

性能導向塑性設計法應用於 鋼筋混凝土特殊抗彎構架

廖文正* 江謝雨衡**

摘要

性能導向塑性設計法(Performance-Based Plastic Design, PBPD)為一種耐震性能設計法，目前在美國已經廣泛的使用於鋼結構耐震建築上。這項設計方法的概念主要是以預先選擇一個目標位移和降伏機制作為設計基準，進而利用能量平衡的概念決定其設計基底剪力，再以塑性設計的概念對梁等欲降伏的桿件進行設計，最後以整體柱樹的概念完成對柱等非降伏桿件設計。在設計鋼筋混凝土特殊抗彎構架時，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，並進而導致位移增加，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 C_2 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，重新設計在 FEMA P695 /ATC-63 報告中滿足現行規範耐震要求的 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，進

行非線性側推分析及非線性動力歷時分析。研究的結果顯示 PBPD 法不但能夠成功地應用於鋼筋混凝土抗彎構架上，且其耐震性能較 FEMA P695 報告中傳統設計的構架來得更加良好。

一、前言

目前美國或者是臺灣的建築耐震設計規範多以彈性設計為基礎，基本建立在許多經驗的統計上，故發生嚴重地震之後，無法有效掌握結構物受到的變形、位移、倒塌評估行為，乃至在災後需付出很大的修復費用及時間。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，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，且初始設

* 國立臺灣大學土木工程學系 助理教授

** 國立臺灣大學土木工程學系 碩士

計幾乎就是最終設計，大幅降低了或幾乎不再需要再經由非線性分析來反覆檢核、重新設計，即能滿足規範中的要求，為一種設計上十分簡單且直接的方法。

二、性能導向塑性設計法應用於 RC SMRF

性能導向塑性設計法(PBPD)近年來在美國已經被廣泛使用，但多應用在鋼結構建築中，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)等鋼結構構架。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[1][2][3][4]，筆者再進一步地將 PBPD 設計法引進至鋼筋混凝土特殊抗彎構架上[5]。

2.1 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，為預先選擇結構物設計所預期的目標位移及預期的降伏機制。在這兩個前提下所設計的結構物能夠更有效的表現出結構預期的性能。在美國或台灣的現行建築結構耐震設計規範當中，雖然有針對設計後的結構物進行結構分析，並有相對應的層間位移限制規定；然而由傳統設計的結構物在分析之前，卻很難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基礎，並根據不同的結構物選擇不同的降伏機制，再決定下一步設計基底剪力。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形成的柱端塑鉸，例如柱底端塑鉸。簡單而言，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。根據規範所提出對於根據不同地震強度而建議使用的目標位移如下[6]：

- 在最大考量地震等級之下(一般而言，2475 年的回歸週期 / 50 年的超越機率 2%, Maximum Considered Earthquake, MCE)，目標最大層間位移角為 3%。
- 在 2/3 最大考量地震力之下(475 年的回歸週期 / 50 年的超越機率 10%, 2/3MCE)，目標最大層間位移角為 2%。
- 降伏位移在特殊抗彎構架時選用層間位移角為 0.5%。表 1 表示各種不同的構架所假設不同的降伏位移。

降伏機制則是選擇最典型的抗彎構架，如圖 1 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鉸產生在梁端，並且包含了在柱底的塑鉸，原因是在結構物受震之後柱底勢必產生塑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。

• 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[7][8]。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(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(b)，進行平衡來決定設計基底剪力。並同時決定與一般現行規範不同的側向力分佈公式，相較於現行規範的公式，更能表現出結構物在進入非線性行為之後的受力行現，也更能貼近以動力歷時分析的側向力分佈情形 [9][10]。

表 1 不同構架間的降伏位移角假設

構架型式		降伏位移角 $\theta_y(\%)$
鋼筋混凝土	SMRF	0.5
鋼	MF	1
	EBF	0.5
	STMF	0.75
	CBF	0.3

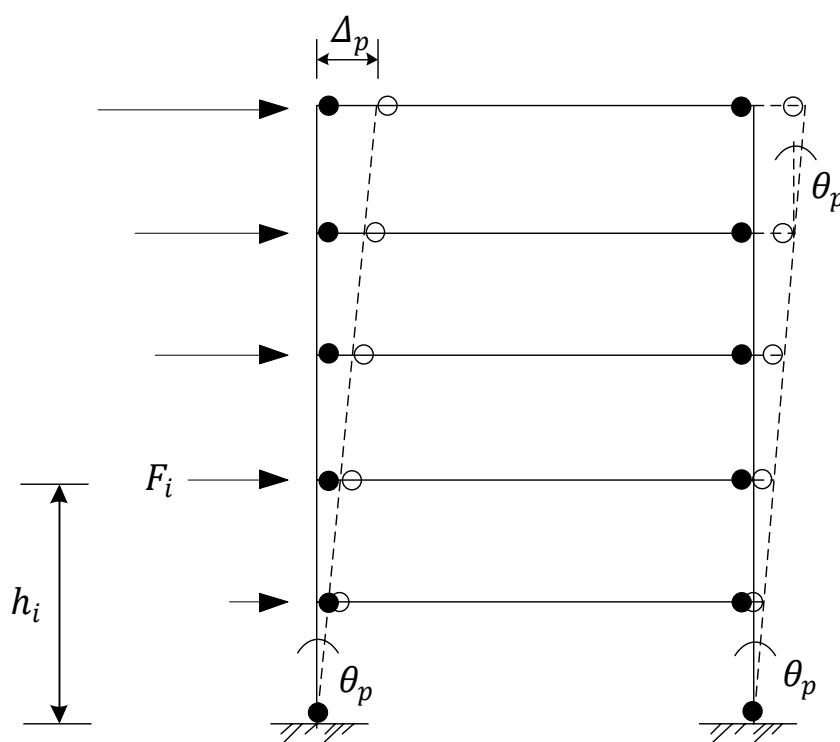


圖 1 典型抗彎構架的降伏機制

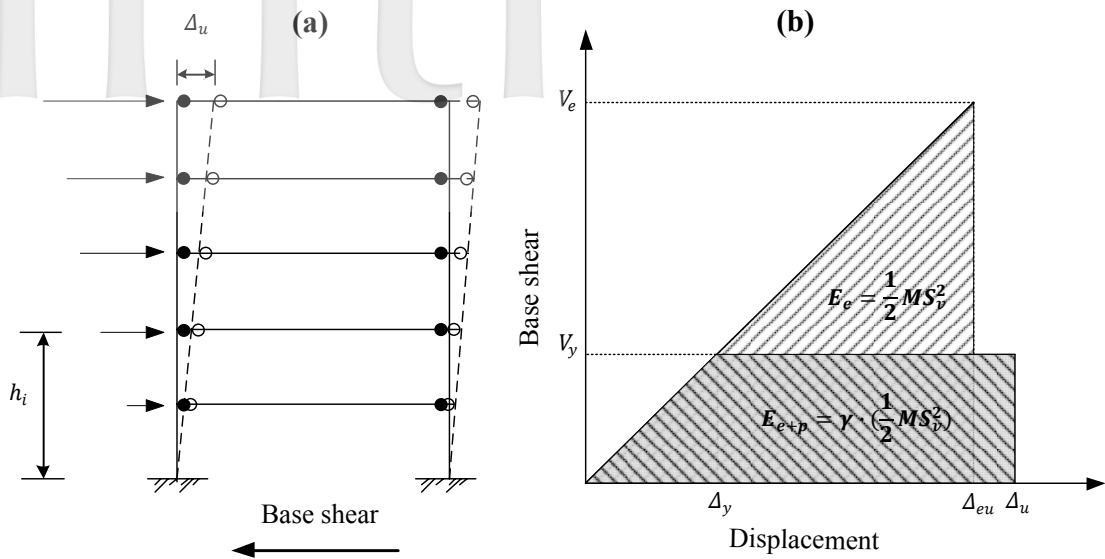


圖 2 性能導向塑性設計法的能量平衡概念(a)將結構物側推到目標位移-設計部分與(b)將結構物模擬成單自由度完全彈塑性系統到相同目標位移下所需的能量-需求部分

2.2 設計基底剪力

如 2.1 節提到，能量平衡來是性能導向設計法中決定設計基底剪力的主要精神。一個單自由度完全彈塑性系統之應變能可寫成式子(1)，其中 M 為結構總質量， T 為基本週期， S_a 為該工址下設計譜加速度值， g 為重力加速度。值一提的是 γ ，能量修正係數，為從單自由度完全彈性系統在受震後之最大反應所需之能量轉換成彈塑性系統之轉換係數，可經由圖 2(b) 中兩幾何圖形之面積推得如式子(2)所示，為 μ_s 與 R_μ 之關係，如式子(3)，其中 μ_s 為結構韌性係數， R_μ 為韌性折減係數。

$$E_e + E_p = \frac{1}{2}\gamma M \left(\frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2 \quad (1)$$

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

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (3)$$

根據 Newmark and Hall (1982) 提出的非彈性反應譜，圖 3(a) [11]，可得已知結構系統

參數中的 R_μ - μ_s - T 的關係，而已知結構中經由已知週期與結構韌性透過表 2 即可求得，最後可由(3)式決定能量修正係數 γ ，並由學者整理如圖 3(b)所示[12]。

而(1)式左式中結構進入降伏之前的彈性應變總能 E_e 可表示為下列式子， V_y 即為欲求得的设计基底剪力， W 為結構物整體重量。

$$E_e = \frac{1}{2}\gamma M \left(\frac{T}{2\pi} \frac{V_y}{W} g \right)^2 \quad (4)$$

(1)式左式中結構進入降伏後與至目標位移間的塑性應變總能 E_p 可表示為下列式子， F_i 為在第 i 層樓上所受到的設計側向分佈力， h_i 為在第 i 層樓與底層的高度距離， θ_p 為塑性變形頂樓層位移角。

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p \quad (5)$$

將(4)、(5)式代入(1)式中，其中僅有設計基底剪力 V_y 為未知數，因此設計基底剪力為：

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (6)$$

其中，

$$\alpha = \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \times \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \times \frac{8\pi^2 \theta_p}{T^2 g} (7)$$

β_i 為第*i*樓層與頂樓層設計剪力之比值，將於本篇 2.3 節作一介紹。

表 2 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
$0 \leq T < \frac{T_1}{10}$	$R_\mu = 1$
$\frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4}$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \cdot \left(\frac{T_1}{4T} \right)^{2.513 \cdot \log\left(\frac{1}{\sqrt{2\mu_s - 1}}\right)}$
$\frac{T_1}{4} \leq T < T_1'$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1}$
$T_1' \leq T < T_1$	$R_\mu = \frac{T\mu_s}{T_1}$
$T_1 \leq T$	$R_\mu = \mu_s$

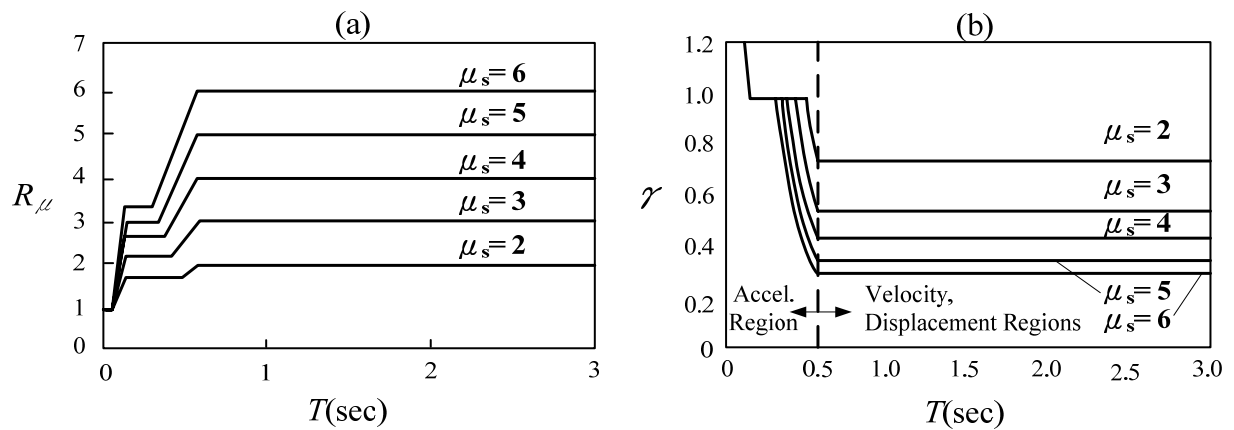


圖 3(a) 單自由度彈塑性系統之理想化 $R_\mu - \mu_s - T$ 的關係圖(Miranda and Bertero,1994)

(b) $\gamma - \mu_s - T$ 非彈性譜(Lee and Goel,2001)

2.3 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[13][14]，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：

$$F_i^* = \left(\frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right) V \quad (8)$$

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，

$$V_i^* = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right) V \quad (9)$$

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：

$$F_i^* = \left(\frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} \right) V \quad (10)$$

k ：自然週期的函數，如表 3 所示

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，Chao et al.[9]提出樓層剪力的公式以指數 $0.75T^{-0.2}$ 對式子(9)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：

$$V_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} V_y \quad (11)$$

將*i*代入*n*(*n*表示頂層)，則頂樓層之側向剪力為：

$$V_n = \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} V_y \quad (12)$$

將式子(12)、(11)相除，得到第*i*樓層與頂樓層剪力的比值， β_i ：

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75T^{-0.2}} \quad (13)$$

因此，在第*i*層樓上的側向力可以表示為：

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \times V_n, \text{ 當 } i = n, \beta_{n+1} = 0 \quad (14)$$

