

鋼結構耐震能力詳細評估方法與 示範例之研擬

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 106 年 12 月

鋼結構耐震能力詳細評估方法與 示範例之研擬

研究主持人：陳瑞鈴
協同主持人：廖文義
研究員：宋裕祺、黃柏嘉、李台光、黃國倫
研究助理：賴明俊、鄧楷儒
研究期程：中華民國 106 年 2 月至 106 年 12 月

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 106 年 12 月

目次

目次.....	i
表次.....	v
圖次.....	ix
摘要.....	xv
一、 研究緣起.....	xv
二、 研究方法及過程.....	xvi
三、 重要發現.....	xvi
四、 主要建議事項.....	xvi
ABSTRACT.....	xix
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起與背景.....	1
第二節 研究方法與進度說明.....	2
一、研究方法.....	2
二、進度說明.....	4
第三節 研究目的.....	5
第二章 文獻回顧.....	7

第一節	建築物耐震能力詳細評估	8
一、	鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣-詳細評估法	8
二、	ATC-40.....	9
三、	FEMA-356.....	10
四、	接頭耐震性能文獻	12
第二節	程式設計與開發回顧	19
一、	鋼筋混凝土建築物耐震能力評估分析軟體介紹.....	19
第三章	鋼結構建築物耐震能力詳細評估方法研擬.....	23
第一節	前言	23
第二節	鋼結構非線性塑鉸設定	24
一、	FEMA-356 建議塑鉸特性	26
二、	鋼結構非線性塑鉸分析輔助程式開發	32
三、	輔助程式驗證	40
第三節	建築物耐震性能評估與檢核	45
一、	建立靜態側推分析耐震性能曲線	45
二、	建築物耐震性能評估流程	50
三、	建築物耐震性能檢核	54
第四章	案例分析	60

第一節	前言	60
第二節	案例一	61
一、	案例基本資料	61
二、	耐震能力詳細評估	63
三、	耐震能力初步評估	72
四、	初步評估與詳細評估結果比較	74
第三節	案例二	75
一、	案例基本資料	75
二、	耐震能力詳細評估	78
三、	耐震能力初步評估	85
四、	初步評估與詳細評估結果比較	86
第四節	案例三	87
一、	案例基本資料	87
二、	耐震能力詳細評估	90
三、	耐震能力初步評估	102
四、	初步評估與詳細評估結果比較	102
第五章	結構非線性歷時評估與範例	105
第一節	概述	105

第二節 歷時分析程序	106
一、輸入地震要求	106
二、結構分析模式	106
三、結構物性能水準	108
四、分析示範例	109
第六章 結論與建議	121
第一節 結論	121
第二節 建議	122
參考文獻	123
附錄一初審專家審查意見與答覆	129
附錄二期中報告審查委員意見與答覆	133
附錄三期末報告審查委員意見與答覆	137
附錄四專家諮詢會議意見與答覆	141

表次

表 1.1 工作進度表	4
表 3.1 梁構材非線性分析模型參數[9].....	28
表 3.2 柱構材當 $P/P_n < 0.2$ 時非線性分析模型參數[9]	28
表 3.3 柱構材當 $P/P_n \geq 0.2$ 時非線性分析模型參數[9].....	29
表 3.4 斜撐非線性分析模型參數	30
表 3.5 傳統接頭梁構材非線性分析模型參數	31
表 3.6 鋼結構構架尺寸表	40
表 3.7 SAP2000 與輔助程式塑鉸比較表 (單位：kgf-cm).....	44
表 3.8 F_u -R-T有效地表加速度(EPA)計算表	47
表 3.9 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 B_S 與 B_I (線性內插求 值)	48
表 3.10 等值遲滯阻尼法有效地表加速度(EPA)計算表.....	49
表 3.11 建築物非彈性位移與非彈性位移容量之比值	54
表 4.1 案例一結構基本資料表	61
表 4.2 案例一材料參數表	61

表 4.3 案例一結構尺寸表 (單位：mm).....	62
表 4.4 案例一結構重量表	62
表 4.5 案例一最小設計水平地震總橫力與地震力豎向分配	66
表 4.6 案例一地震力豎向分配表	67
表 4.7 案例一耐震性能標準檢核表	72
表 4.8 案例一 475 年地震回歸期初評與詳評耐震能力比較	74
表 4.9 案例一 2500 年地震回歸期初評與詳評耐震能力比較	74
表 4.10 案例一初評與詳評耐震能力檢核	74
表 4.11 案例二結構基本資料表.....	75
表 4.12 案例二材料參數表	75
表 4.13 案例二結構尺寸表(單位：mm).....	76
表 4.14 案例二結構重量表	77
表 4.15 案例二最小設計水平地震總橫力與地震力豎向分配	79
表 4.16 案例二地震力豎向分配表	80
表 4.17 案例二耐震性能標準檢核表	85
表 4.18 案例二 475 年地震回歸期初評與詳評耐震能力比較	86

表 4.19 案例二 2500 年地震回歸期初評與詳評耐震能力比較	86
表 4.20 案例二初評與詳評耐震能力檢核	86
表 4.21 案例三結構基本資料表	87
表 4.22 案例三材料參數表	88
表 4.23 案例三結構尺寸表 (單位：mm).....	88
表 4.24 案例三結構重量表	88
表 4.25 案例三最小設計水平地震總橫力與地震力豎向分配.....	91
表 4.26 案例三地震力豎向分配表	92
表 4.27 案例三階段 1 耐震性能標準檢核表	99
表 4.28 案例三階段 2 耐震性能標準檢核表	101
表 4.29 案例三初評與詳評耐震能力比較	103
表 4.30 案例三初評與詳評耐震能力檢核	103
表 5.1 分析案例結構基本資料表	109
表 5.2 分析案例結構重量表(tf).....	109
表 5.3 由側推(X向)所得stick model參數	114
表 5.4 由側推(Y向)所得stick model參數	114

表 5.5 模擬地震歷時分析各樓層之最大層間變位(cm)116

表 5.6 模擬地震歷時分析各樓層之最大層間變位角(%)116

圖次

圖 1.1 研究步驟.....	3
圖 2.1 強度韌性法架構圖	9
圖 2.2 結構體性能水準與範圍	12
圖 2.3 試體破壞模式示意圖	17
圖 2.4 各破壞模式統計圖	18
圖 2.5 前處理 1 階段	20
圖 2.6 前處理 2 階段	21
圖 2.7 後處理階段	21
圖 3.1 構架是否額外考慮靜載重	24
圖 3.2 構架未額外考慮靜載重時柱之彎矩-轉角特性.....	24
圖 3.3 構架考慮額外靜載重時柱之彎矩-轉角特性.....	25
圖 3.4 構架柱軸力變化情形	25
圖 3.5 FEMA-356 設定塑鉸曲線參數圖[9]	26
圖 3.6 程式架構示意圖	33
圖 3.7 分析程序示意圖	34

圖 3.8 輔助程式視窗	35
圖 3.9 於結構分析軟體執行結構靜力分析	36
圖 3.10 於結構分析軟體匯出e2k檔	37
圖 3.11 於結構分析軟體匯出mdb檔.....	37
圖 3.12 於結構分析軟體匯出mdb檔Tables選擇	38
圖 3.13 選擇Dead Load.....	38
圖 3.14 點選分析	39
圖 3.15 匯出包含構件塑鉸之e2k檔	39
圖 3.16 鋼結構構架圖	40
圖 3.17 SAP2000 內建塑鉸設定圖	41
圖 3.18 SAP2000 內建柱塑鉸特性.....	41
圖 3.19 SAP2000 內建柱塑鉸彎矩-轉角資訊	42
圖 3.20 SAP2000 內建柱塑鉸P-M3 交互影響曲線資訊.....	42
圖 3.21 SAP2000 內建梁塑鉸特性.....	43
圖 3.22 輔助程式分析匯入ETABS塑鉸定義圖	43
圖 3.23 容量曲線雙線性化示意圖	46

圖 3.24 性能點示意圖	49
圖 3.25 建築物耐震性能目標	55
圖 3.26 建築物耐震性能檢核(一般工址).....	57
圖 3.27 建築物耐震性能檢核(臺北盆地).....	58
圖 4.1 案例一平面圖	62
圖 4.2 案例一立面圖	63
圖 4.3 結構性能耐震能力評估流程	64
圖 4.4 案例一 3D模型圖.....	65
圖 4.5 案例一力對位移關係圖	68
圖 4.6 案例一譜加速度對譜位移關係圖	69
圖 4.7 案例一(Y=800cm)極限狀態之塑鉸發展情形	69
圖 4.8 案例一(Y=1500cm)極限狀態之塑鉸發展情形	70
圖 4.9 案例一雙線性化力對位移關係圖	70
圖 4.10 案例一雙線性化譜加速度對譜位移關係圖	71
圖 4.11 案例一性能檢核圖.....	71
圖 4.12 案例一初步評估表	72

圖 4.13 案例二二樓平面圖	77
圖 4.14 案例二立面圖	78
圖 4.15 案例二 3D模型圖.....	78
圖 4.16 案例二力對位移關係圖	81
圖 4.17 案例二譜加速度對譜位移關係圖	81
圖 4.18 案例二(Y=0cm)極限狀態之塑鉸發展情形	82
圖 4.19 案例二(Y=1500cm)極限狀態之塑鉸發展情形	82
圖 4.20 案例二(Y=4000cm)極限狀態之塑鉸發展情形	83
圖 4.21 案例二雙線性化力對位移關係圖	83
圖 4.22 案例二雙線性化譜加速度對譜位移關係圖	84
圖 4.23 案例二性能檢核圖	85
圖 4.24 案例二初步評估表	86
圖 4.25 案例三平面圖	89
圖 4.26 案例三立面圖	89
圖 4.27 案例三 3D模型圖.....	90
圖 4.28 階段 1 斜撐塑鉸行為	93

圖 4.29 階段 2 斜撐塑鉸行為	94
圖 4.30 案例三階段 1 力對位移關係圖	95
圖 4.31 案例三階段 1 譜加速度對譜位移關係圖	95
圖 4.32 案例三階段 1 (Y=2760cm)極限狀態之塑鉸發展情形	96
圖 4.33 案例三階段 2 力對位移關係圖	96
圖 4.34 案例三階段 2 譜加速度對譜位移關係圖	97
圖 4.35 案例三階段 2 (Y=2760cm)極限狀態之塑鉸發展情形	97
圖 4.36 案例三階段 1 雙線性化力對位移關係圖	98
圖 4.37 案例三階段 1 雙線性化譜加速度對譜位移關係圖	98
圖 4.38 案例三階段 1 性能檢核圖	99
圖 4.39 案例三階段 2 雙線性化力對位移關係圖	100
圖 4.40 案例三階段 2 雙線性化譜加速度對譜位移關係圖	100
圖 4.41 案例三階段 2 性能檢核圖	101
圖 5.3 由層變位與層剪力求stick model參數示意圖	107
圖 5.4 分析案例平面圖	110
圖 5.5 分析案例立面圖	110

圖 5.6 結構建立stick model流程	111
圖 5.7 分析案例 3D模型圖	112
圖 5.8 案例一力對位移關係圖	113
圖 5.9 Stick model與原模型容量曲線之比較	115
圖 5.10 測站TAP100(EW向)之原記錄與反應譜相符模擬地震歷時圖	116
圖 5.11 測站TAP100(EW向)之原記錄與模擬地震反應譜圖	117
圖 5.12 測站TAP20(EW向)之原記錄與反應譜相符模擬地震歷時圖	117
圖 5.13 測站TAP20(EW向)之原記錄與模擬地震反應譜圖	118
圖 5.14 測站TAP20(EW向)之原記錄與反應譜相符模擬地震歷時圖	118
圖 5.15 測站TAP(EW向)之原記錄與模擬地震反應譜圖	119
圖 5.16 輸入TAP100 地震下之基底剪力反應歷時圖	119
圖 5.17 輸入TAP020 地震下之屋頂位移反應歷時圖	119
圖 5.18 輸入TAP100 地震下二樓之層剪力-層變位遲滯反應圖	120

摘要

關鍵字：耐震能力詳細評估、鋼結構、結構非線性歷時評估

一、研究緣起

國內一般建築物雖仍以 RC 造佔大多數，但自九二一地震後國內鋼結構建築的數量已逐漸增加，且國內都會區之鋼造建築亦累積有相當之數量，因此有必要針對鋼結構建築研擬其對應之耐震能力詳細評估方法，以有效提昇國內鋼結構建築之耐震安全性。鋼結構建築之接頭是抵抗地震之主要機構之一，國內較老舊鋼結構仍以梁腹板栓接，翼板工地鉚接之接頭為主，此類接頭在 1994 北嶺地震中發現有許多之損壞發生，故梁柱接頭、斜撐接頭及鋼造與 RC 造接合部之評估應有明確詳細之方法。雖近年國內在 RC 結構之評估與補強技術已經有相當多之工程實務經驗，並編訂有相當多之結構耐震評估與補強技術手冊，但對於鋼結構建築物，則未有任何適合於國內結構建築型式之耐震詳細評估與補強方法供實務工程界參考。

本所 921 地震後，於鋼結構耐震技術方面研究雖已有 92 年完成之「鋼結構建築耐震評估、補強及修復準則之研擬」，但其主要評估對象為抗彎矩構架系統，對國內為數甚多之斜撐系統的適用性還需再加以研究，且隨十多年來之新評估技術引進、工程實務經驗累積及研究目標之不同，前述研究內容若要廣泛落實於所有鋼結構建築上，仍有許多不足。故在內政部推動私有建築物補強之際，配合部訂頒「私有建築物耐震性能評估補強推動先行計畫」之具體措施項目，在 RC 建築已有較完整技術支援下，本所應逐漸推動鋼結構建築物之評估與補強技術研究，本所於既有研究基礎下，彙集近年鋼結構耐震評估技術研究資訊與實務案例探討，持續研究與建立適用國內鋼結構建築之耐震能力詳細評估，與具代表性建築評估示範例，實有其迫切性與必要性。

二、研究方法及過程

1. 參考美國 FEMA 與日本等研究報告或技術手冊於鋼結構建築耐震評估方面之方法，並調查參酌國內鋼結構工程實際情況與國內外之相關試驗結構，制定適用國內各型式鋼結構建築及與現行鋼結構設計規範相符合之耐震能力詳細評估方法。
2. 撰寫鋼結構進行耐震能力評估時非線性塑鉸分析與設定、耐震能力評定的自動化輔助程式。
3. 透過案例分析，比較耐震能力初步評估方法與詳細評估分析結果。

三、重要發現

本研究撰寫鋼結構塑鉸分析程式，改善結構分析軟體內建定義之 FEMA 塑鉸未完全考量結構物之軸力，使分析之塑鉸特性更符合實際情況，透過輔助程式可快速分析梁、柱與斜撐之塑鉸特性，並批量匯入自動定義於構件中，減少使用者工作量。

本研究透過三棟鋼結構建築物分別進行耐震能力初步評估與詳細評估，三者之耐震初評與耐震詳評結果比較顯示，兩者結果相當接近，證明本文所研擬之鋼結構耐震能力詳細評估流程其可行性與準確性。

四、主要建議事項

建議一

立即可行建議：探討鋼結構塑鉸分析於不同梁柱接頭之塑鉸特性

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署、財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、中華民國結構工程技師公會全國聯合會

本研究所撰寫之鋼結構塑鉸分析輔助程式，目前僅將梁柱接頭區分為改良式

與傳統接頭兩種情況，未來可進一步考量不同梁柱接頭情況，並對其塑鉸特性進行修正，使其更符合實際情況。

梁柱接頭為改良式或傳統接頭，及其鉸道之情況及是否有損壞之調查關係到評估分析之準確性，但梁柱接頭之調查數量的多寡決定到耐震評估所需經費，建議可與各技師公會進行座談會，規定梁柱接頭及相關結構尺寸調查之像目與數量並提供參考經費供未來技師評估時之參考。

建議二

立即可行建議：鋼結構塑鉸分析程式與現行 RC 耐震能力評估輔助程式之整合

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所、財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、中華民國全國建築師公會

未來可將本研究所研擬之鋼結構塑鉸分析方法加入到現行鋼筋混凝土耐震能力評估輔助程式，可更快速進行含鋼筋混凝土與鋼結構之建築物其塑鉸分析，減少使用者的工作量。

本研究僅針對純鋼結構進行塑鉸分析輔助程式撰寫與提供非線性歷時分析程序，但許多建築其一樓常為 RC 結構與鋼構之轉換層，此轉換層之塑鉸分析與評估分析方式，建議可進行進一步之研究，使評估方法更加完整。

ABSTRACT

Keyword : Seismic Evaluation 、 Steel Structure 、 Nonlinear Timehistory Analysis

The number of existing steel structures have been increasing after 921 earthquake in Taiwan. Therefore, the assessment method that could find seismic capacity for such buildings has become more and more important.

This research is based on the FEMA research report, build an analysis framework to improve the calculation of plastic hinge properties for current structural analysis software that is unable to consider the axial force of the overall building. Users can save their time and work to generate hinge properties through the analysis framework. this research determines the method and process to evaluate and verify the seismic capacity of steel buildings based on Seismic Design Specifications and Commentary of Buildings.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

國內一般建築物雖仍以 RC 造佔大多數，但自九二一地震後國內鋼結構建築的數量已逐漸增加，且國內都會區之鋼造建築亦累積有相當之數量，因此有必要針對鋼結構建築研擬其對應之耐震能力詳細評估方法，以有效提昇國內鋼結構建築之耐震安全性。鋼結構建築之接頭是抵抗地震之主要機構之一，國內較老舊鋼結構仍以梁腹板栓接，翼板工地銲接之接頭為主，此類接頭在 1994 北嶺地震中發現有許多之損壞發生，故梁柱接頭、斜撐接頭及鋼造與 RC 造接合部之評估應有明確詳細之方法。雖近年國內在 RC 結構之評估與補強技術已經有相當多之工程實務經驗，並編訂有相當多之結構耐震評估與補強技術手冊，但對於鋼結構建築物，則未有任何適合於國內結構建築型式之耐震詳細評估與補強方法供實務工程界參考。

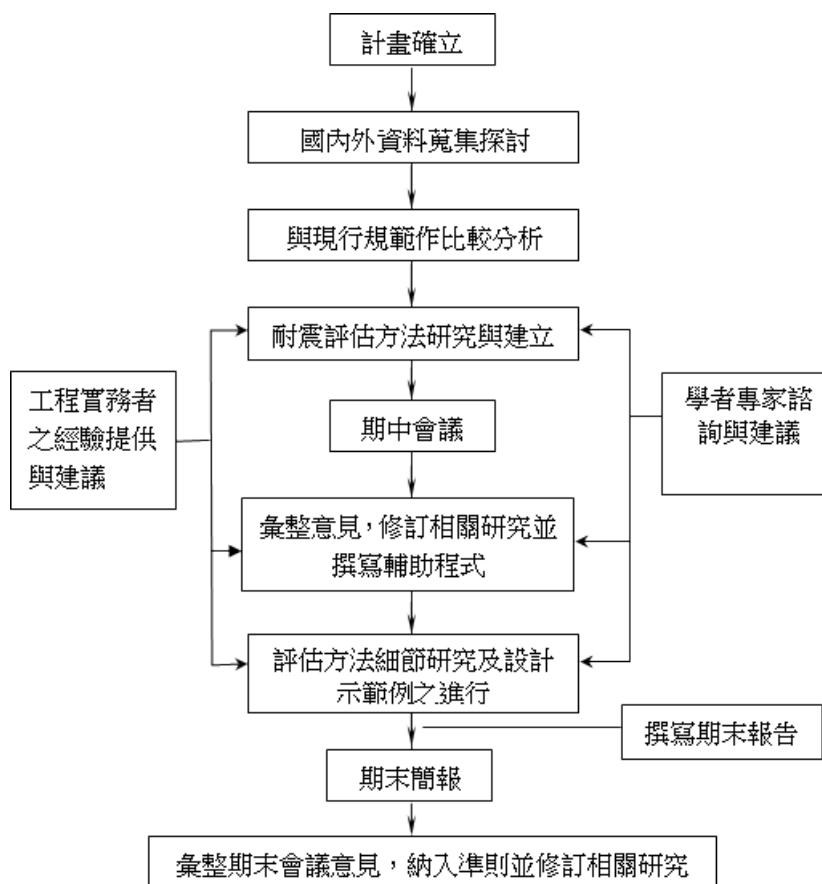
本所 921 地震後，於鋼結構耐震技術方面研究雖已有 92 年完成之「鋼結構建築耐震評估、補強及修復準則之研擬」，但其主要評估對象為抗彎矩構架系統，對國內為數甚多之斜撐系統的適用性還需再加以研究，且隨十多年來之新評估技術引進、工程實務經驗累積及研究目標之不同，前述研究內容若要廣泛落實於所有鋼結構建築上，仍有許多不足。故在內政部推動私有建築物補強之際，配合部訂頒「私有建築物耐震性能評估補強推動先行計畫」之具體措施項目，在 RC 建築已有較完整技術支援下，本所應逐漸推動鋼結構建築物之評估與補強技術研究，本所於既有研究基礎下，彙集近年鋼結構耐震評估技術研究資訊與實務案例探討，持續研究與建立適用國內鋼結構建築之耐震能力詳細評估，與具代表性建築評估示範例，實有其迫切性與必要性。

第二節 研究方法與進度說明

一、研究方法

本研究案之研究工作包含參考美國 FEMA 與日本等研究報告或技術手冊於鋼結構建築耐震評估方面之方法，並調查參酌國內鋼結構工程實際情況與國內外之相關試驗結構，制定適用國內各型式鋼結構建築及與現行鋼結構設計規範相符合之耐震能力詳細評估方法。並依據美國 FEMA 與我國建築物耐震設計規範與解說，撰寫鋼結構塑鉸分析程式，改善結構分析軟體內建定義之 FEMA 塑鉸未完全考量結構物之軸力，使分析之塑鉸特性更符合實際情況，透過輔助程式可快速分析梁、柱與斜撐之塑鉸特性，並批量匯入自動定義於構件中，減少使用者工作量，如圖 1.1 所示。

本研究透過三棟鋼結構建築物分別進行耐震能力詳細評估(二棟抗彎矩構架與一棟斜撐構架)，並與另一案「鋼結構與鋼骨鋼筋混凝土建築耐震能力初步評估」研究之耐震初評結果進行比較，驗證本文所研擬之鋼結構耐震能力詳細評估流程的可行性與準確性。另研究中亦提出高層鋼造建築之非線性歷時分析程序、耐震性能準則與示範例。



本計畫之執行架構

圖 1.1 研究步驟

【資料來源：本研究製作】

二、進度說明

本研究進度如表 1.1 所示，第 1~11 月份之相關工作已完成。

表 1.1 工作進度表

月 工作項目	第 1 個 月	第 2 個 月	第 3 個 月	第 4 個 月	第 5 個 月	第 6 個 月	第 7 個 月	第 8 個 月	第 9 個 月	第 10 個 月	第 11 個 月	備註
資料收集												
資料整理分析												
現有美日耐震 評估方法討論												
國內鋼構耐震 評估方法研究												
耐震評估程式 撰寫												
期中報告												
專家學者會議												
相關技術研究												
實際範例結構 耐評分析討論												
撰寫報告												
期末報告												
預定進度 (累積數)	5%	10%	20%	25%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100	
<p>說明：</p> <p>1 工作項目請視計畫性質及需要自行訂定，預定研究進度以粗線表示其起訖日期。</p> <p>2 預定研究進度百分比一欄，係為配合追蹤考核作業所設計。請以每一小格粗組線為一分，統計求得本案之總分，再將各月份工作項目之累積得分(與之前各月加總)除以總分，即為各月份之預定進度。</p> <p>3 科技計畫請註明查核點，作為每一季所預定完成工作項目之查核依據。</p>												

第三節 研究目的

本研究參考美日如 FEMA 與鋼構造協會、建築防災協會關於鋼結構建築震前耐震評估及補強建議準則，並進行相關分析研究或國內外研究成果資料蒐集與整理，並參酌國內鋼結構工程實際狀況，制定本土化之鋼結構建築耐震評估及補強方式建議，其內容主要在於耐震評估概要、耐震性能評估、建物整體與構材耐震能力提昇特性等方面之探討研究，進行相關分析研究或國內外研究成果資料蒐集與整理，並參考如所內 SERCB 及國家地震工程研究中心之 TEASPA 等耐震評估方法之輔助程式，提供工程師於鋼結構建築耐震評估時之斷面資料輸入、非線性塑鉸設定、耐震能力評定的自動化輔助程式，使節省工程師於評估時之繁瑣計算。完成鋼結構建築補強前後耐震評估之計算示範例，供國內工程界使用實務上之參考，另藉由收集美日之相關研究報告與規範，並參酌國內相關文獻與鋼結構工程實際狀況，檢討國內鋼結構建築與美、日等國實務應用上之差異性。國內外鋼結構耐震評估相關文獻，研擬建立鋼結構建築物耐震能力評估方法評估程序，並透過撰寫輔助程式，使使用者可節省分析塑鉸之繁瑣計算，最後以數棟既有鋼結構案例進行分析，以確認其可行性。

第二章 文獻回顧

圖 5.1 前言

本文係以鋼結構耐震能力詳細評估方法研究，因此本章節首先回顧國內外有關於耐震能力詳細評估方法相關文獻，再者回顧現行耐震能力詳細評估輔助程式其程式設計與開發相關內容作為後續研究鋼結構建築物耐震能力詳細評估方法研擬與輔助程式開發的重點。

第一節 建築物耐震能力詳細評估

一、鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣-詳細評估法

內政部建築研究所出版之鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣，揭示結構物係憑藉強度與韌性來抵抗地震。地震侵襲時，先用強度來抵抗，俟地表加速度增加至結構物降伏後，再用韌性抵抗更大的地表加速度。當韌性用盡時，建築物就會破壞，其對應的地表加速度為耐震能力 A_c 。

本法評估流程，首先需利用 ETABS 程式或其他結構分析軟體進行地表加速度為 0.1g 時之彈性地震力分析，求得梁柱構材之內力以供後續評估之用。然後再針對各單一構材依據其實際尺寸及配筋，計算其彎矩強度、剪力強度，再配合前述彈性地震力分析所得之內力，判定該構材將來破壞時是屬於彎矩破壞，還是剪力破壞，以及破壞時對應之韌性比及剪力強度。然後檢討梁柱在節點之強度比，判斷是梁先破壞（強柱弱梁）或是柱先破壞（強梁弱柱），並進一步求得破壞時該柱承擔之剪力及其對應之韌性比，再進一步求得各半層綜合之剪力強度及韌性比。最後根據各半層的剪力強度與 0.1g 彈性地震力分析之層剪力可計算該半層之降伏地表加速度，再乘上結構系統之地震力折減係數 F_u 就可得該半層之耐震能力 A_c 。如果結構已有缺陷的話，則可根據現有缺陷的嚴重性，考慮一個 F^* 的係數，其值有 0.9、0.95 及 1.0 可選擇。另外如果建築物已使用多年，則應有的耐震能力可依其剩餘使用年限做適當折減。

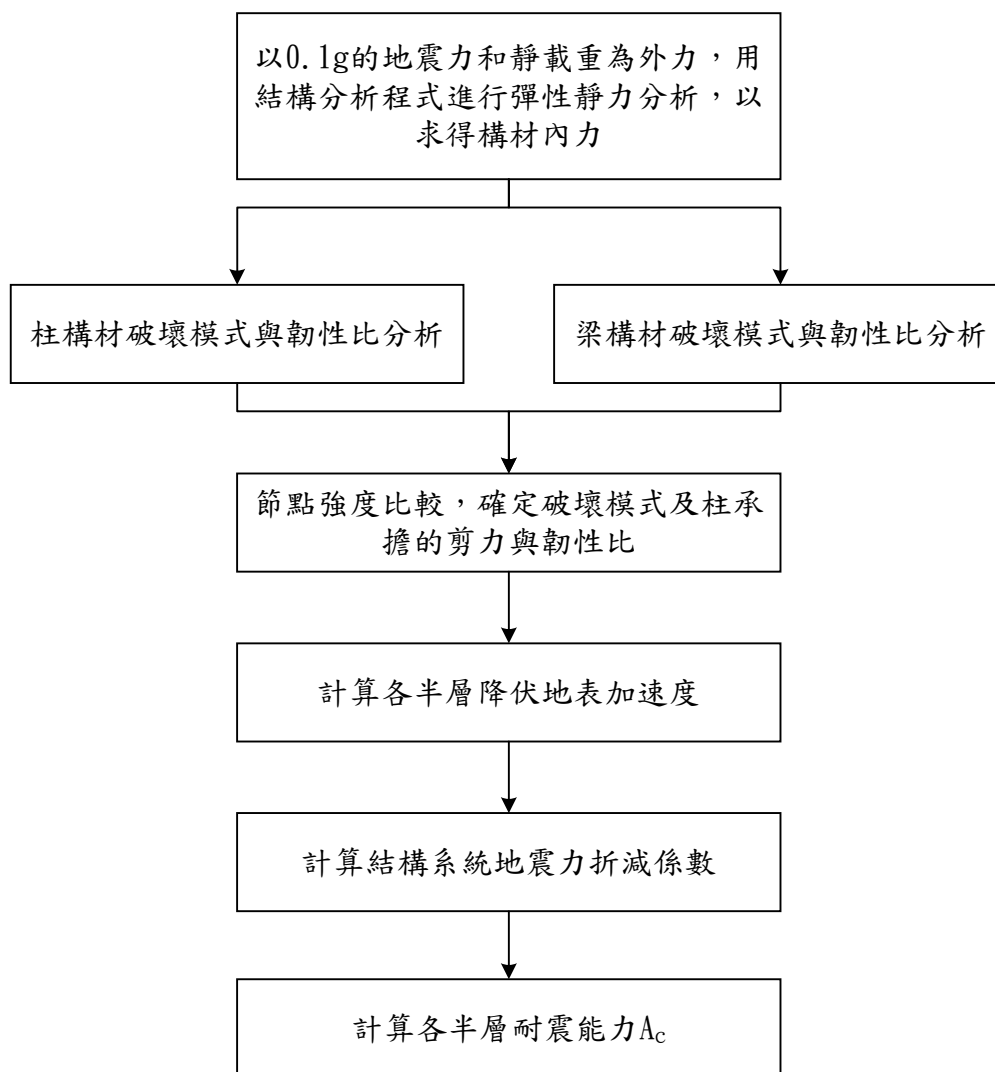


圖 2.1 強度韌性法架構圖

【資料來源：參考書目】

二、ATC-40

ATC-40 耐震評估法是以結構物的性能表現為基礎(Performance-Based)所發展出的一套評估方式。在地震力作用過程中，結構物的性能表現依不同的安全需求，有不同的性能目標(Performance Objectives)。而性能目標之定義在設計地震水準下(Earthquake Level)下所期望之性能水準(Performance Level)。其中，ATC-40 將設計地震水準分為服務地震、設計地震與最大地震三種不同等級，其分別代表設計地震在 50 年使用期限內超越機率為 50%、10% 及 5%，或是代表回歸期為

75 年、475 年與 950 年。

ATC-40 耐震能力方法主要使用容量震譜法(Capacity Spectrum Method)來求得結構物的耐震能力。欲使用容量震譜法，必須先藉由計算建築結構物的基底剪力(base shear)和頂層位移(roof displacement)之關係來求得的容量曲線(Capacity Curve)，此曲線上的每一點均代表不同週期與阻尼比之性能點，再依據震區及地盤特性所建立之 5% 阻尼比彈性反應譜，轉換為加速度與位移反應譜關係之 ADRS(Acceleration Displacement Reponse Spectra)形式，如此即可求得地表加速度。

轉換時所需的方程式如下：

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad (2.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2.2)$$

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad (2.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (2.4)$$

其中， PF_1 為第一自然振態的振態參與因子(modal participation factor)， α_1 為第一自然振態的振態質量係數(modal participation factor)， w_i / g 為第 i 層的指定質量， ϕ_{i1} 為第 i 層的第一振態形狀， N 為結構物的最高層數， W 為結構物靜載重加活載重， Δ_{roof} 為頂層位移， S_a 為譜加速度， S_d 為譜位移。

三、FEMA-356

美國 FEMA-356 以性能設計法為出發點，同時根據 ATC-40 研究方向，於容量震譜法之側推分析所需之塑鉸特性設定上，定義了數個不同的地震性能層次、

範圍以及設計準則，主要目的是為建築物耐震補強提供一套分析方法及可接受標準，依照不同的地震大小等級(Earthquake Level)與不同的建築物性能表現等級(Building Performance Level)制定出不同的修訂重建目標(Rehabilitation Objectives)。

FEMA-356,地震大小等級是指建築物於使用年限內可能遭受到之地震危害，一般而言，建築物使用壽命 50 年內超越機率百分比越小代表所遭受到之地震越大，其將地震分類定義為 BSE-1 及 BSE-2(Base Safety Earthquake)，分別為 50 年超越機率為 10%及 2%，相對應之平均回歸周期為 475 年及 2475 年；在建築結構物性能方面定義如圖 2. 2 與四個性能水準(Performance Level)，分別為預防崩塌(Collapse Prevention, CP)、生命安全(Life Safety, LS)、可立即修復(Immediate Occupancy, IO)與可使用(Operational)。而結構性能範圍(Performance Range)則由破壞控制(Damage Control)及安全界線(Limited Safety)所組成。

FEMA-356 為使建築物達到大震不倒、中震可修、小震不壞的原則，訂定了基本的安全目標(Basic Safety Objective)，其規定為建築物於 BSE-1 的地震危害下建築物的性能須達到生命安全(Life Safety)等級；於 BSE-2 時建築物的性能須達到建築物預防倒塌(Collapse Prevention)等級。FEMA-356 提供之性能評估分析主要有線性靜力、線性動力、非線性靜力、非線性動力等四種方法，目前耐震能力評估分析設計是採用非線性靜力分析法(Nonlinear Static Analysis，又稱 Pushover)。

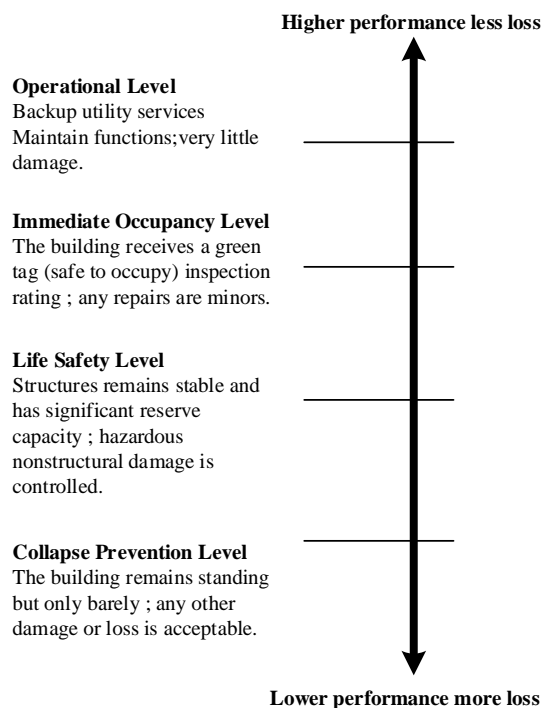


圖 2.2 結構體性能水準與範圍

【資料來源：本研究製作】

四、接頭耐震性能文獻

雖然美國 FEMA 在 WSMF 之耐震性能評估及耐震能力提昇上已有相當之成果且有相當之研究報告，但由於美國與我國之鋼結構在結構系統與接頭型式上有所不同，如在梁柱接頭的組成方面，美國大多使用 H 型柱，而日本與台灣所使用的則多為箱型柱，早期臺灣鋼骨高樓採用之梁柱接頭型式為於工廠銲上剪力連接板，在於現場利用高強度螺栓將梁腹板與剪力連接板連接，後再將梁上下翼板利用全滲透開槽銲與柱連接，此與美國 1994 年前之翼板銲接-腹板栓接型式雖類似，但在柱斷面之使用並不同因此在細節方面也會造成差異，如橫隔板的使用及疊合板(double plate)使用等，此會造成破壞因素之不同及影響耐震評估與震後勘查制定之相關事項。

另由於國內多採用箱型柱，其梁柱腹板交會區之腹板強度一般而言皆具有足夠之強度使梁端產生塑鉸時此梁柱腹板仍保持彈性，此會影響耐震評估結構模擬上與美系接頭之差異。在結構系統方面，在日本與臺灣大部份之梁柱接頭都是採

用固接之方式，以提供雙向之抗彎強度，但在美國方面通常只有部份構架設置為抗彎構架，部份構架設置為重力承載系統，所以只有部份梁柱接頭採用固接方式，因此其結構系統抗地震力之贅餘度相對較低。因為我國鋼造結構物與美國之型式有一定程度上之差異，所以在制定適用之震前與震後耐震評估準則時必須參考國內之其他研究資料，及需參酌國內鋼結構工程設計與施作實際狀況。根據國內陳生金教授(1996)實驗指出此種接頭其於箱型柱接 H 型梁情況下之塑性轉角容量平均僅有約 1.0% 弧度，因此規範已不再容許採用此種接頭設計而要求需採用其他改良式之梁柱接頭。過去將抗彎構架消能能力依賴於其梁柱接合面之塑性鉸或梁柱腹板交會區產生降伏之設計理念也需修正，因若使塑性鉸發生於梁柱交界面將使得柱在其厚度方向受到極大的應變量，同樣地在鉸道及其熱影響區皆將受到極大的應變能力需求，但因腹板之厚度方向及鉸道或熱影響區之塑性變形能力不夠，以致發生脆性斷裂。因此現在之設計理念已成為必須利用補強或切削減弱之方法將塑性鉸移開柱面。而若塑性鉸發生在梁柱腹板交會區時，由於可能在梁翼與柱板之全滲透鉸處發生過大的變形轉折，將引致極大的局部應變集中現象而造成接頭發生脆性斷裂，且若梁柱腹板交會區採用疊合板時可能因其鉸接而影響接頭之韌性發展。因為傳統梁柱接頭由許多實驗證實無法提供可靠的耐震能力，因此需採用其他改良式之梁柱接頭來滿足耐震需求。近年來所發展的改良式接頭主要可分為兩大類，一為梁端加勁之梁柱抗彎接頭（以下簡稱為加勁式梁柱接頭或補強式梁柱接頭），另一為梁端減弱之梁柱抗彎接頭（以下簡稱為減弱式梁柱接頭）。

