

挫屈束制支撐核心鋼板 高模態挫屈行為研究

吳安傑* 林保均**
蔡克銓***

摘要

免解式挫屈束制支撐主要可由兩獨立圍束構件及特別設計之墊塊，分別圍束核心鋼板弱軸與強軸方向之挫屈，該墊塊同時搭配螺栓將兩獨立圍束構件接合為一體。墊塊之配置經特別設計，不需解開圍束構件就可直接觀察核心鋼板高模態挫屈現象。因此，免解式挫屈束制支撐可改善習見之挫屈束制支撐在地震過後檢測不易之問題；並可依核心鋼板損壞之情形，拆卸圍束構件後更新損壞之核心鋼板。本研究利用六組免解式挫屈束制支撐試體，分別以不同加載歷時進行構件試驗，同時利用有限元素模型分析，觀察並探討核心鋼板高模態挫屈之消長現象。試驗結果顯示，新研發之免解式挫屈束制支撐，遲滯消能行為良好穩定，具有優良之耐震性能，各組試體於試驗停止前所累積之總非線性變形量皆超過 400 倍斜撐降

伏變形量。試驗與有限元素分析結果亦顯示，核心鋼板高模態挫屈波長與加載歷時有關，較大之核心壓應變將發展出較短之高模態挫屈波長；核心鋼板發生高模態挫屈之初始波長約為 12 倍核心板厚，當核心鋼板持續受壓，高模態挫屈波形趨複雜化，挫屈波長縮短至約 10 倍核心板厚。

關鍵字：挫屈束制支撐，高模態挫屈，局部挫屈，圍束構件，挫屈波長

一、介紹

相較於傳統斜撐受壓會發生撓曲挫屈破壞而降低構架耐震性能，經適當設計與製造之挫屈束制支撐（buckling-restrained brace, BRB）在受拉與受壓的情況下，均能降伏而消散能量[1-4]。因此 BRB 在許多建築及橋樑結構設計中，已被視為主要的制震消能元件，並能有效強化結構的耐震性能[2, 5-7]。典型的

* 國家地震工程研究中心 助理研究員

** 國家地震工程研究中心 專案助理研究員

*** 國立台灣大學土木工程學系 教授

BRB 常由圍束構件完全包覆核心元件而成，因此對於核心元件的破壞不易檢測。當核心元件承受軸壓力時，圍束構件須提供足夠的勁度，以防止 BRB 整體撓曲挫屈破壞的發生[1]；而柏松比效應（Poisson effect）使得核心元件軸向受壓面積增加，因此於核心元件與圍束構件間須存在一定之淨空間，以防止核心元件受壓後與圍束構件間產生過大摩擦力[1, 2, 8]。然而，此一淨空間將使得核心元件受壓進入塑性後產生高模態挫屈行為，在高模態挫屈波形的波峰處隨之形成向外推頂的側向作用力[9-14]。倘若圍束構件的勁度或強度不足，則核心元件高模態挫屈行為將使得圍束構件發生局部的破壞現象[10, 13]。過去已有研究，包括利用典型方形鋼管內灌砂漿 BRB 之試驗與有限元素分析研究，探討其核心鋼板強軸高模態挫屈所造成圍束鋼管的局部破壞行為[10]；或針對可更換核心板之 BRB，提出避免整體撓曲與局部挫屈破壞之設計建議[11, 12]；也有提出薄型化 BRB 之設計建議，以防止圍束鋼管因核心鋼板弱軸高模態挫屈所造成之局部外拱破壞情形發生[13]。

挫屈束制支撐構架（buckling-restrained braced frame, BRBF）可設計讓大部份輸入的地震剪力與能量主要藉由支撐的變形來吸收，一旦 BRB 損壞將導致構架失去大部份的耐震性能。地震活動頻繁區域常於主震後伴隨強烈的餘震，就受地震力後檢視機制而言，習見的 BRB 多不易於地震過後即時獲得是否仍可繼續使用的訊息，且尚無可立即檢測 BRB 之簡易技術。為利於震後檢視核心元件，已有研究提出 BRB 圍束構件可拆解之概念[9, 11, 12, 15-17]；然而，經歷大量塑性變形的核心元件若尚未損壞，則將拆解後之圍束構件重新組裝恐存在極大的困難。因此，提供一套可於震後即時檢測 BRB 核心元件之技術，而不必拆解 BRB 任何部份之零組件，將可確保 BRB 發

揮有效的耐震性能。本文所提出之免解式挫屈束制支撐（inspectable buckling-restrained brace, INSP-BRB）主要可由兩獨立圍束構件及特別設計之墊塊，同時搭配螺栓將兩獨立圍束構件接合為一體，用以圍束核心鋼板而成。緊接兩獨立圍束構件之螺栓須具備充分的強度，以抵抗核心鋼板弱軸高模態挫屈所產生向外推頂的側向作用力；而墊塊搭配螺栓之間距，則須小於核心鋼板強軸高模態挫屈波長之半，以防止核心鋼板發生強軸方向的挫屈。經特別設計之墊塊與螺栓配置，使得核心鋼板高模態挫屈現象可直接觀察。因此，INSP-BRB 可改善習見之 BRB 在地震過後檢測不易之問題，並可依核心鋼板損壞之情形，拆卸圍束構件後更新損壞之核心鋼板。本研究規劃三種（共六組）不同核心斷面尺寸試體，分別採用不同之反覆拉壓變形加載歷時，以探討 INSP-BRB 之可行性並研究核心鋼板高模態挫屈行為。同時透過本試驗與有限元素模型分析，研究核心鋼板高模態挫屈波形變化，以及挫屈波長與軸壓應變間的關係。

二、免解式挫屈束制支撐設計要求

圖 1 為前述可於震後即時檢測核心鋼板（core member），並可依其損壞情況更換核心鋼板之 INSP-BRB。如圖 1 及 2 所示，兩獨立圍束構件（restraining member）主要可由鋼板與槽鋼銲接而成，同時搭配特別設計之墊塊（圖 2b、2c 及 2e）並利用高強度螺栓（bolt）圍束核心鋼板；其中，墊塊（spacer）稍厚於核心鋼板厚度，並經特別之設計與配置，分別提供核心鋼板與圍束構件強軸及弱軸方向所需之淨空間。如圖 2e 顯示，核心鋼板邊緣與墊塊之間隙為 s_s ，而核心鋼板寬面與圍束構件間隔 s_w 。此外，沿構件軸向之兩相鄰墊塊與螺栓設計間距為 L_b ，以達到方便直接觀察核心鋼板變形情況之目的。INSP-BRB 的兩大設計關

鍵為，避免其圍束構件整體撓曲與局部挫屈破壞之發生，其中包含五個主要項目討論如下：

2.1 避免圍束構件整體撓曲挫屈

為防止整體撓曲挫屈的發生，圍束構件須提供有效的斷面慣性矩 I_{sc} ，使其彈性挫屈強度 P_{cr} 足以抵抗 BRB 最大可能發生之壓力強度 $P_{\max}[1, 2]$ ：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_{sc} I_{sc}}{L_{sc}^2} \quad (1)$$

其中， E_{sc} 及 L_{sc} 分別為圍束構件之材料彈性模數及兩端點總長度（圖 2b）。

2.2 核心鋼板強軸高模態挫屈波長

當圍束構件具備足夠之整體撓曲挫屈強度時，核心鋼板與圍束構件兩者之淨空間能致使核心鋼板受壓後，沿其強軸與弱軸方向發生高模態挫屈行為。強軸高模態挫屈波長 L_s 可利用彈性挫屈公式與 BRB 降伏強度 P_y 估算而得[10]：

$$L_s = \sqrt{\frac{4\pi^2 (EI_s)_{eff}}{P_y}} = \sqrt{\frac{4\pi^2 \times 0.02 EI_s}{F_y w_c t_c}} \approx 6w_c \quad (2)$$

其中，斷面強軸等效勁度 $(EI_s)_{eff}$ 考慮核心鋼板降伏，採彈性勁度 EI_s 之百分數； E 、 F_y 、 w_c 、 t_c 及 $I_s (=t_c w_c^3/12)$ 分別為核心鋼板之材料彈性模數、降伏應力、斷面寬度、厚度及強軸慣性矩。假設 $E/F_y \approx 600$ ，則強軸高模態挫屈波長的計算可簡化為核心鋼板斷面寬度 w_c 及彈性勁度 EI_s 之函數；Takeuchi 等人[10]則建議代入 2%之彈性勁度，即 $(EI_s)_{eff} = 0.02 EI_s$ ，可求得近似之強軸高模態挫屈波長約為 6 倍核心鋼板斷面寬度。

2.3 避免核心板強軸高模態挫屈破壞- 繫接螺栓之間距與強度需求

圖 3 為核心鋼板發生強軸高模態挫屈側向作用力與 BRB 軸向力關係示意圖，核心鋼

板受軸拉進入塑性變形時，鋼材柏松比 ν （Poisson ratio）約為 0.5，因柏松比效應使斷面寬度減少 $\nu \varepsilon_c w_c$ ，造成核心鋼板邊緣與墊塊間之空間增加為 $s_s + \nu \varepsilon_c w_c/2$ 。反向受壓時，由於高模態挫屈的發生，核心鋼板產生側向變形，若波峰與墊塊發生接觸並擠壓，則對墊塊與螺栓產生側向的作用力 N_s 。利用推估的強軸高模態挫屈波長 L_s 及核心鋼板邊緣與墊塊間隙 $s_s + \nu \varepsilon_c w_c/2$ 的幾何關係可得[10]：

$$N_s = \frac{4s_s + 2\nu \varepsilon_c w_c}{L_s} P_{\max} \quad (3)$$

其中， ε_c 為核心鋼板承受之最大拉應變量。因此墊塊搭配繫接螺栓之間距 L_b 不應大於核心鋼板強軸高模態挫屈波長之一半，以更有效地抵抗其所產生之側向作用力，繫接螺栓須具備足夠的剪力強度以承受該作用力 N_s 。

