



國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master's Thesis

以非線性歷時分析驗證鋼筋混凝土建築之耐震性能

Verification of Seismic Performance of Reinforced
Concrete Buildings Using Nonlinear Time History
Analysis

胡新廷

Hsin-Ting Hu

指導教授：歐昱辰 博士

Advisor: Yu-Chen Ou, Ph.D.

中華民國 114 年 7 月

July 2025

謝辭



兩年的研究所時光轉瞬即逝，這段歲月可以說是我人生中最富感性與轉變的階段。這兩年來，我學習了豐富的知識，結識了許多夥伴，經歷了不少挑戰，也從中領悟了許多道理，逐漸認識了真正的自己。研究所果然是一段銜接學生時代與步入社會的過渡期，而除了專業能力的精進，更重要的是，它啟發了我對人生的更深思考與體悟。

首先，我要由衷感謝我的指導教授——歐昱辰主任。能夠在您的研究團隊中學習與成長，是學生莫大的榮幸。選擇指導教授，猶如一場命中註定的相遇。我在大二時便對您的學術成果深感欽佩，當時便立下心願，希望有朝一日能追隨您的腳步從事研究。如今這個願望得以實現，我感激不已。在這兩年中，我從您身上學到了無數寶貴的知識與態度，也因為您的鼓勵與引導，有機會接觸許多嶄新的領域與挑戰，收穫良多。

我也要特別感謝實驗室的振維學長，謝謝您無私地將寶貴的實驗經驗與知識傳承給我們，讓我們得以站在巨人的肩膀上前行。更感謝您讓我開啟了我對機車與三國殺的興趣，為研究生活增添了許多樂趣與熱情。

接著，我要向研究室的咏宸、人豪及晨瑜致上萬分敬意，每次看著你們沒日沒夜地為了實驗奮戰，讓我十分欽佩，你們的實驗不僅總是毫無失誤地成功，而且每次都締造奇蹟，讓我看到鋼筋混凝土的未來。

最後，感謝 B07 的銘晉，你是我研究生活中的一盞明燈。謝謝你讓我有機會認識營管組的許多人、事、物，因為有你，讓我在研究所期間不孤單。

最後，也要感謝所有一路陪伴我的同學與朋友，正是因為有你們的陪伴與支持，這段旅程才如此豐富而充實。你們讓我的人生多了一份溫暖與精彩。



中文摘要



非線性歷時分析是一種更高階且精確的結構分析方法，它不僅可以充分反映結構物的動態行為，亦能精確地洞察結構桿件的非線性行為，是最貼近真實的結構分析方法。傳統的等效側力法係將結構於地震中之動態反應，以施加於結構側向之靜態力取代，並以折減地震力之方式考慮構件之非線性行為。然而，若構件進入非線性行為，此時結構物的耐震性能，其實是取決於構件的非線性變形能力，而非構件的強度，因為構件進入非線性行為後，強度增長有限，整體結構主要係透過構件的非線性消能行為抵抗地震能量，因此結構在真實地震中的非線性位移，才是攸關結構耐震能力之關鍵，此即基於位移的性能設計法之核心概念。

本研究以一棟位於臺北一區的 16 層樓鋼筋混凝土建築物為研究對象，該建築業已依照建築物耐震設計規範及建築物混凝土結構設計規範設計完成。本研究輸入多筆最大考量地震之歷時及構件非線性行為參數於結構分析程式 ETABS 中，並依照國內外相關規範，檢核本建築是否滿足規範對於整體結構及局部構件之接受準則。

此外，本研究亦將非結構牆納入分析模型中，探討非結構牆於最大考量地震中，其破壞情況是否如同實務界常假設的全部破壞，亦或是僅有部分結構牆產生破壞，以及這些非結構牆是否會對結構物有不良的影響如短梁效應。分析結果顯示，在最大考量地震下，並非所有的非結構牆均完全失去強度而破壞，而且非結構牆破壞的順序及位置，亦未具統一的規則及形式。

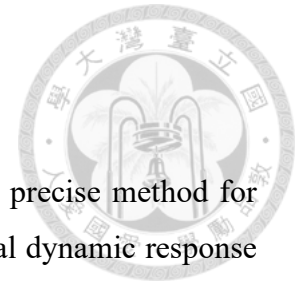
非線性歷時分析之前後處理資料量極大，本次研究共開發了 17 個非線性歷時分析的工具程式，不僅可以大幅節省處理時間，亦可對分析結果有更深入的洞察。

在執行多次非線性歷時分析後，本研究發現結構物的反應，在真實地震下，具有高度變異性，即使是同一個結構物的同一個桿件，在不同的地震歷時下，常常會有截然不同的反應及破壞模式。透過非線性歷時分析，結構設計者可以更全面地掌握建築物於地震下的真實反應與性能，並加以改善或優化，以增進建築物之安全性與可靠度。

關鍵詞：非線性歷時分析、性能設計、耐震設計、鋼筋混凝土、非結構牆



Abstract



Nonlinear time history analysis (NLTHA) is an advanced and precise method for evaluating seismic performance, capable of capturing both the global dynamic response of structures and the localized inelastic behavior of structural components. In contrast to the widely adopted Equivalent Lateral Force (ELF) method—which substitutes dynamic effects with simplified static loads and considers inelasticity through strength-reduction factors—NLTHA directly reflects how structures dissipate seismic energy through nonlinear deformations. Once components yield, strength increases are limited, and seismic performance becomes largely governed by deformation capacity, making displacement demand a key indicator in performance-based seismic design.

This study investigates a 16-story reinforced concrete building located in Taipei, originally designed according to Taiwan's Seismic Design Specifications and Concrete Structural Design Code. A series of Maximum Considered Earthquake (MCE) ground motion records were applied in ETABS, incorporating nonlinear behavioral models of structural components. Structural responses were then evaluated against the acceptance criteria outlined in several relevant codes, covering both global structural performance and individual member demands.

Additionally, non-structural walls were modeled to assess their failure patterns under MCE conditions. The study questions the common assumption of total failure and explores whether partial damage occurs and if such walls induce negative effects like the Short Beam Phenomenon. Results indicate that non-structural wall failure is neither uniform nor fully predictable, and complete loss of strength is not always observed.

Given the data-intensive nature of NLTHA, the study also developed 17 customized tools to automate preprocessing and postprocessing tasks, enabling significant time savings and deeper insight into structural behavior. Multiple analysis runs revealed a high degree of variability in structural responses—even for the same component under different ground motions—underscoring NLTHA's essential role in realistic seismic performance assessment and in guiding the optimization of structural safety and reliability.

Keywords: Nonlinear time history analysis, Performance-based design, Seismic design, Reinforced concrete, Non-structural wall



目次



謝辭	I
中文摘要	III
Abstract	V
目次	VII
圖次	XI
表次	XV
第一章 緒論	1
1.1 研究緣起與背景	1
1.2 研究目的	2
1.3 研究方法及流程	3
第二章 文獻回顧	5
2.1 ACI 318-19 Appendix A(ACI, 2019)	5
2.2 Guidelines for Performance Based Seismic Design of Tall Buildings (PEER, 2017).6	
2.3 鋼筋混凝土建築使用非線性反應歷時分析之性能設計能設計（蔡緯芳、歐昱 辰等人，2024）	7
第三章 建築物基本資訊	9
3.1 結構系統說明	9
3.2 樓層、樓高及用途	9
3.3 結構分析模型各樓層結構平面配置	10
3.4 混凝土抗壓強度說明	17
3.5 鋼筋降伏強度說明	17
第四章 地震歷時	19
4.1 目標反應譜	19
4.1.1 基地位置與水平譜加速度係數	19
4.2 地震歷時之挑選	20
4.2.1 地震歷時之挑選原則	20
4.2.2 地震挑選結果	21
4.3 地震歷時調整	22
4.4 輸入之地震歷時	24
第五章 非線性行為	31
5.1 構件行為分為(ACI, 2019)	31
5.1.1 位移控制行為	31
5.1.2 力量控制行為	32

5.2 非線性行為之模擬	32
5.3 鋼筋混凝土柱之非線性行為	32
5.3.1 柱之非線性背骨曲線	32
5.3.2 柱之非線性行為 (邱聰智等人, 2020)	33
5.4 鋼筋混凝土梁非線性行為之模擬	34
5.4.1 梁之非線性背骨曲線	34
5.4.2 鋼筋混凝土梁之撓曲非線性行為(ASCE, 2017) (邱聰智等人, 2020)	35
5.4.3 鋼筋混凝土梁之剪力非線性行為 (邱聰智等人, 2020)	36
5.5 鋼筋混凝土牆非線性行為之模擬	37
5.5.1 模擬方法	37
5.5.2 鋼筋混凝土牆之剪力非線性行為	37
5.5.3 鋼筋混凝土牆之撓曲非線性行為	38
5.6 遲滯行為	39
5.7 允許發生非線性行為的位置	39
第六章 資料處理程式開發成果.....	41
6.1 非線性歷時分析工具集程式(NLTH Tool launcher.py)	42
6.1.1 功能說明	42
6.1.2 程式架構	43
6.2 ETABS 文字檔快速編輯器(e2k_editor.py)	45
6.2.1 功能說明	45
6.2.2 程式架構	47
6.3 塑鉸狀態讀取程式(hinge_state_reader.py).....	49
6.3.1 功能說明	49
6.3.2 程式架構	50
6.4 地震歷時批次輸入程式(earthquake_e2k_converter.py)	53
6.4.1 功能說明	53
6.4.2 程式架構	54
6.5 背骨曲線線形調整工具(backbone_curve_editor.py)	57
6.5.1 功能說明	57
6.5.2 程式架構	58
第七章 非線性歷時分析結果.....	61
7.1 地震作用下之彎矩	61
7.2 地震作用下之剪力	66
7.3 整體結構行為—塑鉸發展情況	73
7.4 整體結構行為—層間位移角檢核	81
7.4.1 檢核標準與方法	81
7.4.2 層間位移角分析結果	82

7.5 局部構件非線性行為檢核	85
7.5.1 檢核標準與方法	85
7.5.2 各構件平均塑性變形量統計結果	86
7.6 最大變形量之構件在每筆地震下的塑性變形量	106
7.6.1 本建築物最大變形量之構件在每筆地震下的塑性變形量	106
7.7 最大變形量之構件在造成最大反應之地震下的遲滯迴圈	131
7.7.1 最大變形量之梁在造成最大反應之地震下的遲滯迴圈	131
7.7.2 最大變形量之柱在造成最大反應之地震下的遲滯迴圈	132
7.7.3 最大變形量之牆在造成最大反應之地震下的遲滯迴圈	133
第八章 結論與建議	135
8.1 結論	135
8.2 建議	137
參考文獻	139



圖次



圖 1.1 本研究非線性歷時分析之方法與流程圖	4
圖 3.1 建築物 3D 模型	9
圖 3.2 ETABS 程式版本資訊	10
圖 3.3 B2F~B3F 結構平面配置	11
圖 3.4 B1F 結構平面配置	12
圖 3.5 1F 結構平面配置	13
圖 3.6 2F~16F 結構平面配置	14
圖 3.7 R1F 結構平面配置	15
圖 3.8 R2F~R3F 結構平面配置	16
圖 3.9 PRF 結構平面配置	16
圖 4.1 本研究之耐震設計目標反應譜	20
圖 4.2 本研究輸入地震之 5% 阻尼反應譜	23
圖 4.3 9/21/1999 01:47 TAP013 測站三軸加速度歷時	24
圖 4.4 9/21/1999 01:47 TAP010 測站三軸加速度歷時	25
圖 4.5 9/21/1999 01:47 TAP014 測站三軸加速度歷時	25
圖 4.6 9/21/1999 01:47 TAP094 測站三軸加速度歷時	26
圖 4.7 9/21/1999 01:47 TAP003 測站三軸加速度歷時	26
圖 4.8 3/31/2002 14:52 TAP049 測站三軸加速度歷時	27
圖 4.9 3/31/2002 14:52 TAP055 測站三軸加速度歷時	27
圖 4.10 3/31/2002 14:52 TAP041 測站三軸加速度歷時	28
圖 4.11 3/31/2002 14:52 TAP016 測站三軸加速度歷時	28
圖 4.12 3/31/2002 14:52 TAP011 測站三軸加速度歷時	29
圖 4.13 3/31/2002 14:52 TAP025 測站三軸加速度歷時	29
圖 5.1 構件之行為分類 (蔡綽芳、歐昱辰等人, 2024)	31
圖 5.2 TEASPA 柱之背骨曲線定義 (邱聰智等人, 2020)	33
圖 5.3 ASCE 41 塑鉸參數定義 (ASCE, 2017)	35
圖 5.4 Takeda 遲滯模型 (CSI, 2017)	39
圖 6.1 非線性歷時分析工具集程式使用者界面	42
圖 6.2 NLTH Tool launcher.py 程式架構圖	45
圖 6.3 e2k_editor.py 程式初始化界面	46
圖 6.4 e2k_editor.py 程式實際操作畫面	46
圖 6.5 e2k_editor.py 程式架構圖	48
圖 6.6 hinge_state_reader.py 程式初始化界面	49
圖 6.7 hinge_state_reader.py 程式執行結果	50

圖 6.8 hinge_state_reader.py 程式架構圖	52
圖 6.9 earthquake_e2k_converter.py 程式初始化界面	53
圖 6.10 earthquake_e2k_converter.py 程式執行成果	54
圖 6.11 earthquake_e2k_converter.py 程式架構圖	56
圖 6.12 backbone_curve_editor.py 程式初始化界面	57
圖 6.13 backbone_curve_editor.py 程式架構圖	59
圖 7.1 剖面 C 於地震歷時作用下之彎矩(時間為強震開始時起算)	63
圖 7.2 剖面 4 於地震歷時作用下之彎矩(時間為強震開始時起算)	66
圖 7.3 剖面 C 於地震歷時作用下之剪力(時間為強震開始時起算)	69
圖 7.4 剖面 4 於地震歷時作用下之剪力(時間為強震開始時起算)	72
圖 7.5 塑鉸發展情況剖面示意圖	74
圖 7.6 剖面 D 於地震歷時作用下之塑鉸發展情況	77
圖 7.7 剖面 3 於地震歷時作用下之塑鉸發展情況	80
圖 7.8 本建築物於所有地震歷時作用下之層間位移角	82
圖 7.9 本建築物於所有地震歷時作用下之平均層間位移角	83
圖 7.10 本建築物於所有地震歷時作用下之殘餘層間位移角	84
圖 7.11 本建築物於所有地震歷時作用下之平均殘餘層間位移角	85
圖 7.12 本建築物 2F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	87
圖 7.13 本建築物 3F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	88
圖 7.14 本建築物 4F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	89
圖 7.15 本建築物 5F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	90
圖 7.16 本建築物 6F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	91
圖 7.17 本建築物 7F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	92
圖 7.18 本建築物 8F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	93
圖 7.19 本建築物 9F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	94
圖 7.20 本建築物 10F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	95
圖 7.21 本建築物 11F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	96
圖 7.22 本建築物 12F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	97
圖 7.23 本建築物 13F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	98
圖 7.24 本建築物 14F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	99
圖 7.25 本建築物 15F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	100
圖 7.26 本建築物 16F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	101
圖 7.27 本建築物 R1F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	102
圖 7.28 本建築物 R2F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	103
圖 7.29 本建築物 R3F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	104
圖 7.30 本建築物 PRF 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量	105
圖 7.31 本建築物 B218 梁位置示意圖	106

圖 7.32 本建築物各樓層 B218 梁於每筆地震歷時作用下之塑性變形量.....	111
圖 7.33 本建築物 C49 柱位置示意圖.....	112
圖 7.34 本建築物各樓層 C49 柱於每筆地震歷時作用下之塑性變形量.....	121
圖 7.35 本建築物 SW1 剪力牆位置示意圖	122
圖 7.36 本建築物各樓層 SW1 剪力牆於每筆地震歷時作用下之撓曲塑性變形量	126
圖 7.37 本建築物 SW1 剪力牆位置示意圖	127
圖 7.38 本建築物各樓層 SW1 剪力牆於每筆地震歷時作用下之剪力塑性變形量	131
圖 7.39 3FB218 i 端撓曲塑鉸遲滯迴圈	132
圖 7.40 3FB218 j 端撓曲塑鉸遲滯迴圈	132
圖 7.41 2F C49 i 端 M3 撓曲塑鉸.....	132
圖 7.42 2F-C49 j 端 M3 撓曲塑鉸.....	132
圖 7.43 2F-C49 i 端 M2 撓曲塑鉸.....	133
圖 7.44 2F-C49 j 端 M2 撓曲塑鉸.....	133
圖 7.45 2F-SW1 i 端撓曲塑鉸遲滯迴圈.....	133
圖 7.46 2F-SW1 j 端撓曲塑鉸遲滯迴圈.....	133



表 次



表 3.1 建築物樓層、樓高及用途說明	10
表 3.2 建築物混凝土抗壓強度樓層分佈表	17
表 3.3 建築物鋼筋降伏強度分佈表	17
表 4.1 臺北盆地各微分區之工址設計水平譜加速度係數及轉角週期	19
表 4.2 臺北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}	19
表 4.3 臺北盆地之工址最大考量水平加速度反應譜係數 S_{aM}	19
表 4.4 各地震歷時基本資訊、定比係數與均方誤差	21
表 4.5 各地震歷時 V_{s30} 、 $Z_{1.0}$ 、PGA 及強震延時	22
表 5.1 RC 梁撓曲非線性鉸之參數	35
表 5.2 RC 梁剪力非線性鉸之參數（邱聰智等人，2020）	37
表 5.3 RC 梁剪力非線性鉸之參數計算表（邱聰智等人，2020）	37
表 5.4 RC 牆殘餘強度計算方法(ASCE, 2013)	38
表 6.1 本研究開發之工具程式列表	41



第一章 緒論



1.1 研究緣起與背景

近年來，建築結構之耐震設計方法，已逐漸從傳統的等效側力法(Equivalent Lateral Force, ELF)或靜態側推(Static Pushover Analysis)分析，轉向基於非線性歷時分析的性能設計法(Performance Based Design, PBD)。非線性歷時分析不僅能充分考量結構於真實地震下之動態行為，亦能精準掌握結構之非線性行為，是一種最真實且全面的分析方法。而建築物耐震性能設計之概念，早在 1973 年加州結構工程師學會(Structural Engineers Association of California, SEAOC)於「Recommended Lateral Force Requirements」(SEAOC, 1973)一文中，即已初具雛型。該文獻定義了建築物在不同規模之地震下容許的破壞情況，這種針對不同地震規模給予不同具體目標的概念，便是現今性能設計的核心概念。1995 年 OES 出版的 Vision 2000 (OES, 1995)，更是明確地指出建築物的結構設計應該朝向性能設計的方向發展。隨後，性能設計之方法及技術便如雨後春筍般出現，美國土木工程師協會(American Society of Civil Engineers, ASCE)出版之 ASCE 7-10 規範(ASCE, 2010)亦納入性能設計之概念，其改採用建築物之倒塌機率定義最大考量地震，讓建築物的耐震性能得以定量之方式描述。隨著結構分析軟體的進步及電腦算力的提升，工程界已逐漸採用基於非線性歷時分析之性能設計作為耐震設計的方法。有鑑於此，ASCE 亦於 ASCE 7-16(ASCE, 2016)新增全新的第 16 章「Nolinear Response History Analysis」，該章把有關非線性歷時分析相關之規定，統一羅列於同一章節，顯示非線性歷時分析之重要性已日益提升。除了 ASCE 外，美國太平洋地震工程研究中心(Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER)及美國洛杉磯高樓建築結構設計委員會(Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, LATBSDC)亦出版「高樓耐震性能設計準則」(PEER, 2017)及「洛杉磯地區高樓建築之耐震分析與設計替代程序」(LATBSDC, 2017)技術文件，前揭文件不僅具有實務可行性的指引，更具體化了性能設計的流程，讓工程界得以依循該指引從事實務設計，是性能設計重要的參考資料。

為了將性能設計之概念納入鋼筋混凝土建築之結構設計，美國混凝土學會 (American Concrete Institute, ACI) 於 ACI 318-19 (ACI, 2019) 新增全新 Appendix A 「Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis」，讓設計者可以透過非線性歷時分析驗證鋼筋混凝土建築物之耐震性能，開啟了鋼筋混凝土結構使用非線性歷時分析進行性能設計的開端。

甫於 2024 年 1 月 1 日實施之建築物混凝土結構設計規範（內政部國土管理署，2024a）同步美國 ACI 之最新發展，新增全新附篇 A 「使用非線性反應歷時分析進行設計驗證」，允許工程師使用非線性歷時分析從事性能設計。然而，附篇 A 僅涵蓋鋼筋混凝土構件之檢核標準，其他如地震歷時及整體結構之檢核標準等規定，仍需參考 TBI (PEER, 2017)、LATBSDC (LATBSDC, 2023) 及 ASCE 7-16 (ASCE, 2016) 等規定。另外，針對構件之非線性行為參數，尚需參考美國 ASCE/SEI 41 (ASCE, 2017)、ACI 374.3R (ACI, 2016)、ACI 369.1 (ACI, 2018)、NIST GCR 17-917-46 (NIST, 2017) 與 ATC 72 (ATC, 2010) 等規範或文獻，國內並無相關規範可依循。然而，以上美國之規範目的與要求並未皆與我國之建築物耐震設計規範（內政部國土管理署，2024b）吻合，其與國內規範之適用性仍有待整合。

1.2 研究目的

為示範如何基於建築物混凝土結構設計規範附篇 A（內政部國土管理署，2024a）及建築物耐震設計規範從事性能設計，使採用非線性歷時分析所設計出之建築物能與現行之耐震設計規範所設計出之建築物具有一致或更優的性能表現，本研究將以一棟位於臺北一區之 16 層鋼筋混凝土高樓作為研究對象，輸入最大考量地震之地震歷時，並依照附篇 A、建築物耐震設計規範（內政部國土管理署，2024b）及美國相關文獻進行建築物之耐震設計驗證，以作為附篇 A 之操作示範。

此外，由於非線性歷時分析可觀察建築物於真實地震下之動態及非線性行為，本研究將非結構牆納入分析模型中，並檢討非結構牆之破壞情形是否與傳統的空構架假設有違，以及非結構牆是否會造成短梁破壞。

再者，本研究將以實務工作中常用之商用軟體 ETABS 進行非線性歷時分析，並搭配 Python 語言撰寫前處理與後處理之程式，以展示採用非線性歷時分析之性

能設計，已屬實務可行的設計方法，希冀實務界能據以更廣泛地採用非線性歷時分析作為耐震設計之方法。



1.3 研究方法及流程

本研究首先進行文獻回顧，回顧國內外對於非線性歷時分析及性能設計之相關規範、指引及研究，並比較國內外規範對於性能設計之條文差異性與訂定背景。

接著本研究以一 16 層樓之鋼筋混凝土建築物作為研究對象，並依照建築物耐震設計規範第二章之規定進行初步設計，再以此設計結果計算非線性模型參數，輸入至結構分析軟體中。接著本研究挑選數筆三軸地震紀錄作為輸入地震，並依照耐震設計規範之設計反應譜放大地震歷時，以確保每筆輸入地震與規範之設計基準相當。當模型建置完成後，本研究以商用軟體 ETABS 進行直接積分法，求解本建築物之動力方程式，並獲得層間位移角、構件塑性變形量、遲滯迴圈等分析結果，並檢討分析結果是否符合附篇 A 及其他相關規範之要求。

最後本研究基於前述之非線性分析之結果，說明建築物在真實地震作用下可能之動態行為，以及本分析所發現到之現象，並據此說明驗證結果與研究結論。本研究之結構分析方法及流程，如圖 1.1 所示。

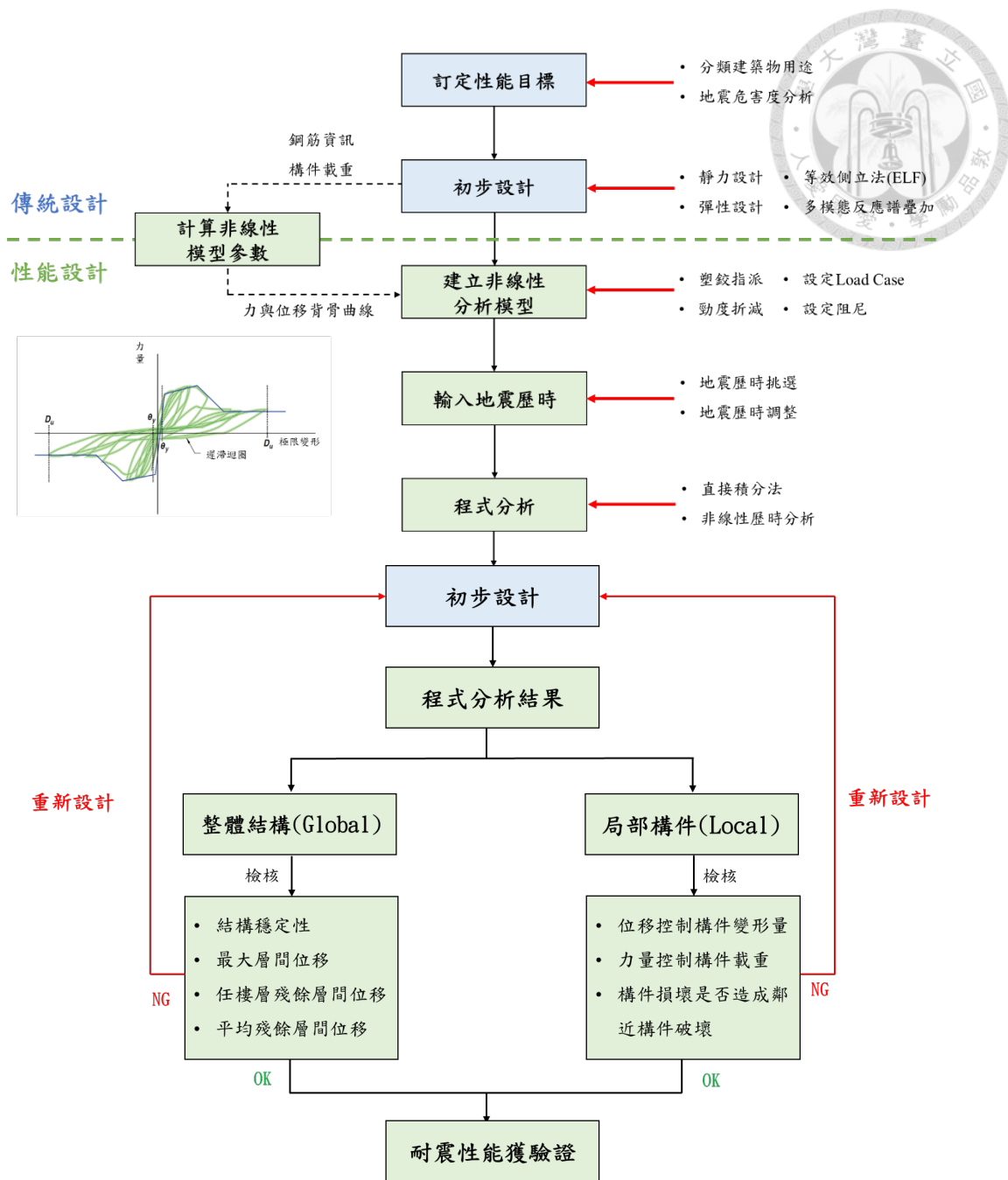


圖 1.1 本研究非線性歷時分析之方法與流程圖

第二章 文獻回顧



本章回顧國內外對於非線性歷時分析及性能設計之相關研究、規範及指引。

2.1 ACI 318-19 Appendix A(ACI, 2019)

ACI 318-19(ACI, 2019)附篇 A 是一個補充性的章節，旨在補足傳統彈性設計方法之不足，附篇 A 允許透過非線性反應歷時分析來作為耐震設計的依據，讓鋼筋混凝土的設計能更有彈性，同時擁有與傳統設計方法一樣的性能。附篇 A 對於構件的行為(Action)給予分類。所謂行為係指構件於地震作用下所產生之軸力、剪力或彎矩的效應。因此同一個構件可能會有多种不同的行為。附篇 A 指出所有的行為都可以分類為位移控制行為(Deformation controlled actions)及力量控制行為(Force controlled actions)。位移控制行為係指該行為可以發生非線性反應，羅列如下：

- (a) 梁、結構牆、連接梁及板柱接頭之彎矩
- (b) 符合耐震結構物要求之對角向鋼筋連接梁之剪力。
- (c) 與軸向力聯合作用之柱彎矩，且柱符合耐震結構物相關規定之要求。

力量控制行為，係指該行為不可以出現非線性反應，必須保持彈性。附篇 A 更進一步依照破壞風險區分為非臨界力量控制行為、一般力量控制行為及臨界力量控制行為。非臨界力量控制行為係指該構件之破壞，不會造成結構崩塌、結構失去其耐震性及墜落風險；一般力量控制行為係指該構件之破壞可能會導致結構局部崩塌，但僅限於一層或一跨之範圍內；臨界力量控制行為係指該構件之破壞可能會造成結構整體倒塌，所有一般力量控制或非臨界力量控制行為以外的行為，都屬於臨界力量控制行為。一般力量控制行為羅列如下：

- (a) 地下室周圍外牆之剪力和彎矩。
- (b) 非轉移橫隔板之平面內剪力。
- (c) 除了集力構件之外之橫隔板之平面內正向力。
- (d) 淺基礎構材之彎矩，包括基腳和筏式基礎。

(e) 深基礎構材之彎矩。

附篇 A 規定，若構件於非線性歷時分析中所得之平均最大變形量超過 0.5 倍之構件極限變形量，應依照附篇 A.12 進行加強，羅列如下：

- (a) 對於特殊抗彎矩構架之梁，具橫向支撐之撓曲鋼筋，其間距不得超過20公分。
- (b) 任何接頭處，柱強度總和應至少是該接頭處梁強度總合之1.4倍。
- (c) 對於特殊抗彎矩構架之橫簾柱，應按照耐震結構物之規定，每根縱向鋼筋皆受到閉合箍筋轉角或繫筋彎轉段之橫向支撐，無論軸向載重或混凝土強度均適用。
- (d) 特殊抗彎矩構架之梁變形若是超過0.5倍之極限變形量，與梁縱向鋼筋平行方向之柱尺度應增加20%。

2.2 Guidelines for Performance Based Seismic Design of Tall Buildings (PEER, 2017)

隨著建築高度與結構複雜度日益提升，傳統以等效側力法為基礎的規範如 ASCE 7(ASCE, 2016)或 IBC(IBC, 2009)，在評估建築物於最大考量地震下之非彈性行為與性能表現方面，逐漸顯現其侷限性。為因應建築高度日益增加的趨勢，以及獲得結構物更精準的耐震性能，太平洋地震工程研究中心於 2017 年發布「Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings」(以下簡稱 TBI)，作為一套專門針對高層建築之性能設計的技術指引 (PEER, 2017)。本指引可望使建築物能更加可靠地達成 ASCE 7 所訂定的耐震性能目標，甚至在某些特定方面能優於傳統規範的目標。

TBI 說明如何透過機率式危害度分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis)及定值式危害度分析(Deterministic Seismic Hazard Analysis)訂定小震(Service-Level Earthquake, SLE)及最大考量地震(Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake, MCE_R)的危害度，以作為地震歷時的挑選及調整依據。

對於模擬及分析方法，TBI 說明如何正確地模擬結構系統、構件及質量在非線性歷時分析中的影響，包括梁柱接頭、韌性耦合牆的模擬建議。有關用以描述

非線性行為的背骨曲線(backbone curve)，TBI 說明了 ASCE 41(ASCE, 2017)所定義的背骨曲線、第一迴圈包絡線(first-cycle envelope)及單向加載背骨曲線(monotonic backbone curve)之異同，並指出 ASCE 41 的背骨曲線其殘餘強度的下降段斜率過陡，可能會導致數值分析過程中發生不穩定的狀態。

在檢核標準的部分，性能設計需檢核整體結構及局部構件在輸入地震下的性能，TBI 對於整體結構的層間位移有以下規定：

- (a) 任何樓層最大層間位移角不可超過0.045
- (b) 任何樓層所有地震歷時或分析之平均層間位移角不可超過0.03
- (c) 任何樓層殘餘層間位移角不可超過0.015
- (d) 任何樓層所有地震歷時或分析之平均殘餘層間位移角不可超過0.01

對於局部構件，TBI 要求所有位移控制行為的桿件於最大考量地震作用下，最大變形量不可超過構件的極限變形容量，或是忽略該構件的強度，結構尚屬穩定且其他構件的強度不因此而受影響，其耐震性能才足以獲得驗證。

2.3 鋼筋混凝土建築使用非線性反應歷時分析之性能設計能設計（蔡綽芳、歐昱辰等人，2024）

本研究依照建築物混凝土結構設計規範附篇 A（內政部國土管理署，2024a）及建築物耐震設計規範（內政部國土管理署，2024b）之條文示範如何於我國規範體系下進行性能設計，並提出許多實用建議。本研究指出建築物耐震設計規範第 3.6.1 節後段「調整地震紀錄使得位於 $0.2T_1$ 至 $1.5T_1$ 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」之規定，會讓真實地震被過度放大，因為真實地震具有高度變異性，其反應譜起伏劇烈，若要求在評比週期內之每一個點皆大於反應譜之 90%，會因為地震之反應譜最低點過低導致需要較大的放大係數。本研究建議應該參考 ASCE 7 之作法，僅要求地震歷時之反應譜平均值不可低於目標反應譜的 90%即可，如此可以讓地震不被過度放大。

於加載地震歷時階段，本研究建議，除了要同時加載三軸方向的地震歷時外，應多考慮同筆地震紀錄水平兩軸向對調之加載情形，因為真實地震往往兩個方向

的反應譜相差甚大，若對調水平主軸之方向，可使建築物兩向的載重需求趨於一致。

由於性能設計需要檢核結構於最大考量地震下之層間位移角，然而我國的建築物耐震設計規範並未針對最大考量地震給予層間位移角之規定值，因此國內目前並無相關配套規範可依循。本研究建議，若要依照附篇 A 之非線性歷時分析進行設計驗證，建議可以參考 TBI 有關層間位移角之規定，即任何樓層最大層間位移角不可超過 0.045、任何樓層所有地震歷時或分析之平均層間位移角不可超過 0.03、任何樓層殘餘層間位移角不可超過 0.015 和任何樓層所有地震歷時或分析之平均殘餘層間位移角不可超過 0.01。

第三章 建築物基本資訊



3.1 結構系統說明

本研究以一位於臺北一區地上 16 層地下 3 層之鋼筋混凝土造建築物作為研究對象，如圖 3.1 所示。每棟的長向(X 向)為特殊抗彎矩構架(SMRF)，短向(Y 向)則為具有特殊抗彎矩構架及兩道剪力牆之二元系統。

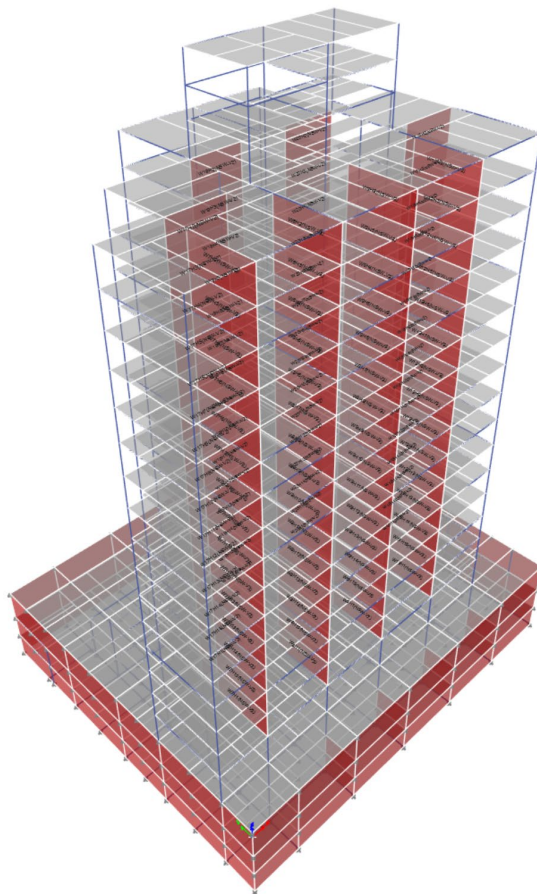


圖 3.1 建築物 3D 模型

3.2 樓層、樓高及用途

本建築物 1 樓挑高 4.2 公尺，作為門廳、店鋪及管委會使用空間；2F~16F 為標準層，樓高 3.45 公尺，作住宅空間使用；地下室 B1F 樓高約 4.1 公尺，作防空避難室兼停車空間使用；B2F~B3F 樓高 3.2 公尺，作停車空間使用；屋突層 R1F

樓高 3.25 公尺，作屋頂平台、機房及水箱使用、R2F~R3F 樓高 2.8 公尺，作機房、水箱使用，詳細樓高及用途如表 3.1 所示。

表 3.1 建築物樓層、樓高及用途說明

位置	樓高	用途
PRF	-	屋頂平台
R2F~R3F	2.8m	機房、水箱
R1F	3.25m	屋頂平台、機房、水箱
2F~16F	3.45m	住宅空間
1F	4.2m	管委會使用空間
B1F	4.1m	停車空間
B2F~B3F	3.2m	停車空間

3.3 結構分析模型各樓層結構平面配置

本研究使用美國 Computers and Structures, Inc 所開發之 ETABS Ultimate 64-bit (CSI, 2017)進行結構分析模型建置。ETABS 最早期源自美國加州大學柏克萊分校，後逐漸演進為結構分析商用軟體。目前 ETABS 是全世界主流的結構分析商用軟體，本研究使用之 ETABS 版本為 Version 21.2.0 Build 3353，程式資訊如下圖 3.2 所示。



圖 3.2 ETABS 程式版本資訊

本結構各樓層之使用目的及規畫如表 3.1 所示，在此說明本研究結構分析模型各樓層之平面配置。

(a) B2F~B3F停車空間

B2F~B3F 為地下停車空間，樓高 3.2m，本樓層 X 向共 6 跨，Y 向共 6 跨，梯廳處設有兩道剪力牆。A Line 與 B Line 間有設置 4 道鑲牆，以增加地下室勁度。

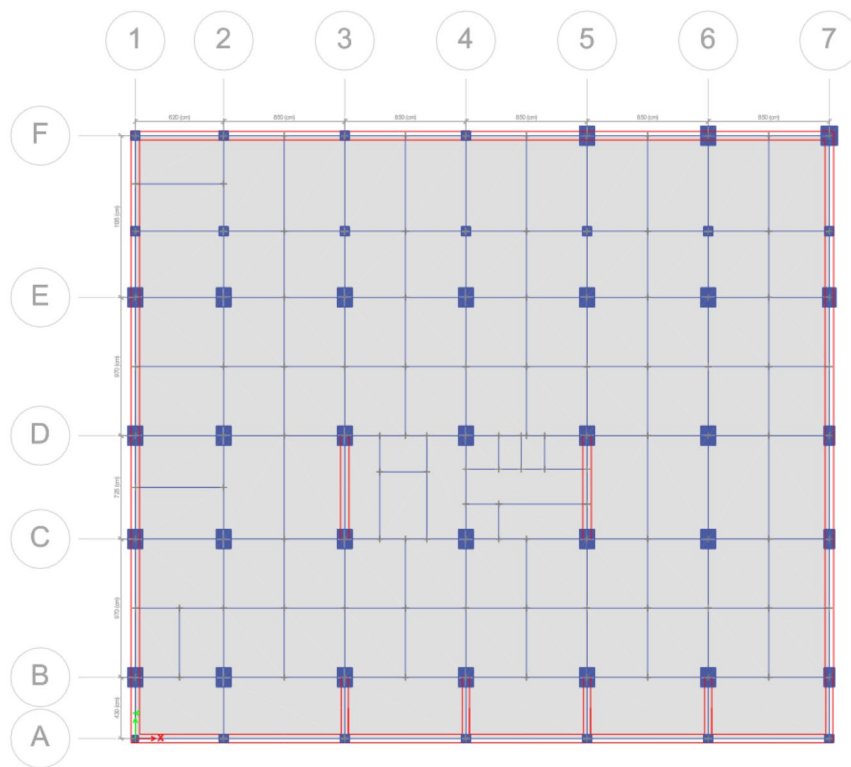


圖 3.3 B2F~B3F 結構平面配置

(b) B1F停車空間

B1F 為地下停車空間，樓高 4.1m，本樓層 X 向共 6 跨，Y 向共 6 跨，梯廳處設有兩道剪力牆。A Line 與 B Line 間有設置 4 道鑲牆，以增加地下室勁度。

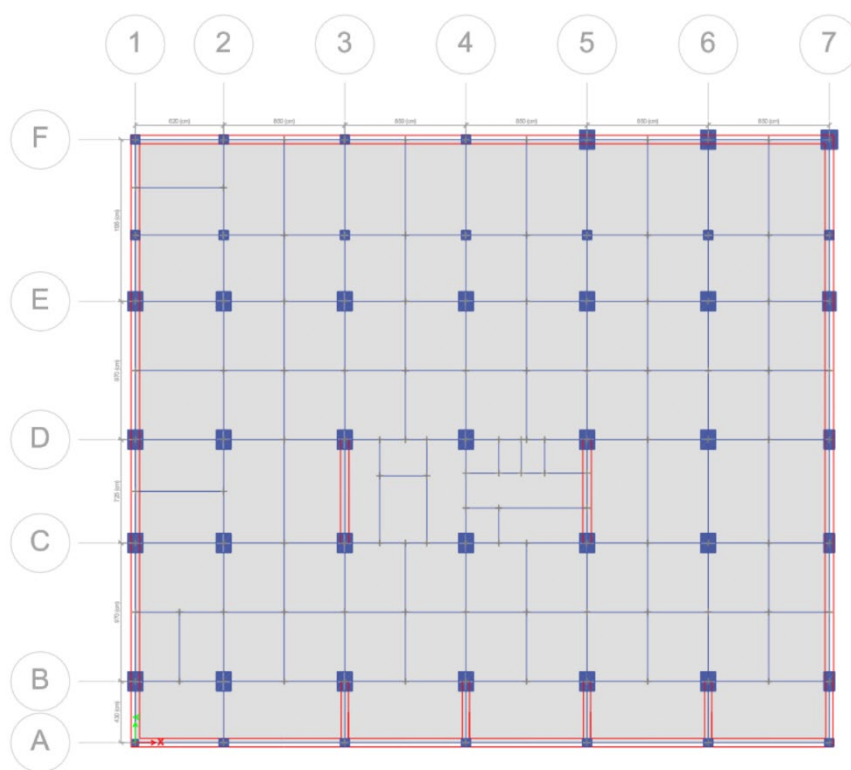


圖 3.4 B1F 結構平面配置

(c) 1F管委會使用空間

1F 為管委會使用空間，樓高 4.2m，本樓層 X 向共 6 跨，Y 向共 5 跨，梯廳處設有兩道剪力牆。

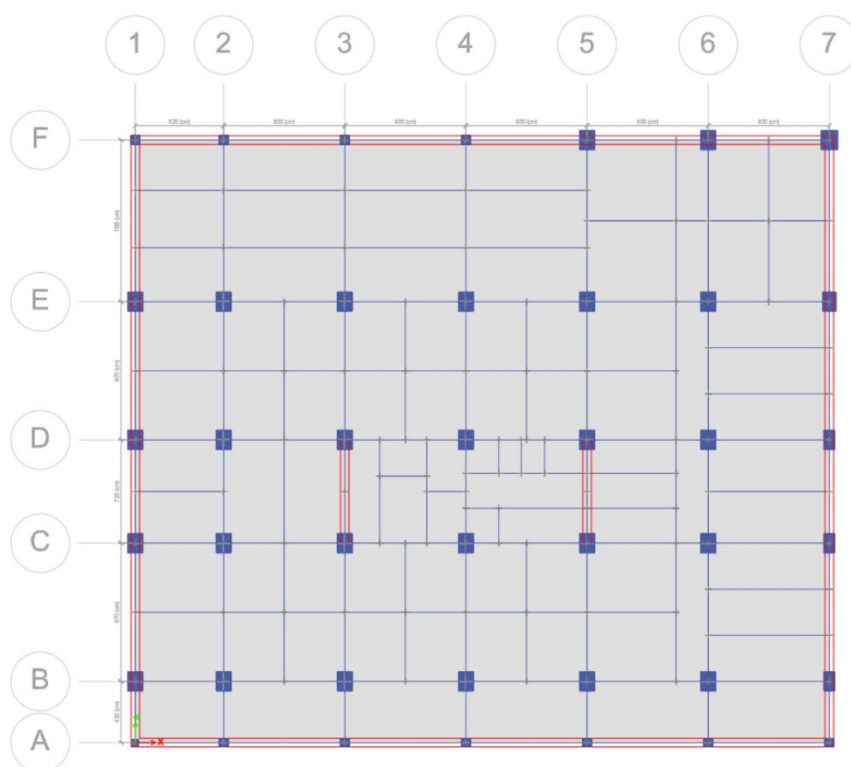


圖 3.5 1F 結構平面配置

(d) 2F~16F住宅空間

2F~16F 為標準層，作為住宅空間，樓高 3.45m，本樓層 X 向共 5 跨，Y 向共 3 跨，梯廳處設有兩道剪力牆。本結構標準層具有平面不規則之規劃，有如一三角形的形狀，建築物在 X 向的跨數從 5 跨逐漸退縮至 2 跨。

此外，在標準層中，X 向具有 4 道非結構牆，Y 向具有 4 道非結構牆，這些非結構牆終止於 2F，並未直通至 1F。本研究會建立非結構牆於結構分析模型中，以評估非結構牆對於結構之影響以及非結構牆於地震作用下之損壞情況。

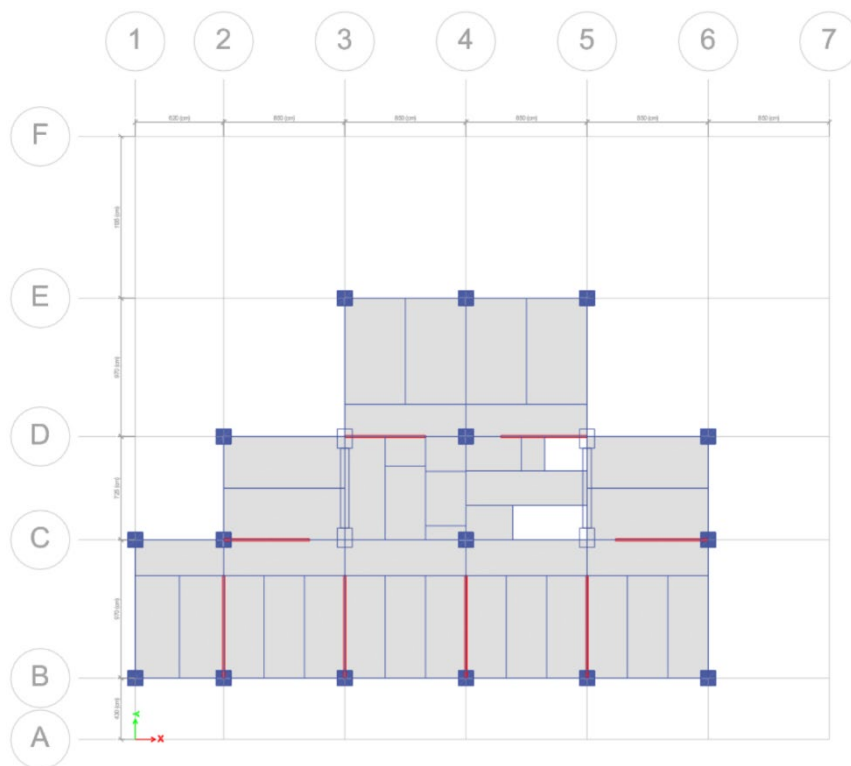


圖 3.6 2F~16F 結構平面配置

(e) R1F屋頂平台、機房、水箱

R1F 為屋頂平台、機房、水箱，樓高 3.25m，本樓層 X 向共 6 跨，Y 向共 3 跨，本層樓已無剪力牆。

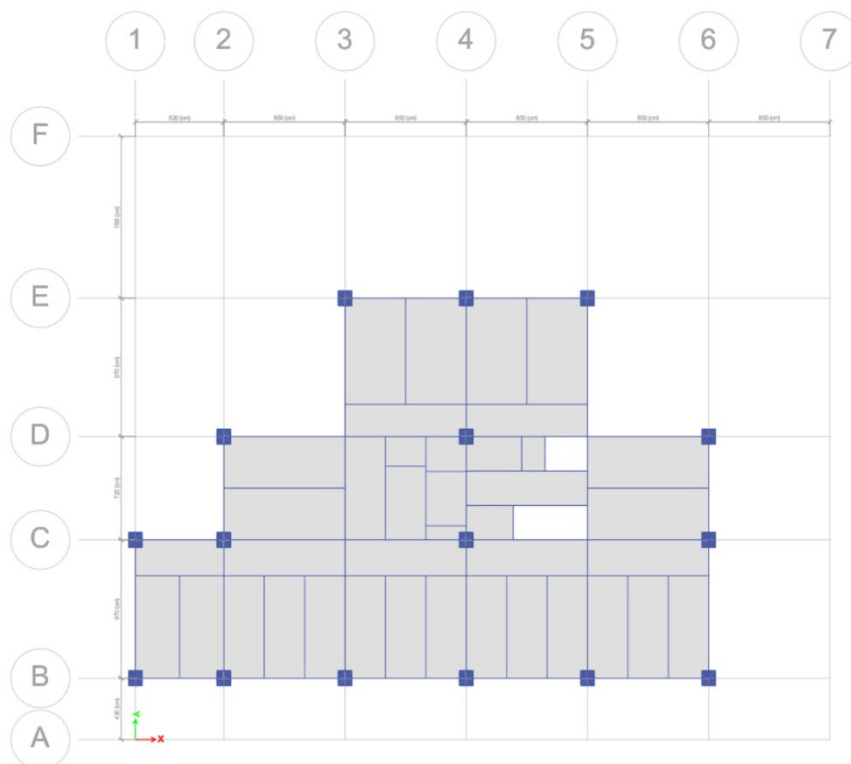


圖 3.7 R1F 結構平面配置

(f) R2F~R3F 機房、水箱

R2F~R3F 為機房、水箱，樓高 2.8m，本樓層 X 向共 2 跨，Y 向共 1 跨。

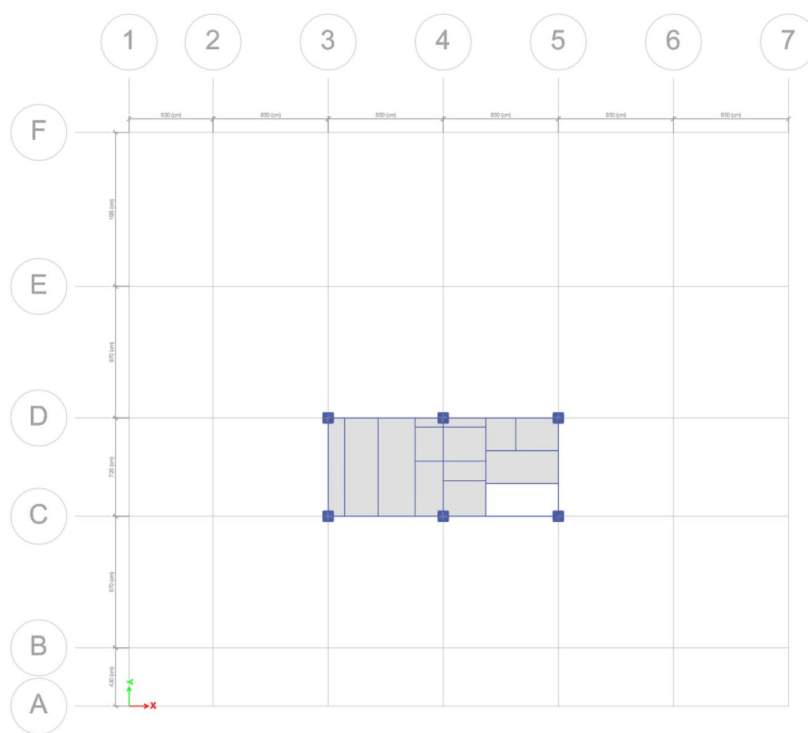


圖 3.8 R2F~R3F 結構平面配置

(g) PRF屋頂平台

R2F~R3F 為機房、水箱，樓高 2.8m，本樓層 X 向共 2 跨，Y 向共 1 跨。

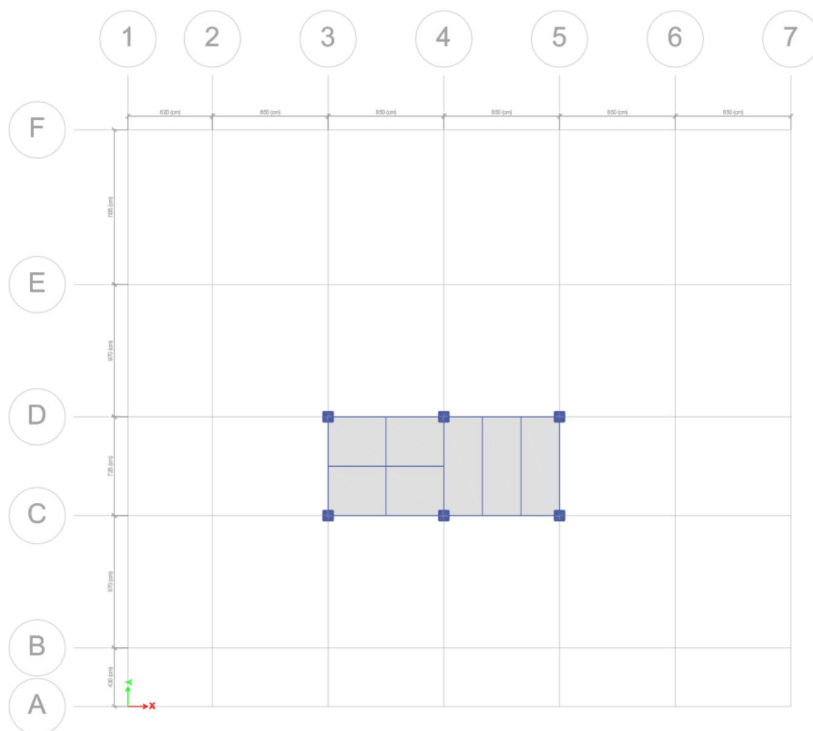


圖 3.9 PRF 結構平面配置



3.4 混凝土抗壓強度說明

本建築物所採用之混凝土，其 28 天圓柱試體抗壓強度 f'_c 在 B3F~5F 以下(含 5F 板)為 $f'_c=420 \text{ kgf/cm}^2$ ；在 5F~9F 以下(含 9F 板)為 $f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$ ；在 9F 以上(不含 9F 板)為 $f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$ ；連續壁為 $f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$ ；筏式基礎為 $f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$ ，如下表 3.2 所示。

表 3.2 建築物混凝土抗壓強度樓層分佈表

位置	混凝土 28 天圓柱試體抗壓強度 f'_c
B3F~5F 以下(含 5F 板)	$f'_c=420 \text{ kgf/cm}^2$
5F~9F(含 9F 板)	$f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$
9F 以上(不含 9F 板)	$f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$
連續壁	$f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$
筏式基礎	$f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$

3.5 鋼筋降伏強度說明

本建築物鋼筋除了柱、大梁、小梁、地梁之主筋及梁柱箍筋和側筋，且號數在 D32(含)以上者，採用 SD550W 高強度鋼筋，其降伏強度為 $f_y = 550 \sim 675 \text{ MPa}$ ，其餘鋼筋均採用 SD420W 鋼筋，其降伏強度為 $f_y = 420 \sim 540 \text{ MPa}$ 。如下表 3.3 所示。

表 3.3 建築物鋼筋降伏強度分佈表

位置		鋼筋降伏強度
柱、大梁、小梁、地梁之主筋	D25 及以下	SD420W
	D32 及以上	SD550W
梁柱箍筋及側筋	D25 及以下	SD420W
	D32 及以上	SD550W
其他		SD420W



第四章 地震歷時



4.1 目標反應譜

4.1.1 基地位置與水平譜加速度係數

本案基地位屬耐震設計規範（內政部國土管理署，2024b）2.7.1 節規定之臺北一區。臺北各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 以及反應譜短週期與中週期分界之轉角週期 T_0^D 及 T_0^M 如下表 4.1 所示。對臺北一區而言，工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 為 0.6，工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 為 0.8，轉角週期 T_0^D 及 T_0^M 為 1.60。

表 4.1 臺北盆地各微分區之工址設計水平譜加速度係數及轉角週期

微分區	S_{DS}	S_{MS}	T_0^D 及 T_0^M
臺北一區	0.6	0.8	1.60
臺北二區	0.6	0.8	1.30
臺北三區	0.6	0.8	1.05

臺北盆地之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，隨建築物基本振動週期 T 、工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與轉角週期 T_0^D 而改變，如表 4.2 所示；工址最大考量水平譜加速度係數 S_{aM} ，隨建築物基本振動週期 T 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與轉換週期 T_0^M 而改變，如表 4.3 所示。

表 4.2 臺北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T / T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{DS}T_0^D / T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 4.3 臺北盆地之工址最大考量水平加速度反應譜係數 S_{aM}

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M < T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \leq 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4 + 3T / T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{MS}T_0^M / T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

