

應用非線性動力分析法於中高樓層 軟弱層及扭轉不規則建築之 詳細耐震能力評估

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 108 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)

PG10802-0078

108301070000G0017

應用非線性動力分析法於中高樓層 軟弱層及扭轉不規則建築之 詳細耐震能力評估

受 委 託 者：財團法人成大研究發展基金會
研 究 主 持 人：劉光晏
協 同 主 持 人：盧煉元、蕭輔沛
研 究 助 理：陳慶輝、李官峰
研 究 期 程：中華民國 108 年 1 月至 108 年 12 月
研 究 經 費：新臺幣 96 萬 850 元整

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 108 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.....	VI
摘要.....	XI
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起.....	1
第二節 研究方法.....	3
第二章 資料蒐集與文獻分析.....	5
第一節 建築物耐震設計規範與解說.....	5
第二節 以性能為導向的耐震設計及評估方法.....	16
第三節 建築物耐震能力詳細評估檢查報告書.....	21
第四節 結構耐震評估不確定性之考量.....	23
第三章 鋼筋混凝土實驗資料庫及塑鉸檢討.....	29
第一節 鋼筋混凝土實驗資料庫.....	29
第二節 鋼筋混凝土梁柱塑鉸設定.....	31
第三節 塑鉸驗證.....	48
第四節 分析與實驗驗證.....	70
第四章 扭轉不規則建築案例分析及討論.....	89
第一節 分析流程.....	89
第二節 案例基本資料.....	91
第三節 數值模型建立.....	94
第四節 非線性靜力側推分析.....	103
第五節 地震歷時挑選.....	107
第六節 建立倒塌易損曲線 IDA	117
第五章 中高樓層軟弱層案例分析及討論.....	127
第一節 分析流程.....	127
第二節 案例基本資料.....	129
第三節 數值模型建立.....	132
第四節 非線性靜力側推分析.....	144
第五節 地震歷時挑選.....	170

第六節 建立倒塌易損曲線 IDA	181
第六章 結論與建議.....	190
第一節 結論.....	190
第二節 建議.....	191
參考書目.....	193
附錄一 第一次專家座談會會議紀錄.....	201
附錄二 第二次專家座談會會議紀錄.....	205
附錄三 期中報告審查會議紀錄.....	213
附錄四 期末報告審查會議紀錄.....	223
附錄五 單柱 Takeda 模型驗證及探討	231
附錄六 M3，M2 塑鉸與 PM3，PM2 塑鉸的結果比較.....	233
附錄七 軟弱層與全牆建物之分析結果比較.....	235
附錄八 ACI318-19 使用非線性反應歷時分析進行設計驗證	245
附錄九 建築物耐震能力詳細評估檢查報告書(側推分析法).....	261
附錄十 建築物耐震能力詳細評估檢查報告書(非線性動力歷時分析法).....	279
附錄十一 建築物耐震設計規範及解說有關結構非線性動力分析條文.....	297

表次

表 2-1 立面不規則性結構	8
表 2-2 平面不規則性結構	9
表 2-3 SEAOC Vision 2000 耐震性能等級及地震危害度分級關係圖	17
表 2-4 SEAOC Vision 2000 地震危害度分級	17
表 2-5 建物定義及施工品質保證之對數標準差 β_C	24
表 2-6 數值模擬品質及完整性之對數標準差 β_q	25
表 2-7 簡化分析法地震歷時紀錄不確定性之建議值	26
表 3-1 有效勁度數值	32
表 3-2 鋼筋混凝土梁模型參數及數值可接受標準	32
表 3-3 橫向鋼筋細節：表 3-4 破壞模式條件	33
表 3-4 鋼筋混凝土柱模型參數及數值可接受標準	34
表 3-5 RC 柱彎矩非線性鉸之參數	41
表 3-6 RC 柱剪力非線性鉸之參數	42
表 3-7 RC 梁彎矩非線性鉸之參數	42
表 3-8 RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表	43
表 3-9 RC 梁剪力非線性鉸之參數	43
表 3-10 RC 梁剪力非線性鉸參數計算表	44
表 3-11 案例 1 塑鉸參數計算結果比較	54
表 3-12 案例 2 塑鉸參數計算結果比較	60
表 3-13 案例 1 之 TEASPA 塑鉸計算表	63
表 3-14 案例 1 採用 TEASPA 之側推曲線的控制點	65
表 3-15 案例 1 TEASPA 程式與手算結果比較	65
表 3-16 案例 2 之 TEASPA 塑鉸計算表	67
表 3-17 案例 2 採用 TEASPA 之側推曲線的控制點	69
表 3-18 案例 1 TEASPA 程式與手算結果比較	69
表 4-1 建築樓層基本資訊	91
表 4-2 X 向 $\pm 5\%$ 地震力意外扭矩大係數	98
表 4-3 Y 向 $\pm 5\%$ 地震力意外扭矩大係數	99
表 4-4 地震力意外扭矩大係數整理	100
表 4-5 周期與模態參與因子（無斷面勁度折減且含地下室）	100

表 4-6 周期與模態參與因子（無斷面勁度折減且不含地下室）	101
表 4-7 X 向性能點地表加速度	105
表 4-8 Y 向性能點地表加速度	106
表 4-9 震區之水平譜加速度係數	108
表 4-10 短週期與長週期結構之工址放大係數	108
表 4-11 近新化斷層調整因子	108
表 4-12 近斷層區域中之水平譜加速度係數	108
表 4-13 所挑選之 11 筆震波資訊及幾何平均反應譜(每筆震波皆含 X 及 Y 向)	110
表 4-14 各地震歷時放大倍率	117
表 4-15 倒塌破壞準則	118
表 4-16 扭轉不規則建築案例之迴歸倒塌易損曲線之 FEMA P-58 Excel 表單 （局部或整體倒塌準則）	124
表 4-17 不同倒塌準則之易損曲線參數	125
表 5-1 建築樓層基本資訊	129
表 5-2 牆量比	137
表 5-3 樓層極限剪力強度之檢核	137
表 5-4 勁度不規則檢核	138
表 5-5 周期與模態參與因子（無斷面勁度折減且含地下室）	139
表 5-6 周期與模態參與因子（無斷面勁度折減且不含地下室）	140
表 5-7 周期與模態參與因子（有斷面勁度折減且含地下室）	140
表 5-8 周期與模態參與因子（有斷面勁度折減但不含地下室）	141
表 5-9 X 向性能點地表加速度	148
表 5-10 Y 向性能點地表加速度	150
表 5-11 X 向性能點地表加速度	153
表 5-12 Y 向性能點地表加速度	155
表 5-13 性能點地表加速度與斷面勁度折減關係	156
表 5-14 構件破壞準則和 FEMA-440 容量震譜法的性能目標地表加速度比較	160
表 5-15 X 向性能點地表加速度	165
表 5-16 Y 向性能點地表加速度	169
表 5-17 規則建物與軟弱層之性能點地表加速度比較	170
表 5-18 震區之水平譜加速度係數	170
表 5-19 短週期與長週期結構之工址放大係數	171

表 5-20 近新化斷層調整因子	171
表 5-21 近斷層區域中之水平譜加速度係數	171
表 5-22 所挑選之 11 筆震波資訊及幾何平均反應譜(每筆震波皆含 X 及 Y 向)	173
表 5-23 各地震歷時放大倍率	180
表 5-24 倒塌破壞準則	181
表 5-25 中高樓層軟弱層案例之迴歸倒塌易損曲線之 FEMA P-58 Excel 表單 (局部或整體倒塌準則)	187
表 5-26 不同倒塌準則之易損曲線參數	188

圖次

圖 2-1 建築物立面不規則	10
圖 2-2 建築物平面不規則	11
圖 2-3 ASCE41 中耐震性能等級	18
圖 3-1 塑鉸性質曲線	34
圖 3-2 雙曲率柱受力與變形機制	44
圖 3-3 雙曲率柱破壞發展過程	44
圖 3-4 軸向破壞時的變位角之修正係數 k'	45
圖 3-5 撓剪破壞側向載重位移曲線	45
圖 3-6 剪力裂縫角度與主應力關係圖	46
圖 3-7 剪力破壞側向載重位移曲線	46
圖 3-8 撓曲破壞側向載重位移曲線	47
圖 3-9 彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線	47
圖 3-10 剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線	48
圖 3-11 案例 1 分析參數及比較結果	49
圖 3-12 案例 1 不同軸力之塑鉸參數	50
圖 3-13 案例 1 側推曲線(P-M3)	51
圖 3-14 案例 1 調整後側推曲線	51
圖 3-15 案例 1M3 塑鉸參數	52
圖 3-16 案例 1 側推曲線(M3)	53
圖 3-17 案例 1 調整後側推曲線	53
圖 3-18 案例 2 分析參數及比較結果	54
圖 3-19 案例 2 不同軸力之塑鉸參數	56
圖 3-20 案例 2 側推曲線(P-M3)	57
圖 3-21 案例 2 調整後側推曲線	57
圖 3-22 案例 2 之 M3 塑鉸參數	58
圖 3-23 案例 2 側推曲線(M3)	59
圖 3-24 案例 2 調整後側推曲線	59
圖 3-25 TEASPA V3.1 進行塑鉸設定之流程	61
圖 3-26 案例 1 分析參數及比較結果	62
圖 3-27 案例 1 不同軸力之塑鉸參數	63

圖 3-28 案例 1 採用 TEASPA 之側推曲線	64
圖 3-29 案例 1 分析參數及比較結果	66
圖 3-30 案例 2 不同軸力之塑鉸參數	67
圖 3-31 側推曲線	68
圖 3-32 案例 3 分析與實驗結果比較	70
圖 3-33 案例 4 分析與實驗結果比較	71
圖 3-34 案例 5 分析與實驗結果比較	71
圖 3-35 案例 6 分析與實驗結果比較	72
圖 3-36 案例 7 分析與實驗結果比較	72
圖 3-37 案例 8 分析與實驗結果比較	73
圖 3-38 案例 9 分析與實驗結果比較	73
圖 3-39 案例 10 分析與實驗結果比較	74
圖 3-40 案例 11 分析與實驗結果比較	74
圖 3-41 案例 12 分析與實驗結果比較	75
圖 3-42 案例 13 分析與實驗結果比較	75
圖 3-43 案例 14 分析與實驗結果比較	76
圖 3-44 案例 15 分析與實驗結果比較	76
圖 3-45 案例 16 分析與實驗結果比較	77
圖 3-46 案例 17 分析與實驗結果比較	77
圖 3-47 案例 18 分析與實驗結果比較	78
圖 3-48 案例 19 分析與實驗結果比較	78
圖 3-49 案例 20 分析與實驗結果比較	79
圖 3-50 案例 21 分析與實驗結果比較	79
圖 3-51 案例 22 分析與實驗結果比較	80
圖 3-52 案例 23 分析與實驗結果比較	80
圖 3-53 案例 24 分析與實驗結果比較	81
圖 3-54 案例 25 分析與實驗結果比較	81
圖 3-55 案例 26 分析與實驗結果比較	82
圖 3-56 案例 27 分析與實驗結果比較	82
圖 3-57 案例 28 分析與實驗結果比較	83
圖 3-58 案例 29 分析與實驗結果比較	83
圖 3-59 案例 30 分析與實驗結果比較	84
圖 3-60 案例 31 分析與實驗結果比較	84

圖 3- 61 案例 32 分析與實驗結果比較	85
圖 3- 62 案例 33 分析與實驗結果比較	85
圖 3- 63 案例 34 分析與實驗結果比較	86
圖 3- 64 案例 35 分析與實驗結果比較	86
圖 3- 65 案例 36 分析與實驗結果比較	87
圖 4- 1 分析流程圖	90
圖 4- 2 分析流程示意圖	90
圖 4- 3 扭轉不規則建築案例之地下層結構平面圖	92
圖 4- 4 扭轉不規則建築案例之二層以上標準層結構平面圖	92
圖 4- 5 扭轉不規則建築案例之剖面圖	93
圖 4- 6 數值模型外觀	95
圖 4- 7 數值模型線構架圖	96
圖 4- 8 模型格線圖	97
圖 4- 9 地震力意外扭矩放大係數觀測點位之選擇	97
圖 4- 10 ETABS 2016-塑鉸變化圖	102
圖 4- 11 塑鉸位置圖	102
圖 4- 12 側推分析觀測點位之選擇	103
圖 4- 13 X 向側推分析結果	104
圖 4- 14 X 向側推曲線及性能曲線	105
圖 4- 15 Y 向側推分析結果	106
圖 4- 16 X 向側推曲線及性能曲線	106
圖 4- 17 性能點地表加速度與點位選擇關係	107
圖 4- 18 所挑選 11 筆震波反應譜與目標反應譜(MCE)之比較	110
圖 4- 19 各筆震波幾何平均反應譜與目標反應譜(MCE)之比較	112
圖 4- 20 地震歷時之水平雙向地表加速度歷時	116
圖 4- 21 梁柱構件達 CP 狀態之塑鉸分佈圖	118
圖 4- 22 豎向構材破壞狀態	122
圖 4- 23 11 筆地震歷時之增量動料分析曲線	126
圖 4- 24 11 案例筆地震歷時倒塌易損曲線	126

圖 5-1 分析流程圖	128
圖 5-2 分析流程示意圖	128
圖 5-3 中高樓層軟弱層案例之地下層結構平面圖	130
圖 5-4 中高樓層軟弱層案例之二層以上標準層結構平面圖	130
圖 5-5 中高樓層軟弱層案例之剖面圖	131
圖 5-6 線構架之數值模型線構架圖	133
圖 5-7 線構架模型格線圖	134
圖 5-8 軟弱層建物之數值模型構架圖	135
圖 5-9 軟弱層建物之平面佈置圖	136
圖 5-10 ETABS 2016-塑鉸變化圖	142
圖 5-11 塑鉸位置圖	143
圖 5-12 牆的塑性鉸參數格式	143
圖 5-13 斷面性質模組	144
圖 5-14 側推分析觀測點位之選擇	145
圖 5-15 X 向側推分析結果(構件破壞準則).....	146
圖 5-16 X 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則).....	147
圖 5-17 Y 向側推分析結果(構件破壞準則).....	149
圖 5-18 Y 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則).....	150
圖 5-19 X 向側推分析結果(構件破壞準則).....	151
圖 5-20 X 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則).....	152
圖 5-21 Y 向側推分析結果(構件破壞準則).....	154
圖 5-22 Y 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則).....	155
圖 5-23 結構 X 向容量震譜與性能點	157
圖 5-24 結構 Y 向容量震譜與性能點	159
圖 5-25 X 向側推分析結果(構件破壞準則).....	162
圖 5-26 X 向豎向構材 M3 破壞狀態	164
圖 5-27 X 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則).....	165
圖 5-28 Y 向側推分析結果(構件破壞準則).....	167
圖 5-29 Y 向豎向構材 M2 破壞狀態	168
圖 5-30 Y 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則).....	169
圖 5-31 所挑選 11 筆震波反應譜與目標反應譜(MCE)之比較	173
圖 5-32 各筆震波幾何平均反應譜與目標反應譜(MCE)之比較	175
圖 5-33 地震歷時之水平雙向地表加速度歷時	179

圖 5-34 豎向構材破壞狀態	185
圖 5-35 11 筆地震歷時之增量動力分析曲線 (IDA Curve)	189
圖 5-36 11 筆地震歷時倒塌易損曲線	189

摘要

關鍵詞：中高樓層、耐震性能評估、非線性動力歷時分析、塑性鉸

Middle to highrise building, Seismic performance assessment, Nonlinear dynamic timehistory analysis method, plastic hinge

一、研究緣起

都會區由於地狹人稠之故，建築物大多屬於中高樓結構，這些結構若於地震中倒塌或受損所造成的地震災害將不容小覷。因此對於老舊或因設計施工不良具潛在危險性之中高樓建物，吾人實有必要建立一套合理的耐震評估方法，以作為工程實務上篩檢與補強之依據。然而，現行建物評估法大多屬於定量式（deterministic）的非線性靜力側推分析法，此法對於低矮樓房或有其準確性，但卻不易預估中高樓結構高頻振態之反應，亦未能計及震波與設計及施工中所涵有的諸多不確定因子，因此評估結果有可能不夠保守。

二、研究方法及過程

本研究旨在研議一實用之機率式建物倒塌耐震評估方法與流程，該方法係簡化自美國 FEMA P-58 之非線性增量式動力分析法、倒塌易損分析法，並計及結構在強震下的非線性動態特性及地震力的不確定性等項因子。惟因 FEMA P-58 對於建物倒塌的判定準則與倒塌性能指標的選擇並無明確的建議。因此，本文乃參採 PEER-TBI 與 ASCE 41-13 技術報告針對 RC 構造建議二項倒塌判定準則，分別稱為「整體結構」與「局部構件」倒塌判定準則。而在倒塌性能指標的訂定方面則參採 ASCE 7-10 及 FEMA P695 建議之倒塌機率容許值，亦即：「最大考量地震力之倒塌機率」小於 10%，作為判定建物是否有倒塌疑慮之標準。其中，前者之最大考量地震力可採用我國設計規範之值，十分方便實務之應用最後，本

研究以 2 個中高樓建物案例，說明本文所建議倒塌性能評估法之執程序，並和靜力側推分析比較，相關研究成果再彙整提供耐震設計規範修訂之參考。

重要發現

本計畫收集 34 組柱實驗資料，其中 12 組來自 Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) 實驗資料庫、9 組來自日本實驗室資料庫、13 組來自國家地震中心實驗資料庫。有關梁、柱構件塑性鉸設定，經由實驗與分析驗證顯示，ASCE 41-13 所建議之塑性鉸，針對最大強度的預測與單曲率柱實驗值接近，但高估雙曲率柱的強度。極限變形部分，低軸力下約可預測至 4% 層間位移角，但隨軸力增加則降低至 2% 層間位移角，屬於較保守的預測。相反的，TEASPA V3.1 所定義之塑鉸參數，可有效掌握各種破壞模式，對於初始勁度、最大強度及極限變形，也有較合理的預測結果。

進行非線性動力歷時分析時，如採用商用軟體（如：ETABS 程式），塑鉸之設定必須由原有側推分析的 P-M2、P-M3 轉換為 M2、M3 塑鉸，使能啟動遲滯迴圈規則，例如 Takeda 模式，來描述塑鉸的加載與卸載行為。值得注意的是，受限於程式功能，動力分析中無法呈現軸力變化對塑鉸參數變化的影響。因此，M2 及 M3 塑鉸參數至少須考慮構材的初始軸力（即靜載重及 1/2 活載重），分析結果才屬合理。

本研究提出的非線性動力歷時分析流程，包括(1)建立倒塌結構數值模型、(2)、挑選數組合適的力時震波、(3)選定倒塌判定準則、(4)執行增量動力分析、(5)建立倒塌易損曲線、(6)計算倒塌機率性能指標、及(7)判定倒塌機率是否滿足容許值等步驟。本流程中每一步驟都可視學理發展、程式改版與實務需求作精進，使分析結果更能忠實反映結構受震倒塌機率。

非線性動力分析所需耗時較長，但對於平面或立面不規則性結構仍有必要。案例分析顯示，具扭轉不規則建築結構或軟弱底層建築結構，以機率式倒塌易損曲線方式判定，其地表加速度值較側推分析評估結果低。尤其扭轉不規則建築結構受觀測點之點位選擇影響，結果變異性大。

三、主要建議事項

建議一

研究成果可提供建築物耐震設計規範與解說第八章修訂之參採：立即可行建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：無

本研究已針對建築物耐震設計規範及解說第八章既有建築物之耐震能力評估與耐震補強之「耐震能力評估及補強之基準」、「耐震補強之設計及施工」及「排除軟弱層破壞之補強」等節之條文或解說，業提出修正建議（如附件十一），故本案研究成果提供內政部營建署為建築物耐震設計規範與解說修正之參採。

建議二

本研究所建議鋼筋混凝土梁柱塑鉸設定之模型，可供以非線性動力分析法進行建築耐震詳評參採：立即可行建議

主辦機關：中華民國全國建築師公會、中華民國土木技師公會全國聯合會、

中華民國結構工程技師公會全國聯合會、國家地震工程研究中心

協辦機關：無

本研究所提鋼筋混凝土梁柱塑鉸之設定，業以國內外程式驗證，其塑鉸模型以及相關柱構材實驗資料庫與詳評法模型驗證等成果，可提供業界以非線性動力法，進行中高樓層軟弱層及扭轉不規則建築耐震詳評之參採。

ABSTRACT

Keywords: Middle to highrise building, Seismic performance assessment, Nonlinear dynamic timehistory analysis method, plastic hinge

Middle to highrise buildings, which are usually heavily populated, are very common structures in urban areas. The casualty and social impact caused by the collapse of mid-rise buildings in an earthquake can not be overestimated. Therefore, developing suitable assessment methods to identify the buildings with high collapse risk becomes a critical issue. Even though traditional seismic assessment methods, which usually employ nonlinear static pushover analysis, have been successfully applied to regular low-rise buildings, these methods are unable to reflect higher-mode effect on the responses of mid-rise buildings. Furthermore, a traditional approach usually leads to a deterministic result that could not account for the uncertainty in seismic motions and structural responses of a mid-rise building, which is usually more complicated and involves more structural uncertainties than a low-rise building. To this end, this paper presents a procedure and methodology to assess the collapse risk of a mid-rise building. This methodology is developed based on the collapse fragility analysis proposed by FEMA P-58, the collapse criteria proposed by PEER-TBI and ASCE 41-13, and acceptance criteria suggested by ASCE 41-13 and FEMA 356. To establish the fragility curves, this approach employs nonlinear time history analysis together with the method of incremental dynamic analysis (IDA) to estimate structural response parameters. Finally, for demonstration, the proposed assessment method is applied to assess the collapse risk of two mid-rise buildings. Final outcomes are summarized to provide the suggestions to the revision of the design code in the future.

第一章 緒論

第一節 研究緣起

近年來，中高樓層住商混合大樓為地震災害中最為嚴重的一群建築物。以 0206 美濃地震為例，「維冠金龍大樓」之倒塌，如圖 1-1 所示，造成 115 人罹難。檢討其原因，乃肇因於單跨大樓之贅餘度低。其次，住商混合大樓之低樓層作商業用，牆量少形成軟弱底層。再者，樓梯間及電梯間配置於大樓之後側，形成前側弱、後側強，產生扭轉效應。另以 0206 花蓮地震，「雲門翠堤大樓」及「統帥飯店」為例，建築物倒塌之原因，係因 1999 年以前的老舊建築物依據舊耐震設計規範，且私有供公眾使用的建築包括住商混合大樓、飯店、集合住宅等，底層開放空間，上層居住用途，具軟弱底層的缺陷。

中高樓層建築物之高度，約 20 至 50 公尺。根據現行民國 100 年內政部頒「建築物耐震設計規範與解說」，有關建築物高度與分析方法之要求，當（1）高度等於或超過 50 公尺或 15 層以上之建築物；（2）建築物超過 20 公尺或 5 層以上，且其勁度、重量配置或立面幾何形狀具有立面不規則性，或具有平面扭轉不規則性者；（3）建築物超過 5 層或 20 公尺，非全高度具有同一種結構系統者，符合前述三種條件之建築物應進行動力分析。

既有老舊 20 至 50 公尺之中高樓層建築物，常因其商業用途及使用機能所需，其結構特性可能產生力傳遞路徑不良、贅餘度不足、底層軟弱、結構不規則效應過大及非韌性配筋等問題，以致易產生震損甚至倒塌造成大量人命傷亡。因此，依據規範要求，應進行動力分析。一般而言，建築物耐震能力評估方法中，側推分析僅適用於規則性建築，不規則建築應以動力分析為主，其中又以非線性動力歷時分析法最為精確。

針對新建中高樓層建築物，參考「台北市建造執照申請有關特殊結構委託審查原則」，建築物高度未超過 50 公尺而有下列各款情形之一並經業主認為有必要者，亦應將其結構設計委託審查：(1)鋼筋混凝土構造且設計跨距在 15 公尺以上者；(2)地下層開挖之總深度（含基礎）在 12 公尺以上，或地下層開挖超過 3 層之建築物；(3)建築基地位於地質敏感地區者，地下層開挖之總深度（含基礎）在 7 公尺以上，或地下層開挖超過一層之建築物；(4)地形特殊、結構體相連之同一幢建築物，其規劃建築基地地面在 3 個以上者；(5)其他情況特殊並有安全顧慮者。因此，實務上仍有必要進行非線性動力歷時分析。

有鑑於此，本研究支援內政部「都市危險及老舊建築物加速重建條例」及「住宅性能評估實施辦法」之推動，賡續推動建築耐震之相關研發與推廣工作，可適用於新建及既有建築物。配合行政院「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強」政策，針對快篩後疑似具有高危險疑慮建築物，高度在 20 至 50 公尺者，採用非線性動力分析法，進行軟弱層及扭轉不規則建築之詳細耐震能力評估之研究，以協助所有權人辦理詳細耐震評估，有系統地篩選出具有共同弱點之大樓，或輔導、或強制該類大樓進入結構耐震評估與補強之程序，有效地排除類似災難。



圖 1-1 中高樓層建築物倒塌案例

【資料來源：本研究製作】

第二節 研究方法

本研究擬採用前述 FEMA P-58 之機率風險分析架構，並藉由其中有關倒塌分析之流程作為建立中高樓結構倒塌耐震性能評估法之依據。本研究所發展之倒塌評估方與流程將結合 FEMA P-58 中機率式倒塌易損分析法及增量式非線性動力分析法，以建立建物之倒塌易損曲線，再與地震危害度結合即可計算建物之倒塌機率風險，因此可考慮到中高樓建物在強震時之非線性動態反應與地震力的不確定性等項因子。

國內業界已廣泛採納側推分析方法作為建築耐震能力詳細評估之依據，側推分析雖具有方便與簡易的優點，但因側推力僅建議採用倒三角形或第一振態分布，對於扭轉或高模態主控之建築結構，其分析結果易造成較大誤差。達成此研究目標可能遭遇之困難，在於非線性歷時分析方法進行近斷層地震分析時容易發散，不易進行單純之有限元素數值模擬。故本研究擬採用簡化之材料與數值模型，進行建築物受近斷層地震影響之非線性歷時分析，訂定近斷層地震對建築結構耐震性能的影響與防治對策，提供業界針對近斷層建築物耐震設計之參考。

第二章 資料蒐集與文獻分析

第一節 建築物耐震設計規範與解說

一、規則性與不規則性結構

任一結構可依其配置，區分為下列規則性結構及不規則性結構兩類。

1. 規則性結構

規則性結構在平面及立面上，或抵抗側力的結構系統上，沒有不規則性結構所具有的顯著不連續性。

2. 不規則性結構

- (1) 不規則性結構在平面與立面上，或抵抗側力的結構系統上，有顯著的不連續性。一般之不規則性如表 2-1 與表 2-2 所示。
- (2) 結構具有表 2-1 所列一種或多種不規則性時，應視為具有立面上不規則性者。
- (3) 結構具有表 2-2 所列一種或多種不規則性時，應視為具有平面上不規則性者。
- (4) 不規則性結構物之結構設計與分析必須依據表 2-1 與表 2-2 所列參考章節之各項規定辦理。

在許多大地震中發現結構配置不良的不規則性結構，是致使結構發生破壞的主因。不規則性結構主要是立面、平面不規則或地震力傳遞路徑不規則。

若結構具立面不規則性，其於地震下各層樓之動態反應及引致之樓層側向力會與由靜力分析所得者有明確之差異，所以結構具立面不規則性須進行動力分析才能得到正確之反應值，以下說明幾種常見之立面不規則性結構(圖 2-1)。

抗彎矩構架若其某一樓層之高度較相鄰樓層高出許多，則該層之勁度會因高度之增加而減小，若結構規劃設計時，無法或不去增強該層勁度到與相鄰之樓層相當時，則建

築物視為立面不規則性結構。若建築物某樓層之重量與其相鄰之樓層有明顯之差異時，則建築物亦視為立面不規則性結構，此可能發生於某一樓層具有較大之重量之情形時，如設置游泳池或空中花園等。另一種形式之立面不規則，為由於建物立面幾何形狀不對稱所造成的，有些建築物可能其立面幾何形狀對垂直軸是對稱的，但由於其於某些樓層有過大之水平退縮或延展，造成抗側力之垂直構材於垂直方向具不連續性，此類建築物亦視為立面不規則性結構。

圖 2-1 中有描述此類建築物是否視為不規則性結構之判定方式。弱層不規則性係指該層之側向強度與該層設計層剪力之比值明顯低於其上一層者，此弱層之存在將使結構物於地震之作用下，只於此層產生降伏而其他層樓依然保持彈性，此一情形將改變結構物之振動特性及變形形狀，並於此弱層產生極大之變形，甚至造成結構物不穩定而倒塌，於 921 集集大地震中，即有許多因弱層效應而造成建築物倒塌的案例。

針對平面不規則性而言(圖 2-2)，一棟建築物或許具有對稱且不含凹角與側翼之平面幾何形狀，但仍可能因其質量分布或豎向側力抵抗構材之不對稱性，而被歸類為平面不規則結構。除此之外，即使在靜態質心與剛心重合的情況，建築物也可能在地震時產生扭轉效應。舉例而言，不對稱的裂縫及降伏均會導致建物產生扭轉效應。當然，靜態質心與剛心的偏心將更放大此扭轉效應。因此，當靜態質心與剛心的偏心量超過建築物與地震力垂直方向尺度百分之十者，將視為平面不規則結構。同時，即使藉由適當配置豎向側力抵抗構材之位置，使滿足上述剛心偏移量的限制，仍會因其分布之不對稱，而使得扭力非均等地分配於各豎向側力抵抗構材，引致扭轉不規則性。規則性建築的平面幾何形狀可為方形、矩形或圓形。一棟方形或矩形的建築物若僅具有輕微的凹角時仍可視為規則性結構，但若凹角之尺寸過大而呈現十字型外觀時，則必須視為平面不規則結構。因為此類具凹角建築物的側翼地震反應與完整建物的地震反應大不相同，且會引致更大的作用力。H 型的建築物雖具有對稱的幾何外觀，但因其側翼反應仍被視為平面不規則結構。若同一層樓版之勁度不連續，將改變各個豎向構材的側力分布，而引致扭轉效應，因此歸類為平面不規則結構。同時，側向力之傳遞路徑具不連續性，如豎向構材

之面外錯位，將迫使水平構材難以適切提供抵抗垂直力與側向力的能力，因而歸屬於平面不規則結構。此外，豎向側力抵抗構材不平行或對稱於側力抵抗系統之兩正交主軸者，須考慮雙向地震力，亦屬於平面不規則結構。

一般規則性建築物在地震中的彈性反應較易掌握，因此構材進入非彈性的時機較勻稱，不會集中在局部構材，但不規則性結構的反應則較難了解。本規範點出幾種重要的不規則性，並給予定量化，且對某些不規則性給予限制標準。此外，在結構設計及分析上對付此等不規則性之手段，必須依據表 2-1 與表 2-2 所列參考章節之相關規定辦理。譬如有些不規則性藉動力分析就可反映出來，而像地震力傳遞不規則處，則須加強鄰近柱、梁、斜撐等構材的承載能力。

表 2-1 立面不規則性結構

不規則種類與定義	參考章節
1a.勁度不規則性—軟層 軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 70%或其上三層平均勁度之 80%。	3.1
1b.勁度不規則性—極軟層 極軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 60%或其上三層平均勁度之 70%。	不容許
2.質量不規則性 任一層之質量，若超過其相鄰層質量的 150%者，稱此建築物具質量不規則性。屋頂下一層之質量大於屋頂層質量 150%者，不視為不規則。	3.1
3.立面幾何不規則性 任一層抵抗側力結構系統之水平尺度若大於其相鄰層者之 130%以上，視此建築物具立面幾何不規則性，但閣樓面積甚小時，可不必考慮。	3.1
4.抵抗側力的豎向構材立面內不連續 抵抗側力的豎向構材立面內錯位距離超過該構材長度者。	6.2.12
5.強度不連續性—弱層 弱層為該層強度與該層設計層剪力的比值低於其上層比值 80%者。 樓層強度係指所考慮方向上所有抵抗地震層剪力構材強度之和。	1.8 2.17

【資料來源：參考文獻 [27]】

表 2-2 平面不規則性結構

不規則種類與定義	參考章節
1. 扭轉不規則性—橫隔版非柔性時需予考慮 在包含意外扭矩的地震力作用下，沿地震力方向最大側邊層變位大於兩側邊平均層變位的 1.2 倍以上時，應視為具扭轉不規則性。	2.14、3.1 3.7、6.1 6.2.9
2. 具凹角性 結構及其側力抵抗系統的平面幾何形狀具有凹角者，超過凹角部分之結構尺寸大於沿該方向結構總長之 15% 以上者謂之。	6.2.9
3. 橫隔版不連續性 橫隔版具有急遽不連續性或勁度不連續性，包含切角或開孔，其面積超過全部面積 50% 以上者，或兩層間有效橫隔版勁度之變化超過 50% 者。	6.2.9
4. 面外之錯位性 側向力傳遞之路徑具不連續性，如豎向構材有面外錯位者。	6.2.9 6.2.12
5. 非平行結構系統 豎向側力抵抗構材不平行或對稱於側力抵抗系統之兩正交主軸者。	6.1

【資料來源：參考文獻 [27]】

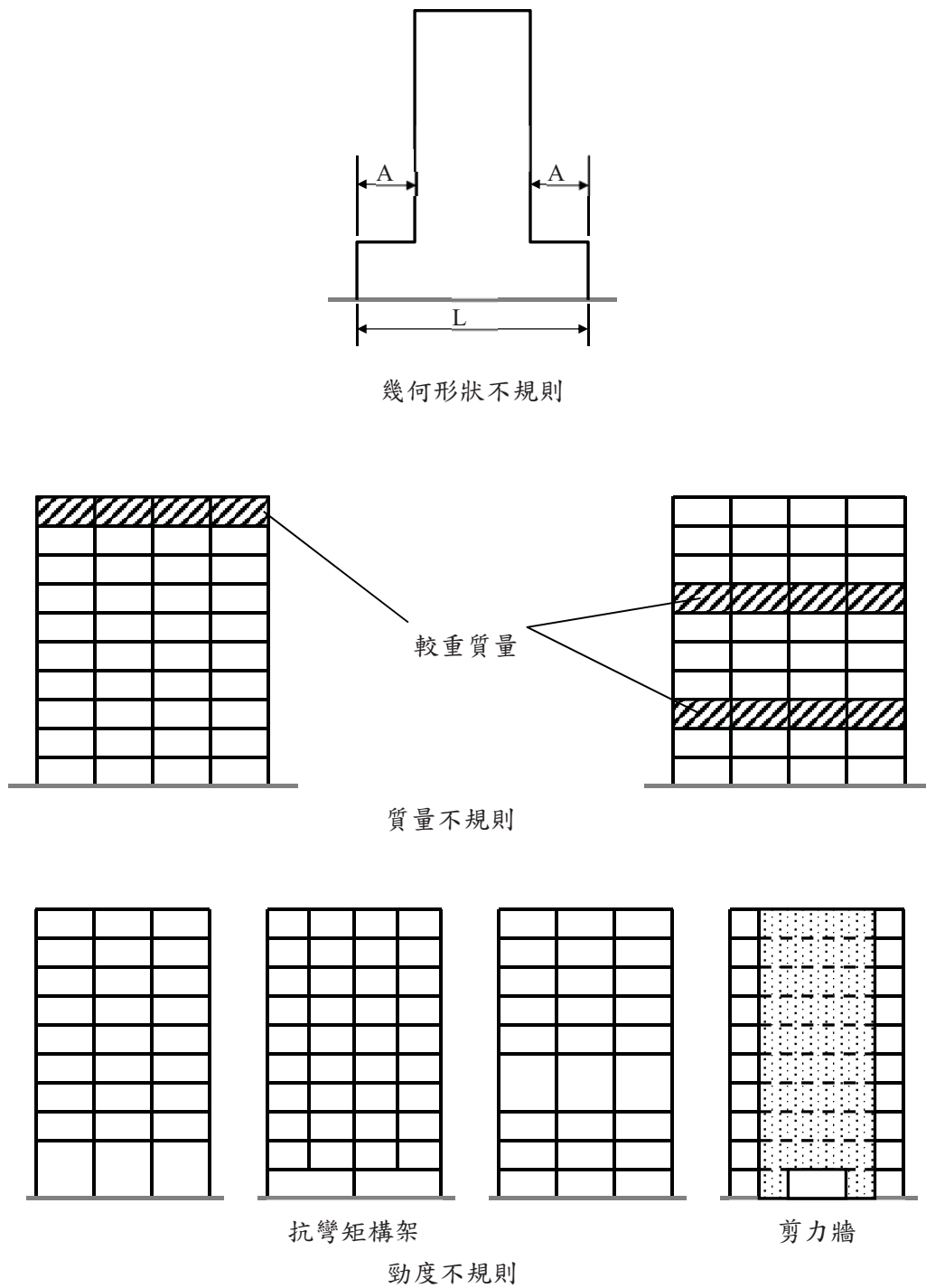
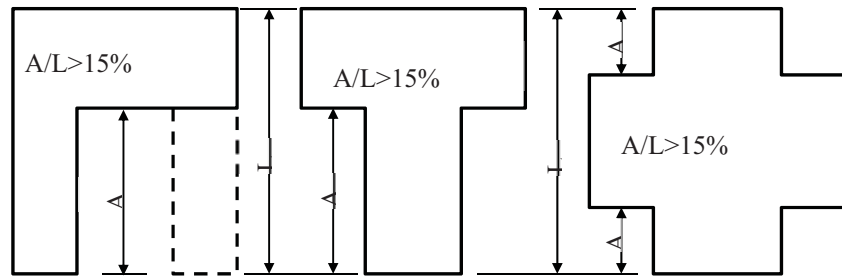
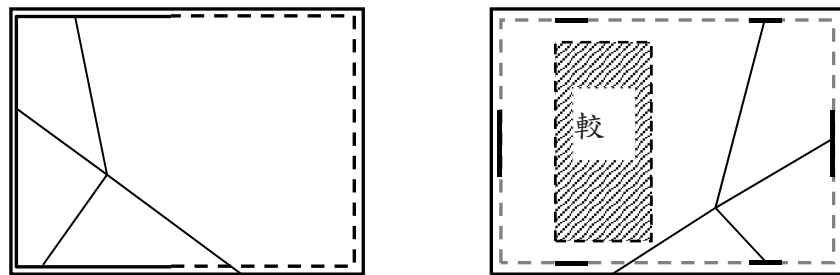


圖 2-1 建築物立面不規則

【資料來源：參考文獻 [27]】

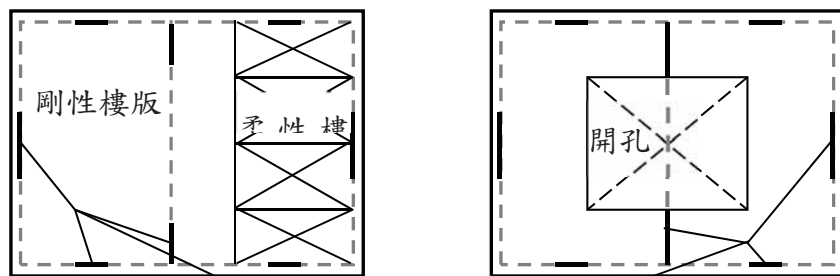


幾何形狀不規則



抗側力系統之垂直構材

質心與剛心之偏心



抗側力系統之垂直構材

樓版勁度之不連續

圖 2-2 建築物平面不規則

【資料來源：參考文獻 [27]】

二、動力分析方法

一般而言，建築物不規則者，須進行動力分析，動力分析方法可為反應譜分析法或歷時分析法。凡有下述任一情況之建築物，需以動力分析方法設計之：

- 高度等於或超過 50 公尺或十五層以上之建築物。
- 結構物超過 20 公尺或五層以上，且勁度、重量配置或立面幾何形狀具有表 2-1 第 1 至第 3 種立面不規則性，或具有表 2-2 平面扭轉不規則性者。
- 建築物超過五層或 20 公尺，非全高度具有同一種結構系統者。

1. 結構動力分析模式

動力分析時，建築結構之模擬應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分佈、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制之模擬能夠準確。動力分析時，建築物結構模擬之原則與靜力分析模擬原則相似。因此規範 2.13 節與解說的規定與內容照樣適用於動力分析。動力分析時尚須注意各樓版扭轉慣性矩的計算是否正確，此外，若考慮基礎土壤互制等值彈簧之阻尼時，也要做正確之計算。

2. 輸入地震要求

至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，計算其 5% 阻尼之反應譜。同時，調整地震紀錄使得位於 $0.2T$ 至 $1.5T$ 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之 90%及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值，其中 T 為建物基本模態之振動週期。

強地動紀錄之選取，盡量採用能確切反映工址設計地震(或最大考慮地震)之地震規模、斷層距離與震源效應的實測地震紀錄來進行模擬與調整得到與設計反應譜相符之紀錄；地震紀錄模擬之方法，應為具有可信理論之方法耐震設計規範單位所提供之方法。

3. 非線性歷時分析

進行非線性歷時分析，結構之模擬除須按 3.4 節之規定進行，構材之非線性分析模型須要能確切反應構材真實之非線性行為；非線性歷時分析所得之反應值不得再以調整係數 $I/(1.4\alpha_y F_u)$ 予以折減。

進行非線性歷時分析時，其輸入地震紀錄之振幅須要先乘以用途係數來調整後再進行分析；結構構材之非線性分析模型，在降伏強度、破壞機制及遲滯行為各方面皆須要能反應出構材真實之非線性行為；非線性歷時分析之結果除須檢核整體結構之韌性需求是否小於規定之容許韌性容量外，還須要考量各樓層與構材之韌性需求是否妥當。

三、既有建築物之耐震能力評估與耐震補強

1. 通則

既有建築物須辦理耐震能力評估者，經評估後認為有必要提昇其耐震能力時，應運用耐震補強技術，採取適當改善措施，以提昇建築物之安全性。耐震能力評估與耐震補強應依本章辦理。

本章所訂之耐震能力評估方法為檢視既有建築物之耐震能力，與新建、增建、改建、修建之相關規定並不相同，因此不得單獨作為上述建造建築物時符合耐震設計之依據。

耐震評估及補強設計應進行審查，以確保其成果，審查規定由主管建築機關另訂之。

解說：

1995年1月日本阪神地震中，建築物損害頗為嚴重，震害範圍包括了中高層建築在內，經推測日本全國有9400萬棟耐震能力不符需求者。隨著建築技術的進步與社會經濟的變遷，建築法規時有修正，依舊法規設計之的建築物常有不符新法規之情形。為減除地震災害，日本在1995年10月公布了「建築物耐震改修促進法」[64]，以利推動建築物之耐震評估與補強，並因應實際現況，歷經多次修改（1996、1997、1999、2005、2006、2011、2013年），如今已有了相當良好的成效。

美國在既有建築物的耐震評估上，應用技術協會（Applied Technology Council）早

期出版之ATC-28 (1991) 及ATC-40[5] (1996)，提供建築物耐震性能評估指針。爾後聯邦緊急事務管理署 (FEMA) 出版之FEMA-273 (1997)、FEMA-356[8] (2000) 以及美國土木工程師學會 (American Society of Civil Engineers) 出版之ASCE 41-06[2] (2006) 及ASCE 41-13[3] (2013) 一系列針對建築物耐震評估與補強技術指針，為建築物耐震補強制定一套在技術上合理且適用於國家的指南，提供設計專業人員、教育工作者、示範法規、標準制定組織以及各州及地方建築監管人員使用。其中建物非線性靜力分析程序主要以容量震譜法與位移係數法為主，並提供非線性動力分析程序的使用時機與原則，以及各種構造系統的補強設計相關規定，至今仍持續發展中。

我國建築技術規則在民國63年修正後，才有較詳細的耐震設計規定，其後經民國71年、78年、86年、88年、94年及100年多次修訂，因此將有不少的既有建築物之耐震能力不符最新規範之耐震需求。綜觀近年來發生之災害地震，發生破壞之案例多屬此類耐震性較差之建築，因此針對數量龐大之且未經耐震評估之老舊建築，將其篩選出並及時補強，為現今刻不容緩之重要課題。

行政院於民國 89 年6 月16 日核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，並於97 年及103 年修正部分內容，以公有建築物先行實施，進而推動私有建築物之方式，期能達成全面提升國內建築物耐震安全性，實施至今已逐步提升公有建築物之耐震能力。此外，105 年2 月6 日高雄美濃地震之後，行政院於105 年4 月核定「安家固園計畫」，推動辦理私有住宅及私有供公眾使用建築物之耐震評估及補強相關工作。106 年修訂「建築物實施耐震能力評估及補強方案」部分規定，納入公有零售市場類建築物，以強化公有建築物耐震能力評估及補強之推動。107 年2 月6 日花蓮地震後，鑒於私有之既有建築物耐震評估與補強工作短期之內推動不易，爰於本章訂定排除軟弱層破壞之補強規定。

耐震能力評估方法為檢視既有建築物之耐震能力是否達到一定標準之評估程序，與新建、增建、改建、修建等列於建築法第九條之建造規定並不相同，因此不得以建築物通過耐震評估而以此作為新建、增建、改建、修建之建築物符合耐震設計之依據。

對於耐震能力評估及補強設計，為確保評估程序及補強設計之合理性及適用性，應進行

審查確認，審查規定由主管建築機關另訂之。

2. 耐震能力評估方法

建築物進行耐震能力評估前，應對結構部分(如梁、柱、牆與斜撐系統等)作實地調查。並應充分了解建築物之現況、震害經驗與修復補強情形等影響耐震能力之各項因素。耐震能力評估的方法應採用合乎公認之學理可方式。耐震能力評估程序分為初步評估與詳細評估，初步評估之結果一般而言偏向保守，故經由初步評估判定為無疑慮者，得不必進行詳細評估。進行結構耐震能力評估與補強設計時，應考慮非結構牆之效應，於分析模型中納入考量。

解說：

為數龐大的老舊建築物若逐一進行詳細耐震能力評估，將需要相當的經費與時間，因此可先進行較快速之初步耐震評估予以初步篩選，初步耐震評估之結果一般而言偏向保守，故經由初步評估判定為無疑慮者，得不必進行詳細評估。評估者應視標的建築物之結構特性及建築材質如木構造、磚構造、鋼構造、鋼筋混凝土構造、鋼骨鋼筋混凝土構造等，採用合乎公認之學理認可的初步評估方式。

建築物經初步評估後判定為有疑慮或確有疑慮者，除拆除重建外，應進行詳細評估或耐震補強設計。詳細評估需調查建築物目前現況及損害情形，並且考量是否符合目前法規規定之地震抵抗能力及地震來時是否有立即倒塌之危險，以作為建築物如何補強之依據。主要分析內容包含現況耐震能力評估、評估結果綜合判斷及建築物繼續使用其應注意事項。

國內外已發展數種建築物耐震能力詳細評估法，利用建築物載重狀況、結構材料強度、斷面配筋、構件非線性行為模擬等，搭配結構的損傷控制或性能目標來獲得建築物之耐震能力[3][28][65]。

在此須注意以靜力側推分析為基礎所發展之評估方式，在運用非線性靜力側推分析求得容量曲線之限制，因其較難準確地估計在動態反應中結構勁度軟化的效應，以及模擬多自由度系統高模態的行為，因此在中高樓層建築因其高模態反應占比較高，僅以非

線性靜力側推分析會產生較大誤差。若目標建築物屬本規範3.1節所規定，並且其地面以上樓層之第一模態有效震態質量比小於60%者，則應以非線性動力歷時分析或其它經認可之方法，作為結構詳細評估方式，時間歷時挑選應參照3.6節規定，非線性鉸之設定應能確實反映補強前及補強後構件之動態特性。

進行結構耐震能力評估與補強設計時，應考慮非結構牆之效應，非結構牆係指結構性剪力牆之外的完整磚牆、完整 RC 牆或窗台所引致之短柱、短梁效應，但具開口之非結構牆部分，應由評估者考量。

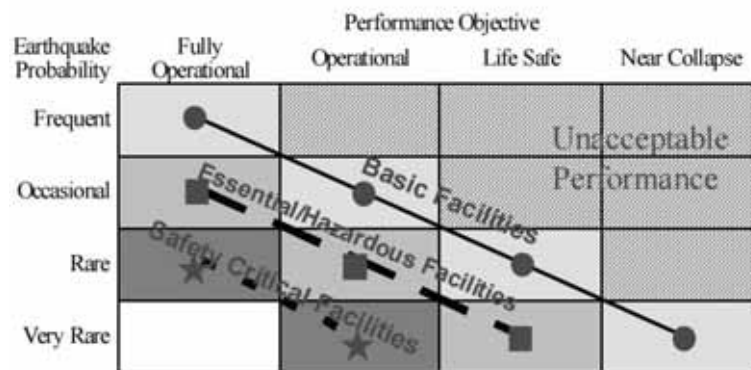
第二節 以性能為導向的耐震設計及評估方法

近代建物耐震性能評估的目的主要為量化震後建物受損或倒塌所可能造成的災損，包括人員傷亡與修復金額等。而建物耐震性能評估之技術可用於新建建物與補強後之建物。然而，傳統耐震設計方法僅能確保滿足人員生命安全之要求，無法量化所設計結構之耐震性能。故為能確保結構耐震設計或補強後之反應與損傷能滿足業主預期之需求，以性能為導向的耐震設計及評估方法(Performance Based Earthquake Engineering, PBEE)便在此背景下應運而生。

第一代的耐震性能準則主要出現於文獻 SEAOC2000 (1995) [17]與 FEMA 273/274 (1997) [7]。其中，SEAOC2000 最早出現於 1995 年，其建立了一套耐震性能設計法的主要架構，基於耐震性能設計概念針對結構損傷情況提出四個性能等級：完全可運行 (Fully Operational)、可運行 (Operational)、生命安全 (Life Safe) 及接近倒塌 (Near Collapse) 等，如表 2-3 所示。另對建物可能遭遇之地震危害程度亦定義了四種地震危害等級：頻繁 (Frequent)、偶遇 (Occasional)、罕見 (Rare) 及極罕見 (Very Rare) 等，如表 2-4 所示。另一方面，FEMA 273/274 則於 1997 年提出，採用靜力側推分析法進行既有建物之耐震補強評估，依結構損傷輕微至嚴重分為四種性能等級：正常運作 (Operational)、立即使用 (Immediate Occupancy)、生命安全 (Life Safe) 及避免倒塌 (Collapse Prevention) 等。同時，亦定義了兩個地震危害等級為基本安全地震一級 (Basic

Earthquake 1, BSE-1)，及基本安全地震二級（Basic Earthquake 2, BSE-2），分別對應於 50 年內超越機率 10%與 50 年內超越機率 2%之地震危害度。上述第一代耐震性能評估有別於以往的評估方式，確立了耐震性能評估初步的架構及方法，為現代耐震性能設計之重要的里程碑。

表 2- 3 SEAOC Vision 2000 耐震性能等級及地震危害度分級關係圖



【資料來源：參考文獻 [17]】

表 2- 4 SEAOC Vision 2000 地震危害度分級

Earthquake Classification	Recurrence Interval	Probability of Occurrence
Frequent	43 years	50% in 30 years
Occasional	72 years	50% in 50 years
Rare	475 years	10% in 50 years
Very Rare	970 years	10% in 100 years

【資料來源：參考文獻 [17]】

第二代耐震性能評估之相關準則則有 FEMA 356 [8]與 ASCE 41-06 [2]。其中，FEMA 356 於 2000 年頒布，其前身其為 FEMA 273。FEMA 356 針對前一代耐震性能評估中的數值分析方法及容許準則部分加以修訂。ASCE 41-06 則於 2006 年提出，並於 2013 年更新為 ASCE 41-13 [3]。ASCE 41-06 是以 FEMA 356 為基礎，並參照多篇報告，如 ASCE 7-10 [4]等彙整而成，同樣將結構性能等級分為四個正常運作（Operational）、立即使用（Immediate Occupancy）、生命安全（Life Safe）及避免倒塌（Collapse Prevention），如

圖 2-3 所示，同時參照現地勘災資料與試驗結果訂定構件耐震容許準則。

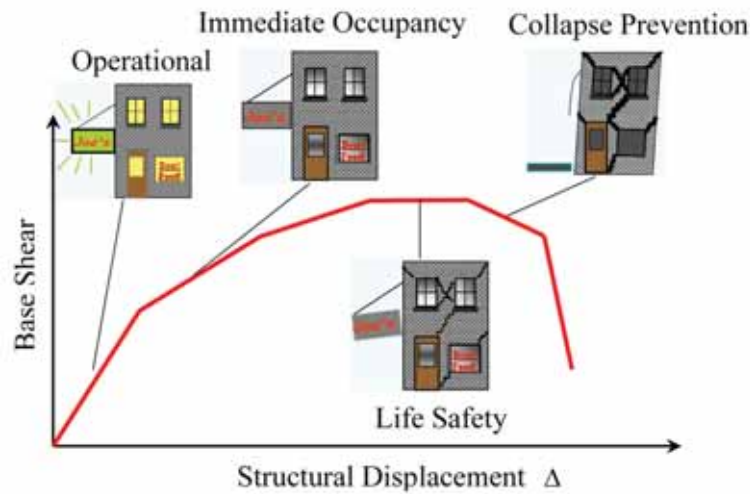


圖 2-3 ASCE41 中耐震性能等級

【資料來源：參考文獻 [2]】

然而前述第一代或第二代之耐震評估法皆未考慮結構分析時之諸多不確定性及隨機性，例如地震力特性、構材性質、施工細節、結構反應等，另外以定性之結構反應參數來描述性能等級，使得不諳工程的業主難以進行決策，且上述耐震性能評估規範（ATC-40 [5]，ASCE41-13 [3]）均是針對既有建物之修復，對於中高樓建物之應用缺乏有力依據。

為解決這些工程困境，新一代的耐震性能評估 FEMA P-58 [9] 便於 2012 年被提出。FEMA P-58 將原先離散的結構反應性能等級，改為業主較能理解的性能指標，如：修繕金額、修繕時間及人員傷亡加以描述，以利於進行決策。同時，該文獻所建議的評估方法及架構除了能評估結構的耐震程度外，亦能針對非結構構件進行易損性分析，使得評估的結果更為精準。同時為考量地震強度、材料性質、結構反應及破壞情況等諸多不確定性，FEMA P-58 所建議的新一代評估方法係以機率式的架構進行耐震評估，並提供工程師大量的結構構件及非結構構件等之易損資料庫及程式，用以推估建物修繕金額、修繕時間及人員傷亡等。

近年來有賴於電腦計算能力之進步，以及非線性分析方法的進展，建物倒塌耐震評估成為眾所矚目的研究方向，首先 Vamvatsikos (2002) [18] 以增量式非線性動力分析方法 (IDA) 評估建物整體結構之倒塌容量，並對該方法提出具體的應用流程及執行細節。Ibarra (2006) [12] 則應用增量式非線性動力分析建立一套倒塌評估方法，使得倒塌評估結果與接近於真實之物理現象。同時其考量數值模型參數對於倒塌結果之影響，並指出降伏後勁度及韌性容量為影響一結構系統之關鍵參數。

Haselton (2006) [11] 研發一套鋼筋混凝土特殊抗彎構架之建物之倒塌風險評估方法及工具，並評估 30 棟依 ASCE 7-02 規範設計之鋼筋混凝土特殊抗彎構架系的年平均倒塌風險。儘管上述學者針對倒塌評估方法進行研究，現行仍缺一套具共識的適用於中高樓結構倒塌評估流程及針對倒塌定義的準則。同時，文獻中對於 RC 構造倒塌之動力實驗驗證數據亦不多見。Haselton (2006) [11] 的研究發現 RC 建物倒塌評估之最終結果受結構設計因子 (如高度、結構配置等) 之影響較少，反而是受所採用之評估方法 (例如：反應譜形狀、數值模型不確性) 之影響較多。因此，如何建立一套適用於中高樓結構的系統化倒塌評估方法並以動力實驗驗證其正確性益顯重要。

國外有學者指出中高樓層結構須考慮較高振態之貢獻，才能夠合理進行結構構件設計；另有學者指出在地震力作用下，因中高樓層結構常為中長週期結構，其較高模態之貢獻勢必會明顯影響其受震需求，且其垂直構件常須承受高軸力，而其側向變形亦為撓曲變形及剪切變形之組合；目前常見的耐震性能評估方法主要有 ATC-40 的容量震譜法、FEMA-273 位移係數法 (BSSC 1997) [63] 及振態側推分析法 Modal pushover analysis (Chopra and Goel 2001) [49]，但目前容量震譜法與位移係數法皆有明顯缺陷，例如 Chopra 與 Goel 指出容量震譜法進行迭代時可能會產生不收斂的現象 (Chopra and Goel 2000) [50]，而位移係數法經由查表或簡易公式求出代表振態參與因子、非線性因子、強度或勁度劣化修正因子及 P- Δ 效應因子等一連串位移係數來預測結構目標位移，雖不須迭代但其精確度易不足，未能詳細考慮結構系統配置特性等影響。

目前已有學者以考慮多振態效應所會增加的地震力來修正耐震設計基底剪力，以增加基底剪力需求的方式來進行結構設計；亦有學者及技術報告指出考較高振態影響對地震等值側向力之大小及其分佈形狀加以修正，以期發展出適合中高樓層建築結構的側推分析方法；新近的研究更指出，結構進入非線性後各振態的正交性雖不復存在，但若將地震力依振態的慣性力予以分解並各別施加後，則以傳統振態疊加的方式仍具有相當的準確性。國外學者亦有以統計學原理計算利用多振態側推分析進行耐震評估並與非線性歷時動力分析加以比較，以預測中高樓層建物之最大受震反應。加拿大的建築物設計規範 NRCC (National Research Council of Canada 2005) [62] 亦在估計水平設計地震力時採用基底剪力放大係數 M_v 來考慮多振態效應 (JagMoham and Mohamed 2003) [53]。

對於多振態效應與平面不規則結構的研究早已有不少專家學者投入此兩大領域，近年來陸續有其相關主題之研究成果在國際知名期刊中發表。但依申請者有限知識的了解，目前似乎較少有針對雙向平面不規則結構的側推分析法與非結構受震反應需求的研究。有學者 (De-La-Colina 1999) [55] 指出對於平面不規則結構必須同時考慮雙向地震力作用，才能夠合理進行結構構件設計；另有學者 (Riddell and Santa-Maria 1999) [54] 指出雙向地震力作用下，短週期結構在柔度側構件的最大位移反應會較單向地震力作用下的位移反應大很多；有學者 (Hernandez and Lopez 2000) [52] 指出須在雙向地震力作用下才能正確得到平面不規則結構的旋轉反應，由此可知考量雙向地震力作用對於平面不規則結構的重要性。許多學者 (Tso and Smith 1999 [57]; Myslimaj and Tso 2002 [58]) 指出，對於具扭轉效應的不規則結構，其強度中心的偏心量比勁度中心的偏心量在結構產生的最大扭轉反應上扮演更重要的角色；另外，亦指出當勁度中心與強度中心位於質量中心的兩側時結構的最大扭轉反應會最小；已有學者 (Paulay 1997) [59] 以考慮扭轉效應所會增加的位移反應來修正結構的韌性容量，以增加基底剪力需求的方式來進行結構設計；亦有學者 (Peruš and Fajfar 2005 [60]; Marušić and Fajfar 2005 [61]) 對一層樓與多層樓的不規則原型結構進行參數研究，以期發展出適合不規則建築結構的側推分析方法；有學者 (Goel 1996) [51] 以能量的觀點進行研究指出：地震對於對稱或不規則結構

所輸入的總能量相同，但位於柔弱側的不規則結構桿件則會吸收較大的地震輸入能量；並有學者（De-la-Llera and Chopra 1996）[56]同時考慮以基底剪力與基底彎矩所建構的極限平面進行不規則結構的受震行為分析；最新的研究（Chopra and Goel 2002[49]; Chopra and Goel 2004[48]）更指出，結構進入非線性後各振態的正交性雖不復存在，但若將地震力依振態的慣性力予以分解並各別施加後，則以傳統振態疊加的方式仍具有相當的準確性。

第三節 建築物耐震能力詳細評估檢查報告書

透過內政部建築研究所開發 SERCB 之耐震能力評估方法，分為側推分析法以及非線性動力歷時分析法，而內政部也依照不同的分析方法提供建築物耐震能力詳細評估檢查報告書供使用，作為評定結構物耐震性能是否符合規範標準。

側推分析法為透過靜力非線性側推分析來找到結構物之耐震性能，是否符合需求，再進一步補強後進行靜力非線性側推分析，確認補強後性能符合需求。

結構物耐震能力詳細評估檢查報告書（側推分析）於附錄八所提供。

首先必須先填寫基本資訊，其中包含申報場所名稱以及地點，還有損害程度概述，除此之外還有基本材料性質取樣分析，包含混凝土鑽心強度、鋼筋強度以及氯離子，判斷以上是否符合規範。

接著再進一步填寫評估方法以及現況耐震能力評估之結果，包含正負 X 向及正負 Y 向 A_p 值及 S_d ，再將現況 A_p 除上目標值得到 X 向及 Y 向之 CDR 值。

接下來判斷是否符合規範限制，再行補強方案的檢討，以及補強後正負 X 向及正負 Y 向 A_p 值及 S_d ，進一步求得目標結構物之耐震容量與需求之比值 CDR 確認補強後符合規範需求。

非線性動力分析評估方式透過非線性動力分析找到柱構材最大韌性比進行比較，依照不同震區之規定來判定是否符合設計規範需求，如不符合，則需將補強後之柱構材韌性比與規範比較確認補強後能合乎規範需求。

結構物耐震能力詳細評估檢查報告書(非線性動力歷時分析法)於**附錄九**所提供。

首先必須先填寫基本資訊，其中包含申報場所名稱以及地點，還有損害程度概述，除此之外還有基本材料性質取樣分析，包含混凝土鑽心強度、鋼筋強度以及氯離子，判斷以上是否符合規範。

接下來判斷是否符合規範限制，首先挑選三筆工址附近地震歷時，調整至 475 年回歸期地震設計反應譜相符之地震歷時，進行非線性動力歷時分析，將分析後 X 向及 Y 向之柱構材最大韌性比 $R_{475} = \max[(\theta_{\max} - \theta_y) / (\theta_u - \theta_y)]$ 填入，再將 X 向及 Y 向之各樓層之層間位移角填入。接下來由震區判斷，分別為一般震區 $R_{475} \leq 2/3$ 及台北盆地 $R_{475} \leq 1/2$ ，是否符合規範之韌性比。如不符合需進行補強。

首先必須先挑選合適之補強方案，再進行細部規劃設計，以及補強後 X 向及 Y 向 475 年柱構材最大韌性比 $R_{475} = \max[(\theta_{\max} - \theta_y) / (\theta_u - \theta_y)]$ ，再由震區為一般或是台北盆地來判斷 R_{475} 來判斷補強後是否符合規範規定。

第四節 結構耐震評估不確定性之考量

(1) 非線性動力分析

非線性動力分析可用於評估任何地震強度下之耐震性能，而所分析之結構反應將用以產生預測建物性能所需之各種工程需求參數（如層間變位角、樓板加速度、樓板速度等結構反應），再據以計算各需求參數之中位數、變異性、以及各需求參數間的相關性。然而，若要直接以非線性動力分析來計算結構反應之不確定性則須針對各種不同數值假設條件下之非線性模型執行大量的非線性動力分析，才可模擬各種數值模型假設條件下之結構反應的不確定性，以及各結構反應參數間之相關性，如此於實務應用中將難以執行。因此，FEMAP-58 中提供各結構反應參數之標準差及相關性建議值，如此即可免去大量的數值模擬工作。該文件中將結構反應參數之不確定性之來源可分為三種，第一種為模擬之不確定性（modeling uncertainty）；第二種地震歷時紀錄之不確定性(record-to-record variability)；第三種為地震強度之不確定性(ground motion variability)，其中第三種不確定性僅於基於地震情境耐震評估法(B 型)中考慮，因本文不採用 B 型評估法，故第三種不確定性不加以討論。

模擬之不確定性(modeling uncertainty, β_m)可再細分為建物定義及施工品質保證(building definition and construction quality assurance, β_c)及數值模擬品質及完整性(quality and completeness of the analytical model, β_q)等兩類不確定性來源。前者主要考量結構構件之材料強度、斷面特性以及鋼筋細節等不確定性，對於既有建物而言，取決於所取得之建物圖說、現地鑽探資料之充足性；對於新建建物則取決於設計與實際建造間之吻合程度，其建議值如表 2-5 所示。而後者數值模擬品質及完整性之不確定性主要考量數值模擬之遲滯模型是否能精確呈現結構構件之行為，其取決於構件之勁度、強度衰減模擬與破壞機制的精準度，其建議值如表 2-6 所示。模擬之不確定性可依下式估算其對數標準差

$$\beta_m = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_q^2} \quad (2.4.1)$$

式中， β_c 為建物定義及施工品質保證之對數標準差， β_q 為數值模擬品質及完整性之對數標準差。

地震歷時紀錄之不確定性是指在同一地震強度下，由於各個地震歷時紀錄具有不同頻率內涵，對於結構反應分析造成之不確定性。此項不確定性必須以執行若干（約 30 組以上）地震歷時分析所得之結構反應估算地震歷時紀錄不確定性才較準確，若僅以有限組地震歷時分析一般是不準確的。然而，FEMAP-58 中假定以少量地震歷時紀錄所估算之地震歷時紀錄確定性應用於耐震評估已足夠準確。

然而以最大依然法所求得中位數及對數標準差所繪製之倒塌易損曲線任無法考慮建物之其他不確定性與隨機性，例如：實際建物建造時之變異性，或數值模型與實際建物吻合程度之變異性，或不同地震力對建物動力特性之變異性，故 FEMA P-58 亦提供反應諸多不確定性之對數標準差，例如 $\beta_{a\Delta}$ 與 β_m 。其中， $\beta_{a\Delta}$ 為使用不同地震紀錄下計算層間變位反應所產生之變異性標準差； β_m 為因數值模擬方式不同而產生之變異性標準差，包含結構阻尼、勁度與非線性模型之不確定性。最後再利用下式將 $\beta_{a\Delta}$ 與 β_m 加以合併考量可求得總對數標準差 β 。

$$\beta = \sqrt{\beta_{a\Delta}^2 + \beta_m^2} \quad (2.4.2)$$

(2)簡化分析

以簡化分析執行耐震性能評估時，需建立層間變位、樓板加速度及樓板速度之不確定性，其可由以下公式計算而得，式中相關參數可參考表 2-7

$$\beta_{SD} = \sqrt{\beta_{a\Delta}^2 + \beta_m^2} \quad (2.4.3)$$

式中， β_{SD} 為層間變位之總不確定性， $\beta_{a\Delta}$ 為變位之地震歷時紀錄不確定性。

$$\beta_{FA} = \sqrt{\beta_{aa}^2 + \beta_m^2} \quad (2.4.4)$$

式中， β_{FA} 為樓板加速度之總不確定性， β_{aa} 為速度之地震歷時紀錄不確定性。

$$\beta_{FV} = \sqrt{\beta_{av}^2 + \beta_m^2} \quad (2.4.5)$$

式中， β_{FV} 為樓層速度之總不確定性， β_{av} 為加速度之地震歷時紀錄不確定性。

表 2-5 建物定義及施工品質保證之對數標準差 β_c

Building Definition and Construction Quality Assurance	β_c
<i>Superior Quality, New Buildings:</i> The building is completely designed and will be constructed with rigorous construction quality assurance, including special inspection, materials testing, and structural observation. <i>Superior Quality, Existing Buildings:</i> Drawings and specifications are available and field investigation confirms they are representative of the actual construction, or if not, the actual construction is understood. Material properties are confirmed by extensive materials testing.	0.10
<i>Average Quality, New Buildings:</i> The building design is completed to a level typical of design development; construction quality assurance and inspection are anticipated to be of limited quality. <i>Average Quality, Existing Buildings:</i> Documents defining the building design are available and are confirmed by visual observation. Material properties are confirmed by limited materials testing.	0.25
<i>Limited Quality, New Buildings:</i> The building design is completed to a level typical of schematic design, or other similar level of detail. <i>Limited Quality, Existing Buildings:</i> Construction documents are not available and knowledge of the structure is based on limited field investigation. Material properties are based on default values typical for buildings of the type, location, and age of construction.	0.40

【資料來源：參考文獻 [9]】

表 2-6 數值模擬品質及完整性之對數標準差 β_q

Quality and Completeness of the Analytical Model	β_q
<i>Superior Quality:</i> The numerical model is robust over the anticipated range of response. Strength and stiffness deterioration and all likely failure modes are explicitly modeled. Model accuracy is established with data from large-scale component tests through failure. Completeness: The mathematical model includes all structural components and nonstructural components in the building that contribute to strength or stiffness.	0.10
<i>Average Quality:</i> The numerical model for each component is robust over the anticipated range of displacement or deformation response. Strength and stiffness deterioration is fairly well represented, though some failure modes are simulated indirectly. Accuracy is established through a combination of judgment and large-scale component tests. Completeness: The mathematical model includes most structural components and nonstructural components in the building that contribute significant strength or stiffness.	0.25
<i>Limited Quality:</i> The numerical model for each component is based on idealized cyclic envelope curves from ASCE/SEI 41-13 or comparable guidelines, where strength and stiffness deterioration and failure modes are not directly incorporated in the model. Completeness: The mathematical model includes structural components in the seismic-force-resisting system.	0.40

【資料來源：參考文獻 [9]】

表 2-7 簡化分析法地震歷時紀錄不確定性之建議值

T_1 (sec)	$S = \frac{S_a(T_1)W}{V_{y1}}$	$\beta_{a\Delta}$	β_{aa}	β_{av}	β_m
-------------	--------------------------------	-------------------	--------------	--------------	-----------

0.2	≤ 1.0	0.05	0.10	0.50	0.25
	2	0.35	0.10	0.51	0.25
	4	0.40	0.10	0.40	0.35
	6	0.45	0.10	0.37	0.50
	≥ 8	0.45	0.05	0.24	0.50
0.35	≤ 1.0	0.1	0.15	0.32	0.25
	2	0.35	0.15	0.38	0.25
	4	0.40	0.15	0.43	0.35
	6	0.45	0.15	0.38	0.50
	≥ 8	0.45	0.15	0.34	0.50
0.5	≤ 1.0	0.10	0.20	0.31	0.25
	2	0.35	0.20	0.35	0.25
	4	0.40	0.20	0.41	0.35
	6	0.45	0.20	0.36	0.50
	≥ 8	0.45	0.20	0.32	0.50
0.75	≤ 1.0	0.10	0.25	0.30	0.25
	2	0.35	0.25	0.33	0.25
	4	0.40	0.25	0.39	0.35
	6	0.45	0.25	0.35	0.50
	≥ 8	0.15	0.25	0.30	0.50
1.0	≤ 1.0	0.15	0.30	0.27	0.25
	2	0.35	0.30	0.29	0.25
	4	0.40	0.30	0.37	0.35
	6	0.45	0.30	0.36	0.50
	≥ 8	0.45	0.25	0.34	0.50

1.50	≤ 1.0	0.15	0.35	0.25	0.25
	2	0.35	0.35	0.26	0.25
	4	0.40	0.30	0.33	0.35
	6	0.45	0.30	0.34	0.50
	≥ 8	0.45	0.25	0.33	0.50
≥ 2.0	≤ 1.0	0.25	0.50	0.28	0.25
	2	0.35	0.45	0.21	0.25
	4	0.40	0.45	0.25	0.35
	6	0.45	0.40	0.26	0.50
	≥ 8	0.45	0.35	0.26	0.50

【資料來源：參考文獻 [9]】

第三章 鋼筋混凝土實驗資料庫及塑鉸檢討

第一節 鋼筋混凝土實驗資料庫

有鑒於耐震評估作業已由線彈性分析發展至非線性側推分析，除強度資訊外，對於變形行為的掌握更為重要。其中，構材塑鉸定義影響評估結果甚鉅，必須與實驗驗證才得以有效預測結構物的各種破壞模式。目前美國 PEER 研究中心由華盛頓大學協助下建立一實驗資料庫[12]為全球最完整之實驗資料庫，截至 2004 年 1 月，該資料庫已收集 274 矩柱及 160 組圓柱實驗成果，可供研究人員進行大量基礎研究及分析模式之開發與驗證。網址為：<https://nisee.berkeley.edu/spd/>。日本亦在東京工業大學川島一彥教授整合下，建置一套實驗資料庫[13]。考量國內鋼筋混凝土構材耐震行為研究成果豐碩，但尚無相關機構進行彙整，故本研究收集國家地震工程研究中心及日本東京工業大學歷年成果，嘗試建立一套資料庫，可提供官方作為日後相關耐震能力評估程式辦理認證流程之依據，並有利於建築物及橋梁耐震性能設計規範落實應用。

一、實驗資料庫格式

實驗資料庫彙整試體之尺寸、材料、主筋、箍筋、繫筋與軸力等資料，提供分析者所需使用之參數，在無設計圖面的條件下亦能完成分析，進行模型開發與驗證工作。資料庫依據試體斷面，詳述如下。針對矩柱，尺寸資料包含：寬度、深度、柱高、淨保護層。材料資料包含：混凝土實測抗壓強度、主筋實測降伏強度、箍筋實測降伏強度。主筋資料包含：號數、沿寬度方向根數、沿深度方向根數。箍筋資料包含：號數、塑鉸區間距、非塑鉸區間距。繫筋資料包含：號數、塑鉸區沿寬度方向根數、塑鉸區沿寬度方向間距、塑鉸區沿深度方向根數、塑鉸區沿深度方向間距、非塑鉸區沿寬度方向根數、非塑鉸區沿寬

度方向間距、非塑鉸區沿深度方向根數、非塑鉸區沿深度方向間距。軸力資料為實驗所施加之軸力。

針對圓柱，尺寸資料包含：直徑、柱高、淨保護層。材料資料包含：混凝土實測抗壓強度、主筋實測降伏強度、箍筋實測降伏強度。主筋資料包含：號數、根數。箍筋資料包含：號數、塑鉸區間距、非塑鉸區間距。繫筋資料包含：號數、塑鉸區根數、塑鉸區間距、非塑鉸區根數、非塑鉸區間距。軸力資料為實驗所施加之軸力。

二、國家地震工程研究中心單柱構材實驗資料庫

1. 矩柱

撓曲破壞計有 4 組試體，包含 BMRC1[29]、CLC[30]、C0C[30]為小尺寸試體，TANEEB1[31]為大尺寸試體。

撓剪破壞計有 23 組試體，包含 BMR1R[32]、BMR2[32]、BMR3[32]、BMR4[33]、BMRL50[34]等為國家地震工程研究中心所進行之單彎曲柱構材試體；JSCE4[35]、TP2[35]、TP10[35]、TP11[35]、TP13[35]、TP29[35]、TP30[35]、TP68[35]、TP74[35]及 TP75[35]等為東京工業大學土木系川島一彥教授所進行之單彎曲柱構材試體；1DH[36]、1DL[36]、1NH[36]、1NL[36]、2DH[36]、2DL[36]、2NH[36]、2NL[36]等為國家地震工程研究中心所進行之雙彎曲柱構材試體。

剪力破壞計有 2 組試體，包含 BMRS[37]為單彎曲柱構材試體、RM08[38]為雙彎曲柱構材試體。

2. 圓柱

撓曲破壞計有 7 組試體，包含 BMC1[39]、FC1[40]、CD30FB-F[41]及 CD40FS-F[41]為小尺寸試體；P2[42]、P3[42]、P4[42]為宜蘭舊牛鬥橋現地實驗橋柱。

撓剪破壞計有 9 組試體，包含 BMC2[43]、BMC3[43]、BMC4[44]、FC4[40]、BMCL50[45]、CB40FS-F[41]於國家地震工程研究中心完成；1820A[46]、2533A[46]、5420A[46]於臺灣大學結構實驗室完成。剪力破壞計有 2 組試體，包含 BMCS[45]於國家地震工程研究中心完成；5420S-A[46]於臺灣大學結構實驗室完成。

第二節 鋼筋混凝土梁柱塑鉸設定

一、ASCE 41-13 塑鉸驗證

ASCE 41-13 第 10 章規定鋼筋混凝土結構進行耐震評估的方法。針對非線性靜力側推分析法及非線性動力歷時分析法，其關鍵為斷面勁度折減及塑鉸參數設定。根據其報告，有效勁度數值如表 3-1 所示，分析時應修正撓曲剛度及剪力剛度。梁撓曲剛度之折減係數以 0.3 為準，柱撓曲剛度之折減係數則視軸力範圍而異，最低為 0.3、最高為 0.7，但研究指出在低軸力狀態可允許降低至 0.2。塑鉸以正規化之彎矩強度及塑性轉角表示，如圖 3-1 所示，簡化為 a、b、c 三個主要參數。梁構材假設無軸力作用，模型參數及數值可接受標準如表 3-2 所示。柱構材受軸力作用影響，分析時先根據表 3-3 判定柱破壞模式，包括 Condition (i)為撓曲破壞、Condition (ii)為撓剪破壞、Condition (iii)為剪力破壞，再查詢表 3-4，分別獲得各破壞模式之塑鉸參數。目前商用軟體 ETABS 最新版所預設之塑鉸參數，即為表 3-2 及表 3-4 之數值。

表 3-1 有效勁度數值

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_c$	—
Beams—prestressed ^b	$E_c I_g$	$0.4E_c A_c$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_c$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_c$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_c$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)

【資料來源：參考文獻 [3]】

表 3-2 鋼筋混凝土梁模型參數及數值可接受標準

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a			
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
					Performance Level			
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho^*$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{h_e d \sqrt{f'_c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
ρ_{ba}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.^d V is the design shear force from NSP or NDP.

【資料來源：參考文獻 [3]】

表 3-3 橫向鋼筋細節：表 3-4 破壞模式條件

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

^aTo qualify for condition i, a column should have $A_v/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

【資料來源：參考文獻 [3]】

表 3-4 鋼筋混凝土柱模型參數及數值可接受標準

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio		Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in^2 (MPa) units.^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.^d V is the design shear force from NSP or NDP.