2.4 核心鋼板弱軸高模態挫屈波長

核心鋼板產生弱軸高模態挫屈期間，在承受較大軸壓應變時，因斷面特性（弱軸挫屈波長較強軸挫屈為短），使其進入更顯著的塑性彎曲情況；因此，部份斷面區域可視為卸載之彈性反應。本研究採用雙模數理論（double modulus theory），同時考慮斷面加載及卸載之現象，計算斷面弱軸等效勁度 $(EI_w)_{eff}$ [13, 14]：

$$(EI_w)_{eff} = E \int_0^{t_c/2-c} x^2 w_c dx + E_t \int_0^{t_c/2+c} x^2 w_c dx \quad (4)$$

其中， E_t 為核心鋼板之材料切線模數， c 為核心斷面中性軸（neutral axis）至中心軸（center axis）之距離（圖 4）。若假設降伏後切線模數 E_t 為 2%之彈性模數 E ，利用上式可得等效勁度 $(EI_w)_{eff}$ 約為 6%的彈性勁度 EI_w ；其中， $I_w (=w_c t_c^3/12)$ 為核心鋼板斷面弱軸慣性矩。將斷面弱軸等效勁度代入式 2，則可推算出弱軸高模態挫屈波長 L_w 約為 11 倍核心鋼板斷面厚度：

$$L_w = \sqrt{\frac{4\pi^2 (EI_w)_{eff}}{P_y}} = \sqrt{\frac{4\pi^2 \times 0.06 EI_w}{F_y w_c t_c}} \approx 11t_c \quad (5)$$

2.5 避免核心板弱軸高模態挫屈破壞- 圍束構件之局部撓曲需求

如圖 5 所示，與前述強軸挫屈方式相似，核心鋼板弱軸高模態挫屈之前可能先受軸拉進入塑性變形，核心鋼板表面與圍束構件間之空間增加為 $s_w + v\epsilon_c t_c / 2$ 。反向受壓時，核心鋼板弱軸高模態挫屈對圍束構件所產生之側向作用力 N_w ，則可依圖 5 之幾何關係求得[8, 9, 11-14]：

$$N_w = \frac{4s_w + 2v\epsilon_c t_c}{L_w} P_{\max} \quad (6)$$

若將圍束構件之繫接螺栓視為鉸支承，則相鄰兩繫接螺栓間僅存在一側向作用力 N_w 施加於

兩繫接螺栓間距之中點時，可求得該作用力對圍束構件產生之局部最大彎矩。相鄰兩繫接螺栓間實際所存在作用力的數量則與高模態挫屈波長 L_w 有關，並須依不同作用力個數的情況，以求得圍束構件可能須承受之局部最大彎矩。圍束構件亦須具有足夠之彈性勁度與強度，承受前述高模態挫屈所造成之局部最大彎矩而不發生顯著的撓曲變形。因此繫接螺栓除須承受核心鋼板強軸挫屈所造成的剪力 N_s 外，另須足以負荷繫接螺栓間所有 N_w 造成之張力。