國內常用蓋板補強式接頭依蓋板幾何形狀主要分為兩種型式，一為常見三角形上下蓋板補強接頭；一為三角形上蓋板與矩形下蓋板補強接頭型式。上下蓋板皆為三角形蓋板補強方式，對應力傳遞而言是有助益的，實驗證明此種補強接頭在強度維持下，塑性轉角可達 0.03 弧度以上(陳嘉有 1995)。三角形上蓋板與矩形下蓋板補強方式 Engelhard et al.(1995) 實驗證明此種型式接頭效果良好，在強

度維持下，有試體塑性轉角可達 0.035 弧度以上；陳嘉有(1995)之實驗亦顯示在強度不損失下，塑性轉角亦接近 0.03 弧度，其韌性行為表現良好，皆在補強終點處產生塑鉸後，繼而發生挫屈或拉裂。對於蓋板缺點為過厚之梁柱全滲透銲接，因而 SAC (1997) 建議蓋板厚加梁翼厚不應超過柱翼板厚度與兩倍梁翼板厚度。另此類接頭若要使用於既有箱型柱接 H 型梁之接頭上，若蓋板與內橫隔板間之高程差過大時，將造成梁翼板與蓋板水平力傳遞過程中因偏心而引致彎矩及應力集中現象，內橫隔板與柱板交接處容易產生脆性斷裂。

影響蓋板梁柱接頭設計主要有兩參數(陳生金 1996)，一為梁長，二為蓋板提供之彎矩容量(即蓋板之尺寸)。梁長越長則其韌性消能表現越好，其可降低外力之彎矩梯度，且能穩定消能。至於蓋板尺寸有大小之限制(林克強 1992)，長度太長會增加梁柱接頭彎矩需求，長度也不可太短，因蓋板和翼板間之角銲有承載能力之問題，且補強長度過短，會產生梁翼應力傳遞不均的缺點。

托梁式接頭 (Column-Tree Connections)在日本有相當廣泛的使用，但近來在日本阪神大地震中的表現並不是很理想。優點為其銲接工作可於工廠內進行之，對於品質能夠有較好的控制；現場的螺栓接合亦可降低裝置的費用，缺點為桿件的搬運運送較為困難和費力。日本鋼骨建築使用之型鋼斷面及施工方式與美國系統不同，日本中級規模之鋼骨建築大量採用方管鋼柱及托梁接合施工，少數則採用美式之腹板鎖螺栓翼板全滲透銲接。方管鋼柱及托梁接合施工在阪神地震中表現不佳及破壞的模式列述如下。

柱的破壞:柱的搭接處斷裂或接頭區橫隔板與柱端銲接斷裂，此為以往的設計理念忽略了地震下柱可能承受拉力而撕裂銲道，從阪神地震的震級資料中可發現，垂直最大地表加速度有 0.34 g；此外，亦有部份破壞則是因為斜撐系統傳遞過大之剪力而將柱剪斷。

梁的破壞 :梁翼板處銲接所引發之裂縫，或因梁扇形開口處施工不良傷及母材，因此造成額外應力集中而拉斷梁翼板。

橫隔板的破壞：日本採用的方管鋼柱，為設置橫隔板，常將鋼柱於梁接合處切斷以增鉸橫隔板，使橫隔板需在其上下方鉸接鋼柱，復於水平向鉸接托梁，如此的重複入熱使得該處的橫隔板材質脆化，且有嚴重的殘餘應力存在，這就是在震後發現橫隔板厚度方向有撕裂破壞情形的原因。

切削式梁柱接頭之耐震原理，利用減少梁翼之寬度，降低此區之彎矩強度，使此區域先行降伏，以產生塑性鉸消散地震能量；此種接頭形式將塑鉸移離梁柱交界面目的，在避免鉸接熱影響區承受較大應力之脆性破裂。此種概念由比利時 Plumier 於 1988 年先提出，且於 1992 年申請專利。後來國內臺灣科技大學陳生金教授亦提出高韌性接頭(漸變斷面切削式接頭)，其設計乃以彎矩梯度做為切削斷面原則，且製造一區整體性穩定消能。

切削式接頭優點為在設計上簡單，施工容易，避開了鉸接作業的問題且造價低廉，是各種改良接頭型式中最經濟的一種，且對於現有建築之韌性改良，施工亦相當便利。切削式接頭缺點，由於翼板的切削，降低了梁在弱軸方向的迴轉半徑，故得考慮其側向支撐的需求，以防止側向扭轉挫屈的提早發生；由於切削的因素，使得切削區梁翼承受較大的應力，梁寬的減少使梁腹束制降低，如此可能使腹板受壓部份產生挫屈，而使腹板局部挫屈提早發生，翼板因寬厚比減少，局部挫屈會較晚發生，最後才產生側向扭轉挫屈。

Engelhardt 等(1997)進行四組圓弧切削試體試驗，一組直線型切削試體，其鋼材的降伏應力介於 38ksi 至 58ksi，其切削量為 38%~39%，且各接頭均採用梁腹全鉸型式。各組試體除微小鉸道裂縫外均無明顯的破壞發生，最終的破壞模式為局部挫屈與側向扭轉挫屈。除直線切削試體外，各試體均有 0.03 弧度以上的塑性轉角表現。

葉禎輝(1993)研究指出，非對稱切削式接頭，梁端塑性轉角可達 0.03 弧度，且韌性表現就相當穩定。陳生金教授、陳舜田教授、張敬昌及周作隆試驗之彎矩梯度切削試體(張敬昌 1992, 周作隆 1995)，實驗所得之塑性轉角為 2.35~4.79 弧

度，且結果顯示，採用 A36 之較低降伏比鋼材、 Z_f/Z 值大於 70% 及結實斷面的試體，韌性行為較優良。

由葉禎輝 (1993) 所做研究指出，非對稱切削形式接頭構件強度方面，實驗結果實際彎矩強度並未低於標稱強度，且約高出 29% 之比例。由周作隆(1995)研究指出，符合結實斷面要求 A36 鋼梁之梁柱接頭，採用非對稱切削形式，實驗結果其實際極限強度與標稱強度比值為 1.22 及 1.34；由林昆德(1996)研究指出，圓弧切削形式接頭實際極限彎矩強度與拉力試片所得材料實際強度推算之彎矩強度比值約在 1.3 與 1.05；由 Engelhardt 等(1997)研究指出，圓弧切削形式接頭實際極限彎矩強度與拉力試片所得材料實際強度推算之彎矩強度比值約在 0.92~1.13 之間，整體來說極限彎矩強度皆高於標稱彎矩強度。

鑽孔式接頭其原理和切削式相同，選定一遠離柱面梁翼區做減弱斷面的工作，以使此區於地震來臨時產生塑性鉸，以消散能量。其與切削式的差別，在於鑽孔式的梁翼減少面積是分散的，而切削式是集中的。鑽孔式接頭最大的優點在於施工便利，對現存結構的改善是方便的。其由此利時 Plumier 取得專利，試驗結果對韌性改良有貢獻(陳嘉有 1995、林昆德 1996)。缺點則為其遭遇的問題較切削式複雜，存在應力傳遞問題，對於孔徑、孔數、孔距都是值得研究範圍，所以設計上並不容易。

改良式接頭目前在台灣鋼構造抗彎構架建築上已被廣泛應用，因為理論簡單明確，設計施工相對容易，此兩類型採用梁翼焊接、梁腹栓接之接合細節時，除了能有良好的耐震性外，最重要的不外乎是經濟實惠。林克強博士(2008)的試驗中，針對國內常見鋼梁與箱型柱抗彎接頭試體進行耐震行為試驗與破壞模式探討，其總共設計二十二組試體，其中十七組試體採用梁翼切削式接頭，五組使用梁翼加蓋板補強式接頭。所有梁翼切削式接頭試體之試體柱與梁均採用 A572 Grade 50 材質，梁翼加蓋板式接頭試體之梁與柱均採用 SN490B 材質，每組試體雖都有所不同，但參數設定上都考慮彎矩強度與需求為設計標準，另為讓實驗結果更

接近實際工程施做情形，所有試體皆現場施作並採梁腹栓接及梁翼焊接方式，試驗施力方式均直接對梁端施力，採用位移控制施以反覆逐漸增大之位移載重。由其實驗結果顯示，其中只有七組梁翼切削試體及三組梁翼加蓋板試體滿足台灣耐震設計規範中要求的 3% 塑性轉角或美國 AISC 耐震特別規定之變形需求，有十二組試體未能達到標準就已產生破壞，依破壞模式歸類如圖 2.3 與圖 2.4，分為梁翼板全滲透焊道斷裂、梁翼板於梁腹扇形開孔尖端附近斷裂、梁翼切削段內斷裂、柱內橫隔板與柱板間焊道破壞及柱板冷(氫)裂五類，試體合格率只有 45%。

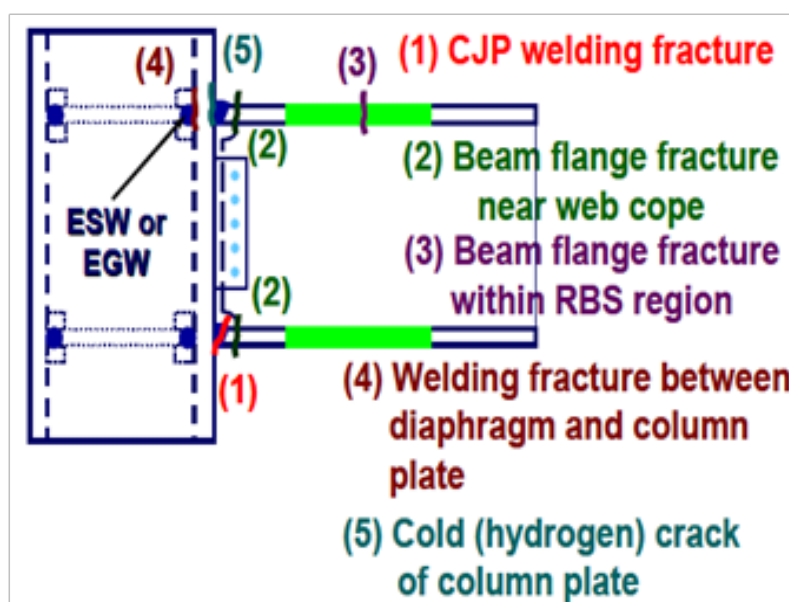


圖 2.3 試體破壞模式示意圖

【資料來源：參考文獻[54]】

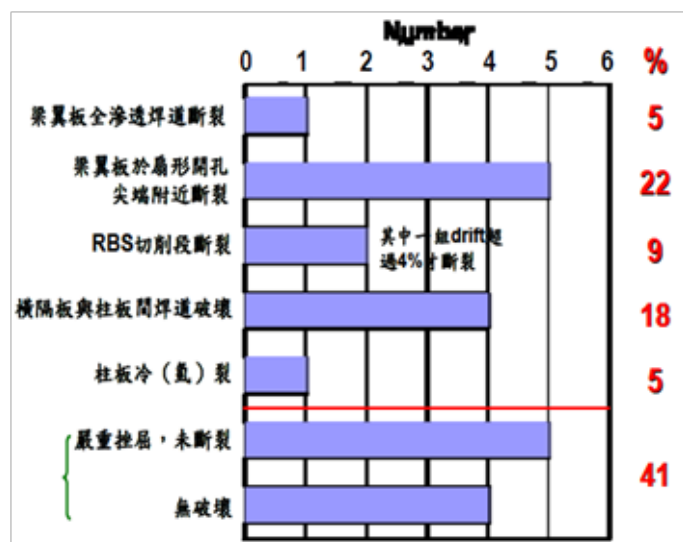


圖 2.4 各破壞模式統計圖

【資料來源：參考文獻[54]】

第二節 程式設計與開發回顧

一、鋼筋混凝土建築物耐震能力評估分析軟體介紹

鋼筋混凝土建築物耐震能力評估分析軟體(SERCB)為一套完整之視窗化分析軟體，目前與 ETABS、MIDAS 及 SAP2000 等程式連結之功能，本文鋼結構輔助程式參考其分析流程與 ETABS 程式連結之方式，進行程式撰寫，以下為 SERCB 評估分析軟體之程式設計介紹。

1.SERCB 基本分析功能介紹

由於現有結構分析軟體無法支援 SERCB 之分析理論，所以輔助分析系統須能滿足之分析功能，包括磚牆與 RC 牆分析、構件斷面彎矩與曲率分析、構件斷面軸力與彎矩關係曲線分析、梁柱構件彎矩塑鉸分析(ETABS 稱為 M3 塑鉸)，以及後處理階段 EPA-Sd 關係分析。

2.自動化功能

輔助分析系統整合 ETABS 結構靜力分析功能與側推分析功能，作為結構分析的計算核心，主要因 ETABS 為目前國內最普遍使用的結構分析軟體，已有許多分析與設計成果，透過整合此套商用套裝軟體，對於工程師驗證與比對分析成果較為便利，且工程師亦可沿用原有模型建立習慣，快速建立建築物分析模型。

3.分析流程

SERCB 依據其分析理論與配合工程師使用方式，將使用的階段區分為三個主要階段：前處理 1、前處理 2、與後處理階段，如圖 2.5~圖 2.7 所示。前處理 1 階段主要進行梁柱斷面資料編輯與磚牆、RC 牆等值斜撐分析，協助工程師分析結構系統中的磚牆與 RC 牆，計算等值斜撐尺寸、材料強度與軸力塑鉸等參數值；前處理 2 階段主要進行梁柱構件之彎矩塑鉸屬性分析，協助工程師計算大量且繁複的梁柱構件彎矩塑鉸分析，並能自動將這些分析結果產生 ETABS 能讀取

與分析的 E2K 檔，並利用 ETABS 執行側推分析；後處理階段則為結構物耐震能力分析，藉由 ETABS 分析與匯出的容量曲線與容量震譜，推估結構物耐震性能的發展。

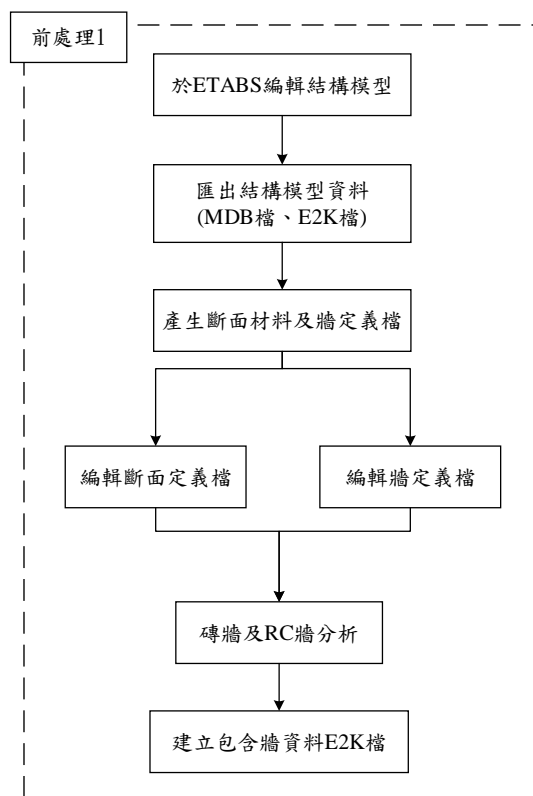


圖 2.5 前處理 1 階段

【資料來源：本研究製作】

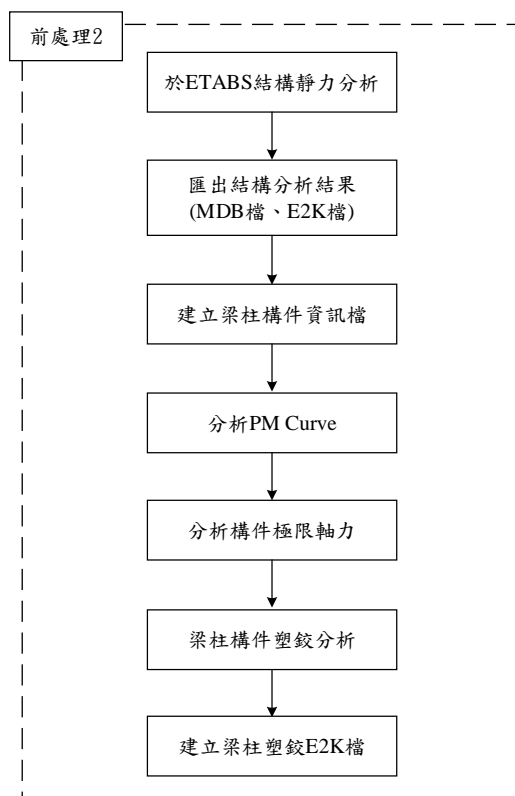


圖 2.6 前處理 2 階段

【資料來源：本研究製作】

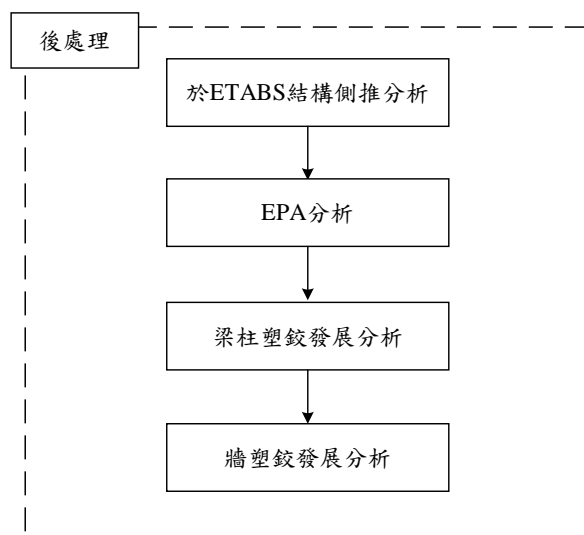


圖 2.7 後處理階段

【資料來源：本研究製作】

第三章 鋼結構建築物耐震能力詳細評估方法研擬

第一節 前言

國內一般建築物雖仍以鋼筋混凝土造為主，但自 921 大地震後，國內鋼構造建築日益增加，且都會區之此類建築已累積有相當之數量，因此本文將參考 FEMA-356、SERC B 非線性塑鉸設定方式、廖文義等人所提出鋼結構建築耐震評估、補強及修復準則之研擬以及我國建築物耐震設計規範，並以結構分析軟體 ETABS 進行靜態非線性分析，建立鋼結構建築物之耐震能力詳細評估方法。

第二節 鋼結構非線性塑鉸設定

目前結構分析軟體內建塑鉸並未考量額外增加之靜載重，重新計算塑鉸特性如圖 3.1~圖 3.4 所示。

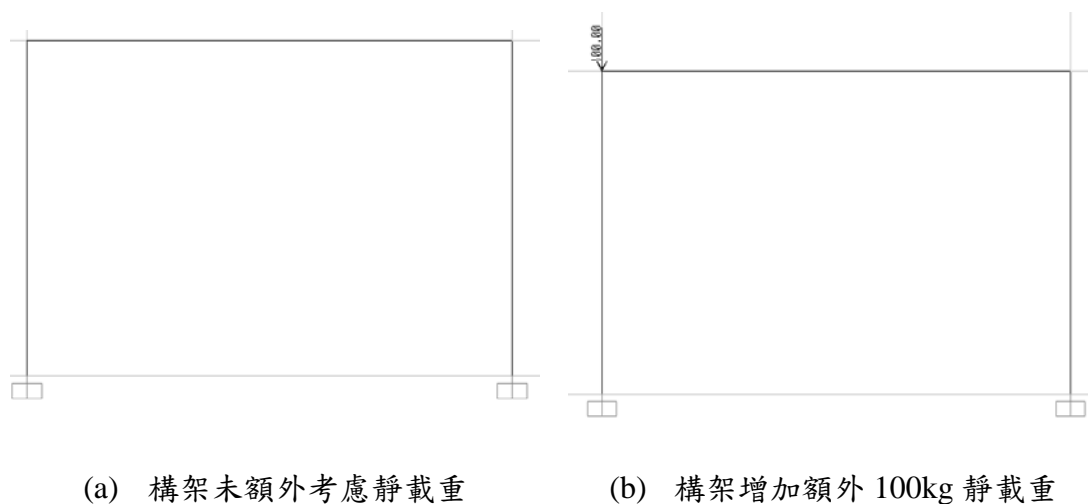


圖 3.1 構架是否額外考慮靜載重

【資料來源：本研究製作】

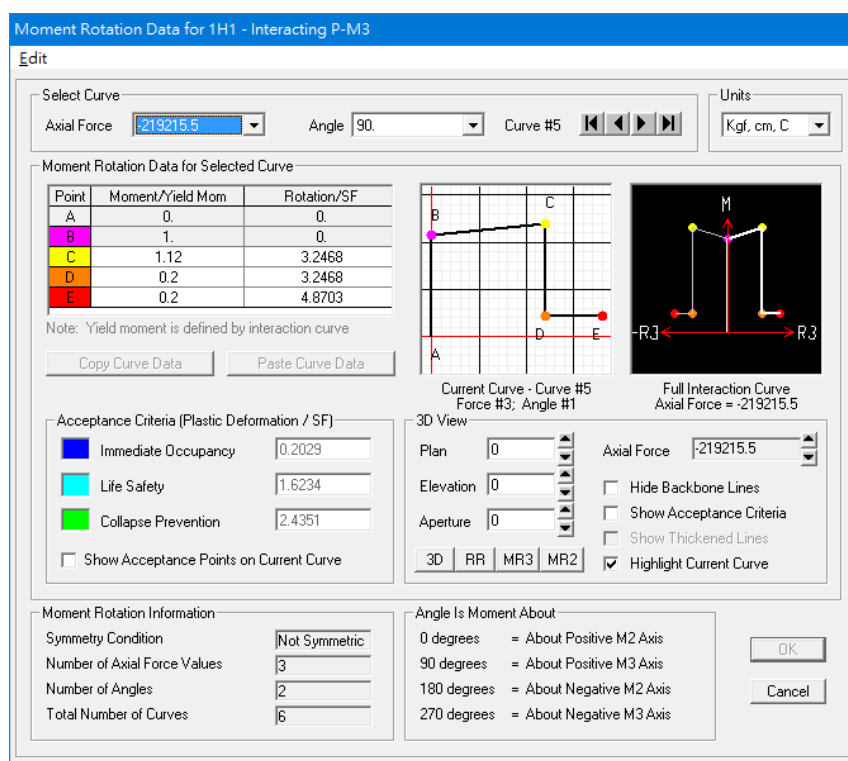


圖 3.2 構架未額外考慮靜載重時柱之彎矩-轉角特性

【資料來源：本研究製作】

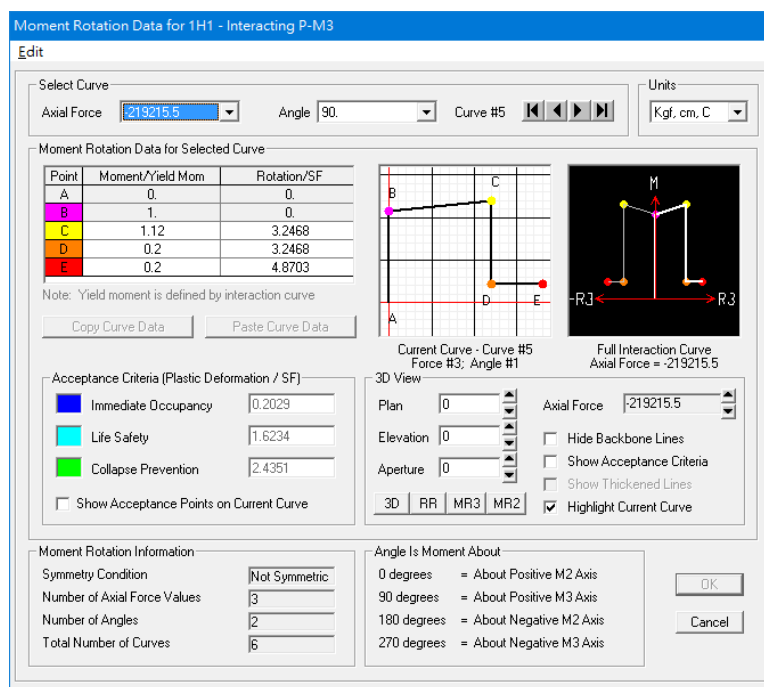
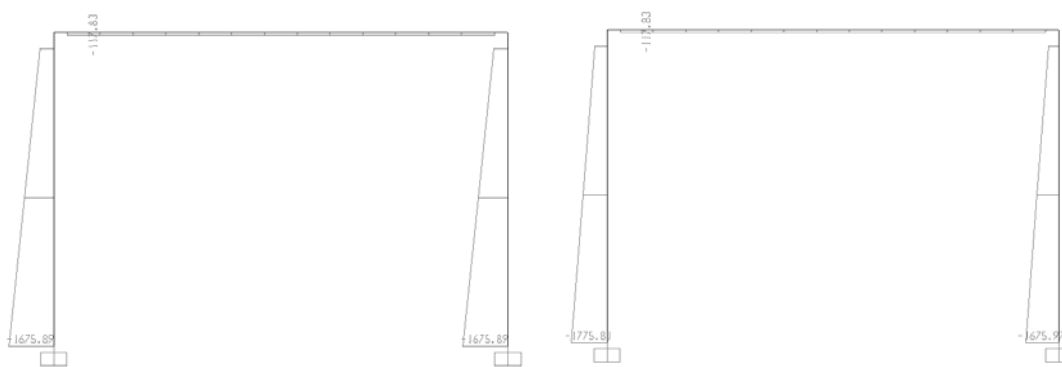


圖 3.3 構架考慮額外靜載重時柱之彎矩-轉角特性

【資料來源：本研究製作】



(a) 構架未額外考慮靜載重

(b) 構架增加額外靜載重

(N=1675 kgf)

(N=1775 kgf)

圖 3.4 構架柱軸力變化情形

【資料來源：本研究製作】

因此本文鋼結構非線性塑鉸參考 FEMA-356 所建議之鋼結構非線性塑鉸特性，撰寫視窗化程式考慮當構材自重與使用者額外增加之重量作用時之軸力貢獻，

批量計算鋼結構建築物柱、梁、斜撐之塑鉸特性。

一、FEMA-356 建議塑鉸特性

對於梁、柱構材或改良式接頭(可達規範規定塑性轉角者)之非彈性行為需要採用合理之彎矩與曲率之關係來加以模擬，彎矩與曲率之關係可由分析或試驗求得，如圖 3.5 所示，對於構材之載重與變形之關係曲線可以參考表 3.1~表 3.4 對應圖 3.5 之規定值。

鋼結構梁與柱其應變硬化斜率為彈性階段斜率的 3%，若欲採用更大的應變硬化斜率，則需有實驗數據佐證。表 3.1~表 3.4 給定各種構材之模擬準則及構材於不同地震水準下之性能水準要求。

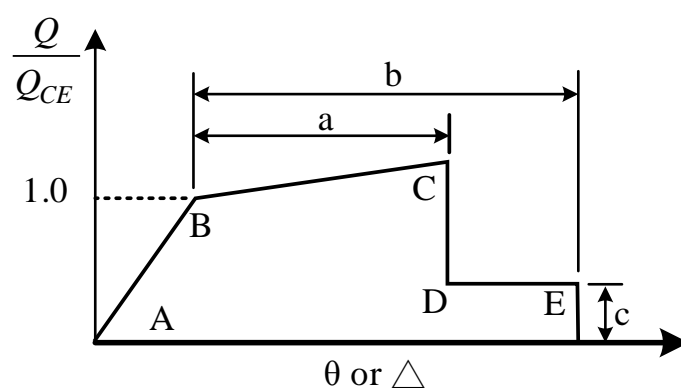


圖 3.5 FEMA-356 設定塑鉸曲線參數圖[9]

【資料來源：本研究製作】

在圖 3.5 中， θ 為梁或柱之塑性轉角， θ_y 為降伏轉角， Δ 為位移， Δ_y 為降伏位移， Q 及 Q_{CE} 分別為構件之載重及降伏強度，對於梁柱構材，其與塑性彎矩強度有關，並可採用式(3.1)與式(3.2)計算；而梁柱構材之降伏轉角可採用式(3.3)與式(3.4)計算。

$$\text{梁：} \quad Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (3.1)$$

$$\text{柱：} \quad Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_n}\right) \leq ZF_{ye} \quad (3.2)$$

$$\text{梁：} \quad \theta_y = \frac{ZF_{ye}L_b}{6EI_b} \quad (3.3)$$

$$\text{柱：} \quad \theta_y = \frac{ZF_{ye}L_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_n}\right) \quad (3.4)$$

其中， Z 為塑性斷面模數， F_{ye} 為鋼構材降伏強度， P 為作用於柱構材之軸力， P_n 為柱構材軸向強度， L_b 為梁跨度， L_c 為柱高度， E 為楊氏係數， I_b 為梁慣性矩， I_c 為柱慣性矩。

對於使用傳統梁翼全滲透鉚梁腹栓接之傳統接頭，雖然其構件強度可達塑性彎矩，但在未達韌性容量前則可能已先發生接頭之破壞，所以其可用之韌性容量勢必減少，根據國內之梁柱接頭試驗結果顯示，傳統接頭之可用塑性轉角約只有 1.0%，且此類接頭在 1994 年北嶺地震中亦有相當多之損壞案例。所以根據鋼結構極限設計法規範之規定，梁柱接頭塑性轉角需達 $\theta_p = 1.1(R-1)\theta_E$ ，其中 θ_E 為設計地震力作用下之最大層間變位角，若取 $\theta_E = 0.5\%$ ，及取 $\theta_p = 1.0\%$ ，則可得對應之 $R=2.81$ ；另在 FEMA-351 中對於此類傳統接頭，在強度衰減發生時(脆性破壞)之梁柱接頭變形轉角 $\theta_{SD} = 0.061 - 0.0013 d_b$ ，若以梁深 60 cm 計算得 $\theta_{SD} = 0.03$ ，所以其 θ_p 為 2% 以上，為簡化及以本土試驗資料為主考量下，將此類傳統接頭之梁變形能力模擬直接以表 3.5 表示。

表 3.1 梁構材非線性分析模型參數[9]

梁構材	模型參數			可接受標準				
	塑性轉角		殘餘強度 比	IO	塑性轉角			
	a	b			主要		次要	
				LS	CP	LS	CP	
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$

【資料來源：本研究製作】

表 3.2 柱構材當 $P/P_n < 0.2$ 時非線性分析模型參數[9]

柱構材	模型參數			可接受標準				
	塑性轉角		殘餘強度 比	IO	塑性轉角			
	a	b			主要		次要	
				LS	CP	LS	CP	
$P/P_n < 0.20$								
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$

【資料來源：本研究製作】

表 3.3 柱構材當 $P/P_n \geq 0.2$ 時非線性分析模型參數[9]

柱構材	模型參數			可接受標準				
	塑性轉角		殘餘強度 比	塑性轉角				
	a	b		IO	主要		次要	
			LS		CP	LS	CP	
$P/P_n \geq 0.20$								
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	_*1	_*2	0.2	$0.25\theta_y$	_*3	_*1	_*4	_*2
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.8\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$

*1: $11(1-1.7P/P_n)\theta_y$, *2: $17(1-1.7P/P_n)\theta_y$, *3: $8(1-1.7P/P_n)\theta_y$, *4: $14(1-1.7P/P_n)\theta_y$

【資料來源：本研究製作】

表 3.4 斜撐非線性分析模型參數

斜撐	模型參數			可接受標準		
	塑性轉角		殘餘強度 比	塑性轉角		
	a	b	c	IO	LS	CP
受壓斜撐(EBF 斜撐除外)						
雙角鋼面內挫屈	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
雙角鋼面外挫屈	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
W 或 I 型	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
雙槽型鋼面內挫屈	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
雙槽型鋼面外挫屈	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
鋼管混凝土	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
受拉斜撐	$11\Delta_T$	$14\Delta_T$	0.8	$0.25\Delta_T$	$11\Delta_T$	$13\Delta_T$
BRB(挫曲束制斜撐)*	$13.3\Delta_T$	$13.3\Delta_T$	1.0	$3\Delta_T$	$10\Delta_T$	$13.3\Delta_T$

*：BRB 之非線性塑鉸參數參考 ASCE 手冊[22]。

【資料來源：本研究製作】

表 3.5 傳統接頭梁構材非線性分析模型參數

梁構材	模型參數			可接受標準				
	塑性轉角		殘餘強度 比	IO	塑性轉角			
	a	b			主要		次要	
				LS	CP	LS	CP	
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θ_y	6 θ_y	0.4	0.5 θ_y	3 θ_y	4 θ_y	4 θ_y	6 θ_y
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	2 θ_y	4 θ_y	0.2	0.25 θ_y	1.5 θ_y	2 θ_y	2 θ_y	4 θ_y

【資料來源：本研究製作】

關於鋼造抗彎構架結構模擬準則，構材之有效斷面積應考慮為全斷面積，但對於組合構材若其傳遞力量之機制不完備時，則有效斷面積應加以適當之折減。對於混凝土包覆之構材，若混凝土於地震後仍未與鋼材脫離則計算勁度時需包括混凝土之貢獻，但計算強度時則不須要計及混凝土之貢獻。計算梁或柱之慣性矩須依照一般規範之規定進行，對於混凝土包覆之構材，計算慣性矩時需包括混凝土之貢獻，但此合成構材之翼板寬度則取為與鋼構材之翼板同寬，同時計算慣性矩時不宜包括樓版在內，除非構材與樓版間具有足夠之剪力傳遞元件。

分析模型應包含所有能提供足夠勁度之構架，無論其原始之設計是否當作為結構抗側力系統。即使二維模型已能對規則對稱結構、含柔性樓版之建物提供適當的結構特性，一般而言，建物應以三維之構件建立模型、分析及評估，對於具不規則之建物，則須以三維數值模型進行分析與設計。進行詳細評估或非線性靜力評估，建立之模型需考量及模擬建物受地表震動正負方向作用的反應，即地震力加載方向需同時考量正負方向作用的結果。

對於平面不規則建物，偏心扭矩效應必須加以適當考慮。某一樓層之總偏心扭矩包含下列兩項：

- 真實偏心扭矩，樓層及其上方樓層因質量中心偏移而造成之偏心扭矩。
- 意外偏心扭矩，水平偏移量為指定樓層水平尺寸 5% 的最小值。

基礎可模擬為線彈性元素。對於柱底抵抗扭轉的束制之假設應確實考慮構架與如 RC 造地下式或基礎之相對剛度，其包含土壤之效應與柱接基礎接頭的細節等。當計算建物之週期與動力特性時，土壤與結構互制關係可依相關規範來加以假設模擬。大多數鋼構抗彎構架可藉由假設基礎為相對之剛性支撐來適當的模擬。但基礎系統的柔度（及如柱底與 RC 構造接合）可能會改變構架的行為。在適當的情況下，建立分析模型時應對這些因素加以適當考慮。

非線性靜力分析需定義建物之控制點，於此建議將建物屋頂之質量中心視為控制點，屋突不應視為屋頂，控制點的位移即用以反應地表震動的影響。非線性靜力分析同詳細評估法一樣，需先加 100% 的計算靜載重及 1/2 活載重於分析模型上。樓層側向力之分配除依建物耐震設計規範規定之形式施加外，還需額外考慮樓層承受均佈側向力之分析。

二、鋼結構非線性塑鉸分析輔助程式開發

由於現有結構分析軟體(ex ETABS、SAP2000 等...)，在參考 FEMA-356 定義鋼結構塑鉸時，並未能完整考慮除了構材本身自重外的靜載重，為使鋼結構塑鉸定義更符合實際情況與更加準確，因此本節敘述參考鋼筋混凝土建築物耐震能力評估系統軟體(SERCB)利用 Visual C#進行鋼結構非線性塑鉸分析輔助程式之開發，包括整體之程式概念、分析流程。

1. 輔助程式架構規劃

目前 SERCB 將使用的階段區分為三個主要階段：前處理 1、前處理 2、與

後處理階段；由於鋼結構並無須進行斷面編輯，本程式僅就鋼結構非線性塑鉸分析，因此系統架構僅前處理階段如圖 3.6 所示。

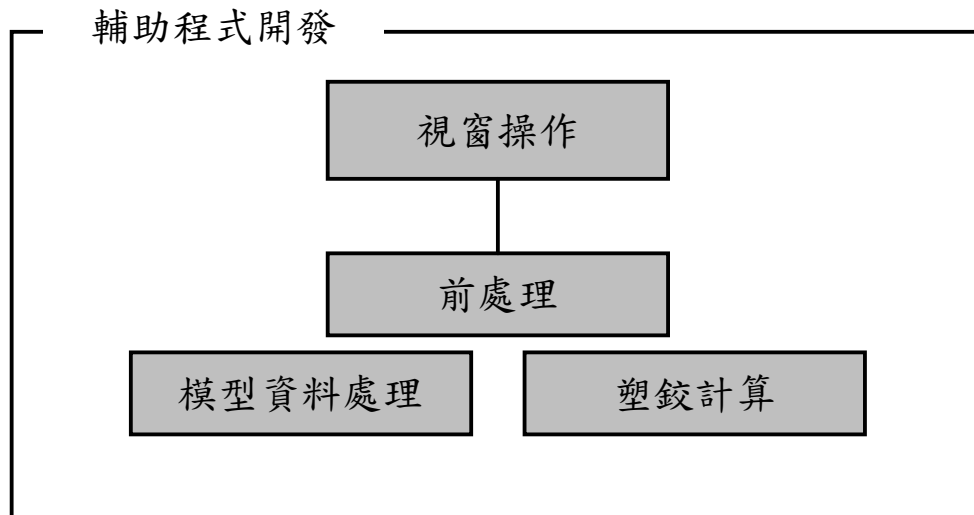


圖 3.6 程式架構示意圖

【資料來源：本研究製作】

1. 視窗操作套件

利用視窗化將不同功能分析程序串連，以視窗化界面提供使用者。

- 1) ETABS MDB 檔資料路徑指定
- 2) ETABS E2K 檔資料路徑指定
- 3) 載重資料選擇

2. 前處理套件

前處理套件主要處理 ETABS 模型資訊與分析結果，將資料進行分類及彙整，如材料性質、斷面資料、構件力量等建立，並將資料儲存至資料庫，以及分析非線性塑鉸。

- 1) 擷取模型資訊
- 2) 資料剖析與彙整
- 3) 資料庫使用
- 4) 分析梁、柱與斜撐之非線性塑鉸特性

2.分析程序介紹

依據第三章第二節所介紹之 FEMA-356 建議塑鉸特性以及參考 SERCB 使用方式，將使用程序七個步驟如圖 3.7 所示。使用者於結構分析軟體編輯結構模型以及執行結構靜力分析後，匯出結構分析結果(MDB 檔、E2K 檔)，輔助程式透過 MDB 檔與 E2K 檔，讀取分析所需之結構物資料，包含梁柱斜撐構件尺寸、材料參數、連結狀況與力量，即可進行梁柱斜撐非線性塑鉸分析，將梁柱構件以 M3 塑鉸定義、斜撐構件以軸力塑鉸定義，並建立包含各構材塑鉸之 E2K 檔，使用者即可於結構分析軟體中進行側推分析。

