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 Thesis

性能導向塑性設計法應用於鋼筋混凝土特殊抗彎構架之耐震與崩塌評估研究

Seismic and Collapse Evaluation of Performance-Based Plastic Design(PBPD) for RC Special Moment Frame Structures(RC SMFs)

江謝雨衡

Chiang-Hsieh, Yu-Heng

指導教授：詹穎雯 教授

廖文正 助理教授

Advisor: Prof. Chan, Yin-Wen

Assis.Prof. Liao, Wen-Cheng

中華民國 101 年 7 月

July, 2012

國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

性能導向塑性設計法應用於鋼筋混凝土特殊抗彎構架之耐震與崩塌評估研究

Seismic and Collapse Evaluation of Performance-Based Plastic Design(PBPD) for RC Special Moment Frame Structures(RC SMFs)

本論文係江謝雨衡君（學號 R99521235）在國立臺灣大學土木工程學系碩士班完成之碩士學位論文，於民國 101 年 7 月 18 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

詹　穎　雯　　詹穎雯

（指導教授）

廖　文　正　　廖文正

（指導教授）

劉　楨　業　　劉楨業

田　堯　彰　　田堯彰

系主任　呂　良　正　　呂良正

（簽名）

誌謝

兩年的研究生生涯過的十分快，一面高興自己能完成這本論文之下，一面感嘆自己終於要進入人生中新的一頁，不再是學生而該是個有擔當的人，祝福我所關心的人、事、物。

這本論文得以完成，我想先將第一份感謝給予我的父親，是您給我莫大的鼓勵與希望，您的諄諄教誨畢生難忘，祝在天上的您一切安好。感謝我的母親對我無微不至的照顧、替這個家付出偌大的心力，謝謝堅強的您。並且感謝我的哥哥、爺爺與其他家族人員在我遇到困難時幫助我度過難關。

感謝恩師 廖文正老師、詹穎雯老師在這兩年的研究期間用心指導、給予鼓勵以及許多建議，使得我在研究態度、方法以及相關專業知識上受益良多，並且給予我充裕的發揮空間完成論文，同時也感謝 劉楨業老師平時在研究群會議時給予許多建議，並感謝口試委員 田堯彰老師在學位口試上給予的許多寶貴建議，使得我的論文更加完善。

感謝學長暉仁、泓斌在許多日常生活上疑難雜症，感謝 812 室夥伴：感謝立辰(唯淵)給予我們作業上、課業上強力的後盾。感謝昀璁時不時的以武力霸凌同學，逼迫大家強身健體給予體力上強力的後盾。感謝丹尼雖貴為土研結構組榜首卻淪為眾人恥笑的娛樂上的後盾。感謝奕錕挑剔的美食嘴與堅持一定要吃牛肉麵的毅力給予口福上強力的後盾。感謝鎮吉在這兩年來坐在我的旁邊，是我這輩子看過十分具有幽默感與喜感的人才，給予大家娛樂上的後盾。感謝群軒在這兩年中讓我聽了多次振奮人心的樂團表演，給予音樂與心靈上強力的後盾。感謝耀仁、景渟這一趟旅程下來相互鼓勵、扶持，一起打拼的戰友。

另外感謝學弟妹宜筠、品方、康德、茜如、恩睿、宏軒、安理、明豪、柏寰，感謝你們讓我的研究生活更添增歡笑，訂便當、訂飲料真是辛苦了，謝謝你們。

要感謝的人實在太多，感謝之情無由表達，還是謝天吧！

摘要

性能導向塑性設計法(PBPD)為一種性能設計法，目前在美國已經廣泛的使用於設計鋼結構建築物上，而這項設計方法的概念主要是以預先選擇一個目標位移以及根據不同結構系統所採用不同的降伏機制作為設計的基準，進而利用能量平衡的基本假設決定其設計基底剪力：將結構物側推到目標位移時所需要的能量與將此結構物模擬成等效單自由度的完全彈塑性系統在目標位移時所需求的能量進行平衡，再以塑性設計的概念對各梁柱桿件進行設計。在設計鋼筋混凝土抗彎構架時，與鋼結構最大的不同是必須考慮到鋼筋混凝土本身在遲滯迴圈上有嚴重的擠壓效應,造成遲滯消能的能力降低進而導致位移較沒有擠壓效應的構架來得大，因此在本研究中採用美國聯邦緊急事務管理署(FEMA)在 FEMA 440 報告中的 C2 係數修正上述以能量平衡來設計基底剪力概念中的目標位移。本篇研究使用 PBPD 設計法依據美國混凝土學會 ACI 318-05 與美國土木技師協會 ASCE/SEI 7-05 之規範設計要求以相同的設計條件重新設計在 FEMA P695 /ATC-63 報告中的 4、8、12、20 四種層樓的鋼筋混凝土特殊抗彎構架並利用 CSI PERFORM-3D 非線性分析軟體建立模型，並對這些模型進行非線性側推分析、非線性動力歷時分析、與由 PBPD 能量概念而發展的能量譜法來評估其耐震能力，並進一步地由增量動力分析法與 PBPD 能量譜法對此兩種構架評估其結構崩塌之性能指數，崩塌容限比(CMR/ACMR)與其結構崩塌之風險。研究的結果顯示 PBPD 法不但能夠成功地用於鋼筋混凝土抗彎構架並且其耐震與防止結構崩塌之性能較 FEMA P695 報告中所設計的構架來得更加良好。

關鍵字：性能設計法，鋼筋混凝土抗彎構架，擠壓效應，耐震評估，崩塌評估

目錄

口試委員會審定書 ..... #
誌謝 i
摘要 ii
目錄 iii
圖目錄 vi
表目錄 xii
符號目錄 xvi
第一章 緒論 1
1.1 前言與研究動機 1
1.2 研究目標與流程 2
第二章 文獻回顧 5
2.1 前言 5
2.2 現行耐震設計規範及其缺點 5
2.3 性能導向之耐震設計 8
2.3.1 性能導向耐震設計概念 8
2.3.2 地震需求等級 10
2.3.3 性能設計基準 11
2.4 FEMA P695 結構耐震評估法 13
2.4.1 CMR 指數 13
2.4.2 結構耐震與崩塌評估流程 14
2.5 PBPD 用於鋼筋混凝土特殊抗彎構架 16
2.5.1 性能導向塑性設計法之概念 16
2.5.2 設計流程 18
2.5.3 小結 40
2.6 PBPD 能量譜耐震評估法 45
2.7 增量動力分析法理論 46
第三章 PBPD 法設計 RC SMF 與模型建立 49

3.1 前言 49
3.2 FEMA P965 RC SMFs 構架 49
3.3 PBPD 設計 RC SMFs 53
3.3.1 四層樓 RC SMFs 53
3.3.2 八層樓 RC SMFs 63
3.3.3 十二層樓 RC SMFs 71
3.3.4 二十層樓 RC SMFs 81
3.4 結構模型建立與模擬 94
3.4.1 構件模擬 94
3.4.2 結構模擬 99
3.4.3 結構模擬流程與程式 100
3.5 小結 109
第四章 結構非線性分析 135
4.1 前言 135
4.2 非線性靜力分析 135
4.2.1 非線性側推曲線-OpenSees 與 PERFORM 3D 135
4.2.2 非線性側推曲線-Baseline Frame 與 PBPD Frame 136
4.2.3 變形曲線與塑鉸分佈 139
4.2.4 結構性能資訊$T1$，$\delta y, eff$，δu，μT，Ω 142
4.3 非線性動力分析 143
4.3.1 設計反應譜與地震加速度歷時紀錄 143
4.3.2 樓層最大剪力分佈 154
4.3.3 最大層間變位角 157
4.3.4 變形曲線與塑鉸分佈 166
4.4 小結 169
第五章 PBPD 能量譜評估 170
5.1 PBPD 能量譜法評估最大頂層位移 170
5.2 最大層間變位角 175
5.3 以振態側推分析修正各樓層最大變位角 184

5.3.1 容量譜(Energy Capacity) 184
5.3.2 需求譜(Energy Demand) 185
5.3.3 樓層層間變位角 187
5.4 小結 190
第六章 結構崩塌之性能評估 191
6.1 前言 191
6.2 IDA 分析 191
6.2.1 IDA 曲線-最大層間變位與譜加速度值 191
6.2.2 崩塌破壞曲線與(A)CMR 指數 196
6.3 PBPD 能量譜法 209
6.3.1 能量譜法評估 CMR 指數 209
6.3.2 CMR 指數 210
6.4 IDA 與 PBPD 能量譜法 215
第七章 結論與建議 219
7.1 結論 219
7.2 建議與未來展望 221
參考文獻 223

圖目錄

圖 1-1 論文架構與研究流程及其章節 4
圖 2-1 NEHRP(FEMA P440A)建議之性能參數R、Cd、$\Omega 0$示意圖 6
圖 2-2 美國 ASCE 7-05 耐震設計反應譜 6
圖 2-3 力量導向設計法流程概觀 7
圖 2-4 SEAOC Vision 2000 性能導向耐震設計流程圖 10
圖 2-5 FEMA-273 結構性能等級之分類 12
圖 2-6 FEMA P695 結構性能參數圖示 13
圖 2-7 FEMA P695 結構耐震與崩塌評估流程 15
圖 2-8 性能導向塑性設計法的能量平衡概念(a)將結構物側推到目標位移-設計部分與(b)將結構物模擬成單自由度完全彈塑性系統到相同目標位移下所需的能量-需求部分 17
圖 2-9 典型抗彎構架的降伏機制 20
圖 2-10 一理想化單自由度系統之結構能量平衡圖 24
圖 2-11(a) 單自由度彈塑性系統之理想化$R\mu-\mu s-T$的關係圖(Miranda and Bertero,1994) (b) $\gamma-\mu s-T$非彈性譜(Lee and Goel,2001) 26
圖 2-12 在不同週期下之不同地震力折減係數根據不同的地震震區經由 240 個地震歷時分析下的$C2$係數(FEMA 440,2006) 27
圖 2-13 以 PBPD 法未用與使用$C2$係數與 ASCE 7-05 規範之設計基底剪力 30
圖 2-14 PBPD 設計法中不同的韌性程度與其相對應的設計基底剪力(Lee and Goel,2001) 31
圖 2-15 $P-\Delta$柱示意圖 34
圖 2-16 因$P-\Delta$效應而增加的額外側向力$Fi-PD$ 35
圖 2-17 在目標位移下 RC SMF 的降伏機制(強柱弱梁) 36
圖 2-18 結構產生一樓局部弱層機制示意圖 38
圖 2-19 鋼筋混凝土外柱之自由體圖及彎矩圖 39
圖 2-20 性能導向塑性設計法設計基底剪力與側向力分佈之流程圖 41
圖 2-21 性能導向塑性設計法設計鋼筋混凝土特殊抗彎構架構件之流程圖 42
圖 2-22 PBPD 能量譜耐震評估法流程示意圖 46

圖 2-23 單一 IDA 曲線(最大層間位移/譜加速度值)與定義其結構傾倒點.....48
圖 3-1 原型構架空間構架平面圖.....51
圖 3-2 RC SMFs 之降伏機制.....54
圖 3-3 內、外柱端與梁間的自由體圖.....59
圖 3-4 四層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件設計彎矩圖.....61
圖 3-5 八層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件設計彎矩圖.....68
圖 3-6 十二層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件設計彎矩圖.....77
圖 3-7 二十層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件設計彎矩圖.....88
圖 3-8 軟體 Perform-3D 中使用之構件組合(Compound)模式.....94
圖 3-9 構件背骨曲線之彎矩-旋轉角關係圖.....95
圖 3-10 OpenSees 與 PERFORM-3D 模擬遲滯迴圈方式.....98
圖 3-11 OpenSees 與 PERFORM-3D 模擬遲滯迴圈圖.....99
圖 3-12 RC SMF 結構整體模型.....99
圖 3-13 本篇研究以軟體分析、設計與模擬之整體流程圖.....100
圖 3-14 XTRAC 程式混凝土與鋼材料參數.....101
圖 3-15 XTRAC 程式混凝土根據不同斷面設計之 Mander 圍束混凝土模型.....102
圖 3-16 XTRAC 程式斷面 Moment-Curvature 分析.....103
圖 3-17 XTRAC 程式斷面 P-M Interaction 分析.....103
圖 3-18 PCA-COLUMN(a)基本資訊(b)材料參數(c)斷面範圍(d)設計準則(e)鋼筋使用量準則.....104
圖 3-19 PERFORM-3D 混凝土斷面性質.....105
圖 3-20 PERFORM-3D 鋼筋混凝梁端塑性鉸力-位移關係.....106
圖 3-21 PERFORM-3D 鋼筋混凝柱端塑性鉸基本力-位移與 P-M 互制關係.....107
圖 3-22 PERFORM-3D 鋼筋混凝柱構件組合(上圖為梁、下圖為一樓外柱).....108
圖 3-23 ASCE 7-05 設計譜加速度與設計地震力示意圖.....110
圖 3-24 四層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計表.....111
圖 3-25 八層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計表.....112
圖 3-26 十二層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計表.....113
圖 3-27 二十層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計表.....115

圖 3-28 四層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之模擬參數表.....116
圖 3-29 八層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之模擬參數表.....117
圖 3-30 十二層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之模擬參數表.....119
圖 3-31 二十層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之模擬參數表.....121
圖 4-1 以 PERFORM-3D 模擬 FEMA P695 中(OpenSees)四種構架之側推曲線圖與比較.....136
圖 4-2 四層樓 RC SMF 之 Baseline Frame 與 PBPD Frame 側推分析曲線.....137
圖 4-3 八層樓 RC SMF 之 Baseline Frame 與 PBPD Frame 側推分析曲線.....137
圖 4-4 十二層樓 RC SMF 之 Baseline Frame 與 PBPD Frame 側推分析曲線.....138
圖 4-5 二十層樓 RC SMF 之 Baseline Frame 與 PBPD Frame 側推分析曲線.....138
圖 4-6 四層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMF 變形曲線.....139
圖 4-7 八層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMF 變形曲線.....140
圖 4-8 十二層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMF 變形曲線.....140
圖 4-9 二十層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMF 變形曲線.....141
圖 4-10 FEMA-P695 中之理想化側推曲線及其相關性能參數.....142
圖 4-11 ASCE7-05 規範 D 級地震區域於 5%阻尼比之彈性設計反應譜.....153
圖 4-12 根據 T_1(四層樓 Baseline 構架)將正規化之地震群組調整至 MCE 等級..154
圖 4-13 四層樓 RC SMF 非線性動力歷時分析層間最大剪力值、PBPD 法之剪力分佈、ASCE 7-05 規範之剪力分佈公式.....155
圖 4-14 八層樓 RC SMF 非線性動力歷時分析層間最大剪力值、PBPD 法之剪力分佈、ASCE 7-05 規範之剪力分佈公式.....155
圖 4-15 十二層樓 RC SMF 非線性動力歷時分析層間最大剪力值、PBPD 法之剪力分佈、ASCE 7-05 規範之剪力分佈公式.....156
圖 4-16 二十層樓 RC SMF 非線性動力歷時分析層間最大剪力值、PBPD 法之剪力分佈、ASCE 7-05 規範之剪力分佈公式.....156
圖 4-17 四、八、十二、二十層樓 RC SMF 之兩種構架在 MCE 等級與 2/3MCE 等級下之地震後最大層間位移角(22 組地震平均值).....157
圖 4-18 四層樓 Baseline 構架之最大層間變位角.....158
圖 4-19 四層樓 PBPD 構架之最大層間變位角.....159

圖 4-20 八層樓 Baseline 構架之最大層間變位角 160
圖 4-21 八層樓 PBPD 構架之最大層間變位角 161
圖 4-22 十二層樓 Baseline 構架之最大層間變位角 162
圖 4-23 十二層樓 PBPD 構架之最大層間變位角 163
圖 4-24 二十層樓 Baseline 構架之最大層間變位角 164
圖 4-25 二十層樓 PBPD 構架之最大層間變位角 165
圖 4-26 四層樓 RC SMF 經由 PEER-1 歷時分析後之最大頂層位移及其塑性鉸 166
圖 4-27 八層樓 RC SMF 經由 PEER-17 歷時分析後之最大頂層位移及其塑性鉸分佈 167
圖 4-28 十二層樓 RC SMF 經由 PEER-13 歷時分析後之最大頂層位移及其塑性鉸分佈 167
圖 4-29 二十層樓 RC SMF 經由 PEER-9 歷時分析後之最大頂層位移及其塑性鉸分佈 168
圖 5-1 四層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 PBPD 能量譜法評估最大頂層位移 171
圖 5-2 八層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 PBPD 能量譜法評估最大頂層位移 172
圖 5-3 十二層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 PBPD 能量譜法評估最大頂層位移 173
圖 5-4 二十層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 PBPD 能量譜法評估最大頂層位移 174
圖 5-5 四層樓 Baseline 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角 176
圖 5-6 四層樓 PBPD 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角177
圖 5-7 八層樓 Baseline 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角 178
圖 5-8 八層樓 PBPD 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角179
圖 5-9 十二層樓 Baseline 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角 180

圖 5-10 十二層樓 PBPD 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角 181
圖 5-11 二十層樓 Baseline 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角 182
圖 5-12 二十層樓 PBPD 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角 183
圖 5-13 Baseline 構架二十層樓之側推分析曲線 185
圖 5-14 二十層樓 Baseline 構架之第一振態能量譜 186
圖 5-15 二十層樓 Baseline 構架之第二振態能量譜 186
圖 5-16 二十層樓 Baseline 構架之第三振態能量譜 187
圖 5-17 二十層樓 Baseline 構架各振態在 2/3MCE 與 MCE 地震等級之下各樓層之最大層間位移角 188
圖 5-18 二十層樓 Baseline 構架各振態經由 SRSS 疊加法在 2/3MCE 與 MCE 地震等級之下各樓層之最大層間位移角 189
圖 6-1 四層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 IDA 曲線.....192
圖 6-2 八層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 IDA 曲線.....193
圖 6-3 十二層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 IDA 曲線.....194
圖 6-4 二十層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 IDA 曲線.....195
圖 6-5 傾倒破壞曲線與 CMR 指數示意圖 199
圖 6-6 Loma Prieta 地震與反應譜與 Boore,Joyner,and Fumal 等學者預測之反應譜比較(Haselton and Baker,2006;FEMA P695) 200
圖 6-7 四層樓 Baseline 與 PBPD 構架之崩塌破壞曲線：Empirical Data、βRTR = σ(LN(Sa))、βTOT = 0.525、SSF 係數修正 203
圖 6-8 八層樓 Baseline 與 PBPD 構架之崩塌破壞曲線：Empirical Data、βRTR = σ(LN(Sa))、βTOT = 0.525、SSF 係數修正 204
圖 6-9 十二層樓 Baseline 與 PBPD 構架之崩塌破壞曲線：Empirical Data、βRTR = σ(LN(Sa))、βTOT = 0.525、SSF 係數修正 205
圖 6-10 二十層樓 Baseline 與 PBPD 構架之崩塌破壞曲線：Empirical Data、βRTR = σ(LN(Sa))、βTOT = 0.525、SSF 係數修正 206

圖 6-11 PBPD 能量譜評估法用於結構崩塌之評估示意圖 209
圖 6-12 四層樓 RC SMF 經由 PBPD 能量譜法求得頂層極限位移與Sa值 211
圖 6-13 八層樓 RC SMF 經由 PBPD 能量譜法求得頂層極限位移與Sa值 212
圖 6-14 十二層樓 RC SMF 經由 PBPD 能量譜法求得頂層極限位移與Sa值 213
圖 6-15 二十層樓 RC SMF 經由 PBPD 能量譜法求得頂層極限位移與Sa值 214

表目錄

表 2-1 各技術報告中地震等級與回歸週期、超越機率 11
表 2-2 SEAOC Vision 2000 結構設計性能目標表 12
表 2-3 不同構架間的降伏位移角假設 19
表 2-4 一秒譜加速度值$SD1$與Cu係數(ASCE 7-05 Tab.12.8-1) 21
表 2-5 不同結構系統對應其Ct值與x值(ASCE 7-05 Tab.12.8-2) 21
表 2-6 韌性折減係數與其對應之週期範圍（$T1 = 0.57\text{sec}$，$T1\acute{} = T1 \cdot 2\mu s - 1\mu s\text{sec}$） 25
表 2-7 $C2$係數與週期T、力量折減係數R之關係(Liao W.C,2010) 27
表 2-8 以$C2$係數修正 PBPD 法中 RCSMF 構架之 1-20 層樓之能量修正係數 29
表 2-9 設計基底剪力對照表：ASCE 7-05、PBPD 29
表 2-10 指數k與基本週期關係 32
表 2-11 4、8、12、20 層樓 PBPD 之考慮$P-\Delta$效應的設計基底剪力 35
表 2-12 PBPD 法設計 1-20 層 RCSMF，2/3MCE 地震等級基底剪力詳細表格(降伏位移：0.5%目標位移：2%) 43
表 2-13 PBPD 法設計 1-20 層 RC SMF，MCE 地震等級基底剪力詳細表格(降伏位移：0.5% 目標位移：3%) 44
表 3-1 FEMA-P695 RC SMF 之分類性能群組(Performance Group) 50
表 3-2 FEMA P695 原型構架之設計假設 50
表 3-3 原型構架之相關設計參數與其範圍 52
表 3-4 FEMA P695 中選取的 RC SMFs 之相關參數 53
表 3-5 四層樓 RC SMF 之設計參數 54
表 3-6 四層樓 RC SMF 之βi與其相關參數 55
表 3-7 四層樓 RC SMF 之設計基底剪力參數表 56
表 3-8 四層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件設計過程參數 57
表 3-9 四層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面尺寸設計 58
表 3-10 四層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面分析結果 58
表 3-11 四層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件側向力與剪力分佈 60
表 3-12 四層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件設計力需求 61

表 3-13 四層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件斷面尺寸設計 62
表 3-14 四層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件之斷面分析結果 62
表 3-15 八層樓 RC SMF 之設計參數 63
表 3-16 八層樓 RC SMF 之βi 與其相關參數 64
表 3-17 八層樓 RC SMF 之設計基底剪力參數表 65
表 3-18 八層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件設計過程參數 66
表 3-19 八層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面尺寸設計 66
表 3-20 八層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面分析結果 67
表 3-21 八層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件側向力與剪力分佈 68
表 3-22 八層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件設計力需求 69
表 3-23 八層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件斷面尺寸設計 69
表 3-24 八層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件之斷面分析結果 70
表 3-25 十二層樓 RC SMF 之設計參數 71
表 3-26 十二層樓 RC SMF 之βi 與其相關參數 72
表 3-27 十二層樓 RC SMF 之設計基底剪力參數表 73
表 3-28 十二層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件設計過程參數 74
表 3-29 十二層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面尺寸設計 75
表 3-30 十二層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面分析結果 75
表 3-31 十二層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件側向力與剪力分佈 76
表 3-32 十二層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件設計力需求 78
表 3-33 十二層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件斷面尺寸設計 79
表 3-34 十二層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件之斷面分析結果 80
表 3-35 二十層樓 RC SMF 之設計參數 81
表 3-36 二十層樓 RC SMF 之βi 與其相關參數 82
表 3-37 二十層樓 RC SMF 之設計基底剪力參數表 83
表 3-38 二十層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件設計過程參數 84
表 3-39 二十層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面尺寸設計 85
表 3-40 二十層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面分析結果 86
表 3-41 二十層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件側向力與剪力分佈 87

表 3-42 二十層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件設計力需求 89
表 3-43 二十層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件斷面尺寸設計 90
表 3-44 二十層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件之斷面分析結果 92
表 3-45 四層樓 Baseline 構架材料用量 122
表 3-46 四層樓 PBPD 構架材料用量 123
表 3-47 八層樓 Baseline 構架材料用量 124
表 3-48 八層樓 PBPD 構架材料用量 125
表 3-49 十二層樓 Baseline 構架材料用量 126
表 3-50 十二層樓 PBPD 構架材料用量 128
表 3-51 二十層樓 Baseline 構架材料用量 129
表 3-52 二十層樓 PBPD 構架材料用量 131
表 4-1 Baseline 與 PBPD 構架非線性靜力分析性能資訊 143
表 4-2 由 PEER NGA 資料庫所選用之地震加速度歷時紀錄 144
表 4-3 四層樓 Baseline 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.81g)與 2/3MCE(0.54g)等級 145
表 4-4 四層樓 PBPD 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.75g)與 2/3MCE(0.50g)等級 146
表 4-5 八層樓 Baseline 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.50g)與 2/3MCE(0.33g)等級 147
表 4-6 八層樓 PBPD 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.56g)與 2/3MCE(0.37g)等級 148
表 4-7 十二層樓 Baseline 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.35g)與 2/3MCE(0.23g)等級 149
表 4-8 十二層樓 PBPD 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.40g)與 2/3MCE(0.27g)等級 150
表 4-9 二十層樓 Baseline 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.32g)與 2/3MCE(0.21g)等級 151
表 4-10 二十層樓 PBPD 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.41g)與 2/3MCE(0.27g)等級 152

表 5-1 PBPD 能量譜法評估兩種構架在兩種地震等級下之頂層最大位移.....170
表 5-2 二十層樓 Baseline 構架各振態之需求譜參數.....185
表 6-1 經 IDA 分析後不同構架之 22 組地震歷時分析狀況.....196
表 6-2 四層樓 Baseline 構架 22 組地震歷時之 IDA 分析結果.....197
表 6-3 FEMA P695 報告結構系統整體之不確定性βTOT.....198
表 6-4 FEMA P695 之 D_{max} 地震等級區域之 SSF 係數表(FEMA P695) 201
表 6-5 四層樓 Baseline 與 PBPD 構架 CMR 與 ACMR 指數(IDA 法).....207
表 6-6 八層樓 Baseline 與 PBPD 構架 CMR 與 ACMR 指數(IDA 法).....207
表 6-7 十二層樓 Baseline 與 PBPD 構架 CMR 與 ACMR 指數(IDA 法).....208
表 6-8 二十層樓 Baseline 與 PBPD 構架 CMR 與 ACMR 指數(IDA 法).....208
表 6-9 PBPD 能量譜法評估結構崩塌性能之 CMR 與 ACMR 指數.....210
表 6-10 四層樓構架 CMR/ACMR 指數.....215
表 6-11 八層樓構架 CMR/ACMR 指數.....216
表 6-12 十二層樓構架 CMR/ACMR 指數.....216
表 6-13 二十層樓構架 CMR/ACMR 指數.....217
表 6-14 IDA 分析法與 PBPD 能量譜法之簡易比較.....218

符號目錄

A_g	鋼筋混凝土斷面面積
$A_{gravity}$	鋼筋混凝土特殊抗彎構架承受重力之面積
$A_{lateral}$	鋼筋混凝土特殊抗彎構架承受側向力之面積
b	鋼筋混凝土梁斷面寬度
C_d	ASCE 7-05 位移放大係數
C_s	ASCE 7-05 設計剪力係數
C_t	ASCE 7-05 規範中計算基本週期之係數
C_u	ASCE 7-05 規範中計算基本週期之上限係數
C_2	FEMA 440 報告中修正具有擠壓(Pinching)效應結構系統的位移係數
d_c	鋼筋混凝土柱斷面寬度
E_c	PBPD 能量譜評估法之容量能量
E_d	PBPD 能量譜評估法之需求能量
$E_{elastic}$	模擬彈性單自由度結構系統之最大應變能
E_{e-p-p}	模擬全完彈塑性單自由度結構系統在目標位移下最大應變能
E_e	真實結構系統中經側向力推至降伏位移時之彈性應變能
E_p	真實結構系統中經側向力推至降伏位移時之彈性應變能
EI_{eff}	鋼筋混凝土斷面有效勁度
EI_g	鋼筋混凝土斷面勁度
e	PERFORM-3D 中之能量衰減係數
F_i	第 i 樓層結構之側向力
F_{i-PD}	第 i 樓層結構之$\mathrm{P}-\Delta$側向力
F_{L-ext}	構架外柱經 PBPD 樹狀柱圖求得之側向力總和
$F_{L-ext,i}$	構架外柱經 PBPD 樹狀柱圖求得在第 i 樓層之側向力
F_{L-int}	構架內柱經 PBPD 樹狀柱圖求得之側向力總和
$F_{L-int,i}$	構架內柱經 PBPD 樹狀柱圖求得在第 i 樓層之側向力
f_c'	混凝土抗壓強度
f_y	鋼筋降伏強度
g	重力加速度

h	鋼筋混凝土梁斷面深度
h_i	第 i 樓層結構之高度
h_n	ASCE 7-05 規範中計算基本週期之結構物高度
h_1	結構第 1 層之高度
I	ASCE 7-05 規範中結構重要(Occupancy)係數
K_c	模擬塑性鉸之單向背骨曲線中之強度衰減勁度
K_e	模擬塑性鉸之單向背骨曲線中之初始勁度
K_s	模擬塑性鉸之單向背骨曲線中之降伏後勁度
k	ASCE 7-05 計算側向力分佈公式指數項
L	鋼筋混凝土特殊構架兩柱間之單垮垮度
L'	鋼筋混凝土特殊構架兩柱間考慮塑鉸產生處之單垮垮度
M	結構總質量
Median(S_a)	IDA 分析後之使得結構有 50%崩塌機率之譜加速度值
M_c	模擬塑性鉸之單向背骨曲線中之極限彎矩強度
M_{max}	柱斷面經 XTRACT 分析後極限彎矩強度
$M_{n,i}$	設計降伏構件時第 i 層梁設計之標稱彎矩
M_{pb}	設計降伏構件時計算得頂層梁所承受之需求彎矩
M_{pc}	設計結構一樓柱端底部之需求彎矩
$M_{Pr,i}$	設計梁端完成後經超額強度係數修正給予梁端之極限值
$M_{p=0}$	柱斷面經 XTRACT 分析後軸力為零時之彎矩強度
M_{u-bot}	設計未降伏構件時計算得柱下端所承受之需求彎矩
M_{u-top}	設計未降伏構件時計算得柱上端所承受之需求彎矩
$M_{u,i}$	設計降伏構件時計算得第 i 層梁所承受之需求彎矩
M_y	模擬塑性鉸之單向背骨曲線中之降伏彎矩強度
P_u	設計未降伏構件時柱斷面承受之軸力
$P_{max-comp}$	柱斷面經 XTRACT 分析後可承受之最大軸壓力
$P_{max-tens}$	柱斷面經 XTRACT 分析後可承受之最大軸拉力
$P_{M=max}$	柱斷面經 XTRACT 分析後極限彎矩對應之軸力
R	ASCE 7-05 規範中力量折減係數

R_u	韌性折減係數
R_μ^*	經C_2係數修正的韌性折減係數
S_a	反應譜譜加速度值
S_{CT}	IDA 分析後之使得結構有 50%崩塌機率之譜加速度值
S_{DS}	ASCE 7-05 規範中特定震區下之短週期設計譜加速度
S_{D1}	ASCE 7-05 規範中特定震區下之 1 秒週期設計譜加速度
S_{MT}	該結構週期所對應在 MCE 地震等級下設計反應譜加速度
S_n	ACI 318-08 中的鋼筋挫屈係數
S_v	反應譜譜速度值
T	ASCE 7-05 規範中基本結構週期
T_a	ASCE 7-05 規範中近似基本週期
T_1	結構第一模態週期
V	ASCE 7-05 規範中設計基底剪力
V'	等效單垮結構所承受之基底剪力
V_e	模擬彈性單自由度系統受震後之最大彈性剪力
V_i	設計梁端完成後梁端剪力之極限值(左)
V_i'	設計梁端完成後梁端剪力之極限值(右)
V_u	設計未降伏構件時柱斷面承受之剪力
V_y	模擬完全彈塑性單自由度系統受震後之降伏剪力
W	結構總重量
w_i	結構第 i 樓層之縱向分佈力
w_n	結構頂層之縱向力
α	PBPD 設計基底剪力係數參數
α_i	結構第 i 樓層之設計側向力與基底剪力之比值
β_i	結構第 i 樓層與頂樓層承受剪力的比值
β_{RTR}	歷時不確定性(Record -to-Record Uncertainty)
β_{DR}	設計需求不確定性(Design Requirements Uncertainty)
β_{TD}	試驗參數不確定性(Test Data Uncertainty)
β_{MDL}	模型不確定性(Modeling Uncertainty)

β_{TOT}	整體結構系統不確定性(Total Uncertainty)
γ	PBPD 設計法之能量修正係數
γ^*	經C_2係數修正的能量修正係數
γ_i	在選定降伏機制下之變形參數
Δ_{eu}	模擬彈性單自由度結構系統之極限位移
Δ_{roof}	PBPD 能量譜法之頂層位移
Δ_u	模擬完全彈塑性單自由度結構系統之極限位移(目標位移)
Δ_y	模擬完全彈塑性單自由度結構系統之降伏位移
$\delta\vartheta$	虛功原理之虛位移角
$\delta_{y,eff}$	非線性靜力側推曲線之有效降伏位移
$\theta_{cap,pl}$	模擬塑性鉸之單向背骨曲線中之塑性段轉角
δ_u	非線性靜力側推曲線之極限位移
θ_p	鋼筋混凝土塑性位移角，為θ_u與ϑ_y之差值
θ_{pc}	模擬塑性鉸之單向背骨曲線中之強度勁度折減段轉角
θ_u	鋼筋混凝土目標位移角，假設在 DBE 與 MCE 等級時分別為 2%、3%
θ_u^*	經C_2係數修正後的目標位移角
ϑ_y	鋼筋混凝土降伏位移角，本篇假設為 0.5%
μ_s	結構韌性係數，為θ_u與θ_y之比值
μ_s^*	經C_2係數修正後的結構韌性係數
μ_T	結構韌性係數，為δ_u與$\delta_{y,eff}$之比值
ρ	縱向鋼筋比
ρ_{sh}	箍筋鋼筋比
$\sigma(\mathrm{LN}(\mathrm{S_a}))$	IDA 分析後各歷時極限S_a值之對數標準差
φ	ACI 318-08 規範中強度折減因子
$\varphi_{i,j}$	於振態側推分析中，第 i 層樓在第 j 個振態下之振態向量
Ψ	考慮材料應變硬化的放大係數，約為 1.1 到 1.5 之間
ξ	梁斷面之超額強度係數
Ψ	計算M_{pc}時考慮材料應變硬化之放大係數
Ω	結構側推曲線之超額強度係數

第一章 緒論

1.1 前言與研究動機

臺灣的地理板塊位置介於歐亞板塊與菲律賓板塊之間，屬於環太平洋地震帶的一部份，板塊運動造成地震頻繁，對抗地震所帶來的損害對於在台灣的工程師來說一直是一項很重要的課題，尤其是到了民國八十八年 9 月 21 日發生的「921 集集大地震」，導致大量的房屋建築倒塌損毀、人員傷亡以及許多生命財產等的損失，因此更進而加速了學術界、工程界對於建築設計規範，以及各式各樣設計方法與結構耐震評估方法等的檢討與改善。

目前以美國或者是臺灣的建築設計規範的基本建立在許多經驗的統計，例如週期與設計反應譜，且在發生嚴重地震之後對於結構物受到的變形、位移、進而倒塌評估不能夠得到有效的掌握，甚至在災後付出很大的修復費用以及時間在結構物或其他設備之上，因此現行的設計規範勢必朝著性能導向設計法的方向，對於結構設計之初便要考慮到結構在受到不同規模等級的地震之後的行為，讓結構符合預期的反應而達到控制的效果。

性能導向塑性設計法(Performance-Based Plastic Design,PBPD)為諸多性能設計法中的一種，它利用結構在彈塑性設計間的能量轉換與供需能量平衡的概念，並在設計初始階段就決定好結構在受震後進入非線性的目標位移與降伏機制等的考量，也因此能夠更有效的預估結構反應，且在初始設計之後大幅降低了或幾乎不再需要經由非線性分析來檢核設計規範中的要求，為一種設計上十分簡單且直接了當的方法。鋼筋混凝土特殊抗彎構架已被常用在制震結構當中，其特殊且比一般抗彎構架的設計要求更能提高在結構因受強震後不斷擺盪震動的過程中抵抗軸力、彎矩、剪力等的能力，並減少其強度或勁度的折減。其相關設計規範於美國混凝土學會(American Concrete Institute, ACI)在 ACI 318-08[1]中有其建議。

在這篇研究當中，利用性能導向塑性設計法來設計鋼筋混凝土特殊抗彎構架，並以 CSI 結構分析軟體 PERFORM-3D 進行非線性的靜力分析(靜力側推分析)以及非線性的動力分析(動力歷時分析)來對結構進行初步的評估。而近幾年來隨著性能導向設計法的發展，在國內外有關結構耐震性能評估的設計與分析方法也已開始在許多規範以及技術報告當中發展起來，如 SEAOC、IBC、ATC、FEMA 等，而

在國內外最常見的結構耐震評估方法主要是以側推分析和結構設計反應譜為基礎的 FEMA273 位移係數法[2]以及 ATC 40 的容量震譜法[3]。而在 FEMA P695[4]的技術報告中則以增量動力分析法(Incremental Dynamic Analysis, IDA)對結構物進行數個動力歷時分析，並以數學統計之方式繪製崩塌破壞曲線(Collapse Fragility Curves)和計算 CMR 指數(Collapse Margin Ratio)與 ACMR 指數(Adjusted Collapse Margin Ratio)來評估結構耐震能力與傾倒之評估。由於 IDA 分析採用了 10 到 20 個甚至更多個不同的地震歷時以逐步增強他們強度的方式進行動力歷時分析直到結構崩塌為止。雖然以現今電腦硬體、結構分析軟體的蓬勃發展進行非線性動力歷時分析已不再是個難題，但經由一連串分析的過程還是顯得麻煩且耗時。而在本研究中，將會使用以性能導向塑性設計法的能量平衡為基礎，更進一步發展成為一種新的結構耐震評估方法：PBPD 能量譜法，來比較與 IDA 的差異並探討 PBPD 能量譜法對現行規範或者是 PBPD 法所設計之結構其評估的可行性。

1.2 研究目標與流程

本篇之研究目標為將使用 PBPD 設計法應用於設計鋼筋混凝土特殊抗彎構架，並與 FEMA P695 報告中，已經符合耐震設計規範而設計的模型構架作為基準比較(在本篇研究後統稱 Baseline 構架)以非線性設計與分析軟體 PERFORM-3D 進行結構模擬，並分別進行非線性之靜力模態/側推分析與動力歷時分析評估結構基本性能表現，其中動力分析皆採用 22 組由 PEER NGA 資料庫[5]之地震歷時資料，並根據設計反應譜將歷時調整至 MCE 與 2/3MCE(DBE)地震等級。

本篇也使用 FEMA P695 技術報告中所提出，以增量動力分析法分析並經由統計之概念評估結構物崩塌之性能：CMR 與 ACMR 指數，指數越高表示該結構受到地震作用下使得其崩塌的風險越低，而根據 PBPD 能量法為基礎的 PBPD 能量譜評估法亦可以相同於增量動力分析法的概念求得 CMR 與 ACMR 指數。

最後根據上述的結構非線性分析與耐震、結構崩塌評估來比較 Baseline 構架與 PBPD 法構架之反應，並對其做相關之探討，本篇研究整體之流程與相關章節如圖 1-1 所示，並於下列對各章節簡單的介紹瀏覽：

1. 第一章：簡單的介紹本篇研究之研究動機與其目的，並提供了其流程導覽與介紹。

2. 第二章：從現行耐震設計規範切入，並對其目前之設計缺點做其整理，並簡單的介紹 FEMA P695 技術報告中的結構物耐震評估。

3. 第三章：從 PBPD 設計法之基本概念作介紹，並加以應用在鋼筋混凝土特殊抗彎構架上之特別考量如C_2係數的採用，其結構物設計之詳細流程介紹與各個公式的推導，如設計基底剪力之公式、設計側向力分佈公式等，此章節最後附錄了 PBPD 設計法所有設計之詳細流程圖。

4. 第四章：簡單介紹了 FEMA P695 裡的特殊抗彎構架及其相應的設計條件與需求，並在相同設計條件下以 PBPD 設計法重新設計 4、8、12、20 層樓的 RC SMF，並將 Baseline 構架與 PBPD 構架以 PERFORM-3D 進行非線性模擬，此章節最後附錄了兩種構架詳細斷面設計之尺寸、配筋量，與在進行模擬結構時所輸入之參數表。

5. 第五章：對 Baseline 與 PBPD 兩種構架進行非線性分析，經由靜力側推分析初步評估結構基本性能，如最大基底剪力、結構韌性，經由動力歷時分析評估在 MCE 與 2/3MCE 等級之地震下結構之耐震反應並探討塑性鉸產生之分佈與結構在該地震等級下之變形，而 PBPD 能量譜法以非線性側推曲線為依據，對結構進行其耐震評估。

6. 第六章：以 FEMA P695 技術報告中經由 IDA 分析之耐震評估求得兩種構架之 CMR 與 ACMR 指數作為結構崩塌性能之一準則，並由 PBPD 能量譜法更進階之方式、相同概念求得 CMR 與 ACMR 指數，並探討其可行性。

7. 第七章：結論與建議。

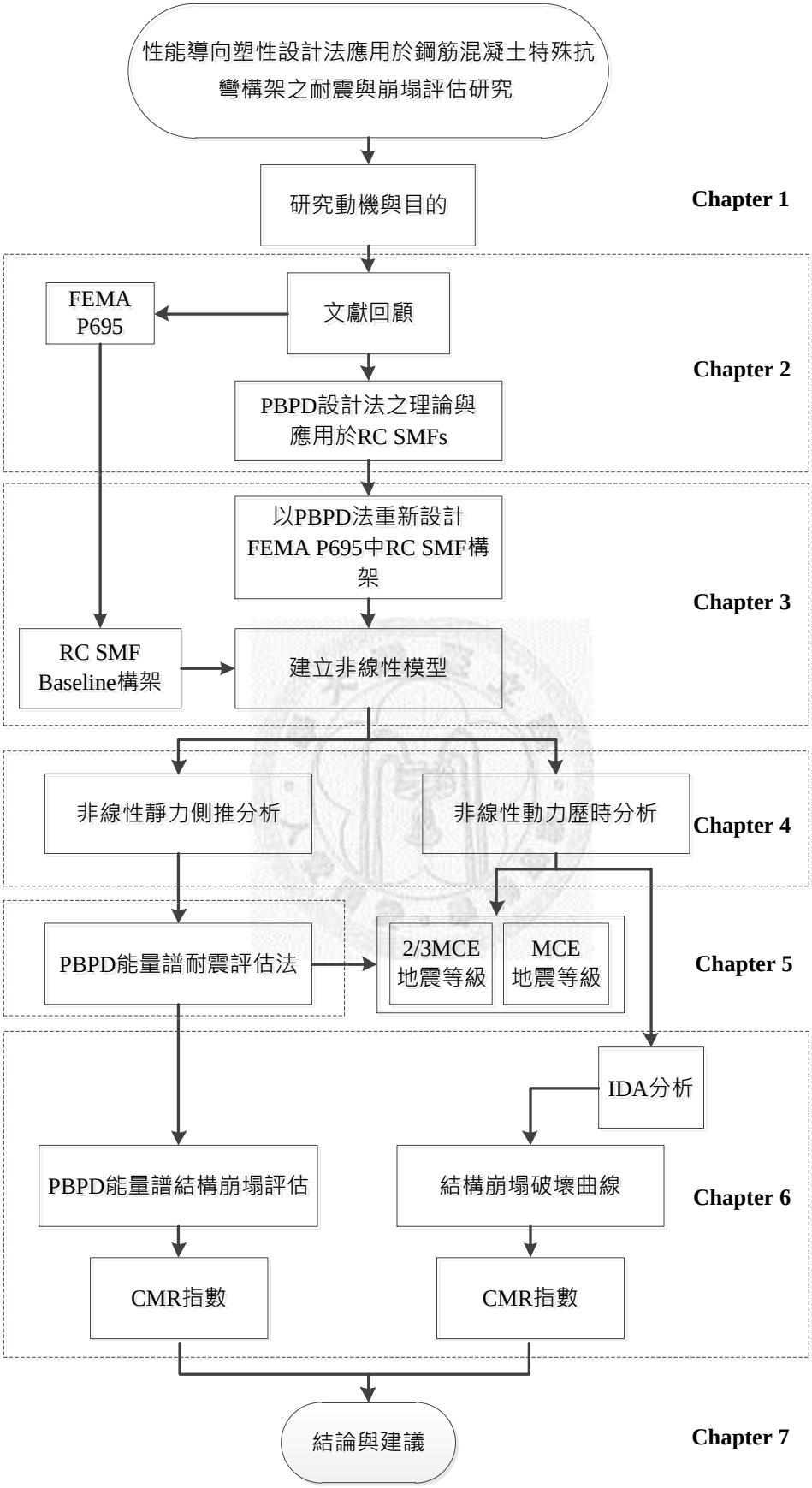


圖 1-1 論文架構與研究流程及其章節

第二章 文獻回顧

2.1 前言

此章節由現行耐震設計規範之基本設計理論回顧，並探討其設計過程至結構物完成後之缺點，並簡單的介紹了性能導向為準的新興設計理念與其相關規範之建議流程，最後介紹 FEMA P695 技術報告中之耐震評估與崩塌容限指數(CMR)對於評估結構崩塌之使用，最後對 PBPD 設計法與其相關應用做一詳細說明。

2.2 現行耐震設計規範及其缺點

現行在美國或是台灣甚至是其他大部分的國家的建築設計規範中，設計的出發點主要都是以力與強度的需求為基準，即以力量為導向的設計法，並且加入一些塑性設計的概念作修正，再給予結構物抵抗其某一地震力等級需求或其他外力所需要的強度與勁度來設計基底剪力值，但是對於結構物本身受到不同等級地震力後的位移、層間位移角無法做出概定的預估，僅能以相關的變位限制來做檢核，因此在設計得流程中得做出不斷的修改設計、結構分析等的循環的迭代過程，缺乏這樣明確性的結果之下也無法正確判斷這種結構物的設計是否符合經濟性、安全性、或是否符合業主期望。

現行設計規範所引入的塑性設計概念如圖 2-1 所示，當一結構物在某一地震力作用之下若還能保持在彈性範圍，那麼所需要的彈性設計基底剪力強度為V_E，彈性位移δ_E，並藉由強度折減係數(Force Reduction Factor)，R，折減彈性力來確保結構物擁有在降伏之後的韌性能力，並將折減後的位移δ_E/R經由位移放大係數係數(Deflection Amplification Factor)，C_d，放大檢核結構彈性分析後之位移是否符合規範內之要求。圖 2-2 為美國土木工程師學會在 ASCE 7-05([6]、[7])所提出之耐震設計反應譜，S_{DS}為在短週期時的譜加速度係數，S_{D1}為在一秒週期時的譜加速度係數，R為強度折減係數，I為重要係數(Important Factor)，如學校或醫院等較重要之公共場所擁有較高之重要係數，由圖可知彈性基底剪力經由R折減和I放大來調整設計基底剪力。現行設計規範之設計流程大概如

圖 2-3 所示，細部過程固然以各國規範所使用的不同有所不同，如基本週期公式預估、結構設計反應譜之選用。

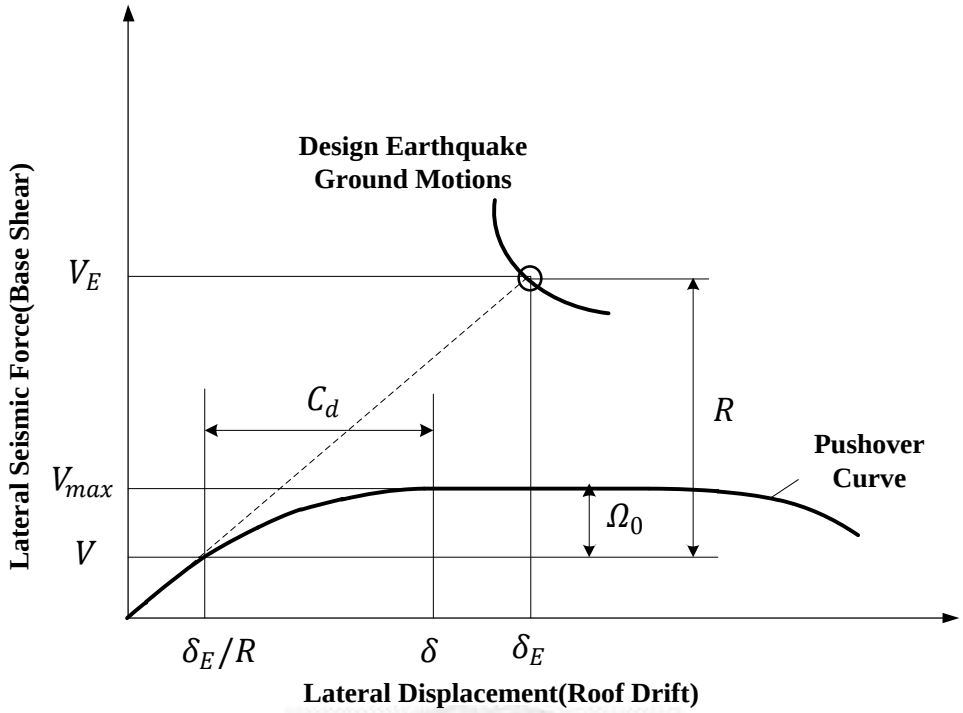


圖 2-1 NEHRP(FEMA P440A)建議之性能參數R、C_d、Ω_0示意圖

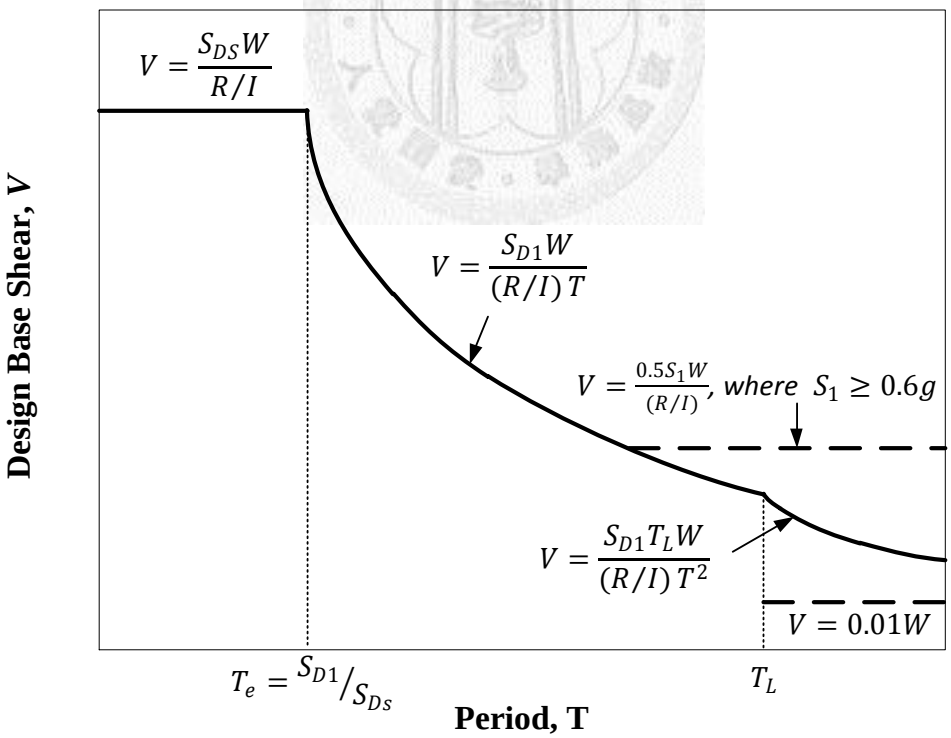


圖 2-2 美國 ASCE 7-05 耐震設計反應譜

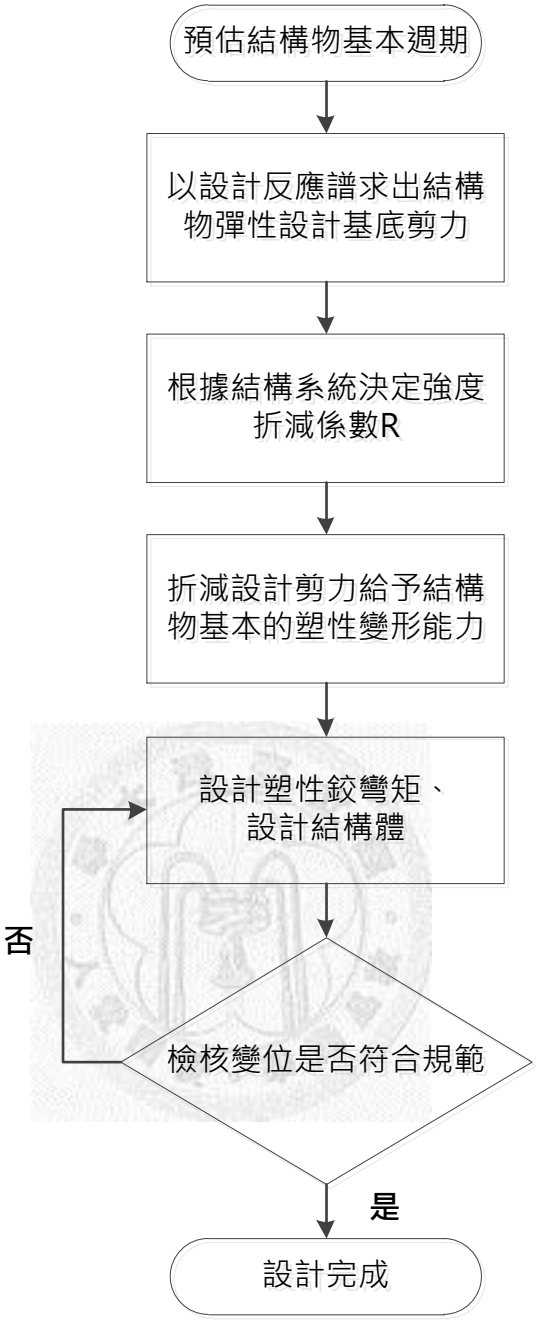


圖 2-3 力量導向設計法流程概觀

以目前的耐震設計來說，大致可以歸納下列幾點缺點：

1. 以彈性設計分析為基準，而根據不同結構系統所採用不同的強度折減係數 R 來滿足韌性需求，然而 R 值的選用僅由多年工程上的經驗與統計，似乎有些簡便與不確定性，導致無法很充分的考慮到結構實際受到強烈地震下產生的非線性反應，也無法提供結構受震後的相關資訊。

2. 結構桿件斷面的設計以彈性分析後之結果為基礎，各構件所承受的力量會根據各斷面不同之初始勁度分配，然而當地震發生後造成部分混凝土構件開裂損毀或鋼構件降伏產生勁度折減而部分構件勁度不變，受力的情形就不如彈性設計時的期望。

3. 對於結構非線性反應後的位移以一些經驗參數來做預測，但已有研究指出這方法應用在一些結構物上會有明顯誤差，尤其是擁有混凝土遲滯迴圈上的擠壓效應和能量消散特色的系統[8]。

4. 在每根梁柱間以梁柱比來確保柱端不會進入非線性，然而在許多研究中發現鋼筋混凝土抗彎構架柱端之彎矩需求會產生低估的情形，造成柱端依然發生降伏，原因為柱端需求的彎矩不僅來自於梁端，而還需考量因側向位移與垂直軸力而產生的彎矩。

而若是綜觀現行耐震設計的方法，則是沒有一個確切的流程與設計目標，僅以預估結構物基本週期為開始，做非線性結構分析來檢核其規範要求作為結束，其中間的設計過程大部分得依靠工程師自己的經驗去設計、修改，對於初次接觸設計的設計者將是一個很困難的課題。因此未來設計規範在修改與進步得過程中，因對於不同的結構系統給予一套完整且明確的設計步驟。

2.3 性能導向之耐震設計

2.3.1 性能導向耐震設計概念

如上節所提到，現行國內外耐震規範的設計方法以強度導向為基準，並假設結構物承受某一地震力作用下的基底剪力作為結構物的強度需求，進而進行簡化的設計與分析，不過近幾年已漸漸開始要求建築物在不同的地震等級下應發揮其應有的耐震性能，開始有了以性能為導向為主的初步構架。從 2000 年起，應用技術委員會(Applied Technology Council, ATC)與美國聯邦緊急事務管理署(Federal Emergency Management Agency, FEMA)、美國加州結構工程師學會(Structural Engineers Association of California, SEAOC)、國際建築規範(International Building

Code , IBC)相繼發表了以性能導向設計為主的規範與技術報告。

性能導向耐震設計(Performance-Based Sesimic Design,PBSD)的基本概念為：當結構受到不同規模的地震時，其結構性能可達到耐震設計之需求，並且受震後的反應受到有效控制以降低地震的災害程度並確保結構使用的機能與品質，然而性能導向耐震設計之理念必須由設計者良好的掌握住結構設計與耐震性能、地震等級、與損壞控制間的關係才能完全落實於結構耐震設計上[9][10]。

圖 2-4 為美國加州結構工程師學會 SEAOC Vision 2000[11]提供的性能導向耐震設計之建議流程，包含了主要三個階段，

1. 概念設計階段(Conceptual Phase)：概念設計階段的工作包括選擇特定的結構系統、設計反應譜，並進行初步規劃，工程師應對結構系統的非線性行為有清楚的瞭解並選擇適當的設計反應譜與韌性需求，並以業主要求的結構性能目標來設定合理可行的結構耐震性能目標，然後以相關之耐震性能評估法進行結構耐震性能之初步評估。

2. 結構設計階段(Numerical Phase)：結構設計階段的工作包括初步設計、細部設計，工程師應更注意並對結構構件的韌性容量與變形進行評估，以在每個設計階段詳細檢核是否達到概念設計階段的規畫目標。

3. 施工完成階段(Implementation Phase) ：施工完成階段的工作包括結構設計整合、施工品質保固、建物管理維修，唯有透過完善的規劃、良好的施工，與適當的維護，結構物使得在設計使用期間內發揮理想的性能，確保使用安全與居住品質。

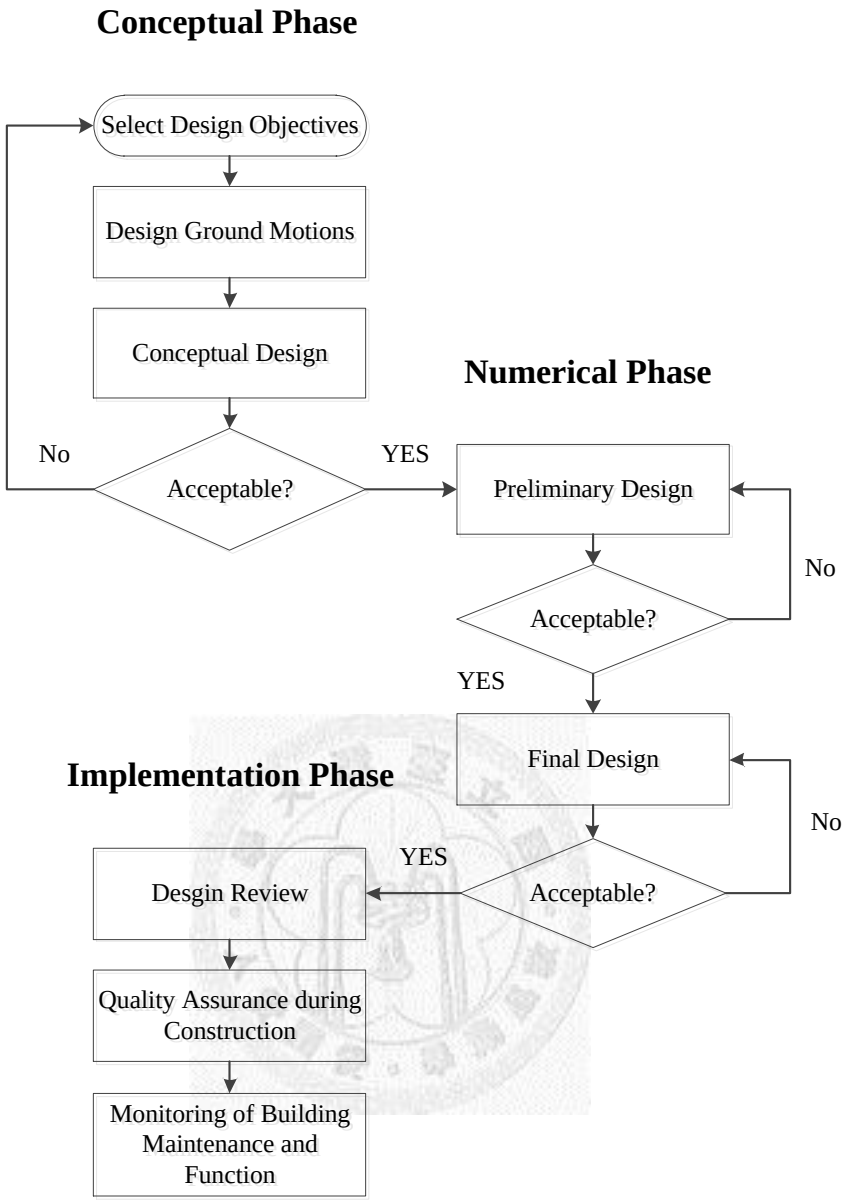


圖 2-4 SEAOC Vision 2000 性能導向耐震設計流程圖

2.3.2 地震需求等級

在性能導向耐震設計中，地震需求等級常以回歸期或是超越機率作為界定並搭配適當的結構性能設計基準，如表 2-1 為 SEAOC v2000、日本建研所、ATC-40、FEMA-273 其訂定的地震等級，可以針對不同的地震等級或業主之需求來設定結構性能目標。

表 2-1 各技術報告中地震等級與回歸週期、超越機率

地震等級	SEAOC Vision 2000		日本建築研究所	
	回歸週期	50 年超越機率	回歸週期	50 年超越機率
經常性(小震)	43 年	100%	50 年	92%
偶而(中震)	73 年	50%	100 年	39%
稀有(強震)	475 年	10%	500 年	9.5%
極稀有(劇震)	970 年	5%	1000 年	4.9%
地震等級	ATC-40		ASCE 7-05(FEMA 273)	
	回歸週期	50 年超越機率	回歸週期	50 年超越機率
I	73 年	50%	475 年	10%
II	475 年	10%	2475 年	2%
III	970 年	5%		

2.3.3 性能設計基準

由於結構受到地震後之災害程度與地震強度有相當直接的關係，因此性能導向耐震設計需要求確保結構物在各種不同地震等級下應符合其所對應的性能要求基準，如圖 2-5 為 FEMA-273 所訂定的結構性能等級，損毀的程度由低到高分別為完好無損、可立即修復、生命安全無虞、接近崩塌，損毀程度越低其結構性能越高，表 2-2 為 SEAOC version 2000 根據不同地震等級、結構性能等級所建議的結構設計性能目標，以一般型建築物來說，結構受到小震時必須可照常使用、受到中震時可立即修復、受到強震時必須確保生命安全之疑慮、受到劇震時結構須保持在接近崩塌之性能。

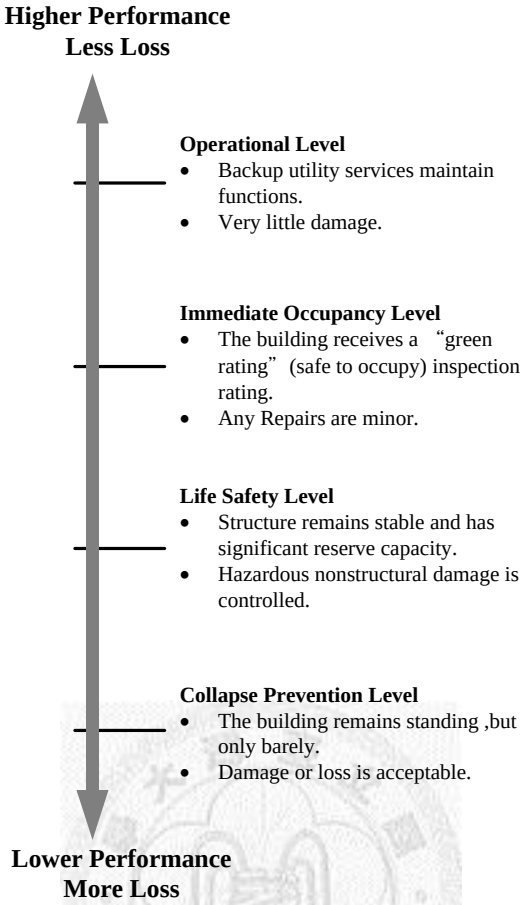


圖 2-5 FEMA-273 結構性能等級之分類

表 2-2 SEAOC Vision 2000 結構設計性能目標表

結構設計性能目標 (Performance Objective)		結構性能等級			
		可照常使用	可立即修復	生命安全	接近崩塌
地震等級	小震	I			
	中震	II	I		
	強震	III	II	I	
	劇震		III	II	I
I：一般建築物 II：公共建築物 III：極重要建築物					

2.4 FEMA P695 結構耐震評估法

2.4.1 CMR 指數

在 FEMA P695 之技術報告當中，又將圖 2-1 之 ASCE 7-05 中的性能參數概念做一延伸，將基本性能參數改成以 MCE 地震等級的函數表示，縱座標以譜加速度值代替剪力、橫座標以譜位移代替位移如圖 2-6 所示，S_{MT}、SD_{MT}分別為該結構週期在 MCE 地震等級下 5%阻尼比譜加速度值與譜位移，C_s、$SD_{MT}/1.5R$分別為地震反應係數與該設計地震力下折減的彈性譜位移。在此篇技術報告中，更定義了一種使得結構因地震作用而產生崩塌的地震強度等級，其意義為當地震在此等級強度時，將會有一半的機率使得結構產生崩塌破壞，如圖 2-6 中，崩塌之地震等級其強度與位移高於 MCE 地震等級，而兩種等級之間之比值稱為崩塌容限比(Collapse Margin Ration,CMR)，其定義為：

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \tag{2-1}$$

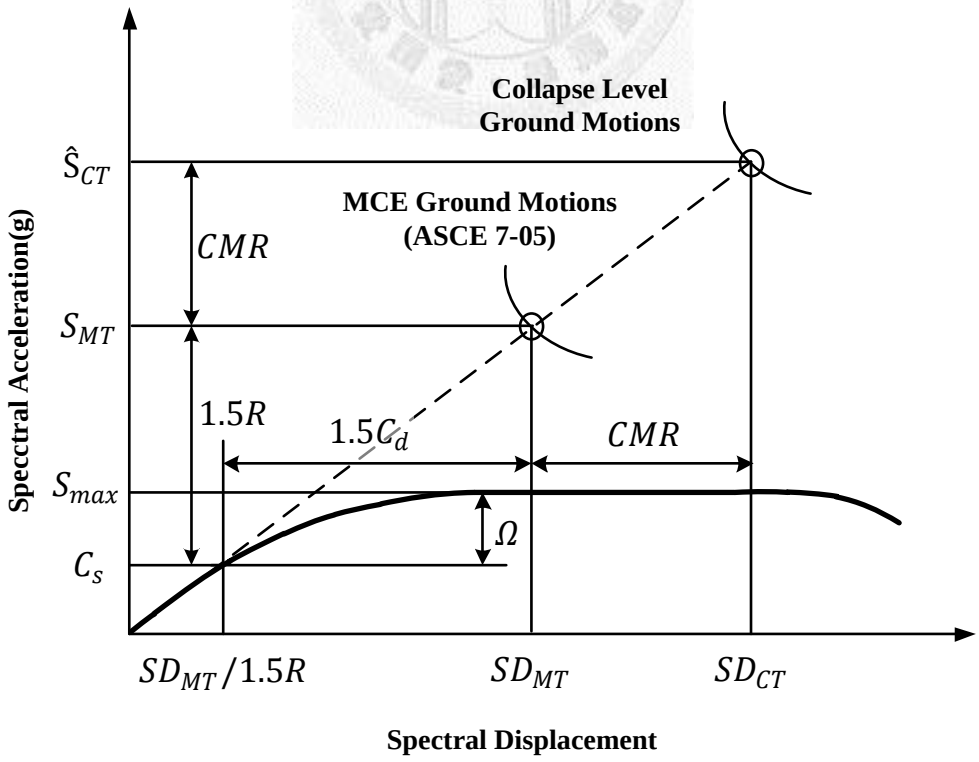


圖 2-6 FEMA P695 結構性能參數圖示

式子(2-1)中，$\hat{S}_{CT}$為崩塌地震等級在阻尼比為 5%下之譜加速度值，而 CMR 指數亦可將它視為從 MCE 地震等級下之譜加速度值S_{MT}以增加多少的強度能有一半之機率使結構崩塌，由於各不同結構之$\hat{S}_{CT}$之判定將以多種地震歷時經過大量動力歷時分析，因此 CMR 指數對於進行結構崩塌評估就目前為止為一個相當可靠的方式。

2.4.2 結構耐震與崩塌評估流程

圖 2-7 為 FEMA P695 技術報告中，對於評估結構耐震、崩塌與其相關參數的流程示意圖，其主要評估目標為上節所述的 CMR 指數，其主要分成幾個部分，

1. 建立結構模型：此部分包含了結構設計、地震等級選用與設計地震力、基本週期之評估等，在構件模擬的部分中引用了學煮 Haselton 經由 255 根鋼筋混凝土柱經由實驗與測試並校正、統計後發展出根據不同設計參數為變數的經驗公式來模擬梁柱的塑鉸模型，本篇研究中於 3.4.1 做一詳細介紹[12]。

2. 非線性分析：此部分包含了靜力、動力分析，而靜力分析中的模態分析提供了結構物於各模態之週期如第一模態週期T_1將使用於結構設計反應譜與調整各地震歷時之大小；側推曲線則主要提供了結構有效降伏位移與極限位移並得到其結構韌性，將使用於後續崩塌評估之 SSF 係數選用。動力分析方面使用了 IDA 分析法[13]求得S_{CT}值以利計算 CMR 指數，IDA 分析將於本篇 2.7 節與 6.2.1 節做一詳細介紹。

3. 評估 CMR/ACMR 指數：經由非線性靜力與動力之分析求得相關結構性能之參數後便能開始評估 CMR、ACMR 指數以及繪製出結構崩塌破壞曲線(Collpase Fragility Curve)，再經由評估結構整體之不確定因素(地震歷時因素、設計需求、模型建立、試驗參數等)並根據 FEMA P695 中建議可接受值(Acceptable CMR)判斷結構設計之優劣。CMR 指數評估將於本篇 6.2.2 作做一詳細介紹。

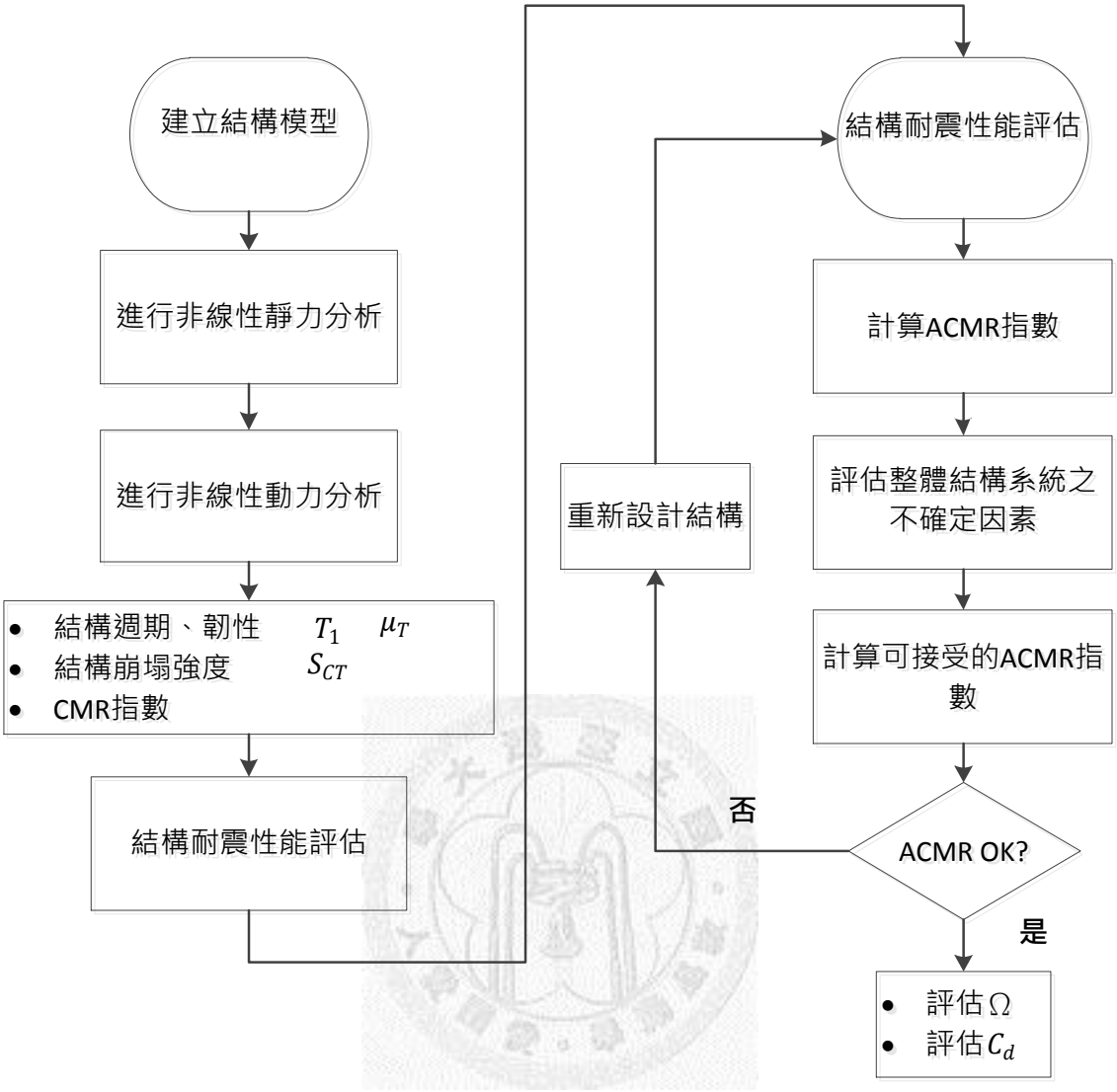


圖 2-7 FEMA P695 結構耐震與崩塌評估流程

2.5 PBPD 用於鋼筋混凝土特殊抗彎構架

性能導向塑性設計法(PBPD)近年來在美國已經有被廣泛的使用著，但是絕大多數的設計都是應用在鋼結構物之上，種類多如抗彎矩構架(MFs)、同心斜撐構架(CBFs)、偏心斜撐構架(EBFs)、特殊桁架抗彎構架(STMFs)等不同的構架。而性能導向塑性法最主要的特性與優點就是在其設計的一開始就直接地考慮到結構物在受到地震力或外力進入到塑性段之後的結構行為，並且能在完成初步設計之後僅只要對結構進行少許的修改甚至完全不需要這步動作就能完成設計。目前 PBPD 設計法已經有一套由學者 Subhash C. Goel 以及 Shih-Ho Chao 所研究與發展的完整設計方法以及流程[14][15][16][17][18]。

鋼筋混凝土特殊抗彎構架(RC SMFs)被廣泛的用在制震系統當中，包含了水平的梁(或板)構件、垂直的柱構件、連結水平與垂直向的梁柱節點。在美國的現行規範(ACI 318;ASCE 7-05)當中都有對鋼筋混凝土特殊抗彎構架有其相對應的特殊規定，如結構物能夠在受震之後強度僅有一定量的衰減。

在本篇設計中，PBPD 法依據原來的設計理論來說，將結構物模擬成單自由度的完全彈塑性系統，然而對於會產生高度擠壓效應(Pinching)的混凝土結構來說設計結果會相對於不保守，因此採用 FEMA 440 技術報告[19]中的C_2係數修正 PBPD 設計公式[18]。

2.5.1 性能導向塑性設計法之概念

目標位移與降伏機制

在性能導向塑性設計法中相當重要的概念為預先選擇我們結構物設計所預期的目標位移以及預期的降伏機制，在這兩個假設之下所設計的結構物能夠更有效的表現出我們預期的性能。由於在美國或台灣的現行建築結構設計規範當中，雖有對設計後的結構物進行結構分析後有其相對應的層間位移限制規定，然而由現行設計流程設計之後的結構物在分析之前我們無從得知結構物的受震與受力反應，故需要經由一連串的分析、修改斷面設計的反覆迭代過程才能滿足規範中的位移需求，而性能導向塑性設計法以預先選擇的目標位移來做為初步的設計並且能有效的預測。而根據不同的結構物選擇不同的降伏機制決定了下一步設計基底剪力與桿件時的一個重要依據，所謂的降伏機制可能包含了因為強柱弱梁原則之下而產生在梁端的塑性鉸或是在斜撐構架中會產生挫屈或降伏的桿件，以及一些在強

震下勢必還會產生的柱端塑性鉸，例如柱底端塑性鉸。簡單的來說，目標位移影響了結構物最終破壞時的程度而降伏機制影響了這些破壞點的分佈情形。

能量平衡

性能導向設計法的能量平衡的概念最初由學者 Housner 所提出並且應用在類似於設計基底剪力上[20][21]。當一個單自由度系統在完全彈性系統當中受到的最大剪力與最大彈性位移下所產生的能量，為了引入塑性設計的概念，經由適當的能量轉換將此系統轉換成為一個完全彈塑性的系統。當我們預先選擇了結構在受力最終破壞時的目標位移以及降伏機制，並且在已經決定所要設計的地震力大小後，經由將結構物側推到目標位移時所需要的能量，如圖 2-8(a)，與將此結構物模擬成等效單自由度的完全彈塑性系統在目標位移時根據地震強度大小所需求的能量，圖 2-8(b)，進行平衡來決定設計基底剪力。甚至以這個能量平衡的概念來決定與一般現行規範不同的側向力分佈公式，比起現行規範的公式較能表現出結構物在進入非線性行為之後的受力行為表現，也更能貼近以動力歷時分析的側向力分佈情形[22][23]。