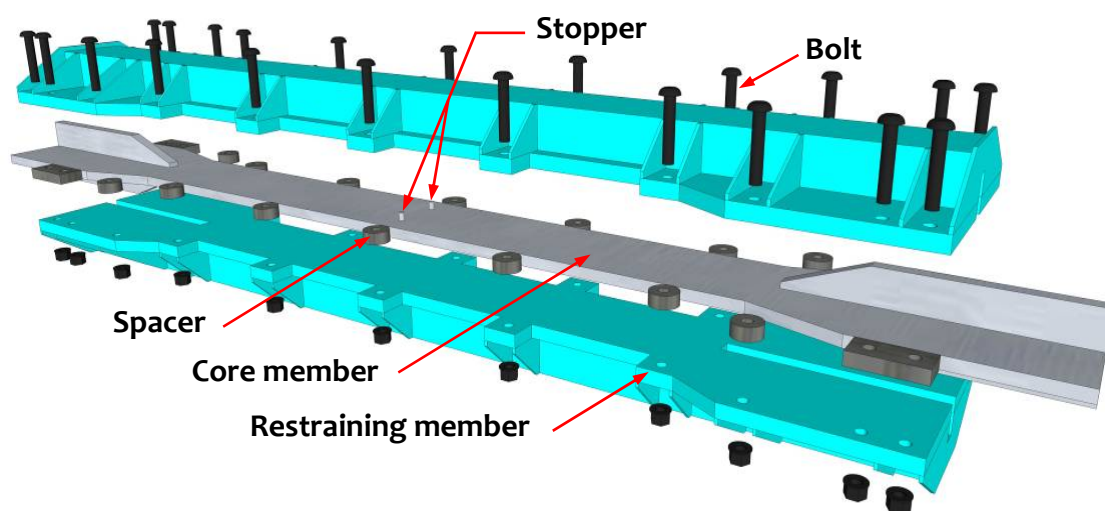


圖 1 免解式挫屈束制支撐組成示意圖

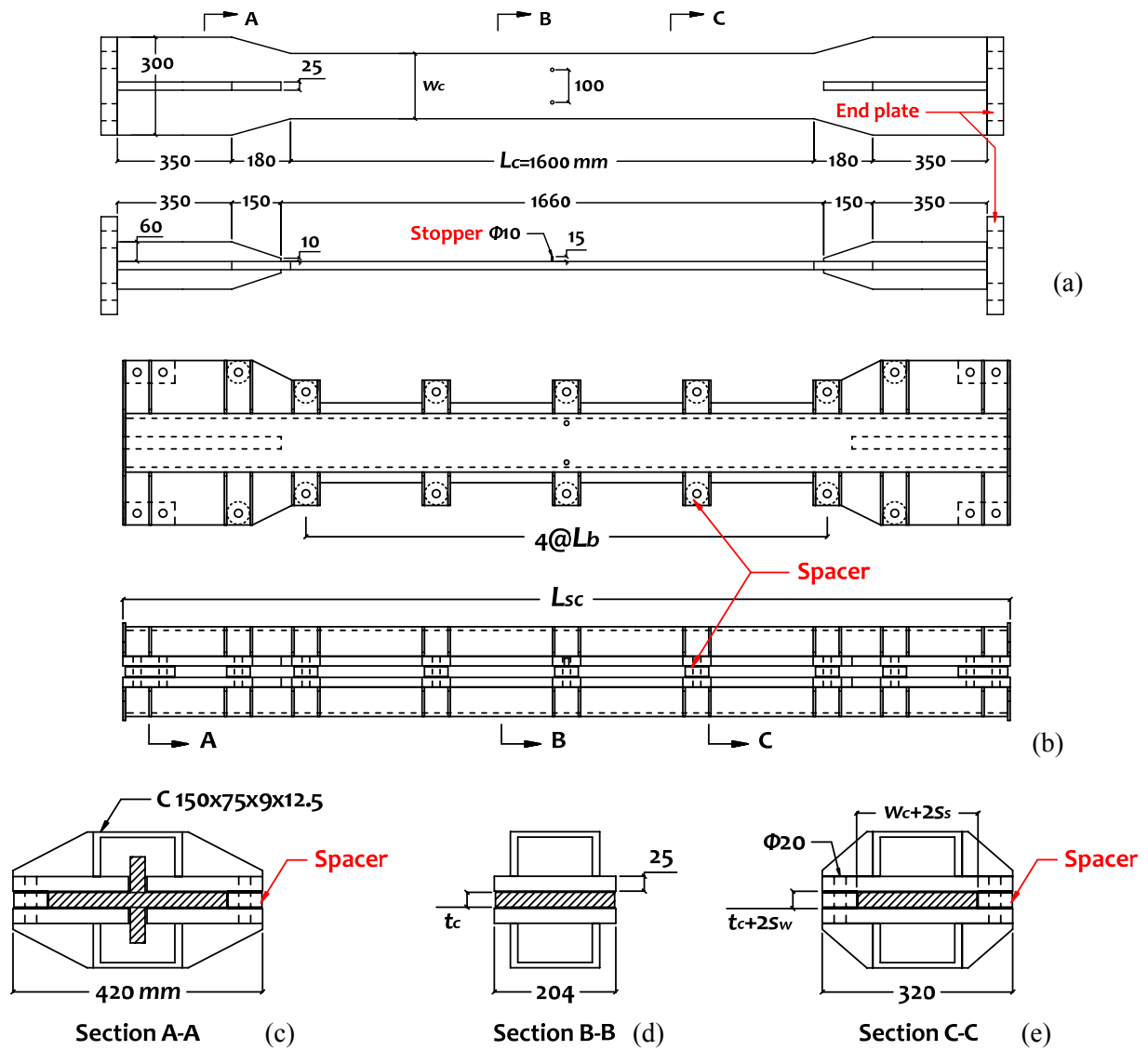


圖 2 免解式挫屈束制支撐試體尺寸圖

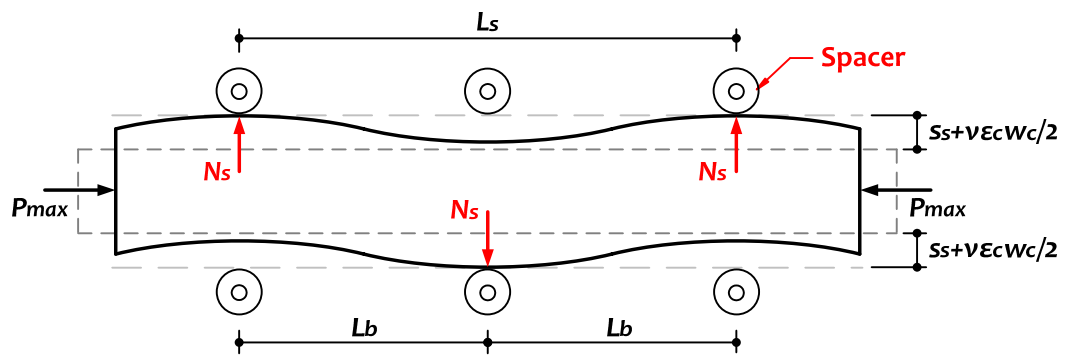


圖 3 核心鋼板強軸高模態挫屈示意圖

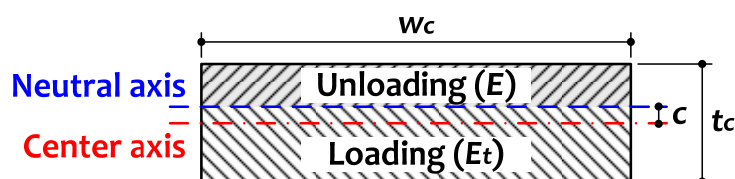


圖 4 核心鋼板斷面加載與卸載區域示意圖

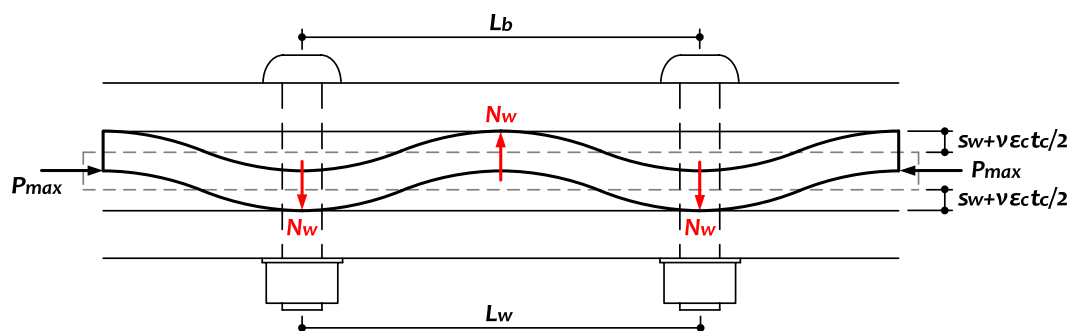


圖 5 核心鋼板弱軸高模態挫屈示意圖

三、核心鋼板弱軸高模態挫屈波 形觀測試驗與分析規劃

由式 3 及式 6 可知，核心鋼板高模態挫屈波長直接影響高模態挫屈所產生側向作用力之大小。過去研究雖已有類似式 2 及式 5 之波長計算建議[8-14]，卻無法有效地驗證或比對試驗時高模態挫屈波長的消長，更未見能於加載過程中直接觀察與量測核心鋼板挫屈狀態之變化與機制。因此，本試驗研究主要目的之一即為觀測與探討在不同應變的加載下，核心鋼板高模態挫屈之現象及波長變化情形，同時驗證有限元素模型分析結果之準確度。

3.1 試體設計

本試驗規劃六組（共兩種核心板厚，三種不同核心斷面尺寸）INSP-BRB 試體，構件試體細部尺寸及核心鋼材降伏強度詳如表 1 及圖 2 所示。試體核心元件及墊塊均採用 CNS SN490B 鋼材。為在試驗機台的淨高限制下保

持最長的核心消能段長度 L_c ，但須防止核心鋼板中央斷面與圍束構件發生在構件軸向的相對移動，又恐習見的中央定位卡榫[11, 12]會影響核心鋼板高模態挫屈行為，因此只在核心鋼板中央輕微地銲接兩組直徑 10mm 及長度為 15mm 之定位圓桿（stopper）於表面（圖 1 及 2a），以避免過大的銲接入熱量降低核心鋼板疲勞壽命。兩獨立之圍束構件主要各由 25mm 厚之 A36 材質鋼板及 150×75×9×12.5mm 之槽鋼所組成，並利用直徑 20mm 之 F10T 高張力螺栓搭配墊塊將兩獨立圍束構件繫接為一體（圖 2）。墊塊與核心鋼板邊緣距離 s_s 為 2mm，且墊塊厚度使得核心鋼板兩側表面與圍束構件之間皆保持 1mm 之間距 s_w ；而相鄰兩墊塊搭配螺栓之設計間距 L_b 為 332mm（表 1 及圖 2b），以方便於試驗過程中即時觀察與量測核心鋼板之變形狀況及高模態挫屈波長。為能重複利用圍束構件而僅更換待測試之核心鋼板，試體圍束構件採保守地設計滿足第二章所述之各項設計需求。

表 1 試體尺寸及核心鋼材強度

Specimen	w_c (mm)	t_c (mm)	F_y (MPa)	s_s (mm)	s_w (mm)	L_{sc} (mm)	L_b (mm)
w160t20-1	160	20	330	2	1	2260	332
w160t20-2							
w200t20-1	200	20	330	2	1	2260	332
w200t20-2							
w200t25-1	200	25	360	2	1	2260	332
w200t25-2							

3.2 試驗配置與加載歷時

本試驗利用國家地震工程研究中心的 Shimadzu 萬能試驗機進行，如圖 2a 及 6 所示，核心鋼板兩端各與端板（end plate）銲接後，藉由螺栓及夾具與試驗機台續接；試驗採位移控制沿試體軸向施載，軸力則由試驗機台內建之荷重計量測而得。試體軸向變形量使用兩組位移計量測試體兩端板間之相對變形，額外四組位移計則架設於兩相鄰墊塊搭配螺栓之中點，用以監測兩獨立圍束構件受核心鋼板高模態挫屈側向力所產生之撐開變形量（圖 6）。如圖 7 所示，圍束構件兩側亦直接貼上刻度鐵尺，而試體核心鋼板兩側則以黃色油漆塗裝，以利於試驗過程中隨時觀察記錄與量測核心鋼板高模態挫屈波長之變化。

當構架內之 BRB 受地震力作用而進入降伏階段後，塑性變形會集中在核心元件消能段 L_c 部份，故核心應變可保守估計為 $\varepsilon_c = (\theta/2\alpha)\sin 2\varphi$ ；其中， θ 為對應之構架樓層側位位移角， φ 為 BRB 與水平線夾角，而 α 為核心消能段長度 L_c 與 BRB 兩端梁柱工作點至工作點距離之比值[8]。若以 $\varphi=45^\circ$ 且 $\alpha=0.5$ 為例，樓層側位位移角 θ 為 1.0% 所對應 BRB 的核心應變量 ε_c 即為 1.0%。核心鋼板高模態挫屈波長可能會隨不同應變之加載而變化，預期

發生之高模態挫屈最小波長應與最大核心壓應變有關；因此本試驗規劃如圖 8 所示六組不同加載歷時，以探討核心鋼板於不同應變歷時下高模態挫屈波長之變化。六組試體均施以先拉或先壓之降伏應變 ε_y ，隨後經歷反覆漸增、漸減或固定加載應變。其中，試體 w160t20-1 由 0.5% 核心應變反覆漸增施載至 3.5% 核心應變；試體 w160t20-2 則由 3.5% 核心應變反覆漸減施載至 0.5% 核心應變，且各階段應變均由壓應變開始加載；試體 w200t20-1 由 3.0% 核心應變反覆漸減施載至 1.0% 核心應變；而試體 w200t20-2 開始以 1.5% 核心應變加載至 4.5% 核心應變後，再施以 3.0% 核心應變。於前述反覆漸增或漸減之應變歷時完成後，試體 w160t20-1、w160t20-2 及 w200t20-1 隨即施以 2.0% 核心應變之疲勞荷載；而試體 w200t20-2 則施以 3.0% 核心應變之疲勞荷載直至試體破壞為止。此外，試體 w200t25-1 經歷固定之 1.5% 核心拉應變，核心壓應變由 1.5% 加載至 4.5% 後，再施以 3.0% 核心壓應變，完成後稱之為一次歷時，隨後連續重複前述歷時至試體破壞為止；試體 w200t25-2 則以固定 2.0% 核心應變反覆施載至試體發生破壞。試驗於反覆漸增、漸減或固定加載應變過程中，在各壓應變階段之尖峰值均暫停試驗，以觀察與量測核心鋼板高模態挫屈行為與波長。

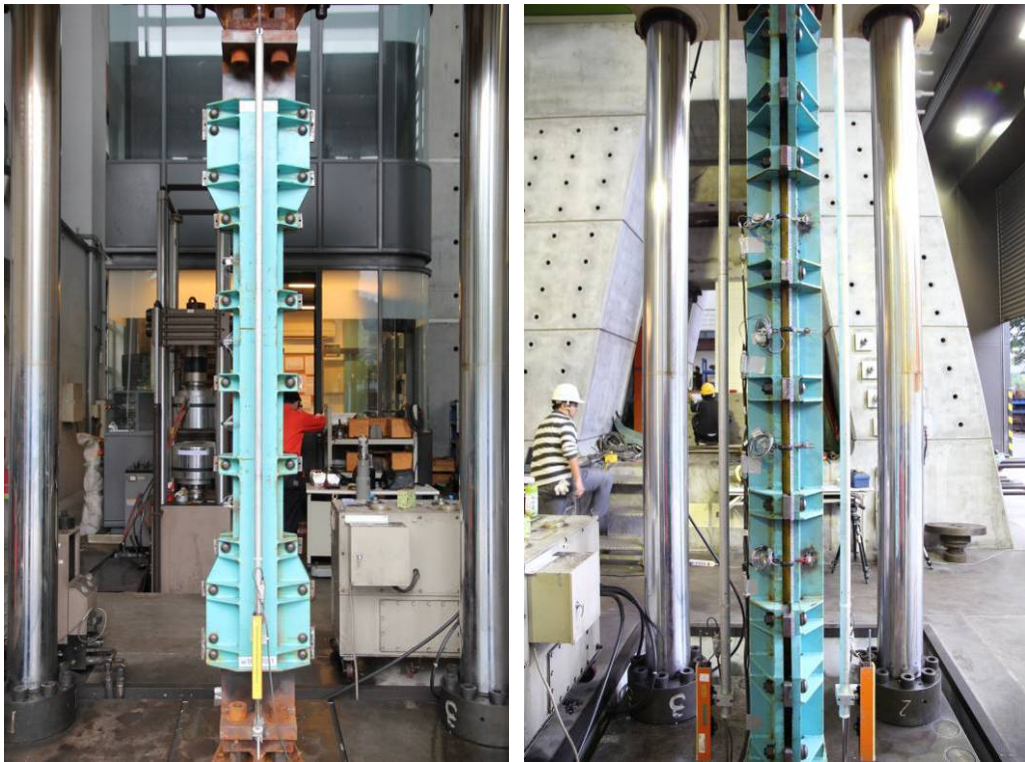
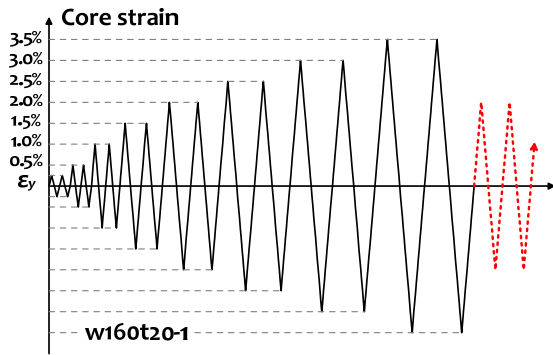


