作用之關鍵步驟，惟目前尚無此類線性程序。

10.1.3 消能建築物設計考慮

10.1.3.1 最小設計水平總橫力

若消能建築物採用位移型消能元件，在第 2.2 節之最小設計水平總橫力及 2.10 節中小度地震力作用下，主結構體及消能元件皆不得產生降伏。

消能建築物在任一樓層沿主軸方向且剛心兩側共配置 2 組以上之速度型消能元件，計算第二章定義之最小設計水平總橫力時，得按其速度型消能元件提供之額外阻尼比(β_v)，加上構架系統之固有阻尼比(β)，藉由表 3-1 及 3-2 定義的阻尼比修正係數予以修正，並遵照第二章及第三章之規定進行建築結構之設計。

惟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計算之最小設計總橫力 75% 為限。

解說：

由於位移型消能元件須確保不會過早發生降伏而提前產生遲滯消能，以避免經常更換其相關組件；而速度型消能元件在中小度地震作用下並無此顧慮。

最小設計水平總橫力之計算係利用韌性容量將彈性反應譜轉換為非線性韌性反應譜，因此位移型消能元件所增加之等效遲滯阻尼效應已隱含於韌性容量之折減中，故此一折減地震力的有效阻尼比不應包括位移型遲滯能所提供的阻尼效應。

10.1.3.2 容許層間相對側向位移角

消能建築物須按其消能元件之有效阻尼比，計算出中小度地震之設計地震力，並檢核其在中小度地震作用下，各樓層之層間相對側向位移角不得超過 0.005，計算位移時應計及平移與扭轉位移。

解說：

消能建築物可按 10.2 節所述方式計算有效阻尼比，並依其有效阻尼比適度折減其設計地震力，但仍須遵守第二章有關中小度地震作用下建物層間相對側向位移角之限制。

位移型消能元件所增加之等效遲滯阻尼效應已隱含於韌性容量之折減中，故此一折減地震力的有效阻尼比不應包括位移型遲滯能所提供的阻尼效應。

10.2 消能元件之模擬

本節將消能元件概分為位移型、速度型與其它型式。

位移型消能元件呈現剛塑性(摩擦元件)、雙線性(金屬降伏元件)或三線性遲滯行為，且其反應需與速度及激振頻率無關。

速度型消能元件包含固態與液態之黏彈性元件及液態黏滯性元件。

第三類(其它型式)包含所有不屬於位移型與速度型的消能元件，其典型範例包括形狀記憶合金(超彈性效應)、摩擦—彈簧組件，以及兼具回復力與阻尼的液態消能元件。

模擬消能系統時，若介於消能元件與結構間傳遞作用力之子結構的撓度足以影響消能系統之行為，則必須同時考慮該子結構的勁度。撓度足以影響消能系統行為的子結構包括基礎、與消能元件串接的斜撐及其接頭。

除非使用經證實更精準的方法或行為模型，消能元件必須依據以下各子節之描述加以模擬。

解說：

消能元件分為位移型、速度型與其它等三種型式。金屬降伏與摩擦消能元件屬於位移型消能元件，其受力與位移關係如圖C10-3所示。形狀記憶合金消能元件的遲滯反應與圖C10-3相似。

速度型消能元件包含黏彈性固態消能元件，藉由黏彈性液體變形而運作之消能元件(例如：黏滯剪力牆)，以及迫使液體穿越小孔而運作之消能元件(例如：液態黏滯消能元件)。圖C10-4說明這類元件典型的遲滯行為。

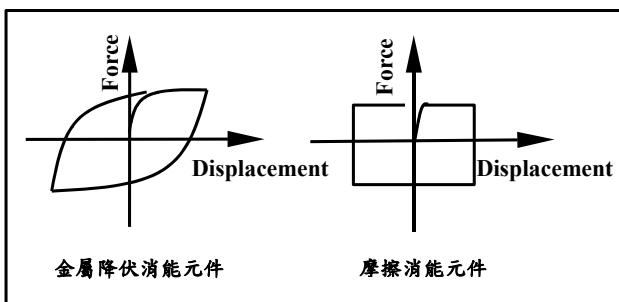


圖 C10-3 位移型消能元件之理想化受力與變形關係圖

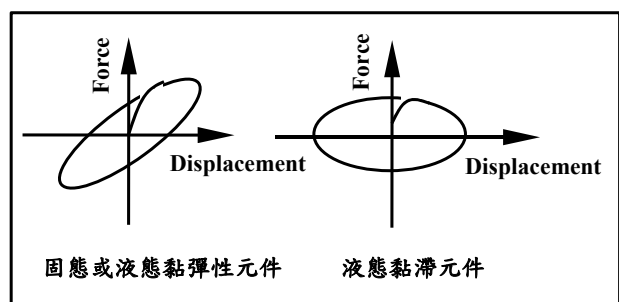


圖 C10-4 速度型消能元件之理想化受力與變形關係圖

其它類別消能元件之遲滯行為無法以圖C10-3或圖C10-4等基本型式加以描繪者，例如形狀記憶合金元件、具位移重新置中歸零能力的摩擦彈簧組件，圖C10-5為這些元件的受力與位移關係圖，顯示這些元件均藉由位移重新置中的功能消散能量，並以幾乎為常數的作用力抵抗運動。形狀記憶合金元件可適當設計以顯現圖C10-5所表示的遲滯行為。

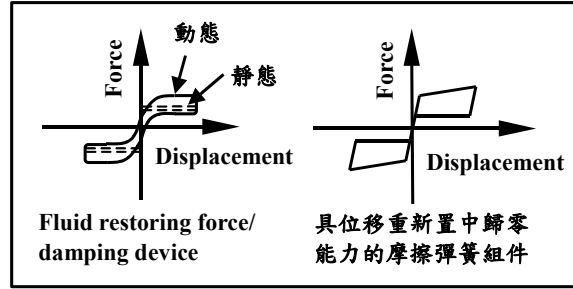


圖 C10-5 具回復能力之消能元件之理想化受力與變形關係圖

10.2.1 位移型消能元件

位移型消能元件的受力與位移反應關係主要是該元件兩端點相對位移的函數，而與兩端點間的相對速度及激振頻率並無實質關係。位移型消能元件應進行細部模擬以便充分掌握其受力與位移反應關係，以及其與軸向、剪切及撓曲之互制或雙側向變形反應的關聯。

為能藉由實驗數據評估位移型消能元件的反應，可將其受力表示為：

$$F = k_{eff} D \quad (10-1)$$

位移型消能元件的有效勁度 k_{eff} 由下式計算：

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|D^+| + |D^-|} \quad (10-2)$$

其中， F^+ 與 F^- 分別為該元件端點相對位移為 D^+ 與 D^- 時之受力。

為考量位移型消能元件提供的能量消散阻尼，位移型消能元件之等效阻尼比(β_D)依下式計算：

$$\beta_D = \frac{\sum_j W_{Dj}}{4\pi W_k} \quad (10-3)$$

其中， W_{Dj} 為第 j 個位移型消能元件以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功。 W_k 則為構架之最大應變能，依(10-6)式計算。

解說：

位移型消能元件呈現雙線性或三線性遲滯行為，彈塑性或剛塑性(摩擦)行為。

10.2.2 速度型消能元件

速度型消能元件的受力與位移反應關係主要是該元件兩端點相對速度的函數。

為考量速度型消能元件提供的額外阻尼效應，速度型消能元件之等效阻尼比(β_V)依下式計算：

$$\beta_V = \frac{\sum_j W_{Vj}}{4\pi W_k} \quad (10-4)$$

其中， W_{Vj} 為第 j 個速度型消能元件以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功， W_k 則為構架之最大應變能，依(10-6)式計算。

解說：

固態黏彈性元件、液態黏彈性元件以及液態黏滯元件之消能元件分析模擬進行以下之說明：

C10.2.2.1 固態黏彈性消能元件

一般而言，固態黏彈性消能元件含有黏彈性聚合物所組成的束縛層。此類元件呈現黏彈性固體之行為，其週期反應通常與運動的頻率、振幅以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。固態黏彈性消能元件可

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

利用並聯之彈簧與阻尼(Kelvin 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築物之基頻與運轉溫度範圍一致。若固態黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築物的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數的極限值進行建築構架分析。黏彈性元件的受力可表示為：

$$F = k_{eff}D + C\dot{D} \quad (C10-1)$$

其中， C 為黏彈性元件的阻尼係數， D 為該元件兩端點的相對位移， $\dot{D}$ 為兩端點的相對速度，而 k_{eff} 為該元件之有效勁度，可由下式計算：

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|D^+| + |D^-|} = K' \quad (C10-2)$$

其中， F^+ 與 F^- 分別為該元件端點相對位移為 D^+ 與 D^- 時之受力， K' 為儲存勁度。

該元件的阻尼係數以下式計算：

$$C = \frac{W_D}{\pi\omega_1 D_{ave}^2} = \frac{K''}{\omega_1} \quad (C10-3)$$

其中， K'' 為損失勁度， ω_1 為基本角頻率， D_{ave} 為位移 D^+ 與 D^- 之絕對值的平均，而 W_D 為該元件完整一圈之力-位移遲滯曲線所包圍的面積。

圖C10-6為固態黏彈性元件在正弦運動下之受力與位移反應關係示意圖。

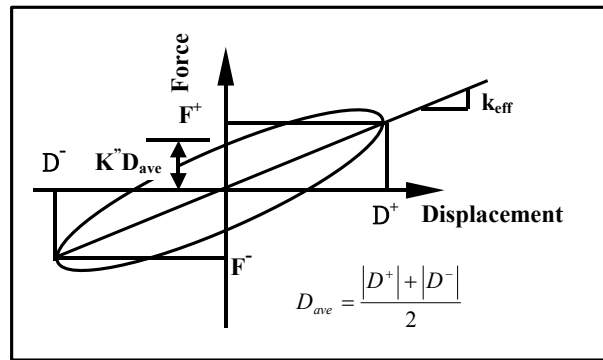


圖 C10-6 固態黏彈性元件之理想化受力變形關係

C10.2.2.2 液態黏彈性消能元件

液態黏彈性消能元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅，以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏彈性消能元件可利用串聯之彈簧與阻尼(Maxwell 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築物之基頻與運轉溫度範圍一致。液態黏彈性消能元件的受力可表示為：

$$\begin{cases} F = k_{eff}D_k = C\dot{D}_c^{cexp} \\ D = D_k + D_c \end{cases} \quad (C10-4)$$

其中， k_{eff} 為該元件的有效勁度， C 為液態黏彈性消能元件的阻尼係數， D_k 為彈簧的相對位移， D_c 為阻尼的相對位移， $\dot{D}_c$ 為阻尼所承受的相對速度， $cexp$ 為阻尼指數項，常見之 $cexp$ 在 0.1 到 2.0 之間， D 為該元件兩端點的相對位移。

若液態黏彈性消能元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築物的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數進行分析。

藉由剪切黏彈液體發揮功效之液態黏彈性消能元件，除了在靜力作用時之有效勁度為零外，其行為與圖 C10-3 所示之固態黏彈性元件行為極為相似。固態與液態黏彈性元件可利用負載頻率趨近於零時之損失勁度與有效勁度的比值加以區別，比值逼近無限大者為液態黏彈性消能元件，而比值為零者則為固態黏彈性消能元

件。

C10.2.2.3 液態黏滯消能元件

液態黏滯消能元件的週期反應與運動速度相關，也可能與運動的頻率與振幅相關，通常與運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏滯消能元件可能在高頻反覆載重時呈現些許勁度，當線性液態黏滯消能元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現勁度時，則必須將其模擬為液態黏彈性元件。其中， f_1 為消能建築之基頻。

當液態黏滯消能元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現無勁度時，其受力可表示為：

$$F = C_0 |\dot{D}|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{D}) \quad (\text{C10-5})$$

其中， C_0 為該元件之阻尼係數， α 為該元件的速度指數， $\dot{D}$ 為該元件兩端點的相對速度， sgn 為符號函數，在此用以定義相對速度的正負號。

最簡單的液態黏滯消能元件為線性液態消能元件，阻尼之速度指數 $\alpha = 1$ 。常見的速度指數值介於 0.1 至 2.0 之間。

10.2.3 其它型式之消能元件

無法歸類於位移型或速度型的消能元件，應當利用公認的力學原理或直觀現象模型加以模擬。此模型必須能夠充分地描述該元件在所有的作用源(如重力、地震力、熱源等)作用下的受力、速度及位移反應。

解說：

其它具有如圖C10-5所示之遲滯型態的消能元件，則須用與前述位移型或速度型消能元件不同的模擬方式。

10.3 線性分析

在所考慮的地震需求水準下，除消能元件外，所有構架系統須維持在線彈性階段，且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。使用線性分析程序的其它限制分述於後面各子節。

解說：

除了刻意將消能構架系統設計成在設計地震下仍維持線彈性外，概括所有消能建築物的線性分析程序尚未發展至規範應具備的水準。

為能適當獲得消能建築物的動力特性，消能元件與支撐構架的勁度應同時含括於數學模式之中。若忽略消能組件之添增勁度對消能建築物的影響，將低估譜作用力需求以及高估譜位移需求，同時將計算出錯誤的振態阻尼係數。

消能建築物的數學模型必須同時考慮消能元件在水平面與垂直向的空間分布狀況，使能明顯地評估力傳遞路徑以及消能組件週遭構材的設計作用力。

利用割線勁度將消能元件線性化，將高估位移量且低估消能元件添增阻尼的效益，係為一保守假設。

線性靜力分析法(Linear Static Procedure)與線性動力分析法(Linear Dynamic Procedure)，在結構物不產生降伏的設計地震需求下，各樓層的桿件內力及系統的變位均使用線彈性靜力分析，以評估消能建築物是否可達要求之耐震性能之要求，可參考FEMA 273、274與FEMA 356、357。

考量消能元件提供的能量消散阻尼，有效阻尼比之計算須經過迭代直至收斂才算完成。

10.3.1 等值線性靜力分析

10.3.1.1 位移型消能元件

若滿足下列要求，則可利用等值線性靜力分析方法分析位移型消能元件之效應：

1. 每一樓層在考慮方向，提供之最大層剪力與藉由 2.11 節之地震力豎向分配公式計算之樓層需求剪力的比值，必須介於所有樓層比值平均值的 80% 至 120% 之間。樓層最大層剪力之計算應包含所有結構體、非結構體及消能元件的貢獻。
2. 於設計地震下，每一樓層在考慮方向，由所有消能元件提供之最大層剪力不得超過構架提供層剪力的 50%。計算消能元件的最大層剪力時，必須考慮元件之老化與環境效應。

為考量消能元件提供的額外阻尼效應，有效阻尼比依下式計算：

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_{Dj}}{4\pi W_k} \quad (10-5)$$

其中， β 為構架系統之固有阻尼比，除非依 3.2 節之規定修正外，其值設定為 0.05。 W_{Dj} 為第 j 個位移型消能元件，以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功。 W_k 為構架之最大應變能，依下式計算：

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i \quad (10-6)$$

其中， F_i 與 u_i 分別為第 i 層的慣性力與位移。

解說：

本節規定等值線性靜力分析於位移型消能元件的兩個基本限制條件。第一個限制條件旨在確保建築構架中各樓層降伏狀態趨於一致，以避免破壞集中於任一樓層。第二個限制條件旨在限制消能元件對於建築反應的影響，簡言之，限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。

在消能建築中總等效黏滯阻尼~~35%~~的限制下，由位移型消能元件的添增阻尼可藉由表3-1定義的阻尼修正因子來折減側向作用力。有效阻尼則應藉由下述步驟估算：

1. 假設一個消能建築之有效阻尼比，藉由表 3-1 定義相對應的阻尼比修正係數，並計算側向作用力。
2. 利用此一修正後之側向作用力，代入 2.11 節之地震力豎向分配公式，計算該消能建築第 i 樓層的水平作用力 F_i 。
3. 利用線性分析模型計算第 i 樓層相對於水平作用力 F_i 的水平位移 u_i 。
4. 利用計算所得之水平作用力 F_i 與位移 u_i ，依規範條文之(10-5)與(10-6)式估算有效阻尼比 β_{eff} 。
5. 將步驟4計算所得之有效阻尼比代入步驟1，作為初始假設值，並重複步驟1至4。反覆迭代，直至步驟1使用的初始假設值與步驟4計算所得的有效阻尼比接近相等為止。

10.3.1.2 速度型消能元件

若滿足下列要求，則可利用等值線性靜力分析方法分析速度型消能元件之效應：

於設計地震下，每一樓層在考慮方向，由所有消能元件提供之最大層剪力不得超過構架提供層剪力的 50%。計算消能元件的最大層剪力時，必須考慮元件之老化與環境效應。

為考量消能元件提供的額外阻尼效應，由第二章計算所得之擬靜力應藉由表 3-1 定義的阻尼比修正係數予以修正。有效阻尼比依下式計算：

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_{Vj}}{4\pi W_k} \quad (10-7)$$

其中， β 為構架系統之固有阻尼比，除非依 3.2 節之規定修正外，其值設定為 0.05。 W_{Vj} 為第 j 個速度型消能元件，以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功。 W_k 為構架之最大應變能，依(10-6)式計算。

解說：

本節規定等值線性靜力分析於速度型消能元件的一個基本限制條件，該限制旨在限制消能元件對於建築反應的影響。簡言之，限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。

在消能建築中~~35%~~總等效黏滯阻尼的限制下，由速度型消能元件的添增阻尼可由表3-1定義的阻尼比修正係數修正側向作用力。有效阻尼則應藉由下述步驟估算：

1. 假設一個消能建築之有效阻尼比，藉由表 3-1 定義相對應的阻尼修正因子，並以之計算側向作用力。
2. 利用此一修正後之側向作用力，代入地震力豎向分配公式(2.12 節)計算該消能建築第 i 樓層的水平作用力 F_i 。

3. 利用線性分析模型計算第 i 樓層相對於水平作用力 F_i 的水平位移 u_i 。

4. 利用計算所得之水平作用力 F_i 與位移 δ_i ，依規範條文之(10-7)式估算有效阻尼比 β_{eff} 。

5. 將步驟 4 計算所得之有效阻尼代入步驟 1，作為初始假設值，並重複步驟 1 至 4，反覆疊代，直至步驟 1 使用的初始假設值與步驟 4 計算所得的有效阻尼比相等為止。

以速度型消能元件進行消能之建築物，因為作用力中的黏滯力分量無法直接計算，使得構材內力的計算變得非常複雜。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。

採用線性或非線性液態黏滯元件，第 j 個速度型消能元件完成一個完整循環所做的功 W_{vj} 之計算，以及建築物內構材設計力之計算，可參考 FEMA 273、274 與 FEMA 356、357。

10.3.2 線性動力分析

除非本節另有規定外，否則遵照第三章有關線性動力分析之規定辦理。當結構於各主軸方向之顯著振態的有效阻尼比低於 35% 時，可採用線性動力分析的振態反應譜疊加法。

擬以線性動力分析方法進行位移型與速度型消能元件之結構分析時，應分別符合 10.3.1.1 節與 10.3.1.2 節的限制條件。

利用振態反應譜疊加法進行分析，必須考慮由位移型及速度型消能元件所提供之額外阻尼，各振態之有效阻尼比則可利用與 10.3.1.1 節與 10.3.1.2 節中類似的方法計算而得。利用表 3-1 阻尼比修正係數 (B_s 或 B_l)，將 5% 阻尼比的加速度反應譜予以修正。第 m 個振態的有效阻尼比 (β_{eff-m}) 可依下式計算：

$$\beta_{eff-m} = \beta_m + \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_{mk}} \quad (10-8)$$

其中， β_m 為構架系統第 m 個振態之有效阻尼比。 W_{mj} 為第 j 個元件以該振態之樓層位移為基準完成一個完整循環所做的功。 W_{mk} 為構架在第 m 個振態之最大應變能，可由下式計算：

$$W_{mk} = \frac{1}{2} \sum_i F_{mi} u_{mi} \quad (10-9)$$

其中， F_{mi} 與 u_{mi} 分別為第 m 個振態下第 i 層樓板的水平慣性力與水平位移。

若經由動力分析所得之最大基底剪力未達 10.3.1 節修正後之等效基底剪力的 90%，則所有子結構與桿件的作用力與變形量必須按比例放大，以達修正後等效基底剪力的 90%。