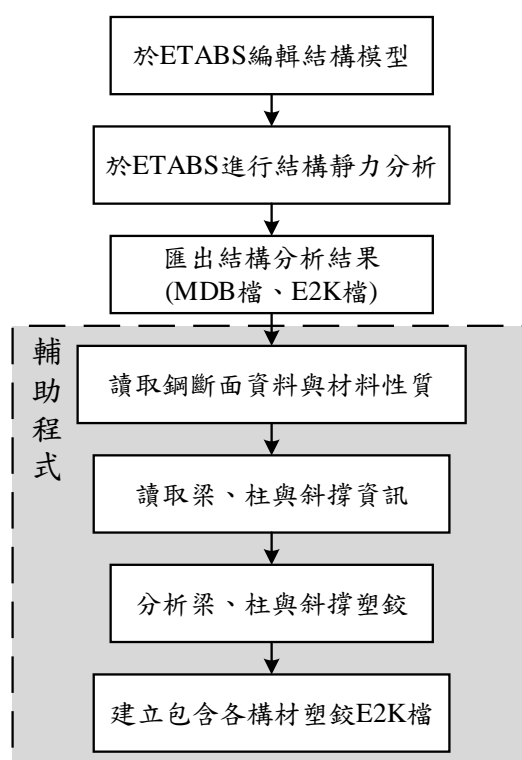


圖 3.7 分析程序示意圖

【資料來源：本研究製作】

3.分析操作介紹

1. 視窗介面介紹：

鋼結構非線性塑鉸計算輔助程式介面如圖 3.8 所示，由四個功能按鍵與

一個選單功能組成，說明如下：

- 1) 匯入 E2K 檔：指定欲匯入 E2K 檔案路徑，程式依使用者點選的 E2K 檔進行讀取。
- 2) 匯出 MDB 檔：指定欲匯入 MDB 檔案路徑，程式依使用者點選的 MDB 檔進行讀取。
- 3) 選擇 Dead Load Case：指定欲進行非線性塑鉸計算之靜載重，程式依使用者選擇之 Load Case 進行計算分析。
- 4) 分析：執行鋼結構非線性塑鉸分析。
- 5) 匯出：程式將匯出包含各構件塑鉸之 E2K 檔，覆蓋原匯入 E2K 檔。

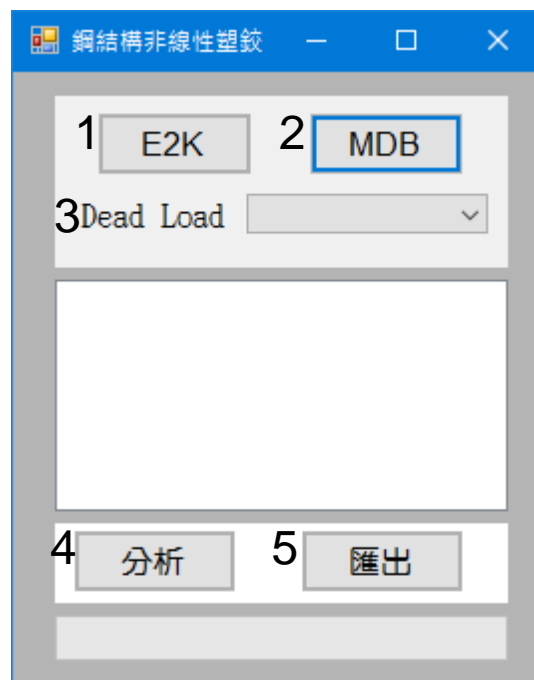


圖 3.8 輔助程式視窗

【資料來源：本研究製作】

2. 操作方式：

- 1) 首先，於結構分析軟體中將已編輯完畢的模型，進行結構靜力分析，如圖 3.9 所示。
- 2) 於 ETABS 匯出已完成靜力分析的 E2K 檔，如圖 3.10 所示。

- 3) 於 ETABS 匯出已完成靜力分析的 MDB 檔，步驟如圖 3.11~圖 3.12 所示。
- 4) 於輔助程式中，點選 E2K 功能按鈕，匯入 E2K 檔。
- 5) 於輔助程式中，點選 MDB 功能按鈕，匯入 MDB 檔。
- 6) 於輔助程式中，Dead Load 選單選擇欲作為塑鉸分析的靜載重組合，如圖 3.13 所示。
- 7) 點選分析功能按鈕，程式將自動計算塑鉸，如圖 3.14 所示。
- 8) 完成塑鉸分析後，點選匯出，如圖 3.15 所示，即可匯出包含構件塑鉸之 E2K 檔，並將此 E2K 檔匯入結構分析軟體模型，進行側推分析。

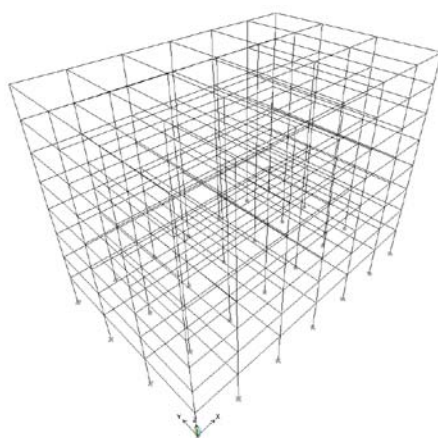


圖 3.9 於結構分析軟體執行結構靜力分析

【資料來源：本研究製作】

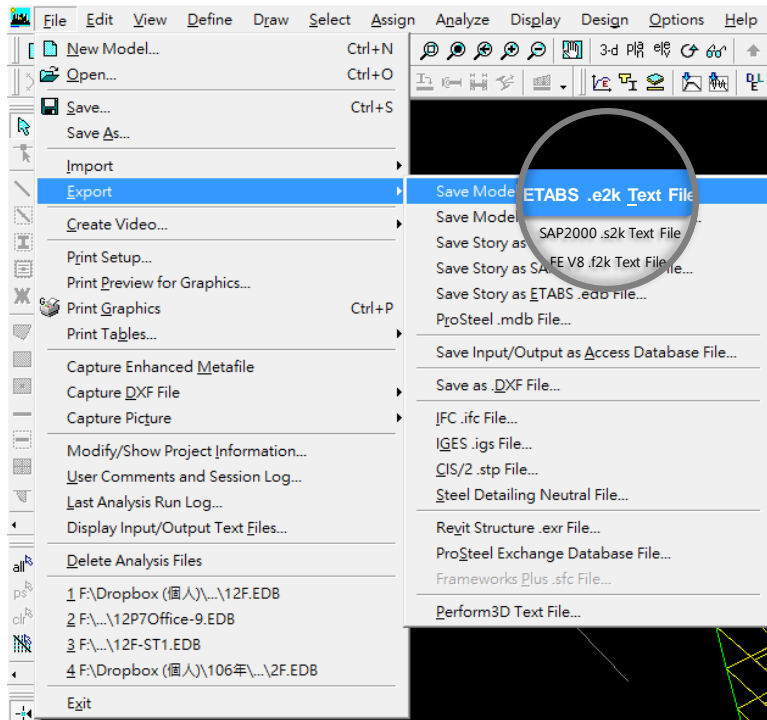


圖 3.10 於結構分析軟體匯出 e2k 檔

【資料來源：本研究製作】

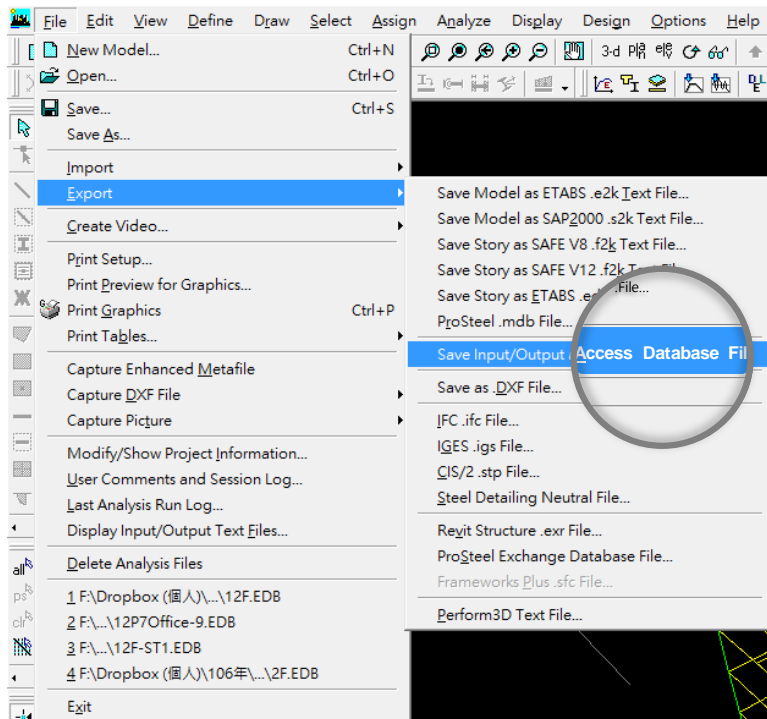


圖 3.11 於結構分析軟體匯出 mdb 檔

【資料來源：本研究製作】

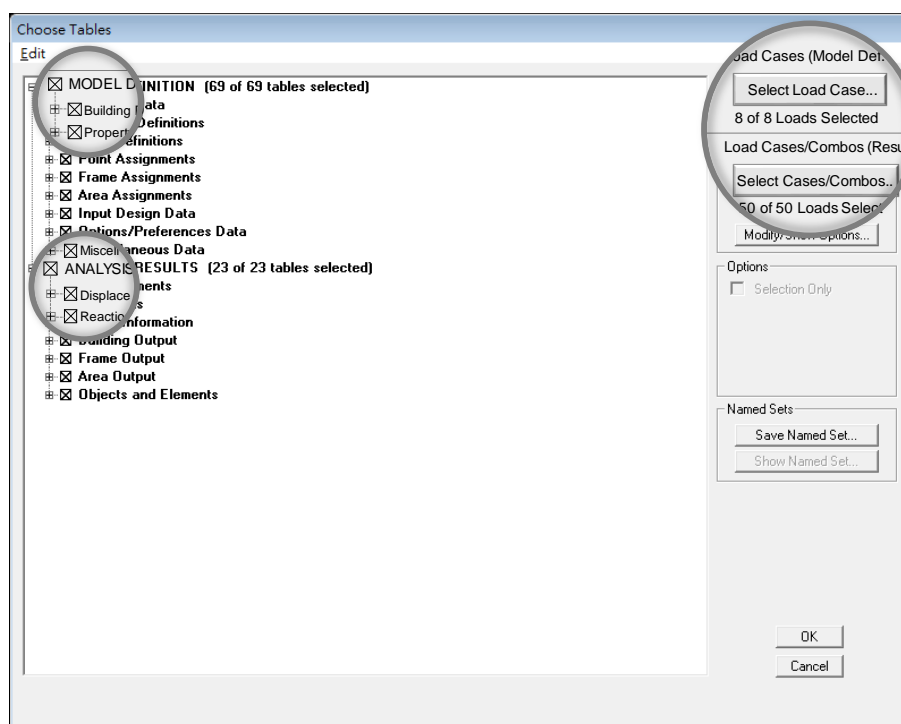


圖 3.12 於結構分析軟體匯出 mdb 檔 Tables 選擇

【資料來源：本研究製作】

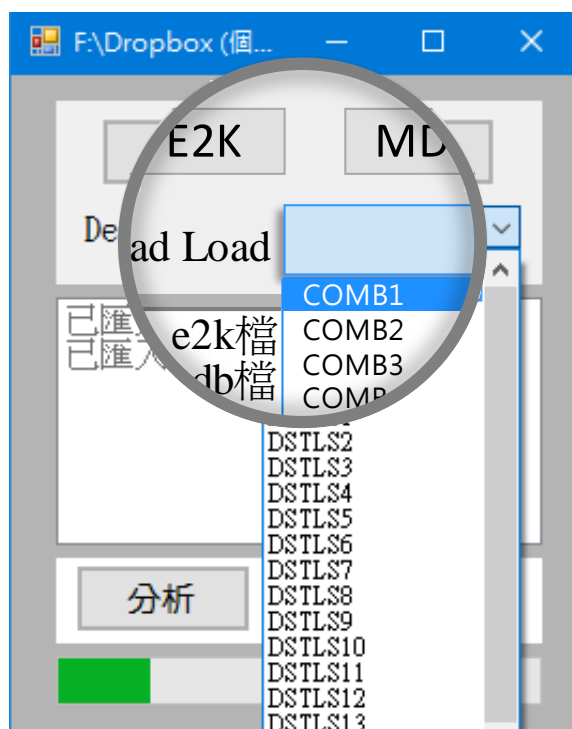


圖 3.13 選擇 Dead Load

【資料來源：本研究製作】

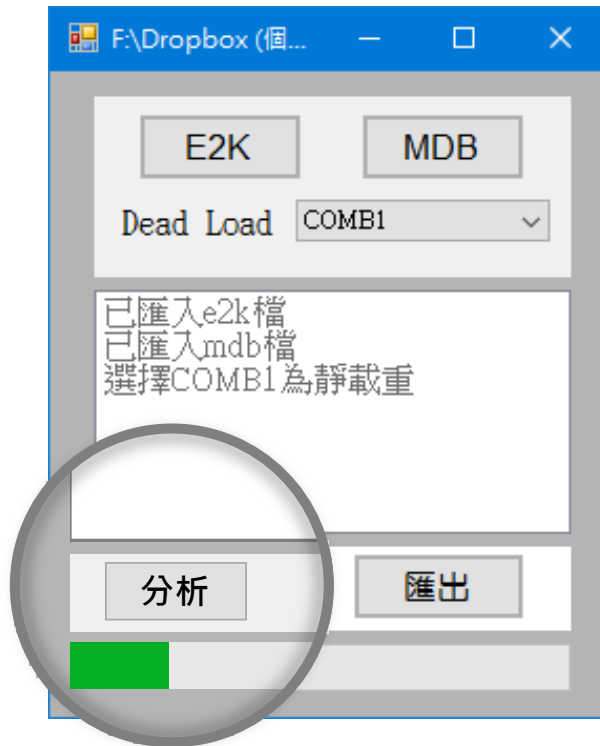


圖 3.14 點選分析

【資料來源：本研究製作】



圖 3.15 匯出包含構件塑鉸之 e2k 檔

【資料來源：本研究製作】

三、輔助程式驗證

為確保鋼結構非線性塑鉸分析輔助程式準確性，本研究以一鋼構架型式，如圖 3.16 與表 3.6 所示，在未額外施加载重情況下，進行 SAP2000 內建塑鉸與輔助程式分析之塑鉸比較；SAP2000 中內建柱塑鉸以 P-M3 塑鉸定義、內建梁塑鉸以 M3 塑鉸、內建斜撐塑鉸以軸力塑鉸進行定義，如圖 3.17 所示；柱塑鉸特性如圖 3.18~圖 3.20 所示，梁塑鉸特性如圖 3.21 所示。

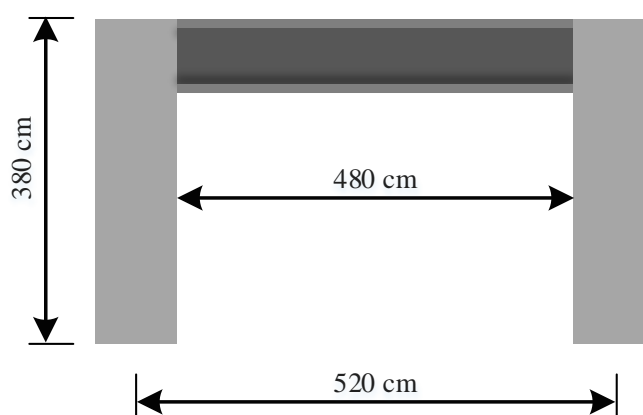


圖 3.16 鋼結構構架圖

【資料來源：本研究製作】

表 3.6 鋼結構構架尺寸表

	斷面尺寸(mm)	降伏強度(tf/cm ²)
柱	□ 400X400X2.2	3.5
梁	H 50X35X1.2X1.6	3.5

【資料來源：本研究製作】

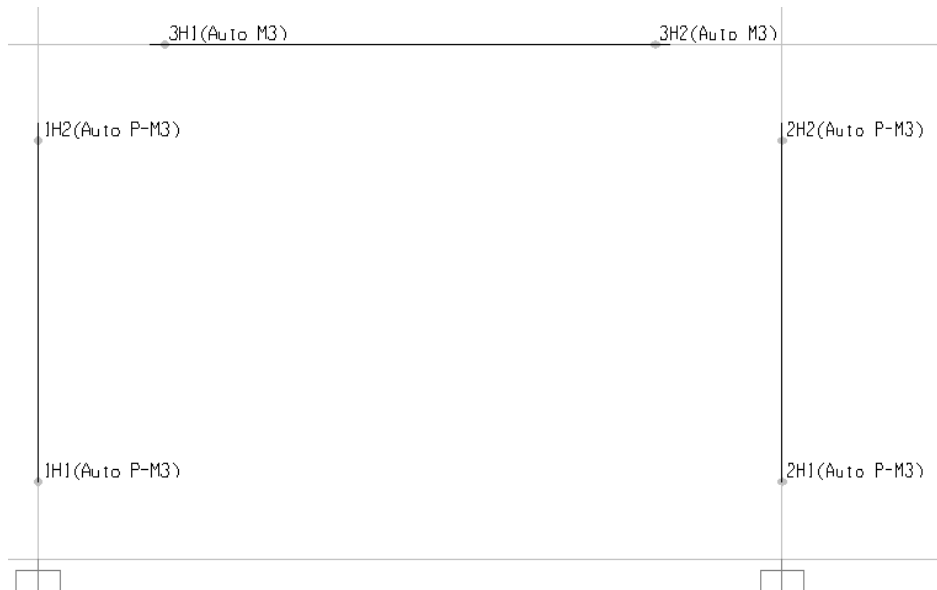


圖 3.17SAP2000 內建塑鉸設定圖

【資料來源：本研究製作】

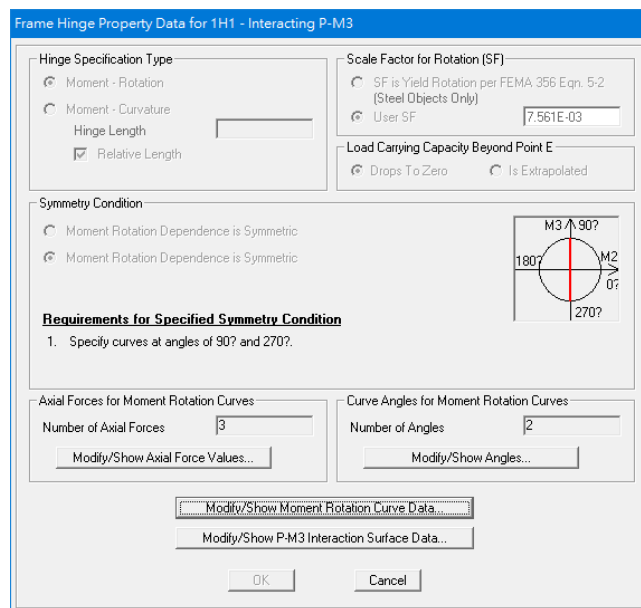


圖 3.18SAP2000 內建柱塑鉸特性

【資料來源：本研究製作】

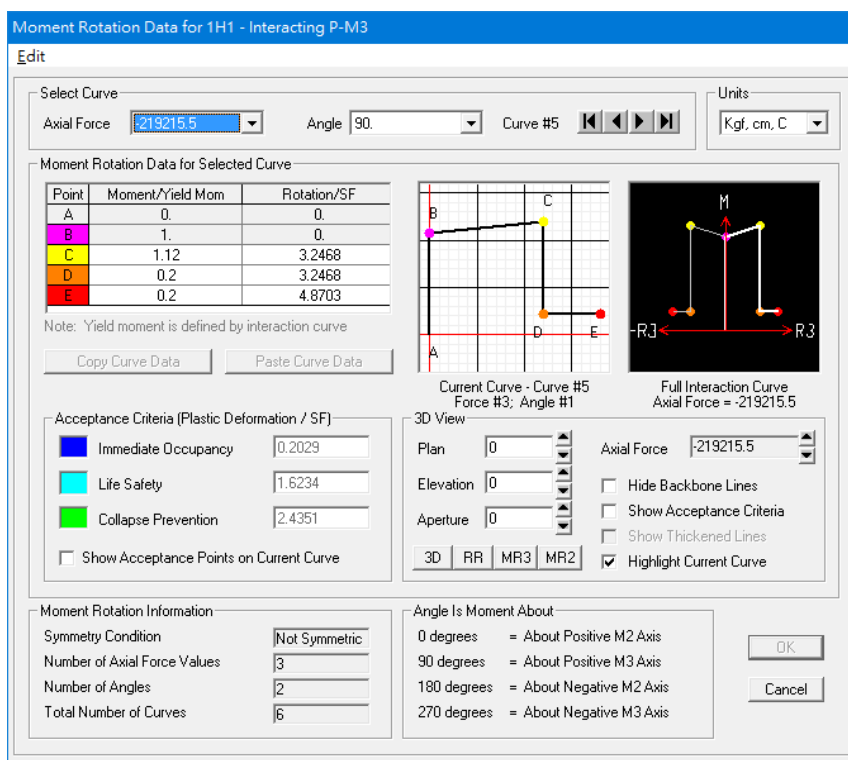


圖 3.19SAP2000 內建柱塑鉸彎矩-轉角資訊

【資料來源：本研究製作】

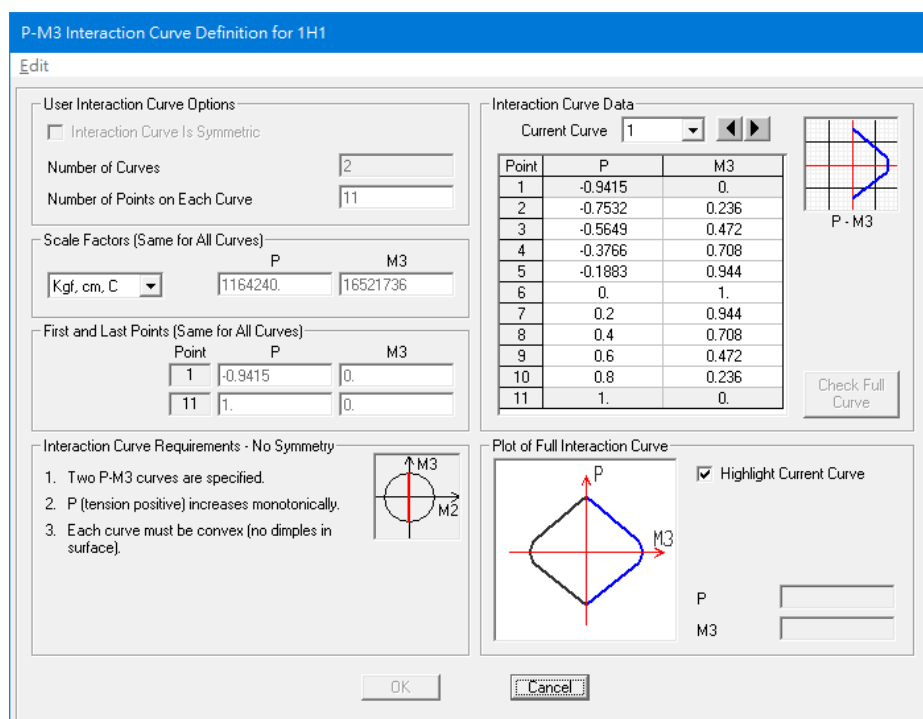


圖 3.20SAP2000 內建柱塑鉸 P-M3 交互影響曲線資訊

【資料來源：本研究製作】

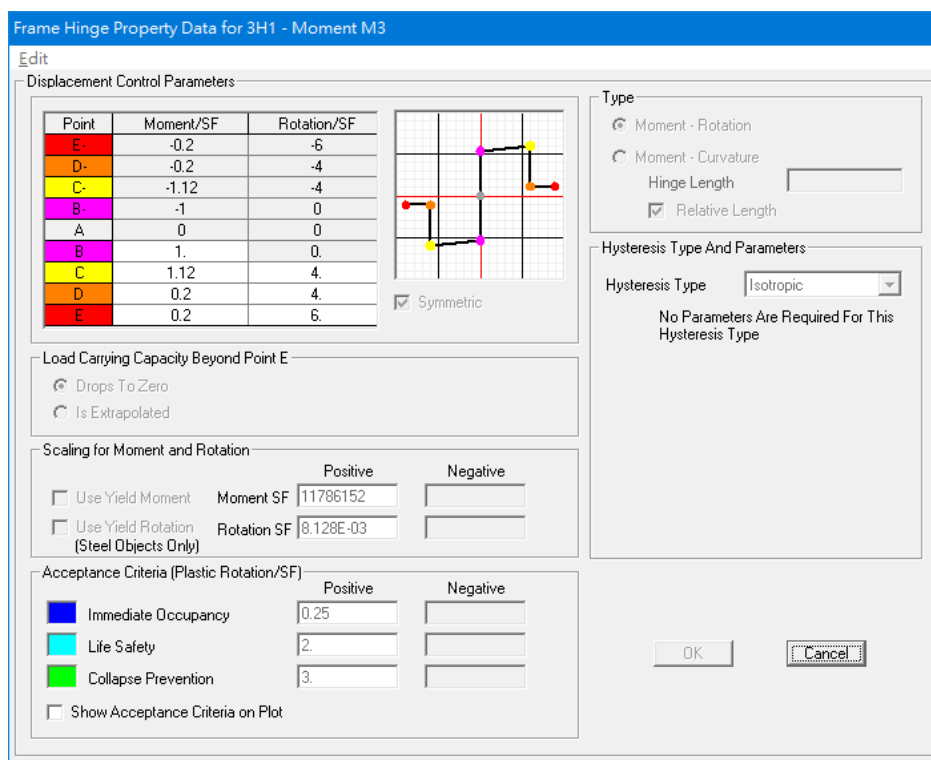


圖 3.21 SAP2000 內建梁塑鉸特性

【資料來源：本研究製作】

鋼結構非線性塑鉸分析輔助程式將梁柱構件塑鉸於結構分析軟體中以 M3 定義而斜撐構件塑鉸則以軸力定義，如圖 3.22 所示。

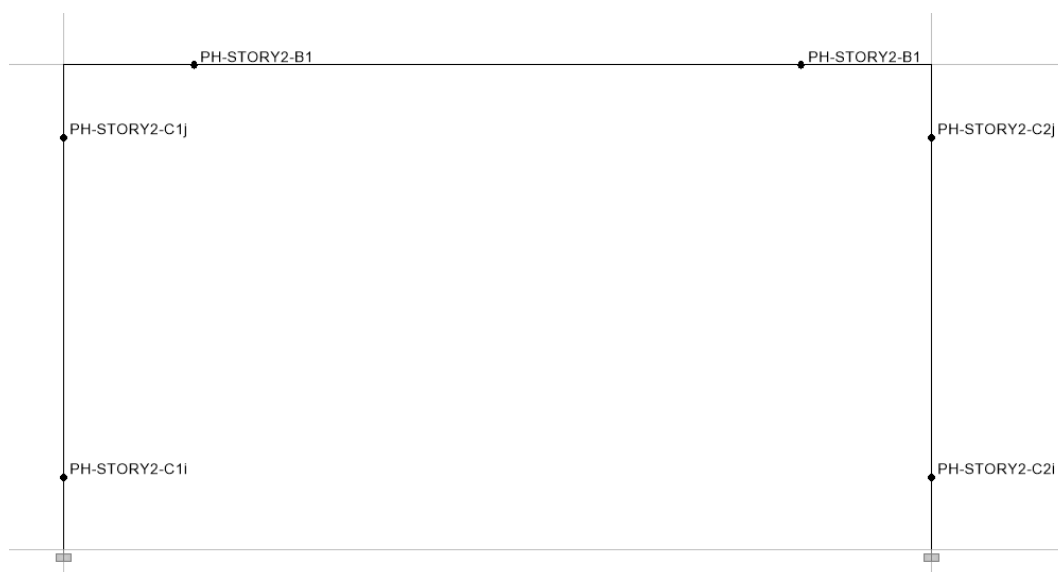


圖 3.22 輔助程式分析匯入 ETABS 塑鉸定義圖

【資料來源：本研究製作】

將 SAP2000 內建柱 P-M3 塑鉸轉成對應靜載重時之 M3 塑鉸如表 3.7 (a)所示，輔助程式分析之 M3 塑鉸如表 3.7 (b)所示，兩者分析塑鉸結果顯示，各點彎矩與轉角值皆相當吻合，由此可確定鋼結構非線性塑鉸分析輔助程式之準確性。

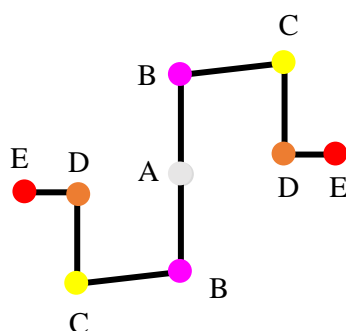
表 3.7 SAP2000 與輔助程式塑鉸比較表 (單位：kgf-cm)

(a) SAP2000 內建塑鉸

Point	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	16543247	0
C	18528436.64	0.02454905
D	3308649.4	0.02454905
E	3308649.4	0.03682434

(b) 輔助程式塑鉸

Point	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	16521736	0
C	18504344.32	0.0258
D	3304347.2	0.0258
E	3304347.2	0.0387



【資料來源：本研究製作】

第三節 建築物耐震性能評估與檢核

建築物耐震能力通常係以整體建築結構在各耐震性能等級下所能承受的地表加速度表示之。該地表加速度可由側推分析所得之容量震譜，依據工址地震水平譜加速度係數等規定求得。本文將介紹目前 SERCB 計算建築物有效地表加速度(EPA)方法，分別有適用於未採用隔震與消能系統之建築結構的結構系統地震力折減係數法($F_u - R - T$)與適用於採用隔震與消能系統之建築結構的等值遲滯阻尼法(Equivalent Hysteretic Damping)；以及 SERCB 建築物耐震性能檢核方法與標準，透過 SERCB 後處理 EPA 分析，可快速了解評估建築物的耐震性能。

一、建立靜態側推分析耐震性能曲線

1. 結構系統地震力折減係數法($F_u - R - T$)

根據結構動力學原理，將屋頂層位移與基底剪力轉換為譜位移與譜加速度座標系統，建立雙線性化容量震譜曲線(Bilinear Capacity Spectrum Curve)，透過現行耐震設計規範採用之「強度折減-位移韌性-彈性週期」關係式即可計算任一性能狀態之譜加速度 a_{pi} 所對應之有效地表加速度(EPA)，繪出結構位移與有效地表加速度的關係曲線。

現行規範的結構系統地震力折減係數 F_u 是以完全彈塑性系統為基準進行推導，若屬雙線性，則 F_u 與週期及韌性比的關係可能異於現行規範，因此就雙線性關係推導性能狀態對應地表加速度與降伏地表加速度的比值（即 $F_u(R)$ ）、韌性比 R^* 、地表加速度 A ，如式(3.5)~式(3.7)所示。

以側推分析所得之容量曲線求得該容量曲線之降伏點，根據各階段之塑性位移 δ_i 與降伏位移 δ_y 依式計算結構物各階段下之韌性 R_i ，將側推分析所得之韌性 R_i 代入式(3.7)，即可求得建築結構在所考慮方向基本振動週期 T 對應之結構系統

地震力折減係數 $F_u(R)$ 。

$$A = \sqrt{2R_i - \square + \alpha(R_i - 1)} \quad (3.5)$$

$$R_i = \frac{\delta_i}{\delta_y} \quad (3.6)$$

其中， α 為結構系統降伏勁度比。將容量曲線雙線性化後，以後降伏勁度 (K_s)

除以初始勁度 (K_e) 即可求得，其雙線性化如圖 3.23 所示

$$F_u(R) = \begin{cases} R_i & ; T > T_0^D \\ A + (R_i - A) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D < T \leq T_0^D \\ A & ; 0.2T_0^D < T \leq 0.6T_0^D \\ A + (A - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \quad (3.7)$$

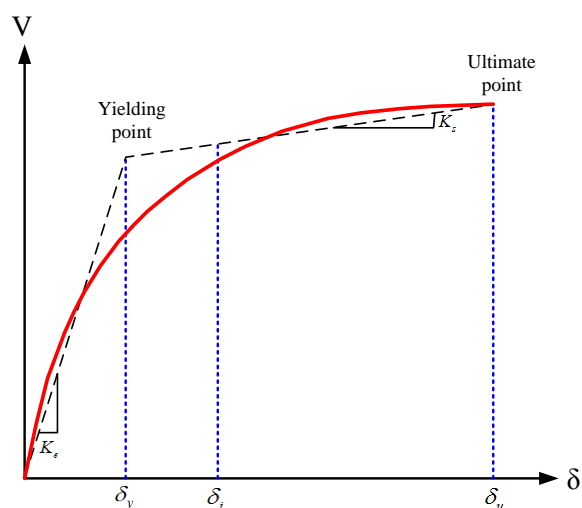


圖 3.23 容量曲線雙線性化示意圖

【資料來源：本研究製作】

將式(3.7)求得之地震折減係數 $F_u(R)$ ，並根據建築物彈性週期 T 於較短及短週期、中週期或長週期，計算側推分析所得容量震譜中任何一處譜加速度 a_{pi} 對應的有效地表加速度(EPA)表示如下：

表 3.8 F_u -R-T有效地表加速度(EPA)計算表

(a) 一般工址

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$T > 2.5T_0^D$
$EPA = \frac{a_y \times F_u(R)}{\left[1 + \frac{3T}{0.4T_0^D}\right]}$	$EPA = \frac{a_y \times F_u(R)}{2.5}$	$EPA = \frac{a_y \times F_u(R)}{\frac{S_{D1}}{0.4S_{DS}T}}$	

(b) 臺北盆地

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$T > 2.5T_0^D$
$EPA = \frac{a_y \times F_u(R)}{\left[1 + \frac{3T}{0.4T_0^D}\right]}$	$EPA = \frac{a_y \times F_u(R)}{2.5}$	$EPA = \frac{a_y \times F_u(R)}{\frac{T_0^D}{0.4T}}$	

2.等值遲滯阻尼法

ATC-40 之基本目標為在一已知的耐震需求下，評估結構物的耐震性能，亦即將結構物的耐震需求(seismic demand)視為輸入，進而求得結構物耐震性能為其輸出。此方法較適合用於新建結構物之耐震設計，較不適用於既有老舊建築物的耐震能力評估。

ATC-40 中揭示，結構物進入非線性階段之後的等效遲滯性阻尼比 β_{eff} 包含

原結構本身固有黏滯阻尼比 β_{basic} (一般取為 0.05) 及結構物非彈性遲滯行為的等效遲滯性阻尼比 β_0 兩部分，如式(3.8)所示。

$$\beta_{eff} = \beta_{basic} + \beta_0 = \beta_{basic} + \frac{0.637\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3.8)$$

其中， κ 表示阻尼修正因子，與結構物系統耐震行為及地震歷時長短有關。 a_y 與 d_y 則分別代表降伏時之譜加速度與譜位移。

當阻尼比不等於 5% 時之加速度修正係數依結構週期長短不同而有 B_1 或 B_S 之規定如表 3.9 所示，可由非彈性譜加速度與彈性譜加速度之比可由式求得。

$$B_1 \text{ or } B_S = \frac{(S_a)_{elastic}}{(S_a)_{inelastic}} \quad (3.9)$$

表 3.9 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 B_S 與 B_1 (線性內插求值)

有效阻尼比 β_{eff} (%)	B_S	B_1
<2	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
20	1.60	1.50
30	1.79	1.63
40	1.87	1.70
>50	1.93	1.75

如圖 3.24 所示性能點(Performance point)位於容量譜與非彈性需求譜之交點上，性能點需同時滿足該二者之特性，故容量譜上之譜加速度 a_{pi} 與譜位移 d_{pi} 等於非彈性需求譜上的譜加速度 $(S_a)_{inelastic}$ 與譜位移 $(S_d)_{inelastic}$ ，如式(3.10)~式(3.11)所示。

$$(S_a)_{inelastic} = a_{pi} \quad (3.10)$$

$$(S_d)_{inelastic} = d_{pi} \quad (3.11)$$

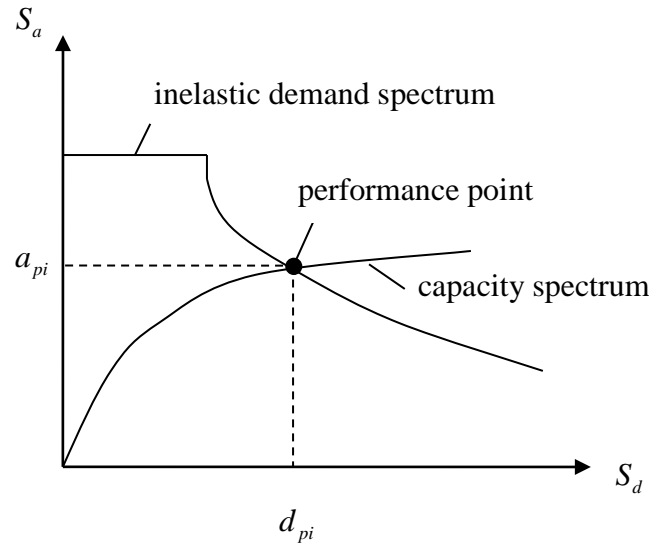


圖 3.24 性能點示意圖

【資料來源：本研究製作】

表 3.10 等值遲滯阻尼法有效地表加速度(EPA)計算表

(a) 一般工址

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T_{eff} \leq 0.2T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$0.2T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T_{eff} \leq T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T_{eff} \leq 2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T_{eff}$
$EPA = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{\left[1 + \frac{3T_{eff}^D}{0.4T_0^D}\right]}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{2.5}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{ad}(T_{eff})}{S_{DS}}\right)}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{D1}(T_{eff})}{S_{DS}T_{eff}}\right)}$

