

鋼筋混凝土柱耐震圍束作用之測試

李翼安／國家地震工程研究中心專案助理研究員

沈文成／國家地震工程研究中心助理研究員

黃世建／國立臺灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心副主任

鋼筋混凝土 (Reinforced Concrete, RC) 建築因都會區人口集中，可利用之建築面積逐漸減少，建築物往高樓層發展是必然趨勢。當建築樓層越高時，底層柱所承受之軸力越大，但依美國現行規範 ACI 318-11 之規定，對於柱變形能力要求之柱箍筋量設計，並不會因軸力之影響而有所變化。然而，根據國家地震工程研究中心之實驗結果顯示，柱圍束箍筋量會受軸力之影響。當柱承受高軸力時，若不增加圍束箍筋量，會使柱之變形能力降低。除此之外，高層建築使用高強度鋼筋混凝土材料，來降低柱尺寸以增加使用空間，但目前現行規範並未針對高強度鋼筋混凝土材料作出相關規定。因此，美國混凝土學會在 ACI 318 規範委員會中，針對柱耐震圍束鋼筋量之設計提出修訂建議，於設計公式中將軸力參數與高強度鋼筋混凝土材料之影響納入考量，以解決現行規定不足之處。本文將透過國家地震工程研究中心之實驗結果，探討 ACI 318-14 修訂建議之物理意義。

ACI 規範之柱圍束箍筋量

台灣地區地狹人稠，再加上近年來因都市快速變遷，大都會區人口密集度高，都市更新議題持續發酵。所以，將既有建築做都市更新計畫，勢必以高層建築為主要發展標的。對鋼筋混凝土結構而言，目前在台灣之建築結構系統多以韌性抗彎構架 (special moment resisting frame) 為主。在韌性抗彎系統中，底層柱根據目前美國土木工程師學會 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [1] 之建議，柱之變形能力要求為層間位移角 (Drift ratio) 需達 3%。然而，在高層建築結構系統中，因底層柱承受較大的軸力，導致柱之破壞模式

不全然為拉力主控。當柱為壓力破壞時，其行為屬於脆性破壞，故其變形能力不佳。因此，若欲發展高層建築，就必須改善柱在承受高軸力下之變形能力。

目前現行規範 ACI 318-11 [2] 對於柱變形能力之要求，主要藉由柱圍束箍筋量之規定來確保柱之變形能力。根據前述現象可發現，當柱軸力增加時，其變形能力較差。相當明顯地，柱之變形能力與其所承受之柱軸力有著極為密切之關連。然而，目前 ACI 318-11 [2] 之柱圍束箍筋量並不因柱軸力變化而有所增減。所以，當柱承受高軸力時，根據現行規範設計之柱圍束箍筋量，並無法確保其變形能力 (超過層間變位角 3%)。有鑑於此，美國混凝土學會 (America Concrete Institute, ACI) 在 ACI 318-14 [3] 規範中，特別依據上述問題對柱圍束箍筋量作出修訂。

再者，國內工程師在設計高層鋼筋混凝土結構之柱時，常因柱所承受之軸力較大，往往柱斷面尺寸可達 1.2 公尺。如此過大之柱尺寸，會使低樓層之使用空間被壓縮。因此，若要解決低樓層柱尺寸過大之問題，使用高強度鋼筋混凝土材料是最直接且最快的方法。然而，由於高強度混凝土之行為較普通強度混凝土更為脆性，因此，若使用高強度混凝土來縮減柱之斷面尺寸，且仍保有柱應有之變形能力下，勢必得提高圍束箍筋量。所以，美國混凝土學會在 ACI 318-14 [3] 規範中，同時也針對使用高強度鋼筋混凝土材料，作出相關之規定，本文將在後續的文章中作探討。

關於柱圍束箍筋量在柱承受較大軸力時，箍筋量應隨柱軸力增加進而隨之增加之概念，已早在 2009 年 Elwood 等人 [4] 之論文中被提及。同時，國家地震工程研究中心 (以下簡稱：國震中心) 亦引用 Elwood 等人 [4] 之