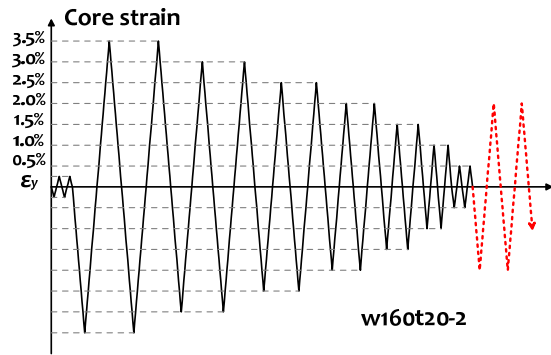
圖 6 試驗配置圖



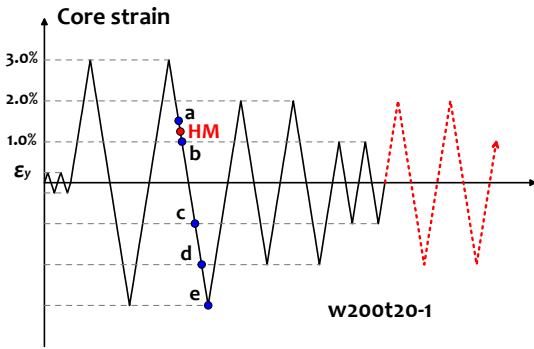
圖 7 核心鋼板高模態挫屈波長試驗觀測



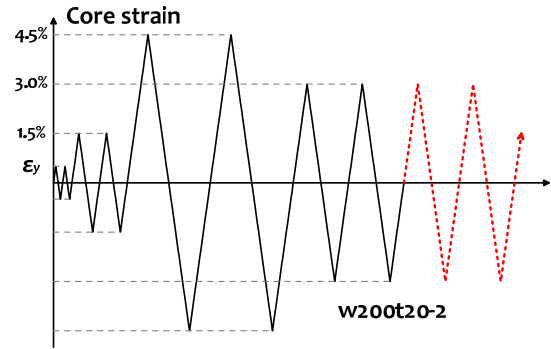
(a)



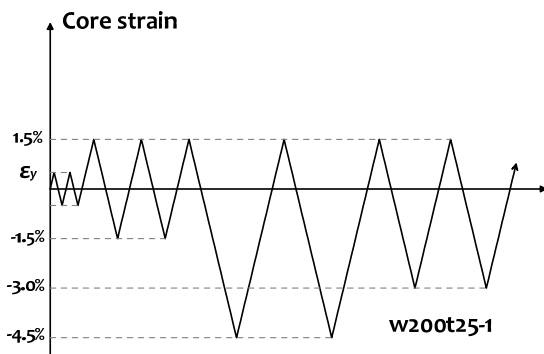
(b)



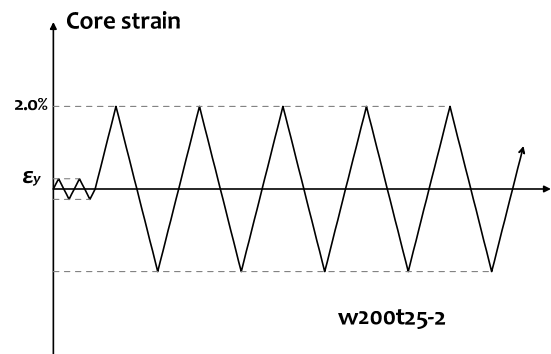
(c)



(d)



(e)



(f)

圖 8 試驗加載歷時

3.3 有限元素分析模型

本研究利用有限元素分析軟體 ABAQUS[18]，模擬六組試體試驗過程，以探討核心鋼板高模態挫屈現象。圖 9 為有限元素模型示意圖，核心元件模型尺寸與實際試體相同。為簡化分析模型，試體圍束構件以四片平板狀鋼體模型模擬，上下板（weak-axis restraining member）防止核心鋼板弱軸挫屈，左右兩側板（strong-axis restraining member）防止核心鋼板強軸挫屈，並限制此四片平板狀鋼體位移及轉角以取代螺栓；弱軸圍束單元

（上下板）與核心鋼板表面保持 2mm 間距，強軸圍束單元（左右兩側板）則與核心鋼板邊緣保持 5mm 間距。有限元素模型中，核心鋼板與圍束單元接觸會產生正向力，其切線方向則會產生摩擦力。分析模型採用 3D solid 元素，並以等向應變硬化（isotropic hardening）與走動應變硬化（kinematic hardening）合效應之材料模擬，材料模型參數則以試驗結果進行校正。六組分析模型皆於端板（end plate）施加位移控制，兩端各加載一半位移量，位移歷時採用試驗所量測之試體變形量，僅分析疲勞荷載以前之加載歷時部份試驗。

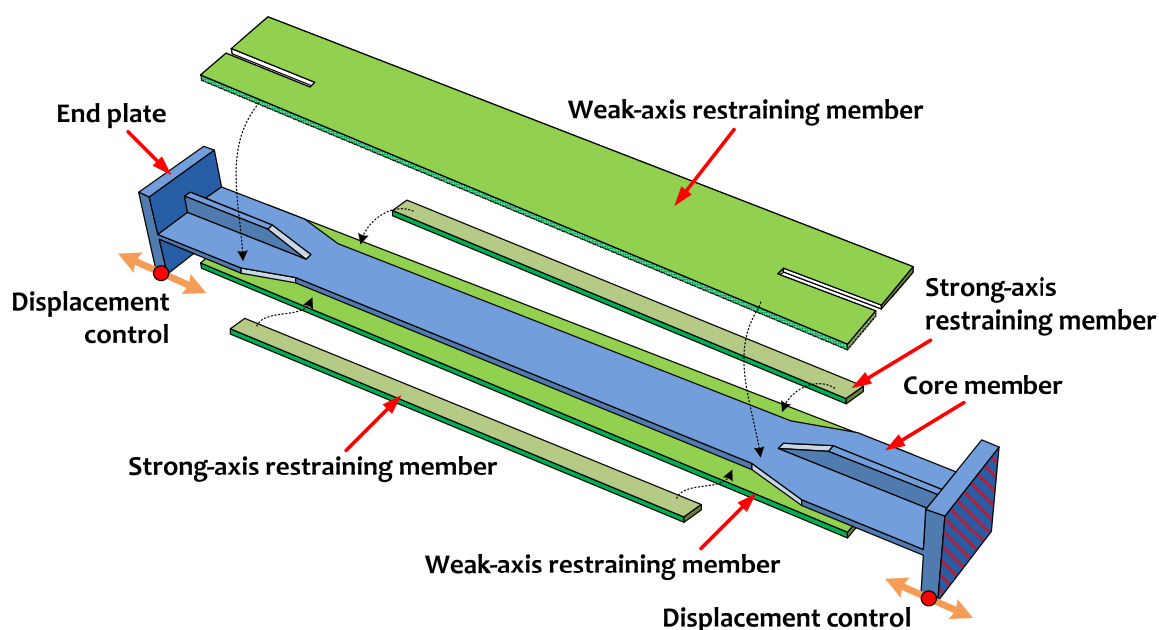


圖 9 試體有限元素分析模型

四、核心鋼板弱軸高模態挫屈波形觀測試驗與分析結果

4.1 試驗結果

圖 10 為 w160t20-1 試體受力變形反應，於第 1 迴圈壓降伏應變時，核心鋼板高模態挫屈波形明顯產生，且具相對較大之波長；隨著施加應變的漸增，越大壓應變之下量測所得之

平均波長越短（表 2）。此外，於相同壓應變階段兩迴圈之尖峰值，所得之高模態挫屈波形及平均波長幾乎完全相似；而試體經歷 1.5% 核心壓應變後，即使施載至 3.5% 核心壓應變，核心鋼板也大致保持相同的波形與平均波長 240mm（約為 12 倍核心板厚）。試體完成反覆漸增的應變加載後，於第 1 迴圈的疲勞拉應變荷載時，核心中央的定位圓桿脫落，導致圍束構件滑落，試驗因而終止，故核心鋼板並未發

生疲勞斷裂之破壞。

試體 w160t20-2 完成兩迴圈的降伏應變加載後，於第 1 迴圈的 3.5%核心壓應變時，核心鋼板隨即產生平均波長為 241mm（約為 12 倍核心板厚）之弱軸高模態挫屈波形（表 2）；而在第 6 迴圈的 2.0%核心應變疲勞荷載時，核心中央的定位圓桿脫落使圍束構件開始漸漸滑落，導致試體壓力強度突然上升（圖 11）。試體核心鋼板最終於第 9 迴圈的疲勞荷載發生斷裂破壞。

試體 w200t20-1 核心鋼板則於第 1 迴圈的 3.0%核心壓應變時，產生 225mm（約為 11 倍核心板厚）的弱軸高模態挫屈平均波長；而於後續的加載過程中，核心鋼板也約略地保持相同之高模態挫屈波形與平均波長（表 2）。試體核心鋼板於第 39 迴圈的疲勞荷載時發生斷裂（圖 12）。

試體 w200t20-2 於第 1 迴圈的 4.5%核心壓應變隨即產生最小的弱軸高模態挫屈平均波長 159mm（約為 8 倍核心板厚，表 2），且於完成兩迴圈的最大應變加載後，圍束構件滑落，因而造成後續歷時的加載過程中試體壓力強度反應升高。如圖 13 所示，試體核心最後於第 4 迴圈的 3.0%核心應變疲勞荷載時發生斷裂。