本研究評估最大考量地震下建築物之耐震性能，故以最大考量地震作為挑選地震之目標反應譜。本研究之目標設計反應譜如下圖 4.1 所示：

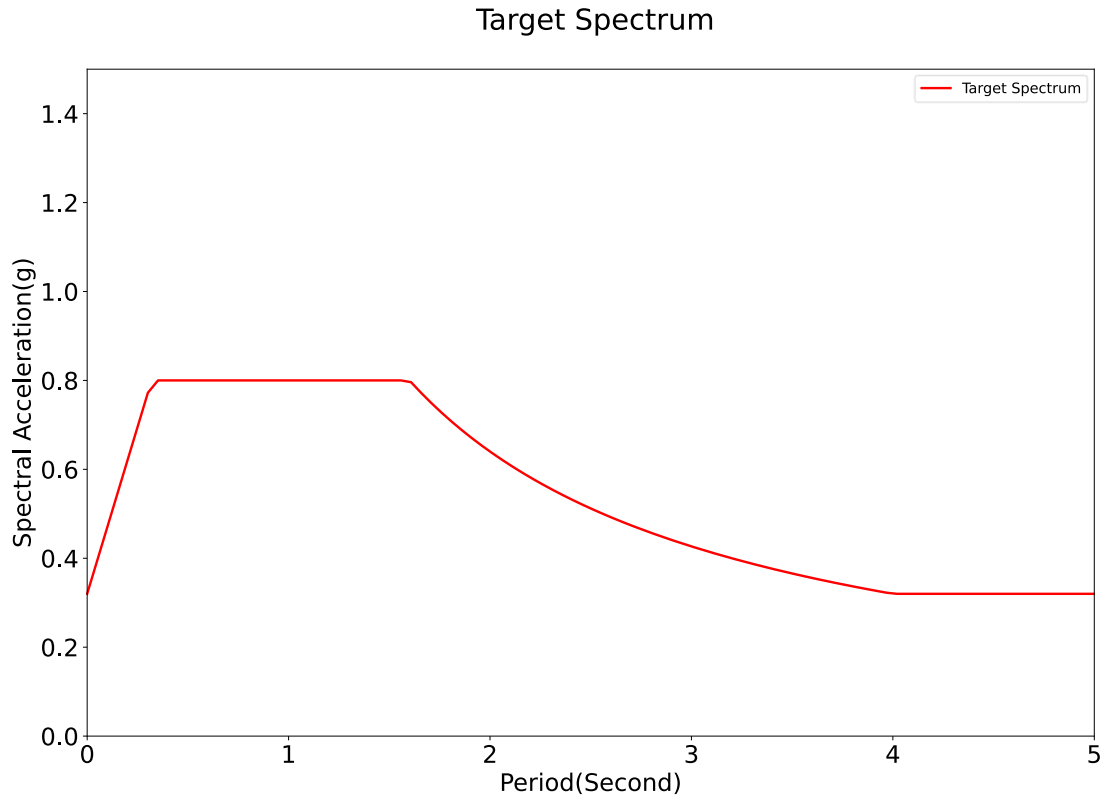


圖 4.1 本研究之耐震設計目標反應譜

4.2 地震歷時之挑選

4.2.1 地震歷時之挑選原則

評定地震歷時與目標反應譜的擬合程度可由計算每筆地震歷時之均方誤差 (Mean-square error, MSE) (劉勛仁等人, 2020) 獲得。

均方誤差可由式(4.1)計算：

$$MSE_0 = \frac{\sum_{i=1}^n [\ln(S_{a,target}(t_i)) - \ln(S_{a,record}(t_i))]^2}{N} \quad (4.1)$$

其中， t_i 為評比週期範圍內之第 i 時間點； N 為比對時間點總數； $S_{a,target}$ 為標的 S_a 值； $S_{a,record}$ 為紀錄 S_a 值。均方誤差(MSE_0)為挑選地震紀錄挑選結果的重要指標，若地震歷時之 MSE_0 小於 0.045，表示該地震歷時與目標反應譜具有較佳的譜型擬合度。

此外，尚可透過計算定比係數(Scale factor, SF)評估一筆地震之規模與目標反應譜的相近程度，定比係數可由式(4.2)計算：

$$SF_0 = \exp\left(\frac{\sum_{i=1}^n [\ln(S_{a,target}(t_i)) - \ln(S_{a,record}(t_i))]}{N}\right) \quad (4.2)$$

其中， t_i 為評比週期範圍內之第 i 時間點； N 為比對時間點總數； $S_{a,target}$ 為目標的 S_a 值； $S_{a,record}$ 為紀錄 S_a 值。

4.2.2 地震挑選結果

本研究以國家地震工程研究中心所開發之臺灣工址輸入地震查選平台(Input Motion Selection for Taiwan, INMOST)挑選符合目標反應譜之地震。經過篩選，本研究總共挑出 11 筆地震歷時，其中 5 筆為 1999 年 921 地震不同測站之加速度歷時，其定比係數介於 4.05 至 6.11，均方誤差介於 0.0373 至 0.0757。另外 6 筆為 2002 年 331 地震不同測站之歷時，其定比係數介於 5.14 至 9.05，均方誤差介於 0.0368 至 0.0801。詳細之地震歷時基本資訊、測站名稱、定比係數與均方誤差如下表 4.4 所示。

表 4.4 各地震歷時基本資訊、定比係數與均方誤差

發震時間 (UTC+0)	震矩規模 M_w	測站代碼	SF	MSE	測站經度 (°)	測站緯度 (°)	震央距離 (km)
9/20/1999 17:47	7.69	TAP013	5.45	0.0373	121.534	25.056	152.4
9/20/1999 17:47	7.69	TAP010	4.49	0.0427	121.478	25.065	150.6
9/20/1999 17:47	7.69	TAP014	4.79	0.0459	121.552	25.056	153.3
9/20/1999 17:47	7.69	TAP094	6.11	0.0474	121.483	25.141	158.4
9/20/1999 17:47	7.69	TAP003	4.05	0.0757	121.457	25.086	151.8
3/31/2002 6:52	6.97	TAP049	8.2	0.0368	121.445	25.147	135
3/31/2002 6:52	6.97	TAP055	9.05	0.0618	121.449	25.165	136.5
3/31/2002 6:52	6.97	TAP041	7.86	0.0647	121.424	25.182	139.4
3/31/2002 6:52	6.97	TAP016	8.29	0.0667	121.431	25.062	128.1
3/31/2002 6:52	6.97	TAP011	6.66	0.0763	121.497	25.056	123.8
3/31/2002 6:52	6.97	TAP025	5.14	0.0801	121.498	25.023	120.7

由於臺北一區之目標反應譜具有較長之轉角週期，因此遠域地震之地震紀錄較能與目標反應譜之譜型吻合，故所挑選之測站多位於臺北盆地，以反映遠域地

震及盆地效應之影響。該 11 筆地震之 V_{s30} 、 $Z_{1.0}$ 、峰值加速度 PGA 及強震延時如表 4.5 所示。

表 4.5 各地震歷時 V_{s30} 、 $Z_{1.0}$ 、PGA 及強震延時

發震時間 (UTC+8)	測站 代碼	V_{s30} (m/s)	$Z_{1.0}$ (m)	峰值 加速度 PGA (gal)	峰值 速度 PGV (cm/s)	地震延時 $T_{d5}-T_{d95}$ (秒)	強震延時 $T_{d5}-T_{d75}$ (秒)
9/21/1999 01:47	TAP013	207.9	242	80.6	18.4	36.7	20.2
9/21/1999 01:47	TAP010	217.5	510	99.4	25.8	31.2	11.3
9/21/1999 01:47	TAP014	192.1	311	85.9	21.9	40.3	16.7
9/21/1999 01:47	TAP094	409.9	596	72.6	16.8	32.8	11.2
9/21/1999 01:47	TAP003	209.4	626	116	30.8	31.4	13.9
3/31/2002 14:52	TAP049	528.2	89	51.8	16.3	29.8	16.6
3/31/2002 14:52	TAP055	731.5	16	52.9	16.5	30.4	16.4
3/31/2002 14:52	TAP041	360.5	174	58.5	19.1	23.3	13.1
3/31/2002 14:52	TAP016	326.6	643	58.8	17.9	41.6	18.6
3/31/2002 14:52	TAP011	211.1	382	74.2	15.5	26.7	12.7
3/31/2002 14:52	TAP025	250.2	314	91.8	20.7	29.5	14.1

4.3 地震歷時調整

本研究依照建築物耐震設計規範第 3.6.1 節後段對於地震歷時進行調整，其規定為：「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 $0.2T_1$ 至 $1.5T_1$ 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，其中為建築物在所考慮方向之基本振動週期。」

為滿足地震紀錄於評比週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之規定，本研究先依照式(4.2)計算定比係數，將地震之加速度歷時調整至與目標反應譜一致。此外針對「評比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%」之規定，需再依式(4.3)（劉勛仁等人，2020）進行二次調整，讓評比週期內的最低譜加速度值也能大於目標反應譜之 90%，其中 SF_m 為最後採用於兩向水平地震歷時之定比係數，其餘符號定義同式(4.2)。

$$SF_m = \begin{cases} SF_0 \times (0.9 / RTR_{\min}) & , RTR_{\min} < 0.9 \\ SF_0 & , RTR_{\min} \geq 0.9 \end{cases} \quad (4.3)$$

$$\text{其中 } RTR_{min} = \min(Sa_{record}(t_i) \times SF_0 / Sa_{target}(t_i))$$

總上，本研究分別計算所挑選 11 筆地震之 5% 阻尼反應譜，並依照式(4.2)及式(4.3)之方法，計算定比係數將輸入地震之加速度歷時作調整，使得 11 筆輸入地震滿足耐震設計規範第 3.6.1 之要求。調整後各地震之反應譜及目標反應譜之圖形如圖 4.2 下所示，其中橘色粗線為本次 11 筆地震之反應譜平均值。

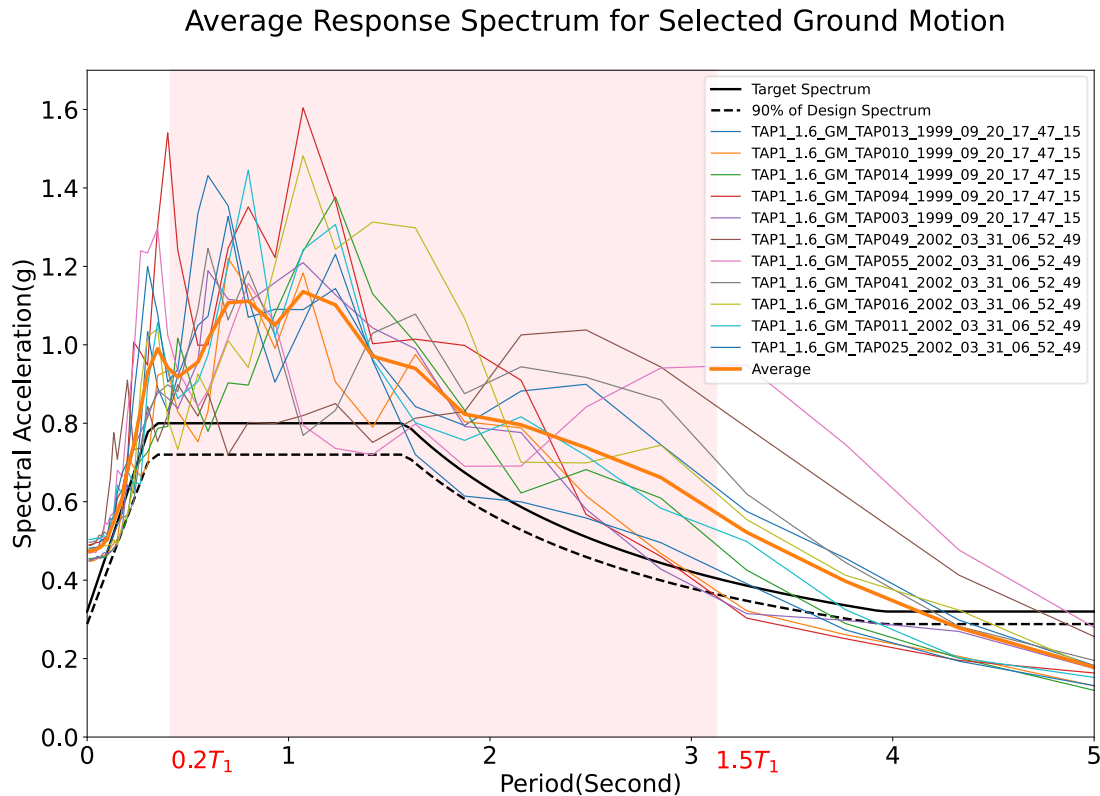


圖 4.2 本研究輸入地震之 5% 阻尼反應譜

由圖 4.2 可發現若要依照建築物耐震設計規範第 3.6.1 節後段對於地震歷時進行調整，會使得地震的反應譜被放大甚多，因為真實地震之反應譜具有高度變異性，為了讓單一筆地震反應譜的每個點皆不能低於目標反應譜之 90% 得每筆地震必須再乘上 SF_m ，如此一來容易讓單一筆地震整體之反應譜加速度被放大過多。若每筆地震皆因為須再乘上 SF_m ，勢必會讓全部地震之平均反應譜值高出規範之設計反應譜甚多。

事實上，建築物耐震設計規範第 3.6.1 節「調整地震紀錄使得位於 $0.2T_1$ 至 $1.5T_1$ 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%」之規定，應該係適用於採用反應譜調整法之地震歷時，並不適用於採用定比係數法之地震

歷時。反應譜調整法可以調整地震歷時之頻率內涵，故其調整後的反應譜譜型可以與目標反應譜接近，但定比係數法因為係直接將地震歷時放大，故調整後的譜型本來就無法貼近目標反應譜。美國 ASCE 7-22(ASCE, 2022)規範便區分地震歷時的調整方法而給予不同的調整規定。ASCE 7-22 對於採用定比係數法調整的地震歷時，僅規定「所有」地震之「平均值」，不可低於目標反應譜的 90%，如此將使地震不被過度放大。

4.4 輸入之地震歷時

本研究供輸入 11 筆地震，每筆地震皆依照建築物耐震設計規範第 3.6.1 節之規定進行放大，各地震之三軸加速度歷時如下圖 4.3 至圖 4.13。

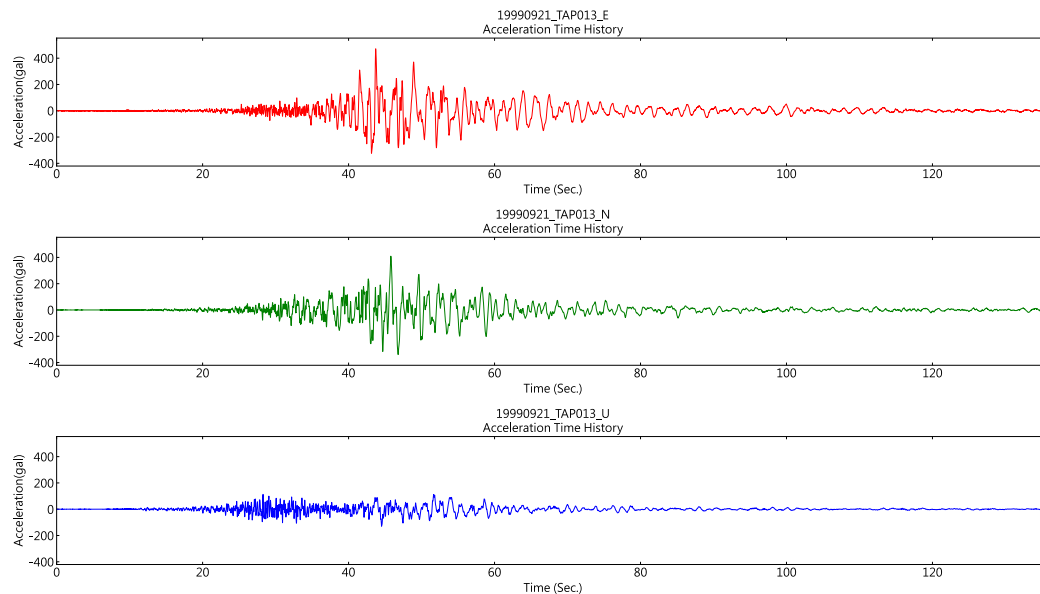


圖 4.3 9/21/1999 01:47 TAP013 測站三軸加速度歷時

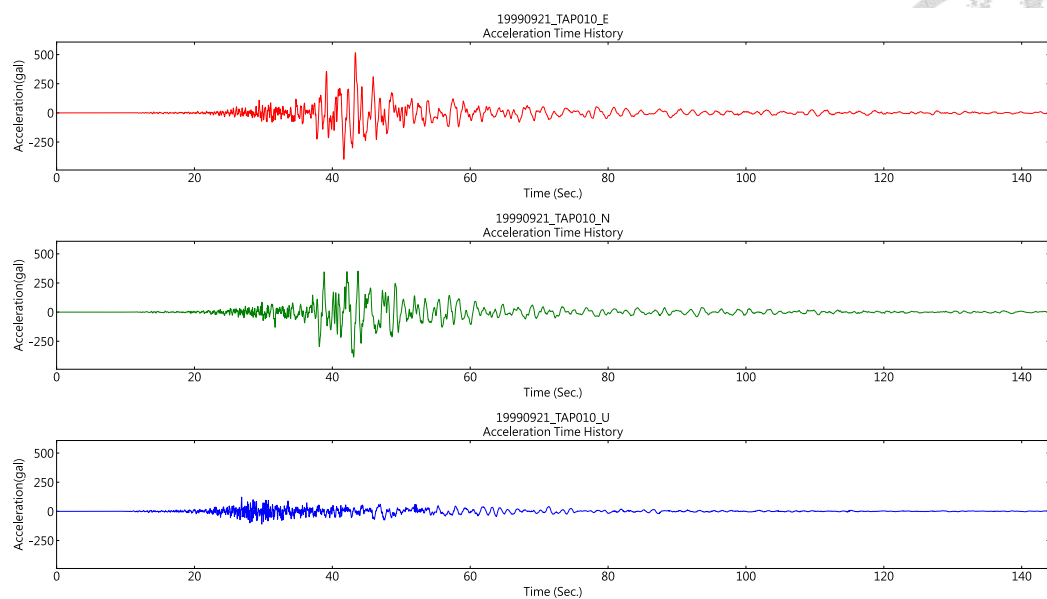


圖 4.4 9/21/1999 01:47 TAP010 測站三軸加速度歷時

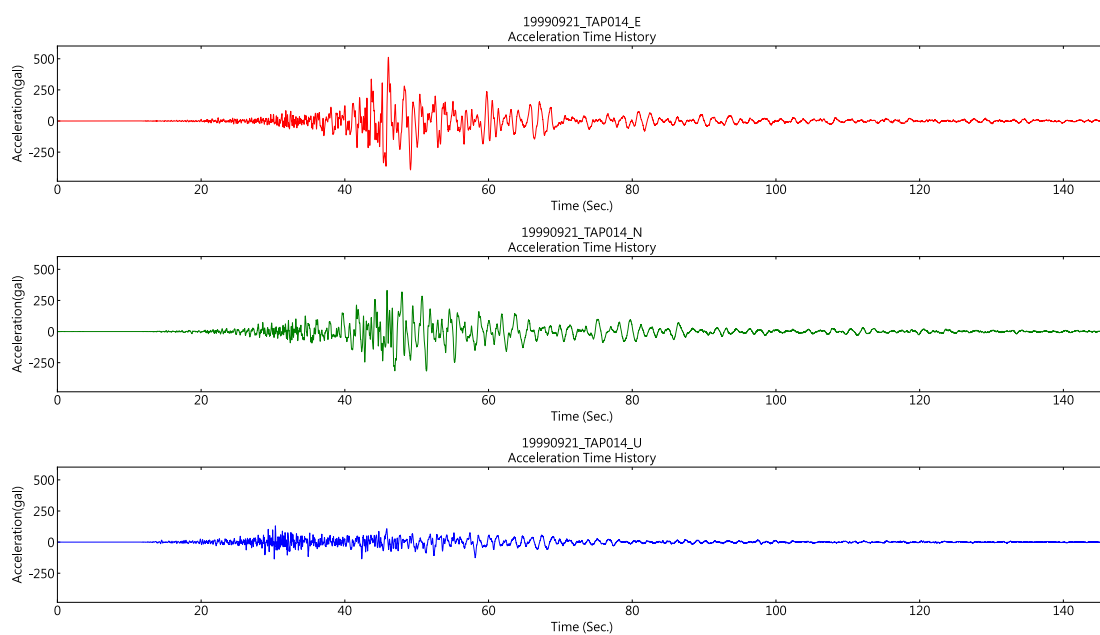


圖 4.5 9/21/1999 01:47 TAP014 測站三軸加速度歷時

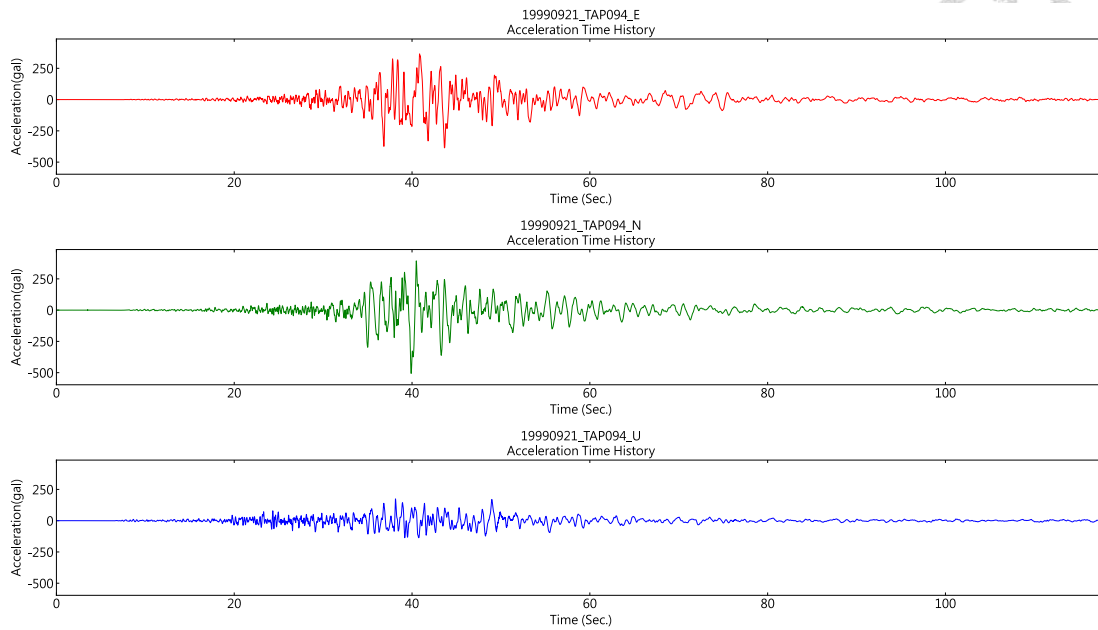


圖 4.6 9/21/1999 01:47 TAP094 測站三軸加速度歷時

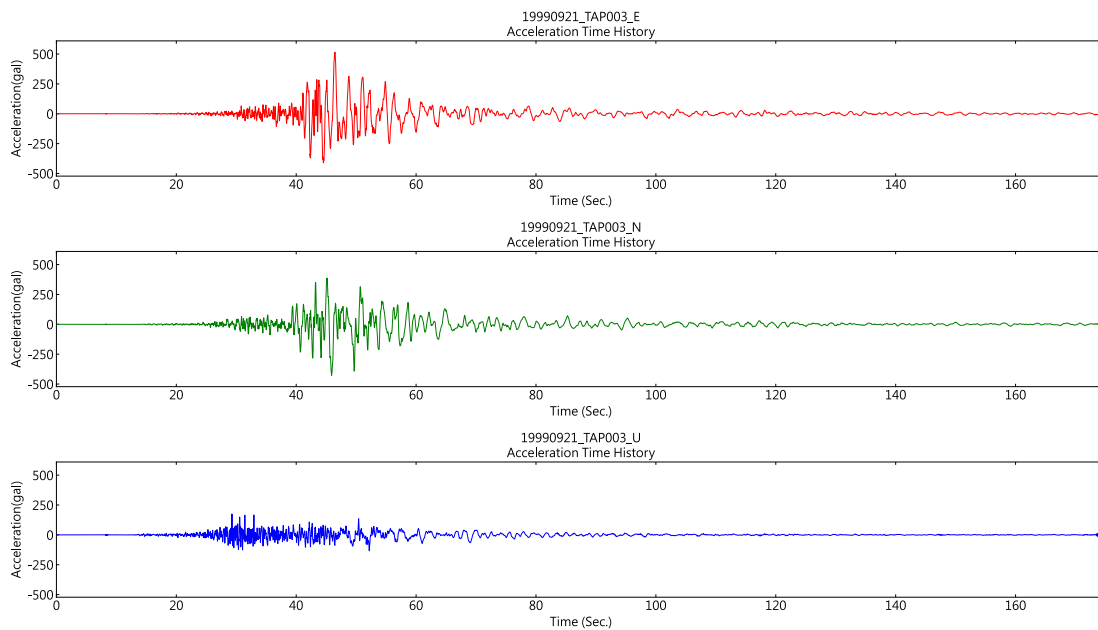


圖 4.7 9/21/1999 01:47 TAP003 測站三軸加速度歷時

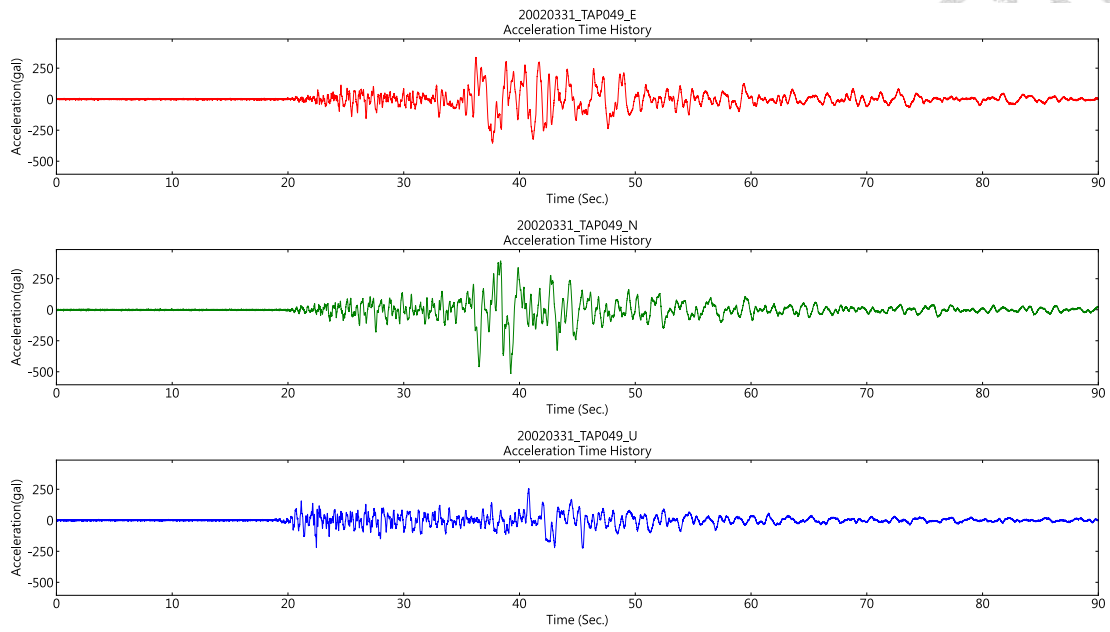


圖 4.8 3/31/2002 14:52 TAP049 測站三軸加速度歷時

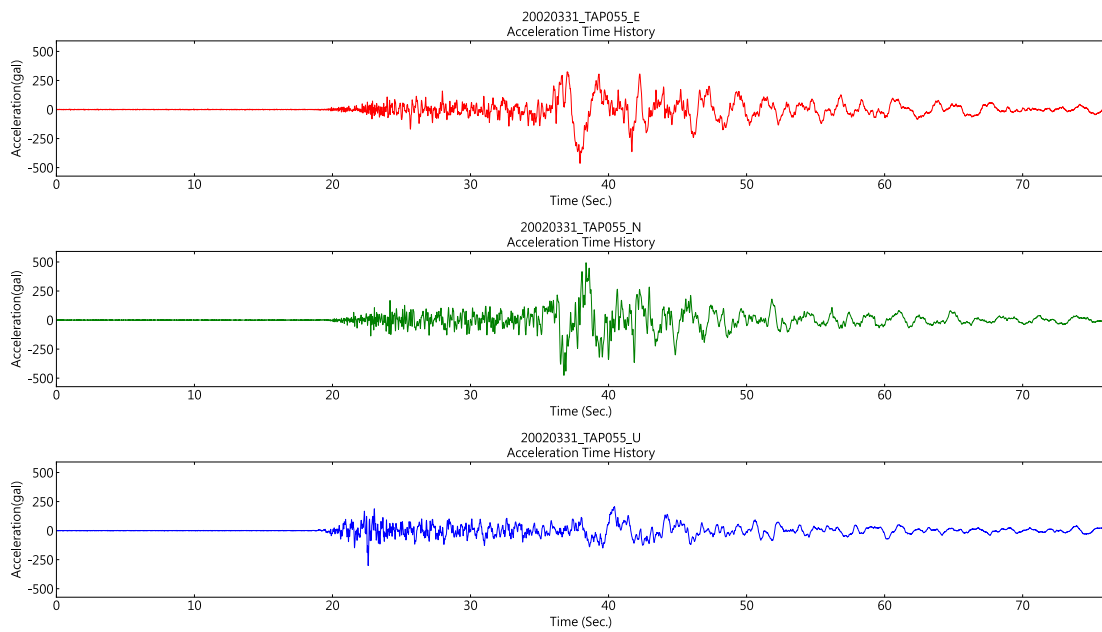


圖 4.9 3/31/2002 14:52 TAP055 測站三軸加速度歷時

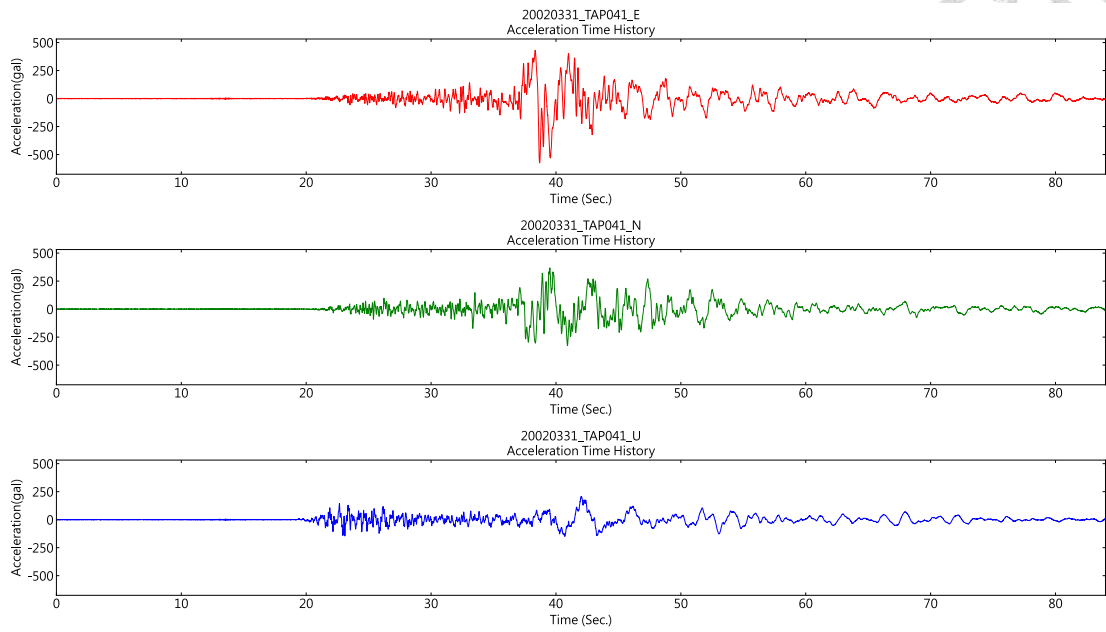


圖 4.10 3/31/2002 14:52 TAP041 測站三軸加速度歷時

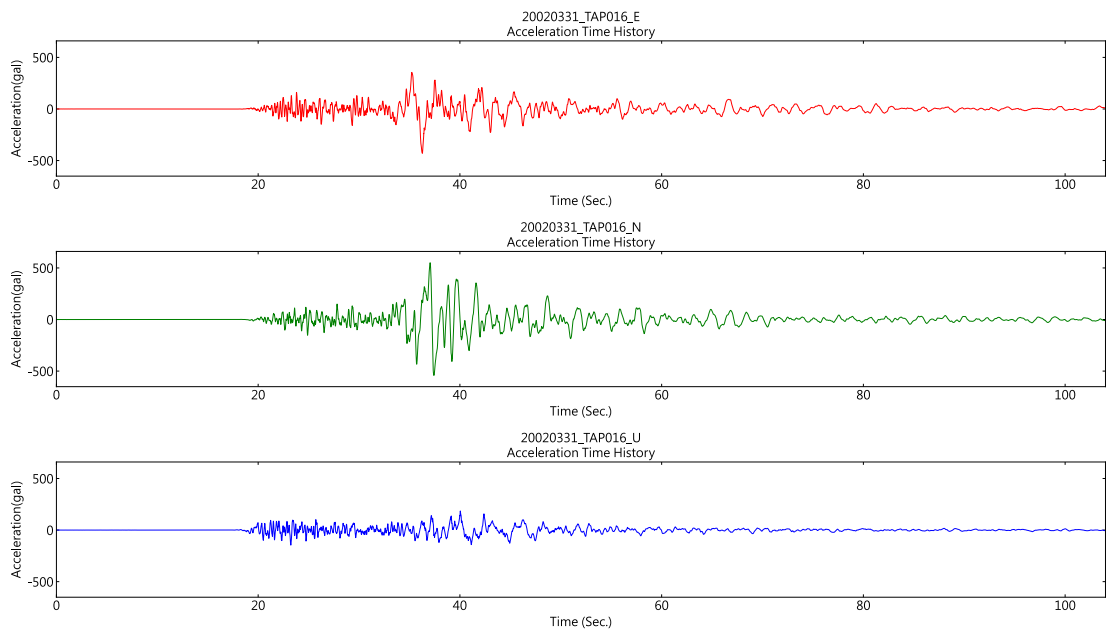


圖 4.11 3/31/2002 14:52 TAP016 測站三軸加速度歷時

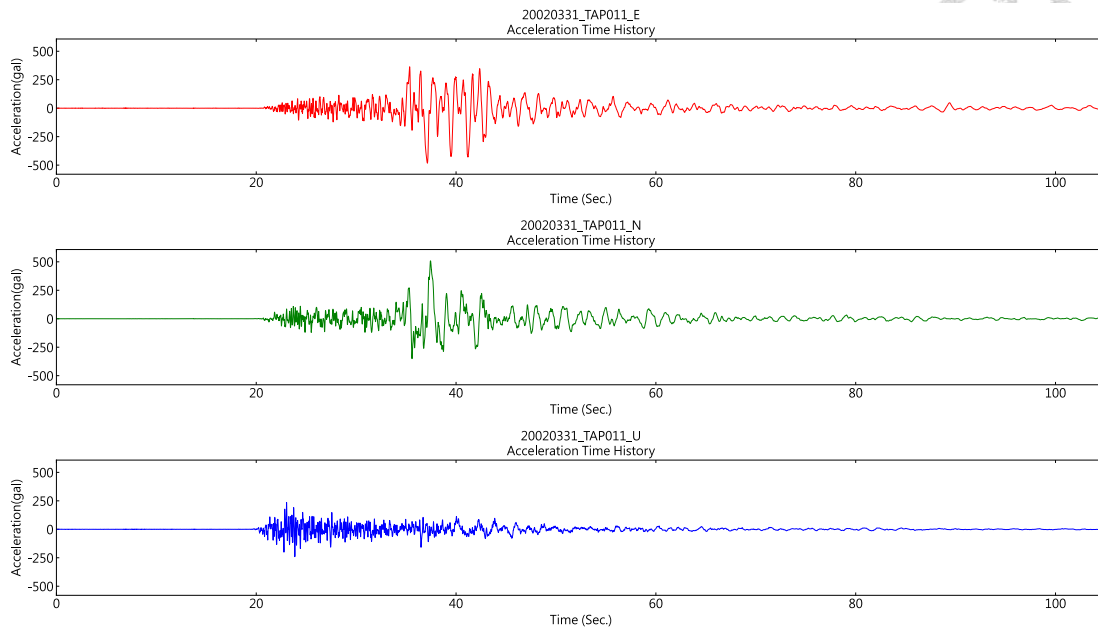


圖 4.12 3/31/2002 14:52 TAP011 測站三軸加速度歷時

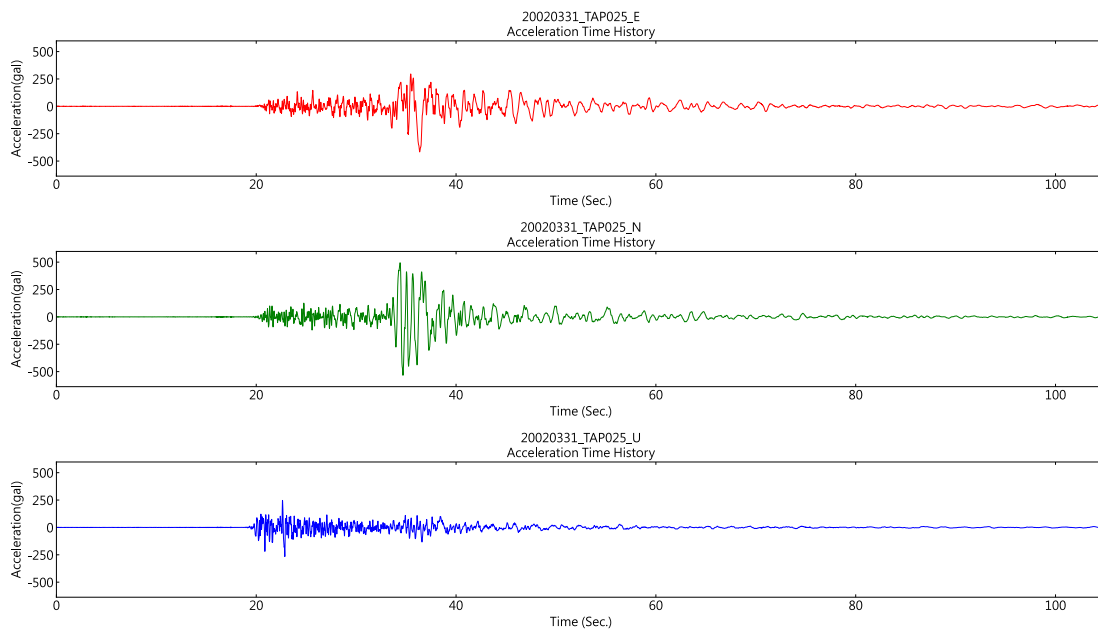


圖 4.13 3/31/2002 14:52 TAP025 測站三軸加速度歷時



第五章 非線性行為



5.1 構件行為分為(ACI, 2019)

建築物混凝土結構設計規範附篇 A（內政部國土管理署，2024a）對於建築結構中的所有構件之行為(Action)予以分類。行為係指構件在某自由度受到位移時，所引發之彎矩、剪力、扭矩、軸力、變形或旋轉。構件的行為可分為位移控制行為(Deformation-controlled action)及力量控制行為(Force-controlled action)，一個構件可以同時具有位移控制行為與力量控制行為，如一大梁的撓曲屬於位移控制行為，但是其剪力屬於力量控制行為。其詳細分類方法，如圖 5.1 所示。

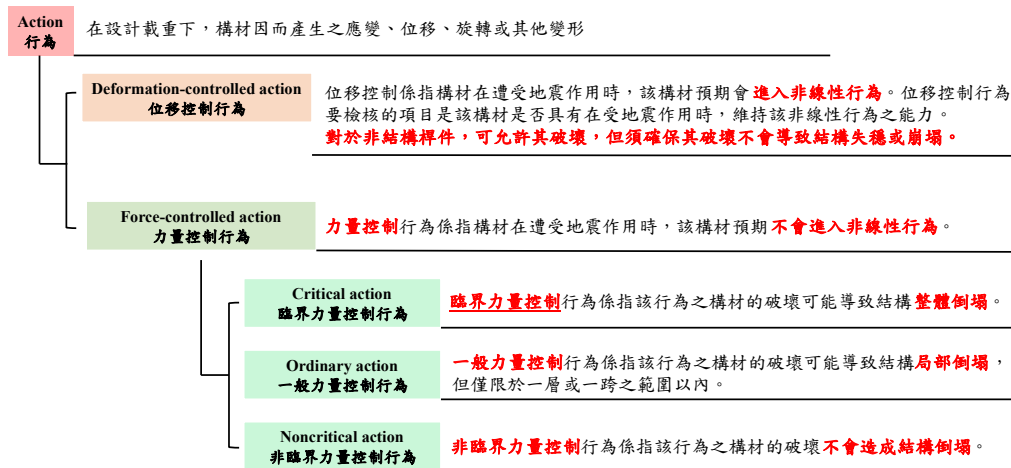


圖 5.1 構件之行為分類（蔡綽芳、歐昱辰等人，2024）

5.1.1 位移控制行為

位移控制行為係指構件在遭受地震作用時，該構件之某種行為預期會進入非線性。位移控制行為要檢核的項目是該構件在受地震作用時，是否具有足夠的非線性變形能力。而對於非結構桿件，例如非結構牆，本研究認為應可允許其破壞，但須確保該破壞不會導致整體結構失穩或崩塌等風險。

一結構中位移控制行為，依照附篇 A 之定義，包含梁、結構牆、連接梁及板柱接頭之彎矩；配置對角向鋼筋連接梁之剪力；與軸向力聯合作用之柱彎矩，且柱之縱向鋼筋、橫向鋼筋及剪力強度符合建築物混凝土結構設計規範第 18.4.4 節、第 18.4.5 節和第 18.4.6 節耐震結構物之特別要求者。

5.1.2 力量控制行為

力量控制行為係指構材在遭受地震作用時，預期且不應進入非線性之行為，因此在設計上，設計者必須確保其強度足夠而保持彈性。依據附篇 A 之定義，力量控制行為可進一步區分為臨界力量控制行為(Critical action)、一般力量控制行為(Ordinary action)以及非臨界力量控制行為(Noncritical action)。臨界力量控制行為係指該行為之構材的破壞可能導致結構整體倒塌，所有不被認定為位移控制、一般力量控制或非臨界力量控制之行為都應歸類為臨界力量控制。一般力量控制行為係指該行為之構材的破壞可能導致結構局部倒塌，但僅限於一層或一跨之範圍以內。如地下室周圍外牆之剪力和彎矩、非轉移橫隔板之平面內剪力、除了集力構件之外之橫隔板之平面內正向力、淺基礎構材之彎矩，包括基腳和筏式基礎以及深基礎構材之彎矩，這些行為若發生破壞，雖然可能造成局部結構崩塌，但不至於引發整體結構失穩的情形。非臨界力量控制行為係指該行為之構材的破壞不會造成結構倒塌。

5.2 非線性行為之模擬

對於多數的結構分析軟體，在執行非線性分析時，程式對於彈性的變形與非彈性的變形多係分開計算的。對於預期會發生非線性行為的地方，目前常見的作法係在結構分析軟體中指派非線性集中式塑鉸，集中式塑鉸可將桿件整體的非線性及消能行為，透過單一自由度的塑鉸考慮於結構分析模型中，以便加速計算。

實務上，若要進行更進階的分析，可以採用纖維塑鉸進行非線性行為的模擬。纖維塑鉸係利用材料組成率與斷面分析求解構件的非線性行為，可模擬軸力彎矩互制之行為，對於軸力彎矩變化劇烈之柱子以及高寬比較大之剪力牆，可採用此方法模擬。

5.3 鋼筋混凝土柱之非線性行為

5.3.1 柱之非線性背骨曲線

對於柱之背骨曲線參數，本研究依照臺灣結構耐震評估與補強技術手冊 (TEASPA V4.0) (邱聰智等人，2020) 之建議，針對雙曲率柱可能的破壞模式，

區分為剪力破壞、撓剪破壞及撓曲破壞。對於新建建築物而言，其一般多屬於撓曲或撓剪破壞，其背骨曲線如圖 5.2 所示。

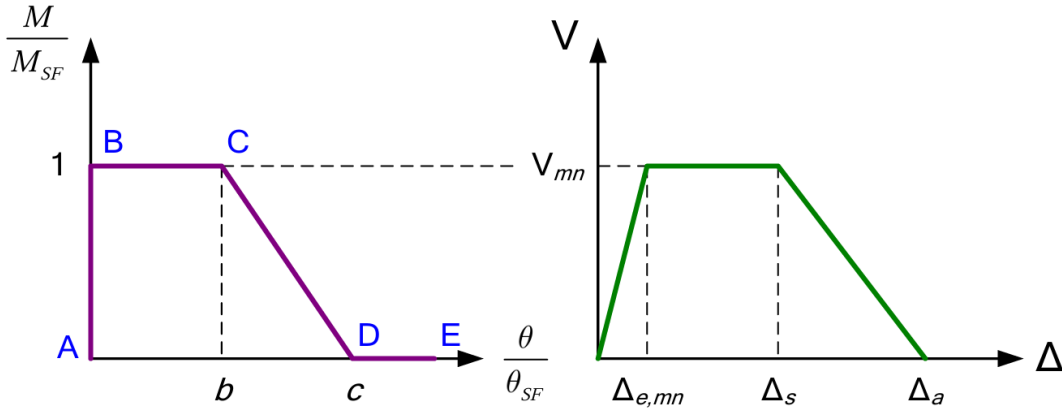


圖 5.2 TEASPA 柱之背骨曲線定義 (邱聰智等人, 2020)

5.3.2 柱之非線性行為 (邱聰智等人, 2020)

背骨曲線的 B 點座標為 (1,0)，表示構件進入降伏階段。背骨曲線的 C 點座標定義為 (1,b)，該點為構件發生最大強度點之位置。由於結構分析軟體中係將彈性與非彈性之變形分別考慮，故在計算非線性的背骨曲線時，應先將柱達到標稱強度時之彈性變形扣除，如下(5.4)式。

$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_{e,mn}}{H} \quad (5.4)$$

上式中，H 為柱高， Δ_s 為發生撓剪破壞時的位移， $\Delta_{e,mn}$ 為柱達標稱彎矩強度時的彈性位移， Δ_s 可透過式(5.5)之關係獲得(Elwood et al, 2005)：

$$\theta_s = \frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (5.5)$$

上式(5.5)中， ρ'' 為剪力箍筋體積比， v_m 為雙曲率柱達標稱彎矩強度時所對應的剪應力， f'_c 為混凝土抗壓強度， A_g 為全斷面積，P 為軸力。

$\Delta_{e,mn}$ 為柱達標稱彎矩強度時的彈性位移，可由下(5.6)式 (邱聰智等人, 2020) 計算。

$$\Delta_{e,mn} = \frac{V_{mn}}{V_{cr}} \times \Delta_{cr} \quad (5.6)$$

上(5.6)式中， V_{mn} 為雙曲率柱達標稱彎矩強度時所對應的剪力，可依下式(5.7)（邱聰智等人，2020）計算。 V_{cr} 為雙曲率柱達開裂剪力強度時所對應的剪力， Δ_{cr} 為剪力開裂點之位移。

對於背骨曲線的 C 點座標 $(1, c)$ ，可透過式(5.8)計算（邱聰智等人，2020）。

$$V_{mn} = \frac{2M_n}{H} \quad (5.7)$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) \quad (5.8)$$

$$\Delta_a = \Delta_n + rH \quad (5.9)$$

式(5.8)中， Δ_a 為雙曲率柱達軸力破壞點時的位移，可透過式(5.9)（邱聰智等人，2020）計算，其中 Δ_n 為標稱剪力強度所對應的位移， r 為位移係數，可依照 ASCE 41-13(ASCE, 2013)建議之非線性轉角係數獲得。

5.4 鋼筋混凝土梁非線性行為之模擬

5.4.1 梁之非線性背骨曲線

本研究依據 ASCE 41-17 (ASCE, 2017)定義之背骨曲線 ABCDE 點作為描述梁非線性行為之參數，如圖 5.3 所示。當梁之力與位移曲線到達 B 點時，表示梁發生撓曲降伏，並發展出降伏彎矩強度；當梁之力與位移曲線到達 C 點時，表示梁產生最大彎矩強度，並且即將進入強度衰減之階段；當梁之力與位移曲線到達 D 點時，表示構件僅剩下殘餘強度；當力與位移曲線到達 E 點時，表示構件已完全喪失強度。在圖 5.3 中，長度 a 為構件發展到最大強度之塑性變形量，應注意者係，此塑性變形量並不包含彈性之變形量；長度 b 為構件的極限變形量，此變形量同樣不包含梁之彈性變形量。

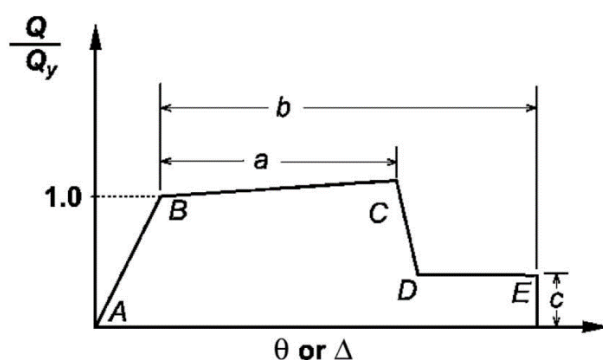


圖 5.3 ASCE 41 塑鉸參數定義(ASCE, 2017)

5.4.2 鋼筋混凝土梁之撓曲非線性行為(ASCE, 2017) (邱聰智等人, 2020)

對於鋼筋混凝土梁之撓曲非線性行為，本研究依照 ASCE 41-17 (ASCE, 2017) Table 10-7 及 TEASPA (邱聰智等人, 2020) 之建議，依據壓力筋用量、塑鉸區圍束箍筋之間距及設計剪力大小計算梁之塑性轉角容量，並以集中塑鉸於結構分析程式中模擬。梁之塑性轉角容量，可依據下表 5.1 計算。

表 5.1 RC 梁撓曲非線性鉸之參數

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

表 5.1 區分設計剪力、塑鉸區圍束及拉壓筋的用量比，其分類原則與計算方式，分述如下(ASCE, 2017)：

(a) 設計剪力大小

ASCE 41 並沒有剪力塑鉸之定義，而是將梁之剪力非線性行為，透過撓曲塑鉸加以考慮。因此，設計剪力會影響梁的塑性轉角容量。對於受較大剪力的梁，其在非線性行為中的塑性變形能力會因而下降。ASCE 41 利用(5.10)及(5.11)區分梁所受的剪力大小，其中 V 為自非線性側推分析或非線性動力分析所得之設計剪力。 b_w 為梁腹寬度。 d 為梁有效深度。 f'_{cE} 為混凝土之預期抗壓強度。若梁符合

式(5.10)之關係式，該梁即具有較大之塑性轉角量，因為該梁所受的剪力較小，較易發展出撓曲行為；對於滿足式(5.11)關係式之梁，則具有較低之塑性轉角容量，因為該梁之剪力行為將較顯著。

$$\frac{V}{0.27b_w d \sqrt{f'_{cE}}} \leq 3 \quad (5.10)$$

$$\frac{V}{0.27b_w d \sqrt{f'_{cE}}} \geq 6 \quad (5.11)$$

(b) 壓力鋼筋用量

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \quad (5.12)$$

梁的撓曲變形容量深受拉力筋及壓力筋之用量影響，因為壓力筋可以增加梁之韌性。對於壓力筋較少之梁，其具有較低的塑性變形容量。吾人可透過式(5.12)區分壓力筋之用量，其中 ρ 為拉力筋鋼筋比； ρ' 為壓力筋鋼筋比； ρ_{bal} 為平衡應變下之鋼筋比。ASCE 41 區分拉壓筋用量比，而給予梁不同的塑性轉角容量。

(c) 塑鉸區圍束箍筋間距

塑鉸區的圍束箍筋用量會影響梁的塑性變形容量，因為塑鉸區若有密集的的箍筋圍束混凝土，可以延緩主筋挫屈並增加核心混凝土之圍束效果。ASCE Table 10-7 說明，若梁的塑鉸區閉合箍筋之間距小於 1/3 倍梁深且閉合箍筋提供的剪力強度 V_s 大於 3/4 倍的設計剪力時，即滿足梁之圍束條件，此時該梁可獲得較大之塑性轉角容量。一般而言，對於新建之鋼筋混凝土建築物，塑鉸區之圍束通常都可以滿足，因為新建建築物之梁箍筋，需要滿足建築物混凝土結構設計規範第 18 章之耐震結構物之特別規定。

5.4.3 鋼筋混凝土梁之剪力非線性行為（邱聰智等人，2020）

針對梁之剪力行為，ASCE 41 係將梁之剪力行為，以撓曲塑鉸之塑性變形量加以考量，並對於撓曲的塑性旋轉角給予一保守值，以涵蓋剪力造成之影響。本研究為深入研究梁之剪力行為，設定剪力塑鉸於大梁中，以觀察梁之剪力及撓剪行為。本研究依照 TEASPA（邱聰智等人，2020）之建議計算梁之剪力塑鉸，其

背骨曲線參數定義如表 5.2 及表 5.3 所示。其中 a 表示降伏點到最大強度點的距離，b 表示極限變形量，c 表示殘餘強度與降伏強度的比值。

表 5.2 RC 梁剪力非線性鉸之參數 (邱聰智等人, 2020)

背骨曲線	Force/S.F.	Displacement/S.F.
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	c	a
E	c	b

表 5.3 RC 梁剪力非線性鉸之參數計算表 (邱聰智等人, 2020)

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

5.5 鋼筋混凝土牆非線性行為之模擬

5.5.1 模擬方法

在彈性設計時，鋼筋混凝土牆多以 2D 的 shell 元素進行模擬，然而此方法並無法同時考慮邊界柱與牆在受地震作用時的行為。本研究依照臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0) (邱聰智等人, 2020) 之建議，以中央等值寬柱模擬剪力牆。中央等值寬柱係將牆以柱構件進行模擬，並在該柱之兩端設定彎矩塑鉸，在中央設置剪力塑鉸，以模擬剪力牆之非線性行為。

5.5.2 鋼筋混凝土牆之剪力非線性行為

鋼筋混凝土牆之剪力非線性行為，可由計算剪力開裂強度 V_{cr} 、剪力強度 V_{sn} 及剪力殘餘強度來獲得(Weng, P. W., 2017)，其中剪力開裂強度 V_{cr} 可由下式 (5.13)(ACI, 2014)計算

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f'_c}t_wd + \frac{N_u d}{4\ell_w} \quad (5.13)$$

上式中， f'_c 為混凝土之抗壓強度， t_w 為牆之厚度， d 為牆體最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離， N_u 為設計軸力， ℓ_w 為牆之長度。

對於剪力強度 V_{sn} ，可由軟化壓拉桿模型獲得，計算方式如下(5.14)式（李宏仁，2002）：

$$V_{sn} = C_d \cos \theta = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (5.14)$$

上式中， C_d 為對角壓桿之抗壓強度， K 為壓拉桿指標， ζ 為鋼筋混凝土之軟化係數， A_{str} 為混凝土對角壓桿之有效截面積， θ 為對角壓桿與水平軸之夾角。

對於剪力殘餘強度 V_{sp} ，可依照下式(5.15)計算

表 5.4 RC 牆殘餘強度計算方法(ASCE, 2013)

$$\begin{cases} \frac{V_{sp}}{V_{sn}} = 0.2 & \text{for } \frac{(A_s - A'_s) f_{yv} + N}{\ell_w t_w f'_c} \leq 0.05 \\ \frac{V_{sp}}{V_{sn}} = 0 & \text{for } \frac{(A_s - A'_s) f_{yv} + N}{\ell_w t_w f'_c} > 0.05 \end{cases} \quad (5.15)$$

上式中， $A_s - A'_s$ 為拉力筋斷面積與壓力筋斷面積之差值， f_{yv} 為剪力筋降伏強度， N 為軸力。ASCE 41 認為，當剪力牆所受軸力過大，其剪力殘餘強度應視為 0。

5.5.3 鋼筋混凝土牆之撓曲非線性行為

鋼筋混凝土牆之撓曲非線性行為，可透過側力位移之關係模擬。對於側力位移曲線之獲得方式，可透過計算撓曲降伏時之側力強度 V_y 、撓曲強度發生時之側力強度 V_{fn} 及撓曲殘餘強度發生時之側力強度 V_{fp} 獲得(Weng, P. W., 2017)。

撓曲降伏時之側力強度 V_y 可由下(5.16)式計算（邱聰智等人，2020）

$$V_y = \frac{2M_y}{H} \quad (5.16)$$

上式中， M_y 為牆之降伏彎矩，可由斷面分析獲得， H 為牆高。

撓曲強度發生時之側力強度 V_{fn} ，可由下(5.17)式計算（邱聰智等人，2020）

$$V_{fn} = \frac{2M_n}{H} \quad (5.17)$$

上式中， M_n 為牆之標稱彎矩，可由斷面分析獲得， H 為牆高。

對於撓曲殘餘強度發生時之側力強度，可依照 TEASPA（邱聰智等人，2020）之建議假設為 $0.4V_{fn}$ 。



5.6 遲滯行為

對於遲滯模型，本研究依照 TEASDA（蕭輔沛，2021）之建議，對於梁及牆之撓曲及剪力塑鉸採用 Takeda 遲滯模型（Takeda et al., 1970），Takeda 模型可模擬由於開裂與壓碎導致的受拉與受壓行為不對稱的現象，亦考慮了再加载過程中，勁度衰減之現象。由於 Takeda 遲滯行為僅與自身之加卸載歷程有關，因此並不需要有額外的參數。

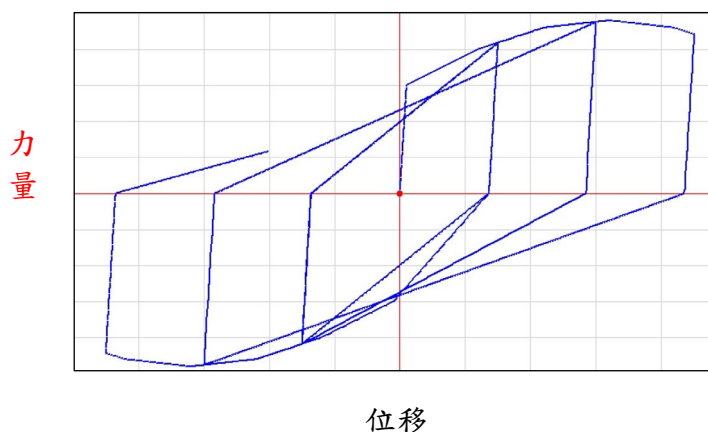


圖 5.4 Takeda 遲滯模型(CSI, 2017)