概念，在 2009 年開始著手關於高強度與普通強度鋼筋混凝土柱圍束耐震箍筋量之研究，藉以探討使用不同強度鋼筋混凝土材料與高軸力作用下柱之耐震行為。因此，本文將介紹國震中心柱圍束作用之實驗結果，並藉由測試成果來探討 ACI 318-14 [3] 關於柱圍束箍筋量修訂之物理意義。

測試計畫

國震中心於 2009 年開始進行一系列柱在高軸力作用下之圍束作用研究，其相關實驗成果已在 2010 年張豐展 [5]、2011 年陳盈璋 [6] 及 2013 年黃冠傑 [7] 之碩士論文中發表。本文將不再一一贅述其詳細實驗成果，僅對其中 4 座柱圍束作用之試體實驗成果作探討。此 4 座柱試體分別為黃冠傑 [7] 論文中，普通強度鋼筋混凝土柱 T30-1 與 T30-2。以及張豐展 [5] 之 B5 與陳盈璋 [6] 之 T70-N46-D3 高強度鋼筋混凝土柱試體，其相關之實驗參數，如表 1 所示。

本文引用之柱圍束作用測試試體，柱斷面為皆為 600 × 600 mm，柱淨高為 1800 mm，如圖 1 所示。普通強度鋼筋混凝土柱試體 T30-1 與 T30-2 [7]，其混凝土設計強度為 30MPa，實際混凝土抗壓強度分別為 31.4 MPa 與 31.2 MPa。高強度鋼筋混凝土柱試體 B5 及 T70-N46-D3 [5, 6]，其混凝土設計強度為 70 MPa，實際混凝土抗壓強度分別為 83.4 MPa 與 88.5 MPa。

此 4 座試體皆以 16 根 #8 鋼筋作為柱主筋，主筋比為 2.25%。根據不同強度使用 SD420 與 SD685 之鋼筋，其標稱降伏強度分別為 420 MPa 與 685 MPa，實際鋼筋降伏強度則如表 1 所示。鋼筋配置示意圖，則如圖 1 所示。

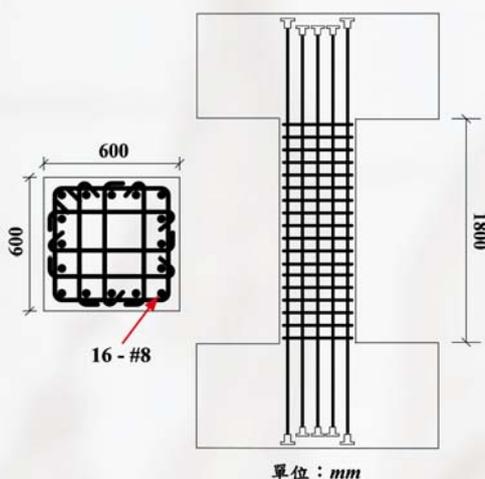


圖 1 柱尺寸與鋼筋配置示意圖 (B5 試體)

關於柱圍束箍筋配置部分，普通強度柱試體 T30-1 係根據 ACI 318-11 [2] 規範設計，採用 SD420 #4 鋼筋 100 mm 間距，其箍筋比 ρ_s 為 0.75%。T30-2 試體則將箍筋量提高至 1.04%，同樣採用 SD420 #4 鋼筋，其間距為 120 mm。經由上述兩作試體之比較，藉以探討增加箍筋量對柱變形能力之影響。高強度柱試體 B5，亦根據 ACI 318-11 [2] 規範設計，採用 SD785 (標稱降伏強度為 785 MPa) #4 鋼筋 140 mm 間距，其箍筋比 ρ_s 為 0.89%。而 T70-N46-D3 試體則將箍筋量提高至 1.97%，採用 SD785 #5 鋼筋 100 mm 間距。同樣地，透過上述兩座高強度鋼筋混凝土柱之比較，來探討增加箍筋量在使用高強度材料下柱之變形能力。實際箍筋之降伏強度，請詳見表 1 所示。

由於此系列柱圍束作用試驗，皆為柱在承受高軸力作用下之耐震圍束行為研究 (其詳細施加軸力值，如表 1 所示)。因此，此系列實驗皆在國震中心之多軸向試驗系統 (Multi-Axial Testing System, MATS) 中進行，如圖 2 所示。在多軸向試驗系統中，可提供 40,000 kN 垂直載重與 3,500 kN 水平載重。藉由多軸向試驗系統可提供如此高之測試容量，可使鋼筋混凝土柱在高軸力作用下之耐震圍束行為得到清楚的驗證。