【資料來源：參考文獻 [3]】

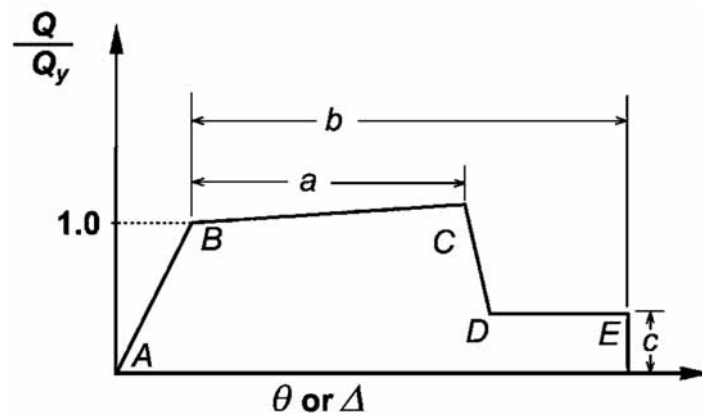


圖 3-1 塑鉸性質曲線

【資料來源：參考文獻 [3]】

二、TEASPA V3.1 塑鉸驗證

1. 雙曲率 RC 柱之模擬及非線性鉸設定

國家地震工程研究中心（以下簡稱國震中心）研發之「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估方法（推垮分析）」，已更名為「臺灣結構耐震評估側推分析法（Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Pushover Analysis）」簡稱 TEASPA，於 2018 年 8 月以前已發展至 V3.0 版，惟 V3.0(含) 以前版本均於柱構件兩端設置 M 非線性鉸，僅以（靜載重 +1/2 活載重）作用下之單一軸壓力計算對應之 M 非線性鉸性質，無法考慮軸力變化對非線性鉸性質之影響，尚未能適用於 6 層樓高以上之建築物。隨著 ETABS 以及 SAP2000 等軟體功能逐步提升，國震中心於 2018 年度 5 月開始與財團法人中興工程顧問社（以下簡稱中興社）合作，開發 TEASPA V3.1 版，將柱構件兩端改設置 PM 或 PMM 非線性鉸，依循柱斷面之軸力彎矩互制關係曲線，計算柱構件在各式軸力變化下之 P-M 非線性鉸參數。網址為：https://teaspa.ncee.org.tw/program_manual_downloads。

對於一承受軸力及側力作用且反曲點在柱正中央的雙曲率柱，如圖 3-2 所示。該柱為拉力控制斷面時，可根據美國 Elwood 及 Moehle 等人的研究，如圖 3-3 所示。當一雙曲率柱於承受軸力 P 與側力 V 的作用下，側向位移 Δ 到達 Δ_y 時，柱的主筋會先降伏，當側向位移 Δ 到達 Δ_s 時，柱端部的非線性鉸區會產生明顯的剪力斜裂縫，此狀態稱之為韌性剪力破壞(ductile shear failure)，亦即所謂的撓剪破壞(flexure-shear failure)，之後側力強度會下降，當側向位移 Δ 到達 Δ_a 時，側力強度趨近於零，而柱體亦喪失軸向承載能力，以致發生軸向破壞(axial failure)。

Elwood 及 Moehle 由 50 個各種尺寸及不同箍筋比之鋼筋混凝土柱試體，控制雙曲率變形試驗後得到柱體剪力破壞時剪應力與變位角(drift ratio)之關係曲線，用最小平方差的數值方法，歸納出撓剪破壞時的變位角(drift ratio)可由下式計算：

$$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (3.1)$$

式中， H 為柱淨高； $\rho'' = \frac{A_{st}}{b \times s}$ 為剪力箍筋體積比； A_{st} 為剪力筋總斷面積，

計算剪力鋼筋於箍筋間距(s)內之斷面積； b 為柱寬； $v_m = V_b/bd$ 為剪應力； V_b 為雙曲率柱撓曲強度所對應之作用剪力； d 為柱斷面之有效深度，可設為柱深 h 之 0.8 倍； f'_c 為混凝土抗壓強度； A_g 為柱斷面積；及 P 為柱承受之軸力。

觀察式(4.1)，當柱的箍筋量較大、混凝土強度較高時、承受的側力及軸力較小時，剪力破壞之變位角會較大，即表示柱的韌性值會較大。

Elwood 及 Moeble 亦由試驗得到柱試體到達軸向破壞時軸力與變位角之關係，並歸納出軸向破壞時的變位角(drift ratio)可由下式計算：

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (3.2)$$

式中， f_{yt} 為箍筋降伏強度； d_c 為柱核心混凝土的深度，由箍筋中心至中心計算之； θ 為剪力裂縫與水平的夾角，一般可定為 65° ，但不可超過 $\tan^{-1}(H/h)$ ；而係數 k' 為 Moeble 等人於 2002 年所提出折減 90 度彎鉤對於箍筋剪力強度之影響， k' 隨著韌性比 μ 增加，由 1 變化到 0.7，可參考圖 3-4，其中韌性比 $\mu = \Delta_s / \Delta_y$ 。

觀察式(4.2)，當柱的箍筋量較大、及承受的軸力較小時，軸向破壞之變位角會較大，即表示柱有較好的垂直承載能力。

Sezen 及 Moeble 由一些試驗中發現，柱的剪力強度會隨著柱的側向變位增大而下降，導致柱的剪力強度衰減曲線限制了柱的強度發展。因此承受軸力的雙曲率柱並受側力作用時，可能有三種破壞模式，即撓剪破壞、剪力破壞及撓曲破壞。

(1) 撓剪破壞側向載重位移曲線

一般老舊建築結構的柱由於箍筋量不多，其破壞模式多屬於撓剪破壞。如圖 3-5 所示，當柱的剪力強度 V_n 大於撓曲強度 V_b 時，柱受側力，柱以勁度 k 變形，當側力達到 V_b ，柱發揮撓曲強度，為保守及簡化起見，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，而當側向位移 Δ 到達 Δ_s 時，柱發生撓剪破壞，之後側力強度會下降，當側向位移 Δ 到達 Δ_a 時，側力強度趨近於零，柱體喪失軸向承載能力，

以致發生軸向破壞。撓剪破壞模式為美國 Elwood 及 Moehle 等人主要的研究對象，撓剪破壞位移 Δ_s 由式(3.1)計算之，軸向破壞位移 Δ_a 由式(3.2)計算之，於此破壞模式撓剪破壞位移 Δ_s 會小於軸向破壞位移 Δ_a 。

雙曲率柱勁度 k 可由下式計算，

$$k = 12(EI)_c / H^3 \quad (3.3)$$

式中， $(EI)_c$ 為柱開裂斷面的撓曲剛度 E_c 為混凝土彈性模數； I_g 為梁或柱總斷面對其中心軸之慣性矩。

依據美國 ACI 318-05 規範，鋼筋混凝土結構的剪力強度乃是由混凝土所提供的剪力強度 V_c 再加上箍筋所提供的剪力強度 V_s ，其建議之混凝土剪力強度計算方式如下：

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (3.4)$$

箍筋之剪力強度計算方式如下：

$$V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \cot \alpha \quad (3.5)$$

式中， f_{yt} 為箍筋降伏強度； α 為剪力裂縫與柱軸線之夾角，ACI 一般建議 α 為 45° ， d_c 以 d 取代。但考慮剪力裂縫與柱軸線之夾角 α 在柱軸力作用下，將會小於 45° 。因此將剪力裂縫角度 α 納入考慮，如圖 3-6 所示，剪力裂縫角度 α 依柱身混凝土主應力方向之計算，可由下式修正：

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\tan^{-1} \left(\frac{\sigma}{2f_t \sqrt{1 + \sigma/f_t}} \right)}{2} \quad (3.6)$$

式中， $\sigma = P/A_g$ 為軸壓應力； $f_t = 1.06\sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$ 為混凝土抗拉強度。

由式(4.4)及式(4.5)即可得到柱的剪力強度 V_n ，如下式計算：

$$V_n = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} \cot \alpha + 0.53 \left(1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (3.7)$$

根據材料力學，雙曲率柱撓曲強度 V_b ，可由下式計算，

$$V_b = 2M_n / H \quad (3.8)$$

式中， M_n 為鋼筋混凝土柱斷面之標稱彎矩強度(nominal moment strength)。

(2) 剪力破壞側向載重位移曲線

一般老舊建築結構柱若受到窗台束制，容易發生短柱效應，使其破壞模式趨向於剪力破壞。如圖 3-7 所示，當柱的剪力強度 V_n 較撓曲強度 V_b 為低時，柱受側力時，柱以勁度 k 變形，當側力達到 V_n ，發生剪力破壞，斜向剪力裂縫可能分布於整個柱身，柱側力強度下降，此時結合軸向破壞的論點，柱可繼續變形至軸向破壞位移 Δ_a ，至此柱喪失其軸力承載能力。軸向破壞位移 Δ_a 由式(3.2)計算之，但為避免其值過大，以符合脆性破壞特性，可限制其值不大於 $0.04H$ 。因考慮柱剪力破壞時，韌性比 μ 常小於 2，故軸向破壞變位角之修正係數取 $k' = 1$ 計算。

(3) 撓曲破壞側向載重位移曲線

若柱有足夠的箍筋量，其破壞模式會趨向於撓曲破壞。如圖 3-8 所示，當柱的撓曲強度 V_b 較衰減後的剪力強度為低時，柱受側力時，柱以勁度 k 變形，當側力達到 V_b ，柱主筋降伏，為保守及簡化起見，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，直到柱發生主筋斷裂、挫屈或圍束混凝土壓碎等撓曲破壞模式，側力強度會下降，但不會喪失其軸力承載能力。由於撓曲破壞及撓剪破壞皆為韌性破壞，且皆發生在柱端塑鉸發生後，其分野在分析上不易區隔，為簡化及保守分析起見，本文以撓剪破壞側向載重位移曲線來定義可能的撓曲破壞行為。

(4) RC 柱之非線性鉸設定

由於在構架非線性反應過程中，柱的反曲點位置會變化，在分析之前，無法指定柱的破壞模式。因此在非線性鉸的設定上，需在柱的兩端設置彎矩非線性鉸，以表現撓剪或撓曲的破壞模式；在柱的中間設置剪力非線性鉸，以表現剪力破壞。工程師可依經驗，根據學術論文或實體測試結果，來定義非線性鉸之性質。本文依據前述之柱側向載重位移曲線，建議彎矩非線性鉸與剪力非線性鉸之參數，供工程師參考。

a. 彎矩非線性鉸參數

以一根淨長度為 H 之柱，先假設其反曲點在柱中點來定義非線性鉸性質。依前述撓剪破壞模式下之側向載重位移曲線，可保守地定義反映撓剪或撓曲破壞模式之彎矩非線性鉸參數，但為避免低估構件初始勁度，以致在彈性分析時，發生結構振重週期過大之情形，而於側向載重位移曲線上之 M_n 點之前新增一降伏彎矩點(M_y)，並令其值不得大於 $0.95M_n$ ，再將柱開裂斷面之撓曲剛度調整為 $0.7E_cI_g$ ，依此可定義彎矩非線性鉸參數，如圖 3-9 所示。參數之設定值如表 3-5 所示，表中 SF(scale factor)所相對應之 Moment SF 為 M_n ；而 Rotation SF 固定為 1。

表 3-5 中之參數定義如下：

$$a = \frac{\Delta_n}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (3.9)$$

$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (3.10)$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) \quad (3.11)$$

$$\Delta_y = \frac{V_b}{k} = \frac{V_b H^3}{12(EI)_c} \quad (3.12)$$

依照以上彎矩非線性鉸之參數，修改 M3 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，乃修改 M3 非線性鉸；若進行 Y 方向之側推分析，則修改 M2 非線性鉸)。側推分析中，柱的反曲點可能不在柱中點會造成分析誤差，但由於(4.1)及(4.2)式皆不受剪力跨度(shear span)影響，此誤差應可忽略不計。

b. 剪力非線性鉸參數

以一根淨長度(clear length)為 H 之柱，依據剪力破壞模式下之側向載重位移曲線，可定義剪力非線性鉸參數。其非線性鉸參數與側向載重位移曲線間的關係如圖 3-10 所示，參數之設定值如表 3-6 所示，相對應之 Force SF 為 V_n ；而 Disp. SF 為柱淨長 H 。

表 3-6 中之參數定義如下：

$$d = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04\right) \quad (3.13)$$

上式中，軸向破壞位移 Δ_a 可由式(3.2)所求得。考慮柱剪力破壞模式之下，韌性比 μ 常小於 2，軸向破壞變位角之修正係數取 $k' = 1$ 計算。

依報告之剪力非線性鉸參數修改 V2 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，乃修改 V2 非線性鉸；若進行 Y 方向側推分析，則修改 V3 非線性鉸)。本文柱剪力破壞之側力載重位移曲線，僅需要三個點即可定義非線性鉸曲線，因此在非線性鉸參數設定上，將 C、D 與 E 點的值皆設定為到達軸向破壞位移時之參數。其中為使側推分析較不易造成非線性求解發散，可將 D 點及 E 點之位移值放大為 C 點 10 倍，此項設定並不會影響使用者所求得結果之準確性。

2. RC 梁之模擬及非線性鉸設定

(1) RC 梁之斷面設定

在考慮開裂斷面之情形下，梁開裂斷面之撓曲剛度採用 $0.35 E_c I_g$ ，其中 E_c 混凝土彈性模數， I_g 總斷面對其中心軸之慣性矩。鋼筋混凝土結構之梁常與樓版連接形成 T 型梁，使梁的模擬應考慮 T 型梁之行為，梁應考慮 T 型梁斷面剛度。若分析模型中，梁使用矩形斷面替代 T 型作為輸入，則開裂斷面之撓曲剛度應設為 $0.7 E_c I_g$ ，其中， I_g 為矩形梁斷面慣性矩，此係估計 T 型梁斷面之慣性矩約為矩形斷面之兩倍。T 型梁在受負彎矩作用時，在有效翼緣寬度內之版鋼筋會參與作用，而增加其計算之彎矩強度。而有效翼緣寬度之計算應依下列規定計算之：

- T 型梁翼緣之有效版寬不得超過該梁跨度之 1/4；梁腹每側懸出之有效翼緣寬度不得超過翼緣厚(版厚)之 8 倍或該梁與鄰梁間淨距之 1/2。
- 梁僅一側有翼緣者，其有效懸出翼緣寬度不得超過該梁跨度之 1/12、翼緣厚(版厚)之 6 倍或該梁與鄰梁間淨距之 1/2。

(2) T 型梁之非線性鉸設定

RC 梁之非線性鉸可以依據 ASCE 41-06 所建議之 RC 梁非線性鉸參數進行設

定，其建議之 RC 梁彎矩非線性鉸載重位移關係曲線如圖 3-11 所示，RC 梁之彎矩非線性鉸參數設定值如表 3-7 所示，其參數之計算可參考表 3-8，表中所相對應之 Moment SF 為 M_n ；而 Rotation SF 固定為 1。而表 3-4 中 ρ_{bal} 為產生平衡應變狀態之鋼筋比； ρ 為受拉鋼筋比； ρ' 為受壓鋼筋比； $V = (M_{ni}^+ + M_{nj}^-)/L$ 或 $V = (M_{ni}^- + M_{nj}^+)/L$ ，其中 L 為梁淨跨距， M_{ni}^+ 、 M_{ni}^- 為梁左端正、負彎矩強度， M_n 、 M_{nj}^- 為梁右端正、負彎矩強度。

RC 梁剪力非線性鉸載重位移關係曲線如圖 3-11 所示，RC 梁之剪力非線性鉸參數設定值如表 3-9 所示，其參數之計算可參考表 3-10，相對應之 Force SF 為 V_n ；而 Disp. SF 為梁淨跨距 L，其中 V_n 之計算為 $V_n = V_s + V_c = \frac{A_{st} f_{yt} d}{S} + 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$ ， b_w 為梁腹寬度。

由於在一般套裝軟體程式中，梁斷面上方受壓與下方受拉定義為正彎矩，梁斷面下方受壓與上方受拉定義為負彎矩，因 T 型梁之斷面不對稱，所以在 T 型梁非線性鉸設定時，必須注意到其非線性鉸中正、負彎矩的差異性。

表 3-5 RC 柱彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	$\min(M_y/M_n, 0.95)$	0
C	1	a
D	1	b
E	0	c

【資料來源：參考文獻 [28]】

表 3- 6 RC 柱剪力非線性鉸之參數

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	1	0
C	0	d
D	0	10d
E	0	10d

【資料來源：參考文獻 [28]】

表 3- 7 RC 梁彎矩非線性鉸之參數

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	c	a
E	c	b

【資料來源：參考文獻 [28]】

表 3- 8 RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	箍筋	$\frac{V}{0.27b_w d \sqrt{f'_c}}$	a	b	c
≤ 0.0	有圍束	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	有圍束	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	有圍束	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	有圍束	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	無圍束	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	無圍束	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	無圍束	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	無圍束	≥ 6	0.005	0.01	0.2

【資料來源：參考文獻 [28]】

表 3- 9 RC 梁剪力非線性鉸之參數

Points	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	c	a
E	c	b

【資料來源：參考文獻 [28]】

表 3-10 RC 梁剪力非線性鉸參數計算表

箍筋間距	a	b	c
箍筋間距 $\leq(d/2)$	0.003	0.02	0.2
箍筋間距 $>(d/2)$	0.003	0.01	0.2

【資料來源：參考文獻 [28]】

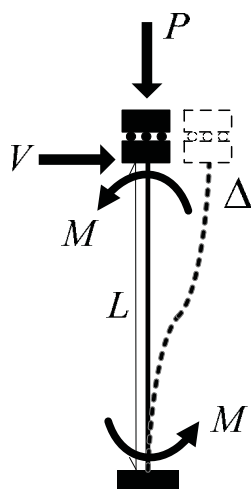


圖 3-2 雙曲率柱受力與變形機制

【資料來源：參考文獻 [28]】

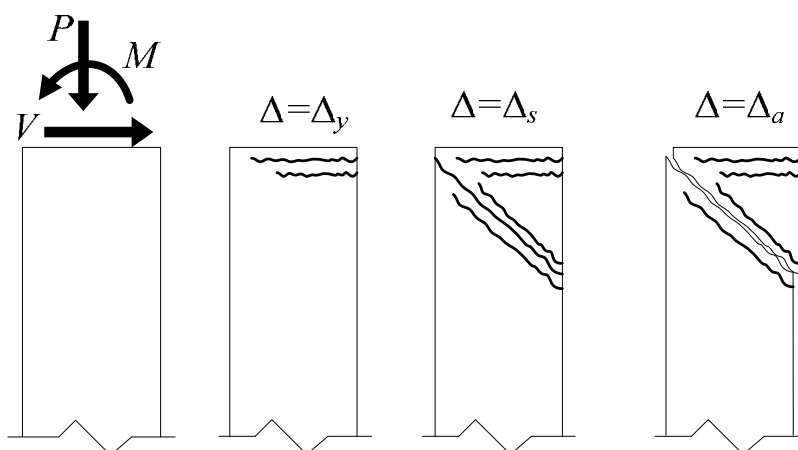


圖 3-3 雙曲率柱破壞發展過程

【資料來源：參考文獻 [28]】

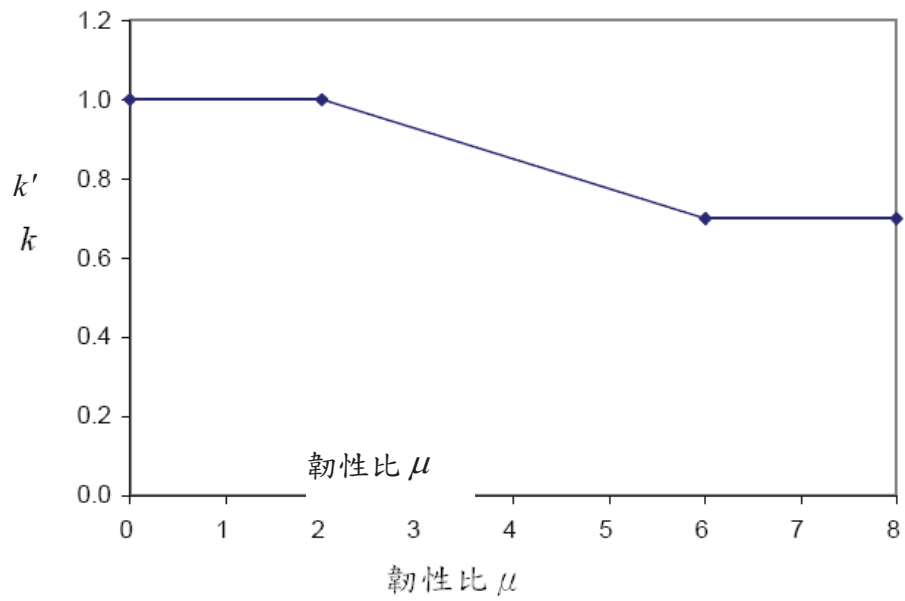


圖 3-4 軸向破壞時的變位角之修正係數 k'

【資料來源：參考文獻 [28]】

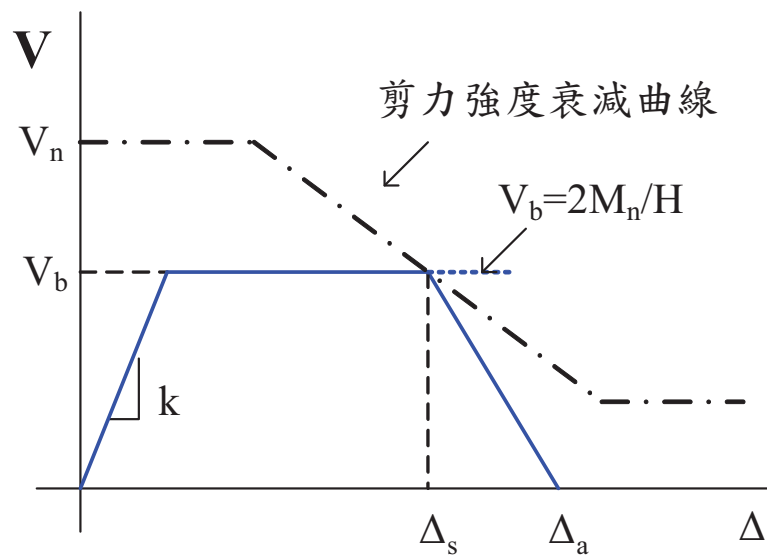


圖 3-5 撓剪破壞側向載重位移曲線

【資料來源：參考文獻 [28]】

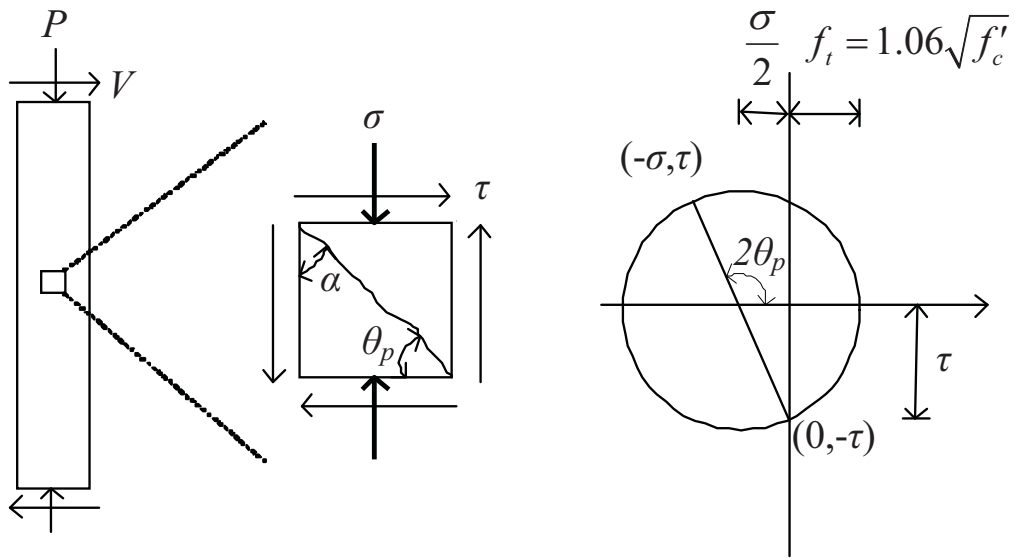


圖 3-6 剪力裂縫角度與主應力關係圖

【資料來源：參考文獻 [28]】

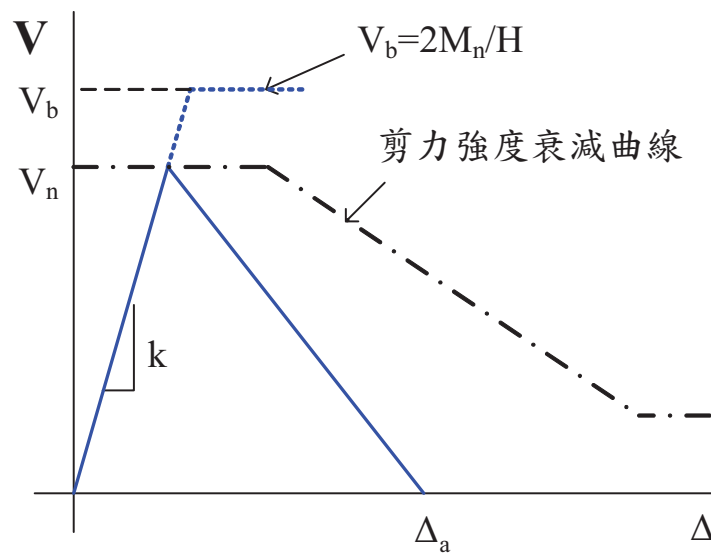


圖 3-7 剪力破壞側向載重位移曲線

【資料來源：參考文獻 [28]】

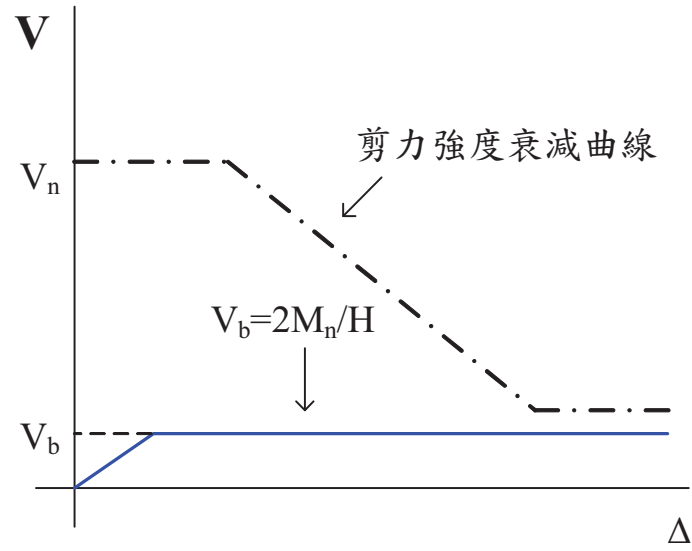


圖 3-8 撓曲破壞側向載重位移曲線

【資料來源：參考文獻 [28]】

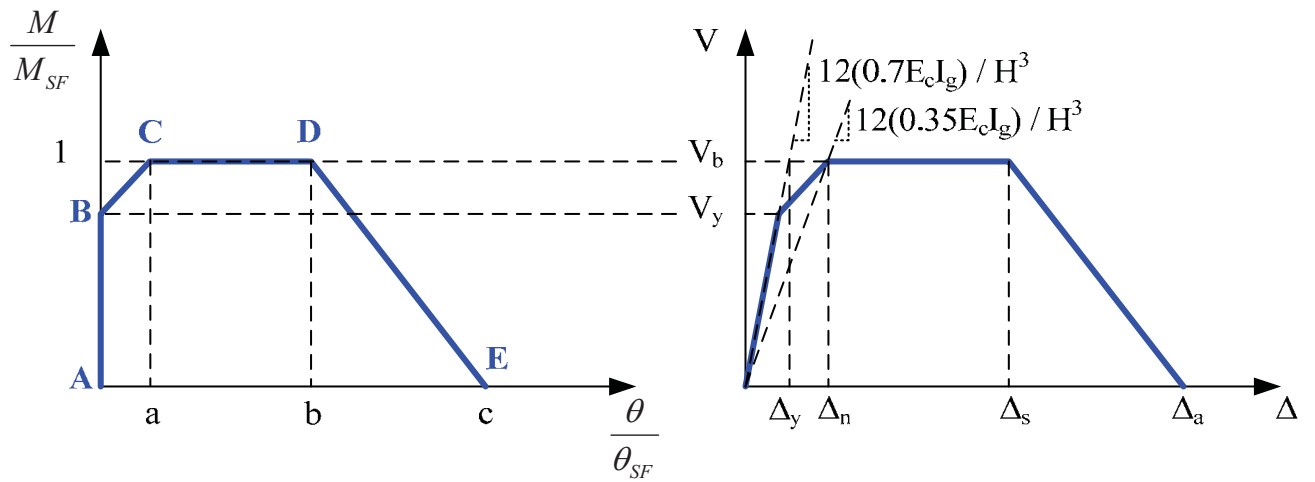


圖 3-9 彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線

【資料來源：參考文獻 [28]】

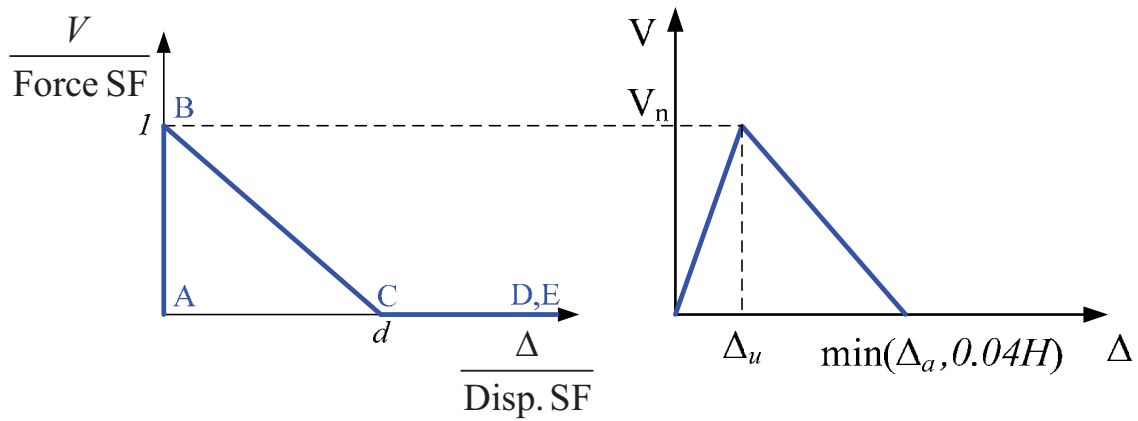


圖 3-10 剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線

【資料來源：參考文獻 [28]】

第三節 塑鉸驗證

根據前敘述 ASCE 41-13 及 TEASPA V3.1 塑鉸之設定，為證實 ETABS 程式中的塑鉸符合前面之敘述，本節挑選 Bechtoula, Kono, Arai and Watanabe, 2002, D1N30 以及 Saatcioglu and Grira 1999, BG-6 為驗證之示範例。

一、ASCE 41-13 塑鉸驗證

1. 案例 1：D1N30 柱試體

試體名稱	Bechtoula, Kono, Arai and Watanabe, 2002, D1N30	
斷面形狀	方形	
	MPa	37.6
混凝土保護層	mm	18.5
斷面尺寸(W*D)	mm	250*250
柱高	mm	625
高寬比		2.5
主筋降伏強度	MPa	461
主筋號數		12-D13
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋降伏強度	MPa	485
箍筋號數		4 mm
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	40
柱軸力	kN	705
柱軸力比		0.3

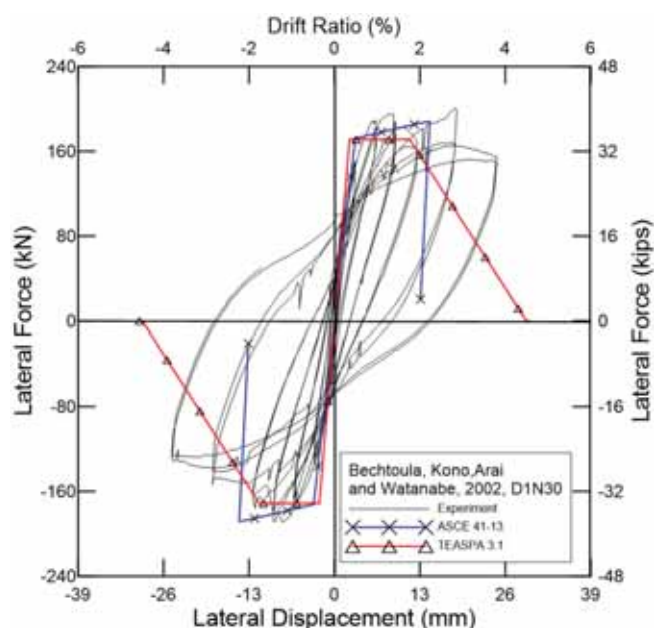


圖 3-11 案例 1 分析參數及比較結果

【資料來源：本研究製作】

根據表 3-4 參數，進行下列計算：

$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{705000 \text{ (N)}}{(250 \text{ mm})(250 \text{ mm})(37.6 \text{ MPa})} = 0.3$$

$$\rho = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{4 \times \left(\frac{4 \times 4 \times \pi}{4} \right) (mm^2)}{(250 \text{ mm})(40 \text{ mm})} \approx 0.005$$

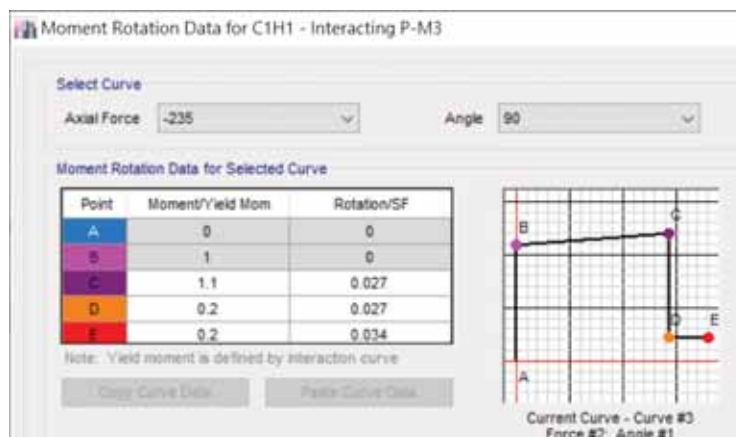
$$\text{因為軸壓力比 } \frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1 \quad \rho = \frac{A_v}{b_w s} = 0.002 \text{ 及 } \frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6 \quad \rho = \frac{A_v}{b_w s} = 0.002 \text{ 區}$$

間，故使用 $\frac{P}{A_g f'_c} = 0.3$ 去線性內插出 a、b、c。

$$a = 0.027 + (0.005 - 0.027) \times \frac{0.3 - 0.1}{0.6 - 0.1} = 0.0182$$

$$b = 0.034 + (0.005 - 0.034) \times \frac{0.3 - 0.1}{0.6 - 0.1} = 0.0224$$

$$c = 0.2 + (0 - 0.2) \times \frac{0.3 - 0.1}{0.6 - 0.1} = 0.12$$



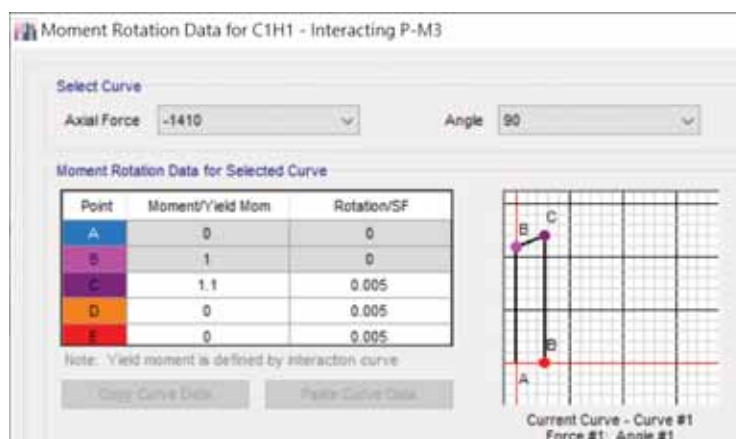
P=235 kN :

$$a = 0.027 - 0 = 0.027$$

$$b = 0.037 - 0 = 0.034$$

$$c = 0.2$$

(a) 軸力為 235kN



P=1410 kN:

$$a = 0.005 - 0 = 0.005$$

$$b = 0.05 - 0 = 0.005$$

$$c = 0$$

(b) 軸力為 1410 kN

圖 3- 12 案例 1 不同軸力之塑鉸參數

【資料來源：本研究製作】

程式中預設 P-M3 塑鉸參數，依照軸力內插出 a、b、c：

∴ when $P=705$ kN:

$$a=0.027+(0.005-0.027)\times\frac{705-235}{1410-235}=0.0182$$

$$b=0.034+(0.005-0.034)\times\frac{705-235}{1410-235}=0.0224$$

$$c=0.2+(0-0.2)\times\frac{705-235}{1410-235}=0.12$$

設定 P-M3 進行側推分析之曲線如圖 3- 13，對座標軸調整(橫軸改為 Displacement/H；縱軸改成 Base Shear/ F_y)，如圖 3- 14 所示：

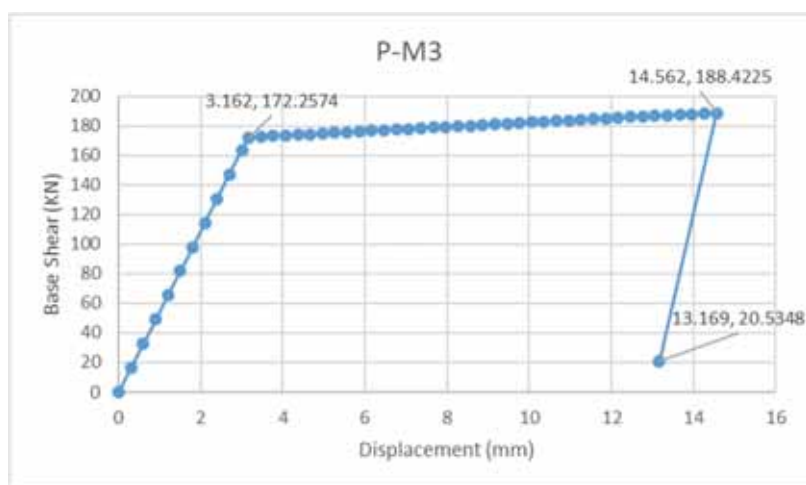


圖 3- 13 案例 1 側推曲線(P-M3)

【資料來源：本研究製作】



圖 3- 14 案例 1 調整後側推曲線

【資料來源：本研究製作】

根據圖 3-14 計算 a、c：

$$a = 0.0232992 - 0.0050592 = 0.018240$$

$$c = 0.11920973 = 0.119210$$

由於建物模型分析時會使用到 Takeda 遲滯迴圈模擬反覆加載曲線，故需要用到 M3 或 M2 塑鉸。圖 3-15 為預設 M3 塑鉸之參數：

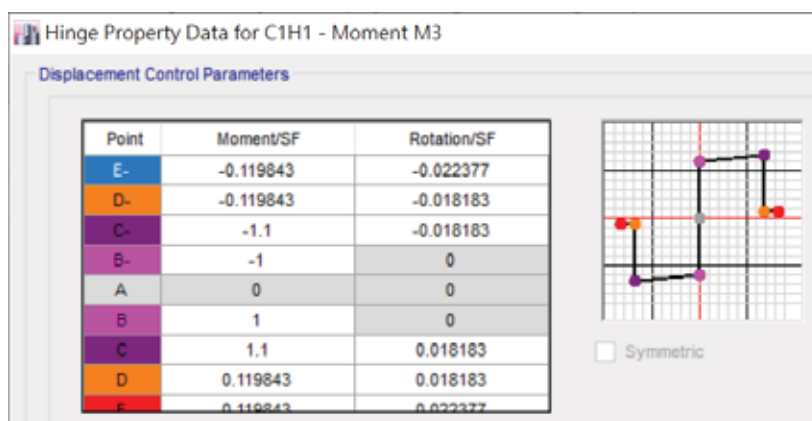


圖 3-15 案例 1M3 塑鉸參數

【資料來源：本研究製作】

$$a = 0.018183 - 0 = 0.018183$$

$$b = 0.022377 - 0 = 0.022377$$

$$c = 0.119843$$

設定 M3 塑鉸進行側推分析之曲線，如圖 3-16 所示。對座標軸調整(橫軸改為 Displacement/H；縱軸改成 Base Shear/Fy)，如圖 3-17 所示：

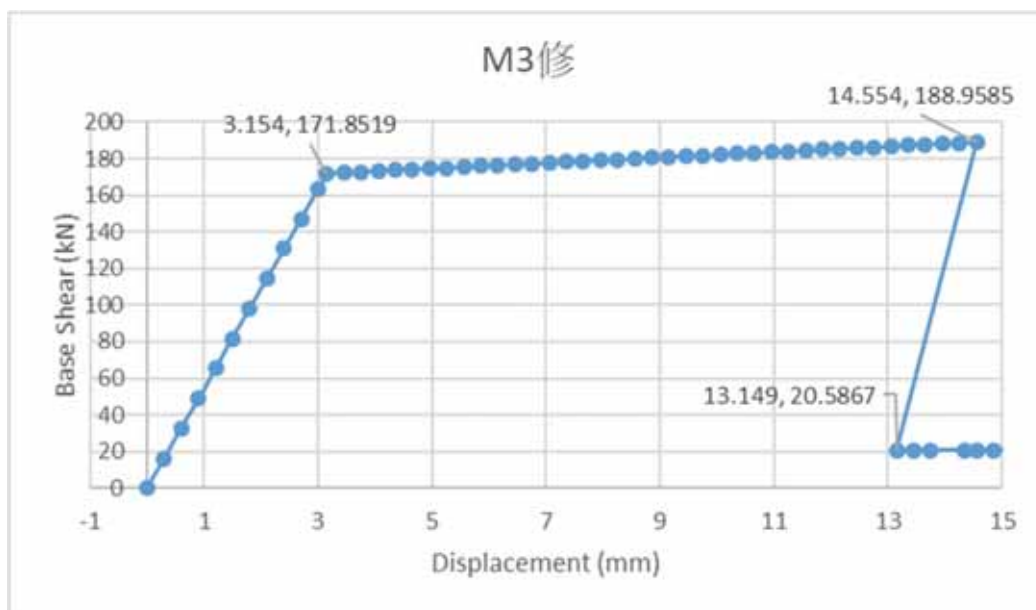


圖 3-16 案例 1 側推曲線(M3)

【資料來源：本研究製作】

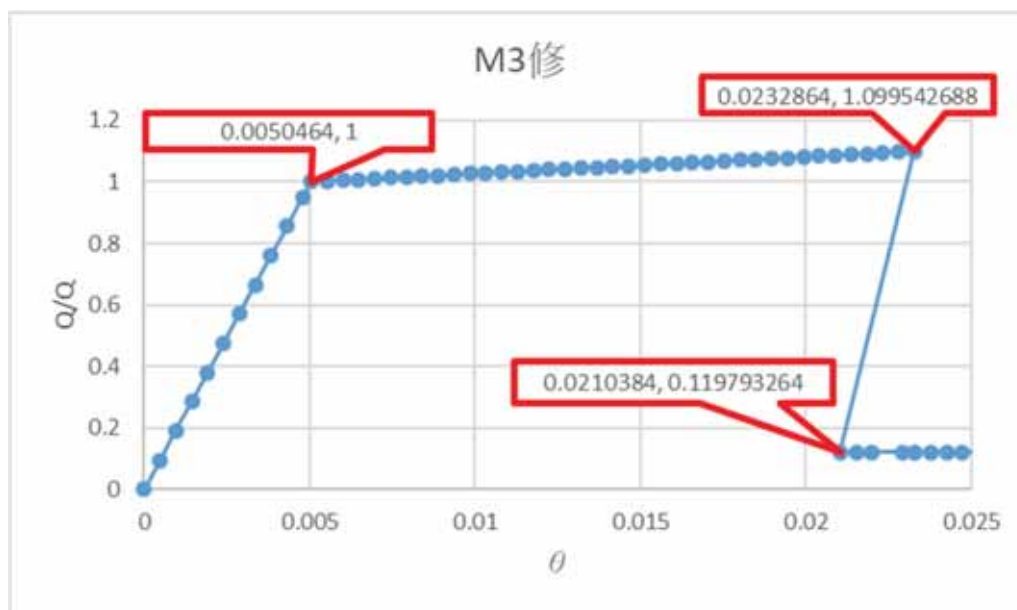


圖 3-17 案例 1 調整後側推曲線

【資料來源：本研究製作】

根據圖 3-17 計算 a、c，並比較 a、b、c，如表 3-11 所示：

$$a = 0.0232864 - 0.0050464 = 0.01824$$

$$c = 0.119793264$$

表 3-11 案例 1 塑鉸參數計算結果比較

		a	b	c
ASCE 41-13 (Code)	表 10-8	0.018200	0.022400	0.120000
ETABS (程式)	M3 預設塑鉸	0.018183	0.022377	0.119843
	M3 側推曲線反算驗證	0.018240		0.119793
	P-M3 預設塑鉸	0.018200	0.022400	0.120000
	P-M3 側推曲線反算驗證	0.018240		0.119210

【資料來源：本研究製作】

2. 案例 2：BG-61 柱試體

試體名稱	Saatcioglu and Grira 1999, BG-6 (Rectangular)	
斷面形狀	方形	
	MPa	34
混凝土保護層	mm	29
斷面尺寸(W*D)	mm	350*350
柱高	mm	1645
高寬比		4.7
主筋降伏強度	MPa	477.8
主筋號數		4-29.9 mm
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋降伏強度	MPa	570
箍筋號數		D10
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	76
柱軸力	kN	1900
柱軸力比		0.456

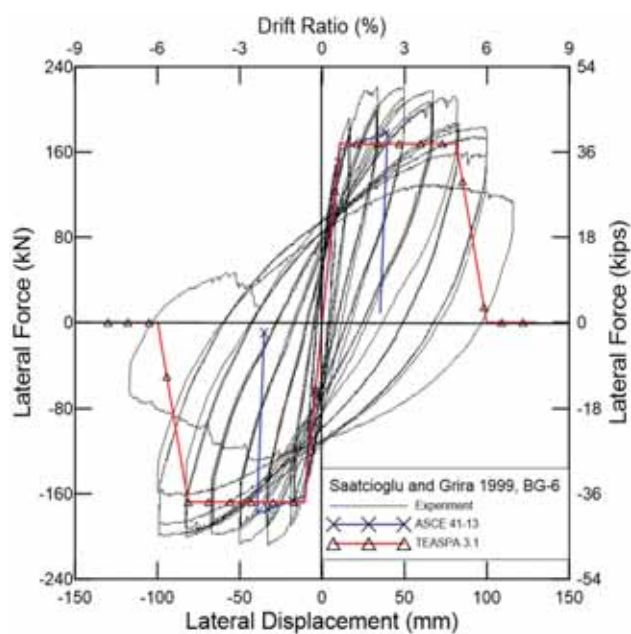


圖 3-18 案例 2 分析參數及比較結果

【資料來源：本研究製作】

根據表 3-4，進行下列計算：

$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{1,900,000 \text{ (N)}}{(350 \text{ mm})(350 \text{ mm})(34 \text{ MPa})} \approx 0.456$$

$$\rho = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{4 \times 71.33 \text{ (mm}^2\text{)}}{(350 \text{ mm})(76 \text{ mm})} \approx 0.0107$$

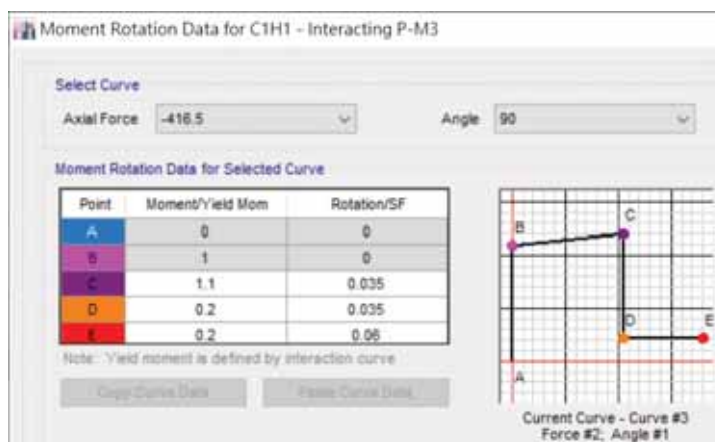
$$\text{因為軸壓力比 } \frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1 \quad \rho = \frac{A_v}{b_w s} \geq 0.006 \text{ 及 } \frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6 \quad \rho = \frac{A_v}{b_w s} \geq 0.006 \quad \square$$

間，故使用 $\frac{P}{A_g f'_c} = 0.456$ 去線性內插出 a、b、c：

$$a = 0.035 + (0.010 - 0.035) \times \frac{0.456 - 0.1}{0.6 - 0.1} = 0.0172$$

$$b = 0.06 + (0.010 - 0.06) \times \frac{0.456 - 0.1}{0.6 - 0.1} = 0.0244$$

$$c = 0.2 + (0 - 0.2) \times \frac{0.456 - 0.1}{0.6 - 0.1} = 0.0576$$



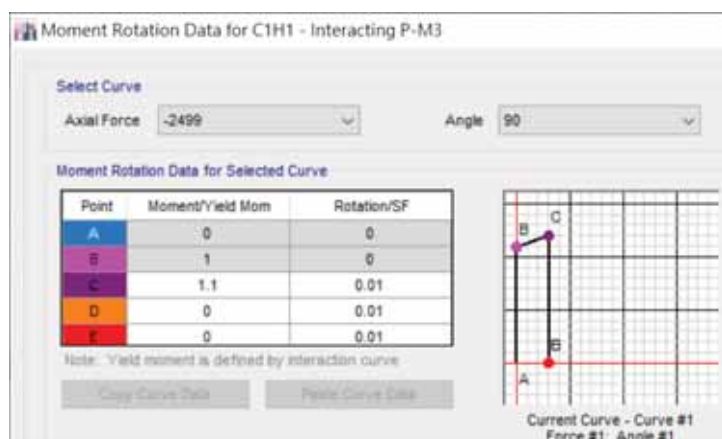
P=416.5 (kN) :

$$a = 0.035 - 0 = 0.035$$

$$b = 0.06 - 0 = 0.06$$

$$c = 0.2$$

(a) 軸力為 416.5kN



P=2499 (kN):

$$a=0.01-0=0.01$$

$$b=0.01-0=0.01$$

$$c=0$$

(b) 軸力為 2499 kN

圖 3-19 案例 2 不同軸力之塑鉸參數

【資料來源：本研究製作】

程式中預設 P-M3 塑鉸參數，依照軸力線性內插出 a、b、c:

∴ when P=1900 kN:

$$a=0.035+(0.01-0.035)\times\frac{1900-416.5}{2499-416.5}\approx 0.017191$$

$$b=0.06+(0.01-0.06)\times\frac{1900-416.5}{2499-416.5}\approx 0.024382$$

$$c=0.2+(0-0.2)\times\frac{1900-416.5}{2499-416.5}\approx 0.057527$$

設定 P-M3 進行側推分析之曲線如圖 3-20，對座標軸調整(橫軸改為 Displacement/H；縱軸改成 Base Shear/F_y)，如圖 3-21 所示：

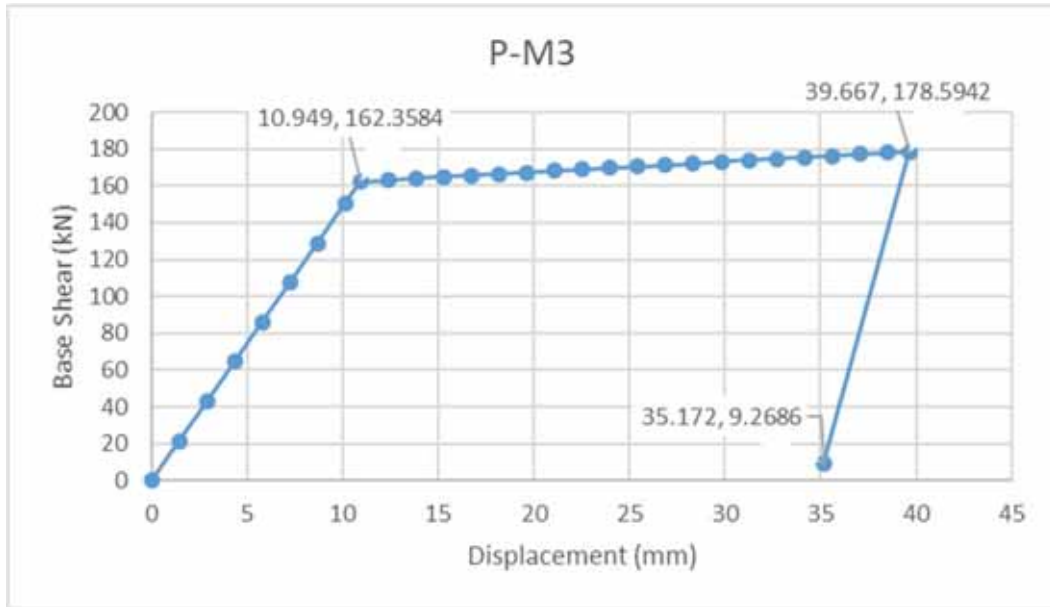


圖 3-20 案例 2 側推曲線(P-M3)

【資料來源：本研究製作】

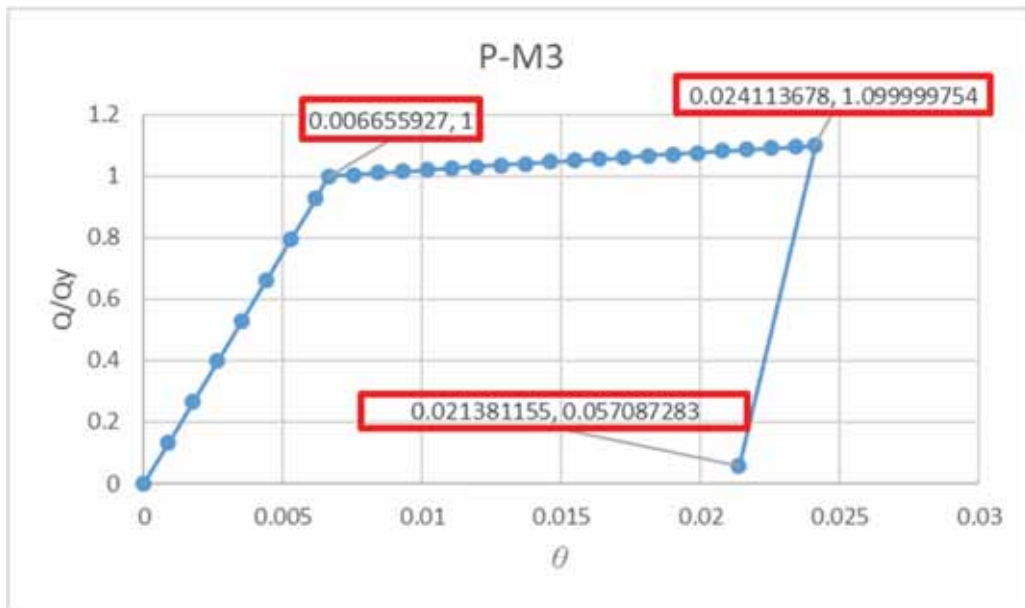


圖 3-21 案例 2 調整後側推曲線

【資料來源：本研究製作】

根據圖 3-21 計算 a、c:

$$a = 0.024113678 - 0.006655927 \approx 0.017458$$

$$c = 0.057087$$

由於建物模型分析時會使用到 Takeda 遲滯迴圈模擬反覆加載曲線，故需要用到 M3 或 M2 塑鉸，圖 3-22 為預設 M3 塑鉸之參數：

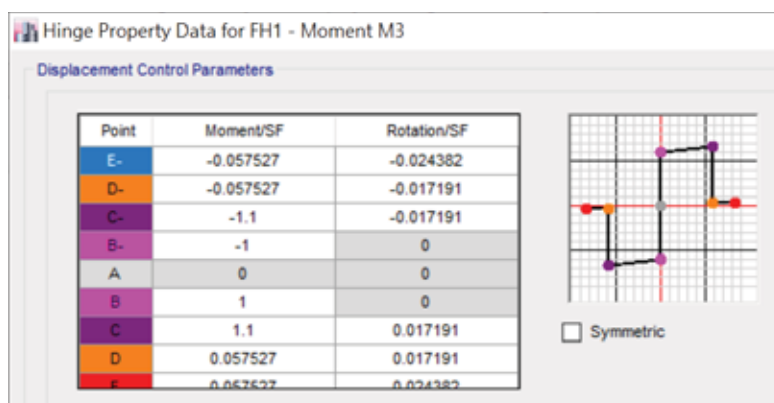


圖 3-22 案例 2 之 M3 塑鉸參數

【資料來源：本研究製作】

$$a = 0.017191 - 0 = 0.017191$$

$$b = 0.024382 - 0 = 0.024382$$

$$c = 0.057527$$

(備註: Moment SF=260.6432 kN-m)

設定 M3 塑鉸進行側推分析之曲線如圖 3-23，對座標軸調整(橫軸改為 Displacement/H；縱軸改成 Base Shear/Fy)，如圖 3-24 所示。

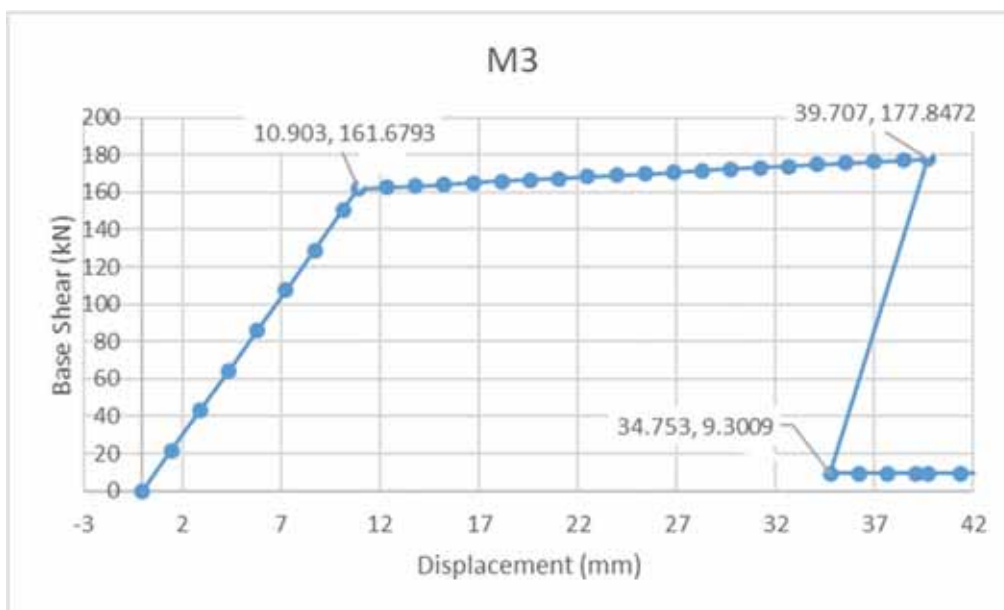


圖 3-23 案例 2 側推曲線(M3)

【資料來源：本研究製作】

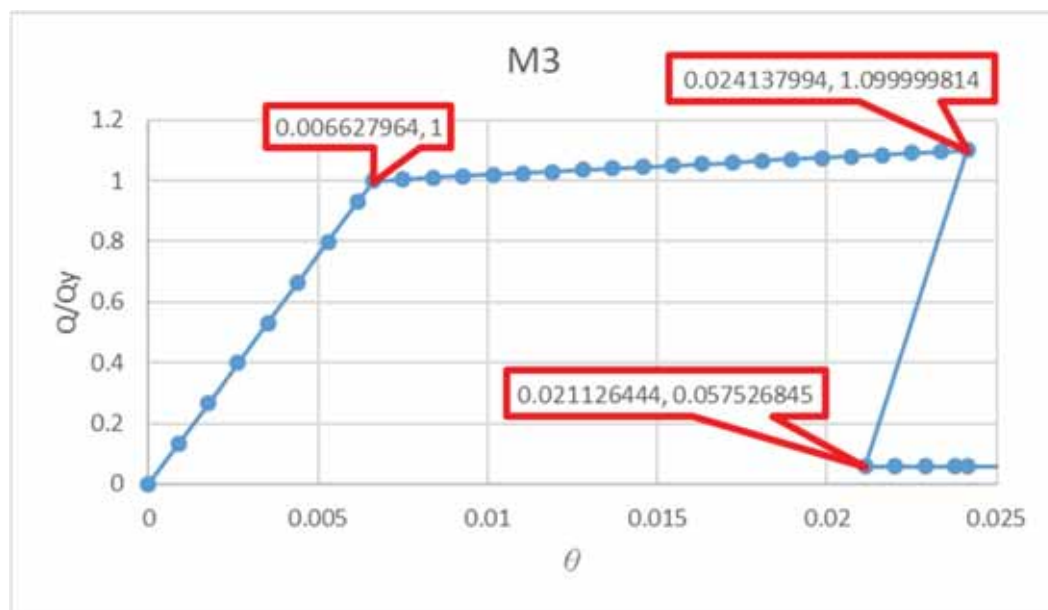


圖 3-24 案例 2 調整後側推曲線

【資料來源：本研究製作】

根據圖 3-24 計算 a、c，並比較 a、b、c，如表 3-12 所示：

$$a = 0.024137994 - 0.006627964 \approx 0.017510$$

$$c \approx 0.057527$$

表 3- 12 案例 2 塑鉸參數計算結果比較

		a	b	c
ASCE 41-13 (Code)	表 10-8	0.017200	0.024400	0.057600
ETABS (程式)	M3 預設塑鉸	0.017191	0.024382	0.057527
	M3 側推曲線反算驗證	0.017510		0.057527
	P-M3 預設塑鉸	0.017191	0.024382	0.057527
	P-M3 側推曲線反算驗證	0.017458		0.057087

【資料來源：本研究製作】

二、TEASPA V3.1 塑鉸驗證

採用 TEASPA V3.1 進行塑鉸設定之流程如圖 3-25 所示：



圖 3-25 TEASPA V3.1 進行塑鉸設定之流程

【資料來源：參考文獻 [28]】

1. 案例 1：D1N30 柱試體

試體名稱	Bechtoula, Kono, Arai and Watanabe, 2002, D1N30	
斷面形狀	方形	
	MPa	37.6
混凝土保護層	mm	18.5
斷面尺寸(W*D)	mm	250*250
柱高	mm	625
高寬比		2.5
主筋降伏強度	MPa	461
主筋號數		12-D13
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋降伏強度	MPa	485
箍筋號數		4 mm
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	40
柱軸力	kN	705
柱軸力比		0.3

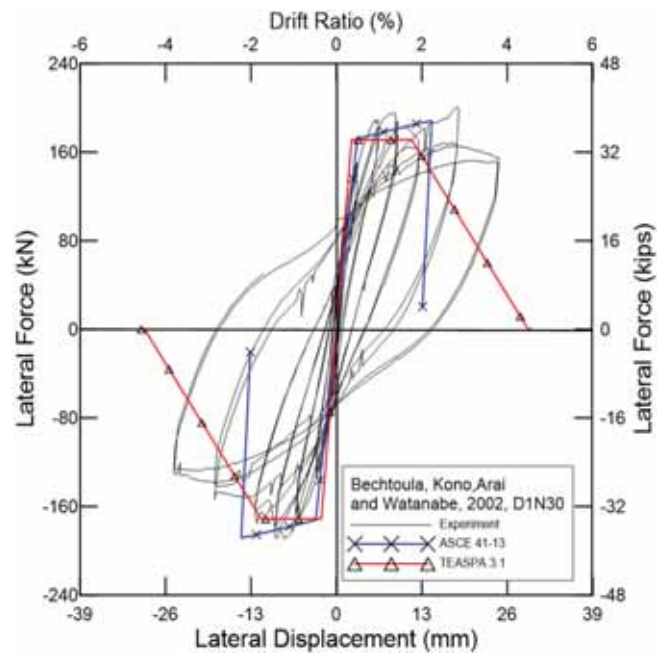


圖 3-26 案例 1 分析參數及比較結果

【資料來源：本研究製作】

根據式(3.1)到式(3.13)，計算 a、b、c 參數如表 3-13 所示：

表 3-13 案例 1 之 TEASPA 塑鉸計算表

單位:(cm)(kgf)(kgf/cm ²)			
斷面資料		箍筋參數	
b	25	fyt	4943.935
d	25	nh	4
H	62.5	Ah	0.125664
fc'	383.2824	db	0.4
cover	1.85	s	4
P	71865.44		
Mn	1056400		
Vb	33804.8	$\Delta s/H$	0.016641
Ag=bd	625	Δs	1.040041
Ig	32552.08		
Ec	293664	θ	65
單/雙曲率	12	dc=h-2c-db,c	20.9
k	469862.4	$\Delta a/H$	0.047395
$\Delta y=Vb/0.7k$	0.10278	Δa	2.962159
$\Delta n=Vb/0.35k$	0.205561		
deff=0.8h	20	a	0.001644
vm=Vb/bd	67.610	b	0.014996
Ast=Ah*nh	0.502655	c	0.047395
$\rho''=Ast/bs$	0.00503		

【資料來源：本研究製作】

經過 TEASPA 3.1 的塑鉸設定，ETABS 塑鉸會有 11 組軸力可以進行內插塑鉸性質參數，對照軸力 P=71865.44 (kgf) 可以發現介在第六組 P=76729.79 (kgf) 以及第七組 P=51390.42 (kgf)：

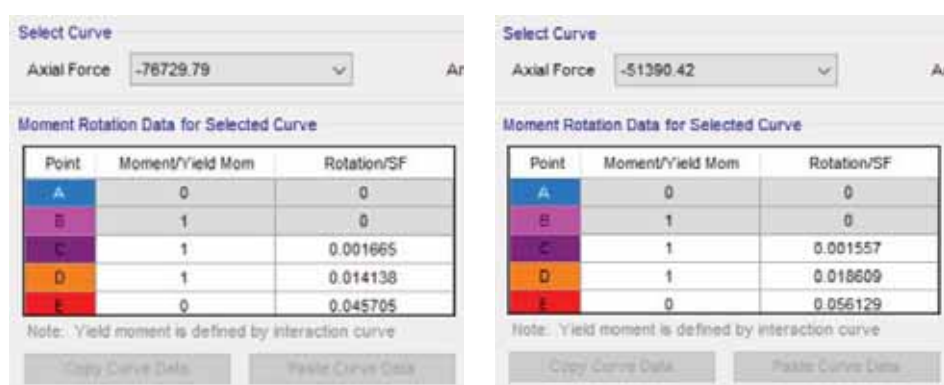


圖 3-27 案例 1 不同軸力之塑鉸參數

【資料來源：本研究製作】

$$a = 0.001665 + (0.001557 - 0.001665) \times \frac{71865 - 76729}{51390 - 76729} = 0.001644$$

$$b = 0.014138 + (0.018609 - 0.014138) \times \frac{71865 - 76729}{51390 - 76729} = 0.014992$$

$$c = 0.045705 + (0.056129 - 0.045705) \times \frac{71865 - 76729}{51390 - 76729} = 0.047696$$

設定 TEASPA 3.1 塑鉸進行側推分析，曲線如圖 3- 27：

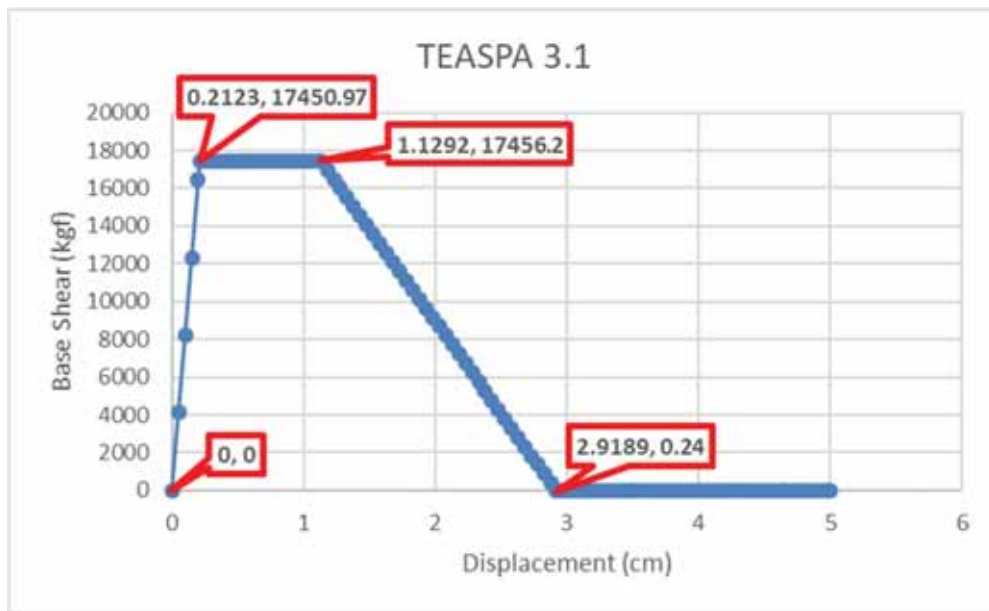


圖 3- 28 案例 1 採用 TEASPA 之側推曲線

【資料來源：本研究製作】

觀察側推曲線可以得到 Δ_y 、 Δ_s 、 Δ_a 、 V_b ，如表 3- 14 所示，計算結果比較如表 3- 15 所示，兩者均十分接近。其中， V_b 之差異乃因 ETABS 計算標稱彎矩的結果與 TEASPA 不同所造成。

$$V_b = \frac{M_n}{H} = \frac{1056400}{62.5} = 16902.4 \text{ (kgf)}$$

$$k = \frac{3E_c I_g}{H^3} = \frac{3(293664)(32552.08)}{(62.5)^3} = 117465.588 \text{ (kgf/cm)}$$

$$\Delta_y = \frac{V_b}{0.7k} = \frac{16902.4}{0.7(117465.588)} = 0.20556 \text{ (cm)}$$

$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \Rightarrow \Delta_s = b \times H + \Delta_y = 0.014996 \times 62.5 + 0.20556 = 1.14281 \text{ (cm)}$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) = \frac{\Delta_a}{H} \Rightarrow \Delta_a = c \times H = 0.047395 \times 62.5 = 2.9621875 \text{ (cm)}$$

表 3- 14 案例 1 採用 TEASPA 之側推曲線的控制點

Δ_y (cm)	Δ_s (cm)	Δ_a (cm)	V_b (kgf)
0.2123	1.1292	2.9189	17456

【資料來源：本研究製作】

表 3- 15 案例 1 TEASPA 程式與手算結果比較

	Δ_y (cm)	Δ_s (cm)	Δ_a (cm)	V_b (kgf)
程式	0.21	1.13	2.92	17456
手算	0.21	1.14	2.96	16902

【資料來源：本研究製作】

2. 案例 2：BG-61 柱試體

試體名稱	Saatcioglu and Grira 1999, BG-6 (Rectangular)	
斷面形狀	方形	
	MPa	34
混凝土保護層	mm	29
斷面尺寸(W*D)	mm	350*350
柱高	mm	1645
高寬比		4.7
主筋降伏強度	MPa	477.8
主筋號數		4-29.9 mm
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋降伏強度	MPa	570
箍筋號數		D10
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	76
柱軸力	kN	1900
柱軸力比		0.456

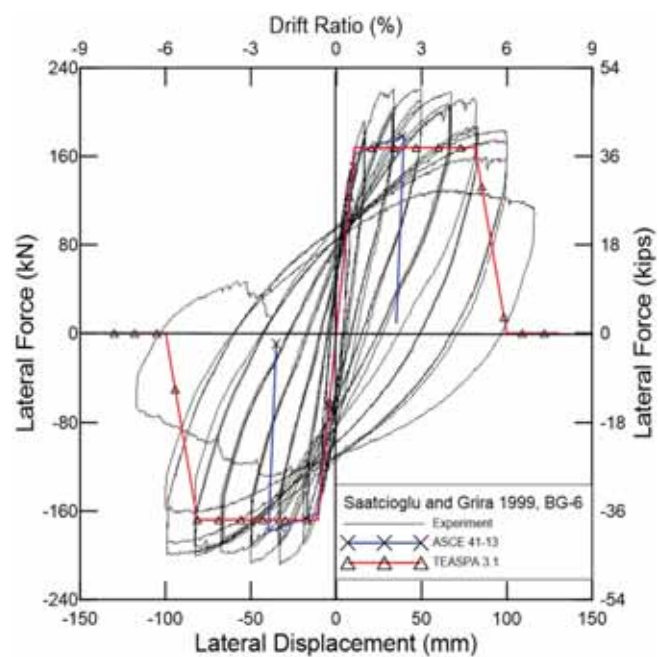


圖 3-29 案例 1 分析參數及比較結果

【資料來源：本研究製作】

根據式(3.1)到式(3.13)，計算 a、b、c 參數如表 3-16 所示：

表 3-16 案例 2 之 TEASPA 塑鉸計算表

單位:(cm)(kgf)(kgf/cm ²)				
斷面資料			箍筋參數	
b	35		fyt	5810.398
d	35		nh	4
H	164.5		Ah	0.713306
fc'	346.58512		db	0.953
cover	2.9		s	7.6
P	193679.9			
Mn	2746546.3			
Vb	33392.66		$\Delta s/H$	0.047739
Ag=bd	1225		Δs	7.853142
Ig	125052.08			
Ec	279251.95		θ	65
單/雙曲率	12		dc=h-2c-db,c	28.247
k	94139.239		$\Delta a/H$	0.062034
$\Delta y=Vb/0.7k$	0.5067366		Δa	10.20452
$\Delta n=Vb/0.35k$	1.0134732			
deff=0.8h	28		a	0.00308
vm=Vb/bd	34.074		b	0.044659
Ast=Ah*nh	2.8532227		c	0.062034
$\rho''=Ast/bs$	0.01073			

【資料來源：本研究製作】

經過 TEASPA 3.1 的塑鉸設定，ETABS 塑鉸會有 11 組軸力可以進行內插塑鉸性質參數，對照軸力 P=193679.9 (kgf) 可以發現介在第五組 P=212136.26 (kgf) 以及第六組 P=122395.91 (kgf)：

Select Curve			Select Curve		
Axial Force	-212136.26		Axial Force	-122395.91	
Moment Rotation Data for Selected Curve			Moment Rotation Data for Selected Curve		
Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF	Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0	0	A	0	0
B	1	0	B	1	0
C	1	0.003014	C	1	0.003337
D	1	0.043134	D	1	0.046656
E	0	0.059249	E	0	0.072523

圖 3-30 案例 2 不同軸力之塑鉸參數

【資料來源：本研究製作】

$$a = 0.003014 + (0.003337 - 0.003014) \times \frac{193679.9 - 212136.26}{122395.91 - 212136.26} \approx 0.003080$$

$$b = 0.043134 + (0.046656 - 0.043134) \times \frac{193679.9 - 212136.26}{122395.91 - 212136.26} \approx 0.043858$$

$$c = 0.059249 + (0.072523 - 0.059249) \times \frac{193679.9 - 212136.26}{122395.91 - 212136.26} \approx 0.061976$$

設定 TEASPA 3.1 塑鉸進行側推分析曲線，如圖 3-30：

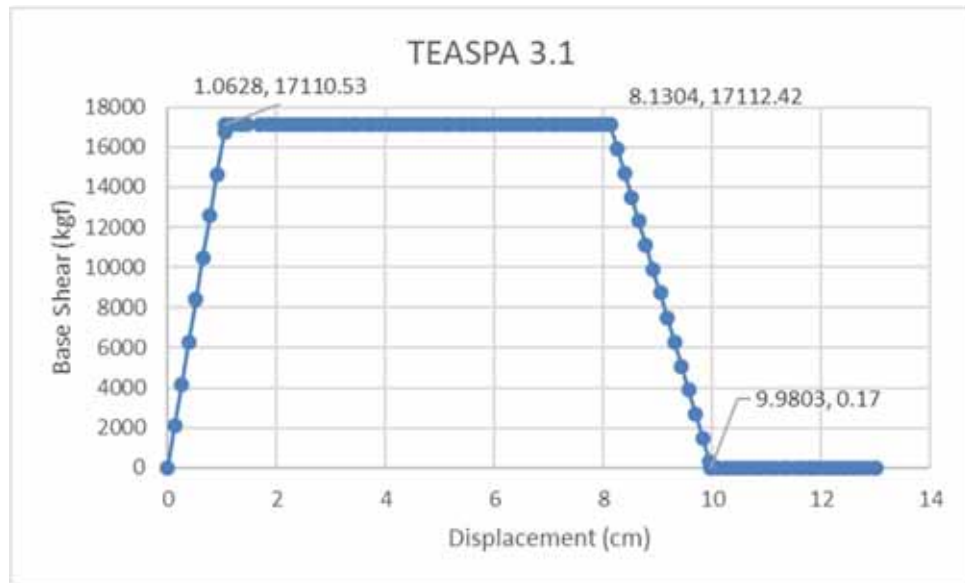


圖 3-31 側推曲線

【資料來源：本研究製作】

觀察側推曲線可以得到 Δ_y 、 Δ_s 、 Δ_a 、 V_b ，如表 3-17 所示，計算結果比較如表 3-18 所示，兩者均十分接近。其中， V_b 之差異乃因 ETABS 計算標稱彎矩的結果與 TEASPA 不同所造成。利用表 3-12 來比較程式以及手算之差異：

表 3-18 案例 2 TEASPA 程式與手算結果比較

表 3- 17 案例 2 採用 TEASPA 之側推曲線的控制點

Δ_y (cm)	Δ_y (cm)	Δ_a (cm)	V_b (kgf)
1.0628	8.1304	9.9803	17110

【資料來源：本研究製作】

$$V_b = \frac{M_n}{H} = \frac{2746546.3}{164.5} = 16696.33009 \text{ (kgf)}$$

$$k = \frac{3E_c I_g}{H^3} = \frac{3(279251.95)(125052.08)}{(164.5)^3} = 23534.80922 \text{ (kgf/cm)}$$

$$\Delta_y = \frac{V_b}{0.7k} = \frac{16696.33009}{0.7(23534.80922)} = 1.013473 \text{ (cm)}$$

$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \Rightarrow \Delta_s = b \times H + \Delta_y = 0.044659 \times 164.5 + 1.013473 = 8.359878 \text{ (cm)}$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) = \frac{\Delta_a}{H} \Rightarrow \Delta_a = c \times H = 0.062034 \times 164.5 = 10.204593 \text{ (cm)}$$

表 3- 18 案例 1 TEASPA 程式與手算結果比較

	Δ_y (cm)	Δ_y (cm)	Δ_a (cm)	V_b (kgf)
程式	1.06	8.13	9.98	17110
手算	1.01	8.35	10.20	16696

【資料來源：本研究製作】

第四節 分析與實驗驗證

本計畫收集 34 組柱實驗資料，其中 12 組來自 Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) 實驗資料庫、9 組來自日本實驗室資料庫、13 組來自國家地震中心實驗資料庫。依照前兩節所述破壞模式分類與計算方式，分別採用 ASCE 41-13 與 TEASPA V3.1 塑鉸，比對實驗遲滯迴圈及側推分析之包絡線，。分析結果顯示，依照 ASCE 41-13 所定義之塑鉸參數，側推曲線相較於實驗結果，在最大強度上與實驗接近，但極限位移呈現非常保守的推估值。相反的，TEASPA V3.1 所定義之塑鉸參數，可有效掌握各種破壞模式，對於初始勁度、最大強度及極限變形，也有較合理的預測結果。

除此之外，本案例也使用 ETABS 內建非線性元素 Takeda Model 進行靜力非線性分析，模擬反覆加載柱軸力與位移消長的關係，詳見附錄五 單柱側推之 Takeda 模型驗證及探討。

一、撓曲破壞

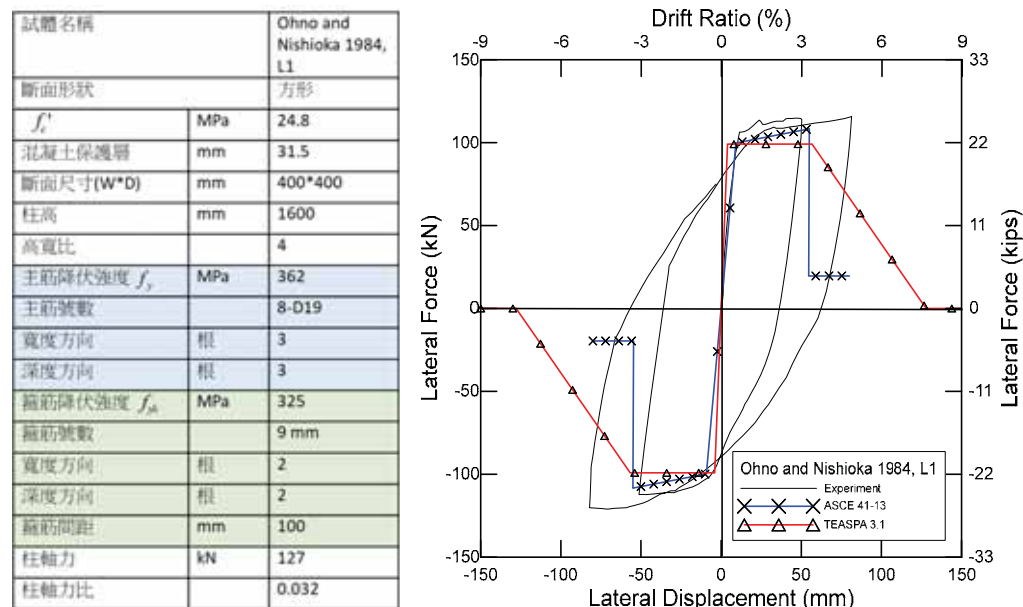


圖 3-32 案例 3 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱		Ohno and Nishioka 1984, L2
斷面形狀		方形
f'_c	MPa	24.8
混凝土保護層	mm	31.5
斷面尺寸(W*D)	mm	400*400
柱高	mm	1600
高寬比		4
主筋降伏強度 f_y	MPa	362
主筋號數		8-D19
寬度方向	根	3
深度方向	根	3
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	325
箍筋號數		9 mm
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	mm	100
柱軸力	kN	127
柱軸力比		0.032

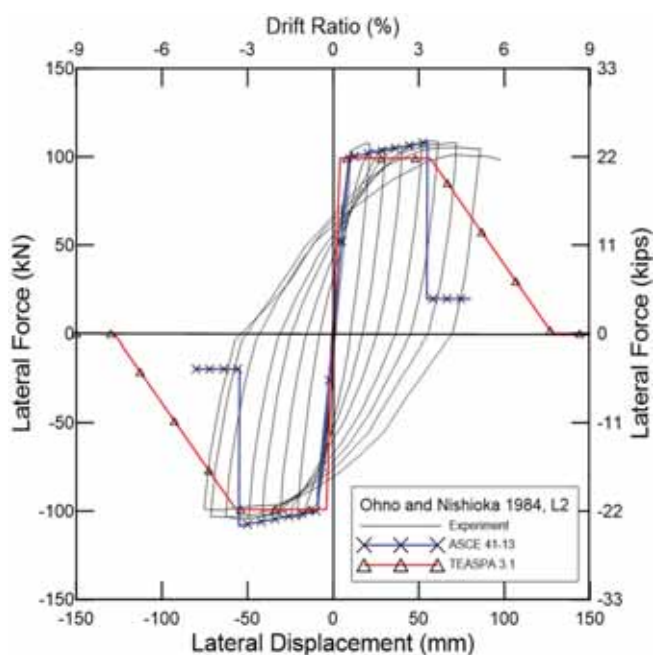


圖 3-33 案例 4 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱		Takemura and Kawashima, 1997, Test 3
斷面形狀		方形
f'_c	MPa	34.3
混凝土保護層	mm	27.5
斷面尺寸(W*D)	mm	400*400
柱高	mm	1245
高寬比		3.11
主筋降伏強度 f_y	MPa	363
主筋號數		20-D13
寬度方向	根	6
深度方向	根	6
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	368
箍筋號數		6 mm
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	mm	70
柱軸力	kN	157
柱軸力比		0.029

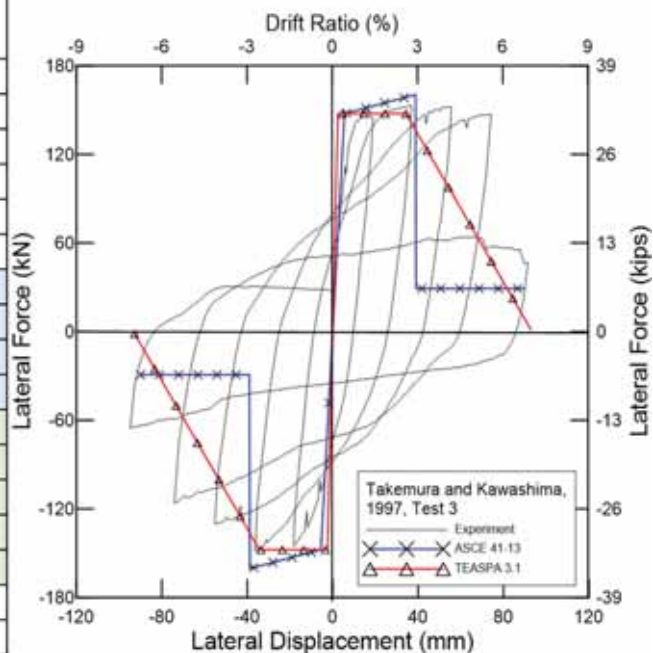


圖 3-34 案例 5 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	Wehbe et al. 1998, A2	
斷面形狀	矩形	
f'_c	MPa	27.2
混凝土保護層	mm	28
斷面尺寸(W*D)	mm	380*610
柱高	mm	2335
高寬比		6.14
主筋降伏強度 f_y	MPa	448
主筋號數		18-D19
寬度方向	根	4
深度方向	根	7
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	428
箍筋號數		6 mm
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	110
柱軸力	kN	1505
柱軸力比		0.239

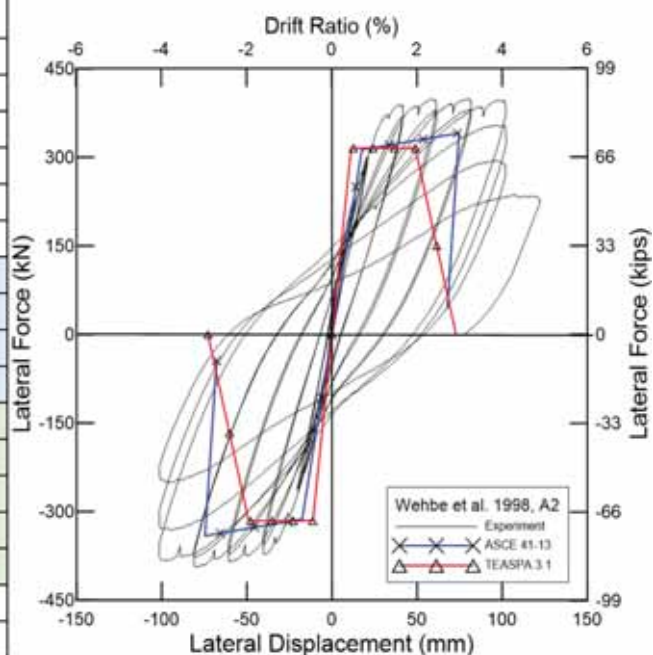


圖 3-35 案例 6 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	Mo and Wang 2000, C1-3	
斷面形狀	方形	
f'_c	MPa	26.1
混凝土保護層	mm	34
斷面尺寸(W*D)	mm	400*400
柱高	mm	1400
高寬比		3.5
主筋降伏強度 f_y	MPa	497
主筋號數		12-D19
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	459.5
箍筋號數		6.3 mm
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	50
柱軸力	kN	900
柱軸力比		0.216

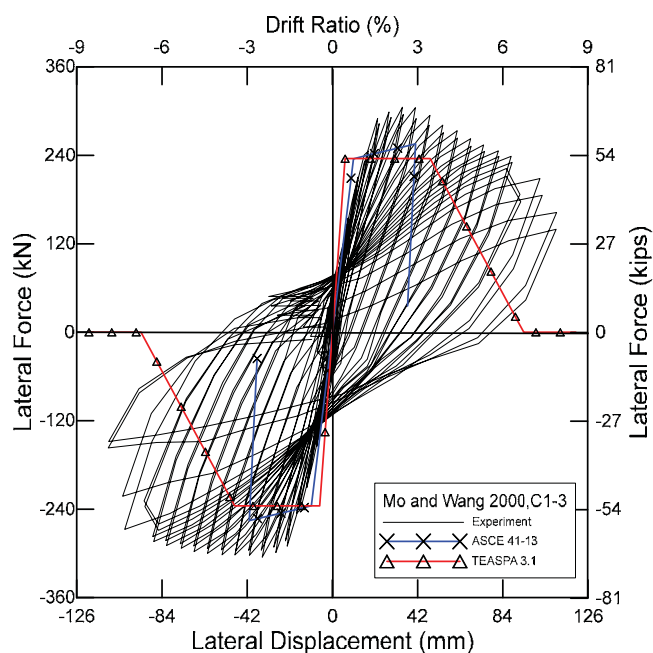


圖 3-36 案例 7 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	Mo and Wang 2000,C3-3	
斷面形狀	方形	
f'_c	MPa	26.9
混凝土保護層	mm	34
斷面尺寸(W*D)	mm	400*400
柱高	mm	1400
高寬比	3.5	
主筋降伏強度 f_y	MPa	497
主筋號數	12-D19	
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	459.5
箍筋號數	6.3 mm	
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	54
柱軸力	kN	900
柱軸力比	0.209	

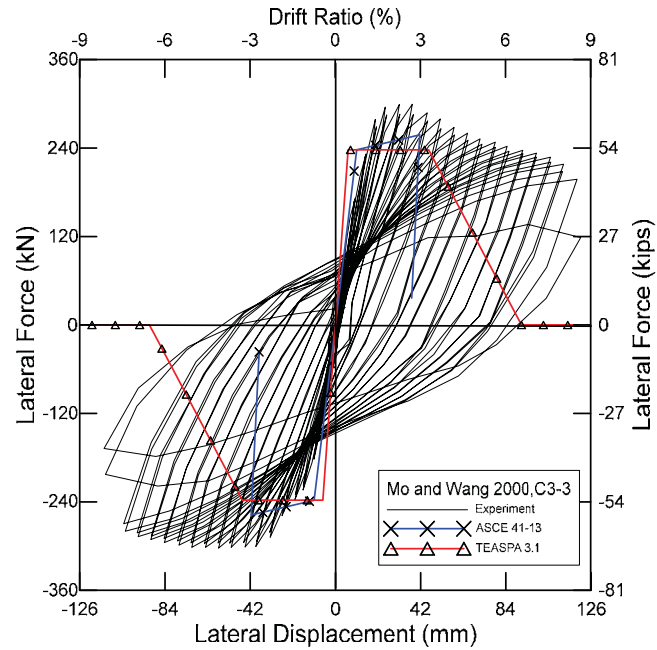


圖 3-37 案例 8 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	Bechtoula, Kono, Arai and Watanabe, 2002, D1N30	
斷面形狀	方形	
f'_c	MPa	37.6
混凝土保護層	mm	18.5
斷面尺寸(W*D)	mm	250*250
柱高	mm	625
高寬比	2.5	
主筋降伏強度 f_y	MPa	461
主筋號數	12-D13	
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	485
箍筋號數	4 mm	
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	40
柱軸力	kN	705
柱軸力比	0.3	

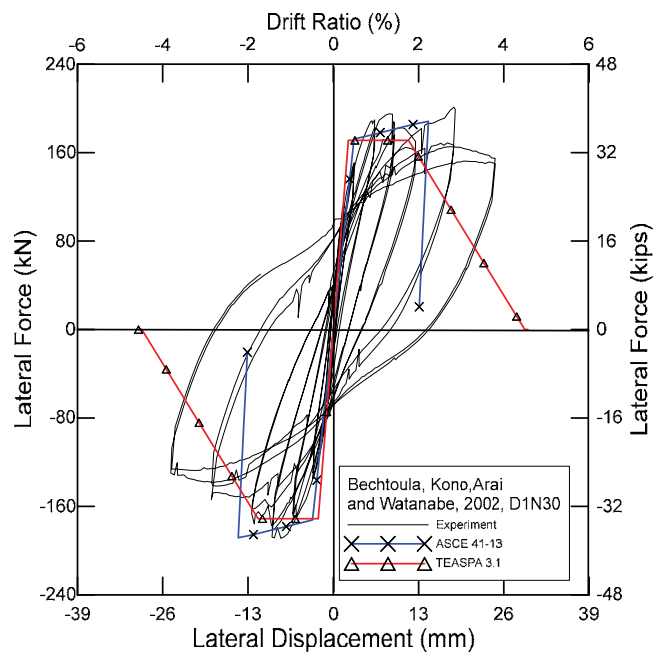


圖 3-38 案例 9 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	Saatcioglu and Grira 1999, BG-1 (Rectangular)	
斷面形狀	方形	
f'_c	MPa	34
混凝土保護層	mm	29
斷面尺寸(W*D)	mm	350*350
柱高	mm	1645
高寬比		4.7
主筋降伏強度 f_y	MPa	455.6
主筋號數		8-19.5 mm
寬度方向	根	3
深度方向	根	3
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	570
箍筋號數		D10
寬度方向	根	3
深度方向	根	3
箍筋間距	mm	152
柱軸力	kN	1782
柱軸力比		0.428

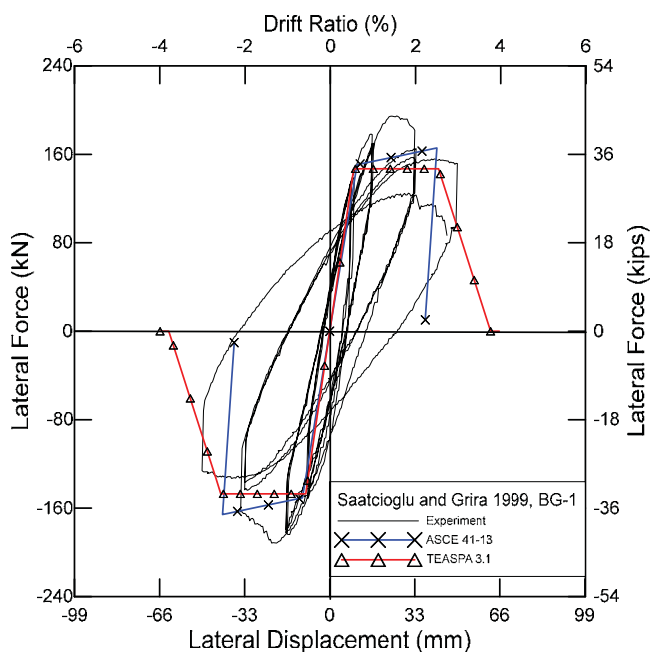


圖 3-39 案例 10 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	Saatcioglu and Grira 1999, BG-6 (Rectangular)	
斷面形狀	方形	
f'_c	MPa	34
混凝土保護層	mm	29
斷面尺寸(W*D)	mm	350*350
柱高	mm	1645
高寬比		4.7
主筋降伏強度 f_y	MPa	477.8
主筋號數		4-29.9 mm
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	570
箍筋號數		D10
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	76
柱軸力	kN	1900
柱軸力比		0.456

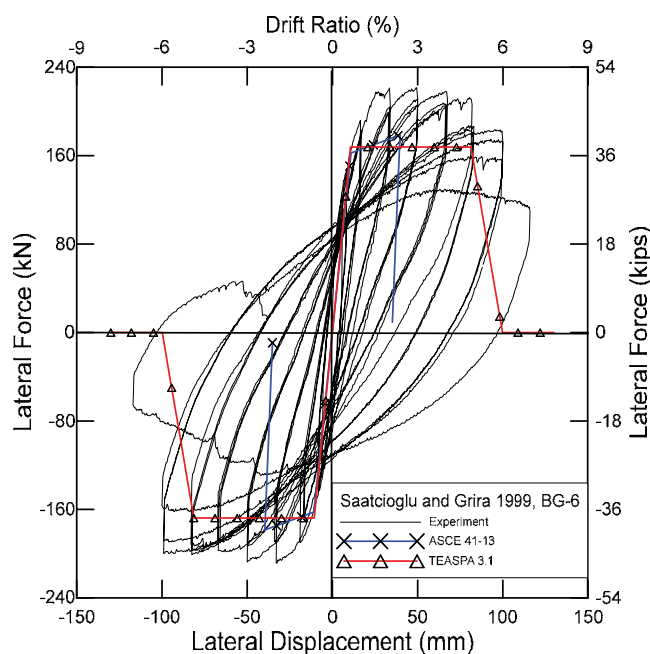


圖 3-40 案例 11 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	Bechtoula, Kono, Arai and Watanabe, 2002, D1N60	
斷面形狀	方形	
f'_c	MPa	37.6
混凝土保護層	mm	18.5
斷面尺寸(W*D)	mm	250*250
柱高	mm	625
高寬比		1.3
主筋降伏強度 f_y	MPa	461
主筋號數		12-D13
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	485
箍筋號數		4 mm
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	40
柱軸力	kN	1410
柱軸力比		0.6

