

# 鋼板剪力牆底層邊界柱耐震設計與試驗

蔡克銓／國立臺灣大學土木工程學系教授

李弘祺／國立臺灣大學土木工程學系碩士

李昭賢／國家地震工程研究中心助理研究員

蘇 磊／國立臺灣大學土木工程學系碩士

## 摘要

本研究探討鋼板剪力牆底層邊界柱的耐震設計方法，首先介紹底層柱的容量設計方法，設計方法採用等效斜撐模型搭配簡算公式，邊界構件之設計需求以疊加法考慮鋼板內拉與構架側位移效應，並探討不同底層邊界柱塑性彎矩容量與其塑鉸位置之關係。本研究設計目標為當鋼板剪力牆系統承受最大考慮地震時，限制底層柱頂須保持彈性，檢核其彎矩及剪力塑鉸兩種極限狀態，但放寬柱底塑鉸至四分之一底層高。為驗證本研究建議之容量設計方法適用性，本研究在國家地震工程研究中心完成三座實尺寸兩層樓單跨鋼板剪力牆試體的反覆側推試驗，結果證實本研究建議之容量設計方法確實能控制底層柱之塑性行為，而底層柱頂產生些微或明顯降伏的試體，其邊界柱均有明顯內拉變形以及側向扭轉挫屈，但底層柱頂保持彈性的試體，其遲滯迴圈較飽滿且邊界柱無側向扭轉挫屈。

## Abstract

This research focuses on the design and experiment of the bottom column in steel plate shear walls (SPSWs). A capacity design method, using equivalent brace model and simplified analysis procedures, for the bottom column in SPSWs is proposed. The design target is to prevent either a flexural or a shear hinge from forming at top of bottom column when the SPSW is subjected to the maximum considered earthquake. The method allows the plastic zone to form approximately at the 1/4-height of the bottom column. In this paper, the design requirements are considered by superposition of

the frame sway action and panel yielding force. Cyclic test of three two-story SPSWs were conducted in Taiwan National Center for Research on Earthquake Engineering. Test results confirm that the proposed capacity design method can satisfactorily prevent the plastic hinge from forming at the top of the bottom column.

## 鋼板剪力牆系統 (SPSWs)

鋼板剪力牆系統 (steel plate shear walls, SPSWs) 為一新型之鋼結構耐震系統，在邊界梁柱構件 (boundary elements, BEs) 所構成的平面內安裝薄鋼板即能顯著的提升結構系統之側向勁度與強度，不論是在新建結構或是結構補強，已逐漸受到採用。設計恰當之鋼板剪力牆系統，地震輸入的能量可藉由鋼板降伏後發展之拉力場消散，震後可進行鋼板之拆換，而針對有眾多管線穿通結構體之建築還可設計不同的鋼板開孔形式，因此有極廣泛之應用性。由於薄鋼板剪力牆系統的總用鋼量相對於其他耐震系統更少，因此鋼板剪力牆系統可視為是一具有經濟效益之耐震系統。

臺灣耐震設計規範並未對鋼板剪力牆系統有明確規定，以致臺灣工程界對此系統尚不熟悉，雖國外<sup>[1,2]</sup>對於鋼板剪力牆系統已有規範及建議之分析方法，然而其分析方法常須由工程師建構複雜之板條模型 (Strip Model<sup>[3]</sup>) 來檢核鋼板剪力牆邊界構件，使得設計效率降低，且建議邊界柱承受地震力時保持彈性或強制塑鉸只能發生於柱底，使邊界柱抗彎能力的要求增加，往往容易設計出厚重的柱斷面，此兩點因素不利於鋼板剪力牆系統之應用與推廣。

近年台大土木系在國家地震中心完成的兩個試驗<sup>[4-9]</sup>顯示，允許底層柱塑鉸產生於四分之一柱高之鋼板剪力牆系統仍有相當良好之韌性行為，且邊界柱並無失穩之疑慮，顯示底層柱的塑性反應位置可大幅放寬，如此可有較經濟之柱斷面選擇，然而對於放寬的設計方法仍須進一步研究。因此，若能提出簡化且可靠的分析方法，搭配經濟之設計準則，必能對於鋼板剪力牆系統之應用有所助益。

本研究嘗試以等效斜撐模型設計鋼板剪力牆系統，並且以底層柱頂不產生塑鉸的情況下，對鋼板剪力牆之底層柱構件彎矩及剪力需求做更大幅度的放寬。本文首先討論邊界柱構件的受力情形，以適當參數描述內力分佈，並提出簡算公式預測系統承受最大考慮地震下底層柱頂彎矩及剪力強度需求。為驗證設計方法可行性及鋼板剪力牆受震行為，本研究設計三座實尺寸兩層樓鋼板剪力牆試體進行反覆側推試驗，後面章節將介紹試驗規劃及試驗結果、討論重要的實驗觀察結果，並以有限元素數值模型模擬試體反應，探討鋼板剪力牆的耐震設計與分析。

## 容量設計概念

在彈性階段時，鋼板剪力牆系統主要是由鋼板之剪應力來抵抗側向力，根據應力轉換剪應力可視為純拉及純壓之主應力，當剪力持續增加，鋼板主壓應力超過其挫屈應力強度後，鋼板會發生明顯之面外挫屈，若設定鋼板不得挫屈為極限狀態，往往會設計出厚重之鋼板。研究顯示<sup>[10]</sup>，鋼板雖然挫屈但主拉應力方向上強度並不會喪失，會發展成拉力場，剪力牆仍具有相當好之強度與韌性，因此各規範開始接受剪力牆挫屈之行為，以薄鋼板剪力牆來當作抗側力系統，極具經濟性。

完全發展的拉力場行為就像無限多根的二力桿件，會增加邊界構件的內力需求，因此邊界構件的設計需考慮受力變形下所形成之機構恰當與否。不恰當的機構包含軟層現象，或是因邊界梁跨中塑鉸使得拉力場無法充分地拉伸，進而降低鋼板剪力牆抵抗側力的效率，這種考慮完全降伏之拉力場增加的載重，所進行邊界構件的設計方法屬於容量設計（capacity design）的範圍。

以圖 1 兩層單跨的鋼板剪力牆系統為例，經過適當的容量設計，符合均勻降伏機構<sup>[11]</sup>或本研究建議之放寬柱底塑性行為之設計，其非線性側推（nonlinear pushover）受力變形過程可以細分如下：

- (1) 彈性階段（Elastic Level, EL）：代表當系統承受設計地震力，頂層側位移角約在 0.3% 弧度之前，系統保持彈性，但鋼板有輕微的彈性挫屈。
- (2) 初始降伏階段（Initial Yield, IY）：代表當系統受力變形至頂層側位移角介於 0.3% ~ 0.5% 弧度之間，相當系統經歷 50 年 50% 超越機率之地震時，系統初始降伏，鋼板有非彈性挫屈現象並由對角線最長距離處開始產生降伏拉力場，但邊界梁柱構件仍保持彈性。
- (3) 全面降伏階段（Uniform Yielding, UY）：當系統受側力變形至頂層側位移角介於 1% ~ 2% 弧度之間，相當系統承受 50 年 10% 超越機率之地震時，系統進入全面降伏階段，此時鋼板拉力場發展完全，邊界構件承受大量來自於鋼板內拉分量及構架變形引致的內力，邊界構件開始產生塑鉸，過去研究邊界構件容量設計的需求是以此階段的評估為主。
- (4) 應變硬化階段（Hardening level, HD）：當鋼板剪力牆系統受側力頂層側位移角超過 1.5% 弧度後，恰當的邊界梁柱構件容量設計可確保整個系統在鋼板及邊界構件塑鉸經過應變硬化後，不會另有其他的塑性行為，不致發生系統失穩或喪失載重能力。過去研究結果顯示經過恰當容量設計之鋼板剪力牆系統承受最大考慮地震時，樓層側位移角會到達 2.5% 弧度<sup>[12]</sup>，本研究以此側向變形作為系統容量設計的目標，並估算此時底層柱內力，下文分別討論系統全面降伏與應變硬化階段底層柱之撓曲與剪力需求。