此系列試驗為模擬鋼筋混凝土柱，在固定軸力與側向反覆載重下之耐震行為。在側向反覆載重部分，採用符合 ACI 374.1-05 [8] 規定之載重歷時，以層間變位角為控制參數，依序加載，且每一個層間變位角皆做三個迴圈，詳細之載重歷時圖，如圖 3 所示。

表 1 試體參數表

試體	斷面	f'_c (MPa)	主筋		箍筋			軸力 (kN)	
			號數	f_y (MPa)	號數	f_y (MPa)	間距 (mm)		ρ_s (%)
T30-1		31.4	#8	456	#4	100	0.75	6555	
T30-2		31.2				120	1.04		
B5		83.4			744	817	140	0.89	17119
T70-N46-D3		88.5			735	#5	820	100	1.97

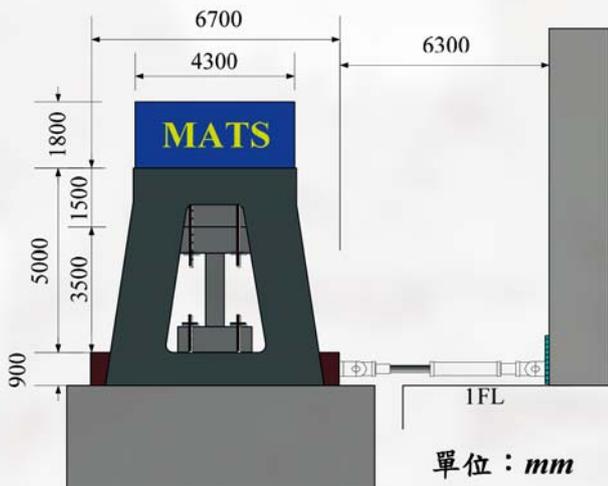


圖 2 多軸向測試系統

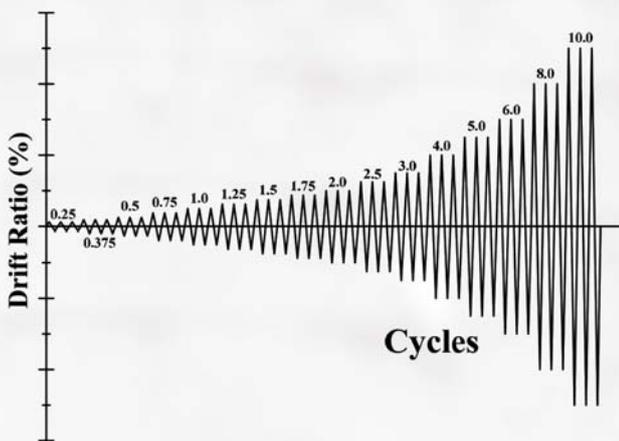


圖 3 載重歷時圖

實驗結果

本文介紹之實驗數據，主要在於觀察當柱在承受高軸力作用下之耐震行為，與使用高強度材料之鋼筋混凝土柱，同樣在高軸力作用下之耐震行為。因此，本文於此介紹實驗結果之重點，將著眼於柱之變形能力。以下將個別描述其行為：

普通強度試體 T30-1

圖 4 為 T30-1 之側力 — 位移遲滯迴圈，圖中顯示試體於層間變位角 0.75% 時，出現其最大之側向強度 1507 kN。當層間變位角為 2.9% 時，第二迴圈往負向處試體喪失軸向承載能力而破壞，結束試體 T30-1 之試驗。關於最大變形能力 (ultimate drift) 之認定上，依據 ASCE 41-06 [1] 之定義，以試體之側向強度衰減至最大側向強度 80% 時，其層間變位角定義為試體的最

大變形能力。試體 T30-1 之側向強度衰減至最大側向強度 80% 時，其層間變位角為 1.5%。因此，認定試體 T30-1 之最大變形能力為 1.5%，其相關實驗數值表列於表 2 中。