或者，

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \times \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} V_y, \text{ 當 } i = n, \beta_{n+1} = 0 \quad (15)$$

另外由式(14)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：

$$\sum_{i=1}^n F_i = V_y = \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) \times V_n, \text{ 當 } i = n, \beta_{n+1} = 0 \quad (16)$$

則，

$$\alpha_i = \frac{F_i}{V_y} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})}, \text{ 當 } i = n, \beta_{n+1} = 0 \quad (17)$$

因此式子(15)亦可以表示成

$$F_i = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})} V_y \quad (18)$$

表 3 指數*k*與基本週期關係

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

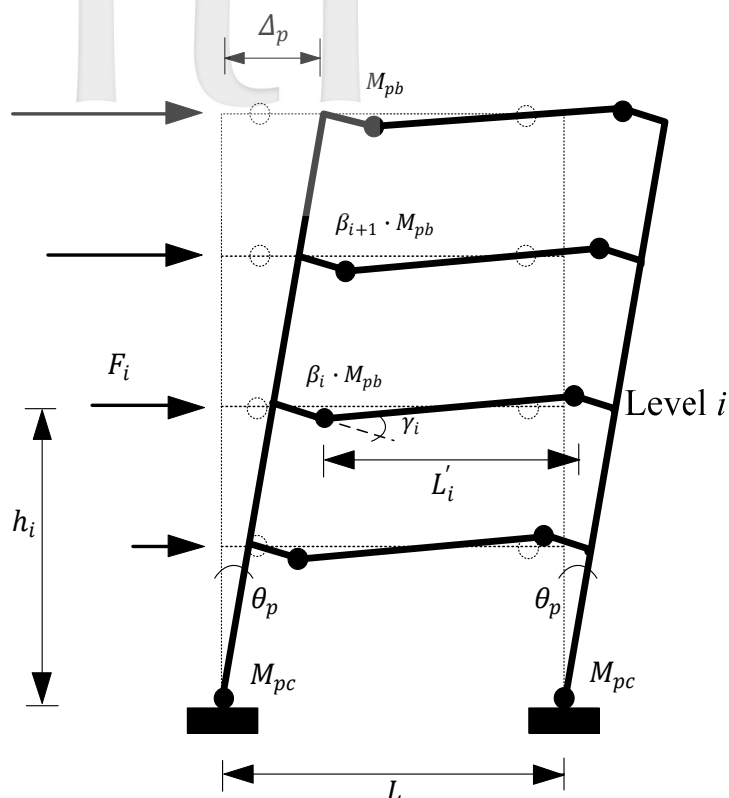


圖 4 在目標位移下 RC SMRF 的降伏機制(強柱弱梁)

2.4 設計構件

• 降伏構件(梁)

以強柱弱梁的概念來進行設計並選擇降伏機制，如圖 4 所示。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(19)，可以求得梁的設計降伏彎矩：

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \cdot \delta\theta = 2M_{pc} \cdot \delta\theta + \sum_{i=1}^n 2(\beta_i M_{pb}) \gamma_i \quad (19)$$

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， $\delta\theta$ 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[9]。 γ_i 可由圖 4 之幾何關係表示為 $L/L' \cdot \delta\theta$ ，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(19)可寫成[5]：

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i = 2M_{pc} + \sum_{i=1}^n \beta_i (M_{pb-positive} + M_{pb-negative}) \cdot L/L' \quad (20)$$

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

$$x = \left| \frac{M_{pb-negative}}{M_{pb-positive}} \right| \quad (21)$$

再代入式子(20)中得到未知數為 M_{pc} 與 $M_{pb-positive}$ 的等式：

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i = 2M_{pc} + \sum_{i=1}^n (1+x) \cdot \beta_i \cdot M_{pb-positive} \cdot L/L' \quad (22)$$

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

$$\beta_i \cdot M_{pb-positive} = \beta_i \cdot \frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i - 2M_{pc}}{(1+x) \sum_{i=1}^n \beta_i \cdot (L/L')} \quad (23)$$

而式子(23)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 5 所示。

$$\psi V' h_1 \cdot \delta \theta = 4M_{pc} \cdot \delta \theta \quad (24)$$

可得，

$$M_{pc} = \frac{\psi V' h_1}{4} \quad (25)$$

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， $\delta \theta$ 為微小的虛轉角量，左右式皆可消去。

使用式子(23)與將(25)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。

$$\phi M_{n,i} \geq \beta_i \cdot M_{pb} = M_{u,i} \quad (26)$$

- 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。

不同於傳統結構設計中，每層樓柱子皆分別考量，並就每個梁柱接點去進行強柱弱梁的檢核，在 PBD 設計方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靜力平衡並採最大可能外力下之容量設計，稱之為樹狀柱圖(Column Tree)，如圖 6 所示，為一支鋼筋混凝土構架之外柱的自由體圖。

在圖 6 中，假設在一樓柱底在極限狀態時的塑性彎矩 M_{pc} ，由式(25)，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稱強度 M_n 以材料超額強度係數 ξ 放大，其值約 1.25[15]，為梁端作用於柱端的彎矩 M_{pr} 。

$$M_{pr,i} = \xi \cdot M_{n,i} = 1.25 \cdot M_{n,i} \quad (27)$$

而 F_{Li} 為在整根柱上所需要設計的側向力，一樣能夠像 2.3 節介紹之設計側向力與梁上降伏 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 。

以整根柱樹的觀點進行整體設計，並考量分布在柱樹上可能的最大外力需求，再進行容量設計的概念，實為 PBD 法重要核心之一；以此法進行柱子設計，除了可以完全去除塑鉸在柱上產生的可能性外，也不需要由各個梁柱接頭分別進行強柱弱梁比的檢核，即能滿足規範對於強柱弱梁的要求。

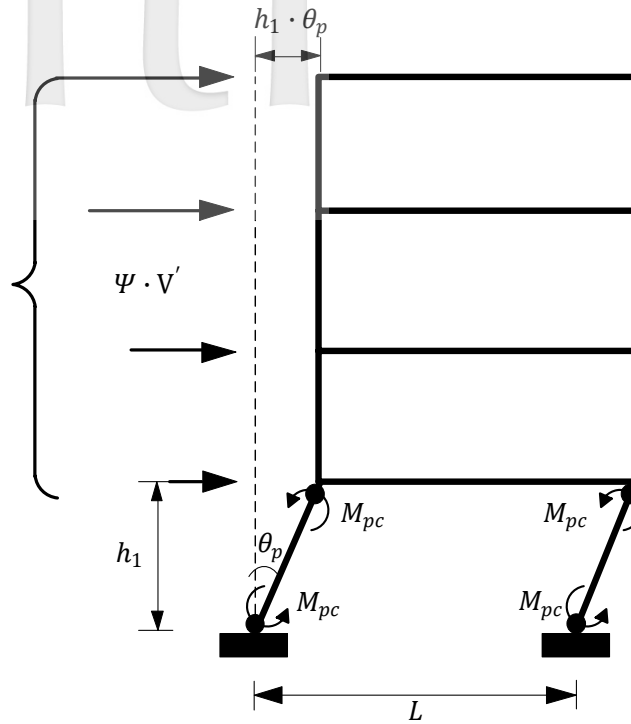


圖 5 結構產生一樓局部弱層機制示意圖

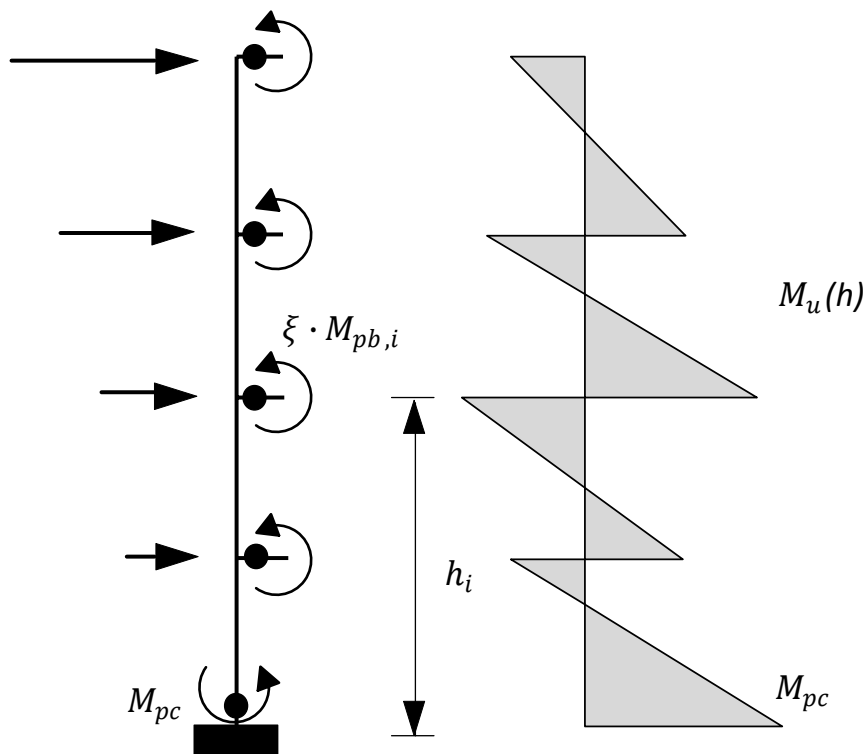


圖 6 鋼筋混凝土外柱之自由體圖及彎矩圖

2.5 RC SMRF 之特殊考量

• 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，但是鋼筋混凝土結構無法像鋼結構般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，並進而導致位移變大。因此筆者採用 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 γ 和設計基底剪力。

修正的原理主要是考慮了在不同週期之下，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，和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)，在根據不同的地震力折減係數 (Seismic Reduction Factors, R) 與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 7 所示，而這比值便是 C_2 係數 ($\Delta_{SSD}/\Delta_{EPP}$)，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，也代表遲滯迴圈擠壓效應對於結構物位移的影響也越較不明顯， C_2 公式如表 4 所示[3]。

當我們如 2.1 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。

$$\theta_u^* = \theta_u / C_2 \quad (28)$$

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 得到修正後的

韌性折減係數(R_μ)：

$$\begin{cases} \mu_s^* = \theta_u^* / \theta_y = \theta_u / \theta_y \cdot C_2 = \mu_s / C_2 \\ R_\mu^* (\text{由表 2 得}) \end{cases} \quad (29)$$

得到修正後的能量修正係數係數：

$$\gamma^* = 2\mu_s^* - 1 / (R_\mu^*)^2 \quad (30)$$

• $P - \Delta$ 效應

於前面的介紹當中，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 8 所示。

在圖 9 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 P_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 5 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。

$$F_{i-PD} h_i = P_i \Delta_i \quad (31)$$

$$F_{i-PD} = P_i \Delta_i / h_i = P_i \theta_i \quad (32)$$

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

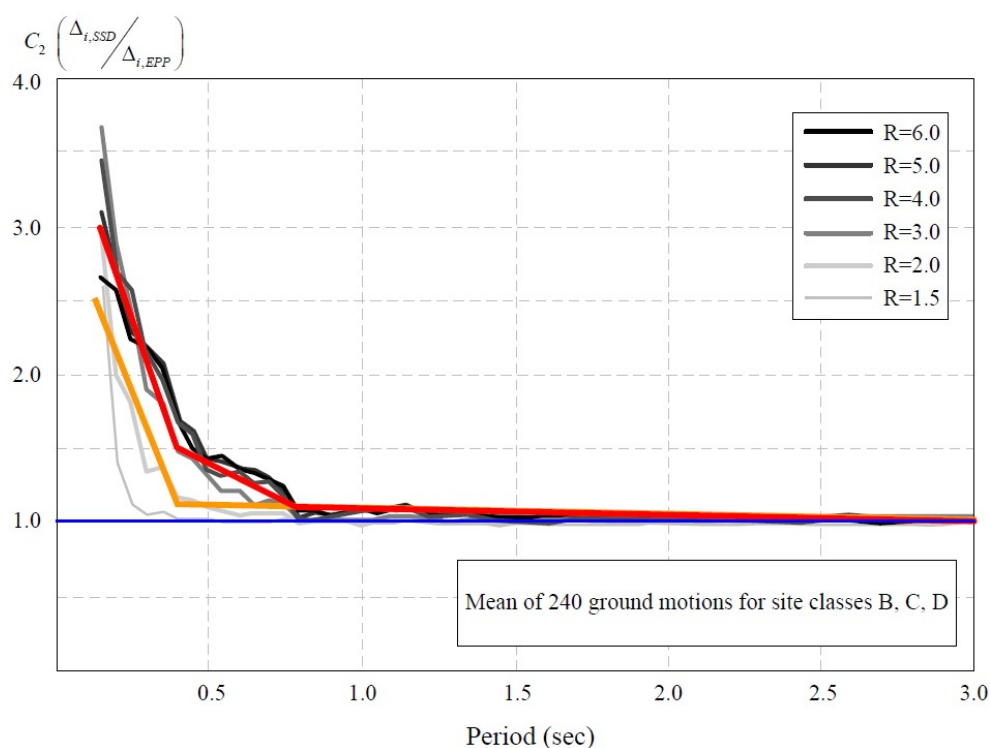
考量了遲滯迴圈的擠壓效應和 $-$ 效應，完整的鋼筋混凝土特殊抗彎構架的 PBPD 設計流程圖茲整理於圖 11 與圖 12 中。

