

國際重大震災經驗啟示及建築耐震設計規範因應之研究

內政部建築研究所協同研究報告（100年度）

國際重大震災經驗啟示及 建築耐震設計規範因應之研究

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 103 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

國際重大震災經驗啟示及 建築耐震設計規範因應之研究

研究主持人：鄭元良

研究人員：鄒本駒

研究人員：李台光

研究人員：周楷峻

國家地震工程研究中心

協同主持人：翁元滔

研究人員：柴駿甫

研究人員：鄧崇任

研究人員：吳安傑

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 103 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目次

目次.....	I
表次.....	III
圖次.....	V
摘要.....	IX
ABSTRACT.....	XV
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起與背景.....	1
第二節 國內外建築物耐震設計研究現況與發展方向.....	4
第三節 研究方法與進度說明.....	7
第二章 國內外震災經驗.....	9
第一節 震災資料.....	9
第二節 國內外建築震災經驗.....	12
第三章 建築物耐震設計規範修訂沿革.....	53
第一節 國內外建築物耐震設計規範修訂沿革.....	53
第二節 國內外設計地震力要求修訂沿革.....	57
第三節 國內外非結構設計地震力修訂沿革.....	62
第四節 非建築結構設計地震力要求修訂沿革.....	68
第四章 建築物近斷層設計地震力要求檢討.....	73
第一節 前言.....	73
第二節 活動斷層參數.....	76
第三節 近斷層調整因子研擬.....	78
第四節 新增列活動斷層案例說明.....	81
第五節 近斷層設計地震力要求修正方案.....	84
第六節 結論.....	88

第五章 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力要求修訂.....	89
第一節 前言.....	89
第二節 建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備係數列表.....	91
第三節 構體、構材或設備等之容許地震反應折減係數.....	94
第四節 最小水平總橫力替代設計公式.....	99
第五節 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備條文修改對照表.....	100
第六章 消能元件性能測試程序執行現況檢討.....	105
第一節 國內外消能元件性能測試程序與檢核標準比較.....	105
第二節 國內消能元件性能測試程序執行現況.....	114
第三節 案例研討.....	125
第四節 國內消能元件性能測試程序建議方案.....	132
第五節 挫屈束制支撐性能測試程序建議方案.....	135
第七章 結論與建議.....	137
第一節 結論.....	137
第二節 建議.....	139
參考書目.....	143
附錄 A 期中專家學者座談會意見與回覆.....	149
附錄 B 期末專家學者座談會意見與回覆.....	153
附錄 C 期中審查意見與回覆.....	157
附錄 D 期末審查意見與回覆.....	161
附錄 E 建築物耐震設計規範及解說建議修訂草案.....	165
附錄 F AISC 341-10 K3 節-挫屈束制支撐之反覆載重驗證試驗.....	215

表 次

表 2-1 台北市自來水事業處配水池清單	50
表 3-1 相似於建築之非建築結構系統韌性容量與高度限制	69
表 3-2 非相似於建築之非建築結構系統韌性容量與高度限制	70
表 4-1 13 個斷層系統於 PSHA 及 DSHA 分析所使用的參數	77
表 4-2 旗山斷層在不同距離下對應之近斷層調整因子建議值	82
表 4-3 新增列活動斷層之近斷層調整因子建議值	84
表 5-1 建築物部分構體及非結構構材附件係數表	92
表 5-2 機電設備附件係數	93
表 6-1 消能元件之測試要求	105
表 6-2 第四個試驗分類各試驗組須依序進行之試驗項目	105
表 6-3 試驗項目之內容與檢核要求(Caltrans)	106
表 6-4 速度型消能元件於實體試驗與性能保證試驗分別所須進行之試驗項目	107
表 6-5 試驗項目之內容與檢核要求(EN 15129)	107
表 6-6 試驗項目之內容與檢核要求	109
表 6-7 油壓阻尼器試驗項目	115
表 6-8 液態黏滯阻尼器試驗項目	116
表 6-9 黏彈性阻尼器於溫度試驗下之試驗項目	119
表 6-10 WES-BRB 試體尺寸與核心鋼材降伏應力	125
表 6-11 WES-BRB 試體圍束單元理論與試驗 DCR 值	125
表 6-12 WES-BRB 試體反覆載重試驗加載歷時	127
表 6-13 WES-BRB 試體理論與試驗勁度值及 CPD 值	129

圖 次

圖 2-1 蘆山縣政府外牆損毀情形 (資料來源：林克強等，2013).....	19
圖 2-2 蘆山縣太平中學外牆損毀情形 (資料來源：林克強等，2013).....	19
圖 2-3 輕隔間牆表層脫落 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	21
圖 2-4 空心磚隔間牆牆體崩塌 (資料來源：林克強等，2013).....	21
圖 2-5 輕隔間牆歪斜，門無法開啟 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	21
圖 2-6 二樓女廁瓷磚掉落 (資料來源：國家地震工程研究中心勘災團隊，2013).....	22
圖 2-7 沿結構牆面之輕鋼架天花板掉落 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	24
圖 2-8 蘆山縣人民醫院天花板受損情形 (資料來源：林克強等，2013).....	25
圖 2-9 日本東京九段會館天花板掉落 (資料來源：日本國土交通省，2011).....	25
圖 2-10 屋頂女兒牆底部開裂 (資料來源：林克強等，2013).....	26
圖 2-11 通道出口上方雨遮掉落 (資料來源：姚昭智).....	27
圖 2-12 煙囪傾倒損及建物 (資料來源：ATC, 2011).....	28
圖 2-13 磚造煙囪崩塌 (資料來源：ATC, 2011).....	28
圖 2-14 結構獨立樓梯損壞情形 (資料來源：ATC, 2011).....	29
圖 2-15 梯間構材掉落影響動線 (資料來源：ATC, 2011).....	29
圖 2-16 屋頂電力設備位移 (資料來源：林克強等，2013).....	30
圖 2-17 屋頂電力控制盤傾倒 (資料來源：林克強等，2013).....	30
圖 2-18 熱水儲槽之基礎混凝土龜裂固定螺栓拉拔鬆脫 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	31
圖 2-19 水過濾桶傾斜 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	31
圖 2-20 RO 水過濾桶與水管相接處斷裂 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	32
圖 2-21 管線拉扯天花嵌板導致變形 (資料來源：邱聰智等，2010).....	33
圖 2-22 消防管線斷裂掉落 (資料來源：姚昭智).....	33
圖 2-23 管線與固定之混凝土撞擊 (資料來源：林克強等，2013).....	34
圖 2-24 風管與消防管線相互撞擊 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	36
圖 2-25 天花板掉落之出風口 (資料來源：國家地震工程研究中心勘災團隊，2013).....	36
圖 2-26 空調風管掉落情況 (資料來源：國家地震工程研究中心勘災團隊，2013).....	36

圖 2-27 通訊設備傾倒損壞 (資料來源：ATC, 2011)	37
圖 2-28 支承於懸吊式系統天花 於震後掉落之照明燈具 (資料來源：林克強等，2013)	38
圖 2-29 固定於上方樓板底部之 懸吊照明設備破壞情形 (資料來源：宋裕祺等，2010)	38
圖 2-30 未固定基座之儲櫃傾倒 (資料來源：國家地震工程研究中心勘災團隊，2013).....	39
圖 2-31 壁掛式儲櫃歪斜 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	39
圖 2-32 書櫃傾倒與位移 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	41
圖 2-33 書櫃大量書籍掉落 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	41
圖 2-34 書櫃面內方向傾倒 (資料來源：姚昭智).....	41
圖 2-35 書櫃面外方向傾倒 (資料來源：姚昭智).....	41
圖 2-36 化學藥品自儲存櫃掉落外洩 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	42
圖 2-37 電腦設備物傾倒 (資料來源：宋裕祺等，2010).....	43
圖 2-38 高架地板倒塌 (資料來源：ATC, 2011)	45
圖 2-39 高架地板與相鄰牆面撞擊，桁樑與基座固定處脫開 (資料來源：ATC, 2011)	45
圖 2-40 電梯配重塊脫軌 (資料來源：邱聰智等，2010).....	47
圖 2-41 電梯導軌變型 (資料來源：國家地震工程研究中心勘災團隊，2013).....	47
圖 2-42 輸送帶變形損壞 (資料來源：ATC, 2011)	48
圖 2-43 2010 年紐西蘭基督城地震配水池損壞情形 (資料來源：Billings, I. and Charman, N., 2012)	50
圖 2-44 日本能登半島地震上野淨水場次氯酸鈉儲槽損壞情形 (資料來源：日本水道技 術研究センター).....	52
圖 2-45 日本 311 地震仙台市福岡淨水場消石灰貯槽損壞情形 (資料來源：日本水道技 術研究センター).....	52
圖 4-1 921 地震上下盤之地震動分佈及建物損傷狀態 (資料來源：國家地震工程研究 中心).....	73
圖 4-2 2010 年地調所公布之第一類活動斷層位置 (資料來源：經濟部中央地質調查 所).....	74

圖 4-3	DSHA 及 PSHA 分析獅潭、屯子腳斷層帶在不同距離下之近斷層調整因子 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	79
圖 4-4	既有斷層之關係係數 η 與回歸期之比較 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	80
圖 4-5	旗山斷層在不同距離下對應之近斷層調整因子之比較 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	81
圖 4-6	鄰近旗山斷層，設計地震力需考慮近斷層調整因子的鄉鎮分佈 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	82
圖 4-7	同時鄰近兩條第一類活動斷層工址之設計反應譜比較 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	83
圖 5-1	韌性容量 R 與容許韌性容量 R_a (資料來源：國家地震工程研究中心).....	94
圖 5-2	地震力折減係數 F_u (資料來源：國家地震工程研究中心).....	95
圖 5-3	地面層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心).....	97
圖 5-4	中間層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心).....	97
圖 5-5	屋頂層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心).....	97
圖 5-6	地面層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心).....	98
圖 5-7	中間層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心).....	98
圖 5-8	屋頂層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心).....	98
圖 6-1	挫屈束制支撐試驗加載歷時 (資料來源：AISC 2010).....	112
圖 6-2	NCREE 減震消能元件測試系統 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	114
圖 6-3	油壓阻尼器於風力試驗下之位移與出力關係圖 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	115
圖 6-4	油壓阻尼器之位移與出力關係圖 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	116
圖 6-5	液態黏滯阻尼器之位移與出力關係圖 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	116
圖 6-6	各速度下出力之實驗值與理論值比較圖 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	117

圖 6-7 乾冰包覆阻尼器示意圖 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	118
圖 6-8 在不同溫度下於各速度之阻尼器出力實驗值與理論值比較圖 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	118
圖 6-9 溫度試驗配置圖 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	119
圖 6-10 黏彈性阻尼器於頻率 0.18 Hz、振幅 30 mm 循環試驗下溫度歷時圖 (15°C)(資料來源：國家地震工程研究中心).....	120
圖 6-11 黏彈性阻尼器於溫度試驗下之位移與出力關係圖 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	120
圖 6-12 衝程試驗前後阻尼器外觀與外部位移計量測 (資料來源：國家地震工程研究中心).....	120
圖 6-13 (a)挫屈束制支撐試驗加載歷時;(b)樓層側力與側位移關係(資料來源：國家地震工程研究中心).....	122
圖 6-14 挫屈束制支撐斷面示意圖 (槽接式挫屈束制支撐為例) (資料來源：Tsai et al., 2014).....	126
圖 6-15 構件 WES-02 及 WES-07 試驗配置示意圖 (資料來源：Tsai et al., 2014).....	128
圖 6-16 WES-BRB 試驗及數值模擬之受力與變形關係圖 (試體 WES-02 為例) (資料來源：Tsai et al., 2014)	130
圖 6-17 WES-BRB 試體在各核心應變階段之 ωE 值 (資料來源：Tsai et al., 2014)	130
圖 6-18 WES-BRB 試體在各核心應變階段之 βE 值 (資料來源：Tsai et al., 2014).....	130

摘 要

關鍵詞：耐震設計、消能元件、非結構元件、非建築結構

一、研究緣起

本研究計畫旨在針對近年來國際上接連發生帶來重大震害的強烈地震，就其研究分析結果、勘災紀錄、研究報告與調查結果等，解析及整理這些重大震災對於地震工程與結構耐震設計的經驗內涵及重要啟示，並蒐集世界各國相關耐震設計規範的因應策略及修訂內容，以規劃研擬台灣建築物耐震設計規範的修訂方案及發展策略，其中亦針對附屬構體與非結構構材及設備、非建築結構等規範內容進行檢討及修正研擬，另外亦就現行隔減震消能元件性能測試程序的執行現況進行調查及可行性檢討。研究內容分別包含歐美、日本、紐西蘭及中國大陸等近年來國際上所發生的重大震災經驗及其對地震工程的啟示、世界各國耐震規範近來的修訂方向與內容、台灣建築物耐震設計規範的修訂策略等三大主題，據以研擬建築物耐震設計規範條文與解說修訂草案。

二、研究方法及過程

從近年來國際接連發生，例如：日本東北大地震及中國汶川地震等重大震害的經驗與啟示，帶動世界各國重新檢視建築物耐震設計相關規範之規定細節，並研擬相關修正方案，且鑒於近年來國內活動斷層調查結果的更新、新式結構系統的研發、設計與分析模擬技術的精進、隔減震元件的蓬勃發展，以及耐震工程品管制度的推動等，故國內建築物耐震設計相關規範，須就施行現況及國內外相關研發成果等，進行全面檢視，例如：新式結構系統韌性容量與高度限制、進行動力歷時分析時有關地震選取與強度縮放之規定、結構與土壤互制效應之考量、附屬建築物之結構部分構體與非結構構材與設備之附件係數、非建築結構的韌性容量及高度限制等相關規定，亟需儘早進行檢視、更新與修正，另外對於國內採用多年隔、減震消能元件品管驗證的相關規定，亦需就其施行應用現況與規範規定內容，進行檢討與改善策略，以確保隔、減震消能元件的設計與品管，更為合理可行與安全。

本案主要就近年來國際上重大震災的啟示與建築勘災調查結果，針對建築物耐震設計相關規範之規定內容，著手檢視並提出妥適的配套措施或及修訂方案，使其更能確保國內建築物之耐震安全，有效提昇工程設計品質。

三、重要發現

經過對國內外有關建築物之重大震災經驗及後續因應作為進行蒐集分析，並綜整國內外震災經驗啟示、建築物耐震設計研究現況與發展方向，亦檢視國內外建築物耐震設計規範修訂沿革後，隨即針對台灣活動斷層最新調查結果，完成近斷層設計地震力要求檢討，並針對非建築結構地震力要求檢討、非結構元件及設備地震力要求與設計參數分析、消能元件性能測試程序的執行現況調查與修訂方案研擬，然後綜整本期中報告內容後以提出建築物耐震設計規範的修訂方案及發展策略。本研究對於建築物耐震設計規範修訂及因應策略主要有以下幾點重要發現：

1. 由國內外震災經驗可知，重要建築若要在地震後正常營運或是立即恢復使用，必須同時確保建築結構、機電系統、附屬於建築之重要非結構構件之耐震性能，而研擬適用之非結構耐震設計規範，為提升國內重要建築非結構耐震性能最有效的手段之一。
2. 由國內外震災經驗可知，在陸上因斷層錯動所產生的淺層地震，常易產生重大震害，故應重新檢視台灣第一類活動斷層的最新資訊，根據其震源參數調整及更新近斷層設計地震力要求。
3. 鑒於例如油槽、廠房儲存架、塔式結構等非建築結構，常見於工業設施之中，一旦產生明顯震害往往易造成重大經濟損失，且近年來歐美各國已針對非建築結構的結構系統分類、地震引致儲存設施內液體的動態荷重及其耐震性能檢核方法及項目大幅增修非建築結構的地震力要求及相關規定；其次，鑒於非建築結構物之用途乃非供人類居住，較不易產生嚴重的人命及財產損失，故此等結構物不須考慮嚴重損壞甚至崩塌，且一般非建築結構物的韌性容量較小且其贅餘度亦小，故目前台灣耐震規範亦開始檢討是否僅須以回歸期 475 年之設計地震力進行其耐震設計與分析，而不須考慮最大考量地震等級之地震力，但必須注意的是，建築法仍認定非建築結構物乃屬建築物的一部份，故此等結構物仍須申請建照及雜項執照，故非建築結構物雖非供人類居住，但是否須檢核其最大考量地震下是否會產生崩塌或不滿足韌性要求仍須再詳加斟酌。另外，若非建築結構物之用途非同

於一般建築物之使用用途時，例如排放廢水或重度污染危險性排放物之水工結構物時，應進行詳細分析檢核。

4. 近年來減震技術已廣泛應用於國內建築與橋梁新建與補強工程，內政部營建署與交通部亦於建築物與橋梁耐震設計規範中[內政部營建署 2011，交通部 2009]新增了減震相關章節，對於消能元件之分析、設計與測試驗證要求均有規定。然而，隨著耐震技術與工法的日益精進，以及國家與人民對於建築、橋梁與公共設施之使用機能與耐震性能要求不斷提升，耐震元件的性能、製作及施工品質愈益要求，且相關規模與尺寸亦隨之增加。以近年來許多重要公共工程如橋梁應用之阻尼器為例，其設計出力、衝程與速度需求動輒分別達 200 tf、±200 mm 與 400 mm/sec，國內既有實驗室之測試系統容量著實已不敷使用，往往只好至國外具大容量之實驗室進行測試，導致大幅增加營造成本與施工工期延宕，抑或遷就於國內現有測試系統之性能容量，但無法實際驗證阻尼器於設計與大地震需求下之真實力學行為，這對於未來國內耐震新技術之持續精進、提升與推動無疑是一大隱憂。

四、主要建議事項

根據研究發現，本研究針對建築物耐震設計規範檢討及修訂，提出下列具體建議。

以下分別從立即可行建議及中長期建議加以列舉。

建議一

近斷層設計地震力要求修訂：立即可行建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、內政部建築研究所

鑒於 2010 年地調所公告了新版活動斷層分布圖(圖 4-2)，台灣存在 33 條活動斷層。其中的第一類活動斷層除原 2000 年版公告的 12 條外，新增 9 條(新城、三義、大甲、鐵崁山、彰化、大茅埔-雙冬、六甲、旗山及鹿野等 9 條斷層)，刪除 1 條(神卓山斷層)，我國第一類活動斷層共公告 20 條。

對於鄰近新增列之活動斷層工址的近斷層調整因子必須訂定，使考量近斷層效應之近斷層設計地震力要求更加完備。

建議二

附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力要求修訂：立即可行建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、內政部建築研究所

由國內外震災經驗可知，重要建築若要在地震後正常營運或是立即恢復使用，必須同時確保建築結構、機電系統、附屬於建築之重要非結構構件之耐震性能，故應修訂非結構耐震設計規範。

其中應修訂三個主要項目：(一)調整規範中建築物部分構體及非結構構材附件係數與機電設備附件係數，並修正部分中文用詞與分類。(二)修訂最小設計水平總橫力之構體、構材或設備之容許地震反應折減係數 R_{pa} ，在現行規範中 R_{pa} 值之計算公式，係參照結構系統容許韌性容量 R_a 之計算公式，但其參照關係不盡正確合理，因此予以修改。(三)增設最小設計水平總橫力之替代設計建議公式，以提昇國內重要建築非結構耐震性能。

建議三

被動消能系統之消能元件性能測試程序修訂：立即可行建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、內政部建築研究所

由於現行建築物耐震設計規範所訂消能元件測試程序中例如有關抽樣數量、試驗方式、加載歷時與合格標準等相關規定不盡合理，抑或國內現有實驗室之測試系統容量著實無法有效滿足其測試需求，故應儘速修訂消能元件測試程序之相關規定。

另考量近年來國內已大量使用挫屈束制消能支撐在建築結構設計中，但現行規範所訂消能元件測試程序實不適用於挫屈束制消能支撐，且須考量目前國內挫屈束制消能支撐的設計、生產及製造的品質仍不易控管，故應在耐震設計規範中針對挫屈束制消能支撐另訂其專屬的性能測試程序以證明供應者所提供之挫屈束制消能支撐是否符合工程案件設計之性能需求及品質穩定與否。

建議四

持續檢討更新國內相關耐震設計規範：長期性建議。

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：行政院所屬各機關

一般建築物設計規範條文之目的是為了所有類型的建築物提供安全的設計標準與要求。從一兩層的住房到最高的結構皆須適用。但此一廣泛的適用性，讓一般建築物設計規範包含了很多並非特別適用於高層建築的要求，可能會導致高層建築在經濟性和安全性方面均易無法達到最佳的設計。

其次，鑒於國內目前建築用地取得不易，建築高樓化是未來發展趨勢，且考量近數十年來高性能混凝土與高強度鋼材等新式材料已開始在日本及歐美各國廣泛使用，配合性能化設計方法的發展和能力設計法的成熟，允許我們可採用更直接、非規範性的、更合理的方法來進行高層建築分析與設計，故應儘速開始研擬高層建築耐震分析與設計替代性程序，該程序主要包括強震區域高層建築分析、設計和建造指南和方法改善方案。該可替代性分析與設計程序均是基於能力設計和性能化設計方法，並體現了如何引用例如新材料或新式結構系統等一般規範未涵括的部份之分析與設計要求。

ABSTRACT

Keywords: seismic design code for buildings, examples of seismic design, recommendations of modified provisions

1. Background

Recent two decades where several earthquakes hit densely populated areas in America, Japan, China, New Zealand and Taiwan and caused heavy loss of life and wide-spread damage. Contrary to what a layman may perceive, the nature of damage observed is not a strong function of geographical location or socio-political environment of the affected areas, while the extent of damage may be. Basically, we see the same handful of issues and problems being responsible for most of the devastation, whether the earthquake occurs in Taiwan or Japan, southern California, or New Zealand. This project is to summarize the key earthquake engineering principles, learned once and forgotten or ignored many times, observance of which could result in the saving of many thousands of lives, the avoidance of untold injuries, and significant damage reduction every year.

The current Taiwan seismic design code for buildings in Taiwan was issued on December 14, 2004 and applied from July 1, 2005. Compared with the last version of seismic design code that was issued in 1997 and little modified in 1999, the differences on the requirements and formats of provision can be observed significantly. Therefore, it is necessary to indicate the items which should be taken care while designing buildings using the current seismic design provision, and to demonstrate how to apply the current seismic design code in detail by examples. In 2010, CGS bulletins the revised active fault distribution according to the new evidences of paleo-seismology investigations. It is a summary that there are total 33 active faults (Type I and II) in Taiwan. This plan also aims at developing the near-fault factors of the 9 additional Type I active faults in order to consider the near-fault effect at the seismic demands specified in the design specifications.

2. Research Method and Procedure

The objective of this project is to survey the seismic hazards and loss in recent decades for the improvement for the current seismic design of buildings in Taiwan. In order to upgrade the applicability of the current seismic design code, some revised drafts corresponding to nonstructural components, nonbuilding structures, near fault effect, and energy-dissipating device testing procedures in the current issued seismic design codes are proposed. Finally, some revised recommendations are referenced for the future modification.

3. Important Discoveries

In this study, some inconsistent or unclear requirements that are specified by the current seismic design code are pointed out, such as the lateral design force for nonstructural components, nonbuilding structures, near fault effect, and the testing procedures for energy-dissipating devices, etc. In addition, the associated revisions are recommended specifically by the modified provisions.

4. Main Suggestions

The research related to the seismic design code is indeed a long-term research effort, and hence, the research projects including microzonation, select of input ground motions in time history analysis, seismic isolation and/or energy dissipation systems, seismic design force for equipments, design requirement for foundation, and potential of liquefaction..., are expected to be supported continually by the organizer to achieve the final solution thoroughly.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

近十年內國際嚴重震災事件頻傳，從 2008 年中國汶川大地震、2010 年海地大地震、2011 年紐西蘭基督城地震、2011 年日本 311 東北大地震等，均造成人員生命與財產的嚴重損失，其它如墨西哥、伊朗等國，亦有芮氏規模 6 以上的地震造成明顯災害，以三個國際重大地震為鑑：(1) 2005 年 10 月 8 日巴基斯坦的喀什米爾發生規模 M_w 7.6 的強烈地震，造成八萬七千餘人死亡。(2) 2008 年 5 月 12 日的中國汶川地區發生規模 M_w 8.0 的強烈地震，造成六萬九千餘人死亡。(3) 2011 年 3 月 11 日，日本東北部海域發生規模 M_w 9.0 地震並引發海嘯，造成一萬五千餘人死亡。這三次重大震災皆造成受災國的社會極大的衝擊，亦引起國際上對建築耐震安全的普遍注視，並重新檢討相關政策與法規，積極進行建築耐震能力與安全評估與提昇作業。台灣 1999 年發生的 921 集集地震，也造成 51,711 間房屋全倒及 53,768 間房屋半倒；若是災害性地震發生在人口密集的都會區，如台北市、高雄市，其後果必定不堪設想。台灣位於全球地震活動最為激烈頻繁的環太平洋地震帶上，為全世界主要的地震高發區之一，隨時受到地震災害的威脅。根據近百年資料統計，台灣地區約每隔十五年至二十年即會發生一次劇烈型地震災害，造成極為重大的人員傷亡與經濟損失。因此，對地震災害的整備與應變是政府必須持續正視、推動的重要工作，雖自集集大地震之後，台灣的耐震設計規範便陸續開始檢討修訂，但從近年來國際上所發生強震的震害調查結果及相關分析顯示：地震的震源機制、斷層活動等特性仍不易有效掌握，故仍須鑒於以往地震災害所帶來的經驗與啟示，結合地震工程的研發成果，持續研修結構耐震設計規範的架構與內容。

近廿年來台灣、日本、美國、加拿大、紐澳及歐洲的建築物耐震設計規範研修規劃亦有相當的進展與更新，例如設計反應譜的製作方式、新型結構系統的相關設計參數、各類結構系統或元件的性能檢核方式、動力歷時分析所用的地震歷時挑選與強度縮放方法之檢討、非結構構材及設備地震力要求、非建築結構的地震力要求及性能檢核方式、液化潛能評估方法、結構系統超強因子與位移放大係數之應用與檢討、隔減震消能元件之性能測試程序等，皆是近年來國際上各國的建築物耐震規範修訂規劃內

容中常見的主題。自 1997 年後，歐美等國的耐震設計規範即有較明顯而重大的變革，其中針對耐震設計基本原則修正為：「係使建築物在中小度地震時保持在彈性限度內、設計地震時容許產生塑性變形。但韌性需求不得超過容許韌性容量，最大考量地震時則使用之韌性可以達規定之韌性容量。」美國 International Building Code 2000 Ed.(ICBO, 2000)增訂最大考量地震危害等級，台灣亦開始依循此原則及地震力表達格式等大幅增修台灣建築物耐震設計規範條文與解說，國家地震工程研究中心(National Center for Research on Earthquake Engineering, 以下簡稱NCREE)亦在 2004 年邀集國內學者專家、工程界以及相關主管機關代表所組成之耐震規範研究發展委員會定期討論研議耐震設計規範研修方案後，再送交內政部營建署審議通過，目前下列主要項目已通過經營建署審議完成：

1. 結構系統分類及容許韌性容量
2. 建築物規範之週期上限係數之調整
3. 地盤分類標準
4. 建築物之間隔規定
5. 液化潛能判定所採用之地表水平加速度
6. 臺北盆地設計地震微分區修訂
7. 隔震建築物設計

而有關非建築結構之地震力要求、近斷層設計地震力之檢討、附屬構體與非結構構材與設備之地震力要求及被動消能系統等規範內容仍待研議，期使台灣建築物耐震設計規範更加精進兼具合理完善。

1987 年聯合國布倫特蘭報告 (Brundtland Report) 揭櫫都市永續發展理念後，永續建築(Sustainable building)與震後復原社群(Earthquake Resilient Communities)觀念漸受國際重視，校舍、醫療院所、警消廳舍、科技廠房等重要建築提供之運作機能，更是震後復原社群機制與國家經濟支柱中，不可或缺的一環。然而在近年國際震災中，重要建築震損頻傳，嚴重影響震後復原能力。

以醫院為例，2011 年 3 月 11 日之日本東北地方太平洋近海地震，日本厚生勞動省 2011 年 6 月 8 日公佈的調查結果顯示，在東日本大地震中受災的岩手、宮城、福島 3 縣 300 家醫院的建築在地震中全部毀損(11 家)或部分受損(289 家)，約佔總數 380 家的 80%；2008 年 5 月 12 日中國汶川地震，綿竹市醫療院所破壞統計，因地震受損的

縣級醫療機構共 8 所，鄉鎮衛生院 26 所，村衛生站 263 所，其他醫療機構 14 所。都江堰市、漢旺、武都等地區數棟醫院建築受損或崩塌。部分災區醫院建築外觀雖僅輕微受損，仍撤離病患於戶外搭建帳篷進行緊急醫療。台灣中部於集集 921 地震中，當災區最需要醫療資源的時候，部分大型醫院(如基督教醫院、榮民醫院及秀傳醫院)本身亦深受損害而採取了撤離醫院的動作，無疑使災區醫療能力大幅衰減。而經由調查可知，大部分醫院結構體雖未達到立即危險建築的狀態，但因建築內部非結構受損，致使醫院無法繼續使用 (圖 1-1、圖 1-2、圖 1-3)



圖 1-1 掉落之玻璃磚牆
(資料來源：姚昭智)



圖 1-2 遭破壞之洗腎室
(資料來源：姚昭智)



圖 1-3 掉落之出入口雨遮
(資料來源：姚昭智)

另以國內科技廠房為例，半導體及 TFT LCD 光電產業為首的高科技產業乃目前支撐我國經濟最主要的工業，然而高科技產業所賴以生產晶圓、TFT-LCD 面板或其他光電產品的製程設備極為精密，只要 250gal 以上的振動加速度即可能導致設備無法修復的損壞，而這些精密製程設備的造價多以新台幣億元為單位。九二一地震（1999 年）及三三一地震（2002 年）在新竹地區的震度並不大，然而竹科業者卻蒙受巨大損失(圖 4、圖 5)，包括半成品(work in process)、設備及營運中斷(business interruption)等，估計九二一地震竹科之損失達 110 億，較輕微的三三一地震亦有十數億之譜。許多在九二一地震後所做的防震措施，在震度更小的三三一地震中仍告失敗，顯然這些努力並不具成效。產物保險公司均強烈要求高科技業者須做好設備防震措施，俟通過評等才考慮承接其保險，造成業者爭取保險公司承保的難度更高。

由國內外震災經驗可知，重要建築若要在地震後正常營運或是立即恢復使用，必須同時確保建築結構、機電系統、附屬於建築之重要非結構構件之耐震性能，而研擬適用之非結構耐震設計規範，為提升國內重要建築非結構耐震性能最有效的手段之一。

第二節 國內外建築物耐震設計研究現況與發展方向

近年來台灣、日本、美國、加拿大、紐澳及歐洲的建築物耐震設計規範研修規劃有相當的進展與更新，例如設計反應譜的製作方式、新型結構系統的相關設計參數、各類結構系統或元件的性能檢核方式、動力歷時分析所用的地震歷時挑選與強度縮放方法之檢討、非結構構材及設備地震力要求、非建築結構的地震力要求及性能檢核方式、液化潛能評估方法、結構系統超強因子與位移放大係數之應用與檢討、隔減震消能元件之性能測試程序等，皆是近年來國際上各國的建築物耐震規範修訂規劃內容中常見的主題。

傳統耐震設計的要求(耐震設計哲學)由於建築形式與設備較簡單，而著重於結構的安全及其對生命的保護；另外受限於分析工具(電腦軟、硬體)的功能，規範條文做了很大的簡化，許多設計要求隱含於規定之中，並未明白提示。然而隨著時代的進步，新形式、新材料的建築逐漸出現，且建築物內的設備也越趨複雜昂貴，對建築物的服務性要求更趨嚴格，傳統耐震設計哲學已經不符合現實的需求。現代耐震設計的要求除了對結構的安全及其對生命的保護外，對於設備的保護也越受重視，於是『性能設計法』(performance-based design)也在近十餘年內逐漸發展，美國規範如 ATC-40(1996)、FEMA 273(1997)、IBC 2000(2000)、IBC 2003(2003)、FEMA 450(2003)以及日本 JSCA(2000) 等皆為此類性能導向規範，其基本精神為根據預設之風險考量及結構物與其設備之特性，設定各種風險條件下結構物所必須保有之性能標準或要求，所考慮的各種風險條件以不同回歸期之設計地震力來表示，對應之性能標準隨結構物之重要性而不同，依此來做設計，可使結構與非結構損壞所造成的經濟損失降到最低，也可確保在某一地震層級下建築的功能維持正常運作。

傳統之現行耐震設計規範或者是純粹只利用靜力側推分析 (static Pushover Analysis; SPA) 進行評估耐震性能之第一代耐震性能評估與設計指針 (ATC-40/1996, FEMA 273/1997) 的範疇中，只有在其上游的概率式地震危害度分析 (Probabilistic Seismic Hazard Analysis; PSHA) 階段當中，才会有考慮地震模型之不確定性 (epistemic uncertainty) 以及地震發生與地表運動之天然隨機性 (aleatory randomness) 以得到不同超越機率水準的地振動強度估計 (Intensity Measure; IM, 通常以譜加速度大小來度量其強度) 作為工程結構耐震設計之依據。而在其後的結構分析、設計階段，則完全不考慮地震輸入運動之不確定性以及隨機性對於結構耐震性能之影響。這種設計方式稱之為基於強度 (Intensity-based) 的設計法。

有鑑於基於強度設計法之缺點；美國太平洋地震工程研究中心（PEER Center）於西元 2000 年 SAC/FEMA 鋼造抗彎構架計畫中開始醞釀構思接著由 Cornell 與 Krawinkler（Cornell and Krawinkler, 2000）提出新一代全機率式基於性能的地震工程架構（framework for performance-based earthquake engineering; PBEE）如圖 1.2 所示（或稱之為基於風險（risk-based）之性能設計架構）。此一 PBEE 架構係由串聯在一起的機率式地震危害度分析（PSHA）、機率式需求危害分析（PDHA）、機率式結構損傷分析（PSDA）以及機率式損失估計分析（PLEA）等四個分析階段所構成，系列分析完成之後亦可作為決策支援之參考。在提出此一架構之後，美國藉由陸續執行一系列之 ATC-58/FEMA P-58-1&2、ATC-63/FEMA P-695、ATC-63-1/FEMA P-795、ATC-72、FEMA P-440A/ATC-76-6/NIST GCR 10-917-9、ATC-82/NIST GCR 11-917-15 以及 ATC-84 計劃分別完成架構中所需的資料庫建置、具體指針以及使用介面與分析工具之開發。這些一系列的研究計畫可以概分為三類：第一類研究計畫：ATC-58/FEMA P-58-1 & 2 與 ATC-82/NIST GCR 11-917-15 計劃，主要是以方法論（methodology）、資料庫建置以及使用介面與分析工具之開發為主。第二類研究計畫：ATC-63/FEMA P-695、ATC-63-1/FEMA P-795、FEMA P-440A/ATC-76-6/NIST GCR 10-917-9 以及 ATC-84 計劃，主要是將所開發基於風險之性能設計法的概念回饋至檢討修訂其「現行耐震設計規範（即美國之 FEMA P-750 /ASCE 7-10/2012 IBC）」當中。第三類研究計畫：ATC-72，才是真正將所開發基於風險之性能設計法的概念用於研擬提出以超高層建築物作為優先考慮實施對象的耐震性能設計規範草案。

ATC-58 計畫由美國聯邦災害管理局（Federal Emergency Management Agency, FEMA）補助，將美國太平洋地震工程研究中心（PEER Center）所發展之新一代耐震性能評估法進一步擴充，已於 2011 年底完成，稱為新一代的房屋結構耐震性能評估法準則，此準則可考慮地震的不確定性，基於不同的地震強度（Intensity-Based）、地震境況（Scenario-Based）或是時間週期（Time-Based）內房屋可能遭致的風險，配合針對房屋結構的分析，以靜力分析法（簡易評估法）或是非線性動力分析法（詳細評估法），求得結構損傷程度，房屋結構的損壞程度與死傷人數、維修金額、維修時間有關，依據不同結構系統可訂定各構件、構材的損傷程度，從而判定當地震發生導致結構位移（或層間變位）時相關的生命與財產損失（包含無法營運之潛在經濟損失）等，即所謂易損性曲線（Fragility Curve），ATC-58 採用結構反應參數如層間變位角、最大樓層加速度、樓板反應譜值等作為易損性曲線的變數，取代傳統以最大地表加速度、第一模態反應譜值等，可充分反映地震歷時間的不確定性，兩筆具有同樣尖峰地表加速度之時間歷時其頻率

內含可能完全不同，因而造成不同之結構反應，ATC-58 目前建立之易損性曲線資料庫已包含 600 種以上之結構與非結構元件，以利工程師進行房屋結構之耐震性能評估。此新一代房屋結構耐震性能評估法準則不似傳統的性能分析檢核規範，以結構物受力或位移等結構反應參數來決定結構設計結果，而以結構物受不同程度的地震侵襲後，死傷人數、維修金額修繕或是時間為性能指標。透過此類性能指標之計算，工程師可比較不同結構系統之潛在年平均地震風險或不同耐震補強手段之後續效應；業主可參考此資訊作各項決策，例如結構系統之選擇、耐震脆弱元件之補強及保費合理性之評估。

國內目前建築物耐震設計之研究，除針對新建建築研究更經濟、實用之設計方法外，考量現存大量的老舊建築暴露在地震風險中，結構耐震評估與耐震補強亦為十分重要之課題。針對新建建築部分，自 921 大地震後，內政部建築研究所協同國家地震工程研究中心、台大地震工程研究中心以及中華民國地震工程學會等相關單位，以集集大地震後的調查結論為基礎，配合中央氣象局量測之強地動觀測資料，並參考美國 IBC2000 規範以及國內外之相關研究成果，針對建築技術規則及耐震設計規範進行一系列之檢討與修訂，提出大幅改版之建築物耐震設計規範及解說，為目前施行版本之骨幹，爾後國震中心自民國 95 年成立「規範研究發展委員會」，針對耐震設計規範議題進行研擬與檢討，相關修定議題如建築物規範之週期上限係數之調整、地盤分類標準、建築物之間隔規定、液化潛能判定所採用之地表水平加速度、臺北盆地設計地震微分區修訂以及隔、制震規範修訂等，均已經委員會討論決議後，送交內政部營建署審議，並於 100 年 1 月公告，7 月施行，即為目前建築物耐震設計規範現行之版本。此版規範後續仍有相關議題如土壤剪力波速經驗式修訂、建築物容許層間相對側向位移角、消能元件及隔震元件之實體試驗與性能保證試驗、土壤－結構互制效應等目前仍在研擬修訂中。

除持續檢討以及修訂現行之耐震設計規範外，同時進行的還有下一代性能設計規範的研擬，國內研究團隊如中興工程顧問社於 2005 年提出之「建築物耐震性能設計規範之研擬」，以及國震中心團隊提出之「耐震與性能設計規範研究」等，均針對性能設計規範提出建議以及初步草案。未來亦參考國外發展之「機率式性能檢核」設計規範，從傳統性能檢核僅考慮「均布地震危害(Uniform Hazard)」，以側推得出結構需求曲線的方式，逐步發展至「均布地震風險(Uniform Risk)」，用非線性動力分析方式求得結構需求曲線，更可概算出建築潛在經濟損失，此為國內未來耐震規範的發展方向。

第三節 研究方法與進度說明

本研究目前已蒐集分析國內外有關建築物之重大震災經驗及後續因應作為，並綜整國內外震災經驗啟示、建築物耐震設計研究現況與發展方向，亦檢視國內外建築物耐震設計規範修訂沿革後，隨即針對台灣活動斷層最新調查結果，完成近斷層設計地震力要求檢討，並初步針對消能元件性能測試程序進行執行現況調查，並完成相關案例研討，為廣納產、官、學界各方意見，本計畫亦已於 2014 年 6 月 18 日召開第一次專家學者座談，會中專家學者的意見與建議，以及本研究相對應的回覆彙整詳如附錄。

本研究後續會針對非建築結構地震力要求檢討、非結構元件及設備地震力要求與設計參數分析、消能元件性能測試程序的執行現況調查與修訂方案研擬，並綜整本期中報告內容後以提出建築物耐震設計規範的修訂方案及發展策略。研究進行步驟如圖 1-4 所示：

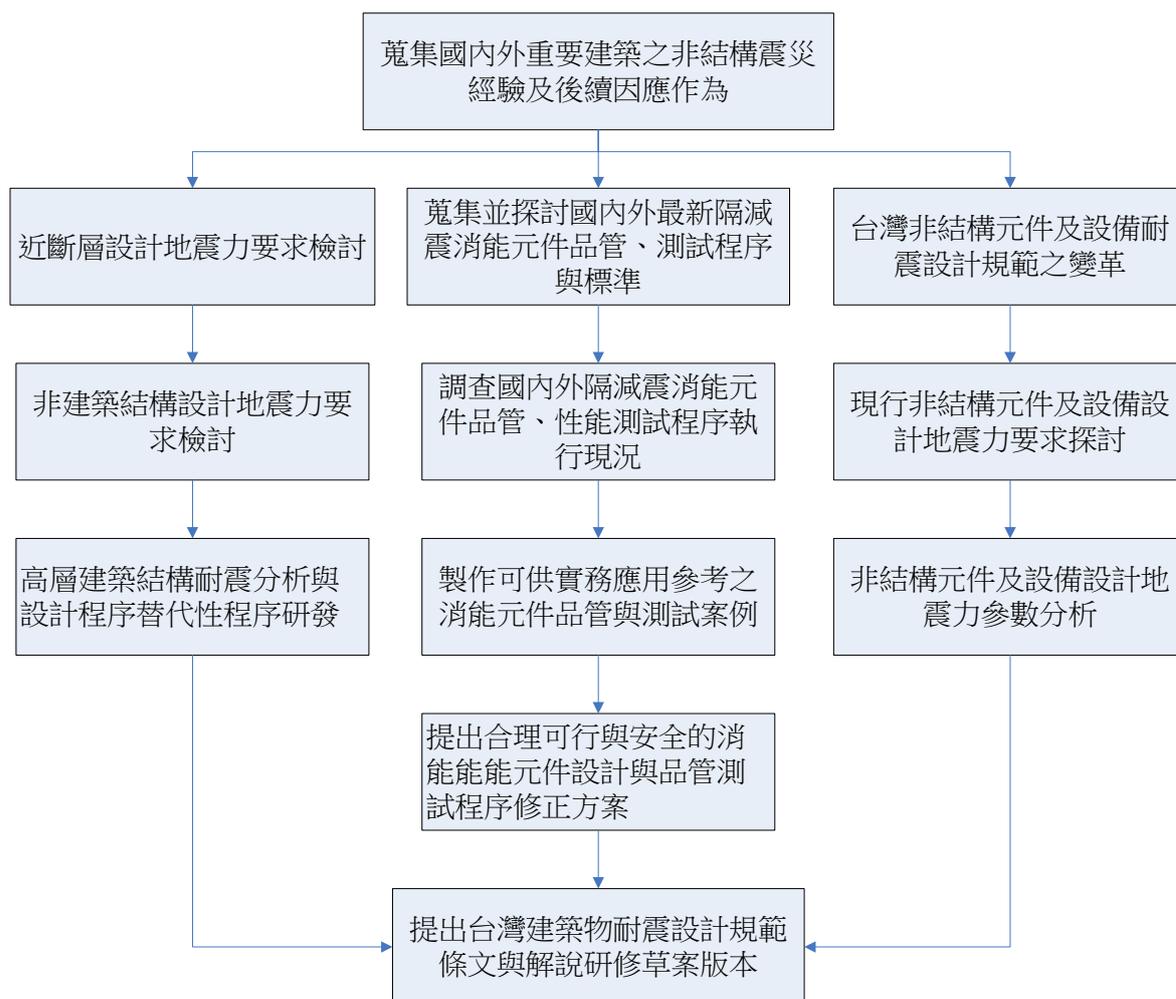


圖 1-4 研究步驟流程

(資料來源：本研究)

第二章 國內外震災經驗

第一節 震災資料

壹 國內地震

1. 台灣 1999 年 9 月 21 日集集地震

臺灣在 1999 年 9 月 21 日凌晨 1 時 47 分 12.6 秒（格林威治時間 20 日 17 時 47 分 12.6 秒）於南投縣集集附近發生強烈地震。震央在北緯 23.85 度、東經 120.81 度，即位於日月潭西方 12.5 公里處，震源深度 6.99 公里，地震規模達 7.3 (ML, CWB) 或 7.7 (MS, USGS)。水平向的 PGA 以南投縣日月潭的 987 gal 為最大，南投縣名間鄉的新街國小亦達 978 gal；垂直向的 PGA 以南投縣草屯鎮雙冬國小的 408 gal 為最大。集集地震為中部地區車籠埔斷層錯動所引發之內陸淺層地震，其破壞力相當大，而在震央附近的南投縣、台中縣市、造成極大之災害，甚至台北地區亦有不少震災發生。截至 88 年 10 月 13 日止，本次地震共造成 2333 人死亡，10002 人受傷，34 人埋困，39 人失蹤，9878 間房屋全倒，7530 間房屋半倒(羅俊雄等，1999)。

2. 台灣 2006 年 12 月 26 日恆春地震

下午 8 時 26 分發生芮氏規模 6.7 地震，震央位置在東經 120.56 度、北緯 21.89 度，即屏東恆春地震站西偏南方 22.8 公里海域，震源深度 21.9 公里。緊接著在 8 時 34 分、8 時 40 分又發生規模 6.4、5.2 的餘震，因為未達 7 的規模，因此未發布海嘯警報。中央氣象局地震測報中心表示，氣象局歷史資料中，在主震震央附近五十公里範圍內，從無如此大的地震，為台灣西南外海百年以來錄得最強的地震，發生位置於歐亞大陸板塊和菲律賓海板塊作用的地區，該地震於美國地質調查局(USGS)則定為規模 Mw7.1。這樣規模的淺源地震在震央附近引致的地表加速度峰值(PGA)可能超過 200gal (0.2g)，已足以引起一定程度的災害(林凡茹等，2007)。

3. 台灣 2009 年 12 月 19 日花蓮地震

臺灣東部於下午 9 時 02 分於花蓮外海發生芮氏規模 ML6.9 之地震，其震央位於北緯 23.79 度、東經 121.66 度，即花蓮市地震站南偏東方 21.4 公里；震源深度則為 43.8 公里。全臺皆可感受到明顯震動，最大震度為花蓮磯崎所測到之七級(PGA 達 540gal)，而花蓮鹽寮及花蓮港震度也達六級(邱聰智等，2010)。

4. 台灣 2010 年 3 月 4 日甲仙地震

台灣時間 8 時 18 分(世界時間 0 時 18 分)於高雄甲仙地震站東偏南方 17.0 公里發生芮氏規模 ML6.4 之地震，震央位置在北緯 22.97 度、東經 120.71 度(位於高雄縣甲仙鄉)，為高雄地區近年來規模較大的地震，震撼整個台灣，各地都感受到明顯搖晃，嘉義縣大埔地區及台南縣的楠西地區最大震度皆達到六級。主震發生過後南部各地陸續傳出校舍、建物損傷災情，其中台南縣的玉井國中因柱子嚴重毀損，造成緊急停課；部分民宅傳出倒塌及土壤液化等因地震所引發之災情。

根據氣象局所公佈之全臺等震度圖及最大地表加速度(PGA)分佈圖，臺灣全島皆為震度有感地區。全臺最大震度為臺南楠西(CHN1)及嘉義大埔(WTP)地震站所測到之 6 級，兩測站距離震央約 30 公里，而距離震央最近，震央距小於 20 公里的高雄甲仙(SGS)及桃源(STY)地震站，所測得震度則為 5 級。臺南楠西地震站所測到之 PGA 達 312gal，為全臺最高(宋裕祺等，2010)。

5. 台灣 2013 年 03 月 27 日南投地震

根據中央氣象局資料，於台灣時間 13 時 43 分，於南投縣政府東方 29.3 公里(位於南投縣魚池鄉)發生芮氏規模 6.5 地震，震央位置在北緯 23.86 度，東經 120.97 度，震源深度為 14.5 公里。全臺皆可感受到明顯震動，最大震度為雲林草嶺所測到之六級，PGA 達 267gal。

6. 台灣 2013 年 06 月 02 日南投地震

根據中央氣象局資料，台灣時間 10 時 03 分，發生芮氏規模 6.2 地震，震央位置在北緯 23.90 度，東經 121.05 度，位於南投縣仁愛鄉南投縣政府東方 36.9 公里處，震源深度為 19.4 公里。最大震度為南投日月潭所測到之六級，PGA 達 282gal。

貳 國外地震

1. 美國 1994 年 1 月 17 日北嶺地震

1994 年 1 月 17 日，美國當地時間清晨 4 時 30 分，南加州洛杉磯西北方約 20 哩處之聖費南度盆地(San Fernando Valley)北嶺(Northridge)地區發生芮氏規模 6.6 之強烈地震，震央位置為北緯 34.13 度，西經 118.32 度，深度約 14 公里。震央附近多個測站測得之地表最大加速度值，水平向約 0.35g 至 0.47g，垂直向約 0.30 至 0.59g，特別的是在震央南方約 7 公里處之 Tarzana 地震站，因地質關係，測得之最大水平加速度為

1.82g，最大垂直加速度為 1.18g。

此次地震造成洛杉磯地區密布如織的高速公路被震得柔腸寸斷，十餘條主要高速公路橋梁結構嚴重損毀，影響交通甚鉅。震央北嶺地區及洛杉磯郊區之廣大範圍，數以千計的公寓住宅辦公大樓及醫院、學校、購物中心等公共建築嚴重受損或倒塌。此次地震造成了 55 人死亡，5 千餘人受傷及 2 萬 5 千多人無家可歸，初估財物損失高達 150~300 億美元(林樹柱等，1994)。

2. 智利 2010 年 2 月 27 日地震

格林威治時間 2010 年 2 月 27 日 6 時 34 分(智利當地時間 3 時 34 分)於智利中南部發生規模 $M_w=8.8$ 地震，震央位置在南緯 35.91 度，西經 72.23 度，位於智利第二大城康塞普西翁(Concepción)北北東 105 公里處。此次地震影響聖地牙哥周圍城市超過 8 百萬居民，超過 8 萬棟住宅於地震及海嘯中全毀，逾 10 萬戶房屋損壞，至 2010 年 5 月統計，死亡人數達 521 人，仍有 56 人失蹤，強烈的地表震動和土壤液化亦造成高速公路、鐵路、港口及機場等公共設施毀損(EERI, 2010)。

3. 日本 2011 年 3 月 11 日東北地震

2011 年 3 月 11 日，日本時間 14 時 46 分發生地震規模 $M_w=9.0$ 的大規模地震，震央地點位於西太平洋，日本宮城縣牧鹿半島東側 72 公里處海外，深度為 24 公里。造成此次地震之斷層為從岩手縣到茨城縣南北約 500 公里、東西約 200 公里的斷層帶，造成加速度歷時有多個尖峰值，以及地表震動時間長達 180 秒，導致東北至關東地區多處出現土壤液化情形。多處記錄之最大地表加速度(PGA)超過 1000gal，最大值為宮城縣記錄站(MYG004)測得之南北向加速度，其值達 2699gal(M. Maeda et al., 2012)。

4. 中國 2013 年 4 月 20 日四川地震

格林威治時間 2013 年 04 月 20 日 00 時 02 分 47 秒(中國當地時間 08 時 02 分 47 秒，臺灣時間 08 時 02 分 47 秒)，中國四川省雅安市發生大規模地震。根據中國地震台網中心(CENC)公布資料，震央在北緯 30.3 度、東經 103.0 度，深度 13 公里，體波規模 M_s 則為 7.0。震央位於中國四川省雅安市蘆山縣附近。中國官方稱該次地震為“四川省蘆山 420 地震”。根據中國地震局所公布之資料顯示，統計至 4 月 24 日止共造成 196 人死亡，21 人失蹤，11470 人受傷；至 5 月 12 日止共發生 8791 次餘震(林克強等，2013)。

第二節 國內外建築震災經驗

壹 建築主體結構

1. 1999 年台灣 921 集集大地震

本次地震中建築物倒塌的主要原因可歸納為三類，第一類為地震的強度、第二類為建築物的基地特性、第三類為建築物本身的體質。大體而言，上述第一及第二類因素屬於自然原因，第三類原因則涉及人為因素。

地震發生時不同地區所感受到的震動程度，或謂震度，常因地震的規模、震央位置、震源深度、以及盆地地形對地震波的放大效應而有差異。依據我國中央氣象局之震度分級，最強烈之震度為地表加速度達 250 gal 以上的六級烈震，其所產生之地震力通常會造成房屋倒塌，山崩地裂、地層斷陷、地面顯著裂開及建築基礎破壞等影響。然而本次地震在南投日月潭及名間鄉新街國小所測得之最大水平加速度分別高達 989 gal 及 983 gal，最大地表加速度顯已大於過去假設之最大值，因此附近建築物遭受破壞誠屬難以避免。

建築物基地特性包括基地之地質狀況、地形條件、土壤性質及是否有斷層經過等因子。大地震中斷層兩側地層常產生大幅相對滑動，造成地表建物的破壞，例如本次地震中有重大災情的南投縣竹山、名間、南投、草屯，台中縣霧峰、太平、潭子、豐原及台中市大坑等地均位於車籠埔斷層帶附近，而南投縣集集、鹿谷、中寮及台中縣東勢、新社等地則位於雙冬斷層附近。依據調查分布圖顯示，在車籠埔斷層地層錯動，斷層兩側六公里地區建築物受損分布密集，約佔總調查數量六成，足見斷層經過是造成建築物崩塌的重要原因。

此外，地層劇烈搖晃常導致基地土壤液化，承载力隨之消滅，而使建築物陷落坍塌。本次地震中員林百果山麓、大里市區域內即有大批建築物因土壤液化而破壞。另因為盆地效應，在台北地區並因地盤軟弱，雖遠離震央 150 公里，震度達五級，且仍然有 300 餘棟建築物損壞。同時埔里鎮距震央 20 公里，震度高達六級，建築物損壞嚴重，依地理環境觀之，亦可能有盆地效應。

目前低層建築建造前多未先行作地質鑽探，無法探知基地地盤特性；高層建築在規劃設計階段雖須按規定提供地質鑽探報告，但卻常有不夠確實與不夠詳細之處，結構審查過程中恐不易發現，因而影響結構設計結果的安全性。另外，鄰近河川及廢河

道之建築物，地震時也容易產生基礎沈陷。

建築物之耐震能力與其本身體質關係密切。影響建築物體質之人為因素包括：政府部門訂定的建築法與建築技術規則等相關耐震設計規範，專業技師的職責與管理制度，施工營造廠商對建築物材料、工法與營建管理制度的選擇，以及使用者對建築物內部結構、隔間增改建之程度與維護管理等。而本次地震中導致的建築物倒塌的主要人為因素可歸納如下：

(1) 規劃設計方面

老舊建築

根據本次建築物損壞調查，民國 63 年以前建造者約佔總調查數之四成，民國 64 年至 71 年建造者約佔總調查數之二成，兩者所佔比率合計高達六成。早期由於建築耐震專業知識與技術不足，相關之設計施工法規要求遠不及目前的規範水準，造成地震中大部分木造、磚造、土塊厝等老舊建築因缺乏耐震能力而毀損。低層老舊加強磚造及 RC 建築，因其韌性較差，且高度較低，結構振頻較高，振動加速度反應約等於地表加速度，其損壞情形依該地區地表加速度大小不同而差異。

相鄰建築物之碰撞

老市街建築物因地籍分割較細，建築時期先後不一，且高低參差不齊，面寬狹扁、新舊雜陳且未相連結，地震時因建築物之振幅與方向不一，造成相鄰建築物互撞損害或傾斜。

軟弱層結構

所謂軟弱底層即是因底樓為騎樓或挑高，且牆壁量較其上部樓層少，致其勁度或強度相對於其上一樓層較小，強烈地震時使底層產生大變形而破壞。另外，不少一樓挑高為開放空間之大樓倒塌或嚴重損壞，係軟弱第一層長短柱共存，而造成電梯間或樓梯間周圍短柱先行碎裂剝落。一樓留設騎樓、店面牆面且常用來做為商業用途，辦公廳(如鄉鎮公所)常採用挑高開放空間型式，為出入接待空間，或被使用者敲除，牆壁量因而比樓上少。部分地下室為增設停車空間或休閒設施，梁柱可能被減少而造成軟弱結構坍塌損壞情形普遍。