試體 w200t25-1 於降伏應變加載後，各迴圈的拉應變均加載至 1.5%核心應變，且於 4.5%最大核心壓應變時，量測所得之核心鋼板弱軸高模態挫屈平均波長為 255mm（約為 10 倍核心板厚，表 2），圍束構件於兩迴圈的最大核心應變加載後開始滑落。連續重複 5 次施載相同歷時（但降伏應變不重複加載）後，試體核心鋼板於第 6 次歷時的第 3 個 1.5%核心

拉應變過程中發生斷裂，如圖 14 及 15 所示。

試體 w200t25-2 主要施以固定之 2.0%核心應變，在各迴圈壓應變尖峰值所觀測之弱軸高模態挫屈波形未有明顯不同，平均波長為 290mm（約為 12 倍核心板厚，表 2）；而圍束構件於第 21 迴圈的加載時滑落，核心鋼板則於第 31 迴圈時斷裂（圖 14）。

試驗結果顯示，不論經歷反覆漸增、漸減或固定應變（先拉或先壓）之加載，各組試體反應之遲滯迴圈均飽滿且穩定（圖 10 至 14）；且各組試體於試驗過程中，監測所得兩獨立圍束構件受核心鋼板高模態挫屈側向力所產生之撐開變形量均小於 0.5mm。如表 3 及圖 16 所示，除了核心鋼板未發展出較完整的應變硬化行為及圍束構件發生滑落之迴圈不列入計算外，各組試體於各應變階段下，各對稱加載應變迴圈最大壓力與最大拉力之比值，即脫層不完全因子（compression strength adjustment factor, β factor），即使在超大核心應變 4.5%的情況下仍皆小於 1.24，顯示 INSP-BRB 可有效避免圍束構件與核心鋼板間摩擦力過度的增加。在疲勞壽命方面，試體 w160t20-1、w160t20-2、w200t20-1、w200t20-2、w200t25-1 及 w200t25-2 於試驗終止或破壞前所得之累積塑性變形量（cumulative plastic deformation, CPD）分別為 477、750、1429、456、1029 與 865，均超過 AISC 規範要求的 200 倍降伏位移量[19]。由試驗結果可以發現，受拉應變越大會造成 BRB 總韌性容量下降，CPD 值較小。此外，在試驗過程中各組試體核心鋼板均未有明顯的強軸挫屈現象，且核心鋼板斷裂情形與發生位置皆可如圖 15 所示，於試驗中即時觀測而不須拆卸試體任何組件。