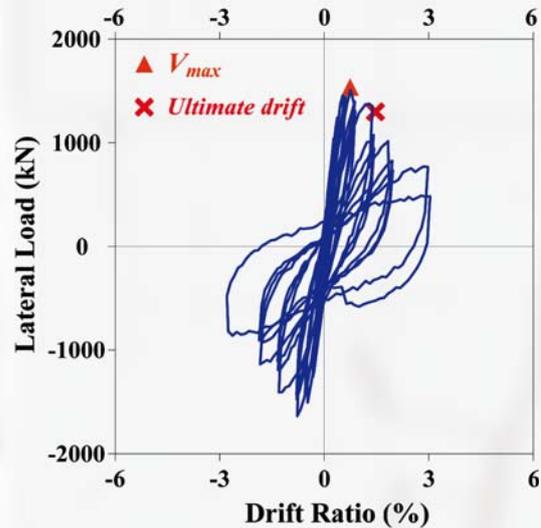


圖 4 T30-1 試體遲滯迴圈

普通強度試體 T30-2

圖 5 為 T30-2 之側力 — 位移遲滯迴圈，當試體於層間變位角 1.5% 時，出現其最大之側向強度 1827 kN。最後在層間變位角 5% 時，於第二迴圈結束後試體喪失軸向承載能力而破壞，結束試體 T30-2 之試驗。試體 T30-2 之側向強度衰減至最大側向強度 80% 時，其層間變位角為 3.1%。故試體 T30-2 之最大變形能力為 3.1%，其相關實驗數值表列於表 2 中。

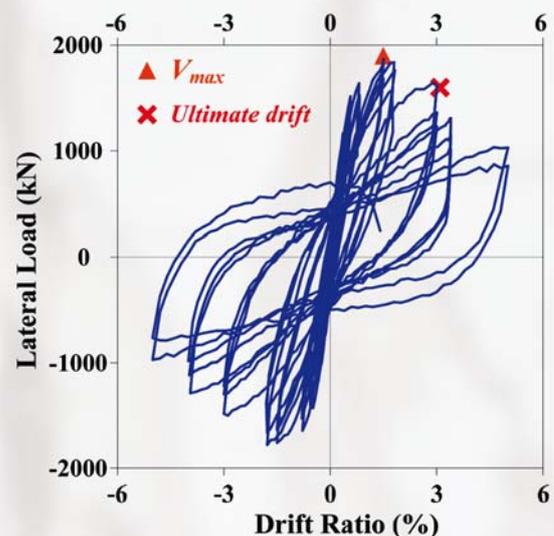


圖 5 T30-2 試體遲滯迴圈

高強度試體 B5

圖 6 為 B5 之側力 — 位移遲滯迴圈，當試體於層間變位角 0.72% 時，出現其最大之側向強度 2835 kN。當層間變位角為 1.25% 時，可觀察出強度有些許的衰減，隨後於層間變位角 1.25% 之負向準備向 1.25% 進行第二迴圈實驗時，試體失去軸向承載能力而破壞，結束試體 B5 之試驗。試體 B5 不同於前述試體，並未在試體之側向強度衰減至最大側向強度 80% 時，即已發生破壞，故試體 B5 之最大變形能力定義於 1.25%，其相關實驗數值表列於表 2 中。

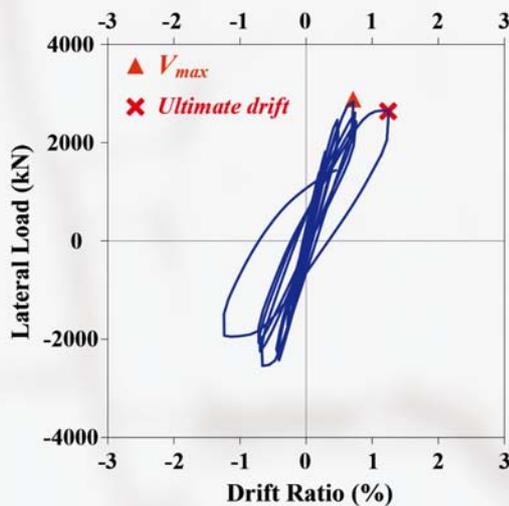


圖 6 B5 試體遲滯迴圈

高強度試體 T70-N46-D3

圖 7 為 T70-N46-D3 之側力 — 位移遲滯迴圈，當試體於層間變位角 2.46% 時，出現其最大之側向強度 3151 kN。在同一層間變位角下，在完成第二迴圈後進行第三迴圈實驗時，試體失去軸向承載能力而破壞，結束試體 T70-N46-D3 之試驗。同樣地，試體 T70-N46-D3 並未在試體側向強度衰減至最大側向強度 80% 時，即已發生破壞，故試體 T70-N46-D3 之最大變形能力定義於 2.78%，其相關實驗數值表列於表 2 中。