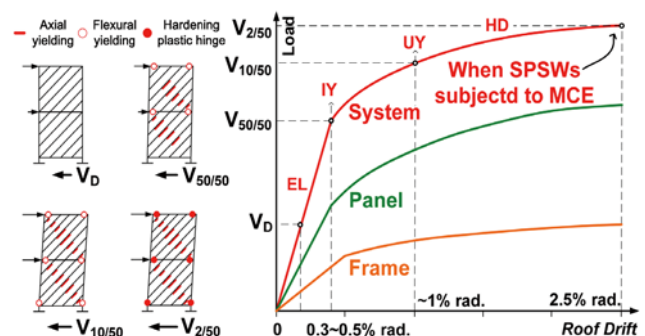


圖 1 鋼板剪力牆系統非線性側推過程

## 底層柱設計容量設計方法

### 迭加法與柱彎矩參數 $\lambda$

本研究所建議的鋼板剪力牆構架內力分析方法主要架構在疊加法 (principle of superposition) 上，迭加法首先被成功地利用於研究邊界梁的容量設計方法 [13,14]，近年來也成功地被利用於預測鋼板剪力牆全面降伏階段之底層柱彎矩分佈趨勢 [6-9]，如圖 2(a) 所示，鋼板剪力牆構架的內力分佈形式與傳統之抗彎構架不同，所受側力可視為兩個分量： $V_f$  為驅動構架變形之側向力及  $V_p$  為驅動鋼板變形之側向力，鋼板拉力場可分為垂直於邊界構件的分量及平行於邊界構件的分量，將兩者造成的內力疊加即可得鋼板剪力牆邊界構件的內力，圖 2(b) 與圖 2(c) 分別為以迭加法推估鋼板剪力牆邊界構件受側力時彎矩及剪力分佈，除了在邊界梁兩端及受拉邊界柱柱底產生塑鉸，由於彎矩與剪力在受壓邊界柱各層柱頂相加而非抵消，各層樓柱頂可能產生彎矩或剪力塑鉸，鋼板剪力牆邊界柱即是由受壓柱此兩極限狀態 (limit state) 控制。

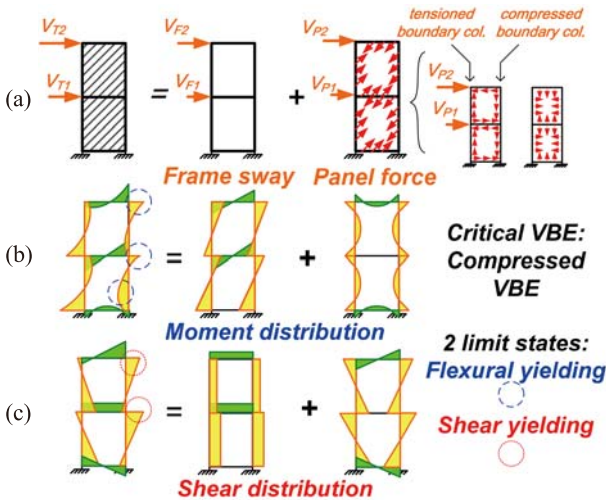


圖 2 鋼板剪力牆構架 (a) 受力分解 (b) 彎矩及 (c) 剪力分佈

當鋼板產生拉力場後可視為所有的板條均勻降伏產生均布荷重，若考慮  $F_{yp}$  為鋼板降伏應力， $t_p$  為鋼板厚度， $\alpha$  為拉力場角度，則鋼板所產生的均布荷重可以分成四個分量 [14]：

$$\begin{cases} \omega_{bvi} = F_{ypi} t_{pi} \cos^2 \alpha_i \\ \omega_{bhi} = F_{ypi} t_{pi} \cos \alpha_i \sin \alpha_i \\ \omega_{cvi} = F_{ypi} t_{pi} \cos \alpha_i \sin \alpha_i \\ \omega_{chi} = F_{ypi} t_{pi} \sin^2 \alpha_i \end{cases} \quad (1)$$

其中  $\omega_{bv}$  及  $\omega_{bh}$  分別為邊界梁所受之垂直及水平均佈載重， $\omega_{cv}$  及  $\omega_{ch}$  分別為邊界柱所受之垂直及水平均佈荷重，下標  $i$  表示  $i$  樓層之鋼板。

抗彎構架變形所引致之內力可將設計地震力施加在等效斜撐模型上 [3]，如圖 3 所示，由一般的結構分析軟體即可得知彈性階段下的邊界柱內力分佈，比起施加側力於純抗彎構架，等效斜撐模型能反映拉力場勁度對於邊界柱內力分佈之影響。由結果定義受壓底層邊界柱柱底與柱頂彎矩的比值為  $\lambda$  [5-8]，柱端彎矩比值  $\lambda$  反映邊界柱在抗彎構架受側力變形時彎矩分佈情況，此與該樓層所承受之剪力以及柱上下兩端點樑柱勁度比例有關：柱斷面尺寸越大或勁度越高，柱底所分配到的彎矩會較高，即  $\lambda$  較大，反之若柱頂的梁勁度相對較高， $\lambda$  就會變得較小。

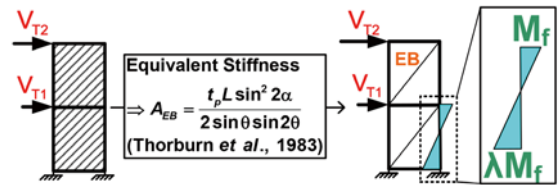


圖 3 以等效斜撐模型計算構架變形之邊界柱彎矩

需注意柱端彎矩比值  $\lambda$  由線彈性分析之結果定義，雖無法完全反映構架產生塑性變形後之彎矩分佈，然研究證實 [5-8] 假設  $\lambda$  從構架彈性進入塑性過程中保持定值，搭配簡算公式來預估鋼板剪力牆的底層柱塑性撓曲反應仍是相當準確的。

### 全面降伏階段底層柱撓曲強度控制塑鉸位置

依習見鋼結構設計規範 [1,2] 所建議之容量設計原則，邊界柱的降伏必須在鋼板全面降伏後才發生，因此可假設底層柱的上下端為固接且承受均佈載重  $\omega_{ch1}$ ，以考慮鋼板降伏後拉力場所造成之彎矩。抗彎構架受剪力側向變形所造成之柱彎矩則為線性分佈，若定義柱底的位置為  $y = 0$ ，柱高  $y$  座標向上為正，此時受壓柱彎矩沿柱高  $y$  分佈如圖 4 右側所示：

$$M_y = \underbrace{\lambda M_f \left(1 - \frac{1 + \lambda}{\lambda h_1} y\right)}_{\text{frame sway action}} + \underbrace{\frac{\omega_{ch1}}{12} (-6y^2 + 6h_1 y - h_1^2)}_{\text{panel force effect}} \quad (2)$$

其中  $M_f$  為底層柱頂受邊界構架變形效應所造成之彎矩， $h_1$  為底層樓高。此時  $M(y)$  為底層邊界柱於系統全面降伏階段之彎矩需求分佈 [6,7] 假設最大彎矩發生位置

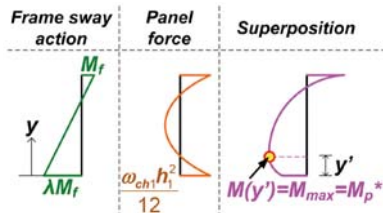


圖 4 系統全面降伏時受壓底層柱彎矩分佈

於  $y' = xh_1$  之高度如圖 4 所示， $x$  為彎矩塑鉸發生高度與底層柱高之比值，假設其範圍介於 0 到 0.5 之間，藉由彎矩一次微分為零的條件，亦即式須滿足：

$$M'(xh_1) = 0 \quad (3)$$

可求得柱內彎矩之最大值，並假設彎矩最大值發生位置與柱中彎矩塑鉸位置相同，藉此可求得控制柱中塑鉸發生位置之彎矩需求為：

$$M_{\text{require}}(xh_1) = \left[ \frac{\lambda(0.5-x)}{\lambda+1} + \frac{1}{2}x^2 - \frac{1}{12} \right] \omega_{\text{ch1}}h_1^2 \quad (4)$$

本研究依照過去實驗研究結果<sup>[9]</sup>之建議，將柱中彎矩塑鉸假設約在四分之一柱高即  $x$  為 0.25 作為試體設計之準則，這個假設反映了底層柱塑性彎矩容量較低時的塑鉸實際位置，亦即式 (2) 須滿足：

$$M' \left( \frac{1}{4}h_1 \right) = 0 \quad (5)$$

針對本研究底層柱容量設計方法設定之參數， $x$  值之設定若越大，邊界柱的彎矩容量將越小，比值  $\lambda$  也將越小，因此可藉由控制柱中彎矩塑鉸發生位置高低之條件達到設計經濟邊界柱斷面之目的。

### 應變硬化階段防止底層柱頂塑鉸之彎矩需求

本研究假設系統應變硬化階段下之彎矩需求如圖 5 所示，與全面降伏階段相比，鋼板應變硬化及構架超強會增加額外之彎矩需求，考慮增加之彎矩需求後，假設從全面降伏階段進入應變硬化階段柱中彎矩塑鉸發生位置不變，同樣以迭加法計算底層邊界柱柱頂到達之彎矩需求，亦即：

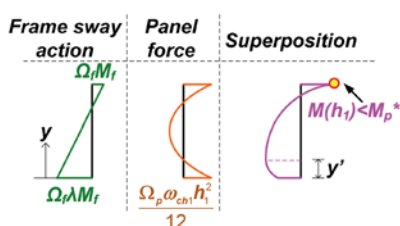


圖 5 底層柱撓曲強度與塑鉸位置

$$M_{\text{dHD}}^t = \Omega_{\text{HF}} M_{\text{fUY}}^t + \frac{\Omega_{\text{HP}} \omega_{\text{ch1}} h_1^2}{12} = \left[ \left( \frac{\Omega_{\text{HF}}}{\lambda+1} \right) (0.5-x) + \frac{\Omega_{\text{HP}}}{12} \right] \omega_{\text{ch1}} h_1^2 \quad (6)$$