解說：

消能元件之添增阻尼與勁度可導致(1)較小的反應譜需求與(2)較低的顯著週期，因此，消能元件之主要功效在於降低位移、樓層加速度或基底剪力。

以等值線性靜力分析結果的 90% 作為線性反應譜疊加法計算之作用力與位移的下限，其目的在於防範不當或誤用動力分析程序。

針對以速度型消能元件進行消能之建築，因為作用力中的黏滯力分量無法直接計算，使得構材內力的計算變得非常複雜。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。

採用線性或非線性液態黏滯元件，第 j 個速度型消能元件以該振態之樓層位移為基準完成一個完整循環所做的功 W_{mj} 之計算，以及建築物內構材設計力之計算，可參考 FEMA 273、274 與 FEMA 356、357。

考慮消能元件提供的阻尼比，可利用(10-8)式至(10-9)式計算振態之有效阻尼比，並利用此修正之阻尼比估算譜需求。

10.4 非線性分析方法

10.4.1 非線性靜力分析方法

以非線性靜力分析推估消能建築物的非線性行為之理論基礎，現今尚未完全發展成熟，本節之內容旨在提供進行分析之參考。

解說：

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。

容量震譜法可考慮結構物於地震過程中之性能績效，並針對各種安全性要求不同建築物設定不同的性能目標。詳細分析方法可參考 ATC 40,以及 FEMA 273、274 與 FEMA 356、357。

10.4.2 非線性動力分析方法

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記錄，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。

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。

解說：

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。

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。

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10.7節之實體試驗資料來決定。

參考第三章3.6節之解說。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。

10.5 消能系統細部要求

10.5.1 通則

消能系統建築物之所有消能元件及其它結構系統皆須遵照本節所有要求事項。

10.5.2 消能元件之設計考慮因素

消能元件之設計、建造及配置須依據最大考量地震反應及下列載重狀況來決定：

1. 地震力造成之低循環數、大變形能力衰減。
2. 風力、溫度效應及其它反覆載重所造成之高循環數、變形能力衰減。
3. 重力造成之力及位移。
4. 侵蝕、濕氣或化學暴露造成消能元件部分的黏著。

5. 暴露於環境因素包括溫度、人為、濕氣、輻射、反應、侵蝕等。

因低循環數疲勞而破壞的消能元件必須抵抗風力而不滑動、移動或非彈性循環。

消能元件的設計須考慮溫度條件、消能元件外殼、製造誤差及造成消能元件在使用期限內改變的其它因素。

10.5.3 消能元件之接合或束制

消能元件之端部必須考慮多軸變形之效應，須能協調或束制軸向、側向及垂直向消能系統之位移，以滿足分析時之假設。

10.5.4 風力疲勞損壞控制

消能元件及其附件須經可信之研究，並證實於使用年限內不得有疲勞損壞，元件若會因低週數疲勞而產生破壞，則其於設計風力下，元件必須保持在彈性範圍內。

解說：

消能建築物若會發生低週數疲勞而產生破壞，則在彈性範圍內應足夠抵抗設計風力以避免過早的非預期破壞。

其它含密封流體元件，應在密封有可能不確實及流體漏出之情況下進行分析，因其有可能導致元件之消散能量之能力顯著的降低。

速度型消能元件中因風力所引致之位移，可能造成消能元件之溫度增加，其影響可能很大，因此在設計這些元件時須特別考量其影響。

10.5.5 防火

消能系統須具有適當之防火保護，該保護之防火時效應與建築物之柱、梁、牆、樓板或其它構材之防火時效一致。

10.5.6 檢測及維護

建築設計時須考慮消能元件可進行定期檢查及必要之置換等維護工作：

- (1) 消能建築物需有能滿足設計需求之檢測及維護計畫。
- (2) 消能建築物需留設供檢查及更換所有消能構材及元件之通道與空間。
- (3) 監造者及結構設計者需於消能建築物核發使用執照前，完成消能系統及界面區域所有構件之最終檢查。
- (4) 消能系統構件之修復及更換，須在有消能建築物設計或施工經驗之建築師或專業技師監督下進行。

解說：

某些消能元件須定期檢查，此與傳統之營建材料不常或甚至不曾檢查過之情況有所不同。甚至對某些消能元件於安裝後試驗而言，若只能提供少數用於消能元件中之新材料或流體之老化特性資料時更需要審慎。因此，消能元件簡易的定期檢查與試驗及定期置換是必要的。

10.5.7 品質管制計畫

結構設計專業技師應依第 10.7 節之規定提供製造消能元件之品質管制計畫，品質管制計畫須包含製造流程、檢驗步驟、檢驗方法及測試結果許可標準，以確保品質。

解說：

消能建築物之可接受的關鍵在於消能元件的可靠反應，而消能元件之可靠性則賴於嚴格的生產品質管制計畫。

10.5.8 維護計畫

專業技師須建立維護及測試之時程表以便進行維護之工作，藉以確保消能元件於使用年限內能正常運作；此外維護計畫之維護與測試之等級須能反映出消能元件的運作狀態之歷程。

解說：

摩擦消能元件、流體黏性消能元件、粘彈性消能元件、及其它機械式消能元件，需要定期的維護與測試。金屬降伏及鉛之塑性流之消能元件可能不需要維護。

消能元件之定期維護與測試需要建立維護紀錄，以保證消能元件在使用年限內具有可靠之反應。維護與測試之等級應能反映消能元件的運作狀態之歷程。施工時即須開始檢測維護，例如裝設時精度之要求、材料規格是否符合設計要求等；完工後亦須訂定其定期檢查及不定期抽查之維護計畫，檢查維護時可用外觀目視及簡易測試等方法加以檢視，且須依消能元件特性檢討其材料或零件是否須補充、修復或更換，尤其在地震、風災或火災等災害發生後，須馬上進行檢修維護工作。

10.6 設計審查

10.6.1 通則

所有設置有消能元件之建築物，其設計審查除須符合一般規定外，尚須符合本章之特別規定。消能系統之設計審查及相關試驗計畫審查應由另一獨立之工程審查小組進行，小組之成員應由具有適當訓練之專業人員和對於地震分析方法及消能元件之理論與應用上有經驗之人士所組成。

設計審查至少包括下列各項：

1. 地表運動。
2. 消能元件測試要求、消能元件製作品質與保證，及計畫性維護和監測之要求等。
3. 消能元件設計參數。
4. 線性或非線性分析。
5. 地震力抵抗系統及消能系統之初步設計。
6. 地震力抵抗系統、消能系統及其它結構系統之定案設計。

解說：

為審查結構設計專業技師使用消能元件之分析與設計成果。因此，消能建築物之分析與設計細節應交由獨立之審查小組進行審查。此小組應包括對於地震分析方法及消能元件理論與應用上有經驗之人士所組成。

10.7 被動消能元件之實體試驗與性能保證試驗

10.7.1 通則

實體試驗及性能保證試驗的目標在證實隔震系統及被動消能系統中消能元件的力學性質。消能元件之力學性質除另有規定外，須先經實體試驗驗證後始得生產製作。

實體試驗在確認最大考量地震作用下各別消能元件之消能性質及穩定性；性能保證試驗在證實設計中所使用消能元件之力學性質。

專業技師應對 10.7.2 節規定之實體試驗中所得之力學性質提出明確之合格標準，而此標準值之訂定除應考慮材料性質之變異性外，材料變異性導致之影響應於設計階段中充分考慮。

專業技師應對 10.7.5 節規定之性能保證試驗中所得之力學性質提出明確之合格標準。

不論是實體試驗或性能保證試驗，專業技師均應考慮 10.1.2 節中有關最大考量地震作用下，依消能系統之組數，訂定消能元件所須提供消能容量等相關細節。試體與實際產品之製程與品管措施均應相同。

若計算最小設計總橫力不考慮速度型消能元件所提供之額外阻尼比時，則僅需進行性能保證試驗。

10.7.2 實體試驗

10.7.2.1 通則

實體試驗之試體原則上須為各類型及各尺寸之消能元件的兩個全尺寸試體。實體試驗合格之消能元件之試體可選用作性能保證試驗。

消能元件不應做為承重系統之一部分，亦即消能元件之消能行為不得導致承重系統產生不穩定，但得承

受一些重力。下列最基本之試驗順序，每一消能元件試體均應加載以模擬其在建築上之重力及其安裝時環境溫度的影響。

10.7.2.2 位移型消能元件

1. 每一元件均應循環加載驗證其設計地震需求之反應，其次數不得少於 5 次完全反覆之載重循環週數，試驗之振幅應為設計地震需求之消能元件設計總位移。
2. 每一元件均應進行位移漸增之反覆疲勞試驗，最大試驗位移應為 10.1.2 節中有關最大考量地震作用下，依消能系統之組數，訂定消能元件需求容量。試驗位移依序為消能元件最大試驗位移的 0.25、0.50、0.75 及 1.0 倍。前三項位移各進行四個循環試驗，最終項位移的循環試驗反覆施做至試體破壞。

10.7.2.3 速度型消能元件

1. 阻尼器性質之試驗結果應就不同速度及出力情形繪成速度-出力曲線。
2. 每一元件均應加載 5 次完全反覆循環，其試驗速度應依 10.1.2 節之規定。

10.7.2.4 試驗類似之消能元件

若消能元件為(1)相似之尺寸和相同之材料及內部構造，(2)相同之內部構造組裝過程及製造品質控制程序，且已為實驗室試驗通過者，並且能提供下列資料，則可不需經過實體試驗，但仍應進行性能保證試驗：

1. 所有相關試驗數據及合格證明。
2. 製造者提供的試驗元件之相似性資料，且能獲得專業技師證實。

解說：

若消能元件的特性會因環境溫度的不同而有顯著差異，則須於至少三種操作溫度（常態溫度-10℃、常態溫度、常態溫度+10℃）下進行試驗。每圈加載循環皆取 100 個取樣點。一般環境下，常態溫度可採用 21℃。

在 10.7 節中對於某些試驗雖可用縮尺之實體，但視需要時仍應進行足尺試驗。元件之破壞特性不得由縮尺試驗來決定。

消能建築物中所使用之每一主要形式與尺寸之消能元件，應至少有二個足尺實體試驗。這些實體試驗元件應和生產用之消能元件使用相同的材料組裝而成。

每一實體消能元件應承受至少 2000 次位移循環，其振幅等於在設計風力下所預期者，此試驗有二個目的：(1)在設計風力作用下，消能元件之疲勞壽命不會耗盡，及(2)在設計風力作用下，消能元件具有與設計性能相同之工程紀錄。對於短週期建築物，在設計風力作用下，可能遭遇超過 2000 個顯著位移循環，因此應增加位移循環之次數。

每一消能元件實體試體均應能承受 20 個相當於最大考量地震之位移循環，其試驗頻率應取代表最大考量地震下建築物之頻率特徵，使消能元件能儘量經由試驗以確定其扮演的關鍵角色。

若垂直於消能元件長向之建物位移會影響消能元件之受力與位移性質，則這種影響性應由試驗來分析。

消能元件實體試驗之反應，須考慮以下兩種最大考量地震的狀態下進行試驗：

- (1) 消能元件所屬樓層雙向產生最大速度反應時（發生零側向位移時）。
- (2) 消能元件所屬樓層雙向產生最大位移反應時。

10.7.3 消能元件之受力與位移特性

任何消能元件之受力與位移特性均須依據 10.7.2 節中，消能元件實體試驗之循環載重與位移試驗。

每一變形循環，消能元件之有效勁度(k_{eff})應依下式計算：

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (10-10)$$

其中， F^+ 及 F^- 分別為在位移 Δ^+ 及 Δ^- 時之力，消能元件之有效勁度應建立在 10.7.2 節所述之試驗位移基礎之上。

每一變形循環，含有勁度之消能元件，其有效阻尼比應依下式計算：

$$\beta_D(\beta_V) = \frac{1}{2\pi} \frac{W_D}{k_{eff} \Delta_{ave}^2} \quad (10-11)$$

其中， β_D 為位移型消能元件之有效阻尼比， β_V 為速度型消能元件之有效阻尼比， k_{eff} 為(10-10)式所示之有效勁度， W_D 為消能元件在實體試驗中，一個完整力與位移(Δ_{ave})反應循環所包圍之面積，其中，位移(Δ_{ave})等於位移絕對值 Δ^+ 及 Δ^- 的平均值。

解說：

消能元件之力與變形特性應按 10.7.2 節所述之循環試驗結果決定。本節之有效勁度(k_{eff})及有效阻尼比的表示式，只適用於含勁度之消能元件，液態黏滯消能元件則不須依本節規定。

10.7.4 試驗結果檢核

10.7.4.1 位移型消能元件

1.在 10.7.2.2 節第一項試驗中，消能元件之試驗結果須滿足下列所有情況：

- (1)任一循環中之有效勁度(k_{eff})，其差異不超過平均有效勁度之 $\pm 15\%$ 。
- (2)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%。
- (3)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 $\pm 15\%$ 。
- (4)受力與位移曲線不得有負值之增額承載容量。

若分析顯示，更大差異值對消能建築物反應並無有害的影響，則經專業技師同意後 15%之限制可酌於提高。

2.在 10.7.2.2 節第二項試驗中，在最大試驗位移未達到前，消能元件不得發生斷裂現象。

解說：

若使用多重功能性之消能元件，實體試驗應擴大至規範要求之位移水準下進行試驗。這些額外之試驗應能驗證，建築物在不同水準假設下分析，消能元件之反應。

試驗之第一循環可能由於控制或油壓因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足 10.7.2 節之規定。

10.7.4.2 速度型消能元件

1.在 10.7.2.3 節第一項試驗中，消能元件的速度-出力曲線中，在各種不同速度情況下，出力之試驗值與設計理論值之差異不得超過理論值之 $\pm 15\%$ 。

2.在 10.7.2.3 節第二項試驗中，若消能元件之試驗結果行為符合下列所有要求，則試驗結果可視為合格：

- (1)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 $\pm 15\%$ 。惟流體粘滯消能元件及其它不具有有效勁度之消能元件，不需依從本規定。
- (2)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%。
- (3)任一循環中，消能元件實體試體之遲滯圈面積(W_D)不低於平均遲滯曲線面積之 85%。

解說：

若使用多重功能性之消能元件，實體試驗應擴大至規範要求之速度水準下進行試驗。這些額外之試驗應能驗證，建築物在不同水準假設下分析，消能元件之反應。

試驗之第一循環可能由於控制或油壓因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足 10.7.2 節之規定。

10.7.5 性能保證試驗

裝設消能元件於建築物之前，專業技師須按該消能元件特性，訂定抽樣比例及試驗內容。抽樣時即按專業技師所訂之抽樣比例與試驗內容，挑選出各類型及各尺寸具代表性的消能元件進行試驗，以確保消能元件之力-速度-位移之特性在專業技師所設定的限制範圍內。

解說：

在此將實體試驗與性能保證試驗加以區隔。實體試驗內容主要針對消能元件完成設計未量產前，先製作試體以針對風力、地震力和不同外力型式(例如溫度等環境之變異性)等加以試驗，其中亦考慮建築物本身基本特性(例如基本振頻變異性等)；性能保證試驗是消能元件生產安裝前，消能元件根據專業技師設計時所訂的性能加以抽樣試驗，以確保消能元件的力-速度-位移等特性是否符合要求，並確保品質穩定，較著重於品管檢核。

實體試驗與性能保證試驗所採用的試體若非經該專業技師審查核可，不可重覆使用。

10.8 定義

設計位移：消能系統或元件之設計地震位移，但不含真實及意外扭矩所引致之額外位移。

設計地震：消能建築物所指定之設計地震，其地表振動標準如第二章所述。

消能系統：消能元件包含所有消能系統間的力傳遞構件與其它結構系統接合之元件所組成之集合體。當風力束制系統被使用以符合規範之規定時，此一消能系統亦包含風力束制系統。

消能系統 (EDS)：所有消能元件，支撐構架與連接器之完整集合體。

消能元件：系統中做為消散能量用途之主要元件，其型式可依功能概分為位移型、速度型與其他型式。

消能元件 (EDD)：非支承靜載重之元件，係用來在地震反覆循環中以某一特定方式消散能量。

有效阻尼：建築或元件在一反應循環中，消散能量所對應之等值粘性阻尼值。

有效勁度：建築或元件之側力除以相對應之側位移所得之值。

最大考量位移：消能系統或元件之最大地震位移，但不包括因真實或意外扭矩所引致之額外位移。

設計總位移：消能系統或元件之設計地震位移，包括因真實或意外扭矩所引致之額外位移。

最大總位移：消能系統或元件之最大考量地震位移，包括因真實或意外扭矩所引致之額外位移。

速度型消能元件：元件中之受力與相對速度相關之消能元件。

位移型消能元件：元件中之受力與相對位移相關之消能元件。

10.9 符號說明

C 或 C_j ：阻尼係數。

D ：目標譜位移，或消能單元之位移。

D_{ave} ：消能單元之平均位移，等於 $(|D^+| + |D^-|) / 2$ 。

D_c ：液態黏彈性元件中由阻尼所承受的相對位移。

D_k ：液態黏彈性元件中由阻尼所承受的相對位移。

D^- ：消能單元之最大負位移。

D^+ ：消能單元之最大正位移。

$\dot{D}$ 或 $\dot{D}_c$ ：消能單元之相對速度。

F ：消能單元中之力。

F_i ：設計側向力作用下第 i 樓層之水平作用力。

F_{mi} ：第 m 個振態下第 i 樓層之水平慣性力

F^- ：消能系統單元實體試驗，單一循環中於位移振幅為 Δ^- 時所對應之負值力。

F^+ ：消能系統單元實體試驗，單一循環中於位移振幅為 Δ^+ 時所對應之正值力。

K' ：儲存勁度。

K'' ：損失勁度。

W_D ：消能建築物或元件中於完全位移循環中所耗散之能量。

W_{Dj} : 位移型消能元件以樓板位移為基準，完成一個完整循環所做的功。

W_{mj} : 速度型消能元件於第 m 個振態下，完成一個完整循環所做的功。

W_{mk} : 消能建築構架於第 m 個振態之最大應變能。

W_k : 消能建築構架之最大應變能。

W_{Vj} : 速度型消能元件以樓板位移為基準，完成一個完整循環所做的功。

c_{exp} : 指液態黏彈性元件之阻尼指數項。

f_1 : 建築物之基本頻率。

k_{eff} : 消能元件之有效勁度。

u_i : 設計側向力作用下第 i 樓層之水平位移。

u_{mi} : 第 m 個振態下第 i 樓層之水平位移。

Δ_{ave} : 消能單元實體試驗，一循環中之平均位移，等於 $(|\Delta^+| + |\Delta^-|)/2$ 。

Δ^+ : 消能單元實體試驗，一循環中之正位移振幅。

Δ^- : 消能單元實體試驗，一循環中之負位移振幅。

α : 液態黏滯元件之速度指數。

β : 建築構架中之固有阻尼比（一般等於 0.05）。

β_m : 建築構架中第 m 個振態之有效阻尼比。

β_{eff} : (10-5) 及 (10-7) 等式所示之建築物有效阻尼比。

β_{eff-m} : 第 m 個振態之建築物有效阻尼比。

β_D : 位移型消能元件本身之有效阻尼比。

β_V : 速度型消能元件本身之有效阻尼比。

ω_1 : $2\pi f_1$ 。

參考文獻

BSSC, 1997, NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997 Edition, Part 1: Guidelines and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safe Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 273 and 274). Washington, D.C.

BSSC, 2000, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000 Edition, Part 1: Prestandard and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safe Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 356 and 357). Washington, D.C.

BSSC, 2000, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, 2000 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safe Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 368 and 369). Washington, D.C.

BSSC, 2003, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, 2003 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safe Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 450). Washington, D.C.

ATC, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit on Concrete Buildings, Report No. ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California.