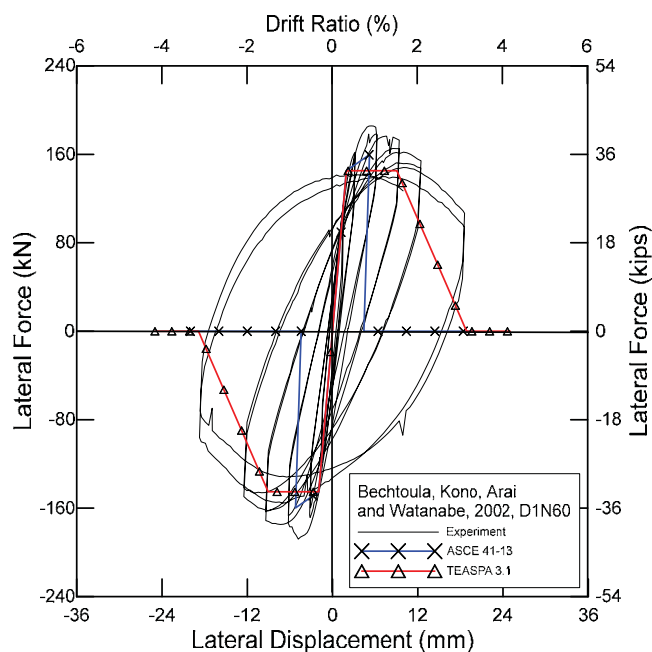


圖 3-41 案例 12 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	Bechtoula, Kono, Arai and Watanabe, 2002, L1N6B	
斷面形狀	方形	
f'_c	MPa	32.2
混凝土保護層	mm	34.5
斷面尺寸(W*D)	mm	560*560
柱高	mm	1200
高寬比		2.14
主筋降伏強度 f_y	MPa	388
主筋號數		12-D25
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	524
箍筋號數		D13
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	mm	100
柱軸力	kN	6000
柱軸力比		0.594

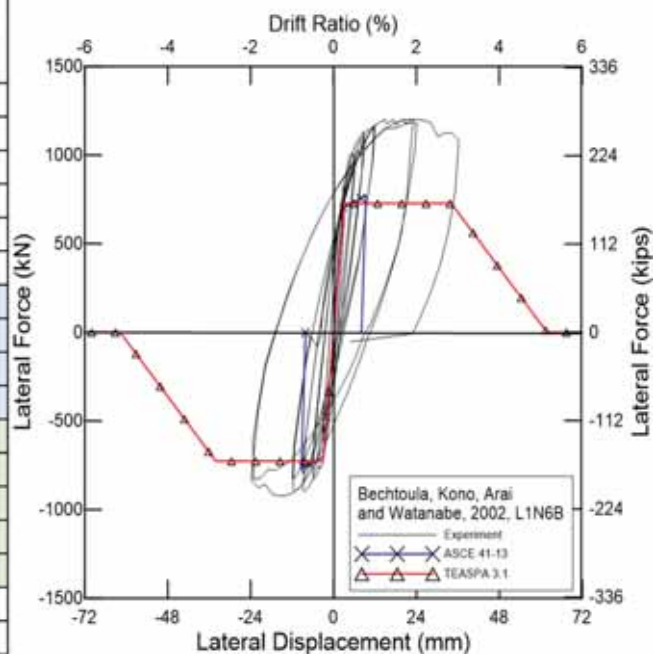


圖 3-42 案例 13 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	Bechtoula, Kono, Arai and Watanabe, 2002, L1N60		
斷面形狀	方形		
f'_c	MPa	39.2	
混凝土保護層	mm	44.5	
斷面尺寸(W*D)	mm	600*600	
柱高	mm	1200	
高寬比		2	
主筋降伏強度 f_y	MPa	388	
主筋號數		12-D25	
寬度方向	根	4	
深度方向	根	4	
箍筋降伏強度 f_{yh}	MPa	524	
箍筋號數		D13	
寬度方向	根	4	
深度方向	根	4	
箍筋間距	mm	100	
柱軸力	kN	8000	
柱軸力比		0.567	

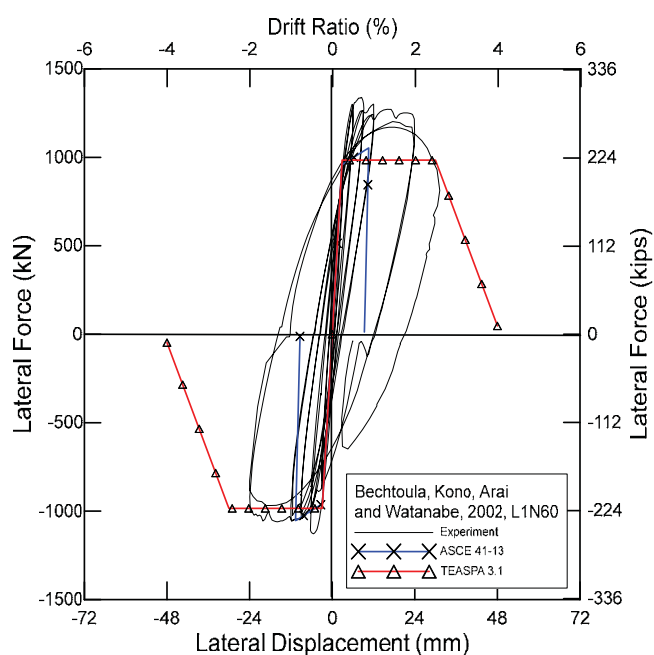


圖 3-43 案例 14 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	BMRC1		
斷面形狀	方形		
f'_c	kgf/cm ²	374	
混凝土保護層	cm	4	
斷面尺寸(W*D)	cm	60*60	
柱高	cm	360	
高寬比		6	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	5443	
主筋號數		D25	
寬度方向	根	5	
深度方向	根	5	
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	3476	
箍筋號數		D13	
寬度方向	根	5	
深度方向	根	5	
箍筋間距	cm	10	
柱軸力	tf	137	
柱軸力比		0.10175	

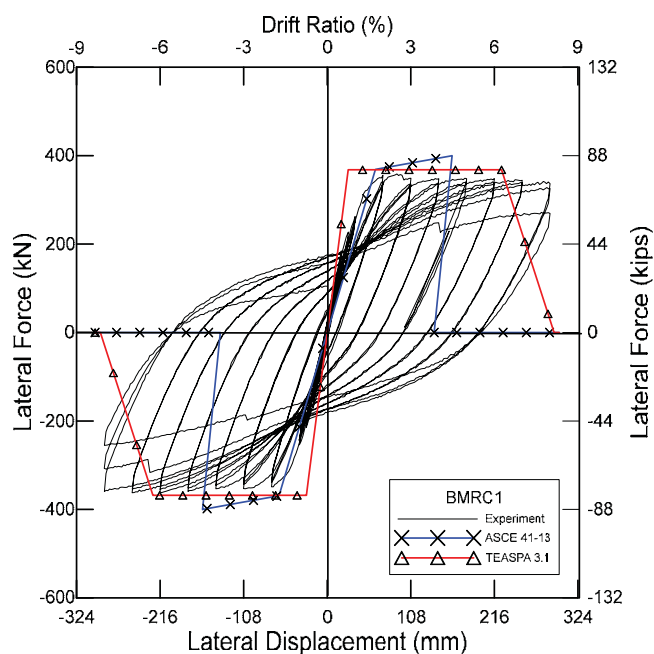


圖 3-44 案例 15 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

二、撓剪破壞

試體名稱	BMR2	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	265
混凝土保護層	cm	2.5
斷面尺寸(W*D)	cm	60*75
柱高	cm	325
高寬比		5.42
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3500
主筋號數		18-D16
寬度方向	根	7
深度方向	根	11
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	5000
箍筋號數		D10
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	cm	13
柱軸力	tf	94.5
柱軸力比		0.07924528

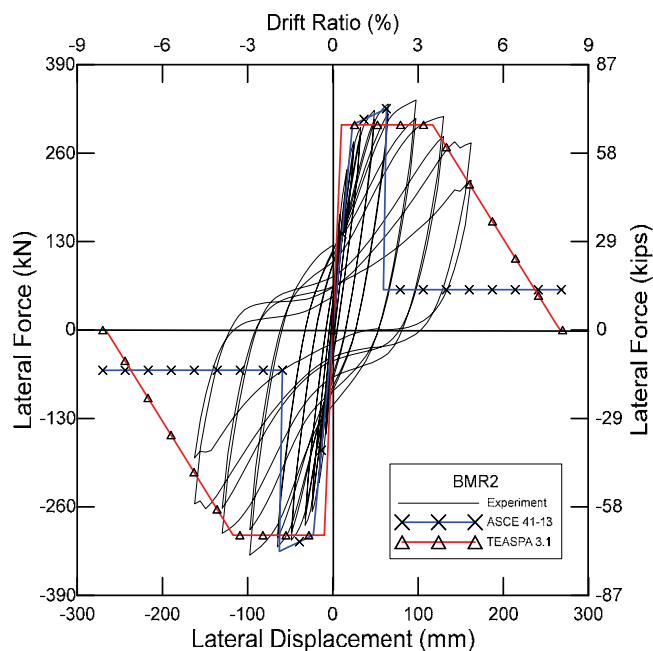


圖 3-45 案例 16 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	BMR3	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	260
混凝土保護層	cm	2.5
斷面尺寸(W*D)	cm	60*75
柱高	cm	325
高寬比		5.42
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3500
主筋號數		18-D16
寬度方向	根	7
深度方向	根	11
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	5000
箍筋號數		D10
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	cm	13
柱軸力	tf	142
柱軸力比		0.12136752

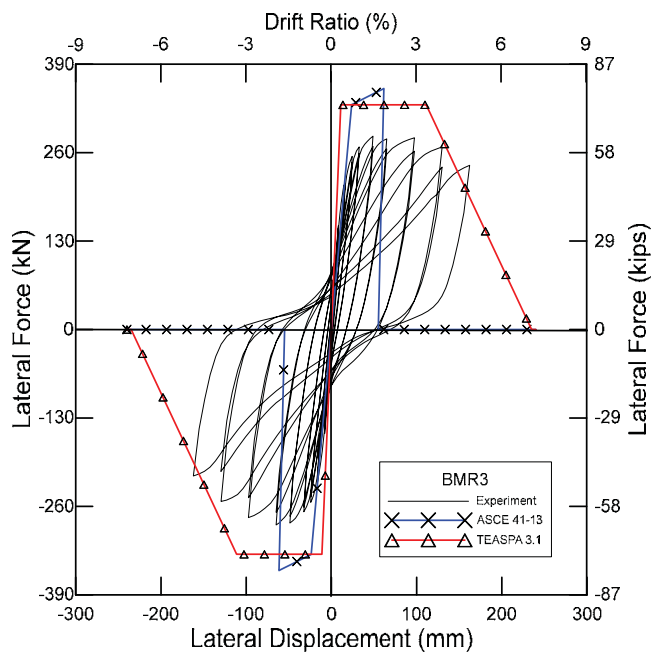


圖 3-46 案例 17 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	BMR4	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	209
混凝土保護層	cm	2.5
斷面尺寸(W*D)	cm	60*75
柱高	cm	325
高寬比		5.42
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3947
主筋號數		18-D16
寬度方向	根	7
深度方向	根	11
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	4600
箍筋號數		D10
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	cm	23
柱軸力	tf	142
柱軸力比		0.15098352

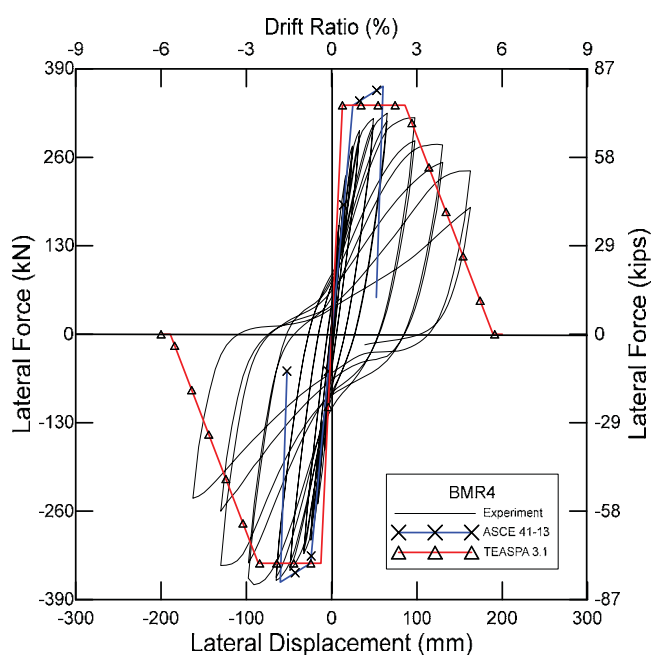


圖 3-47 案例 18 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	BMRL50	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	182
混凝土保護層	cm	2.5
斷面尺寸(W*D)	cm	60*75
柱高	cm	325
高寬比		5.42
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	4196
主筋號數		18-D19
寬度方向	根	7
深度方向	根	11
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	4296
箍筋號數		D10
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋間距	cm	13
柱軸力	tf	142
柱軸力比		0.17338217

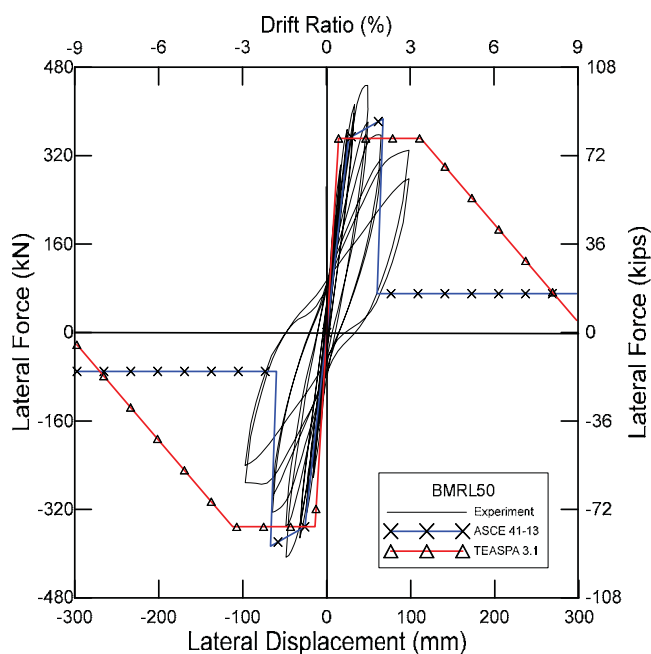


圖 3-48 案例 19 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	1DH	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	257
混凝土保護層	cm	4
斷面尺寸(W*D)	cm	30*50
柱高	cm	50
高寬比	1	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	4462
主筋號數	8-D22	
寬度方向	根	3
深度方向	根	5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	4382
箍筋號數	D13	
寬度方向	根	3
深度方向	根	3
箍筋間距	cm	10
柱軸力	tf	112
柱軸力比	0.290532	

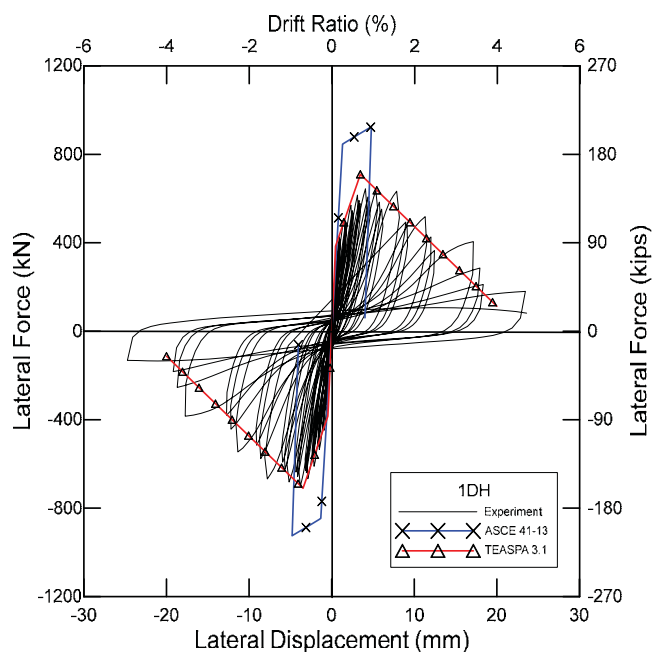


圖 3-49 案例 20 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	1DL	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	257
混凝土保護層	cm	4
斷面尺寸(W*D)	cm	30*50
柱高	cm	50
高寬比	1	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	4462
主筋號數	8-D22	
寬度方向	根	3
深度方向	根	5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	4382
箍筋號數	D13	
寬度方向	根	3
深度方向	根	3
箍筋間距	cm	10
柱軸力	tf	37
柱軸力比	0.095979	

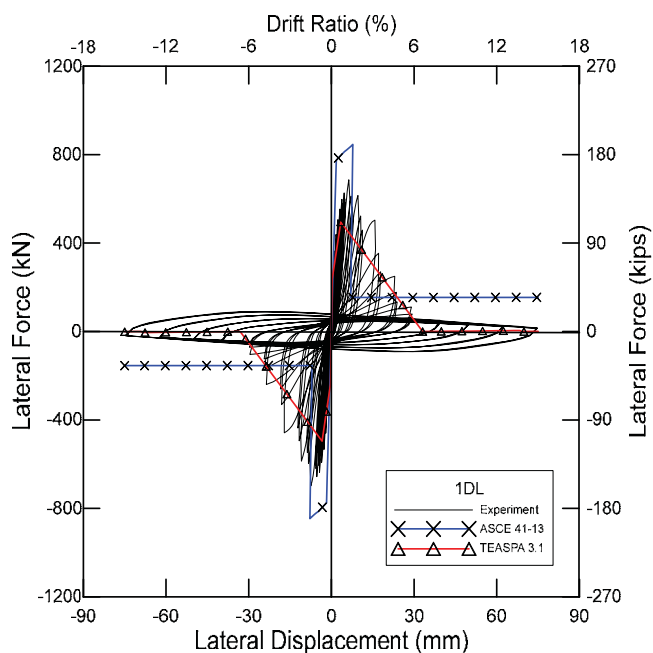


圖 3-50 案例 21 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	1NH	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	257
混凝土保護層	cm	4
斷面尺寸(W*D)	cm	30*50
柱高	cm	50
高寬比	1	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	4462
主筋號數	8-D22	
寬度方向	根	3
深度方向	根	5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	4669
箍筋號數	D10	
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	10
柱軸力	tf	112
柱軸力比	0.290532	

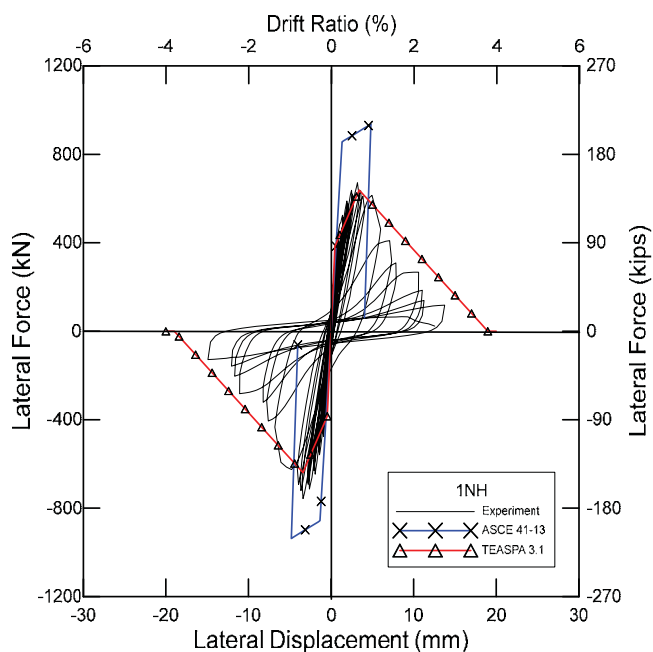


圖 3-51 案例 22 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	1NL	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	257
混凝土保護層	cm	4
斷面尺寸(W*D)	cm	30*50
柱高	cm	50
高寬比	1	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	4462
主筋號數	8-D22	
寬度方向	根	3
深度方向	根	5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	4669
箍筋號數	D10	
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	10
柱軸力	tf	37
柱軸力比	0.095979	

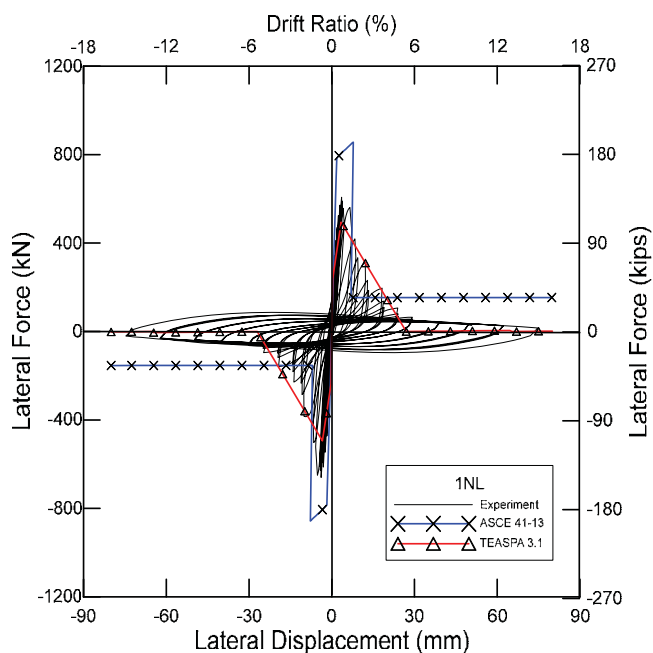


圖 3-52 案例 23 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	2DH	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	249
混凝土保護層	cm	4
斷面尺寸(W*D)	cm	30*50
柱高	cm	100
高寬比	2	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	4462
主筋號數	8-D22	
寬度方向	根	3
深度方向	根	5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	4382
箍筋號數	D13	
寬度方向	根	3
深度方向	根	3
箍筋間距	cm	10
柱軸力	tf	112
柱軸力比	0.299866	

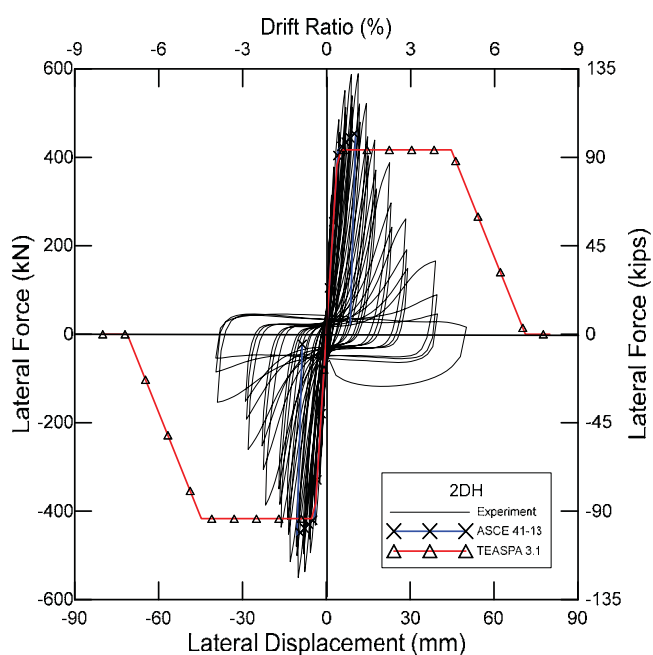


圖 3-53 案例 24 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	2DL	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	249
混凝土保護層	cm	4
斷面尺寸(W*D)	cm	30*50
柱高	cm	100
高寬比	2	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	4462
主筋號數	8-D22	
寬度方向	根	3
深度方向	根	5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	4382
箍筋號數	D13	
寬度方向	根	3
深度方向	根	3
箍筋間距	cm	10
柱軸力	tf	37
柱軸力比	0.099063	

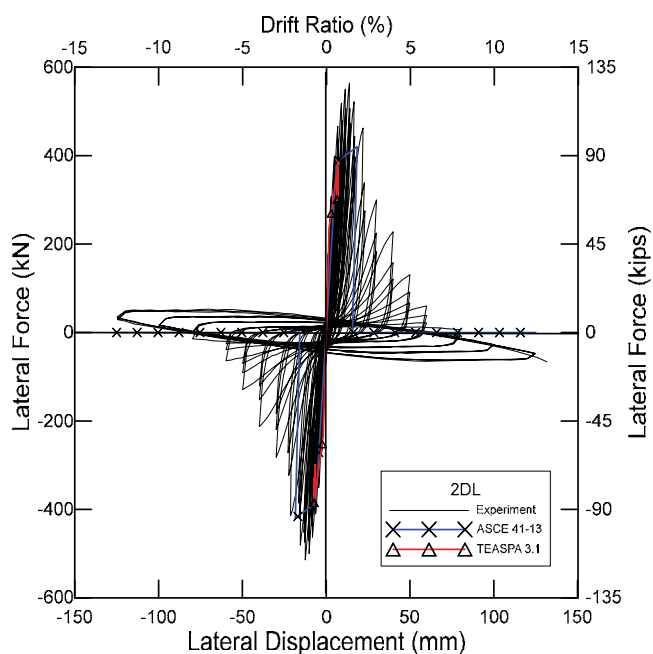


圖 3-54 案例 25 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	2NH	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	249
混凝土保護層	cm	4
斷面尺寸(W*D)	cm	30*50
柱高	cm	100
高寬比	2	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	4462
主筋號數	8-D22	
寬度方向	根	3
深度方向	根	5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	4669
箍筋號數	D10	
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	20
柱軸力	tf	112
柱軸力比	0.299866	

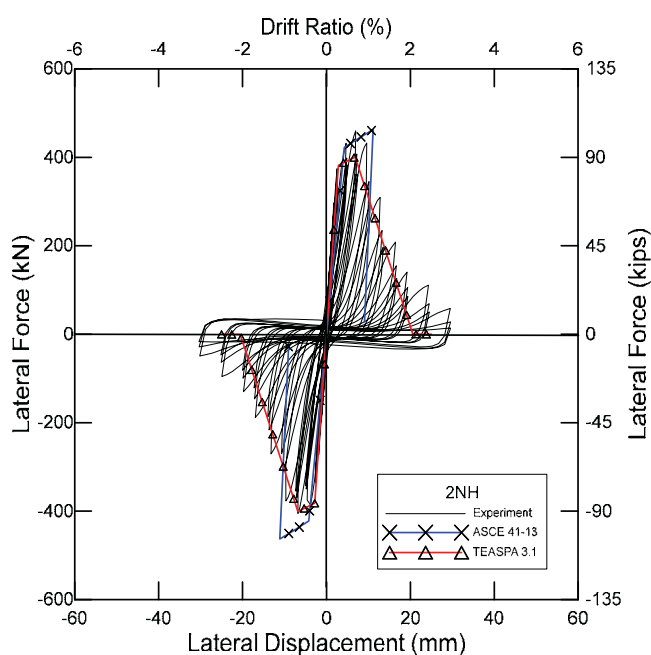


圖 3-55 案例 26 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	2NL	
斷面形狀	矩形	
f'_c	kgf/cm ²	249
混凝土保護層	cm	4
斷面尺寸(W*D)	cm	30*50
柱高	cm	100
高寬比	2	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	4462
主筋號數	8-D22	
寬度方向	根	3
深度方向	根	5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	4669
箍筋號數	D10	
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	20
柱軸力	tf	37
柱軸力比	0.099063	

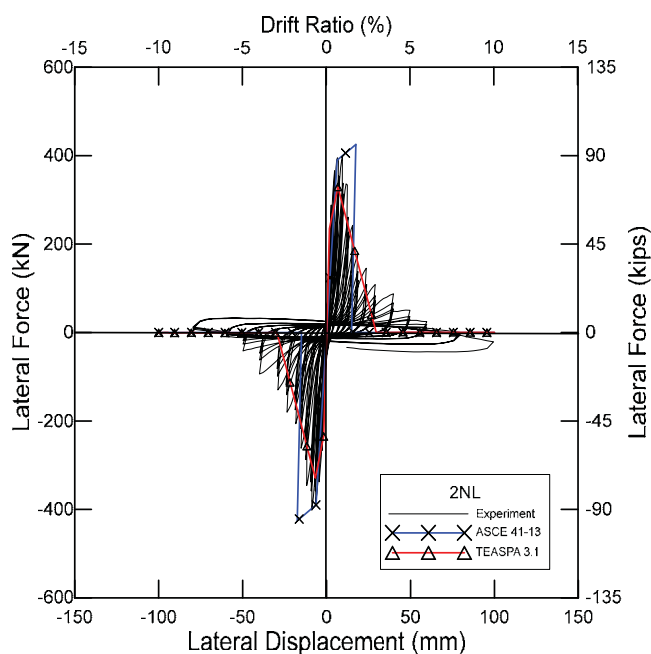


圖 3-56 案例 27 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	TP2	
斷面形狀	方形	
f'_c	kgf/cm ²	364
混凝土保護層	cm	2.75
斷面尺寸(W*D)	cm	40*40
柱高	cm	124.5
高寬比		3.1125
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3701
主筋號數		D13
寬度方向	根	6
深度方向	根	6
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	3751
箍筋號數		D6
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	7
柱軸力	tf	16
柱軸力比		0.027473

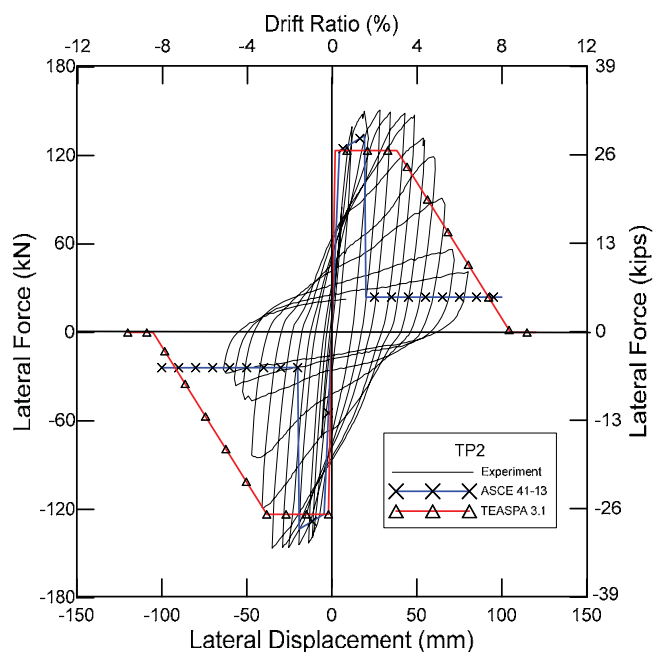


圖 3-57 案例 28 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	TP10	
斷面形狀	方形	
f'_c	kgf/cm ²	214
混凝土保護層	cm	3
斷面尺寸(W*D)	cm	40*40
柱高	cm	145
高寬比		3.625
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3847
主筋號數		D10
寬度方向	根	7
深度方向	根	7
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	3837
箍筋號數		D6
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	5
柱軸力	tf	16
柱軸力比		0.046729

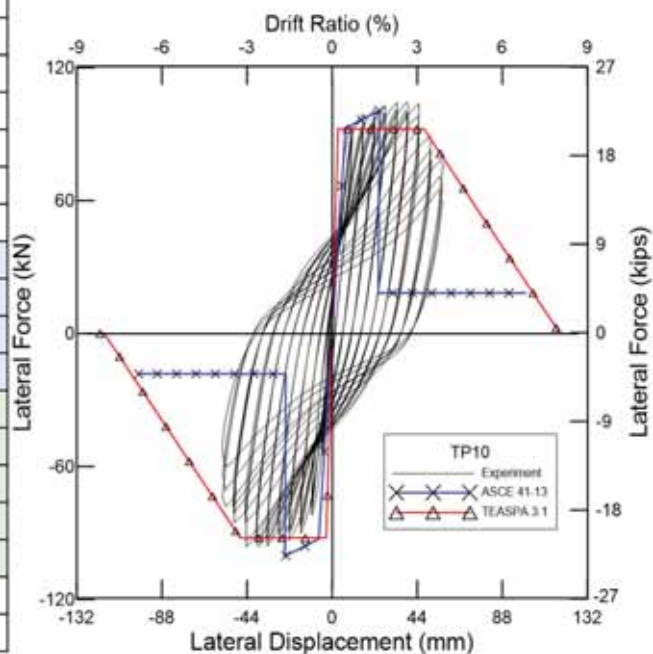


圖 3-58 案例 29 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	TP11	
斷面形狀	方形	
f'_c	kgf/cm ²	210
混凝土保護層	cm	3
斷面尺寸(W*D)	cm	40*40
柱高	cm	145
高寬比		3.625
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3745
主筋號數		D13
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	3837
箍筋號數		D6
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	5
柱軸力	tf	16
柱軸力比		0.047619

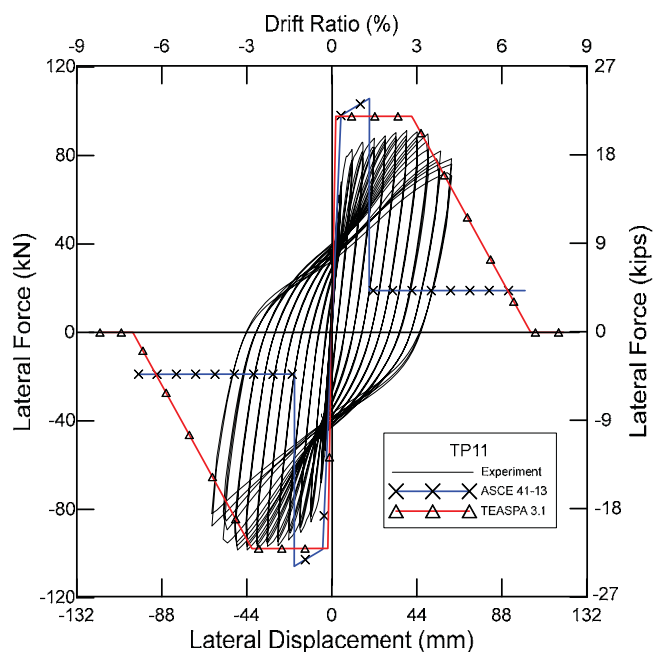


圖 3-59 案例 30 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	TP13	
斷面形狀	方形	
f'_c	kgf/cm ²	214
混凝土保護層	cm	3
斷面尺寸(W*D)	cm	40*40
柱高	cm	145
高寬比		3.625
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3827
主筋號數		D13
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	3837
箍筋號數		D6
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	5
柱軸力	tf	16
柱軸力比		0.046729

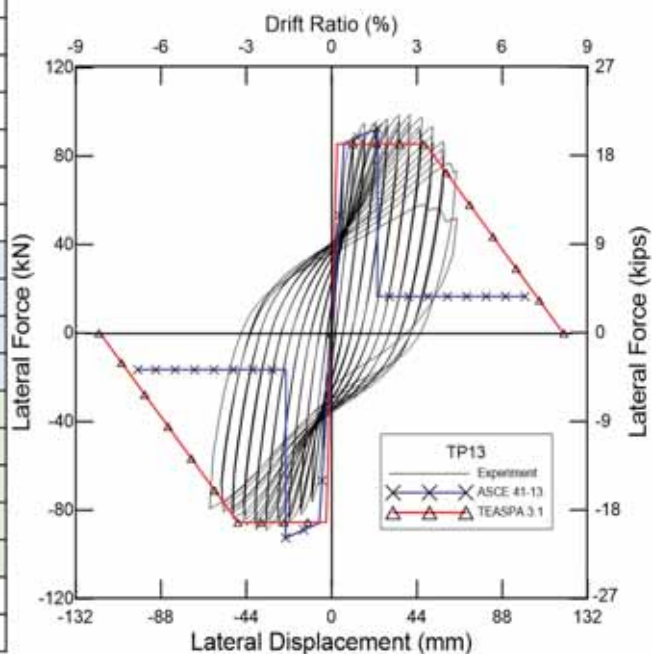


圖 3-60 案例 31 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	TP29	
斷面形狀	方形	
f'_c	kgf/cm ²	300
混凝土保護層	cm	2.75
斷面尺寸(W*D)	cm	40*40
柱高	cm	135
高寬比	3.375	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3796
主筋號數	D13	
寬度方向	根	6
深度方向	根	6
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	3704
箍筋號數	D6	
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	5
柱軸力	tf	15
柱軸力比	0.03125	

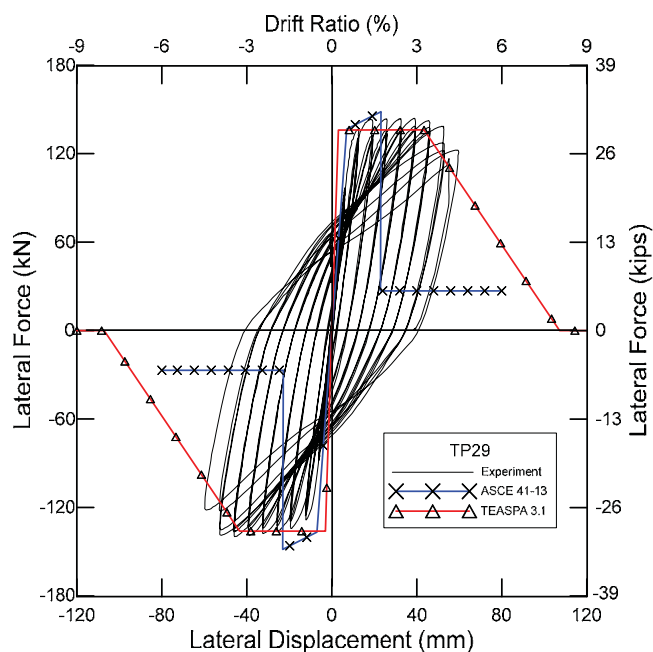


圖 3- 61 案例 32 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	TP30	
斷面形狀	方形	
f'_c	kgf/cm ²	317
混凝土保護層	cm	2.85
斷面尺寸(W*D)	cm	40*40
柱高	cm	135
高寬比	3.375	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3816
主筋號數	D16	
寬度方向	根	4
深度方向	根	4
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	3704
箍筋號數	D6	
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	5
柱軸力	tf	15
柱軸力比	0.029574	

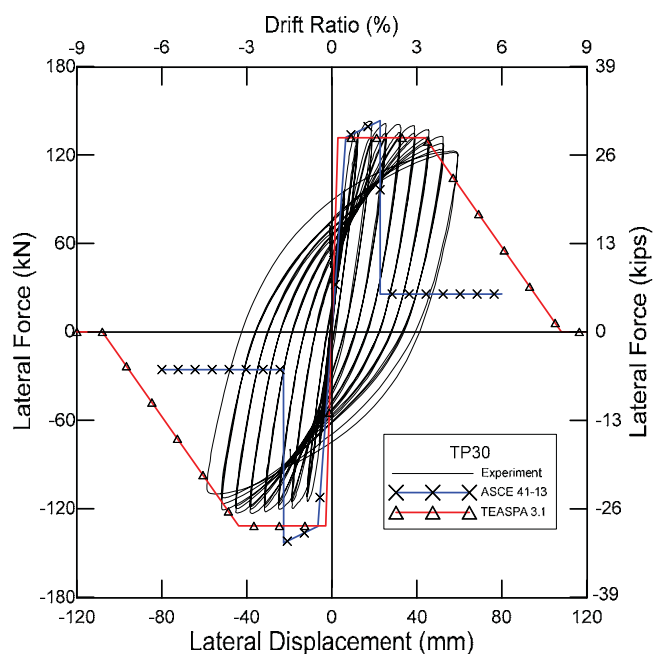


圖 3- 62 案例 33 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	TP68	
斷面形狀	方形	
f'_c	kgf/cm ²	276
混凝土保護層	cm	2.75
斷面尺寸(W*D)	cm	40*40
柱高	cm	135
高寬比		3.375
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3643
主筋號數		D13
寬度方向	根	6
深度方向	根	6
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	3276
箍筋號數		D6
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	5
柱軸力	tf	23
柱軸力比		0.052083

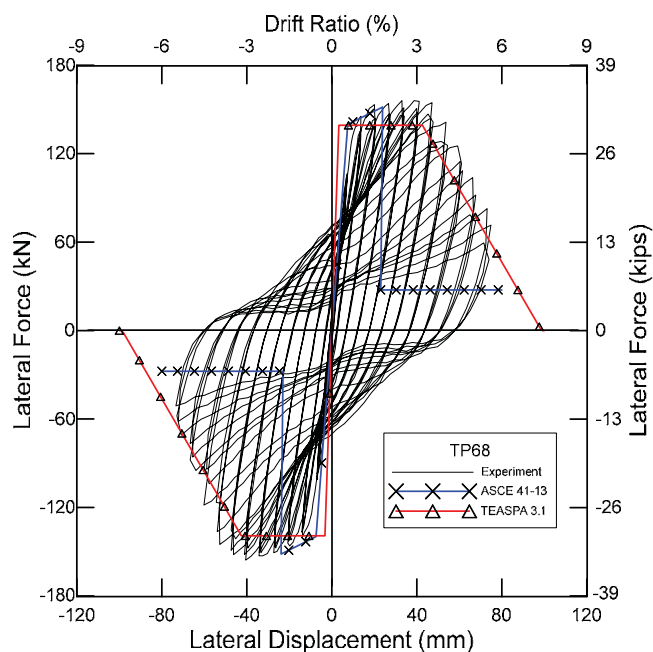


圖 3-63 案例 34 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	TP74	
斷面形狀	方形	
f'_c	kgf/cm ²	302
混凝土保護層	cm	2.75
斷面尺寸(W*D)	cm	40*40
柱高	cm	135
高寬比		3.375
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3643
主筋號數		D13
寬度方向	根	5
深度方向	根	5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	3276
箍筋號數		D6
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	5
柱軸力	tf	16
柱軸力比		0.033113

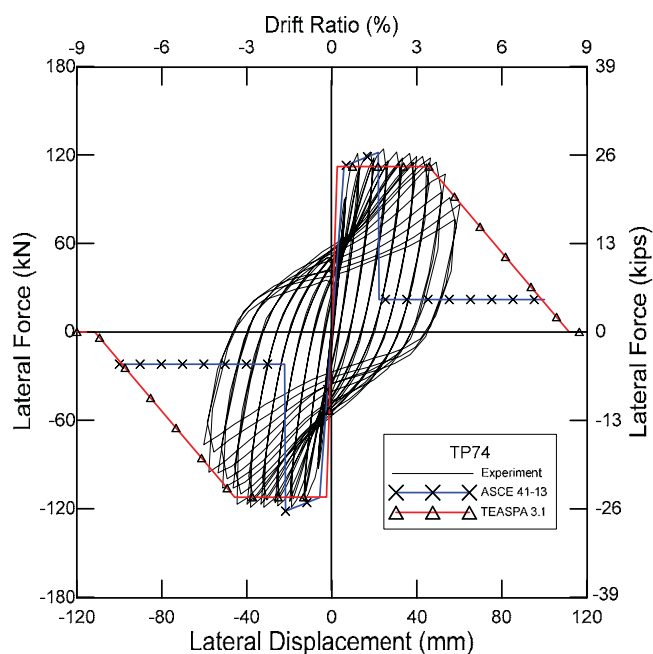


圖 3-64 案例 35 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

試體名稱	TP75	
斷面形狀	方形	
f'_c	kgf/cm ²	306
混凝土保護層	cm	2.75
斷面尺寸(W*D)	cm	40*40
柱高	cm	135
高寬比	3.375	
主筋降伏強度 f_y	kgf/cm ²	3643
主筋號數	D13	
寬度方向	根	5
深度方向	根	5
箍筋降伏強度 f_{yh}	kgf/cm ²	3276
箍筋號數	D6	
寬度方向	根	2
深度方向	根	2
箍筋間距	cm	5
柱軸力	tf	16
柱軸力比	0.03268	

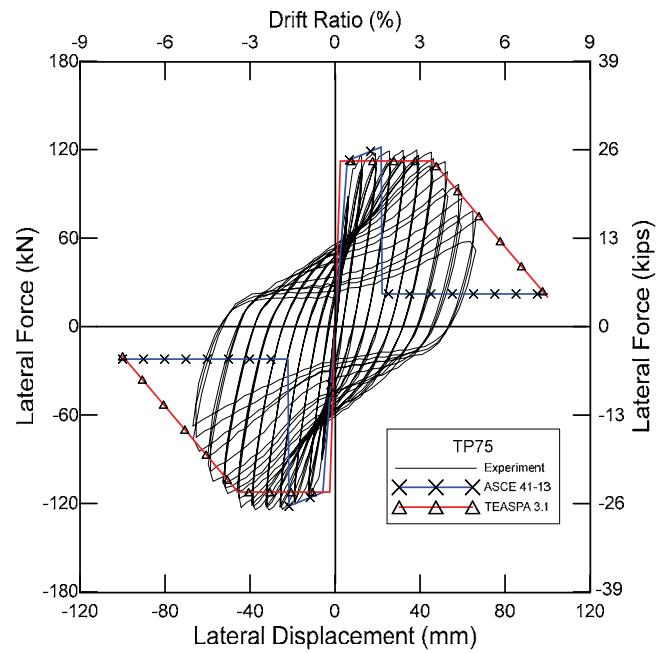


圖 3- 65 案例 36 分析與實驗結果比較

【資料來源：本研究製作】

第四章 扭轉不規則建築案例分析及討論

第一節 分析流程

本文建議之建物機率式倒塌評估流程如圖 4- 1 及圖 4- 2 所示，包含以下 7 個步驟：

- (1) 建立考量非線性特性之結構數值模型：利用結構分析軟體來建立中高樓結構的非線性行為數值模型。
- (2) 選取與調整地震歷時震波：所採用之地震歷時震波形式與結構非線性動力反應有關，故歷時震波之選取與調整將對分析結果影響極大，必須遵循合理的選取與調整程序。
- (3) 選定倒塌判定準則：為評估建物倒塌之機率，必須訂定合理之倒塌準則，以作為判定在不同地震力下受評估建物是否倒塌之依據。
- (4) 執行增量動力分析：建立倒塌易損曲線採行增量動力分析，以模擬該建物於小震依序漸增至烈震下之動力行為反應，以便依倒塌準則判定該建物於倒塌時地震強度。
- (5) 建立倒塌易損曲線：為該建物在不同地震力下之倒塌機率，可由前一步驟之增量動力分析結果以統計方法整理迴歸成倒塌易損曲線
- (6) 計算倒塌風險之性能指標：可分為「最大考量地震力下之倒塌機率」及「年平均倒塌頻率」等兩種性能指標。
- (7) 判斷耐震能力是否合格：首先必須先訂定可承受之倒塌風險，由此可決定避免倒塌之性能指標的合格標準此合格標準可參考現有之耐震規範或指標，例如：ASCE 7-10[2013]。如此方能篩檢出具高倒塌風險或耐震能力不足之建物。

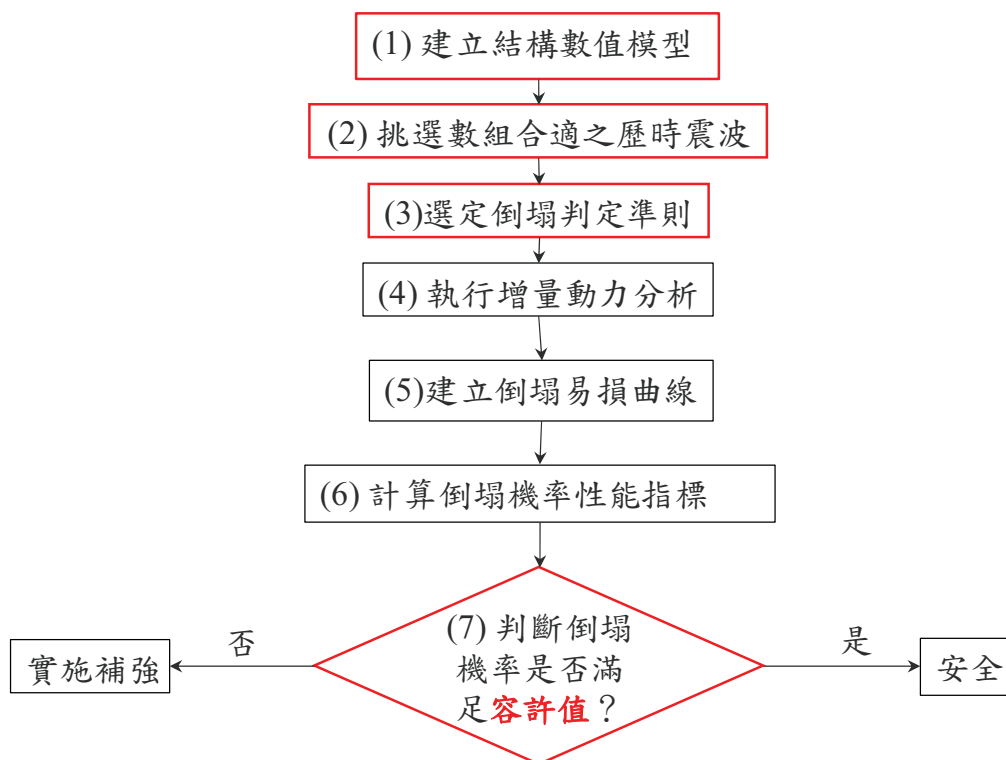


圖 4-1 分析流程圖

【資料來源：參考文獻 [25]】

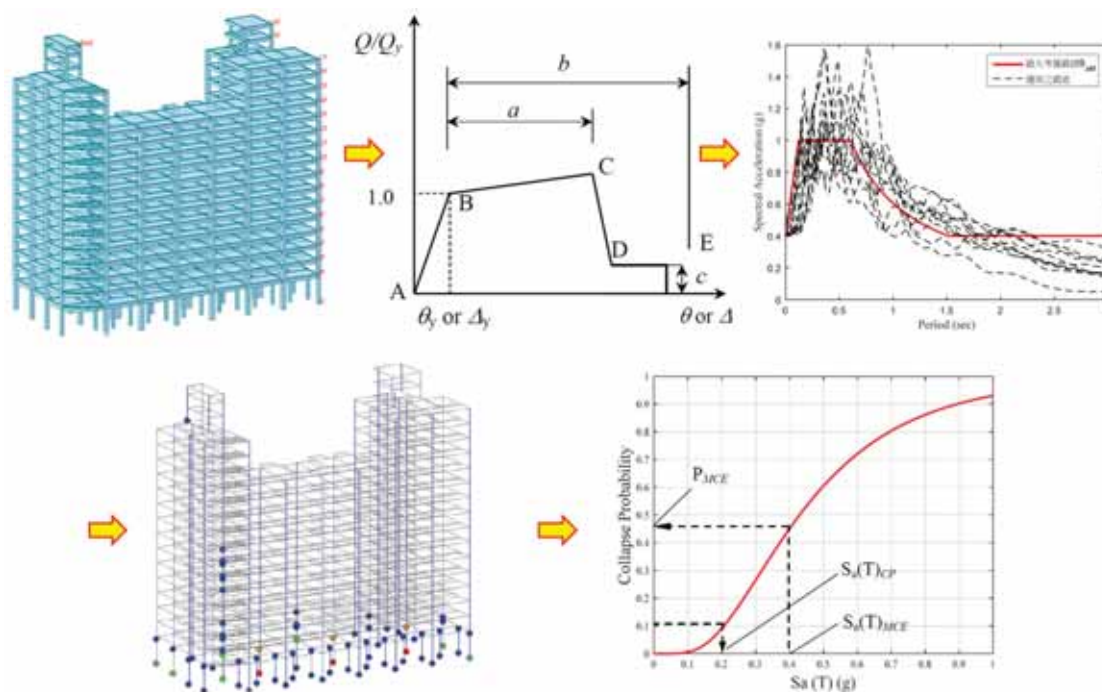


圖 4-2 分析流程示意圖

【資料來源：參考文獻 [25]】

第二節 案例基本資料

本案例為本建物為地下 3 層地上 14 層之鋼筋混凝土構造集合住宅大樓，基地長約 72.36 m、寬約 42.90 m，屬不規則 L 型建築物，地下開挖至 GL-11.9 m (不含 10 cm P.C.層)，採 50 cm 厚度連續壁作為開挖擋土壁體及永久性結構壁體。建築基本資訊如表 4-1 所示。案例建物之結構圖如圖 4-3 至圖 4-5 所示。案例建物前三個模態分別為 Y 向平移(即建物短向平移)、Z 向扭轉以及 X 向平移(即建物長向平移)，其中建物短向平移及長向平移週期分別為 4.65 秒及 3.55 秒，有效第一模態週期為兩水平向週期之平均 $\bar{T}=4.1$ 秒。

表 4-1 建築樓層基本資訊

樓層	層高 (m)	累積層高(m)	樓地板面積(m ²)	用途
R1FL	3.20	45.6	860.05	屋頂花園
14FL	3.20	42.4	860.05	集合住宅
13FL	3.20	39.2	860.05	集合住宅
12FL	3.20	36.0	860.05	集合住宅
11FL	3.20	32.8	860.05	集合住宅
10FL	3.20	29.6	860.05	集合住宅
9FL	3.20	26.4	860.05	集合住宅
8FL	3.20	23.2	860.05	集合住宅
7FL	3.20	20.0	860.05	集合住宅
6FL	3.20	16.8	860.05	集合住宅
5FL	3.20	13.6	860.05	集合住宅
4FL	3.20	10.4	860.05	集合住宅
3FL	3.20	7.2	860.05	集合住宅
2FL	3.20	4.0	860.05	集合住宅
1FL	4.00	0.0	2353.36	公共空間，店鋪
B1FL	3.30	-3.3	2353.36	防空避難室兼停車空間
B2FL	3.00	-6.3	2353.36	防空避難室兼停車空間
B3FL	3.00	-9.3	2353.36	防空避難室兼停車空間

【資料來源：本研究製作】

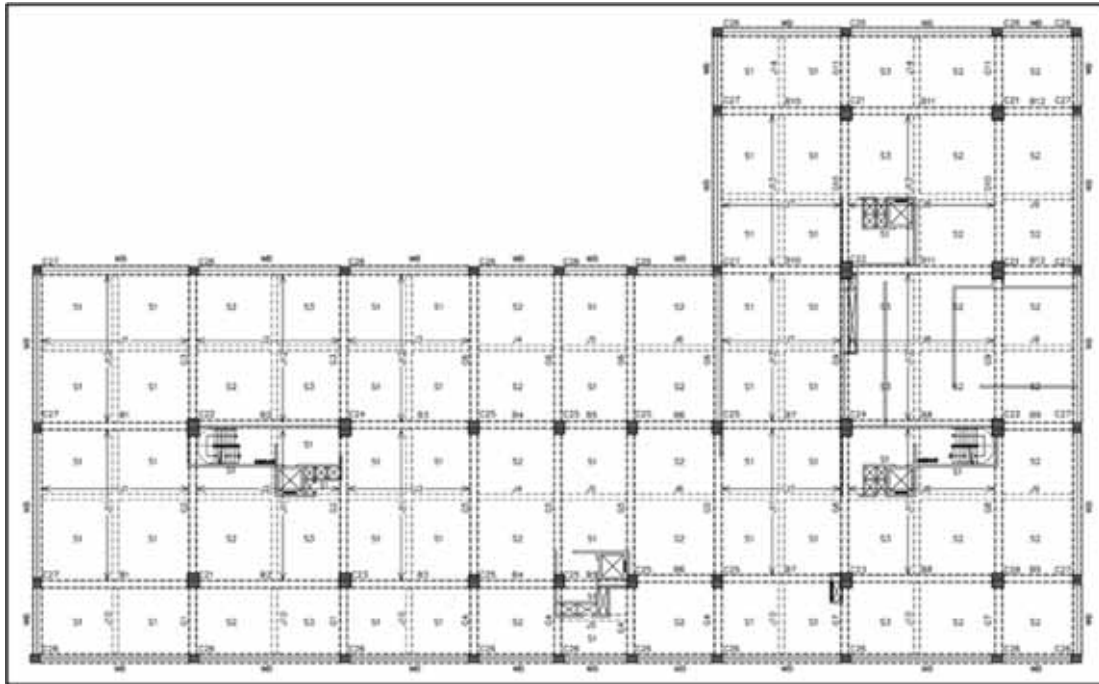


圖 4-3 扭轉不規則建築案例之地下層結構平面圖

【資料來源：本研究製作】

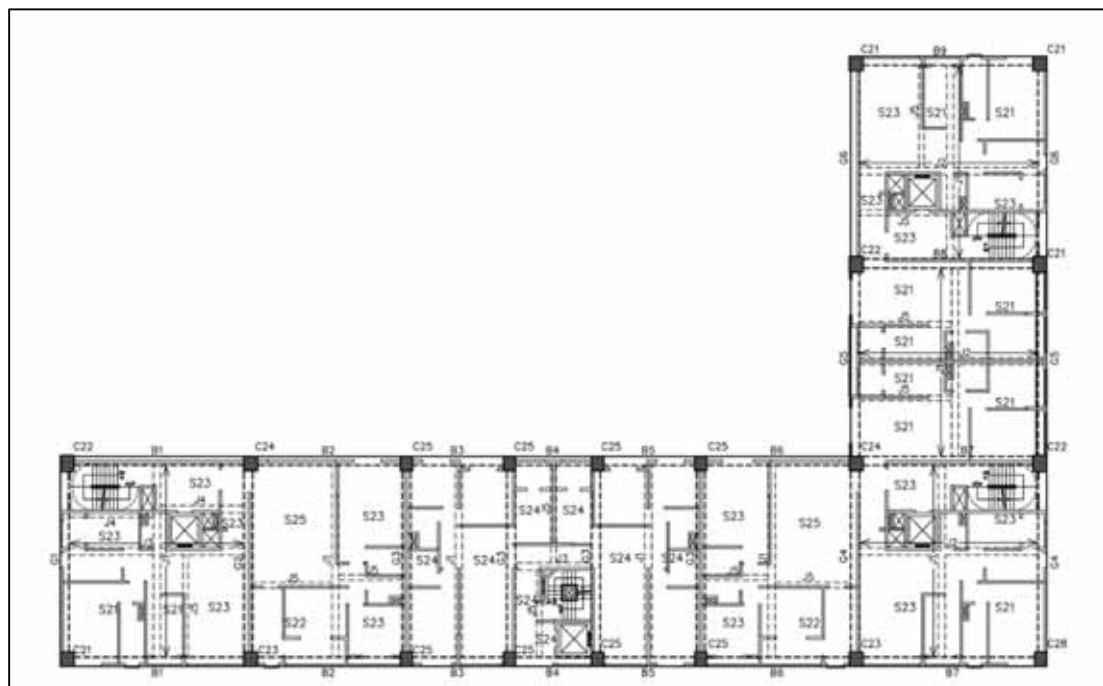


圖 4-4 扭轉不規則建築案例之二層以上標準層結構平面圖

【資料來源：本研究製作】

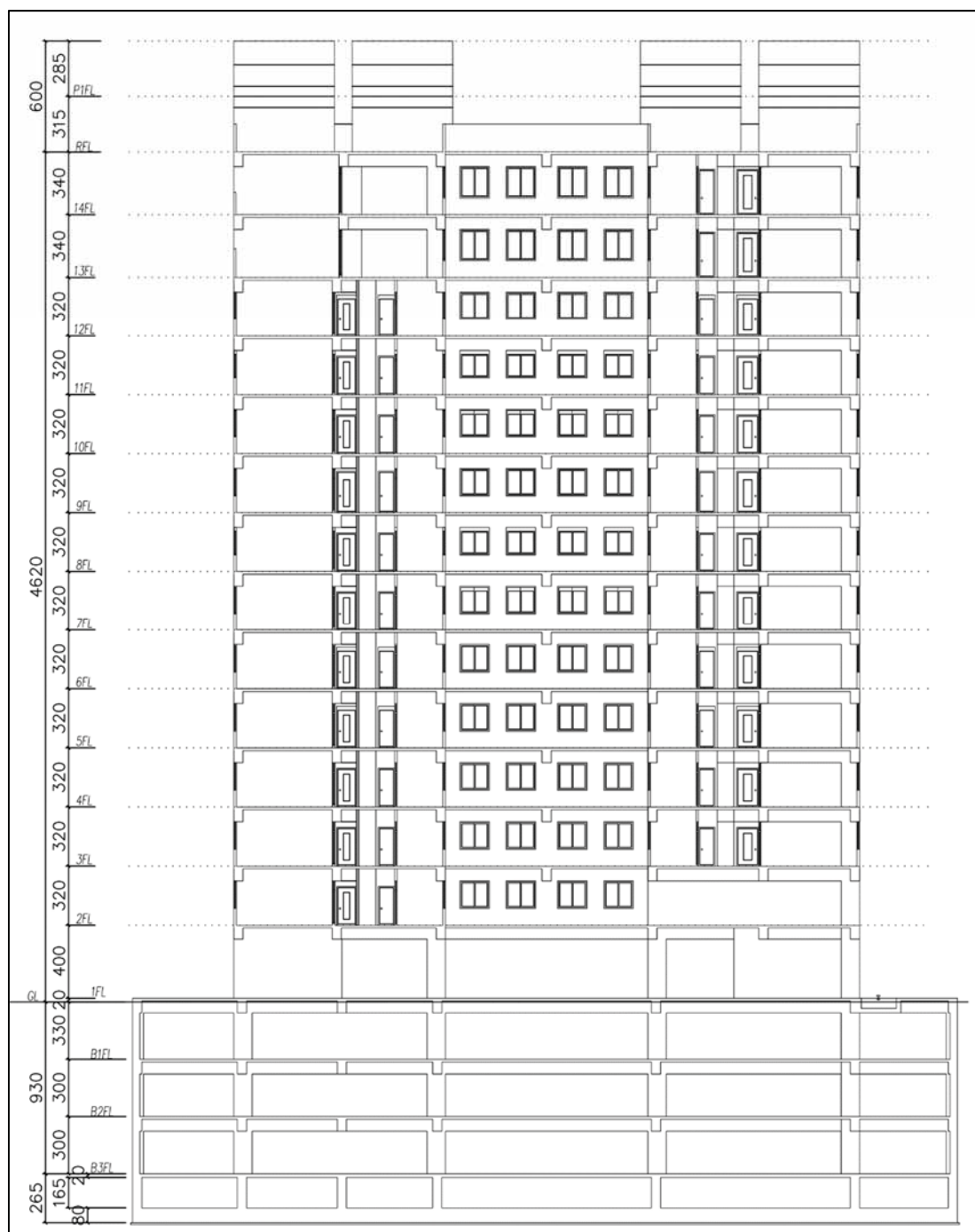


圖 4-5 扭轉不規則建築案例之剖面圖

【資料來源：本研究製作】

第三節 數值模型建立

案例建物之結構平面配置與相關圖說建立數值模型，案例建物之數值模型外觀如圖 4-6 至圖 4-8 所示。採用 RC 韌性抗彎矩構架系統 (SMRF) 以抵禦垂直載重及水平力，主要構件尺寸概述如下：

一、構件尺寸

1. 柱

包括 80 x 100 cm 及 100 x 100cm 兩種斷面，部分構件二樓版下加大斷面為 100 x 120cm 及 100 x 140cm。

2. 梁

地面層以下主要大梁尺寸為 60cm x 80cm 及 60cm x 70cm。

地上層 2FL ~ RFL 主要大梁尺寸為 60cm x 80cm。

3. 樓版

- (a) 筏基底版：55 cm
- (b) B3FL ~ B1FL 樓版樓版：15 cm
- (c) 地下室車道版：25 cm
- (d) 1FL 戶外樓版：25 cm
- (e) 1FL 室內樓版：20 cm
- (f) 2FL 以上樓版：15 cm

二、結構材料強度及規格：

鋼筋須符合 CNS 560 A2006 SD420W 之規定，鋼筋號數 D10 以上者， $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (SD420W)。混凝土抗壓強度須符合 CNS1232 之有關規定，B3FL 柱~1FL 頂版、頂梁： $F_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$ ；2FL 柱~8FL 頂版、頂梁： $F_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$ ；9FL 柱以上： $F_c' = 245 \text{ kg/cm}^2$ 。

本研究之數值模型乃依據設計分析之慣例不採計牆體之勁度，僅考慮不含牆體之韌性抗彎構架，亦即分析時將案例建物視為純梁柱構架進行分析。在斷面剛度折減係數則選用：柱撓曲剛度： $I = 0.7$ （3FL 以下）、 $I = 0.5$ （3FL-10FL）、 $I = 0.3$ （11FL-RFL）；梁撓曲剛度： $I = 0.3$ ；梁、柱剪力鋼度：0.4。

三、意外扭矩放大係數：

根據現行建築物耐震設計規範與解說，計算案例結構之地震力意外扭矩放大係數 $-A_x$ ，選擇觀測點如圖 4-9 所示，結果如表 4-2 至 表 4-4 所示，最小值為 0.82，最大值為 1.11。

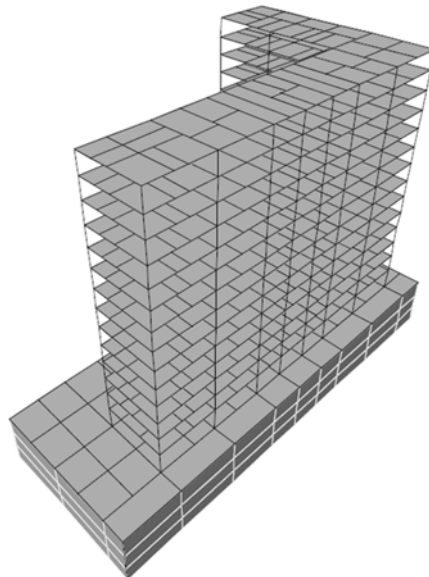


圖 4-6 數值模型外觀

【資料來源：本研究製作】

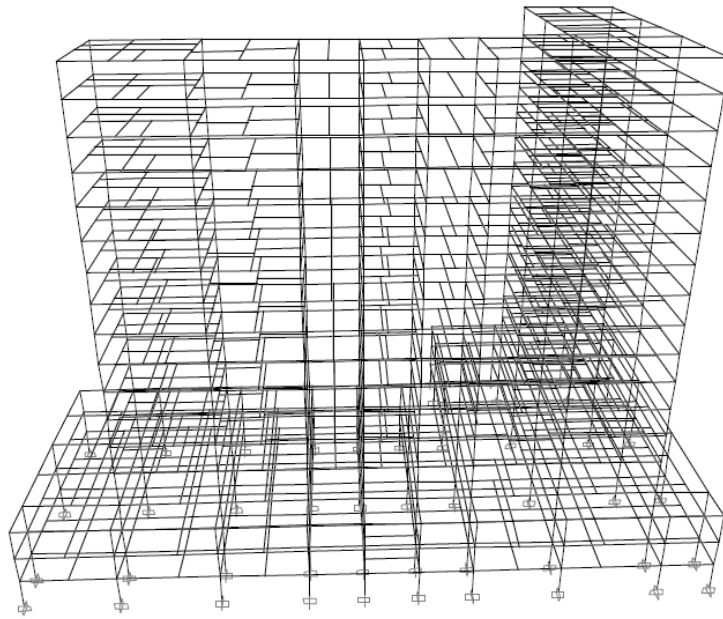
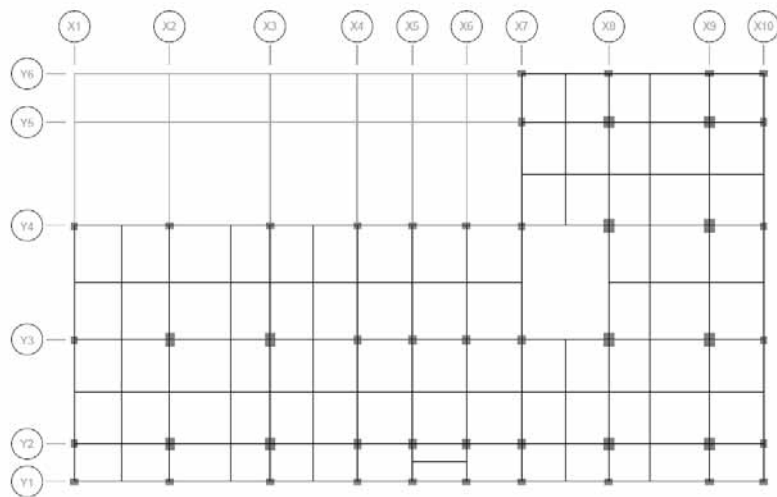
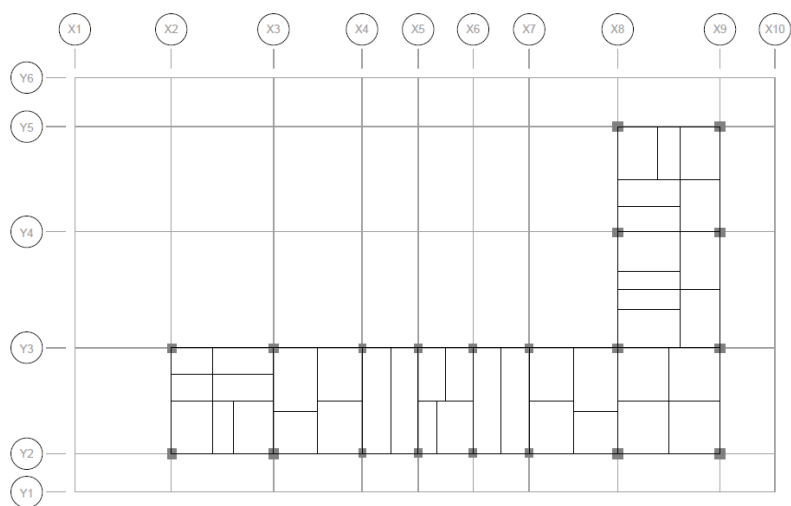


圖 4-7 數值模型線構架圖

【資料來源：本研究製作】



(a) 地下層



(b) 標準層

圖 4-8 模型格線圖

【資料來源：本研究製作】

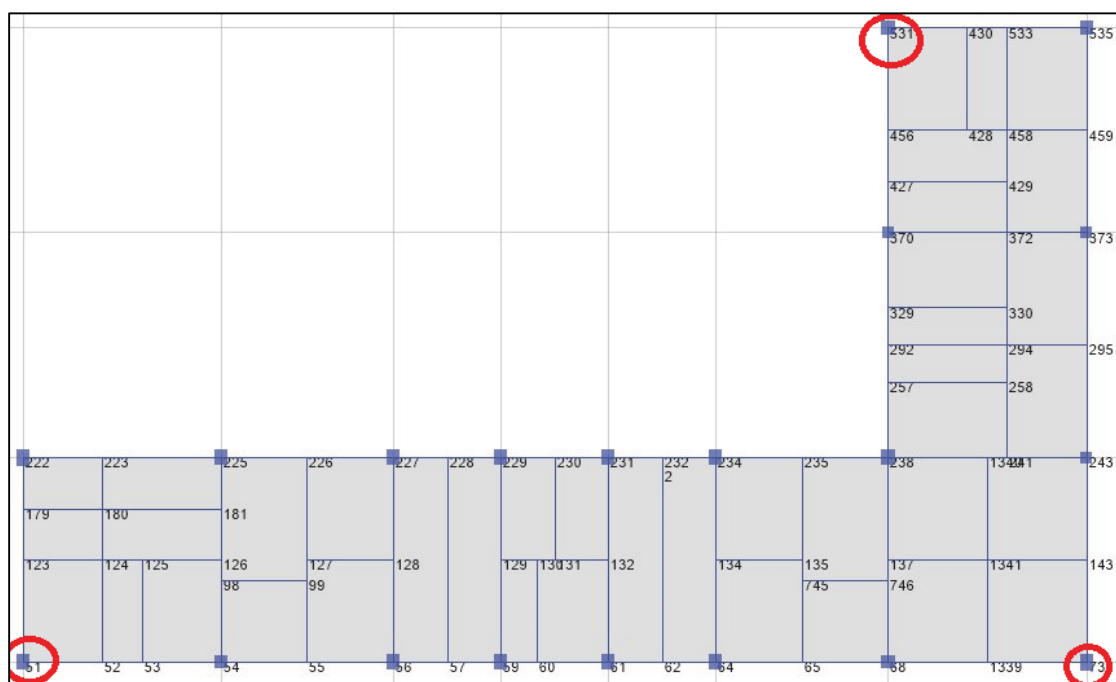


圖 4-9 地震力意外扭矩放大係數觀測點位之選擇

【資料來源：本研究製作】

表 4-2 X 向±5%地震力意外扭矩放大係數

(a) X 向+5%地震力意外扭矩放大係數

						$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{avg}} \right]^2$	
X向 +5%地震力意外扭矩放大係數 - Ax							
樓層	樓層最大位移 D _{MAX}		樓層最小位移 D _{min}		D _{avg}	A _x	Used A _x
	節點編號	位移值(cm)	節點編號	位移值(cm)	位移值(cm)		
R1F	531	16.2639	51	10.9865	13.6252	0.9895	1.0000
15F	531	15.7254	51	10.6644	13.1949	0.9863	1.0000
14F	531	15.0022	51	10.2078	12.6050	0.9837	1.0000
13F	531	14.1009	51	9.6277	11.8643	0.9810	1.0000
12F	531	13.0342	51	8.9350	10.9846	0.9778	1.0000
11F	531	11.8200	51	8.1413	9.9807	0.9740	1.0000
10F	531	10.4875	51	7.2650	8.8763	0.9694	1.0000
9F	531	9.1001	51	6.3518	7.7260	0.9634	1.0000
8F	531	7.7615	51	5.4823	6.6219	0.9540	1.0000
7F	531	6.3782	51	4.5746	5.4764	0.9420	1.0000
6F	531	4.9575	51	3.6301	4.2938	0.9257	1.0000
5F	531	3.5275	51	2.6605	3.0940	0.9027	1.0000
4F	531	2.1491	51	1.6928	1.9210	0.8692	1.0000
3F	531	0.9550	51	0.7980	0.8765	0.8244	1.0000
2F	51	0.0360	531	0.0332	0.0346	0.7518	1.0000

(b) X 向-5%地震力意外扭矩放大係數

X向 -5%地震力意外扭矩放大係數 - Ax							
樓層	樓層最大位移 D _{MAX}		樓層最小位移 D _{min}		D _{avg}	A _x	Used A _x
	節點編號	位移值(cm)	節點編號	位移值(cm)	位移值(cm)		
R1F	531	12.8270	51	12.0330	12.4300	0.7395	1.0000
15F	531	12.4132	51	11.6768	12.0450	0.7375	1.0000
14F	531	11.8504	51	11.1744	11.5124	0.7358	1.0000
13F	531	11.1466	51	10.5369	10.8418	0.7340	1.0000
12F	531	10.3128	51	9.7757	10.0443	0.7321	1.0000
11F	531	9.3630	51	8.9037	9.1334	0.7298	1.0000
10F	531	8.3196	51	7.9414	8.1305	0.7271	1.0000
9F	531	7.2334	51	6.9384	7.0859	0.7237	1.0000
8F	531	6.1914	51	5.9803	6.0859	0.7187	1.0000
7F	531	5.1123	51	4.9810	5.0467	0.7126	1.0000
6F	531	4.0005	51	3.9423	3.9714	0.7047	1.0000
5F	51	2.8780	531	2.8753	2.8767	0.6951	1.0000
4F	51	1.8203	531	1.7790	1.7997	0.7105	1.0000
3F	51	0.8515	531	0.8077	0.8296	0.7316	1.0000
2F	51	0.0379	531	0.0306	0.0343	0.8503	1.0000

【資料來源：本研究製作】

表 4-3 Y 向±5%地震力意外扭矩大係數

(a) Y 向+5%地震力意外扭矩大係數

Y向 +5%地震力意外扭矩放大係數 - Ax							
樓層	樓層最大位移 D _{MAX}		樓層最小位移 D _{min}		D _{avg}	A _x	Used A _x
	節點編號	位移值(cm)	節點編號	位移值(cm)	位移值(cm)		
R1F	73	19.8702	51	18.1487	19.0095	0.7588	1.0000
15F	73	19.1897	51	17.4154	18.3026	0.7634	1.0000
14F	73	18.2968	51	16.5174	17.4071	0.7672	1.0000
13F	73	17.1879	51	15.4459	16.3169	0.7706	1.0000
12F	73	15.8754	51	14.2089	15.0422	0.7735	1.0000
11F	73	14.3817	51	12.8256	13.6037	0.7762	1.0000
10F	73	12.7451	51	11.3287	12.0369	0.7786	1.0000
9F	73	11.0390	51	9.7759	10.4075	0.7813	1.0000
8F	73	9.3473	51	8.2202	8.7838	0.7864	1.0000
7F	73	7.6000	51	6.6283	7.1142	0.7925	1.0000
6F	73	5.8103	51	5.0177	5.4140	0.7998	1.0000
5F	73	4.0236	51	3.4346	3.7291	0.8085	1.0000
4F	73	2.3399	51	1.9721	2.1560	0.8180	1.0000
3F	73	0.9768	51	0.8170	0.8969	0.8237	1.0000
2F	73	0.0578	51	0.0536	0.0557	0.7478	1.0000

(b) Y 向-5%地震力意外扭矩大係數

Y向 -5%地震力意外扭矩放大係數 - Ax							
樓層	樓層最大位移 D _{MAX}		樓層最小位移 D _{min}		D _{avg}	A _x	Used A _x
	節點編號	位移值(cm)	節點編號	位移值(cm)	位移值(cm)		
R1F	51	26.1984	73	15.3035	20.7510	1.1069	1.1069
15F	51	25.1689	73	14.7734	19.9712	1.1030	1.1030
14F	51	23.8924	73	14.0821	18.9873	1.0996	1.0996
13F	51	22.3571	73	13.227	17.7921	1.0965	1.0965
12F	51	20.575	73	12.2175	16.3963	1.0935	1.0935
11F	51	18.5744	73	11.0708	14.8226	1.0905	1.0905
10F	51	16.4037	73	9.8161	13.1099	1.0872	1.0872
9F	51	14.1496	73	8.5087	11.3292	1.0833	1.0833
8F	51	11.901	73	7.2081	9.5546	1.0774	1.0774
7F	51	9.5985	73	5.8643	7.7314	1.0704	1.0704
6F	51	7.2664	73	4.4875	5.8770	1.0616	1.0616
5F	51	4.9712	73	3.1125	4.0419	1.0505	1.0505
4F	51	2.8481	73	1.8157	2.3319	1.0359	1.0359
3F	51	1.1694	73	0.7641	0.9668	1.0161	1.0161
2F	51	0.0614	73	0.053	0.0572	0.8002	1.0000

【資料來源：本研究製作】

表 4-4 地震力意外扭矩大係數整理

	Maximum Ax
X 向 +5%	0.9895
X 向 -5%	0.8503
Y 向 +5%	0.8237
Y 向 -5%	1.1069

【資料來源：本研究製作】

四、建物週期與模態

本建築結構只考慮純構架。針對純構架，無考慮斷面勁度折減及地下室之影響，可分為兩種情況，各模態分析所得之基本振動週期及有效振態質量比，分別如表 4-5 與表 4-6 所示。

前三個模態分別為模態 1：Y 向平移(即建物短向平移)、模態 2：Z 向扭轉、模態 3：X 向平移(即建物長向平移)。

表 4-5 周期與模態參與因子（無斷面勁度折減且含地下室）

分析模型含地下三層構造														
[期中案例] 扭轉不規則														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	2.275	0.009	0.383	0.000	0.009	0.383	0.000	0.384	0.008	0.068	0.384	0.008	0.068
Modal	2	2.061	0.086	0.119	0.000	0.095	0.501	0.000	0.116	0.083	0.255	0.500	0.092	0.323
Modal	3	1.807	0.429	0.005	0.000	0.524	0.506	0.000	0.004	0.395	0.098	0.504	0.487	0.421

【資料來源：本研究製作】

表 4-6 周期與模態參與因子（無斷面勁度折減且不含地下室）

分析模型不含地下三層構造														
[期中案例]扭轉不規則														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	2.196	0.015	0.581	0.000	0.015	0.581	0.000	0.175	0.004	0.177	0.175	0.004	0.177
Modal	2	2.01	0.124	0.188	0.000	0.138	0.769	0.000	0.054	0.033	0.467	0.228	0.037	0.645
Modal	3	1.767	0.665	0.006	0.000	0.803	0.775	0.000	0.001	0.163	0.132	0.229	0.200	0.777

【資料來源：本研究製作】

五、塑鉸設定

有關鋼筋混凝土塑鉸之設定，本研究以 ASCE 41-13 塑鉸為主要研究對象。ETABS 最新版程式之預設柱塑鉸採用 ASCE 41-13 表 10-8 參數，設定時先選擇 P-M3 塑鉸指定於構件端部，再由 define 選單進入 hinge 後，開啟 generated hinge 方式轉為 M3 塑鉸，以納入（自重+1/2 活載重）引致之軸力對於塑鉸性質的影響。此外，為能模擬鋼筋混凝土遲滯迴圈行為，應搭配 Takeda 加卸載模式。值得注意的是，當柱塑鉸改以 M3 模擬時，Moment SF 之降伏彎矩應根據軸力重新修正才屬合理。但考量工程實務，僅先接受由程式自行計算之降伏彎矩，以避免花費大量時間做彎矩強度的調整。針對梁塑鉸，ETABS 之預設值為 ASCE 41-13 表 10-7 參數，選擇 M3 塑鉸指定於構件端部即可。塑鉸發展定義如圖 4-10，包括 A 至 E 點。圖 4-11 為模型中之塑鉸位置圖，分布於各樓層梁柱構件之兩端。

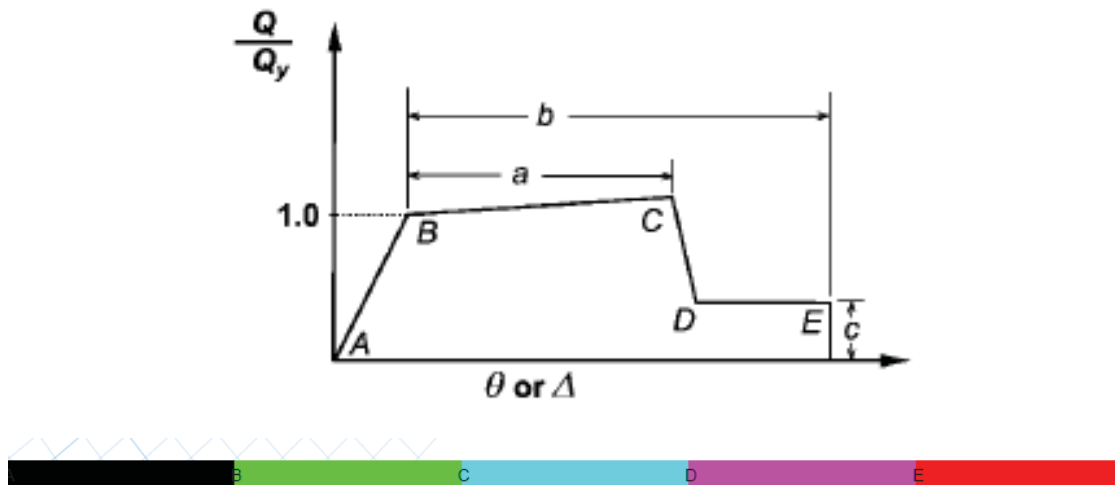


圖 4- 10 ETABS 2016-塑鉸變化圖

【資料來源：本研究團隊製作】

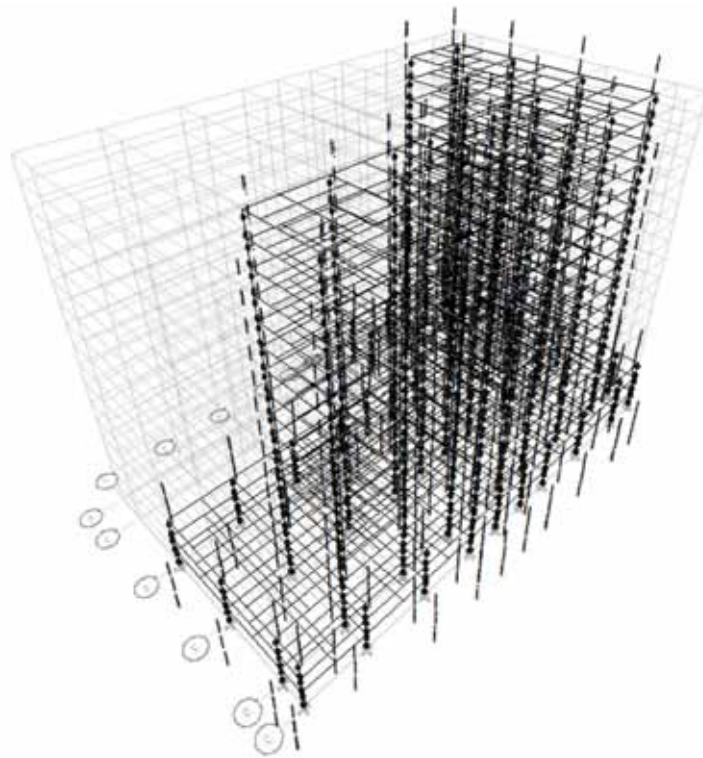


圖 4- 11 塑鉸位置圖

【資料來源：本研究製作】

第四節 非線性靜力側推分析

一般而言，非線性靜力側推分析適用於第一模態主控之結構物。本結構物為扭轉不規則建築物，使用側推分析並不合適。圖 4-12 為頂層平面圖，首先選擇左下角節點為觀測點，繪製頂層位移與基底剪力圖。X 向分析結果如圖 4-13 與圖 4-14，及表 4-7 所示。Y 向分析結果如圖 4-15 與圖 4-16，及表 4-8 所示。為比較觀測點位置的影響，圖 4-17 顯示不規則建物，側推選擇點位會造成 PGA 誤差過大。不規則建物之耐震能力可能不適合只做側推分析。