其中上標  $t$  表示底層柱頂， $M_{\text{fUY}}^t$  為全面降伏階段由構架變形引致的底層柱頂彎矩， $\Omega_{\text{HF}}$  與  $\Omega_{\text{HP}}$  分別為構架超強因數及鋼板硬化因子。在本研究中定義構架超強因子 (frame overstrength factor,  $\Omega_{\text{HF}}$ ) 表示邊界構架上塑鉸的應變硬化效應，另外定義鋼板應變硬化因子  $\Omega_{\text{HP}}$  來量化應變硬化效應，以系統承受最大考慮地震時系統頂層側位移角為 2.5% 弧度作為目標，假設對應於 45° 對角線鋼板應變約為 1.25% 如圖 6 所示，因此鋼板應變硬化因子  $\Omega_{\text{HP}}$  為：

$$\Omega_{\text{HP}} = \frac{\sigma_{1.25\%}}{F_{yp}} \quad (7)$$

本研究假設底層柱第一個塑鉸發生位置在四分之一底層柱高，即  $x = 0.25$  帶入式 (6) 即可得到當系統承受最大考慮地震時，欲防止底層邊界柱柱頂發生撓曲塑鉸而必須有之彎矩容量：

$$M_p^* \geq M_{\text{dHD}}^t = \left[ \left( \frac{0.25}{\lambda+1} \right) \Omega_{\text{HF}} + \frac{\Omega_{\text{HP}}}{12} \right] \omega_{\text{ch1}} h_1^2 = \eta_{\text{HD}}^t \omega_{\text{ch1}} h_1^2 \quad (8)$$

其中  $\eta$  為底層柱撓曲需求係數<sup>[5,6]</sup>，由於底層柱須承受傾倒力矩所造成的軸力，因此柱彎矩容量需考慮經過軸彎互制的影響，本研究建議採用 AISC<sup>[3]</sup> 的規定：

$$M_p^* = 1.18 M_p (1 - P_u / P_y) \leq M_p \quad (9)$$

### 應變硬化階段防止底層柱頂產生剪力塑鉸之設計要求

本研究假設系統應變硬化階段下之剪力需求是由底層柱自由體中之力平衡所推導求得，如圖 7 之自由體圖所示，同樣假設從全面降伏階段進入應變硬化階段柱中彎矩塑鉸位置不變，由自由體圖中對柱中塑鉸取彎矩平衡可求得在應變硬化階段柱頂剪力強度之需求為：

$$V_{\text{dHD}}^t = \left\{ \left[ \frac{6(1-x)^2 - 1}{12(1-x)} \right] \Omega_{\text{HF}} + \left[ \frac{6(1-x)^2 + 1}{12(1-x)} \right] \Omega_{\text{HP}} \right\} \omega_{\text{ch1}} h_1 + \frac{\Omega_{\text{HP}} \omega_{\text{cv1}} d_{\text{c1}}}{2} \quad (10)$$

其中  $d_{\text{c1}}$  為底層柱深，若同樣假設底層柱彎矩塑鉸首先形成於四分之一柱高，代入式 (10) 即可得到當系統承受最大考慮地震時，底層邊界柱柱頂之剪力需求為：

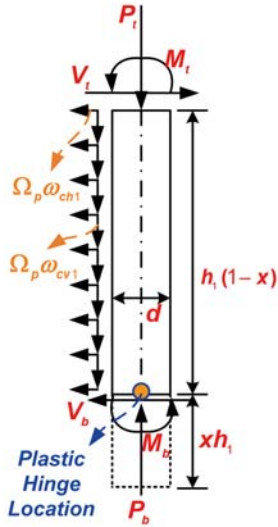


圖 7 底層柱受力自由體圖

$$V_{d-HD}^t = \left( \frac{19}{72} \Omega_{HF} + \frac{35}{72} \Omega_{HP} \right) \omega_{ch1} h_1 + \frac{\Omega_{HP} \omega_{cv1} d_{c1}}{2} \quad (11)$$

而柱剪力容量則以 Von Mises 降伏準則考慮軸應力效應：

$$V_n = V_p \sqrt{1 - (P_u / P_y)^2} \quad (12)$$

其中  $V_p = 0.6f_y (d_{c1} - 2t_{f1}) t_{w1}$ ， $t_{w1}$  與  $t_{f1}$  分別為底層柱腹板厚與柱翼板厚。

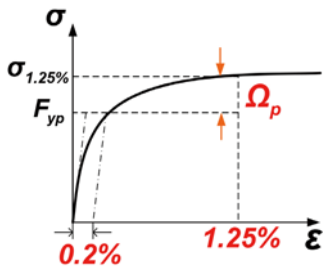


圖 6 鋼板應變硬化因子示意圖

### 軸力需求

前面已提及邊界柱構件彎矩及剪力容量須考慮柱軸力而折減，柱軸力主要來自於重力及系統承受側向力時所產生的傾倒力矩，考慮圖 8 所示之自由體圖來計算軸力，邊界梁通常會採用梁翼切削 (Reduced Beam Section, RBS) 以減低其撓曲需求<sup>[13,14]</sup>，假設各層梁翼切削斷面發展出塑鉸且鋼板全面應變硬化來計算其梁端剪力，再加上鋼板對於邊界柱拉力的垂直分量與靜活載，即可保守的估計底層柱軸力需求：

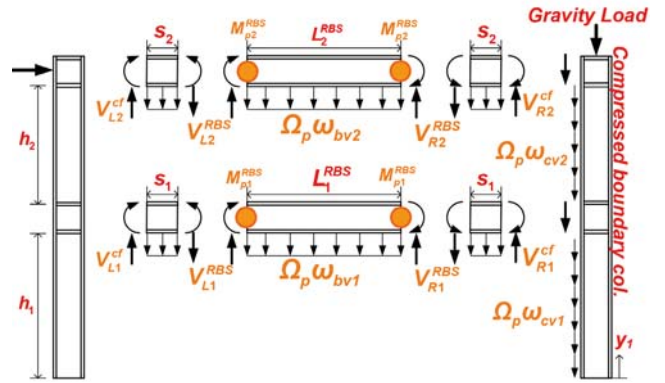


圖 8 系統應變硬化階段下柱軸力需求

$$\begin{cases} V_{Ri}^{RBS} = \frac{2M_{pi}^{RBS}}{L_i^{RBS}} + \frac{\Omega_p \omega_{bvi} L_i^{RBS}}{2} \\ V_{Ri}^{cf} = V_{Ri}^{RBS} + \Omega_p \omega_{bvi} s_i \\ P_d^{h1} = \sum_{i=1}^n V_{Ri}^{cf} + \sum_{i=2}^n \Omega_p \omega_{cv1} h_i + \text{Gravity Load} \end{cases} \quad (13)$$

其中  $M_{pi}^{RBS}$  與  $V_{Ri}^{RBS}$  為  $i$  樓層梁翼切削處的塑性彎矩及剪力， $R$  指的是圖中受壓柱側， $L_i^{RBS}$  為梁兩端梁翼切削之中心距離， $V_{Ri}^{cf}$  為邊界梁傳遞至受壓柱的剪力， $s_i$  為梁翼切削中心至柱面距離， $P_d^{h1}$  為底層柱頂軸壓力需求， $n$  為鋼板剪力牆系統總樓層數，須注意對中間梁而言  $\omega_{bvi}$  須由第  $i$  層樓垂直向下之鋼板內拉力扣除第  $i+1$  層樓垂直向上之鋼板拉力，始為作用於中間梁之垂直向淨拉力。

### 底層柱設計程式

本節建議之鋼板剪力牆底層邊界柱容量設計流程，系假設鋼板厚度以及梁的尺寸已事先設計完成才進而對底層柱做設計，設計步驟如下：

- 步驟一：挑選底層柱斷面。
- 步驟二：利用彈性結構分析方法建置等效斜撐構架模型，經由彈性側推分析可得受壓底層邊界柱柱底與柱頂彎矩的比值  $\lambda$ 。
- 步驟三：以假設之  $x$  值與步驟二所得之  $\lambda$  值代入式 (4) 檢核底層柱中彎矩塑鉸發生位置之強度是否滿足需求，若不滿足則回到步驟一重新挑選底層柱斷面。
- 步驟四：檢核應變硬化階段底層受壓柱頂之需求與容量比 (demand to capacity ratio, DCR) 是否小於 1.0，選取適合之  $\Omega_{HF}$  與  $\Omega_{HP}$  因子後，分別以式 (6) 與式 (10) 檢核底層柱柱頂之彎矩強度以及剪力強度是否滿足需求，若不滿足則回到步驟一重新挑選底層柱斷面。