表 4 C_2 係數與週期 T 、力量折減係數 R 之關係(Liao W.C, 2010)

C_2	$0.2 \leq T < 0.4$	$0.4 \leq T < 0.8$	$T \geq 0.8$
$R = 3.0 \sim 6.0$	$3.0 - 7.5 \cdot (T - 0.2)$	$1.5 - 1.0 \cdot (T - 0.4)$	$1.1 - 0.045 \cdot (T - 0.8)$
$R = 2.0$	$2.5 - 6.5 \cdot (T - 0.2)$	$1.1 - 0.077 \cdot (T - 0.8)$	

表 5 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	
	2/3MCE	MCE	2/3MCE	MCE	2/3MCE	MCE	2/3MCE	MCE
V/W	0.115	0.110	0.057	0.054	0.040	0.038	0.056	0.055
$V(\text{kips})$	238.00	227.84	105.30	100.66	111.82	107.07	259.58	252.85
F_{i-PD}	41.6	62.4	37.1	55.65	55.9	83.85	92.7	139.05
$V(\text{kips})$ (with $P - \Delta$)	279.60	290.24	142.40	156.30	167.72	190.92	352.28	391.9

圖 7 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)

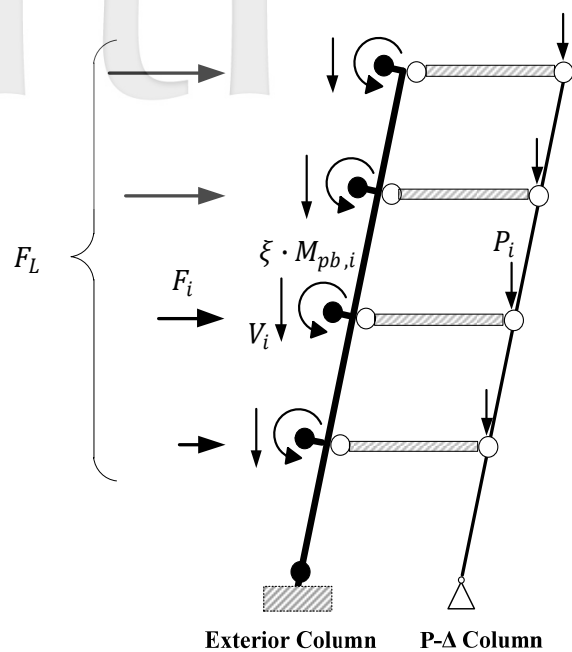


圖 8 $P - \Delta$ 柱示意圖

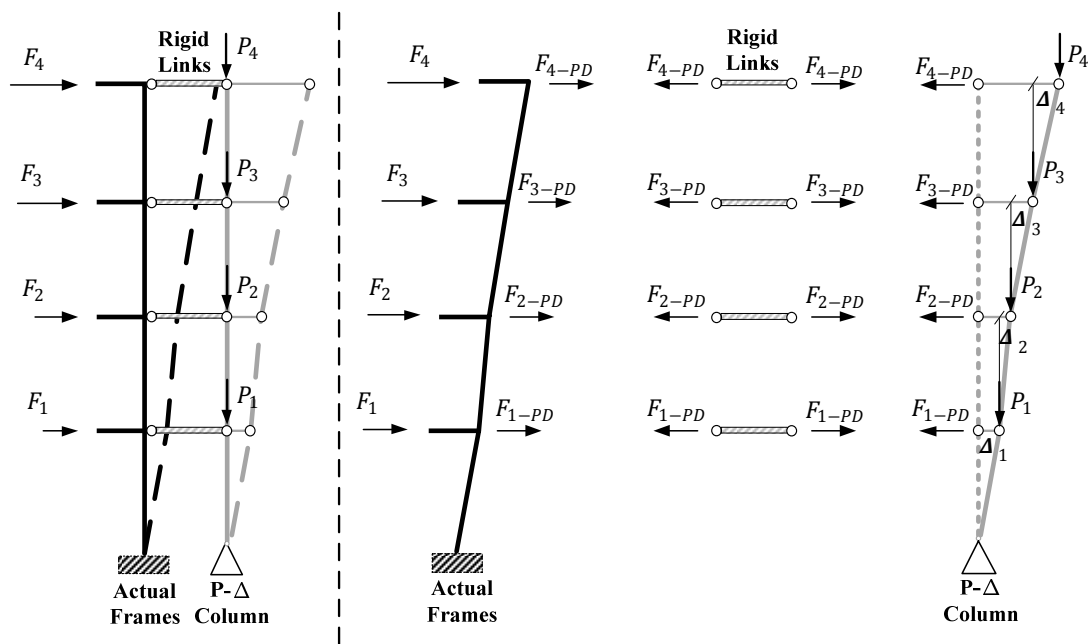


圖 9 $P - \Delta$ 效應所增加的額外側向力 F_{i-PD}

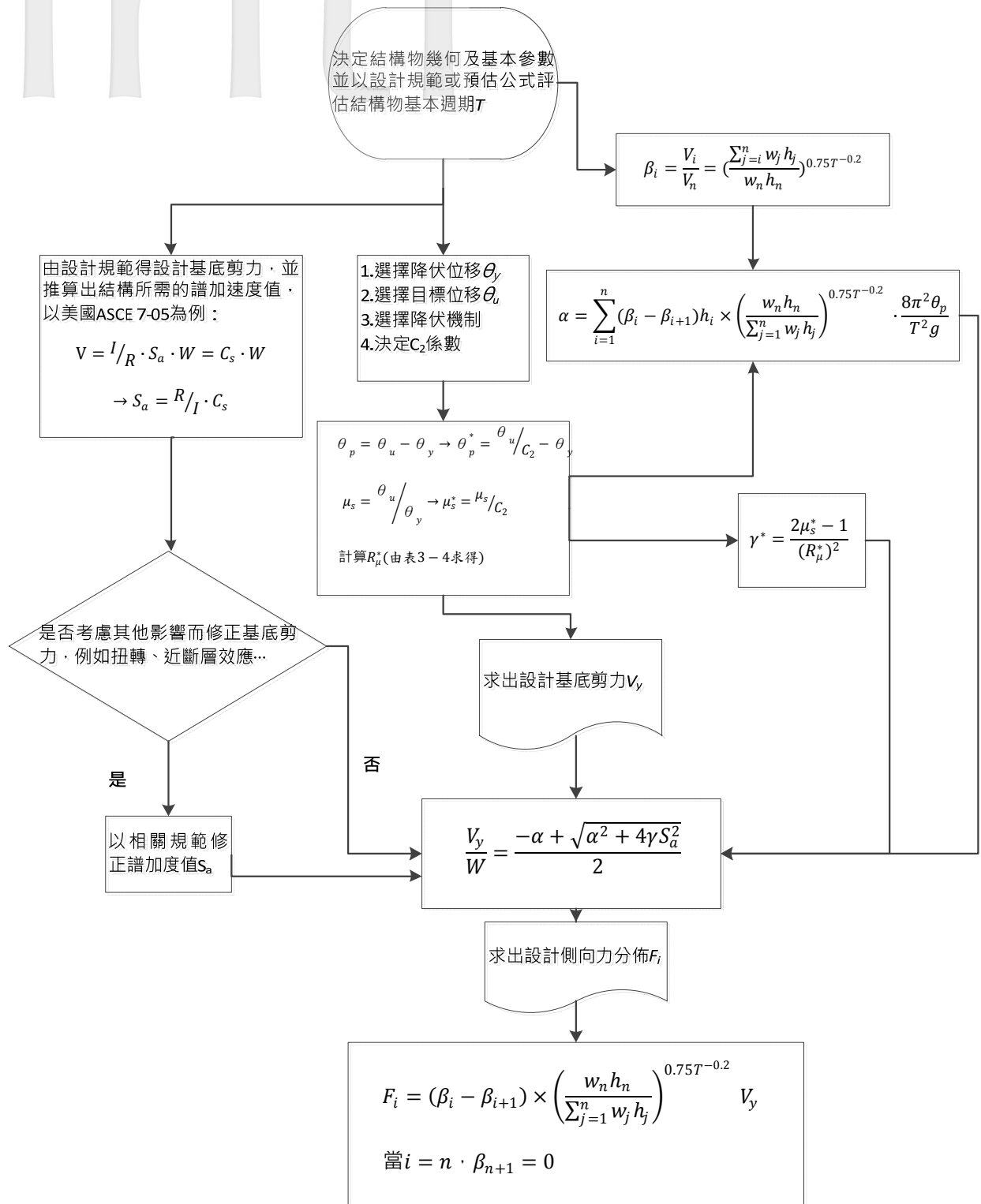


圖 11PBPD 法應用於 RC SMRF 中設計基底剪力與側向力分佈計算之流程圖

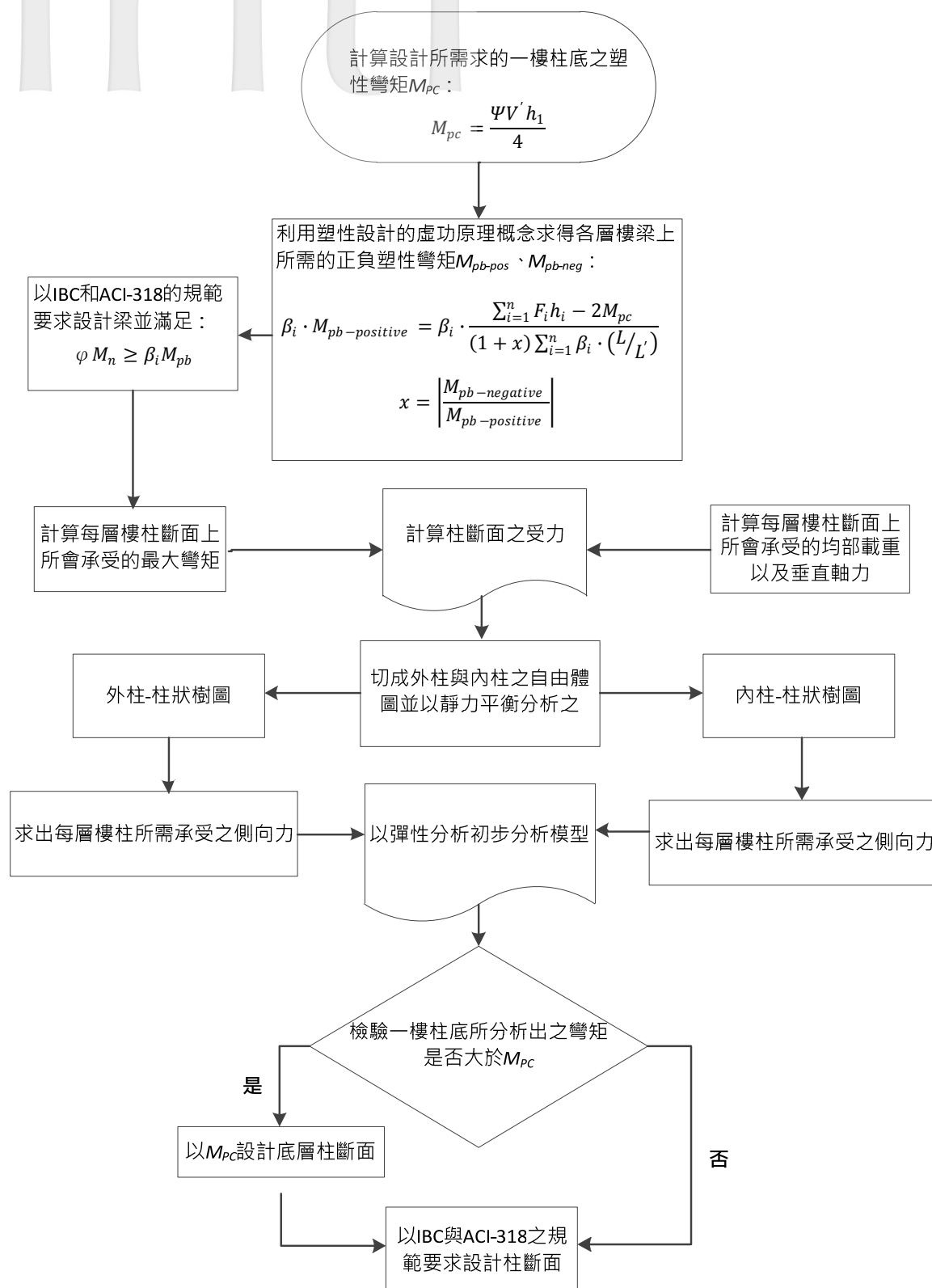


圖 12BPBD 法應用於 RC SMRF 中設計梁柱構件之流程圖

三、以 PBPD 法重新設計 FEMA P695 技術報告之 RC SMRF

在本篇研究中已 PBPD 法重新設計 FEMA P695[16] 報告中的 RC SMRF，分別為 4、8、12、20 層不同高度之結構，而這些構架皆為根據現行耐震設計規範所建議之方式設計，符合其規範要求，並經美國加州執業結構技師認證。圖 10 為四種高度構架之平面圖，型式為空間構架，在四層樓得結構時的跨距為