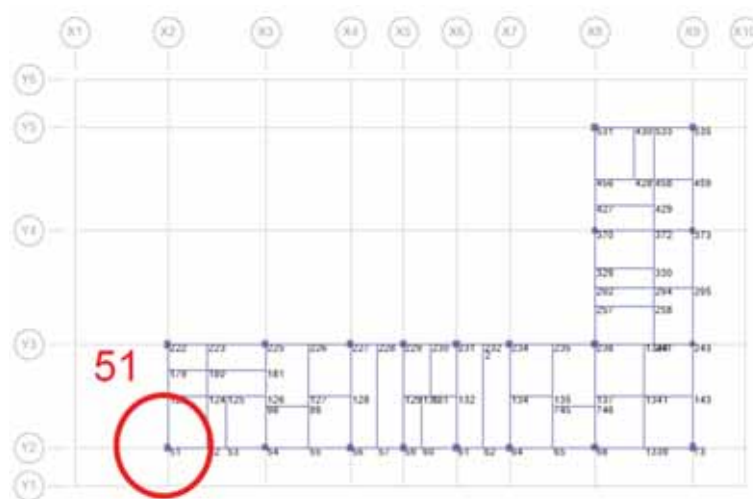


圖 4-12 側推分析觀測點位之選擇

【資料來源：本研究製作】

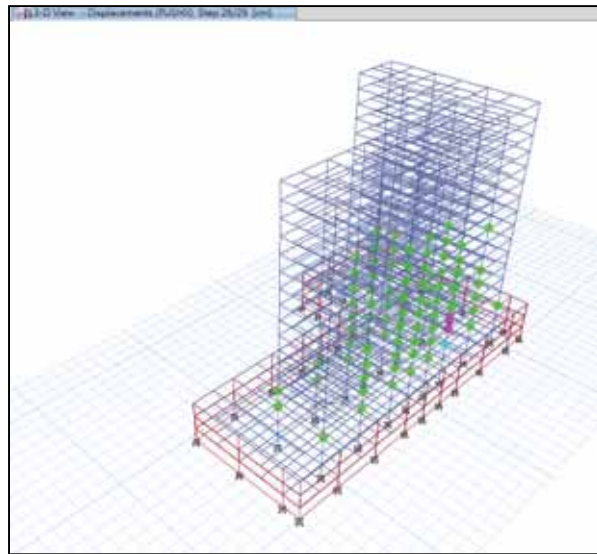
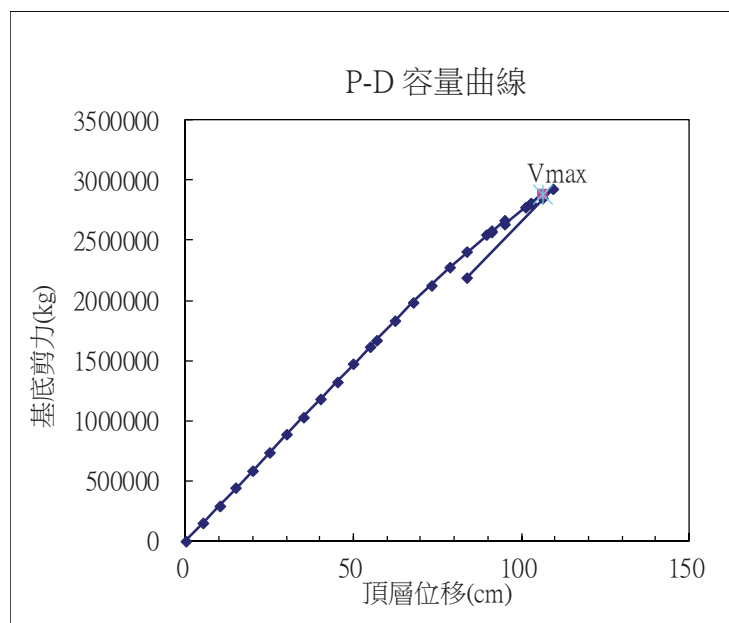
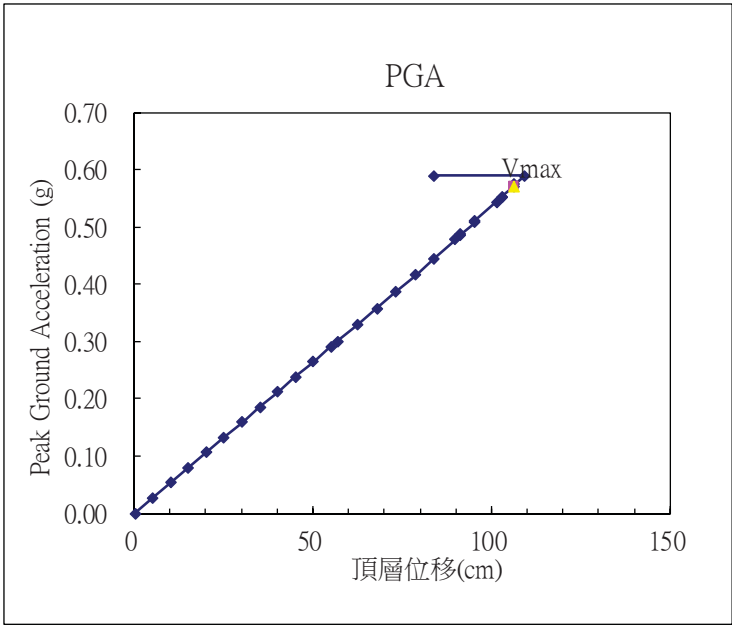


圖 4-13 X 向側推分析結果

【資料來源：本研究製作】



(a) 側推曲線



(b) 頂層位移與性能點地表加速度曲線

圖 4- 14 X 向側推曲線及性能曲線

【資料來源：本研究製作】

表 4- 7 X 向性能點地表加速度

Step	Disp.	Force	A_T	A_p
26	106.34	2886.1	0.32	0.571

【資料來源：本研究製作】

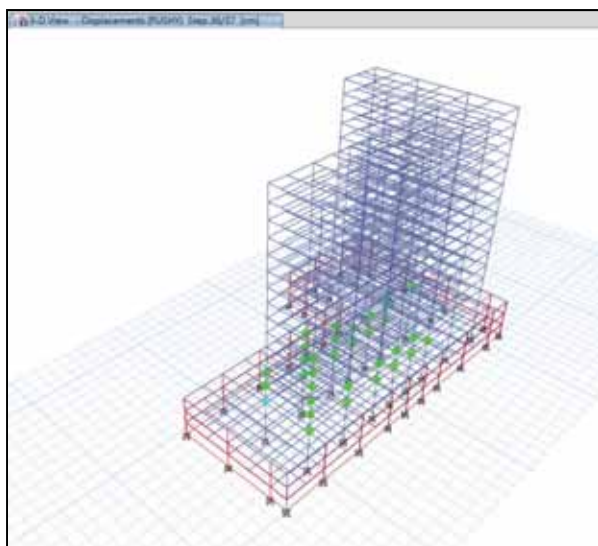
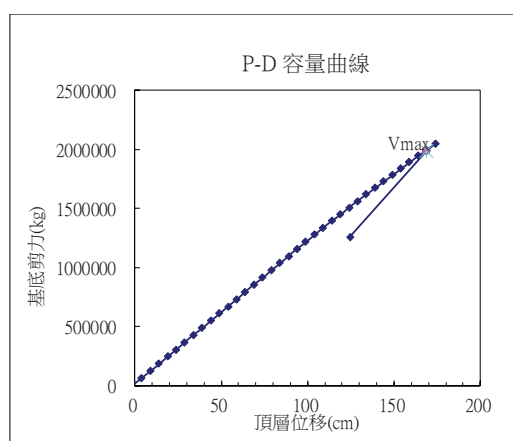
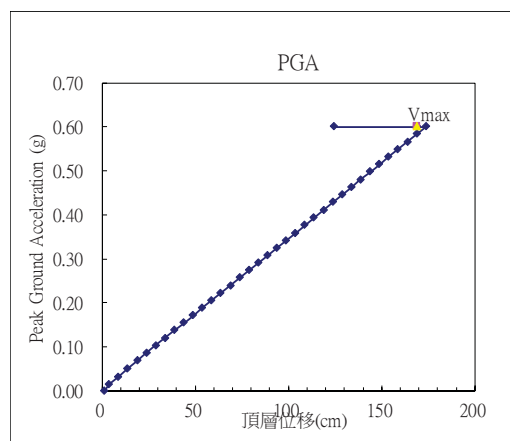


圖 4-15 Y 向側推分析結果

【資料來源：本研究製作】



(a) 側推曲線



(b) 頂層位移與性能點地表加速度曲線

圖 4-16 X 向側推曲線及性能曲線

【資料來源：本研究製作】

表 4-8 Y 向性能點地表加速度

Step	Disp.	Force	A _T	A _p
36	168.76	1985.5	0.320	0.600

【資料來源：本研究製作】

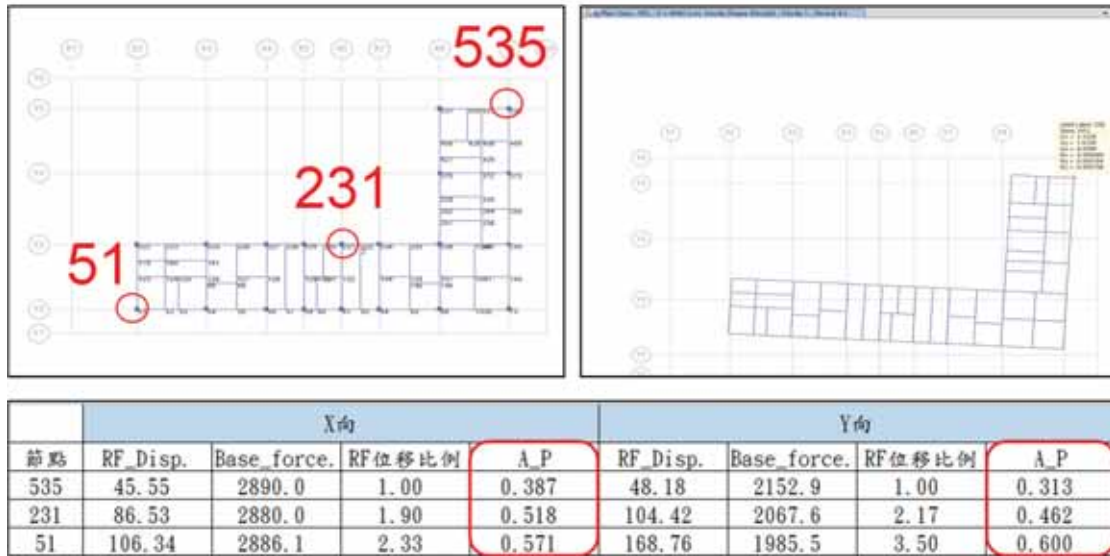


圖 4-17 性能點地表加速度與點位選擇關係

【資料來源：本研究製作】

第五節 地震歷時挑選

一、建立目標反應譜

本案例位於台南市永康區屬於第二類地盤，可依據「建築物耐震設計規範及解說」第二章中規範反應譜得知此震區之 S_s^D 、 S_1^D 、 S_s^M 、 S_1^M ，以及近斷層區域之工址水平譜加速度係數 F_a 與 F_v ，如表 4-9 及表 4-10；由於本案例位於新化斷層約 5 公里以上，即可查詢建築物耐震設計規範表 2-4-5，可得知近斷層調整因子 N_A 、 N_v 如表 4-11，亦可從以上資訊中計算出位於近斷層區域中之水平譜加速度係數，如表 4-12 之結果。

表 4-9 震區之水平譜加速度係數

震區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近斷層
台南市永康區	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層

【資料來源：參考文獻 [27]】

表 4-10 短週期與長週期結構之工址放大係數

地盤分類	短週期結構之工址放大係數 F_a		長週期結構之工址放大係數 F_v	
第二類地盤	S_S^D	S_S^M	S_1^D	S_1^M
	1.0	1.0	1.3	1.1

【資料來源：參考文獻 [27]】

表 4-11 近新化斷層調整因子

距離	設計地震之調整因子		最大考量之調整因子	
$r > 5 \text{ km}$	N_A	N_V	N_A	N_V
	1.0	1.0	1.0	1.0

【資料來源：參考文獻 [27]】

表 4-12 近斷層區域中之水平譜加速度係數

短週期設計水平譜加速度係數	$S_{DS} = S_S^D F_a N_A = 0.8$
一秒週期設計水平譜加速度係數	$S_{D1} = S_1^D F_v N_V = 0.52$
短週期最大考量地震力水平譜加速度係數	$S_{MS} = S_S^M F_a N_A = 1$
一秒週期最大考量地震力水平譜加速度係數	$S_{M1} = S_1^M F_v N_V = 0.605$

【資料來源：參考文獻 [27]】

挑選地震歷時之原則包括下列五點，挑選結果如表 4-13 所示，共 11 筆測站，其反應譜及加速度歷時如圖 4-18 至圖 4-19 所示。

1. 限制單一地震事件不得超過四筆
2. 譜型要相近 (必要條件)，如圖 4-2 及圖 4-3
3. 加速度不能低於 100gal
4. 要在工址附近
5. 反應譜譜型的前半段至少要吻合

表 4-13 所挑選之 11 筆震波資訊及幾何平均反應譜(每筆震波皆含 X 及 Y 向)

震波編號	地震名稱	年份	測站代號	南北向 PGA (g)	東西向 PGA (g)	幾何平均 PGA (g)	$S_{gm}(\bar{T}=2.348s)$ (g)	$S_{gm}(\bar{T}=4.1s)$ (g)
No.1	集集地震	1999	TCU055	0.212	0.262	0.236	0.245	0.1194
No.2	集集地震	1999	TCU067	0.319	0.498	0.398	0.297	0.1314
No.3	集集地震	1999	TCU120	0.197	0.227	0.212	0.208	0.1269
No.4	甲仙地震	2010	CHY089	0.175	0.274	0.219	0.138	0.0427
No.5	甲仙地震	2010	CHY023	0.091	0.124	0.106	0.100	0.0494
No.6	美濃地震	2016	CHY015	0.172	0.267	0.215	0.074	0.0203
No.7	美濃地震	2016	CHY096	0.142	0.168	0.154	0.091	0.0617
No.8	集集地震	1999	TCU050	0.131	0.145	0.138	0.160	0.0935
No.9	甲仙地震	2010	CHY021	0.139	0.134	0.136	0.119	0.0836
No.10	甲仙地震	2010	CHY078	0.063	0.104	0.081	0.051	0.0306
No.11	美濃地震	2016	CHY064	0.115	0.139	0.127	0.098	0.0546

備註：(1) $\bar{T}=4.1s$ 為 RC 構件斷面折減係數採 35% 時之週期。(2) $\bar{T}=2.348s$ 為 RC 構件

斷面不折減時之週期；其中 $T_x = 2.639s$ 、 $T_y = 2.058s$ (3) $\bar{T} = T_{ave} = (T_x + T_y) / 2$ 。

【資料來源：本研究製作】

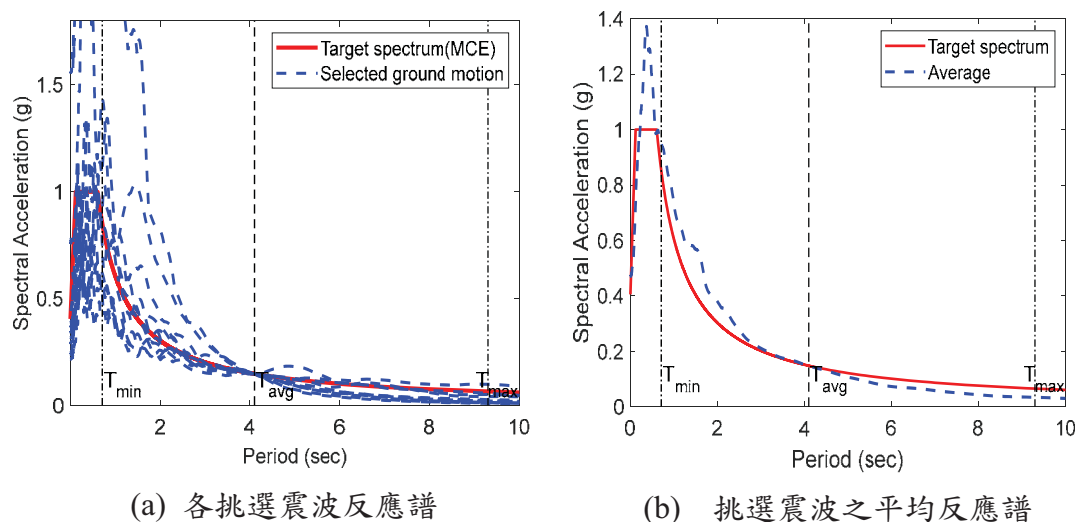
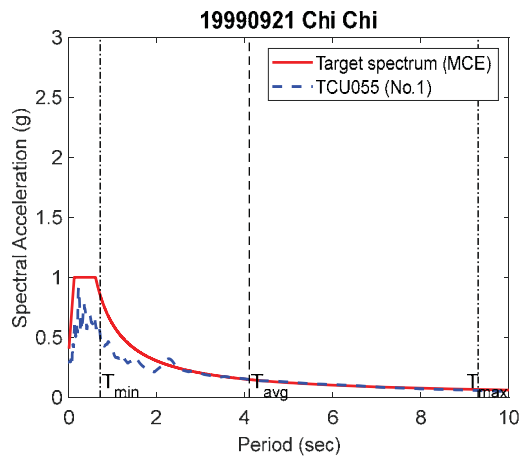
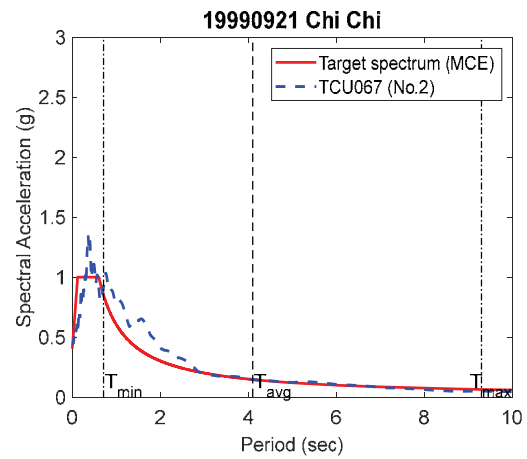


圖 4-18 所挑選 11 筆震波反應譜與目標反應譜(MCE)之比較

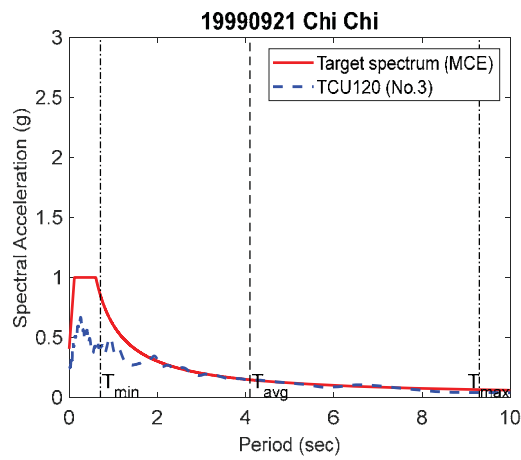
【資料來源：本研究製作】



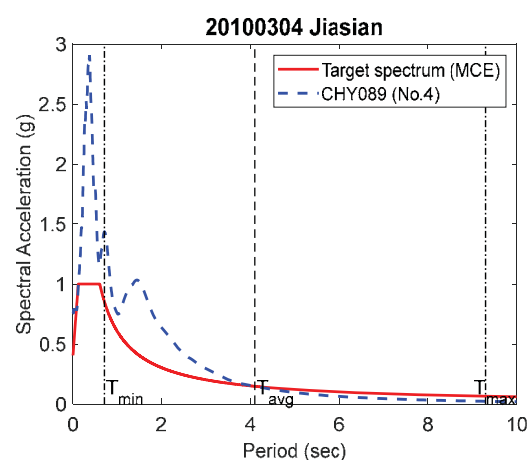
(a) 震波編號 No.1



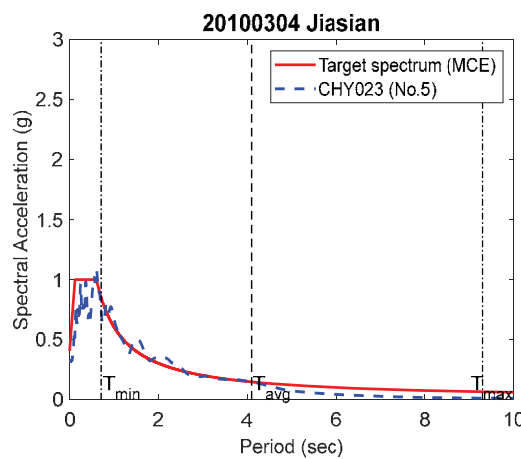
(b) 震波編號 No.2



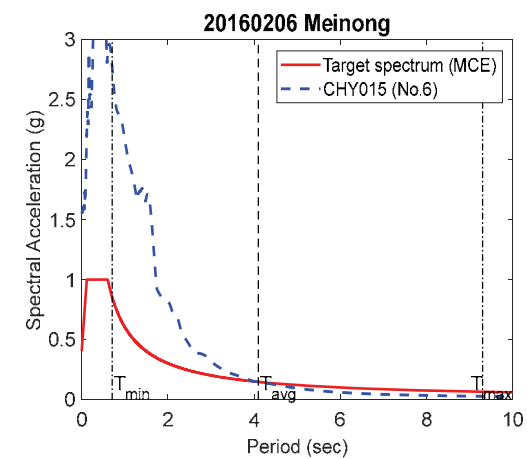
(c) 震波編號 No.3



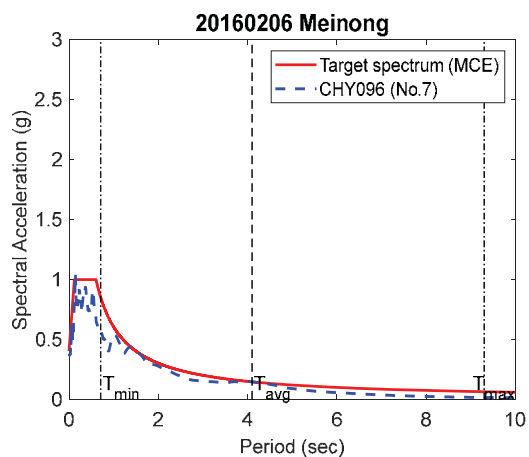
(d) 震波編號 No.4



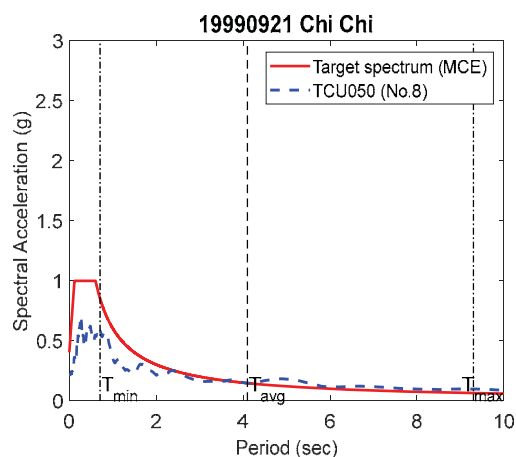
(e) 震波編號 No.5



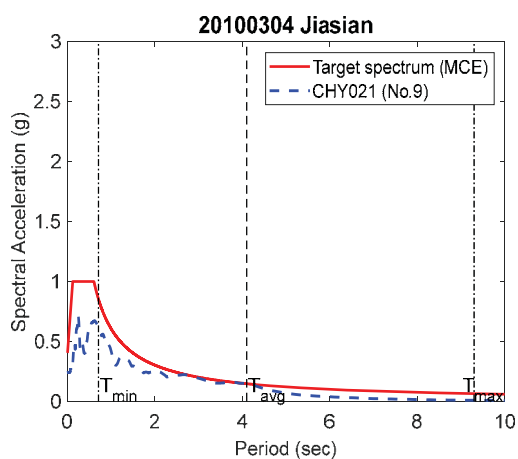
(f) 震波編號 No.6



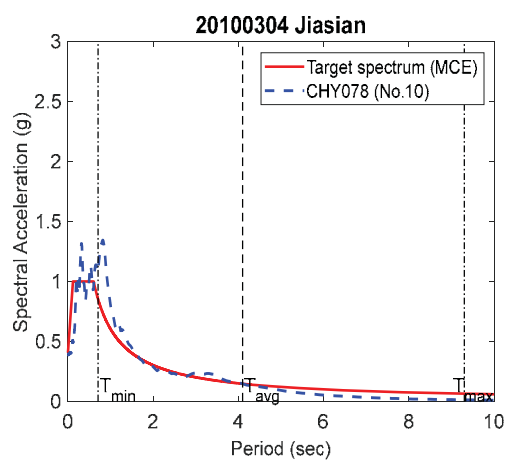
(g) 震波編號 No.7



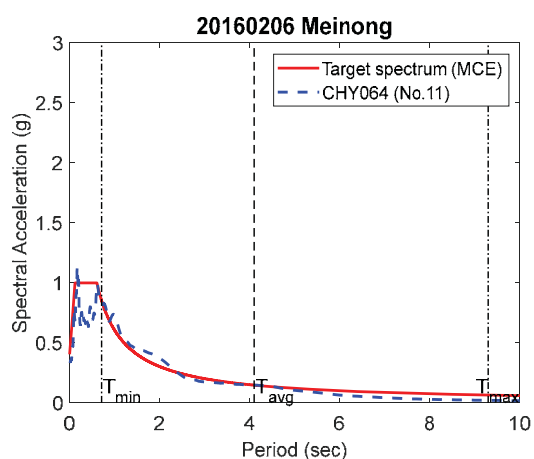
(h) 震波編號 No.8



(i) 震波編號 No.9



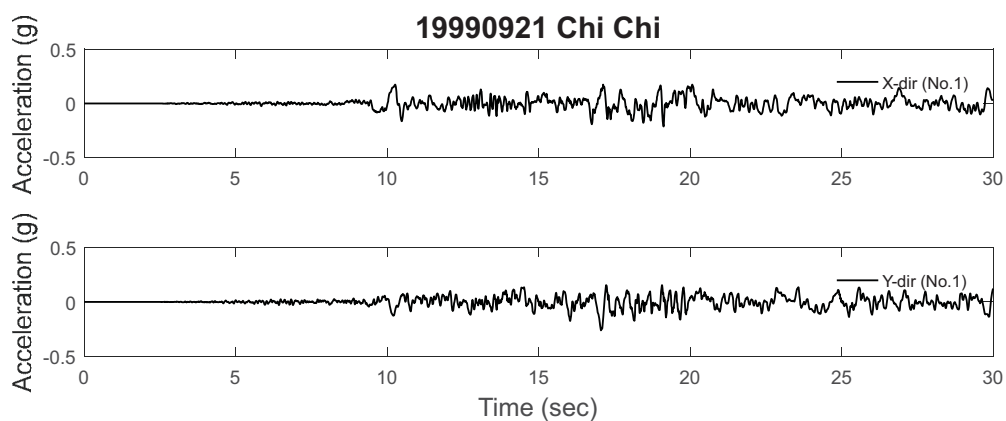
(j) 震波編號 No.10



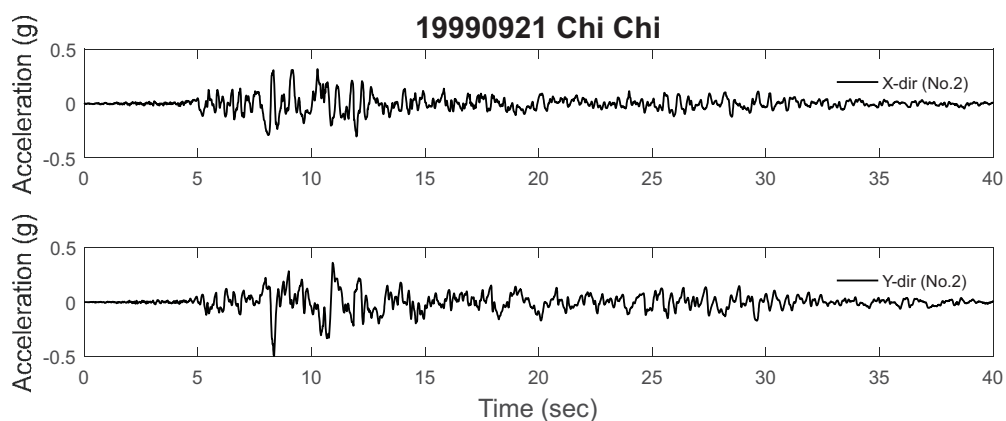
(k) 震波編號 No.11

圖 4- 19 各筆震波幾何平均反應譜與目標反應譜(MCE)之比較

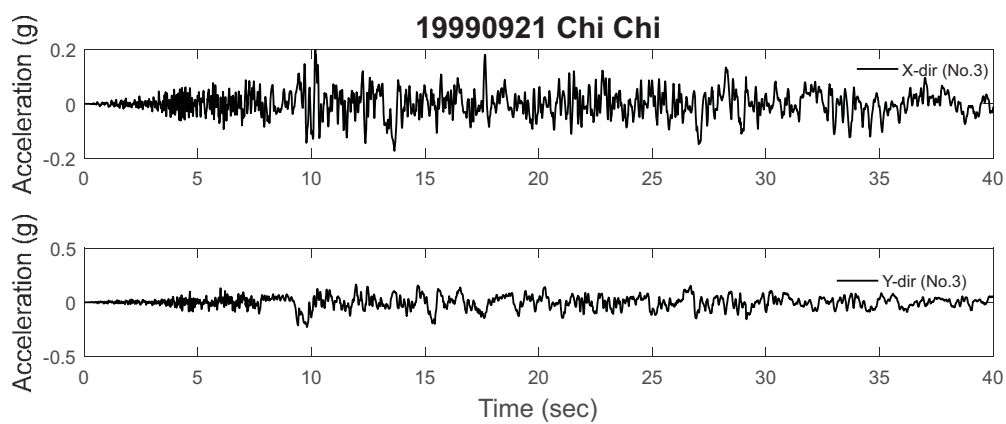
【資料來源：本研究製作】



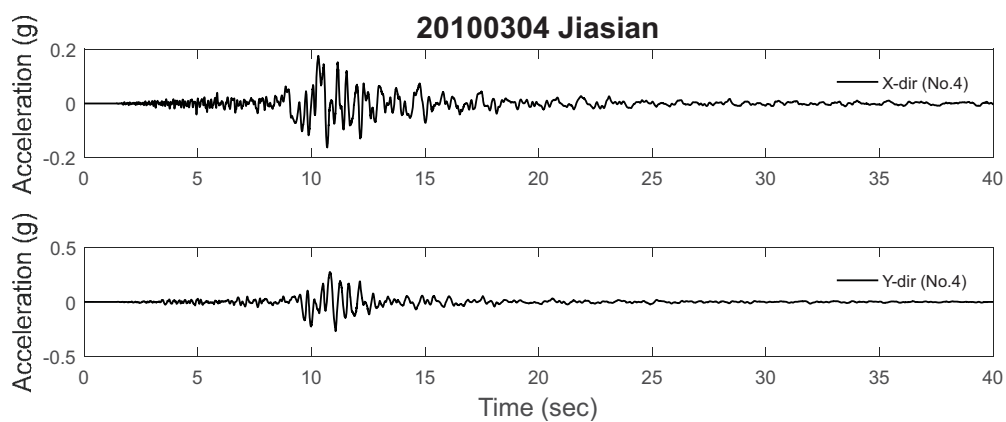
(a) 編號 No.1 地震歷時



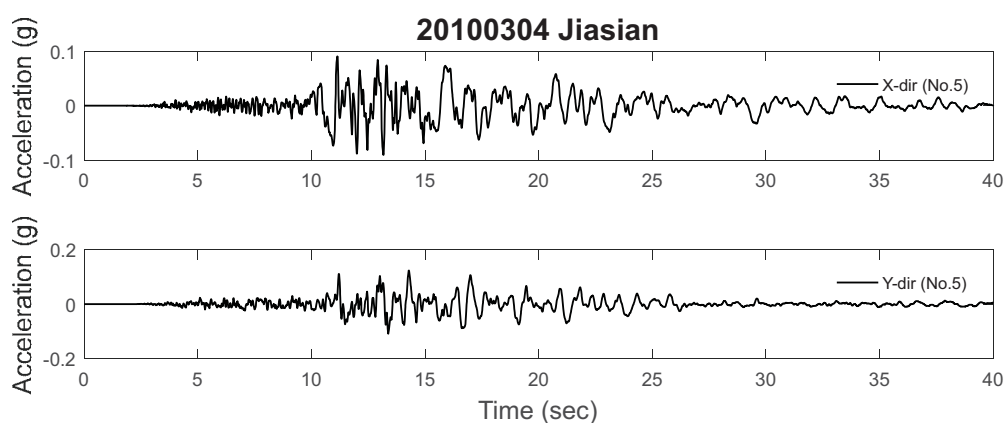
(b) 編號 No.2 地震歷時



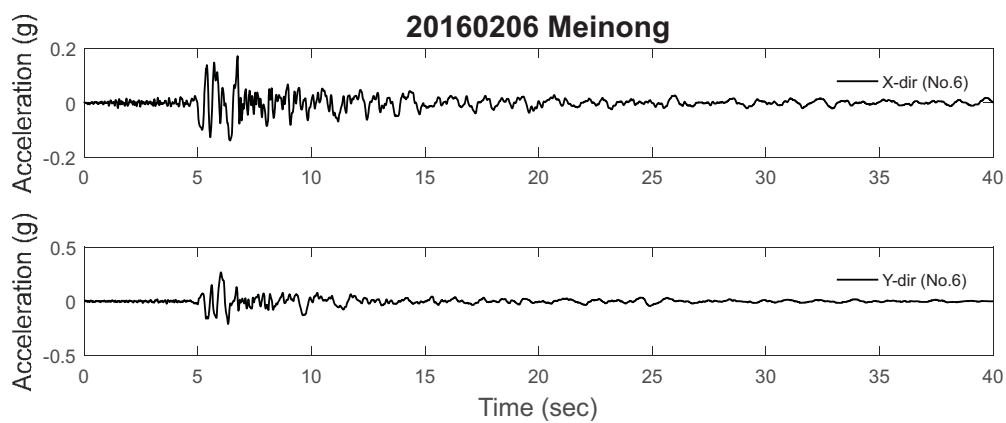
(c) 編號 No.3 地震歷時



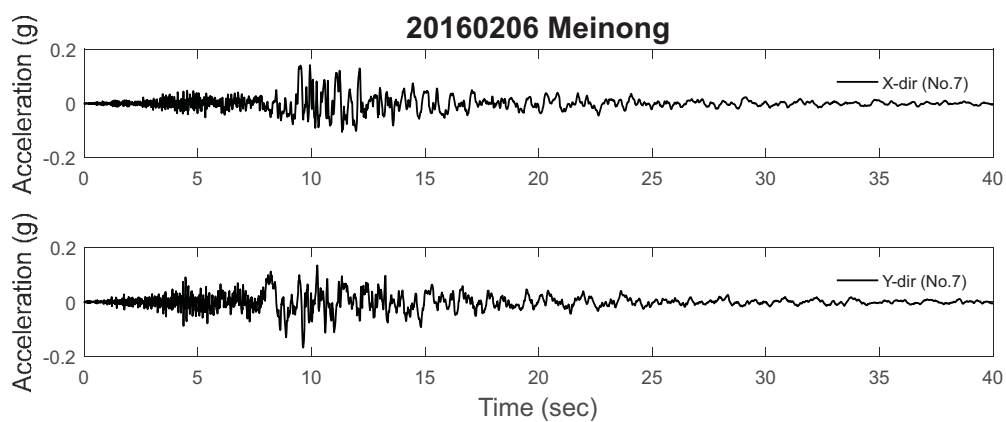
(d) 編號 No.4 地震歷時



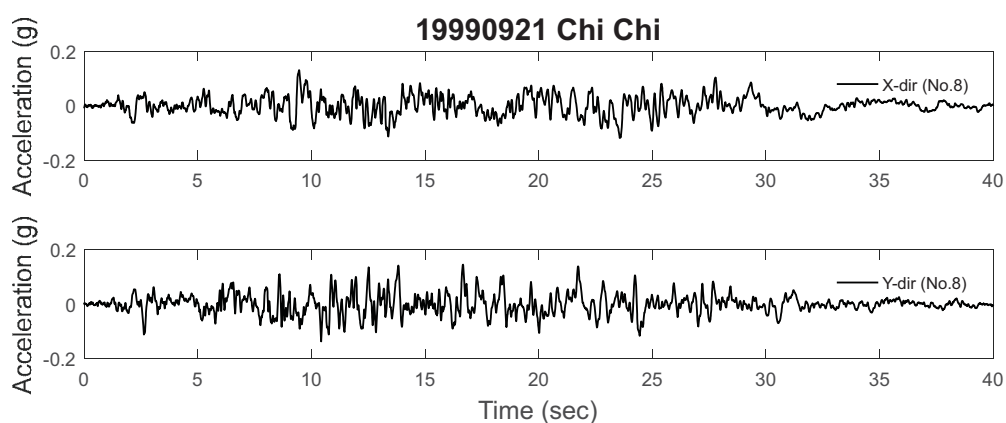
(e) 編號 No.5 地震歷時



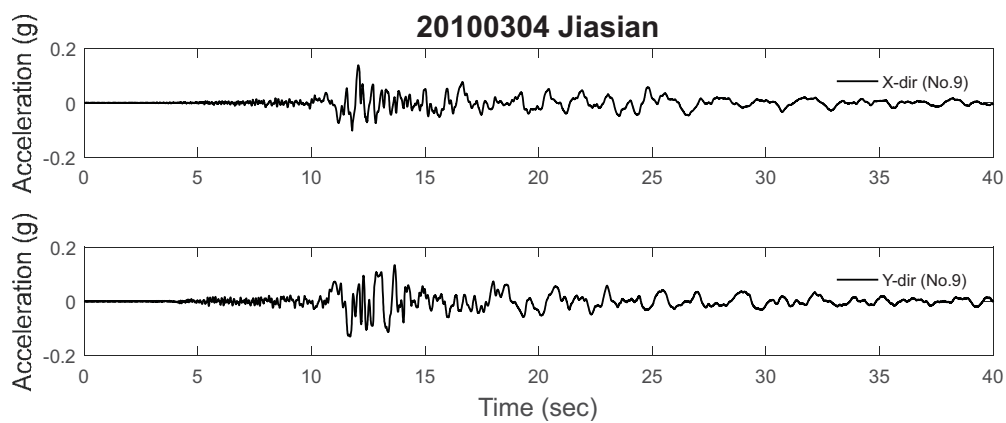
(f) 編號 No.6 地震歷時



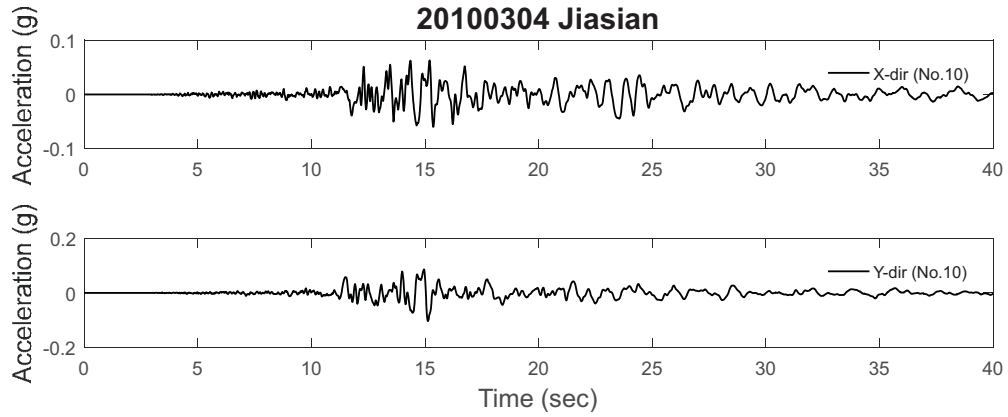
(g) 編號 No.7 地震歷時



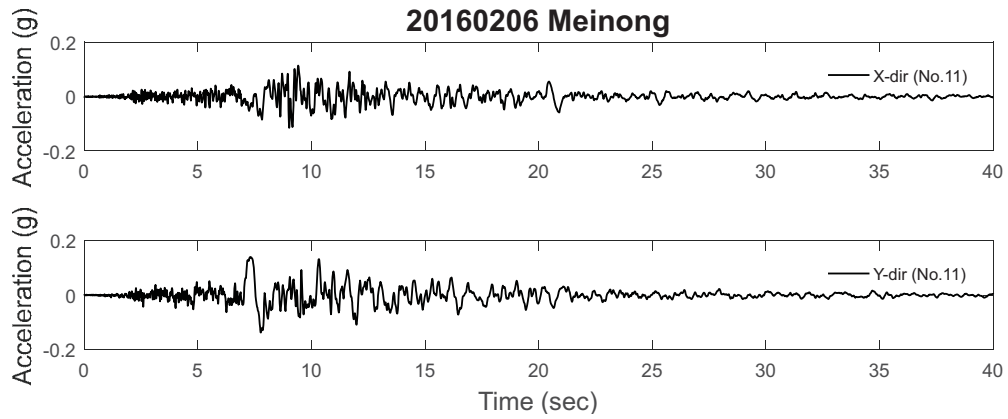
(g) 編號 No.8 地震歷時



(h) 編號 No.9 地震歷時



(i) 編號 No.10 地震歷時



(j) 編號 No.11 地震歷時

圖 4-20 地震歷時之水平雙向地表加速度歷時

【資料來源：本研究製作】

二、IDA 分析時各震波於不同目標譜加速度下之放大倍率

挑選之 11 筆地震例時再將每組所選地震歷時之幾何反應譜 $S_a(\bar{T})_{i+1}$ 以一縮放係數調整至最小地震強度 $S_a(\bar{T})_1$ ，再判定各地震歷時下建物倒塌歷時數目，而後再調整至次一地震強度 $S_a(\bar{T})_{i+1}$ ，直至半數以上地震歷時判定倒塌為止，而本文案例建物之地震歷時縮放強度如表 4-14 所示。

表 4-14 各地震歷時放大倍率

震波 編號	原始 譜值	IDA 分析時反應譜目標值 (g)									
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7
No.1	0.119	0.837	1.674	2.512	3.349	3.768	4.186	4.605	5.023	5.442	5.861
No.2	0.131	0.761	1.522	2.283	3.044	3.425	3.805	4.186	4.567	4.947	5.328
No.3	0.127	0.788	1.576	2.364	3.152	3.546	3.940	4.334	4.728	5.122	5.516
No.4	0.043	2.342	4.684	7.026	9.367	10.538	11.709	12.880	14.051	15.222	16.393
No.5	0.049	2.025	4.050	6.074	8.099	9.111	10.124	11.136	12.149	13.161	14.173
No.6	0.020	4.918	9.836	14.755	19.673	22.132	24.591	27.050	29.509	31.968	34.427
No.7	0.062	1.621	3.241	4.862	6.483	7.293	8.103	8.914	9.724	10.534	11.345
No.8	0.094	1.069	2.139	3.208	4.277	4.812	5.346	5.881	6.416	6.950	7.485
No.9	0.084	1.196	2.392	3.587	4.783	5.381	5.979	6.577	7.175	7.773	8.370
No.10	0.031	3.273	6.546	9.819	13.091	14.728	16.364	18.001	19.637	21.274	22.910
No.11	0.055	1.830	3.660	5.490	7.319	8.234	9.149	10.064	10.979	11.894	12.809

【資料來源：本研究製作】

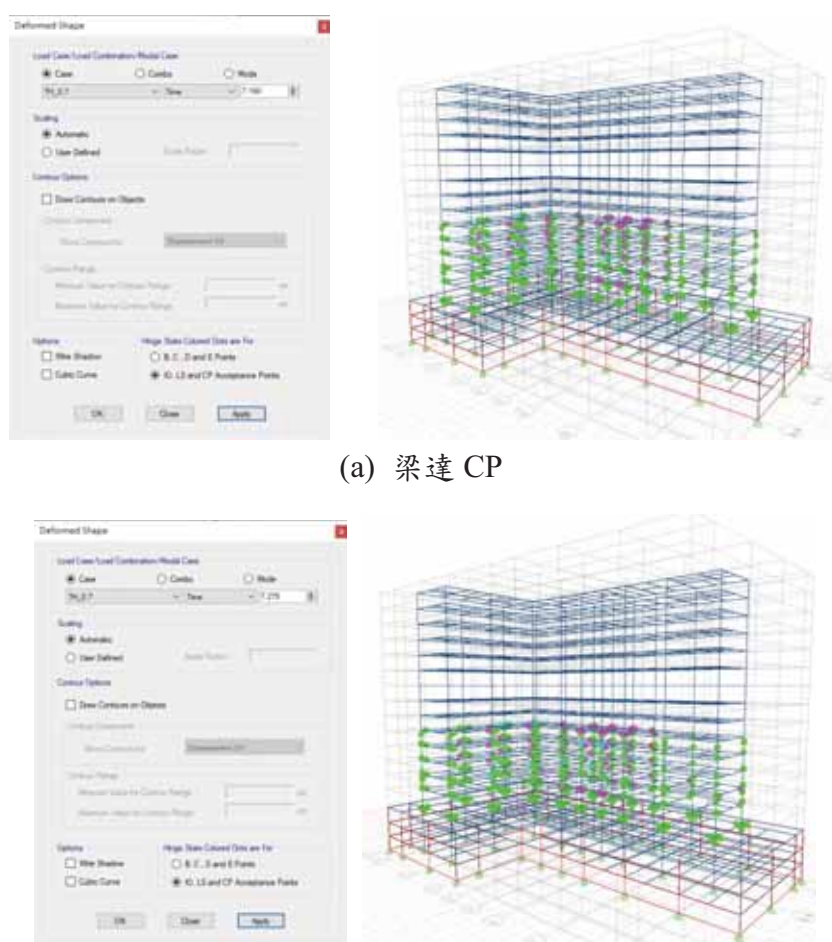
第六節 建立倒塌易損曲線 IDA

根據 11 組地震歷時執行增量動力分析，並配合局部與整體倒塌準則作為倒塌判定標準，如表 4-15 所示。分析結果顯示，當譜加速度正規至 0.7g 時，分別在 7.16 秒及 7.275 秒下達到梁及柱的 CP 準則，如圖 4-21 所示。

表 4-15 倒塌破壞準則

倒塌準則	內容
局部或整體倒塌準則	任一柱構件達韌性容量 μ_b 或任一樓層之最大層間變位角 $\theta_{\max} \geq 4\%$

【資料來源：本研究製作】



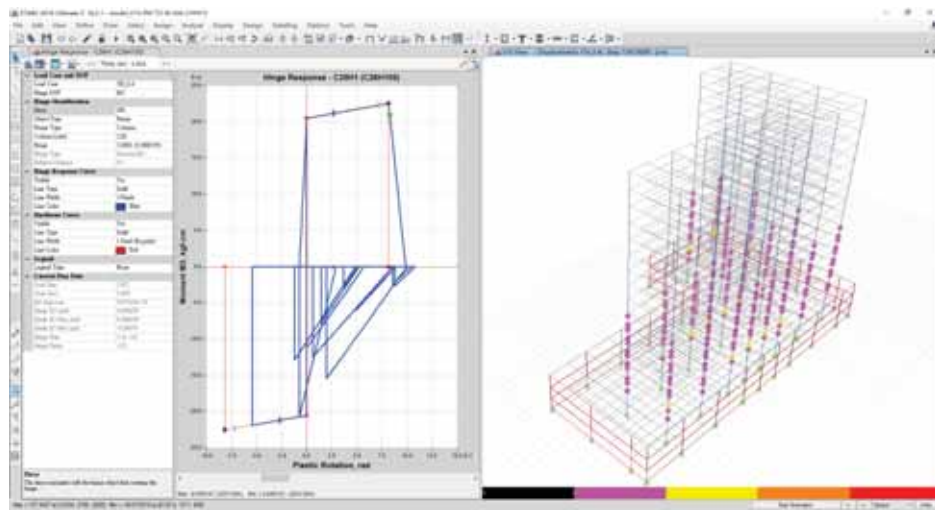
(a) 梁達 CP

(b) 柱達 CP

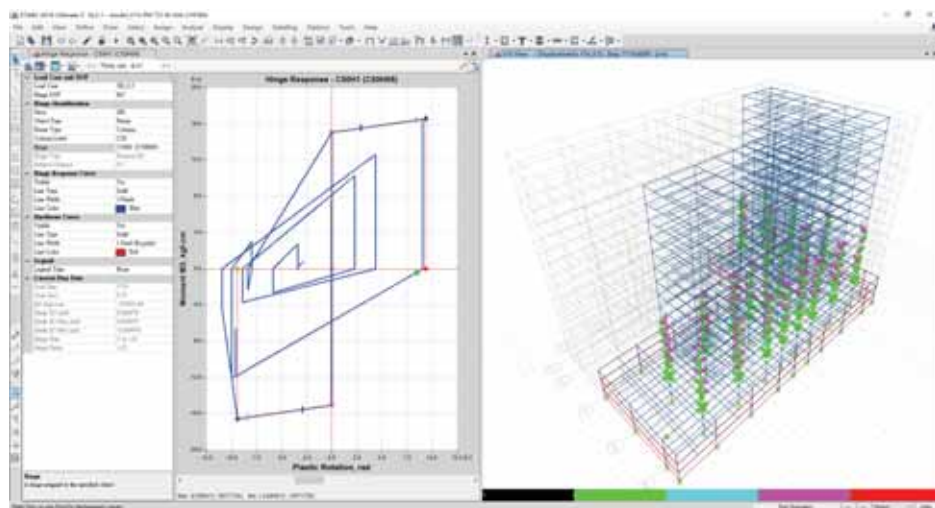
圖 4-21 梁柱構件達 CP 狀態之塑鉸分佈圖

【資料來源：本研究製作】

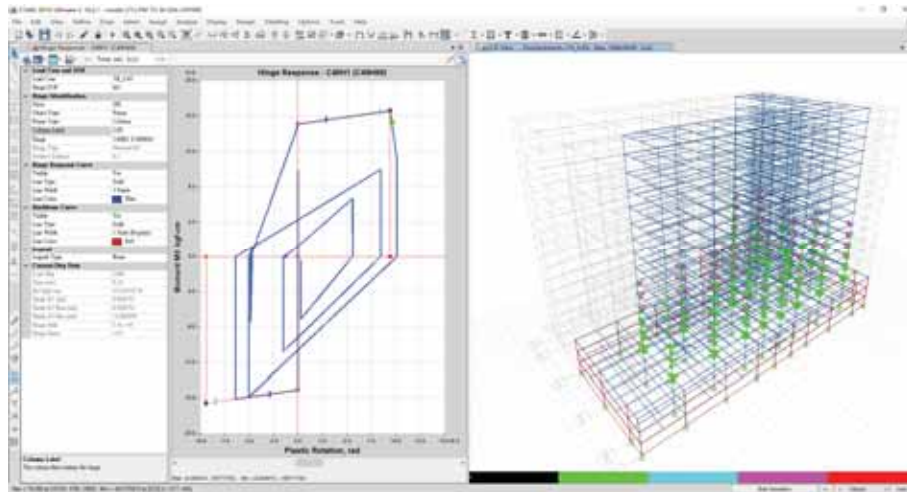
在這次分析作業之設定塑鉸部分，主要為 Takeda 塑鉸模型，能夠呈現出結構物反覆加載下單柱模型的破壞機制及破壞點位，但設定上較為繁瑣，必須先將單柱模型設定為 P-M2 或 P-M3 狀況下瞭解軸力數值，再將塑鉸更改為 M2 或 M3，才能在設定中調整為 Takeda 模型，呈現出反覆加載卸載的單柱行為。圖 4-22 為柱達到豎向構材破壞狀態之遲滯迴圈圖，顯示分析模式可以有效模擬 RC 行為，當最大塑性轉角超過 E 點代表豎向構材破壞。對應之譜加速度值多大於 $0.4g$ 。



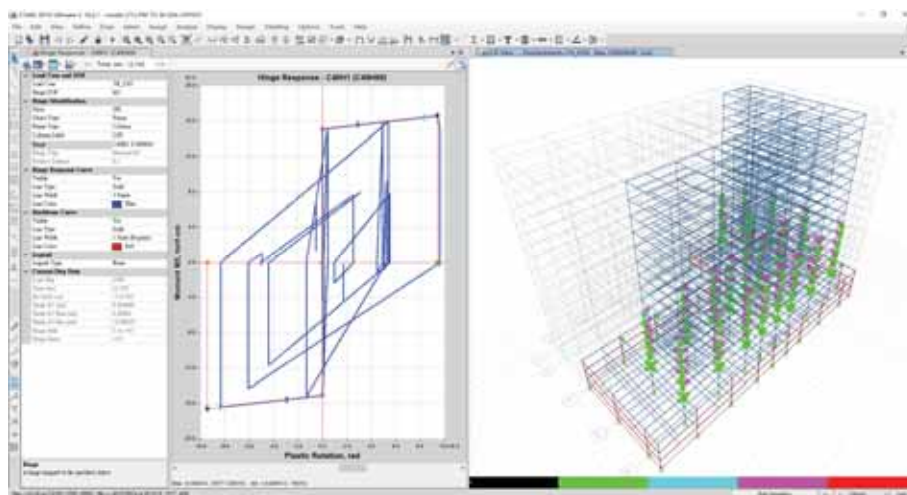
(a) CHY015_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.4g$



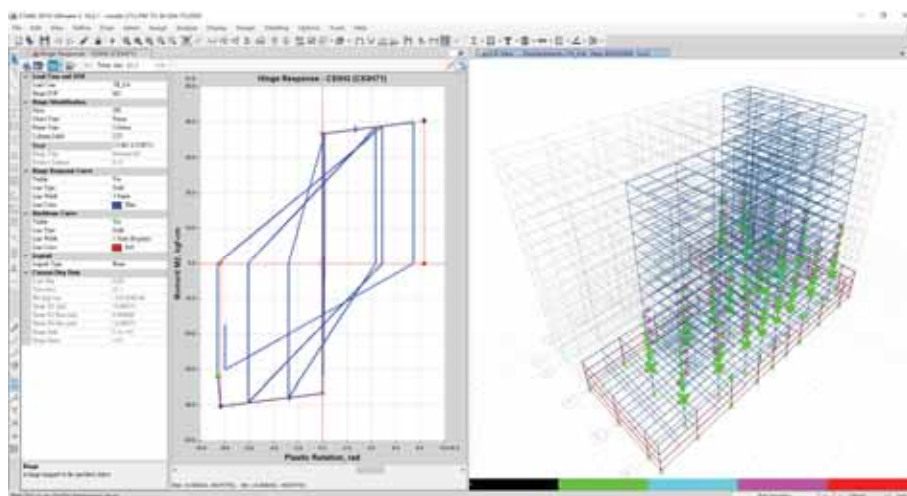
(b) CHY064_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.5g$



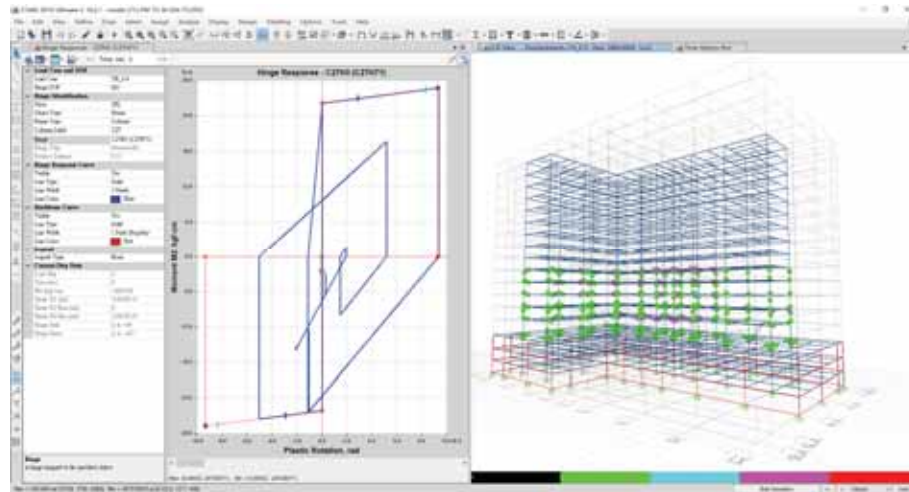
(c) CHY096_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.45g$



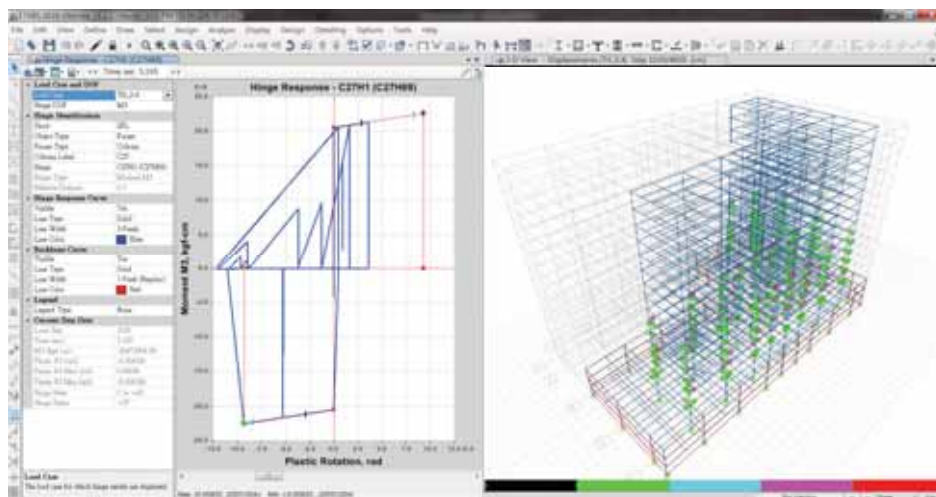
(d) CHY023_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.65g$



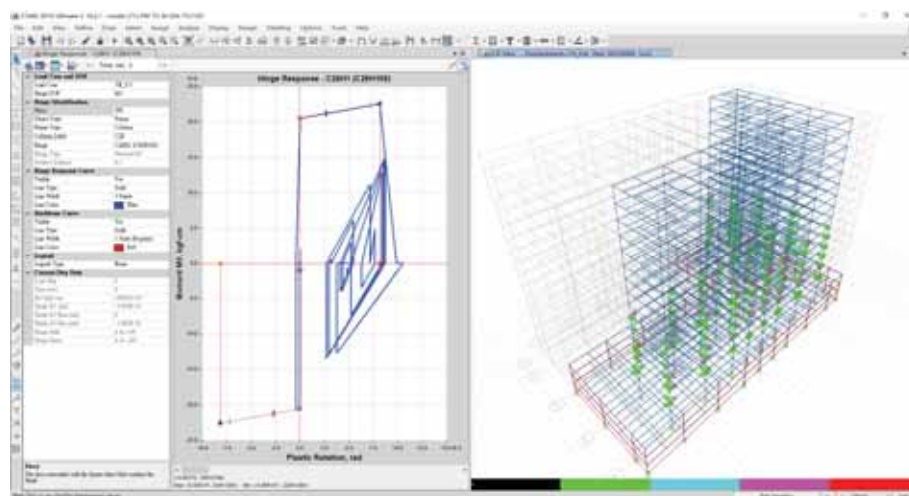
(e) TCU050_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.4g$



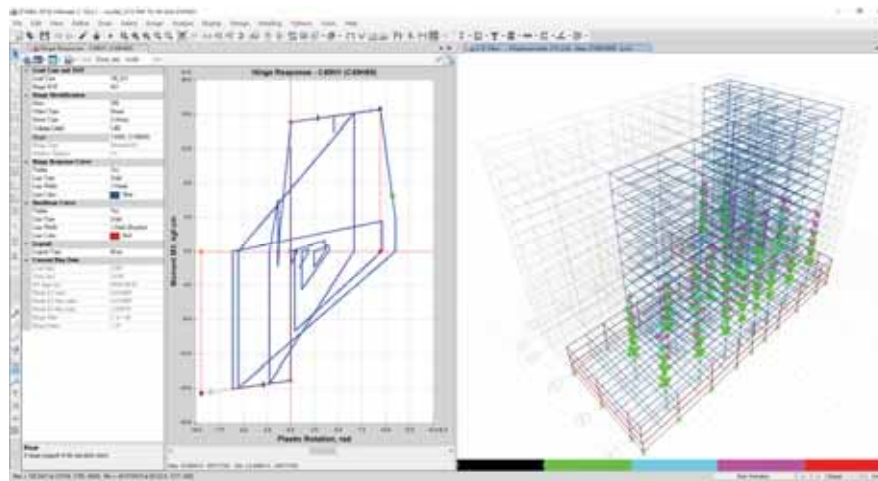
(f) TCU055_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.4g$



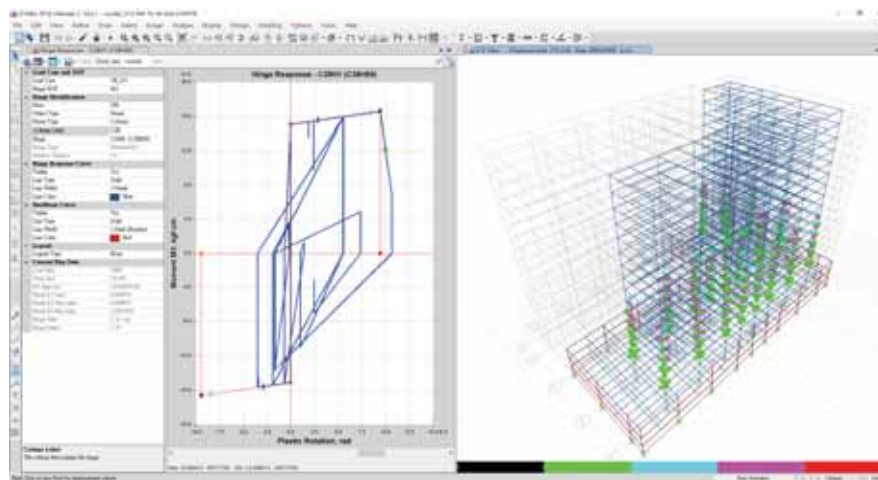
(g) TCU067_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.4g$



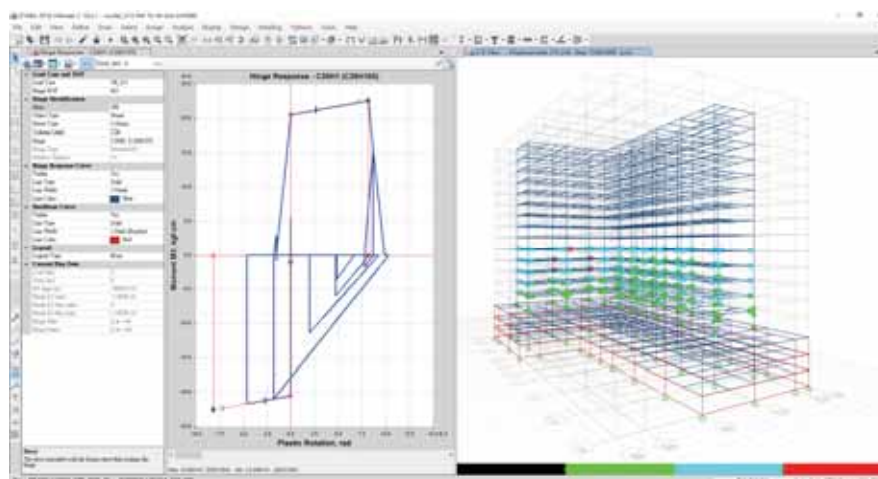
(h) TCU120_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.3g$



(i) CHY021_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.6g$



(j) CHY078_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.4g$



(k) CHY089_豎向構材破壞狀態 $S_a=0.4g$

圖 4-22 豎向構材破壞狀態

【資料來源：本研究製作】

此二種準則分別為考慮「局部與整體破壞準則」，與僅考慮「整體破壞準則」之情況。然而，本文案例建物本應依前述要求執行至半數歷時判定為倒塌即停止分析，但發現當地震強度 $S_a(\bar{T})$ 達 0.4g 時，被判定為倒塌之地震歷時數目即由 8 筆驟升至 11 筆，如圖 4-23。本文遂將最後一筆地震歷時往上執行至其倒塌為止。經由增量動力分析曲線，統計每一個譜加速度值下達 4% 層間位移角之地震組數，並假設對數常態分佈型式，可獲得倒塌易損曲線如圖 4-24 所示。

本案例在進行倒塌易損曲線計算發現正規 0.3g 歷時已經有八筆能使結構物破壞，0.4g 基本上所有歷時皆能使結構物達到破壞，與一般分析有不少落差，最主要因素可能由主控模態及不規則結構物扭轉行為，導致在雙向歷時分析會使結構物較快達到破壞準則。

本文迴歸倒塌易損曲線為 FEMAP-58 所提供之 Excel 表單，其介面如表 4-16 所示。其中左邊三欄都分為待輸入之資料，由左而右分別為執行增量動力分析之地震強度、各地震強度所執行之總歷時數目及各地震強度下判定為倒塌之地震歷時數目，而右側四欄則由 Excel 計算而得。該表單將由規劃求解增益集自動調整表 4-16 底下之中位數及對數標準差等兩參數，以使得末欄最大似然函數之對數值累加最大化，方可得兩種倒塌率則所迴歸之倒塌容量中位數及對數標準差，如表 4-17 所示。

由局部及整體二種倒塌準則分別迴歸之倒塌容量中位數 $\hat{S}_a(\bar{T})$ 分別為 0.3187g 和 0.2302g，對數標準差 $\hat{\beta}_{fit}$ 分別為 0.4659 和 0.2789，若考量各種不確定性後之總對數標準差 β 則是以 (2.4.2) 式計算，需決定 $\beta_{a\Delta}$ 及 β_m 等兩參數值，其中 $\beta_{a\Delta}$ 採用 FEMAP-58 中建議值 0.45，而 β_m 可從 (2.4.1) 式計算得到。

某些破壞模式受限於數值模型而無法直接體現，故經查詢表 2-5 與表 2-6 後將 β_c 及 β_q 皆取為 0.25，再以(2.4.1)式計算得 $\beta_m = 0.3536$ 。故可得兩者之總對數標準差為 $\beta = \sqrt{(0.45)^2 + (0.3536)^2} = 0.5723$ ，局部或整體破壞準則之倒塌易損曲線如圖 4-24。

表 4-16 扭轉不規則建築案例之迴歸倒塌易損曲線之 FEMA P-58 Excel 表單
(局部或整體倒塌準則)

Sa (g)	Number of analyses	Number of collapses	Fraction causing collapse	Theoretical fragility function	Likelihood	Log likelihood
0.1	11	0	0.00	0.00	0.98	-0.015
0.2	11	4	0.36	0.31	0.22	-1.492
0.3	11	8	0.73	0.83	0.18	-1.691
0.4	11	11	1.00	0.98	0.77	-0.265
0.45	11	11	1.00	0.99	0.91	-0.090
0.5	11	11	1.00	1.00	0.97	-0.030
0.55	11	11	1.00	1.00	0.99	-0.010
0.6	11	11	1.00	1.00	1.00	-0.003
0.65	11	11	1.00	1.00	1.00	-0.001
0.7	11	11	1.00	1.00	1.00	0.000
median Sa =	0.2302	dispersion =	0.2789		Sum =	-3.597

【資料來源：參考文獻 [9]】

表 4-17 不同倒塌準則之易損曲線參數

性能等級	破壞準則	易損曲線參數		
		迴歸		FEMA P-58 建議
		中位數 (g)	對數標準差 $\hat{\beta}_{fit}$	對數標準差 β
CP	μ_b 或 θ_{max} $\geq 4\%$	0.3187	0.4659	0.5723
	$\theta_{max} = 4\%$	0.2302	0.2789	0.5723

【資料來源：本研究製作】

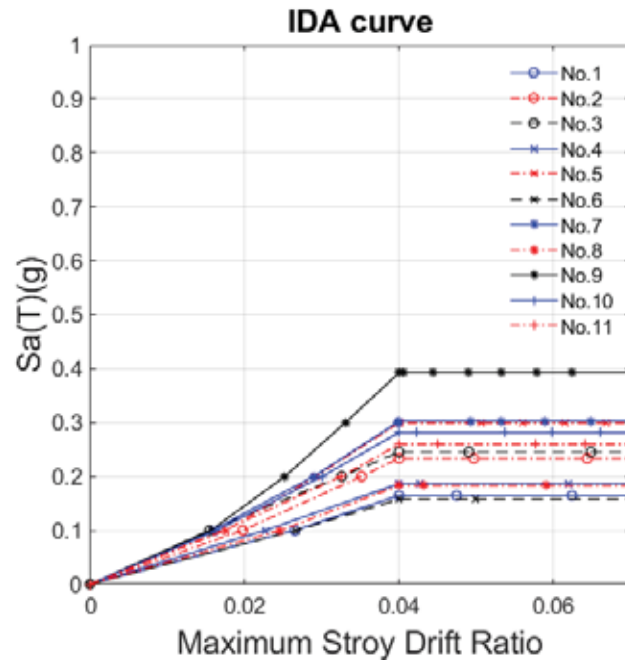


圖 4- 23 11 筆地震歷時之增量動料分析曲線

【資料來源：本研究製作】

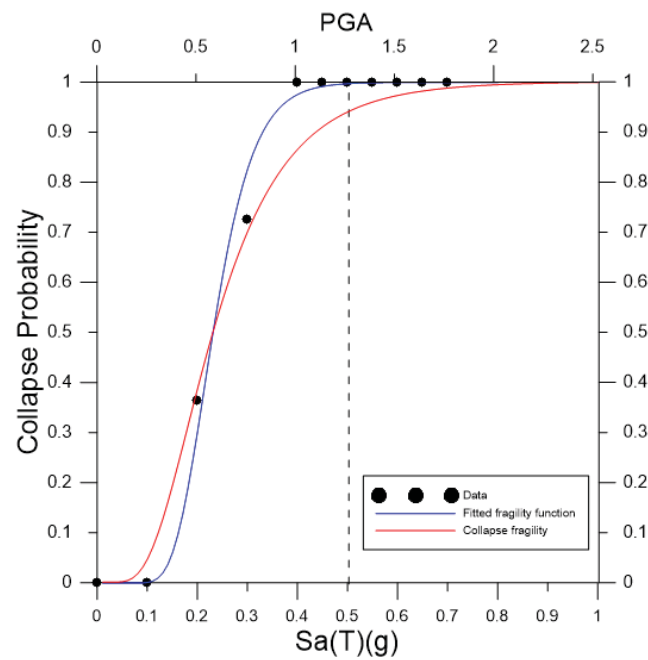


圖 4- 24 11 案例筆地震歷時倒塌易損曲線

【資料來源：本研究製作】

第五章 中高樓層軟弱層案例分析及討論

第一節 分析流程

本文建議之建物機率式倒塌評估流程如圖 5- 1 及圖 5- 2 所示，包含以下 7 個步驟：

- (1) 建立考量非線性特性之結構數值模型：利用結構分析軟體來建立中高樓結構的非線性行為數值模型。
- (2) 選取與調整地震歷時震波：所採用之地震歷時震波形式與結構非線性動力反應有關，故歷時震波之選取與調整將對分析結果影響極大，必須遵循合理的選取與調整程序。
- (3) 選定倒塌判定準則：為評估建物倒塌之機率，必須訂定合理之倒塌準則，以作為判定在不同地震力下受評估建物是否倒塌之依據。
- (4) 執行增量動力分析：建立倒塌易損曲線採行增量動力分析，以模擬該建物於小震依序漸增至烈震下之動力行為反應，以便依倒塌準則判定該建物於倒塌時地震強度。
- (5) 建立倒塌易損曲線：為該建物在不同地震力下之倒塌機率，可由前一步驟之增量動力分析結果以統計方法整理迴歸成倒塌易損曲線
- (6) 計算倒塌風險之性能指標：可分為「最大考量地震力下之倒塌機率」及「年平均倒塌頻率」等兩種性能指標。
- (7) 判斷耐震能力是否合格：首先必須先訂定可承受之倒塌風險，由此可決定避免倒塌之性能指標的合格標準此合格標準可參考現有之耐震規範或指標，例如：ASCE 7-10[2013]。如此方能篩檢出具高倒塌風險或耐震能力不足之建物。

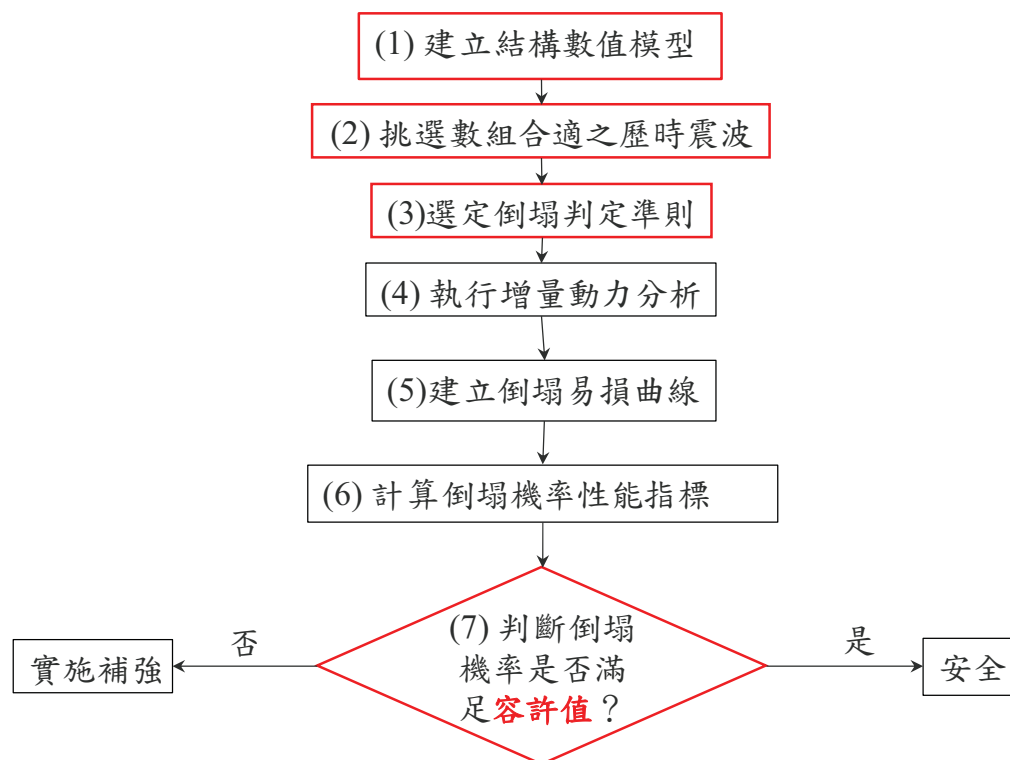


圖 5-1 分析流程圖

【資料來源：參考文獻 [25]】

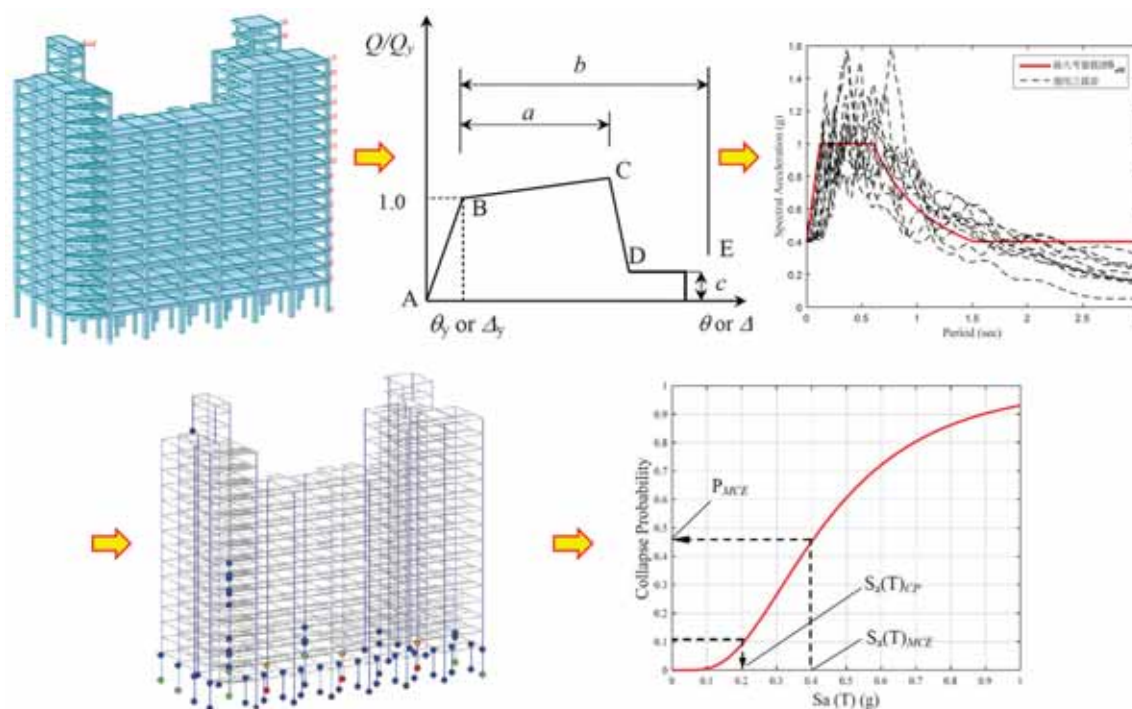


圖 5-2 分析流程示意圖

【資料來源：參考文獻 [25]】

第二節 案例基本資料

本建物為地下 3 層地上 15 層之鋼筋混凝土構造集合住宅大樓，基地長約 36.43m、寬約 25.43m，地下開挖至 GL-12.0 m(含 P.C.層)，採 60 cm 厚度連續壁作為開挖擋土壁體及永久性結構，座落於第二類地盤，為具結構牆之鋼筋混凝土抗彎矩構架。

建築基本資訊如表 5-1 所示。案例建物結構圖如圖 5-3 至圖 5-5 所示。為進行案例比較，本案例分為純構架及軟弱層構架。純構架未考慮牆體貢獻，軟弱層構架於 X 向和 Y 向，分別設置若干牆體，且符合規範有關軟層與弱層的定義。

表 5-1 建築樓層基本資訊

樓層	層高 m)	累積層高(m)	樓地板面積(m ²)	用途
R1FL	3.20	48.8	381.91	屋頂花園
15FL	3.20	45.6	381.91	集合住宅
14FL	3.20	42.4	381.91	集合住宅
13FL	3.20	39.2	381.91	集合住宅
12FL	3.20	36.0	381.91	集合住宅
11FL	3.20	32.8	381.91	集合住宅
10FL	3.20	29.6	381.91	集合住宅
9FL	3.20	26.4	381.91	集合住宅
8FL	3.20	23.2	381.91	集合住宅
7FL	3.20	20.0	381.91	集合住宅
6FL	3.20	16.8	381.91	集合住宅
5FL	3.20	13.6	381.91	集合住宅
4FL	3.20	10.4	381.91	集合住宅
3FL	3.20	7.2	381.91	集合住宅
2FL	3.20	4.0	381.91	集合住宅
1FL	4.00	0.0	926.41	公共空間，店鋪
B1FL	3.60	-3.6	926.41	防空避難室兼停車空間
B2FL	3.10	-6.7	926.41	防空避難室兼停車空間
BASE	3.10	-9.8	926.41	防空避難室兼停車空間

【資料來源：本研究製作】

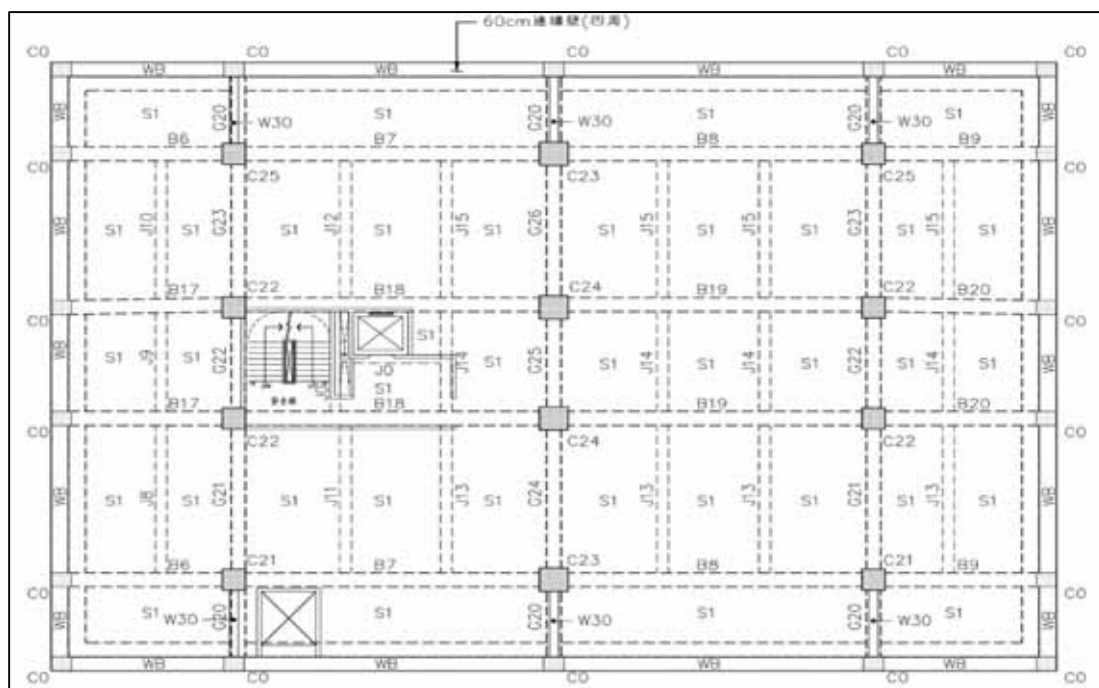


圖 5-3 中高樓層軟弱層案例之地下層結構平面圖

【資料來源：本研究製作】

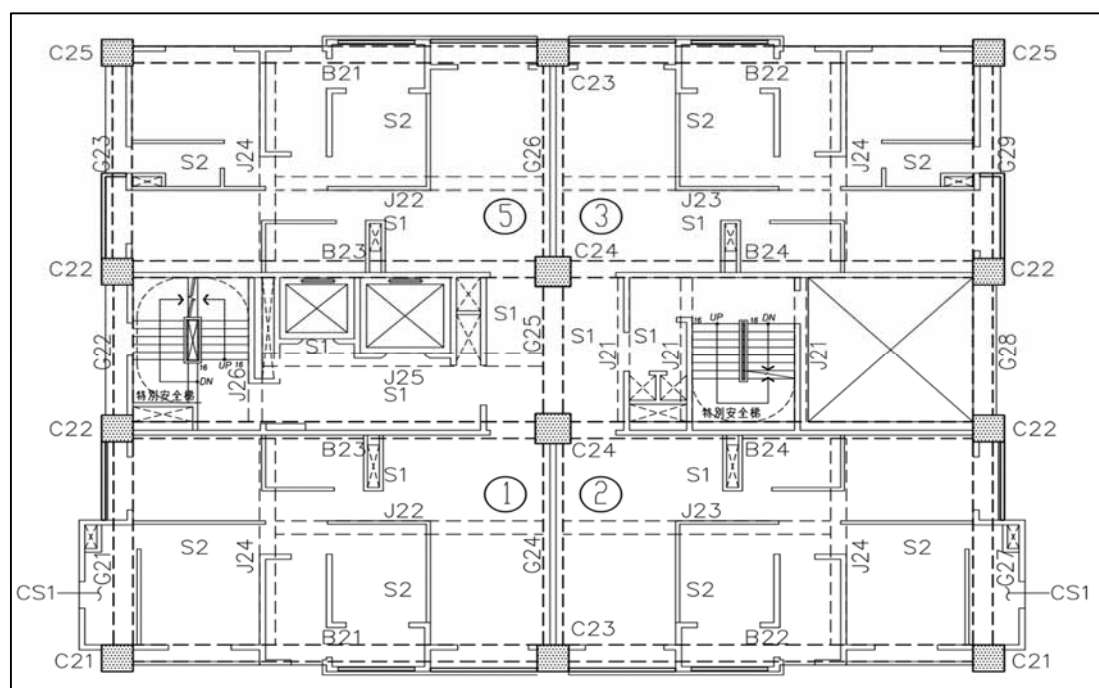


圖 5-4 中高樓層軟弱層案例之二層以上標準層結構平面圖

【資料來源：本研究製作】

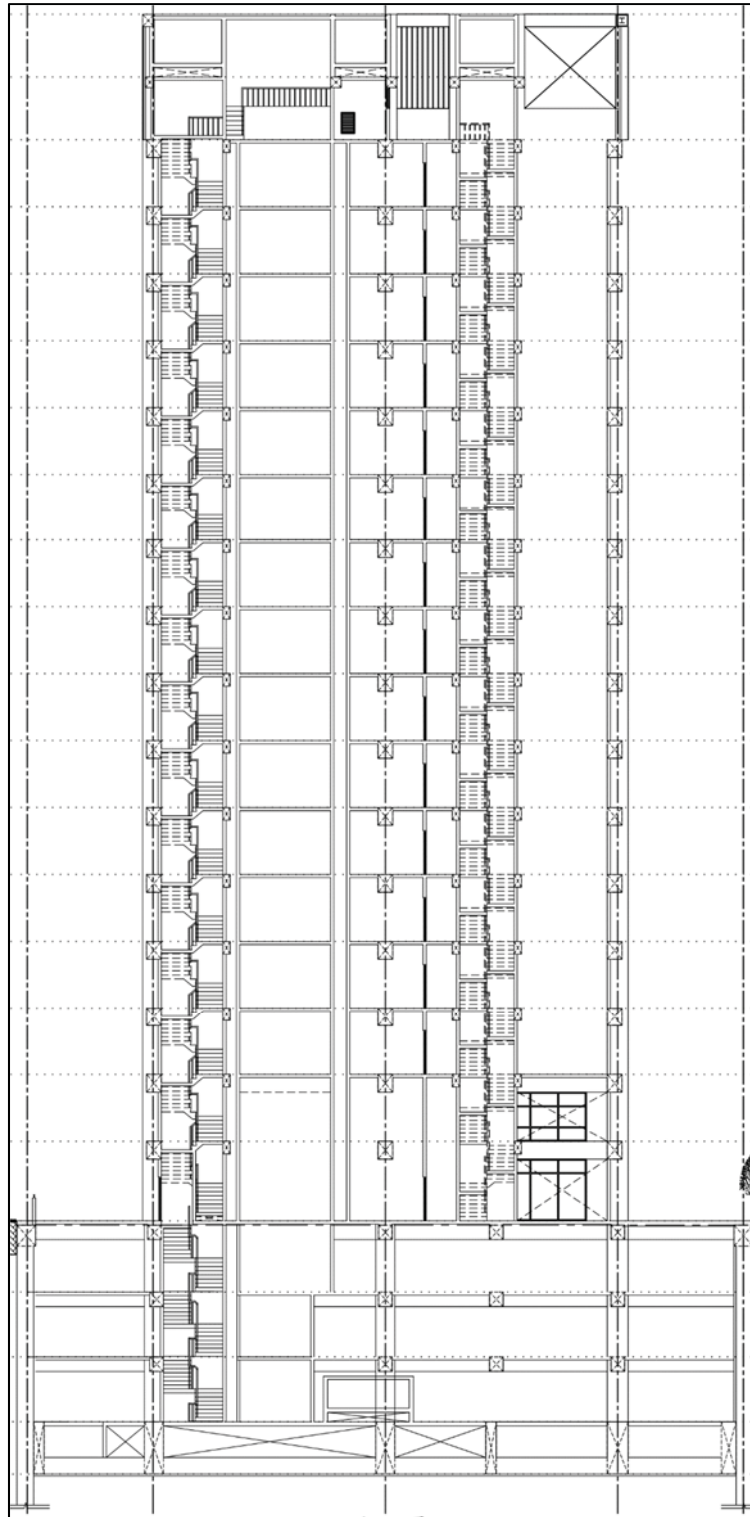


圖 5-5 中高樓層軟弱層案例之剖面圖

【資料來源：本研究製作】

第三節 數值模型建立

案例建物之結構平面配置與相關圖說建立數值模型，線構架建物之數值模型外觀如圖 5- 6 至圖 5- 7 所示。而軟弱層建物之數值模型外觀如圖 5- 8 至圖 5- 9 所示。採用 RC 韌性抗彎矩構架系統（SMRF）以抵禦垂直載重及水平力，主要構件尺寸概述如下：

一、構件尺寸

1. 柱

主要斷面為 80 x 80cm，部分構件一樓版下加大斷面為 90 x 80cm, 80 x 90cm 及 100 x 80cm。

2. 梁

地面層以下主要大梁尺寸為 60 x 70cm，地上層 1FL~RFL 主要大梁尺寸為 50x80cm。

3. 樓版

- (a) 筏基底版：60 cm
- (b) B2FL~B1FL 樓版樓版：15 cm
- (c) 1FL 戶外樓版：30 cm
- (d) 1FL 室內樓版：20 cm
- (e) 2FL 以上樓版：15 cm

二、結構材料強度及規格：

鋼筋須符合 CNS 560 A2006 SD420W 之規定，主筋 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (SD420W)、箍筋 $F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (SD280)。混凝土：混凝土抗壓強度須

符合 CNS1232 之有關規定，BASE 柱~1FL 頂版、頂梁， $F_c'=350 \text{ kg/cm}^2$ ；
2FL 柱~8FL 頂版、頂梁， $F_c'=280 \text{ kg/cm}^2$ ；9FL 柱以上， $F_c'=245 \text{ kg/cm}^2$ 。

有關斷面勁度折減，係數採用如下：柱撓曲勁度： $I = 0.7$ （3FL 以下）、 $I = 0.5$ （3FL-10FL）、 $I = 0.3$ （11FL-RFL）；梁撓曲勁度： $I = 0.3$ ；梁、柱剪力勁度： $I = 0.4$ ；剪力牆等值寬柱撓曲勁度： $I = 0.5$ ；剪力牆等值寬柱剪力勁度： $I = 0.4$ 。

純構架模型前三個模態分別為 X 向平移（即建物長向平移）、Y 向平移（即建物短向平移）以及 Z 向扭轉。假設未考量斷面勁度折減的建物長向平移及短向平移週期分別為 $T_x = 1.963$ 秒及 $T_y = 1.668$ 秒，幾何平均週期 $\bar{T} = [(1.963+1.668)/2] = 1.815$ 秒。若有考慮折減斷面勁度，其建物長向平移（X 向平移）及短向平移（Y 向平移）週期分別為 $T_x = 4.248$ 秒及 $T_y = 3.296$ 秒，幾何平均週期 $\bar{T} = 3.772$ 秒。