5.7 允許發生非線性行為的位置

非線性行為應該被限制在建築物的特定構件與位置。這些構件與位置應被詳細的檢核與設計使得在最大考量地震下，這些構件具有足夠的容量承受位移、旋轉及應變。

附篇 A.7.2 列舉三種位移控制行為，亦即這三種行為與其發生之位置可發生塑性行為，分別為：

- (a) 梁、結構牆、連接梁及板柱接頭之彎矩
- (b) 配置對角向鋼筋連接梁之剪力
- (c) 與軸向力聯合作用之柱彎矩，且柱之縱向鋼筋、橫向鋼筋及剪力強度符合建築物混凝土結構設計規範第18.4.4節、第18.4.5節和第18.4.6節之要求者。

應注意者係，由前揭規定解讀可知，對於與軸向力聯合作用之柱彎矩，只要該柱子之橫向鋼筋符合建築物混凝土結構設計規範對於耐震結構物之要求時，是可以允許非線性行為發生於一樓以外的地方，並沒有限定建築物應設計成只能於一樓柱底產生撓曲塑鉸之非線性行為。



第六章 資料處理程式開發成果



本研究共開發 17 個專為處理 ETABS 非線性歷時分析所設計的 Python 程式 (.py 檔案)，這些工具涵蓋了分析流程中前處理與後處理所需的各項資料處理、計算與視覺化任務。每一個程式皆針對特定功能進行模組化設計，整體涵蓋範圍包含 ETABS 模型檔案編輯、非線性塑鉸狀態的視覺化分析、地震歷時資料的格式轉換、反應譜繪製，以及遲滯迴圈參數的批次調整等應用。在這些工具中，各功能皆相對獨立，方便日後程式之維護與更新，使用者可依需求單獨執行。例如，e2k_editor.py 可快速對 e2k 文字輸入檔各區塊之內容做提取與修改。hinge_state_reader.py、story_drift.py 主要負責處理 ETABS 軟體所輸出的 Excel 檔案，並進行資料剖析及視覺化呈現。backbone_curve_editor.py、beam_hinge type 與 hysteresis_and_sf.py 則可用於批次修改模型中的背骨曲線與塑鉸參數；針對地震資料處理，earthquake_e2k_converter.py 可批次將原始地震加速度歷時資料轉換為 e2k 之 FUNCTION 格式，earthquake_plotter.py 則可快速繪製三軸地震加速度歷時。整體而言，各個程式架構靈活、擴充性高，可依實際分析需求彈性組合使用。本研究開發的程式列表及功能簡述，詳表 6.1 所示。

表 6.1 本研究開發之工具程式列表

編號	程式名稱	功能簡述
1	backbone_curve_editor.py	編輯 ETABS 塑鉸背骨曲線線型的工具
2	beam_hinge type e2k_editor.py	編輯梁塑鉸性質設定並導出 e2k 格式檔案
3	delete_v_hinge.py	批次刪除梁剪力塑鉸
4	e2k_editor.py	快速提取並編輯 e2k 各個區塊
5	earthquake_e2k_converter.py	將地震加速度原始資料批次轉換為 e2k FUNCTION 文字格式
6	earthquake_plotter.py	快速繪製三軸地震加速度歷時
7	hinge_assign_editor.py	快速批次編輯塑鉸指派參數
8	hinge_state_reader.py	系統化讀取 ETABS 輸出的塑鉸狀態結果
9	hinge_state_reader_avg.py	系統化整理 ETABS 輸出的塑鉸狀態結果，並計算平均反應值
10	hinge_state_reader_avg copy.py	系統化整理 ETABS 輸出的塑鉸狀態結果，並計算平均反應值
11	hinge_state_reader copy.py	系統化讀取 ETABS 輸出的塑鉸狀態結果
12	hysteresis_and_sf.py	快速編輯遲滯行為與地震放大係數
13	story_drift.py	快速繪製層間位移角統計資料

14	teaspa_excel_reader.py	讀取 TEASPA 的 Excel 檔案
15	teaspa_hinge_support.py	更新塑鉸參數以支援 TEASPA 程式
16	v2_hinge_reader.py	剪力塑鉸狀態讀取與後處理
17	NLTH Tool launcher.py	主啟動器 GUI，用於啟動並管理上述所有工具程式

6.1 非線性歷時分析工具集程式(NLTH Tool launcher.py)

6.1.1 功能說明

為了方便使用者操作及開啟前述工具，本研究開發了一個圖形化使用者介面的啟動管理工具 NLTH Tool launcher.py，本程式提供圖形化介面來掃描、啟動與監控開發資料夾中所有的 ETABS 前後處理 python 程式。使用者透過此介面可快速查看可執行的程式清單，並以卡片形式呈現在可捲動區域中，每張卡片包含程式名稱、路徑、啟動與停止按鈕，以及執行狀態與實例數量的即時顯示。這些卡片會根據視窗大小動態排列，確保在不同解析度下皆有良好排版。程式使用者介面如圖 6.1 所示。

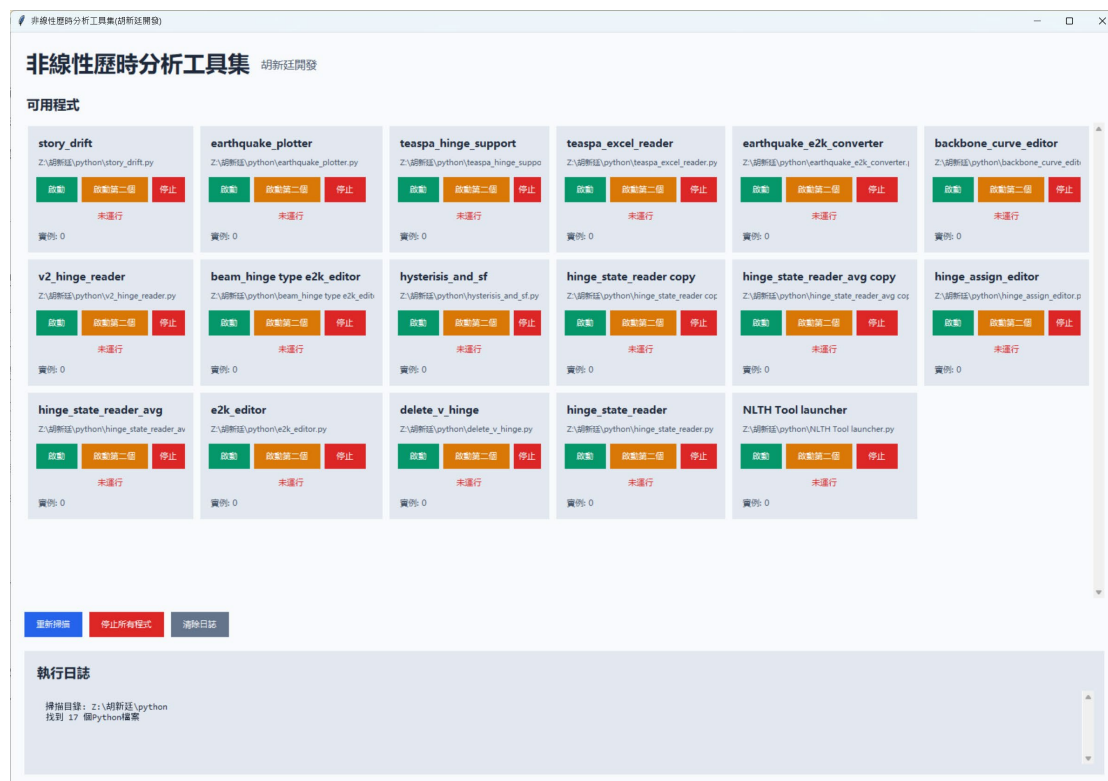


圖 6.1 非線性歷時分析工具集程式使用者界面

本工具特別支援「多實例啟動」，每次啟動皆會為該 Python 腳本產生一個唯一的實例 ID，並於背景中執行該程式。執行過程中，系統會非同步監控標準輸出

與錯誤訊息，並即時更新至畫面下方的日誌區域，幫助使用者即時掌握每個腳本的運行狀態與可能錯誤。此外，使用者也可一鍵停止所有正在執行的程式或清除畫面上的日誌訊息，提升操作效率。

程式啟動時會自動掃描目前資料夾，找出所有可執行的.py 檔案（排除自身），並提供「重新掃描」功能以應對新增檔案情境。整體介面風格採用現代化配色，搭配平面化按鈕設計，提供專業且易於使用的操作體驗。由於整體功能以非同步與模組化實作，使用者可同時運行多支程式而不影響主介面流暢性，特別適合用於非線性歷時分析腳本的批次執行與管理。

這些 .py 檔案皆可透過主程式《NLTH Tool launcher.py》以圖形介面方式啟動，使用者無需手動進入命令列執行，即可選擇並管理各項工具的運行，實現工具模組化與使用流程的統一整合。這樣的架構大幅提升了程式的可維護性與使用便利性，讓整個工具集能靈活應對不同的結構分析與模擬任務。

6.1.2 程式架構

本程式碼為「非線性歷時分析工具集」的圖形化啟動器（Launcher），以 tkinter 製作，提供直覺式介面來管理開發資料夾下的所有.py 工具程式。以下說明其程式架構：

(a) 介面初始化與版面設計

主程式的 PythonLauncher 類別在初始化時即完成整體介面架構設定，包括主框架、標題區、程式清單區、控制按鈕區與日誌區。透過 tkinter 的 grid 排版機制與現代化配色(COLORS)，讓使用者介面具有良好的可讀性與一致的視覺風格。介面中的元件會自動配合視窗大小進行調整，以維持良好的排版結構。

(b) 動態載入與排列Python程式

scan_python_files()會自動掃描目前工作目錄下的.py 檔案，並過濾掉啟動器自身，再由 create_program_card()為每個程式建立一張操作卡片。每張卡片顯示檔案名稱、路徑，以及提供「啟動」、「啟動第二個實例」、「停止」按鈕。這些卡片會依照視窗寬度，透過 calculate_columns()和 rearrange_programs()自動計算適當欄數排版，並可垂直捲動瀏覽。

(c) 程式啟動、監控與停止機制

當使用者啟動任一.py 程式時，start_program()會以 subprocess.Popen 開啟新行程，並為每個執行實例分配唯一 ID（使用 UUID）。透過 monitor_output()以背景執行緒方式監控該行程的輸出與錯誤訊息，並將其即時顯示在日誌區中。使用者也可點擊「停止」按鈕或使用「停止所有程式」來終止正在執行的任務，對應的資源與畫面狀態亦會同步更新。

(d) 日誌系統與使用者互動

日誌區(scrolledtext.ScrolledText)用於顯示執行歷程、錯誤訊息與系統操作記錄。log_message()方法會將所有訊息動態加入並滾動至最底部。控制列中的「清除日誌」按鈕可快速清空顯示內容，幫助使用者針對當次操作獲得清楚回饋。

(e) 即時狀態檢查與使用體驗優化

程式每秒自動執行 check_processes()檢查目前是否有程式已完成，若有則立即更新狀態與卡片顯示。當使用者變更視窗大小時，會觸發 on_window_resize()，進而自動重新計算卡片排列欄數，使整體視覺始終保持整齊。此外，使用者滑動滾輪也能操作捲動區塊，強化互動體驗。

(f) 主程式啟動點

main()函數為此程式的進入點，當程式被直接執行時會建立 tk.Tk()物件並初始化 PythonLauncher 類別，啟動主事件迴圈(root.mainloop())，正式開啟 GUI 介面。

本程式架構如圖 6.2 所示。

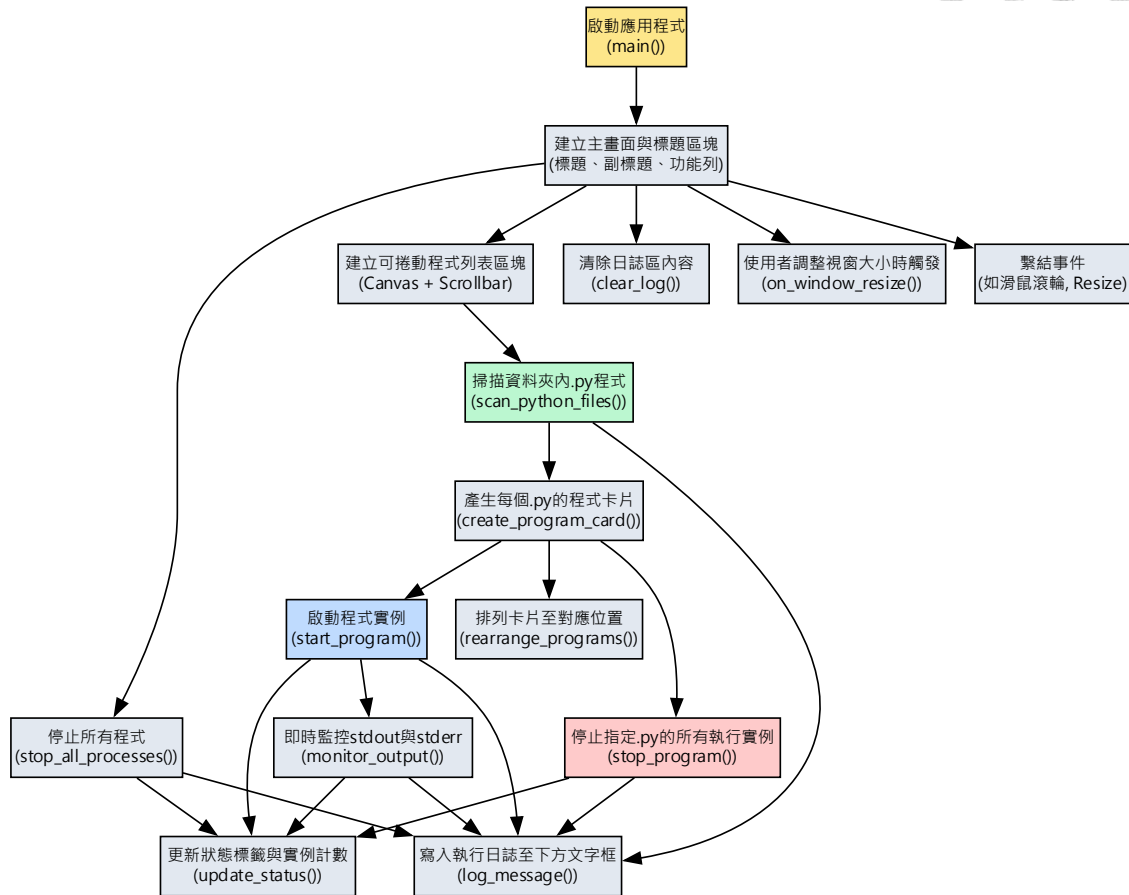


圖 6.2 NLTH Tool launcher.py 程式架構圖

6.2 ETABS 文字檔快速編輯器(e2k_editor.py)

6.2.1 功能說明

本程式可以讀取 ETABS 的.e2k 文字輸入檔，並快速搜尋對應的區塊(block)。使用者可透過介面選擇檔案、輸入或選取特定的 Block 名稱（例如 GRIDS、LOAD CASES 等），程式會自動擷取該區塊內容，並顯示於左右對照的文字區域中，方便編輯與比對。修改後的內容可儲存為新檔案，保留原始結構的同時僅更新指定區塊，適合用於 ETABS 模型調整。

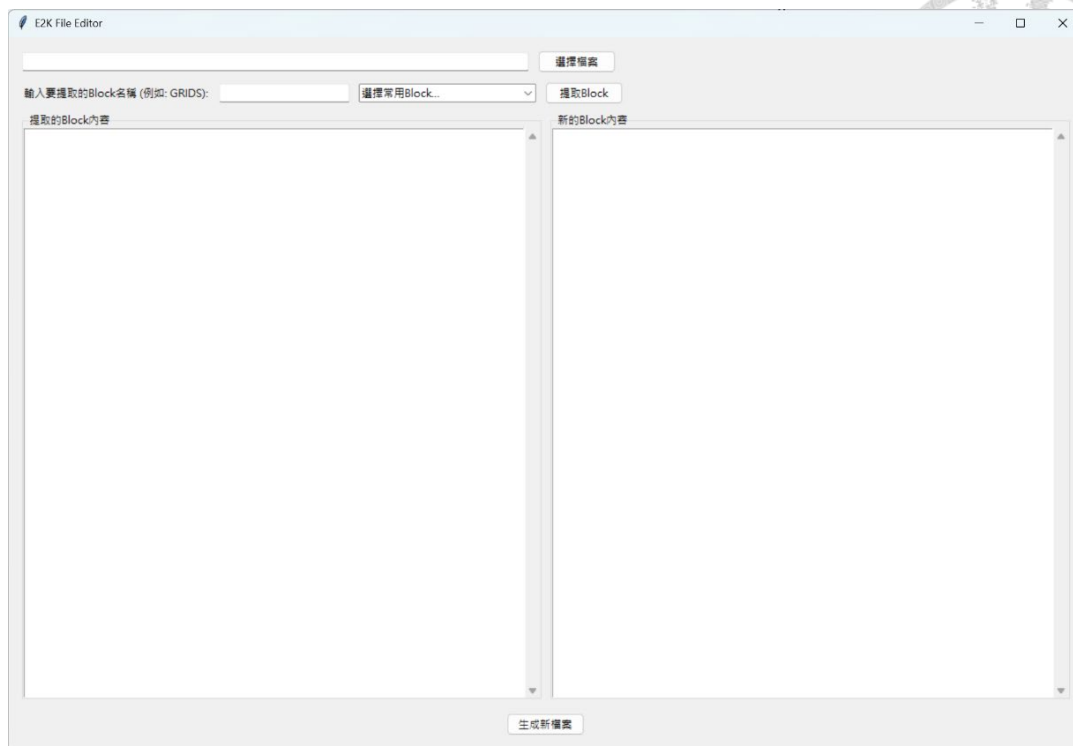


圖 6.3 e2k_editor.py 程式初始化界面

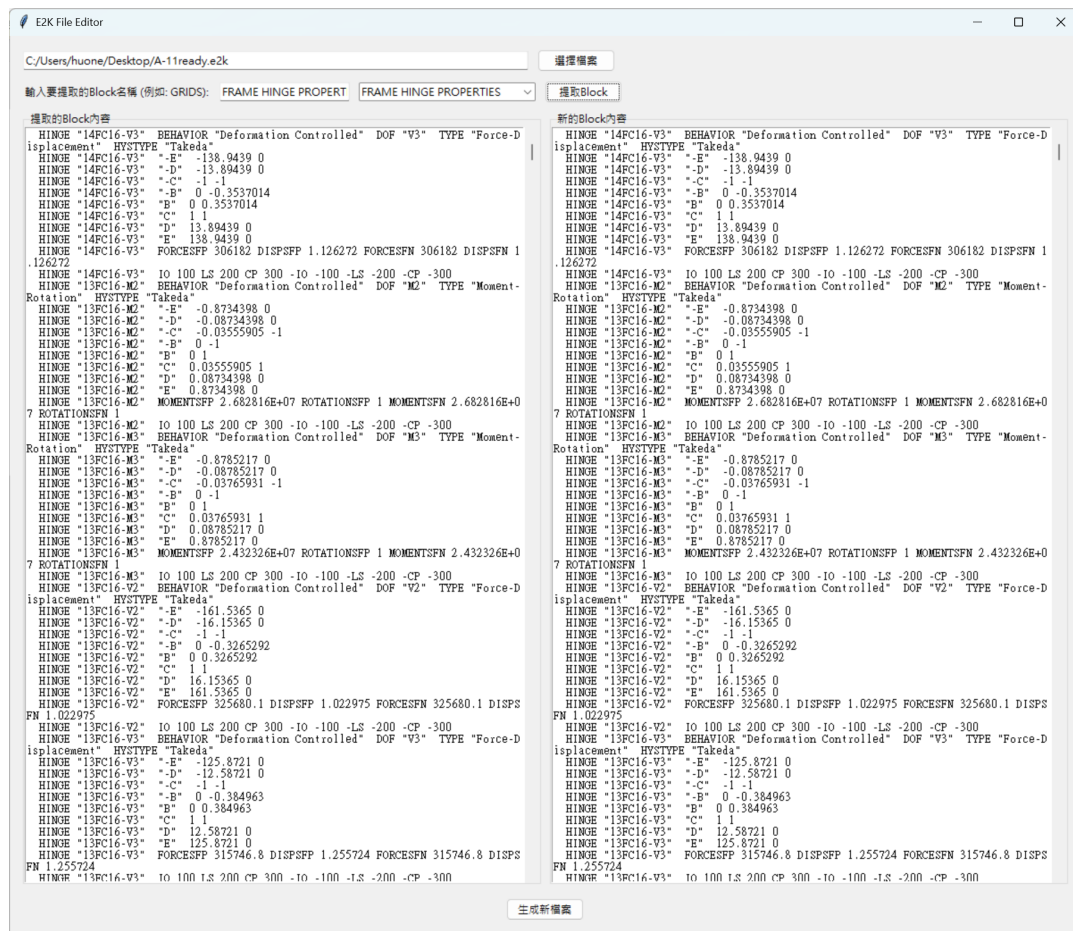
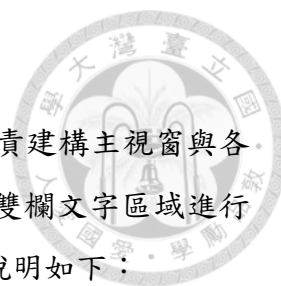


圖 6.4 e2k_editor.py 程式實際操作畫面



6.2.2 程式架構

本程式定義了一個名為 E2KEditor 的類別(Class)，該類別負責建構主視窗與各個互動元件、處理檔案讀取、區塊提取與儲存邏輯及提供左右雙欄文字區域進行原始區塊內容與修改內容的對照與同步滾動。相關模組及功能說明如下：

(a) GUI 初始化與佈局設定

使用 `tkinter.Tk()` 建立主視窗，並透過 `tk.Frame`、`grid()` 佈局設定適應視窗縮放。主視窗分為三大區塊：檔案選擇區 (`file_frame`)、Block 名稱輸入與下拉選擇區 (`block_frame`) 及文字顯示與編輯區 (`text_frame`)。

(b) 檔案選擇與讀取 (`browse_file / load_file`)

使用者可透過檔案選擇對話框載入 .e2k 檔案。程式嘗試以多種常見編碼（如 UTF-8、BIG5、CP950 等）開啟檔案，提升跨區域兼容性。成功載入後，自動清空左右欄位內容準備顯示。

(c) 區塊提取邏輯 (`extract_block`)

使用者可手動輸入 Block 名稱或透過下拉選單選擇常見區塊。系統以 \$BLOCK_NAME 為起始標記，自 \$ 開頭的下一個區塊為結束標記。提取後內容自動顯示於左側（原始內容）與右側（編輯區域）文字框，並略過 \$ 開頭的標記行以利編輯。

(d) 編輯與儲存 (`generate_new_file`)

使用者可在右側欄位編輯該 Block 的內容。按下「生成新檔案」後，系統會：
(1) 插入原檔案中該 Block 的新內容
(2) 保留其他未修改部分
(3) 引導使用者選擇儲存路徑與檔名
(4) 儲存為新的 .e2k 檔案（預設命名為 _new）

(e) 雙欄同步滾動 (`_on_mousewheel_left/right`、`_on_left_scroll/right_scroll`)

左右文字框實現同步垂直滾動，以提升對照與編輯效率。支援 Windows、Mac、Linux 的滑鼠滾輪事件。

本程式的架構如圖 6.5 所示。

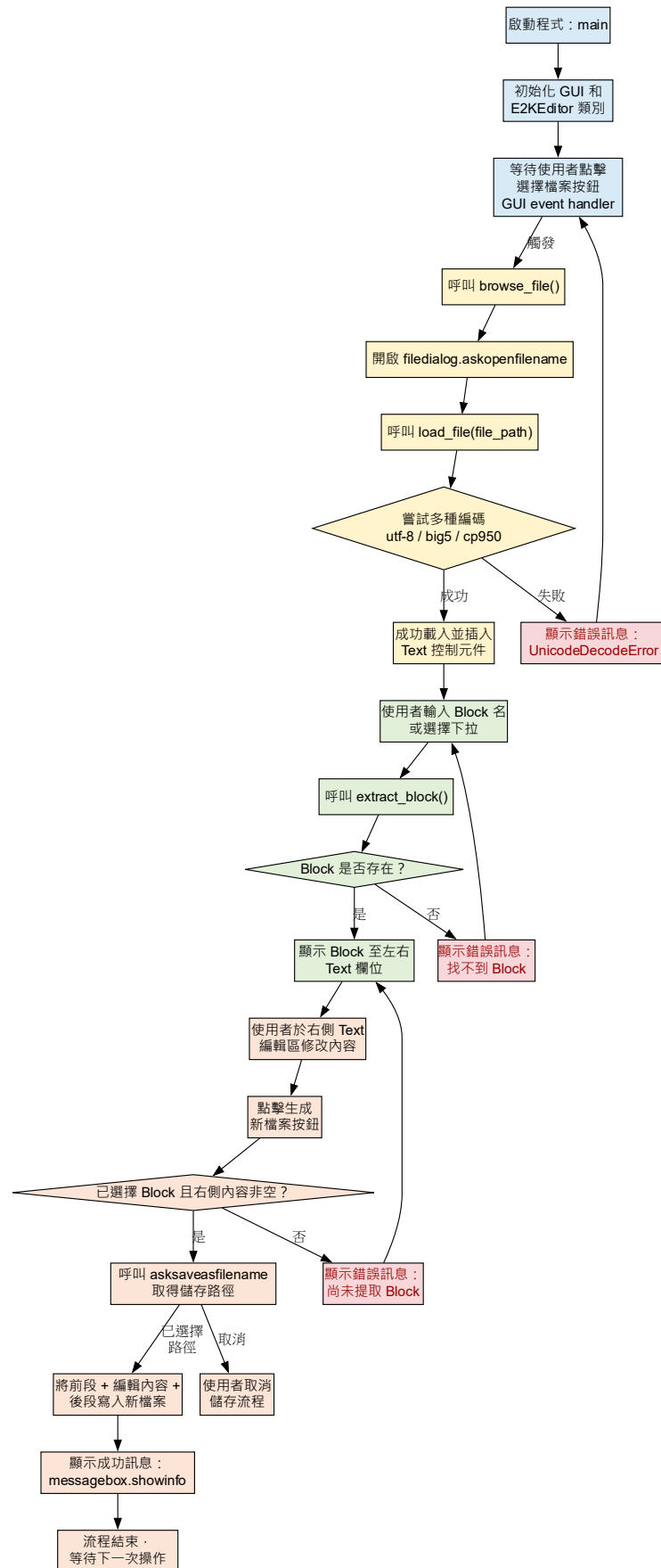


圖 6.5 e2k_editor.py 程式架構圖

6.3 塑鉸狀態讀取程式(hinge_state_reader.py)

6.3.1 功能說明

本程式可以讀取 ETABS 輸出的 Excel 檔案，並提供互動式過濾與視覺化功能，用來快速檢視結構元件在不同地震歷時下的塑性變形量。使用者可根據樓層、構件編號、塑鉸位置、相對位置等條件進行篩選，並產生對應的柱狀圖，顯示各地震歷時中的最大與最小塑性變形量。本程式亦支援將圖表另存為圖片及批次輸出所有樓層的對應圖。程式初始化界面及實際使用效果如圖 6.6 及圖 6.7 所示。

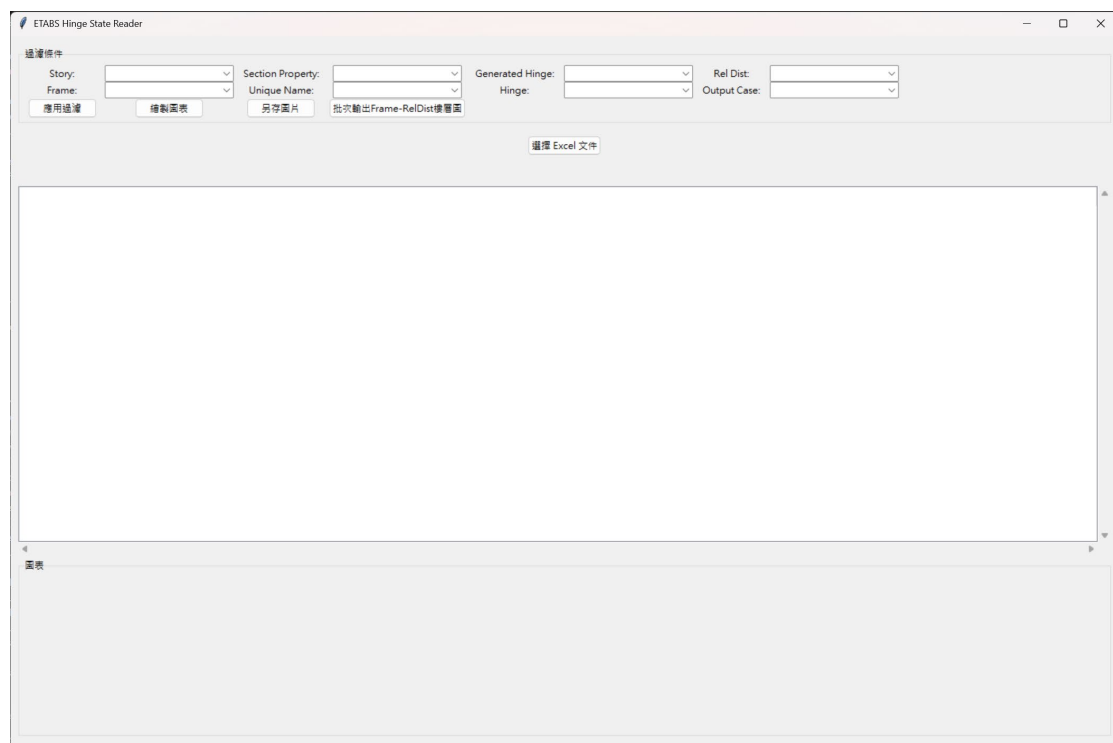


圖 6.6 hinge_state_reader.py 程式初始化界面

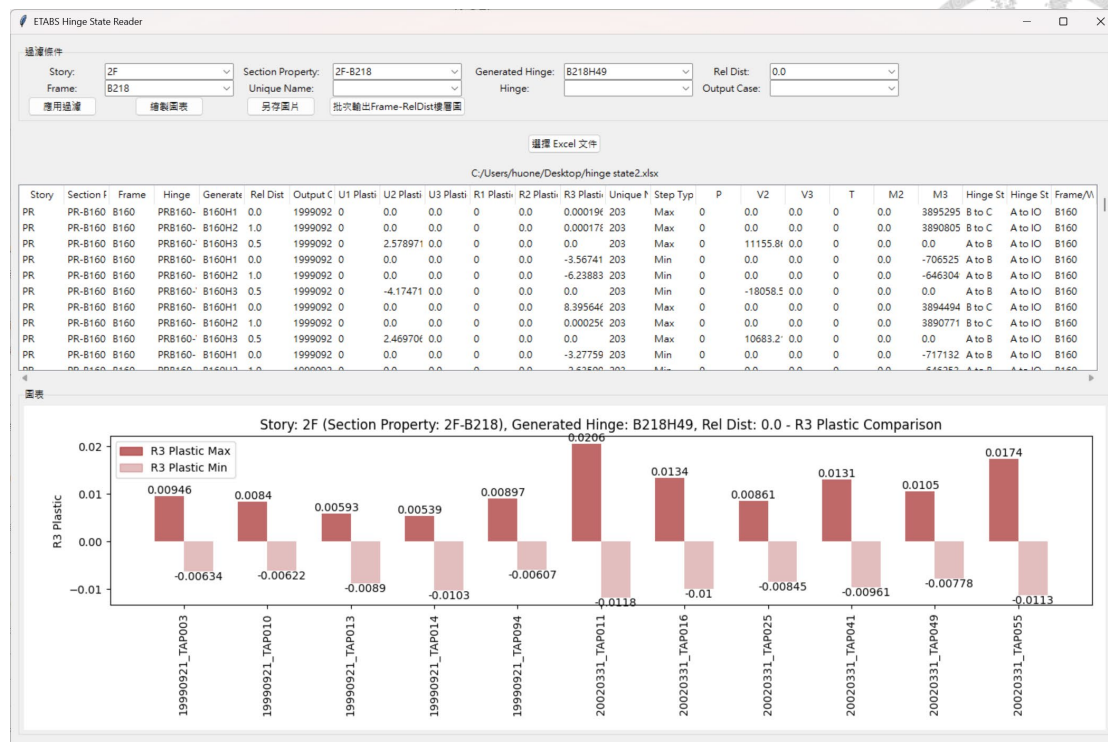


圖 6.7 hinge_state_reader.py 程式執行結果

6.3.2 程式架構

本程式以 tkinter 為圖形介面核心，結合 pandas 處理非線性歷時分析之塑鉸數據，並透過 matplotlib 繪製塑鉸之塑性變形量圖表。以下是各主要模組的架構說明：

(a) 主類別與初始化模組

程式的主體封裝於 ETABSHingeReader 類別中，於初始化時建立所有的 GUI 元件、控制變數及資料儲存結構。介面主要由主框架 main_frame 組成，並劃分為不同子區塊以呈現篩選條件、資料表格與圖表區域。初始化同時也設定了資料欄位的對應結構、繪圖區的空物件，以及 GUI 響應事件的綁定，亦支援監控視窗大小調整，使得使用者介面能呈現最佳排版。

(b) 檔案讀取與資料載入模組

使用者透過「選擇 Excel 文件」按鈕載入.xlsx 檔案後，程式會自動從中讀取「Hinge States」、「Frame Assigns - Sect Prop」、「Area Assigns - Sect Prop」等 ETABS 工作表，將非線性歷時分析所得之塑鉸資料合併並標準化欄位名稱。此階段亦包括資料型別轉換（如將 Plastic 值轉為數值），並透過 pandas.merge() 關聯建構物件屬性資訊。

(c) 篩選條件與互動控制模組

篩選介面位於畫面上方，包含 Story、Section Property、Generated Hinge、Rel Dist、Frame、Unique Name、Hinge、Output Case 等多種條件的下拉選單。每個下拉選單皆綁定對應的 `tk.StringVar()` 變數，並透過 `trace` 方法監控變動。選項的變動會觸發聯動邏輯，根據當前選取的條件動態篩選剩餘選項，確保資料關聯一致性與使用體驗。

(d) 資料篩選與顯示模組

使用者可依指定條件點擊「應用過濾」按鈕篩選主資料表。經過過濾的結果將顯示在表格區 Treeview 中，並重新設定顯示欄位順序與欄寬。此模組同時排除無關欄位（如 Step Number 或 Case Type），只保留與鉸接行為分析相關的資訊，以維持介面清晰與工程判讀效能。

(e) 圖表繪製與視覺化模組

按下「繪製圖表」後，系統根據目前過濾條件繪製各 Output Case 的最大值與最小值柱狀圖。圖表以塑鉸的 U1/U2/U3 與 R1/R2/R3 塑性變形為主，並依據有資料的欄位自動生成多子圖。圖中標註各類鉸接類型、樓層、構件與相對位置等資訊，提升結果解讀力。圖表支援互動顯示並可另存圖片。

(f) 圖表儲存與批次輸出模組

使用者可將繪製完成的圖表另存為 PNG、PDF、JPG 等圖片格式。若欲一次輸出所有樓層的相同構件與相對位置之鉸接行為圖表，則可使用「批次輸出 Frame-RelDist 樓層圖」功能，系統會自動繪製並儲存所有符合條件之樓層圖，支援批次彙整與報告用圖製作。

(g) 錯誤處理與資料一致性驗證模組

所有主要操作（如讀檔、篩選、繪圖、輸出）皆包覆錯誤處理機制。若 Excel 資料缺少必要欄位、格式錯誤或關聯關係不符（如 Section Property 無對應），程式將即時顯示錯誤訊息給使用者。這不僅防止運算錯誤，也保障輸出圖表與分析內容的正確性與完整性。

本程式的架構如圖 6.8 所示。

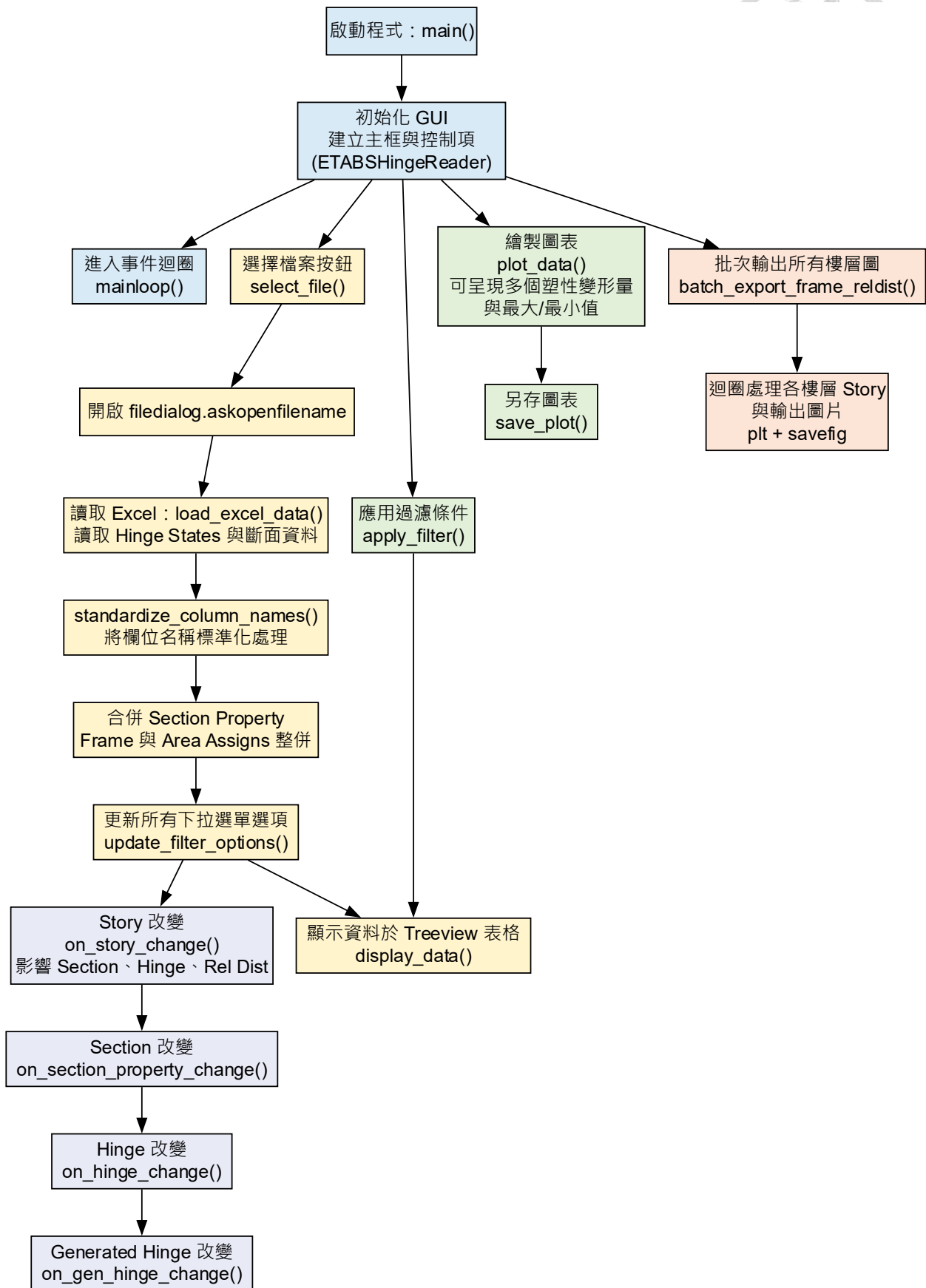


圖 6.8 hinge_state_reader.py 程式架構圖

6.4 地震歷時批次輸入程式(earthquake_e2k_converter.py)

6.4.1 功能說明

本程式主要功能是將含有地震加速度原始資料的 Excel 檔案 (.xlsx) 轉換為 ETABS e2k 文字輸入檔可用的歷時函數 (FUNCTION) 格式，搭配本研究開發之 e2k_editor.py 文字檔編輯工具，可快速將所有地震歷時的三軸向加速度歷時一次匯入 ETABS，節省大量的 ETABS 程式設定時間。使用者透過圖形介面載入 EXCEL 的資料表，程式會自動提取 X、Y、Z 三個方向的加速度時間歷程，並轉換為 ETABS 指定的地震歷時 FUNCTION 格式語法。每組資料以標準 e2k 文字輸入檔表示，支援多個檔案批次處理，並將轉換後結果集中顯示於可捲動的文字區域中，方便複製與後續整合進 e2k 文字檔。此程式可大幅節省輸入地震於 ETABS 中的時間，尤其是當地震筆數很多的時候。

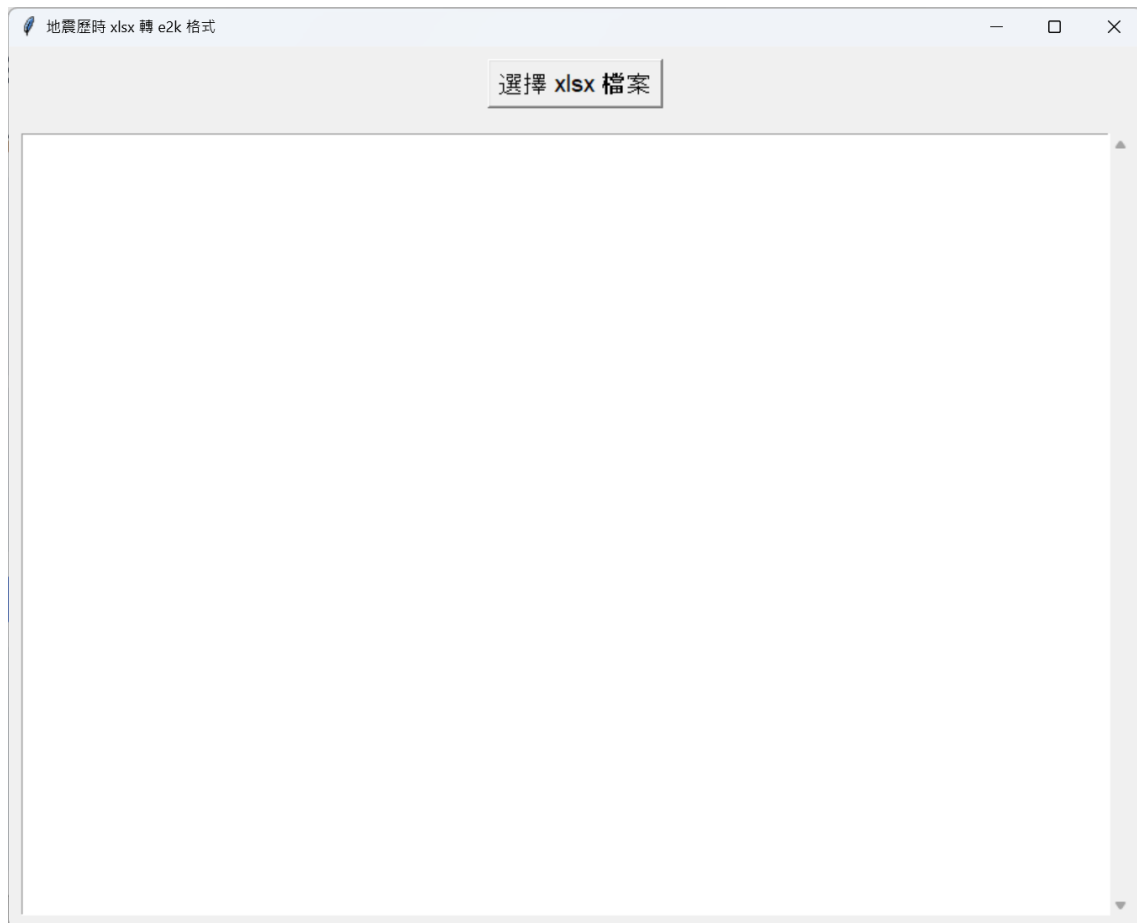
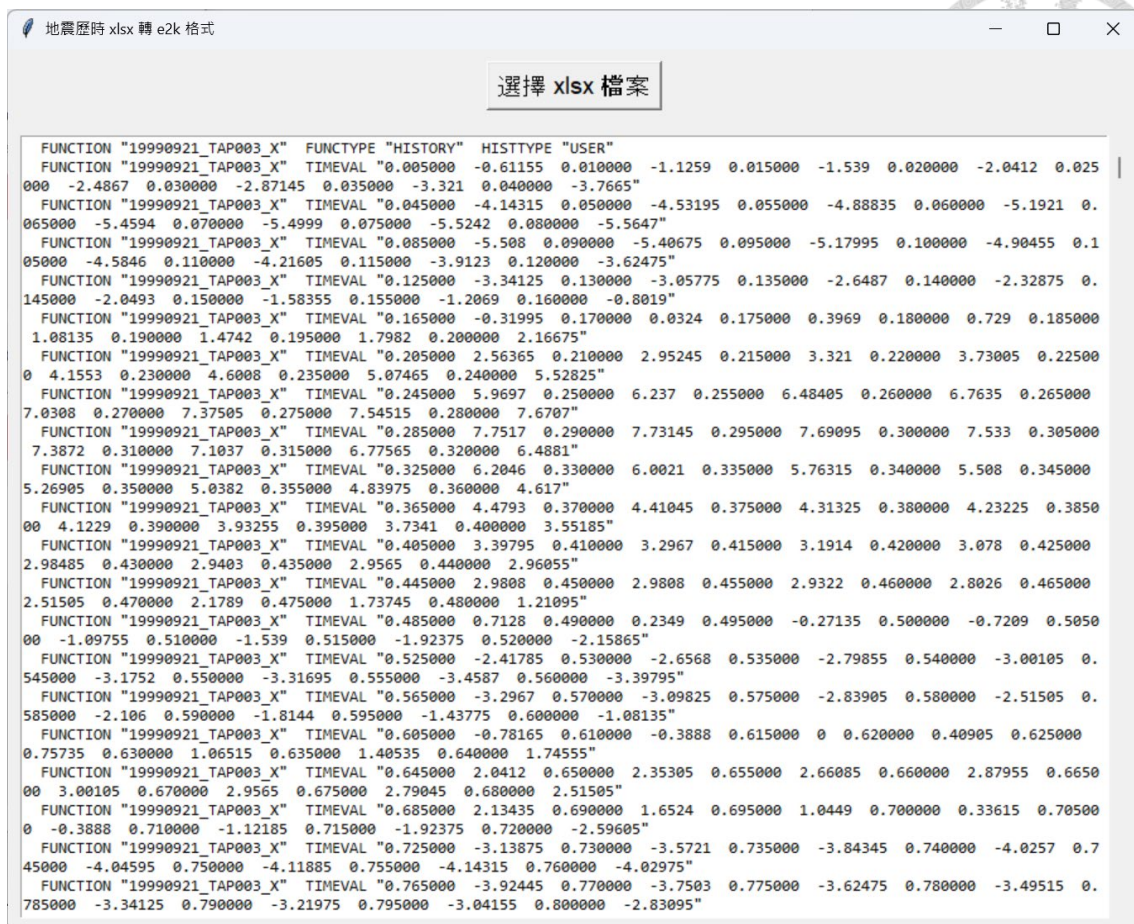


圖 6.9 earthquake_e2k_converter.py 程式初始化界面



```
FUNCTION "19990921_TAP003_X" FUNCTYPE "HISTORY" HISTTYPE "USER"
000 -2.4867 0.030000 -2.87145 0.035000 -3.321 0.040000 -3.7665"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.045000 -4.14315 0.050000 -4.53195 0.055000 -4.88835 0.060000 -5.1921 0.
065000 -5.4594 0.070000 -5.4999 0.075000 -5.5242 0.080000 -5.5647"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.085000 -5.508 0.090000 -5.40675 0.095000 -5.17995 0.100000 -4.90455 0.1
05000 -4.5846 0.110000 -4.21605 0.115000 -3.9123 0.120000 -3.62475"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.125000 -3.34125 0.130000 -3.05775 0.135000 -2.6487 0.140000 -2.32875 0.
145000 -2.0493 0.150000 -1.58355 0.155000 -1.2069 0.160000 -0.8019"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.165000 -0.31995 0.170000 0.0324 0.175000 0.3969 0.180000 0.729 0.185000
1.08135 0.190000 1.4742 0.195000 1.7982 0.200000 2.16675"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.205000 2.56365 0.210000 2.95245 0.215000 3.321 0.220000 3.73005 0.22500
0 4.1553 0.230000 4.6008 0.235000 5.07465 0.240000 5.52825"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.245000 5.9697 0.250000 6.237 0.255000 6.48405 0.260000 6.7635 0.265000
7.0308 0.270000 7.37505 0.275000 7.54515 0.280000 7.6707"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.285000 7.7517 0.290000 7.73145 0.295000 7.69095 0.300000 7.533 0.305000
7.3872 0.310000 7.1037 0.315000 6.77565 0.320000 6.4881"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.325000 6.2046 0.330000 6.0021 0.335000 5.76315 0.340000 5.508 0.345000
5.26905 0.350000 5.0382 0.355000 4.83975 0.360000 4.617"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.365000 4.4793 0.370000 4.41045 0.375000 4.31325 0.380000 4.23225 0.3850
00 4.1229 0.390000 3.93255 0.395000 3.7341 0.400000 3.55185"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.405000 3.39795 0.410000 3.2967 0.415000 3.1914 0.420000 3.078 0.425000
2.98485 0.430000 2.9403 0.435000 2.9565 0.440000 2.96055"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.445000 2.9808 0.450000 2.9808 0.455000 2.9322 0.460000 2.8026 0.465000
2.51505 0.470000 2.1789 0.475000 1.73745 0.480000 1.21095"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.485000 0.7128 0.490000 0.2349 0.495000 -0.27135 0.500000 -0.7209 0.5050
00 -1.09755 0.510000 -1.539 0.515000 -1.92375 0.520000 -2.15865"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.525000 -2.41785 0.530000 -2.6568 0.535000 -2.79855 0.540000 -3.00105 0.
545000 -3.1752 0.550000 -3.31695 0.555000 -3.4587 0.560000 -3.39795"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.565000 -3.2967 0.570000 -3.09825 0.575000 -2.83905 0.580000 -2.51505 0.
585000 -2.106 0.590000 -1.8144 0.595000 -1.43775 0.600000 -1.08135"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.605000 -0.78165 0.610000 -0.3888 0.615000 0 0.620000 0.40905 0.625000
0.75735 0.630000 1.06515 0.635000 1.40535 0.640000 1.74555"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.645000 2.0412 0.650000 2.35305 0.655000 2.66085 0.660000 2.87955 0.6650
00 3.00105 0.670000 2.9565 0.675000 2.79045 0.680000 2.51505"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.685000 2.13435 0.690000 1.6524 0.695000 1.0449 0.700000 0.33615 0.70500
0 -0.3888 0.710000 -1.12185 0.715000 -1.92375 0.720000 -2.59605"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.725000 -3.13875 0.730000 -3.5721 0.735000 -3.84345 0.740000 -4.0257 0.7
45000 -4.04595 0.750000 -4.11885 0.755000 -4.14315 0.760000 -4.02975"
FUNCTION "19990921_TAP003_X" TIMEVAL "0.765000 -3.92445 0.770000 -3.7503 0.775000 -3.62475 0.780000 -3.49515 0.
785000 -3.34125 0.790000 -3.21975 0.795000 -3.04155 0.800000 -2.83095"
```

圖 6.10 earthquake_e2k_converter.py 程式執行成果

6.4.2 程式架構

本程式為一個具有圖形化使用者介面的處理程式，架構說明如下：

(a) 圖形介面建立模組

本程式使用tkinter建立GUI主視窗，包含一個標題列、一個按鈕元件與一個可捲動文字區塊。按鈕用於觸發檔案選取流程，文字區域則用於顯示轉換後的e2k格式文字結果。整體介面簡潔直觀，支援視窗大小調整與內容自動填滿。

(b) 檔案選取與處理觸發模組

使用者點擊「選擇xlsx檔案」按鈕後，會觸發select_file()函式，彈出檔案選取對話框（可多選）。程式對每個選中的Excel檔執行轉換流程，並將所有結果一併輸出至視窗中的文字框，便於複製與後續使用。

(c) Excel 資料讀取與檢查模組

read_and_convert(filepath)函式負責讀取Excel檔案中的工作表，並檢查欄位數

是否足夠（至少需包含時間與X/Y/Z三軸加速度）。若資料結構符合要求，則將其分別送入轉換函式進行處理；若格式不符或讀取失敗，則返回錯誤訊息。



(d) e2k 格式文字產生模組

`generate_e2k_text(df, direction, filename)` 為關鍵邏輯函式，負責將指定方向（X、Y、Z）的時間與加速度資料轉換為ETABS支援的FUNCTION語法格式。每一筆資料會被格式化為六位小數，並避免使用科學記號（除非小數點過長），並以每行 8 組時間-加速度對的方式分段排版，符合 e2k 語法要求。

(e) 結果整合與顯示模組

轉換後的文字內容透過ScrolledText元件顯示在主視窗中，支援多個檔案連續輸入與顯示，便於使用者將其複製貼至 ETABS 模型中的.e2k文字檔。整體流程中無需儲存中介檔案，採用直接預覽模式，提高效率與操作彈性。

本程式架構如圖 6.11 所示。

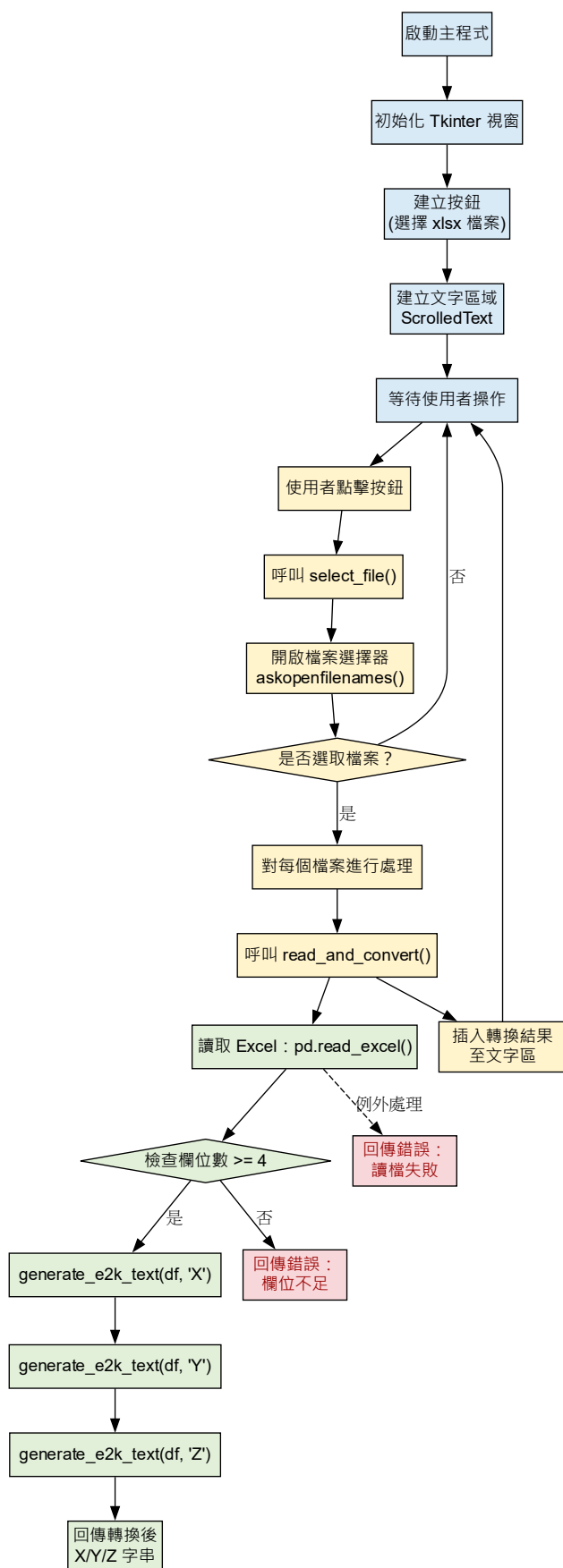


圖 6.11 earthquake_e2k_converter.py 程式架構圖

6.5 背骨曲線線形調整工具(backbone_curve_editor.py)

6.5.1 功能說明

在進行非線性歷時分析時，若背骨曲線之 B 點與 C 點為水平段，容易使分析發散，因此特別開發本程式，可以快速批次修正所有的背骨曲線，將背骨曲線的 B 點調降一點，讓 BC 點間形成具有斜率的直線，幫助收斂性。

本程式是一個具圖形化顯示介面的工具，可協助使用者批次修改 ETABS 模型中.e2k 檔案裡的塑鉸背骨曲線參數。使用者只需將原始.e2k 文字貼到左側輸入框，程式會自動搜尋並比對背骨曲線的 B 點及 C 點，若發現 B 點至 C 點間為水平線，便會將 B 點略為調降，使 B 點與 C 點形成斜線，增加收斂性。處理完成後，修正後的文字內容將顯示在右側輸出框，使用者可快速將其複製並取代原本的 e2k 文字檔。這支工具簡化了大量模型參數手動校對的流程，提升 ETABS 使用者修正背骨曲線的效率。