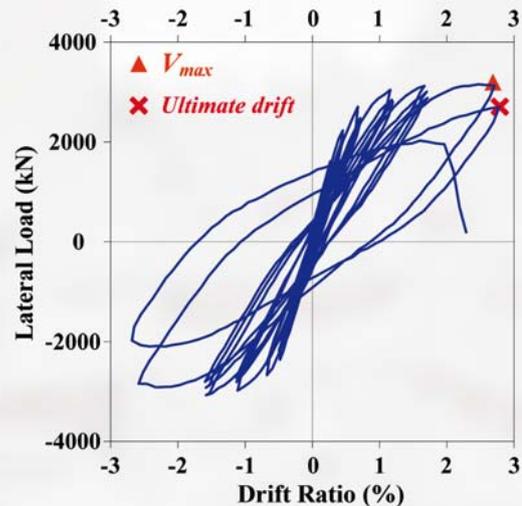


圖 7 T70-N46-D3 試體遲滯迴圈

綜合上述實驗結果顯示，無論普通強度或高強度試體，若依現行 ACI 318-11 [2] 規範設計之試體 (T30-1 及 B5)，其最大變形能力皆未到達 ASCE 41-06 [1] 建議層間變位角 3% 之變形量。反觀提高耐震箍筋量之試體，其最大變形能力都已相當接近層間變位角 3% 之規定。由此可知，當鋼筋混凝土柱在承載高軸力作用時，提高箍筋量可增加其變形能力。同時也突顯出現行 ACI 318-11 [2] 規範，對於柱耐震圍束箍筋未將軸力參數列入考量，將會導致鋼筋混凝土柱變形能力不足之疑慮。

ACI 318-14 [3] 之修訂建議

經由上述實驗數據證實，在進行柱耐震圍束箍筋設計時，依照目前現行規範 ACI 318-11 [2] 之規定，柱之變形能力有不足之疑慮。所以，美國 ACI 318 規範委員會已正視到現行規範有所不足之處，故於 ACI 318-14 [3] 將柱耐震箍筋量之設計做出修訂，其相關建議如下：

當柱軸力在 $0.3A_g f'_c$ 以下及混凝土強度在 70 MPa 以下時，矩形柱之箍筋量不得小於下列兩式。

表 2 測試結果與規範設計值之比較

試體	實驗值				規範設計值	
	V_{max} (kN)	$\Delta_{ultimate}$ (%)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho_{s, test}$ (%)	$\rho_{s, ACI 318-11}$ (%)	$\rho_{s, ACI 318-14}$ (%)
T30-1	1507	1.50	0.58	0.75	0.71%	1.73%
T30-2	1827	3.10	0.58	1.04	0.71%	1.32%
B5	2835	1.25	0.57	0.89	0.89%	2.31%
T70-N46-D3	3151	2.78	0.45	1.97	1.27%	2.08%

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (1)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2)$$

當柱軸力在 $0.3A_g f'_c$ 以上或混凝土強度在 70 MPa 以上時，矩形柱之箍筋量不得小於式 (1) 及式 (2) 外，同時亦不得小於下列式 (3) 之規定。

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (3)$$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (4)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (5)$$