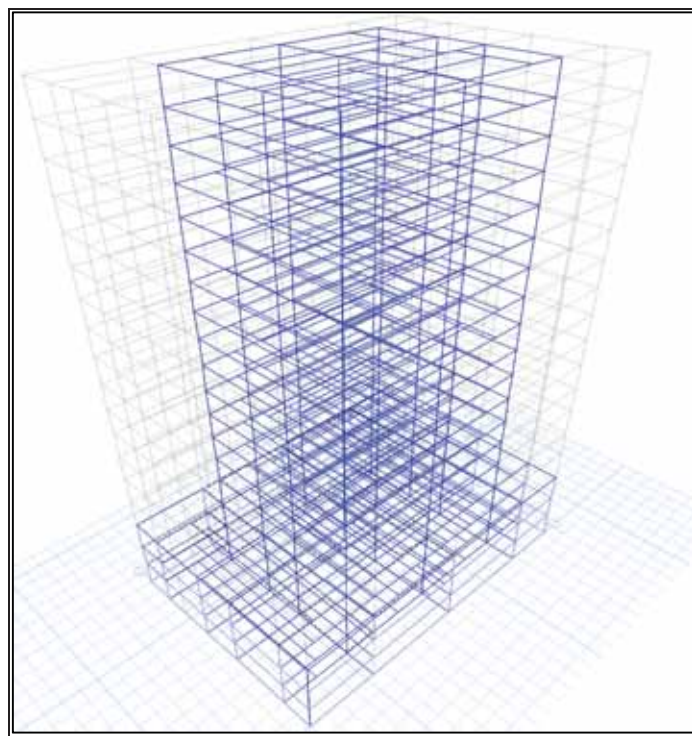
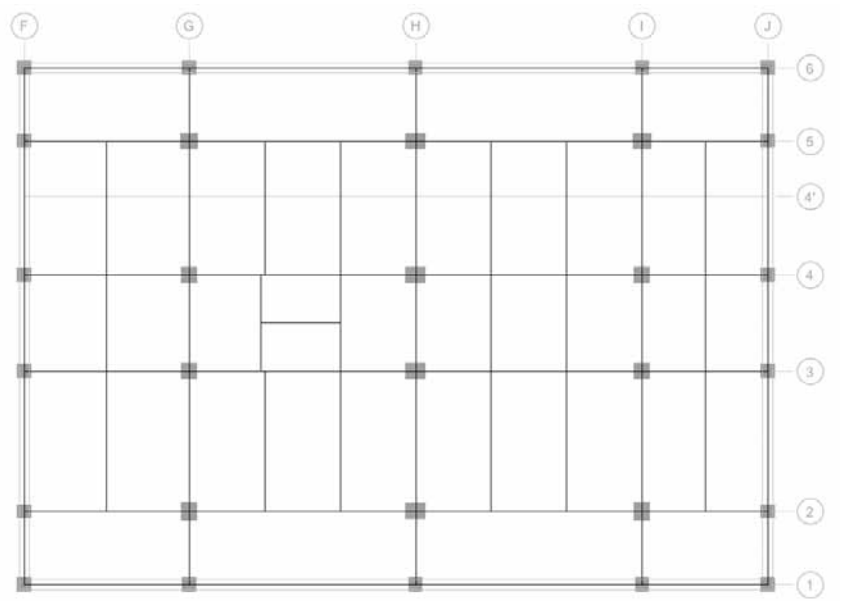
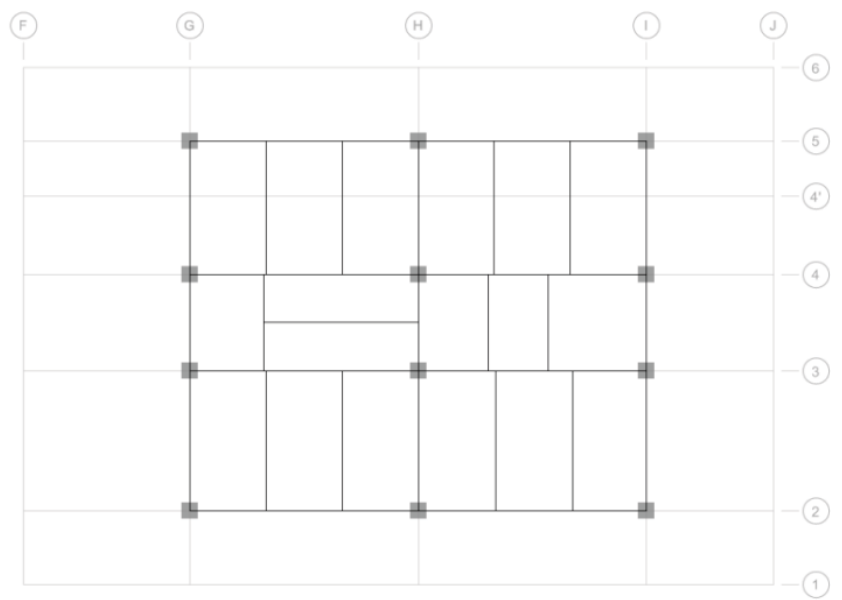


圖 5-6 線構架之數值模型線構架圖

【資料來源：本研究製作】



(a) 地下層



(b) 標準層

圖 5- 7 線構架模型格線圖

【資料來源：本研究製作】

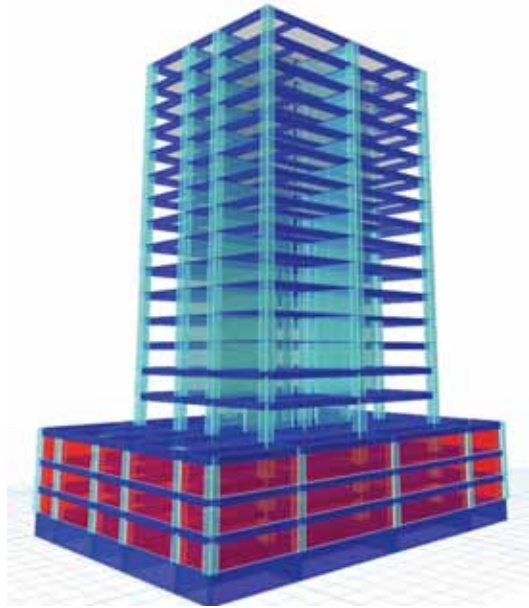
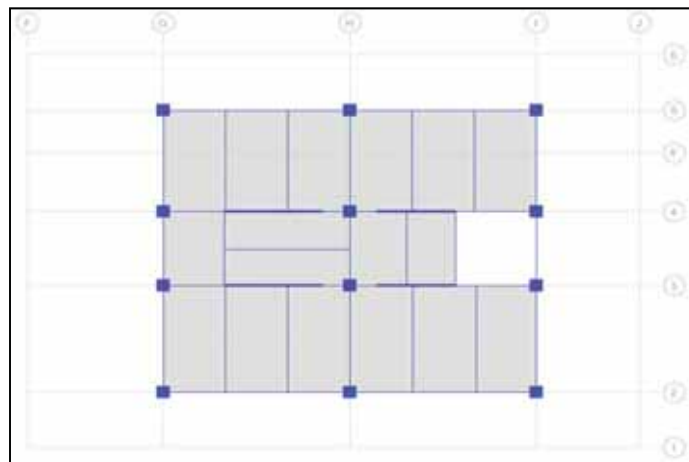
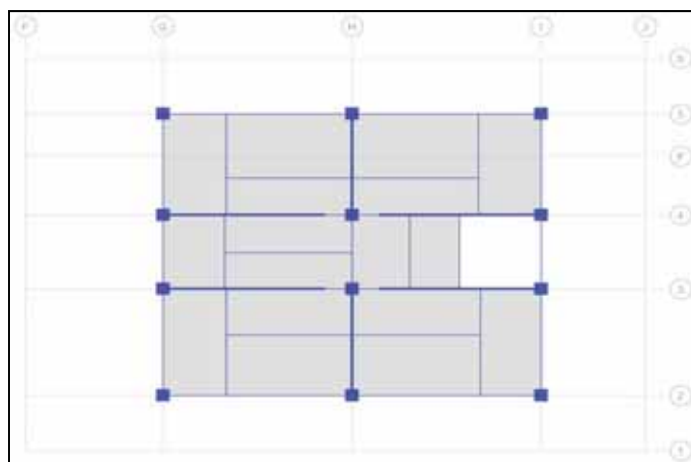


圖 5-8 軟弱層建物之數值模型構架圖

【資料來源：本研究製作】



(a)一樓平面佈置圖



(b) 其他樓層平面佈置圖

圖 5-9 軟弱層建物之平面佈置圖

【資料來源：本研究製作】

三、軟弱層檢核

軟弱層之牆量比，計算結果如表 5-2 所示，1F 與 2F 及 2F 與 3F 之牆量比 > 0.8 ，上方標準層之牆量比接近 1。Y 向之樓層極限層剪力強度小於 80% 如表 5-3 所示。表 5-4 所示為勁度不規則檢核成果，X 向與 Y 向檢核成果均未滿足 0.7 要求，判定為軟層。此外，構架前三個模態分別為 Y 向平移（即建物短向平移）、X 向平移（即建物長向平移）以及 Z 向扭轉。假設考慮斷面勁度折減，其建物長向平移（X 向平移）及短向平移（Y 向平移）週期分別為 $T_y = 2.846$ 秒及 $T_y = 2.91$ 秒，幾何平均週期 $\bar{T} = 2.878$ 秒，如表 5-7 (b) 所示。

表 5-2 牆量比

軟弱層牆量比								
X向								
1F			2F			3F		
長度(m)	厚度(m)	總量	長度(m)	厚度(m)	總量	長度(m)	厚度(m)	總量
21.16	0.15	3.17	38.00	0.15	5.70	38.00	0.15	5.70
total		3.17	total		5.70	total		5.70
			1F/2F之X向牆量比	0.56		2F/3F之X向牆量比		1.00
Y向								
1F			2F			3F		
長度(m)	厚度(m)	總量	長度(m)	厚度(m)	總量	長度(m)	厚度(m)	總量
0.00	0.15	0.00	13.16	0.15	1.97	13.16	0.15	1.97
total		0.00	total		1.97	total		1.97
			1F/2F之Y向牆量比	0.00		2F/3F之Y向牆量比		1.00

【資料來源：本研究製作】

表 5-3 樓層極限剪力強度之檢核

樓層極限層剪力強度之檢核:X向							
樓層名稱	樓層地震力	樓層地震層剪力	柱樑極限層剪力	非結構牆牆極限層剪力	樓層總極限層剪力	Vp/Ve	(Vp/Ve)i/ (Vp/Ve)i+1
	F(ton)	Ve(ton)					
3F	13.56	576.78	535.43	1666.24	2201.67	3.817	
2F	9.39	586.17	596.28	1666.24	2262.52	3.860	1.011
1F	5.35	591.52	1099.41	1017.28	2116.69	3.578	0.927
樓層極限層剪力強度之檢核:Y向							
樓層名稱	樓層地震力	樓層地震層剪力	柱樑極限層剪力	非結構牆牆極限層剪力	樓層總極限層剪力	Vp/Ve	(Vp/Ve)i/ (Vp/Ve)i+1
	F(ton)	Ve(ton)					
3F	13.56	576.78	404.18	666.56	1070.74	1.856	
2F	9.39	586.17	423.44	666.56	1090	1.860	1.002
1F	5.35	591.52	863.71	0	863.71	1.460	0.785

【資料來源：本研究製作】

表 5-4 勁度不規則檢核

勁度不規則檢核(軟層) - X 向							
樓層名稱	樓層地震層剪力 Ve (t)	樓層側向位移 D (cm)	層間相對位移 $\Delta=D_{i+1}-D_i$ (cm)	樓層側向勁度 V/D (t/cm)	平均側向勁度 $(V/D)_a=\Sigma(V/D)/3$ (t/cm)	$(V/D)/(V/D)_{i+1}$	$(V/D)/(V/D)_{i+1}$
R1F	138.57	3.37					
15F	198.04	3.17	0.20	1011.96			
14F	253.34	2.97	0.20	1238.22		1.22	
13F	304.47	2.76	0.21	1434.83	1228.33	1.16	
12F	351.42	2.54	0.22	1603.19	1425.41	1.12	1.31
11F	394.20	2.31	0.23	1751.22	1596.41	1.09	1.23
10F	432.80	2.08	0.23	1883.38	1745.93	1.08	1.18
9F	467.23	1.85	0.23	2004.42	1879.67	1.06	1.15
8F	497.49	1.62	0.23	2120.59	2002.79	1.06	1.13
7F	523.57	1.38	0.23	2233.66	2119.56	1.05	1.12
6F	545.48	1.15	0.23	2353.24	2235.83	1.05	1.11
5F	563.22	0.92	0.23	2482.24	2356.38	1.05	1.11
4F	576.78	0.70	0.22	2634.90	2490.13	1.06	1.12
3F	586.17	0.50	0.21	2826.28	2647.81	1.07	1.13
2F	591.52	0.30	0.19	3069.64	2843.61	1.09	1.16
1F	596.87	0.02	0.28	2100.92	2665.61	0.68	0.74
						各層需>0.7 NG	各層需>0.8 NG
					檢核結果		

勁度不規則檢核(軟層) - Y 向							
樓層名稱	樓層地震層剪力 Ve (t)	樓層側向位移 D (cm)	層間相對位移 $\Delta=D_{i+1}-D_i$ (cm)	樓層側向勁度 V/D (t/cm)	平均側向勁度 $(V/D)_a=\Sigma(V/D)/3$ (t/cm)	$(V/D)/(V/D)_{i+1}$	$(V/D)/(V/D)_{i+1}$
R1F	138.57	8.26					
15F	198.04	7.79	0.47	419.75			
14F	253.34	7.30	0.50	510.25		1.22	
13F	304.47	6.78	0.51	592.47	507.49	1.16	
12F	351.42	6.25	0.53	661.93	588.22	1.12	1.30
11F	394.20	5.71	0.55	722.77	659.06	1.09	1.23
10F	432.80	5.15	0.56	776.88	720.53	1.07	1.18
9F	467.23	4.58	0.56	827.69	775.78	1.07	1.15
8F	497.49	4.02	0.57	876.94	827.17	1.06	1.13
7F	523.57	3.45	0.56	927.49	877.37	1.06	1.12
6F	545.48	2.90	0.56	981.79	928.74	1.06	1.12
5F	563.22	2.36	0.54	1046.10	985.13	1.07	1.13
4F	576.78	1.84	0.51	1121.27	1049.72	1.07	1.14
3F	586.17	1.37	0.48	1227.32	1131.56	1.09	1.17
2F	591.52	0.91	0.46	1282.29	1210.29	1.04	1.13
1F	596.87	0.03	0.88	680.81	1063.48	0.53	0.56
						各層需>0.7 NG	各層需>0.8 NG
					檢核結果		

【資料來源：本研究製作】

四、建物週期與模態

本建築結構分為純構架及軟弱層構架。針對純構架，考慮斷面勁度折減及地下室之影響，可分為四種情況，各模態分析所得之基本振動週期及有效振態質量比，分別如表 5-5 至表 5-8 所示。

軟弱層建物，為底層 X 具有半牆和 Y 向無牆體的結構系統。當斷面勁度無折減且只考慮地下室之貢獻，模態分析所得之基本振動週期及有效振態質量比，分別如表 5-5 所示。前三個模態分別為模態 1：X 向平移(即建物長向平移)、模態 2：Y 向平移(即建物短向平移)、模態 3：Z 向扭轉。

當同時考慮斷面勁度折減及地下室之貢獻，模態分析所得之基本振動週期及有效振態質量比，分別如表 5-7 所示。前三個模態分別為模態 1：Y 向平移(即建物短向平移)、模態 2：X 向平移(即建物長向平移)、模態 3：Z 向扭轉。

表 5-5 周期與模態參與因子（無斷面勁度折減且含地下室）

(a) 未含牆

[期末案例]軟弱層(未含牆)														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1.963	0.485	0.000	0.000	0.485	0.000	0.000	0.000	0.549	0.000	0.000	0.549	0.000
Modal	2	1.668	0.000	0.479	0.000	0.485	0.479	0.000	0.552	0.000	0.001	0.552	0.549	0.001
Modal	3	1.390	0.000	0.002	0.000	0.485	0.481	0.000	0.003	0.000	0.302	0.555	0.549	0.303

(b) 含牆

[期末案例]軟弱層(含牆)														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1.430	0.000	0.527	0.000	0.000	0.527	0.000	0.496	0.000	0.003	0.496	0.000	0.003
Modal	2	1.258	0.000	0.006	0.000	0.000	0.533	0.000	0.006	0.000	0.352	0.502	0.000	0.355
Modal	3	0.897	0.520	0.000	0.000	0.520	0.533	0.000	0.000	0.513	0.000	0.502	0.514	0.355

【資料來源：本研究製作】

表 5-6 周期與模態參與因子（無斷面勁度折減且不含地下室）

(a) 未含牆

[期末案例]軟弱層(未含牆)														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1.906	0.813	0.000	0.000	0.813	0.000	0.000	0.000	0.190	0.000	0.000	0.190	0.000
Modal	2	1.585	0.000	0.803	0.000	0.813	0.803	0.000	0.196	0.000	0.006	0.196	0.190	0.006
Modal	3	1.359	0.000	0.005	0.000	0.813	0.808	0.000	0.001	0.000	0.817	0.197	0.190	0.823

(b) 含牆

[期末案例]軟弱層(含牆)														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1.258	0.000	0.661	0.000	0.000	0.661	0.000	0.179	0.000	0.138	0.179	0.000	0.138
Modal	2	1.207	0.000	0.132	0.000	0.000	0.794	0.000	0.036	0.000	0.687	0.215	0.000	0.824
Modal	3	0.689	0.745	0.000	0.000	0.746	0.794	0.000	0.000	0.264	0.000	0.215	0.264	0.825

【資料來源：本研究製作】

表 5-7 周期與模態參與因子（有斷面勁度折減且含地下室）

(a) 未含牆

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec
Modal	1	4.248	0.235	1.4791
Modal	2	3.296	0.303	1.9065
Modal	3	2.81	0.356	2.2363

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	4.248	0.51	0.00	0.00	0.51	0.00	0.00	0.00	0.52	0.00	0.00	0.52	0.00
Modal	2	3.296	0.00	0.51	0.00	0.51	0.51	0.00	0.51	0.00	0.00	0.51	0.52	0.00
Modal	3	2.81	0.00	0.00	0.00	0.51	0.52	0.00	0.00	0.00	0.33	0.52	0.52	0.33

(b) 含牆

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec
Modal	1	2.91	0.344	2.159
Modal	2	2.846	0.351	2.2074
Modal	3	2.763	0.362	2.2736

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	2.91	0.003	0.474	0	0.003	0.474	0	0.443	0.003	0.032	0.443	0.003	0.032
Modal	2	2.846	0.499	0.009	0	0.503	0.482	0	0.008	0.498	0.006	0.451	0.501	0.038
Modal	3	2.763	0.015	0.052	0	0.517	0.534	0	0.048	0.015	0.299	0.499	0.516	0.337
Modal	4	0.874	0	0.012	0	0.517	0.546	0	0.014	0	0.035	0.514	0.516	0.372
Modal	5	0.834	0	0.066	0	0.517	0.612	0	0.081	0	0.007	0.595	0.516	0.379
Modal	6	0.605	0.104	0	0	0.621	0.612	0	0	0.085	0	0.595	0.601	0.379

【資料來源：本研究製作】

表 5-8 周期與模態參與因子（有斷面勁度折減但不含地下室）

(a) 未含牆

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec
Modal	1	4.165	0.24	1.5086
Modal	2	3.202	0.312	1.9625
Modal	3	2.754	0.363	2.2818

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	4.165	0.79	0.00	0.00	0.79	0.00	0.00	0.00	0.21	0.00	0.00	0.21	0.00
Modal	2	3.202	0.00	0.79	0.00	0.79	0.79	0.00	0.20	0.00	0.01	0.20	0.21	0.01
Modal	3	2.754	0.00	0.01	0.00	0.79	0.80	0.00	0.00	0.00	0.79	0.20	0.21	0.80

【資料來源：本研究製作】

五、塑鉸設定

有關鋼筋混凝土塑鉸之設定，本研究以 ASCE 41-13 塑鉸為主要研究對象。

ETABS 2016 程式之預設柱塑鉸採用 ASCE 41-13 表 10-8 參數，設定時選擇 P-M3 和 P-M2 塑鉸指定於柱構件端部，再由 define 選單進入 hinge 後，開啟 generated hinge 方式轉為 M3 塑鉸，以納入（自重+1/2 活載重）引致之軸力對於塑鉸性質的影響。此外，為能模擬鋼筋混凝土遲滯迴圈行為，應搭配 Takeda 加卸載模式。

值得注意的是，當柱塑鉸改以 M3 模擬時，Moment SF 之降伏彎矩應根據軸力重新修正才屬合理。考量工程實務，僅先接受由程式自行計算之降伏彎矩，以避免花費大量時間做彎矩強度的調整。針對梁塑鉸，ETABS 2016 之預設值為 ASCE 41-13 表 10-7 參數，選擇 M3 塑鉸指定於構件端部。塑鉸發展定義如圖 5-10，包括 A 至 E 點。圖 5-11 為模型中之塑鉸位置圖，分布於一樓層（含 B1 柱至六樓層柱梁構件）。

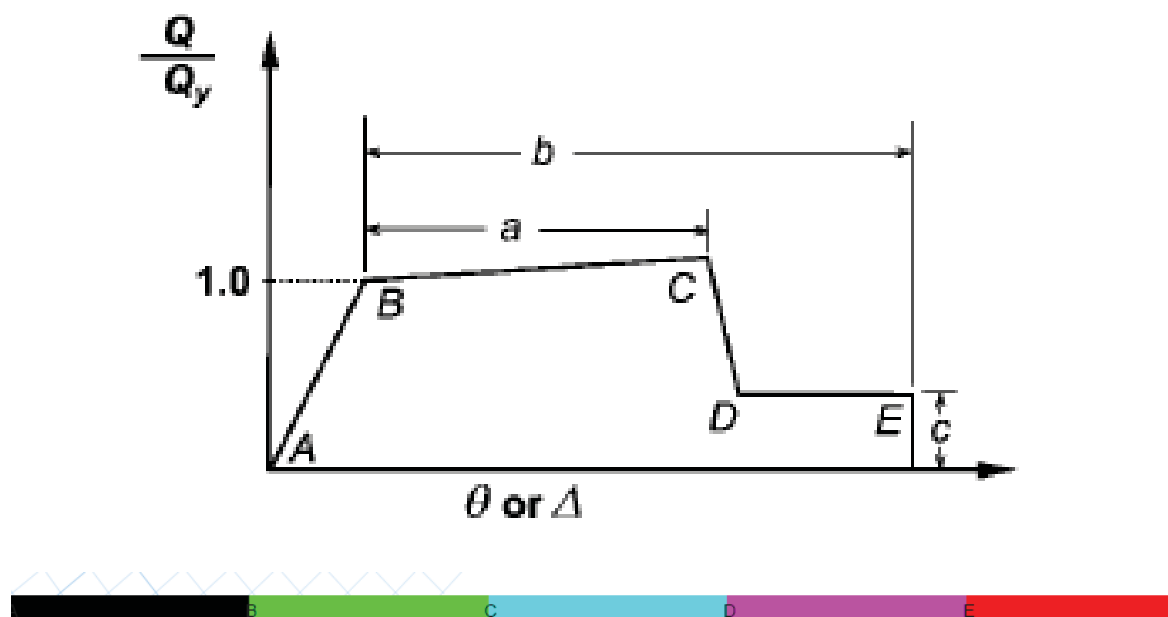


圖 5-10 ETABS 2016-塑鉸變化圖

【資料來源：本研究製作】

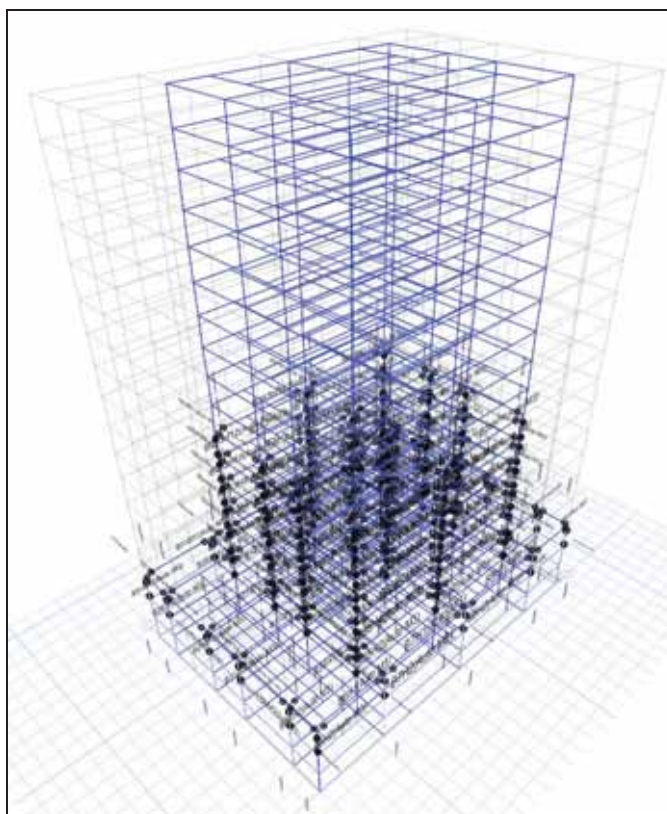


圖 5- 11 塑鉸位置圖

【資料來源：本研究製作】

在分析模型中，牆以等值寬柱模擬之慣性矩折減為 $0.5I_g$ 。在文字輸入檔中增列 RC 剪力牆性質模組以計算剪力牆塑性鉸參數，格式如圖 5- 12 所示。在斷面性質模組中新增剪力牆斷面 1SW1，其斷面輸入參數如圖 5- 13 下所示。

\$	RC	SHEAR	WALL PROPERTIES													
\$Name	section	f _c	H	H _n	l _w	t _w	Nu	I _g	db	f _y	db _h	f _{y_h}	nh	db _v	f _{y_v}	nv
1SW1x	1SW1x	350	400	400	590	15	0	1.3E+08	0.953	2800	0.953	2800	52	0.953	2800	78
1SW2x	1SW2x	350	400	400	470	15	0	6.5E+07	0.953	2800	0.953	2800	52	0.953	2800	62
2SW1x	2SW1x	280	320	320	910	15	0	4.7E+08	0.953	2800	0.953	2800	42	0.953	2800	120
3SW1x	3SW1x	245	320	320	910	15	0	4.7E+08	0.953	2800	0.953	2800	42	0.953	2800	120
2SW2y	2SW2y	280	320	320	610	15	0	1.4E+08	0.953	2800	0.953	2800	42	0.953	2800	80
2SW3y	2SW3y	280	320	320	578	15	0	1.2E+08	0.953	2800	0.953	2800	42	0.953	2800	76
3SW2y	3SW2y	245	320	320	610	15	0	1.4E+08	0.953	2800	0.953	2800	42	0.953	2800	80
3SW3y	3SW3y	245	320	320	578	15	0	1.2E+08	0.953	2800	0.953	2800	42	0.953	2800	76

圖 5- 12 牆的塑性鉸參數格式

【資料來源：本研究製作】

\$ COLUMN SECTION PROPERTIES				
1SW1x				
590	15			
10	2800	3	3	
25	2800	3	3	
40	2800	3	3	
55	2800	3	3	
70	2800	3	3	
85	2800	3	3	
100	2800	3	3	
115	2800	3	3	
130	2800	3	3	
145	2800	3	3	
160	2800	3	3	
175	2800	3	3	
190	2800	3	3	
205	2800	3	3	
220	2800	3	3	
235	2800	3	3	
250	2800	3	3	
265	2800	3	3	
280	2800	3	3	
295	2800	3	3	
310	2800	3	3	
325	2800	3	3	
340	2800	3	3	
355	2800	3	3	
370	2800	3	3	
385	2800	3	3	
400	2800	3	3	
415	2800	3	3	
430	2800	3	3	
445	2800	3	3	
460	2800	3	3	
475	2800	3	3	
490	2800	3	3	
505	2800	3	3	
520	2800	3	3	
535	2800	3	3	
550	2800	3	3	
565	2800	3	3	
580	2800	3	3	

圖 5-13 斷面性質模組

【資料來源：本研究製作】

第四節 非線性靜力側推分析

一般而言，非線性靜力側推分析適用於第一模態主控之結構物。本結構物為含軟弱層的建築物，使用側推分析較為不保守。圖 5-14 為頂層平面圖，首先選擇接近質心之節點(352)為觀測點，繪製頂層位移與基底剪力圖。

未考量斷面勁度折減的線構架之 X 向側推分析結果如圖 5-15 與圖 5-16，及表 5-9 所示。未考量斷面勁度折減的線構架之 Y 向側推分析結果如圖 5-17 與圖 5-18，及表 5-10 所示。有考量斷面勁度折減的線構架之 X 向側推分析結果如圖 5-19 與圖 5-20，及表 5-11 所示。有考量斷面勁度折減的線構架之 Y 向側推分

析結果如圖 5-21 與圖 5-22，及表 5-12 所示。表 5-13 顯示性能點地表加速度與斷面勁度折減關係。圖 5-23 與圖 5-24 為線構架之 FEMA-440 容量震譜法性能目標地表加速度檢核。表 5-14 比較構件破壞準則和 FEMA-440 容量震譜法的性能目標地表加速度，結果發現 FEMA-440 容量震譜法的性能目標地表加速度 A_p 較為保守。但因為非線性動力歷時分析裏采用的破壞準則其中有構件破壞準則，因此與側推分析中采用構件破壞準則才能與非線性動力歷時分析結果比較。

軟弱層建物之 X 向側推分析結果如圖 5-25 至圖 5-27，及表 5-15 所示。軟弱層建物之 Y 向側推分析結果如圖 5-28 至圖 5-30，及表 5-16 所示。表 5-17 比較規則建物與軟弱層之性能點地表加速度。

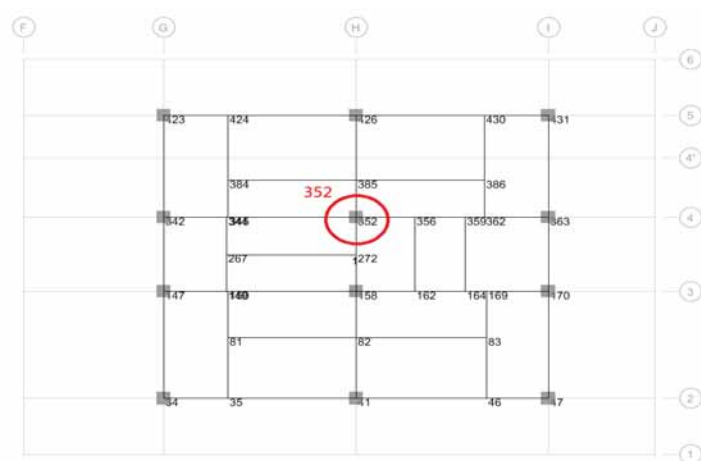
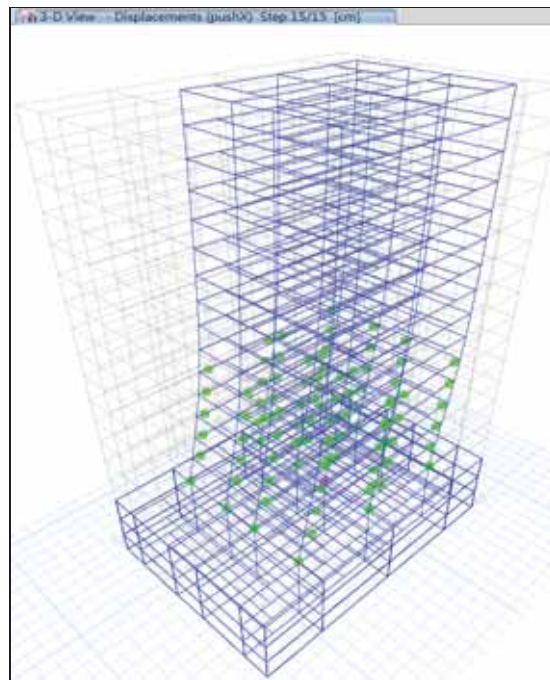


圖 5-14 側推分析觀測點位之選擇

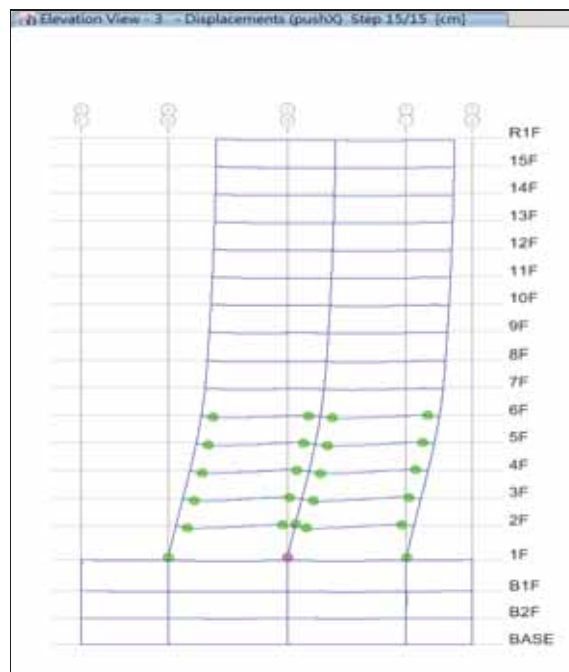
【資料來源：本研究製作】

一、純構架側推分析結果

1. 無斷面勁度折減且含地下室模型



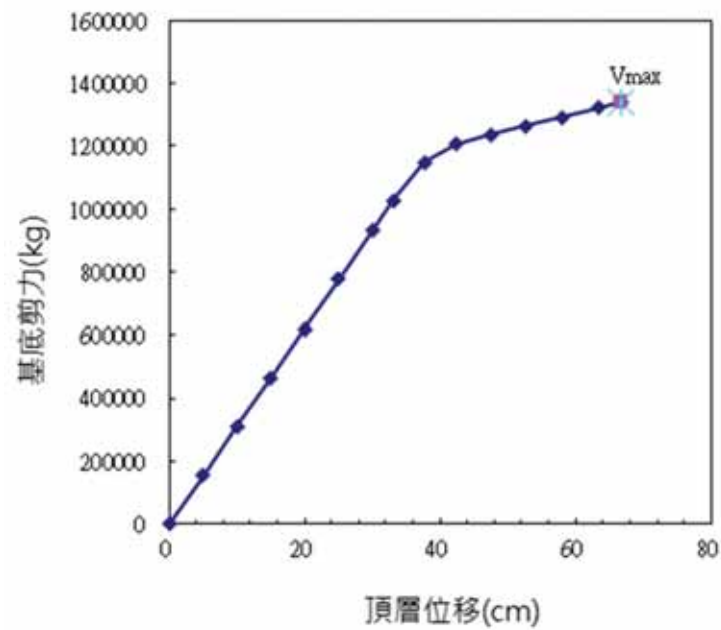
(a) 3D View



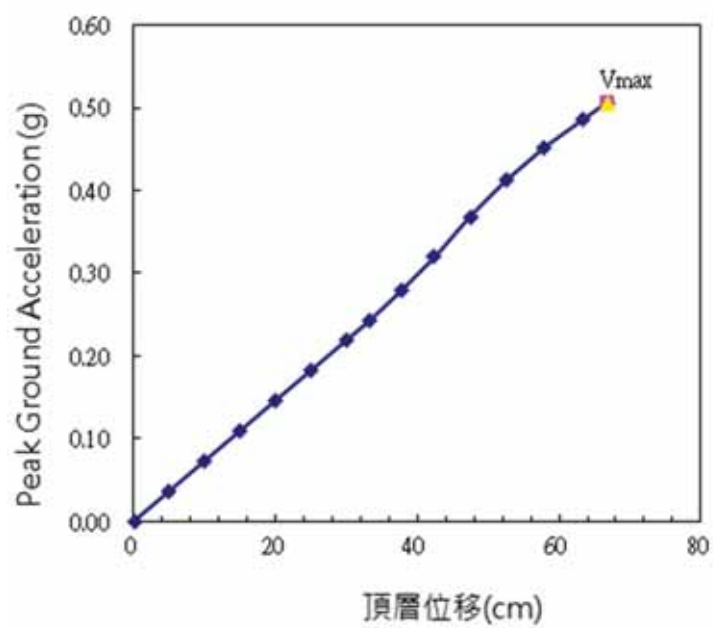
(b) Elevation View

圖 5- 15 X 向側推分析結果(構件破壞準則)

【資料來源：本研究製作】



(a) X 向側推曲線



(b) X 向頂層位移與性能點地表加速度曲線

圖 5-16 X 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則)

【資料來源：本研究製作】

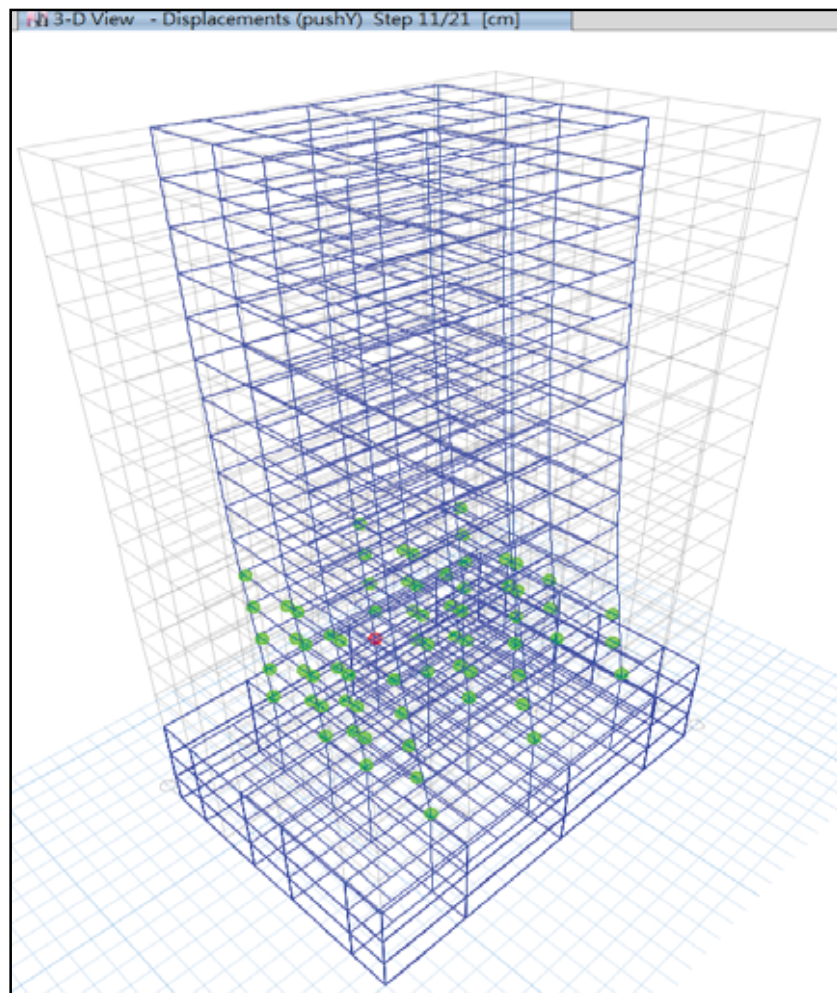
表 5-9 X 向性能點地表加速度

Step	Disp.	Force	A_T	A_p
14	66.76 cm	1340.1tonf	0.32g	0.506g

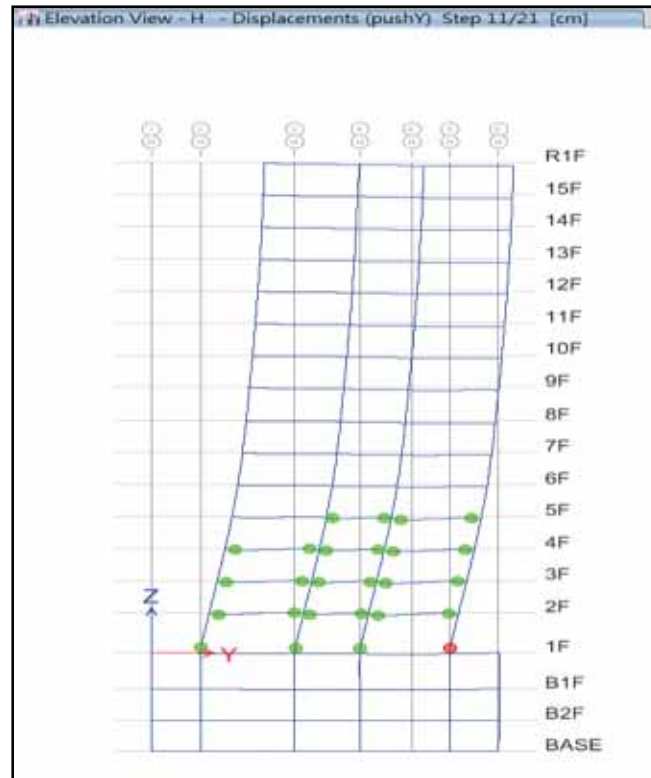
【資料來源：本研究製作】

建物總重量 $W = 7763.8 \text{ ton}$

基底剪力/建物總重量(V/W)= 0.173



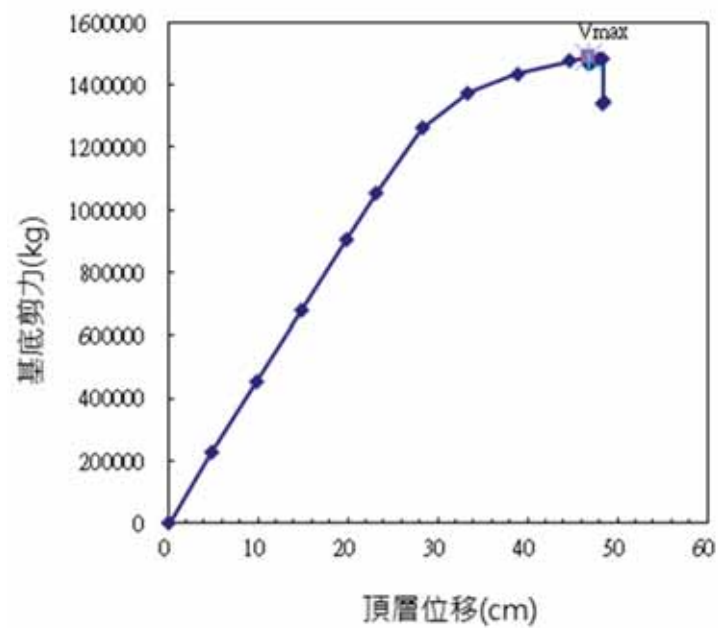
(a) 3D View



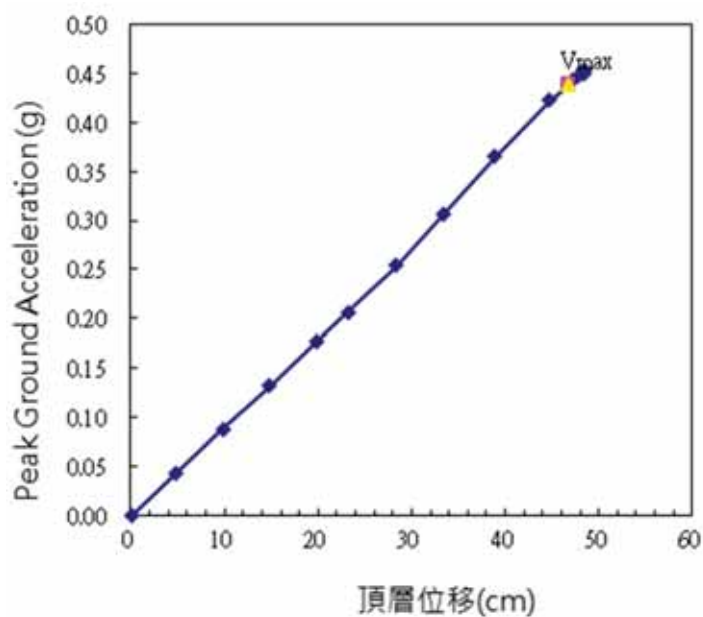
(b) Elevation View

圖 5- 17 Y 向側推分析結果(構件破壞準則)

【資料來源：本研究製作】



(a) Y 向側推曲線



(b) Y 向頂層位移與性能點地表加速度曲線

圖 5-18 Y 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則)

【資料來源：本研究製作】

表 5-10 Y 向性能點地表加速度

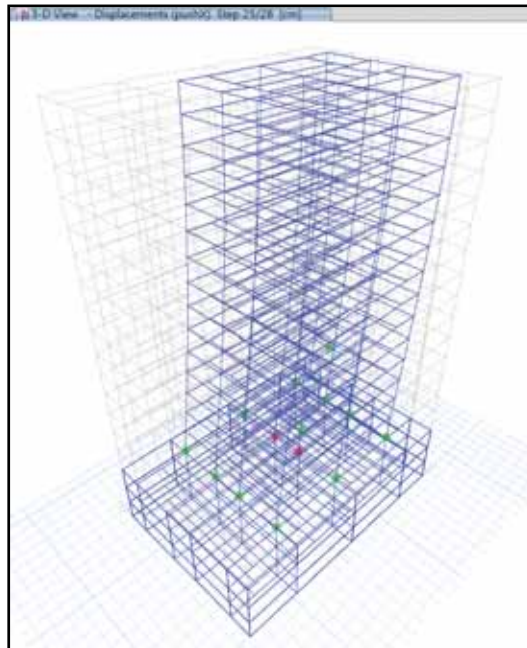
Step	Disp.	Force	A_T	A_p
10	46.84 cm	1490.3 tonf	0.32g	0.439g

【資料來源：本研究製作】

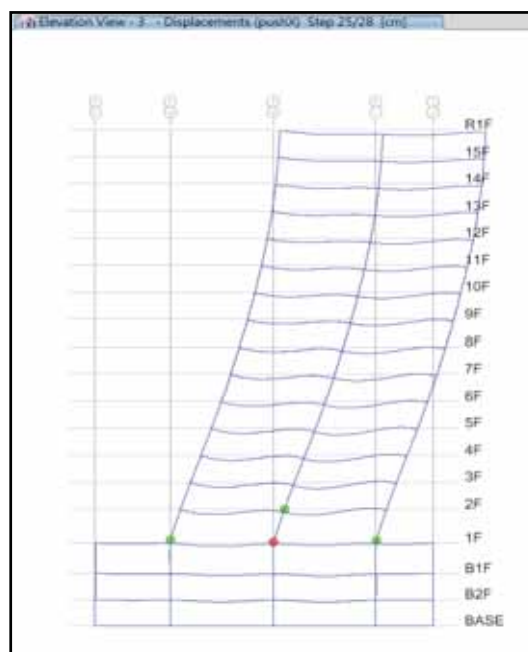
建物總重量 $W = 7763.8 \text{ ton}$ 基底剪力/建物總重量 $(V/W) = 0.192$

2. 有斷面勁度折減且含地下室模型

(1) X 向分析結果



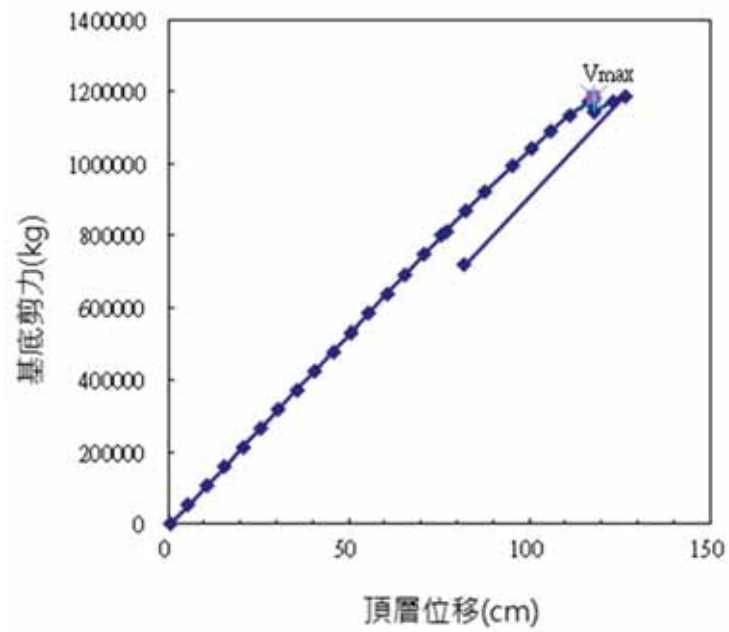
(a) 3D View



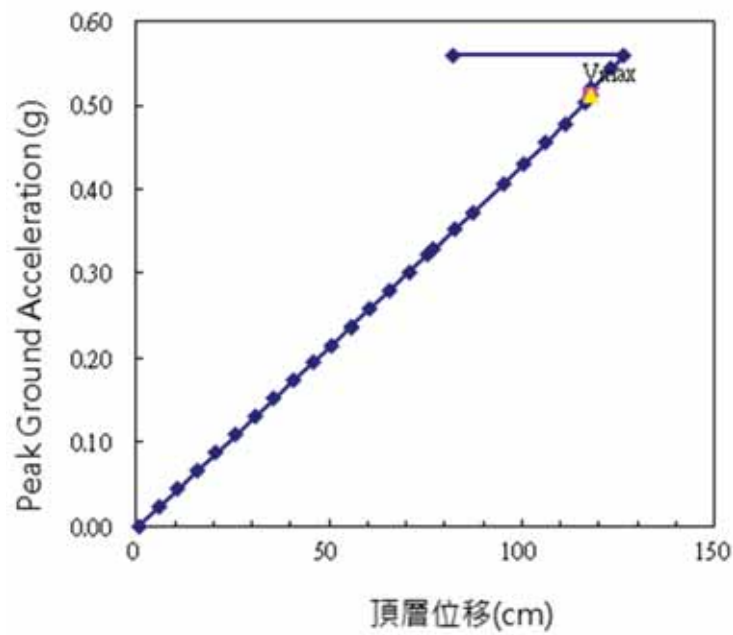
(b) Elevation View

圖 5-19 X 向側推分析結果(構件破壞準則)

【資料來源：本研究製作】



(a) X 向側推曲線



(b) 頂層位移與性能點地表加速度曲線

圖 5-20 X 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則)

【資料來源：本研究製作】

表 5- 11 X 向性能點地表加速度

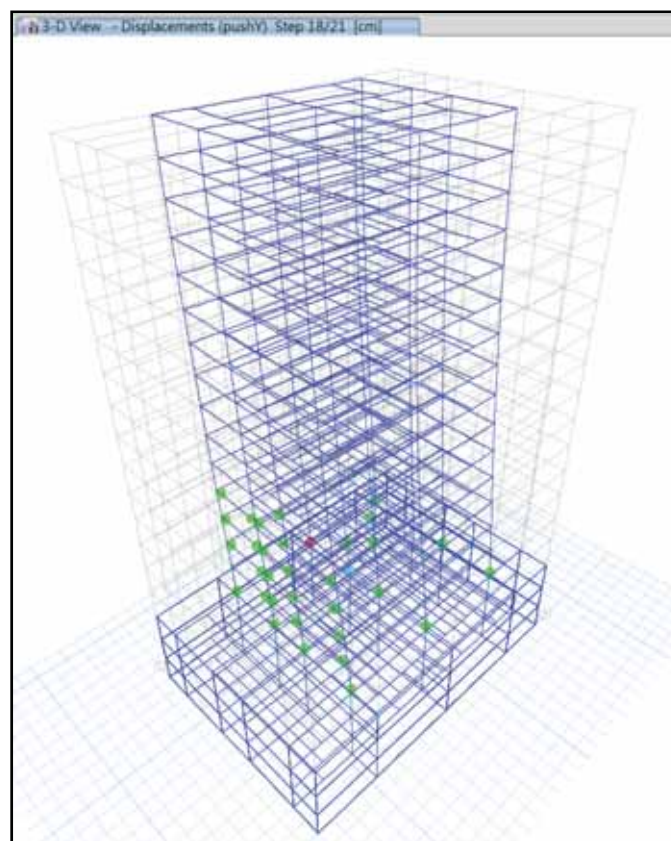
Step	Disp.	Force	A_T	A_p
24	118.11 cm	1180.6 tonf	0.32g	0.511g

【資料來源：本研究製作】

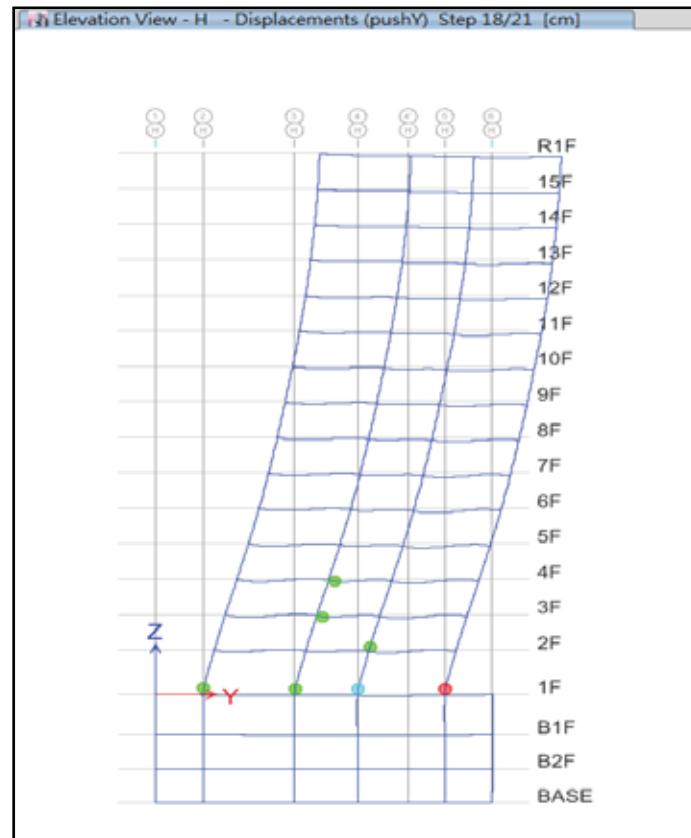
建物總重量 $W = 7763.8 \text{ ton}$

基底剪力/建物總重量(V/W) = 0.152

(2) Y 向分析結果



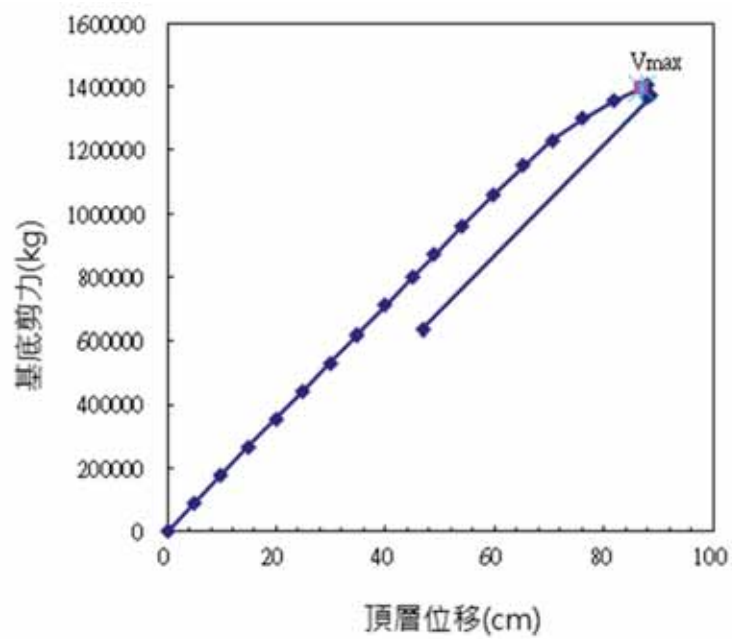
(a) 3D View



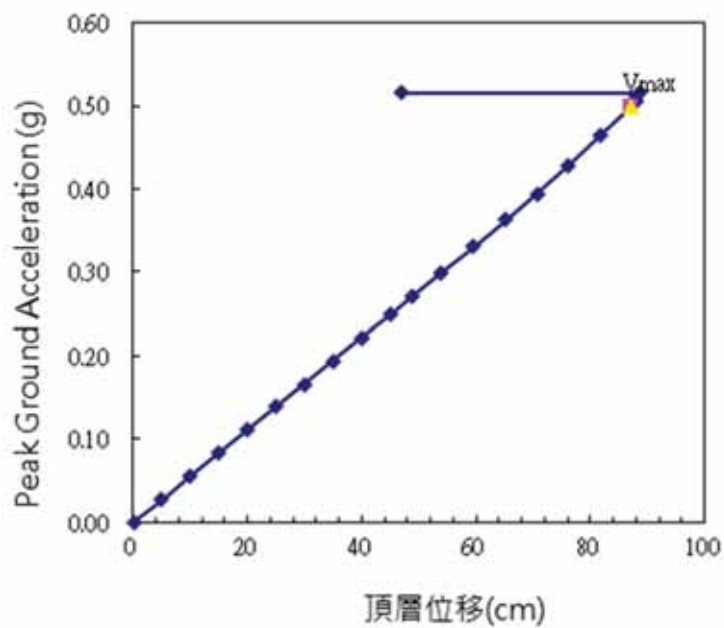
(b) Elevation View

圖 5- 21 Y 向側推分析結果(構件破壞準則)

【資料來源：本研究製作】



(a) Y 向側推曲線



(b) Y 向頂層位移與性能點地表加速度曲線

圖 5-22 Y 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則)

【資料來源：本研究製作】

表 5-12 Y 向性能點地表加速度

Step	Disp.	Force	A_T	A_p
17	87.03 cm	1396.1 tonf	0.32g	0.499g

【資料來源：本研究製作】

建物總重量 $W = 7763.8 \text{ ton}$ 基底剪力/建物總重量 $(V/W) = 0.18$

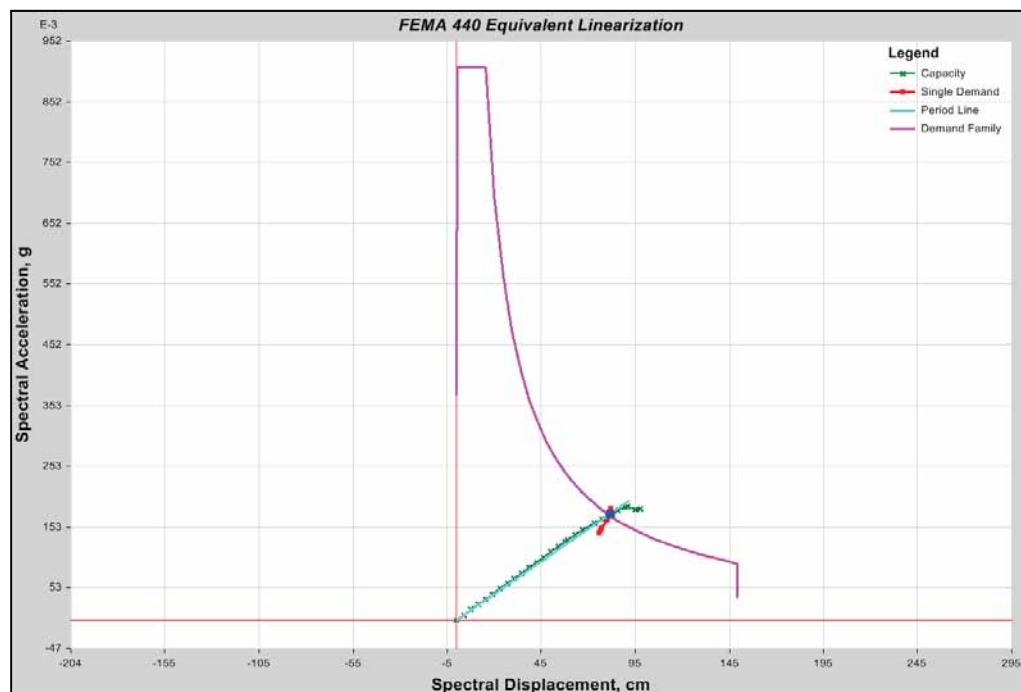
表 5-13 性能點地表加速度與斷面勁度折減關係

	X 向				Y 向			
斷面勁度 折減	頂層 位移(D)	基底 剪力(V)	Drift ratio	A _p	頂層 位移(D)	基底 剪力(V)	Drift ratio	A _p
無	66.76cm	1340.1 tonf	2.67%	0.506g	46.84cm	1490.3 tonf	1.81%	0.439g
有	118.11cm	1180.6 tonf	3.52%	0.511g	87.03cm	1396.1 tonf	2.73%	0.499g

【資料來源：本研究製作】

(3) FEMA-440容量震譜法性能目標地表加速度檢核

a. X 向性能點(有斷面勁度折減且含地下室)



(a) X 向容量震譜

Performance Point	
Point Found	Yes
Shear (kgf)	1085606.03
Displacement (cm)	105.5282
Sa (g)	0.173297
Sd (cm)	81.0792
T secant (sec)	4.34
T effective (sec)	4.296
Ductility Ratio	1.246053
Damping Ratio, Beff	0.0528
Modification Factor, M	0.979992

(b) X 向性能點

圖 5-23 結構 X 向容量震譜與性能點

【資料來源：本研究製作】

性能目標地表加速度檢核

 $V_{max} = 1085606 \text{ kgf}$ $\text{Displacement} = 105.528\text{cm}$
 $S_{DS} = 0.80$ $S_{D1} = 0.52$ $\kappa = 0.50$ $A_e = 7.03$

Mode Shape	Weight
$\Phi 1 = 0.063$	$W1 = 529863 \text{ kgf}$
$\Phi 2 = 0.142$	$W2 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 3 = 0.234$	$W3 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 4 = 0.329$	$W4 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 5 = 0.423$	$W5 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 6 = 0.513$	$W6 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 7 = 0.598$	$W7 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 8 = 0.677$	$W8 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 9 = 0.750$	$W9 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 10 = 0.817$	$W10 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 11 = 0.874$	$W11 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 12 = 0.921$	$W12 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 13 = 0.957$	$W13 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 14 = 0.983$	$W14 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 15 = 1.000$	$W15 = 516707 \text{ kgf}$

$$PF_1 = 1.2944 \quad \Sigma W = 7763761 \text{kgf}$$

$$\alpha_1 = 0.7999$$

$$S_a = 0.1748 \quad S_d = 81.5238$$

$$\beta_0 = 0.0000 \quad \beta_{eq} = 0.0500$$

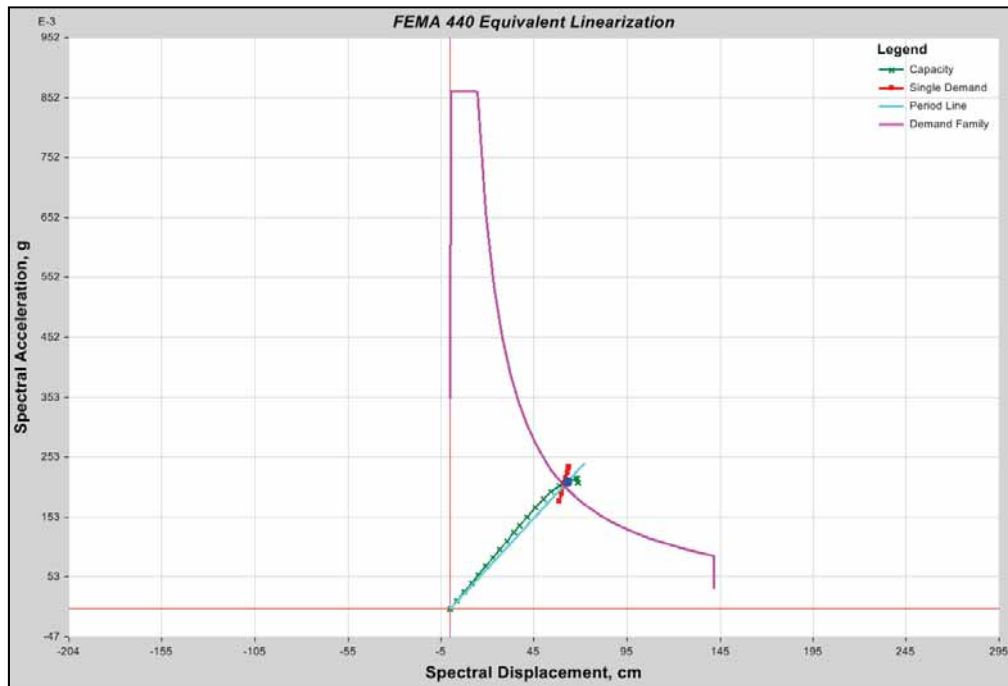
$$B_s = 1.0000 \quad B_1 = 1.0000$$

$$T_{eq} = 4.3321 \quad T_0 = 0.6500 \rightarrow T_0 < T_{eq}$$

$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} / \left[1 + \left(\frac{2.5}{B_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] & \text{for } T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} & \text{for } 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5T_0} S_{a,p} & \text{for } T_0 < T_{eq} \end{cases}$$

$$\therefore A_p = \left(\frac{1.0 \times 4.3321}{2.5 \times 0.65} \right) \times 0.1748 = 0.4660g$$

b. Y 向性能點(有斷面勁度折減且含地下室)



(a) Y 向容量震譜

Performance Point	
Point Found	Yes
Shear (kgf)	1336421.99
Displacement (cm)	79.8314
Sa (g)	0.209812
Sd (cm)	61.644
T secant (sec)	3.438
T effective (sec)	3.334
Ductility Ratio	1.239336
Damping Ratio, Beff	0.0527
Modification Factor, M	0.940226

(b) Y 向性能點

圖 5-24 結構 Y 向容量震譜與性能點

【資料來源：本研究製作】

性能目標地表加速度檢核

 $V_{max} = 1336422 \text{ kgf}$ $\text{Displacement} = 79.831 \text{ cm}$
 $S_{DS} = 0.80$ $S_{D1} = 0.52$ $\kappa = 0.50$ $A_e = 6.47$

Mode Shape

Weight

$\Phi 1 = 0.071$	$W1 = 529863 \text{ kgf}$
$\Phi 2 = 0.179$	$W2 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 3 = 0.250$	$W3 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 4 = 0.357$	$W4 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 5 = 0.429$	$W5 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 6 = 0.536$	$W6 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 7 = 0.607$	$W7 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 8 = 0.679$	$W8 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 9 = 0.750$	$W9 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 10 = 0.821$	$W10 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 11 = 0.857$	$W11 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 12 = 0.893$	$W12 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 13 = 0.929$	$W13 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 14 = 0.964$	$W14 = 516707 \text{ kgf}$
$\Phi 15 = 1.000$	$W15 = 516707 \text{ kgf}$

$$\begin{aligned}
PF_1 &= 1.3153 & \Sigma W &= 7763761 \text{ kgf} \\
\alpha_1 &= 0.8162 \\
S_a &= 0.2109 & S_d &= 60.6930 \\
\beta_0 &= 0.0066 & \beta_{eq} &= 0.0533 \\
B_s &= 1.0218 & B_1 &= 1.0165 \\
T_{eq} &= 3.4030 & T_0 &= 0.6534 \rightarrow T_0 < T_{eq}
\end{aligned}$$

$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} / \left[1 + \left(\frac{2.5}{B_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] & \text{for } T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} & \text{for } 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5 T_0} S_{a,p} & \text{for } T_0 < T_{eq} \end{cases}$$

$$\therefore A_p = \left(\frac{1.0218 \times 3.403}{2.5 \times 0.6534} \right) \times 0.2109 = 0.449g$$

綜合上述成果，FEMA-440 容量震譜法的性能目標地表加速度 A_p 較為保守。構件破壞準則的性能目標地表加速度比 FEMA-440 容量震譜法多了約 10%。

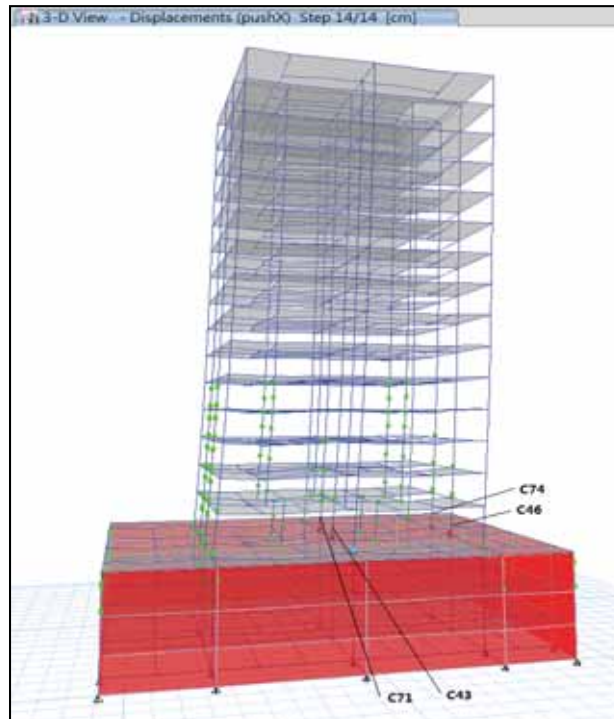
表 5- 14 構件破壞準則和 FEMA-440 容量震譜法的性能目標地表加速度比較

	構件破壞準則		FEMA-440 容量震譜法	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
最大基底剪力, $V_{\max}$	1180.6 tonf	1396.1 tonf	1085.6 tonf	1336.4 tonf
頂樓位移, Roof Disp	118.11 cm	87.03 cm	105.53 cm	79.83 cm
性能目標地表加速度, A_p	0.511g	0.499g	0.466g	0.449g

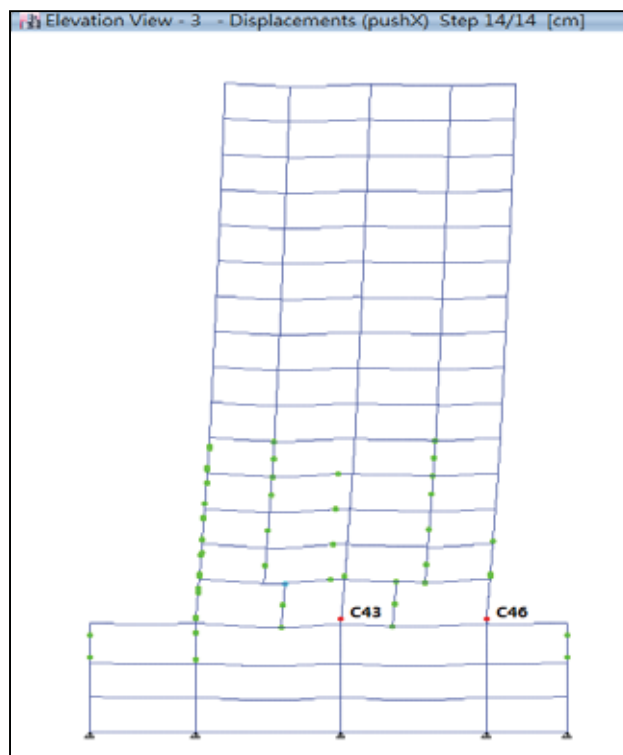
【資料來源：本研究製作】

二、軟弱層側推分析結果

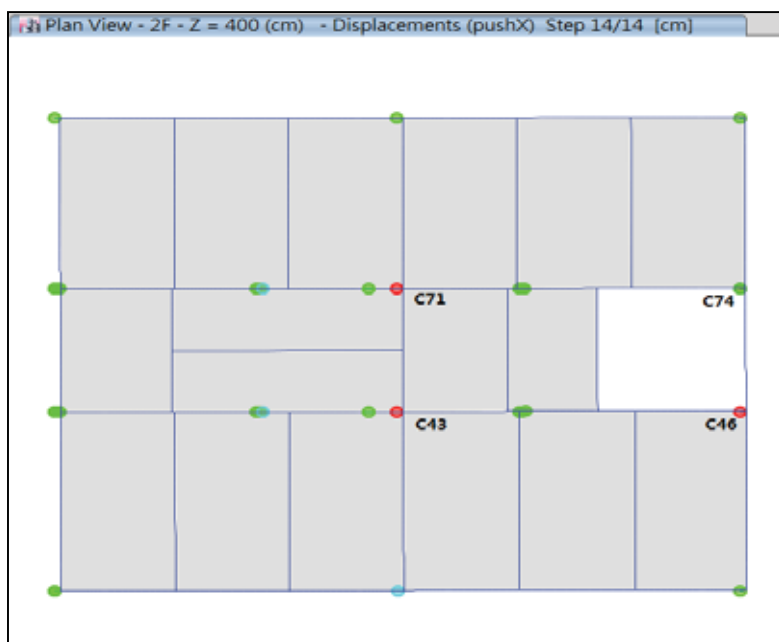
1. X 向分析結果（有斷面勁度折減且含地下室模型）



(a) 3D View



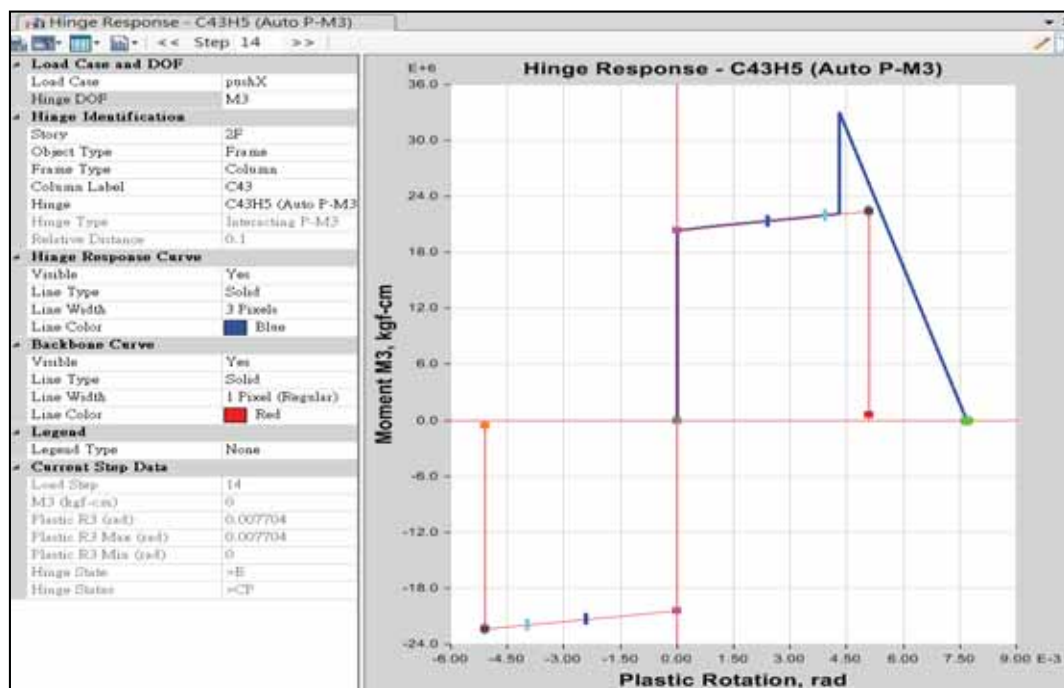
(b) Elevation View



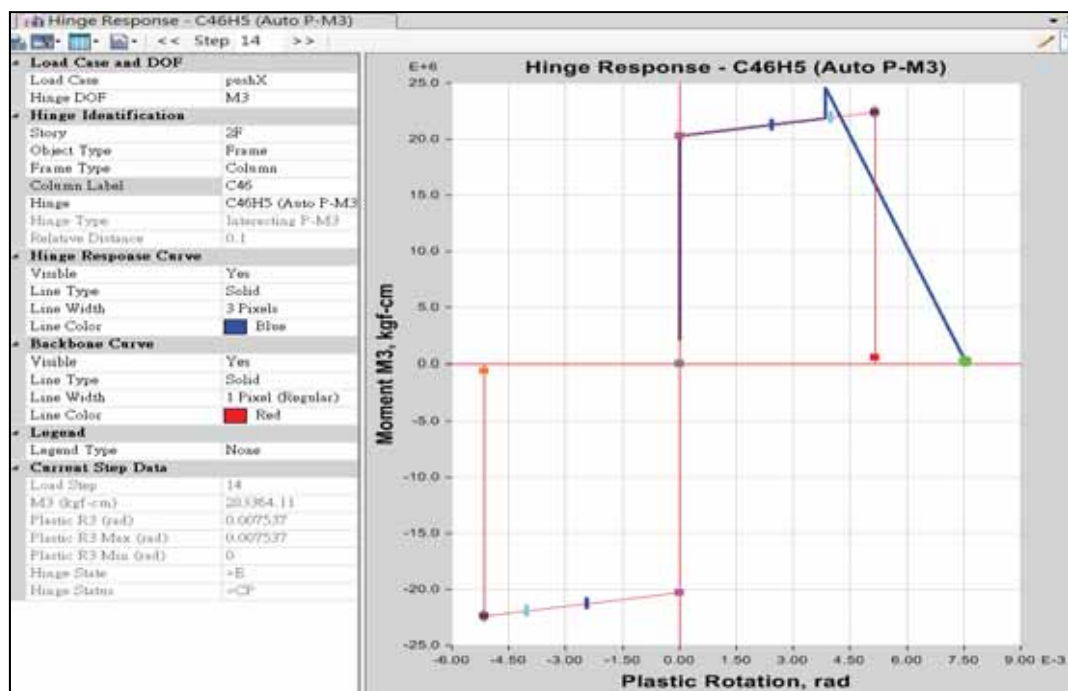
(c) Plan View

圖 5-25 X 向側推分析結果(構件破壞準則)

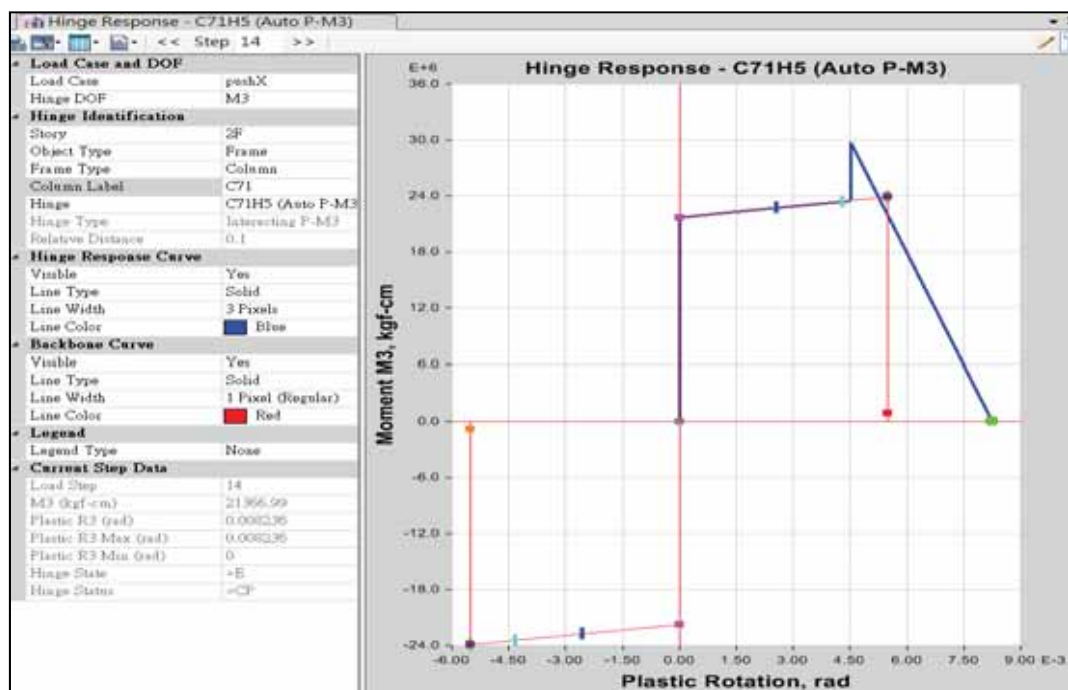
【資料來源：本研究製作】



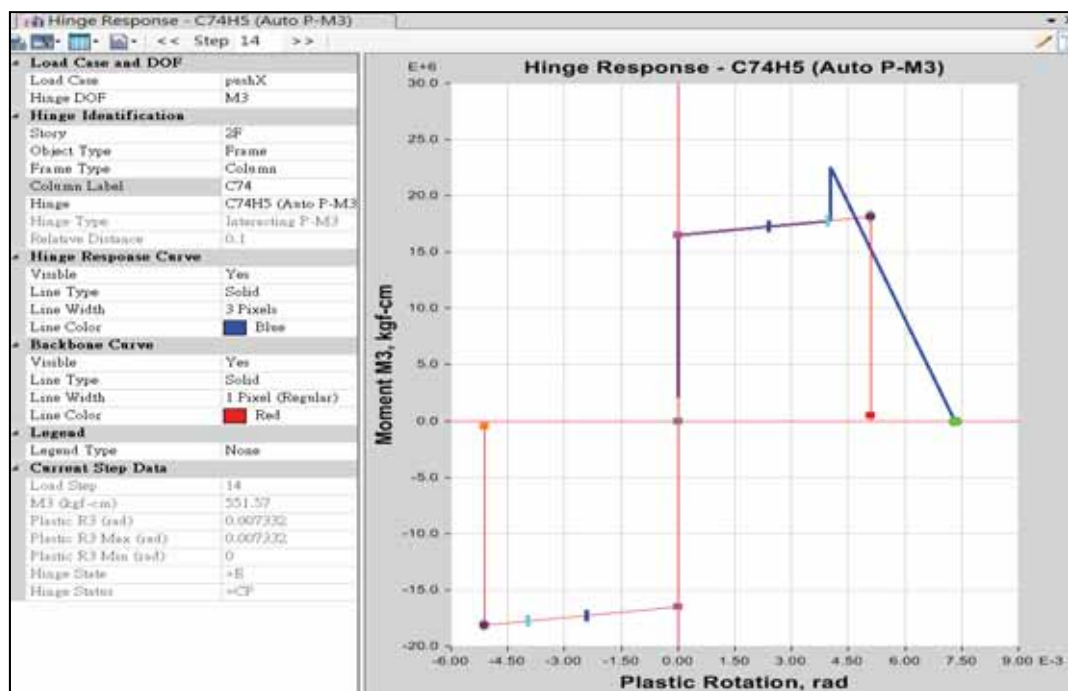
(a) PushX_C43 豎向構材 M3 破壞狀態



(b) PushX_C46 豎向構材 M3 破壞狀態



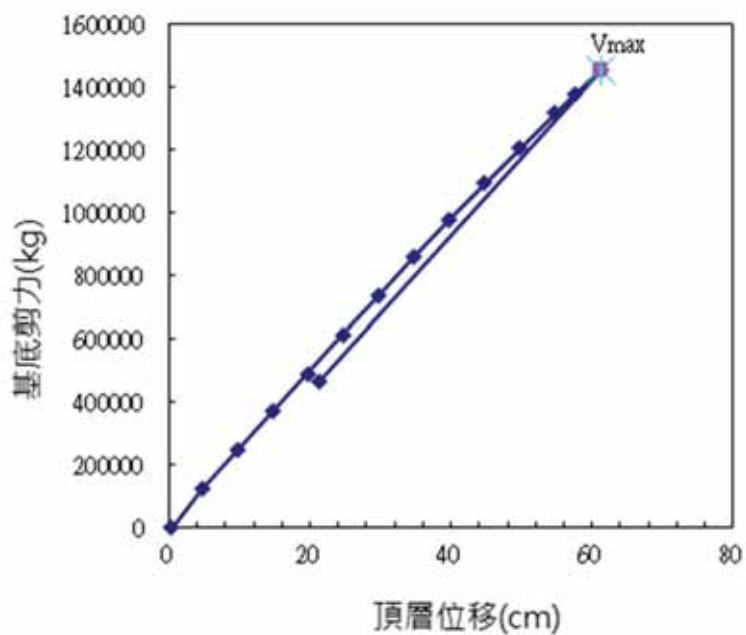
(c) PushX_C71 豎向構材 M3 破壞狀態



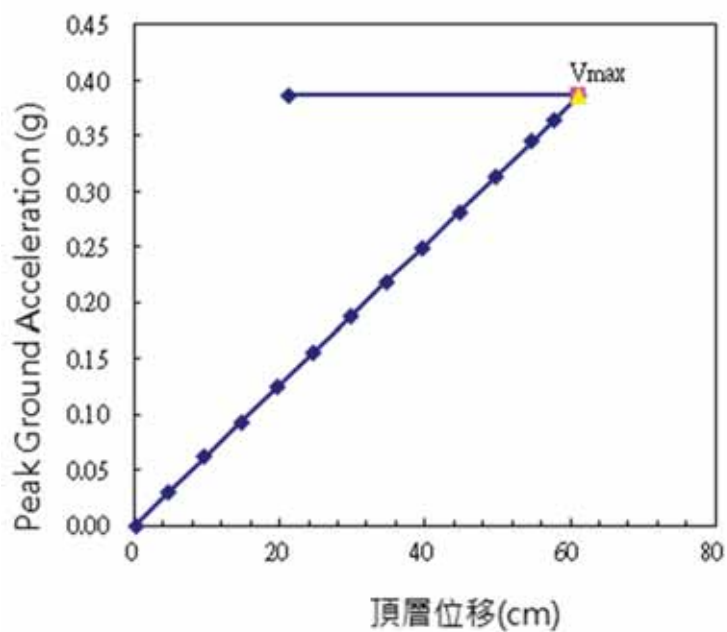
(d) PushX_C74 豎向構材 M3 破壞狀態

圖 5-26 X 向豎向構材 M3 破壞狀態

【資料來源：本研究製作】



(a) X 向側推曲線



(b) 頂層位移與性能點地表加速度曲線

圖 5-27 X 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則)