30 英尺，其餘樓層 8、12、20 為 20 英尺，其原型構架相關的設計參數如表 6 所示。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 C_s 如表 7 所示。

而本篇中以相同的設計參數與設計條件，以 PBPD 設計法重新設計上述四種不同高度之鋼筋混凝土特殊抗彎構架，根據第二章節所介紹之設計基底剪力，其設計結果與比較如表 8 及圖 13~圖 16 所示。

Tributary Area for Lateral & Gravity Load

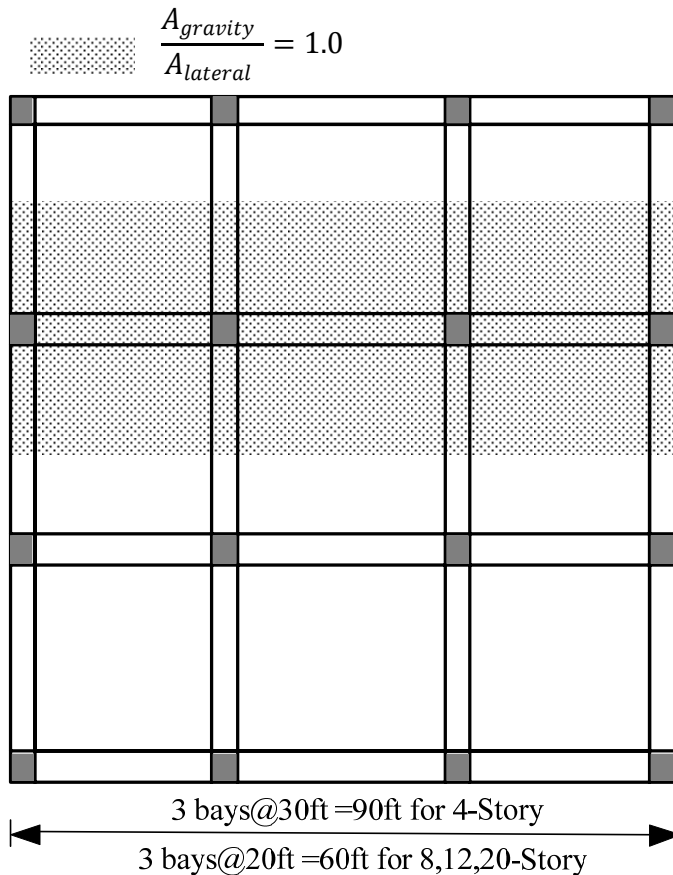


圖 10 FEMA P695 原型構架空間構架平面圖

表 6 FEMA 695 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)

表 7 FEMA P695 中選取的 RC SMRF 之相關參數

FEMA P695 編號	樓層數	單垮距 (ft)	構架 型式	$T(\text{sec})$	$T_1(\text{Simulation})$	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

表 8 以 PBPD 法重新設計 FEMA P695 中 RC SMRF 之設計基底剪力與相關參數

RC SMRF	4 層樓		8 層樓		12 層樓		20 層樓	
設計參數	2/3MCE	MCE	2/3MCE	MCE	2/3MCE	MCE	2/3MCE	MCE
S_a	0.74	1.07	0.40	0.60	0.30	0.45	0.30	0.45
T	0.81		1.49		2.13		3.36	
C_2	1.09		1.06		1.02		1.01	
降伏位移(%)	0.5		0.5		0.5		0.5	
目標位移(%)	2	3	2	3	2	3	2	3
修正目標位移(%)	1.83	2.75	1.89	2.83	1.96	2.94	1.98	2.97
非彈性位移(%)	1.33	2.25	1.39	2.33	1.46	2.44	1.48	2.47
μ_s^*	3.67	5.50	3.77	5.66	3.92	5.88	3.96	5.94
R_μ^*	3.67	5.50	3.77	5.66	3.92	5.88	3.96	5.94
γ^*	0.47	0.33	0.46	0.32	0.45	0.31	0.44	0.31
α	2.127	3.590	1.258	2.113	0.961	1.606	0.653	1.090
V/W	0.1147	0.1098	0.0568	0.0543	0.0400	0.0383	0.0560	0.0545
V w/o PD (kips)	238.00	227.84	105.30	100.66	111.82	107.07	259.58	252.85
$\sum F_{i-PD}$ (kips)	41.6	62.4	37.1	55.65	55.9	83.85	92.7	139.05
V_{design} (kips)	279.60	290.24	142.40	156.30	167.72	190.92	352.28	391.9