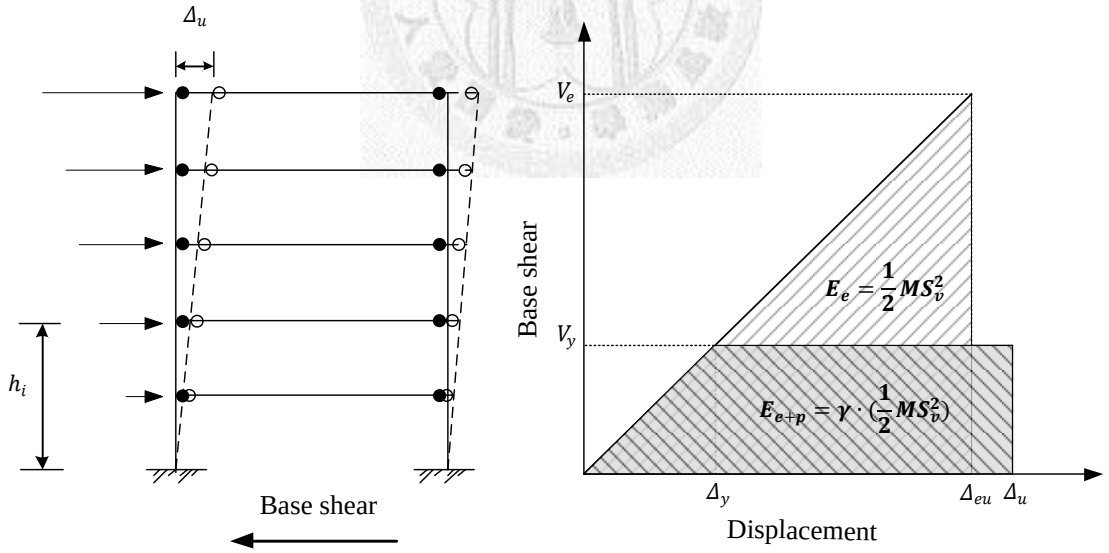


圖 2-8 性能導向塑性設計法的能量平衡概念(a)將結構物側推到目標位移-設計部分與(b)將結構物模擬成單自由度完全彈塑性系統到相同目標位移下所需的能量-需求部分

2.5.2 設計流程

2.5.2.1 流程概觀

以下幾點為將性能導向塑性設計法之設計流程概括成幾個步驟，詳細的設計步驟將於此章節的下面幾節(3.4.2-3.4.7)詳細說明：

1. 在已知的設計目標之下的設計地震等級：美國 ASCE 7-05 中的最大考量地震力(Maximum Considered Earthquake，MCE)與 2/3MCE 等級，或在台灣耐震設計規範中的設計地震力與最大考量地震力，選擇欲設計的目標位移(θ_u)以及降伏機制。

2. ϑ_y、μ_s、T、S_a：假設結構開始降伏的位移，並與目標位移得到此結構設計的韌性能力，並根據美國 ASCE7-05 或是台灣耐震設計規範中所使用的公式預估結構物的基本週期，並由上述規範所決定此結構的設計反應譜，經由基本週期求得設計譜加速度值。在本篇研究中，由於為了公平比較 FEMA P695 中的鋼筋混凝土特殊抗彎構架，因此 S_a 值直接由這些對照構架之設計地震反應係數C_s反推，乘上R/I，其 R 為地震力折減係數，I為結構重要係數。
(美國 ASCE 7-05 規範中設計基底剪力公式$V = I/R \cdot S_a \cdot W = C_s \cdot W$)

3. 設計基底剪力 V：根據步驟 1、2 所得到的參數，便能以性能導向塑性設計法的能量平衡概念，經由將結構物側推到目標位移時所需要的能量，與將此結構物模擬成等效單自由度的完全彈塑性系統在根據已知的地震強度大小下推至目標位移時所需求的能量，進行能量平衡來決定設計基底剪力。

4. 修正設計基底剪力 V：由於考慮到本篇研究的混凝土結構在受震後，位移-力量的遲滯迴圈情形不同於一般鋼結構類似於完全彈塑性(Elasic Perfectly Plastic)的現象，稱之為擠壓效應(Pinching)，所以參考了 FEMA 440 的C_2係數修正在能量平衡法中的完全彈塑性模型的假設。並考慮$P-\Delta$效應的影響來修正基底剪力值。

5. 設計構架桿件：利用塑性設計的概念、基於強柱弱梁的原則設計鋼筋混凝土特殊抗彎構架的構架桿件，包含我們期望降伏的構件(梁)、以及期望不會降伏而依然保持在彈性內的構件(柱)。

2.5.2.2 目標位移與降伏機制

根據 Goel and Chao 所提出對於根據不同地震強度而建議使用的目標位移[24]：

- 在最大考量地震等級之下(475 年的回歸週期/50 年的超越機率 10%)，目標最大層間位移角為 2%。
- 在 2/3 最大考量地震力之下(2500 年的回歸週期/50 年的超越機率 2%)，目標最大層間位移角為 3%。

降伏位移在特殊抗彎構架時選用層間位移角為 0.5%，表 2-3 表示各種不同的構架所假設不同的降伏位移。

表 2-3 不同構架間的降伏位移角假設

構架型式		降伏位移角θ_y(%)
鋼筋混凝土	SMF	0.5
鋼	MF	1
	EBF	0.5
	STMF	0.75
	CBF	0.3

降伏機制則是選擇最典型的抗彎構架如圖 2-9 所示，當分佈側向力將結構物推至最後破壞時的狀態，基於強柱弱梁的特性所以塑性鉸產生在梁端，並且包含了在柱底的塑性鉸，原因是在結構物受震之後柱底勢必產生塑性鉸才能使得結構物進行側向的位移來滿足降伏機制。圖中θ_p為θ_u與θ_y的差值，代表結構物進入塑性段之後的轉角。

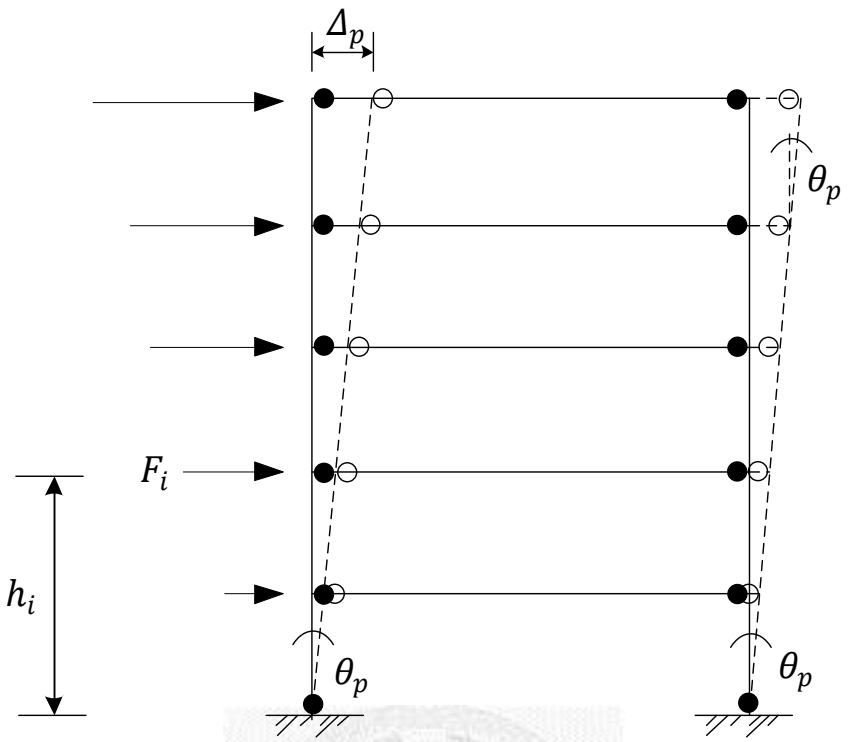


圖 2-9 典型抗彎構架的降伏機制

2.5.2.3 結構物基本週期與設計反應譜

依據不同的構架型式以及欲設計的結構幾何尺寸，根據美國 ASCE 7-05 規範中所採用的公式，對結構物進行初步的基本週期評估：

$$T = C_u \cdot T_a = C_u \cdot C_t \cdot h_n^x \quad 當\ T_{actural/model} > C_u \cdot C_t \cdot h_n^x \tag{2-2}$$

其中T_a是近似基本週期，C_u是上限係數，根據不同的S_{D1}值範圍對應不同的C_u，如表 2-4 所示，h_n為結構物的高度(單位英呎)，C_t與x則是根據表 2-5 依據不同的結構型態有其不同對應的值，在本篇研究中使用鋼筋混凝土，即C_t為 0.016；x為 0.9。

表 2-4 一秒譜加速度值S_{D1}與C_u係數(ASCE 7-05 Tab.12.8-1)

設計反應譜一秒譜加速度值,S_{D1}	C_u係數
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

表 2-5 不同結構系統對應其C_t值與x值(ASCE 7-05 Tab.12.8-2)

Structure Type	C_t	x
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724)[a]	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466)[a]	0.9
Eccentrically braced steel frames	0.03 (0.0731)[a]	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488)[a]	0.75

基本週期為在初始設計時的一個參考值，當結構物模型建立好並經由模態分析得到其週期之後，視週期的不同對應所不同的譜加速度值來評估未來在做其他結構分析時有適當的調整。

2.5.2.4 設計基底剪力

設計基底剪力公式

以能量平衡法來決定設計基底剪力是性能導向塑性設計法當中相當重要的一個步驟，它利用將結構物側推到目標位移時所需要的能量，與將此結構物模擬成等效單自由度的完全彈塑性系統在根據已知的地震強度大小下推至目標位移時所需求的能量，進行能量平衡來決定設計基底剪力，以下將對於能量平衡其原理與方法做詳細的說明：

將圖 2-8(a)結構物模擬成相應圖 2-8 (b)的一個彈性單自由度系統，若結構系統在地震作用下最終保持彈性狀態的情形，此時產生的最大位移為Δ_{eu}，其所對應的最大剪力為V_e，則此系統的最大彈性應變能可以表示成：

$$E_{elastic} = \frac{1}{2} M S_v^2 \tag{2-3}$$

M：結構物總質量

S_v：結構物基本週期所對應的偽速度反應譜值，單位為速度單位。

然而考慮到結構物進入塑性階段後應有的韌性行為，將單自由度系統轉換為一個單自由度的完全彈塑性系統，並且將剪力與位移經過一定量的折減：假設當基底剪力為V_y、位移為Δ_y時結構開始降伏，並且推至選擇的目標位移Δ_u，此時彈塑性系統的應變能經由能量修正係數γ轉換，γ與與結構物的基本週期(T)、韌性折減係數(R_u)、韌性係數(μ_s)有關。

經由能量修正係數γ以及$S_v^2 = (\frac{T}{2\pi} S_a g)^2$ 的等式，(3-2)式可以推導至(3-3)式：

$$E_{e-p-p} = \gamma \left(\frac{1}{2} M S_v^2\right) = \frac{1}{2} \gamma M (\frac{T}{2\pi} S_a g)^2 \tag{2-4}$$

T：結構物基本週期

S_a：彈性單自由度系統偽加速度反應譜值，為重力加速度g的倍數，無單位。

g：重力加速度

在真實結構系統中，在折減後的基底剪力為V_y時開始到降伏，直至位移達到目標位移時的極限狀態總應變能為E_e加E_p，與(3-3)式聯立得到(3-4)式：

$$E_e + E_p = E_{e-p-p} = \frac{1}{2} \gamma M (\frac{T}{2\pi} S_a g)^2 \tag{2-5}$$

左式中結構進入降伏之前的彈性應變總能E_e可表示為：

$$E_e = \frac{1}{2} \gamma M (\frac{T}{2\pi} \frac{V_y}{W} g)^2 \tag{2-6}$$

V_y：即為欲求得的設計基底剪力

W：結構物整體重量

將(3-5)式帶入(3-4)式後整理可得結構物進入降伏後的非彈性應變總能E_p：

$$E_p = E_{e-p-p} - E_e = \frac{WT^2 g}{8\pi^2}\left(\gamma S_a^2 - \left(\frac{V_y}{W}\right)^2\right) \tag{2-7}$$

而進入降伏之後的彈性應變總能E_p亦可以表示為：

$$E_p = \sum_{i=1}^{n} F_i h_i \theta_p \tag{2-8}$$

F_i：在第i層樓上所受到的設計側向分佈力

h_i：在第i層樓與底層的高度距離

θ_p：$\theta_u - \theta_y$，即進行塑性變形過程中的頂樓層位移角

在(3-6)、(3-7)兩式子中僅有V_y為未知數，聯立兩式可得求V_y/ W比值為

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \tag{2-9}$$

其中，

$$\alpha = \sum_{i=1}^{n}(\beta_i - \beta_{i+1})h_i \times \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}\right)^{0.75T^{-0.2}} \times \frac{8\pi^2\theta_p}{T^2 g} \tag{2-10}$$

β_i：第i樓層與頂樓層剪力的比值，將於章節 2.5.2.5 說明

能量修正係數γ

能量修正係數意即一個完全彈塑性單自由度系統再經由考量結構塑性特性而從完全彈性系統折減剪力與位移之後所產生的彈性應變能加上塑性應變能相加之後與當初完全彈性系統的能量之間差距的倍數，可以列出下式：

$$E_e + E_p = E_{e-p-p} = \gamma(E_{elastic}) \tag{2-11}$$

簡單來說將完全彈性單自由度系統之應變能轉換成完全彈塑性單自由度系統之應變能時，對能量所做的修正倍數為能量修正係數，圖 2-10 說明一完全彈性系統轉換成完全彈塑性系統，「原點-Δ_{eu}-V_e」內所包含的三角形面積即為彈性系應變能，「原點-Δ_u-V_y水平線」包圍之梯形面積為彈塑性系統應變能，根據此兩面積幾何關係整理後可以表示成下式：

$$\frac{1}{2}V_y\left(2\,\Delta_u - \Delta_y\right) = \gamma\left(\frac{1}{2}V_e\,\Delta_{eu}\right) \tag{2-12}$$

利用以下等式$\Delta_u = \mu_s\,\Delta_y$，$\Delta_{eu} = R_\mu\,\Delta_y$，$V_e = R_\mu V_y$代入上式可得：

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \tag{2-13}$$

μ_s：韌性係數

R_μ：韌性折減係數

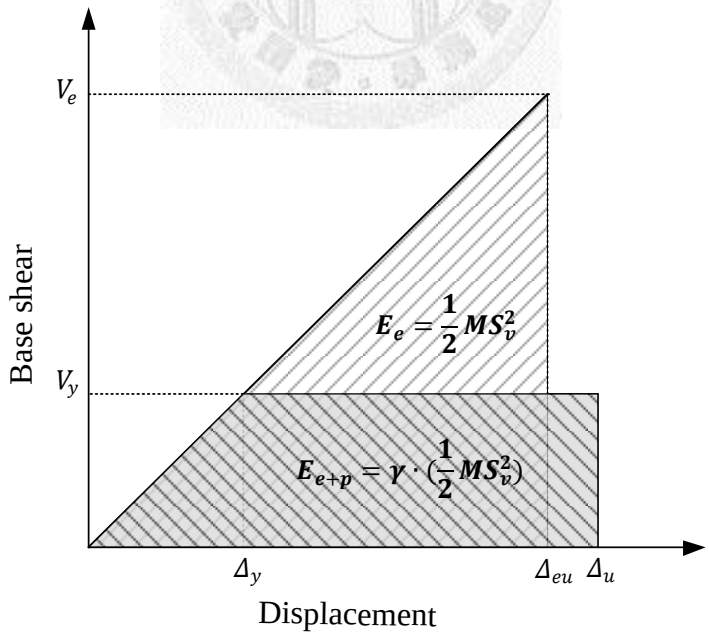


圖 2-10 一理想化單自由度系統之結構能量平衡圖

由(3-12)式可知道能量修正係數僅只為韌性係數μ_s與韌性折減係數R_μ的函數，韌性係數由目標位移以降伏位移求得；韌性係數為從彈性系統折減成彈塑性系統的剪力或位移之倍數，可由下表 2-6 經由不同的週期範圍求得，這是最早由學者 Newmark and Hall 所提出的彈塑性系統理想化的非彈性$R_\mu - \mu_s - T$的關係並由學者整理如圖 2-11(a)所示，最後可整理成$\gamma - \mu_s - T$之關係圖，能量修正係數可由基本週期和結構的韌性係數求得見圖 2-11(b) [25][26]。

表 2-6 韌性折減係數與其對應之週期範圍($T_1 = 0.57\text{sec}$，$T_1' = T_1 \cdot \sqrt{2\mu_s - 1} / \mu_s \text{sec}$)

週期範圍	韌性折減係數R_μ
$0 \le T < \frac{T_1}{10}$	$R_\mu = 1$
$\frac{T_1}{10} \le T < \frac{T_1}{4}$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \cdot \left(\frac{T_1}{4T}\right)^{2.513 \cdot log\left(\frac{1}{\sqrt{2\mu_s - 1}}\right)}$
$\frac{T_1}{4} \le T < T_1'$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1}$
$T_1' \le T < T_1$	$R_\mu = \frac{T\mu_s}{T_1}$
$T_1 \le T$	$R_\mu = \mu_s$

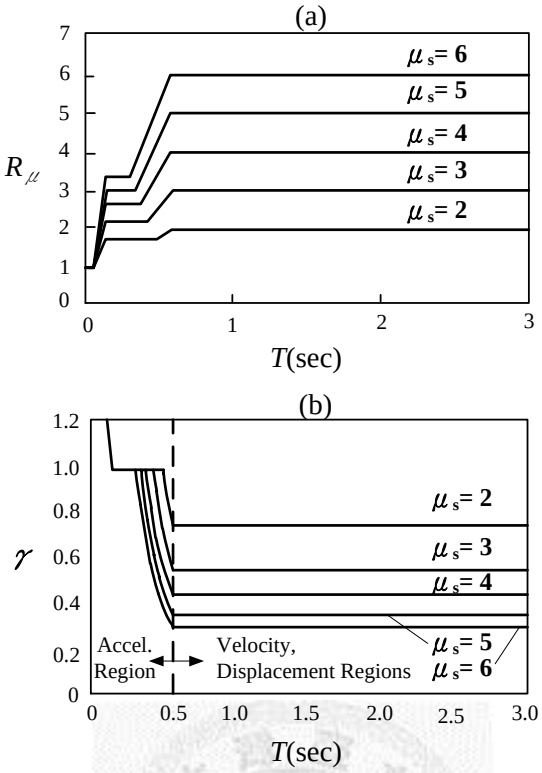


圖 2-11(a) 單自由度彈塑性系統之理想化$R_\mu - \mu_s - T$的關係圖(Miranda and Bertero,1994) (b) $\gamma - \mu_s - T$非彈性譜(Lee and Goel,2001)

C_2係數修正設計基底剪力

性能導向塑性設計法所採用的能量平衡概念中，將結構物模擬成單自由度的完全彈塑性系統，對於這樣的假設是比較符合在具有充分韌性性能的鋼結構建築中，其遲滯迴圈是保有飽滿的消能能力，種類如抗彎矩構架(MFs)、同心斜撐構架(CBFs)、偏心斜撐構架(EBFs)、特殊桁架抗彎構架(STMFs)，但是鋼筋混凝土結構無法像上述的結構系統般擁有較佳的遲滯消能效果，而是有所謂的擠壓效應造成遲滯消能的能力降低進而導致位移較充分韌性的構架來得大，因此採用 FEMA 440(2006)中C_2係數來修正我們先前假設的目標位移進而修正能量修正係數以及設計基底剪力。

修正的原理主要是考慮了在不同週期之下，所謂的擁有不佳遲滯迴圈(勁度與強度折減效應 stiffness and strength degradation,SSD)效能的單自由度系統，以及具有相當好的遲滯消能的單自由度完全彈塑性系統(elastic-perfectly-plastic, EPP)，並根據不同的地震力折減係數(Seismic Reduction Factors,R)與在不同的地震歷時作用

之下結構系統反應出的位移峰值(目標位移)的各個比值，如圖 2-12 所示，而這比值便是C_2係數($\Delta_{SSD}/\Delta_{EEP}$)，為一個大於等於 1 之比值。由圖中可以看出在低週期處的C_2值較大，當週期越來越長時則比值越來越趨近平緩，也代表擠壓效應的現象也越較不明顯，C_2公式如表 2-7 所示。

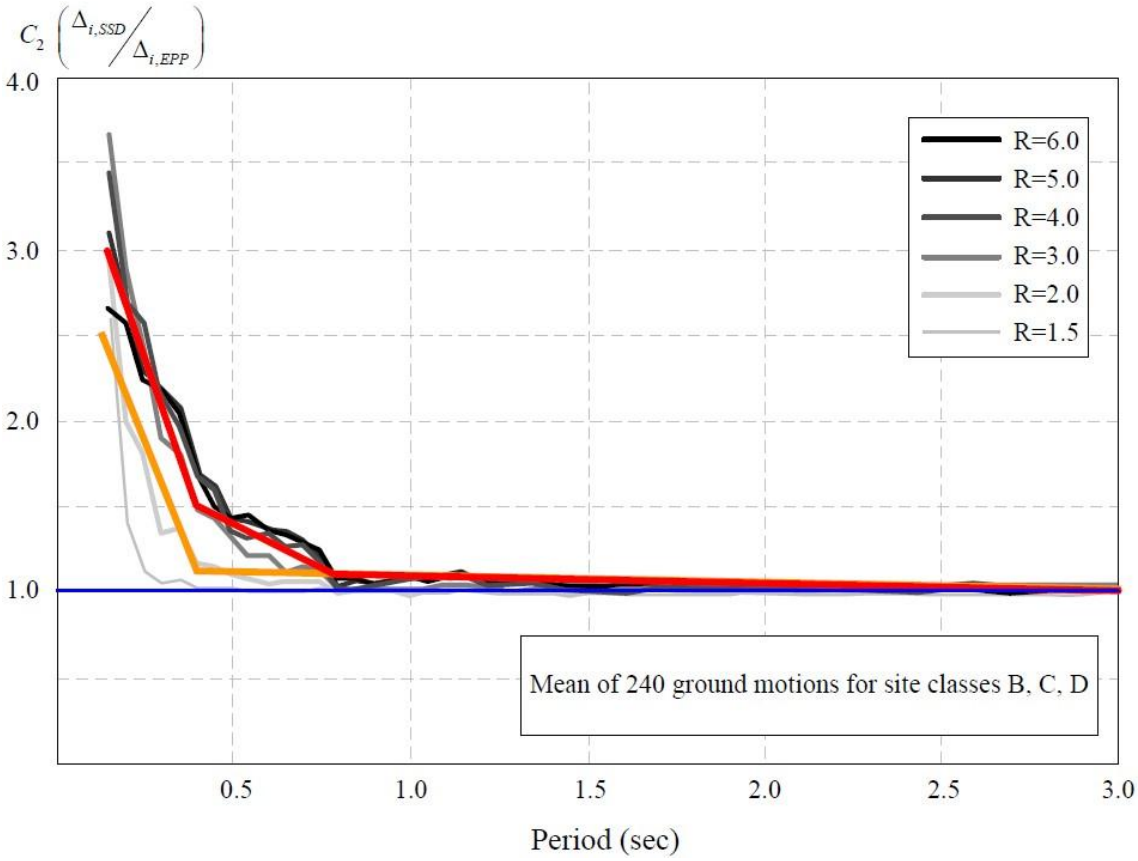


圖 2-12 在不同週期下之不同地震力折減係數根據不同的地震震區經由 240 個地震歷時分析下的C_2係數(FEMA 440,2006)

表 2-7 C_2係數與週期T、力量折減係數R之關係(Liao W.C,2010)

	$0.2 \le T < 0.4$	$0.4 \le T < 0.8$	$T \ge 0.8$
$R = 3.0 \sim 6.0$	$3.0 - 7.5 \cdot (T - 0.2)$	$1.5 - 1.0 \cdot (T - 0.4)$	$1.1 - 0.045 \cdot (T - 0.8)$
$R = 2.0$	$2.5 - 6.5 \cdot (T - 0.2)$	$1.1 - 0.077 \cdot (T - 0.8)$	

當我們如 2.5.2.2 章節所建議使用的目標位移後，例如在最大考量地震力等級時的最大目標層間位移角(θ_u)為 3%，經由除上C_2係數折減後修正後可看作一個具有良好遲滯迴圈消能的完全彈塑性系統，以更能符合當初在能量平衡時所做的假設。

$$\theta_u^* = {\theta_u}/{C_2} \tag{2-14}$$

修正目標位移之後進而影響了此結構設計得韌性係數(μ_s)，再根據表 2-6 可以得到修正後的韌性折減係數(R_μ)：

$$\begin{cases} \mu_s^* = {\theta_u^*}/{\theta_y} = {\theta_u}/{\theta_y} \cdot C_2 = {\mu_s}/{C_2} \\ R_\mu^*(\text{由表 } 3-4 \text{ 求得}) \end{cases} \tag{2-15}$$

得到修正後的能量修正係數係數：

$$\gamma^* = {2\mu_s^* - 1}/{(R_\mu^*)^2} \tag{2-16}$$

最後利用(2-9)、(2-10)來決定設計基底剪力。

表 2-8 整理出在設計降伏位移角為 0.5%、目標位移角為 2%之下，以性能導向塑性設計法設計 1 至 20 層結構之μ_s^*、R_μ^*、γ^*之參數修正值，表 2-9 整理根據 ASCE 7-05 規範下 1 至 20 層結構之設計基底剪力、PBPD 法之設計基底剪力，並整理如圖 2-13 所示，而詳細設計表格列於 2.5.3 節最後之表 2-12 與表 2-13。

表 2-8 以C_2係數修正 PBPD 法中 RCSMF 構架之 1-20 層樓之能量修正係數

θ_y	0.005							
θ_u	0.02							
樓層	高度 (ft)	週期 (sec)	C_2	θ_u^*	θ_u^*-θ_y	μ_s^*	R_μ^*	γ^*
1	15	0.26	2.34	0.0085	0.0035	1.71	1.56	1.00
2	28	0.45	1.45	0.0138	0.0088	2.76	2.13	1.00
4	54	0.81	1.10	0.0180	0.0130	3.64	3.64	0.47
6	80	1.32	1.08	0.0182	0.0132	3.69	3.69	0.47
8	106	1.49	1.07	0.0187	0.0137	3.74	3.74	0.46
10	132	1.81	1.05	0.0190	0.0140	3.79	3.79	0.46
12	158	2.13	1.04	0.0192	0.0142	3.85	3.85	0.45
14	184	2.45	1.03	0.0194	0.0144	3.90	3.90	0.45
16	210	2.76	1.01	0.0198	0.0148	3.96	3.96	0.44
18	236	3.06	1.00	0.0200	0.0150	4.00	4.00	0.44
20	262	3.36	1.00	0.0200	0.0150	4.00	4.00	0.44

表 2-9 設計基底剪力對照表：ASCE 7-05、PBPD

樓層數		1	2	4	6	8	10
V/W	ASCE 7-05 規範	0.125	0.125	0.092	0.065	0.050	0.041
	PBPD 設計法	0.117	0.218	0.096	0.066	0.050	0.041
	PBPD 設計法 (C_2修正)	0.416	0.345	0.117	0.078	0.058	0.045
樓層數		12	14	16	18	20	
V/W	ASCE 7-05 規範	0.038	0.038	0.038	0.038	0.038	
	PBPD 設計法	0.038	0.042	0.047	0.051	0.055	
	PBPD 設計法 (C_2修正)	0.042	0.045	0.048	0.051	0.055	

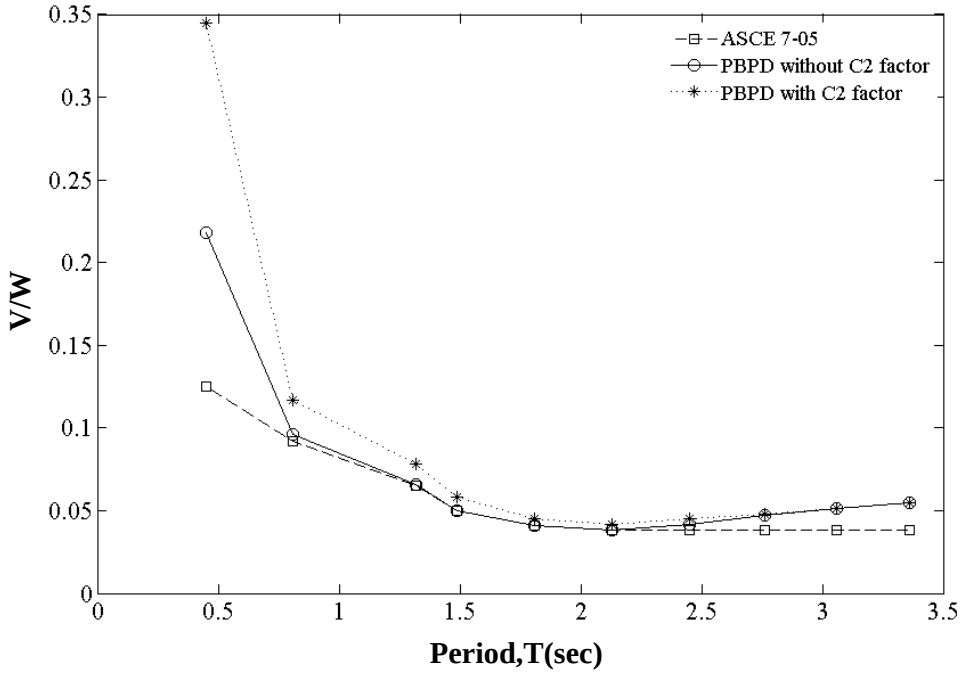


圖 2-13 以 PBPD 法未用與使用C_2係數與 ASCE 7-05 規範之設計基底剪力

由於性能導向塑性設計法採用預先選擇的目標位移和降伏機制，由圖 2-14 可看出根據不同的塑性位移角θ_p，有不一樣的設計基底剪力，而θ_p越大也表示結構物擁有越大的韌性；反之θ_p為零也代表結構物最終仍然為完全彈性的設計。在這樣的特性下，也就是說結構工程師可以很彈性的決定所要的設計目標與基底剪力，而不僅只是依照規範在使用設計反應譜設計出一種基底剪力。

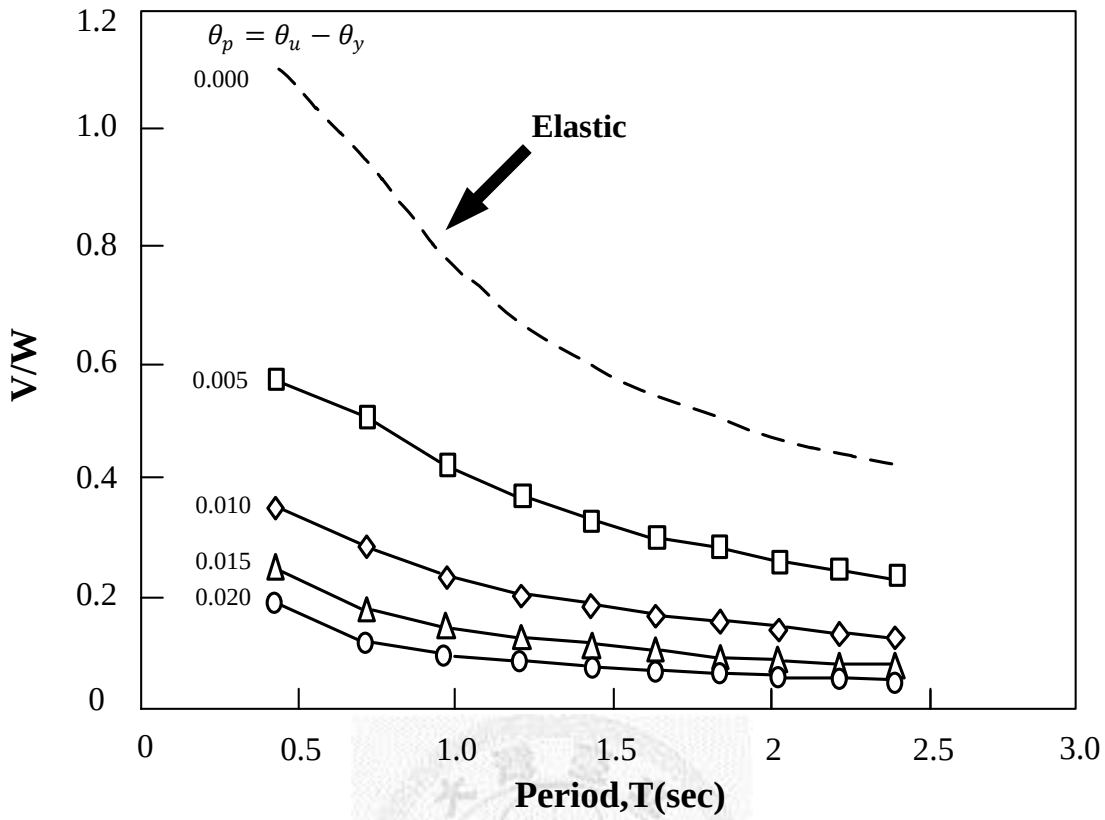


圖 2-14 PBPD 設計法中不同的韌性程度與其相對應的設計基底剪力(Lee and Goel,2001)

2.5.2.5 設計側向力分佈

現行的設計側向力分佈公式為以多自由度系統根據基礎模態(通常為第一模態)造成的彈性反應所建立[26][27]，其側向力和層樓重量與高度的乘積為比值，結構物上第i層的設計側向力為：

$$F_i^* = (\frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j})V \tag{2-17}$$

w_i：第i層結構的重量

h_i：第i層到一樓底部的垂直高度

V：設計基底剪力

而分佈在結構物第i樓層的側向力為第i層以上的側向力總和，

$$V_i^* = \left(\frac{\sum_{j=i}^{n} w_j h_j}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}\right) V \tag{2-18}$$

根據國際規範協會(International Code Council,ICC,2006)所建議的方法以指數k來修正結構體在高模態上的反應，在第i層上的側向力為：

$$F_i^* = (\frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_i^k}) V \tag{2-19}$$

k：自然週期的函數，如表 2-10 所示

表 2-10 指數k與基本週期關係

週期T(sec)	$T < 0.5$	$0.5 \leq T < 2.5$	$T \geq 2.5$
k	1	在值 1、2 中內插	2

然而在性能導向塑性設計法中，為了讓樓層間的剪力分佈更能符合實際的非彈性反應與經過動力歷時分析後的結果，根據許多經驗上的結果整理後，樓層剪力的公式以指數$0.75T^{-0.2}$對式子(2-18)做更進一步的修正，並可由剪力分佈之公式推導出新的設計側向力分佈公式：

$$V_i = (\frac{\sum_{j=i}^{n} w_j h_j}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j})^{0.75T^{-0.2}} V_y \tag{2-20}$$

將i代入n(n表示頂層)，則頂樓層之側向剪力為：

$$V_n = (\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j})^{0.75T^{-0.2}} V_y \tag{2-21}$$

將式子(2-20)、(2-21)相除，得到第i樓層與頂樓層剪力的比值，β_i：

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = (\frac{\sum_{j=i}^{n} w_j h_j}{w_n h_n})^{0.75T^{-0.2}} \tag{2-22}$$

因此，在第i層樓上的側向力可以表示為：

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \times V_n \text{，當} i = n\text{，} \beta_{n+1} = 0 \tag{2-23}$$

或者，

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \times \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}\right)^{0.75T^{-0.2}} V_y \text{，當} i = n\text{，} \beta_{n+1} = 0 \tag{2-24}$$

另外由式(2-23)推得側向力的總和為基底剪力值，並定義側向力與基底剪力之比值α_i，將會用於設計未降伏構件：

$$\sum_{i=1}^{n} F_i = V_y = \sum_{i=1}^{n} (\beta_i - \beta_{i+1}) \times V_n \text{，當} i = n\text{，} \beta_{n+1} = 0 \tag{2-25}$$

則，

$$\alpha_i = \frac{F_i}{V_y} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^{n} (\beta_i - \beta_{i+1})} \text{，當} i = n\text{，} \beta_{n+1} = 0 \tag{2-26}$$

因此式子(2-24)亦可以表示成

$$F_i = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^{n} (\beta_i - \beta_{i+1})} V_y \tag{2-27}$$

2.5.2.6 $P-\Delta$效應

在式子(2-9)、(2-10)或是式子(2-23)或(2-24)當中，設計基底剪力以及側向力分佈力都並沒有考慮到$P-\Delta$效應的影響，若是在樓層數或是較高的結構物上，$P-\Delta$效應就會越來越明顯，對於梁、柱上所需要設計的彎矩就越大。因此在式子(2-23)或(2-24)的側向力分佈公式中額外增加了抵抗重力所造成彎矩的「$P-\Delta$側向力」。

這裡使用了「$P-\Delta$柱」的概念來計算「$P-\Delta$側向力」，當結構物的位移達到最終的目標位移時，以剛性桿件連接的$P-\Delta$柱達到相同的位移，且在結構物上垂直重力作用可以等效的計算在$P-\Delta$柱上，如圖 2-15 所示。

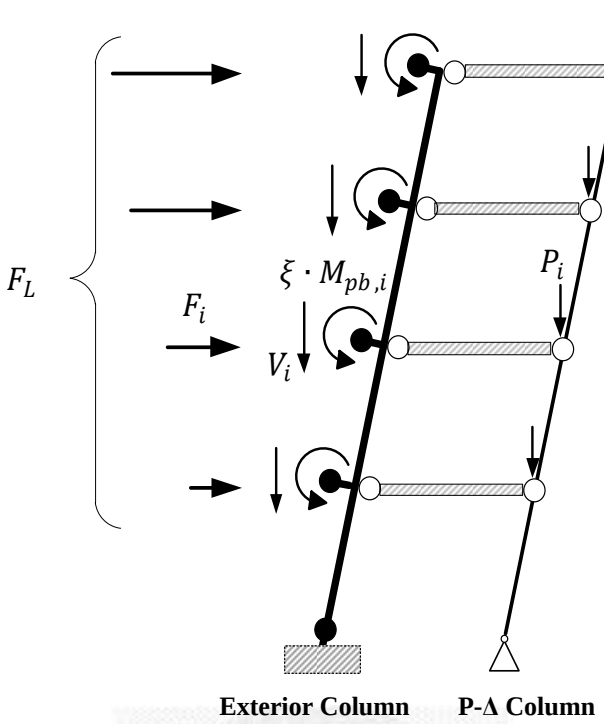


圖 2-15 $P-\Delta$柱示意圖

在圖 2-16 中，$P-\Delta$效應造成在柱端上額外的彎矩為作用在結構體上的垂直向重力P_i，與每層樓層的層間位移Δ_i的乘積，再考慮各樓層柱端之自由體圖，利用靜力平衡算得額外增加的側向分佈力，表 2-11 為 PBPD 法設計四種高度的鋼筋混凝土特殊抗彎構架所額外增加的側向力以及最後修正後的基底剪力。

$$F_{i-PD}h_i = P_i\Delta_i \tag{2-28}$$

則

$$F_{i-PD} = {P_i\Delta_i}/{h_i} = P_i\theta_i \tag{2-29}$$

h_i：每層樓之高度

θ_i：層間位移角，若考慮結構物在最終崩塌的位移即為θ_u

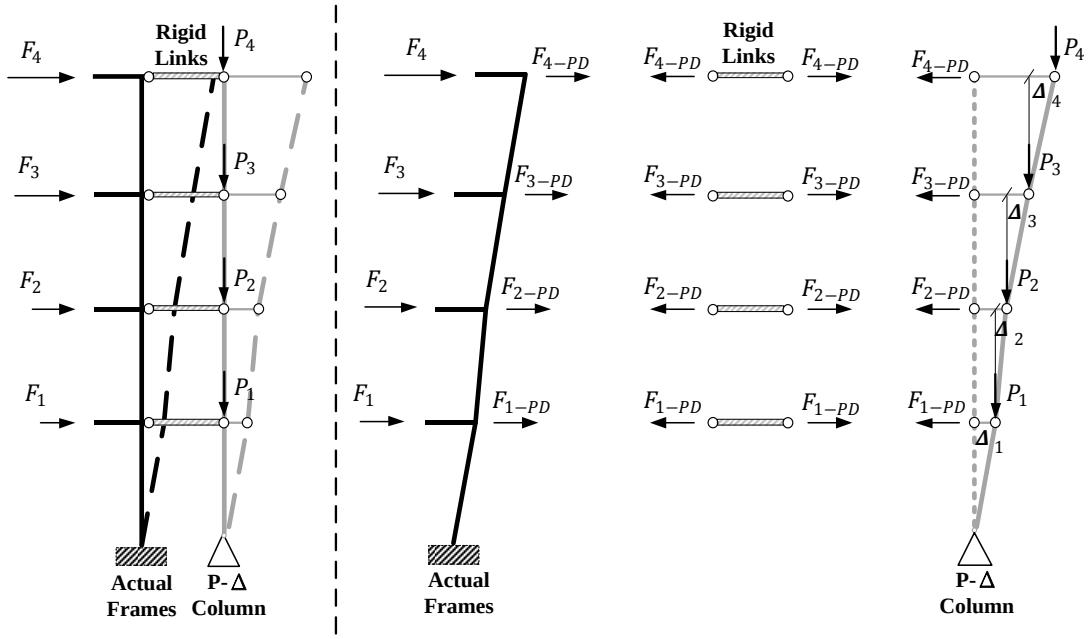


圖 2-16 因$P-\Delta$效應而增加的額外側向力F_{i-PD}

表 2-11 4、8、12、20 層樓 PBPD 之考慮$P-\Delta$效應的設計基底剪力

PBPD 設計參數	4 樓		8 樓		12 樓		20 樓	
	2/3 MCE	MCE	2/3 MCE	MCE	2/3 MCE	MCE	2/3 MCE	MCE
V/W	0.117	0.112	0.058	0.055	0.042	0.040	0.055	0.054
V(kips)	242.2	231.8	107.1	102.5	116.3	111.3	255.0	248.0
F_{i-PD}	41.5	62.2	36.9	55.3	55.9	83.7	92.0	138.0
V(kips) (with$P-\Delta$)	283.7	294.0	144.0	157.8	172.2	195.0	347.0	386.0

2.5.2.7 設計構件-降伏構件(梁)

在設計鋼筋混凝土抗彎構架中，於前述章節已介紹欲選擇的降伏機制，之後的設計便盡可能的讓最後發生的崩塌形式符合我們預先選擇的降伏機制，而在進行塑性設計的過程中一個很重要的原則就是以強柱弱梁的概念來進行設計，給予鋼筋混凝土柱較高的抗彎強度來確保當梁進入降伏階段後除了底部其他均保持在彈性段，如圖 2-17 所示。

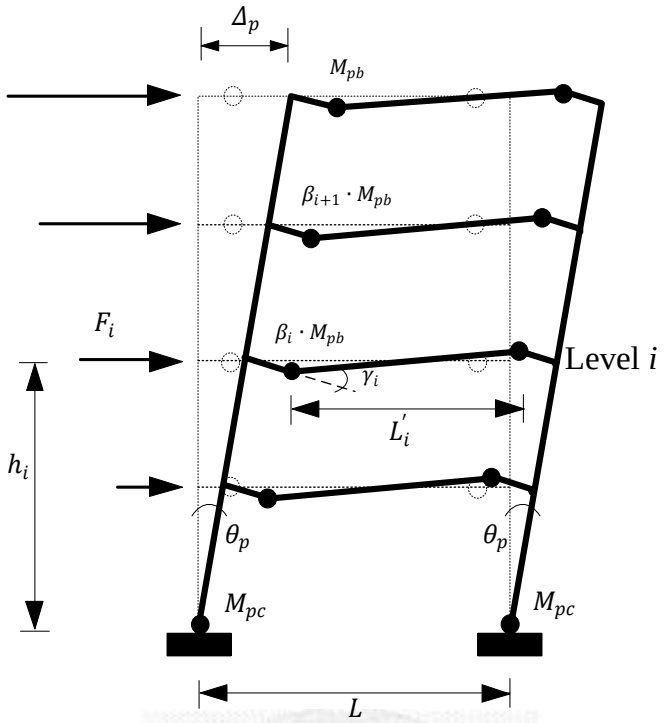


圖 2-17 在目標位移下 RC SMF 的降伏機制(強柱弱梁)

經由塑性設計的概念，利用虛功原理(外力所作的虛功與內力作的虛功進行能量平衡)列出式子(2-30)，可以求得梁的設計降伏彎矩：

$$\sum_{i=1}^{n} F_i h_i \cdot \delta\vartheta = 2M_{pc} \cdot \delta\vartheta + \sum_{i=1}^{n} 2\left(\beta_i M_{pb}\right)\gamma_i \tag{2-30}$$

其中F_i為作用在第i層樓的設計側向分佈力，h_i為第i層樓的水平高度，$\delta\vartheta$為結構進行剛性側移時柱底的一個微小虛旋轉角， 在左式中代表著外力所做的虛功，而作用在梁上的均部載重所作的功則因為結構反對稱而抵銷；右式前後兩項分別表示柱子與各樓層的梁所做的虛內功，M_{pc}為一樓柱底承受的降伏彎矩。$\beta_i M_{pb}$則是各層樓梁所承受之降伏彎矩，M_{pb}表示成頂層梁上承受的降伏彎矩；而研究顯示β_i不但能夠表示成各層樓/頂樓設計側向力的分佈，也能夠有效的假設成各層樓彎矩的比值[22]。γ_i可由圖 2-17 之幾何關係表示為$L/_{L'} \cdot \delta\vartheta$，這樣一來左式與右式的虛位移皆可以消去，而式子中的未知數僅有M_{pc}以及M_{pb}。

而因為考慮到鋼筋混凝土斷面的上方與下方之鋼筋配筋量不同，或是非矩形斷面的上下非規則性，例如 T 型梁，造成斷面上正向與負向降伏彎矩不同，因此式子(2-30)可寫成[18]：

$$\sum_{i=1}^{n} F_i h_i = 2M_{pc} + \sum_{i=1}^{n} \beta_i \left(M_{pb-positive} + M_{pb-negative}\right) \cdot {}^{L}/_{L'} \tag{2-31}$$

將$M_{pb-positive}$與$M_{pb-negative}$相除得到比值x，

$$x = \left|\frac{M_{pb-negative}}{M_{pb-positive}}\right| \tag{2-32}$$

再代入(2-31)中得到未知數為M_{pc}與$M_{pb-positive}$的等式：

$$\sum_{i=1}^{n} F_i h_i = 2M_{pc} + \sum_{i=1}^{n} (1+x) \cdot \beta_i \cdot M_{pb-positive} \cdot {}^{L}/_{L'} \tag{2-33}$$

經整理後可得到各層樓之設計降伏彎矩$\beta_i \cdot M_{pb-positive}$為：

$$\beta_i \cdot M_{pb-positive} = \beta_i \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n} F_i h_i - 2M_{pc}}{(1+x)\sum_{i=1}^{n} \beta_i \cdot \left({}^{L}/_{L'}\right)} \tag{2-34}$$

而式子(2-34)中另一未知數M_{pc}可以在假設當設計側向力作用在結構物上，而僅有第一層樓產生塑鉸側移而其他層樓全部為剛性移動時的局部弱層機制，一樣經由虛功原理求出，如圖 2-18 所示。

$$\Psi V' h_1 \cdot \delta\vartheta = 4M_{pc} \cdot \delta\vartheta \tag{2-35}$$

可得，

$$M_{pc} = \frac{\Psi V' h_1}{4} \tag{2-36}$$

Ψ為考慮材料應變硬化的放大係數，約為 1.1 到 1.5 之間，V'為單一垮構架時的所承受的基底剪力(設計側向力總和)，h_1為第一層樓高度，$\delta\vartheta$為微小的虛轉角量，

左右式皆可抵銷。

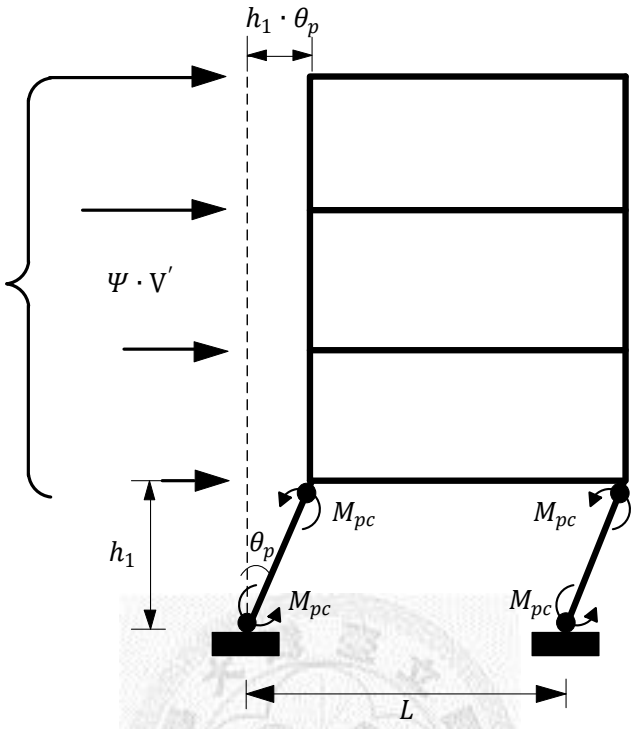


圖 2-18 結構產生一樓局部弱層機制示意圖

使用式子(2-34)與將(2-36)中的M_{pc}代入即可求得在第 i 層上梁所需要設計的降伏強度$\beta_i \cdot M_{pb}$，即$M_{u,i}$，最後根據強度折減因子折減後設計梁斷面尺寸。

$$\varphi M_{n,i} \geq \beta_i \cdot M_{pb} = M_{u,i}$$

2.5.2.8 設計構件-未降伏構件(柱)

在鋼筋混凝土特殊抗彎構架中，柱子被給予較高的強度來抵抗地震力，並且要滿足強柱弱梁的設計概念與預先選擇的降伏機制，在梁進入非彈性之後柱子依然保持彈性。

在設計柱時，除了必須考慮垂直向的重力造成的所承受的軸力和來自梁上的彎矩、剪力外，因為抵抗彎矩的能力也應要來的比梁還高，所以再將梁上的設計降伏彎矩乘以一個材料超額強度係數來考慮混凝土的應變硬化，來確保柱子在極限狀態之下依然保持彈性。在性能導向塑性設計法中柱子的設計利用考慮整根柱

子的自由體圖並與軸力和梁端彎矩進行靜力平衡，稱之為樹狀柱圖(Column Trees)，如圖 2-19 所示，為一支鋼筋混凝土構架之外柱的自由體圖。

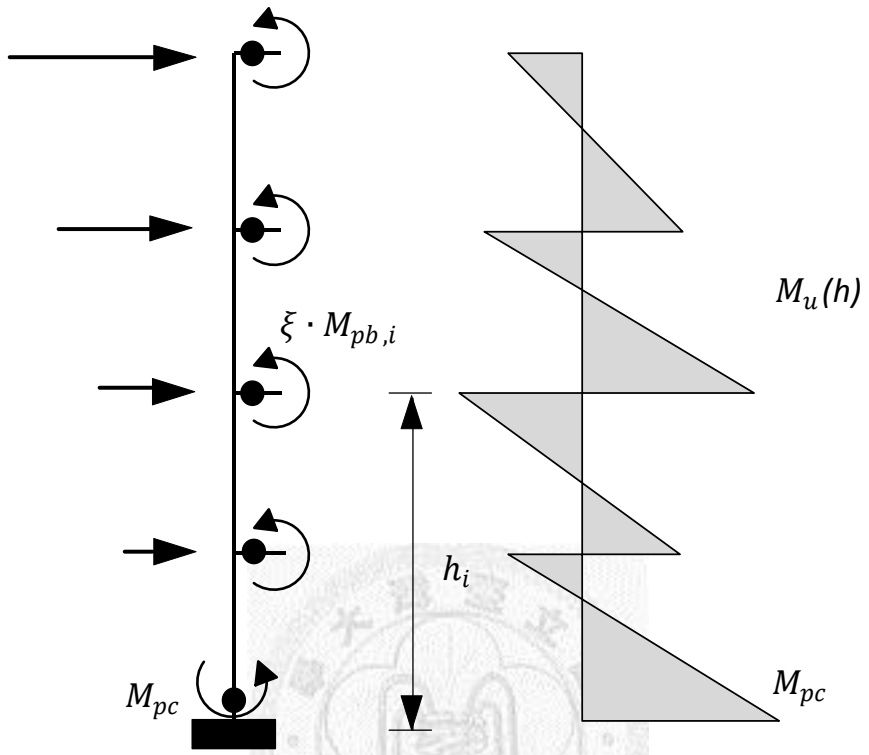


圖 2-19 鋼筋混凝土外柱之自由體圖及彎矩圖

在圖 2-19 中，假設在一樓柱底在極限狀態時的塑性彎矩M_{pc}，由式(2-36)，而經由考慮到混凝土材料之應變硬化與梁的強度過高的情況下，將各層樓梁設計完成後之斷面的標秤強度M_n以材料超額強度係數ξ放大，其值約 1.25，[29]，為梁端作用於柱端的彎矩M_{Pr}。

$$M_{Pr,i} = \xi \cdot M_{n,i} = 1.25 \cdot M_{n,i} \tag{2-37}$$

而F_{Li}為在整根柱上所需要設計的側向力，一樣能夠像 2.5.2.5 節介紹之設計側向力與 2.5.2.7 節的梁上降伏M_{pb}一樣假設以β_i的分佈，最後經由自由體的靜力平衡求得各層樓柱端所需求的彎矩M_u、剪力V_u、軸力P_u。

2.5.3 小結

性能導向塑性設計法之設計的特點在於：

1. 採用預先選擇的降伏機制以及目標位移
2. 利用能量平衡的概念導出設計基底剪力的公式
3. 採用更貼近動力分析結果的側向力分佈公式
4. 以塑性設計的概念並採用柱樹狀圖進行設計

性能導向塑性設計法的設計流程很簡單，並且在初次設計後幾乎不用再不斷的經由非線性靜力或者動力分析與修改斷面設計來檢核是否滿足規範的需求，例如層間位移角、非彈性變形等。因為性能導向塑性設計法在設計的最開始已經對結構物到達極限狀態時的機制與位移有所預期並考量。

圖 2-20 與圖 2-21 分別為性能導向塑性設計法設計基底剪力與設計構件的流程圖。

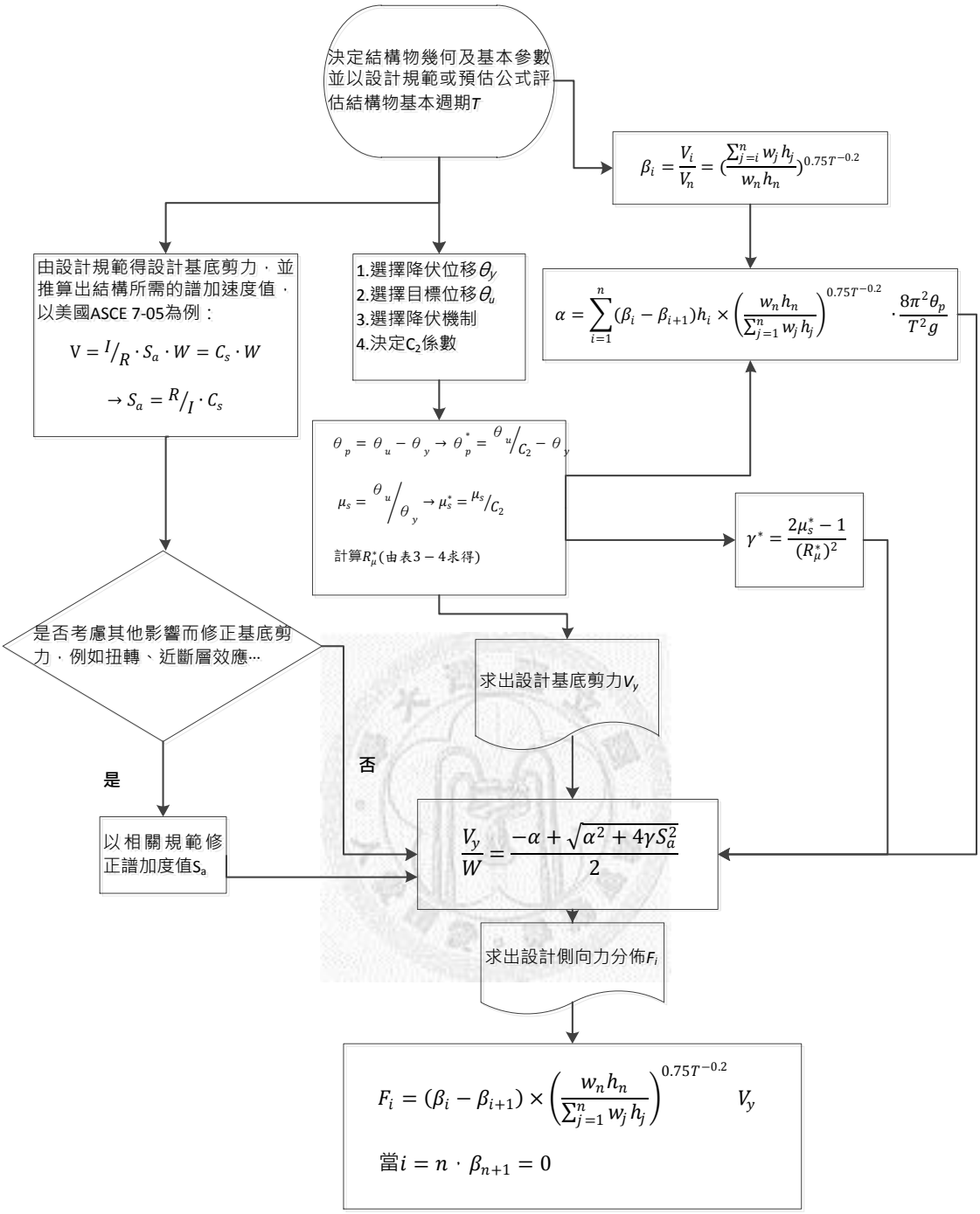


圖 2-20 性能導向塑性設計法設計基底剪力與側向力分佈之流程圖

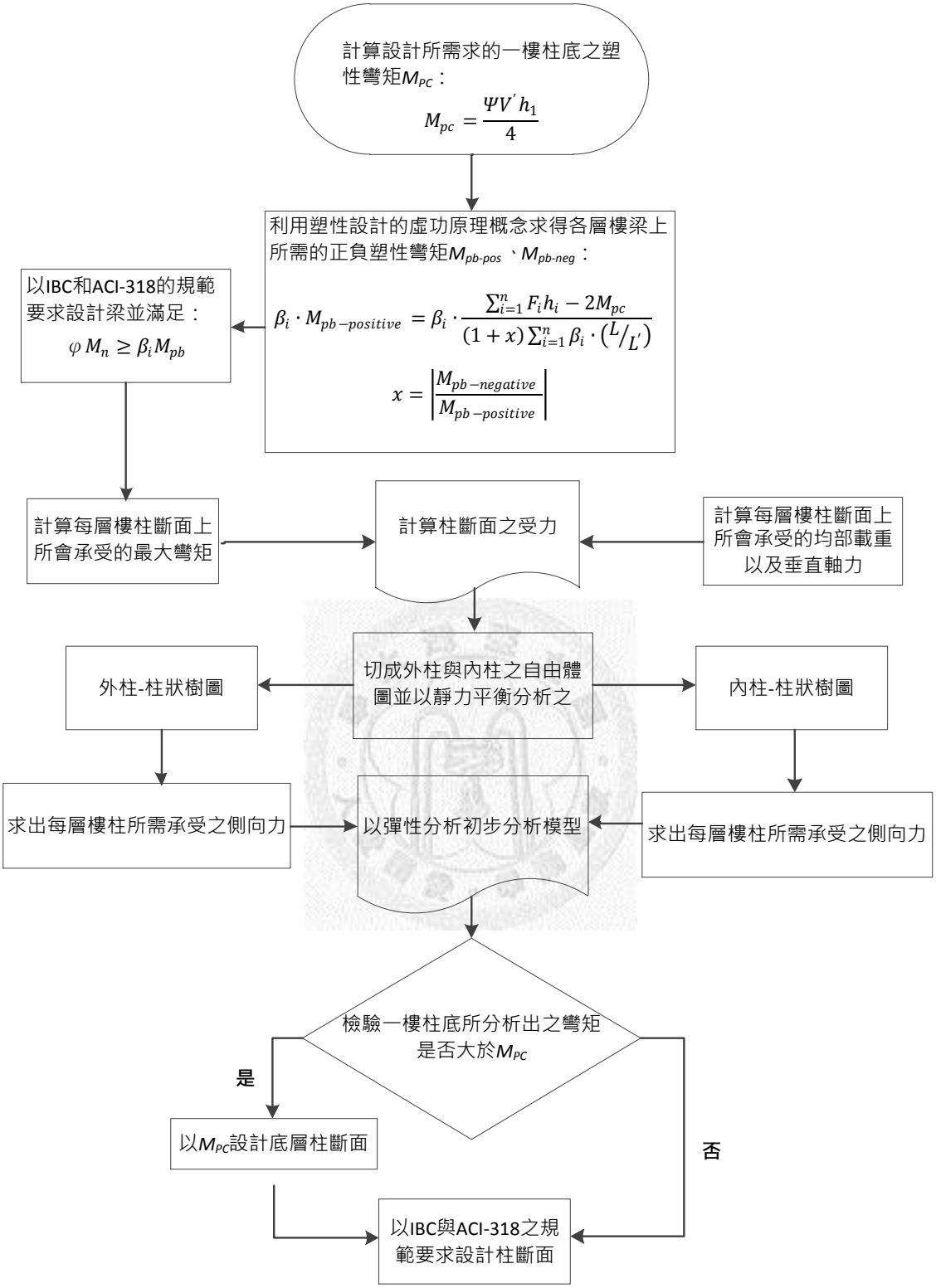


圖 2-21 性能導向塑性設計法設計鋼筋混凝土特殊抗彎構架構件之流程圖

表 2-12 PBPD 法設計 1-20 層 RCSMF，2/3MCE 地震等級基底剪力詳細表格(降伏位移：0.5%目標位移：2%)

樓層	高度(ft)	週期(sec)	C_2係數	θ_y	θ_u		θ_u-θ_y		μ_s	
					EPP	SSD	EPP	SSD	EPP	SSD
1	15	0.26	2.34	0.005	0.02	0.009	0.015	0.004	4	1.709
2	28	0.45	1.45			0.014		0.009		2.759
4	54	0.81	1.1			0.018		0.013		3.636
6	80	1.16	1.08			0.019		0.014		3.704
8	106	1.49	1.07			0.019		0.014		3.738
10	132	1.81	1.05			0.019		0.014		3.810
12	158	2.13	1.04			0.019		0.014		3.846
14	184	2.45	1.03			0.019		0.014		3.883
16	210	2.76	1.01			0.020		0.015		3.960
18	236	3.06	1			0.020		0.015		4.000
20	262	3.36	1			0.020		0.015		4.000

樓層	R_μ		γ		α		S_a	$V/W\ (C_s)$		
	EPP	SSD	EPP	SSD	EPP	SSD		EPP	SSD	ASCE 7-05
1	2.65	1.56	1	1	8.42	1.99	1	0.117	0.414	0.125
2	2.65	2.13	1	1	4.35	2.55	1	0.218	0.344	0.125
4	4	3.64	0.44	0.47	2.39	2.1	0.74	0.096	0.117	0.092
6	4	3.70	0.44	0.47	1.71	1.54	0.52	0.066	0.078	0.065
8	4	3.74	0.44	0.46	1.36	1.24	0.40	0.050	0.058	0.050
10	4	3.81	0.44	0.46	1.13	1.06	0.33	0.041	0.045	0.044
12	4	3.85	0.44	0.45	0.99	0.94	0.30	0.038	0.041	0.044
14	4	3.88	0.44	0.45	0.88	0.85	0.30	0.042	0.045	0.044
16	4	3.96	0.44	0.44	0.79	0.78	0.30	0.047	0.048	0.044
18	4	4	0.44	0.44	0.72	0.72	0.30	0.051	0.051	0.044
20	4	4	0.44	0.44	0.66	0.66	0.30	0.055	0.055	0.044

表 2-13 PBPD 法設計 1-20 層 RC SMF，MCE 地震等級基底剪力詳細表格(降伏位移：0.5% 目標位移：3%)

樓層	高度(ft)	週期(sec)	C_2係數	θ_y	θ_u		θ_u-θ_y		μ_s	
					EPP	SSD	EPP	SSD	EPP	SSD
1	15	0.26	2.34	0.005	0.03	0.013	0.025	0.008		2.564
2	28	0.45	1.45			0.021		0.016		4.138
4	54	0.81	1.1			0.027		0.022		5.455
6	80	1.16	1.08			0.028		0.023		5.556
8	106	1.49	1.07			0.028		0.023		5.607
10	132	1.81	1.05			0.029		0.024		5.714
12	158	2.13	1.04			0.029		0.024		5.769
14	184	2.45	1.03			0.03		0.024		5.825
16	210	2.76	1.01			0.03		0.025		5.941
18	236	3.06	1			0.03		0.025		6
20	262	3.36	1			0.03		0.025		6

樓層	R_μ		γ		α		S_a	$V/_W$ (C_s)		
	EPP	SSD	EPP	SSD	EPP	SSD		EPP	SSD	ASCE 7-05
1	3.317	2.032	1	1	14.03	4.39	1.50	0.159	0.464	0.125
2	3.317	2.697	1	1	7.25	4.55	1.50	0.298	0.450	0.125
4	6	5.455	0.306	0.333	3.98	3.55	1.11	0.092	0.112	0.092
6	6	5.556	0.306	0.328	2.85	2.59	0.78	0.064	0.074	0.065
8	6	5.607	0.306	0.325	2.26	2.09	0.60	0.048	0.055	0.050
10	6	5.714	0.306	0.319	1.89	1.78	0.50	0.039	0.043	0.044
12	6	5.769	0.306	0.317	1.65	1.58	0.45	0.037	0.040	0.044
14	6	5.825	0.306	0.314	1.47	1.41	0.45	0.041	0.043	0.044
16	6	5.941	0.306	0.308	1.32	1.3	0.45	0.045	0.046	0.044
18	6	6	0.306	0.306	1.2	1.2	0.45	0.050	0.050	0.044
20	6	6	0.306	0.306	1.1	1.1	0.45	0.054	0.054	0.044

2.6 PBPD 能量譜耐震評估法

由上節所介紹的 PBPD 設計法中，利用能量平衡的概念，將結構物側推至設計所需之目標位移時所需要的能量與將此結構物模擬成等效單自由度的完全彈塑性系統在此目標位移時所需求的能量進行平衡[15][33]，可寫成下列式子：

$$E_e + E_p = \frac{1}{2}\gamma M(\frac{T}{2\pi}S_a g)^2 \tag{2-38}$$

左式中E_e為理想結構經施加外力後於位移達到降伏前之彈性能，而E_p為此理想結構進入塑性後並達到目標位移時之塑性能。而在右式中γ為單自由度彈性與完全彈塑性結構轉換之能量修正係數，S_a為在該設計地震等級下其週期所對應之設計反應譜加速度值，T為結構週期，M為結構總質量。

以能量供需概念來看，左式為能夠表現出結構性能的能力(Capacity)所擁有的能量E_c，右式為根據設計需要而假設的需求(Demand)能量E_d。而當左右兩式皆僅頂層位移為變數之函數時，經由此能量供需平衡之概念可以分別繪製出E_c與E_d之兩條能量譜曲線，而經由此兩條曲線之相交點求得在該地震等級下該結構物期望下之最大頂層位移或稱為在該地震等級下此結構物之性能點。

而 PBPD 能量譜評估法與設計基底剪力時不同之處在於左式中的E_c為由結構經由非線性側推分析後，其側推曲線中基底剪力與頂層位移之積，而右式中將能量修正係數γ根據式子(2-13)換成以頂層位移之函數，可以式子(2-38)之右式寫成下式：

$$E_d = \frac{1}{2}\cdot\frac{2\cdot\frac{\Delta_{roof}/\Delta_y}{C_2}-1}{R_\mu^*}\cdot M\cdot(\frac{T}{2\pi}S_a g)^2 \tag{2-39}$$

上式中Δ_{roof}為結構頂層位移，Δ_y為降伏位移，可經由側推分析曲線求得如表 4-1 之有效降伏位移$\delta_{y,eff}$，R_μ^*為經由C_2係數修正後之韌性折減係數，此式中再給定之已知特定結構物與地震等級下，M、T、S_a、R_μ^*、Δ_y皆為一定值，即可以頂層位移Δ_{roof}為函數繪製E_d能量譜曲線。

圖 2-22 為 PBPD 能量譜法之示意圖，將欲評估之結構經非線性靜力側推分析後得頂層位移與基底剪力之關係圖如圖 2-22(a)所示，將力與位移下所圍之面積為

該頂層位移下結構物受力所作之功，即為結構變形能力之能量E_c曲線，如圖 2-22(b)所示，由式子(2-39)求出以頂層位移為變數之E_d曲線如圖 2-22(c)所示，圖 2-22(b)與圖 2-22(c)之兩曲線相交處即為結構物能量供需平衡點，即得此結構在該地震等級下期望最大頂層位移。

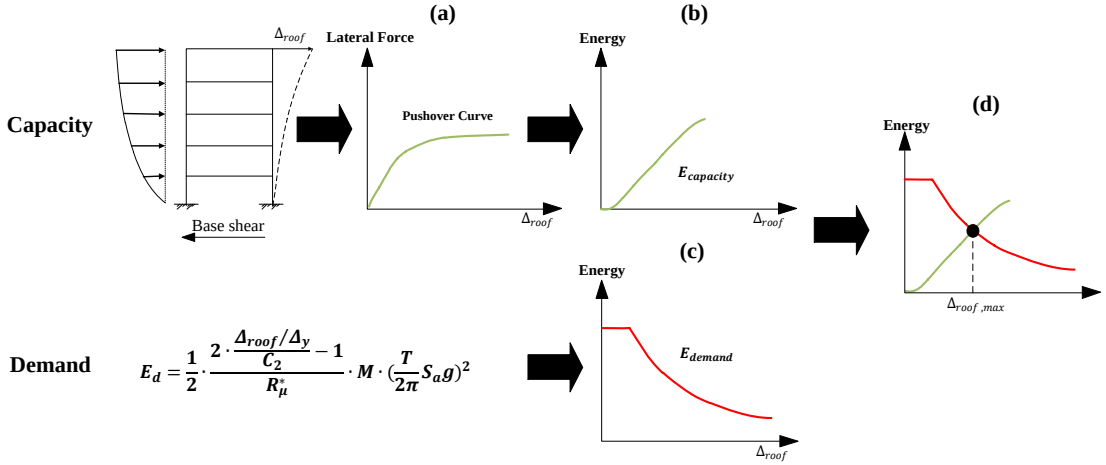


圖 2-22 PBPD 能量譜耐震評估法流程示意圖

2.7 增量動力分析法理論

增量動力分析法(Incremental Dynamic Analysis,IDA)的概念一開始是由學者 Bertoro 在 1977 年所提出[13]，在之後許多學者以不同方式研究，而在 2002 年由 Dimitrios Vamvatsikos 等學者提出一套完整的增量動力分析的方法(Dimitrios Vamvatsikos and C. Allin Cornell,2002)，因能有效的評估結構物在各方面的耐震能力，因此廣泛的被引納到結構性能耐震評估當中，而美國聯邦緊急管理署(Federal Emergency Management Agency,FEMA)在 FEMA350、FEMA351、FEMA P695 等報告中，亦都將增量動力分析法列為評估結構物耐震性能的一項指標方法。

增量動力分析法為將地震歷時以一系列不同的比例來增強此地震的強度、以漸進的方式來分析並了解當地震力越強時結構物所受到的損害程度，如頂層位移、層間位移、構件受力分佈等，我們可選擇不同的地震強度參數(Intensity Measure-IM)和性能損毀參數(Damage Measure-DM)得到並繪製出 IDA 曲線，深入了解我們希望所得的資訊。再更進一步的，以一系列地震歷時來做增量動力分析，得到多條的 IDA 曲線，根據不同地震歷時所分析的結果探討其不同地震特性對結構物所造成損壞的差異性。由於其漸增外力的方式很像一般常見的靜力非線性側推分析，因

此也可看為動力的、更能顯示結構物性能的側推分析。以下為 IDA 之基本理論參數介紹：

1. $\mathbf{a_1}$：自然地震加速度紀錄(Unscaled Accelerogram)，當一組由地震觀測站所量測到的數據，且未經過任何的處理。而這組紀錄為時間的向量函數，以數學的形式可寫成 $\mathbf{a_1}(t_i), t_i=0, t_1, t_2 \ldots t_{n-1}$
2. SF：增量係數(Scale Factor)，λ，為一正數。對於一自然地震加速度紀錄，經由增量係數λ來調高或是降低此地震歷時的強度，以數學的形式可寫成 $\mathbf{a}_\lambda=\lambda \cdot \mathbf{a_1}(t_i)$，即當λ=1 時為自然地震歷時；λ>1 時對自然地震歷時增加強度；0<λ<1 時則是降低此地震的強度。

3. IM：地震強度參數(Intensity Measure)，在增量動力分析當中，可以選擇不同的強度參數當作指標，如最高地表加速度(Peak Ground Acceleration,PGA)、最高地表速度(Peak Ground Velocity,PGV)或是結構物在第一模態下的週期所對應到5%阻尼比的加速度反應譜值($S_a(T_1,5\%)$)等，以數學的形式來表示可寫成 $\mathbf{IM=f_{a1}}(\lambda)$，根據不同的自然地震加速度紀錄與不同的增量係數，以不同的形式(function)表示出地震強度參數，但值得一提的雖然以不同的地震強度參數來表示外力強度，但這些參數都是隨著倍增係數(SF)變化而成等比例的在變化。在諸多研究當中，一般常選用的 IM 指標為 PGA 或是 $S_a(T_1,5\%)$，而有研究指出以譜加速度值作為 IM 的指標所得結果的變異性會較小[34]，反觀若使用 PGA，則不同的地震歷時的強度形狀分佈、時間長短等因素對結構物造成的反應都是比較難看出的，因此本篇研究以譜加速度值作為 IM 指標。

4. DM：性能損毀參數(Damage Measure)，或稱為結構狀態變量(Structural State Variable)，我們亦可以透過不同的 DM 值來深入探討我們所想要了解的結構行為，例如：最大基底剪力、最大頂層位移、最大層間位移(變位角)、節點位移、旋轉角、最大樓層韌性等…由於本篇研究主要是將 IDA 分析應用於繪製結構物傾倒損毀曲線(Collapse Fragility Curves)，且對於層間變位角來說更能表現出結構物在整體性或局部性的破壞，因此 DM 指標選擇全部樓層當中之最大層間變位角。

增量動力分析法以一系列的非線性動力分析，將地震強度由小漸增的方式分析直到結構物產生動態不穩定或倒塌，而鋼筋混凝土特殊抗彎構架傾倒之定義也並沒有一個明確的既定範圍，因此在本篇研究中參考 FEMA 350[35]，使用當某一地震歷時增量後之強度導致結構動力狀態之勁度為初始勁度的 20%時，判定此地震在此相應的強度下造成結構崩塌，此時之譜加速度強度S_a值即為該地震歷時下的結構崩塌地震等級，如圖 2-23 所示為單個地震歷時所作之 IDA 分析曲線，縱軸選擇S_a為 IM 值，橫軸選擇最大層間位移為 DM 值。

在本篇研究中的 IDA 分析，使用 4.3.1 中所介紹之 22 筆地震歷時分析，而增量係數 SF 則是根據其結構不同的第一模態週期(T_1)，將此 22 筆經正規化之歷時紀錄調整至不同的$S_a(T_1)$上。最後每一筆地震歷時將會對結構產生一個結構崩塌之地震等級，將 22 筆地震歷時相對應的崩塌等級取中位數後即為此整體結構的結構崩塌地震等級，$\hat{S}_{CT}$，並進一步求得 CMR 指數。

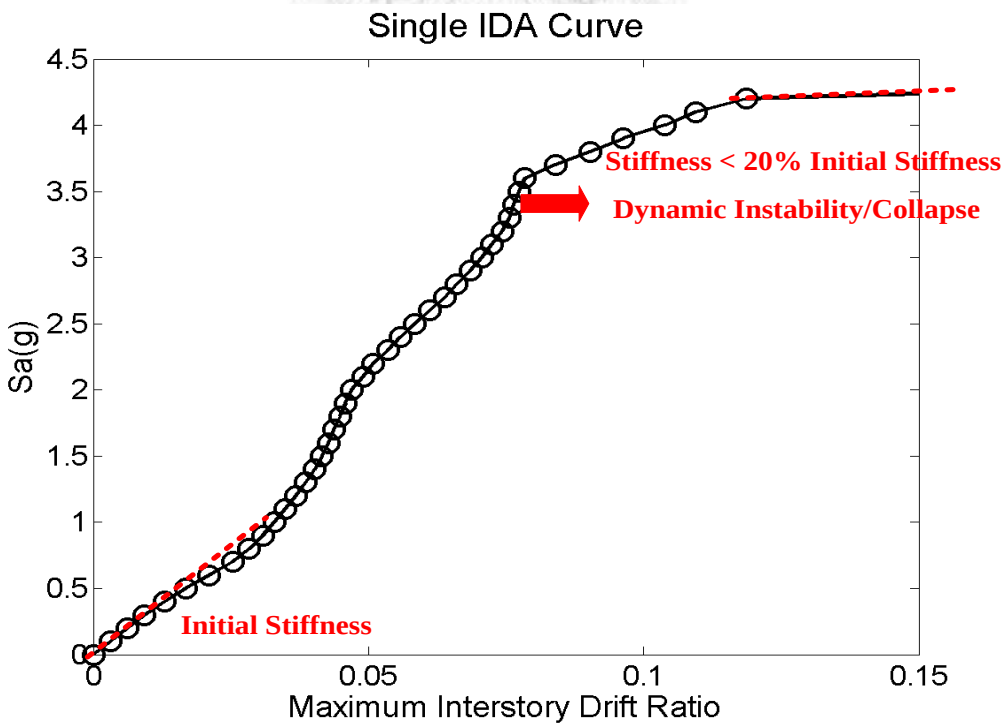


圖 2-23 單一 IDA 曲線(最大層間位移/譜加速度值)與定義其結構傾倒點

第三章 PBPD 法設計 RC SMF 與模型建立

3.1 前言

本章節根據第三章之性能導向塑性設計法(PBPD)設計流程(圖 2-20、圖 2-21)重新設計在 FEMA P695 報告中的四種樓層的鋼筋混凝土特殊抗彎構架，分別為四、八、十二、二十層樓之空間構架(Space Frame)，其設計過程符合 ACI、ASCE、IBC 等設計規範，並且使用 CSI 的非線性分析軟體 PERFORM-3D 分別建立原型構架(Baseline Frame)與重新設計構架(PBPD Frame)之模型。

3.2 FEMA P965 RC SMFs 構架

本研究中使用的結構模型對照組選擇在 FEMA P695 報告中的鋼筋混凝土特殊抗彎構架其中的四種構架，而這些一系列的原型構架(Archetype Frame)為根據構架形式、或是能夠影響結構性能需求的變數所分類成不同之性能群組(Performance Group)，如用途、結構高度、構件組成型式、地震設計等級…等等，表 3-1 為 FEMA P695 報告中鋼筋混凝土特殊抗彎構架之性能群組之分類。而這一系列的原型構架設計過程都符合現行設計規範，包含 ACI、ICC、ASCE 等。而這些鋼筋混凝土特殊抗灣構架的桿件元素和其組合的設計假設如表 3-2 所示。而在 FEMA P695 中強柱弱梁的比值從 ACI-318 中的 1.2 提高到 1.3 來更保守的確保柱端不會產生塑性鉸的產生並產生結構弱層的產生。