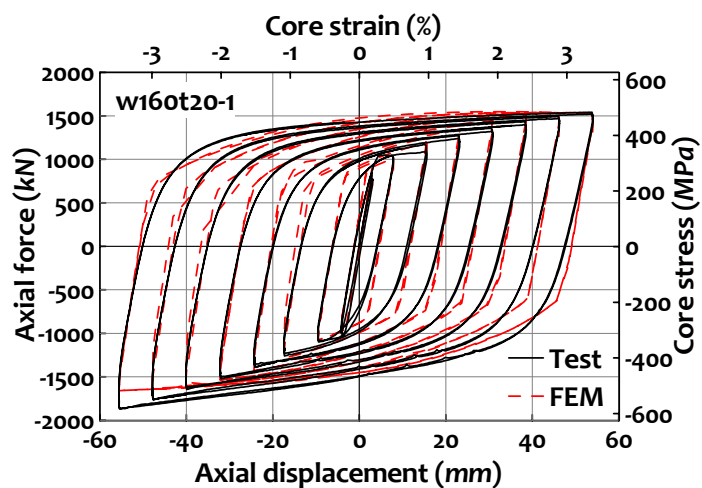


圖 10 試體 w160t20-1 試驗與分析之受力與變形反應

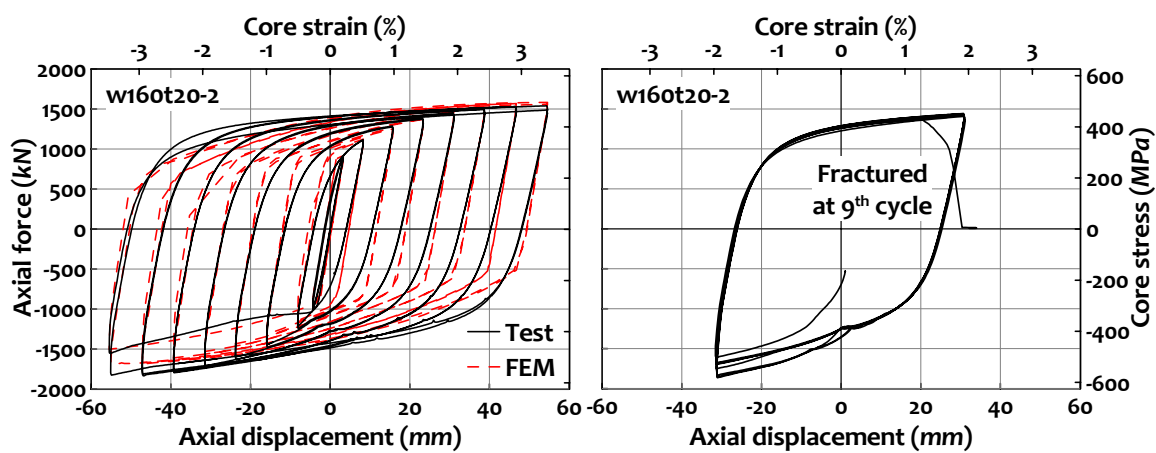


圖 11 試體 w160t20-2 試驗與分析之受力與變形反應

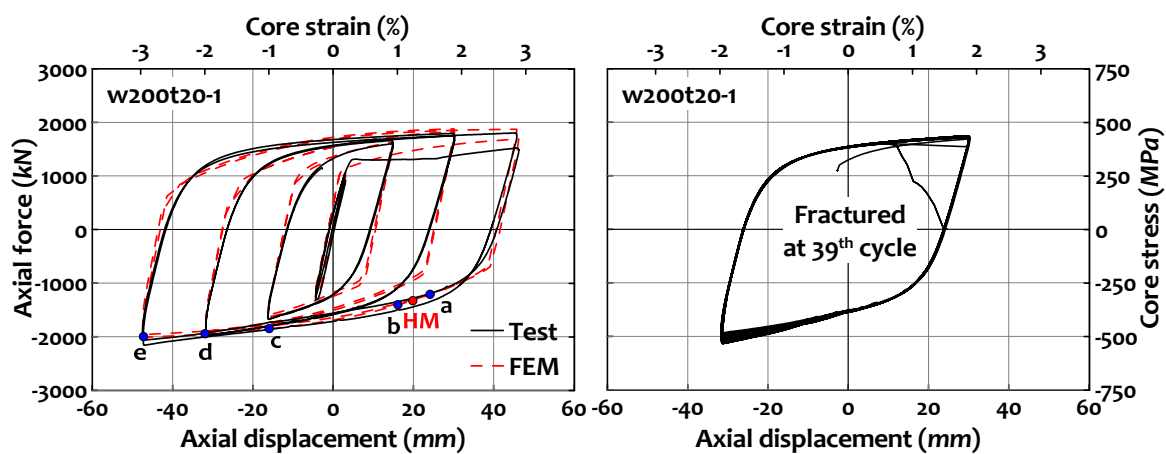


圖 12 試體 w200t20-1 試驗與分析之受力與變形反應

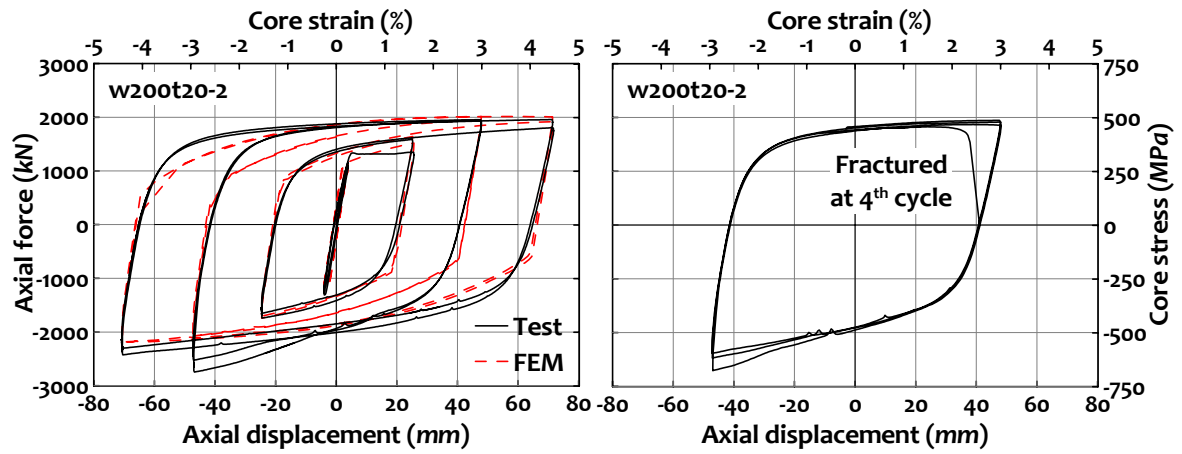


圖 13 試體 w200t20-2 試驗與分析之受力與變形反應

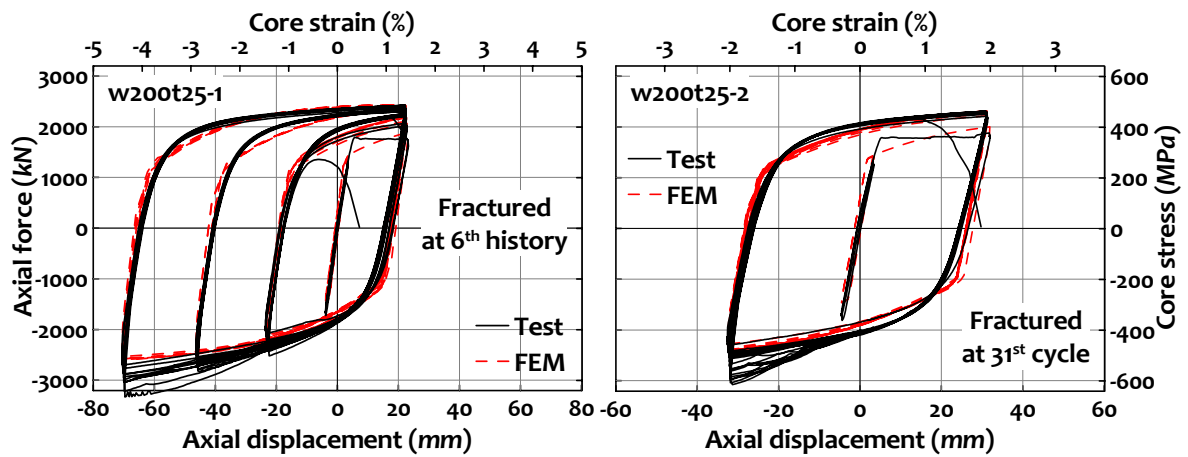


圖 14 試體 w200t25-1 及 w200t25-2 試驗與分析之受力與變形反應

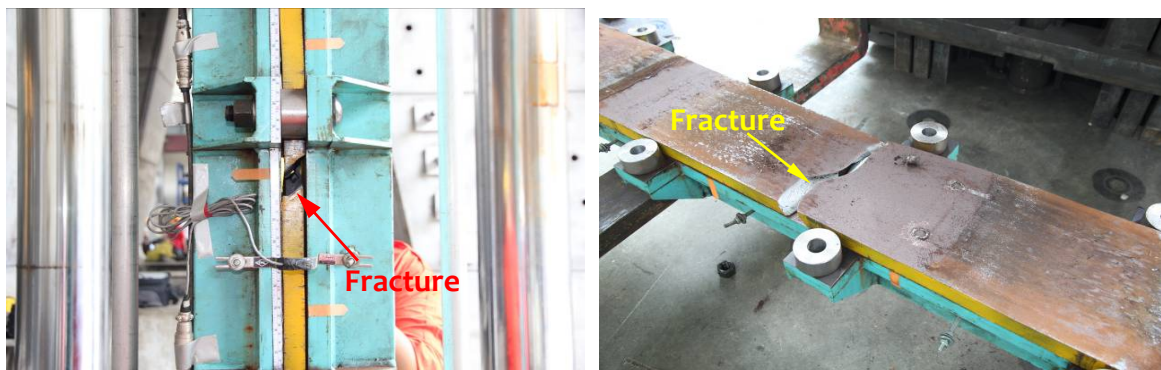


圖 15 試體 w200t25-1 核心鋼板斷裂

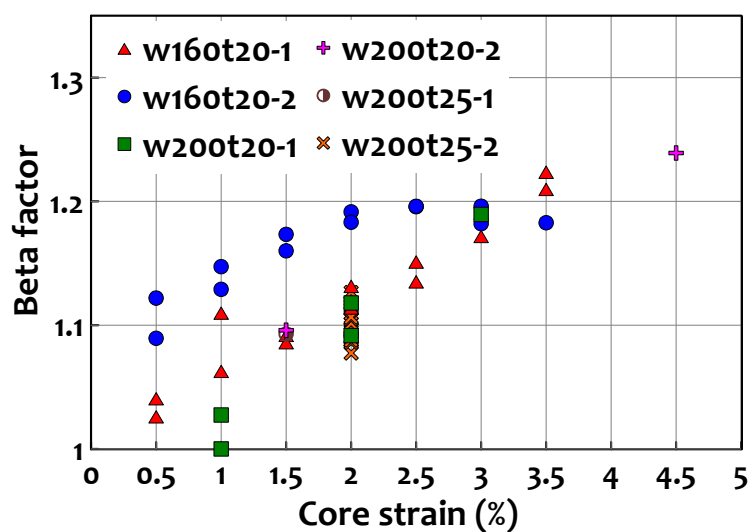
圖 16 試體各階段應變下之脫層不完全因子 β 值

表 2 試體核心鋼板高模態挫屈平均波長試驗觀測結果與有限元素模型分析值

Specimen		Average wave length at various peak compressive strain levels (mm)								
		ϵ_y	0.5%	1.0%	1.5%	2.0%	2.5%	3.0%	3.5%	4.5%
w160t20-1	EXP	940	665	385	245	245	245	240	240	-
	FEM	1118	620	545	331	282	267	197	178	-
w160t20-2	EXP	603	241	241	241	241	241	241	241	-
	FEM	1450	250	202	198	197	195	196	198	-
w200t20-1	EXP	1160	-	225	-	225	-	225	-	-
	FEM	804	-	279	-	258	-	225	-	-
w200t20-2	EXP	1130	-	-	324	-	-	176	-	159
	FEM	954	-	-	304	-	-	147	-	132
w200t25-1	EXP	1500	-	-	390	-	-	343	-	255
	FEM	1120	-	-	375	-	-	289	-	198
w200t25-2	EXP	1400	-	-	-	290	-	-	-	-
	FEM	1510	-	-	-	282	-	-	-	-

表 3 試體脫層不完全因子 β 及累積塑性變形量 CPD 值

Specimen	β factors at various strain levels								CPD
	0.5%	1.0%	1.5%	2.0%	2.5%	3.0%	3.5%	4.5%	
w160t20-1	1.03	1.11	1.09	1.13	1.15	1.19	1.22	-	477
	1.04	1.06	1.09	1.11	1.13	1.17	1.21	-	
w160t20-2	1.12	1.15	1.17	1.19	1.20	1.18	-	-	750
	1.09	1.13	1.16	1.18	1.20	1.20	1.18	-	
w200t20-1	-	1.00	-	1.09	-	-	-	-	1429
	-	1.03	-	1.12	-	1.19	-	-	
w200t20-2	-	-	-	-	-	-	-	-	456
	-	-	1.10	-	-	-	-	1.24	
w200t25-1	-	-	-	-	-	-	-	-	1029
	-	-	1.09	-	-	-	-	-	
w200t25-2	-	-	-	1.09	-	-	-	-	865
	-	-	-	1.13	-	-	-	-	

4.2 有限元素分析結果

圖 10 至 14 亦顯示六組分析模型受力變形關係圖，顯示試體勁度與遲滯行為皆可被準確模擬；表 2 所列為試體核心鋼板高模態挫屈趨勢及平均波長分析與試驗值，兩者所得之結果大致相近。分析結果亦顯示，核心高模態挫屈波長於漸增之應變歷時中會逐漸縮短，而在漸減的應變歷時中波長則不會有太大改變，與經歷之最大壓應變所發展之波長相近。圖 17 所示為試體 w200t20-1 核心鋼板高模態挫屈波峰分佈情形，試驗與分析所得結果相似。因此本研究透過有限元素模型分析，進一步探討核心鋼板高模態挫屈變化行為。

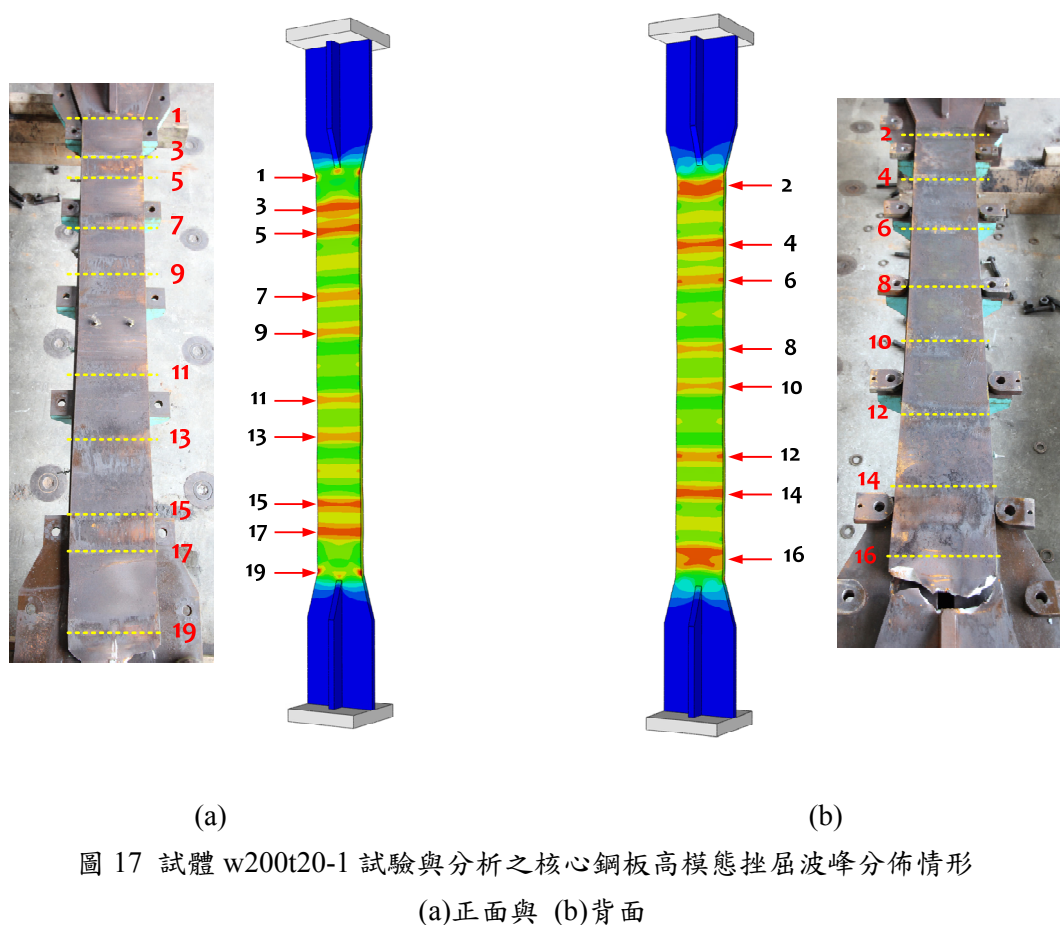
由試驗及有限元素分析結果發現，核心鋼板受軸壓而未達到最大軸壓力前即已發生高模態挫屈，由式 5 所示，利用 BRB 降伏強度 P_y ，並採用雙模數理論可估算弱軸高模態挫屈波長 L_w 。由於高模態挫屈波形導致核心挫屈受彎的斷面應力不均，會在波峰表面進入較大之非線性變形，因此高模態挫屈於次一受壓迴圈再次發生時，波峰位置則大致依循前一迴圈所發展之位置，即波峰位置不會有太大變化。