(b) 臺北盆地

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T_{eff} \leq 0.2T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$0.2T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T_{eff} \leq T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T_{eff} \leq 2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})}$	$2.5T_0^D \frac{B_s(\beta_{eff})}{B_1(\beta_{eff})} < T_{eff}$
$EPA = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{\left[1 + \frac{3T_{eff}}{0.4T_0^D}\right]}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_s(\beta_{eff})}{2.5}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5S_{aD}(T_{eff})}{S_{DS}}\right)}$	$EPA = \frac{a_{pi} \times B_1(\beta_{eff})}{\left(\frac{2.5T_0^D}{T_{eff}}\right)}$

【資料來源：本研究製作】

二、建築物耐震性能評估流程

鋼結構與鋼骨鋼筋混凝土建築物耐震能力評估方法，根據建築物耐震設計規範與解說，依評估建築工地址可分為一般工地址與臺北盆地，本文將分別介紹一般工地址與臺北盆地耐震性能計算之流程，其相關流程如下：

- 1) 由各構件之斷面形式、材料強度與幾何條件等，評估其撓曲容量與剪力容量。
- 2) 疊合撓曲容量與剪力容量以決定各構件破壞模式與塑性鉸特性定義。
- 3) 進行側推分析(Pushover Analysis)。分析後可由結構物基底剪力(V)與屋頂層位移(ϕ_{roof})關係求得結構物容量曲線，並依式(3.12)~式(3.15)轉換為譜加速度 S_a 與譜位移 S_d ，以建立結構物容量震譜。

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \quad (3.12)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (3.13)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (3.14)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N W_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3.15)$$

其中， PF_1 ：第一個自然振態的振態參與因子(Modal Participation Factor)， α_1 ：第一個自然振態的振態質量係數(Modal Mass Coefficient)， w_i / g ：第 i 層的指定質量， ϕ_{i1} ：第一振態中第 i 層的振幅， N ：結構物的最高層數， W ：結構物的靜載重。

(1) 一般工址

- 4) 當評估建築物工址依照建築物耐震設計規範與解說[14]訂定，屬於一般工址時，則依工址縣市及鄉鎮市區查得 S_S^D 與 S_1^D ，並依據工址所屬地盤種類及 S_S^D 求得工址放大係數 F_a 及 F_v 。
- 5) 由工址放大係數 F_a 及 F_v 以及近斷層調整因子 N_A 與 N_V ，計算一般工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 及 S_{D1} 。

$$S_{DS} = N_A F_a S_S^D \quad N_A \geq 1.0 \quad (3.16)$$

$$S_{D1} = N_A F_a S_1^D \quad N_V \geq 1.0 \quad (3.17)$$

其中，近斷層調整因子 N_A 與 N_V 為工址與斷層間之水平距離 r 的函數，其值必須大於等於 1.0，在設計地震下其值參考建築物耐震設計規範與解說所列。

- 6) 若建築物採用 3.3.1.1 節結構系統地震力折減係數法(Fu-R-T)，則依式(3. 7)

計算 $F_u(R)$ ；若採用 3.3.1.2 節等值遲滯阻尼法，則依式(3. 8)計算等效遲滯
阻尼比 β_{eff} ，依表 3. 9 線性內插計算阻尼比修正係數 $B_s(\beta_{eff})$ 及 $B_1(\beta_{eff})$ 。

- 7) 由一般工址週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 及 S_{D1} ，可計算求得 T_0^D 。

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.18)$$

- 8) 由參數 T_0^D 、 S_{DS} 及 S_{D1} 計算工址設計水平譜加速度係數 S_{ad} 。
- 9) 結構系統地震力折減係數法(Fu-R-T)：由工址設計水平譜加速度 S_{ad} 、結構系統地震力折減係數 $F_u(R)$ 、 T_0^D 、 S_{DS} 及 S_{D1} ，由表 3. 8(a)，求得 EPA 值。
- 等值遲滯阻尼法：由工址設計水平譜加速度 S_{ad} 、阻尼比修正係數 $B_s(\beta_{eff})$ 與 $B_1(\beta_{eff})$ 、 T_0^D 、 S_{DS} 及 S_{D1} ，由表 3. 10(a)，求得 EPA 值。

(2) 臺北盆地

- 4) 當評估建築物工址依照建築物耐震設計規範與解說[14]訂定，屬於臺北盆地時，則依工址縣市及鄉鎮市區、村里查得 S_{DS} 與 T_0^D 。
- 5) 若建築物採用 3.3.1.1 節結構系統地震力折減係數法(Fu-R-T)，則依式(3. 7)計算 $F_u(R)$ ；若採用 3.3.1.2 節等值遲滯阻尼法，則依式(3. 8)計算等效遲滯阻尼比 β_{eff} ，依表 3. 9 線性內插計算阻尼比修正係數 $B_s(\beta_{eff})$ 及 $B_1(\beta_{eff})$ 。
- 6) 由參數 T_0^D 、 S_{DS} 及 S_{D1} 計算工址設計水平譜加速度係數 S_{ad} 。
- 7) 結構系統地震力折減係數法(Fu-R-T)：由工址設計水平譜加速度 S_{ad} 、結構系統地震力折減係數 $F_u(R)$ 、 T_0^D 、 S_{DS} 及 S_{D1} ，由表 3. 8(a)，求得 EPA 值。
- 等值遲滯阻尼法：由工址設計水平譜加速度 S_{ad} 、阻尼比修正係數 $B_s(\beta_{eff})$ 與

$B_1(\beta_{eff})$ 、 T_0^D 、 S_{DS} 及 S_{D1} ，由表 3.10(a)，求得 EPA 值。

三、建築物耐震性能檢核

針對不同用途係數之建築物，採用不同符號以作區別。I=1.0 之建築物採用 PLA、PLB、PLC；I=1.25 之建築物採用 PLA*、PLB*、PLC*；I=1.5 之建築物採用 PLA**、PLB**、PLC**。

性能狀態 PLA 代表結構物恰達彈性限度。針對 I=1.25 及 I=1.5 之建築物，為避免中度地震作用下可能產生非結構性之輕微損壞而需經常維修，取 PLA* 之加速度值為 PLA 之 1/1.1 倍、PLA** 之加速度值為 PLA 之 1/1.2 倍。

性能狀態 PLB、PLB*、PLB** 與 PLC、PLC* 及 PLC** 皆代表結構物已產生部分韌性，但允許發生的損壞程度不同。根據工址地盤條件與建築物用途係數，定義非彈性位移與非彈性位移容量之比值關係，如表 3.11 所示，以決定性能狀態 PLB、PLB*、PLB**、PLC、PLC* 及 PLC** 位置。

表 3.11 建築物非彈性位移與非彈性位移容量之比值

性能狀態	一般工址			臺北盆地		
	I=1.0	I=1.25	I=1.5	I=1.0	I=1.25	I=1.5
PL _B	1/2	-	-	1/3	-	-
PL _C	1	-	-	2/3	-	-
PL _B *	-	5/12	-	-	7/24	-
PL _C *	-	5/6	-	-	7/12	-
PL _B **	-	-	1/3	-	-	1/4
PL _C **	-	-	2/3	-	-	2/4

註： $r = \frac{\Delta - \Delta_y}{\Delta_u - \Delta_y}$ Δ : 非彈性位移 Δ_y : 降伏位移 Δ_u : 極限位移

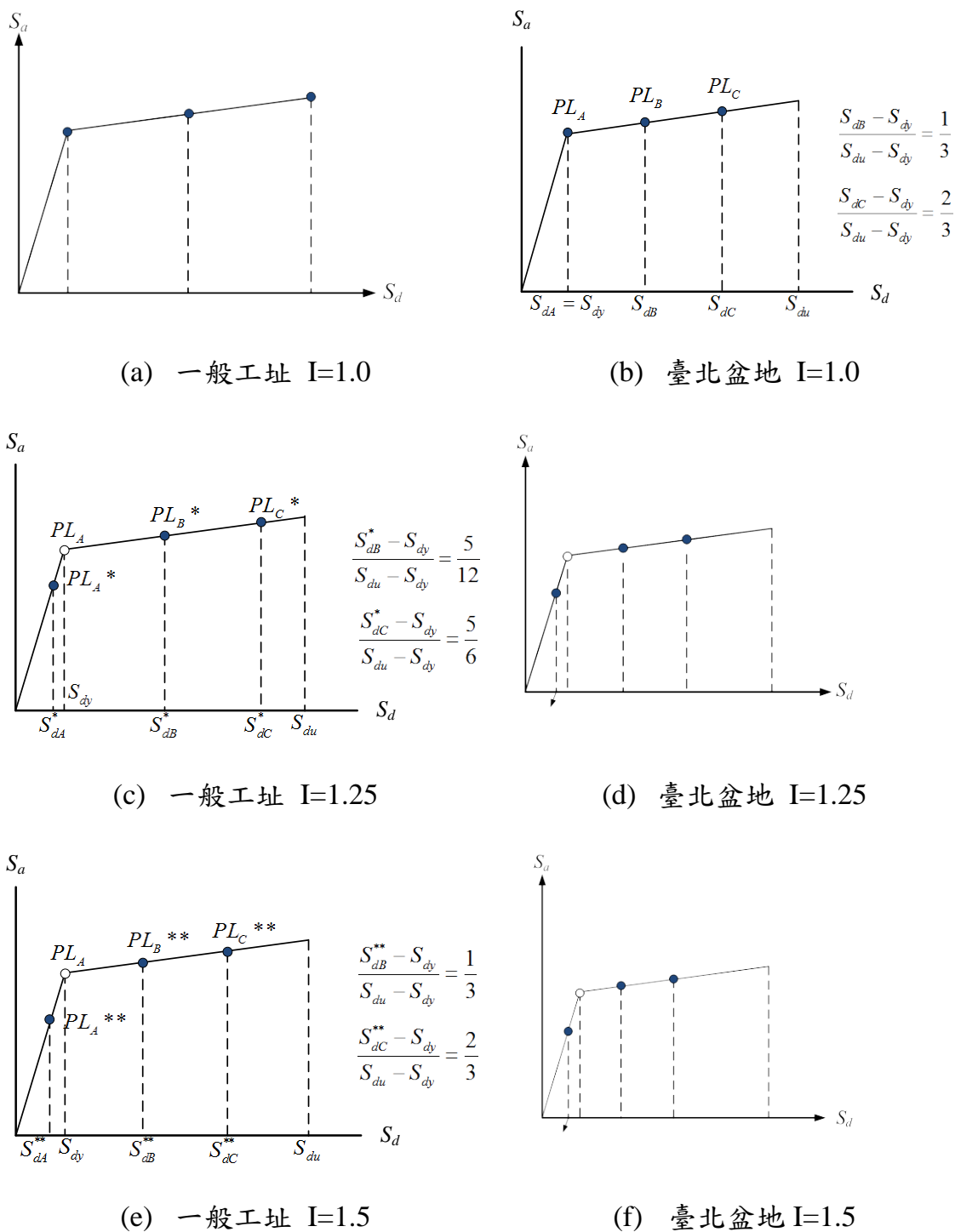


圖 3.25 建築物耐震性能目標

【資料來源：本研究製作】

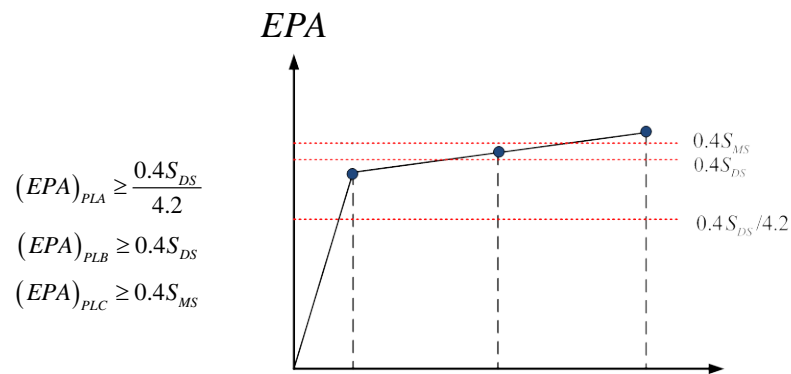
耐震性能檢核如圖 3.26 及圖 3.27 所示，應針對強度與韌性各別檢討，以確保結構於中度地震時滿足強度需求、設計地震與最大考量地震作用下結構物具備適當的韌性。相較於一般工址，臺北盆地因盆地效應顯著，故性能目標較一般工

址嚴格。

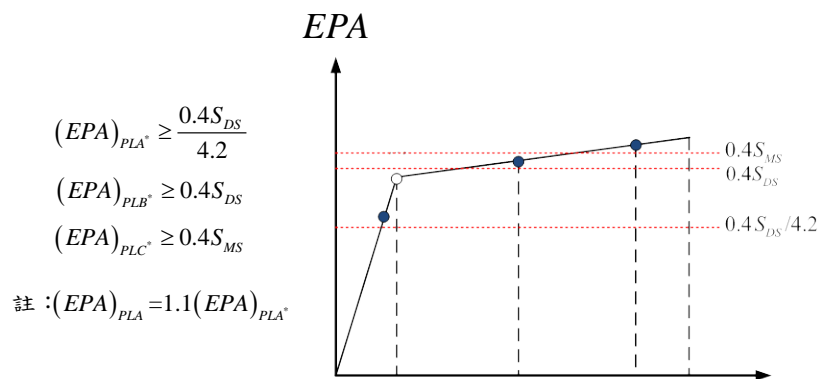
性能狀態 PLA、PLA*或 PLA**所對應之地表加速度，一般工址應大於或等於中度等級之地表加速度 $0.4S_{DS}/4.2$ ；臺北盆地則應大於 $0.4S_{DS}/3.5$ 。

性能狀態 PLB、PLB*及 PLB**所對應之地表加速度，應大於或等於設計地震之地表加速度 $0.4S_{DS}$ 。

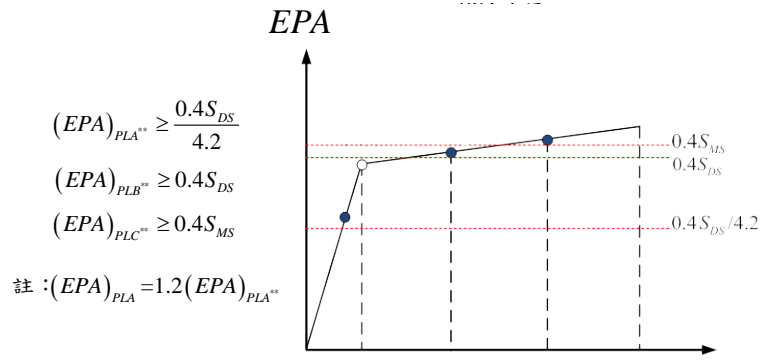
性能狀態 PLC、PLC*及 PLC**所對應之地表加速度，應大於或等於最大考量地震所對之地表加速度 $0.4S_{MS}$ 。



(a) 一般工址 I=1.0



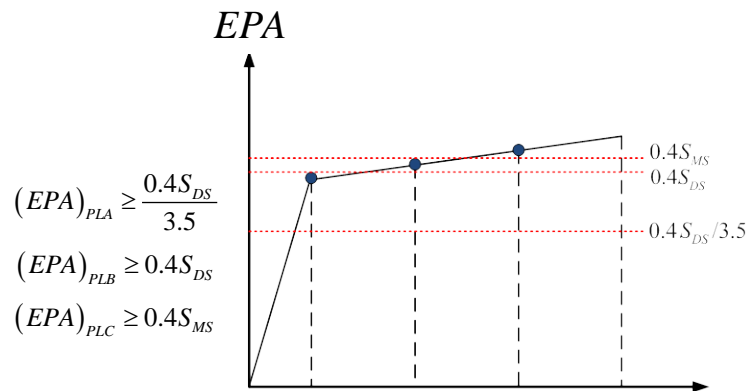
(b) 一般工址 I=1.25



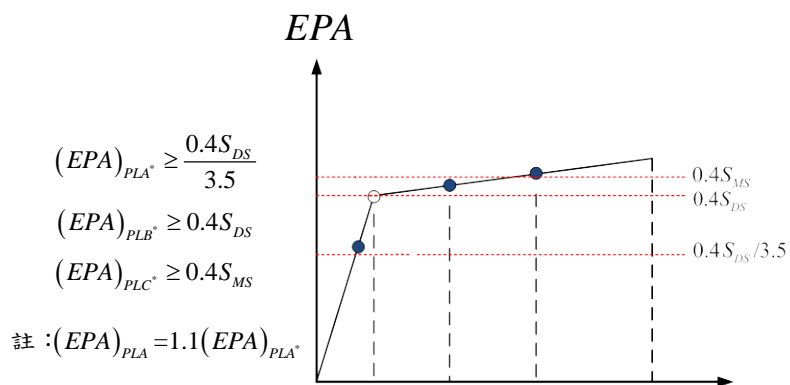
(c) 一般工址 I=1.5

圖 3.26 建築物耐震性能檢核(一般工址)

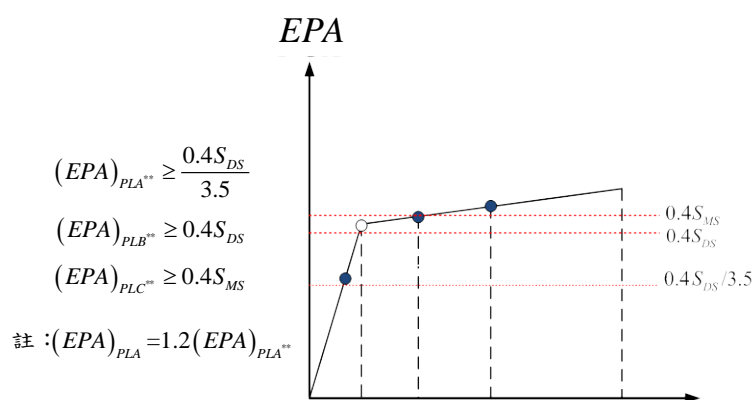
【資料來源：本研究製作】



(a) 臺北盆地 I=1.0



(b) 臺北盆地 I=1.25



(c) 臺北盆地 I=1.5

圖 3.27 建築物耐震性能檢核(臺北盆地)

【資料來源：本研究製作】

四、建築物耐震詳細評估之限制條件

本評估方法僅提供一般高樓層鋼結構建築物使用，工廠、活動中心等類型低矮樓層鋼結構建築物暫不考量適用本研究方法。

第四章 案例分析

第一節 前言

本研究以三棟鋼結構建築物進行耐震能力詳細評估流程，透過另一案「鋼結構與鋼骨鋼筋混凝土建築耐震能力初步評估研究」之定性與定量兩者進而求得建築物耐震能力結果，如結果顯示有疑慮即進入耐震能力詳細評估。根據美國 FEMA 與 SERCB 手冊建議之構件非線性理論，設定建築物各構件塑鉸特性，進行側推分析，最後可獲得結構物耐震能力，再與初步評估結果相互比較討論。

第二節 案例一

一、案例基本資料

案例一興建於民國 86 年，主要用途為集合住宅，結構系統於 X 方向及 Y 方向皆為抗彎構架系統。建築物總樓層數為 12 層，1F 層高度為 4.2m，2F~12F 為 3.1m，建築物平面圖與立面圖如圖 4.1 與圖 4.2 所示，梁柱尺寸如表 4.3 所示。

表 4.1 案例一結構基本資料表

結構基本資料概述	地上 12 層，總樓地板面積 8142m ²
構造種類	鋼構造
平面配置	矩形
X 向尺度	29.5m
Y 向尺度	23m
韌性容量	R=4.8
週期經驗公式	$T=0.085h_n^{0.75}$
使用用途	集合住宅，用途係數 I = 1.25
地質概述	臺北一區
建築物高度	3F~RF：H=3.1 m，2F：H=4.2 m
樓層面積	2F~RF：678.5 m ²

【資料來源：本研究製作】

表 4.2 案例一材料參數表

鋼材降伏強度	$F_y=3.5 \text{ tf/cm}^2$
--------	---------------------------

表 4.3 案例一結構尺寸表(單位：mm)

梁尺寸	H 600x300x13x24
7F~RF 柱尺寸	□ 600x600x24
3F~6F 柱尺寸	□ 600x600x28
1F、2F 柱尺寸	□ 700x700x32

【資料來源：本研究製作】

表 4.4 案例一結構重量表

樓層	樓地板面積(m ²)	單位靜載重(tf/m ²)	單位活載重(tf/m ²)
RF	678.5	1.27	0.2
3~12F	678.5	0.91	0.2
2F	678.5	1.0	0.2

【資料來源：本研究製作】

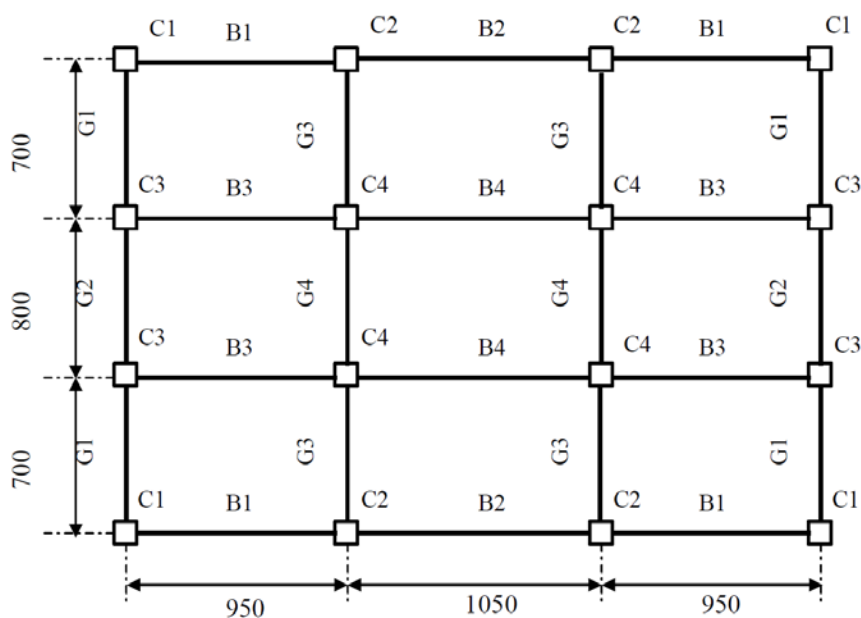


圖 4.1 案例一平面圖

【資料來源：本研究製作】

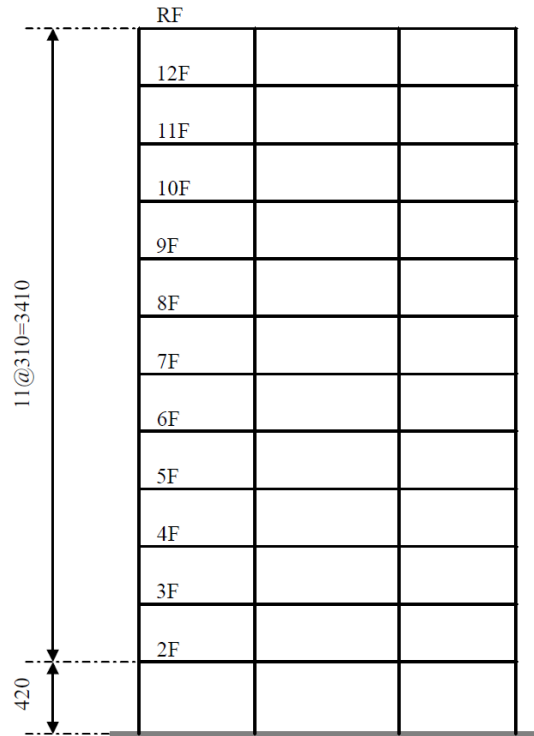


圖 4.2 案例一立面圖

【資料來源：本研究製作】

二、耐震能力詳細評估

案例耐震能力評估依圖 4.3 之分析流程，建立結構分析模型與進行靜力分析並求得最小設計水平地震總橫力，利用非線性塑鉸分析輔助程式，計算及設定各構件塑鉸特性後進行側推分析。最後，藉由結構分析軟體分析求得之容量曲線關係，評估整體結構物之耐震性能。

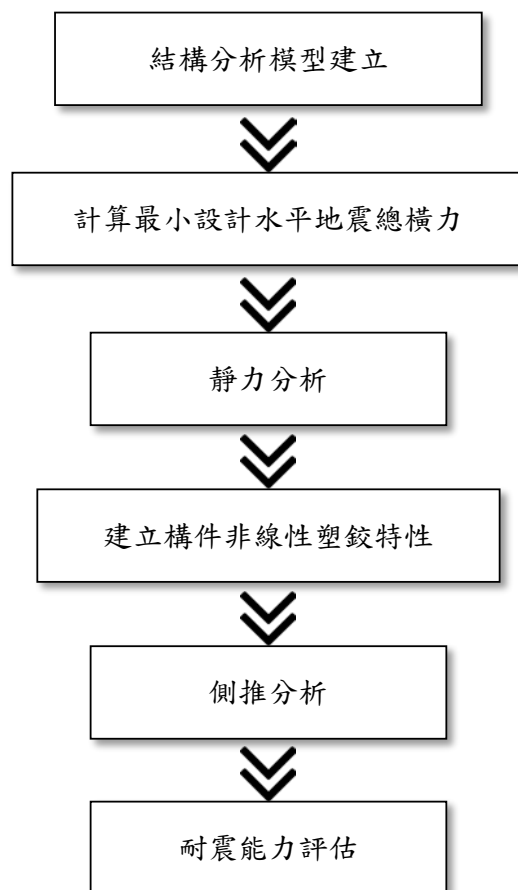


圖 4.3 結構性能耐震能力評估流程

【資料來源：本研究製作】

1. 結構分析模型建立

茲根據之基本結構資料，建立之 3D 模型如圖 4.4 所示。其中，本分析案例不考慮結構與土壤互制作用，並假設梁柱接點為完全剛性接合，樓板則使用結構分析軟體內建版殼元素模擬。

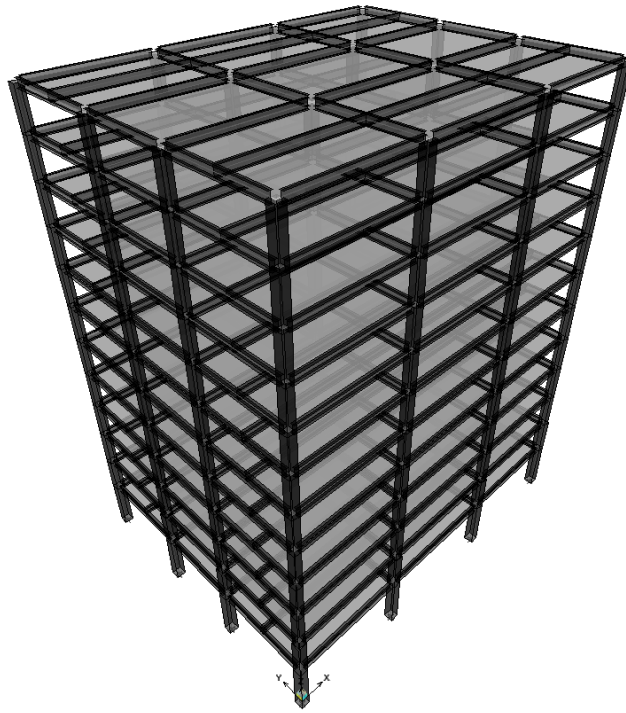


圖 4.4 案例一 3D 模型圖

【資料來源：本研究製作】

2. 計算地震最小設計水平總橫力

結構物沿東西向受地震之最小設計水平總橫力 V ，避免韌性較佳之建築物在地震不大時即產生降伏之設計地震力 V^* ，避免建築物在最大考量地震下崩塌之設計地震力 V_M ，三者計算如式(4.1)~式(4.3)計算。

$$V = \frac{S_{aD} I}{1.4\alpha_y F_u} W \quad (4.1)$$

$$V^* = \frac{I}{3.5\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (4.2)$$

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W \quad (4.3)$$

三者中最大者即為最小設計水平地震總橫力。其中案例一之各係數定義如表 4.5 所示。

表 4.5 案例一最小設計水平地震總橫力與地震力豎向分配

用途係數 I	1.25
地盤種類	臺北一區
工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}	0.6
工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS}	0.8
起始降伏地震力放大倍數 α_y	1.2
結構系統韌性容量 R	4.8
容許韌性容量 R_a	2.9
結構基本振動週期 T	1.309 sec
結構系統韌性容量 F_u	2.578
建築物總重量 W	8528.75 tf
最小設計水平總橫力 V_d	1476.91 tf
避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*	1522.99 tf
最大考量地震下之設計地震力 V_M	1285.22 tf
最小設計水平地震總橫力 V	1522.99tf

【資料來源：本研究製作】

計算過程如所示，求得之最小設計地震總橫力為 1522.99 tf。因本案例結構週期 T 大於 0.7 秒，因此頂層外加集中橫力 F_i 可由式(4.4)計得為 139.66 tf。地震力豎向分配公式如式(4.5)所示，由此式即可求得各樓層須施加之地震力如表 4.6 所示。

$$F_i = 0.07TV \leq 0.25V \quad (4.4)$$

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (4.5)$$

表 4.6 案例一地震力豎向分配表

樓層	高度(m)	重量(tf)	地震力(tf)
RF	3.1	929.55	407.99
12F	3.1	685.3	181.81
11F	3.1	685.3	165.80
10F	3.1	685.3	149.79
9F	3.1	685.3	133.77
8F	3.1	685.3	117.76
7F	3.1	685.3	101.75
6F	3.1	685.3	85.74
5F	3.1	685.3	69.73
4F	3.1	685.3	53.72
3F	3.1	685.3	37.70
2F	4.2	746.35	17.44

【資料來源：本研究製作】

3.靜力分析與構件塑鉸特性分析

取結構物承受靜載重加上二分之一活載重之載重組合為地震時之垂直向受力條件進行靜力分析，利用結構分析軟體將靜力分析結果以.mdb 檔與.e2k 檔匯出，取得各構件之斷面特性與軸力，透過 4.2 節塑鉸分析輔助程式即可分析計算各構件之塑鉸特性。

4.側推分析

非線性靜力分析需定義建物之控制點，於此建議將建物屋頂之質量中心視為控制點，屋突不應視為屋頂，控制點的位移即用以反應地表震動的影響。非線性靜力分析地震時之垂直向受力載重為靜載重及 1/2 活載重，樓層側向力如表 4.6 所示。側推分析結果之力對位移關係圖(容量曲線)如圖 4.5 所示，容量震譜曲線如圖 4.6 所示，而建築物極限狀態之塑鉸發展情形則如圖 4.7、圖 4.8 所示。

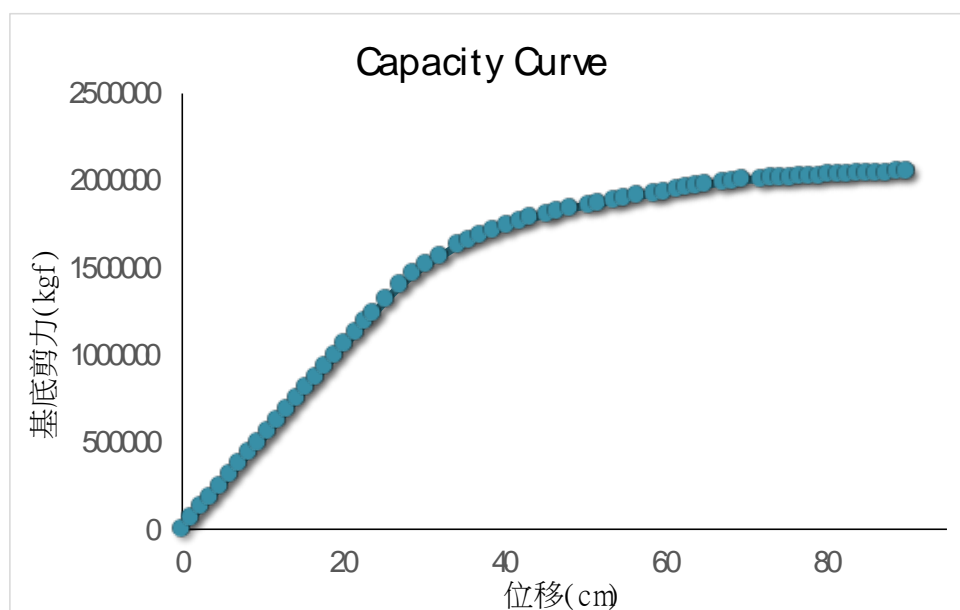


圖 4.5 案例一力對位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

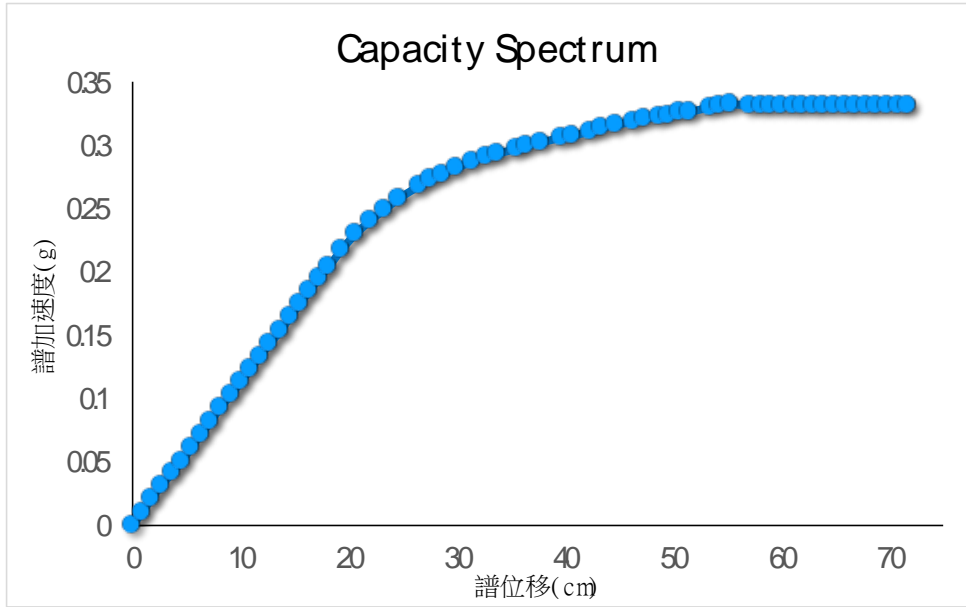


圖 4.6 案例一譜加速度對譜位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

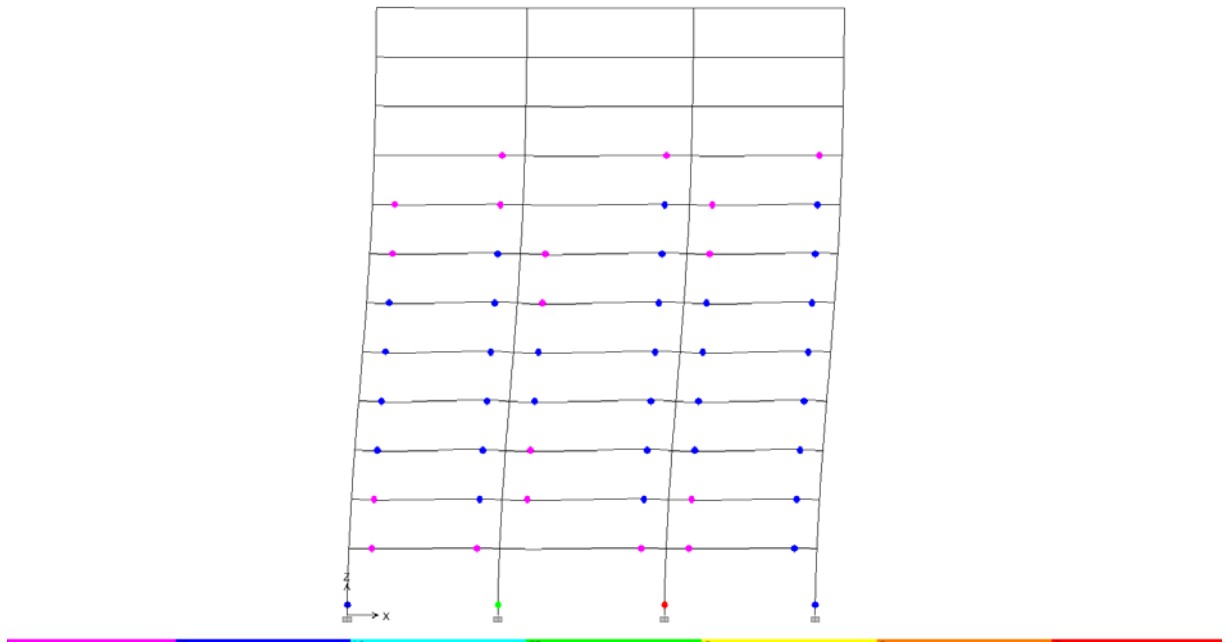


圖 4.7 案例一(Y=800cm)極限狀態之塑鉸發展情形

【資料來源：本研究製作】

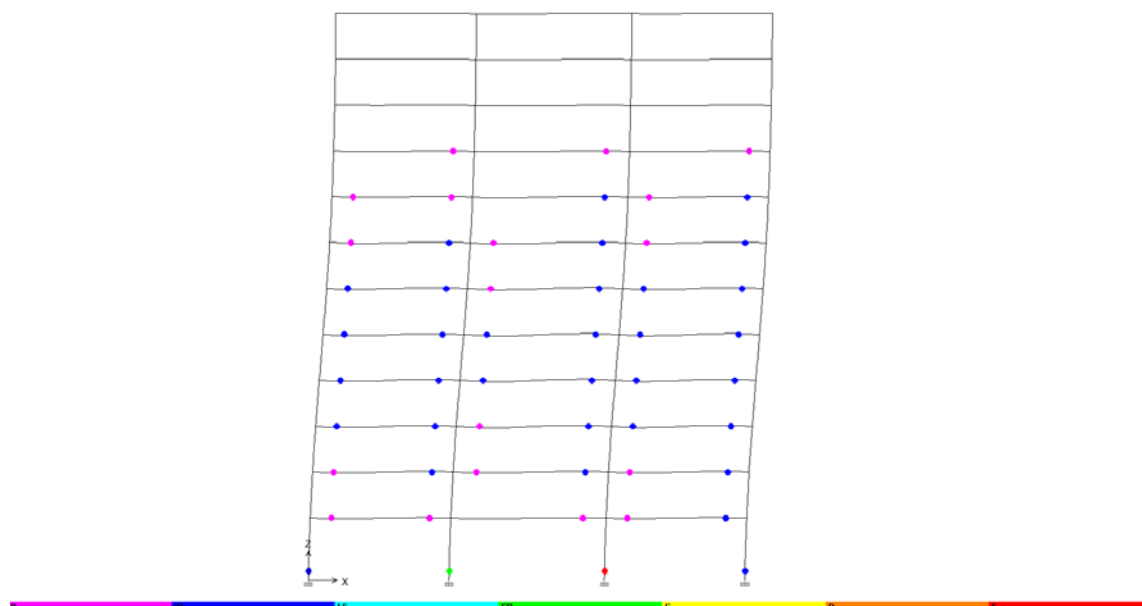


圖 4.8 案例一(Y=1500cm)極限狀態之塑鉸發展情形

【資料來源：本研究製作】

5.耐震能力檢核

經由結構分析軟體分析案例一結構物之容量曲線與容量震譜曲線後，利用 SERCB 後處理-EPA 分析，進行 4.4 節所介紹之耐震能力評估與檢核，圖 4.9 與圖 4.10 為 SERCB 將由結構分析軟體之容量曲線與容量震譜簡化為雙線性曲線。