表 3-1 FEMA-P695 RC SMF 之分類性能群組(Performance Group)

Performance Group Summary					
Group No.	Grouping Criteria				Number of Archetypes
	Basic Config.	Design Load Level		Period Domain	
		Gravity	Seismic		
PG-1	20-foot Bay Width	High (Space Frame)	SDC D_{max}	Short(T<1)	3
PG-2				Long(T>1)	4
PG-3			SDC D_{min}	Short	0
PG-4				Long	1
PG-5		Low (Perimeter Frame)	SDC D_{max}	Short	3
PG-6				Long	4
PG-7			SDC D_{min}	Short	0
PG-8				Long	3
PG-9	30-foot Bay Width	High (Space Frame)	SDC D_{max}	Short	0
PG-10				Long	1
PG-11			SDC D_{min}	Short	0
PG-12				Long	0
PG-13		Low (Perimeter Frame)	SDC D_{max}	Short	0
PG-14				Long	1
PG-15			SDC D_{min}	Short	0
PG-16				Long	0

表 3-2 FEMA P695 原型構架之設計假設

設計參數	設計假設
梁	$0.5EI_g$
柱	$0.7EI_g$
板	不考慮其勁度與強度
節點	彈性強度設計
桿件撓曲和剪力強度設計	1.15 倍的強度需求
節點強度設計	1.00 倍的強度需求
柱/梁端強度比值	1.3

圖 3-1 為 FEMA P695 中構架的設計平面圖，在四層樓得結構時的跨距為 30 英呎，其餘樓層 8、12、20 為 20 英呎，構架的形式為空間構架，其承受重力與側向力的面積比值為 1.0，而其原型構架相關的設計參數如表 3-3 所示。

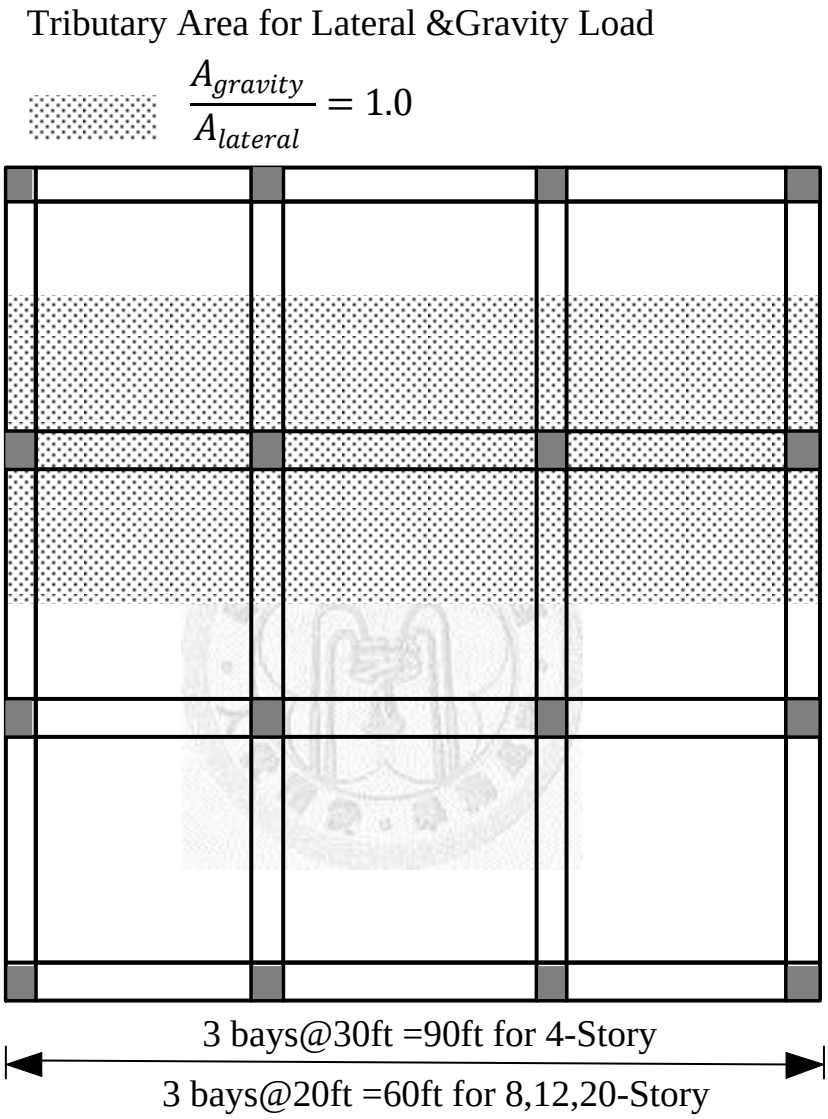


圖 3-1 原型構架空間構架平面圖

表 3-3 原型構架之相關設計參數與其範圍

結構系統-鋼筋混凝土特殊抗彎構架(ACI 318-08 規範設計)	
設計參數	參數範圍
地震設計等級	D 級(ASCE 7-05)
構架系統	空間構架
設計模型	
高度	**4、8、12、20 層樓**
跨度	20-30(ft)
第一層樓與其餘層樓高度	15/13(ft)
結構桿件設計	
混凝土降伏強度	5-7(ksi)
鋼筋、箍筋降伏強度	60(ksi)
縱向鋼筋號數	#8-#9 為主
箍筋間距、設計	以 ACI 318-08 規範設計
載重	
結構$A_{gravity}/A_{lateral}$比	1.0(空間構架)
樓板靜載重	175(psf)
樓板活載重	50(psf)

由這些原型構架中選出樓層數分別為 4、8、12、20 層樓的空間型混凝土特殊抗彎構架，其基本結構參數以及設計基底剪力如表 3-4 所示。

表 3-4 FEMA P695 中選取的 RC SMFs 之相關參數

FEMA P695 編號	樓層數	單垮距 (ft)	構架型式	T(sec)	T_1(OpenSees)	設計剪力係數 C_S
1010(PG-10)	4	30	空間構架	1.04	0.86	0.092
1012(PG-2)	8	20	空間構架	1.49	1.80	0.050
1014(PG-2)	12	20	空間構架	2.13	2.14	0.044
1021(PG-2)	20	20	空間構架	3.36	2.36	0.044

3.3 PBPD 設計 RC SMFs

3.3.1 四層樓 RC SMFs

設計參數

如 2.5.2.2 節所述，在本篇研究中採用鋼筋混凝土特殊抗彎構架典型的降伏機制，在每層樓的梁端希望產生塑性鉸，並且考慮了塑鉸位置離梁柱交接處中心有一定距離，而在柱端僅有一樓樓底產生塑性鉸，結構垮距 L 為 30 英呎，因考慮梁柱斷面交接處 L'為 27.5 英呎，如圖 3-2 所示。

頂層降伏位移使用 0.5%，而頂層目標位移採用受到在最大考量地震(MCE Level)作用下達到 3%的頂層位移；或是在受到設計考量地震力等級下之地震作用(2/3 MCE Level)達到的 2%頂層位移。而四層樓設計的基本參數，包括譜加速度值 S_a採用 FEMA P695 中編號 1010 的原型構架之設計基底剪力係數C_s以 R 值放大還原至設計考量地震力等級，式子(3-1)，基本週期採用式子(2-2)所預估，總結設計所需的結構幾何與基本設計參數如表 3-5 所示。

$$S_{a-2/3MCE} = C_s \cdot \frac{R}{I} = 0.092 \cdot \frac{8}{1} = 0.74 \tag{3-1}$$

$$S_{a-MCE} = S_{a-2/3MCE} \cdot 1.5 = 1.07 \tag{3-2}$$

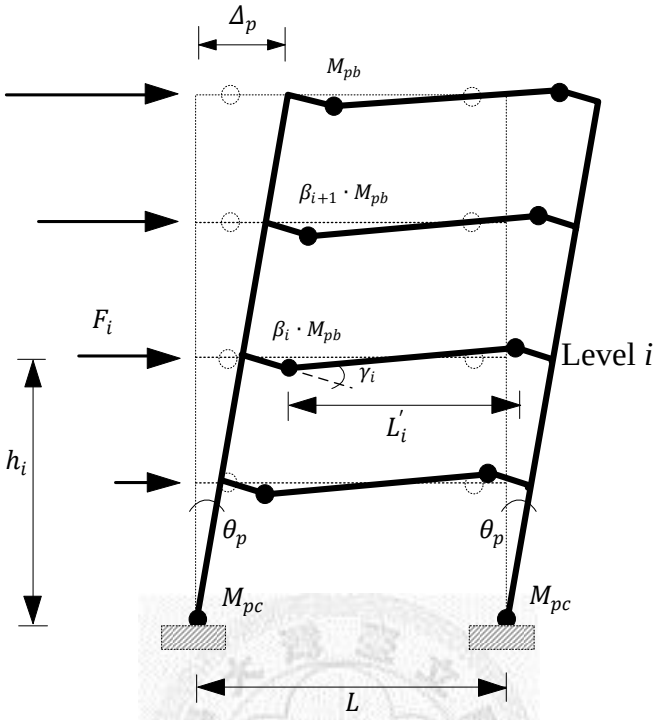


圖 3-2 RC SMFs 之降伏機制

表 3-5 四層樓 RC SMF 之設計參數

基本週期 T(sec)	降伏位移角 θ_y	目標位移角 θ_u		S_a(g)		結構重量 W(kips)	單跨跨度 (ft)	
0.81	0.005	2/3MCE	0.02	2/3MCE	0.74	2075	L	30
		MCE	0.03	MCE	1.07		L'	27.5

設計側向力分佈模式

在 PBPD 法的設計過程當中，參數β_i扮演著非常重要的腳色，其定義為某樓層所受之側向剪力與頂樓之側向剪力的比值，而將上下兩層β_i之值相減即為其樓層的側向力分佈比值，而在之後設計量斷面所需求的設計彎矩亦可以由β_i等比值來估算，β_i可由式子(2-22)求得，而其相關的計算流程如表 3-6 所示。

表 3-6 四層樓 RC SMF 之β_i與其相關參數

樓層	W_j (kips)	h_j (ft)	$W_j.h_j$ (kips-in)	$\sum W_j.h_j$ (kips-in)	β_i	$\beta_i - \beta_{i+1}$	$(\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot h_i$ (in)
頂樓	518.75	54	336150	336150	1	1	648
4	518.75	41	255225	591375	1.55	0.56	273.25
3	518.75	28	174300	765675	1.90	0.35	116.97
2	518.75	15	93375	859050	2.08	0.18	32.26
Σ	2075					2.09	1070.48

設計基底剪力

在確認表 3-5 其設計相關參數無誤之後，經由先前章節所提到 FEMA 440 中的C_2係數來修正由於鋼筋混凝土結構中遲滯消能反應所表現出的具有擠壓效應之影響，因此經由C_2係數來模擬具有良好遲滯迴圈反應的完全彈塑性系統，再經由式子(2-16)求得能量修正係數，經由式子(2-10)求得α值，最後透過式子(2-9)求得基底剪力係數V/W，並由式子(2-29)求得$P-\Delta$ 側向力，其所有所需的參數與最後所得之結果如表 3-7 所示。

在表 3-7 中，在 2/3/MCE 地震等級下與在 MCE 地震等級下所計算得到的設計基底剪力值與$P-\Delta$ 側向力之和差不多，但若並不考慮$P-\Delta$ 側向力之影響則以 2/3MCE 地震等級所需求的剪力較高，且 2/3MCE 地震等級也較符合設計基本結構之理念，包括其生命安全之目標與層間位移之目標，相對得 MCE 地震等級較著重於結構倒塌之性能表現，因此結構物最終仍以 2/3MCE 的地震等級所設計。

表 3-7 四層樓 RC SMF 之設計基底剪力參數表

設計參數	2/3MCE 等級	MCE 等級
譜加速度值S_a(g)	0.74	1.11
基本週期T(sec)	0.81	
C_2	1.09	
降伏位移角θ_y	0.005	
目標位移角θ_u	0.02	0.03
修正目標位移角θ_u^*	0.0183	0.0275
塑性位移角$\theta_u^* - \theta_y$	0.0133	0.0225
結構韌性μ_s^*	3.67	5.50
結構韌性修正係數R_μ^*	3.67	5.50
能量修正係數γ^*	0.47	0.33
α	2.127	3.590
V/W	0.1147	0.1098
設計基底剪力V	238.00	227.84
$P-\Delta$ 側向力	41.6	62.4
設計基底剪力 + $P-\Delta$ 側向力	279.60	290.24

設計構件-降伏構件(梁)

在本篇研究當中，梁作為主要降伏的構件，而預先選擇的降伏機制，如 圖 3-2，亦決定了構件的降伏情形與計算過程。並採用塑性設計之概念，利用虛功原理的虛外功與虛內功做能量之平衡求得梁所需的設計彎矩，值得注意的是，由於預先選擇的降伏機制為反對稱結構，因此作用在梁上的均部力所做的外功互相抵銷為零。以式子(2-34)求出每層樓梁之所需之彎矩$\beta_i \cdot M_{pb}$並除上折減因子$\varphi = 0.9$進行梁斷面的設計，而式子(2-34)中負彎矩與正彎矩的比值使用 2.1，為 FEMA P695 構架中每層梁所設計的平均值。

$$\beta_i \cdot M_{pb-positive} = \beta_i \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n} F_i h_i - 2M_{pc}}{(1+x)\sum_{i=1}^{n} \beta_i \cdot \left(L/_{L'}\right)} \quad 式子\ 3-33 \tag{3-3}$$

另外在式子(2-34)中的另一未知數M_{pc}，為一樓柱底柱子所需設計的彎矩，其計算概念為僅有第一層樓產生塑鉸並產生局部破壞且其他樓層保持剛性的移動，來表示這棟結構物最糟糕的破壞模式，利用式子(2-36)求得，而在四層樓的鋼筋混凝土特殊抗彎構架結構中，係數Ψ採用 1.1，而V'為等效單一跨的構架所承受的基底剪力。

四層樓的鋼筋混凝土特殊抗彎構架之梁設計過程如表 3-8 所示，F_i為式子(2-24)所求得之結構設計側向力，F_{i-PD}為$P-\Delta$ 側向力，將兩者合併且除以 3 來簡化成單一跨距之結構進行M_{pc}與$\beta_i \cdot M_{pb}$的計算。表 3-9 為四層樓 RC SMFs 的梁斷面設計，包括斷面尺寸與梁上、下之配筋號數與數量，以及最後設計完成之鋼筋比，表 3-10 為設計完成後之斷面經由 XTRACT 程式分析後之結果，M_n為此斷面之標稱彎矩，M_{pr}如章節 2.5.2.8 所述，將標稱彎矩乘上ξ=1.25 超額強度係數後來對整根內、外柱進行靜力平衡後設計，以確保強柱弱梁之機制。

表 3-8 四層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件設計過程參數

樓層	F_i (kips)	F_{i-PD} (kips)	$F_i + F_{i-PD}$ (kips)	$\frac{F_i + F_{i-PD}}{3}$ (kips)	M_{pc} (kips-in)	$\beta_i \cdot M_{pb}$ =M_u(+) (kips-in)	$\beta_i \cdot M_{pb}$ =M_u(-) (kips-in)
頂樓	114.3	10.4	124.6	41.5		1747.0	-3668.7
4	63.5	10.4	73.8	24.6		2717.2	-5706.2
3	39.8	10.4	50.2	16.7		3325.4	-6983.4
2	20.5	10.4	30.9	10.3		3638.5	-7640.9
Σ	238.0	41.5	279.5	93.2			
一樓柱底					3926.9		

表 3-9 四層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面尺寸設計

樓層	梁深 h(in)	梁寬 b(in)	配筋(+)	配筋(-)	ρ(+) (%)	ρ(-) (%)
頂樓	20	30	2-#9	5-#8	0.333	0.658
4	24	30	3-#8	6-#8	0.329	0.658
3	26	30	3-#9	6-#9	0.385	0.769
2	28	30	3-#9	6-#9	0.357	0.714

表 3-10 四層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面分析結果

樓層	正彎矩(+)		負彎矩(-)	
	M_n (kips-in)	$M_{pr} = 1.25M_n$	M_n (kips-in)	$M_{pr} = 1.25M_n$
頂樓	2342	2928	-4360	-5450
4	3425	4281	-7173	-8966
3	4666	5833	-8976	-11220
2	5107	6384	-9927	-12409

設計構建-未降伏構件(柱)

承上段所述，柱端斷面的設計使用對整根內、外柱在已知所承受之力量下靜力平衡，求得柱端的剪力彎矩圖來設計柱斷面，稱之為樹狀柱圖的概念(Column Tree)，並且為了確保在柱端除了一樓頂層外其餘柱端皆不會產生塑性鉸，其所承受之外力必須以最大值來考量，亦即梁端或柱底都已達到最終狀態，如由梁端傳遞至柱端的彎矩以超額強度係數(Over-Strength Factor)，ξ來放大。圖 3-3 為內、外柱與梁之間的力平衡示意圖，柱端承受著梁端傳遞的剪力、彎矩，以及在一樓柱底的彎矩，求出內、外柱所承受的側向力值與剪力值，而圖中之每層樓所受到的側向力與基底剪力之比值α值可由式子(2-26)求得。

由圖 3-3 的自由體圖中梁端經由M_{pr}與均部力$W_{i-tributary}$求出左側之剪力V_i，與右側的V_i'：

$$V_i = \frac{|M_{pr(+),i}| + |M_{pr(-),i}|}{L'} + \frac{W_{tributary,i} \cdot L'}{2} \tag{3-4}$$

$$V_i' = \frac{|M_{pr(+),i}| + |M_{pr(-),i}|}{L'} - \frac{W_{tributary,i} \cdot L'}{2} \tag{3-5}$$

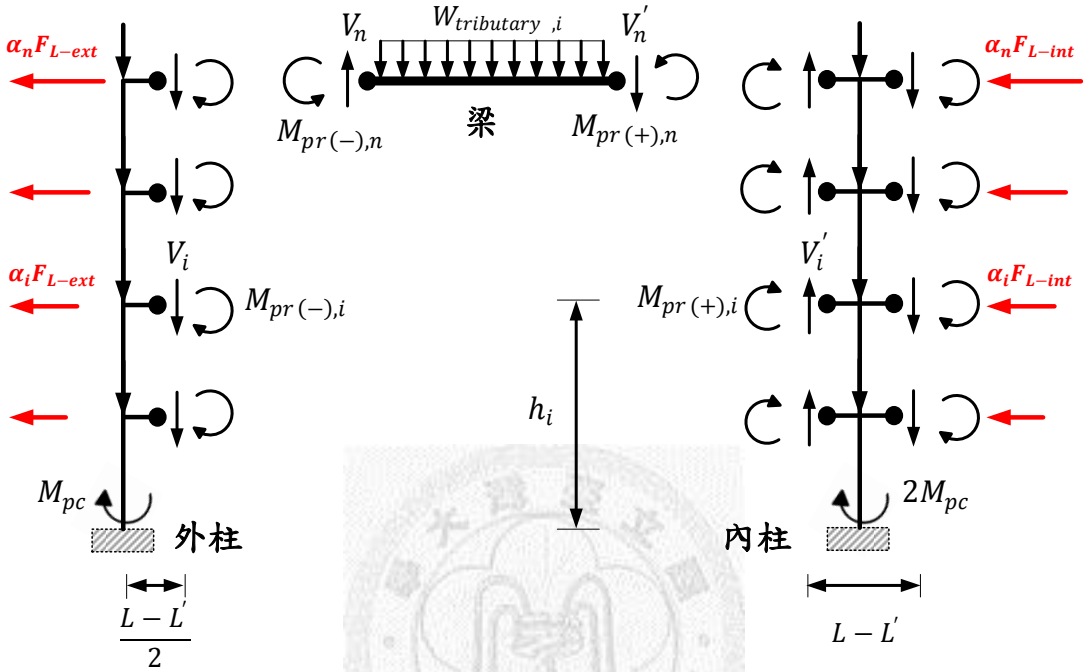


圖 3-3 內、外柱端與梁間的自由體圖

- 外柱

對柱底採用彎矩平衡可求得各樓層之側向設計力總和：

$$F_{L-ext} = \frac{\sum_{i=1}^{n} M_{pr(-),i} + \sum_{i=1}^{n} V_i \cdot \frac{(L-L')}{2} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^{n} \alpha_i h_i} \tag{3-6}$$

其中，

$$\alpha_i = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^{n}(\beta_i - \beta_{i+1})} \text{，當} i = n \text{，} \beta_{n+1} = 0 \tag{3-7}$$

則外柱各樓層之側向力為：

$$F_{L-ext,i} = \alpha_i \cdot F_{L-ext} \tag{3-8}$$

- 內柱

對柱底採用彎矩平衡可求得各樓層之側向設計力總和：

$$F_{L-int} = \frac{\sum_{i=1}^{n}(M_{pr(-),i} + M_{pr(+),i}) + \sum_{i=1}^{n}(V_i + V_i') \cdot \frac{(L-L')}{2} + 2M_{pc}}{\sum_{i=1}^{n}\alpha_i h_i} \tag{3-9}$$

則外柱各樓層之側向力為：

$$F_{L-int,i} = \alpha_i \cdot F_{L-int} \tag{3-10}$$

各樓層柱端所需設計的側向力與剪力如表 3-11 所示，外柱之底層剪力為 96 千磅，內柱之底層剪力為 137 千磅，便可進一步的畫出柱端的彎矩圖，如圖 3-4 所示(頂層以數字 5 表示)，而表 3-12 為柱桿件之設計內力：軸力、剪力、彎矩，並依此使用 PCA-COLUMN 程式設計斷面尺寸如表 3-13，最後以 XTRACT 程式分析柱斷面之結果如表 3-14 所示。

表 3-11 四層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件側向力與剪力分佈

樓層	V_i (kips)	V_i' (kips)	α_i	$\alpha_i h_i$ (in)	外柱		內柱	
					$\alpha_i F_{L-ext}$ (kips)	剪力 (kips)	$\alpha_i F_{L-int}$ (kips)	剪力 (kips)
頂層	104.6	-53.9	0.48	311.13	46.09	46.09	65.90	65.90
4	119.4	-39.1	0.27	131.20	25.60	71.69	36.60	102.50
3	130.9	-27.6	0.17	56.16	16.05	87.73	22.94	125.45
2	136.2	-22.3	0.09	15.49	8.26	96.00	11.81	137.26
Σ			1.00		96.00		137.26	

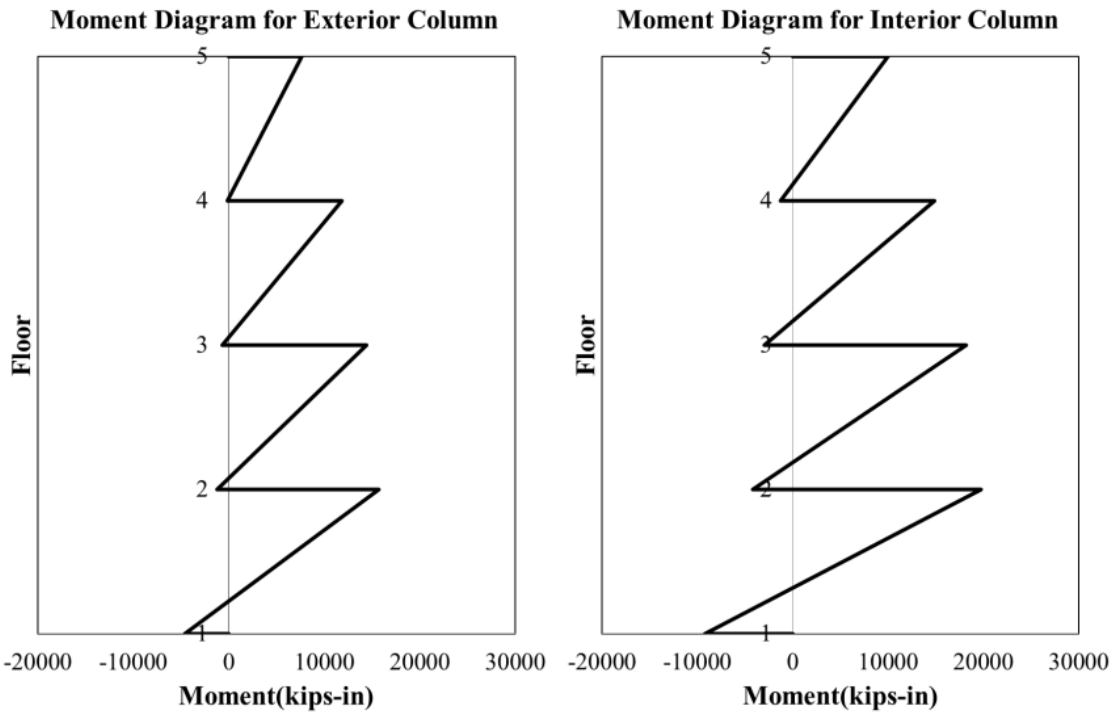


圖 3-4 四層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件設計彎矩圖

表 3-12 四層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件設計力需求

	樓層	P_u (kips)	V_u (kips)	M_{u-top} (kips-in)	M_{u-bot} (kips-in)
外柱	頂層	104.64	46.09	7656.93	-186.07
	4	224.04	71.69	11822.59	-666.51
	3	354.96	87.73	14388.20	-1256.90
	2	491.17	96.00	15680.45	-4611.69
內柱	頂層	158.51	65.90	9968.86	-1245.53
	4	317.01	102.50	14863.86	-2993.79
	3	475.52	125.45	18200.22	-4170.06
	2	634.03	137.26	19791.53	-9223.38

表 3-13 四層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件斷面尺寸設計

$f_c' = 5(ksi)$ $f_y = 60(ksi)$	樓層	斷面邊長d_c (in)	鋼筋數量	鋼筋號數 (#)	直筋鋼筋比 (%)
外柱	頂層	30	12	8	1.053
	4	30	12	10	1.875
	3	30	16	9	1.778
	2	30	16	9	1.778
內柱	頂層	32	12	9	1.172
	4	32	12	10	1.488
	3	32	12	11	1.828
	2	32	12	11	1.828

表 3-14 四層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件之斷面分析結果

	樓層	最大軸壓力 $P_{max-comp}$ (kips)	最大軸拉力 $P_{max-tens}$ (kips)	最大彎矩 M_{max} (kips-in)	最大彎矩時之軸力 $P_{M=max}$ (kips)	軸力為零時之彎矩 $M_{p=0}$ (kips-in)
外柱	頂層	5439	-565.5	20870	1881	7383
	4	5762	-912.1	23740	1881	11540
	3	5746	-959.3	24010	1885	11910
	2	5746	-959.3	24010	1885	11910
內柱	頂層	6508	-719.5	26330	2155	10050
	4	6685	-912.1	28050	2155	12500
	3	6879	-1124	29930	2155	15110
	2	6879	-1124	29930	2155	15110

3.3.2 八層樓 RC SMFs

8、12、20 層的 RC SMFs 其設計流程基本上都與 4 層樓的構架相同，若有不同之處會再特別說明，因此不再贅述，其相關的設計參數以及設計結果皆以表格及圖來表示。

設計參數

譜加速度值S_a採用 FEMA P695 中編號 1012 的原型構架之設計基底剪力係數C_s以 R 值放大還原至設計考量地震力等級，式子(3-11)，基本週期採用式子(2-2)所預估，總結設計所需的結構幾何與基本設計參數如表 3-15 所示。

$$S_{a-2/3MCE} = C_s \cdot \frac{R}{I} = 0.050 \cdot \frac{8}{1} = 0.40 \tag{3-11}$$

$$S_{a-MCE} = S_{a-2/3MCE} \cdot 1.5 = 0.60 \tag{3-12}$$

表 3-15 八層樓 RC SMF 之設計參數

基本週期 T(sec)	降伏位移角 θ_y	目標位移角 θ_u		S_a(g)		結構重量 W(kips)	單跨跨度 (ft)	
1.49	0.005	2/3MCE	0.02	2/3MCE	0.40	1855	L	20
		MCE	0.03	MCE	0.60		L'	18.17

設計側向力分佈模式

β_i可由式子(2-22)求得，而其相關的計算流程如表 3-16 所示。

表 3-16 八層樓 RC SMF 之βi 與其相關參數

樓層	W_j (kips)	h_j (ft)	$W_j.h_j$ (kips-in)	$\sum W_j.h_j$ (kips-in)	β_i	$\beta_i-\beta_{i+1}$	$(\beta_i-\beta_{i+1})\cdot h_i$ (in)
頂樓	231.88	106	294945	294945	1.00	1.00	1272.00
8	231.88	93	258773	553718	1.55	0.55	610.28
7	231.88	80	222600	776318	1.95	0.41	391.54
6	231.88	67	186428	962745	2.27	0.31	252.62
5	231.88	54	150255	1113000	2.51	0.24	155.34
4	231.88	41	114083	1227083	2.68	0.18	86.29
3	231.88	28	77910	1304993	2.80	0.12	39.28
2	231.88	15	41737.5	1346730	2.86	0.06	11.11
Σ	1855					2.86	2818.47

設計基底剪力

在確認其設計相關參數無誤之後，經由C_2係數來模擬具有良好遲滯迴圈反應的完全彈塑性系統，再經由式子(2-16)求得能量修正係數，經由式子(2-10)求得α值，最後透過式子(2-9)求得基底剪力係數V/W，並由式子(2-29)求得$P-\Delta$ 側向力，其所有所需的參數與最後所得之結果如表 3-17 所示，如先前所說因此結構物最終仍以 2/3MCE 的地震等級所設計。

表 3-17 八層樓 RC SMF 之設計基底剪力參數表

設計參數	2/3MCE 等級	MCE 等級
譜加速度值S_a(g)	0.40	0.60
基本週期T(sec)	1.49	
C_2	1.06	
降伏位移角θ_y	0.005	
目標位移角θ_u	0.02	0.03
修正目標位移角θ_u^*	0.0189	0.0283
塑性位移角$\theta_u^* - \theta_y$	0.0139	0.0233
結構韌性μ_s^*	3.77	5.66
結構韌性修正係數R_μ^*	3.77	5.66
能量修正係數γ^*	0.46	0.32
α	1.258	2.113
V/W	0.0568	0.0543
設計基底剪力V	105.30	100.66
$P-\Delta$ 側向力	37.1	55.65
設計基底剪力 + $P-\Delta$ 側向力	142.40	156.30

設計構件-降伏構件(梁)

利用式子(2-36)求得一樓柱底柱子所需設計的彎矩M_{pc}，Ψ為 1.1。並以式子(2-34)求出每層樓梁之所需之彎矩$\beta_i \cdot M_{pb}$並除上折減因子$\varphi = 0.9$進行梁斷面的設計，而式子(2-34)中負彎矩與正彎矩的比值使用 2.1，為 FEMA P695 構架中每層梁所設計的平均值。

八層樓的鋼筋混凝土特殊抗彎構架之梁設計過程如表 3-18 所示，表 3-19 為八層樓 RC SMFs 的梁斷面設計， 表 3-20 為設計完成後之斷面經由 XTRACT 程式分析後之結果。

表 3-18 八層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件設計過程參數

樓層	F_i (kips)	F_{i-PD} (kips)	$F_i + F_{i-PD}$ (kips)	$\frac{F_i + F_{i-PD}}{3}$ (kips)	M_{pc} (kips-in)	$\beta_i \cdot M_{pb}$ $=M_u$(+) (kips-in)	$\beta_i \cdot M_{pb}$ $=M_u$(-) (kips-in)
頂樓	36.8	4.6	41.4	13.8		665.9	-1398.4
8	20.1	4.6	24.8	8.3		1030.1	-2163.2
7	15.0	4.6	19.6	6.5		1301.7	-2733.6
6	11.6	4.6	16.2	5.4		1510.9	-3172.9
5	8.8	4.6	13.5	4.5		1670.6	-3508.2
4	6.5	4.6	11.1	3.7		1787.4	-3753.5
3	4.3	4.6	8.9	3.0		1865.2	-3916.9
2	2.3	4.6	6.9	2.3		1906.3	-4003.3
Σ	105.3	37.1	142.4	47.5			
一樓柱底					1737.4		

表 3-19 八層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面尺寸設計

樓層	梁深 h(in)	梁寬 b(in)	配筋(+)	配筋(-)	ρ (+) (%)	ρ (-) (%)
頂樓	16	22	2-#8	2-#9	0.449	0.568
8	18	22	2-#8	3-#9	0.399	0.758
7	18	22	2-#9	4-#9	0.505	1.010
6	18	22	2-#9	4-#9	0.505	1.010
5	22	22	2-#9	4-#9	0.413	0.826
4	22	22	2-#9	4-#9	0.413	0.826
3	22	22	2-#9	4-#9	0.413	0.826
2	22	22	2-#9	4-#9	0.413	0.826

表 3-20 八層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面分析結果

樓層	正彎矩(+)		負彎矩(-)	
	M_n (kips-in)	$M_{pr} = 1.25M_n$	M_n (kips-in)	$M_{pr} = 1.25M_n$
頂樓	1327	1659	-1689	-2111
8	1599	1999	-2893	-3616
7	1974	2468	-3608	-4510
6	1974	2468	-3608	-4510
5	2561	3201	-4739	-5924
4	2561	3201	-4739	-5924
3	2561	3201	-4739	-5924
2	2561	3201	-4739	-5924

設計構件-未降伏構件(柱)

每層樓所受到的側向力與基底剪力之比值α值可由式子(2-26)求得，各樓層柱端所需設計的側向力與剪力如表 3-21 所示，外柱之底層剪力為 47 千磅，內柱之底層剪力為 70 千磅，便可進一步的畫出柱端的彎矩圖，如圖 3-5 所示(頂層以數字 9 表示)，而表 3-22 為柱桿件之設計內力：軸力、剪力、彎矩，並依此使用 PCA-COLUMN 程式設計斷面尺寸如表 3-23，最後以 XTRACT 程式分析柱斷面之結果如表 3-24 所示。

表 3-21 八層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件側向力與剪力分佈

樓層	V_i (kips)	V_i' (kips)	α_i	$\alpha_i h_i$ (in)	外柱		內柱	
					$\alpha_i F_{L-ext}$ (kips)	剪力 (kips)	$\alpha_i F_{L-int}$ (kips)	剪力 (kips)
頂層	52.4	-17.8	0.35	444.34	16.42	16.42	24.61	24.61
8	60.9	-9.3	0.19	213.19	8.98	25.40	13.46	38.06
7	67.1	-3.1	0.14	136.78	6.70	32.10	10.04	48.10
6	67.1	-3.1	0.11	88.25	5.16	37.26	7.73	55.83
5	77.0	6.8	0.08	54.26	3.94	41.20	5.90	61.73
4	77.0	6.8	0.06	30.14	2.88	44.08	4.32	66.05
3	77.0	6.8	0.04	13.72	1.92	46.00	2.88	68.92
2	77.0	6.8	0.02	3.88	1.01	47.01	1.52	70.44
Σ			1.00		47.01		70.44	

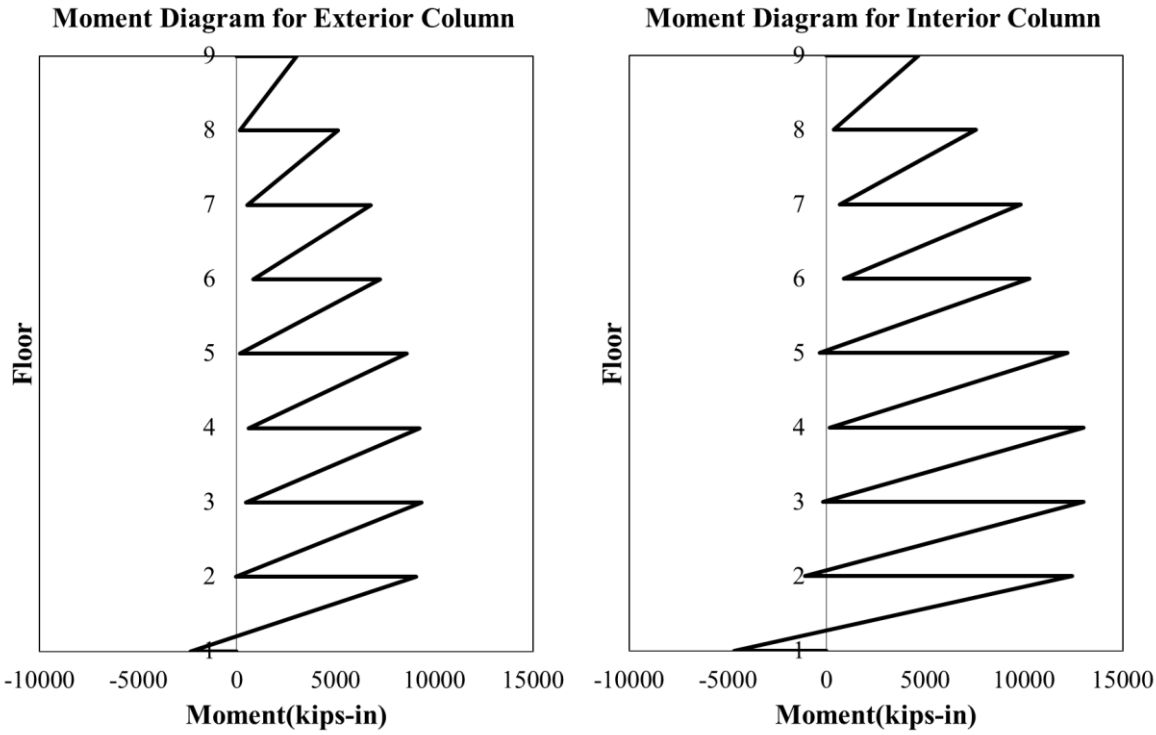


圖 3-5 八層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件設計彎矩圖

表 3-22 八層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件設計力需求

	樓層	P_u (kips)	V_u (kips)	M_{u-top} (kips-in)	M_{u-bot} (kips-in)
外柱	頂層	52.40	16.42	3026.47	141.42
	8	113.26	25.40	5130.40	521.30
	7	180.37	32.10	6798.70	821.64
	6	247.48	37.26	7256.19	151.13
	5	324.44	41.20	8626.35	584.09
	4	401.40	44.08	9276.84	462.20
	3	478.36	46.00	9377.79	-59.37
	2	555.32	47.01	9094.72	-2349.54
內柱	頂層	70.21	24.61	4673.74	351.09
	8	140.41	38.06	7551.96	646.16
	7	210.62	48.10	9831.15	875.76
	6	280.83	55.83	10285.94	-359.54
	5	351.03	61.73	12202.22	152.55
	4	421.24	66.05	13033.50	-173.42
	3	491.45	68.92	13033.33	-1106.31
	2	561.65	70.44	12447.79	-4699.07

表 3-23 八層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件斷面尺寸設計

$f_c' = 5(ksi)$ $f_y = 60(ksi)$	樓層	斷面邊長d_c (in)	鋼筋數量	鋼筋號數 (#)	直筋鋼筋比 (%)
外柱	頂層	24	12	8	1.645
	8	24	12	8	1.645
	7	24	8	10	1.764
	6	24	8	10	1.764
	5	26	8	10	1.503
	4	26	8	10	1.503
	3	26	12	7	1.065
	2	26	12	7	1.065

內柱	頂層	28	12	8	1.209
	8	28	12	8	1.209
	7	28	12	9	1.531
	6	28	12	9	1.531
	5	28	12	10	1.944
	4	28	12	10	1.944
	3	28	8	10	1.296
	2	28	8	10	1.296

表 3-24 八層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件之斷面分析結果

	樓層	最大軸壓力 $P_{max-comp}$ (kips)	最大軸拉力 $P_{max-tens}$ (kips)	最大彎矩 M_{max} (kips-in)	最大彎矩時之軸力 $P_{M=max}$ (kips)	軸力為零時之彎矩 $M_{p=0}$ (kips-in)
外柱	頂層	4297	565	13180	1394	5737
	8	4297	565	13180	1394	5737
	7	4238	608	13570	1392	6092
	6	4238	608	13570	1392	6092
	5	4888	608	16680	1634	6694
	4	4888	608	16680	1634	6694
	3	4846	433	15300	1639	4856
	2	4846	433	15300	1639	4856
內柱	頂層	5868	565	19690	1903	6852
	8	5868	565	19690	1903	6852
	7	5824	719	20850	1902	8661
	6	5824	719	20850	1902	8661
	5	5997	912	22300	1900	10750
	4	5997	912	22300	1900	10750
	3	5589	608	20200	1898	7293
	2	5589	608	20200	1898	7293

3.3.3 十二層樓 RC SMFs

8、12、20 層的 RC SMFs 其設計流程基本上都與 4 層樓的構架相同，若有不同之處會再特別說明，因此不再贅述，其相關的設計參數以及設計結果皆以表格或圖來表示。

設計參數

譜加速度值S_a採用 FEMA P695 中編號 1014 的原型構架之設計基底剪力係數C_s以 R 值放大還原至設計考量地震力等級，式子(3-11)，基本週期採用式子(2-2)所預估，總結設計所需的結構幾何與基本設計參數如表 3-25 所示。

$$S_{a-2/3MCE} = C_s \cdot \frac{R}{I} = 0.0375 \cdot \frac{8}{1} = 0.30 \tag{3-13}$$

$$S_{a-MCE} = S_{a-2/3MCE} \cdot 1.5 = 0.45 \tag{3-14}$$

表 3-25 十二層樓 RC SMF 之設計參數

基本週期 T(sec)	降伏位移角 θ_y	目標位移角 θ_u		S_a(g)		結構重量 W(kips)	單跨跨度 (ft)	
1.49	0.005	2/3MCE	0.02	2/3MCE	0.30	2795	□	20
		MCE	0.03	MCE	0.45		□′	18.17

設計側向力分佈模式

β_i可由式子(2-22)求得，而其相關的計算流程如表 3-26 所示。

表 3-26 十二層樓 RC SMF 之βi 與其相關參數

樓層	W_j (kips)	h_j (ft)	$W_j.h_j$ (kips-in)	$\sum W_j.h_j$ (kips-in)	β_i	$\beta_i-\beta_{i+1}$	$(\beta_i-\beta_{i+1})\cdot h_i$ (in)
頂樓	232.92	158.00	441610	441610	1.00	1.00	1896.00
12	232.92	145.00	405275	846885	1.52	0.52	907.39
11	232.92	132.00	368940	1215825	1.92	0.40	632.58
10	232.92	119.00	332605	1548430	2.24	0.32	462.64
9	232.92	106.00	296270	1844700	2.51	0.27	341.10
8	232.92	93.00	259935	2104635	2.74	0.22	248.71
7	232.92	80.00	223600	2328235	2.92	0.18	176.61
6	232.92	67.00	187265	2515500	3.07	0.15	120.02
5	232.92	54.00	150930	2666430	3.19	0.12	76.11
4	232.92	41.00	114595	2781025	3.27	0.09	43.10
3	232.92	28.00	78260	2859285	3.33	0.06	19.86
2	232.92	15.00	41925	2901210	3.36	0.03	5.66
Σ	2795					3.36	4929.77

設計基底剪力

在確認其設計相關參數無誤之後，經由C_2係數來模擬具有良好遲滯迴圈反應的完全彈塑性系統，再經由式子(2-16)求得能量修正係數，經由式子(2-10)求得α值，最後透過式子(2-9)求得基底剪力係數V/W，並由式子(2-29)求得$P-\Delta$ 側向力，其所有所需的參數與最後所得之結果如表 3-27 所示，如先前所說因此結構物最終仍以 2/3MCE 的地震等級所設計。

表 3-27 十二層樓 RC SMF 之設計基底剪力參數表

設計參數	2/3MCE 等級	MCE 等級
譜加速度值S_a(g)	0.30	0.45
基本週期T(sec)	2.13	
C_2	1.02	
降伏位移角θ_y	0.005	
目標位移角θ_u	0.02	0.03
修正目標位移角θ_u^*	0.0196	0.0294
塑性位移角$\theta_u^* - \theta_y$	0.0146	0.0244
結構韌性μ_s^*	3.92	5.88
結構韌性修正係數R_μ^*	3.92	5.88
能量修正係數γ^*	0.45	0.31
α	0.961	1.606
V/W	0.0400	0.0383
設計基底剪力V	111.82	107.07
$P-\Delta$ 側向力	55.9	83.85
設計基底剪力 + $P-\Delta$ 側向力	167.72	190.92

設計構件-降伏構件(梁)

利用式子(2-36)求得一樓柱底柱子所需設計的彎矩M_{pc}，Ψ為 1.1。並以式子(2-34)求出每層樓梁之所需之彎矩$\beta_i \cdot M_{pb}$並除上折減因子$\varphi = 0.9$進行梁斷面的設計，而式子(2-34)中負彎矩與正彎矩的比值使用 2.1，為 FEMA P695 構架中每層梁所設計的平均值。

八層樓的鋼筋混凝土特殊抗彎構架之梁設計過如表 3-28 所示，。表 3-29 為八層樓 RC SMFs 的梁斷面設計， 表 3-30 為設計完成後之斷面經由 XTRACT 程式分析後之結果。

表 3-28 十二層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件設計過程參數

樓層	F_i (kips)	F_{i-PD} (kips)	$F_i + F_{i-PD}$ (kips)	$\frac{F_i + F_{i-PD}}{3}$ (kips)	M_{pc} (kips-in)	$\beta_i \cdot M_{pb}$ $=M_u(+)$ (kips-in)	$\beta_i \cdot M_{pb}$ $=M_u(-)$ (kips-in)
頂樓	33.2	4.7	37.9	12.63		662.3	-1390.9
12	17.3	4.7	22.0	7.33		1007.7	-2116.2
11	13.3	4.7	17.9	5.98		1272.2	-2671.6
10	10.8	4.7	15.4	5.14		1486.8	-3122.3
9	8.9	4.7	13.6	4.52		1664.4	-3495.2
8	7.4	4.7	12.1	4.02		1812.0	-3805.2
7	6.1	4.7	10.8	3.59		1933.8	-4061.1
6	5.0	4.7	9.6	3.21		2032.7	-4268.7
5	3.9	4.7	8.6	2.85		2110.5	-4432.1
4	2.9	4.7	7.6	2.52		2168.5	-4553.9
3	2.0	4.7	6.6	2.21		2207.7	-4636.1
2	1.0	4.7	5.7	1.90		2228.5	-4679.8
Σ	111.8	55.9	167.7	55.91			
一樓柱底					1845.0		

表 3-29 十二層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面尺寸設計

樓層	梁深 h(in)	梁寬 b(in)	配筋(+)	配筋(-)	ρ(+) (%)	ρ(-) (%)
頂樓	18	22	2-#8	3-#9	0.399	0.758
12	18	22	2-#8	3-#9	0.399	0.758
11	22	22	2-#8	4-#8	0.326	0.653
10	22	22	2-#8	4-#8	0.326	0.653
9	24	22	2-#9	4-#9	0.379	0.758
8	24	22	2-#9	4-#9	0.379	0.758
7	24	22	2-#9	5-#8	0.379	0.748
6	24	22	2-#9	5-#8	0.379	0.748
5	26	22	2-#9	5-#8	0.350	0.691
4	26	22	2-#9	5-#8	0.350	0.691
3	26	22	2-#9	5-#8	0.350	0.691
2	26	22	2-#9	5-#8	0.350	0.691

表 3-30 十二層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面分析結果

樓層	正彎矩(+)		負彎矩(-)	
	M_n (kips-in)	$M_{pr} = 1.25M_n$	M_n (kips-in)	$M_{pr} = 1.25M_n$
頂樓	1609	2011.3	-2842	-3552.5
12	1609	2011.3	-2842	-3552.5
11	2072	2590.0	-3889	-4861.3
10	2072	2590.0	-3889	-4861.3
9	2847	3558.8	-5255	-6568.8
8	2847	3558.8	-5255	-6568.8
7	2862	3577.5	-5207	-6508.8
6	2862	3577.5	-5207	-6508.8
5	3142	3927.5	-5831	-7288.8
4	3142	3927.5	-5831	-7288.8
3	3142	3927.5	-5831	-7288.8
2	3142	3927.5	-5831	-7288.8

設計構件-未降伏構件(柱)

每層樓所受到的側向力與基底剪力之比值α值可由式子(2-26)求得，各樓層柱端所需設計的側向力與剪力如表 3-31 所示，外柱之底層剪力為 47 千磅，內柱之底層剪力為 70 千磅，便可進一步的畫出柱端的彎矩圖，如圖 3-6 所示(頂層以數字 13 表示)，而表 3-32 為柱桿件之設計內力：軸力、剪力、彎矩，並依此使用 PCA-COLUMN 程式設計斷面尺寸如表 3-33，最後以 XTRACT 程式分析柱斷面之結果如表 3-34 所示。

表 3-31 十二層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件側向力與剪力分佈

樓層	V_i (kips)	V_i' (kips)	α_i	$\alpha_i h_i$ (in)	外柱		內柱	
					$\alpha_i F_{L-ext}$ (kips)	剪力 (kips)	$\alpha_i F_{L-int}$ (kips)	剪力 (kips)
頂樓	60.8	-9.7	0.30	563.50	17.09	17.09	25.61	25.61
12	60.8	-9.7	0.15	269.68	8.91	26.00	13.35	38.96
11	69.4	-1.1	0.12	188.01	6.83	32.83	10.23	49.19
10	69.4	-1.1	0.10	137.50	5.54	38.37	8.30	57.49
9	81.7	11.2	0.08	101.38	4.58	42.95	6.87	64.36
8	81.7	11.2	0.07	73.92	3.81	46.76	5.71	70.06
7	81.5	11.0	0.05	52.49	3.14	49.90	4.71	74.77
6	81.5	11.0	0.04	35.67	2.55	52.45	3.82	78.60
5	86.7	16.2	0.03	22.62	2.01	54.46	3.01	81.60
4	86.7	16.2	0.03	12.81	1.50	55.96	2.24	83.85
3	86.7	16.2	0.02	5.90	1.01	56.97	1.51	85.36
2	86.7	16.2	0.01	1.68	0.54	57.51	0.80	86.17
Σ			1.00		57.51		86.17	

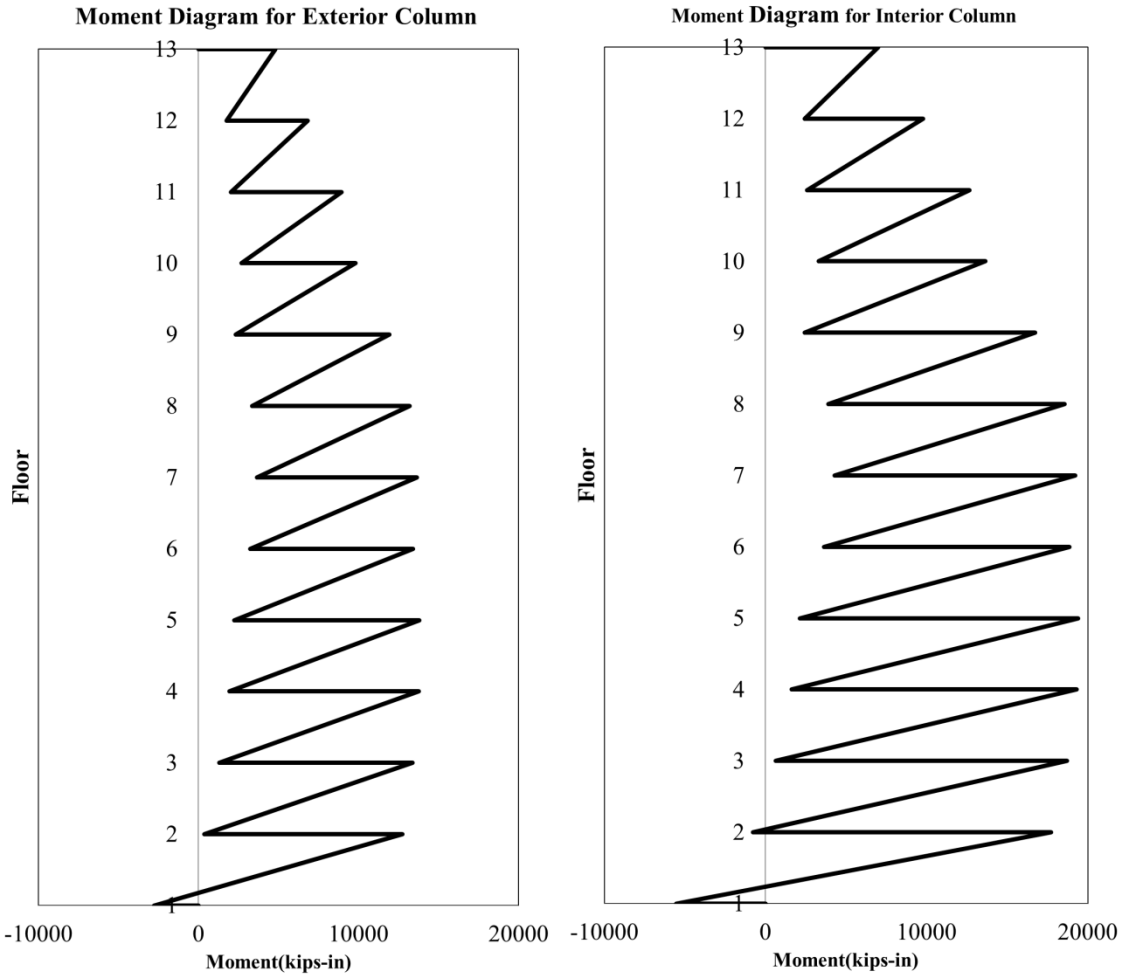


圖 3-6 十二層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件設計彎矩圖

表 3-32 十二層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件設計力需求

	樓層	P_u (kips)	V_u (kips)	M_{u-top} (kips-in)	M_{u-bot} (kips-in)
外柱	頂樓	60.78	17.09	4812.80	1772.90
	12	121.57	26.00	6840.34	2036.33
	11	191.01	32.83	8952.53	2710.03
	10	260.45	38.37	9808.72	2328.71
	9	342.17	42.95	11933.35	3364.64
	8	423.88	46.76	13203.01	3666.40
	7	505.41	49.90	13640.96	3240.14
	6	586.94	52.45	13422.70	2250.14
	5	673.65	54.46	13806.30	1946.85
	4	760.36	55.96	13763.22	1296.46
	3	847.07	56.97	13383.25	385.20
	2	933.79	57.51	12758.33	-2767.31
內柱	頂樓	70.52	25.61	6983.83	2428.82
	12	141.04	38.96	9776.60	2578.24
	11	211.57	49.19	12652.83	3299.04
	10	282.09	57.49	13634.69	2426.60
	9	352.61	64.36	16742.31	3902.91
	8	423.13	70.06	18567.06	4277.35
	7	493.65	74.77	19206.80	3622.15
	6	564.18	78.60	18863.07	2122.04
	5	634.70	81.60	19406.36	1636.08
	4	705.22	83.85	19308.57	628.31
	3	775.74	85.36	18703.76	-772.58
	2	846.26	86.17	17729.08	-5534.62

表 3-33 十二層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件斷面尺寸設計

$f_c' = 5(ksi)$ $f_y = 60(ksi)$	樓層	斷面邊長d_c (in)	鋼筋數量	鋼筋號數 (#)	直筋鋼筋比 (%)
外柱	頂樓	28	12	8	1.209
	12	28	12	8	1.209
	11	28	12	9	1.531
	10	28	12	9	1.531
	9	28	12	10	1.944
	8	28	12	10	1.944
	7	28	12	10	1.944
	6	28	12	10	1.944
	5	28	12	10	1.944
	4	28	12	10	1.944
	3	28	8	14	2.296
	2	28	8	9	1.02
內柱	頂樓	30	12	9	1.333
	12	30	12	9	1.333
	11	30	12	10	1.693
	10	30	12	10	1.693
	9	30	16	11	2.773
	8	30	16	11	2.773
	7	30	16	11	2.773
	6	30	16	11	2.773
	5	30	16	11	2.773
	4	30	16	11	2.773
	3	30	16	10	2.258
	2	30	12	8	1.053

表 3-34 十二層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件之斷面分析結果

	樓層	最大軸壓力 $P_{max-comp}$ (kips)	最大軸拉力 $P_{max-tens}$ (kips)	最大彎矩 M_{max} (kips-in)	最大彎矩時之軸力 $P_{M=max}$ (kips)	軸力為零時之彎矩 $M_{p=0}$ (kips-in)
外柱	頂樓	5001	566	17620	1649	6831
	12	5001	566	17620	1649	6831
	11	5134	719	18790	1649	8563
	10	5134	719	18790	1649	8563
	9	5319	912	20250	1649	10590
	8	5319	912	20250	1649	10590
	7	5319	912	20250	1649	10590
	6	5319	912	20250	1649	10590
	5	5319	912	20250	1649	10590
	4	5319	912	20250	1649	10590
	3	5320	1080	21730	1634	12450
	2	4768	480	17010	1635	5776
內柱	頂樓	5803	720	22340	1894	9333
	12	5803	720	22340	1894	9333
	11	5980	912	23930	1894	11540
	10	5980	912	23930	1894	11540
	9	6251	1499	28370	1889	17970
	8	6251	1499	28370	1889	17970
	7	6251	1499	28370	1889	17970
	6	6251	1499	28370	1889	17970
	5	6251	1499	28370	1889	17970
	4	6251	1499	28370	1889	17970
	3	5987	1216	26100	1887	14810
	2	5662	566	21060	1894	7384

3.3.4 二十層樓 RC SMFs

8、12、20 層的 RC SMFs 其設計流程基本上都與 4 層樓的構架相同，若有不同之處會再特別說明，因此不再贅述，其相關的設計參數以及設計結果皆以表格或圖來表示。

設計參數

譜加速度值S_a採用 FEMA P695 中編號 1021 的原型構架之設計基底剪力係數C_s以 R 值放大還原至設計考量地震力等級，式子(3-11)，基本週期採用式子(2-2)所預估，總結設計所需的結構幾何與基本設計參數如表 3-35 所示。

$$S_{a-2/3MCE} = C_s \cdot \frac{R}{I} = 0.0375 \cdot \frac{8}{1} = 0.30 \tag{3-15}$$

$$S_{a-MCE} = S_{a-2/3MCE} \cdot 1.5 = 0.45 \tag{3-16}$$

表 3-35 二十層樓 RC SMF 之設計參數

基本週期 T(sec)	降伏位移角 θ_y	目標位移角 θ_u		S_a(g)		結構重量 W(kips)	單跨跨度 (ft)	
1.49	0.005	2/3MCE	0.02	2/3MCE	0.30	4636	L	20
		MCE	0.03	MCE	0.45		L'	18.17

設計側向力分佈模式

β_i可由式子(2-22)求得，而其相關的計算流程如表 3-36 所示。

表 3-36 二十層樓 RC SMF 之βi 與其相關參數

樓層	W_j (kips)	h_j (ft)	$W_j.h_j$ (kips-in)	$\sum W_j.h_j$ (kips-in)	β_i	$\beta_i-\beta_{i+1}$	$(\beta_i-\beta_{i+1})\cdot h_i$ (in)
頂樓	231.80	262.00	728779.2	728779.2	1.000	1.000	3144.00
20	231.80	249.00	692618.4	1421397.6	1.482	0.482	1438.95
19	231.80	236.00	656457.6	2077855.2	1.853	0.371	1050.49
18	231.80	223.00	620296.8	2698152	2.160	0.308	823.75
17	231.80	210.00	584136	3282288	2.424	0.264	665.46
16	231.80	197.00	547975.2	3830263.2	2.655	0.231	545.10
15	231.80	184.00	511814.4	4342077.6	2.858	0.203	449.02
14	231.80	171.00	475653.6	4817731.2	3.039	0.180	369.99
13	231.80	158.00	439492.8	5257224	3.199	0.160	303.71
12	231.80	145.00	403332	5660556	3.341	0.142	247.45
11	231.80	132.00	367171.2	6027727.2	3.467	0.126	199.39
10	231.80	119.00	331010.4	6358737.6	3.578	0.111	158.22
9	231.80	106.00	294849.6	6653587.2	3.674	0.097	123.02
8	231.80	93.00	258688.8	6912276	3.758	0.083	93.08
7	231.80	80.00	222528	7134804	3.829	0.071	67.90
6	231.80	67.00	186367.2	7321171.2	3.887	0.059	47.06
5	231.80	54.00	150206.4	7471377.6	3.934	0.047	30.28
4	231.80	41.00	114045.6	7585423.2	3.969	0.035	17.33
3	231.80	28.00	77884.8	7663308	3.993	0.024	8.04
2	231.80	15.00	41724	7705032	4.006	0.013	2.30
Σ	4636					4.0	9784.6

設計基底剪力

在確認其設計相關參數無誤之後，經由C_2係數來模擬具有良好遲滯迴圈反應的完全彈塑性系統，再經由式子(2-16)求得能量修正係數，經由式子(2-10)求得α值，最後透過式子(2-9)求得基底剪力係數V/W，並由式子(2-29)求得$P-\Delta$ 側向力，其所有所需的參數與最後所得之結果如表 3-37 所示，如先前所說因此結構物最終仍以 2/3MCE 的地震等級所設計。

表 3-37 二十層樓 RC SMF 之設計基底剪力參數表

設計參數	2/3MCE 等級	MCE 等級
譜加速度值S_a(g)	0.30	0.45
基本週期T(sec)	2.13	
C_2	1.01	
降伏位移角θ_y	0.005	
目標位移角θ_u	0.02	0.03
修正目標位移角θ_u^*	0.0198	0.0297
塑性位移角$\theta_u^*-\theta_y$	0.0148	0.0247
結構韌性μ_s^*	3.96	5.94
結構韌性修正係數R_μ^*	3.96	5.94
能量修正係數γ^*	0.44	0.31
α	0.653	1.090
V/W	0.0560	0.0545
設計基底剪力V	259.58	252.85
$P-\Delta$ 側向力	92.7	139.05
設計基底剪力 + $P-\Delta$ 側向力	352.28	391.9

設計構件-降伏構件(梁)

利用式子(2-36)求得一樓柱底柱子所需設計的彎矩M_{pc}，Ψ為 1.5。以式子(2-34)求出每層樓梁之所需之彎矩$\beta_i \cdot M_{pb}$並除上折減因子$\varphi = 0.9$進行梁斷面的設計，而式子(2-34)中負彎矩與正彎矩的比值使用 2.1。

二十層樓 RC SMF 設計過如表 3-38 所示，表 3-39 為二十層樓 RC SMFs 的梁斷面設計， 表 3-40 為設計完成後之斷面經由 XTRACT 程式分析後之結果。

表 3-38 二十層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件設計過程參數

樓層	F_i (kips)	F_{i-PD} (kips)	$F_i + F_{i-PD}$ (kips)	$\frac{F_i + F_{i-PD}}{3}$ (kips)	M_{pc} (kips-in)	$\beta_i \cdot M_{pb}$ $=M_u(+)$ (kips-in)	$\beta_i \cdot M_{pb}$ $=M_u(-)$ (kips-in)
頂樓	64.8	4.6	69.4	23.15		1184.4	-2487.2
20	31.2	4.6	35.8	11.95		1754.7	-3684.9
19	24.0	4.6	28.7	9.56		2194.0	-4607.5
18	19.9	4.6	24.6	8.19		2558.6	-5373.1
17	17.1	4.6	21.7	7.25		2871.4	-6029.9
16	14.9	4.6	19.6	6.53		3144.5	-6603.4
15	13.2	4.6	17.8	5.94		3385.3	-7109.2
14	11.7	4.6	16.3	5.44		3598.9	-7557.7
13	10.4	4.6	15.0	5.01		3788.6	-7956.1
12	9.2	4.6	13.9	4.62		3957.0	-8309.8
11	8.2	4.6	12.8	4.26		4106.1	-8622.9
10	7.2	4.6	11.8	3.94		4237.3	-8898.4
9	6.3	4.6	10.9	3.63		4351.9	-9139.0
8	5.4	4.6	10.0	3.35		4450.7	-9346.4
7	4.6	4.6	9.2	3.07		4534.4	-9522.3
6	3.8	4.6	8.4	2.81		4603.8	-9667.9
5	3.0	4.6	7.7	2.55		4659.1	-9784.2
4	2.3	4.6	6.9	2.31		4700.8	-9871.8
3	1.6	4.6	6.2	2.06		4729.2	-9931.3

2	0.8	4.6	5.5	1.82		4744.3	-9963.1
Σ	259.6	92.7	352.3	117.43			
一樓柱底					5840.5		

表 3-39 二十層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面尺寸設計

樓層	梁深 h(in)	梁寬 b(in)	配筋(+)	配筋(-)	ρ (+) (%)	ρ (-) (%)
頂樓	20	22	2-#8	3-#9	0.359	0.682
20	28	22	2-#8	3-#9	0.256	0.487
19	28	22	3-#8	6-#8	0.385	0.769
18	28	22	3-#8	6-#8	0.385	0.769
17	30	26	3-#9	5-#9	0.385	0.641
16	30	26	3-#9	5-#9	0.385	0.641
15	30	26	3-#9	6-#9	0.385	0.769
14	30	26	3-#9	6-#9	0.385	0.769
13	30	26	4-#8	8-#8	0.405	0.810
12	30	26	4-#8	8-#8	0.405	0.810
11	30	26	4-#8	8-#8	0.405	0.810
10	30	26	4-#8	8-#8	0.405	0.810
9	32	30	4-#9	7-#9	0.417	0.729
8	32	30	4-#9	7-#9	0.417	0.729
7	32	30	4-#9	7-#9	0.417	0.729
6	32	30	4-#9	7-#9	0.417	0.729
5	32	30	4-#9	7-#9	0.417	0.729
4	32	30	4-#9	7-#9	0.417	0.729
3	32	30	4-#9	7-#9	0.417	0.729
2	32	30	4-#9	7-#9	0.417	0.729

表 3-40 二十層樓 RC SMF 降伏構件-梁構件之斷面分析結果

樓層	正彎矩(+)		負彎矩(-)	
	M_n (kips-in)	$M_{pr} = 1.25M_n$	M_n (kips-in)	$M_{pr} = 1.25M_n$
頂樓	1846	2308	-3275	-4094
20	2773	3466	-5064	-6330
19	3439	4298	-7311	-9139
18	3439	4299	-7311	-9139
17	5475	6843	-8894	-11118
16	5475	6843	-8894	-11118
15	5466	6832	-10180	-12725
14	5466	6832	-10180	-12725
13	5895	7369	-11510	-14388
12	5895	7369	-11510	-14388
11	5895	7369	-11510	-14388
10	5895	7369	-11510	-14388
9	6226	7783	-12700	-15875
8	6226	7783	-12700	-15875
7	6226	7783	-12700	-15875
6	6226	7783	-12700	-15875
5	6226	7783	-12700	-15875
4	6226	7783	-12700	-15875
3	6226	7783	-12700	-15875
2	6226	7783	-12700	-15875

設計構件-未降伏構件(柱)

每層樓所受到的側向力與基底剪力之比值α值可由式子(2-26)求得，各樓層柱端所需設計的側向力與剪力如表 3-41 所示，外柱之底層剪力為 47 千磅，內柱之底層剪力為 70 千磅，便可進一步的畫出柱端的彎矩圖，如圖 3-7 所示(頂層以數字

21 表示)，而表 3-42 為柱桿件之設計內力：軸力、剪力、彎矩，並依此使用 PCA-COLUMN 程式設計斷面尺寸如表 3-43，最後以 XTRACT 程式分析柱斷面之結果如表 3-44 所示。

表 3-41 二十層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件側向力與剪力分佈

樓層	V_i (kips)	V_i' (kips)	α_i	$\alpha_i h_i$ (in)	外柱		內柱	
					$\alpha_i F_{L-ext}$ (kips)	剪力 (kips)	$\alpha_i F_{L-int}$ (kips)	剪力 (kips)
頂樓	64.5	-5.7	0.25	784.86	30.72	30.72	46.52	46.52
20	80.0	9.8	0.12	359.22	14.79	45.51	22.40	68.92
19	96.7	26.5	0.09	262.24	11.39	56.91	17.25	86.17
18	96.7	26.5	0.08	205.64	9.46	66.36	14.32	100.49
17	117.5	47.3	0.07	166.12	8.11	74.48	12.28	112.77
16	117.5	47.3	0.06	136.08	7.08	81.56	10.73	123.50
15	124.8	54.6	0.05	112.09	6.25	87.81	9.46	132.96
14	124.8	54.6	0.05	92.36	5.54	93.34	8.39	141.35
13	134.9	64.7	0.04	75.82	4.92	98.27	7.45	148.80
12	134.9	64.7	0.04	61.77	4.37	102.63	6.62	155.41
11	134.9	64.7	0.03	49.78	3.87	106.50	5.86	161.27
10	134.9	64.7	0.03	39.50	3.40	109.90	5.15	166.42
9	143.6	73.4	0.02	30.71	2.97	112.88	4.50	170.92
8	143.6	73.4	0.02	23.24	2.56	115.44	3.88	174.80
7	143.6	73.4	0.02	16.95	2.17	117.61	3.29	178.09
6	143.6	73.4	0.01	11.75	1.80	119.41	2.72	180.81
5	143.6	73.4	0.01	7.56	1.44	120.84	2.17	182.99
4	143.6	73.4	0.01	4.33	1.08	121.93	1.64	184.63
3	143.6	73.4	0.01	2.01	0.74	122.66	1.11	185.74
2	143.6	73.4	0.00	0.57	0.39	123.05	0.59	186.33
Σ			1.00		123.05		186.33	

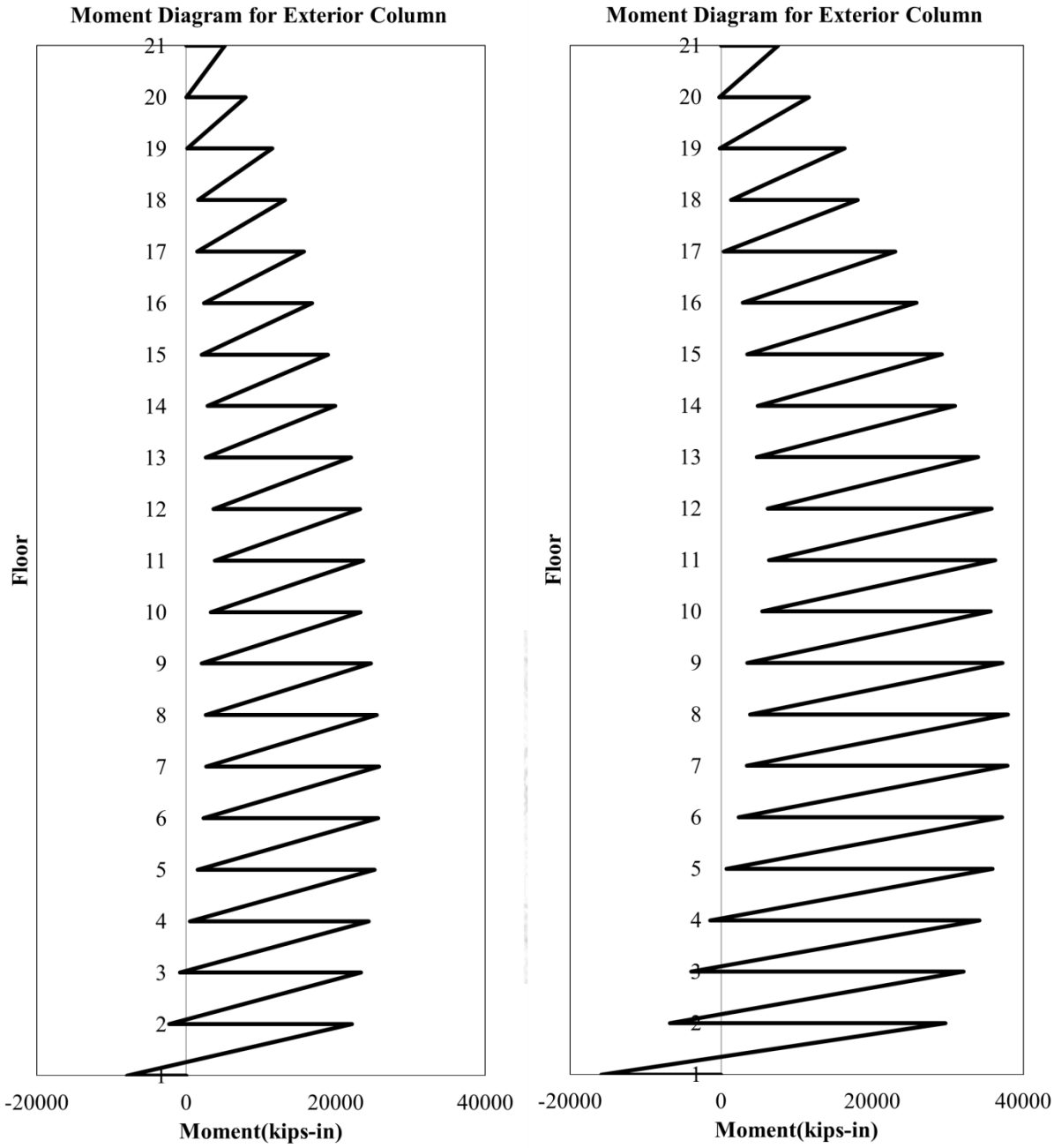


圖 3-7 二十層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件設計彎矩圖

表 3-42 二十層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件設計力需求

	樓層	P_u (kips)	V_u (kips)	M_{u-top} (kips-in)	M_{u-bot} (kips-in)
外柱	頂樓	64.46	30.72	5146.36	11.36
	20	144.48	45.51	7918.29	132.65
	19	241.22	56.91	11519.87	1613.80
	18	337.95	66.36	13192.14	1468.05
	17	455.43	74.48	15728.45	2396.05
	16	572.91	81.56	16841.78	2061.54
	15	697.72	87.81	18946.78	2849.14
	14	822.52	93.34	19930.89	2626.35
	13	957.42	98.27	22045.02	3630.01
	12	1092.31	102.63	23266.25	3826.87
	11	1227.20	106.50	23672.42	3286.98
	10	1362.09	109.90	23336.03	2076.76
	9	1505.70	112.88	24691.45	2625.87
	8	1649.31	115.44	25488.61	2680.48
	7	1792.93	117.61	25792.35	2302.45
	6	1936.54	119.41	25666.43	1553.17
	5	2080.15	120.84	25174.08	494.01
	4	2223.77	121.93	24378.57	-813.15
	3	2367.38	122.66	23343.81	-2305.45
	2	2510.99	123.05	22134.89	-7926.65
內柱	頂樓	70.18	46.52	7551.43	-224.19
	20	140.37	68.92	11597.00	-192.32
	19	210.55	86.17	16311.84	1311.69
	18	280.74	100.49	18084.44	331.37
	17	350.92	112.77	23027.22	2838.78
	16	421.10	123.50	25844.62	3463.80
	15	491.29	132.96	29229.45	4853.78
	14	561.47	141.35	30921.22	4718.01
	13	631.66	148.80	34021.95	6137.23

	12	701.84	155.41	35768.25	6332.39
	11	772.02	161.27	36278.04	5409.61
	10	842.21	166.42	35661.10	3469.50
	9	912.39	170.92	37231.55	3819.01
	8	982.57	174.80	37946.33	3409.39
	7	1052.76	178.09	37903.26	2333.95
	6	1122.94	180.81	37198.37	685.14
	5	1193.13	182.99	35926.78	-1444.74
	4	1263.31	184.63	34183.53	-3962.75
	3	1333.49	185.74	32064.47	-6774.62
	2	1403.68	186.33	29667.04	-15853.30

表 3-43 二十層樓 RC SMF 降伏構件-柱構件斷面尺寸設計

$f_c' = 5(ksi)$ $f_y = 60(ksi)$	樓層	斷面邊長d_c (in)	鋼筋數量	鋼筋號數 (#)	直筋鋼筋比 (%)
外柱	頂樓	30	12	8	1.05
	20	30	12	8	1.05
	19	30	12	10	1.693
	18	30	12	10	1.693
	17	30	8	14	2
	16	30	8	14	2
	15	32	16	9	1.557
	14	32	16	9	1.557
	13	34	8	14	1.557
	12	34	8	14	1.557
	11	36	24	7	1.111
	10	36	24	7	1.111
	9	36	16	11	1.926
	8	36	16	11	1.926
	7	36	24	10	2.352

	6	36	24	10	2.352
	5	36	24	10	2.352
	4	36	24	10	2.352
	3	36	12	14	2.083
	2	36	24	7	1.111
內柱	頂樓	32	12	9	1.038
	20	32	12	9	1.038
	19	32	12	11	1.619
	18	32	12	11	1.619
	17	32	24	10	2.637
	16	32	24	10	2.637
	15	34	24	10	2.352
	14	34	24	10	2.352
	13	36	16	14	2.493
	12	36	16	14	2.493
	11	38	24	10	2.111
	10	38	24	10	2.111
	9	38	16	14	2.493
	8	38	16	14	2.493
	7	38	24	10	2.111
	6	38	24	10	2.111
	5	38	24	9	1.66
	4	38	24	9	1.66
	3	38	8	14	1.247
	2	38	12	10	1.055

表 3-44 二十層樓 RC SMF 未降伏構件-柱構件之斷面分析結果

	樓層	最大軸壓力 $P_{max-comp}$ (kips)	最大軸拉力 $P_{max-tens}$ (kips)	最大彎矩 M_{max} (kips-in)	最大彎矩時之軸力 $P_{M=max}$ (kips)	軸力為零時之彎矩 $M_{p=0}$ (kips-in)
外柱	頂樓	6341	636	25410	2156	8805
	20	6341	636	25410	2156	8805
	19	6508	720	26330	2155	10050
	18	6508	720	26330	2155	10050
	17	6555	866	27450	2158	11750
	16	6555	866	27450	2158	11750
	15	7070	750	31230	2419	11100
	14	7070	750	31230	2419	11100
	13	7376	1080	34530	2417	15780
	12	7376	1080	34530	2417	15780
	11	8076	866	37020	2736	13550
	10	8076	866	37020	2736	13550
	9	8376	1499	43180	2726	22420
	8	8376	1499	43180	2726	22420
	7	8962	1824	46690	2746	26980
	6	8962	1824	46690	2746	26980
	5	8962	1824	46690	2746	26980
	4	8962	1824	46690	2746	26980
	3	8874	1620	44900	2734	24390
	2	8067	866	37020	2736	13550
內柱	頂樓	7257	720	30790	2437	10740
	20	7257	720	30790	2437	10740
	19	7628	1124	34660	2437	16280
	18	7628	1124	34660	2437	16280
	17	8187	1824	41010	2450	25200
	16	8187	1824	41010	2450	25200