### 試體設計

為驗證本研究所提出之容量設計方法之適用性，且探討不同邊界柱塑性彎矩容量對鋼板剪力牆系統受力變形行為之影響，本研究利用國家地震工程研究中心之 15 m 高反力牆與強力地板實驗系統進行三座實尺寸構架實驗，試體皆為兩層樓單跨鋼板剪力牆，以此探討多層樓系統邊界構件之耐震設計。三座試體規模均採用相同尺寸如圖 9 所示，構架跨距為 3,420 mm，兩層樓樓高皆相同為 3,820 mm，樓層寬高比接近 0.9，上下層鋼板厚度皆相同為 2.7 mm，鋼板材料採用中國鋼鐵公司贊助之低降伏點鋼板，降伏強度約為 220 MPa，每層牆體由六片鋼板組成。除鋼板外其餘構件與加勁板皆使用 A572 GR50，試體之設計原則為：根據鋼板厚度，以防止塑鉸發生于梁跨中之容量設計選取相同的邊界梁<sup>[13,14]</sup>，邊界梁端點採用符合 FEMA 350 規定<sup>[15]</sup>之梁翼切削設計，以前述不同的邊界柱容量設計準則來決定三種不同邊界柱構件，底層與二樓使用相同柱斷面，斷面尺寸同列於圖 9，所有邊界構件皆為組合斷面且符合 AISC 所規定之耐震結實斷面<sup>[3]</sup>以避免局部挫屈過早發生控制試體行為。

以下分別以表 1 材料的拉力試驗結果及本文第二章所整理邊界柱彎矩及剪力需求，以容量比 (Demand-to-Capacity Ratio, DCR) 來控制試體反應，拉力場角度以二樓為 45° 與一樓 40° 進行計算，其理由將于後文交代，DCR 計算結果如表 2 所示，其中  $P_u/P_y$  為邊界柱軸力需求與軸力容量之比值。

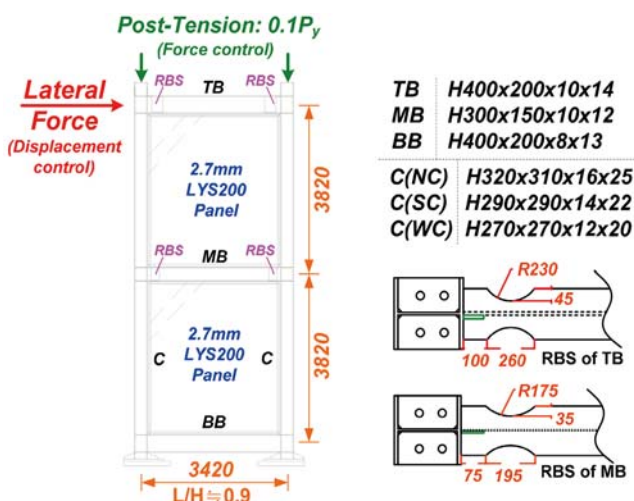


圖 9 試體規模及其斷面尺寸

表 1 拉力試片結果

| Location    | Section              | Plate  | $F_y$ (MPa) | $F_u$ (MPa) |
|-------------|----------------------|--------|-------------|-------------|
| Top Beam    | H400 × 200 × 10 × 14 | flange | 405         | 537         |
|             |                      | Web    | 464         | 561         |
| Middle Beam | H300 × 150 × 10 × 12 | flange | 372         | 506         |
|             |                      | Web    | 464         | 561         |
| Bottom Beam | H400 × 200 × 8 × 13  | flange | 390         | 502         |
|             |                      | Web    | 430         | 509         |
| Column (NC) | H320 × 310 × 16 × 25 | flange | 386         | 547         |
|             |                      | Web    | 389         | 564         |
| Column (SC) | H290 × 290 × 14 × 22 | flange | 375         | 518         |
|             |                      | Web    | 405         | 537         |
| Column (WC) | H270 × 270 × 12 × 20 | flange | 390         | 530         |
|             |                      | Web    | 372         | 506         |

表 2 試體考慮材料試驗結果之底層柱容量設計檢核

The DCRs of the 1<sup>st</sup> story column considering coupon yielding stresses

| Roof drift | 1.0% rad. (in UY) |             | 2.5% rad. (MCE) |              |              |
|------------|-------------------|-------------|-----------------|--------------|--------------|
|            | $P_u / P_y$       | $M_d^{h/4}$ | $P_u / P_y$     | $M_d^{i-HD}$ | $V_{d-HD}^i$ |
| NC (23.5)  | 0.45              | 0.86        | 0.36            | 0.54         | 0.81         |
| SC (9.53)  | 0.57              | 1.40        | 0.46            | 0.96         | 1.01         |
| WC (6.37)  | 0.67              | 2.14        | 0.54            | 1.50         | 1.45         |

以系統全面降伏時頂梁梁翼切削斷面之塑性彎矩推估傳遞至受壓柱柱面之彎矩  $M_{R2}^{cf}$ ，以此作為二樓柱頂彎矩需求的來源，而此時由構架側變形造成之柱頂彎矩  $M_{f2}$  為：

$$M_{f2} = M_{R2}^{cf} - \frac{\omega_{ch2} h_2^2}{12} \quad (14)$$

以二樓柱端點彎矩比值  $\lambda$  及鋼板應變硬化因數考慮系統應變硬化後二樓柱頂剪力需求：

$$V_{d-HD}^{i2} = V_{f2} + \Omega_p V_{panel2} = \frac{1 + \lambda_2}{h_2} M_{f2} + \left( \frac{\omega_{ch2} h_2}{2} + \frac{\omega_{\alpha 2} d_2}{2} \right) \Omega_p \quad (15)$$

檢核二樓柱頂的結果列於表 3。以下將各試體的特色依邊界柱由強到弱分別介紹，讀者可配合圖 10 的試體行為預測圖瞭解試體設計考慮的差異。

表 3 試體考慮材料試驗結果之二樓柱頂容量設計檢核

The DCRs at top of the 2<sup>nd</sup> story column considering coupon stresses

| Specimen | $M_{R2}^{cf}$ | $V_{d-HD}^{i2}$ |
|----------|---------------|-----------------|
| NC       | 0.58          | 0.92            |
| SC       | 0.89          | 1.15            |
| WC       | 1.13          | 1.59            |

### 試體 NC (Normal Column)

試體 NC 為三座試體中邊界柱尺寸最大者，此試體之設計目標為系統經應變硬化後，一樓邊界柱之柱頂仍不會有任何的塑性行為發生，但不強制塑鉸發生於柱底，如表 3 所列，試體 NC 以柱底塑鉸發生於 1/4 柱高之需求彎矩  $M_d^{h/4}$  檢核之需求容量比 (demand-to-capacity ratio, DCR) 小於 1.0，顯示塑鉸位置大約介於柱底與四分之一底層柱高之間，而底層柱頂並無彎矩降伏，在底層柱頂剪力需求方面，以本研究建議之需求  $V_{d-UY}^i$  及  $V_{d-HD}^i$  作為標準檢核，其需求與容量比小於 1.0，因此底層柱頂應無剪力降伏。

### 試體 SC (Small Column)

試體 SC 是以試體 NC 為標準，但縮小其邊界柱的尺寸，試體之設計目標為使其在頂層側位移 2.5% 弧度後，底層邊界柱柱頂有發生塑鉸之可能，因此控制彎矩  $M_{d-HD}^i$  及剪力  $V_{d-HD}^i$  之需求與容量比分別為 0.96 及 1.01，使其於 2.5% 弧度頂層側位移時發生彎矩及剪力塑鉸。但鋼板全面降伏時須保持彈性，因此控制全面降伏階段底層柱頂產生撓曲塑鉸之彎矩需求  $M_{d-UY}^i$  [16,17] 其需求與容量比檢核要小於 1.0，但以  $V_{d-UY}^i$  [16,17] 檢核之容量需求比為 0.91，所以預測會有輕微剪力降伏的機會。而檢核彎矩需求  $M_d^{h/4}$  為 1.11，可知柱塑鉸的位置將略高於四分之一底層柱高。二樓邊界柱部分，試體 SC 由於需求  $M_{R2}^{cf}$  與容量比檢核小於 1.0，但  $V_{d-HD}^{i2}$  的檢核為 1.15，因此預測試體 SC 在全面降伏階段下二樓柱頂無彎矩降伏，但在系統應變硬化後產生剪力降伏。

### 試體 WC (Weak Column)

與試體 NC 及試體 SC 相比，試體 WC 採更小的邊界柱尺寸，試體之設計目標為使其在鋼板全面降伏階

段時底層柱頂即發生降伏，因此設計斷面使其  $M_{d-UY}^i$  及  $V_{d-UY}^i$  的需求與容量比分別為 0.92 及 1.29，由於  $M_{d-UY}^i$  的 DCR 接近 1，故底層柱頂之彎矩塑鉸與柱跨中之彎矩塑鉸出現時機接近。而因  $M_{d-HD}^i$  及  $V_{d-HD}^i$  的檢核分別為 1.50 及 1.45，故系統經應變硬化後，應有明顯之彎矩與剪力塑鉸產生於底層柱頂。二樓邊界柱考慮鋼板應變硬化因數的剪力檢核  $V_{d-HD}^{i2}$  為 1.59 與彎矩檢核  $M_{R2}^{cf}$  為 1.13 均大於 1，故預測二樓柱頂在系統應變硬化後會有剪力與彎矩塑鉸。