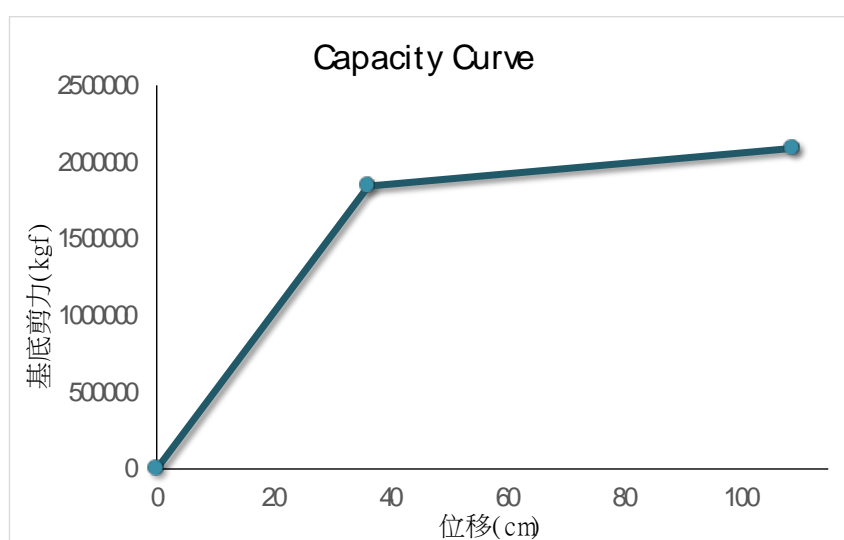


圖 4.9 案例一雙線性化力對位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

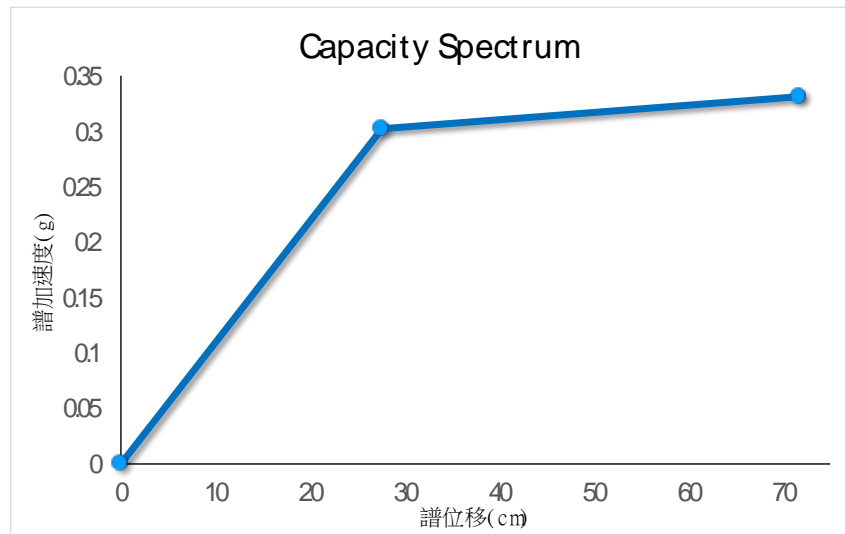


圖 4.10 案例一雙線性化譜加速度對譜位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

圖 4.11 為案例一之耐震性能目標檢核圖，由此圖可得之案例一PLA* (達彈性限度)EPA為 0.1219g，PLB* (達容許韌性容量性能狀態)EPA為 0.1801g，PLC* (達韌性容量)EPA為 0.2261g。

根據 3.3.3.2 節圖 3.27(a)，案例一各性能狀態之標準如表 4.7 所示，中度地震作用時結構系統仍保持彈性狀態，但設計地震與最大考量地震作用時，結構系統恐不符合耐震標準。

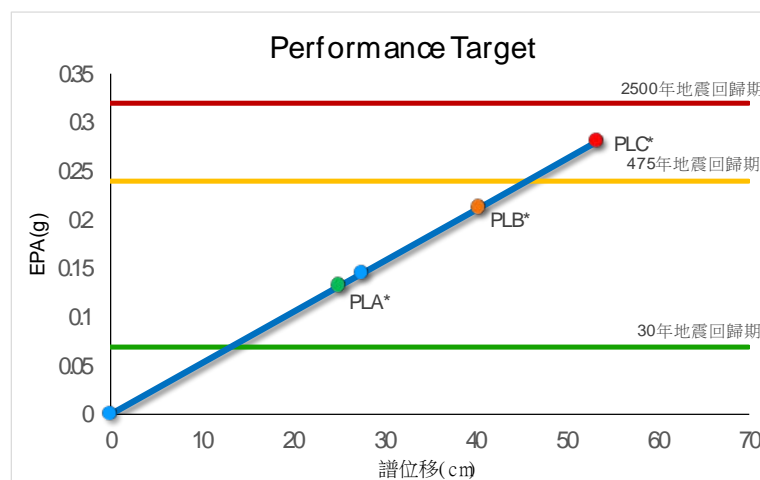


圖 4.11 案例一性能檢核圖

【資料來源：本研究製作】

表 4.7 案例一耐震性能標準檢核表

性能狀態	性能目標 EPA(g)	性能需求 EPA(g)	檢核
PLA*	0.1316	0.069	OK
PLB*	0.2124	0.24	NG
PLC*	0.2800	0.32	NG

【資料來源：本研究製作】

三、耐震能力初步評估

案例一根據第一案所研擬之鋼結構耐震能力初步評估方法進行評估。圖 4.12 為建築物初步評估表，建築物 475 年地震回歸期耐震能力為 0.190 g 不符合耐震標準 IA_{475} ；2500 年地震回歸期耐震能力為 0.271g，不符合耐震標準 IA_{2500} 。

貳、建築物耐震能力初步評估表

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	<input type="checkbox"/> 單跨(1.0) <input type="checkbox"/> 雙跨(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 三跨(0.33) <input type="checkbox"/> 四跨以上(0)	0.33	1.32
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a :地下室面積與建築面積之比 $r_a=0$	1.00	2.00
3	結構系統	3	<input type="checkbox"/> 不良(1.0) <input type="checkbox"/> 尚可(0.5) <input checked="" type="checkbox"/> 良(0)	0.00	0.00
4		3	<input type="checkbox"/> 不良(1.0) <input checked="" type="checkbox"/> 尚可(0.5) <input type="checkbox"/> 良(0)	0.50	1.50
5		3	<input type="checkbox"/> 同心斜撐(1.0) <input type="checkbox"/> 偏心斜撐(0.5) <input type="checkbox"/> BRB(0) <input checked="" type="checkbox"/> 無(0)	0.00	0.00
6		3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b=10.5$	0.00	0.00
7		3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c=5.14$	0.22	0.66
8	結構細部	4	<input checked="" type="checkbox"/> 未處理(1.0) <input type="checkbox"/> 加蓋板或其他(0.4) <input type="checkbox"/> 梁經切割(0)	1.00	4.00
9		3	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input checked="" type="checkbox"/> 無(0)	0.00	0.00
10		3	<input type="checkbox"/> 半結實斷面(1.0) <input checked="" type="checkbox"/> 結實斷面(0.5) <input type="checkbox"/> 耐震與塑性設計斷面(0)	0.50	1.50
11		2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)	0.33	0.66
12	結構現況	2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)	0.33	0.66
13		2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input checked="" type="checkbox"/> 無(0)	0.00	0.00
14		3	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)	0.33	0.99
15	定量分析	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w=1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c1}}{IA_{475}}\right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w=0$ (詳參、定量評估表) $A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}]$ $A_{c1,x} = 0.19$ $A_{c1,y} = 0.19$ $A_{c1} = 0.19$	0.49	14.7
16		30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w=1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{c2}}{IA_{2500}}\right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w=0$ (詳參、定量評估表) $A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}]$ $A_{c2,x} = 0.27$ $A_{c2,y} = 0.27$ $A_{c2} = 0.27$	0.43	12.9
分數總計		100		評分總計(P): 40.89	

圖 4.12 案例一初步評估表

【資料來源：本研究製作】

四、初步評估與詳細評估結果比較

案例一 475 年與 2500 年地震回歸期之耐震能力初步評估結果與耐震能力詳細評估結果相比，如表 4.8~表 4.10 所示，兩者耐震能力評估結果相當接近。

表 4.8 案例一 475 年地震回歸期初評與詳評耐震能力比較

初評耐震能力 A_c	詳評耐震能力 PLB^*	耐震標準 A_{475}
0.19 g	0.2124 g	0.24 g

【資料來源：本研究製作】

表 4.9 案例一 2500 年地震回歸期初評與詳評耐震能力比較

初評耐震能力 A_{c2}	詳評耐震能力 PLC^*	耐震標準 A_{2500}
0.271 g	0.2800g	0.32 g

【資料來源：本研究製作】

表 4.10 案例一初評與詳評耐震能力檢核

初評耐震能力檢核	詳評耐震能力檢核
$A_{C1} < IA_{475}(NG)$	$PLB^* < A_{475}(NG)$
$A_{C2} < IA_{2500}(NG)$	$PLC^* < A_{2500}(NG)$

【資料來源：本研究製作】

第三節 案例二

一、案例基本資料

案例二興建於民國 90 年，主要用途為辦公大樓，結構系統於 X 方向及 Y 方向皆為抗彎構架系統。建築物總樓層數為 8 樓，1F 層高度為 4.95 m，3F~RF 為 4.5 m，建築物平面圖與立面圖如圖 4.13~圖 4.14 所示，梁柱尺寸如表 4.11 所示。

表 4.11 案例二結構基本資料表

結構基本資料概述	地上 8 層，總樓地板面積 30199.7 m ²
構造種類	鋼構造
平面配置	不規則形
X 向尺度	88.8 m
Y 向尺度	47 m
韌性容量	R=4.8
週期經驗公式	$T=0.085 h_n^{0.75}$
使用用途	辦公室，用途係數 I = 1.25
地質概述	臺北一區
建築物高度	PR : 5.35 m 3F~RF : H=4.5 m 2F : H=4.95 m
樓層面積	PR : 1160.64 m ² RF : 3135.24 m ² 8F : 3688.2 m ² 2F~7F : 3702.6 m ²

【資料來源：本研究製作】

表 4.12 案例二材料參數表

鋼材降伏強度	$f_y=3.5 \text{ tf/cm}^2$
--------	---------------------------

【資料來源：本研究製作】

表 4.13 案例二結構尺寸表(單位：mm)

梁尺寸	B1：H 800x350x19x40 B2：H 800x300x18x34 B3：H 600x350x19x40 B4：H 600x304x18x34 B5：H 580x300x12x20 B6：H 490x300x11x18 B7：H 400x250x11x18 B8：H 250x250x39x14
7F~RF 柱尺寸	C1：□ 600x600x25 C2：□ 500x600x25 C3：□ 400x600x25 C4：□ 600x600x25
4F~6F 柱尺寸	C1：□ 600x700x40 C2：□ 600x700x28 C3：□ 400x600x32 C4：□ 600x700x28
1F、3F 柱尺寸	C1：□ 600x800x45 C2：□ 500x700x40 C3：□ 400x600x40 C4：□ 600x700x40

【資料來源：本研究製作】

表 4.14 案例二結構重量表

樓層	樓地板面積 (m ²)	單位靜載重 (tf/m ²)	單位活載重 (tf/m ²)
RF	3135.24	1.025	0.3
8F	3688.2	0.80	0.3
7F	3702.6	0.80	0.3
6F	3702.6	0.80	0.3
5F	3702.6	0.825	0.3
4F	3702.6	0.845	0.3
3F	3702.6	0.845	0.3
2F	3789.72	0.885	0.3

【資料來源：本研究製作】

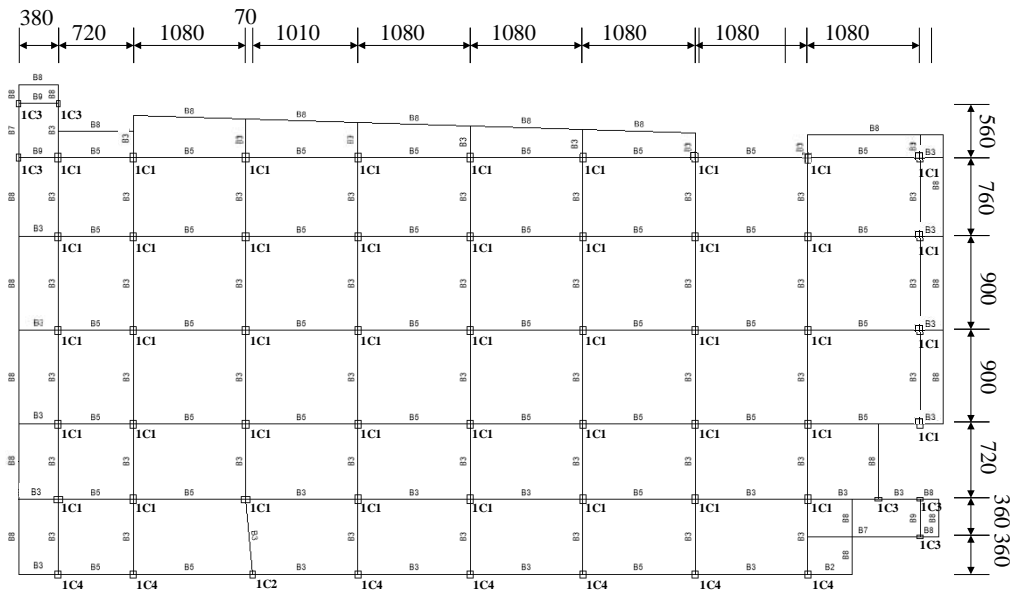


圖 4.13 案例二二樓平面圖

【資料來源：本研究製作】

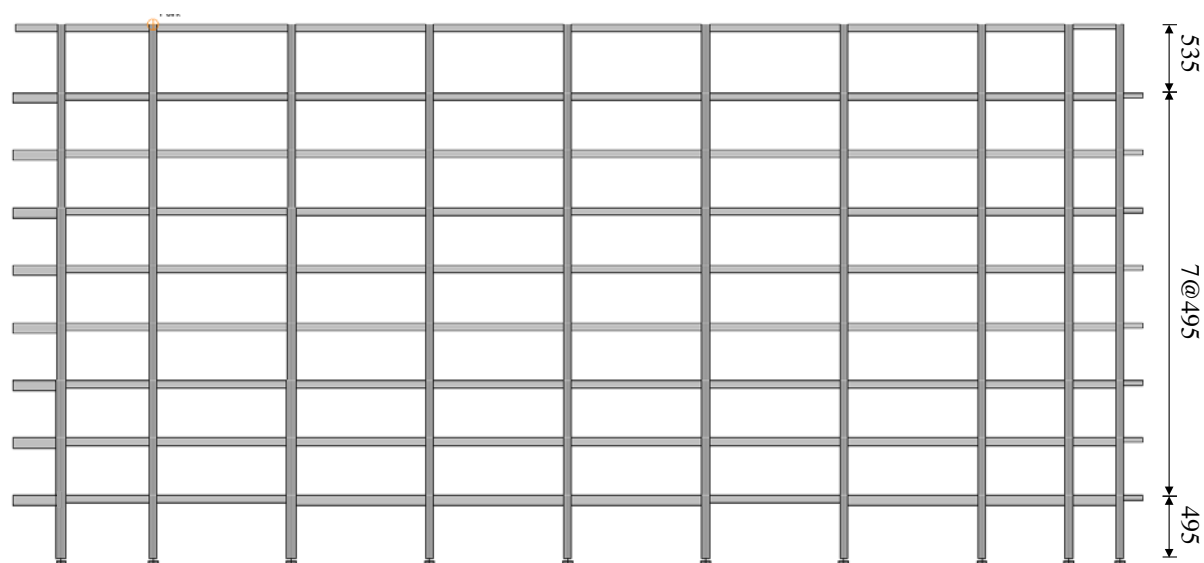


圖 4.14 案例二立面圖

【資料來源：本研究製作】

二、耐震能力詳細評估

1. 結構分析模型建立

茲根據基本結構資料，建立之 3D 模型如圖 4. 15 所示。其中，本分析案例不考慮結構與土壤互制作用，並假設梁柱接點為完全剛性接合，樓板則使用結構分析軟體內建版殼元素模擬。

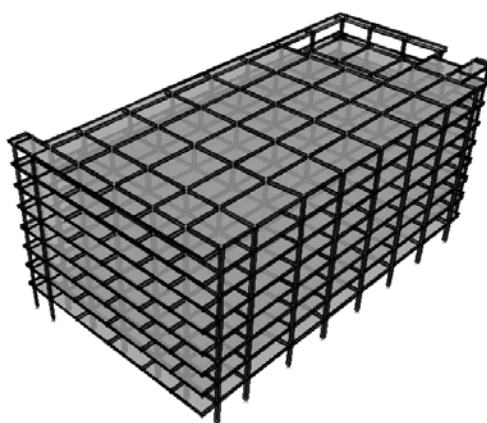


圖 4.15 案例二 3D 模型圖

【資料來源：本研究製作】

2. 計算地震最小設計總橫力

結構物沿東西向受地震之最小設計水平總橫力 V ，避免韌性較佳之建築物在地震不大時即產生降伏之設計地震力 V^* ，避免建築物在最大考量地震下崩塌之設計地震力 V_M ，三者計算如式(4. 1)~式(4. 3)計算。

表 4.15 案例二最小設計水平地震總橫力與地震力豎向分配

用途係數 I	1.25
地盤種類	臺北一區
工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}	0.6
工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS}	0.8
起始降伏地震力放大倍數 α_y	1.2
結構系統韌性容量 R	4.8
容許韌性容量 R_a	2.9
結構基本振動週期 T	1.261 sec
結構系統韌性容量 F_u	2.524
建築物總重量 W	17471.44 tf
最小設計水平總橫力 V_d	4471.27 tf
避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*	4514.20 tf
最大考量地震下之設計地震力 V_M	3949.43 tf
最小設計水平地震總橫力 V	4514.20 tf

【資料來源：本研究製作】

計算過程如表 4. 15 所示，求得之最小設計地震總橫力為 4514.20 tf。因本案例結構週期 T 大於 0.7 秒，因此頂層外加集中橫力 F_i 可由式(4. 4)計得為 398.47 tf。地震力豎向分配公式如(4. 5)所示，由此式即可求得各樓層須施加之地震力如表

4.16 所示。

表 4.16 案例二地震力豎向分配表

樓層	高度(m)	重量(tf)	地震力(tf)
RF	4.5	3683.91	1326.16
8F	4.5	3503.79	773.40
7F	4.5	3517.47	667.06
6F	4.5	3517.47	557.71
5F	4.5	3610.04	460.15
4F	4.5	3684.09	355.06
3F	4.5	3684.09	240.52
2F	4.95	3922.36	134.14

【資料來源：本研究製作】

3.靜力分析與構件塑鉸分析

取結構物承受靜載重加上二分之一活載重之載重組合為地震時之垂直向受力條件進行靜力分析，利用結構分析軟體將靜力分析結果以.mdb 檔與.e2k 檔匯出，取得各構件之斷面特性與軸力，透過 4.2 節塑鉸分析輔助程式即可分析計算各構件之塑鉸特性。

4.側推分析

非線性靜力分析需定義建物之控制點，於此建議將建物屋頂之質量中心視為控制點，屋突不應視為屋頂，控制點的位移即用以反應地表震動的影響。非線性靜力分析地震時之垂直向受力載重為靜載重及 1/2 活載重，樓層側向力如表 4.16 所示。

側推分析結果之力對位移關係圖(容量曲線)如圖 4.16 所示，容量震譜曲線

如圖 4.17 所示，而建築物極限狀態之塑鉸發展情形則如圖 4.18~圖 4.20 所示。

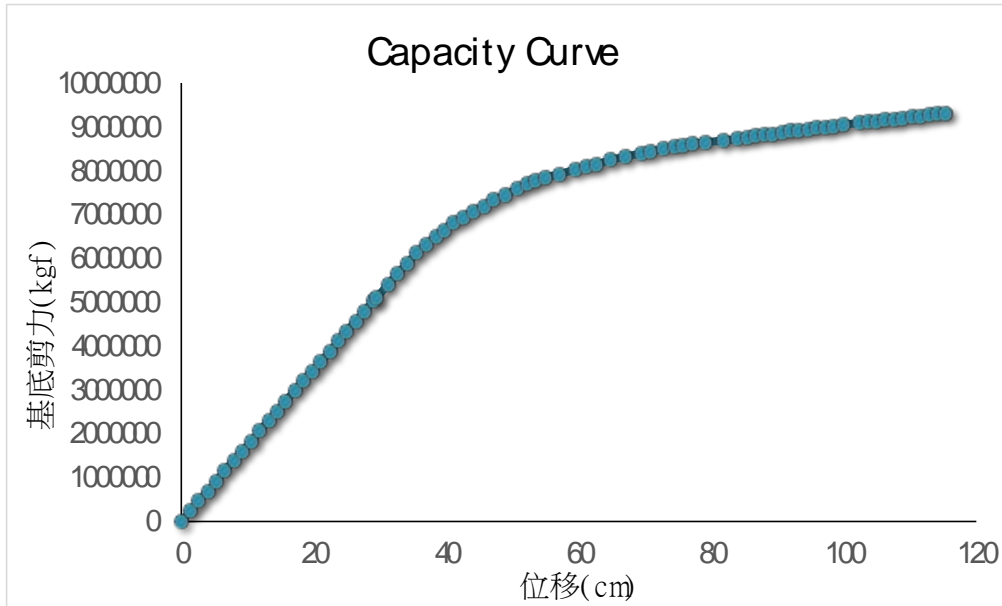


圖 4.16 案例二力對位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

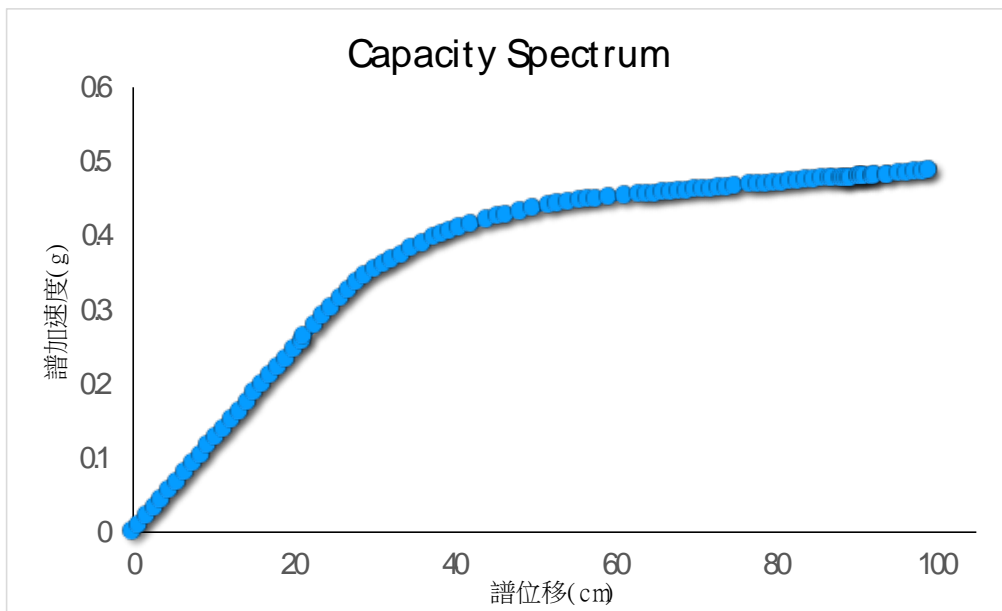


圖 4.17 案例二譜加速度對譜位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

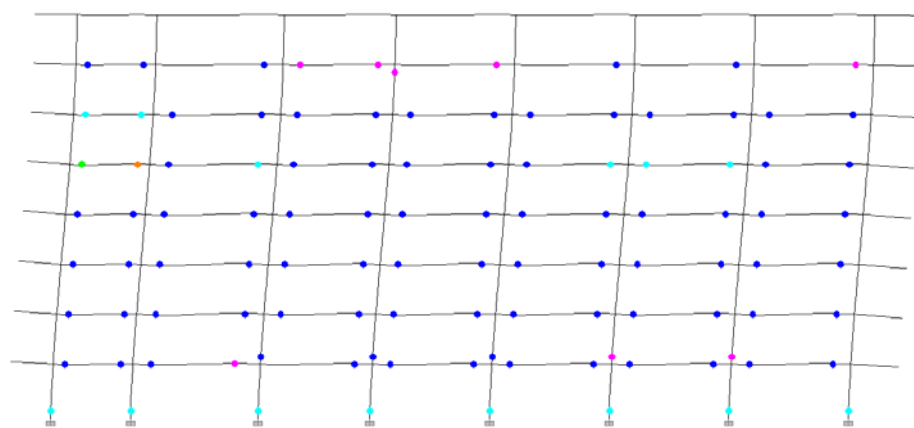


圖 4.18 案例二(Y=0cm)極限狀態之塑鉸發展情形

【資料來源：本研究製作】

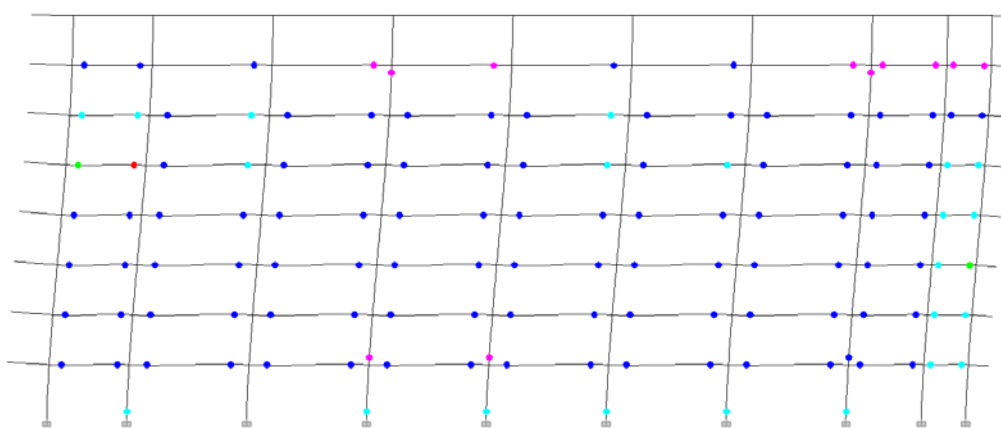


圖 4.19 案例二(Y=1500cm)極限狀態之塑鉸發展情形

【資料來源：本研究製作】

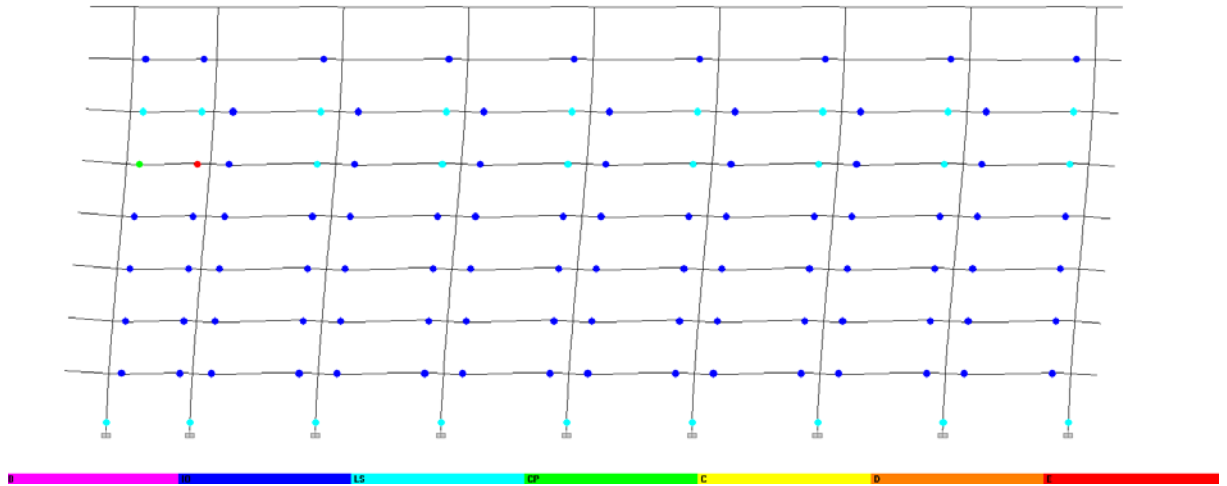


圖 4.20 案例二(Y=4000cm)極限狀態之塑鉸發展情形

【資料來源：本研究製作】

5.耐震能力檢核

經由結構分析軟體分析案例二結構物之容量曲線與容量震譜曲線後，利用 SERCB 後處理-EPA 分析，進行 4.4 節所介紹之耐震能力評估與檢核，圖 4. 21 與圖 4. 22 為 SERCB 將由結構分析軟體之容量曲線與容量震譜簡化為雙線性曲線。

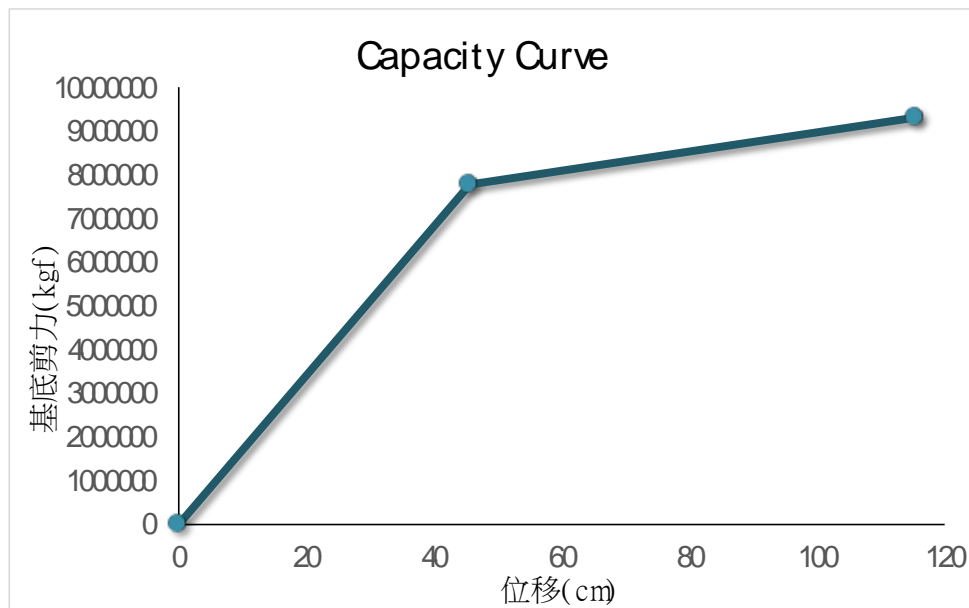


圖 4.21 案例二雙線性化力對位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

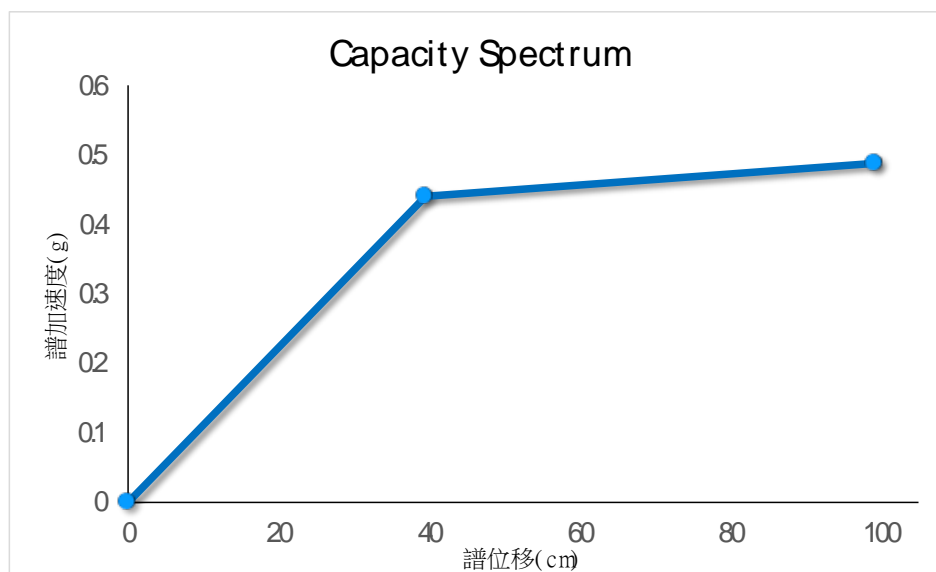


圖 4.22 案例二雙線性化譜加速度對譜位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

圖 4.23 為案例二之耐震性能目標檢核圖，由此圖可得之案例二PLA* (達彈性限度)EPA為 0.1853g，PLB* (達容許韌性容量性能狀態)EPA為 0.2783g，PLC* (達韌性容量)EPA為 0.3525g。

根據 4.4.3.2 節圖 3.27(a)，案例二各性能狀態之標準如表 4.17 所示，中度地震、設計地震與最大考量地震作用時，結構系統皆符合耐震標準。

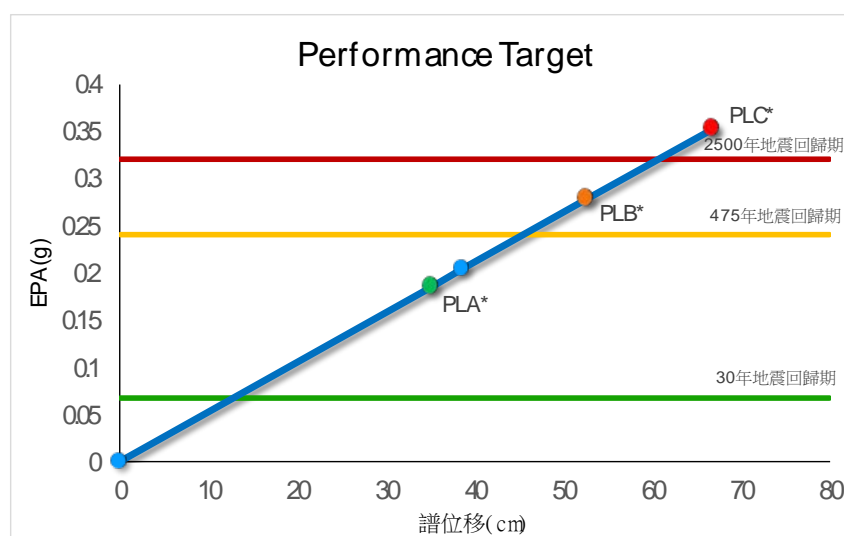


圖 4.23 案例二性能檢核圖

【資料來源：本研究製作】

表 4.17 案例二耐震性能標準檢核表

性能狀態	性能目標 EPA(g)	性能需求 EPA(g)	檢核
PLA*	0.1853	0.069	OK
PLB*	0.2783	0.24	OK
PLC*	0.3525	0.32	OK

【資料來源：本研究製作】

三、耐震能力初步評估

案例二根據第一案所研擬之鋼結構耐震能力初步評估方法進行評估。圖 4.24 為建築物初步評估表，建築物 475 年地震回歸期耐震能力為 0.223 g 符合耐震標準 IA_{475} ；2500 年地震回歸期耐震能力為 0.337g，符合耐震標準 IA_{2500} 。