	15	8962	1824	46690	2746	26980
	14	8962	1824	46690	2746	26980
	13	8995	2160	49750	2730	31510
	12	8995	2160	49750	2730	31510
	11	9789	1824	52890	3059	28770
	10	9789	1824	52890	3059	28770
	9	9785	2160	56140	3042	33640
	8	9785	2160	56140	3042	33640
	7	9789	1824	52890	3059	28770
	6	9789	1824	52890	3059	28770
	5	9434	1439	48770	3055	23050
	4	9434	1439	48770	3055	23050
	3	8959	1080	45470	3025	17960
	2	9064	912	43350	3047	15330

3.4 結構模型建立與模擬

3.4.1 構件模擬

3.4.1.1 單向背骨曲線(Monotonic Backbone Curves)

在這篇研究當中，主要使用了 CSI 公司的非線性軟體 Perform-3D 進行結構非線性模擬與分析[30]，其中梁桿件與柱桿件都使用彎矩塑性鉸的形式來模擬桿件非線性的行為，而更進一步地將各元素組合在一起，其梁、柱、與其相交接之組合形式以圖 3-8 說明，以桿件斷面之基本性質決定(斷面大小、材料強度)其基本的彈性行為，以彎矩-旋轉角之塑性鉸(Moment-Rotation Hinge)模擬梁構件非線性之力與位移關係，柱端因考慮「軸力-彎矩效應」因此採用 P-M2-M3 塑性鉸模擬其非線性之力與位移關係，而 Panel Zone 的部分由於假設梁塑鉸產生於離柱端有一距離，因此則是直接採用 Perform-3D 中的內建彈性接頭設定。

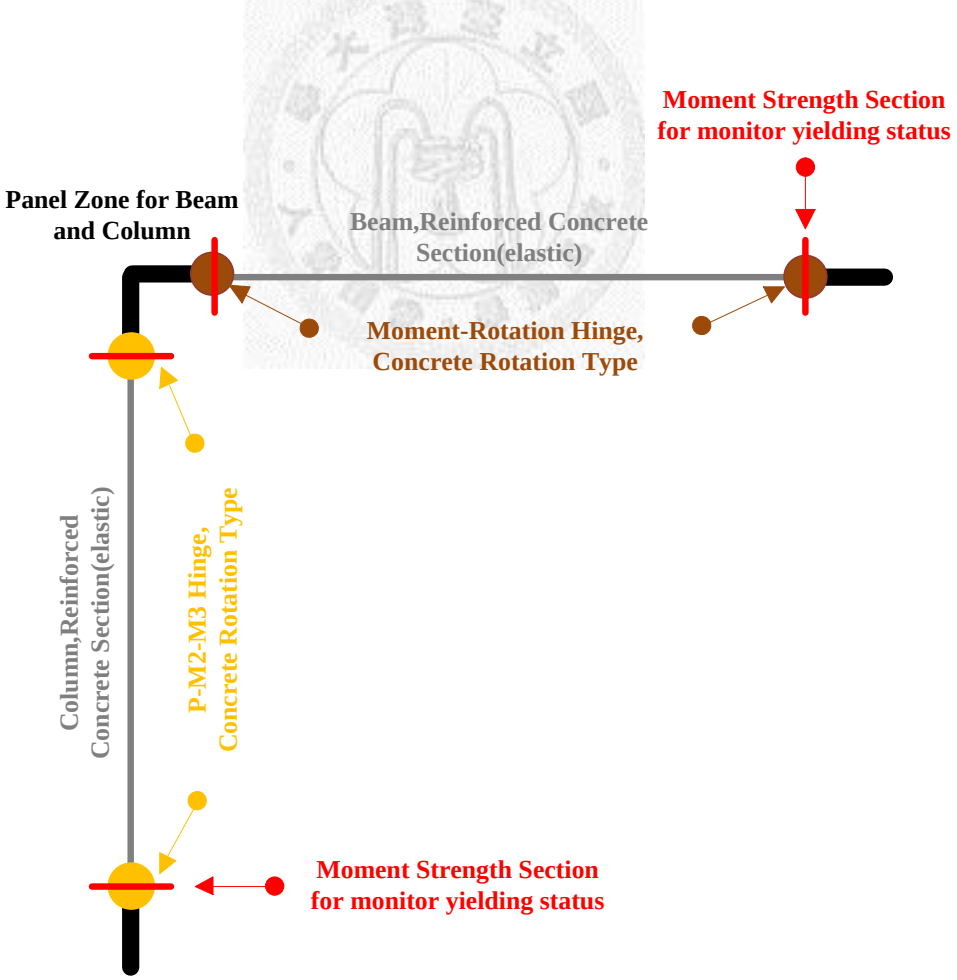


圖 3-8 軟體 Perform-3D 中使用之構件組合(Compound)模式

而單向背骨曲線為在模擬桿件兩端非線性塑性鉸的重要依據，它繪出了構件塑鉸的基本力與位移之關係式並表現出構件本身所能承受之能力。本篇研究使用了鋼筋混凝土構架，而當結構斷面設計完成之後，因為於不同的設計參數，例如斷面大小、配筋量、箍筋量與間距、軸力大小等等，便造成不同的單向背骨曲線，如斷面降伏後之塑鉸轉角、極限轉角與相對應之強度關係，如所示，K_e為初始勁度、M_y為降伏彎矩、K_s為降伏後勁度、M_c為極限彎矩、K_c為衰減勁度，$\theta_{cap,pl}$、θ_{pc}分別為塑性轉角與勁度折減轉角。

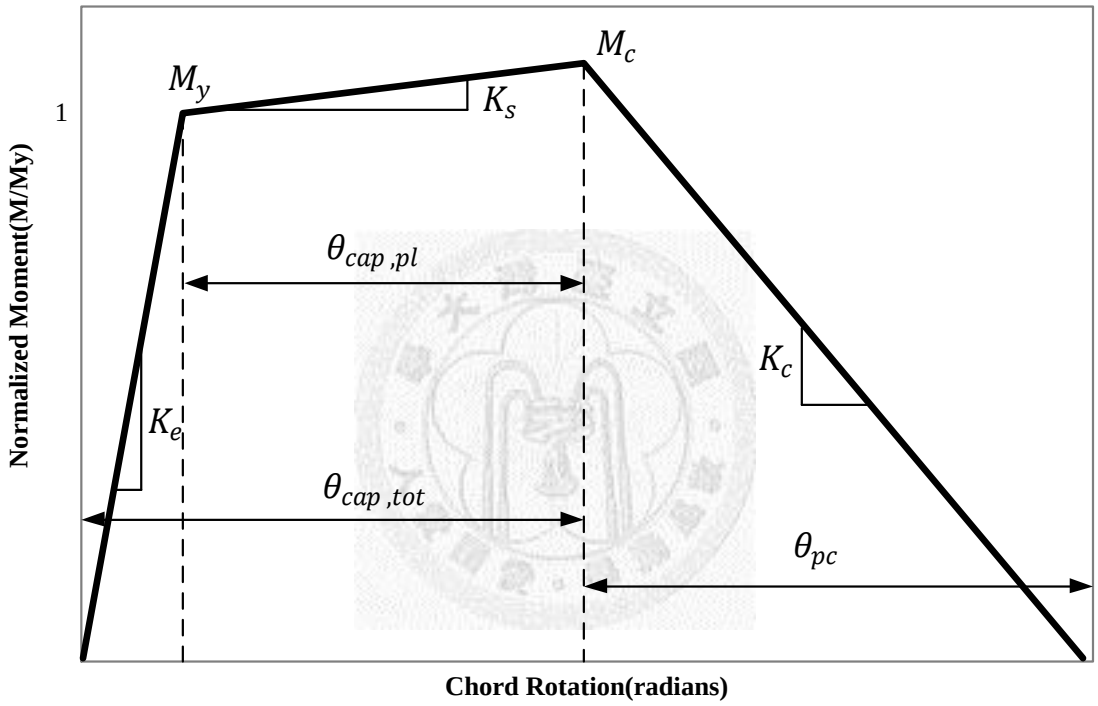


圖 3-9 構件背骨曲線之彎矩-旋轉角關係圖

在本篇研究中的鋼筋混凝土斷面背骨曲線模型概念是由 Ibarra 等人在 2005 年所提[31]，並由學者 Haselton(2007)經由 255 根鋼筋混凝土柱經由實驗與測試並校正、統計後發展出根據不同設計參數為變數的經驗公式來模擬梁柱的塑鉸模型，而這些參數也被使用在 FEMA P695 的構架裡的桿件模擬當中，其 FEMA P695 中分析軟體：OpenSees 中亦有這些模型參數之模擬資料。以下簡單的介紹本篇所使用之背骨曲線經驗公式(FEMA P695)：

- 有效勁度(Effective stiffness)，EI_{eff}：其定義為40%之降伏力量時所對應的斜率，因為在實驗結果中此時的勁度開始有明顯的變化，而其經驗公式整理成，

$$\frac{EI_{eff}}{EI_g} = -0.02 + 0.98\frac{P}{A_g f_c'} + 0.09\frac{L_s}{H}$$

且在以下範圍內， (3-17)

$$0.35 \le \frac{EI_{eff}}{EI_g} \le 0.8$$

其中$P/A_g f_c'$為鋼筋混凝土斷面軸力比值，L_s/H為剪力跨距比，而在 FEMA 先前版本中(FEMA 356,2000)，僅簡單的將有效勁度定義為，

$$\begin{cases} \dfrac{EI_{eff}}{EI_g} = 0.5, & 當\dfrac{P}{A_g f_c'} < 0.3 \\ \dfrac{EI_{eff}}{EI_g} = 0.7, & 當\dfrac{P}{A_g f_c'} > 0.5 \end{cases} \tag{3-18}$$

其預測結果通常較式子(3-17)求得的來得較高，學者 Elwood and Eberhard 比較出這是由於 FEMA 356 中之預測並未考慮到鋼筋混凝土材料之黏滯滑動與剪力位移之影響[32]，因此在 FEMA P695 增加了L_s/H項來修正有效勁度之公式。

- 塑性轉角(Plastic rotation capacity)，$\theta_{cap,pl}$：塑性轉角為構件在進入降伏階段之後並到達極限力量之前的旋轉角量，其經驗公式整理成：

$$\theta_{cap,pl} = 0.12(1 + 0.55\alpha_{sl}) \cdot 0.16^{\frac{P}{A_g f_c'}} \cdot (0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43} \cdot 0.54^{0.01 f_c'} \cdot 0.66^{0.1 S_n} \cdot 2.27^{10\rho} \tag{3-19}$$

由上式可以看出決定塑性轉角能力的變數取決於相當多因素，其中α_{sl}一樣為考慮鋼筋混凝土材料中之黏滯滑動行為影響，根據考慮或不考慮這因素而分別為 0 或 1，在 FEMA P695 以及本篇研究中皆取 1，$P/A_g f_c'$為鋼筋混凝土斷面軸力比，ρ_{sh}

為圍束鋼筋比，S_n為鋼筋挫屈係數，ρ為斷面之縱向鋼筋比。由公式中可看出，越低的軸力比、越高的圍束鋼筋比、越高的縱向鋼筋比會擁有越高的塑性轉角能力，與一些先前研究結果是相符合的。

- 勁度衰減轉角(Post-capping rotation capacity)，θ_{pc}：勁度衰減轉角(Post-capping rotation capacity)為在構件達到極限力量後構件勁度成負值，力量持續衰減至破壞之轉角，其經驗公式被整理成，

$$\theta_{pc} = 0.76 \cdot 0.1031^{\frac{P}{A_g f_c'}} \cdot (0.02 + 40\rho_{sh})^{1.03} \tag{3-20}$$

且在以下範圍內，

$$\theta_{pc} \leq 0.1$$

其中$P/A_g f_c'$為鋼筋混凝土斷面軸力比，ρ_{sh}為圍束鋼筋比。

- 降伏後硬化程度(Post-yield hardening stiffness)，M_c/M_y：降伏後硬化程度為當構件進入降伏段之後與到達極限強度之前的勁度值，亦即極限彎矩值除上降伏彎矩值，其整理之經驗公式為：

$$\frac{M_c}{M_y} = 1.25 \cdot 0.89^{\frac{P}{A_g f_c'}} \cdot 0.91^{0.01 f_c'} \tag{3-21}$$

3.4.1.2 遲滯迴圈行為

在非線性靜力側推分析當中，由於力的作用為在同一方向不斷施加側向力來分析結構體，而各構件的內力與位移關係依據著單向背骨曲線的模擬而變化，但若在進行非線性動力歷時分析時，由於地震力造成其位移、速度、加速度等的正負向變化，以至於構件產生遲滯迴圈，特別是在鋼筋混凝土結構中其特有的擠壓效應(Pinched)，無法擁有像鋼結構般的飽滿消能作用。

在 Perform-3D 中，以塑性鉸模擬的構件其遲滯迴圈行為以不同階段的塑性鉸旋轉角採用不同的能量係數e來模擬，而能量係數e的定義為在其相對應的旋轉角階段內其鋼筋混凝土斷面遲滯迴圈所包覆的面積除上一個完全彈塑性斷面遲滯迴

圈所包覆的面積：

$$e = \frac{Area_{degraded}}{Area_{E-P-P}} \tag{3-22}$$

圖 3-10 為在已知一設計好的斷面之下，結構分析軟體 OpenSees 與 PERFORM-3D 之間其對於遲滯迴圈模擬之方式，經由一單自由度斷面系統，其分別以此兩軟體模擬出鋼筋混凝土的遲滯行為，並與其背骨曲線和實驗數據做出比較，如圖 3-11 所示(Liao W.C.,2010)，e值得選用範圍根據不同斷面性質約在 0.15 至 0.2 之間。

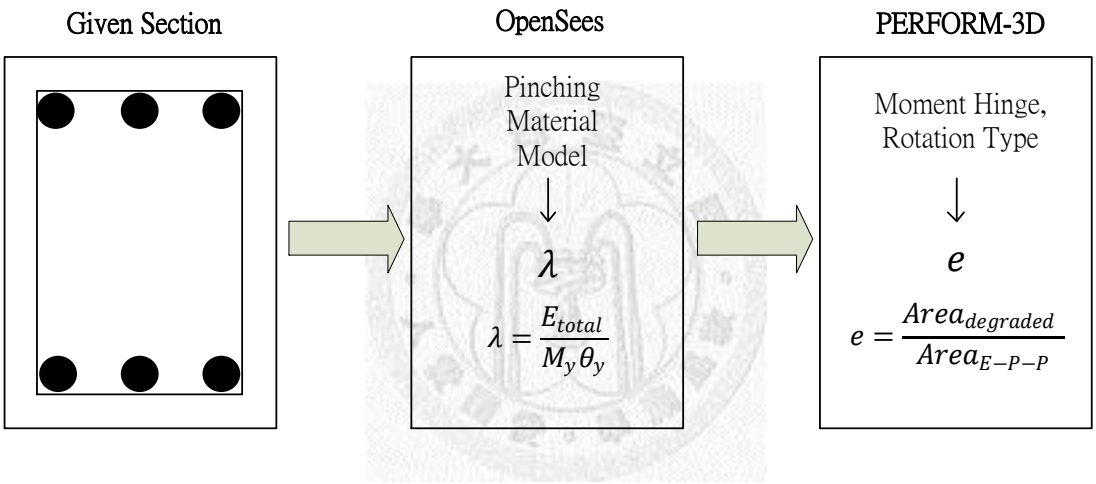


圖 3-10 OpenSees 與 PERFORM-3D 模擬遲滯迴圈方式

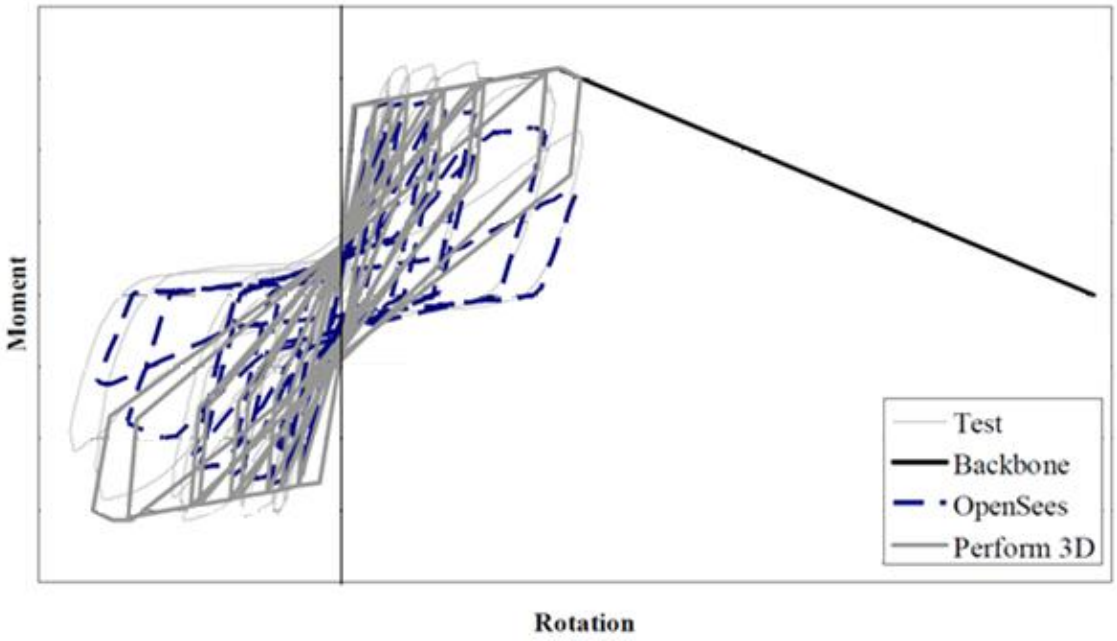


圖 3-11 OpenSees 與 PERFORM-3D 模擬遲滯迴圈圖

3.4.2 結構模擬

圖 3-12 為結構整體模型圖，如前述章節所表示的四、八、十二、二十層樓構架皆為三垮平面構架，第一層樓為 15 英呎，其餘層樓皆為 13 英呎，在主體結構外外接一根$P-\Delta$柱，其中間以剛性桿件相連。$P-\Delta$柱為承受主結構體上每層樓之重力，並將$P-\Delta$效應集中於$P-\Delta$柱上，另結構整體之阻尼比為 6.5%。

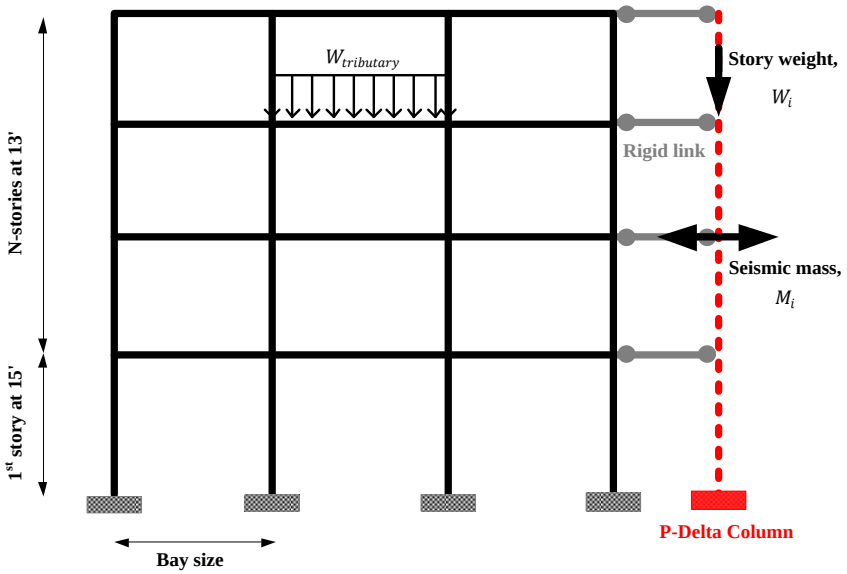


圖 3-12 RC SMF 結構整體模型

3.4.3 結構模擬流程與程式

在經由 PBPD 法求得梁斷面的強度需求之後，經由手算的方式並以符合 ACI-318 規範進行梁斷面設計，經由 XTRACT 的 Moment- Curvature 分析得斷面外緣混凝土應變為 0.003 破壞時之強度為彈性強度，並以ξ為 1.25 之硬化係數乘之做為梁斷面之極限強度M_{pr}進而做樹狀柱圖分析得到柱端的需求強度。

由於柱斷面的設計較複雜且因考慮到軸力-彎矩互制之影響，因此在本篇研究當中直接使用柱斷面設計程式 PCA-COLUMN 設計斷面，包含其斷面大小、縱向鋼筋配筋量、箍筋間距與用量等，經由 XTRACT 的 P-M 分析並得到 P-M 互制圖，得到梁柱斷面資訊後輸入 PERFROM-3D 程式進行結構模擬。

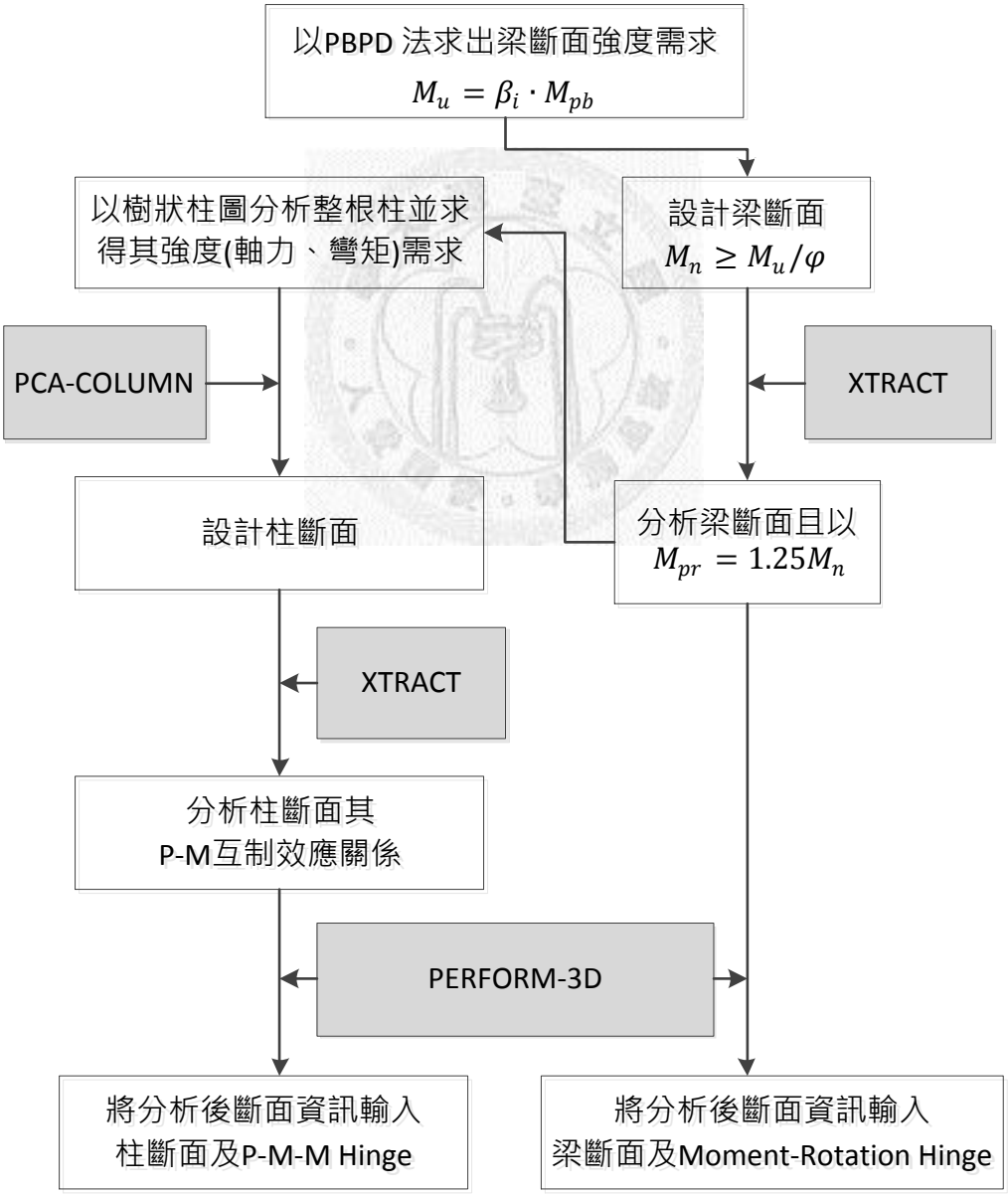


圖 3-13 本篇研究以軟體分析、設計與模擬之整體流程圖

3.4.3.1 XTRACT

XTRACT 為美國加州柏克萊大學的 Charles Chadwell 博士及其團隊研發而成，為一個將混凝土斷面切成若干小元素(fibers)的有限元素分析程式，其功能性強且使用方法簡單，材料性質方面可自行設計或是採用內建資料庫常用的混凝土、鋼材等資訊，如圖 3-14 所示。並可依據斷面幾何、縱向與箍筋配筋量等參數快速設定圍束區之混凝土 Mander 模型，如圖 3-15 所示。斷面也可以以其內建的預設幾何模型從圓形或矩形斷面與鋼筋配置之方式快速建立斷面，亦可使用自行繪製及擺設鋼筋的方式製成，而分析的模式主要分為(1)Moment-Curvature 分析，得到彎矩與曲率之關係，亦可轉換成旋轉角之單位，如圖 3-16 所示，與(2)P-M Interaction 分析，分析出斷面的軸力-彎矩互制圖，如圖 3-17 所示，為之後輸入 PERFORM-3D 之重要資訊。

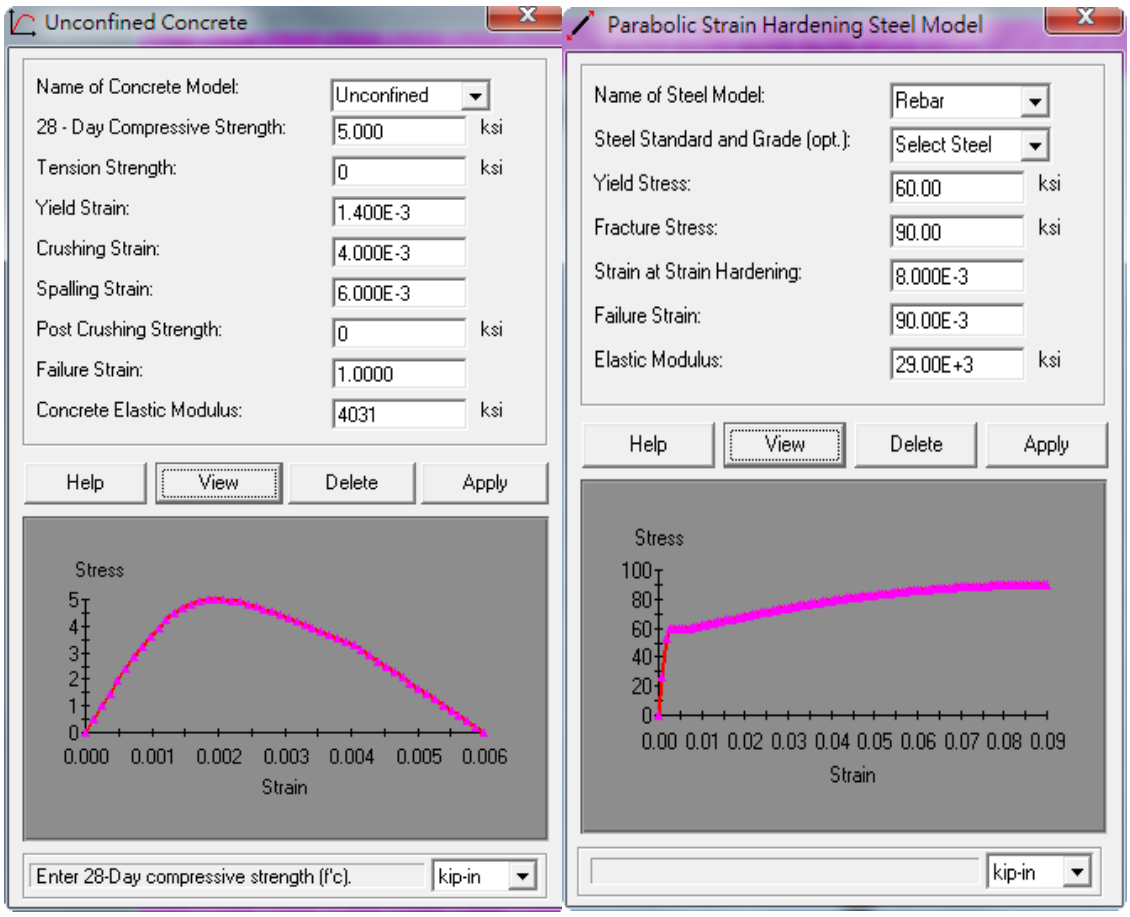


圖 3-14 XTRAC 程式混凝土與鋼材料參數

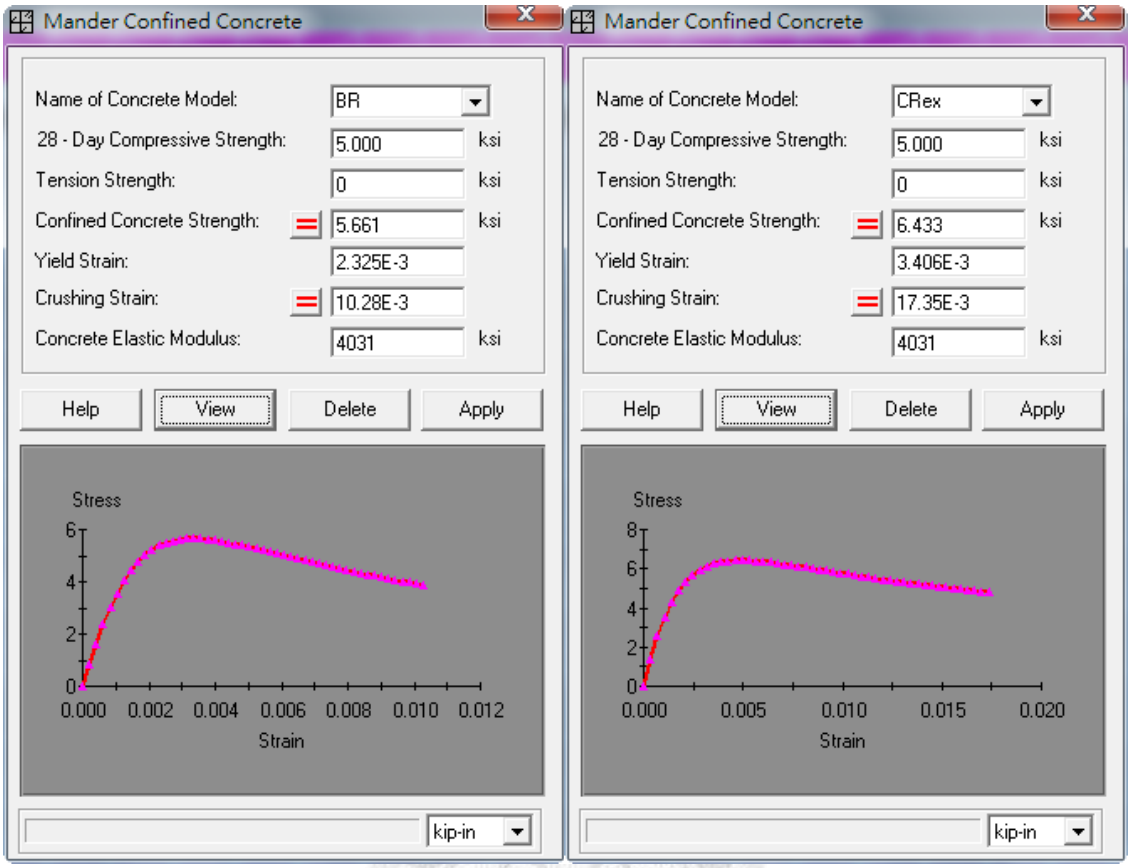


圖 3-15 XTRAC 程式混凝土根據不同斷面設計之 Mander 圍束混凝土模型

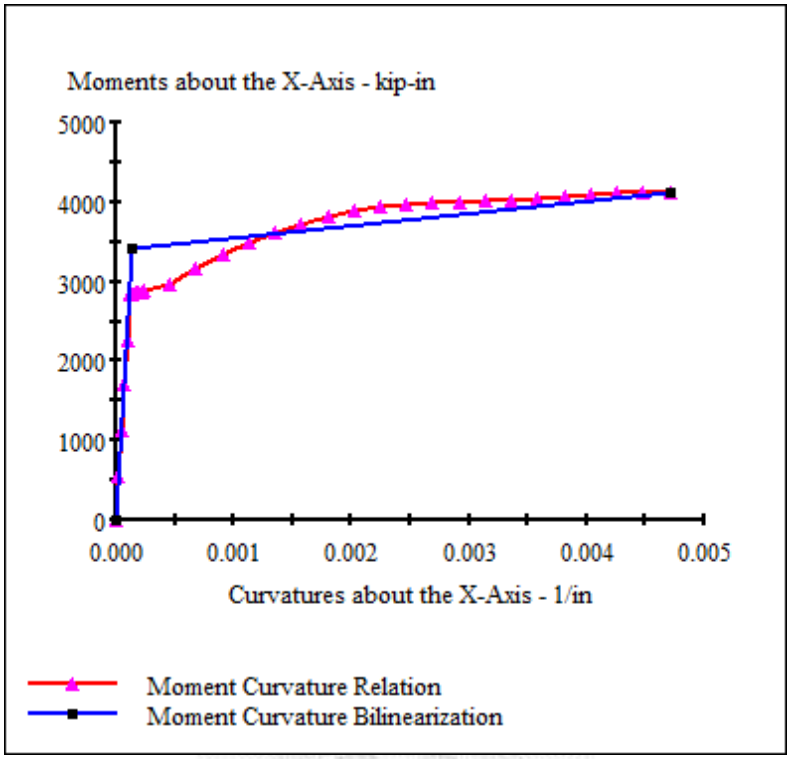


圖 3-16 XTRAC 程式斷面 Moment-Curvature 分析

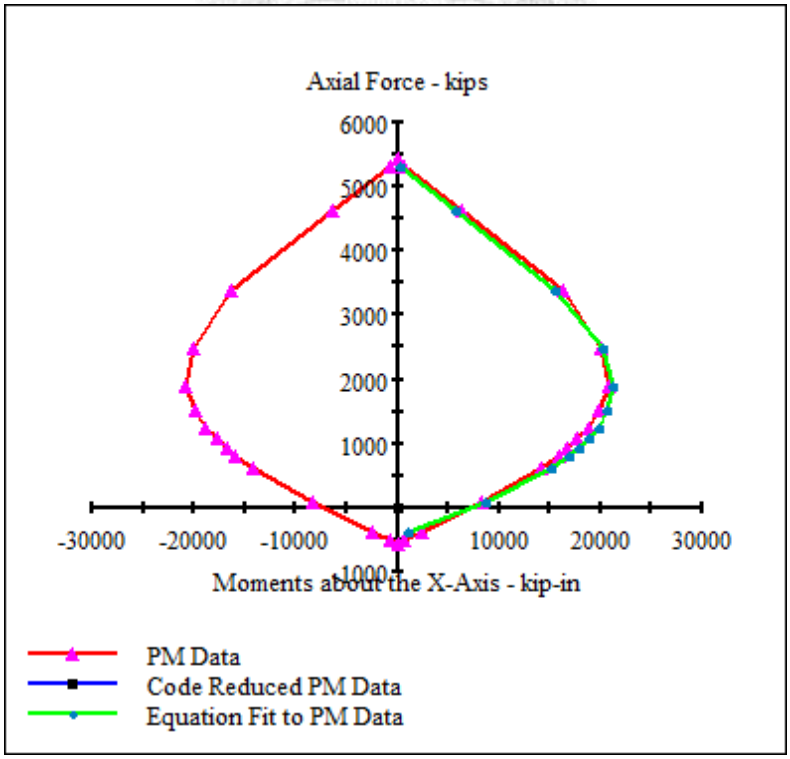


圖 3-17 XTRAC 程式斷面 P-M Interaction 分析

3.4.3.2 PCA-COLUMN

PCA-COLUMN 為 Structure Point 公司設計研發之程式，被廣泛的應用在剪力牆、橋梁、柱的設計上。可根據內建的 ACI 或 CSA 規範設計斷面，輸入材料以及基本性質之後更可以決定自己所需的設計準則(Criteria)，從設計可接受的斷面幾何種類、大小範圍、鋼筋採用的號數範圍、用量範圍、依最小鋼筋量或是最小鋼筋數等等，最後僅需輸入斷面需求之彎矩與軸力即可，其基本輸入之參數如圖 3-18 所示。

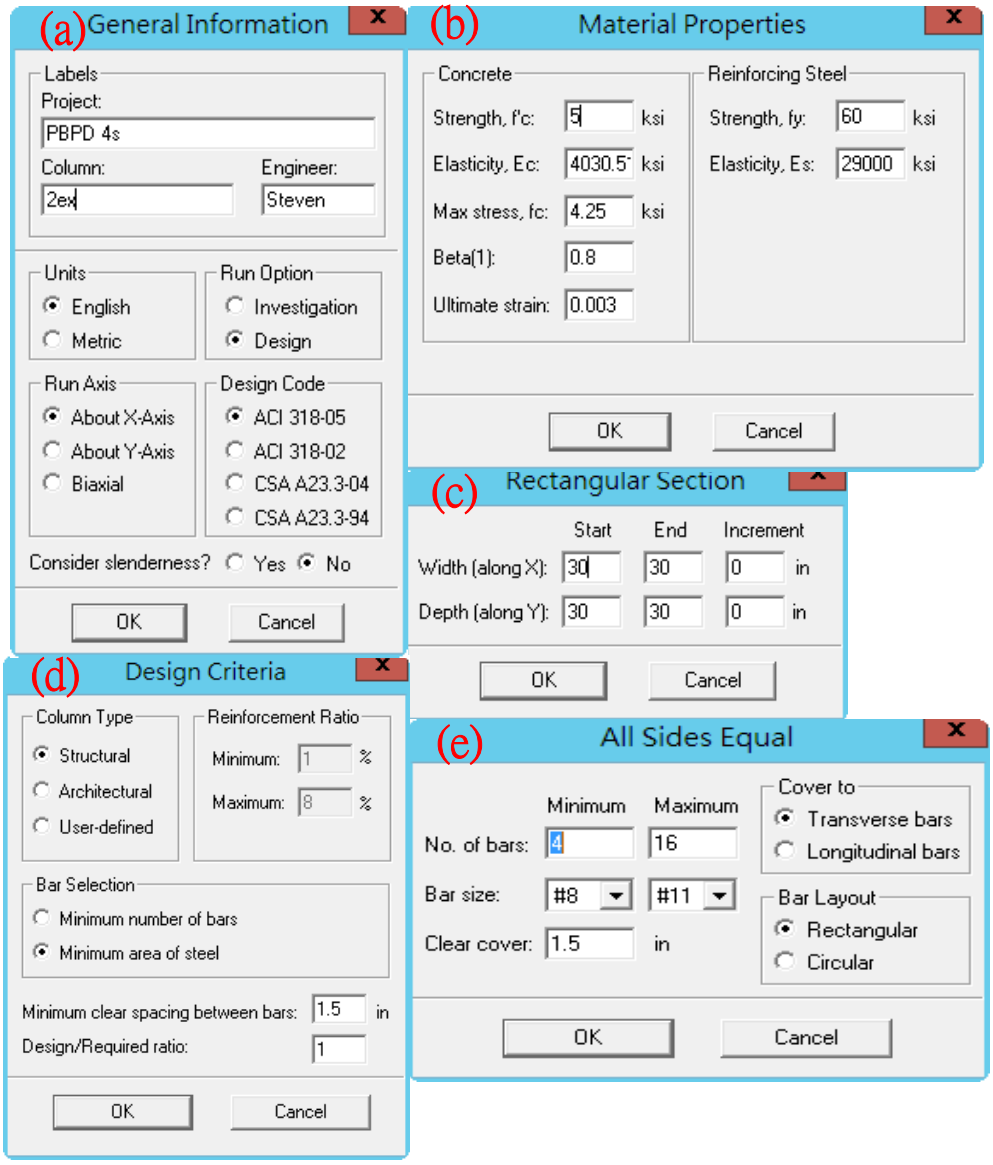


圖 3-18 PCA-COLUMN(a)基本資訊(b)材料參數(c)斷面範圍(d)設計準則(e)鋼筋使用量準則

3.4.3.3 PERFORM-3D

PERFORM-3D 為 CSI 公司所推出的非線性結構設計分析軟體，為在本篇研究中最常使用的分析程式，其特色為操作簡單明瞭，主選單分成「結構模擬」和「結構分析」兩大層面，構件從材料、斷面性質等包含彈性段等參數，如圖 3-19 所示，塑性鉸性質，為建立構件模型時最重要之步驟，裡面的參數包括採用三性線模擬力與位移的單向背骨曲線(結構進入非彈性段之後之性質)，值得一提的是，在 FEMA P695 報告的構架中，其以 OpenSees 程式模擬時未考慮軸力-彎矩互制的影響，也就是說其單向背骨曲線並不會產生變化，但是在 PERFORM-3D 之中其柱端採用了 P-M2-M3 塑鉸之軸力-彎矩互制設定，來考慮在不同軸力下其柱斷面的能力，如圖 3-20、圖 3-21 所示。最後梁柱構件的組合，根據章節 3.4.1.1 中的圖 3-8 的方式進行組合，如圖 3-22 所示，等有順序的建立，並可於分析後觀察是否達到自訂的性能目標。非線性的靜力與動力分析很有效率，可建立不同的分析組合，並任意的增加或減少分析其分析組合中的力量(Load Case，可為靜力側推分析、動力歷時分析、能量譜分析等等)。

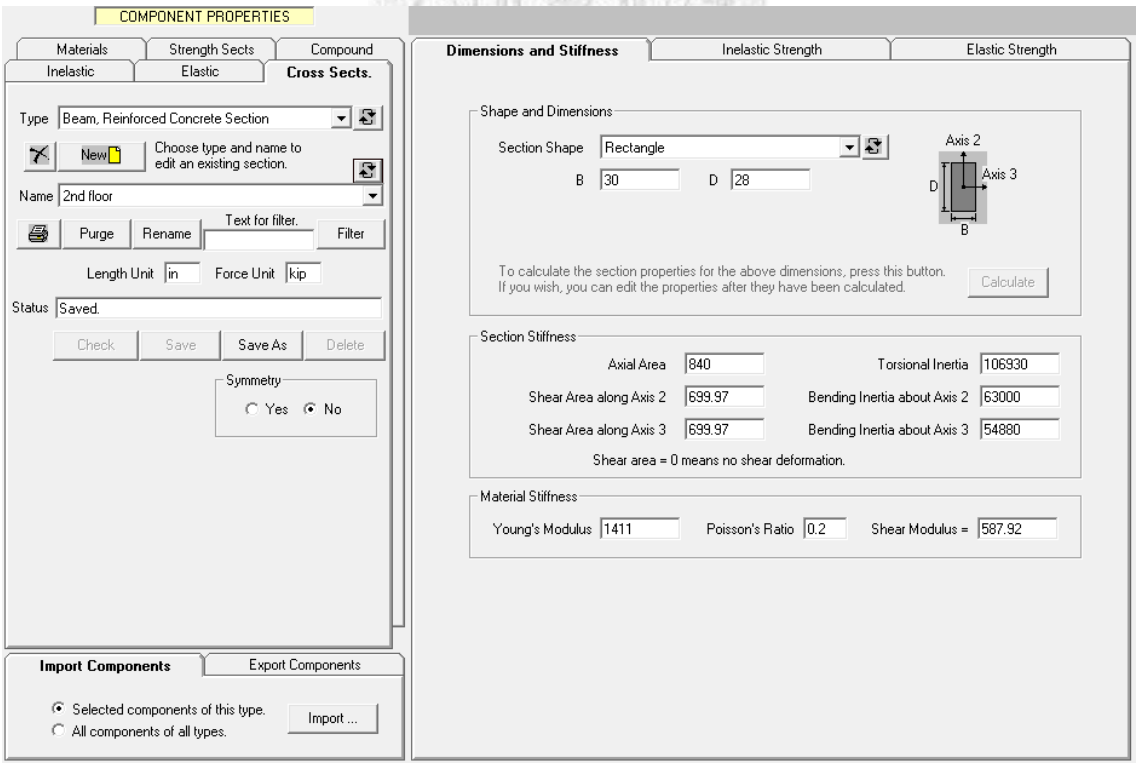


圖 3-19 PERFORM-3D 混凝土斷面性質

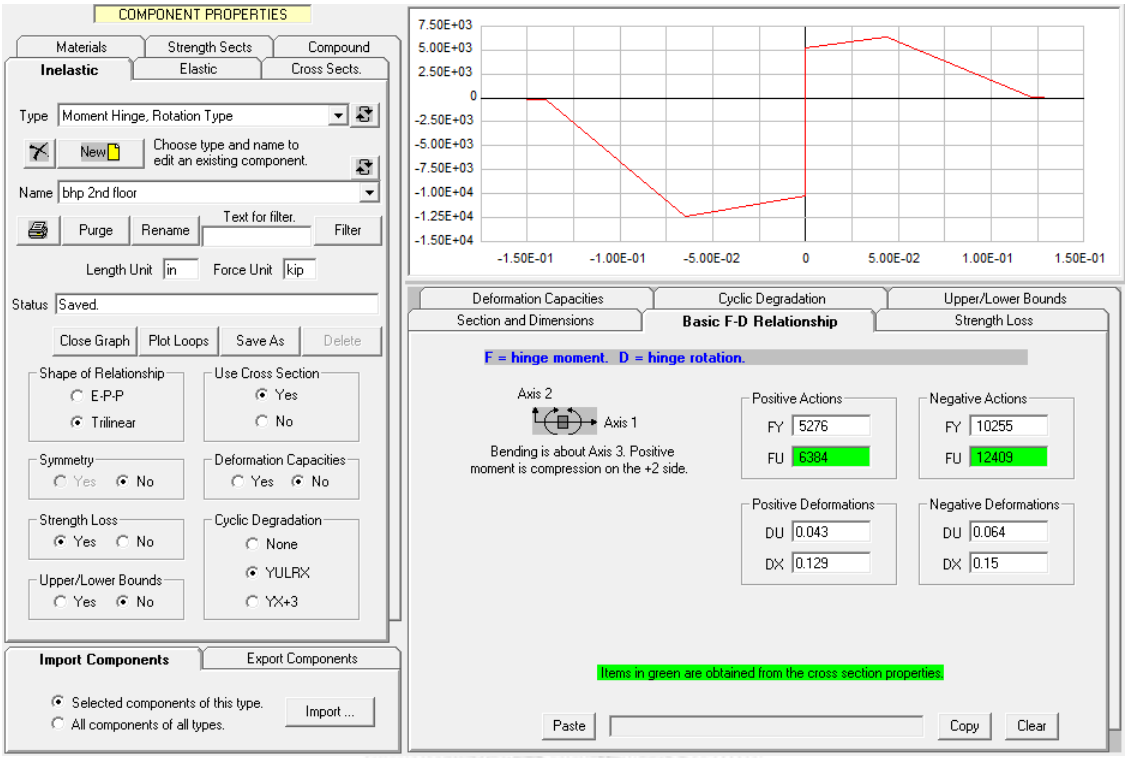


圖 3-20 PERFORM-3D 鋼筋混凝梁端塑性鉸力-位移關係

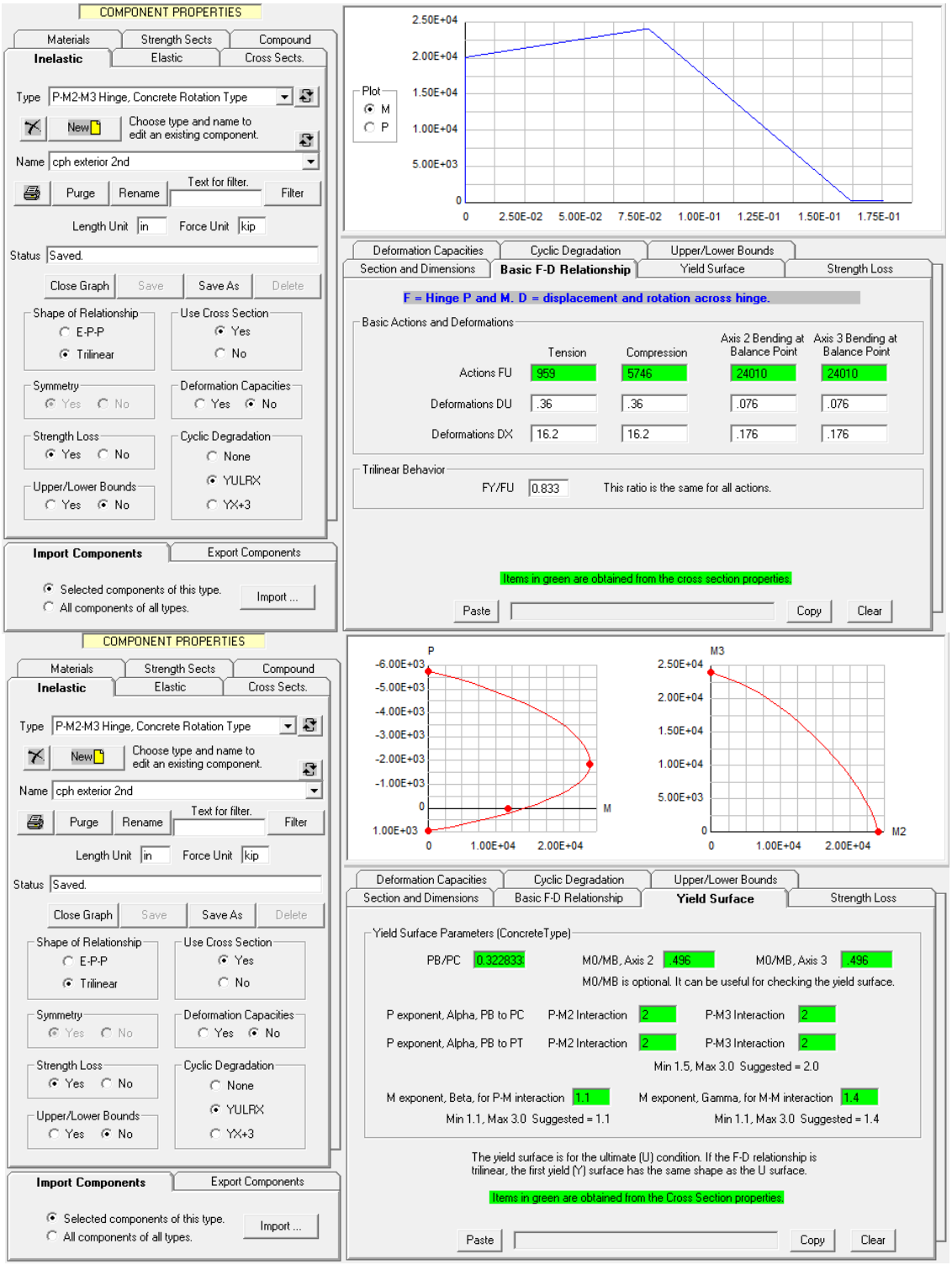


圖 3-21 PERFORM-3D 鋼筋混凝柱端塑性鉸基本力-位移與 P-M 互制關係

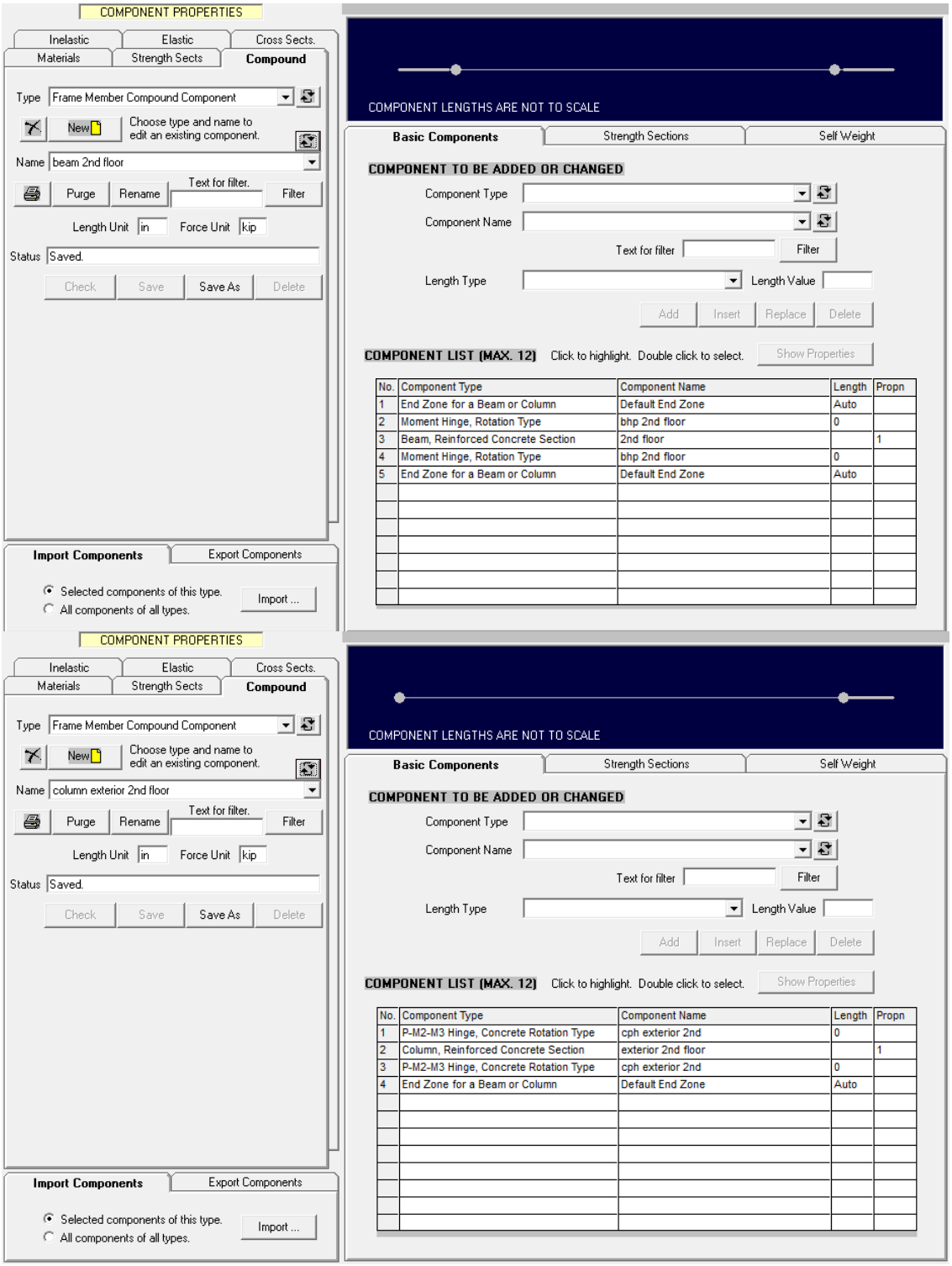


圖 3-22 PERFORM-3D 鋼筋混凝柱構件組合(上圖為梁、下圖為一樓外柱)

3.5 小結

現行耐震設計中沒有一個明確的設計流程為其缺點之一，導致結構初始設計之後必須不斷的重複檢核是否符合規範設計條件；而 PBPD 設計法其設計的方法簡單，流程明確，於之後第五章之分析結果亦可以看出僅需設計第一次的初始設計其結構性能或是控制層間位移角都能一次到位，圖 3-24、圖 3-25、圖 3-26、圖 3-27 分別為四、八、十二、二十層樓結構在原型構架(Baseline)與 PBPD 構架之設計斷面與配筋比較圖；圖 3-28 至圖 3-31 為四到二十層 Baseline 與 PBPD 構架在 PERFORM-3D 中的參數模擬表示;表 3-45 至表 3-52 為 Baseline 與 PBPD 構架分別在梁、外柱、內柱中其混凝土與鋼筋之用量統計。簡單得來說，以性能導向塑性設計法設計結構之梁斷面的強度需求與大小明顯小於 FEMA P695 中的原型構架，而在柱斷面上需求強度與斷面明顯得大於原型構架，此因為 PBPD 設計法更能整體的考慮到強柱弱梁的考量。

值得注意的是在二十層樓結構物上，PBPD 法之梁、柱斷面之混凝土與鋼筋用量卻明顯得高過於原型構架，其原因有兩個：

1. 在 PBPD 法柱端的設計過程中，考慮了以整根柱端來採取靜力平衡之「樹狀柱圖」來設計柱、並且其需求彎矩以梁上之彎矩為基底多乘上了 1.25 倍之硬化係數，導致強度需求大增之現象，又實際設計斷面過程中梁斷面分別以 2 至 8 樓為同一斷面去設計而非理論上之只需因應各樓層之強度需求，更因此加重了柱斷面之強度需求。

2. 以 PBPD 設計法原來設計流程中，設計加速度值S_a應直接採用其設計譜之加速度值，而非將設計地震係數C_s求得後再反推回S_a值，以此篇研究之二十層樓而言，其基本週期為 3.36 秒，對應之 2/3MCE 等級的設計譜加速度值為 0.17g，設計基底剪力求得 V 為 0.019W(章節 3.3.4 中為了以相同之C_s係數，以S_a為 0.3g，V 為 0.056W 來做設計)，差異得如此多的原因在於在規範 ASCE 7-05 與 ASCE 7-05 Supplement N0.2 中，長週期結構之設計地震力係數較保守給予較高之設計保障，如圖 3-23 所示。

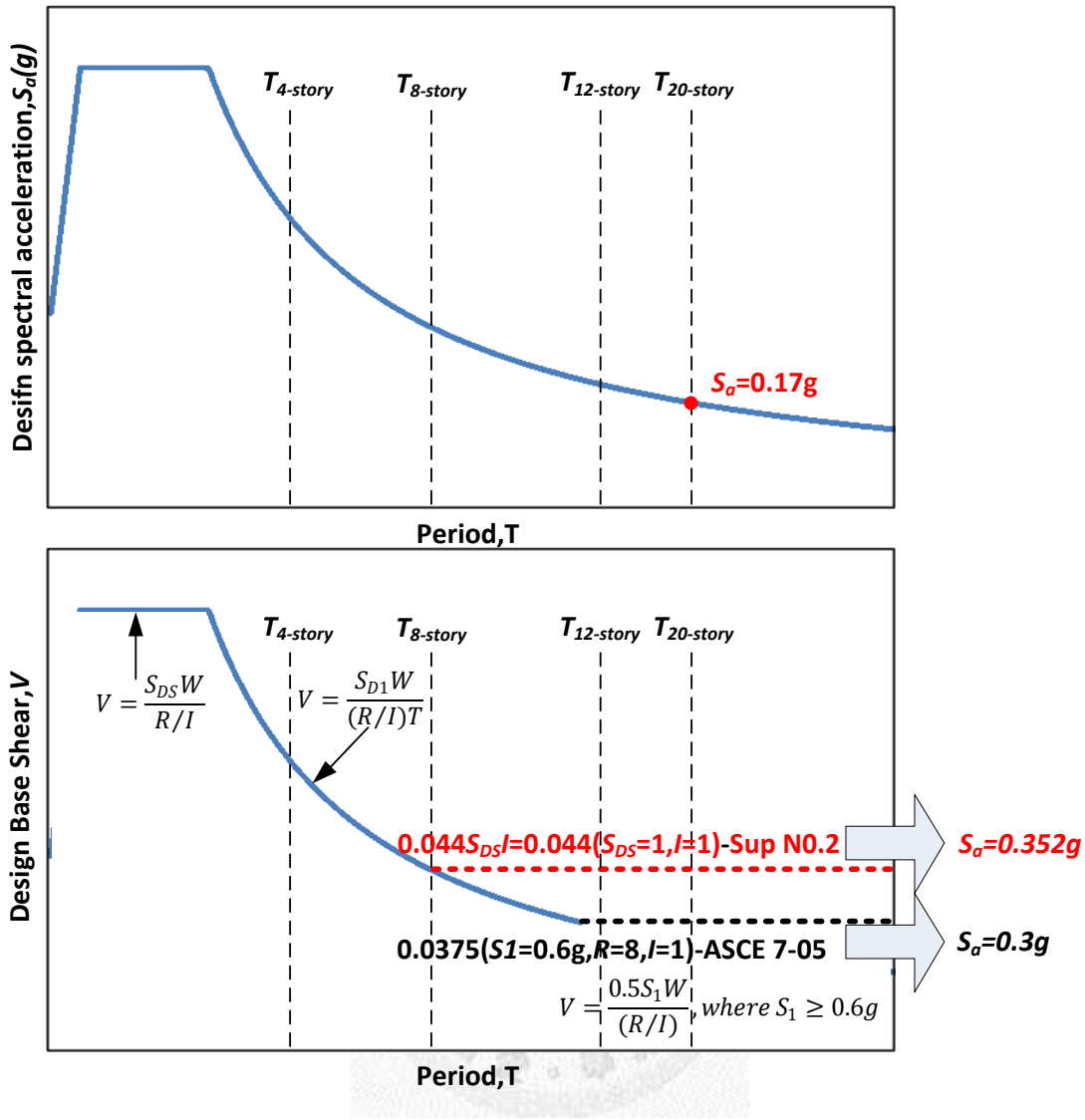


圖 3-23 ASCE 7-05 設計譜加速度與設計地震力示意圖

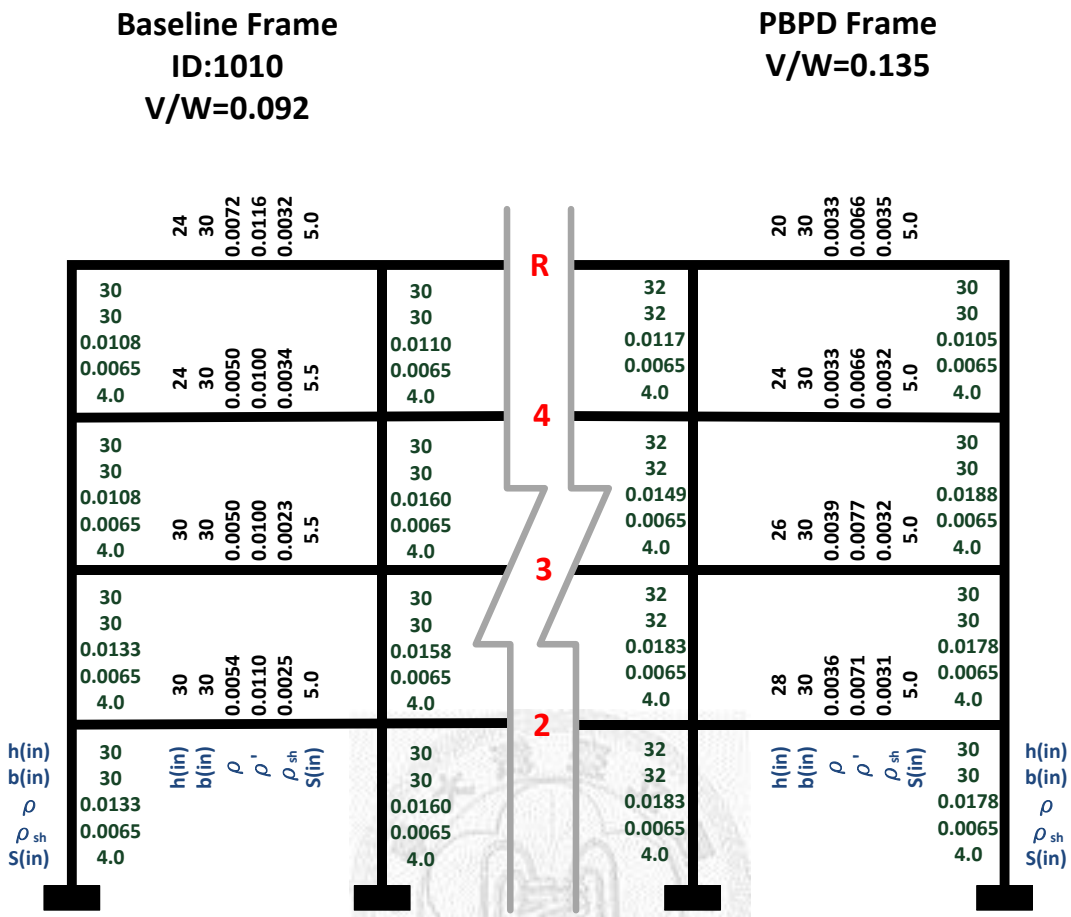


圖 3-24 四層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計表

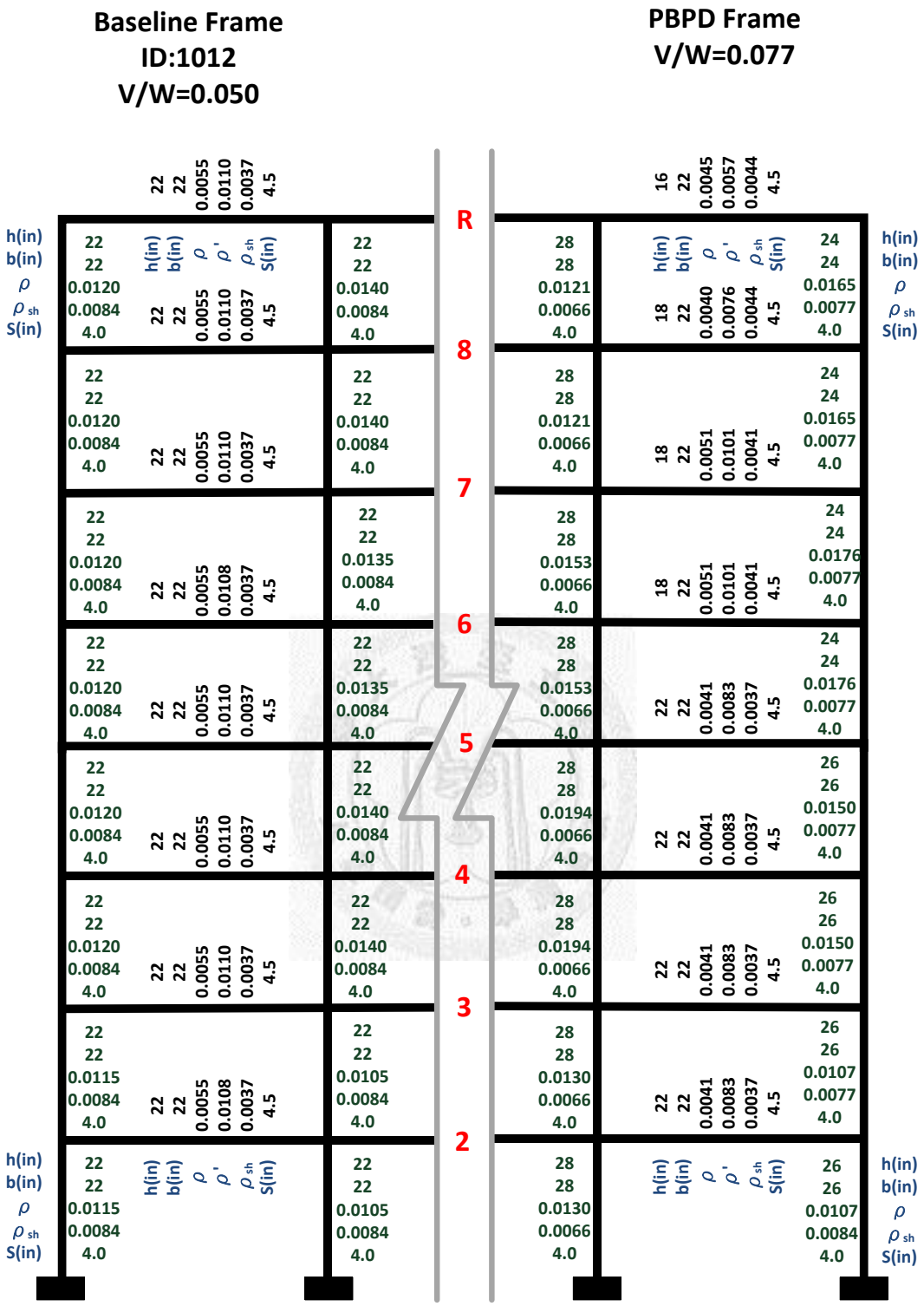


圖 3-25 八層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計表

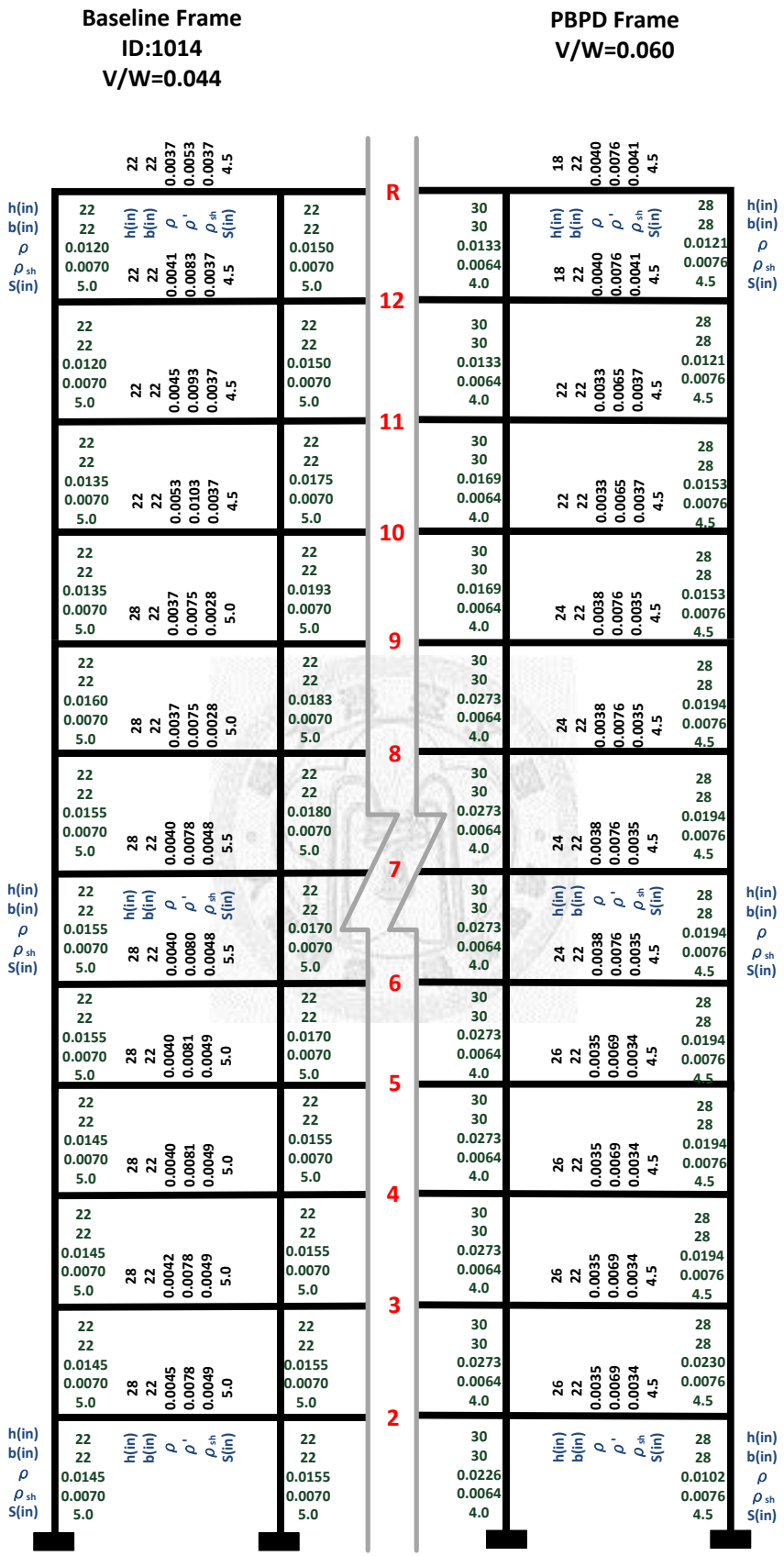


圖 3-26 十二層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計表

Baseline Frame
ID:1021
V/W=0.044

PBPD Frame
V/W=0.076

	Baseline Frame			PBPD Frame	
R	h(in) 30 b(in) 22 ρ 0.0032 ρ' 0.0032 ρ_{sh} 0.0026 S(in) 6.5			h(in) 20 b(in) 22 ρ 0.0036 ρ' 0.0068 ρ_{sh} 0.0033 S(in) 6.5	
20	h(in) 22 b(in) 22 ρ 0.0180 ρ_{sh} 0.0070 S(in) 5.0	h(in) 30 b(in) 22 ρ 0.0032 ρ' 0.0053 ρ_{sh} 0.0026 S(in) 6.5	22 22 0.0238 0.0070 5.0	32 32 0.0104 0.0053 4.5	h(in) 28 b(in) 22 ρ 0.0026 ρ' 0.0049 ρ_{sh} 0.0027 S(in) 6.5	30 30 0.0105 0.0051 5.0
19	22 22 0.0180 0.0070 5.0	22 22 0.0032 0.0058 0.0026 6.5	22 22 0.0238 0.0070 5.0	32 32 0.0104 0.0053 4.5	28 22 0.0039 0.0077 0.0027 6.5	30 30 0.0105 0.0051 5.0
18	22 22 0.0195 0.0070 5.0	30 22 0.0035 0.0068 0.0045 5.5	22 22 0.0255 0.0070 5.0	32 32 0.0162 0.0053 4.5	28 22 0.0039 0.0077 0.0027 6.5	30 30 0.0169 0.0051 5.0
17	22 22 0.0195 0.0070 5.0	30 22 0.0037 0.0075 0.0047 5.5	22 22 0.0255 0.0070 5.0	32 32 0.0162 0.0053 4.5	30 26 0.0039 0.0064 0.0034 6.5	30 30 0.0169 0.0051 5.0
16	22 22 0.0213 0.0070 5.0	30 26 0.0038 0.0075 0.0044 5.0	22 22 0.0273 0.0070 5.0	32 32 0.0264 0.0053 4.5	30 26 0.0039 0.0064 0.0034 6.5	30 30 0.0200 0.0051 5.0
15	22 22 0.0213 0.0070 5.0	28 22 0.0042 0.0078 0.0049 5.0	22 22 0.0273 0.0070 5.0	32 32 0.0264 0.0053 4.5	30 26 0.0039 0.0077 0.0034 6.5	30 30 0.0200 0.0051 5.0
14	h(in) 26 b(in) 26 ρ 0.0133 ρ_{sh} 0.0063 S(in) 4.5	h(in) 30 b(in) 26 ρ 0.0043 ρ' 0.0080 ρ_{sh} 0.0046 S(in) 6.5	26 26 0.0165 0.0063 4.5	34 34 0.0235 0.0063 4.5	h(in) 30 b(in) 26 ρ 0.0039 ρ' 0.0077 ρ_{sh} 0.0034 S(in) 6.5	32 32 0.0156 0.0058 4.0
13	26 26 0.0133 0.0063 4.5	30 26 0.0045 0.0080 0.0047 6.0	26 26 0.0165 0.0063 4.5	34 34 0.0235 0.0063 4.5	30 26 0.0041 0.0081 0.0034 6.5	32 32 0.0156 0.0058 4.0
12	26 26 0.0135 0.0063 4.5	30 26 0.0045 0.0083 0.0047 6.0	26 26 0.0155 0.0063 4.5	36 36 0.0249 0.0052 4.0	30 26 0.0041 0.0081 0.0034 6.5	34 34 0.0156 0.0054 4.0
11	26 26 0.0135 0.0063 4.5	34 26 0.0038 0.0073 0.0045 5.0	26 26 0.0155 0.0063 4.5	36 36 0.0249 0.0052 4.0	30 26 0.0041 0.0081 0.0034 6.5	34 34 0.0156 0.0054 4.0
10	26 26 0.0140 0.0063 4.5	34 26 0.0038 0.0070 0.0044 5.0	26 26 0.0168 0.0063 4.5	38 38 0.0211 0.0055 3.5	30 26 0.0041 0.0081 0.0034 6.5	36 36 0.0111 0.0051 4.0