其中， A_{sh} 為包括繫筋及橫向鋼筋之總斷面 (mm^2)， s 為橫向箍筋之間距 (mm)， b_c 為外圍閉合鋼筋外緣至外緣之距離 (mm)， f'_c 為混凝土抗壓強度 (MPa)， f_{yt} 為橫向鋼筋降伏強度 (MPa) 且不得大於 700 MPa ， A_g 為柱之全斷面積 (mm^2)， A_{ch} 為外圍箍筋外緣至外緣以內所圍成之斷面積 (mm^2)， k_f 為混凝土強度參數， k_n 為箍筋端彎鉤有效性參數， n_l 為柱斷面受閉合箍筋或耐震彎鉤 (箍筋或繫筋採 $\geq 135^\circ$ 彎鉤) 圍束之主筋數量。以圖 8 之柱斷面為例，被繫筋以耐震彎鉤 (135°) 及外圍箍筋鉤住之主筋者，其數目 n_l 為 7。

由上述之修訂建議公式可發現，式 (1) 及式 (2) 沿用 ACI 318-11 [2] 之規定，但將其範圍限制在柱軸力 $0.3A_g f'_c$ 以下及混凝土強度在 70 MPa 以下。當在柱軸力 $0.3A_g f'_c$ 以上或混凝土強度在 70 MPa 以上時，則必須以式 (3) 加入考量。在式 (3) 中可明顯地發現，ACI 加入混凝土強度參數 (k_f) 與箍筋端彎鉤有效性參數 (k_n)。透過上述國震中心之實驗結果發現 (如圖 9 所示)，混凝土強度提高

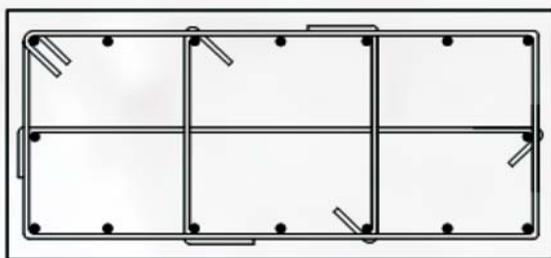


圖 8 箍筋端彎鉤有效性示意圖

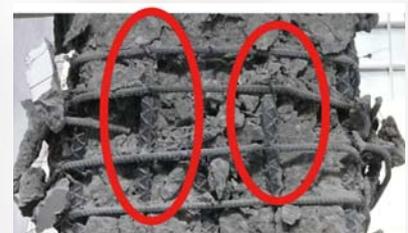
後，其行為較普通強度混凝土更為脆性，導致柱之變形能力降低，故須提高柱圍束箍筋量。式 (4) 之混凝土強度參數 (k_f) 即為 ACI 318-14 [3] 針對高強度混凝土材料之相關修訂。但若混凝土強度未超過 70 MPa 時，式 (3) 並不會增加柱箍筋量，只需考量高軸力下之影響。

式 (3) 中之箍筋端彎鉤有效性參數 (k_n)，則與柱主筋因承受高軸力易發生挫屈行為有關。圖 10 顯示試體 T30-1 之破壞相片，當柱承受高軸力時，其主要破壞模式為柱主筋挫屈。若能增加柱之圍束箍筋量，提高柱主筋之側向支撐，則可延緩主筋挫屈的產生，增加柱之變形能力。因此，ACI 318-14 [3] 對於承受高軸力之柱圍束箍筋設計，加入箍筋端彎鉤有效性參數 (k_n) 作考量，藉以解決高軸力所導致柱主筋易發生挫屈之影響，同時增加柱之變形能力。同時，在式 (5) 中之彎鉤有效性認定上，ACI 318-14 [3] 繫筋之 90° 彎鉤不足以防止主筋挫屈，故只對大於 135° 之彎鉤認定其防止主筋挫屈有效。所以，ACI 318-14 [3] 之修訂建議，在繫筋之兩端皆須以 135° 彎鉤，才足以提供主筋之圍束作用。



圖 9 試體 B5 之破壞圖

(a) 垂直剪力方向之破壞相片



(b) 主筋挫屈

圖 10 試體 T30-1 之破壞圖

關於 ACI 318-14 [3] 對於柱耐震圍束箍筋設計之修訂建議，與實際耐震行為上之差異。本文將以上述國震中心之實驗結果，與設計值作比較，其結果如表 2 所示。由表 2 顯示，試體 T30-1 與試體 B5 皆符合 ACI 318-11 [2] 之要求，但其變形能力皆表現不佳。然而，試體 T30-2 與試體 T70-N46-D3 之箍筋量增加，雖未達到 ACI 318-14 [3] 之規定（如圖 11 所示），但經由實驗成果呈現，其變形能力已較前述兩試體增加許多。由此可知，ACI 318-14 [3] 之修訂建議，的確可針對高軸力與高強度材料之柱圍束行為，提供更安全之設計。