短柱效應

本次集集地震及以往歷次地震中，學校教室損壞短柱效應現象極為明顯，窗台將其中間柱束制，使柱原有抗彎矩的有效長度變短，受地震力時，柱被迫承受大量剪力而破壞，即形成短柱效應。此種破壞現象，於其他建築物損壞案例中亦常發現，在設計時應考慮牆(含非承重牆)對柱子的束制作用，計算對應之剪力以避免產生短柱剪力破壞的情況，或牆與柱之間保留伸縮縫空隙，使柱子發揮設計時應有之抵抗彎矩之能力。

非結構牆的影響

在災區中發現許多建築物受非結構牆的影響，而造成重大災情，此乃由於建築物實際情況與設計情形不盡相同。結構物自然震動週期與受震反應，實際上會因非結構牆的存在而與假設只有梁柱系統分析所得不同，若結構物底層為開放空間而且較無牆存在，實際受震反應會使主要變形集中在底層，而與設計時認為各樓層均勻變形的情况不符，設計時由於忽略非結構牆，所以未能對結構物的實際行為精確掌握，實為致災的重要原因。目前建築技術規則對於具非結構牆之建築物，規定須採用較大設計地震力，並未要求精確考慮非結構牆的效應。在尚未有更進一步的規範條文產生之前，建議結構設計者在設計時，將非結構牆所造成的效應列入分析，謹慎評估非結構牆的效應，或是將主體結構與非結構牆分離，確實移除非結構牆對結構可能造成的影響。

設計不良

建築結構設計不良，概可歸類如下：

1. 結構設計不良的情形包括：耐震結構系統不良，有平面、立面不規則情形，高寬比太大，部份樓層有軟弱層，有礙水平剪力的傳遞與分布。
2. 柱斷面太小，不利鋼筋排列和搭接，與混凝土澆置施工。有些新蓋低層鋼筋混凝土 RC 建築，為了美觀經常將柱寬縮小至 1B 寬牆的寬度，造成建物的一向抗震能力特別軟弱。
3. 柱主筋排列太密或其搭接處間距太密，造成混凝土與鋼筋之握裹力無法發揮。
4. 進行結構分析時，忽略了非結構 RC 牆或磚牆及窗台之存在，造成實際結構行為與結構模型式分析結果有所差距。
5. 店舖住宅與學校建築在平行騎樓或走廊方向之牆壁量太少，易使一樓成為軟弱層，而於強震時折損。
6. 五樓以下之建築物多只經建築師之建築設計與套圖配筋，未經由專業技師之結構設計分析，常未有周全的耐震設計要求。

7. 採用懸臂式走廊，二樓以上樓層較多時，即有重心不穩狀況，地震時易發生傾倒或損害一樓牆柱。
8. 柱中埋置管線管徑過大或偏心，導致有效柱斷面積減小，且降低鋼筋與混凝土之握裹力，而使承载力降低，導致地震時柱體破裂折斷。
9. 為了考量停車位的增設或車道的通行，於地下樓層取消部份核心牆壁或使其上層之剪力牆中斷，使之耐震能力無法有效傳遞或分配。
10. 開放空間的第一層較為軟弱，部份由上而下之耐震牆並未連續接至基礎，第一層之抗震勁度與強度均較其上層為小。
11. 大樓兩側不對稱剪力牆開孔，造成嚴重剪力破壞。

(2) 施工監造方面

施工品質不佳

1. 未按圖施工，柱之主筋搭接長度不足，搭接位置應位於樓層中間，而不是在梁柱接頭附近處，並且搭接高程應錯開。例如新莊市「博士的家」，及台中市西區昇平街與中興街口之建築物，主筋搭接在同一斷面，柱之主筋在同一斷面搭接，造成鋼筋握裹力不足，顯見搭接方式不夠確實，未按規定交錯搭接，未配置緊密箍筋等。在受到地震力作用後主筋整體拉出，造成建築物倒塌。
2. 梁柱端部彎矩較大，規範中規定箍筋彎鉤需達 135 度，但實際上施工上仍多常採用 90 度彎鉤取代，無法達到耐震要求。許多破壞顯示柱之箍筋間距太大，平均約在 20~30 cm 左右，未依規定紮緊，易造成主筋向外挫屈。另外箍筋多未採用 135 度彎鉤，易造成箍筋暴開脫落，圍束力不足，柱體缺乏韌性易破裂。梁柱接頭區亦多數未配箍筋。
3. 鋼筋之混凝土保護層厚度不足，握裹不良，造成鋼筋銹蝕，地震時剝落。
4. 柱之保護層過厚，使柱核心面積減少，承载力與韌性嚴重折減。
5. 混凝土澆置前未清除模內之雜物，因而使梁柱斷面有雜物。混凝土強度不足，可能在澆置時加水或拌合後時間太久，已經初凝，仍然使用。
6. 樓梯沒有以鋼筋或小梁與牆壁連接，造成地震時斷裂，住戶無法逃生。
7. 裝飾材誤用軟底工法黏貼，未用釘鉤在混凝土上，致整片脫落。擋土牆系統與主結構體（柱）間未保持距離導致龜裂。

監工不實

監工之專業知識或經驗不足，或營造廠向技師借牌，專任技師不負責，且未參與營造廠之施工技術指導，廠商偽造施工簽證，監工未落實，建築師監造職責未發揮，

致結構施工品質不良。

(3) 使用管理方面

建築物變更使用類別

住宅變更為營業場所，供做公共使用，不僅增加建築物之活載重，在使用前變更原有的建築配置及構體，如進一步破壞原結構及隔間，造成樓層間結構系統剛性與強度差異太大，形成軟弱層，易致震災。

違建普遍

頂樓違法加蓋，增加原有建築物承載負擔，或形成重心偏移，地震時造成扭力破壞。例如在草屯與新社地區的建築震害中，不難發現違章加建後所造成的嚴重倒塌，這顯示一般民眾之無知與建築管理缺失，在中興新村亦多棟毀損案例，參見照片 1.17。

2. 2010 年台灣高雄甲仙地震

台灣時間 2010 年 3 月 4 日發生芮氏規模 $M_L 6.4$ 之高雄甲仙地震，震央位置位於北緯 22.97 度、東經 120.71 度，震源深度為 22.64 公里。臺灣全島皆為震度有感地區，最大震度為臺南楠西及嘉義大埔所測到之 6 級。密集之餘震分佈及震源機制解顯示此次地震之震源破裂面應呈西北-東南走向，並朝東北方向低角度下傾之逆衝斷層破裂機制，並帶有部分左移分量。根據歷史地震目錄及國震中心微地動觀測結果，主震發生於地震活動相對較少的位置，可能累積較多應力，於此次地震釋放後，對持續有小規模地震能量釋放的淺部區域，觸發密集的餘震活動。此外，此次地震並未觀測到斷層出露之地表破裂現象，也與目前任何已知活動斷層的特性不符合，其確切發震構造仍待釐清。

由實測資料進行反應譜分析發現，高雄、台南等部分地區在結構週期 0.1 秒及 1 秒附近均大於或接近設計反應譜，這意味著中低層樓的房子可能會受到輕微或中度損害。此外，本分析經由地震動潛勢即時評估系統評估地震動分佈，並與實測地震動分佈進行比較，顯示前者之局部變化細節較前者高，有許多地點因地盤效應而推估出較大的地震值，經由此結果可評估各勘災地點可能受到的地震動值大小，作為耐震評估之參考。

本次地震導致南台灣的嘉義、台南、高雄等縣市部分區域建物受損。經勘查非校舍建築震害地點共計 15 處，包含民宅、寺廟、警局及鄉鎮公所等，除台南新化球場旁

三層樓建物與內門紫竹寺活動中心兩棟建物發生嚴重倒塌情形外，其他建物受震損害大多集中於非結構磚牆，並未對主要結構造成嚴重破壞。台南新化球場旁的建物係為兩層樓構架與三層樓構架相接搭建之結構，且三層樓構架之一樓作為停車場用途使用；地震時，三層樓構架的一樓停車場倒塌，研判因一樓為軟弱層，而無法承受地震力及樓層重量共同作用之效應所致，而兩層樓及三層樓構架連接處則因三層樓構架之一樓受震倒塌而造成剪力破壞。內門紫竹寺活動中心為三層樓之 RC 建築，其一樓部分無結構或非結構牆，而僅依靠 12 根柱承受上層樓載重；此建築的一樓部份於餘震時倒塌，藉由震後一樓柱構件壓碎破壞情形，可研判部分一樓柱構件強度不足為其破壞主因。

自 98 年 4 月起，教育部全力推動全國校舍之耐震能力評估與補強。本次地震後本中心派員至現場勘察，初步勘察結果顯示，已完成補強工程之校舍未發生結構性損傷，僅部份校舍之磚翼牆產生裂縫，或天花板輕鋼架擠壓變形等非結構體損傷。而經初步評估或詳細評估結果為耐震能力不足之校舍，部份校舍受損嚴重，部份校舍受損狀況在中度或輕度以下。地震乃台灣之宿命，為在下次地震來襲時能保障師生安全，校舍耐震評估與補強作業應為一重要且急迫之工作。

高雄甲仙地震過後，高美大橋發生引道輕微下陷、橋台翼牆護欄開裂、伸縮縫距離增大、欄杆毀損、橋墩產生撓曲裂縫等震災。田寮三號高架橋疑受龍船斷層錯動影響，產生 A1 橋台與上部結構之擠壓碰撞與支承滑動變形，為確認整體橋梁變位機制，建議以 GPS 定位監測方式進行大地與結構體等之變位監測，以利釐清橋梁變形原因與擬定後續復原計畫。國道關廟休息站之人行跨越鋼橋兩端支承均發生滑動變形現象，經勘查結果發現上部結構與左右兩端橋台業已擠壓碰撞貼合，評估此橋應受地殼變動影響而縮短橋台間距，建議監測大地變形並切除部分上部結構以利恢復通行。中寮隧道受斷層錯動作用引致內部襯砌產生環狀剪裂破碎，除為維持交通而進行短期修補工作之外，建議配合中央地調所監測之斷層活動成果，進一步擬定長遠改善計畫。

3. 2013 年四川雅安地震

西元 2013 年 04 月 20 日當地時間 08 時 02 分 47 秒 00 時 02 分 47 秒(格林威治當地時間 00 時 02 分 47 秒，臺灣時間 08 時 02 分 47 秒)，中國四川省雅安市發生大規模地震。根據中國地震台網中心(CENC)公布資料，震央在北緯 30.3 度、東經 103.0 度，深度 13 公里，體波規模 M_s 則為 7.0。震央位於中國四川省雅安市蘆山縣附近。中國官方稱該次地震為“四川省蘆山 420 地震”。根據中國地震局所公布之資料顯示，統計至 4 月 24 日止共造成 196 人死亡，21 人失蹤，11470 人受傷；至 5 月 12 日止共發

生 8791 次餘震。

基本上 RC 框架結構於本次地震中表現良好，但是以空心磚當填充磚牆則嚴重破壞，危害使用性，因此應避免使用空心磚，建議改採實心紅磚。另外牆體表面粉刷層剝落嚴重，應避免使用保麗龍保溫層。至於女兒牆則需防止面外破壞，可改採 RC 牆。吊頂天花板極易損壞，應採耐震型天花板。而從蘆山人民醫院可見，隔震措施確實發揮效果。

雅安地區的新建建築常採含構造柱磚牆、圈梁及現澆板之加強磚造結構系統，耐震性能相對較佳。既有磚混結構由於無構造柱、無圈梁、又採預鑄板，耐震性能極差，是耐震能力最危險的一群。

貳 非結構構件與系統

非結構構件與系統依據 FEMA E-74 (ATC,2011)分類，共分為建築性非結構物、機械電力與配管設備、室內傢俱與設備共四大類，各類別包含多種建築非結構構件，本章節詳細敘述各構件之定義與行為並列舉其損害照片案例。構件詳細定義與其構件破壞行為引用國家地震工程研究中心研擬之醫院耐震評估補強準則(柴駿甫等，2013)內文，典型損害案例參考過往之國內外地震勘災報告與 FEMA E-74 內容篩選整理。

1. 建築性非結構物

(1) 外牆構件

構件定義與範圍：

濕式施工飾面材種類，包含使用黏著劑貼附於磚、混凝土、水泥粉刷等牆面或結構體構材之室外裝修材。

構件行為：

濕式施工飾面材承受地震力與變形，尤其當牆面飾材貼附於建築物數個連續樓層，其面內容許變形量常為耐震性能控制主因。黏著層的變形易形成裂縫致使飾面材與背面基材(亦即結構體)分離。施工品質不佳的濕式施工飾面材，可能轉而因面外加速度(direct acceleration)而脫落。

典型損害案例：

公共建築或學校及住宅外牆等建築，為求美觀常在外牆施作面板飾材，地震時掉落可能阻礙逃生通行或是砸傷路人，圖 2-1 與圖 2-2 為蘆山地震中蘆山縣縣政府與太平中學外牆構件之損毀情形，皆為地震下造成面內變形使黏著層與面材分離脫落。



圖 2-1 蘆山縣政府外牆損毀情形
(資料來源：林克強等，2013)



圖 2-2 蘆山縣太平中學外牆損毀情形
(資料來源：林克強等，2013)

(2) 隔間

構件定義與範圍：

隔間為室內分隔空間之用的非承重垂直構件，典型構件包括永久性隔間牆、非結構性的井狀通道圍牆(shaft enclosures)、隔板等。

若以材質區分，隔間可分為重隔間與輕隔間。重隔間包括磚材或磚造隔間，材質包括空心磚或混凝土磚。輕隔間則包括金屬或木造立柱隔間並鋪以板條抹灰、石膏板、木材或其他面材。

隔間的側向支承點間之跨距可能是從結構體樓板至上層樓板，或是自樓板到屋頂層。隔間牆頂部與結構體之連接方式，包含與結構體隔離方式以允許面內變形，亦可能為其他方式而不允許牆體面內變形。隔間亦可能以懸臂的方式置於樓板，或僅延伸至懸吊式天花板，此時隔間牆頂部可設置側向支撐與頂部結構體連接。辦公室的模矩化傢俱常見的可移動式隔板，則視為建築內容物而非隔間，故未包含在本節範圍內。

構件行為：

在頂端與底部均與樓板連接之隔間牆：承受面內方向的強震時，可能因結構體變形，而產生隔間剪力裂縫、扭曲變形、隔間框架斷裂，以及面材脫落等。隔間在承受面外方向的強震時，可能因結構體變形產生彎矩裂縫、與結構體之間的連接構件破壞、牆體崩塌等。輕隔間方面，在過去震災中，曾有鋼構立柱隔間牆，因連接鋼槽型軌道(steel track)與樓板結構的釘栓(shot pins)受損，而導致隔間牆的頂端或底部與樓板分離。

未支撐的半高型隔間牆(ceiling-high partition)或僅與懸吊式天花板連接之隔間牆：其受震行為猶如懸臂樑，部分隔間牆因其構造及座落位置而更具危險性。未支撐磚造隔間在過去的中低震區崩塌事故發生率很高，這代表未支撐磚造隔間有極高的崩塌可能性。重隔間之牆體崩塌可能造成生命安全威脅或成為逃生通道阻礙，其變形碎裂的灰塵可能會影響電力設備性能的持續性，隔間牆亦可能因損壞而必須替換或重建。

典型損害案例：

隔間牆因施作方便亦不會造成樓版過大載重負擔，於各類建築物中幾乎隨處可見。圖 2-3 為甲仙地震中，某醫院之頂端與底部均與樓板連接之隔間牆體，在地震力作用下導致框架變形，造成隔間牆表層脫落之情形。圖 2-4 為蘆山地震中，蘆山中學教室之空心磚隔間牆，因牆體變形導致崩塌掉落。圖 2-5 為玉井國中行政空間內之輕隔間

牆，屬未支撐的半高型隔間牆，受震行為猶如懸臂梁，震後產生歪斜變型，導致門無法開啟。



圖 2-3 輕隔間牆表層脫落
(資料來源：宋裕祺等，2010)



圖 2-4 空心磚隔間牆牆體崩塌
(資料來源：林克強等，2013)



圖 2-5 輕隔間牆歪斜，門無法開啟
(資料來源：宋裕祺等，2010)

(3) 室內飾板

構件定義與範圍：

室內飾板應包括應用於室內牆與隔間之裝飾性裝修材。

構件行為：

室內飾板於強震下一般會在面內方向產生裂縫與分離，但亦可能因正向加速度而產生面外位移或脫離。室內飾板若承受面外載重並固定於柔性背材支承系統，於強震下易產生裂縫與脫離。

典型損害案例：

多數公共建設或辦公大樓廁所常採用瓷磚作為室內牆面裝修材，圖 2-6 照片為南投縣政府辦公大樓二樓女廁，在 2013 年 6 月 2 日南投地震中窗邊瓷磚掉落情形。



圖 2-6 二樓女廁瓷磚掉落

(資料來源：國家地震工程研究中心勘災團隊，2013)

(4) 天花板

構件定義與範圍：

天花板應包括水平面與斜面裝置，如拱腹等固定於或懸吊自建築結構體的室外天

天花板，且水平與斜面裝置個別支承。天花板可分為直接式(hard)，墊材打底或懸吊式(suspended)三種。

直接式為天花板直接附於上層樓板底部。如使用機械式繫件或黏著劑，將材料表面鋪設或均佈於木格柵、混凝土樓板或鋼承板，如直接固定法或直鋪法。

墊材打底之石膏天花板，固定於由主要構架支承之木製或金屬貼面板條(furring)，如正間接天花板或反間接天花板。

懸吊式天花板則可分為實心型 (solid)與嵌板型(panelized)兩種。如垂片式天花板、障板天花板及懸吊式系統天花板。典型的懸吊式實心天花板有石膏或灰泥板，及懸吊之金屬板條抹灰(lath and plaster)皆屬之。而典型的懸吊式嵌板型天花板，通常為一骨架(grid)上，擺置多塊預鑄之輕質絕緣材料方板。

新建築物常見的系統天花板(integrated ceiling)，多為“明架式(lay-in)”嵌板型天花板，即一懸吊之T型金屬斷面骨架，容納天花面板、照明燈具及空調。再者，照明及空調應獨立於天花板骨架另行支撐，但實際上多數不會如此施工。即便照明及空調之垂直載重設有獨立支撐，部分仍需天花板系統提供側向支撐以抵抗地震力。一些老舊建築可能有雕飾華麗的重型石膏天花板(molded plaster ceilings)，並直接固定或懸吊於上方結構體；該類天花板分別屬直接式、懸吊實心式。

構件行為：

由於明架式天花板缺乏面內連續性及勁度，地震時容易受到損壞。未支撐及固定的嵌板型天花板系統的擺盪可能會擴大與骨架間隙，而使燈具或面板掉落。骨架常因未獨立支撐燈具增加的載重，而造成損壞。

天花板系統亦因連續之長條燈具照明與空調管線，破壞系統的連續性與結構完整性，而降低耐震力。天花板夾層空間中，多種非結構物互相作用亦可能損及懸吊式天花板系統，如風管、水管、電纜架(cable tray)等擺盪而撞及天花板的鋼線支撐。燈具等較重的設備掉落，可能導致嚴重的人員傷亡，天花面板掉落造成的事故則較輕微。其他典型災損，還包括因未留設足夠的間隔距離，而撞擊隔間牆與自動灑水系統(導致漏水而損及室內物品)。

相較於嵌板型明架天花板，實心式天花板通常擁有較佳的連續性，與周圍隔板能夠較有效的固定，懸吊系統強度亦較佳。實心式天花板多因地震造成的變形過大而損

壞。

典型損害案例：

醫院空間與功能複雜，各類設備管線遍佈於建物內，常以懸吊式天花板作為裝修材，並且便於設備管線之維護，但也常在震後因板材大量掉落導致醫院無法執行正常救護功能，影響病患生命安全。圖 2-7 為甲仙地震中某醫院天花板沿結構牆面之輕鋼架與板材大量掉落，骨架接頭處脫開。其禮堂天花板較嚴重損壞之原因應為：(1)四周天花板收邊處在兩對邊均以收邊釘與收邊條作固定，並非依照”台灣懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南”所建議之兩鄰邊固定，因而造成地震時兩對邊天花板面相互拉扯無法同步運動，導致骨架接頭處脫落、面板掉落。(2)內部與四周天花板面高低差處，以及鄰接窗戶旁的收邊條均為固定於另外施作之木垂板，地震力作用時木垂板如同一懸臂梁，垂板因側向剛度不足，擺動量過大而造成收邊部分破壞。圖 2-8 為蘆山地震中蘆山縣人民醫院受損情形，過大的擺盪造成骨架擠壓變型，導致無法支承面板與燈具而大量掉落。

音樂廳及禮堂亦常使用懸吊式系統天花板，且此類空間高度甚高，天花懸吊長度較長，地震下造成大幅度的晃動，與周圍結構物相撞變型，導致大規模的掉落，圖 2-9 為日本 311 地震，某校於東京九段會館內進行畢業典禮時發生地震，天花板整面從高處掉落，造成死傷悲劇。



圖 2-7 沿結構牆面之輕鋼架天花板掉落
(資料來源：宋裕祺等，2010)



圖 2-8 蘆山縣人民醫院天花板受損情形
(資料來源：林克強等，2013)



圖 2-9 日本東京九段會館天花板掉落
(資料來源：日本國土交通省，2011)

(5) 女兒牆

構件定義與範圍：

女兒牆及外牆附屬物具備室外非結構構件之特性，即突出建築物上方或立面。女兒牆及外牆附屬物應包括混凝土、磚造或陶土磚造女兒牆與雕塑品及裝飾品。

構件行為：

女兒牆及附屬物的材料或構件若無適當耐震支撐，可能會脫離或倒塌，其震損造成的後果可能是所有非結構構件最嚴重的。

典型損害案例：

女兒牆受震行為猶如懸臂梁，圖 2-10 為蘆山地震中，寶興縣人民醫院屋頂女兒牆開裂情形，由承受最大撓屈之底部開裂，在餘震下有可能發生倒塌情形。



圖 2-10 屋頂女兒牆底部開裂
(資料來源：林克強等，2013)

(6) 雨遮與遮篷

構件定義與範圍：

雨遮種類應為外牆突出物，包括延伸自建築物水平結構體或固定於建築物之獨立結構體。遮篷種類則為獨立式結構體(free-standing)。

構件行為：

廣告招牌與大型出入口雨遮等，大多以懸臂構架固定於外牆面，最好能使用不銹材質的剛性斜撐加以固定。

典型損害案例：

雨遮常設位置通常於門窗等出入口上方，在地震中掉落可能影響逃生動線，甚至造成砸傷意外，圖 2-11 為台灣 921 地震中埔里榮民醫院雨遮震損情形，由圖中可看出附加於牆上之雨遮震後整片掉落，嚴重影響逃生機能。



圖 2-11 通道出口上方雨遮掉落
(資料來源：姚昭智)

(7) 煙囪

構件定義與範圍：

建築物屋頂層之懸臂煙囪與排氣管應依據本章節進行補強。輕金屬製之居住建築使用煙囪不須遵循本準則之規定。

構件行為：

煙囪與排氣管構件行為包括彎矩破壞、剪力破壞或傾倒破壞。該類非結構物亦可能從連接的樓板或屋頂結構體脫離，其崩塌或傾倒破壞的行為甚至可能損及相連之結構體。

典型損害案例：

雖台灣並不常見具煙囪之建築物，在國外許多震災案例中較常見到煙囪的破壞，圖 2-12 與圖 2-13 為美國一般住宅之煙囪傾倒案例，分別為整座煙囪傾倒損及建築物與磚造煙囪崩塌情形。



圖 2-12 煙囪傾倒損及建物
(資料來源：ATC, 2011)



圖 2-13 磚造煙囪崩塌
(資料來源：ATC, 2011)

(8) 樓梯與梯間

構件定義與範圍：

樓梯構造應包括組構樓層間通道之梯級踏面、豎板與平台，以及梯間之四周牆壁、門、窗戶與防火設施等構件。

構件行為：

樓梯結構與建築結構體可能是獨立或是結合在一起的。倘若樓梯結構與建築結構體維持整體性，應進行局部的建築結構評估與分析，並特別留意因局部勁度變化而須進行反應修正的可能性。倘若樓梯結構與建築結構體各自獨立，樓梯結構應評估樓梯正向載重，以及樓梯結構抵抗自建築結構透過連接構件傳遞之正向加速度或載重的耐震能力。梯間構材可能會掉落，而其造成的殘骸可能使樓梯沒有辦法使用。

典型損害案例：

部分逃生樓梯獨立於結構體之外附加於建築物上，如樓梯自身連接構件或與建築結構連接處之耐震能力不足，則可能發生構件脫開損壞之情形，如圖 2-14 為美國 1994 年北嶺地震樓梯震損情形。如樓梯為與建築結構體結合之梯間，則梯間周圍之隔間牆與飾材等非結構物可能在地震中掉落並覆蓋在樓梯通道上，雖樓梯本身並未損壞，但已不具備原本機能，影響逃生動線，如圖 2-15。



圖 2-14 結構獨立樓梯損壞情形
(資料來源：ATC, 2011)



圖 2-15 梯間構材掉落影響動線
(資料來源：ATC, 2011)

2. 機械、電力與配管設備

(1)

機械設備

構件定義與範圍：

建築之重要機電系統包括緊急供電系統、空調系統、供水系統、熱供給系統、通訊系統與電梯系統等。

構件行為：

機械設備的破壞行為因設備固定方式與位置而異。固定於樓板或屋頂層之設備物的破壞行為包括基底滑動、傾斜或傾覆，固定於垂直結構構件或是懸吊之設備物的破壞行為可能因固定裝置拔出而隨之掉落，以及與機械設備連接之管線或電纜的損壞。

典型損害案例：

震後如管線等末端設施無損毀，但前端機械設備毀壞亦會造成電力、空調與給水等系統無法正常運作，對於醫院建築物即喪失其運作機能，影響救護運作。圖 2-16 與

機

圖 2-17 分別為蘆山地震中醫院屋頂樓層所放置之電器機械設備，因地震力而使基底產生滑移，長寬差異較大之設備物易發生傾倒之情形。



圖 2-16 屋頂電力設備位移
(資料來源：林克強等，2013)



圖 2-17 屋頂電力控制盤傾倒
(資料來源：林克強等，2013)

(2) 儲存器與熱水器

構件定義與範圍：

容器材質可能是玻璃纖維、玻璃內襯(glass-lined)、鋼或其他金屬。本節要求亦可應用於內容物為固體但行為類似流質的儲存器，或是內容物為流質但與建築機能運作不相關的儲存器。

構件行為：

種類一之容器的破壞原因包括錨定螺栓過度拉伸、支承構件挫屈與分離以及伴隨的容器傾倒或翻覆。種類二之容器的破壞原因包括容器自基底位移、容器靠近底部的外殼降伏破壞而造成外殼局部突出或使內容物漏損。上述兩種容器的位移均可能造成連接的管線破裂或內容物漏損。

典型損害案例：

圖 2-18 為甲仙地震中某醫院儲存器受損，位於 12 樓鍋爐室內的兩座熱水儲槽，底部基礎混凝土出現龜裂，固定錨栓部分被拉拔出混凝土。圖 2-19 之純水過濾桶之塑膠基座雖以螺栓錨定於樓板，但過濾桶與基座間並未固定，因此院方原本即以鋼環將桶身固定於旁邊之鋼架，但地震力作用下過濾桶仍產生傾斜。



圖 2-18 熱水儲槽之基礎混凝土龜裂，固定螺栓拉拔鬆脫
(資料來源：宋裕祺等，2010)



圖 2-19 水過濾桶傾斜
(資料來源：宋裕祺等，2010)

(3) 管道系統-加壓設備管道系統

構件定義與範圍：

本節要求適用於所有內含 15psi 壓力(蒸氣狀態)流體之管線，但不包括消防管線系統。

構件行為：

管道系統最常見的破壞位於接頭處，起因多為缺乏或不適當的耐震支承或斜撐。

補強方法包括依據設計準則安裝支承或耐震斜撐。

典型損害案例：

圖 2-20 為甲仙地震中某醫院機房之 RO 水過濾桶與水管相接處斷裂，由圖可知剛性管線與鋼瓶相接處並無配置撓性接頭。



圖 2-20 RO 水過濾桶與水管相接處斷裂
(資料來源：宋裕祺等，2010)

(4) 管道系統-消防管線系統

構件定義與範圍：

消防管線系統範圍應包括構成撤水管道之主立管與橫向主幹管，其載重範圍在長度每英尺 30 到 100 磅(約每公尺 45 到 150 公斤重)之間，包括尺寸最低降至每英尺兩磅(約每公尺 3 公斤重)的分支管。防管線應於適當位置裝設直接頭與地震隔離縫裝置，並留設足夠之穿孔間隙。

構件行為：

消防管線系統行為應定義為加速度控制。配置跨越上下樓板或抗震接頭(seismic joints) 之消防管線系統，其構件行為應同時定義為加速度控制與變形控制。

消防管線系統最常見的破壞位於接頭處，起因多為缺乏或不適當的耐震支承或斜撐，或撤水頭被鄰近建材撞擊。消防自動撤水噴頭穿越天花板處在美國北嶺地震當中

受災情形嚴重，屬於較易受損的管線部分，故美國中震及強震區習慣在撒水噴頭穿越天花板處，保留 25mm 的活動空間。

典型損害案例：

消防管線於地震時損壞，如同時因地震導致火警，則無法發揮機能，威脅生命安全，或是因損壞導致漏水，影響室內空間正常使用。

圖 2-21 案例為慈濟醫院使用特製蓋板將天花嵌板與消防撒水頭密合連接，再加上使用之金屬鋁製天花嵌板強度較一般礦纖板高，地震時當消防管線、天花板系統兩者產生過大相對位移時，導致消防撒水管撒水頭受損或是天花嵌板變形破壞。強震後消防撒水頭破裂，消防系統之高水壓導致通道淹水，水勢並漫延至二樓的手術室等醫療使用空間。

圖 2-22 為竹山秀傳醫院於 921 地震時，消防管線斷裂掉落，已無法維持正常運作機能。



圖 2-21 管線拉扯天花嵌板導致變形
(資料來源：邱聰智等，2010)



圖 2-22 消防管線斷裂掉落
(資料來源：姚昭智)

(5) 管道系統-消防以外之流體輸送管線

構件定義與範圍：

加壓管線或消防管線系統範圍外，以重力輸送流體或與大氣互通之管線—包括排水管與通氣管、冷、熱與冰水管、輸送液體管線與燃料氣體線路。部份管線增設隔振器，以降低內容物流速不均或過快造成的管線振動。

構件行為：

液體輸送管線最常見的破壞位於接頭處，起因多為缺乏或不適當的耐震支承或斜撐。管線材料延展性與接頭韌性亦影響其易損性與耐震斜撐間距大小。

一般而言，以金屬管搭配銲接、銀焊(brazing)與溝槽式接頭(groove - fitted joint)的延展性較佳，塑膠管線如 PVC(polyvinyl chloride)及 PVDF(polyvinylidene fluoride)搭配溶劑銲接(solvent welded)接頭的延展性較差；此外，金屬管線搭配螺紋接頭(screw joint)延展性亦較差。上述管線延展性較差者，耐震斜撐間距要較小，以限制地震期間管線變形量。

典型損害案例：

圖 2-23 為蘆山地震中寶興縣人民醫院頂樓之管線受損情形，由圖可看出管線並未使用適當耐震之耐震支承，地震下造成管線與束制之混凝土產生撞擊，而使混凝土碎裂損壞失去原支承功能。



圖 2-23 管線與固定之混凝土撞擊
(資料來源：林克強等，2013)

(6) 管道系統-風管

構件定義與範圍：

風管截面積較大，重量較輕，大多以薄金屬片製成。

風管應包括冷暖空調(HVAC)與排氣風管系統，非運輸危險材料且符合下列其中之一條件的風管，可不需加設耐震束制：

1. 以吊鉤(hangers)懸吊之冷暖空調(HVAC)風管，風管頂部至支承結構體之懸吊長度未超過 12 英吋。吊鉤應避免因安裝施工不當，而導致吊鉤內產生彎矩。
2. 冷暖空調(HVAC)風管之截面積小於 6 平方英尺。

構件行為：

風管常見的損壞原因，包括支承構件破壞，或缺乏斜撐而導致變形過大或接頭處破裂，導致風管系統的內容物洩漏，甚至震動、晃動過大而損及鄰近設備。風管的耐震性能易受到鄰近非結構構件與相連接之子設備物的影響，如天花板系統、高架地板與隔間牆以及風管連接之風管機與出風口等。

典型損害案例：

一般辦公大樓或醫院及其他公共建築均採用中央空調，風管為各式建築中常見之設備，因重量輕故較無生命安全的威脅，但仍需留意周圍與其相連結之設備。圖 2-24 為甲仙地震中某醫院因消防管線支管與風管過於接近，造成地震中晃動過大而相互撞擊，於風管保溫墊上留有撞擊痕跡。

圖 2-25 與圖 2-26 分別為為 2013 年 3 月 27 日南投地震中興大學圖書館與暨南大學圖資大樓受損情形，其耐震性能受嵌於天花板之出風口所控制。



圖 2-24 風管與消防管線相互撞擊
(資料來源：宋裕祺等，2010)



圖 2-25 天花板掉落之出風口
(資料來源：國家地震工程研究中心勘災
團隊，2013)



圖 2-26 空調風管掉落情況
(資料來源：國家地震工程研究中心勘災團隊，2013)

(7) 電力與通訊設備

構件定義與範圍：

電力與通訊設備包括配電盤(panel boards)、電池架(battery racks)、馬達控制中心(motor control centers)、開關設備(switch gear)等設備。

構件行為：

電力與通訊設備的破壞行為因設備固定方式與位置而異。固定於樓板或屋頂層之設備物的破壞行為包括基底滑動、傾斜或傾覆，固定於垂直結構構件或是懸吊之設備物的破壞行為可能因固定裝置拔出而隨之掉落，以及與電力設備連接之管線或電纜的損壞。

典型損害案例：

通訊設備櫃通常寬差異較大，地震中容易發生如圖 2-27 所示沿短側傾倒的情形，造成櫃內電纜管線等設備損壞。



圖 2-27 通訊設備傾倒損壞
(資料來源：ATC, 2011)

(8) 照明設備

構件定義與範圍：

照明設備可分類為下列四種：

種類一：嵌入上方樓板底部或結構構件之照明設備

種類二：固定於牆或上方樓板底部表面之照明設備

種類三：支承於懸吊式天花系統之照明設備

種類四：自上方樓板底部或結構體以裝置或鎖鏈懸吊之照明設備

構件行為：

種類一與二的照明設備破壞原因，包括照明設備的固定裝置損壞且/或支承的上方樓板底部或牆的損壞。種類三的照明設備破壞原因，包括照明設備失去懸吊式天花系統的 T-bar 提供支承，或是支承結構體變形、天花板系統變形等，均會造成照明設備掉落。種類四的照明設備破壞原因，可能是過大擺盪造成懸吊燈具或鎖鏈的支承處與鄰近建材破壞，或是支承構件自上方樓板底部拔出。

典型損害案例：

照明設備隨處可見，但也因常裝設於高處，故地震中易發生掉落砸傷人之情形。圖 2-28 為蘆山地震中蘆山縣人民醫院，其照明設備主要支承於懸吊式天花系統，地震晃動使支承骨架 T-bar 扭曲彎曲，無法支撐燈具而造成大量掉落。圖 2-29 為龍肚國小於甲仙地震中震損之照明燈具，掉落原因可能為燈具吊索與樓板固定處螺栓在地震力作用下被拔出。



圖 2-28 支承於懸吊式系統天花
於震後掉落之照明燈具
(資料來源：林克強等，2013)



圖 2-29 固定於上方樓板底部之
懸吊照明設備破壞情形
(資料來源：宋裕祺等，2010)

3. 室內傢俱與設備

(1) 儲物架

構件定義與範圍：

物架應包括儲放永久或臨時物品的系統，包括小型書架甚至二至三層樓高的工業貨櫃架。儲物架通常為金屬構造。儲物架一般視為建築使用者的財產，且由住戶安裝，而非由建築所有人安裝。因此，儲物架安裝通常不會是建築施工合約的一部分，且儲物架一般不會有基座或基座固定裝置。但儲物架通常是長期性安裝，且儲物架規模與承載重量使其足以對使用者生命安全、財產損失甚至是周圍結構體造成威脅。

構件行為：

儲物架可能滑動、傾倒或儲物櫃本身遭受損壞，儲物架固定之隔間牆可能因此而

受損。與儲物架相關之地震損壞多與掉落之儲存物品相關。

儲物架若未給予適當耐震支撐或提升抗彎矩能力，強震時可能造成內部損壞。儲物架的外部破壞行為，大多因缺乏或不適當的基座固定裝置而傾倒。倉庫類建築應用之鋼構儲物架或是貨櫃架(pallet racks)的行為如同小型的鋼構架。預製的儲物架可能未經地震載重設計，故一般會委託結構工程師再次進行儲物架的耐震設計與評估。

典型損害案例：

儲物櫃或壁式儲物架在一般辦公空間中為常見之設備物，但常未設置適當之耐震支撐，地震下造成大位移滑移或傾倒。圖 2-30 為 2013 年 3 月 27 日南投地震中興大學儲物櫃傾倒情形，因儲物櫃並無設置基座固定裝置，因此在受到地震力作用下發生傾倒。圖 2-31 為甲仙地震中某醫院位於醫療大樓一樓之病理部，用來儲藏手套等醫療物品之壁掛式櫥櫃，因支撐構件於地震中損壞，導致壁掛式櫥櫃歪斜。



圖 2-30 未固定基座之儲櫃傾倒
(資料來源：國家地震工程研究中心勘災團隊，2013)



圖 2-31 壁掛式儲櫃歪斜
(資料來源：宋裕祺等，2010)

(2) 書櫃

構件定義與範圍：

超過四呎高(約 1.2 公尺)的木造或金屬製造的書櫃。

構件行為：

書櫃變形或傾覆的原因，可能是與樓板、相鄰牆、柱等結構構件之間不適當的斜

撐或裝置固定。書櫃補強方法通常是於書櫃背面增設金屬交叉斜撐，以降低書櫃內部剪力變形。此外，補強方法亦包括在書櫃面外與面內方向架設斜撐於相鄰結構構件或牆面，以避免書櫃傾覆或剪力變形(racking)。

典型損害案例：

圖書館置有大量書櫃，通常為長寬相差相當大之矩形，並因書籍放置造成重心偏心情形，為相當易傾倒之設備物。圖 2-32、圖 2-33 為甲仙地震中兩學校圖書館受損情形，部分書櫃雖已設置連桿，但仍因擺動而傾斜，且圖書架的滑移量甚至達 60 公分，未傾倒之書櫃亦有大量書籍掉落之情形發生。圖 2-34 與圖 2-35 為 921 地震時之台中健保門診中心資料架面內與面外不同之構件行為傾倒情形。



圖 2-32 書櫃傾倒與位移
(資料來源：宋裕祺等，2010)



圖 2-33 書櫃大量書籍掉落
(資料來源：宋裕祺等，2010)



圖 2-34 書櫃面內方向傾倒
(資料來源：姚昭智)



圖 2-35 書櫃面外方向傾倒
(資料來源：姚昭智)

(3) 危險材料儲藏

構件定義與範圍：

危險材料貯藏應包含儲存危險性材料(依據 National Institute for Occupational

Safety and Health 定義)之永久性安裝容器，並獨立設置(freestanding)、架設於支承、收納於工作檯面或架上，如瓦斯儲存器(Propane gas tanks)、壓縮氣體儲存器、乾性或液態化學儲存容器。

構件行為：

翻覆儲存器可能會釋放出貯藏之危險材料。支承構件與不適當的斜撐的挫屈與傾倒會導致破壞。

典型損害案例：

甲仙地震當天，有數間國中小因震損停課。其中，龍肚國中因當日教學行政大樓理化實驗室之化學實驗品外洩，已影響在校師生安全，迫使校方停課。理化實驗室內之化學藥品儲存櫃為櫃門外開式，儲存櫃門扇受面外力而開啟，化學藥品自儲存櫃掉落而容器破損，導致內容物外洩，如圖 2-36 所示。



圖 2-36 化學藥品自儲存櫃掉落外洩
(資料來源：宋裕祺等，2010)

(4) 電腦架與通訊設備架

構件定義與範圍：

電腦架與通訊設備架，應包含用於支承電腦與其他電子設備，且超過四英尺高(約 1.2 公尺高)之獨立(freestanding)設備架系統。設備架可能支承於結構體或高架地板，且可能未直接接觸於支承結構體。

構件行為：

電腦架與通訊設備架若未給予適當耐震支撐或提升抗彎矩能力，強震時可能造成內部損壞。設備架的外部破壞行為，大多因缺乏或不適當的樓板固定裝置而傾倒。

典型損害案例：

直接擺放於桌上之設備物與電腦等，震後因傾倒而造成設備物損壞，如圖 2-37 為龍肚國小教學與行政大樓電腦室於甲仙地震受損情形。



圖 2-37 電腦設備物傾倒
(資料來源：宋裕祺等，2010)

(5) 電腦室高架地板

構件定義與範圍：

電腦室高架地板應為嵌板式、架高的樓板系統，便於鋪設線路、光纖與其它與電腦及相關電子構件之服務性設施。

高架地板系統主要以四個構件組成：基座(pedestals)、面板(floor panels)、桁樑(stringer，位於基座頂端的”樑”)、對角斜撐(diagonal bracing，連接結構樓板與高架地板或基座頂端)。高架地板高度因需要而異，一般而言，高架地板自支承樓板結構體的高度小於3英呎(約90公分)。

構件行為：

高架地板系統主要有兩種破壞模式：

崩塌(collapse)：

發生原因可能為未加強支撐的樓板，其基座與桁樑之連接構件或底板的脆性破壞。

地板面挫屈(floor buckling)：

發生原因可能為面板滑動、垂直加速度、高架地板與相鄰的牆、柱或隔間牆等撞擊。

典型損害案例：

崩塌與地板面挫屈對於高架地板損失不大，但若考慮對於承載之設備的影響，高架地板破壞仍可能造成機能中斷與大量經濟損失。圖 2-38 為 1994 年美國北嶺地震震損倒塌之高架地板。圖 2-39 為 2010 年智利地震，高架地板之桁樑與基座固定處脫開造成破壞。



圖 2-38 高架地板倒塌
(資料來源：ATC, 2011)



圖 2-39 高架地板與相鄰牆面撞擊，桁樑與基座固定處脫開
(資料來源：ATC, 2011)

(6) 電梯

構件定義與範圍：

電梯應包括升降機箱與機道，以及所有與電梯運作相關之設備及升降機房，如平衡錘、絞車(hoists)、吊索及控制器等。

電梯依構造可分為油壓式與牽引式電梯。升降機道或梯井中，最關鍵的耐震性能因素為升降機廂(car)與平衡錘導軌(counterweight rails)。與電梯相關的機電控制設備(如馬達、控制器及其盤體、絞車、油壓幫浦)則應視為典型之固定於樓板或懸吊之構件。

構件行為：

電梯元件於強震時可能會脫離或脫軌。多數電梯損壞肇因於導軌變形過大而造成平衡錘與/或機廂出軌。若無裝設出軌感應器(derailment sensors)與節速器(automatic shut-offs)，平衡錘與機廂間的撞擊極可能造成設備損壞與傷亡。

此外，電梯機房通常位於建築物頂層，往往是樓板反應加速度最大之處，故機房內之機櫃均須作固定。電梯機電設備裝置不當亦可能發生損壞。

磚造或空心磚造的機道牆體應特別留意，其損壞明顯會違反生命安全非結構性能等級。電梯運作相關設備可能會蒙受與其他固定於樓板之重型設備物類似的損壞。強震後的斷電亦會使電梯無法運作。

典型損害案例：

圖 2-40 為東華大學圖資大樓於花蓮地震中電梯震損情形，圖資大樓兩部客梯和塔樓客梯共三部客梯均因導滑器、配重塊脫軌而無法使用，應立即進行耐震補強措施，避免日後地震時大量電梯脫軌事件的發生。圖 2-41 為 2013 年 3 月 27 日南投地震，南投縣政府單部電梯系統平衡錘下方之支撐構件變形，導致該部電梯急停。



圖 2-40 電梯配重塊脫軌
(資料來源：邱聰智等，2010)

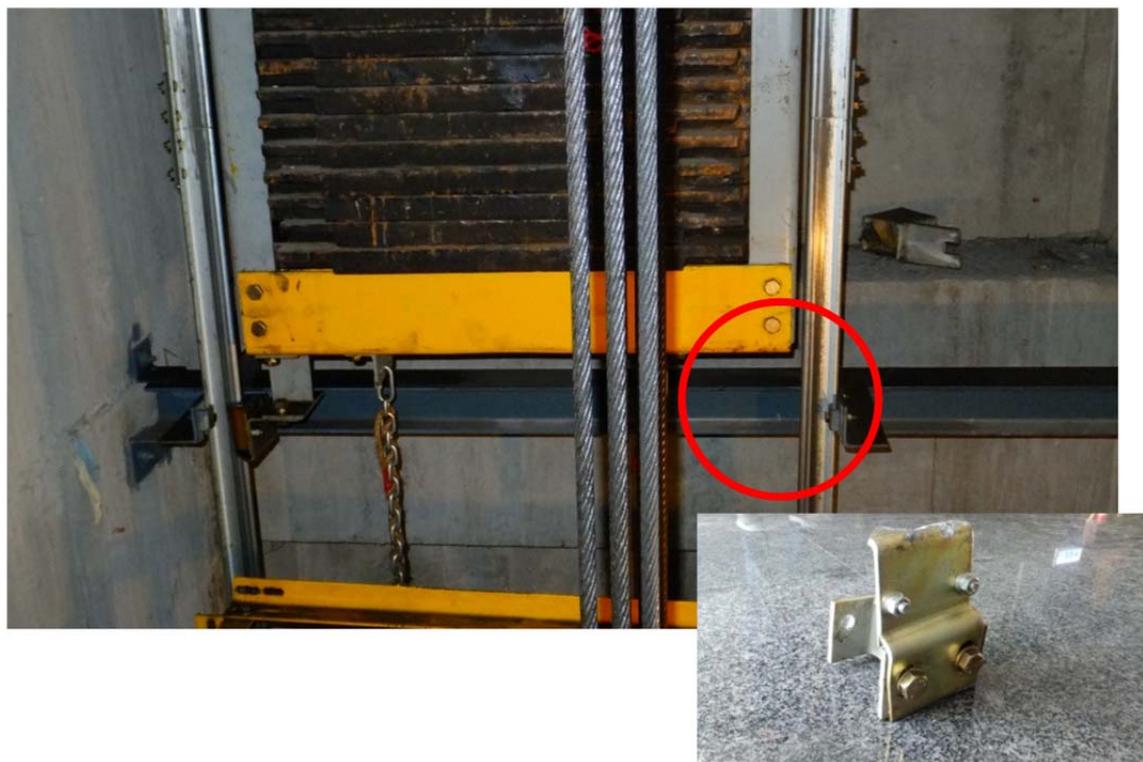


圖 2-41 電梯導靴變型
(資料來源：國家地震工程研究中心勘災團隊，2013)

(7) 輸送帶

構件定義與範圍：

輸送帶應包括材料輸送帶及其運作所需之所有機械與控制器。

構件行為：

輸送帶相關機械可能會蒙受與其他固定於樓板之重型設備物類似的損壞。此外，輸送帶連接之建築物構件變形可能造成輸送帶無法運作。強震後的斷電亦會使輸送帶無法運作。

典型損害案例：

輸送帶常見於一般工業設施，圖 2-42 為 2010 年智利地震受損之大型糧倉輸送帶，兩座糧倉在地震力作用下產生不一致的位移，使得中間連接的輸送帶大量變形損壞。

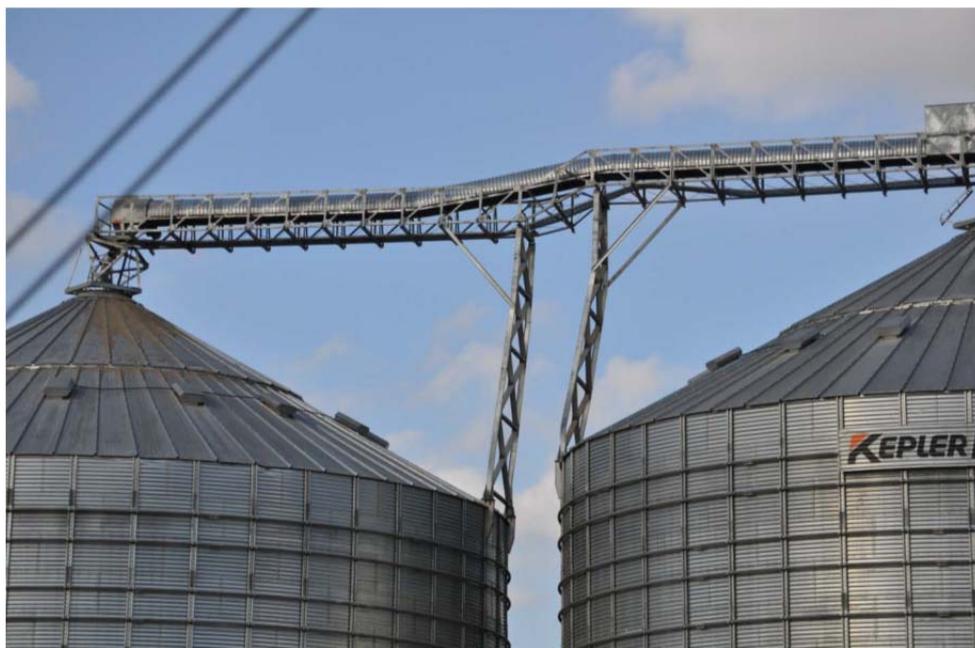


圖 2-42 輸送帶變形損壞
(資料來源：ATC, 2011)

參 非建築結構物

非建築結構主要包括建築物以外自行承擔垂直載重與地震力之結構物，例如自來水設施中常見的池狀結構為例，在國、內外各重大地震事件中，配水池亦經常發生損害，例如阪神地震(1995/1/17, Mw6.8, 上ヶ原淨水場、会下山配水池)、集集地震(1999/9/21, Mw7.6, 豐原第一淨水場、鯉魚潭淨水場、腦館 18,000 噸配水池、阿里山 10,000 噸配水池、民雄 1,000 噸配水池)、紐西蘭基督城地震(2010/9/4, Mw7.1, 2011/2/22, Mw6.2, Huntsbury 一號配水池、McCormacks 二號配水池)、日本 311 地震(2011/3/11, Mw9.0, 鰐川淨水場、神栖配水場、一關市貯水塔)等。其中，以紐西蘭基督城地震最具代表性，在 Billings and Charman (2012)的文章中，已總結其配水池震害型式，如底板開裂、內柱主筋挫屈、頂板與池牆開裂等，如圖 2-43 所示。



(a)底板開裂



(b)池內柱底破壞



(c)頂板破損



(d)牆體開裂滲漏



(e)池邊路基下陷



(f)頂部懸臂板斷裂 (g)頂梁與牆交界面損壞 (h)外柱混凝土破壞

圖 2-43 2010 年紐西蘭基督城地震配水池損壞情形

(資料來源：Billings, I. and Charman, N., 2012)

以台北市自來水設施為例，目前有配(清)水池一百多座，總容積近 70 萬立方公尺，其中大於 5,000 立方公尺者共有 14 座。其中至少有七座建造於民國八十年以前，故其相關耐震設計程序及性能評估方法亦應重新檢討。

表 2-1 台北市自來水事業處配水池清單

編號	配水池名稱	有效容積	配置方式	池體形狀	竣工年	池壁厚度	基樁
		m3			民國	cm	
1	民生加壓站配水池	102000	地下	長方形	95	100	有
2	三重加壓站配水池	37000	地下	多邊形	77	85	-
3	新大同加壓站配水池	30000	地下	長方形	72	40	-
4	中和配水池	30000	半地下	多邊形	84	90	有
5	舊大同加壓站配水池	30000	地下	長方形	69	40	-
6	內湖配水池	25000	地下	長方形	70	50	有
7	木柵配水池	25000	半地下	圓形	82	75	-
8	松山加壓站配水池	20000	地下	多邊形	80	95	有
9	天母平地配水池	15000	半地下	長方形	81	60	有
10	公館加壓站前池	11184	半地下	圓形	78	80	-
11	木柵二期加壓站配水池	6000	地下	多邊形	84	70	有
12	伸仗板配水池	5000	半地下	長方形	95	50	有
13	北投第一配水池	6000	半地下	長方形	64	30	-
14	南港加壓站配水池	5000	地下	長方形	77	35	-

(資料來源：台北市自來水事業處，2013)

參考許多地震對地上配水池的損壞，並非全為配水池的結構，尚包含進出管線因地質不均勻沉陷破壞，造成水量流失，因此除進出管線應加設可撓管外，出水管應設緊急遮斷閥以防止管線斷裂時水量的流失。故須針對現有台北地區配水池，藉由專案安全性評估及設計補強案例解說，包含進水管的耐震性重新評估，將有助於加強其耐震能力，避免二次災害的產生。

另外，我國在過去地震經驗(含 921 地震)中，並無類似像自來水設施中例如淨水

場藥槽或其配管損壞之紀錄。但美國在 1994 年加州北嶺地震中，曾於 Jensen Filtration Plant、Los Angeles Aqueduct Filtration Plant 等兩座淨水場發生災損，兩處現場均有明顯的土壤液化現象。除控制室、部分池體及管路發生損壞，加上電力中斷，影響淨水場運作之外，液氯的 PVC 給藥管亦發生破裂損壞，起因分別為地盤沉陷與支撐不良(EQE, 1994)。日本方面，1995 年阪神地震，鯨池淨水場、明石川淨水場曾分別發生投藥設備及消毒用配管的損壞(水道技術研究センター，1997)。阪神地震之後，2001/3/24 芸予地震與 2004/10/23 新潟中越地震，亦有給藥管損壞之事例(日本水道協會，2009)，2007/3/25 能登半島地震，上野淨水場次氯酸鈉及 PAC 儲槽發生輕微之破損(圖 2-44)。至於 2011 年發生的 311 地震，陸前高田與氣仙沼兩地受海嘯席捲，淨水場全毀不堪修復，之外則有仙台市水道局福岡淨水場消石灰貯槽之稱重計與伸縮接頭損壞(圖 2-45)、中原淨水場 PAC 貯槽下部之樹脂材剝離(日本厚生勞動省，2013)。此外，1989 年美國加州 Loma Prieta 地震、1990 年菲律賓地震、1991 年哥斯大黎加 Limon 地震等，均曾發生未經束制之直立氯瓶(chlorine cylinders)傾倒並扯斷配管。

綜合以上觀察，非建築結構中有關非相似於建築之非建築結構在歷次地震中鮮少發生損壞，其相關配管則偶會發生，或與地盤沉陷、支撐問題有關。惟非建築結構之耐震安全往往會影響例如供電、供水或瓦斯系統的功能運作至鉅，不得不慎，宜以耐震評估之方式，徹底進行體檢，方能確認有無疑慮，及早施以防治對策。



圖 2-44 日本能登半島地震上野淨水場次氯酸鈉儲槽損壞情形
(資料來源：日本水道技術研究センタ)