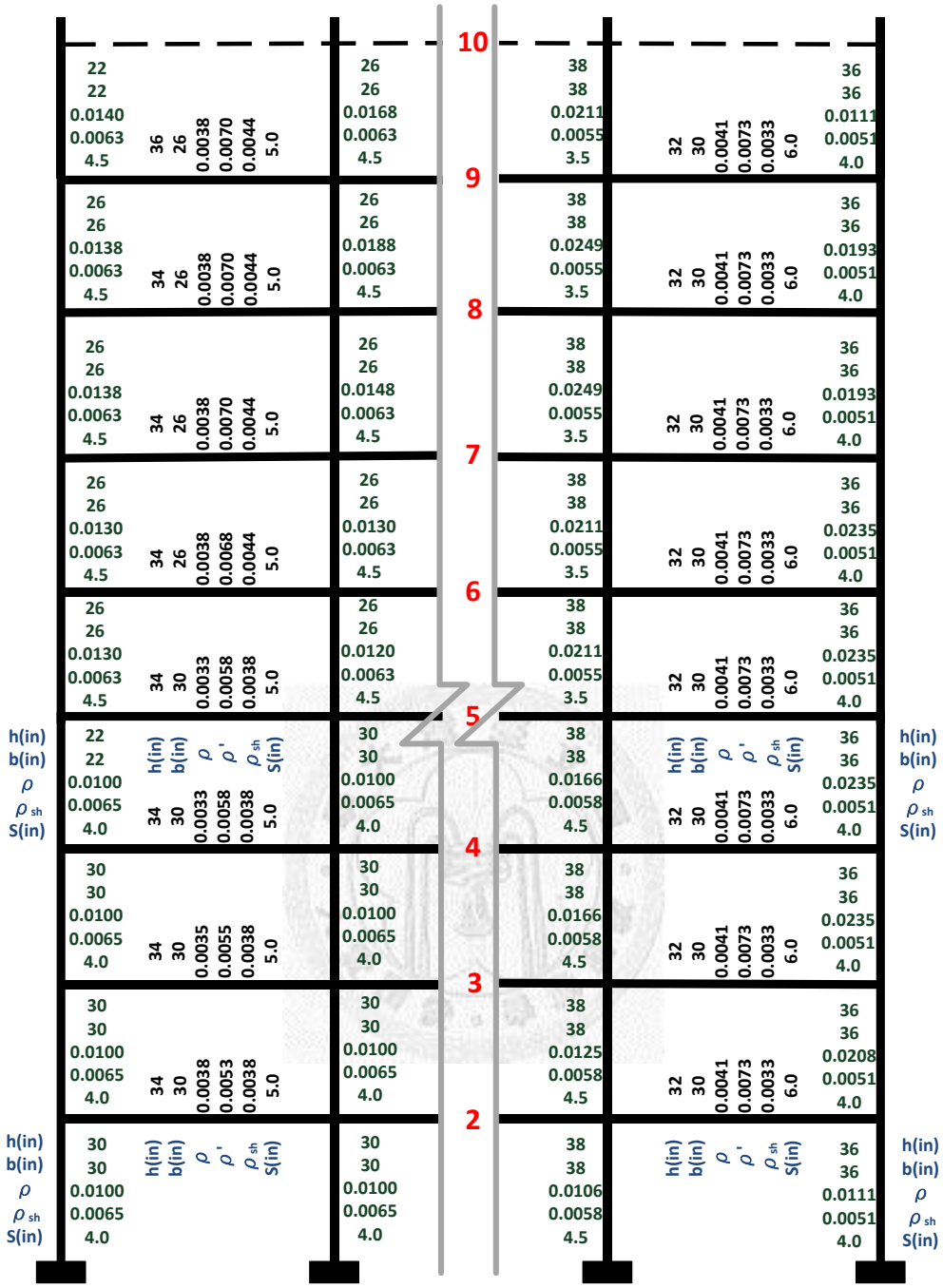


圖 3-27 二十層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計表

Baseline Frame
ID:1010
V/W=0.092

PBPD Frame
V/W=0.135

單位:kips, in, radian

| | Baseline Frame | | |

Baseline Frame
ID:1012
V/W=0.050

PBPD Frame
V/W=0.077

單位:kips, in, radian

| | Baseline Frame | | |

Baseline Frame
ID:1014
V/W=0.044

PBPD Frame
V/W=0.060

單位:kips, in, radian

$M_{y,exp}$	6150							8561						19207										13641	$M_{y,exp}$
EI_{eff}/EI_g	0.41							0.52						0.36										0.35	EI_{eff}/EI_g
M_c/M_y	1.19							1.18						1.20										1.20	M_c/M_y
$\theta_{Cap,pl}$	0.059							0.048						0.083										0.084	$\theta_{Cap,pl}$
θ_{pc}	0.1							0.1						0.1										0.1	θ_{pc}
P_{max}	3128							3173						6251										5319	P_{max}
T_{max}	501							550						1499										912	T_{max}
$M_{balnace}$	9292							9493						28370										20250	$M_{balnace}$
$P_{balance}$	814							809						1889										1649	$P_{balance}$
$M_{p=0}$	4554	0.35	3524	-8296	0.044	-0.074	0.1	4975						17970	0.35	2862	-5207	0.045	-0.068	0.1				10590	$M_{p=0}$
													6												
	6452							9126						18863										13423	
	0.42							0.55						0.39										0.35	
	1.19							1.17						1.20										1.20	
	0.057							0.046						0.081										0.082	
	0.1							0.1						0.1										0.1	
	3128							3173						6251										5319	
	501							550						1499										912	
	9292							9493						28370										20250	
	814							809						1889										1649	
	4554	0.35	3524	-8654	0.046	-0.077	0.1	4975						17970	0.35	3142	-5831	0.045	-0.068	0.1				10590	
													5												
	6514							9329						19406										13806	
	0.44							0.58						0.42										0.35	
	1.19							1.17						1.20										1.20	
	0.055							0.042						0.078										0.081	
	0.1							0.81						0.1										0.1	
	3101							3112						6251										5319	
	471							484						1499										912	
	9467							8730						28370										20250	
	820							804						1889										1649	
	4283	0.35	3524	-8654	0.046	-0.077	0.1	4454						17970	0.35	3142	-5831	0.045	-0.068	0.1				10590	
													4												
	6810							10570						19309										13763	
	0.46							0.61						0.45										0.35	
	1.19							1.17						1.20										1.20	
	0.053							0.037						0.076										0.079	
	0.1							0.073						0.1										0.1	
	3101							3128						6251										5319	
	471							501						1499										912	
	9467							9292						28370										20250	
	820							814						1889										1649	
	4283	0.35	3740	-8452	0.047	-0.076	0.1	4554						17970	0.35	3142	-5831	0.045	-0.068	0.1				10590	
													3												
	7104							10626						18704										13383	
	0.47							0.64						0.48										0.35	
	1.19							1.16						1.20										1.20	
	0.052							0.038						0.069										0.076	
	0.1							0.065						0.1										0.89	
	3101							3128						5987										5320	
	471							501						1216										1080	
	9467							9292						26100										21730	
	820							814						1887										1634	
	4283	0.35	4284	-8252	0.049	-0.074	0.1	4554						14810	0.35	3142	-5831	0.045	-0.068	0.1				12450	
													2												
$M_{y,exp}$	7395	EI_{eff}/EI_g						10687						5335	EI_{eff}/EI_g									2767	$M_{y,exp}$
EI_{eff}/EI_g	0.49	$M_{y\text{-}pos,exp}$						0.68						0.50	$M_{y\text{-}pos,exp}$									0.36	EI_{eff}/EI_g
M_c/M_y	1.18	$M_{y\text{-}neg,exp}$						1.16						1.20	$M_{y\text{-}neg,exp}$									1.20	M_c/M_y
$\theta_{Cap,pl}$	0.050	$\theta_{Cap\text{-}pos,pl}$						0.0036						0.056	$\theta_{Cap\text{-}pos,pl}$									0.069	$\theta_{Cap,pl}$
θ_{pc}	0.1	$\theta_{Cap\text{-}neg,pl}$						0.058						0.1	$\theta_{Cap\text{-}neg,pl}$									0.1	θ_{pc}
P_{max}	3101	θ_{pc}						3128						5662	θ_{pc}									4768	P_{max}
T_{max}	471							501						566										480	T_{max}
$M_{balnace}$	9467							9292						21060										17010	$M_{balnace}$
$P_{balance}$	820							814						1894										1635	$P_{balance}$
$M_{p=0}$	4283							4554						7384										5776	$M_{p=0}$

圖 3-30 十二層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之模擬參數表

Baseline Frame
ID:1021
V/W=0.044

PBPD Frame
V/W=0.076

單位:kips, in, radian

	Baseline Frame								PBPD Frame							
			0.35	3351	-5240	0.033	-0.048	0.09			0.35	1846	-3275	0.047	-0.070	0.1
			EI_{eff}/EI_g	$M_{y,pos,exp}$	$M_{y,neg,exp}$	$\theta_{Cap,pos,pl}$	$\theta_{Cap,neg,pl}$	θ_{pc}			EI_{eff}/EI_g	$M_{y,pos,exp}$	$M_{y,neg,exp}$	$\theta_{Cap,pos,pl}$	$\theta_{Cap,neg,pl}$	θ_{pc}
$M_{y,exp}$	4872								7551							
EI_{eff}/EI_g	0.35								0.35							
M_c/M_y	1.21								1.20							
$\theta_{Cap,pl}$	0.082								0.084							
θ_{pc}	0.1								0.1							
P_{max}	3202								7257							
T_{max}	528								720							
$M_{balnace}$	9189								30790							
$P_{balance}$	795								2437							
$M_{p=0}$	5283		0.35	3353	-7209	0.032	-0.051	0.09	10740		0.35	2773	-5064	0.045	-0.067	0.09
	5194								11597							
	0.35								0.35							
	1.21								1.20							
	0.08								0.082							
	0.1								0.1							
	3202								7257							
	528								720							
	9189								30790							
	795		0.35	3351	-7594	0.032	-0.052	0.09	2437		0.35	3439	-7311	0.044	-0.066	0.09
	5283								10740							
	5872								16312							
	0.35								0.35							
	1.20								1.20							
	0.081								0.088							
	0.1								0.1							
	3212								7628							
	563								1124							
	9827								34660							
	906		0.35	3604	-8660	0.042	-0.070	0.1	2437		0.35	3439	-7311	0.044	-0.066	0.09
	4559								16280							
	6185								18084							
	0.35								0.35							
	1.20								1.20							
	0.078								0.086							
	0.1								0.1							
	3212								7628							
	563								1124							
	9827								34660							
	906		0.35	3856	-9322	0.044	-0.073	0.1	2437		0.35	5475	-8894	0.047	-0.070	0.1
	4559								16280							
	6912								23027							
	0.38								0.35							
	1.20								1.20							
	0.066								0.089							
	0.1								0.1							
	3267								8187							
	624								1824							
	9689								41010							
	1056		0.35	4126	-9868	0.047	-0.076	0.1	2450		0.35	5475	-8894	0.047	-0.070	0.1
	4869								25200							
	7217								25845							
	0.39								0.35							
	1.20								1.20							
	0.064								0.087							
	0.1								0.1							
	3267								8187							
	624								1824							
	9689								41010							
	1056		0.35	4615	-10849	0.045	-0.072	0.1	2450		0.35	5466	-10180	0.047	-0.071	0.1
	4869								25200							
			EI_{eff}/EI_g	$M_{y,pos,exp}$	$M_{y,neg,exp}$	$\theta_{Cap,pos,pl}$	$\theta_{Cap,neg,pl}$	θ_{pc}			EI_{eff}/EI_g	$M_{y,pos,exp}$	$M_{y,neg,exp}$	$\theta_{Cap,pos,pl}$	$\theta_{Cap,neg,pl}$	θ_{pc}
$M_{y,exp}$	8513								29229							
EI_{eff}/EI_g	0.35								0.35							
M_c/M_y	1.20								1.20							
$\theta_{Cap,pl}$	0.063								0.084							
θ_{pc}	0.1								0.1							
P_{max}	4323								8962							
T_{max}	540								1824							
$M_{balnace}$	15810								46690							
$P_{balance}$	1433								2746							
$M_{p=0}$	5789		0.35	5199	-11333	0.041	-0.065	0.1	26980		0.35	5466	-10180	0.047	-0.071	0.1
	8881								30921							
	0.35								0.35							
	1.20								1.20							
	0.061								0.082							
	0.1								0.1							
	4323								8962							
	540								1824							
	15810								46690							
	1433		0.35	5456	-11336	0.044	-0.065	0.1	2746		0.35	5895	-11510	0.045	-0.068	0.1
	5789								26980							
	9350								34022							
	0.35								0.35							
	1.20								1.20							
	0.060								0.093							
	0.1								0.1							
	4327								8995							
	544								2160							
	14670								49750							
	1451		0.35	5456	-11621	0.044	-0.068	0.1	2730		0.35	5895	-11510	0.045	-0.068	0.1
	5342								31510							
	9712								35768							
	0.36								0.36							
	1.19								1.20							
	0.058								0.091							
	0.1								0.1							
	4327								8995							
	544								2160							
	14670								49750							
	1451		0.35	6001	-13488	0.045	-0.071	0.1	2730		0.35	5895	-11510	0.045	-0.068	0.1
	5342								31510							
			EI_{eff}/EI_g	$M_{y,pos,exp}$	$M_{y,neg,exp}$	$\theta_{Cap,pos,pl}$	$\theta_{Cap,neg,pl}$	θ_{pc}			EI_{eff}/EI_g	$M_{y,pos,exp}$	$M_{y,neg,exp}$	$\theta_{Cap,pos,pl}$	$\theta_{Cap,neg,pl}$	θ_{pc}
$M_{y,exp}$	10278								36278							
EI_{eff}/EI_g	0.37								0.36							
M_c/M_y	1.19								1.20							
$\theta_{Cap,pl}$	0.056								0.078							
θ_{pc}	0.1								0.1							
P_{max}	4329								9879							
T_{max}	565								1824							
$M_{balnace}$	14430								52890							
$P_{balance}$	1457								3059							
$M_{p=0}$	5465		0.35	6009	-13114	0.045	-0.070	0.1	28770		0.35	5895	-11510	0.048	-0.071	0.1
			EI_{eff}/EI_g	$M_{y,pos,exp}$	$M_{y,neg,exp}$	$\theta_{Cap,pos,pl}$	$\theta_{Cap,neg,pl}$	θ_{pc}			EI_{eff}/EI_g	$M_{y,pos,exp}$	$M_{y,neg,exp}$	$\theta_{Cap,pos,pl}$	$\theta_{Cap,neg,pl}$	θ_{pc}

	Baseline Frame	PBPD Frame
R	6580	5146
20	7202	7918
19	8230	11520
18	8829	13192
17	4468	15728
16	10416	16842
15	12372	18947
14	13066	19931
13	13337	22045
12	14015	23266
11	15202	23672
10		

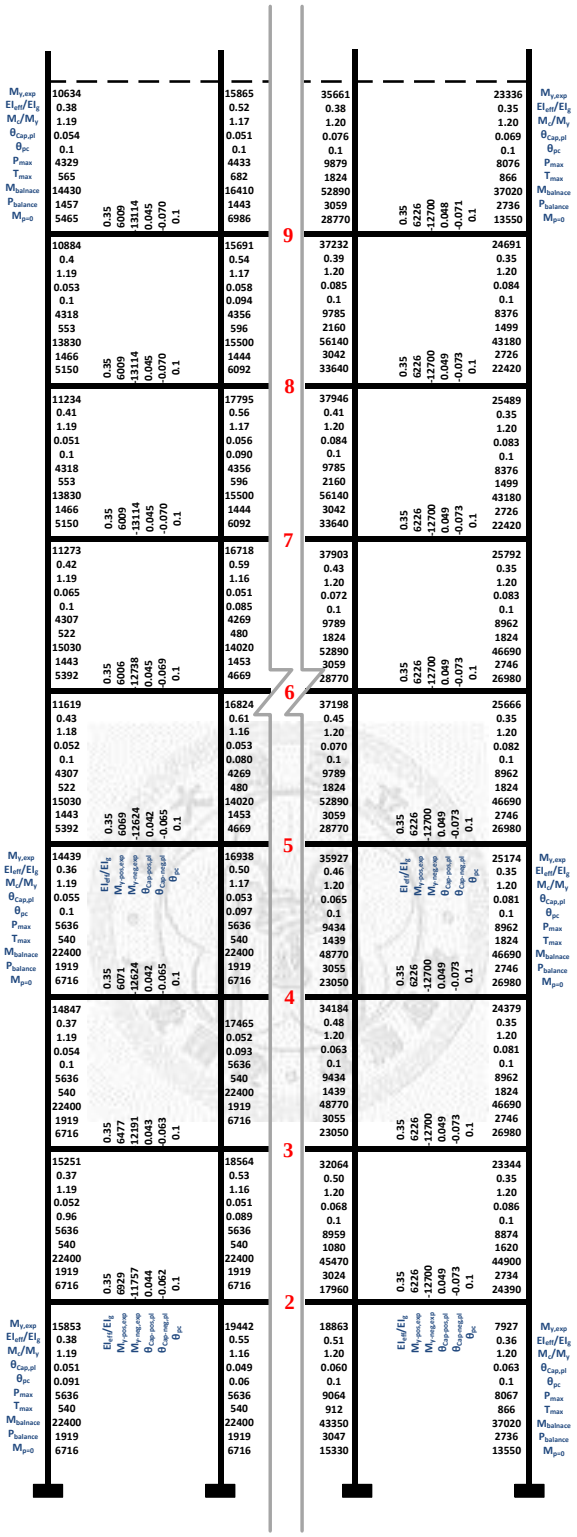


圖 3-31 二十層樓 RC SMF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之模擬參數表

表 3-45 四層樓 Baseline 構架材料用量

(a)-梁

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	ρ'	V_{rebar} (in^3)
R	24	30	90	777600	0.0072	0.0116	14618.88
4	24	30	90	777600	0.0069	0.0132	15629.76
3	30	30	90	972000	0.0050	0.0100	14580.00
2	30	30	90	972000	0.0054	0.0110	15940.80
Σ				3499200			60769.44

(b)-外柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	30	30	13	140400	0.0108	1516.32
4	30	30	13	140400	0.0108	1516.32
3	30	30	13	140400	0.0133	1867.32
2	30	30	15	162000	0.0133	2154.60
Σ				583200		7054.56

(c)-內柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	30	30	13	140400	0.0110	1544.40
4	30	30	13	140400	0.0160	2246.40
3	30	30	13	140400	0.0158	2218.32
2	30	30	15	162000	0.0160	2592.00
Σ				583200		8601.12

表 3-46 四層樓 PBPD 構架材料用量

(a)-梁

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	ρ'	V_{rebar} (in^3)
R	24	30	90	777600	0.0033	0.0066	7711.20
4	26	30	90	842400	0.0033	0.0066	8318.70
3	28	30	90	907200	0.0038	0.0077	10467.69
2	30	30	90	972000	0.0036	0.0071	10414.29
Σ				3499200			36911.88

(b)-外柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	30	30	13	140400	0.0105	1478.41
4	30	30	13	140400	0.0188	2632.50
3	30	30	13	140400	0.0178	2496.31
2	30	30	15	162000	0.0178	2880.36
Σ				583200		9487.584

(c)-內柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	32	32	13	159744	0.0117	1872.20
4	32	32	13	159744	0.0149	2376.99
3	32	32	13	159744	0.0183	2920.12
2	32	32	15	184320	0.0183	3369.37
Σ				663552		10538.68

表 3-47 八層樓 Baseline 構架材料用量

(a)-梁

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	ρ'	V_{rebar} (in^3)
R	18	22	60	285120	0.0055	0.0085	3991.68
8	18	22	60	285120	0.0060	0.0125	5274.72
7	18	22	60	285120	0.0065	0.0133	5645.38
6	18	22	60	285120	0.0065	0.0133	5645.38
5	22	22	60	348480	0.0065	0.0110	6098.40
4	22	22	60	348480	0.0055	0.0110	5749.92
3	22	22	60	348480	0.0055	0.0110	5749.92
2	22	22	60	348480	0.0055	0.0108	5680.22
Σ				2534400			43835.62

(b)-外柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	22	22	13	75504	0.0120	906.05
8	22	22	13	75504	0.0120	906.05
7	22	22	13	75504	0.0120	906.05
6	22	22	13	75504	0.0120	906.05
5	22	22	13	75504	0.0120	906.05
4	22	22	13	75504	0.0120	906.05
3	22	22	13	75504	0.0150	1132.56
2	22	22	15	87120	0.0150	1306.80
Σ				615648		7875.65

(c)-內柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	22	22	13	75504	0.0140	1057.06
8	22	22	13	75504	0.0140	1057.06
7	22	22	13	75504	0.0135	1019.30
6	22	22	13	75504	0.0135	1019.30

5	22	22	13	75504	0.0140	1057.06
4	22	22	13	75504	0.0140	1057.06
3	22	22	13	75504	0.0105	792.79
2	22	22	15	87120	0.0105	914.76
Σ				615648		7974.38

表 3-48 八層樓 PBPD 構架材料用量

(a)-梁

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	ρ'	V_{rebar} (in^3)
R	16	22	60	253440	0.0045	0.0057	2577.60
8	18	22	60	285120	0.0040	0.0076	3297.60
7	18	22	60	285120	0.0051	0.0101	4320.00
6	18	22	60	285120	0.0051	0.0101	4320.00
5	22	22	60	348480	0.0041	0.0083	4320.00
4	22	22	60	348480	0.0041	0.0083	4320.00
3	22	22	60	348480	0.0041	0.0083	4320.00
2	22	22	60	348480	0.0041	0.0083	4320.00
Σ				2502720			31795.20

(b)-外柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	ρ'	V_{rebar} (in^3)
R	22	22	13	75504	0.0125		943.80
8	22	22	13	75504	0.0125		943.80
7	22	22	13	75504	0.0176		1328.87
6	22	22	13	75504	0.0178		1343.97
5	22	22	13	75504	0.0150		1134.83
4	22	22	13	75504	0.0150		1134.83
3	22	22	13	75504	0.0107		804.12
2	22	22	15	87120	0.0107		927.83
Σ				615648			8562.04

(c)-內柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	22	22	13	75504	0.0121	912.84
8	22	22	13	75504	0.0121	912.84
7	22	22	13	75504	0.0153	1155.97
6	22	22	13	75504	0.0153	1155.97
5	22	22	13	75504	0.0194	1467.80
4	22	22	13	75504	0.0194	1467.80
3	22	22	13	75504	0.0130	978.53
2	22	22	15	87120	0.0130	1129.08
Σ				615648		9180.82

表 3-49 十二層樓 Baseline 構架材料用量

(a)-梁

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	ρ'	V_{rebar} (in^3)
R	22	22	60	348480	0.0037	0.0053	3136.32
12	22	22	60	348480	0.0041	0.0083	4321.15
11	22	22	60	348480	0.0048	0.0093	4913.57
10	22	22	60	348480	0.0053	0.0103	5436.29
9	28	22	60	443520	0.0037	0.0075	4967.42
8	28	22	60	443520	0.0037	0.0075	4967.42
7	28	22	60	443520	0.0040	0.0780	36368.64
6	28	22	60	443520	0.0040	0.0080	5322.24
5	28	22	60	443520	0.0040	0.0081	5366.59
4	28	22	60	443520	0.0040	0.0081	5366.59
3	28	22	60	443520	0.0042	0.0078	5322.24
2	28	22	60	443520	0.0048	0.0076	5499.65
Σ				4942080			90988.13

(b)-外柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)

R	22	22	13	75504	0.0120	906.05
12	22	22	13	75504	0.0120	906.05
11	22	22	13	75504	0.0135	1019.30
10	22	22	13	75504	0.0135	1019.30
9	22	22	13	75504	0.0160	1208.06
8	22	22	13	75504	0.0155	1170.31
7	22	22	13	75504	0.0155	1170.31
6	22	22	13	75504	0.0155	1170.31
5	22	22	13	75504	0.0145	1094.81
4	22	22	13	75504	0.0145	1094.81
3	22	22	13	75504	0.0145	1094.81
2	22	22	15	87120	0.0145	1263.24
Σ				917664		13117.37

(c)-內柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	22	22	13	75504	0.0150	1132.56
12	22	22	13	75504	0.0150	1132.56
11	22	22	13	75504	0.0175	1321.32
10	22	22	13	75504	0.0193	1457.23
9	22	22	13	75504	0.0183	1381.72
8	22	22	13	75504	0.0180	1359.07
7	22	22	13	75504	0.0170	1283.57
6	22	22	13	75504	0.0170	1283.57
5	22	22	13	75504	0.0155	1170.31
4	22	22	13	75504	0.0155	1170.31
3	22	22	13	75504	0.0155	1170.31
2	22	22	15	87120	0.0155	1350.36
Σ				917664		15212.89

表 3-50 十二層樓 PBPD 構架材料用量

(a)-梁

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	ρ'	V_{rebar} (in^3)
R	18	22	60	285120	0.0040	0.0076	3297.60
12	18	22	60	285120	0.0040	0.0076	3297.60
11	22	22	60	348480	0.0033	0.0065	3412.80
10	22	22	60	348480	0.0033	0.0065	3412.80
9	24	22	60	380160	0.0038	0.0076	4320.00
8	24	22	60	380160	0.0038	0.0076	4320.00
7	24	22	60	380160	0.0038	0.0075	4284.00
6	24	22	60	380160	0.0038	0.0075	4284.00
5	26	22	60	411840	0.0035	0.0069	4284.00
4	26	22	60	411840	0.0035	0.0069	4284.00
3	26	22	60	411840	0.0035	0.0069	4284.00
2	26	22	60	411840	0.0035	0.0069	4284.00
Σ				4435200			47764.80

(b)-外柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	28	28	13	122304	0.0121	1478.66
12	28	28	13	122304	0.0121	1478.66
11	28	28	13	122304	0.0153	1872.47
10	28	28	13	122304	0.0153	1872.47
9	28	28	13	122304	0.0194	2377.59
8	28	28	13	122304	0.0194	2377.59
7	28	28	13	122304	0.0194	2377.59
6	28	28	13	122304	0.0194	2377.59
5	28	28	13	122304	0.0194	2377.59
4	28	28	13	122304	0.0194	2377.59
3	28	28	13	122304	0.0230	2808.10
2	28	28	15	141120	0.0102	1439.42

Σ				1486464		25215.32

(c)-內柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	30	30	13	140400	0.0133	1871.53
12	30	30	13	140400	0.0133	1871.53
11	30	30	13	140400	0.0169	2376.97
10	30	30	13	140400	0.0169	2376.97
9	30	30	13	140400	0.0277	3893.29
8	30	30	13	140400	0.0277	3893.29
7	30	30	13	140400	0.0277	3893.29
6	30	30	13	140400	0.0277	3893.29
5	30	30	13	140400	0.0277	3893.29
4	30	30	13	140400	0.0277	3893.29
3	30	30	13	140400	0.0226	3170.23
2	30	30	15	162000	0.0105	1705.86
Σ				1706400		36732.85

表 3-51 二十層樓 Baseline 構架材料用量

(a)-梁

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	ρ'	V_{rebar} (in^3)
R	30	22	60	475200	0.0032	0.0032	3041.28
20	30	22	60	475200	0.0032	0.0053	4039.20
19	30	22	60	475200	0.0032	0.0058	4276.80
18	30	22	60	475200	0.0035	0.0068	4894.56
17	30	22	60	475200	0.0037	0.0075	5322.24
16	30	22	60	475200	0.0040	0.0080	5702.40
15	30	26	60	561600	0.0038	0.0075	6346.08
14	30	26	60	561600	0.0043	0.0080	6907.68
13	30	26	60	561600	0.0045	0.0080	7020.00
12	30	26	60	561600	0.0045	0.0083	7188.48
11	34	26	60	636480	0.0038	0.0073	7064.93

10	34	26	60	636480	0.0038	0.0070	6873.98
9	34	26	60	636480	0.0038	0.0070	6873.98
8	34	26	60	636480	0.0038	0.0070	6873.98
7	34	26	60	636480	0.0038	0.0070	6873.98
6	34	26	60	636480	0.0038	0.0060	6237.50
5	34	30	60	636480	0.0033	0.0058	5791.97
4	34	30	60	734400	0.0033	0.0058	6683.04
3	34	30	60	734400	0.0035	0.0055	6609.60
2	34	30	60	734400	0.0038	0.0053	6683.04
$\boldsymbol{\Sigma}$				11756160			121304.74

(b)-外柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	22	22	13	75504	0.0180	1359.07
20	22	22	13	75504	0.0180	1359.07
19	22	22	13	75504	0.0195	1472.33
18	22	22	13	75504	0.0195	1472.33
17	22	22	13	75504	0.0213	1608.24
16	22	22	13	75504	0.0213	1608.24
15	26	26	13	105456	0.0133	1402.56
14	26	26	13	105456	0.0133	1402.56
13	26	26	13	105456	0.0135	1423.66
12	26	26	13	105456	0.0135	1423.66
11	26	26	13	105456	0.0140	1476.38
10	26	26	13	105456	0.0140	1476.38
9	26	26	13	105456	0.0138	1455.29
8	26	26	13	105456	0.0138	1455.29
7	26	26	13	105456	0.0130	1370.93
6	26	26	13	105456	0.0130	1370.93
5	30	30	13	140400	0.0100	1404.00
4	30	30	13	140400	0.0100	1404.00
3	30	30	13	140400	0.0100	1404.00

2	30	30	15	162000	0.0100	1620.00
Σ				2090784		28968.92

(c)-內柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	22	22	13	75504	0.0238	1797.00
20	22	22	13	75504	0.0238	1797.00
19	22	22	13	75504	0.0255	1925.35
18	22	22	13	75504	0.0255	1925.35
17	22	22	13	75504	0.0273	2061.26
16	22	22	13	75504	0.0273	2061.26
15	26	26	13	105456	0.0165	1740.02
14	26	26	13	105456	0.0165	1740.02
13	26	26	13	105456	0.0155	1634.57
12	26	26	13	105456	0.0155	1634.57
11	26	26	13	105456	0.0168	1771.66
10	26	26	13	105456	0.0168	1771.66
9	26	26	13	105456	0.0148	1560.75
8	26	26	13	105456	0.0148	1560.75
7	26	26	13	105456	0.0120	1265.47
6	26	26	13	105456	0.0120	1265.47
5	30	30	13	140400	0.0100	1404.00
4	30	30	13	140400	0.0100	1404.00
3	30	30	13	140400	0.0100	1404.00
2	30	30	15	162000	0.0100	1620.00
Σ				2090784		33344.16

表 3-52 二十層樓 PBPD 構架材料用量

(a)-梁

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	ρ'	V_{rebar} (in^3)
R	20	22	60	316800	0.0036	0.0068	3297.60
20	28	22	60	443520	0.0026	0.0049	3297.60

19	28	22	60	443520	0.0038	0.0077	5119.20
18	28	22	60	443520	0.0038	0.0077	5119.20
17	30	26	60	561600	0.0038	0.0064	5760.00
16	30	26	60	561600	0.0038	0.0064	5760.00
15	30	26	60	561600	0.0038	0.0077	6480.00
14	30	26	60	561600	0.0038	0.0077	6480.00
13	30	26	60	561600	0.0041	0.0081	6825.60
12	30	26	60	561600	0.0041	0.0081	6825.60
11	30	26	60	561600	0.0041	0.0081	6825.60
10	30	26	60	561600	0.0041	0.0081	6825.60
9	32	30	60	691200	0.0042	0.0073	7920.00
8	32	30	60	691200	0.0042	0.0073	7920.00
7	32	30	60	691200	0.0042	0.0073	7920.00
6	32	30	60	691200	0.0042	0.0073	7920.00
5	32	30	60	691200	0.0042	0.0073	7920.00
4	32	30	60	691200	0.0042	0.0073	7920.00
3	32	30	60	691200	0.0042	0.0073	7920.00
2	32	30	60	691200	0.0042	0.0073	7920.00
Σ				11669760			131976.00

(b)-外柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	30	30	13	140400	0.0105	1474.20
20	30	30	13	140400	0.0105	1474.20
19	30	30	13	140400	0.0169	2376.97
18	30	30	13	140400	0.0169	2376.97
17	30	30	13	140400	0.0200	2808.00
16	30	30	13	140400	0.0200	2808.00
15	32	32	13	159744	0.0156	2487.21
14	32	32	13	159744	0.0156	2487.21
13	34	34	13	180336	0.0156	2807.83
12	34	34	13	180336	0.0156	2807.83

11	36	36	13	202176	0.0111	2246.18
10	36	36	13	202176	0.0111	2246.18
9	36	36	13	202176	0.0193	3893.91
8	36	36	13	202176	0.0193	3893.91
7	36	36	13	202176	0.0235	4755.18
6	36	36	13	202176	0.0235	4755.18
5	36	36	13	202176	0.0235	4755.18
4	36	36	13	202176	0.0235	4755.18
3	36	36	13	202176	0.0208	4211.33
2	36	36	15	233280	0.0111	2591.74
Σ				3575424		62012.39

(c)-內柱

Story	h (in)	b (in)	L (ft)	$V_{concrete}$ (in^3)	ρ	V_{rebar} (in^3)
R	32	32	13	159744	0.0104	1658.14
20	32	32	13	159744	0.0104	1658.14
19	32	32	13	159744	0.0162	2586.26
18	32	32	13	159744	0.0162	2586.26
17	32	32	13	159744	0.0264	4212.45
16	32	32	13	159744	0.0264	4212.45
15	34	34	13	180336	0.0235	4241.50
14	34	34	13	180336	0.0235	4241.50
13	36	36	13	202176	0.0249	5040.25
12	36	36	13	202176	0.0249	5040.25
11	38	38	13	225264	0.0211	4755.32
10	38	38	13	225264	0.0211	4755.32
9	38	38	13	225264	0.0249	5615.83
8	38	38	13	225264	0.0249	5615.83
7	38	38	13	225264	0.0211	4755.32
6	38	38	13	225264	0.0211	4755.32
5	38	38	13	225264	0.0166	3739.38
4	38	38	13	225264	0.0166	3739.38

3	38	38	13	225264	0.0125	2809.04
2	38	38	15	259920	0.0106	2742.16
Σ				4010784		78760.11

第四章 結構非線性分析

4.1 前言

本章節對四種高度之原型構架(Baseline)和 PBPD 構架進行非線性靜力分析與動力分析，靜力非線性分析討論了側推曲線以及構架產生塑鉸之位置與分佈，並從中得到結構基本性能資訊，而動力歷時分析部分簡單地介紹了地震歷時群組的選用與正規化至 2/3MCE 與 MCE 地震等級並討論其在該地震力等級下地震歷時作用後結構產生之最大層間變位角，各樓層側向剪力分佈，以及結構變形曲線與塑性鉸之分佈並對其結果進行討論。

於章節 2.6 介紹以 PBPD 設計法中之能量概念而進一步發展出之結構耐震評估方法，PBPD 能量譜法，並分別對兩種構架在 MCE 與 2/3MCE 地震等級下之結構耐震評估，預測其在該等級地震下之頂層最大位移與相對應的各樓層層間最大位移，並與動力歷時分析之結果做一比較，但進行耐震評估前須對結構體有一定的基本了解，如結構之模擬週期、結構韌性等，於本章 4.2.4 來探討。

4.2 非線性靜力分析

4.2.1 非線性側推曲線-OpenSees 與 PERFORM 3D

為了確保在 PERFORM-3D 軟體下模擬取自 FEMA P695 報告中的原型構架是否擁有基本的模擬正確性，圖 4-1 為以 PERFORM-3D 模擬與報告裡使用的 OpenSees 模擬並進行非線性側推分析後之結果做的比較，可以發現在較低樓層時的模擬(四層、八層)的結果不管在基底剪力的最大值與曲線的韌性值不會差距太多，然而在較高層結構的部分(十二層、二十層)的初始勁度以 PERFORM-3D 模擬出的結果較低，而 PERFORM-3D 在基底剪力達到最高值後的勁度折減也較於快速並較快在分析時達到不收斂的情形，其差距的原因可能是因為在柱端的模擬時兩種軟體的不同所致，如先前提過 FEMA P695 報告中的原型構架之柱端塑鉸沒有考慮 P-M 效應的影響，等於其背骨曲線並不會有變化，而 PERFORM-3D 其背骨曲線會因軸力大小的不同而有所不同，因此當結構物樓層越高時勁度衰減的情形越明顯。

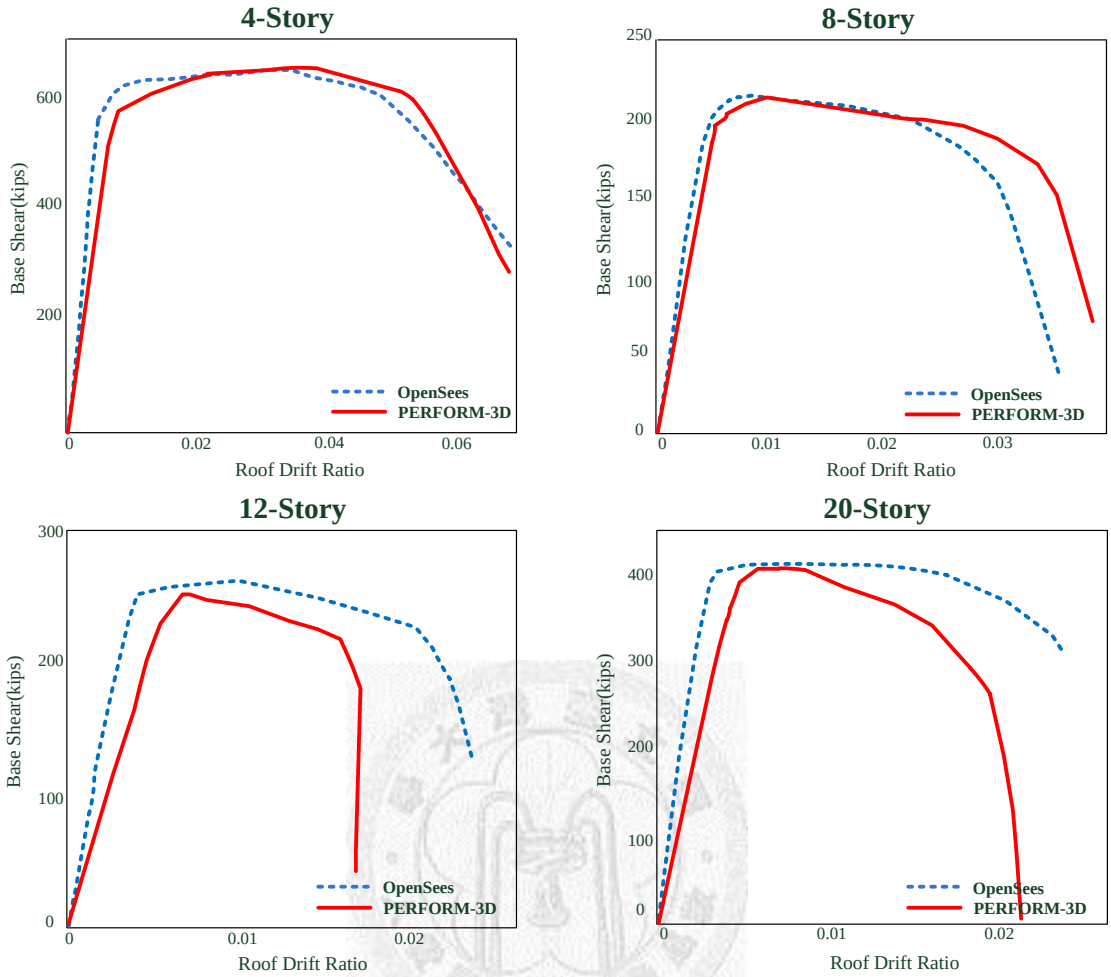


圖 4-1 以 PERFORM-3D 模擬 FEMA P695 中(OpenSees)四種構架之側推曲線圖與比較

4.2.2 非線性側推曲線-Baseline Frame 與 PBPD Frame

四層樓與其他三種樓層之非線性側推曲線如圖 4-2、圖 4-3、圖 4-4、圖 4-5 所示，紅色虛線與藍色實線分別為原型構架(Baseline)與 PBPD 構架，橫軸為頂層側向位移角且範圍皆從 0 到 0.1，縱軸皆為剪力值，單位為 kips，可以發現雖然以 PBPD 法設計之構架其基底剪力的設計皆來的比 Baseline 構架高，如四層樓中根據 ASCE 7-05 規範之設計剪力為 193.0 kips、PBPD 法為 282.2 kips，但是基底剪力峰值卻以 ASCE 7-05 規範設計高出甚多，且 PBPD 構架有較佳的韌性能力，然而根據結構物的高度越高其P－Δ效應的結果越明顯，不管是 PBPD 構架或是 Baseline 構架的韌性能力皆會明顯降低，Baseline 構架在十二與二十層樓之極限頂層位移甚

至少於 3%。

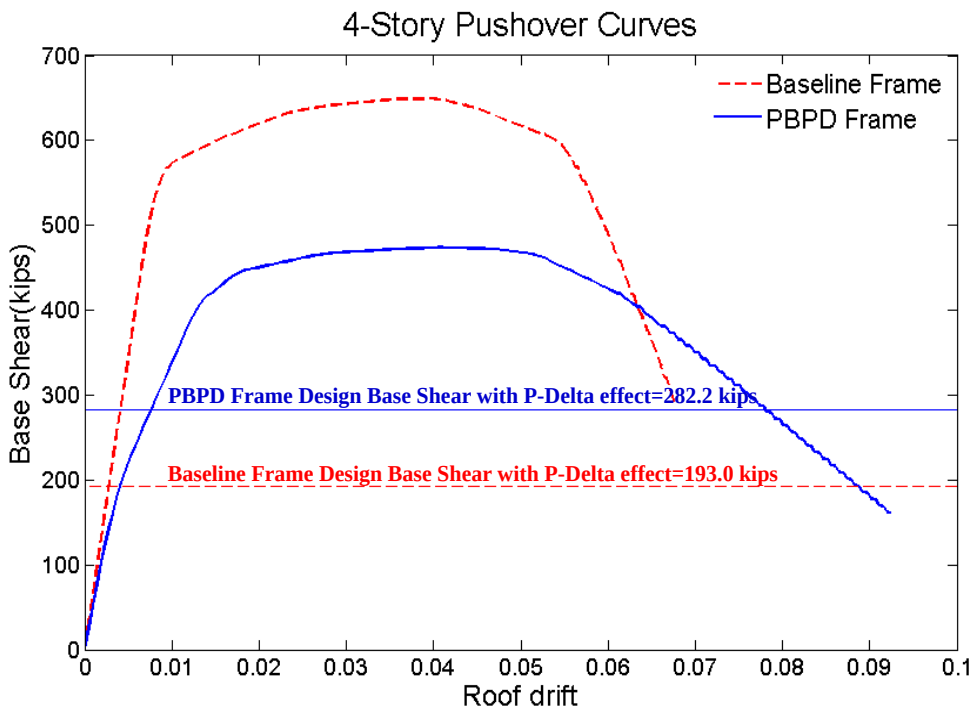


圖 4-2 四層樓 RC SMF 之 Baseline Frame 與 PBPD Frame 側推分析曲線

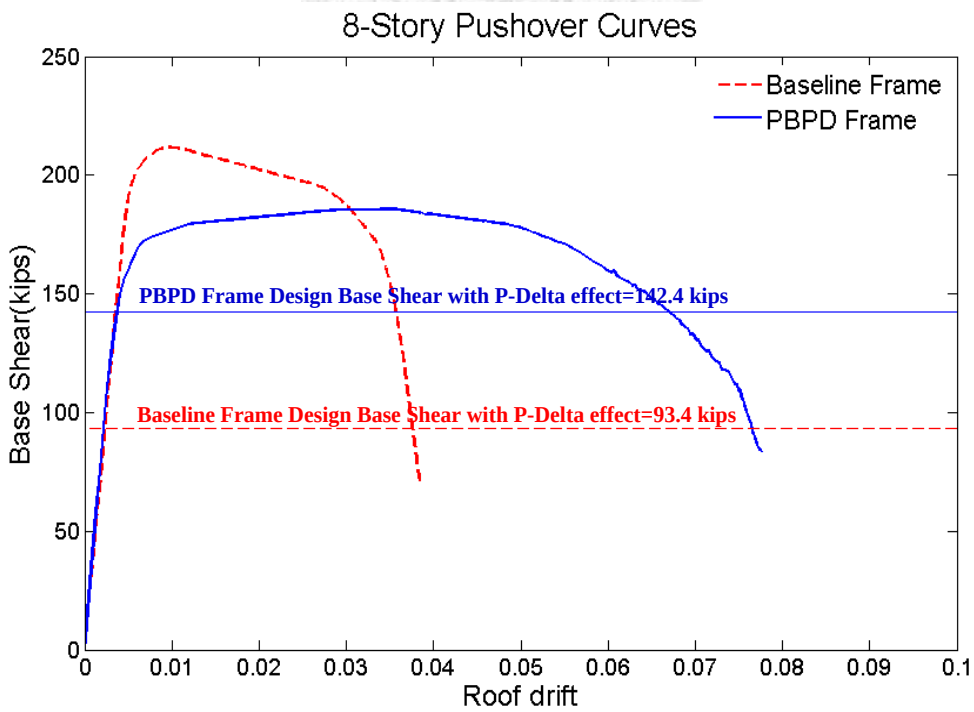


圖 4-3 八層樓 RC SMF 之 Baseline Frame 與 PBPD Frame 側推分析曲線

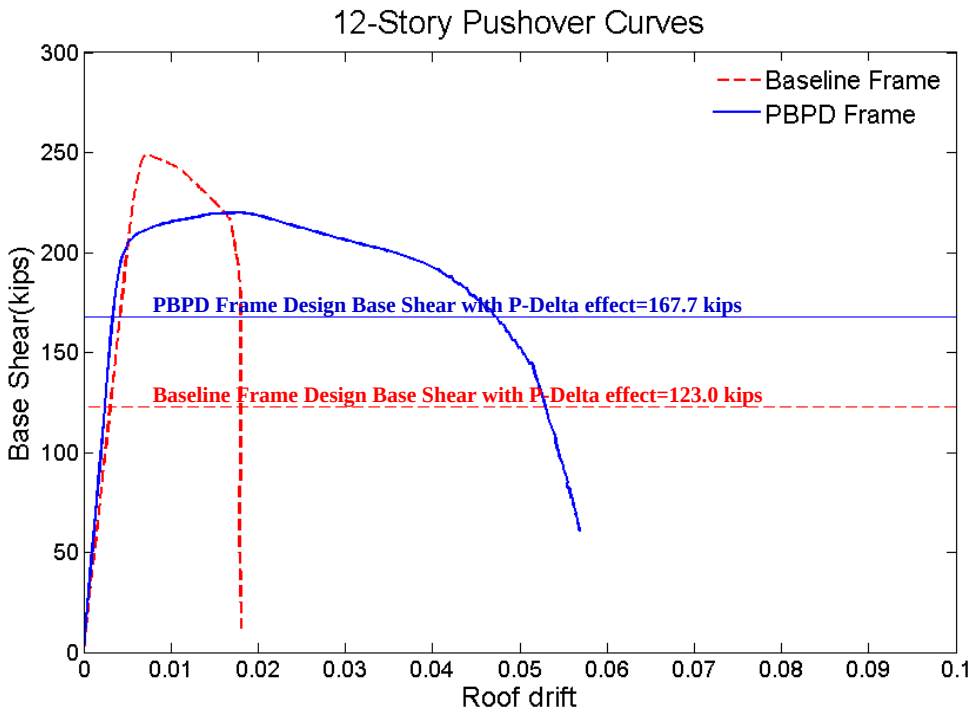


圖 4-4 十二層樓 RC SMF 之 Baseline Frame 與 PBPD Frame 側推分析曲線

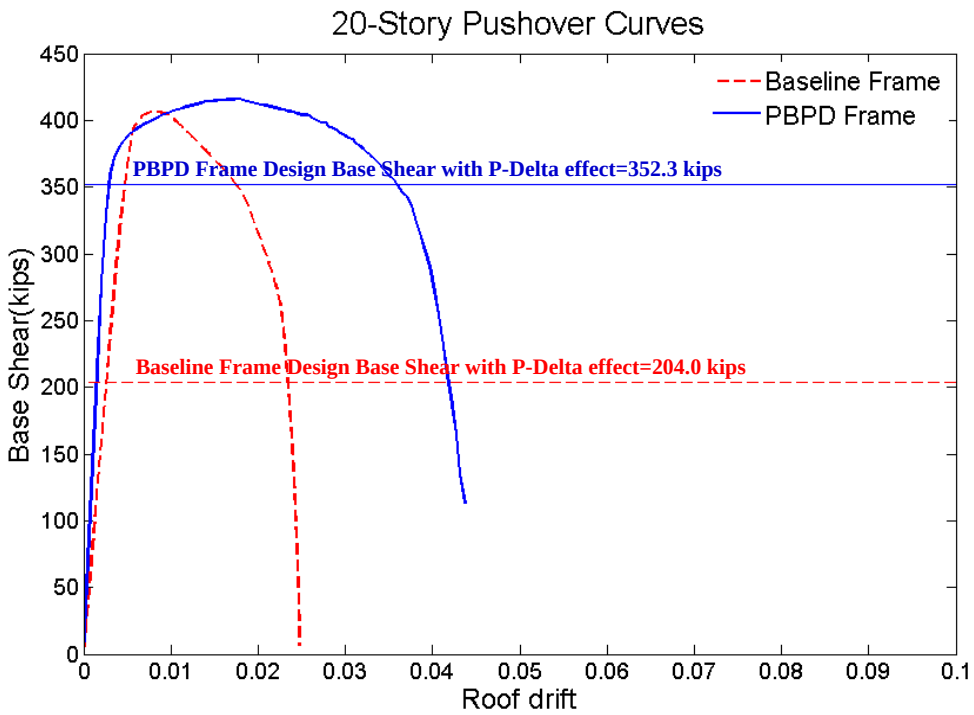


圖 4-5 二十層樓 RC SMF 之 Baseline Frame 與 PBPD Frame 側推分析曲線

4.2.3 變形曲線與塑鉸分佈

圖 4-6 至圖 4-9 為分別在四、八、十二、二十層樓下選取了經由側推分析後在頂層位移 5%、3%、1.8%、2.2%下結構的變形曲線，並分別觀察其各構件塑性鉸形成的分佈行為。可以發現在相同的頂層位移角下，Baseline 構架中的梁、柱構件的塑性鉸皆集中在低樓層的區域，且在底層的變形嚴重，很容易產生局部破壞，其中又以高樓層的十二與二十層尤為明顯，且上半區域之梁也都還未達到降伏結構已趨於倒塌，也說明了彈性設計下無法將力量散播至各個構件分散的情況，相較之下以 PBPD 法設計之構架其在梁上幾乎都已進入降伏狀態，而基於強柱弱梁的設計下柱端塑性鉸只發生在第一層樓底的柱上，結構整體之變形分佈也較平均，甚至在頂層位移至 3%時也依然僅有梁與柱底產生塑鉸，其塑鉸的數量與分佈情形符合我們設計一開始所選擇的目標位移與降伏機制。

而如前述章所提到的，雖然 FEMA P695 報告中的原型構架設計已將強柱弱梁比由 ACI 規範的需求 1.2 提高到 1.3，但是其結果比起以整根柱子來做力平衡的「樹狀柱圖」為設計柱端的 PBPD 設計法來得較不理想，並且由於是在結構中採用每個節點都去檢核其梁柱比，也相當的耗時。

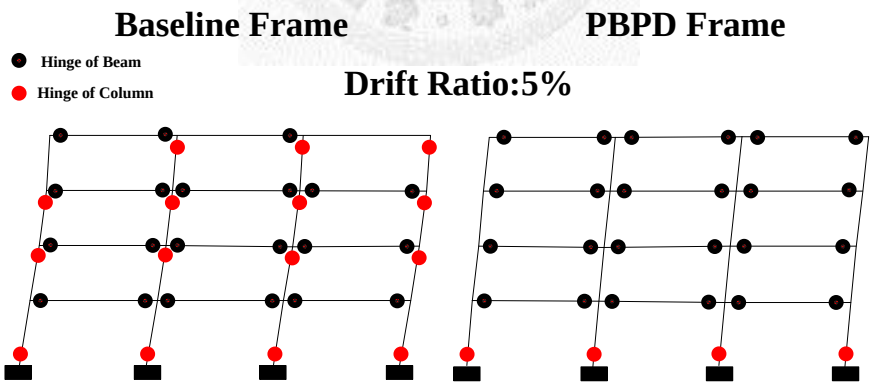


圖 4-6 四層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMF 變形曲線

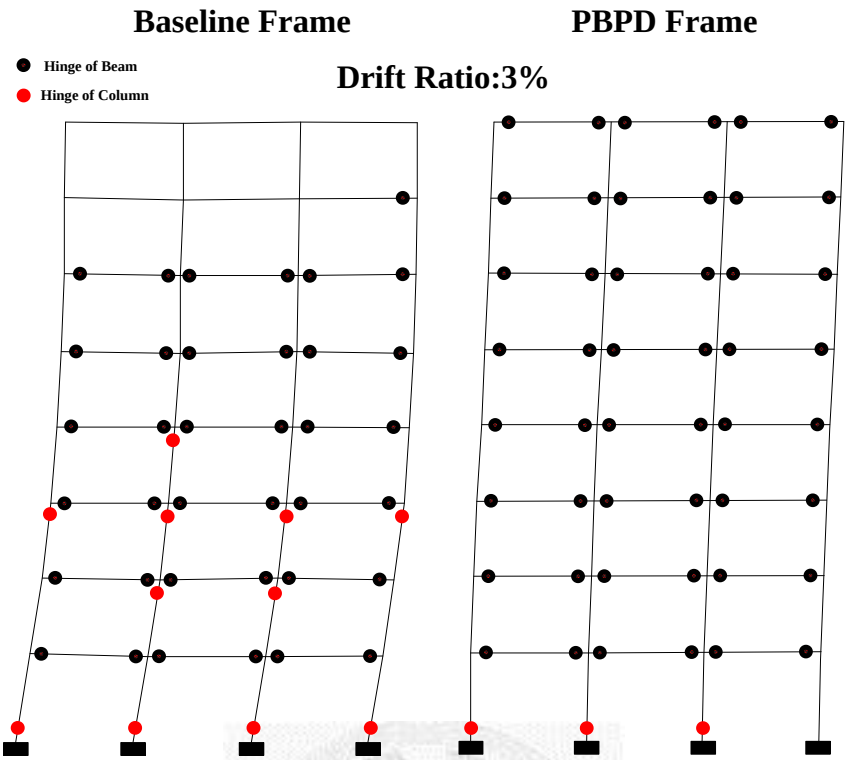


圖 4-7 八層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMF 變形曲線

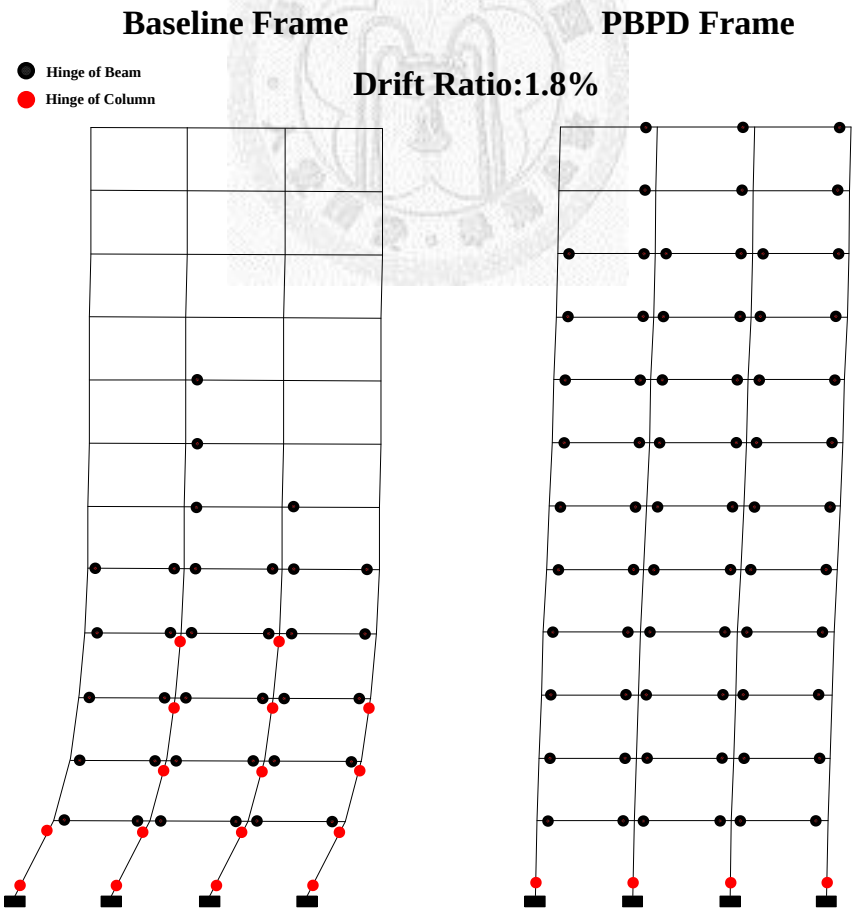


圖 4-8 十二層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMF 變形曲線

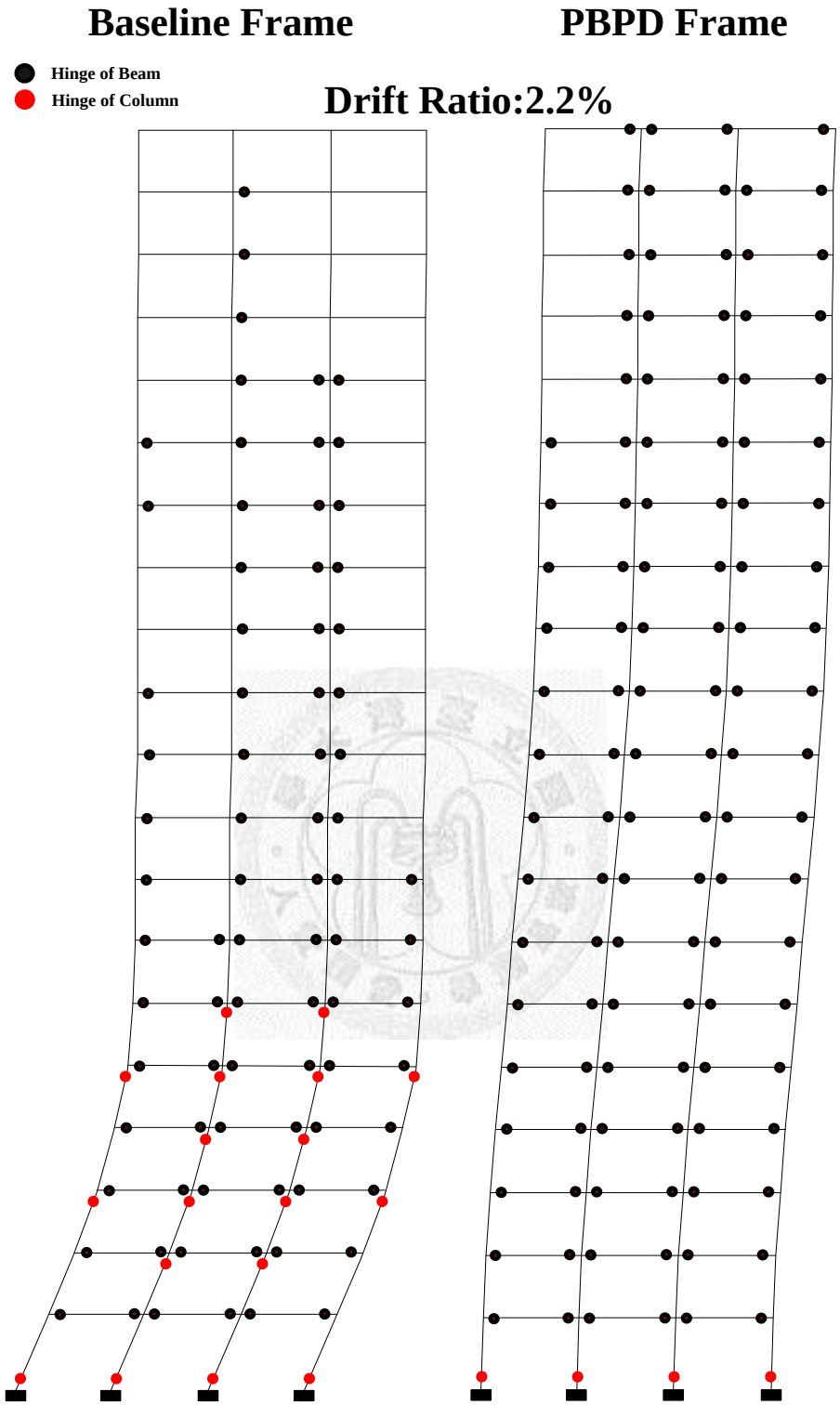


圖 4-9 二十層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMF 變形曲線

4.2.4 結構性能資訊T_1，$\delta_{y,eff}$，δ_u，μ_T，Ω

結構靜力分析包含模態分析(Modal Analysis)，除了能更加準確地得到結構物基本第一振態週期T_1與其相對應的變形向量外，對於之後所要進行動力歷時分析時，也是其決定性的關鍵，根據結構物之週期將不同的地震歷時等比例調整(Scale up or down)至不同的地震力等級大小(MCE 等級，2/3MCE 等級)，後續章節所用於進行 IDA 分析之地震歷時也是經由第一振態週期來對地震歷時做調整。

而非線性側推曲線提供了工程師了解這棟結構物之基本性能，包含最大基底剪力與位移，甚至可利用側推曲線做結構耐震性能評估，如 FEMA-273 的位移係數法以及 ATC-40 的容量震譜法，而在 FEMA P695 中的原型構架亦由靜力分析得到之資訊如有效降伏位移$\delta_{y,eff}$與極限位移δ_u求得結構韌性$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}}$，以及結構超額強度係數$\Omega = {V_{max}}/{V_{desgign}}$，以利於後續的結構耐震性能評估與結構崩塌性能之評估，圖 4-10 為 FEMA P695 中定義之理想化側推曲線以及其相關性能參數資訊，各構架之相關性能參數如表 2-3 所示。

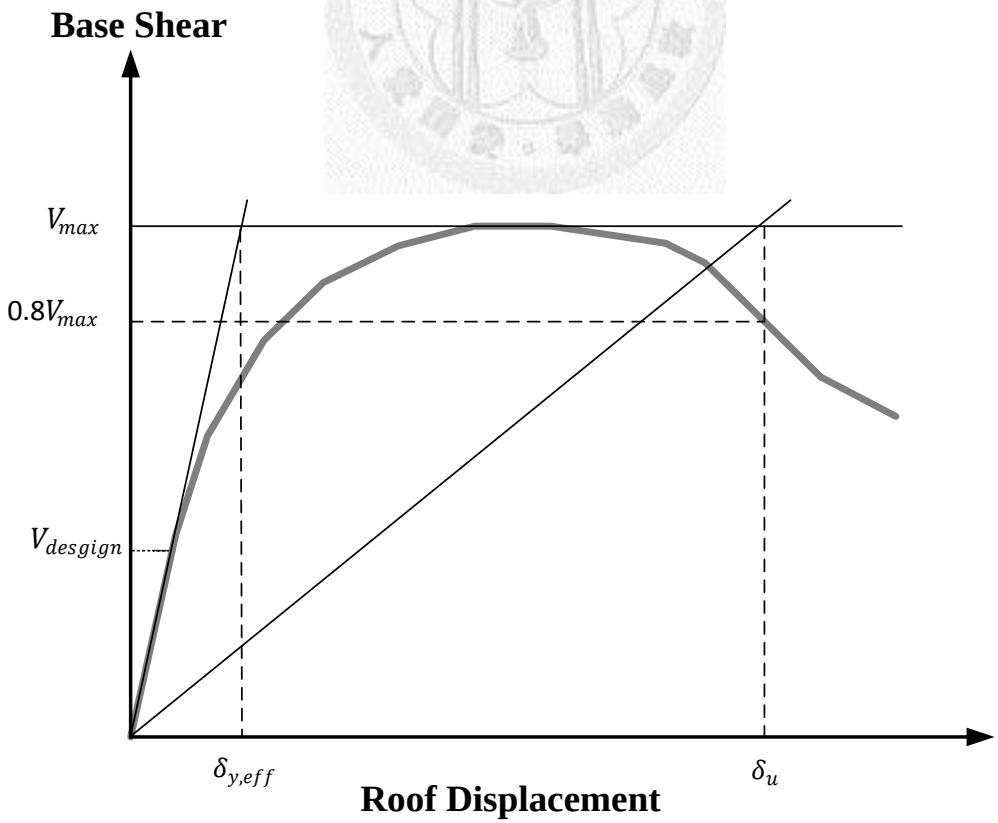


圖 4-10 FEMA-P695 中之理想化側推曲線及其相關性能參數

表 4-1 Baseline 與 PBPD 構架非線性靜力分析性能資訊

樓層	4		8		12		20	
構架	Baseline	PBPD	Baseline	PBPD	Baseline	PBPD	Baseline	PBPD
T(s)	0.81		1.49		2.13		3.36	
T_1(s)	1.08	1.15	1.80	1.64	2.54	2.26	2.80	2.11
$V_{desgign}$ (kips)	193.0	282.2	93.4	142.4	123.0	167.7	204.0	352.3
V_{max} (kips)	649.3	473.9	211.8	185.7	254.2	219.9	406.6	415.9
Ω	3.4	1.7	2.3	1.3	2.1	1.3	2.0	1.2
$\delta_{y,eff}$ (%)	0.95	0.94	0.53	0.42	0.62	0.44	0.52	0.31
δ_u (%)	5.89	6.71	3.38	6.52	1.75	4.55	1.95	3.81
μ_T	6.2	7.1	6.4.	15.6	2.8	10.4	3.7	12.4

4.3 非線性動力分析

4.3.1 設計反應譜與地震加速度歷時紀錄

本篇研究中亦採用 FEMA P695 報告中所使用的地震加速度歷時，而這些地震歷時皆為太平洋地震工程研究中心(Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER) 的 NGA 資料庫之歷時紀錄，PEER NGA 目前的資料庫中就有 3350 筆以上世界各地觀測站之紀錄[5]。而在 FEMA P695 報告當中則選取其中了 22 個遠場(Far-Field)的地震歷時作為一整個群組，每一筆地震歷時接包含了兩個方向，不過在本篇研究當中僅只選了單一方向進行動力歷時分析與 IDA 分析，

表 4-2 為選用的 22 筆地震資料。

表 4-2 由 PEER NGA 資料庫所選用之地震加速度歷時紀錄

本篇研究編號	PEER_NGA 編號	年份	地震名稱	紀錄名稱/觀測站名
PEER 1	953	1994	Northidge	NORTHR/MUL009
PEER 2	960	1994	Northidge	NORTHR/LOS000
PEER 3	1602	1999	Duzce,Turkey	DUZCE/BOL000
PEER 4	1787	1999	Hector Mine	HECTOR/HEC000
PEER 5	169	1979	Imperial Vally	IMPVALL/H-DLT262
PEER 6	174	1979	Imperial Vally	IMPVALL/H-E11140
PEER 7	1111	1995	Kobe,Japan	KOBE/NIS000
PEER 8	1116	1995	Kobe,Japan	KOBE/SHI000
PEER 9	1158	1999	Kocawli,Turkey	KOCAELI/DZC180
PEER 10	1148	1999	Kocawli,Turkey	KOCAELI/ARC000
PEER 11	900	1992	Landers	LANDERS/YER270
PEER 12	848	1992	Landers	LANDERS/CLW-LN
PEER 13	752	1989	Loma Prieta	LOMAP/CAP000
PEER 14	767	1989	Loma Prieta	LOMAP/G03000
PEER 15	1633	1990	Manjil,Iran	MANJIL/ABBAR
PEER 16	721	1987	Superstition Hills	SUPERST/B-ICC000
PEER 17	725	1987	Superstition Hills	SUPERST/B-POE270
PEER 18	829	1992	Cape Mendocino	CAPEMEND/RIO270
PEER 19	1244	1999	Chi-Chi,Taiwan	CHICHI/CHY101-E
PEER 20	1485	1999	Chi-Chi,Taiwan	CHICHI/TCU045-E
PEER 21	68	1971	San Fernando	SFERN/PEL090
PEER 22	125	1976	Friuli,Italy	FRIULI/A-TMZ000

由於每筆加速度歷時的原始資料中其加速度大小、特徵皆不一樣，造成可能某幾筆地震足以讓結構崩塌，因此這選擇的 22 筆地震加速度歷時群組須經過正規化的整理，並分別將之調整至所設計的地震力等級大小，表 4-3 為對四層樓 Baseline 構架所整理之地震歷時，其中正規化係數(Normalization Factor)根據將每筆數據正規至全部數據的最大地表速度之中位數，即：

$$NF_i = Median(PGV_{PEER,i})/PGV_{PEER,i} \quad (4\text{-}1)$$

NF_i：正規化係數

$Median(PGV_{PEER,i})$：22 比地震歷時之最大地表速度之中位數

$PGV_{PEER,i}$：第 i 筆歷時之最大地表速度

表 4-3 四層樓 Baseline 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.81g)與 2/3MCE(0.54g)等級

4 層樓 Baseline 構架					
第一模態週期 T_1(s) 1.09					
No.	Normalization Factor	Anchor MCE factor	Anchor 2/3MCE factor	Scaling Factor for MCE	Scaling Factor for 2/3MCE
PEER 1	0.65	2.54	1.69	1.65	1.10
PEER 2	0.83			2.11	1.40
PEER 3	0.63			1.60	1.06
PEER 4	1.09			2.77	1.84
PEER 5	1.31			3.33	2.21
PEER 6	1.01			2.57	1.71
PEER 7	1.03			2.62	1.74
PEER 8	1.10			2.79	1.86
PEER 9	0.69			1.75	1.17
PEER 10	1.36			3.45	2.30
PEER 11	0.99			2.51	1.67
PEER 12	1.15			2.92	1.94
PEER 13	1.09			2.77	1.84
PEER 14	0.88			2.24	1.49
PEER 15	0.79			2.01	1.34
PEER 16	0.87			2.21	1.47
PEER 17	1.17			2.97	1.98
PEER 18	0.82			2.08	1.39
PEER 19	0.41			1.04	0.69
PEER 20	0.96			2.44	1.62
PEER 21	2.10			5.33	3.55
PEER 22	1.44			3.66	2.43

表 4-4 四層樓 PBPD 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.75g)與 2/3MCE(0.50g)等級

4 層樓 PBPD 構架					
第一模態週期 T_1(s) 1.15					
No.	Normalization Factor	Anchor MCE factor	Anchor 2/3MCE factor	Scaling Factor for MCE	Scaling Factor for 2/3MCE
PEER 1	0.65	2.52	1.68	1.64	1.09
PEER 2	0.83			2.09	1.39
PEER 3	0.63			1.59	1.06
PEER 4	1.09			2.75	1.83
PEER 5	1.31			3.30	2.20
PEER 6	1.01			2.55	1.70
PEER 7	1.03			2.60	1.73
PEER 8	1.10			2.77	1.85
PEER 9	0.69			1.74	1.16
PEER 10	1.36			3.43	2.28
PEER 11	0.99			2.49	1.66
PEER 12	1.15			2.90	1.93
PEER 13	1.09			2.75	1.83
PEER 14	0.88			2.22	1.48
PEER 15	0.79			1.99	1.33
PEER 16	0.87			2.19	1.46
PEER 17	1.17			2.95	1.97
PEER 18	0.82			2.07	1.38
PEER 19	0.41			1.03	0.69
PEER 20	0.96			2.42	1.61
PEER 21	2.10			5.29	3.53
PEER 22	1.44			3.63	2.42

表 4-5 八層樓 Baseline 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.50g)與 2/3MCE(0.33g)等級

8 層樓 Baseline 構架					
第一模態週期 T_1(s) 1.80					
No.	Normalization Factor	Anchor MCE factor	Anchor 2/3MCE factor	Scaling Factor for MCE	Scaling Factor for 2/3MCE
PEER 1	0.65	2.98	1.99	1.94	1.29
PEER 2	0.83			2.47	1.65
PEER 3	0.63			1.88	1.25
PEER 4	1.09			3.25	2.17
PEER 5	1.31			3.90	2.61
PEER 6	1.01			3.01	2.01
PEER 7	1.03			3.07	2.05
PEER 8	1.10			3.28	2.19
PEER 9	0.69			2.06	1.37
PEER 10	1.36			4.05	2.71
PEER 11	0.99			2.95	1.97
PEER 12	1.15			3.43	2.29
PEER 13	1.09			3.25	2.17
PEER 14	0.88			2.62	1.75
PEER 15	0.79			2.35	1.57
PEER 16	0.87			2.59	1.73
PEER 17	1.17			3.49	2.33
PEER 18	0.82			2.44	1.63
PEER 19	0.41			1.22	0.82
PEER 20	0.96			2.86	1.91
PEER 21	2.10			6.26	4.18
PEER 22	1.44			4.29	2.87

表 4-6 八層樓 PBPD 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.56g)與 2/3MCE(0.37g)等級

8 層樓 PBPD 構架					
第一模態週期 T_1(s) 1.64					
No.	Normalization Factor	Anchor MCE factor	Anchor 2/3MCE factor	Scaling Factor for MCE	Scaling Factor for 2/3MCE
PEER 1	0.65	2.77	1.85	1.80	1.20
PEER 2	0.83			2.30	1.53
PEER 3	0.63			1.75	1.16
PEER 4	1.09			3.02	2.01
PEER 5	1.31			3.63	2.42
PEER 6	1.01			2.80	1.87
PEER 7	1.03			2.85	1.90
PEER 8	1.10			3.05	2.03
PEER 9	0.69			1.91	1.27
PEER 10	1.36			3.77	2.51
PEER 11	0.99			2.74	1.83
PEER 12	1.15			3.19	2.12
PEER 13	1.09			3.02	2.01
PEER 14	0.88			2.44	1.63
PEER 15	0.79			2.19	1.46
PEER 16	0.87			2.41	1.61
PEER 17	1.17			3.24	2.16
PEER 18	0.82			2.27	1.51
PEER 19	0.41			1.14	0.76
PEER 20	0.96			2.66	1.77
PEER 21	2.10			5.82	3.88
PEER 22	1.44			3.99	2.66

表 4-7 十二層樓 Baseline 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.35g)與 2/3MCE(0.23g)等級

12 層樓 Baseline 構架					
第一模態週期 T_1(s) 2.54					
No.	Normalization Factor	Anchor MCE factor	Anchor 2/3MCE factor	Scaling Factor for MCE	Scaling Factor for 2/3MCE
PEER 1	0.65	3.25	2.17	2.11	1.41
PEER 2	0.83			2.70	1.80
PEER 3	0.63			2.05	1.37
PEER 4	1.09			3.54	2.37
PEER 5	1.31			4.26	2.84
PEER 6	1.01			3.28	2.19
PEER 7	1.03			3.35	2.24
PEER 8	1.10			3.58	2.39
PEER 9	0.69			2.24	1.50
PEER 10	1.36			4.42	2.95
PEER 11	0.99			3.22	2.15
PEER 12	1.15			3.74	2.50
PEER 13	1.09			3.54	2.37
PEER 14	0.88			2.86	1.91
PEER 15	0.79			2.57	1.71
PEER 16	0.87			2.83	1.89
PEER 17	1.17			3.80	2.54
PEER 18	0.82			2.67	1.78
PEER 19	0.41			1.33	0.89
PEER 20	0.96			3.12	2.08
PEER 21	2.10			6.83	4.56
PEER 22	1.44			4.68	3.12

表 4-8 十二層樓 PBPD 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.40g)與 2/3MCE(0.27g)等級

12 層樓 PBPD 構架					
第一模態週期 T_1(s) 2.26					
No.	Normalization Factor	Anchor MCE factor	Anchor 2/3MCE factor	Scaling Factor for MCE	Scaling Factor for 2/3MCE
PEER 1	0.65	3.11	2.07	2.02	1.35
PEER 2	0.83			2.58	1.72
PEER 3	0.63			1.96	1.31
PEER 4	1.09			3.39	2.26
PEER 5	1.31			4.07	2.72
PEER 6	1.01			3.14	2.09
PEER 7	1.03			3.20	2.14
PEER 8	1.10			3.42	2.28
PEER 9	0.69			2.15	1.43
PEER 10	1.36			4.23	2.82
PEER 11	0.99			3.08	2.05
PEER 12	1.15			3.58	2.38
PEER 13	1.09			3.39	2.26
PEER 14	0.88			2.74	1.82
PEER 15	0.79			2.46	1.64
PEER 16	0.87			2.71	1.80
PEER 17	1.17			3.64	2.43
PEER 18	0.82			2.55	1.70
PEER 19	0.41			1.28	0.85
PEER 20	0.96			2.99	1.99
PEER 21	2.10			6.53	4.35
PEER 22	1.44			4.48	2.99

表 4-9 二十層樓 Baseline 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.32g)與 2/3MCE(0.21g)等級

20 層樓 Baseline 構架					
第一模態週期 T_1(s) 2.80					
No.	Normalization Factor	Anchor MCE factor	Anchor 2/3MCE factor	Scaling Factor for MCE	Scaling Factor for 2/3MCE
PEER 1	0.65	3.53	2.35	2.29	1.53
PEER 2	0.83			2.93	1.95
PEER 3	0.63			2.22	1.48
PEER 4	1.09			3.85	2.56
PEER 5	1.31			4.62	3.08
PEER 6	1.01			3.57	2.37
PEER 7	1.03			3.64	2.42
PEER 8	1.10			3.88	2.59
PEER 9	0.69			2.44	1.62
PEER 10	1.36			4.80	3.20
PEER 11	0.99			3.49	2.33
PEER 12	1.15			4.06	2.70
PEER 13	1.09			3.85	2.56
PEER 14	0.88			3.11	2.07
PEER 15	0.79			2.79	1.86
PEER 16	0.87			3.07	2.04
PEER 17	1.17			4.13	2.75
PEER 18	0.82			2.89	1.93
PEER 19	0.41			1.45	0.96
PEER 20	0.96			3.39	2.26
PEER 21	2.10			7.41	4.94
PEER 22	1.44			5.08	3.38

表 4-10 二十層樓 PBPD 構架之地震歷時調整至設計反應譜 MCE(0.41g)與 2/3MCE(0.27g)等級

20 層樓 PBPD 構架					
第一模態週期 T_1(s) 2.11					
No.	Normalization Factor	Anchor MCE factor	Anchor 2/3MCE factor	Scaling Factor for MCE	Scaling Factor for 2/3MCE
PEER 1	0.65	3.07	2.05	2.00	1.33
PEER 2	0.83			2.55	1.70
PEER 3	0.63			1.93	1.29
PEER 4	1.09			3.35	2.23
PEER 5	1.31			4.02	2.68
PEER 6	1.01			3.10	2.07
PEER 7	1.03			3.16	2.11
PEER 8	1.10			3.38	2.25
PEER 9	0.69			2.12	1.41
PEER 10	1.36			4.18	2.78
PEER 11	0.99			3.04	2.03
PEER 12	1.15			3.53	2.35
PEER 13	1.09			3.35	2.23
PEER 14	0.88			2.70	1.80
PEER 15	0.79			2.43	1.62
PEER 16	0.87			2.67	1.78
PEER 17	1.17			3.59	2.39
PEER 18	0.82			2.52	1.68
PEER 19	0.41			1.26	0.84
PEER 20	0.96			2.95	1.96
PEER 21	2.10			6.45	4.30
PEER 22	1.44			4.42	2.95

如表 4-3 所示，編號 PEER 1 之歷時的正規化係數為 0.65，而為了評估結構在最大考量地震力與設計地震力等級下之耐震性能，因此上述各正規化之地震歷時強度也應根據結構第一模態之週期等比例的放大或縮小至該週期之設計反應譜加速度值。圖 4-11 為在本篇研究中，根據美國 ASCE 7-05 規範在地震區域為 D 級之設計反應譜，實現與虛線分別為最大考量地震等級(MCE Level)與設計地震等級(2/3MCE Level)，圖 4-12 為四層樓之 Baseline 構架，其第一振態週期為 1.08 秒時，將 22 筆正規化後之地震歷時繪製的 5%阻尼比下之彈性反應譜之中位數調整至 MCE 等級，其調整之倍數為 2.54，因此編號 PEER 1 之原始歷時紀錄檔案要調整至 MCE 地震等級之係數即為「Normalization Factor×Anchor MCE factor」如表 4-3 所示。