Baseline Frame
ID:1010
 $V/W=0.092$

PBPD Frame
 $V/W=0.135$

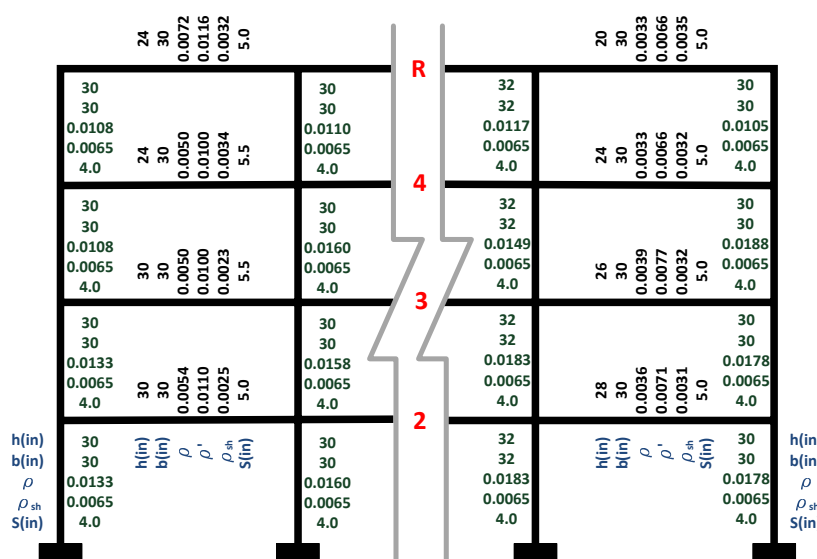


圖 13 四層樓 RC SMRF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計斷面參數

Baseline Frame

ID:1012

V/W=0.050

PBPD Frame

V/W=0.077

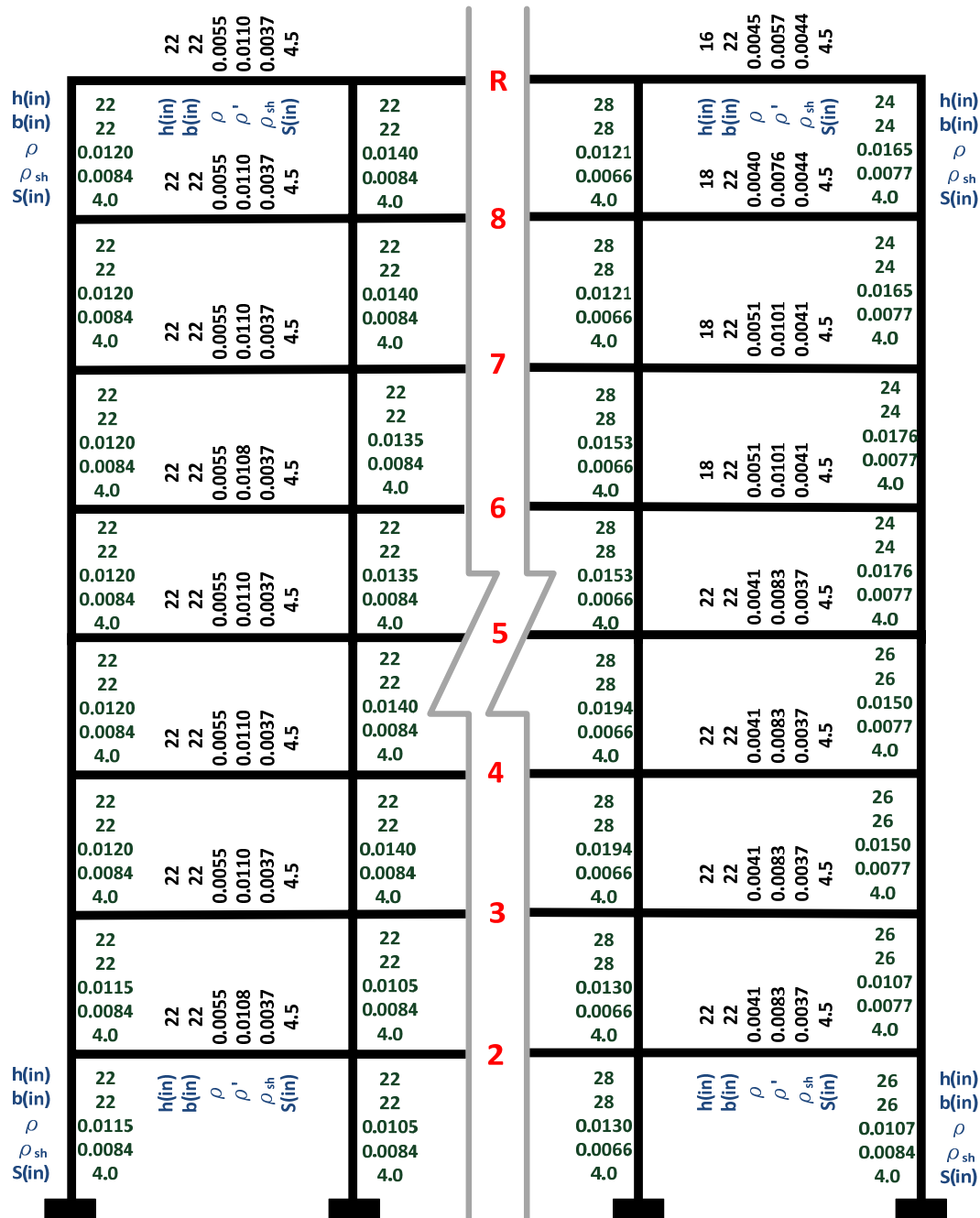


圖 14 八層樓 RC SMRF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計斷面參數

Baseline Frame

ID:1014

V/W=0.044

PBPD Frame

V/W=0.060

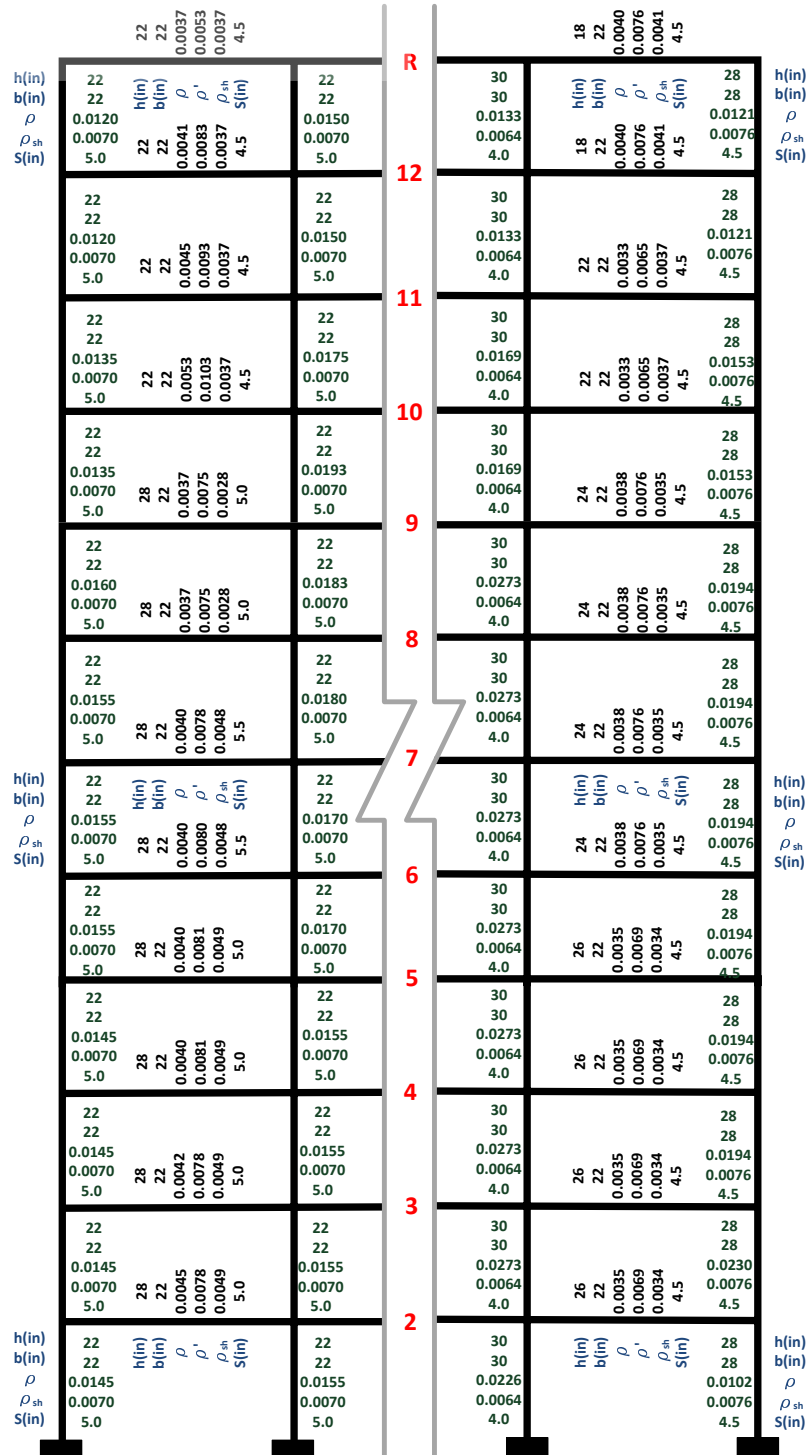


圖 15 十二層樓 RC SMRF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計斷面參數

PBPD Frame
V/W=0.076

h(in) b(in) ρ ρ_{sh} S(in)	22 22 0.0180 0.0070 5.0	30 22 0.0032 0.0053 0.0026 6.5	22 22 0.0238 0.0070 5.0	R	32 32 0.0104 0.0053 4.5	20 22 0.0036 0.0068 0.0033 6.5	
	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		20	28 22 0.0026 0.0049 0.0027 6.5	30 30 0.0105 0.0051 5.0
	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		19	32 32 0.0162 0.0053 4.5	30 30 0.0169 0.0051 5.0
	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		18	32 32 0.0162 0.0053 4.5	30 30 0.0169 0.0051 5.0
	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		17	32 32 0.0264 0.0053 4.5	30 30 0.0200 0.0051 5.0
h(in) b(in) ρ ρ_{sh} S(in)	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	16	32 32 0.0264 0.0053 4.5	30 30 0.0200 0.0051 5.0	
	26 26 0.0133 0.0063 4.5	h(in) b(in) ρ ρ_{sh} S(in)	26 26 0.0165 0.0063 4.5	15	34 34 0.0235 0.0063 4.5	32 32 0.0156 0.0058 4.0	
	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	14	34 34 0.0235 0.0063 4.5	32 32 0.0156 0.0058 4.0	
	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	13	36 36 0.0249 0.0052 4.0	34 34 0.0156 0.0054 4.0	
	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	12	36 36 0.0249 0.0052 4.0	34 34 0.0156 0.0054 4.0	
h(in) b(in) ρ ρ_{sh} S(in)	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	11	38 38 0.0211 0.0059 3.5	36 36 0.0111 0.0051 4.0	
				10			

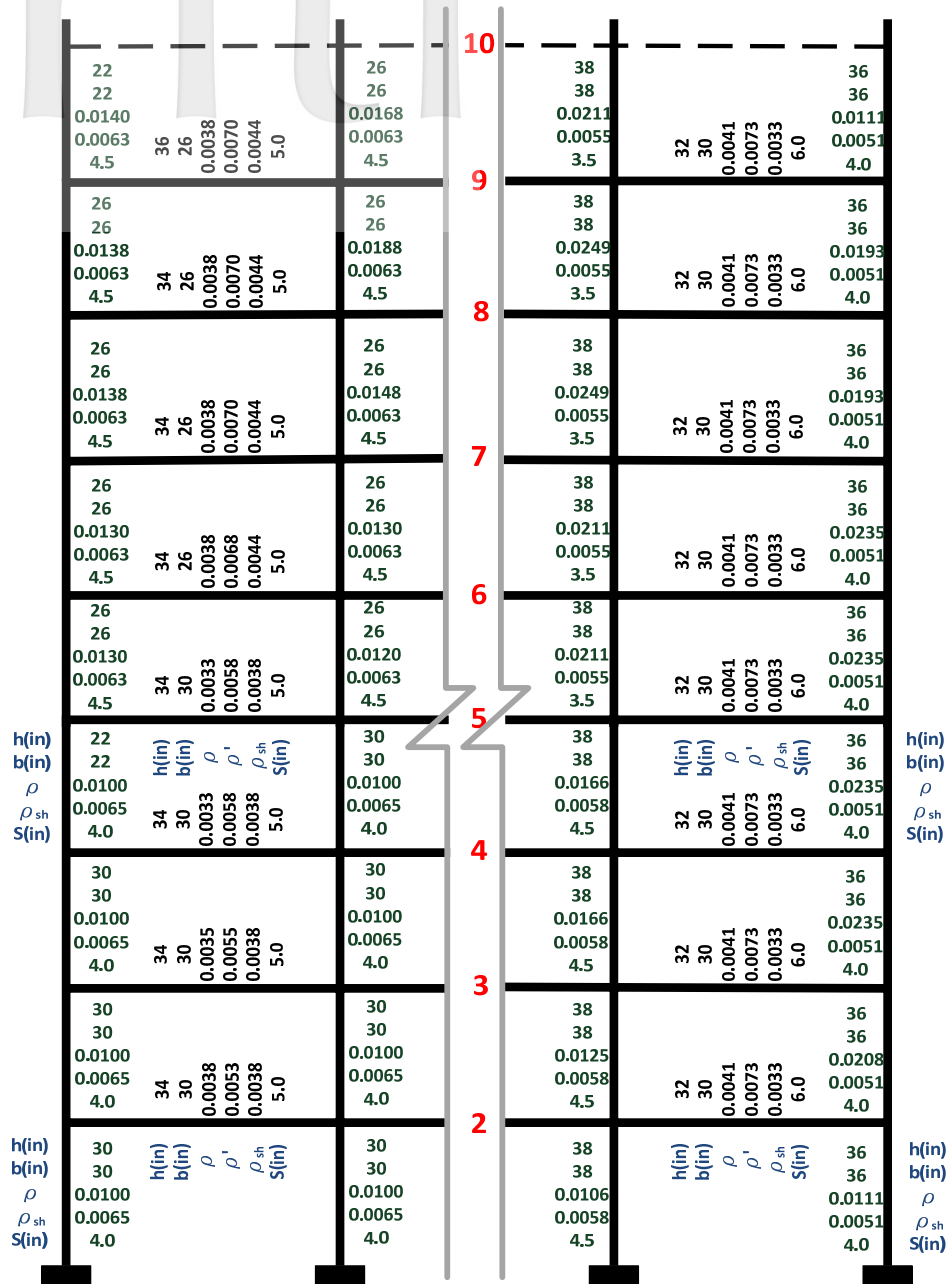


圖 16 二十層樓 RC SMRF 結構的 Baseline 與 PBPD 構架之設計斷面參數

四、結構模型建立與模擬

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[17]，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 17 說明，以桿件斷面之基本性質（斷面大小、材料強度）決定其基本的彈性行為，並以彎矩-旋轉角之塑性鉸 (Moment-Rotation Hinge) 模擬梁構件非線性之受力與變形關係，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受力與變形關係。

在本篇研究中的鋼筋混凝土斷面背骨曲線 (backbone curve) 模型概念是由 Ibarra 等人在 2005 年所提出[18]，並由學者 Haselton [19] 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。

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受力與變形之關係，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，而有相對應的單向背骨曲線，如斷面降伏後之塑鉸轉角、極限轉角與相對應之強度關係，如圖 18 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。