附錄三 第九章隔震建築設計示範例

一、結構系統概述

基地位置：假設位於台北市信義區三犁里，地盤分類屬台北四區

建築規模：地下一層，地上八層

建築用途：商業辦公大樓

構造種類：鋼筋混凝土(RC)造

結構系統：韌性抗彎矩構架(SMRF)+基礎隔震

結構平面：如圖 1.1 至圖 1.7

構架立面：如圖 1.8 至圖 1.11

樓層高度及用途：

樓層	樓層高度(m)	面積(m ²)	使用用途
RF	--	1656.81	屋頂避難平台
8F	5.5	1656.81	會議室
4F~7F	4.0	1864.71	辦公室
3F	4.0	2270.61	辦公室
2F	4.5	2270.61	店舖
1F	5.0	2270.61	大廳、店舖
B1F	3.8	2270.61	停車場、機房

材料性質：混凝土 28 天抗壓強度 $f_c'=280 \text{ kgf/cm}^2$

鋼筋降伏強度 $F_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$

主要結構尺寸：內外牆：外牆採用 15cm 厚 RC 牆

屋頂女兒牆為 1.8m 之 15cm 厚 RC 牆

剪力牆採用 30cm 厚 RC 牆

樓電梯間採用 15cm 厚 RC 牆

隔間牆採用輕質灌漿牆

樓 版：基礎版：60cm 厚 RC 版

隔震層：20cm 厚 RC 版

B1F：20cm 厚 RC 版

1F 以上：15cm 厚 RC 版

梁：地梁：80×160、50×160

大梁：60×100、45×80、40×60

小梁：40×70、35×70、30×50

柱：90×90、70×70、50×50

設計載重：

靜載重：

- | | |
|----------------|------------------------|
| (1) 鋼筋混凝土 | 2.40 tf/m ³ |
| (2) 屋頂防水、隔熱、粉刷 | 0.10 tf/m ³ |
| (3) 樓版鋪面、管線、天花 | 0.10 tf/m ³ |
| (4) 一樓樓版鋪面、管線 | 0.12 tf/m ³ |
| (5) 輕質灌漿牆 | 0.10 tf/m ² |

活載重：

- | | |
|----------|-----------------------|
| (1) 避難平台 | 0.3 tf/m ² |
| (2) 會議室 | 0.3 tf/m ² |
| (3) 辦公室 | 0.3 tf/m ² |
| (4) 店舖 | 0.3 tf/m ² |
| (5) 地面層 | 0.5 tf/m ² |
| (6) 停車場 | 0.5 tf/m ² |
| (7) 機房 | 1.0 tf/m ² |

(8) 隔震層 1.0 tf/m²

二、垂直載重計算

樓層	使用用途	面積(m ²)	淨載重		設計活載重 (tf/m ²)
			重量(tf)	平均重(tf/m ²)	
PRF	屋突平台	218.5	305.2	1.40	0.3
RF	屋頂避難平台	1656.81	1839.9	1.11	0.3
8F	會議室	1656.81	2162.7	1.31	0.3
7F	辦公室	1864.71	2220.7	1.19	0.3
6F	辦公室	1864.71	2274.8	1.22	0.3
5F	辦公室	1864.71	2274.8	1.22	0.3
4F	辦公室	1864.71	2274.8	1.22	0.3
3F	辦公室	2270.61	2696.7	1.19	0.3
2F	店鋪	2270.61	2849.4	1.26	0.3
1F	大廳/店鋪	2270.61	3353.4	1.48	0.5
B1F	停車場/機房	2270.61	3381.9	1.49	0.5/1.0
隔震系統上部總重			25651.6		

三、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：

工地位於台北市三犁里，依規範表 2-8(b)可查得

工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}=0.6$

工址短週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}=0.8$

反應譜短週期與中週期分界之轉角周期 $T_0^D=T_0^M=0.85\text{sec}$

四、靜力分析

4.1 設計水平地震力計算

本設計例採用之隔震器為鉛心橡膠支承墊，其力學性質之參數列如表 4.1，其隔震器之平面配置詳如圖 4.1。

表 4.1 鉛心橡膠支承墊參數表

橡膠有效直徑 (mm)	數目	特性強度 Qd(tf)	非彈性水平勁度 kd(tf/m)	降伏力 Fy(tf)	降伏位移 Dy(m)
700	5	18.4	91	19.9	0.0159
1000	28	25.5	186	27.6	0.0108

註：各參數之定義詳圖 4.2 所示。

依照[規範第 9.2 節]所示之靜力分析步驟進行迭代分析：

(a) 第一次迭代計算：

1. 假設隔震器的設計位移 $D_D=0.50\text{m}$

2. 隔震系統之有效勁度 K_{eD}

$$K_{eD} = \frac{\sum F}{D_D} = \frac{\sum (Q_d + K_d D_D)}{D_D} = 5 \times \left(\frac{18.4 + 91 \times 0.5}{0.5} \right) + 28 \times \left(\frac{25.5 + 186 \times 0.5}{0.5} \right) = 7275 \text{ tf/m}$$

3. 隔震系統等效阻尼比 ξ_{eD}

$$\xi_{eD} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{A_{TD}}{K_{eD} D_D^2} \right]$$

$$\text{其中 } A_{TD} = \sum E_D = \sum [4Q_D (D_D - D_y)] = 1572 \text{ tf-m}$$

$$\text{則 } \xi_{eD} = 0.142 = 14.2\%, \text{ 查規範表 3.1 可得 } B_S = 1.44, B_1 = 1.38$$

4. 隔震系統之有效週期 T_{eD}

$$T_{eD} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eD}g}} = 2\pi \sqrt{\frac{25651.6}{7275 \times 9.81}} = 3.77 \text{ sec}$$

$$T_0^D = 0.85 \text{ sec} < T_{eD}, \text{ 則 } B = B_1 = 1.38$$

5. 計算工址水平加速度反應譜係數 S_{aD} ，規範表 2-9(a)之規定，但長週期不受不得小於 $0.4 S_{D5}$ 之限制。

$$S_{aD} = \frac{S_{DS} T_0^D}{T_{eD}} = \frac{0.6 \times 0.85}{3.77} = 0.135$$

6. 設計位移 D_D

$$D_D = \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] S_{aD} T_{eD}^2 / B = \left[\frac{9.81}{4\pi^2} \right] \times 0.135 \times 3.77^2 / 1.38 = 0.348 \text{ m} \neq 0.5 \text{ m}$$

- (b) 第二次迭代計算：

1. 以 $D_D = 0.348 \text{ m}$ 當作上部結構在質心水平方向之設計位移。

2. 隔震系統之有效勁度 K_{eD}

$$K_{eD} = \frac{\sum F}{D_D} = \frac{\sum (Q_d + K_d D_D)}{D_D} = 5 \times \left(\frac{18.4 + 91 \times 0.348}{0.348} \right) + 28 \times \left(\frac{25.5 + 186 \times 0.348}{0.348} \right) = 8160 \text{ tf/m}$$

3. 隔震系統等效阻尼比 ξ_{eD}

$$\xi_{eD} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{A_{TD}}{K_{eD} D_D^2} \right]$$

$$\text{其中 } A_{TD} = \sum E_D = \sum [4Q_D (D_D - D_y)] = 1084 \text{ tf-m}$$

$$\text{則 } \xi_{eD} = 0.177 = 17.7\%, \text{ 查規範表 3.1 可得 } B_S = 1.54, B_1 = 1.46$$

4. 隔震系統之有效週期 T_{eD}

$$T_{eD} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eD}g}} = 2\pi \sqrt{\frac{25651.6}{8160 \times 9.81}} = 3.56 \text{ sec}$$

$$T_0^D = 0.85 \text{ sec} < T_{eD}, \text{ 則 } B = B_1 = 1.46$$

5. 計算工址水平加速度反應譜係數 S_{aD} ，

$$S_{aD} = \frac{S_{DS} T_0^D}{T_{eD}} = \frac{0.6 \times 0.85}{3.56} = 0.143$$

6. 設計位移 D_D

$$D_D = \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] S_{aD} T_{eD}^2 / B = \left[\frac{9.81}{4\pi^2} \right] \times 0.143 \times 3.56^2 / 1.46 = 0.309 \text{ m} \neq 0.348 \text{ m}$$

- (c) 重覆以上步驟，直至假設之水平位移接近求得之水平位移為止，最後可得

$$S_{aD} = 0.148$$

$$D_D = 0.292 \text{ m}$$

$$K_{eD} = 8729 \text{ tf/m}$$

$$\xi_{eD} = 19.6\%$$

$$T_{eD} = 3.44 \text{ sec}$$

- (d) 設計總位移與最大總位移計算[規範第 2.3.2 節]

$$\text{設計總位移 } D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

$$\text{其中 } y = \text{沿垂直於地震加載力方向所測得之隔震元作與隔震系統剛心間之距離} = 18.45 \text{ m}$$

$$d = \text{結構最長之平面尺寸} = 66.9 \text{ m}$$

$$b = \text{沿垂直於 } d \text{ 之方向所測得之結構最短平面尺寸} = 18.9 \text{ m}$$

$$e = \text{實際偏心與意外偏心之總合} = 0.05 \times 66.9 + 5.79 = 9.135 \text{ m}$$

$$\text{則 } D_{TD} = 0.292 \times \left[1 + 18.45 \times \frac{12 \times 9.135}{(18.9^2 + 66.9^2)} \right] = 0.513 \text{ m}$$

利用前述之迭代分析亦可求得最大考量地震作用下之隔震系統參數：

$$S_{aM}=0.183$$

$$D_M=0.447\text{m}$$

$$K_{eM}=7475 \text{ t/m}$$

$$\xi_{eM}=15.2\%$$

$$T_{eM}=3.72 \text{ sec}$$

$$\text{最大總位移 } D_{TM} = DM \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] = 0.645\text{m}$$

(e) 最小設計水平總橫力計算[規範第 9.2.5 節]

1. 位於隔震系統下方之結構元件：

$$V_b = \frac{K_{eD} D_D}{0.8} = \frac{8729 \times 0.292}{0.8} = 3186 \text{ tf}, \text{ 震力係數}=0.124$$

2. 位於隔震系統上方之結構元件：

$$V_{S1} = K_{eD} D_D = 8729 \times 0.292 = 2549 \text{ tf}$$

$$V_{S,min} = 1.5 \text{ 倍隔震系統之降伏力} = 1.5 \times (5 \times 19.9 + 28 \times 27.6) = 1308.5 \text{ tf}$$

$$W_w = \text{設計風力} = 472 \text{ tf}$$

$$\text{則 } V_s = \max(V_{S1}, V_{S,min}, W_w) = 2549 \text{ tf}, \text{ 震力係數}=0.099$$

(f) 最大考量地震作用下之最大考量水平總橫力，可依前述步驟求得

1. 位於隔震系統下方之結構元件：

$$V_{bM} = \frac{K_{eM} D_M}{0.8} = \frac{7475 \times 0.447}{0.8} = 4177 \text{ tf}, \text{ 震力係數}=0.163$$

2. 位於隔震系統上方之結構元件：

$$V_{S1M} = K_{eM} D_M = 7475 \times 0.447 = 3341 \text{ tf}$$

$$V_{SM,min} = 1308.5 \text{ tf}$$

$$W_w = 472 \text{ tf}$$

$$V_{SM} = \max(V_{S1M}, V_{SM,min}, W_w) = 3341 \text{ tf}, \text{ 震力係數}=0.130$$

表 4.2 為本隔震結構設計例與假設以傳統建築結構之分析結果比較。其中參與反應結構重，對隔震結構而言為隔震層以上結構重量，對傳統建築結構而言為一樓以各層樓重量之總和。

表 4.2 隔震結構與傳統建築結構之比較

	隔震結構 (彈性設計)	傳統建築結構 (韌性設計)
週期(T_{eD} 或 T)	3.44 sec	1.10 sec
阻尼比(ξ_{eD} 或 ξ)	19.6%	5%
上部結構設計剪力(V)	2549 tf	2175 tf
參與反應結構重(W)	25651.6 tf	18916.4 tf
震力係數(Cs)	0.099	0.115

(g) 地震力之豎向分配計算【規範第 9.2.6 節】

本設計例之地震力豎向分配計算結果如表 4.3 所示。

表 4.3 靜力分析地震力豎向分配

樓層	重量(t)	Uix(m)	Fx(tf)	Uiy(m)	Fy(tf)
PRF	305.2	0.433	40.16	0.393	37.34
RF	1839.9	0.389	217.55	0.371	212.65
8F	2162.7	0.373	244.94	0.357	240.52
7F	2220.7	0.365	246.52	0.347	239.91
6F	2274.8	0.354	244.63	0.336	238.59
5F	2274.8	0.342	236.13	0.327	231.56

4F	2274.8	0.330	228.04	0.317	224.90
3F	2696.71	0.311	254.69	0.308	259.22
2F	2849.35	0.299	259.24	0.300	266.16
1F	3353.37	0.291	296.03	0.292	305.61
B1F	3381.88	0.288	295.46	0.291	306.94

(h) 樓層側向位移，層間相對側向位移角檢核【規範第 9.2.10 節】

本設計例之樓層側向位移及最大層間相對側向位移角分析結果如表 4.4 所示，其中層間相對側向位移角滿足規範 0.5% 之規定。

樓層	樓層相對下一樓層之高度(m)	X 向樓層位移(m)	X 向最大位移角(%)	Y 向樓層位移(m)	Y 向最大位移角(%)
PRF	3.6	0.439	0.368	0.396	0.372
RF	5.5	0.393	0.333	0.373	0.277
8F	4.0	0.376	0.337	0.359	0.278
7F	4.0	0.368	0.346	0.348	0.279
6F	4.0	0.356	0.341	0.338	0.271
5F	4.0	0.344	0.329	0.328	0.260
4F	4.0	0.331	0.309	0.318	0.241
3F	4.5	0.312	0.276	0.309	0.215
2F	5.0	0.300	0.207	0.300	0.158
1F	3.8	0.291	0.061	0.292	0.031
B1F	--	0.287	--	0.291	--

4.2 垂直向地震力計算

隔震結構樓版系統引致的垂直地震力，依下式計算：

$$V_{Z,D}^* = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left[\frac{S_{aD,V}}{F_{uV,D}} \right]_m W \quad \text{【規範第 9.2.11 節及第 2.18 節】}$$

$$V_{Z,M}^* = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left[\frac{S_{aM,V}}{F_{uV,M}} \right]_m W$$

其中 $V_{Z,D}$ 及 $V_{Z,M}$ 分別表示設計地震條件(DBE)及最大考量地震條件(MCE)之垂直向地震力。垂直向之設計譜加速度係數 $S_{aD,V}$ 可藉由水平向之設計譜加速度係數 S_{aD} 定義為：

一般震區與台北盆地： $S_{aD,V} = \frac{1}{2} S_{aD}$ 【規範公式 2-22】

近斷層區域： $S_{aD,V} = \frac{2}{3} S_{aD}$

本設計例屬於台北盆地，採用 $S_{aD,V} = \frac{1}{2} S_{aD}$ ， $S_{aM,V} = \frac{1}{2} S_{aM}$ 。

韌性容量依據規範解說及隔震設計之精神，設計地震條件下可取 $R_D = 1.0$ ，最大考量地震條件下可取 $R_M = 3.0$ 。

垂直向振動週期應採用可靠之結構力學方式求取，但由於垂直向振動週期通常很小，因此本設計例保守採用 $S_{aD,V} / F_{uV,D}$ (及 $S_{aM,V} / F_{uV,M}$) 發生最大值的情形來計算，亦即令 $T = 0.2 T_0^D$ (及 $T = 0.2 T_0^M$)。

$$T = 0.2 T_0^D = 0.2 T_0^M = 0.2 \times 0.85 = 0.17 \text{ sec}$$

$$R_{aD} = 1 + \frac{(R_D - 1)}{2.0} = 1.0, \quad R_{aM} = 1 + \frac{(R_M - 1)}{2.0} = 2.0$$

$$F_{uV,D} = \sqrt{2R_{aD} - 1} = 1.0, \quad F_{uV,M} = \sqrt{2R_{aM} - 1} = 1.732$$

$$\left[\frac{S_{aD,V}}{F_{uV,D}} \right]_m = 0.52 \left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uV,D}} \right) + 0.072 = 0.228$$

$$\left[\frac{S_{aM,V}}{F_{uV,M}} \right]_m = 0.52 \left(\frac{S_{aM,V}}{F_{uV,M}} \right) + 0.072 = 0.192$$

$$V_{Z,D}^* = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left[\frac{S_{aD,V}}{F_{uV,D}} \right]_m W = \frac{1.0}{1.4 \times 1.0} \times (0.228)W = 0.163W$$

$$V_{Z,M}^* = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left[\frac{S_{aM,V}}{F_{uV,M}} \right]_m W = \frac{1.0}{1.4 \times 1.0} \times (0.192)W = 0.137W$$

因柱與地表一起上下運動，故垂直地震力為：

$$V_{Z,D}^C = (0.4 S_{DS} I / 2\alpha_y) W = [0.4 \times 0.6 \times 1.0 / (2 \times 1.0)] W = 0.120W$$

$$V_{Z,M}^C = (0.4 S_{MS} I / 2\alpha_y) W = [0.4 \times 0.8 \times 1.0 / (2 \times 1.0)] W = 0.160W$$

分析時為保守及方便計算，取

$$V_{Z,D} = \max(V_{Z,D}^*, V_{Z,D}^C) = 0.163W$$

$$V_{Z,M} = \max(V_{Z,M}^*, V_{Z,M}^C) = 0.160W$$

做為設計用垂直向地震力。

五、非線性動力分析

5.1 設計反應譜

本設計例進行非線性歷時分析，採用中央氣象局地震測站 TAP089 於 88.9.21 編號第 88043 號地震及測站 TAP022、TAP089 於 91.3.31 編號第 91026 號地震之 NS、EW 向水平歷時紀錄，以及測站 TAP022 於 93.10.15 編號第 93094 號地震之 NS 向水平歷時紀錄，共 7 組資料做為動力分析用地震加速度歷時資料，並依規範第 9.3.8 節之規定，調整地震紀錄，使其 5% 阻尼反應譜於 $0.2 T_{eD} (T_{eM})$ 至 $1.5 T_{eD} (T_{eM})$ 週期範圍內任一點之譜加速度不得低於設計(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。上述 7 組地震資料經調整和 5% 阻尼設計反應譜相容，其設計地震 (DBE=240gal)、最大考量地震 (MCE=320gal) 與原始地震資料之反應譜如圖 5.1 所示。

5.2 非線性動力分析結果

本設計例進行非線性歷時分析結果整理如表 5.1 所示。

表 5.1 非線性歷時分析結果

	設計地震	最大考量地震
隔震層最大位移(m)	0.28	0.41
隔震層基底剪力(tf)	2452	3154
震力係數(Cs)	0.096	0.123

註：上列結果係 7 組地震資料分析結果之平均值。

(a) 總橫力之調整【規範第 9.3.4.2 節】

位於隔震系統上方之結構，若其配置為不規則型，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力不得小於靜力分析所得 V_s 值之 80%，且不得小於規範第 9.2.5.3 節所定之限度。

動力分析總橫力

$$V_S^* = 2452 \text{ tf} > \max \begin{cases} 0.8V_S = 0.8 \times 2549 = 2039 \text{ tf} \\ V_{s,min} = 1.5 \text{ 倍隔震系統之降伏力} = 1308.5 \text{ tf} \\ W_w = \text{設計風力} = 472 \text{ tf} \end{cases}$$

動力分析結果符合規定不需調整。

(b) 設計位移之調整【規範第 9.3.5 節】

任一方向動力分析所得隔震系統之設計總位移不得小於靜力分析所得 D_{TD} 值之

90%，最大總位移不得小於靜力分析所得 D_{TM} 值之 80%。

動力分析設計總位移 $D_{TD}^* = 0.28\text{m} < 0.9 D_{TD} = 0.9 \times 0.513 = 0.462\text{m}$

動力分析最大總位移 $D_{TM}^* = 0.41\text{m} < 0.8 D_{TD} = 0.8 \times 0.645 = 0.516\text{m}$