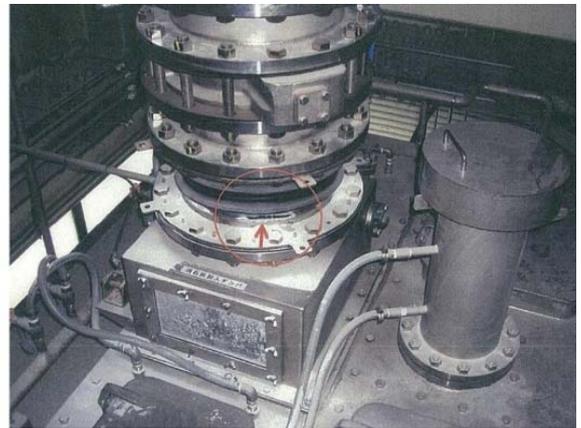
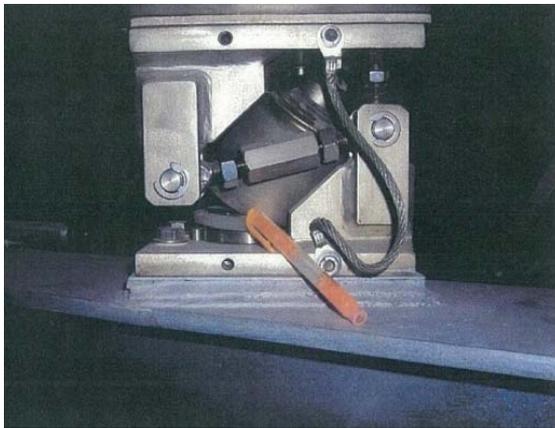


圖 2-45 日本 311 地震仙台市福岡淨水場消石灰貯槽損壞情形
(資料來源：日本水道技術研究センタ)

第三章 建築物耐震設計規範修訂沿革

第一節 國內外建築物耐震設計規範修訂沿革

在歐美地區地震工程的發展十分早，伴隨著地震學的研究，在 19 世紀末以及 20 世紀初，科學家對於地震的影響產生濃厚的興趣，在義大利、日本、美國(特別是加州地區)猶為重視，這也是因為幾次大地震的發生所導致，如日本 1855 年安政江戶地震(Edo Earthquake)、1891 年美濃尾張地震(Mino-Owar Earthquake)以及 1923 年關東大地震(Kanto Earthquake)，美國 1906 年舊金山地震(San Francisco)，義大利 1908 年梅西納地震(Messina Earthquake)等，由這些地震的震害調查經驗當中，發現到地震所產生的水平慣性力對於結構的破壞具有相當程度的影響，因此產生了在設計建築時將地震力考量進來的構想。

位於歐洲的地震工程學者最早於 19 世紀末開始建議以很小比例的自重當成水平方向的地震力來設計，這個概念後來被廣泛的應用在 20 世紀初期的耐震設計中。

1900 年，日本學者大森房吉提出震度法的概念，將地震作用簡化成等效之靜力並取為重量的 0.1 倍作為水平地震橫力。義大利圖靈(Turin)大學應用力學教授 Panetti 則於 1924 年建議將第一層的設計水平力取為其上部重量的 1/10，而第二層與第三層的設計水平力則取為其上部重量的 1/12，這是最早將水平地震力量化的耐震設計法。1923 年日本關東大地震後，1924 年日本都市建築規範首次增設的耐震設計規定，取地震係數為 0.1。

1927 年美國國際建築事務協會(International Council of Building Officials)提出 Uniform Building Code (UBC)第一版規範，首次引進地震力設計於附錄中，地震係數取為 7.5%~10%之建築總重，此時之設計地震力建議並未具強制力，直至 1933 年長灘地震(Long Beach Earthquake)後，洛杉磯建築法(Los Angeles Building Code, LABC)參考 UBC 規定，為最早建築耐震設計的強制規定。以現在的耐震知識來看，採用地震力為自重之一定比例之靜力法並沒有考量結構的動力效應並且認為結構在地震作用之下，隨著地基作整體水平剛體移動其運動之加速度與地表加速度相同，由此所產生的水平慣性力(即建築物重量與地震係數的乘積)係沿著高度方向均勻分布。若進一步考慮到不同地區地震強度的差異性，則可在設計中按照不同震區採用不同的地表加速度。以

結構動力的觀點來看，地震作用之下結構各質點的地震反應加速度事實上並不會等於地表加速度。

1937 年洛杉磯郡資助加州理工學院、史丹佛大學等單位進行建築物遭受地震破壞的廣泛研究，發現對於不同樓高的建築物，依據法規規定所設計之地震力其提供的保障並不相同，因此於 1943 年的 LABC 規範中將樓高規定納入地震考量中。

1948 年美國土木工程學會(ASCE)以及北加州結構工程同業公會(Structural Engineers Association of Northern California, SEAONC)進行「耐震設計」EQ-RD(Earthquake-Resistant Design)研究，於 1952 年將結構物的振動週期 T 納入地震係數 C 的計算式中，此為 1932 年加州理工學院 Biot 提出反應譜概念，並於 1941 年成功的利用扭擺振動類比分析儀從一個實測地震紀錄當中製作出全世界第一個地震反應譜，得到無阻尼單自由度系統的地震最大反應加速度與基本振動週期間的關係後，首次將此概念納入地震力計算式中，為結構物耐震設計演進的一大進步。1953 年 Housner 等學者則提出有阻尼的單自由度系統的反應譜。在電腦發明之後，Clough 提出考慮高模態影響的計算方法並實際利用程式計算在高層建築中的地震反應。自此之後，反應譜理論逐漸並廣泛地被各國耐震設計規範所接受，結構耐震設計理論與方法從此之後便進入了反應譜之年代。

在進入反應譜之年代後，許多早期按照靜力係數法設計的短週期結構物，若按照彈性反應譜理論其短週期加速度反應譜值比靜力係數法的地震係數均在一倍（最大為 2.5 倍）以上，照理來說應該會因地震力不足而無法承受強烈大地震的作用。然而；在許多震害經驗當中，這些結構物卻往往能夠承受得住強烈地震的考驗，使得結構工程師無法於理論上解釋之前設計的結構物為何能夠承受如此強烈的災害地震之侵襲。

為了解決由靜力法過渡到反應譜法所衍生的適用問題，因此；以美國 UBC 規範為例，藉由使用地震力折減係數 R 的方式將反應譜法所得到的譜加速度值 S_a 折減至與靜力法水平地震力相當的設計地震譜加速度 S_{aD} ， $S_{aD}=S_a/R$ ，其中地震力折減係數 R 的規定值對於韌性較差的結構取較小之值而對於韌性較佳的結構則可取較大之值。雖然當初利用地震力折減係數加譜加速反應值折減的方式是經驗性的作法，然而人們皆已經認知到應該依據結構韌性之不同來取不同的地震力折減係數，此即為考慮結構耐震能力貢獻的最早形式。然而卻經歷了一個很長的歷程才認知到結構韌性之重要性。在確定及研究地震力折減係數 R 的過程當中，Housner 和 Newmark 分別從兩個不同角度各自提出看法，Housner 認為考慮地震力折減係數 R 的因素有：每一次地震作用當

中可能包括若干次大小不等的較最大反應，較小的地震反應可能出現許多次，而較大的地震反應則可能只出現一次，除此之外某些地震反應的尖峰值持續得時間可能很短，震害經驗顯示這種脈衝式的地震所帶來的震害相對較輕。

1959 年加州結構工程同業公會(Structural Engineers Association of California, SEAOC)將組構係數 K 納入地震力計算，首次導入結構非線性行為的概念，承認不同結構特性的建築其韌性以及消能能力亦有所不同，此亦為耐震設計演進的另一重大突破。

1967 年 SEAOC 提出「小震不壞、中震可修、大震不倒」概念於規範中，此準則亦被大多數學者及工程師所接受，廣泛地列於全世界耐震法規的基本精神中。1978 年 ATC 3-06 提出幾項新的概念如遠距地震對長週期結構的影響、阻尼及韌性對結構非線性行為的影響以及耐震性能要求分類等。

美國 UBC 規範基本上每 3 年改版，自 2000 年後美國建築規範由昔日的三大規範(UBC、SBC、BOCA)合併為全國通行之單一規範 International Building Code(IBC)，而首版之 2000 年版 IBC 耐震設計部份即以 1997 年版 NEHRP 規範為基礎，並融合部分 1997 年版 UBC。最新 2012 年版 IBC 則以 ASCE 7-10 為依據，而 ASCE 7-10 訂定基礎即為 NEHRP2003 (FEMA 450)。

我國耐震設計相關規定始訂於民國 63 年 2 月，條列於建築技術規則中，在此之前並無明文規定，因此當時的結構設計可能沒有考量地震力，或參考美、日等國做法假設基底剪力係數為 0.1 來設計，此 63 年版之規範開始考慮地震危害度並引入結構系統韌性與週期。民國 71 年 6 月，以美國 UBC76 規範為藍本對地震力的規定架構做了一些修訂，並提供較為完整之結構物週期計算公式。民國 78 年 5 月考量墨西哥地震引致之盆地效應影響，針對台北盆地之震力係數 C 修訂，將反應譜平台段延長至 1.65 秒，以反映地震時台北盆地特有的盆地效應。民國 86 年 5 月則將耐震設計規範於建築技術規則中獨立出來，此一版本在地震力的規定條文上採用 Newmark 的非彈性反應譜所使用的折減函數形式，使各項耐震設計參數都能盡量呈現或反映其物理意義，可說是做了重大的改變。後因發生 921 集集地震，造成中部及台北地區重大傷亡，而於 88 年 12 月緊急修訂震區劃分，為全面提高耐震設計地震力，除北、高及外島地區外，所有地區之震區係數皆以最大值 0.33 訂之，並修改台北盆地設計反應譜，提高其平台段之放大倍率至 2.5。

921 大地震之後，內政部建築研究所協同國家地震工程研究中心、台大地震工程研究中心以及中華民國地震工程學會等相關單位，以集集大地震後的調查結論為基礎，配合中央氣象局量測之強地動觀測資料，並參考美國 IBC2000 規範以及國內外之相關研究成果，針對建築技術規則及耐震設計規範進行一系列之檢討與修訂，提出大幅改版之建築物耐震設計規範及解說，於 93 年 12 月公告，94 年 7 月 1 日施行，此版本之修訂主要有：考量不同地震水準與設計目標、以工址設計水平譜加速度係數取代震區係數 Z 以及震力係數 C 、設計地震微分區、新增近斷層因子、耐震工程品管、既有建築物之耐震能力評估與耐震補強、隔震建築、含被動消能元件系統建築等，大幅增加原有之耐震設計規範內容。

94 年版規範公告施行後，因較原 86(88)規範為複雜，且工程師在施行上也有些窒礙難行處，因此後續進行如結構系統與韌性容量、地盤分類準則、週期上限係數 C_U 值、台北盆地設計地震微分區、建築物間隔要求、隔震建築設計以及土壤液化潛能判定之地表水平加速度等內容進行修訂，經內政部營建署於 100 年 1 月公告，7 月施行，即為目前建築物耐震設計規範現行之版本。

第二節 國內外設計地震力要求修訂沿革

地震災害往往造成重大損失，世界各國如美國、歐洲、亞洲的日本、台灣、中國大陸以及大洋洲的紐西蘭等莫不積極發展地震工程技術，擬訂耐震法規以減少地震危害，我國耐震規範的發展以美國規範架構為主。

1. 簡述美國規範設計地震力演進，依據年份以及重要發展分列如下：

(1) 1927 年 UBC：首次將地震力計算放於附錄中

$$V = CW, C = 0.075 \sim 0.01, W = D + L$$

(2) 1933 年 LABC：最早對於地震力之強制規定，以 8% 結構重為地震力設計。

$$V = CW, C = 0.08$$

(3) 1943 年 LABC：將樓高規定納入考量

$$V = CW, C = \frac{0.6}{N + 4.5}, N < 13: \text{樓高}$$

(4) 1949 年 UBC：

$$F_i = Z \cdot \frac{0.15}{N_i + 4.5} W_i$$

N_i ：Number of stories above

Z ：Zone Factor

W_i ：Dead and Live loads at level i

(5) 1952 年 ASCE-SEAONC：地震力首次與結構週期 T 有關

$$V = CW, C = K_1/T_1, K_1 = 0.015 \sim 0.025$$

(6) 1959 年 SEAOC：

$$V = KCW, C = 0.05/(T_1/3),$$

$K = 1.33$ for buildings with box system

(7) 1976 年 UBC：新增用途係數規定

(8) 1978 年 ATC 3-06：

$$V = \frac{1.2A_v S}{RT^{2/3}} W$$

A_v ：有效尖峰速度相關之加速度(effective peak velocity-related acceleration)

S ：土層係數 soil profile coefficient (1.0 for hard soil, 1.2 for intermediate soil, and 1.5 for soft soil)

R ：反應修正因子(response modification factor)

T ：結構基本震動週期(fundamental period of the building)

(9) 1997 年 UBC Code：

$$V = \frac{C_v I}{RT} W$$

$$0.11 C_a I W < V < \frac{2.5 C_a I}{R} W$$

C_a 、 C_v ：反應譜係數(The Seismic Response Coefficient)

I ：重要係數

T ：結構震動週期

R ：結構物韌性容量

W ：結構地震有效重量(The Effective Seismic Weight of Structure)

(10) IBC-2000 規範：最大考量地震(MCE)及設計地震(DBE=2/3MCE)設計

$$V = C_s W ; C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_E}\right)}$$

$$0.01 \leq C_s \leq C_s^{\max} ;$$

$$C_s^{\max} = \begin{cases} \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_E}\right)} & \text{for } T \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_E}\right)} & \text{for } T > T_L \end{cases}$$

C_s ：地震反應係數(The Seismic Response Coefficient)

I_E ：重要係數

S_{DS} 、 S_{D1} ：短週期及 1 秒週期設計譜加速度係數

R：結構物韌性容量

W：結構地震有效重量(The Effective Seismic Weight of Structure)

(11) IBC-2006(ASCE 7-05)：修訂地震危害度分區、地震設計類別(Seismic Design Category)、結構系統分類及高度限制、新的贅餘度因子以及將地震反應係數

$C_S \geq 0.01$ 之限制修訂為 $C_S \geq 0.044S_{DS} I \geq 0.01$ 。

2. 我國耐震設計相關規定始訂於民國 63 年 2 月，爾後歷經多次修訂，規範規定之地震力發展沿革依據年份簡介如下：

(1) 1974 年以前：法規未明文規定，部分建築僅以簡單水平橫力計算。

$$V = 0.1W$$

W：結構物重量；0.1：水平震力係數

(2) 1974 年 2 月：開始考慮地震危害度並引入結構系統韌性與週期。

$$V = ZKCW$$

震區係數 $Z=1.25, 1.0, 0.75$ ，反映地震危害度分析結果；組構係數 $K=0.67, 0.8, 1.0, 1.33$ ，反映結構系統特性；震力係數 $C = \frac{0.1}{\sqrt[3]{T}} \leq 0.1$ ，反映結構之地震反應；結構物重量 $W = D + 0.25L$ ，(D：靜載重，L：活載重)

(3) 1982 年 6 月：此一版本之修訂主要參考 UBC76 年版規範，新增用途係數 I 值，並提供較完整週期計算公式，加入層間變位規定設計地震最小總橫力 V 為：

$$V = ZKCIW$$

震區係數 $Z=1.0, 0.8, 0.6$ ；組構係數 $K=0.67, 0.8, 1.0, 1.33$ ；震力係數 $C = \frac{1}{8\sqrt{T}} \leq 0.15$ ；用途係數 $I=1.5, 1.25, 1.0$ ，反映結構之重要性；結構物重量 $W = D$ 。

(4) 1989 年 5 月：民國 75 年間於東部地區發生三次大地震，尤其是 11 月 15 日在花蓮外海發生規模 6.8，震源深度約 10 公里的地震，在距離震央百餘公里遠的台北盆地造成不小的災情。研究其原因，發現台北盆地內許多地震紀錄的反應譜在結構週期 1.65 秒附近均有明顯的放大現象(第二個峰值)。尤其是當時台大地震工程研究中心設於中正

紀念堂編號 4010 的測站所紀錄到的東西向紀錄反應譜最為明顯，在週期 1.65 秒附近有一個明顯的高峰，其 5% 阻尼比之反應譜放大倍率高達 3.25 倍 ($S_a=260 / \text{PGA}=80$)。此一台北盆地內所紀錄到的 1.65 秒顯著週期，與台北盆地邊緣露頭微動測量及台大葉超雄教授之理論分析結果吻合，顯示台北盆地確有 1.65 秒之顯著週期存在，因此在民國 78 年針對台北盆地之震力係數 C 修訂。主要是將反應譜平台段延長至 1.65 秒，以反映台北盆地特有的盆地效應。

$$V = ZKCIW$$

台北盆地震力係數 C 改為 $C = \frac{0.248}{T} \leq 0.15$ ，其餘與 1982 年版本相同。

(5) 1997 年 5 月：於建築技術規則中獨立成建築物耐震設計規範及解說，採用 Newmark 的非彈性反應譜所使用的折減函數形式，且正規化反應譜也採用完整的五段式定義，所有參數均回歸其原始之物理意含，考慮不同地盤之反應譜的差異。此一版本在地震力的規定條文上，使各項耐震設計參數都能盡量呈現或反映其物理意義，為規範之重大變革。

$$V = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u} \right)_m W \quad V \geq \frac{ZIF_u}{3.5\alpha_y} \left(\frac{C}{F_u} \right)_m W$$

震區水平加速度係數 $Z=0.18, 0.23, 0.28, 0.33$ ，反映實際之地震危害度分析所得之 475 年回歸期地震地表加速度 PGA 值。工址正規化反應譜係數 C ，區分為三類地盤及台北盆地共四種反應譜係數。起始降伏地震力放大倍數 α_y ，RC 結構採強度設計法 $\alpha_y=1.5$ ，鋼結構採工作應力法 $\alpha_y=1.5$ 。結構系統地震力折減係數 $F_u \approx 2.1, 2.5, 2.9$ ，與結構物之韌性有關。用途係數 $I=1.5, 1.25, 1.0$ 。結構物重量 $W=D$ 。

(6) 1999 年 12 月：因車籠埔斷層錯動，發生 921 集集大地震，造成中部及台北地區重大傷亡與經濟損失，內政部於 1999 年 12 月緊急修訂震區劃分全面提高耐震設計地震力，簡化震區為甲乙兩區，並修改台北盆地設計反應譜提高其平台段之放大倍率至 2.5，但長週期之設計反應譜不變。

震區水平加速度係數減為甲乙二區， $Z=0.23, 0.33$

$$\text{台北盆地反應譜修訂 } C = \begin{cases} 1.0 & ; T \leq 0.03 \text{ sec} \\ 8.824T + 0.7352 & ; 0.03 \text{ sec} \leq T \leq 0.2 \text{ sec} \\ 2.5 & ; 0.2 \text{ sec} \leq T \leq 1.32 \text{ sec} \\ 3.3/T & ; 1.32 \text{ sec} \leq T \leq 3.3 \text{ sec} \\ 1.0 & ; T \geq 3.3 \text{ sec} \end{cases}$$

(7) 2005 年 7 月：考量不同地震水準與設計目標、以工址設計水平譜加速度係數取代震區係數 Z 以及震力係數 C 、設計地震微分區、新增近斷層因子、耐震工程品管、既有建築物之耐震能力評估與耐震補強、隔震建築、含被動消能元件系統建築等。

$$\text{設計地震：} V = \frac{S_{aD} I}{1.4\alpha_y F_u} W ; V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

$$\text{中小度地震：} V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \text{ (一般工址及近斷層)；}$$

$$V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \text{ (臺北盆地)}$$

$$\text{最大考量地震：} V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$$

S_{aD} ：工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度 g 之比值。

I ：用途係數 1.5, 1.25, 1.0

W ：建築物全部靜載重

(8) 2011 年 7 月：結構系統與韌性容量、地盤分類準則、週期上限係數 CU 值、台北盆地設計地震微分區、建築物間隔要求、隔震建築設計以及土壤液化潛能判定之地表水平加速度等內容進行修訂。

第三節 國內外非結構設計地震力修訂沿革

國內非結構物耐震設計之依據包括「建築物耐震設計規範及解說」(內政部, 2011)與「建築設備耐震規範條文與解說之研訂」(姚昭智等, 2000), 安裝施工則為依據公共工程施工綱要規範, 而「建築物耐震設計規範及解說」與「建築設備耐震規範條文與解說之研訂」之非結構耐震設計地震力部分的規定, 為參酌美國 1994 年版 UBC (ICC, 1994)、2000 年版 IBC (ICC, 2000)與 FEMA273 (ATC, 1997)訂定。本節主要介紹近年來美國非結構耐震設計演變以及走向, 並針對非結構耐震設計地震力的部分, 與我國耐震規範比較, 概略說明我國非結構耐震設計地震力之演變。

壹 美國非結構耐震設計相關規定沿革

美國耐震設計規範之演變, 與歷次發生重大震災息息相關。早期美國非結構規範之發展, 以加州與西部各州採行之 Uniform Building Code (簡稱 UBC)為主流, 此外尚發展美國中南部適用之 Standard Building Code (簡稱 SBC), 以及全國性之美國國家建築規範(BOCA National Building Code)。西元 2000 年之後, 美國建築規範由昔日的三大規範合併為全國通行之單一規範 International Building Code(簡稱 IBC), 而首版之 2000 年版 IBC 耐震設計部份即以 1997 年版 NEHRP(BSSC, 1997)規範為基礎, 並融合部分 1997 年版 UBC(ICC, 1997)。目前(西元 2014 年 12 月 31 日前)所適用之 2012 年版 IBC(ICC, 2012)則以 ASCE/SEI 7-10(ASCE, 2010)為依據, 而 ASCE/SEI 7-10 訂定基礎即為 2003 年版 NEHRP (BSSC, 2003)。下文依據美國各年代主要的耐震規範與準則, 分述 UBC、NEHRP 與 ASCE 等規範之非結構耐震設計相關規定。

1. Uniform Building Code (UBC)

UBC 於 1927 年發行第一版, 約每三年修訂一次直至 1997 年版。UBC 中對於非結構物的規定, 起因為 1906 年 San Francisco 地震與 1925 年 Santa Barbara 地震之震損經驗, 美國意識到磚造女兒牆與外牆於強震崩塌時, 可能造成重大傷亡。UBC 非結構相關重要規定之演變如下:

- (1) 1927 年版 UBC(ICBO, 1927)的附錄中, 以文字敘述一般建築非結構構件的耐震安裝措施規定, 後續版本之 UBC 持續於附錄中提升非結構物固定的耐震要求。
- (2) 1935 年版 UBC(PCBOC, 1935)首次以「 $F=CW$ 」表示非結構構件最小設計水平總橫力。

- (3) 1961 年版 UBC (ICBO, 1961)始正式將非結構構件耐震規定納入規範條文之中，並添加非結構構件的錨定要求。
- (4) 1964 年 Alaska 地震與 1971 年 San Fernando 地震中非結構構件嚴重的災損情形，使後續版本的 UBC 陸續擴大非結構構件耐震設計的適用範圍，如外牆嵌板、懸吊式天花板、儲物櫃及機械設備等。
- (5) 由於外牆面板構件災損高達建物修復經費的 50%，且可能因掉落而造成危險，1967 年版 UBC (ICBO, 1967)首次提出非結構相對位移耐震要求—外牆面板構件必須容許至少兩倍層間變位設計值。
- (6) 1976 年版 UBC(ICBO, 1976)新增用途係數規定。
- (7) 1979 年版 UBC(ICBO, 1979)提升非結構構件 50%的設計地震力。
- (8) 為考量柔性非結構物之動力放大效應，1988 年版 UBC(ICBO, 1988)首次出現針對非剛性構件(non-rigid)要求。
- (9) 1991 年版 UBC(ICBO, 1991)新增規定，考量地震作用下相對位移對於設備錨定的影響。
- (10) 1997 年版 UBC 將先前版本之容許應力法(ASD)改以強度設計法(strength design)為基礎，並依據 NEHRP 提出之 FEMA 302 報告 (下文簡稱 1997 年版 NEHRP; BSSC, 1997)，以 NEHRP 之非結構設計地震力公式基本雛型取代 UBC 原先之設計地震力公式。

依據 1997 年版 NEHRP 之非結構設計地震力公式，1997 年版 UBC 之非結構設計地震力公式考量更多參數，如當非結構所在之建物基地為軟弱地盤或在近斷層範圍內時，必須考量基地特性之影響，此外，由於建築物樓板加速度隨樓層數增加而放大，故固定於建築高樓層之非結構構件的耐震需求，也隨之調整以較大的地震力設計。

2. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) 準則

NEHRP(National Earthquake Hazards Reduction Program)耐震設計準則由聯邦政府資助，每三年經由 BSSC(Building Seismic Safety Council)修訂發行。1993 至 1994 年間，美國三大規範之 BOCA/National Building Code 與 SBCCI/SBC，均採用 1991 年版 NEHRP (BSSC, 1991)作為耐震設計部分的規範，因而提升 NEHRP 準則對於美國耐震設計規範的影響力。NEHRP 首版(BSSC, 1986)為依據 1978 年 ATC3-06 (ATC, 1978)編修而成，其非結構規範部份直至 1991 年版，並未作明顯變更。早期的 NEHRP 非結構

設計水平總橫力為根據 UBC 與 California Administrative Code，再調整為極限強度設計法，並在機械、電力設備方面，從原先主觀判斷之設計地震力係數(C_p 值)獨立出共振放大倍數(Equipment Amplification Factor)，考量設備與建築結構體共振放大效應。1994 年版 NEHRP(BSSC, 1994)做了大幅度調整，除了非結構構件自重 (W_p)與用途係數(I_p)外，將非結構設計地震力係數細分為樓高加速度係數(A_p)、共振放大倍數(a_p)與地震反應折減係數(R_p)，並明確訂定設計地震力的上下限值，而形成 2003 年版 NEHRP 公式的雛型。其中，樓高加速度係數(A_p)與共振放大倍數(a_p)訂定均參考 T. T. Soong 之“Assessment of the 1991 NEHRP Provisions for Nonstructural Components and Recommended Revisions”(T. T. Soong, 1993)。樓高加速度係數(A_p)將各樓層設計加速度以倒梯形分布，屋頂層加速度可自地表加速度放大至四倍。共振放大倍數(a_p)可依據結構體與非結構構件自振週期比值決定，但為簡化設計，NEHRP 將剛性(自振週期小於 0.06 秒)與柔性兩類非結構構件之 a_p 設定為表列值 1.0 或 2.5。除了設計地震力之外，所有非結構構件亦須考量不同樓層或結構體間的相對位移值。

1997 年版 NEHRP(BSSC, 1997)依據 1997 年版 UBC(ICC, 1997)與其他相關文獻等報告，調整非結構設計水平總橫力之地震反應折減係數 R_p 值(範圍由 1.5~6.0 調降為 1.25~3.5)，並調降屋頂層加速度為地表加速度之三倍。雖然早期研究統計顯示屋頂層加速度最高可自地表加速度放大至四倍，但若觀察地表加速度峰值超過 0.1g 的強震紀錄資料，屋頂層加速度放大地表加速度三倍為較合理之邊界值。至此 NEHRP 非結構耐震設計地震力與位移要求大致底定，2000 年版 NEHRP(BSSC, 2000)與 2003 年版 NEHRP(BSSC, 2003)則作些微調整。2000 年版 NEHRP 除了新增玻璃材非結構構件耐震設計章節外，另要求支撐非結構構件的結構體局部構件必須證明有足夠的強度與勁度，作為非結構設計地震力之傳遞路徑。2003 年版 NEHRP 增加擬訂消防撒水頭耐震要求，與修正懸吊之非結構構件與螺栓錨定要求，並於附錄新增管線系統之耐震性能設計方法。

3. American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute (ASCE/SEI)

2006 年版 IBC(ICC, 2006)與美國防火協會 NFPA5000-2006 (NFPA, 2006)的耐震設計部分，均以“ASCE/SEI 7-05: Standard, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”(ASCE, 2005)為依據，ASCE/SEI 7-05 訂定基礎則為 2003 年版 NEHRP。目前最新版本(西元 2014 年 12 月 31 日前)之 2012 年版 IBC(ICC, 2012)耐震設計部份，則為援引 ASCE/SEI 7-10(ASCE, 2010)。以下概要介紹 ASCE7-05 與 ASCE7-10 之非結

構耐震設計規定：

(1) ASCE/SEI 7-05

ASCE/SEI 7-05 第 13 章為非結構耐震設計規定，其與 2003 年版 NEHRP 均為強度設計，ASCE/SEI 7-05 之非結構設計地震力公式亦是援引 2003 年版 NEHRP 之規定。與 2003 年版 NEHRP 相較，ASCE/SEI 7-05 增加施做非結構耐震設計之實質規定，如設備支承架與固定裝置之耐震設計文件要求，以及重要係數(I_p)為 1.5 之設備物的耐震性能驗證規定等。

地震力公式規定中，共振放大倍數(a_p)方面，ASCE/SEI 7-05 與 2003 年版 NEHRP 之共振放大倍數(a_p)範圍均於 1.0 至 2.5 之間，原 a_p 值為 2.5 者，ASCE/SEI 7-05 允許設計者依據動力分析結果，調降該非結構物之 a_p 值。地震反應折減係數(R_p)方面，ASCE/SEI 7-05 依據非結構物之變形性、韌性與符合相關工業規範(如 ASME B31)與否，非結構物之 R_p 範圍可自 1.0 至 12.0 之間。值得注意的是，ASCE/SEI 7-05 與 2003 年版 NEHRP 之設備與佈線系統分類方式不同，其共振放大倍數(a_p)與地震反應折減係數(R_p)亦不相同。此外，ASCE/SEI 7-05 引用 2003 年版 NEHRP 對於隔振設備物之規定，亦即若設備支承架與束制構件之間的空隙超過 0.25 in. (約 6 mm)，則應以兩倍設計地震力進行設計。

ASCE/SEI 7-05 中，設備物錨定於混凝土或磚石造結構時，除非證明錨定破壞模式為韌性鋼材破壞，或依據 ACI 355.2(ACI, 2001)測試結果或依據 ACI 318-05(ACI, 2005)附錄 D 設計結果而可提供較高之地震反應折減係數(R_p)，其錨定力設計之 R_p 值均取 1.5。

此外，ASCE/SEI 7-05 要求重要係數(I_p)為 1.5 之機電設備或盛裝危險內容物之容器，應進行耐震性能驗證，確保重要機電設備於設計地震後保持機能，以及危險內容物不至洩漏。耐震性能驗證方式分為三類：

- a. 依據 AC-156(ICC-ES, 2000)規定進行振動台試驗
- b. 該類設備物以往的受震經驗
- c. 數值模擬分析結果(較不適用於主動機械設備)

(2) ASCE/SEI 7-10

ASCE/SEI 7-10 之非結構耐震設計規定中，設計地震力公式沿襲 ASCE/SEI 7-05 的公式，非結構物共振放大倍數(a_p)與地震反應折減係數(R_p)並未改變，僅建築裝修物中之櫥櫃(Cabinets)再細分為儲物櫃、圖書架、實驗室設備等三類，並增列獨立式逃生梯之 a_p 與 R_p 值。然而在錨定裝置(attachments)耐震設計方面，ASCE/SEI 7-10 新增錨定裝置之設計地震力的 R_p 值不得超過 6.0 的規定。

與 ASCE/SEI 7-05 相較，ASCE/SEI 7-10 增加多項設備物與錨定耐震設計說明，如因應 ASTM E580 標準(ASTM, 2008)新增強震區之懸吊式天花板系統耐震設計規定；機電設備方面，則進一步調整與設備物相關工業規範相容，如依據 ASME BPVC(ASME, 2004)設計之高壓容器材料可視為高變形性材料，電梯受震轉換器(seismic switches)符合 ASME A17.1 (ASME, 2007)規定與否所對應的耐震設計條件等。設備物錨定設計方面，ASCE/SEI 7-10 新增固定於磚石造之錨定應符合 TMS 402/ACI committee 503/ASCE 5(MSJC, 2008)之規定，並放寬火藥擊釘(power actuated fasteners)與摩擦型夾具(friction clips)應用於強震區之規定。

貳 我國非結構耐震設計規範沿革

傳統耐震設計之理念，以提高結構物之構件強度或增加韌性來抵抗地震，如此在強震下這些結構物或許不會完全倒塌，但結構內之非結構構件或附屬施設，卻可能因上傳地震力過大，或因主結構產生塑性變形過大而遭致破壞，因而嚴重影響結構之原有設計功能，甚至危及其內人命及財產之安全。另一方面，台灣建築結構耐震設計與規範備受矚目而有顯著的進步與改革，然國內設備與非結構構材因非屬主要抗震結構系統，且設備與非結構構材種類繁雜，除了核能電廠等重大設施外，一般建築之非結構耐震設計仍未受建築師、結構技師等重視。近年來台灣重大震災的慘痛經驗，顯示重要建築之設備與非結構物若無良好的耐震設計，在強震時毀損，不但造成嚴重的經濟損失與傷及使用，亦使醫院等功能性建築無法有效發揮其救災等機能。目前(2014年12月31日前)國內非結構物耐震設計之依據包括「建築物耐震設計規範及解說」(內政部，2011)與「建築設備耐震規範條文與解說之研訂」(姚昭智等，2000)，安裝施工則為依據「公共工程施工綱要規範」。

我國建築耐震設計規範自民國七十一年建築技術規則(參考 1976 年版 UBC)，直至民國八十六年建築耐震設計規範(參考 1994 年版 UBC) 非結構耐震規範部份僅修正部

分條文，最小設計總橫力則均以 $F_p=ZIC_pW_p$ 表示， Z 、 I 與建築物計算地震力使用之值相同， C_p 為局部震力係數，依據非結構構件脆性破壞與否區分為 2.0 或 0.75 兩種表列值。民國九十四年正式施行之建築物耐震設計規範之第四章「附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力」，取材自 2000 年版 IBC 規範(參考 1997 年版 NEHRP)，將耐震要求作大幅度調整。近年來建築規範耐震設計所增加的複雜度，一般期望能使非結構物防震措施更具有經濟效益。

鑑於懸吊式輕鋼架天花板系統於我國近年地震中為主要非結構震損項目，目前(2014 年 12 月 31 日前)適用之我國建築耐震設計規範(內政部，2011)，參酌美國 ASTM-E580 與其他規範之規定，新增附錄 B「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」，以期設計者能夠對於面積過大或懸吊長度過長的輕鋼架天花板系統進行耐震設計。此外，第四章之 4.1 節解說中，亦增加位於逃生通道或鄰近功能性設備物之懸掛物耐震設計規定，若懸掛物重量在 50 公斤以上，則應進行耐震設計，避免影響逃生或設備機能。

第四節 非建築結構設計地震力要求修訂沿革

現行建築物耐震設計規範中有關非建築結構的耐震要求主要參照美國 UBC94 的耐震設計規定，但近年來美國已針對非建築結構的結構系統分類、地震引致儲存槽內液體的動態荷重及耐震性能檢核方法及項目大幅增修非建築結構的地震力要求及相關規定；其次，鑒於非建築結構物之用途乃非供人類居住，較不易產生嚴重的人命及財產損失，故此等結構物不須考慮嚴重損壞甚至崩塌，且一般非建築結構物的韌性容量較小且其贅餘度亦小，故目前台灣耐震規範亦開始檢討是否僅須以回歸期 475 年之設計地震力進行其耐震設計與分析，而不須考慮最大考量地震等級之地震力，但必須注意的是，建築法仍認定非建築結構物乃屬建築物的一部份，故此等結構物仍須申請建照及雜項執照，故非建築結構物雖非供人類居住，但是否須檢核其最大考量地震下是否會產生崩塌或不滿足韌性要求仍須再詳加斟酌。另外，若非建築結構物之用途非同於一般建築物之使用用途時，例如排放廢水或重度污染危險性排放物之水工結構物時，應進行詳細分析檢核。

另外，國家地震工程研究中心已參照美國 ASCE 7-10 技術報告，已將非建築結構系統之韌性容量分為相似於建築之非建築結構以及非相似於建築之非建築結構兩類，故亦應更新現行台灣非建築結構的結構系統分類及高度限制，初步建議更新如表 3-1 及表 3-2。另外，與建築物非相似之非建築結構物因其靜不定度少，故由計算最小設計水平地震力時，係數 1.4 也不宜使用，改用 1.2；同時亦須更新非建築結構之設計垂直地震力之規定，目前國家地震工程研究中心已提送非建築結構之地震力要求修訂方案提交營建署審議中。

表 3-1 相似於建築之非建築結構系統韌性容量與高度限制

	非建築結構型式	R	高度限制 (m)
一、鋼造儲物架		2.4	不限
二、構架系統			
	1.鋼造特殊同心斜撐構架(同 1-3)	3.6	50
	2.鋼造普通同心斜撐構架		
	(1)高度 10m 以下者	2.0	10
	(2)高度 50m 以下者	1.5	50
	(3)無高度限制者	*	不限
三、抗彎矩構架系統			
	1.鋼造特殊抗彎構架	4.8	不限
	2.鋼筋混凝土造特殊抗彎構架	4.8	不限
	3.鋼造部份韌性抗彎構架		
	(1)高度 15m 以下者	1.5	15
	(2)無高度限制者	*	不限
	4.鋼筋混凝土造部份韌性抗彎構架		
	(1)高度 15m 以下者	1.6	15
	(2)無高度限制者	*	不限

(資料來源：國家地震工程研究中心)

表 3-2 非相似於建築之非建築結構系統韌性容量與高度限制

	非建築結構型式	R	高度限制 (m)
一、 <u>高架式</u> 容器、水塔、儲槽或壓力容器		1.2	
	1.對稱式斜撐支架	1.8	50
	2. <u>無斜撐</u> 或不對稱式斜撐支架	1.2	30
二、 <u>鞍座</u> 支承之臥式焊接鋼槽		1.8	不限
三、類建築塔式結構支承之儲存槽		*	*
四、 <u>地盤</u> 支承之平底式儲存槽			
	1.鋼造或碳纖強化可塑式		
	(1)機械錨定式	1.8	不限
	(2)自錨定式	1.5	不限
	2.鋼筋混凝土造或預力混凝土造		
	(1)強化無滑動式基礎		
	(2)錨定式柔性基礎	1.2	不限
	(3)無錨定與束制式柔性基礎	2.0	不限
	3.其它	1.0	不限
		1.0	不限
五、現地澆注之混凝土穀倉及煙囪、具連續性之牆壁並延續至基礎者		2.0	不限
六、非類似於建築之部份加強磚造剪力牆結構		1.8	15
七、混凝土造煙囪或排氣管			
八、所有鋼造或鋼筋混凝土造質量均佈懸臂結構，如煙囪、穀倉及具縱向隔版支撐之 <u>立式</u> 儲槽		1.6	不限
	1.焊接式鋼造		
	2.具特殊細節之焊接式鋼造	1.2	不限
	3.預力混凝土或鋼筋混凝土造	1.8	不限
	4.具特殊細節之預力混凝土或鋼筋混凝土造	1.2	不限
		1.8	不限
十、桁架式高塔(獨立式或 <u>拉線式</u>)、 <u>拉線式</u> 倉房或煙囪		1.6	不限
十一、冷卻水塔			
	1.混凝土造或鋼造		
	2.木構架式	2.1	不限
十三、通訊電塔		2.1	不限
	1.鋼造桁架		
	2.桿式	1.8	不限
	(1)鋼造		
	(2)木造	1.0	不限
	(3)混凝土造	1.0	不限
	3.構架式	1.0	不限
	(1)鋼造		

十四、遊樂用結構及紀念碑 十五、倒鐘擺型結構(高塔式容器或儲存槽除外) 十六、招牌及廣告版 十七、前述以外之其它自己承擔載重之結構物	(2)木造	1.5	不限
	(3)混凝土造	1.0	不限
		1.2	不限
		1.2	不限
		1.2	不限
		2.0	不限
		1.6	15

*須依彈性設計地震力進行設計。(資料來源：國家地震工程研究中心)

第四章 建築物近斷層設計地震力要求檢討

第一節 前言

1999年921集集地震的發生，台灣中部地區的結構物破壞多集中於車籠埔斷層兩側約五公里的斷層帶內，其中斷層經過的幾個人口密集的城市，如南投、霧峰、大里、太平、豐原及石崗等地區均傳出重大災情。圖4-1為集集地震發生時之強地動分佈情形與損壞建物之位置，顯示破壞多集中於斷層沿線，且上盤效應明顯。斷層引致特殊之強地動特徵與較高的地震潛勢對於結構物的破壞性，於2005年版耐震設計規範之第2.5節中開始被以近斷層調整因子作特別考量。

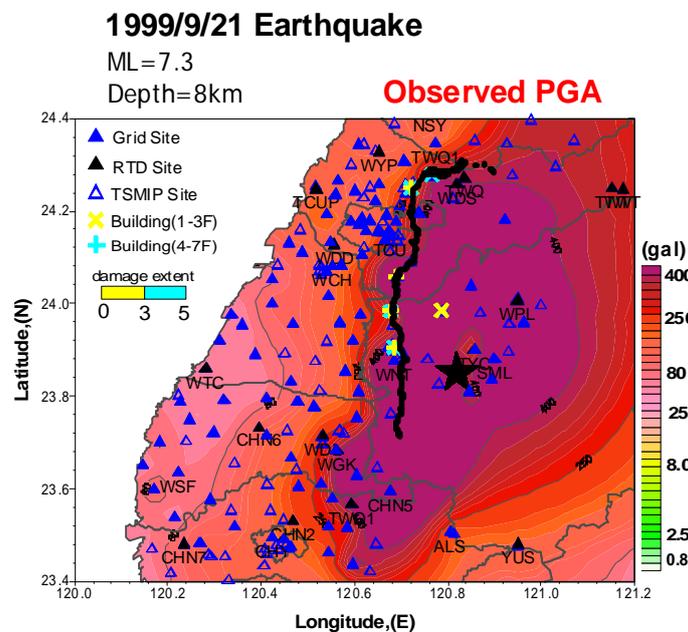


圖 4-1 921 地震上下盤之地震動分佈及建物損傷狀態
(資料來源：國家地震工程研究中心)

針對活動斷層近域而言，工址所屬震區堅實地盤之短週期與一秒週期水平譜加速度係數深受該斷層之特性以及工址與斷層間之水平距離的影響，若僅以鄉、鎮、市、區等行政區域形心位置之均布危害度分析結果代表該行政區域所有工址的震區水平譜加速度係數，將低估鄰近斷層工址之震區水平譜加速度係數，致使設計地震力不足以抵抗該斷層引發之地震。因此，必須藉由特徵地震之規模密度函數配合傳統均布危害度進行斷層近域地震之危害度分析，以定義近斷層調整因子 N_A 與 N_V ，進而修正斷層近域工址堅實地盤之震區水平譜加速度係數，使活動斷層近域工址之設計地震力趨於合理。近斷層調整因子 N_A 與 N_V 分別為反應譜等加速度段之調整因子及等速度段之調

整因子，為工址與斷層間之水平距離 r 的函數。訂定之 N_A 與 N_V 值均大於 1，表示若依據斷層近域衰減公式計算而得之水平譜加速度小於震區水平譜加速度係數時，設計地震力仍應由均布危害度分析結果所支配。

現行耐震設計規範對於近斷層調整因子之相關設定，說明如下：

(1) 相關活動斷層的地震潛勢分析採用特徵地震模型，以機率式地震危害度分析 (PSHA) 結果決定相關設計地震參數；

(2) 鄰近第一類活動斷層的鄉鎮區其 475 年及 2500 年回歸期之短週期和一秒週期震區水平譜加速度係數分別為(0.8, 0.45)及(1.0, 0.55)；

(3) 由選定之近斷層工址 PSHA 分析結果與所屬震區水平譜加速度係數比較，決定短週期和一秒週期震區水平譜加速度係數之近斷層調整因子 N_A 與 N_V 。

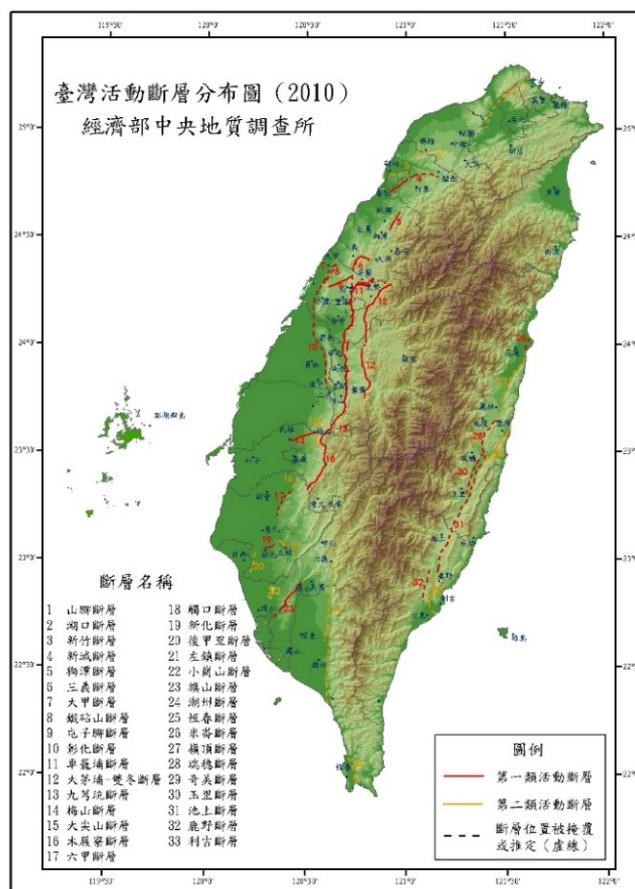


圖 4-2 2010 年地調所公布之第一類活動斷層位置
(資料來源：經濟部中央地質調查所)

依據上述的步驟，現行規範針對 2000 年中央地質調查所公告 12 條第一類活動斷

層進行近斷層調整因子之設定。隨著活動斷層被發掘的歷史跡證，2010 年地調所公告了新版活動斷層分布圖(圖 4-2)，台灣存在 33 條活動斷層。其中的第一類活動斷層除原 2000 年版公告的 12 條外，新增 9 條(新城、三義、大甲、鐵崁山、彰化、大茅埔-雙冬、六甲、旗山及鹿野等 9 條斷層)，刪除 1 條(神卓山斷層)，我國第一類活動斷層共公告 20 條。因此，相較於現行耐震設計規範的版本，對於鄰近新增列之活動斷層工址的近斷層調整因子必須訂定。

然而，完整的 PSHA 程序相當繁瑣、耗時且對危害度曲線之工程應用，也有不同的觀點。且由於背景地震之不同及當時所使用之斷層參數不確定，還原過去規範所參考 PSHA 之分析結果並不容易。因此，對於鄰近新增之活動斷層之鄉鎮，本研究佐以定值分析法(DSHA)，以地震動衰減律配合距離及震源直接評估特定活斷層對工址之影響，並配合特徵地震之地震危害度分析(PSHA)結果作為參考，找出現行規範對活動斷層附近區域設定之地震需求與定值法結果間之比例關係，直接套用至新增之第一類活動斷層，建議並擬定適當近斷層調整因子。

第二節 活動斷層參數

2002年起中央地質調查所成立數個活動斷層調查的專門性研究計畫，積極進行斷層的地震活動調查研究。2009年起亦陸續針對台灣活動斷層調查結果公布了一系列的新的調查報告(第17、19、21及23號特刊，林啟文等，2007, 2007, 2008, 2009)。本研究彙集最新的調查報告，整理20條第一類活動斷層之地震活動基本參數，由地質調查特徵將其由北至南區分為13個斷層系統，結果如表4-1所列，其中主要因部分斷層根據調查結果發現其可能具有相關性，如獅潭、屯子腳等斷層，同為1935年地震所引發，逆衝性質的獅潭斷層向下延伸至平移性質的屯子腳斷層，其間於地底下之關聯性可能隱含為同一條斷層。花東縱谷因板塊擠壓其相關性可視為同一系列。彰化斷層則因地形特徵顯示其與大甲斷層於地表下可能成一系統。

針對13個活動斷層系統，在參考地調所發表之相關資料後，本研究分析採用之活動參數列於表4-1，包括上次發生時間，可能的再現期及規模等。當活動斷層無相關歷史地震時，其規模之假設參考Wells and Coppersmith (1994)長度與規模關係進行估算。以梅山斷層為例，1906年梅山地震規模被訂定為ML7.1，但以當時的災損分佈與地表破裂長度，均顯示此規模被高估許多，斷層的長度應大於目前的地表破裂長度，可能的長度約為25公里(鄭世楠等，2011)。將此長度由Wells and Coppersmith (1994)關係式進行規模估算，其規模應接近ML6.7。在回歸期部分，前述所區分的13個斷層系統的(古)地震活動資料內涵與可靠(信)度並不一致，建立的地震活動模型的不確定性在地震危害度分析或災害潛勢評估時，必須詳細考慮。依其(古)地震活動資料的確定度區分群組，分別建立再現期，對於參考之活動資料不確定之斷層，設定其再現期為1500年，如旗山斷層等。

表 4-1 13 個斷層系統於 PSHA 及 DSHA 分析所使用的參數

斷層	PSHA 分析			DSHA 分析
	上次發生地震時間	回歸期	M_L	M_L
新城斷層	-	1500	7.3~6.8	7.0
獅潭-屯子腳斷層	1935	350	7.4~6.9	7.1
三義斷層	-	1500	7.3~6.8	7.0
車籠埔斷層	1999	350	7.6~7.1	7.3
彰化、大甲、鐵砧山斷層	-	350	7.6~7.1	7.3
大茅埔-雙冬斷層	-	700	7.6~7.1	7.3
大尖山-觸口斷層	-	1500	7.6~7.1	7.3
梅山斷層	1906	115	7.0~6.5	6.7
六甲斷層	-	1500	7.0~6.5	6.7
新化斷層	1946	210	6.5~6.0	6.3
旗山斷層	-	1500	7.3~6.8	7.0
花東縱谷斷層	1951	150	7.6~7.1	7.3

(資料來源：國家地震工程研究中心)

第三節 近斷層調整因子研擬

特定工址在耐震設計上之地震需求，可應用 PSHA 機率法及 DSHA 定值法分析獲得。PSHA 機率法分析是針對工址附近之區域地震活動(Eb)及活動斷層特性-規模(Mc)、回歸期(Tc)，估算工址在未來特定期間內可能之地震需求。而定值法分析 DSHA 乃由特定震源可能之規模(Mc)及工址與斷層距離(R)，套用地震動衰減律求得近斷層區域之地震動值。鄰近斷層工址的地震潛勢或需求受到斷層的地震活動模式控制，活斷層的地震特徵常屬於規模、再現期可預測。因此，地震危害度分析可採用特徵地震模型來模擬活斷層，進行評估。台灣地區活斷層除了車籠埔、花東縱谷、新化、梅山等活斷層的地震活動參數較齊全，可建立特徵地震模型外，其餘活斷層缺乏潛勢地震規模及再現期資料，使地震危害度分析的不確定性提高。

本研究依活斷層的地震活動相關參數的完整及確定程度，將地調所公告的 20 條第一類活動斷層分成三個群組，保守假設其地震再現期分別為 350 年、700 年及 1500 年；而其特徵地震規模則依據古地震資料或由斷層長度依可靠經驗模型評估。2005 年耐震設計規範之近斷層因子是參考特徵地震模型機率式地震危害度分析之結果修定。針對活動斷層對近距離工址之影響，針對 13 個斷層系統選取六種距離斷層之位置。各斷層系統之定值法分析，主要參考 NCREE 衰減律(Jean et al., 2006)，應用各活動斷層之特徵地震及工址距離，估算可能之地震動值，包括 0.3 秒、1.0 秒週期之譜加速度值。由於定值法結果為直接反應活動斷層對工址之影響，因此該結果可直接視為鄰近斷層工址於耐震設計時之需求。

圖 4-3 為獅潭-屯子腳斷層系統分別進行 DSHA 與 PSHA 結果，圖中黑色實線為 DSHA 對地震動的評估結果，可視為不同距離下，工址考慮活動斷層影響所應達到的設計地震力。應用上，以 475 年及 2500 年回歸期之規範基準值 $(S_S^D, S_L^D)=(0.8, 0.45)$ ； $(S_S^M, S_L^M)=(1.0, 0.55)$ 為依據(圖中紫色線)，將圖中黑色實線視為鄰近斷層工址所需的設計地震力，利用橫軸的距離對應右邊縱軸即可推求該距離下，工址之設計地震力需求在配合規範基準值時所需調整之倍率，此倍率即為近斷層調整因子 NA 與 NV。圖中同時繪出機率法之地震危害度分析的結果進行比較，包括分別將斷層活動特性採用卜桑(Poisson)模式及時間可預測(time-varying)模式之特徵地震模型(溫國樑等人，2005)之分析結果。由分析結果顯示，以再現期可預測模型模擬進行 PSHA 分析(圖中紅色點)，因其在 1935 年曾經錯動，未來 50 年之等值年發生率小，故短回歸期時之地震危害會由一般震源所控制，接近基準值。若以卜桑特徵地震模型模擬進行 PSHA 分

析(圖中藍色三角形)，顯示工址之地震潛勢會被獅潭-屯子腳斷層所控制，接近 DSHA 分析結果。在斷層距離超過 12 公里後，工址之設計地震需求接近基準值，此時近斷層效應已不明顯。針對各斷層之分析結果顯示對於回歸期短之活動斷層，PSHA 結果會由 475 年回歸期所控制。回歸期長之斷層則會接近 DSHA 結果。圖中繪出現行規範中獅潭-屯子腳斷層之近斷層調整因子，顯示現行規範在對於近距離工址以當時 PSHA 分析結果所建議之設計地震力，與 DSHA 分析結果間存在一比例關係。

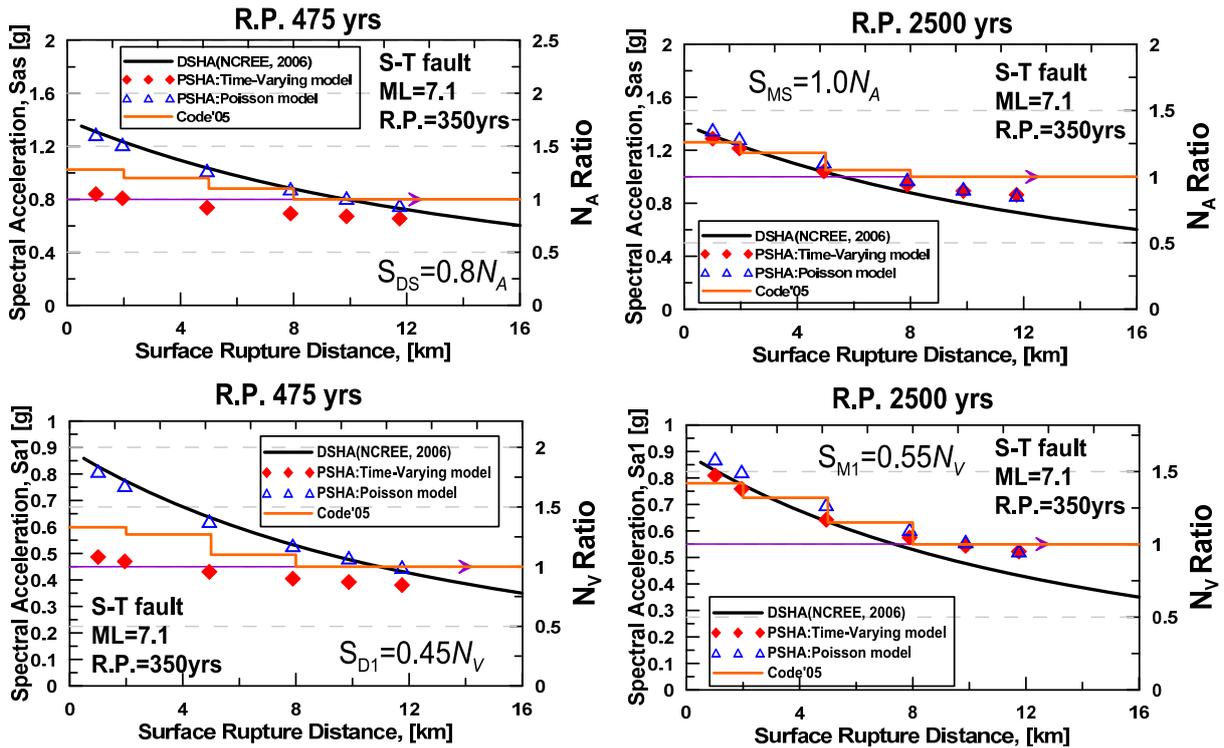


圖 4-3 DSHA 及 PSHA 分析獅潭、屯子腳斷層帶在不同距離下之近斷層調整因子 (資料來源：國家地震工程研究中心)