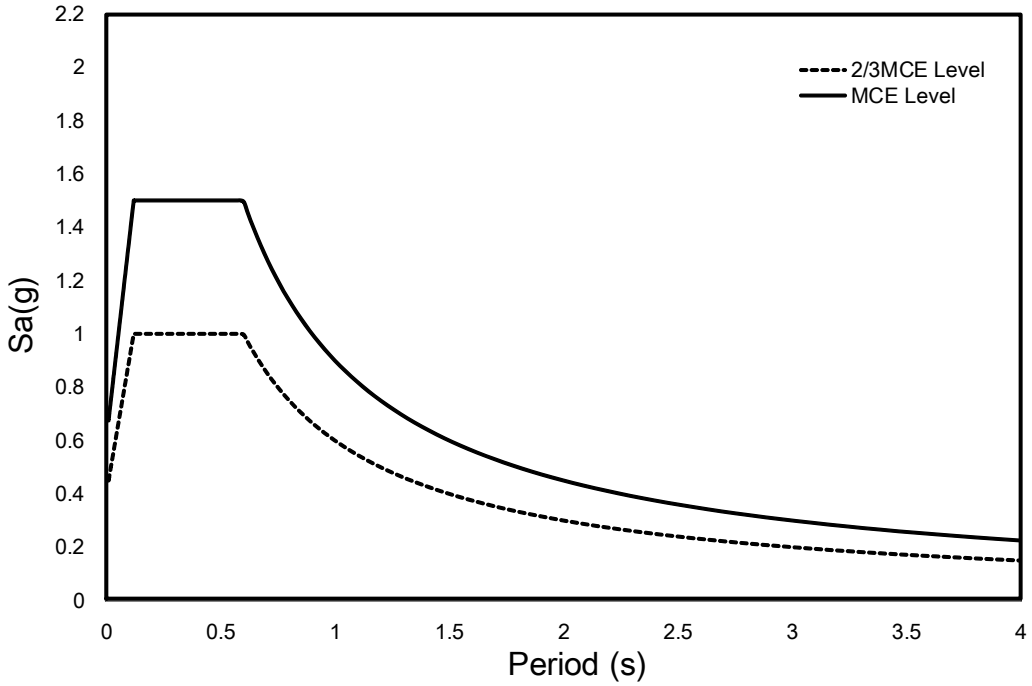


圖 4-11 ASCE7-05 規範 D 級地震區域於 5%阻尼比之彈性設計反應譜

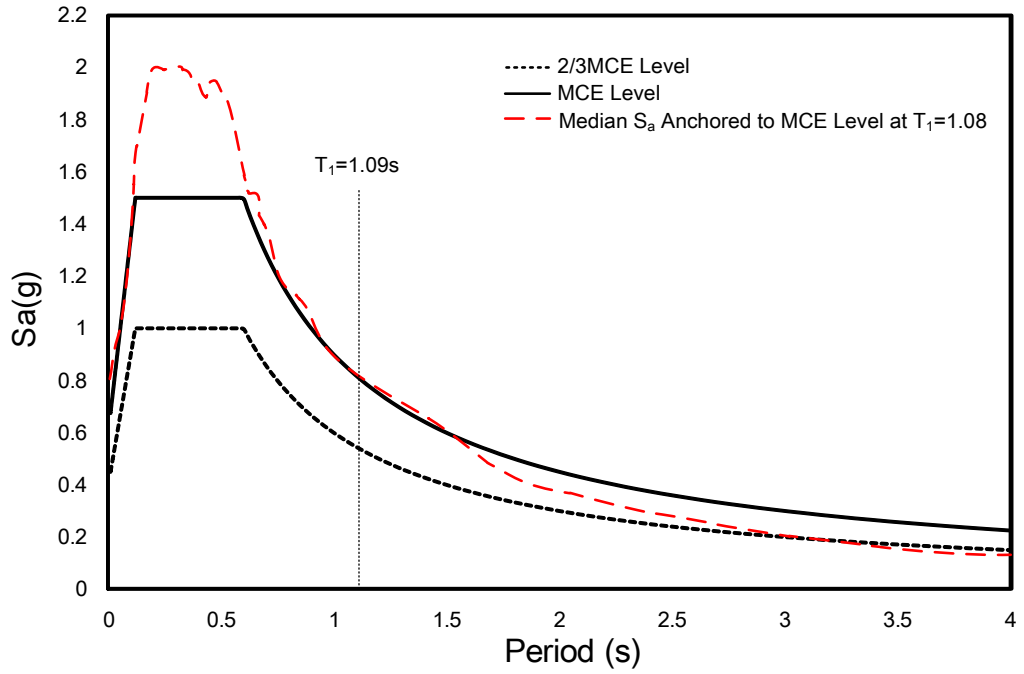


圖 4-12 根據 T_1(四層樓 Baseline 構架)將正規化之地震群組調整至 MCE 等級

4.3.2 樓層最大剪力分佈

在 PBPD 設計法中，側向力分佈的公式不同於現今一般耐震設計規範中的側向力分佈，而是使用許多動力分析後經整理後之結果，使得剪力分佈能更符合實際的結構非彈性反應，因此章節整理出 Baseline 構架與 PBPD 構架經 22 組動力歷時分別在 MCE 等級與 2/3MCE 等級之地震分析後其各樓層的相對剪力分佈，整理成平均值後與 PBPD 分佈公式(β_i：式子(2-22))與 ASCE 7-05 規範之側向力分佈(2-19)做一整理，如圖 4-13 至圖 4-18 所示。

在低樓層結構中，如四層與八層可發現 PBPD 法側向力分佈與 ASCE 7-05 規範之分佈並無顯著差距，但是 PBPD 法之分佈較接近 22 組地震歷時分析後之平均值，到了較高樓層之十二與二十層樓後，因為 ASCE 規範之側向力分佈公式是基於第一模態之彈性所整理出，其高模態的影響越來越嚴重，導致其剪力分佈較 PBPD 法之分佈更不準確。

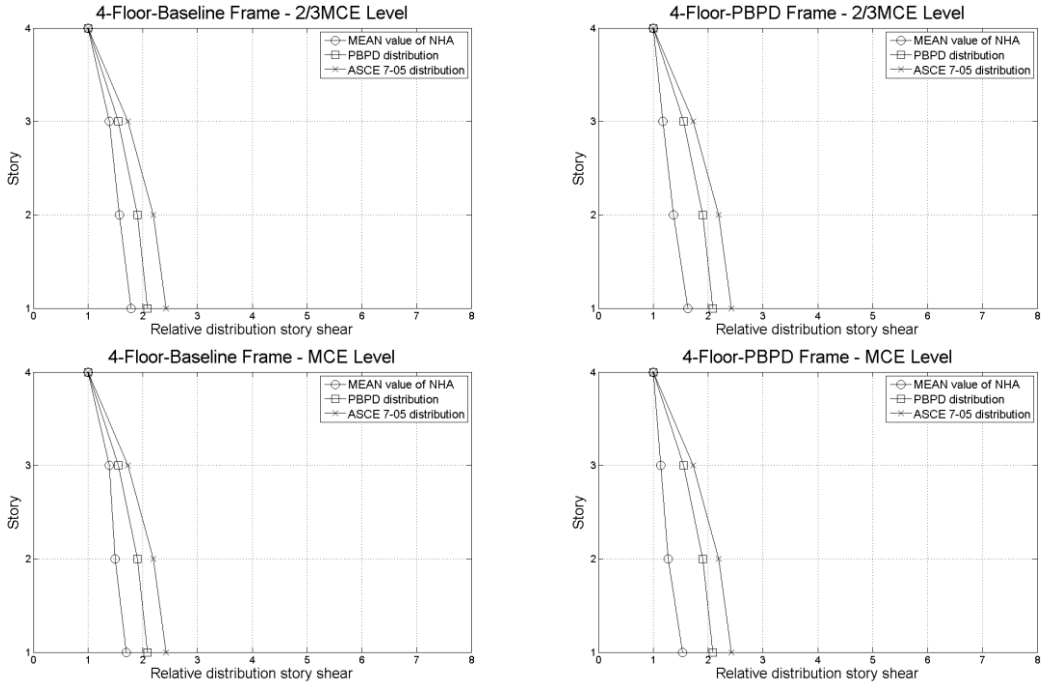


圖 4-13 四層樓 RC SMF 非線性動力歷時分析層間最大剪力值、PBPD 法之剪力分佈、ASCE 7-05 規範之剪力分佈公式

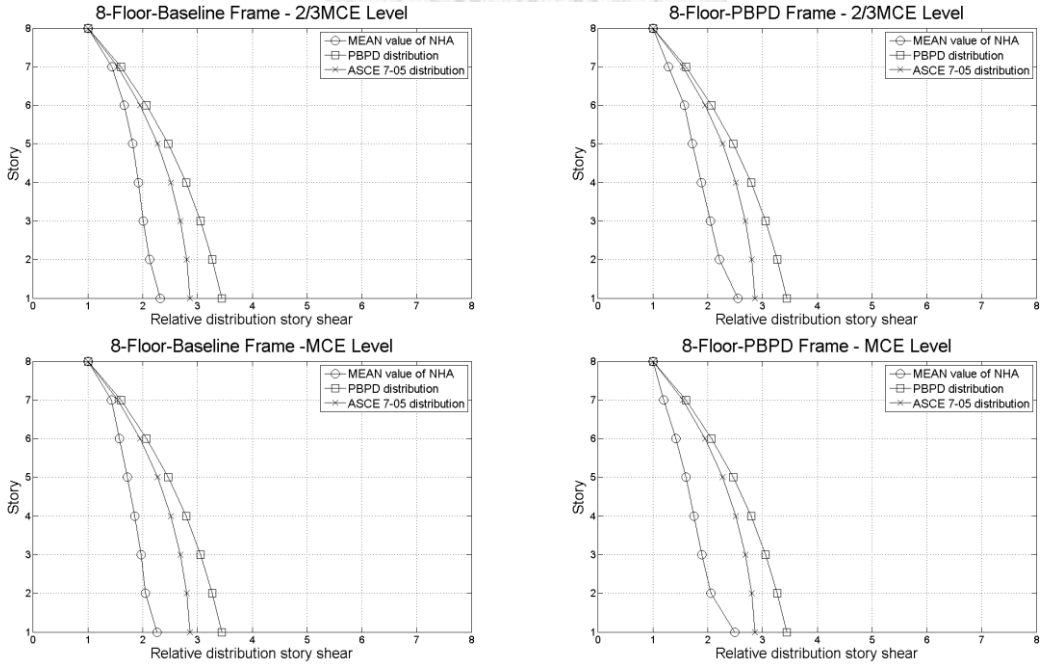


圖 4-14 八層樓 RC SMF 非線性動力歷時分析層間最大剪力值、PBPD 法之剪力分佈、ASCE 7-05 規範之剪力分佈公式

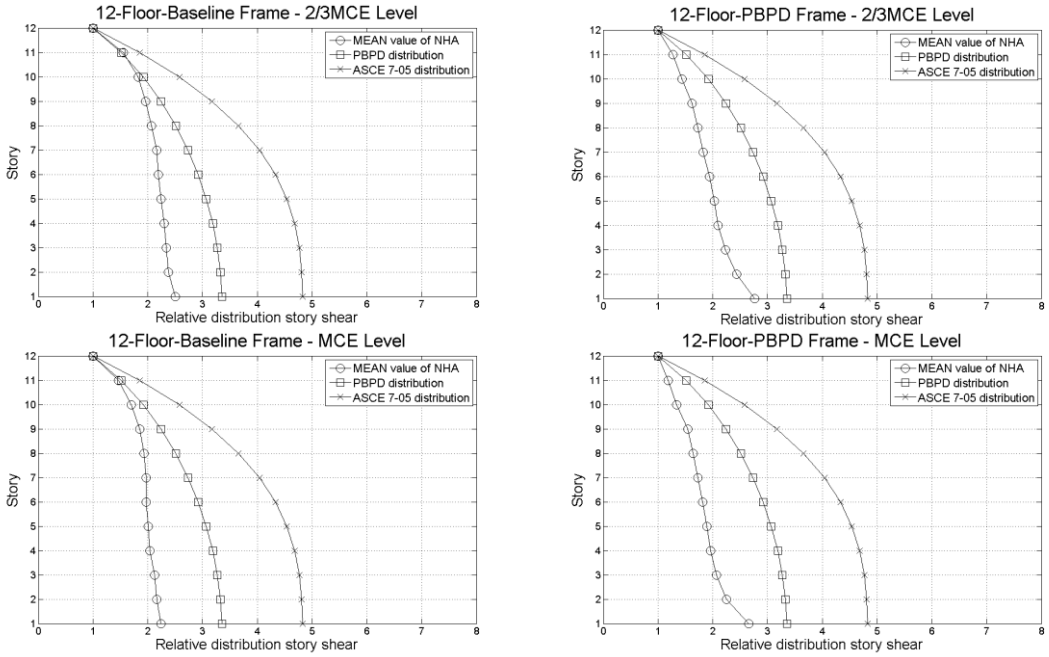


圖 4-15 十二層樓 RC SMF 非線性動力歷時分析層間最大剪力值、PBPD 法之剪力分佈、ASCE 7-05 規範之剪力分佈公式

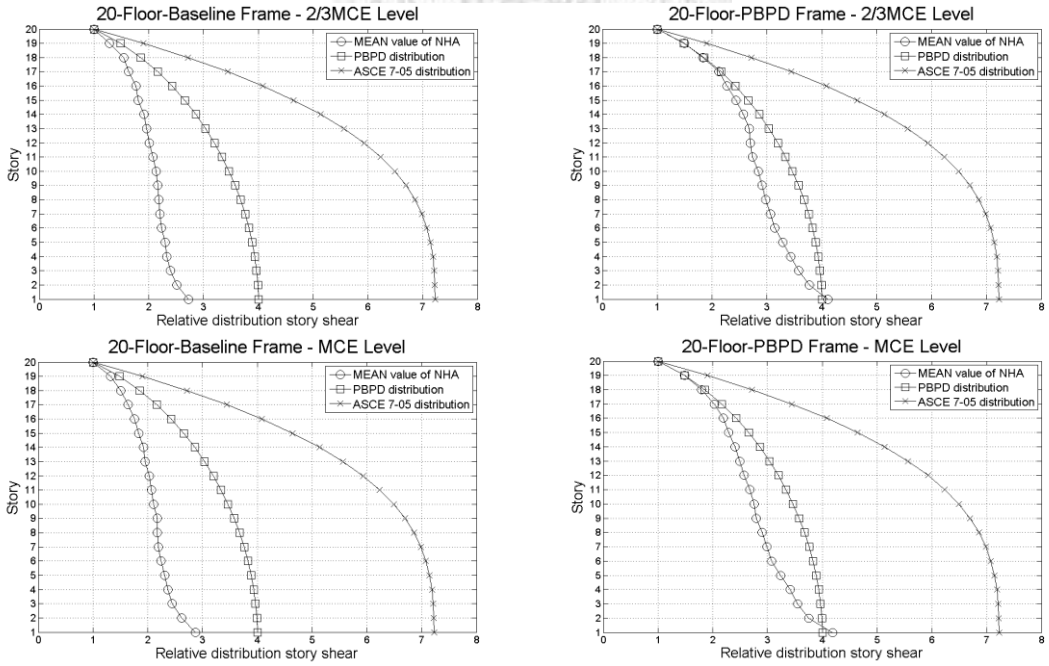


圖 4-16 二十層樓 RC SMF 非線性動力歷時分析層間最大剪力值、PBPD 法之剪力分佈、ASCE 7-05 規範之剪力分佈公式

4.3.3 最大層間變位角

圖 4-17 為四種高度的 RC SMF 構架再進行 MCE 與 2/3 等級的 22 組地震歷時分析結果，其最大層間變位角平均值之比較，詳細結果如圖 4-18 與圖 4-19 分別為四層樓的 Baseline 與 PBPD 構架在 RC SMF 進行 2/3MCE 與 MCE 等級之地震歷時下動力分析後的最大層間位移分佈，圖 4-20 與圖 4-21 為八層樓之構架以此類推。

由圖之結果發現 Baseline 構架在底層的層間位移相對於 PBPD 構架來的大，顯得其局部破壞之特性，但越高之樓層變位卻很小，其變形量明顯地不平均，到高樓層的 20 層其局部弱層的行為更為明顯；而 PBPD 構架之層間位移隨著高度的分配較平均外其在底層發生局部弱層破壞之可能也相對的減少許多。在 2/3MCE 等級之地震下皆可控制在 2%的層間位移下、MCE 等級地震下可控制在 3%層間位移之下。

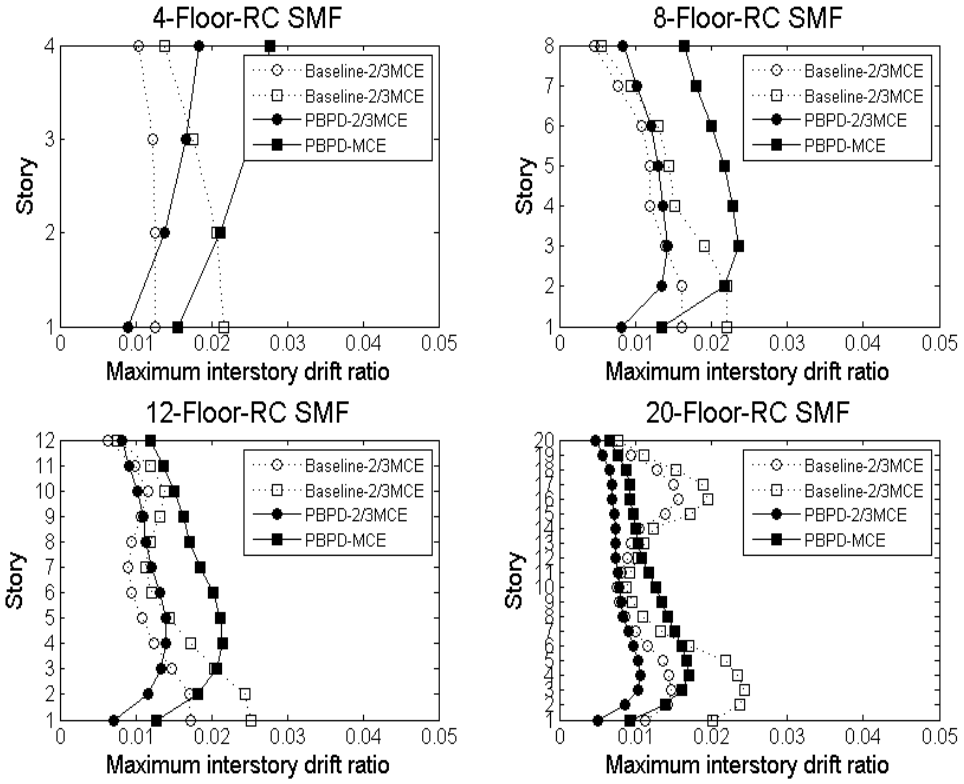


圖 4-17 四、八、十二、二十層樓 RC SMF 之兩種構架在 MCE 等級與 2/3MCE 等級下之地震後最大層間位移角(22 組地震平均值)

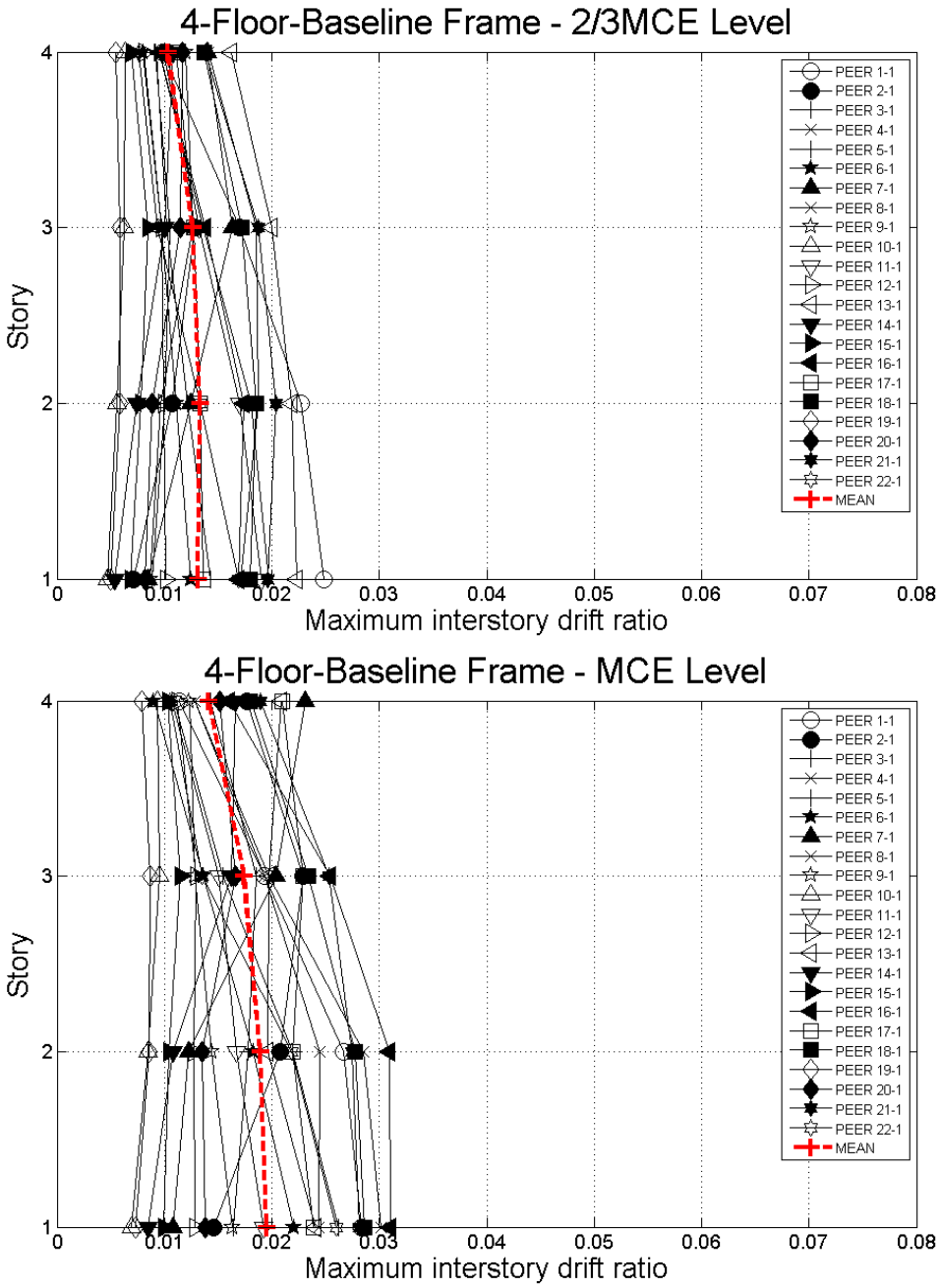


圖 4-18 四層樓 Baseline 構架之最大層間變位角

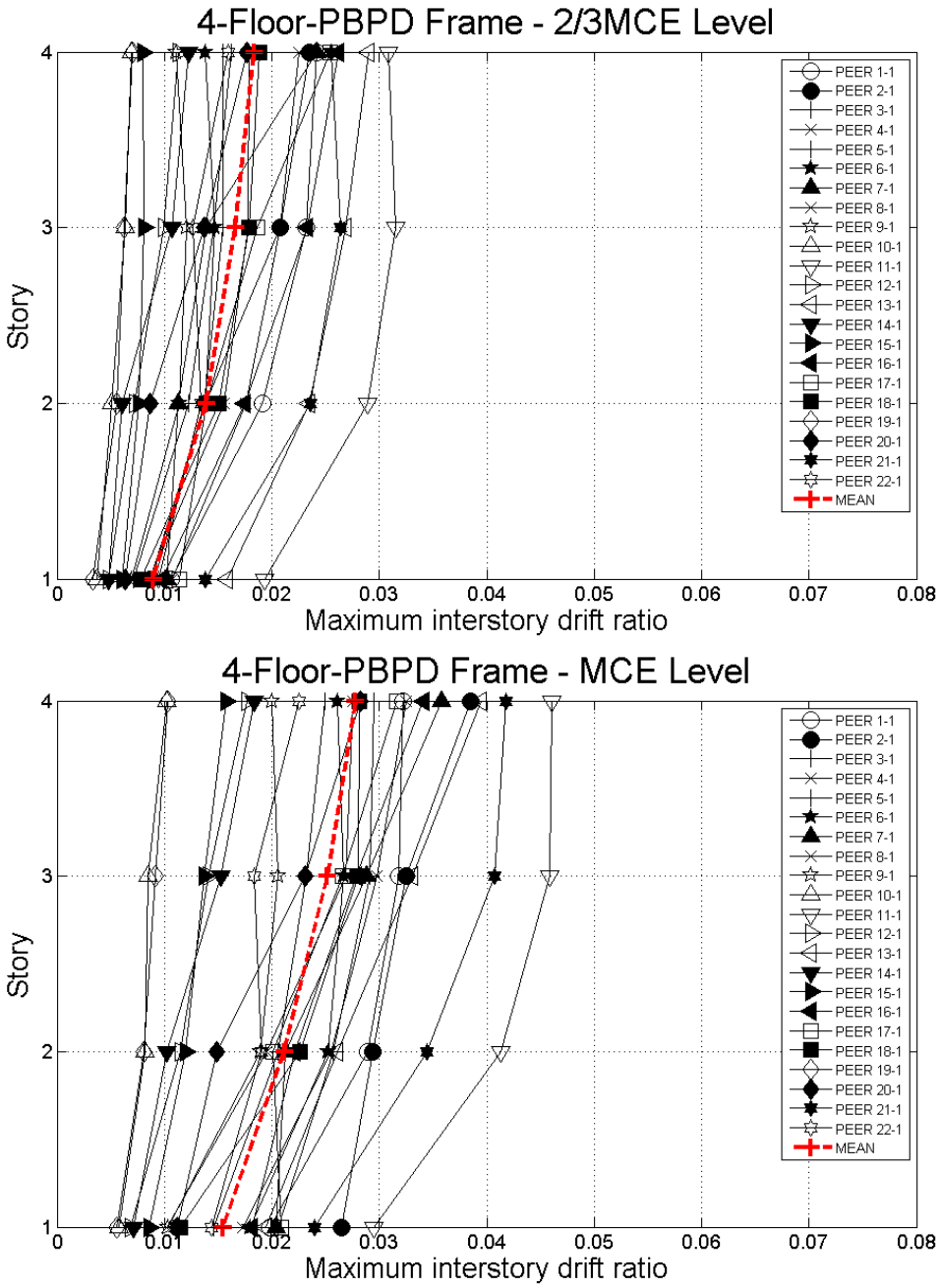


圖 4-19 四層樓 PBPD 構架之最大層間變位角

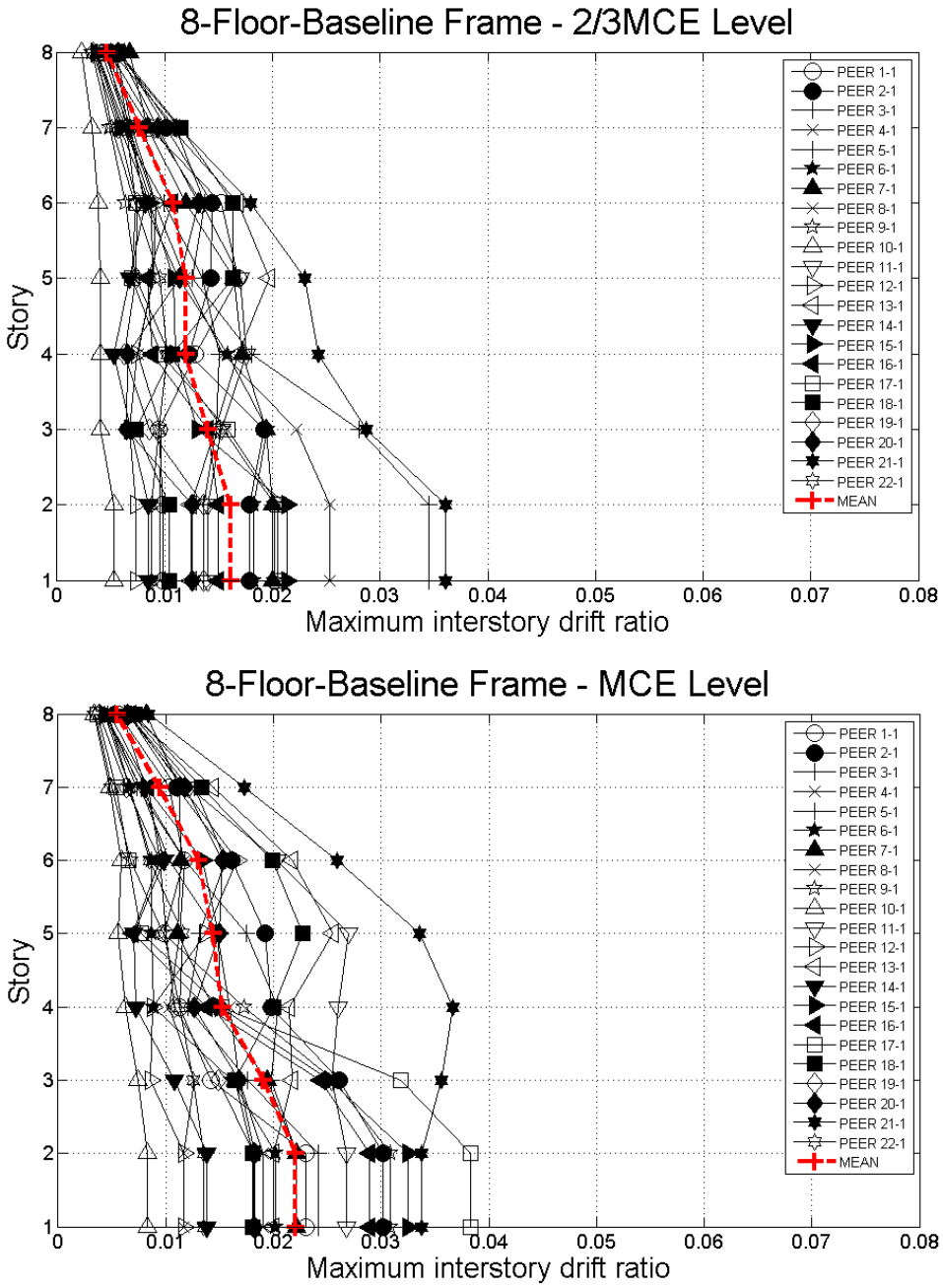


圖 4-20 八層樓 Baseline 構架之最大層間變位角

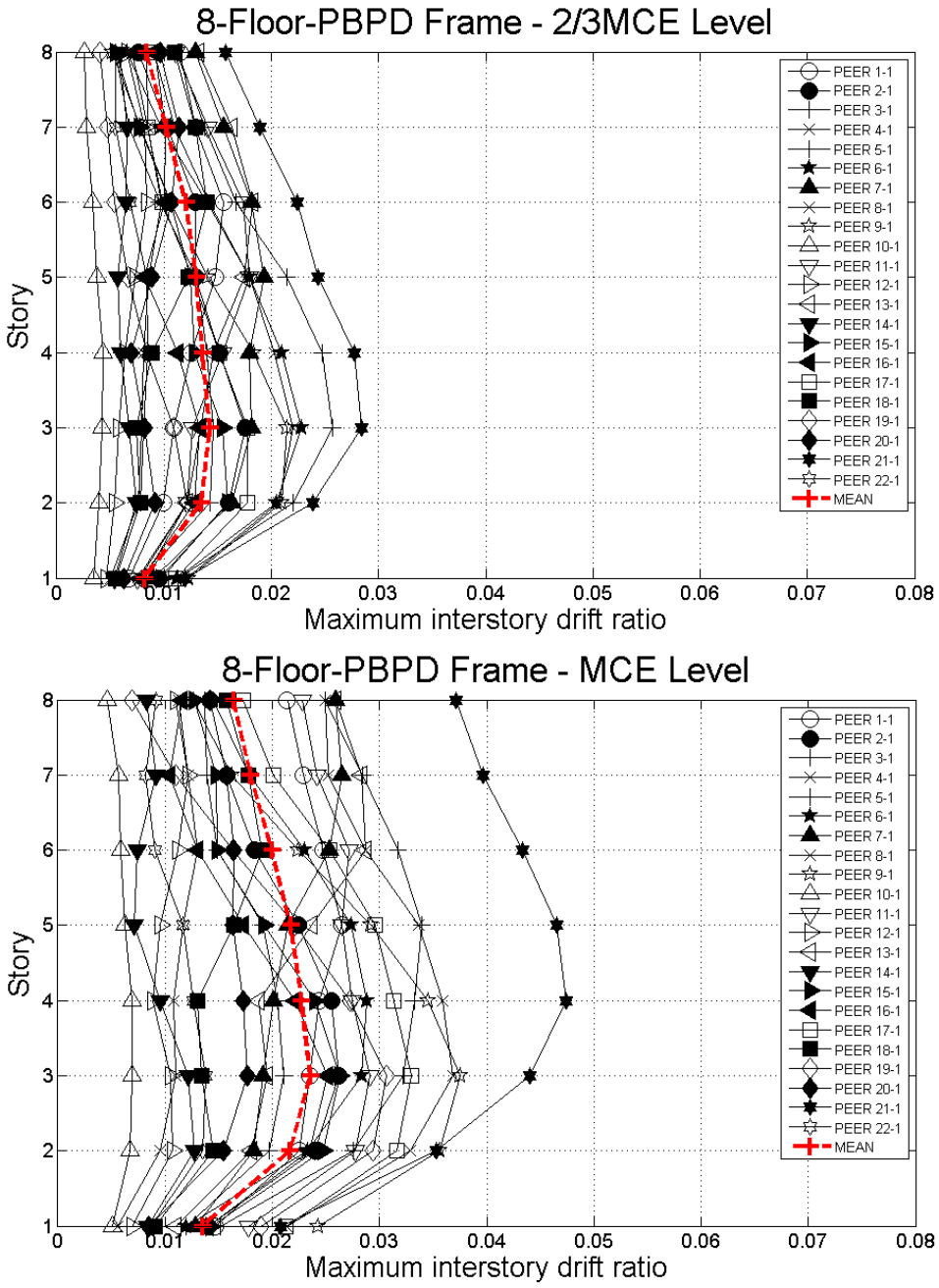


圖 4-21 八層樓 PBPD 構架之最大層間變位角

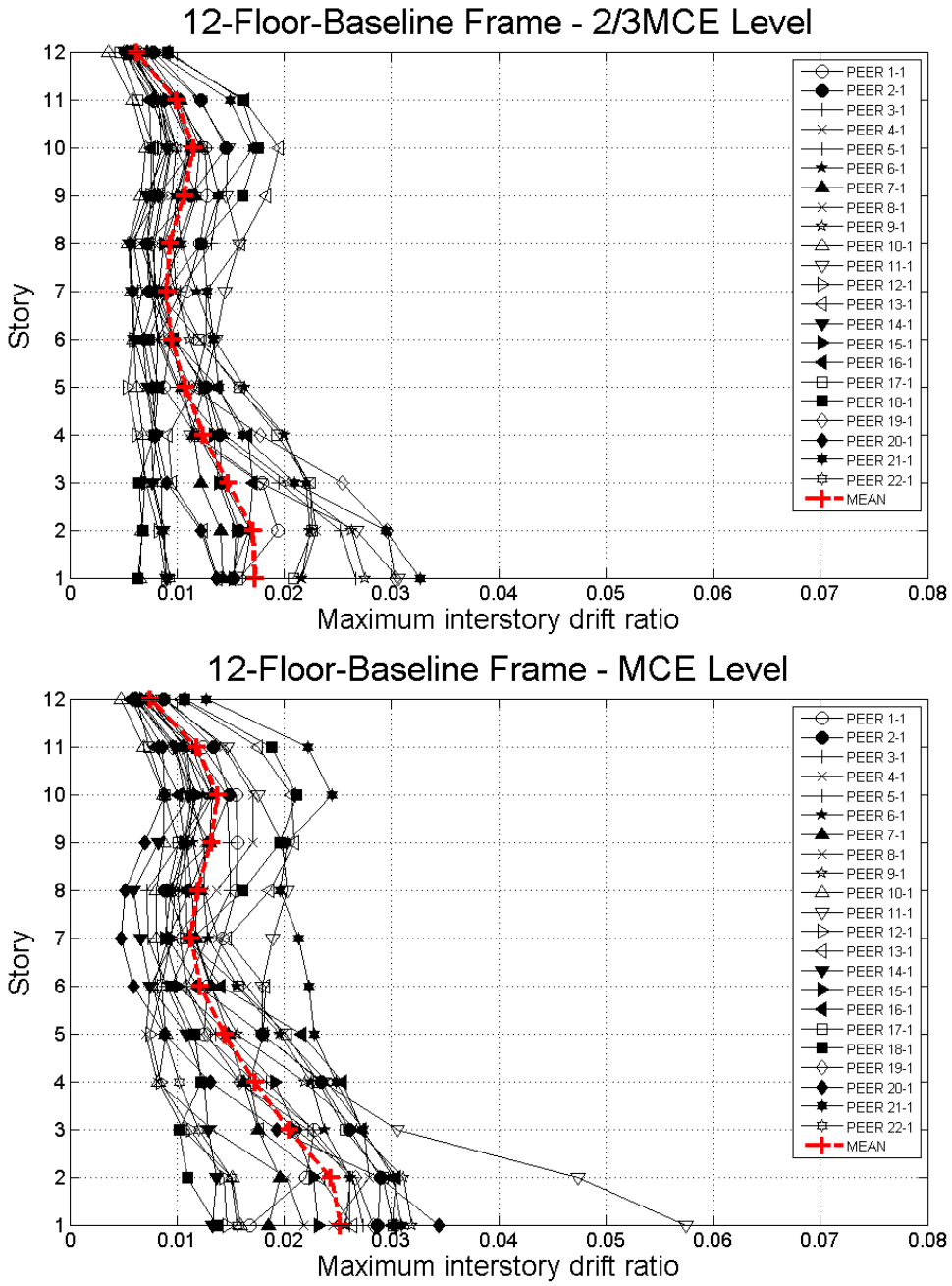


圖 4-22 十二層樓 Baseline 構架之最大層間變位角

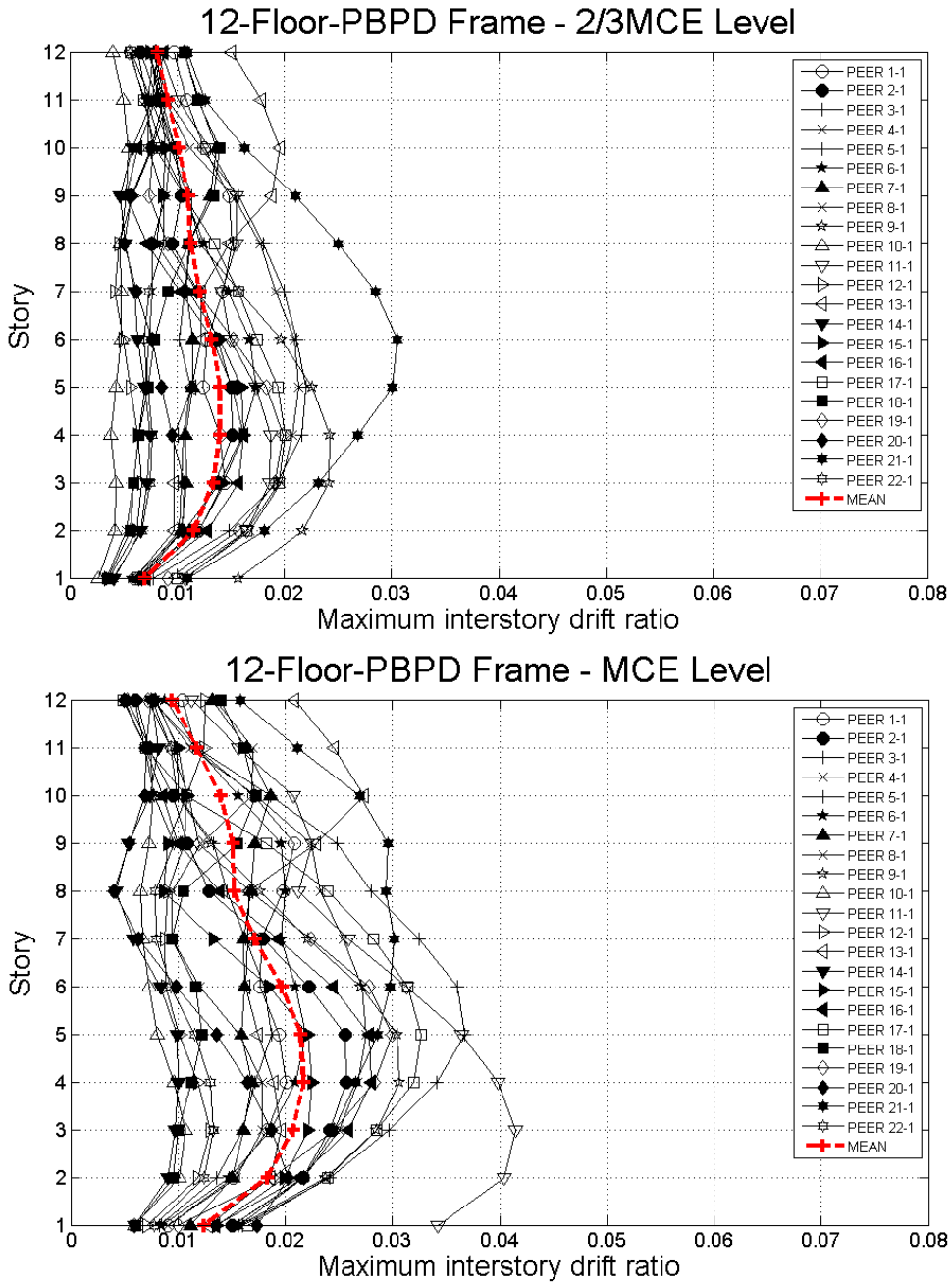
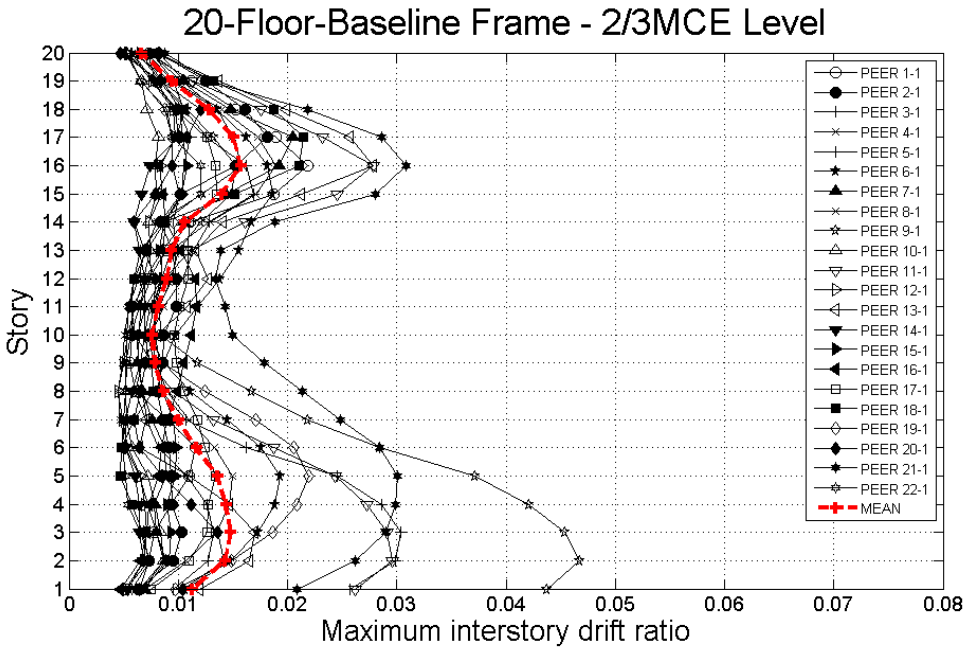


圖 4-23 十二層樓 PBPD 構架之最大層間變位角



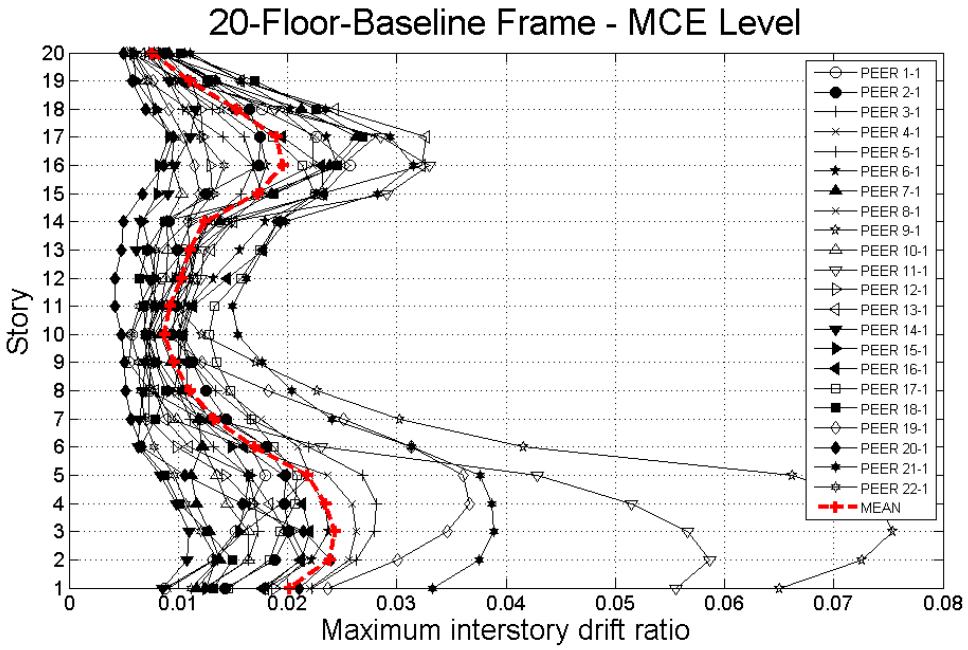
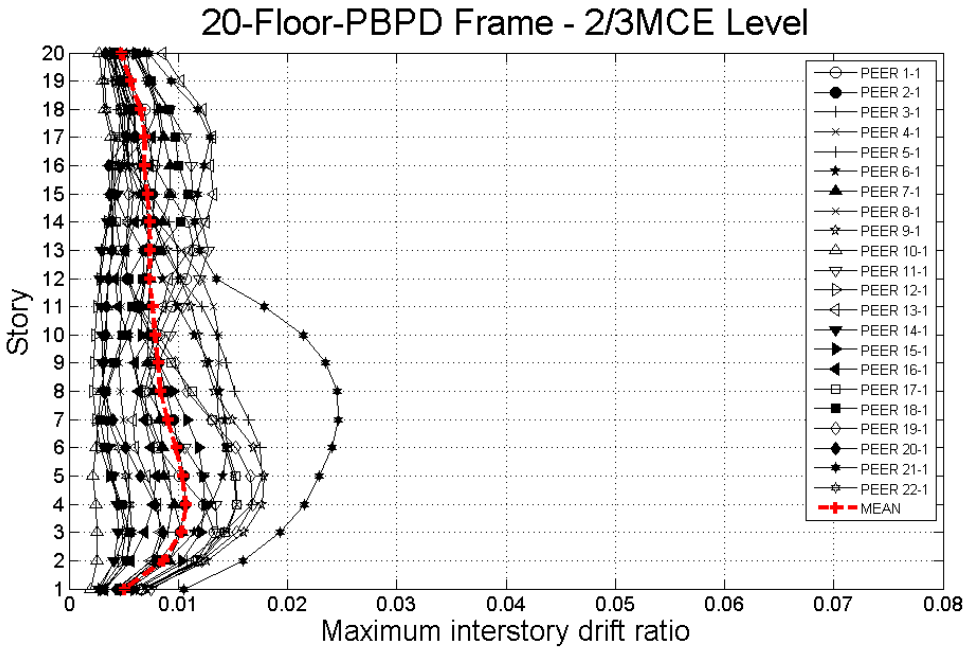


圖 4-24 二十層樓 Baseline 構架之最大層間變位角



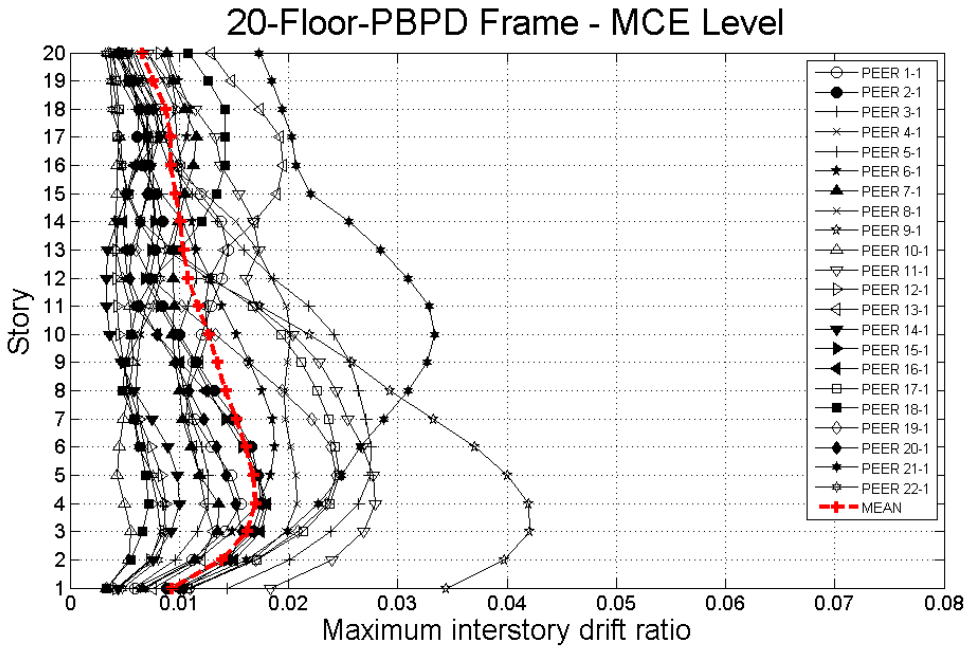


圖 4-25 二十層樓 PBPD 構架之最大層間變位角

4.3.4 變形曲線與塑鉸分佈

圖 4-26 至圖 4-29 為 Baseline 與 PBPD 構架受 MCE 等級之地震後之最大變形曲線以及其構架的塑性鉸轉角量分佈示意圖，由上一章節的最大層間變位結果中也可以看出在各層樓構架之變形趨勢，例如圖 4-26 中 Baseline 構架之變形由低樓層至高樓層漸漸遞減；PBPD 構架則是隨著高度而增加。然而在 Baseline 構架中亦可以觀察到如非線性靜力側推分析後之塑性鉸分佈，其梁構件塑性鉸大部分集中於低樓層之構件，且除了一樓柱底達到降伏外某些柱端亦會產生少許的塑性鉸，而 PBPD 構架之塑性鉸分佈一如設計前的假設僅發生在梁構件與一樓柱底，此特性對於在結構受震後所受到的破壞預測是相當有幫助的。

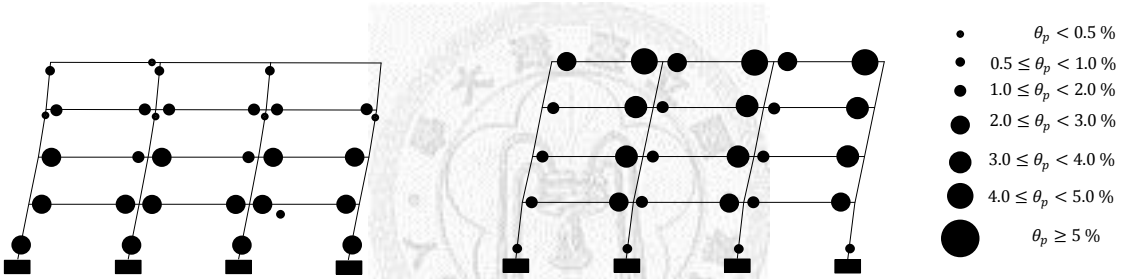


圖 4-26 四層樓 RC SMF 經由 PEER-1 歷時分析後之最大頂層位移及其塑性鉸

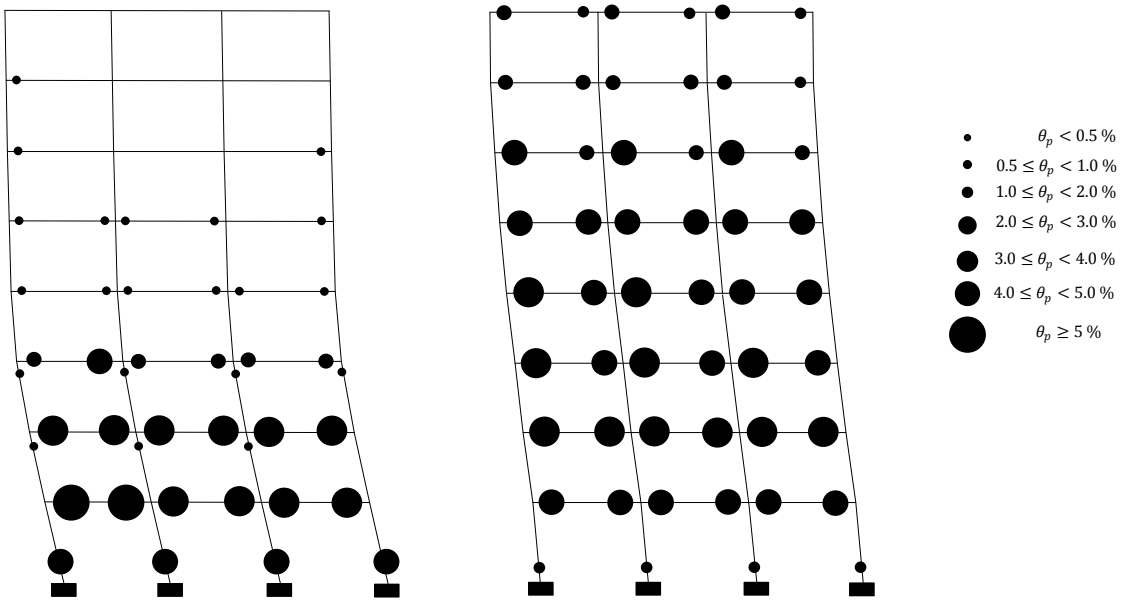


圖 4-27 八層樓 RC SMF 經由 PEER-17 歷時分析後之最大頂層位移及其塑性鉸分佈

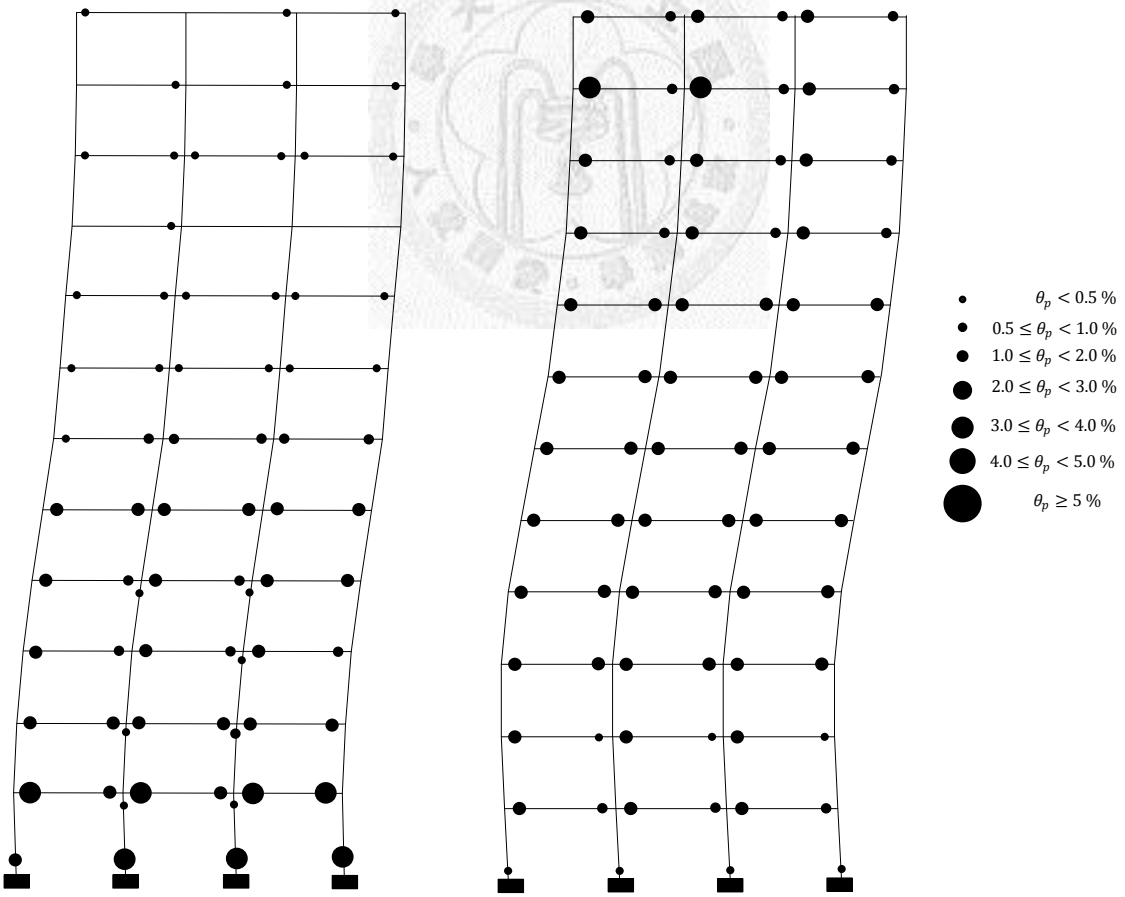


圖 4-28 十二層樓 RC SMF 經由 PEER-13 歷時分析後之最大頂層位移及其塑性鉸分佈

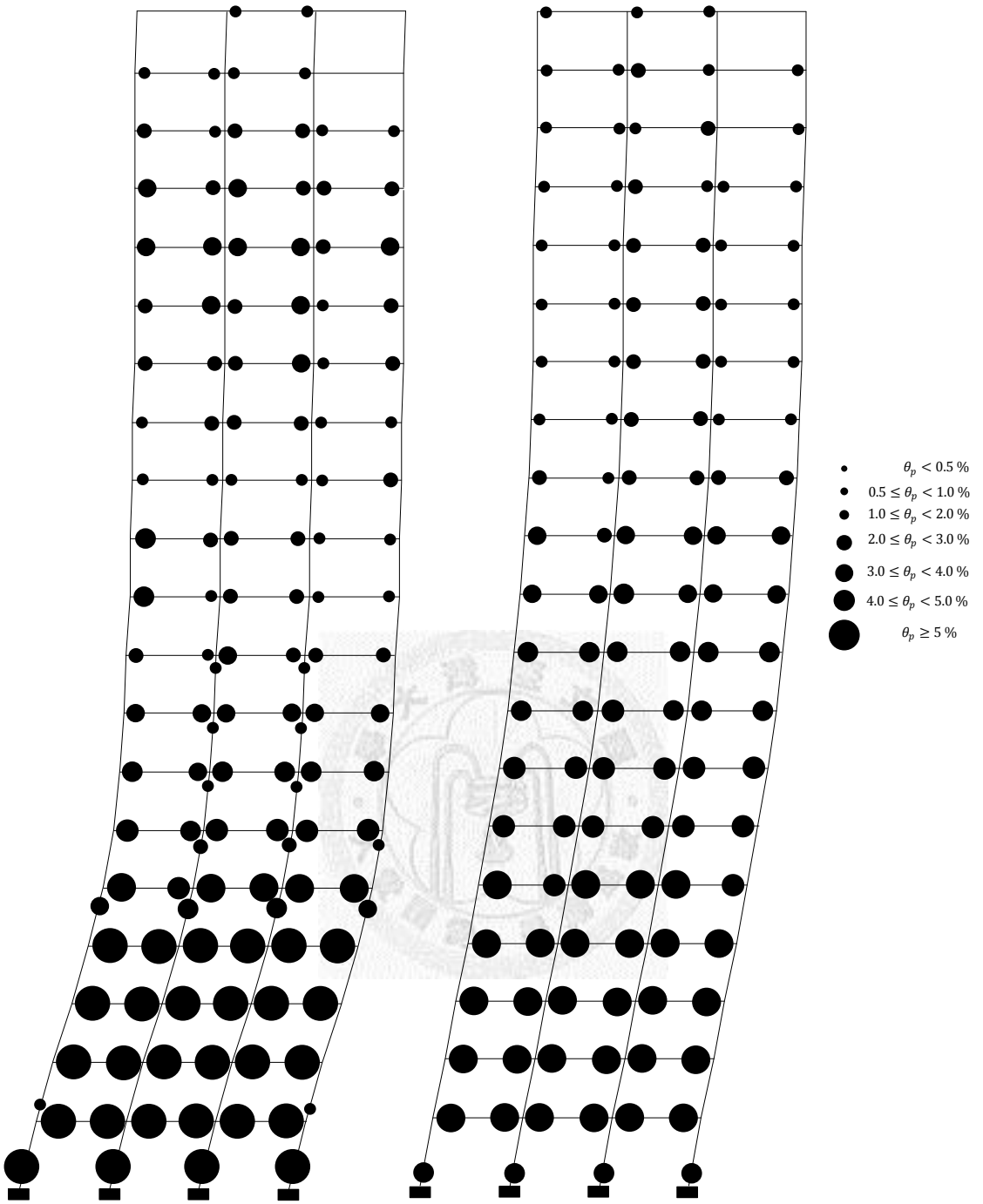


圖 4-29 二十層樓 RC SMF 經由 PEER-9 歷時分析後之最大頂層位移及其塑性鉸分佈

4.4 小結

現行耐震設計規範所設計出之 Baseline 構架雖將梁柱強度比由 ACI-318 中之 1.2 提高至 1.3，但經由非線性側推分析與非線性動力歷時分析之結果，其在該結構較低處之柱端亦有可能產生塑性鉸，並產生局部弱層導致結構容易產生不穩定之情形，而在較高處之構件其梁柱塑鉸之分佈相較於低處相當不平均，整體結構變形不均，也表示了此以各梁柱節點一一檢查其梁柱比之設計無法充分發揮其桿件之能力。

而 PBPD 法設計之構架其在非線性側推分析上更表現了其具有更高的結構韌性外，與非線性動力歷時分析之結果其反應都是在 PBPD 法設計初所預期的，採用更貼近結構動力反應之側向力分佈、或是以整根柱子做「樹狀柱圖」之設計強柱弱梁理念，在 2/3MCE 與 MCE 等級下皆符合其設計中之降伏機制與目標位移，最重要的是 PBPD 構架僅需以第三章之設計流程便能設計完成，其設計步驟亦簡單且明確。

本篇研究中也驗證了在非線性動力歷時分析結果中顯示以 PBPD 法之側向力分佈公式設計結構側向力比起 ASCE 7-05 規範中之分佈力型式更能貼近結構受到地震作用後之樓層最大剪力分佈。

第五章 PBPD 能量譜評估

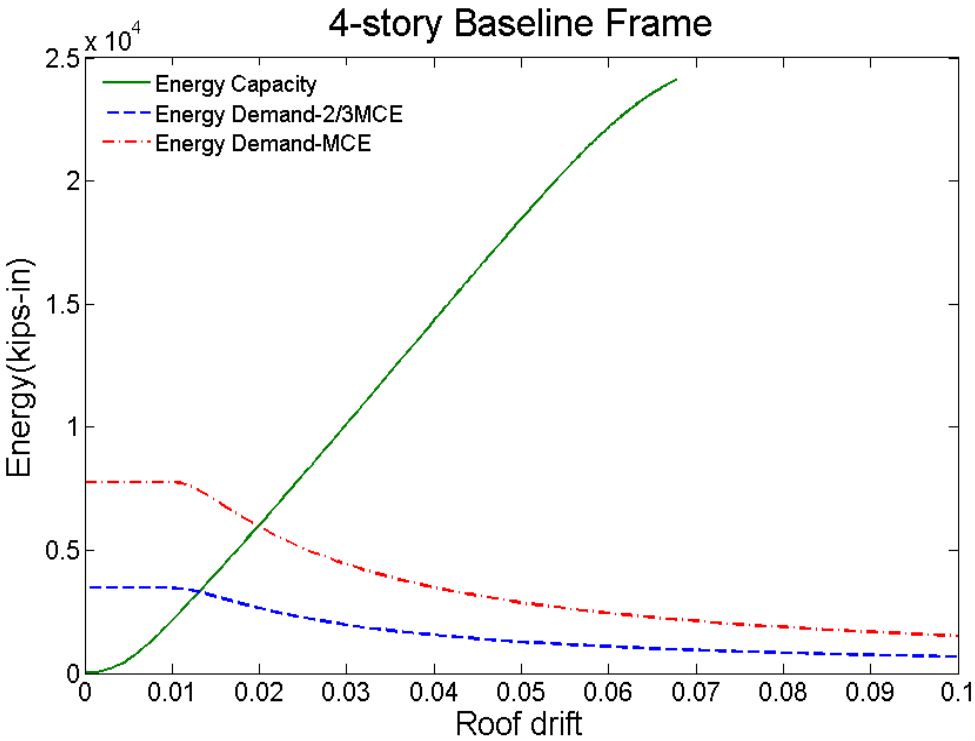
5.1 PBPD 能量譜法評估最大頂層位移

表 5-1 為 Baseline 與 PBPD 構架經由 PBPD 能量譜法評估在 MCE 地震等級與 2/3MCE 地震等級下之頂層位移角(頂層位移/結構物高度)，兩種構架在這兩個地震等級下之頂層位移差距並不是太大，僅四層樓 PBPD 構架於 MCE 等級時達到 2%的位移，但亦未超過設計前假設之在 MCE 等級達到 3%頂層位移，圖 5-1 至圖 5-4 分別為四層樓至二十層樓之兩種構架之 PBPD 能量譜曲線。

在 PBPD 能量譜耐震評估是能夠評估在特定地震等級下之結構反應，儘管 Baseline 構架在 MCE 與 2/3MCE 等級下之最大位移因為其側推曲線其側向剪力較大導致容量譜之斜率較抖造成最大位移比 PBPD 構架較小之結果(以四層樓構架最明顯)，然而這畢竟還是在某特定等級下之耐震評估，並不能很確切的顯示出結構其真正擁有的性能，如四層樓之 PBPD 構架具有高度的結構韌性，其容量譜亦具有較高之性能，在往後章節中經由 PBPD 能量譜法評估結構崩塌性能之結果佔有相當重要的因素，也可說是僅以耐震評估無法顯示出結構真正應該有的性能，因此下一章節也以 IDA 與 PBPD 能量譜法做進一步的結構崩塌評估。

表 5-1 PBPD 能量譜法評估兩種構架在兩種地震等級下之頂層最大位移

單位:Drift	Baseline 構架				PBPD 構架			
	4	8	12	20	4	8	12	20
2/3MCE Level	0.0129	0.0111	0.0109	0.0078	0.0153	0.0111	0.0102	0.0061
MCE Level	0.0195	0.0172	0.0171	0.0120	0.0230	0.0169	0.0156	0.0093



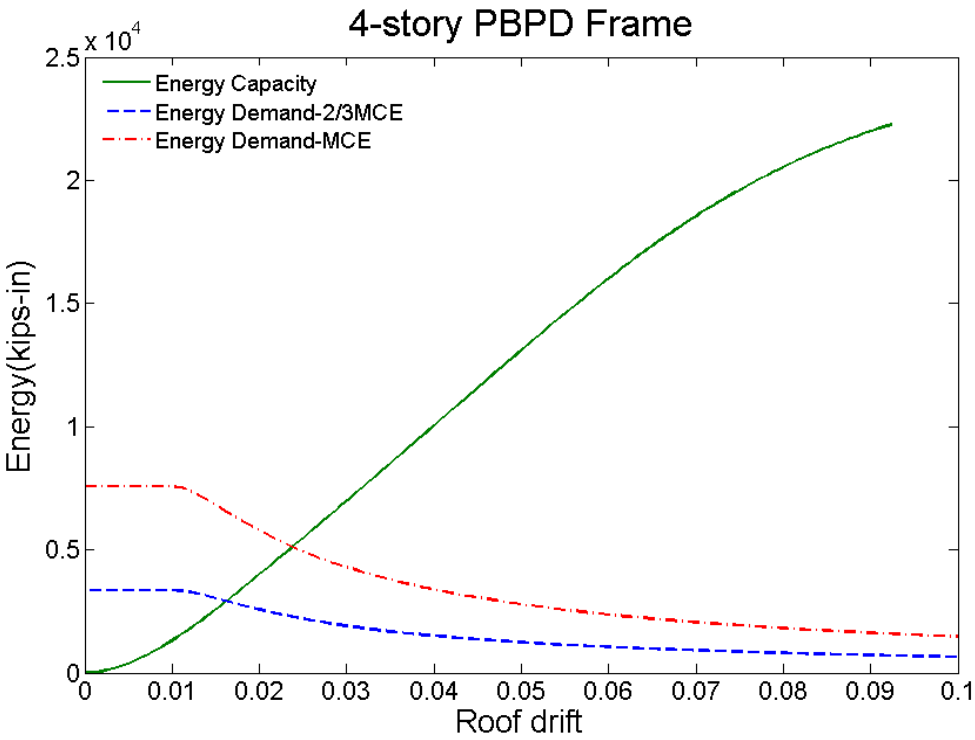
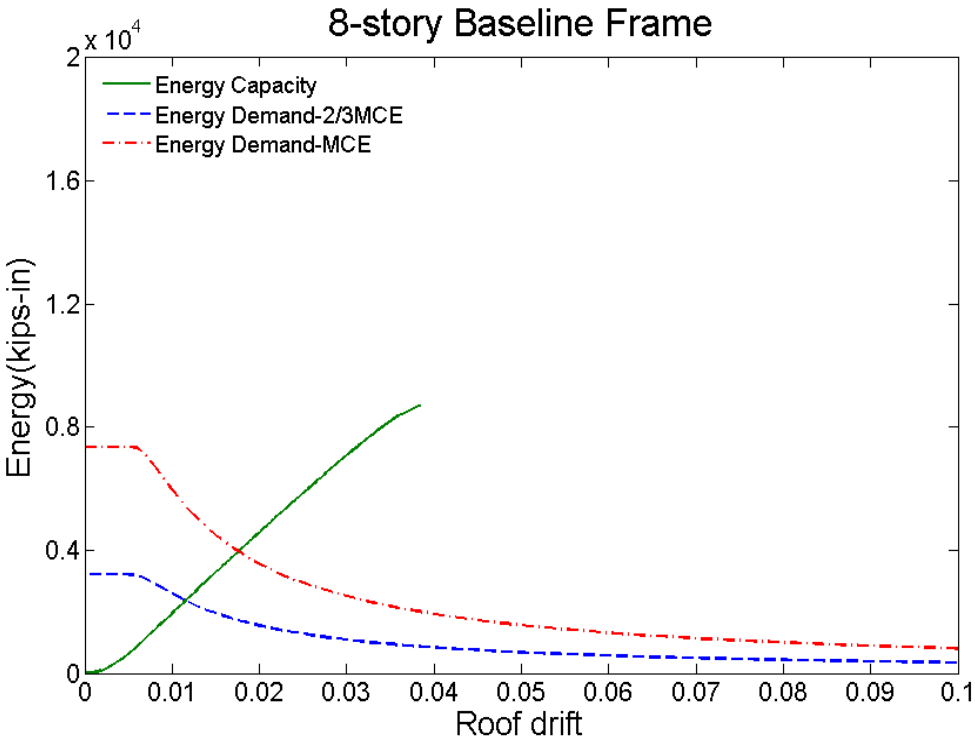


圖 5-1 四層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 PBPD 能量譜法評估最大頂層位移



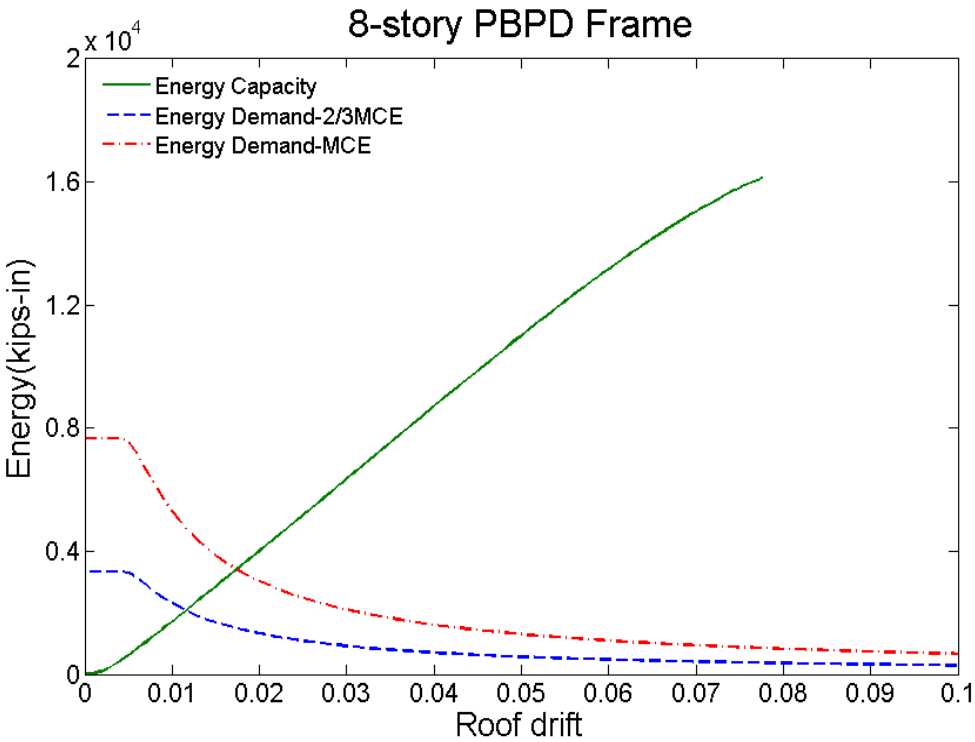
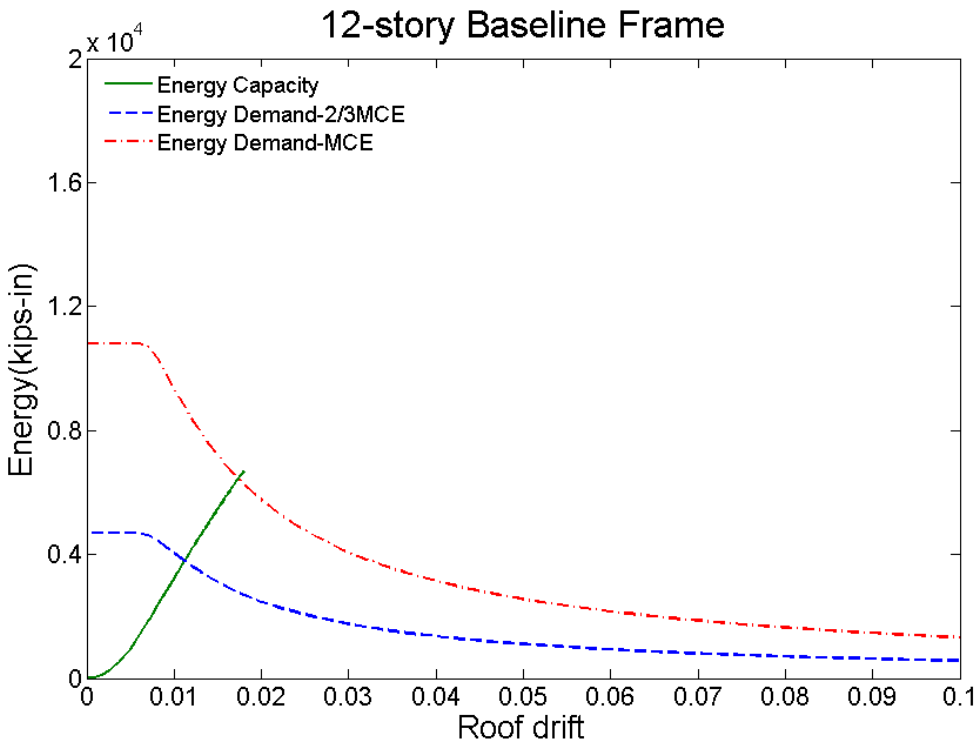


圖 5-2 八層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 PBPD 能量譜法評估最大頂層位移



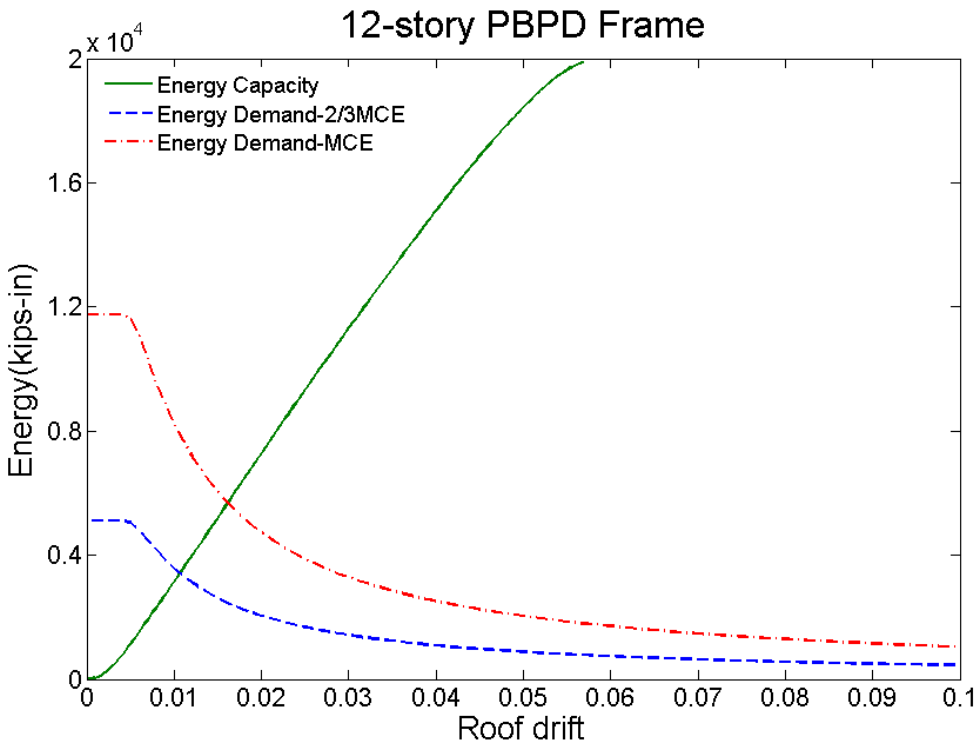
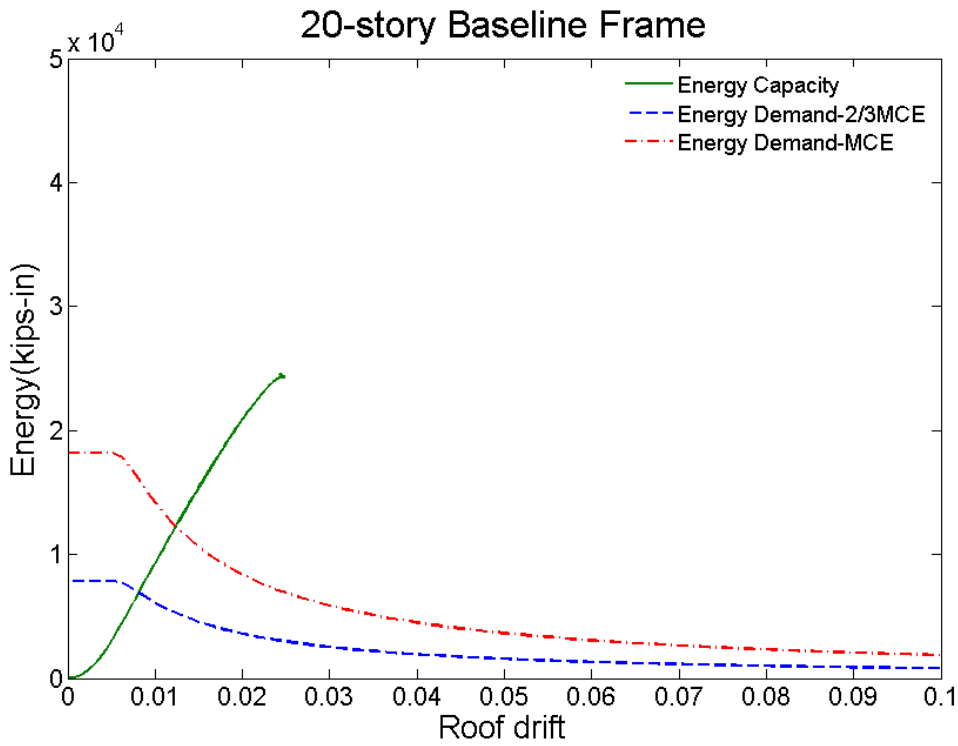