貳、建築物耐震能力初步評估表

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	<input type="checkbox"/> 單跨(1.0) <input type="checkbox"/> 雙跨(0.67) <input type="checkbox"/> 三跨(0.33) <input checked="" type="checkbox"/> 四跨以上(0)	0.00	0.00
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a :地下室面積與建築面積之比 $r_a = 0$	1.00	2.00
3	平面對稱性	3	<input checked="" type="checkbox"/> 不良(1.0) <input type="checkbox"/> 尚可(0.5) <input type="checkbox"/> 良(0)	1.00	3.00
4	立面對稱性	3	<input type="checkbox"/> 不良(1.0) <input checked="" type="checkbox"/> 尚可(0.5) <input type="checkbox"/> 良(0)	0.50	1.50
5	斜撐型式	3	<input type="checkbox"/> 同心斜撐(1.0) <input type="checkbox"/> 偏心斜撐(0.5) <input type="checkbox"/> BRB(0) <input checked="" type="checkbox"/> 無(0)	0.00	0.00
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8$, $w = 0$ $b = 12.5$	0.00	0.00
7	柱之高深比c	3	當 $c < 2$, $w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6$, $w = 0$ $c = 5.19$	0.20	0.60
8	塑鉸區梁之細部	4	<input checked="" type="checkbox"/> 未處理(1.0) <input type="checkbox"/> 加蓋板或其他(0.4) <input type="checkbox"/> 梁經切割(0)	1.00	4.00
9	未支撐長度	3	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input checked="" type="checkbox"/> 無(0)	0.00	0.00
10	受壓肢之寬厚比限制	3	<input type="checkbox"/> 半結實斷面(1.0) <input checked="" type="checkbox"/> 結實斷面(0.5) <input type="checkbox"/> 耐震與塑性設計斷面(0)	0.50	1.50
11	柱之損害程度	2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)	0.33	0.66
12	梁之損害程度	2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)	0.33	0.66
13	斜撐損害程度	2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input checked="" type="checkbox"/> 無(0)	0.00	0.00
14	鋼材鏽蝕程度	3	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)	0.33	0.99
15	475年耐震能力初步評估 (達容許韌性容量)	30	當 $\frac{A_{d1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{d1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{d1}}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_{d1}}{IA_{475}} > 1$, $w = 0$ (詳參、定量評估表) $A_{e1} = \min[A_{e1,x}, A_{e1,y}]$ $A_{e1,x} = 0.22$ $A_{e1,y} = 0.22$ $A_{e1} = 0.22$	0.36	10.8
16	2500年耐震能力初步評估 (達韌性容量)	30	當 $\frac{A_{d2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{d2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_{d2}}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_{d2}}{IA_{2500}} > 1$, $w = 0$ (詳參、定量評估表) $A_{e2} = \min[A_{e2,x}, A_{e2,y}]$ $A_{e2,x} = 0.34$ $A_{e2,y} = 0.34$ $A_{e2} = 0.34$	0.20	6.0
分數總計		100		評分總計(P): 31.71	

圖 4.24 案例二初步評估表

【資料來源：本研究製作】

四、初步評估與詳細評估結果比較

案例二 475 年與 2500 年地震回歸期之耐震能力初步評估結果與耐震能力詳細評估結果相比，如表 4.18~表 4.20 所示，兩者耐震能力評估結果相當接近。

表 4.18 案例二 475 年地震回歸期初評與詳評耐震能力比較

初評耐震能力 A_c	詳評耐震能力 PLB^*	耐震標準 A_{475}
0.223 g	0.3012 g	0.24 g

【資料來源：本研究製作】

表 4.19 案例二 2500 年地震回歸期初評與詳評耐震能力比較

初評耐震能力 A_{c2}	詳評耐震能力 PLC^*	耐震標準 A_{2500}
0.337 g	0.3525 g	0.32 g

表 4.20 案例二初評與詳評耐震能力檢核

初評耐震能力檢核	詳評耐震能力檢核
$A_{C1} > IA_{475} (OK)$	$PLB^* > A_{475} (OK)$

【資料來源：本研究製作】

第四節 案例三

一、案例基本資料

案例三主要用途為辦公室，結構系統於 X 方向及 Y 方向皆為抗彎構架系統。建築物總樓層數為 14 層，及屋突層；2F 至 5F 層高度分別為 6.95m、6.45m、5.4m、4.95m，6F~14F 及屋突層皆為 4.5m，建築物平面圖與立面圖如圖 4.25 與圖 4.26 所示，梁柱尺寸如表 4.23 案例三結構尺寸表（單位：mm）所示。

表 4.21 案例三結構基本資料表

結構基本資料概述	地上 14 層，總樓地板面積 24449.88m ²
構造種類	鋼構造
平面配置	不規則形
X 向尺度	60.6m
Y 向尺度	33.1m
韌性容量	R=4.8
週期經驗公式	$T=0.07h_n^{0.75}$
使用用途	辦公室，用途係數 I = 1.25
地質概述	臺北一區
建築物高度	PF：5m 6F~RF：4.5m 2F~5F：6.95m、6.45m、5.4m、4.95m
樓層面積	PF：399.84 m ² 2F~RF：1717.86 m ²

【資料來源：本研究製作】

表 4.22 案例三材料參數表

鋼材降伏強度	梁： $F_y=3.2 \text{ tf/cm}^2$ 、柱： $F_y=3.5 \text{ tf/cm}^2$
--------	--

【資料來源：本研究製作】

表 4.23 案例三結構尺寸表 (單位：mm)

梁尺寸	H 600x300x13x24、H580x300x12x17 H580x300x12x17、H 600x200x10x15 H 600x200x10x15、H690x300x13x20 H700x300x13x24、H790x300x14x22 H800x300x14x26、H810x300x16x30 H900x300x16x28、H 910x300x18x34 H 918x303x19x37、H 500x220x13x15
14F、RF 柱尺寸	□ 500x500x19、H490x300x11x18
11F~13F 柱尺寸	□ 600x600x22
8F~10F 柱尺寸	□ 700x700x25、□600x600x22
5F~7F 柱尺寸	□ 750x750x32、□600x600x25
3F、4F 柱尺寸	□ 750x750x40、□600x600x32 、□750x750x50
1F、2F 柱尺寸	□ 750x750x50、□600x600x36 、□750x800x50

【資料來源：本研究製作】

表 4.24 案例三結構重量表

樓層	樓地板面積(m ²)	單位靜載重(tf/m ²)	單位活載重(tf/m ²)
RF	1717.86	0.561	0.3
2F~14F	1717.86	0.609	0.3

【資料來源：本研究製作】

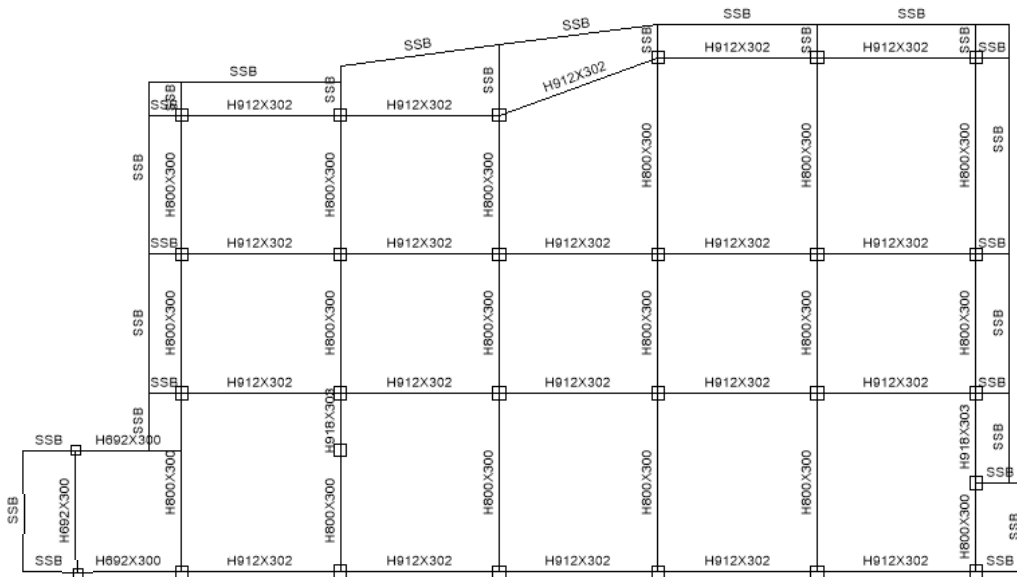


圖 4.25 案例三平面圖

【資料來源：本研究製作】

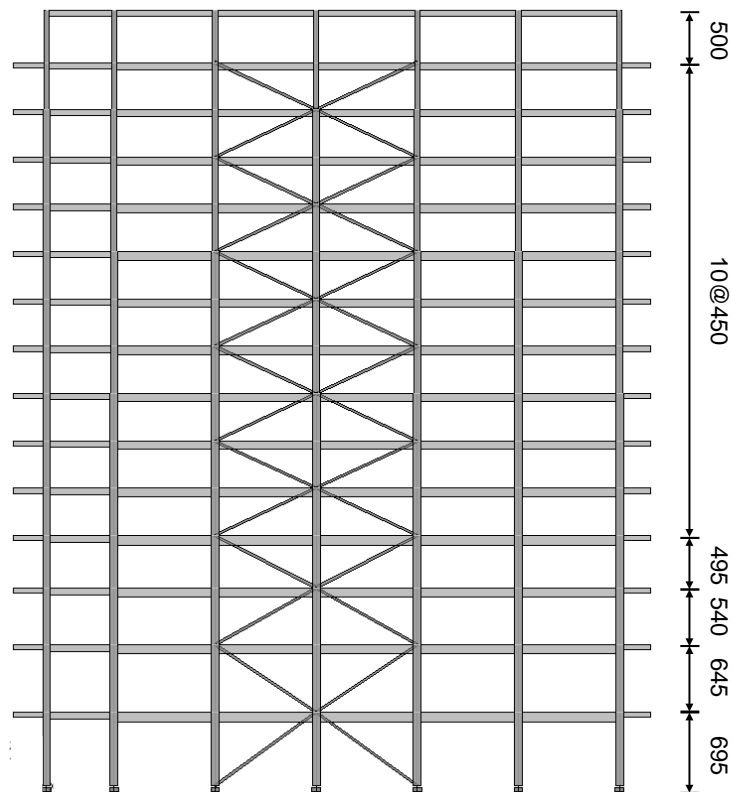


圖 4.26 案例三立面圖

【資料來源：本研究製作】

二、耐震能力詳細評估

1. 結構分析模型建立

茲根據之基本結構資料，建立之 3D 模型如圖 4. 27 所示。其中，本分析案例不考慮結構與土壤互制作用，並假設梁柱接點為完全剛性接合，樓板則使用結構分析軟體內建版殼元素模擬。

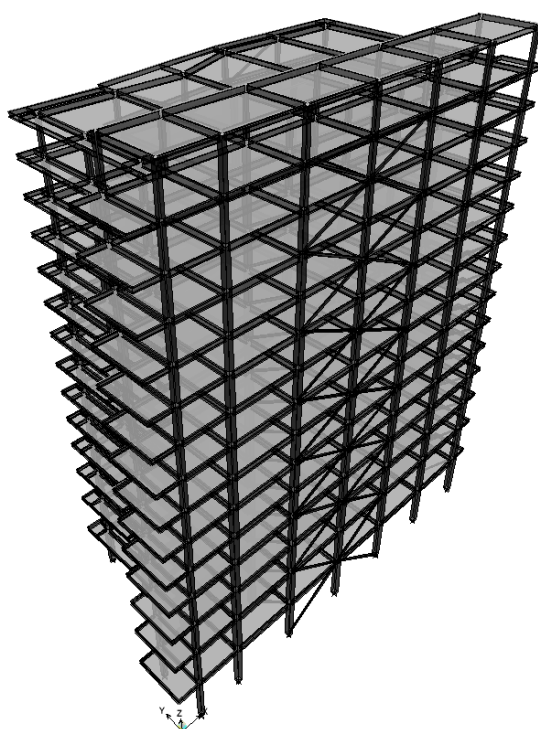


圖 4. 27 案例三 3D 模型圖

【資料來源：本研究製作】

2. 計算地震最小設計總橫力

結構物沿東西向受地震之最小設計水平總橫力 V ，避免韌性較佳之建築物在地震不大時即產生降伏之設計地震力 V^* ，避免建築物在最大考量地震下崩塌之設計地震力 V_M ，三者計算如(4. 1)~式(4. 3)計算。

表 4.25 案例三最小設計水平地震總橫力與地震力豎向分配

用途係數 I	1.25
地盤種類	臺北一區
工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}	0.6
工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS}	0.8
起始降伏地震力放大倍數 α_y	1.2
結構系統韌性容量 R	3.2
容許韌性容量 R_a	2.1
結構基本振動週期 T	2.139 sec
結構系統韌性容量 F_u	2.1
建築物總重量 W	18448.68 tf
最小設計水平總橫力 V_d	3754.62 tf
避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*	3153.88 tf
最大考量地震下之設計地震力 V_M	3285.29 tf
最小設計水平地震總橫力 V	3754.62 tf

【資料來源：本研究製作】

計算過程如表 4.25 所示，求得之最小設計地震總橫力為 3754.62tf。因本案例結構週期 T 大於 0.7 秒，因此頂層外加集中橫力 F_t 可由式(4.4)計得為 439.25 tf。地震力豎向分配公式如式(4.5)所示，由此式即可求得各樓層須施加之地震力如表 4.26 所示。

表 4.26 案例三地震力豎向分配表

樓層	高度(m)	重量(tf)	地震力(tf)
RF	4.5	1505.52	481.23
14F	4.5	1233.39	368.44
13F	4.5	1236.42	343.48
12F	4.5	1236.42	317.61
11F	4.5	1254.72	296.06
10F	4.5	1259.67	270.87
9F	4.5	1260.4	244.66
8F	4.5	1288.09	223.08
7F	4.5	1290.11	196.44
6F	4.5	1290.53	169.51
5F	4.95	1348.87	148.95
4F	5.4	1362.31	119.08
3F	6.45	1428.05	88.97
2F	6.95	1454.22	46.99

【資料來源：本研究製作】

3.靜力分析與構件塑鉸特性分析

取結構物承受靜載重加上二分之一活載重之載重組合為地震時之垂直向受力條件進行靜力分析，利用結構分析軟體將靜力分析結果以.mdb 檔與.e2k 檔匯出，取得各構件之斷面特性與軸力，透過 4.2 節塑鉸分析輔助程式即可分析計算各構件之塑鉸特性。

3.1.斜撐構架分析設定

斜撐構架的分析建議採用兩階段 pushover 分析，階段 1 斜撐之塑鉸行為依文獻試驗結果稍修改 FEMA 建議值，使強度之下降較緩慢來改善收斂性，但容量曲線之性能點(容許位移)僅允許到斜撐達不倒塌(CP)之階段，如圖 4.28 所示。階段 2 則僅考慮斜撐殘留強度並假設其塑鉸為完全彈塑性行為，不考慮受壓斜撐之性能準則，僅以受拉斜撐之性能準則與構架梁柱性能準則來決定性能點，及整體最大層間變位不超過 4% 為原則，如圖 4.29 所示。得到兩種階段容量曲線後分別用後處理程式評估其耐震能力，只要有任一階段可以滿足耐震性能目標即代表結構合格。

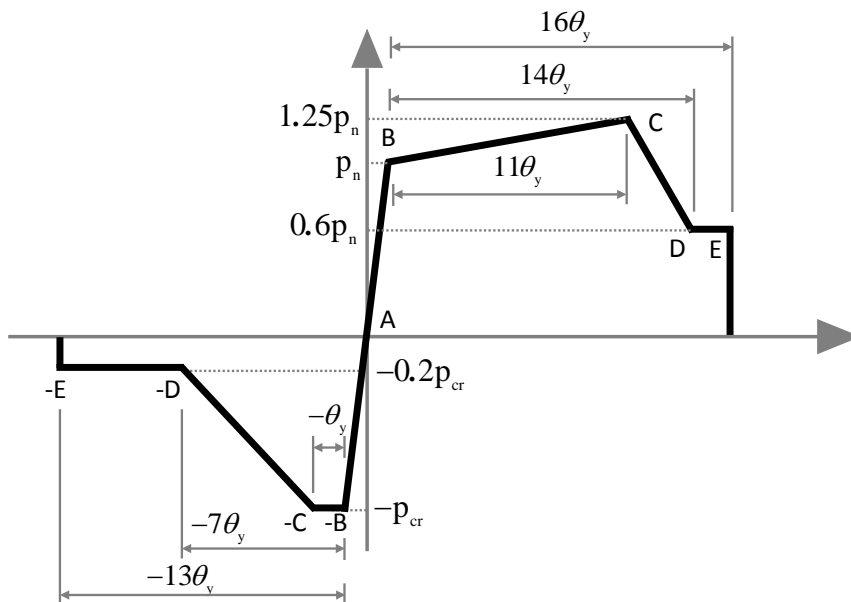


圖 4.28 階段 1 斜撐塑鉸行為

【資料來源：本研究製作】

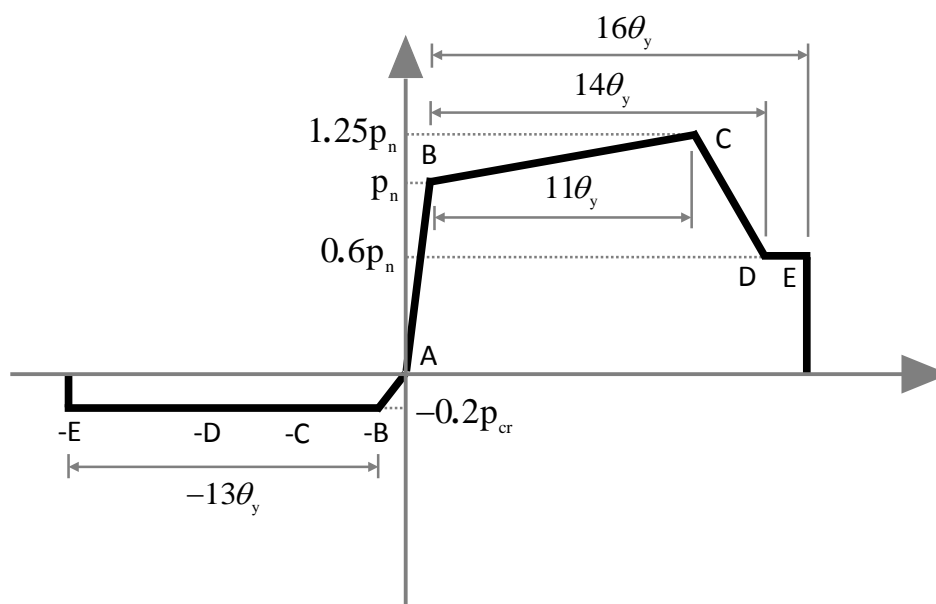


圖 4.29 階段 2 斜撐塑鉸行為

【資料來源：本研究製作】

4.側推分析

非線性靜力分析需定義建物之控制點，於此建議將建物屋頂之質量中心視為控制點，屋突不應視為屋頂，控制點的位移即用以反應地表震動的影響。非線性靜力分析地震時之垂直向受力載重為靜載重及 1/2 活載重，樓層側向力如表 4.26 所示。

4.1. 階段 1 側推分析結果

階段 1 側推分析結果之力對位移關係圖(容量曲線)如圖 4.30 所示，容量震譜曲線如圖 4.31 所示，而建築物極限狀態之塑鉸發展情形則如圖 4.32 所示。

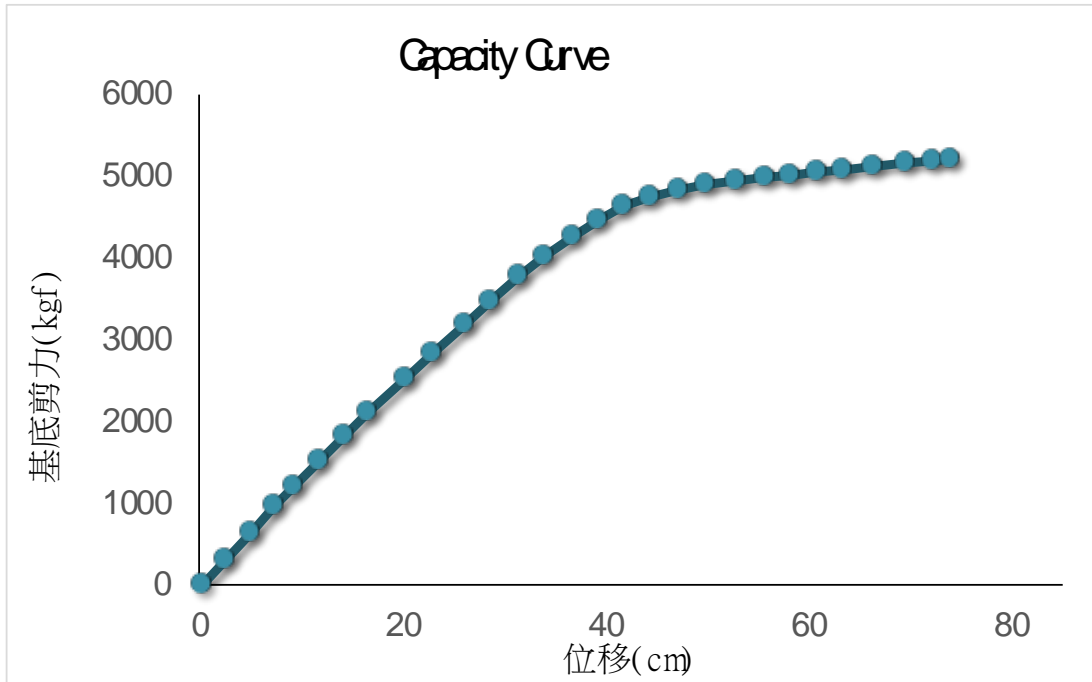


圖 4.30 案例三階段 1 力對位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

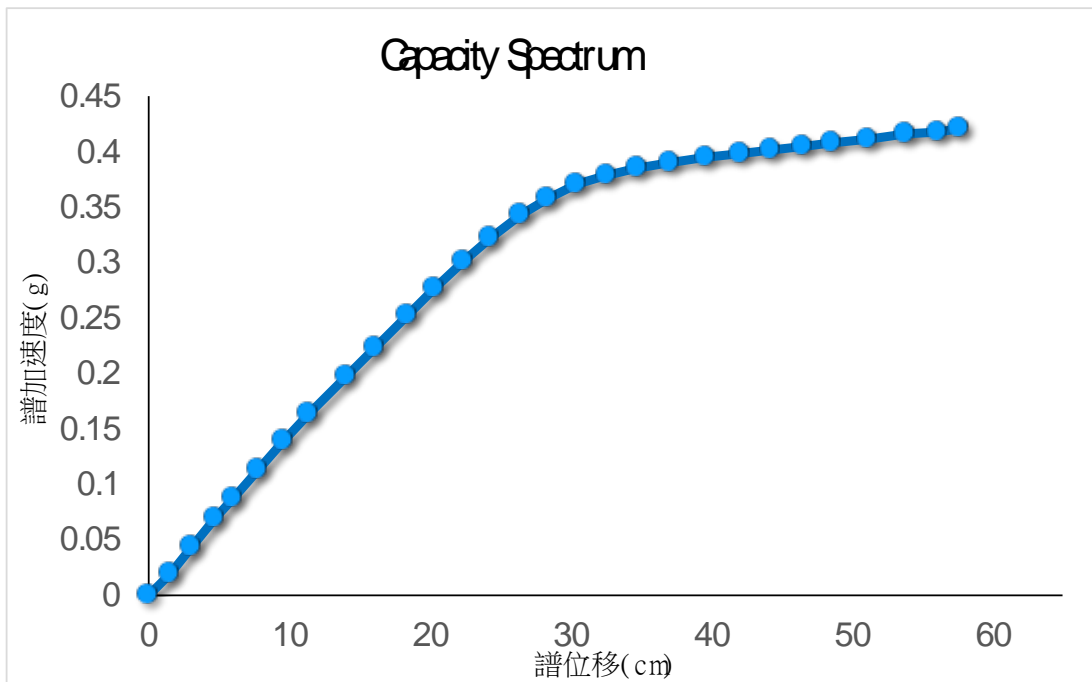


圖 4.31 案例三階段 1 譜加速度對譜位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

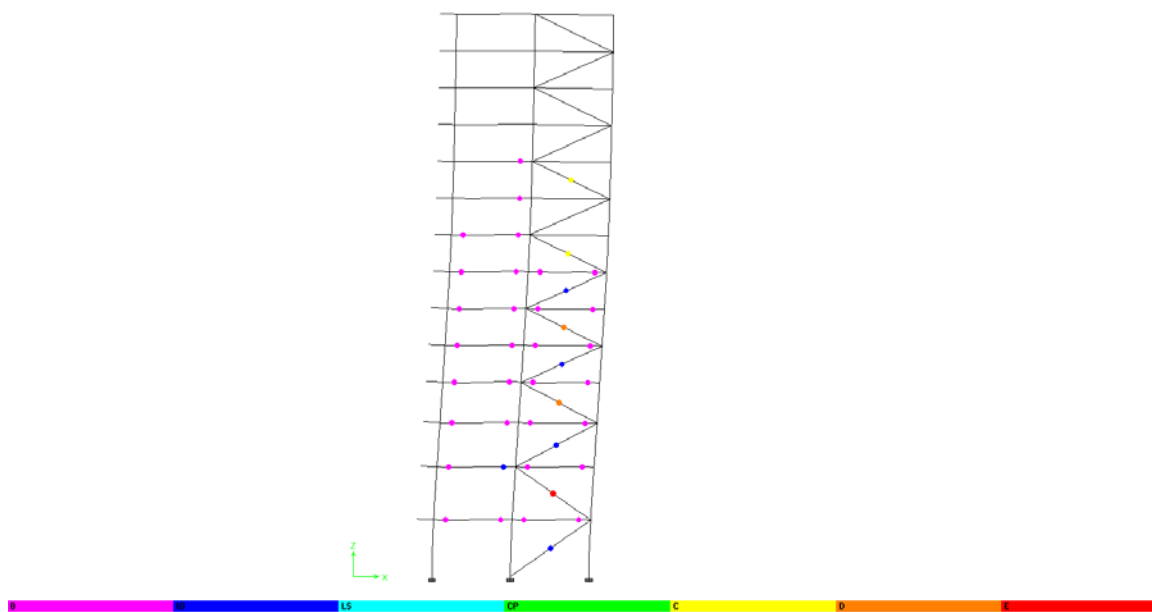


圖 4.32 案例三階段 1 (Y=2760cm)極限狀態之塑鉸發展情形

【資料來源：本研究製作】

4.2.階段 2 側推分析結果

階段 2 側推分析結果之力對位移關係圖(容量曲線)如圖 4.33 所示，容量震譜曲線如圖 4.34 所示，而建築物極限狀態之塑鉸發展情形則如圖 4.35 所示。

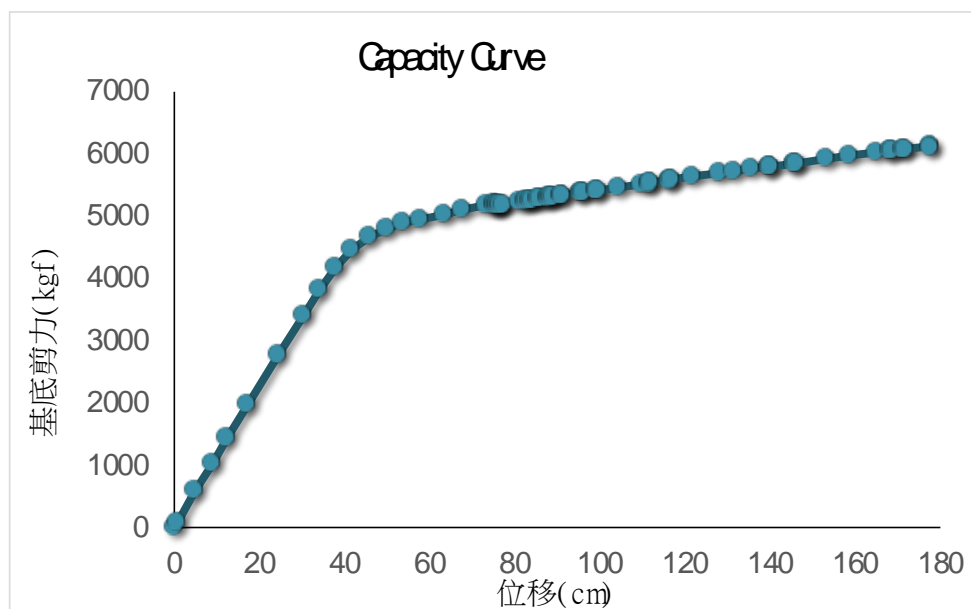


圖 4.33 案例三階段 2 力對位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

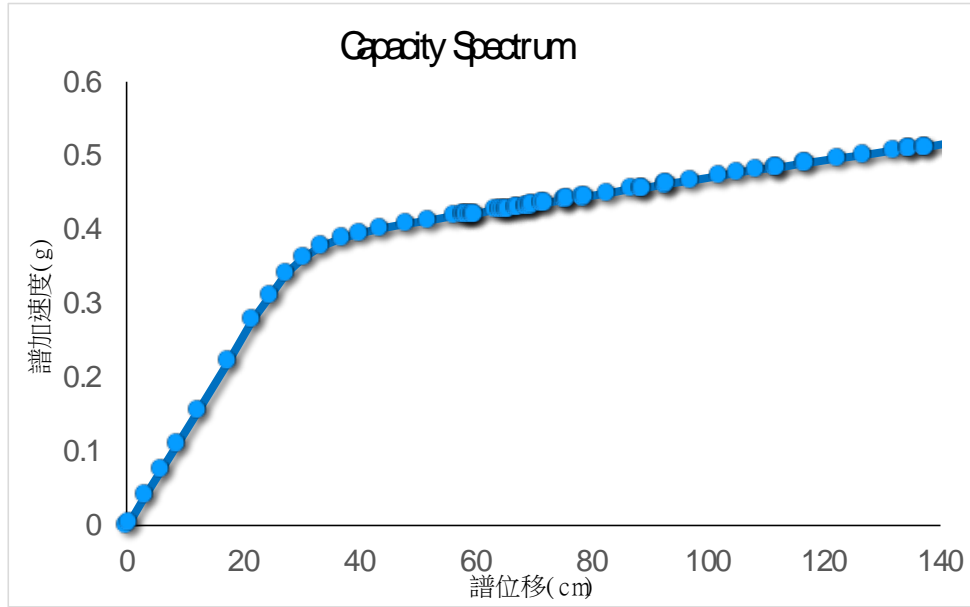


圖 4.34 案例三階段 2 譜加速度對譜位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

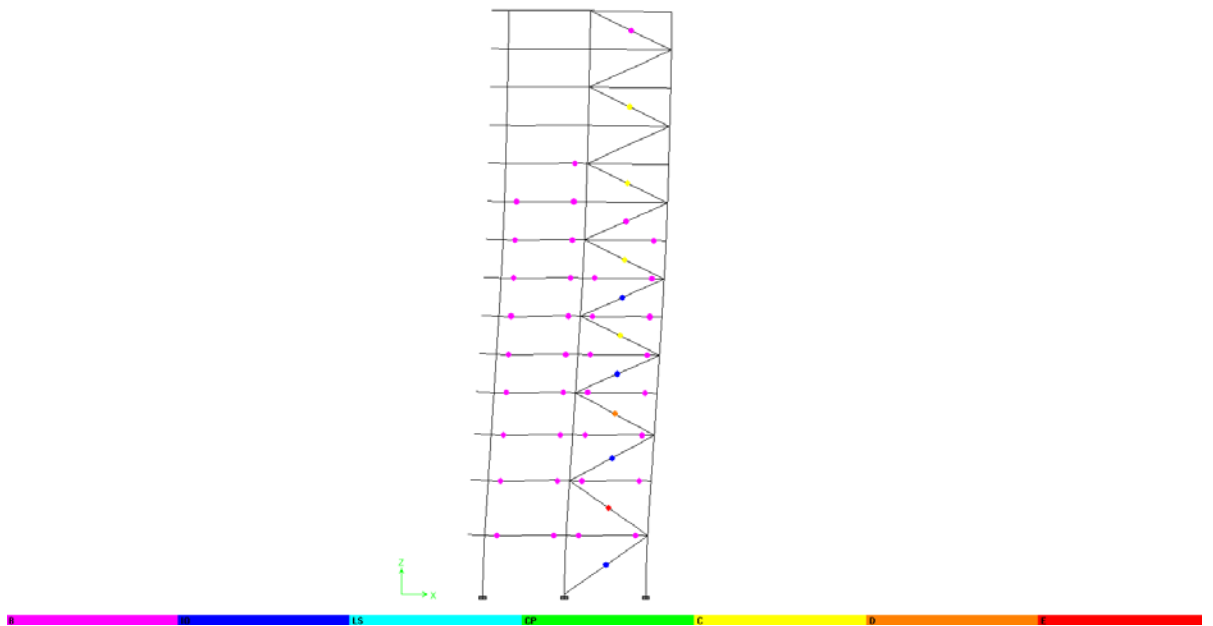


圖 4.35 案例三階段 2 (Y=2760cm)極限狀態之塑鉸發展情形

【資料來源：本研究製作】

5.耐震能力檢核

經由結構分析軟體分析案例三結構物之容量曲線與容量震譜曲線後，利用 SERCB 後處理-EPA 分析，進行 4.4 節所介紹之耐震能力評估與檢核。

5.1. 階段 1 耐震能力檢核

圖 4.36 與圖 4.37 為 SERCB 將由結構分析軟體之容量曲線與容量震譜簡化為雙線性曲線。

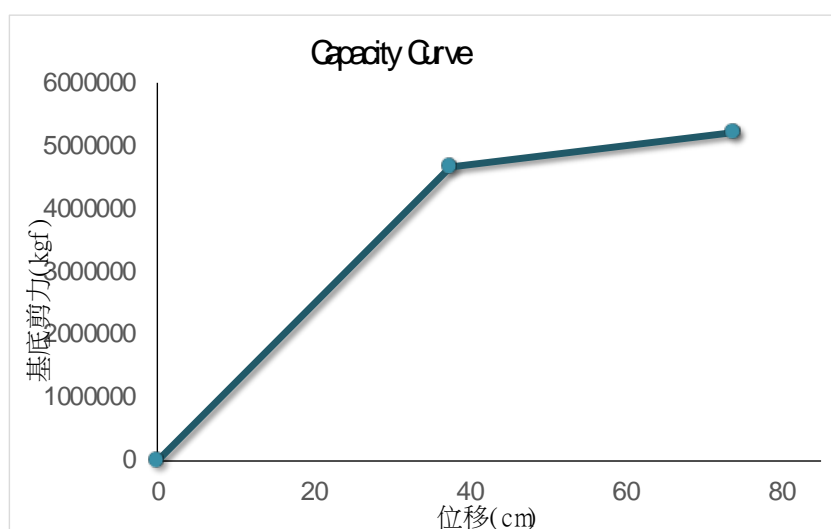


圖 4.36 案例三階段 1 雙線性化力對位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

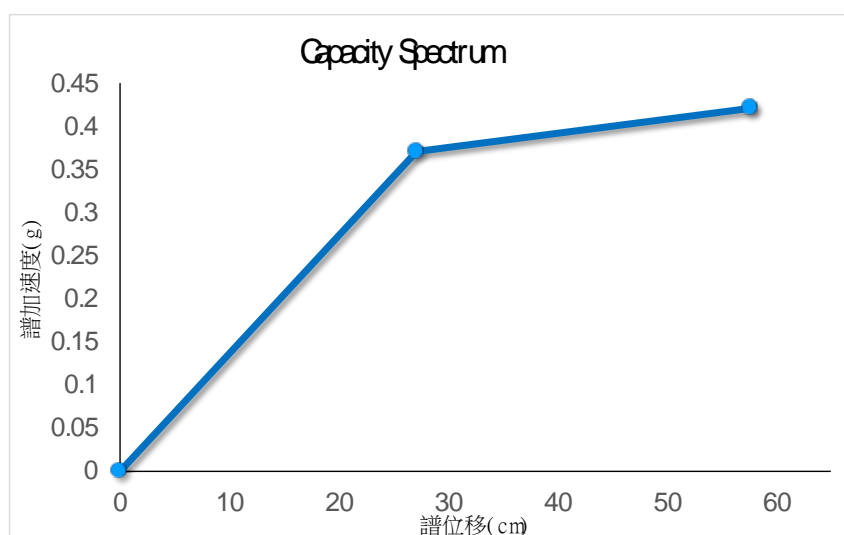


圖 4.37 案例三階段 1 雙線性化譜加速度對譜位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

圖 4. 38 為案例三階段 1 之耐震性能目標檢核圖，由此圖可得之案例三階段 1 的 PLA* (達彈性限度)EPA 為 0.1446g，PLB* (達容許韌性容量性能狀態)EPA 為 0.2113g，PLC* (達韌性容量)EPA 為 0.2636g。

根據 4.4.3.2 節圖 3. 27(a)，案例三階段 1 各性能狀態之標準如表 4. 27 所示，中度地震作用時結構系統仍保持彈性狀態，但設計地震與最大考量地震作用時，結構系統恐不符合耐震標準。

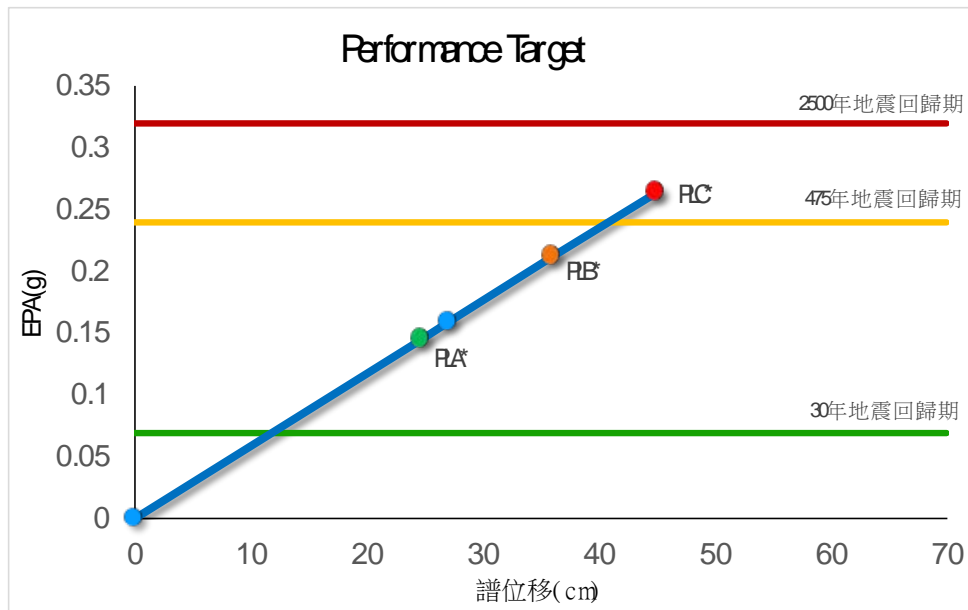


圖 4. 38 案例三階段 1 性能檢核圖

【資料來源：本研究製作】

表 4.27 案例三階段 1 耐震性能標準檢核表

性能狀態	性能目標 EPA(g)	性能需求 EPA(g)	檢核
PLA*	0.1446	0.069	OK
PLB*	0.2113	0.24	NG
PLC*	0.2636	0.32	NG