針對鄰近斷層工址，建立兩種分析方法所得設計地震需求之關係函數 η ，以下式表示

$$\eta(E_b, T_c) = \frac{PSHA(E_b, M_c, T_c, R)}{DSHA(M_c, R)}$$

其中 PSHA(E_b, M_c, T_c, R)以現行規範之基準震區係數乘上斷層之近斷層調整因子， T_c 為回歸期；DSHA(M_c, R)為同一工址及相關條件下定值法分析之地震動值。已列入現行規範之既有斷層系統，以距斷層約 2 公里之工址為例，其關係係數 η 的分佈與所對應之回歸期的比較如圖 4-4 所示，圖中亦列出既有斷層在過去進行 PSHA 分析採用之活動斷層參數。顯示關係係數 η 隨著斷層特徵地震再現期變長而遞減；再現期大

於 1500 年後，關係係數 η 會趨近一定值，表示該活動斷層對工址設計地震之影響開始不顯著，亦即工址設計地震主要受區域地震控制。利用關係係數 η 與 DSHA 定值法的結果，新增列活動斷層之近斷層調整因子即可被建立。

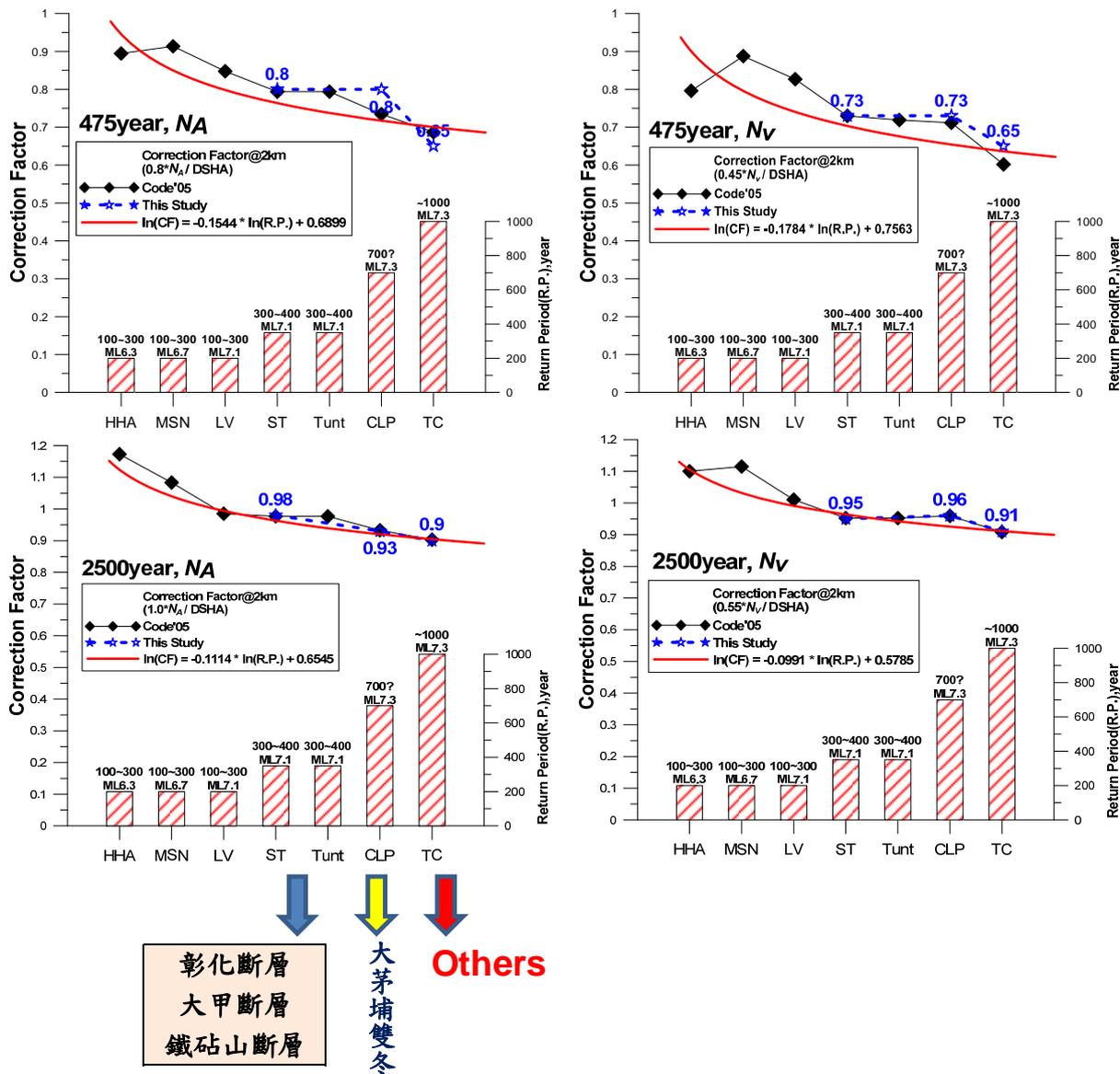


圖 4-4 既有斷層之關係係數 η 與回歸期之比較
(資料來源：國家地震工程研究中心)

第四節 新增列活動斷層案例說明

以旗山斷層為例，其再現期依據調查資料保守假設為 1500 年，根據圖 4-4，以同屬於長再現期的大尖山-觸口斷層之關係係數 η 為參考，依距離定義其近斷層調整因子。由圖 4-5 中 DSHA 定值法的結果，乘上關係係數 η 後，配合 475 年及 2500 年回歸期之基準震區係數(圖中紫色線)，利用距離對應右邊縱軸即可推求該距離下，工址之設計地震力需求在配合規範基準值時所需調整之倍率，此倍率即為旗山斷層之近斷層調整因子建議值(圖中橘色線)。本研究對旗山斷層之建議如表 4-2 所列。若以 PSHA 分析結果來看旗山斷層之影響，因再現期長控制長回歸期的危害度貢獻，故在 475 年回歸期下，鄰近斷層之工址的地震危害多為一般震源所貢獻，斷層特徵地震之貢獻相對較小，其影響範圍也因而縮小(表 4-2)。納入旗山斷層之影響後，附近地區之設計地震，因近斷層因子而實質變更為強震區，其行政區範圍如表 4-2 所示。考量旗山斷層之特徵地震規模與再現期後，其影響範圍較小，離旗山斷層超過 12 公里之鄉鎮，仍屬於較弱震區，未免相鄰鄉鎮之設計地震差異過劇，因此，其近斷層調整因子在大於 8 公里後多設定一階級，使其工址之設計地震在基準震區係數乘上近斷層調整因子會接近一般震區之設定，如表 4-2 所示。其他新增列第一類活動斷層之近斷層調整因子建議請詳國震中心報告(簡文郁等(2014)，NCREE-14-005)。

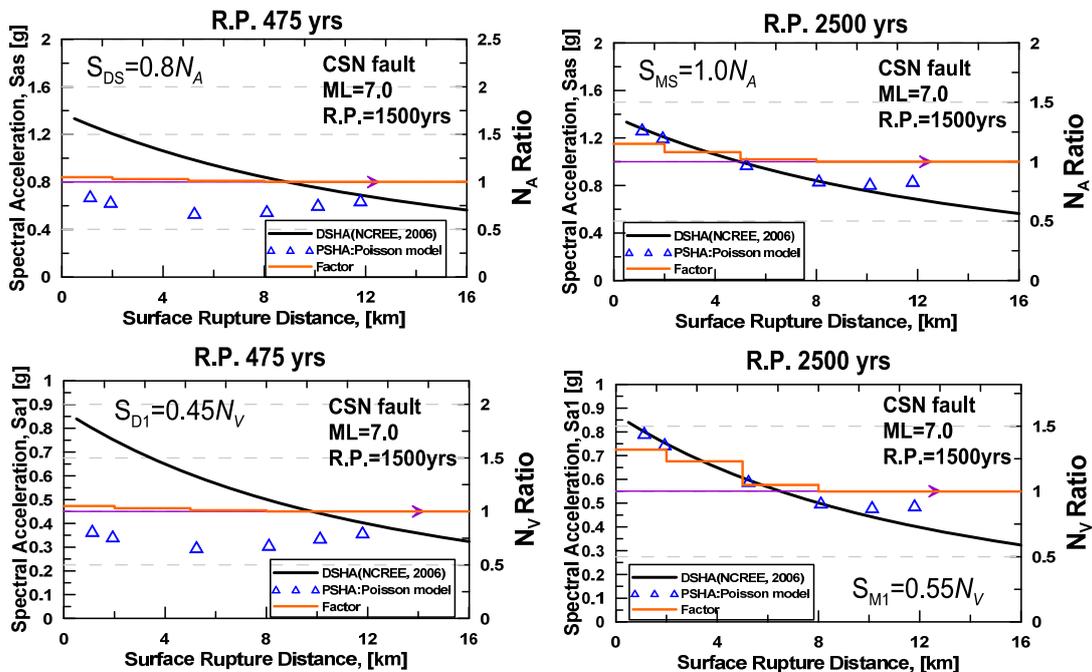


圖 4-5 旗山斷層在不同距離下對應之近斷層調整因子之比較

(資料來源：國家地震工程研究中心)

表 4-2 旗山斷層在不同距離下對應之近斷層調整因子建議值

(a)475 年回歸期

N_A	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$8 < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.15	1.10	1.05	1.00	0.90	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$8 < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.20	1.10	1.05	1.00	0.90	不需考慮近斷層效應

(b) 2500 年回歸期

N_A	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$8 < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.20	1.10	1.05	1.00	0.90	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$8 < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.35	1.20	1.10	1.00	0.95	不需考慮近斷層效應

(資料來源：國家地震工程研究中心)

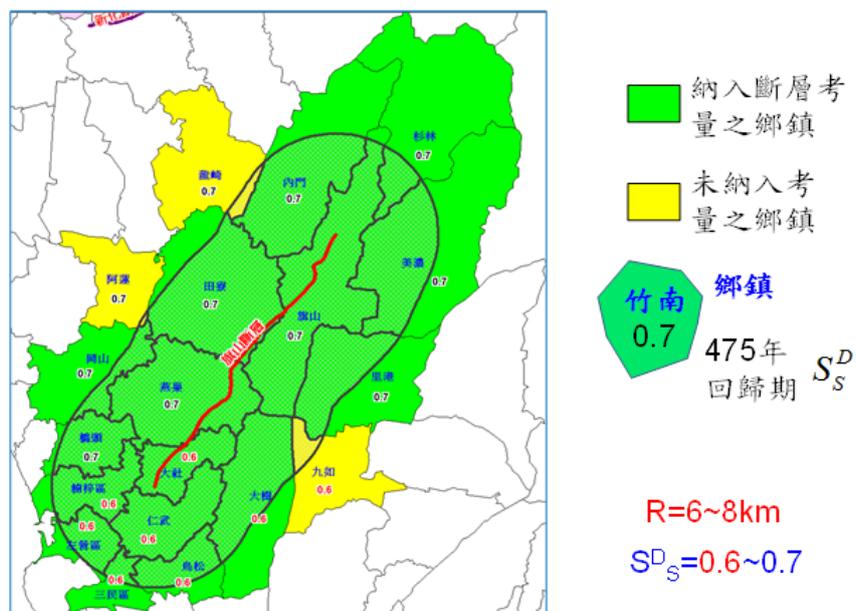


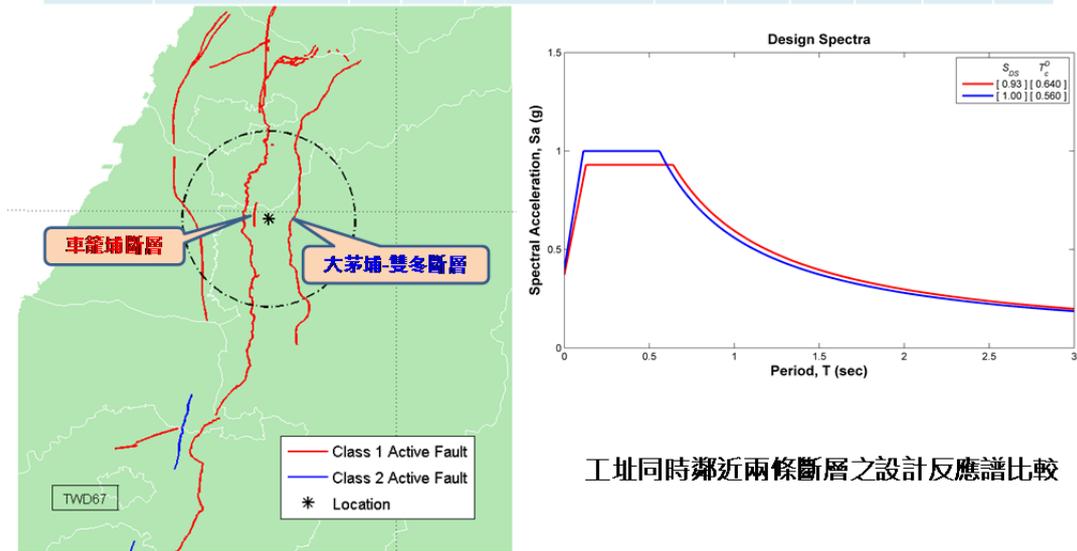
圖 4-6 鄰近旗山斷層，設計地震力需考慮近斷層調整因子的鄉鎮分佈

(資料來源：國家地震工程研究中心)

除此之外，由於第一類活動斷層數量之增加，工址將可能同時鄰近多條活動斷層，因此設計地震及最大考量地震均必須同時考慮各斷層之地震危害。圖 4-7 為一同時鄰近車籠埔斷層與大茅埔-雙冬斷層之案例，圖中為 475 年回歸期設計地震之反應譜，比較結果顯示，工址之設計反應譜中，短週期處之譜加速度值由大茅埔-雙冬斷層所控制，長週期則由車籠埔斷層所控制。依據規範精神，結構物之耐震設計必須考量最具威脅之地震，因此，本案例工址必須取一包絡反應譜以能同時涵蓋兩斷層之影響(劉勛仁等，

2014)。

校名	地址	S_s	S_1	近斷層	距離 (km)	N_a	N_v	S_{DS} (SC1)	S_{D1} (SC1)	T_c
土城國小	南投縣草屯鎮 土城里中正路189號	0.8	0.45	{1}車籠埔斷層	3.04	1.16	1.32	0.93	0.59	0.64
				{2}大茅埔-雙冬斷層	4.53	1.25	1.25	1.00	0.56	0.56



工址同時鄰近兩條斷層之設計反應譜比較

圖 4-7 同時鄰近兩條第一類活動斷層工址之設計反應譜比較
(資料來源：國家地震工程研究中心)

第五節 近斷層設計地震力要求修正方案

我國耐震設計規範對鄰近第一類活動斷層之工址，規定需依工址與斷層線距離之遠近，考慮近斷層調整因子，提高其耐震設計地震需求。現行規範依據經濟部中央地質調查所於 2000 年公告之第一類活動斷層位置及其相關地震參數，分別規定其近斷層調整因子。而中央地質調查所於 2010 年公告新版活動斷層分布圖，台灣地區第一類活動斷層共公告 20 條，其中，除原 2000 年版公告的 12 條外，新增 9 條(新城、三義、大甲、鐵砧山、彰化、大茅埔-雙冬、六甲、旗山及鹿野等斷層)，刪除 1 條(神卓山斷層)。因此，相較於現行耐震設計規範的版本，對於鄰近新增活動斷層工址的耐震設計地震必須重新訂定，藉由近斷層調整因子之研究，建議並擬定適當的耐震設計地震。本計畫沿用現行規範的精神並參照引用國震中心報告(簡文郁等(2014), NCREE-14-005)的研究成果，其中以定值法之分析結果配合機率法之地震危害度分析，比較台灣地區近斷層區域之設計需求，建議新增活動斷層之近斷層調整因子如表 4-3 所示，作為耐震設計規範之參考。

表 4-3 新增列活動斷層之近斷層調整因子建議值

彰化、大甲、鐵砧山斷層

(a) 475 年回歸期

N_A	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 5 \text{ km}$	$5 < r \leq 8 \text{ km}$	$8 < r \leq 12 \text{ km}$	$12 < r \leq 14 \text{ km}$	$r > 14 \text{ km}$
	1.35	1.25	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 5 \text{ km}$	$5 < r \leq 8 \text{ km}$	$8 < r \leq 12 \text{ km}$	$12 < r \leq 14 \text{ km}$	$r > 14 \text{ km}$
	1.40	1.25	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應

(b) 2500 年回歸期

N_A	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 5 \text{ km}$	$5 < r \leq 8 \text{ km}$	$8 < r \leq 12 \text{ km}$	$12 < r \leq 14 \text{ km}$	$r > 14 \text{ km}$
	1.33	1.18	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 5 \text{ km}$	$5 < r \leq 8 \text{ km}$	$8 < r \leq 12 \text{ km}$	$12 < r \leq 14 \text{ km}$	$r > 14 \text{ km}$
	1.50	1.32	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層效應

大茅埔-雙冬斷層

(a) 475 年回歸期

N_A	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 5 \text{ km}$	$5 < r \leq 8 \text{ km}$	$8 < r \leq 12 \text{ km}$	$12 < r \leq 14 \text{ km}$	$r > 14 \text{ km}$
	1.35	1.25	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 5 \text{ km}$	$5 < r \leq 8 \text{ km}$	$8 < r \leq 12 \text{ km}$	$12 < r \leq 14 \text{ km}$	$r > 14 \text{ km}$
	1.40	1.25	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應

(b) 2500 年回歸期

N_A		$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 5 \text{ km}$	$5 < r \leq 8 \text{ km}$	$8 < r \leq 12 \text{ km}$	$12 < r \leq 14 \text{ km}$	$r > 14 \text{ km}$
		1.25	1.15	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應
N_V		$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 5 \text{ km}$	$5 < r \leq 8 \text{ km}$	$8 < r \leq 12 \text{ km}$	$12 < r \leq 14 \text{ km}$	$r > 14 \text{ km}$
		1.50	1.35	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層效應

新城斷層

(a) 475 年回歸期

N_A	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 4 \text{ km}$	$4 < r \leq 6 \text{ km}$	$6 < r \leq 8 \text{ km}$	$r > 8 \text{ km}$
	1.10	1.05	1.00	1.00	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 4 \text{ km}$	$4 < r \leq 6 \text{ km}$	$6 < r \leq 8 \text{ km}$	$r > 8 \text{ km}$
	1.15	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應

(b) 2500 年回歸期

N_A	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 4 \text{ km}$	$4 < r \leq 6 \text{ km}$	$6 < r \leq 8 \text{ km}$	$r > 8 \text{ km}$
	1.20	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 < r \leq 4 \text{ km}$	$4 < r \leq 6 \text{ km}$	$6 < r \leq 8 \text{ km}$	$r > 8 \text{ km}$
	1.35	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層效應

三義斷層

(a) 475 年回歸期

N_A	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
	1.10	1.05	1.00	1.00	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
	1.15	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應

(b) 2500 年回歸期

N_A	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
	1.20	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
	1.35	1.20	1.10	1.00	不需考慮近斷層效應

六甲斷層

(a) 475 年回歸期

N_A	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$r > 6$ km
	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$r > 6$ km
	1.15	1.10	1.00	不需考慮近斷層效應

(b) 2500 年回歸期

N_A	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$r > 6$ km
	1.10	1.05	1.00	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$r > 6$ km
	1.25	1.10	1.00	不需考慮近斷層效應

旗山斷層

(a) 475 年回歸期

N_A	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$8 < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.15	1.10	1.05	1.00	0.90	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$8 < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.20	1.10	1.05	1.00	0.90	不需考慮近斷層效應

(b) 2500 年回歸期

N_A	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$8 < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.20	1.10	1.05	1.00	0.90	不需考慮近斷層效應
N_V	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$8 < r \leq 10$ km	$r > 10$ km
	1.35	1.20	1.10	1.00	0.95	不需考慮近斷層效應

(資料來源：國家地震工程研究中心)

第六節 結論

規範對鄰近第一類活動斷層的鄉鎮區，以近斷層調整因子反映近斷層效應。2010年新增列活動斷層仍受限於背景地震年代與活動斷層參數之不確定，本研究在現行規範變動最小之原則下，以既有斷層之 PSHA 機率法結果與 DSHA 定值法分析間得到關係係數，並回歸求得經驗式，配合規範基準值，應用至新增列活動斷層求得之近斷層調整因子。此法在未來若活動斷層特徵地震活動性修正，本研究所得之關係係數經驗式仍可採用。除此外，以旗山斷層為例，其附近之鄉鎮原為地震需求較低之區域，因旗山斷層提升為第一類活動斷層後，這些鄉鎮鄰近旗山斷層區域之地震潛勢提高，為能銜接遠離旗山斷層且地震需求較低之區域，而增加一個近斷層調整因子小於 1.0 之過度區間，使設計地震之變化較為和緩。詳細研究內容請參考國震中心報告 (NCREE-14-005)。

第五章 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力要求修訂

第一節 前言

本章針對耐震設計規範中第四章「附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力」進行部分修正，其中包含以下主要三項：(一)調整規範中建築物部分構體及非結構構材附件係數與機電設備附件係數，採規範與 IBC2006 兩者之保守值，並修正部分中文用詞與分類。(二)修訂最小設計水平總橫力 F_{ph} (式 5-1)之構體、構材或設備之容許地震反應折減係數 R_{pa} ，在現行規範中 R_{pa} 值之計算公式(式 5-2a 與 5-2b)，係參照結構系統容許韌性容量 R_a 之計算公式(式 5-3a 與 5-3b)，但其參照關係不盡正確合理，因此予以修改。(三)增設最小設計水平總橫力之替代設計建議公式。

上述三項之詳細修訂原因與內容將於本章各節中詳述，並將條文修訂對照整理於後。

$$F_{ph} = 0.4S_{DS}I_p \frac{a_p}{R_{pa}} \cdot (1 + 2 h_x/h_n)W_p \quad (5-1a)$$

$$F_{ph} \text{ 不必大於： } F_{ph} = 1.6S_{DS}I_pW_p \quad (5-1b)$$

$$F_{ph} \text{ 亦不得小於： } F_{ph} = 0.3S_{DS}I_pW_p \quad (5-1c)$$

F_{ph} ：最小設計水平總橫力

S_{DS} ：工址短週期設計水平譜加速度，見規範 2.4 節之規定

a_p ：構體、構材或設備之共振放大倍數

R_{pa} ：構體、構材或設備等之容許地震反應折減係數

I_p ：構體、構材或設備之用途係數；若大地震後除須確保人命安全及防範二次災害外，並須確保不需大型補修便能執行設備必要的機能為目標者，以及大賣場儲存架、含危險物品及易燃物品內容之構材等其 $p I = 1.5$ ，其他構體、構材及設備之 $I_p = 1.0$ ，但 I_p 不得小於被附屬建築物之用途係數。

W_p ：構體或構材自重或設備操作載重

h_x ：構體、構材或設備所在樓層 x 距基面之高度

h_n ：建築物基面至屋頂之高度

構體、構材或設備之容許地震反應折減係數 R_{pa} ：

$$\text{一般工址與近斷層區域： } R_{pa} = 1 + \frac{R_p - 1}{2} \quad (5-2a)$$

$$\text{臺北盆地： } R_{pa} = 1 + \frac{R_p - 1}{1.5} \quad (5-2b)$$

R_p ：構體、構材或設備等之地震反應折減係

結構系統容許韌性容量 R_a ：

$$\text{一般工址與近斷層區域： } R_a = 1 + \frac{R - 1}{2} \quad (5-3a)$$

$$\text{臺北盆地： } R_a = 1 + \frac{R - 1}{1.5} \quad (5-3b)$$

R_a ：結構系統容許韌性容量

R ：結構系統韌性容量

第二節 建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備係數列表

本節調整規範中表 4-1 與表 4-2(對應本報告表 5-1 與表 5-2)之部分構體、構材與設備等(以下簡稱非結構)之地震反應折減係數 R_p 值與非結構之共振放大倍數 a_p ，比較現行規範與 IBC2006，採用兩者之保守值。

表 5-1 中對於建築物部分構體及非結構構材附件係數，第 7 項之「天花板」項目所指範圍應排除「懸吊式輕鋼架天花板」，懸吊式輕鋼架天花板耐震設計與施作，可參照規範附錄 B「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」。第 9 項「通道處地板」，對應於 IBC2000 參酌之項目為「Access Floor」，為指電腦室或辦公室應用之高架地板，為避免意義混淆，將「通道處地板」用字改為「高架地板」。第 9.a 項「特殊通道處地板」，對應於 IBC2000 參酌之項目為「Special Access Floor」，必須符合 IBC 1621.2.6.1 小節規定，包括細部構件設計，以及 ASTM 等相關規定。台灣高架地板之施工品質恐難符合 IBC2000 之「特殊」規定，故建議刪除「特殊通道處地板」項目，直接引用「其他」項 R_p 值規定，詳細內容可參考表 1。

表 5-2 新增 IBC2006 對於空調系統之隔振設備較為嚴謹的規定，以得相對保守之設計水平力。原 4.a 項「隔震系統」細分為 4.a「備與系統採用合成橡膠(neoprene)元件隔絕振動，並裝設嵌入式或分離式之合成橡膠減震裝置，或於設備周圍裝設彈性回復擋板」、4.b「設備與系統採用彈簧隔絕振動，並以嵌入式或分離式之合成橡膠減震裝置緊密束制，或於設備周圍裝設彈性回復擋板緊密束制」、4.c「內部隔振設備與系統」，並且於表後加註設備支承構架及減震裝置之間空隙與對應之設計水平總橫力。

修正後之係數，非結構之共振放大倍數 a_p 共有 1、1.25 和 2.5 三種放大數值，非結構之地震反應折減係數 R_p 則依設備物種類不同而分為 1、1.25、2、2.5、3.5 等不同數值。

表 5-1 建築物部分構體及非結構構材附件係數表

	a_p	R_p
1. 內部非結構牆及隔間		
a. 平面(無鋼筋)圬工牆	1.0	1.25
b. 其他種牆及隔間	1.0	2.5
2. 懸臂結構(無側撐或在其重心之下有側撐)		
a. 女兒牆及內部懸壁非結構牆	2.5	2.5
b. 煙囪	2.5	2.5
3. 半懸臂結構(在其重心之上有側撐)		
a. 女兒牆	1.0	2.5
b. 煙囪	1.0	2.5
c. 外部非結構牆	1.0	2.5
4. 外部非結構牆及其接合		
a. 牆	1.0	2.5
b. 牆版接合本體	1.0	2.5
c. 接合系統之固定物	1.25	1.0
5. 飾版		
a. 有變形限制之飾版及附件	1.0	2.5
b. 低變形之飾版及附件	1.0	1.25
6. 屋頂突出物(由建築物構架延伸者除外)	2.5	3.5
7. 天花板(懸吊式輕鋼架天花板除外)*	1.0	2.5
8. 儲櫃		
a. 儲櫃及實驗室設備.	1.0	2.5
9. 通道處地板高架地板	1.0	1.25
a. 特殊通道處地板	1.0	2.5
b. 其他	1.0	1.25
10. 附屬物及裝飾品	2.5	2.5
11. 標誌及廣告牌	2.5	2.5
12. 其他剛性設備.		
a. 可高度變形之材料及其附件	1.0	3.5
b. 有限度變形之材料及其附件	1.0	2.5
c. 低度變形之材料及其附件	1.0	1.25
13. 其他柔性設備.		
a. 可高度變形之材料及其附件	1.0 2.5	3.5
b. 有限度變形之材料及其附件	2.5	2.5
c. 低度變形之材料及其附件	2.5	1.25

* 懸吊式輕鋼架天花板耐震設計與施作，可參照附錄 B 「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」。

表 5-2 機電設備附件係數

機電設備及其元件	a_p	R_p
1. 一般機械		
a. 鍋爐、熱水器	1.0	2.5
b. 自立式裙版壓力容器	2.5	2.5
c. 煙道	2.5	2.5
d. 懸臂式煙囪	2.5	2.5
e. 其他	1.0	2.5 1.5
2. 製程（生產和加工）機械		
a. 一般	1.0	2.5
b. 輸送機（非載人用）	2.5	2.5
3. 管道系統		
a. 可容許大量變形之配件及接著部	1.0	3.5
b. 容許中度變形之配件及接著部	1.0	2.5
c. 僅容許小量變形配件及接著部	1.0	1.25
4. 空調設備		
a. 隔振系統 設備與系統採用合成橡膠(neoprene)元件隔絕振動，並裝設嵌入式或分離式之合成橡膠減震裝置，或於設備周圍裝設彈性回復擋板*	2.5	2.5
b. 設備與系統採用彈簧隔絕振動，並以嵌入式或分離式之合成橡膠減震裝置緊密束制，或於設備周圍裝設彈性回復擋板緊密束制*	2.5	2.0
c. 內部隔振設備與系統*	2.5	2.0
b d. 無隔振系統	1.0	2.5
e e. 與風管連接之懸吊機器	1.0	2.5
f f. 其他	1.0	2.5 1.5
5. 升降機元件	1.0	2.5
6. 電扶梯元件	1.0	2.5
7. 桁架高塔（自立式或有斜拉線者）	2.5	2.5
8. 一般電器		
a. 配電系統	1.0	3.5 2.5
b. 設備	1.0	2.5
9. 燈具	1.0	1.25

*固定於隔振裝置之設備物應於各水平方向以緩衝器或減震裝置束制。當設備支承構架與減震裝置之間的空隙超過 6mm，設計水平總橫力應為 $2F_{ph}$ ；當設備支承構架與減震裝置之間的空隙未超過 6mm，設計水平總橫力得為 F_{ph} 。

第三節 構體、構材或設備等之容許地震反應折減係數

本節針對附屬於建築之結構物部分構體、非結構構材與設備(以下簡稱非結構)之地震力進行討論。

現行規範中，非結構之容許地震反應折減係數 R_{pa} 值之計算公式(式 5-2a 與 5-2b)，係參照結構系統容許韌性容量 R_a 之計算公式(式 5-3a 與 5-3b)，以降低非結構地震反應折減係數 R_p ，結構系統容許韌性容量 R_a 係為限制非彈性位移量而取(圖 5-1)。然而，依據非結構最小設計水平總橫力 F_{ph} 之計算公式(式 5-1)，容許地震反應折減係數 R_{pa} 係考量非結構構件本身與錨定系統所發揮之韌性，而將其彈性需求折減為最小設計水平總橫力 F_{ph} ；故容許地震反應折減係數 R_{pa} 相當於計算建築物基底剪力時之結構系統地震力折減係數 F_u ，而不是對應於結構系統容許韌性容量 R_a 。因此，若採用與結構系統容許韌性容量 R_a 相同之思維方式，以限制其非彈性變形量來計算非結構容許地震反應折減係數 R_{pa} 殊不合理。

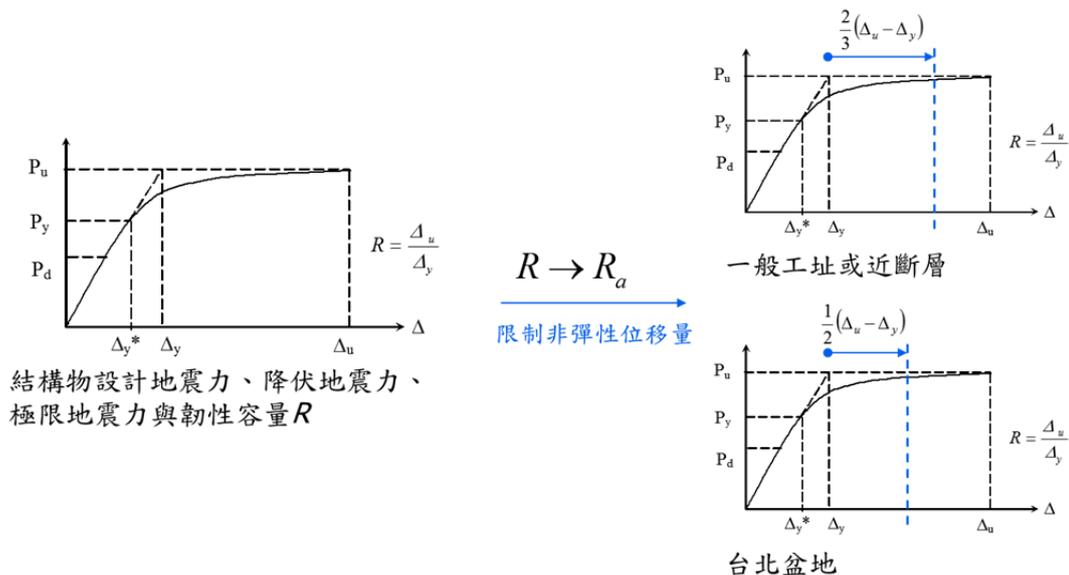


圖 5-1 韌性容量 R 與容許韌性容量 R_a
(資料來源：國家地震工程研究中心)

非結構韌性容量 μ 與非結構容許韌性容量 μ_a 之關係式應參照結構系統容許韌性容量 R_a 之計算公式(式 5-3a 與 5-3b)，其關係建議如式 5-4a 與式 5-4b 所示。

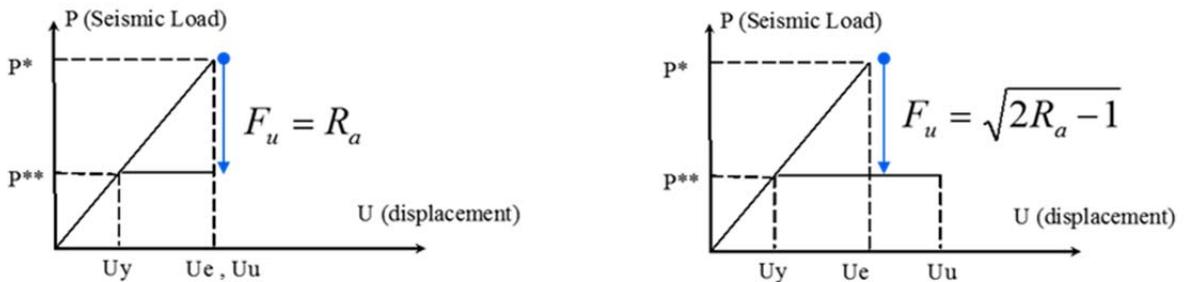
一般工址與近斷層區域：
$$\mu_a = 1 + \frac{\mu - 1}{1.5} \quad (5-4a)$$

臺北盆地：
$$\mu_a = 1 + \frac{\mu - 1}{2} \quad (5-4b)$$

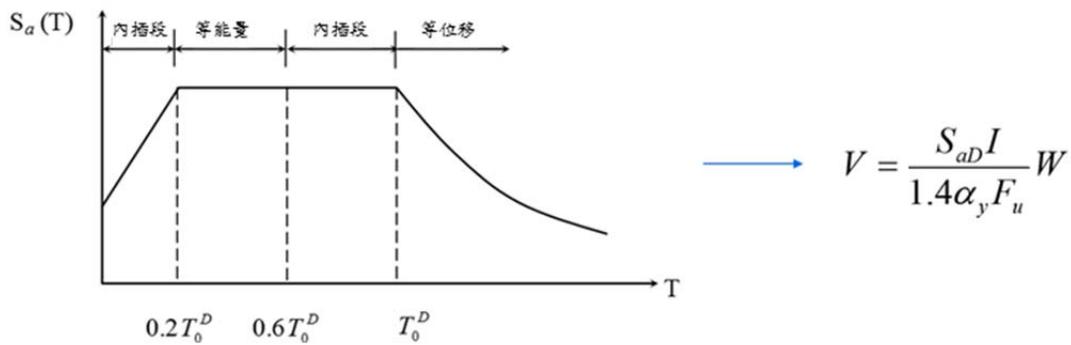
μ ：非結構韌性容量

μ_a ：非結構容許韌性容量

非結構地震反應折減係數 R_p 與非結構韌性容量 μ 之關係式以及非結構容許地震反應折減係數 R_{pa} 與非結構容許韌性容量 μ_a 之關係式，可參照結構系統地震力折減係數 F_u 之計算公式，並考量非結構物視為短週期行為之剛體，依圖 5-2(b) 以能量相等法則考量，得其關係式為式 5-5a 及式 5-5b。



(a) 彈性系統與彈塑性系統之位移(位移相等法則) (b) 彈性系統與彈塑性系統之位移(能量相等法則)



(c) 計算結構系統地震力折減係數四個週期範圍

圖 5-2 地震力折減係數 F_u

(資料來源：國家地震工程研究中心)

$$R_p = \sqrt{2\mu - 1} \quad (5-5a)$$

$$R_{pa} = \sqrt{2\mu_a - 1} \quad (5-5b)$$

將式 5-5b 中之 μ_a 依不同工址類型代入式 5-4a 或式 5-4b，可得 R_{pa} 與 μ 之關係式，再

將式中之 μ 以式 5-5a 中之 μ 與 R_p 關係代換，最終得 R_{pa} 與 R_p 之關係(式 5-6a 與 5-6b)作為非結構之容許地震反應折減係數 R_{pa} 值之計算式。

$$\text{一般工址與近斷層區域：} \quad R_{pa} = \sqrt{\frac{2R_p^2 + 1}{3}} \quad (5-6a)$$

$$\text{臺北盆地：} \quad R_{pa} = \sqrt{\frac{R_p^2 + 1}{2}} \quad (5-6b)$$

比較現行規範、修訂規範以及 IBC2006 之 R_p 值對非結構設計水平加速度之影響，圖 5-3 至圖 5-8 為假設 S_{DS} 值等於 0.8， I_p 值等於 1.0，在 $a_p=1.0$ (圖 5-3 至圖 5-5)與 $a_p=2.5$ (圖 5-6 至圖 5-8)情況下之情形。三張圖依序分別為設備物在建築地面層、中間層及屋頂層時，不同工址類型之 R_p 係數值所對應的水平設計加速度。

由圖 5-3 可看出， $a_p=1.0$ 的情況下，地面層之非結構設計加速度幾乎均由式 5-1c 控制， R_p 係數值之變動較無影響，而 $a_p=2.5$ 的情況下，在建築物中間層即有部分設計加速度已由式 5-1b 控制(圖 5-7)，屋頂層則多由式 5-1b 控制(圖 5-8)。由圖中可看出 R_p 係數值的改變對於屋頂層影響較大，但修訂後的規範皆較 IBC2006 更為保守。

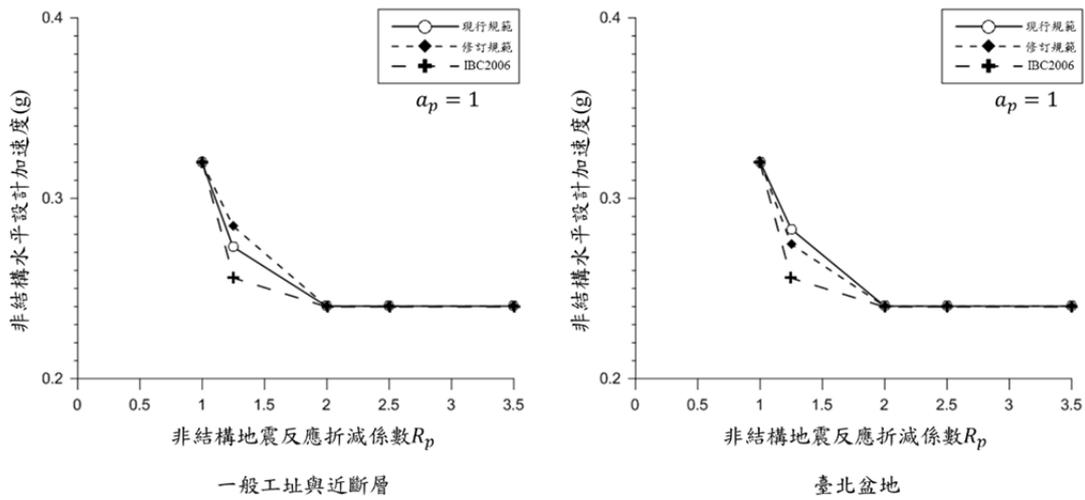


圖 5-3 地面層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心)

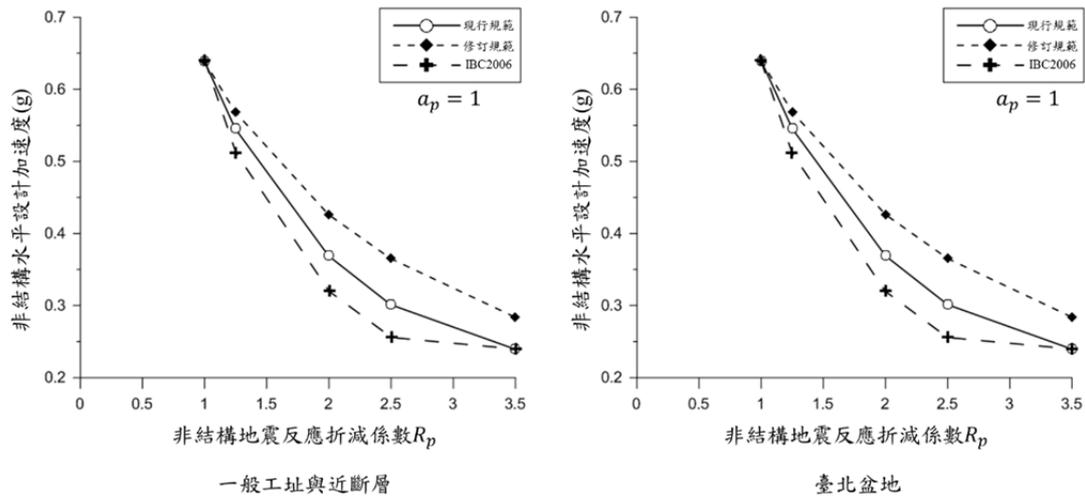


圖 5-4 中間層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心)

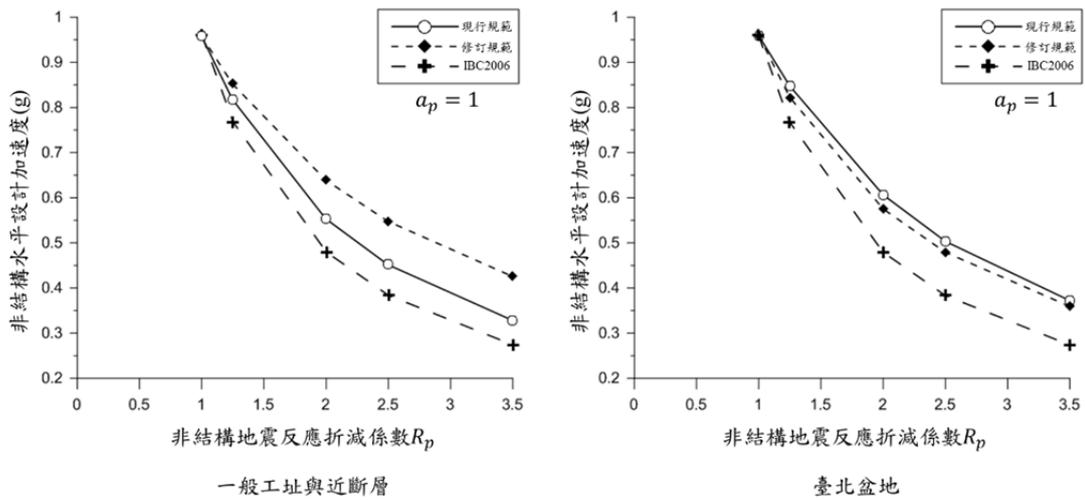


圖 5-5 屋頂層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心)

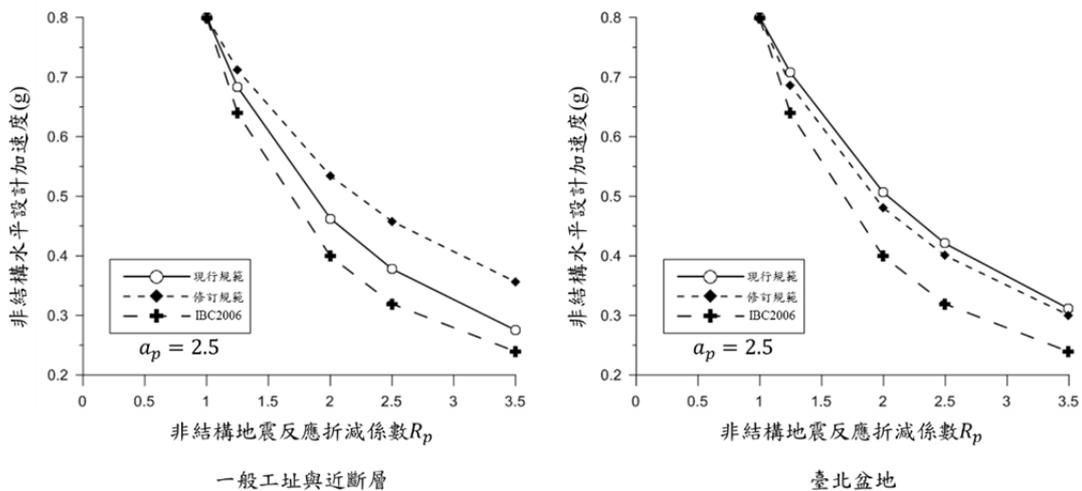


圖 5-6 地面層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心)

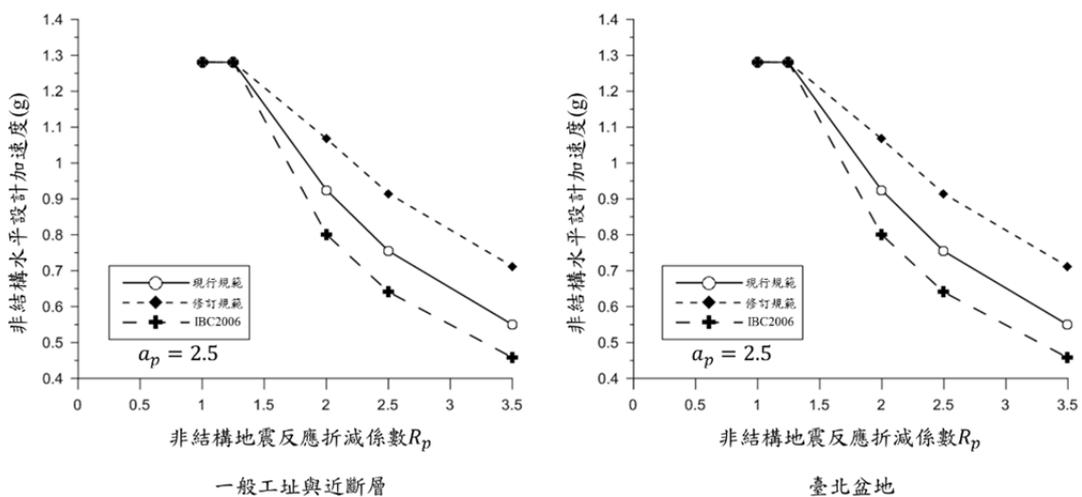


圖 5-7 中間層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心)

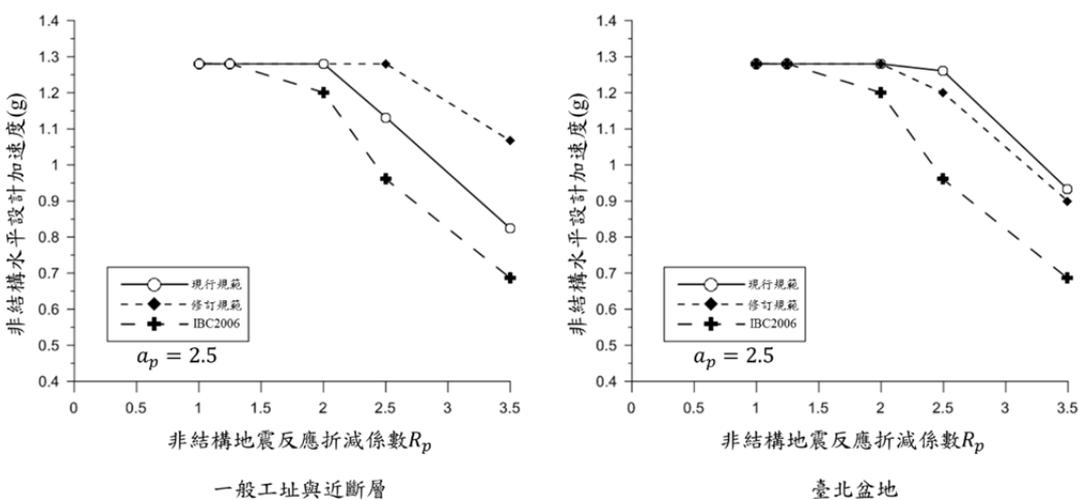


圖 5-8 屋頂層 R_p 係數值範圍與對應之水平設計加速度(資料來源：國家地震工程研究中心)

第四節 最小水平總橫力替代設計公式

目前規範之式 5-1 中，對於樓高放大效應為參酌 IBC2000 規定，地面層至屋頂層樓板反應加速度為線性放大，而未考量高樓之高模態效應與扭矩效應。考量建築物真實樓板反應，最小設計水平總橫力 F_{ph} 除了依式 5-1 外，亦可採式 5-7，由耐震設計規範第三章動力分析方法所得之樓板反應加速度值，與現行規範 2.14 節(式 5-8)所得之建築物意外扭矩放大係數，計算非結構最小設計總橫力 F_{ph} 值。

$$F_{ph} = \frac{a_i a_p W_p}{(R_p / I_p)} A_x \quad (5-7)$$

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{avg}} \right]^2 \quad (5-8)$$

式 5-7 所得之 F_{ph} 值，應符合規範 4.5 節替代設計法之規定，亦即不得小於式 5-1 設計值之 80%。

第五節 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備條文修改對照表

建議修訂條文	現行條文
<p>4.2 最小設計總橫力</p> <p>最小設計水平總橫力F_{ph}依下式計算：</p> $F_{ph} = 0.4S_{DS}I_p \frac{a_p}{R_{pa}} (1 + 2h_x/h_n)W_p \quad (4-1a)$ <p>(前段保留)</p> <p>R_{pa}：構體、構材或設備等之容許地震反應折減係數，依下式計算：</p> <p>一般工址與近斷層區域：</p> $R_{pa} = \sqrt{\frac{2R_p^2 + 1}{3}} \quad (4-2a)$ <p>臺北盆地：</p> $R_{pa} = \sqrt{\frac{R_p^2 + 1}{2}} \quad (4-2b)$ <p>R_p：構體、構材或設備等之地震反應折減係數，見表 4-1 及表 4-2。</p> <p>(前段保留)</p>	<p>4.2 最小設計總橫力</p> <p>最小設計水平總橫力F_{ph}依下式計算：</p> $F_{ph} = 0.4S_{DS}I_p \frac{a_p}{R_{pa}} (1 + 2h_x/h_n)W_p \quad (4-1a)$ <p>(前段保留)</p> <p>R_{pa}：構體、構材或設備等之容許地震反應折減係數，依下式計算：</p> <p>一般工址與近斷層區域：</p> $R_{pa} = 1 + \frac{R_p - 1}{1.5} \quad (4-2a)$ <p>臺北盆地：</p> $R_{pa} = 1 + \frac{R_p - 1}{2.0} \quad (4-2b)$ <p>R_p：構體、構材或設備等之地震反應折減係數，見表 4-1 及表 4-2。</p> <p>(前段保留)</p>

4.5 替代設計法

(前段保留)

2.設計構體、非結構構材或設備的地震力 F_{ph} 不得小於(4-1)式所規定的80%。

解說：

最小設計水平總橫力 F_{ph} 除了依(4-1)式外，亦可由(C4-1)式計算：

$$\underline{F_{ph} = \frac{a_i a_p W_p}{(R_p / I_p)} A_x} \quad (C4-1)$$

a_i 為依據第三章動力分析法，於 475 年設計地震作用下所得之 i 樓層彈性反應加速度係數， A_x 為 2.14 節(2-20)式所得之意外扭矩放大係數。惟(C4-1)式計算所得之最小設計水平總橫力小於(4-1)式所規定之 80%時，須依本章節規定調整至(4-1)式之 80%。

4.5 替代設計法

(前段保留)

2.設計構體、非結構構材或設備的地震力 F_{ph} 及傾倒力矩不得小於本規範所規定的80%。

表 4-1 建築物部分構體及非結構構材附件係數

(前段保留)		
7.天花板 (懸吊式輕鋼架天花板除外)*	1.0	2.5
8.儲櫃		
a 儲櫃及實驗室設備.	1.0	2.5
9.高架地板	1.0	1.25
(前段保留)		
13. 其他柔性設備.		
a.可高度變形之材料及其附件	2.5	3.5
b.有限度變形之材料及其附件	2.5	2.5
c.低度變形之材料及其附件	2.5	1.25
(前段保留)		

*懸吊式輕鋼架天花板耐震設計與施作，可參照附錄 B「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」。

表 4-1 建築物部分構體及非結構構材附件係數

(前段保留)		
7.天花板	1.0	2.5
8.儲櫃		
a 儲櫃及實驗室設備.	1.0	2.5
9.通道處地版	1.0	1.25
a.特殊通道處地版	1.0	2.5
b.其他	1.0	1.25
(前段保留)		
13. 其他柔性設備.		
a.可高度變形之材料及其附件	1.0	3.5
b.有限度變形之材料及其附件	2.5	2.5
c.低度變形之材料及其附件	2.5	1.25
(前段保留)		

表 4-2 機電設備附件係數

1. 一般機械		
a. 鍋爐、熱水器	1.0	2.5
b. 自立式裙版壓力容器	2.5	2.5
c. 煙道	2.5	2.5
d. 懸臂式煙囪	2.5	2.5
e. 其他	1.0	1.5
(前段保留)		
4. 空調設備		
a. 設備與系統採用合成橡膠(neoprene)元件隔絕振動，並裝設嵌入式或分離式之合成橡膠減震裝置，或於設備周圍裝設彈性回復擋板*	2.5	2.5
b. 設備與系統採用彈簧隔絕振動，並以嵌入式或分離式之合成橡膠減震裝置緊密束制，或於設備周圍裝設彈性回復擋板緊密束制*	2.5	2.0
c. 內部隔振設備與系統*	2.5	2.0
d. 無隔振系統	1.0	2.5
e. 與風管連接之懸吊機器	1.0	2.5
f. 其他	1.0	1.5
(前段保留)		

*固定於隔振裝置之設備物應於各水平方向以緩衝器或減震裝置束制。當設備支承構架與減震裝置之間的空隙超過 6mm，設計水平總橫力應為 $2F_{ph}$ ；當設備支承構架與減震裝置之間的空隙未超過 6mm，設計水平總橫力得為 F_{ph} 。

表 4-2 機電設備附件係數

1. 一般機械		
a. 鍋爐、熱水器	1.0	2.5
b. 自立式裙版壓力容器	2.5	2.5
c. 煙道	2.5	2.5
d. 懸臂式煙囪	2.5	2.5
e. 其他	1.0	2.5
(前段保留)		
4. 空調設備		
a. 隔振系統	2.5	2.5
b. 無隔振系統	1.0	2.5
c. 與風管連接之懸吊機器	1.0	2.5
d. 其他	1.0	2.5
(前段保留)		

第六章 消能元件性能測試程序執行現況檢討

第一節 國內外消能元件性能測試程序與檢核標準比較

壹 速度型消能元件

以下將彙整過去與現行美、歐相關規範與準則中，應用於建築與橋梁速度型消能元件之實體與性能保證試驗相關試驗程序與檢核內容，包括美國加州州政府交通部(California Department of Transportation, Caltrans)、歐洲標準委員會(European Committee for Standardization, CEN)與美國土木工程師學會(American Society of Civil Engineers, ASCE)之相關報告與規範，以作為未來國內規範相關試驗建議之參考。

1. 美國加州州政府交通部(California Department of Transportation, Caltrans)

1995年 Caltrans 訂定一針對隔震支承與消能元件應用於高速公路橋梁之測試計畫 [California Department of Transportation, 1995]，以進行相關耐震性能之測試檢核。此計畫提出之測試程序主要目的，為建立隔震支承與消能元件實際性能表現與品質保證的資料庫，其中第四個試驗分類(Category IV)即說明消能元件須執行之測試項目與檢核要求。執行試驗時，製造生產廠商須提供 5 組消能元件(3 組具相同尺寸與等級)，並於三種設計等級條件下(見表 6-1)，依測試序(見表 6-2)執行相關試驗。各試驗項目之內容與檢核要求彙整於表 6-3[汪向榮 2013，張國鎮等 2013]所示。

表 6-1 消能元件之測試要求

設計等級 (±10%)	測試 組數	試驗組	軸向設計位移(Axial Design Displacement)	移動等級 (Movement Rating)
50 kips	1	1	<12.0 in.	2.0 in.
150 kips	3	2, 3, 4	<12.0 in.	3.0 in.
240 kips	1	5	12.0 in.	4.0 in.