## 試驗規劃

### 試驗配置

試體的側向支撐系統主要是由四支側撐柱及四支斜撐構成，如圖 11(a) 所示，四支側撐柱與試體固定在相同的錨定板上，在試體之東面，分別以斜撐接合在試體二樓柱頂及二樓柱半高位置，且同時以四支橫樑在試體一樓及二樓接合側撐柱，並透過頂層連接梁連結試體兩面側撐柱以提供二樓之面外勁度，而試體之西面以兩支斜撐接合在一樓柱頂位置，側撐柱翼板在試體之一樓與二樓高開洞以安置含滾棒之檔板，以便頂住安裝於試體梁柱接頭的側撐組件，提供側向抵抗且降低試體與側撐系統間的摩擦力，其位置可參考圖 11(b) 所示。

本試驗之施力方式採單側頂層側推配置，採用兩支軸力容量約為 980 kN 的 MTS243.70 油壓致動器，兩支致動器採相同的位移控制，以降低梁翼切削處塑鉸發生後可能的嚴重扭轉，柱頂側位移歷時分別於 0.1%、0.25%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、2.5%、3%、4% 與 4.5% 弧度各進行兩迴圈的反覆載重試驗，最大頂層側位移角 4.5% 弧度為本試驗配置之限

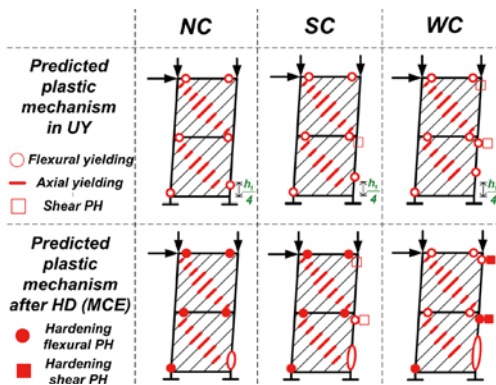


圖 10 三座試體預測之塑性行為

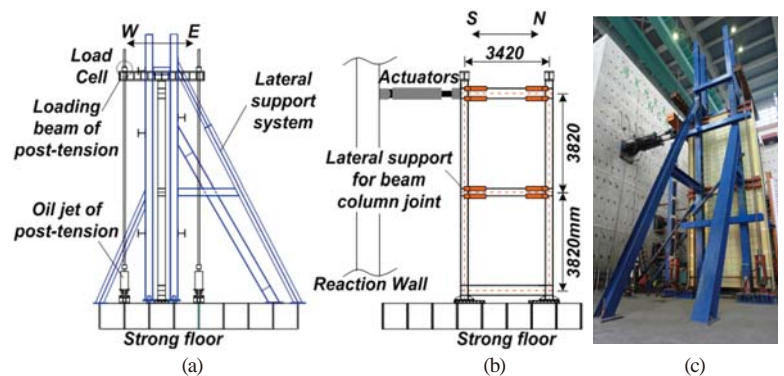


圖 11 試驗配置圖

制，因更大的位移將使施加垂直力的傳力梁與側撐柱相碰撞。為模擬重力載重對柱構件之軸力，本次試驗透過預力螺桿來載入垂直力，預力螺桿透過傳力梁將垂直力施加於柱頂上，兩邊界柱頂各施加約 10% 柱軸力容量之垂直力，螺桿上方配有荷重計可讀取每支螺桿之預力，預力螺桿與可自動修正預力損失或增加的油壓千斤頂相接，以確保試驗過程中預力的恒定，而圖 11(c) 為所有試驗系統完成配置的景象。

### 量測計畫

本次量測計畫的重點在記錄試體受拉與受壓邊界柱的詳細反應，因此在試體南北側各安裝一支參考柱，可參考圖 12(a)，將拉線式位移計沿邊界柱高度等分的配置，而南側二樓柱頂位置因油壓致動器與傳力梁連結而無法架設拉線式位移計，故此點之位移以千斤頂內建之位移計讀值取代之。本次實驗供使用 26 個角度計，量測範圍有 5° 及 14.5° 兩種規格，14.5° 配置位置主要是以可能產生塑鉸的邊界構件腹板中心位置為主，如圖 12(b) 所示，在邊界柱柱底以約一倍柱深之間距配置角度計至底層柱半高，以便量測柱底附近大範圍之塑性變形轉角，此外在邊界梁的梁翼切削中心、樑柱交會區及邊界柱的端點均有安裝角度計。前述量測儀器所傳出的訊號由可接收 50 組資料線的 TML-Switching Box SHW-50D 彙集，本次試驗所使用的頻道總數為 190，因此同時使用四台 Switching Box 接收訊號，再將資料使用 TML-THS-100 高速資料收集記錄器記錄，並配合國家地震中心新開發的實驗程式 SFQSST (Software Framework for Quasi-Static Structural Testing) [18]，同時控制油壓致動器速率與收集訊號之頻率，且 SFQSST 配有即時運算連網的功能，可將預先想觀察的實驗資料頻道輸入，實驗進行中或事後可透過網路播放觀察試體之反應。

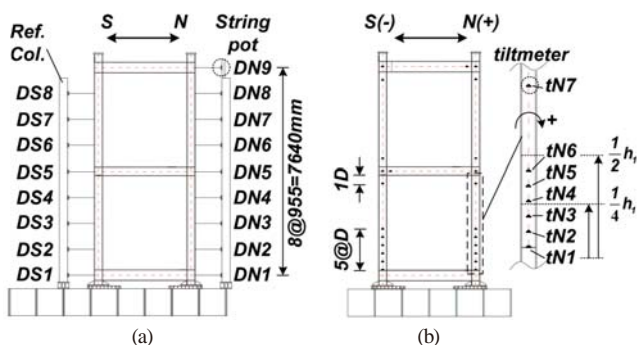


圖 12 (a) 拉線式位移計及 (b) 角度計配置位置圖

### 試驗與有限元素模型分析結果

圖 13 分別為三座試體之頂樓、一樓與二樓之受力及側移角遲滯迴圈與 ABAQUS 有限元素模型非線性側推類比比結果。由於試體並無安裝樓板，邊界梁受鋼板大量內拉軸力而有縮短的現象，兩支邊界柱的側變形並不一樣，因此圖 13 中樓層變位是以兩支柱子的位移平均而得，圖 13 比較顯示有限元素模型的初始勁度雖未能完全與試驗之反應相同，但當試體降伏後有限元素模型對於每一迴圈之尖峰強度均模擬十分良好，試體的最大側向強度分別為 NC 為 1,596 kN、SC 為 1,406 kN 以及 WC 為 1,327 kN，試體的試驗詳細反應記錄可參考「試體反應觀察」。

很多研究均已證實設計與製造恰當的薄鋼板剪力牆能有效發展拉力場效應來抵抗側向外力，側向位移增加至夠大時，鋼板可在拉力場方向發生降伏與應變硬化，鋼板在拉力場的正交向則會發生波浪狀的高模態挫屈，側力移除後結構系統會有殘餘側向位移。此時若側向位移沿反方向施加，則先前在拉力場方向發生降伏之鋼板會因沒有顯著抗壓強度，而使系統在側向反復施載下之遲滯反應迴圈有內縮之現象 (pinching)。研究證實板條模型配合僅有拉力強度的雙向桁架元素來類比鋼牆板，及習見之彈塑性梁柱元素來模擬邊界構件，就能有效類比前述系統在側向反復施載下之內縮遲滯反應 [12,13,19]。若採用非線性板殼元素的有限元素模型進行反復載入分析，更可精確地預測鋼板剪力牆系統的反復受力反應 [14,16,17,20,21]。本研究主要在探討鋼板剪力牆邊界柱之耐震

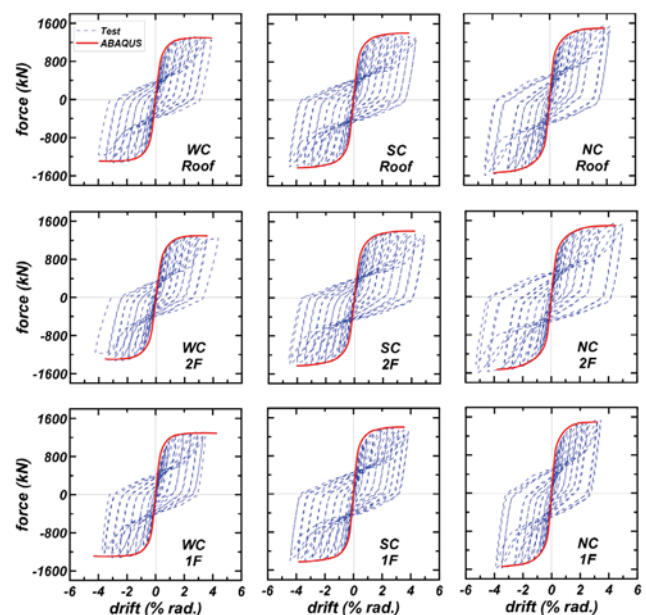


圖 13 試體試驗遲滯迴圈



設計與分析方法，利用 ABAQUS 有限元素軟體單向側推分析，即可得到系統反應之包絡曲線及試體反應。分析模型完全按照試體實際之尺寸與幾何形狀，如圖 14(a) 所示，並採用 S4R 的減積分薄殼元素，梁柱構件及鋼板材料分別以三線性模型及雙線性模型類比材料拉力試驗結果，如圖 14(b)，並給予適當的邊界條件以類比真實的試體配置，鋼板輸入前三個挫屈模態作為初始缺陷，使鋼板牆能在分析中產生面外挫屈，並設定幾何非線性側推分析至試體頂層側位移 4.0% 弧度。