故本設計例依動力分析結果，設計總位移應可調整為 0.47m，最大總位移應可調整為 0.52m。

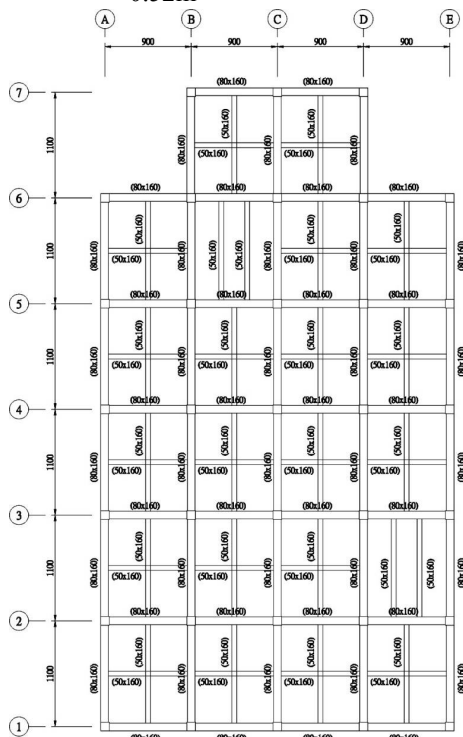


圖 1.1 筏基層結構平面圖

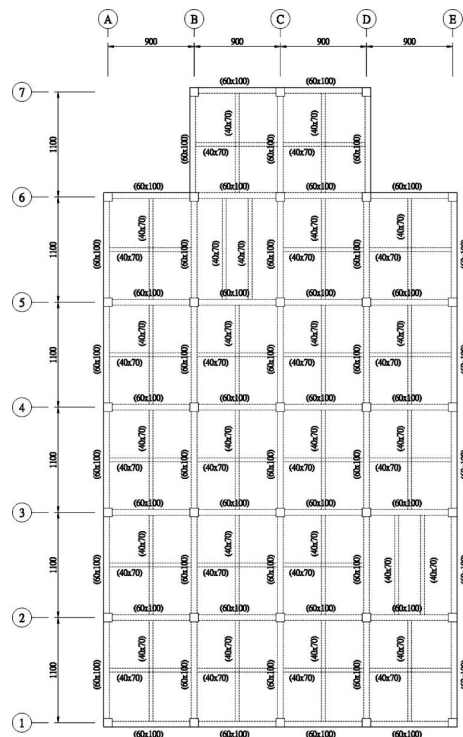


圖 1.2 地下壹層結構平面圖

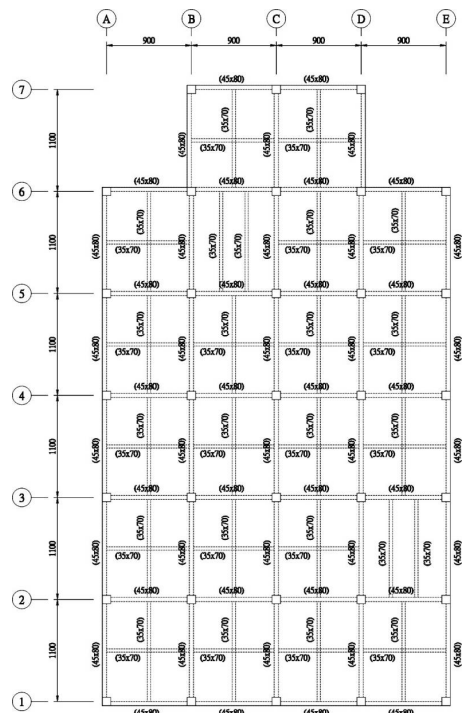


圖 1.3 壹層至參層結構平面圖

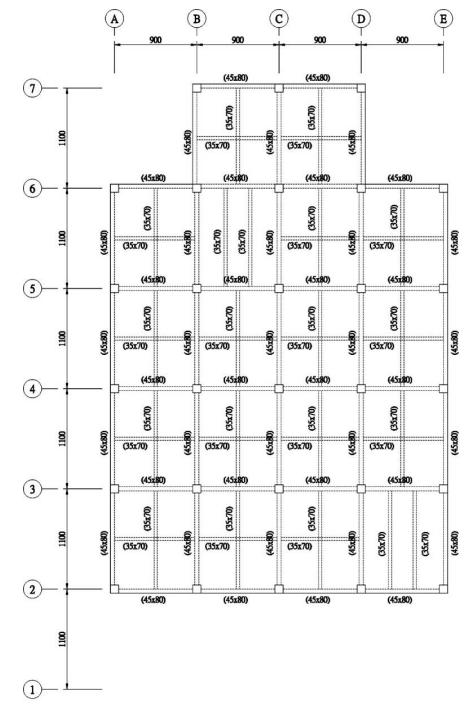


圖 1.4 肆層至柒層結構平面圖

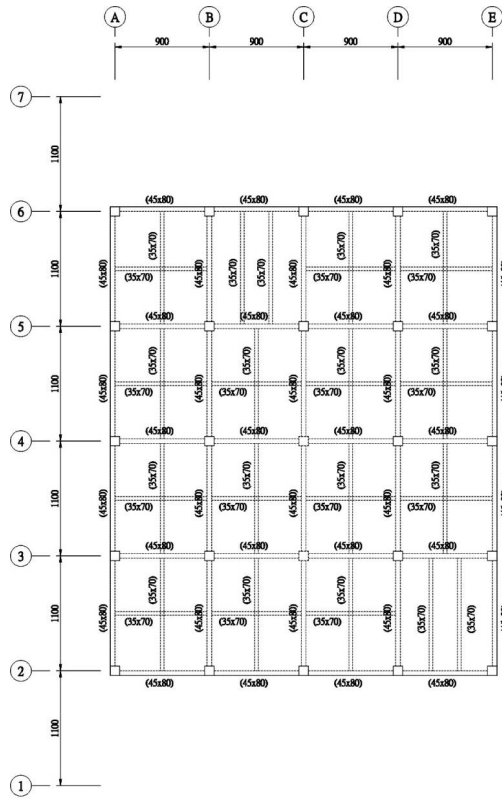


圖 1.5 捌層結構平面圖

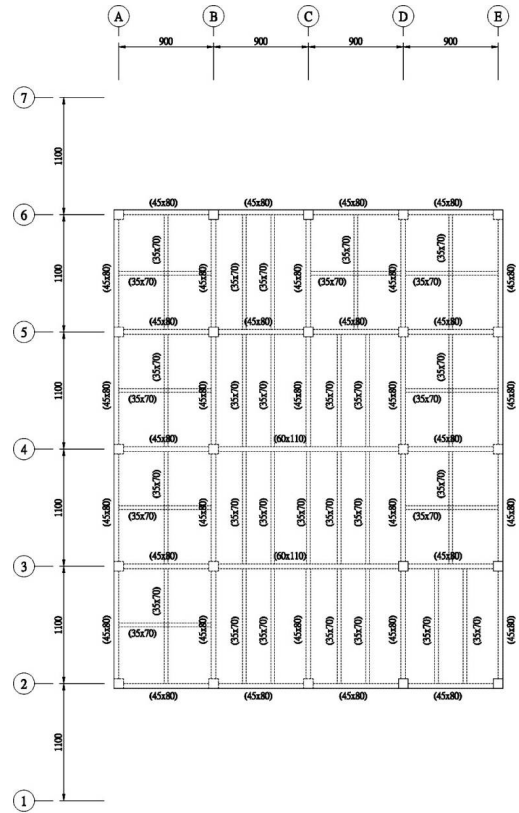


圖 1.6 屋頂層結構平面圖

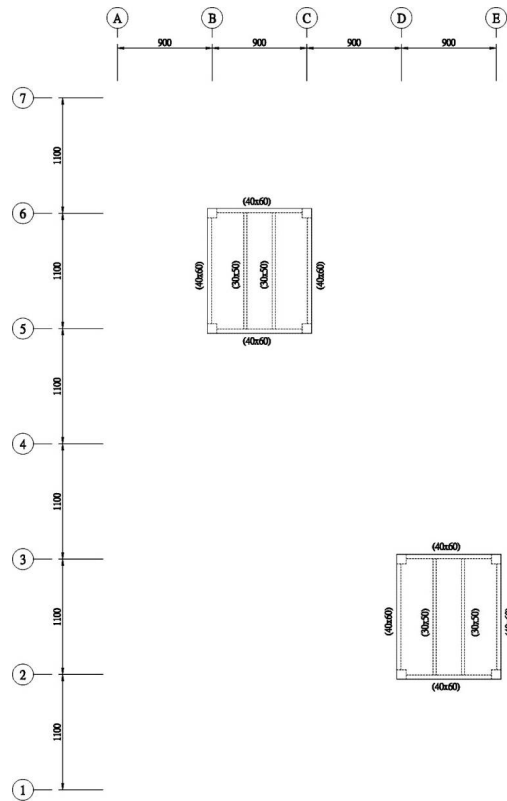


圖 1.7 屋突頂層結構平面圖

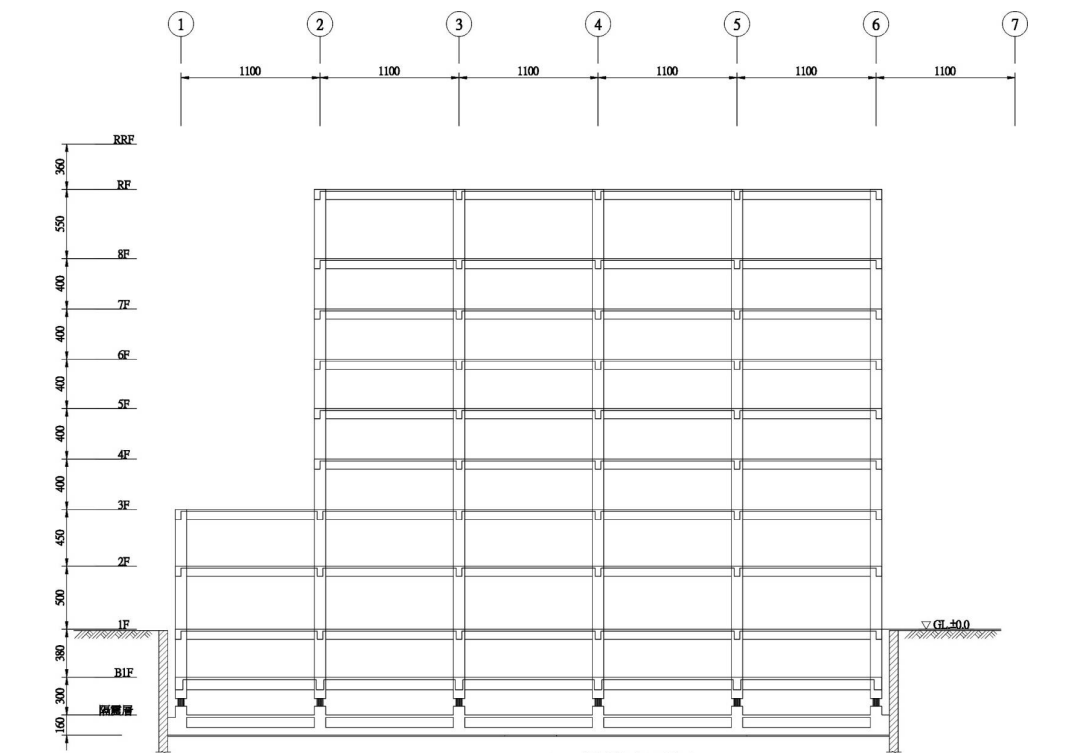


圖 1.8 A-Line 結構立面圖

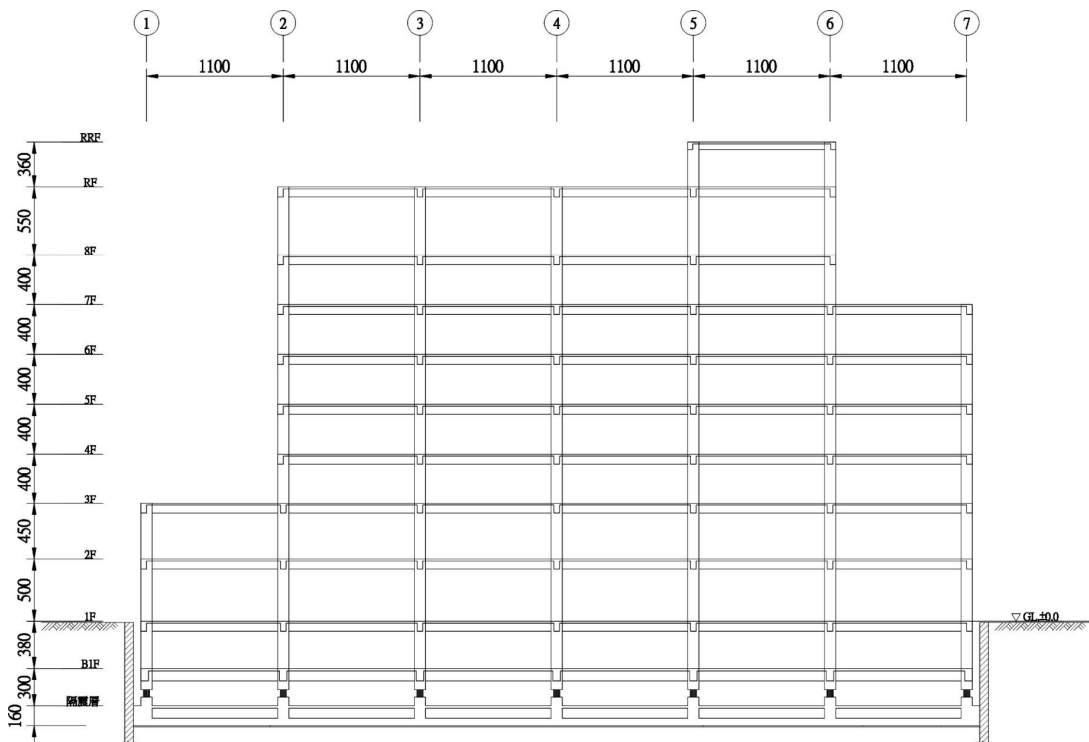


圖 1.9 B-Line 結構立面圖

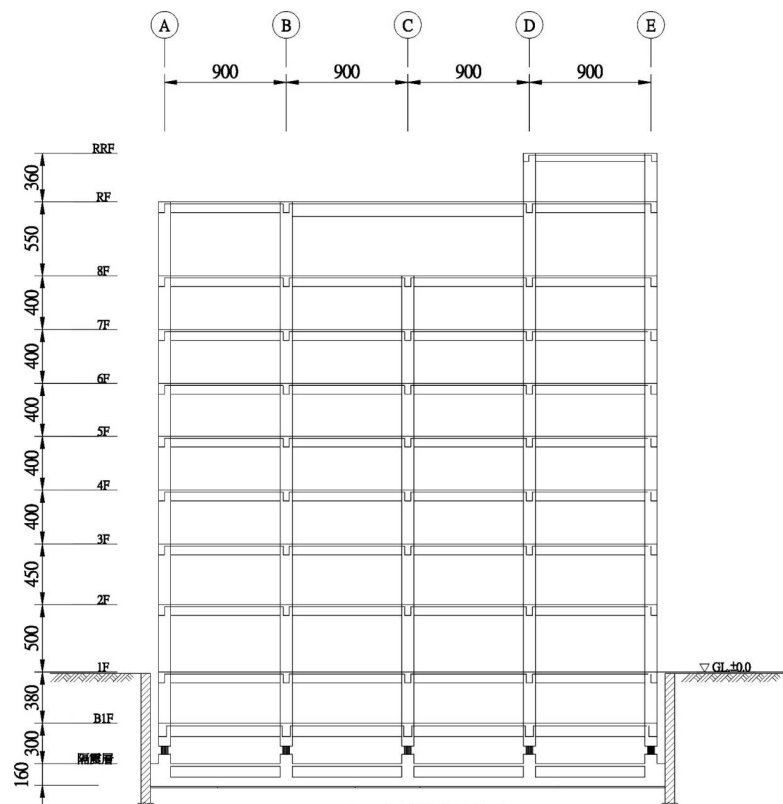


圖 1.10 3-Line 結構立面圖

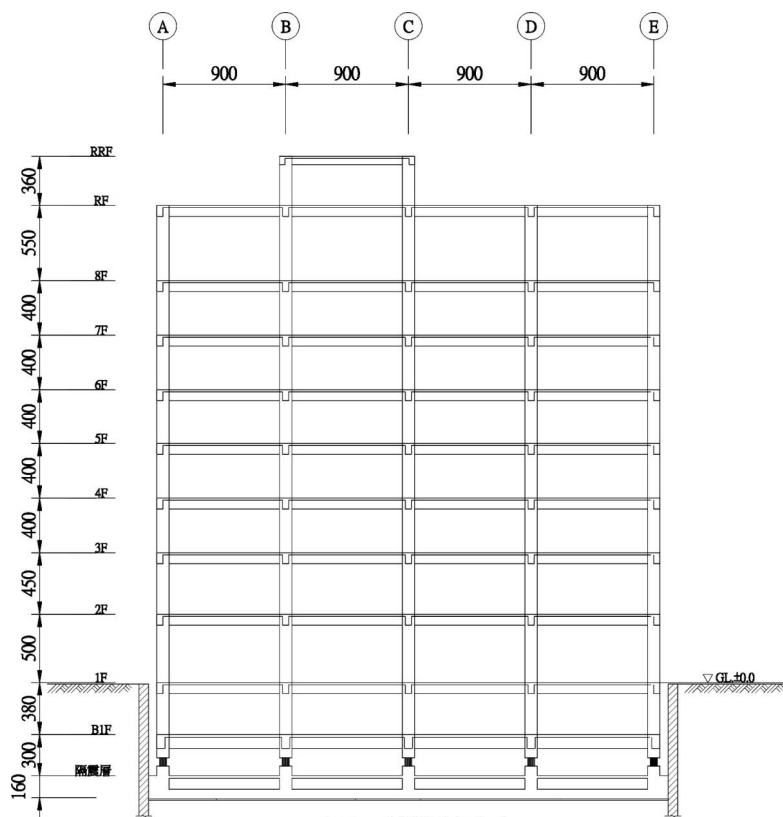


圖 1.11 5-Line 結構立面圖

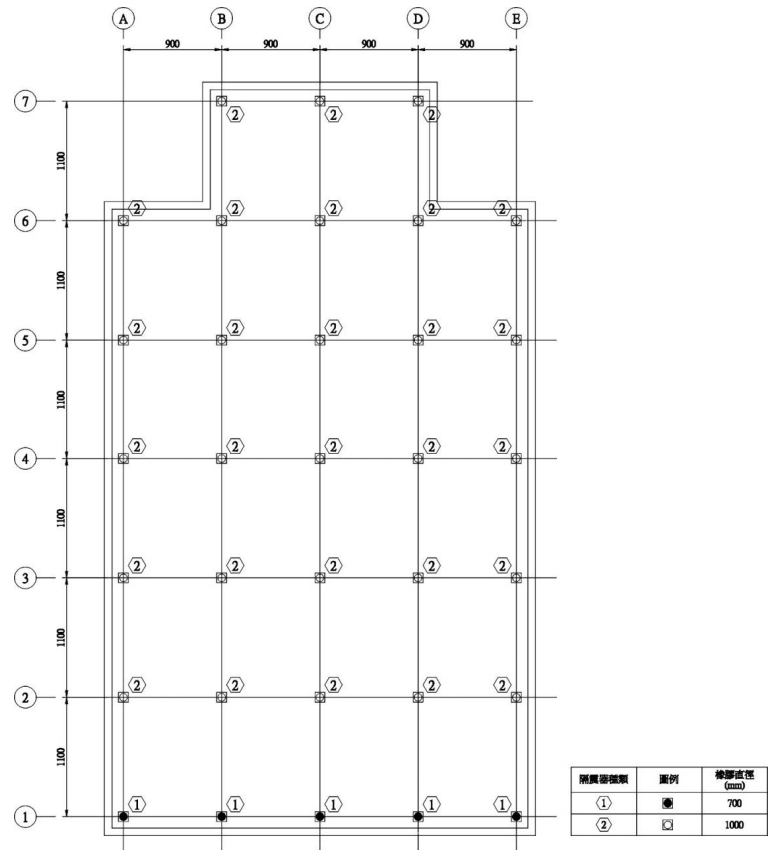


圖 4.1. 隔震層隔震器平面配置圖

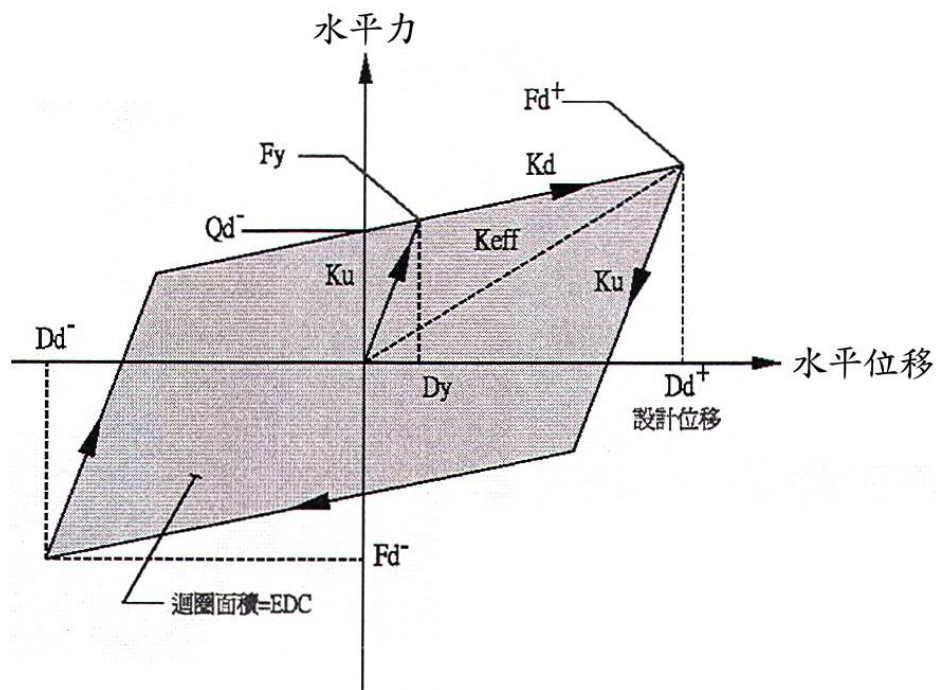


圖 4.2 隔震器遲滯迴圈

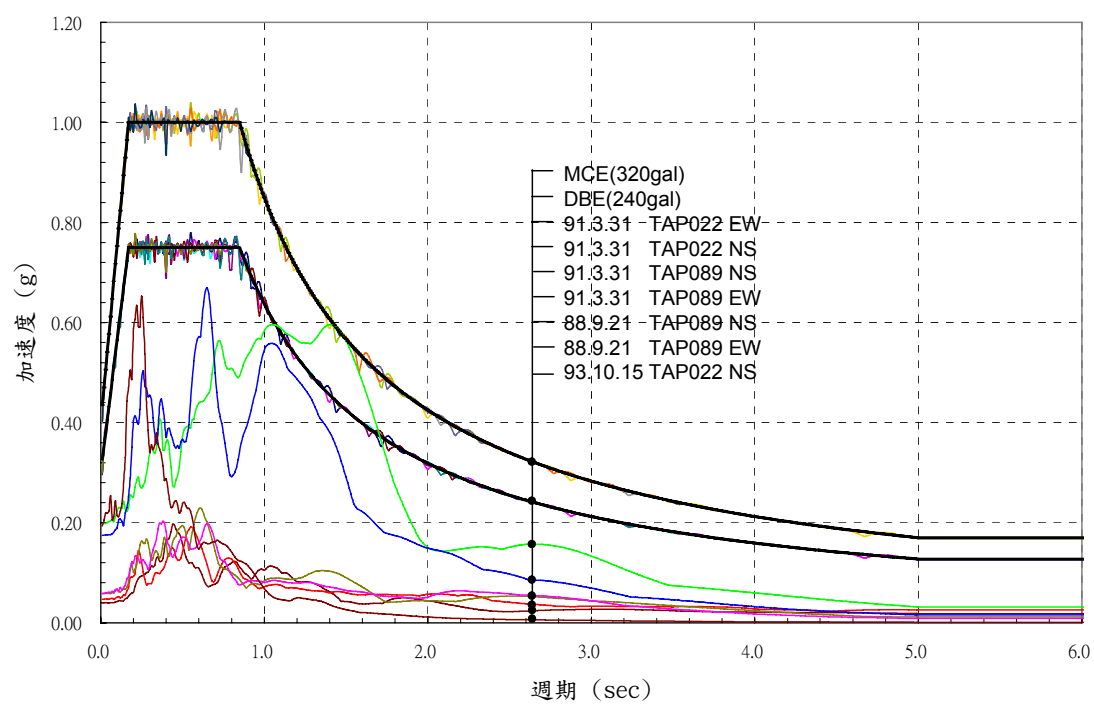


圖 5.1 5%阻尼加速度反應譜

附錄四 第十章含被動消能系統建築物之設計示範例

■ 線性靜力程序

基本目的：依據規範第 10 章檢核消能元件在最大考量地震作用下之容量。

1. 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 1.1

構架立面：如圖 1.2~圖 1.4

樓層高度及用途：

表 1.1 各樓層重量(單位：t、m²)

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

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 1.2 各樓層重量(單位：t、m²)

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					

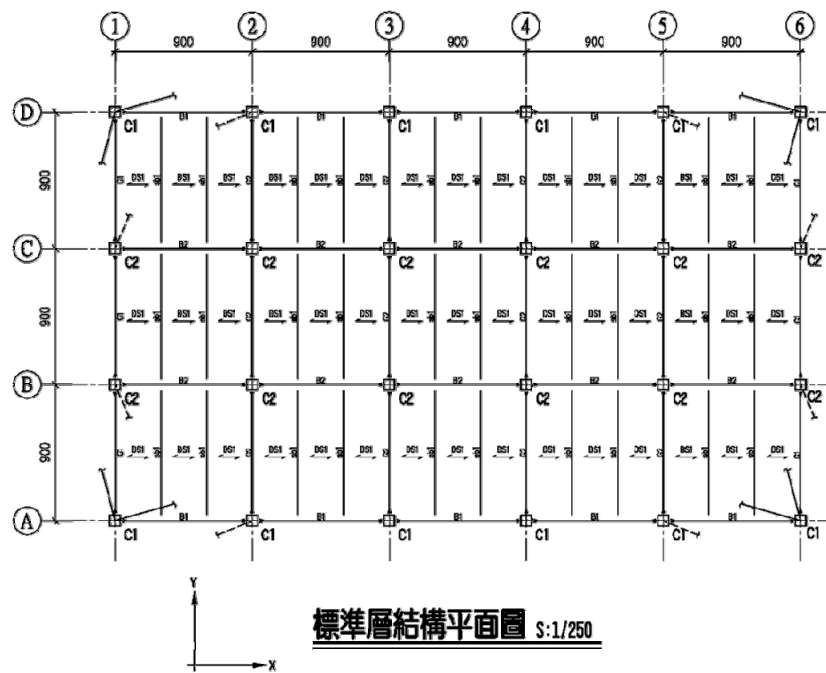


圖 1.1 標準層結構平面圖

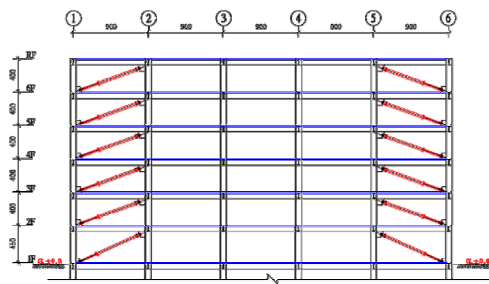


圖 1.2 X 向外側構架立面圖

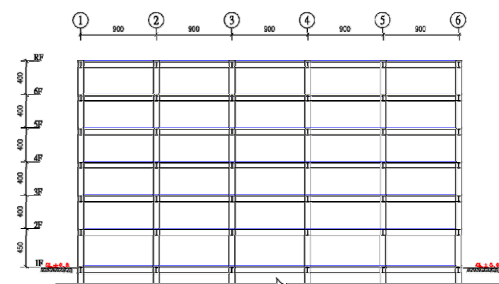


圖 1.3 X 向內側構架立面圖

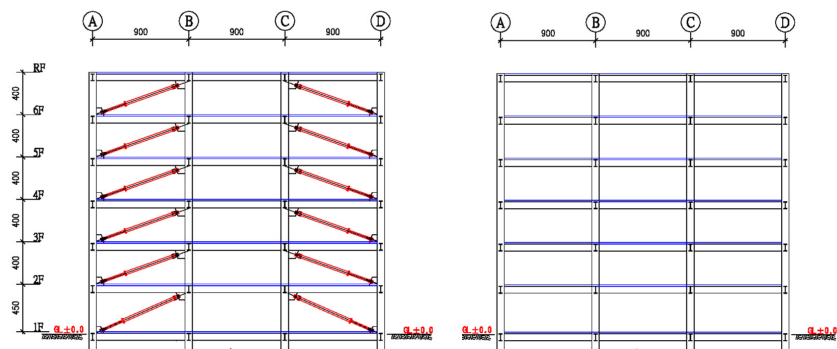


圖 1.4 Y 向構架立面圖

2. 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。

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

工址屬第二類地盤，工址放大係數為

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

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

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

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

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

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

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

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

3. 線性靜力分析程序

基本前提：含消能元件結構構架於最大考量地震下保持彈性。[規範第 10.3 節]

消能元件：採用速度型非線性液態黏滯阻尼器，簡稱 FVD。預計 FVD 提供約 10% 之黏滯阻尼。

3.1 桿件尺寸及材料說明

鋼結構設計遵循規範第二章及第三章之設計要求。結構桿件編號如下圖所示。

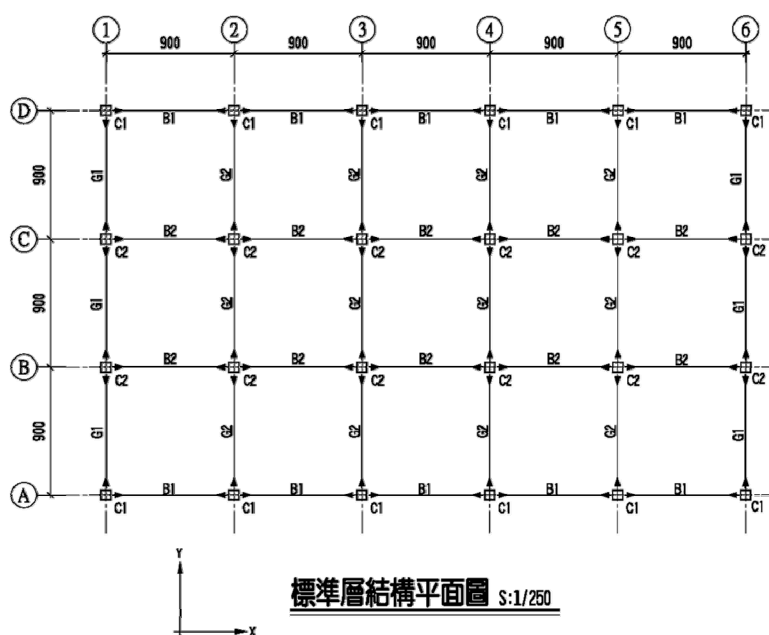


圖 3.1 桿件編號平面圖

表 3.1 大梁尺寸表

樓層	編號	桿件尺寸 (mm)	材料
RF~2F	B1	H650×300×14×35	fy=3300 kg/cm ²
RF~2F	B2	H650×300×12×25	
RF~2F	G1,G2	H650×300×14×35	

表 3.2 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	fy=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	

3.2 非線性液態黏滯阻尼器線性靜力分析流程（方法一）

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。」

阻尼器採非線性阻尼器， $F=CV^{\alpha}$ ，其中速度指數 $\alpha=0.3$

(1)決定設計阻尼比

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

(2)構架耐震設計

以最大考量地震考慮整體阻尼(β_{eff})為 15%，以此計算整體結構之基底剪力，並確認結構構架保持彈性。

(3)設計頂層位移 A

利用規範最大考量地震反應譜求得阻尼比 β_{eff} 下之譜位移反應(S_d)，再考慮第一振態之參與因子 (Participation Factor, Γ_1)轉換成頂層之設計位移 A 。其中：

$$S_d = \frac{S_a g T^2}{(2\pi^2 B)}$$

$$\{u_{\max}\} = \{u_{\max}\}_1 = A \{\phi_1\} = \Gamma_1 S_d \{\phi_1\}$$

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

$$A = \Gamma_1 S_d$$

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

上式中 T 為第一振態週期，B 為[規範表 3-1]阻尼比修正係數

此時 ψ_1 為第一模態，詳細計算詳表 3.3

計算得 $A = \Gamma_1 \times S_d = 0.1027$

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)} \text{ 可參考 FEMA274 表 C9-4, } \lambda = 3.67457$$

$T = 0.97 \text{ sec}$

(4)決定各層樓阻尼常數(C)之分配方式：

一般採各樓層阻尼力水平分量正比於樓層層間剪力，亦即

$$C_1/V_1 \div C_2/V_2 \div \dots \div C_i/V_i$$

但本算例因簡化起見採用均勻分配(uniform distribution)。

利用阻尼器提供之設計阻尼比 (viscous damping $\beta_v = 10\%$)，

$$\beta_v = \frac{T^{2-\alpha} \sum_j C_j \lambda \cos^{1+\alpha} \theta_j \phi_{rj}^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \text{ , 計算結果如下表:}$$

表 3.3 模態分析結果

1	2	3	4	5	6	7	8
樓層 i	第一模態 $\Phi(m)$	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)	$m_i \Phi_i^2$	$(\Phi_{ri} * \cos \theta)^{(1+\alpha)}$	$C_j(t-s^{0.3}_3 - m^{-0.3})$
RF	0.060	1	0.099	92889.900	92889.900	0.044	96.1
6F	0.054	0.901	0.158	86697.250	70445.472	0.081	96.1
5F	0.045	0.744	0.209	86697.250	47965.173	0.116	96.1