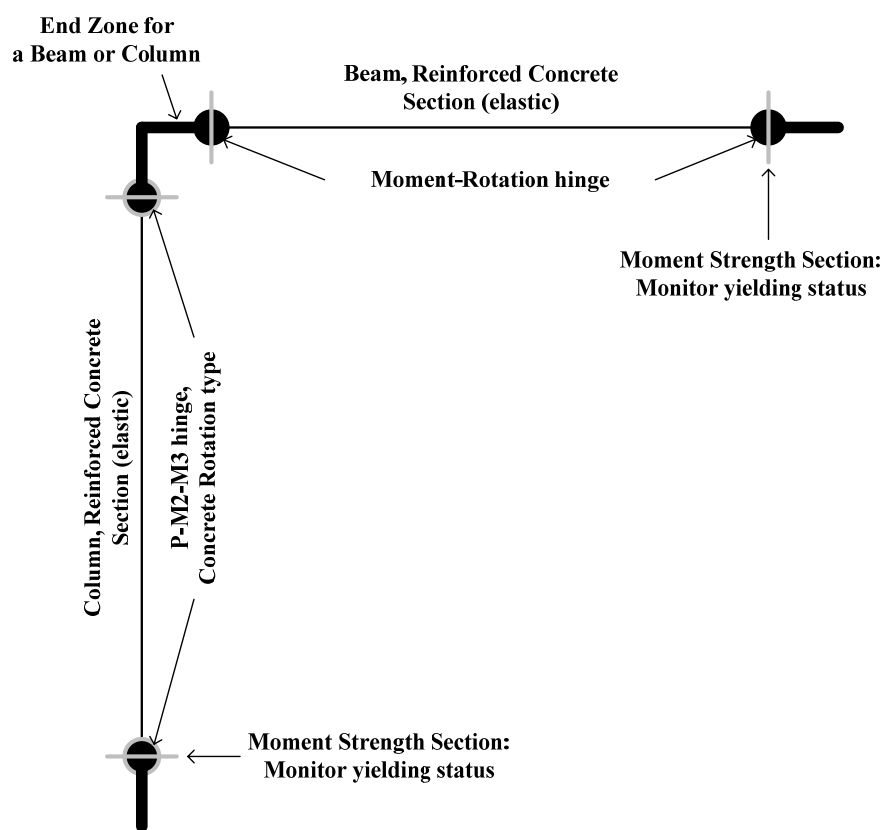


圖 17 軟體 Perform-3D 中使用之構件組合(Compound)模式

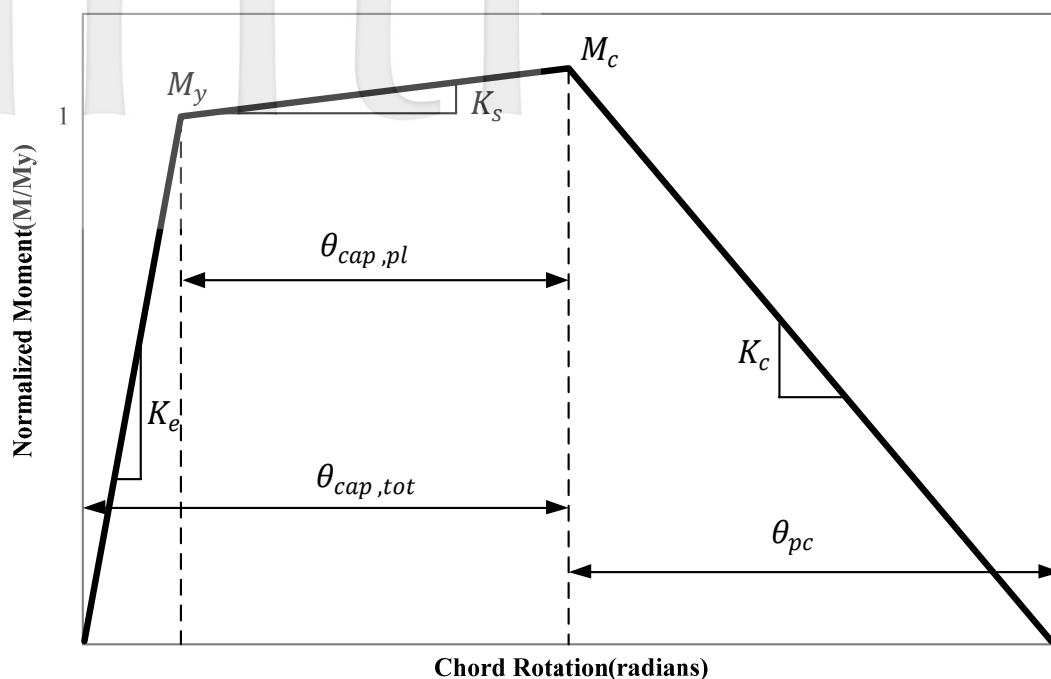


圖 18 構件塑鉸背骨曲線之彎矩-旋轉角關係圖

五、結構非線性分析

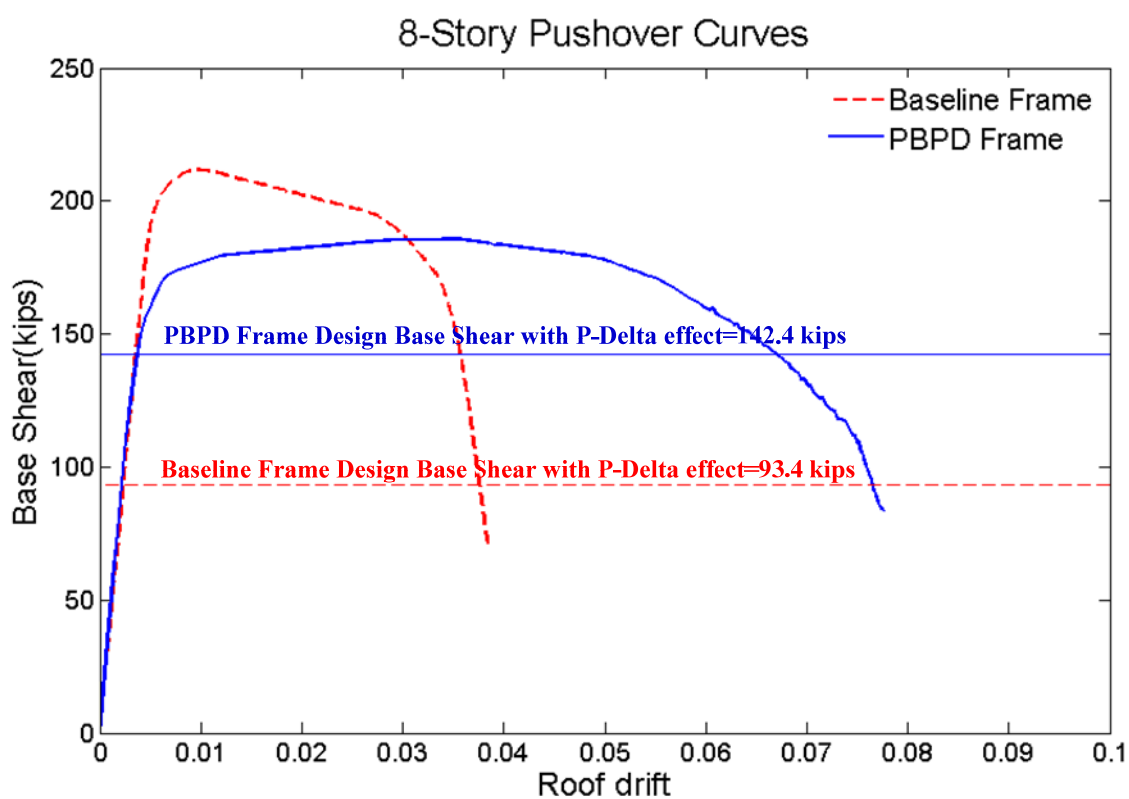
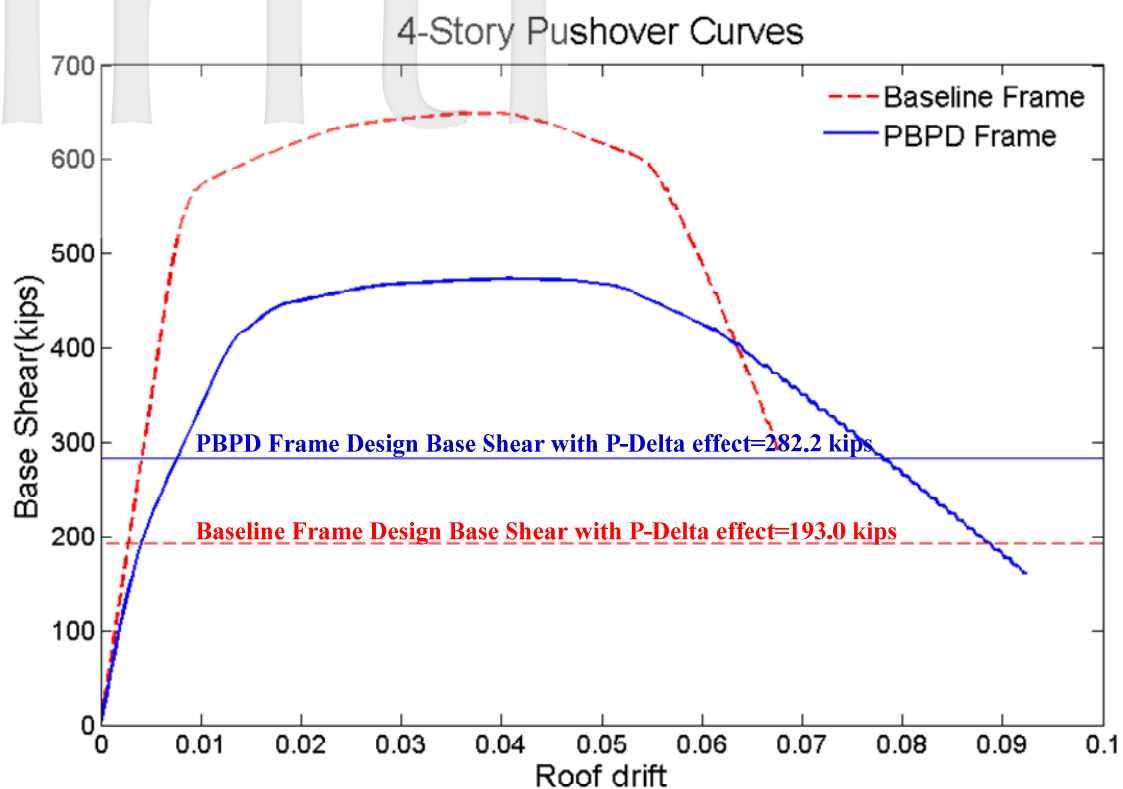
5.1 靜力側推分析

圖 19 為四種高度之 RC SMRF 非線性側推曲線，紅色虛線與藍色實線分別為 FEMA P695 之原型構架(Baseline 構架)與 PBPD 構架，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，但是 Baseline 構架側推曲線基底剪力峰值卻比 ASCE 7-05 規範設計高出甚多，其主要的原因是因為 Baseline 構架中在動力分析後，需經由不斷的與重新設計加大某些斷面尺寸來滿足規範位移限制，進而漸漸地提高了結構整體的勁度與強度；這也間接說明現行規範的基底剪力計算值和實際相差甚大；相反地，雖然 PBPD 法計算出的設計基底剪力較高，但和 PBPD 構架及 Baseline 構架之側推極限側力極為相近，

顯示以 PBPD 能量法估算之設計基底剪力較符合實際。

就側推曲線形狀判斷，PBPD 構架擁有較飽滿的側推曲線，顯示其較佳的韌性能力，而 Baseline 構架則韌性較差；其主要原因為 PBPD 法除了用塑性設計外，它在設計初始則考量了降伏機制，這種類似最佳化設計的概念，讓 PBPD 構架每層樓的梁在大變形的情况下都產生塑鉸，而柱仍然保持彈性；反觀 Baseline 構架則層間位移明顯集中在低矮樓層，當側推位移量增加時，造成構架急速失去承載力。

最後可發現根據結構物的高度越高其 $P-\Delta$ 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，尤其是 Baseline 構架在十二與二十層樓之極限頂層位移甚至於 3%。



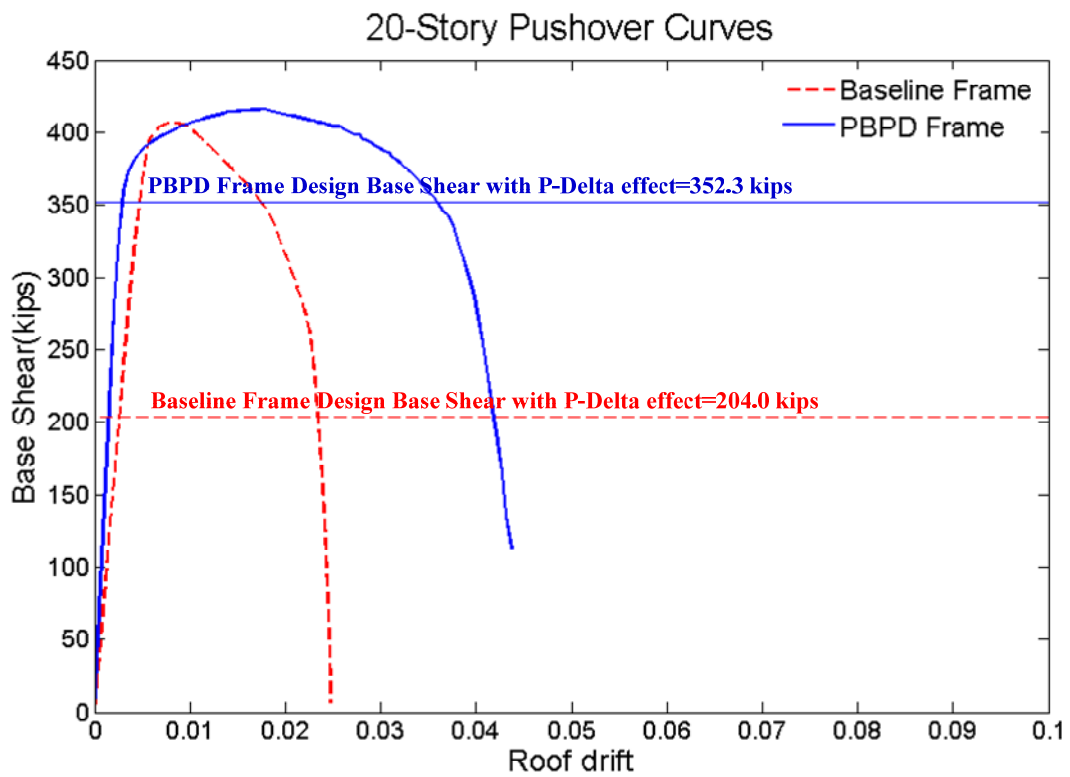
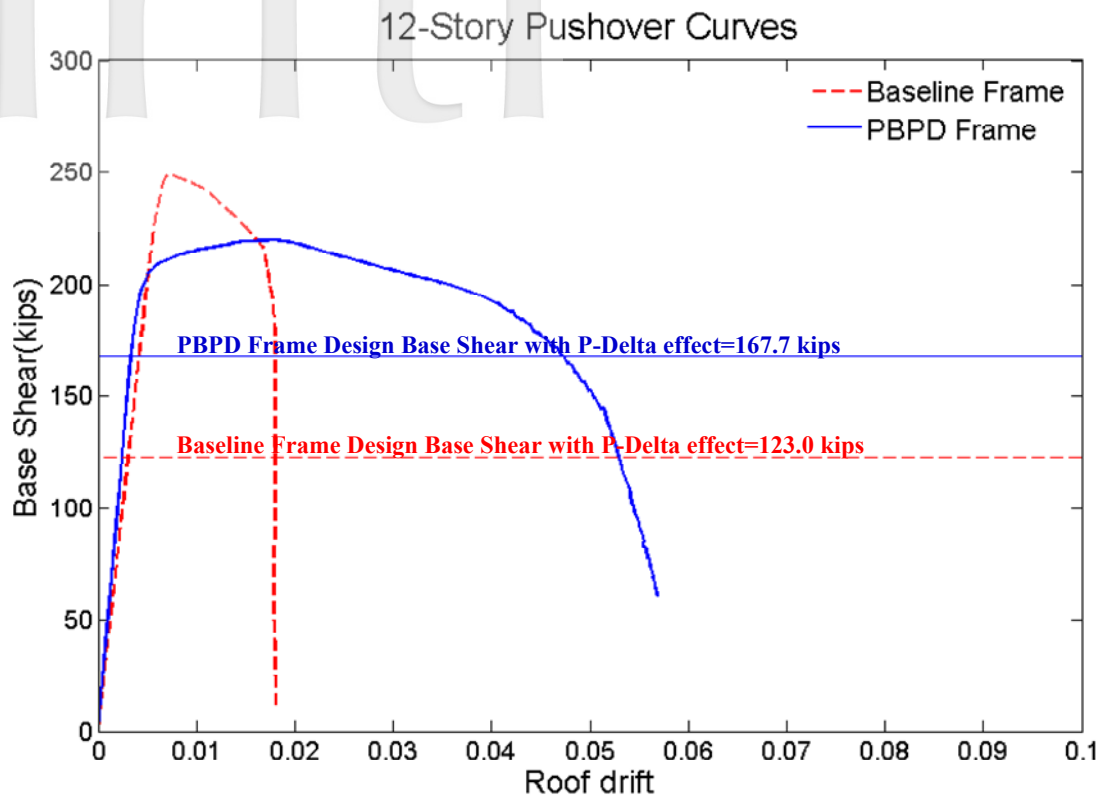


圖 19 四、八、十二、二十層樓 RC SMRF 之 Baseline 構架與 PBPD 構架非線性靜力側推曲線

5.2 動力歷時分析

圖 20 為四種高度的 RC SMRF 構架再進行 MCE 與 2/3MCE 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，此 22 組地震歷時為由 PEER Ground Motion Database 中擷取出來，和 FEMA P695 中使用的歷時相同。由圖 18 結果發現，雖然 Baseline 和 PBPD 構架皆符合層間位移在 2/3MCE 及

MCE 等級地震下分別控制在 2%、3%層間位移內之規範要求，但 Baseline 構架在低樓層的層間位移相對於 PBPD 構架來的大，顯示其局部軟層破壞之特性，但高樓層變位卻很小，其變形量分布明顯地不平均，到高樓層的 20 層其局部弱層的現象更為明顯；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。