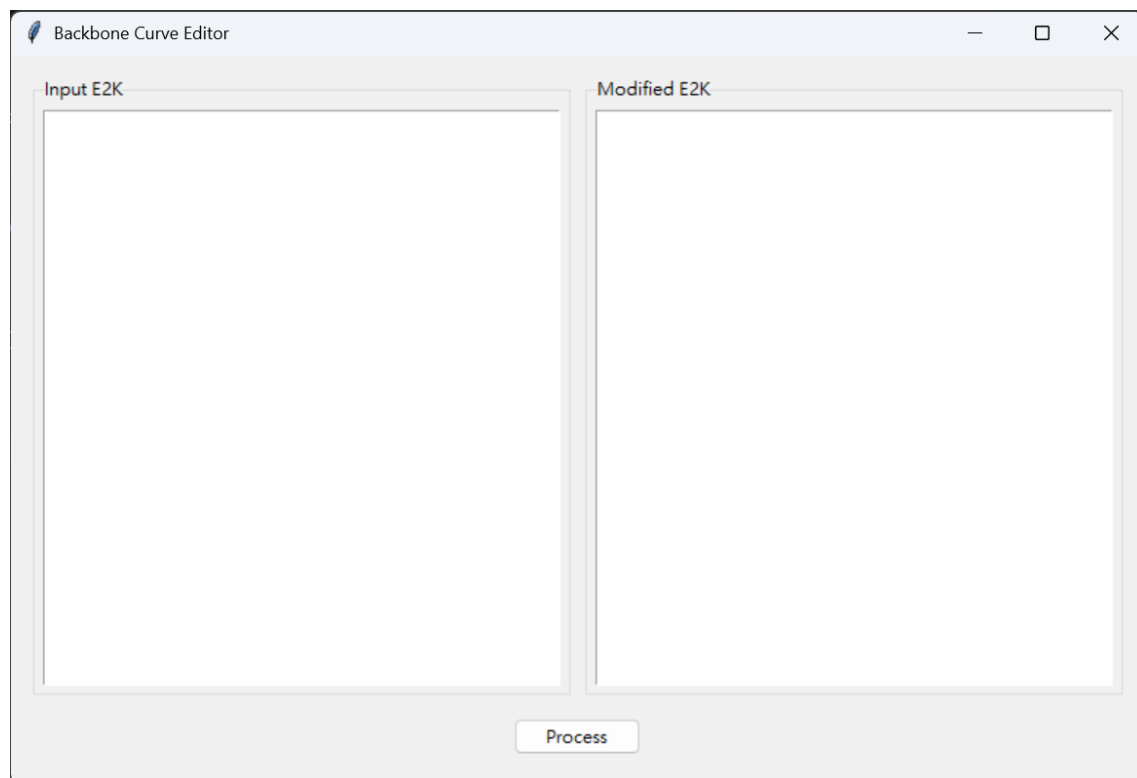


圖 6.12 backbone_curve_editor.py 程式初始化界面



6.5.2 程式架構

本程式的架構說明如下：

(a) GUI 主介面建立 (__init__)

程式採用 tkinter 建立視窗介面，在 __init__ 函數中初始化整體 GUI 架構。主畫面包含兩個文字框架，左邊為使用者貼上原始 E2K 文字的「Input E2K」區塊，右邊為處理後結果的「Modified E2K」區塊。兩者均使用 ttk.LabelFrame 包裝，內部為可輸入的 tk.Text 文字元件。此外，中間下方設有一個「Process」按鈕，供使用者啟動轉換邏輯，並將結果輸出至右側區塊。

(b) 排版與格線設定

為使介面能自動調整大小，程式針對各個框架的 rowconfigure 與 columnconfigure 進行彈性權重設定。這讓當視窗放大縮小時，文字框可以隨著視窗調整比例，不會造成排版擁擠或錯位，達成良好的使用者體驗。

(c) 主功能邏輯：process_text

使用者按下「Process」按鈕後會觸發 process_text 方法，此方法會從左側文字區塊抓取原始內容，逐行讀取並進行檢查與修正。主要邏輯包含：

1. 若偵測到"B"與"C"參數出現且同為預設值 1，則自動將"B"的數值改為 0.95。
2. 若偵測到"-C"與"-B"出現且皆為-1，則自動將"-B"的數值改為-0.95。

這些條件皆以每兩行為單位進行比對與處理，處理後的結果將被加入新的字串陣列。

(d) 結果輸出更新

當處理完成後，右側的 Text 區塊將被清空，並以 insert() 方法插入處理完的字串。這樣使用者可以清楚比對修改前後的差異，並視情況複製結果或進行進一步處理。

(e) 程式進入點 (main())

在程式最後以 main() 函數建立 tk.Tk() 視窗，並實例化 E2KEditor 類別。整體 GUI 以 mainloop() 保持執行直到使用者關閉視窗。這樣的結構清晰、獨立，便於將來功能擴充或整合進其他 GUI 系統中。

本程式架構如圖 6.13 所示。

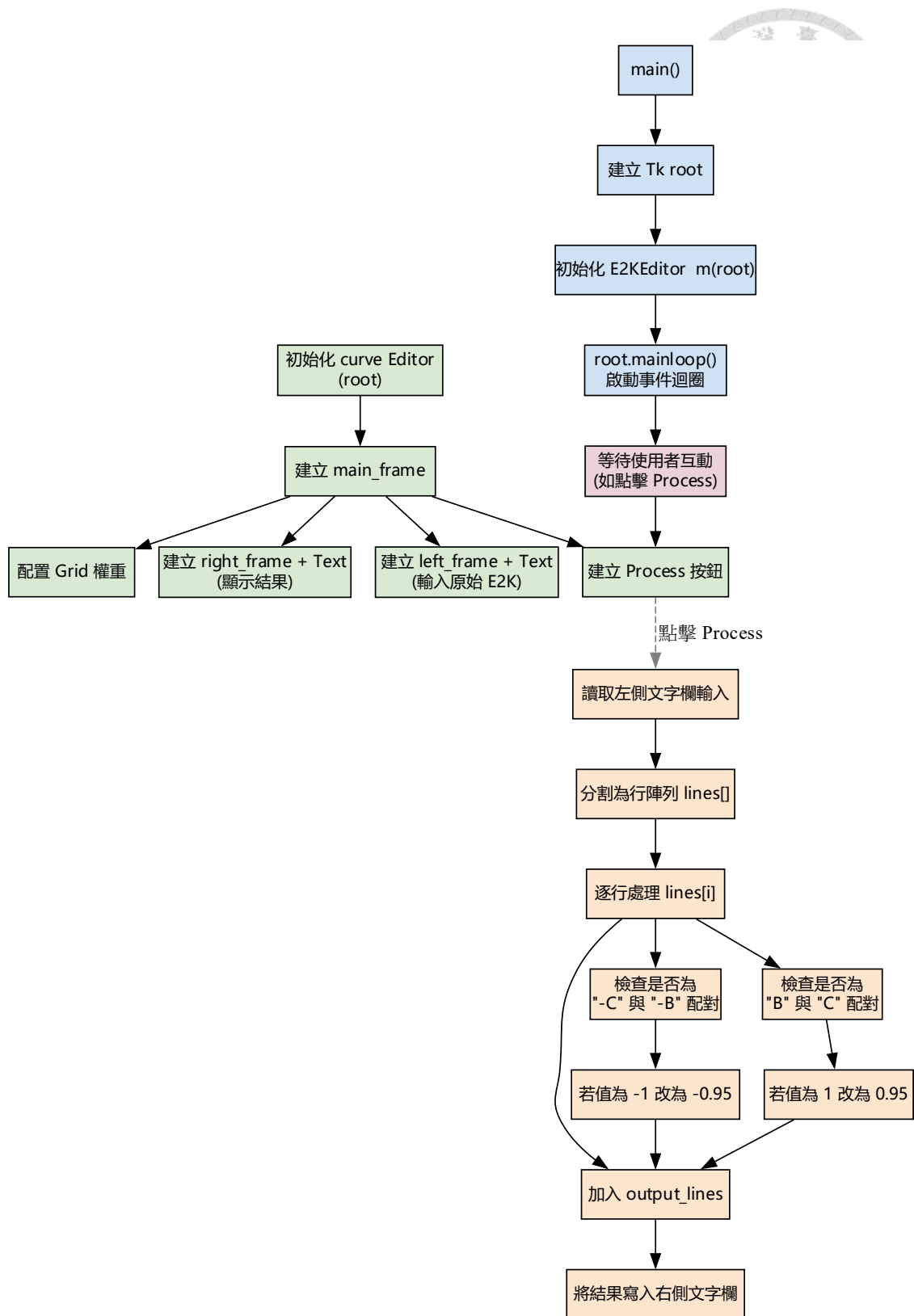


圖 6.13 backbone_curve_editor.py 程式架構圖

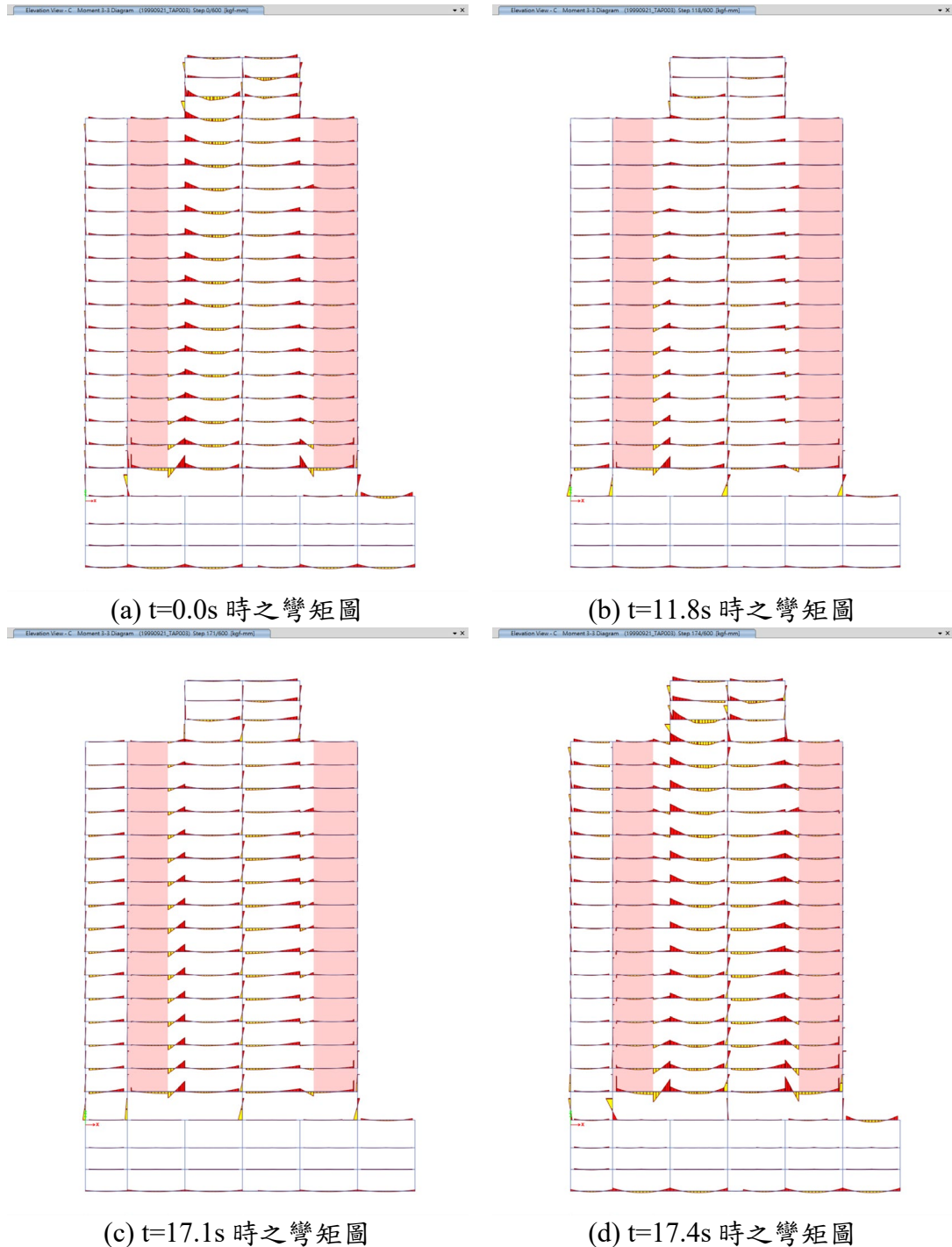


第七章 非線性歷時分析結果

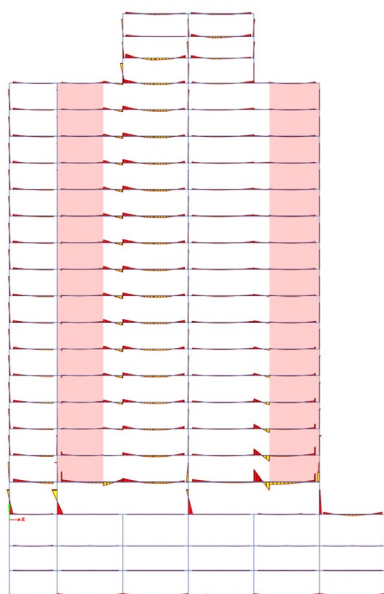


7.1 地震作用下之彎矩

下圖 7.1 顯示本建築物剖面 C 於 1999/09/21 01:47 TAP003 地震作用下，於強震開始後，各時間下的彎矩圖。可發現梁端的彎矩在地震過程中會發生正負號反轉之現象，且低樓層的柱，在特定時刻可能會由雙曲率柱變成單曲率柱。

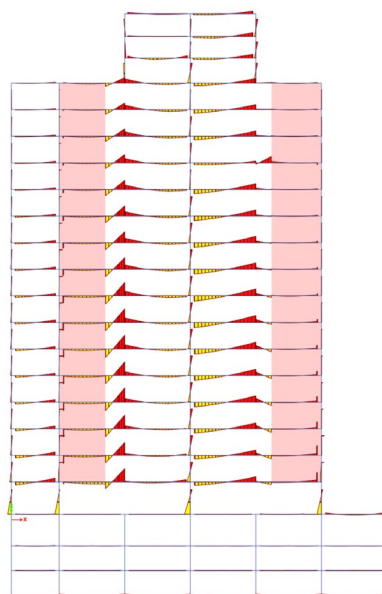


Elevation View - C - Moment 1-1 Diagram - (19990021_TAP001) Step 192/800 (kgf/mm)



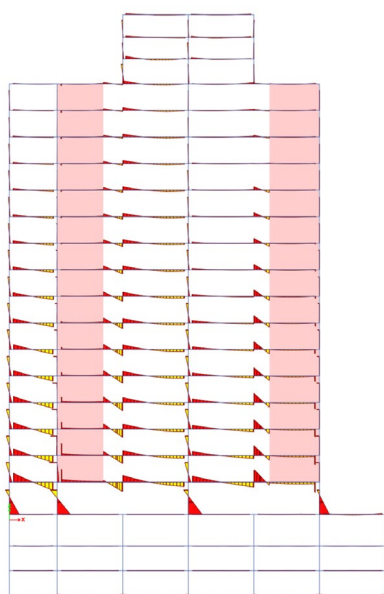
(e) $t=19.2s$ 時之彎矩圖

Elevation View - C - Moment 1-1 Diagram - (19990021_TAP001) Step 206/800 (kgf/mm)



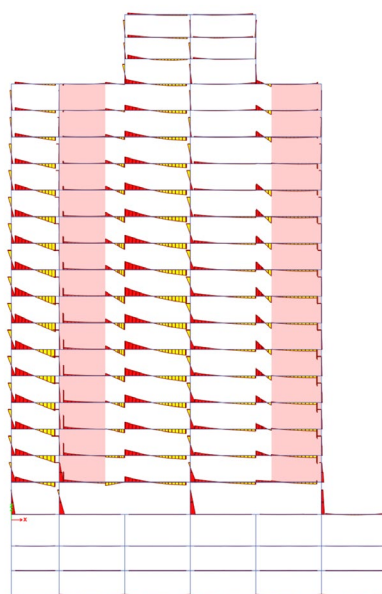
(f) $t=20.9s$ 時之彎矩圖

Elevation View - C - Moment 1-1 Diagram - (19990021_TAP001) Step 211/800 (kgf/mm)

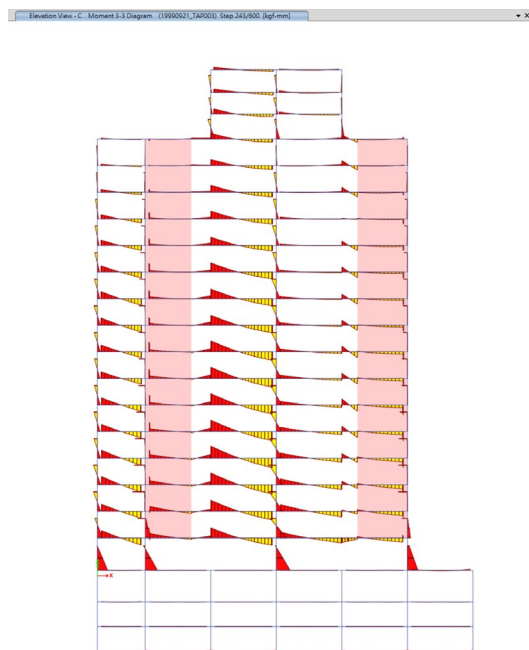


(g) $t=21.3s$ 時之彎矩圖

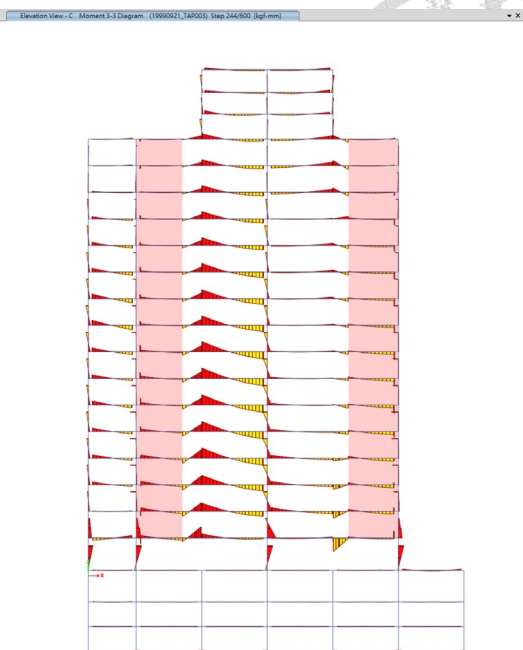
Elevation View - C - Moment 1-1 Diagram - (19990021_TAP001) Step 224/800 (kgf/mm)



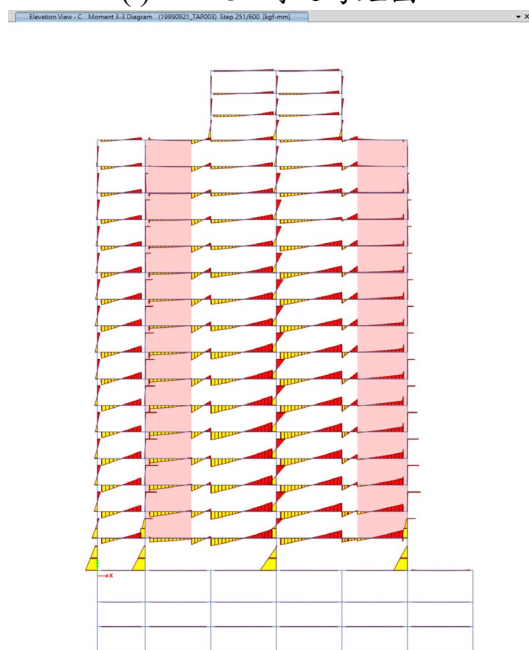
(h) $t=22.4s$ 時之彎矩圖



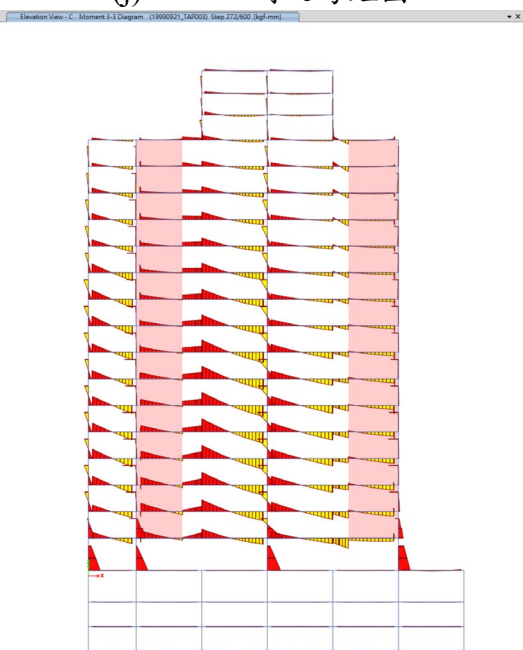
(i) $t=24.3s$ 時之彎矩圖



(j) $t=24.4s$ 時之彎矩圖



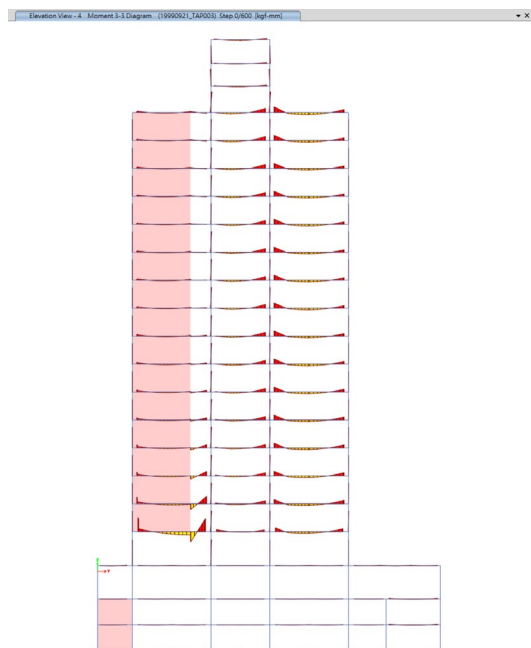
(k) $t=25.1s$ 時之彎矩圖



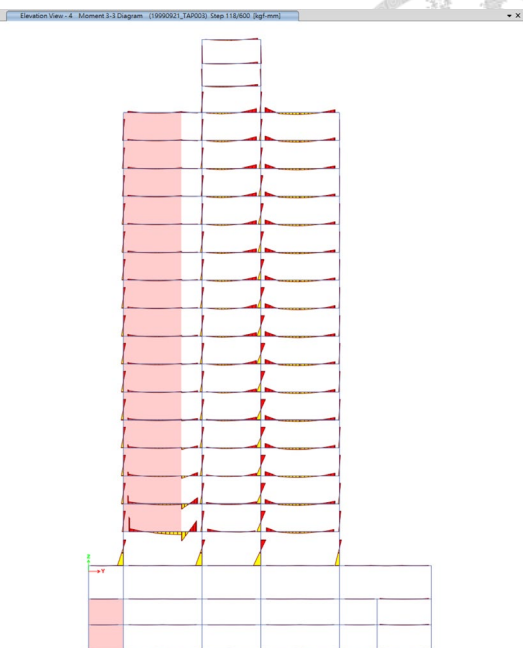
(l) $t=27.2s$ 時之彎矩圖

圖 7.1 剖面 C 於地震歷時作用下之彎矩(時間為強震開始時起算)

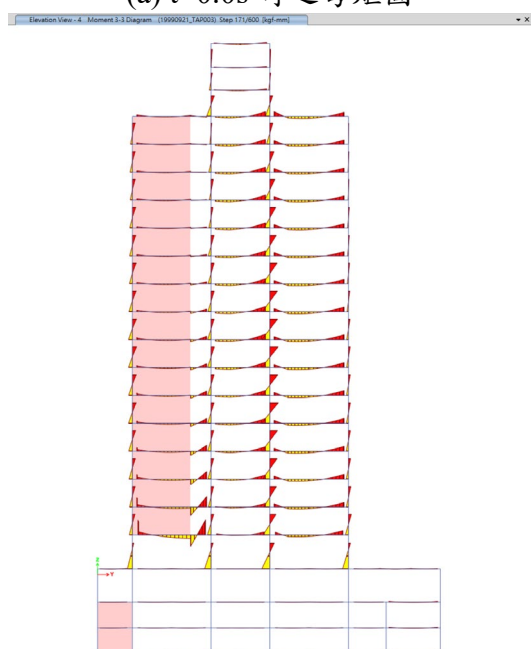
下圖 7.2 為本建築物剖面 4 於 1999/09/21 01:47 TAP003 地震作用下，於強震開始後，各時間下的彎矩圖。所截取的時間，與之時間點相同，可發現由於地震加速度歷時具有方向性，因此建築物的兩項未必會同時產生最大反應值。



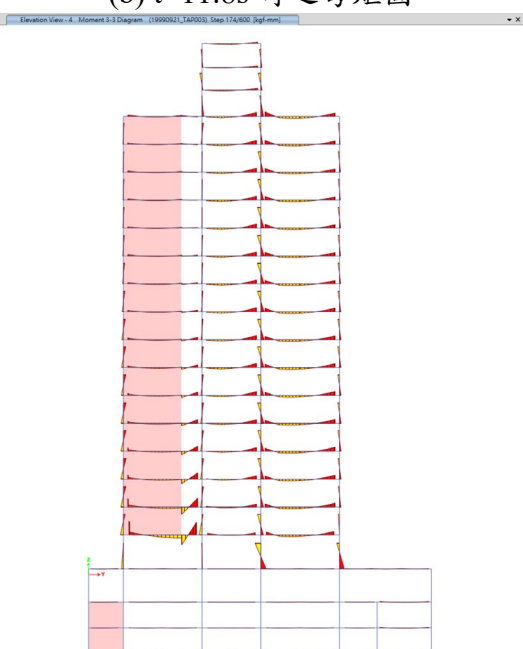
(a) $t=0.0s$ 時之彎矩圖



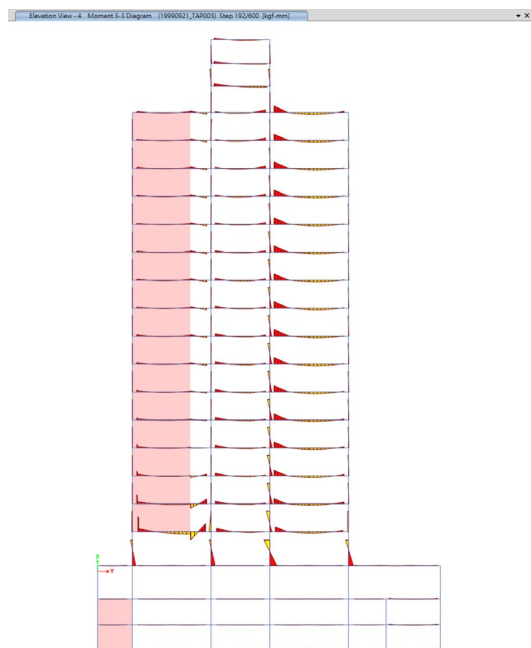
(b) $t=11.8s$ 時之彎矩圖



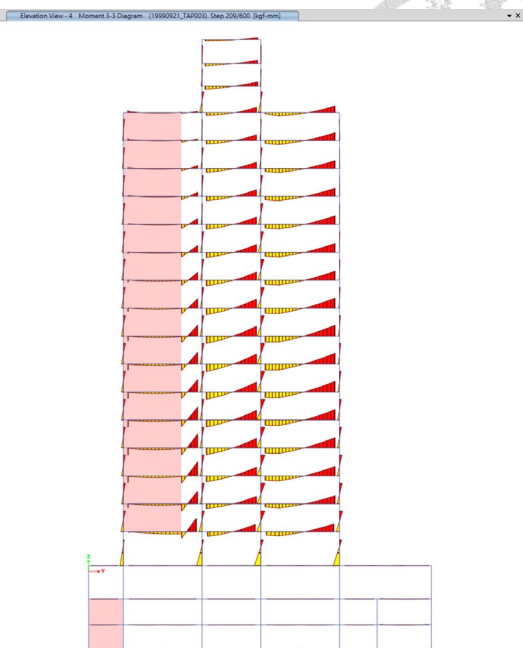
(c) $t=17.1s$ 時之彎矩圖



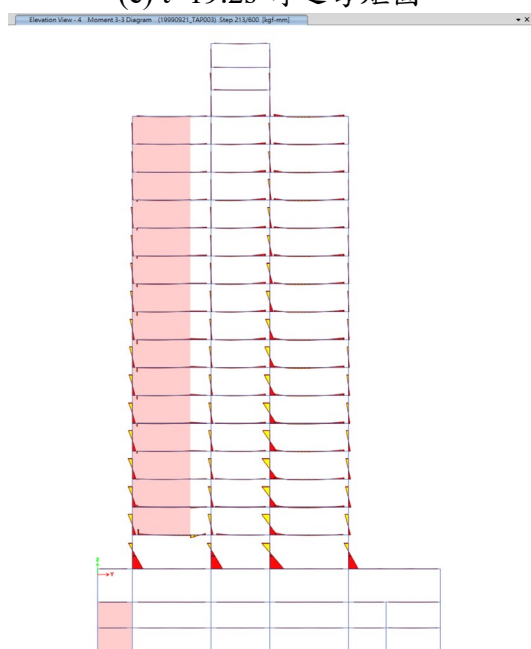
(d) $t=17.4s$ 時之彎矩圖



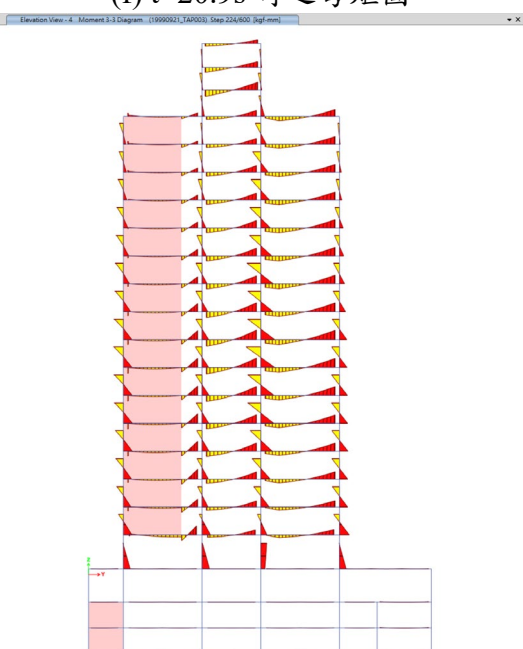
(e) $t=19.2s$ 時之彎矩圖



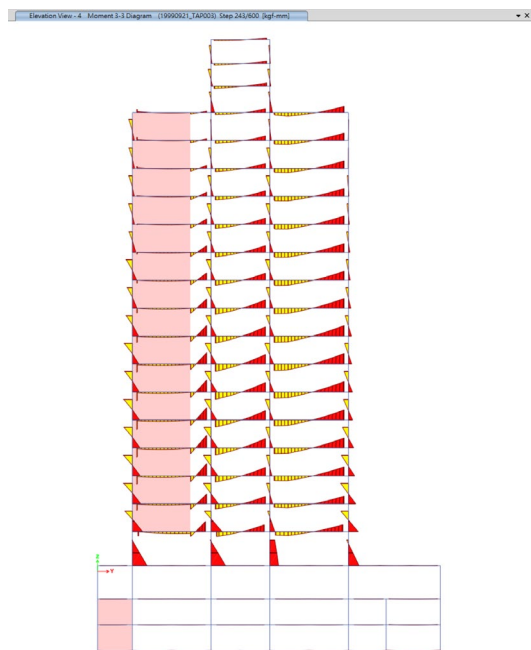
(f) $t=20.9s$ 時之彎矩圖



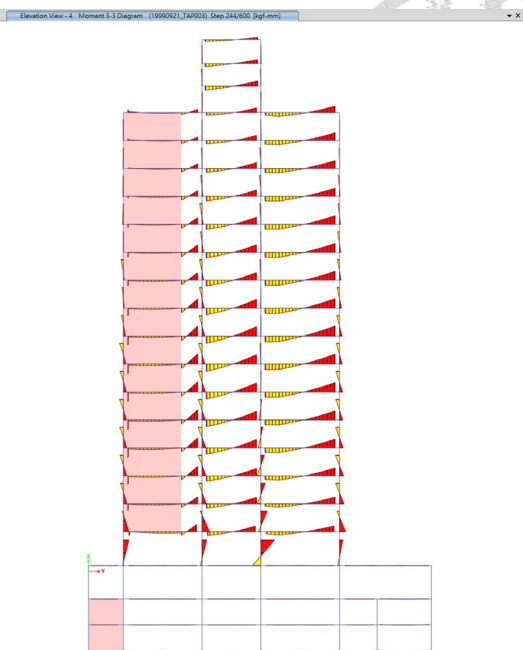
(g) $t=21.3s$ 時之彎矩圖



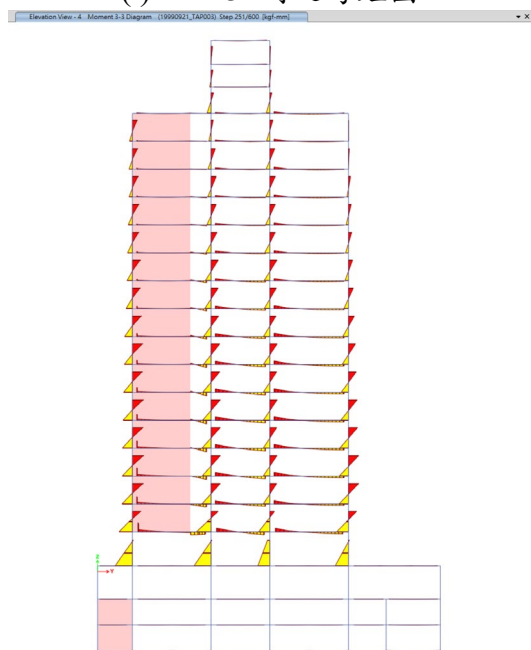
(h) $t=22.4s$ 時之彎矩圖



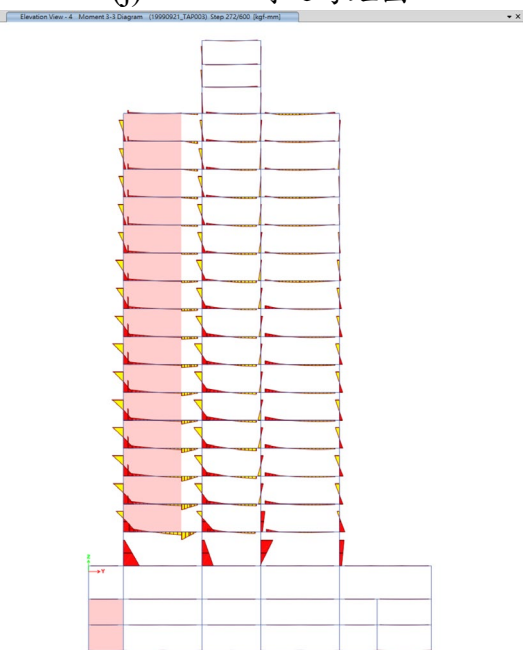
(i) $t=24.3s$ 時之彎矩圖



(j) $t=24.4s$ 時之彎矩圖



(k) $t=25.1s$ 時之彎矩圖



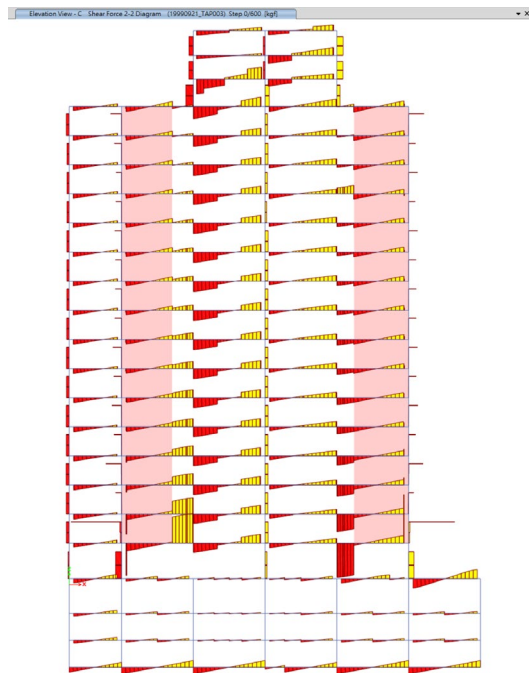
(l) $t=27.2s$ 時之彎矩圖

圖 7.2 剖面 4 於地震歷時作用下之彎矩(時間為強震開始時起算)

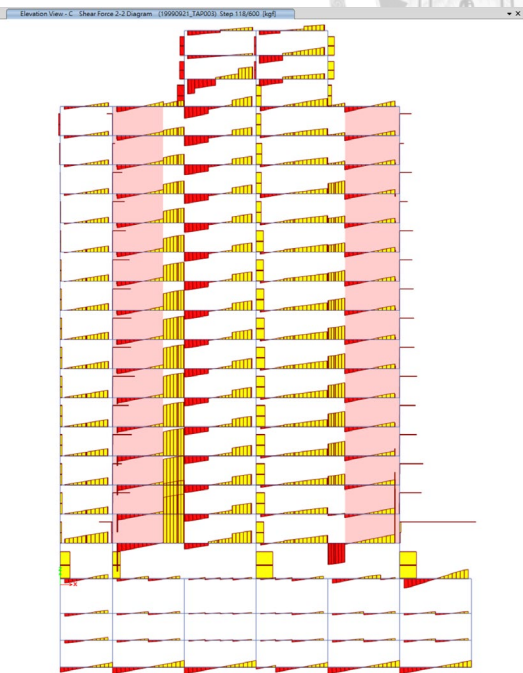
7.2 地震作用下之剪力

圖 7.3 顯示本建築物剖面 C 於 1999/09/21 01:47 TAP003 地震作用下，於強震開始後，各時間下的 V2 剪力圖。可發現建築物受地震作用時，梁端的剪力變化

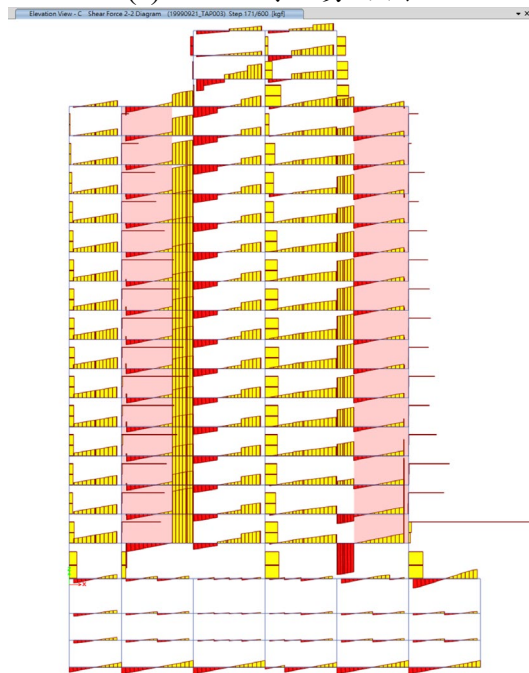
劇烈，甚至會有正負號反轉之情形。另外在非結構牆旁的短梁，其剪力之數值也放大甚多，顯示短梁效應確實有發生。



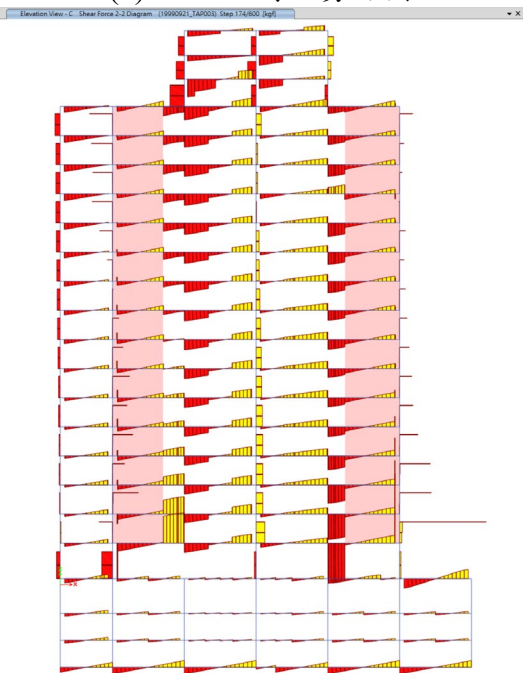
(a) $t=0.0\text{s}$ 時之剪力圖



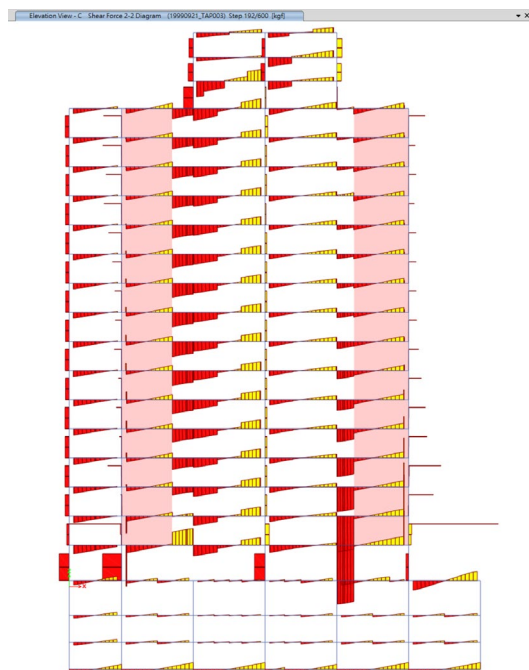
(b) $t=11.8\text{s}$ 時之剪力圖



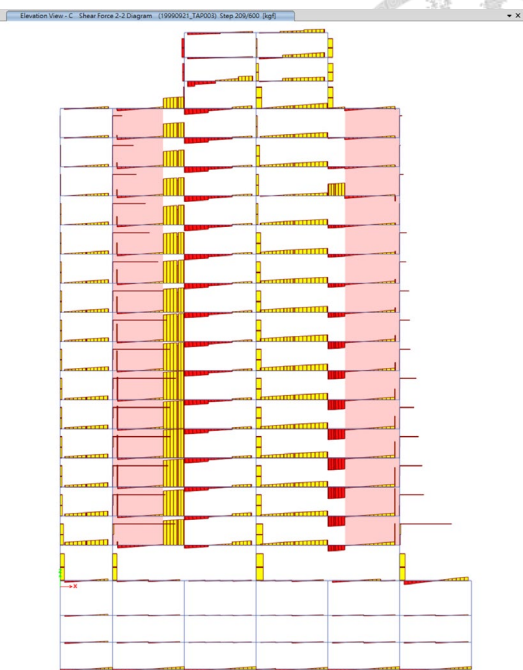
(c) $t=17.1\text{s}$ 時之剪力圖



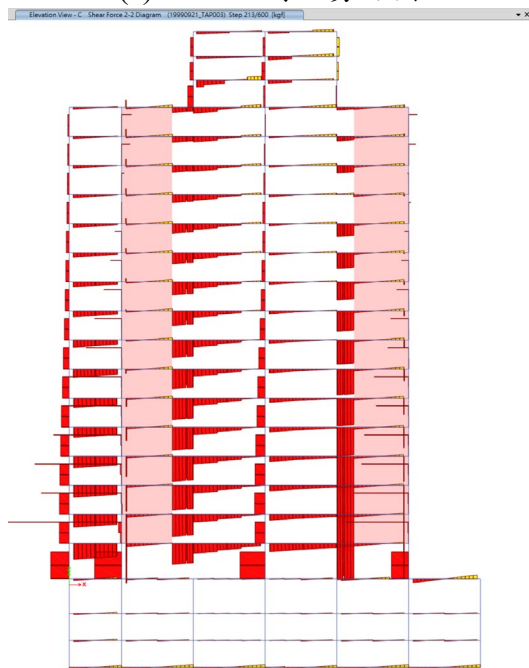
(d) $t=17.4\text{s}$ 時之剪力圖



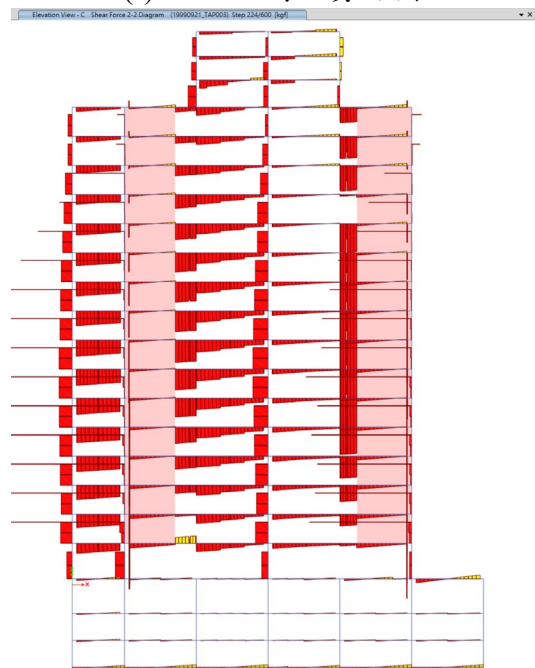
(e) $t=19.2s$ 時之剪力圖



(f) $t=20.9s$ 時之剪力圖



(g) $t=21.3s$ 時之剪力圖



(h) $t=22.4s$ 時之剪力圖

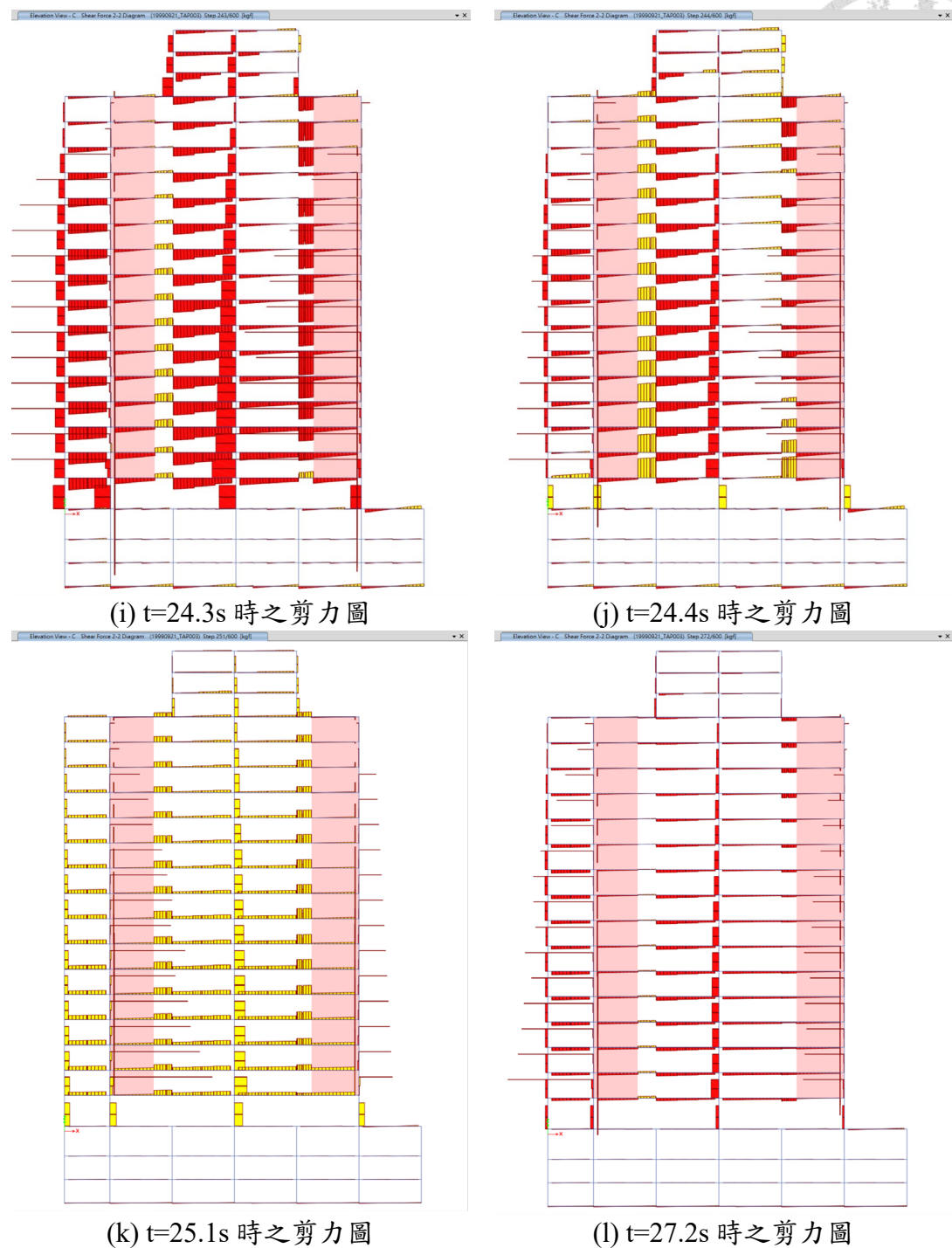
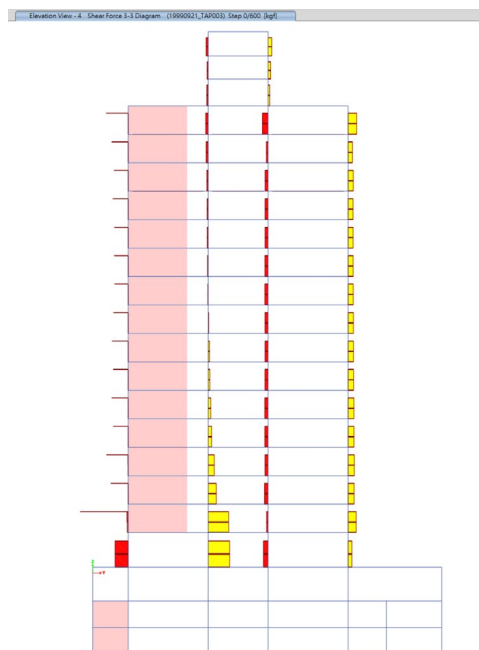
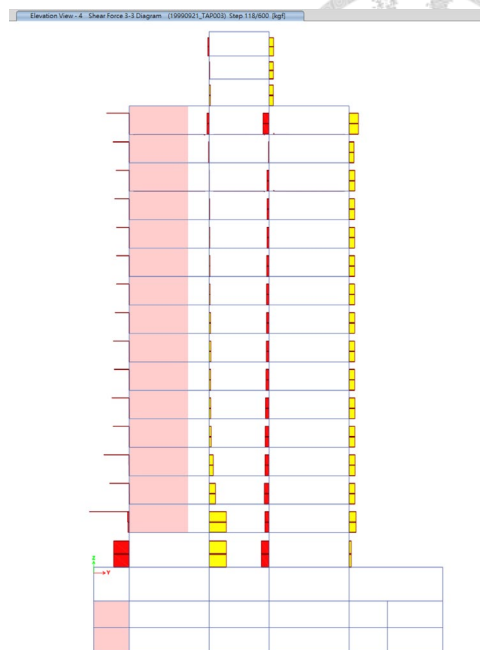


圖 7.3 剖面 C 於地震歷時作用下之剪力(時間為強震開始時起算)

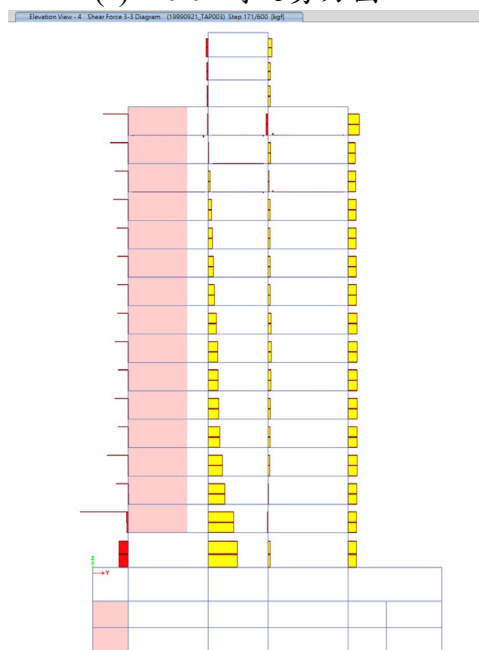
圖 7.4 顯示本建築物剖面 4 於 1999/09/21 01:47 TAP003 地震作用下，於強震開始後，各時間下的 V3 剪力圖。可發現建築物受地震作用時，地震力的分佈並非均以第一模態分佈，有時候不同樓層間的剪力會有不同的方向。



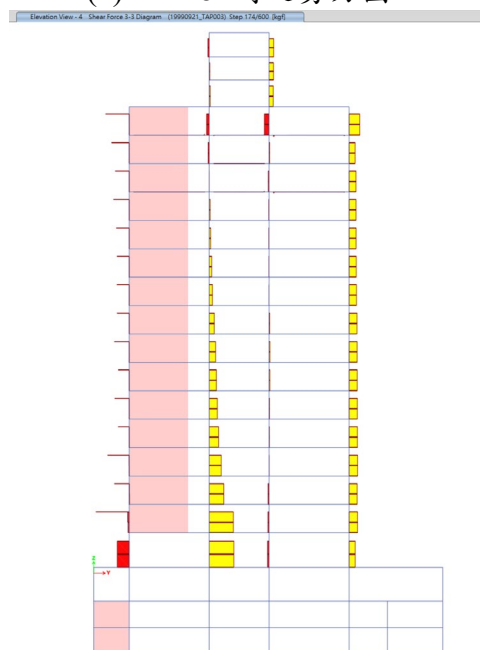
(a) $t=0.0s$ 時之剪力圖



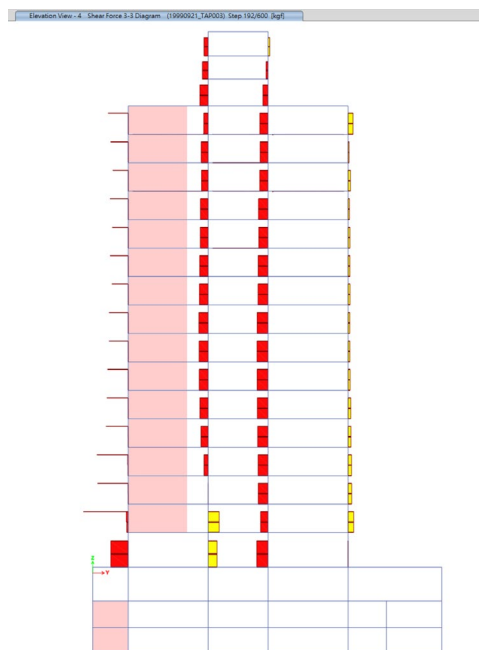
(b) $t=11.8s$ 時之剪力圖



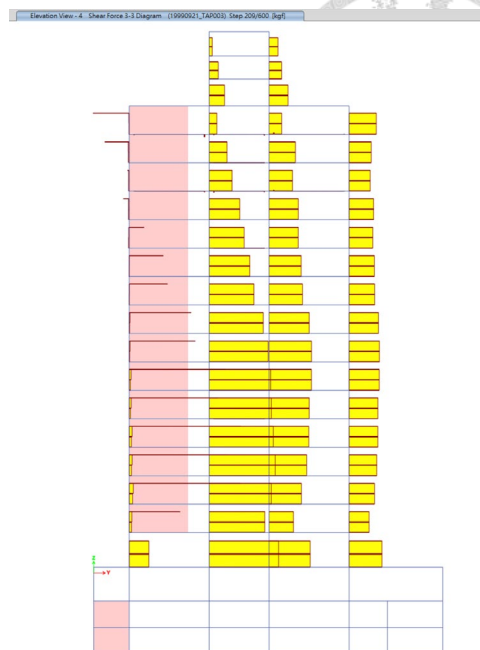
(c) $t=17.1s$ 時之剪力圖



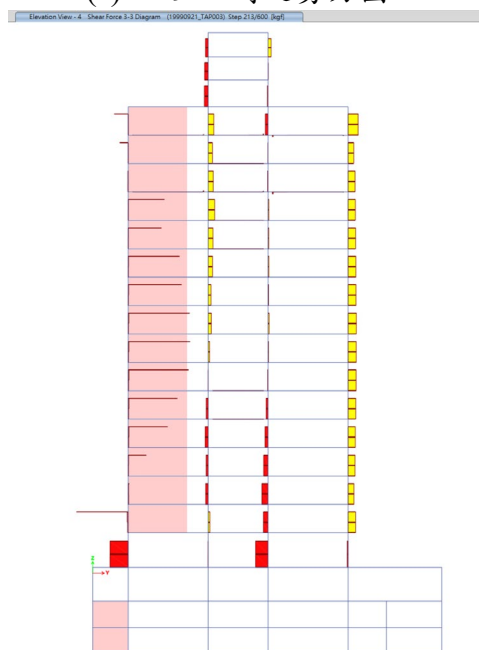
(d) $t=17.4s$ 時之剪力圖



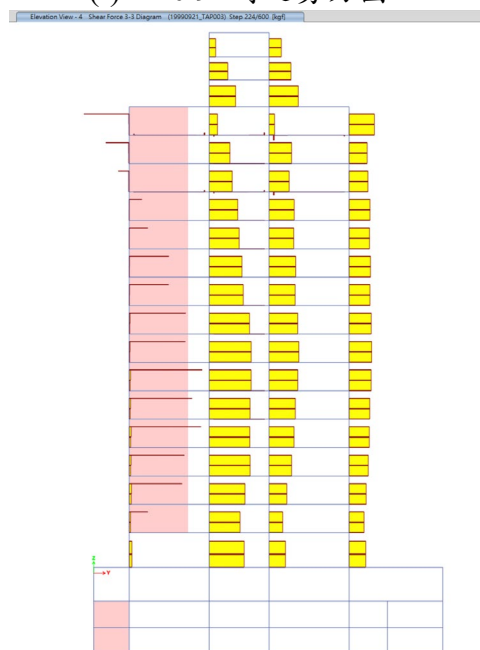
(e) $t=19.2s$ 時之剪力圖



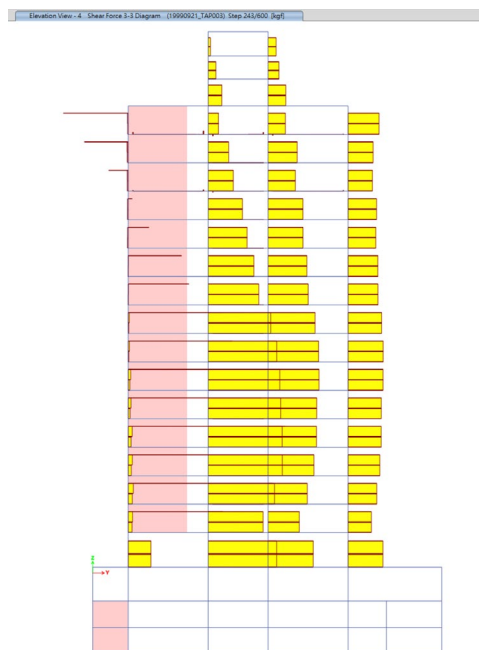
(f) $t=20.9s$ 時之剪力圖



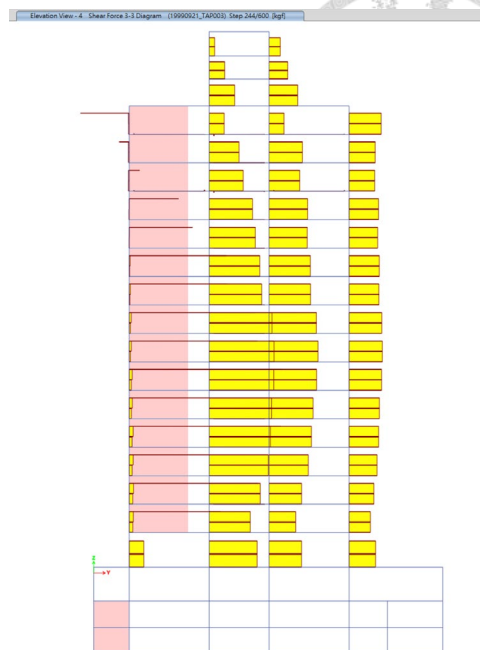
(g) $t=21.3s$ 時之剪力圖



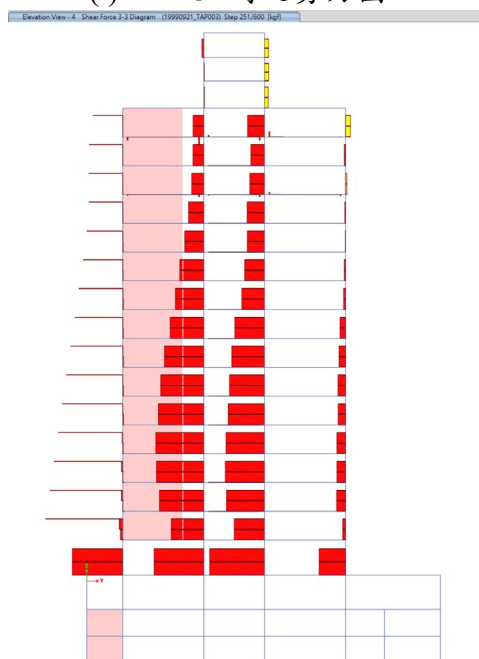
(h) $t=22.4s$ 時之剪力圖



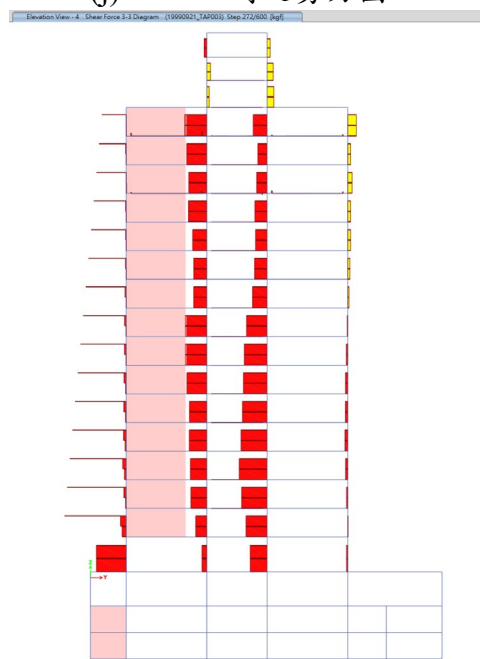
(i) $t=24.3s$ 時之剪力圖



(j) $t=24.4s$ 時之剪力圖



(k) $t=25.1s$ 時之剪力圖



(l) $t=27.2s$ 時之剪力圖

圖 7.4 剖面 4 於地震歷時作用下之剪力(時間為強震開始時起算)