【資料來源：本研究製作】

表 5-15 X 向性能點地表加速度

Step	頂層位移(D)	基底剪力(V)	A_T	A_p
13	61.27 cm	1456.08tonf	0.32g	0.386g

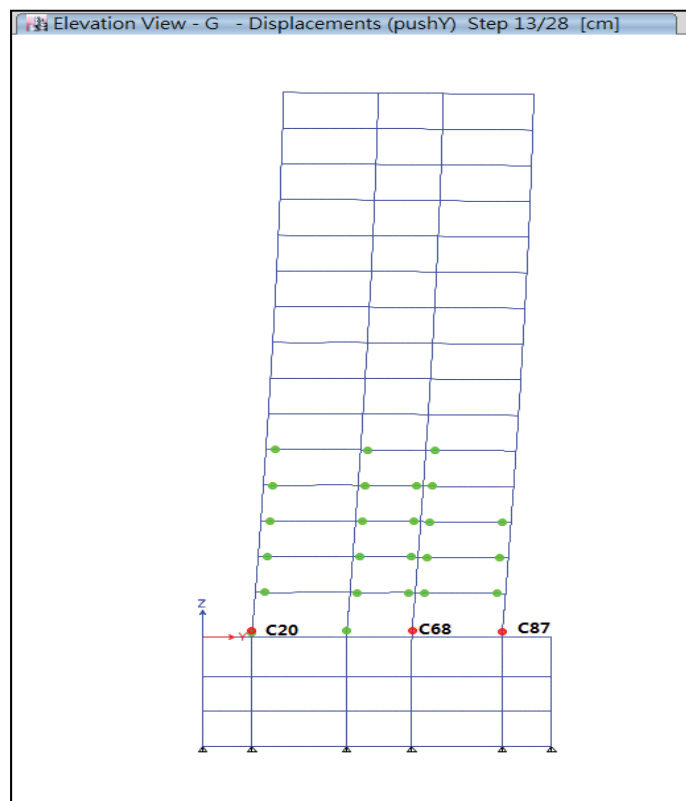
【資料來源：本研究製作】

建物總重量 $W = 8572.95 \text{ ton}$ 基底剪力/建物總重量(V/W) = 0.170

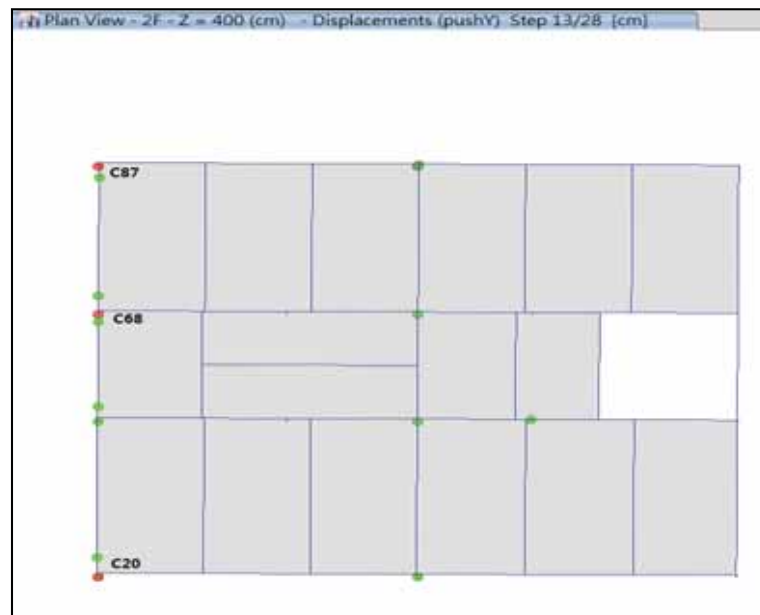
2. Y 向分析結果（有斷面勁度折減且含地下室模型）



(a) 3D View



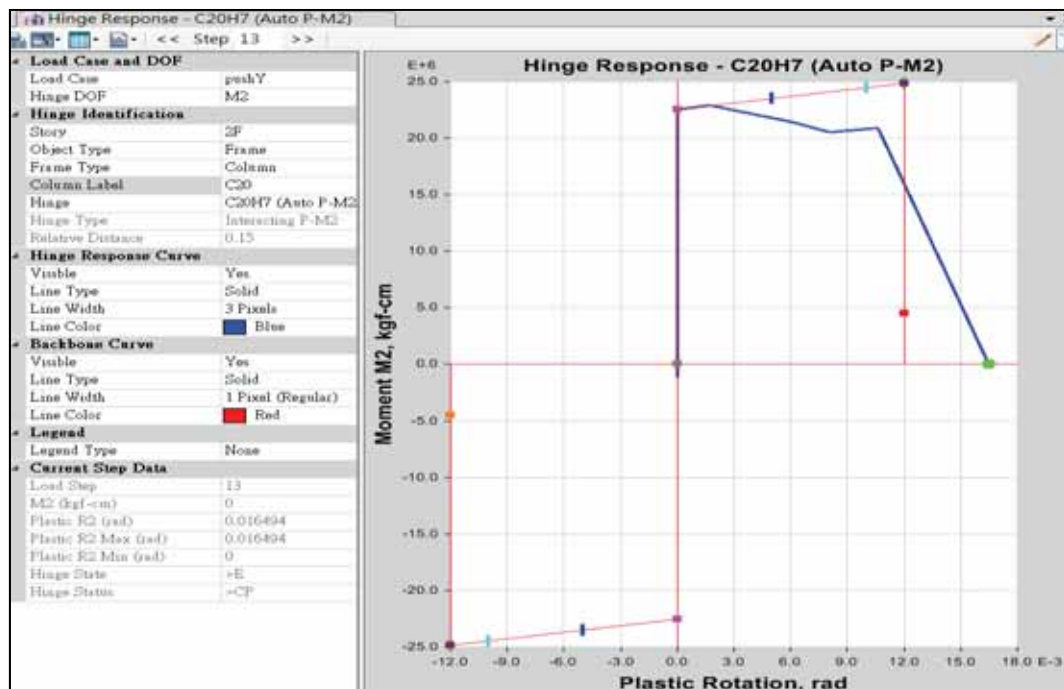
(b) Elevation View



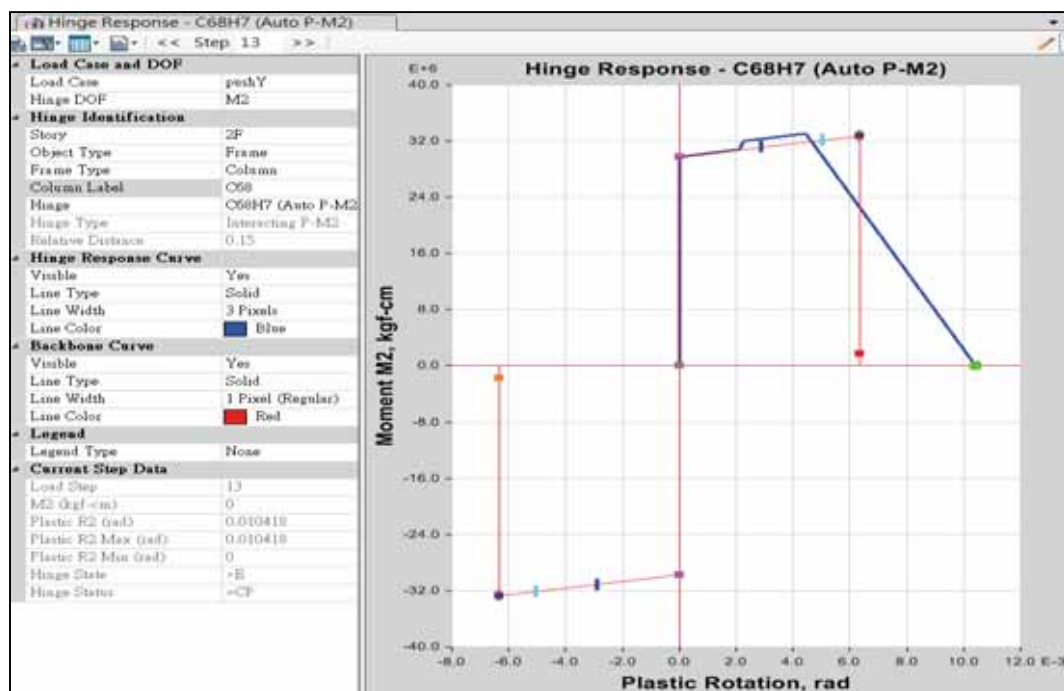
(c) Plan View

圖 5- 28 Y 向側推分析結果(構件破壞準則)

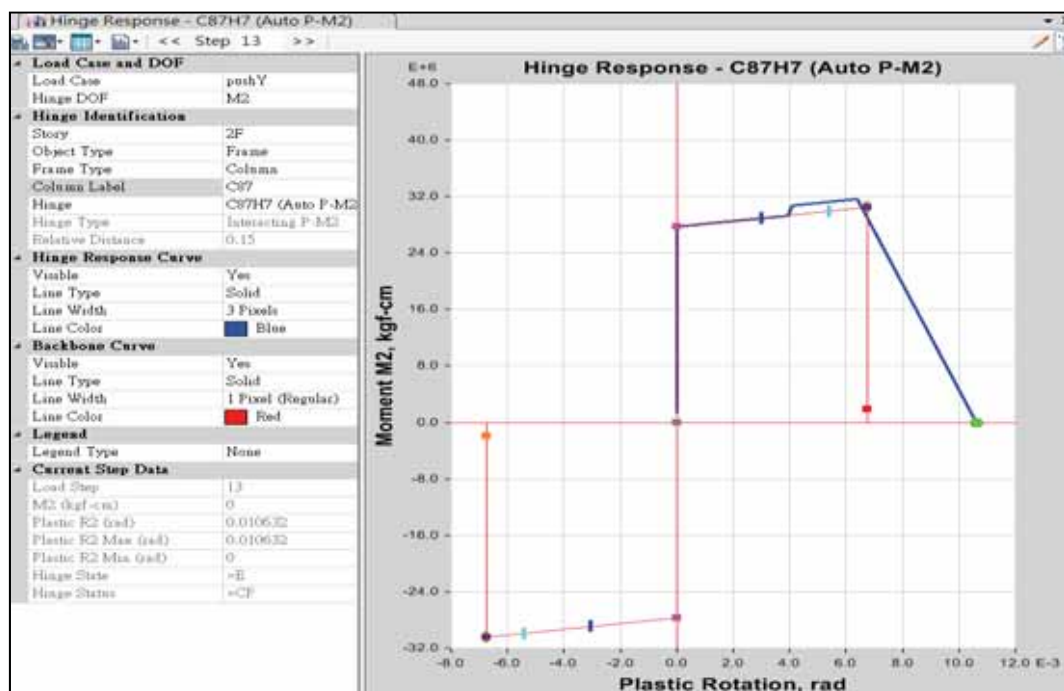
【資料來源：本研究製作】



(a) PushY_C20 豎向構材 M2 破壞狀態



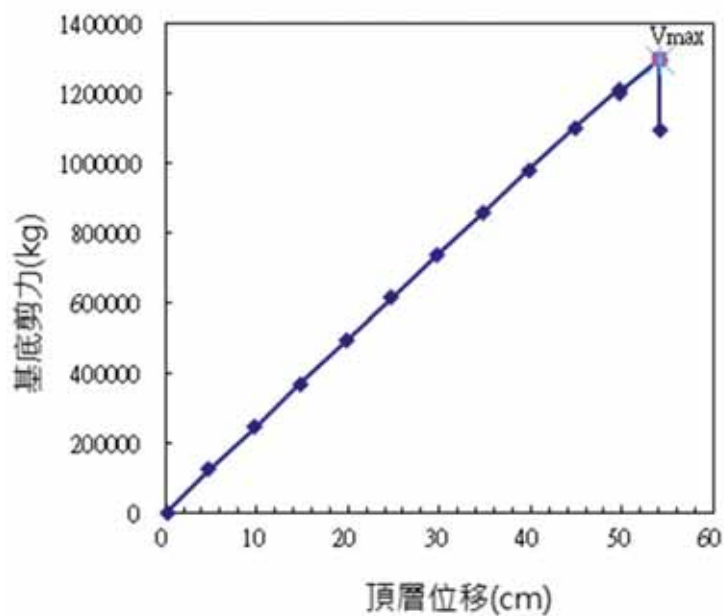
(b) PushY_C68 豎向構材 M2 破壞狀態



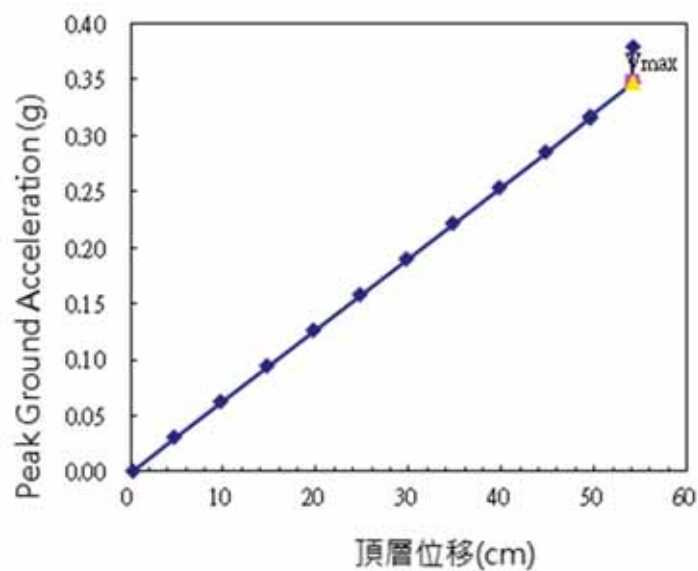
(c) PushY_C87 豎向構材 M2 破壞狀態

圖 5-29 Y 向豎向構材 M2 破壞狀態

【資料來源：本研究製作】



(a) Y 向側推曲線



(b) 頂層位移與性能點地表加速度曲線

圖 5-30 Y 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則)

【資料來源：本研究製作】

表 5-16 Y 向性能點地表加速度

Step	頂層位移(D)	基底剪力(V)	A _T	A _p
12	54.13cm	1296.89tonf	0.32g	0.347g

【資料來源：本研究製作】

建物總重量 $W = 8572.95 \text{ ton}$

基底剪力/建物總重量(V/W)= 0.151

表 5-17 規則建物與軟弱層之性能點地表加速度比較

	X 向				Y 向			
建物性質	頂層位移,D (cm)	基底剪力,V (tonf)	Drift ratio	A_p	頂層位移,D (cm)	基底剪力,V (tonf)	Drift ratio	A_p
規則建物	118.11	1180.6	3.52%	0.511g	87.03	1396.1	2.73%	0.499g
軟弱底層	61.27	1456.08	1.60%	0.386g	54.13	1296.89	1.42%	0.347g

Note: 規則建物 = 純構架

軟弱底層 = 牆以等值寬柱模擬

【資料來源：本研究製作】

第五節 地震歷時挑選

一、建立目標反應譜

本案例位於台南市永康區屬於第二類地盤，可依據「建築物耐震設計規範及解說」第二章中規範反應譜得知此震區之 S_S^D 、 S_1^D 、 S_S^M 、 S_1^M ，以及近斷層區域之工址水平譜加速度係數 F_a 與 F_v ，如表 5-18 及表 5-19；由於本案例位於新化斷層約 5 公里以上，即可查詢建築物耐震設計規範表 2-4-5，可得知近斷層調整因子 N_A 、 N_v 如表 5-20，亦可從以上資訊中計算出位於近斷層區域中之水平譜加速度係數，如表 5-21 之結果。

表 5-18 震區之水平譜加速度係數

震區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近斷層
台南市永康區	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層

【資料來源：參考文獻 [27]】

表 5-19 短週期與長週期結構之工址放大係數

地盤分類	短週期結構之工址放大係數 F_a		長週期結構之工址放大係數 F_v	
第二類地盤	S_S^D	S_S^M	S_1^D	S_1^M
	1.0	1.0	1.3	1.1

【資料來源：參考文獻 [27]】

表 5-20 近新化斷層調整因子

距離	設計地震之調整因子		最大考量之調整因子	
$r > 5 \text{ km}$	N_A	N_V	N_A	N_V
	1.0	1.0	1.0	1.0

【資料來源：參考文獻 [27]】

表 5-21 近斷層區域中之水平譜加速度係數

短週期設計水平譜加速度係數	$S_{DS} = S_S^D F_a N_A = 0.8$
一秒週期設計水平譜加速度係數	$S_{D1} = S_1^D F_v N_V = 0.52$
短週期最大考量地震力水平譜加速度係數	$S_{MS} = S_S^M F_a N_A = 1$
一秒週期最大考量地震力水平譜加速度係數	$S_{M1} = S_1^M F_v N_V = 0.605$

【資料來源：參考文獻 [27]】

挑選地震歷時之原則包括下列五點，挑選結果如表 4-13 所示，共 11 筆測

站，其反應譜及加速度歷時如圖 4-18 至圖 4-19 所示。

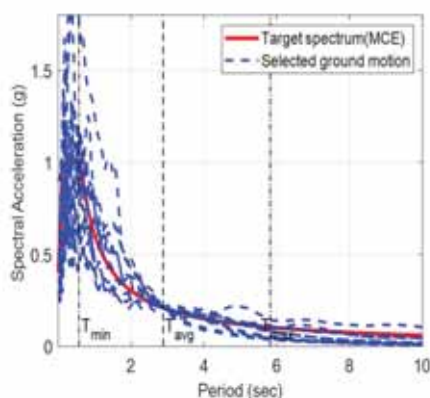
1. 限制單一地震事件不得超過四筆
2. 譜型要相近 (必要條件)，如圖 4-2 及圖 4-3
3. 加速度不能低於 100gal
4. 要在工址附近
5. 反應譜譜型的前半段至少要吻合

表 5-22 所挑選之 11 筆震波資訊及幾何平均反應譜(每筆震波皆含 X 及 Y 向)

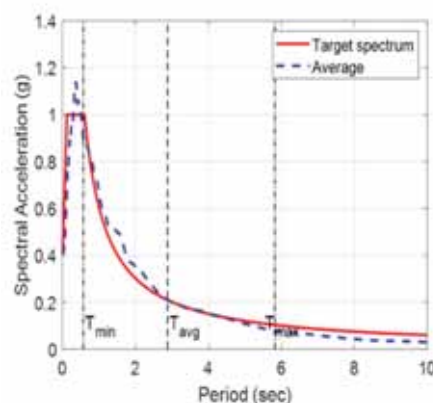
震波編號	地震名稱	年份	測站代號	南北向 PGA (g)	東西向 PGA (g)	幾何平均 PGA (g)	$S_{gm}(\bar{T} = 2.878s)$ (g)
No.1	集集地震	1999	TCU055	0.212	0.262	0.236	0.174
No.2	集集地震	1999	TCU067	0.319	0.498	0.398	0.188
No.3	集集地震	1999	TCU120	0.197	0.227	0.212	0.161
No.4	甲仙地震	2010	CHY089	0.175	0.274	0.219	0.092
No.5	甲仙地震	2010	CHY023	0.091	0.124	0.106	0.064
No.6	美濃地震	2016	CHY015	0.172	0.267	0.215	0.05
No.7	美濃地震	2016	CHY096	0.142	0.168	0.154	0.066
No.8	集集地震	1999	TCU050	0.131	0.145	0.138	0.112
No.9	甲仙地震	2010	CHY021	0.139	0.134	0.136	0.117
No.10	甲仙地震	2010	CHY078	0.063	0.104	0.081	0.047
No.11	美濃地震	2016	CHY064	0.115	0.139	0.127	0.067

備註：(1) $\bar{T} = 2.878s$ 為 RC 構件斷面折減係數採 35%時之週期：其中 $T_x = 2.846s$ 、 $T_y = 2.91s$

(2) $\bar{T} = T_{ave} = (T_x + T_y)/2$ 。【資料來源：本研究製作】



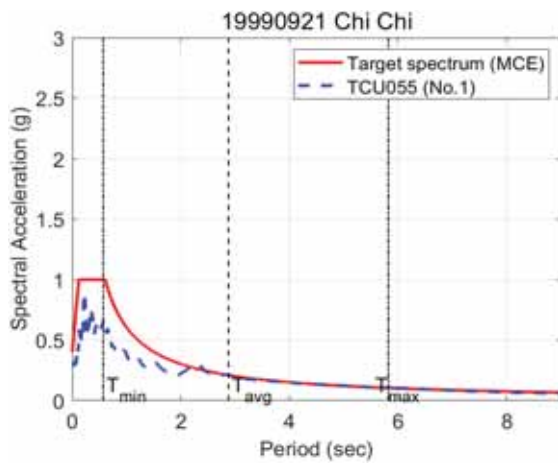
(a) 各挑選震波反應譜



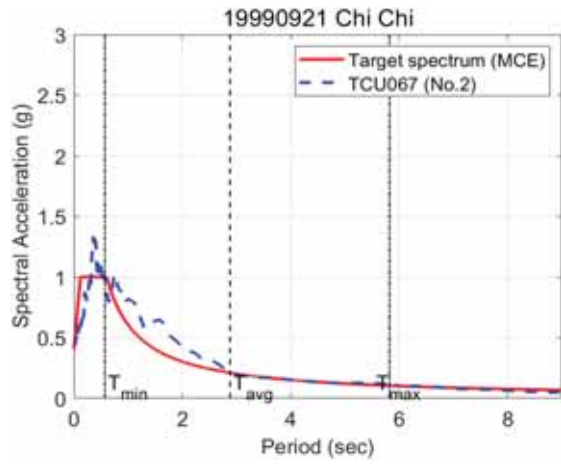
(b) 挑選震波之平均反應譜

圖 5-31 所挑選 11 筆震波反應譜與目標反應譜(MCE)之比較

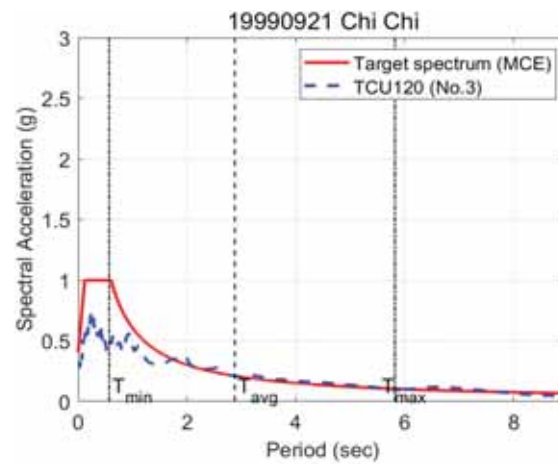
【資料來源：本研究製作】



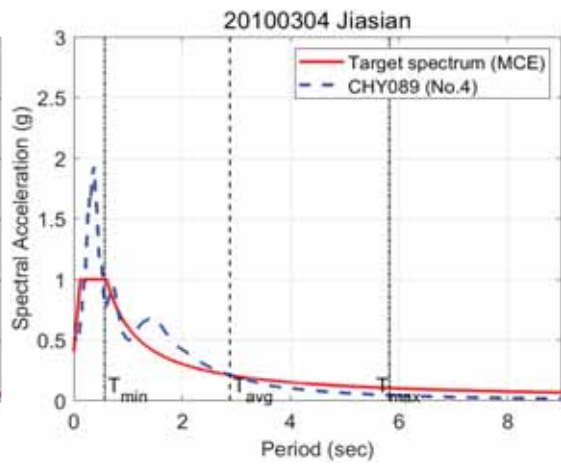
(a) 震波編號 No.1



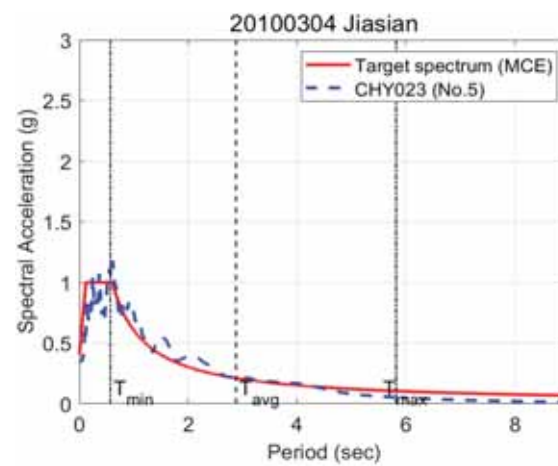
(b) 震波編號 No.2



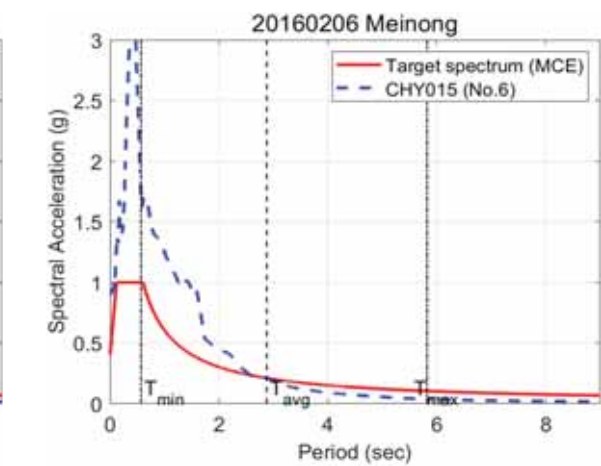
(c) 震波編號 No.3



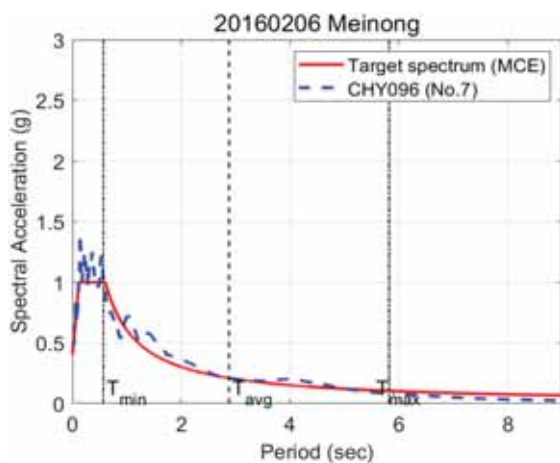
(d) 震波編號 No.4



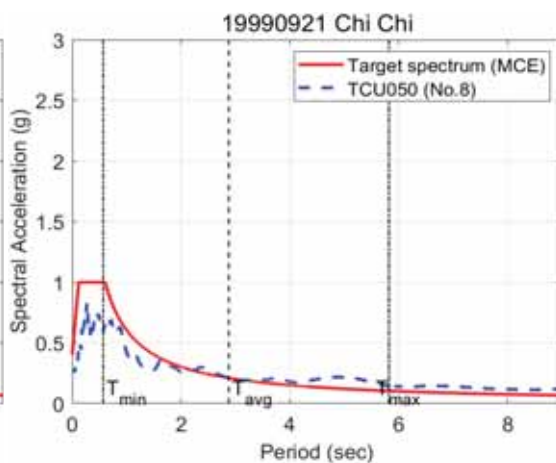
(e) 震波編號 No.5



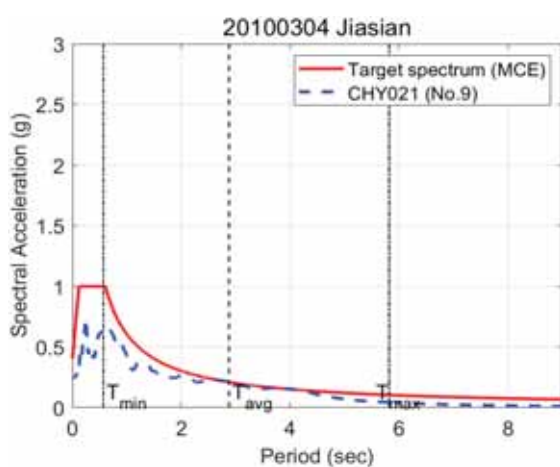
(f) 震波編號 No.6



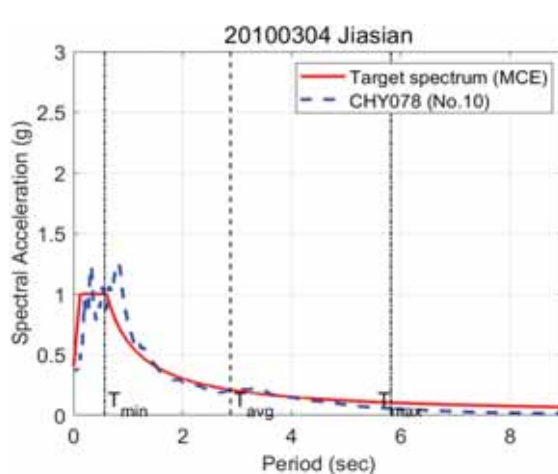
(g) 震波編號 No.7



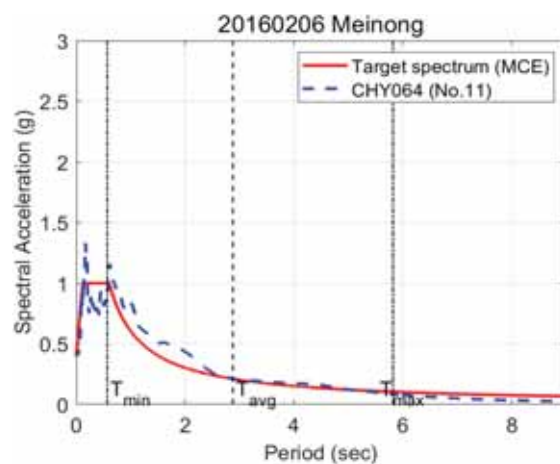
(h) 震波編號 No.8



(i) 震波編號 No.9



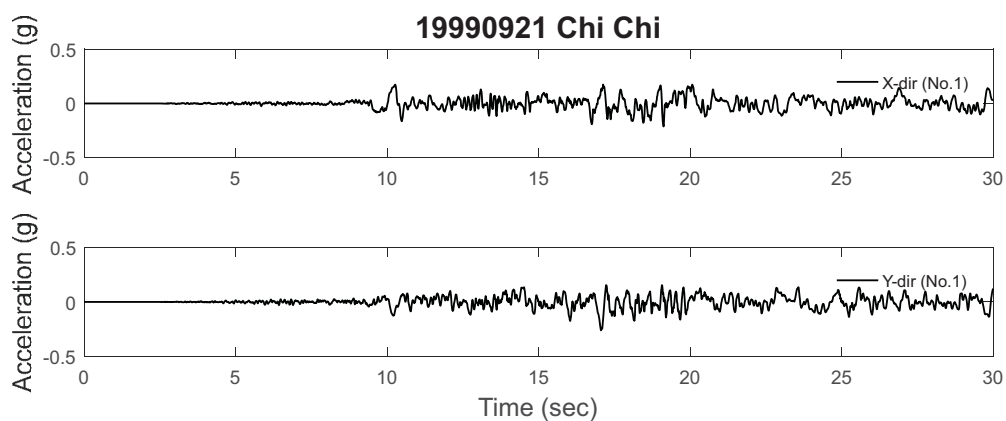
(j) 震波編號 No.10



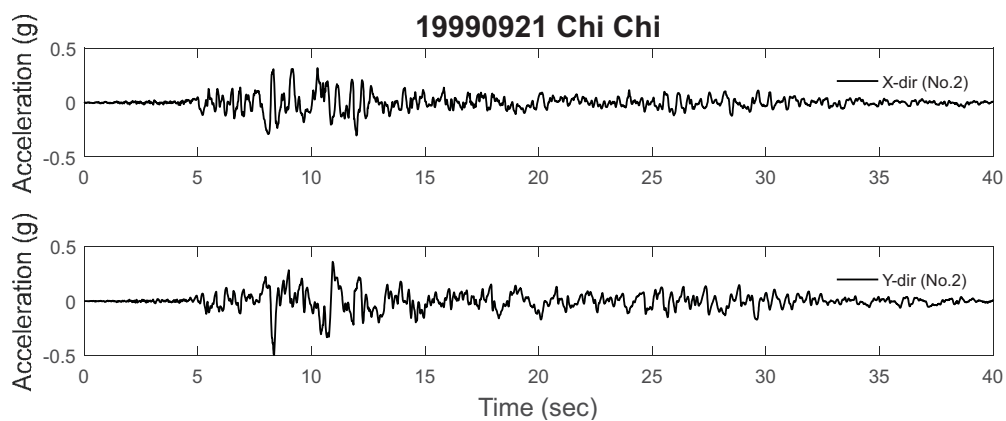
(k) 震波編號 No.11

圖 5-32 各筆震波幾何平均反應譜與目標反應譜(MCE)之比較

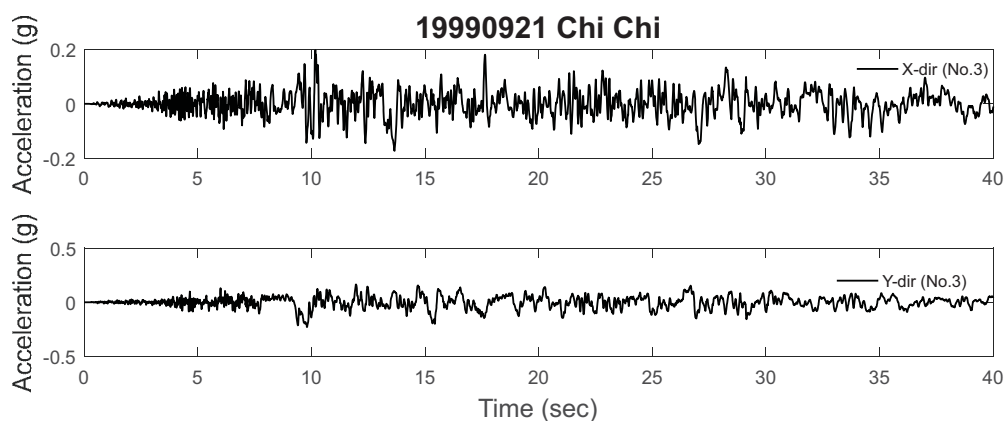
【資料來源：本研究製作】



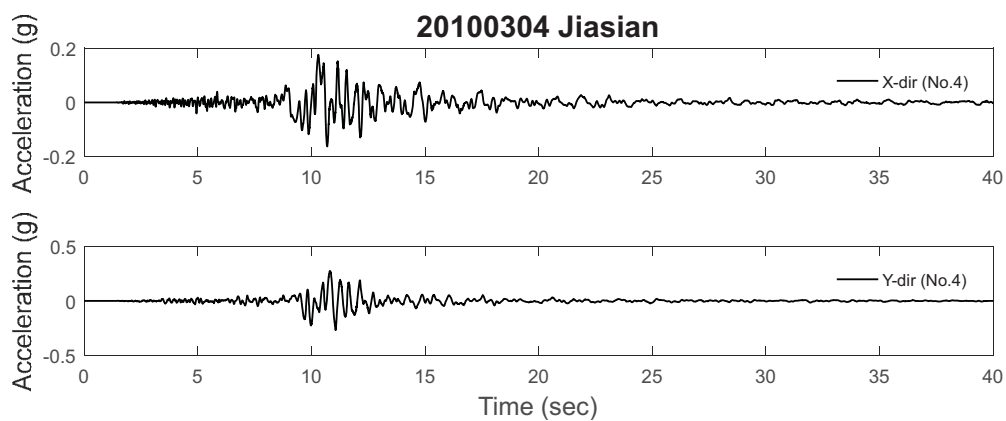
(a) 編號 No.1 地震歷時



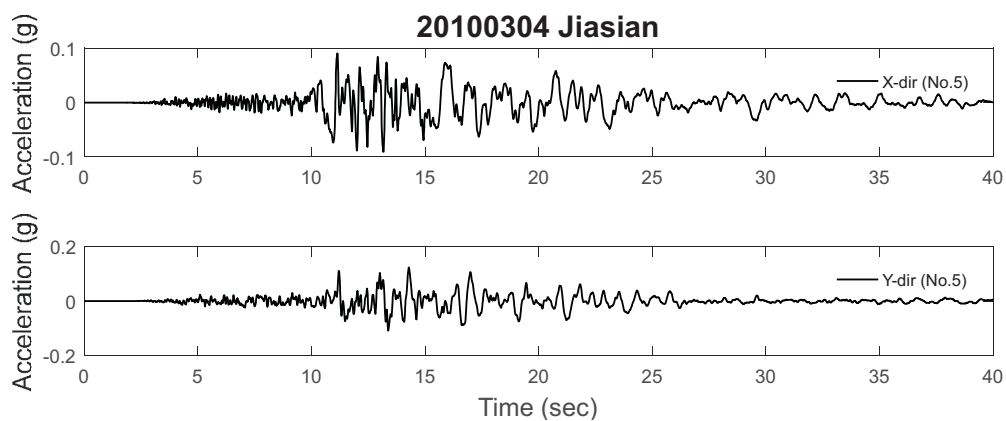
(b) 編號 No.2 地震歷時



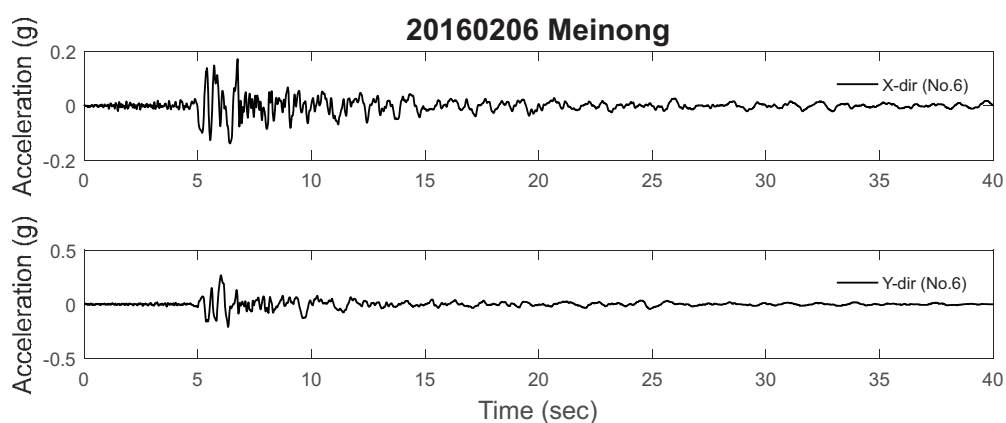
(c) 編號 No.3 地震歷時



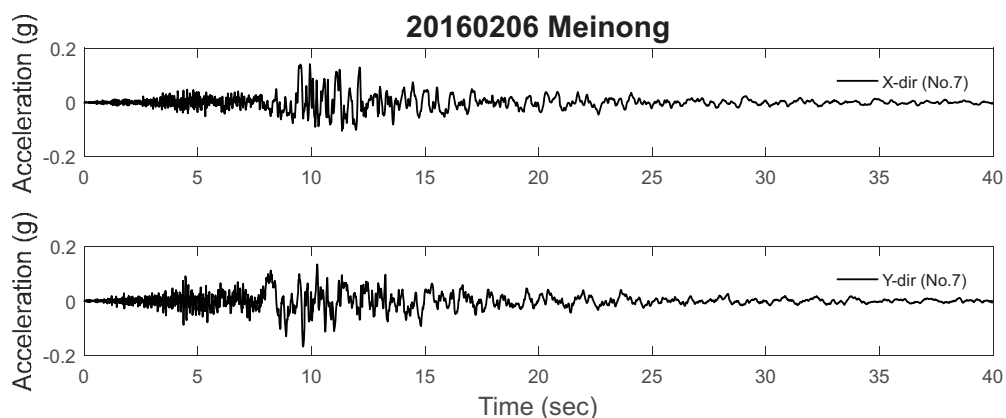
(d) 編號 No.4 地震歷時



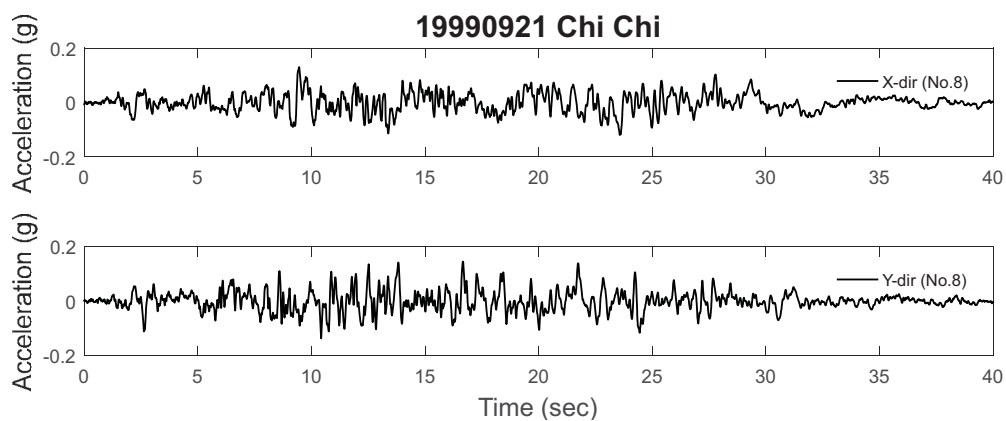
(e) 編號 No.5 地震歷時



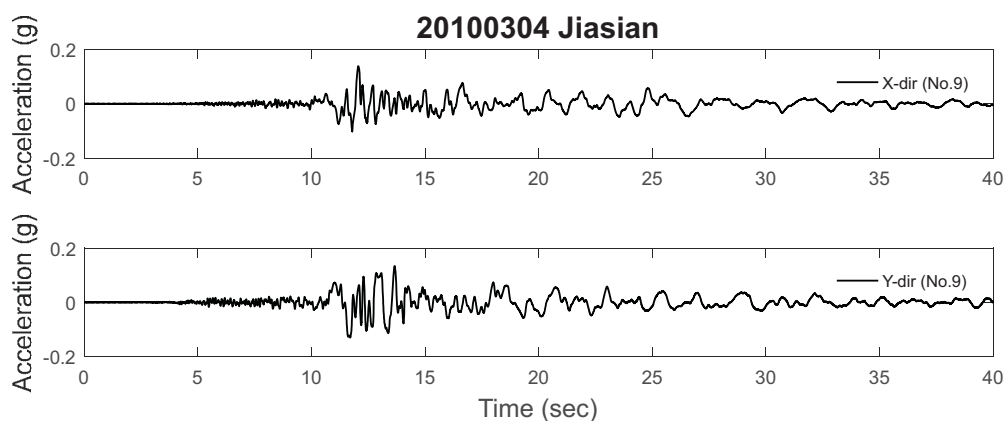
(f) 編號 No.6 地震歷時



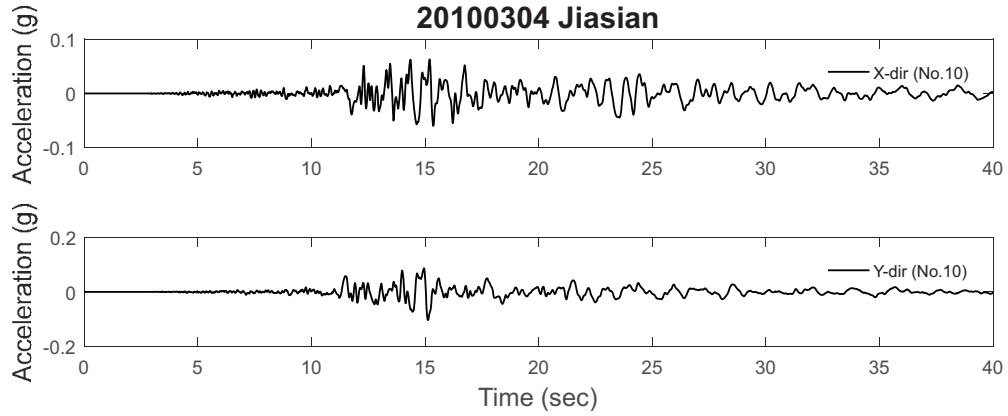
(g) 編號 No.7 地震歷時



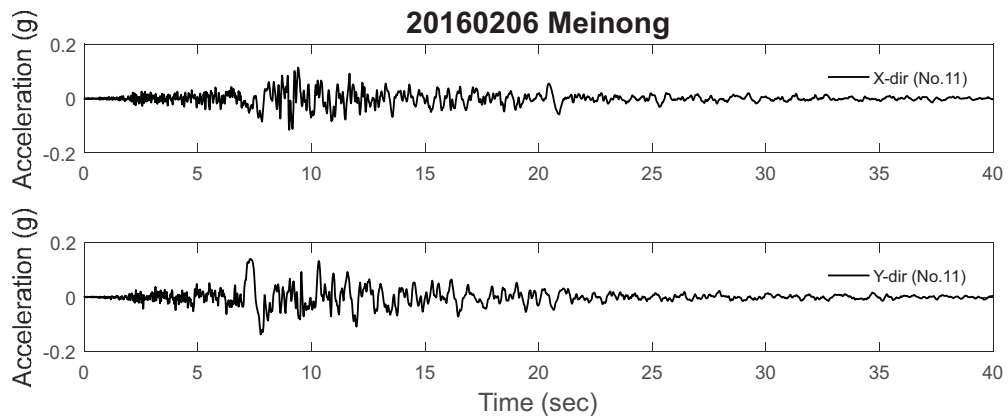
(g) 編號 No.8 地震歷時



(h) 編號 No.9 地震歷時



(i) 編號 No.10 地震歷時



(j) 編號 No.11 地震歷時

圖 5-33 地震歷時之水平雙向地表加速度歷時

【資料來源：本研究製作】

二、IDA 分析時各震波於不同目標譜加速度下之放大倍率

挑選之 11 筆地震例時再將每組所選地震歷時之幾何反應譜 $S_{gm}(\bar{T})$ 以一縮放係數調整至最小地震強度 $S_a(\bar{T})_1$ ，再判定各地震歷時下建物倒塌歷時數目，而後再調整至次一地震強度 $S_a(\bar{T})_{i+1}$ ，直至半數以上地震歷時判定倒塌為止，而本文案例建物之地震歷時縮放強度如表 5-23 所示。

表 5-23 各地震歷時放大倍率

震波 編號	原始 譜值	IDA 分析時反應譜目標值 (g)													
		0.100	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250	0.275	0.300	0.350	0.400	0.450	0.500	0.550	0.600
No.1	0.174	0.574	0.862	1.005	1.149	1.292	1.436	1.579	1.723	2.010	2.297	2.585	2.872	3.159	3.446
No.2	0.188	0.531	0.796	0.929	1.062	1.195	1.327	1.460	1.593	1.858	2.124	2.389	2.655	2.920	3.186
No.3	0.161	0.620	0.930	1.085	1.240	1.395	1.551	1.706	1.861	2.171	2.481	2.791	3.101	3.411	3.721
No.4	0.092	1.092	1.638	1.911	2.184	2.457	2.730	3.003	3.276	3.822	4.368	4.914	5.460	6.006	6.552
No.5	0.064	1.551	2.327	2.715	3.102	3.490	3.878	4.266	4.654	5.429	6.205	6.981	7.756	8.532	9.307
No.6	0.050	1.997	2.996	3.495	3.995	4.494	4.993	5.493	5.992	6.991	7.989	8.988	9.987	10.985	11.984
No.7	0.066	1.516	2.274	2.653	3.032	3.411	3.790	4.169	4.548	5.306	6.064	6.822	7.580	8.338	9.096
No.8	0.112	0.893	1.340	1.563	1.786	2.010	2.233	2.456	2.680	3.126	3.573	4.020	4.466	4.913	5.359
No.9	0.117	0.853	1.280	1.493	1.706	1.920	2.133	2.346	2.560	2.986	3.413	3.840	4.266	4.693	5.119
No.10	0.047	2.140	3.211	3.746	4.281	4.816	5.351	5.886	6.421	7.491	8.562	9.632	10.702	11.772	12.842
No.11	0.067	1.503	2.255	2.631	3.007	3.383	3.758	4.134	4.510	5.262	6.013	6.765	7.517	8.268	9.020

【資料來源：本研究製作】

第六節 建立倒塌易損曲線 IDA

根據 11 組地震歷時執行增量動力分析，並配合局部與整體倒塌準則作為倒塌判定標準，如表 5-24 所示。

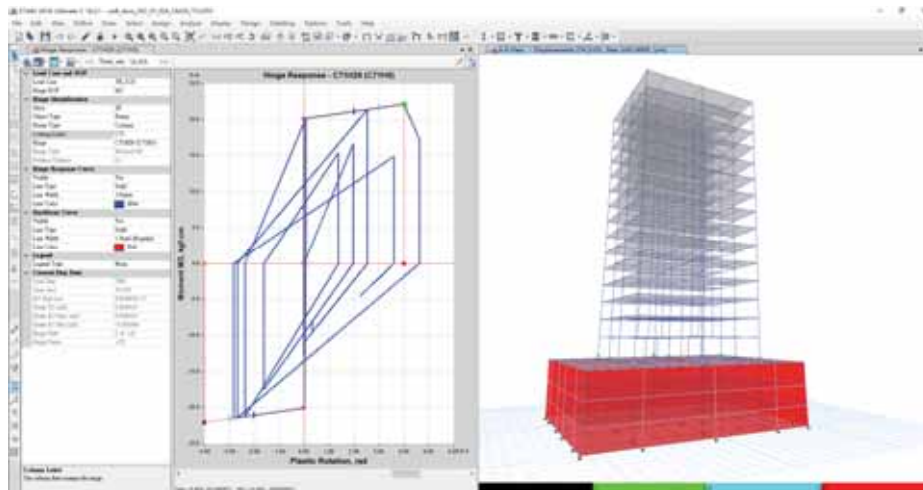
表 5-24 倒塌破壞準則

倒塌準則	內容
局部或整體倒塌準則	任一柱構件達韌性容量 μ_b 或任一樓層之最大層間變位角 $\theta_{\max} \geq 4\%$

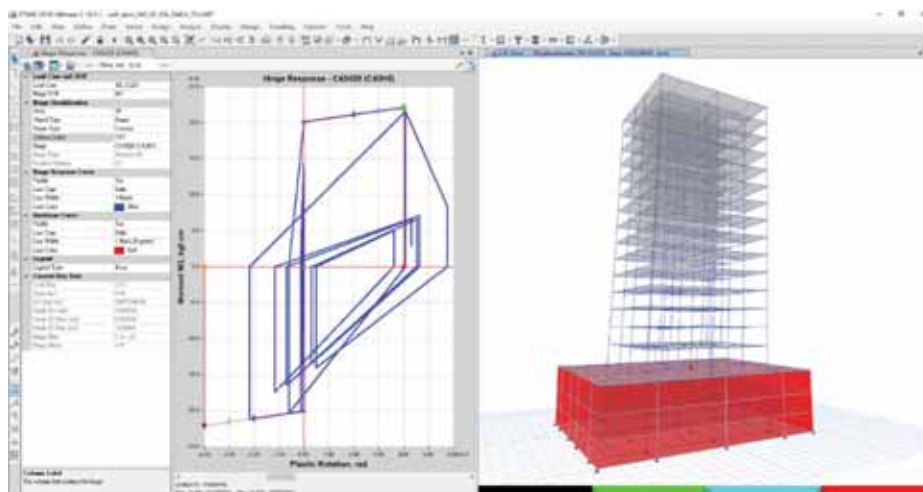
【資料來源：本研究製作】

在這次分析作業之設定塑鉸部分，主要為 Takeda 塑鉸模型，能夠呈現出結構物反覆加載下單柱模型的破壞機制及破壞點位，但設定上較為繁瑣，必須先將單柱模型設定為 P-M2 或 P-M3 狀況下瞭解軸力數值，再將塑鉸更改為 M2 或 M3，才能在設定中調整為 Takeda 模型，呈現出反覆加載卸載的單柱行為。圖 5-34 為柱達到豎向構材破壞狀態之遲滯迴圈圖，顯示分析模式可以有效模擬 RC 行為，當最大塑性轉角超過 CP 點代表豎向構材破壞。對應之譜加速度值多大於 0.250g。

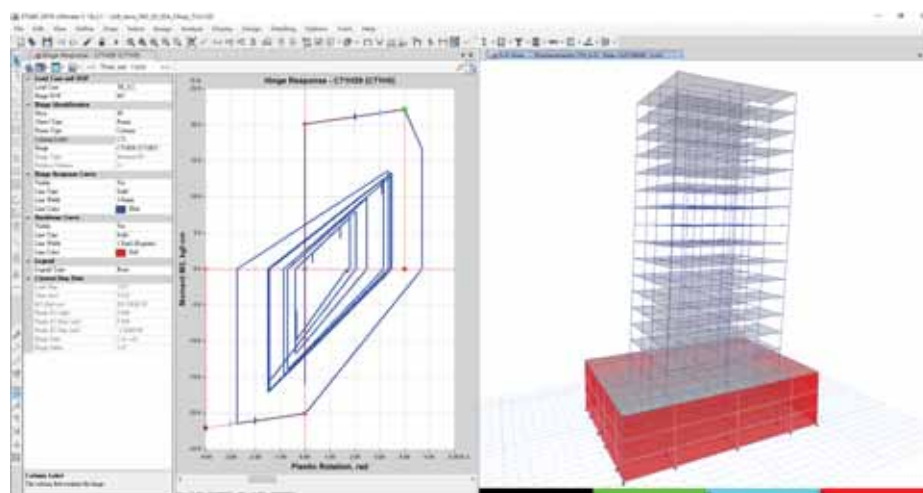
在倒塌機率為 10%時，對應到的 PGA 為大約 0.2g。比側推分析的 A_p 值來得小。這也表示軟弱層在側推分析之結果較不保守。未來應進行非線性動力分析配合 FEMA P-58 機率式易損評估法 CFA 之耐震評估結果(Collapse Fragility Assessment)進行建築物耐震評估較適宜。



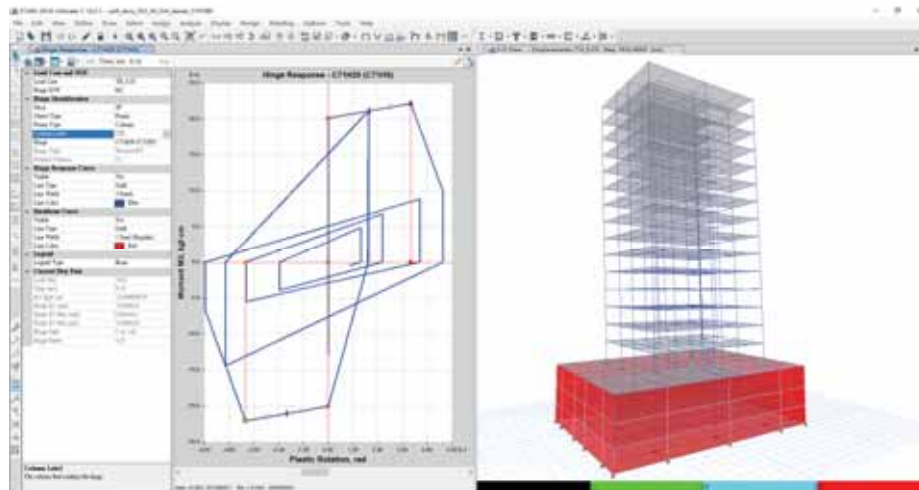
(a) No1_Chichi TCU055_豎向構材 M3 破壞狀態 $S_a=0.25g$



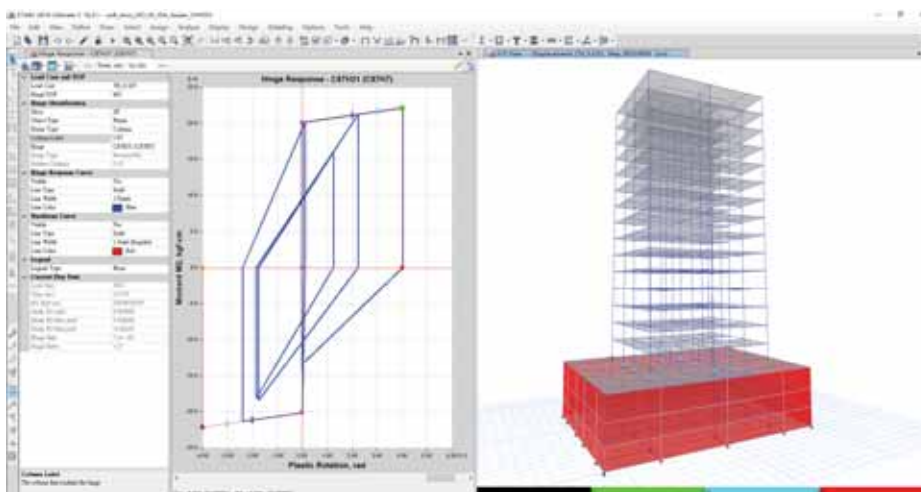
(b) No2_Chichi TCU067_豎向構材 M3 破壞狀態 $S_a=0.225g$



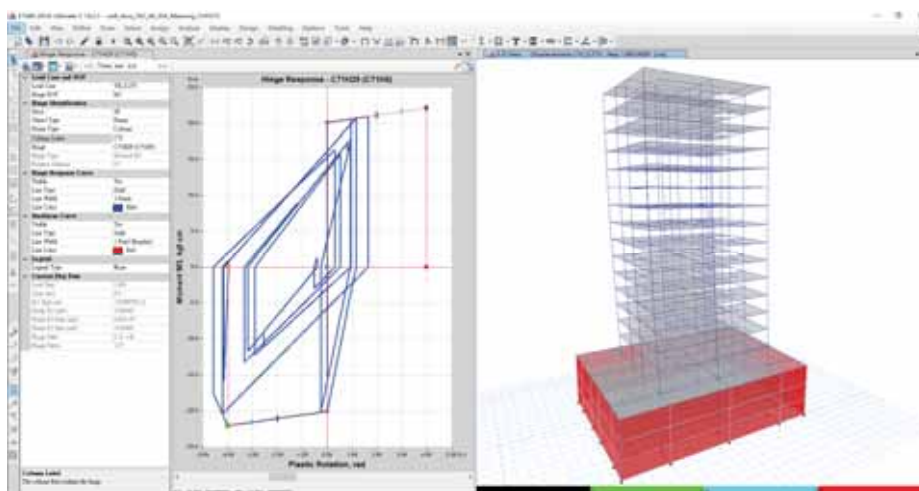
(c) No3_Chiai TCU120_豎向構材 M3 破壞狀態 $S_a=0.2g$



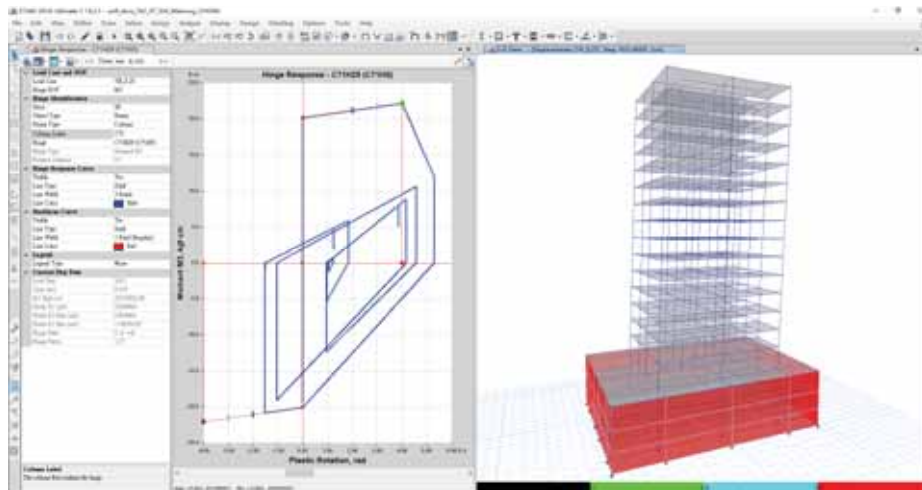
(d) No4_Jiasian CHY089_豎向構材 M3 破壞狀態 $S_a=0.25g$



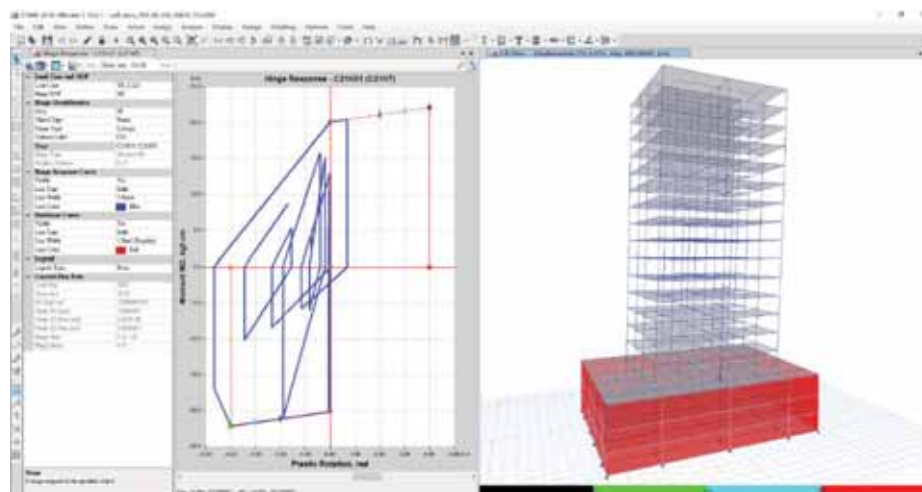
(e) No5_Jiasian CHY023_豎向構材 M2 破壞狀態 $S_a=0.225g$



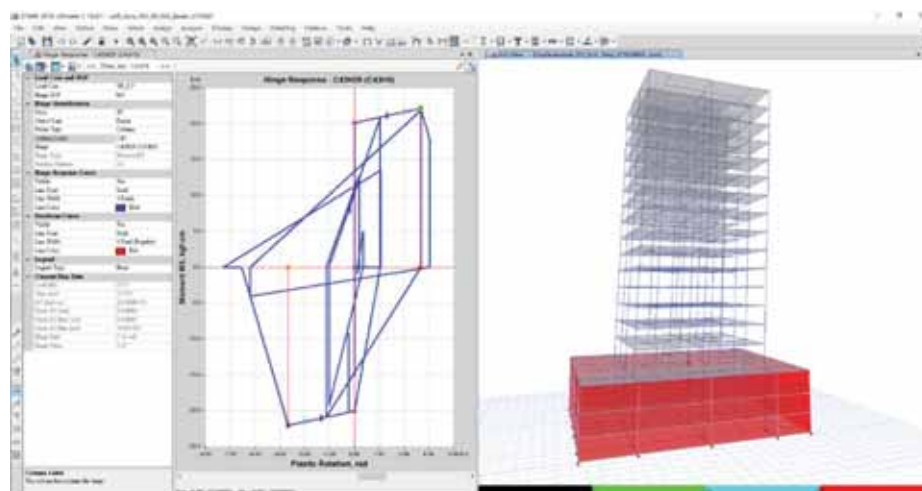
(f) No6_Meining CHY015_豎向構材 M3 破壞狀態 $S_a=0.275g$



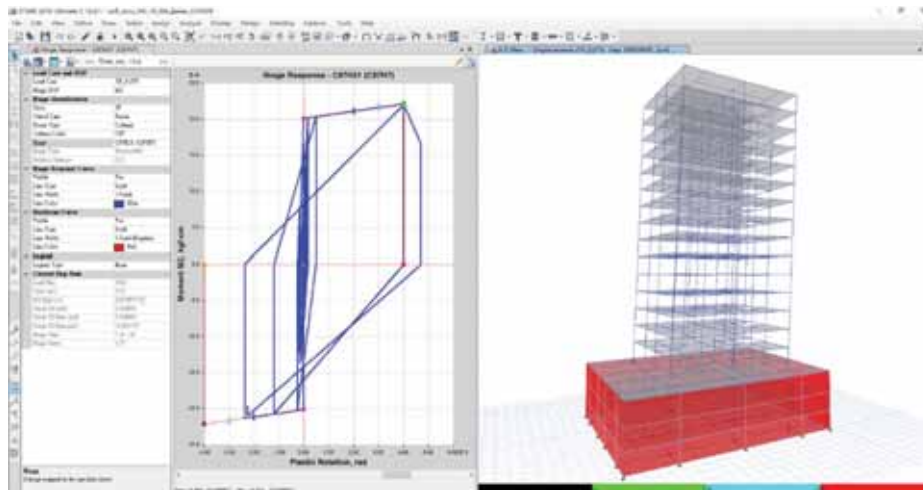
(g) No7_Meinong CHY096_豎向構材 M3 破壞狀態 $S_a=0.250g$



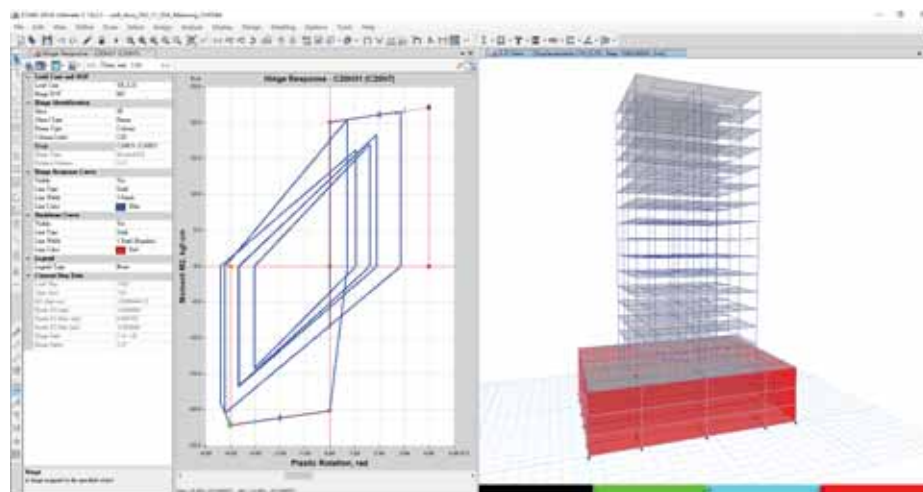
(h) No8_Chichi TCU050_豎向構材 M2 破壞狀態 $S_a=0.225g$



(i) No9_Jiasian CHY021_豎向構材 M3 破壞狀態 $S_a=0.300g$



(j) No10_Jiasian CHY078_豎向構材 M2 破壞狀態 $S_a=0.275g$



(k) No11_Meinong CHY064_豎向構材 M2 破壞狀態 $S_a=0.25g$

圖 5- 34 豎向構材破壞狀態

【資料來源：本研究製作】

本文迴歸倒塌易損曲線為 FEMA P-58 所提供之 Excel 表單，其介面如表 5-25 所示。其中左邊三欄都分為待輸入之資料，由左而右分別為執行增量動力分析之地震強度、各地震強度所執行之總歷時數目及各地震強度下判定為倒塌之地震歷時數目，而右側四欄則由 Excel 計算而得。該表單將由規劃求解增益集自動調整表 5-25 底下之中位數及對數標準差等兩參數，以使得末欄最大似然函數之對數值累加最大化，方可得兩種倒塌率則所迴歸之倒塌容量中位數及對數標準差，如表 5-26 所示。

由局部及整體二種倒塌準則分別迴歸之倒塌容量中位數 $\hat{S}_a(\bar{T})$ 分別為 0.2359g 和 0.5156g，對數標準差 $\hat{\beta}_{fit}$ 分別為 0.1061 和 0.0973，若考量各種不確定性後之總對數標準差 β 則是以 (2.4.2) 式計算，需決定 $\beta_{a\Delta}$ 及 β_m 等兩參數值，其中 $\beta_{a\Delta}$ 採用 FEMA P-58 中建議值 0.45，而 β_m 可從 (2.4.1) 式計算得到。

某些破壞模式受限於數值模型而無法直接體現，故經查詢

表 2-5 與表 2-6 後將 β_c 及 β_q 皆取為 0.25，再以 (2.4.1) 式計算得 $\beta_m = 0.3536$ 。

故可得兩者之總對數標準差為 $\beta = \sqrt{(0.45)^2 + (0.3536)^2} = 0.5723$ ，

局部或整體破壞準則之倒塌易損曲線如圖 5-36。

表 5-25 中高樓層軟弱層案例之迴歸倒塌易損曲線之 FEMA P-58 Excel 表單

(局部或整體倒塌準則)

Sa (g)	Number of analyses	Number of collapses	Fraction causing collapse	Theoretical fragility function	Likelihood	Log likelihood
0.1	11	0	0.00	0.00	1.00	0.000
0.15	11	0	0.00	0.00	1.00	0.000
0.175	11	0	0.00	0.00	0.97	-0.027
0.2	11	1	0.09	0.06	0.36	-1.036
0.225	11	3	0.27	0.33	0.24	-1.416
0.25	11	8	0.73	0.71	0.26	-1.350
0.275	11	10	0.91	0.93	0.38	-0.974
0.3	11	11	1.00	0.99	0.88	-0.130
0.35	11	11	1.00	1.00	1.00	-0.001
0.4	11	11	1.00	1.00	1.00	0.000
0.45	11	11	1.00	1.00	1.00	0.000
0.5	11	11	1.00	1.00	1.00	0.000
0.55	11	11	1.00	1.00	1.00	0.000
0.6	11	11	1.00	1.00	1.00	0.000
median Sa =	0.2359	dispersion =	0.1061		Sum =	-4.935

【資料來源：參考文獻 [9]】

表 5-26 不同倒塌準則之易損曲線參數

性能等級	破壞準則	易損曲線參數		
		迴歸		FEMA P-58 建議
		中位數 (g)	對數標準差 $\hat{\beta}_{fit}$	對數標準差 β
CP	μ_b 或 θ_{max} $\geq 4\%$	0.2359	0.1061	0.5723
	$\theta_{max} = 4\%$	0.5156	0.0973	0.5723

【資料來源：本研究製作】

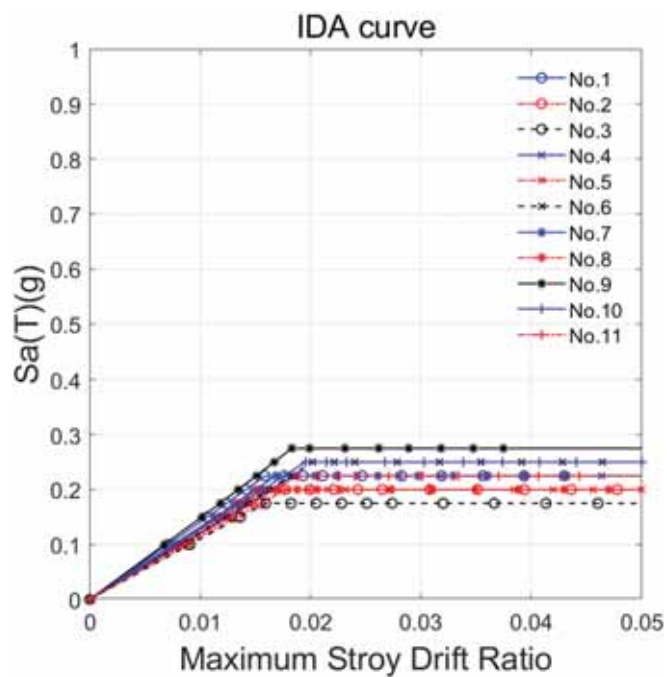


圖 5-35 11 筆地震歷時之增量動力分析曲線 (IDA Curve)

【資料來源：本研究製作】

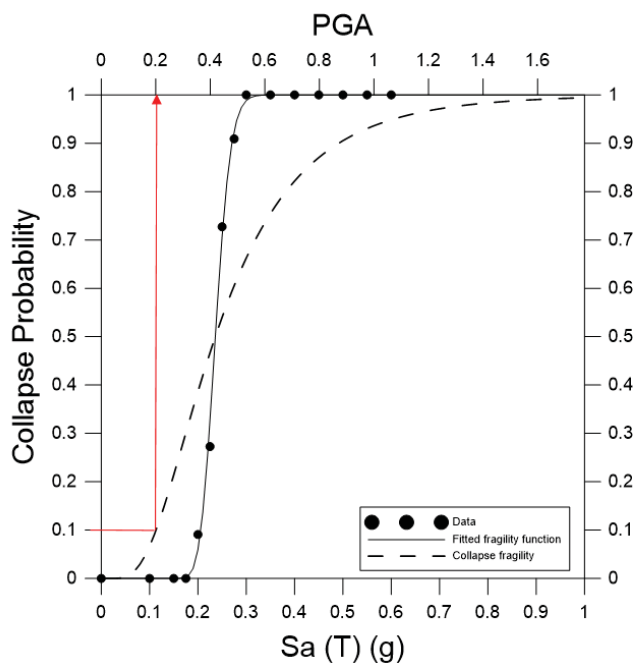


圖 5-36 11 筆地震歷時倒塌易損曲線

【資料來源：本研究製作】

第六章 結論與建議

第一節 結論

建物耐震性能評估法已於國內外實行多年，其中需執行非線性動力分析之中高樓建物耐震評估法近年在國外亦有大幅之進展。而國內目前對於建築結構之耐震評估則多採用以側推分析為主的評估法，由於此法屬於定量式的靜力分析法，並無法反映中高樓建物的高模振態及其地震反應中的諸多不確定因子，因此在中高樓結構的耐震評估應用上有所不足。

有鑑於此，本文旨在建立一套便於工程師操作之機率式倒塌風險評估方法及流程，以便考慮評估中所涵蓋的諸多不確定性。本文所建議之建物倒塌風險評估法主要係採美國 FEMA P-58 中之倒塌易損性分析架構，以增量動力法(IDA)與非線性動力分析建立受評估建物之倒塌易損曲線。惟 FEMA P-58 對於建物的倒塌判定並無明確的準則，同時對於倒塌性能指標的選擇與應用亦無明確的規定。因此，本文乃針對 RC 構造提出避免倒塌之指標容許值，「最大考量地震力作用下之倒塌機率」須小於 10%。最大考量地震力可採用我國設計規範之值，方便工程師之應用，有利建物所有人作為風險承擔決策之用，以篩檢出有倒塌疑慮之建築物，主要結論如下：

本計畫收集 34 組柱實驗資料，其中 12 組來自 Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)實驗資料庫、9 組來自日本實驗室資料庫、13 組來自國家地震中心實驗資料庫。有關梁、柱構件塑性鉸設定，經由實驗與分析驗證顯示，ASCE 41-13 所建議之塑性鉸，針對最大強度的預測與單曲率柱實驗值接近，但高估雙曲率柱的強度。極限變形部分，低軸力下約可預測至 4%層間位移角，但隨軸力增加則降低至 2%層間位移角，屬於較保守的預測。相反的，TEASPA V3.1

所定義之塑鉸參數，可有效掌握各種破壞模式，對於初始勁度、最大強度及極限變形，也有較合理的預測結果。

進行非線性動力歷時分析時，如採用商用軟體（如：ETABS 程式），塑鉸之設定必須由原有側推分析的 P-M2、P-M3 轉換為 M2、M3 塑鉸，使能啟動遲滯迴圈規則，例如 Takeda 模式，來描述塑鉸的加載與卸載行為。值得注意的是，受限於程式功能，動力分析中無法呈現軸力變化對塑鉸參數變化的影響。因此，M2 及 M3 塑鉸參數至少須考慮構材的初始軸力（即靜載重及 1/2 活載重），分析結果才屬合理。

本研究提出的非線性動力歷時分析流程，包括(1)建立倒塌結構數值模型、(2)、挑選數組合適的力時震波、(3)選定倒塌判定準則、(4)執行增量動力分析、(5)建立倒塌易損曲線、(6)計算倒塌機率性能指標、及(7)判定倒塌機率是否滿足容許值等步驟。本流程中每一步驟都可視學理發展、程式改版與實務需求作精進，使分析結果更能忠實反映結構受震倒塌機率。

非線性動力分析所需耗時較長，但對於平面或立面不規則性結構仍有必要。案例分析顯示，具扭轉不規則建築結構或軟弱底層建築結構，以機率式倒塌易損曲線方式判定，其地表加速度值較側推分析評估結果低。尤其扭轉不規則建築結構受觀測點之點位選擇影響，結果變異性大。

第二節 建議

建議一

研究成果可提供建築物耐震設計規範與解說第八章修訂之參採：立即可行建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：無

本研究已針對建築物耐震設計規範及解說第八章既有建築物之耐震能力評估與耐震補強之「耐震能力評估及補強之基準」、「耐震補強之設計及施工」及「排除軟弱層破壞之補強」等節之條文或解說，業提出修正建議（如附件十一），故本案研究成果提供內政部營建署為建築物耐震設計規範與解說修正之參採。

建議二

本研究所建議鋼筋混凝土梁柱塑鉸設定之模型，可供以非線性動力分析法進行建築耐震詳評參採：立即可行建議

主辦機關：中華民國全國建築師公會、中華民國土木技師公會全國聯合會、

中華民國結構工程技師公會全國聯合會、國家地震工程研究中心

協辦機關：無

本研究所提鋼筋混凝土梁柱塑鉸之設定，業以國內外程式驗證，其塑鉸模型以及相關柱構材實驗資料庫與詳評法模型驗證等成果，可提供業界以非線性動力法，進行中高樓層軟弱層及扭轉不規則建築耐震詳評之參採。

參考書目

- [1] Ang A.H.-S. and Tang W. (2007) Probability Concepts in Engineering, 2nd edition., John Wiley & Sons, Inc.
- [2] ASCE 41-06 (2007) “Seismic rehabilitation of existing building.” American Society of Civil Engineers.
- [3] ASCE 41-13 (2014) “Seismic rehabilitation of existing building.” American Society of Civil Engineers.
- [4] ASCE 7-10 (2013) “Minimum design loads for buildings and other structures.” American Society of Civil Engineers.
- [5] ATC-40 (1996) “Seismic evaluation and retrofit of existing concrete building.” Applied Technology Council.
- [6] Baker J.W. (2015) “Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis.” Earthquake Spectra, 31(1): 579-599.
- [7] FEMA 273/274 (1997) “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings.” Federal Emergency Management Agency.
- [8] FEMA 356 (2000), “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.” Federal Emergency Management Agency.
- [9] FEMA P-58 (2012) “Seismic performance assessment of buildings.” Federal Emergency Management Agency.
- [10] FEMA P-695 (2009) “Quantification of building seismic performance factors.” Federal Emergency Management Agency.
- [11] Haselton CB, Deierlein GG (2008) Assessing collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. PEER Report No. 2007/08, University of California at Berkeley.

- [12] Ibarra LF, Krawinkler H (2005) Global collapse of frame structures under seismic excitations. Report No. 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Stanford University, Stanford.
- [13] Lai JW, Wang SS, Matthew JS, Mahin SA (2015) Seismic evaluation and retrofit of existing tall buildings in California: case study of a 35-story steel moment-resisting frame building in San Francisco. PEER Report No. 2015/14, University of California at Berkeley.
- [14] Lew M, Naeim F, Huang SC, Lam HK and Carpenter LD (2000) “The significance of the 21 September 1999 Chi-Chi Earthquake, Taiwan, for tall buildings. *Structural Design of Tall Buildings*, 9:67-72.
- [15] Medina RA and Krawinkler H (2002) Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence on ground motions. Report No. 144, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
- [16] PEER-TBI Task7 (2010) Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. PEER Report No. 2010/111, University of California at Berkeley.
- [17] SEAOC (1995) Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- [18] Vamvatsikos D and Cornell CA (2002) “Incremental dynamic analysis.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3): 491-514.
- [19] Vamvatsikos D and Cornell CA (2006) “Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9): 1097-1117.
- [20] 翁元滔、蕭輔沛 (2016) “中高樓層建物震損勘災調查”，國家地震工程研究中心簡訊，美濃地震勘災特別報導，第 97 期，3 月刊。

- [21] 葉錦勳、簡文郁 (2007) 地震危害度分析與震災境況模擬技術整合研究(II)，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-07-040。
- [22] 簡文郁 (2017) 台灣地區正規化之地震危害度曲線資料，國家地震工程研究中心強地動組提供。
- [23] 簡文郁、張毓文、邱世彬、劉勛仁 (2014) 近斷層設計地震研究，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-14-005。
- [24] 鄧崇任等 8 人 (2010) 耐震性能設計規範改進先期研究(三)，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-10-013。
- [25] 謝瑋桓 (2017) 中高樓建築機率式耐震與倒塌風險評估之研究，國立成功大學土木工程學系碩士論文，7 月，指導教授：盧煉元。
- [26] 鄭錦桐、林柏伸、江憲宗、李錫堤 (2011) “台灣的地震危害度分析”，2011 海峽兩岸地質災害研討會，桃園市中壢，11 月 10 日。
- [27] 營建署 (2011) 建築物耐震設計規範及解說，中華民國內政部營建署。
- [28] 蕭輔沛等 14 人 (2013) 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-13-023。
- [29] 劉光晏、張國鎮、宋裕祺，「高強度鋼筋混凝土橋柱耐震行為研究」，中華民國第十一屆結構工程研討會暨第一屆地震工程研討會論文集，編號 10005，台中 (2012)。
- [30] Leo Adidharma, “Seismic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Columns under Long Duration Ground Motions”, Master thesis, Department of Construction Engineering, National Taiwan University of Science and Technology. (2012)
- [31] 洪曉慧、王瑞禎、王柄雄、劉光晏、宋裕祺、張國鎮，「營建自動化橋梁墩柱工法之研究 (第 1 期)」，交通部臺灣區國道新建工程局，台北 (2012)。
- [32] 張國鎮、張宏輔，「鋼筋混凝土橋柱耐震分析與 FRP 補強之研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-99-030，台北 (1999)。BMR1R,2,3

- [33] 鍾立來、吳賴雲、張俊傑、廖振宏、王文財，「鋼筋混凝土橋柱耐震行為之試驗研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-00-035，台北(2000)。
BMR4(FS)
- [34] 鍾立來、吳賴雲、余保憲、王文財、張俊傑、廖振宏，「新舊鋼筋混凝土橋柱耐震行為之試驗研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-02-021，台北(2002)。BMRL50(FS)
- [35] <http://seismic.cv.titech.ac.jp/ja/titdata/titdata.html>
- [36] 黃益堂、黃世建，「鋼筋混凝土極短柱受剪破壞之耐震行為曲線研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-08-027，台北(2008)。2DH(S)
- [37] 張國鎮、鍾豐旭，「RC 矩形橋柱 FRP 剪力及搭接耐震補強之研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-00-034，台北(2000)。BMRS(S)
- [38] 林敏郎、林至聰、陳沛清、蔡克銓、吳穎涵，「矩形 RC 柱採碳纖維包覆暨碳纖維錨栓耐震補強研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-09-014，台北(2009)。R08BM(S)
- [39] 黃震興、謝有明、鄭橙標、周志雄，「RC 橋柱之鋼板包覆耐震補強」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-99-016，台北(1999)。BMC1。
- [40] 李有豐、朱育正，「圓形橋柱之複合材料(FRP)耐震補強研究(II)」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-99-036，台北(1999)。FC1(F)、FC4(FS)
- [41] 洪曉慧、葛伊仁、劉光晏、張國鎮，「考慮直接基礎搖擺機制之橋梁耐震性能研究(III)」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-10-025，台北(2010)。CD30FB-R(F)
- [42] 劉光晏、張國鎮、宋裕祺、王柄雄、賴明俊，「牛鬥橋現地實驗成果發表會論文集：牛鬥橋現地實驗—橋柱耐震行為探討」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-11-014，台北(2011)。

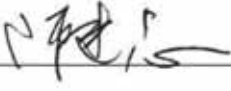
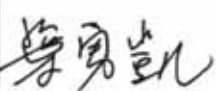
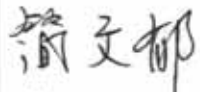
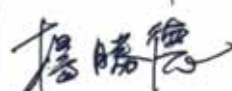
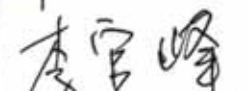
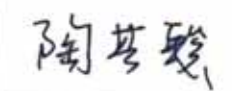
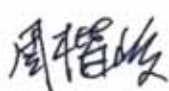
- [43] 黃震興、謝有明、鄭橙標、周志雄，「RC 橋柱之鋼板包覆耐震補強」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-99-016，台北（1999）。BMC1(F), BMC2(FS)
- [44] 鍾立來、吳賴雲、王文財、張俊傑、余保憲，「圓形橋柱鋼筋混凝土包覆補強及修復之理論分析與試驗驗證」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-01-024，台北（2001）。BMCL50(FS), BMC4(FS)
- [45] 黃震興、郭苗宜，「RC 橋柱之剪力與主筋搭接耐震補強」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-00-005，台北（2000）。BMCS(S)
- [46] 李秉乾、張國鎮、張順賓，「圓形橋柱碳纖維耐震補強之研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-99-037，台北（1999）。1820-A(FS)
- [47] Chopra, A. K. and Goel, R. K., 2001. Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra, *Journal of Earthquake Spectra*, Vol. 17, No.1, pp.47-64.
- [48] Chopra, A.K. and Goel, R.K., 2004. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33: 903-927.
- [49] Chopra, A.K., Goel, R.K., 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31: 561-582.
- [50] Chopra, A. K. and Goel, R. K., 2000. Evaluation of NSP to Estimate Seismic Deformation: SDOF Systems, *ASCE, J. of Structural Engineering*, Vol.126, No.4, pp.482-490.
- [51] Goel, Rakesh K., 1996. Seismic Response of Asymmetric Systems: Energy-Based Approach, *Journal of Structural Engineering* , 1444-1453.

- [52] Hernández, J.J. and López, O.A., 2000. Influence of bidirectional seismic motion on the response of asymmetric buildings, Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [53] JagMohana J. and Mohamed A. M., 2003. Determination of seismic design forces by equivalent static load method, Canadian Journal of Civil Eng., 30: 287-307.
- [54] Riddell, R. and Santa-Maria, H., 1999. Inelastic response of one-story asymmetric-plan systems subjected to bi-directional earthquake motions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28: 273-285
- [55] De-La-Colina, J., 1999. Effects of torsion factors on simple non-linear systems using fully-bidirectional analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28: 691-706.
- [56] De-la-Llera, J.C. and Chopra, A. K., 1996. Inelastic Behavior of Asymmetric Multistory Buildings, Journal of Structural Engineering, 122 (6), 597-606.
- [57] Tso, W.K. and Smith, R.S.H., 1999. Re-evaluation of seismic torsional provisions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, 899-917.
- [58] Myslimaj, B. and Tso, W. K., 2002. A Strength Distribution Criterion for Minimizing Torsional Response of Asymmetric Wall-Type Systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 99-120.
- [59] Paulay, T., 1997. Displacement-Based Design Approach to Earthquake-Induced Torsion in Ductile Buildings, Engineering Structures, vol. 19, 699-707.
- [60] Peruš, I. and Fajfar, P., 2005. On the Inelastic Torsional Response of Single-Story Structures under Bi-axial Excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34: 931-941.