【資料來源：本研究製作】

5.2. 階段 2 耐震能力檢核

圖 4.39 與圖 4.40 為 SERCB 將由結構分析軟體之容量曲線與容量震譜簡化為雙線性曲線。

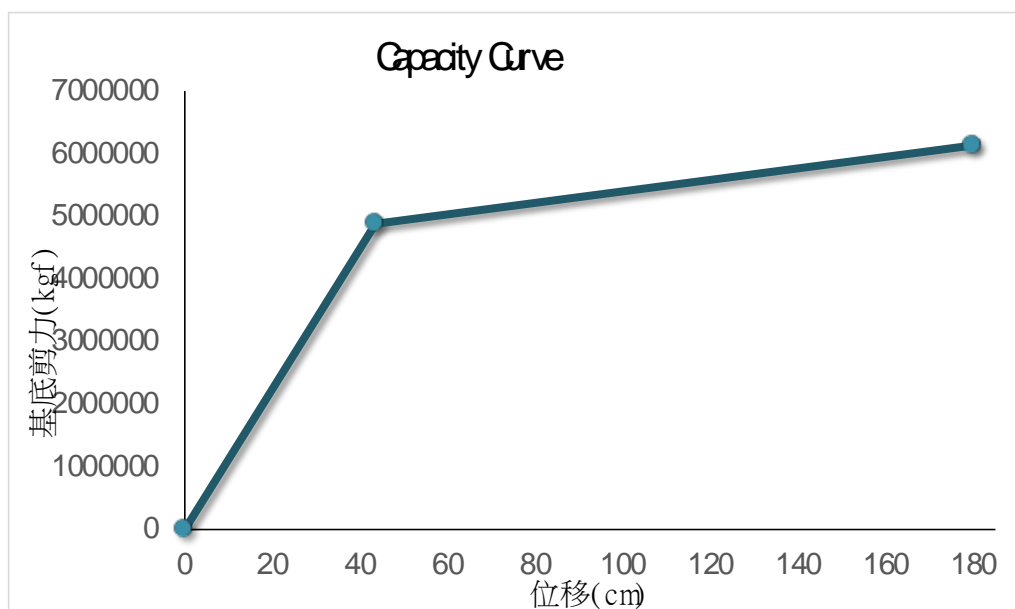


圖 4.39 案例三階段 2 雙線性化力對位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

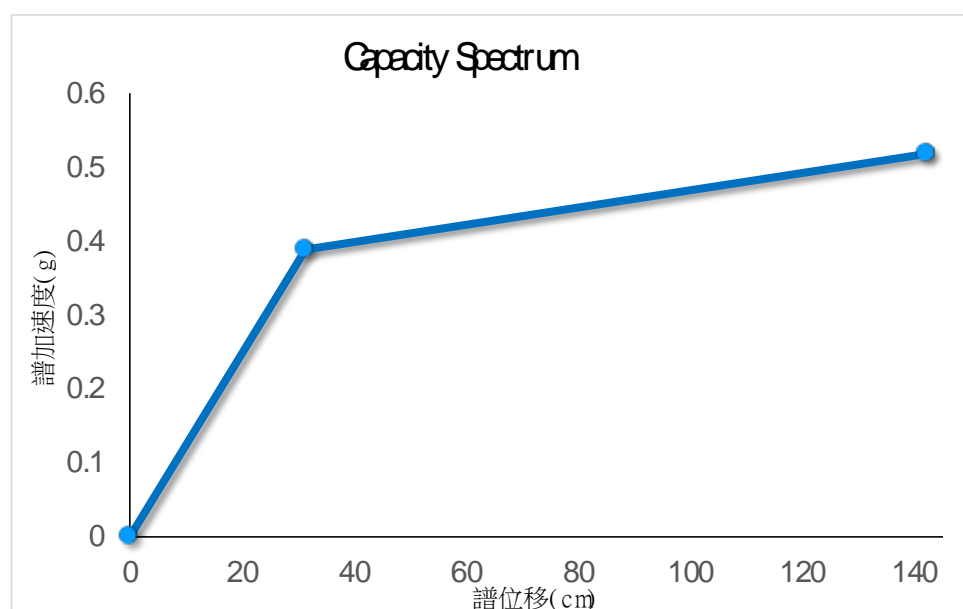


圖 4.40 案例三階段 2 雙線性化譜加速度對譜位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

圖 4. 41 為案例三階段 2 之耐震性能目標檢核圖，由此圖可得之案例三階段 2 的 PLA* (達彈性限度)EPA 為 0.1587g，PLB* (達容許韌性容量性能狀態)EPA 為 0.3557g，PLC* (達韌性容量)EPA 為 0.5369g。

根據 4.4.3.2 節圖 3. 27(a)，案例三階段 2 各性能狀態之標準如表 4. 28 所示，中度地震作用時結構系統仍保持彈性狀態，設計地震與最大考量地震作用時，結構系統也皆符合耐震標準。

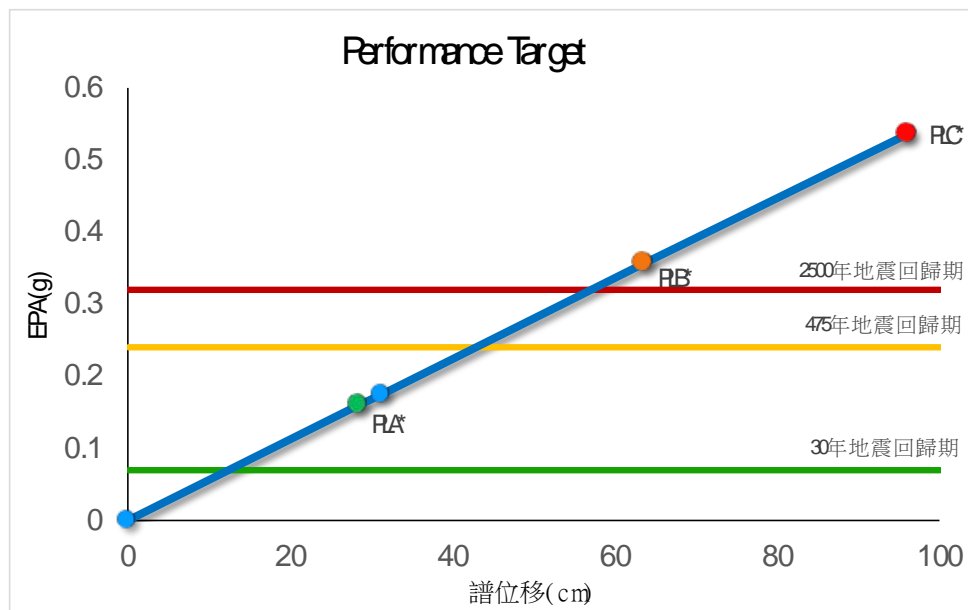


圖 4. 41 案例三階段 2 性能檢核圖

【資料來源：本研究製作】

表 4.28 案例三階段 2 耐震性能標準檢核表

性能狀態	性能目標 EPA(g)	性能需求 EPA(g)	檢核
PLA*	0.1587	0.069	OK
PLB*	0.3557	0.24	OK
PLC*	0.5369	0.32	OK

【資料來源：本研究製作】

三、耐震能力初步評估

案例三根據第一案所研擬之鋼結構耐震能力初步評估方法進行評估。圖 4. 42 為建築物初步評估表，建築物 475 年地震回歸期耐震能力為 0.188 g 未符合耐震標準 IA_{475} ；2500 年地震回歸期耐震能力為 0.287g，未符合耐震標準 IA_{2500} 。

貳、建築物耐震能力初步評估表

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
1	靜不定程度	4	<input type="checkbox"/> 單跨(1.0) <input type="checkbox"/> 雙跨(0.67) <input type="checkbox"/> 三跨(0.33) <input checked="" type="checkbox"/> 四跨以上(0)	0.00	0.00
2	地下室面積比, r_a	2	$0 \leq (1.5 - r_a) / 1.5 \leq 1.0$; r_a :地下室面積與建築面積之比 $r_a=0$	1.00	2.00
3	平面對稱性	3	<input type="checkbox"/> 不良(1.0) <input checked="" type="checkbox"/> 尚可(0.5) <input type="checkbox"/> 良(0)	0.50	1.50
4	立面對稱性	3	<input type="checkbox"/> 不良(1.0) <input type="checkbox"/> 尚可(0.5) <input checked="" type="checkbox"/> 良(0)	0.00	0.00
5	斜撐型式	3	<input checked="" type="checkbox"/> 同心斜撐(1.0) <input type="checkbox"/> 偏心斜撐(0.5) <input type="checkbox"/> BRB(0) <input type="checkbox"/> 無(0)	1.00	3.00
6	梁之跨深比b	3	當 $b < 3$, $w=1.0$; 當 $3 \leq b < 8$, $w=(8-b)/5$; 當 $b \geq 8$, $w=0$ $b=11.2$	0.00	0.00
7	柱之高深比c	3	當 $c < 2$, $w=1.0$; 當 $2 \leq c < 6$, $w=(6-c)/4$; 當 $c \geq 6$, $w=0$ $c=8.05$	0.00	0.00
8	塑鉸區梁之細部	4	<input checked="" type="checkbox"/> 未處理(1.0) <input type="checkbox"/> 加蓋板或其他(0.4) <input type="checkbox"/> 梁端切削(0)	1.00	4.00
9	未支撐長度	3	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input checked="" type="checkbox"/> 無(0)	0.00	0.00
10	斷面結實性	3	<input type="checkbox"/> 半結實斷面(1.0) <input checked="" type="checkbox"/> 結實斷面(0.5) <input type="checkbox"/> 耐震與塑性設計斷面(0)	0.50	1.50
11	柱之損害程度	2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)	0.33	0.66
12	梁之損害程度	2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)17.97	0.33	0.66
13	斜撐損害程度	2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)	0.33	0.66
14	鋼材鏽蝕程度	3	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input checked="" type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)	0.33	0.99
15	475年耐震能力初步評估 (遠容許韌性容量)	30	當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 0.25$, $w=1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c1}}{IA_{475}} \leq 1$, $w=\frac{4}{3}\left(1-\frac{A_{c1}}{IA_{475}}\right)$; 當 $\frac{A_{c1}}{IA_{475}} > 1$, $w=0$ (詳參、定量評估表) $A_{c1} = \min[A_{c1,x}, A_{c1,y}]$ $A_{c1,x} = 0.19$ $A_{c1,y} = 0.19$ $A_{c1} = 0.19$	0.49	14.7
16	2500年耐震能力初步評估 (遠容許韌性容量)	30	當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 0.25$, $w=1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{c2}}{IA_{2500}} \leq 1$, $w=\frac{4}{3}\left(1-\frac{A_{c2}}{IA_{2500}}\right)$; 當 $\frac{A_{c2}}{IA_{2500}} > 1$, $w=0$ (詳參、定量評估表) $A_{c2} = \min[A_{c2,x}, A_{c2,y}]$ $A_{c2,x} = 0.29$ $A_{c2,y} = 0.29$ $A_{c2} = 0.29$	0.37	11.1
分數總計		100		評分總計(P): 40.77	

圖 4. 42 案例三初步評估表

【資料來源：本研究製作】

四、初步評估與詳細評估結果比較

案例三耐震能力初步評估結果 A_c 與耐震能力詳細評估結果 PLB^* 相比，如表 4. 29、表 4. 30 所示，兩者耐震能力評估結果相當接近。

表 4.29 案例三初評與詳評耐震能力比較

	初評耐震能力 A_c	詳評耐震能力 PLB^*	耐震標準 A_{475}
階段 1	0.188g	0.2113g	0.24 g
階段 2	0.188g	0.3557g	0.24 g

【資料來源：本研究製作】

表 4.30 案例三初評與詳評耐震能力檢核

	初評耐震能力檢核	詳評耐震能力檢核
階段 1	$A_{C1} > IA_{475}(NG)$	$PLB^* > A_{475}(NG)$
階段 2	$A_{C1} > IA_{475}(OK)$	$PLB^* > A_{475}(OK)$

【資料來源：本研究製作】

第五章 結構非線性歷時評估與範例

第一節 概述

結構非線性歷時分析為可考慮地震特性與結構特性之一耐震評估方法，隨著耐震評估與補強之對象建物可能從簡單型式之低矮建物而逐漸擴展為平立面複雜、高層且結構變化性大之建物時，現有以側推分析為主之耐震詳細評估法可能無法完全掌握結構特性及因繁瑣檢核而並不一定比歷時分析節省分析時間，且對於高層鋼造建築而言，因其第一振態所佔之有效振態質量比不高，考慮單一方向側力之側推分析可能無法反應高振態行為，而造成無法準確評估耐震能力與反應結構各樓層相對損壞狀態，所以本報告以設計規範為基礎，建議對於超過 50 公尺或十五層以上之建築物除進行側推分析評估耐震能力外，亦要求使用非線性歷時分析檢核其於設計地震、最大考量地震下之層間變位是否滿足要求之性能目標。本章以設計規範為基礎規定(1)選取地震地表水平加速度歷時原則，(2)結構非線性分析模型於降伏強度、降伏位移及遲滯模式設定，(3)結構進行非線性歷時分析之步驟與分析示範例，(4)分析結果如整體結構層間變位需求之檢核。

第二節 歷時分析程序

一、輸入地震要求

根據耐震設計規範，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或為由公信單位所提供之方法。另在進行與設計反應譜相符之地震紀錄模擬時，不需考量最小地震力對反應譜之限制。進行線性歷時分析時，為考量短週期結構與土壤互制後之阻尼比較高，分析時可依靜力分析所得 S_{ad} / F_u 值求得等效之阻尼比來進行分析，等效阻尼比可依下式計算：

$$\xi = \begin{cases} 5 \% & ; S_{ad} / F_u \leq 0.3 \\ (16S_{ad} / F_u + 0.2) \% & ; 0.3 < S_{ad} / F_u < 0.8 \\ 13 \% & ; S_{ad} / F_u \geq 0.8 \end{cases} \quad (5-1)$$

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 I 來調整後再進行分析；結構之非線性分析模型，在降伏強度、破壞機制及遲滯行為各方面皆須要能確切反應出構材真實之非線性行為；非線性歷時分析之結果須檢核整體結構之韌性需求是否妥當。

二、結構分析模式

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。但考慮現有工程界常用分析軟體於個別構材非線性歷時分析之塑鉸設定複雜與收斂性仍待商榷，若將整體結構梁柱皆納入全有限元素模型(detailed model)分析將使分析時間過於冗長，故建議可採用側推分析所得之各層勁度及層剪力與變位關係，將其簡化為集中質量與層勁度分析模型(stick model)來進行非線性動力歷時分析。

Stick model 之建立需經由結構分析軟體側推分析結構物之容量曲線與容量震譜曲線後，輸出每層樓於每一步驟下相對應之層剪力與層變位圖(F-D 圖)。將各層樓 F-D 圖簡化為雙線性曲線，可以求得彈性勁度 k_1 及降伏後勁度 k_2 ，此即為 stick model 之 Link element 的勁度設置；雙線性曲線兩線之交點對應點的垂直坐標 F_y 為層降伏強度，水平坐標值 δ_y 為層降伏位移。圖 5.2 所示為由層變位與層剪力求 stick model 參數示意圖。本報告建議不採能量等值原理而直接取容量曲線初始勁度為 k_1 及降伏後尾段勁度為 k_2 ，再於 ETABS 等程式之 Nonlinear Link 的 yielding exponent 取為 2 或 3，此可比一般兩線段雙線性模式更接近結構整體容量行為也避免分析位移過小之不保守現象。

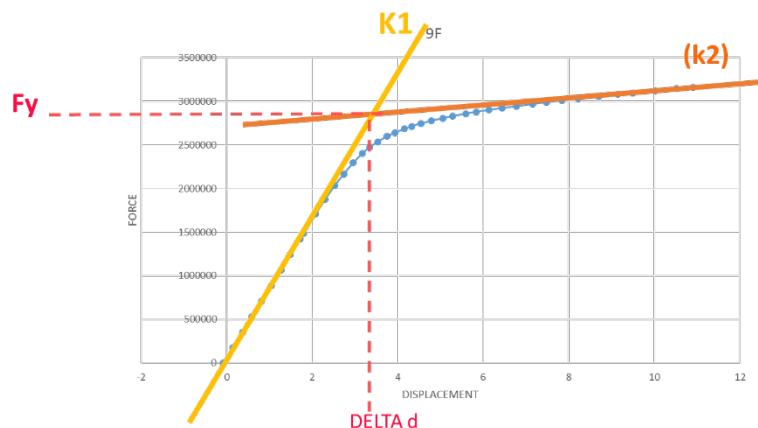


圖 5.2 由層變位與層剪力求 stick model 參數示意圖

【資料來源：本研究製作】

再根據分析資料於如 SAP 之軟體建立 Stick model，於輸入各樓層之質量後，

中間桿件使用等值層勁度之 link element 連接。Link element 之型式可選用 multi-linear plastic，於兩主軸方向分別設定非線性元件；對於鋼構造結構物其遲滯行為可選擇為走動硬化模式(kinematic)。

三、結構物性能水準

採用國內耐震設計規範所使用之結構物性能水準與地震水準來定義結構物之性能目標。為顧及規範之延續性及美國 FEMA 報告中所採用之不確定性參數或日本之耐力參數可能難以被國內工程師接受，所以本研究並不依循美日之方法進行耐震評估方面之研究，而以國內建築物耐震設計規範為架構及配合所內開發之「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法」中之耐震能力詳細評估法的精神進行有關耐震性能評估方法準則之制定，在耐震性能目標之制定方面為根據建築物耐震設計規範及解說之定義為

(1). 彈性極限階段(EL): 此階段之主要結構體不可有任何明顯損壞，但次要結構容許有輕微易修之損壞；建議地震水準為迴歸期 50 年或 30 年之地震，以及容許層間變位角為 0.5%。

(2). 生命安全階段(LS): 主要結構體容許產生塑性變形之中度損壞，次要結構可能有較嚴重之損壞，但需確保人命安全；建議之地震水準為迴歸期 475 年之地震。對於具有改良式接頭且其大都能符合規範規定之設計細節與變形能力結構，建議之容許層間變位角為 3.0%。對於具傳統式接頭結構，因變形能力可能不足，建議之容許層間變位角為 2.0%。

(3). 近乎倒塌階段(CP): 主要結構體嚴重損壞，次要結構體可能已經完全損壞或崩塌，此狀態下會危及人命安全，但整體結構物不可倒塌造成二次災害；建議之地震水準為迴歸期 2500 年之地震。對於具有改良式接頭且其大都能符合規範規定之設計細節與變形能力結構，建議之容許層間變位角為 4.0%。對於具傳統式接頭結構，因變形能力可能不足，建議之容許層間變位角為 2.5%。

四、分析示範例

分析結構系統於 X 方向及 Y 方向皆為抗彎構架系統。建築物總樓層數為 14 層，及屋突層；1F 至 5F 層高度分別為 5.35m、6.95m、6.45m、5.4m、4.95m，6F~14F 及屋突層皆為 4.5m，建築物平面圖與立面圖如圖 5.3 與圖 5.4 所示。表 5.1 為結構基本資料表，表 5.2 為分析案例結構之各層重量表。

表 5.1 分析案例結構基本資料表

結構基本資料概述	地上 14 層，總樓地板面積 8142m ²
構造種類	鋼構造
平面配置	不規則矩形
X 向尺度	60.6m
Y 向尺度	33.1m
地質概述	台北盆地一區

【資料來源：本研究製作】

表 5.2 分析案例結構重量表(tf)

樓層	X	Y
RF	924	924
14F	973	973
13F	984	984
12F	984	984
11F	992	992
10F	1006	1006
9F	1007	1007

樓層	X	Y
8F	1021	1021
7F	1037	1037
6F	1037	1037
5F	1076	1076
4F	1105	1105
3F	1141	1141
2F	1195	1195

【資料來源：本研究製作】

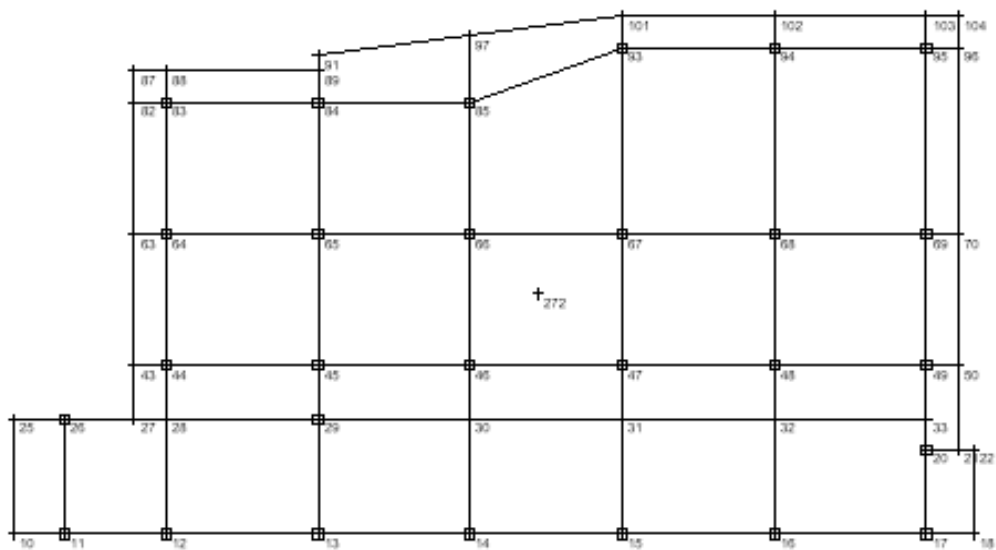


圖 5.3 分析案例平面圖

【資料來源：本研究製作】

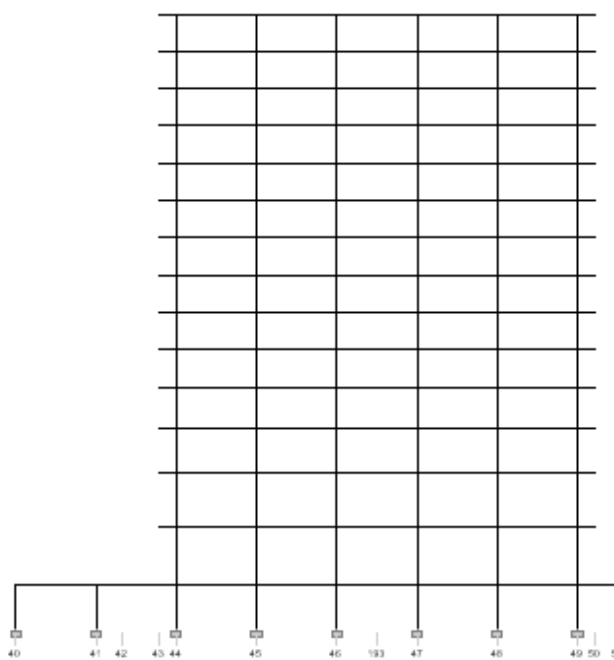


圖 5.4 分析案例立面圖

【資料來源：本研究製作】

1.耐震能力詳細評估

案例耐震能力評估依圖 5.5 之分析流程，建立結構分析模型與進行靜力分析並求得最小設計水平地震總橫力，利用非線性塑鉸分析輔助程式，計算及設定各構件塑鉸特性後進行側推分析。最後，藉由結構分析軟體分析求得之容量曲線關係，評估整體結構物之耐震性能。



圖 5.5 結構建立 stick model 流程

【資料來源：本研究製作】

2.結構分析模型建立

茲根據之基本結構資料，建立之 3D 模型如圖 5.6 所示。其中，本分析案例不考慮結構與土壤互制作用，並假設梁柱接點為完全剛性接合，樓板則使用結構分析軟體內建版殼元素模擬。

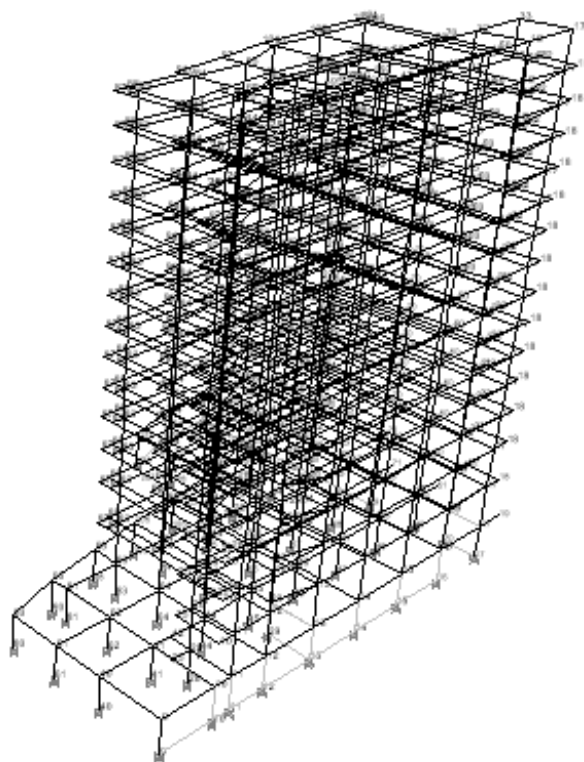


圖 5.6 分析案例 3D 模型圖

【資料來源：本研究製作】

3.靜力分析與構件塑鉸特性分析

取結構物承受靜載重加上二分之一活載重之載重組合為地震時之垂直向受力條件進行靜力分析，利用結構分析軟體將靜力分析結果以.mdb 檔與.e2k 檔匯出，取得各構件之斷面特性與軸力，透過 3.2 節塑鉸分析輔助程式即可分析計算各構件之塑鉸特性。

4.側推分析

非線性靜力分析需定義建物之控制點，於此建議將建物屋頂之質量中心視為控制點，屋突不應視為屋頂，控制點的位移即用以反應地表震動的影響。非線性靜力分析地震時之垂直向受力載重為靜載重及 1/2 活載重。側推分析結果之力對位移關係圖(容量曲線)如圖 5.7 所示。

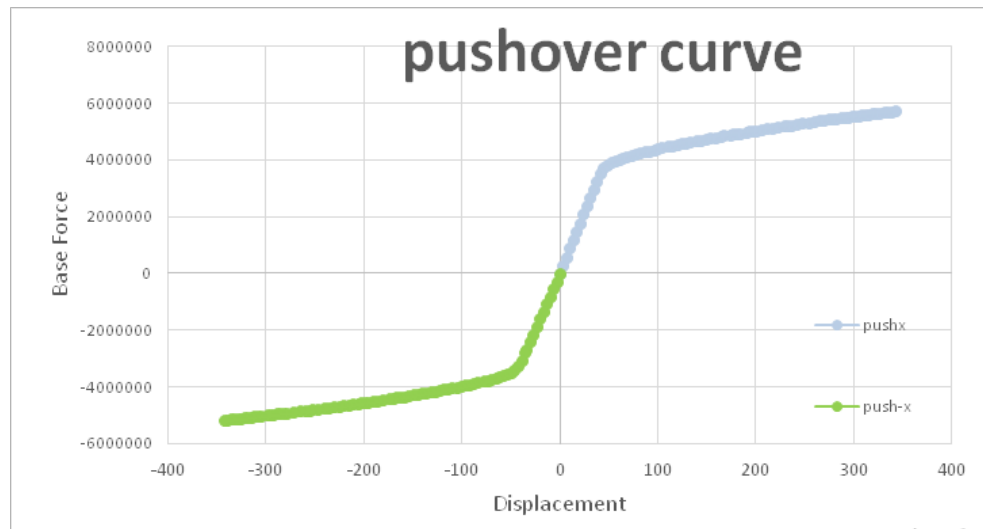


圖 5.7 案例一力對位移關係圖

【資料來源：本研究製作】

5.建立 Stick Model

經由結構分析軟體分析案例一結構物之容量曲線與容量震譜曲線後，輸出每層樓每一 step 相對應之 F-D 圖。將各層樓 F-D 圖簡化為雙線性曲線。可找到 stick model Link 的勁度設置與降伏強度與位移。根據上述方法可找到正負 X 向、正負 Y 向建立 Stick model 時所需的數據。表 5.3 與表 5.4 為側推 X 與 Y 向所得數據。

表 5.3 由側推(X 向)所得 stick model 參數

	k_1 (kgf/cm)	k_2 (kgf/cm)	δ_d (cm)	F_y (kgf)	K2/K1
RF	315023	74186	1.88	593258	0.235
14F	429145	49417	2.43	1044318	0.115
13F	503971	34188	2.84	1433162	0.068
12F	528288	26287	3.31	1749244	0.050
11F	581676	25876	3.49	2031330	0.044
10F	606621	27603	3.78	2294484	0.046
9F	629786	29743	4.00	2520174	0.047
8F	688646	32426	3.97	2732062	0.047
7F	743802	35683	3.96	2942676	0.048
6F	846150	39654	3.71	3140907	0.047
5F	872267	40623	3.82	3333145	0.047
4F	760771	42784	4.63	3521567	0.056
3F	636078	43560	5.90	3750728	0.068
2F	904677	84578	4.15	3754189	0.093

表 5.4 由側推(Y 向)所得 stick model 參數

	k_1 (kgf/cm)	k_2 (kgf/cm)	δ_d (cm)	F_y (kgf)	K2/K1
RF	228384	120244	2.56	605492.9	0.526499
14F	340712	95839	2.96	1042724	0.281292
13F	432569	80156	3.20	1426939	0.185304
12F	497378	55510	3.53	1805515	0.111604
11F	601629	47513	3.49	2153054	0.078974
10F	701748	46634	3.43	2468008	0.066454
9F	761012	46876	3.53	2739446	0.061597
8F	839437	48965	3.48	2985674	0.058331
7F	900527	52754	4.20	3857323	0.058581
6F	1003061	58166	3.37	3440359	0.057988
5F	1102407	60214	3.26	3645602	0.054621
4F	1123749	66069	3.35	3798918	0.058794
3F	1066989	75835	3.63	3894423	0.071074
2F	1487926	150681	2.67	3964650	0.101269

【資料來源：本研究製作】

根據上述資料於 SAP2000 建立 Stick model。輸入各樓層之 mass 後，中間桿件使用 link 連接，將勁度與降伏強度位移輸入後即完成。再將 Stick model 進行側推以驗證其與原結構行為是否吻合，X 方向得到之 pushover curve 再與原建築物 pushover curve 進行比較如圖 5.8 所示。由比較中可以得知簡支之 stick model 的容量曲線與整體結構分析之容量曲線相當接近，代表 stick model 之建立為正確與可用於歷時分析。

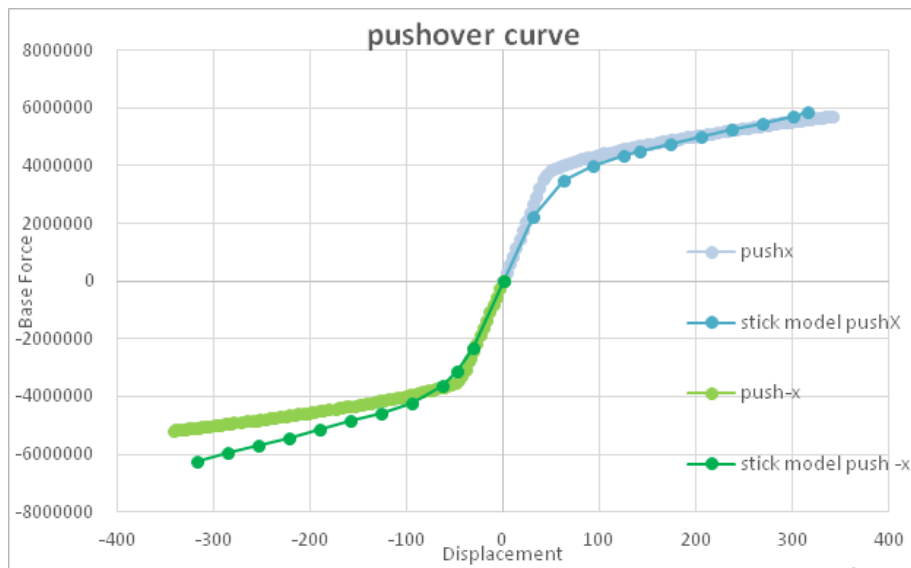


圖 5.8 Stick model 與原模型容量曲線之比較

【資料來源：本研究製作】

6. 歷時分析與耐震性能檢核

採用三筆與台北一區設計反應譜相符之地震記錄，其測站分別為 TAP100、TAP020 與 TAP。其原始地震記錄歷時圖與反應譜相符模擬地震歷時圖如圖 5.9-圖 5.14 中所示。經由輸入地震下之非線性歷時分析，可得各樓層之層剪力與位移反應歷時，圖 5.15 為輸入 TAP100 地震(PGA=0.4g)下 stick model 之基底剪力反應歷時圖，圖 5.16 為輸入 TAP20 地震下之屋頂位移反應歷時圖，最大位移約 90 cm；另圖 5.17 輸入 TAP100 地震下二樓之層剪力與層變位的遲滯反應圖，由圖中可以了解其層剪力與層變位之非線性關係與其樓層遲滯消能現象。表 5.5 為在輸入各個模擬地震歷時下，於最大考量地震下(PGA=0.4g)分析所得各樓層之最

大層間變位(cm)，表 5.6 為將表 5.5 之結果轉換為模擬地震下各樓層之最大層間變位角(%)，由表中可以得知，三個模擬最大考量地震輸入下各樓層之最大層間變位角皆小於建議之 4%，故其滿足要求之性能水準。

表 5.5 模擬地震歷時分析各樓層之最大層間變位(cm)

	2F	3F	4F	5F
TAP020	8.155	9.861	7.799	7.280
TAP100	8.501	12.55	12.26	11.56
TAP	9.546	11.89	9.592	8.459

【資料來源：本研究製作】

表 5.6 模擬地震歷時分析各樓層之最大層間變位角(%)