(資料來源：California Department of Transportation, 1995)

表 6-2 第四個試驗分類各試驗組須依序進行之試驗項目

第四試驗分類 消能元件						
試驗組 1	試驗 1	試驗 2	試驗 6	試驗 7		
試驗組 2	試驗 1	試驗 2	試驗 5	試驗 6	試驗 7	
試驗組 3	試驗 1	試驗 2	試驗 5 ⁽¹⁾	試驗 6	試驗 7	
試驗組 4	試驗 1	試驗 2	試驗 3	試驗 4	試驗 2	試驗 7
試驗組 5	試驗 1	試驗 2	試驗 6	試驗 7		

⁽¹⁾ 僅在試驗組 3 與試驗組 2 使用不同材料時方需進行。

(資料來源：California Department of Transportation, 1995)

表 6-3 試驗項目之內容與檢核要求(Caltrans)

試驗 1：基本性能試驗(Performance Benchmark)	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：驗證勁度、阻尼或摩擦力等力學特性，以及達穩定反應所需之循環數。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：0.5 Hz。 • 位移：設計位移。 • 迴圈數：10 個循環。 ▪ 檢核：0.7 < F(2)/F(10) < 1.3；F(2)為第 2 循環之最大力量值；F(10)為第 10 循環之最大力量值。
試驗 2：頻率試驗(Frequency Dependent Characteristics)	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：決定動力特性及驗證組成律。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：0.05 Hz、0.2 Hz、0.5 Hz、1.0 Hz、2.0 Hz。 • 位移：最大位移(或最大速度)。 • 迴圈數：3 個循環。 ▪ 檢核：量化評定在不同頻率與速度下之動力特性並確認組成律。
試驗 3：疲勞與耗損試驗(Fatigue and Wear)	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：模擬由溫度與活載重引致之微小軸向位移，以評估因剝落、疲勞或磨損而造成地震性能表現衰減之情況。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：0.1 Hz 或製造生產廠商自訂(速度>1.905 mm/sec)。 • 位移：溫度及活載重造成之位移。 • 迴圈數：10,000 個循環。 ▪ 檢核：量化評定破壞或性能衰減之情形。
試驗 4：老化試驗(Environmental Aging)	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：驗證於鹽霧環境下之性能表現。 ▪ 試驗條件：依 ASTM B 117 規定與標準，置於鹽霧試驗箱內 1,000 小時。 ▪ 檢核：檢驗受環境因素所產生性能衰退之情形。
試驗 5：溫度試驗(Dynamic Performance Characteristics at Temperature Extremes)	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：驗證溫度對於特性之影響。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：0.5 Hz。 • 位移：設計位移。 • 迴圈數：3 個循環。 • 溫度：最高溫度(建議 48.9°C)與最低溫度(建議 -40.0°C)，或製造生產廠商自訂。 ▪ 檢核：量化在環境溫度發生變化下，對於性能之影響(如勁度、阻尼與摩擦等)。
試驗 6：耐久性試驗(Durability Test)	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：評估歷經多個強烈地表循環運動下之耐久性能。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：0.5 Hz。 • 位移：最大設計速度對應之位移。 • 迴圈數：20 個循環。 ▪ 檢核：評估性能衰退情形並量化使用極限，以瞭解是否適合應用於多強烈餘震地區。
試驗 7：極限試驗(Displacement Stability Test to Failure)	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：決定破壞載重與安全限度範圍。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：0.5 Hz。 • 位移：加載位移增量為每一迴圈增加 1.1 倍之設計位移，即$(1.1)^n \times (\text{設計位移})$，直至破壞。 • 迴圈數：n+1 個循環。 ▪ 檢核： <ul style="list-style-type: none"> • 液壓型消能元件之破壞判定為：(1)填充液體明顯滲漏；(2)活塞達可動行程之極限；(3)性能產生明顯變化。 • 摩擦型消能元件之破壞判定為：(1)勁度產生突然性變化；(2)性能產生明顯變化。 ▪ 例外：若超過試驗設備容量，則進行單向慢速試驗直至設備容量極限。

(資料來源：汪向榮，2013、張國鎮等，2013)

2. 歐洲標準委員會(European Committee for Standardization, CEN)

歐洲標準委員會(European Committee for Standardization, CEN)的技術委員會(Technical Committee CEN/TC 340)於2009年9月針對抗震元件所提出的EN 15129:2009[EN 15129]，其中，第7章規定速度型消能元件相關設計與試驗等細節，速度型消能元件可分為兩大類型：(1)不具儲存勁度之液態黏性阻尼器(Fluid Viscous Damper, FVD)；(2)具有儲存勁度之液態彈簧阻尼器(Fluid Spring Damper, FSD)。

試驗依不同目的可分兩類：(1)實體試驗(Type Testing)；(2)性能保證試驗(Factory Production Control Testing)。執行實體試驗時，每一型式與尺寸之元件皆須測試；性能保證試驗之要求，則為每一支製造生產之元件皆須執行壓力試驗，並將相同組成律與設計細節(衝程除外)之元件歸類為一組，每一組數量不得大於20支，並於每組中取一支試體進行性能保證試驗。相關實體試驗與性能保證試驗中須執行之測試項目，以及測試項目執行內容與細節，分別如表6-4與表6-5[汪向榮 2013, 張國鎮等 2013]所示。

表 6-4 速度型消能元件於實體試驗與性能保證試驗分別所須進行之試驗項目

測試項目	實體試驗	性能保證試驗
試驗 1：壓力試驗	✓	✓
試驗 2：低速試驗	✓	✓
試驗 3：組成律試驗	✓	✓
試驗 4：基本性能試驗	✓	✓
試驗 5：風力試驗	✓	
試驗 6：疲勞試驗	✓	
試驗 7：衝程驗證試驗	✓	

(資料來源：汪向榮，2013、張國鎮等，2013)

表 6-5 試驗項目之內容與檢核要求(EN 15129)

試驗 1：壓力試驗(Pressure Test)	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 試驗條件：內部壓力達 125%最大出力之壓力，且加壓達 125%最大出力之壓力後持續 120 sec。 ▪ 檢核：不得漏油、性質劣化或性能衰減之現象。
試驗 2：低速試驗(Low Velocity Test)	
	<p>液態黏性阻尼器(FVD)</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：模擬溫度引致位移變形下之出力。 ▪ 試驗條件(1)：等速度(≤ 0.1 mm/sec)之 1 個完整循環，最大位移由專業工程師訂定(≥ 10 mm)。 ▪ 檢核(1)：出力小於 10%設計出力，或專業工程師訂定更小值。 ▪ 試驗條件(2)：10%之設計出力，以等力量控制，最大位移由專業工程師訂定(≥ 10 mm)。 ▪ 檢核(2)：平均速度>0.01 mm/sec。 <p>液態彈簧阻尼器(FSD)</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：模擬溫度及擬靜態載重引致位移變形下之出力表現。 ▪ 試驗條件：等速度(≤ 0.1 mm/sec)之 1 個完整循環，最大位移由專業工程師訂定(≥ 10 mm)。

	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 檢核：出力$<(1+t_d)$倍設計出力或由專業工程師訂定更小值。t_d：製作生產廠商提供之設計出力誤差容許範圍。
<p>試驗 3：組成律試驗(Constitutive Law Test)</p>	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：驗證元件組成律。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 速度：最大設計速度之 1%、25%、50%、75%、100%。 • 位移：設計位移。 • 迴圈數：3 個完整循環。 • 溫度：環境溫度與最大、最小設計溫度。 ▪ 檢核：液態黏性阻尼器(FVD) <ul style="list-style-type: none"> • 環境溫度下之出力結果(第二循環對應零位移之力量座標軸正、負載距平均值)與設計值差異在$\pm 15\%$內，最大、最小設計溫度下之試驗結果與環境溫度下之試驗結果差異須在$\pm 5\%$之內。 • 環境溫度下每一循環消散能量衰減不得大於設計值 15%。最大、最小設計溫度下之試驗結果衰減不得大於環境溫度下之試驗結果 5%。 ▪ 檢核：液態彈簧阻尼器(FSD) <ul style="list-style-type: none"> • 環境溫度下之出力結果(第二循環對應 50%設計位移之力量座標軸正、負載距平均值)與設計值之差異在$\pm 15\%$內，最大、最小設計溫度下之試驗結果差異須在$\pm 15\%$內。 • 環境溫度下之有效勁度結果與設計值差異在$\pm 15\%$內。最大、最小設計溫度下之試驗結果與環境溫度下之試驗結果差異須在$\pm 15\%$內。 • 環境溫度下每一循環消散能量衰減不得大於設計值 15%。最大、最小設計溫度下之試驗結果衰減不得大於環境溫度下之試驗結果 5%。
<p>試驗 4：基本性能試驗(Damping Efficiency Test)</p>	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：評估能量消散能力及穩定性。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：專業工程師訂定。 • 位移：專業工程師訂定。 • 迴圈數：5 個完整正弦波循環。 • 溫度：環境溫度與最大、最小設計溫度。 ▪ 檢核：液態黏性阻尼器(FVD) <ul style="list-style-type: none"> • 環境溫度下之出力結果(第二循環對應零位移之力量座標軸正、負載距平均值)與設計值差異在$\pm 15\%$內，最大、最小設計溫度下之試驗結果與環境溫度下之試驗結果差異須在$\pm 5\%$之內。 • 環境溫度下每一循環消散能量衰減不得大於設計值 15%。最大、最小設計溫度下之試驗結果衰減不得大於環境溫度下之試驗結果 5%。 ▪ 檢核：液態彈簧阻尼器(FSD) <ul style="list-style-type: none"> • 環境溫度下之出力結果(第二循環對應 50%設計位移之力量座標軸正、負載距平均值)與設計值之差異在$\pm 15\%$內，最大、最小設計溫度下之試驗結果差異須在$\pm 15\%$內。 • 環境溫度下之有效勁度結果與設計值差異在$\pm 15\%$內。最大、最小設計溫度下之試驗結果與環境溫度下之試驗結果差異須在$\pm 15\%$內。 • 環境溫度下每一循環消散能量衰減不得大於設計值 15%。最大、最小設計溫度下之試驗結果衰減不得大於環境溫度下之試驗結果 5%。 ▪ 可分為段多組進行，但每組試驗至少包含 3 個循環，且各組試驗間消能元件不得降溫。
<p>試驗 5：風力試驗(Wind Load Cycle Test)</p>	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：驗證抵抗風力振動之能力。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：專業工程師訂定。 • 位移：專業工程師訂定。 • 迴圈數：200 個完整循環。 ▪ 檢核： <ul style="list-style-type: none"> • 試驗中：不得產生無法運作或損壞，及內部黏性材料變質情形。 • 試驗後：不得產生漏油。

試驗 6：疲勞試驗(Seal Wear Test)	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：確保設計年限內油封是否仍可正常運作。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：專業工程師訂定。 • 位移：溫度引致之最大位移。 • 迴圈數：10,000 個完整循環。 ▪ 檢核：不得產生漏油。 ▪ 為避免產生過熱現象，試體內部可不填充或僅部分填充黏性材料。
試驗 7：衝程驗證試驗(Stroke Verification Test)	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 目的：驗證設計衝程。 ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 位移：設計衝程。 • 迴圈數：1 個完整循環。 ▪ 檢核：試驗位移與設計衝程之容許誤差小於 1 mm。 ▪ 可於試體內部無填充黏性材料之狀態下進行。

(資料來源：汪向榮，2013、張國鎮等，2013)

3. 美國土木工程師學會(American Society of Civil Engineers, ASCE)

ASCE 7-10 第 18 章含消能系統結構耐震設計要求中的第 18.9 節，訂定了消能元件(含位移型與速度型消能元件)的通則性試驗要求，依不同目的可分為實體試驗(Prototype Test)以及性能保證試驗(Production Test)。實體試驗採用各種型號、尺寸的 2 組實尺寸消能元件進行測試，除非專業工程師同意，試驗試體不得再用於現地安裝。性能保證試驗目的為確保消能元件在實際安裝前，其力量、速度、位移與阻尼特性是否滿足專業工程師所訂定之條件，試驗內容與抽樣比例由專業工程師訂定。相關試驗項目之內容與檢核要求說明如表 6-6[汪向榮 2013，張國鎮等 2013]。

表 6-6 試驗項目之內容與檢核要求

試驗 1：風力試驗	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：$1/T_1$，T_1 為設計地震下未含消能元件結構之彈性週期。 • 位移：設計風力下，消能元件對應之最大位移。 • 迴圈數：2,000 個循環。 ▪ 檢核：試驗過程中，無漏油、降伏以及破損等破壞產生。 ▪ 例外：若證明無風力條件或設計風力小於消能元件起始降伏力或滑動力，則無需進行此試驗項目。
試驗 2：基本性能試驗	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：$1/T_{1M}$，T_{1M} 為最大考量地震下含消能元件結構之有效週期。 • 位移：最大考量地震下，消能元件對應之最大位移。 • 迴圈數：5 個完整循環。 ▪ 檢核： <ul style="list-style-type: none"> • 每一循環之最大、最小力量(對應零位移)、等效勁度(若有)、迴圈面積與所有循環平均值比較，差異不得超過 15%。 • 所有循環平均最大、最小力量(對應零位移)、平均等效勁度(若有)、平均迴圈面積，其試驗值與設計理論值的差異不得超過 15%。

	<ul style="list-style-type: none"> • 經專業工程師分析驗證，15%之限制可放寬。
試驗 3：溫度試驗	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 試驗條件： <ul style="list-style-type: none"> • 頻率：$1/T_{1M}$。 • 位移：最大考量地震下消能元件對應之最大位移。 • 迴圈數：5 個完整循環。 • 溫度：設計最大溫度、環境溫度、設計最小溫度。 ▪ 檢核： <ul style="list-style-type: none"> • 每一循環之最大、最小力量(對應零位移)、等效勁度(若有)、迴圈面積與所有循環平均值比較，差異不得超過 15%。 • 所有循環平均最大、最小力量(對應零位移)、平均等效勁度(若有)、平均迴圈面積，其試驗值與設計理論值的差異不得超過 15%。 • 經專業工程師分析驗證，15%之限制可放寬。
<p>註： 若前述試驗項目中，在變化測試頻率從 $1/T_{1M}$ 至 $2.5/T_1$ 之條件下，在小於或等於最大總位移內性質變異超過設計值之 15% 時，則前述之測試應在 $1/T_1$ 及 $2.5/T_1$ 之頻率下再次進行。</p>	

(資料來源：汪向榮，2013、張國鎮等，2013)

貳 位移型消能元件(以挫屈束制支撐為例)

國內對於消能元件所需之試驗程序與檢核標準規範於「建築物耐震設計規範及解說」中第十章之「含被動消能系統建築物之設計」，該章節將消能元件概分為位移型、速度型與其它型式，提供安裝消能元件設計指南、分析程序及元件試驗標準[內政部營建署 2011]。在消能元件試驗的部份區隔為實體試驗與性能保證試驗，實體試驗主要針對消能元件完成設計未量產前，對於先製作之試體以不同外力型式或環境之變異性，並考慮結構本身之特性進行測試；而性能保證試驗則是在消能元件生產安裝前進行抽樣試驗，以確保其受力變形反應等特性符合設計要求與品質之穩定。

國內規範在實體試驗的要求為：下列實體試驗須分別施作於設計中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。其中，對於測試之順序與循環週數則陳述如下：

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。

而國內規範對於性能保證測試的敘述為：在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，訂定抽樣比例及測試內容。抽樣時即按專業技師所訂之抽樣比例與測試內容，挑選出每一類型且其尺寸具代表性的消能元件進行測試，以確保他們的力-速度-位移之特性在專業技師所設定的限制以內。

關於試驗檢核標準則需符合下列所有情況，該實體元件之行為表現可視為達到要求：

1. 在上述試驗之下其受力與位移曲線有非負值之增額承載容量。
2. 例外：若消能元件為具速度相關之行為則不須依從此規定。
3. 在上述試驗中，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。
4. 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。
5. 在上述之每一試驗中，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。
6. 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。
7. 在上述之每一試驗中，一實體消能元件試體在任一循環中之遲滯圈面積(WD)不超過平均遲滯曲線面積之 $\pm 15\%$ 內。
8. 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。
9. 對於位移相關型元件在上述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。

10. 對於速度相關型元件在上述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均應落在設計值之內。

11. 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 $\pm 15\%$ 。

另一方面，美國規範 AISC 341-10 中 K3 節之「挫屈束制支撐反覆載重驗證試驗 (cyclic tests for qualification of buckling-restrained braces)」則對 BRB 試驗方式、加載歷時與合格標準規定的相當明確[AISC 2010]。針對 BRB 反覆載重試驗包含構件試驗與子結構試驗，構件試驗目的為驗證 BRB 滿足規範強度及非線性變形容量之要求，並建立結構系統設計所需之基本參數；而子結構試驗則為提出 BRB 之設計能符合該設計變形及轉角需求之證據，且證明其與構件單軸試驗所得之遲滯行為一致。此外，美國規範也體認子結構試驗所需的設備、難度與成本等，均高出構件單軸試驗許多；因此，若 BRB 的供應者已針對該型式的 BRB 進行過合理規模的子結構試驗，驗證其受力變形反應滿足規範要求，並可提出相關試驗數據供設計者參考，則可不需對每件工程案進行子結構試驗。

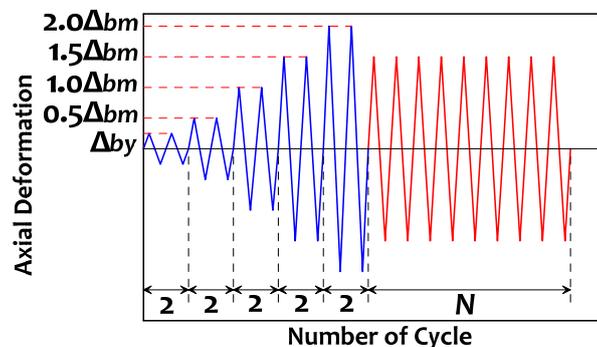


圖 6-1 挫屈束制支撐試驗加載歷時
(資料來源：AISC 2010)

此外，美國規範亦明確地說明試驗控制與加載程序方式。試驗以控制施加試驗試體之軸向或轉角變形 Δ_b 進行，另允許施加最大轉角變形並維持固定後，軸向變形則依規定之加載歷時進行試驗；施加於試驗試體之載重應達到下列變形要求，如圖 6-1 所示，該變形為斜撐試體之鋼核心軸向變形與子結構試驗試體之轉角變形需求：

- (1) 加載 $\Delta_b = \Delta_{by}$ 之變形兩迴圈。每一加載迴圈包括完整拉與壓位移行程。
- (2) 加載 $\Delta_b = 0.5\Delta_{bm}$ 之變形兩迴圈。

- (3) 加載 $\Delta b=1.0\Delta b_m$ 之變形兩迴圈。
- (4) 加載 $\Delta b=1.5\Delta b_m$ 之變形兩迴圈。
- (5) 加載 $\Delta b=2.0\Delta b_m$ 之變形兩迴圈。
- (6) 斜撐試驗試體加載完整 $\Delta b=1.5\Delta b_m$ 之反覆變形迴圈，以使軸向累積非線性變形量達到至少 200 倍之降伏變形量（對於子結構試驗試體則不要求）。

其中， Δ_{by} =試驗試體發生初始明顯降伏之變形量， Δ_{bm} =設計樓層側位移所對應之變形量。對於計算 Δ_{bm} 之目的而言，設計樓層側位移應不小於 0.01 倍之樓層高度，其他能證明對最大與累積非線性變形具有等效或更嚴苛之加載歷時，允許使用做為證明試驗試體合格之加載歷時。

不論是構件或子結構試驗之試體在規定之加載歷時內須符合下列要求：

- (1) 加載與變形歷時圖應表現具正向增加勁度之穩定與可重複的行為。
- (2) 無斜撐破裂、不穩定、或斜撐端部接合破壞。
- (3) 對於斜撐試驗，變形大於 Δ_{by} 之每個迴圈其最大拉力與壓力不得小於鋼核心之標稱強度。
- (4) 對於斜撐試驗，變形大於 Δ_{by} 之每個迴圈其最大壓力與最大拉力之比值不可超過 1.3。對於經由具合格之同儕審查與主管機關核可之斜撐試驗或子結構試驗試體，允許採用其他之合格標準。

第二節 國內消能元件性能測試程序執行現況

壹 速度型消能元件(以液態黏滯阻尼器及黏彈性阻尼器為例)

國內現行版建築物耐震設計規範與解說[內政部營建署 2011]於第十章「含被動消能系統建築物之設計」中，已提供消能元件之實體與性能保證試驗相關說明與規定。實體試驗之目的為確認供應商具足夠能力製造生產消能元件，在製造生產消能元件前，確認其在設計地震作用下之地震行為與設計相符，以及在最大考量地震作用下之特性及穩定性；性能保證試驗之目的則著重於消能元件之品管檢核，於現場安裝前，確認其在設計地震作用下力學特性與設計相同或在容許誤差範圍。國家地震工程研究中心(National Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE)為國內具公信力之國家級大型力學實驗室[國家實驗研究院國家地震工程研究中心 2003]，具國際標準認證 ISO 9001 及 ISO 17025，並通過全國認證基金會 TAF 與台灣檢驗科技公司 SGS 評鑑認證，為因應國內規範與實務工程之測試需求，已於 2004 年建置一減震消能元件測試系統(見圖 6-2)，其最大出力與衝程容量分別可達 200tf 與 ± 500 mm，在出力 100 tf 的條件下，最大速度約可達 250 mm/sec。國家地震工程研究中心過去已依「建築物耐震設計規範及解說」—10.7 消能元件所需之試驗相關規定[內政部營建署 2011]、內政部建築研究所「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」之相關測試建議、2013 年「結構隔減震技術講習會」[汪向榮 2013]與「耐震設計規範研討會」[張國鎮等 2013]之相關測試建議、國外相關規範與準則[California Department of Transportation 1995, EN 15129, ASCE 7-10]、以及委託測試單位專業技師之測試需求，執行了多項建築與橋梁工程應用消能元件之測試驗證，消能元件型態包含線性與非線性液態黏滯阻尼器、黏彈性阻尼器、雙線性油壓阻尼器等。



圖 6-2 NCREE 減震消能元件測試系統
(資料來源：國家地震工程研究中心)

1. 試驗 1：風力試驗

以油壓阻尼器之測試為例，如採用加載頻率為 0.3 Hz、振幅為 2.5 mm 之正弦波，進行 2,000 次完整循環試驗。檢核原則為評估位移與出力關係，如圖 6-3，並透過試驗後以目視觀察其油封處與外觀是否發生異狀。

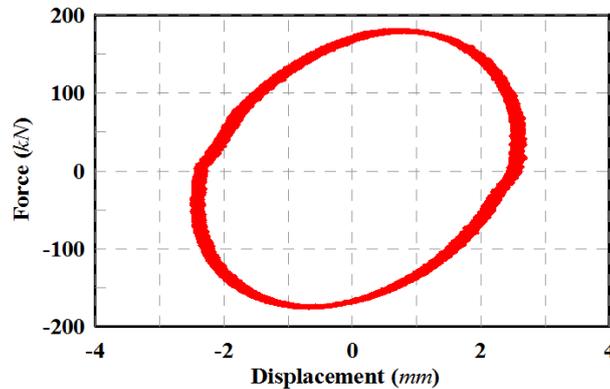


圖 6-3 油壓阻尼器於風力試驗下之位移與出力關係圖
(資料來源：國家地震工程研究中心)

2. 試驗 2：頻率試驗/基本性能試驗

進行正弦波循環加載試驗，以測試消能元件於不同頻率、不同振幅下之行為，試驗程序可有以下兩類：

(1) 於同一頻率下，在不同振幅下之進行測試

於每個試驗項目皆進行至少 5 個正弦波循環，以油壓阻尼器之測試振幅與頻率為例，見表 6-7，由於數據處理上建議不計第一個起始半循環及最後一個結束半循環，為滿足 5 個正弦波循環之測試要求，因此，於表中循環數要求為(5+1)個正弦波循環。油壓阻尼器位移與出力之關係圖，可繪製如下圖 6-4 所示(以頻率 0.3 Hz，振幅 45 mm 為例)。

表 6-7 油壓阻尼器試驗項目

正弦波加載參數			試驗最大速度 (mm/sec)	測試時間 (sec)	備註
頻率 (Hz)	振幅 (mm)	循環數			
0.30	20	5+1	37.70	20.0	
0.30	45	5+1	84.82	20.0	
0.30	55	5+1	103.67	20.0	

(資料來源：國家地震工程研究中心)

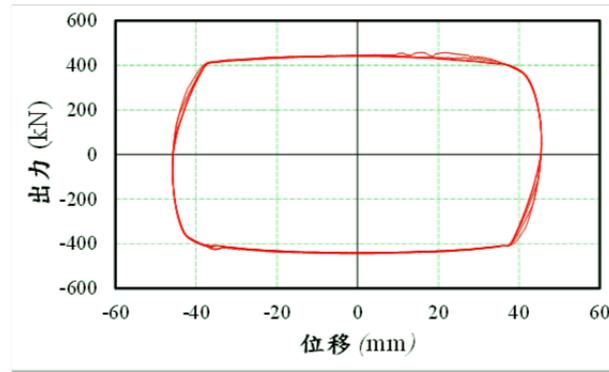


圖 6-4 油壓阻尼器之位移與出力關係圖
(資料來源：國家地震工程研究中心)

(2) 於同一振幅下，在不同頻率下之進行測試

於每個試驗項目皆進行至少 5 個正弦波循環，以液態黏滯阻尼器之測試振幅與頻率為例，見表 6-8，由於數據處理上建議不計第一個起始半循環及最後一個結束半循環，為滿足 5 個正弦波循環之測試要求，因此，於表中循環數要求為(5+1)個正弦波循環。液態黏滯阻尼器位移與出力之關係圖，可繪製如圖 6-5(以頻率 0.45 Hz，振幅 22 mm 為例)。

表 6-8 液態黏滯阻尼器試驗項目

正弦波加載參數			試驗最大速度 (mm/sec)	測試時間 (sec)	備註
頻率 (Hz)	振幅 (mm)	循環數			
0.30	22.0	5+1	41.47	20.0	
0.45	22.0	5+1	62.60	13.3	
0.60	22.0	5+1	82.94	10.0	

(資料來源：國家地震工程研究中心)

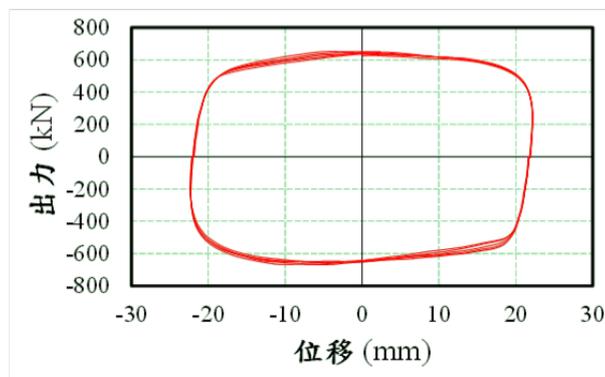
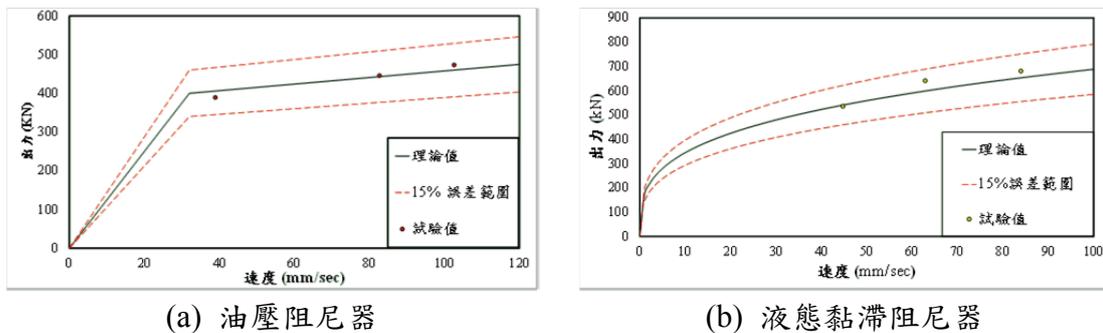


圖 6-5 液態黏滯阻尼器之位移與出力關係圖
(資料來源：國家地震工程研究中心)

將試驗結果繪製位移-出力之關係圖，以進行相關參數之檢核，如：(1)比較各測試

項目中任一循環於零位移所對應之最大、最小出力與平均最大、最小出力之差異；(2)比較各測試項目中任一循環遲滯迴圈面積與平均遲滯迴圈面積之差異；(3)取每一組試驗項目中所有循環之最大及最小出力平均值，以及其所對應之最大試驗速度平均值，將此試驗結果點繪於速度-出力曲線圖(見圖 6-6)中，比較試驗值與理論值之差異。



(a) 油壓阻尼器

(b) 液態黏滯阻尼器

圖 6-6 各速度下出力之實驗值與理論值比較圖

(資料來源：國家地震工程研究中心)

3. 試驗 3：耐久性試驗

如採用加載頻率為 0.825 Hz、振幅為 18.1 mm 之正弦波，進行 20 個完整循環試驗。依試驗結果繪製位移-出力之關係圖，並比較任一循環於零位移所對應之最大、最小出力與平均最大、最小出力之差異。

4. 試驗 4：疲勞與磨損試驗

此試驗之目的為二：(1)透過此試驗以量化破壞或性能衰減之情形；(2)於此試驗前後配合執行基本性能試驗，進而評估與檢討基本性能試驗結果之差異。如採用加載頻率為 0.1 Hz、振幅為 5 mm 之正弦波，進行 10,000 個完整循環試驗，總試驗時間達 27.78 小時，因考量試驗時間以及消能元件溫度之影響，可將試驗分段進行(由委託測試單位專業技師決定)。將各段試驗結果繪製位移-出力之關係圖，並透過試驗後以目視觀察其外觀，比較試驗前後於外觀上有無任何差異。

5. 試驗 5：溫度試驗

以下介紹兩種溫度試驗方式：(1)以乾冰包覆消能元件達到降溫作用，利用消能元件反覆運動達到升溫作用，於減震消能測試系統進行試驗；(2)將消能元件置於密閉恆溫箱之方式進行升、降溫作用，於多自由度多功能構件試驗系統(Multi-Axial Testing System, MATS)[9]進行試驗。

以液態黏滯阻尼器為例，於不同溫度下，包含低於常溫($<15^{\circ}\text{C}$)、常溫($25\pm 2^{\circ}\text{C}$)及高於常溫($>35^{\circ}\text{C}$)之三種溫度條件，進行反覆載重試驗，如採用加載頻率為 2.38 Hz、振幅為 20 mm 之正弦波，進行至少 5 個完整循環試驗，溫度監測參考點為委託測試單位專業技師指定之阻尼器表面位置。測試順序說明如下：

- (1) 溫度低於常溫條件($<15^{\circ}\text{C}$)之試驗方式，為採用乾冰包覆阻尼器表面(如圖 6-7 所示)，使阻尼器表面達到降溫作用後再進行反覆載重試驗。
- (2) 常溫條件($25\pm 2^{\circ}\text{C}$)之試驗方式，為溫度低於常溫條件($<15^{\circ}\text{C}$)之試驗完畢後，將包覆阻尼器之乾冰拆除，使阻尼器表面達到常溫條件後再進行反覆載重試驗。
- (3) 溫度高於常溫條件($>35^{\circ}\text{C}$)之試驗方式，為先將阻尼器進行反覆運動以達內部升溫作用，再進行反覆載重試驗。



圖 6-7 乾冰包覆阻尼器示意圖
(資料來源：國家地震工程研究中心)

在不同溫度下之試驗結果繪製位移-出力之關係圖(見圖 6-8)。取每一組試驗項目中所有循環於零位移所對應之最大、最小出力平均值，以及各組試驗之最大速度平均值，比較試驗值與理論值之差異。

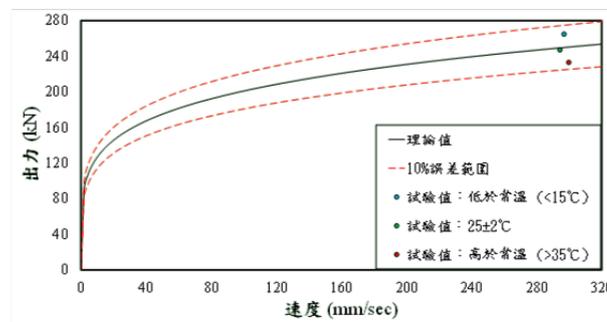
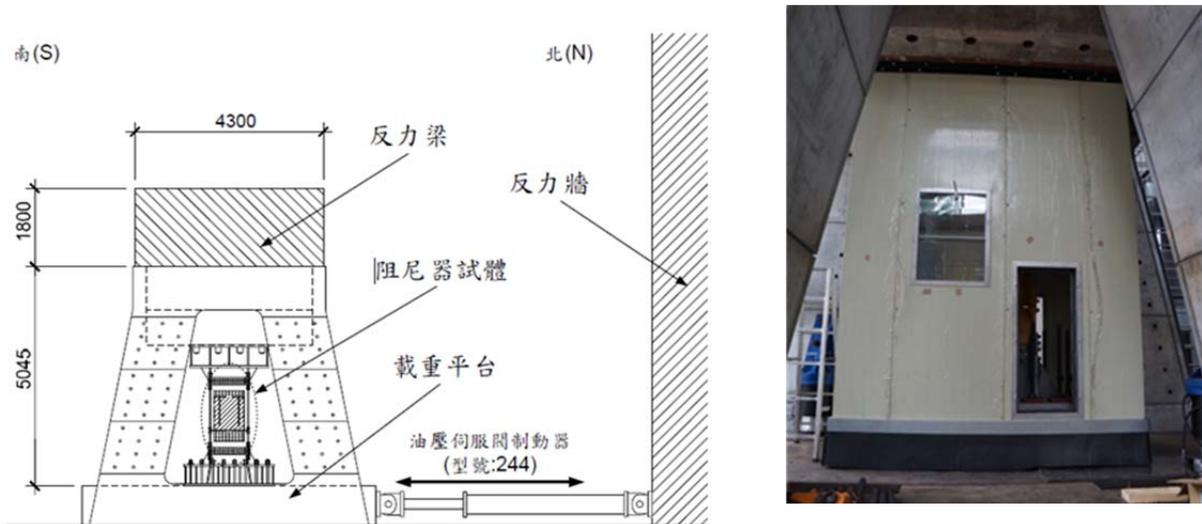


圖 6-8 在不同溫度下於各速度之阻尼器出力實驗值與理論值比較圖
(資料來源：國家地震工程研究中心)

以黏彈性阻尼器為例，於三種溫度(35°C 、 25°C 與 15°C)條件下，利用 MATS 進行反覆載重試驗，MATS 與阻尼器接合之示意圖可見圖 6-9(a)。將阻尼器安裝於密閉恆

溫箱內，經由溫度控制系統可控制恆溫箱內部溫度達至測試需求，溫度監測參考點為委託測試單位專業技師指定之阻尼器表面與內部位置，試體組裝完成之照片可見圖 6-9(b)所示。



(a) MATS 與阻尼器接合示意圖

(b) 阻尼器與密閉恆溫箱安裝完成圖

圖 6-9 溫度試驗配置圖

(資料來源：國家地震工程研究中心)

測試項目內容與溫度記錄如表 6-9，其中對於起始均溫與結束均溫之結果，是針對各層黏彈性材料與外層鋼板於試驗過程所量測之均值所獲得。以溫度 15°C、頻率 0.18 Hz 與振幅 30 mm 為例，黏彈性材料溫度的變化歷時如圖 6-10 所示。將試驗結果點繪成位移與出力關係圖，如圖 6-11 所示。透過試驗結果可進行相關參數之檢核，如：(1) 比較各測試項目中任一循環最大、最小出力與平均最大、最小出力之差異；(2) 比較各測試項目中任一循環遲滯迴圈面積與平均遲滯迴圈面積之差異；(3) 比較各測試項目中，任一循環最大、最小位移點所對應之有效勁度與平均值之差異，以及比較各測試項目中，任一循環由上述特徵點所計算出之耗損因子(η_i^i)與平均值之差異

表 6-9 黏彈性阻尼器於溫度試驗下之試驗項目

正弦波加載參數				試驗最大速度 (mm/sec)	測試時間 (sec)	起始均溫 (°C)	結束均溫 (°C)	備註
頻率 (Hz)	振幅 (mm)	循環數	溫度控制					
0.18	30	5+1	15°C	33.93	33	15.7	19.9	本溫度為熱電對於試驗中有效量測之平均值
			25°C			25.1	27.3	
			35°C			33.5	35.1	

(資料來源：國家地震工程研究中心)

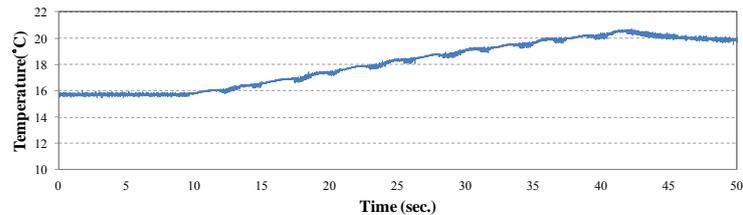
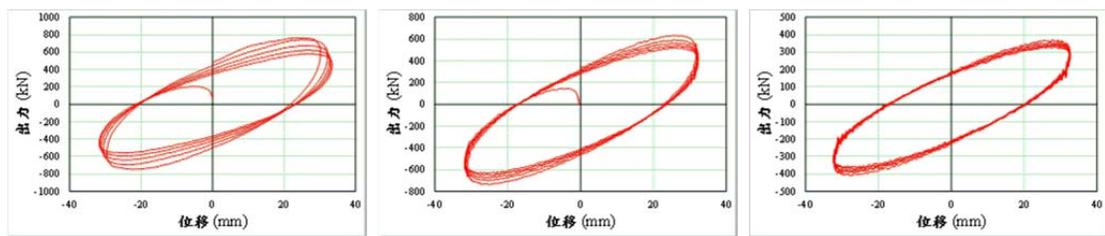


圖 6-10 黏彈性阻尼器於頻率 0.18 Hz、振幅 30 mm 循環試驗下溫度歷時圖 (15°C)
(資料來源：國家地震工程研究中心)



(a) 溫度控制：15°C (b) 溫度控制：25°C (c) 溫度控制：35°C

圖 6-11 黏彈性阻尼器於溫度試驗下之位移與出力關係圖

(資料來源：國家地震工程研究中心)

6. 試驗 6：衝程試驗

以液態黏滯阻尼器為例，進行慢速試驗以驗證阻尼器之衝程容許量可達設計需求 (如±30 mm)。檢核方式為測量阻尼器試驗前後位移量之變化是否有達到設計需求，如圖 6-12。



(a) 試驗前外部位移計量測示意 (b) 試驗後外部位移計量測示意

圖 6-12 衝程試驗前後阻尼器外觀與外部位移計量測

(資料來源：國家地震工程研究中心)

7. 小結

近年來減震技術已廣泛應用於國內建築與橋梁新建與補強工程，內政部營建署與

交通部亦於建築物與橋梁耐震設計規範中[內政部營建署 2011, 交通部 2009]新增了減震相關章節，對於消能元件之分析、設計與測試驗證要求均有規定。國家地震工程研究中心近年已協助諸多國內外建築與橋梁實務工程應用消能元件進行測試，然而，隨著耐震技術與工法的日益精進，以及國家與人民對於建築、橋梁與公共設施之使用機能與耐震性能要求不斷提升，耐震元件的性能、製作及施工品質愈益要求，且相關規模與尺寸亦隨之增加。以近年來許多重要公共工程如橋梁應用之阻尼器為例，其設計出力、衝程與速度需求動輒分別達 200 tf、 ± 200 mm 與 400 mm/sec，國內既有實驗室之測試系統容量著實已不敷使用，一則只好至國外具大容量之實驗室進行測試，如美國加州大學聖地牙哥分校(University of California, San Diego, UCSD)的六自由度結構構件動態測試機組(Seismic Response Modification Device, SRMD)[Shortreed et al. 2001, UC San Diego 1960]，以及位於義大利 EUCENTRE TREES(European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering)實驗室的阻尼器試驗設施(Damper Tester Machine)[EUCENTRE TREES Lab Laboratory 2008]，如此一來，將大為增加營造成本與發生施工工期的延宕，抑或是遷就於國內現有測試系統之性能容量，但無法實際驗證阻尼器於設計與大地震需求下之真實力學行為，這對於未來國內耐震新技術之持續精進、提升與推動無疑是一大隱憂。

因此，國家地震工程研究中心將於未來規畫建置一高性能減震消能元件測試系統，其最大出力與衝程容量分別可達 400 tf 與 ± 600 mm，在出力 200 tf 的條件下，最大速度約可達 1000 mm/sec，此一規格將可滿足目前與未來至少 95% 建築物與橋梁工程應用減震設計之速度型阻尼器測試需求。同時，此一系統亦具備密閉恆溫箱與溫度控制系統，有效改善採用反覆運動與乾冰包覆以達升降溫作用之傳統作法。

貳 位移型消能元件(以挫屈束制支撐為例)

由於國內規範針對 BRB 性能測試的適用性仍有討論的空間，因此目前國內工程師在進行 BRB 工程應用案的規劃與設計時，主要參考國內規範對品質檢核的精神[內政部營建署 2011]，並依據美國規範的明確條文[AISC 2010]，同時考量其工程案的結構特性與得標承攬供應者的不確定性，制訂針對該工程案 BRB 供應者所需依循的抽樣數量、試驗方式、加載歷時與合格標準。這些綜合考量各工程案特性所要求執行之 BRB 反覆載重驗證試驗目的為，提供 BRB 供應者、官方、業主及設計者最直接的試驗證據，證明供應者所提供之 BRB 是否符合工程案件設計之受力反應性能需求及品質穩定與否。

一般而言，BRB 供應者在其產品的研發階段應會進行實尺寸構件、子結構與構架之試驗研究及反應分析，驗證其構件與構架之耐震性能優良，符合美國規範所述之各項要求後才會進行銷售；因此，BRB 供應者若可提供工程師相關構架試驗資料參考時，國內工程師並不會特別要求供應者進行子結構試驗（呼應美國規範解說內容精神，參照第四章第一節），僅針對 BRB 製造者或供應者進行品質檢覈的構件試驗。國內工程師對於 BRB 構件試驗的抽樣標準常見的方式如下：

1. 由於一般的工程案不會先行得知 BRB 得標承攬供應者，因此工程師常於招標規範中規定，BRB 供應者應於生產該案 BRB 前，先行製造一組 BRB（其規模一般指定以工程案中 BRB 最多組數為主）進行試驗，通過所規定之試驗標準後始得進行生產。一般工程師亦常另外註明，若 BRB 供應者可提出相同型式且相同接合類型 BRB 之有效試驗報告，其報告中所試驗的試體超過於所指定的 BRB 規模，則生產前的試驗（對應國內規範所指之實體試驗）可以免除。
2. 當工程師或業主承認 BRB 得標承攬供應者具備生產符合該工程案所需之 BRB 型式與接合類型後，一般常以實際工程案使用組數的抽樣比例於生產過程中隨機抽樣，或先行指定抽驗的 BRB 規格與數量，進行構件試驗；這部份的試驗則對應於國內規範所述之性能保證試驗。

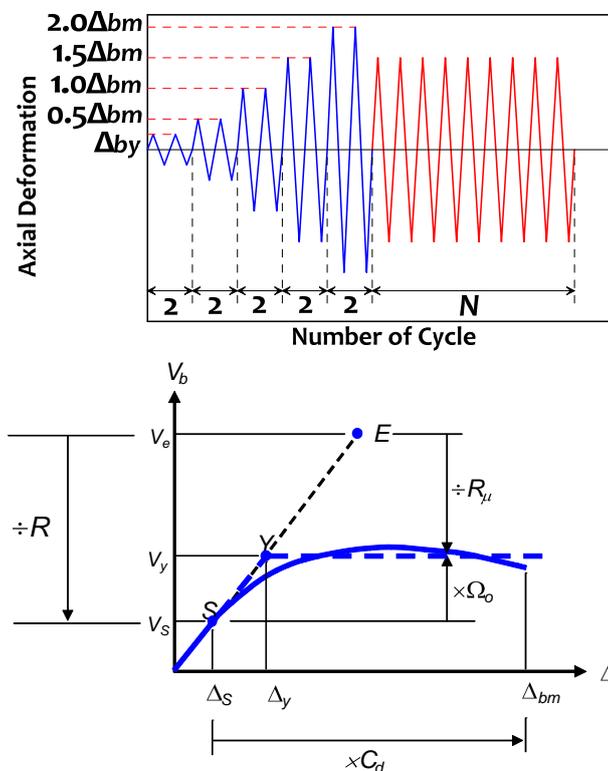


圖 6-13 (a) 挫屈束制支撐試驗加載歷時; (b) 樓層側力與側位移關係
(資料來源：國家地震工程研究中心)

針對 BRB 構件試驗的加載方式，國內工程師主要依據美國規範所建議之加載歷時（圖 6-13）進行試驗，其中 Δ_{bm} 為設計樓層側位移所對應之斜撐變形量，且對於計算 Δ_{bm} 之目的而言，設計樓層側位移應不小於 0.01 倍之樓層高度。一般而言，國內工程師在進行結構設計時依照國內規範進行設計，利用 $1.4\alpha_y F_u$ 來折減設計地震力進行彈性分析，該折減值相當於美國規範圖 6-13 中之地震力折減因子（response modification factor） R 值[ASCE 7-10]，利用折減後的彈性地震力所得之側位移為圖 6-13 中之 Δ_s ，而該側位移並非為美國規範中所述之設計樓層側位移，若欲求得設計樓層側位移美國規範建議利用圖 6-13 中位移放大因子（deflection amplification factor） C_d 值放大 Δ_s ，求得設計樓層側位移[ASCE 7-10]。然而，國內規範僅提供地震力折減參數 $1.4\alpha_y F_u$ [內政部營建署 2011]，並未提及位移放大的等效參數建議，因此，除非工程師進行結構的非線性動力分析，否則無法於習作的彈性分析結果求得美國規範所述之設計樓層側位移（475 年迴歸期之設計地震力作用下）；反觀國內規範對消能元件的試驗加載要求位移值為最大考量地震作用下之反應，其所對應即為 2500 年迴歸期之設計地震力，若未進行非線性動力分析則更不可能定義該試驗加載位移量值。基於上述工程實際情況，國內工程師在定義構件試驗加載歷時中的設計樓層側位移所對應之 BRB 變形量（ Δ_{bm} ）常見的方式如下：

1. 少數的結構設計會進行非線性動力分析，其結構模型可得在 475 年迴歸期之設計地震力作用下之設計樓層側位移，並依此計算結構中各組 BRB 所對應之軸向變形量 Δ_{bm} 。
2. 工程師在進行結構設計時，利用 $1.4\alpha_y F_u$ 來折減設計地震力進行彈性靜力的結構分析勢必進行；亦有部份工程師利用彈性靜力分析結果所得之樓層側位移，以 $1.4\alpha_y F_u$ 的倍數或其他保守且等效的係數將其放大，並依該等效放大的樓層側位移量值計算 BRB 所對應之軸向變形量 Δ_{bm} 。
3. 由於 BRB 軸向變形量與樓層側位移的關係可依構架幾何推導而得，而 BRB 進入降伏後非線性變形會集中在核心消能段，核心消能段應變量則可視為 BRB 軸向位移加載量值的重要指標[Tsai et al. 2014]。因此，較大部份的工程師對於試驗所加載的軸向變形量會以 BRB 核心消能段應變量為標準，針對 BRB 在反覆載重下的性能反應做出評斷。

此外，少部份工程師或 BRB 供應者/銷售商則會認定性能保證試驗屬於彈性測試，可於彈性測試完後再將該試驗試體裝回所設計之結構內。事實上，國內規範所訂之性能保證試驗明文敘明，是在消能元件生產安裝前進行抽樣試驗，以確保其受力變形反應等特性符合設計要求與品質之穩定，並未提及任何所謂彈性測試之項目。BRB 的力

學特性即為利用其核心消能段降伏後消能，在所謂彈性測試的範圍內，僅能依照設定的彈性加載位移或力量，利用該試驗所得之數據回歸求得 BRB 構件的等效勁度，無從得知該 BRB 構件實際發揮作用後之性能反應，因此該類型的 BRB 彈性測試並不具備實質意義。

第三節 案例研討

本節以國內近年來 10 件實際工程案應用國震中心最新研發成果槽接式挫屈束制支撐為例 (welded end-slot buckling-restrained brace, WES-BRB)，介紹國內工程師對其設計案所制訂的品質檢覈與性能驗證試驗方式，並利用其中 10 組 WES-BRB 反覆載重驗證試驗結果說明 BRB 應有的受力變形行為與合格標準。

壹 試體構件選取

由於 WES-BRB 已由國震中心在研發階段進行了大量的實尺寸構件與構架之試驗研究及反應分析[Lin et al. 2012, 蔡克銓等 2012, Tsai et al. 2014, 林保均等 2014,]，驗證其構件與構架之耐震性能優良，符合美國規範之各項要求；因此，工程師已可取得相關構架試驗資料參考，若工程案中使用 WES-BRB 時，工程師並不會特別要求供應者進行子結構試驗，僅針對 WES-BRB 製造者進行品質檢覈的構件試驗。本節所提的 10 組試體構件為其對應工程案的業主或工程師在 WES-BRB 的製造過程中，隨機抽樣選取的 WES-BRB 試驗構件；各組試體尺寸與斷面細節如表 6-10、表 6-11 及圖 6-14 所示。其中，構件 WES-01 及 WES-02 的核心單元利用 A572 GR50 鋼材製造，而其他構件則使用 CNS SN490B 鋼材；各試體構件之圍束單元由方形或圓形鋼管內灌設計強度為 56MPa 之水泥砂漿或自充填混凝土而成。

表 6-10 WES-BRB 試體尺寸與核心鋼材降伏應力

Member	Material	t_c (mm)	F_y (MPa)	P_y (kN)	A_c (mm ²)	L_c (mm)	L_t (mm)	A_j (mm ²)	$L_{j,d}$ (mm)
WES-01	A572 GR50	30	362	5175	14280	5043	160	23820	378
WES-02		35	391	6720	17185	6956	166	28875	495
WES-03		19	421	2250	5339	3300	65	7809	235
WES-04		45	343	7300	21285	3049	159	33885	261
WES-05		55	342	8300	24255	3100	106	35915	244
WES-06	SN490B	25	368	2510	6825	1860	130	12875	585
WES-07		30	351	3200	9120	1870	191	19770	510
WES-08		36	367	3750	10224	2710	210	20304	200
WES-09		50	347	6940	20000	2265	262.5	37500	200
WES-10		45	363	8800	24255	1637	147	37485	174

(資料來源：Tsai et al., 2014)

表 6-11 WES-BRB 試體圍束單元理論與試驗 DCR 值

Member	L_{BRB} (mm)	L_{sc} (mm)	Steel casing (mm)	$P_{C,max}/P_{cr}$	$P_{C,max}^E/P_{cr}$
--------	-------------------	------------------	----------------------	--------------------	----------------------

WES-01	7013	5867	Tube 449×449×8	0.31	0.28
WES-02	9198	7948	Tube 465×465×8	0.52	0.44
WES-03	4500	3900	Tube 250×250×6	0.47	0.42
WES-04	4773	3715	Pipe 500×9	0.19	0.18
WES-05	4700	3620	Tube 390×390×8	0.29	0.28
WES-06	3700	3170	Pipe 318.5×6	0.28	0.25
WES-07	3708	3152	Pipe 406.4×9	0.11	0.11
WES-08	4250	3350	Pipe 406.4×6	0.22	0.21
WES-09	4110	3010	Pipe 500×9	0.12	0.12
WES-10	3285	2163	Tube 485×485×10	0.05	0.04

(資料來源：Tsai et al., 2014)

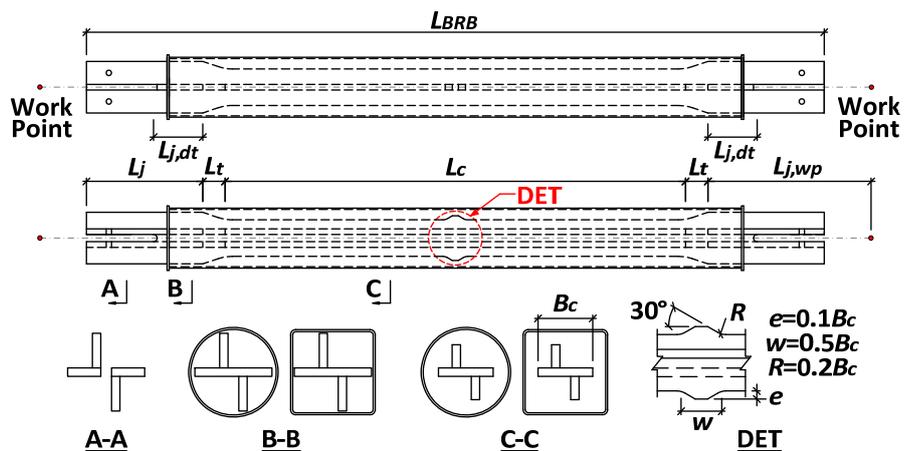


圖 6-14 挫屈束制支撐斷面示意圖（槽接式挫屈束制支撐為例）

(資料來源：Tsai et al., 2014)

貳 試驗配置與加載歷時選定

構件 WES-06 及 WES-07 利用國震中心淨高為 4m 之 4900kN 萬能試驗機進行試驗，其餘的 8 組構件試驗則使用內政部建築研究所 15m 淨高的 20,000kN 萬能試驗機進行。如圖 6-15 所示，構件試體兩端的夾具以螺栓與試驗機台固接，試驗採位移控制方式沿構件軸向加載；構件所發展的軸力強度由試驗機台內建之荷重計量測，而構件軸向變形量則利用架設在其兩端之位移計求得。如圖 6-15 所示，試驗所採用之拉壓反覆加載歷時參考美國 AISC 341-10 之建議[AISC 2010]，分別包含標準歷時加載及疲勞加載。標準歷時由 BRB 發生初始降伏所對應的構件軸向端點變形量 Δ_{by} 開始加載，接著依序反覆漸增加載至 2.0 倍設計樓層側位移角 (design story drift) 所對應之構件軸向端點變形量 $2.0\Delta_{bm}$ ，各變形階段均施以兩個迴圈之加載。完成標準歷時之荷載後，構件 WES-06 至 WES-10 以對應於 1.5 倍設計樓層側位移角之變形量 $1.5\Delta_{bm}$ 進行試驗；而構件 WES-01 至 WES-05 則以 $1.5\Delta_{bm}$ 之變形量加載 10 個迴圈後，再以對應於 2.4 倍設計樓