4F	0.032	0.534	0.235	86697.250	24768.289	0.135	96.1
3F	0.018	0.299	0.197	86697.250	7772.513	0.108	96.1
2F	0.006	0.102	0.102	86697.250	906.326	0.046	96.1
	合計				244747.674	0.530	

(5)以步驟(2)計算之基底剪力，依據[規範第二章]計算地震豎向力分佈。

施加於結構分析模型中， $V = S_{aM}/B \times W = 2012.632t$

(6)進行含持續載重之側向靜力分析，持續載重可假設為 100%靜載重+50%活載重，求得各層樓之側向層間變位。

(7)利用步驟(6)分析之各樓層變位正規化後代入步驟(3)之 ψ_1 ，且將分析之頂層最大位移 0.13574m 代入步驟(3)之 A 值，重新設計 C 值，此時 C 值即為利用靜力分析求得之設計參數（參見表 3.4）。

表 3.4 方法一靜力分析結果

1	2	3	4	5	6	7	8
樓層 i	樓層變位 {u _i } (m)	正規化樓層變位 {u _i } ₁ (m)	各層阻尼器水 平相對位移 Φ _{ri}	質量 m _i (kg/g)	mΦ _i ²	(Φ _{ri} * cosθ) ^(1+α)	C _j (t-s ^{0.3} -m ^{-0.3})
RF	0.136	1	0.109	92889.900	92889.900	0.050	114.66
6F	0.121	0.891	0.163	86697.250	68902.052	0.084	114.66
5F	0.099	0.729	0.208	86697.250	46023.773	0.115	114.66
4F	0.071	0.521	0.229	86697.250	23532.829	0.131	114.66
3F	0.040	0.292	0.192	86697.250	7389.887	0.104	114.66
2F	0.014	0.100	0.100	86697.250	866.462	0.045	114.66
	合計				239604.902	0.529	

- (8) 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。

FVD 阻尼器之各項設計參數詳表 3.5。

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：

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

$$\omega = 2\pi/T = 6.476 \text{ rad/sec}, \quad V \doteq \omega \times \Delta_{ij} \times \cos \theta = 6.476 \times 0.0283 = 0.183 \text{ m/sec}$$

$$F = CV^{\alpha} = 120 \times 0.183^{0.3} = 72.10 \text{ ton}$$

表 3.5 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	120	30	100
6F	120	30	100
5F	120	30	100
4F	120	30	100
3F	120	30	100
2F	120	30	100

- (9) 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。

3.3 非線性液態黏滯阻尼器線性靜力分析流程（方法二）

- (1) 選定各層樓阻尼器組數、指數 α

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

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。」

阻尼器採非線性阻尼器， $F=CV^\alpha$ ，其中速度指數 $\alpha=0.3$

- (2) 假設在最大考量地震作用下，等效黏滯阻尼比 $\beta_v=10\%$ ，而結構物本身固有阻尼比 $\beta=5\%$ 。

以最大考量地震考慮整體阻尼(β_{eff})為 15%，以此計算整體結構之基底剪力，並確認結構構架保持彈性。

- (3) 將最大考量地震作用剪力依據[規範第二章]計算地震豎向力分佈。

X 向結構週期 $T_x=0.97029 \text{ sec} > T_M^0=0.65 \text{ sec}$

以整體阻尼比為 15% 計算， $B_1=1.375$

$T=0.97029 \text{ sec}$ ，故 $S_{aM}/B_1=0.38976$

最大考量地震之基底剪力： $V=S_{aM}/B_1*W=2012.632 \text{ t}$

- (4) 進行含持續載重之側向靜力分析，持續載重可假設為 100% 靜載重+50% 活載重，求得各層樓之側向層間變位。

- (5) 決定各層樓阻尼常數(C)之分配方式：

一般採各樓層阻尼力水平分量正比於樓層層間剪力，亦即

$$C_1/V_1 \doteq C_2/V_2 \doteq \dots \doteq C_i/V_i$$

本算例因簡化起見採用均勻分配(uniform distribution)。

- (6) 將步驟(4)所得之頂層位移以及各層層間位移，配合等效遲滯阻尼比 $\beta_v=10\%$ 與 α 值代入下式計算阻尼常數 C 值，詳細之計算結果見表 3.6

$$\text{令 } \beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k} = 10\% \text{，而}$$

$$\sum W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^\alpha \sum \lambda C_j |\Delta_{rj} \cos \theta_j|^{1+\alpha} ; W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

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_s ：結構基本週期 ($=1/f_1 = 2\pi/\omega_1$)

$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$ 可參考 FEMA274 表 C9-4

C_j ：第 j 個阻尼器之阻尼常數

Δ_{rj} ：第 j 個阻尼裝置兩端之水平相對位移

θ_j ：第 j 個阻尼器之裝設水平傾斜角

ΔF_i ：第 i 層層間剪力

Δu_i ：第 i 層層間變位

表 3.6 方法二靜力分析結果

1	2	3	4	5	6	7	8
樓層 i	樓層變位 u(mm)	各層阻尼器水平 相對位移 Δu (mm)	層間剪力 ΔF_i (ton)	$(\Delta u_i * \cos\theta)^{(I+\alpha)}$	$W_{vj}(t-m)$	構架應變能 W_s	$C_j(t-s^{0.3}/m^{-0.3})$
RF	135.74	14.73	699.48	0.003697	12.33	5.15	129.6
6F	121.01	22.11	1137.20	0.006269	20.91	12.57	129.6
5F	98.9	28.18	1487.37	0.008593	28.67	20.96	129.6
4F	70.72	31.09	1750.00	0.009764	32.57	27.20	129.6
3F	39.63	26.06	1925.09	0.007762	25.90	25.08	129.6
2F	13.57	13.57	2012.63	0.003323	11.09	13.66	129.6
	合計				131.47	104.62	

- (7) 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。

FVD 阻尼器之各項設計參數詳表 3.7。

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：

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

$$\omega = 2\pi/T = 6.476 \text{ rad/sec}, \quad V = \omega \times \Delta_{ij} \times \cos\theta = 6.476 \times 0.0284 = 0.184 \text{ m/sec}$$

$$F = CV^\alpha = 130 \times 0.184^{0.3} = 78.23 \text{ ton}$$

- (8) 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。

表 3.7 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	130	30	100
6F	130	30	100
5F	130	30	100
4F	130	30	100
3F	130	30	100
2F	130	30	100