圖 5-3 十二層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 PBPD 能量譜法評估最大頂層位移



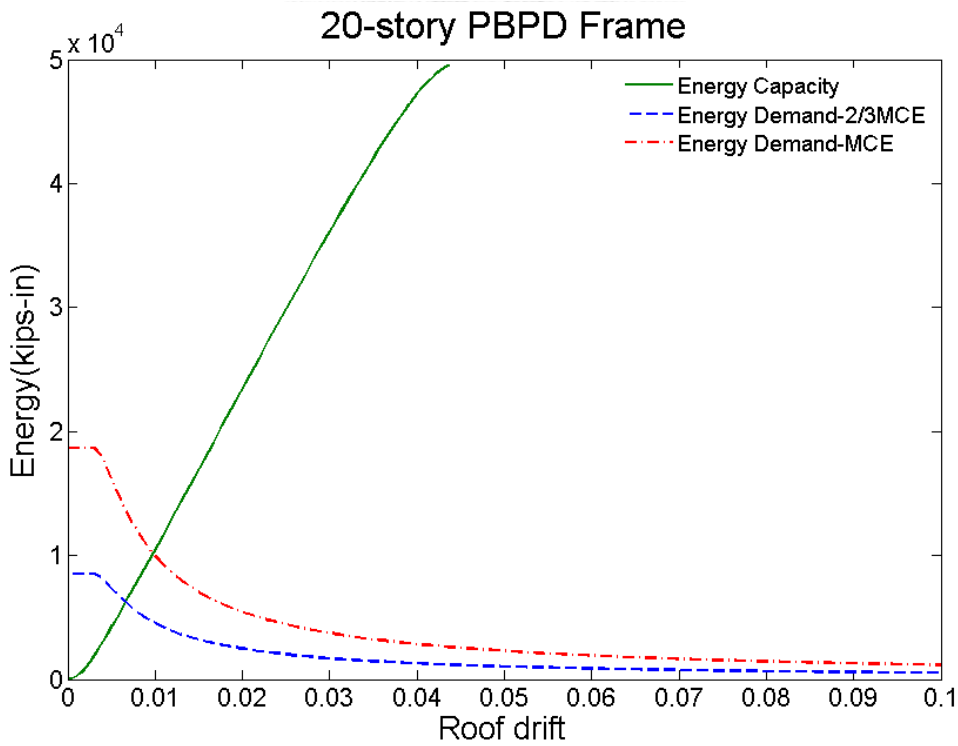


圖 5-4 二十層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 PBPD 能量譜法評估最大頂層位移

5.2 最大層間變位角

經由 PBPD 能量譜法評估後得到的頂層位移後，並由其結構非線性側推曲線繪出其當時各樓層之層間變位，並將其結果與 4.3.3 節之非線性動力歷時分析做一比較，圖 5-5 至圖 5-8 分別為四層樓至二十層樓其層間變位角與動力歷時分析之結果，同 4.3.3 之結果，黑色實線為 22 組地震歷時、紅色虛線為其 22 組之平均值，綠色虛線為 PBPD 能量譜法在該頂層位移下各樓層層間變位結果。

PBPD 能量譜評估之結果在四層樓與八層樓之兩種構架中其各層樓之層間變位與非線性動力分析之結果具有不錯的一致性，然而在十二層樓與二十層樓之構架下其層間變形趨勢較不同，尤其以 FEMA P695 中之 Baseline 構架比 PBPD 構架更為嚴重。

Baseline 構架中由非線性側推分析曲線得到的層間變位隨著樓層高度的分配較不平均，下部結構之梁柱端產生大量塑性鉸而產生局部軟層，導致 PBPD 能量譜評估法求得之頂層變位皆來自於底層變位之累積，而未能充份表現出在較高樓時之變形，因此與實際非線性動力歷時分析之結果有差異。另外由於較高之結構其較高模態之影響也較低樓層結構顯著，如二十層樓之 Baseline 構架，其由動力歷時分析之結果在較高樓之部分變位無法由側推分析後之曲線所比擬，相較之下二十層樓之 PBPD 構架雖其側推分析亦無法充份表現出其高樓層之變形，但由於其在動力歷時分析或是側推分析中柱端不易產生塑鉸，在動力分析中各樓層變形之分佈也較平均， 因此其評估結果優於 Baseline 構架。

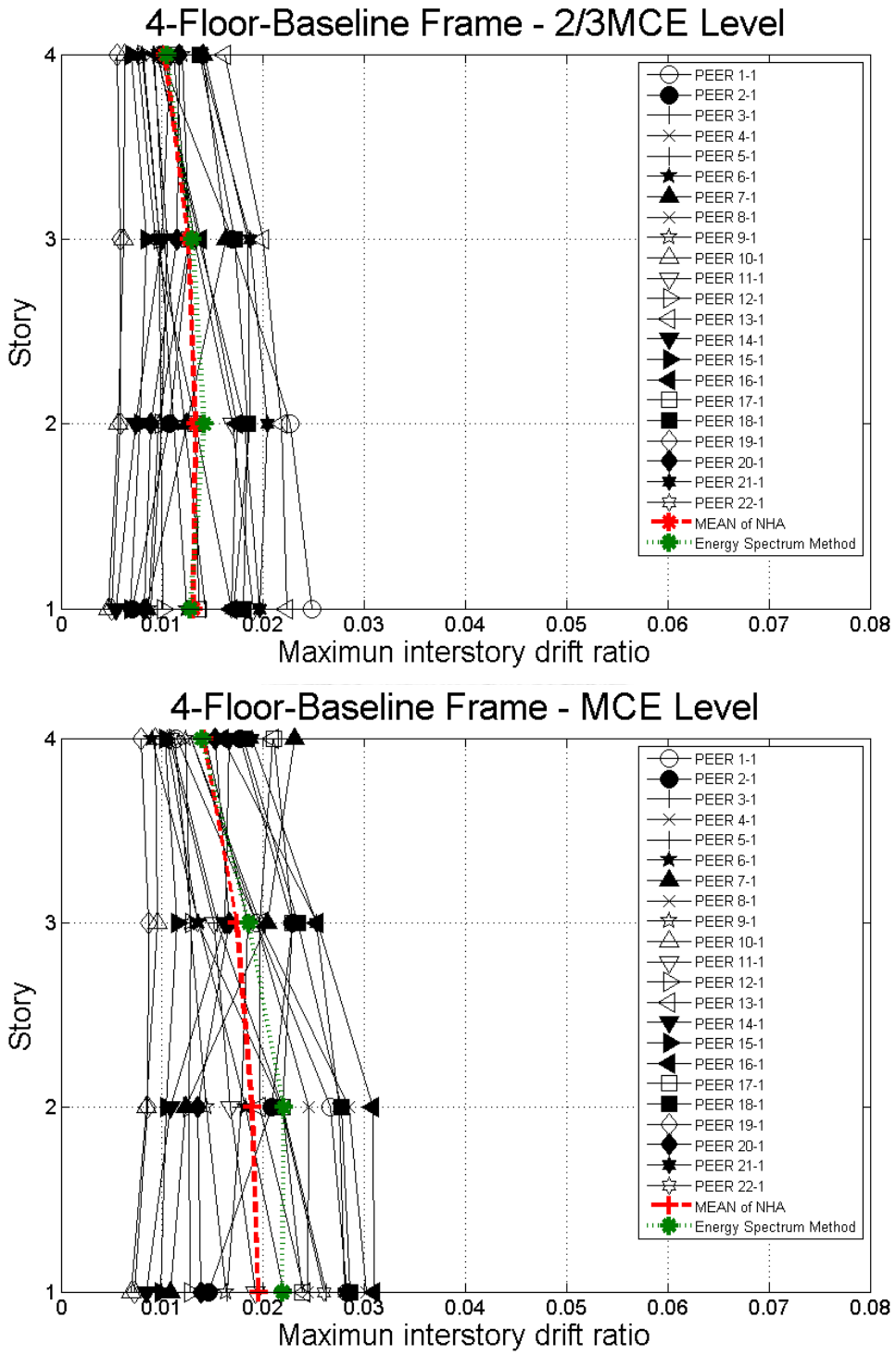


圖 5-5 四層樓 Baseline 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角

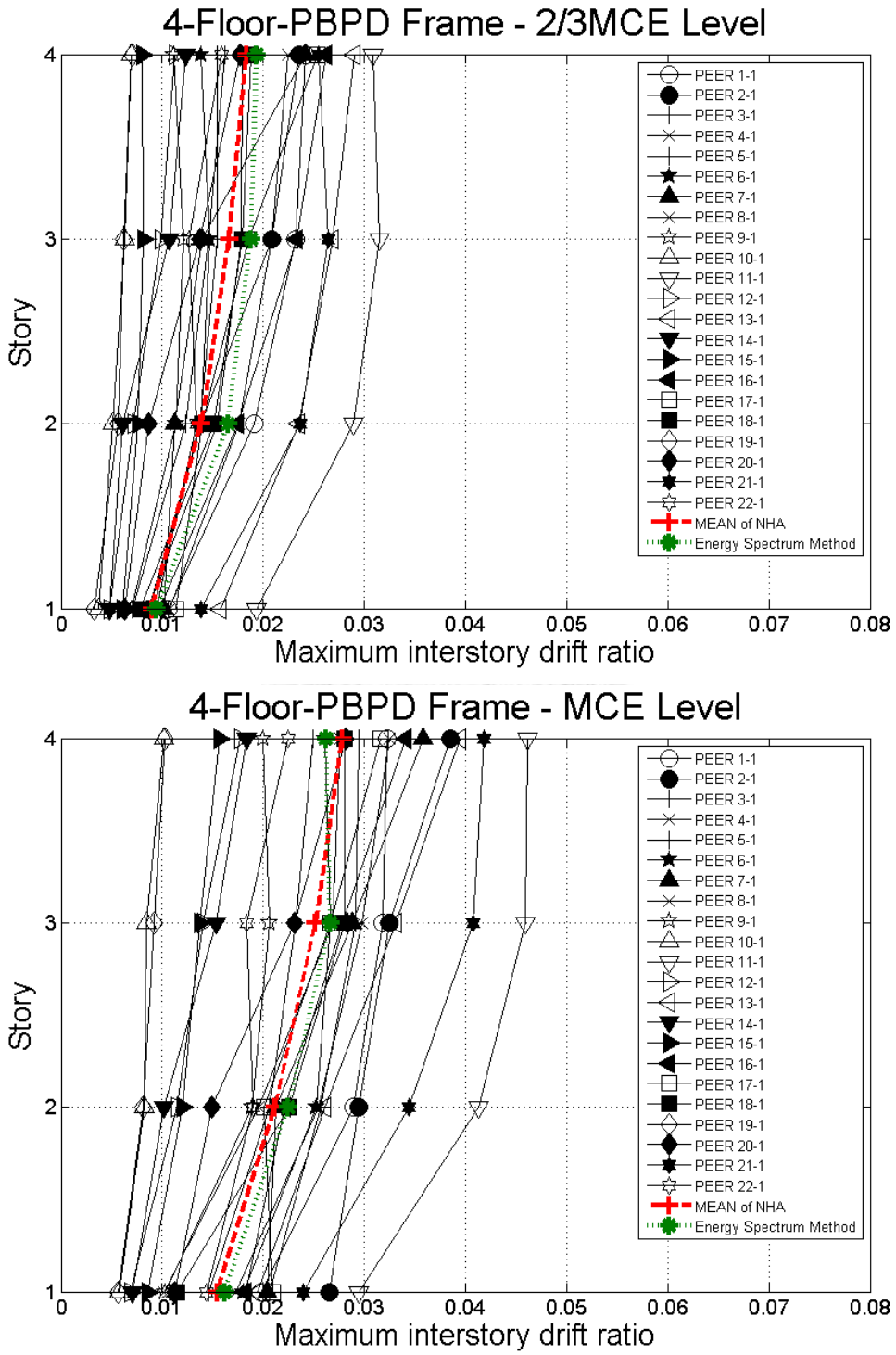
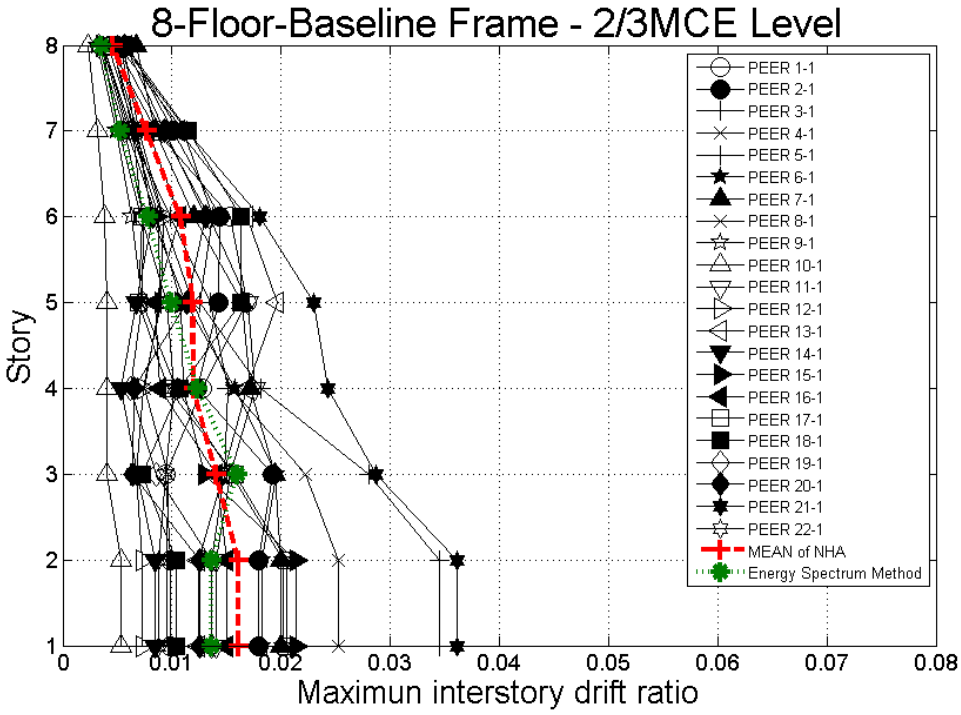


圖 5-6 四層樓 PBPD 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角



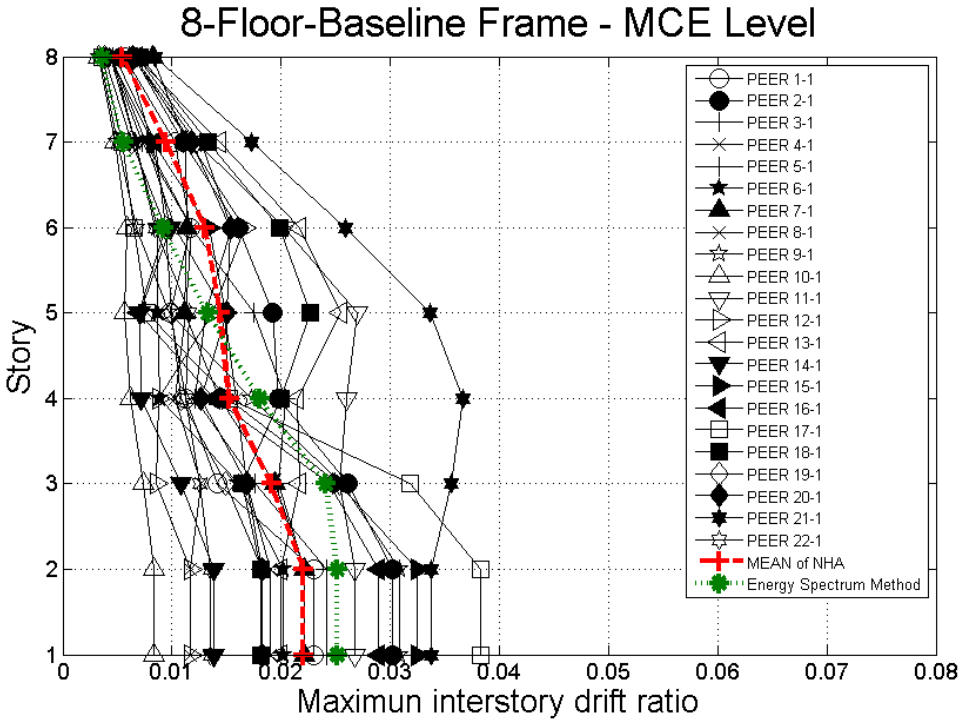


圖 5-7 八層樓 Baseline 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角

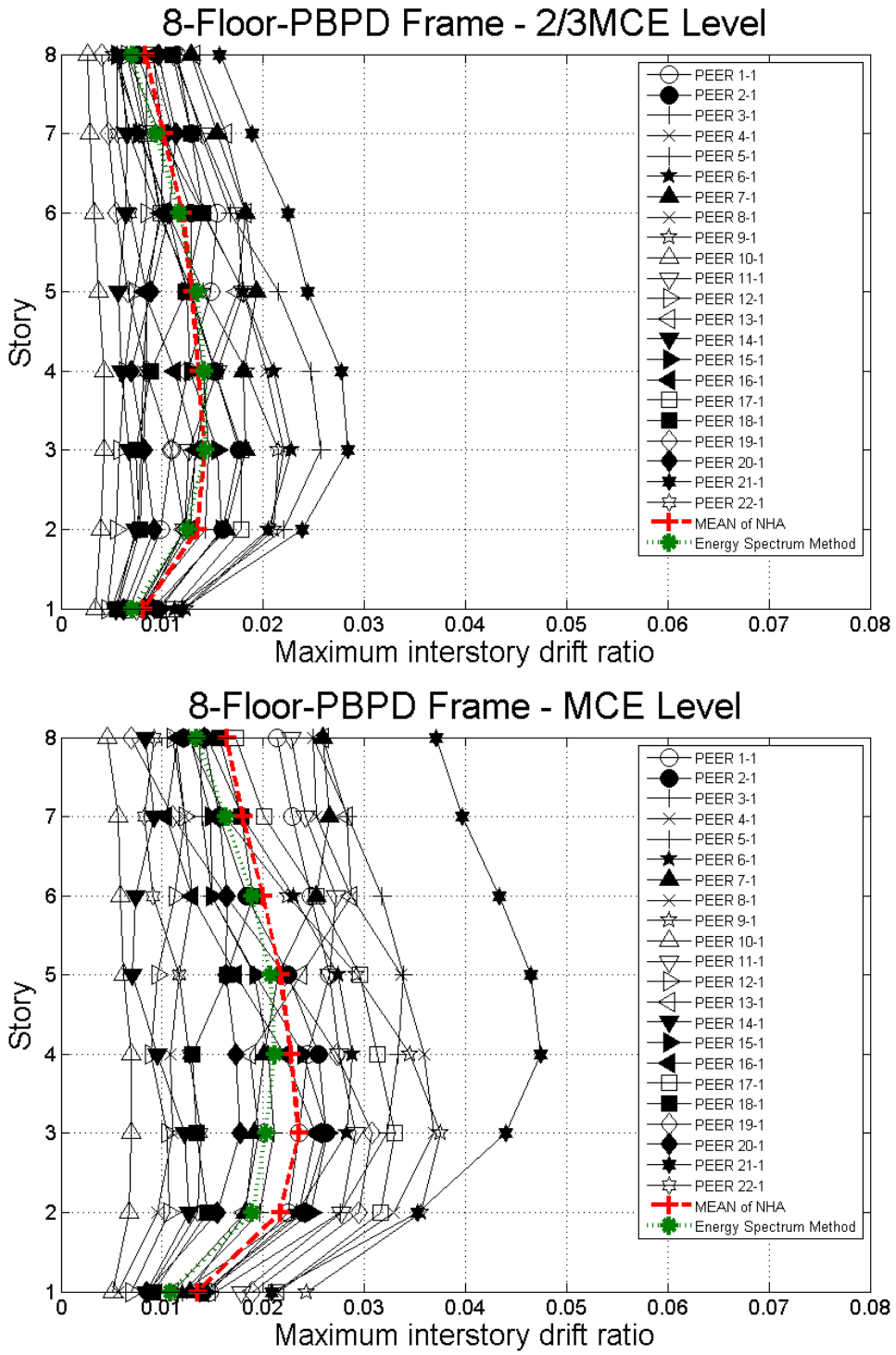


圖 5-8 八層樓 PBPD 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角

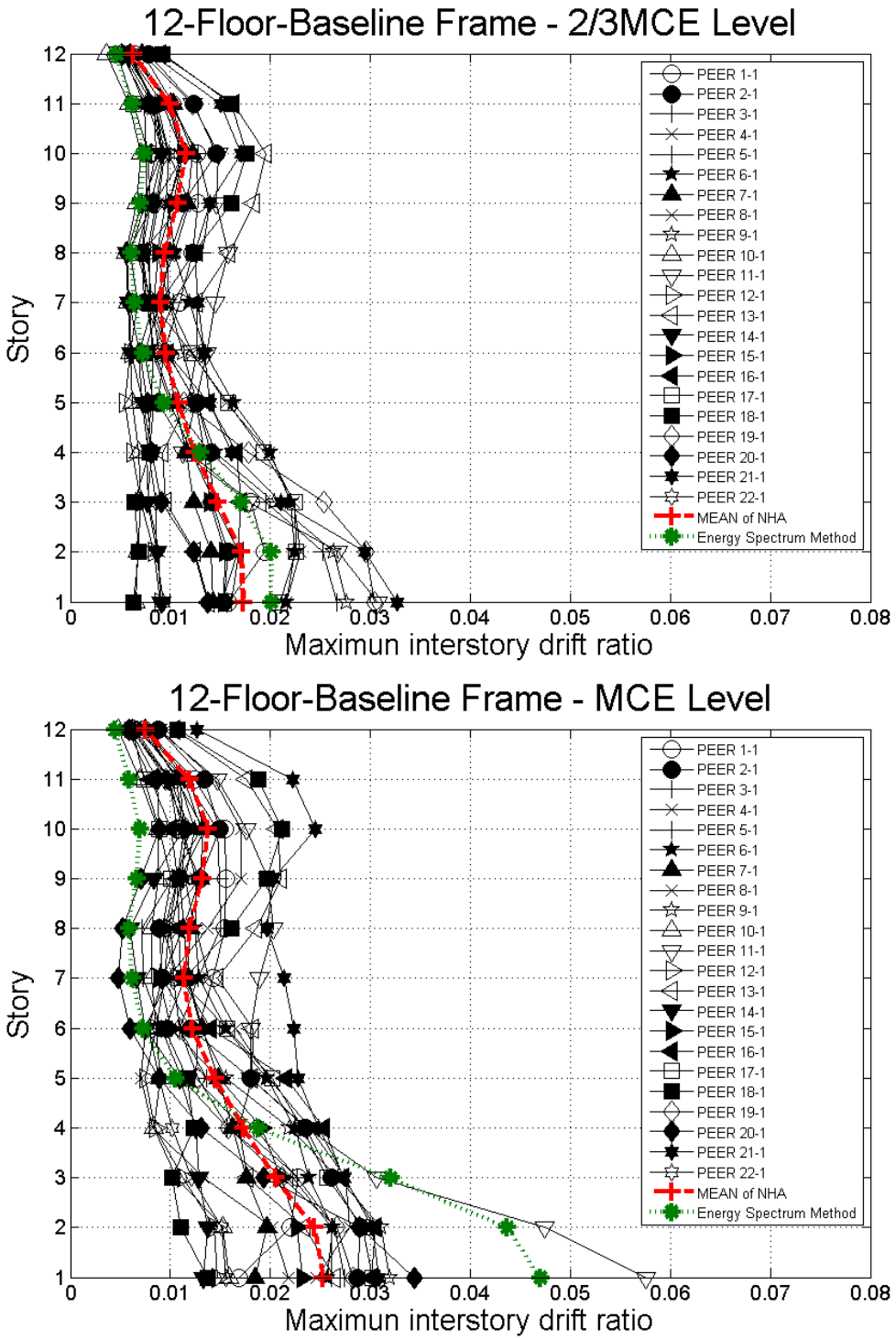
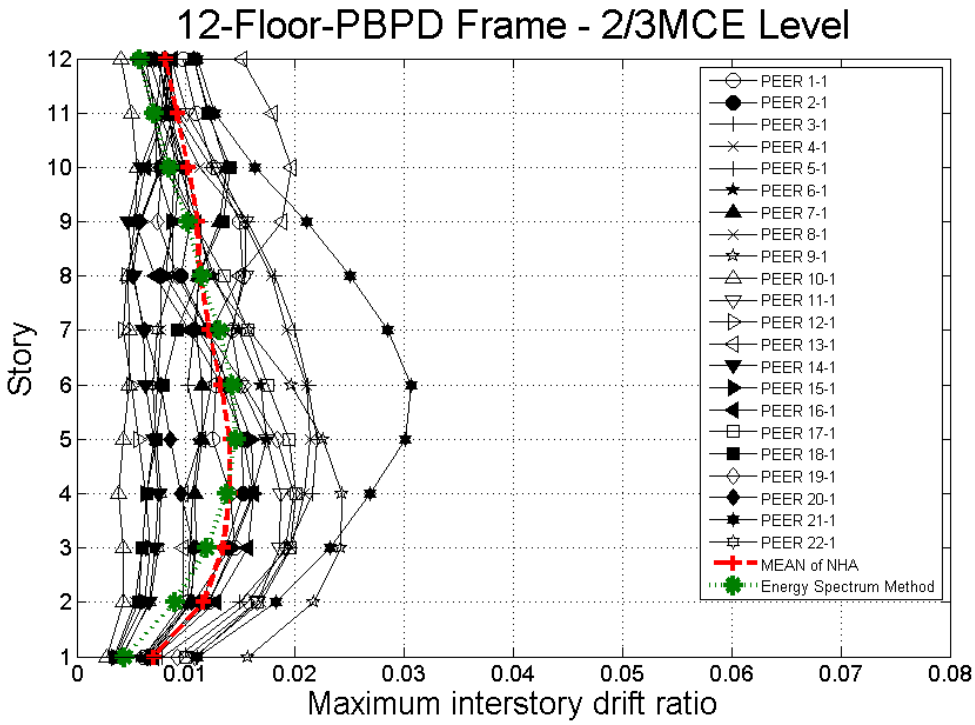


圖 5-9 十二層樓 Baseline 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角



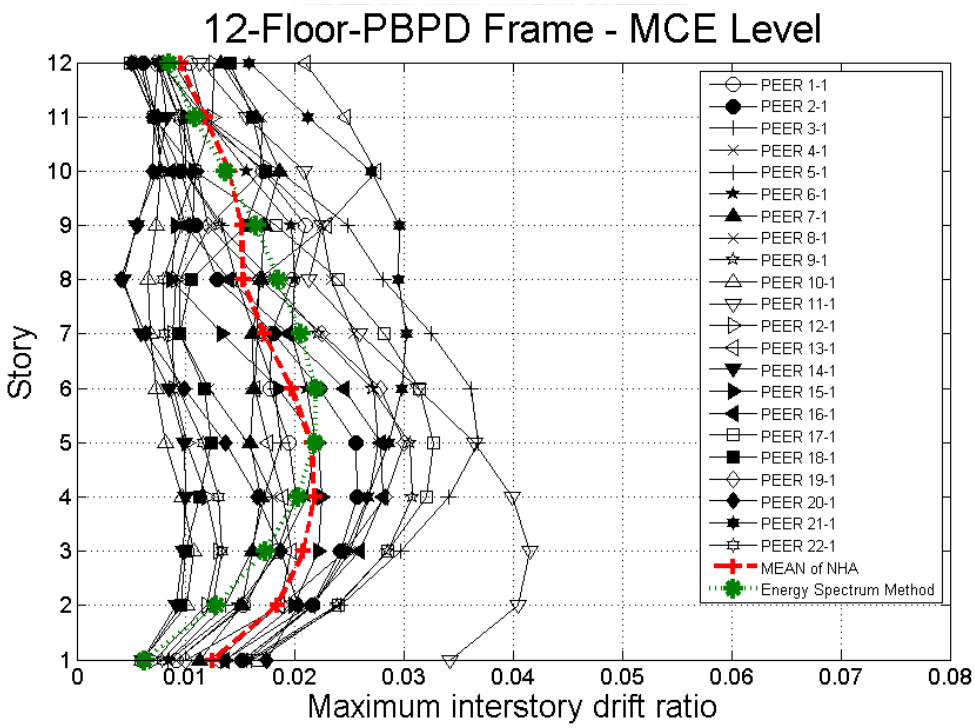
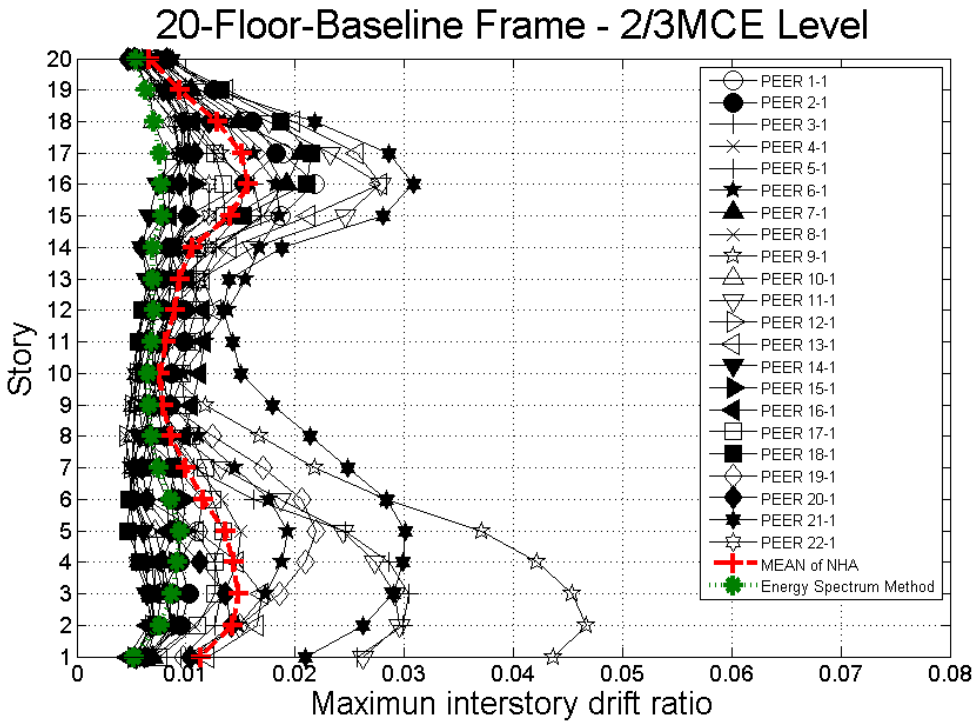


圖 5-10 十二層樓 PBPD 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角



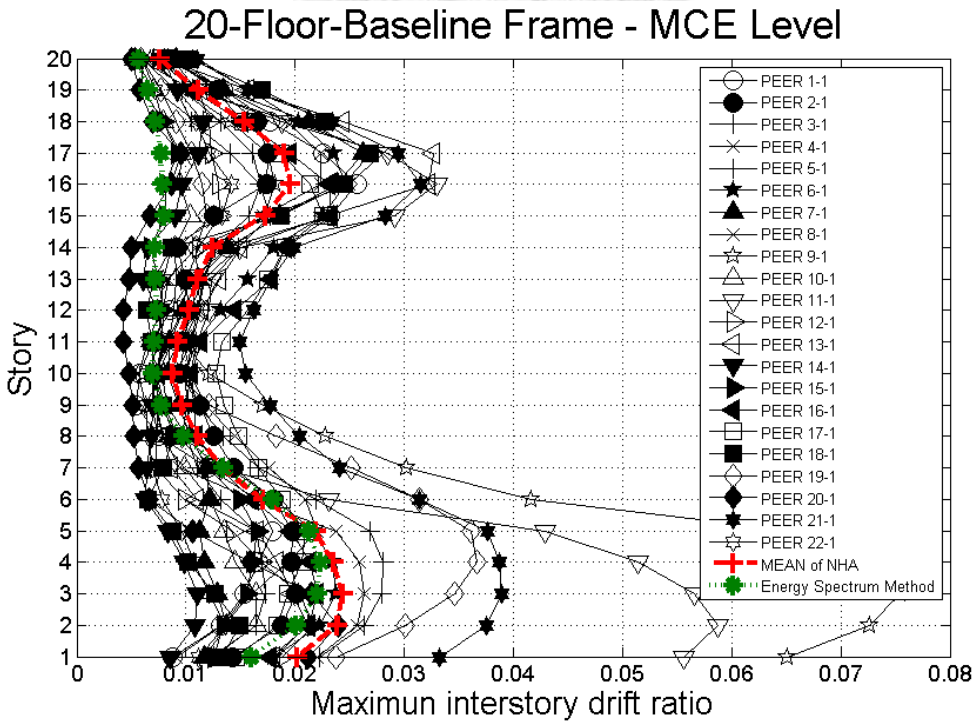
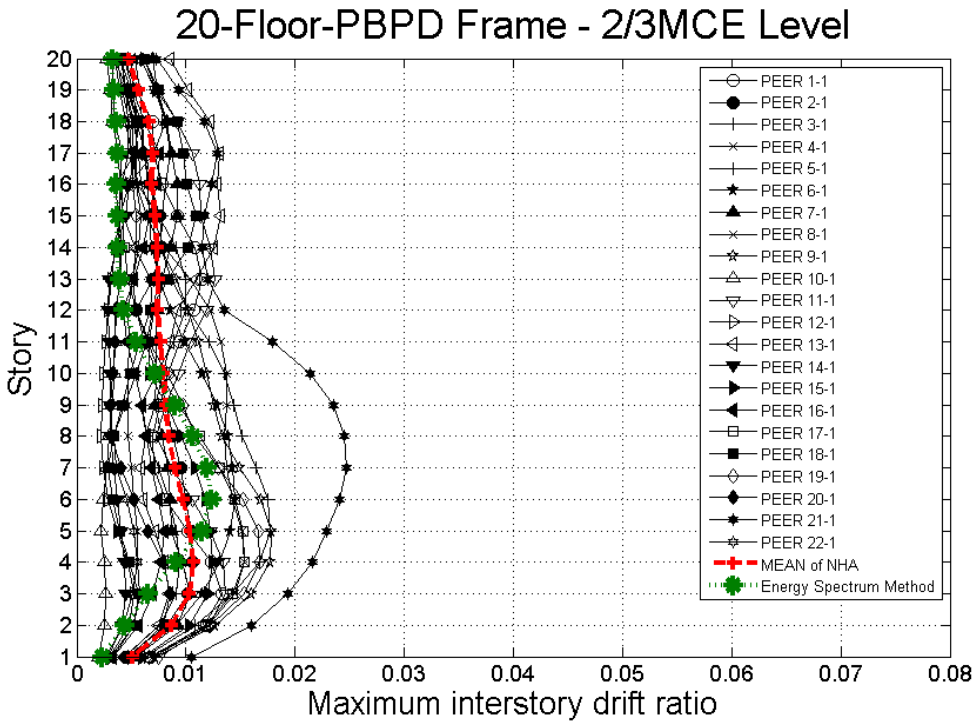


圖 5-11 二十層樓 Baseline 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角



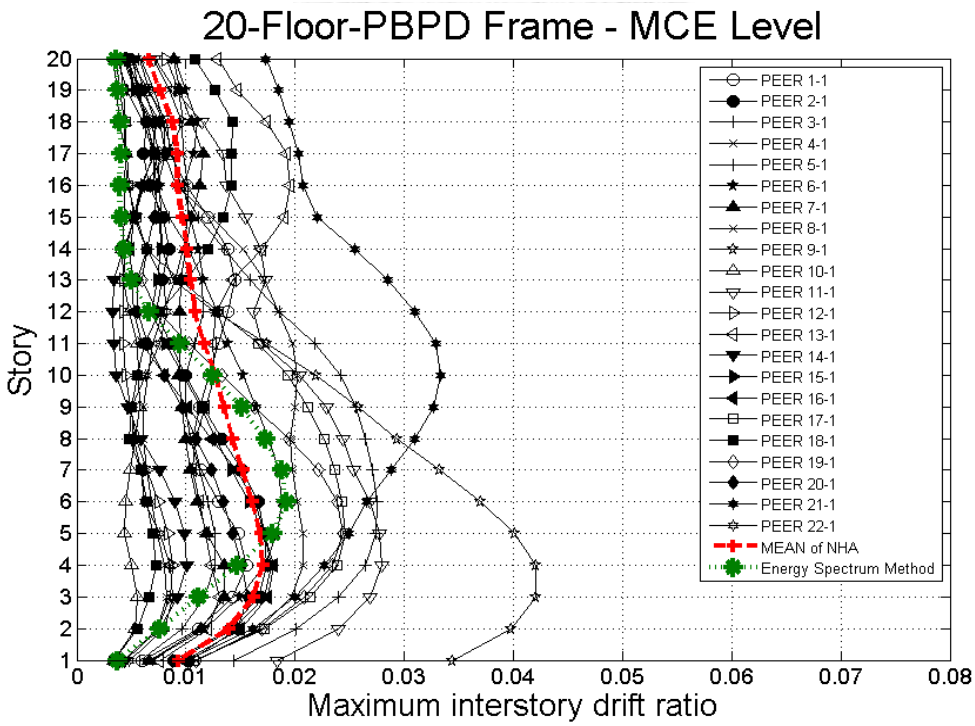


圖 5-12 二十層樓 PBPD 構架比較經由 NL-RHA 與 PBPD 能量譜法之層間最大變位角

5.3 以振態側推分析修正各樓層最大變位角

由上一小節中經由 PBPD 能量譜法評估得到各結構在兩種地震等級下之預期之頂層最大位移並得到該位移下各樓層之最大層間變位角，但是在二十層樓的 Baseline 構架(圖 5-11)可以發現經由單一側推分析(PBPD 側向力分佈)無法有效的表現出如二十層樓等的高樓層結構在高模態反應，因第一模態的佔有率相較於低樓層結構來得更低，因此本章節使用類似於振態側推分析法之概念，以二十層樓之 Baseline 構架為例，將 PBPD 能量譜法之容量譜與需求譜分別拆成以結構物前三個振態來做 PBPD 能量譜評估，並將各振態之層間變位角反應以 SRSS 疊加法結合成結構整體之變位。

5.3.1 容量譜(Energy Capacity)

在本節中，以表現出各振態的側向力分佈取代 2.5.2.5 章節所用的 PBPD 側向力分佈進行側推分析，如(5-1)式所表示，其中$F_{i,j}$為在第 j 個振態下於第 i 層樓之側向力，W_i為結構第 i 層之重量，$\varphi_{i,j}$為第 i 層樓在第 j 個振態下之振態向量，V為結構基底剪力，圖 5-13 為各振態之側推分析曲線。

$$F_{i,j} = \frac{W_i \varphi_{i,j}}{\sum_{i=1}^{n} W_i \varphi_{i,j}} V \tag{5-1}$$

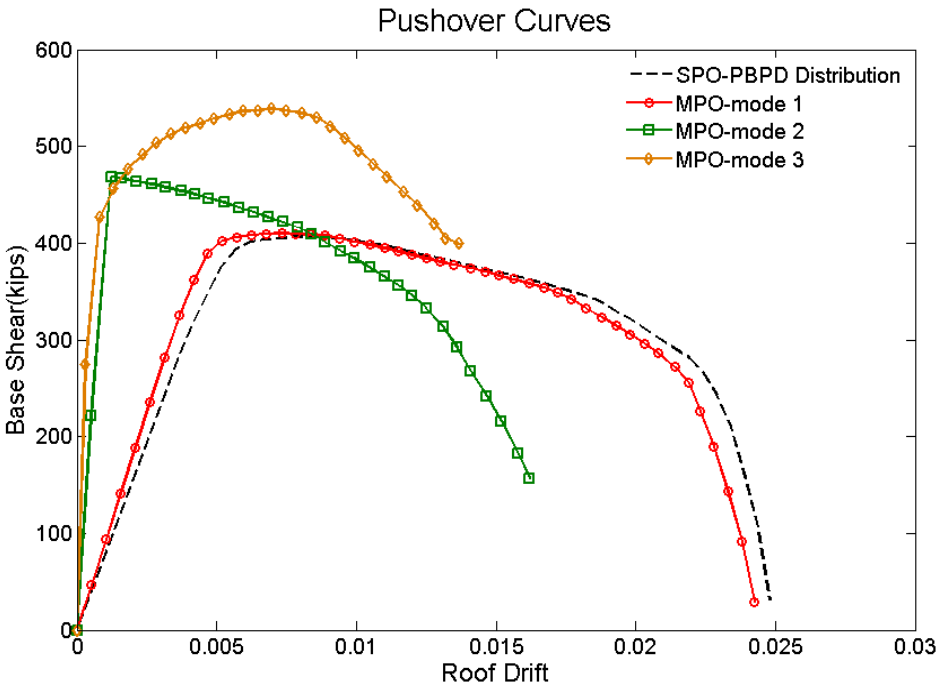


圖 5-13 Baseline 構架二十層樓之側推分析曲線

5.3.2 需求譜(Energy Demand)

在需求譜之部分，在(5-2)式中，以結構前三個振態因不同之參數繪製出三個振態之需求譜，分別為μ_y結構韌性，可經由振態側推分析求得、C_2係數，根據各振態週期不同而得、M振態值量，本篇研究中採用各振態之有效振態質量將結構整體之質量分成三個振態質量、T結構振態週期、S_a各振態之結構週期，如表 5-2 所示，圖 5-14 至圖 5-16 為各振態之需求譜與容量譜在二地震等級下之能量譜。

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{2 \cdot \frac{\mu_{roof}/\mu_y}{C_2} - 1}{R_\mu^*} \cdot M \cdot (\frac{T}{2\pi} S_a g)^2 \tag{5-2}$$

表 5-2 二十層樓 Baseline 構架各振態之需求譜參數

	Mode 1		Mode 2		Mode 3	
Periods,T	2.8		0.93		0.52	
μ_y	0.0052		0.0011		0.000617	
C_2 factor	1.01		1.09		1.38	
S_a	2/3MCE	MCE	2/3MCE	MCE	2/3MCE	MCE
	0.21	0.32	0.65	0.97	1.00	1.50
M	8.57		2.00		0.66	

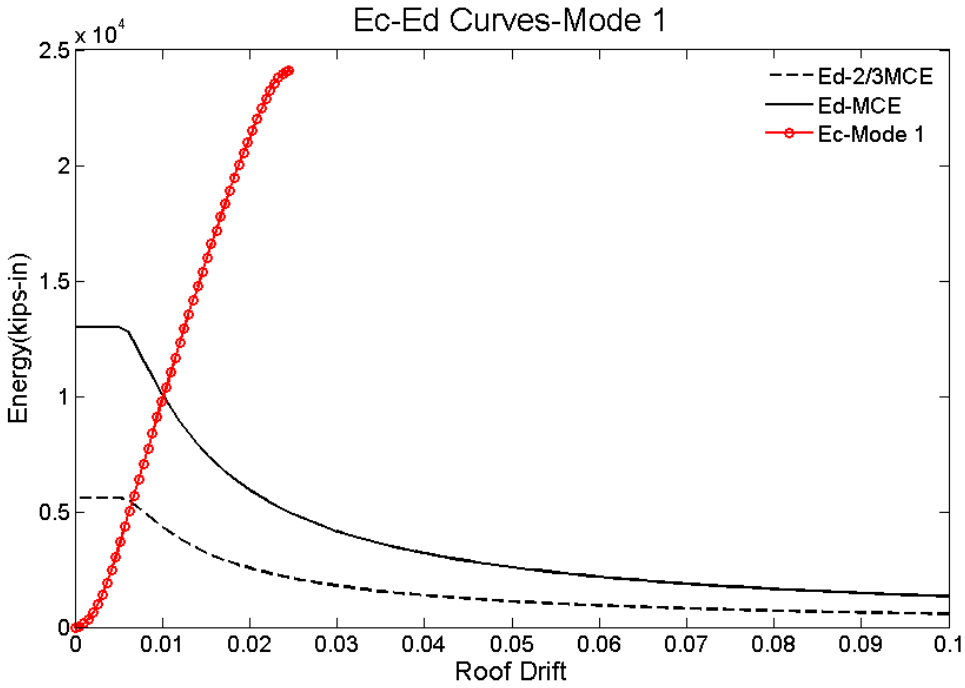


圖 5-14 二十層樓 Baseline 構架之第一振態能量譜

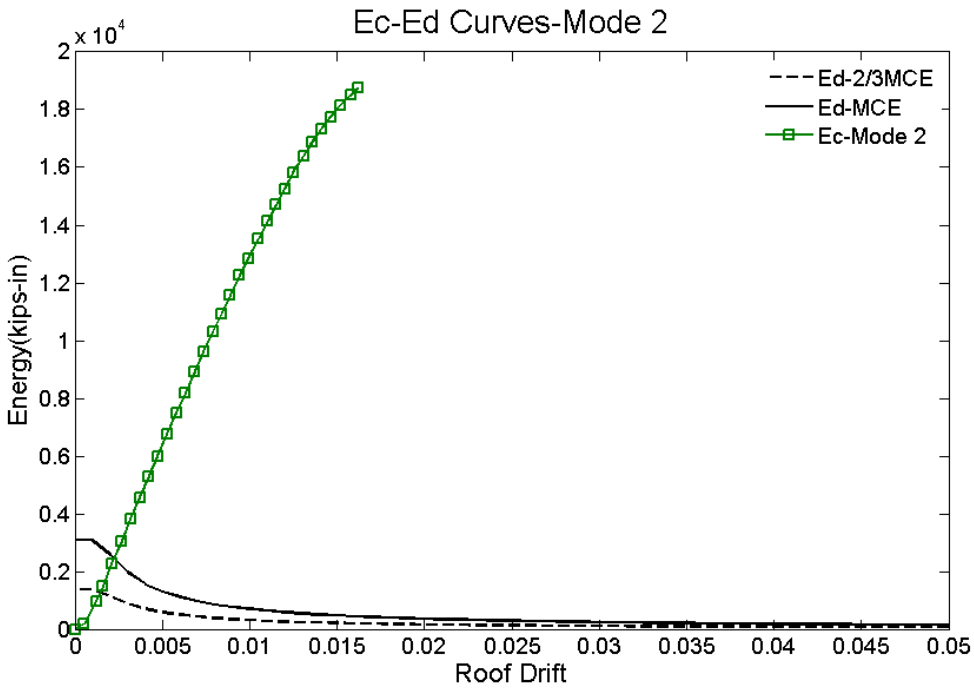


圖 5-15 二十層樓 Baseline 構架之第二振態能量譜

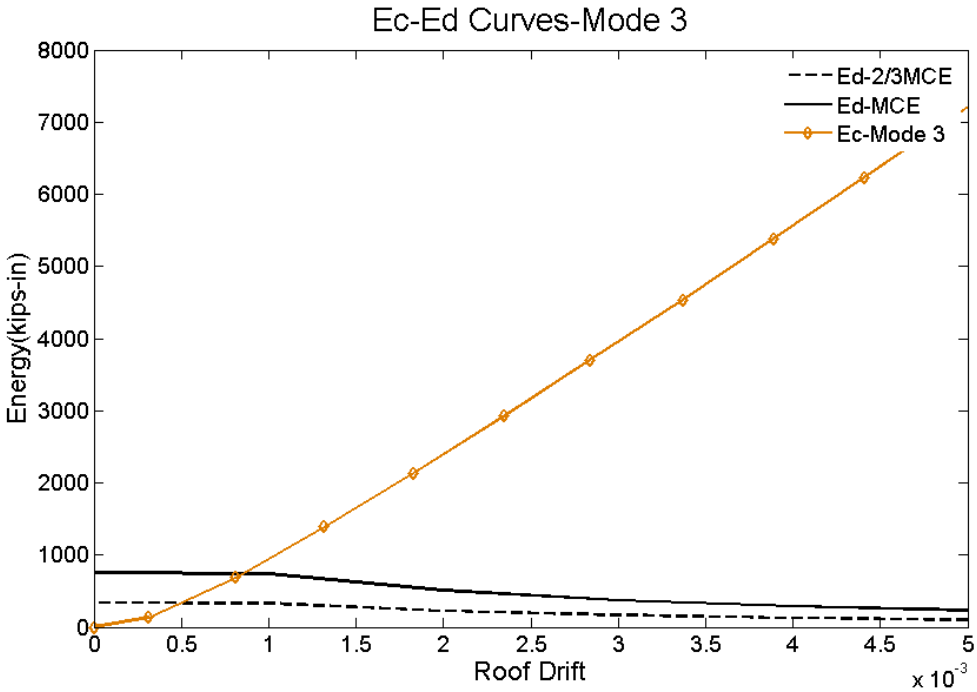


圖 5-16 二十層樓 Baseline 構架之第三振態能量譜

5.3.3 樓層層間變位角

圖 5-17 為結構各振態(一、二、三)在 2/3MCE 地震等級與 MCE 地震等級下經由 PBPD 能量譜法求得最大頂層位移後相對應之各樓層之最大層間位移角，圖中紅、綠、黃分別為第一、二、三振態之變形量，黑色方點為經由 22 組地震歷時經由非線性動力分析之各樓層變位之平均值，灰色原點為章節 5.2 中之能量譜法經由 PBPD 側向力分佈經側推分析所求得之各樓層層間變位，由圖中可知第一振態之變形量與章節 5.2 中之能量譜法結果相近，亦可由圖 5-13 之側推曲線得知，但不同處在於本節所用之需求譜之質量參數經由有效質量係數將結構整體質量拆成三份，因此第一振態之質量小於結構整體質量，最大位移交點下降，層間變位比起 5.2 節中之能量譜法來得更小，而圖中也可明顯觀察到第二振態之變形充分表現出在動力歷時分析中之結果，於 1-5 樓、14-20 樓有相較於第一模態所沒有之樓層變形，顯示出第二模態之佔有率不可忽視。圖 5-18 為各振態在各樓層之層間變位經由 SRSS 疊加法所疊加之各樓層最大層間變形(紅色曲線)，由圖中可知在 5.2 節中所表現不出之高模態反應已能經由振態側推分析與修正能量譜之方式有一良好的結果，雖然在低樓層處(1-5)反而因第二、三振態之疊加有過大之趨勢，但此結果為較一個保守且可接受之評估。

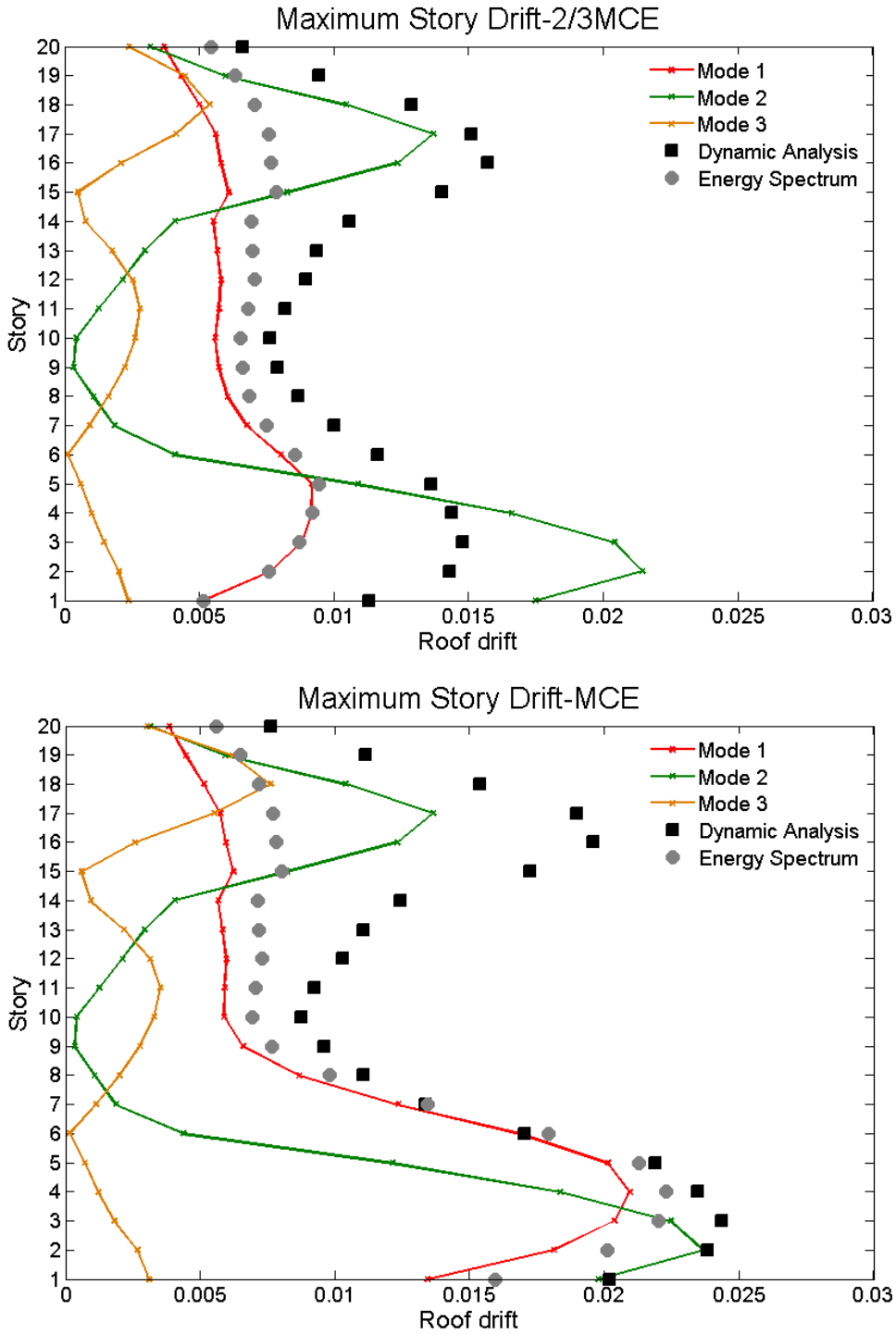
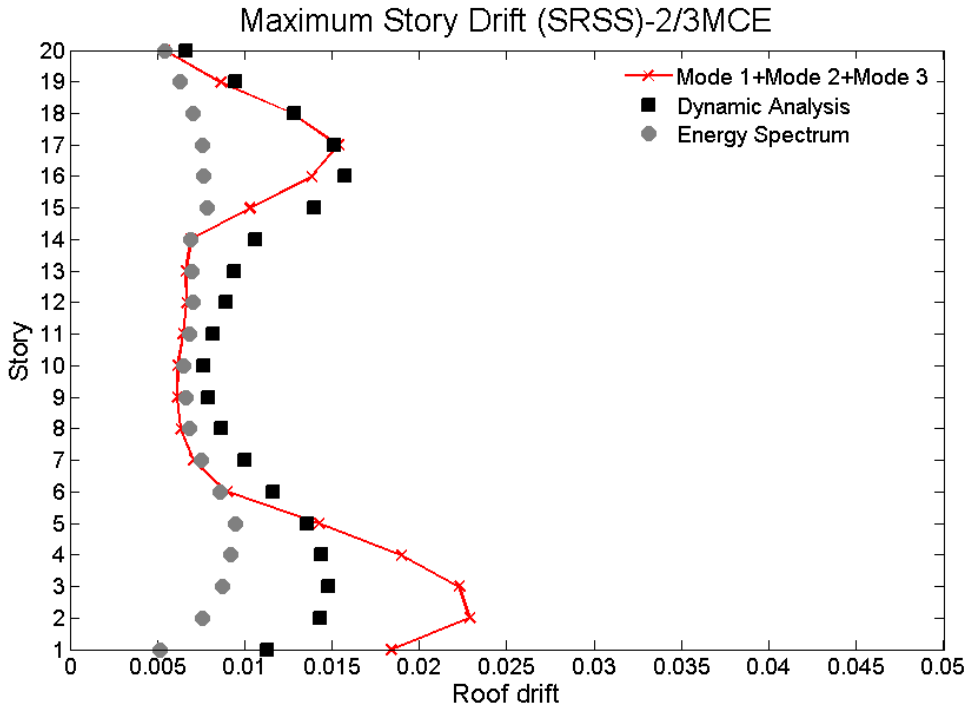


圖 5-17 二十層樓 Baseline 構架各振態在 2/3MCE 與 MCE 地震等級之下各樓層之最大層間位移角



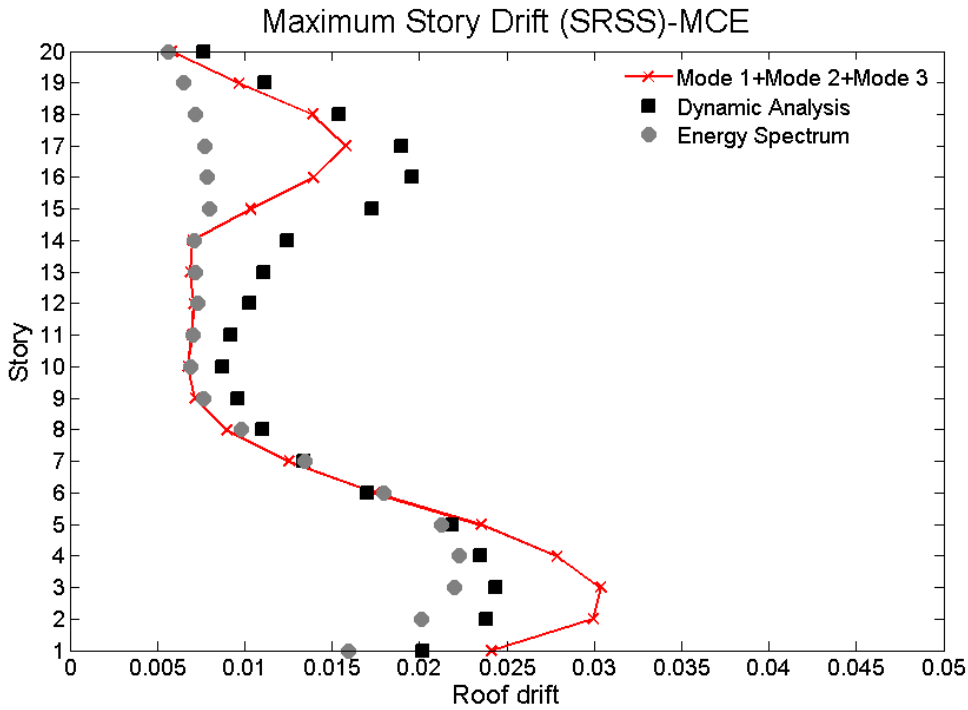


圖 5-18 二十層樓 Baseline 構架各振態經由 SRSS 疊加法在 2/3MCE 與 MCE 地震等級之下各樓層之最大層間位移角

5.4 小結

以 PBPD 能量之概念為基礎而發展的 PBPD 能量譜耐震評估法，其評估 Baseline 與 PBPD 構架有其一定的正確性，尤其在低樓層之結構物如四、八層，而在十二、二十層中由於非線性側推分析難以表現結構高模態之影響，且 Baseline 構架由於位於結構低處之大量變形與整體變位不平均，導致誤差較大。

在 PBPD 能量譜耐震評估是能夠評估在特定地震等級下之結構反應，儘管 Baseline 構架在 MCE 與 2/3MCE 等級下之最大位移因為其側推曲線其側向剪力較大導致容量譜之斜率較抖造成最大位移比 PBPD 構架較小之結果(以四層樓構架最明顯)，然而這畢竟還是在某特定等級下之耐震評估，並不能很確切的顯示出結構其真正擁有的性能，如四層樓之 PBPD 構架具有高度的結構韌性，其容量譜亦具有較高之性能，在往後章節中經由 PBPD 能量譜法評估結構崩塌性能之結果佔有相當重要的因素，也可說是僅以耐震評估無法顯示出結構真正應該有的性能，因此下一章節也以 IDA 與 PBPD 能量譜法做進一步的結構崩塌評估。

而經由振態側推分析修正 PBPD 能量譜之耐震評估(二十層樓之 Baseline 構架)，能夠有效的表現出高樓層結構之高模態的反應，本篇研究中經由將結構拆成三個振態，並根據不同振態間繪製出容量譜與需求譜求得 2/3MCE、MCE 地震等級下各振態之最大頂層位移並進一步求得相對應之層樓最大層間變位角，最後經由 SRSS 疊加法評估在該地震等級下結構整體之層間變位反應。

第六章 結構崩塌之性能評估

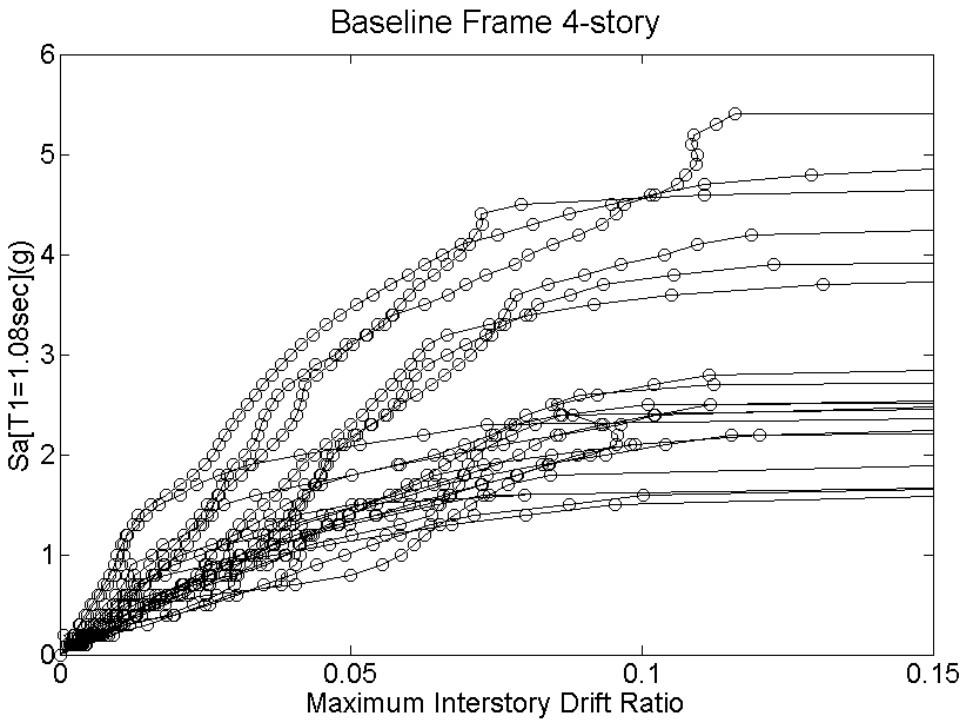
6.1 前言

本章為根據基本的非線性分析結果後，進行由 FEMA P695 中提出的耐震評估法並對各構架以 IDA 分析與 PBPD 能量譜法分別計算出S_{CT}值並求得各構架的 CMR 與 ACMR 指數(Collapse Margin Ratio/Adjusted CMR)並進行討論鋼筋混凝土特殊抗彎構架之倒塌(Collapse)行為。

6.2 IDA 分析

6.2.1 IDA 曲線-最大層間變位與譜加速度值

圖 6-1 至圖 6-4 分別為四、八、十二、二十之 Baseline 與 PBPD 構架所作之多條 IDA 分析曲線，由圖結果可觀察在四層樓時 Baseline 構架與 PBPD 構架在 22 組地震歷時之分析之下，其每組地震歷時所對應出依定義而達到結構傾倒時之極值譜加速度值S_a之範圍約在 1.5 至 5(g)之間，以圖中斜率之角度來看，不論是 Baseline 構架或者 PBPD 構架都約在最大層間位移為 0.1 左右斜率開始小於初始勁度，然而在八、十二、二十層結構時 PBPD 構架明顯來得比 Baseline 構架能夠承受較高之強度值，Baseline 構架之部分幾乎斜率都折減得相當快速，位於最大層間位移於 0.05 與 0.1 之間時開始進入結構動態不穩定，表示當時結構的梁與柱皆產生了塑鉸而崩塌，然而 PBPD 構架基於有效的「樹狀柱圖」設計強柱弱梁，要使得柱上下端都產生塑鉸並造成崩壞相對的不容易。



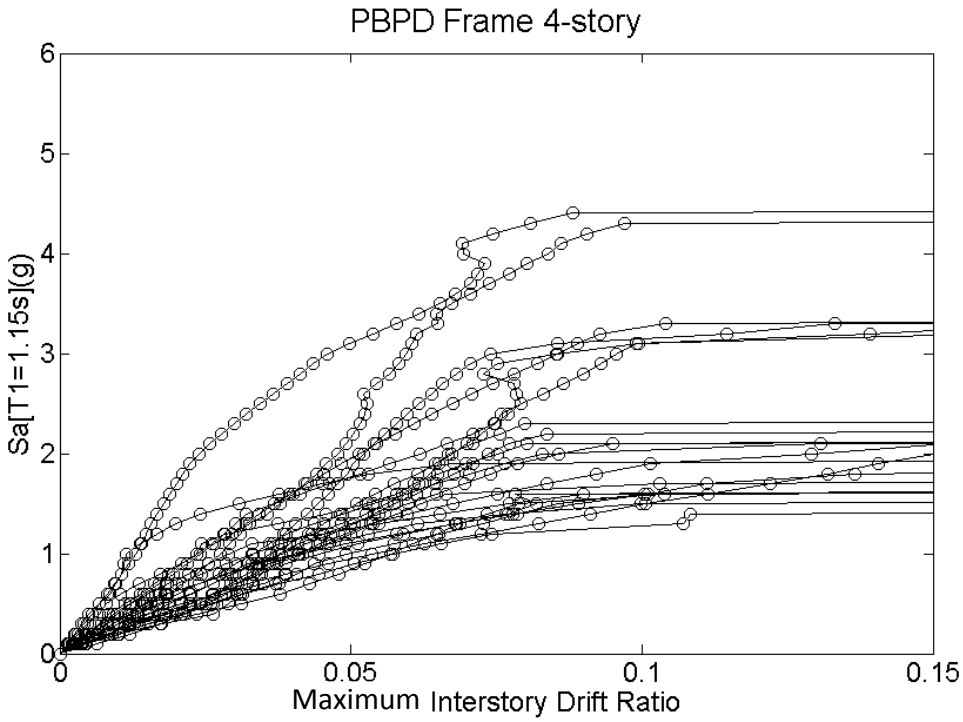


圖 6-1 四層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 IDA 曲線

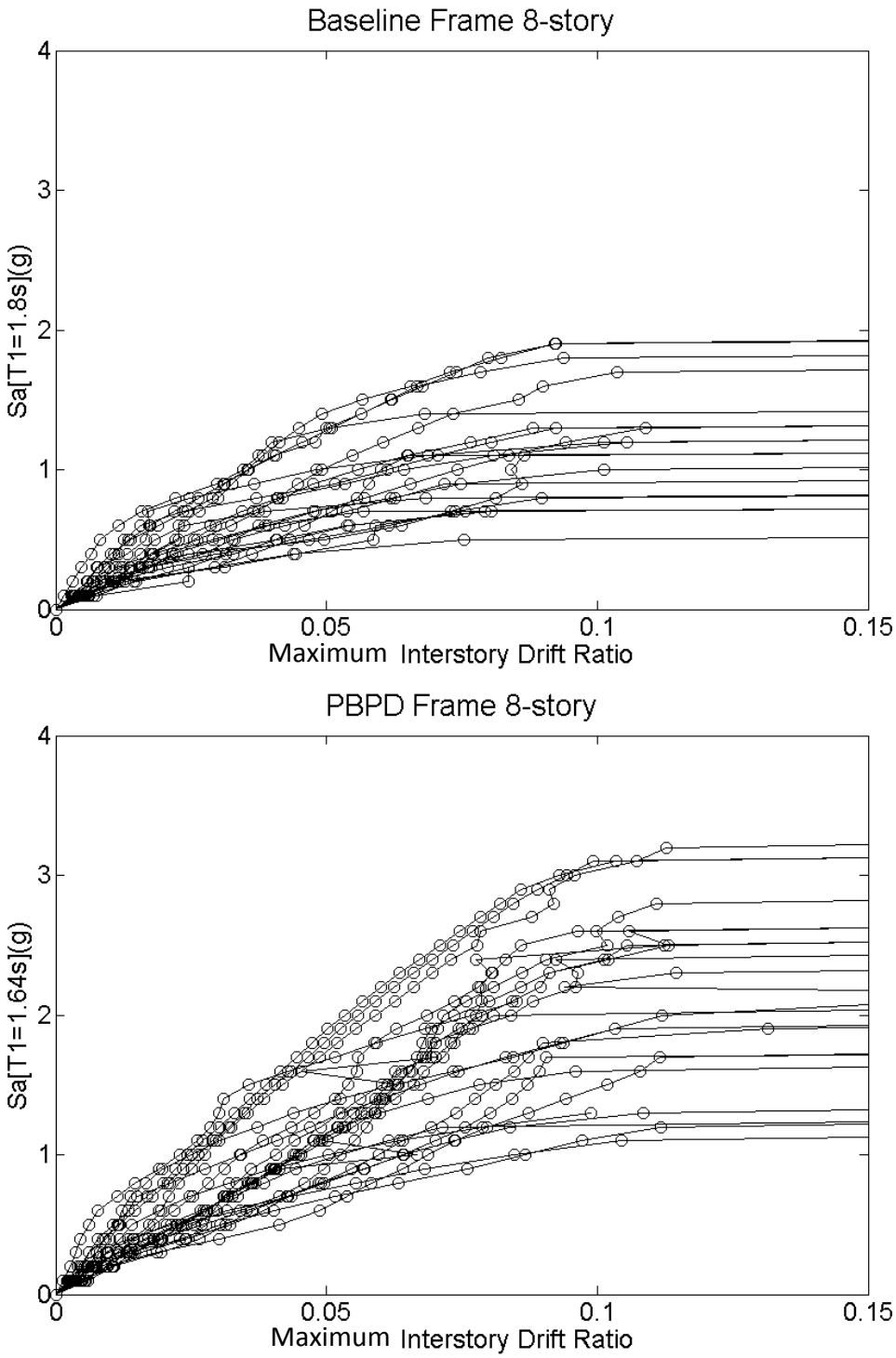
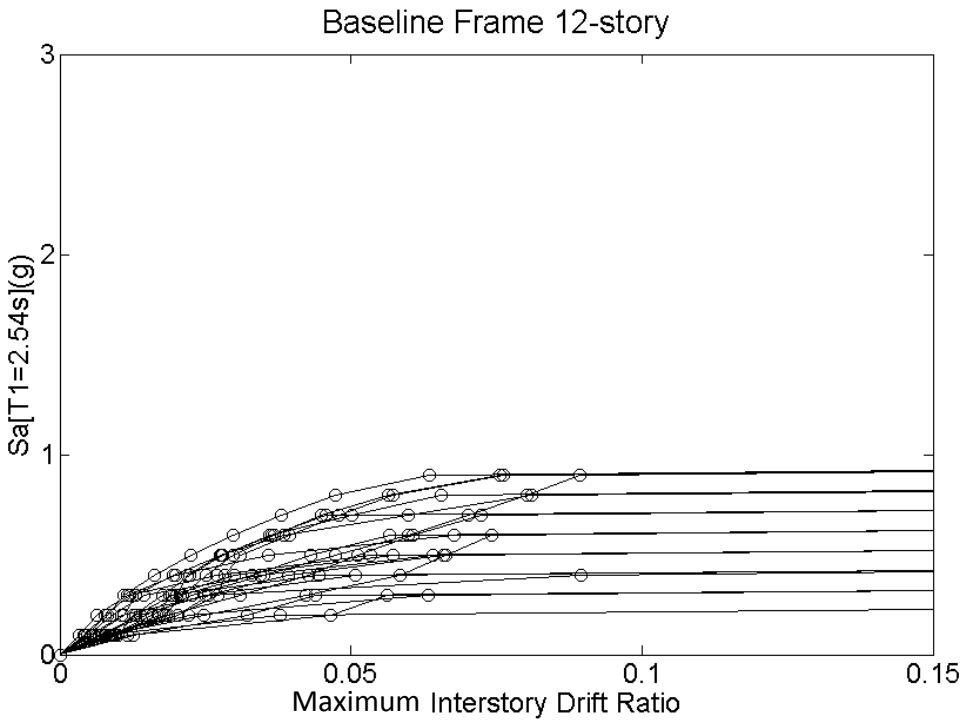


圖 6-2 八層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 IDA 曲線



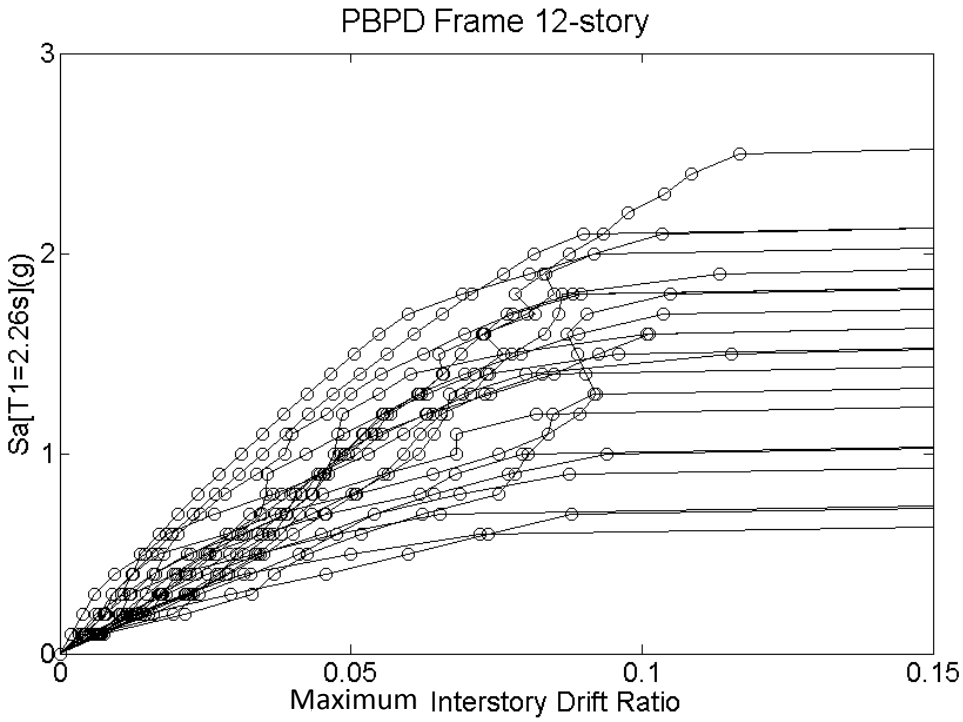


圖 6-3 十二層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 IDA 曲線

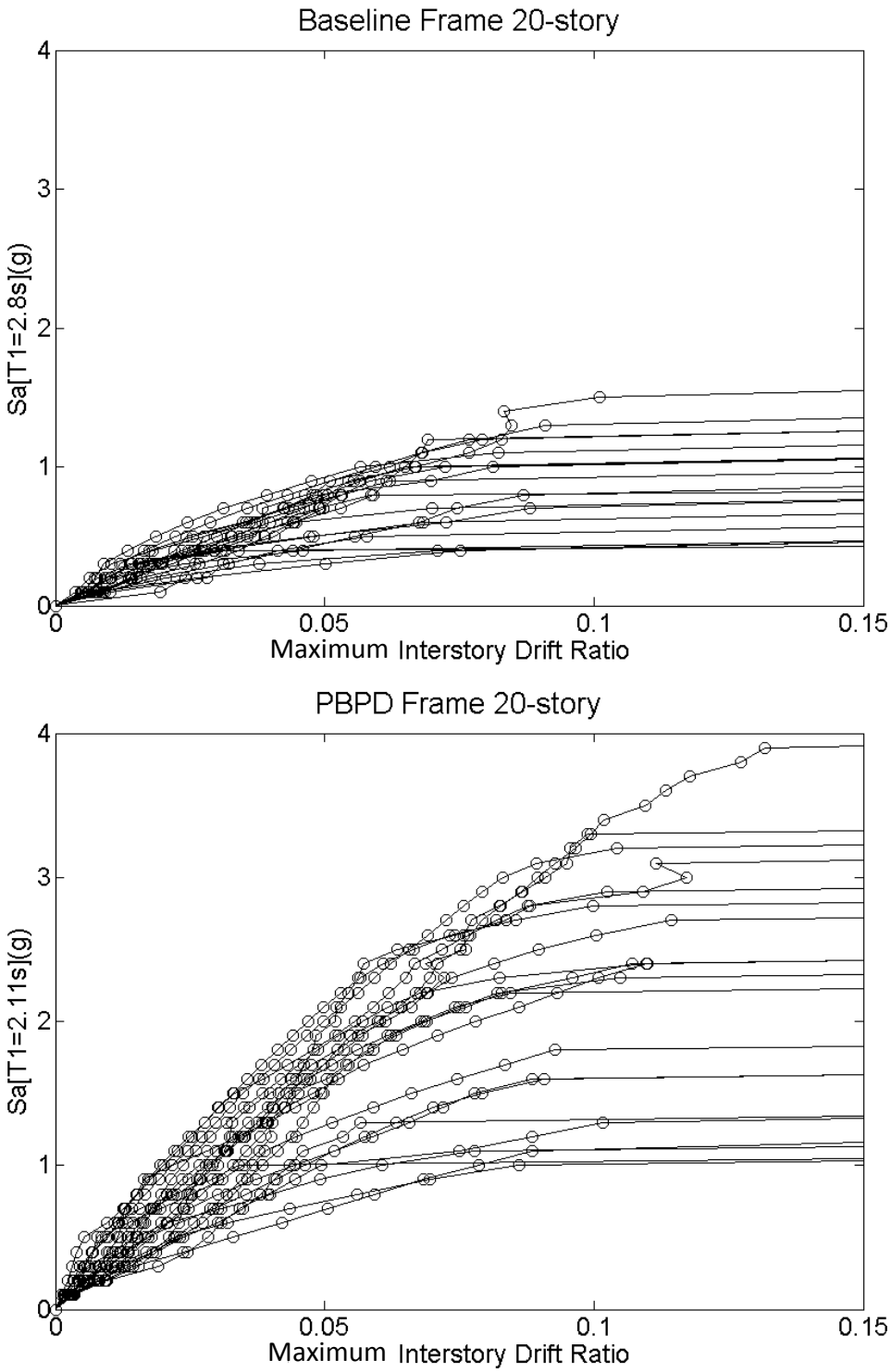


圖 6-4 二十層樓 RC SMF 的 Baseline 與 PBPD 構架之 IDA 曲線

表 3-6 為上述四種高度、兩種構架之 IDA 分析曲線其在 22 個地震歷時列分析當中，統計出的最小值譜加速度值 Min(S_a)、最大值譜加速度值 Max(S_a)、中位數值 Median(S_a)，與對數標準差σ(LN(S_a))，這些參數表現出這些構架其根據不同地震歷時分析後之耐震性能分佈狀態，其中中位數值與對數標準差在 FEMA P695 當中更以此兩參數繪製成結構的累積崩塌分佈函數(Cumulative Distribution Function,CDF)與求得 CMR 指數。