	2F	3F	4F	5F
TAP020	1.52	1.42	1.21	1.35
TAP100	1.59	1.81	1.90	2.14
TAP	1.78	1.71	1.49	1.57

【資料來源：本研究製作】

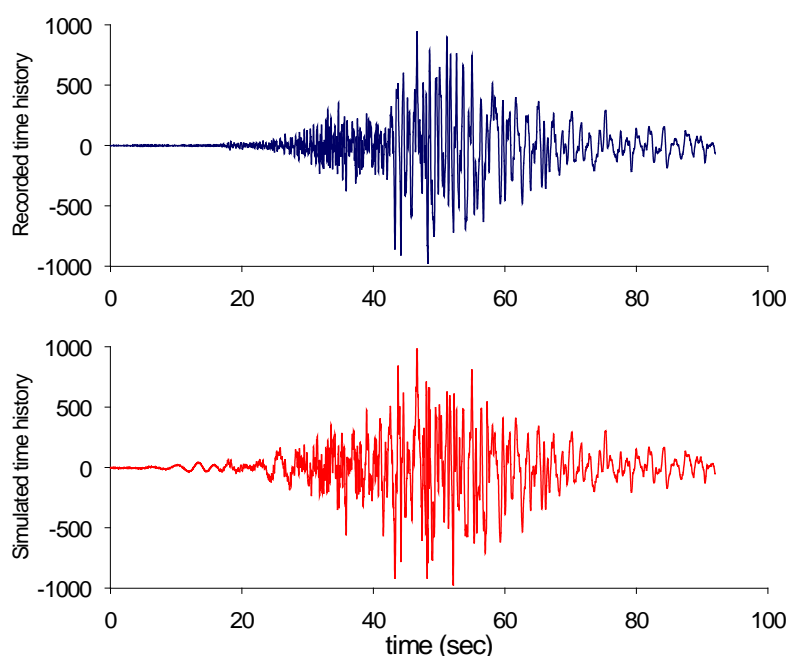


圖 5.9 測站 TAP100(EW 向)之原記錄與反應譜相符模擬地震歷時圖

【資料來源：本研究製作】

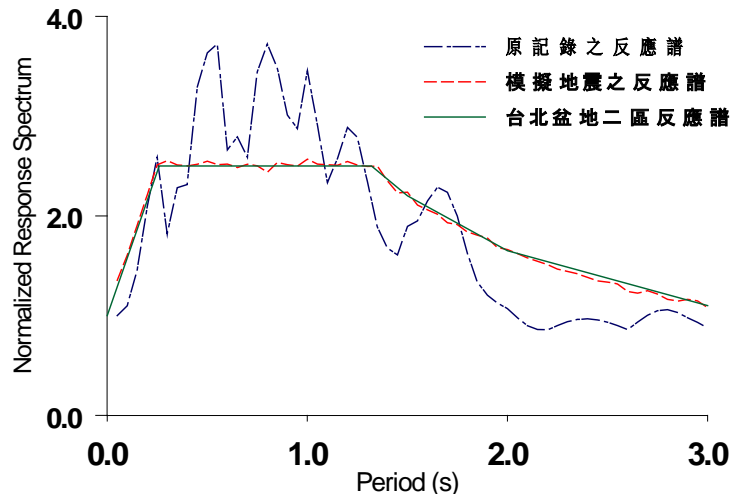


圖 5.10 測站 TAP100(EW 向)之原記錄與模擬地震反應譜圖

【資料來源：本研究製作】

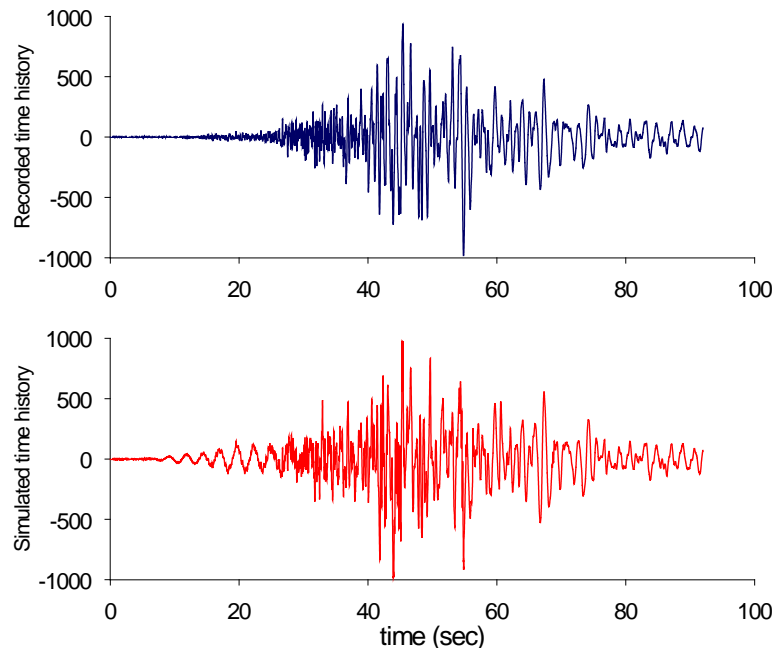


圖 5.11 測站 TAP20(EW 向)之原記錄與反應譜相符模擬地震歷時圖

【資料來源：本研究製作】

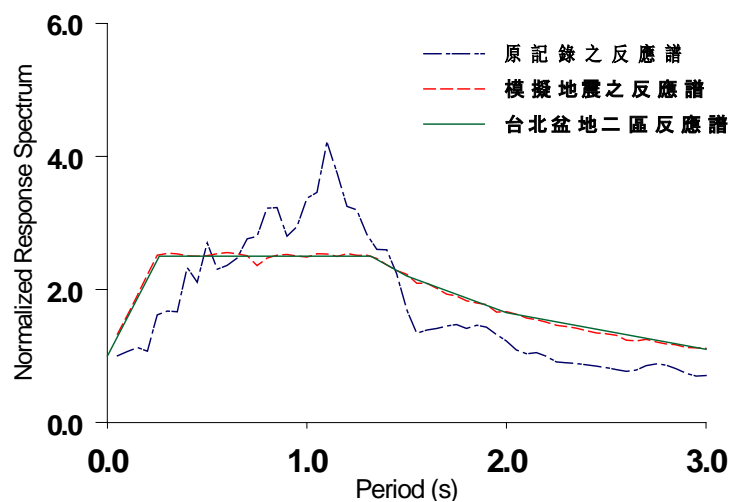


圖 5.12 測站 TAP20(EW 向)之原記錄與模擬地震反應譜圖

【資料來源：本研究製作】

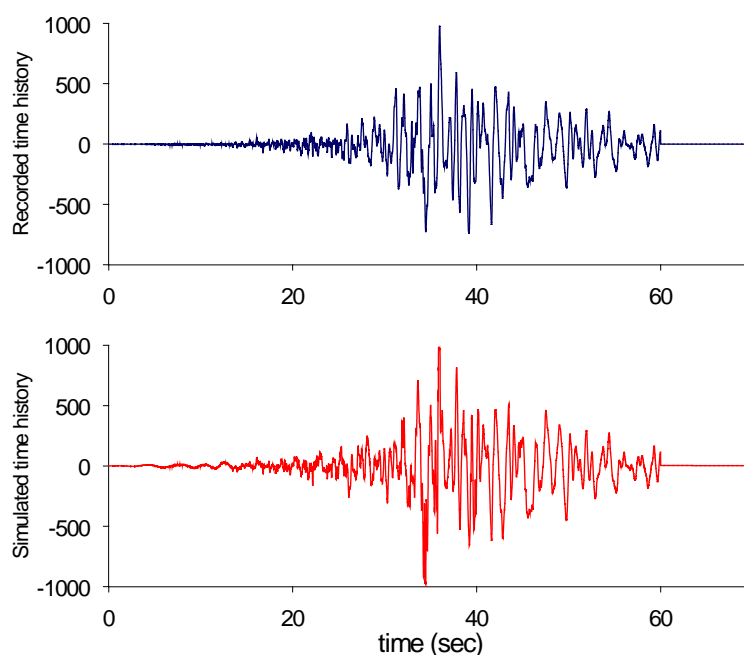


圖 5.13 測站 TAP(EW 向)之原記錄與反應譜相符模擬地震歷時圖

【資料來源：本研究製作】

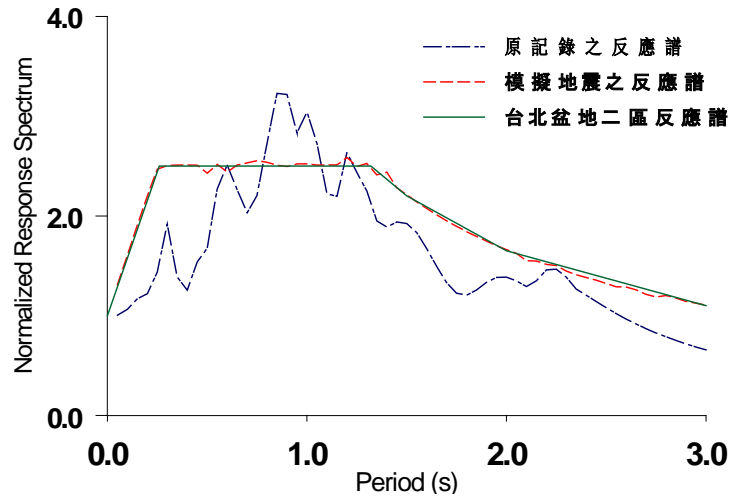


圖 5.14 測站 TAP(EW 向)之原記錄與模擬地震反應譜圖

【資料來源：本研究製作】

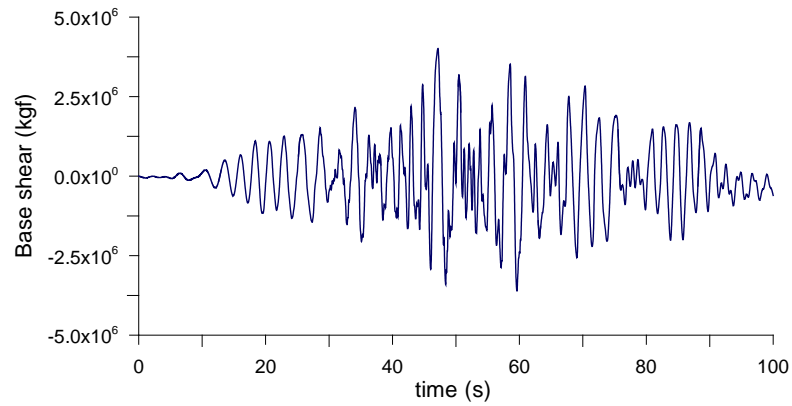


圖 5.15 輸入 TAP100 地震下之基底剪力反應歷時圖

【資料來源：本研究製作】

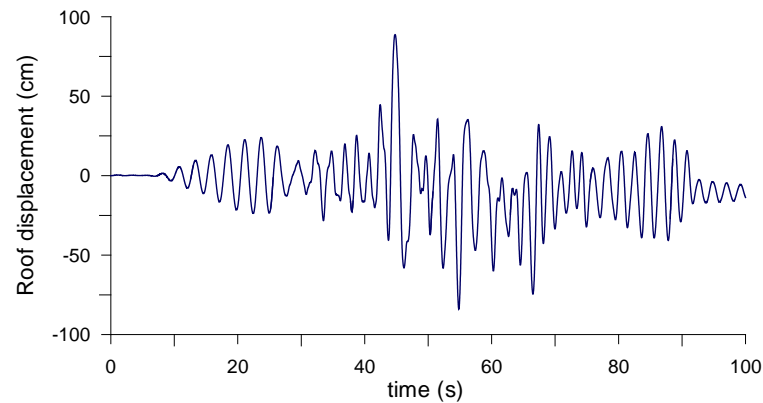


圖 5.16 輸入 TAP020 地震下之屋頂位移反應歷時圖

【資料來源：本研究製作】

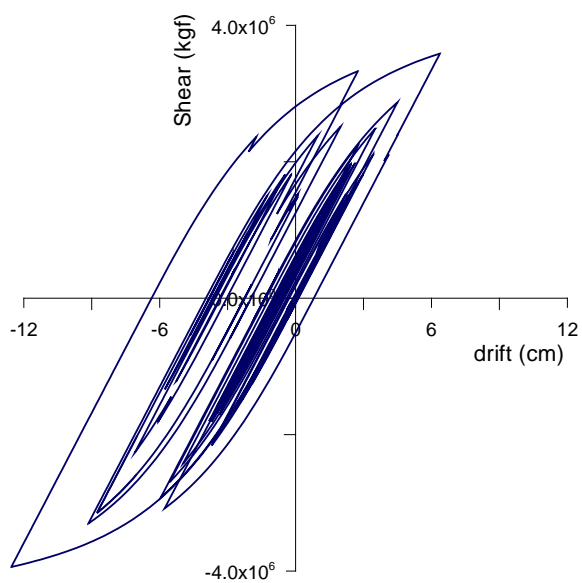


圖 5.17 輸入 TAP100 地震下二樓之層剪力-層變位遲滯反應圖

【資料來源：本研究製作】

第六章結論與建議

第一節 結論

本研究回顧國內外有關鋼結構，建築物詳細評估相關內容，建立一套適合我國之鋼結構建築物耐震能力詳細評估方法。採用美國 FEMA 研究報告，並撰寫輔助程式，將目前結構分析軟體採用 FEMA 建議之塑鉸特性無法完整考量整體建築物之軸力情形加以考慮，透過輔助程式使用者可批量進行塑鉸分析，減少工作量；根據建築物耐震設計規範與解說擬定鋼結構建築物耐震能力評估與檢核之方法及流程。本研究透過兩棟抗彎構架一棟具斜撐構架之靜力分析與一棟鋼結構建築物之非線性歷時分析，比較其耐震能力初步評估與詳細評估結果，驗證詳細評估方法之正確性。

本文針對目前研究成果，提出以下結論：

1. 本研究撰寫鋼結構塑鉸分析程式，改善結構分析軟體內建定義之 FEMA 塑鉸未完全考量結構物之軸力，使分析之塑鉸特性更符合實際情況，透過輔助程式可快速分析梁、柱與斜撐之塑鉸特性，並批量匯入自動定義於構件中，減少使用者工作量。
2. 本研究透過三棟鋼結構建築物分別進行耐震能力初步評估與詳細評估，兩者之耐震初評與耐震詳評結果比較顯示，兩者結果相當接近，證明本文所研擬之鋼結構建築物耐震能力詳細評估流程其可行性與準確性。
3. 本研究方法僅針對一般鋼結構建築物進行評估，工廠、活動中心等類型暫不考量適用本研究方法。

第二節 建議

建議一

立即可行建議：探討鋼結構塑鉸分析於不同梁柱接頭之塑鉸特性

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署、財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、中華民國結構工程技師公會全國聯合會

本研究所撰寫之鋼結構塑鉸分析輔助程式，目前僅將梁柱接頭區分為改良式與傳統接頭兩種情況，未來可進一步考量不同梁柱接頭情況，並對其塑鉸特性進行修正，使其更符合實際情況。

梁柱接頭為改良式或傳統接頭，及其鉸道之情況及是否有損壞之調查關係到評估分析之準確性，但梁柱接頭之調查數量的多寡決定到耐震評估所需經費，建議可與各技師公會進行座談會，規定梁柱接頭及相關結構尺寸調查之像目與數量並提供參考經費供未來技師評估時之參考。

建議二

立即可行建議：鋼結構塑鉸分析程式與現行 RC 耐震能力評估輔助程式之整合

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所、財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、中華民國全國建築師公會

未來可將本研究所研擬之鋼結構塑鉸分析方法加入到現行鋼筋混凝土耐震能力評估輔助程式，可更快速進行含鋼筋混凝土與鋼結構之建築物其塑鉸分析，減少使用者的工作量。

本研究僅針對純鋼結構進行塑鉸分析輔助程式撰寫與提供非線性歷時分析程序，但許多建築其一樓常為 RC 結構與鋼構之轉換層，此轉換層之塑鉸分析與評估分析方式，建議可進行進一步之研究，使評估方法更加完整。

參考文獻

- [1] 內政部營建署，鋼構造建築物鋼結構設計技術規範，臺北，內政部營建署，2010。
- [2] AISC,"Specification for Structural Steel Buildings",ANSI/AISC 360-05,2005。
- [3] 蔡益超，鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣，臺北，內政部建築研究所，1999。
- [4] ATC-40,"Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.",Applied Technology Council,1996。
- [5] FEMA,"Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation of Buildings",FEMA-356,2000。
- [6] FEMA,"NEHRP Guidelines and Complementary for the Seismic Rehabilitation of Buildings",FEMA-273,1997。
- [7] 宋裕祺、蔡益超等，鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊-視窗化輔助分析系統 SERCBWin2008，臺北，內政部建築研究所，2009。；宋裕祺、蔡益超等，鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊-視窗化輔助分析系統 SERCBWin2012，臺北，內政部建築研究所，2012。
- [8] 內政部營建署，建築物耐震設計規範及解說，臺北，內政部營建署，2011。
- [9] 內政部營建署，鋼構造建築物鋼結構施工規範，臺北，內政部營建署，2007。
- [10] 村田義男，鋼構造の耐震設計（新しい耐震設計講座），日本，オーム社，1984。
- [11] Brace On Demand：<http://bod.ncree.org.tw>
- [12] 經濟部中央地質調查所，工程地質探勘資料庫系統-Geo2010系統操作手冊，臺北，經濟部中央地質調查所，2011。
- [13] 鋼材俱樂部，鉄骨鉄筋コンクリート構造設計例集，日本，技報堂出版，

1987。

- [14] 廖文義、羅俊雄等，鋼結構建築耐震評估、補強及修復準則之研擬，臺北，內政部建築研究所，2003。
- [15] ASCE,"Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings",ASCE-SEI41-13,2013。
- [16] 內政部營建署，混凝土結構設計規範，臺北，內政部營建署，2011。
- [17] 賴明俊，鋼筋混凝土建築物耐震能力評估系統之補強模組與視覺化展示功能開發，博士論文，國立臺北科技大學工程科技研究所，臺北，2013。
- [18] [28] 日本建築防災協會，既存鋼骨造建築物耐震診斷基準、修改設計指針同解說，日本，日本建築防災協會，2006。
- [19] 蔡益超、宋裕祺、謝尚賢，建築物耐震評估法之修訂及視窗化研究，臺北，內政部建築研究所，2005。
- [20] ATC55，Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures，2004。
- [21] Applied Technology Council (ATC), "Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Buildings," ATC-40, California Seismic Safety Commission, Report SSC 96, 1996.
- [22] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "NEHRP Guidelines and Complementary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 273-274,1997.
- [23] Federal Emergency Management Agency (FEMA), " NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for new Buildings and other Structures" , FEMA-450, 2003。
- [24] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", FEMA 350, 2000.
- [25] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "Recommended Seismic

- Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings”, FEMA 351, 2000.
- [26] Federal Emergency Management Agency (FEMA), “Recommended Postearthquake evaluation and repair criteria for welded steel moment-frame buildings”, FEMA 352, 2000.
- [27] Otani, S., Hiraishi, H., Midorikawa, M., and Teshigawara, M. ”New Seismic Design Provisions in Japan”, the 2000 Fall ACI Annual Convention in Toronto, Canada, October 16, 2000.
- [28] Engelhardt, M.D., Winneberger, T., Zekany, A. J., and Potyraj, T.J. (1996),” The Dogbone Connection : Part II,” Modern Steel Construction, Vol.36, No.8, PP.46-55, American Institute of Steel Construction.
- [29] Engelhardt, M. and Sabol, T. (1998),” Reinforcing of Steel Moment Connections with Cover Plates : Benefits and Limitations,” Engineering Structures, Vol.20, Nos 4-6, pp.510-520.
- [30] Engelhardt, M. D., Winneberger, T., Zekany, A.J., and Potyraj,T.J. (1998),” Experimental Investigation of Dogbone Moment Connections,”Engineering Journal, Fourth Quarter, pp.128-139.
- [31] Chen, S.J., Yeh, C.H., and Chu, J.M. (1996),“Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance,” Journal of Structural Engineering, Vol.122, No.11, pp.1292-1299.
- [32] Chen, S.J. (1998), ”Effects of Floor Slabs on the Seismic Behavior of Steel Beam-to-Column Connections with Reduced Beam Section,” 2nd World Conference on Steel Construction, San Sebastian, Spain.
- [33] Krawinkler, H. (1996), ”Earthquake Design and Performance of Steel Structures,” Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering,

Vol.29, No.4, pp.229-235.

- [34] Uang, C.M., Bondad, D.M., and Lee, C.-H. (1998), "Cyclic Performance of Haunch Repaired Steel Moment Connections : Experimental Testing and Analytical Modeling," Engineering Structures, Vol.20, No.4-6, pp. 552-561.
- [35] Whittaker, A. and Gilanii, A.(1995),"Testing of Full-Scale Steel Beam-to-Column Assemblies," SAC, Phase I Report, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
- [36] Bruneau, M., Uang, C.M., and Whittaker, A.(1998), Ductile Design of Steel Structures, McGraw-Hill, New York.
- [37] 葉祥海、呂良正、楊永斌，美日鋼結構梁柱抗彎接頭研究近況及未來發展，內政部建築研究所報告，1999。
- [38] 中華民國鋼結構協會，鋼結構極限設計法規範及解說，2009。
- [39] 陳生金、陳正誠、陳正平，鋼結構標準型鋼斷面及建議之接合型式與細部研擬，內政部建築研究所報告，1994。
- [40] 日本建築防災協會，耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説，2011。
- [41] 羅俊雄等，容量設計法應用於建築物耐震設計之探討，內政部建築研究所報告，2001。
- [42] 建設大臣官房官廳營繕部，官廳設施的總合耐震計畫基準同解説，平成8年(1996)。
- [43] 日本建設省報告書，新建築構造體系的開發，平成10年(1998)。
- [44] 地震受害建築物應急危險程度的鑑定手冊，日本靜岡縣都市住宅部建築科編著，台灣綜合研究院編譯，1999。
- [45] 日本土木學會，鋼構造物設計指針，平成4年。
- [46] 陳生金、陳正誠、陳正平，鋼結構標準型鋼斷面及建議之接合型式與細部研

- 擬，內政部建築研究所報告，1994。
- [47] 陳生金，陳舜田，葉禎輝，周作隆，“強烈地震下鋼骨樑柱接頭之破壞及高韌性接頭之開發”，結構工程第十一卷第四期，pp. 19-37，1996。
- [48] 陳誠直、陳生金，鋼構造梁翼圓弧切削梁柱接頭耐震行為，中興工程顧問社，1999。
- [49] 陳誠直、陳生金，鋼構造單肋板耐震補強梁柱接頭，中興工程顧問社，2000。
- [50] 蔡克銓，陳嘉有，“韌性鋼骨構架梁柱接頭行為研究”，國立台灣大學地震工程研究中心，研究報告 84-04 號，1995。
- [51] 林昆德，抗彎鋼骨梁柱接頭之行為，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文，1996。
- [52] 孔祥嵐，具大變形鋼骨梁柱交會區之梁柱接頭行為研究，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文，1998。
- [53] 蔡克銓，陳威志，林克強（1999），“梁翼切削與弱梁柱交會區共存型抗彎接頭之韌性行為”，鋼結構建築耐震抗彎接合設計技術研討會論文集，pp. 301-319。
- [54] 林克強、莊勝智、張福全、張柏彥（2008），台灣典型鋼梁與箱型柱採梁翼切削或梁翼加蓋板抗彎接頭之破壞模式，國家地震工程研究中心報告。

附錄一初審專家審查意見與答覆

評選委員發言單及廠商回應一覽表

委員	審查委員意見	廠商綜合回應
蕭委員國興	<ol style="list-style-type: none"> 1. 資料如無法蒐集完整，應如何進行合理假設？ 2. 具鋼構架與剪力牆之二元系統，該如何考量？ 3. 老舊建築物之鋼構接頭簡單，不如近年複雜，以現在較新的分析方法檢視老舊建築物，可能每棟都需要補強，如牽涉私有住宅而衍生之問題，可能使詳評不易推廣。 4. 梁柱接頭之接合銲道數量該如何納入判定？ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 針對老舊鋼結構建築物，依美國與日本鋼結構耐震評估方法，可從一般鋼梁取小切片進行拉伸試驗，即可獲取其強度，或次要結構可假設 A36 強度，主要構材為 A572 強度。 2. 未來鋼結構詳細評估方法，將與現行 SERCB 程式結合，且鋼構架內有二元系統時，仍可適用，並依規範計算強度。 3. 關於動力歷時分析部分，因受限於程式效能，本團隊建議採用日本規範之建議，先進行側推分析，得到各層剪力、變位關係，再以樓層為單位，進行動力歷時分析。
呂委員顏龍	<ol style="list-style-type: none"> 1. 梁、柱與斜撐等構材進行動力歷時分析時，是否有可能存在無法收斂的問題？ 2. 靜力分析會有鋼結構耐震能力 A_p，若已知建物耐震能力不足，且數值不知，則地表加速度歷時強度應如何輸入？ 	<ol style="list-style-type: none"> 4. 本團隊會儘量蒐集國內外相關議題之研究成果。 5. 本案主要係以鋼結構建築物之抗彎及抗軸力為主，不適用結構特殊之建築物，此部分仍需由工程師進行判斷評估。
蘇委員錦江	<ol style="list-style-type: none"> 1. 建議蒐集中國大陸產、官、學界對於相關議題之研究成果。 2. 建議示範例採既有建築物為研究樣本，避免虛擬之建築物，與業界實體建物有失真之情形。 	<ol style="list-style-type: none"> 6. 目前本團隊已蒐集我國多位學者對於接頭塑性轉角能力分析資料，日後將於報告書中呈現。 7. 本案係針對既有鋼結構之建築物研擬耐震能力評估方法，未來將於報告書、輔助程式與示範例中說明清楚。
劉委員國欽	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本案成果是否適用如低樓層廠房等風力控制之建築物？ 	<ol style="list-style-type: none"> 8. 輔助程式之目的在於當進行彈性地震力分析時，輔助程式可

<p>林委員谷陶</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 耐震結構消能接頭形式多種，請補充說明如何簡化為量化指標，及輸入計算之依據。另是否考量設置阻尼器或隔震器之計算方式？ 2. 本案是以既有鋼結構建築物，或為新建建築物之耐震能力評估，請予釐清。 3. 本案與第 1 案初步評估方法似有前後關聯，請補充說明如何區分或互相結合。 	<p>直接獲取建築物之柱軸力，進而計算出其對應之塑性彎矩，並根據構材斷面及鋼結構規範計算出塑鉸的變形能力。</p> <ol style="list-style-type: none"> 9. 關於接頭採樣部分，建議比照氬離子檢測，每層樓檢測 3 個位置，若檢測位置接頭有疑慮，可再要求重新檢測，並進行折減。 10. 本案將參採日本與美國規範及國內施工慣例，擬定適用於國內之評估方法。
<p>陶副召集人其駿</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 請於本案服務建議書再詳細說明「輔助程式」的目的與功能，並請於成果報告書中敘明詳細評估法的適用範圍。 2. 未來本案所提之鋼結構耐震能力詳細評估方法，其引用的性能檢核標準與目標，宜與 SERCB 相契合，並請注意建築物耐震設計規範中耐震評估與輔助專章之修訂進度及實質內容，並納為本案之參考。 	<ol style="list-style-type: none"> 11. 資料蒐集及經費動支部分將依照委員意見辦理。
<p>陳召集人建忠</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 目前鋼結構之建築物數量較少，故需要評估之數量為何？請於本案報告書中提及，以供施政、修法及安家固園等計畫之運用。 2. 請補充說明鋼結構之建築物如何進行階段性補強？ 3. 日本建築物耐震能力評估方法、美國 FEMA 與我國異同之比較，宜請研究分析，找出我國鋼結構建築物之弱點。 4. 由於鋼結構接頭處多，如何 	

	<p>有效鑽心採樣，找出施工弱點？</p> <p>5. 資料蒐集費及翻譯費請依本所列估，前3個月經費動支達80%以上。文獻、書籍收集分析、翻譯等電子檔分期集結交存本所，並於第1個月提供目錄與執行計畫與本所洽商實施。</p>	
--	---	--

附錄二期中報告審查委員意見與答覆

期中報告審查評選委員發言單及廠商回應一覽表

項次	評選委員意見	廠商回應
蔡克銓	<ol style="list-style-type: none"> 1. 鋼結構也常有 SC 梁或柱內灌漿的情形，其效應最好有簡易方法可併入評估的步驟之中 2. 箱型柱內橫隔版電熱熔渣焊的破壞亦是常見的模式，可在結論與建議中提醒讀者注意。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝委員意見，對於鋼柱內灌混凝土的情形，其對勁度與韌性之效應會提供簡單計算方式並納入輔助程式中，但強度增加效應則保守建議不加以考慮。 2. 謝謝委員意見，本研究已經有進行資料收集，將探討傳統與改良式接頭之耐震性能特性，提出合理之接頭變形性能水準以為耐震評估方法之使用。結論與建議中會特別提醒讀者，注意不同接頭型式與施工等缺點對接頭變形能力之影響。
黃燦輝	<p>進度良好，內容豐富具體可行，符合預期成果需求。</p>	<p>謝謝委員認可。</p>
陳水龍	<ol style="list-style-type: none"> 1. 期中進度佳。 2. P. 18 加靜載重(如粉刷層重等)理由是否妥當。 3. P. 52、P. 65，都沒地下室 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝委員認可。 2. 謝謝委員意見，遵照委員意見辦理。 3. 謝謝委員意見，遵照委員

	<p>資料，是否可增加有地下室案例。</p> <p>4. 文獻之格式及順序是否需統一化？</p>	<p>意見辦理，將新增有地下室 RC 結構之範例。</p> <p>4. 謝謝委員意見，遵照委員意見辦理。</p>
陳志銘	無意見	
黃哲賢	建議於報告書第 55 頁結構分析模型建立，不考慮結構與土壤互制作用與假設梁柱接點完全鋼性接合等說明或備註理由。	謝謝委員意見，鋼結構進行側推分析時將建議梁柱接頭不考慮剛域來模擬，以與一般試驗量測結果相符。結構與土壤互制行為模擬相當複雜且情況甚多，與本計畫之研究目的不同故仍依一般結構分析假設來進行，但會於期末報告中加以說明理由。
蔡榮根	<p>1. 鋼結構建築形態總數多，建議以後另行編列經費研究如體育館、活動中心、鋼 SRC 與 SS、SRC 與 RC 混合結構之耐震能力評估。</p> <p>2. 本研究內容及方向符合預期成果需求。</p>	<p>1. 謝謝委員意見，未來將評估是否有實際需要，另行討論後再提出研究提案單給所內。</p> <p>2. 謝謝委員認可。</p>
廖書賢	一般實務上常見樑柱接頭狀況不佳者如何考量，建議提供進一步研究建議。	謝謝委員意見，本研究已經有進行資料收集，將探討傳統與改良式接頭之耐震性能特性，對於不同接頭狀況提出合理之接頭變形性能水準

		以為耐震評估方法之使用。
中華民國 全國建築 師公會	<ol style="list-style-type: none"> 1. 封面首頁建議將案名“鋼結構”後增加“建築物”，且內容目次有言及“建築物”，ATC, FEMA 皆言及“Building” (P. 80)。 2. 鋼構材之降伏強度 f_y 請改 F_y? (P. 52) 3. P. 54 立面圖請加註 1F。 4. 單位活載重和靜載重使用 tf/m^2 或 t/m^2, 請與建築技術規則統一? 5. P. 78, 4 “三棟” 請改 “二棟” 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝委員意見，但案名於當初立案時已訂定，因此無法做更改。 2. 謝謝委員意見，遵照委員意見進行修改。 3. 謝謝委員意見，遵照委員意見進行修改。 4. 謝謝委員意見，遵照委員意見進行修改。 5. 謝謝委員意見，遵照委員意見進行修改。
中華民國 結構工程 技師公會 全國聯合 會	<p>建議考量(從設計圖)結構系統(含剪力牆及斜撐系統)、接頭型式(含斜撐接頭)、橫隔板之完整性、非結構牆的結構系統的影響。</p>	<p>謝謝委員意見，本研究目的為進行相關分析研究及國內外研究成果資料蒐集，提供工程師於鋼結構建築耐震評估時之斷面資料輸入、非線性塑鉸設定、耐震能力評定的自動化輔助程式，使節省工程師於評估時之繁瑣計算。制定本土化之鋼結構耐震評估方式，內容主要在於耐震評估概要、耐震性能評估、建物整體與構材耐震能</p>

		力等方面之研究。
陳建忠	<ol style="list-style-type: none"> 1. 請把填充混凝土箱型柱納入評估範圍。 2. 請與危險老舊建物重建更新條例相關辦法及住宅性能評估辦法與建築物公安檢查辦法平順接軌，並事先檢閱可調合方式。 3. 初評與詳評應事先做好分工，及結合或替代事項。 4. 網站及雲端請事先妥適規劃(是如同 RC 是同一系統或不同系統?管理作業人力、巨觀統計分析作業等) 5. 構(桿)件強度檢測方式請納入，檢測點數量等，以及明顯強度減損，如鏽蝕、變形、破損 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝委員意見，對於鋼柱內灌混凝土的情形，其對勁度與韌性之效應會提供簡單計算方式並納入輔助程式中，但強度增加效應則保守建議不加以考慮。 2. 謝謝委員意見，遵照辦理。 3. 謝謝委員意見，遵照辦理。 4. 謝謝委員意見，遵照辦理。 5. 謝謝委員意見，本研究將提出構件與接頭情況檢測之建議方式，但檢測數量則建設宜由相關公會依評估費用來制定。

附錄三期末報告審查委員意見與答覆

期末報告審查評選委員發言單及廠商回應一覽表

項次	評選委員意見	廠商回應
邱昌平	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究僅以鋼造建築耐震詳評為主，將 RC 建物所用之 SERCB 修改增訂，使能做鋼造建築物之耐震能力分析與評估，皆考量非線性塑鉸之作法與不同之樑柱接頭之不同效應。 2. 本研究以三個案例進行 SERCB 程式與 ETABS 程式連結做分析。成果良好，與另一案之初評相互連結證明此詳評流程的確可行且準確。 3. 第五章結構非線性歷時評估與範例，是否未來業者皆須辦理此項？ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝委員認可。 2. 謝謝委員認可。 3. 謝謝委員意見，非線性歷時評估僅用高樓層建物，目的只是進行檢核其層間變位，使分析結果更可靠準確。
王亭復	<ol style="list-style-type: none"> 1. 接頭耐震性能文獻建議將各試驗歸類(1)傳統式梁柱接頭(翼板與柱翼全滲透焊、腹板螺接)(2)梁複合與接續版焊接(3)梁翼加蓋板(4)清除背板 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝委員意見，接頭耐震性能應更加進一步分類與訂定其塑性轉角能力，但現有試驗資料並未完整故只提供傳統與改良兩種，其他型式接頭可

	<p>(5)按照 FEMA350 梁扇形開口及加驗背板(5)統記其試驗，塑性轉角容量θ_p</p> <p>2. 公式(3.1)~(3.4)之F_{ye}為 expected yield stain，亦即鋼材預期降伏強度或實際降伏強度。</p> <p>3. 有關鋼構材接頭規定宜參照 ANSI/AISC356-1 規定。</p> <p>4. 是否亦採用 FEMA450 及動力非彈性分析予檢核分析軟體之正確性。</p> <p>5. 材料、焊接、焊道檢驗方法請加入說明</p>	<p>參考 FEMA351 之規定。</p> <p>2. 建議評估時仍以設計降伏強度計算塑鉸。</p> <p>3. 謝謝委員意見，於期末報告會盡量補充此方面資料。</p> <p>4. 謝謝委員意見，但全結構動力非彈性分析在現有業界常用分析軟體不易收斂，故嘗試其他軟體分析比較。</p> <p>5. 謝謝委員意見，材料、焊接、焊道檢驗方法可參考本所 91 年之相關研究報告，內已有詳細說明。</p>
<p>蔡榮根</p>	<p>鋼結構完工後，接頭部分難以調查其施工品質，而接頭之破壞為本評估方法所不涵蓋，建議未來明列使用限制，以免專業技師承擔過大責任。</p>	<p>謝謝委員意見，材料、焊接、焊道檢驗方法於本所 91 年之相關研究報告內已有說明，但仍會於報告中明列使用限制。</p>
<p>廖書賢</p>	<p>實務上接頭狀況及材料實際強度之考量與影響建議需特別予以說明可能影響評估結果。</p>	<p>謝謝委員意見，會於報告中明列使用限制及假設條件，以免未來專業技師承擔過大責任。</p>
<p>中華民國全國</p>	<p>請補充說明塑鉸程式對 etabs、sap2000 及 MIDAS 等程式是否有版本別之限制。</p>	<p>謝謝委員意見，現有程式開發以 ETABS V9 版為主，本所將持續開發其他軟體與版本</p>

<p>建築師 公會</p>		<p>可用之輔助程式。</p>
<p>台南市 結構技 師公會</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 詳評時，是否需對材料進行調查？調查項目及數量應如何定義？調查結果應如何反應至分析評估的程序中。 2. 提供給業界使用後，建議應有對應窗口可以反應使用者問題及可能的修改需求。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝委員意見，應該對材料及接頭進行調查，但調查項目及數量應根據未來評估費用由相關技師公會提供建議。 2. 謝謝委員意見，所內後續會有對應窗口提供諮詢。
<p>中華民 國土木 技師公 會</p>	<p>無意見</p>	
<p>陳建忠</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 輔助程式是很好的策略與構想，但如何因應 ETABS 等常改版的變動？程式上宜有開啟部分的架構，做法如何？軟體原始碼說明文件及操作辦法請務必交給本所。 2. 蔡理事長建議實際案例操作宜同前研究加以由 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝委員意見，現有程式開發以 ETABS V9 版為主，將持續開發其他軟體與版本可用之輔助程式。軟體程式碼及操作辦法於期末會連報告一同交給本所。 2. 謝謝委員意見，遵照辦理。

	<p>表單項列調查等，一步步 納入文字及電腦操作以 便使用者參考，可參考以 往講習時個案演講之資 訊及做法。</p>	
--	--	--

附錄四專家諮詢會議意見與答覆

內政部建築研究所「鋼結構耐震能力詳細評估方法與示範例之研擬」

專家諮詢會議

開會時間：106年10月27日（星期五）上午14時30分

開會地點：新北市新店區北新路3段200號13樓討論室

主持人：陳組長建忠、廖教授文義

專家出席人員：尹教授世洵、邱教授建國、林教授克強、

徐結構技師茂卿、楊教授元森、蕭博士輔沛

會議記錄：鄧楷儒

專家建議事項（依照姓名筆劃順序）：

尹教授世洵：

1. 基於 stick model 之非線性動力分析，易於執行、工程接受度高，示範例的介紹有益於推廣。
2. 斜撐的塑鉸模擬(階段1與階段2)不同會明顯影響詳評之容量曲線，值得再深入分析探討斜撐模擬的合理性。

邱教授建國：

1. 除 SS、SRC 外，CFT 是否為研究之目的。
2. 實務進行詳評時，接頭之分類是否提供依據，若無詳細圖說時，亦可進行分析。
3. SRC 之塑鉸如何定義。
4. BRB 斜撐具消能能力，如何反應於 pushover analysis。
5. SRC 結構且 RC 剪力牆，此一部分是否可考慮。

林教授克強：

1. 台灣常用箱型柱，再柱構件之非線性分析模型參數中，其寬厚比應考慮箱型斷面的限制(與 H 型鋼斷面不同)。
2. P. 32 實例=梁單位重在 3~12F 僅 0.609t/m²與實際建築物相較，較為偏低。
3. 高模態的動力效應應該如何看待？若使用 stick model 分析是否僅檢核

變形？

4. P. 15 在斜撐非線性分析模型參數中，建議將”塑性轉角”改為”塑性軸向變形”。

徐結構技師茂卿：

1. 低層樓鋼構如倉庫、工廠、層間變位容許部份可否提高。
2. 例題部份可否加入低層樓住宅、工廠，將柱改成 H 或工型方式輸入。
3. 本計劃採改良式接頭，現場因大部分有防火披覆，可否定出現場須知道幾個接頭狀況。

楊教授元森：

1. 結構非線性歷時評估之 stick model 之 F-D 曲線是否假設為飽滿遲滯迴圈(於 II、IV 象限)亦或非飽滿？若為飽滿，在含斜撐結構是否偏非保守？盼於報告中簡述說明，供技師參考。

蕭博士輔沛：

1. 本案以 FEMA-356 建議之非線性塑鉸特性為參考，進行非線性塑鉸設定，FEMA-356 公布迄今已 17 年，建議本研究所之非線性塑鉸可與美國 ASCE41-13 最新耐震詳評規範所建議相比較，可了解與最新國外研究成果的異同。例如 ETABS2016 版本即全採用 ASCE41-16 為內建之非線性塑鉸性質。若於現階段計畫執行時限，或可列入日後下一階段執行方向參考。

陳組長建忠：

1. 如何區分結構的設計。
2. 階段性補強，其原例為何。

意見回覆：

1. 謝謝委員肯定。
2. 謝謝委員意見，斜撐的塑鉸模擬以挫屈前階段與挫屈後階段模擬，主要為考量現有分析軟體之收斂性，但所提之詳評方式仍是趨保守。
3. 謝謝委員意見，本研究僅針對 SS，CFT 及 SRC 為後續研究。
4. 謝謝委員意見，但本研究並不針對 SRC 進行討論僅 SS 結構。
5. 謝謝委員意見，接頭之分類若無詳細圖說時，可依據設計年代區分為傳統或改良式進行分析。

6. 謝謝委員意見，BRB 斜撐消能能力可以提供之側力大小為權重適當增加阻尼比。
7. 謝謝委員意見，RC 剪力牆可以 SERCB 內建等值斜撐或國震等值柱模擬。
8. 謝謝委員意見，箱型柱之非線性鉸分析，為依規範考慮其寬厚比設定計算強度來反應其影響。
9. 謝謝委員意見，本範例為辦公室用途故單位重較低。
10. 謝謝委員意見，如報告中所述，耐震能力以 pushover 分析為主，stick model 分析僅用於檢核變形是否於容許值內。
11. 謝謝委員意見，遵照辦理。
12. 謝謝委員意見，本研究目的暫以一般建築結構為主，倉庫、工廠等宜另外討論標準。
13. 謝謝委員意見，本研究目的暫以一般建築結構為主，倉庫、工廠等宜另外討論標準。
14. 謝謝委員意見，接頭狀況檢視可參考所內 91 年鋼構相關研究報告。
15. 謝謝委員意見，在含斜撐結構確實會有偏保守情況，後續研究會建議依側向強度為權重來適當折減消能能力。
16. 謝謝委員意見，現階段計畫執行時間有限，若有機會下一階段執行計畫，會將 ASCE41-16 之非線性塑鉸性質納入考量與比較。
17. 謝謝委員意見，接頭之設計若無詳細圖說時，可依據設計年代區分為傳統或改良式進行分析。
18. 謝謝委員意見，階段性補強非本研究之內容但其原則建議為達耐震標準之 80%。