其中 FVD 之最大受力係為最大考量地震計算出最大總速度所對應之力，而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。

3.4 小結

1. 速度型阻尼器之力學行為與速度相關，建議仍應進行動力分析程序設計較為適當。
2. 本節範例內容僅提供作為分析程序之參考，建議以本節方法初步設計完成後，應至少進行線性動力分析作為檢核。

■ 非線性側推程序(案例一，含液態黏滯消能元件構架)

基本目的：依據規範第 10 章檢核消能元件在最大考量地震作用下之容量。

1. 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：如圖 1.1

構架立面：如圖 1.2~圖 1.4

樓層高度及用途：

表 1.1 各樓層重量(單位：t、m²)

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

設計載重：

靜載重：

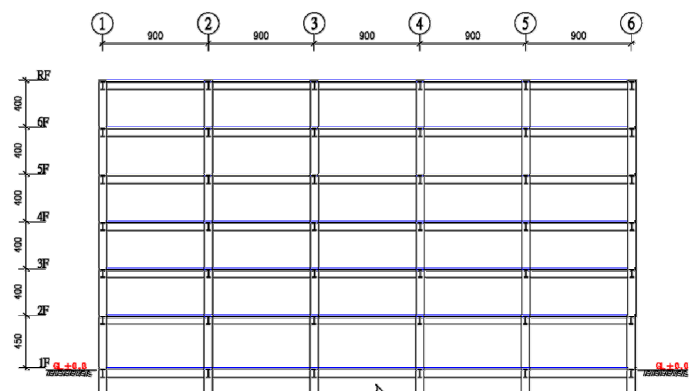
(1)結構鋼	7.85 t/m ³
(2)鋼筋混凝土	2.40 t/m ³
(3)屋頂防水、隔熱、粉刷	0.15 t/m ³
(4)樓版、管線、天花	0.10 t/m ³
(5)帷幕外牆	0.10 t/m ² (立面)
(6)輕隔間	0.10 t/m ² (平面)

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

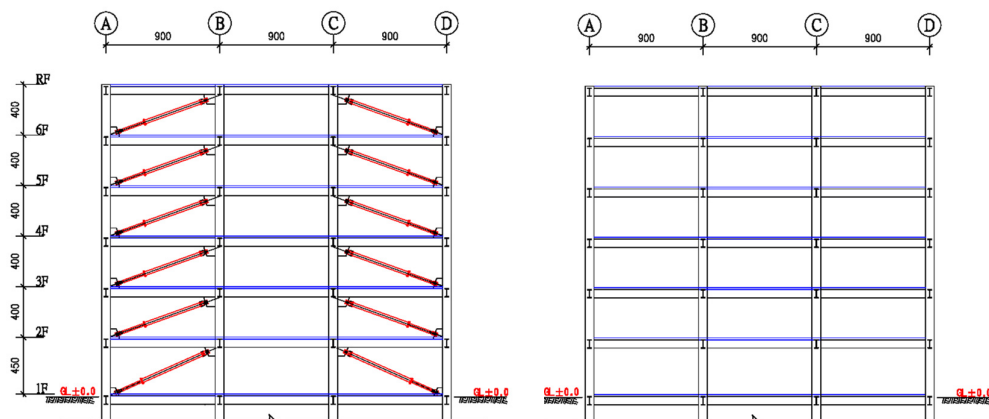
表 1.2 各樓層重量(單位：t、m²)

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



LINE B、C 結構立面圖 S:1/250
註：1.樓板高低差詳建築圖，梁高度以建築圖為準。

圖 1.3 X 向內側構架立面圖



LINE 1、6 結構立面圖 S:1/250
註：1.樓板高低差詳建築圖，梁高度以建築圖為準。

LINE 2~5 結構立面圖 S:1/250
註：1.樓板高低差詳建築圖，梁高度以建築圖為準。

圖 1.4 Y 向構架立面圖

2. 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：

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

假設本案工址受梅山近斷層效應的影響。

近斷層調整因子 $N_A = 1.37$, $N_V = 1.44$

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

工址屬第二類地盤，工址放大係數為

$$\text{地震回歸期 475 年設計地震 } F_a = 1.0, F_v = 1.2 \quad [規範表 2-2]$$

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

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

$$S_{D1} = N_V F_v S_1^D = 1.44 \times 1.2 \times 0.45 = 0.7776$$

$$T_D^0 = 0.71 \text{ sec}$$

[規範第 2.6 節]

$$S_{MS} = N_A F_a S_s^M = 1.30 \times 1.0 \times 1.00 = 1.30$$

[規範第 2.5 節]

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

$$T_M^0 = 0.69 \text{ sec}$$

[規範第 2.6 節]

3 含阻尼元件之非線性靜力分析

3.1 桿件尺寸及材料說明

以結構整體阻尼(β_{eff})為 15%，依據 [規範表 3-1] 計算規範第二章中之最小設計總橫力，惟此折減總橫力，以不低於僅考慮固有阻尼比計算之最小設計總橫力的 75% 為限。依規範第二章所有要求進行結構設計，結構桿件編號如下圖所示。

圖 3.1 桿件編號平面圖

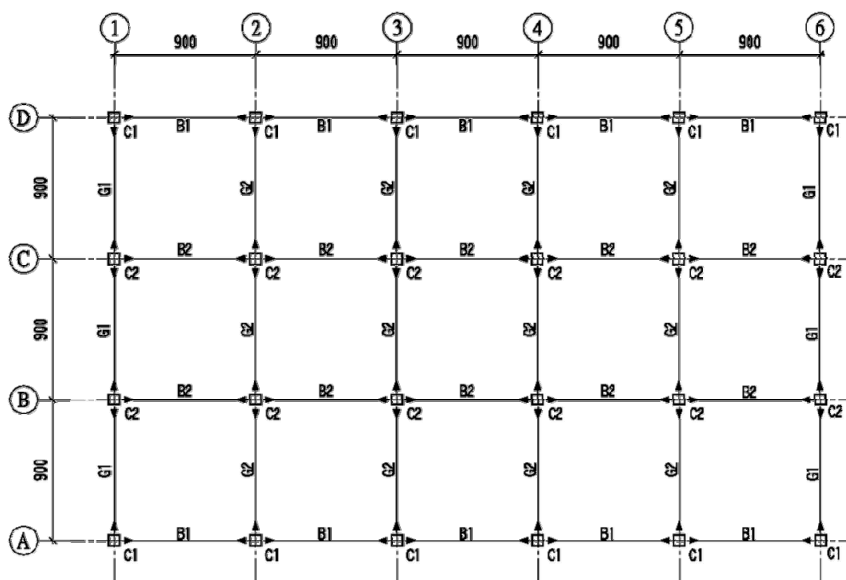


表 3.1 大梁尺寸表

樓層	編號	桿件尺寸 (mm)	材料
RF~2F	B1	H600×250×12×18	fy=2500 kg/cm ²
RF~2F	B2	H600×200×9×12	
RF~2F	G1,G2	H600×250×12×22	

表 3.2 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	fy=2500 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	

3.2 非線性液態黏滯阻尼器非線性靜力分析流程

消能元件：採用速度型非線性液態黏滯阻尼器，簡稱 FVD。

(1) 選定各層樓阻尼器組數、阻尼速度指數 α 以及黏滯阻尼比

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。

阻尼器採非線性阻尼器， $F=CV^\alpha$ ，其中速度指數 $\alpha=0.3$ 。

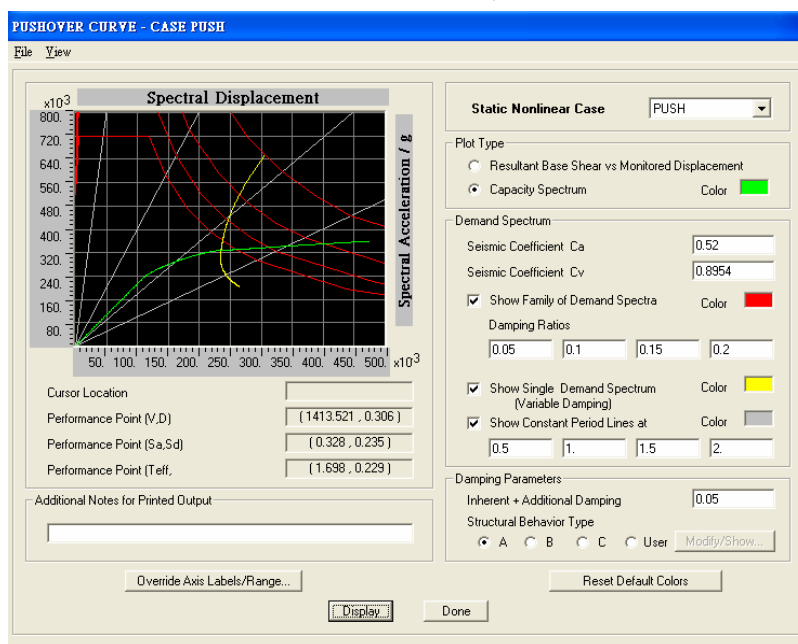
預計 FVD 提供約 10% 之黏滯阻尼比，而結構物本身固有阻尼比 $\beta=5\%$ ，因此整體等效阻尼為 15%。

(2) 進行側推分析 Pushover analysis

- 施加持續載重(100%靜載重+50%活載重)做為側推前之起始載重
- 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)則為最大考量地震阻尼比為 5% 之反應譜。

圖 3.2 非線性側推分析示意圖



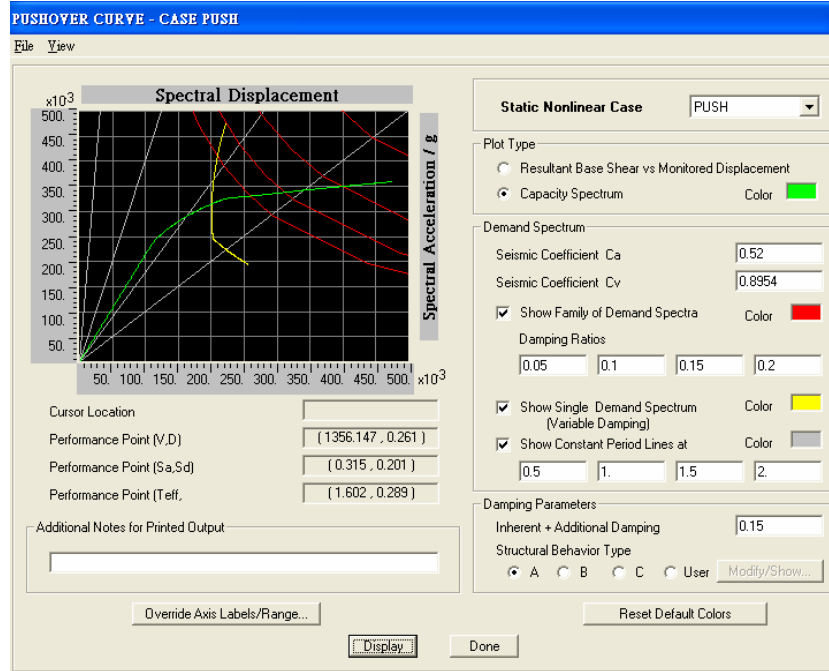
(3)初步設計阻尼器需提供 10%之阻尼。而結構物本身固有阻尼比 $\beta=5\%$ ，因此：阻尼係數中 inherent damping ratio + additional damping ratio 之項目中輸入 Damping ratio $=\beta+\beta_v=15\%$

(4)以容量震譜法求得功能績效點(Performance point) 如圖 3.3

屋頂位移 $D=0.261\text{m}$ ；基底剪力 $V=1356.147\text{ t}$

整體結構之等效阻尼 $\beta_{\text{eff}} = \beta + \beta_v + \beta_h = 28.9\%$ ，結構之等效週期 $T_{\text{eff}} = 1.602\text{ sec}$

圖 3.3 第一次疊代之功能績效點示意圖



(5)求出功能績效點(Performance point)對應之各層層間變位。並計算 出功能績效點所對應之構架應變能 W_k ，配合下式，推得阻尼於假設 $\beta_v=10\%$ 時所需提供之能量 ΣW_{vj} ，詳細計算見表 3.3：

$$\text{有效阻尼比 } \beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k} ,$$

$$\text{而 } \sum W_{vj} = \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^\alpha \sum \lambda C_j |\Delta_{vj} \cos \theta_j|^{1+\alpha} ; W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

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 ：為消能建築構架之最大應變能

T_s ：為功能績效點(Performance point)對應割線勁度之週期

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)} \text{ 可參考 FEMA274 建議為 } 3.67457$$

C_j ：第 j 個阻尼器之阻尼常數

Δ_{vj} ：第 j 個阻尼裝置兩端之水平相對位移

θ_j ：第 j 個阻尼器之裝設水平傾斜角

ΔF_i : 第 i 層層間剪力

Δu_i : 第 i 層層間變位

表 3.3 構架應變能計算(單位: t-m-sec)

樓層	樓高 (m)	樓層位移 (m)	樓層層間位移 u_i (m)	樓層慣性力 F_i (tf)	構架應變能 $W_k = F_i * u_i / 2$
6F	4	0.2610	0.0271	480.325	62.682
5F	4	0.2339	0.0425	291.941	34.142
4F	4	0.1914	0.0572	233.543	22.350
3F	4	0.1342	0.0616	175.169	11.754
2F	4	0.0726	0.0497	116.772	4.239
1F	4	0.0229	0.0229	58.398	0.669
總剪力				1356.147	135.836

$$\sum W_{vj} = 4\pi W_k \beta_v = 170.697 \text{ (t-m)}$$

(6) 決定各層樓阻尼常數(C)之分配方式, 進而推求初估值

一般採各樓層阻尼力水平分量正比於樓層層間剪力, 亦即

$$C_1/V_1 \doteq C_2/V_2 \doteq \dots \doteq C_i/V_i$$

本算例因簡化起見, 將 C 值隨樓層分為 3 種, 規劃如下:

$$C_{1\sim 2F}: C_{3\sim 4F}: C_{5\sim 6F} = 9:8:5$$

將步驟(5)所得之各層層間位移以及阻尼器作功之值 $\sum W_{vj}$, 配合阻尼器之傾斜角 θ_j 等數值與 α 值代入上式計算阻尼常數 C 值。

表 3.4 阻尼係數與阻尼力計算 (單位: t-m-sec)

樓層	阻尼係數倍率	$(u_i * \cos\theta)$	$(u_i * \cos\theta)^{1+\alpha}$	單支 FVD 作功 W_{vj}	阻尼係數 C_j	阻尼力 $F = CV^\alpha = C(w * u_i * \cos\theta)^\alpha$
6F	5	0.0248	0.0082	0.226	55.252	27.452
5F	5	0.0388	0.0147	0.406	55.252	31.420
4F	8	0.0523	0.0216	0.955	88.403	54.957
3F	8	0.0563	0.0238	1.052	88.403	56.193
2F	9	0.0454	0.0180	0.895	99.454	59.274
1F	9	0.0209	0.0066	0.327	99.454	46.980

$$\text{FVD 作功 } \sum W_v = 15.447$$

$$C_{\text{base}} = 11.050$$

(7) 簡化步驟(6)所得之 C 值, 再重新代入步驟(5)之公式計算黏滯阻尼比 β_v 。

表 3.5 調整阻尼係數值, 計算 FVD 阻尼比(單位: t-m-sec)

樓層	阻尼係數 C_j	阻尼力 $F = CV^\alpha = C(w * u_i * \cos\theta)^\alpha$	單支 FVD 作功 W_{vj}
6F	55.5	27.575	2.510
5F	55.5	31.561	4.505

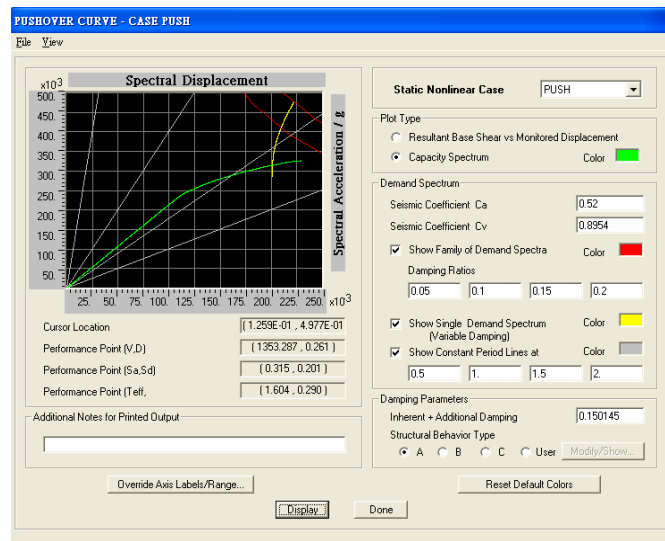
4F	88.5	55.018	10.569
3F	88.5	56.254	11.638
2F	99.5	59.302	9.899
1F	99.5	47.002	3.615

FVD 做功 $\Sigma W_v = 170.945$

FVD 提供阻尼 $\beta_v = 10.0145\%$

(8) 將最新計算之黏滯阻尼比 $\beta_v = 10.0145\%$ 加上固有阻尼比 $\beta = 5\%$ 重新由能量震譜法所求得之功能績效點如圖 3.4 所示

圖 3.4 第二次疊代之功能績效點示意圖



屋頂位移 $D = 0.261 \text{ m}$; 基底剪力 $V = 1353.287 \text{ t}$

整體結構之等效阻尼 $\beta_{\text{eff}} = \beta + \beta_v + \beta_h = 29.0\%$

結構之等效週期 $T_{\text{eff}} = 1.604 \text{ sec}$

(9) 求出功能績效點(Performance point)對應之各層層間變位，計算各層阻尼器之軸向變形，配合結構等效週期對應之基本振態角頻率以及阻尼常數 C 、 α 值可算得黏滯阻尼比 β_v 。

(10) 重複步驟(8)~(9)直到黏滯阻尼比 β_v 之計算收斂為止。最終疊代之功能績效點示意圖詳圖 3.5，此時假設 inherent damping ratio + additional damping ratio = 10.03276%

屋頂位移 $D = 0.261 \text{ m}$; 基底剪力 $V = 1353.167 \text{ t}$

整體結構之等效阻尼 $\beta_{\text{eff}} = \beta + \beta_v + \beta_h = 29.0\%$

結構之等效週期 $T_{\text{eff}} = 1.604 \text{ sec}$

黏滯阻尼比之計算詳表 3.6 及 3.7

圖 3.5 最終疊代之功能績效點示意圖

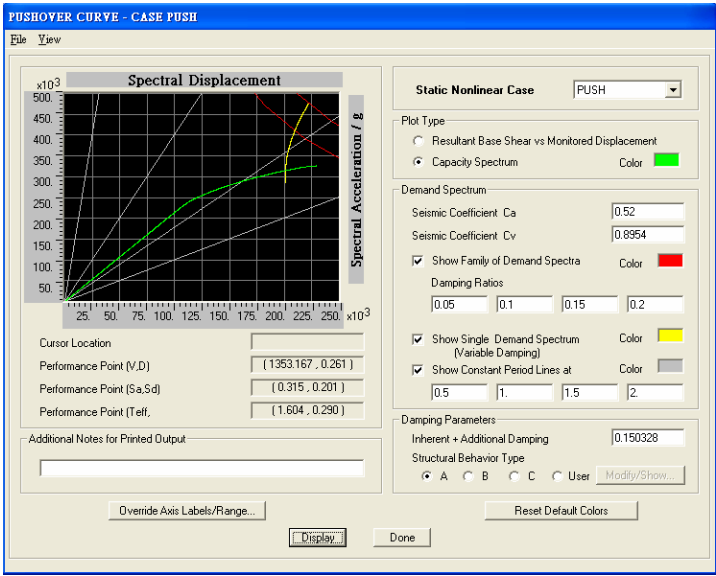


表 3.6 構架應變能計算(單位：t-m-sec)