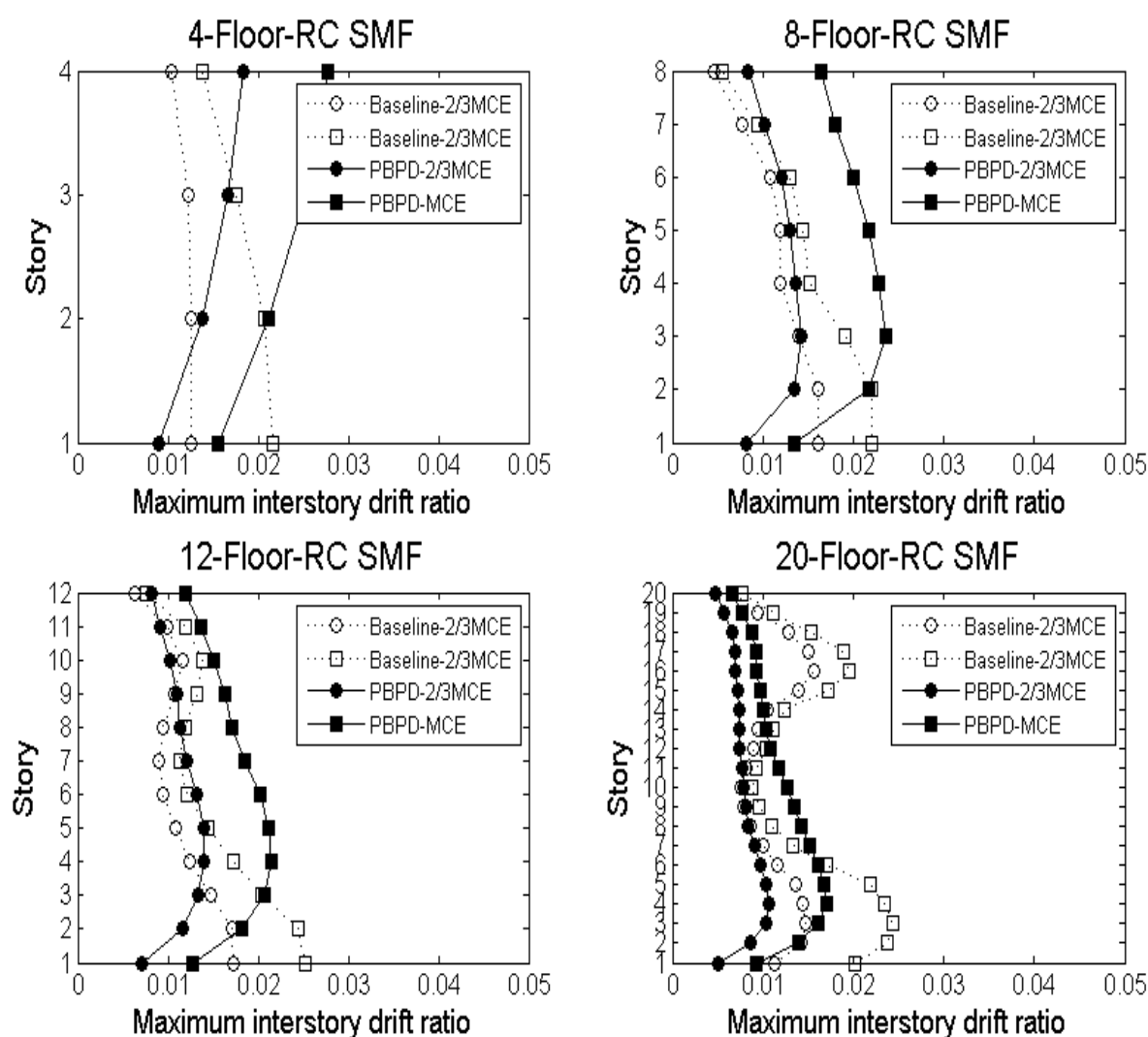


圖 20 MCE 等級與 2/3MCE 等級下之地震後最大層間位移角(22 組地震平均值)

5.3 結構變形與塑鉸位置分布

圖 21 至圖 24 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，觀察其各構件塑鉸形成的分佈行為發現在相同的頂層位移角下，Baseline 構架中的梁、柱構件的塑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，其中又以十二與二十層等較高層構架尤為明顯，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合理且有效率地將變形需求均勻地分布至各樓層上；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，而基於柱樹整體考量的柱設計，柱端塑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。

圖 25 至圖 28 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鉸轉角量分佈示意圖，在 Baseline 構架中亦可以觀察到如非線性靜力側推分析後之塑鉸分佈，其梁構件塑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鉸；而 PBPD 構架之塑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行為有相當幫助。

而如前述章所提到的，雖然 FEMA P695 報告中的原型構架設計 (Baseline 構架) 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；再者，傳統設計方法需透過檢核每個節點強柱弱梁比，也相當耗時耗力。