- [61] Fajfar, P., Kilar, V., Marusic, D. and Perus, I., (2005) “Torsional Effects in The Pushover-Based Seismic Analysis of Buildings,” Journal of Earthquake Engineering, 9: 831-854.
- [62] National Building Code of Canada: 2005 National Research Council of Canada. Canadian Commission on Building and Fire Codes
- [63] FEMA 273,283 and 302, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
- [64] 日本政府,「建築物耐震改修促進法」,平成 7 年 10 月法律第 123 號,1995 年。
- [65] 宋裕祺、蔡益超,「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估 SERCB—理論背景與系統操作」,社團法人中國土木水利工程學會,2017。

附錄一 第一次專家座談會會議紀錄

財團法人成大研究發展基金會開會通知單

會議主題	應用非線性動力分析法於中高樓層軟弱層及扭轉不規則建築之詳細耐震能力評估委託研究計畫，第一次專家學者座談會
時間	民國 108 年 6 月 5 日（三），上午 10 點至 12 點
地點	內政部建築研究所（新北市北新路三段 200 號 13 樓）
主持人	劉光晏 
列席人員	        
備註	

應用非線性動力分析法於中高樓層軟弱層及 扭轉不規則建築之詳細耐震能力評估

第一次專家座談會會議紀錄

會議時間：108 年 6 月 5 日(星期三)，上午 10:00~12:00

會議地點：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：劉光晏博士

出席人員：

臺灣大學土木工程學系	黃尹男 副教授
國家地震工程研究中心	簡文郁 研究員
國家地震工程研究中心	葉勇凱 研究員
台聯工程顧問工程公司	柯鎮洋 董事長
楊勝德建築師事務所	楊勝德 建築師

(依姓氏筆劃排序)

內政部建築研究所	陳建忠 組長
內政部建築研究所	陶其駿 主任
內政部建築研究所	周楷峻 助理研究員

列席人員：

協同主持人	蕭輔沛 博士
研究人員	李官峰 技師

會議議程：

1. 主持人進行簡報
2. 座談與討論
3. 散會

座談內容概要：

委員	審查委員意見	廠商綜合回應
葉委員 勇凱	1. 不規則結構之側推分析應選擇質心點輸出側推曲線。	1. 感謝委員提醒，分析結果已列出以質心點位置之主的曲線進行比較。
簡委員 文郁	1. 研究範疇過大，工作項目宜再縮減。	1. 感謝委員建議，本案以合約規定項目為主。
黃委員 尹男	1. 分析模型中應加入梁塑鉸。	1. 遵照辦理，所有模型均已加入。
柯委員 鎮洋	1. 中高樓層之定義可考慮用樓高、第一模態之有效振態質量比、或柱軸力比來分類。	1. 感謝委員建議，本案之定義為高度 20 m 至 50 m 之建築物，其餘定義方式可再進行參數分析討論。
楊委員 勝德	1. 塑鉸分佈位置可設定於 1/2 樓層以下，以增加計算效率。	1. 本案已依建議辦理修正，大幅縮減計算時間。

(依發言順序排序)

附錄二 第二次專家座談會會議紀錄

財團法人成大研究發展基金會開會通知單

會議主題	應用非線性動力分析法於中高樓層軟弱層及扭轉不規則建築之詳細耐震能力評估委託研究計畫，第二次專家學者座談會
時間	民國 108 年 10 月 2 日（三），上午 10 點至 12 點
地點	內政部建築研究所（新北市北新路三段 200 號 13 樓）
主持人	劉光晏
列席人員	劉光晏 李官峰 李建忠 黃慧佳 黃韓中 邱佳晨 楊勝德 陶其駿 周怡峻 鄧平昌 陳武 胡曜騰
備註	

應用非線性動力分析法於中高樓層軟弱層及 扭轉不規則建築之詳細耐震能力評估

第二次專家座談會會議紀錄

會議時間：108 年 10 月 2 日(星期三)，上午 10:00~12:00

會議地點：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：劉光晏博士

出席人員：

臺灣大學土木工程學系	黃尹男 副教授
楊勝德建築師事務所	楊勝德 建築師
國振工程顧問公司	陳宗珽 技師

(依姓氏筆劃排序)

內政部建築研究所	陳建忠 組長
內政部建築研究所	陶其駿 主任
內政部建築研究所	周楷峻 助理研究員

列席人員：

協同主持人	蕭輔沛 博士
研究人員	李官峰 技師
研究助理	邱佳晨 研究生
研究助理	胡曜騰 研究生
研究助理	黃慧佳 研究生

會議議程：

1. 主持人進行簡報
2. 座談與討論
3. 散會

座談內容概要：

	審查委員意見	廠商回應
陳組長 建忠	1. 為何使用 TEASPA 塑鉸而不用 PSERCB? 2. 此計畫未來的預期成果以及將如何應用? 3. 可不可以發展一套結構物預警性評估(逃亡時間), 類似防火時效的概念。 4. 耐震式乾式工法跟一般耐震工法有何差異? 5. 此套耐震能力評估是否與結構設計有關?	1. 本研究提出非線性動力分析之流程, 包括 7 個步驟, 針對每一步驟, 皆可視學理發展、工具程式和實務需求做更新, 故包括塑鉸之設定, 使用者亦可將 TEASPA 改為 SERCB。 2. 研究成果預期為提供建築物耐震設計規範與解說第八章之修訂草案。 3. 目前耐震評估結果, 以最大強度或層間變位角進行損傷控制。廣義而言, 限制層間變位角之目的即為延長人員逃出建築物的時間, 但尚無研究可量化逃離的時間。 4. 乾式工法包括使用消能系統(位移型或速度型阻尼器)、內置或外製的鋼框補強等, 盡量避免於室內進行混凝土拌合與模板阻力及灌漿的作業。 5. 新建結構之設計亦可參照本分析流程, 以符合內政部營建署住宅性能評估實施辦法 (107.7.6), 完成新建住宅結構安全性能之評估內容、權重、評估基準及評分表。
黃尹男 委員	1. 短梁是否有考慮破壞。 2. P32、P33 側推曲線為何沒有下降段? 3. P37 地震波選取疑慮, 包括取用震波數量、譜型相似度判斷、對於近域斷層的定義(距離)還有放大係數定義等問題。 4. 建議選取重要震波即可, 不一定	1. 本研究為簡化分析的複雜度, 並無考量剪力牆鄰近處短梁之撓曲或剪力破壞。 2. 簡報中所示為地表加速度與屋頂位移曲線, 經使用 TEASPA 的 PGA.exe 輔助程式計算呈現線性, 與轉換公式和結構物的週期有關。如為側推曲線, 則仍由局

	要工址附近，因為有可能工址附近出現反應小的震波，無法反映現況。 5. β 取用之合理性。 6. 非線性動力分析與側推分析結果有何差異(比較基底剪力、層間變位角...等)。 7. 建議利用動力分析反應塑鉸破壞的時間點，相較側推分析顯現出優勢。	部的非線性段，並達到最大剪力強度。 3. 目前有關地震波之選取，學術界仍有許多爭議。本研究挑選原則係以能反映工址地震動特性、兼顧設計規範反應譜、及有效且經濟的震波數量為最大公約數。 4. 感謝委員建議，可列入挑選震波的原則。 5. 目前國內震對耐震能力詳細評估（動力歷時分析）的對數標準差 β 值並無相關研究，但為盡可能反應分析模型與實際結構和地震波挑選等的不確定性，建議仍參考 FEMA P-58 所給定的 β 值計算公式及預設數值。另外，側推分析結果受限於只能使用規範的反應譜進行反算，且無對數標準差 β 值的參考數值，故無法對側推分析後的地表加速度值進行修正。 6. 非線性動力分析與側推分析結果，以本報告的兩個案例而言，即便兩種方式的破壞準則（層間位移角 4%）皆相同，主要差異性在於非線性動力分析所評估之地表加速度值於考慮對數標準差的修正後較為保守。 7. 動力分析結果，均有呈現各震波作用下塑鉸發生位置，以及 M2 或 M3 塑鉸發展圖。
陳宗琿 委員	1. 建模過程將 P-M2 或 P-M3 轉成 M2-M3 會不會沒有顧慮到軸力變化。 2. 折減係數的修正單柱依照 ASCE41-13 合理性。 3. 變位破壞準則業界用 3% 層間變位，若是降低是否改變破壞主	1. 將 P-M2 或 P-M3 轉成 M2 及 M3 的過程，必須保留初始軸力（竟載重+1/2 活載重）的貢獻。但初步分析顯示，使用無考慮軸力的塑鉸，對於倒塌易損性曲線的影響可忽略。 2. 柱實驗顯示勁度受軸力而改變，

	控。	當柱軸力增加、勁度也隨之提高。採用 ASCE 41-13 表 10-5 規定，可有效模擬側向勁度與軸力變化的關係。 3. 針對高軸力柱，層間位移角可考慮選用更嚴格的要求，由 4% 降低為 3%。分析結果顯示，扭轉不規則結構由層間位移角控制，而軟弱底層案例由豎向構材破壞控制。
楊勝德 委員	1. 研究範疇太大，建議縮小題目。 2. P22、P23 側推曲線沒有下降段且斜率固定，是否需要修正。 3. 此計畫是否有對於軟弱層的明確定義。 4. 建議整棟完整牆體分析比較存在軟弱層建築的結果，而非純構架比較軟弱層。	1. 本案因契約關係，研究題目無法修正。未來如有執行相關委託計畫，研究範疇宜再限縮。 2. 簡報中所示為地表加速度與屋頂位移曲線，經使用 TEASPA 的 PGA.exe 輔助程式計算呈現線性，與轉換公式和結構物的週期有關。如為側推曲線，則仍由局部的非線性段，並達到最大剪力強度。 3. 報告中將補充根據建築物耐震設計規範與解說，有關軟層與弱層的計算結果。 4. 感謝委員建議，整棟完整牆體分析結果將補充於附錄中。
陶其駿 委員	1. IDA 與 pushover 流程比較，及之間差異，如何說服工程師使用。 2. 建議 IDA 製作流程可以簡化，將其廣為使用至各種結構物形式。 3. 建議清楚說明地震波挑選準則、設定塑鉸數量(樓層取用)以及破壞準則如何說明其破壞準則。 4. P6 非線性塑鉸妥適性如何定義。 5. CHY021 破壞強度與其他不同的原因為何？	1. 增量動力分析 IDA 之評估對象為一般側推分析無法適用的結構類型，包括結構具有平立面不規則性，高模態效應顯著者，故所需分析技術門檻較高。亦即，一般傳統低矮樓層，特別是一字型的規則建物，無需使用增量動力分析。因此，並非所有結構都只適合用側推分析或只適合用非線性動力分析，應針對結構特性而有所區隔。以研究案例而言，如採用商用軟體 ETABS 分析時，單一

		震波且單一地表加速度值所需分析時間約在 15 至 30 分鐘內，尚在可接受範圍內。 2. 謝謝委員建議，本研究提出非線性動力分析之流程，包括 7 個步驟，針對每一步驟，皆可視學理發展、工具程式和實務需求做更新。基本上，本分析流程已較 FEMA P-58 簡化，但仍有可改善空間，包括自動篩選地震歷時的輔助程式、P-M 塑鉸轉換程式、分析結果後處理程式等，進一步降低使用者的負擔。 3. 謝謝委員提醒，期末報告中均有詳細說明。 4. 有關梁、柱構件塑性鉸設定，經由實驗與分析驗證顯示，ASCE 41-13 所建議之塑性鉸，針對最大強度的預測與單曲率柱實驗值接近，但高估雙曲率柱的強度。極限變形部分，低軸力下約可預測至 4% 層間位移角，但隨軸力增加則降低至 2% 層間位移角，屬於較保守的預測。相反的，TEASPA V3.1 所定義之塑鉸參數，可有效掌握各種破壞模式，對於初始勁度、最大強度及極限變形，也有較合理的預測結果。 5. 初步研判，由 CHY021 測站的地震波波形，其頻率內涵對於更長周期結構物之影響較為顯著，故本案例的位移反應較小，必須增加至較大的地表加速度值才有機會達到層間位移角 4% 的變形量。
--	--	---

附錄三 期中報告審查會議紀錄

內政部建築研究所

召開本所 108 年度委託研究「鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討」、「應用非線性動力分析法於中高樓層軟弱層及扭轉不規則建築之詳細耐震能力評估」及「卜作嵐摻料對再生混凝土與鋼筋間界面過渡區影響之研究」等 3 案期中審查會簽到簿

時 間：108 年 7 月 4 日(星期四) 上午 9 時 30 分			
地 點：大坪林聯合開發大樓 15 樓第 3 會議室(新北市新店區北新路 3 段 200 號 15 樓)			
主 席：陳組長建忠		紀 錄：黃國倫	
出席人員	簽 到 處	代 理 人	
		職 稱	簽 到 處
王技師亭復	(書面意見)		
邱顧問昌平	邱昌平		
郭協理錫卿	(書面意見)		
陳副總經理煥輝	陳煥輝		
曾協理慶祥	曾慶祥		
蔡總經理江洋	蔡江洋		
蕭技師國興	(書面意見)		
中華民國全國建築師公會	陳國興		
中華民國土木技師公會全國聯合會	江文財		
中華民國結構工程技師公會全國聯合會			
財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心	(書面意見)		
中國土木水利工程學會	歐陽凡		

[國倫開 10800061295]

社團法人台灣混凝土學會			
財團法人臺灣營建研究院			
李教授宏仁	李宏仁		
劉教授光晏	劉光晏		
吳教授崇豪	吳崇豪		
財團法人成大研究發展基金會			
國立雲林科技大學			
建國科技大學	林喻華		
陶主任其駿	陶其駿		
黃助理研究員國倫	黃國倫		
周專案研究助理楷峻	周楷峻		
范研發替代役仲棋	范仲棋		
相關人員	林樹根		
	李官峰		
	康家榮		

[國倫閱 10809061295]

應用非線性動力分析法於中高樓層軟弱層及 扭轉不規則建築之詳細耐震能力評估

期中報告會議紀錄

會議時間：108 年 7 月 4 日(星期三)，上午 10:00~12:00

會議地點：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 組長

出席人員：

中華民國土木技師公會全國聯合會	江文財 技師
臺灣大學土木工程學系	邱昌平 教授(退休)
中華民國全國建築師公會	陳澤修 建築師
聯邦工程顧問公司	陳煥緯 副總經理
益鼎工程股份有限公司	曾慶祥 協理
中國土木水利工程學會	歐昱辰 教授
仲元電腦股份有限公司	蔡江洋 總經理
	(依姓氏筆劃排序)
內政部建築研究所	陳建忠 組長
內政部建築研究所	陶其駿 主任
內政部建築研究所	周楷峻 助理研究員

列席人員：

研究人員 李官峰 技師

會議議程：

1. 主持人進行簡報
2. 座談與討論
3. 散會

內政部建研所計畫 108301070000G0017 期中審意見回覆 108 年 07 月 08 日

	審查委員意見	廠商回應
王亭復 顧問	6. 除圖示外，應有專節分述如何簡易計算以判定規範表 1.1 及 1.2 中勁度不規則之軟層、極軟層、強度不連續性之弱層以及扭轉不規則性。 7. 請說明 IDA 非線性動力分析法所採用的軟體名稱及分析步驟摘要。 8. 利用 IDA 分析得倒塌易損曲線(倒塌機率 vs. 譜加速度)可求取倒塌強度餘量比(Collapse Margin Ratio, CMR)及調整倒塌強度餘量比 (Adjusted Collapse Margin Ratio, ACMR)，據此可依 FEMA P-695 建議之允收標準判定該建築物在最大可能地震時是否尚不倒塌或已倒塌。 9. 至於 ASCE 7-10 計算避免倒塌之指標容許值之 50 年內 1%倒塌機率之最大可能機率地震 MCER (Probabilistic MCER)，現階段內政部規範尚未提供，因此一般較難應用。 10. 除研究論述用於比對驗證其他方法(如 MMP、CMP)外，工程實際評估不用此繁複的 IDA 非線性動力分析，即便研究論述亦僅使用簡化 IDA 之 SPO2IDA 軟體，其與 IDARC 軟體於高層部份精度相去亦約 15%，已為可接受範圍，但可省去將近 10 多倍分析時間。 11. 營建署目前核定的二種非線性側推分析軟體(包括文件所	6. 感謝委員建議，除圖示外，應有專節分述簡易計算以判定規範表 1.1 及 1.2 中勁度不規則之軟層、極軟層、強度不連續性之弱層以及扭轉不規則性。 7. 感謝委員建議，本案採用 ETABS V16 及 V17 版，並將補充說明 IDA 分析步驟摘要。 8. 感謝委員建議，案例結果將透過 CMR 及 ACMR，再依 FEMA P-695 建議之允收標準，判定該建築物在最大可能地震時是否尚不倒塌或已倒塌。 9. 感謝委員建議，本案目前未依 ASCE 7-10 計算 MCER。 10. 感謝委員建議。本案未使用 SPO2IDA 軟體，案例顯示動力分析結果 PGA 為 0.3g，但側推分析結果因位移觀測點位置而異，PGA 由 0.313 至 0.6g，顯見誤差超過 15%。此外，本案例量體雖大，但軟硬體、人力與時間成本，以小型結構技師事務所而言尚可負擔。 11. 感謝委員肯定，本案結果可凸顯側推與動力分析之差異性，並由 MMP、CMP、或 SPO2IDA 予改善。 12. 感謝委員建議，依照契約要求須完成不規則結構系統之 IDA 分析。對於規則性結構系統以 TEASPA V3.1、MMP、CMP 與 IDA 之分析比較，可

	列 TEASPA V3.1)均屬單模態分析,較適合低層(6層樓建築物以下)且規則建築物,至於高層建築物無論規則或不規則者其與 IDA 非線性動力分析歧異頗大,惟可以 MMP、CMP、或簡化的 IDA 非線性動力分析軟體 SPO2IDA 予改善。 12. 建議宜先以規則結構系統中、高層建築物模型分別以 TEASPA V3.1、MMP、CMP 與 IDA 分析比較其精確性。 13. 另 FEMA P-58 最新版本為 2018,DEC 版本,且共有 7 冊,本研究案宜說明依據何冊 V?。	建議建研究另案辦理。 13. 感謝委員建議,本案原論文係依據 FEMA P-58 (2012)版本第 6 章 ”Develop Collapse Fragility” 所述方法發展而成。惟初步比對 2012 及 2018 版本之第 6 章,變動似乎不大。
蔡江洋 總經理	8. 研究中塑鉸驗證原資料為反復載重,分析值為側推,很難達到吻合。 9. 可使用分析軟體(如 ETABS)直接進行分析,加以比對結果。 10. 非線性側推分析用於高樓時,可考慮多振態影響設定其作用力的分佈。	8. 感謝委員建議,實驗資料庫中極少數試體為單向側推實驗,可增列進行比較。 9. 感謝委員建議,本案已使用 ETABS 程式搭配 ASCE 41-13 塑鉸進行分析。 10. 感謝委員建議,將修正側推分析之作用力分佈。
邱昌平 顧問	4. 本研究旨在對既有中高層 RC 建築物結構作機率性倒塌風險評估(採用 FEMA P-58 架構),而以一實際於地震中倒塌之 14 層 RC 建築物為評估案例,工作量大也不容易。 5. 第三章第二節中案例基本資料之描述一般結構鑑定案之資料,對建築物之完工時間,使用狀況(有否拆除、改建不當之處等?)。必要之 A 圖、S 圖等提供參考。故於 P.77 第三節中言,數值模型 B 依...不採	4. 感謝委員肯定。案例分析為實際案例並參考民國 88 年以前之設計規範修正斷面與配筋。本案例量體雖大,但軟硬體、人力與時間成本,以小型結構技師事務所而言尚可負擔。 5. 感謝委員建議。本案非就個案進行詳細耐震能力評估,但案例之相關基本資料仍會再補充。有關 RC 牆與磚牆,將於期末報告中的軟弱底層案例分析中加以模擬與

	計牆體之勁度與質量。如此粗糙之 math modeling，與本研究之目標可能會互相矛盾。P.47 中二、TEASPA V3.1 塑鉸設定中有包含 RC 牆、磚牆。 6. 可。	探討。
曾慶祥 副總	5. 對不規則建築物，靜力側推與動力分析本來就存在差異，但對於耐震詳評採用非線性動力分析所需投入之人力、時間、成本必然增加，其推動的難度是否會很高。 6. 預期成果六有無初步的想法與內容。	5. 感謝委員提醒。本案例量體雖大，但軟硬體、人力與時間成本，以小型結構技師事務所而言尚可負擔。報告中將補充說明設備需求及分析時間。另外，耐震評估分法宜視需求進行分級。一般而言，非線性動力歷時分析為最精緻且複雜的做法，若採用側推分析方法進行不規則結構物之耐震評估存有疑慮時，仍建議使用非線性動力歷時分析為佳。 6. 感謝委員提醒，本案針對現行建築物耐震設計規範及解說第八章「既有建築物之耐震能力評估與耐震補強」，初步建議參考 FEMA P-58，加入地震歷時篩選原則、分析組數、整體及局部構件倒塌準則，與 10%倒塌機率，以判定結構物耐震能力。
陳澤修 技師	6. 本案研究對不規則型建築對耐震能力之影響，提供業界很有價值之參考。 7. 本實驗的試體都是新作，但目前地震震損建築物皆有 20 至 30 年以上的屋齡，其材料性質與新作的試體以有差距，應加以考慮修正。 8. 混凝土一有開裂，勁度及強度	6. 感謝委員肯定，研究結果希望能回饋工程實務應用。 7. 感謝委員提醒，耐震評估作業中應以實測材料強度進行評估。分析經驗顯示，混凝土材料強度折減對於構件塑鉸行為的影響，較鋼筋降伏強度小，如鋼筋採用標稱降伏強度進行耐震評估，其結果尚屬保

	也都會折減，加上老舊建築物混凝土強度也會折減。以上因素應列入分析參考調整。	守。 8. 感謝委員提醒，目前 ASCE 41-13 及 TEASPA 之塑鉸定義，均會考慮混凝土開裂對於斷面剛度及構件勁度的折減。另外，FEMAP58 機率分析流程，亦會透過不確定性因數來反應分析模型、材料及斷面、分析理論方法之不確定性。故依照倒塌機率 10% 原則所評估的耐震能力，有適度納入相關不確定性因素，力求客觀。
陳煥煒 副總	- 計畫名稱是否加入 RC？(鋼筋混凝土)。 - 除了對非線性動力分析條文的修正，建議可以對現行規範的 Ax 是否適當提出建議。 - 耐震詳評要使用非線性動力分析，對於設計者的工作量會不會太多。	- 感謝委員建議，研究結果希望能回饋工程實務應用。 - 感謝委員建議。現行規範的 Ax 係針對新建結構物之設計為主，本案以既有結構之耐震評估為主，對象與用途略有不同。案例分析中可再補充 Ax 數值供參。 - 耐震評估分法宜視需求進行分級。一般而言，非線性動力歷時分析為最精緻且複雜的做法，若採用側推分析方法進行不規則結構物之耐震評估存有疑慮時，仍建議使用非線性動力歷時分析為佳。
歐昱辰 教授	- 研究目標明確，研究方法可行。 - 新版 RC 規範即將納入非線性動力分析條文，本研究對規範之發展甚有助益。	- 感謝委員肯定。研究結果希望能回饋工程實務應用。 - 感謝委員建議。本計畫將補充 ACI 318-19 附錄 A 內容，用以檢視對案例分析成果之影響。
郭錫卿 協理	建議第四章有關「建立考量非線性特性之結構數值模型」，應說明結構模型的基本參數設定（固有阻尼比、剛域設	- 感謝委員建議，將補充基本參數設定。 - 感謝委員建議，將補充一案例，檢討 Takeda 塑鉸模型與

	定...) - 第三章實驗資料庫及塑鉸檢討中，如計畫時程允許，建議補充第四章採用的 Takeda 塑鉸模式與反覆實驗的比對結果。 - 第四章各頁的右上角章節標題有誤。 - 第四章的選用案例如何對應到本研究的主題，軟弱層及扭轉不規則建築，應有代表性的陳述。 - 第四章第二節之案例樓層為 14 層，但兩向平移週期為 4.65 秒及 3.55 秒，與合理值範圍偏差太大，建議重新檢視模型的合理性（或是勁度折減的合理性）。(T 形梁 I_e、SMRF 下之柱勁度折減是否過多) - 一般結構分析之非結構牆的質量仍會考慮於結構模型中，第 77 頁「依據設計分析之慣例不採計牆體之質量與勁度」是否有誤。 - 圖 4-2 之反應譜有後平台段與圖 4-14、圖 4-15 無後平台段有所差異，建議修正圖 4-2 之後平台段、並於第四章第五節中詳細說明是否有依據耐震規範第 3.6 節進行地震紀錄的調整。 - 表 4-10 之倒塌破壞準則的依據或來源請補充。(高樓柱要達 4% 位移角並不容易) - 第 93 頁應先說明何謂 IDA 分析 (Incremental Dynamic Analysis, 增量動力分析)，以及增量設定 (0.1g, 0.2g,	實驗遲滯迴圈比較。 - 感謝委員指正，將更新第四章右上角之章節標題。 - 感謝委員建議，期中報告之案例一為扭轉不規則結構物，期末報告中將另外分析一軟弱底層建築，並補充模態參與係數等基本資料。 - 感謝委員提醒。本案例採用 ASCE 41-13 規定之塑鉸參數與斷面勁度折減，柱需依照軸力改變 I_e/I_g，由 0.5 線性遞減至 0.3、梁 I_e/I_g 為 0.3，故兩向周期較長。如梁柱均未折減勁度，兩向周期分別為 2.64 秒與 2.06 秒。 - 感謝委員指正。本案例為簡化分析故未考慮牆體勁度，但有納入牆體質量，報告內容將酌以修正。 - 感謝委員指正與提醒。圖 4-2 之後平台段將修改為無後平台段。第四章第五節中將補充說明，非依據耐震規範第 3.6 節進行地震紀錄的調整。本計畫對於地震紀錄的調整係參考 FEMA P-58-1_Volume 1: Methodology (2018 Edition)。 - 感謝委員提醒。本計畫對於樓層層間位移角之限制採用 4% 係依據 FEMA P-58-1_Volume 1: Methodology (2018 Edition)。 - 感謝委員提醒，將補充增量動力分析、增量設定及符號定義。 - 感謝委員提醒，遵照辦理。
--	---	--

	0.3g...), 符號定義為何。 10. 如何建立倒塌易損曲線, 請再補充更詳細的說明。 11. 所建立案例的倒塌易損曲線似未與扭轉不規則建築的研究主題有所連結, 無法釐清扭轉不規則建築在倒塌易損曲線上的影響。 12. 案例的倒塌易損曲線, 最後似由位移角的破壞準則所控制, 而其又受到初始勁度折減的影響甚大, 可能需藉由實驗資料庫檢視勁度折減的合理性。	11. 感謝委員提醒, 本案建立倒塌易損曲線之流程, 其標的可為規則或不規則結構。本計畫之扭轉不規則結構案例分析結果顯示, 若採用 IDA 分析所建構之倒塌易損曲線, 其耐震能力評估結果, 性能點地表加速度顯低於非線性靜力側推分析, 仍值得關注。 12. 感謝委員建議, 實驗資料庫中, 柱軸力大者其初始勁度較高, 柱軸力小者其初始勁度較低, 其趨勢與 ASCE 41-13 所建議之 I_e/I_g 相同, 側推比較結果吻合度高。
陳組長 建忠	1. 中高層樓目前沒有明確學理定義, 請考量本非線性動力分析, 在本主題下可以分析的樓層數及樓高範圍。 2. 資料庫的樣本及資料項目結構為何? 後續如何參採應用? 3. 重大實驗請安排時間, 以便前往觀摩。	1. 感謝組長提醒。將以本研究之案例為主, 補充樓層數與樓高範圍。 2. 感謝組長建議。本案採用美國、日本及台灣實驗資料庫, 資料結構格式包括混凝土與鋼筋之材料強度、斷面尺寸、縱向鋼筋與橫向鋼筋之號數與間距、加載軸力、位移控制路徑等, 以方便輸入於 ETABS 程式中完成分析, 並比對遲滯迴圈實驗數據。此外, 國家地震工程研究中心目前亦建置「RC 構件耐震行為測試資料庫」, 本案所用案例與該資料庫相同。 3. 本案未進行大型結構實驗, 以分析工作為主。108 年 10 月, 國家地震工程研究中心將於台南實驗室進行台灣-紐西蘭跨國合作 7 層樓扭轉不規則結構實驗, 建議可由國震中心安排觀摩行程。

附錄四 期末報告審查會議紀錄

內政部建築研究所

本所 108 年度委託研究「卜作嵐摻料對再生混凝土與鋼筋間界面過渡區影響之研究」、「鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討」及「應用非線性動力分析法於中高樓層軟弱層及扭轉不規則建築之詳細耐震能力評估」等 3 案期末審查會議簽到簿

時 間：108 年 10 月 30 日(星期三) 上午 9 時 30 分			
地 點：大坪林聯合開發大樓 15 樓第 1 會議室 (新北市新店區北新路 3 段 200 號 15 樓)			
主 席：陳組長建忠 扁妮妮代 紀 錄：范仲柑 黃國倫 周煥煥			
出席人員	簽 到 處	代 理 人	
		職 稱	簽 到 處
王技師亭復	(書面意見)		
呂院長良正	呂良正		
宋教授裕祺			
邱顧問昌平	邱昌平		
郭協理錫卿			
陳副總經理煥煒	陳煥煒		
曾協理慶祥			
黃教授然			
蕭技師國興			
中華民國全國建築師公會	張 國		
中華民國土木技師公會全國聯合會			
中華民國結構工程技師公會全國聯合會			

[國倫開 1080009840S]

財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中			
中國土木水利工程學會			
社團法人台灣混凝土學會			
財團法人臺灣營建研究院			
吳教授崇豪	吳崇豪		
李教授宏仁	李宏仁		
劉教授光晏	劉光晏		
建國科技大學			
國立雲林科技大學			
財團法人成大研究發展基金會			
陶主任其駿	陶其駿		
范研發替代役仲棋	范仲棋		
黃助理研究員國倫	黃國倫		
周專案研究助理楷峻	周楷峻		
相關人員	林喻峰	黃胡嘉	
	林樹根		
	李官峰		
國家地震工程研究中心	紀凱甯		
雲科科技大學	林明志		

[國倫開 1080009840S]

應用非線性動力分析法於中高樓層軟弱層及 扭轉不規則建築之詳細耐震能力評估

期中報告會議紀錄

會議時間：108 年 10 月 30 日(星期三)，上午 10:00～12:00

會議地點：內政部建築研究所 15 樓簡報室(新北市新店區北新路三段 200 號)

主 持 人：厲妮妮(代理)組長

出席人員：

臺灣大學土木工程學系
臺灣大學土木工程學系
聯邦工程顧問公司
中華民國全國建築師公會

呂良正 院長
邱昌平 教授(退休)
陳煥緯 副總經理
張威 建築師
(依姓氏筆劃排序)
陶其駿 主任

內政部建築研究所

列席人員：

研究人員 李官峰 技師

會議議程：

1. 主持人進行簡報
2. 座談與討論
3. 散會

內政部建研所計畫 108301070000G0017 期末審意見回覆 108 年 11 月 07 日

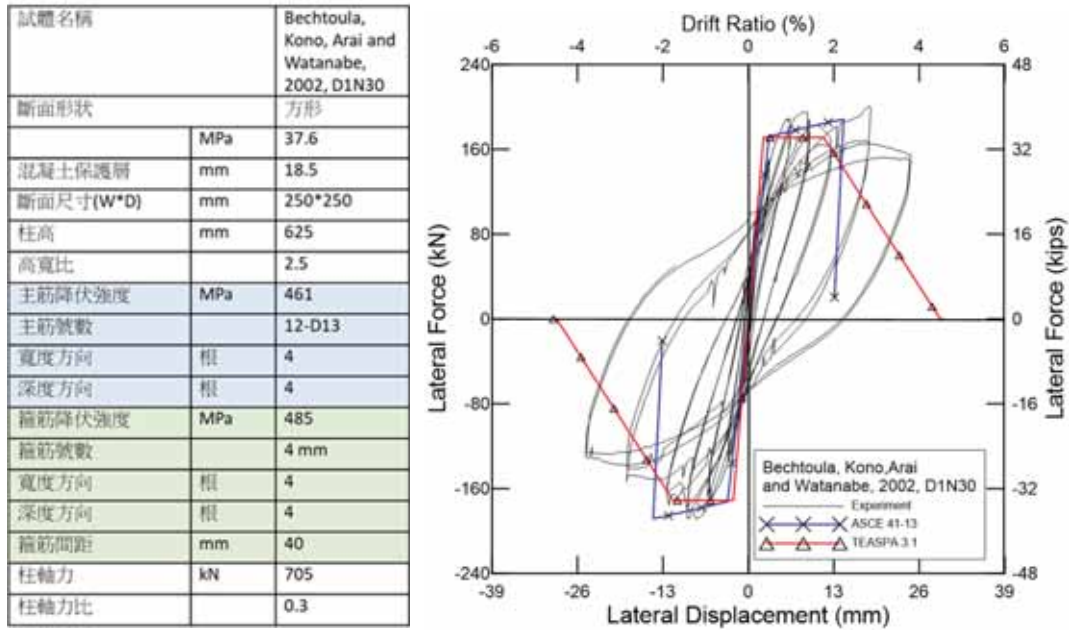
委員	審查委員意見	廠商回應
陳煥煒副總	4. 建議基本資料應加入平面的跨度（柱距）。 5. 報告書中的案例週期偏長太多，與實務經驗不相符，請再確認原因。 6. 本研究應該是針對「RC 構造」，所以計畫名稱是否需加入「RC 構造」。	1. 感謝委員建議，遵照辦理。 2. 感謝委員指正，本報告中所採用案例，如未考慮斷面勁度折減時，其週期與工程經驗值接近。 3. 感謝委員建議，本計畫名稱因契約關係，無法加入 RC 構造。
王亭復顧問	14. 案例 14 層樓分析地震意外扭矩放大係數，A_x 均小於 1.2，並不屬規範表 1.2（報告中表 2.2）之扭轉不規則，惟依圖 2.2 之 A/L 約 0.5 以上，遠大於 0.15 顯然屬幾何不規則，因此案例計算有待商榷。 15. 計算地震意外扭矩放大係數 A_x 時梁柱剛度宜採用彈性時初始勁度不得折減，且考量樓版為剛性及 T 形梁剛度等予計算，基本振動週期亦應依規範要求計算。 16. 案例 15 層已是高層建築，不論其有否為軟弱樓層，每一方向僅取第一振態分析，其質量參與比均一定會少於 90%，顯然精確度不足應考慮選擇合適之多振態側推分析（例如 MPA, CMPA, MRSA, MMP 均屬動力模態分析）以達質量參與比大於 90% 庶可達到工程需求。 17. P.50 雙曲率勁度 k 計算採用 $3E_c I_g / H^3$ 與前述公式 (3-3) 不同，請說明。 18. 發展 IDA 原作者 Vamvatsikos 的	14. 感謝委員指正，將重新檢視分析結果。 15. 感謝委員指正，將重新檢視並修正分析結果。 16. 感謝委員指正，將重新檢視並修正分析結果。 17. 本報告僅挑選單曲率柱進行塑鉸驗證比對，故側向勁度之細數比須由 12 改為 3。 18. 感謝委員建議，IDA 分析之對象可針對非典型規則性結構物，如為第一模態主控之結構物，採用側推分析即可。 19. 地震紀錄為 11 筆，如無法符合則應至少有 7 筆。地震波強度增量以譜加速度增量為 0.1g 為原則，如果在 0.1g 內有顯著非線性變化，則逐次降低半個增量。 20. 感謝委員建議，將補充對數標準差的計算方式。另考量時間成本，暫不進行上千組側推分析，將另案透過論文來探討。 21. 感謝委員提醒，將補充分析計算過程。

	提示，以 IDA 分析 7 組地震記錄及 11 個地震強度增量需非線性動力分析 147 次，其與多振態側推或簡化之 IDA 分析僅非線性動力分析一項即花費電腦時間約數小時與數分鐘之比，工程師人力差距不可謂不大，FEMA P58 亦有此簡化之建議，因此在計算上多以電子表格 Excel Spread Sheet 協助工程師簡化繁多的重複計算以製作 IDA Curve、倒塌時構件極限分析及估算倒塌機率計算 (PACT)，建議朝此方向發展等。 19. 地震波選擇若合乎 P.139 原則至少需多少筆記錄，若無法全數符合又至少需多少筆記錄，又地震波強度增量如何考量。 20. 本研究案可做為性能評估之 comprehensive 方法，惟對於以 IDA 產生倒塌之易損曲線 (Collapse Fragility Curve, IDA Curve, 圖 4-20 是否取中值 Median 或加、減一個偏差值) 製作步驟宜做較完整說明，甚至可在精度許可下做多振態 (動力分析) 之可能上千次靜力側推分析製作倒塌易損曲線以降低工作量。 21. 倒塌機率性能曲線 Collapse Fragility Function (圖 4-11,5-2 及 5-33) 製作步驟亦宜予較完整說明。	
邱昌平顧	7. 非線性增量式動力分析 (IDA-Incremental Dynamic Analysis), 係採自 FEMA P-58 的方法加以簡化，並參考另外之二次倒塌判定準則，做為本計劃之研究工具，以純構架及含軟弱層兩棟中高建	6. 感謝委員肯定。 7. 感謝委員指正，將補充建築平立面圖，標示牆壁位置。另勁度折減係依據 ASCE 41-13 表 10-5，經第三章驗證實驗結果，斷面開裂後之勁度尚屬合

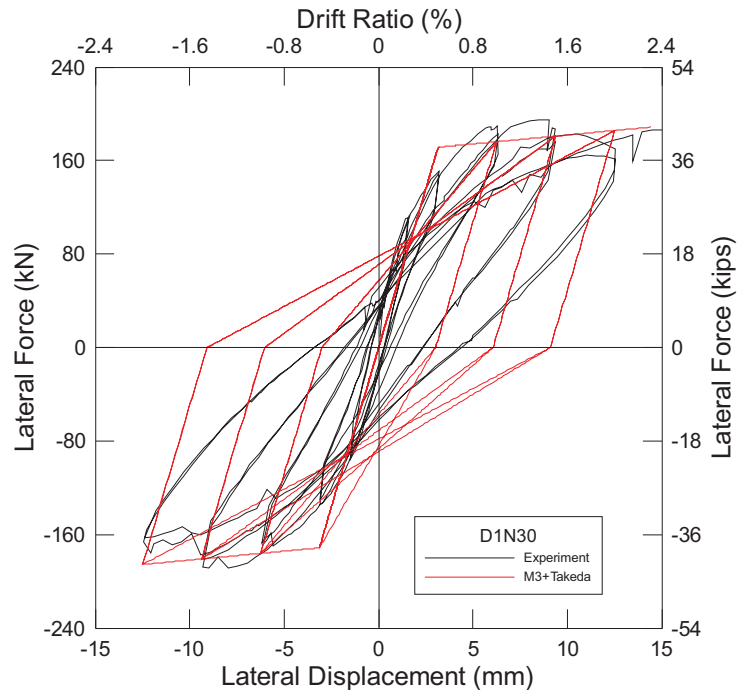
問	築結構做詳細耐震能力評估，已獲一些成果。 8. 第五章第二節案例基本資料，係具有結構牆之 RC 抗彎構架，但圖、文仍宜清楚交待（於平面圖，立面圖及第三節 math model 中未見牆？）。又，P.107 中，對於斷面勁度折減係數之採用，有何依據？P.109 之牆量比也是請補充說明。	理。
張 威 建 築 師	9. 高層耐震補強地下室車位問題。	9. 感謝委員提問，惟耐震補強非本案探討內容，但仍可依現地條件即可選用工法，如鋼板包覆方式進行，以避免影響停車空間。
呂 良 正 教 授	4. 以非線性動力分析當做耐震能力之評估工具尚屬初步發展階段，尚難推廣至業界，因此對於 CASE 1 應補充說明如何利用側推分析得到較為合理之結果。 5. Case 2 之破壞準則則有 2，造成結果差異頗大，然局部構件破壞時有產生崩塌機制？請補充說明。另外，以易損曲線分析時其破壞條件為何，也請說明。	4. 感謝委員建議，將比對側推分析與動力分析結果，找出轉換關係，提供經驗數據。 5. 感謝委員指教，局部構件破壞時未產生崩塌機制。易損曲線分析時，案例一（扭轉不規則結構）之破壞條件由樓層層間位移角控制；案例二（軟弱底層結構）之破壞條件由柱構件喪失垂直承载力控制。
陶 其 駿 主 任	1. 預期成果有提到資料庫，未來是以書面的方式放在報告書裡或是電子化的方式，建議在與承辦人討論。 2. 有關後續建議有關不規則與非線性分析，關鍵性的流程或一些檢核的項目，除了報告裡探討外，能否以專章或專節的方式收尾。	1. 感謝委員建議，柱構件實驗資料庫將以電子化方式，收錄於成果報告光碟中。 2. 感謝委員建議，關鍵性的流程或一些檢核的項目，將於結論中予以補充。

附錄五 單柱 Takeda 模型驗證及探討

採用 Takeda 模型模擬實驗遲滯行為，方法為以遲滯迴圈之位移進行位移控制，逐次完成反覆側推再將各段曲線接續而成。採用試體 D1N30 為例，由側力位移曲線可知，遲滯迴圈與實驗值趨勢相符可有效模擬實驗成果，代表非線性動力歷時分析時可搭配 Takeda 模型，完成柱構材端部之加卸載行為。



圖附錄 5-1 斷面性質與側推分析比較

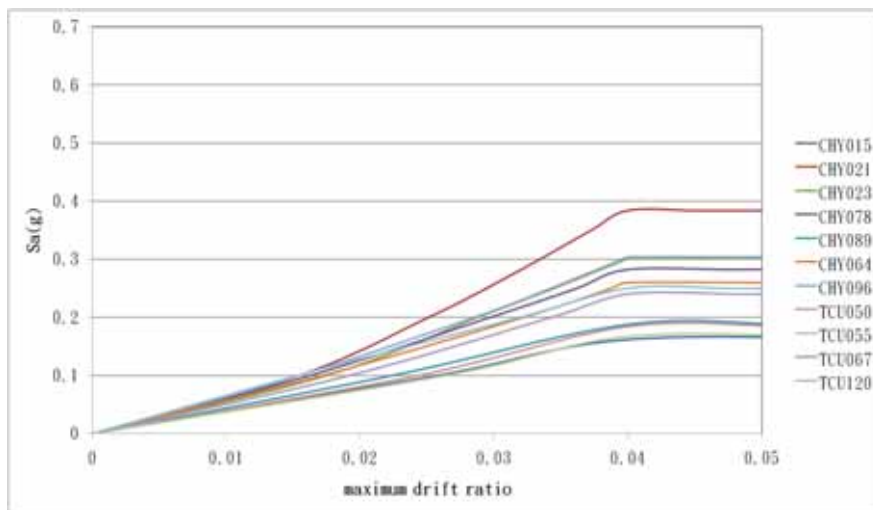


圖附錄 5-2 遲滯迴圈比較

附錄六 M3，M2 塑鉸與 PM3，PM2 塑鉸的結果比較

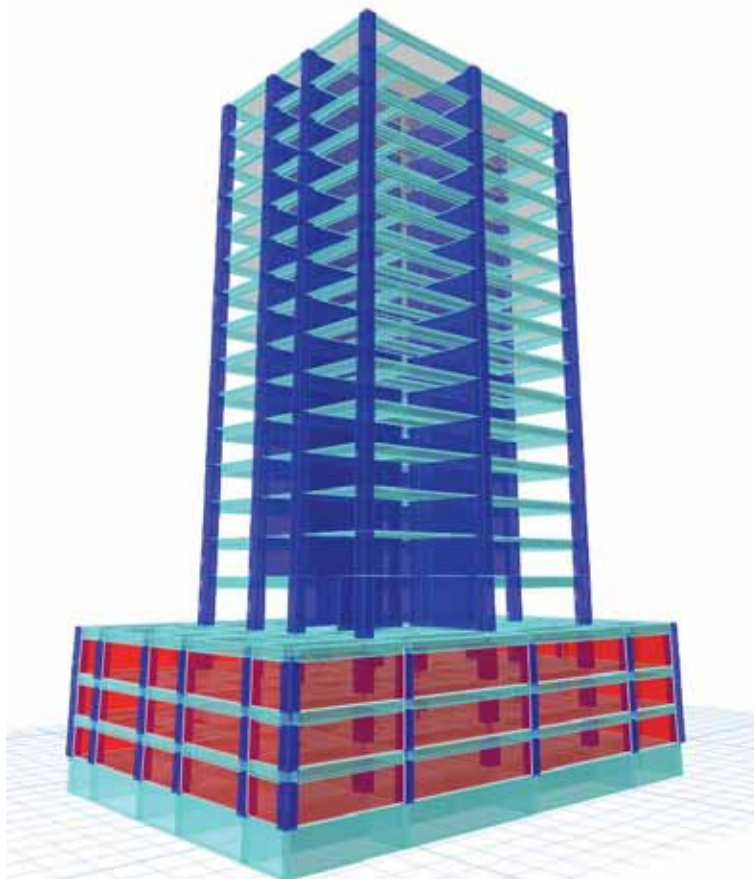
表附錄 6-1 M3，M2 塑鉸與 PM3，PM2 塑鉸之 IDA 結果比較

震波 編號	地震名稱	年份	測站代號	地震強度 $S_a(\bar{T} = 4.1s)$ at drift ratio of 4%	
				Takeda 塑鉸 (M3,M2)	Takeda 塑鉸 (PM3,PM2) 期中
No.1	集集地震	1999	TCU055	0.167	0.170
No.2	集集地震	1999	TCU067	0.240	0.235
No.3	集集地震	1999	TCU120	0.250	0.320
No.4	甲仙地震	2010	CHY089	0.188	0.190
No.5	甲仙地震	2010	CHY023	0.301	0.300
No.6	美濃地震	2016	CHY015	0.162	0.160
No.7	美濃地震	2016	CHY096	0.304	0.300
No.8	集集地震	1999	TCU050	0.184	0.190
No.9	甲仙地震	2010	CHY021	0.384	0.390
No.10	甲仙地震	2010	CHY078	0.282	0.280
No.11	美濃地震	2016	CHY064	0.260	0.260

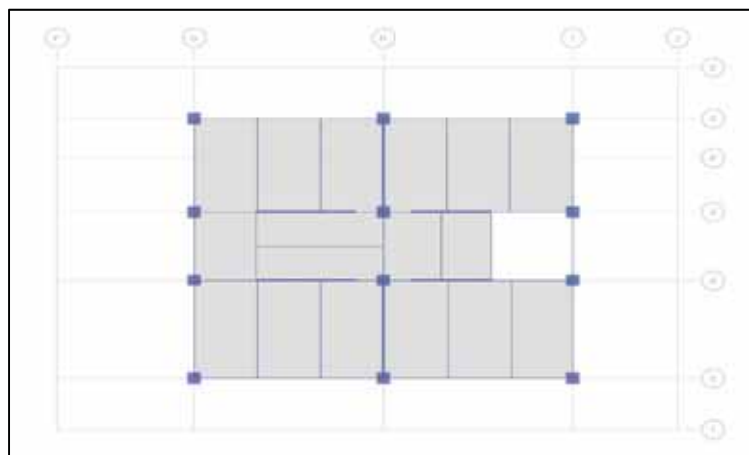


圖附錄 6-1 11 筆地震歷時之增量動力分析曲線(M3，M2 塑鉸設定)

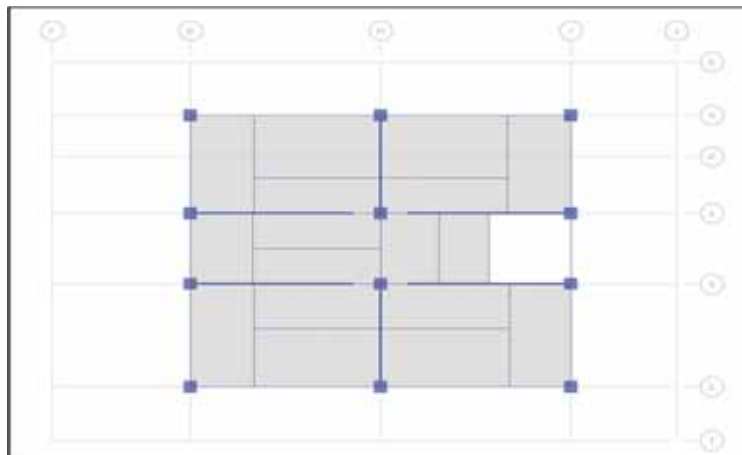
附錄七 軟弱層與全牆建物之分析結果比較



圖附錄7-1 全牆建物之數值模型構架圖



a) 一樓平面佈置圖



(b) 其他樓層平面佈置圖

圖附錄7-2 全牆建物之平面佈置圖

建物週期與模態：

X、Y 向模式分析結構基本振動週期及質量參與比例：

本建物結構模態分析求得質量參與比例及基本振動週期如下表所示。

a. 軟弱層建物

案例建物前三個模態分別為

Mode 1：Y 向平移(即建物短向平移)、

Mode 2：X 向平移(即建物長向平移)、

Mode 3：Z 向扭轉

表附錄 7-1 軟弱層建物之模態與週期

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec
Modal	1	2.91	0.344	2.159
Modal	2	2.846	0.351	2.2074
Modal	3	2.763	0.362	2.2736

b. 全牆建物

案例建物前三個模態分別為

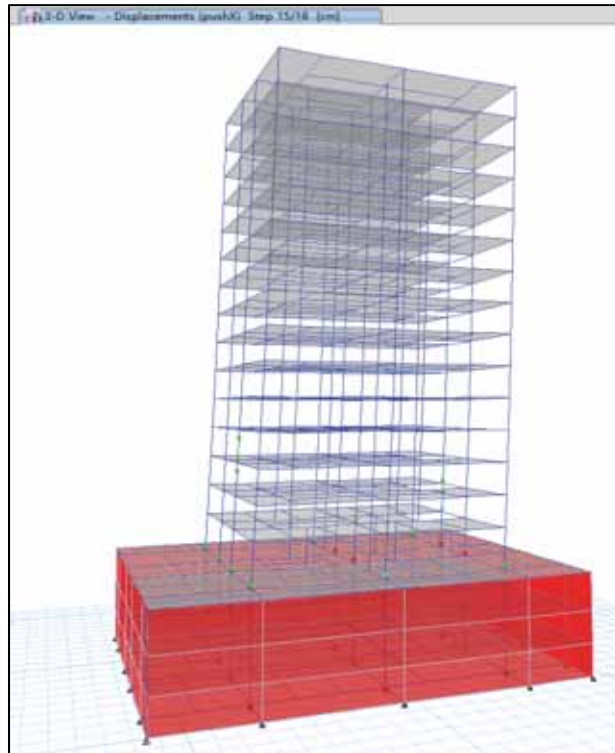
Mode 1：Y 向平移(即建物短向平移)、

Mode 2：X 向平移(即建物長向平移)、

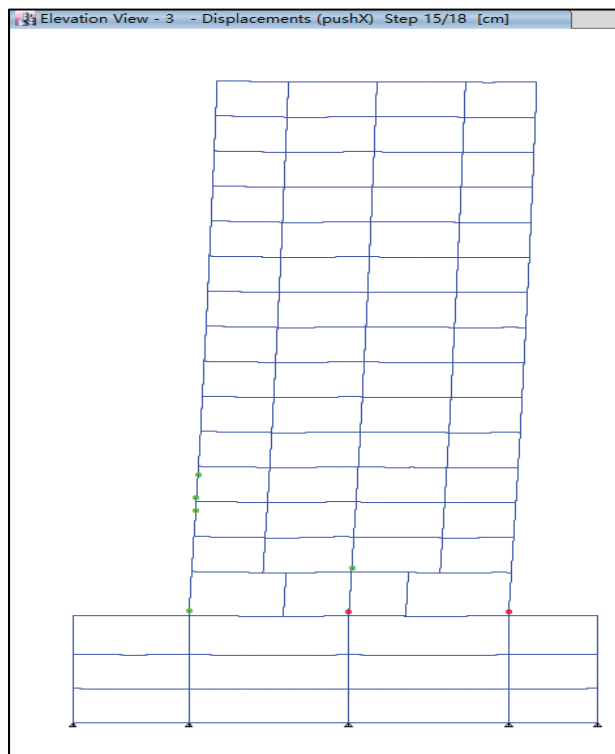
Mode 3：Z 向扭轉

表附錄 7-2 全牆建物之模態與週期

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency
Modal	1	2.889	0.346	2.175
Modal	2	2.846	0.351	2.2079
Modal	3	2.76	0.362	2.2762

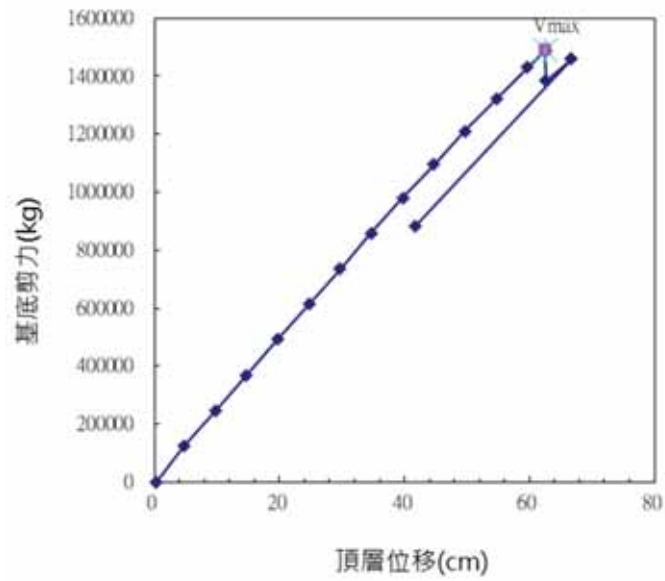


(a) 3D View

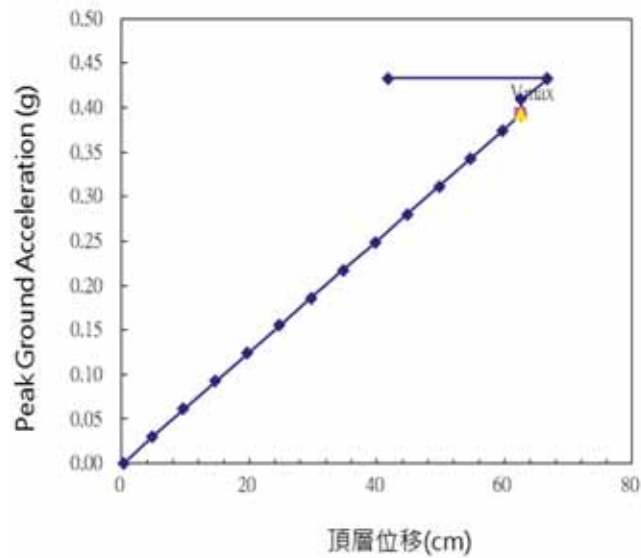


(b) Elevation View

圖附錄 7-3 X 向側推分析結果(構件破壞準則)



(a) X 向側推曲線



(b) X 向頂層位移與性能點地表加速度曲線

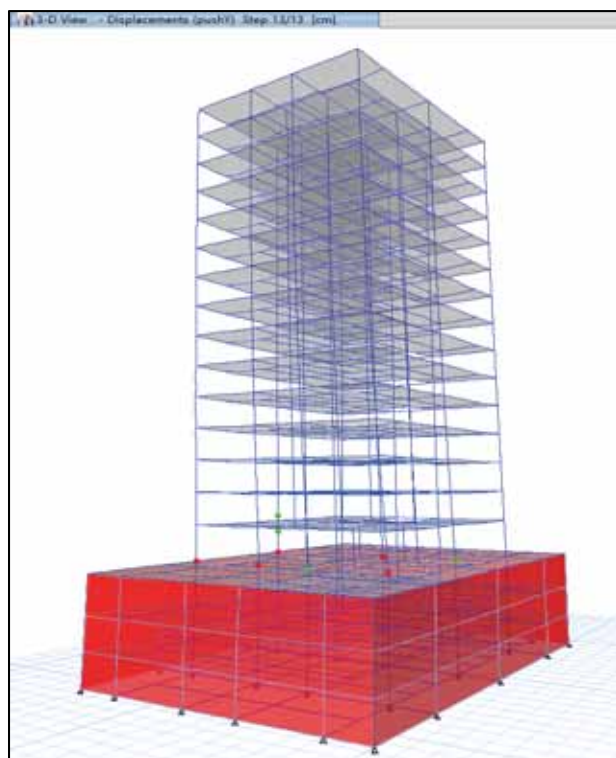
圖附錄 7-4 X 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則)

表附錄 7-3 X 向性能點地表加速度

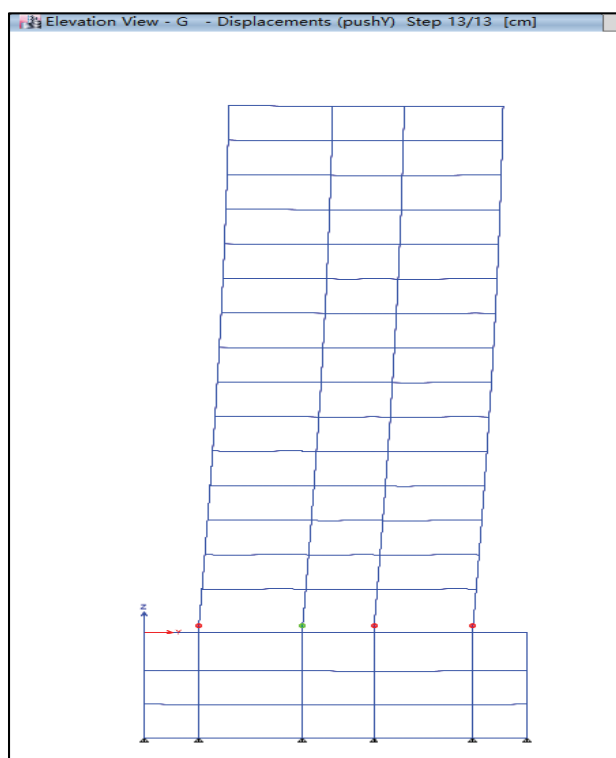
Step	Disp.	Force	A_T	A_p
14	62.56 cm	1489.05tonf	0.32g	0.392g

建物總重量 $W = 8590 \text{ ton}$

基底剪力/建物總重量 $(V/W) = 0.173$

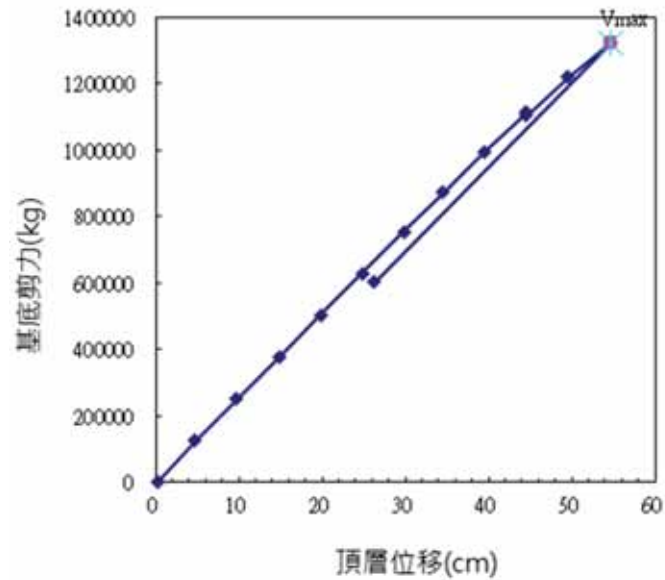


(a) 3D View

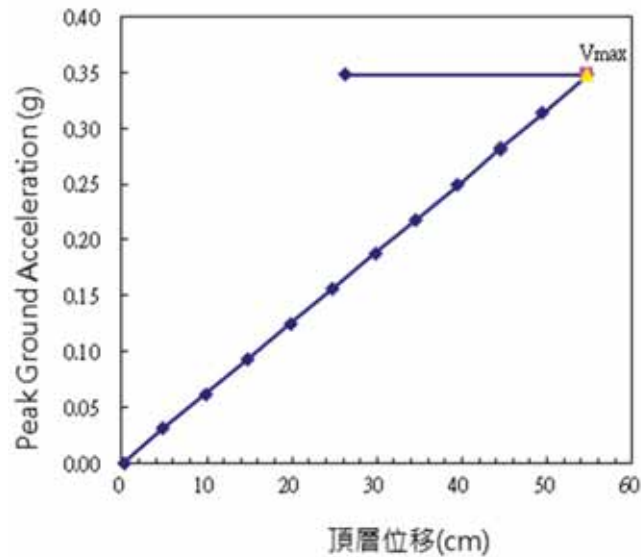


(b) Elevation View

圖附錄 7-5 X 向側推分析結果(構件破壞準則)



(a) Y 向側推曲線



(b) Y 向頂層位移與性能點地表加速度曲線

圖附錄 7-6 Y 向側推曲線及性能曲線(構件破壞準則)

表附錄 7-4 Y 向性能點地表加速度

Step	Disp.	Force	A_T	A_p
12	54.75 cm	1322.87tonf	0.32g	0.349g

建物總重量 $W = 8590 \text{ ton}$

基底剪力/建物總重量(V/W) = 0.154

表附錄 7-5 規則建物與軟弱層之性能點地表加速度比較

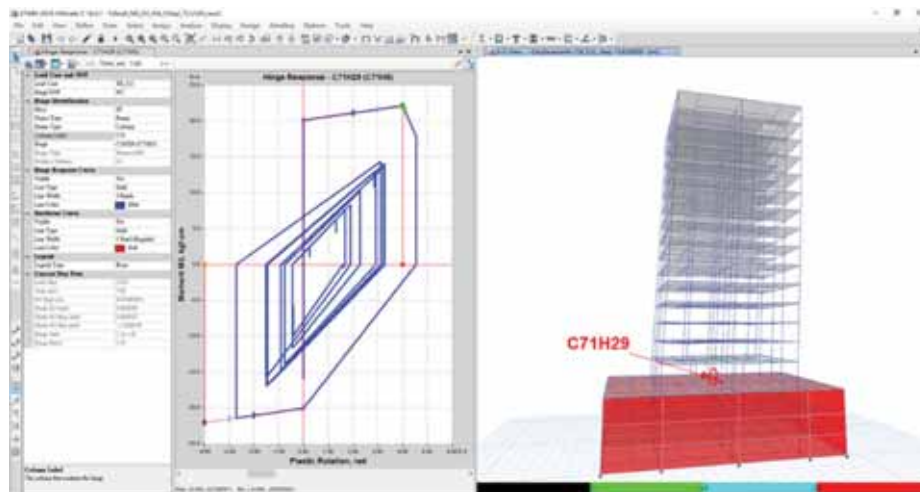
	X 向				Y 向			
建物性質	頂層 位移,D (cm)	基底 剪力,V (tonf)	Drift ratio	A_p	頂層 位移,D (cm)	基底 剪力,V (tonf)	Drift ratio	A_p
規則 建物	118.11	1180.6	3.52%	0.511g	87.03	1396.1	2.73%	0.499g
軟弱 底層	61.27	1456.08	1.60%	0.386g	54.13	1296.89	1.42%	0.347g
全牆	62.56	1489.05		0.392g	54.75	1322.87		0.349g

Note:

規則建物 = 純構架

軟弱底層 = 牆以等值寬柱模擬

全牆 = 一樓 Y 向全跨牆



No3_Chiai TC120_豎向構材 M3 破壞狀態 Sa=0.2g

圖附錄 7-7 豎向構材破壞狀態

破壞準則一：Drift ratio > 4%

表附錄 7-6 輸入地震強度與層間位移角關係

地震力輸入	IDA-TCU120 (軟弱層)	地震力輸入	IDA-TCU120 (全牆)
0.000	0	0.000	0
0.100	0.00908	0.100	0.009005
0.150	0.013642	0.150	0.013537
0.175	0.015928	0.175	0.015793
0.200	0.018217	0.200	0.018067
0.225	0.020505	0.225	0.02034
0.250	0.022811	0.250	0.022616
0.275	0.025101	0.275	0.024891
0.300	0.027395	0.300	0.027153
0.350	0.03201	0.350	0.031736
0.400	0.036656	0.400	0.036349
0.436	0.04	0.439	0.04
0.436	0.04604	0.439	0.045651
0.436	0.05078	0.439	0.050343
0.436	0.055529	0.439	0.055061
	IDA-TCU120 (軟弱層)		IDA-TCU120 (全牆)
	0.436		0.439

破壞準則二：局部構件破壞

表附錄 7-7 輸入地震強度與構件破壞關係

破壞機制	軟弱層	全牆
構件塑鉸破壞	0.20g 已破壞	0.20g 已破壞

附錄八 ACI318-19 使用非線性反應歷時分析進行設計驗證

A.1 符號與專有名詞**A.1.1 符號**

B = 偏差因數，將標稱強度調整為耐震目標可靠度。

Du = 極限變形容量，根據可用的實驗數據或其他可證明之證據，遲滯模型被認為有效的情況下之最大變形。

f'_{ce} = 混凝土之預期抗壓強度，kgf/cm² [MPa]。

f_{ue} = 非預力鋼筋之預期拉力強度；kgf/cm² [MPa]。

f_{ye} = 非預力鋼筋之預期降伏強度；kgf/cm² [MPa]。

ℓ_p = 用於分析之塑鉸長度；cm。

R_{ne} = 預期降伏強度；kgf。

V_{ne} = 預期抗剪強度；kgf。

θ_y = 降伏轉角；弧度。

ϕ_s = 力量控制行為之耐震抵抗因數。

A.1.2 專有名詞

分布式塑性(纖維)模型：此構件模型的組成包含呈現出明顯非線性應力-應變或受力-變形反應之離散纖維。

結構牆腹板交會區：通常為結構牆牆段相交之部分，來自相鄰牆段之力量在此平衡。

以下所列之行為，其定義應根據 ASCE/SEI 7 第 16 章：

位移控制行為

力量控制行為

力量控制臨界行為

力量控制一般行為

力量控制非臨界行為

解說：

力量控制與位移控制行為被歸類於第 A.7 節，採用非線性分析進行混凝土結構之設計。

A.2 範圍

A.2.1 此附錄應可補足 ASCE/SEI 7 第 16 章之要求，以非線性反應歷時分析，來決定混凝土結構之耐震設計。

A.2.2 附錄 A 之規定應可作為第 1 章至第 26 章規定的額外補充。

A.2.3 本附錄應與 ASCE/SEI 7 第 16 章一起使用，範圍包含其他一般性要求、地震歷時、載重組合、建模與分析，藉以設計新建鋼筋混凝土結構，其包括：

(a) 被指定為地震力抵抗系統一部份的結構系統，包括橫隔版、抗彎矩構架、結構牆和基礎。

(b) 未被指定為地震力抵抗系統的一部份，但需要在承受地震效應相關之變形與力量的同時，支撐其他載重的構材。

A.2.4 依本附錄所設計或驗證的所有混凝土結構，應符合第 18 章以及第 A.12 節中適用部分之要求進行設計及細部配置。。

A.2.5 應准許使用附錄 A 之規定證明第 18.2.1.7 節所要求之結構系統適當性。

A.2.6 使用附錄 A 時，應依第 A.13 節之規定進行結構設計第三方審查。

A.2.7 設計技師應針對使用附錄 A 提供合理說明以釋疑，若結構設計第三方審查委員接受所提出之說明理由，設計人員應向建管單位提供此說明以通過審查。

解說：

本附錄旨在補足 ASCE/SEI 7 第 16 章、TBI (2017)、LATBSDC (2017)等文件，提供關於非線性反應歷時分析和混凝土構材設計的要求。而非關混凝土構材的其他分析與建模要求，可參考 ASCE/SEI 7 第 16 章、TBI(2017)以及 LATBSDC (2017)。

針對耐震結構的初步設計，預期可使用彈性分析法結合工程判斷來進行。但此設計未必會完全遵照 ASCE/SEI 7 的所有規定或一般建築規範，此時可按照本附錄之要求，進行非線性反應歷時分析以驗證此設計成果。

A.3 總則

A.3.1 第 A.7 節的行為分類與臨界狀態及第 A.10 和 A.11 節的接受準則，係依據 ASCE/SEI 7 第 16 章和一般建築規範以提供全面性之設計方法，惟其應優先於 ASCE/SEI 7 第 16 章之規定。

解說：

由於ACI 318和ASCE/SEI 7-16第16章，兩者在混凝土構材的行為分類和接受準則的方法不盡相同，本附錄之要求應優先於ASCE之要求。本附錄之要求與TBI (2017)和LATBSDC (2017)的要求具有相當的一致性。

A.4 地震歷時

A.4.1 非線性反應歷時分析應包括水平地震歷時的影響。

A.4.2 應同時考慮地震之地表垂直運動與地表水平運動，納入地表垂直運動之考量將會大幅影響結構設計需求。

A.4.3 選擇及修改地震歷時加速度之歷時，應根據一般建築規範所確立的程序來進行。

解說：

進行非線性反應歷時分析時，通常在三維建築模型中會輸入兩個水平分量的地震歷時。

抗重力載重系統中具有垂直方向不連續性結構時，會經歷垂直地震反應而影響建築性能。這類結構包括與梁或版上終止的柱或牆。某些長跨或懸臂段長的結構，對垂直地震歷時較為敏感。當考慮垂直地震歷時對結構的敏感度時，應加入工程判斷。

附錄A之分析步驟，係基於符合ASCE/SEI 7第16章之地震歷時選擇和縮放方法，其中包括放大至目標風險之最大考量地震的地表加速度。ASCE/SEI 7敘述適當的流程，在可接受之危險和風險範圍內選擇與修改地震歷時。

A.5 載重因數與組合

A.5.1 非線性反應歷時分析之載重組合應遵守一般建築規範之要求。

解說：

本附錄中用於反應歷時分析的載重組合，與 ASCE/SEI 7 第 16 章、TBI (2017)或 LATBSDC (2017)中的載重組合相似。

線性疊加原理並不適用於非線性反應歷時分析。因此，考慮各類載重來進行各別分析，再將載重效應予以組合是不正確的。取而代之的，必須先針對各個因數化載重組合進行分析，再取分析結果的包絡值當作設計值。對於任何包含地震效應的非線性分析，首先會將重力載重施加於模型中，然後再於已存在重力載重條件下輸入地表震動。

最大考量地震和一般建築規範中的因數化設計重力載重組合，同時發生的機率極低。較具代表性的載重組合為可預期的、真實的重力載重，與最大考量地震的組合。

分析時常用的一組載重組合，包含預期靜載重、預期活載重及最大考量地震。ASCE/SEI 7 第 16 章要求宜考慮無活載重的第二組載重組合，但此狀況很少控制高樓建築的設計。

若線性分析指出扭轉不規則性可被忽略時，一般可不考慮意外扭矩。

非線性分析中所使用的載重組合，與用來評估力量控制行為的載重組合，可能有所不同(參考第 A.11 節)。

A.6 建模與分析

- A.6.1** 用於分析之模型應為三維模型，且應符合一般建築規範之要求。
- A.6.2** 構件非線性行為之模式，包括有效勁度、預期強度、預期變形能力、受力或變形反覆影響下的遲滯現象，應以適用之物理試驗數據來驗證，不得做出超出測試範圍的推斷。
- A.6.3** 構材強度或勁度的降低應納入數值模型中，若可證明需求量不足以造成這些影響，則不受此限。如果數值模型包括構件強度的降低，則模型之建構應使強度開始損失時的結構變形，不受有限元素模型中的網格結構影響。
- A.6.4** 針對高寬比 $h_w/\ell_w \geq 2$ 的結構牆，該牆體的數值模型及其與周圍元件的連結應呈現與牆體旋轉和抬升相關的動態效應，包括中性軸移動所造成之效應，該效應為軸向力和橫向變形的函數。若可證明這些效應不會影響結構設計要求，則不受此限。

解說：

多樣的構件公式及材料模型均適用於混凝土結構的非彈性動力分析。ASCE/SEI 41、ACI 374.3R、ACI 369.1和 NIST GCR 17-917-46提供有關建模與定義模型參數的指引。依照前述文件建議，以實驗數據的平均值來選擇模型參數，可避免扭曲分析結果，並對混凝土建築反應做出更可靠的評估。

模型網格尺寸之選用，應足以完成詳細且精確的結構反應分析。某些系統會呈現網格依賴性的反應，當網格尺寸縮小將降低變形能力且加速強度損失。對這些系統而言，材料軟化可使用網格尺寸來衡量，或使用適當的實驗數據，佐證所選擇的材料模型參數和網格尺寸，能準確模擬強度開始損失的現象。

A.7 行為分類與臨界狀態

- A.7.1** 所有行為都應按照第 A.7.2 節和第 A.7.3 節分類為位移控制或力量控制。
- A.7.2** 位移控制行為
- A.7.2.1** 位移控制行為應滿足第 A.10 節之要求。
- A.7.2.2** 以下應被視為位移控制行為：
- (a) 梁、結構牆、連接梁及版柱接頭的彎矩。
 - (b) 符合第 18.7.7.4 節要求的對角向鋼筋連接梁之剪力。
 - (c) 與軸向力聯合作用之柱彎矩，且柱符合第 18.4.4、18.4.5 和 18.4.6 節的要求。

A.7.3 力量控制行為

A.7.3.1 力量控制行為應滿足第 A.11 節之要求。

A.7.3.2 下列各項應被視為一般力量控制行為：

- (a) 地下室周圍外牆之剪力和彎矩。
- (b) 非轉移橫隔版之平面內剪力。
- (c) 除了集力構件之外的橫隔版的平面內正向力。
- (d) 淺基礎構材的彎矩，包括基腳和筏式基礎。
- (e) 深基礎構材的彎矩。

A.7.3.3 非臨界力量控制行為係指認一構件之行為，其破壞時不會造成：

- (a) 結構崩塌、(b) 結構失去其耐震性、(c) 墜落風險。

A.7.3.4 所有不被認定為位移控制、一般力量控制或非臨界力量控制的行為都應歸類為臨界力量控制。

解說：

與第 18.14.3.3 節的規範相似，若柱有足夠的圍束和適當的鋼筋配置細節，則柱的彎矩可被評估為位移控制行為，而非力量控制行為。

橫隔版剪力被視為一般力量控制行為，其剪力不應與側向力抵抗系統構件之間的力量傳遞相關。

A.8 有效勁度

A.8.1 構材勁度應包括因為撓曲、剪力、軸向伸長或縮短、以及鋼筋沿其伸展長度所產生滑移而造成變形的效應。

A.8.2 若預期所施加的力、位移、和收縮、溫度或潛變有關之體積變化效應的綜合影響造成混凝土開裂，則應建立混凝土開裂對構材有效勁度影響的模型。

A.8.3 若預期所施加的力、位移、和收縮、溫度或潛變有關之體積變化效應的綜合影響造成鋼筋之降伏或混凝土之非線性反應，則結構模型應能夠代表在非彈性反應發生時受載重的構材勁度，以及在非彈性反應發生後的行為。

A.8.4 應允許根據試驗數據所證實之有效勁度來代表非彈性反應發生時的構材勁度。或者，應允許使用表 A.8.4 之有效勁度值來代表非彈性反應發生時的構材勁度。

A.8.5 對於梁柱接頭，如果接頭之柔度未明確建模，則應允許藉由對構入接頭的梁柱之有效勁度進行定義以納入接頭柔度，並藉由引入延伸至接頭中心的梁柱剛性端部偏移，以間接的方式對接頭柔度進行建模。

A.8.6 除了連接梁以外與版整體澆置之梁，應將第 6.3.2 節定義的有效版寬納入對梁撓曲和軸向勁度的評估中。

表 A.8.4 有效勁度值 ^[1]				
構件		軸向	撓曲	剪力
梁	非預力	$1.0E_c A_g$	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	預力	$1.0E_c A_g$	$1.0E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
承受設計 載重造成 之壓力柱 ^[2]	$\geq 0.5A_g f'_c$	$1.0E_c A_g$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	$\leq 0.1A_g f'_c$ 或受拉力	$1.0E_c A_g$ (受壓力) $1.0E_s A_{st}$ (受拉力)	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
結構牆 ^[3]	面內	$1.0E_c A_g$	$0.35E_c I_g$	$0.2E_c A_g$
	面外	$1.0E_c A_g$	$0.25E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
橫隔板 ^[4] (只在平面 內)	非預力	$0.25E_c A_g$	$0.25E_c I_g$	$0.25E_c A_g$
	預力	$0.5E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
連接梁	有或無對角向 鋼筋	$1.0E_c A_g$	$0.07(\frac{\ell_n}{h})E_c I_g \leq 0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
筏式基礎	面內	$0.5E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	面外 ^[5]		$0.5E_c I_g$	

1 應共同使用軸向、撓曲、剪力之列表值來定義元件之有效勁度，除非有其他合理的替代組合。

2 若柱體的軸向壓力落在所設定的限制值之間，應使用線性內插法決定撓曲勁度。

3 使用線元素建立構材之模型表示其屬性，可產生適合的列表值。

4 如果將橫隔板建模為剛性平面，不會造成不同的分析結果，則應允許將橫隔板建模為剛性平面。

5 建議之勁度值適用於一般筏式基礎的情況，若牆或其他豎向構材施加足夠大的力量時，包括透過多開口堆疊之牆壁傳遞的局部反覆力量，可能需要減少勁度值。

解說：

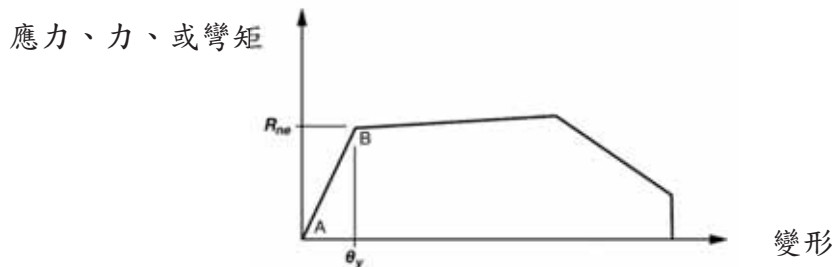
一般而言，非線性分析的軟體能直接模擬由撓曲、剪力和軸向伸長或縮短之變形。額外的變形為縱向鋼筋於相鄰錨定處之滑移，此類效應通常發生在梁構入梁柱接頭或牆壁、柱構入梁柱接頭或基礎，及牆構入基礎的位置。若此類效應被認為對結構性能十分重要，則分析模型中應直接納入適當假設或調整撓曲勁度。

有兩種方式可考量開裂對勁度下降的影響，一是當所計算的應力達到開裂應力時，使用可直接反應勁度折減的模型；二是間接地折減相對於總斷面的有效勁

度。若使用第二種方法，則在地震載重的情況下，勁度折減的程度應和開裂程度保持一致。有輕微裂開情況的結構牆，包括地下室牆壁，傳統上是使用有效撓曲勁度為0.5 到1.0倍的總斷面勁度範圍內來建模。橫隔板位處主要力量傳遞之樓層，通常是使用有效軸向勁度在0.10到0.5倍總斷面勁度的範圍內進行建模。TBI (2017)和LATBSDC (2017) 針對有效勁度提供額外建議，而NIST GCR 17-917-46v1(NIST 2017a) 和NIST GCR 17-917-46v3(NIST 2017b)則針對橫隔板和構架元件的建模提供詳細指引。

針對梁、柱和地下室牆壁之外的結構牆，其勁度可參考第RA.8.3節。

若計算結果顯示，包括地震效應之載重組合作用下有非線性反應，則非線性模型應能表示有效割線勁度從0載重到對應降伏等級力量的點位(圖RA.8.3中從A到B的斜率)，及通過降伏點後的勁度折減。分析模型應納入構件的強度或勁度衰減，除非可證明需求尚未大到足以造成這些影響。



有效勁度值是為了表示圖RA.8.3中A到B的斜率，其中B為預期降伏強度。梁與柱的有效勁度值是根據Elwood 等人研究 (2007)，並考慮沿著伸展長度的鋼筋滑移的影響。當牆由線元素來模擬時，表列數值對於結構牆是合適的。在一些建築模型中，結構牆會由分布式纖維模型來表示，在此狀況下，纖維模型應直接反應混凝土開裂和鋼筋降伏的影響，故表A.8.4中的勁度值無法適用。地下室牆不太可能發生降伏，因此較大的勁度值會比表A.8.4所列數值更適用於該類牆。表A.8.4的橫隔板勁度為典型數值。預力及非預力橫隔板主要被用來抵抗單一樓層平面內地震力者，如同ASCE/SEI 7所允許的，通常模擬為剛性。當橫隔版需傳遞相對大的面內地震力來自於多個樓板時，其有效勁度稍低於表A.8.4者。若橫隔板之勁度假設對於分析結果較敏感，可謹慎地藉由使用一定範圍上下限的橫隔板勁度來完成分析，並選擇兩個分析中較大的力作為設計值。連結梁的有效勁度旨在表示與樓版一起整體澆置的梁的數值。數值是基於Vu 等人(2014)所提出之公式，但做了調整以考量版的存在、建模方式的差異、以及典型剪力大小(TBI 2017)。有效剪力勁度值之選用應有工程判斷來加以評估，有鑒於軟體使用的限制，將使用總面積來取代有效面積。

設計用以抵抗地震力之鋼筋混凝土構架，預期接頭處不會出現明顯的衰減情形。若無更嚴謹的方式表現接頭剪力勁度，透過剛性偏移以接頭的尺寸將梁柱構材的長度延長，是可被允許的(Birely et al., 2012)。有關勁度假設的敏感度研究顯

示，相較接頭，構架與牆構材有效勁度之選擇對整體結構勁度更為敏感(Kwon和 Ghannoum, 2016)。剛性接頭偏移方法與表A.8.4所呈現的有效勁度值可搭配使用，其已考量縱向鋼筋在接頭中滑移的軟化效果。

A.9 預期材料強度

A.9.1 預期材料強度的定義，應根據適用該特定專案的數據，或他案使用相似材料與施工的數據。如無法取得適用數據，應允許使用表 A.9.1 的預期材料強度。

表 A.9.1 預期材料強度

材料		預期強度	
混凝土		$f'_{ce} = 1.3 f'_c$	
鋼筋		預期降伏強度 f_{ye} (kgf/cm ²)[MPa]	預期抗拉強度 f_{ue} (kgf/cm ²)[MPa]
A615	Grade 60	4900 [490]	7420 [742]
A706	Grade 60	4830 [483]	6650 [665]
	Grade 80	5950 [595]	7840 [784]

解說：

採取較高品質的控制或存在飛灰和其他添加劑時，高強度混凝土 f'_c 的放大因子可能較小。關於飛灰的影響，可參考 ACI 232.2R 的討論。因資料不足，表 A.9.1 不提供其他鋼筋等級的建議值。

A.10 位移控制行為的接受準則

A.10.1 任何反應歷時分析中的變形不應超過極限變形容量 D_u ，除非滿足(a)或(b)的條件。

- (a) 在評估整體結構的穩定性和強度時，假設構材之強度與對應的變形模式於後續分析可以忽略。
- (b) 該分析被認為有 ASCE/SEI 7 所不能接受之反應。

A.10.2 D_u 應以(a)、(b)或(c)決定：

- (a) 構件 D_u 作為模擬之有效範圍，應透過比較遲滯模型和適當的實驗室測試數據加以決定，其中測試數據應包括適當的重力載重效應。
- (b) 特殊結構牆若使用分布式塑性(纖維)模型模擬， D_u 應使用平均垂直應變來計算。應變應以塑鉸長度 ℓ_p 高度內之應變來評估，其中 ℓ_p 為(i)和(ii)之較大者：

$$(i) \ell_p = 0.2\ell_w + 0.03h_w \quad (A.10.2.a)$$

$$(ii) \ell_p = 0.08h_w + 0.0021f_y d_b \quad (A.10.2.b)$$

- 惟其不超過樓層高度，其中 d_b 和 f_y 根據牆之縱向鋼筋來決定。
- (c) 若使用集中式塑性模型（集中塑鉸）或分布式塑性（纖維）模型來建立結構構件的模型， D_u 應允許依照 ACI 369.1 或實驗室測試決定之。

解說：

這些接受準則與 TBI (2017) 的構件接受準則一致，但與 ASCE/SEI 7 和 LATBSDC (2017) 的接受準則不同。針對 ASCE/SEI 7 和 TBI (2017) 在位移控制行為評估方法上的不同，TBI (2017) 有更詳細的討論。

極限位移能力 D_u 通常由可用測試數據的統計分析獲得，與 ACI 369.1 和 ASCE/SEI 41 的防倒塌接受準則密切相關。 D_u 重力承載容量出現顯著損失時所對應的變形，或如果測試未達到此階段， D_u 則為測試中所限制的變形。圖 RA.10.2 所示為分析模型中遲滯曲線的 D_u 範例。ACI 369.1 和 ASCE/SEI 41 的防倒塌接受準則通常比實驗的平均值還低，因為用於發展該些準則之實驗資料具離散性。ASCE/SEI 41 的方法是將變形視各反應歷時分析中最大絕對反應的平均值，但附錄 A 卻是將變形視為任一反應歷時分析的最大值來進行評估。

採用纖維材料模型模擬結構構件之遲滯行為時，應使用實驗數據來評估與調整分析模型之變形需求與行為區間。ACI 374.3R 及 ACI 369.1 提供了非線性建模參數，可做為基於實驗數據的遲滯型態的基礎。圖 RA.10.2 中所呈現之遲滯曲線，即為根據這些非線性建模參數，使用調整後纖維材料模型所生成的，此遲滯曲線可用於模擬實驗室測試中所觀察到的構件行為。

若以平均應變來定義 D_u ，分析時應變所涉及之長度，應和從實驗數據建立應變限制的長度保持一致，或如同 ASCE/SEI 41、ACI 369.1、TBI、LATBSDC 等文件中所規定。

橫截面應使用足夠數量的纖維，以允許將纖維中心線的應變值外推至計算應變值的位置，例如牆壓力區的最邊緣處，比較該應變值與應變限制值。

對於使用纖維元素建模之結構牆或連結梁，可選用應變或構材變形為基礎當作變形接受準則。應變結果可直接由纖維模型取得。構材變形結果，如塑性轉角、層間變位或弦材轉角，可由一組表示構材的纖維元素上的變形總

合計得。牆塑鉸長度公式 (A.10.2.a) 和 (A.10.2.b)，源自於 Paulay 與 Priestley (1992)。

針對應變限制，TBI (2017) 提供了接受準則的範例。無圍束之混凝土模型，包括受壓應變達 0.002 為應力峰值，且受壓應變達 0.003 時，包絡線下降至應力最大值的 50% (極限變形能力 D_u)。有圍束的混凝土模型，需滿足第 18.10.6.4(e) 和 (f) 節的圍束條件，包括受壓應變達 0.008 為應力峰值，且受壓應變達 0.015 時，包絡線下降至應力最大值的 80% (極限變形能力 D_u)。縱向鋼筋之拉應變限制為 0.05 (極限變形能力 D_u)，這是基於拉伸斷裂及考量低週次疲勞效應，低週次疲勞效應已由 Segura 和 Wallace (2018) 證實。

其他關於極限變形能力的參考資料，如 ACI 369.1、TBI (2017) 和 LATBSDC (2017)，可在結構設計第三方審查批准的情況下使用。

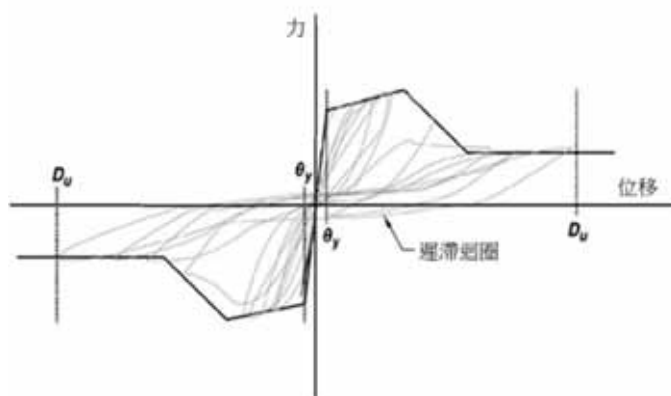


圖 RA.10.2 分析模型中遲滯反應之 D_u

A.11 強度控制行為的預期強度

A.11.1 強度控制行為應根據一般建築規範進行評估，預期強度為 $\phi_s BR_n$ 。

A.11.2 ϕ_s 應符合表 A.11.2，其中 ϕ 是根據第 21 章決定，但不適用第 21.2.4.1 節。

表 A.11.2 耐震抵抗因數

強度控制行為	ϕ_s
臨界	ϕ
一般	$\phi/0.9 \leq 1.0$
非臨界	$\phi/0.85 \leq 1.0$

A.11.3 偏差因數 B 應取為 1.0，或其可允許依(A.11.3)公式計算：

$$B = 0.9R_{ne}/R_n \geq 1.0 \quad (\text{A.11.3})$$

A.11.3.1 標稱強度 R_n 應依據第 18、22 或 23 章之規定。

A.11.3.2 預期強度 R_{ne} 可依據第 18、22 或 23 章之標稱強度規定作定義，將 f'_c 替換為 f'_{ce} ，及將 f_y 、 f_{yt} 替換為 f_{ye} ，第 A.11.3.2.1 與 A.11.3.2.2 節規定除外。

A.11.3.2.1 $h_w/\ell_w \geq 2$ 之結構牆若符合以下(a)至(d)之規定，則應滿足第

A.11.3.2.1.1 及 A.11.3.2.1.2 節之要求。

(a) 依據第 A.10.2(b)節以纖維元素模擬牆體。

(b) 依據一群組反應歷時分析所得最大需求之平均值以計算應變。

(c) 計算混凝土壓應變小於 0.005。

(d) 計算縱向拉應變小於 0.01。

A.11.3.2.1.1 $V_{ne} = 1.5A_{cv} \left(0.53\lambda \sqrt{f'_{ce}} + \rho_t f_{ye} \right)$

A.11.3.2.1.2 對於抵抗一共同橫向力的所有垂直牆段， V_{ne} 不應大於

$$3.2A_{cv} \sqrt{f'_{ce}}。對於任何單一垂直牆段， V_{ne} 不應大於 $4A_{cv} \sqrt{f'_{ce}}$$$

A.11.3.2.2 對於結構牆腹板交會區， V_{ne} 應根據第 A.11.3.2.1(a)節來計算， V_{ne} 不應大於 $6.6A_{cv} \sqrt{f'_{ce}}$ 。

解說：

目前，強度折減因數 ϕ 並未特別將其調整至 ASCE/SEI 7 所指定之地震可靠度目標，而是將調整至其他載重的目標可靠度(ASCE/SEI 7 表 1.3-1)。考慮到材料標準中標稱強度公式的固有偏差，因而提供偏差因素 B 將材料標準所規定的抵抗因數調整至地震目標可靠度。此偏差是預期材料強度對最小規定強度的比值，

與材料標準中預測公式固有的保守性，兩項比值的函數。對於一般及非臨界行為，放寬抵抗因數以允許較高的失敗機率。

關於 ASCE/SEI 7、TBI (2017) 和 LATBSDC (2017) 對強度控制行為的不同評估方式，TBI (2017) 及 LATBSDC (2017) 提供了更詳細的討論。欲知道此方法的其他背景，可參考 Wallace 等人 (2013) 及 Kim 與 Wallace (2017)。