樓層	樓高 (m)	樓層位移 (m)	樓層層間位移 u_i (m)	樓層慣性力 F_i (tf)	構架應變能 $W_k=F_i*u_i/2$
RF	4	0.2610	0.0271	479.270	62.545
6F	4	0.2339	0.0425	291.299	34.067
5F	4	0.1914	0.0572	233.030	22.301
4F	4	0.1342	0.0616	174.784	11.728
3F	4	0.0726	0.0497	116.515	4.229
2F	4	0.0229	0.0229	58.269	0.667
總剪力				1353.167	135.538

表 3.7 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	55.5	0.0248	0.0082	2.509	28
6F	55.5	0.0388	0.0147	4.503	32
5F	88.5	0.0523	0.0216	10.565	55
4F	88.5	0.0563	0.0238	11.634	56
3F	99.5	0.0454	0.0180	9.895	59
2F	99.5	0.0209	0.0066	3.614	47
FVD 作功 $\Sigma W_v=$				170.881	
FVD 提供阻尼 $\beta_v=$				10.03281%	

計算得

$$\beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k} = 10.03281\%$$

inherent damping ratio + additional damping ratio=15.03281%
與假設值 15.03276%相近。

- (11) 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：

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

$$\omega = 2\pi/T = 3.917 \text{ rad/sec}, V = \omega \times \Delta_j \times \cos \theta = 3.917 \times 0.0563 = 0.22 \text{ m/sec}$$

$$F = CV^a = 88.5 \times 0.22^{0.3} = 56 \text{ ton}$$

FVD 阻尼器之各項設計參數詳表 3.8

表 3.8 FVD 阻尼器設計參數

1	2	3	4
樓層	阻尼係數 C (t-sec ^{0.3} /m ^{0.3})	阻尼器最大衝程(mm)	阻尼器最大受力 F _D (t)
6F	55.5	40	40
5F	55.5	40	40
4F	88.5	60	75
3F	88.5	60	75
2F	99.5	60	75
1F	99.5	60	75

- (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。

■ 非線性側推程序(案例二，含黏彈性消能元件構架)

基本目的：依據規範第 10 章檢核消能元件在最大考量地震作用下之容量。

1. 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：如圖 1.1

構架立面：如圖 1.2~圖 1.4

樓層高度及用途：

表 1.1 各樓層重量(單位：t、m²)

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

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

2~6F	4.0	1,215	一般辦公室
1F	4.0	1,215	大廳、一般零售業

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 1.2 各樓層重量(單位：t、m²)

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					

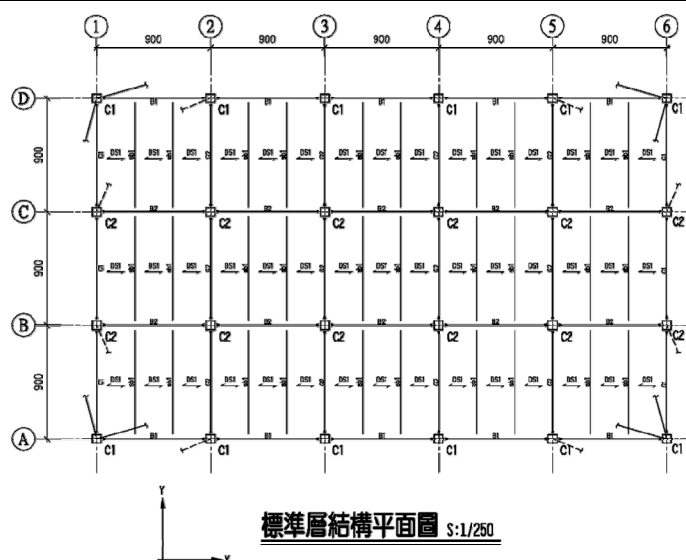
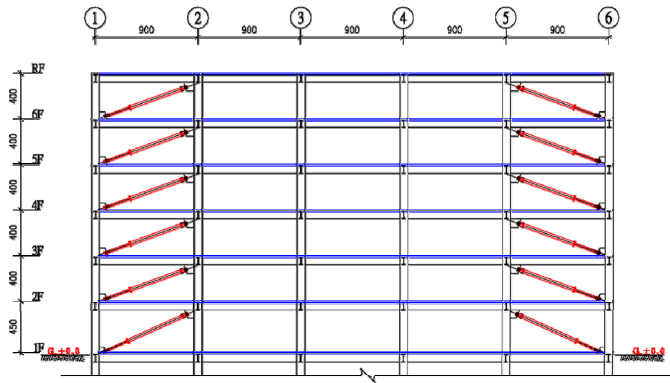


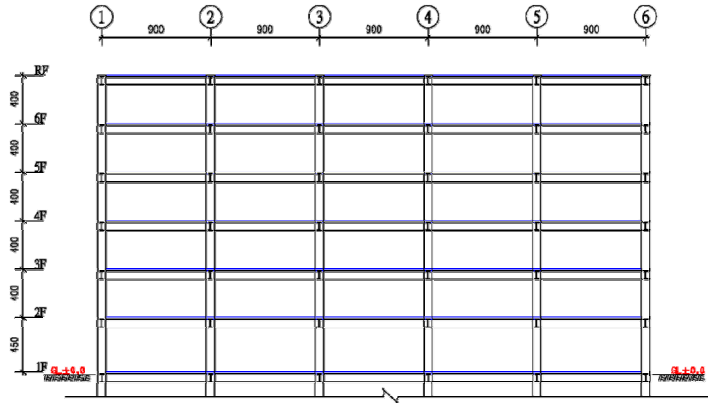
圖 1.1 標準層結構平面圖



LINE A、D 結構立面圖 S:1/250

註：1.樓版高低差詳建築圖，梁高程以建築圖為準。

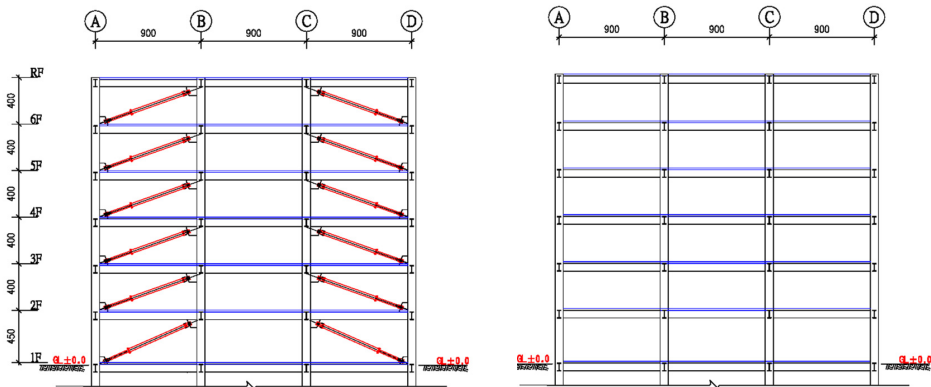
圖 1.2 X 向外側構架立面圖



LINE B、C 結構立面圖 S:1/250

註：1.樓版高低差詳建築圖，梁高程以建築圖為準。

圖 1.3 X 向內側構架立面圖



LINE 1、6 結構立面圖 S:1/250

註：1.樓版高低差詳建築圖，梁高程以建築圖為準。

LINE 2~5 結構立面圖 S:1/250

註：1.樓版高低差詳建築圖，梁高程以建築圖為準。

圖 1.4 Y 向構架立面圖

2. 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

$$\text{地震回歸期 475 年設計地震 } F_a = 1.0, F_v = 1.2 \quad [\text{規範表 2-2}]$$

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

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

$$S_{D1} = N_V F_v S_1^D = 1.44 \times 1.2 \times 0.45 = 0.7776$$

$$T_D^0 = 0.71 \text{ sec} \quad [\text{規範第 2.6 節}]$$

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

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

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

3 含阻尼元件之非線性靜力分析

3.1 桿件尺寸及材料說明

以結構整體阻尼(β_{eff})為 15%，依據 [規範表 3-1] 計算規範第二章中之最小設計總橫力，惟此折減總橫力，以不低於僅考慮固有阻尼比計算之最小設計總橫力的 75% 為限。依規範第二章所有要求進行結構設計，結構桿件編號如下圖所示。

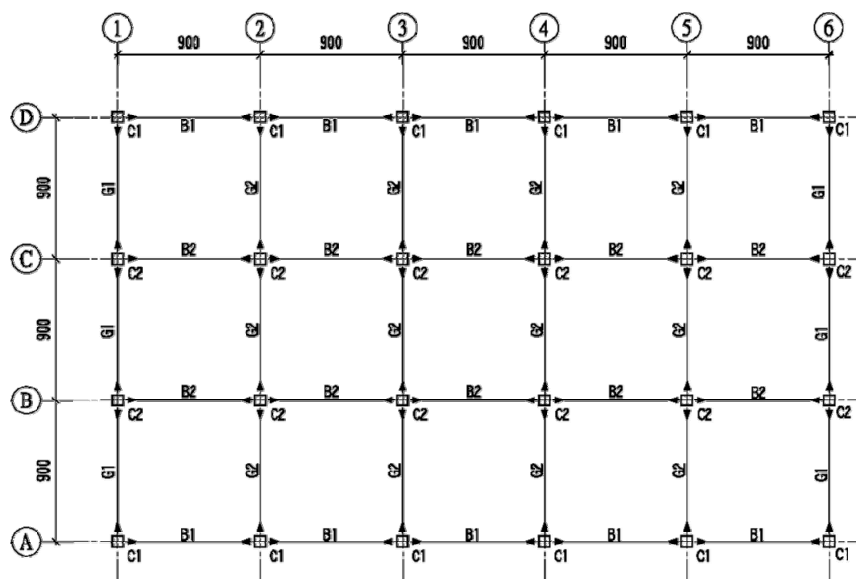


圖 3.1 桿件編號平面圖

表 3.1 大梁尺寸表

樓層	編號	桿件尺寸 (mm)	材料
RF~2F	B1	H600×250×12×18	fy=2500 kg/cm ²
RF~2F	B2	H600×200×9×12	
RF~2F	G1,G2	H600×250×12×22	

表 3.2 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	fy=2500 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	

3.2 黏彈性阻尼器非線性靜力分析流程

消能元件：採用速度型固態黏彈性阻尼器，簡稱 VEM，容許剪力應變為 300%。

(1)選定各層樓阻尼器組數、裝設位置、設計溫度與容許剪力應變

本結構在每層樓兩側外跨設計裝置斜撐型黏彈性阻尼器，各樓層各方向有 4 組 VEM，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，VEM 之最大容許軸力須能承受經由最大考量地震計算出 VEM 最大總速度所對應之力」。依最大樓層位移角 1%推估，初步採用規格如表 3.3 所示。

表 3.3 黏彈性阻尼器規格

產品型號	黏彈性體 厚度(mm)	黏彈性體 黏貼面積(cm ²)	* ¹ 容許 變形(mm)	* ² 最大 軸力(kN)	* ³ 極限 變形(mm)
NSVB15_360	15	35700	± 45	1970	± 67.5

*

1：剪切變形 300%時

* 2：f=0.5Hz,20℃,剪切變形 300%時

* 3：剪切變形 450%時（不屬於保證值）

本例設計溫度為 30℃、容許剪切變形 300%。考慮設計溫度與結構第一模態週期後，經由材料試算表可得 VEM 阻尼器規格如表 3.4 所示：

表 3.4 VEM 阻尼器規格

Input Data	1st Order Natural Period of building		T(sec)	1.292
	VEM	Design Temperature	(deg C)	30
		Deformation of VEM	(mm)	45
		Thickness of VEM	d (mm)	15
		Area of VEM	A (cm ²)	35700
Calculation	Material Properties	Elastic Stiffness Coefficient	G' (kN/cm ²)	0.010
		Damping Coefficient	c (kN*s/cm ²)	0.002
		Loss Factor		0.732
		Total Stiffness Coefficient	G* (kN/cm ²)	0.012
	Brace Stiffness	Damping Coefficient	C _d (kN*s/cm)	36
		Elastic Stiffness	K _d (kN/cm)	239
		Total Stiffness	K* (kN/cm)	296
		Maximum Axial Force	P* (kN)	1334

(2)進行側推分析 Pushover analysis

- 施加持續載重(100%靜載重+50%活載重)做為側推前之起始載重
- 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。

(3)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 = $\beta + \beta_v = 15\%$

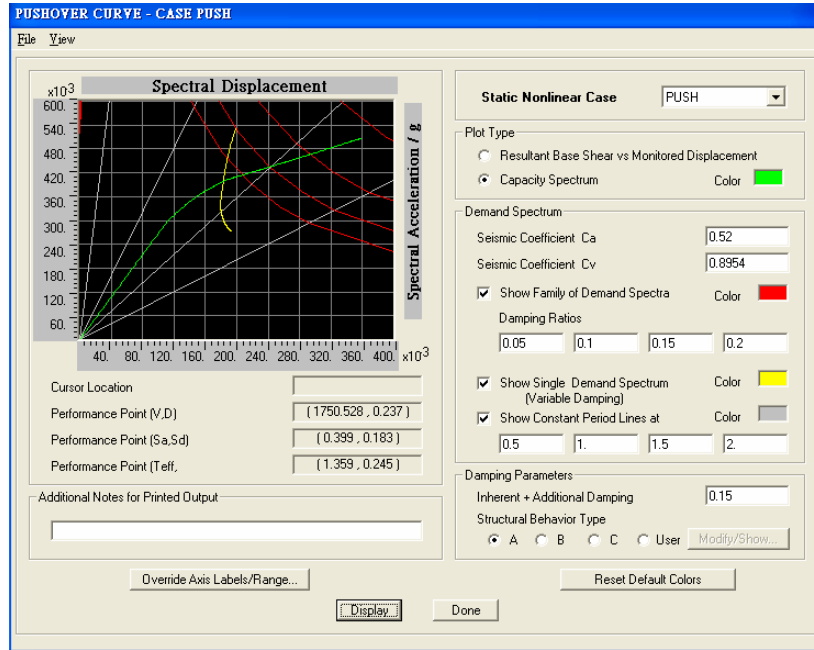
(4)以容量震譜法求得功能績效點(Performance point) 如圖 3.2

屋頂位移 $D = 0.237$ m; 基底剪力 $V = 1750.528$ t

整體結構之等效阻尼 $\beta_{eff} = \beta + \beta_v + \beta_h = 24.5\%$

結構之等效週期 $T_{eff} = 1.359$ sec

圖 3.2 第一次疊代之功能績效點示意圖



(5) 求出功能績效點(Performance point)對應之各層層間變位

(6) 利用頂層位移以及各層層間位移，配合各阻尼器之 C_d 值計算有效阻尼比

$$\text{有效阻尼比 } \beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k} = \xi_1, \text{ 而}$$

$$\sum_j W_{vj} = \frac{2\pi^2}{T_s} \sum_j C_j (\Delta_{rj} \cos \theta_j)^2; W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i$$

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 ：為消能建築構架之最大應變能

T_s ：為功能績效點(Performance point)對應割線勁度之週期

C_j ：第 j 個阻尼器之阻尼常數

Δ_{rj} ：第 j 個阻尼裝置兩端之水平相對位移

θ_j ：第 j 個阻尼器之裝設水平傾斜角

F_i ：第 i 層層間剪力

u_i ：第 i 層層間變位

第一次疊代中，步驟(4)~(7)之結果表列於表 3.5 中，計算所得

$$\beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k} = \frac{182.598}{4\pi 160.959} = 9.00\%$$

inherent damping ratio + additional damping ratio = 14.0 %

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

與假設值 15 % 不符。

表 3.5 第一次疊代之等效阻尼計算表 (單位：t-m-sec)

樓層	樓高(m)	樓層位移 (m)	樓層層間位移 u_i (m)	樓層慣性力 F_i (tf)	構架應變能 $W_k = F_i * u_i / 2$
6F	4	0.2368	0.0237	620.008	73.409
5F	4	0.2131	0.0364	376.840	40.152
4F	4	0.1767	0.0492	301.460	26.634
3F	4	0.1275	0.0554	226.110	14.415
2F	4	0.0721	0.0478	150.730	5.434
1F	4	0.0243	0.0243	75.380	0.916

總剪力

1750.528

160.959

樓層	C_d (kN*s/cm)	C_d (tf*s/m)	($u_i * \cos\theta$)	($u_i * \cos\theta$) ^{1+α}	單支 FVD 作功 W_{vj}
6F	36	366.972	0.0217	0.0005	2.501
5F	36	366.972	0.0333	0.0011	5.900
4F	36	366.972	0.0450	0.0020	10.779
3F	36	366.972	0.0506	0.0026	13.666
2F	36	366.972	0.0437	0.0019	10.174
1F	36	366.972	0.0222	0.0005	2.629

VE 作功 $\Sigma W_v =$

182.598

VE 提供阻尼 $\beta_v =$

0.090

由表 3.5 知，VEM 阻尼器之最大相對變形約為 51 mm，超過所能提供之最大容許變形 45.0 mm，因此重新選擇阻尼器。

(7)此時依據阻尼器可能之最大變形，選定各樓層黏彈性體之合理厚度值。阻尼器規格如表 3.6 所示

表 3.6 各樓層黏彈性阻尼器規格

使用樓層	黏彈性體厚度(mm)	黏彈性體黏貼面積(cm ²)	* ¹ 容許變形(mm)	* ² 極限變形(mm)
1F、6F	10	35700	± 30	± 45.0
2F、5F	15	35700	± 45	± 67.5
3F、4F	20	35700	± 60	± 90.0

* 1：剪切變形 300%時

* 2：剪切變形 450%時（不屬於保證值）

考慮設計溫度與結構第一模態週期後，經由材料試算表可得 VEM 阻尼器各樓層規格如表 3.7 至表 3.9 所示：

表 3.7 VEM 阻尼器規格(適用於 1F 與 6F)

Input Data	1st Order Natural Period of building		T(sec)	1.292
	VEM	Design Temperature	(deg C)	30
		Deformation of VEM	(mm)	30
		Thickness of VEM	d (mm)	10
		Area of VEM	A (cm ²)	35700
Calculation	Material Properties	Elastic Stiffness Coefficient	G' (kN/cm ²)	0.010
		Damping Coefficient	c (kN*s/cm ²)	0.002
		Loss Factor		0.732
		Total Stiffness Coefficient	G* (kN/cm ²)	0.012
	Brace Stiffness	Damping Coefficient	C _d (kN*s/cm)	54
		Elastic Stiffness	K _d (kN/cm)	359
		Total Stiffness	K* (kN/cm)	445
		Maximum Axial Force	P* (kN)	1334

表 3.8 VEM 阻尼器規格(適用於 2F 與 5F)

Input Data	1st Order Natural Period of building		T(sec)	1.292
	VEM	Design Temperature	(deg C)	30
		Deformation of VEM	(mm)	45
		Thickness of VEM	d (mm)	15
		Area of VEM	A (cm ²)	35700
Calculation	Material Properties	Elastic Stiffness Coefficient	G' (kN/cm ²)	0.010
		Damping Coefficient	c (kN*s/cm ²)	0.002
		Loss Factor		0.732
		Total Stiffness Coefficient	G* (kN/cm ²)	0.012
	Brace Stiffness	Damping Coefficient	C _d (kN*s/cm)	36
		Elastic Stiffness	K _d (kN/cm)	239
		Total Stiffness	K* (kN/cm)	296
		Maximum Axial Force	P* (kN)	1334

表 3.9 VEM 阻尼器規格(適用於 3F 與 4F)