層側位移角之變形量 $2.4\Delta_{bm}$ 持續加載，直到試體發生破壞為止。構件 WES-06 至 WES-10 之加載歷時制訂所需之設計樓層側位移角由結構設計工程師所提供，其量值可由結構彈性設計分析結果所得之樓層側位移角以適當之位移放大係數等效決定 [ASCE 7-10]，或由結構非線性動力分析結果取得，再以 $\varepsilon_c^* = \theta \sin 2\phi / 2\alpha_c$ 保守地計算求得各加載變形階段所對應之核心應變量 ε_c (表 6-12) [Tsai et al. 2014]；而構件 WES-01 至 WES-05 之結構設計工程師則直接定義各加載變形階段所對應之核心應變量 ε_c ，以較保守且相對較大的應變加載方式測試 BRB 的性能反應。此外，試驗位移控制的加載量值已考慮核心消能段以外的彈性變形加入計算，以確保將表 6-12 中的目標應變量施加於核心消能段中。值得一提的是，美國規範特別要求試驗加載歷時中，在計算構件軸向端點變形量 Δ_{bm} 時所使用之設計樓層側位移角不得小於 1.0% [AISC 2010]，以達測試 BRB 耐震性能反應之最低要求。

表 6-12 WES-BRB 試體反覆載重試驗加載歷時

Member	Core strains at various deformation targets					
	Standard				Fatigue	
	$0.5\Delta_{bm}$	$1.0\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$	$2.0\Delta_{bm}$	$1.5\Delta_{bm}$	$2.4\Delta_{bm}$
WES-01						
WES-02						
WES-03	0.63%	1.25%	1.88%	2.50%	1.88%	3.00%
WES-04						
WES-05						
WES-06	0.45%	0.90%	1.35%	1.80%	1.35%	
WES-07	0.52%	1.04%	1.56%	2.09%	1.56%	
WES-08	0.56%	1.11%	1.67%	2.23%	1.67%	-
WES-09	0.67%	1.33%	2.00%	2.66%	2.00%	
WES-10	0.72%	1.43%	2.15%	2.86%	2.15%	

(資料來源：Tsai et al., 2014)



圖 6-15 構件 WES-02 及 WES-07 試驗配置示意圖
(資料來源：Tsai et al., 2014)

參 試驗結果與討論

1. 試驗結果

試驗結果如圖 6-16 顯示（以構件 WES-02 為例），各組 WES-BRB 構件試體皆有穩定的受力變形行為，遲滯迴圈飽滿，沒有強度遽然衰減及勁度束縮的情況發生；試驗過程中，各構件試體並未發生任何不穩定現象或端部接合破壞之情形。構件 WES-01 於核心應變 ε_c 為 1.88%（對應於 $1.5\Delta_{bm}$ ）之疲勞歷時加載的第 9 個迴圈時，構件核心受拉發生斷裂；構件 WES-02 至 WES-05 均承受 10 個迴圈核心應變為 1.88%（對應於 $1.5\Delta_{bm}$ ）之加載後，分別於疲勞加載歷時中核心應變為 3.0%（對應於 $2.4\Delta_{bm}$ ）的第 2、第 1、第 10 及第 8 個迴圈時，構件核心受拉斷裂。構件 WES-06 至 WES-10 核心單元則分別於疲勞歷時（對應於 $1.5\Delta_{bm}$ ）中，第 53、第 30、第 24、第 22 及第 28 個迴圈

加載時受拉斷裂。如表 6-13 所示，10 組構件試體計算所得之累積非線性變形量（cumulative plastic deformation, CPD）為 453 倍至 1105 倍之構件降伏變形量 Δ_{by} ，遠超過美國規範 200 倍之要求[AISC 2010]。構件各應變階段之尖峰拉力強度與實際降伏強度比試驗值 ω_E 及尖峰壓力強度與尖峰拉力強度比試驗值 β_E 如圖 6-17 及圖 6-18 所示，試驗結果顯，即使在核心應變量超過 2.86% 的情況下，各構件試驗所得之 β_E 均未超過 1.12，仍遠小於美國規範要求之 1.3[AISC 2010]，顯示其具有良好之脫層效果，可有效控制壓拉強度反應之差異，亦間接反映其製造之精密[蔡克銓等 2012, Tsai et al. 2014]。各組構件試體之初始彈性勁度試驗值 K_{exp} 由試驗中第 1 個彈性加載迴圈所得之數據資料線性回歸求得，如表 6-13 所示，各組構件試體等效勁度理論值 K_{eff} 與試驗值 K_{exp} 之差異僅介於 1.0% 至 4.7% 間，符合國內規範 15% 之要求[內政部營建署 2011]。

表 6-13 WES-BRB 試體理論與試驗勁度值及 CPD 值

Member	K_c (kN/mm)	K_t (kN/mm)	K_j (kN/mm)	K_{eff} (kN/mm)	K_{exp} (kN/mm)	$(K_{eff}-K_{exp})/K_{exp}$ (%)	CPD
WES-01	566	11906	6302	498	483	3.1	470
WES-02	494	13873	5833	441	425	3.7	600
WES-03	324	10114	3323	287	281	2.0	453
WES-04	1396	17349	12983	1175	1163	1.1	1036
WES-05	1565	28382	14719	1347	1306	3.2	952
WES-06	734	7577	2201	513	490	4.7	965
WES-07	975	7563	3876	707	700	1.0	771
WES-08	755	7269	10152	640	619	3.5	790
WES-09	1766	10952	18750	1407	1344	4.7	898
WES-10	2963	21000	21543	2318	2246	3.2	1105

(資料來源：Tsai et al., 2014)

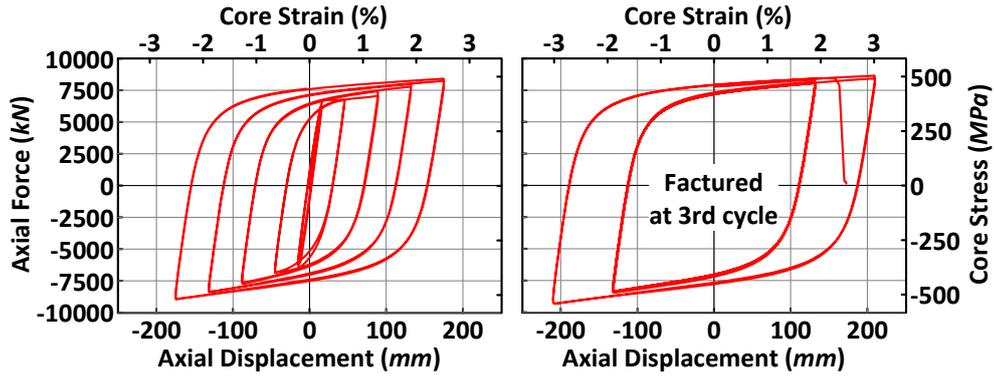


圖 6-16 WES-BRB 試驗及數值模擬之受力與變形關係圖 (試體 WES-02 為例)
(資料來源：Tsai et al., 2014)

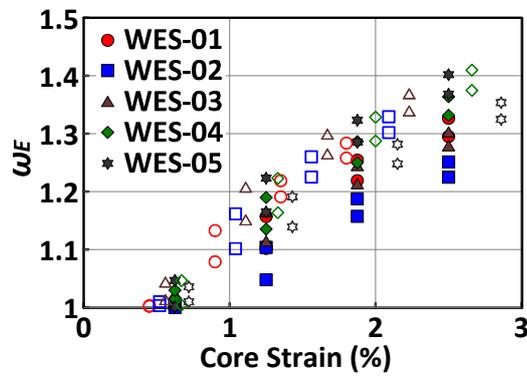


圖 6-17 WES-BRB 試體在各核心應變階段之 ω_E 值
(資料來源：Tsai et al., 2014)

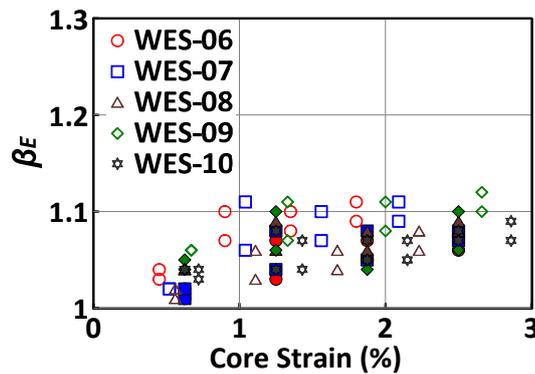


圖 6-18 WES-BRB 試體在各核心應變階段之 β_E 值
(資料來源：Tsai et al., 2014)

2. 小結

根據本節 10 件實際工程案所執行之反覆載重驗證試驗結果，及對於挫屈束制支撐性能反應之評斷標準可知，針對挫屈束制支撐的設計使用實況與其力學特性而言，國內規範對於消能元件性能測試所述的概括性標準，可能不盡然適用實際應用現況或並未明確訂定試驗加載標準供依循，其執行之主要問題點如下：

實體試驗要求對設計中各類型及各尺寸之消能元件各兩個全尺寸試體；而挫屈束制支撐在實際工程設計應用中常因結構框架幾何的多變，而會產生多種設計降伏強度、端點長度、斷面尺寸的設計結果，若依規範的試驗比例標準進行，單就試體的製造與試驗費已非常可觀。

試驗加載 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；但一般工程師依規範以彈性靜力分析進行結構設計，對於最大考量地震作用下所對應的位移反應，除非進行非線性動力分析，否則其試驗所需之位移量值不易取得。此外，對挫屈束制支撐進行前述之位移 5 次完全反覆循環加載，相較於美國規範所建議的加載方式，亦不易確實測試該元件的性能反應。

BRB 於受壓之強度反應因故會大於受拉之強度反應，在相同位移的加載下，其壓力與拉力之比值為評估 BRB 性能的重要指標，亦為工程師在設計其接合或相鄰構件的重要參數依據；然而，國內規範的檢核標準卻並未提及。

在國內規範檢核標準中的第 5 點，對於 BRB 在零位移之平均最大、最小力及遲滯迴圈之平均面積並無所謂設計值，因此無從依該標準檢核。

第四節 國內消能元件性能測試程序建議方案

自民國 94 年頒布之建築物耐震設計規範新增了「含被動消能系統設計」章節，相關試驗條文施行至今尚無正式調整。國家地震工程研究中心自民國 95 年成立「規範研究發展委員會」，主要任務為因應國內環境與現行技術之發展與演進，持續針對建築物耐震設計規範與解說進行檢討與研修，並陸續邀集國內學者專家、工程界以及相關主管機關代表參與，以回饋相關寶貴建議。國家地震工程研究中心亦多次透過研討會與講習會之說明，如 2013 年「結構隔減震技術講習會」[汪向榮 2013]與「耐震設計規範研討會」[張國鎮等 2013]，提出針對速度型消能元件相關試驗項目與檢核標準之建議。

對於速度型消能元件實體試驗及性能保證試驗之目的，為證實隔震系統及被動消能系統中所採用之速度型消能元件的力學性質：(1)實體試驗在確認最大考量地震作用下，各速度型消能元件之消能性質及穩定性；(2)性能保證試驗在證實設計中所使用速度型消能元件之力學性質。專業技師應對實體與性能保證試驗中所得之力學性質提出明確之合格標準，而實體試驗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亦應於設計階段中充分反映。

進行實體試驗之受測件原則上須為各類型及各尺寸之消能元件的二個全尺寸試體，實體試驗合格之受測件可選用進行性能保證試驗。再者，性能保證試驗之執行方式為在裝設消能元件於建築物前，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-位移等特性在專業技師所要求的限制範圍內。

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且未量產前，先製作試體以針對風力、地震力和不同外力型式（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（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，其較著重於品管檢核。

對於速度型消能元件進行實體試驗時，所須執行最基本之試驗建議如下：

試驗 1：頻率試驗/基本性能試驗

每一元件均應加載 5 次完全反覆循環，其試驗速度應大於由最大考量地震計算所得速度之最大值。試驗結果應就不同速度與出力情形繪成速度-出力曲線。

上述試驗項目之結果須滿足：

- (1) 於速度型消能元件的速度-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的差異在 $\pm 15\%$ 內。
- (2) 任一循環中之有效勁度(k_{eff})與平均有效勁度之差異在 $\pm 15\%$ 內。但流體黏滯消能元件及其它不具有有效勁度之消能元件，不在此限。
- (3) 任一循環中於零位移所對應之最大力、最小力與所有循環之最大力、最小力平均值之差異在 $\pm 15\%$ 內。
- (4) 任一循環中之遲滯圈面積(WD)不低於平均遲滯曲線面積之 85%。

除試驗 1 外，亦建議若速度型消能元件考慮環境溫度、設計風力與耐久性之因素，可增加執行下述之試驗。

試驗 2：溫度試驗

若消能元件的特性會因環境溫度的不同而有顯著差異時，須於至少三種操作溫度 (15°C 、 25°C 、 35°C) 下進行試驗。

試驗 3：風力試驗

每一消能元件試體應承受 2000 次位移循環，其振幅等於在設計風力下所預期者，此試驗目的為在設計風力作用下，消能元件之疲勞壽命不會耗盡，以及在設計風力作用下，消能元件具有與設計性能相同之工程紀錄。

試驗 4：耐久性試驗

每一消能元件試體均應能承受 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。

試驗之第一循環可能由於諸多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相關試驗之規定。

第五節 挫屈束制支撐性能測試程序建議方案

根據本研究之性能測試程序執行現況檢討可知，針對 BRB 的使用實況與其力學特性而言，國內規範所述的概括性標準，如試驗抽樣的方式、比例與數量及試驗加載方式與循環周次，可能不盡然適用實際應用現況或並未明確訂定試驗加載標準可供依循。因此，國內規範可參考美國 AISC 341-10 規範建議（詳附錄 A- AISC 341-10 K3 節之挫屈束制支撐反覆載重驗證試驗中文翻譯內容），並參考國內工程師針對該工程案 BRB 供應者所需依循的抽樣數量、試驗方式、加載歷時與合格標準，訂定一套嚴謹且合理的性能測試程序。本研究建議 BRB 的性能測試程序與合格標準如下：

1. 試驗方式與抽樣頻率

(1) 若 BRB 的供應者已針對該型式的 BRB 進行過合理規模的子結構試驗，驗證其受變形反應滿足規範要求，則可提出相關試驗數據供設計者參考，而不需對每件工程案進行子結構試驗，僅針對 BRB 製造者或供應者進行品質檢覈的構件試驗。

(2) BRB 供應者應於生產該案 BRB 前，先行製造一組 BRB（其規模以工程案中 BRB 最多組數為主）進行試驗，通過所規定之試驗標準後始得進行生產。若 BRB 供應者可提出相同型式且相同接合類型 BRB 之有效試驗報告，其報告中所試驗的試體超過於所指定的 BRB 規模，則生產前的試驗可以免除。

(3) 當工程師或業主承認 BRB 得標承攬供應者具備生產符合該工程案所需之 BRB 型式與接合類型後，以實際工程案使用組數的抽樣比例於生產過程中隨機抽樣，或先行指定抽驗的 BRB 規格與數量，進行構件試驗；如百分之一的抽樣比例。

2. 試驗加載方式

(1) 參照美國 AISC 341-10 試驗方式，以 475 年迴歸期設計地震力作用下之設計樓層側位移計算結構中 BRB 所對應之軸向變形量 Δb_m ，將試驗加載歷時分為標準歷時與疲勞歷時。標準歷時的部份以 BRB 降伏變形量 Δb_y 、 $0.5\Delta b_m$ 、 $1.0\Delta b_m$ 、 $1.5\Delta b_m$ 、 $2.0\Delta b_m$ 反覆漸增施載，每個變形階段皆施以完整個兩個迴圈；疲勞歷時則以 $1.5\Delta b_m$ 之加載至試體破壞。

(2) 475 年迴歸期設計地震力作用下之設計樓層側位移應以非線性結構分析結果決定，或利用彈性靜力分析結果所得之樓層側位移，以合理且等效的係數將其放大（如美國規範之位移放大係數 C_d 值）。

3. 試驗合格標準

- (1) 加載與變形歷時圖應表現具正向增加勁度之穩定與可重複的行為，且無破裂、斜撐不穩定、或斜撐端部接合破壞。
- (2) 變形大於 Δ_{by} 之每個迴圈其最大拉力與壓力不得小於鋼核心之標稱強度。
- (3) 變形大於 Δ_{by} 之每個迴圈其最大壓力與最大拉力之比值不可超過 1.3。
- (4) 試驗結束前之累積非線性變形量達到至少 200 倍之降伏變形量。
- (5) 構件試體之理論軸向彈性勁度與試驗回歸值之差異應小於 10% (或 15%)。

第七章 結論與建議

第一節 結論

經本研究蒐集國際重大震災調查結果及相關文獻，並彙整近年來國內外建築物耐震設計規範修訂內容與方向，配合參酌國內外耐震設計研究現況與發展，目前已初步完成近斷層設計地震力修訂方案、消能元件測試程序執行現況檢討，主要結論如下：

- 一、重要建築之非結構元件或非建築結構受損，導致我國於強震後喪失復原能力，並蒙受嚴重經濟損失。以九二一地震為例，震後南投縣即損失近1000床的醫療能力，新竹科學園區損失金額更達110億元之譜。故應儘速根據國內外地震非結構震損之寶貴經驗，協助我國修訂非結構耐震設計地震力規定，據以提升重要建築之機電設備、建築裝修構件等之耐震性能，使重要建築於強震後維持正常運作，進而加速社會震後復原，並維持我國經濟發展能力。
- 二、為有效提升我國重要建築之耐震性能，應同時考量於結構本身與非結構元件、設備及非建築結構的耐震表現以確保重要建築功能(Functionality)運作，以避免因非結構物遭受破壞，導致災區震後復原能力折損而影響整個救災行動的情形，甚至影響我國短期經濟實力。然而我國除核能電廠等重大工業設施之外，一般重要建築(醫院、科技廠房、校舍等)普遍存在非結構耐震性能不足的問題。
- 三、由於第一類活動斷層數量之增加，工址將可能同時鄰近多條活動斷層，因此設計地震及最大考量地震均必須同時考慮各斷層之地震危害，依據規範精神，結構物之耐震設計必須考量最具威脅之地震，因此必須取一包絡反應譜以能同時涵蓋鄰近斷層之影響。
- 四、經調查目前台灣消能元件測試程序執行現況後發現：由於國內規範針對BRB性能測試的適用性仍有模糊不清的空間，因此目前國內工程師在進行BRB工程應用案的規劃與設計時，主要參考國內規範對品質檢核的精神[內政部營建署 2011]，並依據美國規範的明確條文[AISC 2010]，同時考量其工程案的結構特性與得標承攬供應者的不確定性，制訂針對該工程案BRB供應者所需依循的抽樣數量、試驗方式、加載歷時與合格標準。這些綜合考量各工程案特性所要求執行之BRB反覆載重驗證試驗目的為提供BRB供應者、官方、業主及設計者最直接的試驗證據，證

明供應者所提供之 BRB 是否符合工程案件設計之受力反應性能需求及品質穩定與否。

五、BRB 供應者若可提供工程師相關構架試驗資料參考時，國內工程師並不會特別要求供應者進行子結構試驗（呼應美國規範解說內容精神，參照第四章第一節），僅針對 BRB 製造者或供應者進行品質檢覈的構件試驗。

六、國內工程師對於 BRB 構件試驗的抽樣標準常見的方式如下：

1. 由於一般的工程案不會先行得知 BRB 得標承攬供應者，因此工程師常於招標規範中規定，BRB 供應者應於生產該案 BRB 前，先行製造一組 BRB（其規模一般指定以工程案中 BRB 最多組數為主）進行試驗，通過所規定之試驗標準後始得進行生產。一般工程師亦常另外註明，若 BRB 供應者可提出相同型式且相同接合類型 BRB 之有效試驗報告，其報告中所試驗的試體超過於所指定的 BRB 規模，則生產前的試驗（對應國內規範所指之實體試驗）可以免除。
2. 當工程師或業主承認 BRB 得標承攬供應者具備生產符合該工程案所需之 BRB 型式與接合類型後，一般常以實際工程案使用組數的抽樣比例於生產過程中隨機抽樣，或先行指定抽驗的 BRB 規格與數量，進行構件試驗；這部份的試驗則對應於國內規範所述之性能保證試驗。

七、基於上述工程實際情況，國內工程師在定義構件試驗加載歷時中的設計樓層側位移所對應之 BRB 變形量（ Δ_{bm} ）常見的方式如下：

1. 少數的結構設計會進行非線性動力分析，其結構模型可得在 475 年迴歸期之設計地震力作用下之設計樓層側位移，並依此計算結構中各組 BRB 所對應之軸向變形量 Δ_{bm} 。
2. 工程師在進行結構設計時，習用 $1.4\alpha_y F_u$ 來折減設計地震力後進行彈性靜力的結構分析，故有部份工程師利用彈性靜力分析結果所得之樓層側位移，以 $1.4\alpha_y F_u$ 的倍數或其他保守且等效的係數將其放大，並依該等效放大的樓層側位移量值計算 BRB 所對應之軸向變形量 Δ_{bm} 。
3. 由於 BRB 軸向變形量與樓層側位移的關係可依構架幾何推導而得，而 BRB 進入降伏後非線性變形會集中在核心消能段，核心消能段應變量則可視為 BRB 軸向位移加載量值的重要指標。因此，較大部份的工程師對於試驗所加載的軸向變形量會以 BRB 核心消能段應變量為標準，針對 BRB 在反覆載重下的性能反應做出評斷。

4. 此外，少部份工程師或 BRB 供應者/銷售商則會認定性能保證試驗屬於彈性測試，可於彈性測試完後再將該試驗試體裝回所設計之結構內。事實上，國內規範所訂之性能保證試驗明文敘明，是在消能元件生產安裝前進行抽樣試驗，以確保其受力變形反應等特性符合設計要求與品質之穩定，並未提及任何所謂彈性測試之項目。BRB 的力學特性即為利用其核心消能段降伏後消能，在所謂彈性測試的範圍內，僅能依照設定的彈性加載位移或力量，利用該試驗所得之數據回歸求得 BRB 構件的等效勁度，無從得知該 BRB 構件實際發揮作用後之性能反應，因此該類型的 BRB 彈性測試並不具備實質意義。

第二節 建議

為探討美國非結構耐震設計演變以及最新走向，與我國非結構耐震設計規範相較，並提出我國非結構耐震設計地震力公式與參數值之修訂建議，以期提供國內非結構耐震設計研究方向與參考。同時，本研究針對我國重要建築之中易損性高且與生命安全相關之非結構物(如外牆飾板、消防管線等)，探討國內外重大震災中其破壞型態，並提出耐震細部設計規定之建議。

規範對鄰近第一類活動斷層的鄉鎮區，以近斷層調整因子反映近斷層效應。2010 年新增列活動斷層仍受限於背景地震年代與活動斷層參數之不確定，本研究在現行規範變動最小之原則下，以既有斷層之 PSHA 機率法結果與 DSHA 定值法分析間得到關係係數，並回歸求得經驗式，配合規範基準值，應用至新增列活動斷層求得之近斷層調整因子。此法在未來若活動斷層特徵地震活動性修正，本研究所得之關係係數經驗式仍可採用。

未來研擬修訂有關近斷層效應之地震力要求、非結構元件與設備耐震設計要求、非建築結構設計地震力要求等規範條文與解說草案

消能元件品管測試程序修訂應再多徵求具結構設計實務經驗的結構設計師及專家學者等，針對各主要類型的消能元件測試需求加以分類，並考慮目前台灣具備公信力可進行消能元件測試的實驗單位與機構可提供測試項目及容量，尤其須針對前述目前規範中窒礙難行之處提出配套研修方針。

參酌綜整本研究的發現及期中及期末報告審查意見(詳附錄 D 及附錄 E)，本研究針對建築物耐震設計規範檢討及修訂，提出下列具體建議。以下分別從立即可行建議

及中長期建議加以列舉：

建議一

近斷層設計地震力要求修訂：立即可行建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、內政部建築研究所

鑒於 2010 年地調所公告了新版活動斷層分布圖(圖 4-2)，台灣存在 33 條活動斷層。其中的第一類活動斷層除原 2000 年版公告的 12 條外，新增 9 條(新城、三義、大甲、鐵崁山、彰化、大茅埔-雙冬、六甲、旗山及鹿野等 9 條斷層)，刪除 1 條(神卓山斷層)，我國第一類活動斷層共公告 20 條。

對於鄰近新增列之活動斷層工址的近斷層調整因子必須訂定，使考量近斷層效應之近斷層設計地震力要求更加完備。

建議二

附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力要求修訂：立即可行建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、內政部建築研究所

由國內外震災經驗可知，重要建築若要在地震後正常營運或是立即恢復使用，必須同時確保建築結構、機電系統、附屬於建築之重要非結構構件之耐震性能，故應修訂非結構耐震設計規範。

其中應修訂三個主要項目：(一)調整規範中建築物部分構體及非結構構材附件係數與機電設備附件係數，並修正部分中文用詞與分類。(二)修訂最小設計水平總橫力之構體、構材或設備之容許地震反應折減係數 R_{pa} ，在現行規範中 R_{pa} 值之計算公式，係參照結構系統容許韌性容量 R_a 之計算公式，但其參照關係不盡正確合理，因此予以修改。(三)增設最小設計水平總橫力之替代設計建議公式，以提昇國內重要建築非結構耐震性能。

建議三

被動消能系統之消能元件性能測試程序修訂：立即可行建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、內政部建築研究所

由於現行建築物耐震設計規範所訂消能元件測試程序中例如有關抽樣數量、試驗方式、加載歷時與合格標準等相關規定不盡合理，抑或國內現有實驗室之測試系統容量著

實無法有效滿足其測試需求，故應儘速修訂消能元件測試程序之相關規定。

另考量近年來國內已大量使用挫屈束制消能支撐在建築結構設計中，但現行規範所訂消能元件測試程序實不適用於挫屈束制消能支撐，且須考量目前國內挫屈束制消能支撐的設計、生產及製造的品質仍不易控管，故應在耐震設計規範中針對挫屈束制消能支撐另訂其專屬的性能測試程序以證明供應者所提供之挫屈束制消能支撐是否符合工程案件設計之性能需求及品質穩定與否。

建議四

持續檢討更新國內相關耐震設計規範：長期性建議。

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：行政院所屬各機關

一般建築物設計規範條文之目的是為了所有類型的建築物提供安全的設計標準與要求。從一兩層的住房到最高的結構皆須適用。但此一廣泛的適用性，讓一般建築物設計規範包含了很多並非特別適用於高層建築的要求，可能會導致高層建築在經濟性和安全性方面均易無法達到最佳的設計。

其次，鑒於國內目前建築用地取得不易，建築高樓化是未來發展趨勢，且考量近數十年來高性能混凝土與高強度鋼材等新式材料已開始在日本及歐美各國廣泛使用，配合性能化設計方法的發展和能力設計法的成熟，允許我們可採用更直接、非規範性的、更合理的方法來進行高層建築分析與設計，故應儘速開始研擬高層建築耐震分析與設計替代性程序，該程序主要包括強震區域高層建築分析、設計和建造指南和方法改善方案。該可替代性分析與設計程序均是基於能力設計和性能化設計方法，並體現了如何引用例如新材料或新式結構系統等一般規範未涵括的部份之分析與設計要求。

參考書目

- 林樹柱、陳正興、張菽薇等，1994年元月17日美國洛杉磯北嶺地震震災訪查報告書。台北市，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-94-001，1994。
- 日本水道技術研究センター，1997，「阪神・淡路大震災と水道」。
- 羅俊雄、鍾立來等，集集地震初步勘災報告。台北市，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-99-027，1999。
- 林啟文、張徽正、盧詩丁、石同生、黃文正。台灣活動斷層概論，第二版，經濟部中央地質調查所特刊第十三號，經濟部中央地質調查所，共122頁，2000。
- 姚昭智、林其璋、洪李陵、賴榮平，建築設備耐震規範條文與解說之研訂。台北市，內政部建研所，研究案編號：MIOS 891008，2000。
- 國家實驗研究院國家地震工程研究中心，地震模擬實驗室。線上檢索日期：2014年6月4日。網址：<http://www.ncree.org/ZH/Lab.aspx>，2003。
- 溫國樑、簡文郁、張毓文。最具潛勢及歷史災害地震之強地動模擬，國家地震工程研究中心，NCREE-05-032，2005。
- 薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠、石豐銘、周文陽，建築物耐震性能設計規範之研擬—子計畫一：規範與解說。內政部建築研究所 094301070000G1018，2005。
- 薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠，建築物耐震性能設計規範之研擬—子計畫二：範例研究。內政部建築研究所 094301070000G1018，2005。
- 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，2006。
- 林凡茹、林主潔、邢浩然、吳子修、吳秉儒、邱聰智、柯明淳、柯孝勳、涂英烈、姚昭智、高清雲、翁元滔、黃明偉、張道明、張毓文、陳彥儒、葉勇凱、葉錦勳、簡文郁、鍾立來、蘇文瑞，2006恆春1226地震事件勘災報告。台北市，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-07-001，2007。
- 林啟文、盧詩丁、石同生、陳致言、林燕慧。台灣北部的活動斷層：二萬五千分之一活動斷層條帶圖說明書，經濟部中央地質調查所特刊第19號，共130頁，2007。
- 林啟文、盧詩丁、石同生、劉彥求、林偉雄、林燕慧。台灣西南部的活動斷層：二萬五千分之一活動斷層條帶圖說明書，經濟部中央地質調查所特刊第17號，共142頁，2007。
- 鄧崇任、柴駿甫、廖文義、簡文郁、翁元滔、邱世彬、林凡茹、周德光，耐震與性能設計規範研究。國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-07-010，2007。
- 日本厚生労働省，2008，「平成19年新潟県中越沖地震水道施設被害等調査報告書」。

林啟文、盧詩丁、石同生、林偉雄、劉彥求、陳柏村。台灣中部的活動斷層：二萬五千分之一活動斷層條帶圖說明書，經濟部中央地質調查所特刊第 21 號，共 148 頁，2008。

黃震興、柴駿甫、林凡茹、汪向榮、李京瀚，國內現存醫院之耐震性能概況與非結構設計規範之沿革(II)。台北市，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-08-022，2008。

蔡克銓、林克強、林德宏。多自由度多功能構件試驗系統分析與設計。國家地震工程研究中心研究報告，報告編號：NCREE-08-024，台北，台灣，2008。

交通部。公路橋梁耐震設計規範。台北，台灣，2009。

林啟文、陳文山、劉彥求、陳柏村。台灣東部與南部的活動斷層：二萬五千分之一活動斷層條帶圖說明書，經濟部中央地質調查所特刊第 23 號，共 174 頁，2009。

林啟文、陳柏村。台灣活動斷層條帶地質圖—19 條第一類活動斷層，地質，第 28 卷，第 3 期，pp. 65-85，2009。

宋裕祺、李昭賢、林凡茹、林克強、林哲民、洪曉慧、柴駿甫、翁樸文、張毓文、張永叡、黃世建、黃郁婷、楊耀昇、劉光晏、郭耕杖、陳政宇、陳威中、陳緯蒼、簡文郁、蘇進國，2010 年 0304 高雄甲仙地震事件勘災報告。台北市，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-10-010，2010。

邱聰智、柴駿甫、張毓文等，2009 年 1219 花蓮地震事件勘災報告。台北市，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-10-001，2010。

內政部營建署。建築物耐震設計規範及解說。內政部營建署，台北，台灣，2005。

內政部營建署。建築物耐震設計規範及解說。內政部營建署，台北，台灣，2011。

黃尹男，美國新一代房屋結構耐震性能評估法(一)。結構工程，中華民國結構工程學會，第二十六卷，第三期，第 59-74 頁，台北市，2011。

鄭世楠、張建興、葉永田、辛在勤。台灣地區歷史災害地震之研究，中華民國地球物理學會與中華民國地質學會 100 年年會暨學術研討會，2011。

蔡克銓、吳安傑、林保均、魏志毓。槽接式挫屈束制支撐與脫層材料性能研究。結構工程，27(3)：29-59，2012。

日本厚生勞動省，2013，「東日本大震災水道施設被害狀況調查最終報告書」。

汪向榮。速度型消能元件與隔震支承試驗要求與檢核。結構隔減震技術講習會，國立高雄第一科技大學，高雄，台灣，2013。

林克強、邱聰智、姚昭智、郭俊翔、劉光晏等，中國四川 420 蘆山地震勘災報告。台北市，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-13-006，2013。

柴駿甫、黃震興，醫院耐震評估補強準則之研擬。台北市，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-13-037，2013。

張國鎮、黃震興、汪向榮、林旺春。速度型被動消能元件試驗與檢核項目初期修訂建議。耐震設計規範研討會，財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，台北，台灣，2013。

林保均、王孔君、游宜哲、魏志毓、吳安傑、蔡青宜、林志翰、陳家乾、蔡克銓。槽接式與薄型挫屈束制支撐構架耐震設計與擬動態試驗。結構工程，29(1):63-85, 2014。

劉勛仁、簡文郁、張毓文。設計地震整合系統發展與應用，中華民國第十二屆結構工程研討會暨第二屆地震工程研討會，發表中，2014。

簡文郁、張毓文、邱世彬。近斷層設計地震調整因子研究，國家地震工程研究中心，NCREE-14-005，2014。

吳安傑、林保均、莊明介、蔡克銓。挫屈束制支撐構架設計概要與工程應用。結構工程，審稿中。

American Concrete Institute (2001). Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary, ACI 355.2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

American Concrete Institute (2005). Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 355.2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

American Institute of Steel Construction (AISC). Seismic provisions for structural steel buildings. AISC, Chicago, Illinois, 2010.

American Society of Civil Engineers (2005). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers, Virginia.

American Society of Civil Engineers (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Virginia.

American Society of Mechanical Engineers (2004). Boiler and Pressure Vessel Code, excluding Section III, Nuclear Components, and Section XI, In-Service Inspection of Nuclear Components, American Society of Mechanical Engineers, New York, NY.

American Society of Mechanical Engineers (ASME). (2007). American National Standard Safety Code for Elevators and Escalators, ASME A17.1, American Society of Mechanical Engineers, New York.

Applied Technology Council (1978). Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC 3-06, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.

Applied Technology Council (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Applied Technology Council (2011). Reducing the Risk of Nonstructural Earthquake Damage – A Practical Guide, FEMA E-74, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

ASTM International (2008). Standard Practice for Installation of Ceiling Suspension

Systems for Acoustical Tile and lay-in Panels in Areas Subject to Earthquake Ground Motions, ASTM E580, ASTM International, West Conshohocken, PA.

Billings, I. and Charman, N. 2012., “Christchurch City Lifelines – Assessment and Repair of Concrete Potable Water Reservoirs Following the February and June 2011 Christchurch Earthquakes,” Proc. Int. Symp. Engineering Lessons Learned from 2011 Great East Japan Earthquake, pp.1870-1881.

Building Seismic Safety Council (1986). 1985 Edition NEHRP Recommended Provisions for the Development of Regulations for New Buildings, FEMA 95, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Building Seismic Safety Council (1991). NEHRP Recommended Provisions for the Development of Regulations for New Buildings, Part 1 : Provisions, FEMA 222, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Building Seismic Safety Council (1994). NEHRP Recommended Provisions for the Development of Regulations for New Buildings, Part 1 : Provisions, FEMA 222A, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Building Seismic Safety Council (1997). NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures, Part 1 : Provisions, FEMA 302, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Building Seismic Safety Council (2000). NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures, FEMA 368, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Building Seismic Safety Council (2003). NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures, FEMA 450, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

California Department of Transportation. A Test Plan for the Characterization and Qualification of Highway Bridge Seismic Isolator and Damping Devices. Energy Technology Engineering Center Highway Innovative Technology Evaluation Center California Department of Transportation, 1995.

Earthquake Engineering Research Institute (2010). The Mw 8.8 Chile Earthquake of February 27, 2010, EERI Special Earthquake Report, Okalnd, C.A.

EN 15129:2009, Anti-seismic devices, November, 2009.

EUCENTRE TREESLab Laboratory (2008). Damper Tester System. Retrieved June 4, 2014 from the World Wide Web:

http://www.eucentre.it/laboratorio/index.php?option=com_content&view=article&id=322&Itemid=170.

Federal Emergency Management Agency. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation of New Buildings and Other Structures (FEMA 450). Building Seismic Safety

- Council of the National Institute of Building Sciences, Washington, D.C., 2003.
- International Conference of Building Officials (1927). Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), Long Beach, CA.
- International Conference of Building Officials (1961). Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), Whittier, CA.
- International Conference of Building Officials (1967). Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), Whittier, CA.
- International Conference of Building Officials (1976). Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), Whittier, CA.
- International Conference of Building Officials (1979). Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), Whittier, CA.
- International Conference of Building Officials (1988). Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), Whittier, CA.
- International Conference of Building Officials (1991). Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), Whittier, CA.
- International Code Council (1994). Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), Whittier, CA.
- International Code Council (1997). Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), Whittier, CA.
- International Code Council (2000). International Building Code, International Code Council (ICC), Falls church, Verginia.
- International Code Council (2006). International Building Code, International Code Council (ICC), Falls church, Verginia.
- International Code Council (2012). International Building Code, International Code Council (ICC), Falls church, Verginia.
- International Code Council Evaluation Service (2000). International Building Code Acceptance Criteria for Seismic Qualification Testing of Nonstructural Components, AC156-04, ICC-ES, Whittier, CA.
- Jean, W. Y., Y. W. Chang, K. L. Wen, C. H. Loh (2006). Early Estimation of Seismic Hazard for Strong Earthquakes in Taiwan, Natural Hazards, Vol. 37, 1-2, pp. 39- 53.
- Lin PC, Tsai KC, Wang KJ, Yu YJ, Wei CY, Wu AC, Tsai CY, Lin CH, Chen JC, Schellenberg AH, Mahin SA, Roeder CW. Seismic design and hybrid tests of a full-scale three-story buckling-restrained braced frame using welded end connections and thin profile. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 41(5): 1001-1020, 2012.

Masonry Standards Joint Committee (MSJC). (2008). Building Code Requirements for Masonry Structures, ACI 530/ASCE 5/TMS 402, The Masonry Society (TMS), Boulder, CO.

M. Maeda, Hamood Ahmed LA-Washali, K. Takahashi, K. Suzuki (2012), Damage to Reinforced Concrete School Buildings in Miyagi After the 2011 Great East Japan Earthquake, Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, Tokyo, Japan, pp.1120-1131.

National Fire Protection Association (2006). Building Construction and Safety Code, NFPA5000, National Fire Protection Association, Quincy, MA.

Pacific Coast Building Officials Conference (1935). Uniform Building Code, Pacific Coast Building Officials Conference, Los Angeles, CA.

Shortreed, Jean Spangler, et al. Characterization and testing of the Caltrans seismic response modification device test system. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences 359.1786: 1829-1850, 2001.

Structural Engineering Institute. Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2010.

T. Kabeyasawa (2012), Damage Survey on Buildings and the Lesson from the 2011 East Japan Earthquake, Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, Tokyo, Japan, pp.186-205.

Tsai KC, Wu AC, Wei CY, Lin PC, Chuang MC, Yu YJ. Welded end-slot connection and debonding layers for buckling-restrained braces. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, DOI: 10.1002/eqe.2423, 2014.

T.T. Soong, G. Chen, Z. Wu, R-H. Zhang and M. Grigoriu (1993). Assessment of 1991 NEHRP Provisions for Nonstructural Components and Recommended Revisions, NCEER-93-0003, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

UC San Diego (1960). Caltrans Seismic Response Modification Device (SRMD) Test Facility. Retrieved June 4, 2014 from the World Wide Web: <http://structures.ucsd.edu/node/62>.

Wells D. L. and K. J. Coppersmith (1994). New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.84, No.4, pp. 974-1002.

附錄 A

期中專家學者座談會意見與回覆

開會時間：103 年 6 月 18 日(星期三)10 時 00 分

開會地點：內政部建築研究所 13 樓簡報室(新北市新店區北新路三段 200 號)

主持人：翁元滔 博士

與會專家學者：郭錫卿、黃尹男、廖文義、汪向榮、黃立宗、曹文琥

委員	項目	委員意見與建議	回覆內容
郭錫卿	1	新增之第一類活動斷層對應之近斷層效應實屬重大設計地震力之調整，希望能盡速推動落實於耐震設計規範中。	已規劃提出考量近斷層效應之設計地震力要求規範條文與解說修訂草案，以利推動落實於耐震設計規範中。
	2	BRB 在現行規範中已屬結構系統之選擇，也已有對應之韌性容量，應不屬規範第十章之範疇，故測試規範與標準應另行訂定。唯編修請考量試驗組數與國內實驗室所能負擔之試驗能量。	BRB 在現行規範中確實已訂定對應之韌性容量，如委員所述應考慮其為不屬規範第十章之範疇，測試規範與標準應另行訂定。本建議已於本研究報告中點出問題所在，將提出相關建議。有關試驗規範之測試組數亦已於本研究報告中點出問題所在，將提出相關建議。
	3	第十章能否考量增加隔震用阻尼器(速度型)之試驗方法。	已徵詢國家地震工程研究中心耐震規範工作小組，建議於建築物耐震設計規範第十章草案版本中增列隔震用阻尼器之試驗方法。
	4	實體試驗之試驗組數/風力試驗條件請在編修中進一步討論檢討。	本建議已於本研究報告中點出問題所在，將提出相關建議。
黃尹男	1	本計劃詳細識別出國際耐震規範變革重要趨勢及國內規範已經因應修訂及尚須研究修訂的方向與課題，極具未來規範修訂的參考價值。	謝謝委員提供寶貴意見
	2	位移型消能元件(尤其是 BRB)之設計究竟應視為結構元件或一外加之消能系統，建議可以加入性能目標的考量，整理出目前面臨的問題與困難及研究上的需求，供未來規範進一步修訂參考。	本建議已於本研究報告中點出問題所在，將提出相關建議。

廖文義	1	研究方向與內容反映國際規範變革及依據重大震災經驗檢討國內設計規範，研究內容豐碩符合預期成果。	謝謝委員提供寶貴意見
	2	非結構設備等性能檢核，因非結構項目廣多，建議宜先針對較重要會影響建物使用機能之部分，先行參考國內現況制定相關規定。	感謝委員的意見，本計畫重點為探討非結構設計地震力參數之合理性，後續研究方向將考量納入非結構性能檢核程序之研擬，並將「建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案」規定之供水、供電及消防設備系統、墜落物等非結構構件列為重點項目。
	3	消能元件測試程序之研修應同時考量所有類似元件皆可適用。	如委員所述規範條文內應考慮將不同類型之消能元件分類訂定測試規範，惟各類型之規定應同時考量各種類似元件之適用性。本建議已納入本研究將提出之建議考量。
	4	建議宜針對地震歷時模擬進行相關研修。	建議蒐集國內外有關地震歷時模擬及強度縮放方法的研究成果，適度納入未來建築研究所計畫提案構想規劃。
汪向榮	1	未來修訂規範方向相當明確，希望建研所能夠繼續規畫相關研究議題。	謝謝委員提供寶貴意見
	2	目前學研界針對國內非結構規範與測試驗證已有相當多的研究成果，希望能在未來盡速落實。	將於期末所提耐震規範及解說修訂草案中再多加參酌國內非結構規範與測試驗證的研究成果。
	3	目前國內能夠進行大型(或足尺)BRB 測試的實驗室僅有建研所大型力學實驗室，建議在本研究多作著墨介紹，使國內學、研、業界能夠深入瞭解。	將於期末執行成果中納入國內可進行大型(或足尺)BRB 構件測試的實驗室簡介。
	4	目前國內規範，除了在 BRB 的測試，是否在設計上也有窒礙難行之處，建議可一併討論。	將於期末所提耐震規範及解說修訂草案中納入檢討。
	5	由於營建署尚未通過審議，因此國內規範第十章內容，亦可參考建研所過去在 2006、2007 年委辦案成果。	本計畫僅針對建築物耐震設計規範第十章有關消能元件測試程序及執行現況進行檢討以研擬消能元件測試程序修訂方案，至於第十章其它內容，建議俟營建署審議結果確定後再另案考量。
	6	期末加入速度型消能元件的測試討論，至於設計規範在位移型與速度型的討論，可另案處理。	將於期末所提耐震規範及解說修訂草案中納入此一建議。
	1	在鋼構造設計規範，有針對 SMRF、SCBF、EBF 等系統說明設計細節，如梁	本建議之 BRBF 設計規範非屬本計畫內容，本建議已於期中報告中點出問題所

黃立宗		柱接頭規定轉角弧度 0.03 或 $\theta_p = 1.1(R - 1.0)\theta_e$ 等項。但 BRB 的特性完全未提，建議在鋼構規範未增設前，耐震規範應以附錄加以要求。(如測試等)	在，可考慮在期末報告中提出相關建議。
	2	BRB 之設計樓層側位移之計算應與耐震規範 2.16.2 節之碰撞間隔一致。	有關之設計樓層側位移之計算將再進一步討論，國內規範於計算該設計樓層側位移之問題點已於本研究報告點出。
	3	附屬構體之耐震設計已於附錄 B”懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南”略有提及，但受限於採購法之預算編列方式，施工單位往往需設計單位設計完成，但此類之設計往往需由專業廠商共同協助方可達成。	感謝委員意見，本計畫重點為探討非結構設計地震力參數之合理性，並未涉及非結構耐震施工之實務探討。目前國內實施耐震型天花板新建或補強案例仍相當缺乏，業界亟需相關研究做為估價依據，後續研究方向將考量探討懸吊式輕鋼架天花板系統耐震設計與施工之可行性。
曹文琥	1	簡報內容未見日本、歐洲、紐澳及中國對耐震設計規範因應措施與修訂對策。	期中報告內容已提及，會再加以檢視並充實相關內容。
	2	國際重大震災經驗啟示只有歸納在近斷層效應與非結構耐震設計要求，以及隔減震消能，希望能增加重大地震經驗啟示。	期中報告內容已提及，會再加以檢視並充實相關內容。
	3	活動斷層設計地震調整因子(N_a 與 N_v)為何在旗山斷層要增加 $8 \text{ km} < r \leq 12 \text{ km}$ ？一般在 $8 > \text{km}$ 即不需考慮近斷層因子。	期中報告內容已提及：考量旗山斷層之特徵地震規模與再現期後，其影響範圍較小，離旗山斷層超過 12 公里之鄉鎮，仍屬於較弱震區，為避免相鄰鄉鎮之設計地震差異過劇，因此，其近斷層調整因子在大於 8 公里後多設定一階級，使其工址之設計地震在基準震區係數乘上近斷層調整因子會接近一般震區之設定。

附錄 B

期末專家學者座談會意見與回覆

開會時間：103 年 11 月 11 日(星期二)10 時 00 分

開會地點：內政部建築研究所 13 樓簡報室(新北市新店區北新路三段 200 號)

主持人：翁元滔 博士

與會專家學者：郭錫卿、汪向榮、黃立宗、陳鼎新、王廷聖、陳威志、張盈智

委員	項目	委員意見與建議	回覆內容
郭錫卿	1	<p>速度型消能測試程序意見如下：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 建議區分隔震用之速度型消能測試，以 4 秒隔震、最大考量地震下位移 60 公分為例，其試驗速度約高速 $V=\omega D=(2\pi/4)*60=94\text{cm/s}$，配合 60cm 之位移，此一條件有無試驗室所能提供之可行性？ 2. 風力試驗 <ol style="list-style-type: none"> a. 「每一消能元件不得少於 2000 次...，振幅如設計風暴所預期。」規範字眼易誤解為要求設計風力下產生之最大振幅要求 2000 次循環，對比 ASCE7-10，應解讀為「其振幅應能反應完整設計風暴歷程之要求」，其意義應係要求在長時間風力作用下能量在入熱與散熱間趨於平衡，而非疲勞壽命。 b. 此試驗下應不需檢討與設計性能相同之力學行為(ASCE 無)。 c. 建議此試驗能加註字眼將風阻尼器予以排除，如「對於考慮速度型消能 	<p>本計畫已針對國家地震工程研究中心及建研所材料實驗室等單位就其實驗容量進行調查，目前尚無相關設備可資提供高速高衝程之力學試驗，但已在國震中心南部實驗室已開始規劃購置此類設備。</p> <p>有關設計風暴所對應之振幅會再就其規範條文及解說參照美國 ASCE7-10 等文件加以修訂以澄清其意義及內涵，並就風阻尼器部份說明其試驗程序不包含在建築物速度型消能元件試驗規定中。</p>

		元件用於提供風力作用下之成效貢獻者，其試驗方法不在本試驗規定範圍內，另訂之」。	
	2	BRB 測試建議是否比照 AISC 有不低於 0.01 Drift Ratio 之規定。	建議納入考量。
陳 威 志	1	位移型、速度型及隔震元件之測試條件建議予以分別訂定。	未來會就位移型、速度型及隔震元件的測試條件分別說明基本要求及測試程序通則，並檢討其測試條件例如反覆循環次數及試驗加載過程等專業技師應依消能元件特性採用其專屬的測試條件及性能評估項目等，修訂消能元件測試規定之規範條文及解說。
	2	測試之最大位移、最大速度建議予以規定。	建議納入考量。未來會持續就測試所需確定之設計最大位移、設計最大速度等項目提出規範條文及解說修訂建議。
	3	實體測試抽樣頻率各類型及各尺寸取兩個在實務上不太可行，建議予以調整。	建議可改為”各類型及各尺寸之各一個全尺寸試體”或選定具代表性的類型及尺寸之各二個全尺寸試體”進行實體試驗。
王 廷 聖	1	實體抽樣比例： 建議考慮以某單一工程安裝組數比例來考量，如同一工程有不同廠商製作，則針對不同廠商再制定不同比例。	建議納入考量。
	2	建議規範對補強工程制定某種程度的限制與要求，以期對 BRB 阻尼器或速度型阻尼器達到一定品質水準。	建議納入考量。
汪 向 榮	1	依實體與性能保證試驗目的區分，兩者是否為必須同時需要(在台灣)，若相似，實體可免，但仍需性能保證試驗。	未來會在規範條文及解說中明確說明實體與性能保證試驗之目的及其區分。
	2	基本性能 MCE 條件，是否要明確，或是由技師決定，或依實驗室容量決定，或最小規定？	建議規範應明確訂定最小(基本)要求，不能全由專業技師決定。
	3	溫度變化對建物，台灣環境是否為必要測	建議納入考量。

		試條件。	
	4	耐久(20 循環)試驗是否必要，對阻尼器溫度影響相當大，是否為連續或可分階段。	建議納入考量。
	5	目前規範規定與業界現況是否一致。	本計畫已就執行現況加以檢討。
	6	若 BRB 作為消能元件，為何不需檢核消能面積？	
	7	規範的測試條件建議以提綱挈領的方式，若需要詳細規定，建議可參考其他詳細報告或手冊。	建議納入考量。
陳鼎新	1	消能元件之風力試驗，應與地震力之試驗有所區別，以地震力而言，初始位移為零，以風力而言，應有一初始位移。	建議納入考量。
	2	BRB 之試驗 $\Delta_s * C_d = \Delta_D$ ， C_d 值可考慮給予一定值，如設計單位已採非線性分析時，可考慮降低 C_d 值，用以鼓勵設計單位進行更精確之分析方式。	建議納入考量。
	3	消能元件應區分位移型、速度型、隔震元件等，有不同之試驗條件及方式。	建議納入考量。
黃立宗	1	首先討論法源問題，現行規範第十章在設計上被引用的實例相當少，因為要計算非線性反應下之阻尼比勢必做精細的分析(非線性方面)，所以業界以第十章為法源的案例相當少，自然在試驗上無須滿足規範。	建議納入考量。
	2	BRB 因設計上許多人用 R 值來做設計，所以就規避了第十章的試驗，故建議在鋼構規範同 RBS 的要求，必須有相當的標準及試驗。	考量 BRB 構件目前在製造及品管上常出現良莠不齊的狀況，為確保工程品管，建議在規範中訂定不論將 BRBF 視為斜撐系統或消能建築，皆須按照其專屬的試驗程序及檢核項目進行構件性能測試。
	3	試驗要求中如何求取最大位移或最大速度，在沒有詳細非線性分析時建議應以耐震法規的參數 $1.4\alpha_y F_u$ 、 R_a 、 R 來闡述，	建議納入考量。

		而不要再另行用其他參數造成混亂。	
	4	BRB 有太多的設計細節及試驗要求必須跳脫第十章之修正，而另以專章或附錄。	建議納入考量。
張 盈 智	1	建議可定義出最大考量地震力放大倍數(類似 AISC 之 C_d 值)，但取相對高值，亦可由 pushover、non-linear 或其他可靠的方法來取代規範定義之放大值。也可以鼓勵設計者採用相對高階之計算法來求得放大係數，也同時由過程來了解結構行為。	建議納入考量。
	2	若國內之測試機構 capacity 不足，由國外測試單位測試時，該單位應經主管機關認可。	建議納入考量。
	3	應該明確定義何謂消能元件，例如消能元件應該有何種性能，能做出何種貢獻或外力折減，但就必須進行相對之試驗。反之若不當消能元件，(例 BRB 只當斜撐用)，則不得拿來計算其他折減效果等。 簡言之，規範應允許採用消能元件之結構進行適當之外力折減，以此誘因鼓勵大家採用消能元件，但相對的，必須用嚴謹的測試條件來規範。	建議納入考量。

附錄 C

期中審查意見與回覆

開會時間：103 年 7 月 25 日(星期五)10 時 00 分

開會地點：內政部建築研究所 13 樓簡報室(新北市新店區北新路三段 200 號)

主持人：陳建忠

與會專家學者：簡裕榮、林炳昌、洪盟峰、曹文琮、廖慧明、鐘俊宏、張國璋、

蔡仁捷、邱創彥、程建明

委員	項目	委員意見與建議	回覆內容
簡裕榮	1	消能元件認定在規範修訂建議納入建築架構、平面立面系統內檢討訂定，而非僅在樑柱考量。	目前建築物耐震設計規範第十章已就委員意見檢討研擬並已送交審查中。
	2	建築物內非結構構件如裝修材料、外牆材料、水電設備、消防設備等項建議納入檢討。	後續按委員意見配合辦理
林炳昌	1	第一類活動斷層及近斷層調整因子的制定程序，建議公開，嚴謹進行。	在近斷層設計地震力方面，為因應第一類活動斷層數量更新，故重新將近斷層效應因子重新進行全盤檢討，此部份會再詳細介紹其更新檢討的方法與流程。
	2	消能元件之材料、試樣，日新月異，建議另訂相關性能測試程序，不必要置於規範中。規範僅說明建物安置此設備的原則及分析、設計方法及要求。	後續按委員意見配合辦理。目前正規劃挫屈束制清能支撐另訂其專屬性能測試程序
	3	非結構構件的耐震設計要求，建議分類後，分別要求其性能標準(非僅強度，尚應包含相對速度或位移要求)。	目前國外耐震規範建議非結構構件的性能標準由建築師、結構設計師與廠商三方共同研擬訂定之。

洪盟峰	1	<p>一、本研究重點在蒐集資料以提出修訂”建築物耐震設計規範”，由報告中可看出提出三項方向：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 建築物近斷層設計 2. 消能元件 3. 非結構元件或非建築結構 <p>但僅消能元件有較完整討論，在 1、3 欠缺仔細討論，尤其建築物近斷層設計引用國震中心報告 NCREE-14-005 為主，但報告內文中仍將此稱為”本研究”，請釐清為文獻引用或主持人自己研究成果。</p>	<p>目前已規劃針對近斷層設計地震力、非結構元件與附屬設備設計地震力要求、非建築結構設計地震力要求與消能元件測試程序進行檢討更新。預計本計畫完成下列主要項目：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 在近斷層設計地震力方面，為因應第一類活動斷層數量更新，故重新將近斷層效應因子重新進行全盤檢討，此部份會再詳細介紹其更新檢討的方法與流程。 2. 而在非結構元件與附屬設備設計地震力要求方面，則重新考慮及檢討高樓層之地震加速度放大效應，並更新非結構元件之附件係數。但由於非結構元件與設備種類繁多，故建議參考美國相關規範之作法，有關各類非結構元件及設備的細部要求應由建築師、結構設計師與廠商三方共同研擬提出。 3. 為因應在工業設施或例如自來水設施或油槽等特定公共事業單位設施常出現的非建築結構耐震要求日益重要，故重新針對非建築結構設計地震力要求及其結構系統分類等，進行檢討更新，並提出相對應之修正草案。 4. 有關消能元件測試程序，首先進行國內執行現況調查及國內外測試程序規範比較，據以研擬該測試程序修訂方案。
	2	建議仍應有較明確修正建築物耐震設計規範之規範、修正原因、理由。	後續按委員意見配合辦理
曹文琥	1	1. 報告格式標題編號重複，請修正 P7. 1.1999 年台灣 921 集集大地震，P9 又出現 1. 結構設計不良……	謝謝委員指正，相關標題格式會再調整。
	2	P5、P6 國內外地震芮氏規模， M_w 、 M_s 表示不一致。	謝謝委員指正，相關文字會再檢視修正。