由這些規定所決定的剪力強度，僅適用於撓曲韌性需求相對較低的牆 (Wallace 2013; LATBSDC 2017)。

A.12 加強的細部配置要求

A.12.1 如果由反應歷時分析所得之平均最大變形超過圍束混凝土的 $0.5D_u$ ，構材應遵守本節新增之細部配置要求。

A.12.2 特殊抗彎矩構架

A.12.2.1 對於特殊抗彎矩構架的梁，依據第 18.6.4.2 節具橫向支撐之撓曲鋼筋，其間距不得超過 20 公分 (8 吋)。

A.12.2.2 任何接頭處，第 18.7.3.2 節所要求的柱強度總和應至少是該接頭處梁強度總和的 1.4 倍。

A.12.2.3 對於特殊抗彎矩構架的橫樑柱，應按照第 18.7.5.2 (f) 節規定，每根縱向鋼筋皆受到閉合箍筋轉角或繫筋彎轉段的橫向支撐，無論軸向載重或混凝土強度均適用。

A.12.2.4 特殊抗彎矩構架的梁變形若是超過 $0.5D_u$ ，依第 18.8.2.3 節要求在與梁縱向鋼筋平行方向之柱尺度應增加 20%。

A.12.3 特殊結構牆

A.12.3.1 依據第 18.10.6 節設置邊界構材，其橫向鋼筋應符合第 A.12.2.3 節。

A.12.3.2 若需邊界構材，剪力鋼筋的續接應採取機械式續接或銲接續接，或為搭接且由間距為 6 倍被搭接鋼筋直徑或 15 公分之較小者的橫向鋼筋所圍束。

A.12.3.3 若分析顯示樓版或屋頂版在版牆連接處出現非彈性反應，則版的撓曲鋼筋應延伸過版牆接頭並加以錨定，以確保結構完整性。

A.12.3.4 若剪力超過 $1.1A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ ，應加強施工縫的細部配置，包括混凝土表面粗糙化或混凝土中散佈之剪力樺，或前述兩者，以降低沿著施工縫滑移的可能性。

解說：

多年來，透過實際的地震破壞觀察、研究和工程判斷，已發展出耐震系統和細部配置的要求，這些要求已編入 SCE/SEI 7、IBC、ACI 318 等內。近年來，電腦運算能力增強使工程師能夠十分詳細地建模並計算受震反應。

針對超出一般建築規範規定限制的設計，應適時予以準備、驗證並加以判斷。在某些情況中，這些新設計尚未在強烈地震動中受到驗證，人們對於設計推斷可能超出既存知識表示存疑。因此，當設計規格超出規定限制，附錄 A 適切提供額外細節以加強非彈性反應的延展性。

本規範體認到，抗壓構材採用單邊耐震彎鉤及穿插繫筋較易於施工。然而，最近的地震及研究測試顯示，90 度的彎鉤並不能總是提供適當的支撐 (Moehle 與 Cavanagh, 1985)。

分析結果顯示，具有結構核心牆系統的高層建築在版與牆的接合處會有非彈性反應。由於接合處的完整性對結構整體性能十分重要，加強細部配置，包括良好錨定或連續性鋼筋及後拉鋼腱等，提供額外的完整性有其必要。

牆沿水平施工縫的滑動現象，已在地震中及結構牆實驗測試中被觀察到。高剪力區域需加強細部配置，以減少施工縫的滑移或滑動。

A.13 結構設計第三方審查

A.13.1 結構分析與設計應由第三方審查委員進行審查，且應在建管單位的要求下進行審查。

A.13.2 結構設計第三方審查，應由一位或多位已獲建管單位所認可，且具備下列 (a)至(d)項知識的審查委員來執行：

- (a) 用於非線性反應歷時分析的地震歷時的選擇及縮放。
- (b) 受地震力作用時，該結構類型的結構系統行為。
- (c) 用於非線性反應歷時分析的分析結構模型，包括在建立和校正結構分析模型時使用物理試驗，以及若該模型使用於地震歷時的分析或發展時，關於土壤結構互制作用的知識。
- (d) 附錄 A 的要求，因為這些要求關係到所考慮的結構類型之設計。

A.13.3 結構設計第三方審查的範疇應由建管單位認可，並應至少包括(a)至(h)：

- (a) 設計文件基本應包括地震性能目標、整體耐震設計方法以及接受準則。
- (b) 所提出的結構系統。
- (c) 地震災害的判定，以及地震歷時的選擇與修改。
- (d) 構件的建模方法。

- (e) 結構分析模型，包括在適用情況下土壤結構互制作用，以及對結構分析模型能否適切表現結構系統的特性進行驗證。
- (f) 檢視結構分析結果，確定計算出的反應是否符合許可的接受準則。
- (g) 經設計之結構構件細節。
- (h) 在設計文件中關於圖說、規格、品質控制／品質保證和查驗的條款。

A.13.4 結構設計第三方審查應記錄如下：

- (a) 結構設計第三方審查委員應向設計技師提出評論及問題。
- (b) 設計技師應向結構設計第三方審查委員提出書面回應。
- (c) 結構設計第三方審查委員應在交給建管單位的審查紀錄中總結所做的審查，審查紀錄中應包括所有問題、評論及回應的紀錄。任何沒有解答或共識的項目應有明確的解釋，說明缺乏共識的原因。

解說：

結構設計第三方審查委員，針對建築結構與耐震性能相關的結構設計提供獨立、客觀、技術性的審查，並建議建管單位該設計是否達到接受準則及預期的建築性能。

結構設計第三方審查委員之審查，並無意圖取代原由設計技師所執行之品質保證措施。結構設計之責任僅限於負責結構設計的技師。

在許多案件當中，結構設計第三方審查可由建管單位認可的審查小組來進行。審查小組的每一審查委員均應擁有特殊知識與專業技能，以共同符合第 A.13.2 節規定。

結構設計第三方審查委員對於審理案件應利益迴避，且不應為該案設計團隊之一員。

結構設計第三方審查的範圍，應由建管單位明確定義及同意。

針對設計成果提供審查紀錄。然而，結構設計第三方審查委員與設計技師可能有無法完全達成共識之情形，這些狀況也應被總結於審查紀錄中。

附錄九 建築物耐震能力詳細評估檢查報告書
(側推分析法)

建築物耐震能力詳細評估檢查報告書(側推分析法)

E1-6-1

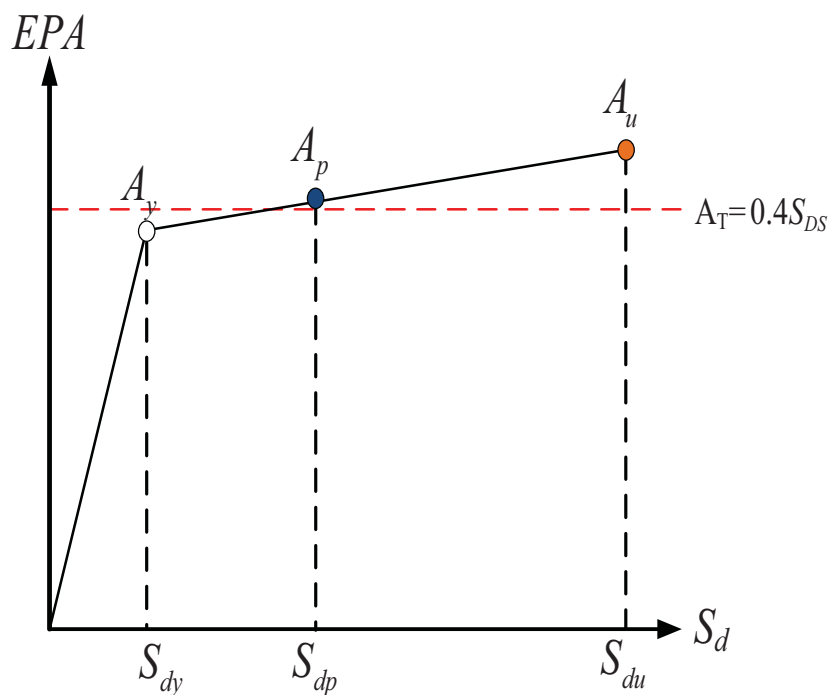
檢查登記號碼：

年度 評估檢查申報案	評估檢查日期	年 月 日
	文號	

建築物基本資料及評估結果摘要表(此頁置於報告書首頁)

申報建築物或營業場所名稱							
評估檢查日期							
建築物地址							
建築概述							
現況損壞概述							
震區分區							
臨近之斷層與距離		☐ _____ 斷層，距離 _____ 公里； ☐ 無					
混凝土鑽心取樣及試驗結果	取樣數						
	設計值						
	試驗平均值						
	評估採用值						
氯離子	規範容許值						
	取樣數						
	各樣本之試驗值						
中性化	取樣數						
	各樣本之試驗值						
鋼筋	評估採用 f_y 值	☐ $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ ☐ #6 以下 $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ ☐ #6 以上(含) $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ ☐ 其他：_____					
評估方法	☐ 內政部建築研究所開發 SERCB (側推分析法) ☐ 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心開發 TEASPA (側推分析法，適用範圍限制為六層樓(含)以下之鋼筋混凝土構造或加強磚造之平面規則建築物) ☐ 其他經內政部同意之評估方法：_____						
現況 耐震能力評估結果	+X 向	A_p (g)		A_y (g)		A_u (g)	
		S_{dp} (cm)		S_{dy} (cm)		S_{du} (cm)	
	-X 向	A_p (g)		A_y (g)		A_u (g)	

		S _{dp} (cm)		S _{dy} (cm)		S _{du} (cm)	
	+Y 向	A _P (g)		A _y (g)		A _u (g)	
		S _{dp} (cm)		S _{dy} (cm)		S _{du} (cm)	
	-Y 向	A _P (g)		A _y (g)		A _u (g)	
		S _{dp} (cm)		S _{dy} (cm)		S _{du} (cm)	
適用建築物耐震設計規範及解說之版本(發布日期)							
現行法規耐震需求	A _T 目標值 (g)						
CDR= A _P /A _T	X 向						
	Y 向						
補強方案	規劃						
	工法						
	期程						
	經費概估						
	+X 向	A _P (g)		A _y (g)		A _u (g)	
		S _{dp} (cm)		S _{dy} (cm)		S _{du} (cm)	
	-X 向	A _P (g)		A _y (g)		A _u (g)	
		S _{dp} (cm)		S _{dy} (cm)		S _{du} (cm)	
	+Y 向	A _P (g)		A _y (g)		A _u (g)	
		S _{dp} (cm)		S _{dy} (cm)		S _{du} (cm)	
	-Y 向	A _P (g)		A _y (g)		A _u (g)	
		S _{dp} (cm)		S _{dy} (cm)		S _{du} (cm)	
CDR= A _P /A _T	X 向						
	Y 向						



綜合評論

評估檢查簽證結果

☐ 詳細 評估結 果符合 規定	評估檢 查專業 機構	機構名稱(負 責人姓名)		(換填及色表1用印)
		認可證字號		
	檢查員	檢查員姓名		

□詳細 評估結 果不符 合規定		核准文件日期 及字號		(簽名)
------------------------------------	--	-----------------------	--	-------------

建築物耐震能力詳細評估檢查報告書內容(至少包含下列四項目)

壹、材料試驗

一、混凝土強度

編號	抗壓強度 (kgf/cm ²)	樓層平均 抗壓強度 (kgf/cm ²)	試體最小 抗壓強度 /75%	原設計採用 之抗壓強度 (kgf/cm ²)	詳評採用之 抗壓強度 (kgf/cm ²)
2F-1					
2F-2					
2F-3					

二、中性化試驗

編號	中性化深度 (不含粉 刷層) (cm)	中性化平 均深度 (cm)
2F-1		
2F-2		
2F-3		

三、氯離子含量試驗

編號	氯離子含量 (kg/m ³)	檢驗結果
2F-1		
2F-2		
2F-3		

四、磚塊強度

五、鋼筋強度

六、鋼材強度

七、其他

結構物基本分析資料

一、各樓層活載重

樓層別	用途	活載重(kgf/m ²)	1/2 活載重

二、各樓層靜載重計算

樓層	柱重	梁重	版重	牆與其他重量	樓層總重量	樓版面積	單位重
單位	tf	tf	tf	tf	tf	m ²	tf/m ²
Total							

參、耐震能力詳細評估

一、評估方法

1. ☐ 內政部建築研究所開發 SERCB (側推分析法)
2. ☐ 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心開發 TEASPA (側推分析法，適用範圍限制為六層樓(含)以下之鋼筋混凝土造或加強磚造之平面規則建築物)
3. ☐ 其他經內政部同意之評估方法: _____。

二、現況/補強耐震能力詳細評估

☐現況 ☐補強方案__耐震能力詳細評估

三、耐震能力

耐震能力詳細評估	正 X 向	負 X 向	正 Y 向	負 Y 向
控制準則(強度控制/位移控制)				
性能目標之基底剪力(kgf)				
性能目標之質心點位移(cm)				
性能目標之 V/W				
性能目標 EPA $A_p(g)$				
性能目標譜位移 $S_{dp}(cm)$				
降伏點 EPA $A_y(g)$				
降伏點譜位移 $S_{dy}(cm)$				
極限點 EPA $A_u(g)$				
極限點譜位移 $S_{du}(cm)$				
耐震需求 $A_r(g)$				
$CDR = A_p/A_r$				
彈性週期(sec)				
評估結果	符合	不符合	符合	不符合

性能目標之各樓層層間位移角(%)	正 X 向	負 X 向	正 Y 向	負 Y 向
RF (%)				
__F (%)				
__F (%)				

四、評估結果及建築物整體綜合判斷

五、繼續使用其應注意事項

肆、附件

附件一：原設計圖說

使用執照、各樓層建築平、立面圖及結構平面圖、配筋圖、結構計算書、地質調查報告等相關資料。(若無則免附)

附件二：現況建築與結構平面圖及評估用配筋圖

各樓層使用現況建築與結構平面圖(含加蓋、違建、夾層、提高使用載重或更改結構主構件等)、結構斷面尺寸與原設計圖說內容比對、鋼筋配置查核(樑柱主、箍筋、保護層厚度檢測【非破性檢測】)及評估用配筋圖。

附件三：現況損壞情況(含裂縫)照片及說明

現況損壞情況(含裂縫)照片及說明。

附件四：□現況 □補強方案__耐震能力詳細評估結果

各耐震能力詳細評估結果檢附附件，如下表

	現況	補強方案
1.分析模型圖	V	V
2.補強方案規劃位置圖		V
3.分析模型平面圖	V	V
4.側力位移圖	V	V
5.容量震譜圖	V	V
6.側推分析結果表	V	V
7.EPA-Sd 圖	V	V
8.建築物重量檢核表	V	V
9.塑鉸位置設定圖	V	V
10.Final Step 塑鉸發展圖	V	V

1. 分析模型圖

- (1) 立體圖
- (2) 平面圖
- (3) 正視圖
- (4) 側視圖

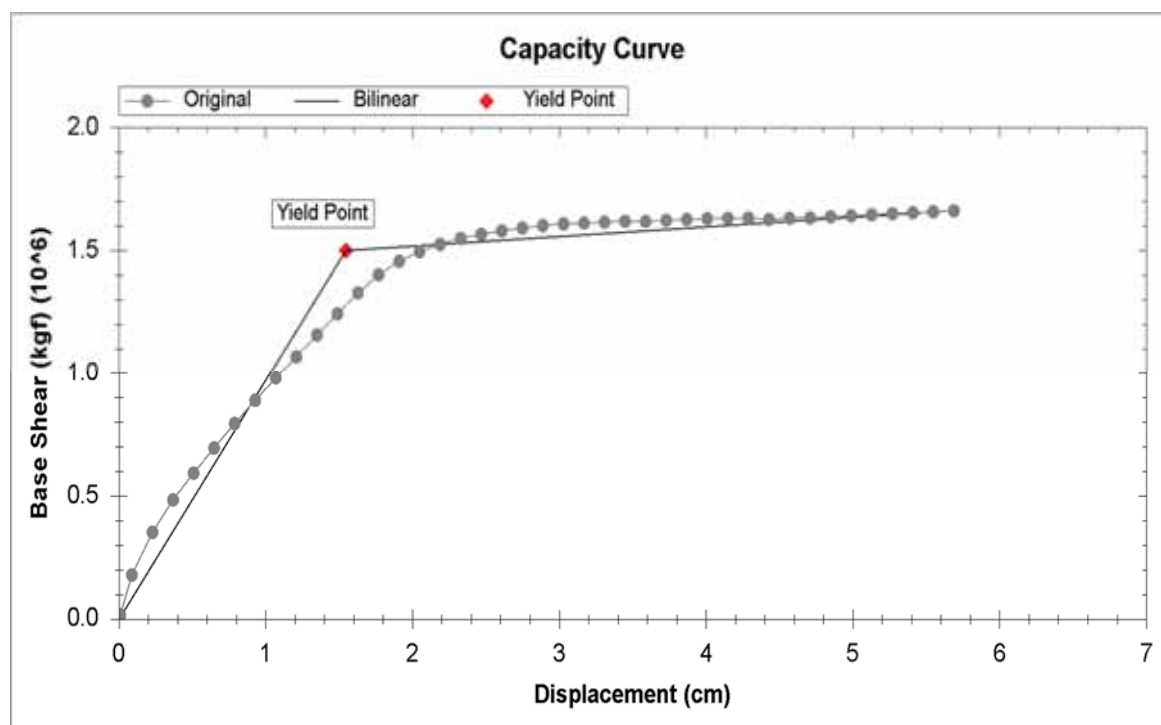
2. 補強方案__規劃位置圖

結構補強平面圖

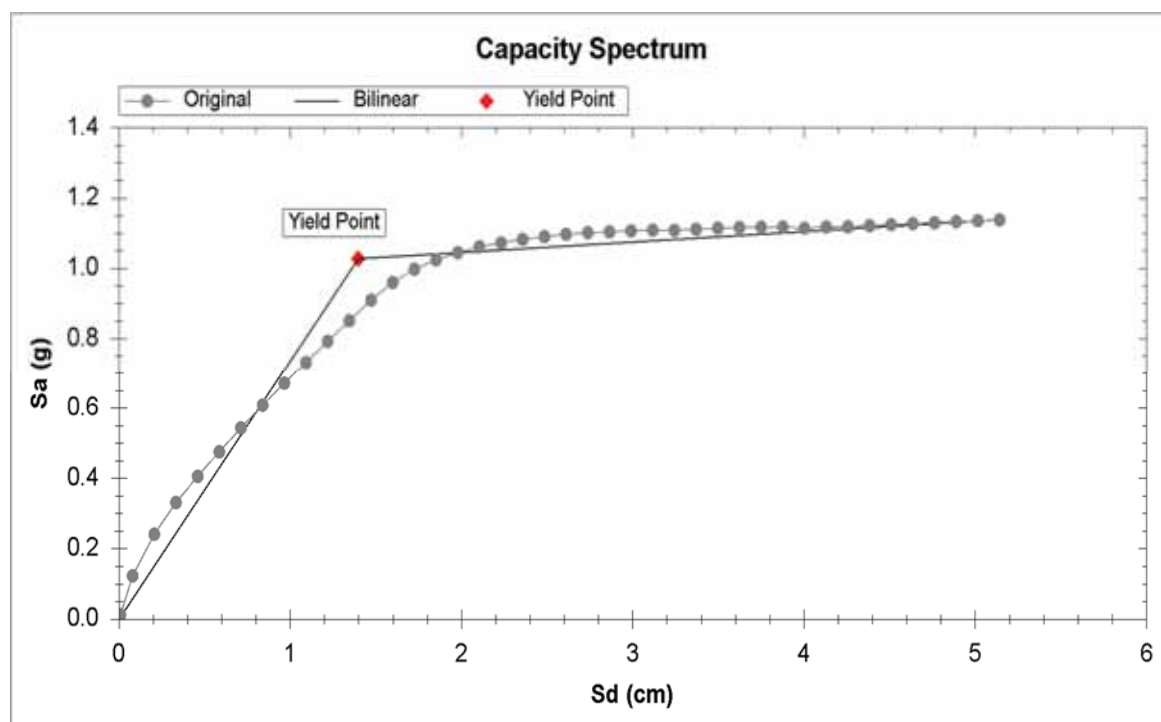
3. 分析模型平面圖

分析模型各樓層平面圖

4. 容量曲線圖(側力位移圖)



5. 容量震譜圖



6. 側推分析結果表

A. 強度控制-當 Drift ratio(%)小於建議層間位移角時(SERCB)

	Step	Sd (C) 譜位移	Sa (C) 譜加速度	Displacement(cm) 位移	Base Force(kgf) 側力	Drift ratio(%) 層間位移角
	0					
	1					
	2					
	3					
強度控制	3~4					
	4					
	5					

位移控制	6					3.0 (for I=1.0) 2.4 (for I=1.25) 2.0 (for I=1.5)
	7					
	8					
	9					
	10					

※若為 Teaspa,則採用 Teaspa 之檢核標準。

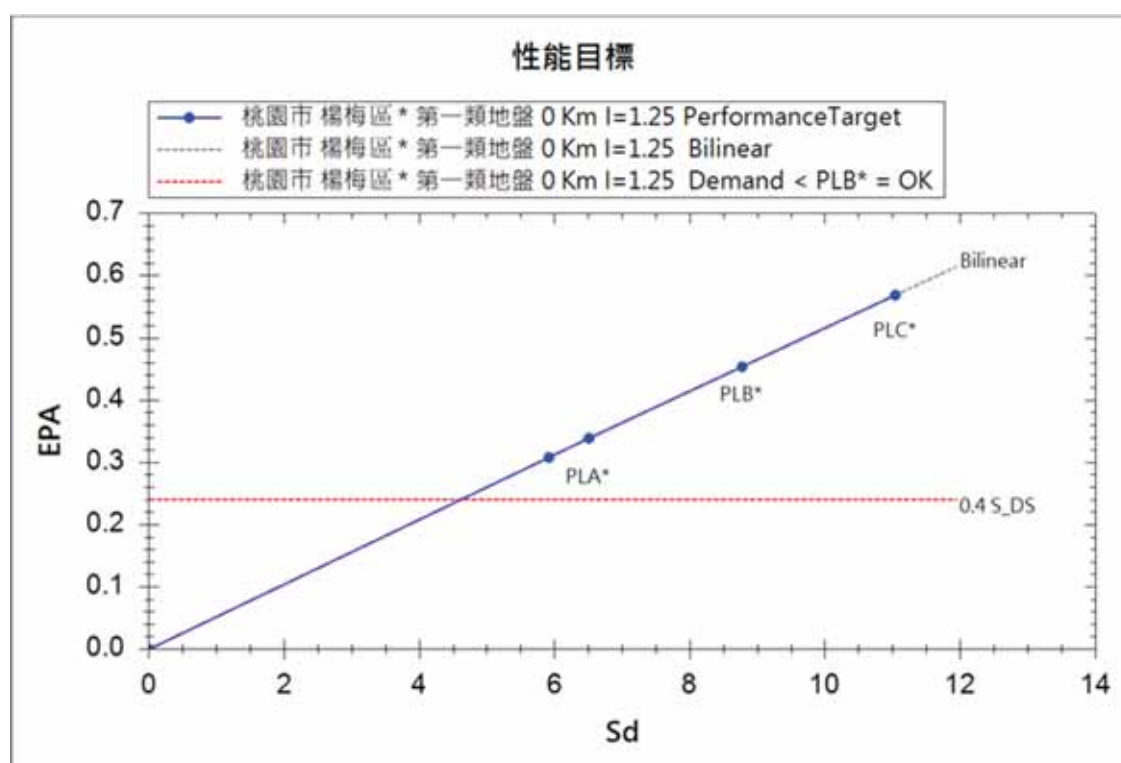
B. 當 Drift ratio (%)大於等於建議層間位移角時

	Step	Sd (C) 譜位移	Sa (C) 譜加速度	Displacement(cm) 位移	Base Force(kgf) 側力	Drift ratio(%) 層間位移角
	0					
	1					
	2					
	3					
位移準則	3~4					3.0 (for I=1.0) 2.4 (for I=1.25) 2.0 (for I=1.5)
	4					

	5					
強度準則	6					
	7					
	8					
	9					
	10					

※若為 Teaspa,則採用 Teaspa 之檢核標準。

7. EPA-Sd 圖

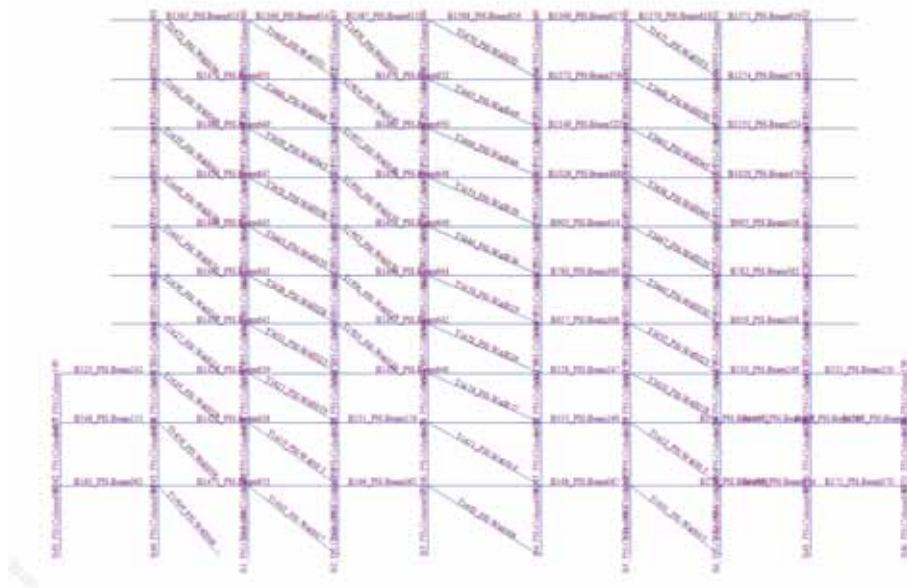


8. 建築物重量檢核表：

樓層	柱重	梁重	版重	牆與其他重量	樓層總重量	樓板面積	單位重
單位	tf	tf	tf	tf	tf	m ²	tf/m ²
總計							

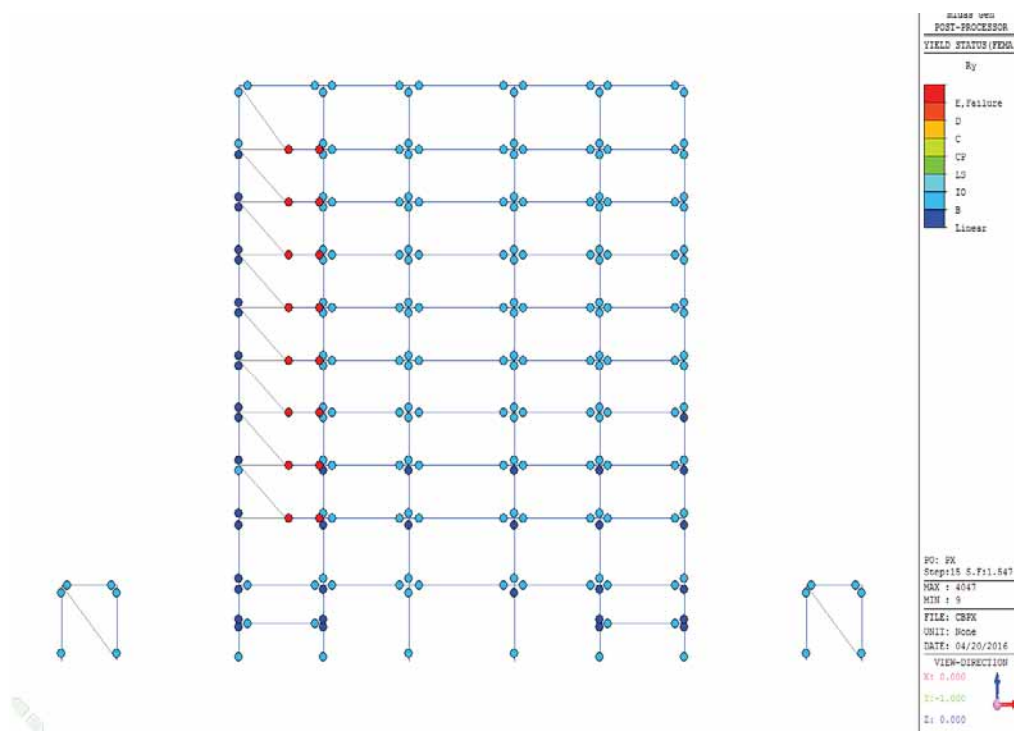
Story	Point	Load	FZ
BASE	631	DEAD	64910.22
BASE	631	DL2	-74.74
BASE	631	DL3	4731.34
BASE	631	DL4	4868.59
BASE	634	DEAD	106127.4
BASE	634	DL2	-100.97
BASE	634	DL3	8872.23
BASE	634	DL4	9971.16
BASE	638	DEAD	112854.46
BASE	638	DL2	-85.95
BASE	638	DL3	10285.17
BASE	638	DL4	10692.38
BASE	642	DEAD	107122.97
BASE	642	DL2	-72.46
BASE	642	DL3	8991.65
BASE	642	DL4	10066.39
BASE	645	DEAD	114703.4
BASE	645	DL2	-62.69
BASE	645	DL3	10718.82
BASE	645	DL4	11068.52
BASE	648	DEAD	113737.71
BASE	648	DL2	-52.6
BASE	648	DL3	10583.65
BASE	648	DL4	10966.26
BASE	651	DEAD	114982.25
BASE	651	DL2	-39.69
BASE	651	DL3	10777.81
BASE	651	DL4	11166.49
BASE	654	DEAD	94057.16
BASE	654	DL2	-56.38
BASE	654	DL3	7731.58
BASE	654	DL4	8001.7
BASE	708	DEAD	13513.62
BASE	708	DL2	11.34
BASE	708	DL3	1197.36
BASE	708	DL4	725.32
BASE	759	DEAD	10250.97
BASE	759	DL2	2.73
BASE	759	DL3	1157.17
BASE	759	DL4	646.96
Summation	0, 0, Base	DEAD	13721500
Summation	0, 0, Base	DL2	264708
Summation	0, 0, Base	DL3	1667752.1
Summation	0, 0, Base	DL4	1543846.5

9. 塑鉸設定位置圖(示意圖)



Frame C

10. Final Step 塑鉸發展圖(示意圖)



Frame A

附件五：建築物耐震能力補強計畫書

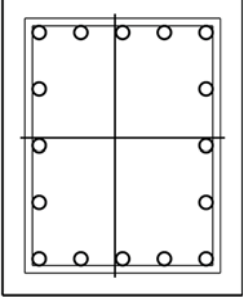
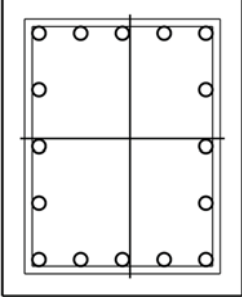
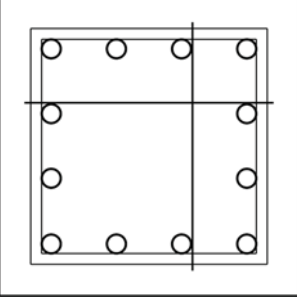
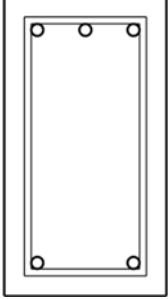
一、建築物補強方案應使建築物補強後，其耐震能力應達現行建築物耐震設計規範及解說第八章既有建築物之耐震能力評估與耐震補強之規定。

二、補強計畫書應至少包含下列項目：

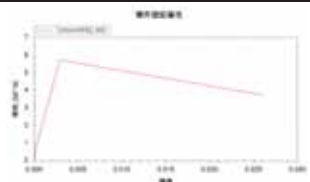
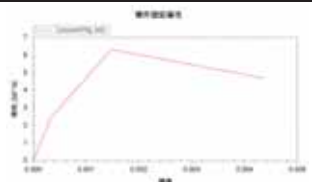
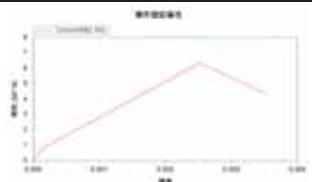
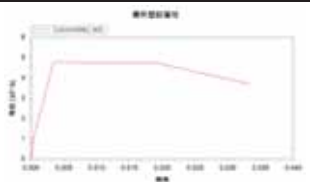
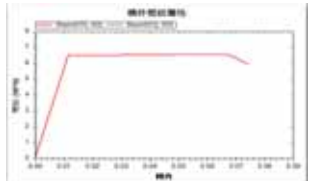
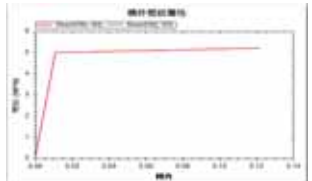
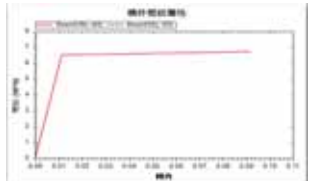
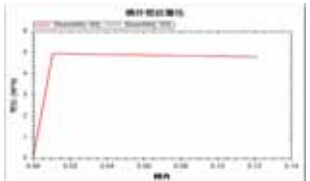
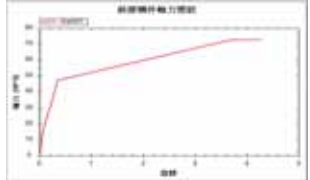
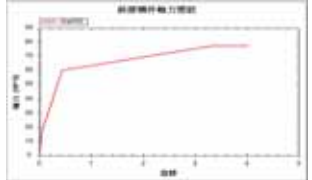
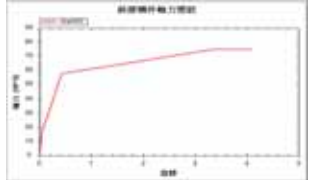
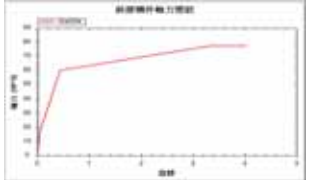
1. 補強目標應使建築物耐震能力達法規要求(故應含補強方案之耐震能力詳細評估以確定其適合性)。
2. 補強方案規劃。
3. 補強方案工法。
4. 補強方案期程。
5. 耐震補強方案建議及經費概估。
6. 建築物耐震能力詳細評估及補強方案相關資料，參詳「建築物耐震能力詳細評估檢查報告書」(E1-6)附件四內容。
7. 擬依都市危險及老舊建築物加速重建條例申請重建之案件，請依該條例第3條之規定進行改善不具效益之分析。

附件六：□原設計□現況 □補強方案__程式輸出檔

(一) 斷面資訊(示意圖)

現況(或補強)			
			
16-#7	16-#7	12-#7	5-#7
Name : 1C1	Name : 1C2	Name : 1C3	Name : 2B1
50×40	40×50	35×35	30×55
Cover : 3.71 cm	Cover : 3.71 cm	Cover : 3.71 cm	Cover : 3.71 cm
SNo : D13	SNo : D13	SNo : D13	SNo : D13
Spacing : 30 cm	Spacing : 30 cm	Spacing : 30 cm	Spacing : 30 cm
SpacingM : 30 cm	SpacingM : 30 cm	SpacingM : 30 cm	SpacingM : 30
Fc : 143 kgf/cm ²	Fc : 143 kgf/cm ²	Fc : 143 kgf/cm ²	cm Fc : 143
Fy : 4200 kgf/cm ²	Fy : 4200 kgf/cm ²	Fy : 4200 kgf/cm ²	kgf/cm ² Fy :
Fsy : 2800 kgf/cm ²	Fsy : 2800 kgf/cm ²	Fsy : 2800 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²
Av : 2.57 cm ²	Av : 2.57 cm ²	Av : 2.57 cm ²	Fsy : 2800
EL(2) : 20.02	EL(2) : 15.02	EL(2) : 8.72	kgf/cm ² Av :
EL(3) : 15.02	EL(3) : 20.02	EL(3) : 8.72	2.57 cm ²
			EL(2) : 22.58
			EL(3) : 47.58

(二) 梁、柱、牆塑鉸資訊(示意圖)

現況(或補強)			
			
Column015 = 10F-C5	Column016 = 10F-C6	Column017 = 10F-C7	Column018 = 10F-C8
			
Beam037 = RF-B56	Beam038 = RF-B58	Beam039 = RF-B60	Beam040 = RF-B61
			
Wall001 = RF-D1	Wall002 = RF-D2	Wall003 = RF-D3	Wall004 = RF-D4

附錄十 建築物耐震能力詳細評估檢查報告書
(非線性動力歷時分析法)

建築物耐震能力詳細評估檢查報告書(非線性動力歷時分析法)

E1-6-2

檢查登記號碼：

年度 評估檢查申報案	評估檢查日期	年 月 日
	文號	

建築物基本資料及評估結果摘要表(此頁置於報告書首頁)

申報建築物或營業場所名稱		
評估檢查日期		
建築物地址		
建築概述		
現況損壞概述		
震區分區		
臨近之斷層與距離		☐ _____ 斷層，距離 _____ 公里； ☐ 無
混凝土鑽心取樣及試驗結果	取樣數	
	設計值	
	試驗平均值	
	評估採用值	
氯離子	規範容許值	
	取樣數	
	各樣本之試驗值	
中性化	取樣數	
	各樣本之試驗值	
鋼筋	評估採用 f_y 值	☐ $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ ☐ #6 以下 $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ ☐ #6 以上(含) $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ ☐ 其他：_____
評估方法	☐ 內政部建築研究所開發 SERCB ☐ 其他經內政部同意之評估方法：_____	
現況耐震能力評估結果	X 向	475 年柱構材最大韌性比 $R_{475} = \max \left[(\theta_{\max} - \theta_y) / (\theta_u - \theta_y) \right] = \underline{\hspace{2cm}}$
	Y 向	475 年柱構材最大韌性比 $R_{475} = \max \left[(\theta_{\max} - \theta_y) / (\theta_u - \theta_y) \right] = \underline{\hspace{2cm}}$

耐震能力是否合格	X 向	☐ 合格 $R_{475} \leq 2/3$ (一般震區)	☐ 不合格 $R_{475} > 2/3$ (一般震區)
		☐ 合格 $R_{475} \leq 1/2$ (台北盆地)	☐ 不合格 $R_{475} > 1/2$ (台北盆地)
	Y 向	☐ 合格 $R_{475} \leq 2/3$ (一般震區)	☐ 不合格 $R_{475} > 2/3$ (一般震區)
		☐ 合格 $R_{475} \leq 1/2$ (台北盆地)	☐ 不合格 $R_{475} > 1/2$ (台北盆地)
適用建築物耐震設計規範及解說之版本(發布日期)			
補強方案	規劃		
	工法		
	期程		
	經費概估		
	X 向	475 年柱構材最大韌性比 $R_{475} = \max \left[(\theta_{\max} - \theta_y) / (\theta_u - \theta_y) \right] = \underline{\hspace{2cm}}$	
	Y 向	475 年柱構材最大韌性比 $R_{475} = \max \left[(\theta_{\max} - \theta_y) / (\theta_u - \theta_y) \right] = \underline{\hspace{2cm}}$	
耐震能力是否合格	X 向	☐ 合格 $R_{475} \leq 2/3$ (一般震區)	☐ 不合格 $R_{475} > 2/3$ (一般震區)
		☐ 合格 $R_{475} \leq 1/2$ (台北盆地)	☐ 不合格 $R_{475} > 1/2$ (台北盆地)
	Y 向	☐ 合格 $R_{475} \leq 2/3$ (一般震區)	☐ 不合格 $R_{475} > 2/3$ (一般震區)
		☐ 合格 $R_{475} \leq 1/2$ (台北盆地)	☐ 不合格 $R_{475} > 1/2$ (台北盆地)

綜合評論				
評估檢查簽證結果				
☐ 詳細 評估結 果符合 規定	評估檢 查專業 機構	機構名稱(負 責人姓名)		(地址及負責人名章)
		認可證字號		
☐ 詳細 評估結 果不符 合規定	檢查員	檢查員姓名		(簽章)
		核准文件日期 及字號		

建築物耐震能力詳細評估檢查報告書內容(至少包含下列四項目)

壹、材料試驗

一、混凝土強度

編號	抗壓強度 (kgf/cm ²)	樓層平均 抗壓強度 (kgf/cm ²)	試體最小 抗壓強度 /75%	原設計採用 之抗壓強度 (kgf/cm ²)	詳評採用之 抗壓強度 (kgf/cm ²)
2F-1					
2F-2					
2F-3					

二、中性化試驗

編號	中性化深度 (不含粉 刷層) (cm)	中性化平 均深度 (cm)
2F-1		
2F-2		
2F-3		

三、氯離子含量試驗

編號	氯離子含量 (kg/m ³)	檢驗結果
2F-1		
2F-2		
2F-3		

四、磚塊強度

五、鋼筋強度

六、鋼材強度

七、其他

貳、 結構物基本分析資料

一、各樓層活載重

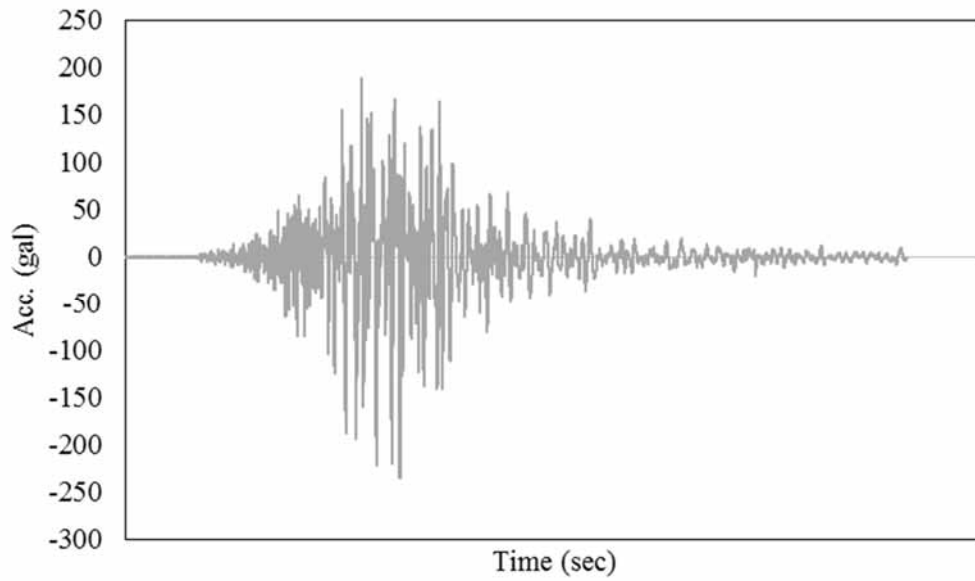
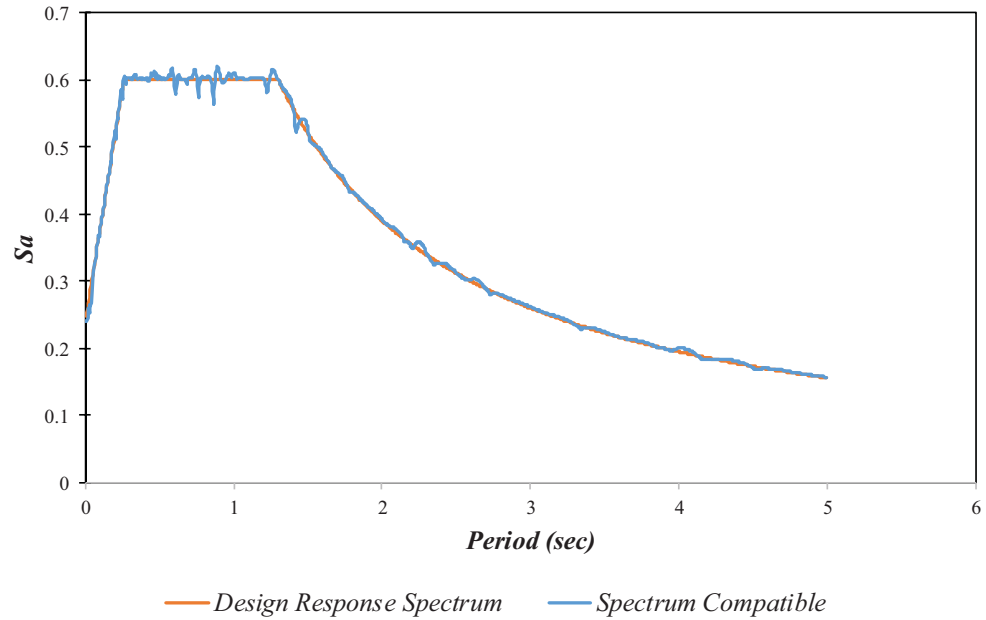
樓層別	用途	活載重(kgf/m ²)	1/2 活載重

二、各樓層靜載重計算

樓層	柱重	梁重	版重	牆與其他重量	樓層總重量	樓版面積	單位重
單位	tf	tf	tf	tf	tf	m ²	tf/m ²
Total							

三、地震歷時

依照建築物耐震設計規範，以三筆工址附近實測地震紀錄，調整到與 475 年回歸期地震設計反應譜相符之地震歷時。



參、耐震能力詳細評估(非線性動力歷時分析)

一、評估方法

1. ☐內政部建築研究所開發 SERCB。2. ☐其他經內政部同意之評估方法：_____

二、現況/補強耐震能力詳細評估(非線性動力歷時分析)

☐現況 ☐補強方案__耐震能力詳細評估

三、耐震能力

現況 耐震能力 評估結果	X 向	475 年柱構材最大韌性比 $R_{475} = \max[(\theta_{\max} - \theta_y) / (\theta_u - \theta_y)] = \underline{\hspace{2cm}}$
	Y 向	475 年柱構材最大韌性比 $R_{475} = \max[(\theta_{\max} - \theta_y) / (\theta_u - \theta_y)] = \underline{\hspace{2cm}}$

各樓層層間位移角(%)	X 向	Y 向
RF (%)		
__F (%)		
__F (%)		

四、評估結果及建築物整體綜合判斷

五、繼續使用其應注意事項

肆、附件

附件一：原設計圖說

使用執照、各樓層建築平、立面圖及結構平面圖、配筋圖、結構計算書、地質調查報告等相關資料。(若無則免附)

附件二：現況建築與結構平面圖及評估用配筋圖

各樓層使用現況建築與結構平面圖(含加蓋、違建、夾層、提高使用載重或更改結構主構件等)、結構斷面尺寸與原設計圖說內容比對、鋼筋配置查核(樑柱主、箍筋、保護層厚度檢測【非破性檢測】)及評估用配筋圖。

附件三：現況損壞情況(含裂縫)照片及說明

現況損壞情況(含裂縫)照片及說明。

附件四：□現況 □補強方案__耐震能力詳細評估結果

各耐震能力詳細評估結果檢附附件，如下表

	現況	補強方案
1.分析模型圖	V	V
2.補強方案規劃位置圖		V
3.分析模型平面圖	V	V
4.層間位移角圖表	V	V
5.構件韌性檢核	V	V
6. PMM 檢核	V	V
7.重量檢核	V	V
8.塑鉸設定位置圖	V	V
9.塑鉸遲滯迴圈圖	V	V

1. 分析模型圖

- (1) 立體圖
- (2) 平面圖
- (3) 正視圖
- (4) 側視圖

2. 補強方案__規劃位置圖

結構補強平面圖

3. 分析模型平面圖

分析模型各樓層平面圖

4. 層間位移角圖表(475年回歸期地震設計反應譜相符之地震歷時)

Story	第一筆地震輸入	第二筆地震輸入	第三筆地震輸入
	Drift ratio(%)	Drift ratio(%)	Drift ratio(%)
	層間位移角	層間位移角	層間位移角
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			

5. 柱構材韌性檢核(475年回歸期地震設計反應譜相符之地震歷時)

Element No.	第一筆地震輸入	第二筆地震輸入	第三筆地震輸入	是否合格
	R_{475}	R_{475}	R_{475}	$R_{475} \leq 2/3$
1				OK / NG
2				OK / NG
3				OK / NG
4				OK / NG
5				OK / NG
6				OK / NG
7				OK / NG
8				OK / NG

6. PMM 檢核(若為非規則建築物考慮雙向塑鉸需檢核，475年回歸期地震設計反應譜相符之地震歷時)

第一筆地震輸入					
Element No.	P	M3(My)	M2(Mz)	PMM ratio	是否合格
1					OK / NG
2					OK / NG
3					OK / NG
4					OK / NG
5					OK / NG
6					OK / NG
7					OK / NG

第二筆地震輸入					
Element No.	P	M3(My)	M2(Mz)	PMM ratio	是否合格
1					OK / NG
2					OK / NG
3					OK / NG
4					OK / NG
5					OK / NG
6					OK / NG
7					OK / NG
8					OK / NG

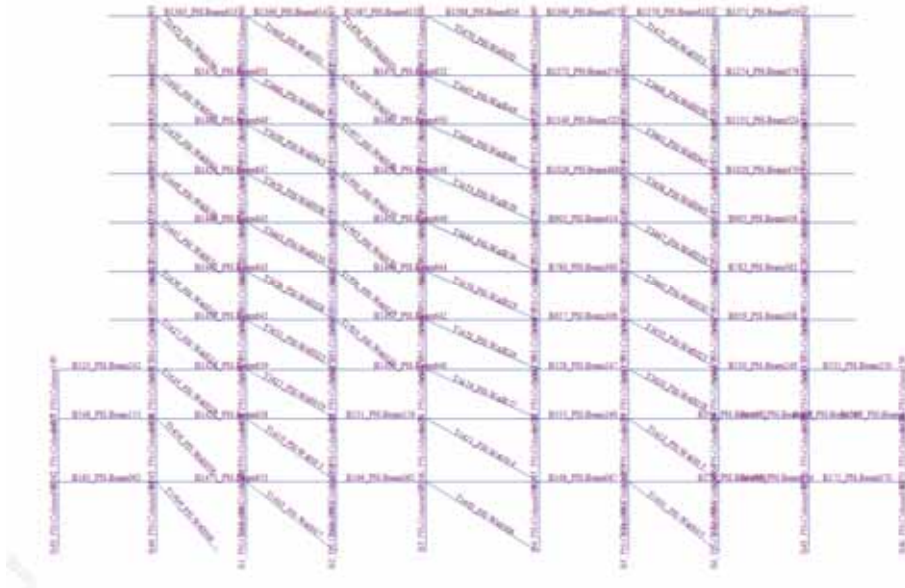
第三筆地震輸入					
Element No.	P	M3(My)	M2(Mz)	PMM ratio	是否合格
1					OK / NG
2					OK / NG
3					OK / NG
4					OK / NG
5					OK / NG
6					OK / NG
7					OK / NG
8					OK / NG

7. 建築物重量檢核：

樓層	柱重	梁重	版重	牆與其他重量	樓層總重量	樓板面積	單位重
單位	tf	tf	tf	tf	tf	m ²	tf/m ²
總計							

Story	Point	Load	FZ
BASE	631	DEAD	64910.22
BASE	631	DL2	-74.74
BASE	631	DL3	4731.34
BASE	631	DL4	4868.59
BASE	634	DEAD	106127.4
BASE	634	DL2	-100.97
BASE	634	DL3	8872.23
BASE	634	DL4	9971.16
BASE	638	DEAD	112854.46
BASE	638	DL2	-85.95
BASE	638	DL3	10285.17
BASE	638	DL4	10692.38
BASE	642	DEAD	107122.97
BASE	642	DL2	-72.46
BASE	642	DL3	8991.65
BASE	642	DL4	10066.39
BASE	645	DEAD	114703.4
BASE	645	DL2	-62.69
BASE	645	DL3	10718.82
BASE	645	DL4	11068.52
BASE	648	DEAD	113737.71
BASE	648	DL2	-52.6
BASE	648	DL3	10583.65
BASE	648	DL4	10966.26
BASE	651	DEAD	114982.25
BASE	651	DL2	-39.69
BASE	651	DL3	10777.81
BASE	651	DL4	11166.49
BASE	654	DEAD	94057.16
BASE	654	DL2	-56.38
BASE	654	DL3	7731.58
BASE	654	DL4	8001.7
BASE	708	DEAD	13513.62
BASE	708	DL2	11.34
BASE	708	DL3	1197.36
BASE	708	DL4	725.32
BASE	759	DEAD	10250.97
BASE	759	DL2	2.73
BASE	759	DL3	1157.17
BASE	759	DL4	646.96
Summation	0, 0, Base	DEAD	13721500
Summation	0, 0, Base	DL2	264708
Summation	0, 0, Base	DL3	1667752.1
Summation	0, 0, Base	DL4	1543846.5

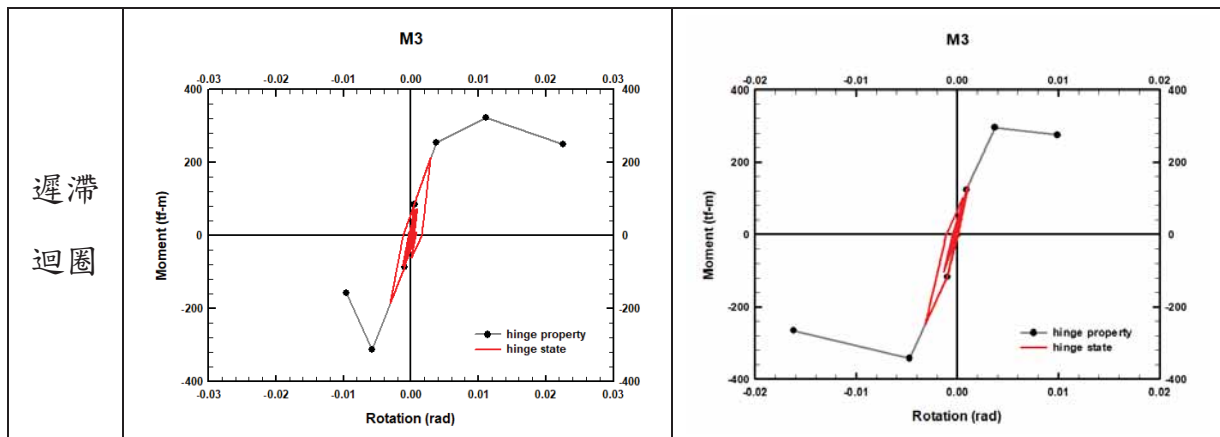
8. 塑鉸設定位置圖(示意圖)



Frame C

9. 柱塑鉸遲滯迴圈圖 (示意圖)

柱 編號	1F-C1(BOT)	1F-C1(TOP)
遲滯 迴圈	M3	M3
柱 編號	1F-C2(BOT)	1F-C2(TOP)



附件五：建築物耐震能力補強計畫書

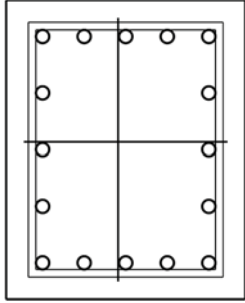
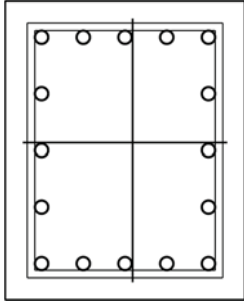
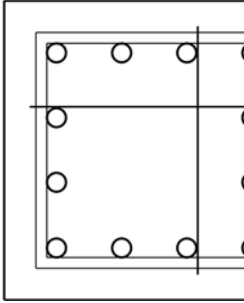
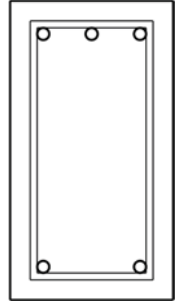
一、建築物補強方案應使建築物補強後，其耐震能力應達現行建築物耐震設計規範及解說第八章既有建築物之耐震能力評估與耐震補強之規定。

二、補強計畫書應至少包含下列項目：

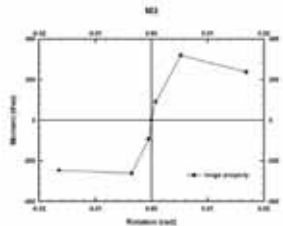
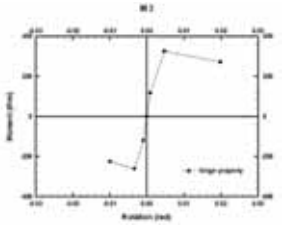
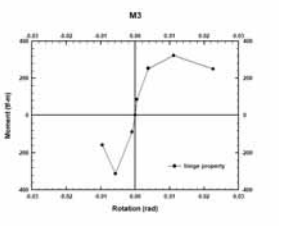
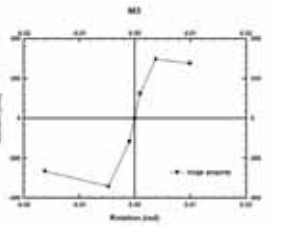
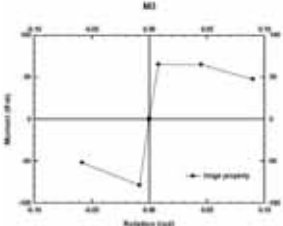
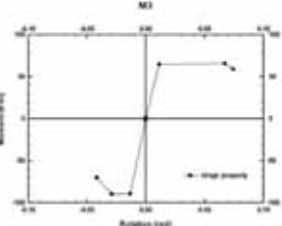
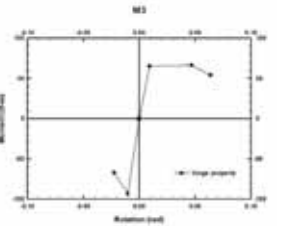
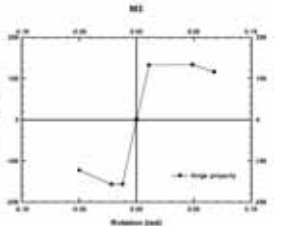
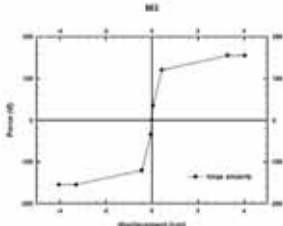
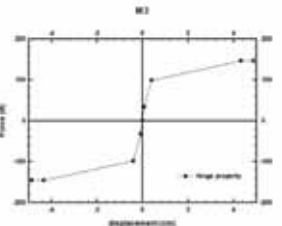
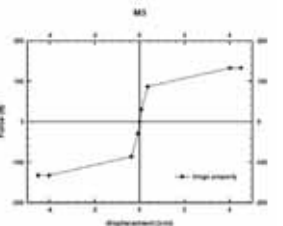
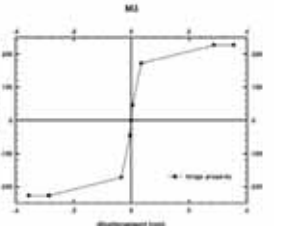
1. 補強目標應使建築物耐震能力達法規要求(故應含補強方案之耐震能力詳細評估以確定其適合性)。
2. 補強方案規劃。
3. 補強方案工法。
4. 補強方案期程。
5. 耐震補強方案建議及經費概估。
6. 建築物耐震能力詳細評估及補強方案相關資料，參詳「建築物耐震能力詳細評估檢查報告書」(E1-6)附件四內容。
7. 擬依都市危險及老舊建築物加速重建條例申請重建之案件，請依該條例第3條之規定進行改善不具效益之分析。

附件六： ☐原設計 ☐現況 ☐補強方案__程式輸出檔

(一) 斷面資訊 (示意圖)

現況(或補強)			
			
16-#7 Name : 10C1 50×40 Cover : 3.71 cm SNo : D13 Spacing : 30 cm SpacingM : 30 cm Fc : 143 kgf/cm ² Fy : 4200 kgf/cm ² Fsy : 2800 kgf/cm ² Av : 2.57 cm ² EL(2) : 20.02 EL(3) : 15.02	16-#7 Name : 10C2 40×50 Cover : 3.71 cm SNo : D13 Spacing : 30 cm SpacingM : 30 cm Fc : 143 kgf/cm ² Fy : 4200 kgf/cm ² Fsy : 2800 kgf/cm ² Av : 2.57 cm ² EL(2) : 15.02 EL(3) : 20.02	12-#7 Name : 10C3 35×35 Cover : 3.71 cm SNo : D13 Spacing : 30 cm SpacingM : 30 cm Fc : 143 kgf/cm ² Fy : 4200 kgf/cm ² Fsy : 2800 kgf/cm ² Av : 2.57 cm ² EL(2) : 8.72 EL(3) : 8.72	5-#7 Name : 2B1 30×55 Cover : 3.71 cm SNo : D13 Spacing : 30 cm SpacingM : 30 cm Fc : 143 kgf/cm ² Fy : 4200 kgf/cm ² Fsy : 2800 kgf/cm ² Av : 2.57 cm ² EL(2) : 22.58 EL(3) : 47.58

(二) 梁、柱、牆塑鉸資訊(包含第一與第三象限) (示意圖)

現況(或補強)			
			
Column001 = 1F-C1	Column002 = 1F-C2	Column003 = 1F-C3	Column004 = 1F-C4
			
Beam037 = RF-B56	Beam038 = RF-B58	Beam039 = RF-B60	Beam040 = RF-B61
			
Wall001 = RF-D1	Wall002 = RF-D2	Wall003 = RF-D3	Wall004 = RF-D4

附錄十一 建築物耐震設計規範及解說有關

結構非線性動力分析建議修訂條文

第八章 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強

8.1 通則

既有建築物須辦理耐震能力評估者，經評估後認為有必要提昇其耐震能力時，應運用耐震補強技術，採取適當改善措施，以提昇建築物之安全性。耐震能力評估與耐震補強應依本章辦理。

本章所訂之耐震能力評估方法為檢視既有建築物之耐震能力，與新建、增建、改建、修建之相關規定並不相同，因此不得單獨作為上述建造建築物時符合耐震設計之依據。

耐震評估及補強設計應進行審查，以確保其成果，審查規定由主管建築機關另訂之。

解說：

1995 年 1 月日本阪神地震中，建築物損害頗為嚴重，震害範圍包括了中高層建築在內，經推測日本全國有 9400 萬棟耐震能力不符需求者。隨著建築技術的進步與社會經濟的變遷，建築法規時有修正，依舊法規設計之的建築物常有不符新法規之情形。為減輕地震災害，日本在 1995 年 10 月公布了「建築物耐震改修促進法」[1]，以利推動建築物之耐震評估與補強，並因應實際現況，歷經多次修改（1996、1997、1999、2005、2006、2011、2013 年），如今已有了相當良好的成效。

美國在既有建築物的耐震評估上，應用技術協會（Applied Technology Council）早期出版之 ATC-28（1991）及 ATC-40[2]（1996），提供建築物耐震性能評估指針。爾後聯邦緊急事務管理署（FEMA）出版之 FEMA-273（1997）、FEMA-356[3]

(2000) 以及美國土木工程師學會 (American Society of Civil Engineers) 出版之 ASCE 41-06 (2006) 及 ASCE 41-13[4] (2013) 一系列針對建築物耐震評估與補強技術指針，為建築物耐震補強制定一套在技術上合理且適用於國家的指南，提供設計專業人員、教育工作者、示範法規、標準制定組織以及各州及地方建築監管人員使用。其中建物非線性靜力分析程序主要以容量震譜法與位移係數法為主，並提供非線性動力分析程序的使用時機與原則，及各種構造系統的補強設計相關規定，至今仍持續發展。

我國建築技術規則在民國 63 年修正後，才有較詳細的耐震設計規定，經民國 71 年、78 年、86 年、88 年、94 年及 100 年多次修訂，因此確實有不少老舊建築物之耐震能力不符最新規範之耐震需求。綜觀近年來發生之災害地震，發生破壞之案例多屬此類耐震性較差之建築，因此針對數量龐大之且未經耐震評估之老舊建築，將其篩選出並及時補強，為現今刻不容緩之重要課題。

行政院於民國 89 年 6 月 16 日核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，並於 97 年及 103 年修正部分內容，以公有建築物先行實施，進而推動私有建築物之方式，期能達成全面提升國內建築物耐震安全性，實施至今已逐步提升公有建築物之耐震能力。此外，105 年 2 月 6 日高雄美濃地震之後，行政院於 105 年 4 月核定「安家固園計畫」，推動辦理私有住宅及私有供公眾使用建築物之耐震評估及補強相關工作。106 年修訂「建築物實施耐震能力評估及補強方案」部分規定，納入公有零售市場類建築物，以強化公有建築物耐震能力評估及補強之推動。107 年 2 月 6 日花蓮地震後，鑒於私有之既有建築物耐震評估與補強工作短期之內推動不易，爰於本章訂定排除軟弱層破壞之補強規定。

耐震能力評估方法為檢視既有建築物之耐震能力是否達到一定標準之評估程序，與新建、增建、改建、修建等列於建築法第九條之建造規定並不相同，因此不得以建築物通過耐震評估而以此作為新建、增建、改建、修建之建築物符合耐震設

計之依據。

對於耐震能力評估及補強設計，為確保評估程序及補強設計之合理性及適用性，應進行審查確認，審查規定由主管建築機關另訂之。

8.2 耐震能力評估方法

1. 建築物進行耐震能力評估前，應對結構部分（如梁、柱、牆與斜撐系統等）作實地調查。並應充分了解建築物之現況、震害經驗與修復補強情形等影響耐震能力之各項因素。
2. 耐震能力評估的方法應採用合乎公認之學理認可方式。耐震能力評估程序分為初步評估與詳細評估，初步評估之結果一般而言偏向保守，故經由初步評估判定為無疑慮者，得不必進行詳細評估。
3. 進行結構耐震能力評估與補強設計時，應考慮非結構牆之效應，於分析模型中納入考量。

解說：

為數龐大的老舊建築物若逐一進行詳細耐震能力評估，將需要相當的經費與時間，因此可先進行較快速之初步耐震評估予以初步篩選，初步耐震評估之結果一般而言偏向保守，故經由初步評估判定為無疑慮者，得不必進行詳細評估。評估者應視標的建築物之結構特性及建築材質如木構造、磚構造、鋼構造、鋼筋混凝土構造、鋼骨鋼筋混凝土構造等，採用合乎公認之學理認可的初步評估方式。

建築物經初步評估後判定為有疑慮或確有疑慮者，除拆除重建外，應進行詳細評估或耐震補強設計。詳細評估需調查建築物目前現況及損害情形，並且考量是否符合目前法規規定之地震抵抗能力及地震來時是否有立即倒塌之危險，以作為建築物如何補強之依據。主要分析內容包含現況耐震能力評估、評估結果綜合判斷及建築物繼續使用其應注意事項。

國內外已發展數種建築物耐震能力詳細評估法，利用建築物載重狀況、結構

材料強度、斷面配筋、構件非線性行為模擬等，搭配結構的損傷控制或性能目標來獲得建築物之耐震能力[4,5,6]。

在此須注意以靜力側推分析為基礎所發展之評估方式，在運用非線性靜力側推分析求得容量曲線之限制，因其較難準確地估計在動態反應中結構勁度軟化的效應，以及模擬多自由度系統高模態的行為，因此在中高樓層建築因其高模態反應占比較高，**尤其是扭轉不規則及軟弱底層結構**，僅以非線性靜力側推分析會產生較大誤差。若目標建築物屬本規範 3.1 節所規定，並且其地面以上樓層之第一模態有效震態質量比小於 60%者，則應以非線性動力歷時分析或其它經認可之方法，作為結構詳細評估方式。~~→時間歷時挑選應參照 3.6 節規定，非線性鉸之設定應能確實反映補強前及補強後構件之動態特性→採用非線性動力歷時分析法進行耐震能力評估時，有關輸入震波，根據 FEMA P-58[7]須同時考量水平雙向地震力對於結構反應之影響。採用第二章所規定之各震區反應譜作為目標反應譜，選取至少 11 組與目標反應譜形狀吻合之雙向震波，並將所選之震波進行適當縮放調整。非線性鉸之設定應能確實反映補強前及補強後構件之強度、勁度與遲滯動態特性[8]。~~

進行結構耐震能力評估與補強設計時，應考慮非結構牆之效應，非結構牆係指結構性剪力牆之外的完整磚牆、完整 RC 牆或窗台所引致之短柱、短梁效應，但具開口之非結構牆部分，應由評估者考量。

8.3 耐震能力評估及補強之基準

1. 實施耐震能力詳細評估之建築物，其不需補強或補強後之耐震能力應達下列基準之一：
 - (一) 建築物之耐震能力以其能抵抗之最大地表加速度峰值表示，其耐震能力應達本規範規定工址 475 年回歸期之設計地震地表加速度乘以用途係數 I 。
 - (二) 建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址 475 年回歸期之設計地震力作用下所需達到之性能水準。
 - (三) 建築物亦得以機率式風險評估法作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址 2500 年回歸期之設計地震力作用下所需達到之性能水準。
2. 若建築物因工程技術以外之因素而無法完成符合本節第 1 項規定之完整耐震補強時，若經主管機關認可，可先採取 8.5 節排除軟弱層破壞之補強方式辦理，作為階段性補強措施。

解說：

在檢核既有建築之耐震能力時，為簡化評估程序，以 475 年回歸期之設計地震作為檢核依據。本規範定義 475 年回歸期之設計地震地表加速度為 $0.4S_{DS}$ ，其中， S_{DS} 為工址短週期設計譜加速度係數，乃依據 50 年使用年限中超越機率百分之十之均布危害度分析，按第二章之規定訂定。

建築物之耐震能力可以其能抵抗之最大地表加速度峰值表示，在建築物之韌性發展到容許韌性容量 R_a 時，其相對應之等效地表加速度 EPA 應達 $0.4S_{DS} I$ 。

建築物之耐震能力亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保不同用途係數之既有建築物在 475 年回歸期之設計地震作用下應達到其所要求之性能水準，表 C8-1 為鋼筋混凝土建築物之建議性能目標，對於不同用途係數之建築物，其性能目標包含基底剪力、層間變位角及垂直承載等要求，在達到此性能目標時所相對應之地表加速度值，以三者中之最小值為控制值(A_p)，不得小於 475 年回歸期之設計地震地表加速度值 ($EPA=0.4S_{DS}$)。

建築物之耐震能力亦得以機率式風險評估法[9]作為耐震能力之檢核標準。採用非線性增量動力分析法(incremental dynamic analysis, IDA)[10]，於非線性分析模型中輸入按 FEMA P-58[7]程序所挑選與調整後之雙向地震波，再搭配 PEER TBI-Task 7「總體結構」準則[11]，及國家地震工程研究中心「局部構件」準則[6]，如表 C8-2，建立倒塌易損性曲線。最後參採 ASCE 7-10[12]及 FEMA P695[13]，由倒塌易損性曲線獲得最大考量地震等級且倒塌機率等於 10%所對應之有效地表加速度值，以判定建物耐震能力。

若建築物進行補強計畫時因工程技術以外之因素而無法立即完成符合本節第 1 項規定之完整耐震補強時，若經主管機關認可，可先採取 8.5 節排除軟弱層破壞之補強方式辦理，作為階段性補強措施。

表 C8-1 鋼筋混凝土建築物耐震評估及補強對應 475 年設計地震之性能目標

用途係數	性能目標(相對應之地表加速度 A_p)		
	基底剪力目標	層間變位角目標	垂直承載目標
第一類及 第二類建築 ($I=1.5$)	$0.8V_{\max}^- *$	1%	垂直承載構件發生軸向破壞***
第三類建築 ($I=1.25$)	$V_{\max}$	2%	
第四類建築 ($I=1.0$)	$0.8V_{\max}^+ **$	2.5%	

註：

*基底剪力 $0.8V_{\max}^-$ 位於容量曲線上升段，並為最大值($V_{\max}$)的 0.80 倍。

**基底剪力 $0.8V_{\max}^+$ 位於容量曲線下降段，並為最大值($V_{\max}$)的 0.85 倍。

***垂直承載構件發生軸向破壞係指各側推分析步中有任一垂直承載構件之非線性變形到達 Δ_a 。

表 C8-2 倒塌破壞準則

種類	倒塌準則
局部構件準則	任一柱構件達其韌性容量
整體結構準則	任一樓層之最大層間變位角達 $\theta_{\max} \geq 4\%$ (撓性系統，例如：抗彎矩構架系統) 或 $\theta_{\max} \geq 2\%$ (剛性系統，例如：具剪力牆或斜撐構架)

8.4 耐震補強之設計與施工

1. 耐震補強應依據耐震能力評估之結果，作通盤檢討後確認建築物之耐震安全性。如有必要作補強以提昇其耐震能力時，應依主管建築機關規定之程序辦理。
2. 耐震補強設計應依其補強的目標，採用改善結構系統、增加結構體韌性與強度等方式進行，惟應注意各項抗震構材之均衡配置，以使建築物整體結構系統耐震能力之均衡提昇，補強設計應同時考量施工的可行性。
3. 耐震補強或改修不得產生有害基礎安全之情形(如沈陷、變形等)。
4. 耐震補強應注意施工中之安全。尤其建築物在繼續使用中或以階段施工方式進行耐震補強時，應輔以必要之臨時安全支撐，以避免施工過程結構系統產生弱點。
5. 耐震補強應有確實的施工及嚴格的品管等，以達到預期的目標。施工時應防止噪音、振動及其他有害環境衛生之情形產生。

解說：

耐震補強為針對耐震能力不足的建築物，做最適當的整體加勁或構件修補，以提高結構體的強度、韌性並防止過大變形，使之符合現行最新的規範。目前既有建築物耐震補強採取的方式大致可分為：(1)結構構件補強、(2)結構系統調整與改善、(3)減低地震力需求等三大類。國內常見的傳統補強工法[6,14]大致有：

(1)擴大既有柱體之斷面積、(2)於既有柱旁增設 RC 翼牆、(3)增設 RC 牆體或斜撐、(4)於梁柱構件包覆鋼板、(5)於梁柱構件包覆碳纖維貼片 (CFRP) (6)其他。各種補強方法有其特色，須充分考量耐震補強建築物之使用需求，於提升耐震能力之同時，兼顧經濟性與施工性，在此需注意補強工法為在既有之建築物內施作，與一般新建建築物之施工方式不同，因此在補強設計時應考慮施工的可行性。補強設計亦應考量樓層質心與剛心的偏心扭矩，增加抗側力構件的設計應均勻配置，以避免補強後建築發生扭轉之情況。

若不依傳統補強方式，亦可以增設隔震元件或是被動消能元件等方式，其設計應依據本規範第九章及第十章有關新建建築物之規定辦理，同時其實體測試以及性能保證之測試亦應依相關之規定進行以確認補強設計之效果。採用新材料或新工法作為耐震補強方式，應確認其適用性。

建築物進行耐震補強施工時，常有敲除、改造部分構材之情形，施工階段或有產生局部性或系統性弱點的時候。因此耐震補強施工應妥為規劃，在各施工階段不得有影響建築物安全之情形，必要時應加設足夠之臨時安全措施。

8.5 排除軟弱層破壞之補強

若建築物因工程技術以外之因素而無法完成整體耐震補強作業，以滿足 8.3 節第 1 點之要求，則可先採取排除軟弱層破壞之補強之方式，作為階段性補強措施，以大幅提升具有此類特性之建築物的耐震性能，降低在地震下因軟弱層集中式破壞而崩塌的風險。

解說：

民國 88 年集集地震，全台建築物全倒及半倒超過十萬戶，許多建築底層倒塌，上半部相對完整，反映出上下樓層間強度與勁度差距過大，地震損害過分集中的情形。同樣情況亦發生在 105 年美濃地震之維冠大樓、京城銀行等以及 107

年花蓮地震之統帥飯店、雲門翠堤大樓等的倒塌案例中。造成此一現象有其背景因素，從政策面來看，由於都會區公共空間不足，政府獎勵建築物之低樓層為開放空間供公眾使用，因此結構及非結構牆量較少，若設計者於設計時未將上層之非結構牆納入計算，則底層易有軟弱層情況發生，加上傳統騎樓式設計，亦加劇此一效應。地震時損害過分集中於軟弱層，結構整體無法發揮應有之韌性，破壞為集中式破壞，使建築物耐震能力大幅降低。此一情形若不儘速改善，下次地震此類建築仍會是最大地震風險來源。對於此類建築物，儘速進行詳細評估與整體耐震補強是最好的改善方式。

然而，建築物若產權複雜，各所有權人間不易達成共識完成整體耐震補強作業以符合 8.3 節第 1 點之標準，為避免此一情況阻礙部分所有權人欲提升建築物耐震能力之意願，若在其產權範圍內具有軟弱層之現象時，應允許其改善此一情況，提升其所有部分乃至於建築物整體之耐震能力，以大幅降低軟弱層集中式破壞導致建築物在地震下發生崩塌的機率。

排除軟弱層之定義為目標樓層以下之各樓層滿足本規範第 2.17 節極限層剪力強度與設計層剪力的比值規定，或是單以極限層剪力強度來評估，不得低於其上一層強度之 90%，以滿足排除弱層之要求，計算極限層剪力強度時須計及非結構牆所提供之強度。此外，目標樓層以下各層之側向勁度均不得低於其上一層之 70%，以滿足排除軟層之要求。排除軟弱層破壞之補強設計在增加抗側力構件時亦應考量樓層質心與剛心的偏心扭矩，避免扭轉之情況發生。

建築物進行排除軟弱層破壞之補強後，破壞應可分散於其它樓層而不至於發生軟弱層集中式破壞。但在等效最大地表加速度(EPA)為 0.4SDS 之震度作用下，結構仍有可能因垂直構件喪失承载力而崩塌，故目標建築物仍應儘速完成整體耐震評估及補強工作為宜。

參考書目：

[1] 日本政府，「建築物耐震改修促進法」，平成 7 年 10 月法律第 123 號，1995

年。

- [2] ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council, Redwood city, California, 1996.
- [3] FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency: Washington, D.C., 2000.
- [4] ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers, seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia, 2013.
- [5] 宋裕祺、蔡益超，「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估 SERCB—理論背景與系統操作」，社團法人中國土木水利工程學會，2017。
- [6] 國家地震工程研究中心研究報告，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版」，NCREE-2013-023，2013。
- [7] FEMA P-58. Seismic performance assessment of buildings. Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [8] ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2019.
- [9] 謝瑋桓、盧煉元、蕭輔沛、湯宇仕、黃尹男，「中高樓結構機率式倒塌風險評估法之應用研究」，結構工程，第33卷，第2期，第89-120頁，2018。
- [10] Vamvatsikos D and Cornell CA. Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35(9): 1097-1117., 2006.
- [11] PEER-TBI Task7. Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. PEER Report No. 2010/111, University of California at Berkeley, 2010.
- [12] ASCE 7-10, Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers, 2013.
- [13] FEMA P-695, Quantification of building seismic performance factors. Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [14] 中華民國地震工程學會耐震補強委員會，「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」，科技圖書股份有限公司，2016，ISBN 978-957-655-529-9。

「建築物耐震設計規範及解說」修正條文對照表

修正規定	現行規定	說明
第 8 章 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強	第 8 章 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強	未修正
8.3 <u>耐震能力評估及補強之基準</u> 【解說】 (二) 建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址 475 年回歸期之設計地震力作用下所需達到之性能水準。 (三) <u>建築物亦得以機率式風險評估法作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址 2500 年回歸期之設計地震力作用下所需達到之性能水準。</u> <u>建築物之耐震能力亦得以機率式風險評估法[9]作為耐震能力之檢核標準。採用非線性增量動力分析法(incremental dynamic analysis，IDA)[10]，於非線性分析</u>	8.2 耐震能力評估與耐震補強 【解說】 (二) 建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址 475 年回歸期之設計地震力作用下所需達到之性能水準。 (三) 進行結構耐震能力評估與補強設計時，應考慮非結構牆之效應，並檢討軟弱層存在之情況。 	修正條例標題及標號 一、本節解說增訂。 二、說明非線性增量動力分析方法。

<u>模型中輸入按 FEMA P-58[7]程序所挑選與調整後之雙向地震波，再搭配 PEER TBI-Task 7「總體結構」準則[11]，及國家地震工程研究中心「局部構件」準則[6]，如表 C8-2，建立倒塌易損性曲線。最後參採 ASCE 7-10[12]及 FEMA P695[13]，由倒塌易損性曲線獲得最大考量地震等級且倒塌機率等於 10%所對應之有效地表加速度值，以判定建物耐震能力。</u> <u>採用非線性動力歷時分析法進行耐震能力評估時，有關輸入震波，根據 FEMA P-58[7]須同時考量水平雙向地震力對於結構反應之影響。採用第二章所規定之各震區反應譜作為目標反應譜，選取至少 11 組與目標反應譜形狀吻合之雙向震波，並將所選之震波進行適當縮放調整。非線性鉸之設定應能確實反映補強前及補強後構件之強度、勁度與遲滯動態特性[8]。</u> 	
---	--

表 C8-2 倒塌破壞準則		
種類	倒塌準則	
局部構件準則	任一柱構件達其韌性容量	
整體結構準則	任一樓層之最大層間變位角達 $\theta_{\max} \geq 4\%$ (撓性系統，例如：抗彎矩構架系統) 或	
	$\theta_{\max} \geq 2\%$ (剛性系統，例如：具剪力牆或斜撐構架)	
參考文獻	參考文獻	未修正
[6] 國家地震工程研究中心研究報告，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版」，NCREE-2013-023，2013。	[6] 國家地震工程研究中心研究報告，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版」，NCREE-2013-023，2013。	參考文獻增訂。
[7] FEMA P-58. Seismic performance assessment of buildings. Federal Emergency Management Agency, 2012.		

[8] <u>ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2019.</u> [9] <u>謝瑋桓、盧煥元、蕭輔沛、湯宇仕、黃尹男，「中高层建筑結構機率式倒塌風險評估法之應用研究」，結構工程，第 33 卷，第 2 期，第 89-120 頁，2018。</u> [10] <u>Vamvatsikos D and Cornell CA. Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35(9): 1097-1117., 2006.</u> [11] <u>PEER-TBI Task7. Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. PEER Report No. 2010/111, University of California at Berkeley, 2010.</u> [12] <u>ASCE 7-10, Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers, 2013.</u> [13] <u>FEMA P-695, Quantification of building seismic performance factors. Federal Emergency Management Agency, 2009.</u>	
---	--

「建築物耐震設計規範及解說」修正條文對照表

修正規定	現行規定	說明
第 8 章 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強	第 8 章 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強	未修正
8.4 耐震補強之設計及施工	8.4 耐震補強之施工	新增文字
【解說】 <u>耐震補強為針對耐震能力不足的建築物，做最適當的整體加勁或構件修補， 8.3 耐震補強效果設計之確認 1.耐震補強應以分析計算方法或實測法等已公認之學理與方法，進行補強效果之確認。2.耐震補強應有餘裕的設計、確實的施工及嚴格的品管等，以達到預期的目標。 8-6 以提高結構體的強度、韌性並防止過大的變形，使之符合現行最新的規範。目前既有建築物耐震補強採取的方式大致可分為：(1)結構構件補強、(2)結構系統調整與改善、(3)減低地震力需求等三大類。國內常見的傳統補強工法[6][14]大致有：(1)擴大既有柱體之斷面積、(2)於既有柱旁增設 RC 翼牆、</u>	【解說】 建築物進行耐震補強施工時，常有敲除、改造部分構材之情形，施工階段或有產生局部性 或系統性弱點的時候。因此耐震補強施工應妥為規劃，在各施工階段不得有影響建築物安全之情形，必要時應加設足夠之臨時安全措施。	一、本節解說增訂。

<u>(3)增設 RC 牆體或斜撐、(4)於梁柱構件包覆鋼板、(5)於梁柱構件包覆碳纖維貼片 (CFRP) (6)其他。各種補強方法有其特色，須充分考量耐震補強建築物之使用需求，於提升耐震能力之同時，兼顧經濟性與施工性，在此需注意補強工法為在既有之建築物內施作，與一般新建建築物之施工方式不同，因此在補強設計時應考慮施工的可行性。補強設計亦應考量樓層質心與剛心的偏心扭矩，增加抗側力構件的設計應均勻配置，以避免補強後建築發生扭轉之情況。若不依傳統補強方式，亦可以增設隔震元件或是被動消能元件等方式，其設計應依據本規範第九章及第十章有關新建建築物之規定辦理，同時其實體測試以及性能保證之測試亦應依相關之規定進行以確認補強設計之效果。採用新材料或新工法作為耐震補強方式，應確認其適用性。</u> 建築物進行耐震補強施工時，常有敲除、改造部分構材之情形，施工階段或有產生局部性 或系統性弱點的時候。因此耐震補強施工應妥為規劃，在各施工階段不得有影響建築物安全之情形，必要時應加設足夠之臨時安全措施。	
--	--

參考文獻	參考文獻	未修正
[6] 國家地震工程研究中心研究報告,「校舍結構耐震評估與補強技術手冊 第三版」, NCREE-2013-023, 2013。 [14] 中華民國地震工程學會耐震補強委員會,「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說」,科技圖書股份有限公司, 2016, ISBN 978-957-655-529-9。	[6] 國家地震工程研究中心研究報告,「校舍結構耐震評估與補強技術手冊 第三版」, NCREE-2013-023, 2013。 [14] 中華民國地震工程學會耐震補強委員會,「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說」,科技圖書股份有限公司, 2016, ISBN 978-957-655-529-9。	未修正

「建築物耐震設計規範及解說」修正條文對照表

修正規定	現行規定	說明
第 8 章 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強	第 8 章 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強	未修正
8.5 排除軟弱層破壞之補強	無	新增條例
若建築物因工程技術以外之因素而無法完成整體耐震補強作業，以滿足 8.3 節第 1 點之要求，則可先採取排除軟弱層破壞之補強之方式，作為階段性補強措施，以大幅提升具有此類特性之建築物的耐震性能，降低在地震下因軟弱層集中式破壞而崩塌的風險。 【解說】 民國 88 年集集地震，全台建築物全倒及半倒超過十萬戶，許多建築底層倒塌，上半部相對完整，反映上下樓層間強度與勁度差距過大，地震損害過分集中的情形。同樣情況亦發生在 105 年美濃地震之維冠大樓、京城銀行等以及 107 年花蓮地震之統帥飯店、雲門翠堤大樓等的倒塌案例中。造成此一現象有其背景	無	一、本節解說增訂。

因素，從政策面來看，由於都會區公共空間不足，政府獎勵建築物之低樓層為開放空間供公眾使用，因此結構及非結構牆量較少，若設計者於設計時未將上層之非結構牆納入計算，則底層易有軟弱層情況發生，加上傳統騎樓式設計，亦加劇此一效應。地震時損害過分集中於軟弱層，結構整體無法發揮應有之韌性，破壞為集中式破壞，使建築物耐震能力大幅降低。此一情形若不儘速改善，下次地震此類建築仍會是最大地震風險來源。對於此類建築物，儘速進行詳細評估與整體耐震補強是最好的改善方式。然而，建築物若產權複雜，各所有權人間不易達成共識完成整體耐震補強作業以符合8.3節第1點之標準，為避免此一情況阻礙部分所有權人欲提升建築物耐震能力之意願，若在其產權範圍內具有軟弱層之現象時，應允許其改善此一情況，提升其所有部分乃至於建築物整體之耐震能力，以大幅降低軟弱層集中式破壞導致建築物在地震下發生崩塌的機率。排除軟弱層之定義為目標樓層以下之各樓層滿足本規範第2.17節極限層剪力強度與設計層剪力的比值規定，或是單以極限層剪力強度來評估，不得低於其上一層強度之90%，以滿足排除弱層之要求，計算極限層	
--	--

<u>剪力強度時須計及非結構牆所提供之強度。此外，目標樓層以下各層之側向勁度均不得低於其上一層之70%，以滿足排除軟層之要求。排除軟弱層破壞之補強設計在增加抗側力構件時亦應考量樓層質心與剛心的偏心扭矩，避免扭轉之情況發生。建築物進行排除軟弱層破壞之補強後，破壞應可分散於其它樓層而不至於發生軟弱層集中式破壞。但在等效最大地表加速度(EPA)為0.4SDS之震度作用下，結構仍有可能因垂直構件喪失承載力而崩塌，故目標建築物仍應儘速完成整體耐震評估及補強工作為宜。</u>		
參考文獻 無	參考文獻 無	未修正 未修正