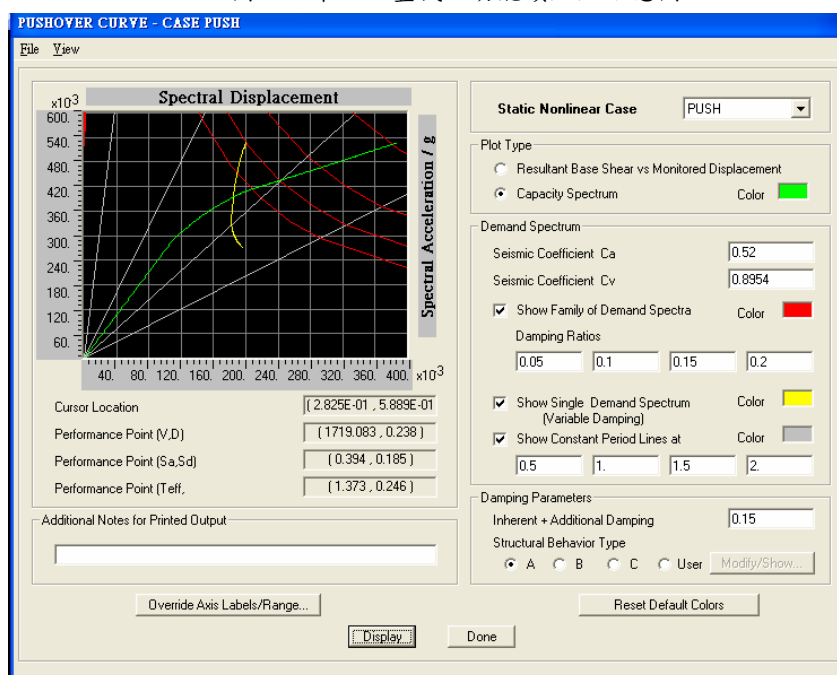
Input Data	1st Order Natural Period of building		T(sec)	1.292
	VEM	Design Temperature	(deg C)	30
		Deformation of VEM	(mm)	60
		Thickness of VEM	d (mm)	20
		Area of VEM	A (cm ²)	35700
Calculation	Material Properties	Elastic Stiffness Coefficient	G' (kN/cm ²)	0.010
		Damping Coefficient	c (kN*s/cm ²)	0.002

		Loss Factor		0.732
		Total Stiffness Coefficient	G^* (kN/cm ²)	0.012
	Brace Stiffness	Damping Coefficient	C_d (kN*s/cm)	27
		Elastic Stiffness	K_d (kN/cm)	179
		Total Stiffness	K^* (kN/cm)	222
		Maximum Axial Force	P^* (kN)	1334

(8)重複進行前述步驟(2)~(6)，求得功能績效點(Performance point)

如圖 3.3。

圖 3.3 第二次疊代之功能績效點示意圖



此時屋頂位移 $D=0.238$ m; 基底剪力 $V=1719.083$ t

整體結構之等效阻尼 $\beta_{eff} = \beta + \beta_v + \beta_h = 24.6\%$

結構之等效週期 $T_{eff} = 1.373$ sec

第二次疊代中，步驟(4)~(6)之結果表列於表 3.10 中，計算所得

$$\beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k} = \frac{169.3}{4\pi 159.377} = 8.5\%$$

inherent damping ratio + additional damping ratio= 13.5 %

與假設值 15 %不符。

表 3.10 第二次疊代之等效阻尼計算表

樓層	樓高(m)	樓層位移 (m)	樓層層間位移 u_i (m)	樓層慣性力 F_i (tf)	構架應變能 $W_k=F_i*u_i/2$
6F	4	0.2384	0.0224	608.871	72.577
5F	4	0.216	0.0366	370.071	39.968

4F	4	0.1794	0.0515	296.045	26.555
3F	4	0.1279	0.0573	222.048	14.200
2F	4	0.0706	0.0476	148.022	5.225
1F	4	0.023	0.0230	74.026	0.851
總剪力				1719.083	159.377
樓層	C_d (kN*s/cm)	C_d (tf*s/m)	$(u_i \cdot \cos\theta)$	$(u_i \cdot \cos\theta)^{1+\alpha}$	單支 FVD 作功 W_{vj}
6F	54	550.459	0.0205	0.0004	3.317
5F	36	366.972	0.0335	0.0011	5.904
4F	27	275.229	0.0471	0.0022	8.767
3F	27	275.229	0.0524	0.0027	10.853
2F	36	366.972	0.0435	0.0019	9.986
1F	54	550.459	0.0210	0.0004	3.497
VE 作功 $\Sigma W_v =$					169.300
VE 提供阻尼 $\beta_v =$					0.085

檢核 VEM 阻尼之最大相對位移，並未超過各樓層所提供之 最大容許位移 30~60 mm。但所提供之阻尼比仍未達到假設值 10%，因此約略調整黏彈性體黏貼面積。

(9)調整黏彈性體黏貼面積，使阻尼比提高，得各樓層 VEM 阻尼器規格如表 3.11 至表 3.14 所示：

表 3.11 各樓層黏彈性阻尼器規格

使用 樓層	黏彈性體 厚度(mm)	黏彈性體黏貼 面積(cm ²)	容許變形 (mm)
1F 6F	10	35000	± 30
2F 5F	15	40000	± 45
3F 4F	20	50000	± 60

表 3.12 VEM 阻尼器規格(適用於 1F 與 6F)

Input Data	1st Order Natural Period of building		T(sec)	1.292
	VEM	Design Temperature	(deg C)	30
		Deformation of VEM	(mm)	30
		Thickness of VEM	d (mm)	10
		Area of VEM	A (cm ²)	35000
Calculation	Material Properties	Elastic Stiffness Coefficient	G' (kN/cm ²)	0.010
		Damping Coefficient	c (kN*s/cm ²)	0.002
		Loss Factor		0.732

	Brace Stiffness	Total Stiffness Coefficient	G^* (kN/cm ²)	0.012
		Damping Coefficient	C_d (kN*s/cm)	53
		Elastic Stiffness	K_d (kN/cm)	352
		Total Stiffness	K^* (kN/cm)	436
		Maximum Axial Force	P^* (kN)	1308

表 3.13 VEM 阻尼器規格(適用於 2F 與 5F)

Input Data	1st Order Natural Period of building		T(sec)	1.292
	VEM	Design Temperature	(deg C)	30
		Deformation of VEM	(mm)	45
		Thickness of VEM	d (mm)	15
		Area of VEM	A (cm ²)	40000
Calculation	Material Properties	Elastic Stiffness Coefficient	G' (kN/cm ²)	0.010
		Damping Coefficient	c (kN*s/cm ²)	0.002
		Loss Factor		0.732
		Total Stiffness Coefficient	G^* (kN/cm ²)	0.012
	Brace Stiffness	Damping Coefficient	C_d (kN*s/cm)	40
		Elastic Stiffness	K_d (kN/cm)	268
		Total Stiffness	K^* (kN/cm)	332
		Maximum Axial Force	P^* (kN)	1495

表 3.14 VEM 阻尼器規格(適用於 3F 與 4F)

Input Data	1st Order Natural Period of building		T(sec)	1.292
	VEM	Design Temperature	(deg C)	30
		Deformation of VEM	(mm)	60
		Thickness of VEM	d (mm)	20
		Area of VEM	A (cm ²)	50000
Calculation	Material Properties	Elastic Stiffness Coefficient	G' (kN/cm ²)	0.010
		Damping Coefficient	c (kN*s/cm ²)	0.002
		Loss Factor		0.732
		Total Stiffness Coefficient	G^* (kN/cm ²)	0.012
	Brace Stiffness	Damping Coefficient	C_d (kN*s/cm)	38
		Elastic Stiffness	K_d (kN/cm)	251
		Total Stiffness	K^* (kN/cm)	311
		Maximum Axial Force	P^* (kN)	1868

(10)重複上述步驟(2)~(6)得功能績效點(Performance point)

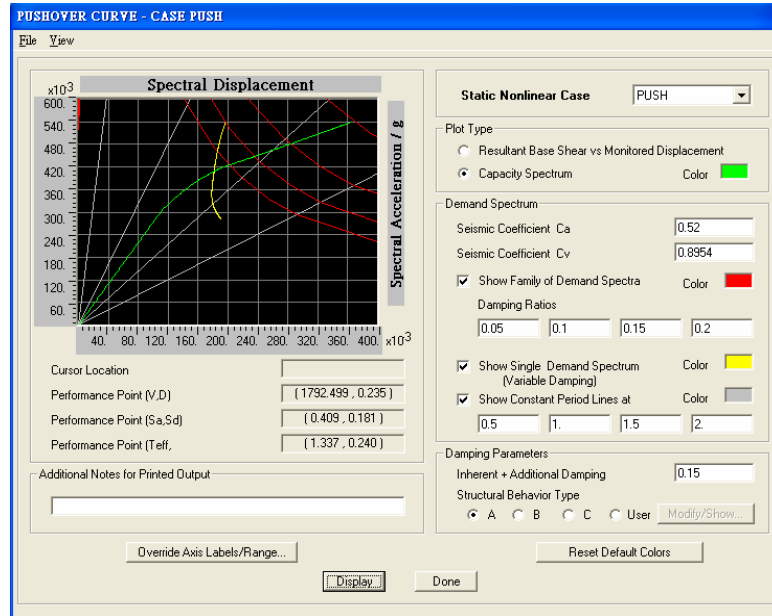
如圖 3.4

屋頂位移 $D=0.235$ m; 基底剪力 $V=1792.499$ t

整體結構之等效阻尼 $\beta_{eff} = \beta + \beta_v + \beta_h = 24.0\%$

結構之等效週期 $T_{eff} = 1.337 \text{ sec}$

圖 3.4 第三次疊代之功能績效點示意圖



第三次疊代中，步驟(4)~(6)之結果表列於表 3.15 中，計算所得

$$\beta_v = \frac{\sum_j W_{vj}}{4\pi W_k} = \frac{205.789}{4\pi 163.803} = 9.998\%$$

inherent damping ratio + additional damping ratio= 14.998 %

與假設值 15.000%相近。收斂完成。

表 3.15 第三次疊代之等效阻尼計算表

樓層	樓高(m)	樓層位移 (m)	樓層層間位移 ui (m)	樓層慣性力 Fi (tf)	構架應變能 Wk=Fi*ui/2
6F	4	0.2349	0.0227	634.874	74.566
5F	4	0.2122	0.0360	385.875	40.941
4F	4	0.1762	0.0494	308.688	27.195
3F	4	0.1268	0.0555	231.531	14.679
2F	4	0.0713	0.0475	154.344	5.502
1F	4	0.0238	0.0238	77.187	0.919
總剪力				1792.499	163.803
樓層	Cd (kN*s/cm)	Cd (tf*s/m)	(ui*cosθ)	(ui*cosθ) ^{1+α}	單支 FVD 作功 Wvj
6F	53	540.265	0.0207	0.0004	3.434
5F	40	407.747	0.0329	0.0011	6.518
4F	38	387.360	0.0452	0.0020	11.659
3F	38	387.360	0.0507	0.0026	14.716
2F	40	407.747	0.0434	0.0019	11.347

1F	53	540.265	0.0218	0.0005	3.774
VE 作功 $\Sigma W_v =$					205.789
VE 提供阻尼 $\beta_v =$					0.09998

(12) 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： $P = K_d \cdot u$

(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： $P = C_d \cdot \dot{u}$

(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 VEM 在最大加速度層級之等效勁度，各樓層之檢核結果如表 3.16 所示：

表 3.16 VEM Damper 之軸力檢核

	6F	5F	4F	3F	2F	1F
Total Stiffness K^* (kN/cm)	436	332	311	311	332	436
Maximum Deformation of VEM δ (cm)	2.075	3.290	4.515	5.073	4.342	2.175
Maximum Axial force (kN)	904.60	1092.41	1404.21	1577.61	1441.38	948.44
Maximum Axial force P_{Capacity} (kN) ^{* 1}	1308	1495	1868	1868	1495	1308

* 1： P_{Capacity} 為當剪切變形 300% 時，VEM 之容許受力。

(13) 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。

(14) 重新檢核含 VEM 阻尼器之構架週期，考慮結構整體阻尼(β_{eff})所得之最小設計總橫力[規範第二章]，進行結構分析，檢核原結構桿件滿足規範。

參 考 文 獻

1. 蔡益超，項維邦，蔡克銓，張國鎮，“建築物耐震設計規範條文、解說及示範例之研訂”，中華民國結構工程學會研究報告 CSSE 84-03B。
2. “建築物耐震設計規範及解說”，內政部，民國 90 年 7 月。
3. “建築物隔震設計規範”，內政部，民國 91 年 4 月。
4. CSMIP Strong-Motion Records from Tae Northridge, California Earthquake of January 17, 1994, California Department of Construction, Division of Mines and Geology, Office of Strong Motion Studies, Report OSMS 94-07, 1994.
5. Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whilter, California 1994.
6. Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whilter, California 1997.
7. Internation Building Code, International Conference of Building Officials, Whilter, California 2000.
8. Internation Building Code, International Conference of Building Officials, Whilter, California 2003.
9. Internation Building Code, International Conference of Building Officials, Whilter, California 2006.
10. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation, for New Buildings, Federal Emergency Management Agency, 1994.
11. NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273, 274), Federal Emergency Management Agency, 1997.
12. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356, 357), Federal Emergency Management Agency, 2000.
13. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures (FEMA 368, 369), Federal Emergency Management Agency, 2000.
14. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures (FEMA 450), Federal Emergency Management Agency, 2003.
15. ATC, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit on Concrete Buildings, Report No. ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California.
16. “隔震構造設計指針”，日本建築學會 1991.
17. 黃震興、張國鎮、葉銘煌、陳建州，“國內首座隔震橋梁設計之探討”，結構工程第九卷第二期，中華民國 83 年 6 月。
18. 張國鎮、蔡孟豪、張耀輝，“加黏彈性阻尼器橡膠隔震支承之試驗與分析”，中國土木水利工程學刊，第九卷第四期，民國 86 年。
19. Hwang, J.S., Chang, K.C. and Tsai, M.H., “Composite Damping Ratio of Seismically Isolated Regular Bridges”, Engineering Structures, The Journal of

- Earthquake, Wind and Ocean Engineering, Vol.19, No.1, 1997.
20. Hwang, J.S., “ Evaluation of Equivalent Linear Analysis Methods of Bridge Isolation”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.122, No.8, 1996.
 21. 高健章、張文豪，“隔震支承墊之試驗研究”，中華民國第一屆結構工程研討會論文集(一)，民國 81 年 11 月。
 22. 唐治平、陳建和，“隔震橋梁位移控制”，結構工程第八卷第三期，中華民國結構工程學會，民國 82 年 9 月。
 23. 唐治平、李維森，“具流體阻尼器隔震橋梁耐震研究”，結構工程第十二卷第二期，中華民國結構工程學會，民國 86 年 6 月。
 24. 張國鎮、黃震興、蔡益超、高健章、蔡克銓，“建築物隔震消能系統規範條文、解說及示範例之研訂”，內政部建築研究所研究報告 MOIS 860008，民國 86 年 6 月。
 25. 日本隔震構造協會，“隔震構造入門”
 26. 日本隔震構造協會，“隔震建築的設計與細節”
 27. 日本隔震構造協會，“被動制振構造設計施工手冊”
 28. Hwang, J.S., Wu, J.D., Pan, T.C. and Yang, G. “A Mathematical Hysteretic Model for Elastomeric Isolation Bearings.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, No. 4, pp. 771-789, 2002. (NSC89-2625-Z011-005) (SCI)
 29. Hwang, J.S. and Hsu, T.Y. “A Fractional Derivative Model to Include Effect of Ambient Temperature on HDR Bearings.” Engineering Structures, the Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering, Vol. 23, No. 5, pp.484-490, 2001. (NSC-87-2211-E011-037) (SCI)
 30. Hwang, J.S and Hsu, T.Y. “Experimental Study of An Isolated Building Subjected to Tri-Axial Ground Motions.” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 8, pp. 879-886, 2000. (NSC-88-2625-Z011-004) (SCI)
 31. Hwang, J.S. and Wang, J.C. “A Fractional Derivative Model of HDR Bearings with Temperature Effect.” Journal of Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering, Vol. 11, No. 1, pp.45-54, 1999. (NSC-86-2621-P011-003)
 32. Hwang, J.S. and Lin, Y.C. “Quasi-Static and Dynamic Hysteresis of Lead-Rubber Seismic Isolation Bearings.” Journal of Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering, Vol. 10, No. 3, pp. 515-524, 1998. (NSC-86-2621-P011-003)
 33. Hwang, J.S. and Wang, J.C. “Seismic Response Prediction of HDR Bearings Using Fractional Derivative Maxwell Model.” Engineering Structures, the Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering, Vol. 20, No. 9, pp. 849-856, 1998. (NSC-86-2621-P011-003) (SCI)
 34. Hwang, J.S. and Ku, S.W. “Analytical Modeling of High Damping Rubber Bearings” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 8, pp.1029-1036, 1997. (NSC-85-2621-P011-011) (SCI)
 35. 黃震興、邱哲明，“使用雙線性遲滯隔震器之橋樑等效線性分析”，結構工程，

- 第十卷，第四期，pp.27-42, 1995. (NSC84-0410-E011-032) (獲中國工程師學會 85 年度工程論文獎)
36. Chang, K.C., Hwang, J.S. and Lee, G.C. "An Analytical Model for the Sliding Behavior of Teflon-Stainless Steel Interfaces." *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 116, No. 12, pp. 2749-2763, 1990. (SCI)
 37. Hwang, J.S., Chang, K.C. and Lee, G.C. "Quasi-Static and Dynamic Sliding Characteristics of Teflon-Stainless Steel Interfaces." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 10, pp. 2747-2762, 1990. (SCI)
 38. Hwang, J.S., Chang, K.C. and Lee, G.C. "Modified Frequency Domain Data Processing." *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 115, No. 10, pp. 2232-2238, 1989. (SCI)
 39. Hwang, J.S., Chang, K.C., Lee, G.C. and Ketter, R.L. "Shaking Table Tests of A Pinned-Base Steel Gable Frame." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 12, pp. 3031-3043, 1989. (SCI)
 40. 張國鎮,林裕淵,(2002) "台灣隔震建築物耐震設計規範",建築結構暨設備耐震設計規範研討會, 2002/1/31~2/1日,中興大學主辦、中華民國結構工程學會與內政部建築研究所協辦.
 41. 張國鎮、黃震興、葉銘煌、蔡孟豪、危仕修、陳鴻文，(2000)"南二高嘉南大圳北幹線一號排水橋隔震橋樑現地試驗與分析"，國道工程之回顧與展望—十週年局慶學術研討會，交通部國道新建工程局，民國 89 年 1 月 6 日~7 日，台灣台北
 42. "JSSI 隔震構造施工標準"，社團法人日本隔震構造協會，2005。
 43. "隔震結構設計"，日本建築學會。
 44. Moehle JP, (1992), "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes." *Earthquake Spectra*, Vol.8 No.3, pp-403-428
 45. Kowalsky MJ, Priestley MJN, MacRae GA, (1995), "Displacement-Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Region." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, No.1, pp.1623-1643.
 46. Chopra AK, Goel RK, (1999), "Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum." *Earthquake Spectra*, Vol.15, No.4, pp.637-656.
 47. Aschheim MA, Black EF, (2000), "Yield Point Spectrum for Seismic Design and Rehabilitation." *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.2, pp.317-336.
 48. Freeman SA, (1998), "The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design." *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Sept 6-11, Paris.
 49. Priestley MJN, Kowalsky MJ, (2000), "Direct Displacement-Based Design of Concrete Buildings." *Bulletin of NZ National Society for Earthquake Engineering*, Vol.33, No.4
 50. Xue, Q., (2001), "A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure of Inelastic Structures." *Engineering Structures*, Vol.23, No.11, pp.1453-1460.

51. Lin, Y.Y.; Chang, K.C. and Tsai, M.H. (2002). "Displacement-Based Seismic Design for Buildings." Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol.25, No.1, pp.89-98.
52. Lin, Y.Y.; Hwang, J.S. and Chang, K.C. (2003). "Direct Displacement-Based Design for Buildings with Passive Energy Dissipation Systems." Engineering Structures, Vol.25, No.1, pp.25-37.
53. Lin, Y.Y. and Chang, K.C. (2003). "A Non-Iterative Direct Displacement-Based Design Procedure for SDOF Steel Columns: Using Substitute Structure." The Chinese Journal of Mechanics- Series A, Vol.19, No.3, pp.357-366.
54. 廖文義、羅俊雄、邱世彬，2003 年 9 月，「位移設計法與位移反應譜分析」，結構工程，第十八卷第三期，第 59-75 頁。
55. 宋裕祺、蔡益超，2004 年 3 月，「橋梁結構性能設計法」，結構工程，第十九卷第一期，第 41-73 頁。

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

內政部建築研究所研究報告

九十五年度