7.3 整體結構行為—塑鉸發展情況

本節說明本建築物於各個地震歷時下，整體結構梁柱塑鉸發展情況。

本研究在 ETABS 中指派撓曲塑鉸於梁柱之兩端，ETABS 會記錄每個塑鉸的塑性變形量已發展到背骨曲線的哪個階段。當構件已超過 ASCE 41-17 背骨曲線所定義的降伏點 B 而進入非線性行為時，ETABS 之塑鉸會顯示綠色的點；當構件已超過 ASCE 41-17 所定義的最大強度點 C，說明構件已發展出最大強度，並且進入強度衰減的階段，此時 ETABS 之塑鉸會顯示藍色的點；當構件已大幅發展出非線性行為且強度僅剩殘餘強度時，ETABS 之塑鉸會顯示紫色的點此時代表構件已瀕臨破壞；當構件已完全破壞，強度下降至 0 時，ETABS 之塑鉸會顯示紅色的點。故吾人可以透過觀察各個剖面各個塑鉸的發展情況，來觀察整體結構之非線性行為與破壞情況。

為了瞭解建築物各主軸方向於地震作用下之非線性行為，本研究取出 X 向之剖面 D 及 Y 向之剖面 3，並觀察此兩個剖面於各筆地震中之塑鉸發展情況，此兩個剖面之位置，如圖 7.5 所示。

圖 7.6 為本棟建築物 X 向剖面 E 的塑鉸發展情況。可發現在 1999/09/21 01:47 TAP003 及 1999/09/21 01:47 TAP010 兩筆地震中，剖面 E 2F~11F 的兩道非結構牆，其塑鉸狀態皆顯示藍色，表示該二道非結構牆，都已發展出最大強度，且強度已開始下降，但仍未完全破壞。不過在 1999/09/21 01:47 TAP013 的地震中，非結構牆在同個剖面便僅有 2F~4F 顯示藍色，顯示在這筆地震下，非結構牆的損壞狀況較為輕微。在梁柱部分，可發現幾乎所有樓層之梁端皆產生綠色的點，表示梁端有進入降伏。柱子則僅在兩道非結構牆中間的柱子有較多的綠點，表示該位置之柱子也有產生撓曲降伏。此外，在兩道非結構牆中間的柱子，在高度中點的位置，亦出現了剪力開裂的現象。

圖 7.7 為本棟建築物 Y 向剖面 3 的塑鉸發展情況。可發現在 1999/09/21 01:47 TAP011 所有非結構牆，其塑鉸狀態皆顯示藍色，表示非結構牆都已發展出最大強度，且強度已開始下降，但仍未完全破壞。不過在其他地震歷時下，非結構牆的損壞情況便小很多，有些尚未達到最大強度點，顯示在這筆地震下，非結構牆的損壞狀況較為輕微。在梁柱部分，可發現幾乎所有樓層之梁端皆產生綠色的點，

表示梁端有進入降伏。值得注意的是，在非結構牆的剪力塑鉸，有顯示綠色的點，表示該梁已有非線性的剪力行為產生，然而尚未達到最大強度點。

此外，可發現本建築在所有輸入地震作用下，全棟有進入非線性行為的梁柱構件，多僅出現綠色點的塑鉸，表示構件雖有降伏，但尚未發展到最大強度，塑性變形量並不大，代表結構仍有大量非線性變形消能的潛力。

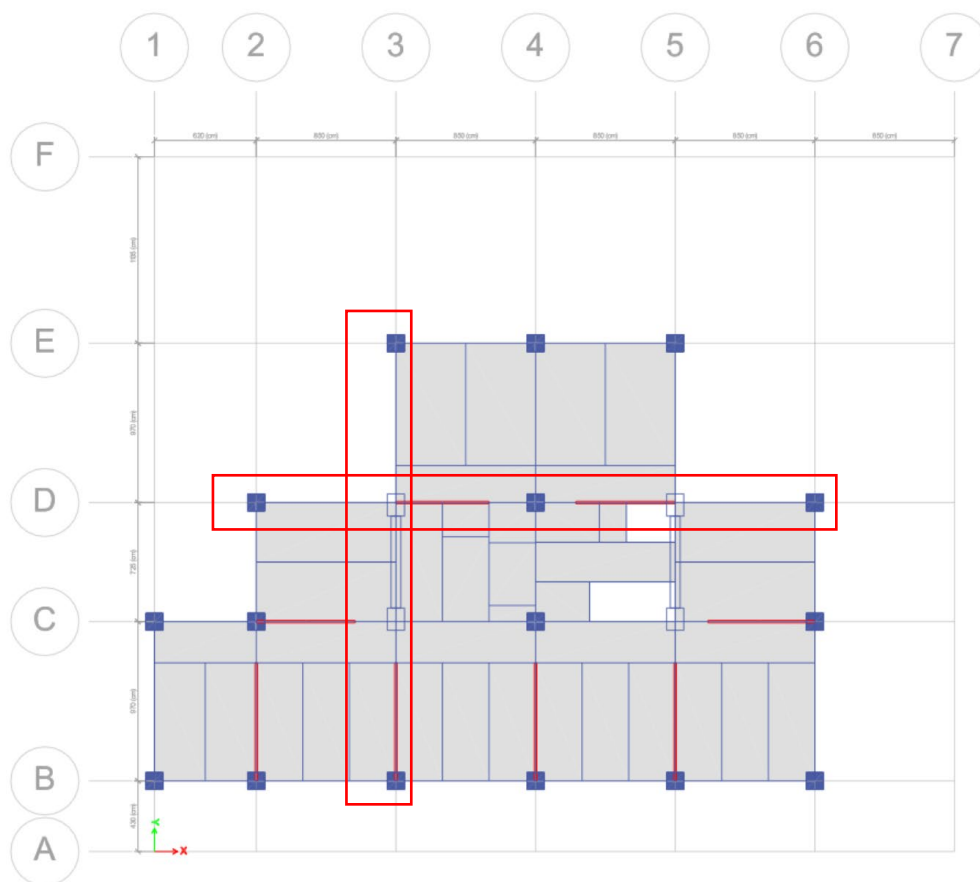
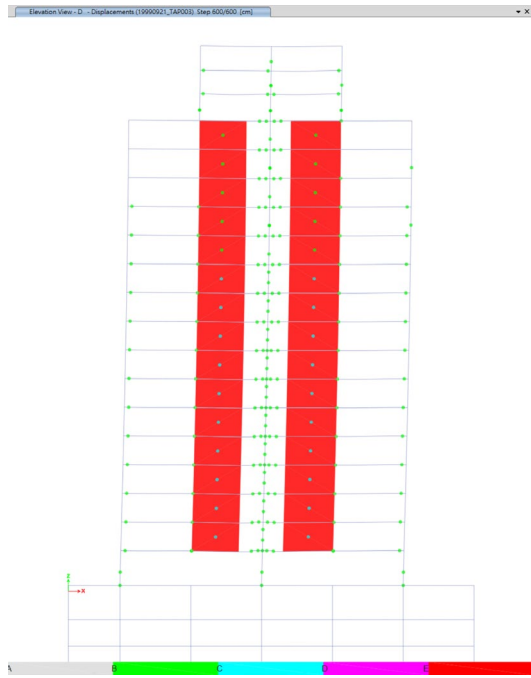
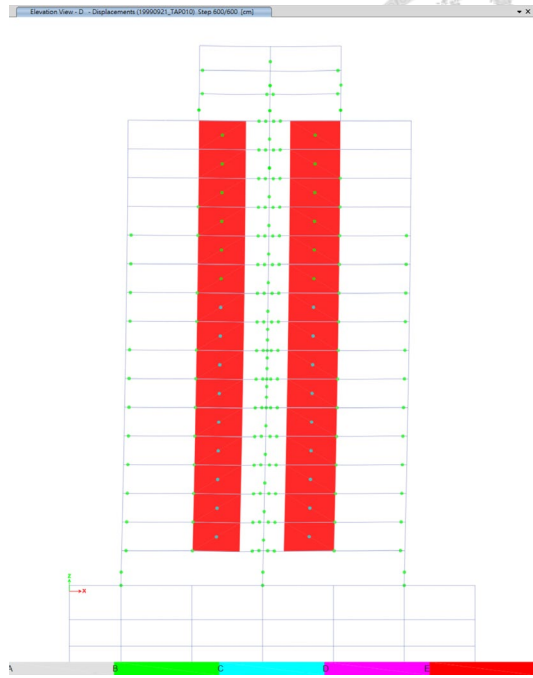


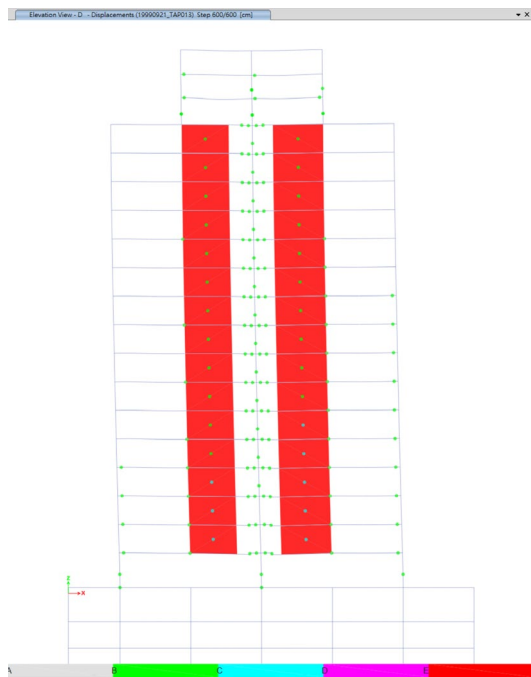
圖 7.5 塑鉸發展情況剖面示意圖



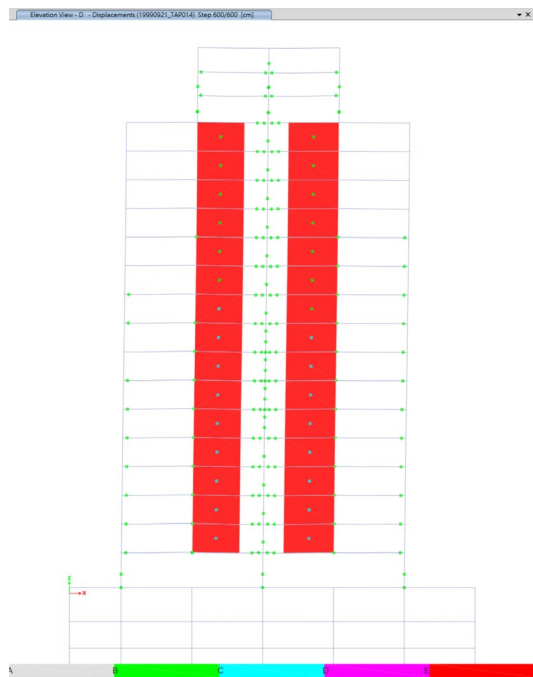
(a) 1999/09/21 01:47 TAP003



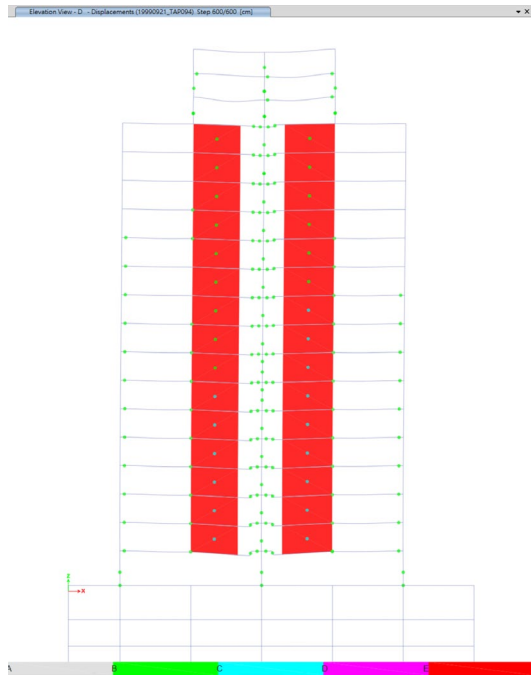
(b) 1999/09/21 01:47 TAP010



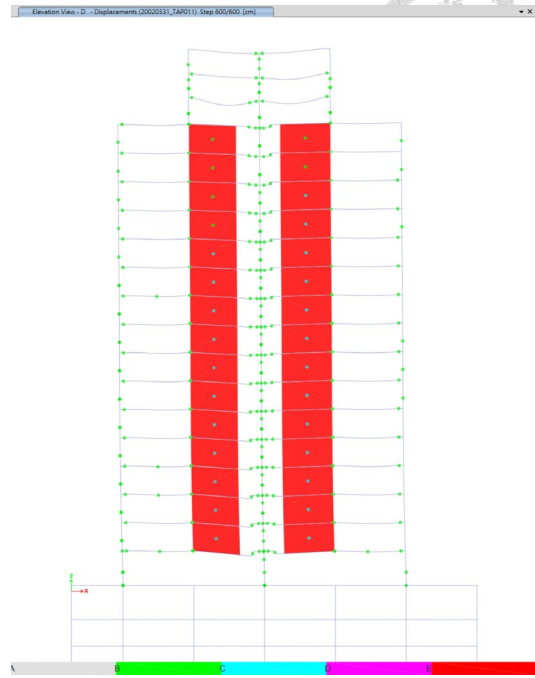
(c) 1999/09/21 01:47 TAP013



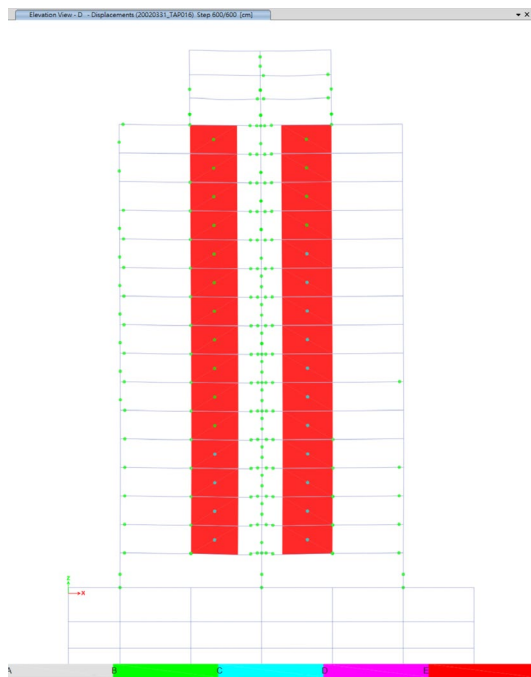
(d) 1999/09/21 01:47 TAP014



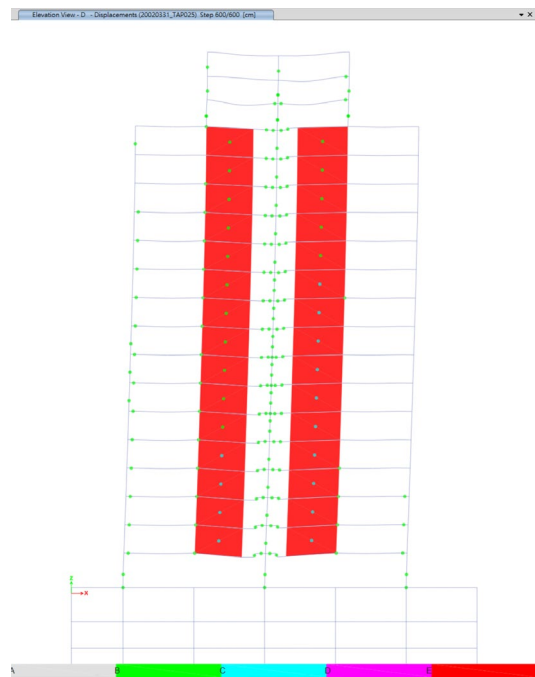
(e) 1999/09/21 01:47 TAP094



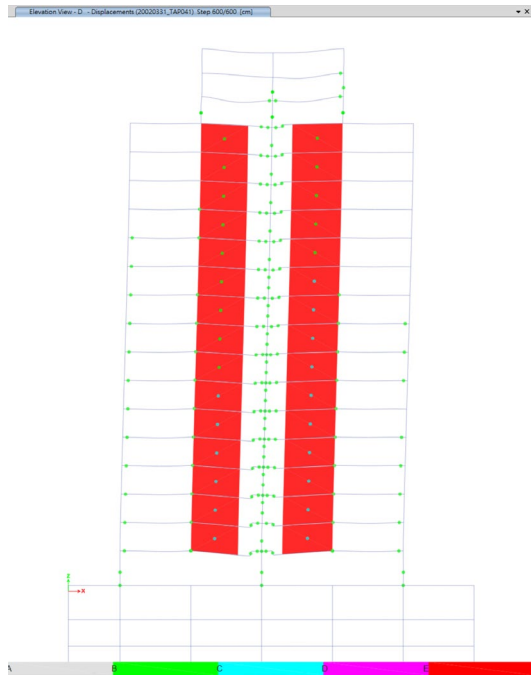
(f) 3/31/2002 14:52 TAP011



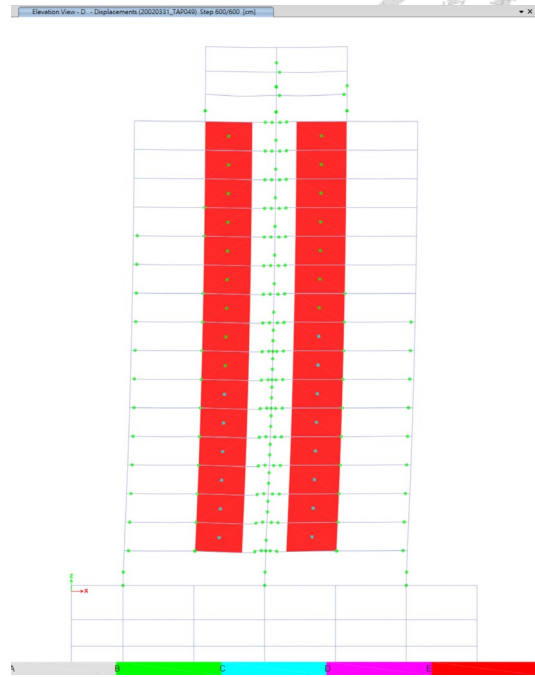
(g) 3/31/2002 14:52 TAP016



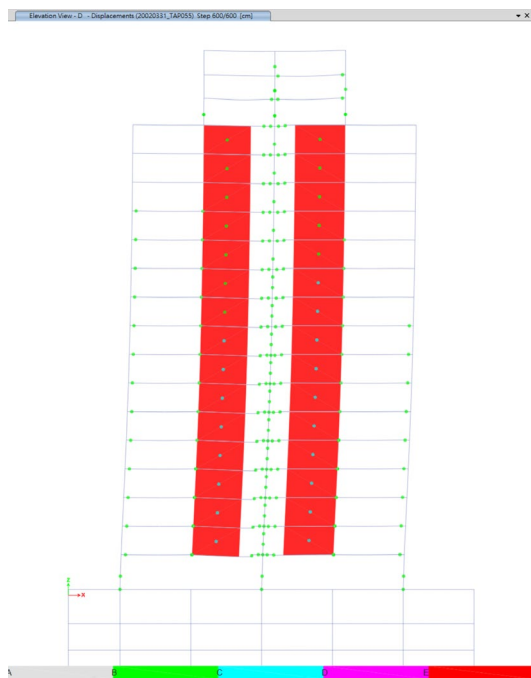
(h) 3/31/2002 14:52 TAP025



(i) 3/31/2002 14:52 TAP041

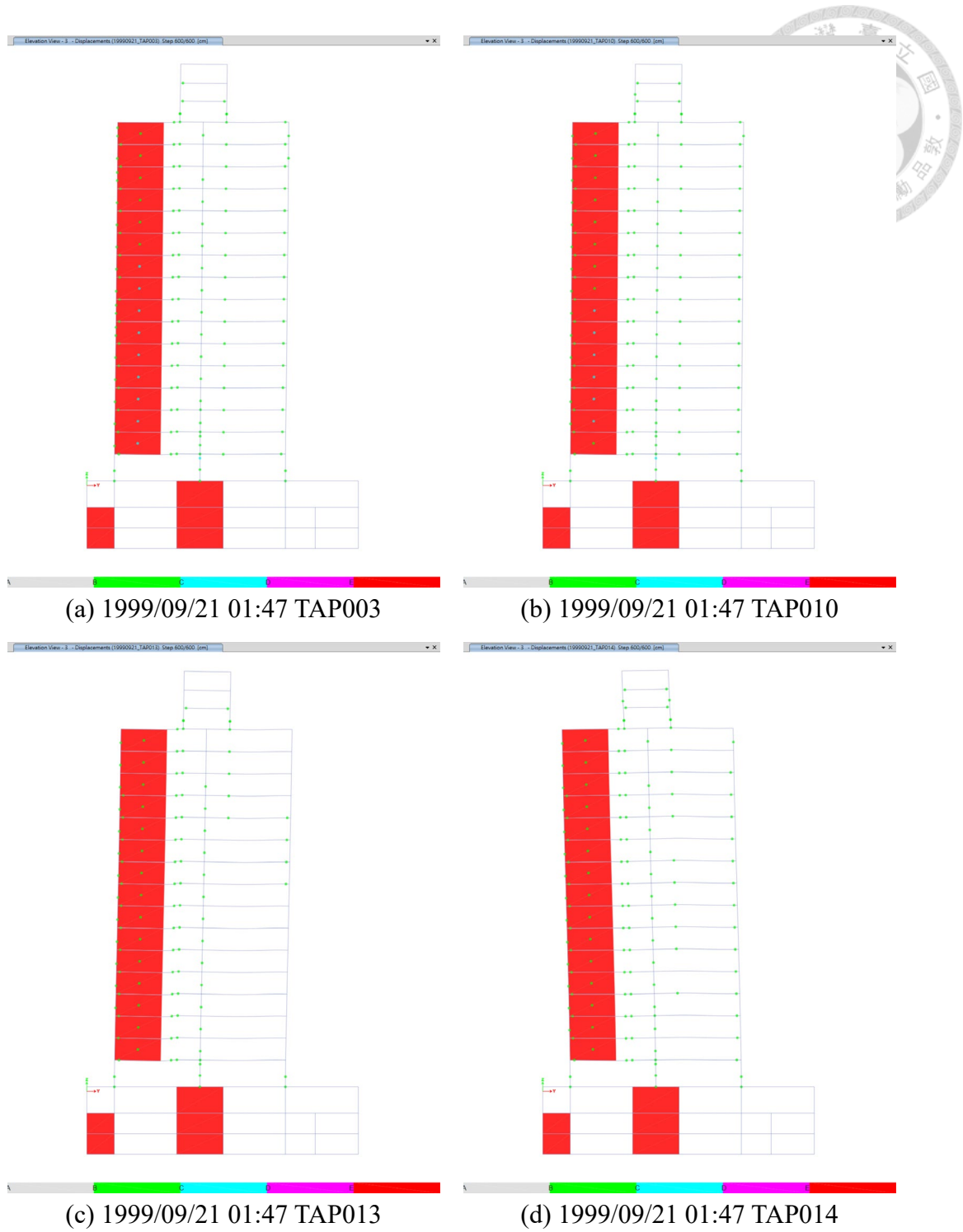


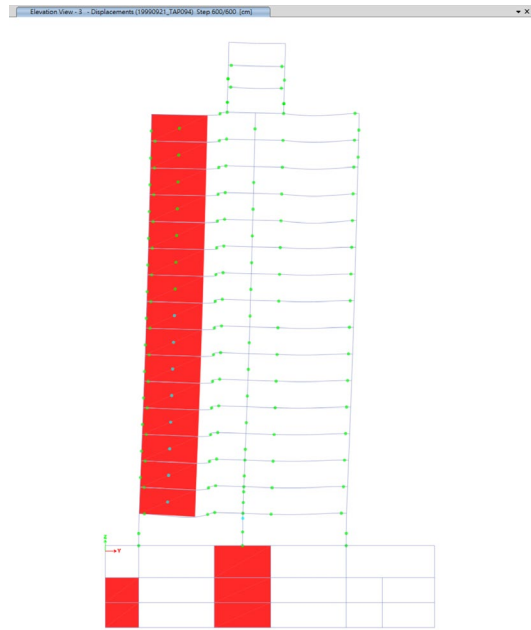
(j) 3/31/2002 14:52 TAP049



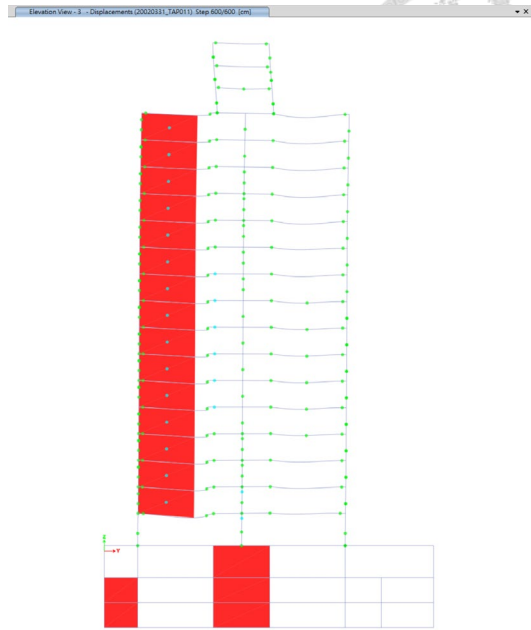
(k) 3/31/2002 14:52 TAP055

圖 7.6 剖面 D 於地震歷時作用下之塑鉸發展情況

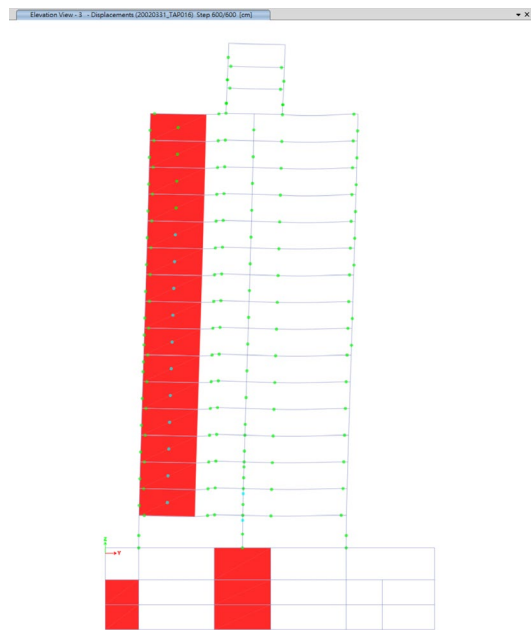




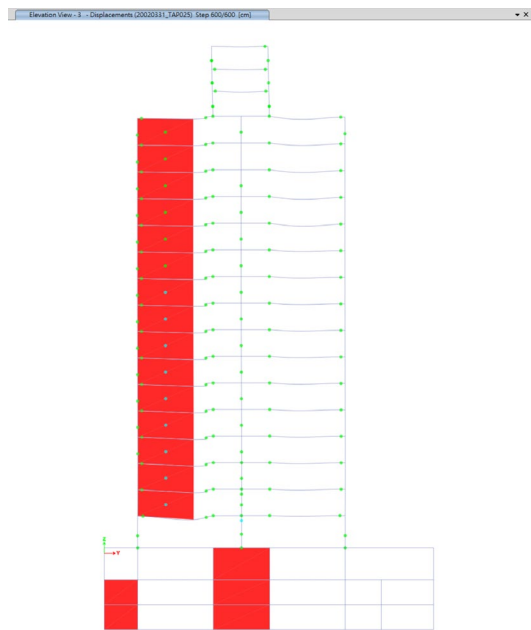
(e) 1999/09/21 01:47 TAP094



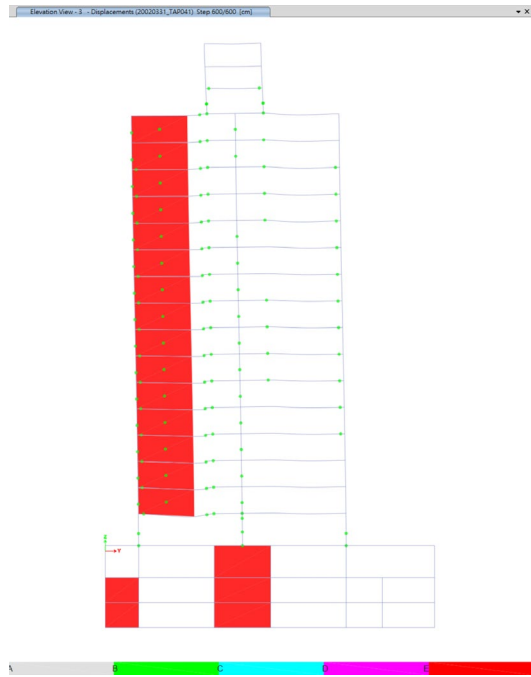
(f) 3/31/2002 14:52 TAP011



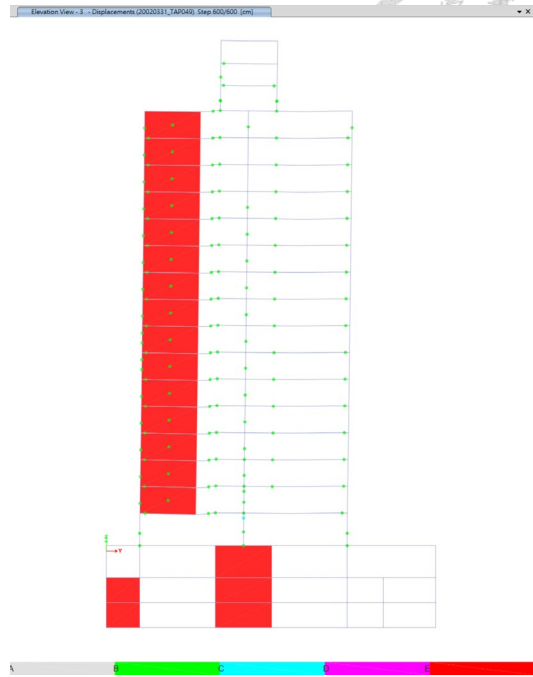
(g) 3/31/2002 14:52 TAP016



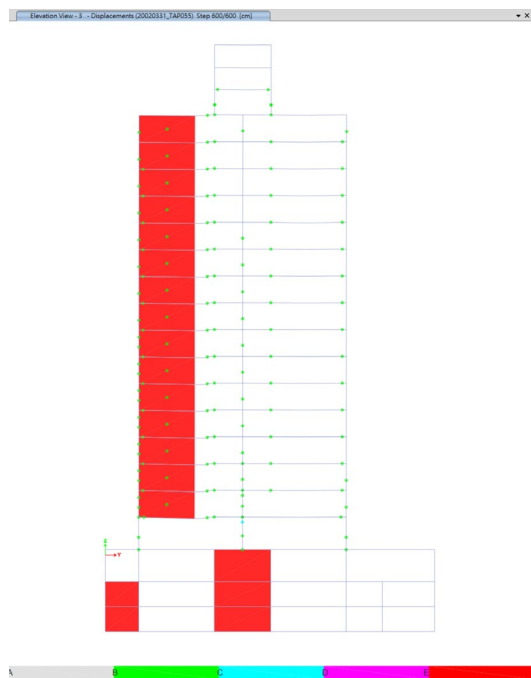
(h) 3/31/2002 14:52 TAP025



(i) 3/31/2002 14:52 TAP041



(j) 3/31/2002 14:52 TAP049



(k) 3/31/2002 14:52 TAP055

圖 7.7 剖面 3 於地震歷時作用下之塑鉸發展情況



7.4 整體結構行為一層間位移角檢核

7.4.1 檢核標準與方法

整體結構的接受準則主要來自於層間位移角的控制，本研究參考 TBI 對於整體結構之接受準則作為評比本結構耐震性能合格與否之依據。TBI 的檢核標準如下：

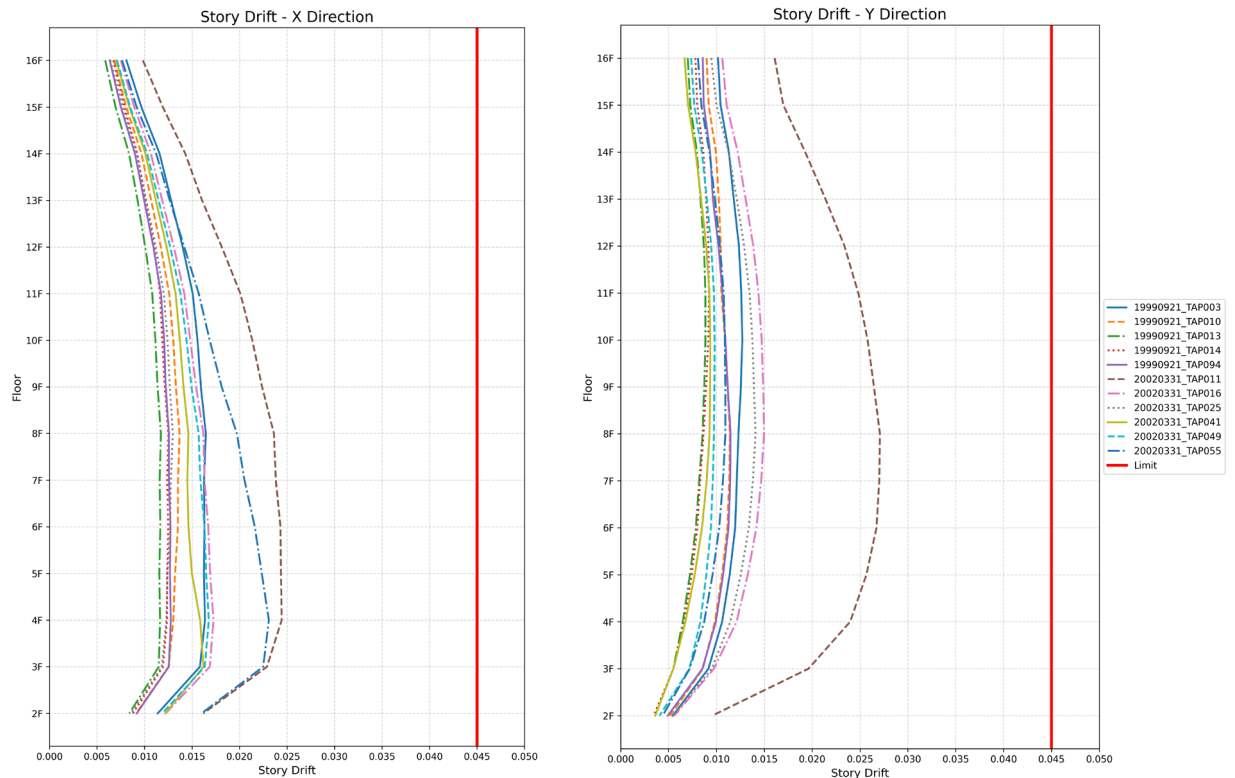
- (a) 任何樓層最大層間位移角不可超過0.045
- (b) 任何樓層所有地震歷時或分析之平均層間位移角不可超過0.03
- (c) 任何樓層殘餘層間位移角不可超過0.015
- (d) 任何樓層所有地震歷時或分析之平均殘餘層間位移角不可超過0.01

以下檢討本結構於整體結構行為是否滿足性能設計相關規範及文獻之要求。本案輸入 11 筆地震，故依照 TBI 之建議，需檢核層間位移角之最大值、層間位移角之平均值、最大殘餘層間位移角及殘餘層間位移角之平均值是否超過前揭層間位移之上限。

7.4.2 層間位移角分析結果

(a) 所有地震歷時之層間位移角

圖 7.8 為整體結構於所有地震歷時作用下之最大層間位移角，可發現本結構在所有地震歷時下，X 向層間位移角之最大值約為 0.025，Y 向層間位移角之最大值約為 0.027，層間位移角均未超過 TBI 之上限 0.045。



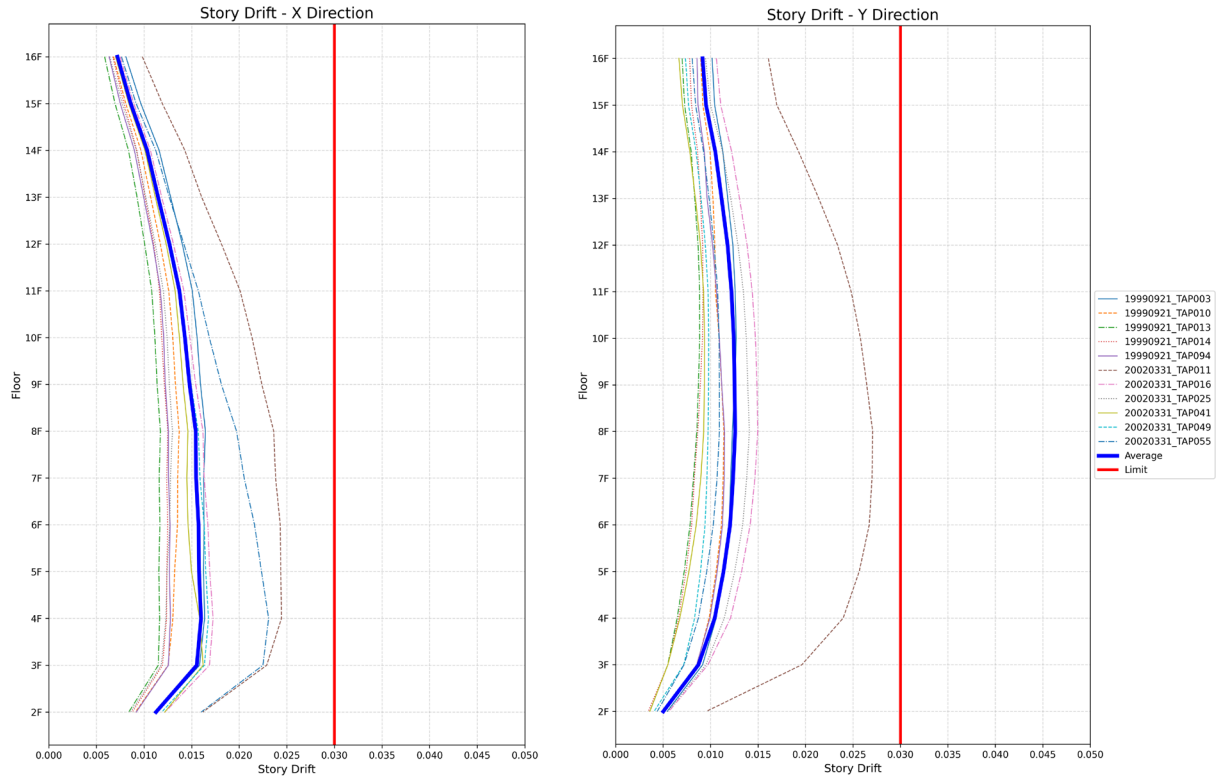
(a) X 方向層間位移角

(b) Y 方向層間位移角

圖 7.8 本建築物於所有地震歷時作用下之層間位移角

(b) 所有地震歷時之平均層間位移角

圖 7.9 中藍色粗線為整體結構於所有地震歷時作用下之最大層間位移角之平均，可發現本結構在所有地震歷時下，X 向最大層間位移角之平均值約為 0.016，Y 向最大層間位移角之平均值約為 0.013，平均層間位移角均未超過 TBI 之上限 0.03。



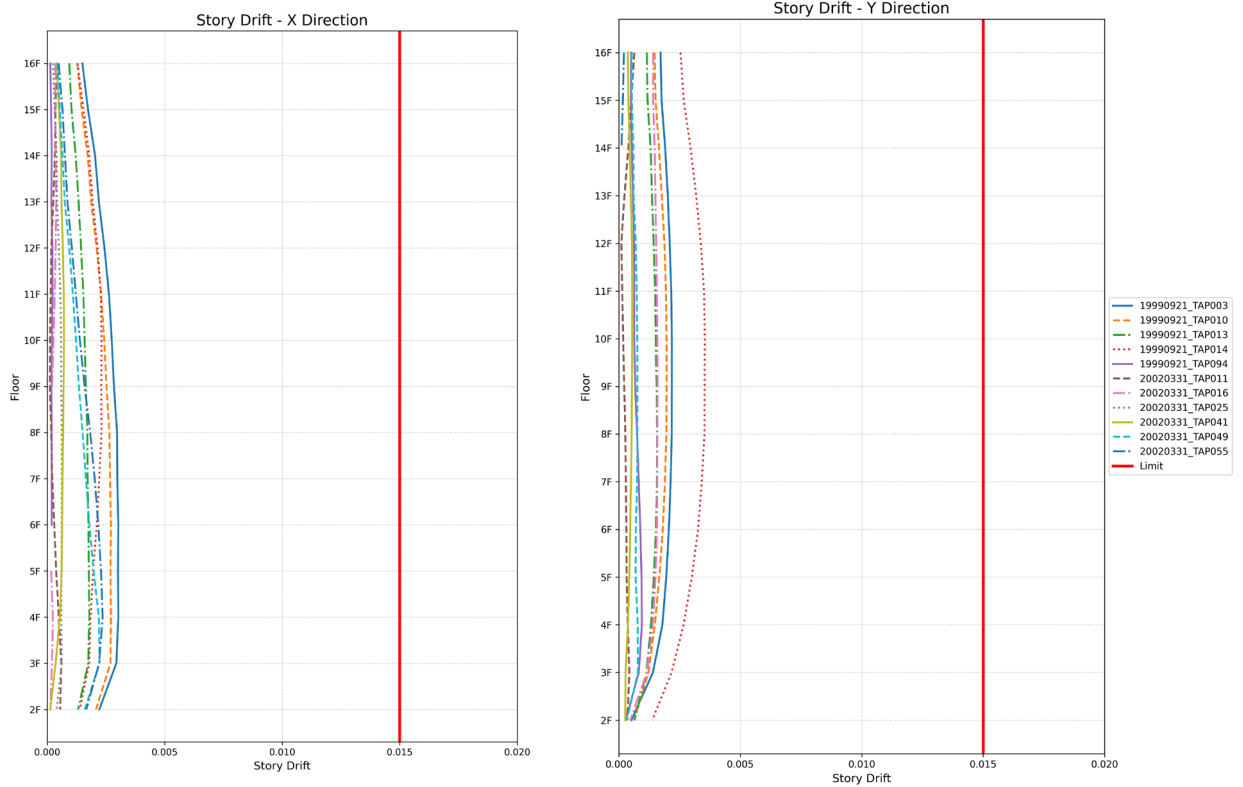
(a) X 方向平均層間位移角

(b) Y 方向平均層間位移角

圖 7.9 本建築物於所有地震歷時作用下之平均層間位移角

(c) 所有地震歷時結束後之殘餘層間位移角

圖 7.10 為整體結構於所有地震歷時結束後之殘餘層間位移角，可發現本結構在所有地震歷時下，X 向殘餘層間位移角之最大值約為 0.0031，Y 向殘餘層間位移角之最大值約為 0.0036，殘餘層間位移角均未超過 TBI 之上限 0.015。



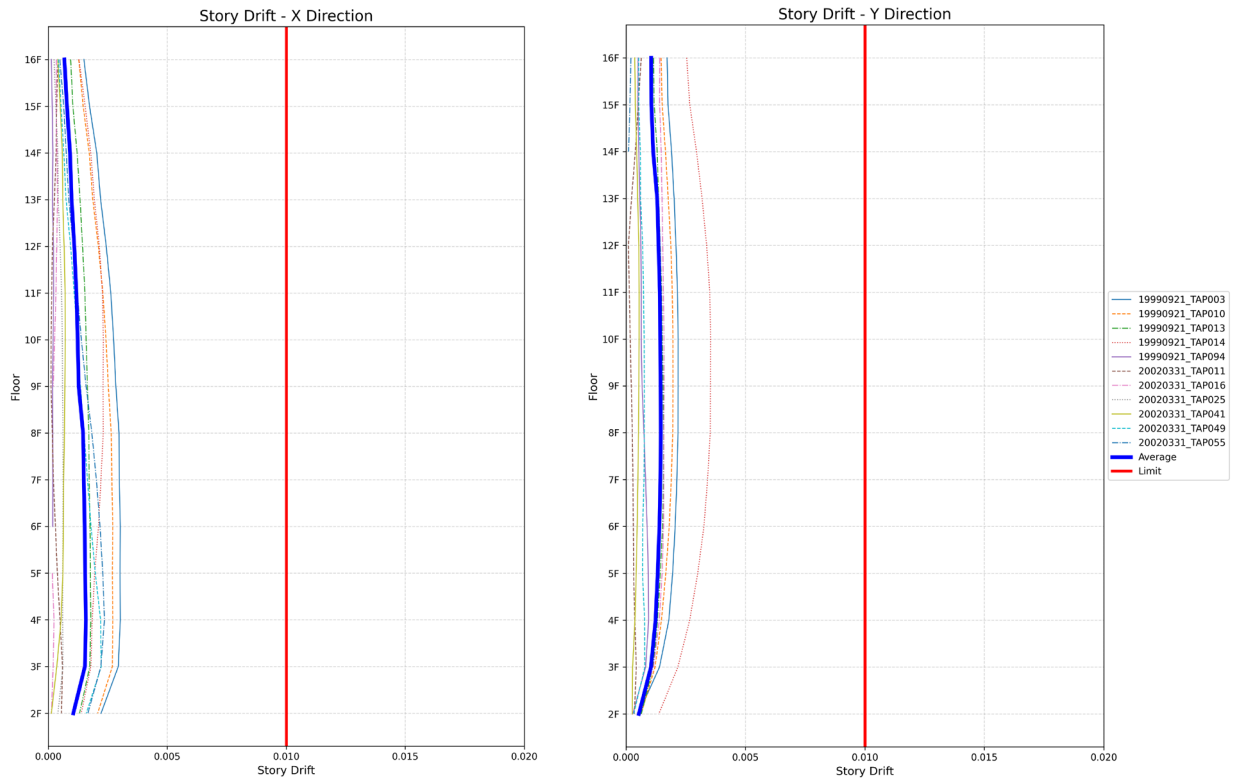
(a) X 方向殘餘層間位移角

(b) Y 方向殘餘層間位移角

圖 7.10 本建築物於所有地震歷時作用下之殘餘層間位移角

(d) 所有地震歷時結束後之平均殘餘層間位移角

圖 7.11 為整體結構於所有地震歷時結束後之平均殘餘層間位移角，可發現本結構在所有地震歷時下，X 向最大殘餘層間位移角之平均值為 0.0015，Y 向最大殘餘層間位移角之平均值為 0.0015，平均殘餘層間位移角均未超過 TBI 之上限 0.01。



(a) X 方向殘餘層間位移角

(b) Y 方向殘餘層間位移角

圖 7.11 本建築物於所有地震歷時作用下之平均殘餘層間位移角

7.5 局部構件非線性行為檢核

7.5.1 檢核標準與方法

依據附篇 A 之規定，位移控制行為之最大變形量不可超過桿件的極限變形量 D_u ，且若平均塑性變形量超過 $0.5D_u$ ，則需依照附篇 A.12 之規定做細部加強。本研究統計每個構件在每筆地震歷時下所發生的最大塑性變形量，並以包絡方式取最大值，並將該塑性變形量之值取平均。

以下檢核每棟結構構件之塑性變形量是否超過構件本身的極限變形容量，並確認是否有構件在所有地震下之平均塑性變形量超過 $0.5D_u$ 而必須進行細部加強。



7.5.2 各構件平均塑性變形量統計結果

下圖 7.12 至圖 7.30 為本建築物各樓層所有梁、柱及剪力牆之平均塑性變形量統計圖。梁的撓曲塑性轉角平均值之最大值發生在 B218 梁，為 0.0099rad ，小於該梁之極限變形量 0.05 ，此梁旁具有非結構牆，屬於短梁，故塑性變形量較大。柱的撓曲塑性轉角平均值之最大值發生於 C49，為 0.0012rad ，小於該柱之極限變形量 0.0421 ，此柱兩旁具有兩道剪力牆，故具有較大之撓曲變形量；剪力牆的撓曲塑性轉角平均值之最大值發生於 SW1，為 0.00156rad ，小於該牆之極限變形量 0.016 。可發現所有構件之平均撓曲塑性變形量均小於 $0.5D_u$ ，且無須加強。

梁的剪力塑性變形平均值之最大值同樣發生在 B218 梁，為 8.05mm ，此梁旁具有非結構牆，屬於短梁，但其剪力變形量仍小於該梁之極限變形量 22.9mm ；柱的剪力塑性變形平均值之最大值發生於 C49，為 0.157mm ，小於該柱之極限變形量 134mm ，此柱兩旁具有兩道剪力牆，故具有較大之剪力變形量；剪力牆的剪力塑性變形平均值之最大值發生於 SW1，為 1.7mm ，小於該牆之極限變形量 36.22mm 。

圖 7.13 顯示 2F~3F 間之非結構牆 NSW (non structural wall, NSW) 有 24.1mm 之剪力塑性變形量(圖 7.13 之樓層係依照 ETABS 樓層之定義，故實際牆之位置係介於 2F~3F 間)，已超過分析所得之最大強度點的塑性變形量 19.85mm ，表示已有部分樓層之結構牆發生較嚴重之損壞，但仍有殘餘強度，且未超過非結構牆的極限變形容量 81mm 。由圖 7.12 至圖 7.30 可發現，2F~9F 之間的非結構牆之平均剪力變形量均已超過最大強度點之變形，顯示在這些樓層中，非結構牆有發生較嚴重之破壞。