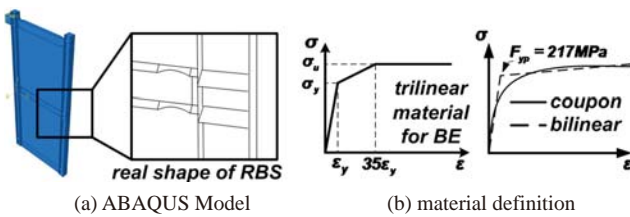


圖 14 (a) ABAQUS 模型與其 (b) 材料定義

### 試體反應觀察

三座試體在頂層側位移角達 1.0% 弧度時，均可以觀察到系統全面降伏，鋼板產生明顯皺折，在頂層側位移角超過 1.5% 弧度鋼板應變硬化後，三座試體拉力場均呈波浪狀均勻分佈，惟三者拉力場角度略有差異，將於後面章節討論，本節著重於討論邊界構件的實驗反應。

#### ● 試體 NC

試體的初始勁度為 43.5 kN/mm，試體於頂層位移 0.1% 弧度及 0.25% 弧度階段構架仍為彈性變形，無明顯石膏漆脫落。試體於 1.0% 弧度及 1.5% 弧度頂層側位移時底層柱底腹板與底梁腹板剪力石膏漆裂痕增加許多，從底層柱底至四分之一與二分之一柱高之間有較為明顯翼板石膏漆裂痕產生，顯示撓曲塑鉸已發生於此處，而頂梁切削處之上下翼板降伏之石膏漆條紋皆延伸至梁跨中。試體於頂層側位移 2.5% 弧度時，南側頂梁與中間梁切削處腹板向外凸出局部挫屈明顯，頂梁南側梁上翼板切削處發生劇烈扭轉並已開裂。兩邊界柱底層柱頂除輕微石膏漆脫落外均無任何明顯變化，如圖 15(a) 所示，而底層柱腹板出現水準裂紋直至二分之一柱高，底層柱外側翼板雖然石膏漆剝落嚴重但未超過二分之一底層高，顯示底層柱有大範圍的降伏。而直到試驗結束，亦即頂層側位移 4.5% 弧度試體仍無新增之石膏漆脫落反應方結束試驗。

#### ● 試體 SC

試體的初始勁度為 35.0 kN/mm，試體於 0.75% 弧度頂層側位移時兩底層邊界柱翼板之石膏漆折痕均勻分佈於柱底至二分之一柱高之間，同時頂梁切削處也可觀察到石膏漆裂痕，邊界構件已發生初始降伏。試體於頂層側位移 1.0% 弧度及 1.5% 弧度時底層柱翼板之石膏漆裂痕繼續往上延伸到四分之三柱高。試體頂層側位移達 2.5% 弧度時，底層邊界柱的石膏漆折痕已非常明顯，且集中於四分之一與二分之一底層高之間，顯示塑鉸位於此處。而頂梁與中間梁切削處皆有輕微的腹板挫屈，且北側底層柱頂腹板產生石膏漆剪力裂痕，應有剪力降伏產生，如圖 15(b) 所示。過了頂層側位移 3.0% 弧度後邊界柱有側向扭轉挫屈的現象，但試體強度並未明顯降低因此執行到預定之頂層位移 4.5% 弧度後結束試驗。

#### ● 試體 WC

試體的初始勁度約為 33.4 kN/mm，試體於頂層側位移 0.75% 弧度時，底層邊界柱石膏漆折痕已相當明顯且集中在柱翼板四分之一至二分之一底層高，底層及二樓之兩端邊界柱的腹板均有剪力降伏之石膏漆裂縫。而試體於頂層側位移 2.0% 弧度時，北側底層柱頂有大範圍之剪力降伏石膏漆裂痕，判斷為剪力塑鉸產生，可參考圖 15(c)，於頂層側位移 2.5% 弧度時兩邊界柱已有明顯之側向扭轉現象，而頂梁切削處石膏漆脫落不明顯只有輕微的面外挫屈，於頂層側位移 4.0% 弧度時底層以及二樓柱頂都發生剪力塑鉸，且底層二分之一高以下柱翼板的內

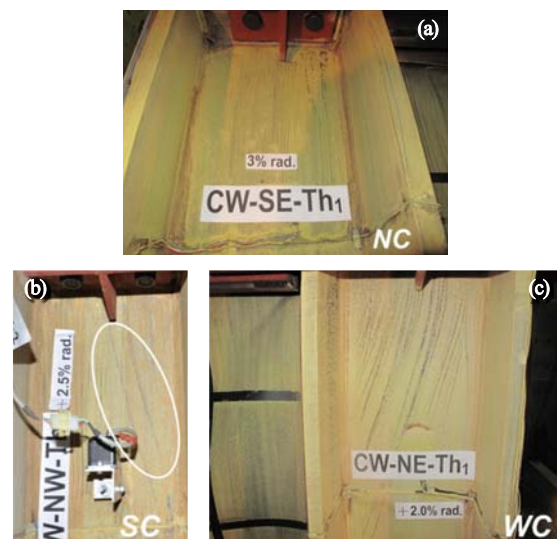


圖 15 (a) 試體 NC、(b) 試體 SC 與 (c) 試體 WC 底層柱頂降伏情況

側也有降伏，底層柱幾乎整體都有石膏漆脫落之現象，且側向扭轉甚為嚴重，如圖 16(a) 所示，造成邊界梁有外拱變形，參考圖 16(b)，由於擔心試體邊界柱與梁的側向扭轉會破壞側向支撐系統，因此中止試驗。

### ● 疲勞破壞試驗

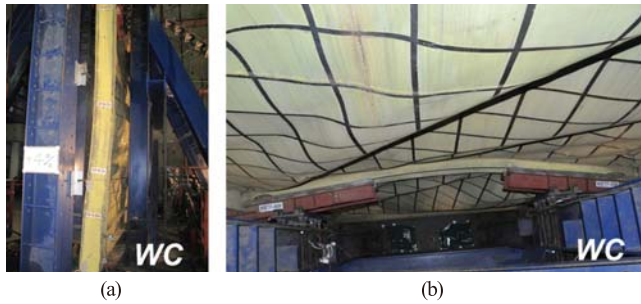


圖 16 (a) 試體 WC 邊界柱側向扭轉挫屈與 (b) 中間梁外拱之情況

在前述第一階段反覆載重試驗結束後，若試體強度並未明顯退化，則施加固定之反覆頂層側位移以及相同柱預力來進行疲勞試驗，當每個迴圈中試體尖峰強度小於第一階段試驗試體之最大強度 70% 即停止疲勞試驗。由於鋼板之殘餘變形不會消除，卸載後需再度載入到達上回的最大應變數後，才會發展其勁度及強度，此即鋼板剪力牆遲滯迴圈反應常具有之內縮特性，為觀察鋼板剪力牆系統極限強度之衰退，因此疲勞載重所設定之位移，以第一階段試驗之最大頂層位移 4.5% 弧度做為目標。由於 WC 試體在反覆載重試驗中即因邊界柱嚴重側向扭轉挫屈而判定試體失穩，因此並未將 WC 試體納入疲勞試驗中。

試體 NC 與試體 SC 分別在經歷五及六個位移迴圈後最大強度反應降至反覆載重試驗的最大強度 70%，兩試體最大強度的逐圈衰退幅度接近，如圖 17(a) 所示，而試體 NC 因於第五個迴圈時南側頂梁完全斷開而強度明顯降低，可參考圖 17(b)，而本次疲勞試驗所設定之反覆載重頂層位移 4.5% 弧度，高出前述容量設計目標承受最大考慮地震對應的 2.5% 弧度頂層側位移<sup>[12]</sup>甚多，可證明本研究設計之鋼板剪力牆系統卓越之耐震能力。圖 18 為所有試體測試後並排之景象，由遠觀即可發現試體 NC (圖 18 最右者) 的邊界柱無明顯的受鋼板內拉變形，而試體 SC (圖 18 最中者) 底層柱則有輕微內凹現象，試體 WC (圖 18 最左者) 則底層柱內凹最為嚴重，有漏斗形狀產生。