	3	摘要是否可依 1.緣起、2.方法及過程、3. 成果來表示。	後續按委員意見配合辦理
廖慧明	1	日本東京大學建築系名譽教授梅村魁生前常說：每次大地震發生時才發現，研究此地震學，地震工程之專門人員越發掘所學的學問真的不夠。 譬如說 1968 年十勝沖地震時，才發覺樑柱結構的箍筋間距太大，根本沒有為數韌性這種觀念。1963 年的新瀉大地震才有 Liquefaction 這種現象(液化).....人的能力還是在自然災害之後，331 東北大地震、Tsunami、核能電廠之失敗與地震長周期之發現，其實都沒有想到。	謝謝委員提供卓見。
鍾俊宏	1	資料蒐集充分完整，本研究方向與課題對公共安全有直接與重要影響，建議列入中長期持續研究計畫。	謝謝委員提供卓見。
	2	第一類近斷層之就分析合理可行，建議儘速完成。	後續按委員意見配合辦理
	3	有關耐震工程品管自 94 年至今均未修訂，自落實施工與品管亦影響安全甚鉅，建議列入後續研究計畫與修訂。	目前有關耐震工程品管由台灣建築中心研擬辦理中。
	4	高層樓之地震加速度放大效應，對於非結構及設備設計地震力之需求與影響，建議列入後續研究課題。	後續按委員意見配合辦理
張國璋	1	非建築物結構如油槽、水槽之分析，請建議。	後續按委員意見配合辦理
	2	最大樓層側推位移，請加強說明計算模式。	後續按委員意見配合辦理
陳建忠	1	規範修訂宜條文化，做成對照表含修訂說明。	後續按委員意見配合辦理，本計畫會將期中審查所得之意見與相關建議納入後續計畫執行內容以精進計畫成果。

附錄 D

期末審查意見與回覆

開會時間：103 年 11 月 13 日(星期四)

開會地點：內政部建築研究所

主持人：陳建忠

與會專家學者：邱昌平、林炳昌、洪盟峰、蔡仁捷、鍾俊宏、薛強、程建明

委員	項目	委員意見與建議	回覆內容
陳建忠	1	建築規範依內政部權責以及建築法界定的範圍，應是建築物與雜項工作物，但該規範是在建築技術規則總則之規定發布實施，卻有超出範圍之非建築結構部分。宜予詳細檢討與評估說明。	目前非建築結構部份仍歸屬於國內外建築物耐震規範內容的一部份，例如廠房結構中常見的儲存槽、儲物架，自來水設施的淨水池或配水池結構，近年來亦有專業技師提及此類結構物的耐震設計規定似有未盡完善之處，因非建築結構物常見於工業設施，故建議仍須就其相關法規加以檢討更新。
邱昌平	1	本計畫之名稱及預期成果，在期末報告中似未正確呈現。	
	2	第六章自 p.104 至 p.133 及附錄 6 頁共約 36 頁，另第四章近斷層相關論述等皆與國內外重大震災經驗相關不大。	本計畫參照近年來國際重大震災調查結果及各國在耐震規範方面因應的策略，其中針對經濟部中央地質調查所發佈的第一類活動斷層資訊加以檢討更新建築物耐震規範中有關考量近斷層效應之設計地震力要求；其次，有關期末報告第六章消能元件測試程序部份乃為因應近年來隔減震技術大量應用於土木工程之中，急須參照國內執行現況加以修訂其測試程序相關規定，使之合理可行，以確保消能元件的性能及品質。

	3	文中所言之儲存槽等一般係水工或土木結構物(ASCE7-10 技術報告), 常為經濟部、交通部等所管, 並非內政部營建署之管轄項目(以前的 UBC 及現在之 ICBO code 內所述者才是), 故建議第三章第四節應刪除之(因為不是建築技術規則所涵蓋之範圍)。	目前非結構元件及附屬設備、非建築結構部份仍歸屬於國內外建築物耐震規範內容的一部份, 例如廠房結構中常見的儲存槽、儲物架, 自來水設施的淨水池或配水池結構; 而近年來國際上所發生的重大震災調查結果亦顯示例如天花板、維生管線等亦明顯影響災後復原能力及建物使用機能, 故建議仍須就其相關法規加以檢討更新。
林炳昌	1	p.85 旗山斷層, N_A 、 N_V 皆為 $0.9(8 < r \leq 10km)$, 請在文章中加以詳細解釋。	因旗山斷層提升為第一類活動斷層後, 這些鄉鎮鄰近旗山斷層區域之地震潛勢提高, 為能銜接遠離旗山斷層且地震需求較低之區域, 而增加一個近斷層調整因子小於 1.0 之過度區間, 使設計地震之變化較為和緩。詳細研究內容請參考國震中心報告(NCREE-14-005)。
洪盟峰	1	本研究以國際重大震災經驗, 提出建築耐震設計應修正內容, 予以肯定。惟在第四章雖有詳述及說明為何修正, 但於第七章未說明或敘述, 建議增列一修正表列於附錄中, 將本次研究成果列出, 以作為日後持續研究的參考。	按委員意見增列規範條文與解說修正對照表於成果報告中。
	2	研究報告內第四章 p.72~p.87 之頁首均誤植為第五章, 請修正。	報告文字或排版有誤, 後續會再全面檢視修正。
	3	報告題目看不出內容有 BRB、非結構元件之資料, 建議可在題目後括號(含結構、非結構及 BRB)。	報告題目會再與建研所討論是否修正。
	4	p.34 第八行有「錯誤!找不到參照來源」, 請修正。	報告文字或排版有誤, 後續會再全面檢視修正。
蔡仁捷	1	本案宜就國際重大震災的經驗, 核對台灣地域性因素, 有發生可能或必要性部分, 方予採納, 以免結構過度設計。	本計畫已就近年來國際重大震災的調查結果, 參照與台灣地域性因素較相近的美國、日本、紐澳或歐洲等國家或區域, 並參考國內強地動特性的新近研究成果等加以修訂設計地震力要求, 期使結構設計更加合理經濟。
鍾	1	研究課題與內容反應實務業界與困難, 並	本計畫擬儘速提出建築物耐震設計規範具

俊宏		已提出詳細處理方案及修訂內容，建議能盡速公布施行。	體修訂方案，並促使其能儘速通過正式審議後公佈施行。
	2	現況隔震系統之設計地震力與國際上規範比較偏保守，對於推廣隔震建築之設計使用造成困難阻礙，建議列入後續研究方向及課題。	建議納入後續耐震規範研修課題。
薛強	1	過內外近期地震很多，國內一直都有關注，請補充哪些震災經驗國內已有研究，哪些是未來要因應的，本案 focus 在哪裡，才能有邏輯性。請於第二章增加「第三節小結」。依目前成果限制範圍。	會再強化及調整本報告的架構及邏輯性，使之更加清楚明確。
	2	第六章測試程序與研究報告所述震害關係似不明顯。	雖然近年來國際重大震災的經驗中與消能元件較無直接關聯，但本計畫考量隔減震消能元件已廣被應用於土木工程，故本計畫希望透過消能元件測試程序檢討修訂以確保消能元件性能及品質，使國內土木工程的耐震能力更有保障。
	3	請補充 921 震後，國內規範發展相關之研究，特別是性能規範草案之研擬，研擬內容請盡量提供依據。	本報告已在第一章及第二章介紹國內外耐震設計研究現況與發展方向，以及規範發展沿革等，會再增加介紹性能規範草案研擬等內容及依據。
	4	本研究在現行規範變動最小之原則，如何確定最小、適中、最大，請補充說明哪些議題才是最必要的，哪些又是不必要或暫無急迫性的。	會再針對本計畫所修訂之議題說明其重要性及優先急迫性，並增列規範條文與解說修正對照表以展示其對現行規範變動之影響。
	5	p.88 錯字，「將與」請修改。	報告文字或排版有誤，後續會再全面檢視修正。

附錄 E

建築物耐震設計規範及解說建議修訂草案

1. 近斷層地區設計地震之修訂依據為中央地質調查所 2010 年 5 月公告之台灣地區第一類活動斷層分布，修訂及新增相關參數、圖表以及解說。
2. 其它部分勘誤及微調：表 2-1 之台中市南區、屏東縣長治鄉及麟洛鄉設計水平譜加速度係數勘誤及調整。

近斷層區域之設計地震修訂條文草案：

2.5 近斷層區域之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

必須考慮近斷層效應之臺灣地區活動斷層如表 2-4 所列，~~而屬近斷層區域之工址範圍如表 2-5-1 至表 2-5-7 所列其影響範圍及近斷層調整因子如表 2-5-1 至表 2-5-8 所列。~~近斷層區域工址短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{DI} ，及工址短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與 S_{MI} 直接依下式計算：

$$\underline{\underline{S_{DS} = S_S^D F_a N_A ; S_{MS} = S_S^M F_a N_A ; N_A \geq 1.0}} \quad (2-6)$$

$$\underline{\underline{S_{DI} = S_V^D F_v N_V ; S_{MI} = S_V^M F_v N_V ; N_V \geq 1.0}} \quad (2-7)$$

$$\underline{\underline{S_{DS} = F_a \cdot (0.8 N_A) ; S_{MS} = F_a \cdot (1.0 N_A)}} \quad (2-6)$$

$$\underline{\underline{S_{DI} = F_v \cdot (0.45 N_V) ; S_{MI} = F_v \cdot (0.55 N_V)}} \quad (2-7)$$

其中， F_a 與 F_v 分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數，依 2.4 節規定計算，但採水平譜加速度係數 $\underline{\underline{S_S^D 0.8 N_A}}$ (或 $\underline{\underline{S_S^M 1.0 N_A}}$) 與 $\underline{\underline{S_V^D 0.45 N_V}}$ (或 $\underline{\underline{S_V^M 0.55 N_V}}$) 配合表 2-2(a) 與

2-2(b) 來求值。 N_A 與 N_V 分別代表反應譜等加速度段與等速度段之近斷層調整因子，其值在設計地震與最大考量地震下並不相同，並隨工址與斷層之水平距離 r 而改變，如 表 2-5-1 至表 2-5-78 所列。

本規範規定包括 新城斷層、獅潭斷層、三義斷層、大甲斷層、鐵砧山斷層、神卓山斷層、屯子腳斷層、彰化斷層、車籠埔斷層、大茅埔-雙冬斷層、梅山斷層、大尖山斷層、六甲斷層、觸口斷層、新化斷層、旗山斷層 與米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層等 ~~曾經引致大規模地震經中央地質調查所公布~~ 之第一類活動斷層，必須考量區域近斷層效應。

解說：

臺灣地區活動斷層調查之權責單位為經濟部中央地質調查所，該所累積近年之調

查研究成果於 2012 年重新公布第一類活動斷層分布圖。鄰近第一類活斷層之鄉鎮其地震潛勢因而提高，導入近斷層調整因子後，這些近斷層鄉鎮的設計地震分區皆屬於強震分區，表 2.1 之震區譜加速度係數並未使用而不予調整。

針對近斷層區域而言，工址所屬震區之短週期及一秒週期水平譜加速度係數深受該斷層之特性，及工址與斷層間之水平距離的影響，若僅以鄉、鎮、市等行政區域形心位置之均布危害度分析結果，代表該行政區域所有工址的震區水平譜加速度係數，將低估部分工址之震區水平譜加速度係數，致使設計地震力不足以抵抗該斷層引發之地震。因此，必須藉由特徵地震之規模密度函數配合傳統均布危害度進行考慮近斷層地震之危害度分析來定義近斷層調整因子 N_A 與 N_V ，進而修正近斷層工址之震區水平譜加速度係數，使合理估計近斷層區域建築物之設計地震力。

近斷層調整因子 N_A 與 N_V ，為工址與斷層間之水平距離 r 的函數，其必須大於 1.0 的限制，為表示若依據衰減公式計算而得之水平譜加速度小於震區水平譜加速度係數時，設計地震力應由均布危害度分析結果所支配。 N_A 與 N_V 之值為近斷層地震之實際需求除以 $S_S^D=0.8$ 、 $S_1^D=0.45$ (或 $S_S^M=1.0$ 與 $S_1^M=0.55$) 計算所得，故考量近斷層地震之實際需求時，應以 $S_S^D=0.8N_A$ 、 $S_1^D=0.45N_V$ 、 $S_S^M=1.0N_A$ 與 $S_1^M=0.55N_V$ 計算之。對於某些鄉鎮，其可能僅部分地區屬於近斷層區域，而其他不屬於近斷層區域之地區的震區譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D (或 S_S^M 與 S_1^M) 又異於 0.8 與 0.45 (或 1.0 與 0.55)，此一情形下，對屬於近斷層區域之地區的工址水平譜加速度係數直接依本節規定計算，而不屬於近斷層區域之地區的工址水平譜加速度係數則依 2-4 節及表 2-1 計算，不須將震區譜加速度係數提高到近斷層區域之規定值。此外，為避免介於考量近斷層效應與否之間工址水平譜加速度係數跳動幅度過大，於表 2-5 中新增一欄 N_A 、 N_V 為 1.0 之範圍，藉以過渡到不屬於近斷層區域之地區。旗山斷層附近之鄉鎮原為地震需求較低之區域，因旗山斷層提升為第一類活動斷層後，這些鄉鎮鄰近旗山斷層區域之地震潛勢提高，為能銜接遠離旗山斷層且地震需求較低之區域，而增加一個近斷層調整因子小於 1.0 之過度區間，使設計地震之變化較為和緩。

工址與活動斷層之距離，應以經濟部中央地質調查所公布最新之活動斷層位置為參考，計算工址與地表面斷層破裂線最短距離，斷層線若不明確，可額外考慮斷層面可能之帶寬。

表 2-1 震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D ，

與震區短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_S^M 與 S_1^M

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨 鄰近之斷層
基隆市	安樂區	0.60	0.30	0.80	0.50	
	中山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	七堵區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	信義區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	仁愛區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	暖暖區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	中正區	0.60	0.35	0.80	0.50	
宜蘭縣	礁溪鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	壯圍鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	員山鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	宜蘭市	0.80	0.45	0.90	0.55	
	大同鄉	0.80	0.45	0.90	0.50	
	五結鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	三星鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	羅東鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
	冬山鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	蘇澳鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	
	南澳鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	
	頭城鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
桃園縣	蘆竹鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	大園鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	觀音鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	龜山鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	桃園市	0.50	0.30	0.80	0.40	
	中壢市	0.60	0.30	0.80	0.45	
	新屋鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	八德市	0.60	0.30	0.80	0.45	
	平鎮市	0.60	0.35	0.80	0.45	
	楊梅鎮	0.60	0.35	0.80	0.45	
	大溪鎮	0.70	0.35	0.80	0.50	
	龍潭鄉	0.70	0.35	0.80	0.50	新城斷層
	復興鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	

新竹縣	新豐鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	湖口鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	新埔鎮	0.70	0.35	0.80	0.50	新城斷層
	竹北市	0.70	0.35	0.90	0.50	新城斷層
	關西鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	芎林鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	新城斷層
	竹東鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	寶山鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層；獅潭斷層
	尖石鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	橫山鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	北埔鄉	0.70	0.40	0.90	0.55	新城斷層；獅潭斷層
	峨眉鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層；獅潭斷層
	五峰鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層
新竹市	北區	0.70	0.35	0.90	0.50	新城斷層
	東區	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	香山區	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
苗栗縣	竹南鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	頭份鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層；獅潭斷層
	三灣鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層；獅潭斷層
	後龍鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	造橋鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	南庄鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	頭屋鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	獅潭鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	苗栗市	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層
	西湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	通霄鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	公館鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；獅潭斷層
	銅鑼鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層
	泰安鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
苑裡鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層	
大湖鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；獅潭斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層	

	三義鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	卓蘭鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
臺中市	和平區	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	大甲區	0.70	0.40	0.90	0.50	三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	大安區	0.70	0.40	0.90	0.50	屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	外埔區	0.70	0.40	0.90	0.50	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	后里區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	清水區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	東勢區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	神岡區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	梧棲區	0.70	0.40	0.90	0.50	屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	石岡區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	豐原區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
	新社區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	沙鹿區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	大雅區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
潭子區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層	
龍井區	0.70	0.40	0.90	0.50	屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層	

	大肚區	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	太平區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙 荖斷層
	烏日區	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山 斷層
	大里區	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山 斷層；大茅埔雙荖斷層
	霧峰區	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山 斷層；大茅埔雙荖斷層
	北屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷 層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大 茅埔雙荖斷層
	西屯區	0.70	0.40	0.90	0.50	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷 層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	北區	0.80	0.45	1.00	0.50	三義斷層；車籠埔斷層；彰化、大 甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙荖斷層
	南屯區	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山 斷層
	西區	0.80	0.45	1.00	0.50	三義斷層；車籠埔斷層；彰化、大 甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙荖斷層
	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙 荖斷層
	中區	0.80	0.45	1.00	0.50	三義斷層；車籠埔斷層；彰化、大 甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙荖斷層
	南區	0.80	0.45	1.00	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山 斷層；大茅埔雙荖斷層
彰化縣	伸港鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	和美鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	線西鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	鹿港鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	彰化市	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山 斷層
	秀水鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	福興鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	花壇鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山 斷層

附錄 E 建築物耐震設計規範及解說建議修訂草案

	芬園鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	芳苑鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	埔鹽鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	大村鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	二林鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	員林鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	溪湖鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	埔心鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	永靖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	社頭鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	埤頭鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	田尾鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	大城鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	田中鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	北斗鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	竹塘鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	溪州鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	二水鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
南投縣	仁愛鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	國姓鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	埔里鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔雙苓斷層
	草屯鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
	中寮鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
	南投市	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
	魚池鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔雙苓斷層
	水里鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層

	名間鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
	信義鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔雙苓斷層
	集集鎮	0.80	0.45	1.00	0.50	車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	竹山鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
	鹿谷鄉	0.80	0.45	1.00	0.50	大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
雲林縣	麥寮鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	二崙鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	崙背鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	西螺鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	莿桐鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	林內鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	臺西鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	斗六市	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	土庫鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	虎尾鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	褒忠鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東勢鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	斗南鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	四湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	古坑鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層
	元長鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大埤鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	北港鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
水林鄉	0.70	0.40	0.90	0.50		
口湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50		
嘉義縣	大林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層
	溪口鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	阿里山鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大尖山與觸口斷層

附錄 E 建築物耐震設計規範及解說建議修訂草案

	梅山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層
	新港鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	民雄鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層
	六腳鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	竹崎鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層
	東石鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	太保市	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	番路鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山與觸口斷層
	朴子市	0.70	0.40	0.90	0.50	
	水上鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大尖山與觸口斷層
	中埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山與觸口斷層
	布袋鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹿草鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	義竹鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山與觸口斷層
嘉義市	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	西區	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
臺南市	白河區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層；大尖山與觸口斷層
	後壁區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹽水區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	新營區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東山區	0.70	0.40	0.90	0.50	六甲斷層；大尖山與觸口斷層
	北門區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	柳營區	0.70	0.40	0.90	0.50	六甲斷層
	學甲區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	下營區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	六甲區	0.70	0.40	0.90	0.50	六甲斷層
	南化區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	楠西區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	將軍區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	麻豆區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	官田區	0.70	0.40	0.90	0.50	六甲斷層
佳里區	0.70	0.40	0.90	0.50		
大內區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層	

	七股區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	玉井區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	善化區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	西港區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	山上區	0.80	0.40	1.00	0.55	新化斷層
	安定區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	新市區	0.80	0.40	1.00	0.55	新化斷層
	左鎮區	0.80	0.40	1.00	0.55	新化斷層
	新化區	0.80	0.40	1.00	0.55	新化斷層
	永康區	0.80	0.40	1.00	0.55	新化斷層
	歸仁區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	關廟區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	龍崎區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	仁德區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	安南區	0.70	0.40	0.90	0.55	新化斷層
	北區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	西區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	安平區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	中區	0.70	0.40	0.90	0.50	
南區	0.70	0.40	0.90	0.50		
高雄市	桃源區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	那瑪夏區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	甲仙區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	六龜區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	杉林區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	內門區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	茂林區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	美濃區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	旗山區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	田寮區	0.70	0.35	0.90	0.50	旗山斷層
	湖內區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	茄萣區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	阿蓮區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	路竹區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	永安區	0.70	0.35	0.90	0.50	
岡山區	0.70	0.35	0.90	0.50	旗山斷層	

	燕巢區	0.70	0.35	0.90	0.50	旗山斷層
	彌陀區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	大樹區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	橋頭區	0.70	0.35	0.90	0.50	旗山斷層
	梓官區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	大社區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	仁武區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	鳥松區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	大寮區	0.50	0.35	0.70	0.45	
	鳳山區	0.50	0.35	0.70	0.50	
	林園區	0.50	0.30	0.70	0.45	
	楠梓區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	左營區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	三民區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	鼓山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	苓雅區	0.50	0.35	0.70	0.50	
	新興區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	前金區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	鹽埕區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	前鎮區	0.50	0.35	0.70	0.50	
旗津區	0.50	0.35	0.70	0.50		
小港區	0.50	0.35	0.70	0.45		
屏東縣	高樹鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	三地門鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	霧臺鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	里港鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	旗山斷層
	鹽埔鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	九如鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	長治鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	屏東市	0.60	0.35	0.80	0.50	
	瑪家鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	
	內埔鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	麟洛鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	泰武鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	
	萬巒鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
竹田鄉	0.60	0.35	0.80	0.45		
萬丹鄉	0.60	0.35	0.80	0.45		

	來義鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	潮州鎮	0.60	0.30	0.80	0.45	
	新園鄉	0.50	0.30	0.70	0.45	
	崁頂鄉	0.50	0.30	0.80	0.45	
	新埤鄉	0.60	0.30	0.70	0.40	
	南州鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	東港鎮	0.50	0.30	0.70	0.40	
	春日鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	林邊鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	佳冬鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	枋寮鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	獅子鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	枋山鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	琉球鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	牡丹鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	滿州鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	車城鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
恆春鎮	0.50	0.30	0.70	0.40		
澎湖縣*	馬公市	0.40	0.25	0.65	0.35	
	湖西鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
	白沙鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
	西嶼鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
	望安鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
	<u>七美鄉</u>	0.35	0.20	0.55	0.35	
臺東縣	長濱鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	海端鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	成功鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	池上鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	關山鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	東河鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層

	鹿野鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	卑南鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	臺東市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	太麻里鄉	0.70	0.40	0.90	0.55	
	金峰鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	綠島鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	
	達仁鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	大武鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	延平鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
蘭嶼鄉	0.80	0.40	0.90	0.55		
花蓮縣	秀林鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	新城鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	花蓮市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	吉安鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	壽豐鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	萬榮鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	鳳林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	豐濱鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	光復鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	卓溪鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	瑞穗鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層

國際重大震災經驗啟示及建築耐震設計規範因應之研究

	玉里鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、 池上斷層、鹿野斷層
	富里鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、 池上斷層、鹿野斷層

表 2-4 中央地質調查所調查第一類活動斷層性質表
應考量近斷層效應之活動斷層性質表*

編號	斷層名稱	長度 (公里)	斷層性質	歷史地震規模
1	新城斷層	29	逆移斷層	
2	獅潭斷層	11	逆移斷層	M _L 7.1** (1935.04.21) 新竹-台中地震
	屯子腳斷層	14	右移斷層	
3	三義斷層	34	逆移斷層	
4	大甲斷層	8	逆移斷層	
	大甲斷層(清水, 南段)	23		
	鐵砧山斷層	13		
	彰化斷層	36		
5	車籠埔斷層(北段)	38	逆移斷層	M _L 7.3 (1999.09.21) 集集地震
	車籠埔斷層(南段)	38		
6	大茅埔-雙冬斷層	69	逆移斷層	
7	梅山斷層	15	右移斷層	M _L 7.1 (1906.03.17) 梅山地震
8	大尖山斷層	29	逆移兼右移斷層	M _L 7.1 (1941.12.17) 中埔地震
	觸口斷層	27	逆移斷層	
9	六甲斷層	16	逆移兼左移斷層	
10	新化斷層	6	右移斷層	M _L 6.1 (1946.12.05) 新化地震
11	旗山斷層	26	逆移斷層	
12	米崙斷層	8	左移兼逆移斷層	M _L 7.3 (1951.11.25) 縱谷地震序列
	瑞穗斷層	24	逆移兼左移斷層	
	玉里斷層	23	左移兼逆移斷層	
	池上斷層	64	逆移兼左移斷層	
	鹿野斷層	18	逆移斷層	

*本表所列之活動斷層為 2012 年中央地質調查所公布之第一類活動斷層

**歷史地震規模參考臺灣十大災害地震圖集（鄭世楠等人著，1999）

表 2-5-1 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子 N_A

斷層名稱	範圍(km)						
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 5$	$5 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$10 < r \leq 12$	$12 < r \leq 14$	$r > 14$
車籠埔斷層	1.23	1.16	1.07	1.03	1.03	1.00	N.C.
梅山斷層	1.37	1.28	1.15	1.00	N.C.	N.C.	N.C.
大尖山斷層	1.15	1.08	1.00	1.00	N.C.	N.C.	N.C.
觸口斷層							
新化斷層	1.23	1.06	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.
米崙斷層	1.42	1.37	1.28	1.14	1.14	1.00	N.C.
瑞穗斷層							
玉里斷層							
池上斷層							
鹿野斷層	1.28	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.	N.C.
獅潭斷層							
屯子腳斷層	1.28	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.	N.C.
彰化斷層	1.35	1.25	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.
大甲斷層							
鐵砧山斷層							
大茅埔-雙冬斷層	1.35	1.25	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.

註：N.C.為設計地震不受近斷層效應控制，回歸一般震區辦理。

表 2-5-2 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子 N_A

斷層名稱	範圍(km)						
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 4$	$4 < r \leq 6$	$6 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$r > 10$	
新城斷層	1.10	1.05	1.00	1.00	N.C.	N.C.	
三義斷層	1.10	1.05	1.00	1.00	N.C.	N.C.	
六甲斷層	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
旗山斷層	1.15	1.10	1.05	1.00	0.90	N.C.	

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-5-3 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子 N_V

斷層名稱	範圍(km)						
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 5$	$5 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$10 < r \leq 12$	$12 < r \leq 14$	$r > 14$
車籠埔斷層	1.36	1.32	1.22	1.10	1.10	1.00	N.C.
梅山斷層	1.44	1.36	1.20	1.00	N.C.	N.C.	N.C.
大尖山斷層	1.15	1.10	1.03	1.00	N.C.	N.C.	N.C.
觸口斷層	1.15	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.
新化斷層	1.15	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.
米崙斷層	1.58	1.53	1.38	1.20	1.20	1.00	N.C.
瑞穗斷層							
玉里斷層							
池上斷層							
鹿野斷層	1.33	1.27	1.10	1.10	1.00	N.C.	N.C.
獅潭斷層	1.31	1.25	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.
屯子腳斷層	1.40	1.25	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.
彰化斷層							
大甲斷層							
鐵砧山斷層	1.40	1.25	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.
大茅埔-雙冬斷層							

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-5-4 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子 N_V

斷層名稱	範圍(km)						
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 4$	$4 < r \leq 6$	$6 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$r > 10$	
新城斷層	1.15	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
三義斷層	1.15	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
六甲斷層	1.15	1.10	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
旗山斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	0.90	N.C.	

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-5-5 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子 N_A

斷層名稱	範圍(km)							
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 5$	$5 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$10 < r \leq 12$	$12 < r \leq 14$	$r > 14$	
車籠埔斷層	1.25	1.20	1.10	1.03	1.03	1.00	N.C.	
梅山斷層	1.30	1.20	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
大尖山斷層	1.21	1.17	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
觸口斷層								
新化斷層	1.29	1.10	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	
米崙斷層	1.32	1.26	1.10	1.02	1.02	1.00	N.C.	
瑞穗斷層								
玉里斷層								
池上斷層								
鹿野斷層	1.26	1.18	1.05	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
獅潭斷層								
屯子腳斷層	1.26	1.17	1.05	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
彰化斷層	1.33	1.18	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.	
大甲斷層								
鐵砧山斷層								
大茅埔-雙冬斷層	1.25	1.15	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.	

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-5-6 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子 N_A

斷層名稱	範圍(km)						
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 4$	$4 < r \leq 6$	$6 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$r > 10$	
新城斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
三義斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
六甲斷層	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
旗山斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	0.90	N.C.	

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-5-7 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子 N_V

N_V (2500)	範圍(km)	$r \leq 2$	$2 < r \leq 5$	$5 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$10 < r \leq 12$	$12 < r \leq 14$	$r > 14$
	斷層名稱							
	車籠埔斷層	1.50	1.45	1.30	1.15	1.15	1.00	N.C.
	梅山斷層	1.48	1.36	1.15	1.00	N.C.	N.C.	N.C.
	大尖山斷層	1.42	1.35	1.15	1.00	N.C.	N.C.	N.C.
	觸口斷層							
	新化斷層	1.30	1.15	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.
	米崙斷層							
	瑞穗斷層							
	玉里斷層	1.58	1.48	1.30	1.16	1.16	1.00	N.C.
	池上斷層							
	鹿野斷層							
	獅潭斷層	1.42	1.32	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.
	屯子腳斷層	1.42	1.32	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.
	彰化斷層							
	大甲斷層	1.50	1.32	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.
	鐵砧山斷層							
	大茅埔-雙冬斷層	1.50	1.35	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-5-8 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子 N_V

N_V (2500)	範圍(km)	$r \leq 2$	$2 < r \leq 4$	$4 < r \leq 6$	$6 < r \leq 8$	$6 < r \leq 8$	$r > 10$
	斷層名稱						
	新城斷層	1.35	1.20	1.10	1.00	N.C.	N.C.
	三義斷層	1.35	1.20	1.10	1.00	N.C.	N.C.
	六甲斷層	1.25	1.10	1.00	N.C.	N.C.	N.C.
	旗山斷層	1.35	1.20	1.10	1.00	0.95	N.C.

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

近斷層設計地震修訂條文對照表

建議修訂條文	現行條文	說明
<p>2.5 近斷層區域之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數</p> <p>必須考慮近斷層效應之臺灣地區活動斷層如表 2-4 所列，<u>其影響範圍及近斷層調整因子</u>如表 2-5-1 至表 2-5-8 所列。近斷層區域工址短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{DI}，及工址短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與 S_{MI} 直接依下式計算：</p> $S_{DS} = F_a \cdot (0.8N_A); S_{MS} = F_a \cdot (1.0N_A) \quad (2-6)$ $S_{DI} = F_v \cdot (0.45N_V); S_{MI} = F_v \cdot (0.55N_V) \quad (2-7)$ <p>其中，F_a 與 F_v 分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數，依 2.4 節規定計算，但採水平譜加速度係數 <u>$0.8N_A$ (或 $1.0N_A$)</u> 與 <u>$0.45N_V$ (或 $0.55N_V$)</u> 配合表 2-2(a) 與 2-2(b) 來求值。N_A 與 N_V 分別代表反應譜等加速度段與等速度段之近斷層調整因子，其值在設計地震與最大考量地震下並不相同，並隨工址與斷層之水平距離 r 而改變，如表 2-5-1 至表 2-5-8 所列。</p>	<p>2.5 近斷層區域之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數</p> <p>必須考慮近斷層效應之臺灣地區活動斷層如表 2-4 所列，<u>而屬近斷層區域之工址範圍</u>如表 2-5-1 至表 2-5-7 所列。近斷層區域工址短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{DI}，及工址短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與 S_{MI} 直接依下式計算：</p> $S_{DS} = S_s^D F_a N_A; S_{MS} = S_s^M F_a N_A; N_A \geq 1.0 \quad (2-6)$ $S_{DI} = S_1^D F_v N_V; S_{MI} = S_1^M F_v N_V; N_V \geq 1.0 \quad (2-7)$ <p>其中，F_a 與 F_v 分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數，依 2.4 節規定計算，但採水平譜加速度係數 <u>$S_s^D N_A$ (或 $S_s^M N_A$)</u> 與 <u>$S_1^D N_V$ (或 $S_1^M N_V$)</u> 配合表 2-2(a) 與 2-2(b) 來求值。N_A 與 N_V 分別代表反應譜等加速度段與等速度段之近斷層調整因子，其值在設計地震與最大考量地震下並不相同，並隨工址與斷層之水平距離 r 而改變，如表 2-5-1 至表 2-5-7 所列。</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 因應中央地質調查所 2012 年公布第一類活動斷層資料，修訂本章條文及解說內容。 2. 本條文訂定活動斷層引致的近斷層效應其影響範圍以及設計參數的調整因子，並於表 2-1 中修訂各鄉鎮市區所鄰近之斷層。 3. 表 2-1 所列各震區設計水平譜加速度係數，為各鄉鎮市區所受地震影響之均布危害度值，其最大值 (S_s^D、S_1^D、S_s^M、S_1^M) 為 (0.8、0.45、1.0、0.55)，然而近斷層地區因斷層造成之強烈地表振動，其譜加速度值會遠大於表 2-1 以鄉、鎮、市等行政區域形心位置之均布危害度分析值，因此近斷層地區應另將水平譜加速度係數乘以近斷層調整因子，近斷層調整因子 N_A 及 N_V 之定義為實際譜加速度需求 (S_s、S_1) 除以背景最大值所得，即

本規範規定包括新城斷層、獅潭斷層、三義斷層、大甲斷層、鐵砧山斷層、屯子腳斷層、彰化斷層、車籠埔斷層、大茅埔-雙冬斷層、梅山斷層、大尖山斷層、六甲斷層、觸口斷層、新化斷層、旗山斷層與米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層等經中央地質調查所公布之第一類活動斷層，必須考量區域近斷層效應。

解說：

臺灣地區活動斷層調查之權責單位為經濟部中央地質調查所，該所累積近年之調查研究成果於2012年重新公布第一類活動斷層分布圖。鄰近第一類活斷層之鄉鎮其地震潛勢因而提高，導入近斷層調整因子後，這些近斷層鄉鎮的設計地震分區皆屬於強震分區，表2.1之震區譜加速度係數並未使用而不予調整。

針對近斷層區域而言，工址所屬震區之短週期及一秒週期水平譜加速度係數深受該斷層之特性，及工址與斷層間之水平距離的影響，若僅以鄉、鎮、市等行政區域形心位置之均布危害度分析結果，代表該行政區域所有工址的震區水平譜加速度係數，將低估部分工址之震區水平譜加速度係數，致使設計地震力不足以抵抗該斷層引發之地震。因此，必須藉由特徵地震之規模密度函數配合傳統均布危害度進行考慮近斷層地震

本規範規定包括獅潭斷層、神卓山斷層、屯子腳斷層、車籠埔斷層、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層、新化斷層與米崙斷層、玉里斷層、池上斷層、奇美斷層等曾經引致大規模地震之第一類活動斷層，必須考量區域近斷層效應。

解說：

針對近斷層區域而言，工址所屬震區之短週期及一秒週期水平譜加速度係數深受該斷層之特性，及工址與斷層間之水平距離的影響，若僅以鄉、鎮、市等行政區域形心位置之均布危害度分析結果，代表該行政區域所有工址的震區水平譜加速度係數，將低估部分工址之震區水平譜加速度係數，致使設計地震力不足以抵抗該斷層引發之地震。因此，必須藉由特徵地震之規模密度函數配合傳統均布危害度進行考慮近斷層地震之危害度分析來定義近斷層調整因子 N_A 與

$N_A = \frac{S_S}{0.8}$ 以及 $N_V = \frac{S_1}{1.0}$ ，故修正式(2-6)及(2-7)，並以(2-4)式之格式 $S_{DS} = F_a S_S^D$ 改寫，即 S_S^D 以 $0.8N_A$ 取代之意。

4. 依據中央地質調查所2012年公布之第一類活動斷層修訂，新增彰化斷層、大甲斷層、鐵砧山斷層、大茅埔-雙冬斷層、新城斷層、三義斷層、六甲斷層、旗山斷層、瑞穗斷層、鹿野斷層，刪除神卓山斷層、奇美斷層。
5. 新增活動斷層公布之權責單位為經濟部中央地質調查所，以及公告版本為2012年。影響之鄉鎮市區於表2-1中列出，原譜加速度係數值除部份勘誤改正外並未調整。

之危害度分析來定義近斷層調整因子 N_A 與 N_V ，進而修正近斷層工址之震區水平譜加速度係數，使合理估計近斷層區域建築物之設計地震力。

近斷層調整因子 N_A 與 N_V ，為工址與斷層間之水平距離 r 的函數，其必須大於 1.0 的限制，為表示若依據衰減公式計算而得之水平譜加速度小於震區水平譜加速度係數時，設計地震力應由均布危害度分析結果所支配。 N_A 與 N_V 之值為近斷層地震之實際需求除以 $S_S^D=0.8$ 、 $S_1^D=0.45$ (或 $S_S^M=1.0$ 與 $S_1^M=0.55$) 計算所得，故考量近斷層地震之實際需求時，應以 $S_S^D=0.8 N_A$ 、 $S_1^D=0.45 N_V$ 、 $S_S^M=1.0 N_A$ 與 $S_1^M=0.55 N_V$ 計算之。對於某些鄉鎮，其可能僅部分地區屬於近斷層區域，而其他不屬於近斷層區域之地區的震區譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D (或 S_S^M 與 S_1^M) 又異於 0.8 與 0.45 (或 1.0 與 0.55)，此一情形下，對屬於近斷層區域之地區的工址水平譜加速度係數直接依本節規定計算，而不屬於近斷層區域之地區的工址水平譜加速度係數則依 2-4 節及表 2-1 計算，不須將震區譜加速度係數提高到近斷層區域之規定值。此外，為避免介於考量近斷層效應與否之間工址水平譜加速度係數跳動幅度過大，於表 2-5 中新增一欄 N_A 、 N_V 為 1.0 之範圍，藉以過渡到不屬於近斷層區域之地區。旗山斷層附近之

N_V ，進而修正近斷層工址之震區水平譜加速度係數，使合理估計近斷層區域建築物之設計地震力。

近斷層調整因子 N_A 與 N_V ，為工址與斷層間之水平距離 r 的函數，其必須大於 1.0 的限制，為表示若依據衰減公式計算而得之水平譜加速度小於震區水平譜加速度係數時，設計地震力應由均布危害度分析結果所支配。

6. 新增解說 N_A 與 N_V 之計算依據，並說明(2-6)式及(2-7)式由原規範版本中之 S_S^D 以 0.8、 S_1^D 以 0.45、 S_S^M 以 1.0 以及 S_1^M 以 0.55 替代之意，即說明 3. 所述。
7. 近斷層調整因子 N_A 及 N_V 值取 1.0 範圍為避免相鄰地區設計譜

<p><u>鄉鎮原為地震需求較低之區域，因旗山斷層提升為第一類活動斷層後，這些鄉鎮鄰近旗山斷層區域之地震潛勢提高，為能銜接遠離旗山斷層且地震需求較低之區域，而增加一個近斷層調整因子小於 1.0 之過度區間，使設計地震之變化較為和緩。</u></p> <p><u>工址與活動斷層之距離，應以經濟部中央地質調查所公布最新之活動斷層位置為參考，計算工址與地表面斷層破裂線最短距離，斷層線若不明確，可額外考慮斷層面可能之帶寬。</u></p>		<p>加速度係數差距過大所設。</p> <p>8. 說明旗山斷層之近斷層調整因子有小於 1.0 之值的原因。</p> <p>9. 新增工址與活動斷層距離以及考量斷層面帶寬之說明。</p>
---	--	---

表 2-1 震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D ，與震區短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_S^M 與 S_1^M

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	<u>臨鄰</u> 近之斷層
基隆市	安樂區	0.60	0.30	0.80	0.50	
	中山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	七堵區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	信義區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	仁愛區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	暖暖區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	中正區	0.60	0.35	0.80	0.50	
宜蘭縣	礁溪鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	壯圍鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	員山鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	宜蘭市	0.80	0.45	0.90	0.55	
	大同鄉	0.80	0.45	0.90	0.50	
	五結鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	三星鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	羅東鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
	冬山鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	蘇澳鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	
	南澳鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	
	頭城鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
桃園縣	蘆竹鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	大園鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	觀音鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	龜山鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	桃園市	0.50	0.30	0.80	0.40	
	中壢市	0.60	0.30	0.80	0.45	
	新屋鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	八德市	0.60	0.30	0.80	0.45	
	平鎮市	0.60	0.35	0.80	0.45	
	楊梅鎮	0.60	0.35	0.80	0.45	
	大溪鎮	0.70	0.35	0.80	0.50	
	龍潭鄉	0.70	0.35	0.80	0.50	新城斷層
復興鄉	0.70	0.40	0.90	0.50		
新竹縣	新豐鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	湖口鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	新埔鎮	0.70	0.35	0.80	0.50	新城斷層

	竹北市	0.70	0.35	0.90	0.50	新城斷層
	關西鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	芎林鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	新城斷層
	竹東鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	寶山鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層；獅潭斷層
	尖石鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	橫山鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	北埔鄉	0.70	0.40	0.90	0.55	新城斷層；獅潭斷層
	峨眉鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層；獅潭斷層
	五峰鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層
新竹市	北區	0.70	0.35	0.90	0.50	新城斷層
	東區	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	香山區	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
苗栗縣	竹南鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	頭份鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層；獅潭斷層
	三灣鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層；獅潭斷層
	後龍鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	造橋鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	南庄鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	頭屋鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	獅潭鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	苗栗市	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層
	西湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	通霄鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	公館鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；獅潭斷層
	銅鑼鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層
	泰安鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	苑裡鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	大湖鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；獅潭斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	三義鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
卓蘭鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層	
臺中市	和平區	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	大甲區	0.70	0.40	0.90	0.50	三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	大安區	0.70	0.40	0.90	0.50	屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	外埔區	0.70	0.40	0.90	0.50	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層

后里區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
清水區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
東勢區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
神岡區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
梧棲區	0.70	0.40	0.90	0.50	屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
石岡區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
豐原區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
新社區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
沙鹿區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
大雅區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
潭子區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
龍井區	0.70	0.40	0.90	0.50	屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
大肚區	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
太平區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
烏日區	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
大里區	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
霧峰區	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
北屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
西屯區	0.70	0.40	0.90	0.50	三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
北區	0.80	0.45	1.00	0.50	三義斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
南屯區	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
西區	0.80	0.45	1.00	0.50	三義斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
東區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
中區	0.80	0.45	1.00	0.50	三義斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層

	南區	0.70	0.40	1.00	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
彰化縣	伸港鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	和美鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	線西鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	鹿港鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	彰化市	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	秀水鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	福興鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	花壇鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	芬園鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	芳苑鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	埔鹽鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	大村鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	二林鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	員林鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	溪湖鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	埔心鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	永靖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	社頭鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	埤頭鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	田尾鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	大城鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	田中鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
北斗鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層	
竹塘鄉	0.70	0.40	0.90	0.50		
溪州鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層	
二水鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層	
南投縣	仁愛鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	國姓鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	埔里鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔雙苓斷層
	草屯鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層

	中寮鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
	南投市	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
	魚池鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔雙苓斷層
	水里鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	名間鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
	信義鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔雙苓斷層
	集集鎮	0.80	0.45	1.00	0.50	車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
	竹山鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層；大茅埔雙苓斷層
	鹿谷鄉	0.80	0.45	1.00	0.50	大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層；大茅埔雙苓斷層
雲林縣	麥寮鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	二崙鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	崙背鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	西螺鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	莿桐鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	彰化、大甲及鐵砧山斷層
	林內鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	臺西鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	斗六市	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	土庫鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	虎尾鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	褒忠鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東勢鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	斗南鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	四湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	古坑鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層
	元長鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大埤鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	北港鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
水林鄉	0.70	0.40	0.90	0.50		
口湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50		
嘉義縣	大林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層
	溪口鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	阿里山鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大尖山與觸口斷層

	梅山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層
	新港鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	民雄鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層
	六腳鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	竹崎鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層；大尖山與觸口斷層；車籠埔斷層
	東石鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	太保市	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	番路鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山與觸口斷層
	朴子市	0.70	0.40	0.90	0.50	
	水上鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大尖山與觸口斷層
	中埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山與觸口斷層
	布袋鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹿草鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	義竹鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山與觸口斷層
嘉義市	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	西區	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
臺南市	白河區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層；大尖山與觸口斷層
	後壁區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹽水區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	新營區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東山區	0.70	0.40	0.90	0.50	六甲斷層；大尖山與觸口斷層
	北門區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	柳營區	0.70	0.40	0.90	0.50	六甲斷層
	學甲區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	下營區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	六甲區	0.70	0.40	0.90	0.50	六甲斷層
	南化區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	楠西區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	將軍區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	麻豆區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	官田區	0.70	0.40	0.90	0.50	六甲斷層
	佳里區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大內區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	七股區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	玉井區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
善化區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層	

	西港區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	山上區	0.80	0.40	1.00	0.55	新化斷層
	安定區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	新市區	0.80	0.40	1.00	0.55	新化斷層
	左鎮區	0.80	0.40	1.00	0.55	新化斷層
	新化區	0.80	0.40	1.00	0.55	新化斷層
	永康區	0.80	0.40	1.00	0.55	新化斷層
	歸仁區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	關廟區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	龍崎區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	仁德區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	安南區	0.70	0.40	0.90	0.55	新化斷層
	北區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	西區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	安平區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	中區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	南區	0.70	0.40	0.90	0.50	
高雄市	桃源區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	那瑪夏區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	甲仙區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	六龜區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	杉林區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	內門區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	茂林區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	美濃區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	旗山區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	田寮區	0.70	0.35	0.90	0.50	旗山斷層
	湖內區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	茄萣區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	阿蓮區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	路竹區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	永安區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	岡山區	0.70	0.35	0.90	0.50	旗山斷層
	燕巢區	0.70	0.35	0.90	0.50	旗山斷層
	彌陀區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	大樹區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	橋頭區	0.70	0.35	0.90	0.50	旗山斷層
梓官區	0.70	0.35	0.90	0.50		

	大社區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	仁武區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	鳥松區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	大寮區	0.50	0.35	0.70	0.45	
	鳳山區	0.50	0.35	0.70	0.50	
	林園區	0.50	0.30	0.70	0.45	
	楠梓區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	左營區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	三民區	0.60	0.35	0.80	0.50	旗山斷層
	鼓山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	苓雅區	0.50	0.35	0.70	0.50	
	新興區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	前金區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	鹽埕區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	前鎮區	0.50	0.35	0.70	0.50	
旗津區	0.50	0.35	0.70	0.50		
小港區	0.50	0.35	0.70	0.45		
屏東縣	高樹鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	三地門鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	霧臺鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	里港鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	旗山斷層
	鹽埔鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	九如鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	長治鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	屏東市	0.60	0.35	0.80	0.50	
	瑪家鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	
	內埔鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	麟洛鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	泰武鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	
	萬巒鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	竹田鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	萬丹鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	來義鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	潮州鎮	0.60	0.30	0.80	0.45	
	新園鄉	0.50	0.30	0.70	0.45	
	崁頂鄉	0.50	0.30	0.80	0.45	
	新埤鄉	0.60	0.30	0.70	0.40	
南州鄉	0.50	0.30	0.70	0.40		
東港鎮	0.50	0.30	0.70	0.40		

	春日鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	林邊鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	佳冬鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	枋寮鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	獅子鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	枋山鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	琉球鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	牡丹鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	滿州鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	車城鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	恆春鎮	0.50	0.30	0.70	0.40	
澎湖縣	馬公市	0.40	0.25	0.65	0.35	
	湖西鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
	白沙鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
	西嶼鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
	望安鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
	<u>七美鄉</u>	0.35	0.20	0.55	0.35	
臺東縣	長濱鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	海端鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	成功鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	池上鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	關山鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	東河鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	鹿野鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	卑南鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	臺東市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	太麻里鄉	0.70	0.40	0.90	0.55	
	金峰鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	綠島鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	
	達仁鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	大武鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	延平鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
蘭嶼鄉	0.80	0.40	0.90	0.55		
花蓮縣	秀林鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	新城鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層

	花蓮市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	吉安鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	壽豐鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	萬榮鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	鳳林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	豐濱鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	光復鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	卓溪鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	瑞穗鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	玉里鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	富里鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
金門縣*	<u>金沙鎮</u>	0.35	0.20	0.50	0.35	
	<u>金湖鎮</u>	0.40	0.25	0.50	0.35	
	<u>金寧鄉</u>	0.35	0.20	0.45	0.30	
	<u>金城鎮</u>	0.35	0.20	0.50	0.35	
	<u>烈嶼鄉</u>	0.35	0.20	0.45	0.30	
	<u>烏坵鄉</u> (<u>代管**</u>)	0.80	0.50	1.00	0.55	
連江縣*	<u>南竿鄉</u>	0.35	0.20	0.45	0.30	
	<u>東引鄉</u>	0.35	0.20	0.45	0.30	
	<u>北竿鄉</u>	0.35	0.20	0.45	0.30	
	<u>莒光鄉</u>	0.35	0.20	0.45	0.30	

*外島地區(澎湖縣、金門縣以及連江縣)之設計地震依據國家地震工程研究中心之研究報告 NCREE-10-016 後經審議所得。

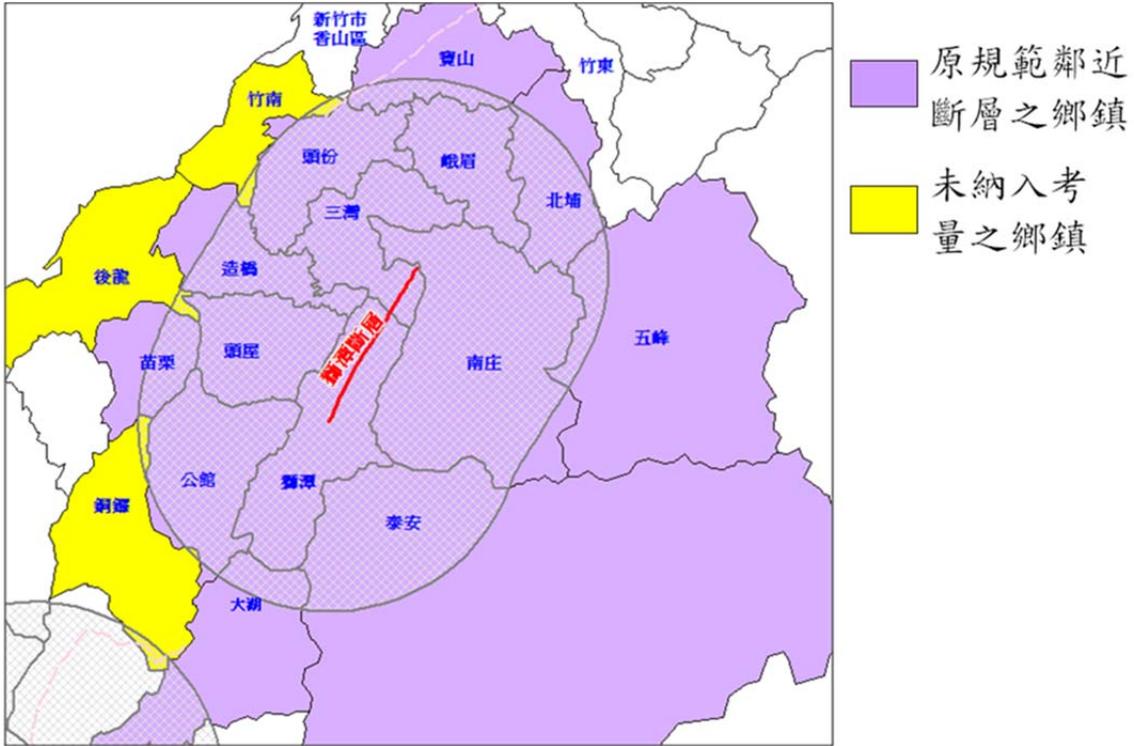
**烏坵鄉原屬福建省莆田縣，自民國 43 年起由金門縣代管。其位置大約位於金門與馬祖中間，因鄰近閩粵東南沿海地震帶，設計水平譜加速度係數值會高於金門及馬祖地區。

表 2-1 修正說明：

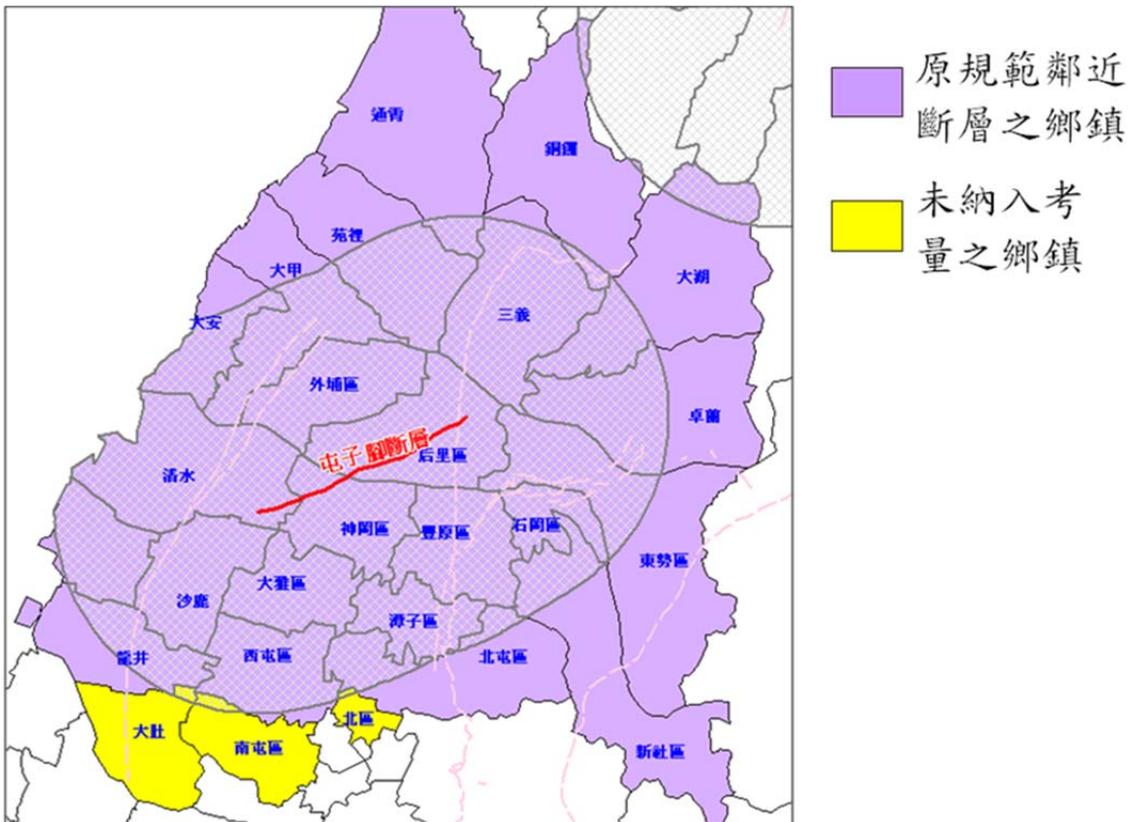
- 一、 依據經濟部中央地質調查所 2012 年公布之台灣地區第一類活動斷層分布，重新修訂近斷層效應所影響之各縣市鄉鎮市區。
- 二、 外島地區(澎湖縣、金門縣以及連江縣)之設計地震修訂為依據國家地震工程研究中心之研究報告 NCREE-10-016 以及後續規範研究發展委員會研議之結論，修訂表 2-1 中相關之設計水平譜加速度係數值。
- 三、 其它部分勘誤及微調：台中市南區、屏東縣長治鄉及麟洛鄉設計水平譜加速度係數勘誤及調整。