當核心鋼板高模態挫屈初步發展後而持續受壓，波形則因軸壓應變持續增加而改變。如圖 18 核心鋼板弱軸方向變形分佈圖所示，以試體 w200t20-1 核心應變 3.0% 第 1 迴圈之有限元素分析為例，當核心拉應變達 3.0% 後反向施載至約 1.2% 時（圖 8c 及 12 之 HM 點），高模態挫屈已初步發展完成（圖 18a）；而核心鋼板持續被擠壓至最大核心壓應變 3.0% 時，如圖 18b 所示，波峰則貼平圍束單元內壁，核心鋼板貼平範圍由原波峰位置開始沿軸向往兩側擴張，若核心壓應變持續增加，則可能發展出波長較短之更高模態挫屈，而原波峰與圍束單元接觸點也因核心鋼板貼平現象移至貼平段的兩端（圖 18b），導致對圍束單元之側向作用力增加（式 6），於核心鋼板表面與圍束單元內側刮痕也更為明顯（圖 17）。圖 19 為試體 w200t20-1 有限元素模型在進行第 2 迴圈 3.0% 核心應變之分析時，依圖 8c 所示之 5 個應變階段 a 至 e 點，核心鋼板高模態挫屈波峰與圍束單元接觸受壓應力分佈情形。當核心拉應變達 3.0% 後反向施載至 1.5% 時（圖 8c 及 12 之 a 點），高模態挫屈已初步發展完成，但僅有靠近核心鋼板兩端之兩組波峰與圍束單

元接觸，且產生之側向作用力極小（圖 19a）；當施載至 1.0% 核心應變時（圖 8c 及 12 之 b 點），所有高模態挫屈波峰均與圍束單元接觸並發展側向作用力（圖 19b）；當核心鋼板持續受壓（圖 8c 及 12 之 c 及 d 點），則原波峰與圍束單元接觸位置開始沿軸向分離（圖 19c 及 19d）；接著側向作用力持續增加，直至核心達最大壓應變 3.0%（圖 8c 及 12 之 e 點）後均維持此現象（圖 19e）。由分析結果發現，靠近核心鋼板兩端之高模態挫屈波形最先形成，不同於中間段波峰分離成兩個接觸點，在核心鋼板持續受壓下此處波峰與圍束單元接觸點位置則較為固定，且挫屈波長較平均波長短，所造成之側向作用力也較大。實驗結果與有限元素模型分析顯示，當核心鋼板經歷大量

非線性變形後，往往於反向受壓加載初期即發展出高模態挫屈波形（圖 18a）；當核心壓應變超過 1.0% 以上，波形改變（圖 18b），所發展出之高模態挫屈波長約為 10 至 12 倍核心板厚度。

由有限元素模型分析結果發現，核心鋼板高模態挫屈波形由靠近核心鋼板兩端開始產生，此處之波長較短且造成之側向作用力較大，因此於圍束構件造成之刻痕也較中間部份明顯（圖 17）。而靠近核心鋼板兩端較短波長之高模態挫屈波形，由有限元素模型分析得知此區域累積之等效塑性應變量（plastic equivalent strain, PEEQ）也較高（圖 20），顯示較其它部位有更高之非線性變形需求。



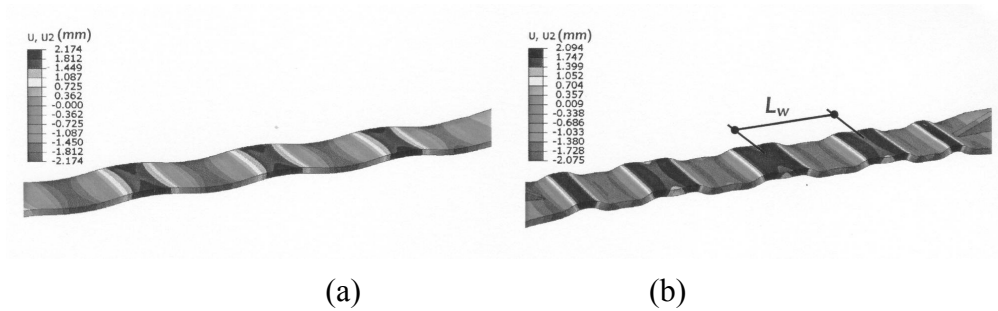


圖 18 試體 w200t20-1 有限元素模型分析 3.0%核心應變第 1 迴圈

(a)高模態挫屈發展完成時與 (b)達最大核心壓應變時核心板貼平圍束單元情形

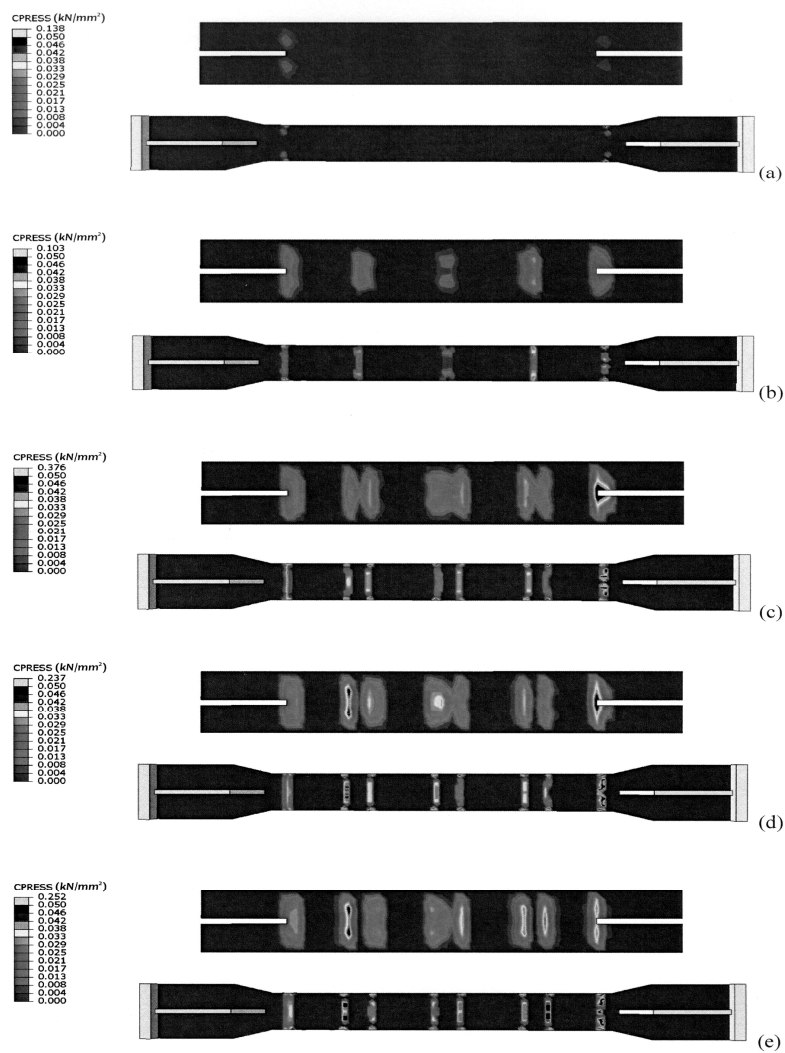


圖 19 試體 w200t20-1 有限元素分析於進行 3.0%核心應變第 2 迴圈時，核心拉應變達 3.0%後反向施載至圖 8c 之 (a) a 點、(b) b 點、(c) c 點、(d) d 點與 (e) e 點時，核心板波峰與圍束單元接觸造成之受壓應力分佈情況

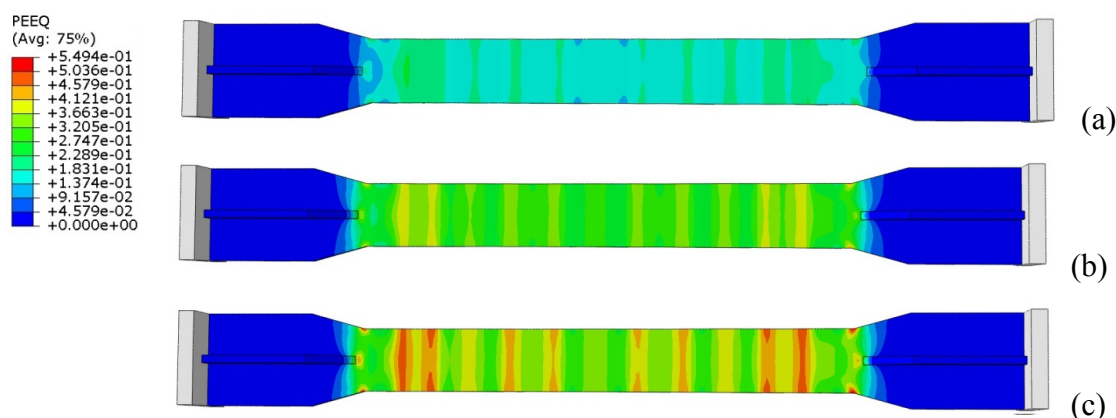


圖 20 試體 w200t20-1 有限元素模型分析於 3.0% 核心應變第 2 迴圈，核心壓應變達 (a) 1.0%、(b) 2.0% 與 (c) 3.0% 時，等效塑性應變量發展情形