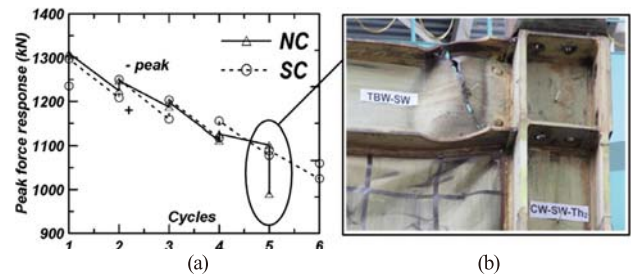


圖 17 (a) 疲勞試驗中試體之強度衰退與 (b) 試體 NC 頂梁南斷裂情形



圖 18 三座試體試驗後並排景象

### 層間位移角分配比例

圖 19(a) 為試體之層間變位角分配比例與頂層側位移之關係，層間變位角比例定義為每一受力迴圈中最大位移時一樓層間位移角除以二樓層間位移角，由南北側兩邊界柱之位移讀值平均製成，並各以多項式趨勢線標記，若  $\theta_1 / \theta_2$  的比例越高則代表試體變形越集中于一樓，反之亦然，可作為某樓層是否已有軟層現象的指標。在頂層側位移 0.75% 弧度構架降伏前，三座試體的層間位移角分配比例相近，但構架降伏後則相差甚多，邊界柱的強度越弱則一樓層間變位越大，而當 2.5% 弧度頂層側位移角後層間變位比例有減少的現象，主因為當底層柱塑鉸不發生于底部時，邊界柱受鋼板內拉作用會有內凹之現象，可以參考圖 19(b) 的受壓柱變形示意，邊界柱的內凹變形在「邊界柱塑性行為」有更定量的討論，這造成了底層柱雖然變形嚴重但是樓層變位並未相同劇烈增加。

相同樓層側位移下負側位移角 (亦即南側) 時一樓位移及力量反應均較大，主因是側向力是由南側的油壓致動器輸入，側向力不是等分的由兩邊界柱頂來驅動試體之反應，造成系統的反應並不對稱。當油壓致動器將試體推向正位移側推動時，對角線的拉力場

是透過北側邊界柱來拉伸鋼板，如圖 20(a)，然而邊界梁承受大量的鋼板內拉造成之軸力，會有明顯縮短的現象，可參考圖 20(b) 所示，因此降低北側邊界柱之位移與鋼板變形量。反之當油壓致動器將試體柱頂往負位移角驅動時，對角線的拉力場是透過南側邊界柱來拉伸鋼板，在傳力路徑上有最少之變形損失，因此鋼板拉力場所發展的拉力也較大。中間梁因為這種傳力路徑的差別，試體在負頂樓位移角時會有較大之中間梁縮短現象，如圖 20(c) 所示。而隨邊界柱強度越高，中間梁內縮越明顯，主因是較強的邊界柱不易受鋼板內拉變形，拉力場發展效率較佳，因而梁軸力較高，在大側位移下則顛倒，主因是邊界柱的側向扭轉挫屈，造成中間梁外拱之變形。

**邊界柱塑性行為**

角度計以約一倍柱深 300 mm 等間距從一樓邊界柱底分佈至柱半高，因此試驗時可以獲得這些量測點的絕對旋轉角，由材料力學梁撓曲變形理論可知，當固定的間距下相對旋轉角或曲率越大，則該處彎矩越大，亦即： $d\theta \propto Mds$ ，將角度計讀值兩兩相減獲得的相對轉角沿柱高分佈，如圖 21，再將 ABAQUS 模型非線性側推類比所得旋轉角度由淺至深上色，不同角度利用等高輪廓線區隔，若旋轉角度變化較劇烈，則等轉角輪廓線將會集中，此亦即塑鉸位置，如圖 22 所示並配合試體

頂層位移 4.0% 弧度時底層柱照片以驗證，而圖 23 為 ABAQUS 模擬所得試體降伏反應與試體在試驗結束後的照片，模型中白色區域即為以降伏之元素。

首先討論系統頂層側位移 2.5% 弧度時之反應，不論從角度計讀值或是 ABAQUS 數值分析結果，都顯示試體 NC 柱底上方的旋轉角度均勻分配，且轉角不大，最大的相對轉角發生靠近四分之一底層高下方，以控制塑鉸發生於四分之一底層樓高的彎矩需求  $M_d^{h/4}$  檢核試體 NC 底層柱需求與容量比為 0.86，表示彎矩最大值位置會略低於四分之一底層柱高，與所觀察的結果吻合，而試驗過程中 tN6 角度計失效，因此並無該處高度之轉角。試體 SC 從 ABAQUS 模擬可看到等旋轉角的輪廓線集中於較高的位置，並非如試體 NC 均勻分佈，最大相對旋轉角位於四分之一底層高上方，以  $M_d^{h/4}$  比檢核試體 SC 的 DCR 為 1.40，表示塑鉸位置會略高於四分之一底層高。而試體 WC 的 ABAQUS 模擬可看到等旋轉角輪廓線集中在高於四分之一底層高甚多，最大相對轉角在四分之一底層高上方約 20 公分，且柱頂與柱跨中的撓曲降伏時機接近，圖 23 顯示系統應變硬化後試體 NC 底層柱頂仍保持彈性，試體 SC 底層柱頂有明顯剪力降伏，而試體 WC 底層柱頂則發展出明顯剪力塑鉸，以上底層柱頂與柱跨中反應與各需求與容量比驗證結果，均證實本研究提出的容量設計方法是可行的。

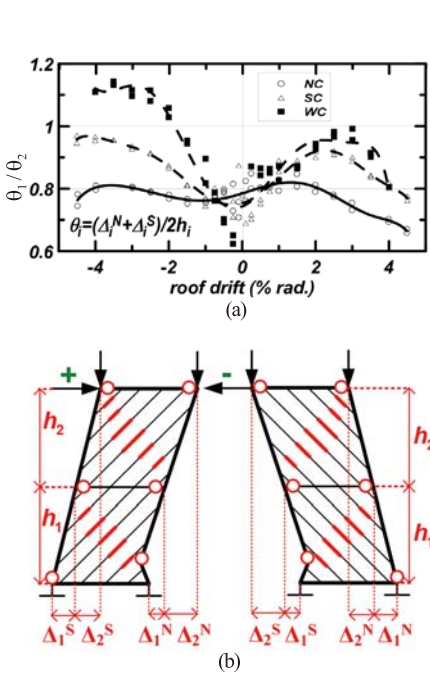


圖 19 樓層位移角分配比例

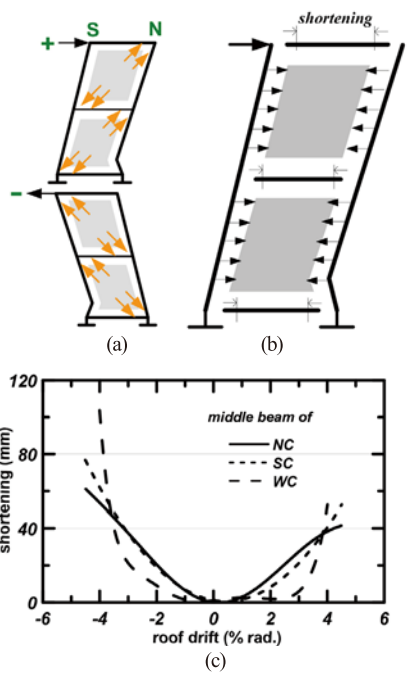


圖 20 (a) 鋼板傳力路徑中間梁 (b) 內縮現象與 (c) 內縮量

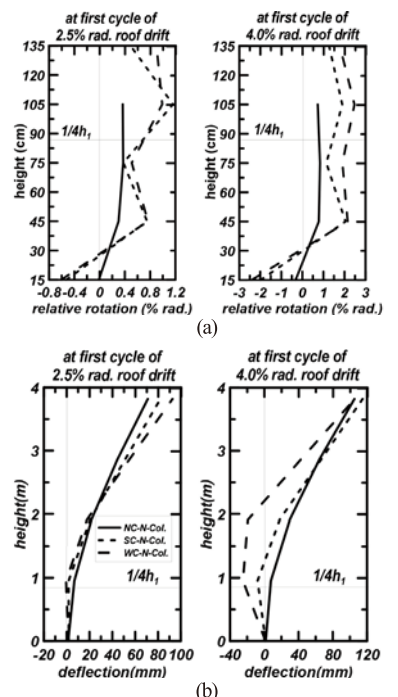


圖 21 底層柱之 (a) 相對轉角及 (b) 撓度

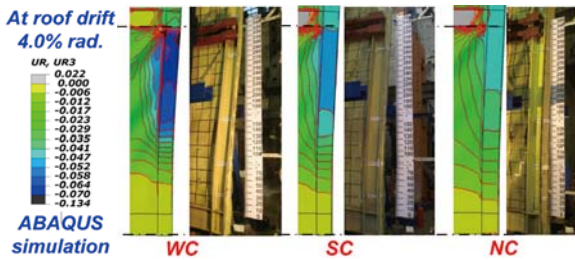


圖 22 試體北側底層邊界柱角度輪廓線及變形狀況

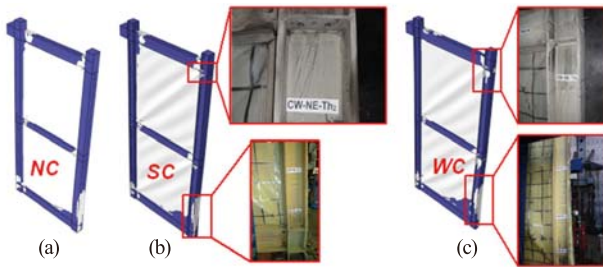


圖 23 試體之有限元素降伏類比

由圖 21(a) 系統頂層側位移 4.0% 弧度時之相對轉角顯示，三座試體旋轉角度並不只集中于一處，高於 45 公分底層樓高的邊界柱轉角趨於相同，顯示此區域邊界柱也進入降伏，而三座試體皆可藉由石膏漆脫落觀察到受壓底層邊界柱大範圍的降伏現象，比較圖 21(b) 試體 SC 與 WC 於 2.5% 與 4.0% 弧度頂層側位移時底層柱撓度的差異，可發現 4.0% 弧度時即因大範圍降伏而邊界柱有內凹之現象，因此讀者需注意本研究雖能預測底層邊界柱塑性鉸位置，然在大側位移下底層柱塑性區會有擴散之現象，可參考圖 22 試驗結束試體 SC 與 WC 的底層柱照片。