ACI 規範建議修訂柱圍束箍筋

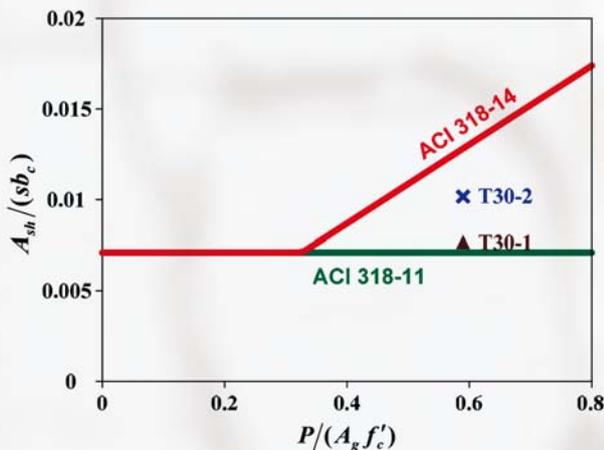
鋼筋混凝土柱在承受高軸力作用下，或使用高強度鋼筋混凝土材料來降低柱斷面之尺寸，以目前現行規範 ACI 318-11 [2] 作柱之耐震箍筋設計，根據國震中心實驗結果顯示，其變形能力之表現明顯不佳。因

此，軸力參數與高強度材料之影響，對於柱耐震行為而言，必須被考量在內。ACI 318-14 [3] 即針對上述問題做出修訂建議，將軸力與高強度材料之影響列入設計公式中，經由國震中心之實驗結果顯示，增加柱圍束箍筋量，鋼筋混凝土柱之變形能力確實較佳。

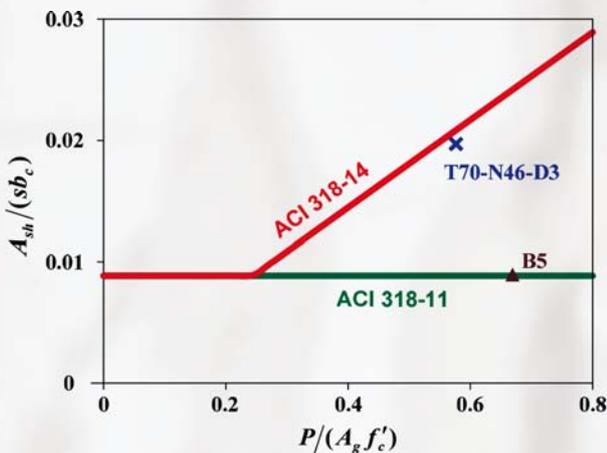
由此可知，ACI 318-14 [3] 規範之柱圍束箍筋修訂建議，增加對於柱軸力與高強度材料之考量，對於改善柱之耐震行為為相當顯著，也有利於鋼筋混凝土結構往超高層建築發展，並提供一套更完善之設計公式。

參考文獻

1. ASCE/SEI 41-06, "ASCE/SEI 41-06 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings Supplement 1," American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, 2008, 410 pp.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11)," American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Mich., 2011, 503 pp.
3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Mich., 2014.
4. Elwood, K. J., Maffei, J. M., Riederer, K. A., and Telleen, K., "Improving Column Confinement - Part 1: Assessment of Design Provisions," Concrete International, Vol. 31, No. 11, Nov. 2009, pp. 32-39.
5. 張豐展, 「高強度鋼筋混凝土柱圍束效應研究」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 台北, 2010, 256 頁。
6. 陳盈璋, 「高強度鋼筋混凝土柱耐震圍束效應之研究」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 台北, 2011, 302 頁。
7. 黃冠傑, 「鋼筋混凝土柱耐震圍束之研究」, 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系, 台北, 2013, 269 頁。
8. ACI Committee 374, "374.1-05: Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2006, 9 pp.



(a) 普通強度鋼筋混凝土柱



(b) 高強度鋼筋混凝土柱

圖 11 箍筋量隨柱軸力變化之設計曲線