五、影響核心鋼板弱軸高模態挫屈波形變化參數研究

綜合試驗與有限元素模型分析結果，核心鋼板受壓應變所產生之高模態挫屈波長與核心斷面尺寸及加載歷時有關。以下討論影響核心鋼板弱軸高模態挫屈波長之主要因素：

5.1 核心鋼板厚度

由式 5 所示，弱軸高模態挫屈波長主要與核心鋼板厚度成固定比例，約略為 11 倍之核心鋼板厚度。試體 w200t25-2 與 w200t20-1 核心鋼板寬度相同但厚度不同，由表 2 所示，試體 w200t25-2 於 2.0% 固定核心應變加載歷時中，平均波長皆維持 290mm（約為 12 倍核心板厚），而試體 w200t20-1 於 2.0% 核心壓應變時，平均波長為 225mm（約為 11 倍核心板厚）。顯示越厚之核心板厚，將發展出較長之高模態挫屈波長；反之亦然，有限元素模型分析也可以得到相似的結果。

5.2 核心鋼板寬度

試體 w160t20-2 與 w200t20-1 具相同核心板厚但板寬不同，由表 2 所示，兩組試體在超過 1.0% 核心應變各加載迴圈下，弱軸高模態挫屈波長無太大改變，且兩組試體所得波長相近，約為 11 至 12 倍核心板厚度，兩組試體波

長差異量小於 10% 以內；因此可以推斷，核心鋼板斷面寬度不會影響弱軸高模態挫屈波長。

5.3 應變加載歷時

試體 w160t20-1 與 w160t20-2 差異在於加載歷時之順序，試體 w160t20-1 由較小之核心應變逐漸增大，表 2 所示之波長變化可以發現，隨著核心壓應變增加，波長則逐漸變小；但核心壓應變超過 1.5% 時，核心鋼板已發展出最小高模態挫屈波長，約為 12 倍核心板厚。試體 w160t20-2 一開始即施以 3.5% 核心壓應變，核心鋼板於該應變下即發展出 12 倍核心板厚之挫屈波長，而後續加載歷時中即使核心應變較小，核心鋼板仍然依循先前所生成之最小高模態挫屈波長發展，因此波長沒有太大改變。試體 w200t25-2 之固定應變加載歷時可以發現，波長於最大核心壓應變 2.0% 發展完成後則無太大變化，且不會因加載迴圈數量多寡而改變。由此三組試體結果可以推斷，核心鋼板可能發展之最小高模態挫屈波長與最大核心壓應變有關，一旦某一高模態挫屈波長形成，於後續之加載歷時中，若無施加更大之核心壓應變，則波形依循已發生過之最小高模態挫屈波長重複出現。

5.4 最大核心壓應變

如前一節所述，越大之核心壓應變會導致

高模態挫屈波長越短。比較 w200t20-2、w200t25-1 與 w200t25-2 三組試體，前兩組試體最大核心壓應變達 4.5%，弱軸最小高模態挫屈平均波長只達 8 至 10 倍核心板厚，而試體 w200t25-2 固定之 2.0% 核心應變歷時，所發展之最小平均波長約為 12 倍核心板厚；顯示核心鋼板所能發展之最小高模態挫屈波長僅與最大核心壓應變有關。由試驗與分析結果可以推論，若最大核心壓應變介於 1.0% 至 3.0% 之間，則最短波長約為 12 倍核心板厚；若最大核心壓應變介於 3.0% 至 4.5% 之間，則最短波長約為 10 至 8 倍之核心板厚。

六、結論

1. 本研究提出之免解式挫屈束制支撐設計，經試驗證實具有穩定且高效率的消能行為。圍束構件之特殊設計，可在不拆解任何組件之下即時檢視核心元件的變形或破壞情況。此外，圍束構件可多次重複使用並適用於不同核心斷面尺寸，且皆能發展出穩定而飽滿之遲滯消能反應。為使試體核心消能段全長儘可能發展出完整的高模態挫屈行為，並避免過大的銲接入熱量造成應力集中效應，核心定位圓桿採極少量的銲接施做，才導致試體定位圓桿剪斷而發生圍束構件屢次滑落之現象；實際工程應用時之定位方式可採習見的卡桿形式設計，即可避免滑落情形發生。
2. 試驗結果顯示，試體最大核心壓應變分別達到 3.5% (w160t20-1 及 w160t20-2)、3.0% (w200t20-1)、4.5% (w200t20-2 及 w200t25-1) 及 2.0% (w200t25-2)，各組試體累積塑性變形量則分別達到 477 (w160t20-1)、750 (w160t20-2)、1429 (w200t20-1)、456 (w200t20-2)、1029 (w200t25-1) 與 865 (w200t25-2) 倍之降伏變形量，皆遠超過 AISC 規範之要求。
3. 本研究試體於各應變階段下，即使核心壓應變達 4.5%，各對稱加載應變迴圈最大壓力與最大拉力之比值皆小於 1.24，亦小於 AISC 規範限制之 1.3，顯示免解式挫屈束制支撐可有效避免圍束構件與核心鋼板間摩擦力

過度的增加。

4. 有限元素模型分析可以有效地預測核心鋼板受壓產生弱軸高模態挫屈之過程，及試體受力與變形反應，分析所得之波長與波形皆與試驗結果相近。透過有限元素模型分析更可以觀察核心鋼板高模態挫屈波形之消長，及持續被擠壓後波峰可能貼平圍束單元之過程。
5. 由本研究試驗與有限元素模型分析結果顯示，核心鋼板高模態挫屈波長與核心鋼板厚度約成固定比例，較大之核心壓應變會產生較短之高模態挫屈波長；若後續加載之壓應變量皆未超過試驗中曾施加之最大壓應變，核心鋼板高模態挫屈波長則不會有太明顯的改變。在固定應變加載下，波長不會因加載迴圈數量多寡而改變。
6. 本研究以雙模數理論，考慮核心鋼板歷經非線性變形後，於受壓應變加載初期即發生弱軸高模態挫屈，在高模態挫屈發展完成階段，可推估波長約為 11 倍之核心板厚。由試驗與有限元素模型分析結果可得，若最大核心壓應變介於 1.0% 至 3.0% 間，發展完成之高模態挫屈波長約為 12 倍核心板厚；若最大核心壓應變介於 3.0% 至 4.5% 間，則最短波長可發展出約 10 至 8 倍之核心板厚。設計時應考量可能發展之最短高模態挫屈波長，做為計算側向作用力之設計依據。
7. 本研究之試驗及有限元素模型分析，最大核心壓應變量分別高達 2.0%、3.0%、3.5% 及 4.5%，該應變量均足以反映出實際應用之挫屈束制支撐於強烈地震時的最大反應；因此本文所提出之高模態挫屈波長預估方式，已可非常保守地提供防止局部挫屈破壞之設計依據。

參考文獻

1. Watanabe A, Hitomi Y, Saeki E, Wada A, Fujimoto M, 2004, "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube," Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 719-724.

2. Uang CM, Nakashima M, Tsai KC, 2004, "Research and application of buckling-restrained braced frames," *Steel Structures*, Vol. 4, No. 4, pp. 301-313.
3. Tsai KC, Hsiao PC, Wang KJ, Weng YT, Lin ML, Lin KC, Chen CH, Lai JW, Lin SL, 2008, "Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame-Part I: Specimen design, experiment and analysis," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, No. 7, pp. 1081-1098.
4. Tsai KC, Hsiao PC, 2008, "Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame-Part II: Seismic performance of buckling-restrained braces and connections," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, No. 7, pp. 1099-1115.
5. Usami T, Lu ZH, Ge HB, 2005, "A seismic upgrading method for steel arch bridges using buckling-restrained braces," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, No. 4-5, pp. 471-496.
6. Xie Q, 2005, "State of the art of buckling-restrained braces in Asia," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, No. 6, pp. 727-748.
7. Lin SL, Wu AC, Lin PC, Tsai KC, MacRae GA, 2012, "Development and implementation of buckling restrained braces in Taiwan," *The New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference*, Christchurch, New Zealand.
8. 蔡克銓、吳安傑、林保均、魏志毓、莊明介, 2012, 「槽接式挫屈束制支撐與脫層材料性能研究」, *結構工程*, 第二十七卷, 第三期, 第 29-59 頁。
9. Koetaka Y, Byakuno Y, Inoue K, 2006, "Experimental verification of design criteria of knee brace damper," *The 4th International Symposium on Steel Structures*, Seoul, Korea.
10. Takeuchi T, Hajjar JF, Matsui R, Nishimoto K, Aiken ID, 2010, "Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, No. 2, pp. 139-149.
11. Chou CC, Chen SY, 2010, "Subassemblage tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces," *Engineering Structures*, Vol. 32, No. 8, pp. 2108-2121.
12. 周中哲、陳昇陽, 2010, 「可更換核心板之挫屈束制消能支撐耐震試驗及有限元素分析」, *結構工程*, 第二十五卷, 第一期, 第 43-70 頁。
13. Lin PC, Tsai KC, Wang KJ, Yu YJ, Wei CY, Wu AC, Tsai CY, Lin CH, Chen JC, Schellenberg AH, Mahin SA, Roeder CW, 2012, "Seismic design and hybrid tests of a full-scale three-story buckling-restrained braced frame using welded end connections and thin profile," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 41, No. 5, pp. 1001-1020.
14. Midorikawa M, Asari T, Iwata M, Murai M, Tanaka Y, 2012, "Cyclic behaviour of buckling-restrained braces using steel mortar planks; buckling mode number and strength ratio," *The 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
15. 林聖霖, 2003, 「全鋼型與可拆型挫屈束制消能支撐之試驗與研究」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程研究所, 台北。
16. Eryaşar ME, Topkaya C, 2010, "An experimental study on steel-encased buckling-restrained brace hysteretic dampers," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, No. 5, pp. 561-581.
17. Usami T, Wang CL, Funayama J, 2012, "Developing high-performance aluminum alloy buckling-restrained braces based on series of low-cycle fatigue tests," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 41, No. 4, pp. 643-661.
18. ABAQUS, 2010, "Analysis user's manual," version 6.10.
19. American Institute of Steel Construction (AISC), 2010, "Seismic provisions for structural steel buildings," Chicago, Illinois.