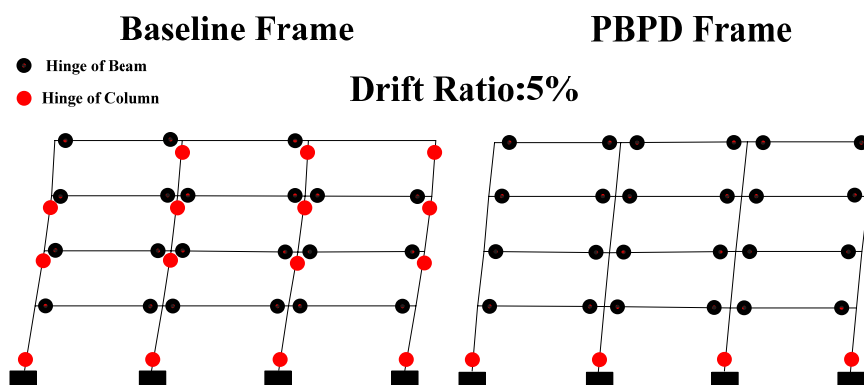


圖 21 四層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMRF 非線性靜力側推變形曲線

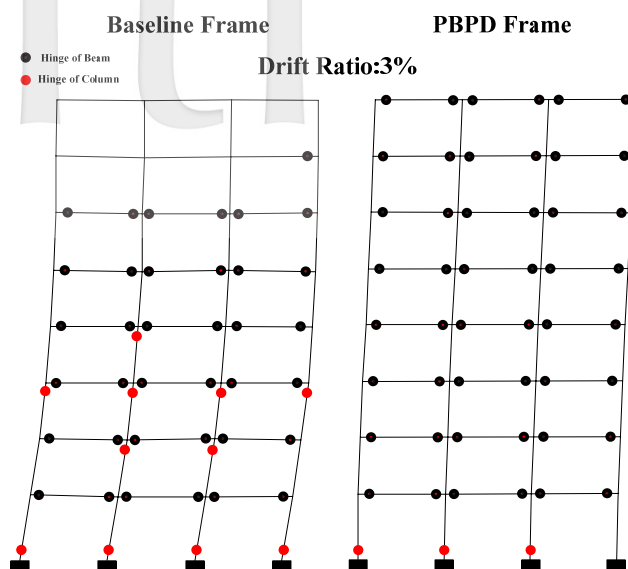


圖 22 八層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMRF 非線性靜力側推變形曲線

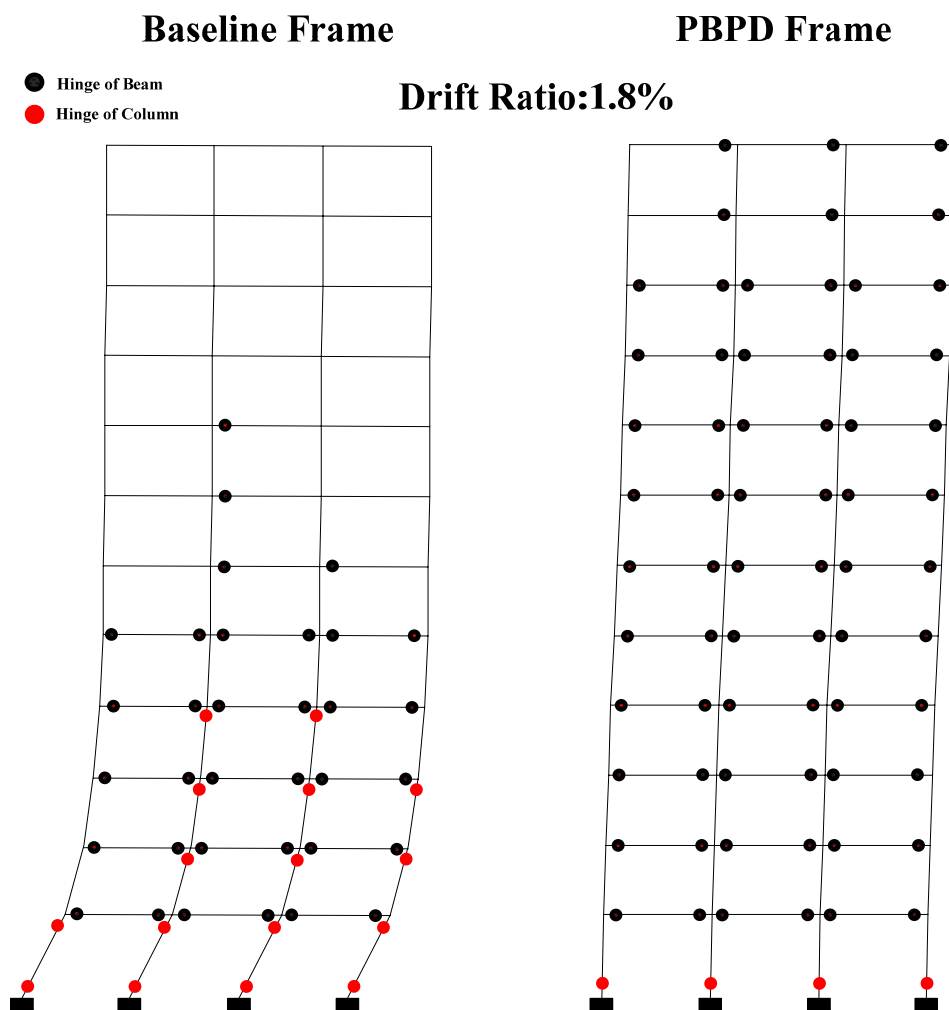


圖 23 十二層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMRF 非線性靜力側推變形曲線

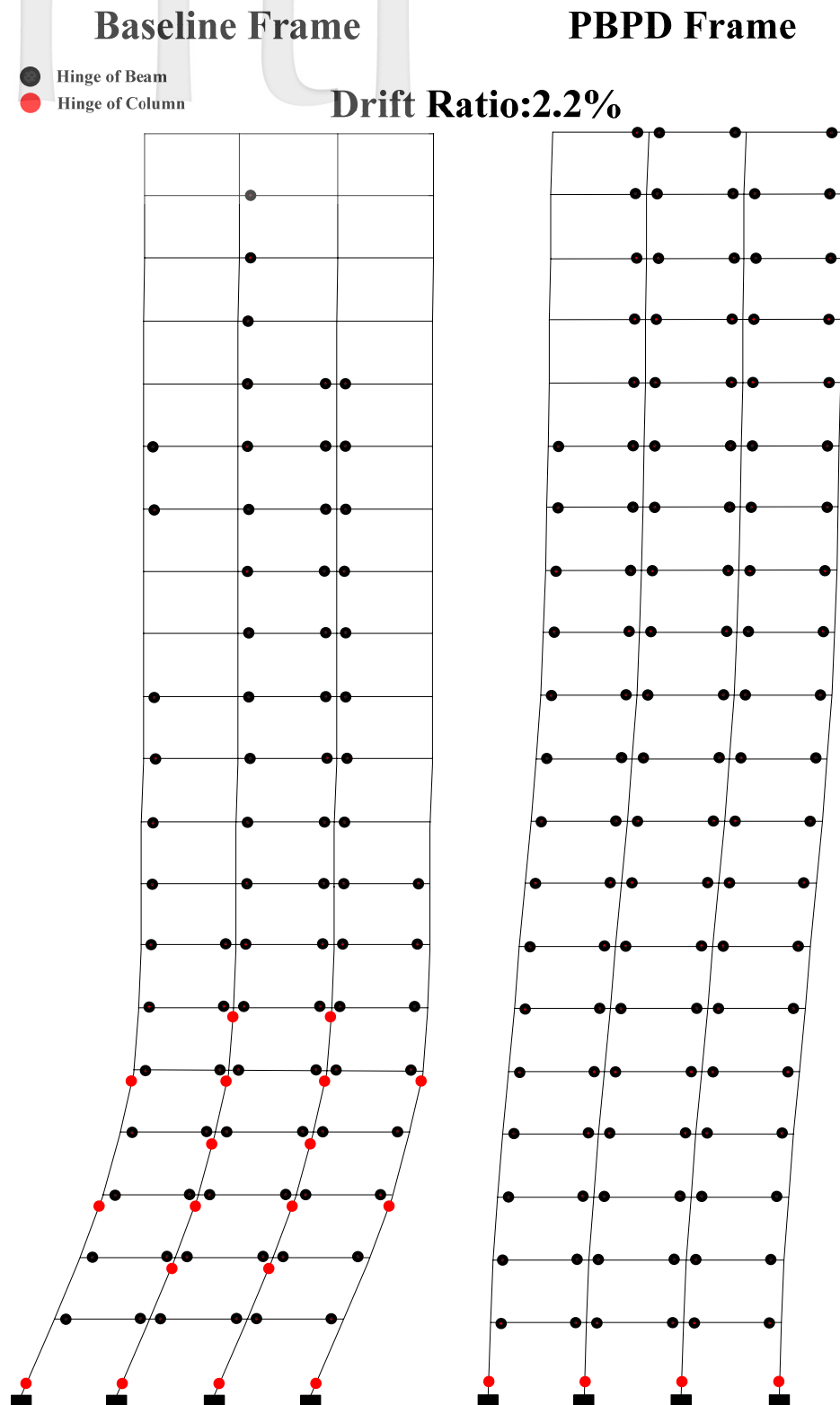


圖 24 二十層樓 Baseline Frame 與 PBPD Frame 的 RC SMRF 非線性靜力側推變形曲線

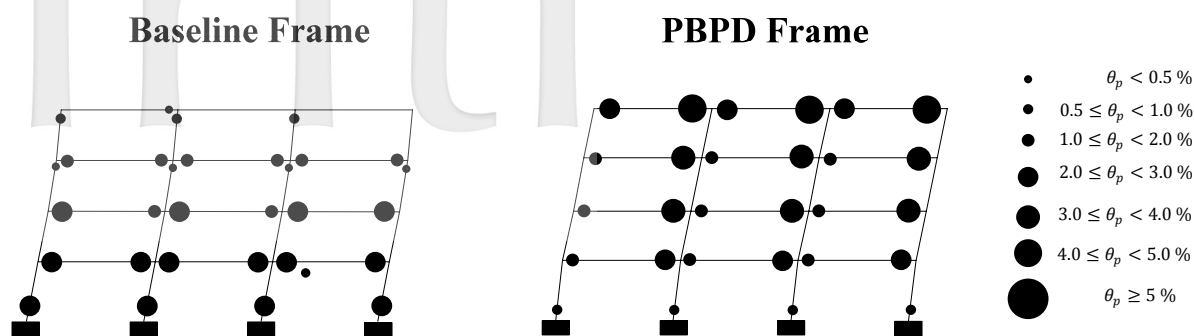


圖 25 四層樓 RC SMRF 經由 PEER-Northridge 歷時分析後之最大頂層位移及其塑鉸

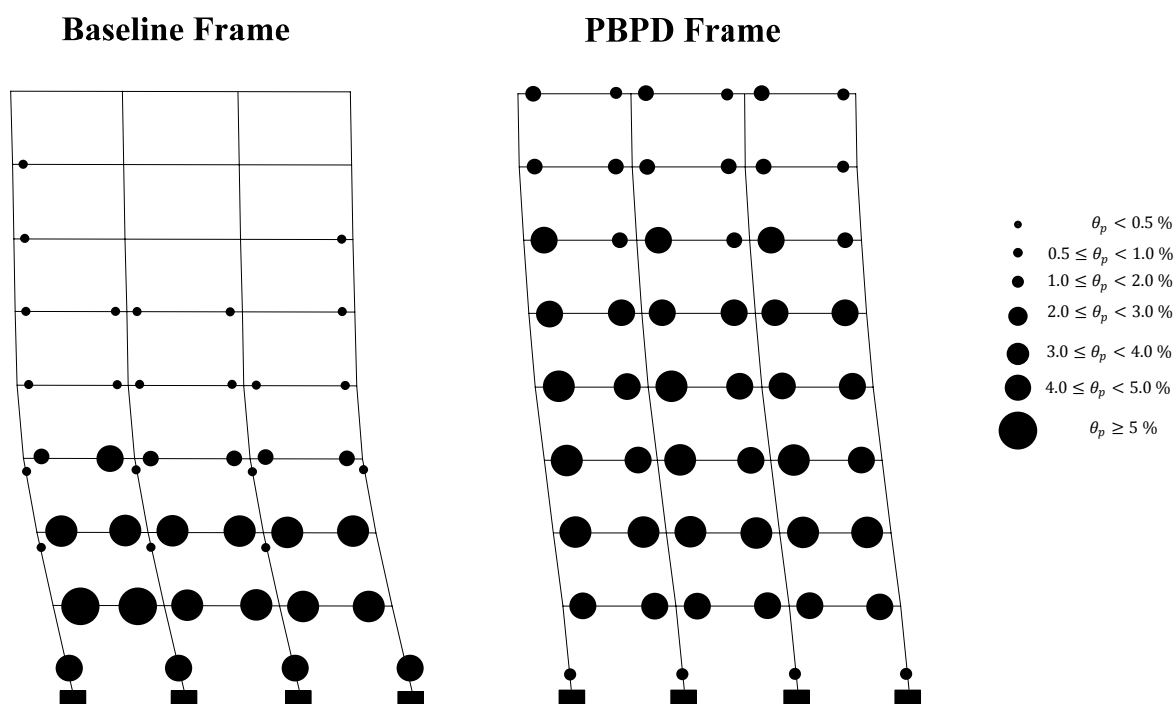


圖 26 八層樓 RC SMRF 經由 PEER-Superstition Hills 歷時分析後之最大頂層位移及其塑鉸分佈

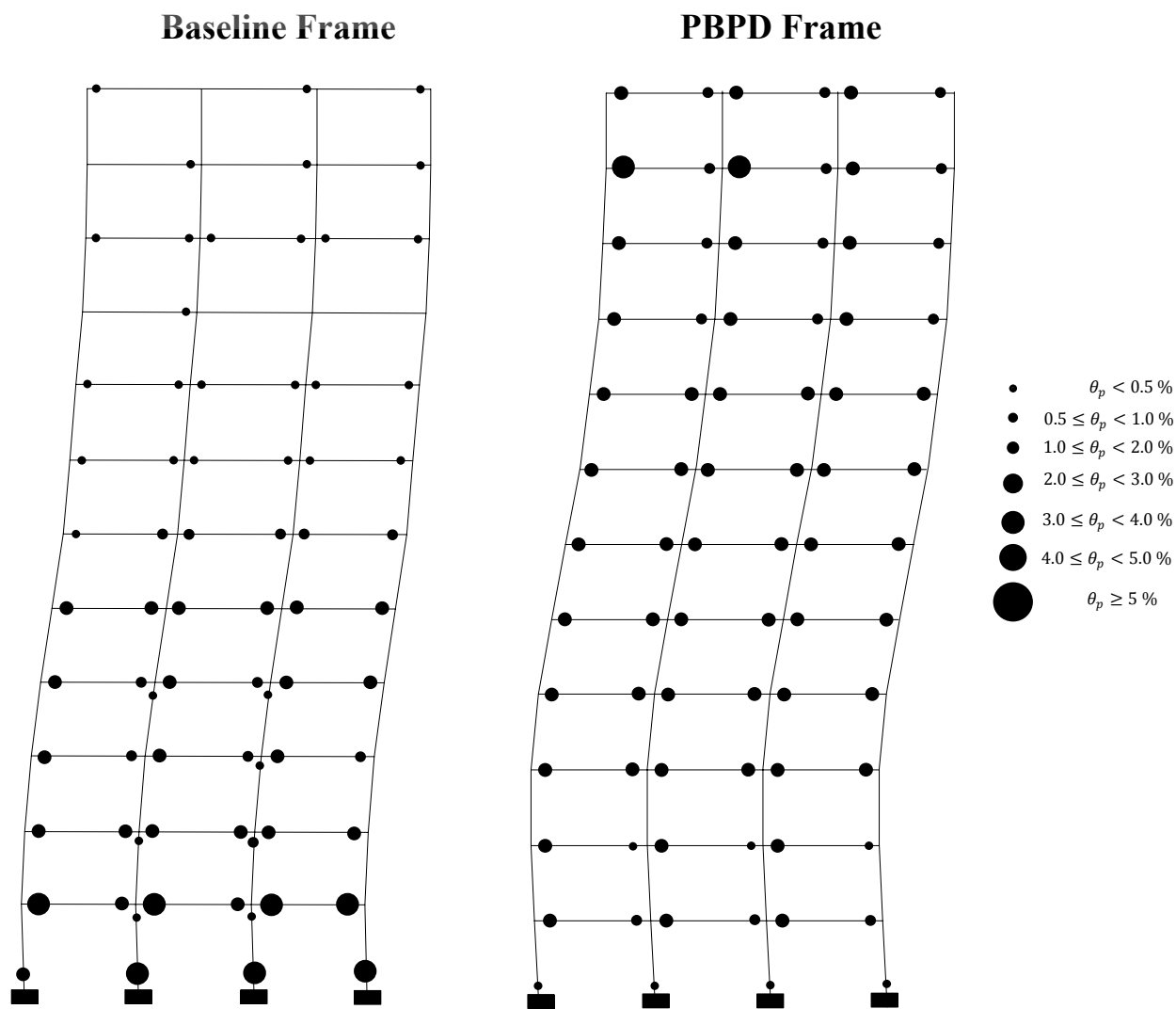


圖 27 十二層樓 RC SMRF 經由 PEER- Loma Prieta 歷時分析後之最大頂層位移及其塑鉸分佈

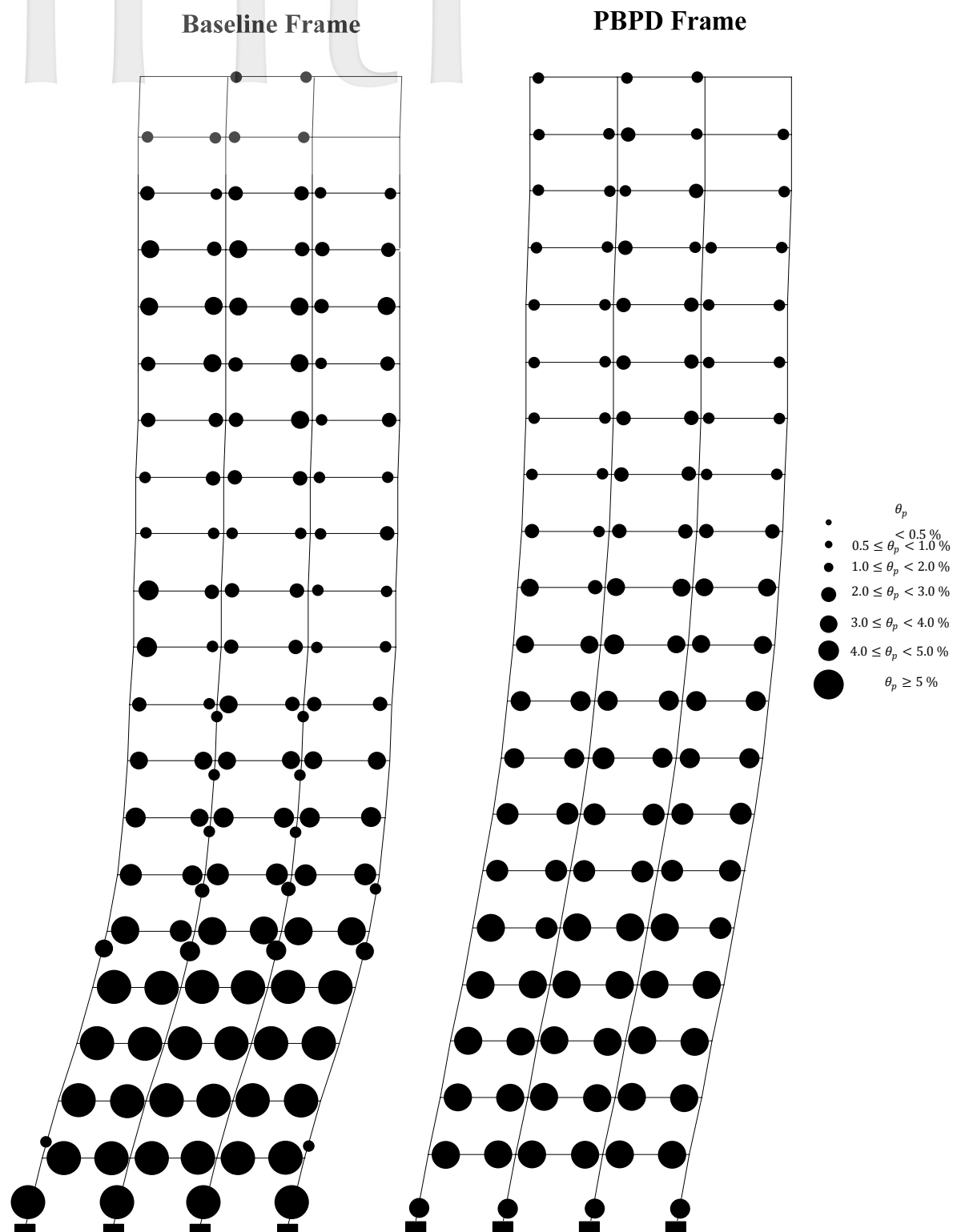


圖 28 二十層樓 RC SMRF 經由 PEER- Kocawli,Turkey 歷時分析後之最大頂層位移及其塑鉸分佈

六、結論

PBPD 法的設計流程簡單明確，為一種直接的設計方法，在設計前已考慮了結構進入塑性後之非線性反應(目標位移與降伏機制)，且在初次設計後幾乎可以確定滿足規範要求，而不需像傳統設計方法需要重覆迭代的耗時工作；意即 PBPD 法不需在非線性分析後，反覆修改斷面設計等來檢核是否滿足規範的需求。本篇使用 PBPD 法重新設計 FEMA P695 報告中之鋼筋混凝土特殊抗彎構架 (Baseline 構架)，並進行非線性結構分析，其結果顯示 PBPD 構架比 Baseline 構架具有更好的結構性能，且符合設計初始選用的目標位移與降伏機制，比起 Baseline 構架更具有強柱弱梁設計之行為表現，不易產生結構軟層造成局部破壞。

參考文獻

1. 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.
2. 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.
3. 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
4. Goel, S. C., and Chao, S.-H., "Performance-Based Plastic Design—Earthquake Resistant Steel Structures," International Code Council (ICC), 261 pp, 2009.
5. 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.
6. 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.
7. 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.
8. 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.
9. 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.
10. 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.
11. Newmark, N. M. and W.J. Hall., "Earthquake Spectra and Design" EI Cerrito, CA: Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
12. Miranda, E. and V. V. Bertero, "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design." Earthquake Spectra 10, no. 2: 357-379, 1994.

13. Clough, R.W. and J. Penzien, Dynamics of Structures. 2nd ed. New York: McGraw-Hill, 1993.
14. Chopra, A. K., "Dynamics of Structures—Theory and Applications to Earthquake Engineering", 2nd edition. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, 2000.
15. 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.
16. FEMA, "Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project)," FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2009.
17. CSI, "PERFORM-3D v.4.0 User Manual." Computers & Structures Inc, 2007
18. 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.
19. 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.