一樣由表中可得知在四層樓構架中之 IDA 分析結果判斷，Baseline 構架與 PBPD 構架結果差距不大，但是 Baseline 構架的對數標準差為 0.41 較 PBPD 構架之 0.34 較大，其可能會影響了在繪製 CDF 曲線與評估其耐震性能之結果，將會於後續探討。而其餘八到二十層之構架很明顯得 PBPD 構架其所能承受之地震強度來得要比 Baseline 構架較佳。

表 6-1 經 IDA 分析後不同構架之 22 組地震歷時分析狀況

單位:g	Baseline 構架				PBPD 構架			
	4	8	12	20	4	8	12	20
Min(S_a)	1.3	0.5	0.3	0.5	1.4	1.2	0.7	1.1
Max(S_a)	5.5	2	1	1.6	4.5	3.3	2.6	4
Median(S_a)	2.55	1.14	0.62	0.86	2.24	2.02	1.49	1.98
σ(LN(S_a))	0.41	0.36	0.37	0.37	0.34	0.33	0.36	0.42

6.2.2 崩塌破壞曲線與(A)CMR 指數

經由上述章節之 IDA 分析之後可以進一步地整理成崩塌破壞曲線(Collapse Fragility Curve)或稱為累積崩塌分佈函數(Cumulative Distribution Function,CDF)，表示當結構物在承受某一地震強度時所造成其崩塌發生的機率。在一結構根據一系列地震歷時群經由 IDA 分析後，將各個地震歷時其相對應使得結構倒塌的強度S_a由小排至大，並對應至其在S_a值可能使得結構倒塌的機率，如表 6-2 所示為四層樓 Baseline 構架經 IDA 分析後之結果為例。

表 6-2 四層樓 Baseline 構架 22 組地震歷時之 IDA 分析結果

Records	Collapse (S_a)	Arrangement (S_a)	Probability Of Collapse	Median (S_a)	σ(LN(S_a)) (Record to Record,RTR)
PEER 1	2.6	Min-1.3	0.045	2.55	0.41
PEER 2	2.6	1.6	0.091		
PEER 3	2.5	1.6	0.136		
PEER 4	3.7	1.7	0.182		
PEER 5	1.3	1.7	0.227		
PEER 6	1.7	1.7	0.273		
PEER 7	2.5	2	0.318		
PEER 8	2.3	2.2	0.364		
PEER 9	1.6	2.2	0.409		
PEER 10	4.9	2.3	0.455		
PEER 11	1.6	2.5	0.500		
PEER 12	4.5	2.5	0.545		
PEER 13	2.7	2.6	0.591		
PEER 14	5.5	2.6	0.636		
PEER 15	1.7	2.7	0.682		
PEER 16	2.2	2.9	0.727		
PEER 17	2.2	3.7	0.773		
PEER 18	4.3	3.9	0.818		
PEER 19	2	4.3	0.864		
PEER 20	2.9	4.5	0.909		
PEER 21	1.7	4.9	0.955		
PEER 22	3.9	Max-5.5	1.000		

由表 6-2 經排列的S_a與崩塌機率所繪製出的圖之資料點為 Empirical Data，求得其對數平均值與對數標準差後再經由對數分佈函數之統計繪製出對數累積分佈函數圖(Lognormal CDF)，即相較於 Empirical Data 為平滑且較理論性的累積崩塌分佈函數。

在 FEMA P695 中對結構性能的評估採用了以多樣的不確定性因素來決定整體的不確定性(Uncertainty)，β_{TOT}，來調整累積分佈函數之對數標準差。其中一項考慮到因為這些地震歷時所選取的不同而有不同反應之因素(Record-to-Record Uncertainty)，即表 6-2 中的 σ(LN(S_a))值，對數標準差。總體系統之不確定性包含了以下不確定因素：

1. 歷時不確定性(Record-to-Record Uncertainty, β_{RTR})
2. 設計需求不確定性(Design Requirements Uncertainty, β_{DR})
3. 試驗參數不確定性(Test Data Uncertainty, β_{TD})
4. 模型不確定性(Modeling Uncertainty, β_{MDL})

而經研究顯示出一般結構物在其韌性$\mu_T > 3$，其β_{RTR}皆可以根據(6-1)以 0.4 計算：

$$\beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \leq 0.4 \tag{6-1}$$

而整體結構系統之不確定性(對數標準差)為：

$$\beta_{\mathrm{TOT}} = \sqrt{{\beta_{\mathrm{RTR}}}^2 + {\beta_{\mathrm{DR}}}^2 + {\beta_{\mathrm{TD}}}^2 + {\beta_{\mathrm{MDL}}}^2} \tag{6-2}$$

而其中除了歷時不確定性外都分成了四種等級：A.優越(Superior)、B.良好(Good)、C.一般(Fair)、D.不佳(Poor)，表 6-3 為 FEMA P695 中，以β_{RTR}為 0.4，β_{MDL}為 B 級，再根據β_{DR}與β_{TD}等級來決定β_{TOT}之表格，最後系統不確定性之統計β_{TOT}從最優良的 0.475 至最不佳的 0.825。而在這篇研究中各種構架均使用β_{TOT}為 0.525 來做結構崩塌評估。

表 6-3 FEMA P695 報告結構系統整體之不確定性β_{TOT}

Quality of Test Data	Quality of Design Requirements			
	Superior	Good	Fair	Poor
Superior	0.475	0.500	0.575	0.675
Good	0.500	0.525	0.600	0.700
Fair	0.575	0.600	0.675	0.750
Poor	0.675	0.700	0.750	0.825

圖 6-5 為同樣的 IDA 分析下，不同的結構不確定性之 CDF 曲線，(A)曲線為僅取了 RTR 不確定性(通常約為 0.4)，而(B)曲線為考慮了整體系統之不確定性(0.475-0.825)，由於整體系統擁有較高之不確定性，也因此具較高的對數標準差值，其 CDF 曲線在平均值之下，以相同的S_a強度來說會擁有較高之結構崩塌機率。

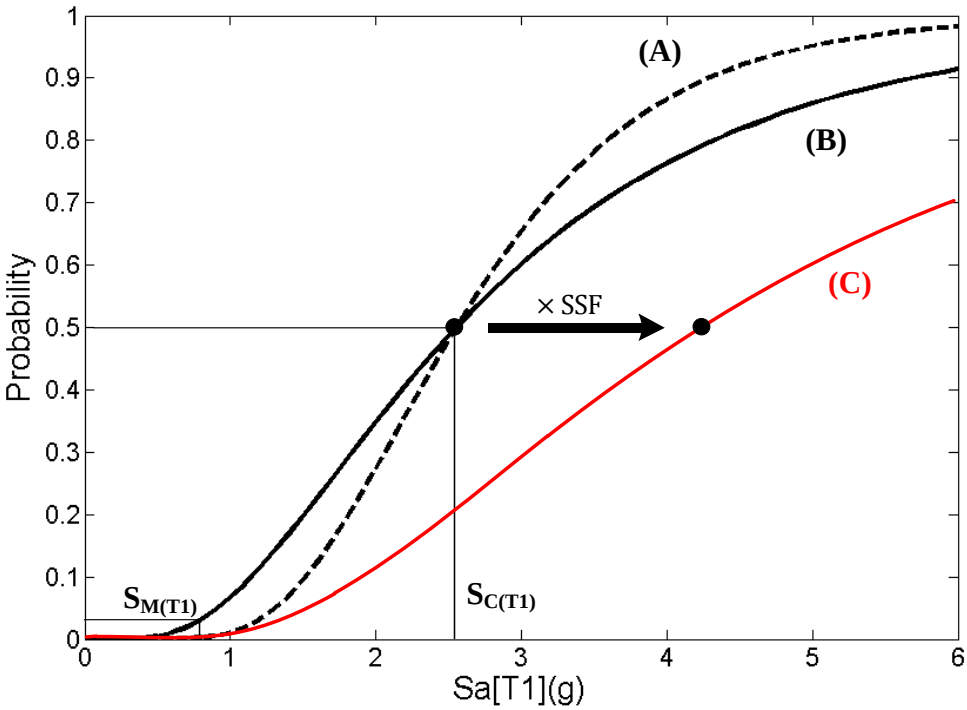


圖 6-5 傾倒破壞曲線與 CMR 指數示意圖

CMR 指數在 FEMA P695 中的耐震評估傾倒安全性的最重要的一項指標，其定義為以在 IDA 分析中 50%機率使得結構產生崩塌之譜加速度強度S_a值定義為S_{CT}值除上該結構週期所對應之 MCE 等級之譜加速度值S_{MT}，因此 CMR 指數越高代表其結構物因地震而導致崩塌之風險相對於 CMR 指數較低的結構物來得低：

$$\mathrm{CMR} = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \tag{6-3}$$

如圖 6-5 所示，S_{CT}為 2.55，S_{MT}0.81，因此 CMR 指數為 3.15。

雖然由 IDA 分析後繪製出崩塌破壞曲線可根據不同的不確定性來表示或修正強度與其崩塌機率之關係，但根據(6-3)式計算出的 CMR 指數卻是一旦經由 IDA

分析經統計計算後便改變不了。然而地震歷時之選用對於評估結構崩塌之性能具有相當重要的影響，尤其某些地震之反應譜之形狀反應與現行耐震設計規範之設計反應譜(如 ASCE 7-05)有顯著不同[36][37]，因此有學者提出以反應譜狀係數(Spectral Shape Factor,SSF)來修正某些地震歷時所造成之崩塌評估結果。

根據研究某些地震歷時擁有與一般反應譜極其不同之反應譜反應，造成有所謂峰值譜形之情形(Peak Spectral Shape)，如圖 6-6 為 Loma Prieta 地震之反應譜與對數理想化之反應譜[38]，其在一秒時的譜加速度值高過平均值 1.9 倍個標準差。而結構崩塌之評估中其傾倒容量以$S_a(T_1)$在其相對使結構崩塌之強度定義成S_{CT1}，而具有這種特徵之地震歷時經研究往往比不具有這種特徵之地震歷時有較高之S_{CT1}[36][37][39][40]，並且當在結構因受地震反應而破壞而接近崩塌狀態時，結構週期將會比原結構週期來得高，以反應譜之觀點來看其結構受地震之反應降低，所以 CMR 指數可能會有低估之情形。

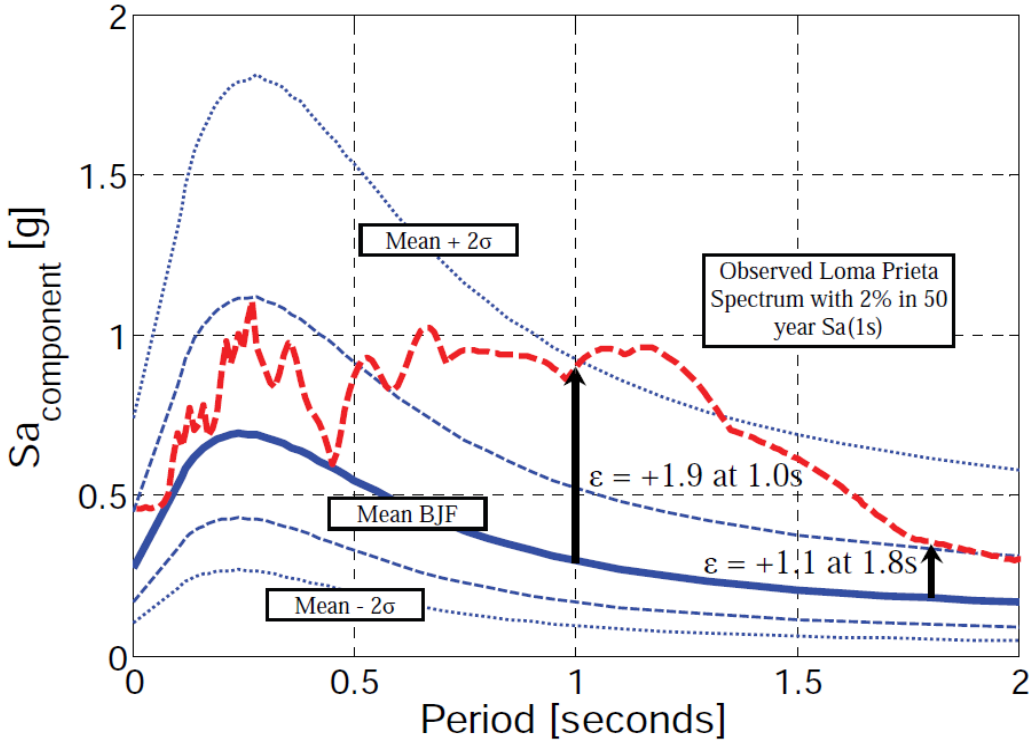


圖 6-6 Loma Prieta 地震與反應譜與 Boore,Joyner,and Fumal 等學者預測之反應譜比較(Haselton and Baker,2006;FEMA P695)

至今有許多以不同方式來考慮因為不同之反應譜形狀對評估結構崩塌之影響的研究，在 FEMA P695 則是根據結構其週期與韌性為函數採用了不同的 SSF 係數來修正 CMR 值：

$$ACMR = CMR \times SSF \tag{6-4}$$

SSF 係數根據不同地震設計區域等級(B、C、D、E)為基礎，以結構物週期T以及其韌性μ_T求得其對應之 SSF 值，表 6-4 為 D 級震區之 SSF 係數表，圖 6-5 之(C)曲線則為考慮整體結構不確定性之曲線(B)經 SSF 係數修正 CMR 指數與崩塌機率的累積崩塌分佈曲線。

表 6-4 FEMA P695 之 D_{max} 地震等級區域之 SSF 係數表(FEMA P695)

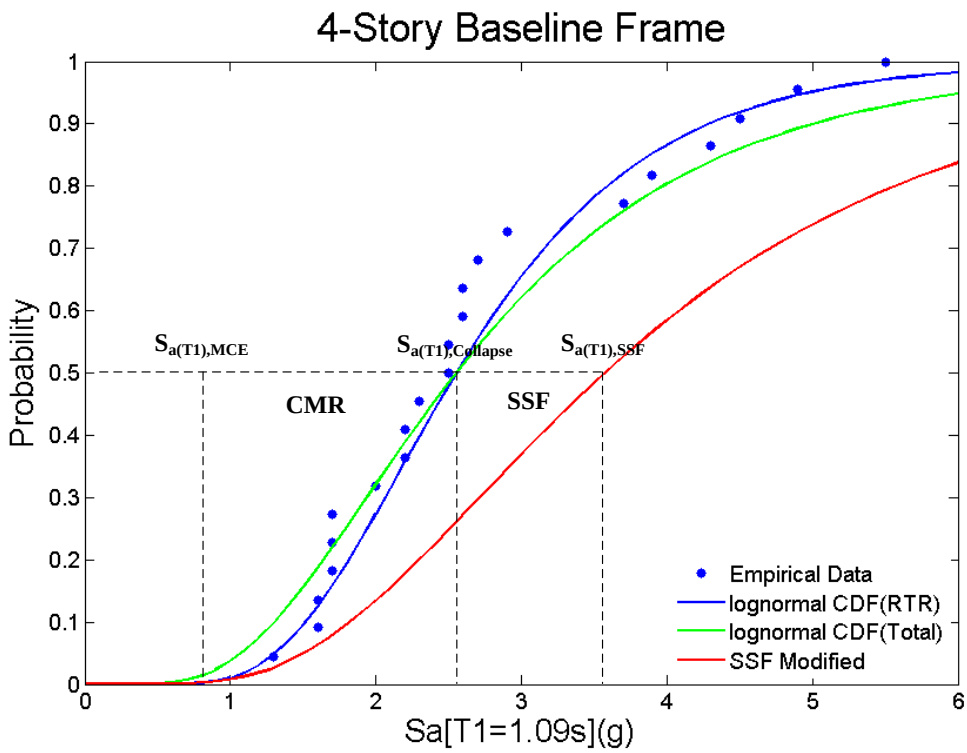
T	結構韌性μ_T							
(sec)	1.0	1.1	1.5	2	3	4	6	≥8
≤0.5	1.00	1.05	1.10	1.13	1.18	1.22	1.28	1.33
0.6	1.00	1.05	1.11	1.14	1.20	1.24	1.30	1.36
0.7	1.00	1.06	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.38
0.8	1.00	1.06	1.12	1.16	1.22	1.27	1.35	1.41
0.9	1.00	1.06	1.13	1.17	1.24	1.29	1.37	1.44
1.0	1.00	1.07	1.13	1.18	1.25	1.31	1.39	1.46
1.1	1.00	1.07	1.14	1.19	1.27	1.32	1.41	1.49
1.2	1.00	1.07	1.15	1.20	1.28	1.34	1.44	1.52
1.3	1.00	1.08	1.16	1.21	1.29	1.36	1.46	1.55
1.4	1.00	1.08	1.16	1.22	1.31	1.38	1.49	1.58
≥1.5	1.00	1.08	1.17	1.23	1.32	1.40	1.51	1.61

圖 6-7 至圖 6-10 分別為四至二十層 RC SMF 根據 6.2.1 章節之 IDA 分析後繪製出的崩塌破壞曲線，22 個藍色資料點之 X 軸為 22 組地震歷時經分析後根據 IDA 曲線斜率小於 20%初始斜率定義出的S_a值，Y 軸為相對應之崩塌機率；藍色曲線為以此 22 筆資料點之對數平均值mean(LN(S_a))、對數標準差σ(LN(S_a))繪製之累積分佈函數；綠色曲線為根據整體結構之不確定性$\beta_{\mathrm{TOT}} = 0.525$修正；紅色曲線為經由表 6-4 求得之 SSF 係數修正之。表 6-5 至表 6-8 分別為四至二十層 RC SMF 其 CMR 與 ACMR 指數之整理表格。

以四層樓之 RC SMF 來看，兩種構架經由 IDA 分析後在 50%崩塌機率的中位數$S_{a(T1),Collapse}$以 Baseline 構架較高，但相對的其週期所對應之 MCE 等級設計反應譜加速度值$S_{a(T1),MCE}$相對來的高，其計算得的 CMR 值分別為(3.15/Baseline，3.2/PBPD)，ACMR 值為(4.28/Baseline，4.42/PBPD)差距不大，而在非線性靜力分析中雖 Baseline 構架具有較高之最大基底剪力，但 PBPD 構架之高結構韌性使得此章節之崩塌評估兩者不相上下。

然而從八層樓高度之結構開始，PBPD 構架崩塌評估之表現出明顯優於 Baseline 構架，CMR 指數皆約高於一倍左右，且其八層樓以上之結構物週期開始高於 1.5 秒，根據表 6-4，SSF 係數皆為結構韌性較高的 PBPD 構架較高，因此兩種構架之 ACMR 指數更顯得懸殊。

結果也再次說明了在第五章之結構耐震評估中，以非線性分析與 PBPD 能量譜法評估兩種構架在 MCE 與 2/3MCE 等級地震下作用之下，Baseline 構架雖其反應行為比起 PBPD 構架較不佳(例如結構韌性、塑鉸產生的分佈、低樓層局部破壞)但還亦能夠保有其一定的耐震性能與符合設計需求。但經由 IDA 分析後得到的 CMR 指數與結構崩塌破壞曲線結果顯示，PBPD 構架相較下更能夠發揮其結構性能並大幅降低結構崩塌之風險。



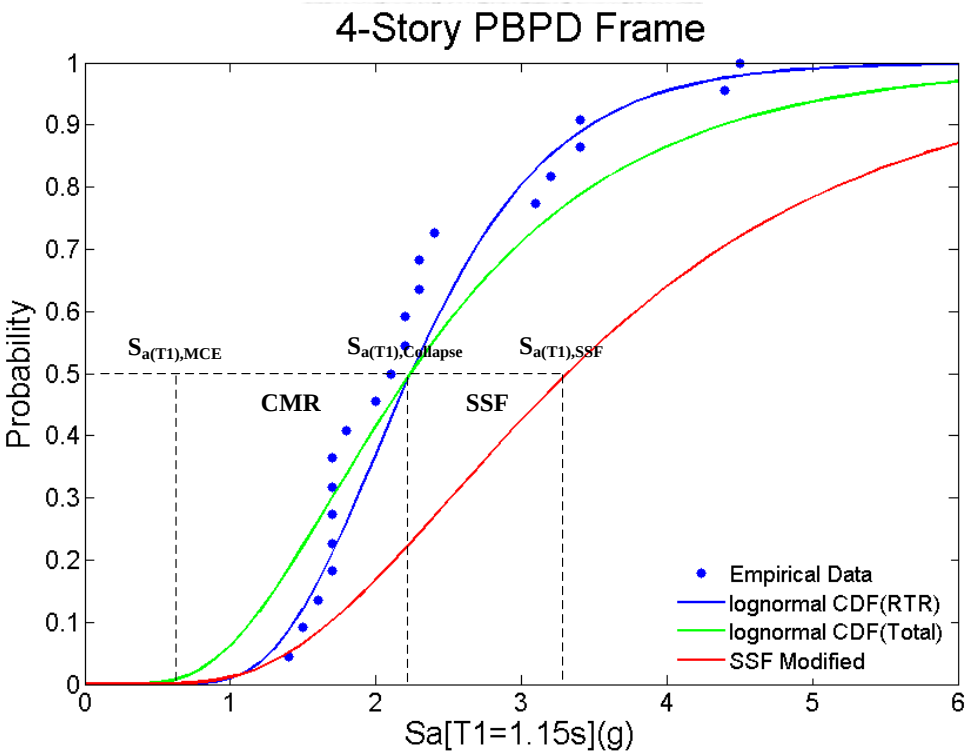


圖 6-7 四層樓 Baseline 與 PBPD 構架之崩塌破壞曲線：Empirical Data、$\beta_{\mathrm{RTR}} = \sigma(\mathrm{LN}(S_a))$、$\beta_{\mathrm{TOT}} = 0.525$、SSF 係數修正

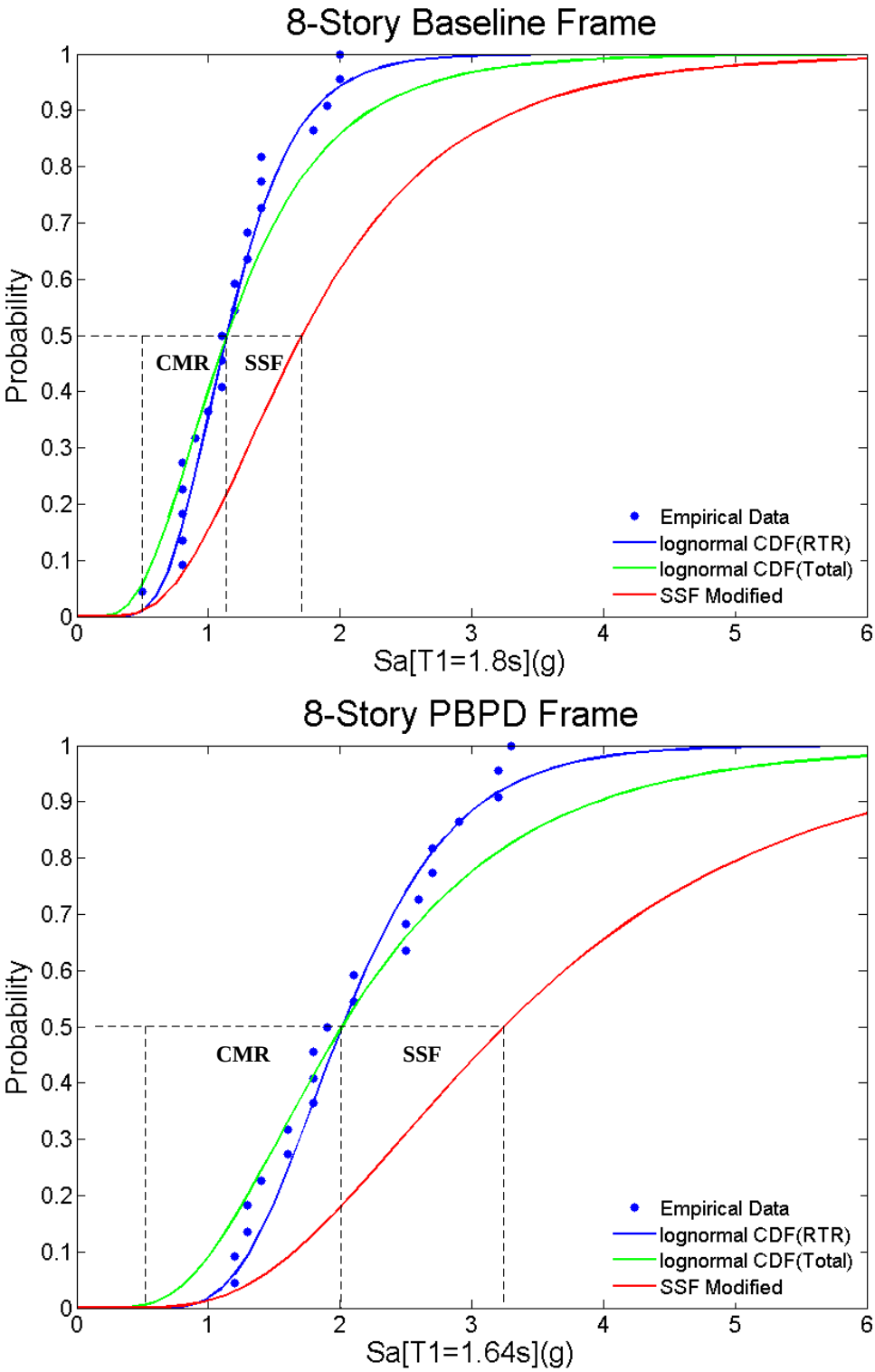


圖 6-8 八層樓 Baseline 與 PBPD 構架之崩塌破壞曲線：Empirical Data、$\beta_{\mathrm{RTR}} = \sigma(\mathrm{LN}(S_a))$、$\beta_{\mathrm{TOT}} = 0.525$、SSF 係數修正

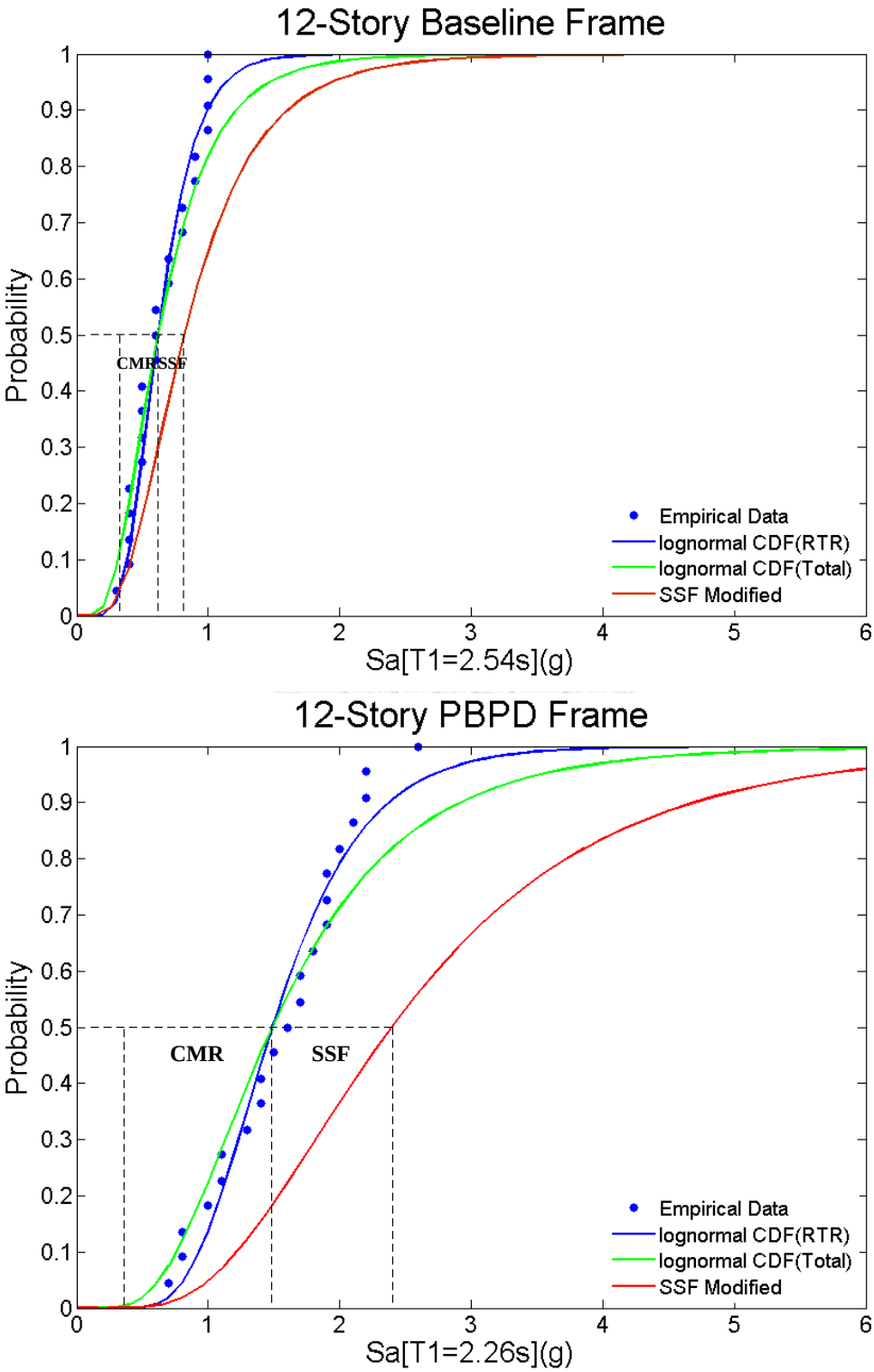


圖 6-9 十二層樓 Baseline 與 PBPD 構架之崩塌破壞曲線：Empirical Data、$\beta_{\mathrm{RTR}} = \sigma(\mathrm{LN}(S_a))$、$\beta_{\mathrm{TOT}} = 0.525$、SSF 係數修正

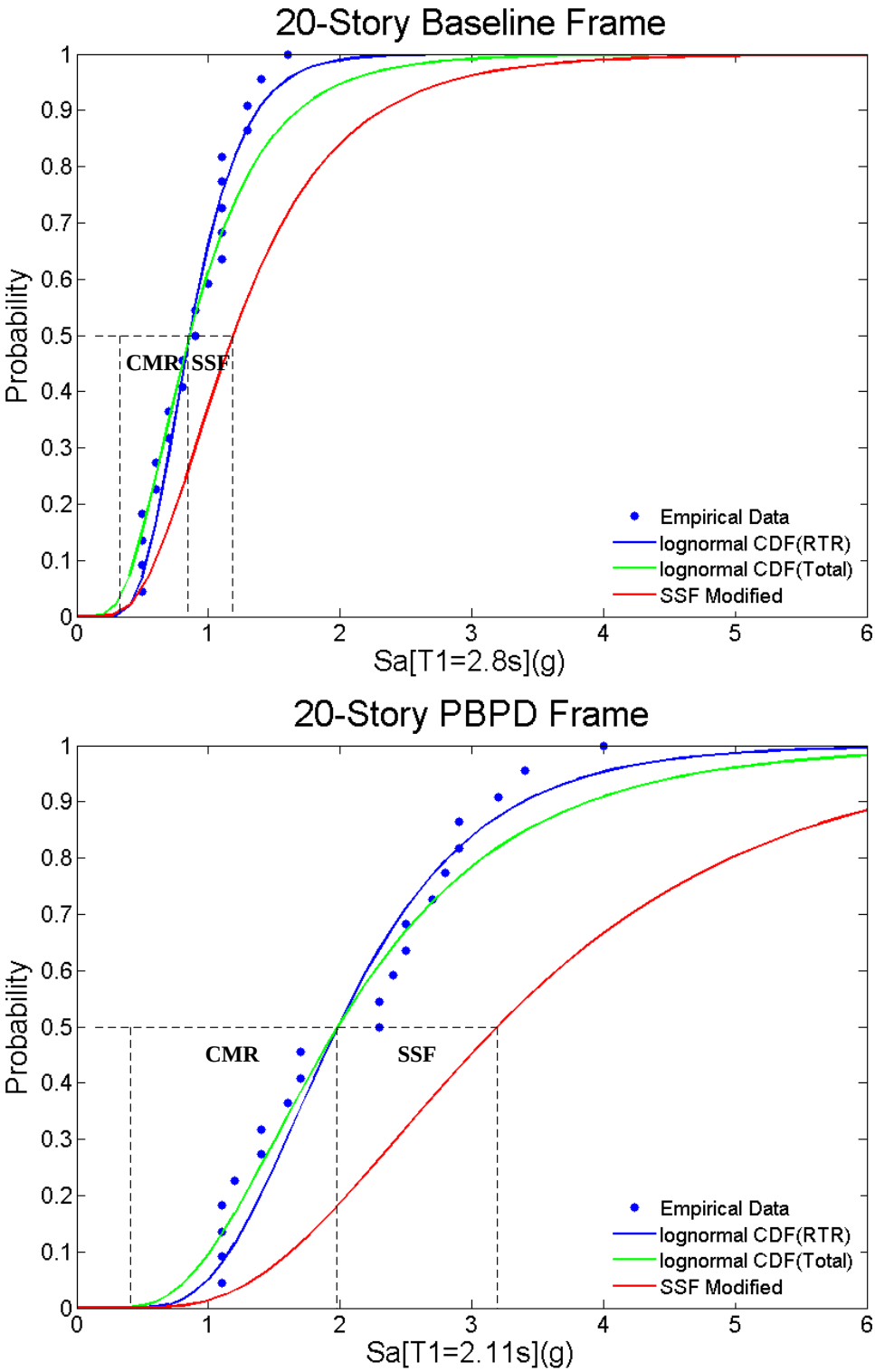


圖 6-10 二十層樓 Baseline 與 PBPD 構架之崩塌破壞曲線：Empirical Data、$\beta_{\mathrm{RTR}} = \sigma(\mathrm{LN}(S_a))$、$\beta_{\mathrm{TOT}} = 0.525$、SSF 係數修正

表 6-5 四層樓 Baseline 與 PBPD 構架 CMR 與 ACMR 指數(IDA 法)

Model	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)
T(s)	0.81	
T_1(s)	1.09	1.15
μ_T	6.2	7.1
$S_{C(T1)}$ (g)	2.55	2.24
$S_{M(T1)}$ (g)	0.81	0.7
$SSF(T,\mu_T)$	1.36	1.38
$CMR = {S_{C(T1)}}/{S_{M(T1)}}$	3.15	3.2
$ACMR = CMR \times SSF$	4.28	4.42

表 6-6 八層樓 Baseline 與 PBPD 構架 CMR 與 ACMR 指數(IDA 法)

Model	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)
T(s)	1.49	
T_1(s)	1.8	1.64
μ_T	6.4.	15.6
$S_{C(T1)}$ (g)	1.14	2.02
$S_{M(T1)}$ (g)	0.5	0.56
$SSF(T,\mu_T)$	1.48	1.61
$CMR = {S_{C(T1)}}/{S_{M(T1)}}$	2.28	3.6
$ACMR = CMR \times SSF$	3.37	5.80

表 6-7 十二層樓 Baseline 與 PBPD 構架 CMR 與 ACMR 指數(IDA 法)

Model	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)
T(s)	2.13	
T_1(s)	2.54	2.26
μ_T	2.8	10.4
$S_{C(T1)}$ (g)	0.62	1.49
$S_{M(T1)}$ (g)	0.35	0.41
$SSF(T,\mu_T)$	1.30	1.61
$CMR = S_{C(T1)} / S_{M(T1)}$	1.77	3.63
$ACMR = CMR \times SSF$	2.30	5.79

表 6-8 二十層樓 Baseline 與 PBPD 構架 CMR 與 ACMR 指數(IDA 法)

Model	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)
T(s)	3.36	
T_1(s)	2.8	2.11
μ_T	3.7	12.4
$S_{C(T1)}$ (g)	0.86	1.98
$S_{M(T1)}$ (g)	0.32	0.43
$SSF(T,\mu_T)$	1.38	1.61
$CMR = S_{C(T1)} / S_{M(T1)}$	2.68	4.61
$ACMR = CMR \times SSF$	3.7	7.43

6.3 PBPD 能量譜法

6.3.1 能量譜法評估 CMR 指數

以 IDA 動力分析進而對結構物進行崩塌之評估固然有其一定的準確度與可靠性，然而多組地震歷時的選用、調整與歷時分析過程將可能顯得複雜而耗時，且 FEMA P695 中其崩塌評估之主要依據僅為 CMR 與 ACMR 指數，因此本篇研究使用 PBPD 能量譜評估法進行崩塌之評估，亦可經由簡單之步驟計算出 CMR 值與 ACMR 值並進行討論。

以 PBPD 能量譜法評估結構耐震性能之概念於 2.6 節所介紹，其基本能量平衡之概念完全相等，不同之處僅在於需求能量譜之譜加速度值，如(6-5)式之S_a值不再以特定地震等級下之S_a值計算，而是類似於 IDA 分析之概念將S_a值逐步增強其強度直至其需求譜之曲線與容量譜之曲線最終交點，如圖 6-11 所示。

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{2 \cdot \frac{\Delta_{roof}/\Delta_y}{C_2} - 1}{R_\mu^*} \cdot M \cdot (\frac{T}{2\pi} S_a g)^2 \tag{6-5}$$

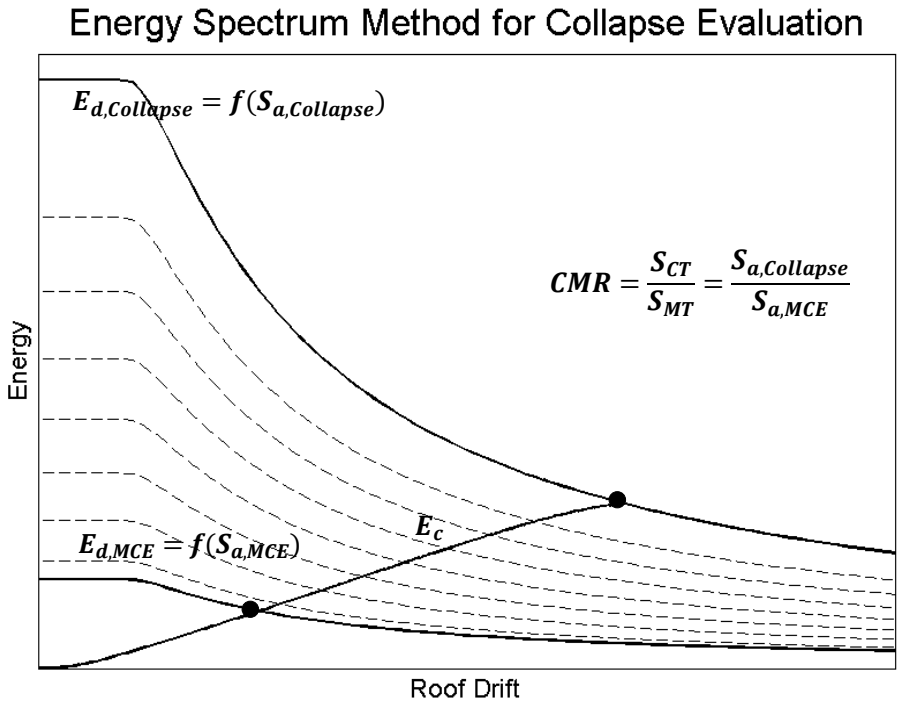


圖 6-11 PBPD 能量譜評估法用於結構崩塌之評估示意圖

6.3.2 CMR 指數

同樣的依照 FEMA P695 中之定義，將 IDA 分析中之 50%崩塌機率S_{CT}值以最終交於 PBPD 容量譜之需求譜之$S_{a,Collapse}$替代，求得 CMR 並接續上章節所使用之 SSF 係數計算 ACMR 指數，表 6-9 為兩種構架評估之結果表。圖 6-12 至圖 6-15 分別為四至二十層的兩種 RC SMF 其 PBPD 能量譜，經由非線性側推分析求得之容量譜能量E_c曲線以及將S_a值分別在 MCE 等級下與最終崩塌S_a值。

以側推曲線之觀點來看，其結構所表現出之韌性對於 PBPD 能量譜法之評估結果具有十分重要之影響，如四層樓結構雖然根據章節 4.2.2 之結果 Baseline 構架之基底剪力之極值高於 PBPD 構架甚多(649.3kips/Baseline，473.9 kips /PBPD)，其容量能量E_c在相同頂層位移下具有較高之能力，然而 PBPD 構架因具有較佳之結構韌性因此其 CMR 指數之評估因此較優異，但結果並無顯著差距。反觀十二層樓之構架，Baseline 構架之側推分析結果其因結構韌性之表現不佳，於容量譜能量在頂層之極限位移時勉強與 MCE 等級的需求譜平衡於 0.0171(表 5-1)，因此已十分接近其結構崩塌之情形，其 CMR 指數表現不佳，而除了四樓層之 RC SMF 外，其餘樓層評估之結果由於 PBPD 構架之高結構韌性表現，因此 CMR 指數皆高於 Baseline 構架一倍以上，表示 PBPD 構架耐崩塌之性能明顯優於 Baseline 構架。

表 6-9 PBPD 能量譜法評估結構崩塌性能之 CMR 與 ACMR 指數

Model	4-Story		8-Story	
	Baseline	PBPD	Baseline	PBPD
$S_{C(T1)}$ (g)	2.68	2.8	1.05	2.44
$S_{M(T1)}$ (g)	0.81	0.7	0.5	0.56
CMR	3.31	3.73	2.1	4.36
$ACMR$	4.50	5.15	3.11	7.02
Model	12-Story		20-Story	
	Baseline	PBPD	Baseline	PBPD
$S_{C(T1)}$ (g)	0.36	1.37	0.6	1.88
$S_{M(T1)}$ (g)	0.35	0.41	0.32	0.41
CMR	1.03	3.34	1.88	4.37
$ACMR$	1.34	5.38	2.59	7.04

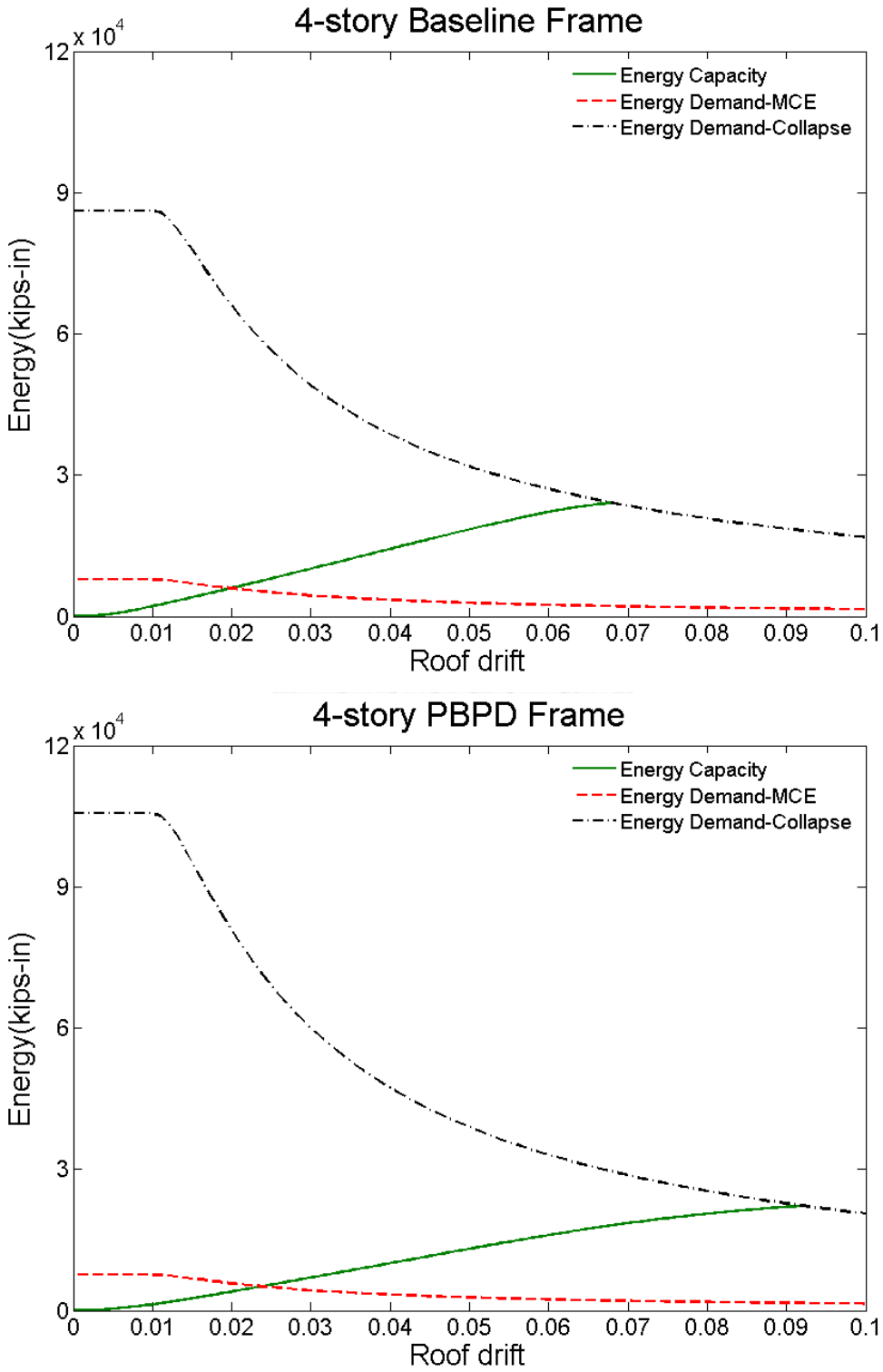
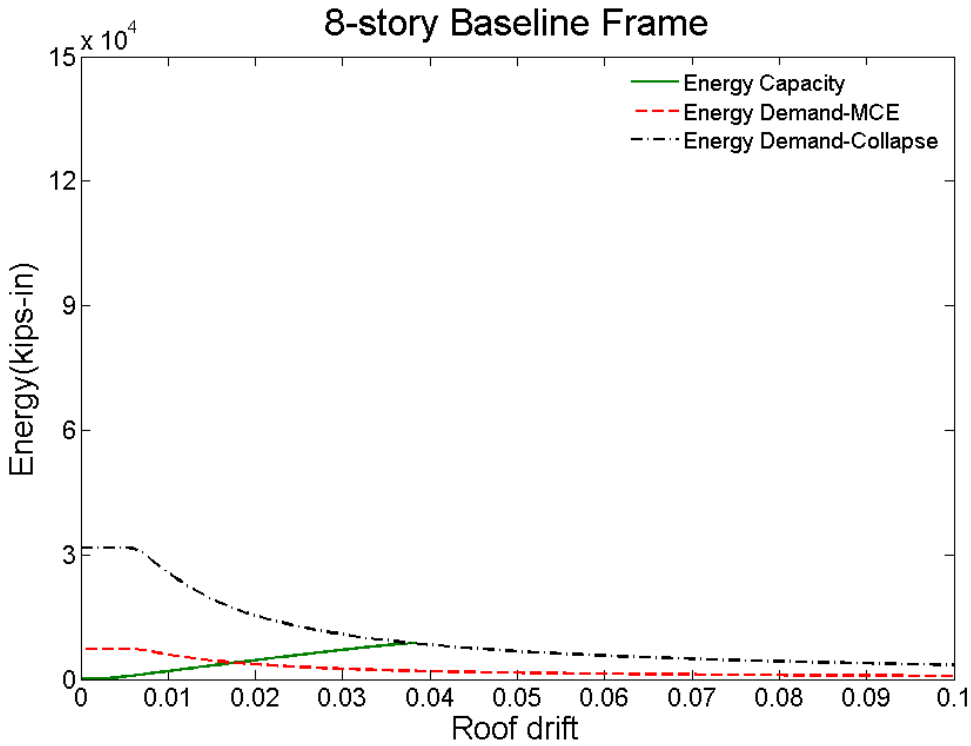


圖 6-12 四層樓 RC SMF 經由 PBPD 能量譜法求得頂層極限位移與S_a值



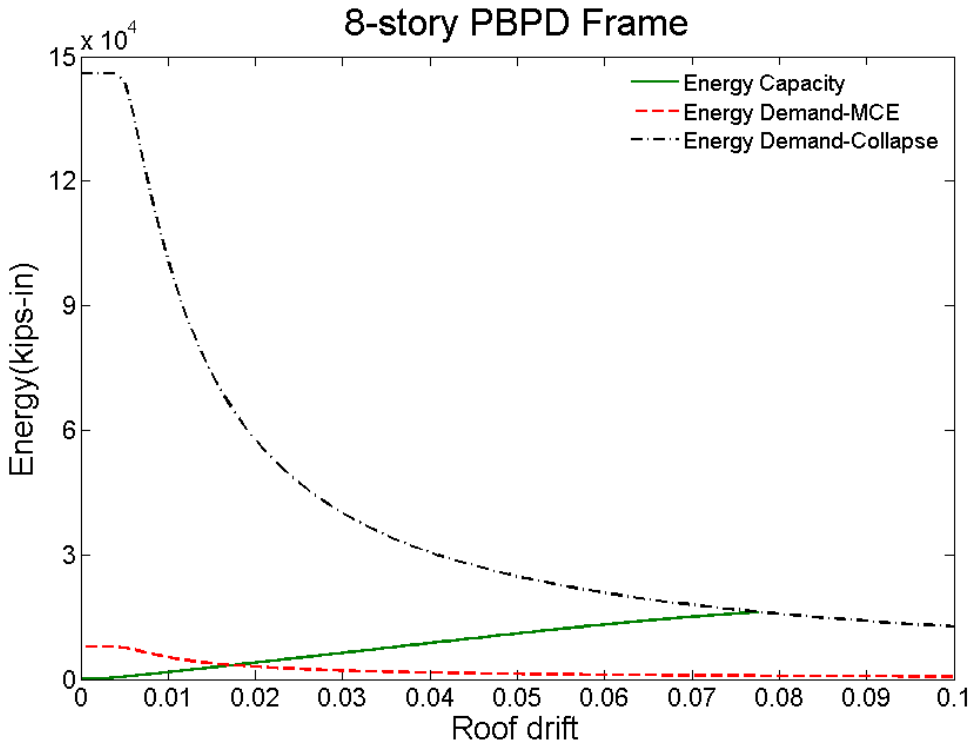


圖 6-13 八層樓 RC SMF 經由 PBPD 能量譜法求得頂層極限位移與S_a值

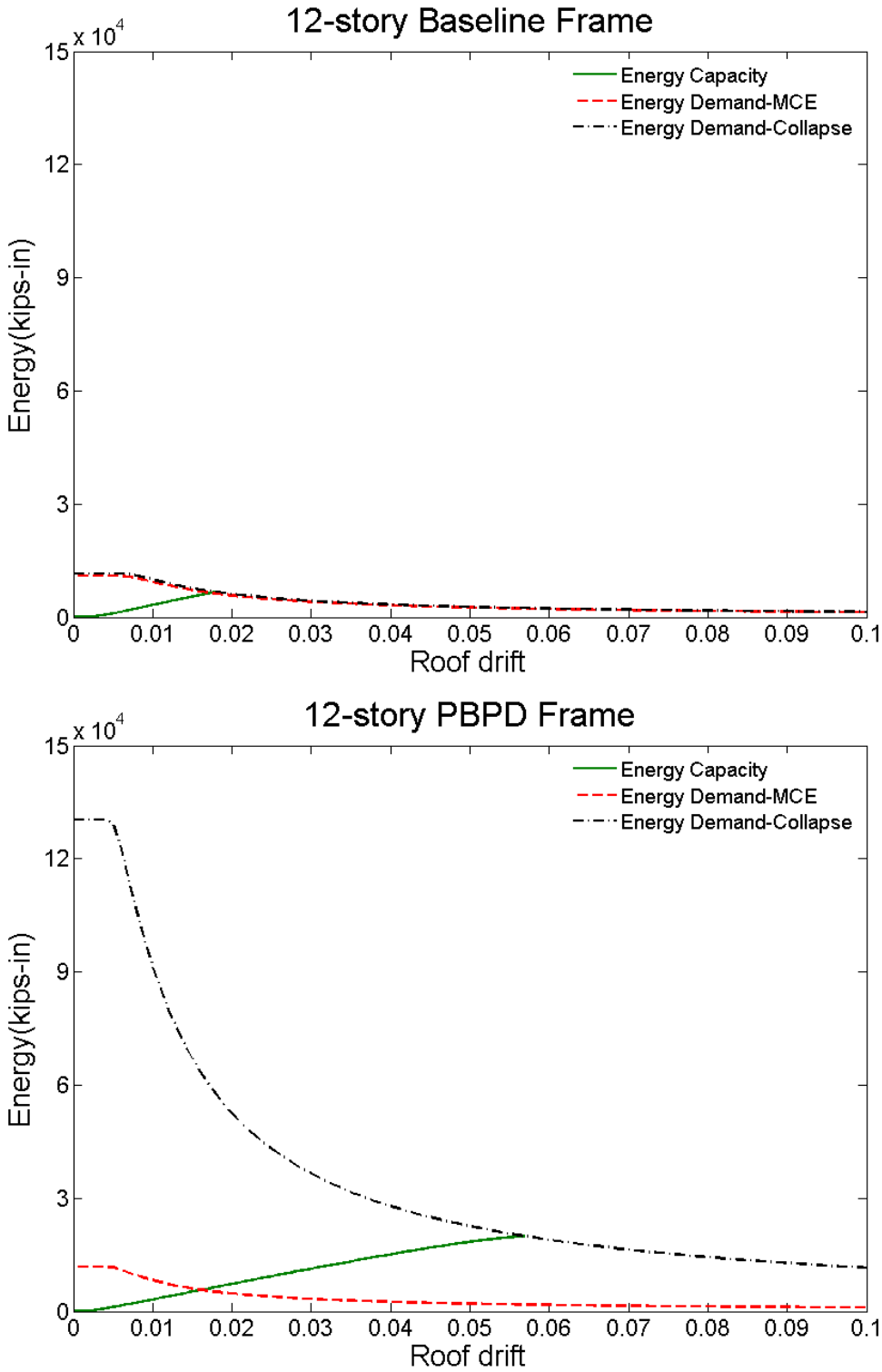


圖 6-14 十二層樓 RC SMF 經由 PBPD 能量譜法求得頂層極限位移與S_a值

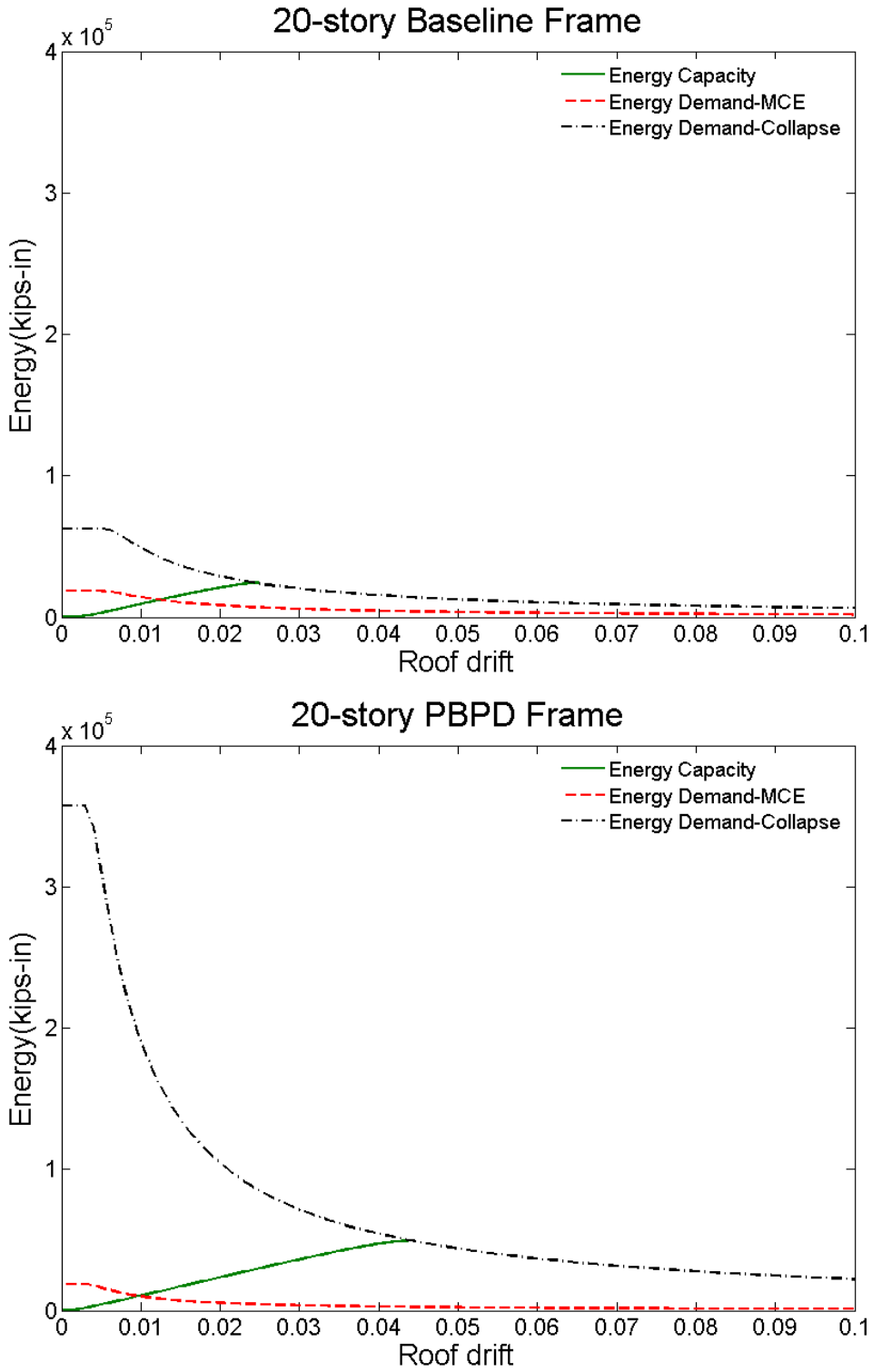


圖 6-15 二十層樓 RC SMF 經由 PBPD 能量譜法求得頂層極限位移與S_a值

6.4 IDA 與 PBPD 能量譜法

表 6-10 至表 6-13 為 IDA 分析與 PBPD 能量譜法兩種方法在四種結構高度構架所得到的 CMR 與 ACMR 指數比較表，於前述章節所提到的以 PBPD 法所設計的 RC SMF 不管是經由 IDA 分析或是 PBPD 能量譜分析來評估結構崩塌性能與 CMR/ACMR 指數皆比 FEMA P695 中的 Baseline 構架優異。

另外在較低樓層如四、八層結構時，PBPD 能量譜評估法得到的 CMR 指數約略大於 IDA 分析得到的 CMR 值，即結果較為不保守，相對的在高樓層的十二、二十層結構時，PBPD 能量譜法得到的 CMR 值低於 IDA 分析得到的 CMR 值，即結果較為保守。

前述章節也提到經由 PBPD 能量譜法評估耐震或是崩塌性能的一個很主要的因素在於非線性的側推曲線,如兩種評估法中相差最大的十二層樓 Baseline 構架，其側推曲線之位移很短、容量較小，導致於需求譜能量平衡相交時其S_{CT}值較小，因此 IDA 分析與 PBPD 能量譜法之 CMR 指數分別為 2.30 與 1.34，差距近一倍，然而側推曲線之位移較短在十二與二十層之高樓層皆有此情形，由於靜力非線性側推分析在高樓層結構非常容易使得結構低處產生局部大量位移進而產生破壞，而動力歷時分析結果並無此明顯現象。

表 6-10 四層樓構架 CMR/ACMR 指數

評估法	IDA Analysis		PBPD Energy Spectrum Method	
Model	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)
T(s)	0.81			
T_1(s)	1.09	1.15	1.09	1.15
$S_{C(T1)}$ (g)	2.55	2.24	2.68	2.8
$S_{M(T1)}$ (g)	0.81	0.7	0.81	0.7
SSF	1.36	1.38	1.36	1.38
CMR	3.15	3.2	3.31	3.73
$ACMR$	4.28	4.42	4.50	5.15

表 6-11 八層樓構架 CMR/ACMR 指數

評估法	IDA Analysis		PBPD Energy Spectrum Method	
Model	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)
T(s)	1.49			
T_1(s)	1.8	1.64	1.8	1.64
$S_{C(T1)}$ (g)	1.14	2.02	1.05	2.44
$S_{M(T1)}$ (g)	0.5	0.56	0.5	0.56
SSF	1.48	1.61	1.48	1.61
CMR	2.28	3.6	2.1	4.36
$ACMR$	3.37	5.80	3.11	7.02

表 6-12 十二層樓構架 CMR/ACMR 指數

評估法	IDA Analysis		PBPD Energy Spectrum Method	
Model	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)
T(s)	2.13			
T_1(s)	2.54	2.26	2.54	2.26
$S_{C(T1)}$ (g)	0.62	1.49	0.36	1.37
$S_{M(T1)}$ (g)	0.35	0.40	0.35	0.40
SSF	1.30	1.61	1.30	1.61
CMR	1.77	3.63	1.03	3.34
$ACMR$	2.30	5.79	1.34	5.38

表 6-13 二十層樓構架 CMR/ACMR 指數

評估法	IDA Analysis		PBPD Energy Spectrum Method	
Model	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)	Baseline (PERFORM-3D)	PBPD (PERFORM-3D)
T(s)	3.36			
T_1(s)	2.8	2.11	2.8	2.11
$S_{C(T1)}$ (g)	0.86	1.98	0.6	1.88
$S_{M(T1)}$ (g)	0.32	0.41	0.32	0.41
SSF	1.38	1.61	1.38	1.61
CMR	2.68	4.61	1.88	4.37
$ACMR$	3.7	7.43	2.59	7.04

表 6-14 為 IDA 分析法與 PBPD 能量譜法兩種方法使用之簡易比較表格，總體來說，以 IDA 分析法為基礎的結構崩塌評估法以多筆地震歷時紀錄並採取詳細之動力歷時分析來做仔細且十分可靠的方式求得各條地震歷時對其結構之耐震反應進而推得整體結構之結構崩塌地震等級($\hat{S}_{CT1}$)與 CMR 指數，然而 PBPD 能量譜法僅需靠簡單的靜力側推分析與能量平衡之概念求得該特地地震等級下之性能點與近一步利用需求譜與容量譜之末端交點直接求得結構整體的崩塌地震等級與 CMR 指數。

兩種方法相同處在於概念上都為藉由逐步增加外力地震力強度來評估結構崩塌之地震等級，但在 IDA 分析法中為逐步增加各筆地震在該結構週期下的「地震反應譜加速度S_a值」，而 PBPD 能量譜法則是增加該結構週期所對應的「設計反應譜加速度S_a值」，雖然採用各地震反應譜亦是透過整理之方式正規至設計反應譜，但其本質上之地震外力已不相同，且兩種方法分別基於動力分析與靜力分析，比較此兩種評估結構崩塌之結果與正當性應再詳細考量，但很顯然的是 PBPD 能量譜法提供了另一種相當簡單且易於使用的方式，相較於 IDA 分析法節省更多評估之時間與心力。如在四樓層 Baseline 構架中使用 IDA 分析法，經由 22 組地震歷時進行結構非線性動力分析，每筆地震歷時以譜加速度S_a為 0.1g 以 0.1g 之間隔慢慢

增加其外力，以平均使得結構產生崩塌的 2.5g 來說，每筆地震歷時需採用 25 次的動力分析，因此一結構勢必進行 550 次左右之動力分析，而每筆地震歷時也因時間間距不同而有不同的分析時間，以一筆 30 秒且間隔為 0.005 之歷時來說每次分析大約需花費 10-30 分鐘左右，更別說若是二十層高樓層之結構所花費的時間了。

表 6-14 IDA 分析法與 PBPD 能量譜法之簡易比較

結構崩塌評估法 (CMR 指數)	IDA 分析法	PBPD 能量譜法
分析方式	動力歷時分析	靜力側推分析
各筆地震歷時所造成的結構崩塌等級	當勁度<20%初始勁度 (FEMA 350)	
整體結構系統 崩塌等級($\hat{S}_{CT1}$)	總筆歷時之崩塌等級 中位數(50%)	需求譜(E_d)與 最終容量譜(E_c)之交點
可靠度	基於動力分析較可靠	高樓層較無法貼近動力分析
方便性	評估耗時	評估簡單

第七章 結論與建議

7.1 結論

性能導向塑性設計法(PBPD)為一種性能設計法，預先選擇一個目標位移以及根據不同結構系統所採用不同的降伏機制作為設計的基準，進而將結構物側推至目標位移時所需要的能量與將此結構物模擬成等效單自由度的完全彈塑性系統在目標位移時所需求的能量進行平衡求得設計基底剪力，再以塑性設計的概念對各梁桿件進行設計、以整根柱之「樹狀柱圖」力平衡進行柱桿件設計。

本篇研究中以 PBPD 法重新設計 FEMA P695 技術報告中之 4、8、12、20 層鋼筋混凝土特殊抗彎構架並利用 CSI PERFORM-3D 非線性分析軟體建立兩種構架(Baseline、PBPD)模型與進行：非線性靜力側推分析、非線性動力歷時分析、PBPD 能量譜法評估結構最大頂層位移、IDA 分析與 PBPD 能量譜法求得崩塌容限比(CMR 指數)來評估結構崩塌性能與風險。綜合本篇各章節內容，提出幾點結論如下：

1. PBPD 設計法採用整根柱子做力平衡分析來設計柱斷面，因此比起以現行規範中檢核每個節點樑柱強度比更能整體的考慮到強柱弱梁的考量，以性能導向塑性設計法設計結構之梁斷面的強度需求與大小明顯小於 FEMA P695 中的 Baseline 構架，而在柱斷面上需求強度與斷面明顯得大於 Baseline 構架，但 20 層樓因根據 ASCE 7-05 中C_s係數為基準而非直接採用設計反應譜來設計基底剪力，因此 PBPD 構架之設計需求有過高之情形。

2. PBPD 構架經非線性靜力側推分析結果顯示比起 Baseline 構架擁有更佳之結構韌性、具有較低之Ω係數之外，與非線性動力歷時分析之結果其受震反應符合在設計初所預期的降伏機制與目標位移，僅在柱底與梁端產生塑鉸，平均之樓層最大位移在 2/3MCE 等級下不超過 2%，MCE 等級下不超過 3%。

3. FEMA P695 中之 Baseline 構架，雖將梁柱強度比由 ACI-318 中之 1.2 提高至 1.3，但經由非線性側推分析與非線性動力歷時分析之結果，其在該結構較低處之柱端亦有可能產生塑性鉸，而產生局部弱層導致結構容易產生不穩定之情形，在

較高處之構件其梁柱塑鉸之分佈相較於低處相當不平均，整體結構變形不均，也表示了此以各梁柱節點一一檢查其梁柱比之設計無法充分發揮其桿件之能力，反觀 PBPD 構架之梁設計之需求強度根據側向力分佈而等比分佈，柱端以整根柱之力平衡設計，因此更能有效的達到強柱弱梁設計之目標並抑制局部破壞與結構軟層之產生。

4. PBPD 能量譜耐震評估法評估顯示 Baseline 與 PBPD 構架之樓層變位有其一定的正確性，尤其在低樓層之結構物如四、八層，而在十二、二十層中由於非線性側推分析難以表現結構高模態之影響，且 Baseline 構架由於位於結構低處之大量變形與整體變位不平均，導致誤差較大。

5. PBPD 能量譜法在高樓層產生無法有效表現出結構高模態反應之情形，於本篇研究中使用振態側推分析之概念並以各振態之需求譜與容量譜求得該地震等級下的性能點與各樓層最大層間變位，有良好的結果與評估(二十層樓 Baseline 構架)。

6. 經由 IDA 分析以計算 CMR 與 ACMR 指數來評估結構崩塌性能指出 PBPD 構架比起 Baseline 構架更能降低經地震作用後崩塌之風險。PBPD 構架之 CMR 指數明顯高於 Baseline 構架且經由非線性靜力分析求得的結構韌性得到 SSF 修正得 ACMR 指數使得兩種構架差距更顯著。

7. 以 PBPD 能量譜法評估 CMR 指數過程中非線性側推曲線之結果佔有十分重要之因素，由於靜力非線性側推分析在高樓層結構非常容易使得結構低處產生局部大量位移而破壞導致容量譜能力值較低估，然而採用動力歷時分析之 IDA 分析並無此明顯現象，因此在十二、二十層之 CMR 指數較 IDA 分析之 CMR 指數來得更保守，但結果顯示 PBPD 構架依然具有較高之 CMR 與 ACMR 指數。

7.2 建議與未來展望

1. 本篇研究中鋼筋混凝土特殊抗彎構架設計以 ASCE 7-05、ACI 318 與相關規範為基準，包括地震力等級、結構設計反應譜等設計參數於未來可嘗試使用臺灣本地之相關耐震設計規範設計，搭配不同的工址、與不同 RC 結構物如 Perimeter Frame、剪力牆結構等。

2. 本篇研究在重新設計二十層結構之設計基底剪力時為了與 FEMA P695 中之構架以相同條件設計，因此以C_s反推回譜加速度值S_a為 0.3(g)，基底剪力為 0.056W，但因此造成二十層樓在梁、柱之鋼筋混凝土用量過高之情形，以雇主或設計者方來說甚不經濟，因此可採用根據基本週期所對應之譜加速度值S_a設計。

3. 本篇研究中採用了 FEMA P695 中建議之背骨曲線來模擬梁柱端之塑鉸行為，但其背骨曲線公式之回歸與整理是以 255 根柱子之實際試驗為基準，本篇僅將軸力假設為零來假設梁塑鉸之行為，其準確性有待商榷，而 PERFORM-3D 中模擬構件之遲滯迴圈行為應可再做進一步的模擬。

4. 本篇研究中之耐震評估方式採用 PBPD 能量譜來評估結構在 2/3MCE 與 MCE 地震等級下之頂層位移，建議可考慮在未來也使用 ATC-40 之容量震譜法、FEMA 273 之位移係數法，以及 Chopra and Goel 提出的振態側推分析法等已經由許多研究所探討的評估方式比較與討論。

5. 本篇研究在 IDA 增量動力分析法分析結構崩塌之準則為根據 FEMA 350 中所提出之分析流程：當該結構之 IDA 曲線中的斜率開始小於初始斜率之 20%時則表示結構產生動態不穩定而視為崩塌，然而結構崩塌之定義有許多種，例如根據 FEMA 273 中層間變位 4%視為崩塌損害程度、SEAOC vision 2000 中更以 2.5%之層間變位做為結構崩塌之基準，對於鋼筋混凝土特殊抗彎構架之崩塌定義，應在做一更詳細之評估與討論。

6. 非線性靜力側推分析後所得之曲線對於 PBPD 能量譜法之耐震評估與崩塌評估為很重要之因素，本篇研究中以 PBPD 能量譜法評估高樓層結構在該地震等級

下之最大層間變位與 CMR 指數皆因側推曲線分析之破壞大量集中於樓層低處而與動力分析之結果有所不同，因此如何改善側推分析來更貼近動力力時分析之反應，如振態側推分析法，與如何制定一個側推曲線之崩塌點定義來做 CMR 指數之評估將會有很大之改善。

參考文獻

[1] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI318-08/ACI318R-08)" American Concrete Institute, Detroit, 2008.

[2] FEMA, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings" FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1997.

[3] ATC, "Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Buildings."ATC-40,Applied Technology Council, 1996.

[4] FEMA, "Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project), " FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2009.

[5] PEER, Pacific Earthquake Engineering Research Center: PEER NGA Database地震歷時資料庫,University of California, Berkeley, http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database.

[6] ASCE, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-05)."American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2005.

[7] ASCE, "Supplement No.2 for Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-05)." American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2008.

[8] Chao, S.-H. and S.C. Goel. "Performance-Based Plastic Design of Seismic Resistant Special Truss Moment Frames (STMF)." Report No. UMCEE 06-03. Ann Arbor,MI: Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, 2006a.

[9] Krawinkler, H., "A Few Basic Concepts for Performance-Based Seismic Design",Proceedings,11th World Conference on Earthquake Engineering,Paper No.1113, 1996.

[10] Collins, K. R., "Reliability-Based Design in the Context of Performance-Based Design" Proceeding, Paper No.T178-4,Structure Engineering Worldwide, 1996.

[11] SEAOC., "Vision-2000-Performance Based Seismic Engineering of Buildings," Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, 1995.

[12] Haselton, C. B. and Deierlein, G. G., "Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings," Report No. 156, The

John, A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, February 2007.

[13] Dimitrios Vamvatsikos and C. Allin Cornell."Incremental dynamic analysis" Earthquake Engng Struct. Dyn.; 31:491–514, 2002.

[14] Chao, S.-H. and S.C. Goel. Paper No. 227: "A Seismic Design Method for Steel Concentric Braced Frames (CBF) for Enhanced Performance." Taipei, Taiwan: 4th International Conference on Earthquake Engineering, 2006b.

[15] Goel, S. C., Leelataviwat, S., Lee, S.-S., and Chao, S.-H., "Theoretical Justification of Performance-Based Plastic Design and Evaluation Method for Earthquake-Resistant Structures," Earthquake Spectra (under review), 2008.

[16] Goel, S. C., Liao, W.-C., Mohammad, R. B and Chao, S.-H, "Performance-based plastic design (PBPD) method for earthquake-resistant structures: an overview", The Structural Design of Tall and Special Buildings, CTBUH, 2009a

[17] Goel, S. C., and Chao, S.-H., "Performance-Based Plastic Design—Earthquake Resistant Steel Structures," International Code Council (ICC), 261 pp, 2009.

[18] Liao, W.C., "Performance-Based Plastic Design of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Moment Frames," Research Report UMCEE 10-01. Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan University, June 2010.

[19] FEMA, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures." FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2008.

[20] Housner, G. W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes." Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute , 1956.

[21] Housner, G.W., "The Plastic Failure of Frames During Earthquakes." Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering: 997-1012. Tokyo: International Association of Earthquake Engineering: 997-1012, 1960.

[22] Chao, S. H., S. C. Goel, and S.-S. Lee, "A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State of Structures." Earthquake Spectra 23, no. 3: 547-569, 2007.

[23] Chao, S. H. and S. C. Goel, "A Modified Equation for Expected Maximum Shear Strength of the Special Segment for Design of Special Truss Moment Frames." AISC Engineering Journal, Second Quarter, 2008a.

[24] Lee, S.S. and S. C. Goel. Report No. UMCEE 01-17: “Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism.” Ann Arbor, MI: Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, 2001.

[25] Newmark,N. M. and W.J. Hall., “Earthquake Spectra and Design” EI Cerrito,CA:Earthquale Engineering Research Institute, 1982.

[26] Miranda, E. and V. V. Bertero, “Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design.” Earthquake Spectra 10, no. 2: 357-379, 1994.

[27] Clough, R.W. and J. Penzien, Dynamics of Structures. 2nd ed. New York: McGraw-Hill, 1993.

[28] Chopra, A. K, “Dynamics of Structures—Theory and Applications to Earthquake Engineering”, 2nd edition. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, 2000.

[29] Moehle J. P., Hooper, J. D. and Lubke C. D., “Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers,” NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1, 2008.

[30] CSI, “PERFORM-3D v.4.0 User Manual.” Computers & Structures Inc, 2007

[31] Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H., “Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 34, pp. 1489-1511, 2005.

[32] Elwood, K.J., and Eberhard, M.O., “Effective stiffness of reinforced concrete columns,” PEER Research Digest 2006-1, pp. 1- 5, 2006.

[33] Goel, S.C., Liao, W.C., Mohammad, R. B, and Leelataviwat, S., “An Energy Spectrum Method for Seismic Evaluation of Structures”, Conference on improving the seismic performance of existing buildings and other structures, ATC & SEI Conference, San Francisco, CA., 2009b.

[34] Bazzurro P., Cornell C.A., Shome N., Carballo J.E. Three proposals for characterizing MDOF non-linear seismic response. ASCE Journal of Structural Engineering 1998; 124:1281 –1289.

[35] FEMA, “Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings” FEMA 350, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.

[36] Baker, J.W., Vector-Valued Ground Motion Intensity Measures for Probabilistic Seismic Demand Analysis, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and

Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California, 2005.

[37] Baker, J.W. and Cornell, C.A., “Spectral shape, epsilon and record selection,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(10), pp. 1193-1217, 2006.

[38] Boore, D.M., Joyner, W.B., and Fumal, T.E., “Equations for estimating horizontal response spectra and peak accelerations from western North America earthquakes: a summary of recent work” Seismological Research Letters, 68 (1), pp. 128-153., 1997

[39] Goulet, C., Haselton, C.B., Mitrani-Reiser, J., Stewart, J., Taciroglu, E., and Deierlein, G.G., “Evaluation of seismic performance of a codeconforming reinforced-concrete frame buildings - part I, ground motion selection and structural collapse simulation” Proceedings, 8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, 2006.

[40] Zareian, F., “Simplified Performance-Based Earthquake Engineering” Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California, 2006.