在試體設計時即對試體的二樓柱頂進行剪力降伏的檢核，從圖 23 同時可以觀察到試體 SC 與 WC 二樓柱頂亦有剪力降伏或剪力塑鉸產生，而試體 NC 仍保持彈性，顯示本研究以柱端彎矩比值  $\lambda$  及疊加法來估計彎矩及剪力容量同樣也適用於其他樓層。

## 結論

過去已有研究成功地以彈性模型來預估鋼板剪力牆系統系統進入非線性後的內力分佈；本研究討論的底層柱內力需求是在大側位移下，系統進入應變硬化階段的內力分佈，除了考慮應變硬化因數的疊加法以建立邊界柱容量設計方法，尚利用實驗與有限元素模型分析驗證系統內力分佈及行為，實驗與分析結果均證實本研究所建議之容量設計方法對於控制底層邊界柱塑鉸位置是可行的。

本研究已討論多種設計彎矩及剪力的設計標準，並根據不同的標準設計試體以驗證行為，目的為提供安全且經濟的鋼板剪力牆設計建議。試驗結果顯示試體的行為區別主要在於系統應變硬化後是否會在底層柱頂產生彎矩或剪力塑鉸，柱頂產生降伏或塑鉸的底層邊界柱均發生側向扭轉挫屈，反之柱頂保持彈性的試體行為良好，因此本研究建議考慮應變硬化後底層柱頂仍保持彈性作為耐震設計原則較為恰當。

隨底層邊界柱強度容量越小，系統應變硬化後柱跨中之塑性區擴散越大，且層間變位亦越集中於底層，其拉力場發展效率也較差。

鋼板剪力牆系統由彈性進入塑性後，拉力場角度有明顯的改變，本研究透過試體與 ABAQUS 有限元素模型分析證實這種現象，進行容量設計時建議底層拉力場角度可假定為 40°，其餘樓層可假設角度為 45°。

不論是利用 SAP2000 簡化的板條模型或是採 S4R 薄殼元素的 ABAQUS 模型，採用本文建議的有限元素模型設定，均可對試體的勁度與強度有效預測，使用 ABAQUS 模型分析更可瞭解試體細部反應。

## 誌謝

本研究感謝國家科學委員會與國家地震工程研究中心給予的財務支持，以及中國鋼鐵股份有限公司致贈降伏點鋼板。實驗期間作者獲得國家地震工程研究中同仁、王孔君、莊勝智、陳家乾及林志翰先生的幫忙，數值分析獲得蔡青宜小姐的協助，在此一併感謝。

## 參考文獻

1. AISC, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (2005).
2. CSA, "Limit States Design of Steel Structures", CAN/CSA-S16-01, Canadian Standards Association, Willowdale, Ontario, Canada (2001).
3. Thorburn, L.J., Kulak, G.L. and Montogomer, C.J., "Analysis of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada (1983).
4. 李昭賢、蔡克銓，「鋼板剪力牆系統之耐震設計研究」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-08-019 (2008)。
5. 蔡克銓、李昭賢、林志翰、蔡青宜、遊宜哲、朱駿魁，「未束制與束制型鋼板剪力牆邊界柱構件之耐震設計（一）：數值分析研究」，結構工程，第二十五卷，第三期，第 37-54 頁 (2010)。
6. 李昭賢、蔡克銓、林志翰、陳沛清、朱駿魁，「未束制與束制型鋼板剪力牆邊界柱構件之耐震設計（二）：試驗研究」，結構工程，第二十五卷，第四期，第 3-26 頁 (2010)。
7. Tsai, K.C., Li, C.H., Lin, C.H. and Tsai, C.Y., "Cyclic Tests of Four Two-Story Narrow Steel Plate Shear Walls. Part 1: Analytical Studies and Specimen Design", Earthquake Engng Struct. Dyn. 39(7): 775-799 (2010).

8. Li, C.H. and Tsai, K.C., "Cyclic Tests of Four Two-Story Narrow Steel Plate Shear Walls. Part 2: Experimental Results and Design Implications", *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 39(7):801-826 (2010).
9. Li, C.H., Tsai, K.C., Chang, J.T., Lin, C.H., Chen, J.C., Lin, T.H. and Chen, P.C., "Cyclic Test of A Coupled Steel Plate Shear Wall Substructure", *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 41(9):1277-1299 (2012).
10. Timler, P.A. and Kulak, G.L., "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", *Structural Engineering Report No. 114*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada (1983).
11. Berman, J., and Bruneau, M., "Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 129, No.11, November 1, 2003, pp. 1448-1456 (2003).
12. C.H. Lin., Tsai K.C., Qu, B., Bruneau, M., "Sub-structural pseudo dynamic performance of two full-scale two-story steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, no. 12, pp. 1467-1482 (2010).
13. Vian D., Bruneau, M., Tsai, K.C. and Lin, Y.C., "Special Perforated Steel Plate Shear Wall with Reduced Beam Section Anchor Beams I: Experimental Investigation", *Journal of Structural Eng., ASCE*, Vol. 135, No. 3, March (2009).
14. Vian, D., "Steel plate shear walls for seismic design and retrofit of building structures", Ph.D. Dissertation, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, Buffalo, NY (2005).
15. FEMA, "FEMA350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building," (2001).
16. Tsai, K.C., Li, C.H. and Lee, H.C., "Seismic Design and Testing of the Bottom Vertical Boundary Elements In Steel Plate Shear Walls. Part 1: Design Methodology" *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 43(15), 2237-2259 (2014).
17. Li, C.H., Tsai, K.C. and Lee, H.C., "Seismic Design and Testing of the Bottom Vertical Boundary Elements In Steel Plate Shear Walls. Part 2: Experimental Studies" *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 43(14), 2155-2177 (2014).
18. Wang K. J., "An Integrated Environment for Structural Testing", Ph.D. Thesis, National Taiwan University, Taipei (2011).
19. A.S. Lubell, H.G.L. Prion, C.E. Ventura, and Mahmoud Rezai, "Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Loading", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 4, pp. 453-460 (2000).
20. M.R. Behbahanifard, G.Y. Grondin and A.E. Elwi, "Experimental and numerical investigation of steel plate shear walls", *Structural Engineering Report, No. 254*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada (2003)
21. 謝旺達,「鋼板剪力牆之有限元素分析與耐震設計研究」, 國立台灣大學土木工程學系結構組碩士論文, 蔡克銓教授指導, 臺北 (2006)。

## 歡迎參考美國 FE/PE 考試



為增強國內工程師國際化能力，中國工程師學會（CIE）與美國國家工程暨測量考試委員會（National Council of Examiners for Engineering and Surveying, NCEES）簽署合作備忘錄，於台灣舉辦 Fundamentals of Engineering（FE）考試及 Principles and Practice of Engineering（PE）考試。

NCEES 為美國 FE 及 PE 考試之專責機構，統一辦理全美各州之該兩項考試。FE 考試資格（以我國而言）為受 IIEET 認證之大學系所畢業或應屆畢業生；而參加 PE 考試前須先通過 FE 考試，且需至少有四年實務經驗者方能報考。美國 Professional Engineer 資格與我國技師相當，但欲在美國註冊 Professional Engineer 則須先通過 PE 考試後再依各州規定辦理。

中國工程師學會訂於 104 年上半年開始在台灣舉辦 FE 考試，於 104 年下半年開始在台灣舉辦 PE 考試。FE 考試為電腦考試（CBT），PE 考試則為筆試。FE 及 PE 考試均為英文試題，通過該兩項考試代表在專業及英文兩者均達一定水準。但通過 PE 考試不代表立即可取得美國 Professional Engineer 資格。因美國 Professional Engineer 證書由各州頒發，除通過 PE 筆試外另各州各有規定，不盡相同，詳 NCEES 網站。對於參加 FE 考試之詳情請參閱本網站之說明，關於參加 PE 考試之各項規定，本網站將陸續發布。

中國工程師學會與 NCEES 合作在台灣舉辦 FE 及 PE 考試乃為國內工程師提供一平台，以美國考試驗證本身之英文及專業能力。中國工程師學會鼓勵國內工程師善用此一平台踴躍報考。



中國工程師學會  
Chinese Institute of Engineers (CIE)