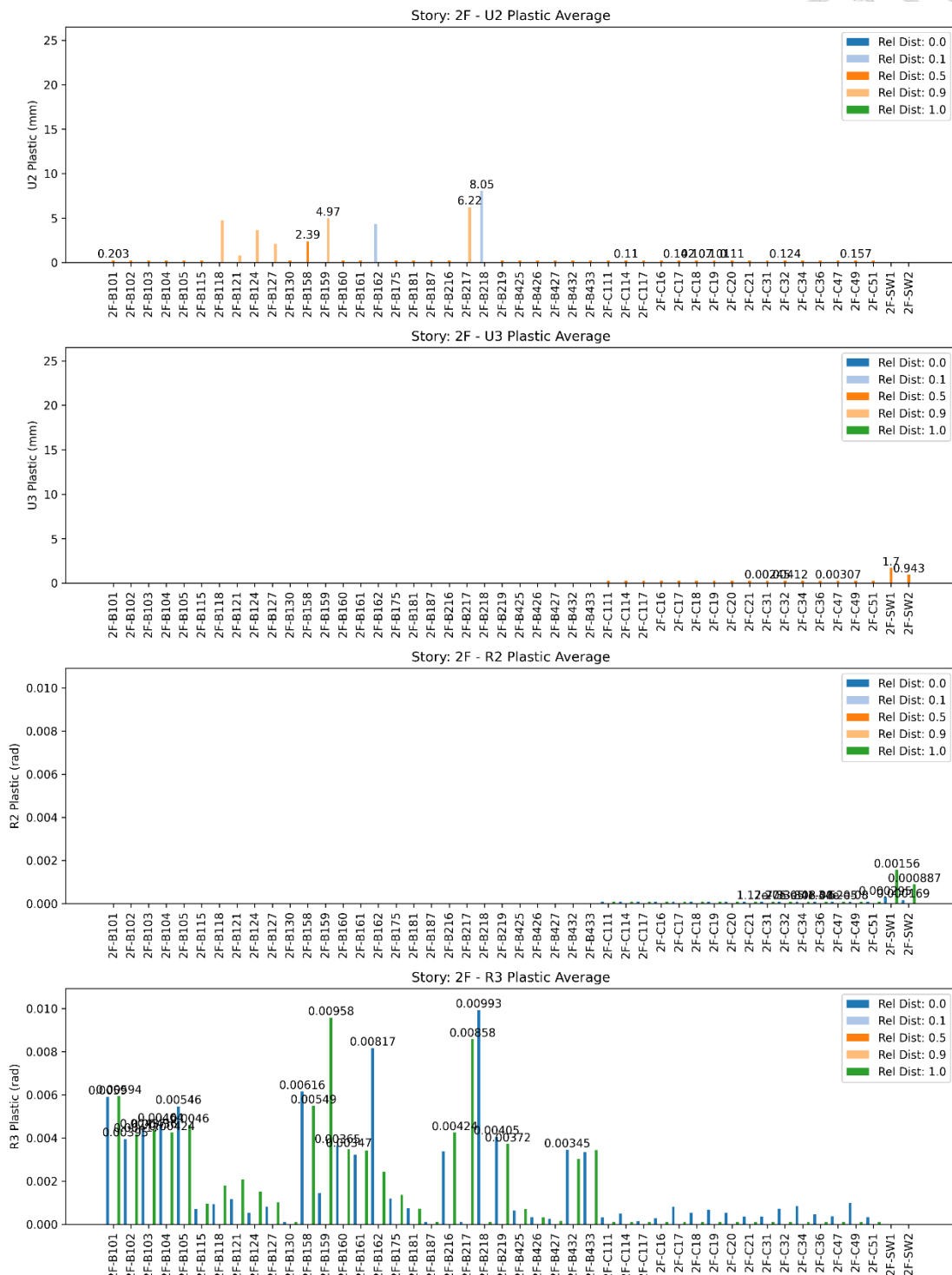


圖 7.12 本建築物 2F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量

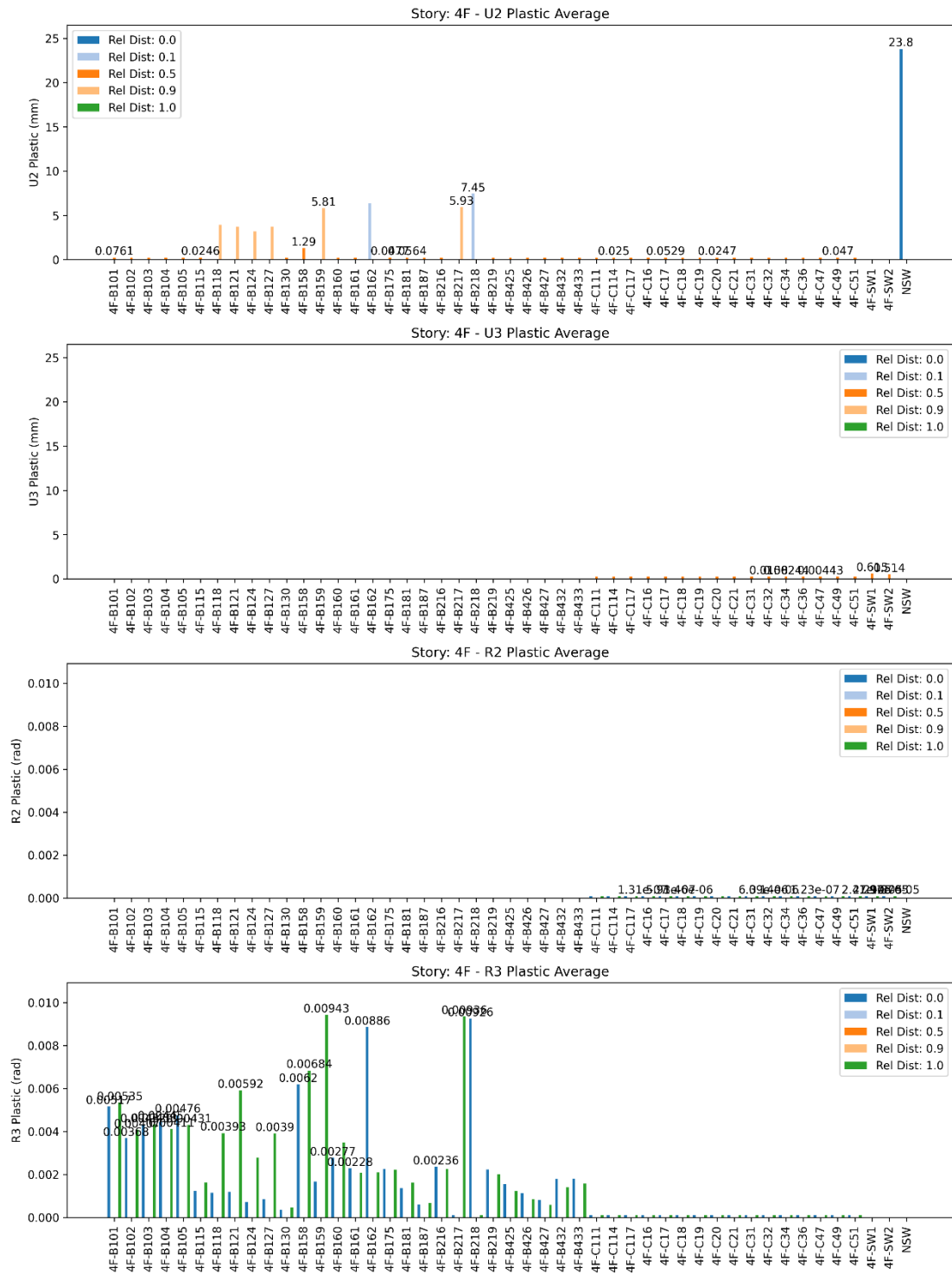


圖 7.14 本建築物 4F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量

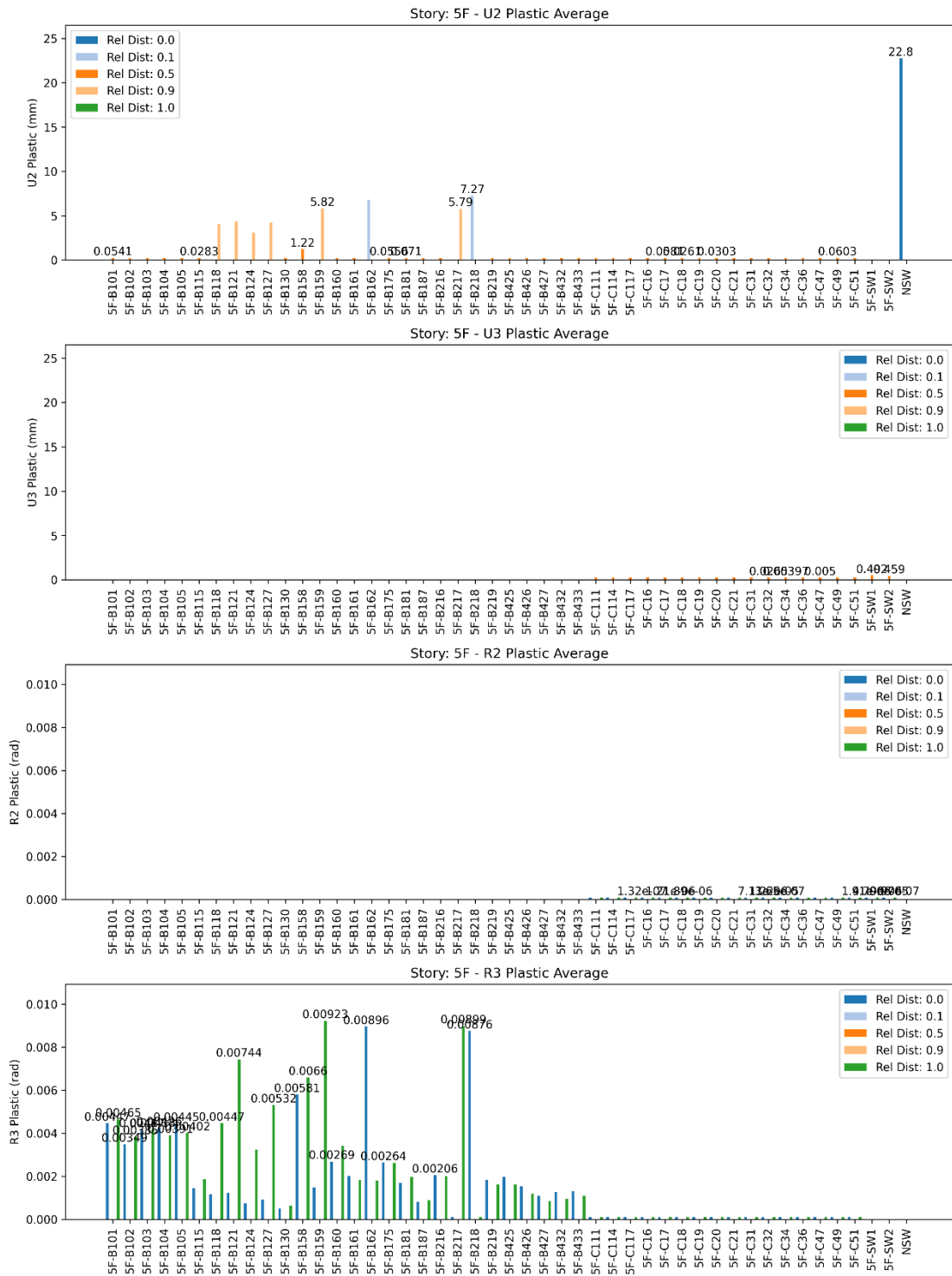


圖 7.15 本建築物 5F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量

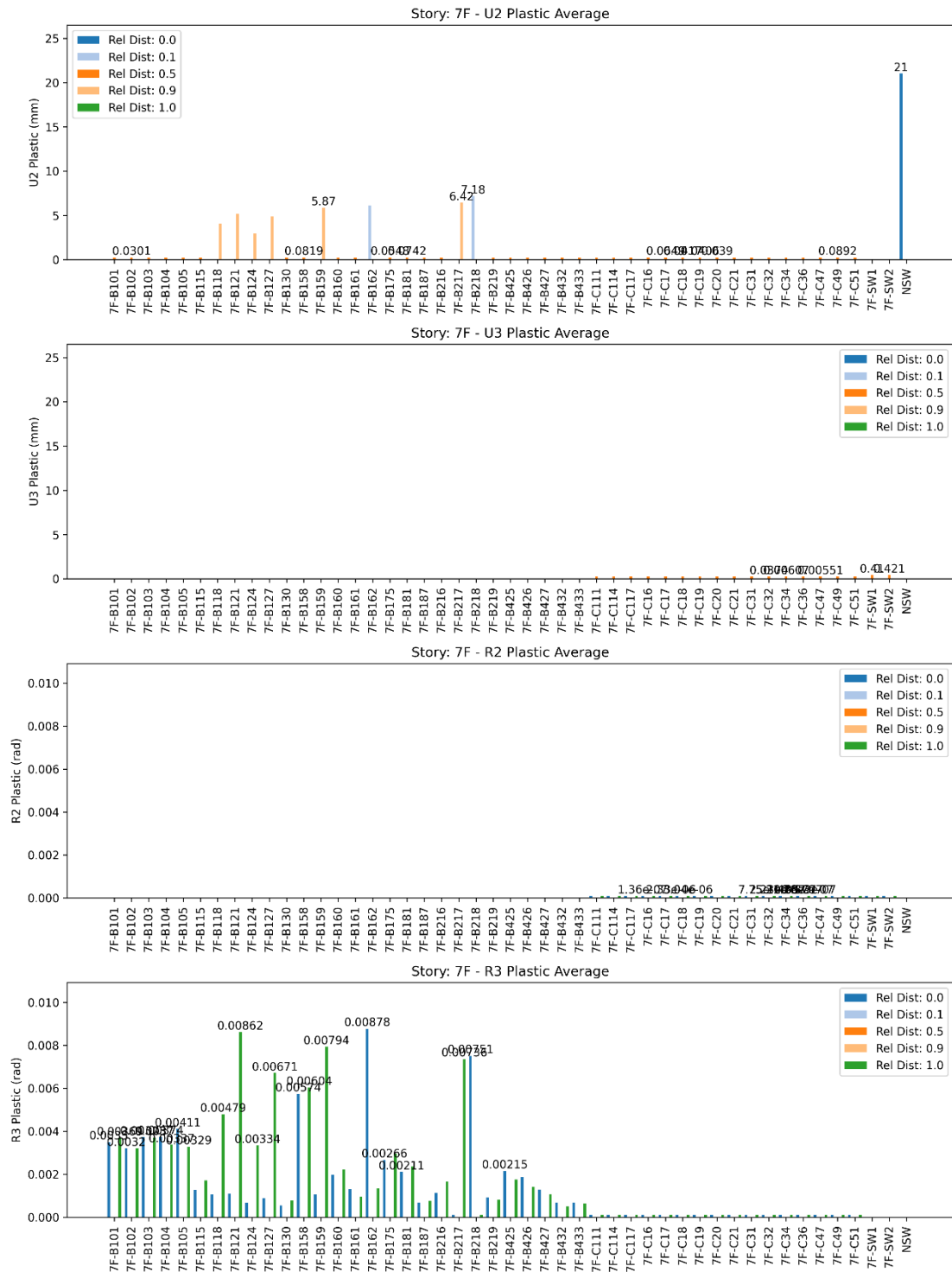


圖 7.17 本建築物 7F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量

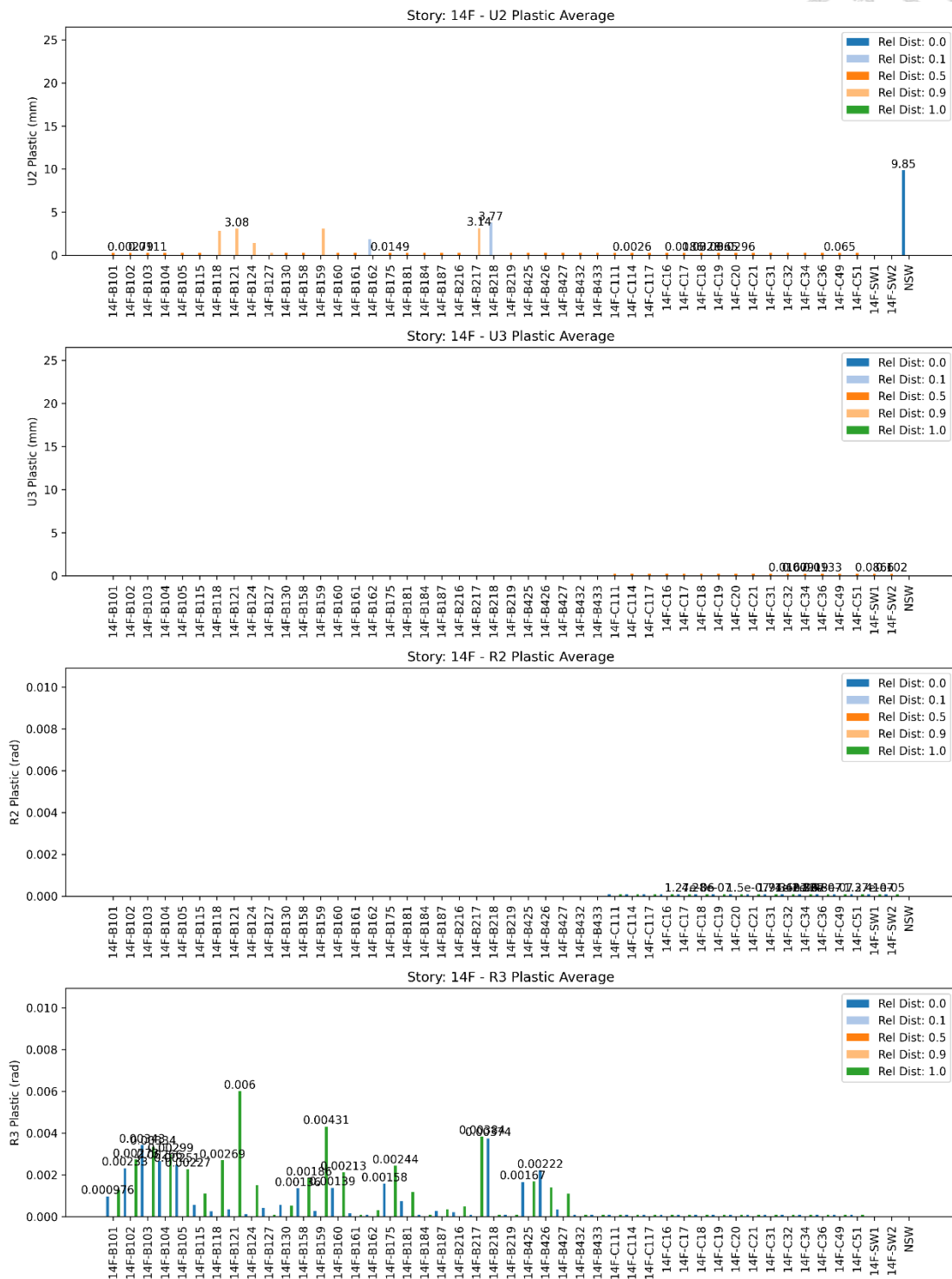


圖 7.24 本建築物 14F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量

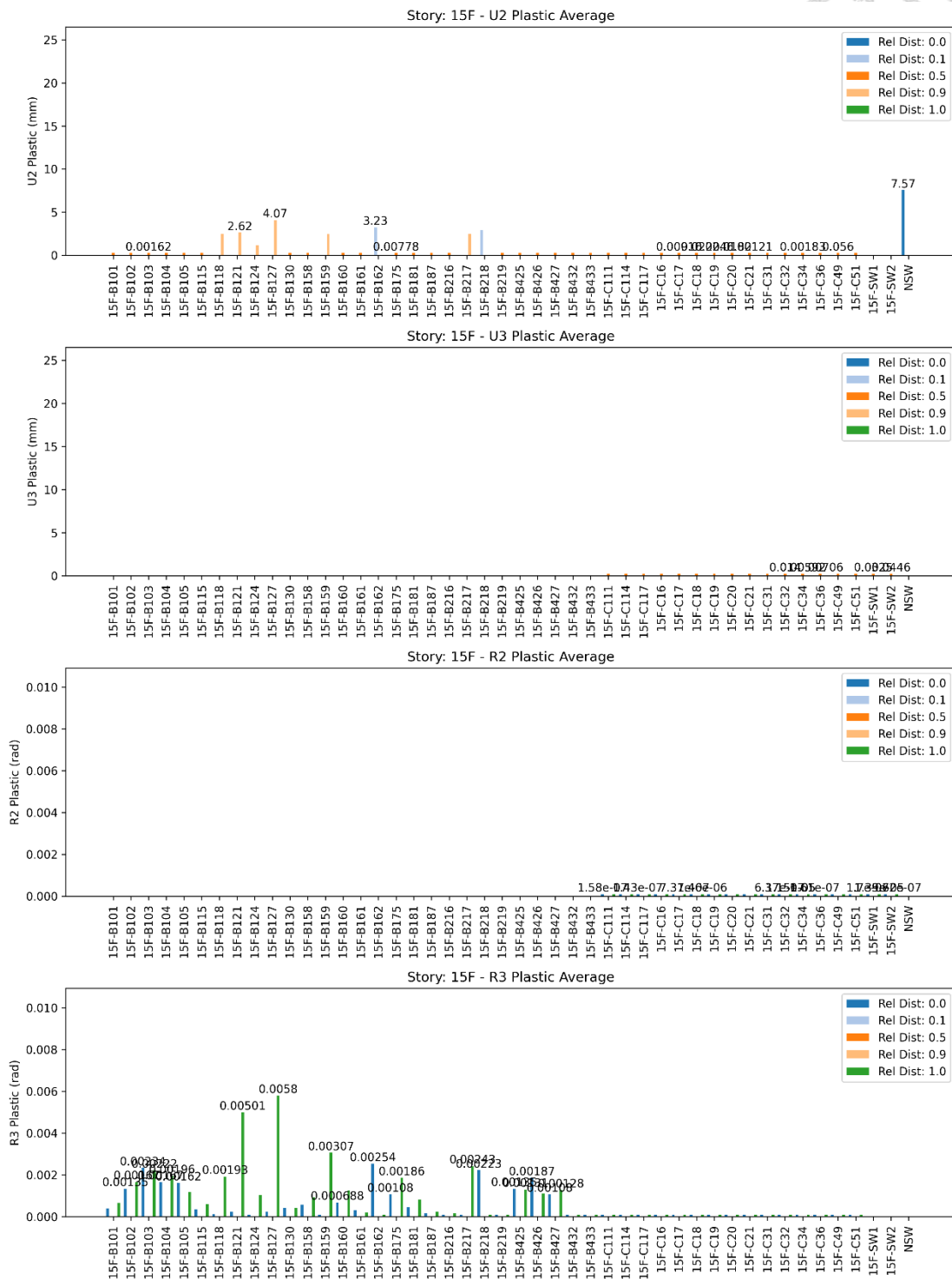


圖 7.25 本建築物 15F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量

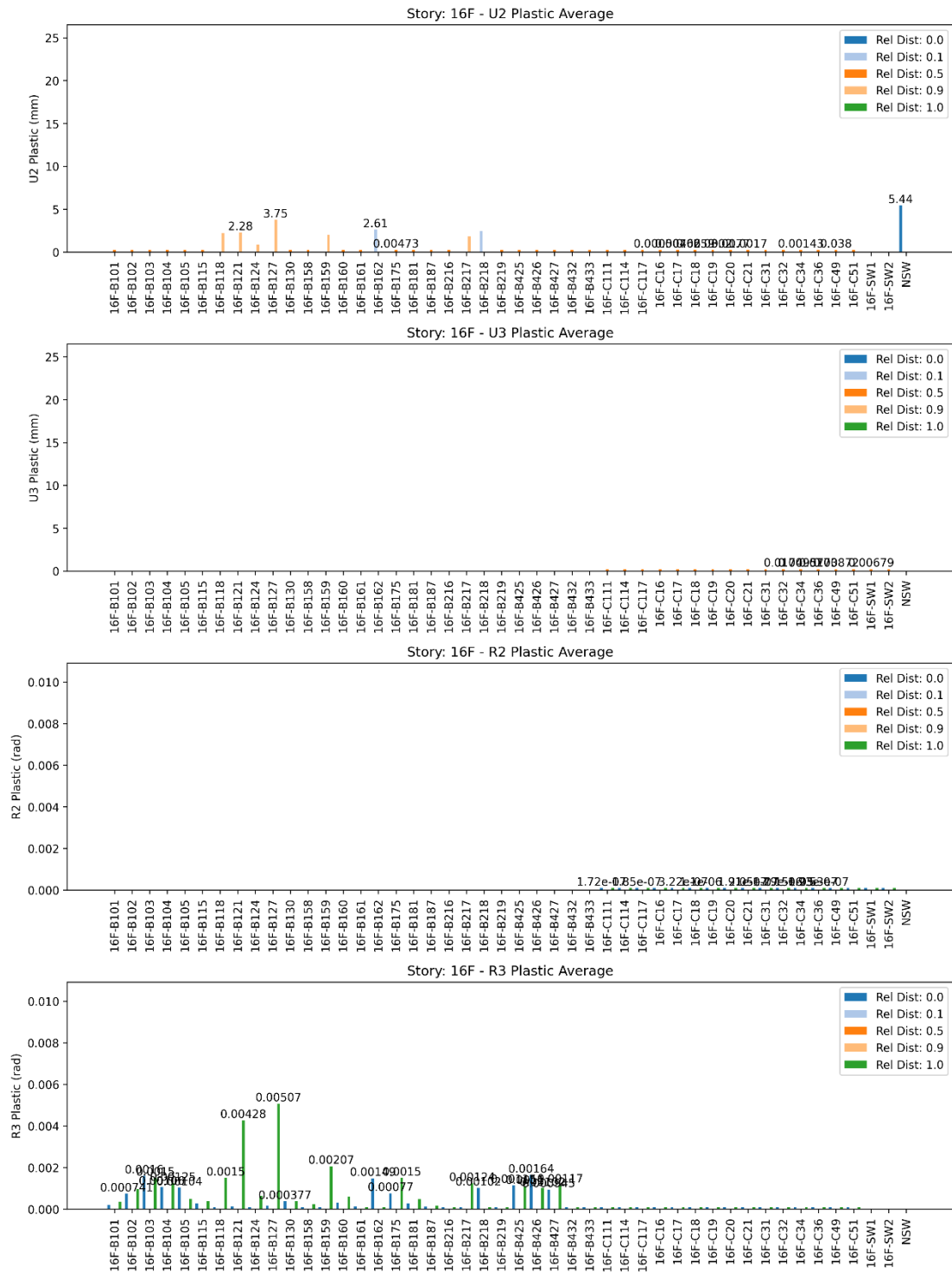


圖 7.26 本建築物 16F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量

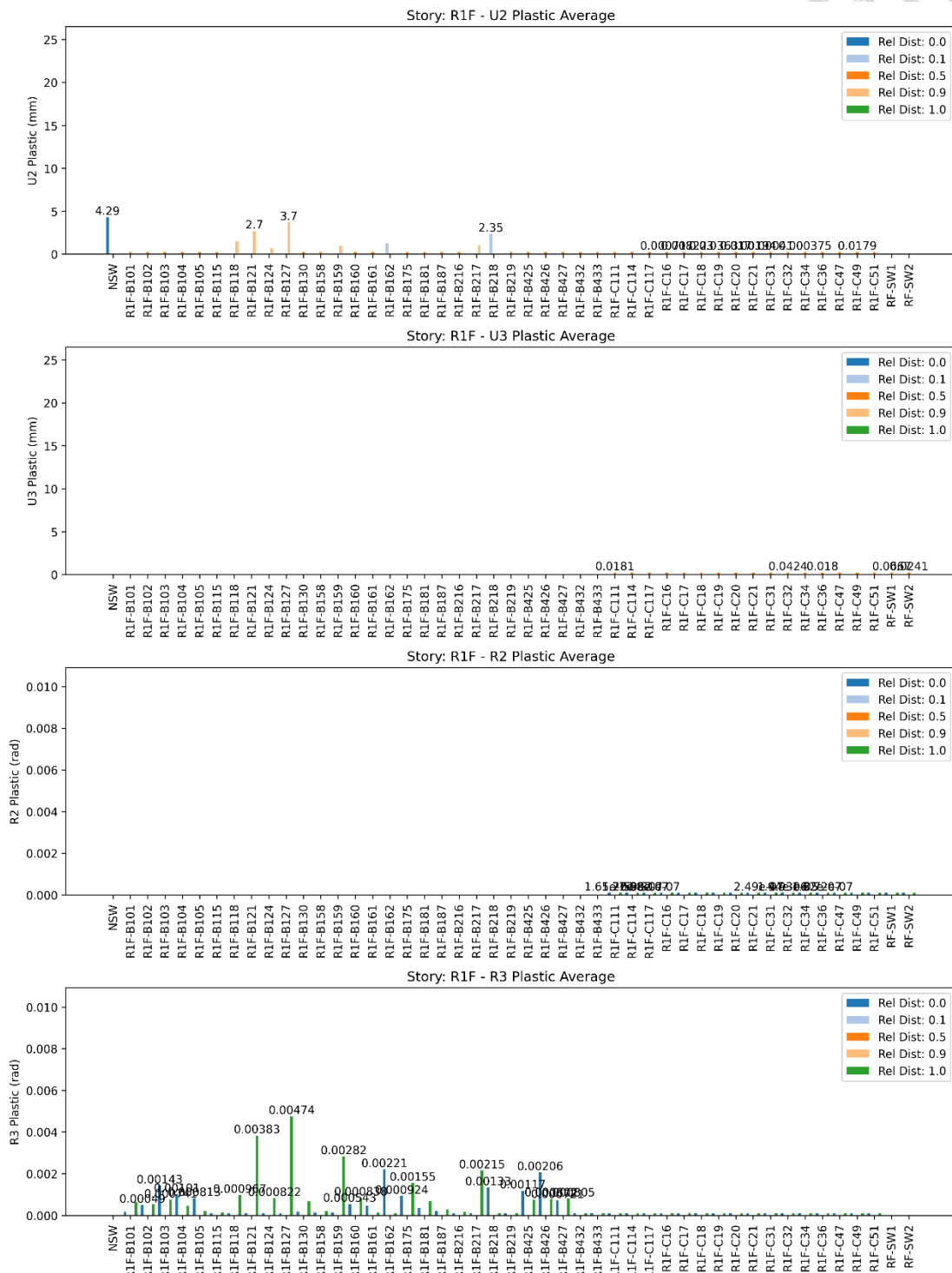


圖 7.27 本建築物 R1F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量

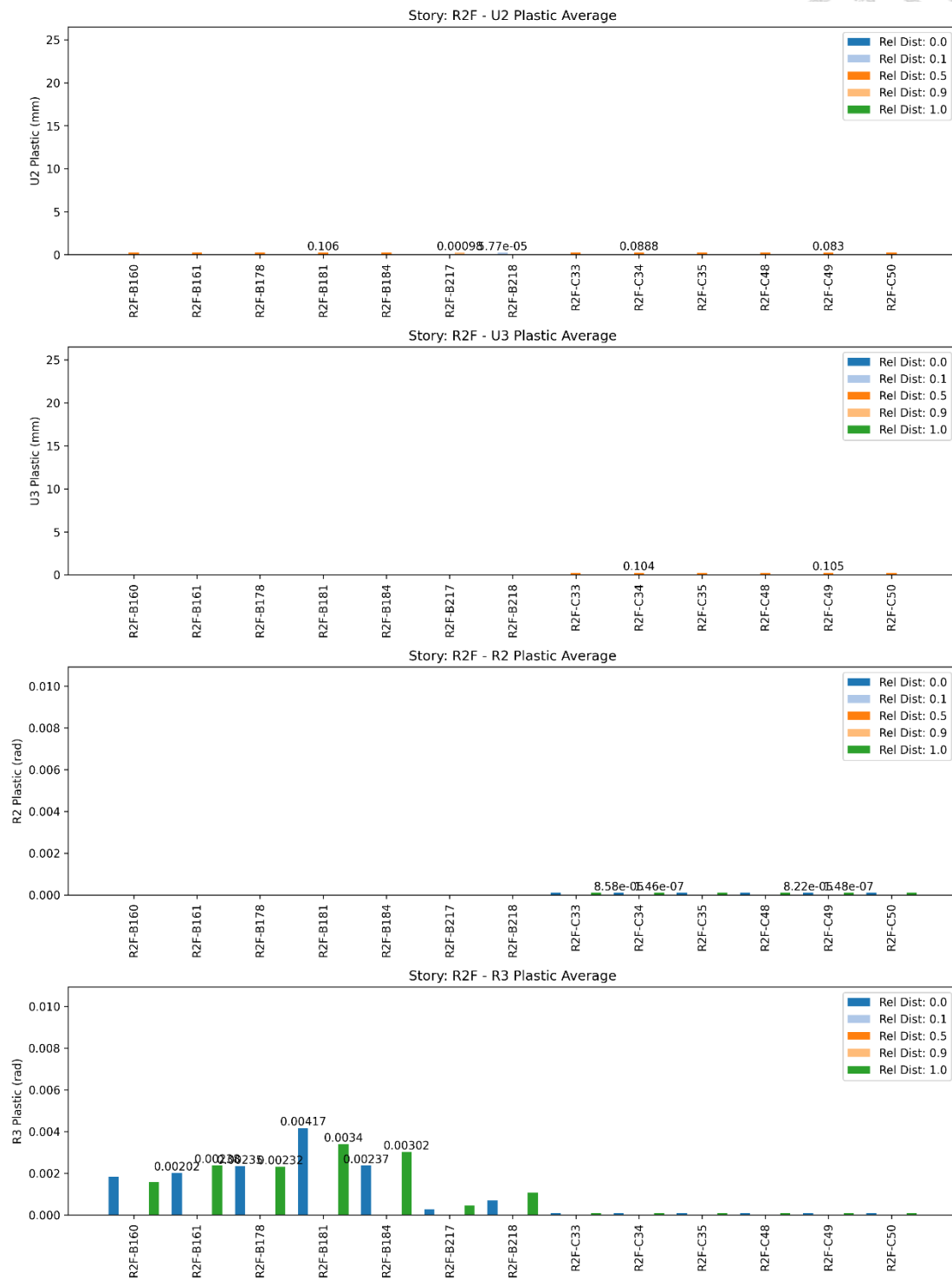


圖 7.28 本建築物 R2F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量

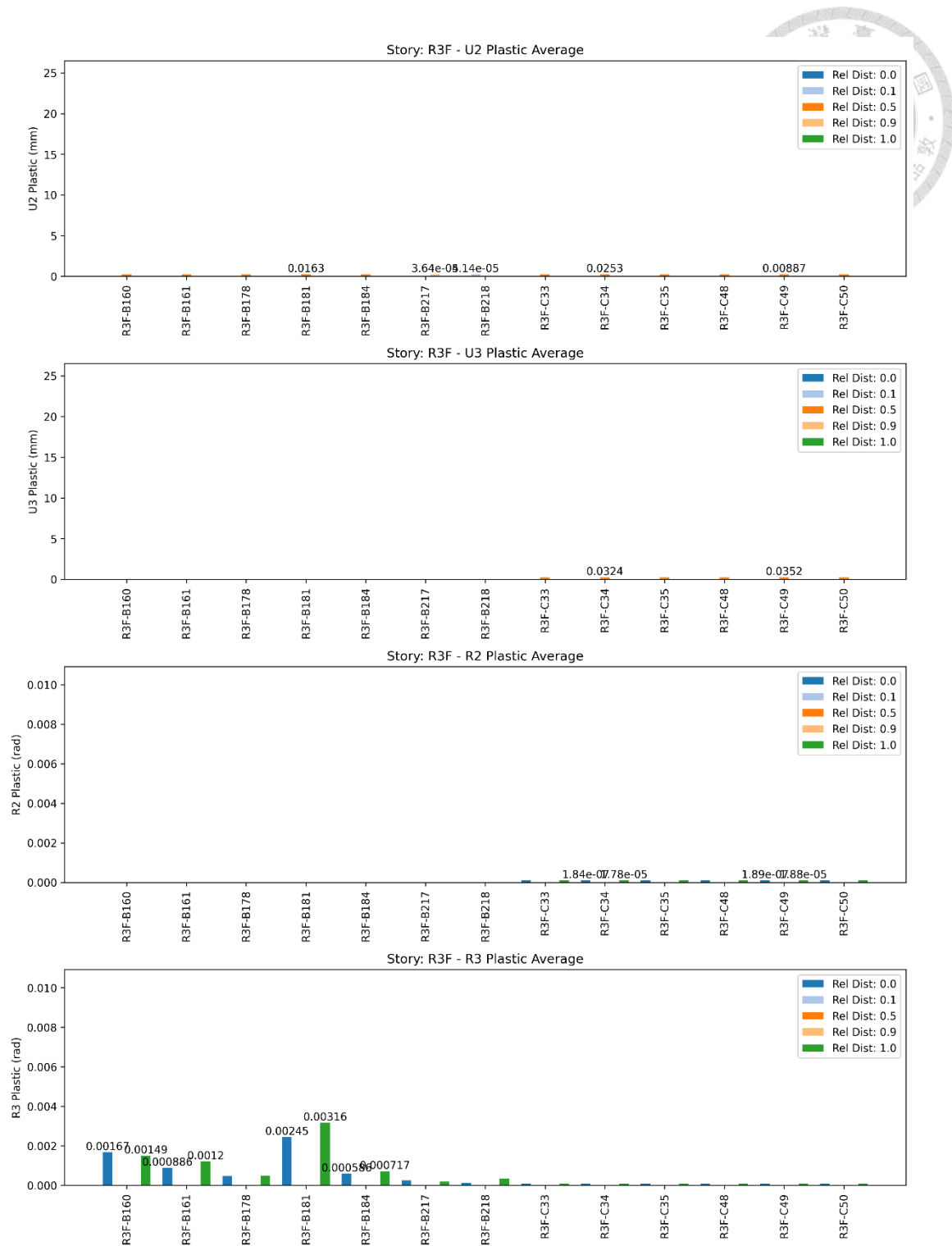


圖 7.29 本建築物 R3F 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量

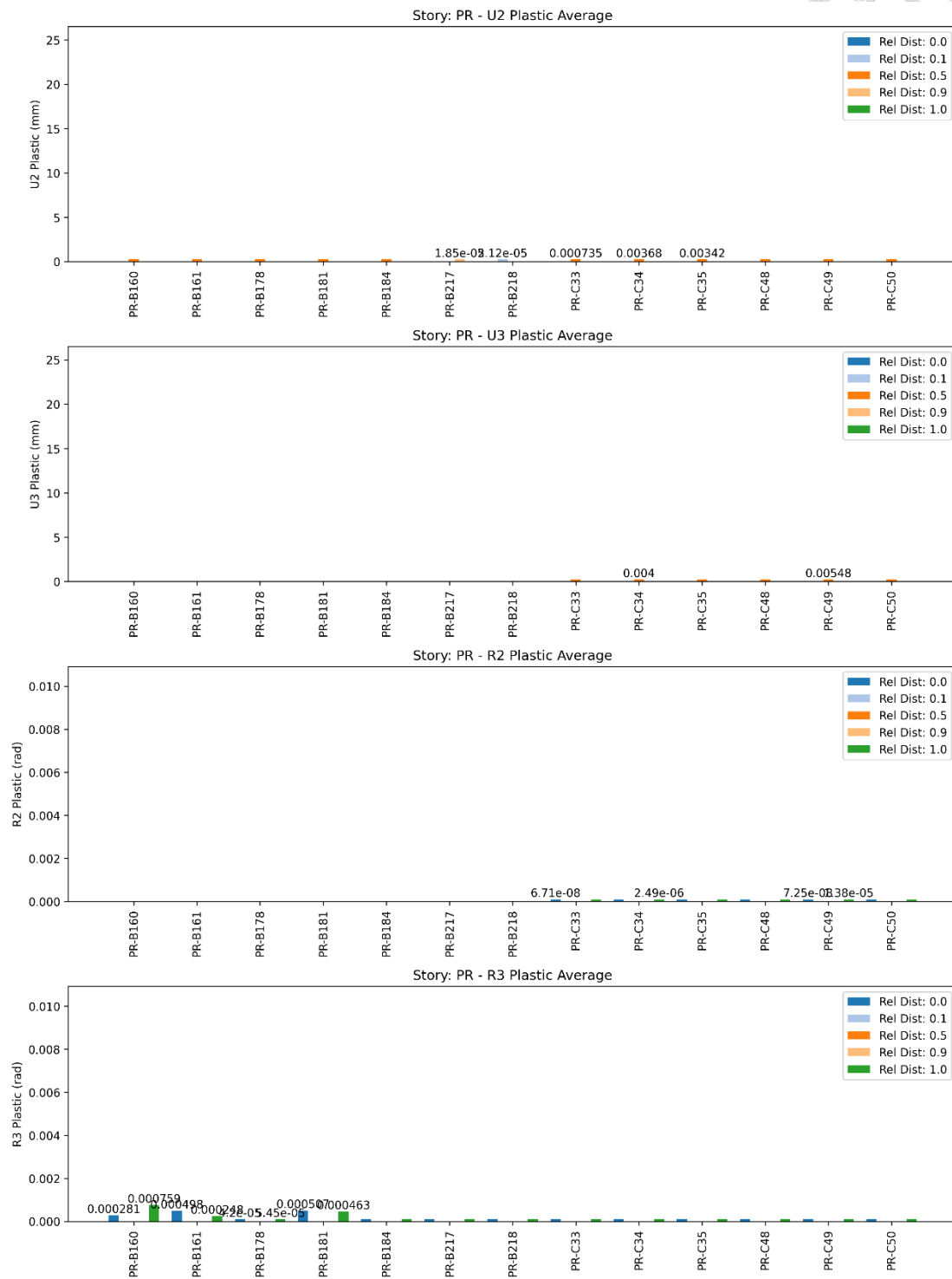


圖 7.30 本建築物 PRF 所有構件於所有地震歷時作用下之平均塑性變形量



7.6 最大變形量之構件在每筆地震下的塑性變形量

為了更深入地洞察構件於每筆地震作用下之反應，本節參考前節統計之構件塑性變形量，挑選各樓層梁、柱及牆中，平均塑性變形量較大之桿件，作為觀察對象，並羅列該桿件於每個震歷時下的塑性變形量。

7.6.1 本建築物最大變形量之構件在每筆地震下的塑性變形量

(a) 梁端撓曲塑性變形量

由前節可知本建築物 B218 梁具有較大之撓曲變形量。下圖 7.31 為 B218 梁之位置示意圖，B218 右邊具有非結構牆，因此本梁為短梁。圖 7.32 顯示 B218 左端之塑鉸(Rel Dist=0)於各地震歷時下，每樓層之塑性變形量，可發現本梁在 2002/03/31 TAP011 的地震歷時中，具有最大的反應。以 B218 梁而言，其極限塑性變形量 D_u 為 0.05。依照附篇 A 之規定，若平均塑性變形量超過 $0.5D_u$ ，需對該桿件做細部加強。應注意者係，若僅有單一地震歷時造成梁之塑性變形量超過 $0.5D_u$ ，是符合附篇 A 之規定的，並不需要做細部加強。以 B218 梁為例，其各樓層之平均塑性變形量均未超過 $0.5D_u$ ，符合規範，無需做進一步加強。

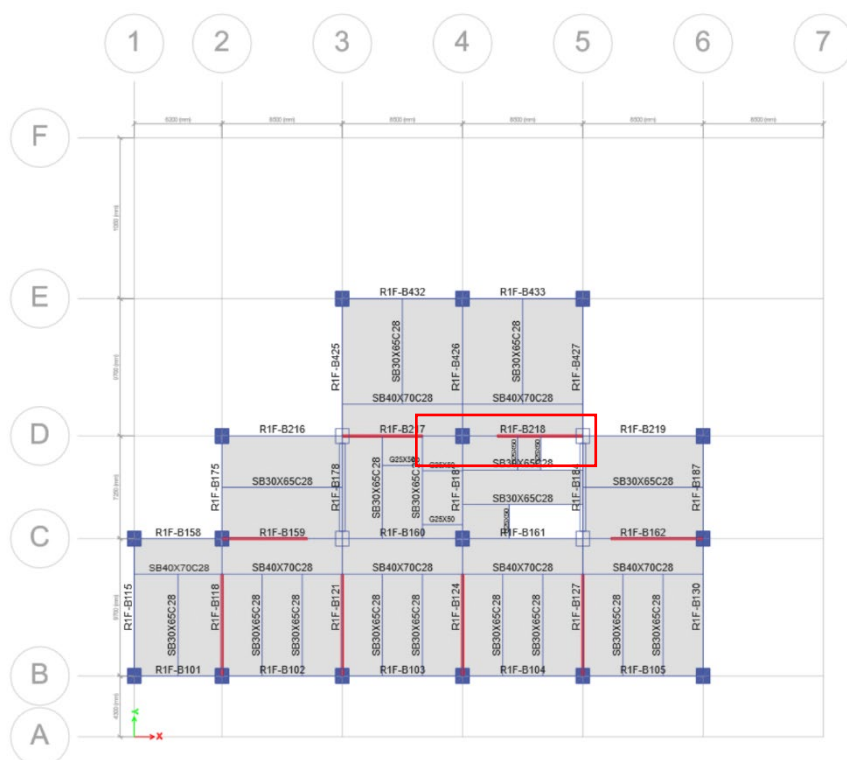
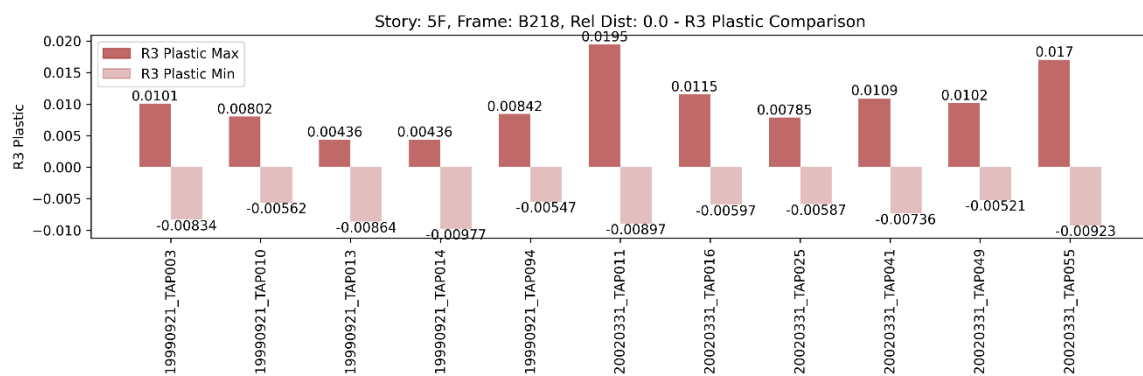
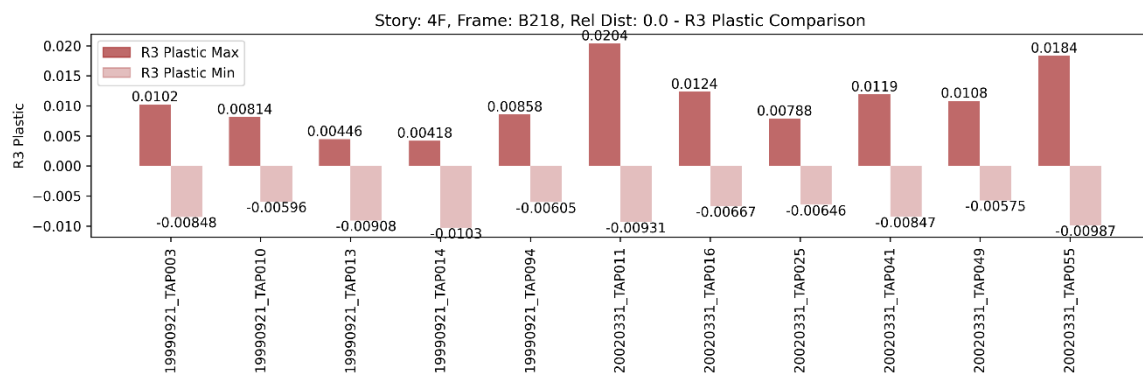
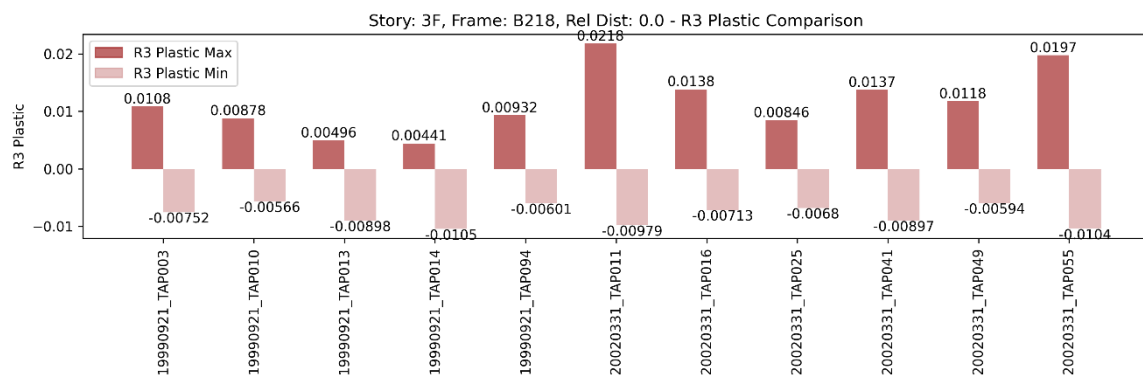
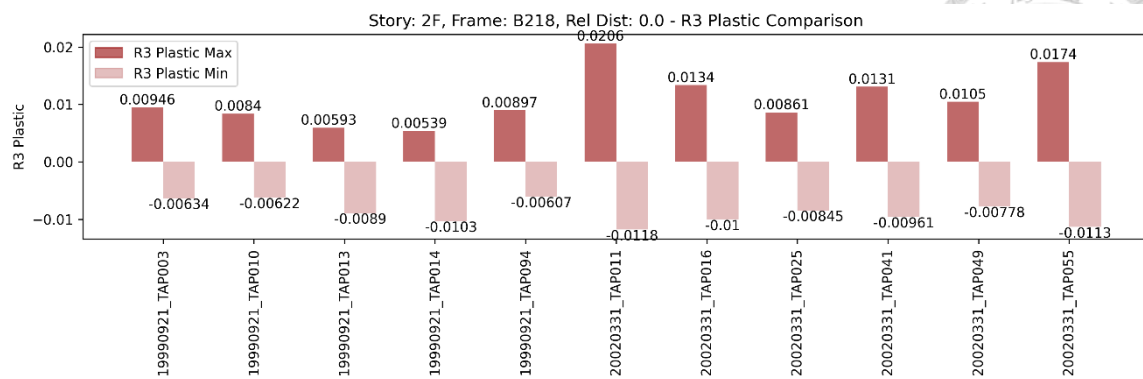
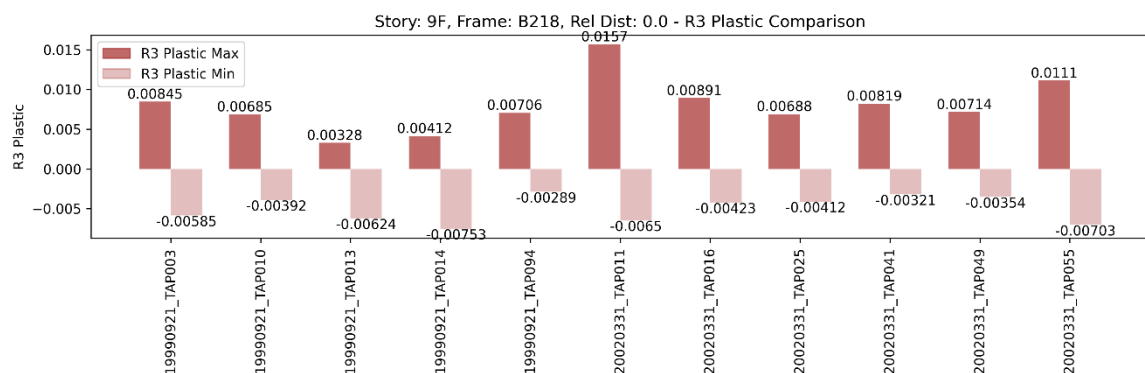
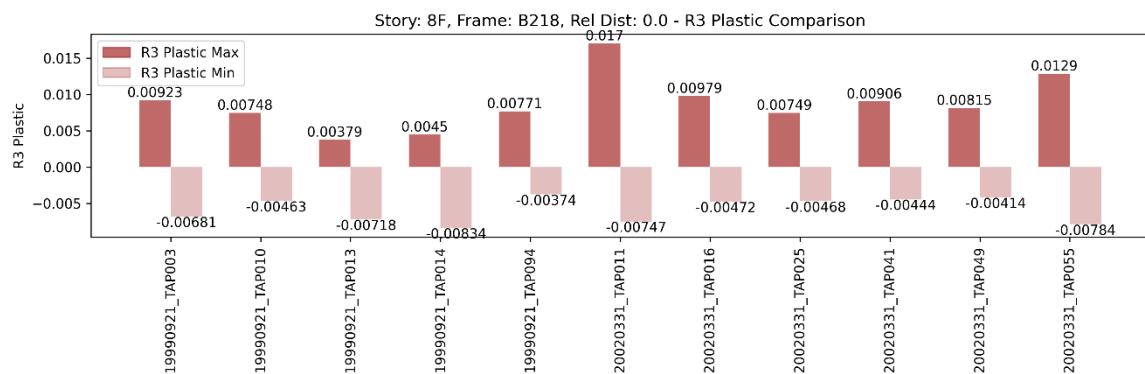
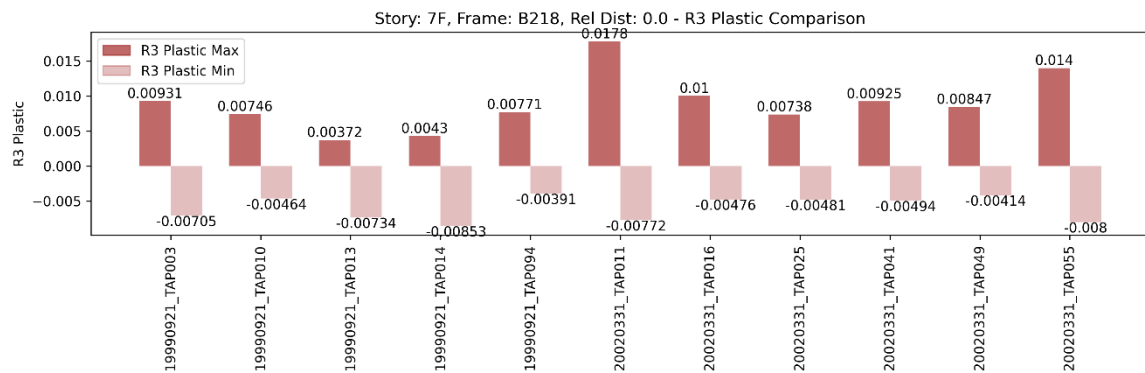
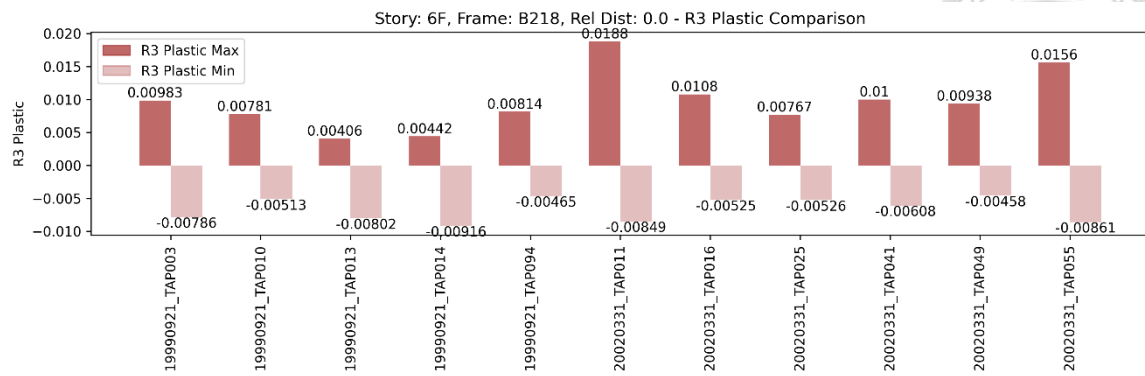
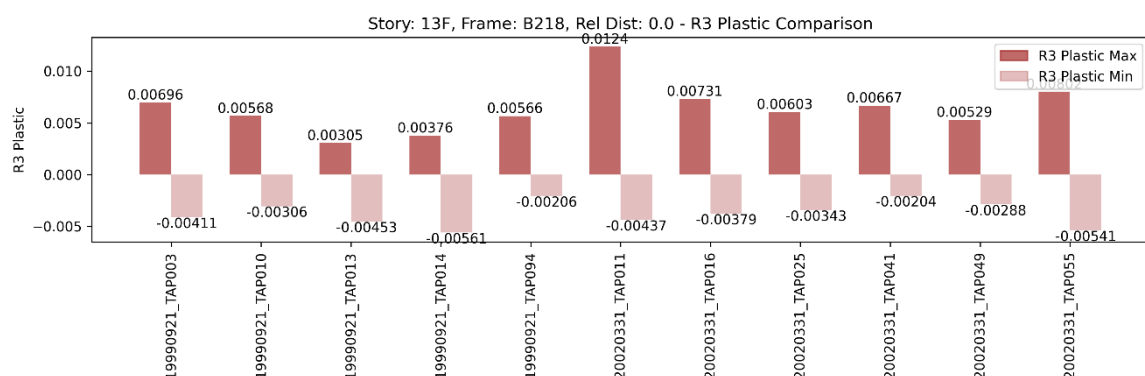
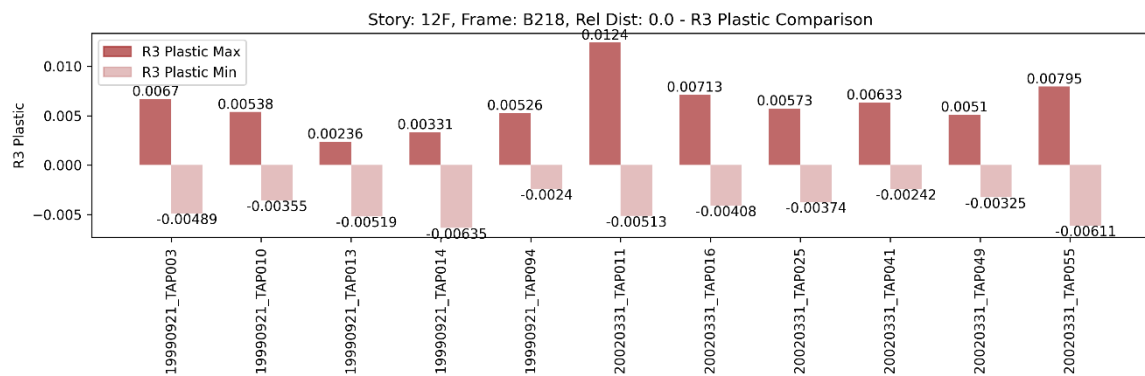
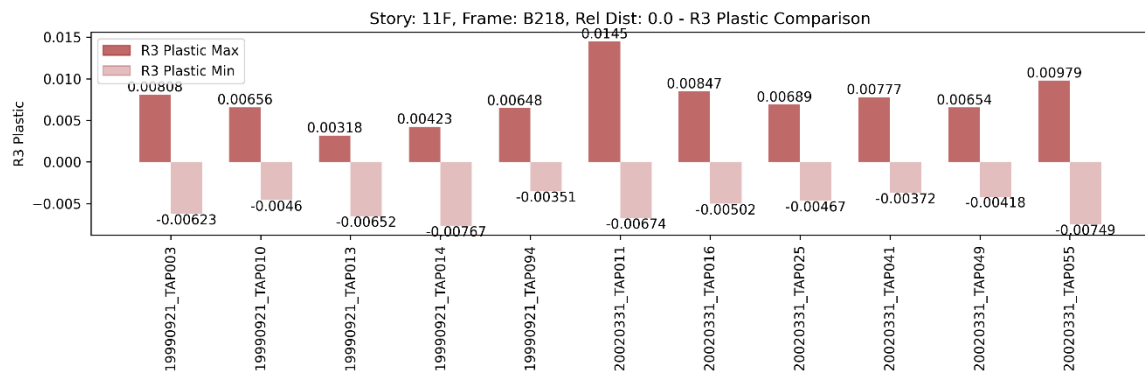
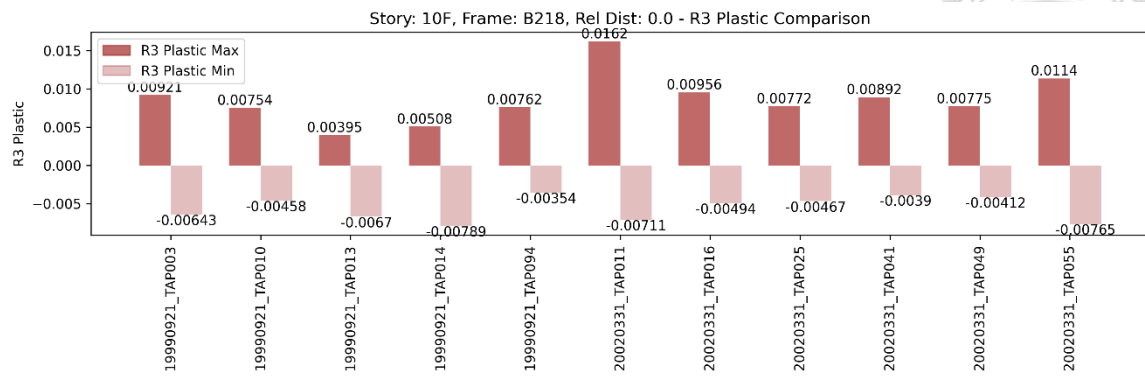
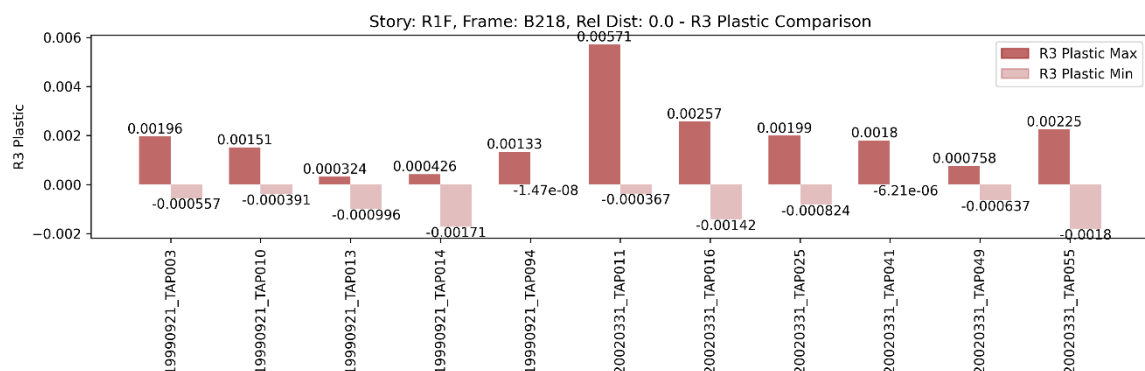
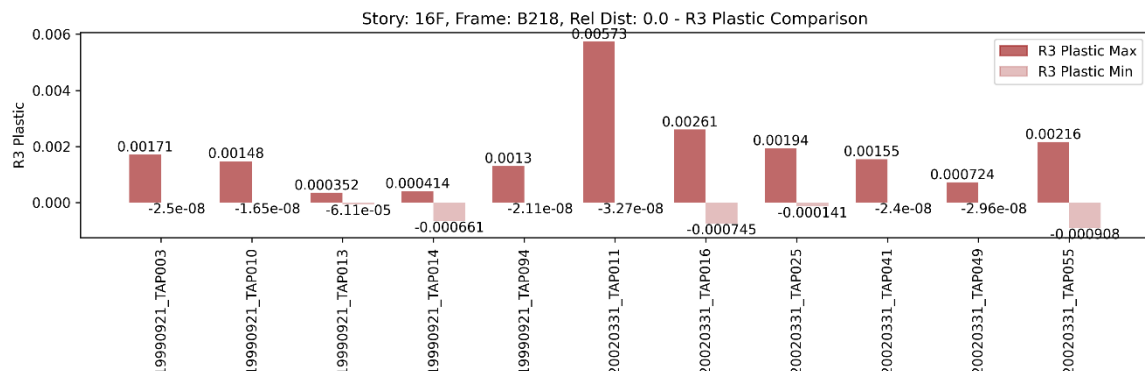
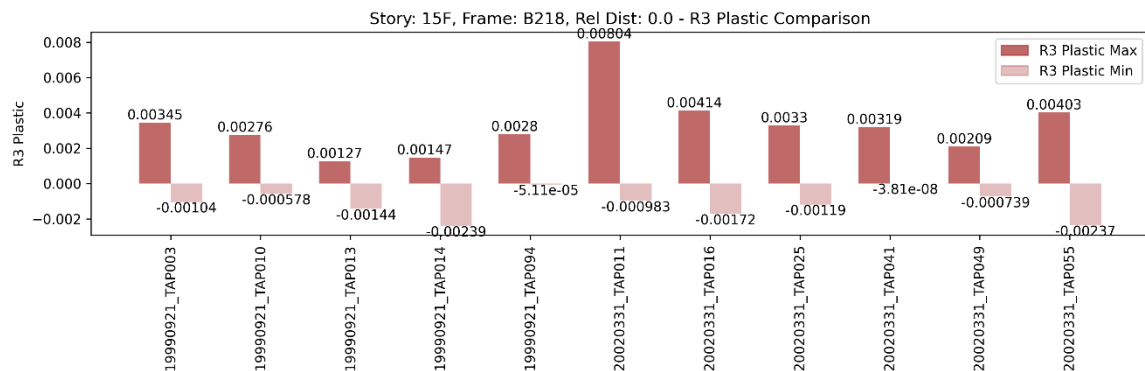
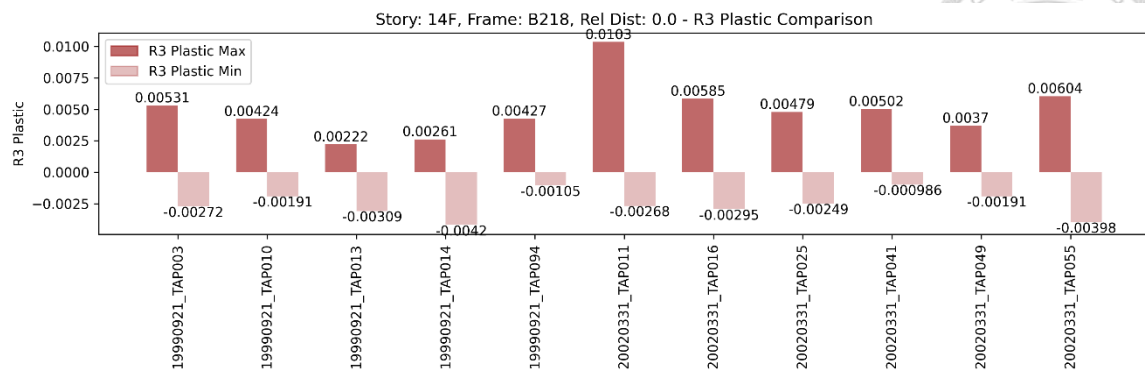