四、須考量近斷層調整因子之鄉鎮市區，考量影響範圍大小，部分鄉鎮涵蓋面積過小，於表 2-1 中並未列入，影響範圍以及鄉鎮市區是否納入考量可參考下列各圖。

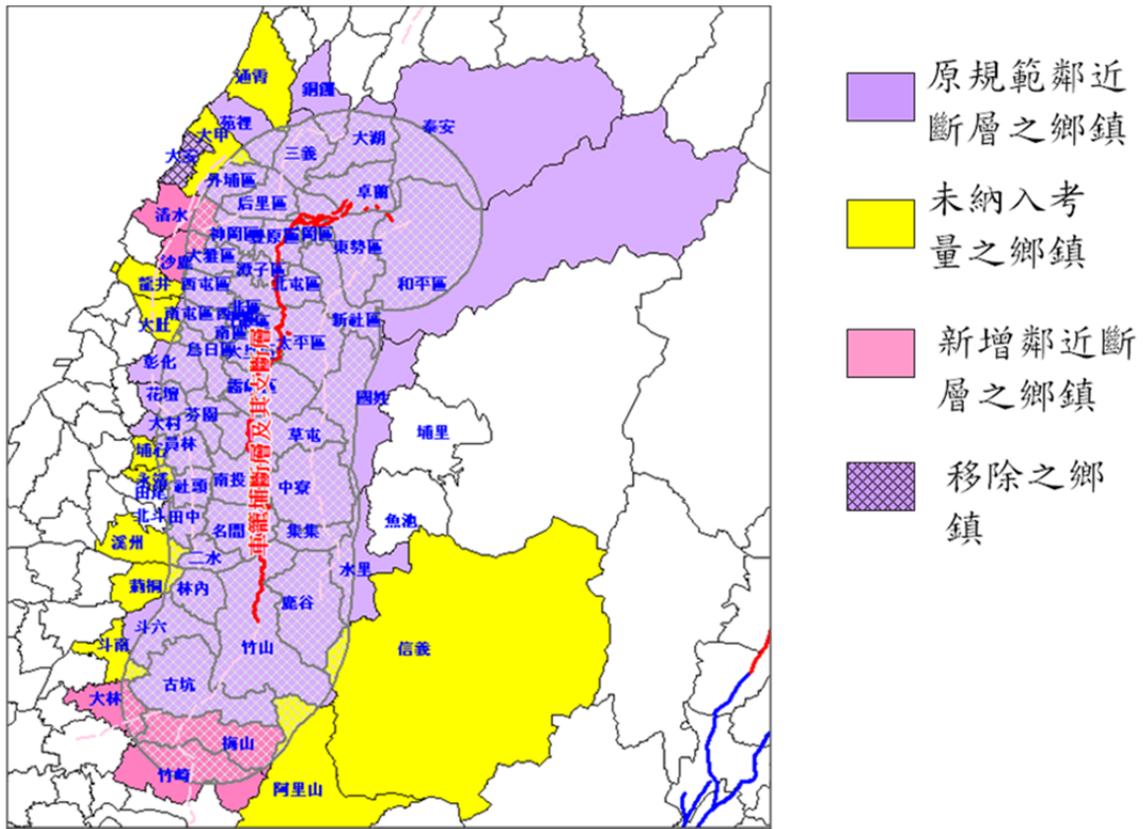
獅潭斷層：影響範圍未更動



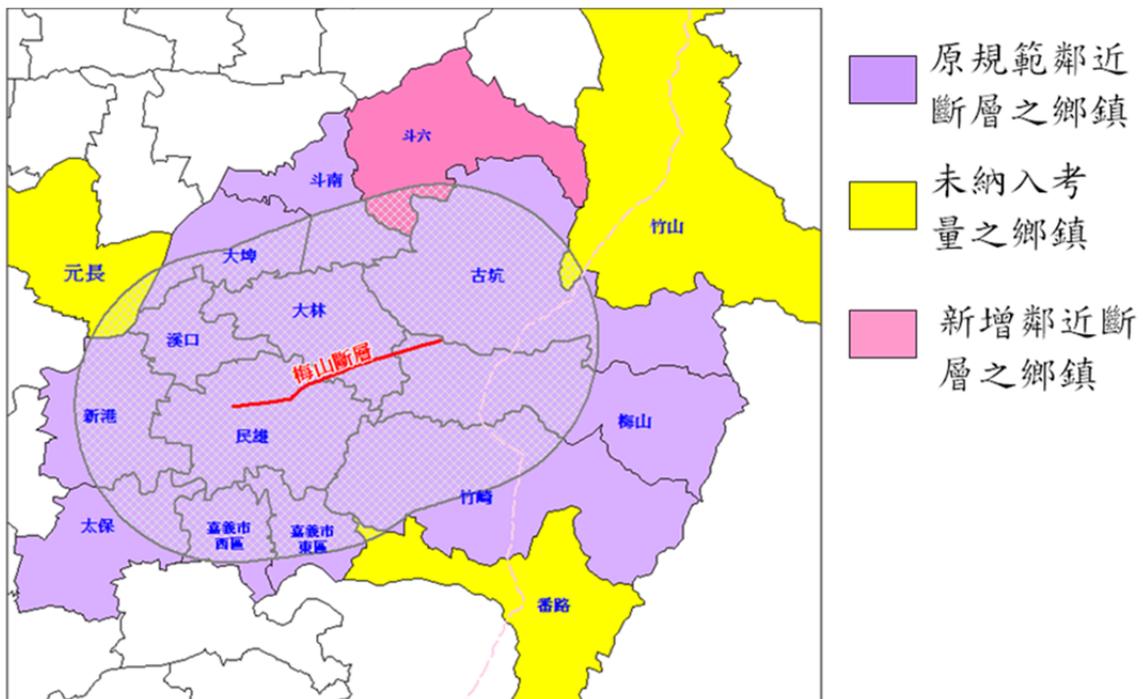
屯子腳斷層：影響範圍未更動



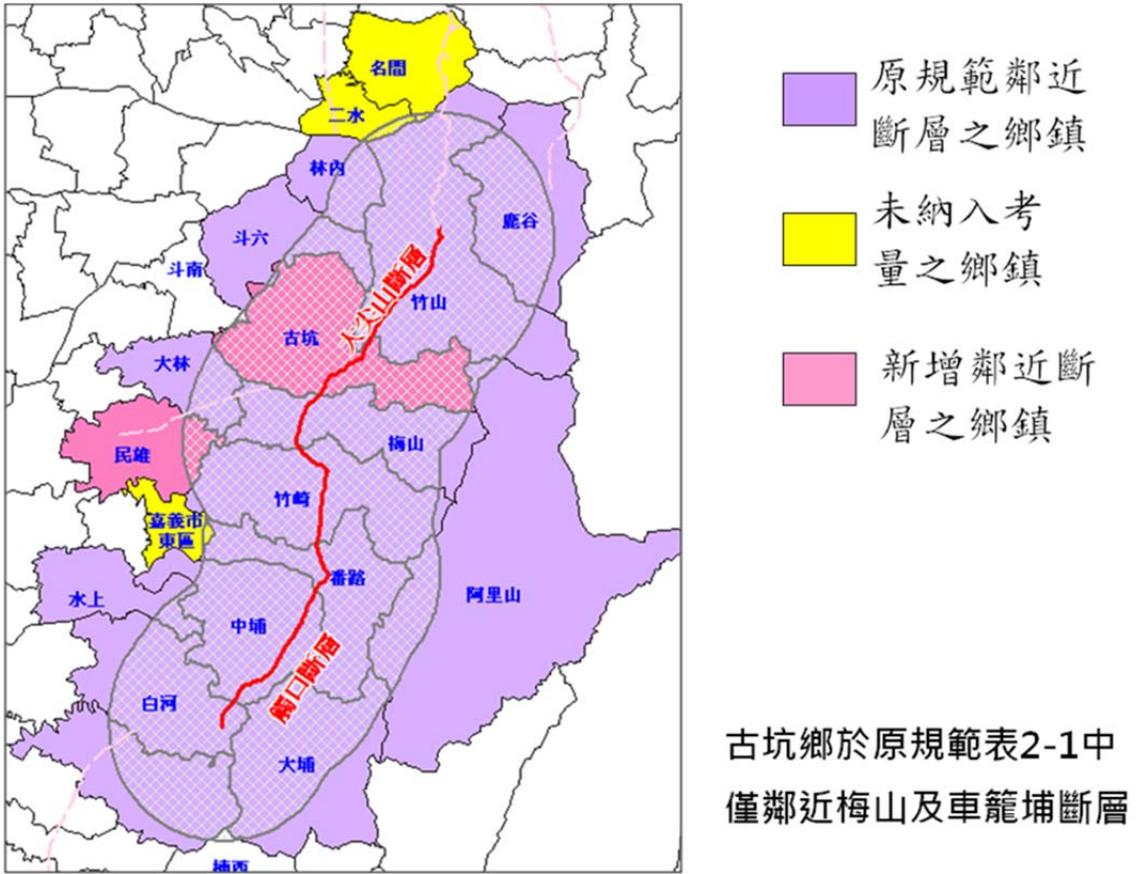
車籠埔斷層：新增清水區、沙鹿區、大林鎮、梅山鄉、竹崎鄉，刪除大安區



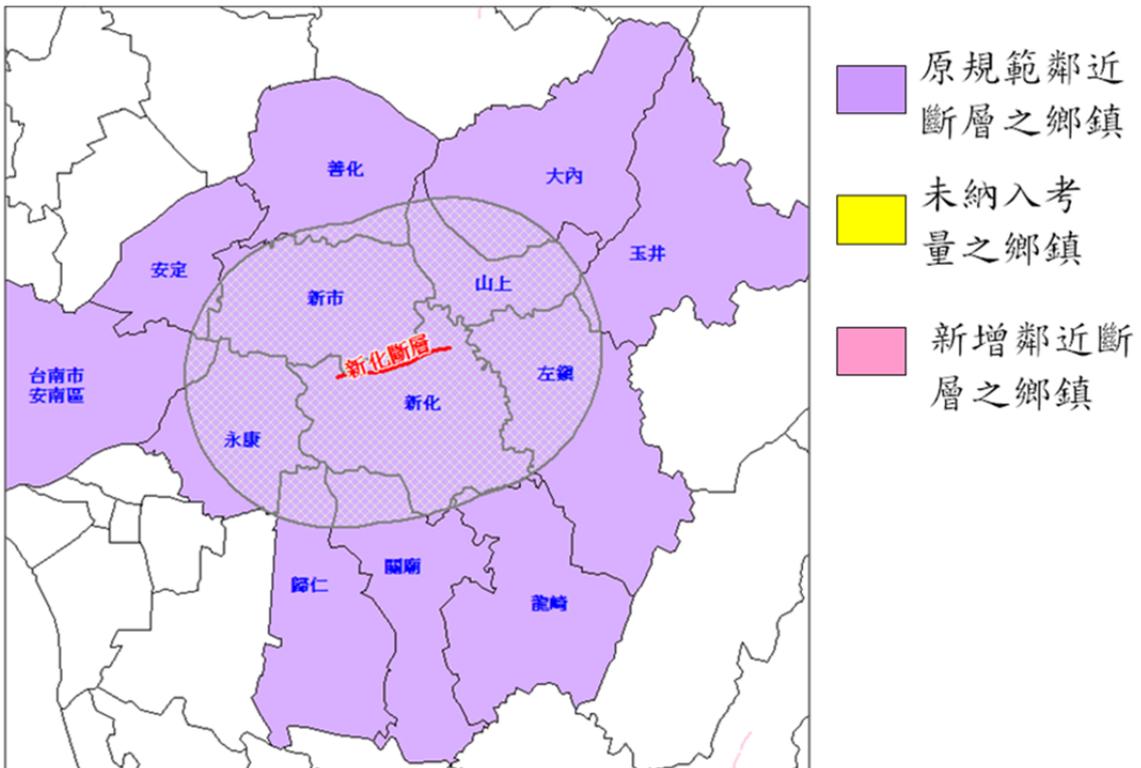
梅山斷層：新增斗六市



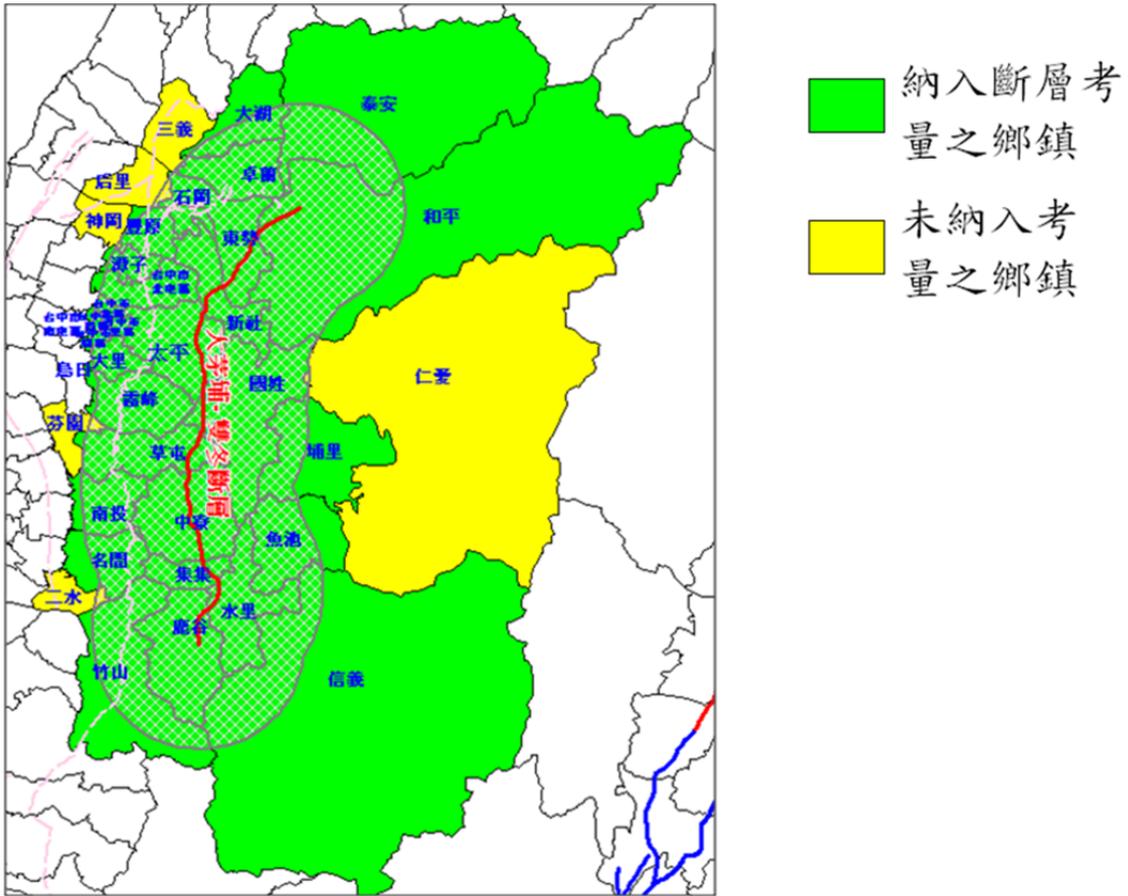
大尖山斷層、觸口斷層：新增古坑鄉、民雄鄉



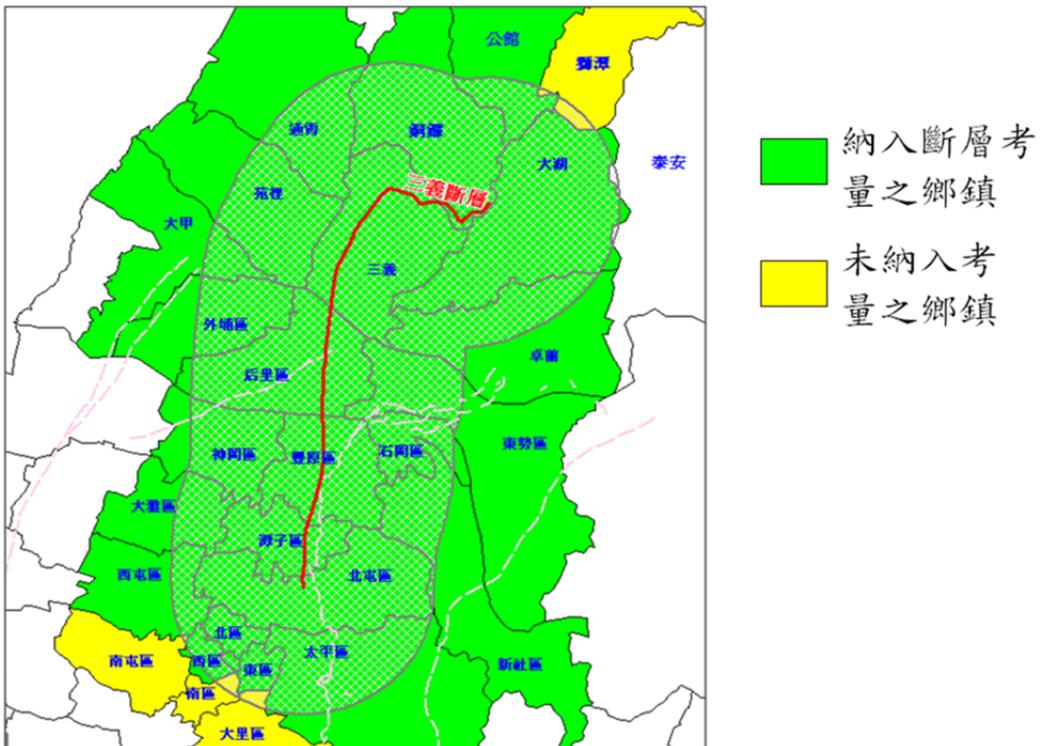
新化斷層：影響範圍未更動



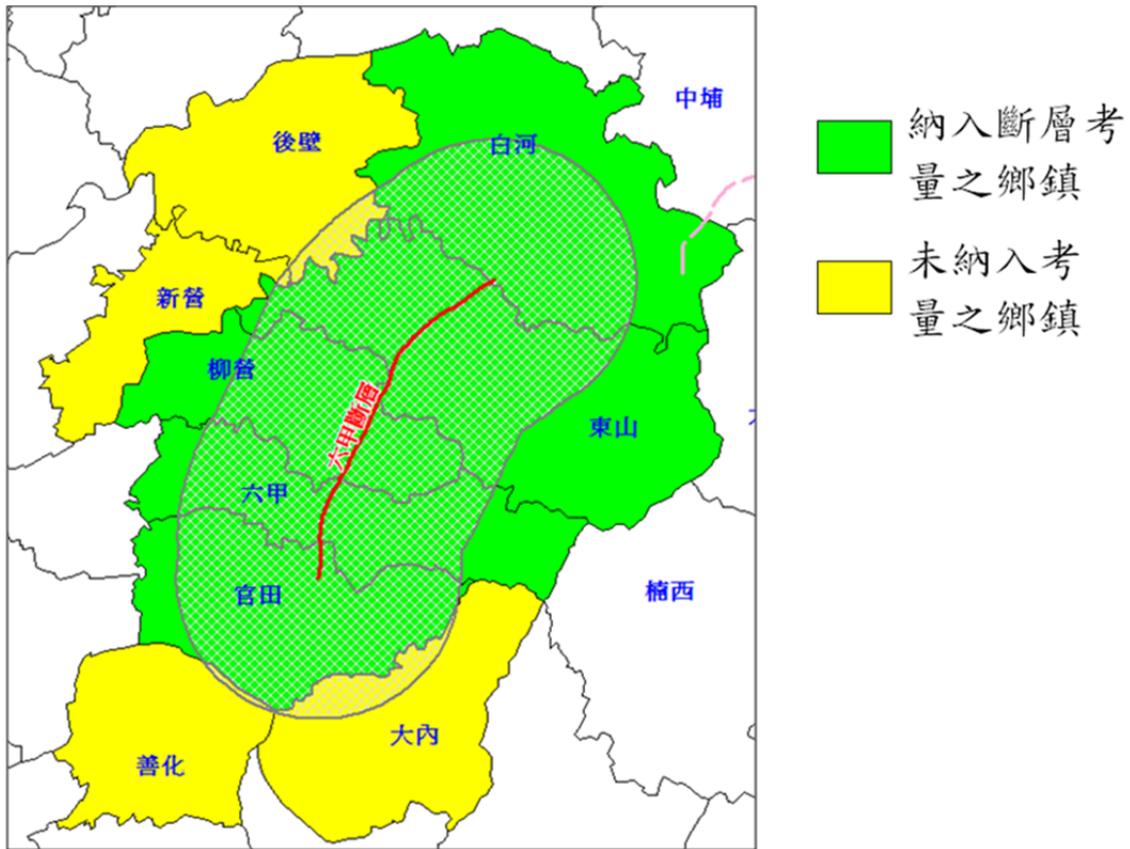
大茅埔-雙冬斷層：新增斷層



三義斷層：新增斷層



六甲斷層：新增斷層



旗山斷層：新增斷層

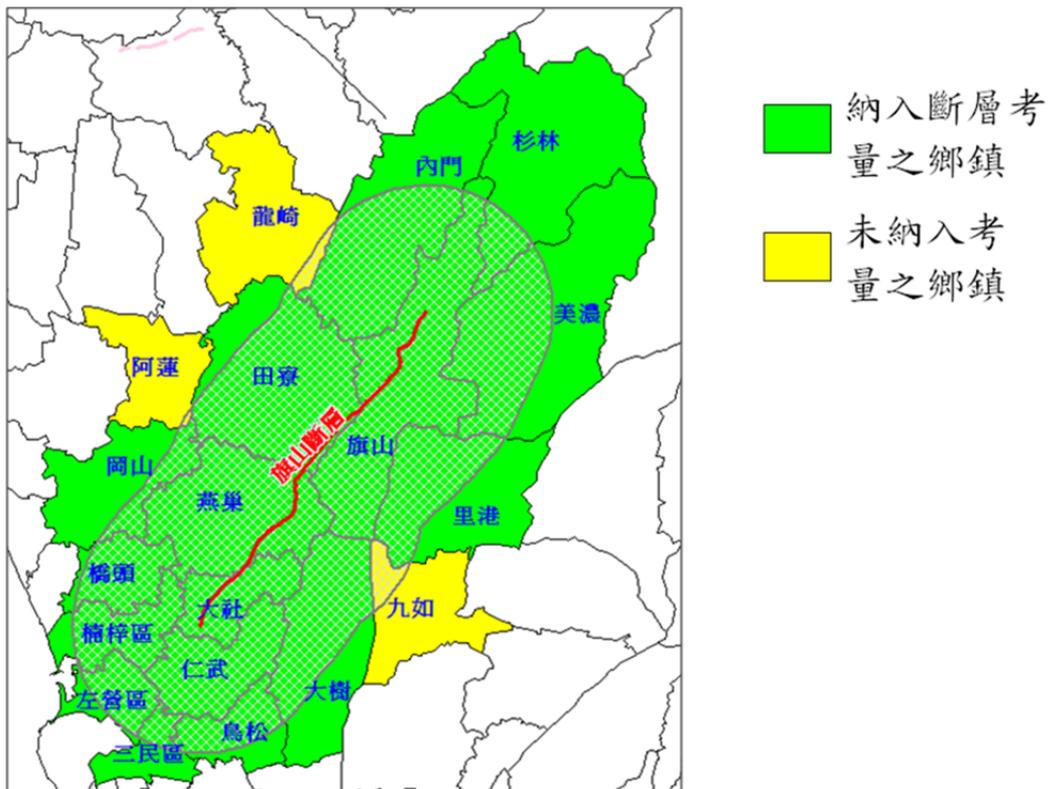


表 2-3 中央地質調查所調查第一類活動斷層性質表應考量近斷層效應之活動斷層性質表*

編號	斷層名稱	長度 (公里)	斷層性質	歷史地震規模
1	新城斷層	29	逆移斷層	
2	獅潭斷層	11	逆移斷層	M _L 7.1** (1935.04.21) 新竹-台中地震
	屯子腳斷層	14	右移斷層	
3	三義斷層	34	逆移斷層	
4	大甲斷層	8	逆移斷層	
	大甲斷層(清水, 南段)	23		
	鐵砧山斷層	13		
	彰化斷層	36		
5	車籠埔斷層(北段)	38	逆移斷層	M _L 7.3 (1999.09.21) 集集地震
	車籠埔斷層(南段)	38		
6	大茅埔-雙冬斷層	69	逆移斷層	
7	梅山斷層	15	右移斷層	M _L 7.1 (1906.03.17) 梅山地震
8	大尖山斷層	29	逆移兼右移斷層	M _L 7.1 (1941.12.17) 中埔地震
	觸口斷層	27	逆移斷層	
9	六甲斷層	16	逆移兼左移斷層	
10	新化斷層	6	右移斷層	M _L 6.1 (1946.12.05) 新化地震
11	旗山斷層	30	逆移斷層	
12	米崙斷層	8	左移兼逆移斷層	M _L 7.3 (1951.11.25) 縱谷地震序列
	瑞穗斷層	24	逆移兼左移斷層	
	玉里斷層	23	左移兼逆移斷層	
	池上斷層	64	逆移兼左移斷層	
	鹿野斷層	18	逆移斷層	

*本表所列之活動斷層為 2012 年中央地質調查所公布之第一類活動斷層

**歷史地震規模參考臺灣十大災害地震圖集(鄭世楠等人著, 1999)

表 2-3 修訂說明：

- 一、表 2-3 為依據 2012 年經濟部地質調查所公告之第一類活動斷層，為規範中須考量近斷層效應者，除 2000 年版公告之 12 條外，刪除 1 條，新增 9 條斷層，共 20 條。
- 二、原規範定義之「地表破裂長度」，依地調所之說明，改為「長度」。
- 三、表 2-3 所列之第一類活動斷層其斷裂長度、斷層性質以及歷史地震規模除地調所公告外，另參考「臺灣十大災害地震圖集」所列。

表 2-4-1 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子 N_A

斷層名稱	範圍(km)							
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 5$	$5 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$10 < r \leq 12$	$12 < r \leq 14$	$r > 14$	
車籠埔斷層	1.23	1.16	1.07	1.03	1.03	1.00	N.C.	
梅山斷層	1.37	1.28	1.15	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
大尖山斷層	1.15	1.08	1.00	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
觸口斷層								
新化斷層	1.23	1.06	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	
米崙斷層	1.42	1.37	1.28	1.14	1.14	1.00	N.C.	
瑞穗斷層								
玉里斷層								
池上斷層								
鹿野斷層	1.28	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.	N.C.	
獅潭斷層								
屯子腳斷層	1.28	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.	N.C.	
彰化斷層	1.35	1.25	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.	
大甲斷層								
鐵砧山斷層								
大茅埔-雙冬斷層	1.35	1.25	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.	

註：N.C.為設計地震不受近斷層效應控制，回歸一般震區辦理。

表 2-4-2 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子 N_A

斷層名稱	範圍(km)						
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 4$	$4 < r \leq 6$	$6 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$r > 10$	
新城斷層	1.10	1.05	1.00	1.00	N.C.	N.C.	
三義斷層	1.10	1.05	1.00	1.00	N.C.	N.C.	
六甲斷層	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
旗山斷層	1.15	1.10	1.05	1.00	0.90	N.C.	

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-4-3 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子 N_V

斷層名稱	範圍(km)						
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 5$	$5 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$10 < r \leq 12$	$12 < r \leq 14$	$r > 14$
車籠埔斷層	1.36	1.32	1.22	1.10	1.10	1.00	N.C.
梅山斷層	1.44	1.36	1.20	1.00	N.C.	N.C.	N.C.
大尖山斷層	1.15	1.10	1.03	1.00	N.C.	N.C.	N.C.
觸口斷層	1.15	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.
新化斷層	1.15	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.
米崙斷層	1.58	1.53	1.38	1.20	1.20	1.00	N.C.
瑞穗斷層							
玉里斷層							
池上斷層	1.33	1.27	1.10	1.10	1.00	N.C.	N.C.
鹿野斷層							
獅潭斷層	1.33	1.27	1.10	1.10	1.00	N.C.	N.C.
屯子腳斷層	1.31	1.25	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.
彰化斷層	1.40	1.25	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.
大甲斷層							
鐵砧山斷層							
大茅埔-雙冬斷層	1.40	1.25	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-4-4 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子 N_V

斷層名稱	範圍(km)						
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 4$	$4 < r \leq 6$	$6 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$r > 10$	
新城斷層	1.15	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
三義斷層	1.15	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
六甲斷層	1.15	1.10	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
旗山斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	0.90	N.C.	

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-4-5 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子 N_A

斷層名稱	範圍(km)							
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 5$	$5 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$10 < r \leq 12$	$12 < r \leq 14$	$r > 14$	
車籠埔斷層	1.25	1.20	1.10	1.03	1.03	1.00	N.C.	
梅山斷層	1.30	1.20	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
大尖山斷層	1.21	1.17	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
觸口斷層	1.29	1.10	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	
新化斷層	1.29	1.10	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	
米崙斷層	1.32	1.26	1.10	1.02	1.02	1.00	N.C.	
瑞穗斷層								
玉里斷層								
池上斷層								
鹿野斷層	1.26	1.18	1.05	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
獅潭斷層	1.26	1.17	1.05	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
屯子腳斷層	1.26	1.17	1.05	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
彰化斷層	1.33	1.18	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.	
大甲斷層								
鐵砧山斷層								
大茅埔-雙冬斷層	1.25	1.15	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.	

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-4-6 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子 N_A

斷層名稱	範圍(km)						
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 4$	$4 < r \leq 6$	$6 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$r > 10$	
新城斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
三義斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	
六甲斷層	1.10	1.05	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
旗山斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	0.90	N.C.	

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-4-7 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子 N_V

斷層名稱	範圍(km)							
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 5$	$5 < r \leq 8$	$8 < r \leq 10$	$10 < r \leq 12$	$12 < r \leq 14$	$r > 14$	
車籠埔斷層	1.50	1.45	1.30	1.15	1.15	1.00	N.C.	
梅山斷層	1.48	1.36	1.15	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
大尖山斷層	1.42	1.35	1.15	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
觸口斷層	1.30	1.15	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	
新化斷層	1.30	1.15	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	
米崙斷層	1.58	1.48	1.30	1.16	1.16	1.00	N.C.	
瑞穗斷層								
玉里斷層								
池上斷層								
鹿野斷層	1.42	1.32	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.	
獅潭斷層	1.42	1.32	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.	
屯子腳斷層	1.42	1.32	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.	
彰化斷層	1.50	1.32	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.	
大甲斷層								
鐵砧山斷層								
大茅埔-雙冬斷層	1.50	1.35	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.	

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-4-8 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子 N_V

斷層名稱	範圍(km)						
	$r \leq 2$	$2 < r \leq 4$	$4 < r \leq 6$	$6 < r \leq 8$	$6 < r \leq 8$	$r > 10$	
新城斷層	1.35	1.20	1.10	1.00	N.C.	N.C.	
三義斷層	1.35	1.20	1.10	1.00	N.C.	N.C.	
六甲斷層	1.25	1.10	1.00	N.C.	N.C.	N.C.	
旗山斷層	1.35	1.20	1.10	1.00	0.95	N.C.	

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

表 2-4-1 至 2-4-7 修訂以及補充表 2-4-8 說明：

地調所 2012 年公告之第一類活動斷層，依據其背景參數如規模、長度、回歸期等計算 475 年以及 2500 年之近斷層調整因子 N_A 及 N_V ，並依據斷層之影響範圍分為 14 公里以及 10 公里兩類，共可得 8 個表，即表 2-4-1 至表 2-4-8。

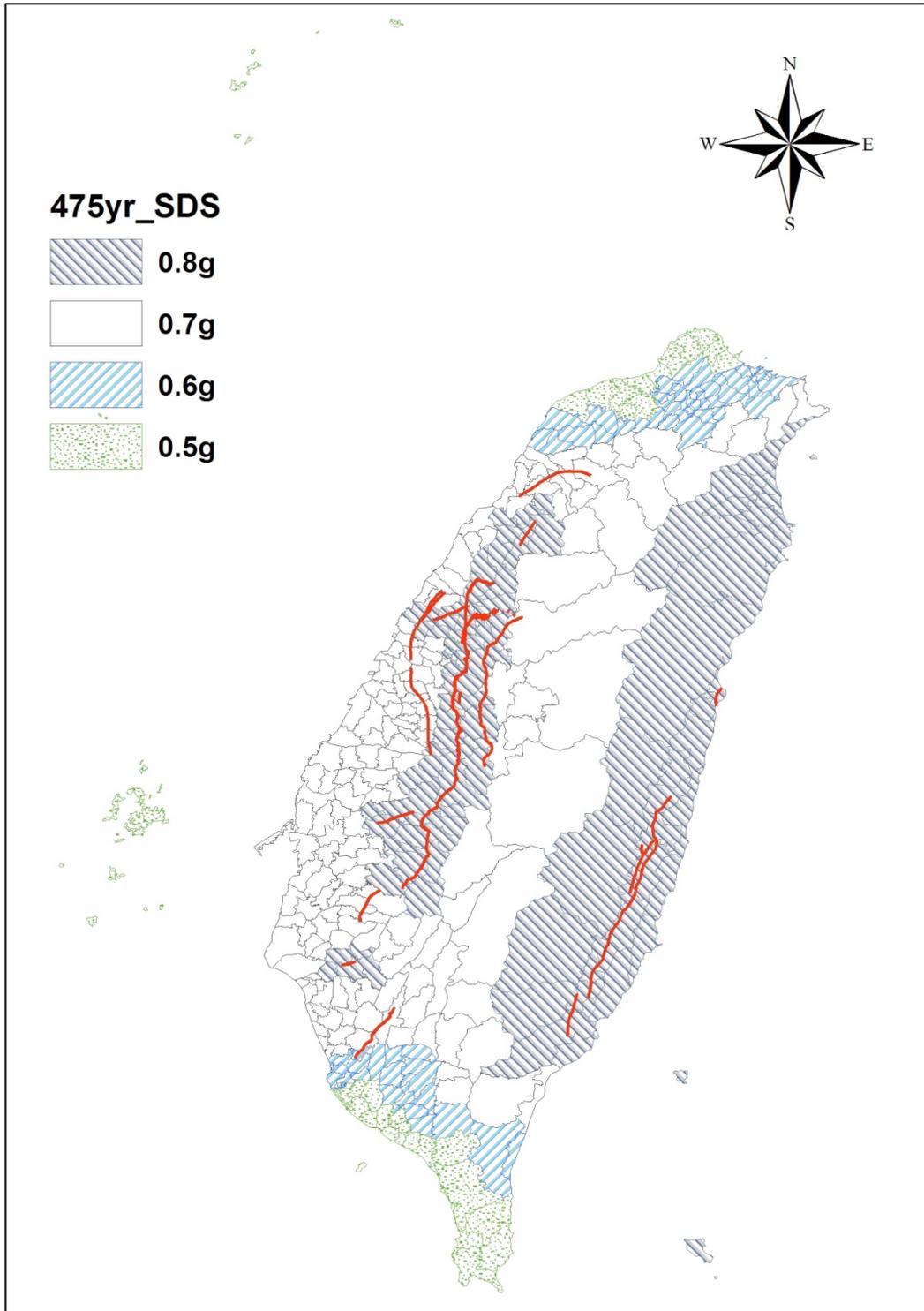


圖 C2-2：工址短週期設計水平譜加速度係數 S_s^D 分布圖

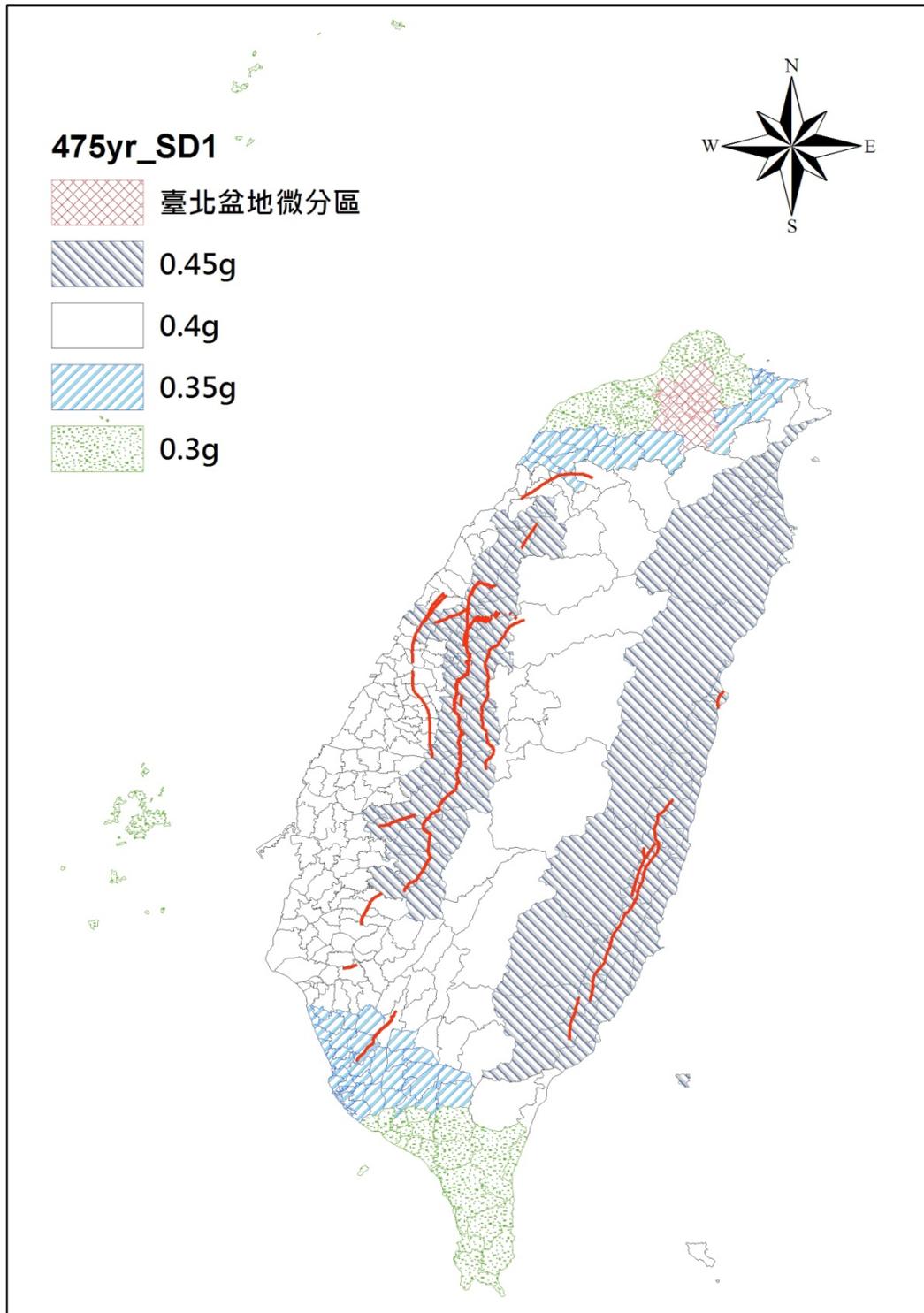


圖 C2-3：工址一秒週期設計水平譜加速度係數 S_1^D 分布圖

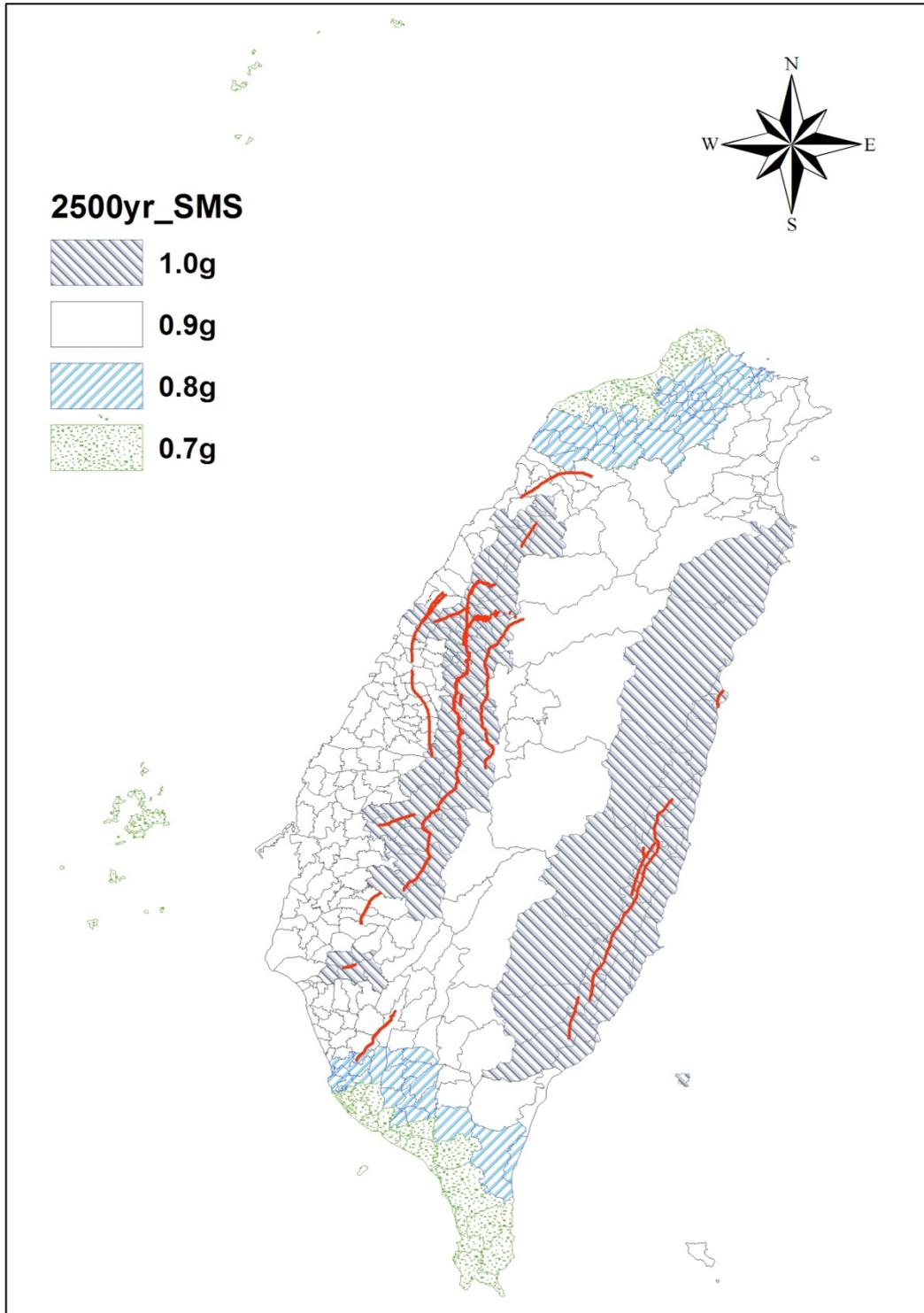


圖 C2-4：工址短週期最大水平譜加速度係數 S_S^M 分布圖

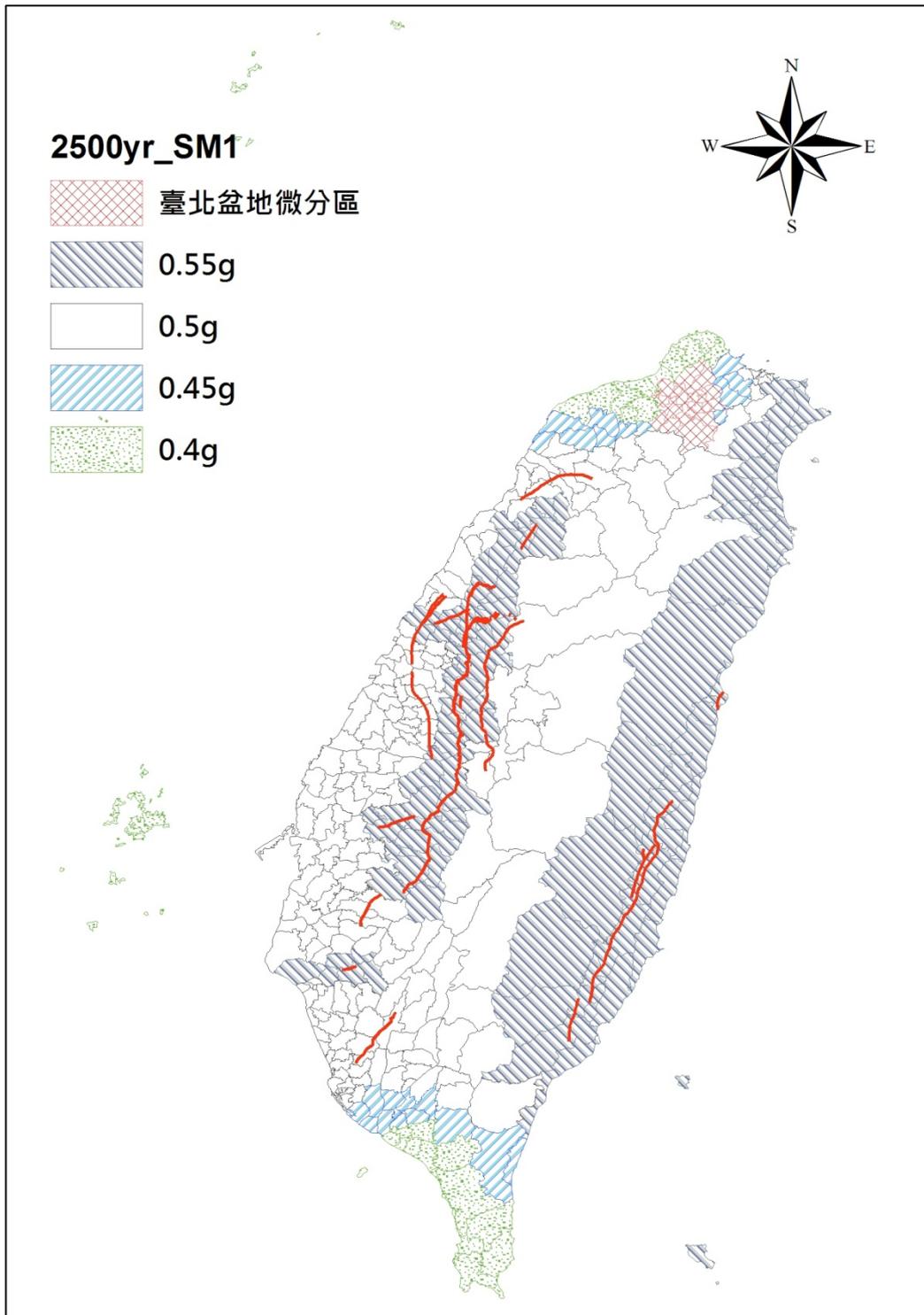


圖 C2-5：工址一秒週期最大水平譜加速度係數 S_1^M 分布圖

附錄 F

AISC 341-10 K3 節-挫屈束制支撐之反覆載重驗證試驗

1.範圍

對於符合本規範要求之挫屈束制支撐個別構件及子結構，本節包含證明反覆載重試驗合格的規定。個別構件實驗之目的在提出挫屈束制支撐滿足本規範強度與非線性變形要求之證據，且允許做為決定設計相接元件之最大斜撐力。子結構試驗之目的在提出斜撐設計能符合該設計變形及轉角需求之證據。此外，子結構試驗的目的在證明子結構斜撐與單軸試驗個別斜撐元件之遲滯行為一致。

由簽證技師或主管機關核准之替代試驗規定也允許採用。本節提供之簡化試驗條件為最基本建議。

2.子結構試驗試體

子結構試驗試體應滿足下列要求：

(1)子結構試驗斜撐試體提供非線性轉角之機制應與原型結構相同，且轉角變形需求應不小於原型結構者。

(2)子結構試驗試體之鋼核心軸向降伏強度 P_{ysc} 應不小於原型結構者，試驗試體與原型結構之鋼核心軸向降伏強度，皆以鋼核心斷面積 A_{sc} 乘以材料拉力試驗決定之降伏應力估計。

(3)子結構試驗斜撐試體之鋼核心接合段斷面形狀與方向應與原型結構相同。

(4)子結構試驗試體應採用與原型結構相同之方法設計，使子結構試驗斜撐與原型結構之轉角變形需求得以相互比較。於穩定性計算中，與核心元件接合之梁、柱及隔板皆視為本系統之一部分。

(5) 原型結構除隔板外，對於接合設計、鋼核心接合段穩定性、整體挫屈及其他相關子結構試驗斜撐試體製作細節所估計之安全餘裕，應等於或超過子結構試驗試體者。

(6)子結構試驗試體之側向支撐應與原型結構一致。

(7)斜撐試體與原型結構應根據相同品質控制與保證之流程及程序製造。

超越本節限制條件之外插推估結果，允許經由具資格之同儕審查並由主管機關核可。

3. 構件斜撐試驗試體

構件斜撐試驗試體應盡可能複製與實際原型結構相關之設計、細節、建造特徵與材料性質相近。

3a. 斜撐試驗試體設計

斜撐試驗試體與原型結構應採用相同之設計方法，設計評估應證明至少須符合下列要求：

(1)原型結構避免整體挫屈穩定性所估計之安全餘裕，應等於或超越斜撐試驗試體。

(2)斜撐試驗試體與原型結構經計算所估計之安全餘裕，應考量材料特性差異，包含降伏與極限強度，極限伸長量與韌性。

3b. 斜撐試驗試體製造

斜撐試體與原型結構應以一致品質控制與保證之流程與程序製作。

3c. 斜撐試驗試體與原型結構之相似性

斜撐試驗試體應符合下列要求

(1)鋼核心之斷面形狀與方向應與原型結構相同。

(2)斜撐試驗試體之鋼核心軸向降伏強度 P_{ysc} 應不小於原型結構者之 50%，或大於原型結構之 120%，試驗試體與原型結構之鋼核心軸向降伏強度，皆以鋼核心斷面積 A_{sc} 乘以由材料拉力試驗所得之降伏應力估計之。

(3)斜撐試驗試體中，鋼核心與挫屈束制機制間之隔離材料與方法應與原型結構相同。

超越本節限制條件之外插推估結果，允許經由具資格之同儕審查並由主管機關核

可。

3d. 接合細節

斜撐試驗試體採用之接合細節應能代表接近實際原型結構之接合細節。

3e. 材料

(1) 鋼核心

斜撐試驗試體之鋼核心應符合下列要求：

(a) 斜撐試驗試體鋼核心材料之規定最小降伏應力應與原型結構者相同。

(b) 斜撐試驗試體鋼核心之材料實際降伏應力，應至少為原型結構經材料拉力試驗所得降伏應力之 90%。

(c) 斜撐試驗試體鋼核心之規定最小極限應力及應變應不超過原型結構者。

(2) 挫屈束制機制

斜撐試驗試體之挫屈束制機制所使用之材料應與原型結構者相同。

3f. 接合

斜撐試驗試體之銲接、栓接與鉸接節點應複製接近實際原型結構者。

4. 加載歷時

4a. 一般規定

試驗試體應施加如 K3.4b 與 K3.4c 節規定之反覆載重，並允許施加超過 K3.4c 節之額外載重增量加載。每一加載迴圈包括完整拉、壓位移行程。

4b. 試驗控制

本試驗以控制施加試體之軸向或轉角變形 Δb 進行。另允許施加最大轉角變形並維持固定後，軸向變形則依規定之加載歷時進行試驗。

4c. 加載程序

施加於試驗試體之載重應達到下列變形要求，此變形為斜撐試驗試體之鋼核心軸向變形與子結構試驗試體之轉角變形需求：

(1) 加載 $\Delta b = \Delta b_y$ 之變形兩迴圈。

(2) 加載 $\Delta b = 0.5\Delta b_m$ 之變形兩迴圈。

(3) 加載 $\Delta b = 1\Delta b_m$ 之變形兩迴圈。

(4) 加載 $\Delta b = 1.5\Delta b_m$ 之變形兩迴圈。

(5) 加載 $\Delta b = 2.0\Delta b_m$ 之變形兩迴圈。

(6) 斜撐試驗試體加載完整 $\Delta b = 1.5\Delta b_m$ 之反覆變形迴圈，以使軸向累積非線性變形量達到至少 200 倍之降伏變形量(不適用於子結構試驗)。

其中

Δb_m = 設計樓層側位移角所對應之變形量，in. (mm)

Δb_y = 試驗試體發生初始明顯降伏之變形量，in. (mm)

對於計算 Δb_m 之目的而言，設計樓層側位移應不小於 0.01 倍之樓層高度，其他能證明對最大與累積非線性變形具有等效或更嚴苛之加載歷時，允許使用做為證明試驗試體合格之加載歷時。

5. 量測儀器

試驗試體應安裝足夠的量測儀器，用以量測或計算 K3.7 所列之物理量。

6. 材料試驗要求

6a. 拉力試驗要求

拉力試驗試片應取自與製造鋼核心相同入熱量之鋼板進行實驗。對於本節的目的而言，材料認證試驗報告之拉力試驗結果應記載於本報告中，但不得用以取代材料試驗。拉力試驗結果應依據 K3.6b 節規定之試驗決定。

6b. 拉力試驗方法

拉力試驗應依據 ASTM A6/A6M、ASTM A370 與 ASTM E8 執行，下列除外：

- (1) 試驗之降伏強度是依據 ASTM A370 降伏強度之定義，以 0.002 應變平移法求得者。
- (2) 拉力試驗之加載速率應儘量與試驗試體之實際施載速率相同。
- (3) 拉力試驗試片應加工使其縱軸方向平行鋼核心。

7. 試驗報告規定

對於每一試驗試體，試驗報告之內容必須符合本節之規定。試驗報告應詳細記載試驗所有的重要特徵與結果，且應包含下列資訊：

- (1) 試驗試體之圖說或明確敘述，包括主要尺寸、加載與反力點之邊界條件與側撐之位置。
- (2) 接合細節之圖說，顯示構件尺寸、鋼材等級、所有接合元件之尺寸、包括熔填金屬之銲接細節、螺栓或栓釘孔尺寸及位置、接合連接器尺寸及等級，與所有其他有關之接合細節。
- (3) 如列於 K3.2 或 K3.3 節之所有其他必要變數之列表。
- (4) 顯示施加载重或位移歷時之列表或繪圖。
- (5) 載重與變形圖，應明確顯示計算變形的的方法，明確標示量測試驗試體加載與變形之位置。
- (6) 重要試驗觀察之時序列表，視需要包括試驗任何部位發生之降伏、滑動、不穩定、沿試驗試體之側向變形或破裂。
- (7) 規定於 K3.6 節之材料試驗結果。
- (8) 生產試驗試體之製造品質控制與品質保證計畫，此包括銲接程序規範書與銲道檢測報告，試驗報告也允許包括試體或試驗結果之額外圖說資料與討論。

8. 合格標準

至少須進行一組符合 K3.2 節要求之子結構試體與一組符合 K3.3 節要求之斜撐試驗。所有試體在規定之加載歷時內須符合下列要求：

- (1)加載與變形歷時圖應表現具正向增加勁度之穩定與可重複的行為。
- (2)無破裂、斜撐不穩定、或斜撐端部接合破壞。
- (3)對於斜撐試驗，變形大於 Δ_{by} 之每個迴圈其最大拉力與壓力不得小於鋼核心之標稱強度。
- (4)對於斜撐試驗，變形大於 Δ_{by} 之每個迴圈其最大壓力與最大拉力之比值不可超過 1.3。對於經由具合格之同儕審查與主管機關核可之斜撐試驗或子結構試驗試體，允許採用其他之合格標準。

國際重大震災經驗啟示及建築耐震設計規範因應之研究

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02)89127890

地址：新北市新店區北新路3段200號13樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：鄭元良 翁元滔 柴駿甫 鄧崇任 吳安傑 周楷峻 鄒本駒 李台光

出版年月：103年12月

版次：第1版

ISBN：978-986-04-2811-7 (平裝)