圖 7.31 本建築物 B218 梁位置示意圖









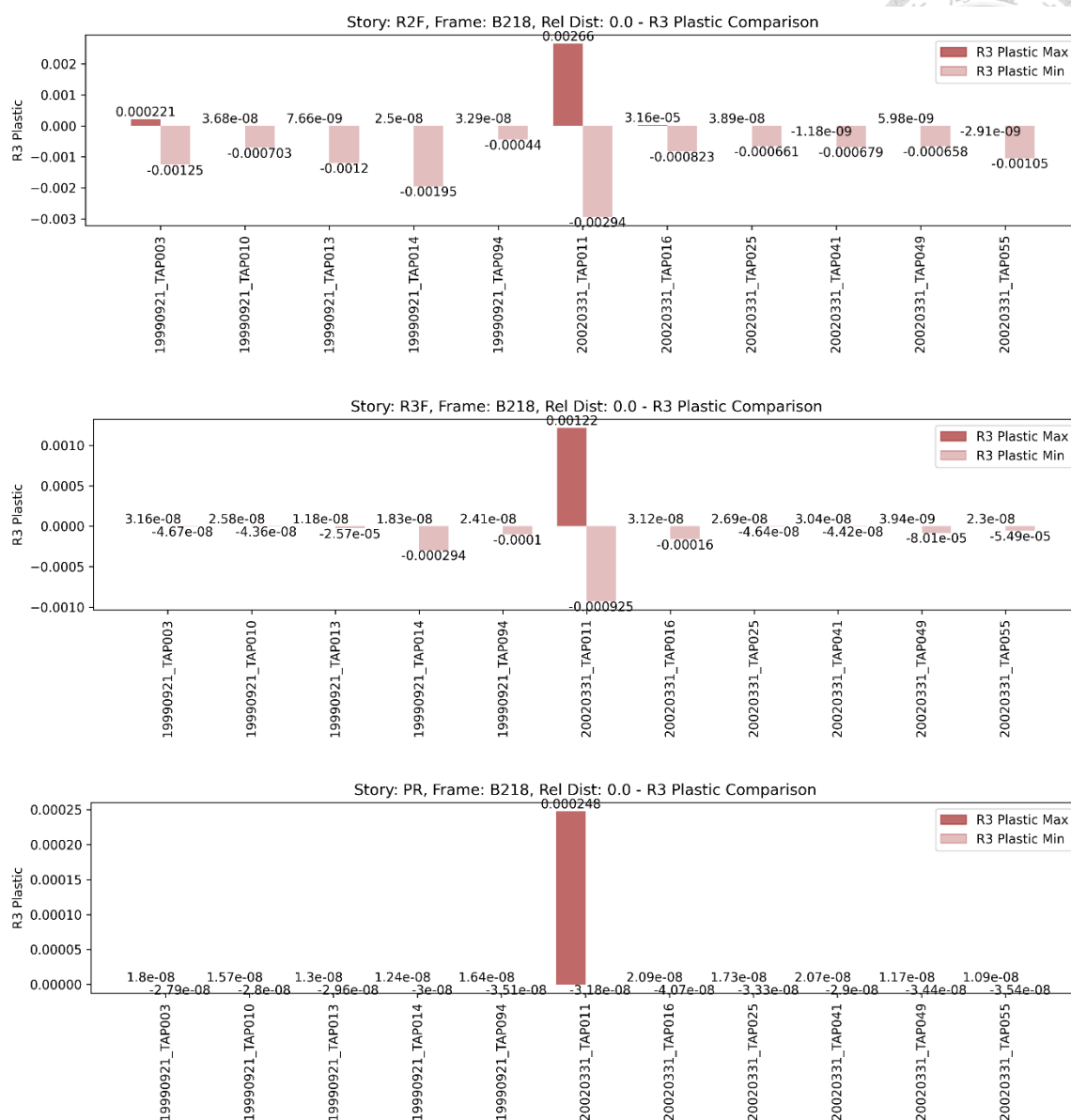
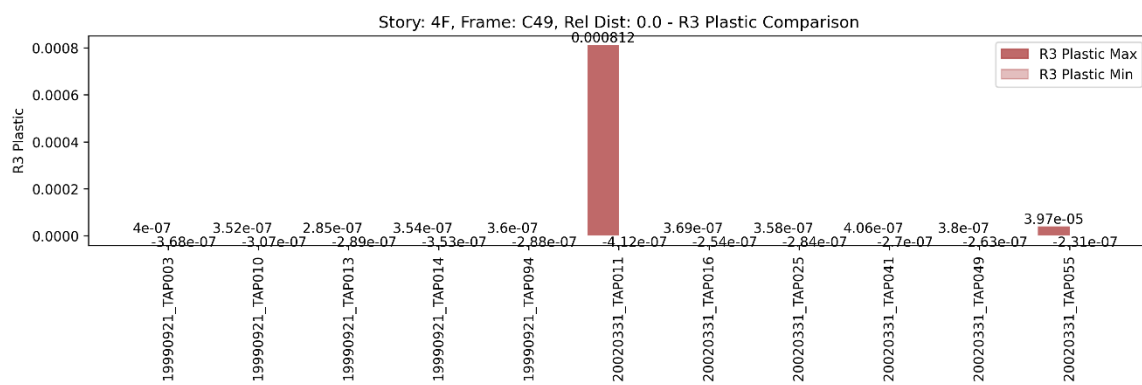
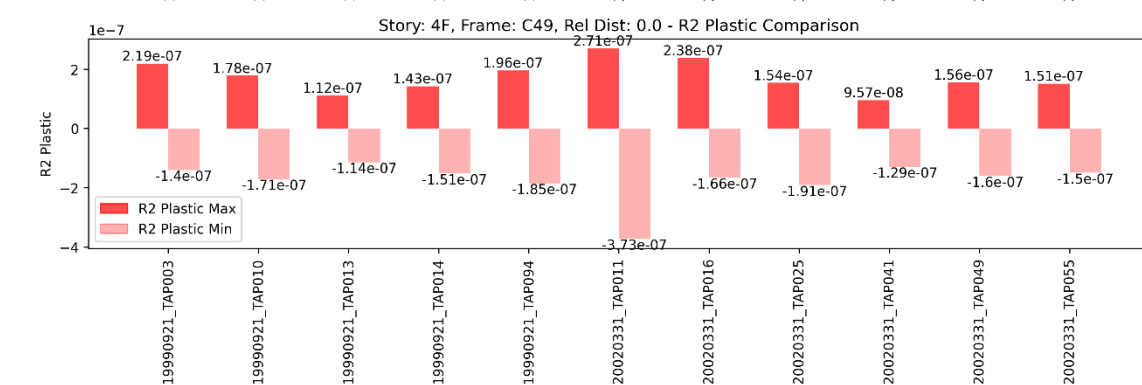
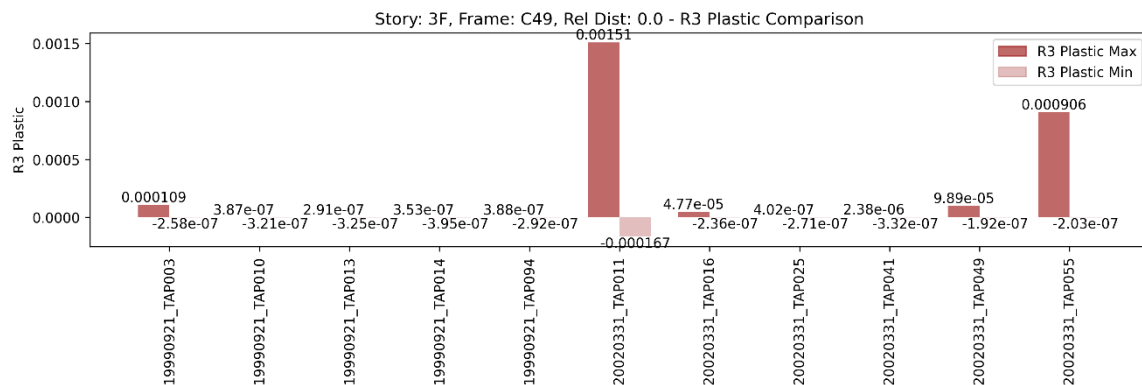
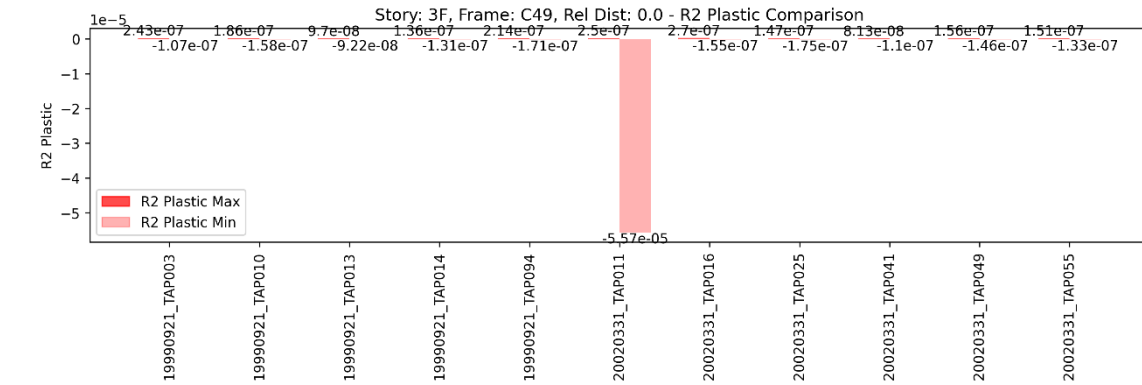
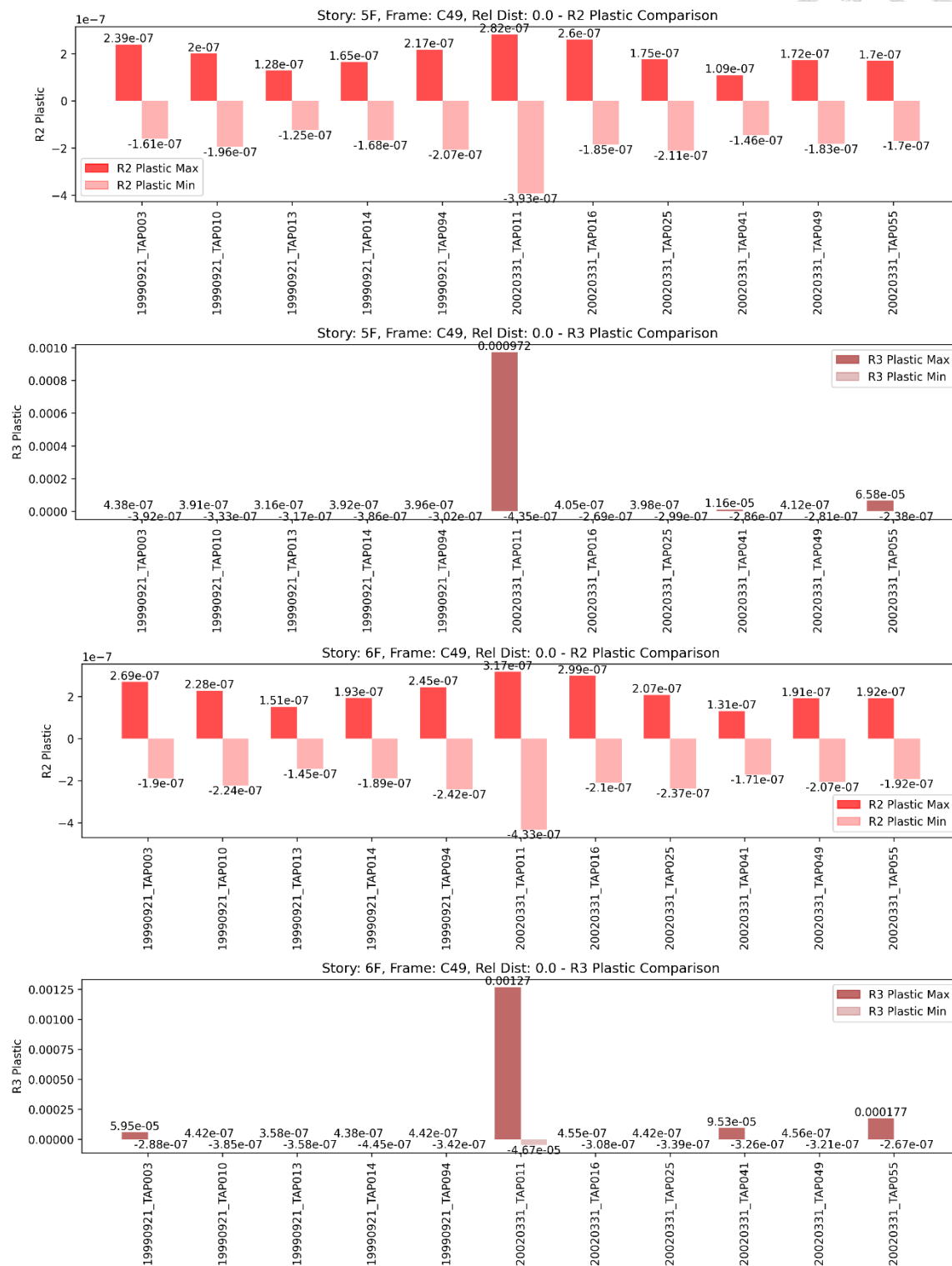


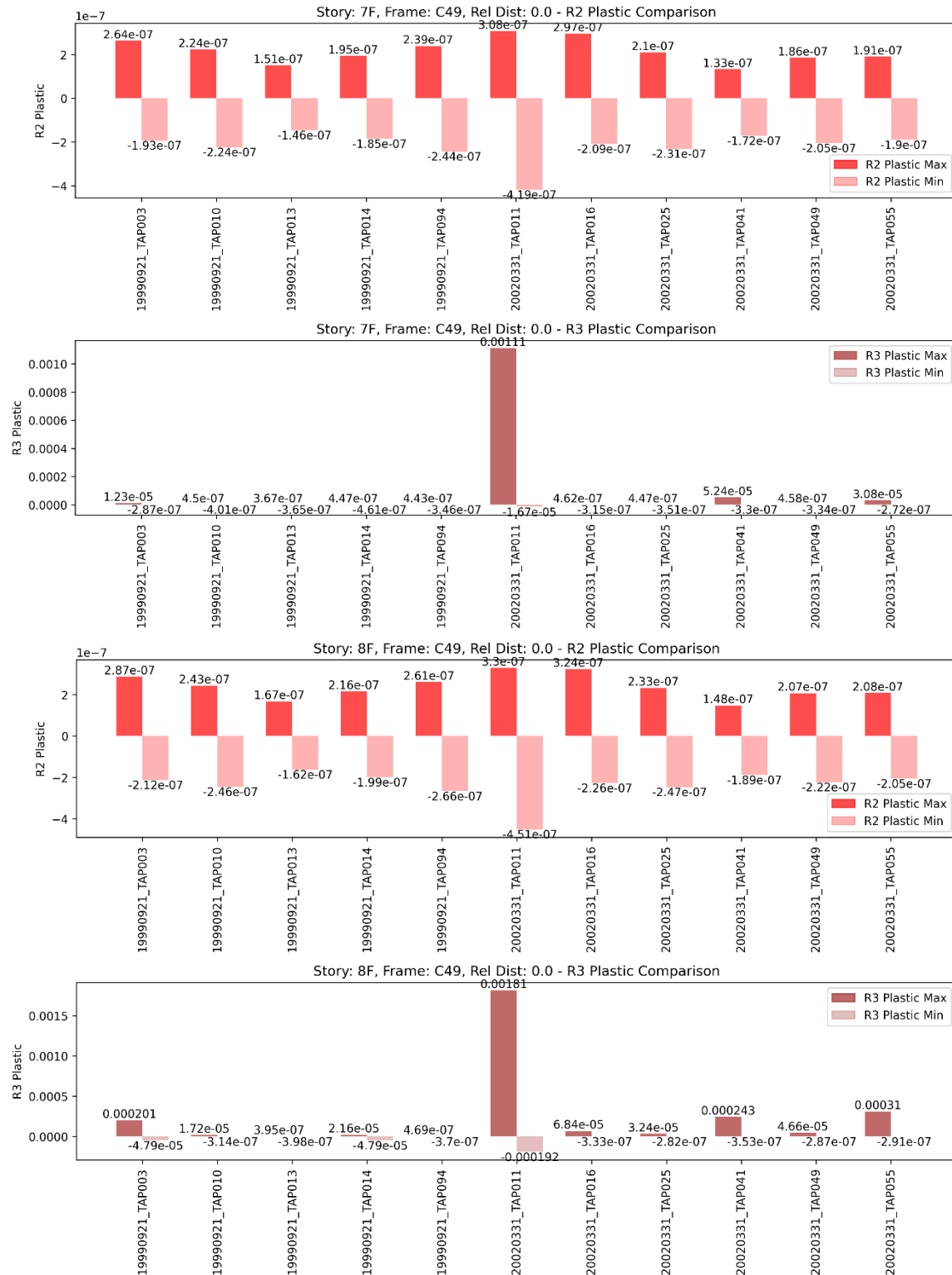
圖 7.32 本建築物各樓層 B218 梁於每筆地震歷時作用下之塑性變形量

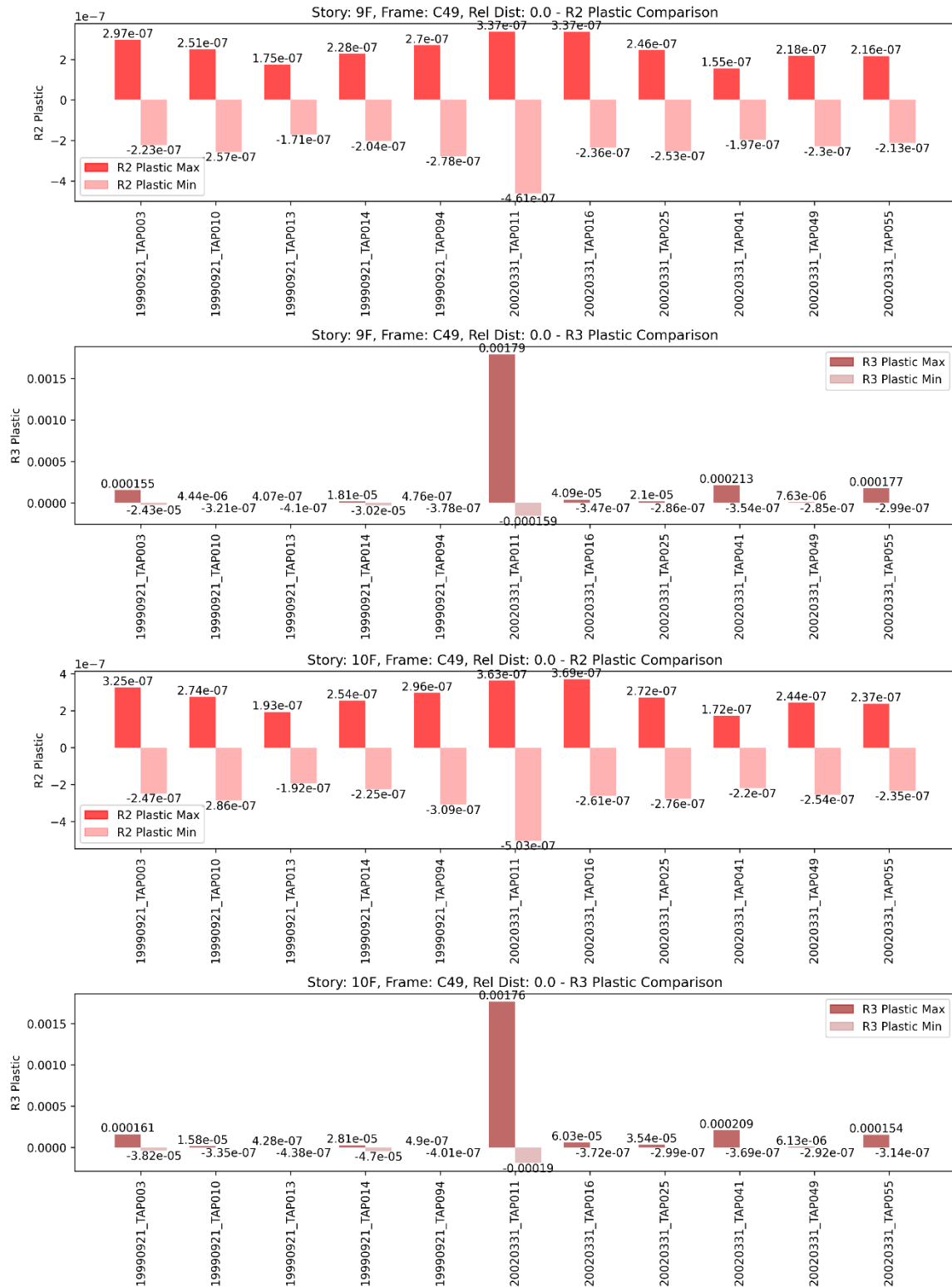
(b) 柱端撓曲塑性變形量

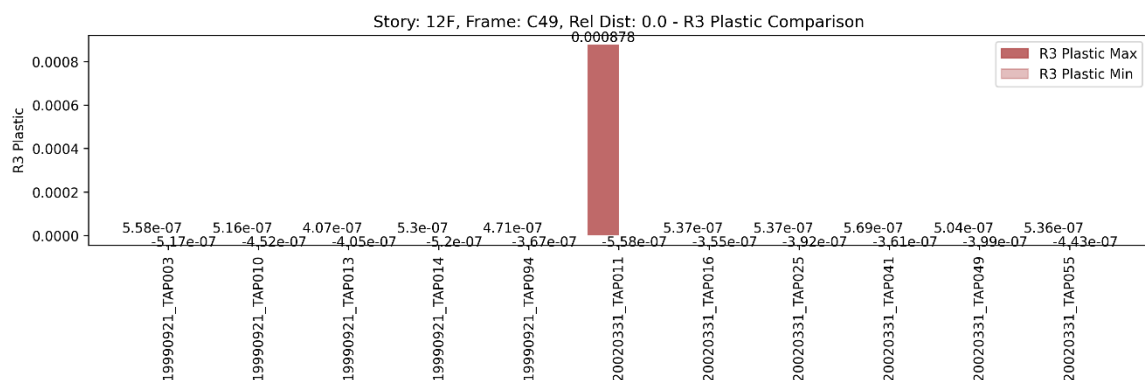
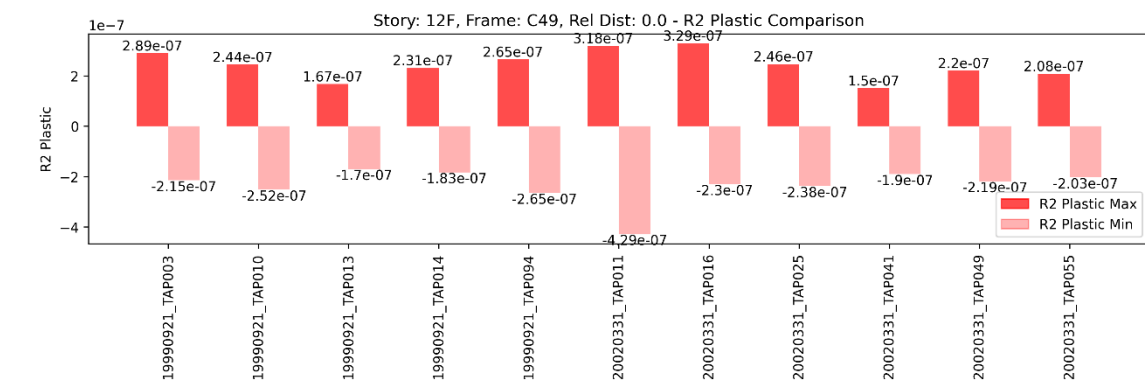
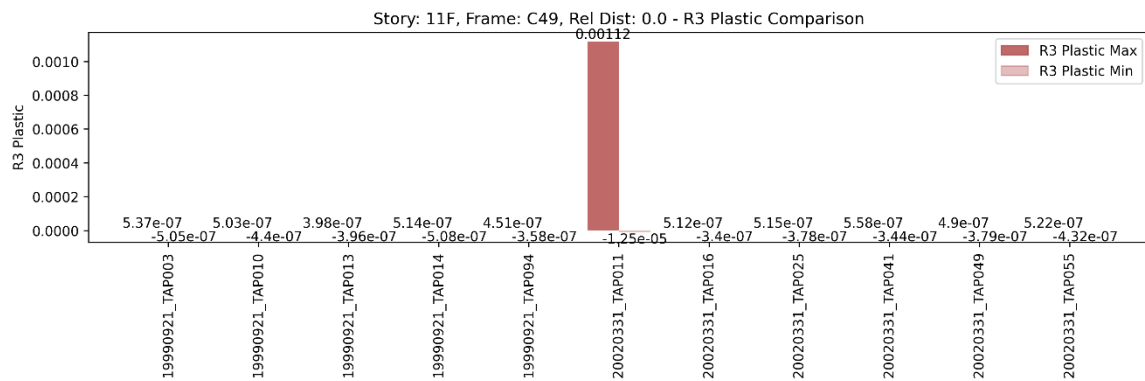
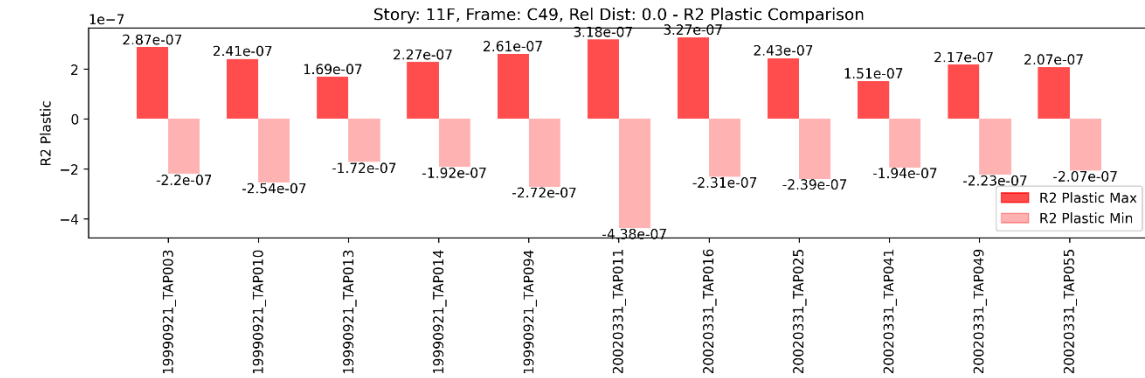
下圖 7.33 為本建築物 C49 柱之位置示意圖，圖 7.34 顯示 C49 下端之塑鉸(Rel Dist=0)於各地震歷時下於每樓層之塑性變形量。以 2F-C49 梁而言，其 M3 方向之極限塑性變形量 D_u 為 0.0421。對 C49 柱而言，其不同樓層於每筆地震歷時下之塑性變形量均同樣之平均塑性變形量均未超過 $0.5D_u$ ，符合規範，無需做進一步加強。

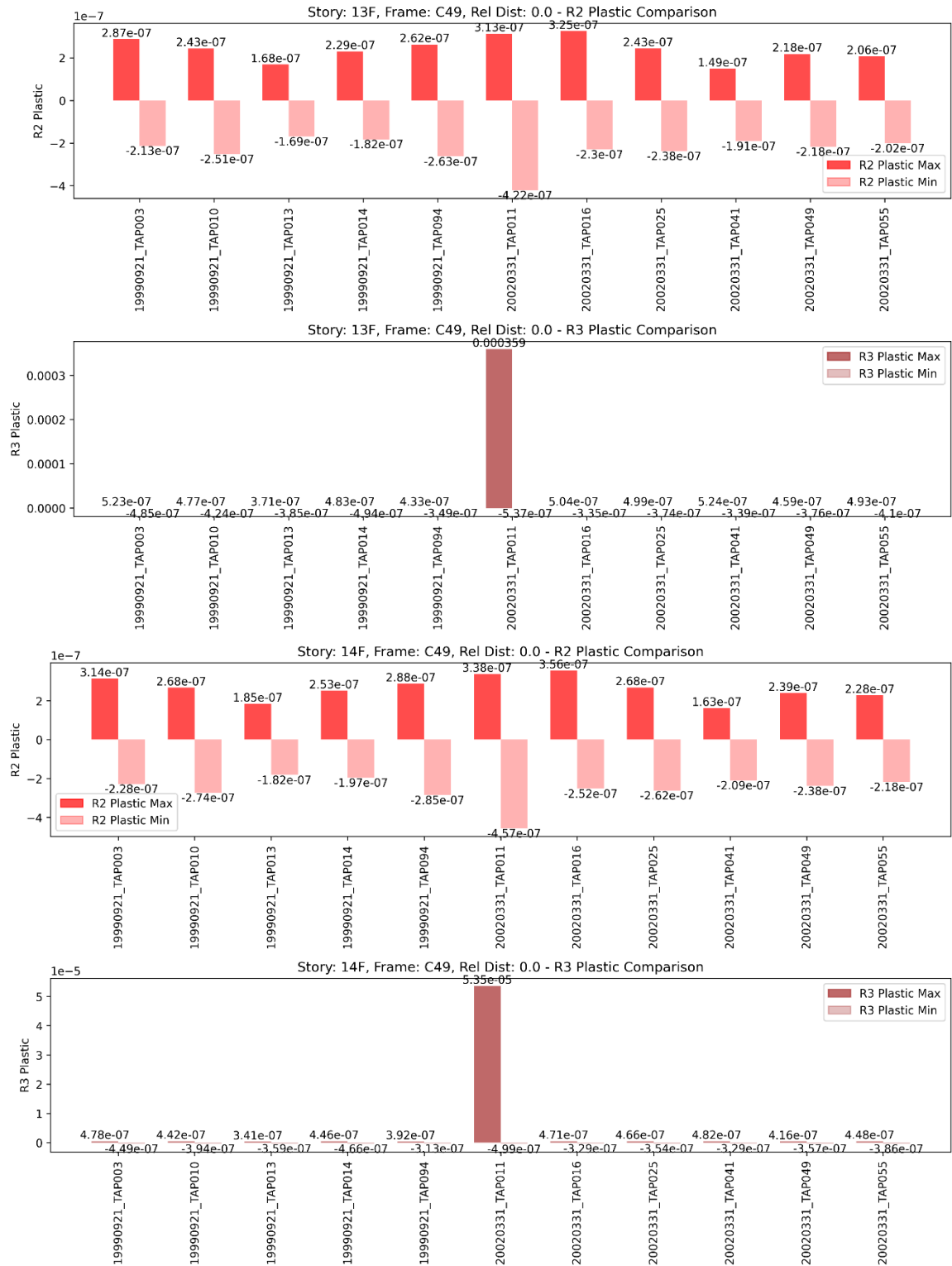


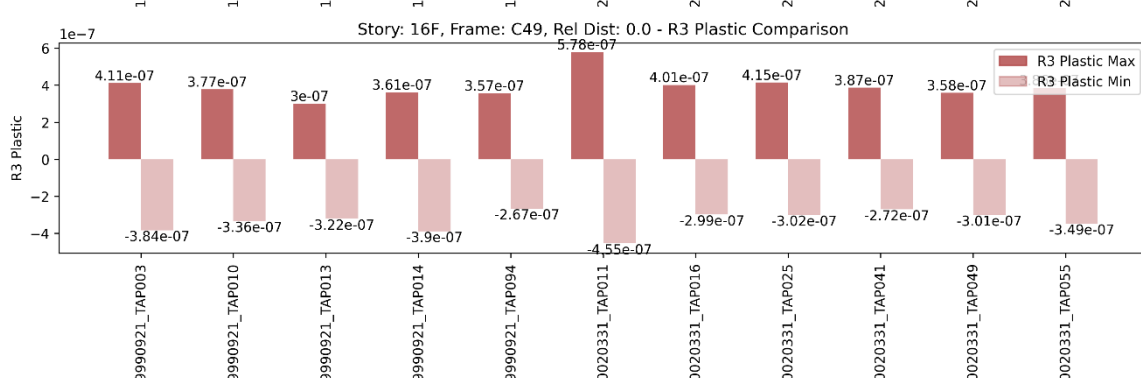
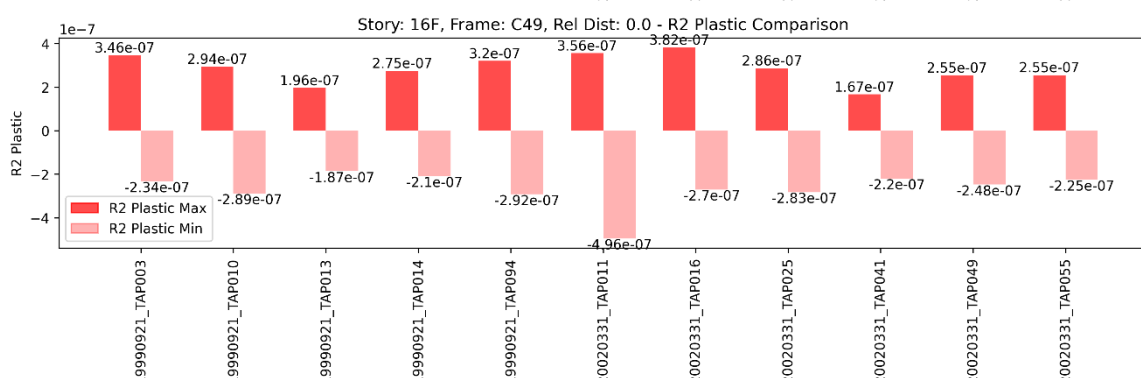
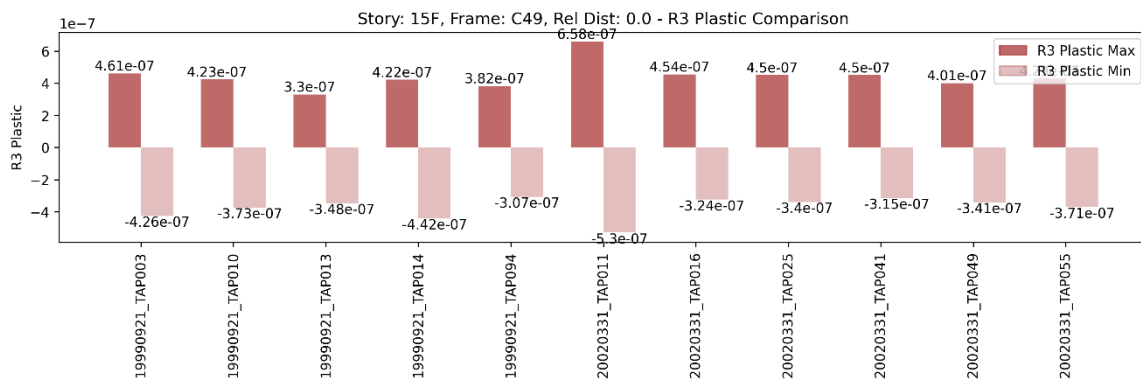
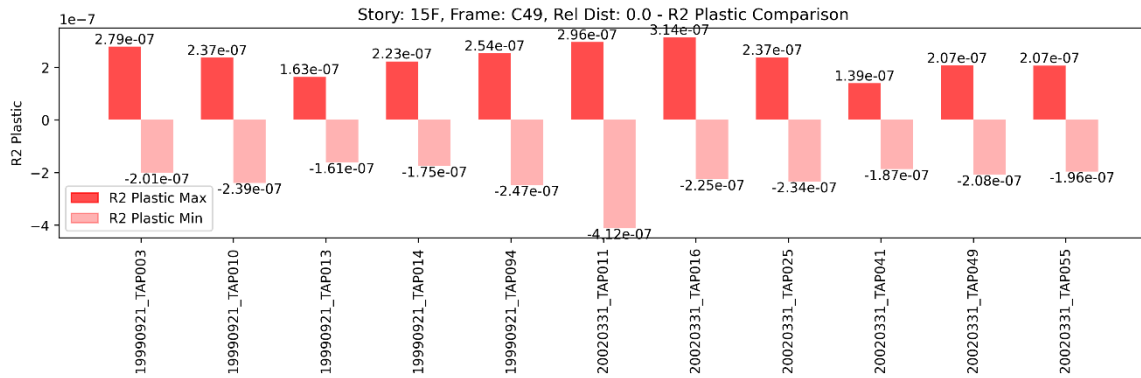


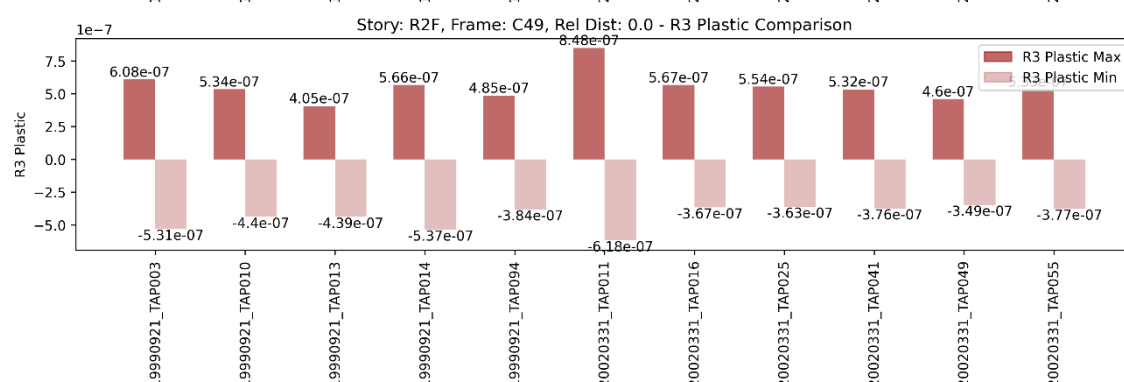
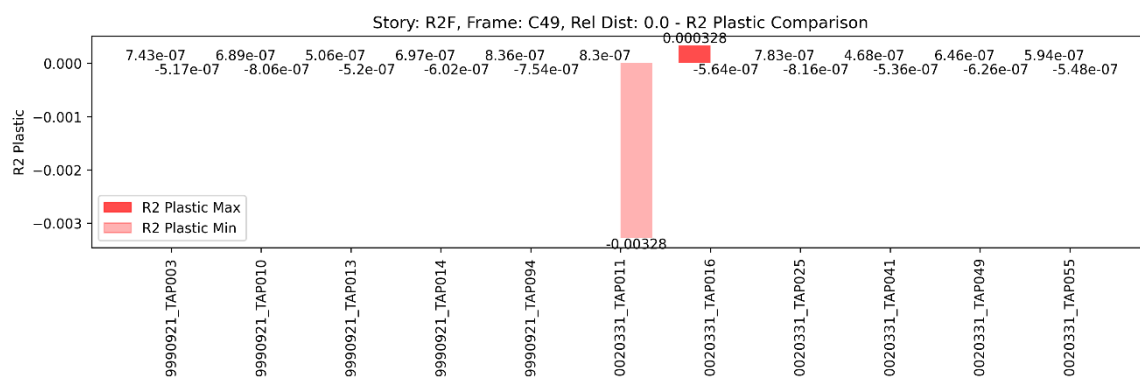
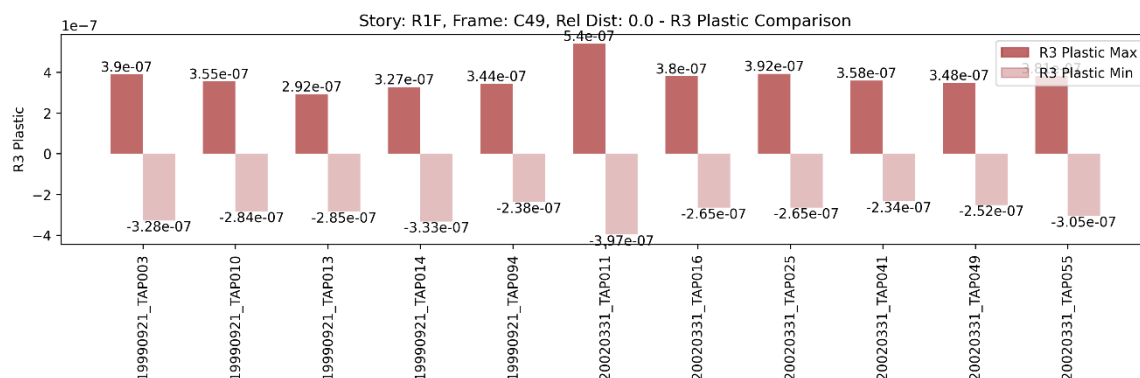
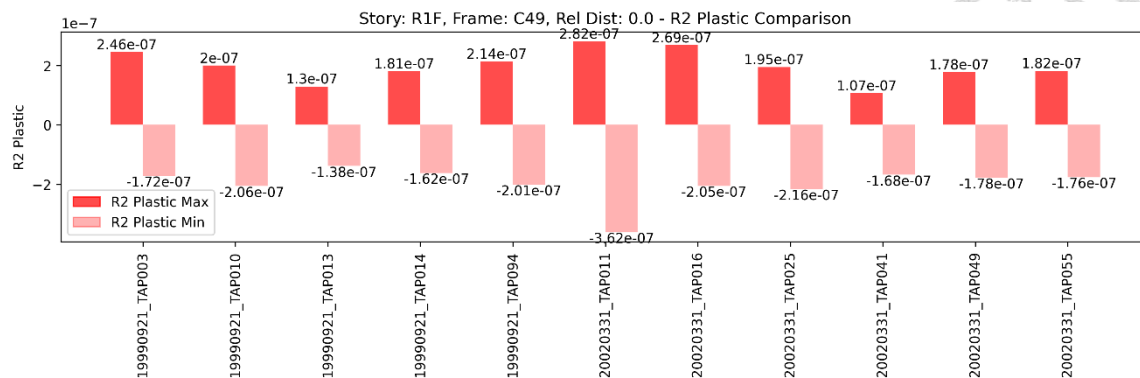












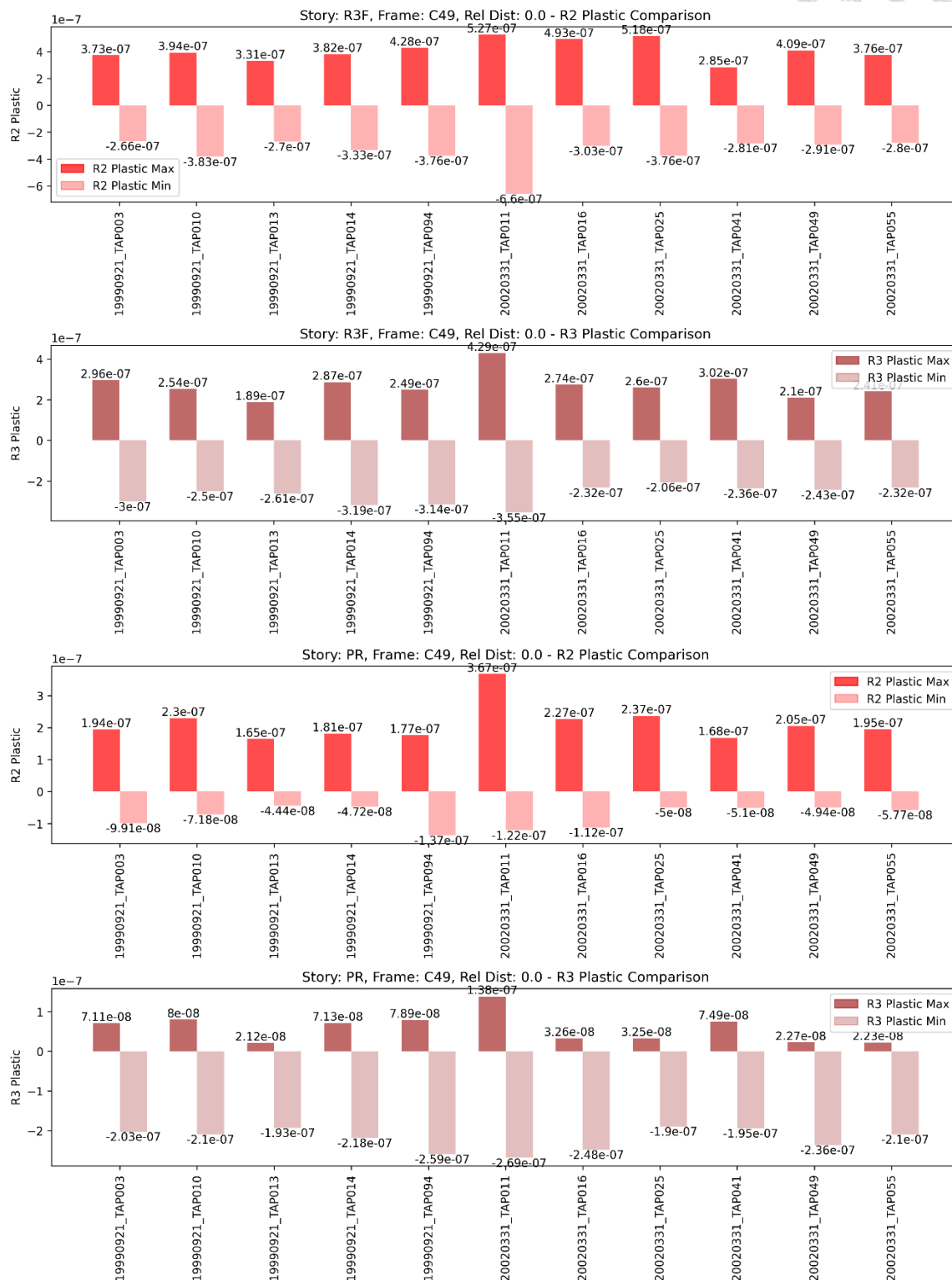


圖 7.34 本建築物各樓層 C49 柱於每筆地震歷時作用下之塑性變形量

(c) 剪力牆撓曲塑性變形量

下圖 7.35 為本建築物 SW1(桿件編號 C1)剪力牆之位置示意圖，圖 7.36 顯示 SW1 下端之塑鉸(Rel Dist=0)於各地震歷時下於每樓層之塑性變形量。以 2F-SW1

剪力牆而言，其 M2 方向之極限塑性變形量 D_u 為 0.016。由圖 7.35 可發現在 20020331_TAP011 這筆地震中，各樓層的撓曲塑性變形量都明顯比其他地震歷時大，然而同樣構件在其他 10 筆地震中的反應便比 20020331_TAP011 小很多，顯示建築物之受震反應變異性極大。惟依照規範的角度，同一個構件在 11 筆地震之塑性變形平均值並未超過 $0.5D_u$ ，是符合規範的，且無需做進一步加強。

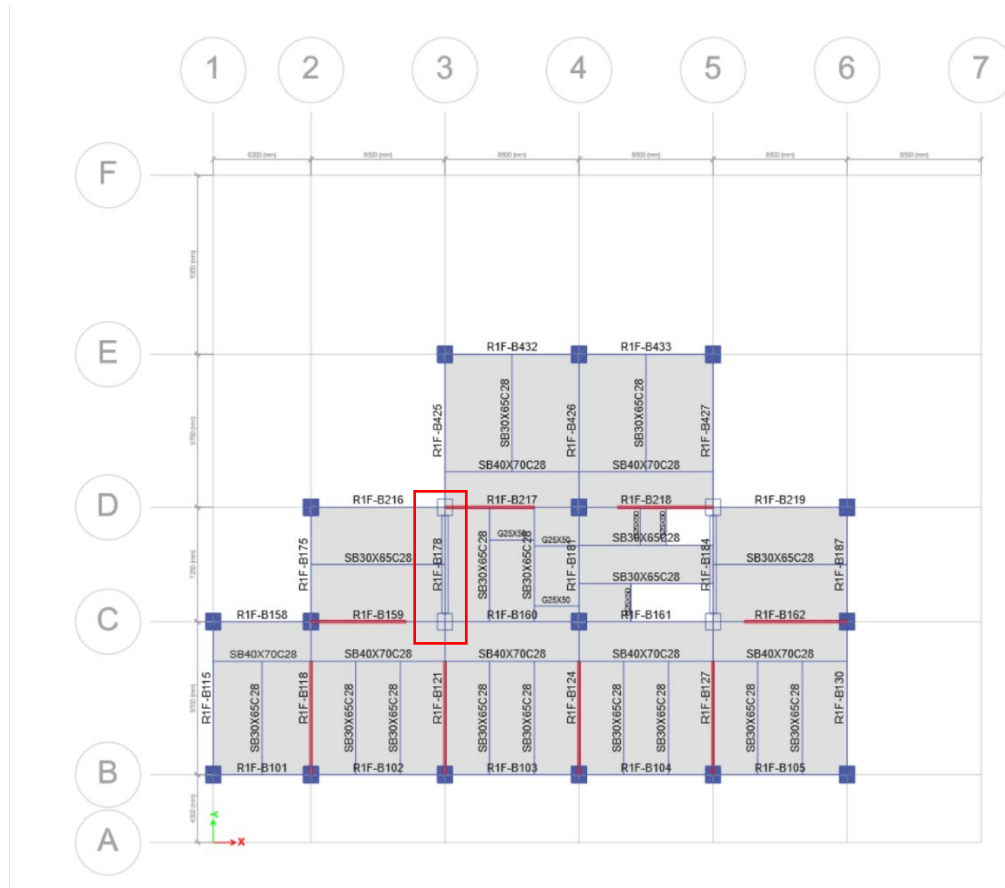
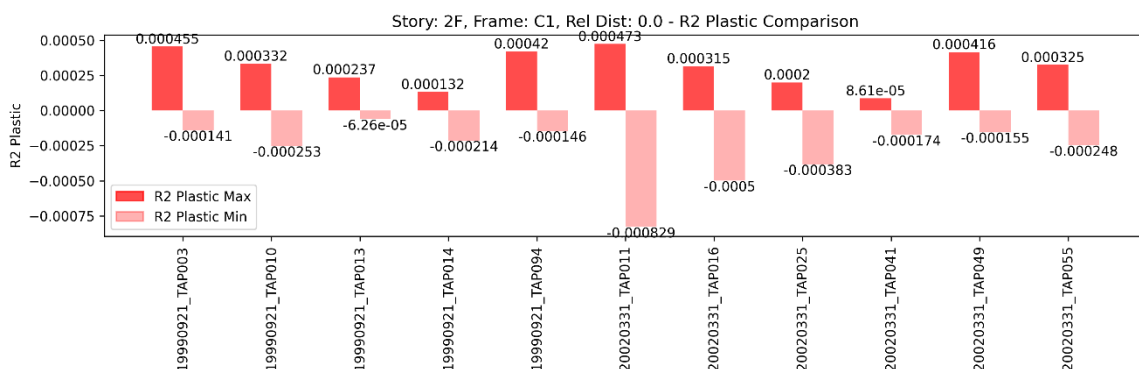
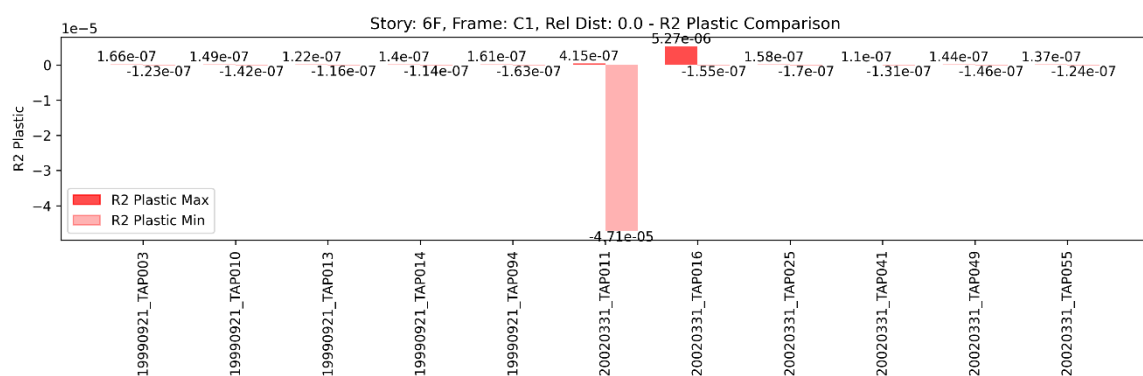
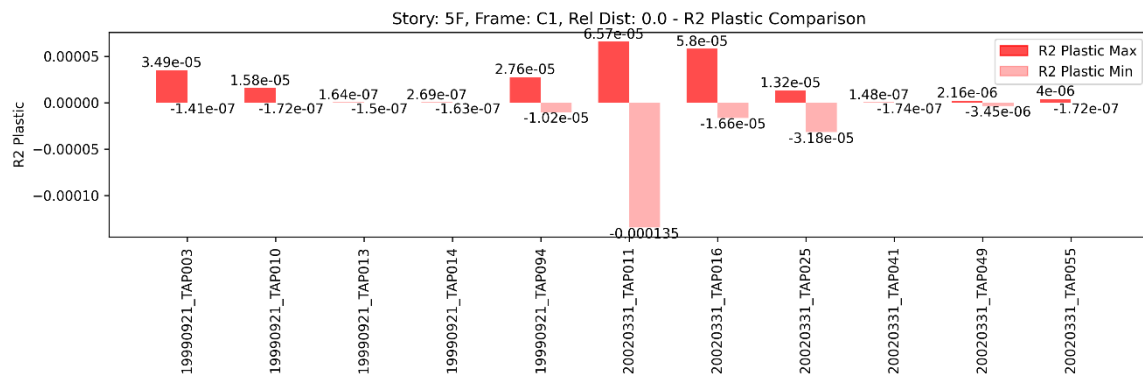
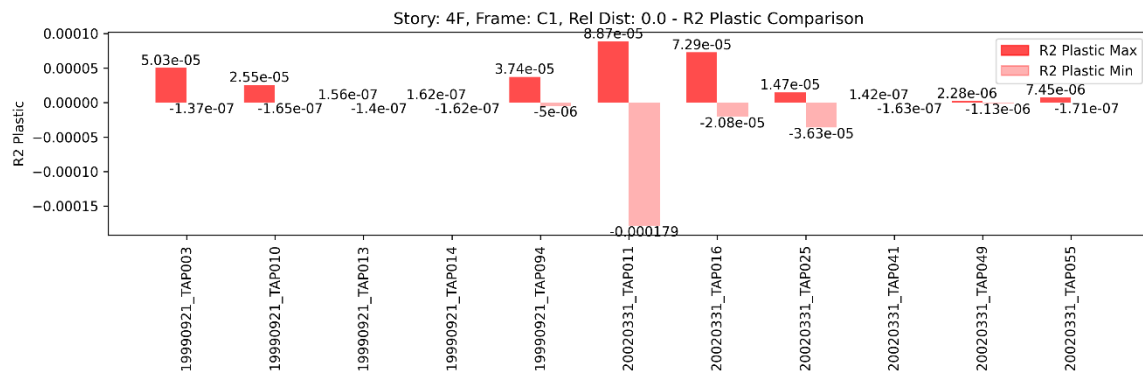
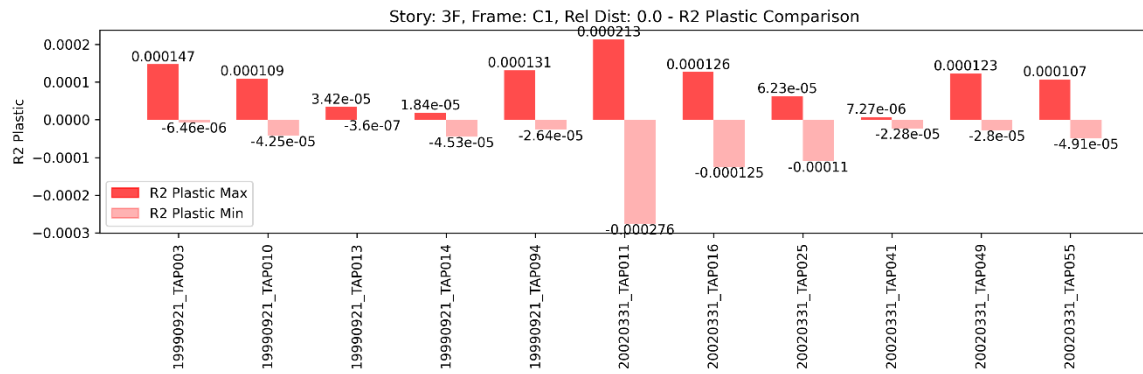
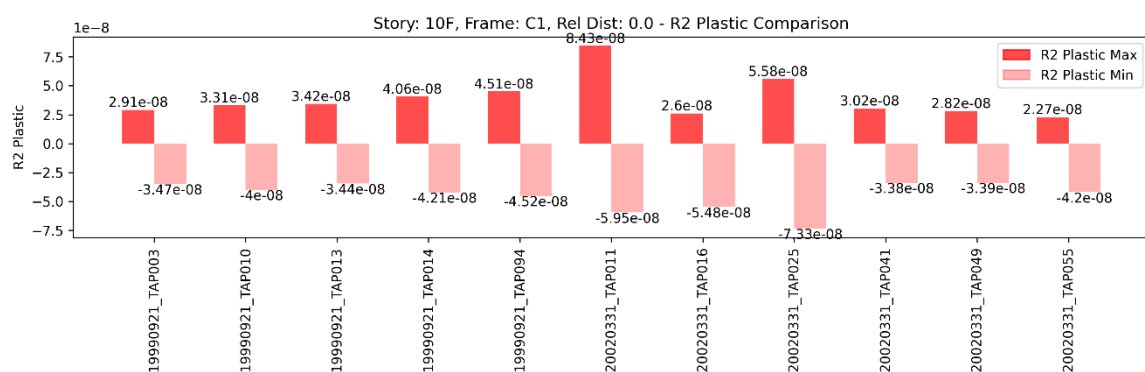
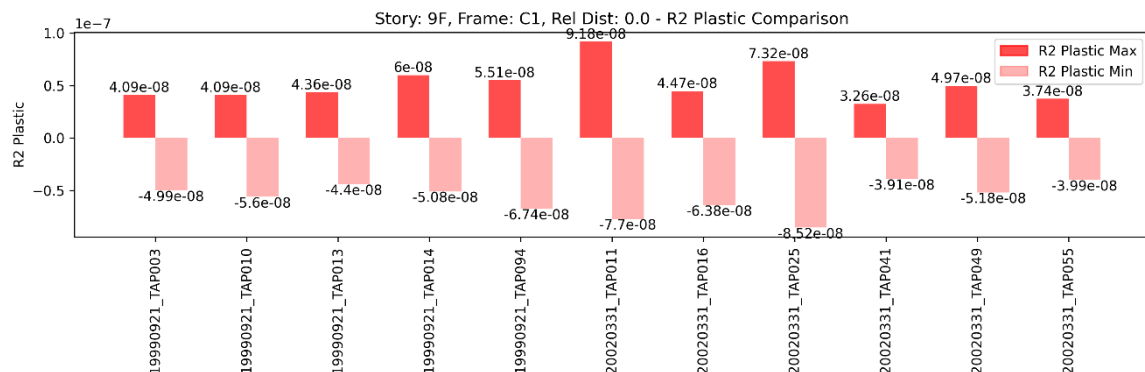
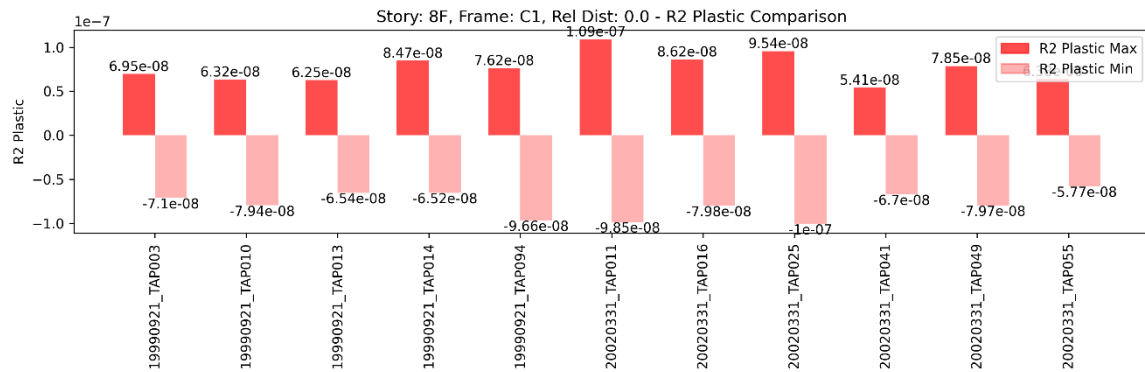
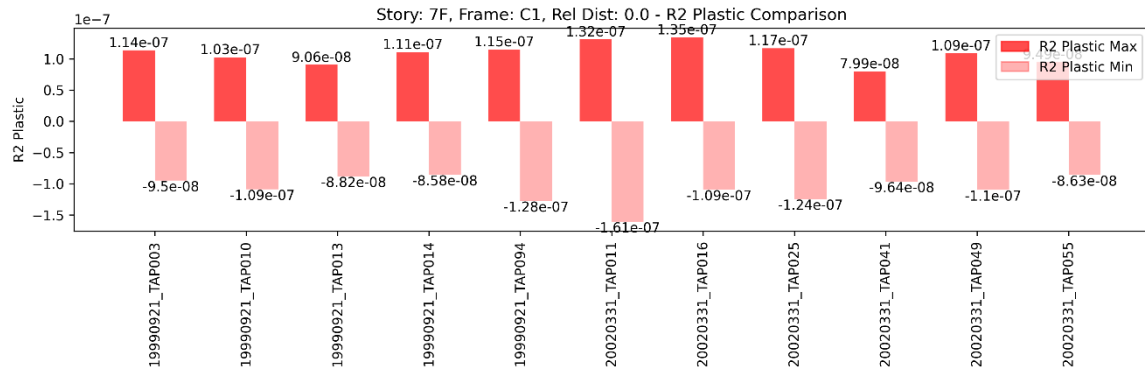
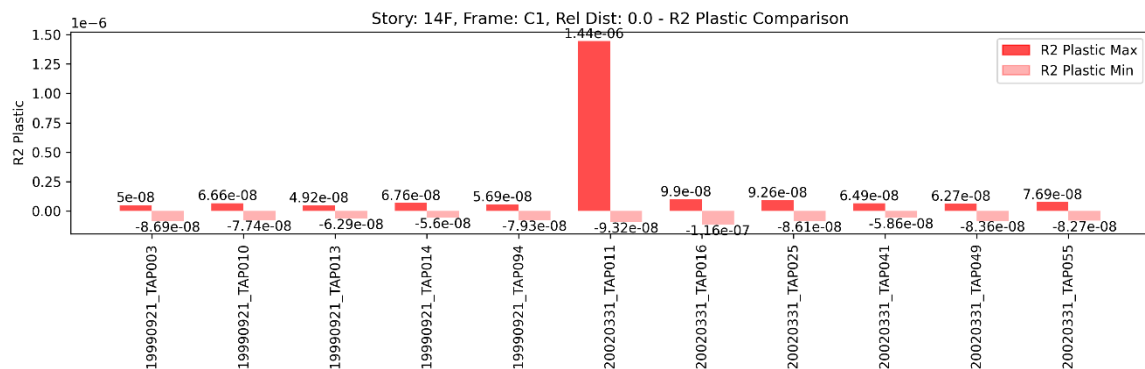
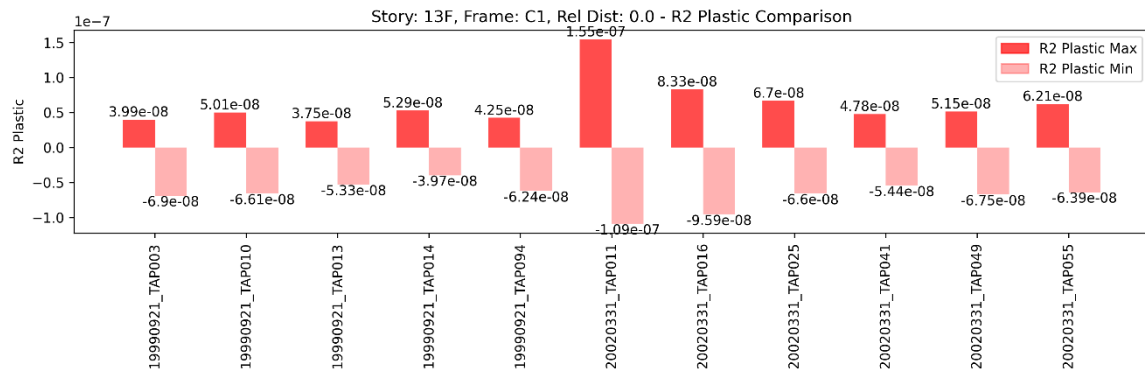
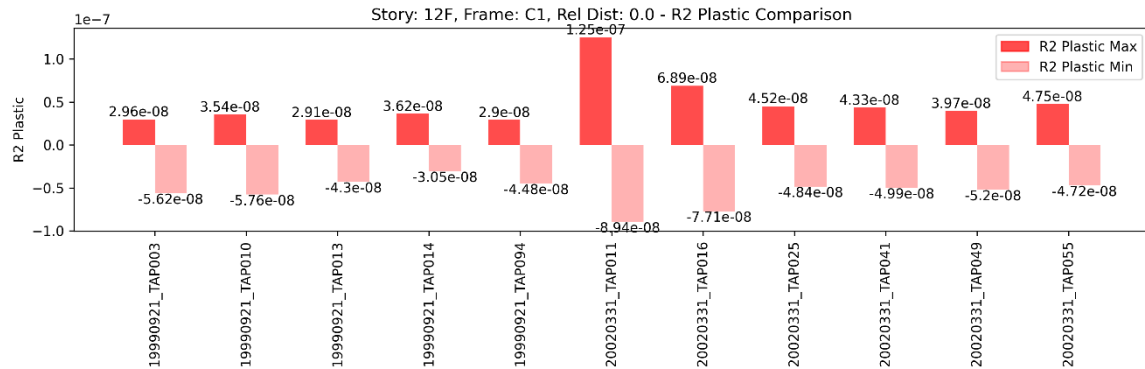
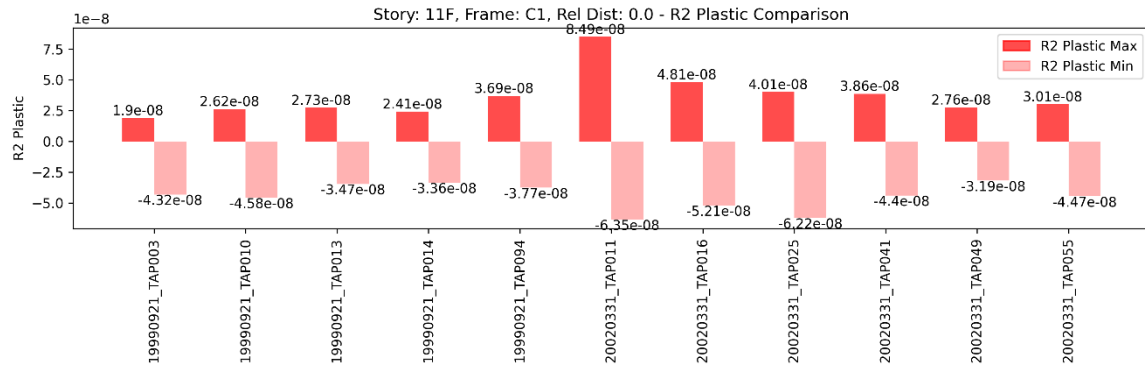


圖 7.35 本建築物 SW1 剪力牆位置示意圖









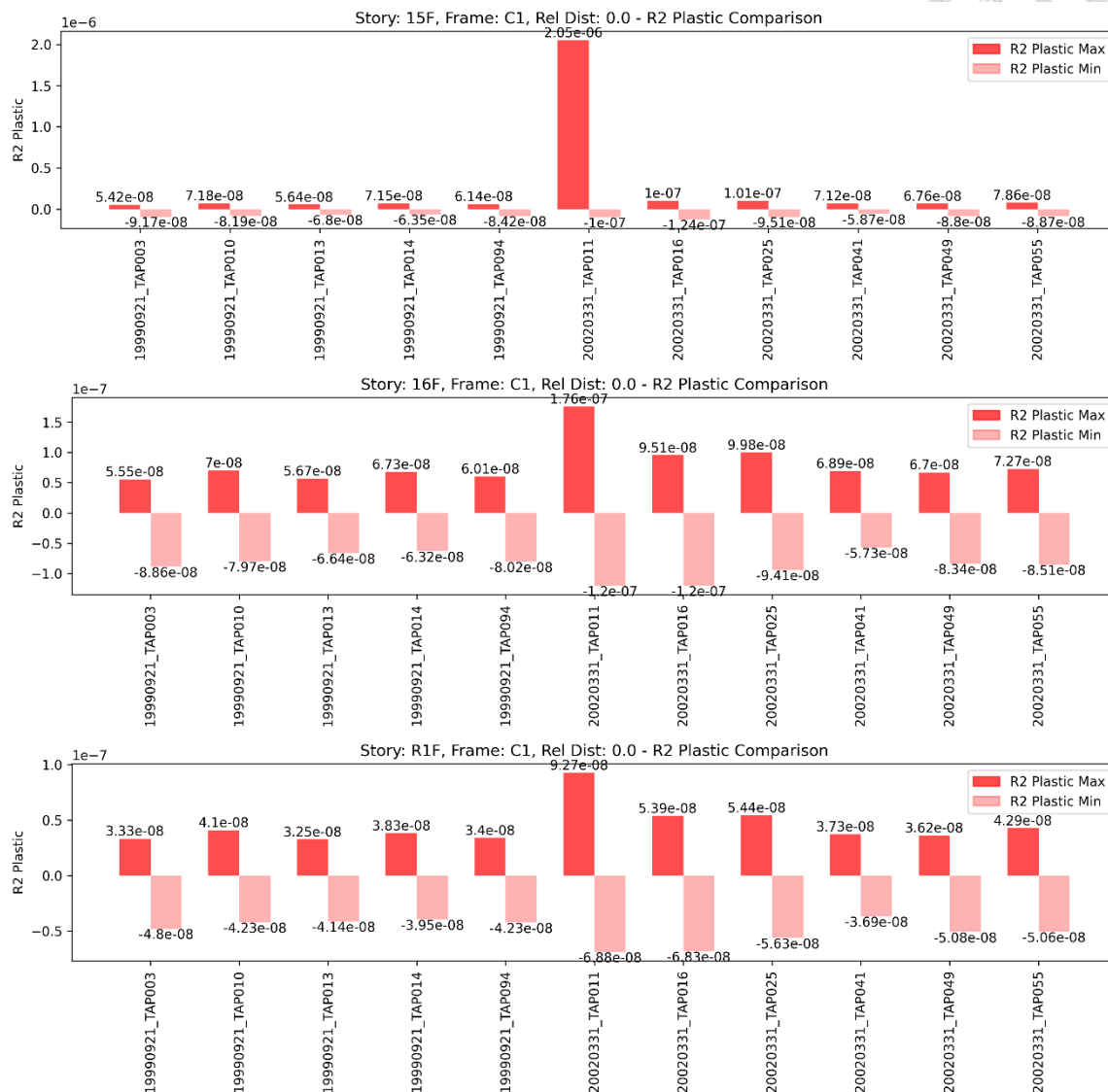


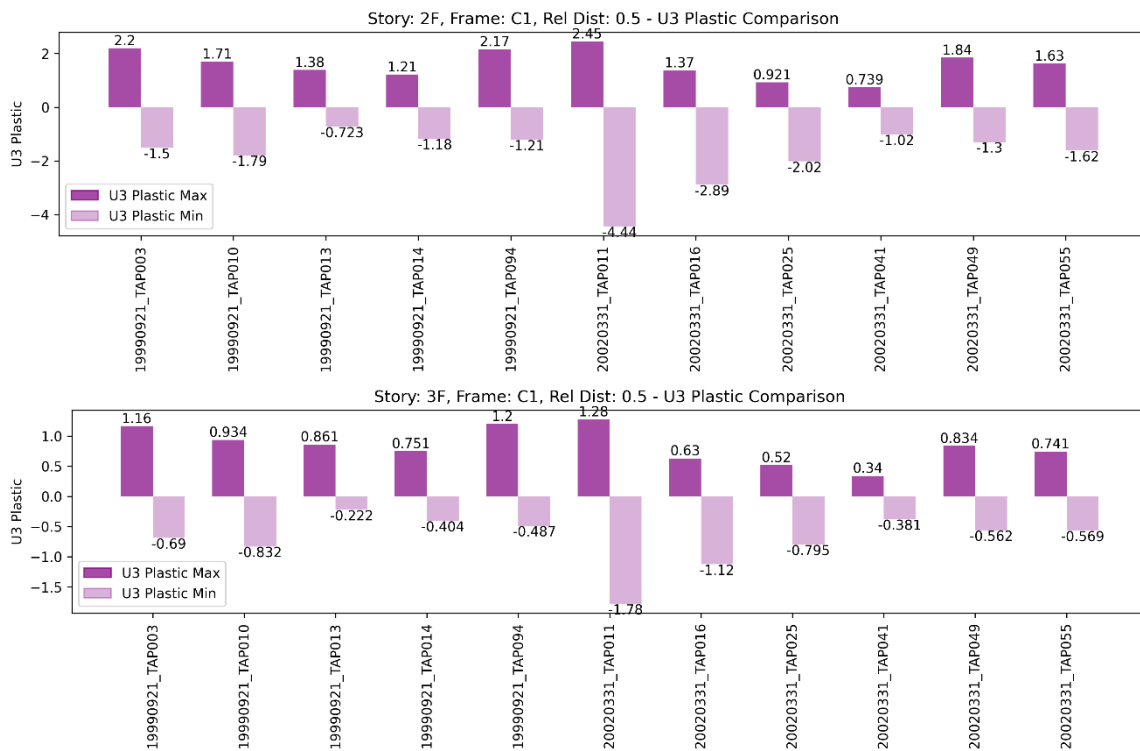
圖 7.36 本建築物各樓層 SW1 剪力牆於每筆地震歷時作用下之撓曲塑性變形量

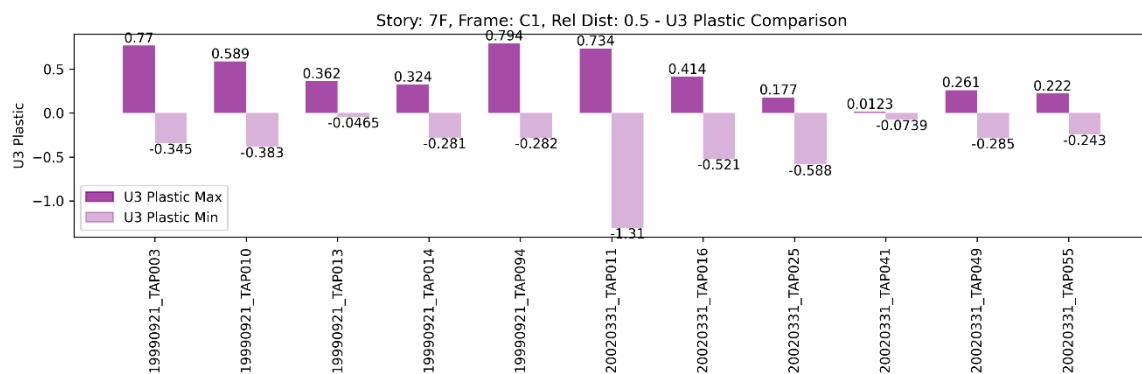
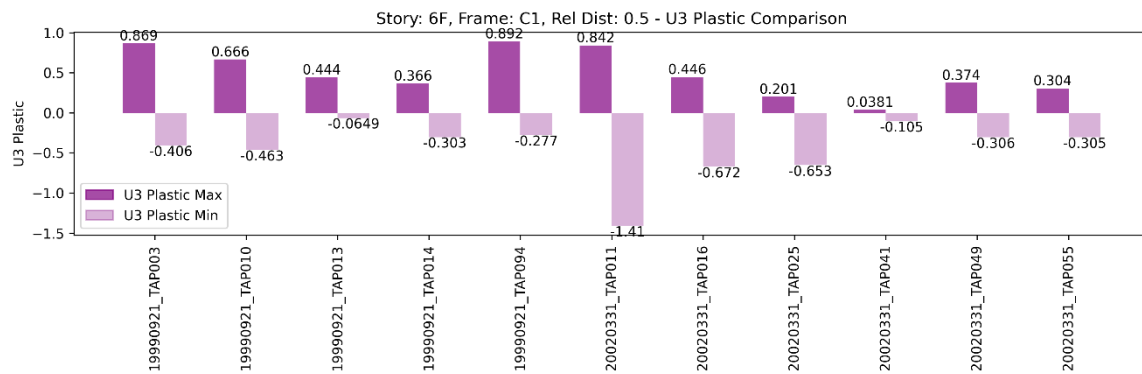
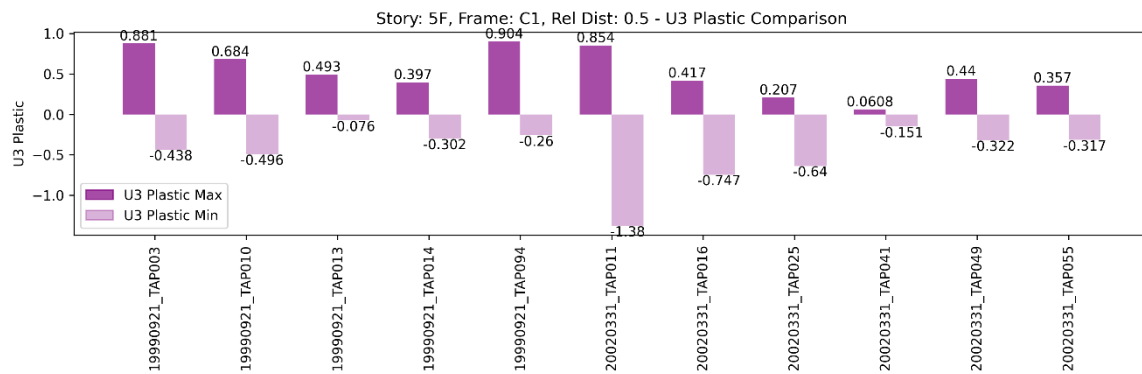
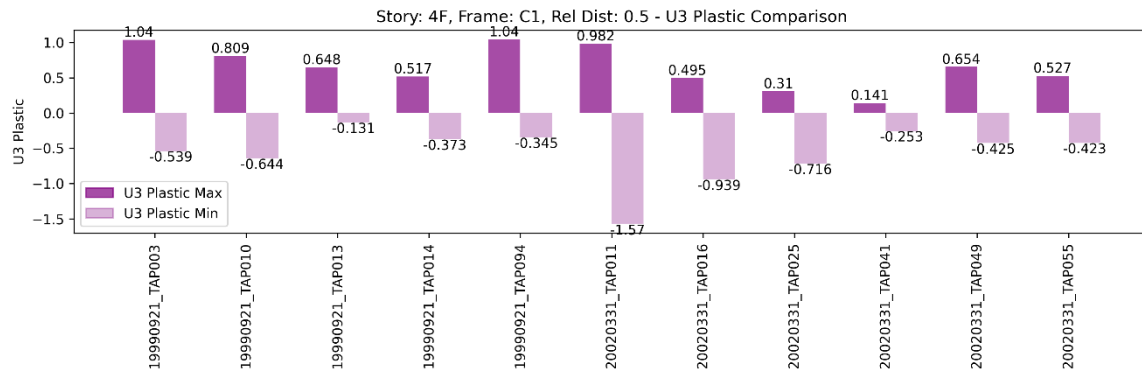
(d) 剪力牆剪力塑性變形量

下圖 7.37 為本建築物 SW1(桿件編號 C1)剪力牆之位置示意圖，圖 7.38 顯示 SW1 下端之塑鉸(Rel Dist=0.5)於各地震歷時下於每樓層之塑性變形量。以 2F-SW1 剪力牆而言，其 V3 方向之極限塑性變形量 D_u 為 36.22mm。由圖 7.38 可發現在 20020331_TAP011 這筆地震中，各樓層的剪力塑性變形量都明顯比其他地震歷時大，然而同樣構件在其他 10 筆地震中的反應便比 20020331_TAP011 小很多，顯示建築物之受震反應變異性極大。然而本剪力牆即使是在反應最大的地震 20020331_TAP011 中，其剪力塑性變形量亦僅為 4.44mm，距離本剪力牆的極限變形量 36.22mm 仍有甚大之差距。

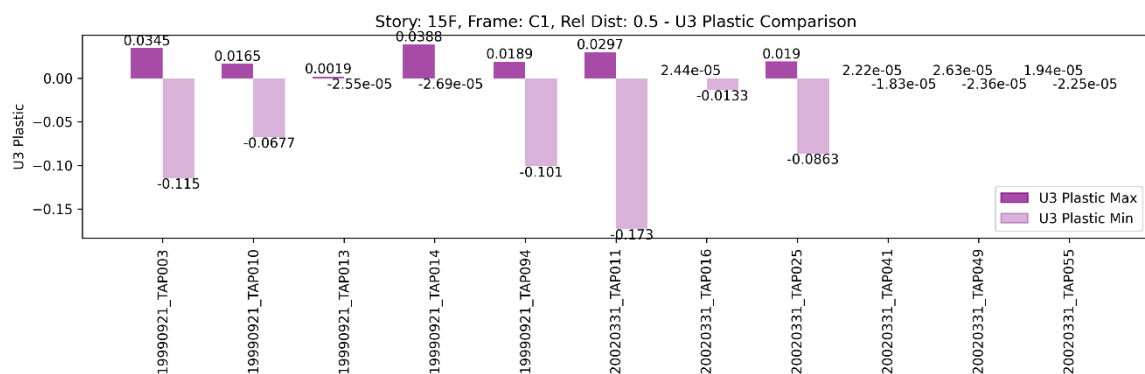
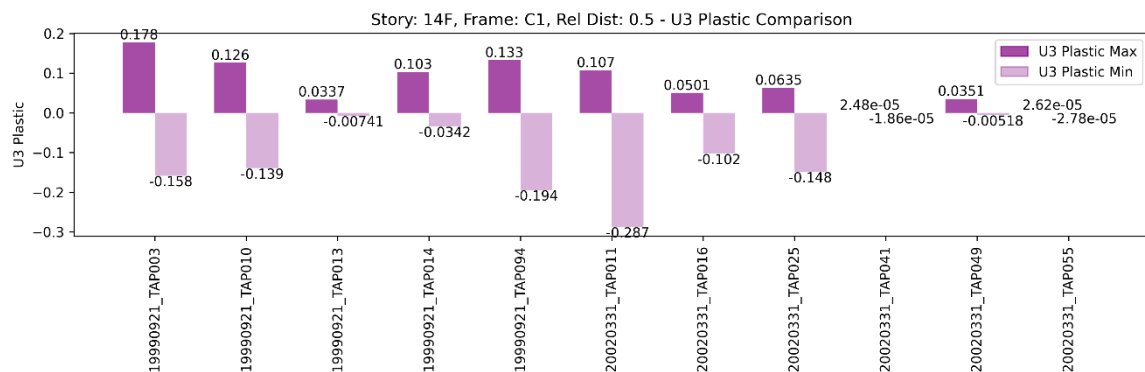
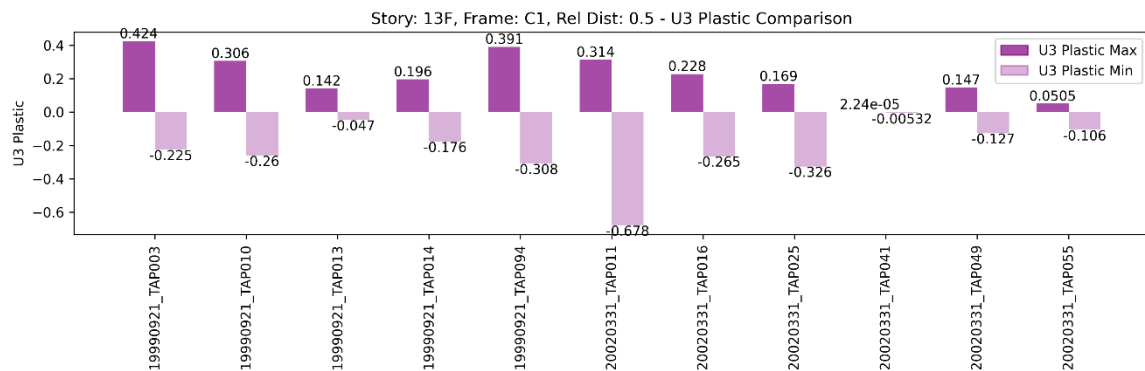
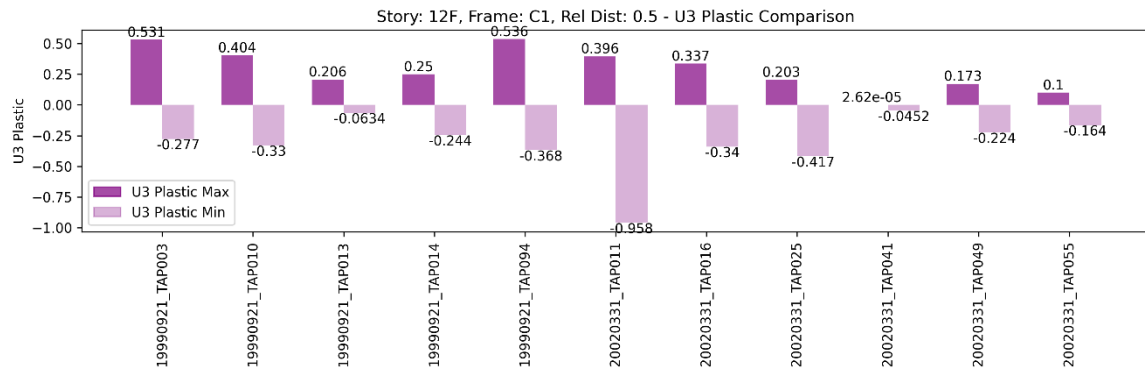


圖 7.37 本建築物 SW1 剪力牆位置示意圖









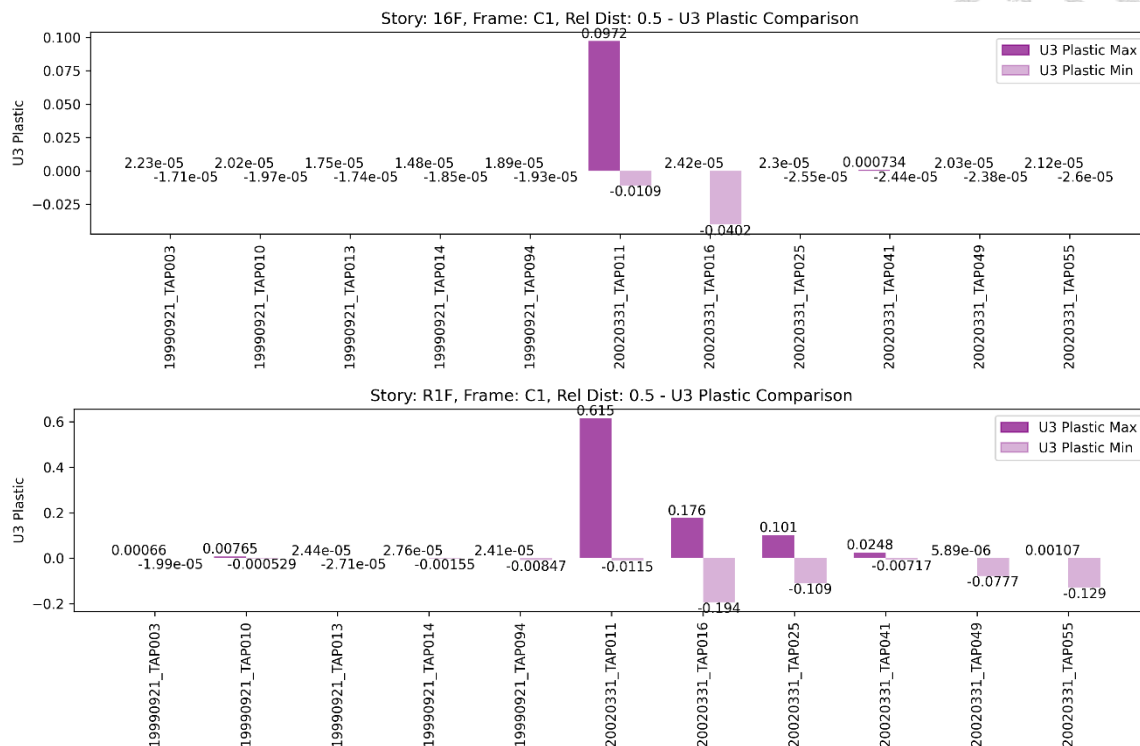


圖 7.38 本建築物各樓層 SW1 剪力牆於每筆地震歷時作用下之剪力塑性變形量

7.7 最大變形量之構件在造成最大反應之地震下的遲滯迴圈

本節挑選前揭統計結果中，最大變形量之構件在具有最大反應的地震中，塑鉸的遲滯迴圈紀錄，以更加深入洞察該構件的非線性行為。

7.7.1 最大變形量之梁在造成最大反應之地震下的遲滯迴圈

由前節可知本建築物 B218 梁在 2002/03/31 TAP011 具有最大的塑性變形量。圖 7.39 及圖 7.40 為本建築物 3F-B218 梁兩端撓曲塑鉸之遲滯迴圈，可發現本梁 i 端在此地震作用下，已有大幅的遲滯消能行為產生，然而本梁的 j 端其非線性行為便顯著比 i 端小，推測應該係 j 端有非結構牆束制所致。

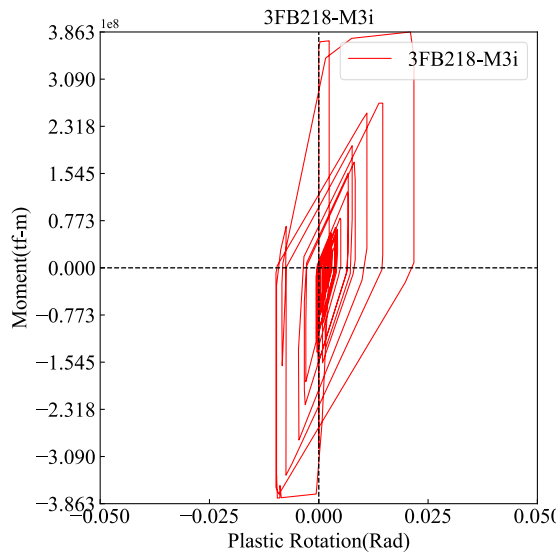


圖 7.39 3FB218 i 端撓曲塑鉸遲滯迴圈

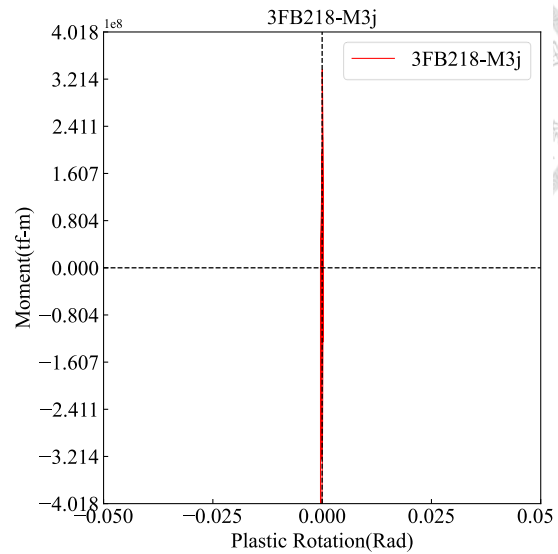


圖 7.40 3FB218 j 端撓曲塑鉸遲滯迴圈

7.7.2 最大變形量之柱在造成最大反應之地震下的遲滯迴圈

由前節可知本建築物 C49 柱在 2002/03/31 TAP011 具有最大的塑性變形量。圖 7.41 至圖 7.44 為本建築物 2F-C49 柱兩端 M2 及 M3 撓曲塑鉸之遲滯迴圈，可發現 2F-C49 在此地震作用下，i 端已有顯著的非線性行為，然而本柱的 j 端其非線性行為便顯著比 i 端小，因為 j 端不是基面。

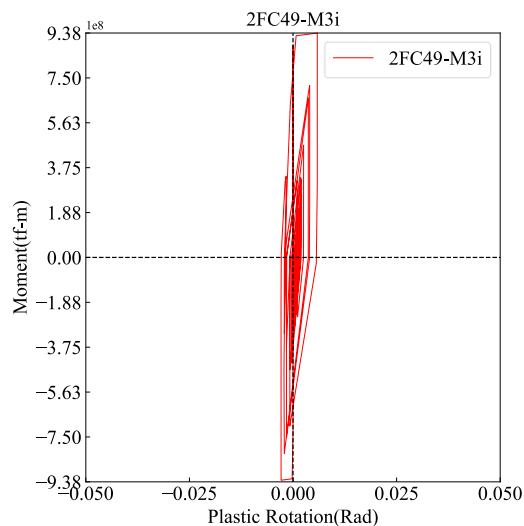


圖 7.41 2F C49 i 端 M3 撓曲塑鉸
遲滯迴圈

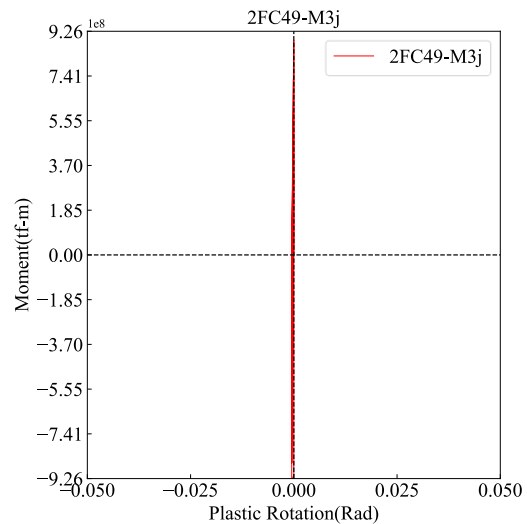


圖 7.42 2F-C49 j 端 M3 撓曲塑鉸
遲滯迴圈

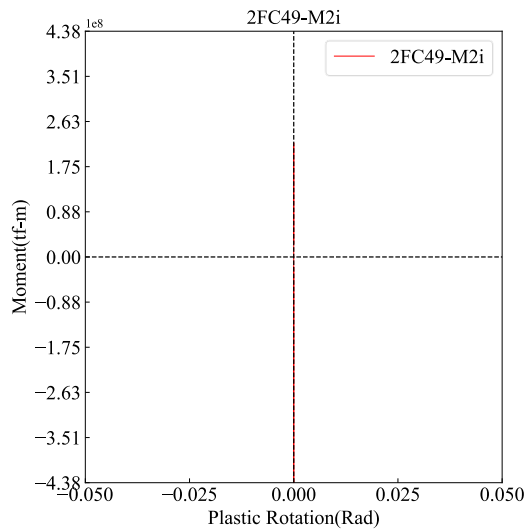


圖 7.43 2F-C49 i 端 M2 撓曲塑鉸
遲滯迴圈

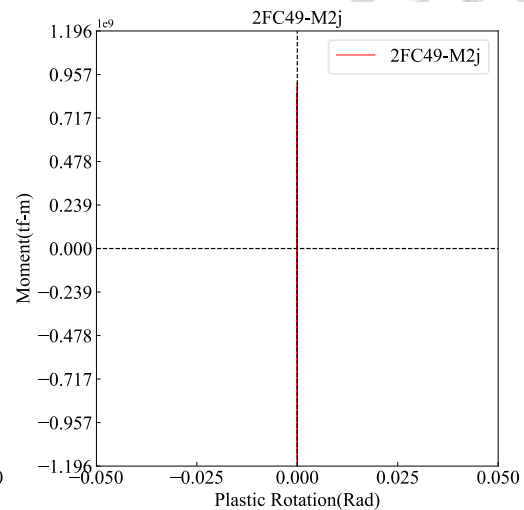


圖 7.44 2F-C49 j 端 M2 撓曲塑鉸
遲滯迴圈

7.7.3 最大變形量之牆在造成最大反應之地震下的遲滯迴圈

由前節可知本建築物 SW1 柱在 2002/03/31 TAP011 具有最大的塑性變形量。圖 7.45 及圖 7.46 為本建築物 2F-SW1 柱兩端 M2 撓曲塑鉸之遲滯迴圈，可發現 2F-SW1 在此地震作用下，ij 端皆發展出非線性行為，然而本柱的 i 端其非線性行為比 j 端小，推測係因為剪力牆有連續至地下室，且一樓具有較厚之樓板，勁度較高，故塑性變形量較小。

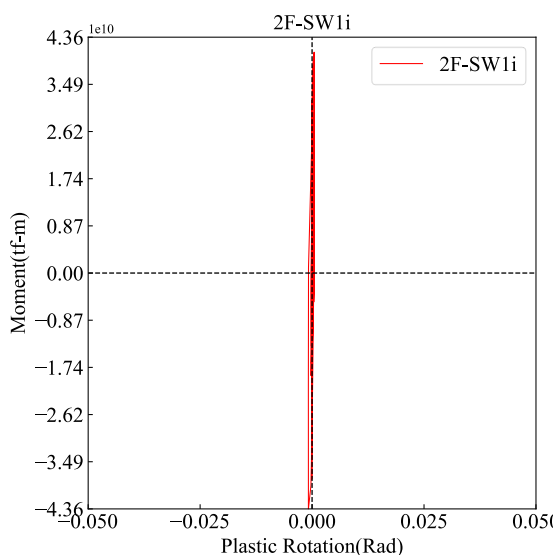


圖 7.45 2F-SW1 i 端撓曲塑鉸遲滯迴圈

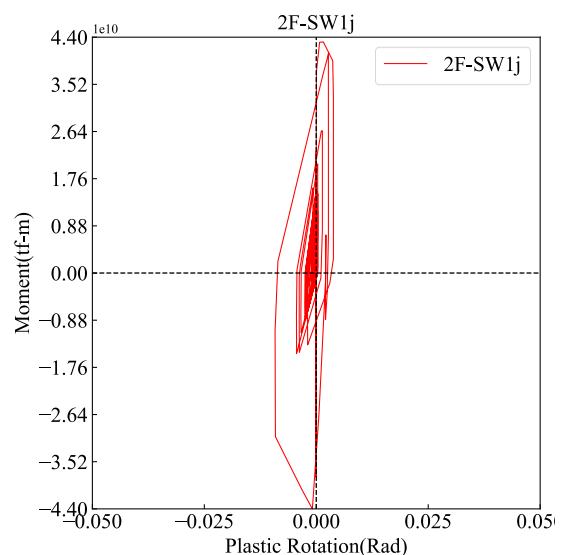


圖 7.46 2F-SW1 j 端撓曲塑鉸遲滯迴圈



第八章 結論與建議



8.1 結論

本研究以一位於臺北一區 16 層樓之建築物為研究對象，輸入 11 筆經定比係數法放大之最大考量地震歷時，並以臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)之建議計算本建築物之梁、柱及牆之撓曲、剪力塑鉸背骨曲線，以驗證本建築物於最大考量地震時之耐震性能，所得結論如下：

一、本建築物整體結構之耐震性能符合 TBI 規範之要求

分析結果顯示，本建築物於 11 筆輸入地震中，層間位移角之最大值約為 0.027，小於 TBI 規定之上限值 0.045，且於所有地震下，層間位移角之最大平均值約為 0.016，小於 TBI 規定之上限值 0.03，顯示本建築物於地震作用中，應不會發生因層間位移過大導致之崩塌及失穩的行為，耐震性能符合倒塌防止的性能目標。

在地震歷時結束後，殘餘層間位移角的最大值約為 0.0036，小於 TBI 規定之上限值 0.015，且所有地震歷時的平均殘餘層間位移角最大值為 0.0015，小於 TBI 規定之上限值 0.01，顯示本建築物於地震結束後之永久變形符合 TBI 之要求。

二、本建築物所有梁柱構件之塑性變形量均未超過極限變形量

本研究統計每個構件於不同地震下的平均塑性變形量，結果顯示梁的最大撓曲塑性變形量平均值約為 0.0099rad，低於該梁之極限撓曲變形容量 0.05rad；柱的最大撓曲塑性變形量平均值約為 0.0012rad，小於該柱之極限撓曲變形容量 0.0421rad。由分析結果可知，本建築物於各地震歷時下，梁柱構件之塑鉸多僅呈現降伏之情況，且無任何構件超過構件本身之極限變形量而導致破壞，顯示本建築物於最大考量地震作用下，構件均能抵抗地震產生之變形需求。

三、並非所有非結構牆均會於最大考量地震中損壞

本研究建立非結構牆於結構分析模型中，並指派剪力塑鉸以觀察其破壞情形。分析結果顯示，非結構牆在不同輸入地震作用下會有截然不同的非線性行為。本

建築物的非結構牆在其中兩筆輸入地震中，有兩道非結構牆於中低樓層已發展出最大強度，並進入強度下降之階段，但仍未完全破壞，然而在其他筆輸入地震中，非結構牆的損壞情況便未如前述嚴重，顯示非結構牆之破壞情況深受地震之變異性影響。

本次分析中，在所有非結構牆中，最大剪力變形量為23.8mm，此變形量雖然已超過最大強度點時的塑性變形量19.85mm，但尚未超過極限變形容量81mm，顯示非結構牆在真實的最大考量地震中，並非皆損壞殆盡，故非結構牆對於構架的影響，仍應於實務設計中妥善考慮。

四、本建築物應不致發生短梁破壞

本研究指派剪力塑鉸於受非結構牆束制的短梁中點，以觀察非結構牆是否會對既有之梁產生短梁效應。經過統計，可發現受非結構牆束制的梁，確實具有較高的剪力變形量，顯示短梁效應的發生，然而深入觀察該梁之剪力變形量，可發現該梁之剪力變形量，僅為該梁之極限變形容量之40%，表示該梁尚不至於會因為短梁效應而發生破壞。

五、建築物在遭受地震時，受力情形變異性大

由分析結果顯示，本建築物於地震時之剪力彎矩變化情形甚為劇烈，柱之彎矩並非皆呈現雙曲率之關係，在特定時刻，柱子可能呈現單曲率受彎的情況。此外，梁端的剪力在不同地震時刻下，可能產生極大的變化，甚至可能發生剪力正負值反轉的情況。各樓層因地震造成之剪力，其分布也未必皆呈現第一模態之分布，在不同樓層間，剪力的方向可能會相反。前述現象與結構本身的週期有關，因為地震加速度反轉的速度比結構振動的週期快，因此剪力會在特定樓層出現反轉的現象。

六、非線性歷時分析宜以程式輔助前後處理

由於非線性歷時分析資料處理量大，為加速分析作業，本研究共開發17個非線性歷時分析工具程式，經實際使用發現，這些工具程式確實可以大幅增加前處理及後處理的效率，是非線性歷時分析的必備工具。

8.2 建議

本研究以非線性歷時分析之方法驗證鋼筋混凝土建築物之耐震性能，除了獲得許多成果，亦於研究過程中發現許多議題，在此提出建議以供參酌。

一、建議建築物耐震設計規範修正地震歷時之調整方法

本研究發現若使用定比係數法調整地震歷時，為了滿足建築物耐震設計規範「評比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%」之規定，會使地震歷時被放大過多，導致所有地震歷時之反應譜平均值超過規範之目標反應譜甚多，建議建築物耐震設計規範可參考美國 ASCE 7-16 之作法，區分地震歷時之調整方法而給予不同的規定，使得採用不同調整方法之地震歷時能有一致的設計基準。

二、建議建築物耐震設計規範增加最大考量地震之層間位移角檢核標準

若要使用非線性歷時分析驗證鋼筋混凝土建築物之耐震性能，需要檢討整體結構的層間位移角，避免建築物於地震中發生結構失穩與崩塌之情形。然而目前我國建築物耐震設計規範僅有對於中小度地震之層間位移角規定，建議建築物耐震設計規範新增對於最大考量地震之層間位移角上限，使得基於非線性歷時分析之性能設計，能於我國實行。



參考文獻



ACI. (2016). Guide to Nonlinear Modeling Parameters for Earthquake-Resistant Structures(ACI 374.3R-16), Reported by ACI Committee 374. American Concrete Institute.

ACI. (2018). Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1M-17) and Commentary, Reported by ACI Committee 369. American Concrete Institute.

ACI. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-14). American Concrete Institute.

ACI. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-19). American Concrete Institute.

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

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

ASCE. (2013). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE Standard ASCE/SEI 7-13. American Society of Civil Engineers.

ASCE. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE Standard ASCE/SEI 7-16. American Society of Civil Engineers.

ASCE. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings , ASCE Standard ASCE/SEI 41-17. American Society of Civil Engineers.

ASCE. (2022). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE Standard ASCE/SEI 7-22. American Society of Civil Engineers.

ATC. (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, PEER/ATC-72-1. Applied Technology Council.

Boore, D. M., Watson-Lamprey, J., & Abrahamson, N. A. (2006). Orientation-Independent Measures of Ground Motion. Bulletin of the Seismological Society of America, 96(4A), 1502-1511. <https://doi.org/10.1785/0120050209>

Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall. <https://books.google.com.tw/books?id=3cctkgEACAAJ>

CSI. (2017). CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge (Vol. ISO# GEN062708M1 Rev.18). Computers and Structures, Inc.

Dowell, O., Seible, F., & Wilson, E. L. (1998). Pivot hysteresis model for reinforced concrete members. ACI structural journal, 95, 607-617.

Elwood, K. J., and Moehle, J. P.(2005). Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement. Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, pp. 71-89, 2005.

FEMA. (1988). Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings, Part 1: Provisions, FEMA 95. prepared by the Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences, for the Federal Emergency Management Agency.

FEMA. (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P-695. prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency.

Haselton, C., & Baker, J. (2006). Ground motion intensity measures for collapse capacity prediction: Choice of optimal spectral period and effect of spectral shape. 8th National Conference on Earthquake Engineering,

Huang, Y.-N., Whittaker, A. S., & Luco, N. (2008). Maximum Spectral Demands in the Near-Fault Region. *Earthquake Spectra*, 24(1), 319-341. <https://doi.org/10.1193/1.2830435>

Hwang, S. J., Tsai, R. J., Lam, W. K., and Moehle, J. P. (2017) Simplification of Softened Strut-and-Tie Model for Strength Prediction of Discontinuity Regions, *ACI Structural Journal*, Vol. 114, No. 5, 2017, pp. 1239-1248.

IBC (2009). International Building Code, International Code Council, Washington, DC.

LATBSDC. (2017). AN ALTERNATIVE PROCEDURE FOR SEISMIC ANALYSIS AND DESIGN OF TALL BUILDINGS, 2017 Edition with 2018 supplements. Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.

LATBSDC. (2023). AN ALTERNATIVE PROCEDURE FOR SEISMIC ANALYSIS AND DESIGN OF TALL BUILDINGS, 2023 Edition. Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.

Li, Y. A., Weng, P. W., and Hwang, S. J., (2019) Seismic Performance of RC Intermediate Short Columns Failed in Shear. *ACI Structural Journal*, Vol. 116, No. 3, May. 2019, pp. 195-206.

Newmark, & M., N. (1959). A method of computation for structural dynamics. *Journal of the engineering mechanics division*, 85(3), 67-94.

NIST. (2010). NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers, NIST GCR 10-917-5. prepared by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium for Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology.

NIST. (2017). Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings, Part I – General, NIST GCR 17-917-46v1. prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology.

Nojavan, A., Schultz, A., Chao, S.-H., Haselton, C., Simasathien, S., Palacios, G., & Liu, X. (2014). *Preliminary Results for NEESR Full-Scale RC Column Tests Under Collapse-Consistent Loading Protocols*. <https://doi.org/10.4231/D3C824F6F>

OES. (1995). Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings. California Office of Emergency Services, prepared by Structural Engineers Association of California.

PEER. (2017). Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, as part of the Tall Buildings Initiative, Version 2.03. Pacific Earthquake Engineering Research Center.

SEAOC. (1973). Recommended Lateral Force Requirements. Structural Engineers Association of California.

Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. Journal of the Structural Division, 96(12), 2557-2573. <https://doi.org/doi:10.1061/JSDEAG.0002765>

Weng, P. W., Li Y. A., Tu Y. S., and Hwang S. J. (2017). Prediction of the Lateral Load-Displacement Curves for Reinforced Concrete Squat Walls Failing in Shear. Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol. 143, No. 10, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001872

內政部國土管理署，(2024a)「建築物混凝土結構設計規範」，內政部國土管理署。

內政部國土管理署，(2024b)「建築物耐震設計規範及解說」，內政部國土管理署。

蔡緯芳、歐昱辰、吳振維、胡新廷、江晨瑜，(2024)「鋼筋混凝土建築使用非線性反應歷時分析之性能設計」，內政部建築研究所。

邱聰智、鍾立來、涂耀賢、賴昱志、曾建創、翁樸文、莊明介、葉勇凱、李其航、林敏郎、王佳憲、沈文成、蕭輔沛、薛強、黃世建，(2020)「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)」，國家地震工程研究中心。

邱聰智、鍾立來、涂耀賢、賴昱志、曾建創、翁樸文、莊明介、葉勇凱、李其航、林敏郎、王佳憲、沈文成、蕭輔沛、薛強、黃世建，(2020)「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)」，國家地震工程研究中心。

陳冠儒，(2024)「高強度大號鋼筋混凝土橋柱耐震行為」，國立臺灣大學。

劉勛仁、簡文郁、張毓文，(2020)「台灣泛域工址設計用實測地震歷時篩選研究」。

蔡益超、宋裕祺，(2023)「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估 SERCB - 理論背景與系統操作 - (第二版)」，中國土木水利工程學會。

鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、周德光. (2009)，「耐震性能設計規範改進先期研究(一&二)」，國家地震工程研究中心。

鄧崇任、柴駿甫、廖文義、蘇晴茂、簡文郁、周德光，(2004)「耐震與性能設計規範研究(一)」，國家地震工程研究中心。

蕭輔沛、蔡仁傑、翁樸文、沈文成、徐侑呈、周德光、翁元滔、簡文郁、林佳蓁、劉勛仁 (2021)「臺灣鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析手冊(TEASDA 1.0)」，國家地震工程研究中心。

蕭輔沛、鍾立來、葉勇凱、簡文郁、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、翁樸文、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，(2013)「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版」，國家地震工程研究中心。

薛強 (2005a)「建築物耐震性能設計規範之研擬—子計畫一：規範與解說」，內政部建築研究所。

薛強 (2005b)「建築物耐震性能設計規範之研擬—子計畫二：範例研究」，內政部建築研究所。

李宏仁，黃世建，(2002)「鋼筋混凝土結構不連續區域之剪力強度評估—軟化壓拉桿模型簡算法之實例應用」，中華民國結構工程學會，結構工程，第 17 卷，第 4 期，第 53-70 頁。